



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
**ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ**

---

**ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ**

**ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΓΕΦΥΡΑΣ ΘΕΜΕΛΙΩΜΕΝΗΣ ΣΕ**  
**ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΙΜΟ ΕΛΑΦΟΣ**

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**Παπαφωτίου Ηλίας**

**Επιβλέπων : Ψυχάρης Ιωάννης**  
Αναπληρωτής Καθηγητής Ε.Μ.Π.

**Συνεργασία : Σιγάλας Ιωάννης**  
Επιστημονικός Συνεργάτης Ε.Μ.Π.

**Αθήνα, Δεκέμβριος 2013**



## *Ευχαριστίες...*

*Ολοκληρώνοντας την διπλωματική μου εργασία θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους στάθηκαν δίπλα μου ως πολύτιμοι αρωγοί αποπεράτωσης της προσπάθειάς μου.*

*Πρωτίστως ευχαριστώ τους καθηγητές μου Γιάννη Ψυχάρη και Γιάννη Σιγάλα για την ευκαιρία που μου προσέφεραν να εκπονήσω την εργασία αυτή, καθώς και για τις σημαντικές γνώσεις που μου παρείχαν ώστε να την ολοκληρώσω.*

*Θερμά ευχαριστώ τον υποψήφιο διδάκτορα Χάρη Μανιατάκη για τις συμβουλές του και την υποστήριξη του καθ'όλη την διάρκεια της εργασίας μου.*

*Και βεβαίως ευχαριστώ την οικογένειά μου, την Άννα, τον Νίκο Γούσια, τον Ιωάννα Σκλαβούνο, τον Στέλιο Κουτέλη καθώς και τους συμφοιτητές μου Νίκο Ντρίτσο, Σπύρο Γιαννάτο, Χάρη Παρασκευουλάκο, Στάθη Μπασέτα, Γιώργο Μπιρμπίλη, Δημήτρη Τσελέντη, Πάνο Οικονομόπουλο, Χρήστο Σουλιώτη για όλα αυτά τα συναρπαστικά χρόνια μας στο Πολυτεχνείο...*

Στην Άννα...



## **Περίληψη**

Στην παρούσα εργασία εξετάζεται η σεισμική απόκριση γεφυρών με ελαστομεταλλικά εφένδρανα και θεμελίωση με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος. Για τις ανάγκες της εργασίας χρησιμοποιείται το τεχνικό έργο , «Γέφυρα του ποταμού Σκουπέικο», η οποία εξυπηρετεί την διάβαση της κυκλοφορίας του αυτοκινητόδρομου Κορίνθου- Πατρών πάνω από τον ποταμό Σκουπέικο. Το ενδεχόμενο ρευστοποίησης εμφανίζεται στους πασσάλους του Μεσόβαθρου και έτσι χρησιμοποιούνται απομειωμένα ελατήρια πλευρικής έδρασης στην συγκεκριμένη περιοχή. Με την μέθοδο της δυναμικής φασματικής ανάλυσης διαστασιολογούνται οι πάσσαλοι του Μεσόβαθρου και με ψευδοστατική ανάλυση οι πάσσαλοι των δύο Ακρόβαθρων της γέφυρας. Με εφαρμογή της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (non linear static analysis, Pushover analysis) εντοπίζονται οι πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων στην γέφυρα. Χρησιμοποιείται μια απλοποιημένη μέθοδος προσομοίωσης του φαινομένου της ρευστοποίησης (συγκεκριμένο προφίλ μετακινήσεων εφαρμόζεται στους πασσάλους του Μεσόβαθρου αντικαθιστώντας την πλευρική διάχυση του ρευστοποιημένου εδάφους). Τονίζεται ότι ο σεισμός και η ρευστοποίηση δεν είναι ταυτόχρονα φαινόμενα. Υπολογίζεται η οριακή μετατόπιση υπό ρευστοποίηση των πασσάλων του Μεσόβαθρου, εξάγεται ένα ποιοτικό διάγραμμα συγκριτικό μεταξύ των ελαστικών καμπτικών ροπών που εμφανίζονται κατά την διαστασιολόγηση των πασσάλων του Μεσόβαθρου και των ελαστικών καμπτικών ροπών που αναπτύσσονται στους πασσάλους του Μεσόβαθρου κατά την προσομοίωση της ρευστοποίησης και η επίπτωση της απομείωσης των δυσκαμψιών των ελατηρίων πλευρικής έδρασης στην προσομοίωση της ρευστοποίησης κρίνεται ως αμελητέα.

## **Abstract**

This dissertation explores the seismic response of bridges with elastomeric bearings and pile foundations on liquefiable soil. The bridge chosen to fit the purposes of this dissertation is called 'Skoupeiko river bridge' and serves the traffic needs of the Korinth-Patras highway. The possibility of liquefaction occurs on the centre pier piles and for this reason lateral springs of reduced stiffness are used. The reinforcement of the centre pier's piles is calculated using the method of dynamic spectral analysis and the reinforcement of the two abutments of the bridge is calculated using the pseudostatic analysis method. After the application of pushover analysis we can trace the plausible positions of the plastic hinges on the bridge. A simplified method for simulating the phenomenon of liquefaction is used (a specific profile of displacements is applied on the piles of the centre pier which replaces the lateral spreading of the liquefied soil). It is stressed that the earthquake and the liquefaction do not take place simultaneously. To conclude, the ultimate displacement of the piles of the centre pier under liquefaction is calculated. Furthermore, a qualitative diagram, comparing the elastic bending moments which appear on the piles of the centre pier during the calculation of their reinforcement and the elastic bending moments which appear on the piles of the centre pier during the simulation of the liquefaction, is presented. Lastly, the impact of reducing the stiffness of the lateral springs is considered to be negligible for the simulation of liquefaction.



## Πίνακας Περιεχομένων

Κεφάλαιο 1	Εισαγωγή.....	1
Κεφάλαιο 2	Θεωρητικό υπόβαθρο.....	4
2.1	Συνοπτικά στοιχεία για τις γέφυρες.....	4
2.1.1	Κατασκευαστικοί παράγοντες.....	4
2.1.2	Βλάβες από σεισμούς.....	8
2.1.3	Γενικές αρχές αντισεισμικού σχεδιασμού γεφυρών.....	10
2.1.4	Κανονιστικά πλαίσια που χρησιμοποιούνται για την αντισεισμική μελέτη γεφυρών. .	12
2.2	Το φαινόμενο της ρευστοποίησης.....	12
2.2.1	Ρευστοποίηση χαλαρών αμμωδών εδαφικών στρώσεων.....	12
2.2.2	Συνοπτική επεξήγηση του φαινομένου της ρευστοποίησης.....	13
2.2.3	Ρευστοποίηση στο ελεύθερο πεδίο.....	13
Κεφάλαιο 3	Περιγραφή της γέφυρας και προσομοίωση της στο λογισμικό SAP2000.....	19
3.1	Περιγραφή της γέφυρας.....	19
3.2	Προσομοίωση της γέφυρας στο λογισμικό SAP2000 V.15.....	20
3.2.1	Ορισμός υλικών στο SAP2000.....	20
3.2.2	Δομητικό σύστημα.....	22
Κεφάλαιο 4	Δράσεις.....	50
4.1	Ορισμός πρότυπων φορτίων (Load Patterns) στο πρόγραμμα SAP2000.....	50
4.2	Φορτία κυκλοφορίας (σύμφωνα με το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 1).....	51
4.2.1	Συμβατικές λωρίδες κυκλοφορίας.....	51
4.2.2	Μοντέλο φόρτισης.....	52
4.3	Επιπρόσθετα μόνιμα φορτία.....	54
4.4	Σεισμικές δράσεις.....	55
4.4.1	Προσδιορισμός φασμάτων σχεδιασμού.....	55
4.4.2	Ορισμός σεισμικών συνιστωσών στις διευθύνσεις X, Y, Z.....	61
4.4.3	Υπολογιστική σεισμική ένταση.....	65
4.4.4	Σεισμικός συνδυασμός δράσεων.....	67
4.5	Ωθήσεις Γαιών στα Ακρόβαθρα.....	69
4.5.1	Θεωρητικά εργαλεία για τους υπολογισμούς.....	69
4.5.2	Αναλυτικοί υπολογισμοί ωθήσεων γαιών στην παρούσα μελέτη.....	73
Κεφάλαιο 5	Αποτελέσματα αναλύσεων και διαστασιολόγηση.....	85
5.1	Ιδιομορφική Ανάλυση.....	85
5.2	Διαστασιολόγηση.....	92

5.2.1	Διαδικασία διαστασιολόγησης για σεισμικό συνδυασμό δράσεων .....	92
5.2.1.1	Έντατικά μεγέθη στους πασσάλους .....	93
5.2.1.2	Έλεγχος έναντι μεγεθών ορθής έντασης .....	100
5.2.1.3	Έλεγχος έναντι διάτμησης .....	104
5.3	Υπολογισμός ενεργού δυσκαμψίας πασσάλων .....	112
Κεφάλαιο 6	Ανάλυση Pushover ή μη γραμμική στατική ανάλυση .....	115
6.1	Περιγραφή της μεθόδου .....	115
6.1.1	Στοχευμένη μετακίνηση .....	116
6.2	Εφαρμογή pushover στην υπό μελέτη γέφυρα .....	116
6.2.1	Εφαρμογή της ανάλυσης pushover κατά την διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας, διεύθυνση X. ....	117
6.2.1.1	Ορισμός πλαστικών αρθρώσεων των κρίσιμων διατομών .....	120
6.2.2	Εφαρμογή της ανάλυσης pushover κατά την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας, διεύθυνση Y. ....	140
6.3	Σεισμική απαίτηση για τον φορέα .....	149
6.3.1	Μέθοδος ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (equivalent SDOF-single-degree-of-freedom) .....	149
6.3.2	Εφαρμογή της μεθόδου N2 .....	154
Κεφάλαιο 7	Παραμετροποίηση ρευστοποίησης .....	160
7.1	Θεωρητικά στοιχεία για την προσομοίωση του φαινομένου της ρευστοποίησης .....	160
7.2	Ανάπτυξη του φαινομένου της ρευστοποίησης στην θεμελίωση της υπό εξέταση γέφυρας .....	162
7.2.1	Υπολογισμός της παθητικής αντίστασης των πασσάλων .....	162
7.2.2	Προσομοίωση της ρευστοποίησης στο υπολογιστικό μοντέλο της γέφυρας .....	167
Κεφάλαιο 8	Συμπεράσματα .....	189
8.1	Διαστασιολόγηση .....	189
8.2	Αδρανειακή αλληλεπίδραση κατασκευής - εδάφους .....	190
8.4	Κινηματική αλληλεπίδραση κατασκευής - εδάφους .....	193
8.5	Σύγκριση ελαστικών καμπτικών ροπών .....	195
Παράρτημα Α	.....	197
	Πίνακες διαστασιολόγησης πασσάλων έναντι μεγεθών ορθής έντασης .....	197
	Πασσαλοομάδα Ακρόβαθρου Α1 .....	197
	Πασσαλοομάδα Μεσόβαθρου Μ1 .....	197
	Φόρτιση : Διαμήκης σεισμικός συνδυασμός (X_EC8) .....	197
	Φόρτιση : Εγκάρσιος σεισμικός συνδυασμός (Y_EC8) .....	207
	Πασσαλοομάδα Ακρόβαθρου Α2 .....	217
Παράρτημα Β	.....	220

Πίνακες διαστασιολόγησης πασσάλων έναντι διάτμησης .....	220
Πασσαλοομάδα Ακρόβαθρου Α1 .....	220
Πασσαλοομάδα μεσόβαθρου Μ1.....	220
Φόρτιση: Διαμήκης σεισμικός συνδυασμός (X_EC8).....	220
Φόρτιση: Εγκάρσιος σεισμικός συνδυασμός (Y_EC8) .....	221
Πασσαλοομάδα Ακρόβαθρου Α2 .....	222
Παράρτημα Γ .....	225
Πίνακες ενεργού δυσκαμψίας πασσάλων .....	225
Πασσαλοομάδα Ακρόβαθρου Α1 .....	225
Πασσαλοομάδα Μεσόβαθρου Μ1 .....	225
Φόρτιση : Διαμήκης σεισμικός σχεδιασμός (X_EC8) .....	225
Φόρτιση : Εγκάρσιος σεισμικός συνδυασμός (Y_EC8) .....	226
Πασσαλοομάδα Ακρόβαθρου Α2 .....	227
Βιβλιογραφία .....	229



## **Κεφάλαιο 1 Εισαγωγή**

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη της σεισμικής απόκρισης τεχνικών έργων γεφυροποιίας, τα οποία είναι θεμελιωμένα σε ρευστοποιήσιμο έδαφος. Για τις ανάγκες της εργασίας χρησιμοποιείται το τεχνικό έργο, «Γέφυρα του ποταμού Σκουπέικο». Πρόκειται για την γέφυρα του αυτοκινητόδρομου Κορίνθου – Πατρών, η οποία εξυπηρετεί την διάβαση της κυκλοφορίας του αυτοκινητόδρομου πάνω από τον ποταμό Σκουπέικο.

Πιο συγκεκριμένα, μορφώνεται το υπολογιστικό προσομοίωμα της γέφυρας και επιβεβαιώνεται η ισοδυναμία του με το αντίστοιχο της επίσημης μελέτης. Στην συνέχεια, πραγματοποιείται η διαστασιολόγηση των πασσάλων του Μεσόβαθρου και των δύο Ακρόβαθρων της γέφυρας, σύμφωνα με τις αρχές του "Ευρωκώδικα 8", του "Ευρωκώδικα 2" και της εγκυκλίου Ε39/99, «Οδηγίες για την αντισεισμική μελέτη γεφυρών». Επίσης, ο φορέας υποβάλλεται στην στατική μη γραμμική ανάλυση Pushover, όπου εντοπίζονται οι πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας των πασσάλων και του Μεσόβαθρου και υπολογίζεται η πλαστική παραμόρφωση των διαρρεόντων στοιχείων. Τέλος, προσεγγίζεται το φαινόμενο της ρευστοποίησης του εδάφους θεμελίωσης απλοποιητικά και παραμετρικά και αποτιμάται η συμπεριφορά των πασσάλων που υπόκεινται στο παραπάνω φαινόμενο.

Η καταγραφή της απόκρισης των πασσάλων της θεμελίωσης είναι ιδιαίτερα κρίσιμη για την ακεραιότητα του τεχνικού έργου, καθώς αυτοί βρίσκονται σε μη προσβάσιμες περιοχές και η επιδιόρθωση τυχουσών βλαβών είναι σχεδόν αδύνατη.

Το πρώτο κεφάλαιο είναι η εισαγωγή της διπλωματικής εργασίας, όπου αναφέρονται εν τάχει οι στόχοι αυτής και περιγράφεται συνοπτικά η διάρθρωση των υπόλοιπων κεφαλαίων.

Το δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζει κατασκευαστικά στοιχεία γεφυρών από ωπλισμένο σκυρόδεμα, τους σκοπούς των κανονιστικών πλαισίων που χρησιμοποιούνται για την μόρφωσή τους και εισάγει το θεωρητικό υπόβαθρο του φαινομένου της ρευστοποίησης.

Το τρίτο κεφάλαιο περιγράφει το τεχνικό έργο, "Γέφυρα του ποταμού Σκουπέικο", και την προσομοίωσή του ως ραβδωτό κυρίως μοντέλο υπολογισμών στο πρόγραμμα SAP2000.

Το τέταρτο κεφάλαιο καταπιάνεται με τον υπολογισμό των δράσεων που εφαρμόζονται στην γέφυρα, κατά το 2ο μέρος του Ευρωκώδικα 8 και την εγκύκλιο Ε39/99, και οι οποίες είναι η εξής: Μόνιμα, επιπρόσθετα μόνιμα και κινητά φορτία, σεισμικές δράσεις και ωθήσεις γαιών στα Ακρόβαθρα.

Το πέμπτο κεφάλαιο συγκεντρώνει τα αποτελέσματα της δυναμικής φασματικής ανάλυσης του συνόλου του φορέα, καθώς και των δύο ξεχωριστών ψευδοστατικών αναλύσεων των Ακρόβαθρων της γέφυρας. Επίσης, περιγράφει αναλυτικά την διαδικασία διαστασιολόγησης έναντι μεγεθών ορθής έντασης και έναντι διάτμησης των πασσάλων, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2, τον Ευρωκώδικα 8 και την εγκύκλιο Ε39/99.

Το έκτο κεφάλαιο καταγράφει την σεισμική απόκριση του φορέα με την χρήση στατικών μη γραμμικών αναλύσεων Pushover κατά τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις του, τόσο κατά την διαμήκη διεύθυνση Χ, όσο και κατά την εγκάρσια διεύθυνση Υ. Επίσης, μελετά την στοχευμένη μετακίνηση που απαιτούν τα φάσματα του Ευρωκώδικα 8 για το κέντρο μάζας του καταστώματος της γέφυρας με την εφαρμογή της εμπειρικής μεθόδου N2 για την διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας. Σημαντικό είναι να τονιστεί ότι, σε αυτό το κεφάλαιο γίνεται η παραδοχή της άπειρης ελαστικής συμπεριφοράς των εφεδράνων της γέφυρας, προκειμένου να οδηγήσουμε αστοχίες στα στοιχεία του Μεσόβαθρου και των πασσάλων.

Το έβδομο κεφάλαιο αρχικά περιγράφει ιστορικά γεγονότα ρευστοποίησης και παρουσιάζει τις χρησιμοποιούμενες μεθόδους προσομοίωσής της. Στην συνέχεια, με την χρήση της απλοποιημένης ψευδοστατικής μεθόδου των μετακινήσεων εισάγει το φαινόμενο της ρευστοποίησης στο έδαφος



θεμελίωσης του Μεσόβαθρου και με την εφαρμογή της στατικής μη γραμμικής ανάλυσης αποτιμά την απόκριση των πασσάλων στο παραπάνω φαινόμενο.

Το όγδοο κεφάλαιο συνοψίζει τα συμπεράσματα που προκύπτουν από την διαστασιολόγηση της γέφυρας, από την στατική ανελαστική επίλυση (Pushover) της γέφυρας και από την προσομοίωση του φαινομένου της ρευστοποίησης στην θεμελίωση του Μεσόβαθρου της γέφυρας.



## **Κεφάλαιο 2 Θεωρητικό υπόβαθρο**

### **2.1 Συνοπτικά στοιχεία για τις γέφυρες [1]**

#### **2.1.1 Κατασκευαστικοί παράγοντες**

##### 1) Φορείς

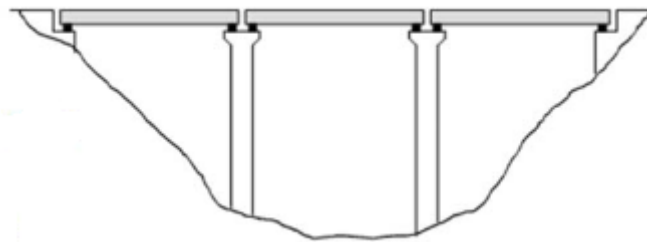
###### i. Αμφιέριστοι φορείς

###### Πλεονεκτήματα :

- Ο φορέας μπορεί να λάβει διαφορετικές καθιζήσεις βάθρων και τεκτονικές κινήσεις.
- Επιτρέπεται η προκατασκευή (προκατασκευασμένες δοκοί).

###### Μειονεκτήματα :

- Μεγάλες ροπές στο μέσον των ανοιγμάτων.
- Κίνδυνος πτώσης του καταστρώματος κατά την διάρκεια σεισμών (πλατιές επίπεδες περιοχές).
- Μη καθαρή σεισμική απόκριση
  - Ασυγχρόνιστη κίνηση καταστρωμάτων.
  - Κίνδυνος σύγκρουσης μεταξύ παρακείμενων καταστρωμάτων.



Σχήμα 2.1 : Αμφιέριστος φορέας

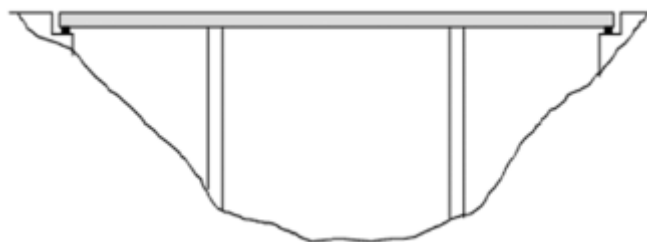
###### ii. Συνεχείς φορείς

###### Πλεονεκτήματα :

- Καλή κατανομή ροπών μεταξύ στηρίξεων και ανοιγμάτων → μικρό πάχος καταστρώματος.
- Καλή σεισμική συμπεριφορά
  - Το κατάστρωμα δρα σαν διάφραγμα → όλα τα βάθρα κινούνται παρόμοια.
  - Πρακτικά, δεν υπάρχει κίνδυνος πτώσης του καταστρώματος.

###### Μειονεκτήματα :

- Ευαίσθητος φορέας σε διαφορετικές μετατοπίσεις των βάθρων.
- Ο φορέας δεν απορροφά τεκτονικές μετακινήσεις.



Σχήμα 2.2 : Συνεχής φορέας

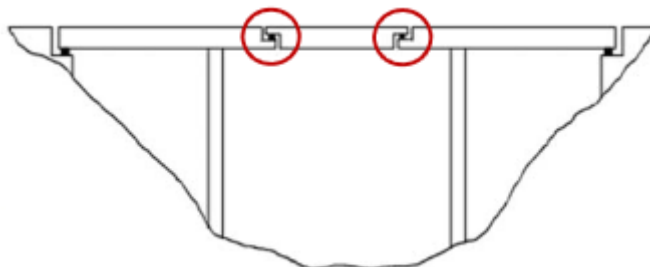
###### iii. Φορέας με αρμούς σε ενδιάμεσες θέσεις ανοιγμάτων (δοκοί Gerber)

Πλεονεκτήματα :

- Καλύτερη εξισορρόπηση ροπών μεταξύ ανοιγμάτων και στηρίξεων.

Μειονεκτήματα :

- Σοβαρός κίνδυνος πτώσης καταστρώματος εξαιτίας περιορισμένου μήκους έδρασης.
- Απαιτούνται ειδικά συστήματα σύνδεσης και στήριξης για να μειωθεί ο κίνδυνος πτώσης του καταστρώματος.



Σχήμα 2.3 : Φορέας με δοκούς Gerber

2) Σύνδεση βάθρου – καταστρώματος

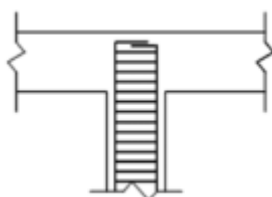
i. Μονολιθική

Πλεονεκτήματα :

- Μικρές μετακινήσεις (δύσκαμπτες κατασκευές).

Μειονεκτήματα :

- Ανάπτυξη σεισμικών ροπών στο κατάστρωμα.
- Θερμοκρασιακές μεταβολές, συστολή ξηράνσεως και ερπυσμός παράγουν παραμορφώσεις των βάθρων



Σχήμα 2.4 : Μονολιθική σύνδεση βάθρου - καταστρώματος

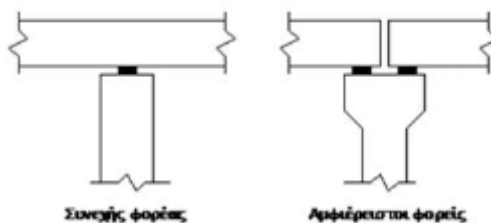
ii. Μέσω εφεδράνων

Πλεονεκτήματα :

- Εύκαμπτα συστήματα → τα εφόδρανα αποτελούν τύπο σεισμικής μόνωσης.

Μειονεκτήματα :

- Μεγάλες σεισμικές μετατοπίσεις (με κίνδυνο κατάρρευσης του καταστρώματος).
- Τα βάθρα συμπεριφέρονται ως μονόπακτα υποστηλώματα?(cantilever) → μεγάλες ροπές στον πόδα των βάθρων.



Σχήμα 2.5 : Σύνδεση βάθρου - καταστρώματος μέσω εφεδράνων

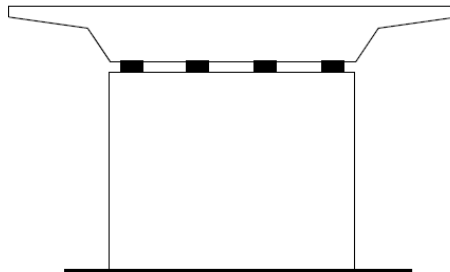
Τύποι εφεδράνων

- Ελαστομεταλλικά εφόδρανα

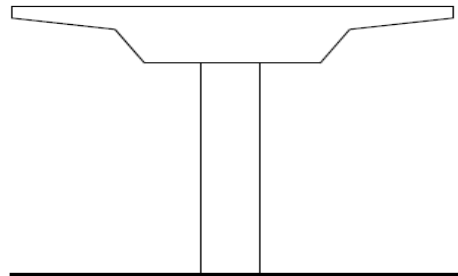
- Επιτρέπουν οριζόντιες μετακινήσεις και στροφές.
  - Εφέδρανα εγκιβωτισμένου ελαστομερούς (pot bearings)  
Εμποδίζουν τις οριζόντιες μετακινήσεις και επιτρέπουν μόνο τις στροφές.
  - Εφέδρανα ολίσθησης  
Μπορούν να είναι ελαστομεταλλικά ή pot bearings, διαθέτουν όμως και μηχανισμό ολίσθησης σε μία ή σε όλες τις διευθύνσεις.
- iii. Μέσω σεισμικών συνδέσμων (stoppers)
- Περιορίζουν τις μετακινήσεις με σκοπό την αποφυγή της πτώσης του καταστρώματος.
  - Συνήθως ενεργοποιούνται για μεγάλες μετακινήσεις.
  - Τυπικοί μηχανισμοί :
    - Προσκρουστήρες
    - Καλώδια σύνδεσης
    - Διατμητικοί τόρμοι – εντορμίες (Dowels – Sockets)

### 3) Τύποι βάθρων

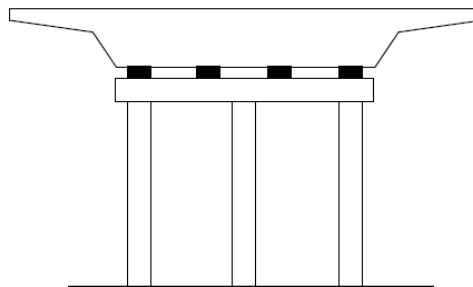
- Τοιχειδές βάθρο



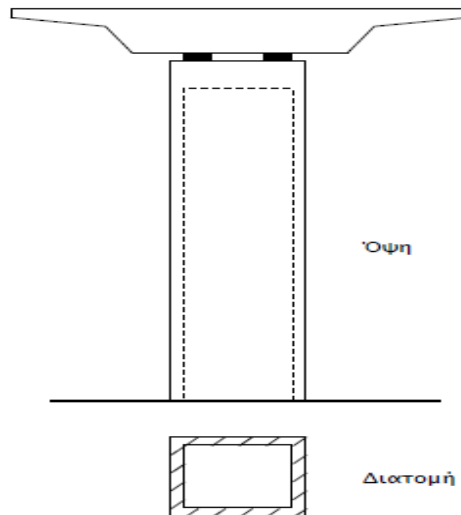
- Μονόστυλο βάθρο



- Πολύστυλο βάθρο (στην εγκάρσια διεύθυνση μόνο)

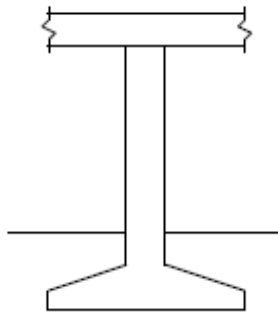


- Κοίλο βάθρο

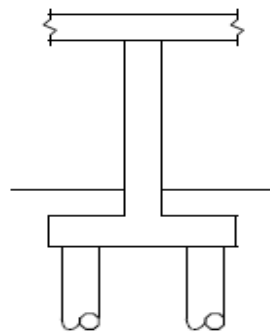


#### 4) Τύποι θεμελίωσης

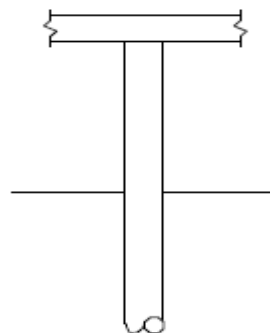
- Επιφανειακή θεμελίωση
  - Μόνο σε σκληρά εδάφη.
  - Απαιτούνται μεγάλες εκσκαφές.



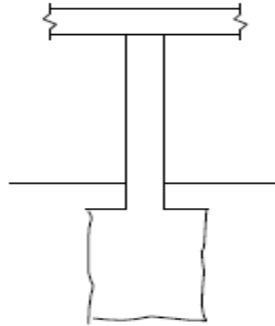
- Θεμελίωση με πασσάλους
  - Μπορεί να εφαρμοστεί σε όλα τα εδάφη (εκτός από βράχο).
  - Παρουσιάζει καλή σεισμική συμπεριφορά.



- Κολωνοπάσσαλοι
  - Δεν απαιτούνται κεφαλδέσμοι και εκσκαφές.
  - Δεν φέρει μεγάλες ροπές στην βάση.
  - Παρέχει μερική πάκτωση στην βάση των βάθρων.



- Θεμελίωση με φρέατα
  - Μόνο σε σκληρά και βραχώδη εδάφη.



### 2.1.2 Βλάβες από σεισμούς

#### 1) Πτώση καταστρώματος

- Μεγάλες μετακινήσεις και ανεπαρκές μήκος έδρασης στα βάθρα



Εικόνα 2.1 : Πτώση αμφιρέιπων τμημάτων του φορέα της γέφυρας Showa-Hashi στο σεισμό της Niigata, Ιαπωνία, το 1964

## 2) Αστοχία βάθρων

- Καμπτική αστοχία
  - Οφείλεται σε ανεπαρκή αντοχή και πλαστιμότητα



Εικόνα 2.2 : Καμπτική αστοχία μονόστυλων κυκλικών βάθρων του αυτοκινητόδρομου Hanshin στο σεισμό του Kobe, Ιαπωνία, το 1995

- Διατμητική αστοχία
  - Η διατμητική αντοχή μειώνεται σε διατομές που έχουν περάσει στην πλαστική περιοχή λόγω κάμψης. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στις περιοχές πλαστικών αρθρώσεων.



Εικόνα 2.3 : Διατμητική αστοχία βάθρου γέφυρας στο σεισμό του Kobe, Ιαπωνία, το 1995

## 3) Βλάβες στην θεμελίωση



Εικόνα 2.4 : Υποχώρηση θεμελίωσης σε σιδηροδρομική γέφυρα



- 4) Μεγάλες μόνιμες μετακινήσεις και στροφές βάθρων λόγω κακών εδαφικών συνθηκών.

- Σε αμμώδη εδάφη υπάρχει κίνδυνος ρευστοποίησης με αποτέλεσμα την απώλεια στήριξης του βάθρου.



Εικόνα 2.5 : Πλευρική μετατόπιση 1m του βάθρου, εξαιτίας ρευστοποίησης του εδάφους θεμελίωσης

### 2.1.3 Γενικές αρχές αντισεισμικού σχεδιασμού γεφυρών

Παρακάτω παρουσιάζονται συνοπτικά οι βασικές αρχές, στις οποίες βασίζεται η αντισεισμική μελέτη των γεφυρών :

- Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των γεφυρών βασίζεται στην ελαστοπλαστική συμπεριφορά, ανάλογα με τη μέθοδο που ακολουθείται στα οικοδομικά έργα. Δηλαδή, θεωρούμε ότι, αν γίνει ο σεισμός σχεδιασμού, θα συμβεί διαρροή σε ορισμένες θέσεις βάθρων. Έτσι, ο αντισεισμικός υπολογισμός γίνεται για φορτίο  $q$  φορές μικρότερο από αυτό που απαιτείται για ελαστική συμπεριφορά, όπου  $q$  είναι ο επιτρεπόμενος συντελεστής συμπεριφοράς ανάλογα με το είδος των βάθρων και τον τρόπο σύνδεσής τους με το φορέα.  
Σε ορισμένες περιπτώσεις, που η γέφυρα αποτελεί τμήμα κάποιου σημαντικού άξονα συγκοινωνιών, μπορεί να ορισθεί ένας σεισμός λειτουργίας, ο οποίος είναι μικρότερος από το σεισμό σχεδιασμού, με μεγάλη όμως πιθανότητα να συμβεί τουλάχιστον μία φορά στη ζωή του έργου. Ο σχεδιασμός γι' αυτόν το σεισμό γίνεται για ελαστική συμπεριφορά ή συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  κοντά στη μονάδα, έτσι ώστε να εξασφαλιστεί ότι η γέφυρα θα παραμείνει σε λειτουργικότητα, χωρίς ζημιές.
- Οι όποιες πλαστικές αρθρώσεις συμβούν στο σύστημα θα πρέπει να περιορίζονται στα βάθρα και δεν επιτρέπεται ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στο φορέα. Οι θέσεις πλαστικών αρθρώσεων θα πρέπει να είναι επισκέψιμες για έλεγχο και επισκευή. Στις περιοχές που αναμένονται πλαστικές αρθρώσεις θα πρέπει να προβλέπεται καλή περίσφιγξη, ώστε να εξασφαλίζεται η πλάστιμη συμπεριφορά. Περίσφιγξη θα πρέπει να εφαρμόζεται ακόμη και εάν γίνεται ελαστικός σχεδιασμός, επειδή μπορεί να συμβεί σεισμός μεγαλύτερος από το σεισμό σχεδιασμού, με αποτέλεσμα να προκληθεί διαρροή στα βάθρα. Επίσης, στις αναμενόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων η ανηγμένη αξονική δύναμη θα πρέπει να διατηρείται μικρή, επειδή η μεγάλη αξονική μειώνει τη διαθέσιμη πλαστιμότητα των διατομών.
- Πρέπει να επιδιώκεται ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων σε όσο το δυνατόν περισσότερα βάθρα. Η είσοδος στη διαρροή σε αυτά τα βάθρα πρέπει να επιδιώκεται να συμβεί σχεδόν ταυτόχρονα. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι η σχέση ροπής αντοχής προς ροπή υπολογισμού πρέπει να είναι περίπου ίδια σε όλα τα βάθρα.

- Πρέπει να αποφεύγονται μορφές αστοχίας που οδηγούν σε ψαθυρή θραύση, όπως η διάτμηση. Γι' αυτό, η αντοχή σε διάτμηση πρέπει να είναι σημαντικά μεγαλύτερη από την αντοχή σε κάμψη. Αυτό επιτυγχάνεται με τη διαστασιολόγηση έναντι διάτμησης με βάση την ικανοτική ένταση, δηλαδή για τη φόρτιση που αντιστοιχεί στο σχηματισμό ροπών στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων, ίσων με τις πραγματικές αντοχές, λαμβανομένης υπόψη και της υπεραντοχής. Συνήθως, θεωρούμε ότι η ικανοτική ένταση δεν μπορεί να είναι μεγαλύτερη από αυτήν που αντιστοιχεί σε ελαστική συμπεριφορά.
- Η αντισεισμική μελέτη δεν πρέπει να περιορίζεται μόνο στη διαστασιολόγηση των φερόντων στοιχείων της γέφυρας, αλλά πρέπει να περιλαμβάνει και άλλους ελέγχους, που απαιτούνται για την εξασφάλιση του έργου από πρόσθετους κινδύνους, όπως :
  - Έλεγχος πιθανότητας ρευστοποίησης του εδάφους.
  - Έλεγχος πιθανότητας κατολισθήσεων. Οι κατολισθήσεις, εκτός από την αστοχία θεμελίωσης που μπορούν να προκαλέσουν, είναι δυνατόν να δημιουργήσουν και σημαντική καταπόνηση στα βάθρα λόγω ωθήσεων.
  - Καθορισμό δυνατών τεκτονικών κινήσεων, εάν η γέφυρα διασταυρώνεται με ρήγμα (οριζόντιων και κατακόρυφων).
  - Έλεγχος πιθανότητας διαφορετικής διέγερσης στα βάθρα, για γέφυρες μεγάλου μήκους και μεγάλων ανοιγμάτων. Η διαφορετική διέγερση μπορεί να δημιουργήσει ταλάντωση εκτός φάσης σε στατικά ανεξάρτητα τμήματα, με αποτέλεσμα μεγάλες σχετικές μετακινήσεις μεταξύ γειτονικών φορέων. Σε συνήθεις γέφυρες, το φαινόμενο αυτό αμελείται.
  - Διερεύνηση πιθανής σημαντικής μεγέθυνσης της σεισμικής έντασης σε μαλακά εδάφη, πέραν της προβλεπόμενης από τους κανονισμούς, κυρίως λόγω συντονισμού ανωδομής-εδάφους.
- Ο γεωμετρικός σχεδιασμός μιας γέφυρας παίζει σημαντικό ρόλο στη σεισμική της συμπεριφορά. Δυστυχώς όμως, τα περισσότερα γεωμετρικά στοιχεία καθορίζονται από μη σεισμικούς παράγοντες, έτσι ώστε να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις κυκλοφορίας, τοπογραφίας, χάραξης της οδού, αισθητικής κλπ. Συνήθως, οι αποφάσεις του στατικού μηχανικού περιορίζονται στην επιλογή του είδους του φορέα (συνεχής ή με κατά μήκος αρμούς), στον τρόπο σύνδεσης φορέα-βάθρων (μονολιθική σύνδεση ή με εφέδρανα), στη μορφή και τις διαστάσεις των βάθρων και στη μορφή της θεμελίωσης. Αντίθετα, επεμβάσεις σχετικά με την καμπυλότητα ή τη λοξότητα της γέφυρας δεν είναι εύκολο να γίνουν. Επίσης, ανάλογα με την περίπτωση, μπορεί οι θέσεις των βάθρων να είναι ή να μην είναι προκαθορισμένες.
- Γενικώς, ισχύουν οι παρακάτω κανόνες, όσον αφορά τη σεισμική απόκριση των γεφυρών, ανάλογα με τα γεωμετρικά τους στοιχεία :
  - Ευθύγραμμες (σε κάτοψη) γέφυρες έχουν καλύτερη σεισμική συμπεριφορά από καμπύλες.
  - Λοξές γέφυρες (ο άξονας έδρασης δεν είναι κάθετος στον άξονα της γέφυρας) κινδυνεύουν από στροφές περί κατακόρυφο άξονα, που μπορεί να οδηγήσουν σε μεγάλες μετακινήσεις.
  - Γέφυρες με πολλά αμφιέριστα ανοίγματα κινδυνεύουν από πτώση του φορέα. Από αυτή την άποψη, οι συνεχείς φορείς είναι προτιμότεροι.
  - Τα βάθρα πρέπει κατά το δυνατόν να έχουν την ίδια δυσκαμψία. Για βάθρα ίδιας διατομής, αυτό σημαίνει και ίδιο ύψος, γιατί αλλιώς τα κοντά βάθρα καταπονούνται πολύ περισσότερο από τα ψηλά. Η παρατήρηση αυτή εφαρμόζεται και για τον τρόπο σύνδεσης φορέα-βάθρων, ο οποίος καλόν είναι να είναι ίδιος σε όλα τα βάθρα, ώστε το σεισμικό φορτίο να ισομοιράζεται και να μην παραλαμβάνεται από ορισμένα βάθρα μόνον.
  - Τα μεγάλα ανοίγματα μπορεί να δημιουργήσουν πρόβλημα στη σεισμική συμπεριφορά, επειδή οδηγούν σε μεγάλες αξονικές δυνάμεις στα βάθρα (από στατικά κατακόρυφα φορτία), με αποτέλεσμα τη μείωση της διαθέσιμης πλαστιμότητας.

Γενικώς, στο σχεδιασμό μιας γέφυρας πρέπει να έχει κανείς υπόψη του ότι όσο πιο απλή και πιο κανονική είναι η μόρφωσή της τόσο καλύτερη είναι η σεισμική της συμπεριφορά.

## 2.1.4 Κανονιστικά πλαίσια που χρησιμοποιούνται για την αντισεισμική μελέτη γεφυρών.

Για την αντισεισμική μελέτη γεφυρών εφαρμόζεται ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 2: Γέφυρες. Πολλές πληροφορίες για την αντισεισμική μελέτη γεφυρών μπορούν να βρεθούν και στην Εγκύκλιο Ε39/99: «Οδηγίες Αντισεισμικής Μελέτης Γεφυρών» (Απόφαση ΔΜΕΟγ/ο/884/24.12.1999 Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε.), καθώς και στις «Οδηγίες για τη μελέτη γεφυρών με Σεισμική Μόνωση» (ΟΣΜ) του Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε. (2004), οι οποίες συμπληρώνουν την Ε39/99, όχι μόνον στις περιπτώσεις που τοποθετούνται ειδικοί μηχανισμοί σεισμικής μόνωσης, αλλά και στις περιπτώσεις συνήθων ελαστομεταλλικών εφεδράνων (αφού τα εφεδράνα αποτελούν σύστημα σεισμικής μόνωσης). Οι Οδηγίες αυτές εφαρμόζονταν σε συνδυασμό με τον ΕΑΚ μέχρι την εφαρμογή των Ευρωκωδίκων στην Ελλάδα.

Οι παραπάνω κανονισμοί καλύπτουν τις συνήθεις περιπτώσεις γεφυρών και μερικώς μόνο γέφυρες των παρακάτω τύπων:

- Τοξωτές γέφυρες
- Γέφυρες με συστήματα άντωσης ή βάθρα μορφής V
- Γέφυρες με ακραία γεωμετρία (πολύ λοξές ή με μεγάλη καμπυλότητα)
- Γέφυρες που διασταυρώνουν ενεργά σεισμοτεκτονικά ρήγματα
- Καλωδιωτές γέφυρες

ενώ δεν καλύπτουν κρεμαστές γέφυρες. Σε αυτή την περίπτωση, είναι σκόπιμο να γίνεται ανάλυση για ελαστική συμπεριφορά ( $q=1$ ) και συνιστάται να συμπληρώνεται η γραμμική φασματική ανάλυση με μη-γραμμική ανάλυση με ολοκλήρωση στο χρόνο.

## 2.2 Το φαινόμενο της ρευστοποίησης

### 2.2.1 Ρευστοποίηση χαλαρών αμμωδών εδαφικών στρώσεων [2]

Ο κίνδυνος της ρευστοποίησης είναι ένα από τα κυριότερα προβλήματα που απασχολούν τον γεωτεχνικό / εδαφοσεισμικό μηχανικό. Ρευστοποίηση προκαλείται από την προοδευτική συσσώρευση υδατικών υπερπίεσεων πόρων και οδηγεί σε απώλεια της διατμητικής αντοχής και δυστημψίας των κορεσμένων αμμωδών (μη συνεκτικών) εδαφών. Αν λάβει σημαντική έκταση, η ρευστοποίηση μπορεί να επιφέρει σημαντικές βλάβες σε κτίρια, επιχώματα, πρανή, αντιστηρίξεις, οδοστρώματα, δεξαμενές, δίκτυα υδρεύσεως κλπ. Σε μερικές περιπτώσεις, όπως στον σεισμό του 1964 της Νιγκάτα στην Ιαπωνία, οι βλάβες αυτές μπορεί να πάρουν καταστροφικές διαστάσεις. Για σημαντικές κατασκευές (όπως σχολεία, νοσοκομεία, πολυσύχναστα δημόσια οικήματα, γέφυρες, χωμάτινα φράγματα, εργοστάσια παραγωγής πυρηνικής ενέργειας, δεξαμενές υγροποιημένου αερίου), η δυνατότητα ρευστοποίησης πρέπει να αποκλειστεί. Σε πολλές άλλες περιπτώσεις πάντως, η ρευστοποίηση ενδέχεται να προκαλέσει μικρές μόνον (και άρα ανεκτές) μόνιμες παραμορφώσεις και μετατοπίσεις.

Για να εκτιμήσει το ενδεχόμενο να προκληθεί ρευστοποίηση, ο μηχανικός μπορεί να χρησιμοποιήσει συνδυασμό : (i) πληθώρα στοιχείων από μετασεισμικές παρατηρήσεις, (ii) πειραματικά αποτελέσματα με κορεσμένα εδαφικά δείγματα, (iii) μεθόδους θεωρητικής ανάλυσης (“ακριβείς” και απλοποιημένες), και (iv) μετρήσεις σε ομοίωμα του φυσικού προβλήματος με φυγοκεντρικός - επιβαλλόμενη προσομοίωση της βαρύτητας (“φυγοκεντρική” δοκιμή).

## 2.2.2 Συνοπτική επεξήγηση του φαινομένου της ρευστοποίησης

Υποβαλλόμενα σε ανακυκλική εξαίτηση, τα κοκκώδη μη – συνεκτικά εδάφη έχουν “προδιάθεση” συμπυκνώσεως. Υπό αστράγγιστες συνθήκες όμως, σε πλήρως κορεσμένα εδάφη, η διάθεση αυτή δεν μπορεί να υλοποιηθεί, εμποδιζόμενη από την παρουσία του ασυμπίεστου ύδατος στους πόρους. Το αποτέλεσμα είναι να προκαλείται μείωση των τάσεων μεταξύ των κόκκων και αύξηση των υδατικών πιέσεων. Έτσι, όταν η δόνηση είναι αρκετά μεγάλης έντασης και διάρκειας, λαμβάνει χώρα μια βαθμιαία συσσώρευση υδατικών υπερπιέσεων, και το εδαφικό υλικό προοδευτικά υφίσταται απώλεια αντοχής. Τελικώς, ενδέχεται να έχουμε πλήρη απώλεια αντοχής και δυσστημίας, με μεγάλες αιφνίδιες παραμορφώσεις. Ο όρος που χρησιμοποιείται για να περιγράψει όλα τα σχετικά φαινόμενα είναι “ρευστοποίηση”. Αυτή μπορεί να πάρει ποικίλες μορφές, από καταστροφική “εδαφική ροή” έως μικρές παραμένουσες παραμορφώσεις (Whitman 1995, Stamatoropoulos et al 1991). Η ακριβής συμπεριφορά σε κάθε περίπτωση εξαρτάται από την φύση της αστράγγιστης μονοτονικής σχέσης τάσεων – παραμορφώσεων, από την ύπαρξη και τον ρόλο των στατικών διατμητικών τάσεων, και φυσικά από την ένταση και διάρκεια της δόνησης.

## 2.2.3 Ρευστοποίηση στο ελεύθερο πεδίο

Ο όρος “ελεύθερο πεδίο” υπαινίσσεται μια οριζόντια στρωσιγενή εδαφική απόθεση και την απουσία κάθε ανθρώπινου δομήματος που θα επέβαλε σημαντικές διατμητικές τάσεις στα εδαφικά στοιχεία.

Εργαστηριακές ανακυκλικές δοκιμές (με πιστή προσομοίωση των πραγματικών επιτόπου συνθηκών) δείχνουν ότι σχετικώς χαλαρές άμμοι μπορούν να φτάσουν στην κατάσταση “ $\bar{\sigma} = 0$ ”, όπου δηλαδή η ενεργός τάση μηδενίζεται τουλάχιστον στιγμιαία κατά την διάρκεια ενός κύκλου παραμορφώσεως. Η κατάσταση αυτή (που καλείται επίσης και “αρχική ρευστοποίηση” ή “κατάσταση υπερπίεσεως πόρων 100%”) δεν επιφέρει κατ’ ανάγκην μηδενισμό της αντοχής σε διάτμηση στην επόμενη αστράγγιστη ανακυκλιζόμενη ή στατική φόρτιση. Εδάφη που παρουσιάζουν “διασταλτική” διατμητική συμπεριφορά δεν υποφέρουν παρά μόνο μία περιορισμένη σε μέγεθος παραμόρφωση,  $\gamma_L$ , πέραν της οποίας οι υδατικές υπερπιέσεις αντιστρέφονται (μειώνονται δηλαδή), και η αντοχή αυξάνει.

Παρόλα αυτά, οι υψηλές υδατικές πιέσεις που συνδέονται με την κατάσταση  $\bar{\sigma} = 0$  είναι η βασική αιτία αστοχίας για πολλά από τα σχετικά φαινόμενα. Αναφέρονται ενδεικτικά :

- Οι κώνοι αμμοϊλύος, οι οποίοι σχηματίζονται όταν το ρευστοποιηθέν εδαφικό υλικό (διάλυμα νερού και κόκκων άμμου / ιλύος) διαρρέει από την ρευστοποιηθείσα στρώση υψηλής πίεσεως προς την επιφάνεια του εδάφους, μέσω ρωγμών στις υπερκείμενες στρώσεις.
- Η επιφανειακή καθίζηση, προκαλούμενη από την συμπίκνωση στρωμάτων και η οποία ακολουθεί την αποτόνωση των υδατικών υπερπιέσεων.
- Η οριζόντια ταλάντωση του “επιπέδοντος” εδάφους, όταν δηλαδή η ρευστοποίηση σε κάποιο βάθος αποσυνδέει τις υπερκείμενες συνεκτικές εδαφικές μάζες, επιτρέποντας τες να λικνίζονται ως μεμονωμένα εδαφικά μπλοκ, μετά το άνοιγμα κατακόρυφων ρωγμών, και να οδηγούν σε οριζόντια “εξάπλωση”.
- Επίπλευση – ανάδυση υπόγειων κατασκευών και δικτύων, ελαφρότερων από το περιβάλλον ρευστοποιημένο έδαφος, όπως δεξαμενές, αγωγοί, ξύλινοι πάσσαλοι, κλπ.

Μια αξιόπιστη γεωτεχνική μέθοδος για την εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας του “ελεύθερου πεδίου” σε ρευστοποίηση χρησιμοποιεί διαγράμματα σε επιτόπου παρατηρήσεις στην

φύση (in situ tests), σε συνδυασμό με την κρουστική Δοκιμή Διεισδύσεως (SPT). Για φυσικές αποθέσεις καθαρής άμμου και σεισμούς μεγάλου μεγέθους ( $M \approx 7.5$ ) το σχήμα 2.6 χρησιμοποιείται για μια πρώτη εκτίμηση του εάν η ρευστοποίηση είναι δυνατή ή όχι. Εάν η απάντηση είναι καταφατική, το διάγραμμα προσφέρει επίσης μία ένδειξη για την αναμενόμενη πλαστική παραμόρφωση,  $\gamma_L$  (Seed et al., 1985). Η τετμημένη ( $N_1$ )<sub>60</sub> λαμβάνεται από τον αριθμό των κτύπων της δοκιμής SPT στο εξεταζόμενο βάθος, αφού εφαρμοστούν δύο διορθωτικοί συντελεστές : ο ένας

$$C_N \approx \sqrt{(p_a / \bar{\sigma}_{v0})} \quad (2.1)$$

για να ληφθεί υπόψη η επιρροή της (ενεργού) πίεσης  $\bar{\sigma}_{v0}$  του υπερκείμενου εδάφους (Liao & Whitman, 1986)

ο άλλος, για να αναχθούν οι μετρούμενοι κτύποι  $N$  της δοκιμής SPT σε σταθερό λόγο (ίσο με 60%) της ενέργειας κρούσης στην ράβδο προς την θεωρητική ενέργεια ελεύθερης πτώσης. ( $\bar{\sigma}_{v0}$  είναι η ενεργός τάση λόγω υπερκείμενων γαιών και  $p_a$  η ατμοσφαιρική πίεση). Η τεταγμένη είναι ανάλογη προς το πλάτος της ενεργού σεισμικής διατμητικής τάσης, το οποίο υπολογίζεται είτε από κυματική ανάλυση είτε από την απλοποιημένη έκφραση

$$\tau_c \approx 0.65 \cdot (A/g) \cdot \sigma_v \quad (2.2)$$

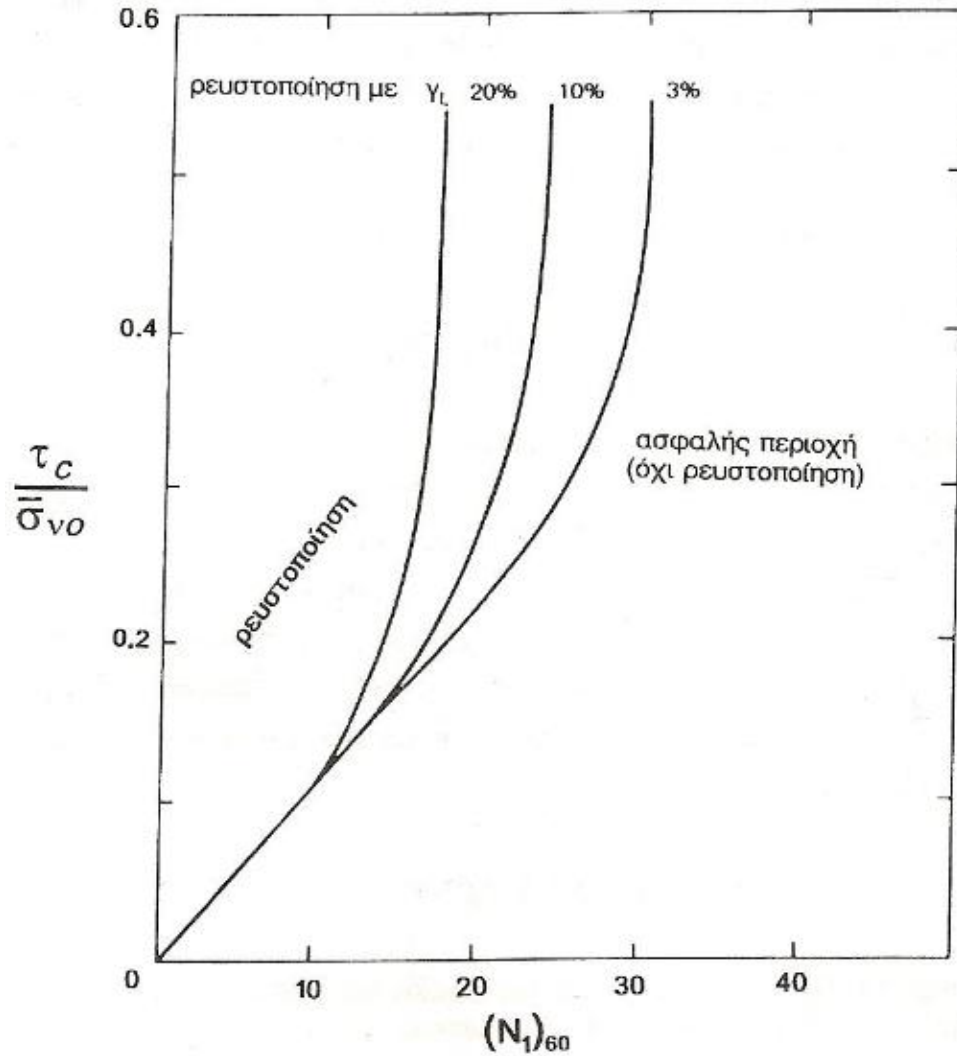
Όπου  $A = \max[a(t)]$ , είναι η μέγιστη (κορυφαία) ως προς τον χρόνο τιμή της επιτάχυνσης  $a(t)$  στην επιφάνεια του εδάφους, και  $\sigma_v$  η (ολική) κατακόρυφη τάση.

**Σημείωση** : Η εμπειρική σχέση (2.2) στην βιβλιογραφία περιλαμβάνει και έναν πολλαπλασιαστικό συντελεστή  $r_d$ , μικρότερο της μονάδας, μια που παλιά τουλάχιστον πιστεύαμε ότι οι εδαφικές επιταχύνσεις πάντα μειώνονται με το βάθος. Τούτο όμως δεν είναι καθόλου βέβαιο σε ένα ρευστοποιήσιμο έδαφος. Το αντίθετο μάλιστα (αύξηση του  $A$  με το βάθος) δεν αποκλείεται καθόλου (Κόμπε 1995 : καταγραφές εις βάθος στο Port Island). Επειδή δε οι τιμές του  $r_d$  είναι για συνήθη (μικρά) βάθη ούτως ή άλλως ελάχιστα μικρότερες της μονάδας η υπονοούμενη στην Εξ (2.2) τιμή  $r_d = 1$  είναι εντελώς δικαιολογημένη.

Όταν χρησιμοποιείται η ανωτέρω εμπειρική μέθοδος πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η αυξημένη αντοχή σε ανακυκλική φόρτιση κοκκωδών υλικών με υψηλή περιεκτικότητα σε ιλύ και άργιλο. Πρέπει επίσης να λαμβάνεται υπόψη η διπλά ευεργετική επιρροή της περιεκτικότητας σε χάλικες στην αύξηση της αντοχής και κυρίως στην διευκόλυνση της αποτόνωσης έστω και εν μέρει των σεισμικών αναπτυσσόμενων υδατικών υπερπίεσεων. Τέλος, για δεδομένη τιμή του  $\tau_c$ , σεισμός μεγέθους  $M < 7.5$  συνεπάγεται συνήθως ένα μικρότερο αριθμό κύκλων και επομένως μια μικρότερη πιθανότητα για ρευστοποίηση από αυτή που προβλέπεται στο Σχ. 2.6. Η μεγαλύτερη όμως δυσκολία είναι η επιλογή της κατάλληλης τιμής  $A$ . Η ανάπτυξη υδατικών υπερπίεσεων κατά την προς άνω διέλευση των κυμάτων επηρεάζει και αυτή με την σειρά της την αναπτυσσόμενη εδαφική επιτάχυνση. Υφίσταται δηλαδή ένα είδος αλληλεπίδρασης :

$$A \leftrightarrow \Delta u \leftrightarrow \text{ρευστοποίηση} \quad (2.3)$$

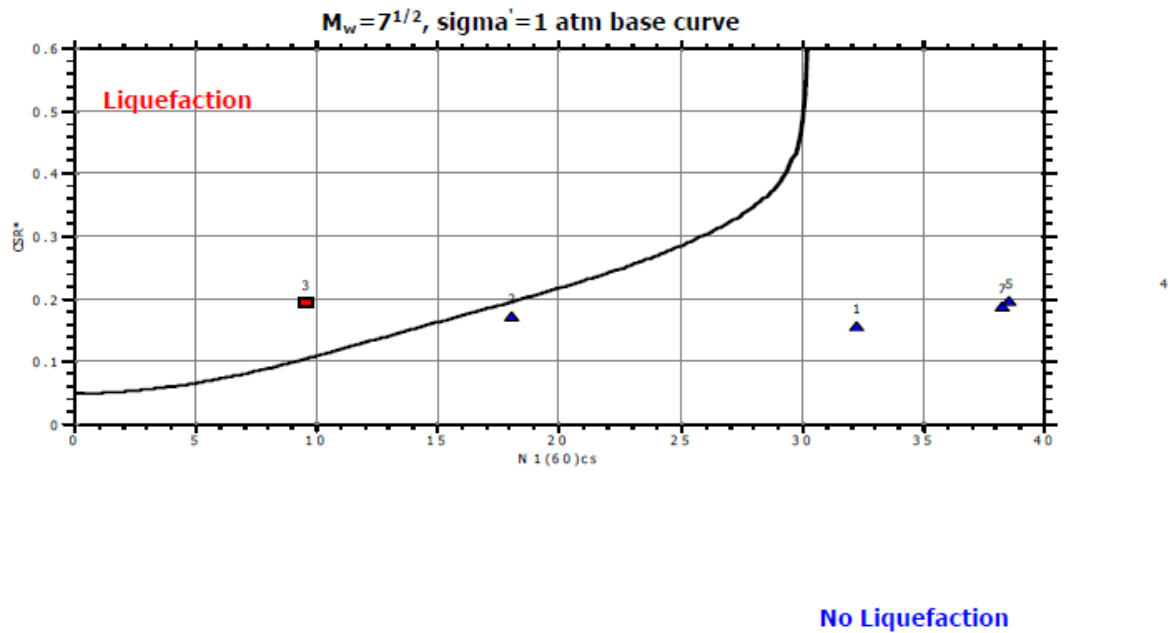
που καθιστά δυσχερέστερη την a priori επιλογή (χωρίς ανάλυση) της  $A$ .



Σχήμα 2.6 : Εμπειρικό διάγραμμα συσχετισμού της σεισμικώς επιβαλλόμενης (ανηγμένης ως προς  $\sigma_{v0}$ ) διατμητικής τάσης,  $\tau_c/\sigma_{v0}$ , με τον διορθωμένο αριθμό κρούσεων  $(N_1)_{60}$  της δοκιμής SPT, για την εκτίμηση του κινδύνου ρευστοποίησης. Η συνεπαγόμενη διατμητική παραμόρφωση  $\gamma_L$  δίδεται ως παράμετρος. Ισχύει για καθαρές άμμους και σεισμό μεγέθους  $M \approx 7.5$  (Seed et al., 1985)

(πιθανώς στο κεφάλαιο παραμετροποίηση της ρευστοποίησης) → στην παρούσα γέφυρα παίρνεται ως κορυφαία επιτάχυνση εδάφους  $A = 1.3 \cdot 0.24g = 0.312g$ , η οποία θεωρείται ότι αποδίδεται σε ένα σεισμό  $M=6.7$ , ο οποίος είναι ο μέγιστος ιστορικά σεισμός που έχει καταγραφεί στην περιοχή.

Τα αποτελέσματα της εκτίμησης ρευστοποίησης στην περιοχή του μεσόβαθρου συγκεντρώνονται στο επόμενο διάγραμμα και πίνακα :



Σχήμα 2.7 : Κανονικοποιημένο διάγραμμα για την εκτίμηση του κινδύνου ρευστοποίησης

Πίνακας 2.1 : Χαρακτηριστικά των σημείων όπου πραγματοποιήθηκαν SPT δοκιμές

:: Cyclic Stress Ratio calculation (CSR fully adjusted and normalized) ::										
Point ID	Depth (m)	Sigma (kPa)	u (kPa)	Sigma' (kPa)	$r_d$	CSR	MSF	$CSR_{eq,M=7.5}$	$K_{sigma}$	$CSR^*$
1	6.00	120.00	0.00	120.00	0.92	0.19	1.23	0.15	0.96	0.16
2	8.35	167.00	13.24	153.76	0.88	0.19	1.23	0.16	0.90	0.17
3	12.80	256.00	56.90	199.10	0.79	0.20	1.23	0.17	0.85	0.19
4	15.80	316.00	86.33	229.67	0.73	0.20	1.23	0.16	0.83	0.20
5	18.50	370.00	112.81	257.19	0.68	0.20	1.23	0.16	0.81	0.20
6	22.00	440.00	147.15	292.85	0.62	0.19	1.23	0.15	0.79	0.19
7	25.00	500.00	176.58	323.42	0.58	0.18	1.23	0.15	0.78	0.19

όπου,

depth : βάθος από την ελεύθερη επιφάνεια στο οποίο πραγματοποιήθηκε η δοκιμή SPT

Sigma  $\equiv \sigma_v$  : συνολική τάση υπερκείμενου εδάφους στο σημείο δοκιμής κατά την διάρκεια του σεισμού

u : πίεση πόρων στο σημείο δοκιμής κατά την διάρκεια του σεισμού

Sigma'  $\equiv \bar{\sigma}_{v0}$  : ενεργός τάση υπερκείμενου εδάφους κατά την διάρκεια του σεισμού

$r_d$  : (πολλαπλασιαστικός συντελεστής) μη γραμμικός διατμητικός συντελεστής μάζας

CSR  $\equiv \tau_c / \bar{\sigma}_{v0}$  : Cyclic Stress Ratio

MSF : Magnitude Scaling Factor

$CSR_{eq,M=7.5}$  : CSR προσαρμοσμένο για σεισμό M=7.5

$K_{sigma}$  : συντελεστής ενεργού υπερκείμενης τάσης

CSR\* : CSR πλήρως προσαρμοσμένο

Σύμφωνα με το Σχ. 2.7 και τον Πίνακα 2.1 ο κίνδυνος ρευστοποίησης εντοπίζεται μεταξύ του βάθους των 8m (σημείο 2) και του βάθους των 13m (σημείο 3).

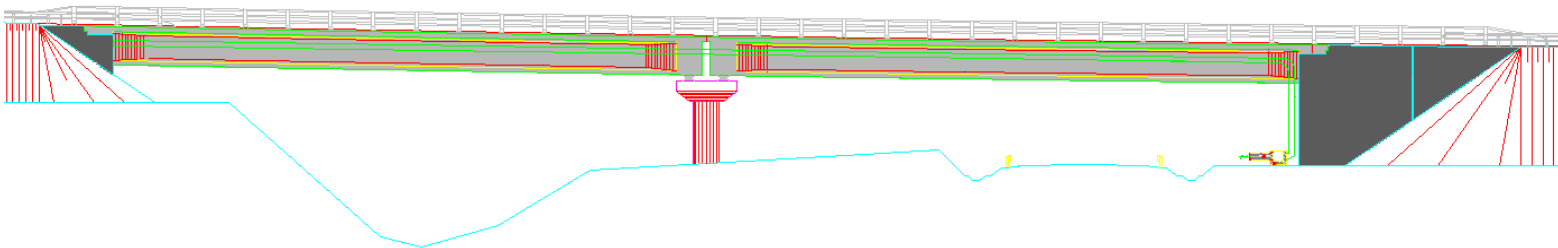




## **Κεφάλαιο 3 Περιγραφή της γέφυρας και προσομοίωση της στο λογισμικό SAP2000**

### **3.1 Περιγραφή της γέφυρας**

#### Στοιχεία τεχνικής έκθεσης



Εικόνα 3.1: Όψη της γέφυρας

- 1) **Όνομα τεχνικού έργου :**  
Γέφυρα ποταμού ΣΚΟΥΠΕΪΚΟ στη ΓΕ 19.
- 2) **Τύπος τεχνικού έργου :**  
Γέφυρα Αυτοκινητοδρόμου.
- 3) **Περιγραφή εξυπηρετούμενου σκοπού :**  
Διάβαση της κυκλοφορίας του Αυτοκινητοδρόμου Κορίνθου - Πατρών πάνω από τον ποταμό ΣΚΟΥΠΕΪΚΟ.
- 4) **Θέση τεχνικού έργου :**  
Η νέα γέφυρα ευρίσκεται στη Γ.Ε. 19, μεταξύ των Χ.Θ. 46+757 και Χ.Θ. 46+827 του Αυτοκινητοδρόμου Κορίνθου - Πατρών, του οποίου ο άξονας συναντά τον άξονα της διαμορφωμένης κοίτης ποταμού στη Χ.Θ. 46+775 περίπου και τον άξονα της Κ.Ο. 48 στη Χ.Θ. 46+813,78.
- 5) **Λοιπά πληροφοριακά στοιχεία :**  
Η θέση της νέας γέφυρας είναι η ίδια με την υφιστάμενη, τη θέση της οποίας θα καταλάβει το κατάστρωμα του αριστερού κλάδου, ενώ ο δεξιός κλάδος θα κατασκευαστεί στα κατάντη της υφιστάμενης.  
Η υφιστάμενη γέφυρα έχει κριθεί ανεπαρκής για τις σύγχρονες ανάγκες, γι αυτό και θα κατεδαφιστεί για να αντικατασταθεί από τη γέφυρα του Δεξιού κλάδου.
- 6) **Δεδομένα από τη μελέτη Οδοποιίας :**  
Σύμφωνα με την Προμελέτη Οδοποιίας του γραφείου RACE (RAC P 06729 B\_ και 06730 B\_), στη θέση της γεφυρώσεως ο Αυτοκινητόδρομος περιλαμβάνει δύο ανεξάρτητους κλάδους, τα καταστρώματα των οποίων έχουν συνολικό πλάτος 15,90m το καθένα και τα οποία διαχωρίζονται με διάκενο  $2 \times 0,85 = 1,70m$ .  
Ο άξονας του Αυτοκινητοδρόμου στην περιοχή της γεφυρώσεως είναι καμπύλος επί τόξου κλωθοειδούς.  
Η επίκλιση του καταστρώματος εντός του γεφυρούμενου μήκους είναι μεταβλητή και επιπλέον έχει εναλλασσόμενο πρόσημο στον αριστερό κλάδο κατ' αντιστοιχία προς τη γεωμετρία του άξονα της χαράξεως.  
Τέλος, σημειώνεται ότι στη θέση διασταυρώσεως του Αυτοκινητοδρόμου (Χ.Θ. 46+813,78) με την Κ.Ο. 48 (Χ.Θ. 0+286,65) το διατιθέμενο ελεύθερο ύψος είναι 4,80m κατ' ελάχιστον.
- 7) **Υλικά και επιφανειακά τελειώματα:**  
Κατηγορίες σκυροδέματος/Κατηγορίες περιβαλλοντικής εκθέσεως :

- Φορέας καταστρώματος (Δοκοί - Πλάκα - Διαδοκίδες) .... B35 (C30/37) - XS 1
- Πεζοδρόμια ..... B25 (C25/30) - XS 2
- Κορμός Μεσοβάθρων - Δοκοί εδράσεως ..... B35 (C30/37) - XS 1
- Ακρόβαθρα ..... B35 (C30/37) - XS 1
- Πτερυγότοιχοι - Τοίχοι αντιστηρίξεως..... B35 (C30/37) - XS 1
- Πλάκες προσβάσεως..... B25 (C25/30) - XS 2
- Πέδιλα - Κεφαλόδεσμοι..... B25 (C25/30) - XS 2
- Έγχυτοι πάσσαλοι ..... B25 (C25/30) - XS 2

Χάλυβας οπλισμού:.....S 500 (St IV)

Χάλυβας προεντάσεως:.....1670/1860

## 3.2 Προσομοίωση της γέφυρας στο λογισμικό SAP2000 V.15.

### 3.2.1 Ορισμός υλικών στο SAP2000

#### Σκυροδέματα :

Define → Materials → Add New Material → Material Type → Concrete :

#### Σκυροδέμα B25 :

Ειδικό βάρος  $\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$

Μέτρο ελαστικότητας  $E_c = 30500 \text{ MPa}$

Λόγος Poisson  $\nu = 0.2$

Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή σκυροδέματος  $f_{ck} = 25 \text{ MP}$

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for material B25. The fields are as follows:

- General Data:** Material Name and Display Color: B25; Material Type: Concrete; Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume: 25; Mass per Unit Volume: 2.5493
- Units:** KN, m, C
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 30500000; Poisson's Ratio, U: 0.2; Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05; Shear Modulus, G: 12708333
- Other Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 25000; Lightweight Concrete: ; Shear Strength Reduction Factor: [empty field]
- Switch To Advanced Property Display:**

Εικόνα 3.2 : Ορισμός σκυροδέματος B25

**Σκυρόδεμα B35 :**

Ειδικό βάρος  $\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$

Μέτρο ελαστικότητας  $E_c = 33500 \text{ MPa}$

Λόγος Poisson  $\nu = 0.2$

Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή σκυροδέματος  $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: B35

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 25

Mass per Unit Volume: 2.5493

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 33500000

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 13958333

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 35000

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Εικόνα 3.3 : Ορισμός σκυροδέματος B35

**Χάλυβας :**

Define → Materials → Add New Material → Material Type → Rebar :

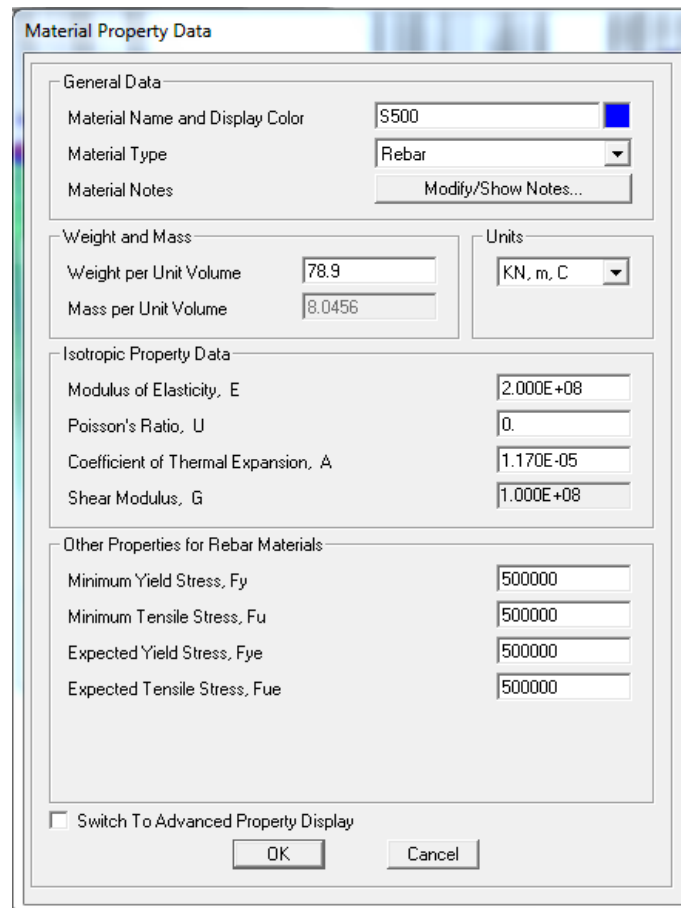
**Χάλυβας S500 :**

Ειδικό βάρος  $\gamma_c = 78.9 \text{ KN/m}^3$

Μέτρο ελαστικότητας  $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Λόγος Poisson  $\nu = 0$

Χαρακτηριστική τάση διαρροής  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$



Εικόνα 3.4 : Ορισμός χάλυβα σπλισμού S500

#### Παραδοχές παρούσας διπλωματικής εργασίας

- μελετάται ο δεξιός κλάδος της γέφυρας
- ο άξονας της γέφυρας θεωρείται ευθύγραμμος
- η κλίση κατά μήκος της γέφυρας θεωρείται μηδενική
- η επίκλιση του καταστρώματος θεωρείται επίσης μηδενική

### 3.2.2 Δομητικό σύστημα

#### Γενικά στοιχεία:

Για τη γεφύρωση του ποταμού προβλέπονται δύο ανεξάρτητα καταστρώματα πλάτους 15,90m το καθένα, με ενδιάμεσο διάκενο πλάτους  $2 \times 0,85 = 1,70m$ .

Η γέφυρα κάθε κατεύθυνσεως έχει συνολικό μήκος 70,0m και περιλαμβάνει δύο ανοίγματα με αποστάσεις αξόνων βάθρων 35,0+35,0m.

Η διάταξη των βάθρων ικανοποιεί τη σύσταση της Υδραυλικής μελέτης να μην υπάρχει βάθρο εντός της ζώνης που καταλαμβάνεται από τη ροή του ποταμού. Επιπλέον, επιδιώχθηκε να τοποθετηθούν τα νέα βάρη σε θέσεις που να μη συμπίπτουν με τα βάρη της υφιστάμενης, ώστε να αποφευχθεί διατάραξη της υφιστάμενης κατά την κατασκευή του δεξιού κλάδου και να μετριασθούν οι επιπτώσεις από ενδεχόμενες δυσκολίες για πλήρη απομάκρυνση των υφισταμένων στοιχείων θεμελίωσης κατά την κατασκευή του Αριστερού κλάδου.

#### 1) Φορέας καταστρώματος

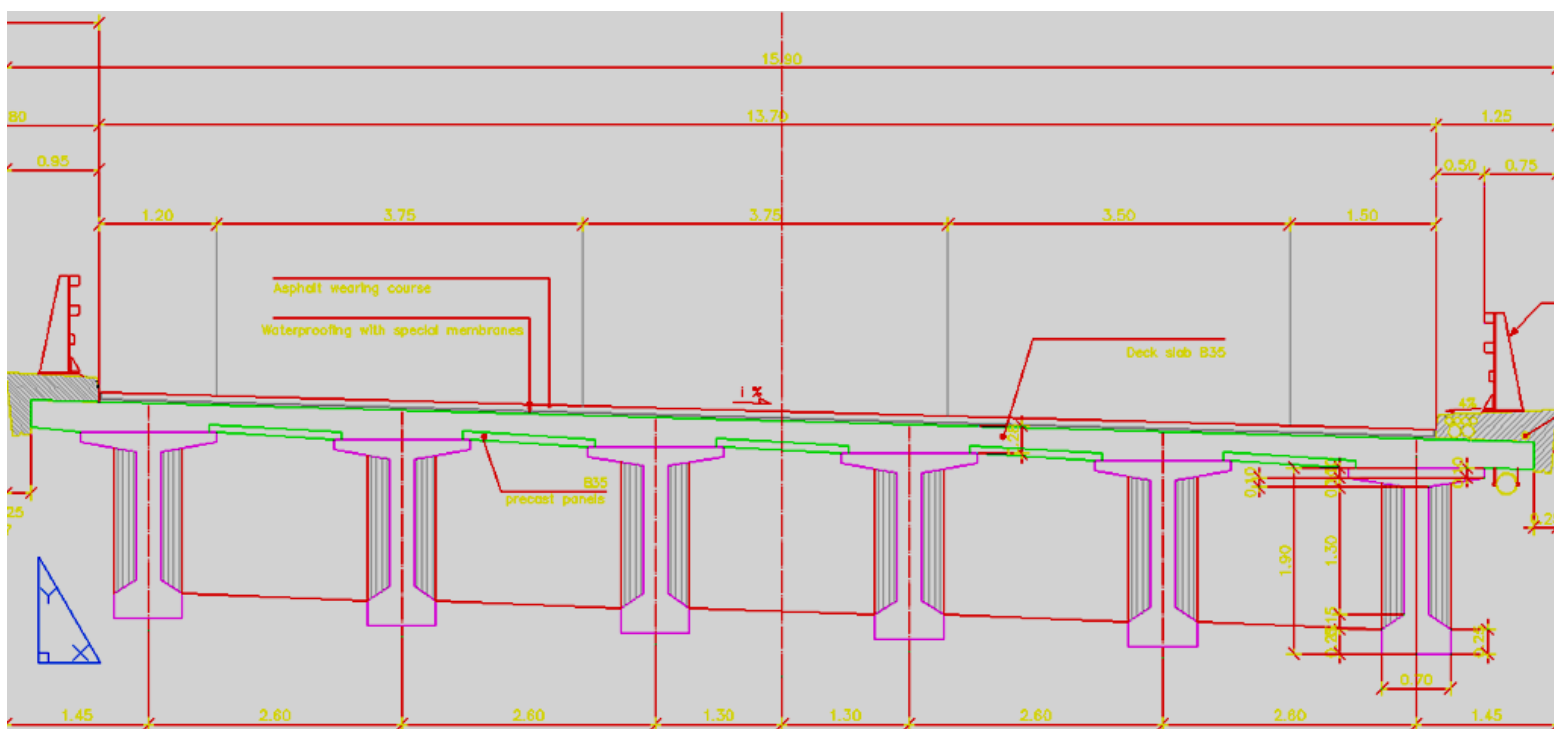
Ο φορέας του καταστρώματος κάθε κατεύθυνσης περιλαμβάνει δύο ουσιαστικώς ανεξάρτητα ανοίγματα τα οποία μορφώνονται με προκατασκευασμένες προεντεταμένες δοκούς, σε συνδυασμό με έγχυτη πλάκα καταστρώματος και διαδοκίδες στους άξονες στηρίξεως.

Για την κάλυψη του πλάτους των 15,90m του κάθε καταστρώματος προβλέπονται έξι (6) δοκοί σε αποστάσεις 2,60m μεταξύ τους.

Οι δοκοί μήκους 35,50m έχουν πεπλατυσμένα άνω πέλατα 1,40m και ύψος 1,90m, ενώ η έγχυτη πλάκα καταστρώματος έχει μεταβαλλόμενο πάχος το οποίο είναι 0,280m κατ' ελάχιστον. Η έδραση των δοκών του καταστρώματος γίνεται επί αγκυρούμενων ελαστομεταλλικών εφεδράνων, οι άξονες των οποίων τοποθετούνται σε απόσταση 0,75m από τα πέλατα των δοκών ώστε το θεωρητικό άνοιγμα να είναι 34,00m.

Η προένταση των δοκών πραγματοποιείται με τρεις τένοντες των 15 συρματόσχοινων ο καθένας και επιβάλλεται εξ ολοκλήρου στο χώρο της προκατασκευής.

Για τη σκυροδέτηση της πλάκας καταστρώματος χρησιμοποιούνται πρόχυτες πρόπλακες, οι οποίες συνδέονται με κατάλληλους σπλισμούς με το έγχυτο τμήμα ώστε να αποτελούν μόνιμο τμήμα της πλάκας καταστρώματος. Οι πρόπλακες του τμήματος σε πρόβολο μπορούν να συνδεθούν ώστε να δημιουργηθεί αντίστοιχο καλούπι και για το τμήμα αυτό, ενώ εναλλακτικώς η σκυροδέτηση του προβόλου μπορεί να γίνει με ειδικά αυτοφερόμενα κινητά φορεία.



Εικόνα 3.5 : Τομή καταστρώματος γέφυρας



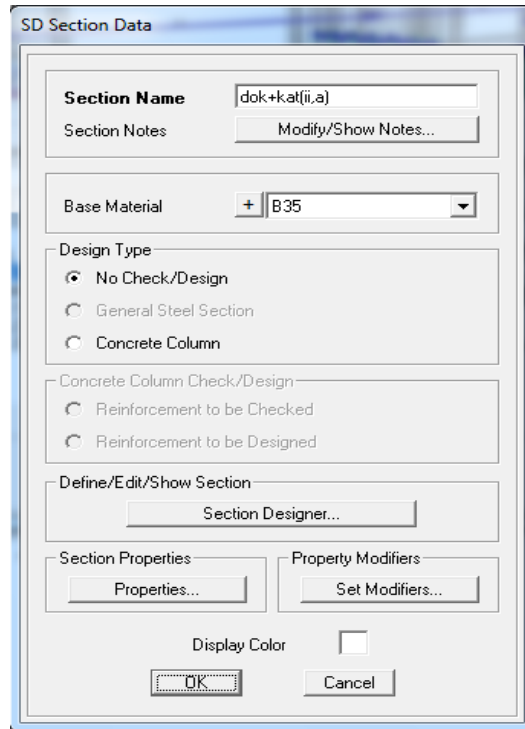
Εικόνα 3.6 : Ημικάτοψη δοκού

a) Προσομοίωση καταστρώματος στο SAP2000 :

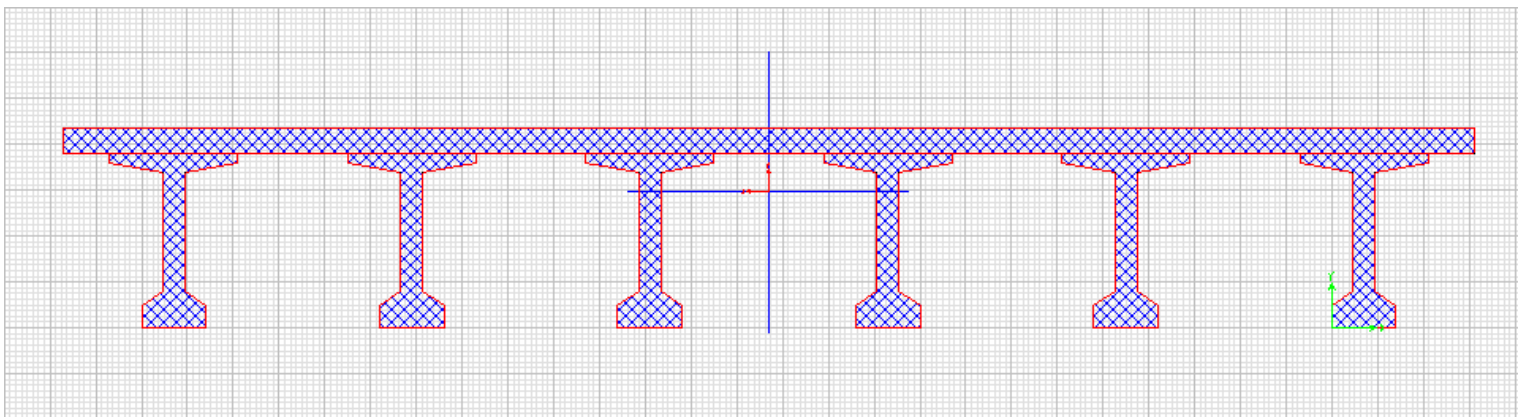
Η πλάκα και οι προεντεταμένες δοκοί του καταστρώματος εισάγονται στο προσομοίωμα υπολογισμού ως γραμμικό στοιχείο με μία ενιαία διατομή ποιότητας σκυροδέματος B35.

Τομή 3-3 :

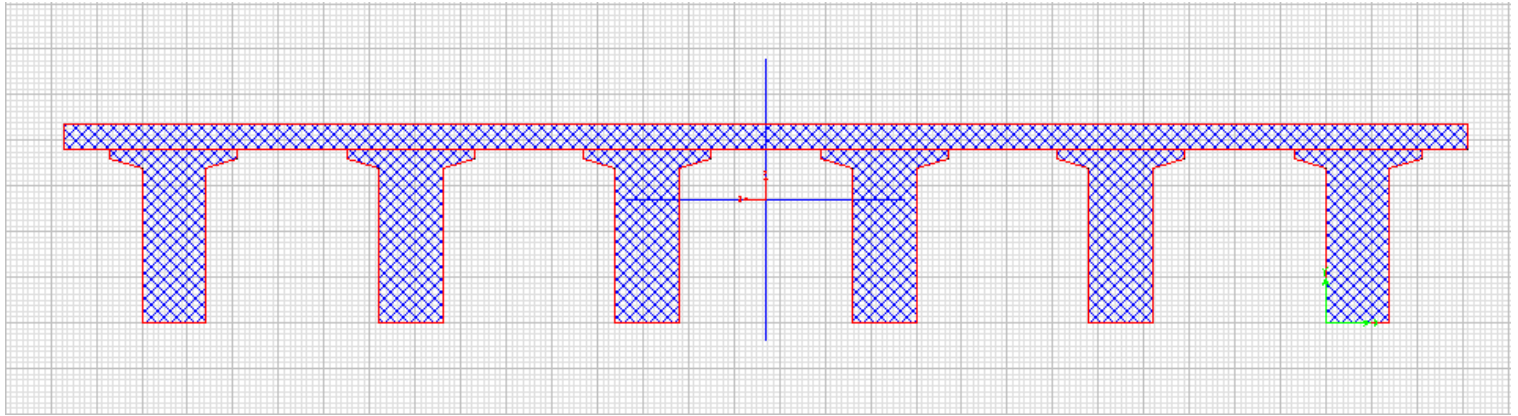
Define → Section Properties → Frame Section → Add New Property → Other → Section Designer → dok+kat(ii,a)



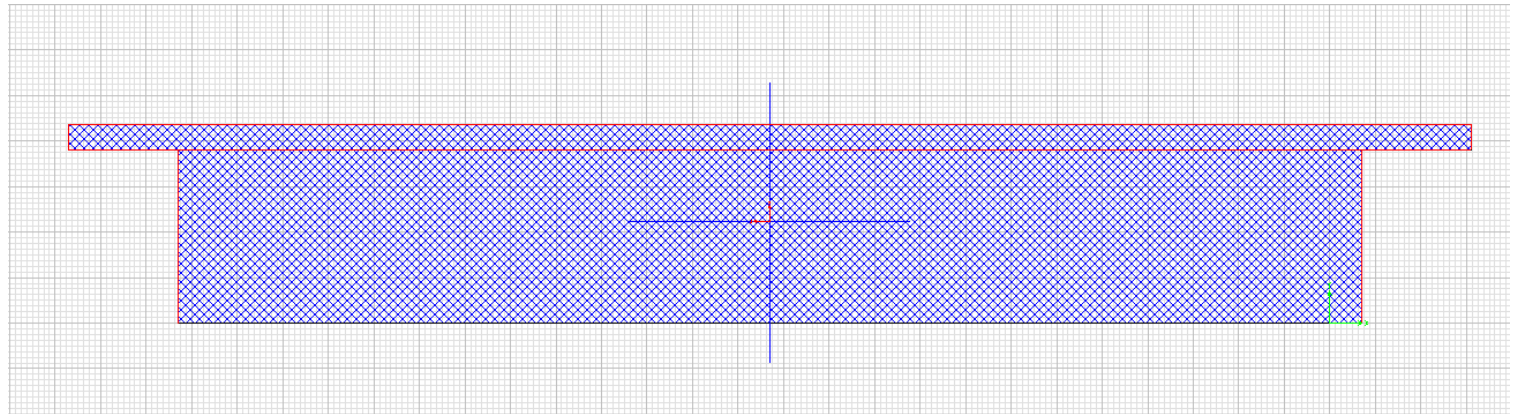
Εικόνα 3.7 : Χαρακτηριστικά διατομής



Σχήμα 3.1 : Διατομή δοκών και πλάκας καταστρώματος, dok+kat(ii,a) (τομή 3-3)



Σχήμα 3.2 : Διατομή δοκών και πλάκα καταστρώματος, dok+kat(i,a) (τομή 1-1)

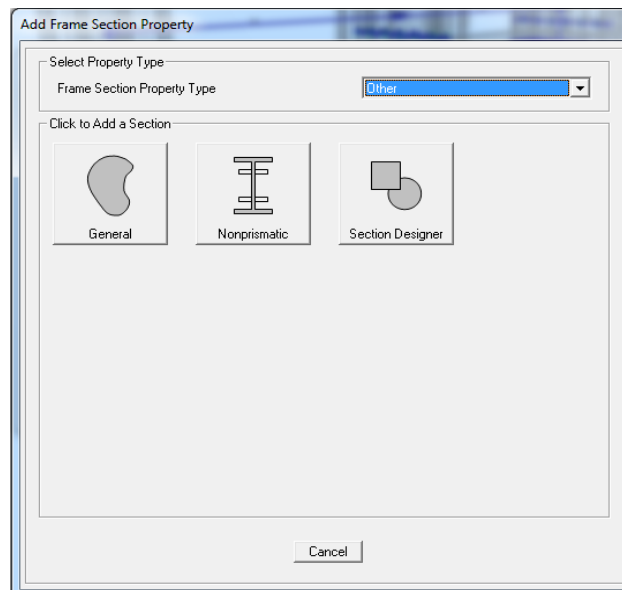


Σχήμα 3.3 : Διατομή δοκών και πλάκας καταστρώματος, dok+kat(sthriksh,a) (στήριξη)

Συνολικό γραμμικό στοιχείο καταστρώματος :

Εισάγουμε τις τρεις παραπάνω διατομές (εικόνες 8,9,10) σε μία ενιαία μη πρισματική διατομή.

Define → Section Properties → Frame Section → Add New Property → Other → Nonprismatic



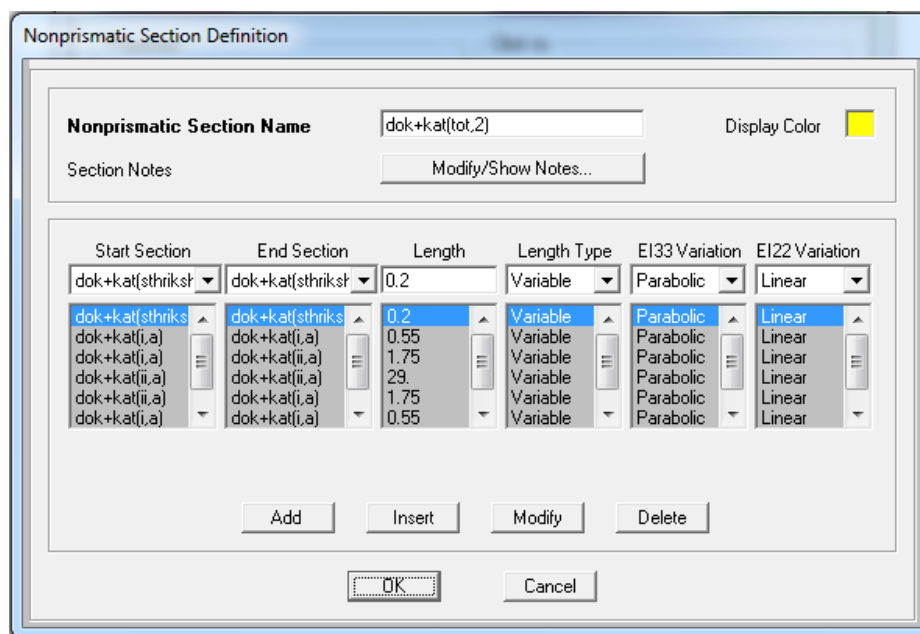
Εικόνα 3.8 : Επιλογή μη πρισματικής διατομής



Σύμφωνα με την ημικάτωση η σύνθεση του ενιαίου γραμμικού στοιχείου δοκών και πλάκας καταστρώματος γίνεται ως εξής :

Εναλλαγή από dok+kat(sthriksh,a) σε dok+kat(sthriksh,a) → 0.2m  
 dok+kat(i,a) dok+kat(i,a) →0.55m  
 dok+kat(i,a) dok+kat(ii,a) →1.75m  
 dok+kat(ii,a) dok+kat(ii,a) →29m  
 dok+kat(ii,a) dok+kat(i,a) →1.75  
 dok+kat(i,a) dok+kat(i,a) →0.55m  
 dok+kat(sthriksh,a) dok+kat(sthriksh,a) → 0.2m

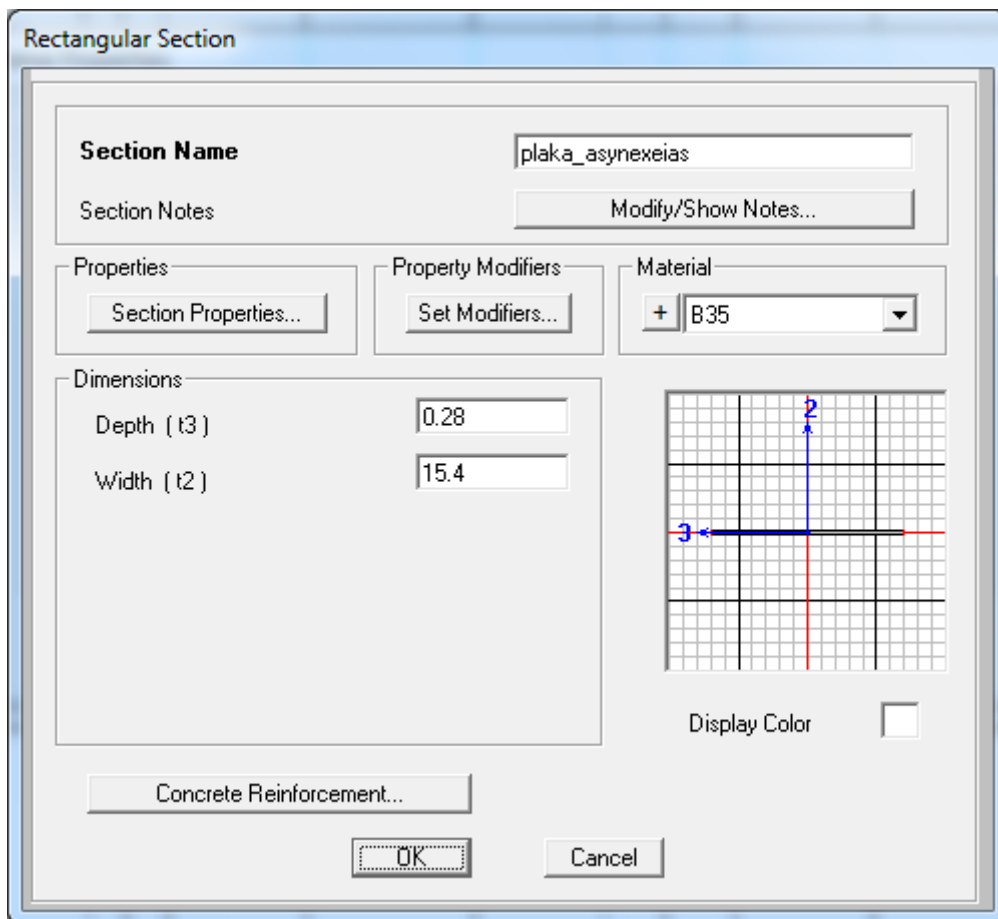
Το θεωρητικό άνοιγμα των προεντεταμένων δοκών (απόσταση μεταξύ των στηρίξεων) είναι 34m.



Εικόνα 3.9 : Ενιαίο γραμμικό στοιχείο καταστρώματος

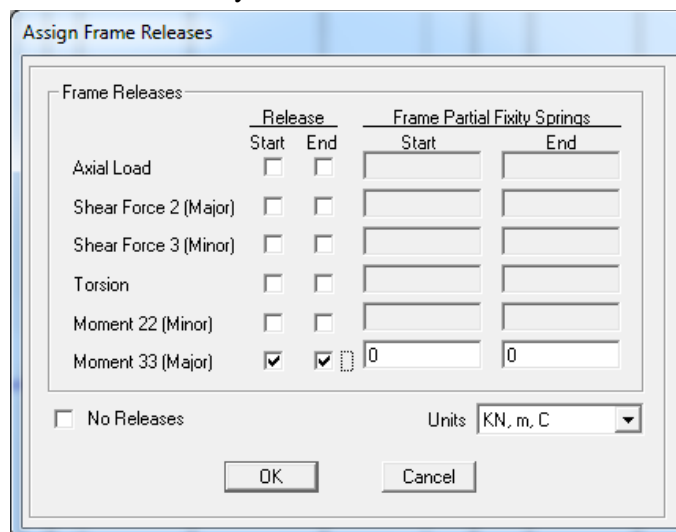
#### b) Προσομοίωση πλάκας ασυνεχίας στο SAP2000

Τα δύο ελεύθερα ανοίγματα του καταστρώματος συνδέονται στον άξονα του μεσόβαθρου με μία πλάκα ασυνεχίας πλάτους 15.40m, ύψους 0.28m και μήκους 0.50m. Κατά την προσομοίωση της πλάκας ασυνεχίας απελευθερώνονται οι ροπές  $M_{Y-Y}$  (καθολικό σύστημα αξόνων) στην σύνδεση της με τα δύο ανεξάρτητα ανοίγματα του καταστρώματος. Με αυτόν τον τρόπο, επιτυγχάνουμε την λειτουργία άρθρωσης στην παραπάνω σύνδεση, κατά την διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας.



Εικόνα 3.10 : Πρότυπη ορθογωνική διατομή του SAP2000 για την προσομοίωση της πλάκας ασυνεχίας.

Μηδενισμός ροπών  $M_{3-3}=M_{Y-Y}$  για την πλάκα ασυνεχίας :  
Assign → Frame → Releases/Partial Fixity



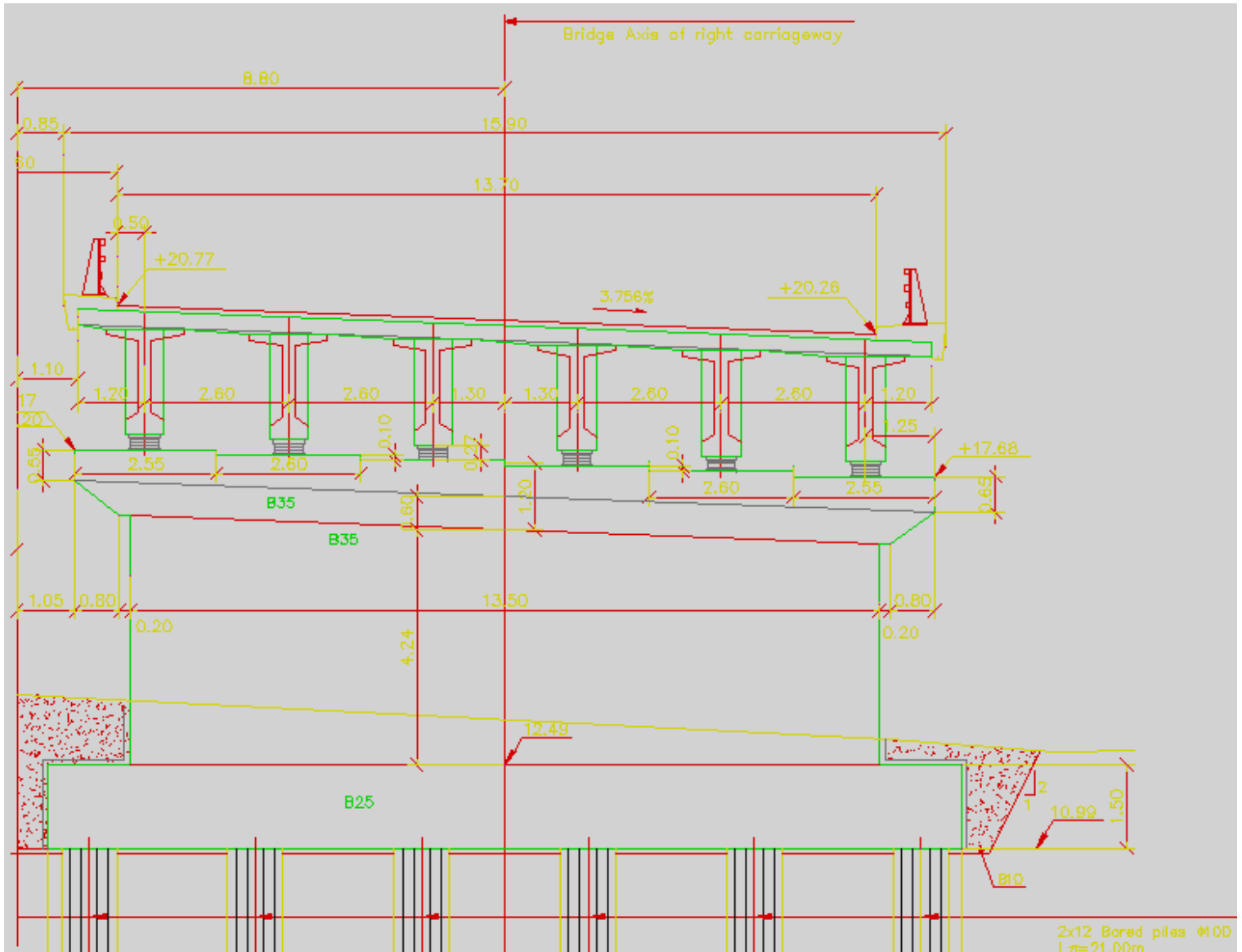
Εικόνα 3.11 : Μηδενισμός ροπών  $M_{Y-Y}$  για την πλάκα ασυνεχίας

## 2) Μεσόβαθρο M1

Σε κάθε κλάδο προβλέπεται ολόσωμο τοιχοειδές μεσόβαθρο πλάτους κορμού 13,50m και πάχους 1,50m με κυκλικές απολήξεις στα άκρα. Στην κεφαλή κατασκευάζεται δοκός εδράσεως πάχους 1,20m, μήκους 15,50m, πλάτους 3,00m με ομοίως κυκλικές απολήξεις άκρων. Το συνολικό μέσο ύψος των μεσοβάθρων είναι περί τα 7,50m.

Η στέγη της δοκού εδράσεως έχει ειδική βαθμιδατή διαμόρφωση με οριζόντια τμήματα κατάλληλα για την τοποθέτηση των εφεδράνων τα οποία στον άξονα αυτό έχουν διαστάσεις 400x600x256(132).

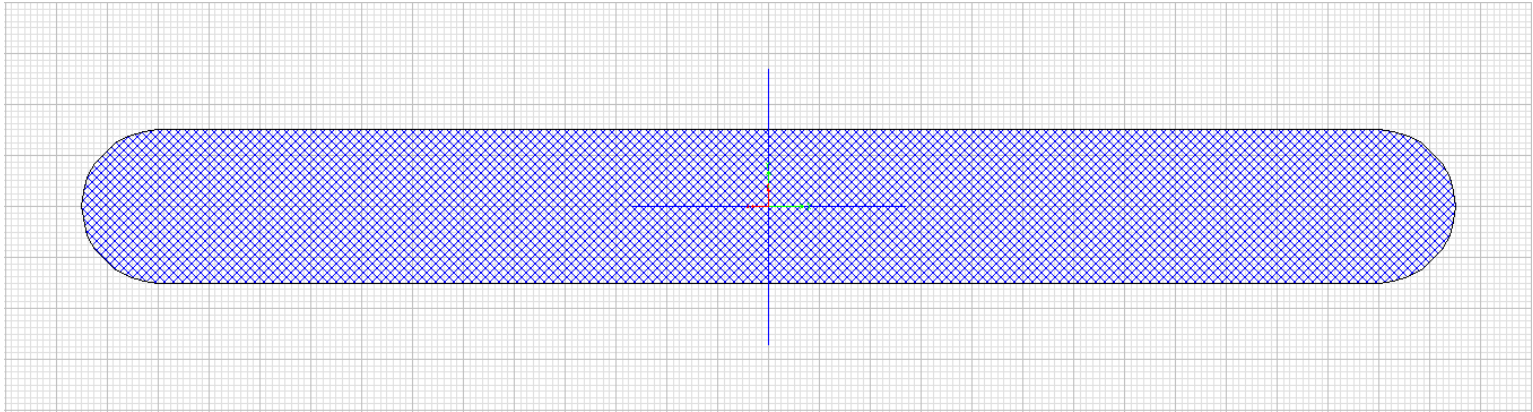
Η θεμελίωση του μεσοβάθρου κάθε κλάδου γίνεται επί 2x6 = 12 πασσάλων Ø100 μήκους 21,0m, οι κεφαλές των οποίων συνδέονται με κεφαλόδεσμο πάχους 1,50m.



Εικόνα 3.12 : Τομή YZ μεσόβαθρου δεξιού κλάδου γέφυρας

a) Προσομοίωση κορμού m1,1 μεσόβαθρου M1 στο SAP2000

Ο κορμός αντιπροσωπεύεται από γραμμικό στοιχείο μήκους 6.43m, σχεδιασμένο κατά την κατακόρυφη διεύθυνση (Z). Στα άκρα του στοιχείου I και J ορίζονται άκαμπτες ζώνες μήκους 0.75m και 1.20m αντίστοιχα, καθώς στις συγκεκριμένες περιοχές γίνεται η ένωση με τον κεφαλόδεσμο και την δοκό εδράσεως αντίστοιχα.



Σχήμα 3.4 : Διατομή κορμού m1,1 μεσόβαθρου M1

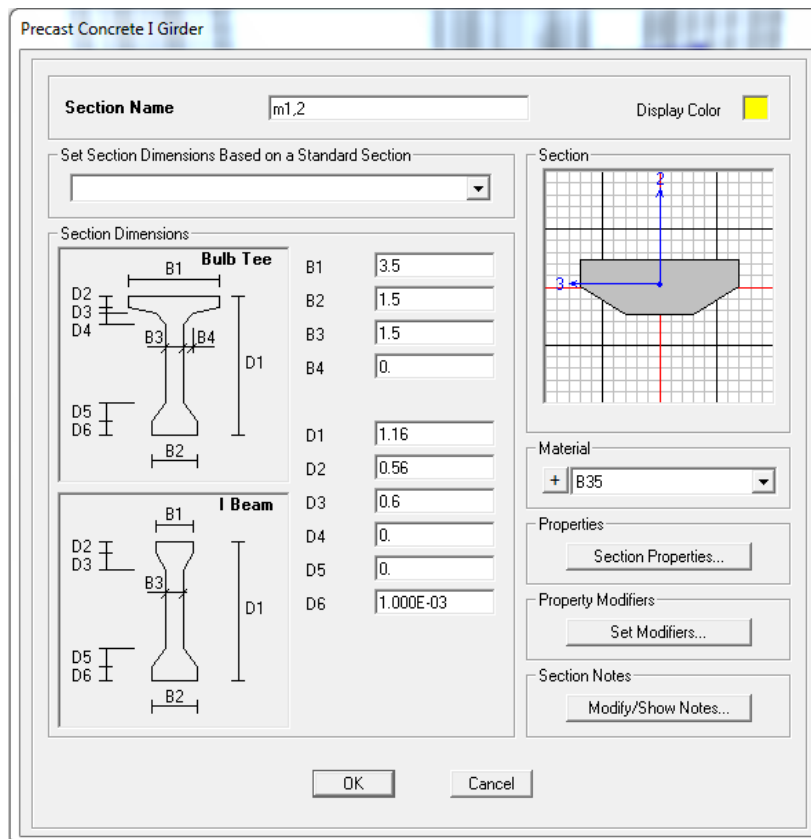
Η διατομή σχεδιάστηκε στο Section Designer.

Το ύψος της διατομής του κορμού του μεσόβαθρου είναι 1.50m και το πλάτος της 13.50m. Το σκυρόδεμα είναι ποιότητας B35.

b) Προσομοίωση δύσκαμπτης δοκού εδράσεως m1,2 μεσόβαθρου M1 στο SAP2000

Ο δοκός εδράσεως αντιπροσωπεύεται από γραμμικό στοιχείο μήκους 15.50m σχεδιασμένου κατά την εγκάρσια διεύθυνση (Y). Το στοιχείο της δοκού εδράσεως είναι διακριτοποιημένο σε 7 τμήματα (1.25m, 2.60m, 2.60m, 2.60m, 2.60m, 2.60m, 1.25m) και έχει σχεδιαστεί απείρως δύσκαμπτο. Στους ενδιάμεσους κόμβους των διακριτοποιημένων στοιχείων πραγματοποιείται η σύνδεση με τα εφέδρανα.

Επιλέγεται πρότυπη διατομή σκυροδέματος τύπου Precast I : AASHTO I Beam - Type I και την τροποποιούμε κατάλληλα :



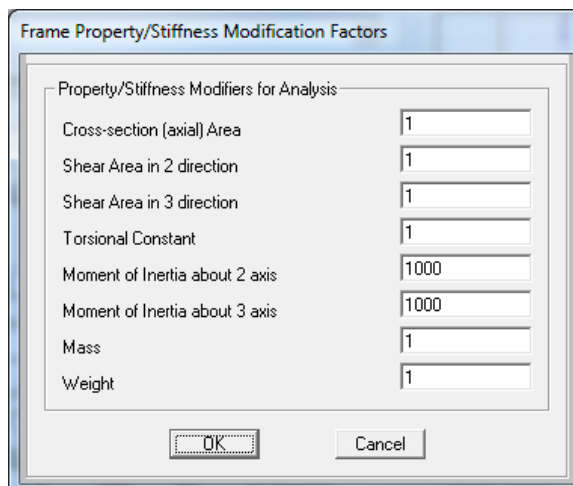
Εικόνα 3.13 : Διατομή δύσκαμπτης δοκού εδράσεως μεσόβαθρου M1

Το ύψος της διατομής της δοκού εδράσεως του μεσόβαθρου είναι 1.20m και το πλάτος της 3.50m. Αγνοείται η βαθμιδωτή διαμόρφωσή της.

Το σκυρόδεμα είναι ποιότητας B35.

Το στοιχείο θεωρείται, όπως έχει αναφερθεί παραπάνω, απείρως δύσκαμπτο. Εισάγουμε την άπειρη δυσκαμψία στην διατομή μέσω της τροποποίησης των συντελεστών της. Στον συντελεστή τροποποίησης των ροπών αδρανείας της διατομής εισάγουμε την τιμή 1000.

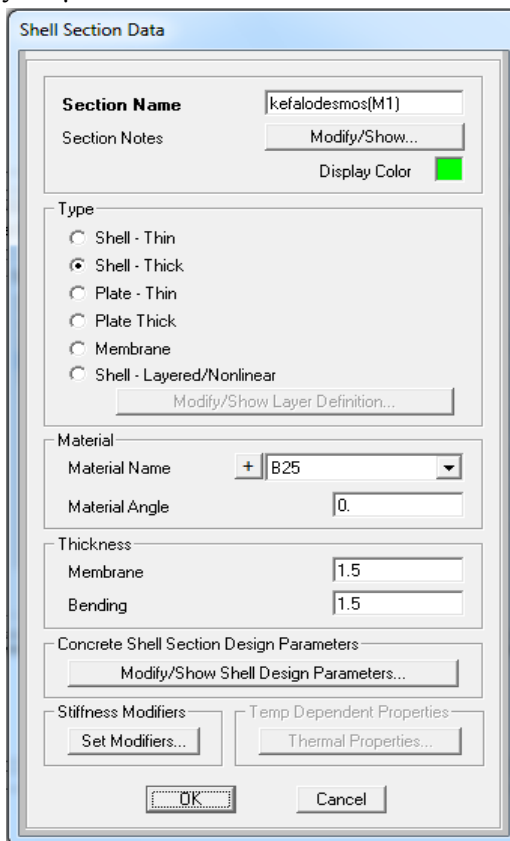
Property Modifiers → Set Modifiers



Εικόνα 3.14 : Εισαγωγή άπειρης δυσκαμψίας στο στοιχείο της δοκού εδράσεως

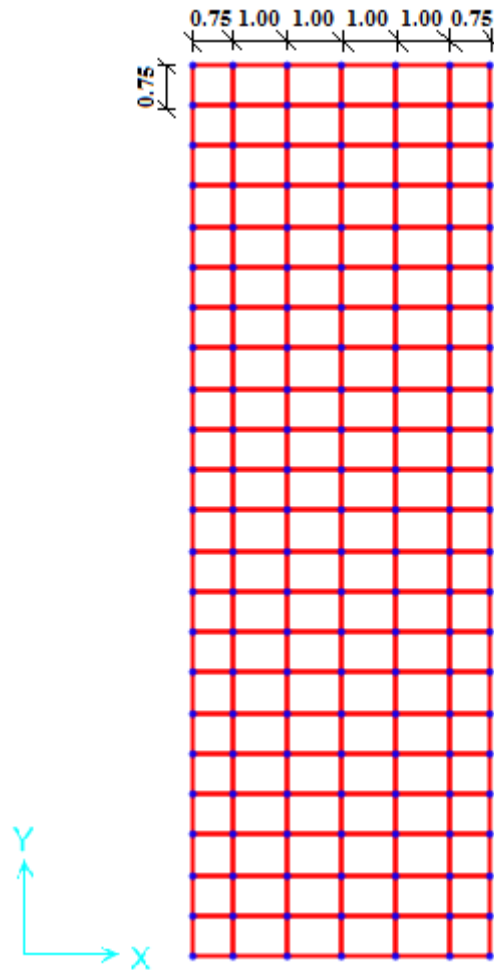
### c) Προσομοίωση κεφαλόδεσμου μεσόβαθρου M1

Για την προσομοίωση του κεφαλόδεσμου του μεσόβαθρου χρησιμοποιήθηκαν επιφανειακά στοιχεία (Shell Elements) τύπου Shell - Thick, με την ονομασία kefalodesmos(M1), ποιότητα σκυροδέματος B25 και πάχος ίσο με 1.50m.



Εικόνα 3.15 : Επιφανειακό στοιχείο κεφαλόδεσμου μεσόβαθρου M1

Ο κεφαλόδεσμος του μεσόβαθρου έχει μήκος 5.50m(κατά την διαμήκη διεύθυνση X) και πλάτος 16.50m(κατά την εγκάρσια διεύθυνση Y). Στην εικόνα που ακολουθεί φαίνεται σε κάτοψη ο κεφαλόδεσμος του μεσόβαθρου, όπως είναι τοποθετημένος στο μοντέλο προσομοίωσης, καθώς και η ακριβής διακριτοποίησή του.



Σχήμα 3.5 : Κάτοψη κεφαλόδεσμου μεσόβαθρου M1 στο μοντέλο προσομοίωσης

### 3) Ακρόβαθρα A1, A2- τοίχοι

Και τα δύο ακρόβαθρα είναι ολόσωμα, πλάτους 16,50m ανά κατάστρωμα, συνολικού ύψους περί τα 5,00 και 7,50m για το A1 και A2 αντίστοιχα.

Η στέψη της δοκού εδράσεως έχει ειδική βαθμιδωτή διαμόρφωση με οριζόντια τμήματα κατάλληλα για την τοποθέτηση των εφεδράνων τα οποία στον άξονα αυτό έχουν διαστάσεις 400x600x256(132).

Στις παρειές των ακρόβαθρων προβλέπονται πτερύγια αντεπιστροφής, καθαρού μήκους 1,55m (A1) και 4,05m (A2) για τον εγκιβωτισμό και την αντιστήριξη των επιχωμάτων προσβάσεως.

Για τη συμπλήρωση της αντιστήριξης των επιχωμάτων προσβάσεως, στη δεξιά οριογραμμή του A2 προβλέπεται τοίχος αντιστηρίξεως μήκους 6,00m και ύψους 6,45m.

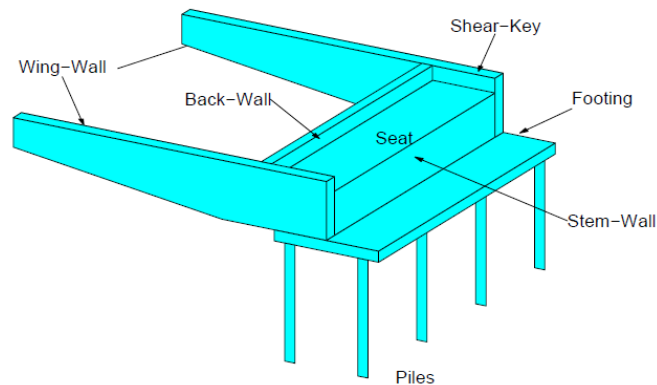
Η θεμελίωση των ακρόβαθρων και του τοίχου γίνεται επί πασσάλων ως εξής:

Ακρόβαθρο A1: Δώδεκα (12) πάσσαλοι Ø100 μήκους 30,0m διατεταγμένοι σε δύο σειρές (2x6) ανά κλάδο. Οι κεφαλές των πασσάλων συνδέονται με κεφαλόδεσμο πάχους 1,20m.

Ακρόβαθρο A2: Δεκαοκτώ (18) πάσσαλοι Ø100 μήκους 32,0m διατεταγμένοι σε τρεις σειρές (3x6) ανά κλάδο. Οι κεφαλές των πασσάλων συνδέονται με κεφαλόδεσμο πάχους 1,50m.

Τοίχος: Τέσσερις (4) πάσσαλοι  $\text{Ø}100$  μήκους 26,0m.

Οι τοίχοι αντιστήριξης αγνοούνται στην παρούσα εργασία.



Σχήμα 3.6 : Τρισδιάστατη άποψη τυπικού Ακρόβαθρου.

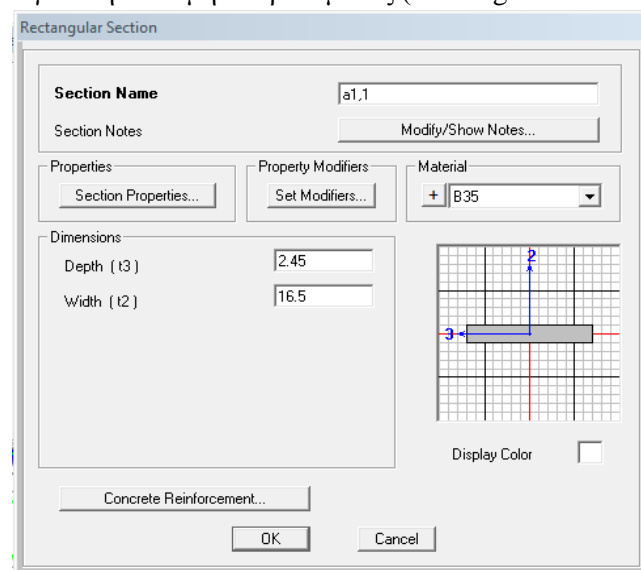
### Ακρόβαθρο A1

#### a) Προσομοίωση κορμού a1,1 ακρόβαθρου A1

Ο κορμός αντιπροσωπεύεται από γραμμικό στοιχείο μήκους 1.87m, σχεδιασμένο κατά την κατακόρυφη διεύθυνση (Z).

Στο άκρο του στοιχείου I ορίζεται άκαμπτη ζώνη μήκους 0.60m, καθώς στη συγκεκριμένη περιοχή γίνεται η ένωση με τον κεφαλόδεσμο του ακρόβαθρου A1 πάχους 1.20m.

Επιλέγεται πρότυπη ορθογωνική διατομή σκυροδέματος (Rectangular Section) :



Εικόνα 3.16 : Διατομή κορμού a1,1 ακρόβαθρου A1

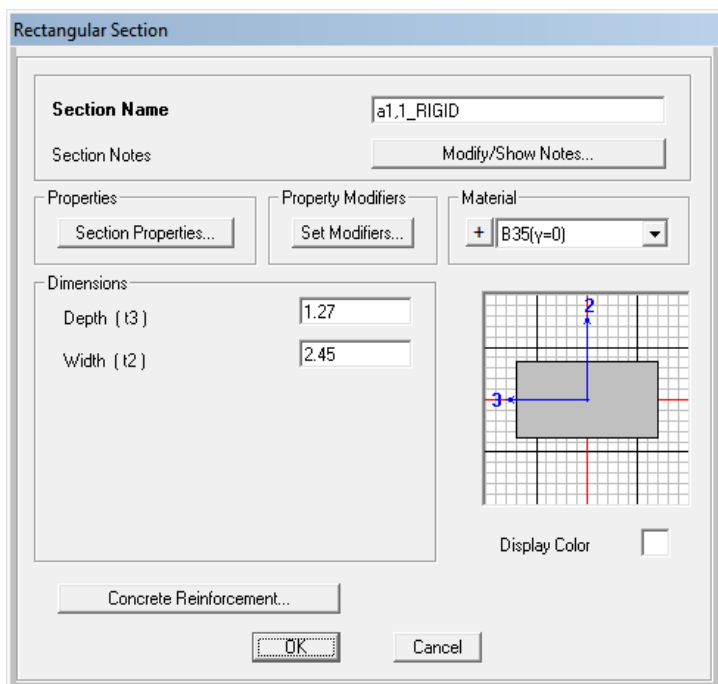
Το ύψος της διατομής είναι 2.45m και το πλάτος της 16.50m.

Το σκυροδέμα είναι ποιότητας B35.

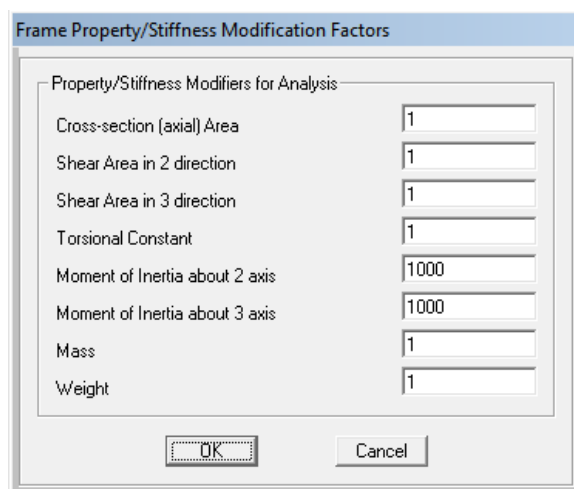
#### b) Προσομοίωση δύσκαμπτης δοκού εδράσεως a1,1 RIGID ακρόβαθρου A1

Ταυτόχρονα με την διατομή του κορμού a1,1 ορίζουμε την ίδια ακριβώς διατομή δύσκαμπτη και αβαρή. Την δύσκαμπτη διατομή a1,1\_RIGID την σχεδιάζουμε κατά την εγκάρσια διεύθυνση (Y) και με αυτόν τον τρόπο ορίζουμε το στοιχείο έδρασης των εφεδράνων. Αγνοείται η βαθμιδωτή διαμόρφωση της δοκού εδράσεως.

Επιλέγεται πρότυπη ορθογωνική διατομή σκυροδέματος :

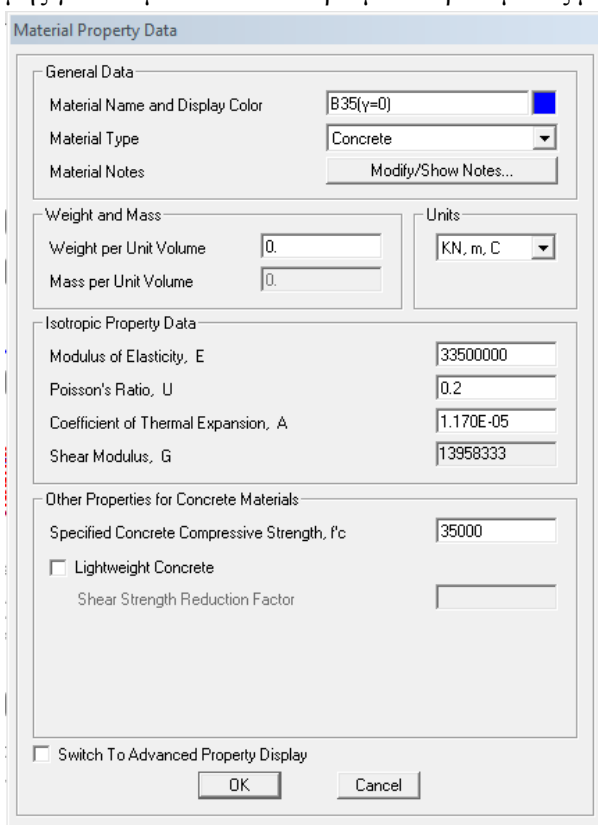


Εικόνα 3.17 : Διατομή δύσκαμπτης δοκού εδράσεως a2,1\_RIGID ακρόβαθρου A2



Εικόνα 3.18 : Συντελεστές τροποποίησης ροπών αδρανείας

Ο ορισμός αβαρούς διατομής γίνεται μέσα από τον ορισμό σκυροδέματος μηδενικού ειδικού βάρους :

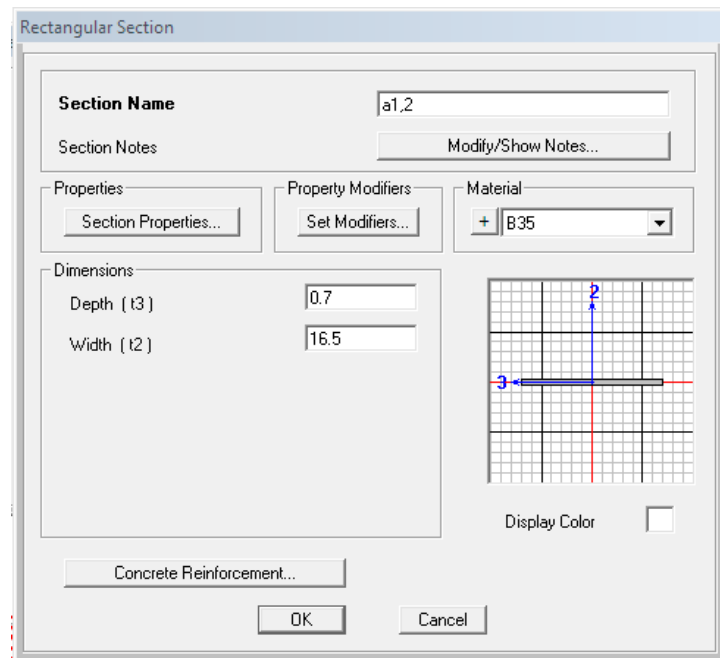


Εικόνα 3.19 : Σκυρόδεμα ποιότητας B35 μηδενικού ειδικού βάρους

c) Προσομοίωση παραπέτασματος a1,2 ακρόβαθρου A1 για την συγκράτηση των παρακείμενων γαιών

Το παραπέτασμα αντιπροσωπεύεται από γραμμικό στοιχείο μήκους 3.00m, σχεδιασμένο κατά την κατακόρυφη διεύθυνση (Z).





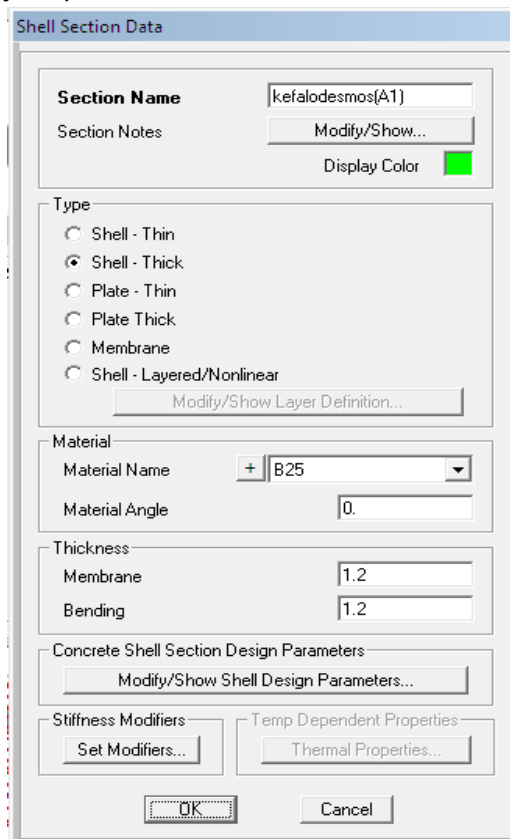
Εικόνα 3.20 : Διατομή παραπετάσματος a1,2 ακρόβαθρου A1

Το ύψος της διατομής είναι 0.70m και το πλάτος της 16.50m.

Το σκυρόδεμα είναι ποιότητας B35.

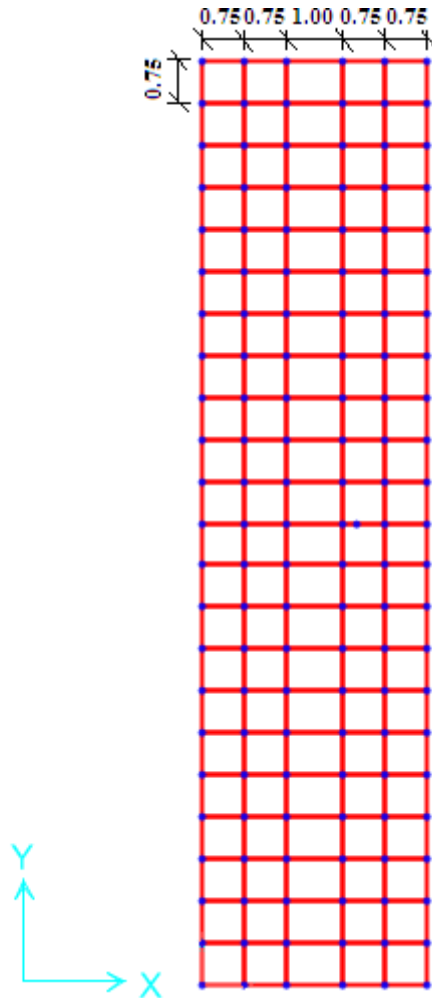
d) Προσομοίωση κεφαλόδεσμου ακρόβαθρου A1

Για την προσομοίωση του κεφαλόδεσμου του ακρόβαθρου χρησιμοποιήθηκαν επιφανειακά στοιχεία (Shell Elements) τύπου Shell - Thick, με την ονομασία kefalodesmos(A1), ποιότητα σκυροδέματος B25 και πάχος ίσο με 1.20m.



Εικόνα 3.21 : Επιφανειακό στοιχείο κεφαλόδεσμου ακρόβαθρου A1

Ο κεφαλόδεσμος του μεσόβαθρου έχει μήκος 4.00m(κατά την διαμήκη διεύθυνση X) και πλάτος 16.50m(κατά την εγκάρσια διεύθυνση Y). Στην εικόνα που ακολουθεί φαίνεται σε κάτοψη ο κεφαλόδεσμος του ακρόβαθρου A1, όπως είναι τοποθετημένος στο μοντέλο προσομοίωσης, καθώς και η ακριβής διακριτοποίησή του.



Σχήμα 3.7 : Κάτοψη κεφαλόδεσμου ακρόβαθρου A1 στο μοντέλο προσομοίωσης

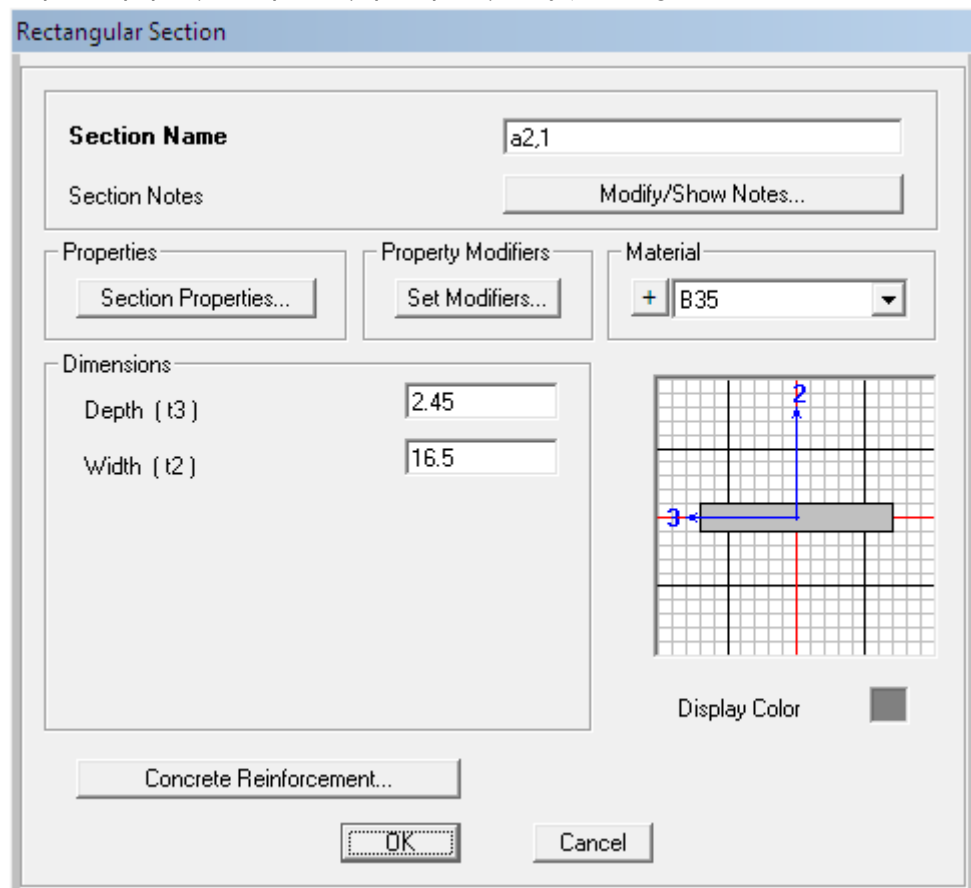
## Ακρόβαθρο A2

### a) Προσομοίωση κορμού a2,1 ακρόβαθρου A2

Ο κορμός αντιπροσωπεύεται από γραμμικό στοιχείο μήκους 3.96m, σχεδιασμένο κατά την κατακόρυφη διεύθυνση (Z).

Στο άκρο του στοιχείου I ορίζεται άκαμπτη ζώνη μήκους 0.75m, καθώς στη συγκεκριμένη περιοχή γίνεται η ένωση με τον κεφαλόδεσμο του ακρόβαθρου A2 πάχους 1.50m.

Επιλέγεται πρότυπη ορθογωνική διατομή σκυροδέματος (Rectangular Section) :



Εικόνα 3.22 : Διατομή κορμού a2,1 ακρόβαθρου A2

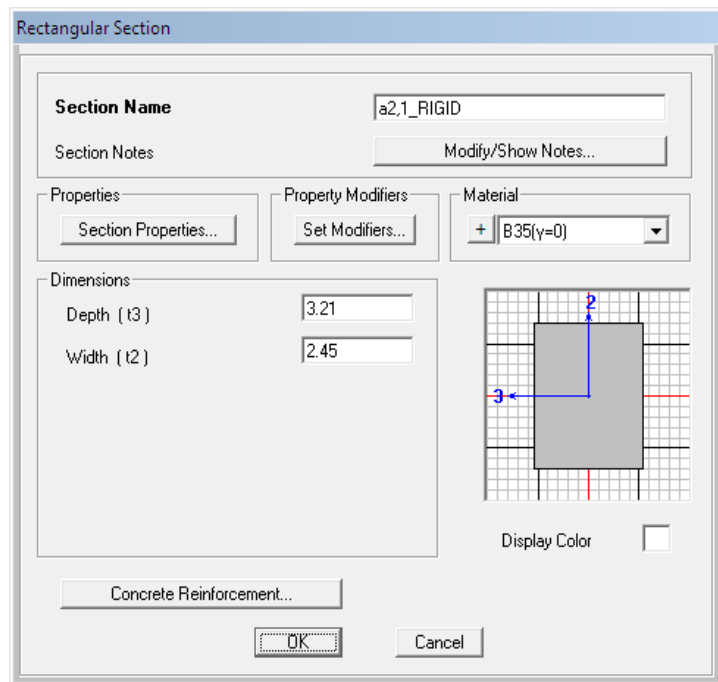
Το ύψος της διατομής είναι 2.45m και το πλάτος της 16.50m.

Το σκυρόδεμα είναι ποιότητας B35.

### b) Προσομοίωση δύσκαμπτης δοκού εδράσεως a2,1 RIGID ακρόβαθρου A2

Ταυτόχρονα με την διατομή του κορμού a1,1 ορίζουμε την ίδια ακριβώς διατομή δύσκαμπτη και αβαρή. Την δύσκαμπτη διατομή a2,1\_RIGID την σχεδιάζουμε κατά την εγκάρσια διεύθυνση (Y) και με αυτόν τον τρόπο ορίζουμε το στοιχείο έδρασης των εφεδράνων. Αγνωείται η βαθμιδωτή διαμόρφωση της δοκού εδράσεως.

Επιλέγεται πρότυπη ορθογωνική διατομή σκυροδέματος :

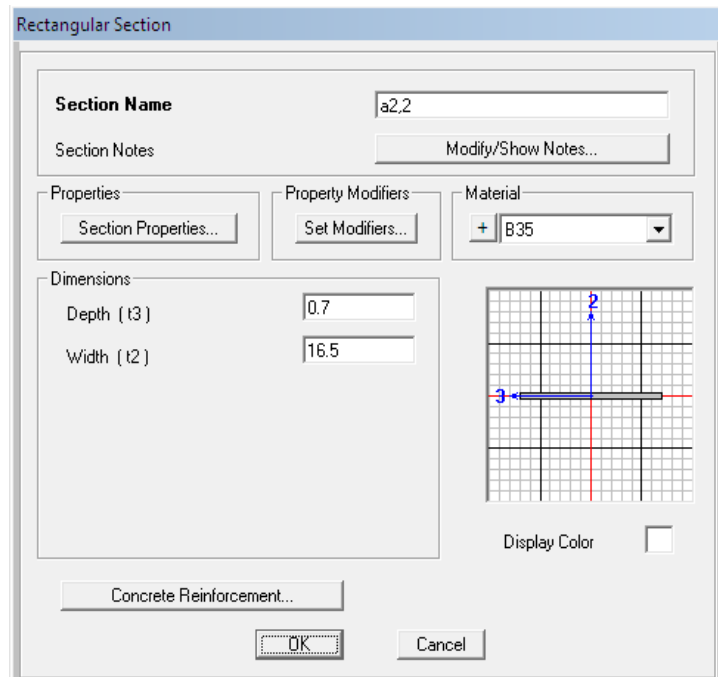


Εικόνα 3.23 : Διατομή δύσκαμπτης δοκού εδράσεως a2,1\_RIGID ακρόβαθρου A2

Η άπειρη δυσκαμψία καθώς και το μηδενικό ειδικό βάρος της διατομής ορίζονται όπως ακριβώς και για την δύσκαμπτη δοκό εδράσεως του ακρόβαθρου A1.

c) Προσομοίωση παραπέτασματος a2,2 ακρόβαθρου A2 για την συγκράτηση των παρακείμενων γαιών

Το παραπέτασμα αντιπροσωπεύεται από γραμμικό στοιχείο μήκους 2.50m, σχεδιασμένο κατά την κατακόρυφη διεύθυνση (Z).

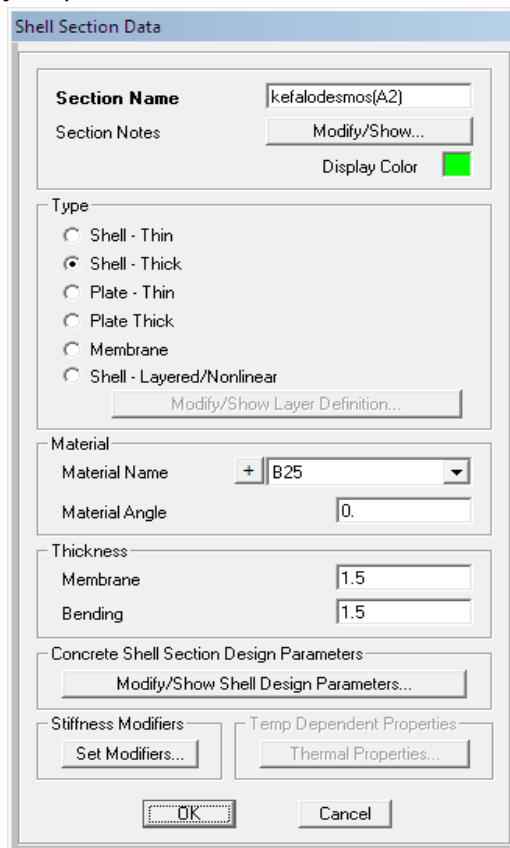


Εικόνα 3.24 : Διατομή παραπέτασματος a2,2 ακρόβαθρου A2

Το ύψος της διατομής είναι 0.70m και το πλάτος της 16.50m.  
Το σκυρόδεμα είναι ποιότητας B35.

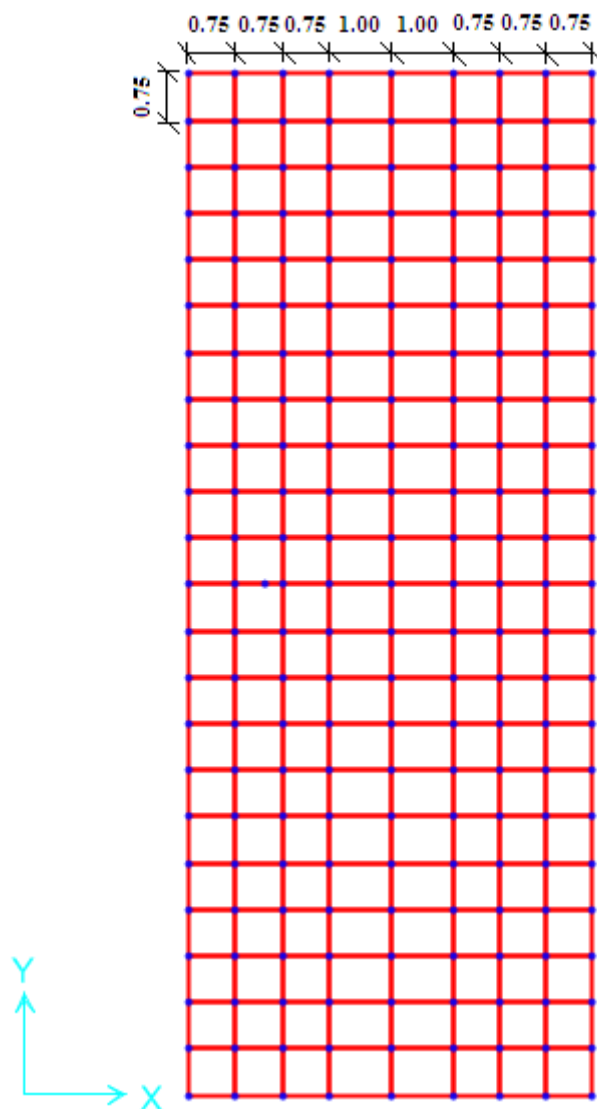
d) Προσομοίωση κεφαλόδεσμου ακρόβαθρου A2

Για την προσομοίωση του κεφαλόδεσμου του ακρόβαθρου χρησιμοποιήθηκαν επιφανειακά στοιχεία (Shell Elements) τύπου Shell - Thick, με την ονομασία kefalodesmos(A2), ποιότητα σκυροδέματος B25 και πάχος ίσο με 1.50m.



Εικόνα 3.25 : Επιφανειακό στοιχείο κεφαλόδεσμου A2

Ο κεφαλόδεσμος του μεσόβαθρου έχει μήκος 6.50m(κατά την διαμήκη διεύθυνση X) και πλάτος 16.50m(κατά την εγκάρσια διεύθυνση Y). Στην εικόνα που ακολουθεί φαίνεται σε κάτοψη ο κεφαλόδεσμος του ακρόβαθρου A2, όπως είναι τοποθετημένος στο μοντέλο προσομοίωσης, καθώς και η ακριβής διακριτοποίησή του.



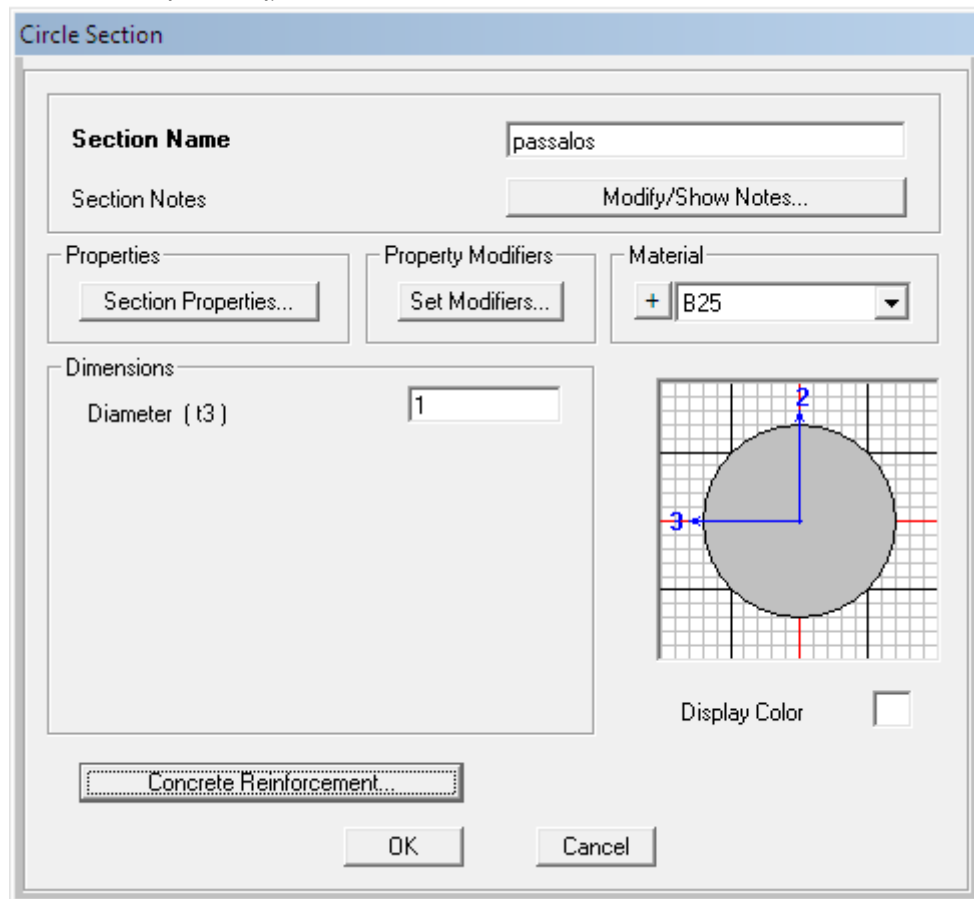
Σχήμα 3.8 : Κάτοψη κεφαλόδεσμου A2 στο μοντέλο προσομοίωσης

#### 4) Πάσσαλοι θεμελίωσης

Από την μελέτη εκλέγονται ίδιες διατομές πασσάλων για την θεμελίωση των δύο ακρόβαθρων και του μεσόβαθρου.

Για την εισαγωγή τους στο προσομοίωμα υπολογισμού επιλέγουμε γραμμικό στοιχείο με πρότυπη κυκλική διατομή (Circular Section) σκυροδέματος διαμέτρου 1m και ποιότητας σκυροδέματος B25.

Οι πάσσαλοι είναι διακριτοποιημένοι ανά 1m.



Εικόνα 3.26 : Διατομή πασσάλου θεμελίωσης

#### Ελατηριακές στηρίξεις πασσάλων

- Οριζόντια ελατήρια (ελατήρια Winkler)

Η γεωτεχνική μελέτη μας παρέχει τα εδαφικά προφίλ για τις περιοχές του ακρόβαθρου A1, του μεσόβαθρου M1 και του ακρόβαθρου A2, καθώς και τα αντίστοιχα προφίλ των δυσκαμμιών των οριζόντιων ελατηρίων.

Επίσης, μας δίνει τον συνοπτικό πίνακα των παραμέτρων κάθε γεωτεχνικής ενότητας που βρέθηκε κατά τις γεωτρήσεις :

Η 1<sup>η</sup> στήλη του πίνακα αναφέρεται στις ονομασίες των γεωτεχνικών ενότητων.

Η 2<sup>η</sup> στήλη του πίνακα αναφέρεται στην ταξινόμηση των εδαφών σύμφωνα με το σύστημα AUSCS (American Unified Soil Classification System) :

- GM : Ιλυώδεις χάλικες – ιλυώδες αμμοχάλικο
- SM : Ιλυώδης άμμος, μίγματα άμμου – ιλύος
- SC : Αργιλώδης άμμος, μίγματα άμμου – αργίλου
- CL : Ανόργανη άργιλος χαμηλής έως μέσης πυκνότητας, αμμόδης άργιλος, ιλυώδης άργιλος

Η 3<sup>η</sup> στήλη του πίνακα αναφέρεται στο ειδικό βάρος γαιών.

Η 4<sup>η</sup> στήλη του πίνακα αναφέρεται στην αστράγγιστη διατμητική αντοχή των αργίλων.

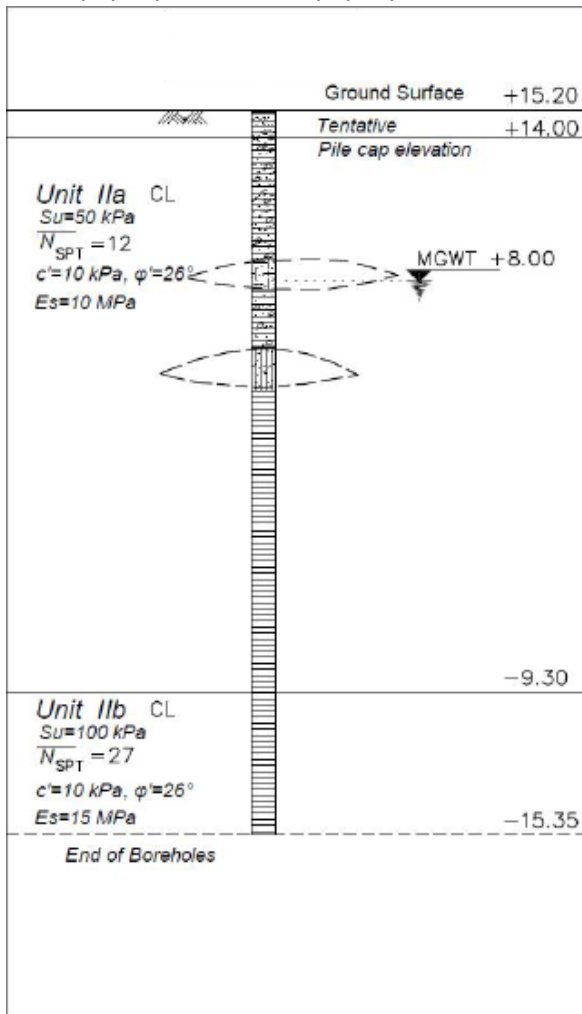
Η 5<sup>η</sup> στήλη του πίνακα αναφέρεται στις ενεργές παραμέτρους διατμητικής αντοχής των γαιών.

Η 6<sup>η</sup> στήλη του πίνακα αναφέρεται στο μέτρο συμπίεστότητας των γαιών. [3]

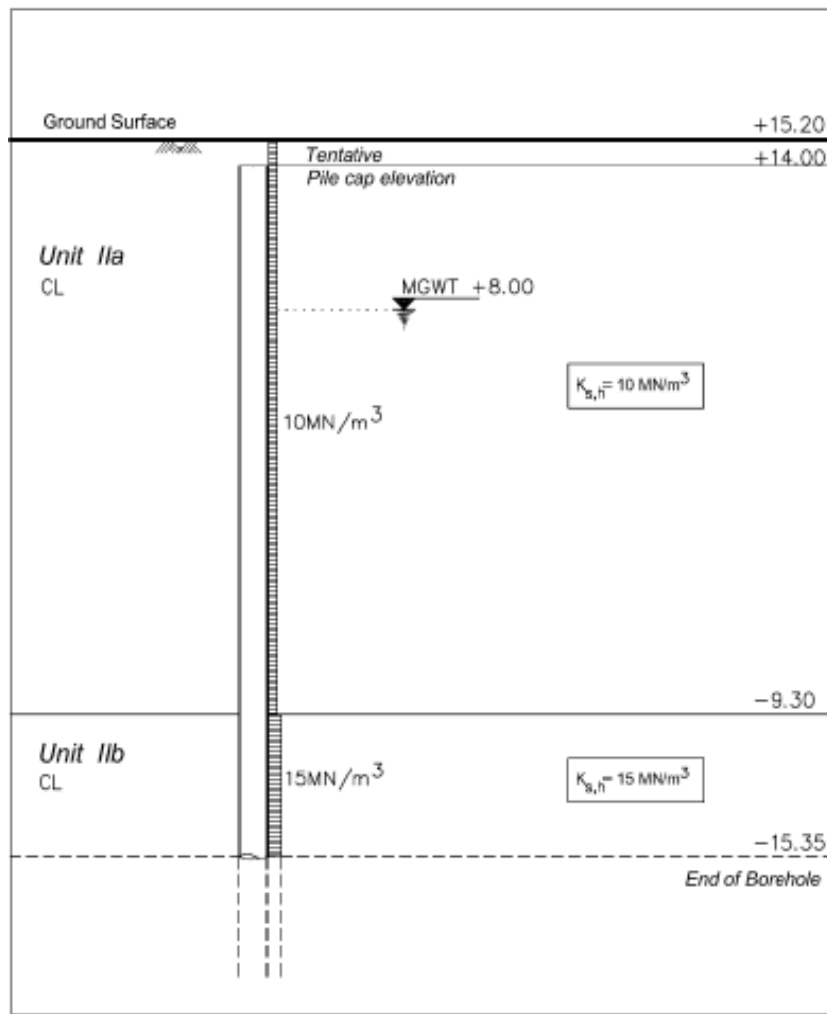
Πίνακας 3.1 : Συνοπτικός πίνακας παραμέτρων γεωτεχνικών ενοτήτων

Γεωτεχνική ενότητα	AUSCS	$\gamma_s$ (KN/m <sup>3</sup> )	$S_u$ (KPa)	Ενεργές παράμετροι διατμητικής αντοχής	$E_s$ (MPa)
Unit Ia	SC-SM	21	-	$c'=0$ KPa, $\phi=33^\circ$	12
Unit Ib	GM-SM	21	-	$c'=0$ KPa, $\phi=37^\circ$	50
Unit IIa	CL	21	50	$c'=10$ KPa, $\phi=26^\circ$	10
Unit IIb	CL	21	100	$c'=10$ KPa, $\phi=26^\circ$	15

Ακρόβαθρο A1 και Ακρόβαθρο A2



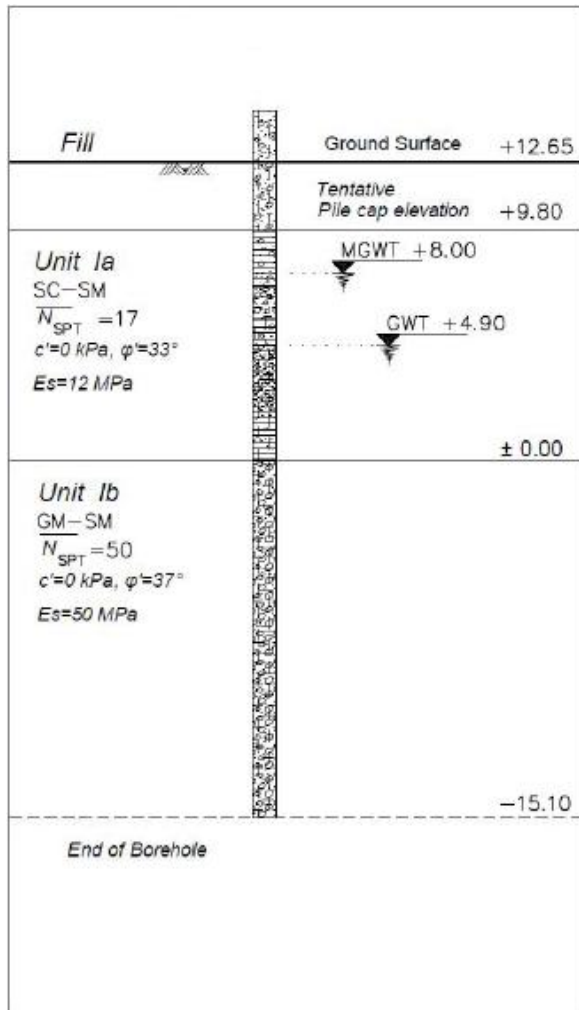
Σχήμα 3.9 : Γεωτεχνικό προφίλ 1 στην περιοχή των ακρόβαθρων (ΠΠ1)



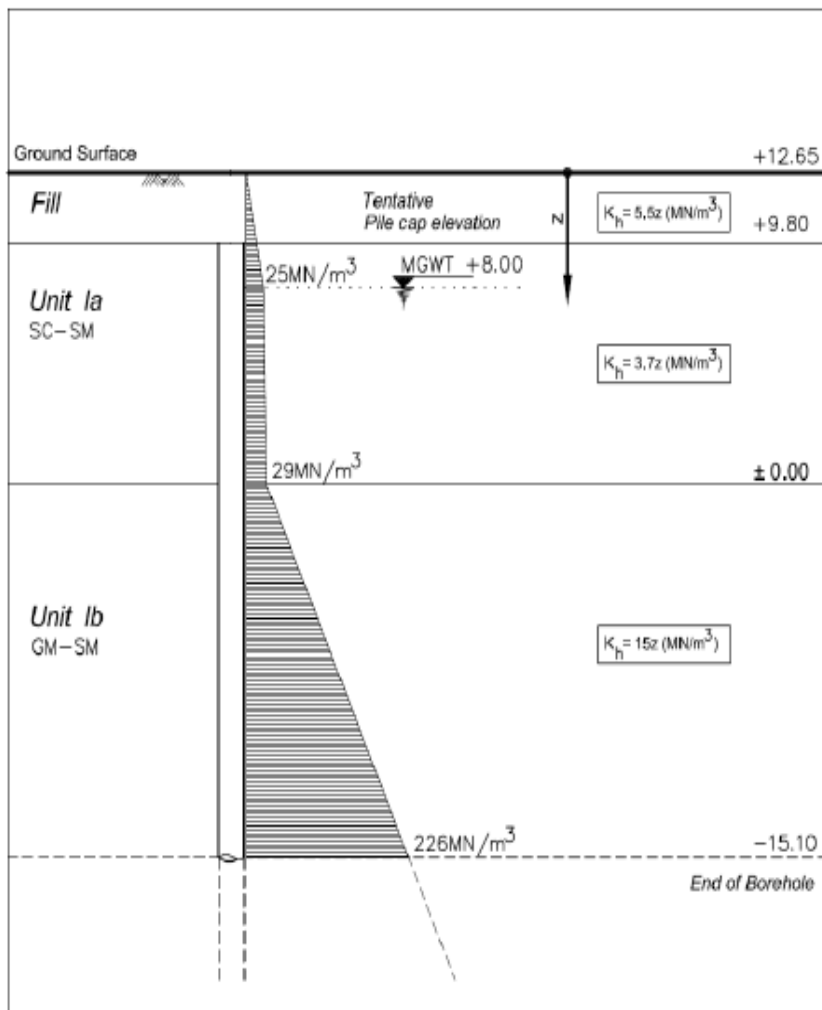
Σχήμα 3.10 : δυσκαμψιών οριζόντιων ελατηρίων για τους πασσάλους των ακρόβαθρων



Μεσόβαθρο M1



Σχήμα 3.11 : Γεωτεχνικό προφίλ 2 στην περιοχή του μεσόβαθρου (Π2).



Σχήμα 3.12 : Προφίλ δυσκαμψιών οριζόντιων ελατηρίων για τους πασσάλους του μεσόβαθρου.

**Σημείωση :** Οι δείκτες πλευρικής εδράσεως των πασσάλων κάθε πασσαλομάδας μειώνονται στο 0.56 της τιμής του μεμονωμένου πασσάλου κατ' αντιστοιχία των συστάσεων του DIN – 4014.

Προσομοίωση ελατηρίων πλευρικής εδράσεως στο SAP2000

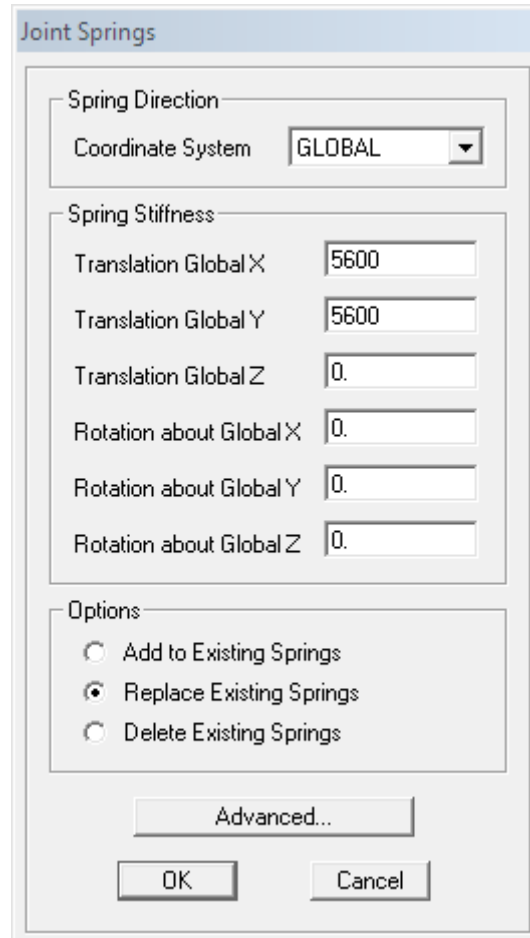
Τα οριζόντια ελατήρια ορίζονται στο πρόγραμμα SAP2000 ως στηρίξεις. Ανά ένα μέτρο διακριτοποιημένου πασσάλου και σε κάθε ενδιάμεσο κόμβο τοποθετούνται ένα μετακινησιακό ελατήριο κατά την διεύθυνση X και ένα μετακινησιακό ελατήριο κατά την διεύθυνση Y. Οι δυσκαμψίες τους είναι ίσες με

$$K_x = K_y = 0.56 \cdot K_h \quad (3.1)$$

όπου,  $K_h$  η οριζόντια δυσκαμψία των ελατηρίων που δίνονται από την γεωτεχνική μελέτη και φαίνονται στις παραπάνω εικόνες.

Έχοντας επιλέξει έναν ενδιάμεσο κόμβο ορίζουμε τα ελατήρια στο SAP2000 ως εξής :

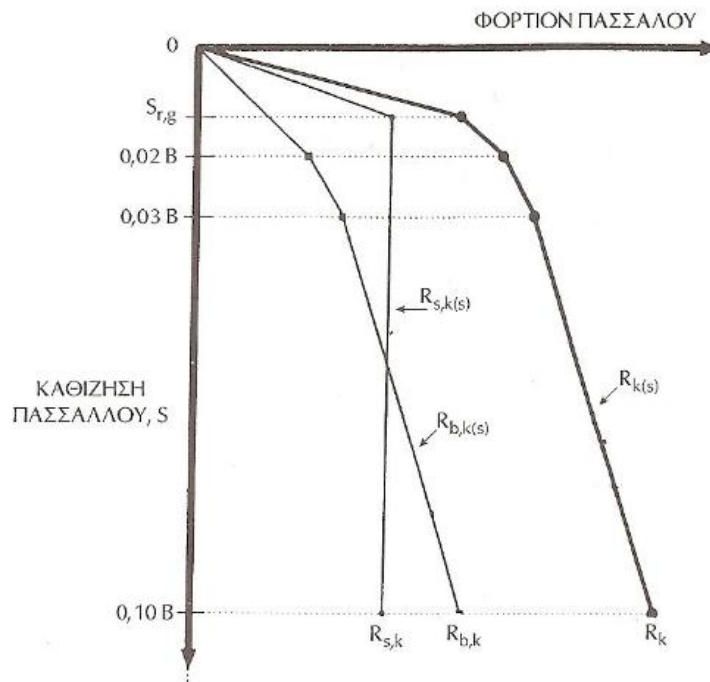
Assign → Joint → Springs



Εικόνα 3.27 : Τιμές δυσκαμψιών οριζόντιων ελατηρίων ακρόβαθρων A1 και A2

- Κατακόρυφα ελατήρια

Παρατίθεται η καμπύλη φορτίου – καθιζήσεως πασσάλων κατά DIN 4014 [4] :



Σχήμα 3.13 : Καμπύλη φορτίου - καθιζήσεως πασσάλου κατά DIN4014

Όπως θα αναφερθεί και στα επόμενα κεφάλαια, ο σχεδιασμός του φορέα είναι ελαστικός ( $q=1$ ). Παρατηρούμε από την παραπάνω καμπύλη ότι στην ελαστική περιοχή η συνεισφορά της πλευρικής τριβής στην φέρουσα ικανότητα του πασσάλου είναι πιο σημαντική σε σχέση με την συνεισφορά της αντοχής αιχμής.

Στην ουσία, το κατακόρυφο ελατήριο στον πόδα κάθε πασσάλου υποκαθιστά την λειτουργία της πλευρικής τριβής που αναπτύσσεται στις παρειές του.

Για την εκτίμηση του οριακού μεγέθους καθίζησης  $s_{rg}$ , για την πλήρη κινητοποίηση των πλευρικών τριβών γίνεται χρήση της σχέσης [4] :

$$s_{rg} = 0.5 \cdot Q_{rg}(MN) + 0.5 \leq 3cm \quad (3.2)$$

Για τον προσδιορισμό της δυσκαμψίας του κατακόρυφου ελατηρίου γίνεται χρήση της σχέσης [4] :

$$K_v = \frac{Q_{rg}}{s_{rg}} \quad (3.3)$$

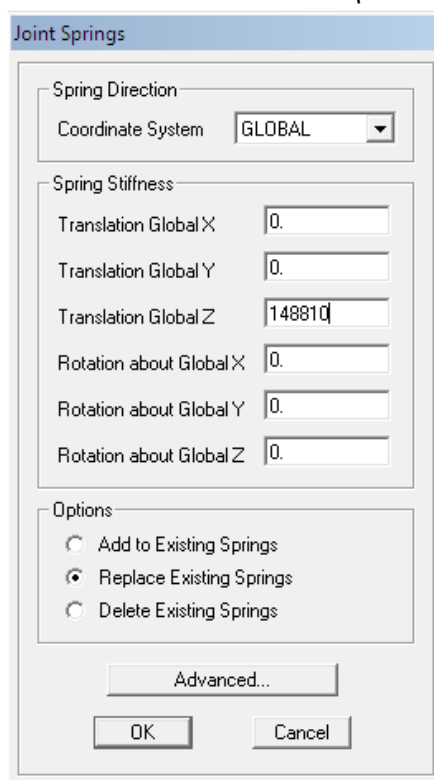
Από την γεωτεχνική μελέτη παίρνουμε τις τιμές της πλευρικής τριβής για κάθε πάσσαλο των πασσαλοομάδων των ακρόβαθρων A1 και A2 και του μεσόβαθρου M1. Με εφαρμογή των Εξ. (3.2) και Εξ.(3.3) εξάγουμε τον ακόλουθο πίνακα :

Πίνακας 3.2 : Δυσκαμψίες κατακόρυφων ελατηρίων

	A1	M1	A2
$Q_{rg}(MN)$	2.907	4.021	3.530
$s_{rg}(cm)$	1.954	2.511	2.265
$K_v(KN/m)$	148810	160167	155815

### Προσομοίωση κατακόρυφων ελατηρίων στο SAP2000

Προσομοιώνουμε στο πρόγραμμα SAP2000 τα κατακόρυφα ελατήρια όπως ακριβώς και τα οριζόντια. Τα τοποθετούμε στον πόδα κάθε πασσάλου κατά την κατακόρυφη διεύθυνση Z.

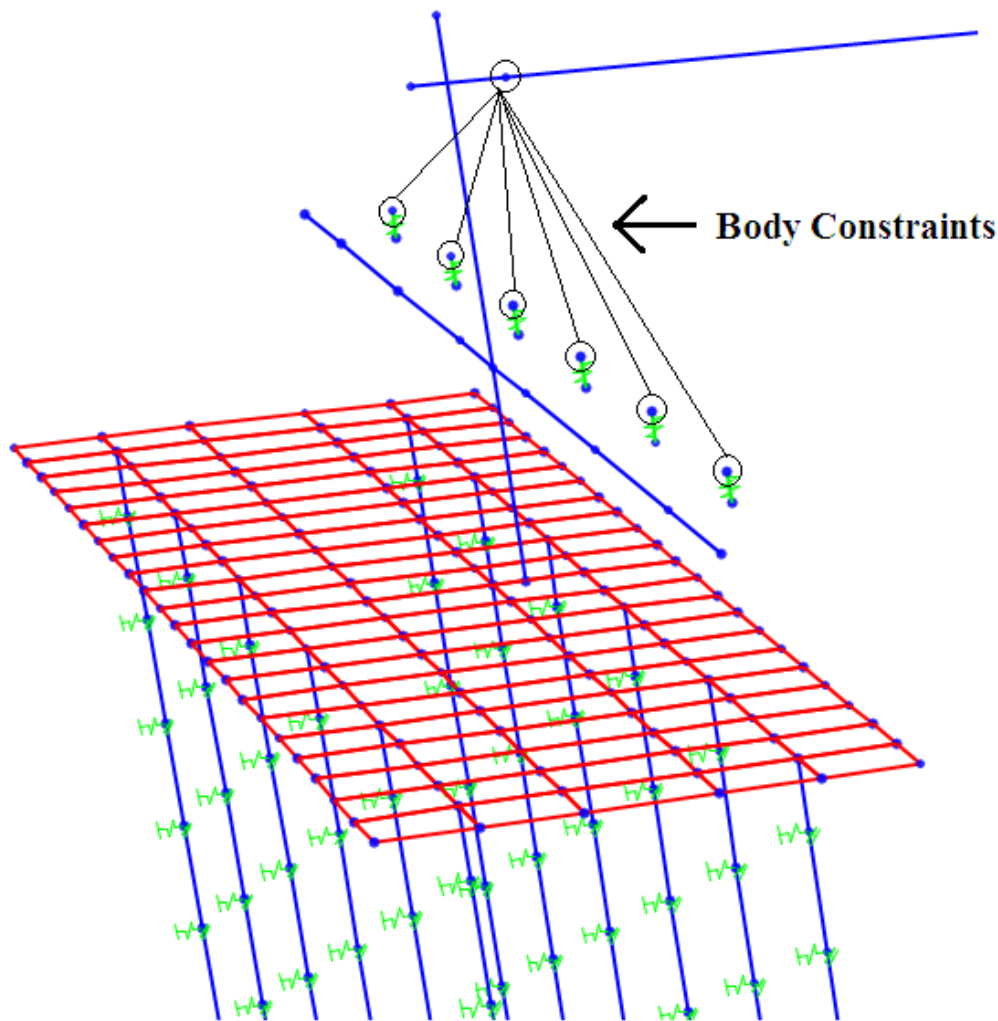


Εικόνα 3.28 : Τιμή δυσκαμψίας κατακόρυφου ελατηρίου για τους πασσάλους του ακρόβαθρου A1.

## 5) Εφάδρανα

Οι επί ελαστομεταλλικών εφεδράνων στηρίξεις των προεντεταμένων δοκών του καταστρώματος στις δοκούς εδράσεως των ακρόβαθρων A1,A2 και του μεσόβαθρου M1 εισάγονται στο προσομοίωμα υπολογισμού ως γραμμικά ελατήρια (Link/Support Properties , Type : Linear). Σχεδιάζονται ως δίκομβο στοιχείο (Two Joint Link) με μήκος (κατά την κατακόρυφη διεύθυνση Z) ίσο με 0.256m.

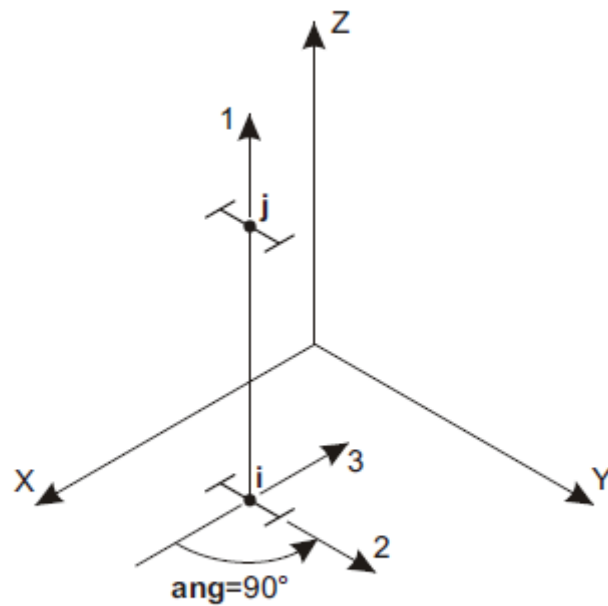
Τοποθετούνται 6 εφάδρανα σε κάθε δοκό έδρασης, σε αποστάσεις μεταξύ τους ίσες με 2.60m. Η σύνδεσή τους με το ραβδωτό στοιχείο του καταστρώματος πραγματοποιείται μέσω συνδέσεων τύπου Body.



Σχήμα 3.14 : Σύνδεση κόμβου πέρας (j) εφεδράνων με τον κόμβο έναρξης (i) του ελεύθερου ανοίγματος του καταστρώματος.

### Σύστημα συντεταγμένων στοιχείου εφεδράνου

Η γωνία συντεταγμένων, **ang**, χρησιμοποιείται για να προσδιοριστεί ο προσανατολισμός του στοιχείου, ο οποίος διαφέρει από τον προκαθορισμένο (default) προσανατολισμό από το πρόγραμμα. Είναι η γωνία με τον προκαθορισμένο από το πρόγραμμα προσανατολισμό που σχηματίζουν οι τοπικοί άξονες 2 και 3 περιστρεφόμενοι γύρω από τον θετικό τοπικό άξονα 1 του στοιχείου. Στο παρών υπολογιστικό προσομοίωμα ο θετικός τοπικός άξονας 1 του στοιχείου του εφεδράνου ταυτίζεται με τον θετικό κατακόρυφο καθολικό άξονα Z. Άρα, ισχύει το ακόλουθο σχήμα [5] :



Local 1 Axis is Parallel to +Z Axis  
Local 2 Axis is Rotated 90° from X-1 Plane

Σχήμα 3.15 : Καθορισμός τοπικών συντεταγμένων στοιχείου εφέδρανου

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά εφέδρανων

Τύπος εφάδρανων → Algabloc NB4 : 400x600x256(132)

- Μέτρο διάτμησης  $G = 1.2MPa$
- Πλάτος  $B = 400mm$  (διαμήκης διεύθυνση X)
- Μήκος  $L = 600mm$  (εγκάρσια διεύθυνση Y)
- Επιφάνεια  $A = 0.24m^2$
- Στρώσεις ελαστομερούς  $n = 11$
- Συνολικό πάχος ελαστομερούς  $t_q = 132mm$

- Πάχος μοναδιαίας στρώσης ελαστομερούς :

$$t_i = \frac{t_q}{n} = \frac{132}{11} = 12mm \quad (3.4)$$

- Συντελεστής σχήματος

$$S = \frac{B \cdot L}{2 \cdot (B + L) \cdot t_i} = \frac{0.4 \cdot 0.6}{2 \cdot (0.4 + 0.6) \cdot 0.012} = 10 \quad (3.5)$$

- Διατμητική δυσκαμψία εφεδράνου

$$K_h = \frac{G \cdot A}{t_q} = \frac{1200 \cdot 0.24}{0.132} = 2181.80 \text{ KN/m} \quad (3.6)$$

- Θλιπτική δυσκαμψία εφεδράνου

$$K_V = \frac{5 \cdot A \cdot G \cdot S^2}{t_q} + 5 \cdot G \cdot t_q \cdot S^2 = \frac{5 \cdot 0.24 \cdot 1200 \cdot 10^2}{0.132} + 5 \cdot 1200 \cdot 0.132 \cdot 10^2 \quad (3.7)$$

$$= 1170109 \text{ KN/m}$$

Η μελέτη δίνει  $K_V = 956705 \text{ KN/m}$  και αυτή την τιμή εισάγουμε στο υπολογιστικό προσομοίωμα.

- Στροφική δυσκαμψία (άξονας στροφής ο τοπικός 2 ή ο καθολικός Y)

$$K_{\theta Y} = \frac{M}{n \cdot \theta_i} = \frac{L^5 \cdot B \cdot G}{n \cdot (75 \cdot t_i^3)} = \frac{0.6^5 \cdot 0.4 \cdot 1200}{11 \cdot (75 \cdot 0.012^3)} = 26182 \text{ KNm/rad} \quad (3.8)$$

Η μελέτη δίνει  $K_{\theta Y} = 56085 \text{ KNm/rad}$  και αυτή την τιμή εισάγουμε στο υπολογιστικό προσομοίωμα.

- Στροφική δυσκαμψία (άξονας στροφής ο τοπικός 3 ή ο καθολικός X)

$$K_{\theta X} = \frac{M}{n \cdot \theta_i} = \frac{B^5 \cdot L \cdot G}{n \cdot (75 \cdot t_i^3)} = \frac{0.4^5 \cdot 0.6 \cdot 1200}{11 \cdot (75 \cdot 0.012^3)} = 5172 \text{ KNm/rad} \quad (3.9)$$

Η μελέτη δίνει  $K_{\theta X} = 11079 \text{ KNm/rad}$  και αυτή την τιμή εισάγουμε στο υπολογιστικό προσομοίωμα.

Εικόνα 3.29 : Γραμμικό ελατήριο στο πρόγραμμα SAP2000

Linear Link/Support Directional Properties

Link/Support Name  
bearing(132,A1)

Directional Control

Direction	Fixed
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> R1	<input checked="" type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>

Stiffness Values Used For All Load Cases

Stiffness Is Uncoupled       Stiffness Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
956705.	2181.8	2181.8	Fixed	56085.	11079.

Damping Values Used For All Load Cases

Damping Is Uncoupled       Damping Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
0.	0.	0.	Fixed	0.	0.

Shear Distance from End J

U2: 0.

U3: 0.

Units  
KN, m, C

OK      Cancel

Εικόνα 3.30 : Δυσκαμψίες εφεδράνου





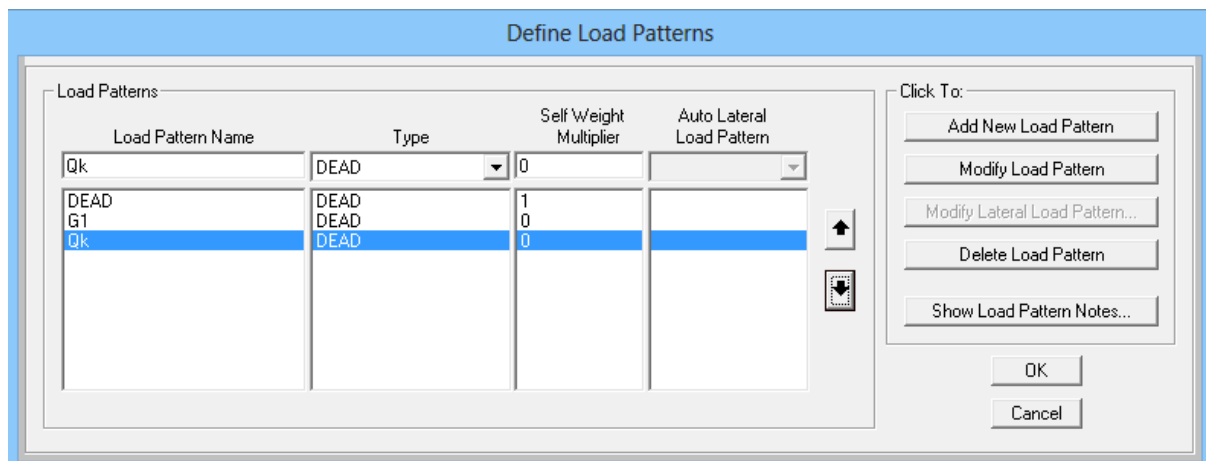
## Κεφάλαιο 4 Δράσεις

### 4.1 Ορισμός πρότυπων φορτίων (Load Patterns) στο πρόγραμμα SAP2000

Ίδιο βάρος της γέφυρας → DEAD

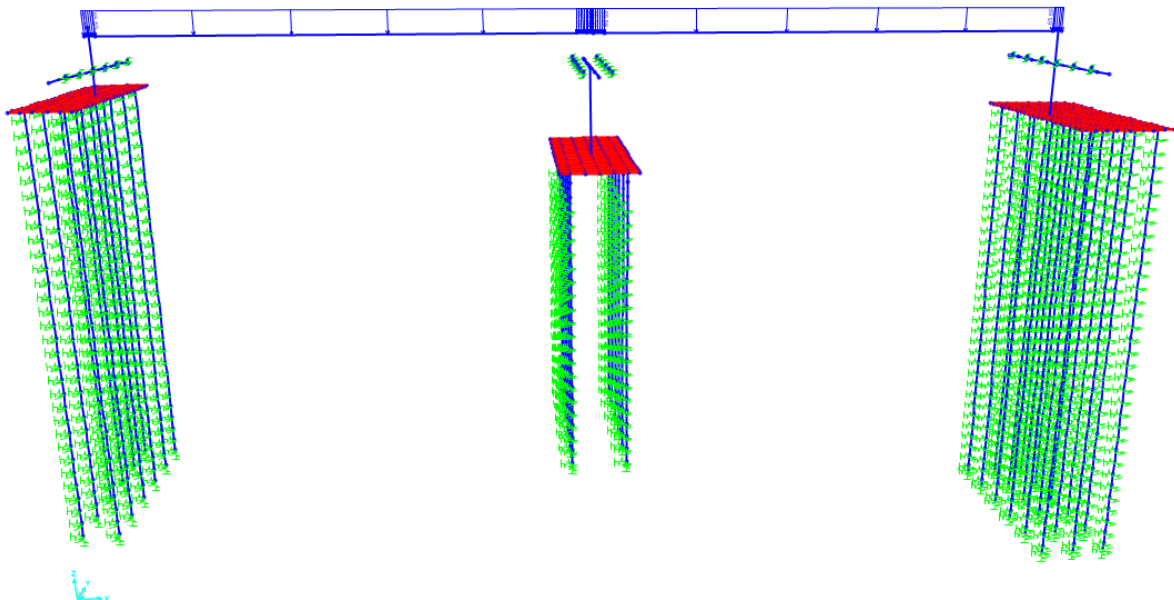
Μόνιμο επιπρόσθετο φορτίο ομοιόμορφα κατανεμημένο στο κατάστρωμα της γέφυρας → G1

Κινητό φορτίο ομοιόμορφα κατανεμημένο στο κατάστρωμα της γέφυρας → Qk



Εικόνα 4.1 : Πρότυπα φορτία της γέφυρας

Το ίδιο βάρος της γέφυρας εισάγεται αυτόματα ως φορτίο από το λογισμικό. Τα κινητά και επιπρόσθετα μόνιμα φορτία εισάγονται ως κατανεμημένα (distributed) φορτία καθ' όλο το μήκος του γραμμικού στοιχείου του καταστρώματος.



Εικόνα 4.2 : Εφαρμογή κινητών και επιπρόσθετων μόνιμων φορτίων στο κατάστρωμα της γέφυρας

## 4.2 Φορτία κυκλοφορίας (σύμφωνα με το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 1)

### 4.2.1 Συμβατικές λωρίδες κυκλοφορίας

Στον πίνακα 4.1 ορίζεται ο μέγιστος αριθμός και το αντίστοιχο πλάτος των συμβατικών λωρίδων κυκλοφορίας, ανάλογα με το πλάτος του οδοστρώματος.

Πίνακας 4.1 : Αριθμός και πλάτος λωρίδων κυκλοφορίας

Πλάτος οδοστρώματος $w$	Αριθμός συμβατικών λωρίδων κυκλοφορίας $n_1$	Πλάτος συμβατικής λωρίδας κυκλοφορίας $w_1$	Πλάτος της απομένουσας επιφάνειας $w_r$
$w < 5.4\text{m}$	$n_1 = 1$	3m	$w - 3\text{m}$
$5.4\text{m} \leq w < 6\text{m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6\text{m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3m	$w - 3 \cdot n_1$

Όσον αφορά τον αριθμό των λωρίδων κυκλοφορίας  $n_1$ , ισχύει :

για  $w < 5.4\text{m}$ ,  $n_1 = 1$

για  $5.4\text{m} \leq w < 9\text{m}$ ,  $n_1 = 2$

για  $9\text{m} \leq w < 12\text{m}$ ,  $n_1 = 3$

για  $12\text{m} \leq w < 15\text{m}$ ,  $n_1 = 4$

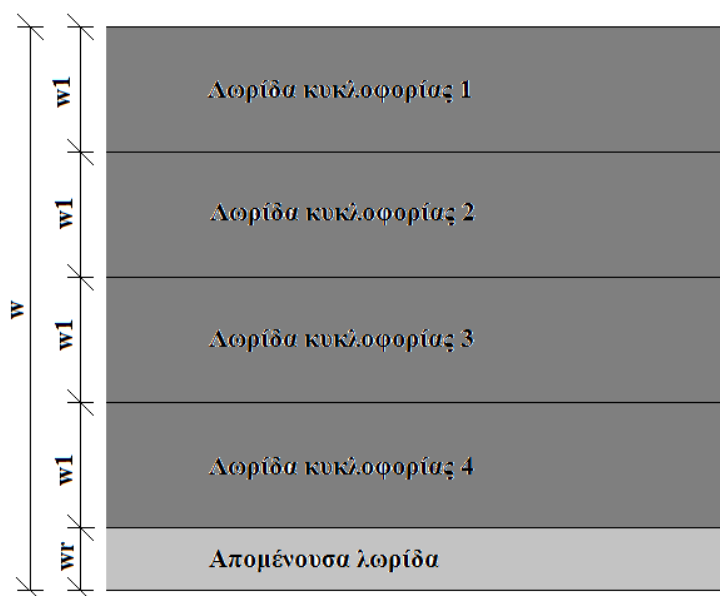
κ.ο.κ.

Το πλάτος του οδοστρώματος της γέφυρας είναι ίσο με  $w = 13.7\text{m}$ .

$12\text{m} \leq w < 15\text{m}$ , άρα ο αριθμός των λωρίδων κυκλοφορίας είναι ίσος με  $n_1 = 4$

Το πλάτος της συμβατικής λωρίδας κυκλοφορίας είναι ίσο με  $w_1 = 3\text{m}$ .

Το πλάτος της απομένουσας επιφάνειας είναι ίσο με  $w_r = w - 3 \cdot n_1 = 13.7 - 3 \cdot 4 = 1.70\text{m}$  [6]



Σχήμα 4.1 : Λωρίδες κυκλοφορίας

## 4.2.2 Μοντέλο φόρτισης

Σύμφωνα με το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 1 ορίζονται τέσσερα μοντέλα φόρτισης για τα κατακόρυφα φορτία και δίνονται οι αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές τους. Μέσω των μοντέλων αυτών επιτυγχάνεται ο προσδιορισμός της επίδρασης των φορτίων κυκλοφορίας για τους ελέγχους σε οριακή κατάσταση αστοχίας καθώς και ορισμένους ελέγχους σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

### 1) Μοντέλο φόρτισης 1 (κύριο σύστημα φόρτισης)

Το μοντέλο αυτό αποτελείται από συγκεντρωμένα και ομοιόμορφα φορτία, καλύπτει τις περισσότερες από τις επιδράσεις της κυκλοφορίας επιβατηγών και φορτηγών αυτοκινήτων.

### 2) Μοντέλο φόρτισης 2 (μονοαξονικό μοντέλο)

Το μοντέλο αυτό αποτελείται από έναν άξονα με συνολικό φορτίο, το οποίο εφαρμόζεται σε οποιοδήποτε σημείο του καταστρώματος.

### 3) Μοντέλο φόρτισης 3 (μοντέλο ειδικών οχημάτων)

Το μοντέλο αυτό καλύπτει το ενδεχόμενο κυκλοφορίας ειδικών οχημάτων (π.χ. για βιομηχανικές μεταφορές) σε διαδρομές όπου επιτρέπεται η κυκλοφορία μη κανονικών φορτίων.

### 4) Μοντέλο φόρτισης 4 (ανθρωποσυστοιχισμός)

Το μοντέλο αυτό λαμβάνεται υπόψη εφόσον ζητείται από την αρμόδια αρχή και σχετίζεται με παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού.

Στην παρούσα εργασία θα χρησιμοποιηθεί το μοντέλο φόρτισης 1 το οποίο απαρτίζεται από δύο επιμέρους συστήματα :

- a. Τα συγκεντρωμένα φορτία δύο αξόνων (διαξονικό όχημα – tandem system : TS), όπου ο κάθε άξονας έχει βάρος ίσο με :

$$a_Q \cdot Q_k \quad (4.1)$$

όπου,

$a_Q$  είναι ο συντελεστής προσαρμογής

$Q_k$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου ενός άξονα

Το αντίστοιχο βάρος του κάθε τροχού είναι  $a_Q \cdot Q_k / 2$ , η δε επιφάνεια επαφής του τροχού λαμβάνεται ίση με  $0.40 \times 0.40 \text{ m}^2$ .

- b. Ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο (UDL) σε κάθε λωρίδα κυκλοφορίας, ίσο με :

$$a_q \cdot q_k \quad (4.2)$$

όπου,

$a_q$  είναι ο συντελεστής προσαρμογής

$q_k$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του ομοιόμορφου φορτίου ανά  $\text{m}^2$

Το αντίστοιχο φορτίο στην απομένουσα επιφάνεια είναι ίσο με  $a_{qr} \cdot q_{rk}$ .

Σε κάθε λωρίδα κυκλοφορίας επιτρέπεται να τοποθετείται μόνον ένα διαξονικό όχημα με την πλήρη του μορφή. Το ίδιο ισχύει και για το διανεμημένο φορτίο.

Στον πίνακα 4.2 φαίνονται οι βασικές τιμές των συγκεντρωμένων και ομοιόμορφα διανεμημένων φορτίων για κάθε λωρίδα, αλλά και για την απομένουσα επιφάνεια.

Πίνακας 4.2 : Βασικές τιμές των  $Q_{ik}$  και  $q_{ik}$

	Διαζωνικό όχημα (TS)	Ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο (UDL)
	Φορτίο άξονα $Q_{ik}$ (KN)	$q_{ik}$ ή $q_{rk}$ (KN/m <sup>2</sup> )
Λωρίδα 1	300	9
Λωρίδα 2	200	2.50
Λωρίδα 3	100	2.50
Λοιπές λωρίδες	0	2.50
Απομένουσα επιφάνεια ( $q_{rk}$ )	0	2.50

Το φορτίο  $q_{ik}$  τίθεται στην επιφάνεια, όπου τοποθετείται το διαζωνικό όχημα.

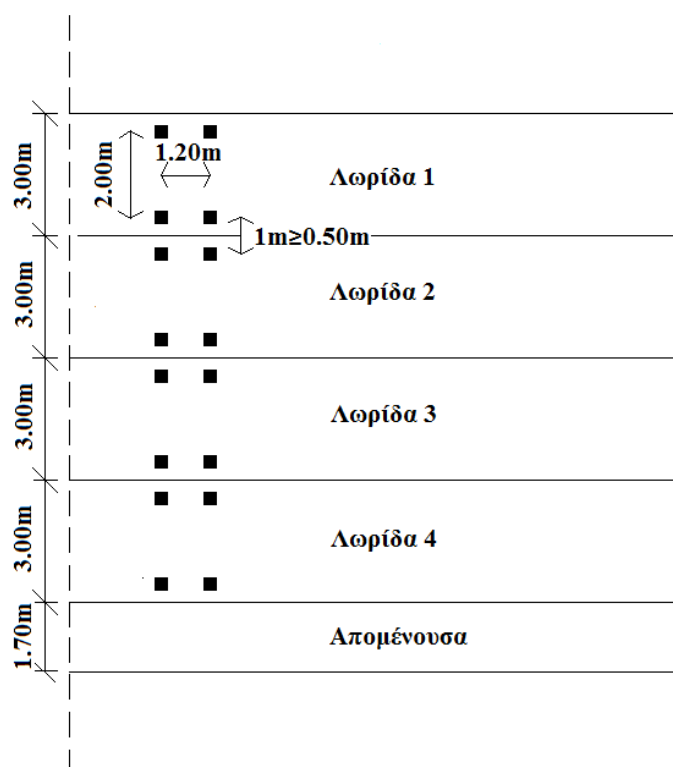
Υπάρχει ο περιορισμός, η εγκάρσια απόσταση των αξόνων των τροχών στα γειτονικά οχήματα να είναι μεγαλύτερη ή ίση με 0.50m.

Για τον προσδιορισμό γενικών επιδράσεων, τα διαζωνικά οχήματα μπορούν να θεωρηθούν να κινούνται κατά μήκος των αξόνων των αντίστοιχων λωρίδων κυκλοφορίας. Δεν απαιτείται καμία προσαύξηση προκειμένου να ληφθεί υπόψη η δυναμική επιρροή, αφού έχει ήδη περιληφθεί στις τιμές των φορτίων  $Q_{ik}$  και  $q_{ik}$ .

Σχετικά με τους συντελεστές προσαρμογής  $a_{Qi}$ ,  $a_{qi}$ ,  $a_{qr}$ , εάν δεν υπάρχει συγκεκριμένη προδιαγραφή θα λαμβάνονται ίσοι με μονάδα. Για γέφυρες χωρίς ειδική σήμανση περιορισμού του βάρους των κυκλοφορούντων οχημάτων, θα τίθεται :

$$a_{Qi} \geq 0.8 \quad \text{και}$$

$$a_{qi} \geq 1.0 \quad \text{για } i \geq 2$$



Σχήμα 4.2 : Φορτιστικό προσομοίωμα για τον υπολογισμό του ομοιόμορφου μεταβλητού φορτίου κυκλοφορίας

- Λωρίδα 1 :  
 $Q_{1k} = 300KN, a_{Q1} = 0.8$   
 $q_{1k} = 9 KN/m^2, a_{q1} = 1$   
 Επιφάνεια  $E_1 = w_1 \cdot L = 3 \cdot 70 = 210m^2$   
 Φορτίο άξονα για το διαξονικό όχημα  $a_{Q1} \cdot Q_{1k} = 0.8 \cdot 300 = 240KN$   
 Ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο  $a_{q1} \cdot q_{1k} = 1 \cdot 9 = 9 KN/m^2$
- Λωρίδα 2 :  
 $Q_{2k} = 200KN, a_{Q2} = 0.8$   
 $q_{2k} = 2.50 KN/m^2, a_{q2} = 1$   
 Επιφάνεια  $E_2 = w_2 \cdot L = 3 \cdot 70 = 210m^2$   
 Φορτίο άξονα για το διαξονικό όχημα  $a_{Q2} \cdot Q_{2k} = 0.8 \cdot 200 = 160KN$   
 Ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο  $a_{q2} \cdot q_{2k} = 1 \cdot 2.50 = 2.50 KN/m^2$
- Λωρίδα 3 :  
 $Q_{3k} = 100KN, a_{Q3} = 0.8$   
 $q_{3k} = 2.50 KN/m^2, a_{q3} = 1$   
 Επιφάνεια  $E_3 = w_3 \cdot L = 3 \cdot 70 = 210m^2$   
 Φορτίο άξονα για το διαξονικό όχημα  $a_{Q3} \cdot Q_{3k} = 0.8 \cdot 100 = 80KN$   
 Ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο  $a_{q3} \cdot q_{3k} = 1 \cdot 2.50 = 2.50 KN/m^2$
- Λωρίδα 4 :  
 $q_{4k} = 2.50 KN/m^2, a_{q4} = 1$   
 Επιφάνεια  $E_4 = w_4 \cdot L = 3 \cdot 70 = 210m^2$   
 Ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο  $a_{q4} \cdot q_{4k} = 1 \cdot 2.50 = 2.50 KN/m^2$
- Απομένουσα λωρίδα :  
 $q_{rk} = 2.50 KN/m^2, a_{qr} = 1$   
 Επιφάνεια  $E_r = w_r \cdot L = 1.70 \cdot 70 = 119m^2$   
 Ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο  $a_{qr} \cdot q_{rk} = 1 \cdot 2.50 = 2.50 KN/m^2$

Συνολικό μεταβλητό φορτίο της γέφυρας

$$Q_{tot} = 2 \cdot 240 + 9 \cdot 210 + 2 \cdot 160 + 2.50 \cdot 210 + 2 \cdot 80 + 2.50 \cdot 210 + 2.50 \cdot 210 + 2.50 \cdot 119$$

$$= 4722.50KN$$

Ισοδύναμο ομοιόμορφα κατανεμημένο συνολικό μεταβλητό φορτίο της γέφυρας

Στο συνολικό μήκος της γέφυρας προσθέτουμε 2m.

$$Q_k = \frac{Q_{tot}}{L} = \frac{4722.50}{70 + 2} = 65.590 KN/m$$

### 4.3 Επιπρόσθετα μόνιμα φορτία

Υπολογίζουμε τα φορτία των επικαλύψεων, των ασφαλτοστρώσεων, των στηθαίων και των πεζοδρομίων.

- Επικαλύψεις  
Ειδικό βάρος σκυροδέματος επικαλύψεων  $\gamma_c = 20 \text{ KN/m}^3$   
Πάχος επικαλύψεων 10cm  
Φορτίο επικαλύψεων  $0.10\text{m} \cdot 70\text{m} \cdot 13.70\text{m} \cdot 20 \text{ KN/m}^3 = 1918\text{KN}$   
Ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο επικαλύψεων  $\frac{1918}{70} = 27.40 \text{ KN/m}$
- Στηθαία  
Κατανεμημένο φορτίο ενός στηθαίου 1.50KN/m
- Πεζοδρόμια  
Ειδικό βάρος σκυροδέματος πεζοδρομίων  $\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$   
Σχήματα πεζοδρομίων  
Φορτίο πεζοδρομίου 1=7.7625KN/m  
Φορτίο πεζοδρομίου 2=10.4175KN/m

Ισοδύναμο ομοιόμορφα κατανεμημένο συνολικό μόνιμο επιπρόσθετο φορτίο της γέφυρας

$$G_1 = 27.40 + 2 \cdot 1.50 + 7.7625 + 10.4175 = 48.580 \text{ KN/m}$$

Δυναμική φασματική ανάλυση

## 4.4 Σεισμικές δράσεις

### 4.4.1 Προσδιορισμός φασμάτων σχεδιασμού

Ελαστικό φάσμα απόκρισης σε οριζόντια διεύθυνση σύμφωνα με τις αρχές του EC8. [7]

$$\begin{aligned}
 S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] && \text{για } 0 \leq T \leq T_B \\
 S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 && \text{για } T_B \leq T \leq T_C \\
 S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} && \text{για } T_C \leq T \leq T_D \\
 S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} && \text{για } T_D \leq T \leq 4\text{sec}
 \end{aligned} \tag{4.3}$$

- $a_{gR}$  : Σε κάθε σεισμική ζώνη ορίζεται μία τιμή αναφοράς  $a_{gR}$  της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας A, η οποία αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς για περίοδο επαναφοράς  $TNCR = 475$  έτη (10% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια).
- $a_g$  : Για διαφορετικές περιόδους επανάληψης ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_I$  και η επιτάχυνση σχεδιασμού για έδαφος A είναι:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \tag{4.4}$$

- $S$  : είναι ο συντελεστής εδάφους
- $\eta$  : είναι ο συντελεστής απόσβεσης

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \tag{3.5}$$

- $T_B$  : είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης.
- $T_C$  : είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης.

- $T_D$  : είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος.

Πίνακας 4.3 : Τιμές αναφοράς  $a_{gR}$  της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας Α.

Ζώνη	$a_{gR}/g$
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

Πίνακας 4.4 : Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης.

Εδαφικός Τύπος	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Στοιχεία που μας παρέχει η τεχνική έκθεση του έργου.

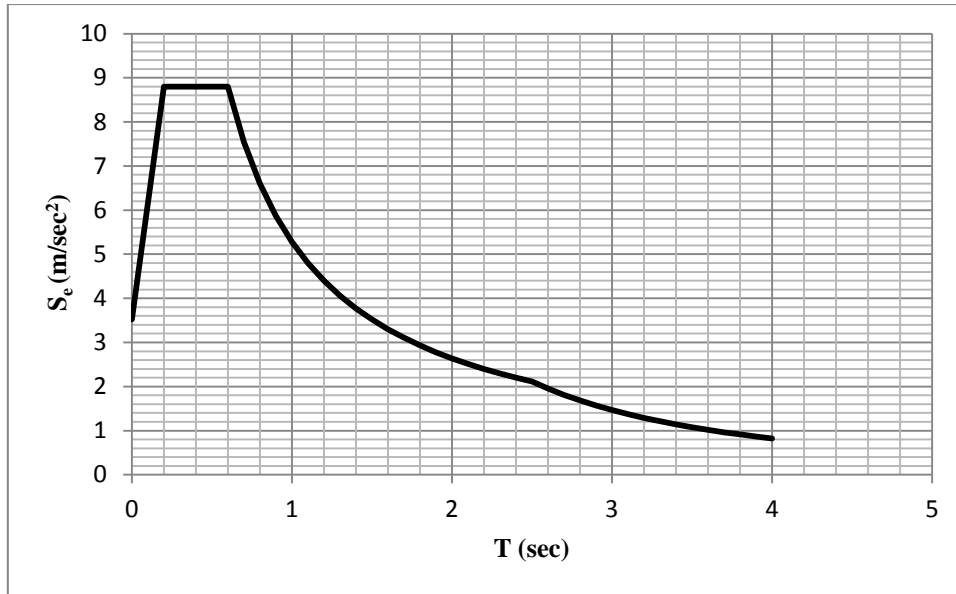
Συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_I = 1.3$

Συντελεστής απόσβεσης  $\xi = 0.05$

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z 2, άρα  $a_{gR} = 0.24g$

Κατηγορία εδάφους C, άρα  $S = 1.15, T_B = 0.20 \text{ sec}, T_C = 0.60 \text{ sec}, T_D = 2.5 \text{ sec}$

Συντελεστής συμπεριφοράς  $q = 1$

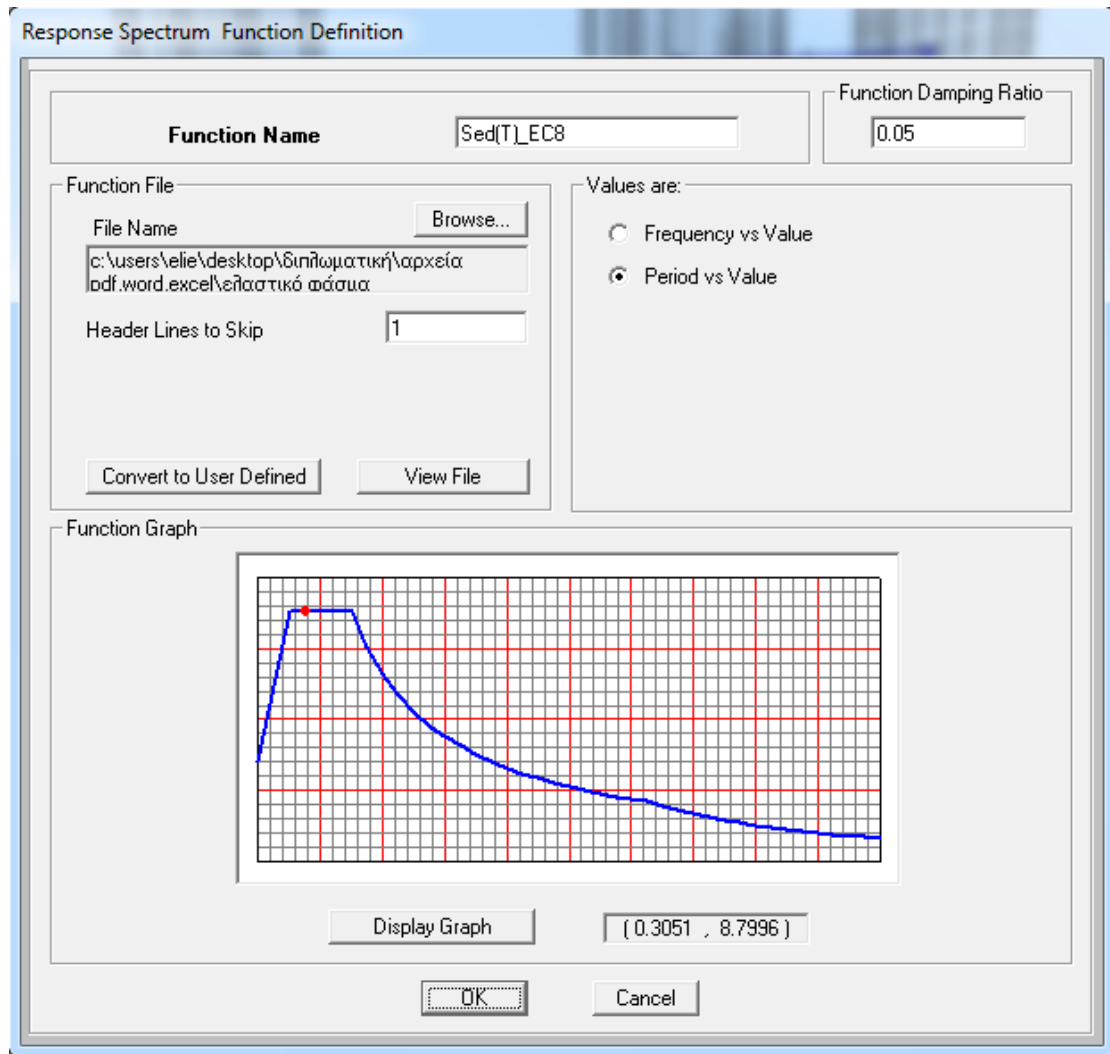


Σχήμα 4.3 : Οριζόντιο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού κατά τον EC8



	T	$S_e(T)$
$0 \leq T \leq T_B$	0	3.519828
	0.1	6.159699
$T_B \leq T \leq T_C$	0.2	8.79957
	0.3	8.79957
	0.4	8.79957
	0.5	8.79957
$T_C \leq T \leq T_D$	0.6	8.79957
	0.7	7.5424886
	0.8	6.5996775
	0.9	5.86638
	1	5.279742
	1.1	4.7997655
	1.2	4.399785
	1.3	4.06134
	1.4	3.7712443
	1.5	3.519828
	1.6	3.2998388
	1.7	3.1057306
	1.8	2.93319
	1.9	2.7788116
	2	2.639871
	$T_D \leq T$	2.1
2.2		2.3998827
2.3		2.29554
2.4		2.1998925
2.5		2.1118968
2.6		1.9525673
2.7		1.8106111
2.8		1.6835912
2.9		1.5694834
3		1.466595
3.1		1.3735021
3.2		1.2889995
3.3		1.212062
3.4		1.1418127
3.5	1.0774984	
3.6	1.0184688	
3.7	0.9641603	
3.8	0.9140828	
3.9	0.8678077	
$T_D \leq T \leq 4s$	4	0.8249597

Στο πρόγραμμα το φάσμα για την οριζόντια διεύθυνση ονομάζεται  $S_{ed}(T)_{EC8}$  και ορίζεται ακολουθώντας την πορεία Define→Functions→Response Spectrum :

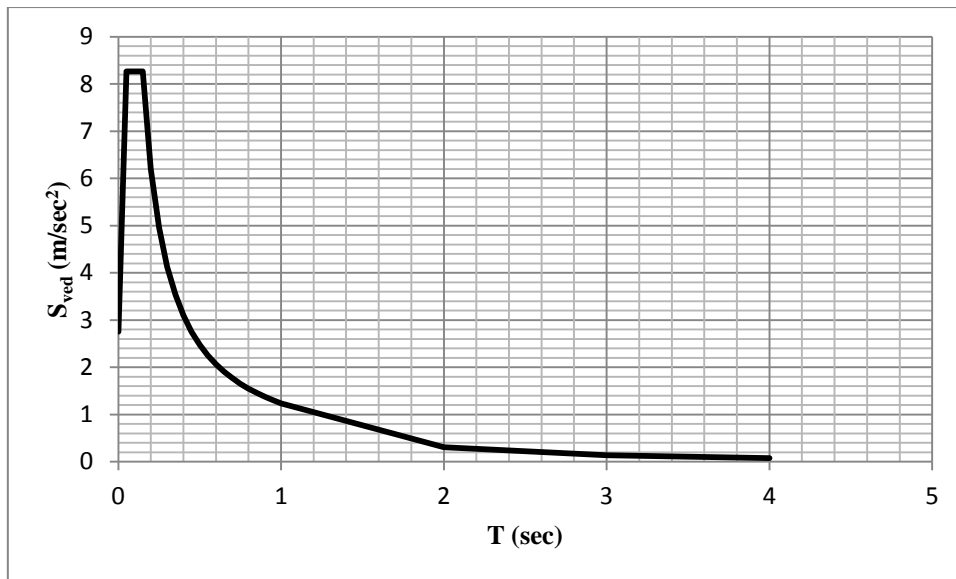


Εικόνα 4.3 : Οριζόντιο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού κατά EC8 ορισμένο στο πρόγραμμα SAP2000

Ελαστικό φάσμα απόκρισης σε κατακόρυφη διεύθυνση σύμφωνα με τις αρχές του EC8. [7]

$$\begin{aligned}
 S_e(T) &= a_{vg} \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3.0 - 1) \right] && \text{για } 0 \leq T \leq T_B \\
 S_e(T) &= a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0 && \text{για } T_B \leq T \leq T_C \\
 S_e(T) &= a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0 \cdot \frac{T_C}{T} && \text{για } T_C \leq T \leq T_D \\
 S_e(T) &= a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} && \text{για } T_D \leq T \leq 4sec
 \end{aligned} \tag{4.6}$$

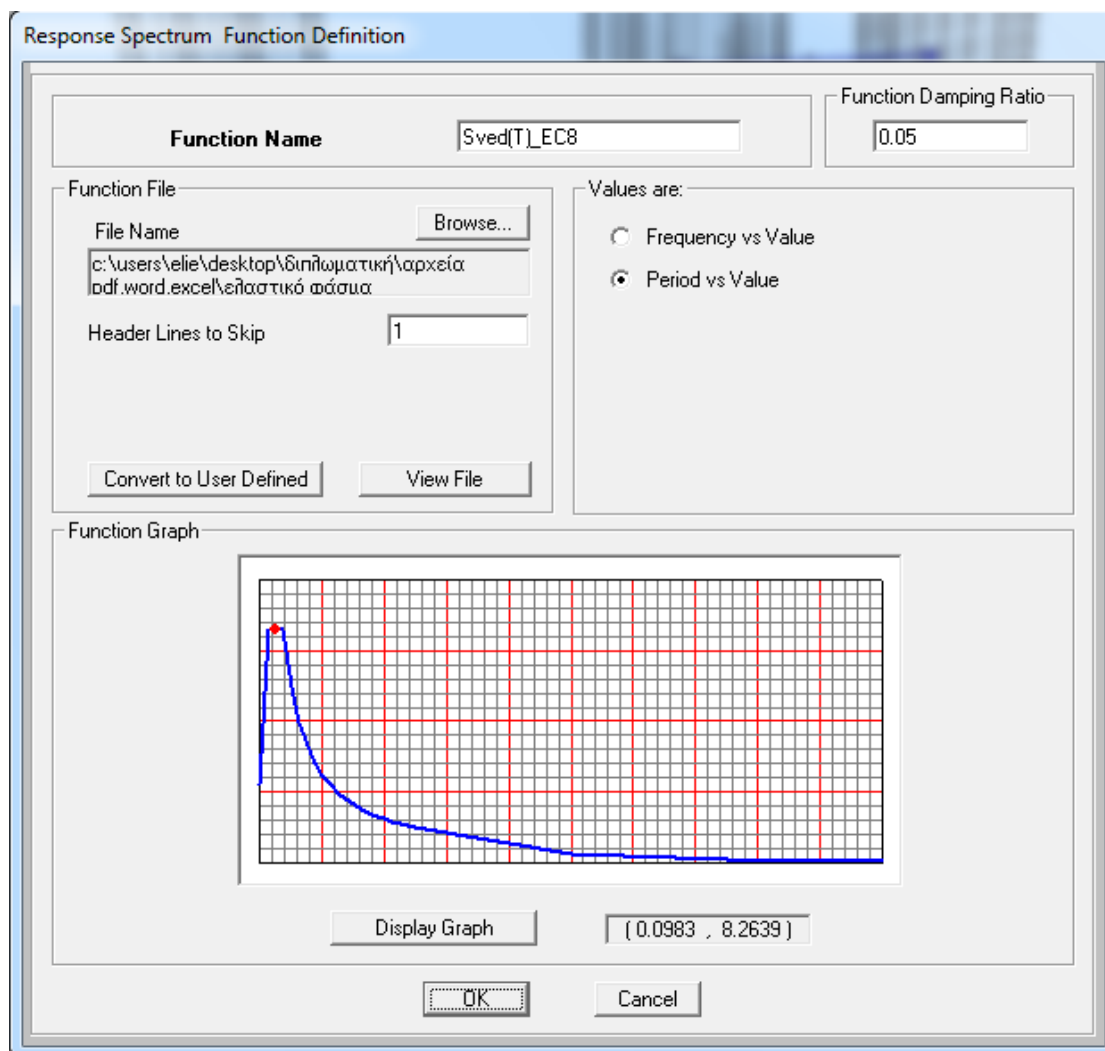
$a_{vg}/a_g$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
0.90	0.05	0.15	1.00



Σχήμα 4.4 : Κατακόρυφο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού κατά τον EC8

	T	$S_{ved}(T)$
$0 \leq T \leq T_B$	0	2.754648
$T_B \leq T \leq T_C$	0.05	8.263944
	0.1	8.263944
$T_C \leq T \leq T_D$	0.15	8.263944
	0.2	6.197958
	0.25	4.9583664
	0.3	4.131972
	0.35	3.5416903
	0.4	3.098979
	0.45	2.754648
	0.5	2.4791832
	0.55	2.2538029
	0.6	2.065986
	0.65	1.907064
	0.7	1.7708451
	0.75	1.6527888
	0.8	1.5494895
	0.85	1.4583431
0.9	1.377324	
0.95	1.3048333	
$T_D \leq T$	1	1.2395916
	2	0.3098979
	3	0.1377324
	4	0.0774745

Ορισμός κατακόρυφου φάσματος,  $S_{ved}(T)_{EC8}$ , στο πρόγραμμα :



Εικόνα 4.4 : Κατακόρυφο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού κατά EC8 ορισμένο στο πρόγραμμα SAP2000.

#### 4.4.2 Ορισμός σεισμικών συνιστωσών στις διευθύνσεις X, Y, Z .

Επαλληλία ιδιομορφικών αποκρίσεων σύμφωνα με την E39/99 [8]

1) Τετραγωνική ρίζα αθροίσματος τετραγώνων (SRSS)

Η επαλληλία των επιπονήσεων και μετακινήσεων επιτρέπεται των ιδιομορφών επιτρέπεται να γίνεται με την μέθοδο της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (SRSS) ή με άλλο ακριβέστερο κανόνα.

Σύμφωνα με την μέθοδο SRSS η πιθανή μέγιστη τιμή  $A$  του αποτελέσματος της δράσης (μετακίνηση, εντατικό μέγεθος κλπ.) δίνεται από την έκφραση :

$$A = \sqrt{\left(\sum_i A_i^2\right)} \quad (4.7)$$

όπου  $A_i$  είναι η ιδιομορφική απόκριση  $i$ .

2) Πλήρης τετραγωνική επαλληλία (CQC)

Στις περιπτώσεις που δύο τουλάχιστον ιδιομορφές του συστήματος αντιστοιχούν σε ιδιοπεριόδους που διαφέρουν κατά ποσοστό μικρότερο από τον λόγο  $10/(10 + \xi)$ , όπου  $\xi$  το ποσοστό της ιξώδους απόσβεσης (λαμβανόμενο σταθερό για όλες της ιδιομορφές), η μέθοδος SRSS μπορεί να οδηγήσει σε μη συντηρητικά αποτελέσματα, γι' αυτό και απαιτείται στην περίπτωση αυτή η εφαρμογή της μεθόδου της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας (CQC). Στην περίπτωση αυτή ισχύει :

$$A = \sqrt{\left( \sum_i \sum_j A_i \cdot r_{ij} \cdot A_j \right)} \quad (4.8)$$

όπου  $A_i, A_j$  είναι οι ιδιομορφικές αποκρίσεις  $i$  και  $j$ , αντίστοιχα

και

$$r_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \rho_{ij}) \cdot \rho_{ij}^{3/2}}{(1 - \rho_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \rho_{ij} \cdot (1 + \rho_{ij})^2} \quad (4.9)$$

όπου  $\rho_{ij} = T_i/T_j$  είναι ο λόγος των ιδιοπεριόδων.

Στην παρούσα εργασία επιλέγουμε την μέθοδο της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας CQC.

#### Προσομοίωση σεισμικών συνιστωσών σε κάθε διεύθυνση στο πρόγραμμα SAP2000

Υπάρχουν δύο μέρη στην ιδιομορφική απόκριση για μια δοσμένη διεύθυνση φόρτισης: το περιοδικό και το άκαμπτο. Η διάκριση εδώ είναι μια ιδιότητα της φόρτισης και όχι της κατασκευής. Δύο συχνότητες προσδιορίζονται η  $f_1$  και η  $f_2$ , οι οποίες καθορίζουν το περιεχόμενο της άκαμπτης απόκρισης της εδαφικής κίνησης, όπου  $f_1 \leq f_2$ .

Για τις ιδιομορφές των κατασκευών με συχνότητες μικρότερες από την  $f_1$  (μεγαλύτερες ιδιοπεριόδοι), η απόκριση είναι τελείως περιοδική. Για τις ιδιομορφές των κατασκευών με συχνότητες μεγαλύτερες από την  $f_2$  (μικρότερες ιδιοπεριόδοι), η απόκριση είναι τελείως άκαμπτη. Για τιμές συχνοτήτων μεταξύ των  $f_1$  και  $f_2$  γίνεται γραμμική παρεμβολή για την απόκριση της κατασκευής.

Οι συχνότητες  $f_1$  και  $f_2$  είναι ιδιότητες της φόρτισης και όχι της κατασκευής. Ο Gupta ορίζει την  $f_1$  ως :

$$f_1 = \frac{S_{Amax}}{2 \cdot \pi \cdot S_{Vmax}} \quad (4.10)$$

Επίσης ορίζει την  $f_2$  ως :

$$f_2 = \frac{1}{3} \cdot f_1 + \frac{2}{3} \cdot f_r \quad (4.11)$$

Όπου  $f_r$  είναι η άκαμπτη συχνότητα των σεισμικών δεδομένων. Είναι αυτή η συχνότητα πάνω από την οποία το φάσμα επιταχύνσεων είναι σταθερό και ίσο με την τιμή του για μηδενική περίοδο (ή άπειρη συχνότητα).

Για τον προσδιορισμό των  $f_1$  και  $f_2$  πρέπει να ακολουθηθούν οι επόμενοι κανόνες :

- Εάν  $f_2 = 0$ , τότε η απόκριση της κατασκευής είναι περιοδική ανεξάρτητα από την τιμή της  $f_1$ .
- Σε άλλη περίπτωση πρέπει να ισχύει  $0 \leq f_1 \leq f_2$ .
- Ορίζοντας  $f_1 = 0$ , είναι το ίδιο με το να ορίζαμε  $f_1 = f_2$ .

Στην παρούσα μελέτη ξέροντας ότι για το οριζόντιο επίπεδο ισχύει  $T_C = 0.60 \text{ sec}$ , στο σημείο αυτό τελειώνει ο κλάδος των σταθερών επιταχύνσεων και αρχίζει ο κλάδος των σταθερών ταχυτήτων, από την Εξ. (4.10) έχουμε :

$$f_1 = \frac{S_{Amax}}{2 \cdot \pi \cdot S_{Vmax}} = \frac{\omega^2 \cdot S_{Dmax}}{2 \cdot \pi \cdot \omega \cdot S_{Dmax}} = \frac{4 \cdot \pi^2}{T_C^2} = \frac{1}{T_C} = \frac{1}{0.6} = 1.667 \text{ sec}^{-1}$$

και  $f_2 = 0$ .

Επίσης για το κατακόρυφο επίπεδο ισχύει  $T_C = 0.15 \text{ sec}$ , άρα

$$f_1 = \frac{1}{T_C} = \frac{1}{0.15} = 6.667 \text{ sec}^{-1}$$

και  $f_2 = 0$ . [5]

Ακολουθούμε την εξής διαδικασία : Define → Load Cases → Add New Load Case → Load Case Type → Response Spectrum

Εικόνα 4.5 : Διαμήκης σεισμική συνιστώσα, EQX\_EC8, ορισμένη στο πρόγραμμα SAP2000.

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: EQY\_EC8 Set Def Name Notes: Modify/Show... Load Case Type: Response Spectrum Design...

Modal Combination:  CQC GMC f1: 1.667  SRSS GMC f2: 0.  Absolute Periodic + Rigid Type: SRSS  GMC  NRC 10 Percent  Double Sum

Directional Combination:  SRSS  CQC3  Absolute Scale Factor:

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	Sed(T)_EC8	1.
Accel	U2	Sed(T)_EC8	1.

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show... OK Cancel

Εικόνα 4.6 : Εγκάρσια σεισμική συνιστώσα, EQY\_EC8, ορισμένη στο πρόγραμμα SAP2000.

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: EQZ\_EC8 Set Def Name Notes: Modify/Show... Load Case Type: Response Spectrum Design...

Modal Combination:  CQC GMC f1: 6.667  SRSS GMC f2: 0.  Absolute Periodic + Rigid Type: SRSS  GMC  NRC 10 Percent  Double Sum

Directional Combination:  SRSS  CQC3  Absolute Scale Factor:

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U3	Sved(T)_EC8	1.
Accel	U3	Sved(T)_EC8	1.

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show... OK Cancel

Εικόνα 4.7 : Κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα, EQZ\_EC8, ορισμένη στο πρόγραμμα SAP2000.

### 4.4.3 Υπολογιστική σεισμική ένταση

Υστερα από την επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων για κάθε διεύθυνση της σεισμικής δράσης θεωρούμε ότι  $A_X, A_Y, A_Z$  είναι οι πιθανές ακραίες τιμές ενός τυχόντος μεγέθους απόκρισης  $A$  (ένταση, μετατόπιση), για ανεξάρτητη σεισμική δράση στις διευθύνσεις X, Y, Z αντίστοιχα.

Η ακραία τιμή του μεγέθους απόκρισης  $A$  για ταυτόχρονη δράση των συνιστωσών του σεισμού σε όλες τις διευθύνσεις X, Y, Z μπορεί να εκτιμηθεί με δύο τρόπους :

$$1) A = \pm \sqrt{A_X^2 + A_Y^2 + A_Z^2} \quad (4.12)$$

- 2) Εάν δεν γίνεται ακριβέστερη εκτίμηση του δυσμενέστερου συνδυασμού των διευθύνσεων του σεισμού ο έλεγχος επιτρέπεται να γίνεται για την δυσμενέστερη από τις παρακάτω υπολογιστικές εντάσεις :

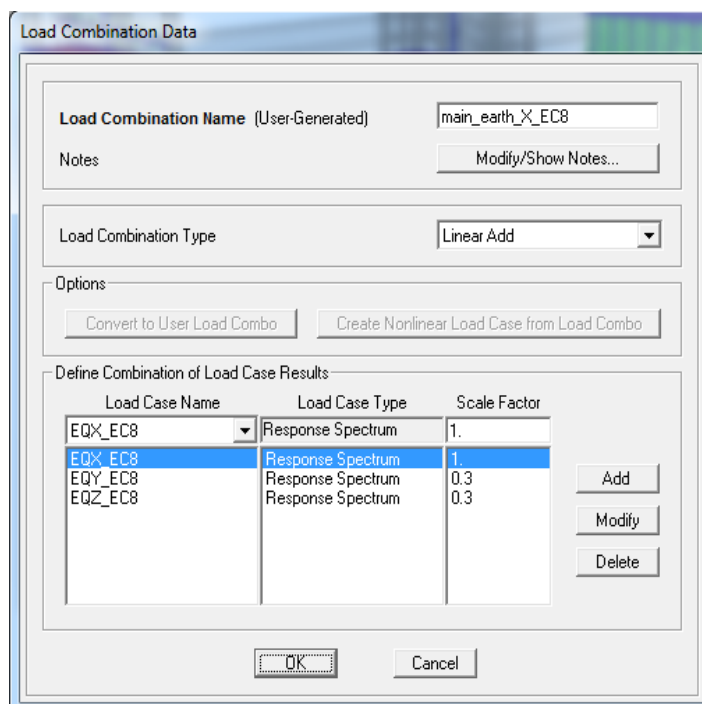
$$\begin{aligned} &A_X + 0.30 \cdot A_Y + 0.30 \cdot A_Z \\ &0.30 \cdot A_X + A_Y + 0.30 \cdot A_Z \\ &0.30 \cdot A_X + 0.30 \cdot A_Y + A_Z \end{aligned} \quad (4.13)$$

όπου :  $A_X$  είναι η τιμή οποιουδήποτε από τα εντατικά μεγέθη της διατομής ( $M_x, M_y, V_x, V_y, N$ ) που προκύπτουν για τον σεισμό κατά την διεύθυνση x.

και :  $A_Y$  και  $A_Z$  είναι η τιμή του ίδιου μεγέθους που προκύπτει για σεισμό κατά την διεύθυνση y και z αντίστοιχα.

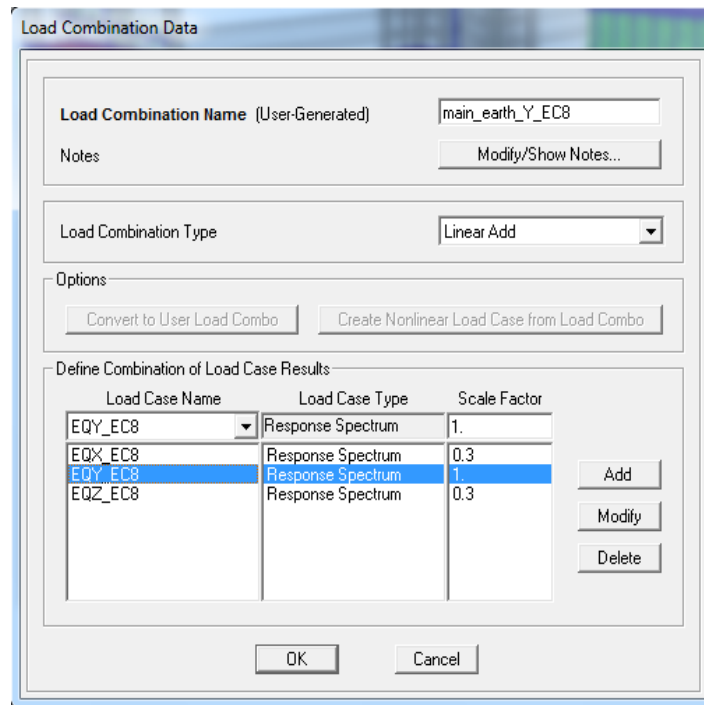
(Το “+” εδώ είναι το σύμβολο της επαλληλίας, εφόσον προκύπτει δυσμενέστερο αποτέλεσμα. Σημειώνεται ότι το πρόσημο των εντατικών μεγεθών εναλλάσσεται ανάλογα με την φορά της σεισμικής δράσης.) [8]

Στην παρούσα εργασία επιλέγουμε την 2<sup>η</sup> μέθοδο χωρικής επαλληλίας των σεισμών και προχωρούμε στον ορισμό των κύριων σεισμών σε κάθε διεύθυνση (Define → Load Combinations → Add New Combo) :

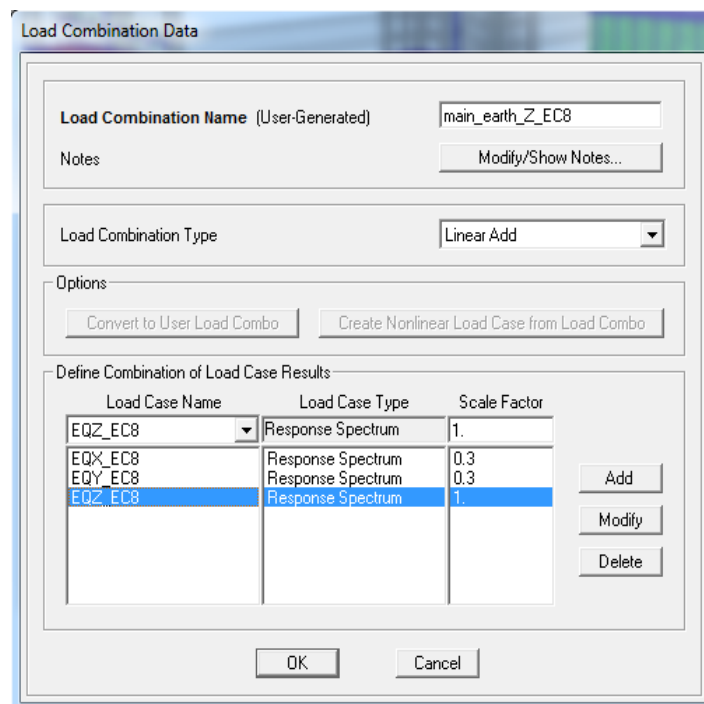


Εικόνα 4.8 : Κύριος σεισμός κατά την διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας, διεύθυνση X, με την ονομασία main\_earth\_X\_EC8.





Εικόνα 4.9 : Κύριος σεισμός κατά την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας, διεύθυνση Y, με την ονομασία main\_earth\_Y\_EC8.



Εικόνα 4.10 : Κύριος σεισμός κατά την κατακόρυφη διεύθυνση της γέφυρας, διεύθυνση Z, με την ονομασία main\_earth\_Z\_EC8

#### 4.4.4 Σεισμικός συνδυασμός δράσεων

Ο σεισμικός συνδυασμός δράσεων σύμφωνα με την E39/99 ορίζεται ως εξής :

$$E_d = G_k + P + A_{Ed} + \psi_{21} \cdot Q_{1k} + Q_2 \quad (4.14)$$

όπου :

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

$P$  : είναι η τελική τιμή δράσεων από προένταση

$A_{Ed}$  : είναι ο δυσμενέστερος συνδυασμός δράσεων όπως αυτές ορίστηκαν προηγουμένως

$Q_{1k}$  : είναι η χαρακτηριστική τιμή του μεταβλητού φορτίου κυκλοφορίας (επιτρέπεται να λαμβάνεται ομοιόμορφα κατανομημένο σε ολόκληρο το μήκος του φορέα)

$\psi_{21}$  : ο αντίστοιχος συντελεστής συνδυασμού ίσος προς 0.2, αφού αναφερόμαστε σε οδική γέφυρα

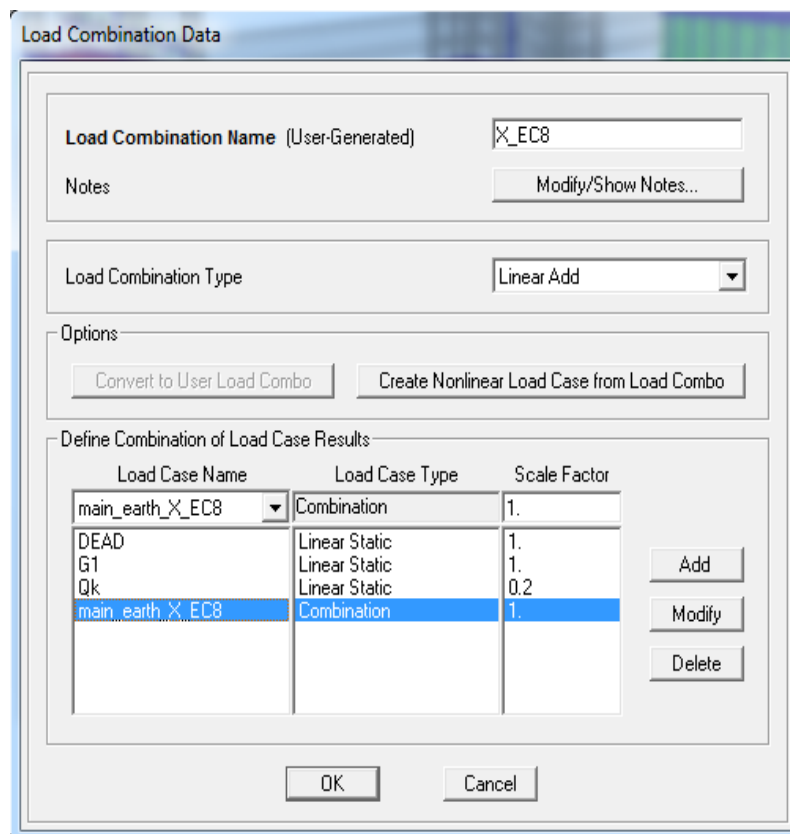
$Q_2$  : είναι η οιονεί μόνιμη τιμή δράσεων, με μεγάλη διάρκεια, (π.χ. ώθηση γαιών, άνωση, πίεση ροής κ.ά.) [8]

Ορισμός στο πρόγραμμα των σεισμικών συνδυασμών δράσεων ανά διεύθυνση

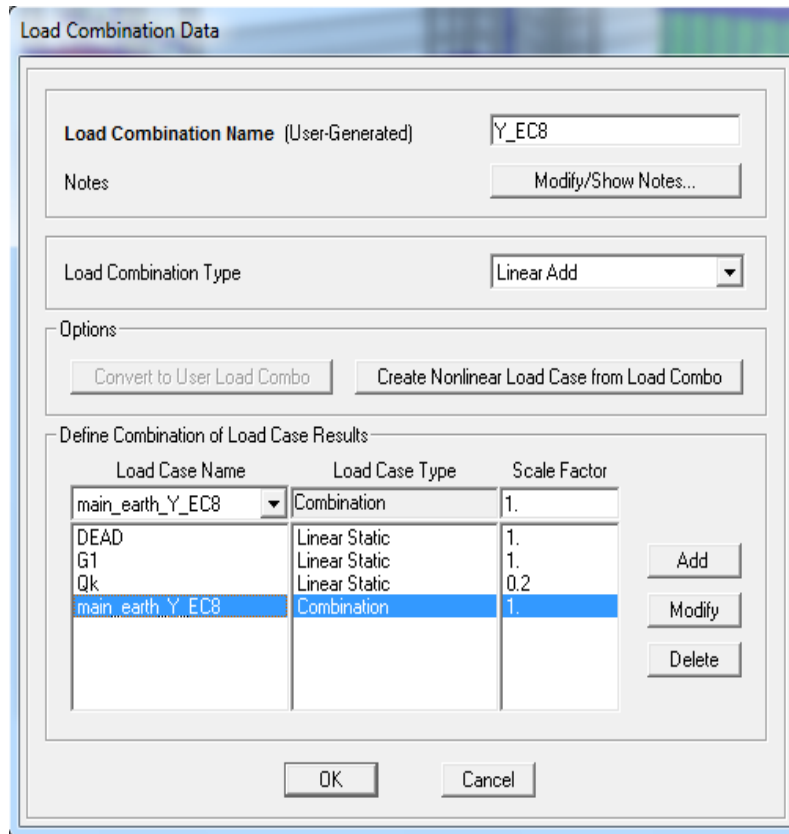
DEAD : ίδια βάρη της γέφυρας

G1 : πρόσθετα μόνιμα φορτία

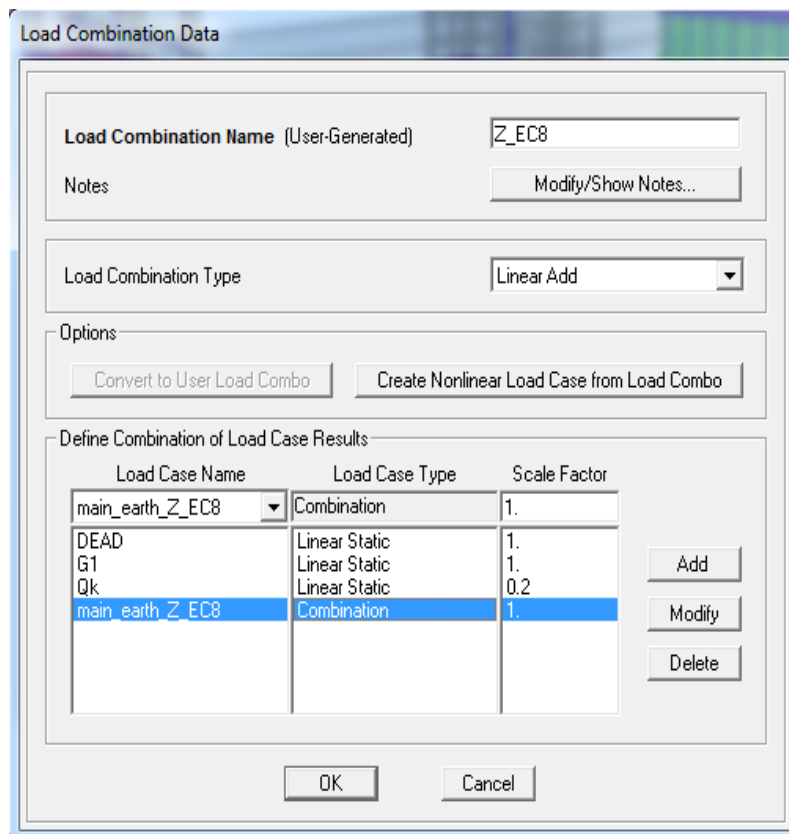
Qk : κινητά φορτία



Εικόνα 4.11 : Σεισμικός συνδυασμός δράσεων κατά την διαμήκη διεύθυνση X, με την ονομασία X\_EC8.



Εικόνα 4.12 : Σεισμικός συνδυασμός δράσεων κατά την εγκάρσια διεύθυνση Y, με την ονομασία Y\_EC8.



Εικόνα 4.13 : Σεισμικός συνδυασμός δράσεων κατά την κατακόρυφη διεύθυνση Z, με την ονομασία Z\_EC8.

## 4.5 Ωθήσεις Γαιών στα Ακρόβαθρα

### 4.5.1 Θεωρητικά εργαλεία για τους υπολογισμούς

Σύμφωνα με τη θεωρία Rankine μπορούμε να υπολογίσουμε τις ωθήσεις σε κατακόρυφο ( $\psi = 90^\circ$ ), λείο ( $\delta = 0^\circ$ ) τοίχο αν η επιφάνεια του εδάφους είναι οριζόντια ( $\beta = 0^\circ$ ). Διακρίνουμε λοιπόν τις περιπτώσεις [9] :

- **Κατάσταση  $K_0$**

Αν ο τοίχος δεν έχει ελευθερία οριζόντιας μετατόπισης, οι οριζόντιες δράσεις θα παραμείνουν περίπου γεωστατικές και θα ισχύει  $\sigma_{h0} = K_0 \sigma_{v0}$ . Η συνισταμένη των οριζόντιων πιέσεων θα δίνεται από την σχέση :

$$P_0 = \frac{1}{2} \cdot K_0 \cdot \gamma_s \cdot H^2 \quad (4.15)$$

όπου  $K_0 = 0$  λόγος οριζόντιας τάσης σε συμπίεση χωρίς πλευρική παραμόρφωση (αποκαλούμενος και συντελεστής ουδέτερης ώθησης) και για αμμώδη υλικά ισχύει:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (4.16)$$

- **Ενεργητική κατάσταση  $K_\alpha$**

Αν ο τοίχος έχει σημαντική ελευθερία μετακινήσεων προς τα έξω (η οποία είναι μηχανικώς δυνατή και λειτουργικώς επιτρεπτή) θα δημιουργηθούν συνθήκες ενεργητικής κατάστασης και θα ισχύει  $\sigma_{h\alpha} = K_\alpha \sigma_v$ . (Ομοιόμορφες εγκάρσιες παραμορφώσεις αναπτύσσονται και από στροφή του τοίχου προς τα έξω, περί το κάτω άκρο του τοίχου). Η συνισταμένη ώθηση δίνεται από την σχέση :

$$P_\alpha = \frac{1}{2} \cdot K_\alpha \cdot \gamma_s \cdot H^2 \quad (4.17)$$

όπου  $K_\alpha =$  συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων και ισχύει:

$$K_\alpha = \tan^2(45 - \varphi/2) \quad (4.18)$$

- **Συντελεστής ώθησης γαιών (στατικός + δυναμικός)  $K$  κατά Mononobe-Okabe [10]**

εάν  $\beta \leq \varphi'_\delta - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \varphi'_d - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2(\psi) \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\varphi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (4.19)$$

εάν  $\beta > \varphi'_\delta - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d)} \quad (4.20)$$

όπου,

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v} \quad (4.21)$$

### Δύσκαμπτα ακρόβαθρα και τοίχοι

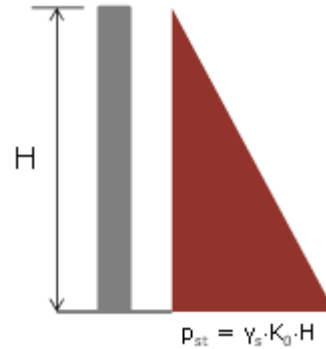
Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8-Μέρος 5:

- Ουδέτερη στατική ώθηση(πίεση) γαιών :

$$E_0 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot K_0 \cdot H^2 (KN/m) \quad (4.22)$$

$$p_{st} = \gamma_s \cdot K_0 \cdot H (KN/m^2) \quad (4.23)$$

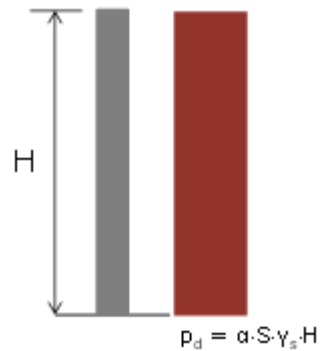
όπου  $K_0 = 1 - \sin \varphi$



- Επιπρόσθετη δυναμική ώθηση(πίεση) :

$$\Delta E_d = \alpha \cdot S \cdot \gamma_s \cdot H^2 (KN/m) \quad (4.24)$$

$$p_d = \alpha \cdot S \cdot \gamma_s \cdot H (KN/m^2) \quad (4.25)$$



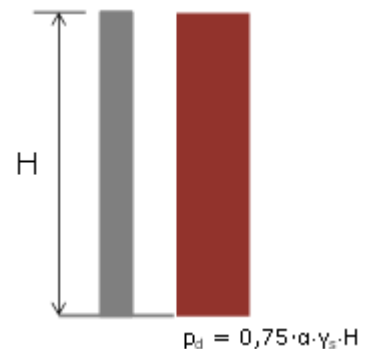
Σύμφωνα με την E39/99:

- Ουδέτερη στατική ώθηση (πίεση) γαιών  $E_0$  σύμφωνα με την Εξ. (4.22)
- Επιπρόσθετη δυναμική ώθηση (πίεση)

- Περιορισμένα εύκαμπτοι τοίχοι

ομοιόμορφη κατανομή πίεσης :

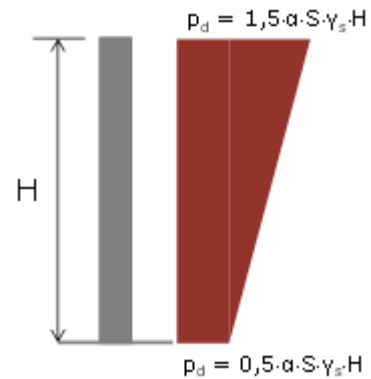
$$p_d = 0.75 \cdot \alpha \cdot \gamma_s \cdot H (KN/m^2) \quad (4.26)$$



- Ακαμπτοι τοίχοι

$$\text{Κορυφή : } p_d = 1.50 \cdot \alpha \cdot \gamma_s \cdot H(\text{KN}/\text{m}^2) \quad (4.27)$$

$$\text{Βάση : } p_d = 0.50 \cdot \alpha \cdot \gamma_s \cdot H(\text{KN}/\text{m}^2) \quad (4.28)$$



### Ακρόβαθρα με εύκαμπτη σύνδεση με το κατάστρωμα-φορέα [10]

Σε ακρόβαθρα με εύκαμπτη σύνδεση με το κατάστρωμα-φορέα, ο φορέας εδράζεται μέσω εφεδράνων ολίσθησης ή ελαστομεταλλικών εφεδράνων. Τα ελαστομεταλλικά εφεδράνα (ή οι σεισμικοί σύνδεσμοι, εάν υπάρχουν) μπορεί να είναι σχεδιασμένα ώστε να συμβάλλουν στην σεισμική αντίσταση του φορέα, αλλά όχι σε αυτή των ακρόβαθρων.

Οι ακόλουθες δράσεις, που θεωρούνται ότι δρουν ταυτόχρονα, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη για τον σεισμικό σχεδιασμό των ακροβάθρων αυτών.

- Ωθήσεις γαιών συμπεριλαμβανομένων των σεισμικών καταπονήσεων που υπολογίζονται σύμφωνα με το EN 1998-5:2004, Κεφάλαιο 7.

### Σεισμική δράση

- Για την ψευδο-στατική ανάλυση, η σεισμική δράση θα αντιπροσωπεύεται από ένα σύνολο οριζόντιων και κατακόρυφων στατικών δυνάμεων ίσων με το γινόμενο των δυνάμεων βαρύτητας και ενός σεισμικού συντελεστή.
- Η κατακόρυφη σεισμική δράση θα θεωρείται ότι ενεργεί προς τα πάνω ή προς τα κάτω ώστε να παράγει την δυσμενέστερη επίδραση.
- Η ένταση τέτοιων ισοδύναμων σεισμικών δυνάμεων, για μια δεδομένη σεισμική ζώνη, εξαρτάται από το μέγεθος της μόνιμης μετακίνησης που είναι συγχρόνως αποδεκτή και επιτρεπόμενη από την στατική λύση.
- Ελλείψει συγκεκριμένων μελετών, ο οριζόντιος ( $k_h$ ) και ο κατακόρυφος ( $k_v$ ) σεισμικός συντελεστής που επηρεάζουν όλες τις μάζες θα λαμβάνονται ως:

$$k_h = a \cdot \frac{S}{r} \quad (4.29)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad , \text{ εφόσον } a_{vg}/a_g \text{ είναι μεγαλύτερο του } 0,6 \quad (4.30)$$

$$k_v = \pm 0.33 \cdot k_h \quad , \text{ σε διαφορετική περίπτωση} \quad (4.31)$$

όπου ο συντελεστής  $r$  λαμβάνει τις τιμές που αναφέρονται στον πίνακα 1 ανάλογα με τον τύπο του φορέα αντιστήριξης. Για τοίχους όχι υψηλότερους από 10m, ο σεισμικός συντελεστής θα λαμβάνεται ως σταθερός κατά το ύψος.

Πίνακας 4.5 : Τιμές του συντελεστή  $r$  για τον υπολογισμό του οριζόντιου σεισμικού συντελεστή

Τύπος Φορέα Αντιστήριξης	$r$
Ελεύθεροι τοίχοι βαρύτητας με αποδεκτή οριζόντια μετακίνηση μέχρι $d_r = 300 \alpha S$ (mm)	2
Ελεύθεροι τοίχοι βαρύτητας με αποδεκτή οριζόντια μετακίνηση μέχρι $d_r = 200 \alpha S$ (mm)	1,5
Καμπτόμενοι τοίχοι οπλισμένου σκυροδέματος, τοίχοι αγκυρωμένοι η με αντηρίδες, τοίχοι οπλισμένου σκυροδέματος εδραζόμενοι σε κατακόρυφους πασσάλους, τοίχοι υπογείων και ακρόβαθρα γεφυρών με εμποδιζόμενη μετακίνηση	1

- b. Αδρανειακές δυνάμεις που δρουν στη μάζα του ακρόβαθρου και στη μάζα της επίχωσης που βρίσκεται πάνω από τη θεμελίωσή του. Γενικά, οι δυνάμεις αυτές μπορούν να προσδιορίζονται βάσει της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού (στην επιφάνεια) στη θέση του έργου,  $a_g S$ .
- c. Δράσεις από τα εφάδρανα που υπολογίζονται από τα αποτελέσματα ικανοτικού σχεδιασμού, εάν έχει θεωρηθεί πλαστική συμπεριφορά για τη γέφυρα. Εάν η γέφυρα έχει σχεδιαστεί για  $q = 1,0$ , τότε θα χρησιμοποιούνται οι αντιδράσεις στα εφάδρανα που προκύπτουν από τη σεισμική ανάλυση.

Ο υπολογισμός της ώθησης γαιών (στατική και δυναμική) για εύκαμπτα ακρόβαθρα και τοίχους αντιστήριξης γίνεται μέσω του τύπου :

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 \tag{4.32}$$

όπου,

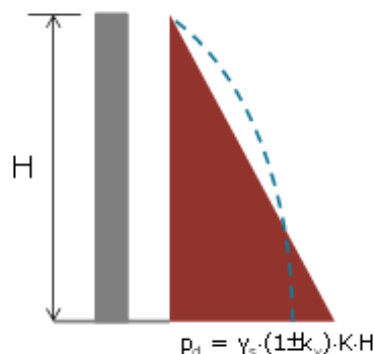
$H$  : το ύψος του τοίχου

$K$  : συντελεστής ώθησης γαιών κατά Mononobe-Okabe

$k_v$ : κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής

$\gamma_s$  : ειδικό βάρος εδάφους

Το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης δύναμης θεωρείται ότι βρίσκεται σε ύψος ίσο με το  $0.4H$ .



### 4.5.2 Αναλυτικοί υπολογισμοί ωθήσεων γαιών στην παρούσα μελέτη

Στη συγκεκριμένη εργασία μας ενδιαφέρουν τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στους πασσάλους. Επομένως ανάγουμε τις τριγωνικές κατανομές των ωθήσεων σε συγκεντρωμένα φορτία, που δρουν σε κατάλληλες θέσεις επί των ακρόβαθρων. Υπολογίζουμε τις ωθήσεις ως εξής:

Τιμή σχεδιασμού της γωνίας διατμητικής αντοχής του εδάφους,  $\varphi'_d = 30^\circ$

γωνίες κλίσης της πίσω παρειάς του ακρόβαθρου σε σχέση με την οριζόντια,

$$\psi = 90^\circ, \beta = 0^\circ$$

τιμή σχεδιασμού της γωνίας διατμητικής αντοχής μεταξύ ακρόβαθρου και εδάφους,  $\delta_d = 0^\circ$

σεισμική επιτάχυνση εδάφους,  $a_g = 1.3 \cdot 0.24g = 0.312g$

$$\alpha = \frac{a_g}{g} = \frac{0.312g}{g} = 0.312$$

οριζόντιος σεισμικός συντελεστής : από την Εξ. (12)  $k_h = \alpha \cdot \frac{s}{r} = 0.312 \cdot \frac{1.15}{1} = 0.36$

κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής : από την Εξ. (13a)

$$a_{vg}/a_g = 0.9a_g/a_g = 0.9 > 0.6, \text{ άρα } k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0.5 \cdot 0.359 = 0.1794$$

Από την Εξ. (2a)  $K_\alpha = \tan^2(45^\circ - \varphi/2) = \tan^2(45 - 30/2) = 0.333$

Συντελεστής ωθήσεων γαιών για σεισμό προς τα κάτω ↓.

$$\theta \downarrow = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{0.36}{1 + 0.18}\right) = 16.92^\circ$$

$$\beta \leq \varphi'_d - \theta \Rightarrow 0 \leq 30 - 16.92 \Rightarrow 0 \leq 13.08, \text{ άρα}$$

$$K \downarrow = \frac{\sin^2(90 + 30 - 16.92)}{\cos 23.70 \cdot \sin^2(90 - 16.92 - 0) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 0) \cdot \sin(30 - 0 - 16.92)}{\sin(90 - 16.92 - 0) \cdot \sin(90 + 0)}} \right]^2} = 0.5740$$

Συντελεστής ωθήσεων γαιών για σεισμό προς τα πάνω ↑.

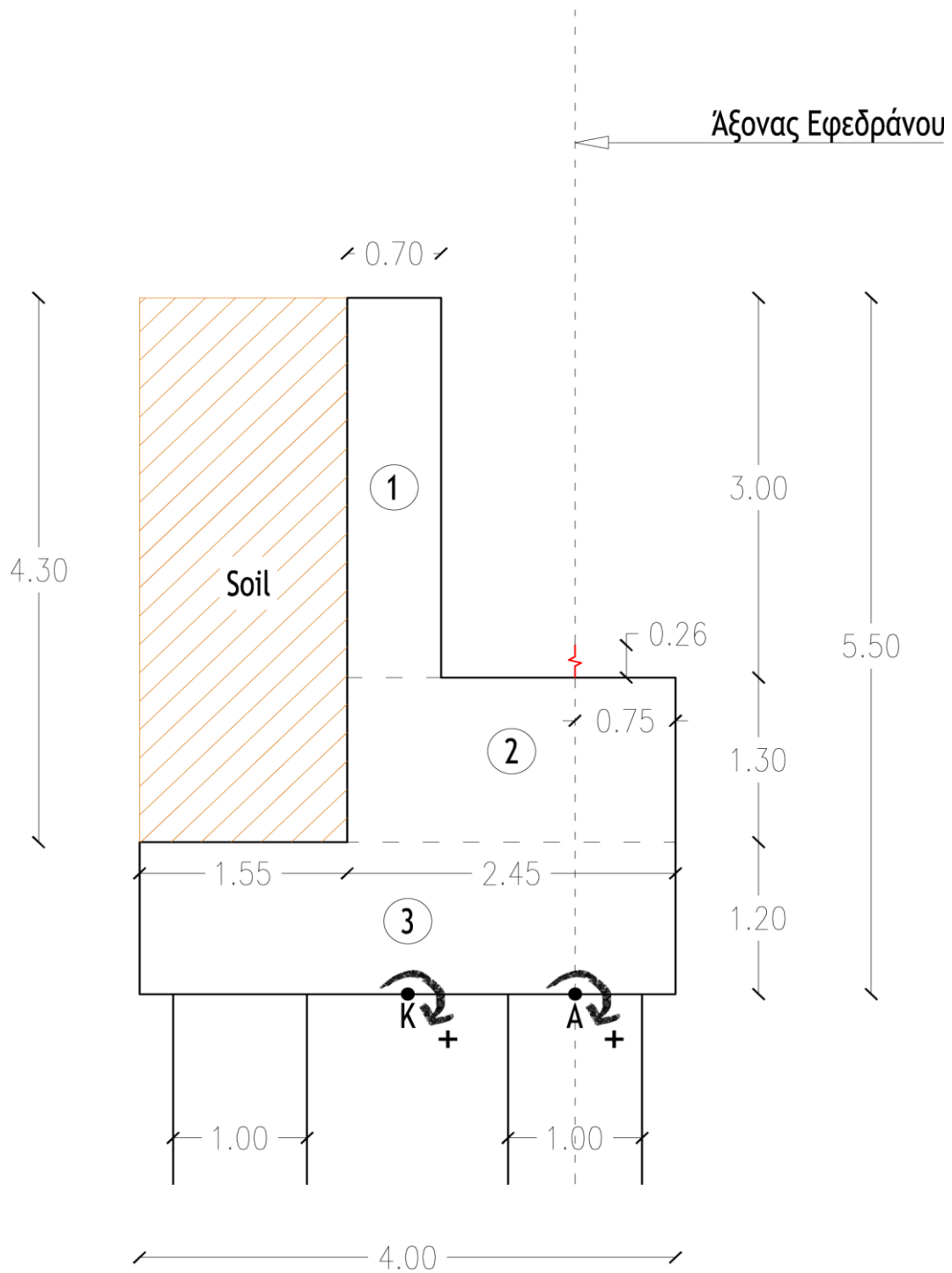
$$\theta \uparrow = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{0.36}{1 - 0.18}\right) = 23.70^\circ$$

$$\beta \leq \varphi'_d - \theta \Rightarrow 0 \leq 30 - 23.70 \Rightarrow 0 \leq 6.3, \text{ άρα}$$

$$K \uparrow = \frac{\sin^2(90 + 30 - 23.70)}{\cos 23.70 \cdot \sin^2(90 - 23.70 - 0) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 0) \cdot \sin(30 - 0 - 23.70)}{\sin(90 - 23.70 - 0) \cdot \sin(90 + 0)}} \right]^2} = 0.7574$$



**Ακρόβαθρο A1**



Σχήμα 4.5 : Τομή Ακρόβαθρου A1

$H = 5.5m$      $B = 4m$      $L = 16.5m$   
 $h_1 = 3m$      $b_1 = 0.70m$   
 $h_2 = 1.30m$      $b_2 = 1.55m$   
 $h_3 = 1.20m$      $b_3 = 2.45m$   
 $h_4 = 0.256m$      $b_4 = 0.75m$

Οι ροπές υπολογίζονται ως προς το σημείο Κ.

Στατικές δράσεις σώματος ακρόβαθρου και επιχώματος :

Τμήμα 1 : όγκος  $Vol (m^3) = h_1 \cdot b_1 \cdot L = 3 \cdot 0.70 \cdot 16.50 = 34.65m^3$

βάρος  $N (KN) = Vol \cdot \gamma = 34.65 \cdot 25 = 866.25KN$

ροπή  $M_N (KNm) = -N \cdot \left( \frac{B}{2} - \left( b_2 + \frac{b_1}{2} \right) \right) = -866.25 \cdot \left( \frac{4}{2} - \left( 1.55 + \frac{0.70}{2} \right) \right) = -86.63KNm$

Τμήμα 2 :  $Vol (m^3) = h_2 \cdot b_3 \cdot L = 1.30 \cdot 2.45 \cdot 16.50 = 52.55m^3$

$N (KN) = Vol \cdot \gamma = 52.55 \cdot 25 = 1313.81KN$

$M_N (KNm) = N \cdot \left( b_2 + \frac{b_3}{2} - \frac{B}{2} \right) = 1313.81 \cdot \left( 1.55 + \frac{2.45}{2} - \frac{4}{2} \right) = 1018.21KNm$

Τμήμα 3 :  $Vol (m^3) = h_3 \cdot B \cdot L = 1.20 \cdot 4 \cdot 16.50 = 79.20m^3$

$N (KN) = Vol \cdot \gamma = 79.20 \cdot 25 = 1980KN$

$M_N (KNm) = 0$

Soil :  $Vol (m^3) = (h_1+h_2) \cdot b_2 \cdot L = (3 + 1.30) \cdot 1.55 \cdot 16.50 = 109.97m^3$

$N (KN) = Vol \cdot \gamma_s = 109.97 \cdot 18 = 1979.51KN$

$M_N (KNm) = -N \cdot \left( \frac{B}{2} - \frac{b_2}{2} \right) = -1979.51 \cdot \left( \frac{4}{2} - \frac{1.55}{2} \right) = -2024.89KNm$

Αθροίσματα :  $\Sigma N (KN) = N_1 + N_2 + N_3 + N_{soil} = 866.25 + 1313.81 + 1980 + 1979.51 = 6139.57KN$

$\Sigma M_N (KNm) = M_{N1} + M_{N2} + M_{N3} + M_{Nsoil} = -86.63 + 1018.21 + 0 - 2024.89 = -1493.31KNm$

Αδρανειακές δράσεις σώματος ακρόβαθρου και επιχώματος :

Οριζόντιες δυνάμεις :

Για να λάβουμε υπόψη και την εγκάρσια συνιστώσα του σεισμού σχεδιάζουμε για διαμήκη σεισμό  $H_{X+0.3\gamma} = 1.05 \cdot H_X$ .

Τμήμα 1 :  $H_1 (KN) = 1.05 \cdot k_h \cdot N_1 = 1.05 \cdot 0.36 \cdot 866.25 = 326.35KN$

$M_{H1} (KNm) = H_1 \cdot \left( \frac{h_1}{2} + h_2 + h_3 \right) = 326.35 \cdot \left( \frac{3}{2} + 1.30 + 1.20 \right) = 1305.40KNm$

Τμήμα 2 :  $H_2 (KN) = 1.05 \cdot k_h \cdot N_2 = 1.05 \cdot 0.36 \cdot 1313.81 = 494.97KN$

$M_{H2} (KNm) = H_2 \cdot \left( \frac{h_2}{2} + h_3 \right) = 494.97 \cdot \left( \frac{1.30}{2} + 1.20 \right) = 915.69KNm$

Τμήμα 3 :  $H_3 (KN) = 1.05 \cdot k_h \cdot N_3 = 1.05 \cdot 0.36 \cdot 1980 = 745.95KN$

$M_{H3} (KNm) = H_3 \cdot \frac{h_3}{2} = 745.95 \cdot \frac{1.20}{2} = 447.57KNm$

Soil :  $H_{soil} (KN) = 1.05 \cdot k_h \cdot N_{soil} = 1.05 \cdot 0.36 \cdot 1979.51 = 745.76KN$

$M_{Hsoil} (KNm) = H_{soil} \cdot \left( \frac{h_1+h_2}{2} + h_3 \right) = 745.76 \cdot \left( \frac{3+1.30}{2} + 1.20 \right) = 2498.29KNm$

Αθροίσματα :  $\Sigma H (KN) = H_1 + H_2 + H_3 + H_{soil} = 326.35 + 494.97 + 745.95 + 745.76 = 2313.02KN$

$\Sigma M_H (KNm) = M_{H1} + M_{H2} + M_{H3} + M_{Hsoil} = 1305.40 + 915.69 + 447.57 + 2498.29 = 5166.95KNm$

Κατακόρυφες δυνάμεις

Σεισμός προς τα κάτω ↓ :

Τμήμα 1 :  $V_1(KN) = k_v \cdot N_1 = 0.18 \cdot 866.25 = 155.41KN$

$$M_{V_1} (KNm) = -V_1 \cdot \left( \frac{B}{2} - \left( b_2 + \frac{b_1}{2} \right) \right) = -155.41 \cdot \left( \frac{4}{2} - \left( 1.55 + \frac{0.7}{2} \right) \right) = -15.54KNm$$

Τμήμα 2 :  $V_2(KN) = k_v \cdot N_2 = 0.18 \cdot 1313.81 = 235.70KN$

$$M_{V_2} (KNm) = V_2 \cdot \left( b_2 + \frac{b_3}{2} - \frac{B}{2} \right) = 235.70 \cdot \left( 1.55 + \frac{2.45}{2} - \frac{4}{2} \right) = 182.67KNm$$

Τμήμα 3 :  $V_3(KN) = k_v \cdot N_3 = 0.18 \cdot 1980 = 355.21KN$

$$M_{V_3} (KNm) = 0$$

Soil :  $V_{soil}(KN) = k_v \cdot N_{soil} = 0.18 \cdot 1979.51 = 355.12KN$

$$M_{V_{soil}} (KNm) = -V_{soil} \cdot \left( \frac{B}{2} - \frac{b_2}{2} \right) = -355.12 \cdot \left( \frac{4}{2} - \frac{1.55}{2} \right) = -435.03KNm$$

Αθροίσματα :  $\Sigma V \downarrow (KN) = V_1 + V_2 + V_3 + V_{soil} = 155.41 + 235.70 + 355.21 + 355.12 = 1101.44KN$

$$\Sigma M_{V \downarrow} (KNm) = M_{V_1} + M_{V_2} + M_{V_3} + M_{V_{soil}} = -15.54 + 182.67 + 0 - 435.03 = -267.90KNm$$

Σεισμός προς τα πάνω ↑ :

Τμήμα 1 :  $V_1(KN) = -k_v \cdot N_1 = -0.18 \cdot 866.25 = -155.41KN$

$$M_{V_1} (KNm) = -V_1 \cdot \left( \frac{B}{2} - \left( b_2 + \frac{b_1}{2} \right) \right) = 155.41 \cdot \left( \frac{4}{2} - \left( 1.55 + \frac{0.7}{2} \right) \right) = 15.54KNm$$

Τμήμα 2 :  $V_2(KN) = -k_v \cdot N_2 = -0.18 \cdot 1313.81 = -235.70KN$

$$M_{V_2} (KNm) = V_2 \cdot \left( b_2 + \frac{b_3}{2} - \frac{B}{2} \right) = -235.70 \cdot \left( 1.55 + \frac{2.45}{2} - \frac{4}{2} \right) = -182.67KNm$$

Τμήμα 3 :  $V_3(KN) = -k_v \cdot N_3 = -0.18 \cdot 1980 = -355.21KN$

$$M_{V_3} (KNm) = 0$$

Soil :  $V_{soil}(KN) = -k_v \cdot N_{soil} = -0.18 \cdot 1979.51 = -355.12KN$

$$M_{V_{soil}} (KNm) = -V_{soil} \cdot \left( \frac{B}{2} - \frac{b_2}{2} \right) = 355.12 \cdot \left( \frac{4}{2} - \frac{1.55}{2} \right) = 435.03KNm$$

Αθροίσματα :  $\Sigma V \downarrow (KN) = V_1 + V_2 + V_3 + V_{soil} = -155.41 - 235.70 - 355.21 - 355.12 = -1101.44KN$

$$\Sigma M_{V \downarrow} (KNm) = M_{V_1} + M_{V_2} + M_{V_3} + M_{V_{soil}} = 15.54 - 182.67 + 0 + 435.03 = 267.90KNm$$

Αντιδράσεις εφεδράνων

Υπολογίζουμε ξεχωριστά τις οριζόντιες και κατακόρυφες αντιδράσεις που δημιουργούνται στα εφεδράνα από τους εξής συνδυασμούς : μόνιμα φορτία (G+G1)

κινητά φορτία (Qk)

κύριος διαμήκης σεισμός (  $E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$  )

κύριος κατακόρυφος σεισμός (  $0.3E_x \pm 0.3E_y \pm E_z$  )

Dead loads				Live loads				$E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$		$E_z \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y$			
G+G1				Qk									
↓		←		↓	←		→		↓		↑		
P <sub>bear1</sub>	765.66	V <sub>2,bear1</sub>	-33.23	P <sub>bear1</sub>	168.55	V <sub>2,bear1</sub>	-6.35	V <sub>2,bear1</sub>	426.29	P <sub>bear1</sub>	468.49	P <sub>bear1</sub>	-468.49
P <sub>bear2</sub>	850.10	V <sub>2,bear2</sub>	-33.12	P <sub>bear2</sub>	187.33	V <sub>2,bear2</sub>	-6.33	V <sub>2,bear2</sub>	426.44	P <sub>bear2</sub>	468.44	P <sub>bear2</sub>	-468.44
P <sub>bear3</sub>	1022.72	V <sub>2,bear3</sub>	-32.88	P <sub>bear3</sub>	225.74	V <sub>2,bear3</sub>	-6.27	V <sub>2,bear3</sub>	426.76	P <sub>bear3</sub>	515.96	P <sub>bear3</sub>	-515.96
P <sub>bear4</sub>	1022.72	V <sub>2,bear4</sub>	-32.88	P <sub>bear4</sub>	225.74	V <sub>2,bear4</sub>	-6.27	V <sub>2,bear4</sub>	426.76	P <sub>bear4</sub>	515.96	P <sub>bear4</sub>	-515.96
P <sub>bear5</sub>	850.10	V <sub>2,bear5</sub>	-33.12	P <sub>bear5</sub>	187.33	V <sub>2,bear5</sub>	-6.33	V <sub>2,bear5</sub>	426.44	P <sub>bear5</sub>	468.44	P <sub>bear5</sub>	-468.44
P <sub>bear6</sub>	765.66	V <sub>2,bear6</sub>	-33.23	P <sub>bear6</sub>	168.55	V <sub>2,bear6</sub>	6.35	V <sub>2,bear6</sub>	426.29	P <sub>bear6</sub>	468.49	P <sub>bear6</sub>	-468.49
Σ	5276.96			Σ	1163.23			Σ	2558.97	Σ	2905.78	Σ	-2905.78
MP <sub>bear</sub>	6596.20			MP <sub>bear</sub>	1454.04			MV <sub>bear</sub>	7052.52	MP <sub>bear</sub>	3632.22	MP <sub>bear</sub>	-3632.22

Ωθήσεις γαιών

Σεισμός προς τα κάτω :

Σύμφωνα με την Εξ. (14) και πολλαπλασιάζοντας με το πλάτος του ακρόβαθρου L, προκειμένου να αναάξουμε την κατανεμημένη πίεση σε συγκεντρωμένο φορτίο, έχουμε :

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot (1 + k_v) \cdot K \cdot H^2 \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot (1 + 0.18) \cdot 0.5740 \cdot 5.5^2 \cdot 16.5 = 3040.82KN$$

$$ME_d = E_d \cdot 0.4 \cdot H = 3040.82 \cdot 0.4 \cdot 5.5 = 6689.80KNm$$

Σεισμός προς τα πάνω :

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot (1 - k_v) \cdot K \cdot H^2 \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot (1 - 0.18) \cdot 0.7574 \cdot 5.5^2 \cdot 16.5 = 2791.94KN$$

$$ME_d = E_d \cdot 0.4 \cdot H = 2791.94 \cdot 0.4 \cdot 5.5 = 6142.27KNm$$

Ενεργός ώθηση γαιών λόγω κινητών

Θεωρούμε ότι τα κινητά φορτία δρουν στο επίχωμα που συγκρατεί ο τοίχος του ακρόβαθρου μέχρι το βάθος των 1.4m. Συνεπώς, η πίεση από τα κινητά ισούται με :

$$p_{LL}(KN/m^2) = 1.4 \cdot \gamma_s = 1.4 \cdot 18 = 25.2 KN/m^2$$

Η ενεργός ώθηση γαιών, ανηγμένη σε συγκεντρωμένη δύναμη, δίνεται από τον τύπο :

$$E_{LL} = K_a \cdot p_{LL} \cdot H \cdot L = 0.333 \cdot 25.2 \cdot 5.5 \cdot 16.5 = 762.30KN$$

$$ME_{LL} = E_{LL} \cdot 0.5 \cdot H = 762.30 \cdot 0.5 \cdot 5.5 = 2096.33KNm$$

Συνολικά φορτία στον κεφαλόδεσμο

Τελικά θα φορτίσουμε το κέντρο του κεφαλόδεσμου με μία συνολική κατακόρυφη δύναμη  $N_K$ , μία συνολική οριζόντια δύναμη  $H_K$  και μία συνολική ροπή  $M_K$ .

Σεισμός προς τα κάτω :

$$\begin{aligned} N_K &= \Sigma_N + \Sigma_{DL} + 0.2 \cdot \Sigma_{LL} + 0.3 \cdot \Sigma_{P_{bear}} + 0.3 \cdot \Sigma_{V\downarrow} = \\ &= 6139.57 + 5276.96 + 0.2 \cdot 1163.23 + 0.3 \cdot 2905.78 + 0.3 \cdot 1101.44 = \\ &= 12851.33KN \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_K &= \Sigma_H + \Sigma_{V2,bear} + E_d + 0.2 \cdot E_{LL} = \\ &= 2313.02 + 2558.97 + 3040.82 + 0.2 \cdot 762.30 = \\ &= 8065.27KN \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_K &= \Sigma_{MN} + \Sigma_{MH} + 0.3 \cdot \Sigma_{MV\downarrow} + \Sigma_{MDL} + 0.2 \cdot \Sigma_{MLL} + \Sigma_{MV2,bear} + 0.3 \cdot \Sigma_{MP_{bear}} + ME_d + 0.2 \cdot ME_{LL} = \\ &= -1493.31 + 5166.95 - 0.3 \cdot 267.90 + 6596.20 + 0.2 \cdot 1454.04 + 7052.52 + 0.3 \cdot 3632.22 + 6689.80 + 0.2 \cdot 2096.33 = \\ &= 25731.52KNm \end{aligned}$$

$$(N_K, H_K, M_K) = (12851.33KN, 8065.27KN, 25731.52KNm)$$

Σεισμός προς τα πάνω :

$$\begin{aligned} N_K &= \Sigma_N + \Sigma_{DL} + 0.2 \cdot \Sigma_{LL} + 0.3 \cdot \Sigma_{P_{bear}} + 0.3 \cdot \Sigma_{V\uparrow} = \\ &= 6139.57 + 5276.96 + 0.2 \cdot 1163.23 - 0.3 \cdot 2905.78 - 0.3 \cdot 1101.44 = \\ &= 10447.01KN \end{aligned}$$

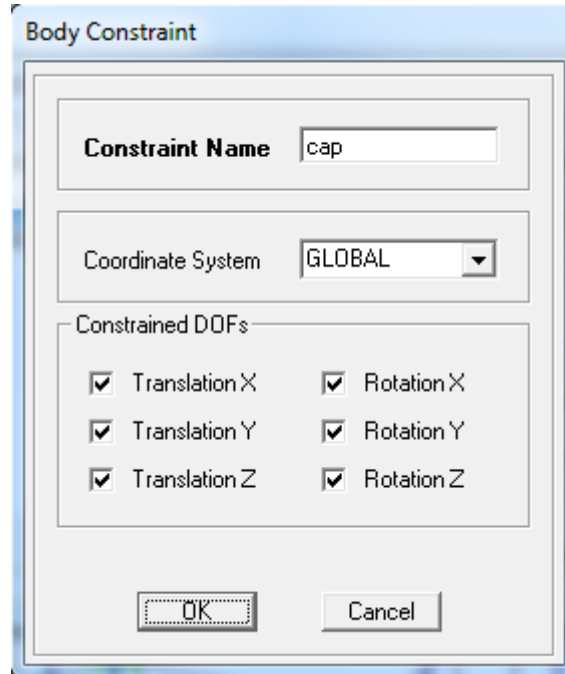
$$\begin{aligned} H_K &= \Sigma_H + \Sigma_{V2,bear} + E_d + 0.2 \cdot E_{LL} = \\ &= 2313.02 + 2558.97 + 2791.94 + 0.2 \cdot 762.30 = \\ &= 7816.39KN \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_K &= \Sigma_{MN} + \Sigma_{MH} + 0.3 \cdot \Sigma_{MV\uparrow} + \Sigma_{MDL} + 0.2 \cdot \Sigma_{MLL} + \Sigma_{MV2,bear} + 0.3 \cdot \Sigma_{MP_{bear}} + ME_d + 0.2 \cdot ME_{LL} = \\ &= -1493.31 + 5166.95 + 0.3 \cdot 267.90 + 6596.20 + 0.2 \cdot 1454.04 + 7052.52 - 0.3 \cdot 3632.22 + 6142.27 + 0.2 \cdot 2096.33 = \\ &= 23165.40KNm \end{aligned}$$

$$(N_K, H_K, M_K) = (10447.01KN, 7816.39KN, 23165.40KNm)$$

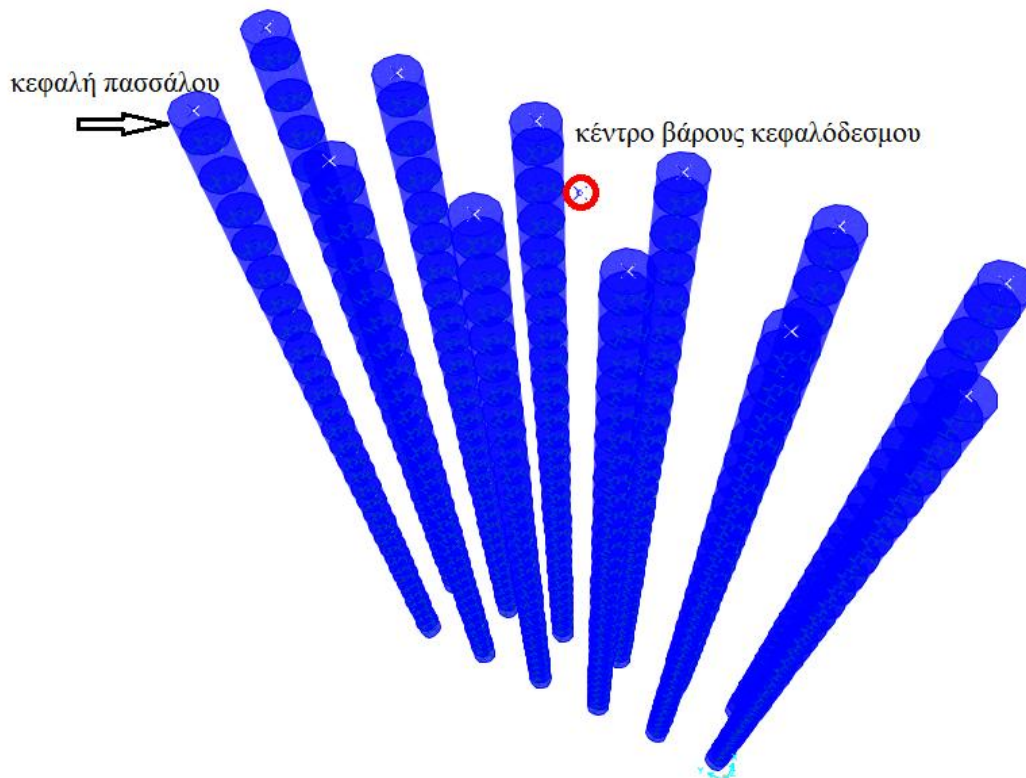
Προσομοίωση της φόρτισης στο πρόγραμμα

Έχουμε απομονώσει το ακρόβαθρο A1 από την υπόλοιπη κατασκευή και έχουμε αντικαταστήσει την σύνδεση των πασσάλων με τον κεφαλόδεσμο με συνδέσεις τύπου Body, που φέρουν την ονομασία cap. (sapref,51) Μια τέτοια σύνδεση αναγκάζει όλους τους συνδεδεμένους με αυτή κόμβους να κινούνται ως ένα τρισδιάστατο άκαμπτο στερεό.



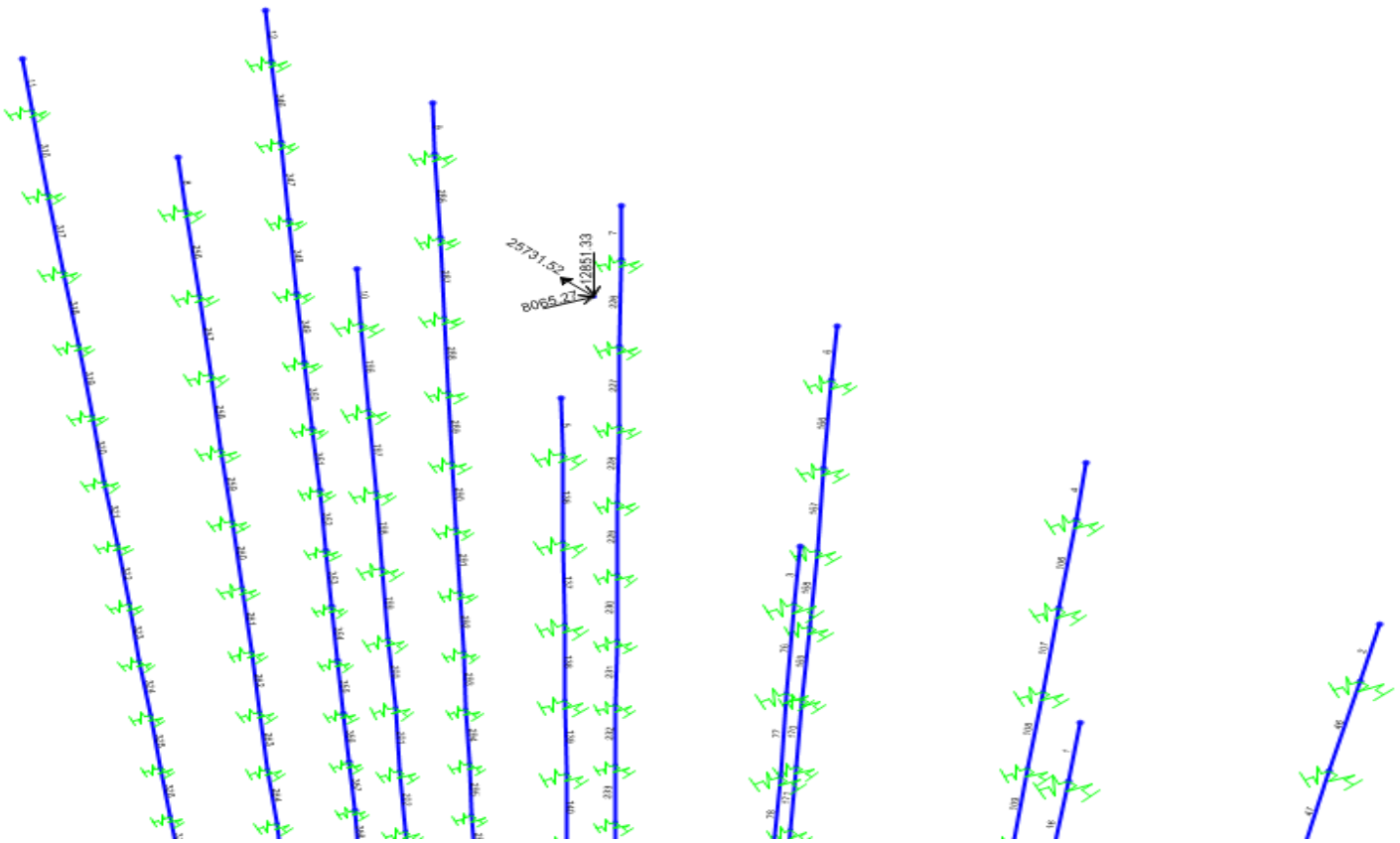
Εικόνα 4.14 : Ορισμός άκαμπτης σύνδεσης μεταξύ του κέντρου μάζας του κεφαλόδεσμού και των κεφαλών των πασσάλων στο πρόγραμμα SAP2000

Κάθε κεφαλή πασσάλου συνδέεται με το κέντρο βάρους του κεφαλόδεσμου με την σύνδεση cap:



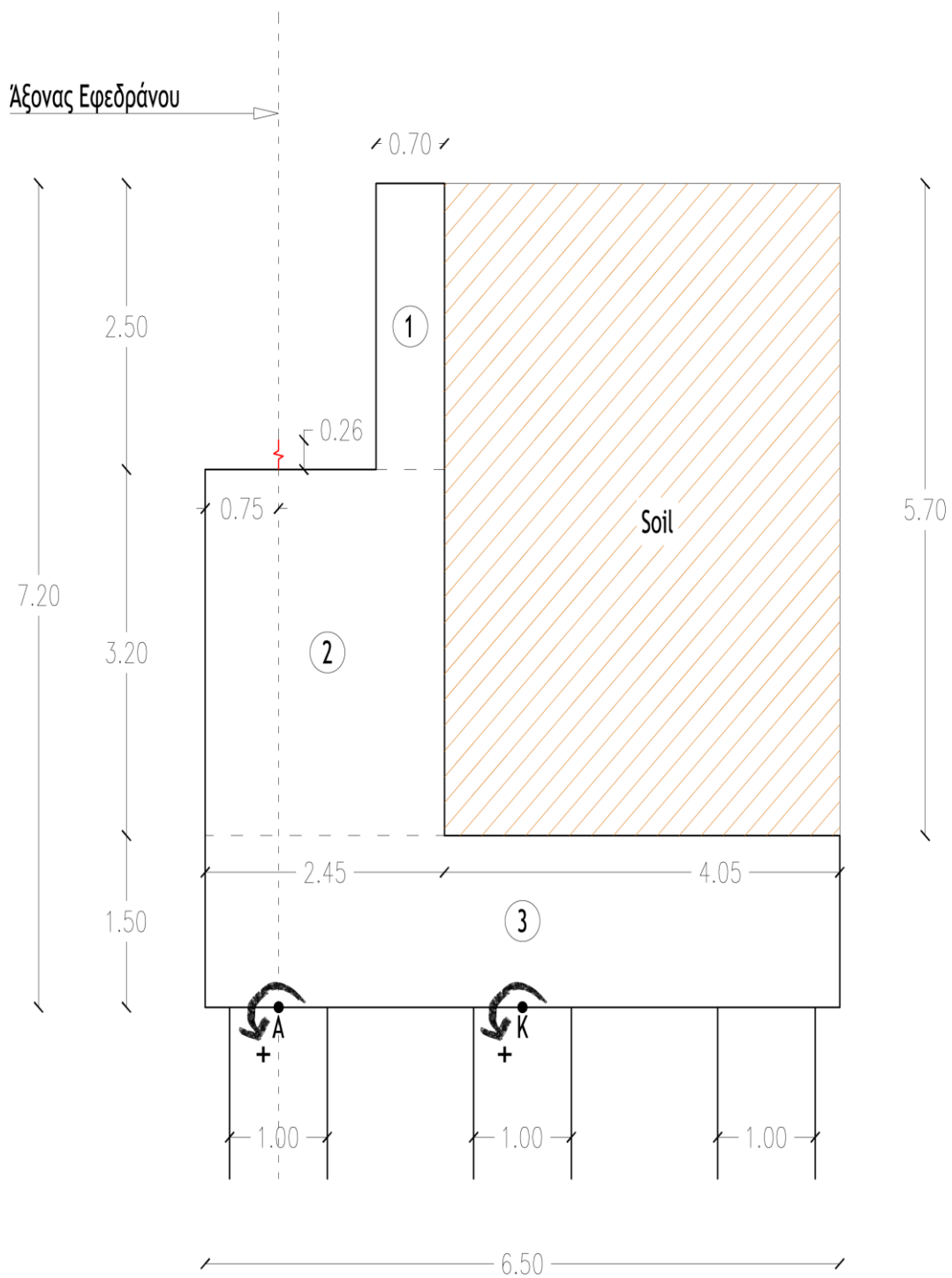
Σχήμα 4.6 : Άποψη της πασσαλοομάδας του Ακρόβαθρου A1 στο πρόγραμμα SAP2000

Οι δράσεις εφαρμόζονται στο κέντρο βάρους του κεφαλόδεσμου και ο συνδυασμός για σεισμό προς τα κάτω,  $(N_K, H_K, M_K) = (12851.33KN, 8065.27KN, 25731.52KNm)$ , προκύπτει ο δυσμενέστερος.



Σχήμα 4.7 : Εισαγωγή των δράσεων στο κέντρο μάζας του κεφαλόδεσμου του Ακρόβαθρου Α1 στο πρόγραμμα SAP2000

**Ακρόβαθρο Α2**



Σχήμα 4.8 : Τομή Ακρόβαθρου Α2

$$H = 7.2m \quad B = 6.50m \quad L = 16.5m$$

$$h_1 = 2.50m \quad b_1 = 0.70m$$

$$h_2 = 3.20m \quad b_2 = 2.45m$$

$$h_3 = 1.50m \quad b_3 = 4.05m$$

$$h_4 = 0.256m \quad b_4 = 0.75m$$

Οι ροπές υπολογίζονται ως προς το σημείο Κ.



Στατικές και αδρανειακές δράσεις σώματος ακρόβαθρου και επιχώματος

Τμήμα	1	2	3	soil	Σ
E(m <sup>2</sup> )	1.75	7.84	9.75	23.09	Σ
N(KN)	721.88	3234	4021.88	6856.25	14834
M <sub>N</sub> (KNm)	830.16	6548.85	0	-8398.90	-1019.89
H(KN)	259.01	1160.36	1443.05	2460.02	5322.44
M <sub>H</sub> (KNm)	1541.10	3597.11	1082.29	10701.09	16921.59
V(KN)↓	129.50	580.18	721.52	1230.01	2661.22
M <sub>V</sub> (KNm)	194.26	1174.86	0	-1506.76	-137.64
V(KN)↑	-129.50	-580.18	-721.52	-1230.01	-2661.22
M <sub>V</sub> (KNm)	-194.26	-1174.86	0	1506.76	137.64

στατικές δράσεις

Αδρανειακές δράσεις

Αντιδράσεις εφεδράνων

Dead loads				Live loads				E <sub>x</sub> ± 0.3E <sub>v</sub> ± 0.3E <sub>z</sub>		E <sub>z</sub> ± 0.3E <sub>x</sub> ± 0.3E <sub>v</sub>			
G+G <sub>1</sub>				Q <sub>k</sub>									
↓		→		↓		→		←		↓		↑	
P <sub>bear1</sub>	843.50	V <sub>2,bear1</sub>	-36.83	P <sub>bear1</sub>	185.89	V <sub>2,bear1</sub>	-6.41	V <sub>2,bear1</sub>	438.46	P <sub>bear1</sub>	572.84	P <sub>bear1</sub>	-572.84
P <sub>bear2</sub>	870.47	V <sub>2,bear2</sub>	-36.80	P <sub>bear2</sub>	191.89	V <sub>2,bear2</sub>	-6.40	V <sub>2,bear2</sub>	438.55	P <sub>bear2</sub>	550.97	P <sub>bear2</sub>	-550.97
P <sub>bear3</sub>	924.93	V <sub>2,bear3</sub>	-36.74	P <sub>bear3</sub>	204.02	V <sub>2,bear3</sub>	-6.39	V <sub>2,bear3</sub>	438.73	P <sub>bear3</sub>	546.16	P <sub>bear3</sub>	-546.161
P <sub>bear4</sub>	924.93	V <sub>2,bear4</sub>	-36.74	P <sub>bear4</sub>	204.02	V <sub>2,bear4</sub>	-6.39	V <sub>2,bear4</sub>	438.73	P <sub>bear4</sub>	546.16	P <sub>bear4</sub>	-546.161
P <sub>bear5</sub>	870.47	V <sub>2,bear5</sub>	-36.80	P <sub>bear5</sub>	191.89	V <sub>2,bear5</sub>	-6.40	V <sub>2,bear5</sub>	438.55	P <sub>bear5</sub>	550.97	P <sub>bear5</sub>	-550.97
P <sub>bear6</sub>	843.50	V <sub>2,bear6</sub>	-36.83	P <sub>bear6</sub>	185.89	V <sub>2,bear6</sub>	-6.41	V <sub>2,bear6</sub>	438.46	P <sub>bear6</sub>	572.84	P <sub>bear6</sub>	-572.84
Σ	5277.80			Σ	1163.60			Σ	2631.47	Σ	3339.94	Σ	-3339.94
MP <sub>bear</sub>	13194.50			MP <sub>bear</sub>	2908.97			MV <sub>bear</sub>	13041.57	MP <sub>bear</sub>	8349.86	MP <sub>bear</sub>	-8349.86

Ωθήσεις γαιών

Σεισμός προς τα κάτω :

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot (1 + k_v) \cdot K \cdot H^2 \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot (1 + 0.18) \cdot 0.5740 \cdot 7.2^2 \cdot 16.5 = 5211.11KN$$

$$ME_d = E_d \cdot 0.4 \cdot H = 3040.82 \cdot 0.4 \cdot 7.2 = 15008KNm$$

Σεισμός προς τα πάνω :

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot (1 - k_v) \cdot K \cdot H^2 \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot (1 - 0.18) \cdot 0.7574 \cdot 7.2^2 \cdot 16.5 = 4784.61KN$$

$$ME_d = E_d \cdot 0.4 \cdot H = 2791.94 \cdot 0.4 \cdot 7.2 = 13779.66KNm$$

Ενεργός ώθηση γαιών λόγω κινητών

$$p_{LL}(KN/m^2) = 1.4 \cdot \gamma_s = 1.4 \cdot 18 = 25.2 KN/m^2$$

$$E_{LL} = K_a \cdot p_{LL} \cdot H \cdot L = 0.333 \cdot 25.2 \cdot 7.2 \cdot 16.5 = 997.92KN$$

$$ME_{LL} = E_{LL} \cdot 0.5 \cdot H = 762.30 \cdot 0.5 \cdot 7.2 = 3592.51KNm$$

Συνολικά φορτία στον κεφαλόδεσμο

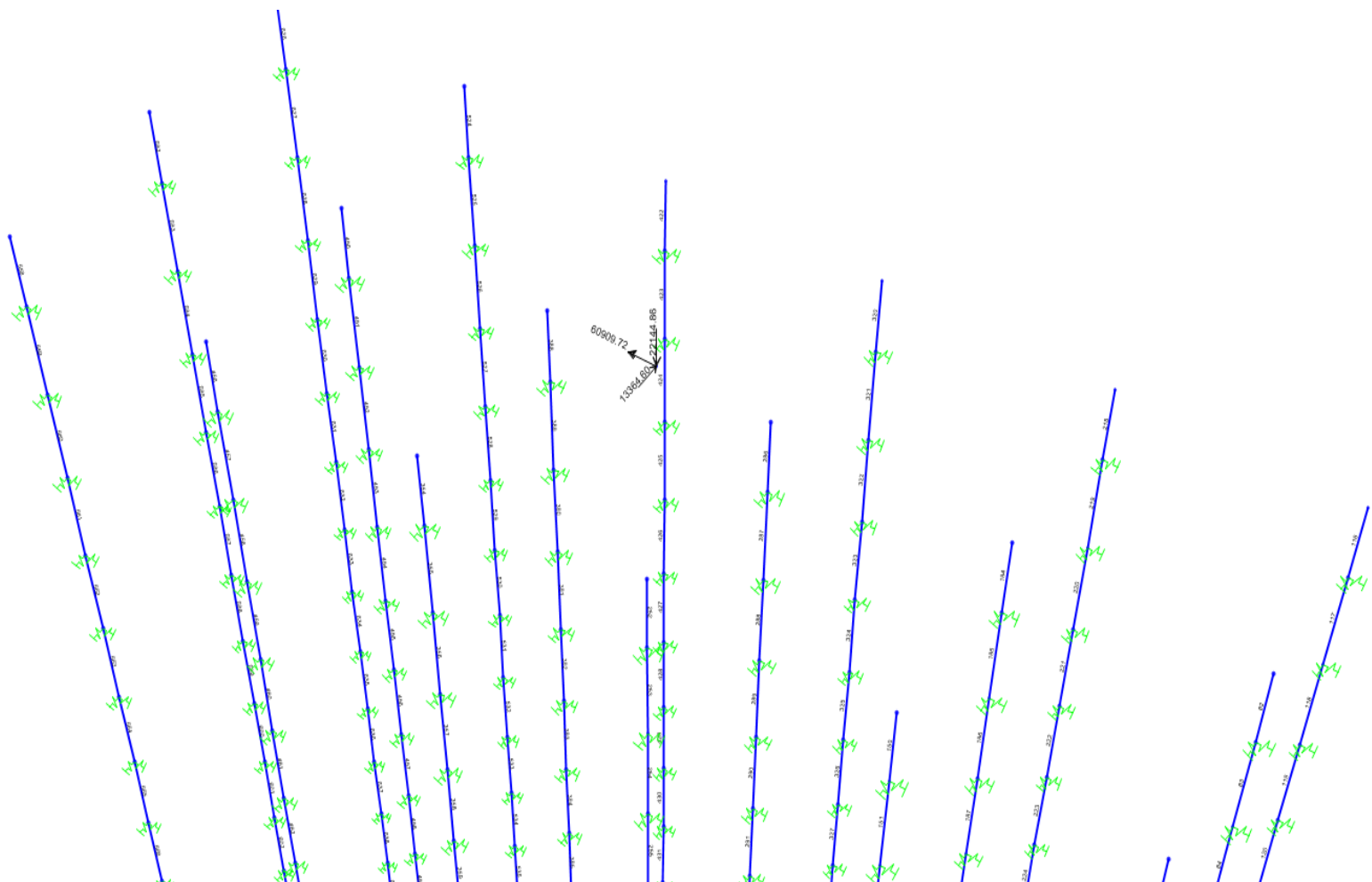
Σεισμός προς τα κάτω :

$$(N_K, H_K, M_K) = (22144.86KN, 13364.60KN, 60909.72KNm)$$

Σεισμός προς τα πάνω :

$$(N_K, H_K, M_K) = (18544.16KN, 12938.10KN, 54754.05KNm)$$

Ο συνδυασμός δράσεων για σεισμό προς τα κάτω,  $(N_K, H_K, M_K) = (22144.86KN, 13364.60KN, 60909.72KNm)$ , προκύπτει ο δυσμενέστερος.



Σχήμα 4.9 : Εισαγωγή των δράσεων στο κέντρο μάζας του κεφαλόδεσμου του Ακρόβαθρου Α2 στο πρόγραμμα SAP2000



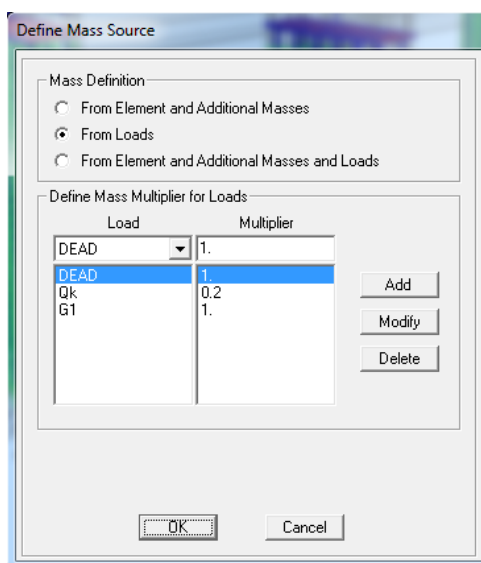
## **Κεφάλαιο 5 Αποτελέσματα αναλύσεων και διαστασιολόγηση**

### **5.1 Ιδιομορφική Ανάλυση**

#### Καθορισμός μαζών του φορέα

Οι μάζες και οι λοιπές αδρανειακές σταθερές του συστήματος υπολογίζονται από το σύνολο των μόνιμων φορτίων της γέφυρας αυξημένο κατά το τμήμα των φορτίων κυκλοφορίας ίσο προς  $\psi_{21} \cdot Q_{1k}$ .

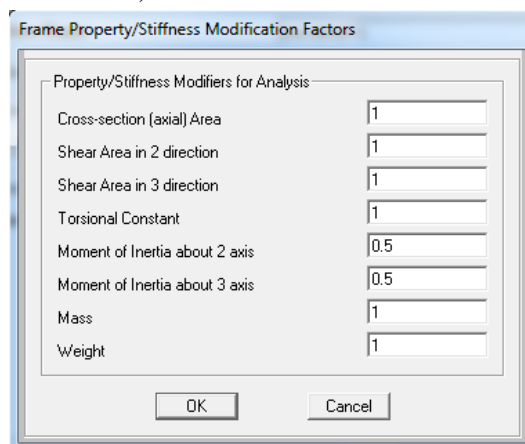
Στο πρόγραμμα ο ορισμός των μαζών γίνεται μέσω της επιλογής Mass Source. (Define → Mass Source → From Loads) :



Εικόνα 5.1 : Συντελεστές συμμετοχής κάθε φορτίου στον προσδιορισμό της μάζας του φορέα

#### Δυσκαμψίες διατομών

Αρχικά θεωρούμε ένα ποσοστό ρηγμάτωσης των διατομών οπλισμένου σκυροδέματος της τάξης του 50%. Πραγματοποιούμε αυτή την ρηγμάτωση εισάγοντας τον συντελεστή 0.5 στις ροπές αδρανείας (Moment of Inertia) των διατομών.(Define → Section Properties → Frame sections → Modify/Show Property → Set Modifiers) :



Εικόνα 5.2 : Απομείωση των ροπών αδρανείας της διατομής στο μισό των αρχικών τιμών τους, οι οποίες αντιστοιχούν στην αρηγμάτωση διατομή.

Οι μόνες διατομές που δεν θεωρούμε ρηγματωμένες είναι οι προεντεταμένες δοκοί του καταστρώματος, οι οποίες βρίσκονται σε μόνιμη θλίψη.

Σημαντικές ιδιομορφές του φορέα.

Ο αριθμός των σημαντικών ιδιομορφών καθορίζεται από την εξής παραδοχή :  
 Το άθροισμα των δρῶσων μαζών των σημαντικών ιδιομορφών πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσο με το 90% της συνολικής μάζας του φορέα.

$$k < N$$

$$\sum_{n=1}^k M_n \geq 0.90 \cdot m_{tot} \tag{5.1}$$

όπου,

$N$  : είναι οι βαθμοί ελευθερίας του φορέα

$M_n$  : είναι η δρώσα μάζα της n ιδιομορφής

$m_{tot}$  : είναι η συνολική μάζα του φορέα

Πίνακας σημαντικών ιδιομορφών

Αφού εκτελεστεί η ιδιομορφική ανάλυση στο πρόγραμμα (modal analysis) εξάγουμε τον πίνακα των ποσοστών των δρῶσων ιδιομορφικών μαζών (modal participating mass ratios), όπου φαίνονται και οι αντίστοιχες σημαντικές ιδιομορφές.

Πίνακας 5.1 : Πίνακας δρῶσων ιδιομορφικών μαζών και αντίστοιχων σημαντικών ιδιομορφών

	T (sec)	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	U <sub>z</sub>	SUM U <sub>x</sub>	SUM U <sub>y</sub>	SUM U <sub>z</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	R <sub>z</sub>	SUM R <sub>x</sub>	SUM R <sub>y</sub>	SUM R <sub>z</sub>
1	1.470342	0.402830	0.000000	0.000002	0.402830	0.000000	0.000002	0.000000	0.163690	0.010000	0.000000	0.163690	0.010000
2	1.399924	0.000000	0.372870	0.000000	0.402830	0.372870	0.000002	0.516520	0.000000	0.198730	0.516520	0.163690	0.208730
3	1.218622	0.000000	0.000067	0.000000	0.402830	0.372940	0.000002	0.000081	0.000000	0.077000	0.516600	0.163690	0.285740
4	0.431504	0.054320	0.000000	0.000002	0.457150	0.372940	0.000004	0.000000	0.018150	0.001350	0.516600	0.181830	0.287080
5	0.380283	0.098550	0.000000	0.032880	0.555700	0.372940	0.032880	0.002000	0.000440	0.002450	0.518590	0.182280	0.289530
6	0.362924	0.058980	0.000000	0.022420	0.614680	0.372940	0.055300	0.001360	0.026790	0.001460	0.519950	0.209070	0.291000
7	0.328202	0.000000	0.088310	0.000000	0.614680	0.461240	0.055300	0.088820	0.000000	0.045300	0.608770	0.209070	0.336300
8	0.303739	0.000000	0.145740	0.000000	0.614680	0.606980	0.055300	0.160970	0.000000	0.285020	0.769740	0.209070	0.621310
9	0.274126	0.000006	0.000000	0.547620	0.614690	0.606980	0.602930	0.033230	0.200540	0.000000	0.802980	0.409610	0.621310
10	0.268012	0.000000	0.079850	0.000000	0.614690	0.686840	0.602930	0.096340	0.000000	0.000130	0.899310	0.409610	0.621450
11	0.243832	0.015160	0.000000	0.025690	0.629850	0.686840	0.628620	0.001560	0.081930	0.000380	0.900870	0.491540	0.621820
12	0.233835	0.016780	0.000000	0.213190	0.646630	0.686840	0.841800	0.012940	0.359820	0.000420	0.913810	0.851360	0.622240
13	0.197359	0.000000	0.003910	0.000000	0.646630	0.690740	0.841800	0.003960	0.000000	0.013470	0.917770	0.851360	0.635710
14	0.193942	0.000000	0.000022	0.000000	0.646630	0.690770	0.841800	0.000120	0.000000	0.000770	0.917890	0.851360	0.636480
15	0.192013	0.000000	0.000000	0.000000	0.646630	0.690770	0.841800	0.000000	0.000000	0.000640	0.917890	0.851360	0.637120
16	0.179104	0.000000	0.000180	0.000000	0.646630	0.690950	0.841800	0.000250	0.000000	0.000480	0.918140	0.851360	0.637600
17	0.174003	0.031160	0.000000	0.000130	0.677800	0.690950	0.841940	0.000008	0.017730	0.000770	0.918140	0.869090	0.638370
18	0.15544	0.000000	0.024840	0.000000	0.677800	0.715780	0.841940	0.005090	0.000000	0.017800	0.923230	0.869090	0.656170
19	0.151615	0.000000	0.007460	0.000000	0.677800	0.723250	0.841940	0.000670	0.000000	0.023260	0.923900	0.869090	0.679440
20	0.151438	0.031500	0.000000	0.071190	0.709300	0.723250	0.913130	0.004320	0.064700	0.000780	0.928220	0.933790	0.680220

Αποτελέσματα αναλύσεων και διαστασιολόγηση

21	0.142463	0.000000	0.007760	0.000000	0.709300	0.731000	0.913130	0.001030	0.000000	0.000006	0.929250	0.933790	0.680230
22	0.134839	0.028120	0.000000	0.029210	0.737410	0.731000	0.942340	0.001770	0.007440	0.000700	0.931020	0.941230	0.680920
23	0.11943	0.017930	0.000000	0.005340	0.755340	0.731000	0.947670	0.000320	0.005950	0.000450	0.931350	0.947180	0.681370
24	0.116642	0.002280	0.000000	0.010010	0.757620	0.731000	0.957680	0.000610	0.009990	0.000057	0.931950	0.957170	0.681430
25	0.115532	0.000000	0.000017	0.000000	0.757620	0.731020	0.957680	0.000006	0.000000	0.000400	0.931960	0.957170	0.681830
26	0.115488	0.000000	0.002140	0.000000	0.757620	0.733160	0.957680	0.000670	0.000000	0.000001	0.932630	0.957170	0.681830
27	0.115439	0.000310	0.000000	0.000060	0.757930	0.733160	0.957740	0.000004	0.000000	0.000008	0.932640	0.957170	0.681830
28	0.115413	0.000000	0.000000	0.000058	0.757930	0.733160	0.957800	0.000004	0.000022	0.000000	0.932640	0.957190	0.681830
29	0.11539	0.000000	0.000000	0.000000	0.757930	0.733160	0.957800	0.000000	0.000000	0.000000	0.932640	0.957190	0.681830
30	0.115388	0.000000	0.000007	0.000000	0.757930	0.733170	0.957800	0.000003	0.000000	0.000000	0.932640	0.957190	0.681830
31	0.115386	0.000002	0.000000	0.000000	0.757930	0.733170	0.957800	0.000000	0.000000	0.000000	0.932640	0.957190	0.681830
32	0.115384	0.000000	0.000012	0.000000	0.757930	0.733180	0.957800	0.000004	0.000000	0.000000	0.932650	0.957190	0.681830
33	0.115377	0.000000	0.000000	0.000004	0.757930	0.733180	0.957810	0.000000	0.000001	0.000000	0.932650	0.957200	0.681830
34	0.115377	0.000017	0.000000	0.000001	0.757950	0.733180	0.957810	0.000000	0.000000	0.000000	0.932650	0.957200	0.681830
35	0.115376	0.000002	0.000000	0.000000	0.757950	0.733180	0.957810	0.000000	0.000000	0.000000	0.932650	0.957200	0.681830
36	0.11537	0.000000	0.000000	0.000000	0.757950	0.733180	0.957810	0.000000	0.000000	0.000000	0.932650	0.957200	0.681830
37	0.11537	0.000000	0.000000	0.000000	0.757950	0.733180	0.957810	0.000000	0.000000	0.000001	0.932650	0.957200	0.681840
38	0.115366	0.000011	0.000000	0.000001	0.757960	0.733180	0.957810	0.000000	0.000000	0.000000	0.932650	0.957200	0.681840
39	0.115366	0.000000	0.000000	0.000000	0.757960	0.733180	0.957810	0.000000	0.000000	0.000000	0.932650	0.957200	0.681840
40	0.115363	0.000000	0.000000	0.000000	0.757960	0.733180	0.957810	0.000000	0.000000	0.000000	0.932650	0.957200	0.681840
41	0.11536	0.000000	0.000000	0.000000	0.757960	0.733180	0.957810	0.000000	0.000000	0.000000	0.932650	0.957200	0.681840
42	0.115359	0.000000	0.000000	0.000000	0.757960	0.733180	0.957810	0.000000	0.000000	0.000000	0.932650	0.957200	0.681840
43	0.115357	0.000004	0.000000	0.000000	0.757970	0.733180	0.957810	0.000000	0.000000	0.000000	0.932650	0.957200	0.681840
44	0.115357	0.000000	0.000000	0.000000	0.757970	0.733180	0.957810	0.000000	0.000000	0.000000	0.932650	0.957200	0.681840
45	0.115311	0.000000	0.000021	0.000000	0.757970	0.733200	0.957810	0.000007	0.000000	0.000300	0.932660	0.957200	0.682140
46	0.115119	0.000000	0.064300	0.000000	0.757970	0.797500	0.957810	0.020030	0.000000	0.000082	0.952680	0.957200	0.682220
47	0.114959	0.002910	0.000000	0.005480	0.760870	0.797500	0.963290	0.000330	0.000980	0.000072	0.953020	0.958180	0.682300
48	0.114225	0.004300	0.000000	0.000660	0.765180	0.797500	0.963950	0.000040	0.000032	0.000110	0.953060	0.958210	0.682400
49	0.114072	0.000000	0.000170	0.000000	0.765180	0.797660	0.963950	0.000040	0.000000	0.000004	0.953100	0.958210	0.682410
50	0.113998	0.000000	0.001770	0.000000	0.765180	0.799430	0.963950	0.000450	0.000000	0.003860	0.953550	0.958210	0.686270
51	0.113972	0.001050	0.000000	0.000006	0.766230	0.799430	0.963960	0.000000	0.000056	0.000026	0.953550	0.958260	0.686290
52	0.113956	0.000015	0.000000	0.000000	0.766250	0.799430	0.963960	0.000000	0.000000	0.000000	0.953550	0.958270	0.686290
53	0.113948	0.000000	0.000020	0.000000	0.766250	0.799450	0.963960	0.000005	0.000000	0.000042	0.953550	0.958270	0.686340
54	0.113941	0.000210	0.000000	0.000001	0.766450	0.799450	0.963960	0.000000	0.000012	0.000005	0.953550	0.958280	0.686340
55	0.11394	0.000000	0.000000	0.000000	0.766450	0.799450	0.963960	0.000000	0.000000	0.000001	0.953550	0.958280	0.686340
56	0.113932	0.000079	0.000000	0.000000	0.766530	0.799450	0.963960	0.000000	0.000004	0.000002	0.953550	0.958280	0.686340
57	0.11393	0.000027	0.000000	0.000000	0.766560	0.799450	0.963960	0.000000	0.000002	0.000001	0.953550	0.958280	0.686340
58	0.113926	0.000000	0.000008	0.000000	0.766560	0.799460	0.963960	0.000003	0.000000	0.000013	0.953550	0.958280	0.686360
59	0.113921	0.000000	0.000000	0.000000	0.766560	0.799460	0.963960	0.000000	0.000000	0.000001	0.953550	0.958280	0.686360
60	0.11392	0.000000	0.000000	0.000000	0.766560	0.799460	0.963960	0.000000	0.000000	0.000000	0.953550	0.958280	0.686360
61	0.11392	0.000010	0.000000	0.000000	0.766570	0.799460	0.963960	0.000000	0.000001	0.000000	0.953550	0.958280	0.686360
62	0.113919	0.000001	0.000000	0.000000	0.766570	0.799460	0.963960	0.000000	0.000000	0.000000	0.953550	0.958280	0.686360
63	0.113918	0.000000	0.000000	0.000000	0.766570	0.799460	0.963960	0.000000	0.000000	0.000000	0.953550	0.958280	0.686360
64	0.113916	0.000026	0.000000	0.000000	0.766600	0.799460	0.963960	0.000000	0.000002	0.000001	0.953550	0.958290	0.686360

Αποτελέσματα αναλύσεων και διαστασιολόγηση

65	0.113915	0.000003	0.000000	0.000000	0.766600	0.799460	0.963960	0.000000	0.000000	0.000000	0.953550	0.958290	0.686360
66	0.113914	0.000010	0.000000	0.000000	0.766610	0.799460	0.963960	0.000000	0.000001	0.000000	0.953550	0.958290	0.686360
67	0.113913	0.000000	0.000000	0.000000	0.766610	0.799460	0.963960	0.000000	0.000000	0.000000	0.953550	0.958290	0.686360
68	0.113911	0.000000	0.000000	0.000000	0.766610	0.799460	0.963960	0.000000	0.000000	0.000000	0.953550	0.958290	0.686360
69	0.113911	0.000000	0.000000	0.000000	0.766610	0.799460	0.963960	0.000000	0.000000	0.000000	0.953550	0.958290	0.686360
70	0.11391	0.000000	0.000000	0.000000	0.766610	0.799460	0.963960	0.000000	0.000000	0.000000	0.953550	0.958290	0.686360
71	0.113908	0.000001	0.000000	0.000000	0.766610	0.799460	0.963960	0.000000	0.000000	0.000000	0.953550	0.958290	0.686360
72	0.113908	0.000000	0.000000	0.000000	0.766610	0.799460	0.963960	0.000000	0.000000	0.000000	0.953550	0.958290	0.686360
73	0.113907	0.000000	0.000000	0.000000	0.766610	0.799460	0.963960	0.000000	0.000000	0.000000	0.953550	0.958290	0.686360
74	0.113906	0.000008	0.000000	0.000000	0.766620	0.799460	0.963960	0.000000	0.000000	0.000000	0.953550	0.958290	0.686360
75	0.113905	0.000000	0.000000	0.000000	0.766620	0.799460	0.963960	0.000000	0.000000	0.000000	0.953550	0.958290	0.686360
76	0.113905	0.000000	0.000000	0.000000	0.766620	0.799460	0.963960	0.000000	0.000000	0.000000	0.953550	0.958290	0.686360
77	0.113904	0.000002	0.000000	0.000000	0.766620	0.799460	0.963960	0.000000	0.000000	0.000000	0.953550	0.958290	0.686360
78	0.113904	0.000000	0.000000	0.000000	0.766620	0.799460	0.963960	0.000000	0.000000	0.000000	0.953550	0.958290	0.686360
79	0.113904	0.000000	0.000000	0.000000	0.766620	0.799460	0.963960	0.000000	0.000000	0.000001	0.953550	0.958290	0.686360
80	0.113903	0.000000	0.000001	0.000000	0.766620	0.799460	0.963960	0.000000	0.000000	0.000003	0.953560	0.958290	0.686360
81	0.113808	0.000000	0.000710	0.000000	0.766620	0.800170	0.963960	0.000190	0.000000	0.000095	0.953750	0.958290	0.686460
82	0.11364	0.000000	0.095150	0.000000	0.766620	0.895310	0.963960	0.024420	0.000000	0.201540	0.978170	0.958290	0.888000
83	0.113323	0.128680	0.000000	0.000510	0.895300	0.895310	0.964470	0.000031	0.011950	0.003200	0.978200	0.970230	0.891200
84	0.11205	0.000120	0.000000	0.010090	0.895430	0.895310	0.974560	0.000610	0.001040	0.000003	0.978820	0.971270	0.891200
85	0.105263	0.000060	0.000000	0.015050	0.895490	0.895310	0.989610	0.000910	0.017350	0.000001	0.979730	0.988620	0.891200
86	0.100587	0.000180	0.000000	0.004110	0.895670	0.895310	0.993720	0.000250	0.000210	0.000004	0.979980	0.988830	0.891210
87	0.100185	0.000000	0.000070	0.000000	0.895670	0.895380	0.993720	0.000007	0.000000	0.000006	0.979990	0.988830	0.891210
88	0.100168	0.000000	0.000029	0.000000	0.895670	0.895410	0.993720	0.000002	0.000000	0.000008	0.979990	0.988830	0.891220
89	0.099977	0.000011	0.000000	0.000140	0.895680	0.895410	0.993860	0.000008	0.000039	0.000000	0.980000	0.988870	0.891220
90	0.099868	0.000001	0.000000	0.000180	0.895680	0.895410	0.994030	0.000011	0.000054	0.000000	0.980010	0.988920	0.891220
91	0.099797	0.000000	0.000000	0.000000	0.895680	0.895410	0.994030	0.000000	0.000000	0.000000	0.980010	0.988920	0.891220
92	0.09979	0.000000	0.000002	0.000000	0.895680	0.895410	0.994030	0.000001	0.000000	0.000000	0.980010	0.988920	0.891220
93	0.099782	0.000000	0.000000	0.000001	0.895680	0.895410	0.994030	0.000000	0.000000	0.000000	0.980010	0.988920	0.891220
94	0.099775	0.000000	0.000001	0.000000	0.895680	0.895420	0.994030	0.000000	0.000000	0.000000	0.980010	0.988920	0.891220
95	0.099752	0.000001	0.000000	0.000001	0.895680	0.895420	0.994040	0.000000	0.000000	0.000000	0.980010	0.988920	0.891220
96	0.09975	0.000000	0.000000	0.000010	0.895680	0.895420	0.994050	0.000001	0.000004	0.000000	0.980010	0.988920	0.891220
97	0.099747	0.000000	0.000000	0.000000	0.895680	0.895420	0.994050	0.000000	0.000000	0.000000	0.980010	0.988920	0.891220
98	0.099726	0.000000	0.000000	0.000000	0.895680	0.895420	0.994050	0.000000	0.000000	0.000000	0.980010	0.988920	0.891220
99	0.099724	0.000000	0.000000	0.000000	0.895680	0.895420	0.994050	0.000000	0.000000	0.000000	0.980010	0.988920	0.891220
100	0.099718	0.000002	0.000000	0.000004	0.895680	0.895420	0.994050	0.000000	0.000001	0.000000	0.980010	0.988930	0.891220
101	0.09971	0.000000	0.000000	0.000000	0.895680	0.895420	0.994050	0.000000	0.000000	0.000000	0.980010	0.988930	0.891220
102	0.099701	0.000000	0.000000	0.000000	0.895680	0.895420	0.994050	0.000000	0.000000	0.000000	0.980010	0.988930	0.891220
103	0.099699	0.000000	0.000000	0.000000	0.895680	0.895420	0.994050	0.000000	0.000000	0.000000	0.980010	0.988930	0.891220
104	0.099688	0.000000	0.000000	0.000000	0.895680	0.895420	0.994050	0.000000	0.000000	0.000000	0.980010	0.988930	0.891220
105	0.099683	0.000000	0.000000	0.000001	0.895680	0.895420	0.994050	0.000000	0.000000	0.000000	0.980010	0.988930	0.891220
106	0.099682	0.000000	0.000000	0.000000	0.895680	0.895420	0.994050	0.000000	0.000000	0.000000	0.980010	0.988930	0.891220
107	0.099338	0.000000	0.000013	0.000000	0.895680	0.895430	0.994050	0.000003	0.000000	0.000030	0.980010	0.988930	0.891250
108	0.099003	0.000000	0.003950	0.000000	0.895680	0.899380	0.994050	0.000480	0.000000	0.000004	0.980490	0.988930	0.891250

Αποτελέσματα αναλύσεων και διαστασιολόγηση

109	0.098402	0.000650	0.000000	0.001360	0.896340	0.899380	0.995410	0.000083	0.002000	0.000016	0.980570	0.990930	0.891270
110	0.097873	0.000000	0.000011	0.000000	0.896340	0.899390	0.995410	0.000001	0.000000	0.000000	0.980570	0.990930	0.891270
111	0.097639	0.000000	0.000150	0.000000	0.896340	0.899540	0.995410	0.000001	0.000000	0.000350	0.980570	0.990930	0.891620
112	0.097575	0.000110	0.000000	0.000025	0.896450	0.899540	0.995430	0.000002	0.000005	0.000003	0.980570	0.990930	0.891620
113	0.097513	0.000006	0.000000	0.000001	0.896450	0.899540	0.995440	0.000000	0.000000	0.000000	0.980570	0.990930	0.891620
114	0.097489	0.000000	0.000000	0.000000	0.896450	0.899540	0.995440	0.000000	0.000000	0.000001	0.980570	0.990930	0.891620
115	0.097475	0.000011	0.000000	0.000008	0.896460	0.899540	0.995440	0.000000	0.000001	0.000000	0.980570	0.990930	0.891620
116	0.097468	0.000000	0.000002	0.000000	0.896460	0.899540	0.995440	0.000000	0.000000	0.000006	0.980570	0.990930	0.891630
117	0.097448	0.000012	0.000000	0.000000	0.896480	0.899540	0.995440	0.000000	0.000000	0.000000	0.980570	0.990930	0.891630
118	0.097443	0.000001	0.000000	0.000001	0.896480	0.899540	0.995440	0.000000	0.000000	0.000000	0.980570	0.990930	0.891630
119	0.097432	0.000000	0.000008	0.000000	0.896480	0.899550	0.995440	0.000001	0.000000	0.000015	0.980580	0.990930	0.891640
120	0.097418	0.000000	0.000001	0.000000	0.896480	0.899550	0.995440	0.000000	0.000000	0.000001	0.980580	0.990930	0.891640
121	0.097414	0.000000	0.000000	0.000000	0.896480	0.899550	0.995440	0.000000	0.000000	0.000000	0.980580	0.990930	0.891640
122	0.097413	0.000001	0.000000	0.000000	0.896480	0.899550	0.995440	0.000000	0.000000	0.000000	0.980580	0.990930	0.891640
123	0.097412	0.000000	0.000000	0.000000	0.896480	0.899550	0.995440	0.000000	0.000000	0.000000	0.980580	0.990930	0.891640
124	0.097408	0.000000	0.000000	0.000000	0.896480	0.899550	0.995440	0.000000	0.000000	0.000000	0.980580	0.990930	0.891640
125	0.097405	0.000003	0.000000	0.000000	0.896480	0.899550	0.995450	0.000000	0.000000	0.000000	0.980580	0.990930	0.891640
126	0.0974	0.000000	0.000000	0.000000	0.896480	0.899550	0.995450	0.000000	0.000000	0.000000	0.980580	0.990930	0.891640
127	0.097399	0.000001	0.000000	0.000000	0.896480	0.899550	0.995450	0.000000	0.000000	0.000000	0.980580	0.990930	0.891640
128	0.097395	0.000000	0.000000	0.000000	0.896480	0.899550	0.995450	0.000000	0.000000	0.000000	0.980580	0.990930	0.891640
129	0.097391	0.000000	0.000000	0.000000	0.896480	0.899550	0.995450	0.000000	0.000000	0.000000	0.980580	0.990930	0.891640
130	0.09739	0.000000	0.000000	0.000000	0.896480	0.899550	0.995450	0.000000	0.000000	0.000000	0.980580	0.990930	0.891640
131	0.097388	0.000000	0.000000	0.000000	0.896480	0.899550	0.995450	0.000000	0.000000	0.000000	0.980580	0.990930	0.891640
132	0.097386	0.000000	0.000000	0.000000	0.896480	0.899550	0.995450	0.000000	0.000000	0.000000	0.980580	0.990930	0.891640
133	0.097383	0.000000	0.000000	0.000000	0.896480	0.899550	0.995450	0.000000	0.000000	0.000000	0.980580	0.990930	0.891640
134	0.097383	0.000000	0.000000	0.000000	0.896480	0.899550	0.995450	0.000000	0.000000	0.000000	0.980580	0.990930	0.891640
135	0.097376	0.000001	0.000000	0.000000	0.896480	0.899550	0.995450	0.000000	0.000000	0.000000	0.980580	0.990930	0.891640
136	0.097375	0.000000	0.000001	0.000000	0.896480	0.899550	0.995450	0.000000	0.000000	0.000001	0.980580	0.990930	0.891640
137	0.097374	0.000000	0.000000	0.000000	0.896480	0.899550	0.995450	0.000000	0.000000	0.000000	0.980580	0.990930	0.891640
138	0.097371	0.000000	0.000000	0.000000	0.896480	0.899550	0.995450	0.000000	0.000000	0.000000	0.980580	0.990930	0.891640
139	0.097371	0.000000	0.000000	0.000000	0.896480	0.899550	0.995450	0.000000	0.000000	0.000000	0.980580	0.990930	0.891640
140	0.097371	0.000000	0.000000	0.000000	0.896480	0.899550	0.995450	0.000000	0.000000	0.000001	0.980580	0.990930	0.891640
141	0.097369	0.000000	0.000000	0.000000	0.896480	0.899550	0.995450	0.000000	0.000000	0.000000	0.980580	0.990930	0.891640
142	0.096979	0.000000	0.001100	0.000000	0.896480	0.900660	0.995450	0.000049	0.000000	0.001400	0.980630	0.990930	0.893040
143	0.096775	0.000000	0.012290	0.000000	0.896480	0.912950	0.995450	0.000380	0.000000	0.026880	0.981000	0.990930	0.919920
<b>144</b>	0.096694	0.005350	0.000000	0.000069	<b>0.901830</b>	<b>0.912950</b>	<b>0.995510</b>	0.000004	0.000000	0.000130	0.981010	0.990930	0.920050

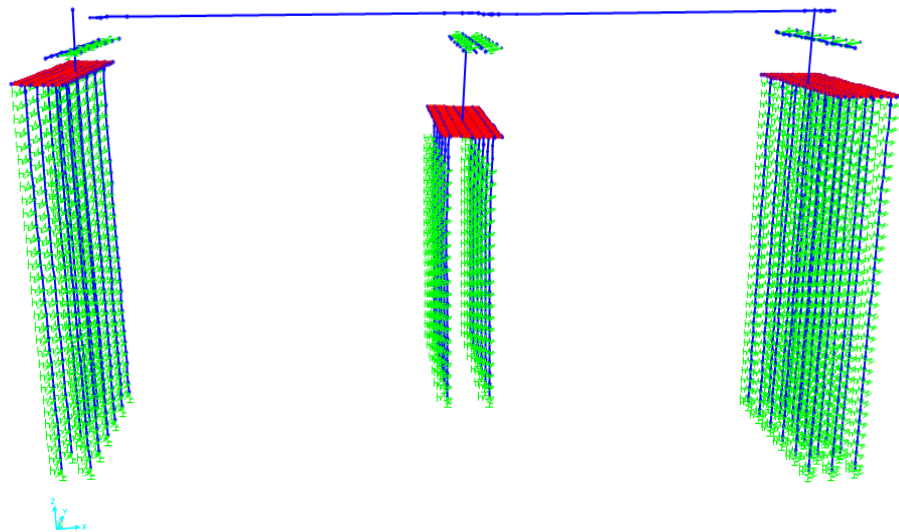


Παρατηρήσεις επί του πίνακα

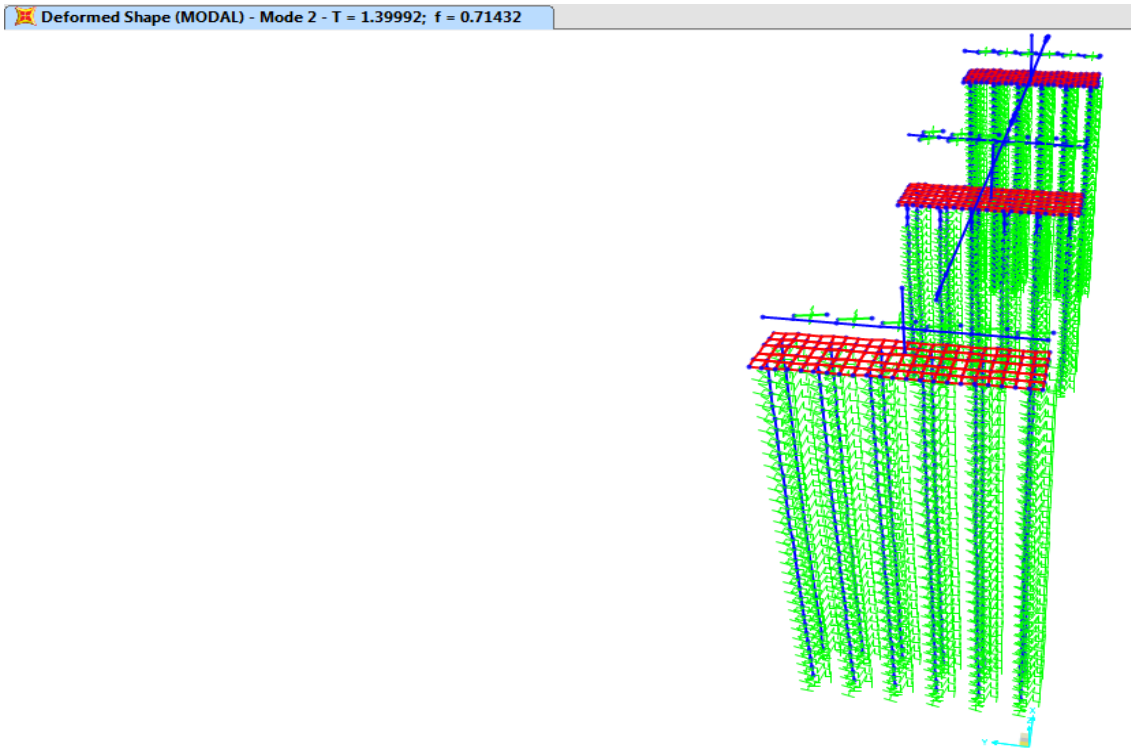
- Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του φορέα είναι  $T_1 = 1.470 \text{ sec}$ . Από την επίσημη μελέτη της γέφυρας εξάγεται θεμελιώδης ιδιοπερίοδος  $T_1 = 1.350 \text{ sec}$ . Απόκλιση 8.9%
- Οι σημαντικές ιδιομορφές είναι οι πρώτες 144.
  - Η 1<sup>η</sup> ιδιομορφή είναι η κύρια μεταφορική κατά την διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας. ( $U_{X1} = 0.4028$ ) Σχ. 5.1
  - Η 2<sup>η</sup> ιδιομορφή είναι η κύρια μεταφορική κατά την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας. ( $U_{Y2} = 0.3729$ ) Σχ. 5.2
  - Η 9<sup>η</sup> ιδιομορφή είναι η κύρια μεταφορική κατά την κατακόρυφη διεύθυνση της γέφυρας. ( $U_{Z9} = 0.5476$ ) Σχ. 5.3
- Ο ισοδύναμος σεισμικός συντελεστής της γέφυρας ισούται με :

$$\frac{R_d(T)}{g} = \frac{a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot T_C}{g \cdot T_1} = \frac{0.312 \cdot g \cdot 1.15 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 0.6}{g \cdot 1.47} = 0.366 \Rightarrow R_d(T) = 0.366g$$

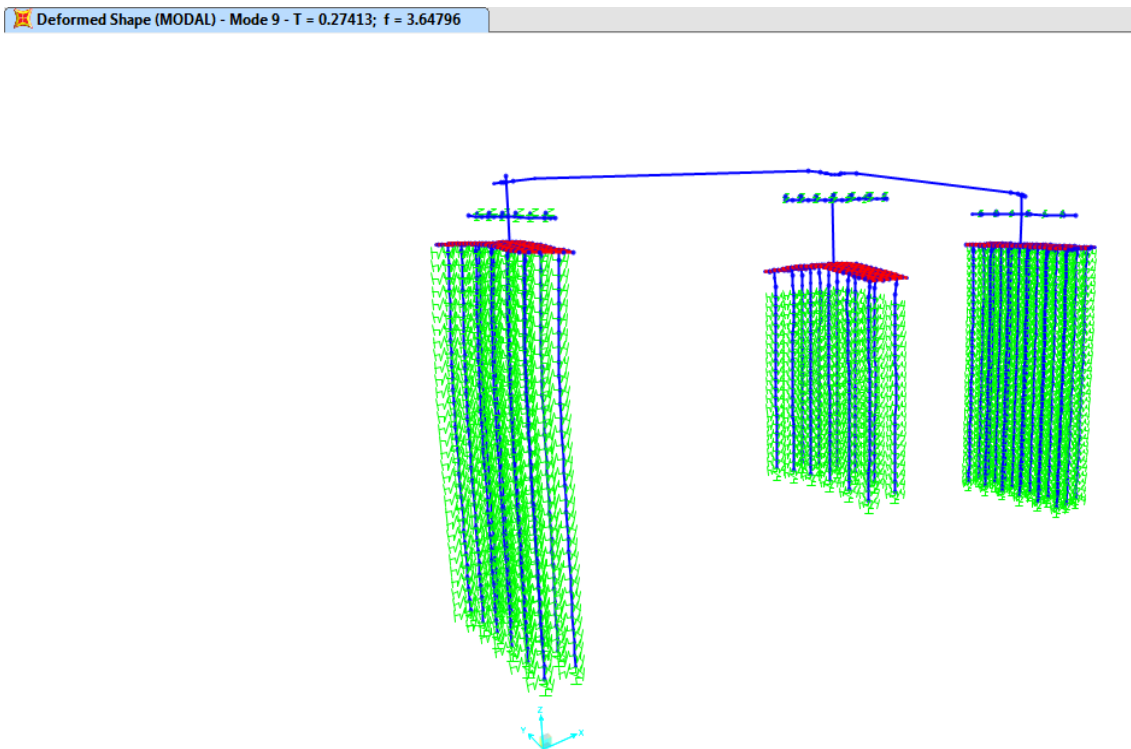
Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - T = 1.47034; f = 0.68011



Σχήμα 5.1 : παραμορφωμένο σχήμα φορέα για την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή



Σχήμα 5.2 : παραμορφωμένο σχήμα φορέα για την 2<sup>η</sup> ιδιομορφή



Σχήμα 5.3 : παραμορφωμένο σχήμα φορέα για την 9<sup>η</sup> ιδιομορφή

## 5.2 Διαστασιολόγηση

### 5.2.1 Διαδικασία διαστασιολόγησης για σεισμικό συνδυασμό δράσεων

- Θα διαστασιολογηθούν αναλυτικά οι διατομές των πασσάλων των δύο ακρόβαθρων και του μεσόβαθρου έναντι μεγεθών ορθής έντασης καθώς και έναντι διάτμησης, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 2.
- Η διατομή των πασσάλων είναι κυκλική και αυτό μας επιτρέπει να ανάγουμε την διαξονική εντατική κατάσταση στην οποία βρίσκονται, σε μονοαξονική, υπολογίζοντας τη συνισταμένη των εντατικών μεγεθών :

$$\circ \Sigma M = \sqrt{M_2^2 + M_3^2} \quad (5.2)$$

$$\circ \Sigma V = \sqrt{V_2^2 + V_3^2} \quad (5.3)$$

- Κατά κανόνα, προκειμένου περί πασσάλων, ο λυγισμός δεν λαμβάνεται υπόψη διότι, μετά την έμπηξη, η παράπλευρη ώθηση του εδάφους παρεμποδίζει την εκδήλωση εγκάρσιων παραμορφώσεων. [11]
- Για τα συστήματα γεφυρών το μεγαλύτερο μέρος της μάζας ή του σεισμικού βάρους συνεισφέρεται τυπικά από την ανωδομή της γέφυρας και μπορεί συχνά να εκφραστεί ως κατανεμημένη μάζα  $\bar{m}$  κατά μήκος της γέφυρας. [12]. Έτσι αγνοούμε την μάζα των πασσάλων κατά την διαστασιολόγηση τους. Το γεγονός αυτό μας οδηγεί και σε πολύ μικρότερο αριθμό σημαντικών ιδιομορφών κατά την ιδιομορφική ανάλυση.
- Τα εντατικά μεγέθη των διατομών θα προκύψουν από τον διαμήκη και τον εγκάρσιο σεισμικό συνδυασμό δράσεων και η διαστασιολόγησή τους θα γίνει για τον δυσμενέστερο από τους ακόλουθους 16 συνδυασμούς :

Διαμήκης σεισμικός συνδυασμός	
$G + G_1 + 0.2 \cdot Q_k +$	$E_X + 0.3 \cdot E_Y + 0.3 \cdot E_Z$
	$E_X + 0.3 \cdot E_Y - 0.3 \cdot E_Z$
	$E_X - 0.3 \cdot E_Y + 0.3 \cdot E_Z$
	$E_X - 0.3 \cdot E_Y - 0.3 \cdot E_Z$
	$-E_X + 0.3 \cdot E_Y + 0.3 \cdot E_Z$
	$-E_X + 0.3 \cdot E_Y - 0.3 \cdot E_Z$
	$-E_X - 0.3 \cdot E_Y + 0.3 \cdot E_Z$
	$-E_X - 0.3 \cdot E_Y - 0.3 \cdot E_Z$

Εγκάρσιος σεισμικός συνδυασμός	
$G + G_1 + 0.2 \cdot Q_k +$	$0.3 \cdot E_X + E_Y + 0.3 \cdot E_Z$
	$0.3 \cdot E_X + E_Y - 0.3 \cdot E_Z$
	$0.3 \cdot E_X - E_Y + 0.3 \cdot E_Z$
	$0.3 \cdot E_X - E_Y - 0.3 \cdot E_Z$
	$-0.3 \cdot E_X + E_Y + 0.3 \cdot E_Z$
	$-0.3 \cdot E_X + E_Y - 0.3 \cdot E_Z$
	$-0.3 \cdot E_X - E_Y + 0.3 \cdot E_Z$
	$-0.3 \cdot E_X - E_Y - 0.3 \cdot E_Z$

### 5.2.1.1 Έντατικά μεγέθη στους πασσάλους.

#### Πάσσαλοι μεσόβαθρου

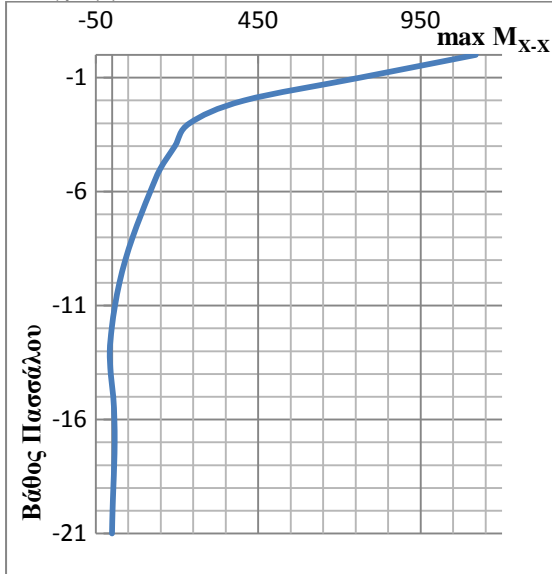
Τα έντατικά μεγέθη προκύπτουν ύστερα από την δυναμική φασματική ανάλυση του φορέα.

#### Διαμήκης σεισμικός συνδυασμός

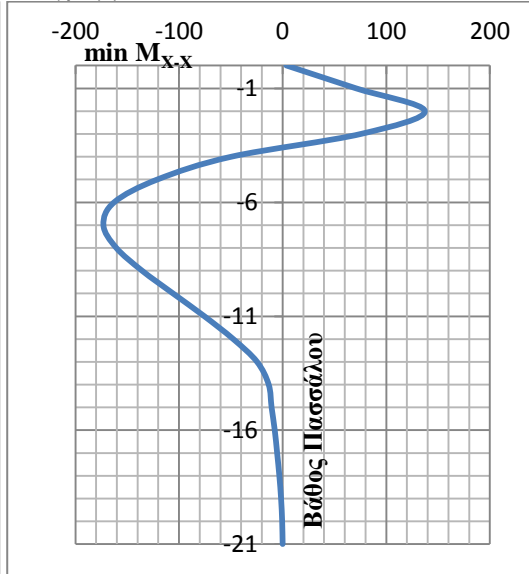
Κρίσιμος πάσσαλος έναντι κάμψης στην θέση  $X=36.25\text{m}$ ,  $Y=15.75\text{m}$ .

(Διαγράμματα 5.1, 5.2, 5.3, 5.4)

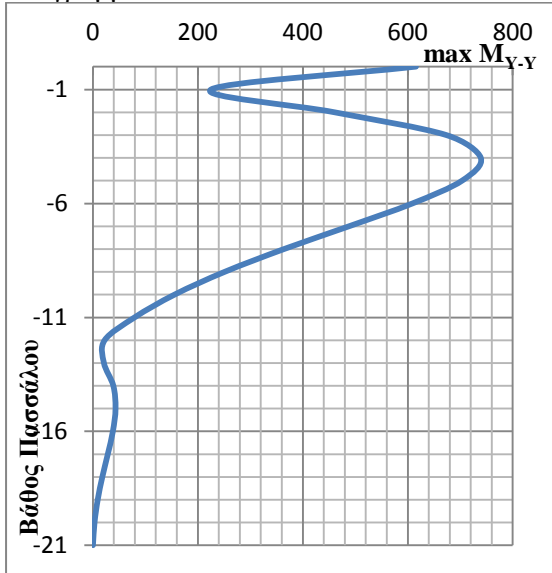
Διάγραμμα 5.1 :  $\max M_{X-X} - z$



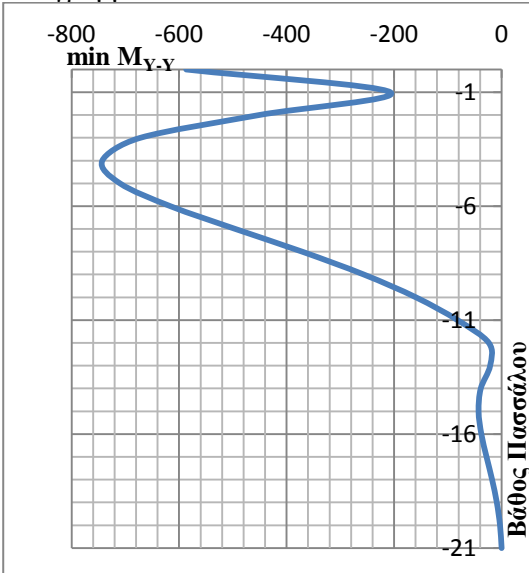
Διάγραμμα 5.2 :  $\min M_{X-X} - z$



Διάγραμμα 5.3 :  $\max M_{Y-Y} - z$

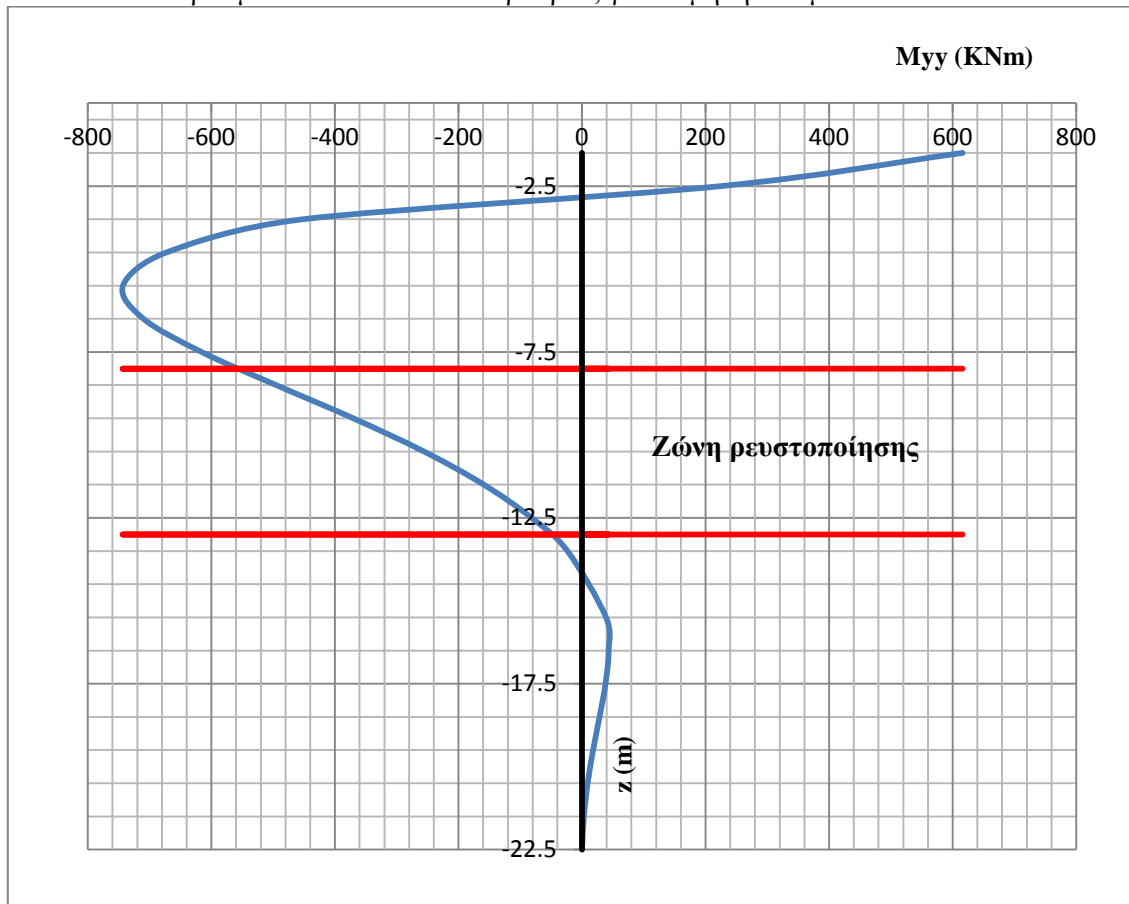


Διάγραμμα 5.4 :  $\min M_{Y-Y} - z$



Παρατηρούμε την συμμετρία μεταξύ των διαγραμμάτων των ροπών  $\max M_{Y-Y}$  και  $\min M_{Y-Y}$ . Στην ουσία η εναλλαγή του πρόσημου ( $\max$  και  $\min$  συνδυασμοί) αντικατοπτρίζει και την αλλαγή της φοράς του διαμήκους σεισμού.

Διάγραμμα 5.5 : Πραγματικό διάγραμμα καμπτικών ροπών  $M_{yy}$  στην ελαστική περιοχή, στον κρίσιμο πάσσαλο του Μεσόβαθρου, για διαμήκη σεισμό.

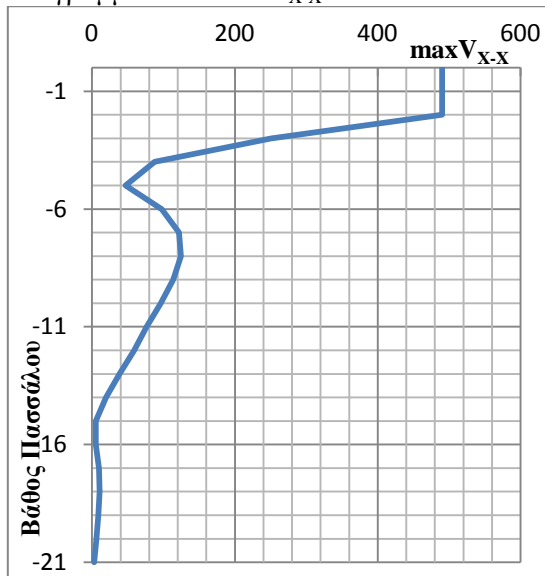


Καμπτικές ροπές που αναπτύσσονται στον κρίσιμο πάσσαλο του Μεσόβαθρου, ύστερα από την δυναμική φασματική ανάλυση της γέφυρας.

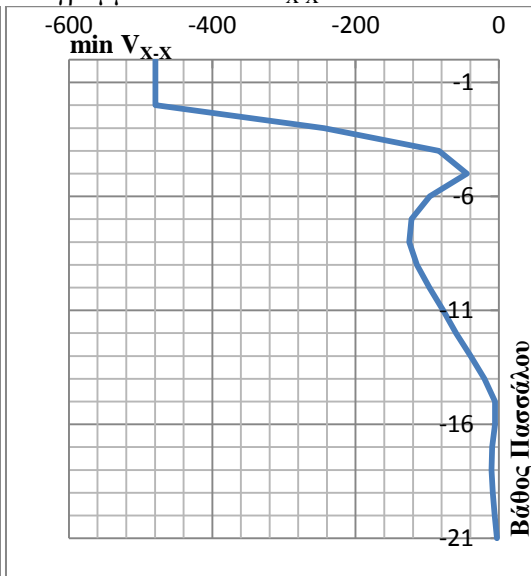
Παρατηρούμε ότι οι καμπές του διαγράμματος ροπών βρίσκονται πολύ κοντά στις διεπιφάνειες υγιούς και ρευστοποιήσιμου στρώματος.

Κρίσιμος πάσσαλος έναντι διάτμησης στην θέση  $X=36.25m$ ,  $Y=15.75m$ .  
(Διαγράμματα 5.5, 5.6, 5.7, 5.8)

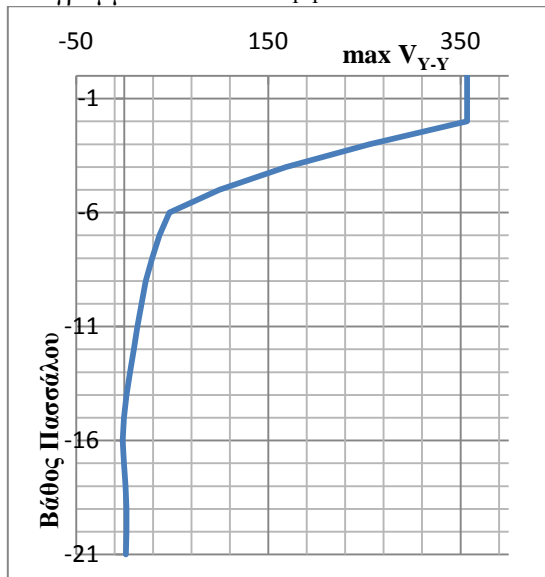
Διάγραμμα 5.6 :  $\max V_{X-X} - z$



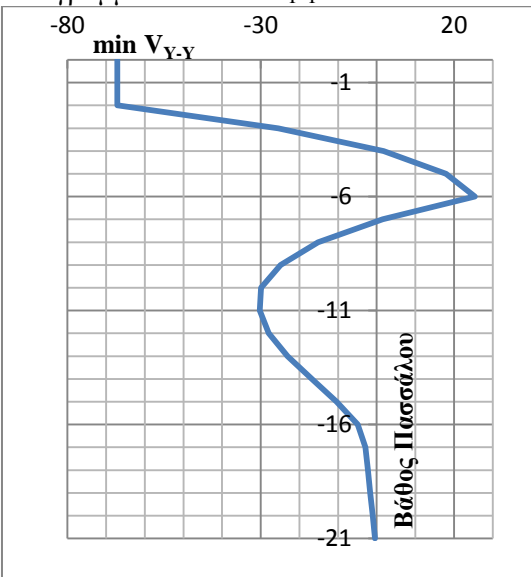
Διάγραμμα 5.7 :  $\min V_{X-X} - z$



Διάγραμμα 5.8 :  $\max V_{Y-Y} - z$



Διάγραμμα 5.9 :  $\min V_{Y-Y} - z$



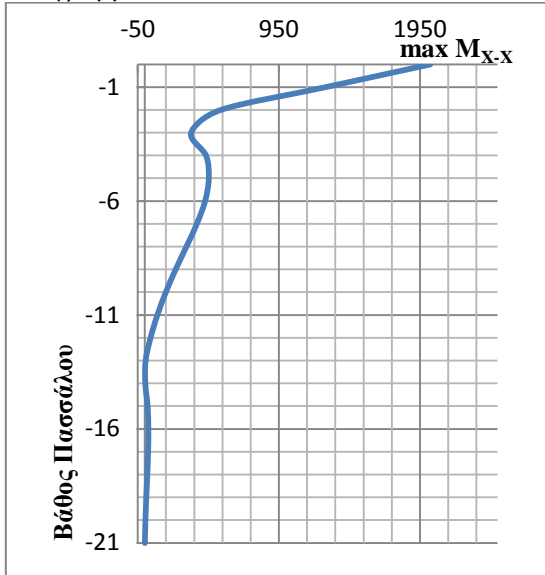
Και εδώ παρατηρούμε την συμμετρία μεταξύ των διαγραμμάτων τεμνουσών  $\max V_{Y-Y}$  και  $\min V_{Y-Y}$ . Η εναλλαγή του πρόσημου αντικατοπτρίζει την εναλλαγή της φοράς του διαμήκου σεισμού.

Εγκάρσιος σεισμικός συνδυασμός

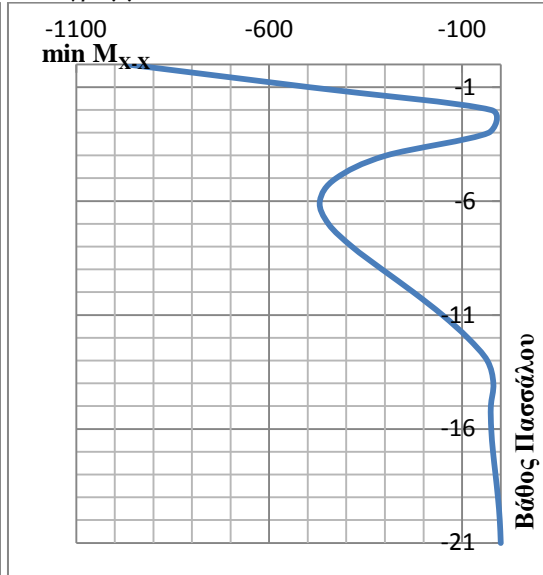
Κρίσιμος πάσσαλος έναντι κάμψης στην θέση  $X=36.25\text{m}$ ,  $Y=12.75\text{m}$ .

(Διαγράμματα 5.9, 5.10, 5.11, 5.12)

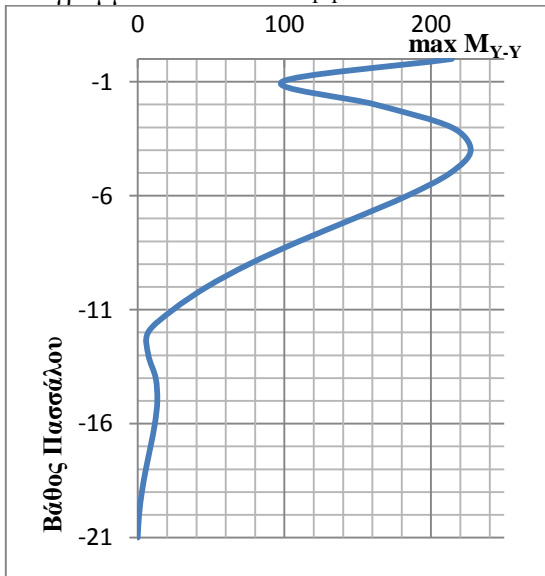
Διάγραμμα 5.10 :  $\max M_{X-X} - z$



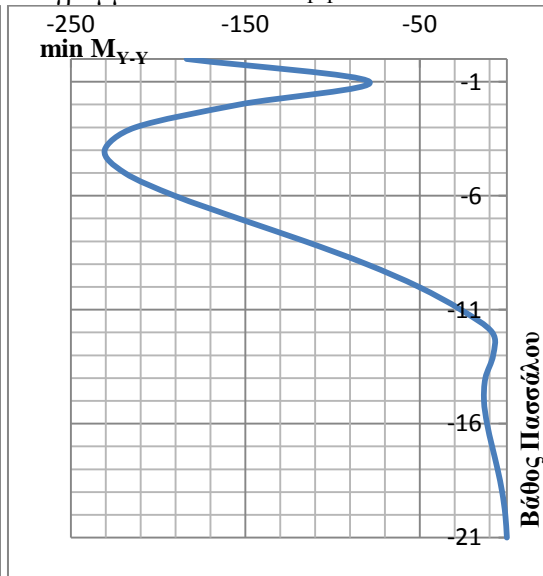
Διάγραμμα 5.11 :  $\min M_{X-X} - z$



Διάγραμμα 5.12 :  $\max M_{Y-Y} - z$

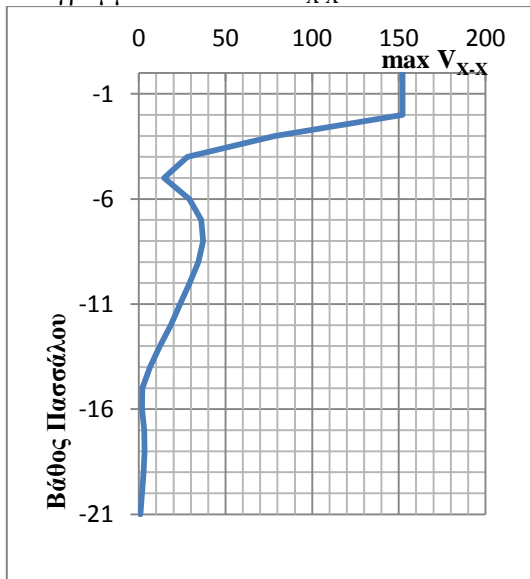


Διάγραμμα 5.13 :  $\min M_{Y-Y} - z$

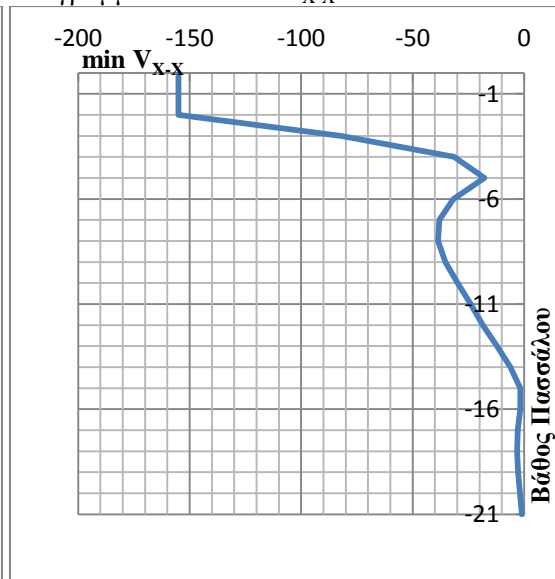


Κρίσιμος πάσσαλος έναντι διάτμησης στην θέση  $X=40.25m$ ,  $Y=15.75m$ .  
 (Διαγράμματα 5.13, 5.14, 5.15, 5.16)

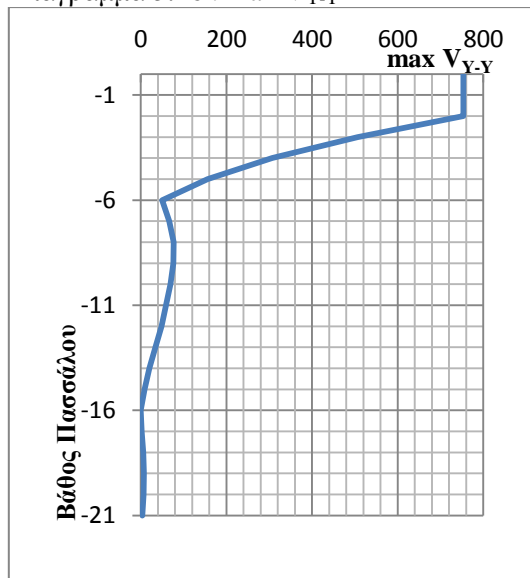
Διάγραμμα 5.14 :  $\max V_{X-X} - z$



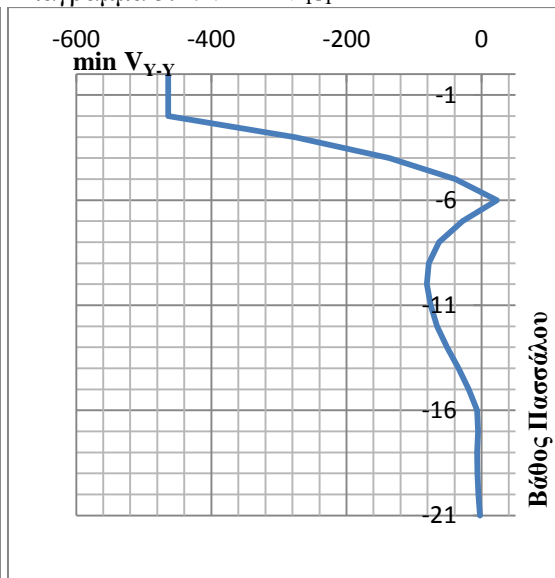
Διάγραμμα 5.15 :  $\min V_{X-X} - z$



Διάγραμμα 5.16 :  $\max V_{Y-Y} - z$



Διάγραμμα 5.17 :  $\min V_{Y-Y} - z$





Πάσσαλοι ακρόβαθρου A1

Τα εντατικά μεγέθη προκύπτουν ύστερα από την ξεχωριστή ψευδοστατική επίλυση του ακρόβαθρου A1.

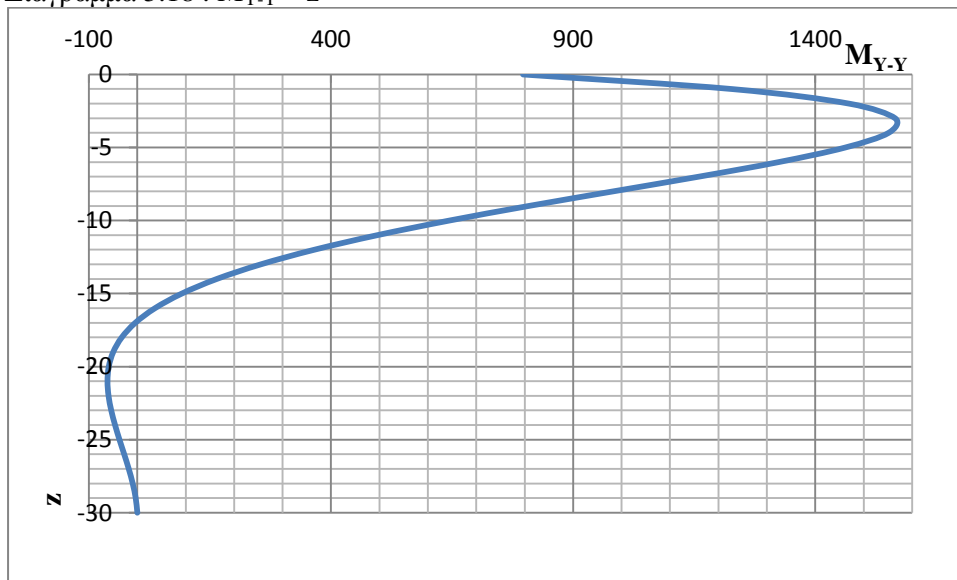
Οι 6 πάσσαλοι που βρίσκονται στην τετμημένη  $X=0.75m$  είναι υπό καθεστώς εφελκυσμού  $P = 329.95KN$ .

Οι 6 πάσσαλοι που βρίσκονται στην τετμημένη  $X=3.25m$  είναι υπό καθεστώς θλίψης  $P = -2471.84KN$ .

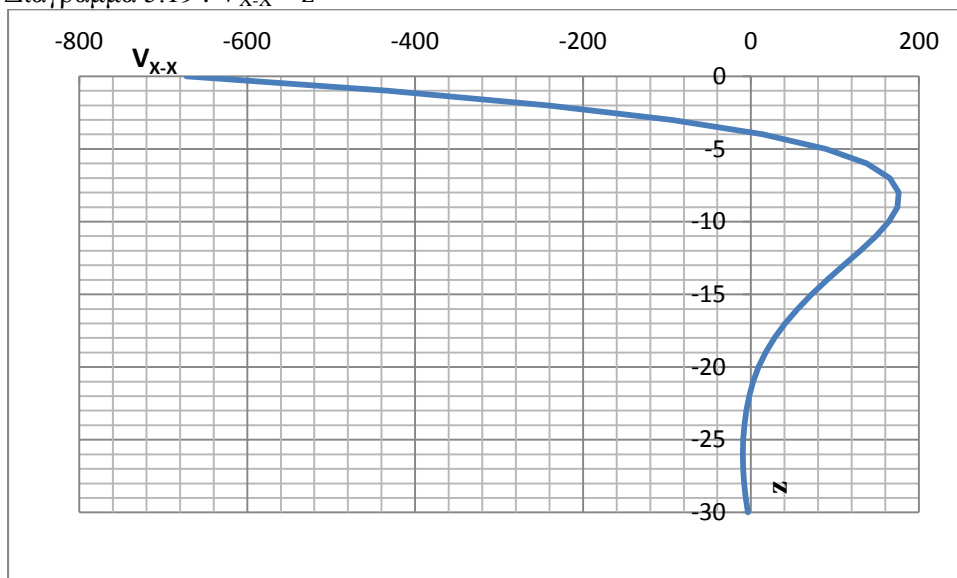
(Η σύμβαση των πρόσημων είναι αυτή που χρησιμοποιεί και το πρόγραμμα, δηλαδή + εφελκυσμός και - θλίψη.)

Τα διαγράμματα ροπών και τεμνουσών είναι ίδια για όλους τους πασσάλους. (Διαγράμματα 5.17, 5.18)

Διάγραμμα 5.18 :  $M_{Y-Y} - z$



Διάγραμμα 5.19 :  $V_{X-X} - z$



Πάσσαλοι ακρόβαθρου A2

Τα εντατικά μεγέθη προκύπτουν ύστερα από την ξεχωριστή ψευδοστατική επίλυση του ακρόβαθρου A2.

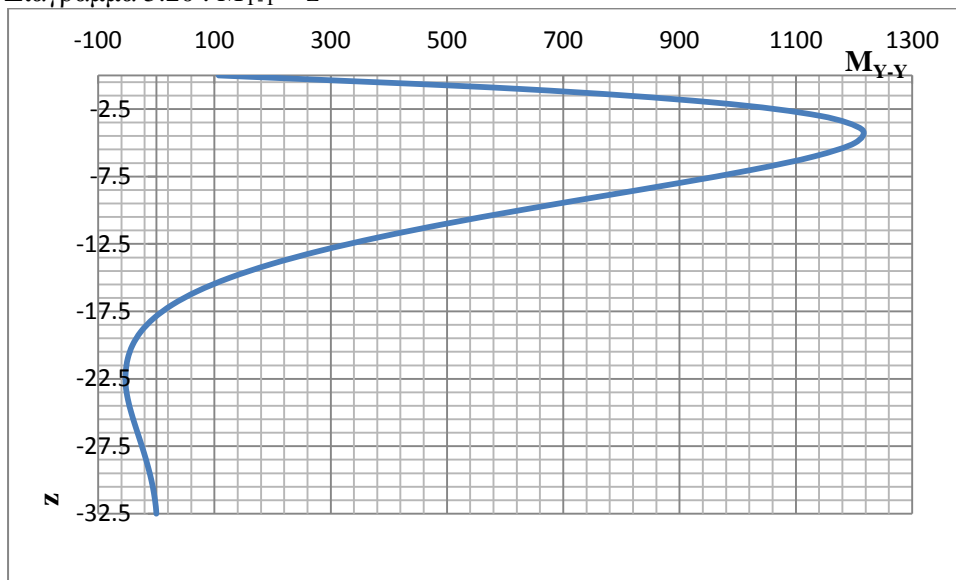
Οι 6 πάσσαλοι που βρίσκονται στην τετμημένη  $X=73.25\text{m}$  είναι υπό καθεστώς εφελκυσμού  $P = 1069.89\text{KN}$ .

Οι 6 πάσσαλοι που βρίσκονται στην τετμημένη  $X=75.75\text{m}$  είναι υπό καθεστώς θλίψης  $P = -1230.27\text{KN}$ .

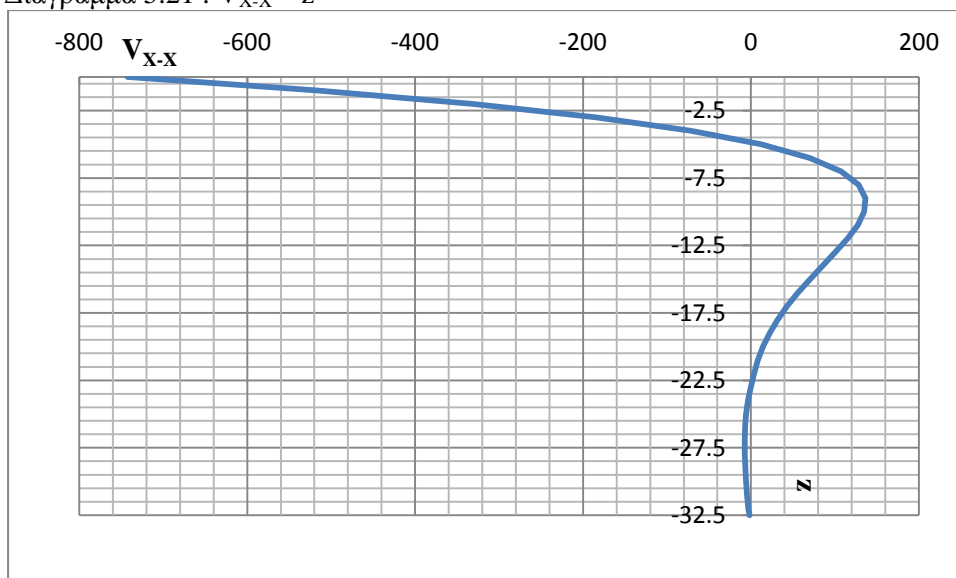
Οι 6 πάσσαλοι που βρίσκονται στην τετμημένη  $X=78.25\text{m}$  είναι υπό καθεστώς θλίψης  $P = -3530.43\text{KN}$ .

Τα διαγράμματα ροπών και τεμνουσών είναι ίδια για όλους τους πασσάλους.  
(Διαγράμματα 5.19, 5.20)

Διάγραμμα 5.20 :  $M_{y,y} - z$



Διάγραμμα 5.21 :  $V_{x,x} - z$



### 5.2.1.2 Έλεγχος έναντι μεγεθών ορθής έντασης

#### Διαστασιολόγηση σε κάμψη

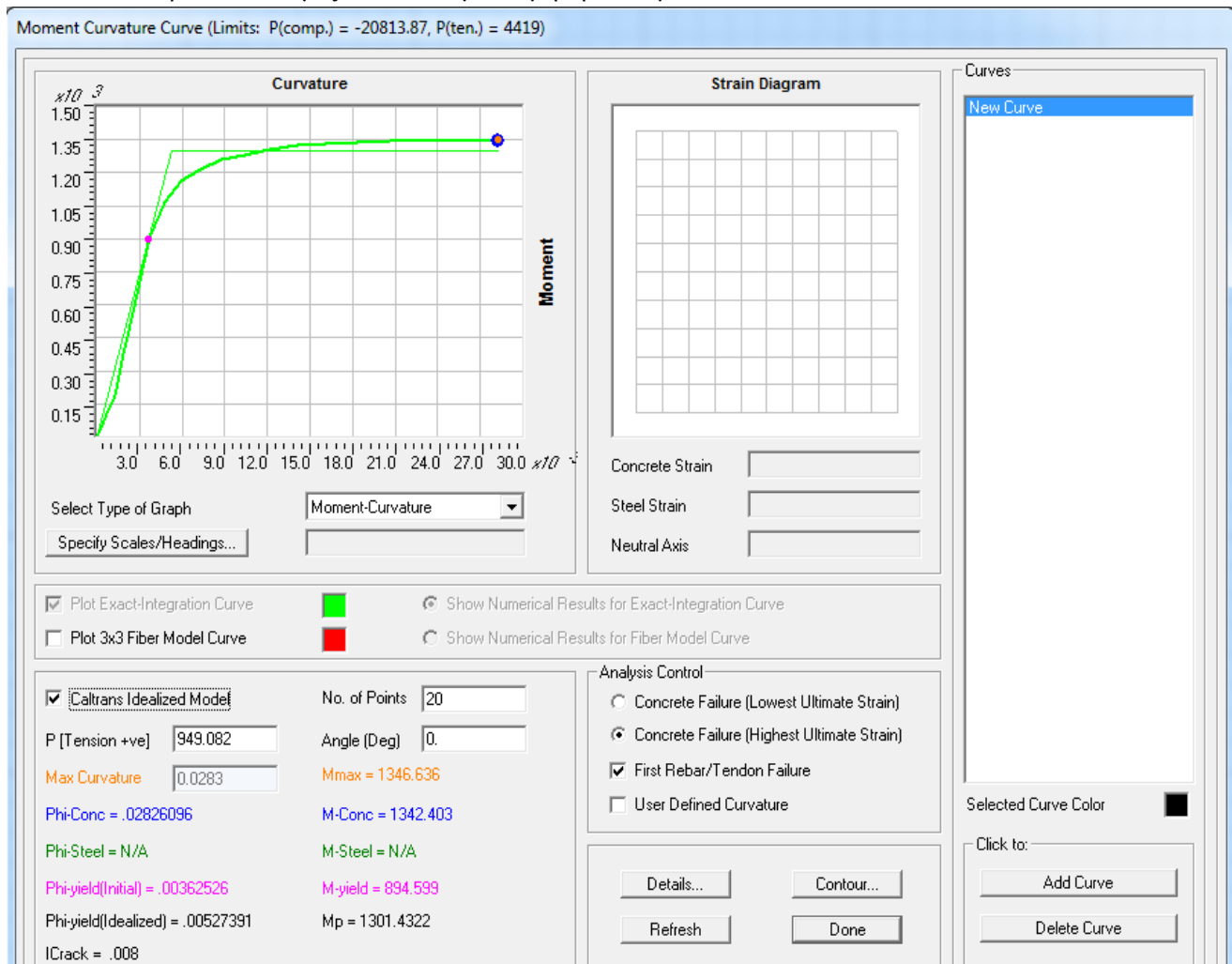
- Σκυρόδεμα B25
  - $E_c = 30.5GPa$
  - $f_{ck} = 25MPa$
  - $f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \cdot \frac{25}{1.50} = 14.167MPa$
- Χάλυβας S500
  - $f_{yk} = 500MPa$
  - $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.783MPa$
- Διατομή πασσάλου
  - Διάμετρος  $D = 1m$
  - Ύψος  $h = 1m$
  - Επικάλυψη  $d_1 = 0.075m$
  - $\frac{d_1}{h} = 0.075$
  - $A_c = \pi \cdot \frac{D^2}{4} = \pi \cdot \frac{1^2}{4} = 0.7854m^2$
  - Διάμετρος διαμήκους οπλισμού  $d_{bl} : \Phi 25$
  - Εμβαδόν διατομής διαμήκους οπλισμού  $A_{bl} = \pi \cdot \frac{d_{bl}^2}{4} = 0.000491m^2$
- Σύμφωνα με την παράγραφο 4.2.5 της E39/99 [8], σε πασσάλους από οπλισμένο σκυρόδεμα θα χρησιμοποιείται ελάχιστο ποσοστό οπλισμού 1% της πραγματικής διατομής μέχρι βάθους  $6D_{πασ}$  από την άνω επιφάνεια της πρώτης εδαφικής στρώσης που μπορεί να παραλάβει οριζόντια φορτία. Σε μεγαλύτερα βάθη το ποσοστό αυτό μπορεί να μειωθεί σε 0.5%. Άρα,  $A_{s,min} = 0.01 \cdot \pi \cdot D^2/4 = 0.01 \cdot \pi \cdot 1^2/4 = 0.007854m^2 = 78.54cm^2$ .
- Γίνεται χρήση των πινάκων Π. Γιαννόπουλου και Θ. Τάσιου για κάθε ποιότητα σκυροδέματος, για χάλυβα S500, για κυκλική διατομή και ομοιόμορφα κατανεμημένο οπλισμό. Οι συγκεκριμένοι πίνακες λειτουργούν για θλιπτικά αξονικά φορτία. Οι μεταβλητές που δίνονται σε ανηγμένη μορφή στους παραπάνω πίνακες είναι οι ακόλουθες [13]:
  - Ανηγμένο αξονικό φορτίο σχεδιασμού
 
$$v_d = N_d / (A_{cd} \cdot f_{cd}) \quad (5.4)$$
  - Η μέγιστη ανηγμένη εξωτερική ροπή σχεδιασμού 1<sup>ης</sup> τάξεως
 
$$\max m_d = \max M_{1d} / (A_c \cdot h \cdot f_{cd}) \quad (5.5)$$
  - Το συνολικό μηχανικό ποσοστό οπλισμού
 
$$\omega_{tot} = A_{s,tot} \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) \quad (5.6)$$
 όπου,  $A_{s,tot}$  είναι το συνολικό εμβαδόν οπλισμών διατομής
  - Ο λόγος λυγισμού, ο οποίος στην δική μας περίπτωση είναι ίσος με 0
 
$$l_0/h$$
 (μήκος λυγισμού προς ύψος διατομής)

#### Αναλυτική διαστασιολόγηση σε κάμψη κρίσιμου πασσάλου μεσόβαθρου

Όπως αναφέρθηκε και στο κεφάλαιο εντατικά μεγέθη, ο κρίσιμος πάσσαλος για τον διαμήκη σεισμικό συνδυασμό βρίσκεται στην θέση  $X=36.25m$ ,  $Y=15.75m$ . Η δυναμική φασματική ανάλυση μας δίνει δύο περιπτώσεις εντατικών μεγεθών, μία max και μία min περίπτωση.

Max	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)
	949.08	489.94	356.65	1119.84	615.88

- Ο πάσσαλος εφελκύεται  $P = 949.08KN$
- Από την Εξ. (5.1)  $\Sigma M = \sqrt{M_2^2 + M_3^2} = \sqrt{1119.84^2 + 615.88^2} = 1278.03KNm$
- Για τον προσδιορισμό της ροπής αντοχής χρησιμοποιούμε το section designer του SAP (Εικ. 5.3). Ύστερα από δοκιμές τοποθετούμε διαμήκη οπλισμό 18Φ25.



Εικόνα 5.3 : section designer, προσδιορισμός ροπής αντοχής διατομής πασσάλου

Το section designer μετά την εισαγωγή της εφελκυστικής αξονικής  $P = 949.08KN$  εξάγει την ροπή αντοχής της διατομής του πασσάλου, για διαμήκη οπλισμό 18Φ25.

$$M_{Rd} = 1301KNm$$

- $M_{Rd} > \Sigma M \Rightarrow 1301KNm > 1278KNm$ , άρα τοποθετούμε 18Φ25.

Min	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)
	-3145.45	-83.54	1.76	-49.10	-742.97

- Ο πάσσαλος θλίβεται  $P = -3145.45KN$ .
- Από την Εξ. (1)  $\Sigma M = \sqrt{M_2^2 + M_3^2} = \sqrt{49.10^2 + 742.97^2} = 744.59KNm$
- Γίνεται χρήση των πινάκων :
  - ο Από την Εξ. (5.3)

$$v_d = N_d / (A_{cd} \cdot f_{cd}) = \frac{-3145.45}{0.7854 \cdot 14167} = -0.2827$$

- ο Από την Εξ. (5.4)

$$\max \mu_d = \max M_{1d} / (A_c \cdot h \cdot f_{cd}) = \frac{744.59}{0.7854 \cdot 1 \cdot 14167} = 0.0669$$

- Ισχύει  $d_1/h = 0.075$ . Οι πίνακες λειτουργούν για  $d_1/h = 0.05$  και  $d_1/h = 0.10$ , άρα γίνεται γραμμική παρεμβολή μεταξύ αυτών των δύο τιμών.

- ο  $d_1/h = 0.05$

- $v_1 = -0.20$

- Το  $\mu_{1,1} = 0.065$  αντιστοιχεί στο  $\omega_{1,1} = 0$ .

Το  $\mu_{1,2} = 0.124$  αντιστοιχεί στο  $\omega_{1,2} = 0.2$ .

Γραμμική παρεμβολή

$$\omega_1 = (\mu_d - \mu_{1,1}) / [(\mu_{1,2} - \mu_{1,1}) / (\omega_{1,2} - \omega_{1,1})] + \omega_{1,1} = 0.0065$$

Άρα,

Το  $\mu_d = 0.669$  αντιστοιχεί στο  $\omega_1 = 0.0065$

- $v_2 = -0.30$

- Το  $\mu_{2,1} = 0.081$  αντιστοιχεί στο  $\omega_{2,1} = 0$ .

Έχουμε ήδη ξεπεράσει την τιμή της  $\mu_d = 0.669$

Το  $\mu_{2,2} = \emptyset$  αντιστοιχεί στο  $\omega_{2,2} = \emptyset$ .

Άρα,

Το  $\mu_d = 0.669$  αντιστοιχεί στο  $\omega_2 = 0$

Γραμμική παρεμβολή

$$\omega_{tot} = (v_d - v_1) / [(v_2 - v_1) / (\omega_2 - \omega_1)] + \omega_1 = 0.0011$$

Από την Εξ. (5.5)

$$\begin{aligned} \omega_{tot} &= A_{s,tot} \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) \Rightarrow A_{s,tot} = \omega_{tot} \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = \\ &= 0.0011 \cdot 0.7854 \cdot \frac{14.167}{434.783} = 2.88 \cdot 10^{-5} m^2 \end{aligned}$$

- ο  $d_1/h = 0.10$

- $v_1 = -0.20$

- Το  $\mu_{1,1} = 0.065$  αντιστοιχεί στο  $\omega_{1,1} = 0$ .

Το  $\mu_{1,2} = 0.117$  αντιστοιχεί στο  $\omega_{1,2} = 0.2$ .

Γραμμική παρεμβολή

$$\omega_1 = (\mu_d - \mu_{1,1}) / [(\mu_{1,2} - \mu_{1,1}) / (\omega_{1,2} - \omega_{1,1})] + \omega_{1,1} = 0.0074$$

Άρα,

Το  $\mu_d = 0.669$  αντιστοιχεί στο  $\omega_1 = 0.0074$

- $v_2 = -0.30$

- Το  $\mu_{2,1} = 0.081$  αντιστοιχεί στο  $\omega_{2,1} = 0$ .

Έχουμε ήδη ξεπεράσει την τιμή της  $\mu_d = 0.669$

Το  $\mu_{2,2} = \emptyset$  αντιστοιχεί στο  $\omega_{2,2} = \emptyset$ .

Άρα,

Το  $\mu_d = 0.669$  αντιστοιχεί στο  $\omega_2 = 0$

Γραμμική παρεμβολή

$$\omega_{tot} = (v_d - v_1) / [(v_2 - v_1) / (\omega_2 - \omega_1)] + \omega_1 = 0.0013$$

Από την Εξ. (5.5)

$$\omega_{tot} = A_{s,tot} \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) \Rightarrow A_{s,tot} = \omega_{tot} \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} =$$

$$= 0.0013 \cdot 0.7854 \cdot \frac{14.167}{434.783} = 3.27 \cdot 10^{-5} m^2$$

Συγκεντρωτικά, για  $d_1/h = 0.075$  προκύπτει διαμήκης οπλισμός

$$A_{s,tot} = \frac{2.88 \cdot 10^{-5} + 3.27 \cdot 10^{-5}}{2} = 3.08 \cdot 10^{-5} m^2 < A_{s,min}$$

- Επιλέγουμε οπλισμό διαμέτρου  $\Phi 25$ .

$$\text{Αριθμός διαμήκων ράβδων} = \frac{A_{s,min}}{A_{bl}} = \frac{78.54}{4.91} = 16$$

Τοποθετούμε 16 $\Phi 25$ .

Συνοπτικά οι πίνακες όπλισης έναντι κάμψης όλων των πασσάλων δίνονται στο Παράρτημα Α.

#### Σύγκριση με τον διαμήκη οπλισμό της μελέτης

$A_c$	A1	M1	A2
Εργασία	98.17	141.20	88.36
Μελέτη	116.18	139.81	105.96
απόκλιση	15%	1%	17%

Τα ακρόβαθρα επιλύθηκαν με την ψευδοστατική μέθοδο, όπου χρησιμοποιήθηκαν εμπειρικές σχέσεις φόρτισης. Επίσης, τα δύο ακρόβαθρα απομονώθηκαν από τον υπόλοιπο φορέα προκειμένου να επιλυθούν και έτσι το μοντέλο προσομοίωσης τους στην εργασία διαφέρει από αυτό της μελέτης (απόκλιση στις συνθήκες στηρίξεως και σύζευξης μεταξύ των γραμμικών στοιχείων που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση).

Οι παραπάνω λόγοι δικαιολογούν και την απόκλιση στους διαμήκεις οπλισμούς των ακρόβαθρων μεταξύ του μοντέλου της εργασίας και αυτού της μελέτης.

Τελικά, η μελέτη υιοθετεί διαμήκη οπλισμό ίσο με 32 $\Phi 25$  για όλους τους πασσάλους της θεμελίωσης της γέφυρας.

Την ίδια παραδοχή κάνουμε και για την εργασία.

### 5.2.1.3 Έλεγχος έναντι διάτμησης

#### Οριακή κατάσταση αστοχίας από Τέμνουσα

Θεωρώντας ελαστική απόκριση του φορέα ( $q=1$ ), άρα μη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων, δεν απαιτείται υπολογισμός των ικανοτικών δράσεων. Εργαζόμαστε με τις τέμνουσες που προέκυψαν από την επίλυση του φορέα με σεισμό και αυτοί οι οπλισμοί τοποθετούνται σε όλο το ύψος των πασσάλων.

Εξαιτίας των δυσκολιών στην εξερεύνηση των συνθηκών στους πασσάλους μετά από ένα σεισμό και εξαιτίας του κόστους επιδιόρθωσης μιας ζημιάς στους πασσάλους, είναι φυσικό να σχεδιάζουμε πασσάλους και θεμελιώσεις κυλινδρικές για να παραμένουν ελαστικές υπό τη σεισμική απόκριση του επιπέδου σχεδιασμού. Μια ικανοτική προσέγγιση σχεδιασμού θα χρησιμοποιούταν για να ορίσουμε την απαιτούμενη καμπτική και διατμητική αντοχή των πασσάλων. Γενικά, αυτό μπορεί να επιτευχθεί με επαρκή ακρίβεια και συντηρητισμό υποθέτοντας ότι όλοι οι πάσσαλοι ή οι κύλινδροι έχουν ίση πλευρική δυσκαμψία και ως εκ τούτου διαιρώντας την εισαγόμενη διατμητική υπεραντοχή εξίσου ανάμεσα στους πασσάλους. Ωστόσο, θα έπρεπε να αναγνωριστεί ότι η παθητική ώθηση στο κατακόρυφο μέτωπο της θεμελίωσης μπορεί να οδηγήσει σε μια σημαντική οριζόντια δύναμη  $H$ , η οποία μπορεί έντονα να μειώσει τις διατμητικές δυνάμεις στους πασσάλους. Κρίσιμος πάσσαλος για τη διατμητική αντοχή θα είναι λοιπόν ο πάσσαλος με το μικρότερο θλιπτικό αξονικό φορτίο (ή με το μεγαλύτερο εφελκυστικό αξονικό φορτίο). [12]

#### Οπλιση πασσάλων έναντι διάτμησης(EC2) [14]

##### Γενική διαδικασία ελέγχου

1) Για τον έλεγχο της αντοχής σε τέμνουσα ορίζονται τα εξής σύμβολα:

$V_{Rd,c}$  : είναι η τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε τέμνουσα στοιχείων χωρίς οπλισμό διάτμησης.

$V_{Rd,s}$  : είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας που μπορεί να αναληφθεί από τον οπλισμό διάτμησης τη στιγμή διαρροής του

$V_{Rd,max}$  : είναι η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης τέμνουσας που μπορεί να αναληφθεί από το στοιχείο, όπως καθορίζεται από τη συντριβή των λοξών θλιπτήρων.

2) Η αντοχή σε τέμνουσα ενός στοιχείου με οπλισμό διάτμησης ισούται με:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (5.7)$$

3) Σε περιοχές ενός στοιχείου, όπου  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ , δεν απαιτείται υπολογιστικός οπλισμός διάτμησης.  $V_{Ed}$  είναι η τέμνουσα σχεδιασμού στην εξεταζόμενη διατομή, λόγω εξωτερικής φόρτισης και προέντασης (με ή χωρίς συνάφεια).

4) Όπου, με βάση τον υπολογισμό της τέμνουσας σχεδιασμού, δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης, πρέπει να τίθεται ο ελάχιστος οπλισμός όπως αυτός υπολογίστηκε στην παράγραφο Κατασκευαστικές διατάξεις εγκάρσιου οπλισμού πασσάλων, Φ12/15.

5) Σε περιοχές, όπου  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ , σύμφωνα με την Εξ. (5.8), πρέπει να τίθεται επαρκής οπλισμός διάτμησης, ώστε  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ .

Στοιχεία στα οποία δεν απαιτείται κατά το σχεδιασμό οπλισμός διάτμησης

Η τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε τέμνουσα  $V_{Rd,c}$  δίνεται από τη σχέση:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}) + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d_e \quad (5.8)$$

με ελάχιστη τιμή την:

$$V_{Rd,min} = (k_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (5.9)$$

όπου:

$f_{ck}$  : σε MPa

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad , \text{ με } d \text{ σε mm} \quad (5.10)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02 \quad (5.11)$$

$A_{sl}$  : είναι το εμβαδόν του εφελκόμενου οπλισμού

$b_w$  : είναι το ελάχιστο πλάτος της διατομής στην εφελκόμενη ζώνη [mm]

$$d_e = r + \frac{2 \cdot r_s}{\pi} \quad (5.12)$$

$d_e$  : είναι το ενεργό ύψος για κυκλικές διατομές από σκυρόδεμα ακτίνας  $r$ , όπου ο διαμήκης οπλισμός κατανέμεται σε ένα κύκλο ακτίνας  $r_s$ . Μπορεί να χρησιμοποιείται αντί του  $d$  στις συναφείς εξισώσεις για τη διατμητική αντοχή. Η τιμή του εσωτερικού μοχλοβραχίονα  $z$  μπορεί να θεωρείται ίση με  $z = 0.9d_e$ . [15]

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd} [\text{MPa}] \quad (5.13)$$

$N_{Ed}$  : είναι η αξονική δύναμη στη διατομή [σε N] ( $N_{Ed} > 0$  για θλίψη). Η επιρροή των επιβεβλημένων παραμορφώσεων στη  $N_E$  μπορεί να αγνοείται.

$A_c$  : είναι το εμβαδόν της διατομής του σκυροδέματος [ $mm^2$ ]

$V_{Rd,c}$  : σε [N]

**Σημείωση:** Οι τιμές των  $C_{Rd,c}$ ,  $v_{min}$  και  $k_1$  που θα χρησιμοποιούνται σε μια χώρα δίνονται στο αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή για το  $C_{Rd,c}$  είναι  $0.18/\gamma_c$ , ενώ για το  $v_{min}$  δίνεται από τη σχέση:  $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$  και για το  $k_1$  είναι 0.15.

Στοιχεία στα οποία απαιτείται κατά το σχεδιασμό οπλισμός διάτμησης

- 1) Η γωνία  $\theta$  δεν πρέπει να ξεπερνά συγκεκριμένα όρια.

**Σημείωση:** Η τιμή της  $\cot \theta$  που θα χρησιμοποιείται σε μια χώρα δίνεται στο αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή δίνεται από τη σχέση:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

- 2) Για στοιχεία με κατακόρυφο οπλισμό διάτμησης, η αντοχή σε τέμνουσα,  $V_{Rd}$  λαμβάνεται ως η μικρότερη τιμή που προκύπτει από τις σχέσεις:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (5.14)$$

όπου,



$V_{Rd,s}$ : είναι η τέμνουσα σχεδιασμού που μπορεί να αναληφθεί από τον οπλισμό διάτμησης την στιγμή διαρροής του και που μπορεί να αυξηθεί όσο απαιτείται, απλώς αυξάνοντας την ποσότητα του τοποθετούμενου οπλισμού, έτσι ώστε  $V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$

**Σημείωση:** Αν χρησιμοποιηθεί η Εξ. (5.17), η τιμή της  $f_{ywd}$  στην Εξ. (5.14) δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερη από  $0.8 \cdot f_{yk}$

και

$$V_{Rd,max} = a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (5.15)$$

όπου,

$V_{Rd,max}$ : είναι η μέγιστη τέμνουσα σχεδιασμού που μπορεί να αναληφθεί από το στοιχείο, κατά την αστοχία των διαγώνιων θλιπτήρων σκυροδέματος και που δεν μπορεί να μεταβληθεί τόσο εύκολα. Η αντοχή αυτών των θλιπτήρων παρέχει ένα απόλυτο άνω όριο στην τέμνουσα που μπορεί να αντέξει το στοιχείο:  $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$

$A_{sw}$ : είναι το εμβαδόν της διατομής του οπλισμού διάτμησης

$s$ : είναι η απόσταση των συνδετήρων

$f_{ywd}$ : είναι η τιμή σχεδιασμού του ορίου διαρροής του οπλισμού διάτμησης

$v_1$ : είναι ένας δείκτης μείωσης της αντοχής για σκυρόδεμα ρηγματωμένο λόγω διάτμησης

$a_{cw}$ : είναι ένας συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την εντατική κατάσταση στη θλιβόμενη διαγώνιο

**Σημείωση 1:** Η τιμή των  $v_1$  και  $a_{cw}$  που θα χρησιμοποιείται σε μια χώρα δίνεται στο αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή του  $v_1$  είναι  $v$ .

$$v = 0.6 \cdot \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad f_{ck} \text{ σε MPa} \quad (5.16)$$

**Σημείωση 2:** Εάν η τάση σχεδιασμού του οπλισμού διάτμησης είναι μικρότερη του 80% της χαρακτηριστικής τιμής της τάσης διαρροής  $f_{yk}$ , ο  $v_1$  μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:

$$\begin{aligned} v_1 &= 0.6 && \text{για } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \\ v_1 &= 0.9 - f_{ck}/200 > 0.5 && \text{για } f_{ck} \geq 60 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (5.17)$$

**Σημείωση 3:** Η συνιστώμενη τιμή του  $a_{cw}$  είναι:

Για μη προεντεταμένες κατασκευές:

$$\begin{aligned} (1 + \sigma_{cp}/f_{cd}) &&& \text{για } 0 < \sigma_{cp} \leq 0.25f_{cd} \\ 1.25 &&& \text{για } 0.25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0.5f_{cd} \\ 2.5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) &&& \text{για } 0.5f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1.0f_{cd} \end{aligned} \quad (5.18)$$

όπου:

$\sigma_{cp}$ : είναι η μέση θλιπτική τάση του σκυροδέματος, λαμβανόμενη με θετικό πρόσημο, λόγω του αξονικού φορτίου σχεδιασμού. Η τιμή αυτή πρέπει να υπολογίζεται παίρνοντας τη μέση τιμή της τάσης στη διατομή του σκυροδέματος, λαμβανομένου υπόψη και του οπλισμού.

## Αναλυτικοί υπολογισμοί στο υπολογιστικό προσομοίωμα

### Πασσαλομάδα Ακρόβαθρου1

- Από την διαστασιολόγηση έναντι κάμψης των πασσάλων προέκυψε διαμήκης οπλισμός ίσος με 20Φ25.

- Ποιότητα σκυροδέματος B25:  $f_{ck} = 25MPa, f_{cd} = \frac{0.85f_{ck}}{1.5} = 14.17MPa$

Ποιότητα χάλυβα S500s:  $f_{yk} = 500MPa, f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.78MPa$

Διάμετρος πασσάλου:  $D = 1m$

Εμβαδόν διατομής σκυροδέματος:  $A_c = \pi D^2/4 = 0.7854m^2$

Επικάλυψη οπλισμού:  $d_1 = 0.075m$

Ενεργό στατικό ύψος για κυκλικές διατομές, από την Εξ. (5.12) :

$$d_e = r + \frac{2r_s}{\pi} = 0.5 + \frac{2 \cdot \frac{1 - 0.075}{2}}{\pi} = 0.7706m$$

Μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων:  $z = 0.9d_e = 0.6935m$

- Συντελεστές:  $C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c = 0.18/1.50 = 0.12$

$$k_1 = 0.15$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{787}} = 1.50 \leq 2$$

$$v_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot 1.50^{3/2}14.17^{1/2} = 0.3229$$

$$v_1 = 0.6 - \frac{f_{ck}}{250} = 0.6 - \frac{14.17}{250} = 0.54$$

- Εντατικά μεγέθη από την επίλυση του ακρόβαθρου A1:  $P = 329.95KN$ (εφελκυσμός)

$$V_2 = -672.11KN$$

- Ο ουδέτερος άξονας σύμφωνα με το section designer βρίσκεται σε απόσταση 0.2701m από το κέντρο της διατομής του πασσάλου. Έτσι, παρατηρούμε ότι ο εφελκυσμένος οπλισμός είναι 15 σίδερα. Δηλαδή:

- Εμβαδόν εφελκυσμένου οπλισμού:  $A_{sl} = 0.0074m^2$

- Ποσοστό εφελκυσμένου οπλισμού, από την Εξ. (5.11) :  $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{0.0074}{1 \cdot 0.7706} = 0.0096 \leq 0.02$

- Εφελκυστική τάση στην διατομή, από την Εξ. (5.13) :

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{-0.33}{0.7854} = -0.4201MPa < 0.2f_{cd} = 0.2 \cdot 14.17 = 2.83MPa$$

- Τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε τέμνουσα, από την Εξ. (5.8) :

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= [C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck}) + k_1\sigma_{cp}]b_w d_e \\ &= [0.12 \cdot 1.50 \cdot (100 \cdot 0.0096 \cdot 25) + 0.15 \cdot (-0.4201)] \cdot 1 \cdot 0.7706 \\ &= 0.35343MN = 353.43KN \end{aligned}$$

- Συνισταμένη τέμνουσα δράσης:  $\Sigma V_{Ed} = 672.11KN$

Αντοχή σε τέμνουσα:  $V_{Rd,s} \geq \Sigma V_{Ed} - V_{Rd,c} = 672.11 - 353.43 = 318.68KN$

- Διάμετρος οπλισμού διάτμησης: Φ12

Εμβαδόν διατομής οπλισμού διάτμησης:  $A_{sw} = \pi \cdot 0.012^2 / 4 = 0.00113m^2$

Ποιότητα οπλισμού διάτμησης S500:  $f_{ywd} = 500/1.15 = 434.78MPa$

- Κατακόρυφη απόσταση συνδετήρων από την Εξ. (5.14) παίρνουμε:

$$318.68 \leq V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \Rightarrow s \leq \frac{0.00113 \cdot 0.6935 \cdot 434.78 \cdot 10^3 \cdot 1}{318.68} = 0.1070m$$

- Εντατικά μεγέθη από την επίλυση του ακρόβαθρου A1:  $P = -2471.84KN$ (θλίψη)

$$V_2 = -672.11KN$$

- Ο ουδέτερος άξονας σύμφωνα με το section designer βρίσκεται σε απόσταση 0.1623m από το κέντρο της διατομής του πασσάλου. Έτσι, παρατηρούμε ότι ο εφελκόμενος οπλισμός είναι 13 σίδερα. Δηλαδή:

- $A_{sl} = 0.0064m^2$

- $\rho_l = 0.0083$

- $\sigma_{cp} = 3.1472MPa > 2.83MPa$ , άρα  $\sigma_{cp} = 2.83MPa$

- Ισχύει ότι:  $0 < \sigma_{cp} = 2.83 \leq 0.25f_{cd} = 0.25 \cdot 14.17 = 3.54$ , άρα  $a_{cw} = 1.2$

Από την Εξ. (5.15) :

$$V_{Rd,max} = a_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \\ = 1.2 \cdot 1 \cdot 0.6935 \cdot 0.54 \cdot 14.17 \cdot 10^3 / (\cot 45 + \tan 45) = 3183.91KN$$

- $V_{Rd,c} = 710.75KN$

- $\Sigma V_{Ed} = 672.11KN$

$V_{Rd,c} > \Sigma V_{Ed}$ , άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο οπλισμό διάτμησης.

Συνεπώς, ύστερα από την διαστασιολόγηση για αυτά τα δύο δυσμενέστερα ζεύγη εντατικών μεγεθών ( $P, V_2$ ), τοποθετούμε στους πασσάλους του Ακρόβαθρου A1 εγκάρσιο οπλισμό διάτμησης Φ12/10.

Συνοπτικά οι πίνακες όπλισης έναντι διάτμησης όλων των πασσάλων δίνονται στο Παράρτημα Β.

**Περίσφιγξη σε πασσάλους σύμφωνα με την E39/99 [8]**

Σε θεμελίωση με πασσάλους πρέπει εν γένει να εξασφαλίζεται ότι οι πάσσαλοι παραμένουν στην ελαστική περιοχή.

Αν δεν γίνεται ικανοτικός έλεγχος, ή αν ο ικανοτικός έλεγχος γίνεται με ελαστική σεισμική ένταση (δηλαδή εκείνη που προκύπτει για  $q = 1$ ), όπως και στην συγκεκριμένη γέφυρα, τότε πρέπει να γίνεται περίσφιγξη των πιθανών και ενδεχόμενων περιοχών πλαστικών αρθρώσεων.

Πιθανή περιοχή πλαστικής άρθρωσης, θα θεωρείται στην περίπτωση αυτή περιοχή μήκους  $2D_{\text{πασ}}$  κάτω από τον κεφαλόδεσμο. Αν ο πάσσαλος διέρχεται μέσω διεπιφάνειας επάλληλων εδαφικών στρώσεων, οι οποίες έχουν πολύ διαφορετικά μέτρα διατμήσεως (λόγος μέτρων διατμήσεων  $> 5$ ), περιοχές μήκους  $\pm 2D_{\text{πασ}}$  περί τα πιθανά όρια της διεπιφάνειας θα θεωρούνται περιοχές ενδεχόμενων πλαστικών αρθρώσεων. Στις περιοχές αυτές θα προβλέπεται περίσφιγξη και καμπτική αντοχή τουλάχιστον ίση με εκείνη της κεφαλής του πασσάλου. Από τον κανόνα αυτό εξαιρείται η περιοχή της στρώσης εδράσεως σε εδραζόμενους πασσάλους, εφόσον δεν δημιουργούνται συνθήκες πλήρους πάκτωσης των πασσάλων.

**Έλεγχος σε περίσφιγξη**

Στις θέσεις που πιθανολογείται σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων σε στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα, και αν  $n_k \geq 0.08$ , πρέπει να διατάσσεται εγκάρσιος οπλισμός περίσφιγξης, κατά προτίμηση μορφής κλειστών συνδετήρων, σε όλο το πιθανό μήκος της πλαστικής άρθρωσης (=μήκος περίσφιγξης).

Το μηχανικό ποσοστό  $\omega$  του οπλισμού περίσφιγξης σε κάθε διεύθυνση πρέπει να ικανοποιεί τις παρακάτω συνθήκες:

$$\omega \geq 0.5 \cdot \frac{A_c}{Acc} \cdot n_k - 0.07 \geq 0.12 \quad , \text{ για ορθ/κούς ή μονοσκελείς συνδετήρες} \quad (5.19)$$

$$\omega \geq 0.7 \cdot \frac{A_c}{Acc} \cdot n_k - 0.10 \geq 0.18 \quad , \text{ για σπειροειδείς συνδετήρες} \quad (5.20)$$

$$\text{με } n_k = \frac{N_c}{f_{ck} \cdot A_c} \geq 0 \quad (5.21)$$

όπου:

$A_c$  = ολική διατομή σκυροδέματος

$Acc$  = περισφιγμένη διατομή σκυροδέματος

$N_c$  = μέγιστη αξονική δύναμη (ικανοτικού) σχεδιασμού (θλίψη = θετική)

$f_{ck}$  = χαρακτηριστική αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου

Το μηχανικό ποσοστό οπλισμού περίσφιγξης ορίζεται ως εξής:

$$\omega = \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \cdot \rho_s \quad (5.22)$$

όπου:

$\rho_s$  = το ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού

$f_{yd}$  = υπολογιστικό όριο διαρροής χάλυβα =  $f_{yk}/\gamma_s$  με  $\gamma_s = 1.15$

$f_{cd}$  = υπολογιστική αντοχή σκυροδέματος =  $f_{ck}/\gamma_c$  με  $\gamma_c = 1.50$

Το ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού  $\rho_s$  είναι:

σε κυκλικές διατομές με σπειροειδείς ή κυκλικούς συνδετήρες το ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού ως προς τον όγκο του περισιγμένου σκυροδέματος είναι:

$$\rho_s = \frac{V_s}{V_c} = \frac{A_s \cdot 2\pi \cdot \frac{D_s}{2}}{\pi \cdot \frac{D_s^2}{4} \cdot s} \Rightarrow \rho_s = \frac{4 \cdot A_s}{s \cdot D_s} \quad (5.23)$$

όπου:

$A_s$  = διατομή σπειροειδούς συνδετήρα

$D_s$  = διάμετρος σπείρας

$s$  = βήμα σπείρας

### Αναλυτικοί υπολογισμοί

Η δράση των εφελκυστικών δυνάμεων μας οδηγεί στην επιλογή του μικρότερου δυνατού  $\omega$  για σπειροειδείς συνδετήρες  $\omega = 0.18$ .

Από την Εξ. (5.22) έχουμε ότι:

$$\omega = \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \rho_s \Rightarrow \rho_s = \omega \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.18 \cdot \frac{25}{500} \cdot \frac{1.15}{1.50} = 0.0069$$

Από την Εξ. (5.23) έχουμε ότι:

$$\rho_s = \frac{4A_s}{sD_s} \Rightarrow s = \frac{4A_s}{\rho_s D_s} = \frac{4 \cdot \frac{\pi \cdot 0.012^2}{4}}{0.0069 \cdot (1 - 2 \cdot 0.075)} = 0.0771 \approx 8cm$$

Από τα αξονικά φορτία των πασσάλων συμπεραίνουμε ότι ισχύει  $\omega \leq 0.18$ , αφού το μεγαλύτερο θλιπτικό φορτίο που εντοπίζουμε,  $N_c = 4081.45KN$ , στις θέσεις  $X=36.26$   $Y=6.75$  και  $X=36.25$   $Y=9.75$  της πασσαλομάδας του μεσόβαθρου M1,

δηλαδή από την Εξ. (5.21) έχουμε:

$$n_k = \frac{N_c}{f_{ck} A_c} = \frac{4081.45}{25000 \cdot \pi/4} = 0.2079$$

άρα από την Εξ. (5.20) έχουμε:

$$\omega \geq 0.7 \frac{A_c}{A_{cc}} n_k - 0.10 = 0.7 \cdot \frac{\frac{\pi}{4}}{\pi \cdot (1 - 2 \cdot 0.075)^2} \cdot 0.2079 - 0.10 = 0.10 < 0.18$$

Συνεπώς, για κάθε αξονικό φορτίο  $N_c$  ισχύει  $\omega \leq 0.18$ . Έτσι, δεχόμαστε περίσφιγξη  $\Phi 12/8$ , η οποία διατρέχει όλο το ύψος των πασσάλων.

### Κατασκευαστικές διατάξεις για τον εγκάρσιο οπλισμό πασσάλων

Για τον οπλισμό περίσφιγξης θα πρέπει να τηρούνται οι ακόλουθοι περιορισμοί :

- $\max s < 1/5$  της ελάχιστης διάστασης της περισφιγμένης διατομής. Αν πρόκειται για κοίλη διατομή, θεωρείται η ελάχιστη διάσταση της εξωτερικής περιμέτρου.
- $\max s < \delta \cdot d_{sl}$   
όπου,  
 $d_{sl}$  : είναι η διάμετρος του διαμήκους οπλισμού  
 $\delta$  : συντελεστής που εξαρτάται από τον λόγο αντοχής σε εφελκυσμό  $f_t$  και της τάσης διαρροής  $f_y$  του διαμήκους οπλισμού, σε χαρακτηριστικές τιμές, σύμφωνα με τον ακόλουθο πίνακα :

$(f_t/f_y)_k$	$\delta$
$\geq 1.50$	6
$1.50 \leq f_t/f_y \leq 1.10$	$5 \cdot (f_t/f_y) - 1.50$
$\leq 1.10$	4

- Ελάχιστη διάμετρος συνδετήρων 10mm
- Η απόσταση σκελών συνδετήρων ή συνδέσμων (c) στην εγκάρσια (οριζόντια) διεύθυνση ορθογωνικών διατομών δεν θα υπερβαίνει το 1/3 της ελάχιστης διάστασης της περισφιγμένης διατομής, ούτε τα 200mm.

Το μήκος περίσφιγξης  $L_h$  θα λαμβάνεται ίσο με το μεγαλύτερο από τα ακόλουθα μεγέθη:

- Ύψος της διατομής κατά την εξεταζόμενη διεύθυνση.
- Μήκος από το άκρο του στοιχείου (θέση μέγιστης ροπής) μέχρι το σημείο όπου η ροπή γίνεται το 80% της μέγιστης ροπής.

Όταν  $n_k > 0.30$  τότε το μήκος περίσφιγξης θα αυξάνεται κατά 50%.

Πέραν του μήκους περίσφιγξης ο εγκάρσιος οπλισμός θα ελαττώνεται στον απαιτούμενο όπως αυτός προσδιορίστηκε προηγουμένως, κατά τον έλεγχο των πασσάλων σε διάτμηση. Ο εγκάρσιος οπλισμός που διατάσσεται μέσα στο ίδιο το στοιχείο σε πρόσθετο μήκος  $L_h$ , πέραν του μήκους περίσφιγξης, δεν θα είναι λιγότερος από το 50% του οπλισμού περίσφιγξης.

Στην παρούσα εργασία η ελάχιστη διάσταση της διατομής του πασσάλου είναι η διάμετρός του, δηλαδή 1m. Επίσης,  $(f_t/f_y)_k = 1$ , άρα  $\delta = 4$ . Έχουμε επιλέξει διάμετρο εγκάρσιου οπλισμού 12mm > 10mm. Προκύπτει s περίσφιγξης 0.08m και επαληθεύονται όλοι οι περιορισμοί :

- $\max s < 1/5 \cdot D = 0.20m$
- $\max s < \delta \cdot d_{sl} = 4 \cdot 0.025 = 0.10m$
- $\max s < 1/3 \cdot D = 0.33m$  ή  $\max s < 0.20m$

ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού περίσφιγξης  $\omega = 0.18$

υπολογισμός ελάχιστου εγκάρσιου οπλισμού :

$$\omega \geq 0.50 \cdot 0.18 = 0.09 \Rightarrow \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \cdot \frac{4 \cdot A_s}{s \cdot D_s} = 0.09 \Rightarrow s_{max} = \frac{4 \cdot f_{yd} \cdot A_s}{0.09 \cdot f_{cd} \cdot D_s}$$

$$= \frac{4 \cdot 500 \cdot 1.50 \cdot \pi \cdot \frac{0.012^2}{4}}{0.09 \cdot 25 \cdot 1.15 \cdot (1 - 2 \cdot 0.075)} = 0.15m$$

Άρα, ο ελάχιστος εγκάρσιος οπλισμός των πασσάλων διαμορφώνεται στα Φ12/15.

### 5.3 Υπολογισμός ενεργού δυσκαμψίας πασσάλων

Η ενεργός δυσκαμψία πλαστικών στοιχείων σκυροδέματος, που χρησιμοποιούνται σε γραμμική σεισμική ανάλυση θα πρέπει να είναι ίση με την τέμνουσα δυσκαμψία στο θεωρητικό σημείο διαρροής. Όταν δεν γίνεται τεκμηρίωση μέσω υπολογισμού, μπορεί να χρησιμοποιείται η παρακάτω προσεγγιστική μέθοδος προσδιορισμού της τέμνουσας δυσκαμψίας στο θεωρητικό σημείο διαρροής : [8]

1) Η ενεργός ροπή αδράνειας ενός μέλους  $J_{eff}$  με σταθερή διατομή εκτιμάται ως εξής:

$$J_{eff} = 0.08 J_{un} + J_{cr}$$

Όπου:

$J_{un}$ : είναι η ροπή αδράνειας της διατομής μη-ρηγματωμένου μέλους

$J_{cr}$ : είναι η ροπή αδράνειας της ρηγματωμένης διατομής στο σημείο διαρροής του εφελκόμενου οπλισμού. Μπορεί να υπολογίζεται από τη σχέση:

$$J_{cr} = M_y / (E_c \Phi_y)$$

στην οποία τα  $M_y$  και  $\Phi_y$  είναι αντίστοιχα η ροπή και η καμπυλότητα διαρροής της διατομής και  $E_c$  το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος.

Οι σχέσεις αυτές προέρχονται από παραμετρική ανάλυση απλοποιημένου μη-γραμμικού προσομοιώματος ενός βάθρου-προβόλου με κοίλες ορθογωνικές ή κοίλες και συμπαγείς κυκλικές διατομές.

#### Ενεργός δυσκαμψία πασσάλων ακρόβαθρου Α1

Διαμήκης οπλισμός: 32Φ25

Εγκάρσιος οπλισμός: 12Φ/10

Ποιότητα σκυροδέματος B25:  $E_c = 30500000 \text{ KPa}$

Δυσκαμψία αρηγμάτωτης διατομής:  $J_{un} = 0.0485 \text{ m}^4$  (από τις ιδιότητες της διατομής στο section designer)

Αξονική δύναμη στον πάσσαλο:  $P = -329.95 \text{ KN}$  (εφελκυσμός)

Ροπή διαρροής διατομής:  $M_y = 1817.37 \text{ KNm}$  (section designer)

Καμπυλότητα διαρροής διατομής:  $\Phi_y = 4.144 \cdot 10^{-3}$  (section designer)

Δυσκαμψία ρηγματωμένης διατομής:

$$J_{cr} = M_y / (E_c \Phi_y) = 1817.37 / (30500000 \cdot 0.004144) = 0.014379 \text{ m}^4$$

Ενεργός δυσκαμψία διατομής:  $J_{eff} = 0.08 J_{un} + J_{cr} = 0.08 \cdot 0.0485 + 0.014379 = 0.018259 \text{ m}^4$

$$J_{eff} / J_{un} = 0.018259 / 0.0485 = 0.38 = 38\%$$

Αξονική δύναμη στον πάσσαλο:  $P = 2471.84 \text{ KN}$  (θλίψη)

Ροπή διαρροής διατομής:  $M_y = 2552.63 \text{ KNm}$  (section designer)

Καμπυλότητα διαρροής διατομής:  $\Phi_y = 4.869 \cdot 10^{-3}$  (section designer)

Δυσκαμψία ρηγματωμένης διατομής:

$$J_{cr} = M_y / (E_c \Phi_y) = 2552.63 / (30500000 \cdot 0.004869) = 0.017189 \text{ m}^4$$

Ενεργός δυσκαμψία διατομής:  $J_{eff} = 0.08 J_{un} + J_{cr} = 0.08 \cdot 0.0485 + 0.017189 = 0.021069 \text{ m}^4$

$$J_{eff} / J_{un} = 0.021069 / 0.0485 = 0.43 = 43\%$$

Συνοπτικά οι πίνακες ενεργού δυσκαμψίας των πασσάλων δίνονται στο παράρτημα Γ.

Όπως φαίνεται από τους πίνακες του παραρτήματος Γ επιλέγουμε το 40% ως το ποσοστό ρηγμάτωσης των διατομών των πασσάλων.





## **Κεφάλαιο 6 Ανάλυση Pushover ή μη γραμμική στατική ανάλυση**

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης που αναπτύχθηκαν και εφαρμόστηκαν στο παρελθόν, ήταν απαραίτητες για την εκτίμηση της δυναμικής απόκρισης του φορέα. Ωστόσο η ακρίβεια και η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων τους, είναι ικανοποιητική μόνο για ελαστική απόκριση του φορέα. Κατά κανόνα, με τις ελαστικές αναλύσεις δεν είναι δυνατόν να εκτιμηθούν αξιόπιστα οι μηχανισμοί αστοχίας ή η ανακατανομή των δυνάμεων μετά από τον σχηματισμό των πλαστικών αρθρώσεων κατά την διάρκεια ισχυρής σεισμικής διέγερσης και εν γένει δεν δίνεται μια ολοκληρωμένη και ρεαλιστική εικόνα της απόκρισης ενός φορέα στην περίπτωση ανελαστικής απόκρισής του. Ως διέξοδος για την αντιμετώπιση των αδυναμιών των ελαστικών αναλύσεων αναπτύχθηκαν οι ανελαστικές στατικές και δυναμικές μέθοδοι ανάλυσης. [16]

Η ανελαστική στατική μέθοδος ανάλυσης αποτελεί μια απλή και σχετικά αποδοτική τεχνική για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής. 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 στον σεισμό σχεδιασμού και στον σεισμό αποφυγής κατάρρευσης μέσω της καμπύλης αντοχής του φορέα. Με την εφαρμογή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης πραγματοποιείται μια σταδιακή ανάλυση της κατασκευής, με την εφαρμογή κατάλληλα κατανεμημένης πλευρικής φόρτισης.

Τα κρίσιμα στοιχεία της μεθόδου κατά την εφαρμογή της είναι τα ακόλουθα:

- 1) Η επιλογή της μετακίνησης στην οποία θα γίνει η αποτίμηση και συγκεκριμένα ο τρόπος με τον οποίο αυτή θα συσχετιστεί με την αντίστοιχη σεισμική δράση
- 2) Η επιλογή της κατάλληλης κατανομής των φορτίων, με την οποία θα φορτιστεί η κατασκευή μέχρι την κατάρρευση. [17]

### **6.1 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 ή κλιμάκωση των οποίων μπορεί να διαφοροποιηθεί.

Στην πρώτη περίπτωση, κατά την οποία επιβάλλονται δυνάμεις ελέγχου, η κατασκευή υποβάλλεται σε μια 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 αυτή την φόρτιση και να μην οδηγηθεί σε κατάρρευση. Όλες οι φορτίσεις επιβάλλονται σταδιακά και η τιμή τους κλιμακώνεται από την μηδενική μέχρι την μέγιστη δυνατή που προβλέπεται.

Στην δεύτερη περίπτωση, η κατασκευή υποβάλλεται σε συγκεκριμένο προφίλ μετακινήσεων και ταυτόχρονα, υπολογίζονται οι πλευρικές δυνάμεις που απαιτούνται για να δημιουργήσουν την συγκεκριμένη παραμόρφωση. Η μέθοδος με έλεγχο των μετακινήσεων εφαρμόζεται συνήθως όταν είναι γνωστή η μέγιστη μετακίνηση που μπορεί να πραγματοποιήσει κατασκευή, αλλά δεν είναι γνωστό το μέγιστο φορτίο που μπορεί να παραλάβει.

Στην συγκεκριμένη εργασία, η ανάλυση της γέφυρας κατά την αποτίμηση, γίνεται με την επιβολή μιας μέγιστης μετακίνησης στον κρίσιμο κόμβο της γέφυρας, που συνήθως είναι το κέντρο μάζας του καταστρώματος. Το προφίλ της μετακίνησης αρχικά χωρίζεται σε ένα συγκεκριμένο

αριθμό βημάτων βάσει των οποίων γίνεται η ανάλυση του φορέα. Σε κάθε βήμα, η κατασκευή πραγματοποιεί συγκεκριμένη μετακίνηση και για το κάθε βήμα υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στην κατασκευή για την δεδομένη κατάσταση παραμόρφωσης. Επομένως, δίνεται μια μέγιστη μετακίνηση για τον φορέα και παρατηρείται η συμπεριφορά του, βήμα προς βήμα, μέχρι την στιγμή της κατάρρευσής του, η οποία πραγματοποιείται για μετακίνηση μικρότερη από αυτή που δόθηκε ως μέγιστη. Αυτό γίνεται προκειμένου να αναλυθεί η απόκριση της γέφυρας, όχι μόνο για μια συγκεκριμένη σεισμική καταπόνησή της, αλλά και για να προσδιοριστεί η καμπύλη συμπεριφοράς της. [17]

### 6.1.1 Στοχευμένη μετακίνηση

Στην παρούσα γέφυρα, οι ιδιοπερίοδοι των δύο κύριων διευθύνσεων είναι μεγαλύτερες από 0.50sec και άρα μπορεί να εφαρμοστεί ικανοποιητικά η προσέγγιση των ίσων μετακινήσεων. Σύμφωνα με αυτή, για ιδιοπεριόδους μεγαλύτερες των 0.50sec οι μετακινήσεις του ελαστικού συστήματος είναι ίσες με αυτές του ανελαστικού. Συνεπώς, εξάγουμε την συγκεκριμένη μετακίνηση από μία δυναμική φασματική ανάλυση, η οποία χρησιμοποιεί το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού. Τελικά, η μεγαλύτερη μετακίνηση του καταστρώματος σε κάθε διεύθυνση, δίνει την τιμή της στοχευμένης μετακίνησης για τον σεισμό σχεδιασμού και η οποία είναι περίπου 220mm.

Εναλλακτικά, η στοχευμένη μετακίνηση μπορεί να εξαχθεί σύμφωνα με το κεφάλαιο 5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως εξής [18]:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) S_e(T)$$

Όπου,

$S_e$ : Η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής  $T_e$ .

$C_0$ : Συντελεστής που σχετίζει την φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία  $K_e (S_d = (T_e^2 / 4\pi^2) \Phi_e)$ , με την πραγματική μετακίνηση  $\delta_t$  της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα.

$C_1$ : Συντελεστής που σχετίζει την μέγιστη ανελαστική μετακίνηση ενός φορέα προς την αντίστοιχη ελαστική.

$C_2$ : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στην μέγιστη μετακίνηση.

$C_3$ : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως (P-Δ φαινόμενα).

Η εναλλακτική μέθοδος υπολογισμού της στοχευμένης μετακίνησης αναφέρεται μόνο σε κτιριακά έργα και έτσι δεν είναι δυνατή η εφαρμογή της σε έργα γεφυροποιίας.

## 6.2 Εφαρμογή pushover στην υπό μελέτη γέφυρα

Χρησιμοποιούμε τις ιδιότητες των υλικών, οι οποίες έχουν και την μεγαλύτερη πιθανότητα να εμφανιστούν στα στοιχεία κατά την διάρκεια του σεισμικού φαινομένου, ώστε η ανάλυση που θα πραγματοποιηθεί να δώσει όσο το δυνατόν πιο ρεαλιστικά αποτελέσματα. Επίσης, στον ανελαστικό υπολογισμό, η χρήση των τιμών σχεδιασμού για τα υλικά δεν οδηγεί πάντα σε αποτελέσματα υπέρ της ασφαλείας. Άρα, κατά την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας, σε αντίθεση με την διαστασιολόγησή της, χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές των αντοχών των υλικών και όχι οι χαρακτηριστικές τιμές ή οι τιμές σχεδιασμού. Οι μέσες τιμές του θλιπτικής τάσης των σκυροδεμάτων B25, B35 και της τάσης διαρροής του χάλυβα S500 είναι αντίστοιχα:

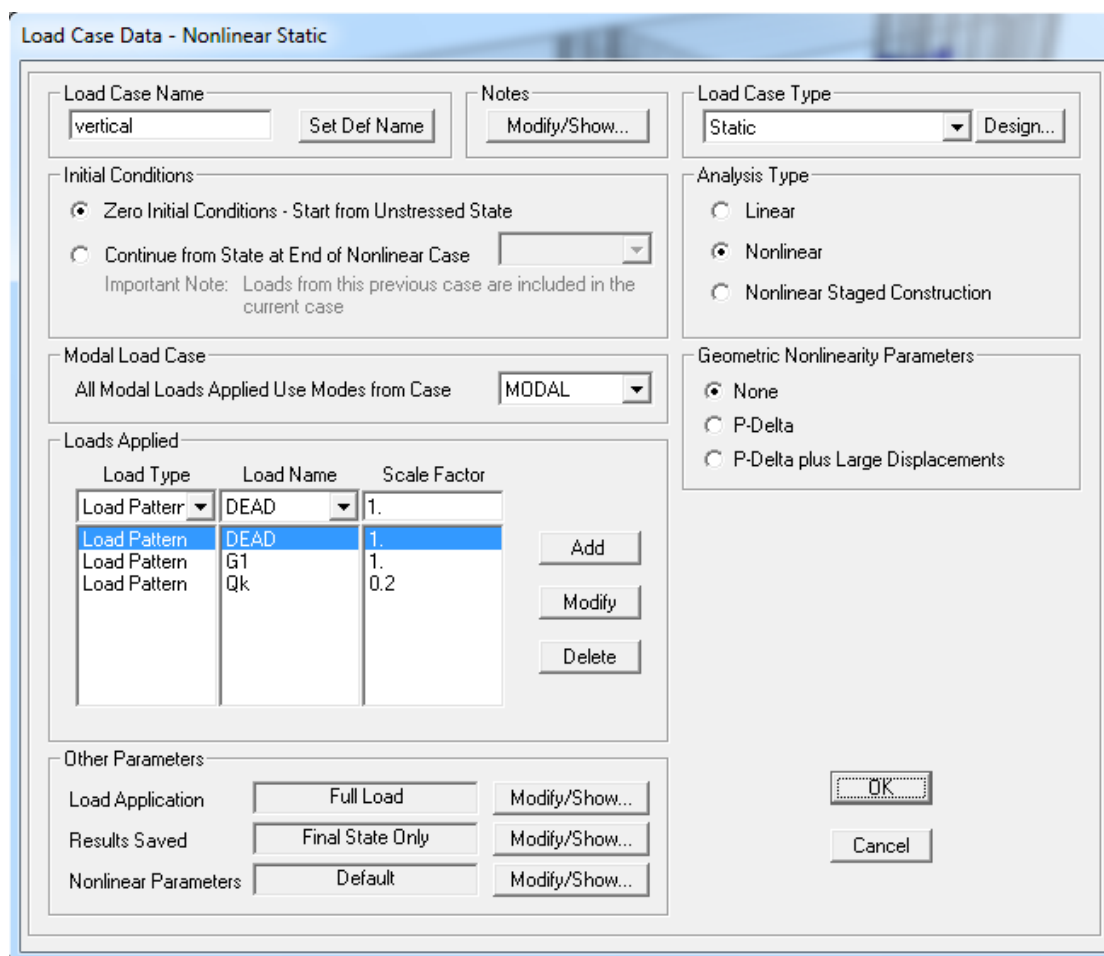
$$f_{cm,25} = f_{ck} + 8MPa = 25 + 8 = 33MPa$$

$$f_{cm,35} = f_{ck} + 8MPa = 35 + 8 = 43MPa$$

$$f_{ym} = 1.1f_{yk} = 1.1 \cdot 500MPa = 550MPa$$

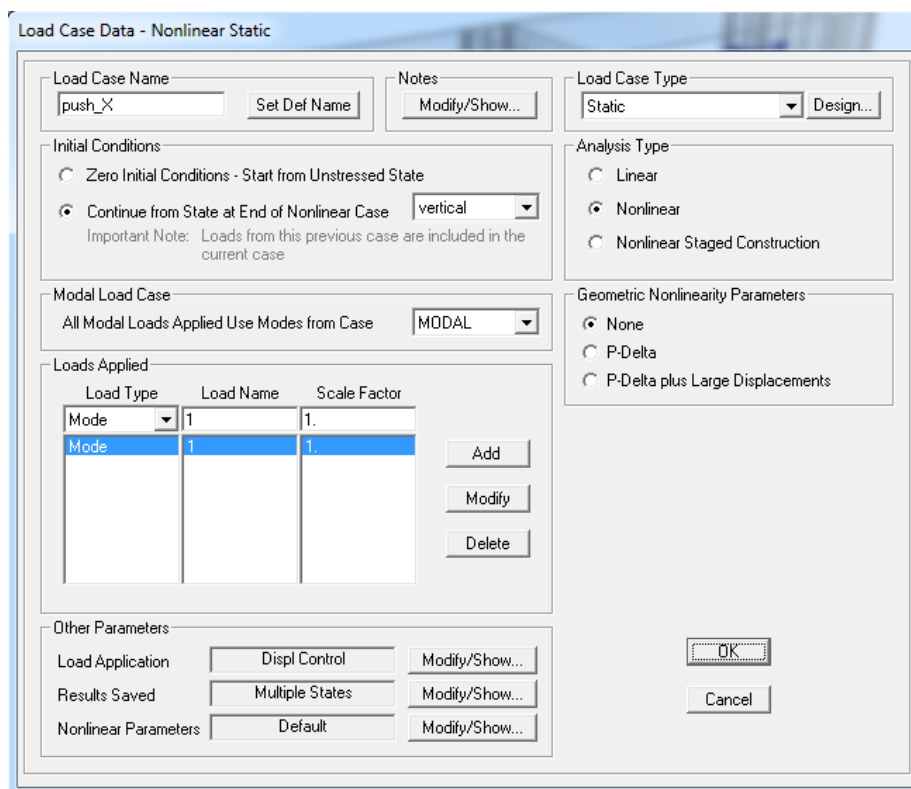
### 6.2.1 Εφαρμογή της ανάλυσης pushover κατά την διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας, διεύθυνση X.

Έχουμε ήδη ορίσει την μη-γραμμική περίπτωση κατακόρυφης φόρτισης, vertical, η οποία περιλαμβάνει τα μόνιμα ίδια βάρη της γέφυρας (DEAD·1), τα μόνιμα επιπρόσθετα βάρη (G1·1) και τα κινητά φορτία (Qk·0.2), όλα πολλαπλασιασμένα με τους αντίστοιχους συντελεστές αντισεισμικού σχεδιασμού. Ύστερα από την εκτέλεση αυτής της φόρτισης ξεκινά η Pushover ανάλυση.



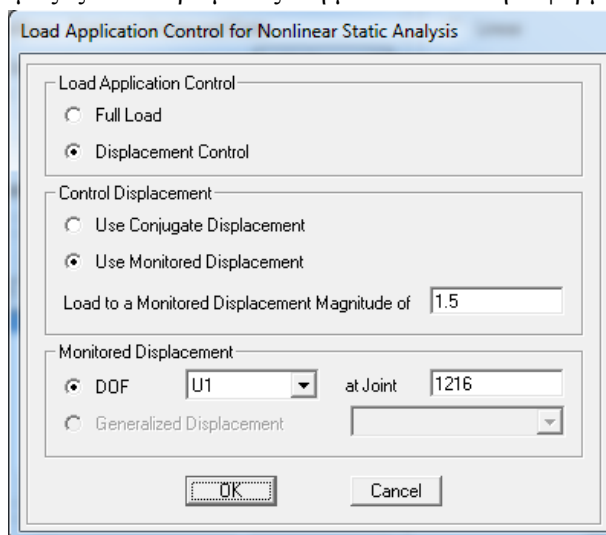
Εικόνα 6.1 : Ορισμός της μη γραμμικής κατακόρυφης φόρτισης vertical στο πρόγραμμα SAP2000

Ορίζουμε την στατική μη-γραμμική περίπτωση φόρτισης push\_X. Η κατανομή των φορτίων θα γίνει σύμφωνα με το σχήμα της 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής, η οποία είναι η δεσπόζουσα για την διαμήκη διεύθυνση.



Εικόνα 6.2 : Ορισμός της στατικής μη γραμμικής φόρτισης push\_X για την διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας στο πρόγραμμα SAP2000

Επιλέγουμε μετακίνηση, κατά την διεύθυνση X, (βαθμός ελευθερίας U1, για το τοπικό σύστημα αξόνων κόμβου) κέντρου μάζας καταστρώματος ίση με 1.5m και την εφαρμόζουμε στον κόμβο 1216.

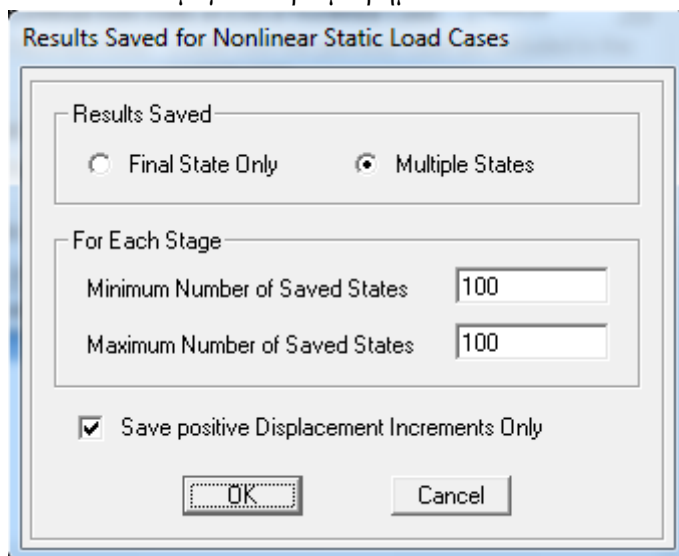


Εικόνα 6.3 : Εισαγωγή διαμήκου μετακίνησης κέντρου μάζας καταστρώματος στο πρόγραμμα SAP2000

**Σημείωση :** Αυτή η μετακίνηση του καταστρώματος απαιτεί να γίνει η παραδοχή της άπειρης ελαστικής συμπεριφοράς των εφεδράνων. Στην πραγματικότητα, το κατάστρωμα θα είχε αποκολληθεί από τα βάθρα πολύ πριν φτάσουμε αυτή την μετακίνηση, καθώς τα εφέδρανα θα είχαν καταστραφεί ολοσχερώς.

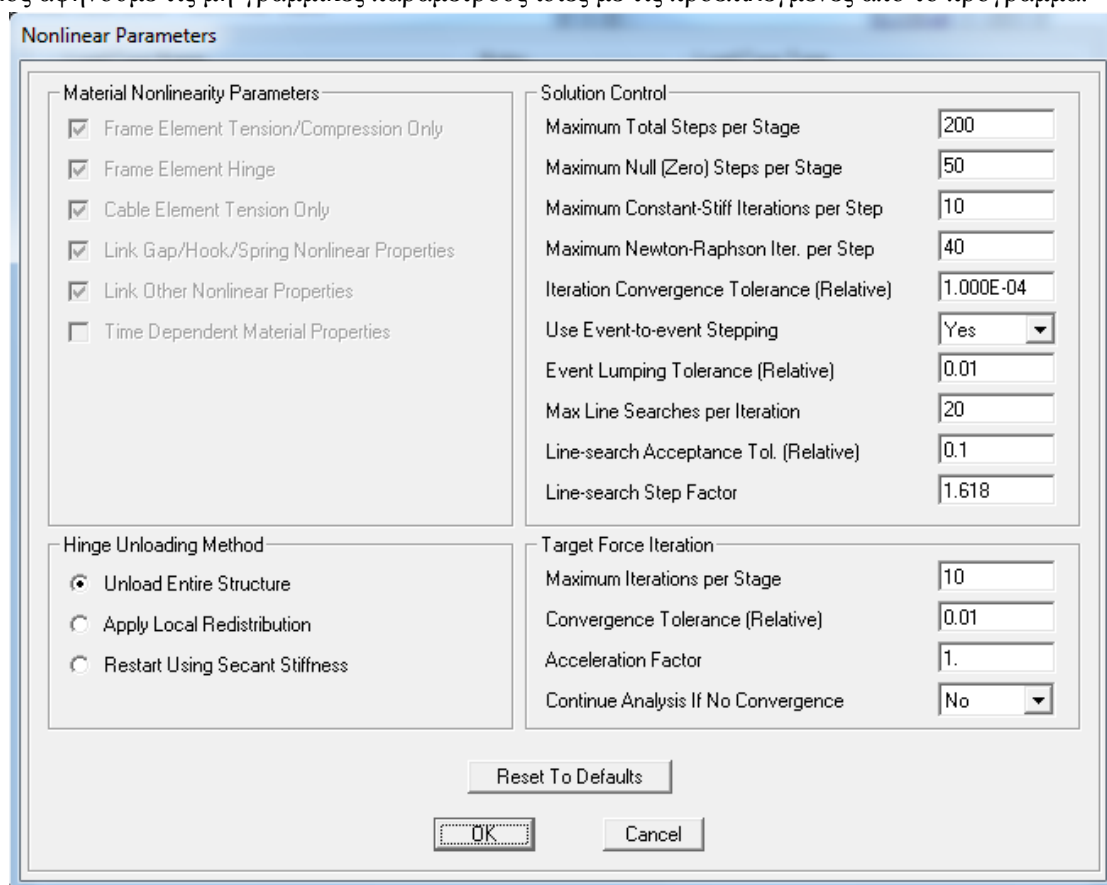
Εξάλλου, η μέγιστη σεισμική ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση ελαστομεταλλικών εφεδράνων που επιτρέπει η E39/99 είναι  $\gamma_s = \frac{d_{Ed}}{\sum t_i} \leq 2.0$ , άρα η συνολική σεισμική μετακίνηση σχεδιασμού δεν πρέπει να ξεπερνά την τιμή  $d_{Ed} \leq 2.0 \cdot 0.132m = 0.264m$

Ενεργοποιούμε την επιλογή εξαγωγής των αποτελεσμάτων σε πολλαπλά βήματα και συγκεκριμένα ορίζουμε τον ελάχιστο αλλά και τον μέγιστο αριθμό βημάτων στα 100.



Εικόνα 6.4 : Αριθμός πολλαπλών βημάτων αποθήκευσης των αποτελεσμάτων της ανάλυσης Pushover

Τέλος αφήνουμε τις μη-γραμμικές παραμέτρους ίδιες με τις προεπιλεγμένες από το πρόγραμμα.

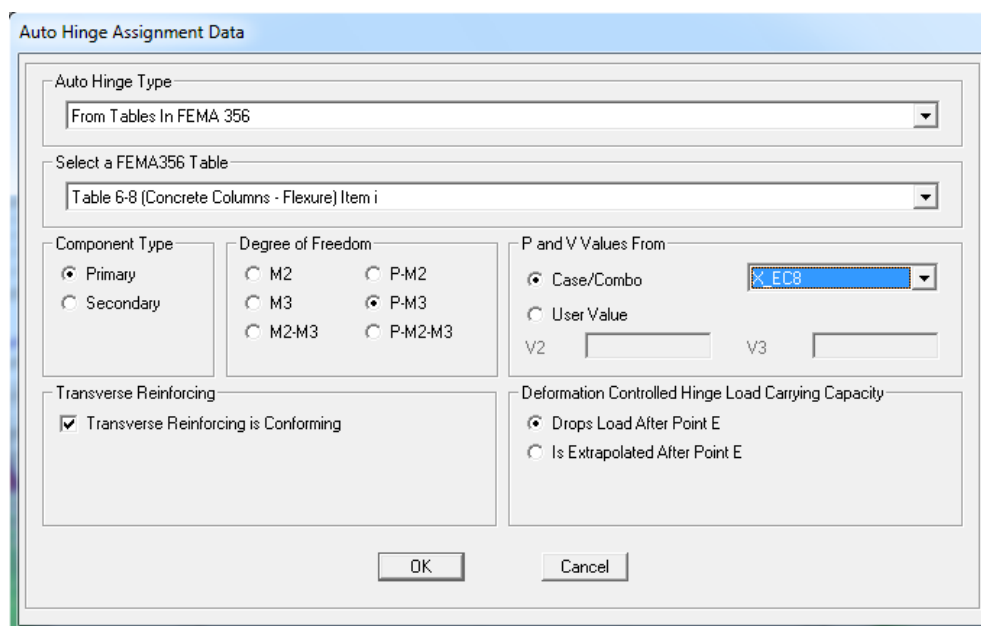


Εικόνα 6.5 : Μη γραμμικές παράμετροι ανάλυσης push\_X

### 6.2.1.1 Ορισμός πλαστικών αρθρώσεων των κρίσιμων διατομών.

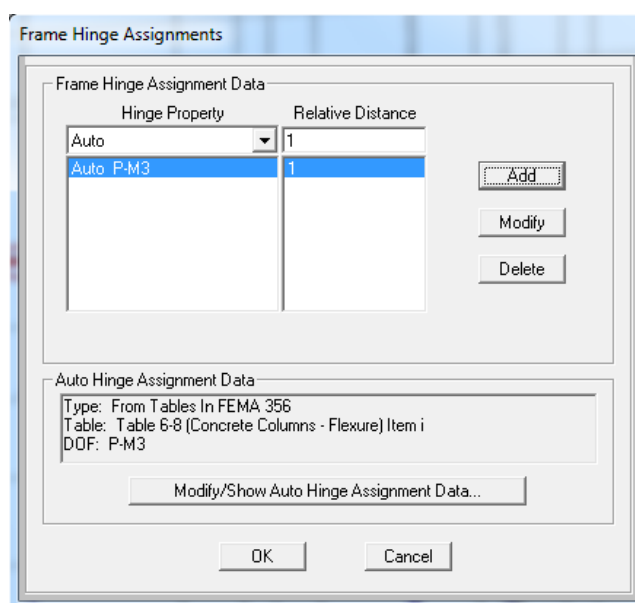
#### Πιθανές πλαστικές αρθρώσεις πασσάλων

Για τις διατομές των πασσάλων των δύο ακρόβαθρων και του μεσόβαθρου επιλέγουμε τις αυτόματες πλαστικές αρθρώσεις, τις οποίες μας παρέχει το πρόγραμμα. Χρησιμοποιούνται οι πίνακες FEMA356 για κολώνες από σκυρόδεμα. Για την διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας μας ενδιαφέρουν η αξονική δύναμη  $P$  και η ροπή  $M_{Y-Y} = M_3$ . Οι δύο αυτές δράσεις οφείλονται στην παρουσία του διαμήκους σεισμού, ο οποίος στο Κεφάλαιο 4 έχει οριστεί ως X\_EC8. Αναλυτικά ο ορισμός των συγκεκριμένων πλαστικών αρθρώσεων στο πρόγραμμα φαίνεται ακολούθως :



Εικόνα 6.6 : Ορισμός αυτόματων πλαστικών αρθρώσεων πασσάλων για την διαμήκη ανάλυση Pushover στο πρόγραμμα SAP2000

Οι συγκεκριμένες πλαστικές αρθρώσεις τοποθετούνται στο τέλος κάθε μήκους διακριτοποίησης των πασσάλων :



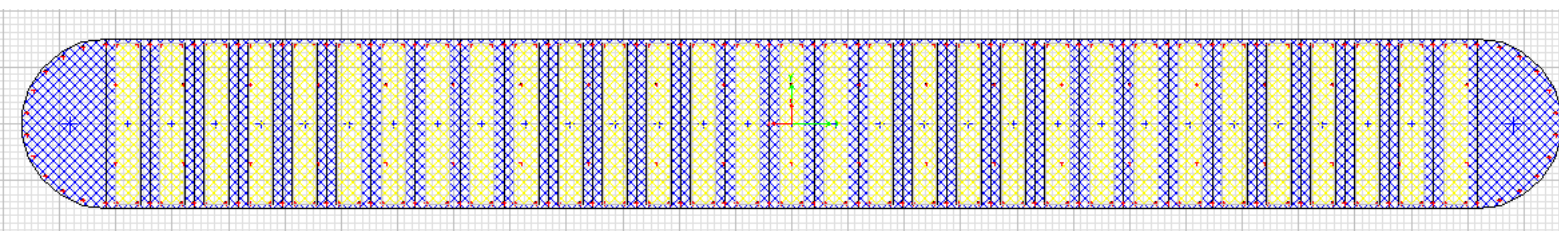
Εικόνα 6.7 : Εισαγωγή της πλαστικής άρθρωσης στο πέρας κάθε μήκους διακριτοποίησης του πασσάλου

### Πιθανή πλαστική άρθρωση κορμού μεσόβαθρου

Για την διατομή του μεσόβαθρου ορίζεται μια νέα πλαστική άρθρωση με την ονομασία Hinge\_M1(P-M3). Η μεθοδολογία ορισμού της συγκεκριμένης πλαστικής άρθρωσης περιγράφεται αναλυτικά :

#### Προσδιορισμός των ιδιοτήτων της πλαστικής άρθρωσης του μεσόβαθρου

Η προσομοίωση του μεσόβαθρου έγινε με την βοήθεια του section designer. Το πρόγραμμα SAP2000 όμως αντιμετωπίζει μια δυστοκία στην διαμόρφωση αυτόματων πλαστικών αρθρώσεων σε στοιχεία που έχουν προσομοιωθεί μέσω του section designer. Γι' αυτόν τον λόγο, για το μεσόβαθρο επιλέχθηκε τελικά μια πρότυπη διατομή σκυροδέματος του προγράμματος (concrete frame) με τα ίδια γεωμετρικά χαρακτηριστικά ( $A_g, I_{22}, I_{33}$ ) με την ακριβή διατομή του section designer και διαμορφώθηκαν τα χαρακτηριστικά μιας νέας πλαστικής άρθρωσης (Define→Section Properties→Hinge Properties), η οποία ονομάστηκε Hinge\_M1.

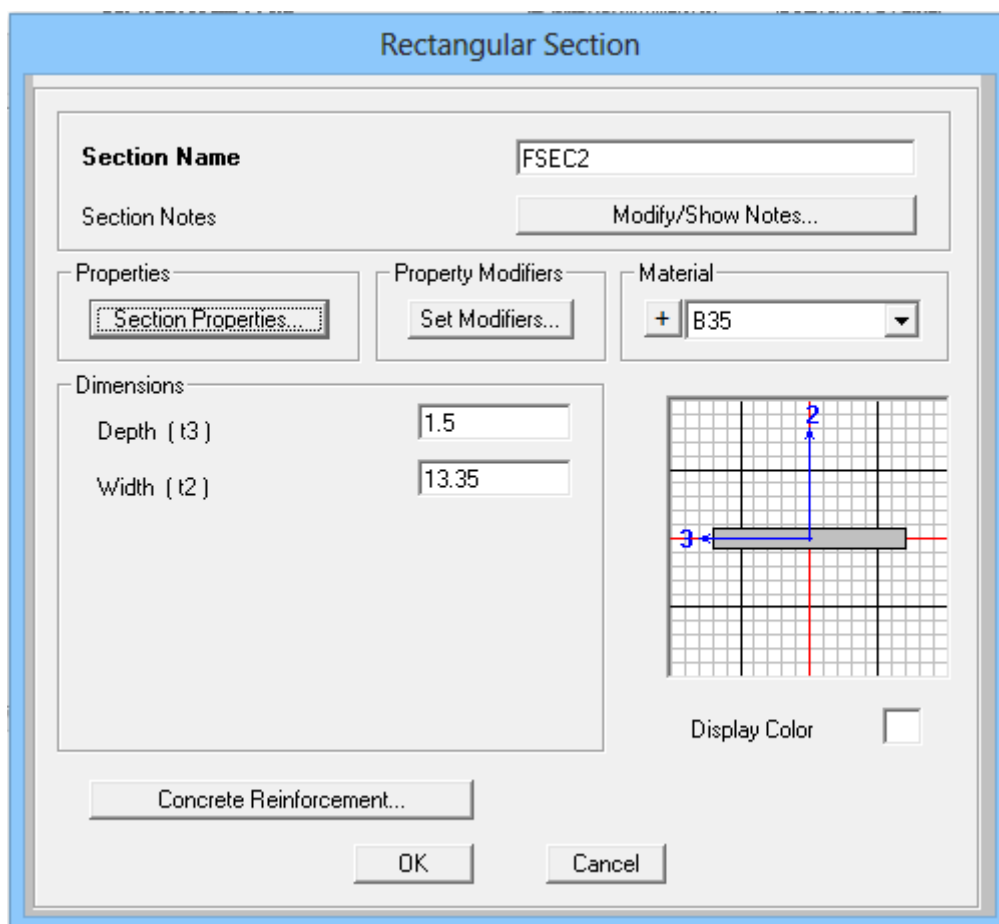


Σχήμα 6.4 : Διατομή κορμού μεσόβαθρου σε απόλυτη συμφωνία με τους οπλισμούς της μελέτης

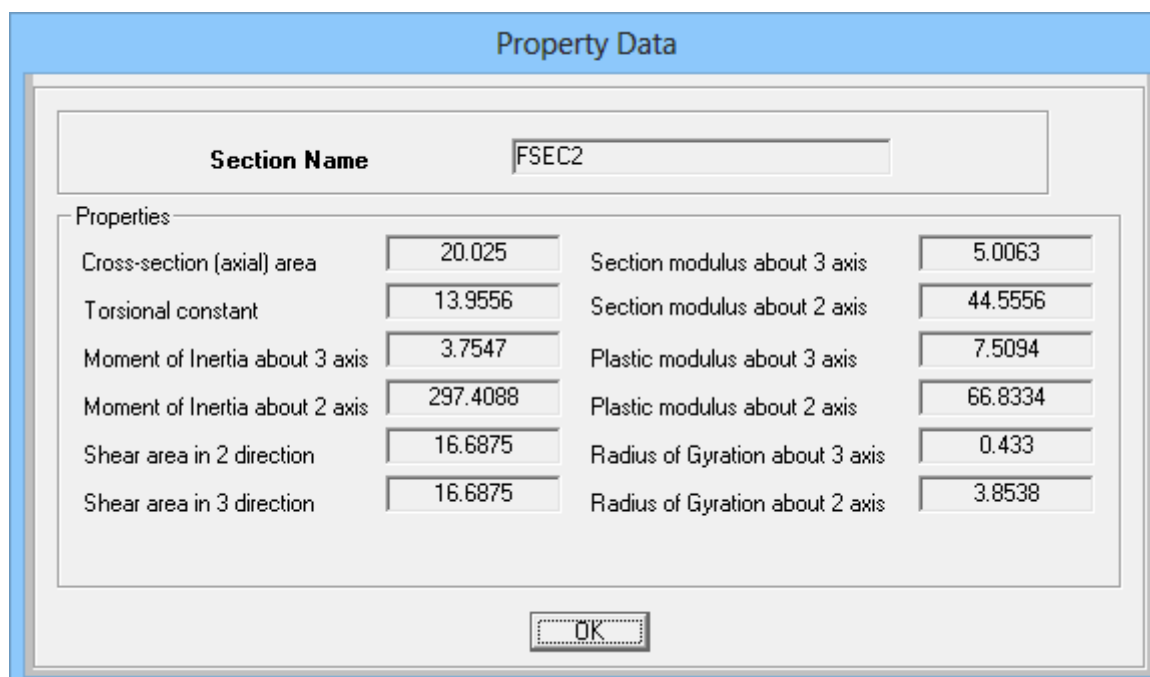
Properties	
Base Material	B35
Xcg	0.
Ycg	0.
Axis Angle	90
A	20.0132
J	14.0331
I33	3.6675
I22	297.4739
I23	-1.368E-05
AS2	16.9393
AS3	16.7993
S33(+face)	4.8899
S33(-face)	4.8899
S22(+face)	43.5387
S22(-face)	43.5389
Z33	7.4024
Z22	66.7995
r33	0.4281
r22	3.8554
d33pna	7.916E-08
d22pna	-2.742E-07

Εικόνα 6.8 : Ιδιότητες διατομής κορμού μεσόβαθρου





Εικόνα 6.9 : Αντικατάσταση της διατομής του κορμού του μεσόβαθρου με πρότυπη τετραγωνική διατομή σκυροδέματος του προγράμματος SAP2000



Εικόνα 6.10 : Ιδιότητες νέας διατομής κορμού μεσόβαθρου

Προσδιορισμός πλαστικής γωνίας στροφής χορδής της διατομής του κορμού του μεσόβαθρου σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.  $\theta_{pl,KAN.EΠE}$ .

Αρχικά ορίστηκε το διάγραμμα με τις επιτελεστικότητες της διατομής με την βοήθεια του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων της διατομής. Από τον διαμήκη σεισμό σχεδιασμού (X\_EC8) προκύπτουν οι εξής ομάδες εντατικών μεγεθών στον πόδα του μεσόβαθρου:

Πίνακας 6.1 : Εντατικά μεγέθη στον πόδα του μεσόβαθρου για διαμήκη σεισμικό συνδυασμό

	max συνδυασμός	min συνδυασμός
P	-12535.55KN	-18040.35KN
V <sub>2</sub>	4377.53KN	-4420.60KN
V <sub>3</sub>	1454.05KN	-1454.05KN
M <sub>2</sub>	11064.38KNm	-11064.40KNm
M <sub>3</sub>	24492.13KNm	-24738.60KNm

(εφελκυσμός θετικός στο πρόγραμμα SAP2000)

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. [18] η γωνία στροφής χορδής  $\theta_y$  στην καμπτική διαρροή στοιχείων μπορεί να εκτιμηθεί από την ακόλουθη έκφραση:

για δοκούς και υποστυλώματα (για μέλη ορθογωνικής διατομής):

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_V z}{3} + 0.0014 \left( 1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (6.1)$$

όπου:

$(1/r)_y$  ή  $\phi_y$  : η καμπυλότητα διαρροής της διατομής

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

$a_V z$  : είναι ο όρος που εκφράζει την επιρροή του μήκους μετάθεσης των ροπών κάμψης στις παραμορφώσεις “δ”, όπου εδώ είναι η γωνία στροφής χορδής  $\theta$

$z$  : είναι ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων

$a_V$  : ισούται με 1, εάν η τέμνουσα  $V_{R1}$ , που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση στο στοιχείο υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή  $V_{Mu} = M_y/L_s$ , δηλαδή εάν η  $M_y/L_s$  είναι μεγαλύτερη της διατμητικής αντοχής του μέλους χωρίς εγκάρσιο οπλισμό,  $V_{R,C}$  και με 0 εάν είναι μεγαλύτερη, δηλαδή

$$a_V = \begin{cases} 1, & M_y > L_s V_{R,C} \\ 0, & M_y < L_s V_{R,C} \end{cases} \quad (6.2)$$

$h$  : είναι το ύψος της διατομής

$d_b$  : είναι η διάμετρος του διαμήκους εφελκυσμένου οπλισμού

$f_y$  : είναι η τάση διαρροής του χάλυβα (MPa)

$f_c$  : είναι η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος (MPa)

Στην Εξ. (6.1) ο 1<sup>ος</sup> όρος εκφράζει την συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων και ο 2<sup>ος</sup> όρος εκφράζει τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος  $L_s$ . Στους υπολογισμούς μας θα

παραλήψουμε τον 3<sup>ο</sup> όρο που εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου.

Είναι δυνατή η εμπειρική εκτίμηση της διαθέσιμης τιμής της πλαστικής γωνίας στροφής ή της συνολικής γωνίας στροφής χορδής στοιχείων ωπλισμένου σκυροδέματος συναρτήσει των γεωμετρικών και μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων και των οπλισμών τους, με την βοήθεια εμπειρικών σχέσεων ή πινάκων.

Μια τέτοια σχέση, για την μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία δοκών ή υποστλωμάτων που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευαστεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα, είναι η εξής:

$$\theta_{um} = 0.016(0.3^v) \left[ \frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} (a_s)^{0.35} 25 \left[ a \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c} \right] (1.25^{100\rho_d}) \quad (6.3)$$

όπου,

$a_s$  : είναι ο λόγος διάτμησης και δίνεται από την σχέση :

$$a_s = M/(Vh) \quad (6.4)$$

$\omega, \omega'$  : μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού αντίστοιχα

$$v = N/(bhf_c) \quad (6.5)$$

$b$  : πλάτος θλιβόμενης ζώνης

$N$  : αξονική δύναμη (θλίψη θετική)

$a$  : είναι ο συντελεστής αποδοτικότητας της περισφιγξης και δίνεται από την σχέση :

$$a = \left(1 - \frac{s_h}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_c}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_c h_c}\right) \quad (6.6)$$

$s_h$  : η κατακόρυφη (καθαρή) απόσταση μεταξύ των συνδετήρων

$b_c, h_c$  : πλάτος και ύψος αντίστοιχα του περισφιγμένου πυρήνα

$b_i$  : η σταθερή (περίπου) απόσταση μεταξύ των διαμήκων ράβδων, που συγκρατούνται από συνδετήρα ή άγκιστρο σιμοειδούς εγκάρσιου συνδέσμου, κατά την περίμετρο της διατομής

$\rho_s$  : γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στην διεύθυνση της φόρτισης

$$\rho_s = A_{sh}/(b_w s_h) \quad (6.7)$$

$\rho_d$  : γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού

- max συνδυασμός ( $P = -12535.55KN$ , θλίψη)

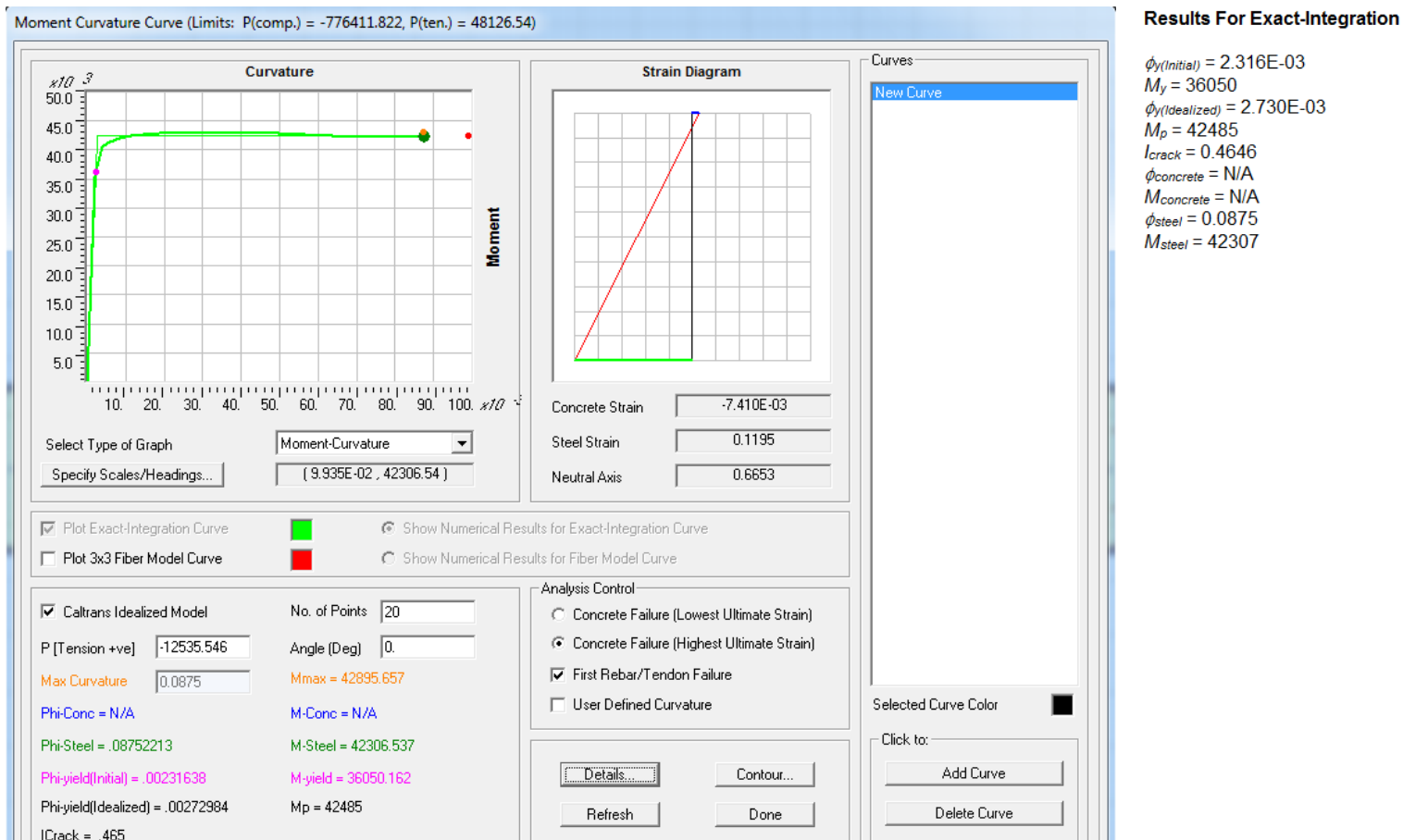
Προκειμένου να υπολογίσουμε την  $\theta_y$  για τον max συνδυασμό για την διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας (διεύθυνση X) έχουμε τα εξής δεδομένα:

$$\circ L_s = M_3/V_2 = 24492.13/4377.53 = 5.5950m$$

- Από το section designer για αξονικό φορτίο  $P = -12535.55KN$  (θλίψη) παίρνουμε :

$$M_y = 36050KNm$$

$$(1/r)_y = 2.316 \cdot 10^{-3}$$

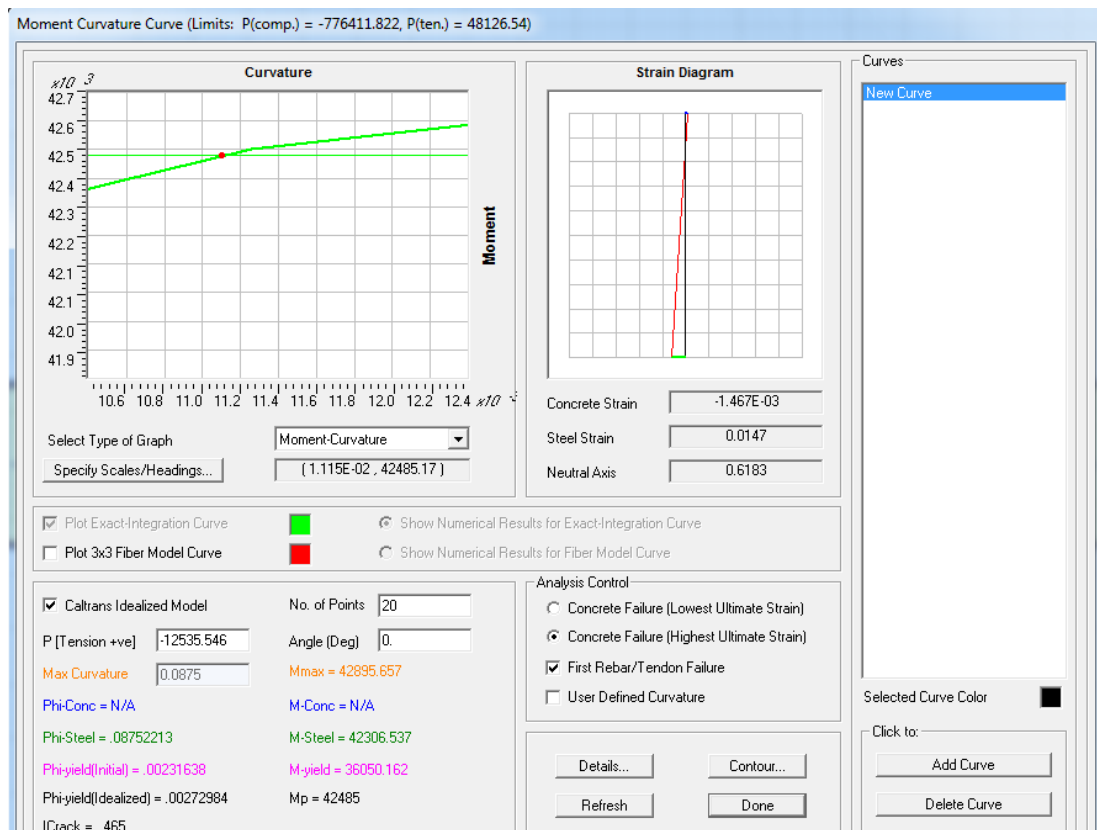


Εικόνα 6.11 :  $M_y$  και  $\phi_y$ , όπως αυτά δίνονται από το πρόγραμμα SAP2000

- $V_{Mu} = M_y/L_s = 36050/5.5950 = 6443.2921KN$
- ύψος διατομής :  $h = 1.50m$   
στατικό ύψος διατομής :  $d = 1.40m$   
 $z = 0.9d = 0.9 \cdot 1.40 = 1.26m$   
Από τον σχεδιασμό προκύπτει :  $V_{R,C2} = 8491.482KN$   
 $V_{R,C3} = 7327.326KN$   
άρα, από την Εξ. (6.2) :  $M_y = 36050 < L_s V_{R,C2} = 5.5950 \cdot 8491.482 = 47510$ , συνεπώς  $a_V = 0$
- Από την Εξ. (6.1) :  
$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_V z}{3} + 0.0014 \left( 1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) =$$
$$= 0.002316 \cdot \frac{5.5950 + 0 \cdot 1.26}{3} + 0.0014 \cdot \left( 1 + 1.5 \frac{1.5}{5.5950} \right) =$$
$$= 0.006282$$

Προκειμένου να υπολογίσουμε την  $\theta_u$  για τον max συνδυασμό για την διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας (διεύθυνση X) έχουμε τα εξής δεδομένα :

- Από το section designer για αξονικό φορτίο  $P = -12535.55\text{KN}$  (θλίψη) παίρνουμε το ύψος του ουδέτερου άξονα στα  $0.6183\text{m}$  από το κέντρο της διατομής. Συνεπώς, ο θλιβόμενος οπλισμός αντιστοιχεί σε 96Φ22, δηλαδή σε  $0.03649\text{m}^2$  οπλισμού και ο εφελκόμενος σε 112Φ22 και 42Φ16, δηλαδή σε  $0.05102\text{m}^2$  οπλισμού.



Εικόνα 6.12 : Προσδιορισμός του ουδέτερου άξονα μέσω του Section Designer

- Το γεωμετρικό ποσοστό του διαμήκους εφελκόμενου οπλισμού ορίζεται ως εξής :

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \quad (6.8)$$

όπου,

$A_{sl} = 0.05102\text{m}^2$  : είναι το εμβαδόν του εφελκόμενου διαμήκους οπλισμού

$b_w = 12\text{m}$  : είναι το ελάχιστο πλάτος της διατομής στην εφελκόμενη ζώνη

$d = 1.40\text{m}$  : είναι το στατικό ύψος της διατομής

άρα, από την Εξ. (6.8) :

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{0.05102}{12 \cdot 1.40} = 0.00304$$

Το μηχανικό ποσοστό του διαμήκους εφελκόμενου οπλισμού ορίζεται ως εξής :

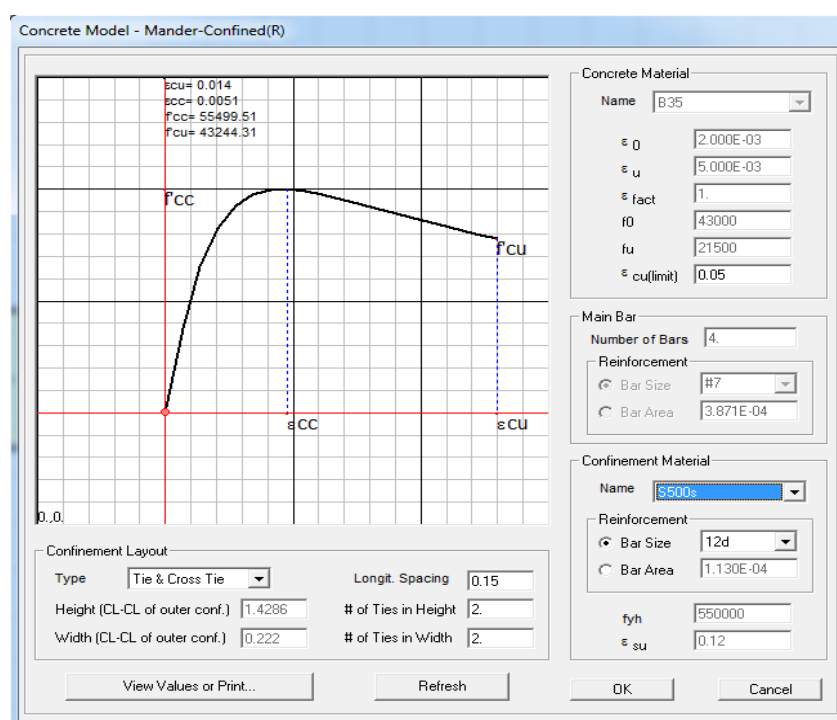
$$\omega = \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \rho_l = \frac{550 \cdot 1.5}{43 \cdot 1.15} \cdot 0.00304 = 0.05961 \quad (6.9)$$

- Αντίστοιχα, για τον διαμήκη θλιβόμενο οπλισμό ισχύει :

$$\rho_l' = \frac{0.03649}{12 \cdot 1.40} = 0.00217$$

$$\omega' = \frac{550 \cdot 1.50}{43 \cdot 1.15} \cdot 0.00217 = 0.04263$$

- Από την Εξ. (6.4) παίρνουμε :  $a_s = M/(Vh) = \frac{24492.13}{4377.53 \cdot 1.50} = 3.73$
- Από την Εξ. (6.5) παίρνουμε :  $v = N/(bhf_c) = \frac{12535.55}{12 \cdot 1.50 \cdot 43000} = 0.01620$
- Από την Εξ. (6.7) παίρνουμε :  $\rho_s = \frac{A_{sh}}{(b_w s_h)} = \frac{\pi \cdot \frac{0.012^2}{4}}{12 \cdot 0.15} = 6.28 \cdot 10^{-5}$
- Δεν έχουμε δισδιαγώνιο οπλισμό, επομένως  $\rho_d = 0$
- Από την επιλογή concrete model του section designer μπορούμε να προσδιορίσουμε τον συντελεστή αποδοτικότητας ως εξής :



Εικόνα 6.13 : Προσδιορισμός του συντελεστή αποδοτικότητας της περίσφιγξης μέσω του Section Designer

Μπορούμε να θεωρήσουμε ότι  $a = f'_{cu}/f'_{cc} = 43244.31/55499.51 = 0.78$

- Τελικά από την Εξ. (2) παίρνουμε :

$$\begin{aligned} \theta_{um} &= 0.016(0.3^v) \left[ \frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} (a_s)^{0.35} 25 \left[ a \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c} \right] (1.25^{100} \rho_d) = \\ &= 0.016 \cdot (0.3)^{0.01620} \cdot \left[ \frac{\max(0.01; 0.04263)}{\max(0.01; 0.05961)} \cdot 43 \right]^{0.225} (3.73)^{0.35} 25 \left[ 0.78 \cdot 6.28 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{550}{43} \right] = \\ &= 0.05388 \end{aligned}$$

Ισχύει ότι :

$$\theta_{pl} = \theta_{um} - \theta_y \tag{6.10}$$

Από την Εξ. (6.10) έχουμε :  $\theta_{pl} = \theta_{um} - \theta_y = 0.05388 - 0.00628 = 0.04760$

Προσδιορισμός πλαστικής γωνίας στροφής χορδής της διατομής του κορμού του μεσόβαθρου σύμφωνα με τον Pristley (κεφ.5.3 , σελ.308)

Η ικανότητα πλαστικής καμπυλότητας (plastic curvature capacity)  $\varphi_{pl}$  είναι η διαφορά μεταξύ της καμπυλότητας αστοχίας (ultimate curvature)  $\varphi_{um}$ , η οποία αντιστοιχεί στην οριακή θλιπτική τάση σκυροδέματος (limit compression strain)  $\varepsilon_{cu}$ , και της καμπυλότητας διαρροής (yield curvature)  $\varphi_y$ . Έτσι [12] :

$$\varphi_{pl} = \varphi_{um} - \varphi_y \quad (6.11)$$

Η πλαστική καμπυλότητα (plastic curvature) θεωρείται ότι είναι σταθερή καθ' όλο το μήκος της πλαστικής άρθρωσης (plastic hinge length)  $L_p$ , το οποίο είναι βαθμονομημένο ώστε να δώσει την ίδια πλαστική στροφή χορδής (plastic rotation)  $\theta_p$ , όπως συμβαίνει στην πραγματική κατασκευή.

Από αναλύσεις και πειραματικά αποτελέσματα, μια λογική εκτίμηση για το μήκος της πλαστικής άρθρωσης, όταν η πλαστική άρθρωση αναπτύσσεται σε ένα στοιχείο της κατασκευής, όπως το βάθρο, δίνεται από την σχέση :

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{ye}d_{bl} \geq 0.044f_{ye}d_{bl} \quad , \text{ το } f_{ye} \text{ σε MPa} \quad (6.12)$$

όπου,

$L$  : είναι η απόσταση από την κρίσιμη διατομή (critical section) της πλαστικής άρθρωσης μέχρι το σημείο μηδενισμού των ροπών (point of contraflexure)

$f_{ye}$  : είναι η αντοχή διαρροής του χάλυβα, εδώ ίση με 550MPa

$d_{bl}$  : είναι η διάμετρος του διαμήκους οπλισμού

Ο δεύτερος όρος στην Εξ. (6.12) επιτρέπει επιπρόσθετη στροφή χορδής στην κρίσιμη διατομή, εξαιτίας της τασικής διείσδυσης (strain penetration) του διαμήκους οπλισμού στο στοιχείο υποστήριξης (supporting element), σε αυτή την περίπτωση στο βάθρο. Η πλαστική στροφή χορδής δίνεται από την σχέση :

$$\theta_{pl} = L_{pl}\varphi_{pl} = L_p(\varphi_{um} - \varphi_y) \quad (6.13)$$

- Όπως προηγούμενος από το section designer αντλούμε τις πληροφορίες για τις καμπυλότητες της διατομής υπό το θλιπτικό αξονικό φορτίο  $P = -12569.94KN$ . Λαμβάνουμε λοιπόν τα εξής μεγέθη :

- $\varphi_y = 0.002316$

- $\varphi_{um} = 0.0875$

- Το μεσόβαθρο είναι πακτωμένο στον κεφαλόδεσμο και συνδέεται με το κατάστρωμα μέσω εφεδράνων, με υψηλή κατακόρυφη δυσκαμψία . Συνεπώς μπορούμε να υιοθετήσουμε την εξής παραδοχή για τις συνθήκες στήριξής του :



Σχήμα 6.5 : Παραδοχή στηρίξεων κορμού μεσόβαθρου

Από τα παραπάνω θεωρούμε ότι  $L = 1 \cdot l = 5.68m$  και επίσης  $d_{bl} = 0.022m$

Από την Εξ. (6.12) ισχύει :

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{ye}d_{bl} = 0.08 \cdot 5.68 + 0.022 \cdot 550 \cdot 0.022 = 0.7206m \geq 0.044f_{ye}d_{bl} \\ = 0.044 \cdot 550 \cdot 0.022 = 0.5324$$

ο Από την Εξ. (6.13) ισχύει :

$$\theta_{pl} = L_{pl}\phi_{pl} = L_p(\phi_{um} - \phi_y) = 0.7206 \cdot (0.0875 - 0.002316) = 0.06138$$

Προσδιορισμός διαγράμματος ροπών - στροφών της διατομής του κορμού του μεσόβαθρου για τον max συνδυασμό ( $P = -12535.55KN, \theta_{λίψη}$ )

Παρατηρούμε ότι η διαφορά μεταξύ των τιμών των  $\theta_{pl}$ , που εξάγονται αρχικώς από τους τύπους του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και στην συνέχεια από τους τύπους του Priestley είναι πολύ μικρή,  $\theta_{pl,KAN.EΠΕ.} = 0.04760$  και  $\theta_{pl,Pristley} = 0.06138$ .

Δεχόμαστε τις τιμές του Priestley για την διαμόρφωση του διαγράμματος  $M/M_y - \theta$  των κρίσιμων διατομών του μεσόβαθρου. Επειδή όμως ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. δεν μας παρέχει ακριβή στοιχεία για τα σημεία C,D του διαγράμματος ανατρέχουμε στους πίνακες FEMA356 και συγκεκριμένα στον πίνακα 6-8 : διαμόρφωση παράμετρων και κριτήρια αριθμητικών αποδοχών για μη γραμμικές αναλύσεις σε κολόνες από ενισχυμένο σκυρόδεμα [19] (FEMA356-TABLE 6-8 : Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures-Reinforced Concrete Columns).

$$\frac{P}{A_g f'_c} = \frac{12535.55}{20.0132 \cdot 24367} = 0.0257 \leq 0.1$$

$$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} = \frac{4377.53}{12 \cdot 1.40 \cdot \sqrt{24367}} = 1.669 \leq 3$$

Άρα, IO=immediate occupancy=άμεση χρήση=0.005

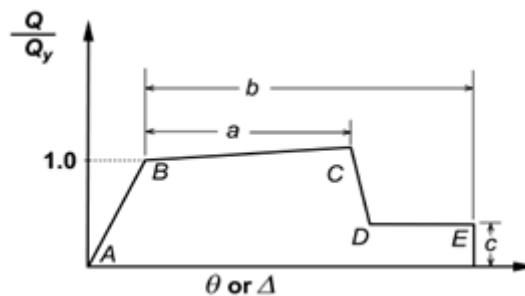
LS=life safety=ασφάλεια ζωής=0.015

CP=collapse prevention=οιονεί κατάρρευση=0.02

a=0.02

b=0.03

c=0.2



Σχήμα 6.6 : Διάγραμμα ανηγμένης έντασης - ανηγμένης παραμόρφωσης (ως προς τις αντίστοιχες τιμές διαρροής), όπως δίνεται στον κανονισμό FEMA356

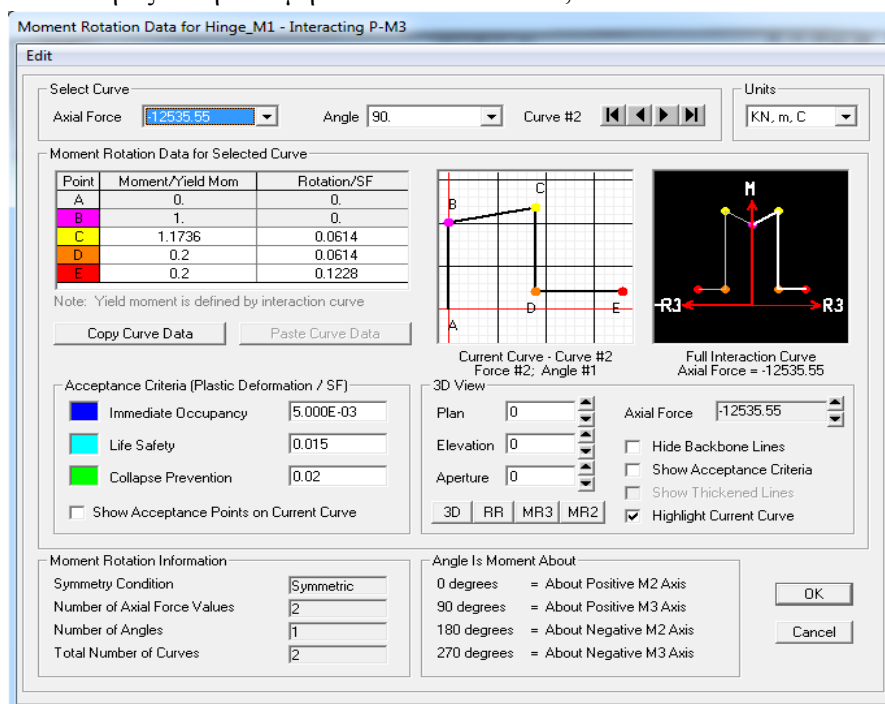


Τα δεδομένα για την μόρφωση του παραπάνω διαγράμματος είναι τα εξής :

Πίνακας 6.2 : Δεδομένα διαγράμματος ροπών - στροφών

$M_y$	36050
$M_u$	42307
$M_u/M_y$	1.17
$\theta_p$	0.06138
$\theta_{\text{κράτynσης}}$	0.12277

Το διάγραμμα επιτελεσματικότητας των κρίσιμων διατομών του μεσόβαθρου, όπως ορίζεται στο SAP2000, για θλιπτική αξονική δύναμη  $P = -12535.55\text{KN}$ , είναι το ακόλουθο :



Εικόνα 6.14 : Διάγραμμα ροπών - στροφών για θλιπτικό αξονικό φορτίο  $P=12535.55\text{KN}$ , όπως ορίζεται στο πρόγραμμα SAP2000

Προσδιορισμός διαγράμματος ροπών - στροφών της διατομής του κορμού του μεσόβαθρου για τον min συνδυασμό ( $P = -18040.35\text{KN}$ , θλίψη)

Ακολουθούμε την ίδια ακριβώς διαδικασία που προηγήθηκε για τον max συνδυασμό.

Πίνακας 6.3 : Παράμετροι για τον υπολογισμό της  $\theta_{y,KAN,EΠE}$ .

P	-18040.35
$M_3$	-24738.60
$V_2$	-4420.60
$L_s$	5.5962
$\phi_y$	0.002353
$M_y$	39268
$V_{Mu}$	7016.89
$a_v$	0
z	1.26
$\theta_y$	0.00792

Πίνακας 6.4 : Παράμετροι για τον υπολογισμό της  $\theta_{um,KAN,EΠE}$ .

$a_s$	3.7308
a	0.78
v	0.02331
$A_s$	0.05102
$\rho$	0.00304
$\omega$	0.05961
$A'_s$	0.03649
$\rho'$	0.00217
$\omega'$	0.04263
$\rho_s$	6.28E-05
$\theta_{um}$	0.05342

Άρα λαμβάνουμε  $\theta_{pl,KAN,EΠE} = \theta_{um} - \theta_y = 0.05342 - 0.00792 = 0.04550$

Πίνακας 6.5 : Παράμετροι για τον υπολογισμό της $\theta_{pl, Priestley}$	
$\phi_y$	0.002353
$\phi_u$	0.0882
$\phi_p$	0.08585
L	5.68
$f_{ye}$	550
$d_{bl}$	0.022
$L_p$	0.7206
$\theta_p$	0.06186

Άρα λαμβάνουμε  $\theta_{pl, Priestley} = L_p \phi_p = 0.7206 \cdot 0.08585 = 0.06186$

Υιοθετούμε τις τιμές του Priestley, ανατρέχουμε στον πίνακα 6-8 του κανονισμού FEMA356 και τελικά μορφώνουμε το διάγραμμα επιτελεστικότητας.

$$\frac{P}{A_g f'_c} = \frac{18040.35}{20.0132 \cdot 24367} = 0.037 \leq 0.1$$

$$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} = \frac{4420.60}{12 \cdot 1.40 \cdot \sqrt{24367}} = 1.686 \leq 3$$

Άρα, IO=immediate occupancy=άμεση χρήση=0.005

LS=life safety=ασφάλεια ζωής=0.015

CP=collapse prevention=οιονεί κατάρρευση=0.02

a=0.02

b=0.03

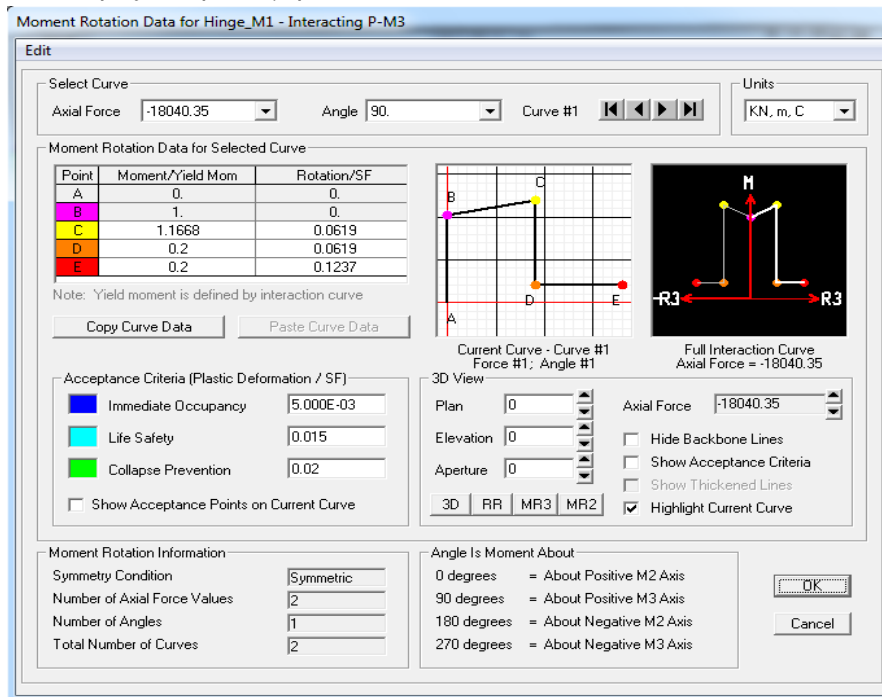
c=0.2

Τα δεδομένα για την μόρφωση του διαγράμματος ροπών - στροφών είναι τα εξής :

Πίνακας 6.6 : Δεδομένα διαγράμματος ροπών - στροφών

$M_y$	39268
$M_u$	45819
$M_u/M_y$	1.17
$\theta_p$	0.06186
$\theta_{κράτυσης}$	0.12372

Το διάγραμμα επιτελεστικότητας των κρίσιμων διατομών του μεσόβαθρου, όπως ορίζεται στο SAP200, για θλιπτική αξονική δύναμη  $P = -18040.35\text{KN}$ , είναι το ακόλουθο :

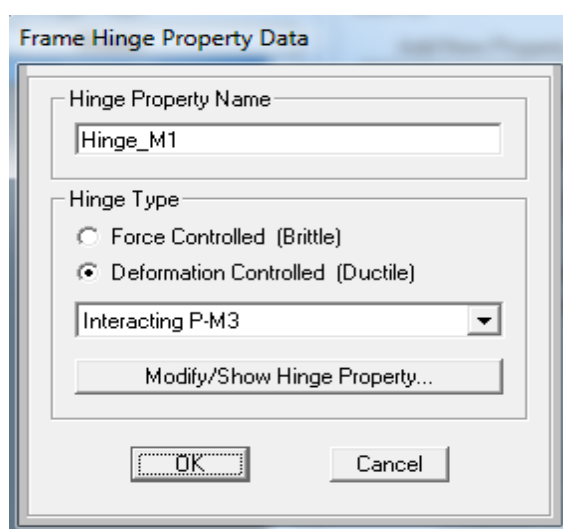


Εικόνα 6.15 : Διάγραμμα ροπών - στρωφών για θλιπτικό αξονικό φορτίο  $P=18040.35\text{KN}$ , όπως ορίζεται στο πρόγραμμα SAP2000

Προσδιορισμός καμπύλης αλληλεπίδρασης της πλαστικής άρθρωσης του μεσόβαθρου

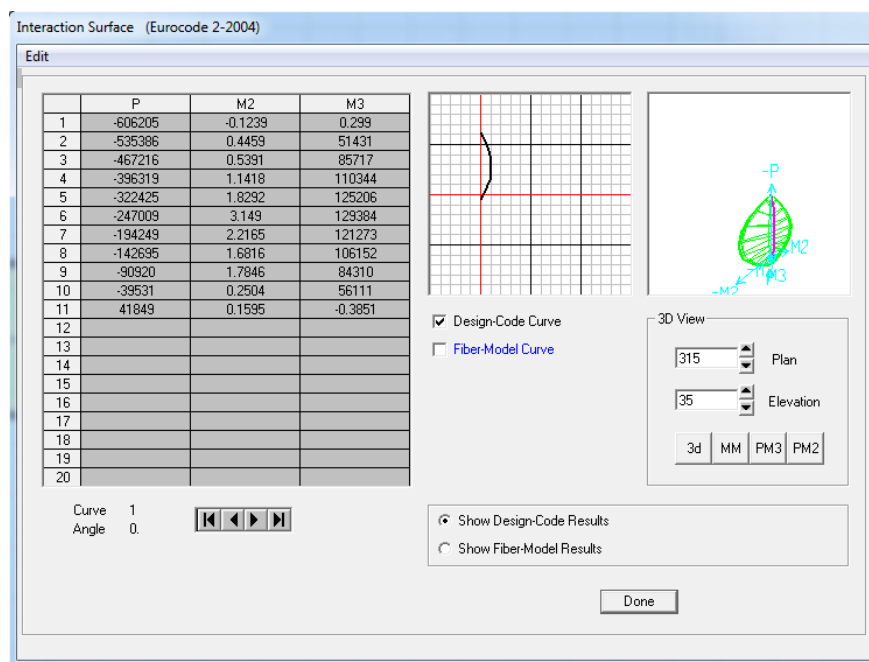
Η αξονική δύναμη που αναπτύσσεται κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης στις διατομές του μεσόβαθρου της γέφυρας, δεν παραμένει σταθερή αλλά συνεχώς μεταβάλλεται ανάλογα με το σεισμικό φορτίο. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα, οι ροπές αντοχής των διατομών στις κρίσιμες περιοχές σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων, να μεταβάλλονται συναρτήσει του αξονικού φορτίου που αναπτύσσεται κάθε στιγμή. Κρίνεται απαραίτητος ο ορισμός κατάλληλων καμπυλών αλληλεπίδρασης N-M<sub>y</sub> για το μεσόβαθρο, ώστε να είναι δυνατός ο υπολογισμός της αναπτυσσόμενης ροπής αντοχής των κρίσιμων διατομών κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Με αυτόν τον τρόπο, επιτυγχάνεται μια σαφώς πιο ρεαλιστική εκτίμηση των περιοχών σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων και γενικότερα της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής. [17]

Στην παρούσα εργασία, οι καμπύλες αλληλεπίδρασης των κρίσιμων διατομών του μεσόβαθρου στις περιοχές σχηματισμού των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων προσδιορίζονται με την βοήθεια του section designer του προγράμματος SAP2000. Επειδή μας ενδιαφέρει η μονοαξονική συμπεριφορά των πλαστικών αρθρώσεων, δηλαδή η συμπεριφορά κατά την διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας, ορίζουμε τις καμπύλες P-M<sub>yy</sub> (P-M<sub>3</sub>, κατά τους τοπικούς άξονες της διατομής του μεσόβαθρου).



Εικόνα 6.16 : Επιλογή μεγεθών αλληλεπίδρασης στο πρόγραμμα SAP2000

Με την βοήθεια του section designer και αφού επιλέξουμε να ληφθεί υπόψη η ισχύς του ευρωκώδικα 2-2004 λαμβάνουμε την διαξονική συμπεριφορά της διατομής του μεσόβαθρου του χωρικού προσομοιώματος της γέφυρας. Στην συνέχεια, επιλέγουμε εκείνη την καμπύλη αλληλεπίδρασης, κατά την οποία οι ροπές M<sub>xx</sub> (M<sub>2</sub>) σχεδόν μηδενίζονται.



Εικόνα 6.17 : Επιλογή καμπύλης αλληλεπίδρασης  $P - M_3$  ( $M_2=0$ )

Τα δεδομένα που λαμβάνουμε είναι τα εξής :

Πίνακας 6.7 : Δεδομένα καμπύλης αλληλεπίδρασης

P	$M_2$	$M_3$
-606205	-0.1239	0.299
-535386	0.4459	51431
-467216	0.5391	85717
-396319	1.1418	110344
-322425	1.8292	125206
-247009	3.149	129384
-194249	2.2165	121273
-142695	1.6816	106152
-90920	1.7846	84310
-39531	0.2504	56111
41849	0.1595	-0.3851

Αναζητούμε την μικρότερη κατά απόλυτη τιμή αξονική δύναμη και αυτή είναι η

$P = -39531KN$ . Η ροπή  $M_3$  που αντιστοιχεί σε αυτή την αξονική είναι η

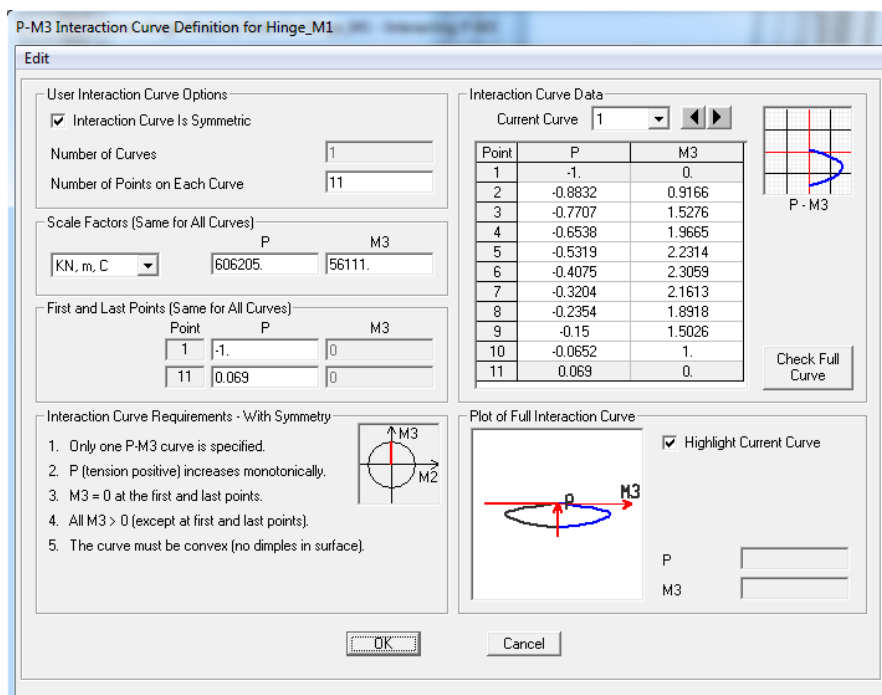
$M_3 = 56111KNm$ . Ορίζουμε τον πίνακα με τις ανηγμένες τιμές των μεγεθών, αφού θεωρήσουμε ότι

$P_c = 606205$  και  $M_{y0} = 56111$ . Έτσι, λαμβάνουμε τον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 6.8 : Ανηγμένα μεγέθη καμπύλης αλληλεπίδρασης  $P - M_3$

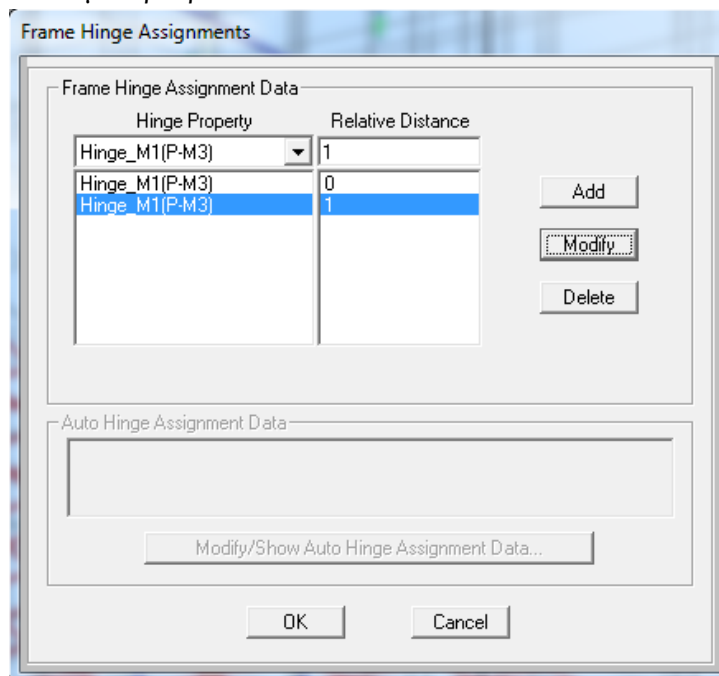
$P/P_c$	$M/M_{y0}$
-1	0
-0.883176	0.916594
-0.770723	1.527633
-0.653771	1.966531
-0.531875	2.231398
-0.407468	2.305858
-0.320435	2.161305
-0.235391	1.891822
-0.149982	1.502557
-0.065211	1
-0.06903	0

Στο πρόγραμμα SAP2000 το αρνητικό πρόσημο ορίζει την θλίψη. Η καμπύλη αλληλεπίδρασης ορίζεται στο πρόγραμμα ως εξής :



Εικόνα 6.18 : Εισαγωγή των δεδομένων του Πίνακα 4.5 στο πρόγραμμα SAP2000

Τελικά προχωρούμε στην τοποθέτηση της πλαστικής άρθρωσης Hinge\_M1(P-M3) στην κεφαλή και στον πόδα του μεσόβαθρου :



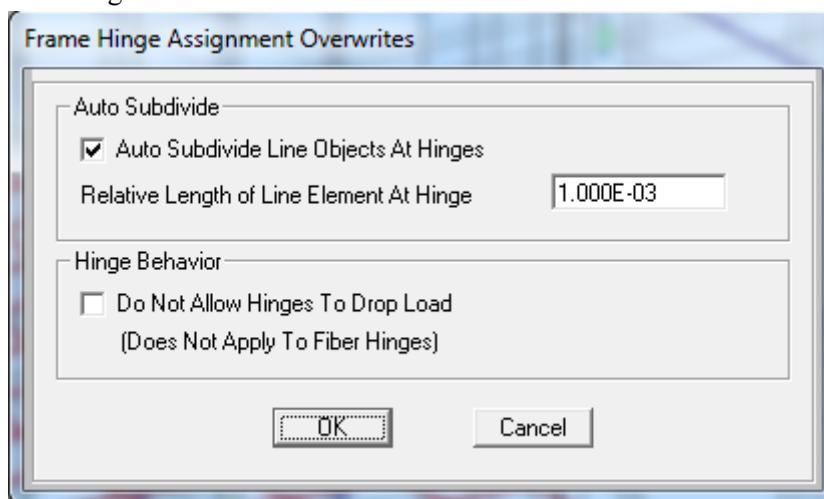
Εικόνα 6.19 : Εισαγωγή πλαστικής άρθρωσης Hinge\_M1 στον πόδα και την κεφαλή του Μεσόβαθρου

Για την βέλτιστη αριθμητική αποτύπωση της πορείας της πλαστικής άρθρωσης στο διάγραμμα ροπών-πλαστικών στροφών, ορίζεται ένα σχετικό μήκος της πλαστικής άρθρωσης, στην συγκεκριμένη περίπτωση ίσο με 0.001. Όταν χρειαζόμαστε απότομες κλίσεις στο διάγραμμα ροπών-

στροφών μπορούμε να ορίσουμε μια αντικατάσταση του γραμμικού αντικείμενου με την πλαστική στροφή (frame hinge overwrite), η οποία εναρμονίζει αυτόματα το γραμμικό αντικείμενο (frame object) γύρω από την πλαστική άρθρωση. Όταν ορίζουμε αυτή την αντικατάσταση, μπορούμε να προσδιορίσουμε ποιο κλάσμα του μήκους του γραμμικού αντικείμενου θα έπρεπε να χρησιμοποιηθεί για το στοιχείο (element) που περιέχει την πλαστική άρθρωση. Για παράδειγμα ας θεωρήσουμε ένα γραμμικό αντικείμενο το οποίο περιέχει μία πλαστική άρθρωση στην αρχή, μία στο τέλος και μία στην μέση. Εάν ενεργοποιήσουμε την επιλογή Frame Hinge Overwrite με ένα σχετικό μήκος 0.1, το αντικείμενο θα χωριστεί σε πέντε στοιχεία σχετικού μήκους 0.05, 0.4, 0.1, 0.4 και 0.05. Κάθε πλαστική άρθρωση είναι τοποθετημένη στο κέντρο κάθε στοιχείου σχετικού μήκους 0.1, αλλά επειδή δύο πλαστικές αρθρώσεις βρίσκονται στις άκρες του αντικείμενου, το μισό από τα μήκη των στοιχείων τους δεν χρησιμοποιείται. Επειδή αυτά τα στοιχεία είναι μικρότερα από το αντικείμενο, οι ελαστικές τους δυσκαμψίες είναι μικρότερες, και το πρόγραμμα θα επιτρέψει μεγαλύτερες αρνητικές δυσκαμψίες (stiffnesses) στις πλαστικές αρθρώσεις.

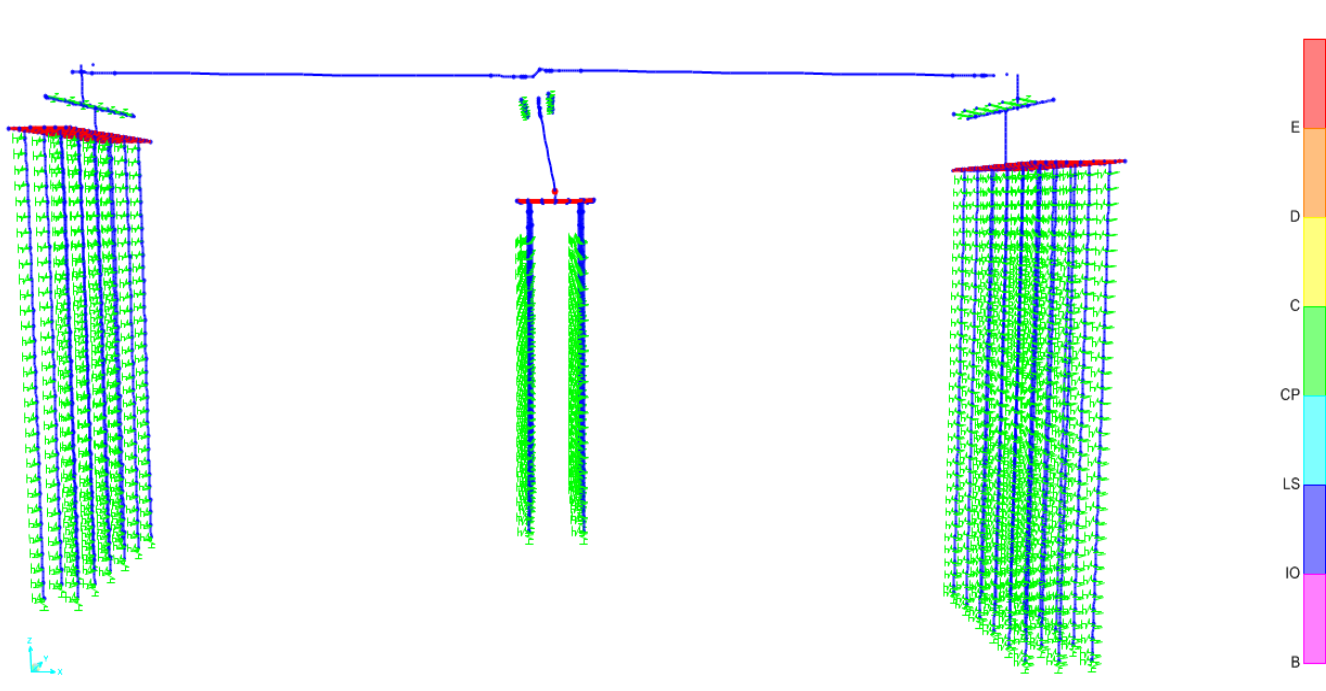
Μειώνοντας το μέγεθος του διηρημένου στοιχείου μπορούμε να αυξήσουμε την κλίση της πτώσης (drop-off) του διαγράμματος ροπών-πλαστικών στροφών, αλλά δεν μπορεί να γίνει ποτέ πιο απότομη από ότι αρχικά προσδιορίσαμε για την πλαστική άρθρωση. Ωστόσο, αυτή η πτώση στο διάγραμμα δεν είναι απαραίτητα ρεαλιστική και κυρίως μας αφορά η συμπεριφορά της πλαστικής άρθρωσης μέχρι την κατάρρευση, σημείο C. [5]

Assign → Frame → Hinge Overwrites



Εικόνα 6.20 : Εισαγωγή σχετικού μήκους πλαστικής άρθρωσης στο πρόγραμμα SAP2000

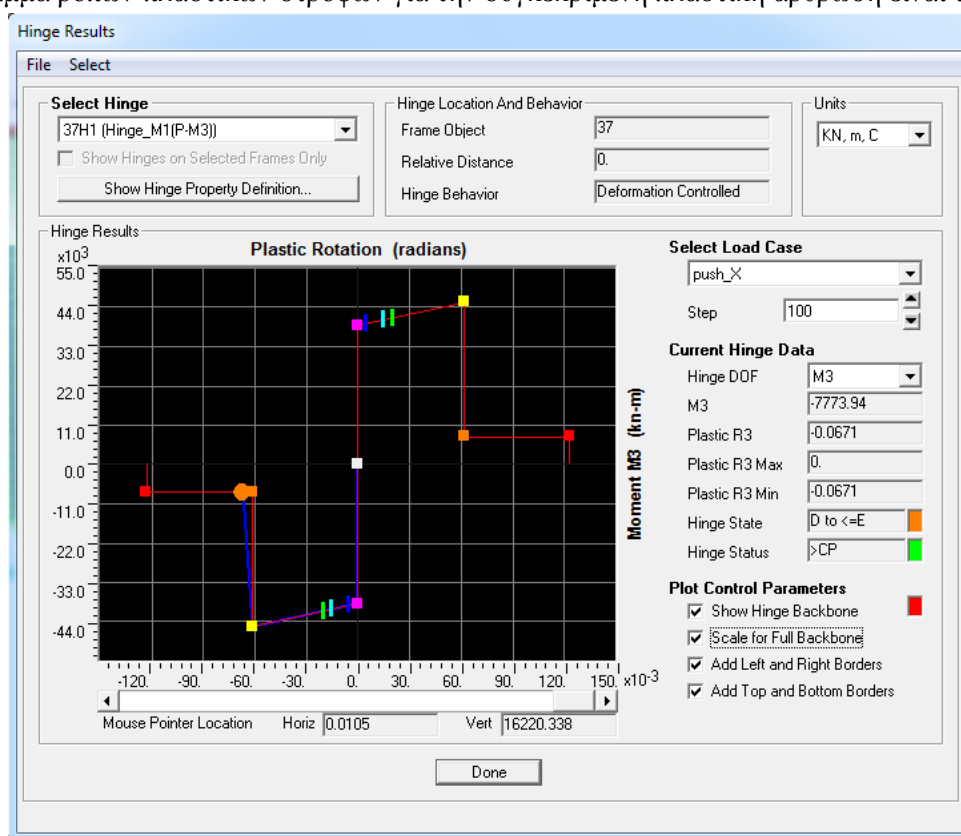
Αποτελέσματα της ανάλυσης Pushover για την διεύθυνση X.



Σχήμα 6.7 : Η παραμορφωμένη εικόνα του φορέα στο βήμα 100 ύστερα από την εκτέλεση της push\_X

Παρατηρούμε ότι πλαστική άρθρωση δημιουργείται στον πόδα του μεσόβαθρου, η οποία μάλιστα έχει ξεπεράσει το όριο στροφής για την κατάρρευση.

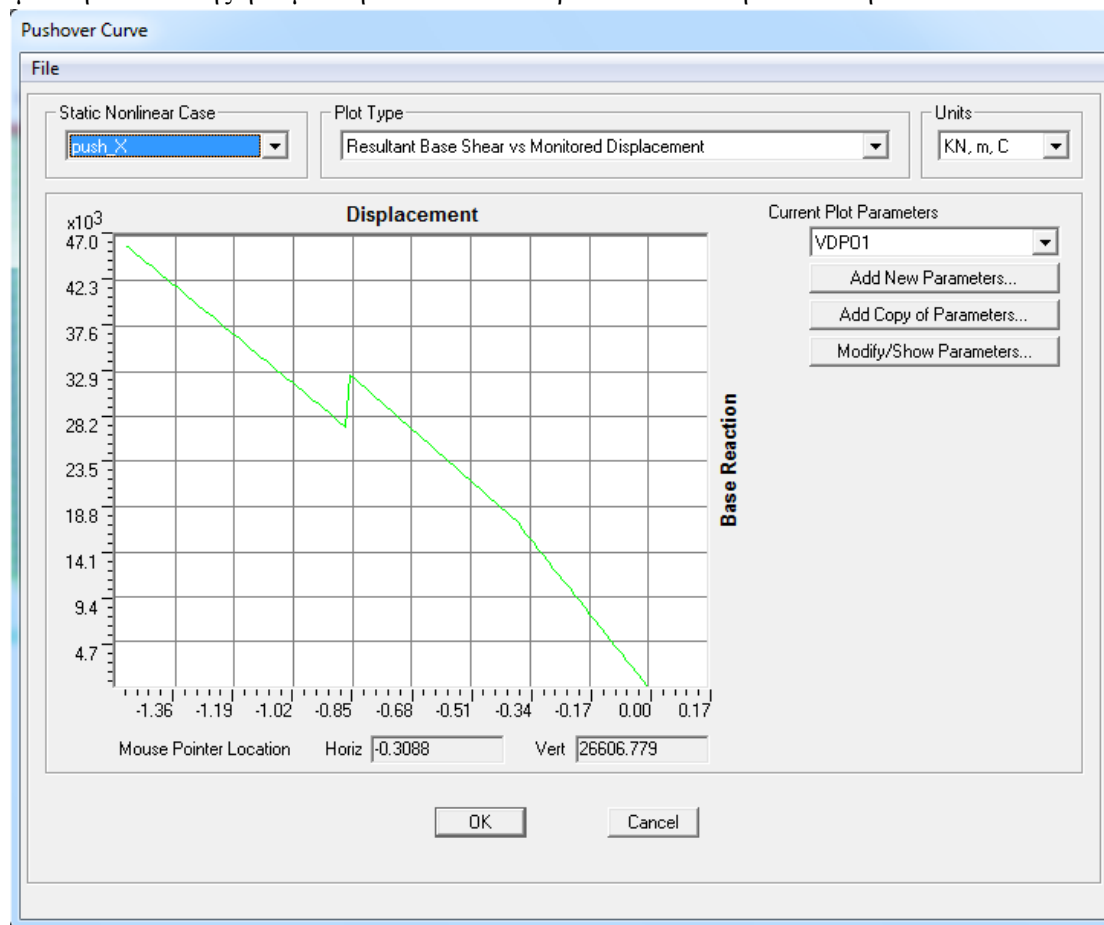
Το διάγραμμα ροπών-πλαστικών στροφών για την συγκεκριμένη πλαστική άρθρωση είναι το εξής :



Εικόνα 6.21 : Διάγραμμα ροπών - στροφών πλαστικής άρθρωσης στον πόδα του Μεσόβαθρου

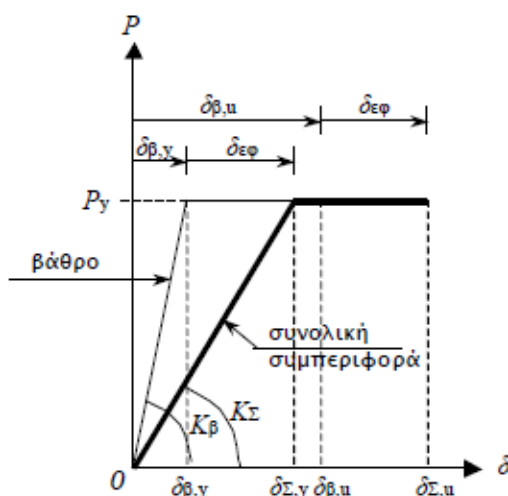


Η καμπύλη αντίστασης ή καμπύλη Pushover που προκύπτει είναι η ακόλουθη :



Εικόνα 6.22 : Καμπύλη αντίστασης της γέφυρας για την push\_X

Οι αρνητικές τιμές μετατοπίσεων είναι καθαρά αλγεβρικό αποτέλεσμα και δεν έχουν φυσική σημασία, άλλωστε τις αντιμετωπίζουμε ως θετικές. Η απότομη πτώση στην καμπύλη στο σημείο μετατόπιση  $\approx 0.85m$  και τέμνουσα βάσης  $\approx 33000KN$ , σηματοδοτεί την κατάρρευση του φορέα. Ουσιαστικά ο κορμός του μεσόβαθρου έχει διαλυθεί. Η καμπύλη συνεχίζει να είναι ανοδική μετά από αυτό το σημείο, καθώς το πρόγραμμα αντιλαμβάνεται ανάληψη τέμνουσας βάσης από τα Ακρόβαθρα, γεγονός που στην πραγματικότητα δεν υφίσταται.



Σχήμα 6.8 : Ελαστοπλαστική συμπεριφορά συστήματος βάρου – εφεδράνου

όπου,

$\delta_{\beta,y} = 0.13m$ , μετακίνηση κεφαλής βάρου την στιγμή της διαρροής

$\delta_{\Sigma,y} = 0.37m$ , μετακίνηση καταστρώματος την στιγμή της διαρροής

$\delta_{\epsilon\varphi} = 0.24m$ , σχετική μετακίνηση εφεδράνου ως προς το βάθρο

$\delta_{\beta,u} = 0.52m$ , μέγιστη μετακίνηση κεφαλής βάρου

$\delta_{\Sigma,u} = 0.85m$ , μέγιστη μετακίνηση καταστρώματος

$\delta_{\epsilon\varphi} = 0.33m$ , σχετική μετακίνηση εφεδράνου ως προς το βάθρο

Η συνήθης διαδικασία του αντισεισμικού υπολογισμού, με εφαρμογή συντελεστή συμπεριφοράς  $q>1$  για τον υπολογισμό των σεισμικών φορτίων [15], δεν μπορεί να εφαρμοστεί στην περίπτωση γεφυρών με ελαστομεταλλικά εφέδρανα. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι, ενώ έως το σημείο διαρροής (ελαστική συμπεριφορά) το μεγαλύτερο μέρος της μετακίνησης προέρχεται από την παραμόρφωση των εφεδράνων και ένα μικρό μόνο μέρος οφείλεται στην ελαστική παραμόρφωση των βάρων, μετά τη διαρροή η πρόσθετη μετακίνηση προέρχεται σχεδόν αποκλειστικά από την πλαστική παραμόρφωση των βάρων, αφού η δυσκαμψία τους μειώνεται δραστικά. Αντίθετα, τα εφέδρανα διατηρούν την αρχική τους ατένεια και εξακολουθούν να συμπεριφέρονται ελαστικά με αποτέλεσμα την αντιστροφή της σχέσης ακαμψίας βάρων – ατένειας εφεδράνων μετά τη διαρροή των βάρων.

Είναι προφανές, επομένως, ότι η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς που θα πρέπει να χρησιμοποιείται σε γέφυρες με ελαστομεταλλικά εφέδρανα είναι αρκετά μικρότερη απ' ό,τι σε γέφυρες με μονολιθική ή αρθρωτή σύνδεση φορέα-βάρων. Για “εύκαμπτα” εφέδρανα, η τιμή αυτή πλησιάζει τη μονάδα. Γι' αυτό, τόσο η Εγκύκλιος Ε39/99 [8] του Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε. περί Αντισεισμικού Σχεδιασμού των Γεφυρών όσο και ο Ευρωκώδικας 8 [15] επιβάλλουν τη χρήση τιμής  $q=1.0$  για βάρη με ελαστομεταλλικά εφέδρανα. Η εγκύκλιος Ε39/99 επιτρέπει τη χρήση τιμής  $q>1.0$ , μόνο εάν η παραμόρφωση των εφεδράνων είναι μικρή σε σύγκριση με τη συνολική παραμόρφωση, δηλαδή για μικρές τιμές του συντελεστή  $\lambda$  (πολύ σκληρά εφέδρανα). Η αντιμετώπιση αυτή της Ε39/99 και του Ευρωκώδικα είναι υπέρ της ασφαλείας, αλλά οδηγεί σε αρκετά συντηρητικό σχεδιασμό σε πολλές περιπτώσεις.

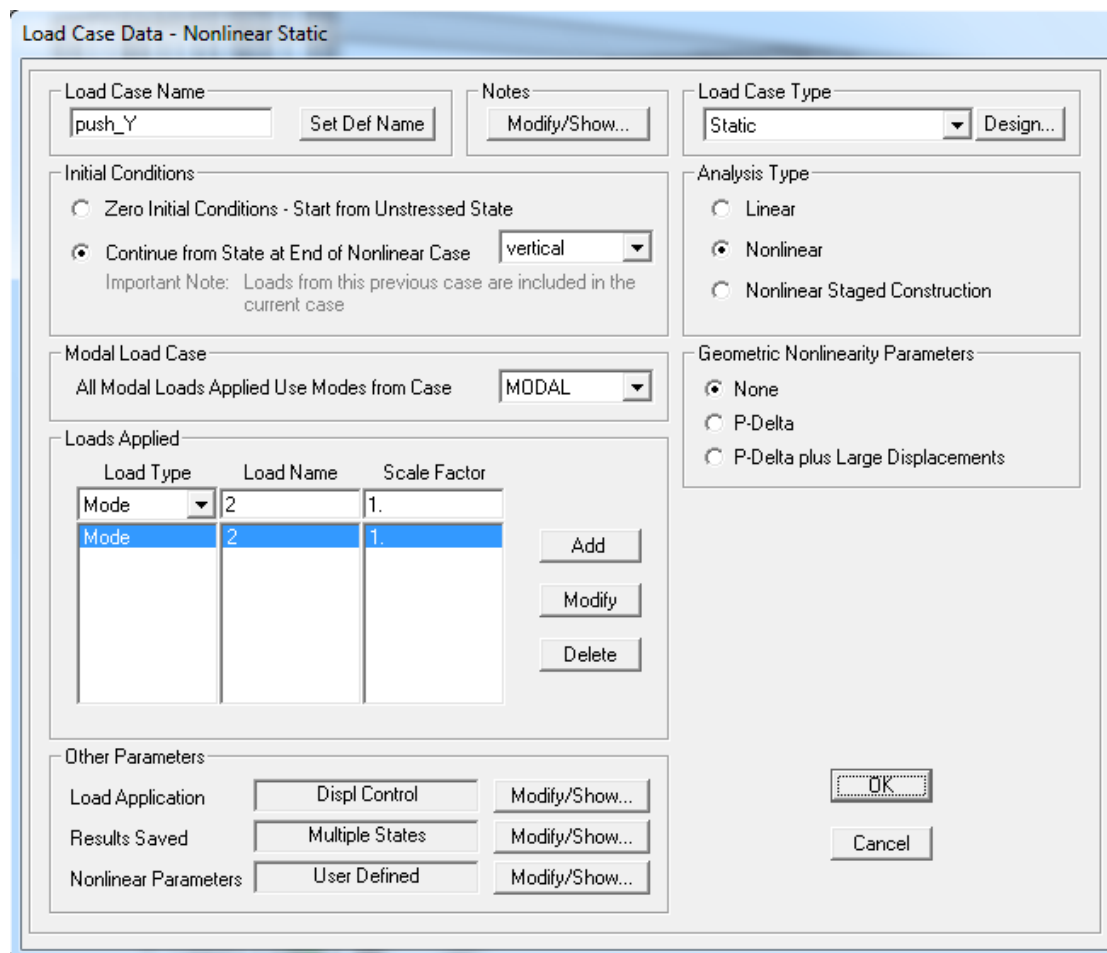
Επειδή η απαίτηση των κανονισμών για χρήση τιμής  $q=1.0$  σε γέφυρες με ελαστομεταλλικά εφέδρανα οδηγεί σε σημαντική επιβάρυνση των βάρων, αλλά και για λόγους μείωσης των μεγάλων μετακινήσεων που προκύπτουν σε τέτοιες περιπτώσεις, έχει κατά καιρούς προταθεί να τοποθετούνται σεισμικοί σύνδεσμοι (προσκρουστήρες, seismic stoppers) μεταξύ βάρων και φορέα. [20]

## 6.2.2 Εφαρμογή της ανάλυσης pushover κατά την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας, διεύθυνση Y.

Τελείως αντίστοιχα με την διαμήκη διεύθυνση προχωρούμε στον ορισμό της pushover για την εγκάρσια διεύθυνση.

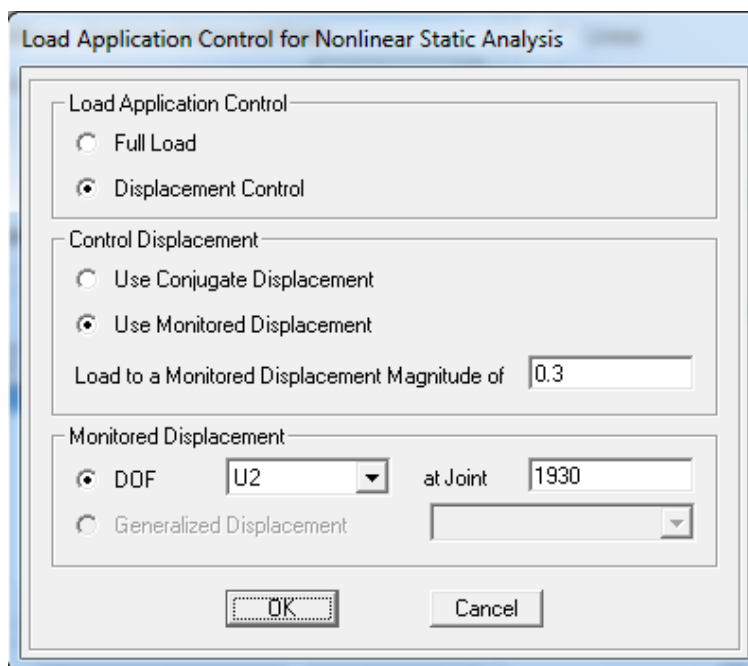
Η στατική μη-γραμμική κατακόρυφη περίπτωση φόρτισης, vertical, παραμένει ακριβώς η ίδια.

Ορίζουμε την στατική μη-γραμμική περίπτωση φόρτισης push\_Y. Η κατανομή των φορτίων θα γίνει σύμφωνα με το σχήμα της 2<sup>ης</sup> ιδιομορφής, η οποία είναι η δεσπόζουσα για την διαμήκη διεύθυνση.



Εικόνα 6.23 : Ορισμός της στατικής μη γραμμικής φόρτισης push\_Y για την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας στο πρόγραμμα SAP2000

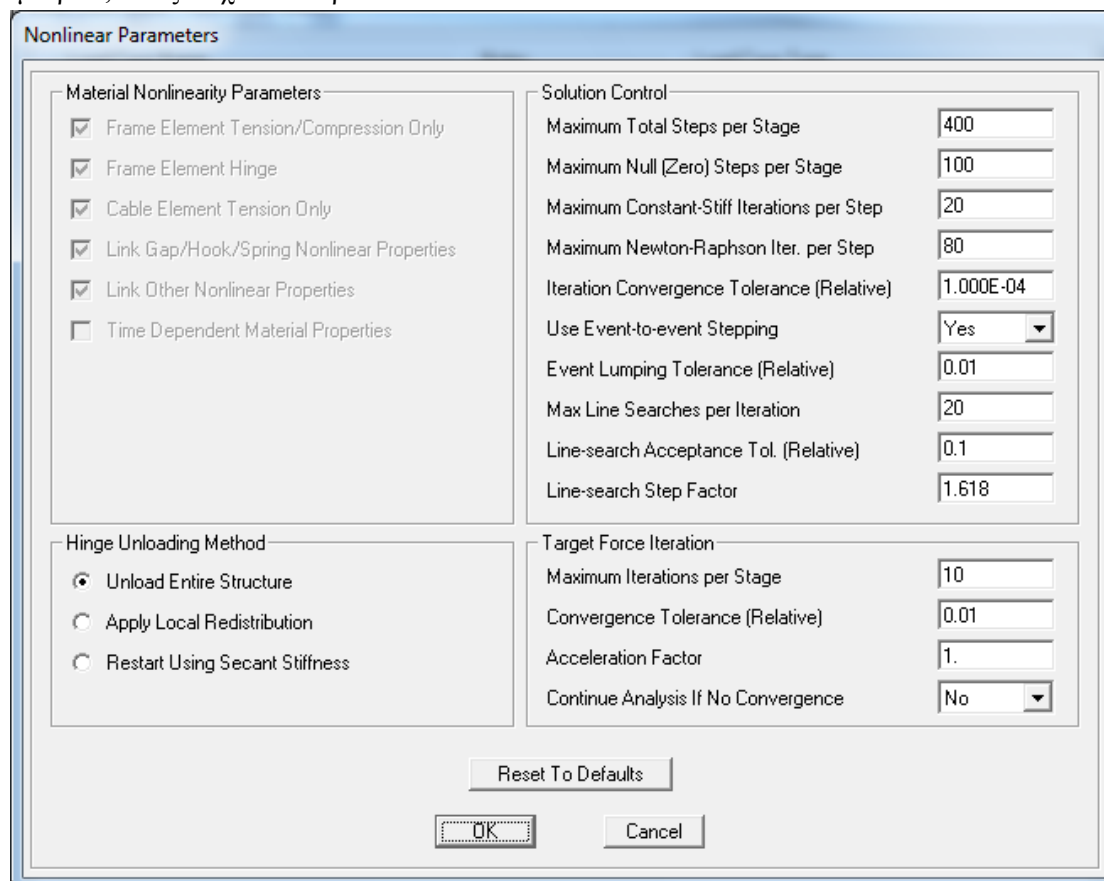
Επιλέγουμε μετακίνηση, κατά την διεύθυνση Y, (βαθμός ελευθερίας U2, για το τοπικό σύστημα αξόνων κόμβου) κέντρου μάζας καταστρώματος ίση με 0.3m και την εφαρμόζουμε στον κόμβο 1930.



Εικόνα 6.24 : Εισαγωγή εγκάρσιας μετακίνησης κέντρου μάζας καταστρώματος στο πρόγραμμα SAP2000

Επιλέγουμε και πάλι την αποθήκευση των αποτελεσμάτων σε πολλαπλά βήματα, με μέγιστο και ελάχιστο αριθμό βημάτων ορισμένο στα 100.

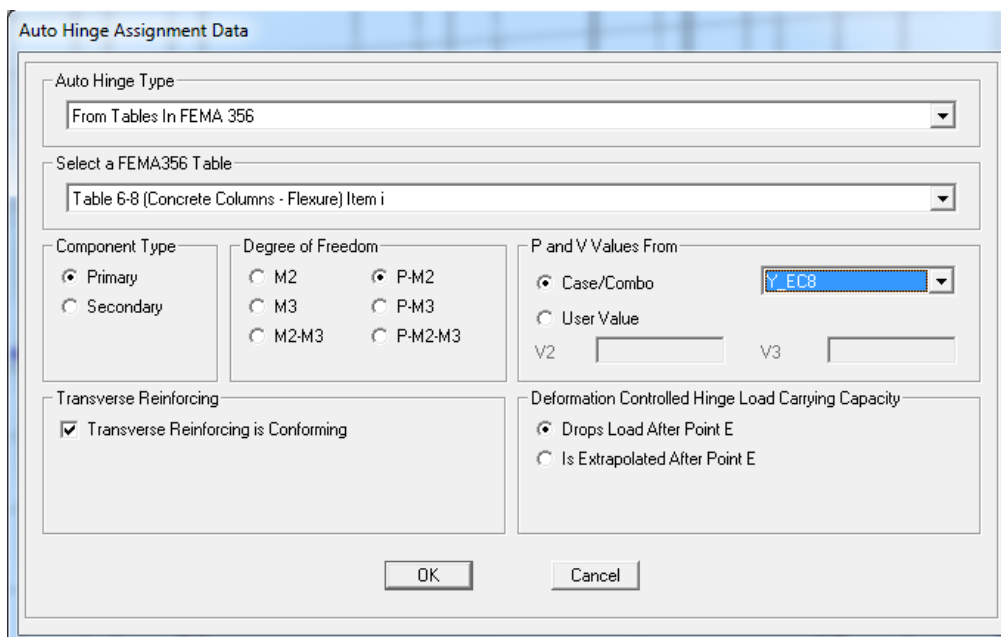
Εξαιτίας κάποιων αριθμητικών ασταθειών έγινε μια επέμβαση στις τιμές των μη-γραμμικών παραμέτρων, όπως δείχνεται παρακάτω :



Εικόνα 6.25 : Μη γραμμικές παράμετροι ανάλυσης push\_Y

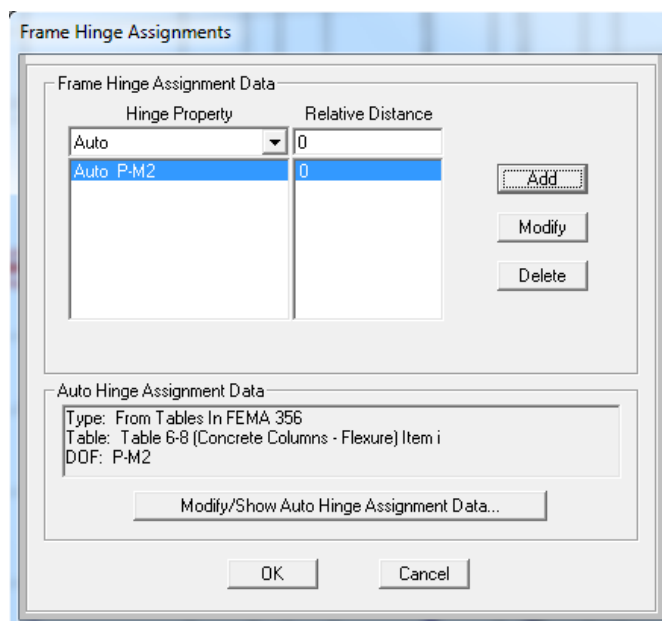
Ορισμός πλαστικών αρθρώσεων των κρίσιμων διατομών.

Για τις διατομές των πασσάλων των δύο ακρόβαθρων και του μεσόβαθρου επιλέγουμε τις αυτόματες πλαστικές αρθρώσεις, τις οποίες μας παρέχει το πρόγραμμα. Χρησιμοποιούνται οι πίνακες FEMA356 για κολώνες από σκυρόδεμα. Για την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας μας ενδιαφέρουν η αξονική δύναμη  $P$  και η ροπή  $M_{X-X} = M_2$ . Οι δύο αυτές δράσεις οφείλονται στην παρουσία του διαμήκους σεισμού, ο οποίος προηγουμένως(κεφάλαιο ?) έχει οριστεί ως Y\_EC8. Αναλυτικά ο ορισμός των συγκεκριμένων πλαστικών αρθρώσεων στο πρόγραμμα φαίνεται ακολούθως :



Εικόνα 6.26 : Ορισμός αυτόματων πλαστικών αρθρώσεων πασσάλων για την εγκάρσια ανάλυση Pushover στο πρόγραμμα SAP2000

Οι συγκεκριμένες πλαστικές αρθρώσεις τοποθετούνται στην αρχή κάθε μήκους διακριτοποίησης των πασσάλων :



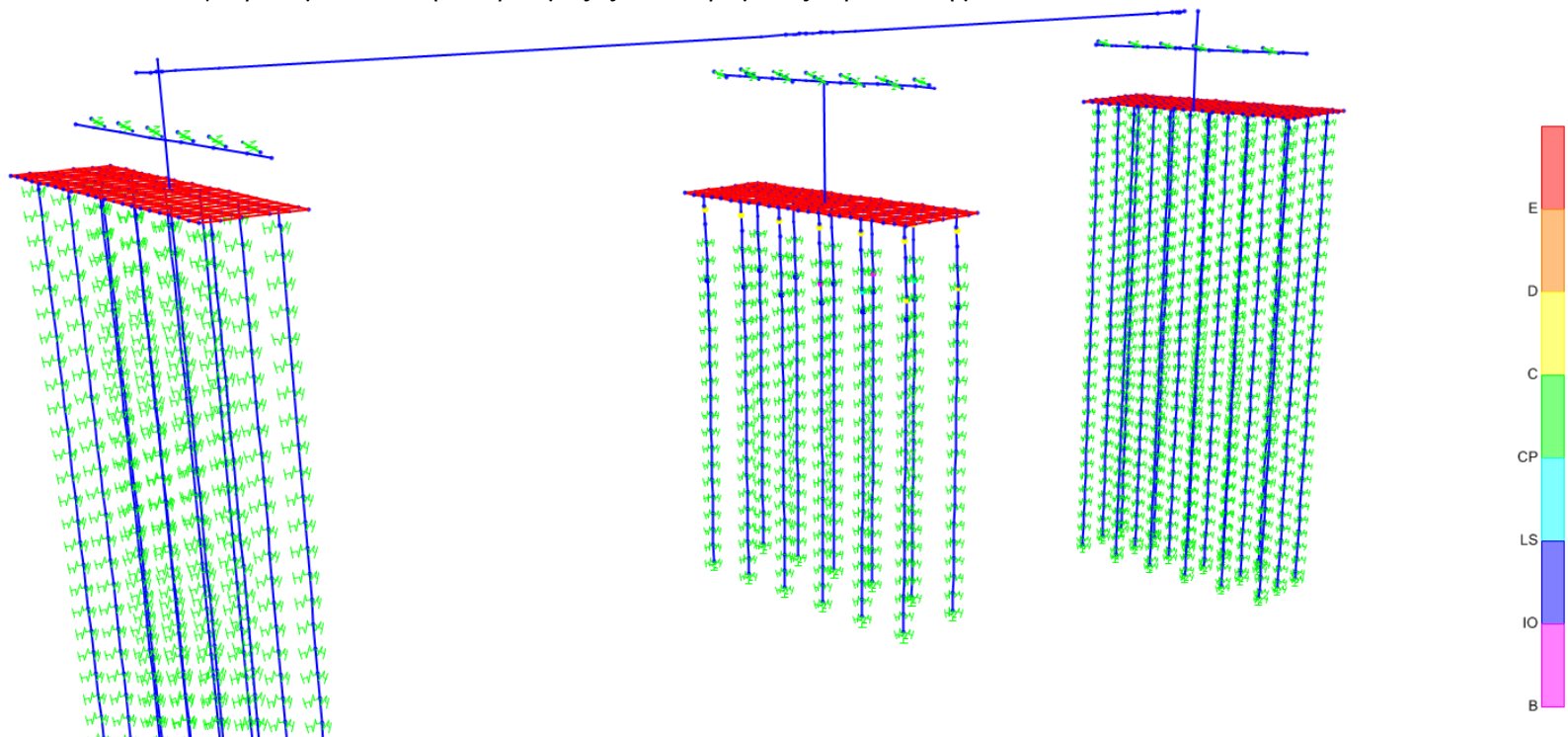
Εικόνα 6.27 : Εισαγωγή της πλαστικής άρθρωσης στην αρχή κάθε μήκους διακριτοποίησης του πασσάλου

Επίσης ενεργοποιούμε την επιλογή **Hinge Overwrite** και ορίζουμε σχετικό μήκος πλαστικής άρθρωσης 0.001.

Για την διατομή του μεσόβαθρου δεν χρειάζεται να ορίσουμε πλαστική άρθρωση. Η ροπή αδράνειας του τοιχοειδούς μεσόβαθρου για την εγκάρσια διεύθυνση είναι πολύ μεγάλη,  $I_{22} = 297.4739m^4$ , για να περιμένουμε την ανάπτυξη πλαστικής στρωφής. Έτσι, θεωρούμε ότι το μεσόβαθρο κατά την εγκάρσια διεύθυνση συμπεριφέρεται ελαστικά.

#### Αποτελέσματα της ανάλυσης Pushover για την διεύθυνση Y.

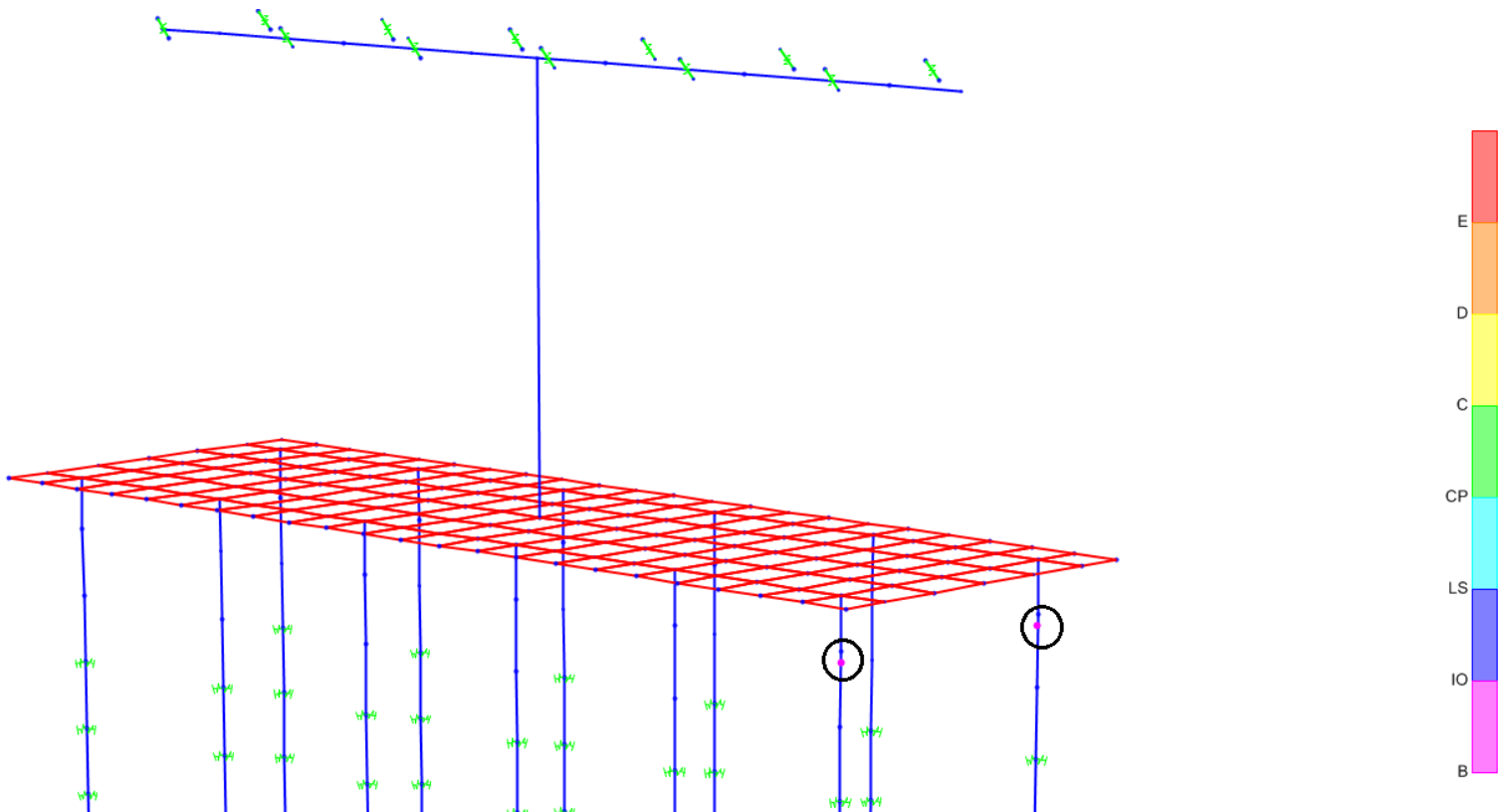
Η παραμορφωμένη εικόνα του φορέα στο βήμα 95 ύστερα από την εκτέλεση της *push\_Y*, για εγκάρσια μετατόπιση κέντρου μάζας καταστρώματος περίπου ίση με 1.30m :



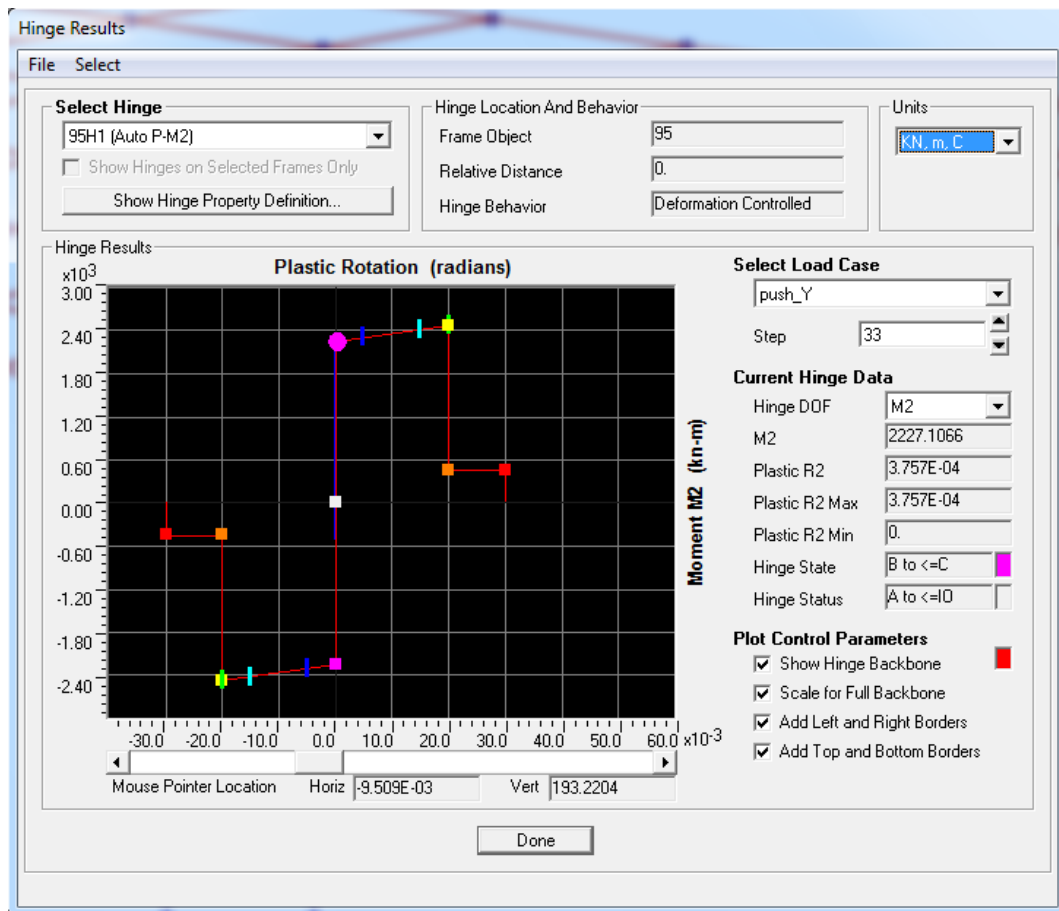
Σχήμα 6.9 : Η παραμορφωμένη εικόνα του φορέα στο βήμα 100 ύστερα από την εκτέλεση της *push\_X*

Οι αστοχίες εντοπίζονται στους πασσάλους του μεσόβαθρου και συγκεκριμένα στην σύνδεσή τους με τον κεφαλόδεσμο και σε βάθος 3.5 και 4.5 m από την επιφάνεια του εδάφους, η οποία ορίζεται στην κορυφή του κεφαλόδεσμου του μεσόβαθρου.

Η 1<sup>η</sup> διαρροή σε στρωφή της διατομής των πασσάλων εντοπίζεται στην σύνδεση των πασσάλων με τον κεφαλόδεσμο κατά το βήμα 33 της ανάλυσης για μετατόπιση κέντρου μάζας καταστρώματος περίπου ίση με 0.61m, στα συγκεκριμένα σημεία που φαίνονται ακριβώς στην επόμενη εικόνα :

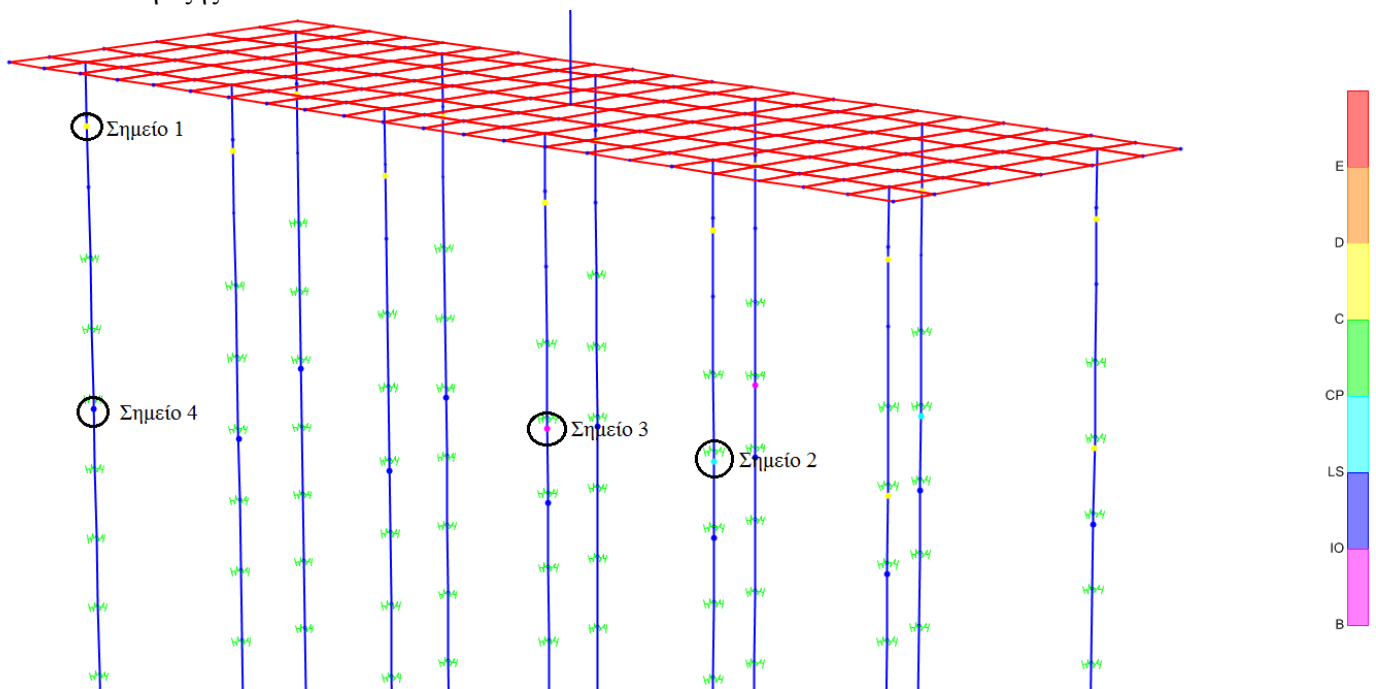


Σχήμα 6.10 : Οι δύο πρώτες πλαστικές αρθρώσεις που δημιουργούνται



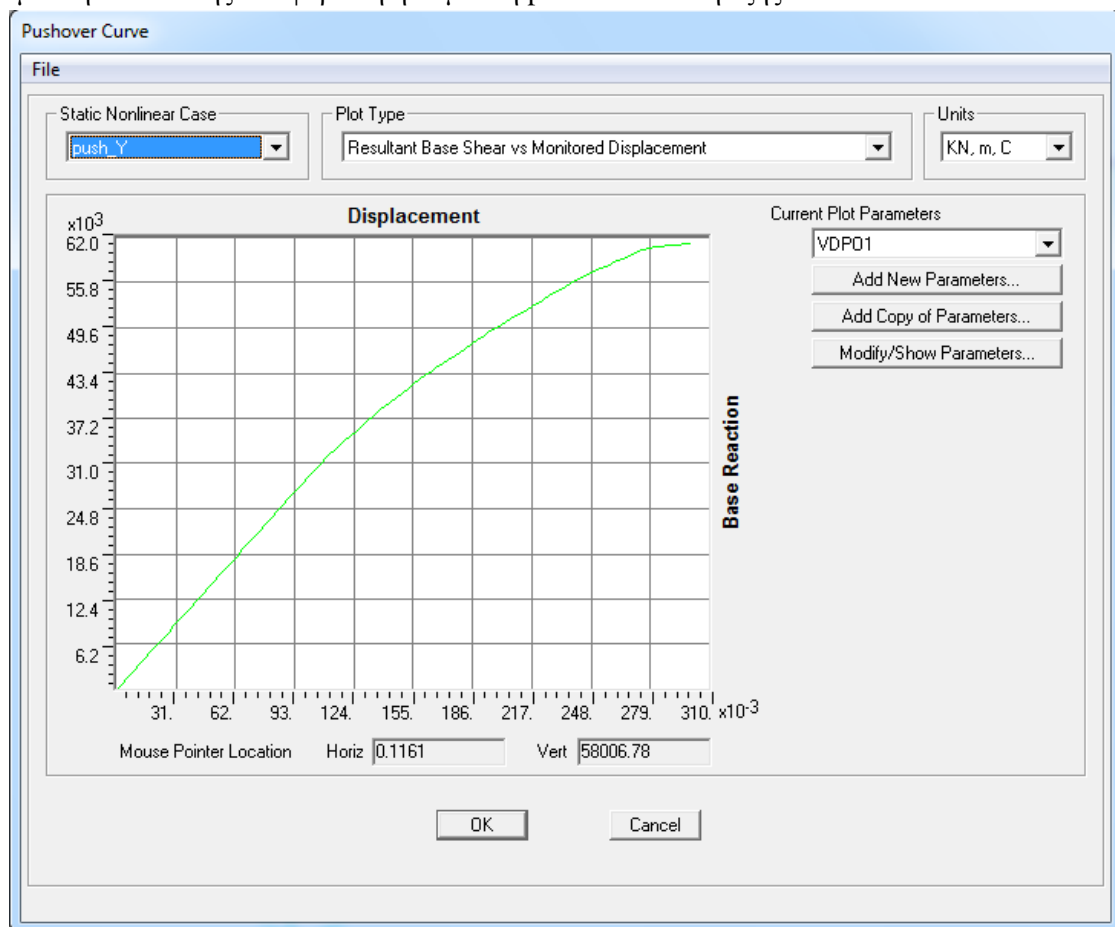
Εικόνα 6.28 : Διάγραμμα ρομών - στρωφών για τις δύο πρώτες πλαστικές αρθρώσεις

Η πιο αναλυτική εικόνα των πλαστικών αρθρώσεων κατά το τελευταίο βήμα της ανάλυσης, βήμα 95, είναι η εξής :



Σχήμα 6.11 : Σύνολο πλαστικών αρθρώσεων στο τελευταίο βήμα (95) της ανάλυσης push\_Y

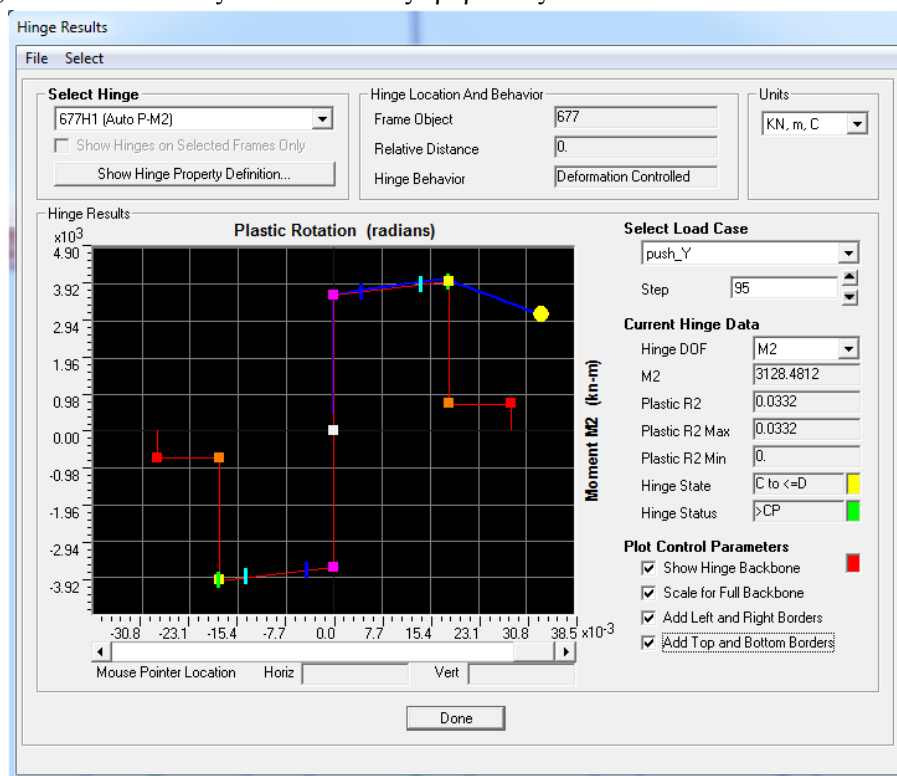
Η καμπύλη αντίστασης του φορέα ή η καμπύλη pushover είναι η εξής :



Εικόνα 6.29 : Καμπύλη αντίστασης της γέφυρας για την push\_X

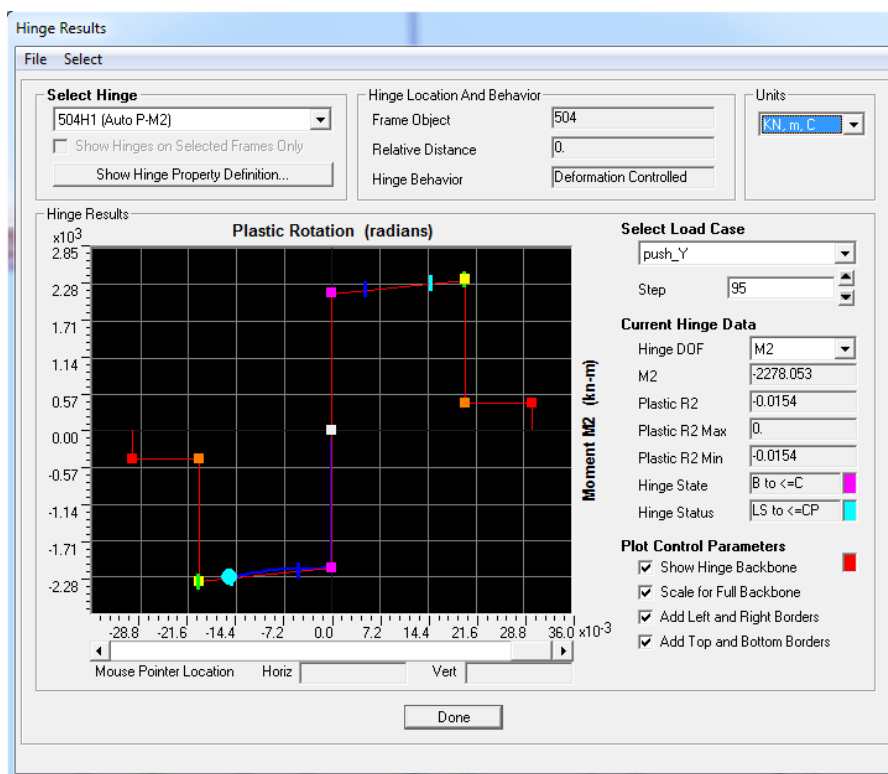


Επίσης δίνονται τα διαγράμματα ροπών-πλαστικών στροφών για κάθε βάθος των πασσάλων του μεσόβαθρου, στο οποίο εντοπίζονται πλαστικές αρθρώσεις :



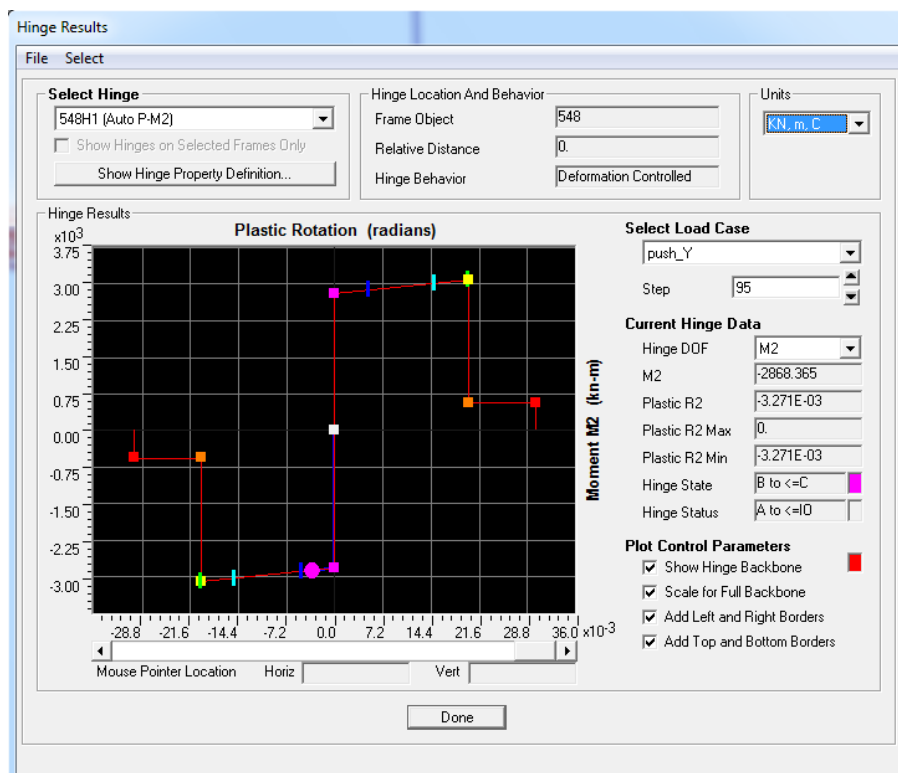
Εικόνα 6.30 : Διάγραμμα ροπών - στροφών για την πλαστική άρθρωση στο σημείο 1

**Σημείο 1** :Σύνδεση πασσάλων με τον κεφαλόδεσμο, βάθος 1.5m. Η διατομή του πασσάλου έχει ξεπεράσει την στάθμη επιτελεστικότητας οιονεί κατάρρευση. Ο καθοδικός κλάδος του διαγράμματος θα μπορούσε να έχει παραληφθεί, αφού μας αφορά η σύμπτωση της πορείας της πλαστικής άρθρωσης (μπλε γραμμή) με το διάγραμμα ροπών-πλαστικών στροφών μέχρι την στροφή  $\theta_{um}$  (κίτρινο σημείο).



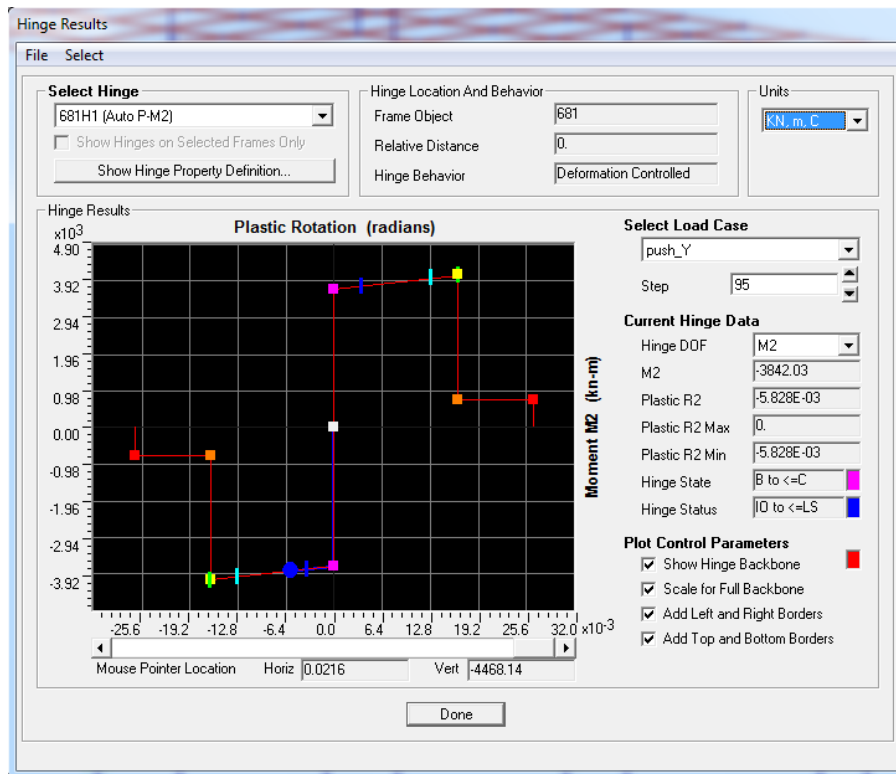
Εικόνα 6.31 : Διάγραμμα ροπών - στρωφών για την παλστική άρθρωση στο σημείο 2

**Σημείο 2** : Βάθος 4.5m. η διατομή του πασσάλου έχει ξεπεράσει την στάθμη επιτελεστικότητας ασφάλεια ζωής.



Εικόνα 6.32 : Διάγραμμα ροπών - στρωφών για την παλστική άρθρωση στο σημείο 3

**Σημείο 3** : Βάθος 4.5m. η διατομή του πασσάλου έχει διαρρεύσει και βρίσκεται πριν την στάθμη επιτελεστικότητας άμεση χρήση.



Εικόνα 6.33 : Διάγραμμα ροτών - στρωφών για την παλστική άρθρωση στο σημείο 4

**Σημείο 4 :** Βάθος 5.5m. η διατομή του πασσάλου έχει ξεπεράσει την στάθμη επιτελεστικότητας άμεση χρήση.

## 6.3 Σεισμική απαίτηση για τον φορέα

### 6.3.1 Μέθοδος ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (equivalent SDOF-single-degree-of-freedom)

Το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα εξαρτάται από την κατανομή των φορτίων καθ' ύψος που λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό της καμπύλης ικανότητας. Για την κατανομή των φορτίων μπορεί να χρησιμοποιηθεί τριγωνική κατανομή, ομοιόμορφη κατανομή, κατανομή σύμφωνα με την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή ή περισσότερο πολύπλοκοι συνδυασμοί με την συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών.

#### Κατανομή των φορτίων σύμφωνα με την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή

Γενικά, μπορούμε να θεωρήσουμε ότι η κατανομή των φορτίων καθ' ύψος γίνεται σύμφωνα με την εξίσωση:

$$F_j = V \frac{m_j \cdot \varphi_j}{\sum_j m_j \cdot \varphi_j} \quad (6.14)$$

όπου,  $V = \sum F_i$  είναι η τέμνουσα βάσης. Οι συντελεστές  $\varphi_i$  δηλώνουν την κατανομή των μετακινήσεων καθ' ύψος και συνήθως λαμβάνονται ίσοι με τις αντίστοιχες τιμές τις 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής. Σημειώνεται όμως, ότι αντί της 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε άλλη κατανομή μετακινήσεων, αντιπροσωπευτική της αναμενόμενης παραμόρφωσης της κατασκευής. Συνήθως οι τιμές των  $\varphi_i$  ικανοποιούνται έτσι ώστε η τιμή στην κορυφή να ισούται με μονάδα:  $\varphi_{roof} = 1$ .

Εάν η κατανομή των φορτίων γίνεται σύμφωνα με την Εξ. (6.14) και  $\varphi_{top} = 1$ , η αντιστοιχία μεταξύ του πολυβάθμιου συστήματος και του αντίστοιχου μονοβάθμιου για όλα τα μεγέθη (δυνάμεις, μετακινήσεις, ενέργεια κτλ) γίνεται με την σχέση:

$$Q = \Gamma \cdot Q^* \quad (6.15)$$

όπου,

$Q^*$  = μέγεθος στο αντίστοιχο μονοβάθμιο σύστημα (π.χ. δύναμη  $F^*$ , μετακίνηση  $\delta^*$ )

$Q$  = αντίστοιχο μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα (π.χ. τέμνουσα βάσης  $V$ , μετακίνηση  $\Delta$ )

$\Gamma$  = συντελεστής συμμετοχής που δίνεται από την σχέση:

$$\Gamma = \frac{\sum m_j \cdot \varphi_j}{\sum m_j \cdot \varphi_j^2} \quad (6.16)$$

Ο αριθμητής της Εξ. (6.16) ισούται με την μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, δηλαδή:

$$m^* = \sum m_j \cdot \varphi_j \quad (6.17)$$

Σημειώνεται ότι, εφόσον τόσο οι δυνάμεις όσο και οι μετακινήσεις ακολουθούν τον ίδιο κανόνα μετασχηματισμού [Εξ. (6.15)] η δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με αυτή του πολυβάθμιου. Η ιδιοπερίοδος όμως του ισοδύναμου μονοβάθμιου δεν ισούται με την 1<sup>η</sup> ιδιοπερίοδο του πολυβάθμιου, ακόμα και αν οι συντελεστές  $\varphi_i$  ισούνται με τις αντίστοιχες τιμές του 1<sup>ου</sup> ιδιοδιανύσματος. [21]

### Ενεργός ιδιομορφική μάζα [22]

Η τέμνουσα βάσης της  $n$ -οστής ιδιομορφής προκύπτει από την εξίσωση:

$$V_{bn}(t) = M_n^* \cdot A_{yn}(t) \quad (6.18)$$

όπου,  $A_{yn}(t)$  = επιτάχυνση διαρροής για την  $n$ -οστή ιδιομορφή

Σε αντίθεση με την Εξ. (6.18), η τέμνουσα βάσης σε ένα σύστημα με συγκεντρωμένη μάζα  $m$  δίνεται από την εξίσωση:

$$V_{b0} = m \cdot A \quad (6.19)$$

Ορίζοντας τις ιδιοσυχνότητες αυτού του συστήματος ως  $\omega_n$  και τον λόγο απόσβεσής του ως  $\zeta_n$  – οι ίδιες ιδιότητες ταλάντωσης με την  $n$ -οστή ιδιομορφή του πολυβάθμιου συστήματος – η Εξ. (6.19) γίνεται:

$$V_b(t) = m \cdot A_{yn}(t) \quad (6.20)$$

Συγκρίνοντας τις Εξ. (6.18) και (6.20) φαίνεται ότι εάν η μάζα αυτού του μονοβάθμιου συστήματος ήταν  $M_n^*$ , η τέμνουσα βάσης του θα ήταν ίση με την  $V_{bn}$ , την τέμνουσα βάσης της  $n$ -οστής ιδιομορφής ενός πολυβάθμιου συστήματος με την μάζα του κατανεμημένη στα διάφορα επίπεδα της κατασκευής. Επομένως, η  $M_n^*$  αποκαλείται ενεργός ιδιομορφική μάζα τέμνουσας βάσης ή, για συντομία τέμνουσα βάσης.

Η Εξ. (6.20) συνεπάγεται ότι η ολική μάζα  $m$  ενός συστήματος με μία μάζα είναι ενεργή στο να παράγει την τέμνουσα βάσης. Αυτό συμβαίνει επειδή η μάζα και συνεπώς και το ισοδύναμο στατικό φορτίο συγκεντρώνονται σε ένα σημείο. Σε αντίθεση, μόνο το τμήμα  $M_n^*$  της μάζας ενός πολυβάθμιου συστήματος είναι ενεργό στο να παράγει την τέμνουσα βάσης της  $n$ -οστής ιδιομορφής επειδή η μάζα της κατασκευής είναι κατανεμημένη στα διάφορα επίπεδα της κατασκευής και τα ισοδύναμα στατικά φορτία ποικίλουν καθ' ύψος ανάλογα με το γινόμενο  $m_j \cdot \varphi_{jn}$ . Όπως υποπευδόμεστε εκ διαισθήσεως, το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών για όλες τις ιδιομορφές είναι ίσο με την ολική μάζα της κατασκευής:

$$\sum_{n=1}^N M_n^* = \sum_{j=1}^N m_j \quad (6.21)$$

### Υπολογισμός επιτάχυνσης διαρροής

Ορίζουμε τα μεγέθη:

$$L_n = \varphi_n^T \cdot \mathbf{m} \cdot \mathbf{1} \quad (6.22)$$

$$M_n = \varphi_n^T \cdot \mathbf{m} \cdot \varphi_n \quad (6.23)$$

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} = \frac{\sum m_j \cdot \varphi_{j(n)}}{\sum m_j \cdot \varphi_{j(n)}^2} \quad (6.24)$$

Από την Εξ. (6.18) παίρνουμε:

$$A_{yn} = \frac{V_{bn}}{M_n^*} \quad (6.25)$$

### Συντελεστές συμμετοχής (participating factors) [5]

Οι ιδιομορφικοί συντελεστές συμμετοχής (modal participating factors) είναι τα γινόμενα των τριών φορτίων επιτάχυνσης (acceleration loads) με το σχήμα των ιδιομορφών. Οι συντελεστές συμμετοχής (participating factors) για την ιδιομορφή  $n$ , που αντιστοιχούν στα φορτία επιτάχυνσης (acceleration loads) των καθολικών διευθύνσεων X, Y, Z δίνονται από τις εξισώσεις:

$$f_{Xn} = \varphi_n^T \cdot \mathbf{m}_X \quad (6.26)$$

$$f_{Yn} = \varphi_n^T \cdot \mathbf{m}_Y \quad (6.27)$$

$$f_{Zn} = \varphi_n^T \cdot \mathbf{m}_Z \quad (6.28)$$

όπου,  $\varphi_n$  είναι το σχήμα της ιδιομορφής  $n$  (modal shape) και τα  $\mathbf{m}_X$ ,  $\mathbf{m}_Y$ ,  $\mathbf{m}_Z$  είναι τα μοναδιαία φορτία επιτάχυνσης (unit acceleration loads).

Αυτές οι τιμές λέγονται συντελεστές επειδή σχετίζονται με το σχήμα ιδιομορφής (modal shape) και μία μοναδιαία επιτάχυνση. Τα σχήματα ιδιομορφών (modal shapes) έχουν κανονικοποιηθεί, ή κλιμακωθεί, σύμφωνα με το μητρώο μάζας έτσι ώστε:

$$\varphi_n^T \cdot \mathbf{M} \cdot \varphi_n = 1 \quad (6.29)$$

Τα πραγματικά μεγέθη των συντελεστών συμμετοχής (participating factors) δεν είναι σημαντικά. Αυτό που είναι σημαντικό είναι οι σχετικές τιμές των τριών συντελεστών για μία δοσμένη ιδιομορφή.

### Συντελεστές συμμετοχής μάζας (participating mass ratios) [5]

Στο πρόγραμμα SAP200 ο συντελεστής συμμετοχής μάζας (participating mass ratio) για μια ιδιομορφή παρέχει ένα μέγεθος για το πόσο σημαντική είναι αυτή η ιδιομορφή για τον υπολογισμό της απόκρισης από την δράση των φορτίων επιτάχυνσης (acceleration loads) σε κάθε μία από τις 3 διευθύνσεις του καθολικού συστήματος. Έτσι, είναι χρήσιμο να ορίζεται η ακρίβεια της δυναμικής φασματικής μεθόδου (response spectrum analysis) και της σεισμικής χρονο-ιστορίας (seismic time-history analysis). Ο συντελεστής συμμετοχής μάζας (participating mass ratio) παρέχει πληροφορίες για την ακρίβεια της ανάλυσης με την χρήση χρονο-ιστοριών που υπόκεινται σε άλλα φορτία.

Οι συντελεστές συμμετοχής μάζας (participating mass ratios) για την  $n$ -οστή ιδιομορφή, που αντιστοιχούν σε φορτία επιτάχυνσης (acceleration loads) σε κάθε μία από τις διευθύνσεις X, Y, Z του καθολικού συστήματος αξόνων (Global system) δίνονται από τις εξής εξισώσεις:

$$r_{Xn} = \frac{(f_{Xn})^2}{M_X} \quad (6.30)$$

$$r_{Yn} = \frac{(f_{Yn})^2}{M_Y} \quad (6.31)$$

$$r_{Zn} = \frac{(f_{Zn})^2}{M_Z} \quad (6.32)$$

όπου,  $f_{Xn}$ ,  $f_{Yn}$ ,  $f_{Zn}$  είναι οι συντελεστές συμμετοχής (participating factors) και  $M_X$ ,  $M_Y$ ,  $M_Z$  είναι οι συνολικές ελεύθερες μάζες (total unrestrained masses) που δρουν στις X, Y, Z διευθύνσεις. Οι συντελεστές συμμετοχής μάζας (participating mass ratios) είναι εκφρασμένοι επί τοις εκατό.

Από τις Εξ. (6.24) και (6.29) έχουμε :

$$\Gamma_{Xn} = \frac{L_{Xn}}{M_{Xn}} = \frac{\varphi_n^T \cdot \mathbf{m}_X \cdot \mathbf{1}}{\varphi_n^T \cdot \mathbf{M}_X \cdot \varphi_n} = \frac{\sum m_j \cdot \varphi_{j(n)}}{\sum m_j \cdot \varphi_{j(n)}^2} = \sum m_j \cdot \varphi_{j(n)} \quad (6.33)$$

και θεωρούμε ότι :

$$M_{Xn}^* = \Gamma_{Xn} \cdot \sum m_j \cdot \varphi_{j(n)} \quad (6.34)$$

και

$$r_{Xn} = \frac{M_{Xn}^*}{M_X} \quad (6.35)$$

άρα από τις Εξ. (6.34) και (6.35) προκύπτει ότι :

$$r_{Xn} = \frac{\Gamma_{Xn} \cdot \sum m_j \cdot \varphi_{j(n)}}{M_X} = \frac{\Gamma_{Xn}^2}{M_X} \quad (6.36)$$

δηλαδή από την Εξ. (6.30) ισχύει :

$$\Gamma_{Xn} = f_{Xn} \quad (6.37)$$

#### Υπολογισμός της μάζας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, $m^*$ , της γέφυρας μελέτης

Συνεπώς, στο πρόγραμμα SAP2000 ο ιδιομορφικός συντελεστής συμμετοχής  $\Gamma_n$  αντιστοιχεί στο μέγεθος modal participating factor  $f_n$ , η συνολική ελεύθερη μάζα  $M$  για κάθε διεύθυνση αντιστοιχεί στο μέγεθος joint masses, μάλιστα στην γέφυρα είναι το ίδιο για όλες τις διευθύνσεις και ο ιδιομορφικός συντελεστής συμμετοχής μάζας αντιστοιχεί στο μέγεθος modal participating mass ratio  $r_n$ . Για την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή και την διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας, από τους πίνακες του SAP2000 παίρνουμε τα εξής μεγέθη:

$$f_{X1} = 52.7663 \text{KNsec}^2$$

$$M_X = 6892.85 \text{KNsec}^2/\text{m}$$

Στο πρόγραμμα SAP2000 όμως, το μητρώο σχημάτων ιδιομορφής (modal shapes)  $[\varphi]$  έχει κανονικοποιηθεί έτσι ώστε,  $[\varphi_n]^T \cdot [M] \cdot [\varphi_n] = 1$  και δεν έχει ληφθεί υπόψη η απαίτηση για  $\varphi_{top} = 1$ . Επειδή, οι αλγεβρικές τιμές των σχημάτων ιδιομορφής είναι ούτως ή άλλως πλασματικές, γίνεται μια επιπλέον κανονικοποίηση του μητρώου  $[\varphi]$  για την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή, διαιρώντας όλες τις τιμές του δοσμένου από το πρόγραμμα μητρώου  $[\varphi_1]$  με την μετατόπιση του κόμβου που αντιστοιχεί περίπου στο κέντρο μάζας του καταστρώματος. Αυτός είναι ο κόμβος 1216 στο προσομοίωμα της γέφυρας και η μετατόπισή του για την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή,  $u_{1216}^1$ , αντιπροσωπεύει την μετακίνηση κορυφής.

Αναλυτικά οι υπολογισμοί έχουν ως εξής :

- 1) Εξάγουμε από το μητρώο μετακινήσεων όλων των κόμβων για την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή,  $u_j^1$ . Πρόκειται για ένα μητρώο  $[1 \times 1857]$ .

- 2) Διαιρούμε τις τιμές του παραπάνω μητρώου με την τιμή της μετακίνησης κορυφής,  $[u_j^1]/u_{1216}^1$ , με  $u_{1216}^1 = -0.020791m$ . Εξάγουμε το κανονικοποιημένο μητρώο  $[u_j^1]_{norm}$ .
- 3) Εξάγουμε από το πρόγραμμα το μητρώο μαζών των κόμβων της γέφυρας,  $[m_j]$ . Πρόκειται επίσης για ένα μητρώο  $[1 \times 1857]$ .
- 4) Εκτελούμε τον πολλαπλασιασμό  $[m_j] \cdot [\varphi_j^1]_{norm}$ . Στην συνέχεια, εκτελούμε τα αθροίσματα  $\sum m_j \cdot \varphi_j$  και  $\sum m_j \cdot \varphi_j^2$ , τα οποία αντίστοιχα ισούνται με :

$$\sum m_j \cdot \varphi_j = L = 2540.94 \text{ KNsec}^2/m$$

$$\sum m_j \cdot \varphi_j^2 = M = 2309.47 \text{ KNsec}^2/m$$

- 5) Τελικά, από την Εξ. (6.16) λαμβάνουμε το  $\Gamma$  για την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή :

$$\Gamma_1 = \frac{\sum m_j \cdot \varphi_j}{\sum m_j \cdot \varphi_j^2} = \frac{2540.94}{2309.47} = 1.10$$

και από την Εξ. (6.17) λαμβάνουμε την μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος  $m^*$  :

$$m^* = \sum m_j \cdot \varphi_j = 2540.94 \text{ KNsec}^2/m$$



### 6.3.2 Εφαρμογή της μεθόδου N2

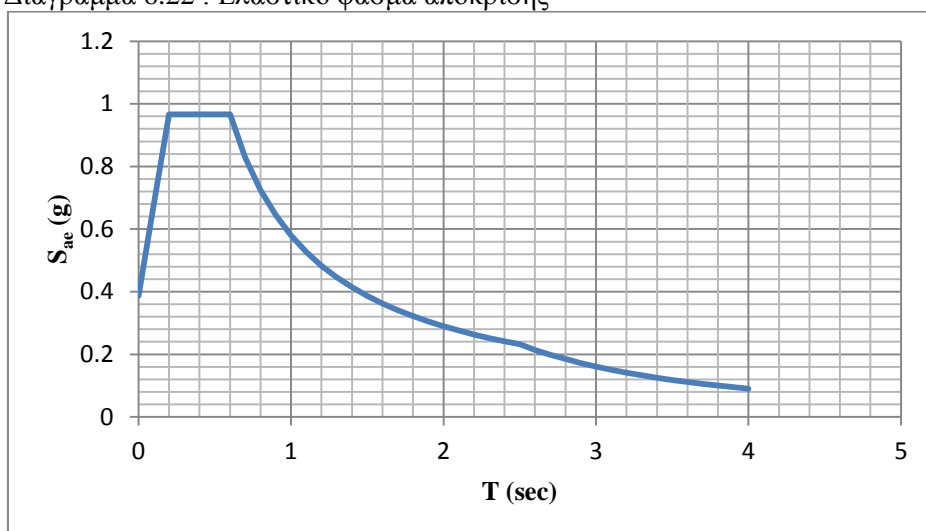
Η εφαρμογή της εμπειρικής μεθόδου N2 θα γίνει κατά την διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας, ύστερα από την εκτέλεση της push\_X. Χονδροειδώς, η γέφυρα της παρούσας μελέτης μπορεί να προσομοιωθεί με ένα αντίστοιχο μονοβάθμιο σύστημα, καθώς το κατάστρωμα έχει την μεγαλύτερη συνεισφορά στην μάζα του φορέα και τα εφένδρανα έχουν την μεγαλύτερη συνεισφορά στην δυσκαμψία του φορέα.

Εφαρμόζοντας την μέθοδο N2, θα αποδείξουμε ότι η γέφυρα αποκρίνεται πάντοτε ελαστικά υπό τα φάσματα του EC8, για την συγκεκριμένη τοποθεσία όπου βρίσκεται το τεχνικό έργο. Εξάλλου, η E39/99 επιβάλλει την ελαστική συμπεριφορά γεφυρών με ελαστομεταλλικά εφένδρανα και γι' αυτό ορίζει συντελεστή συμπεριφοράς  $q \approx 1$ . Οι μετακινήσεις, που ορίστηκαν στις μη γραμμικές υπερστατικές αναλύσεις (Pushover) προηγουμένως, αποτελούν παραδοχές για την άντληση μιας πρώτης άποψης για την σεισμική απόκριση της θεμελίωσης της γέφυρας. Οι ακραίες τιμές μετακινήσεων επιστρατεύθηκαν γιατί προφανώς εφαρμόζοντας τις μετακινήσεις που ζητούν τα φάσματα της περιοχής, η γέφυρα αποκρίνεται πλήρως ελαστικά και τα βάρη καθώς και η πάσσαλοι δεν εισάγονται ποτέ σε αστοχία.

#### Βήματα μεθόδου N2 [21]

- 1) Κατασκευάζουμε το ελαστικό φάσμα απόκρισης της κατασκευής.

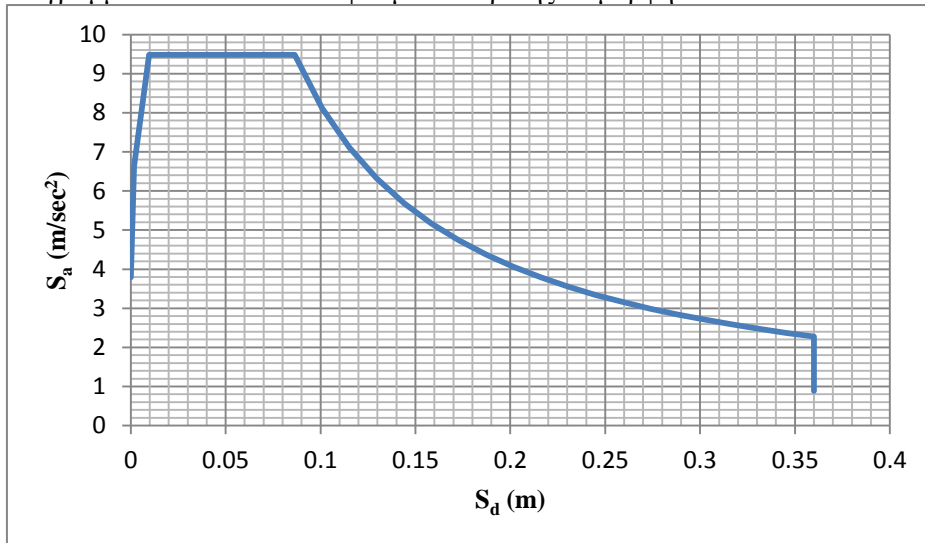
Διάγραμμα 6.22 : Ελαστικό φάσμα απόκρισης



- 2) Κατασκευάζουμε το ελαστικό φάσμα σε μορφή ADRS, σύμφωνα με τον τύπο :

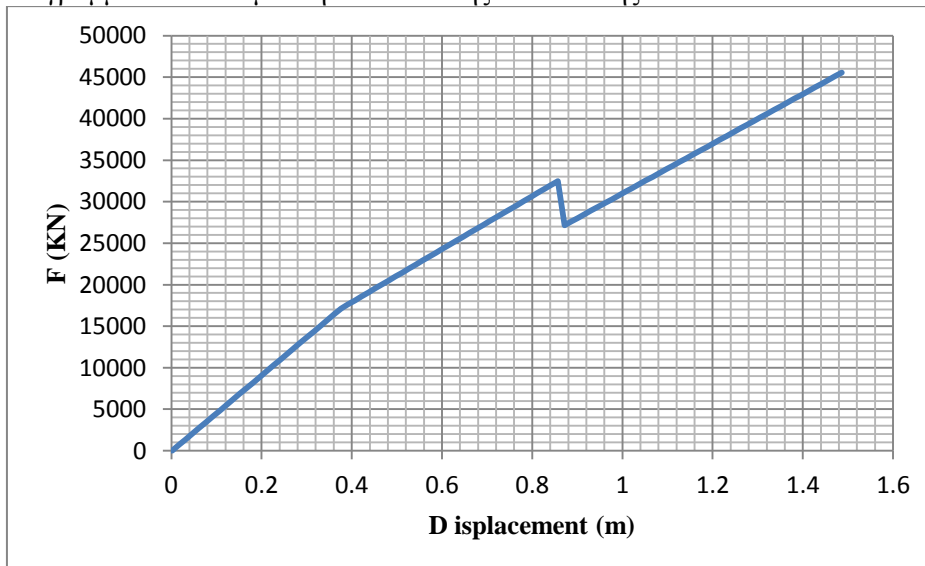
$$S_{de} = \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{ae} \quad (6.38)$$

Διάγραμμα 6.23 : Ελαστικό φάσμα απόκρισης σε μορφή ADRS



- 3) Εξάγουμε την καμπύλη αντίστασης της κατασκευής (καμπύλη Τέμνουσας βάσης-Μετατόπισης κορυφής), αφού πραγματοποιήσουμε τη μη-γραμμική στατική ανάλυση (pushover analysis)

Διάγραμμα 6.24 : Καμπύλη Pushover της κατασκευής



- 4) Καθορίζουμε τη μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (SDOF model)

$$m^* = 2540.94 \text{KNsec}^2/\text{m}$$

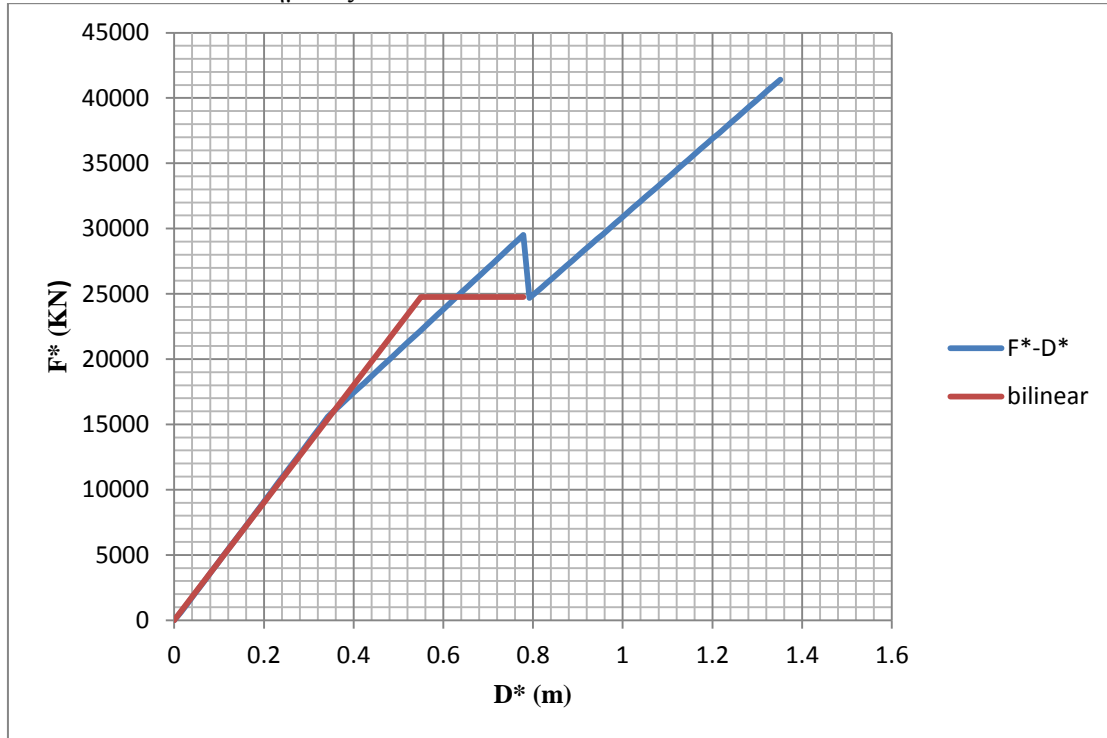
καθώς και τον ιδιομορφικό συντελεστή συμμετοχής  $\Gamma$  για την πρώτη ιδιομορφή :

$$\Gamma_1 = 1.10$$

- 5) Καθορίζουμε μία κατά προσέγγιση διγραμμική σχέση δύναμης παραμόρφωσης με την μέθοδο των ίσων εμβαδών, αφού πρώτα περάσουμε στο διάγραμμα τέμνουσα βάσης-μετακίνηση κορυφής, σύμφωνα με την εξίσωση :

$$F^* = F/\Gamma \quad (6.39)$$

Διάγραμμα 6.25 : Διγραμμική σχέση δύναμης –παραμόρφωσης ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος



- 6) Καθορίζουμε τα μεγέθη διαρροής  $F_y^*$ , δύναμη διαρροής,  $D_y^*$ , μετακίνηση διαρροής, καθώς και  $T^*$ , ιδιοπερίοδος, του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

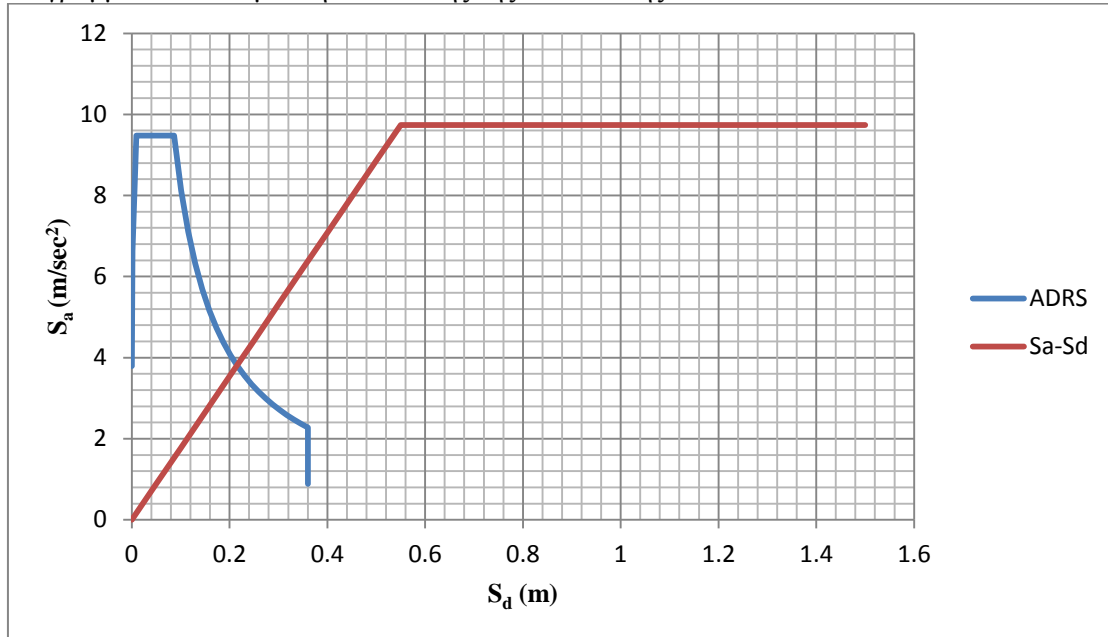
$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \quad (6.40)$$

$$F_y^* = 24750 \text{KN}, D_y^* = 0.55 \text{m}, T^* = 1.49 \text{sec}$$

- 7) Καθορίζουμε την καμπύλη αντίστασης της κατασκευής σύμφωνα με την εξίσωση :

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (6.41)$$

Διάγραμμα 6.26 : Καμπύλη αντίστασης της κατασκευής



Σεισμική απαίτηση για το μονοβάθμιο σύστημα(SDOF model)

- 8) Καθορίζουμε τον δείκτη συμπεριφοράς της κατασκευής σύμφωνα με την εξίσωση :

$$R_\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} \quad (6.42)$$

Στη συγκεκριμένη περίπτωση  $R_\mu = 1$

- 9) Καθορίζουμε την στοχευμένη μετακίνηση της κατασκευής σύμφωνα με τους τύπους :

$$S_d = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left( 1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right), T^* < T_c \quad (6.43)$$

$$S_d = S_{de}, T^* \geq T_c \quad (6.44)$$

Ισχύει ότι  $T_c = 0.6sec$  και  $T^* = 1.49sec$ , άρα  $T^* \geq T_c$  και από την Εξ. (7) παίρνουμε  $S_d = S_{de} = 0.2150m$

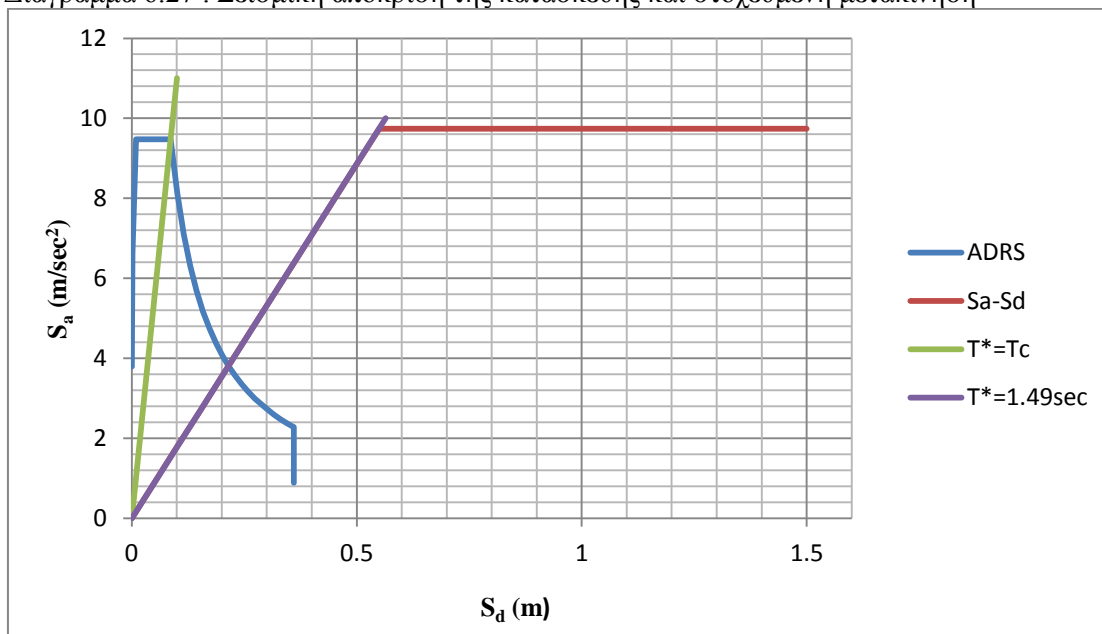
Σεισμική απαίτηση για το πολυβάθμιο σύστημα(MDOF model)

- 10) Μετατρέπουμε την στοχευμένη μετακίνηση του μονοβάθμιου συστήματος σε στοχευμένη μετακίνηση του πολυβάθμιου συστήματος σύμφωνα με την Εξ. (6.45) :

$$D_t = \Gamma S_d \quad (6.45)$$

Από την Εξ. (6.45) παίρνουμε  $D_t = \Gamma S_d = 1.10 \cdot 0.2150 = 0.2366 \approx 0.25m$

Διάγραμμα 6.27 : Σεισμική απόκριση της κατασκευής και στοχευμένη μετακίνηση



Η κατασκευή αποκρίνεται, όπως ήταν αναμενόμενο, ελαστικά και η στοχευμένη μετακίνηση του φορέα ισούται με  $D_t \approx 0.25m$ . Επίσης, παρατηρούμε ότι η ιδιοπερίοδος του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος σχεδόν ταυτίζεται με την πρώτη ιδιοπερίοδο της κατασκευής ( $T^* = 1.49s, T_1 = 1.47s$ ) και έτσι η προσέγγιση της γέφυρας κατά την διαμήκη διεύθυνσή της ως ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα είναι ικανοποιητική. Τέλος, δεν χρειάζονται επιπρόσθετα επαναληπτικά βήματα στην μέθοδο για τον προσδιορισμό της στοχευμένης μετακίνησης.

Επιβεβαιώνεται πλήρως η εκτίμηση για την στοχευμένη μετακίνηση στην παράγραφο 6.6.1,  $D_t \approx 0.22m$ , ύστερα από την εκτέλεση της δυναμικής φασματικής ανάλυσης στο πρόγραμμα SAP2000.



## **Κεφάλαιο 7 Παραμετροποίηση ρευστοποίησης**

### **7.1 Θεωρητικά στοιχεία για την προσομοίωση του φαινομένου της ρευστοποίησης**

Ο σεισμός Hyogoken - Nambu (Kobe) του 1995 παρείχε μια ευρεία ποικιλία αστοχιών θεμελιώσεων και κρηπιδότοιχων (quay wall), που οφείλονται στην ρευστοποίηση του εδάφους και στην επακόλουθη πλευρική μετατόπιση του εδάφους. Εκτεταμένη ρευστοποίηση ενεργοποίησε μετακίνηση κρηπιδότοιχων από 1 έως 4 μέτρα προς τη θάλασσα, που με τη σειρά της προκάλεσε πλευρική διάχυση (lateral spreading) του ρευστοποιημένου εδάφους σε αποστάσεις μεγαλύτερες από 100 μέτρα από το μέτωπο της θάλασσας. Η εδαφική ροή επέφερε σοβαρές ζημιές σε πολλές γειτονικές κατασκευές, συμπεριλαμβανομένων βαθιών θεμελιώσεων, όπως πάσσαλοι ή φρέατα θεμελίωσης (caissons). Στην πλειονότητα των ιστορικών περιπτώσεων, ο τύπος της θεμελίωσης που υπέστη τις περισσότερες ζημιές εξαιτίας της εδαφικής ροής και που ήταν συνυφασμένος με αστοχίες γεφυρών και κτιριακές ζημιές αποτελείται από πασσάλους. Αντίστροφα, θα έπρεπε να σημειωθεί ότι η ύπαρξη πασσάλων αναστέλλει την πλευρική μετατόπιση του εδάφους (lateral ground displacement), ακόμα και αν αυτό απαιτήσει την εξάντληση της μέγιστης κατασκευαστικής τους αντοχής. Η γέφυρα Miyakawa αποτελεί χαρακτηριστική περίπτωση όπου αυτός ο μηχανισμός είναι εμφανής. Αυτή η μικρή γέφυρα με κατάστρωμα μόλις 42 m είναι απλώς εδραζόμενη σε δύο ακρόβαθρα με πασσαλοθεμελίωση. Τα βάθρα αναλαμβάνουν μια προς τα έξω (outward) μετατόπιση της τάξεως των 0.5 m, ως αποτέλεσμα της πλευρικής διάχυσης (lateral spreading) των ρευστοποιημένων όχθων του ποταμού, καθώς οι πάσσαλοι υπέστησαν σοβαρή αστοχία. Πάρα ταύτα, η ύπαρξη των πασσάλων μείωσε την πλευρική μετακίνηση του εδάφους (lateral ground movement) κατά μήκος του άξονα της γέφυρας, όπως φαίνεται από την εδαφική παραμόρφωση κατά μήκος του ορίου των όχθων του ποταμού. Η πλευρική μετατόπιση του ρευστοποιημένου εδάφους (lateral displacement of the liquefied soil) μετρήθηκε στο ελεύθερο πεδίο περίπου στα 2 m.

Πολυάριθμες αναλυτικές και πειραματικές μελέτες έχουν πραγματοποιηθεί από τον σεισμό Kobe του 1995, με σκοπό να επεξεργαστούν τον μηχανισμό της αλληλεπίδρασης εδάφους-πασσάλου υπό εδαφική ροή, ενεργοποιημένη από εκτεταμένη ρευστοποίηση και να αναπτύξουν ρεαλιστικές μεθόδους σχεδιασμού για τους πασσάλους. Η πλευρικός κινούμενη εδαφική μάζα (laterally moving soil mass) φέρει το υπερκείμενο έδαφος και παρέχει μια οδηγήτρια δύναμη που μετατοπίζει τον πάσσαλο μια συγκεκριμένη απόσταση, σε συνάρτηση με την σχετική δυσκαμψία μεταξύ πασσάλων και εδάφους. Το μέγεθος της εδαφικής μετακίνησης, το πλευρικό φορτίο από το υπερκείμενο μη ρευστοποιήσιμο εδαφικό στρώμα, η απομείωση της δυσκαμψίας της ρευστοποιήσιμης ζώνης και η ακαμψία του συστήματος πασσάλου-κατασκευής είναι οι παράμετροι κλειδιά σε μια περίπλοκη αλληλεπίδραση· πρέπει να ληφθούν υπόψη ορθώς για μια ρεαλιστική προσομοίωση της απόκρισης πασσάλου υπό εδαφική ροή. [23]

Για την μαθηματική επίλυση του προβλήματος έχουν αναπτυχθεί επιτηδευμένα καταστατικά προσομοιώματα βασισμένα εναλλακτικώς [24] :

- α) στην θεωρία της πλαστικότητας (Critical State Theory) όπου η ρευστοποιηθείσα μάζα προσομοιώνεται ως ένα συνεχές στερεό μέσο, και
- β) στην μηχανική των ρεστών, όπου το ρευστοποιημένο έδαφος θεωρείται ως Νευτώνειο ρευστό με ιξωδοπλαστικές ιδιότητες που υπακούει στις εξισώσεις κίνησης του Navier–Stokes.

Μολονότι οι εν λόγω μέθοδοι είναι αρκετά ευέλικτοι στην προσομοίωση της ρευστοποίησης /εδαφικής ροής, η εφαρμογή τους σε προβλήματα της καθημερινής πρακτικής είναι συνήθως απαγορευτική. Προς τούτο έχουν αναπτυχθεί απλές μέθοδοι αντισεισμικού σχεδιασμού των πασσάλων σε καθεστώς οριζόντιας εξάπλωσης. Σε μία προσπάθεια αδρής κατηγοριοποίησης τους τις ταξινομούμε σε :

- α) Μέθοδο του σεισμικού συντελεστή
- β) Μέθοδο των επιβαλλομένων δυνάμεων
- γ) Μέθοδο των επιβαλλομένων μετακινήσεων
- δ) Υβριδική μέθοδο με συνδυασμό του (β) με το (γ)

Η μέθοδος (α) πρωτοεμφανίστηκε στον κανονισμό σχεδιασμού γεφυρών το 1972 στην Ιαπωνία. Σύμφωνα με αυτήν ο πάσσαλος θεωρείται ως πρόβολος πακτωμένος στο έδαφος που δεν έχει ρευστοποιηθεί. Υποβάλλεται δε σε ψευδοστατικός εφαρμοζόμενη δύναμη στην κεφαλή του ίση με την μέγιστη αδρανειακή δύναμη της ανωδομής που αναπτύσσεται κατά την διάρκεια του κραδασμού. Η παθητική αντίσταση του ρευστοποιημένου εδάφους θεωρείται είτε μηδενική, είτε έχει μία παραμένουσα τιμή η οποία εκφράζεται ως συνάρτηση των υδατικών υπερπίεσεων. Ο σχεδιασμός των πασσάλων σύμφωνα με την εν-λόγω μέθοδο οδηγεί σε υπερδιαστασιολόγηση, διότι αφενός μεν αγνοείται η κινηματική αλληλεπίδραση εδάφους-πασσάλου, αφετέρου δε, υπερεκτιμάται η αδρανειακή επιπόνηση της ανωδομής.

Οι μέθοδοι τύπου (β) έχουν αναπτυχθεί για δύστρωτο (το ρευστοποιηθέν έδαφος υπέρκειται του στρώματος που δεν έχει ρευστοποιηθεί) και τρίστρωτο (το ρευστοποιημένο έδαφος περιβάλλεται από μία επιφανειακή αργιλική κρούστα και από το εδαφικό στρώμα που δεν έχει ρευστοποιηθεί) εδαφικό προφίλ. Ο πάσσαλος υποβάλλεται σε δυνάμεις ομόφορες με την κίνηση του ρευστοποιημένου στρώματος που τείνει να τον παρασύρει, και σε δύναμη ίση με την παθητική αντίσταση της αργιλικής κρούστας η φορά της οποίας μπορεί να είναι ομόρροπη ή αντίρροπη με την ροή του εδάφους, ανάλογα με την εκδοχή της μεθόδου. Ο υπολογισμός των εν-λόγω δυνάμεων βασίζεται εναλλακτικώς, (i) σε αναλυτικές σχέσεις από την θεωρία της πλαστικότητας, (ii) σε εμπειρικές συσχετίσεις δεδομένων από αστοχίες γεφυρών και κρηπιδοτοιχών κατά τον σεισμό του Κόμπε 1995, (iii) σε αποτελέσματα από πειράματα σε φυγοκεντρική, και (iv) σε αναλυτικές σχέσεις από την μηχανική των ρευστών.

Οι μέθοδοι τύπου (γ) έχουν επίσης αναπτυχθεί για δίστρωτα και για τρίστρωτα εξιδανικευμένα εδαφικά προφίλ. Σύμφωνα με αυτές ο πάσσαλος προσομοιώνεται ως δοκός επί ελατηριωτού εδάφους. Η δε φόρτιση από την ρευστοποιηθείσα εδαφική μάζα και την επιφανειακή κρούστα επιβάλλεται ψευδοστατικά υπό την μορφή μετακινήσεων ελευθέρου πεδίου στα ελεύθερα άκρα των εδαφικών ελατηρίων. Η ακρίβεια της μεθόδου εξαρτάται από την βαθμονόμηση δύο παραμέτρων : (1) την δυσκαμψία των ελατηρίων που αναπαριστούν την διατμητική αντίσταση της ρευστοποιηθείσας μάζας, και (2) το προφίλ των μετακινήσεων ελευθέρου πεδίου κατά μήκος του πασσάλου που θα προέκυπτε χωρίς την ύπαρξη του τελευταίου. Όσον αφορά στο (1), ο Ishihara το 1993 πρότεινε την εφαρμογή ενός μειωτικού συντελεστή,  $\beta$ , στην δυσκαμψία των ελατηρίων, καθώς και διαγράμματα υπολογισμού του. Η βαθμονόμηση του εν-λόγω συντελεστή βασίσθηκε στο συνταίριασμα δεδομένων από πραγματικά περιστατικά αστοχιών των πασσάλων με τα αποτελέσματα των αντίστοιχων αναλύσεων.

Για τον υπολογισμό των μετακινήσεων ελευθέρου πεδίου έχουν αναπτυχθεί αρκετές απλουστευμένες μέθοδοι βασιζόμενες :

- α) Στην ανάλυση ισοδύναμων απλών συστημάτων. Π.χ. η ρέουσα εδαφική μάζα προσομοιώνεται από στερεό το οποίο ολισθαίνει σε κεκλιμένο επίπεδο. Η μέγιστη μετακίνηση εξαρτάται από τον συντελεστή τριβής ο οποίος αναπαριστά την παραμένουσα διατμητική αντίσταση του εδάφους. Κατόπιν, η απομείωση της μετακίνησης με το βάθος προσεγγίζεται από εμπειρικούς τύπους ημιτονοειδούς μορφής.
- β) Σε εμπειρικές συσχετίσεις πειραματικών δεδομένων και αποτελεσμάτων από πραγματικά περιστατικά.
- γ) Σε εμπειρικές σεισμολογικές συσχετίσεις. Οπου η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση υπολογίζεται ως συνάρτηση διαφόρων μακροσκοπικών μεγεθών, μεταξύ άλλων του μεγέθους του σεισμού, της απόστασης από το ρήγμα κ.τ.λ. .
- δ) Στην ικανοποίηση ενεργειακών κριτηρίων.

Τέλος, οι υβριδικές μέθοδοι προκύπτουν από τον συνδυασμό των μεθόδων (β) και (γ), και δίνουν αποτελέσματα περισσότερο συνεπή με την πραγματικότητα από ότι οι (β) και (γ).



## 7.2 Ανάπτυξη του φαινομένου της ρευστοποίησης στην θεμελίωση της υπό εξέταση γέφυρας

### 7.2.1 Υπολογισμός της παθητικής αντίστασης των πασσάλων

Το ασταθές εδαφικό στρώμα υπόκειται σε μετακίνηση  $u_s$ , ενώ ο πάσσαλος λόγω της δυσκαμψίας του μετακινείται κατά  $u_p$ , όπου  $u_p < u_s$ . Μπορεί επομένως να θεωρηθεί ότι, ο πάσσαλος μετακινείται σχετικά ως προς το έδαφος κατά  $u_s - u_p$ , αναπτύσσοντας παθητική αντίσταση. Για τον λόγο αυτό, οι πάσσαλοι αντιμετωπίζονται ως παθητικοί πάσσαλοι, το οριακό φορτίο των οποίων υπολογίζεται ως [25] :

Για την περίπτωση αμμωδών υλικών :

$$P_u = \alpha \cdot K_p \cdot \sigma'_{v0} \quad (7.1)$$

$K_p$  : η σταθερά παθητικών ωθήσεων κατά Rankine

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2(45 + \varphi/2) \quad (7.2)$$

$\sigma'_{v0}$  : η κατακόρυφη ενεργός τάση

$$\sigma'_{v0} = \sigma_v - u \quad (7.3)$$

όπου,

$$\sigma_v = \gamma_s \cdot z \quad , \text{ είναι η κατακόρυφη τάση} \quad (7.4)$$

$$u = \gamma_w \cdot z \quad , \text{ είναι η πίεση πόρων} \quad (7.5)$$

$\alpha$  : σταθερά η τιμή της οποίας κυμαίνεται μεταξύ 3 και 5

Ο υπολογισμός κατά Broms βασίζεται στις ακόλουθες παραδοχές [4] :

- Η ενεργός ώθηση των γαιών, που είναι πιθανόν να εξασκεύεται στην πίσω επιφάνεια των πασσάλων, αγνοείται.
- Η παθητική ώθηση των γαιών, που αναπτύσσεται εμπρός από τον πάσσαλο, είναι τριπλάσια από εκείνη που προβλέπεται από την θεωρία ωθήσεων γαιών κατά Rankine (που αφορά συνθήκες επίπεδης εντάσεως και όχι τριαξονικής).
- Η μορφή της διατομής του πασσάλου δεν επηρεάζει την κατανομή της οριακής πίεσεως του εδάφους ούτε την οριακή αντοχή.
- Η συνολική οριζόντια αντοχή του πασσάλου κινητοποιείται κατά την μετακίνησή του.

Με βάση ορισμένα εμπειρικά στοιχεία από οριακές φορτίσεις πασσάλων, ο Broms δέχεται την απλοποιητική παραδοχή ότι η οριακή αντοχή του εδάφους ισούται με το τριπλάσιο της παθητικής ωθήσεως κατά Rankine. Η παραδοχή αυτή θεωρείται ως συντηρητική. Έτσι η κατανομή των εδαφικών αντιδράσεων στον πάσσαλο δίνεται από την σχέση :

$$P_u = 3 \cdot \sigma'_v \cdot K_p \quad (7.6)$$

Για την περίπτωση αργίλων υπό αστράγγιστες συνθήκες :

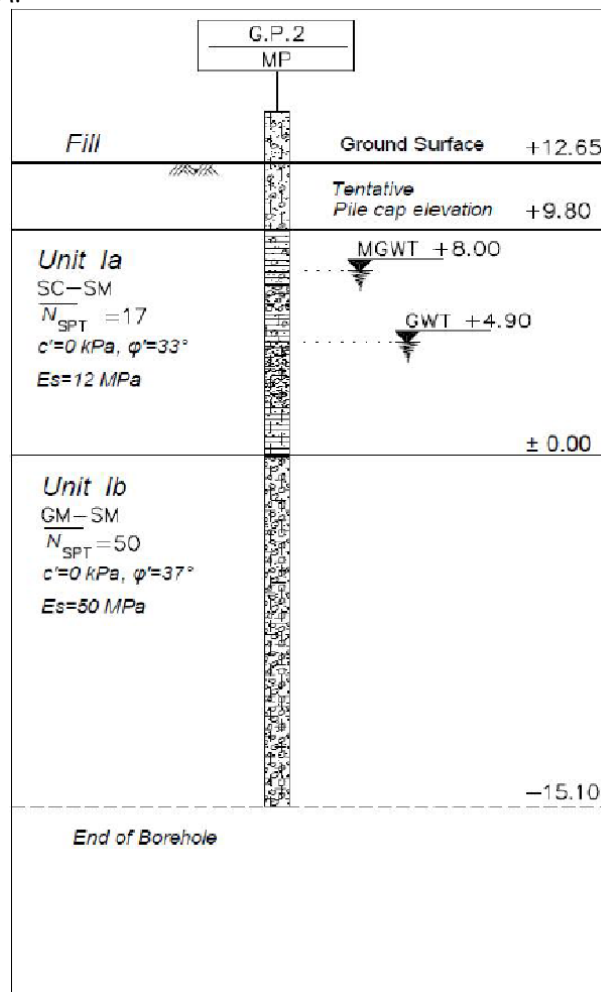
$$P_u = N_p \cdot S_u \quad (7.7)$$

όπου,

$N_p$  : κατάλληλος συντελεστής

$S_u$  : αστράγγιστη διατμητική αντοχή της αργίλου

Στην παρούσα μελέτη τα δεδομένα που παίρνουμε από την γεώτρηση στην περιοχή του Μεσόβαθρου δίνονται στο επόμενο σχήμα :



Σχήμα 7.1 : Γεωτεχνικό προφίλ περιοχής Μεσόβαθρου

Σύμφωνα με την γεωτεχνική μελέτη η περιοχή Unit Ia αντιπροσωπεύει αμμώδη σχηματισμό με γωνία τριβής (συντηρητικά εκλεγμένης)  $\varphi = 33^\circ$ , συνοχή  $c = 0 \text{ kPa}$ , μέτρο συμπίεσης  $E_s = 12 \text{ MPa}$  και ειδικό βάρος εδάφους  $\gamma_s = 21 \text{ kN/m}^3$  και η περιοχή Unit Ib αντιπροσωπεύει χαλικώδη σχηματισμό με γωνία τριβής (συντηρητικά εκλεγμένης)  $\varphi = 37^\circ$ , συνοχή  $c = 0 \text{ kPa}$ , μέτρο συμπίεσης  $E_s = 50 \text{ MPa}$  και ειδικό βάρος εδάφους  $\gamma_s = 21 \text{ kN/m}^3$ .

Στην παρούσα εργασία μας ενδιαφέρει ο προσδιορισμός της παθητικής αντίστασης των πασσάλων και άρα το όριο διαρροής του εδάφους στην διεπιφάνεια εδάφους-πασσάλου, στην περιοχή του υπεδάφους όπου πιθανολογείται εμφάνιση του φαινομένου της ρευστοποίησης καθώς και στην υπερκείμενη αυτής περιοχή. Η πιθανότητα ρευστοποίησης του εδάφους εντοπίζεται μεταξύ των βαθών 8-13m της γεώτρησης.

### Προσδιορισμός διγραμμικής καμπύλης δύναμης-παραμόρφωσης του μη γραμμικών ελαστοπλαστικών ελατηρίων πλευρικής εδράσεως των πασσάλων

Οι πάσσαλοι της γέφυρας στο προσομοίωμα είναι διακριτοποιημένοι ανά 1m. Ο κεφαλόδεσμος της πασσαλομάδας του μεσόβαθρου έχει 1.5m πάχος. Επίσης, θεωρούμε  $\alpha = 3$  και από την Εξ.

$$(7.2) \text{ λαμβάνουμε } K_p = \frac{1+\sin \varphi}{1-\sin \varphi} = \frac{1+\sin 33^\circ}{1-\sin 33^\circ} = 3.3921.$$

Ξεκινώντας από την επιφάνεια του εδάφους με  $z = 0$  και λαμβάνοντας υπόψη ότι ο υπόγειος υδροφόρος ορίζοντας βρίσκεται στα 4.5m βάθος από την επιφάνεια του εδάφους λαμβάνουμε τα εξής αποτελέσματα :

Πίνακας 7.1 : Χαρακτηριστικά σημεία της διγραμμικής καμπύλης των μη γραμμικών ελατηρίων στην ζώνη ρευστοποίησης του εδάφους θεμελίωσης του Μεσόβαθρου

z(m)	$\gamma_s(\text{KN/m}^3)$	$\sigma_v(\text{KPa})$	$\gamma_w(\text{KN/m}^3)$	u(KPa)	$\sigma'_{v0}(\text{KPa})$	$P_u(\text{KPa})$	$K_H(\text{KN/m})$	$\delta u(\text{m})$
0	21	0	10	0	0	0	-	-
1.5	21	31.5	10	0	31.5	320.56	0	-
2.5	21	52.5	10	0	52.5	534.26	0	-
3.5	21	73.5	10	0	73.5	747.96	14000	0.0534
4.5	21	94.5	10	0	94.5	961.67	14000	0.0687
5.5	21	115.5	10	10	105.5	1073.61	14280	0.0752
6.5	21	136.5	10	20	116.5	1185.55	14560	0.0814
7.5	21	157.5	10	30	127.5	1297.49	14840	0.0874
8	21	168	10	35	133	1353.46	14980	0.0904
8.5	21	178.5	10	40	138.5	1409.43	15120	0.0932
9.5	21	199.5	10	50	149.5	1521.37	15400	0.0988
10.5	21	220.5	10	60	160.5	1633.31	15680	0.1042
11.5	21	241.5	10	70	171.5	1745.25	15960	0.1094
12.5	21	262.5	10	80	182.5	1857.19	16240	0.1144
13	21	273	10	85	188	1913.16	19908	0.0961
13.5	21	283.5	10	90	193.5	1969.13	23576	0.0835
14.5	21	304.5	10	100	204.5	2081.07	30912	0.0673

Εκλέγουμε ενδεικτικά το βάθος  $z = 10.5m$  για να δείξουμε τους αναλυτικούς υπολογισμούς του παραπάνω πίνακα.

$$\text{Από την Εξ. (7.4) } \sigma_v = \gamma_s z = 21 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot 10.5m = 220.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Από την Εξ. (7.5) } u = \gamma_w z = 10 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot (10.5m - 4.5m) = 60 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Από την Εξ. (7.3) } \sigma'_{v0} = \sigma_v - u = 220.5 \text{KPa} - 60 \text{KPa} = 160.5 \text{KPa}$$

$$\text{Από την Εξ. (7.2) } K_p = \frac{1+\sin \varphi}{1-\sin \varphi} = \frac{1+\sin 33^\circ}{1-\sin 33^\circ} = 3.3921$$

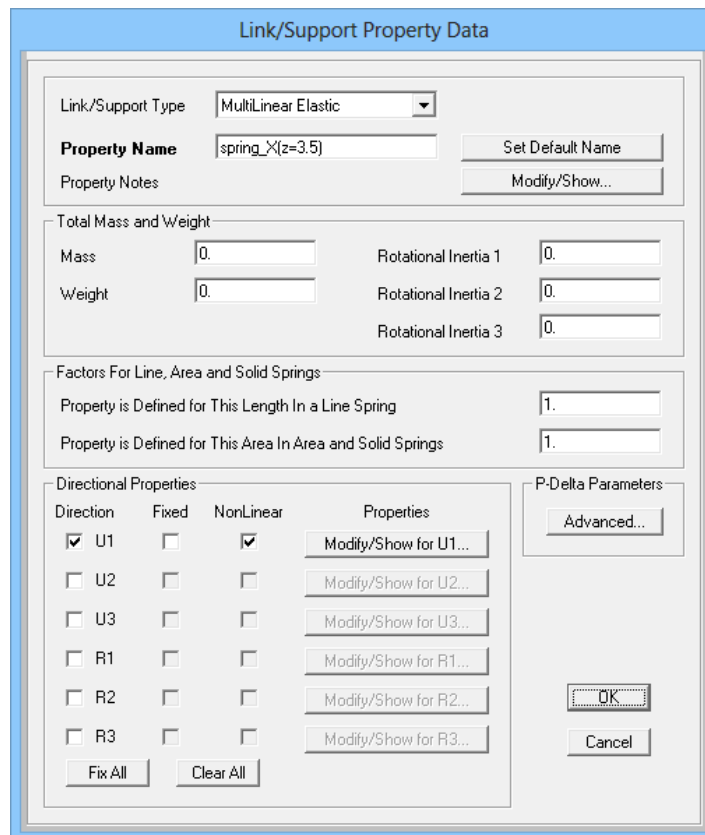
$$\text{Από την Εξ. (7.1) } P_u = \alpha K_p \sigma'_{v0} = 3 \cdot 3.3921 \cdot 160.5 = 1633.31 \text{KPa}$$

$$\text{Υπολογισμός της μετακίνησης διαρροής του εδάφους : } \delta_u = \frac{P_u}{K_H} = \frac{1745.25}{15960} = 0.1094m$$

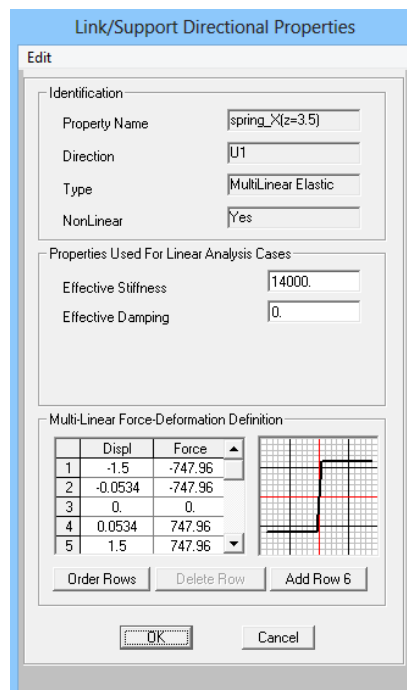
### Προσομοίωση των μη γραμμικών ελατηρίων στο πρόγραμμα SAP2000

Για την προσομοίωση των μη γραμμικών ελατηρίων επιλέγουμε στοιχείο τύπου Link / Support: Define → Section Properties → Link / Support Properties → Link / Support Type → Multilinear Elastic.

Σε όποια καθολική διεύθυνση (X, Y, Z) και αν τα τοποθετήσουμε, μας αφορούν τα χαρακτηριστικά τους ( παραμόρφωση, δυσκαμψία) κατά την διαμήκη διεύθυνσή τους, U1, η οποία ταυτίζεται με τον άξονά τους (βλ. κεφάλαιο 2).

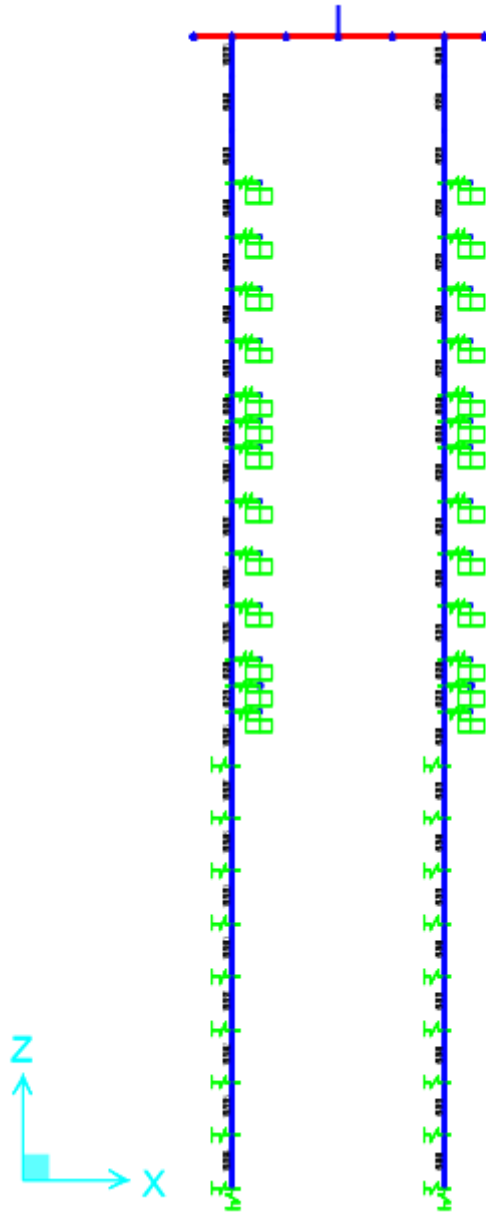


Εικόνα 7.1 : Μη γραμμικό ελατήριο , τοποθετημένο κατά την διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας σε βάθος 3.50m από τον κεφαλόδεσμο του Μεσόβαθρου, στο πρόγραμμα SAP2000



Εικόνα 7.2 : Διγραμμική καμπύλη δύναμης - παραμόρφωσης του ελατηρίου της Εικόνας 7.1

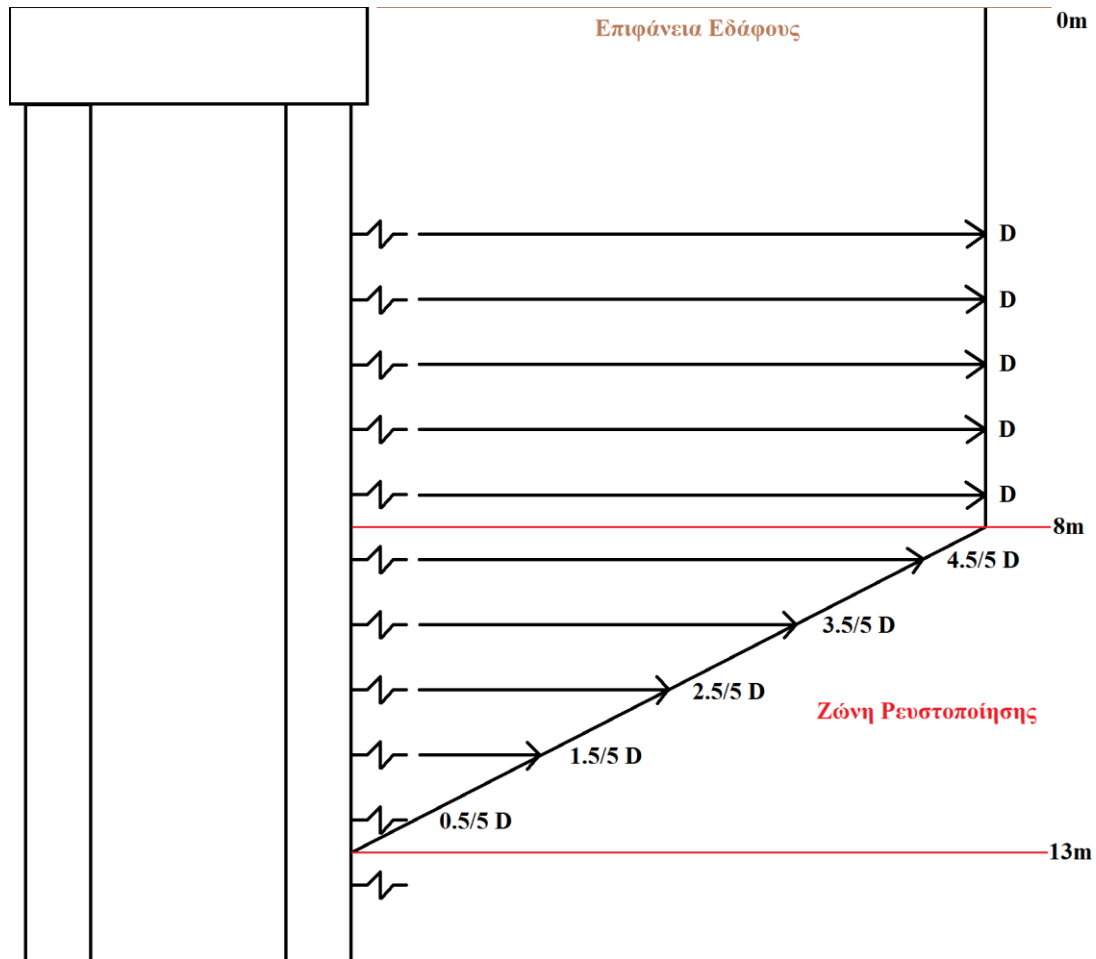
Στο πέρας των ελατηρίων ορίζουμε πάκτωση ως συνθήκη στήριξης. Ακολουθεί ένα εποπτικό σχήμα της διάταξης των παραπάνω ελατηρίων στους πασσάλους του μεσόβαθρου, κατά την διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας.



Σχήμα 7.2 : Τομή X - Z πασσάλων Μεσόβαθρου

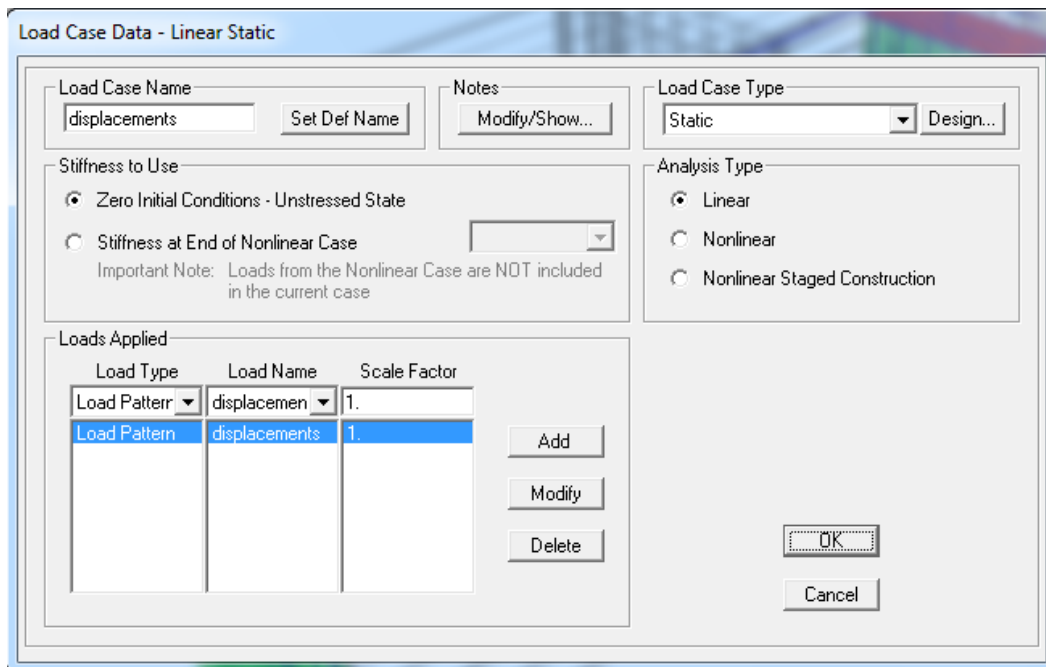
## 7.2.2 Προσομοίωση της ρευστοποίησης στο υπολογιστικό μοντέλο της γέφυρας

Στη γέφυρα της παρούσας εργασίας εφαρμόζουμε την  $\gamma$ μέθοδο, δηλαδή την μέθοδο των επιβαλλόμενων μετακινήσεων κατά την διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας, την διεύθυνση X. Υιοθετούμε το προφίλ μετακινήσεων του ακόλουθου σχήματος, γνωρίζοντας ότι πιθανότητα ρευστοποίησης εμφανίζεται σε βάθος 8 με 13 m από τον κεφαλόδεσμο του μεσόβαθρου.



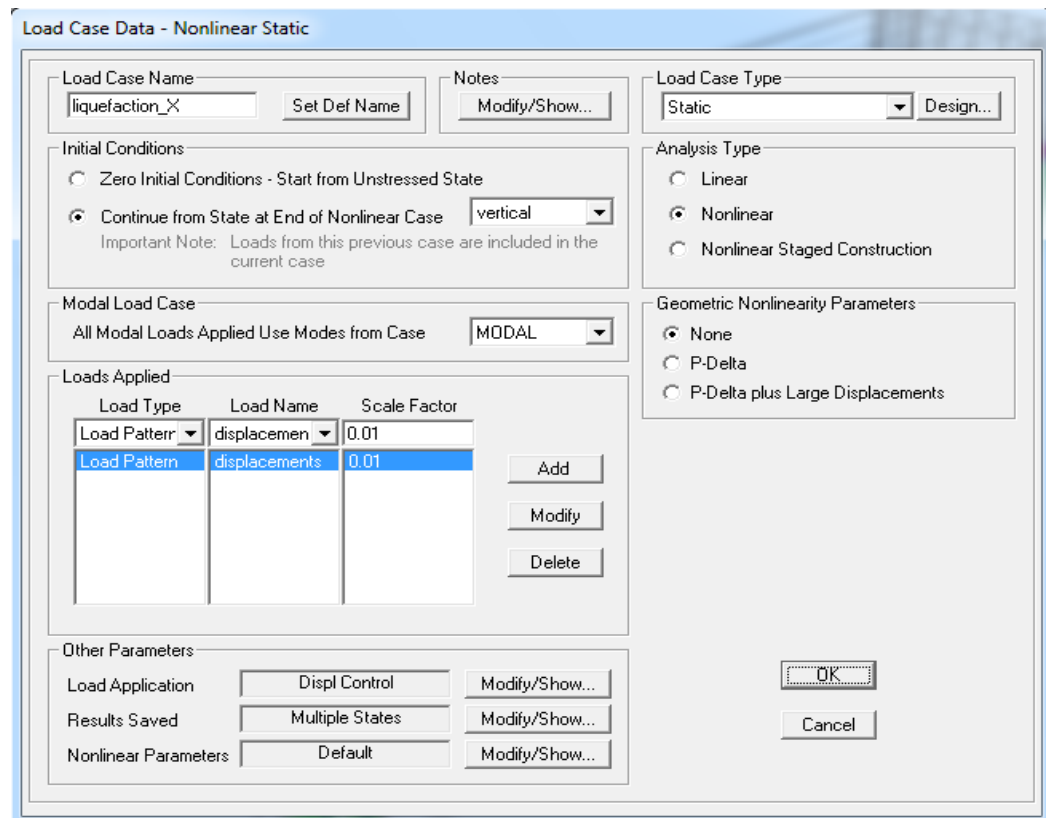
Σχήμα 7.3 : Προφίλ μετακινήσεων κατά την X διεύθυνση

Αρχικά, ορίζουμε στο πρόγραμμα SAP2000 την περίπτωση φόρτισης displacements, όπως φαίνεται στην ακόλουθη εικόνα.



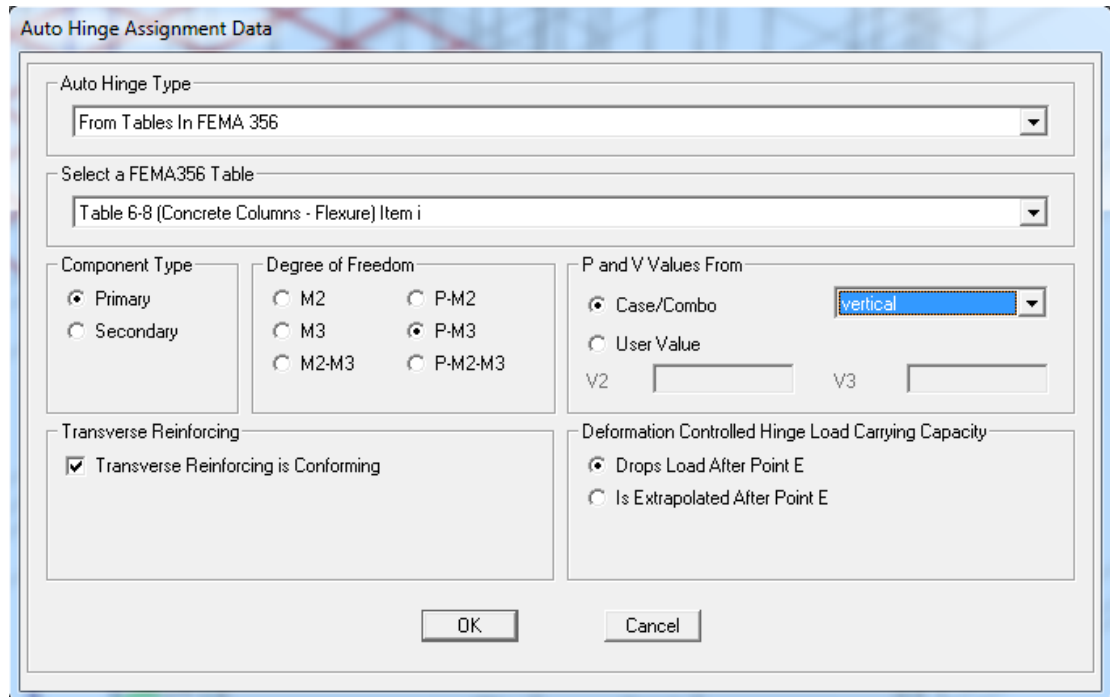
Εικόνα 7.3 : Ορισμός της περίπτωσης φόρτισης των επιβαλλόμενων μετακινήσεων (displacements) στο πρόγραμμα SAP2000

Έπειτα, ορίζουμε τη στατική μη γραμμική περίπτωση φόρτισης, liquefaction\_X, προκειμένου να εφαρμόσουμε σταδιακά το προφίλ μετακινήσεων, displacements, στα πέρατα των ελατηρίων.

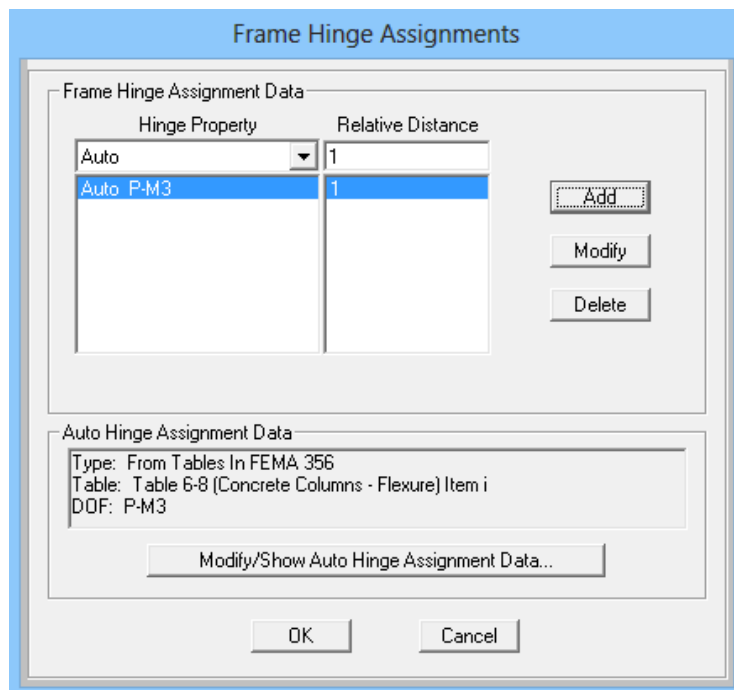


Εικόνα 7.4 : Ορισμός του φαινομένου της ρευστοποίησης ως μία στατική μη γραμμική περίπτωση επιβολής μετακινήσεων κατά την διεύθυνση X, στο πρόγραμμα SAP2000

Ταυτόχρονα ορίζουμε πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων ανά 1m του διακριτοποιήμενου πασσάλου. Μας ενδιαφέρει η αλληλεπίδραση του αξονικού φορτίου P των πασσάλων με την ροπή  $M_z$  ή  $M_{y-y}$ , που αναπτύσσεται σε αυτούς. Έτσι, χρησιμοποιούμε τις αυτόματες πλαστικές αρθρώσεις σύμφωνα με τους πίνακες FEMA356, που μας παρέχει το πρόγραμμα.



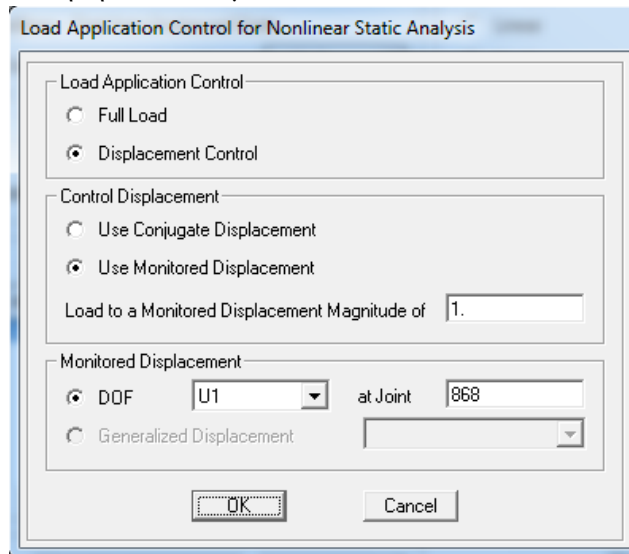
Εικόνα 7.5 : Ορισμός αυτόματων πλαστικών αρθρώσεων πασσάλων για την διαμήκη ανάλυση liquefaction\_X, στο πρόγραμμα SAP2000



Εικόνα 7.6 : Εισαγωγή πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στο πέρας κάθε στοιχείου διακριτοποίησης των πασσάλων, στο πρόγραμμα SAP2000



Η οριζόντια μέγιστη μετακίνηση που θέτουμε είναι το 1m.

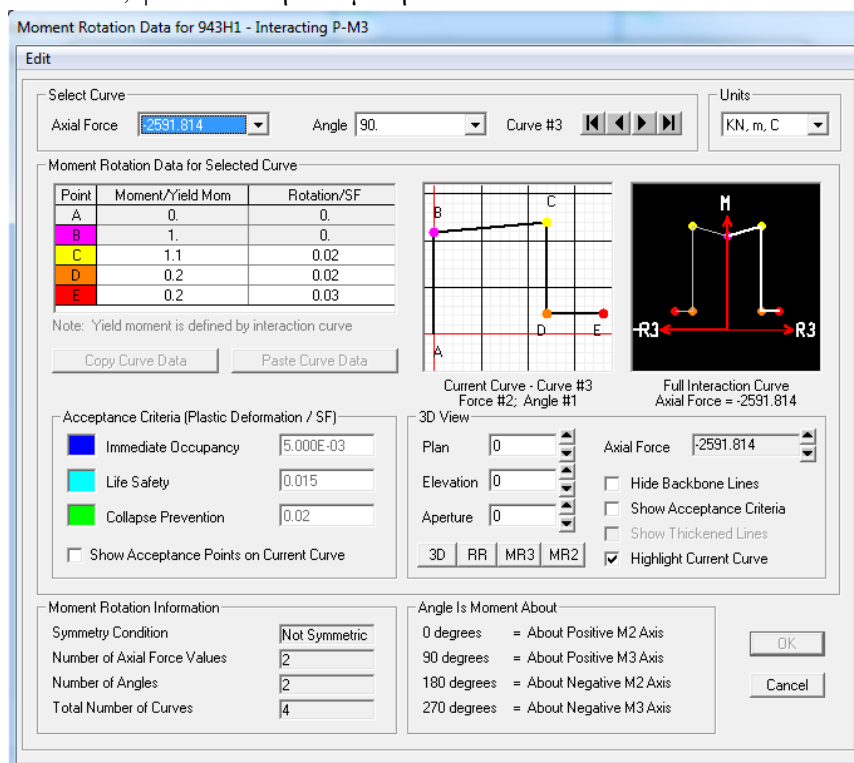


Εικόνα 7.7 : Εισαγωγή διαμήκους μετακίνησης D=1m στον στον πρώτο κόμβο των πασσάλων του Μεσόβαθρου μετά τον κεφαλόδεσμο, στο πρόγραμμα SAP2000

Ορίζουμε τον συντελεστή βλάβης,  $\theta_{pl}/\theta_{um}$ , ο οποίος είναι το γινόμενο της πλαστικής στροφής σε κάθε βήμα εφαρμογής του προφίλ μετακινήσεων,  $\theta_{pl}$ , προς την μέγιστη τιμή της πλαστικής στροφής του πασσάλου,  $\theta_{um}$ .

Εξετάζουμε την πιθανή πλαστική άρθρωση των πασσάλων, σε βάθος  $z=7.5m$ .

Το αναλυτικό διάγραμμα ροπών-στροφών της συγκεκριμένης αυτόματης πιθανής πλαστικής άρθρωσης των πασσάλων του Μεσόβαθρου, όπως ορίζεται σύμφωνα με τους πίνακες FEMA356 από το πρόγραμμα SAP2000, φαίνεται στην επόμενη εικόνα :



Εικόνα 7.8 : Διάγραμμα ροπών - στροφών για την πιθανή πλαστική άρθρωση των πασσάλων του Μεσόβαθρου σε βάθος 7.50m

Εντοπίζουμε τις εξής χαρακτηριστικές πλαστικές στροφές :

Πλαστική στροφή στο σημείο επιτελεστικότητας άμεση χρήση (immediate occupancy) :

$$\theta_{IO} = 5 \cdot 10^{-3}$$

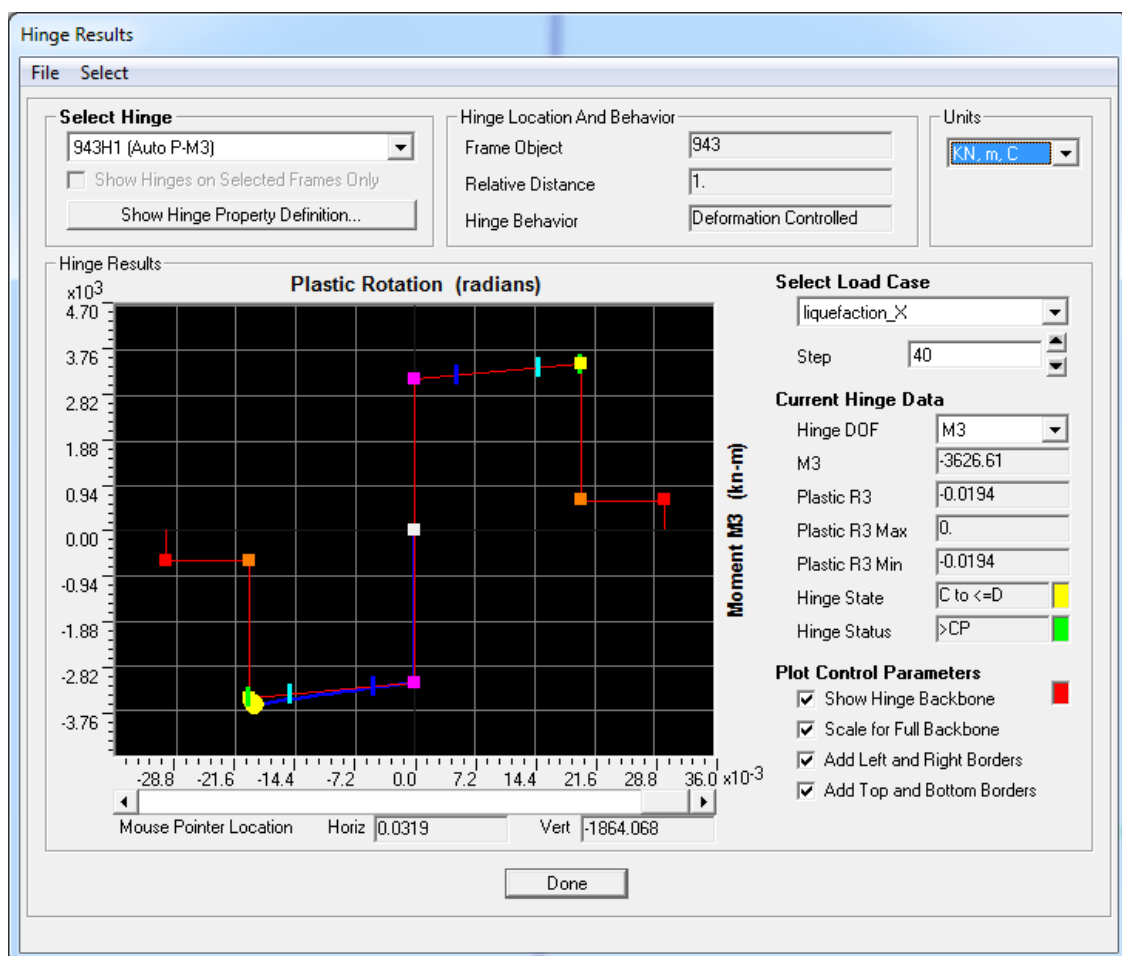
Πλαστική στροφή στο σημείο επιτελεστικότητας ασφάλεια ζωής (life safety) :

$$\theta_{LS} = 0.015$$

Πλαστική στροφή στο σημείο επιτελεστικότητας οιονεί κατάρρευση (collapse prevention), η οποία αποτελεί και την μέγιστη πλαστική στροφή που μπορεί να αναπτύξει η διατομή του πασσάλου. Ο κατιών κλάδος CD δεν έχει φυσική σημασία αφού στο σημείο C επέρχεται η κατάρρευση. :

$$\theta_{CP} = \theta_{um} = 0.02$$

Το αποτέλεσμα της ανάλυσης είναι το εξής, εκφρασμένο σε διάγραμμα ροπών-πλαστικών στροφών :



Εικόνα 7.9 : Πλαστική στροφή της πλαστικής άρθρωσης που δημιουργείται σε βάθος 7.50m συναρτήσει της αναπτυσσόμενης ροπής M3 ή M<sub>YY</sub>

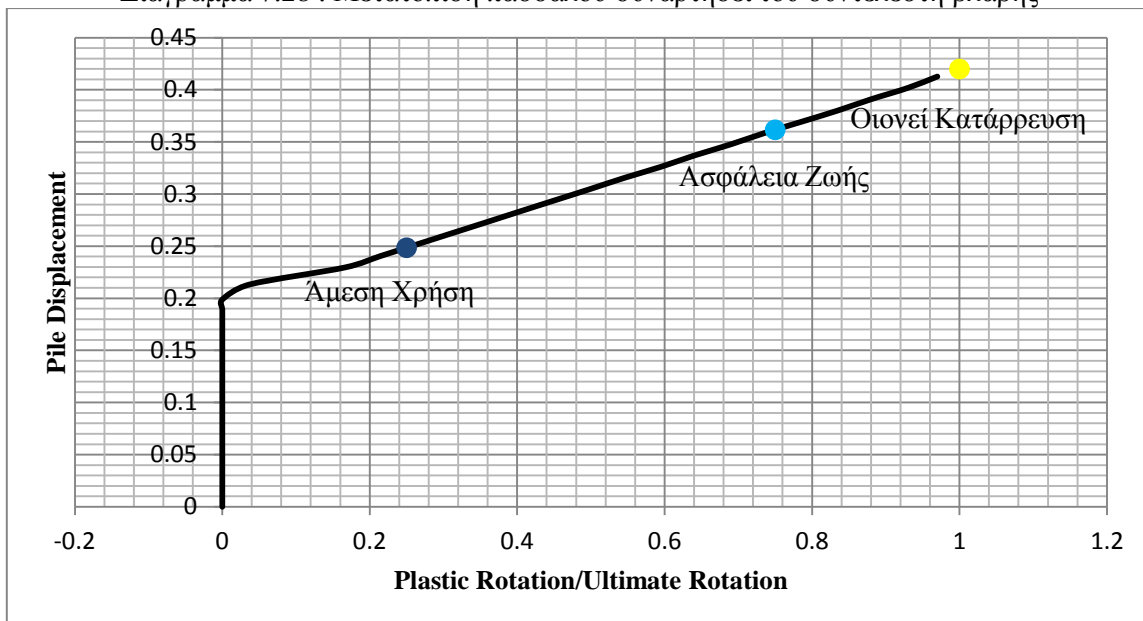
Πάσσαλοι Μεσόβαθρου X=36.25m

Πίνακας 7.2 : Μετατόπιση πασσάλων και αντίστοιχος συντελεστής βλάβης για την πλαστική άρθρωση σε βάθος 7.50m

step	Plastic rotation	Pile displacement	$\theta/\theta_{um}$
0	0	0	0
1	0	0.0093	0
2	0	0.0187	0
3	0	0.028	0
4	0	0.0374	0
5	0	0.0467	0
6	0	0.0561	0
7	0	0.0654	0
8	0	0.0748	0
9	0	0.0841	0
10	0	0.0934	0
11	0	0.1028	0
12	0	0.1121	0
13	0	0.1215	0
14	0	0.1308	0
15	0	0.1402	0
16	0	0.1495	0
17	0	0.1589	0
18	0	0.1682	0
19	0	0.1795	0
20	0	0.1895	0
21	0	0.1988	0
22	$7.358 \cdot 10^{-4}$	0.2132	0.03679
23	$3.332 \cdot 10^{-3}$	0.2296	0.1666
24	$4.273 \cdot 10^{-3}$	0.2403	0.21365
25	$5.219 \cdot 10^{-3}$	0.2510	0.26095
26	$6.166 \cdot 10^{-3}$	0.2617	0.3083
27	$7.115 \cdot 10^{-3}$	0.2724	0.35575
28	$8.064 \cdot 10^{-3}$	0.2832	0.4032
29	$9.013 \cdot 10^{-3}$	0.2939	0.45065
30	$9.965 \cdot 10^{-3}$	0.3046	0.49825
31	0.0109	0.3154	0.545
32	0.0119	0.3261	0.595
33	0.0128	0.3369	0.64
34	0.0138	0.3477	0.69
35	0.0147	0.3584	0.735
36	0.0157	0.3692	0.785
37	0.0167	0.3801	0.835
38	0.0176	0.3909	0.88
39	0.0186	0.4018	0.93
40	0.0194	0.4127	0.97

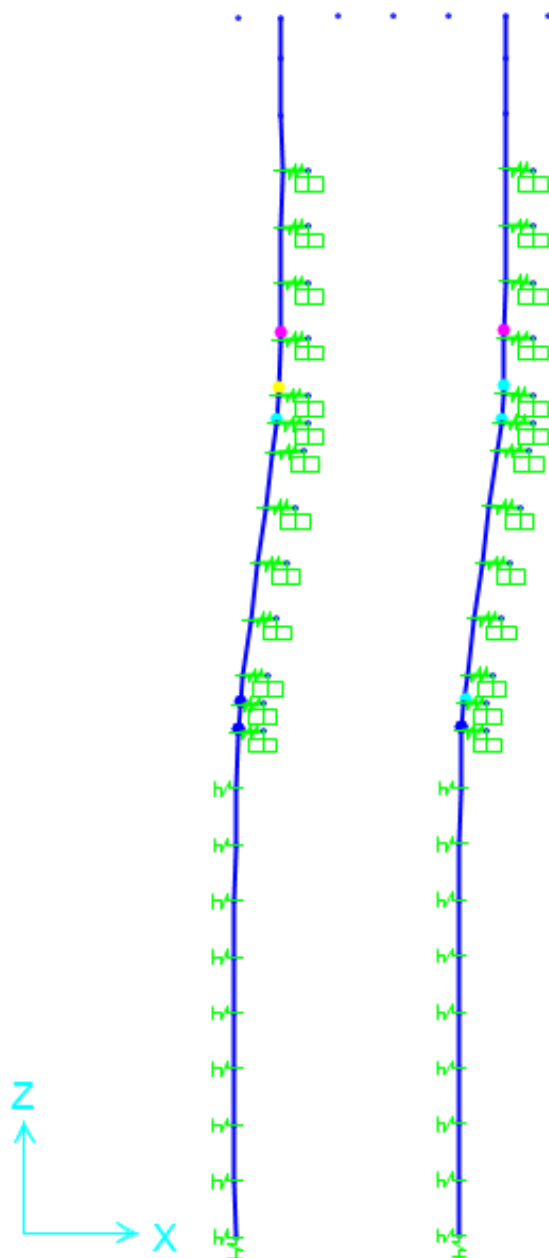
Από τον Πίνακα 7.2 εξάγουμε το διάγραμμα του συντελεστή βλάβης συναρτήσει των μετατοπίσεων του πασσάλου για την πλαστική άρθρωση σε βάθος 7.50m.

Διάγραμμα 7.28 : Μετατόπιση πασσάλου συναρτήσει του συντελεστή βλάβης



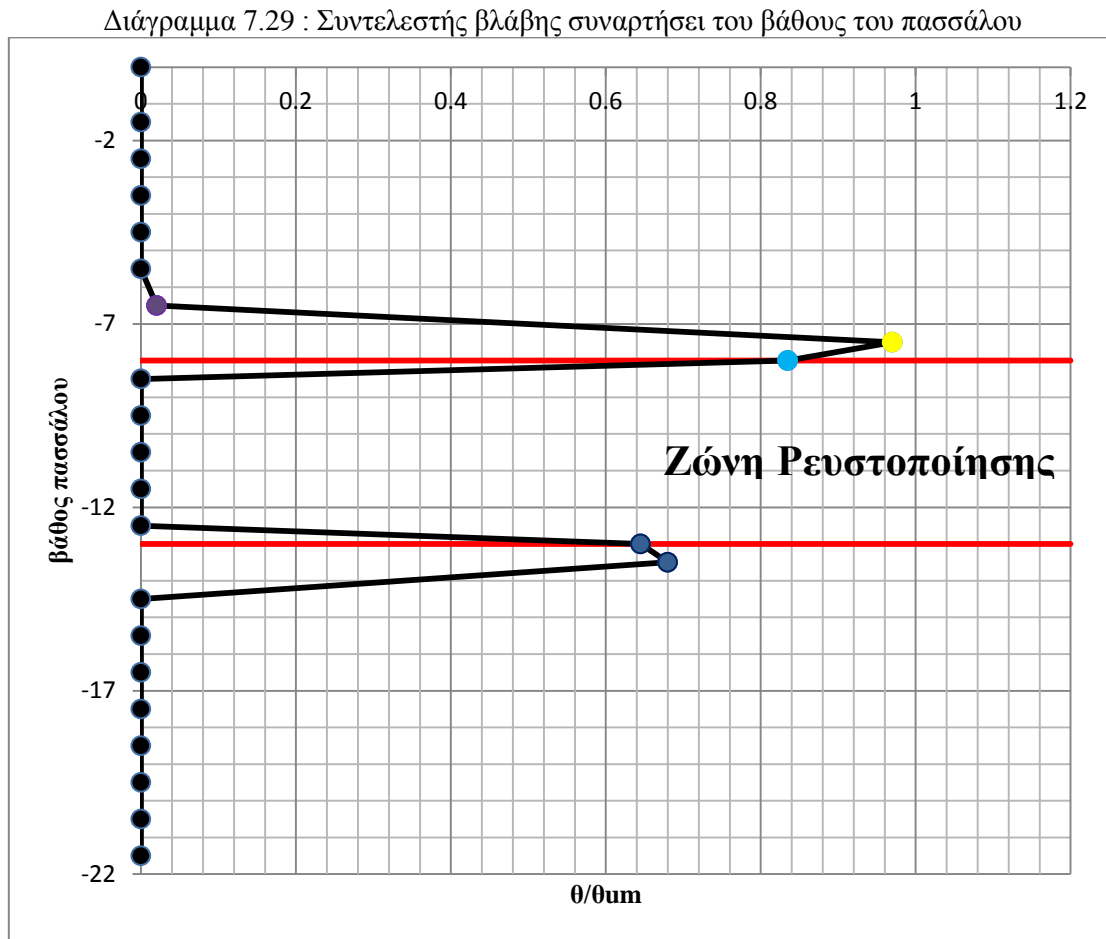
- Στο παραπάνω διάγραμμα το μπλε σημείο (●) αντιστοιχεί στην στάθμη επιτελεστικότητας άμεση χρήση (immediate occupancy)  $\theta_{IO}/\theta_{um} = 0.25$ , το γαλάζιο σημείο (●) αντιστοιχεί στην στάθμη επιτελεστικότητας ασφάλεια ζωής (life safety)  $\theta_{LS}/\theta_{um} = 0.75$ , το κίτρινο σημείο (●) αντιστοιχεί στην στάθμη επιτελεστικότητας οιονεί κατάρρευση (collapse prevention)  $\theta_{CP}/\theta_{um} = 1$ .
- Όταν προσεγγίζουμε τιμή συντελεστή βλάβης περίπου ίση με 1,  $\theta_{pl}/\theta_{um} \approx 1$ , τότε ο πάσσαλος έχει εξαντλήσει την δυνατότητα πλαστικής στροφής και επέρχεται κατάρρευση. Στην συγκεκριμένη περίπτωση ο πάσσαλος φέρει την ικανότητα πλαστικής στροφής έως την μετατόπιση των 0.40 m περίπου.

Κατά την διάρκεια της αστοχίας στο συγκεκριμένο σημείο του πασσάλου ( $X=36.25m$ ,  $Z=7.5m$ ) αναπτύσσονται και άλλες πλαστικές αρθρώσεις, οι οποίες κατανέμονται κατά μήκος του πασσάλου σύμφωνα με το ακόλουθο σχήμα :



Σχήμα 7.4 : Παραμορφωμένο σχήμα των πασσάλων του Μεσόβαθρου ύστερα από την εκτέλεση της liquefaction\_X

Το διάγραμμα που ακολουθεί δίνει τον ακριβή λόγο  $\theta_{pl}/\theta_{um}$  και το βάθος καθενός από τα παραπάνω σημεία :



Υπόμνημα διαγράμματος

- Μαύρο χρώμα ● : το σημείο κινείται κατά μήκος του ελαστικού κλάδου, δηλαδή εμφανίζει μηδενική πλαστική στροφή.
- Μωβ χρώμα ● : το σημείο κινείται από το σημείο διαρροής έως τη στάθμη επιτελεστικότητας άμεση χρήση (immediate occupancy).
- Μπλε χρώμα ● : το σημείο κινείται από την στάθμη επιτελεστικότητας άμεση χρήση (immediate occupancy) έως την στάθμη επιτελεστικότητας ασφάλεια ζωής (life safety).
- Γαλάζιο χρώμα ● : το σημείο κινείται από την στάθμη επιτελεστικότητας ασφάλεια ζωής (life safety) έως την στάθμη επιτελεστικότητας οιονεί κατάρρευση (collapse prevention).
- Κίτρινο χρώμα ● : το σημείο βρίσκεται στην την στάθμη επιτελεστικότητας οιονεί κατάρρευση (collapse prevention) ή κινείται ήδη στον κατιόντα κλάδο.

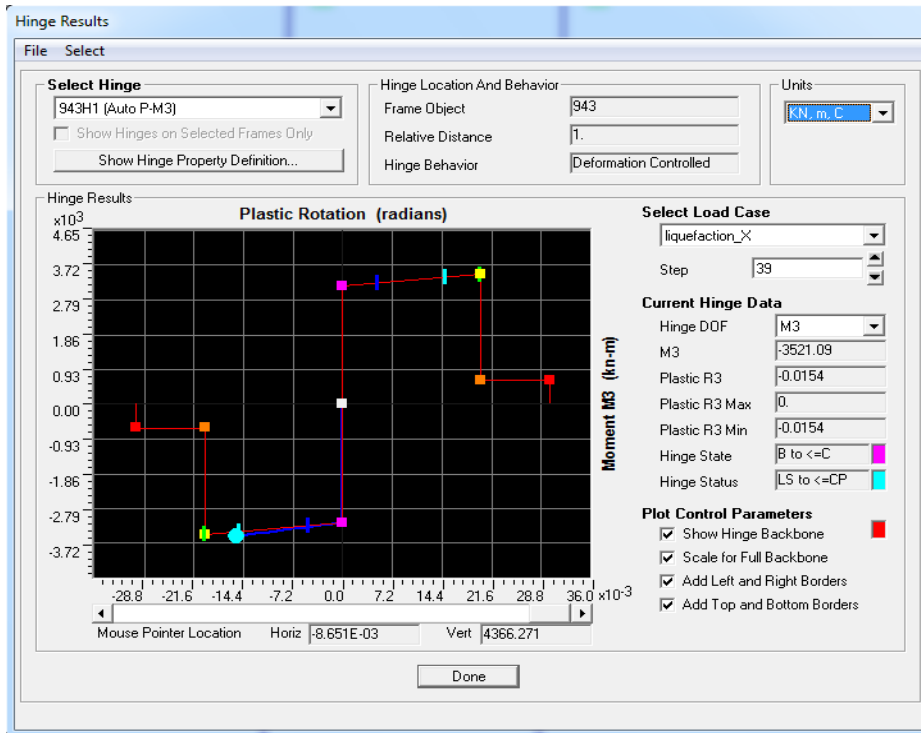
**Προσδιορισμός απόκρισης της πασσαλοθεμλίωσης στην ρευστοποίηση, με απομειωμένα ελατήρια έδρασης.**

Η δυσκαμψία των ελατηρίων Winkler, στην ζώνη της ρευστοποίησης, μειώνεται στο 1/3 της δυσκαμψίας των ελατηρίων μελέτης. Ο νέος πίνακας με τα χαρακτηριστικά των νέων ελατηρίων είναι ο ακόλουθος :

Πίνακας 7.3 : Χαρακτηριστικά απομειωμένων ελατηρίων Winkler στην ζώνη ρευστοποίησης της θεμελίωσης του Μεσόβαθρου

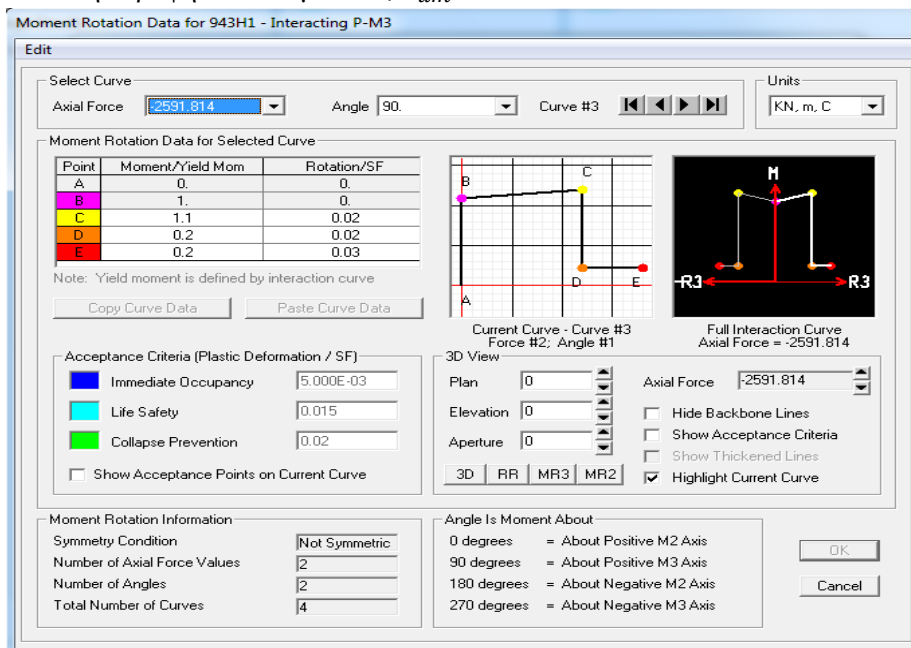
z(m)	$\gamma_s(\text{KN/m}^3)$	$\sigma_v(\text{KPa})$	$\gamma_w(\text{KN/m}^3)$	u(KPa)	$\sigma'_{v0}(\text{KPa})$	$P_u(\text{KPa})$	$K_H(\text{KN/m})$	$\delta u(\text{m})$
0	21	0	10	0	0	0	-	-
1.5	21	31.5	10	0	31.5	320.56	0	-
2.5	21	52.5	10	0	52.5	534.26	0	-
3.5	21	73.5	10	0	73.5	747.96	14000	0.0534
4.5	21	94.5	10	0	94.5	961.67	14000	0.0687
5.5	21	115.5	10	10	105.5	1073.61	14280	0.0752
6.5	21	136.5	10	20	116.5	1185.55	14560	0.0814
7.5	21	157.5	10	30	127.5	1297.49	14840	0.0874
8	21	168	10	35	133	1353.46	4993.33	0.2711
8.5	21	178.5	10	40	138.5	1409.43	5040	0.2796
9.5	21	199.5	10	50	149.5	1521.37	5133.33	0.2964
10.5	21	220.5	10	60	160.5	1633.31	5226.67	0.3125
11.5	21	241.5	10	70	171.5	1745.25	5320	0.3281
12.5	21	262.5	10	80	182.5	1857.19	5413.33	0.3431
13	21	273	10	85	188	1913.16	6636	0.2883
13.5	21	283.5	10	90	193.5	1969.13	23576	0.0835
14.5	21	304.5	10	100	204.5	2081.07	30912	0.0673

Το αποτέλεσμα της ανάλυσης για το ίδιο σημείο του πασσάλου, το οποίο μελετήθηκε και προηγουμένως, είναι το εξής :



Εικόνα 7.10 : Πλαστική στροφή της πλαστικής άρθρωσης που δημιουργείται σε βάθος 7.50m συναρτήσει της αναπτυσσόμενης ροπής M3 ή  $M_{YY}$  (απομειωμένα ελατήρια Winkler)

Παρατηρούμε ότι στο συγκεκριμένο σημείο ο πάσσαλος δεν προλαβαίνει να φτάσει στην κατάρρευση, αν και η στάθμη ασφάλεια ζωής (life safety) έχει ήδη ξεπεραστεί και το σημείο οδεύει προς την στάθμη οιονεί κατάρρευσης (collapse prevention). Ο αναλυτικός πίνακας, που περιέχει βήμα προς βήμα την πλαστική στροφή του σημείου καθώς και την μετατόπιση του πασσάλου, ακολουθεί. Η μέγιστη πλαστική στροφή ισούται με 0.02,  $\theta_{um} = 0.02$ .



Εικόνα 7.11 : Διάγραμμα ροπών - στροφών για την πιθανή πλαστική άρθρωση των πασσάλων του Μεσόβαθρου σε βάθος 7.50m (απομειωμένα ελατήρια Winkler)

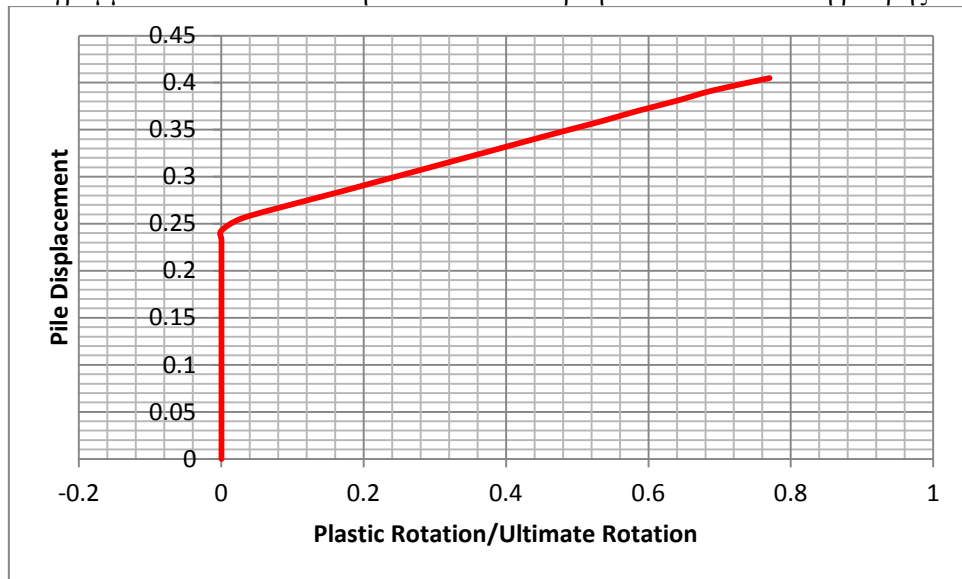


Πίνακας 7.4 : Μετατόπιση πασσάλων και αντίστοιχος συντελεστής βλάβης για την πλαστική άρθρωση σε βάθος 7.50m (απομειωμένα ελατήρια Winkler)

Step	Plastic rotation	Pile displacement	$\theta/\theta_{um}$
0	0	0	0
1	0	0.0095	0
2	0	0.0189	0
3	0	0.0284	0
4	0	0.0379	0
5	0	0.0473	0
6	0	0.0568	0
7	0	0.0663	0
8	0	0.0757	0
9	0	0.0852	0
10	0	0.0947	0
11	0	0.1041	0
12	0	0.1136	0
13	0	0.1231	0
14	0	0.1325	0
15	0	0.1420	0
16	0	0.1515	0
17	0	0.1609	0
18	0	0.1704	0
19	0	0.1799	0
20	0	0.1894	0
21	0	0.1988	0
22	0	0.2117	0
23	0	0.2238	0
24	0	0.2333	0
25	0	0.2427	0
26	$5.810 \cdot 10^{-4}$	0.2558	0.02905
27	$2.244 \cdot 10^{-3}$	0.2732	0.1122
28	$3.325 \cdot 10^{-3}$	0.2839	0.16625
29	$4.374 \cdot 10^{-3}$	0.2947	0.2187
30	$5.423 \cdot 10^{-3}$	0.3054	0.27115
31	$6.471 \cdot 10^{-3}$	0.3162	0.32355
32	$7.519 \cdot 10^{-3}$	0.3269	0.37595
33	$8.566 \cdot 10^{-3}$	0.3377	0.4283
34	$9.614 \cdot 10^{-3}$	0.3484	0.4807
35	0.0107	0.3592	0.535
36	0.0117	0.3700	0.585
37	0.0128	0.3808	0.64
38	0.0138	0.3916	0.69
39	0.0154	0.4048	0.77

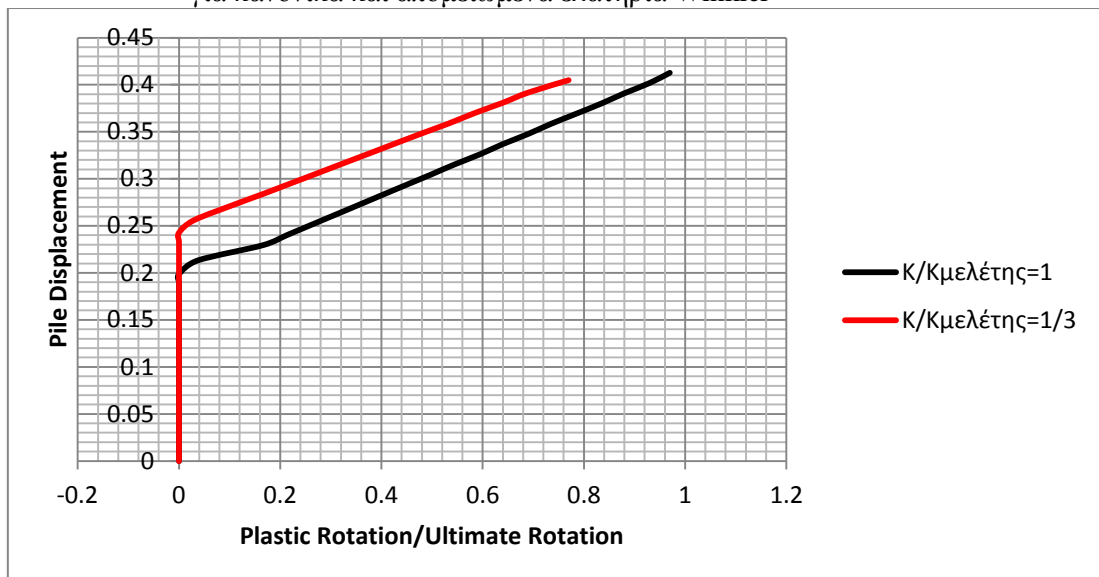
Από τον Πίνακα 7.4 εξάγουμε το διάγραμμα του συντελεστή βλάβης συναρτήσει των μετατοπίσεων του πασσάλου για την πλαστική άρθρωση σε βάθος 7.50m :

Διάγραμμα 7.30 : Μετατόπιση πασσάλου συναρτήσει του συντελεστή βλάβης

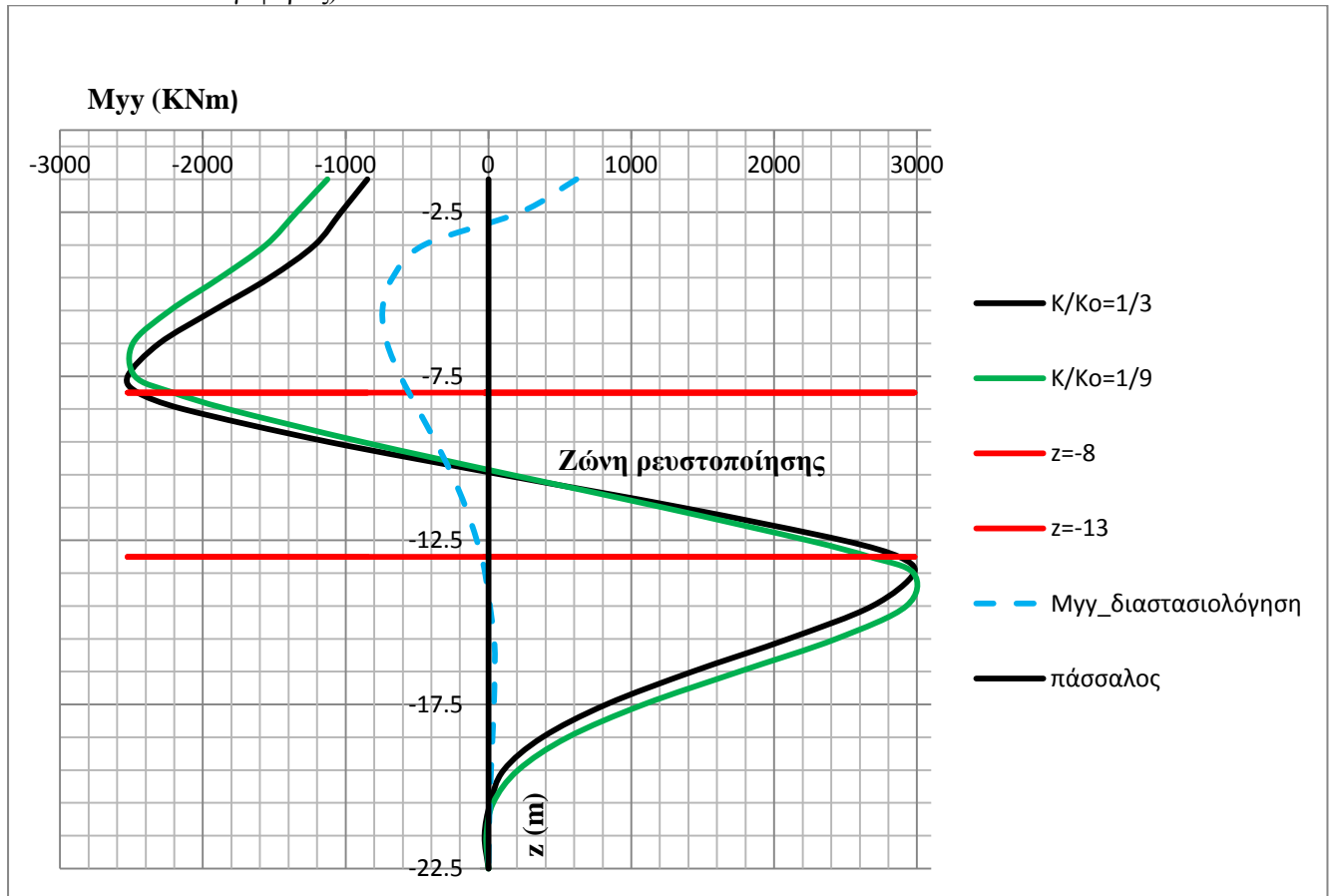


Τα δύο διαγράμματα αντιπαρατιθέμενα :

Διάγραμμα 7.31 : Αντιπαραθέση διαγραμμάτων μετατόπισης πασσάλου - συντελεστή βλάβης, για κανονικά και απομειωμένα ελατήρια Winkler



Διάγραμμα 7.32 : Σύγκριση ελαστικών καμπτικών ροπών από την δυναμική φασματική ανάλυση και από την ρευστοποίηση (επιβολή μετατοπίσεων κατά την διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας).

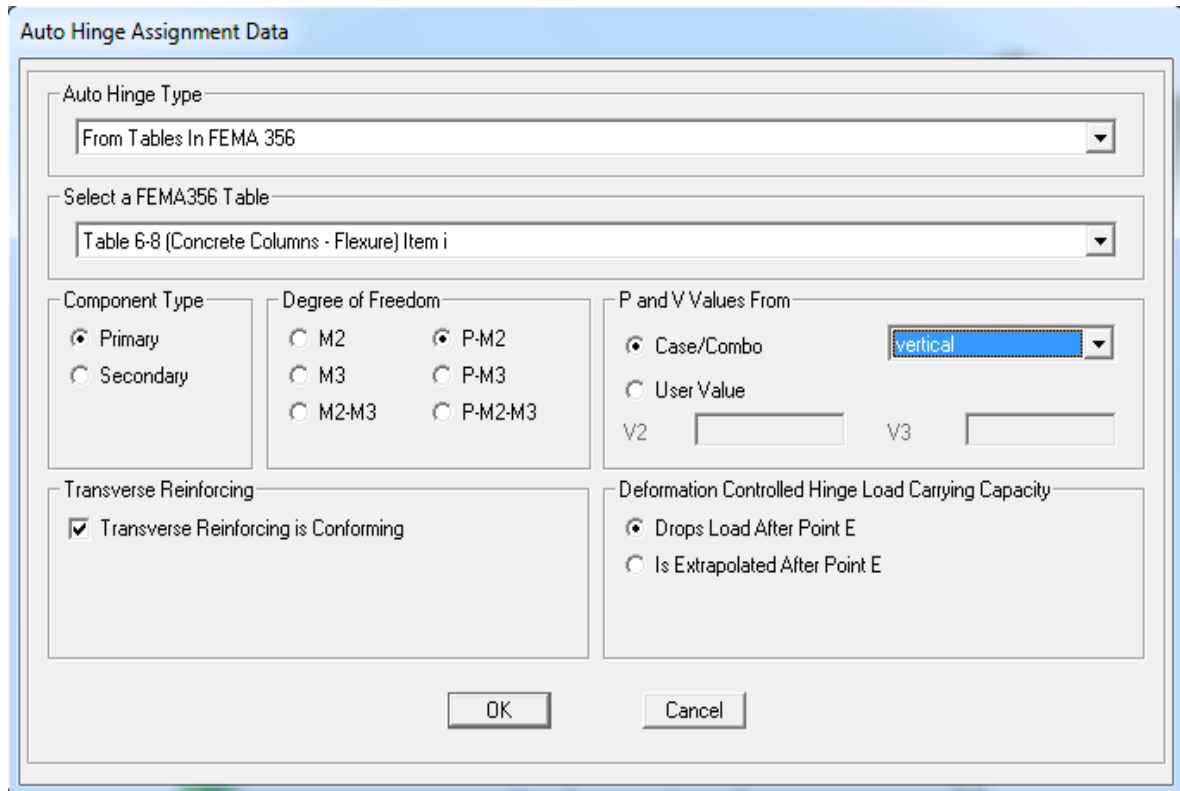


Μαύρη και πράσιμη καμπύλη : οι καμπτικές ροπές που αναπτύσσονται στον πάσσαλο για μέγιστη μετατόπισή του  $D=0.20\text{m}$  (ελαστική περιοχή).

Παρατηρούμε ότι η απομείωση των δυσκαμμιών των ελατηρίων πλευρικής έδρασης δεν επιφέρει ουσιαστική μετατόπιση του διαγράμματος καμπτικών ροπών.

### Εγκάρσια διεύθυνση.

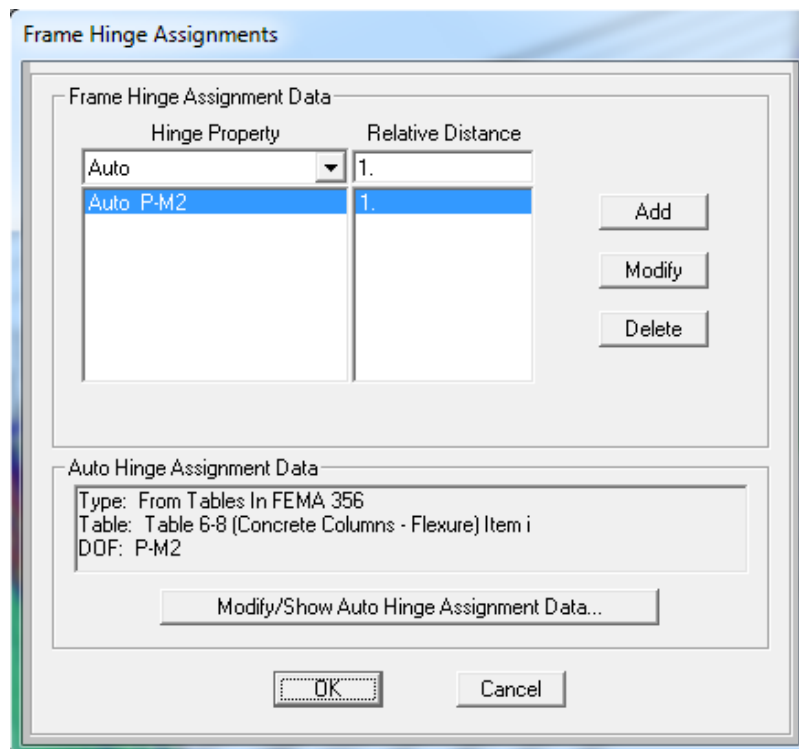
Η διαδικασία είναι ακριβώς ίδια με αυτή που ακολουθήσαμε για την παραμετροποίηση της ρευστοποίησης κατά την διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας. Το προφίλ μετακινήσεων παραμένει το ίδιο. Ορίζουμε τη μη γραμμική στατική ανάλυση, *liquefaction\_Y*. Οι αυτόματες πλαστικές αρθρώσεις που χρησιμοποιούμε ορίζονται ως ακολούθως :



Εικόνα 7.12 :: Ορισμός αυτόματων πλαστικών αρθρώσεων πασσάλων για την εγκάρσια ανάλυση *liquefaction\_X*, στο πρόγραμμα SAP2000

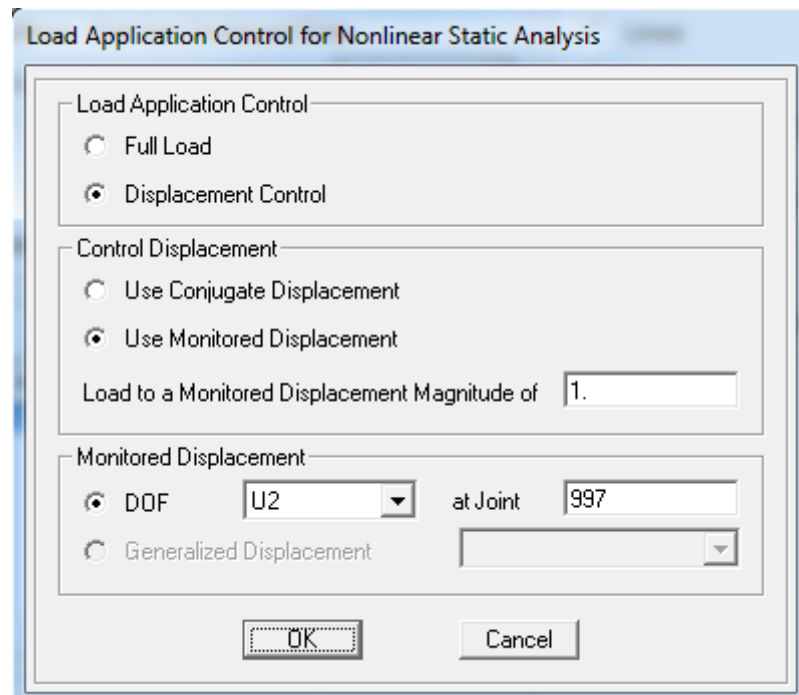
Γίνεται χρήση των πινάκων FEMA356 για υποστυλώματα από σκυρόδεμα, τα μεγέθη αλληλεπίδρασης είναι το αξονικό φορτίο στους πασσάλους καθώς και η ροπή  $M_{X-X} = M_2$  που επίσης αναπτύσσεται σε αυτούς και οι τιμές των εντατικών μεγεθών προέρχονται από την επίλυση της μη γραμμικής στατικής περίπτωσης, *vertical*, η οποία περιλαμβάνει όλα τα κατακόρυφα φορτία, ίδιο βάρος γέφυρας (DEAD), επιπρόσθετα μόνιμα φορτία (G1) και κινητά φορτία (Qk).

Οι πιθανές πλαστικές αρθρώσεις τοποθετούνται ανά 1m πασσάλου :



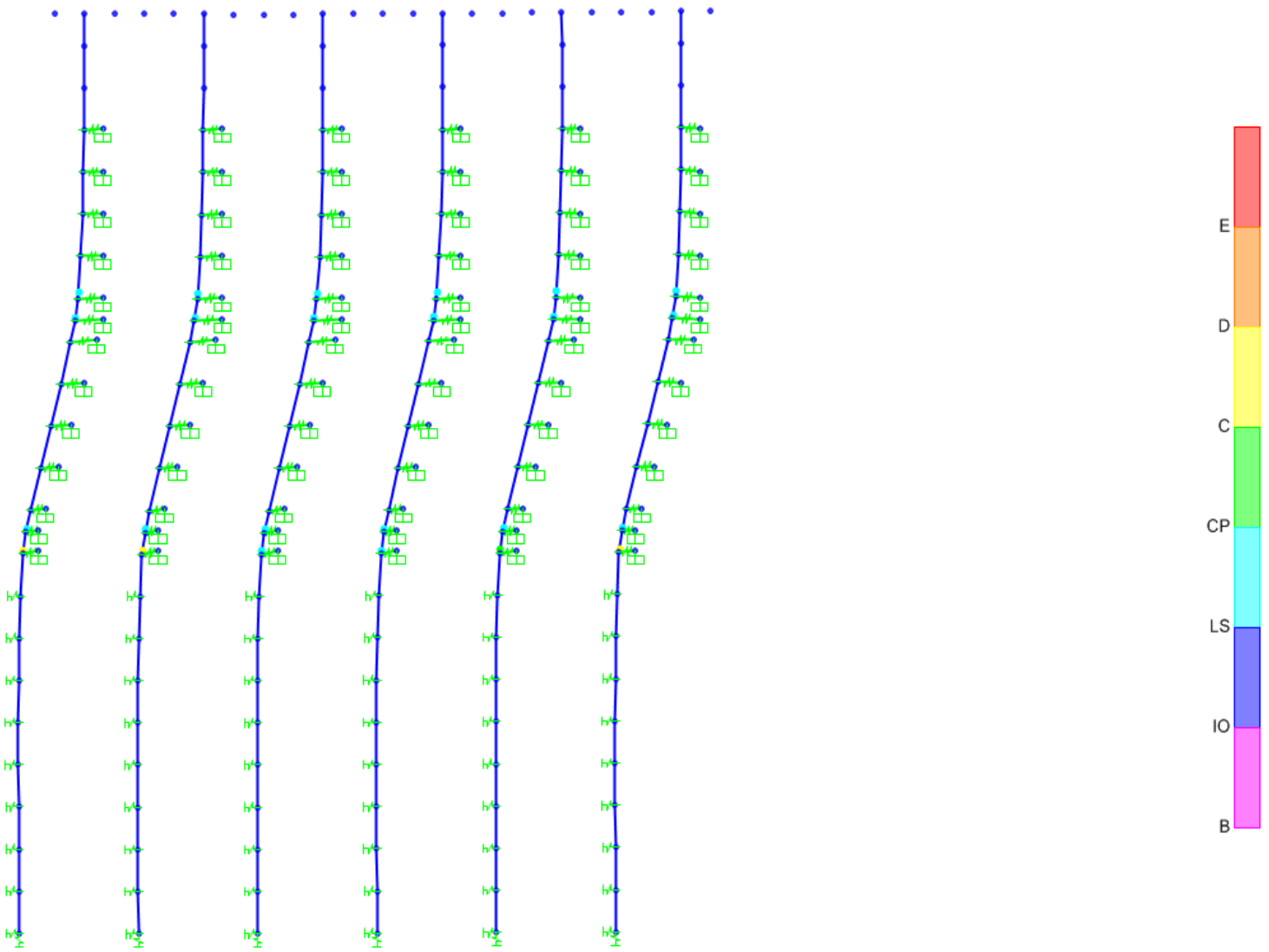
Εικόνα 7.13: Εισαγωγή πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στο πέρας κάθε στοιχείου διακριτοποίησης των πασσάλων, στο πρόγραμμα SAP2000

Ο κόμβος ελέγχου για την μέγιστη μετακίνηση που θέλουμε να αναπτυχθεί κατά την εκτέλεση της εγκάρσιας παραμετροποιημένης ρευστοποίησης είναι ο 997 και το μέγεθος της μέγιστης μετακίνησης 1m.



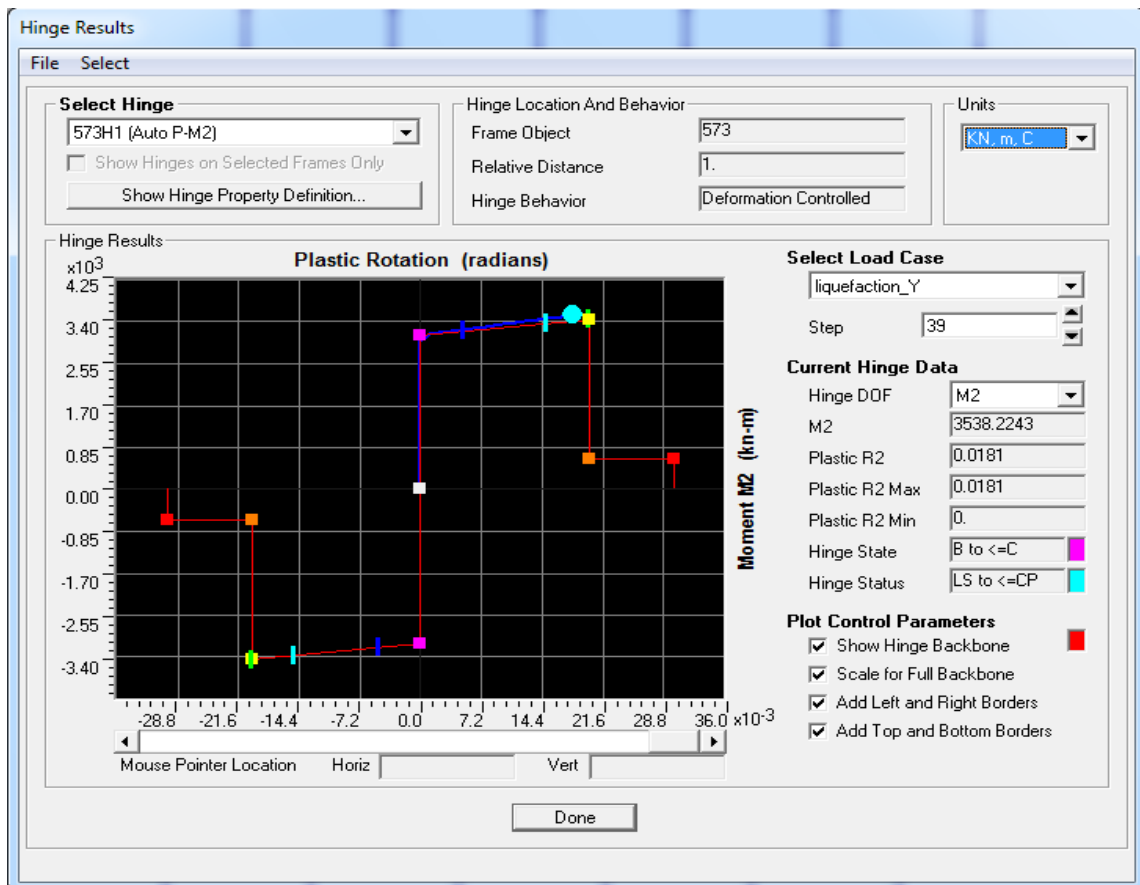
Εικόνα 7.14 : Εισαγωγή εγκάρσιας μετακίνησης D=1m στον στον πρώτο κόμβο των πασσάλων του Μεσόβαθρου μετά τον κεφαλόδεσμο, στο πρόγραμμα SAP2000

Ύστερα από την επίλυση της περίπτωσης liquefaction\_Y προκύπτει η ακόλουθη εικόνα μετακινήσεων :



Σχήμα 7.5 : Παραμορφωμένο σχήμα των πασσάλων του Μεσόβαθρου ύστερα από την εκτέλεση της liquefaction\_Y

Το αποτέλεσμα της ανάλυσης για την πλαστική άρθρωση σε βάθος 7.50m εκφρασμένο σε διάγραμμα ροπών-πλαστικών στρωφών, είναι το εξής :



Εικόνα 7.15 : Πλαστική στρωφή της πλαστικής άρθρωσης που δημιουργείται σε βάθος 7.50m συναρτήσει της αναπτυσσόμενης ροπής M2 ή M<sub>xx</sub>

Το διάγραμμα επιτελεσματικότητας είναι ίδιο με αυτό για την διαμήκη διεύθυνση και έτσι έχουμε τις εξής τιμές χαρακτηριστικών πλαστικών στρωφών :

$$\theta_{IO} = 5 \cdot 10^{-3}$$

$$\theta_{LS} = 0.015$$

$$\theta_{CP} = \theta_{um} = 0.02$$

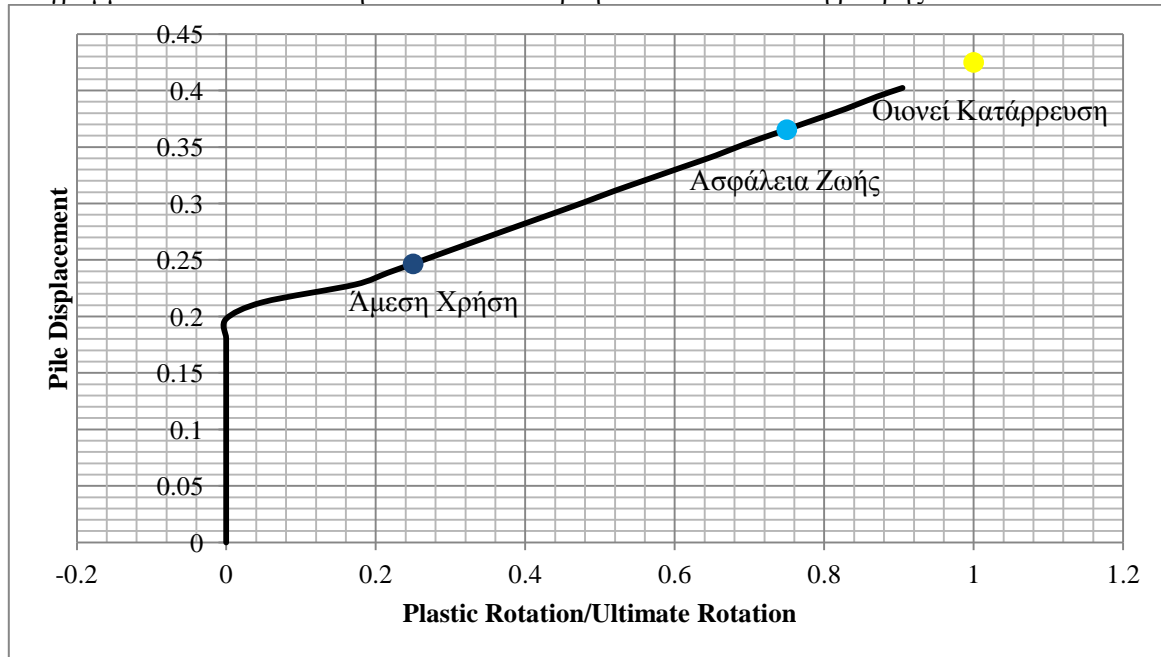
Προχωρούμε στην κατάρτιση του διαγράμματος συντελεστής βλάβης συναρτήσει μετατόπισης πασσάλου, για την πλαστική άρθρωση σε βάθος 7.50m.

Πίνακας 7.5 : Μετατόπιση πασσάλων και αντίστοιχος συντελεστής βλάβης για την πλαστική άρθρωση σε βάθος 7.50m

Step	Plastic rotation	Pile displacement	$\theta/\theta_{um}$
0	0	0	0
1	0	0.0093	0
2	0	0.0186	0
3	0	0.0279	0
4	0	0.0372	0
5	0	0.0465	0
6	0	0.0558	0
7	0	0.0651	0
8	0	0.0744	0
9	0	0.0837	0
10	0	0.093	0
11	0	0.1023	0
12	0	0.1116	0
13	0	0.1209	0
14	0	0.1302	0
15	0	0.1395	0
16	0	0.1488	0
17	0	0.1581	0
18	0	0.1674	0
19	0	0.1806	0
20	0	0.1979	0
21	$9.771 \cdot 10^{-4}$	0.2126	0.048855
22	$3.453 \cdot 10^{-3}$	0.2282	0.17265
23	$4.316 \cdot 10^{-3}$	0.2385	0.2158
24	$5.190 \cdot 10^{-3}$	0.2489	0.2595
25	$6.064 \cdot 10^{-3}$	0.2593	0.3032
26	$6.938 \cdot 10^{-3}$	0.2697	0.3469
27	$7.813 \cdot 10^{-3}$	0.2801	0.39065
28	$8.688 \cdot 10^{-3}$	0.2904	0.4344
29	$9.563 \cdot 10^{-3}$	0.3008	0.47815
30	0.0104	0.3112	0.52
31	0.0113	0.3216	0.565
32	0.0122	0.3320	0.61
33	0.0131	0.3424	0.655
34	0.0139	0.3527	0.695
35	0.0148	0.3631	0.74
36	0.0157	0.3735	0.785
37	0.0166	0.3839	0.83
38	0.0174	0.3943	0.87
39	0.0181	0.4022	0.905



Διάγραμμα 7.33 : Μετατόπιση πασσάλου συναρτήσει του συντελεστή βλάβης



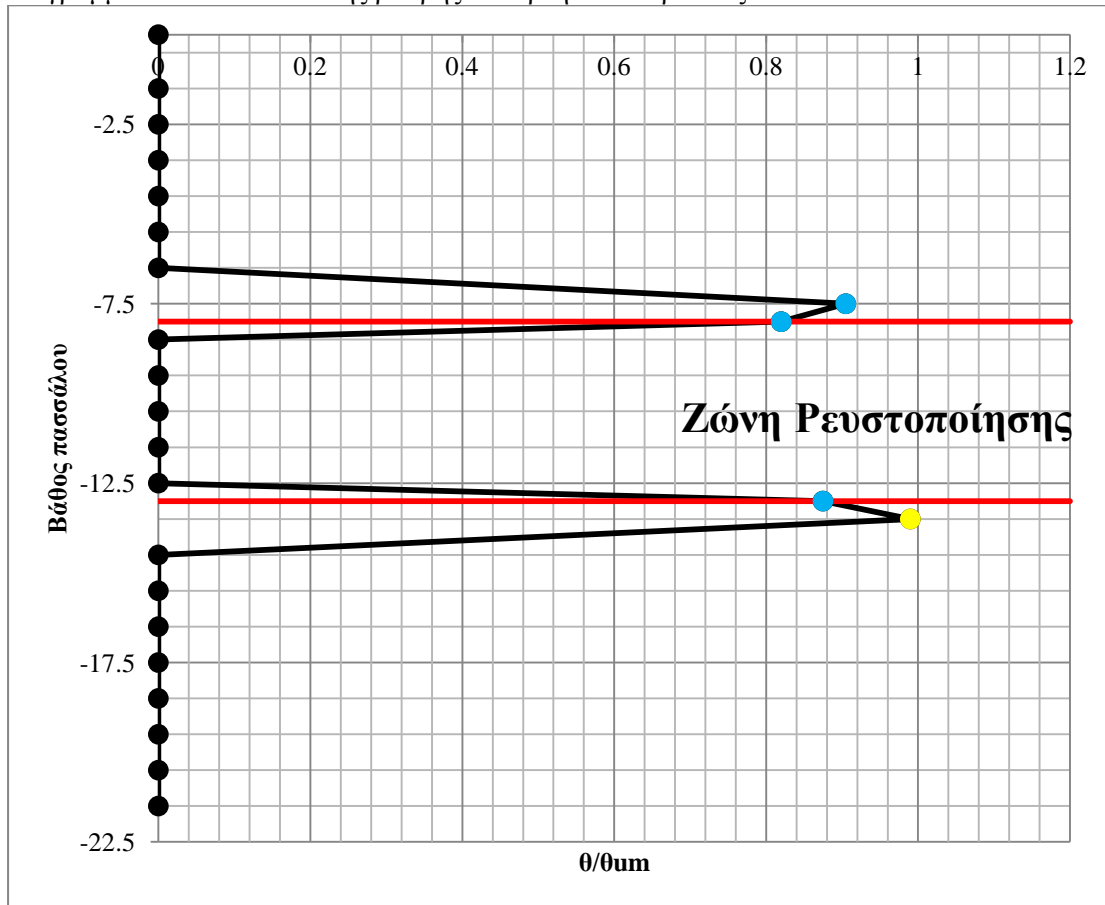
μπλε σημείο (●) : άμεση χρήση( immediate occupancy),  $\theta_{IO}/\theta_{um} = 0.25$ ,  
*pile displacement* = 0.2466

γαλάζιο σημείο (●) : ασφάλεια ζωής (life safety),  $\theta_{LS}/\theta_{um} = 0.75$   
*pile displacement* = 0.3654

κίτρινο σημείο (●) : οιονεί κατάρρευση (collapse prevention),  $\theta_{CP}/\theta_{um} = 1$   
*pile displacement* = 0.4250

Η κατανομή των υπόλοιπων πλαστικών αρθρώσεων στον πάσσαλο δείχνεται παρακάτω :

Διάγραμμα 7.34 : Συντελεστής βλάβης συναρτήσει του βάθους του πασσάλου





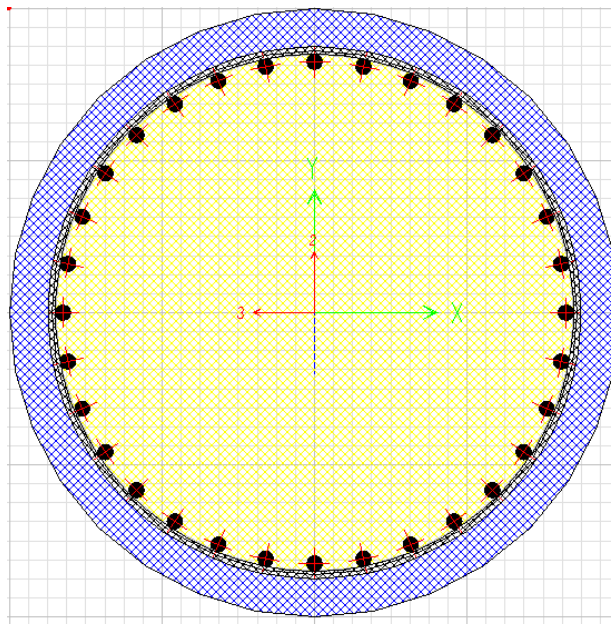
## Κεφάλαιο 8 Συμπεράσματα

Στόχος της παρούσας εργασίας ήταν η αδρανειακή και κινηματική απόκριση γέφυρας θεμελιωμένης σε ρευστοποιήσιμο έδαφος. Χρησιμοποιήθηκε η οδική γέφυρα του ποταμού Σκουπέικο, η οποία αποτελεί τμήμα του νέου αυτοκινητόδρομου Κορίνθου – Πατρών.

### 8.1 Διαστασιολόγηση

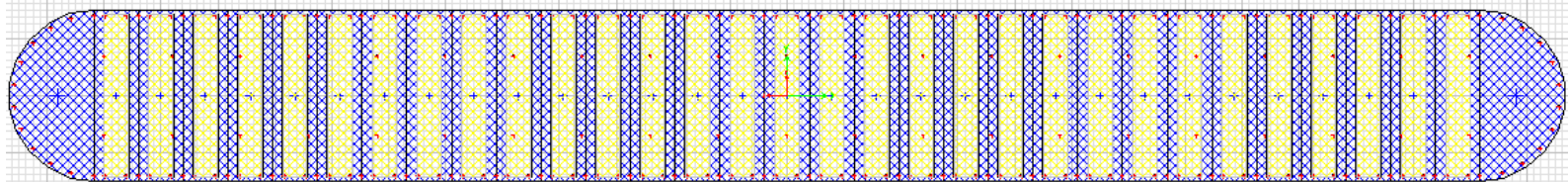
Αφού μορφώθηκε το υπολογιστικό προσομοίωμα της γέφυρας στο λογισμικό SAP2000 και ο φορέας επιλύθηκε για τον επιβαλλόμενο σεισμικό συνδυασμό δράσεων, εξευρέθηκαν ο διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός των διατομών των πασσάλων θεμελίωσης και του κορμού του μεσόβαθρου.

#### Διατομή πασσάλου



Διαμήκης οπλισμός : 32Φ25  
 Οπλισμός περίσφιγξης : Φ12/10

#### Διατομή κορμού Μεσόβαθρου

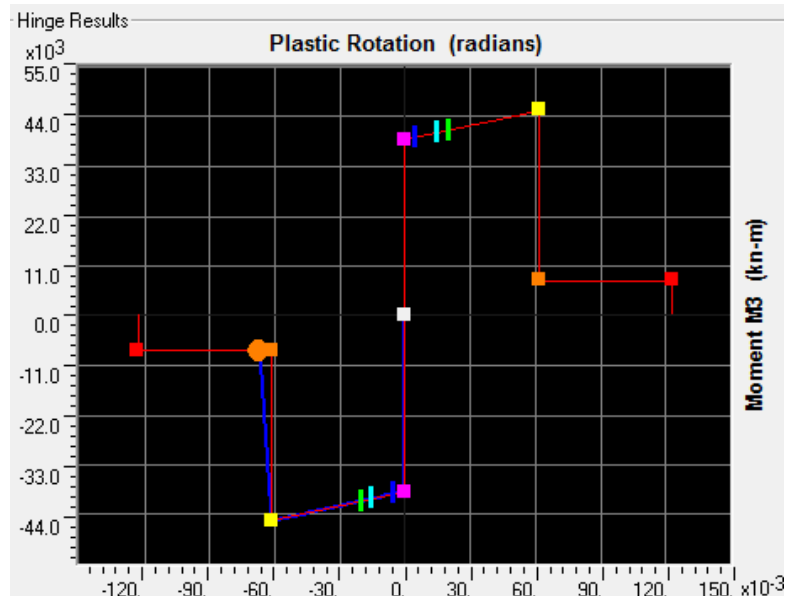


Διαμήκης οπλισμός : 208Φ25 εξωτερική στρώση  
 42Φ25 εσωτερική στρώση  
 Εγκάρσιος οπλισμός : Φ12/15

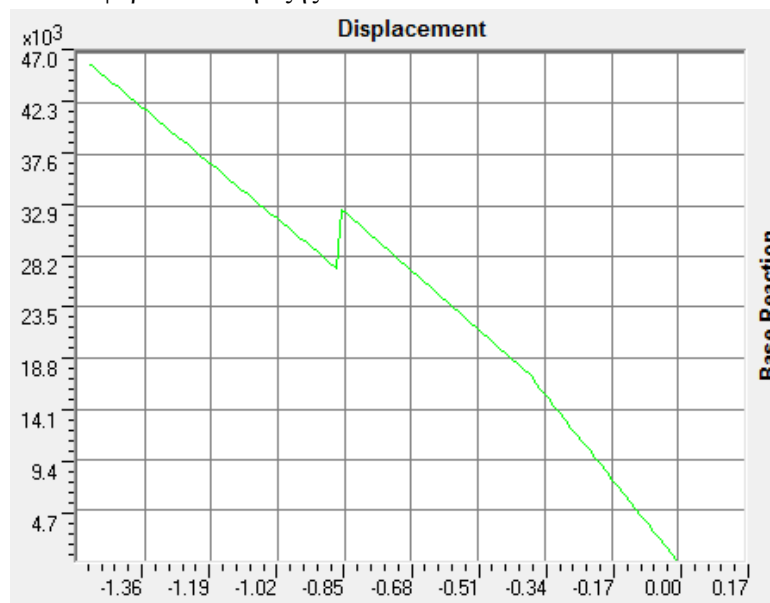
## 8.2 Αδρανειακή αλληλεπίδραση κατασκευής - εδάφους

Εφαρμόζεται η διαμήκης ανελαστική στατική ανάλυση Pushover (push\_X). Εμφανίζεται πλαστική άρθρωση στον πόδα του κορμού του Μεσόβαθρου.

Το διάγραμμα ροπών – στροφών της διατομής του κορμού του μεσόβαθρου είναι το εξής :



Η καμπύλη Pushover του φορέα είναι η εξής :



### Έλεγχοι μετακινήσεων εφεδράνων

Η Ε39/99 επιβάλλει μέγιστη διατμητική παραμόρφωση εφεδράνου ίση με 2 ( $\gamma_s = \frac{d_{Ed}}{\sum t_i} \leq 2.0$ ).

Ο φορέας αστοχεί σε μετακίνηση καταστρώματος ίση με 0.85m (βήμα 57) και η αντίστοιχη δύναμη που εφαρμόζεται στα εφάδρανα του Μεσόβαθρου είναι 694kN. Η μετακίνηση των εφεδράνων ισούται με :

$$d = \frac{F}{K} = \frac{694KN}{2182 \frac{KN}{m}} = 0.32m$$

άρα,

$$\gamma_s = \frac{d}{\sum t_i} = \frac{0.32m}{0.132m} = 2.4 > 2$$

τα εφέδρανα έχουν αστοχήσει.

Η διατομή του κορμού του Μεσόβαθρου εισάγεται στην πλαστική περιοχή για μετακίνηση καταστρώματος ίση με 0.38m (βήμα 25) και η αντίστοιχη δύναμη που εφαρμόζεται στα εφέδρανα του Μεσόβαθρου είναι 518KN. Η μετακίνηση των εφεδράνων ισούται με :

$$d = \frac{F}{K} = \frac{518KN}{2182 \frac{KN}{m}} = 0.24m$$

άρα,

$$\gamma_s = \frac{d}{\sum t_i} = \frac{0.24m}{0.132m} = 1.8 < 2$$

τα εφέδρανα δεν αστοχούν.

Τα εφέδρανα εισάγονται στην αστοχία για μετακίνηση καταστρώματος ίση με 0.55m (βήμα 36) και η αντίστοιχη δύναμη που εφαρμόζεται στα εφέδρανα είναι 578KN. Η μετακίνηση των εφεδράνων ισούται με :

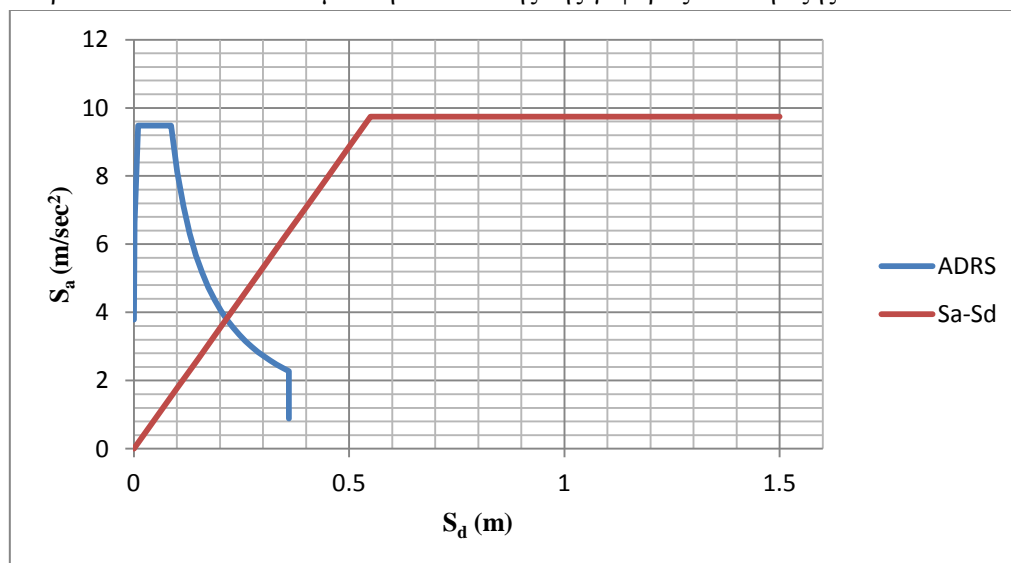
$$d = \frac{F}{K} = \frac{578KN}{2182 \frac{KN}{m}} = 0.26m$$

άρα,

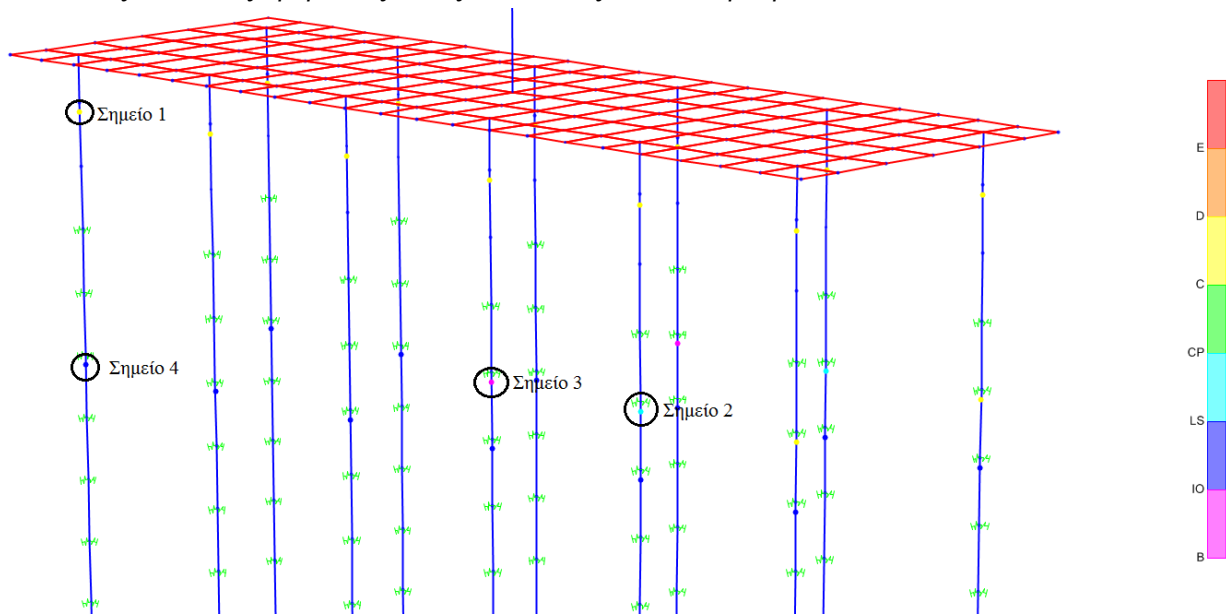
$$\gamma_s = \frac{d}{\sum t_i} = \frac{0.26m}{0.132m} = 2$$

#### Σεισμική απαίτηση για την κατασκευή (μέθοδος N2)

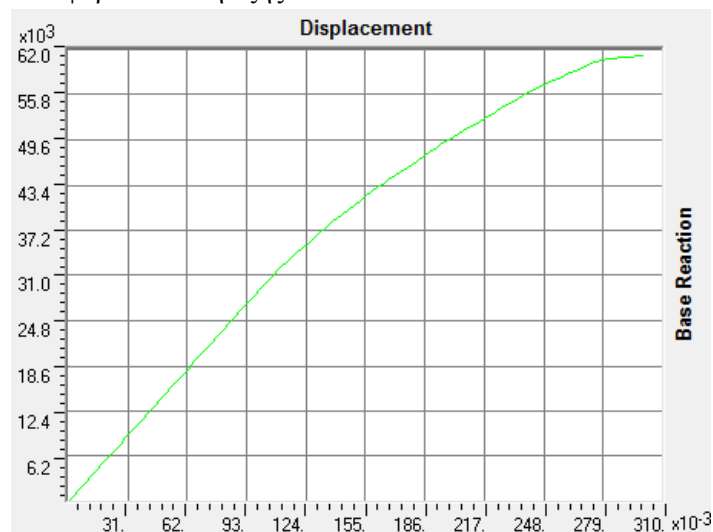
Αποδεικνύεται ότι η γέφυρα υπό το φάσμα σχεδιασμού της συγκεκριμένης περιοχής του έργου αποκρίνεται ελαστικά. Η καμπύλη αντίστασης της γέφυρας είναι η εξής :



Εφαρμόζεται η εγκάρσια ανελαστική στατική ανάλυση Pushover (push\_Y). Εμφανίζονται οι ακόλουθες πλαστικές αρθρώσεις στους πασσάλους του Μεσόβαθρου :



Η καμπύλη Pushover του φορέα είναι η εξής :



Ο φορέας αστοχεί για μετακίνηση καταστρώματος ίση με 1.30m (βήμα 31).

Ο φορέας εισάγεται στην πλαστική περιοχή για μετακίνηση καταστρώματος ίση με 0.65m (βήμα 10).

Τα εφάδρανα αστοχούν ήδη από την μετακίνηση καταστρώματος ίση με 0.35m (βήμα 6)

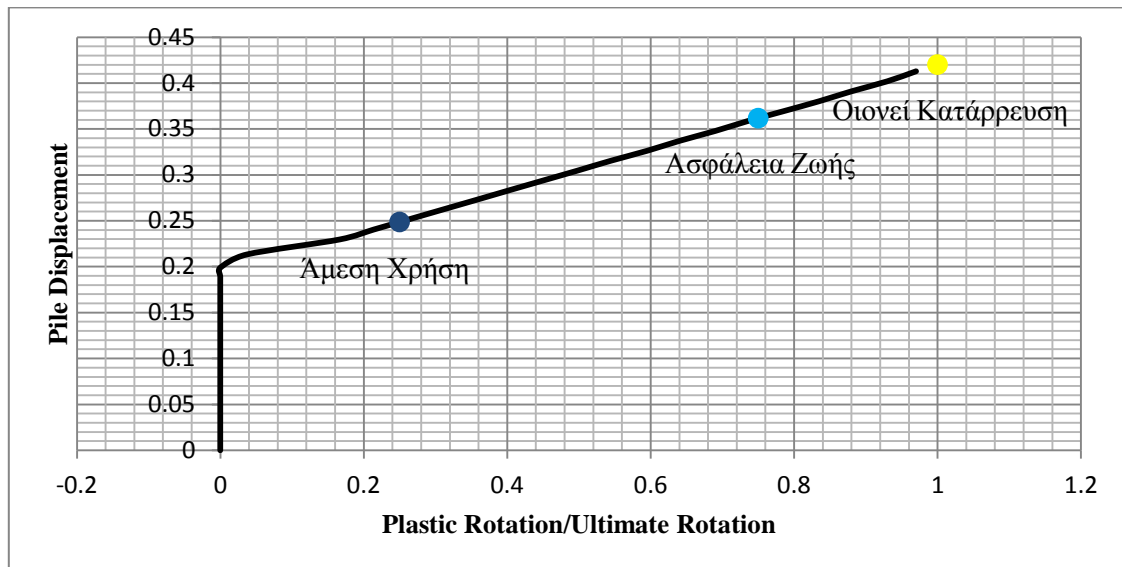
$$d = \frac{F}{K} = \frac{633KN}{2182 \frac{KN}{m}} = 0.29m$$

άρα,

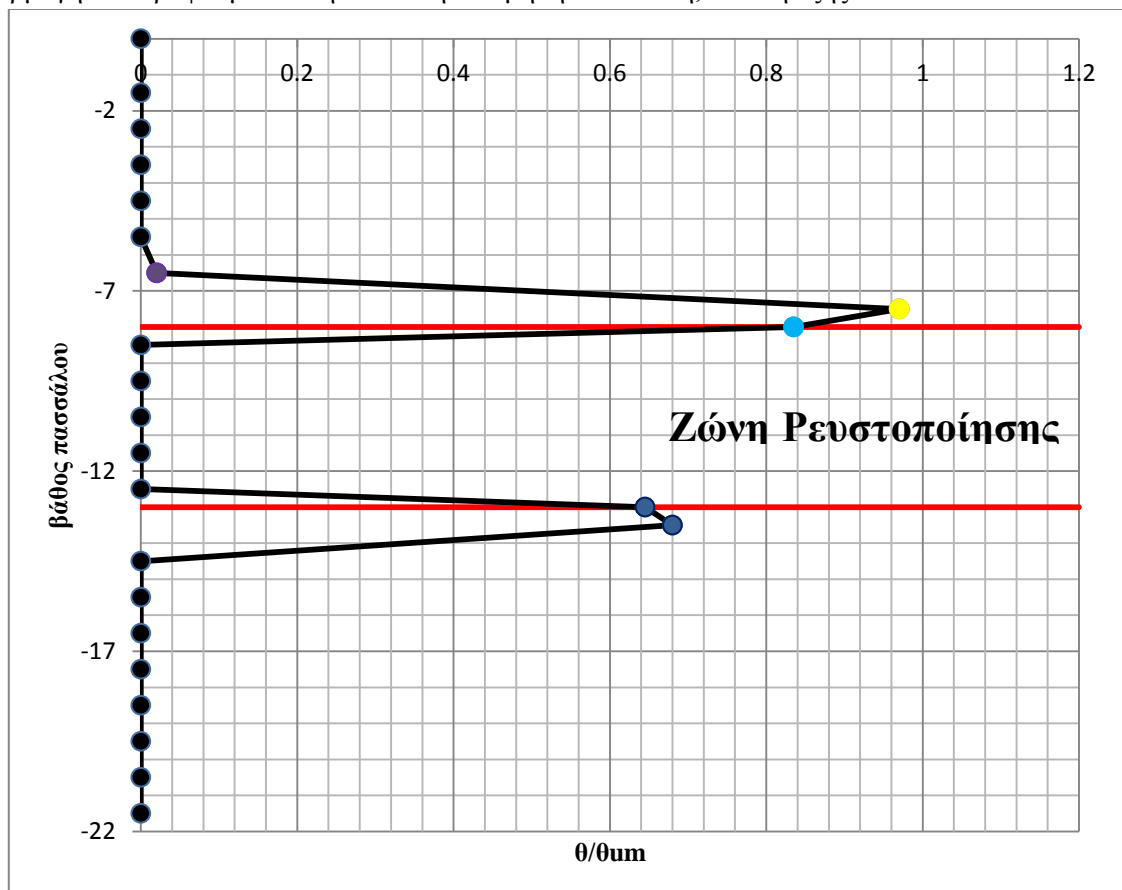
$$\gamma_s = \frac{d}{\sum t_i} = \frac{0.29m}{0.132m} = 2.2 > 2$$

## 8.4 Κινηματική αλληλεπίδραση κατασκευής - εδάφους

Ύστερα από την εφαρμογή του προφίλ επιβαλλόμενων μετακινήσεων (παραμετροποίηση ρευστοποίησης) στους πασσάλους θεμελίωσης του Μεσόβαθρου προκύπτουν τα διαγράμματα βλάβης των πασσάλων. Η δυσμενέστερη διατομή πασσάλου εντοπίζεται σε βάθος 7.5m, λίγο πριν δηλαδή το βάθος όπου εντοπίζεται το ρευστοποιήσιμο έδαφος (8m).



Η συνολική εικόνα των πλαστικών αρθρώσεων που εντοπίζονται στους πασσάλους, κατά την εφαρμογή του προφίλ μετακινήσεων στην διαμήκη διεύθυνση, είναι η εξής :

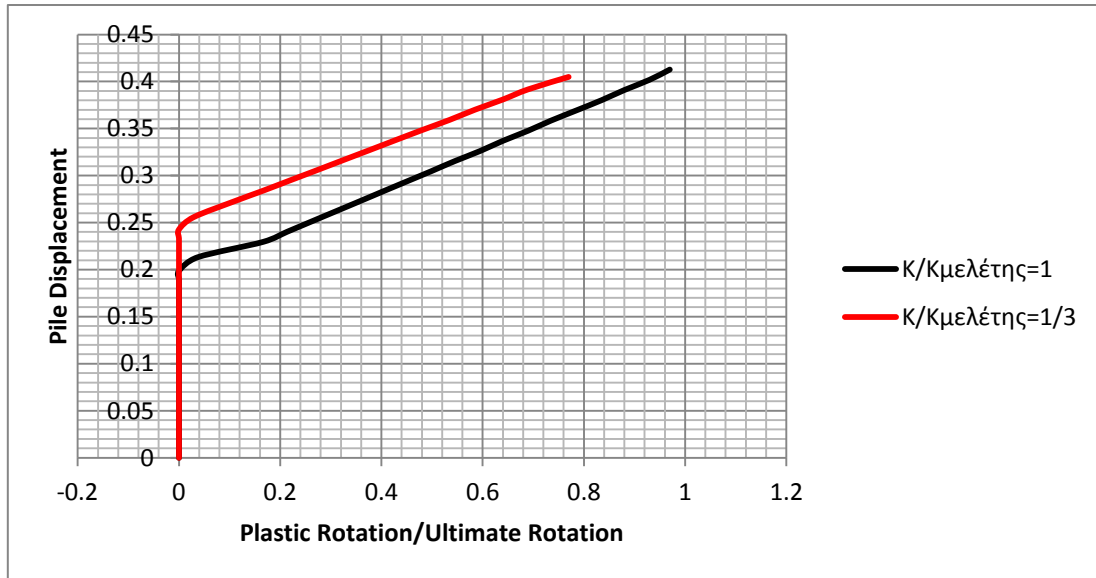




Τα παραπάνω διαγράμματα αφορούν στην απόκριση του φορέα για τις τιμές των δυσκαμψιών των ελατηρίων πλευρικής εδράσεως των πασσάλων του Μεσόβαθρου στην ζώνη ρευστοποίησης, όπως αυτά δίνονται από την επίσημη γεωτεχνική μελέτη, δηλαδή απομειωμένα στο 1/3 της πραγματικής τους τιμής.

Παρατηρούμε ότι η μέγιστη μετακίνηση που φέρουν οι πάσσαλοι σε συνθήκες πλευρικής εξάπλωσης του ρευστοποιημένου εδάφους είναι 0.40m. Η υπέρβαση αυτής της τιμής οδηγεί στην αστοχία θεμελίωσης της γέφυρας και συνεπώς στην κατάρρευση του φορέα.

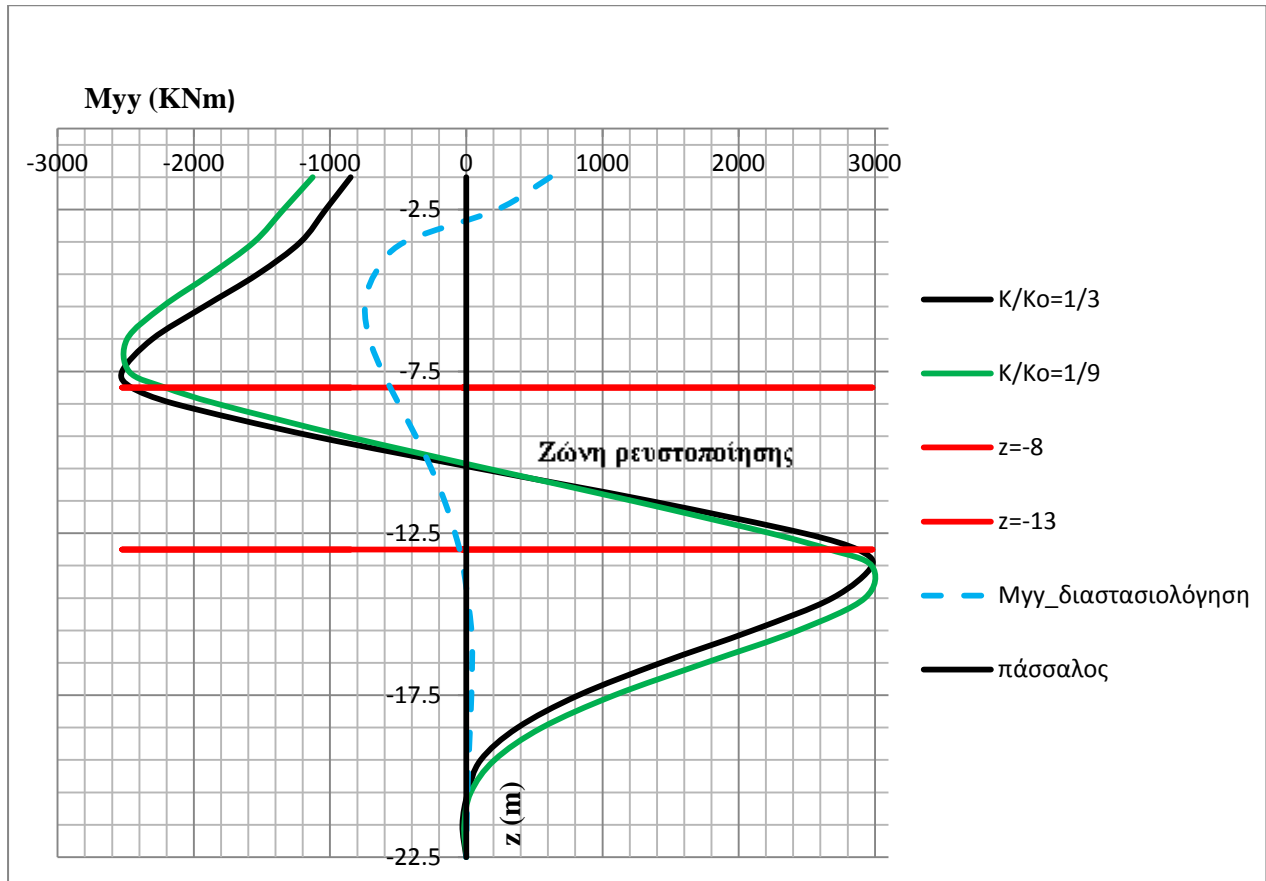
Στην συνέχεια γίνεται μια περαιτέρω μείωση των δυσκαμψιών των ελατηρίων Winkler στο 1/3 της απομειωμένης τιμής που υιοθετεί η μελέτη.



Παρατηρούμε ότι η μέγιστη πλαστική στροφή που μπορεί να αναπτύξει η διατομή του πασσάλου μειώνεται κατά 20% σε σχέση με την πλαστική στροφή που μπορεί να αναπτύξει η διατομή στο προσομοίωμα με τα πιο σκληρά ελατήρια (πιο υγιές έδαφος) και ότι οι μετακινήσεις του πασσάλου μετά την διαρροή (είσοδος στην πλαστική περιοχή) αυξάνονται κατά 5cm.

## 8.5 Σύγκριση ελαστικών καμπτικών ροπών

Σε αυτή την παράγραφο συγκρίνονται οι ελαστικές καμπτικές ροπές που αναπτύσσονται στον κρισιμότερο πάσσαλο του Μεσόβαθρου ύστερα από την δυναμική φασματική ανάλυση για την διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας, με τις ελαστικές καμπτικές ροπές που αναπτύσσονται στον ίδιο πάσσαλο ύστερα από την εφαρμογή του προφίλ μετατοπίσεων (έως  $D=0.20m$ ) που επιβάλλει η ρευστοποίηση κατά την διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας.



Παρατηρούμε ότι οι καμπτικές ροπές που αναπτύσσονται στον πάσσαλο κατά την ρευστοποίηση είναι τουλάχιστον 3 τάξεις μεγέθους μεγαλύτερες από αυτές που χρησιμοποιήσαμε για την διαστασιολόγησή του, οι οποίες προέκυψαν από την δυναμική φασματική ανάλυση της γέφυρας.

Επίσης, παρατηρούμε ότι η απομείωση των δυσκαμμιών των ελατηρίων πλευρικής έδρασης δεν επιφέρει ουσιαστική μετατόπιση του διαγράμματος καμπτικών ροπών κατά την εφαρμογή των μετακινήσεων που επιβάλλει η ρευστοποίηση στον πάσσαλο.



## Παράρτημα Α

**Πίνακες διαστασιολόγησης πασσάλων έναντι μεγεθών ορθής έντασης**

### **Πασσαλομάδα Ακρόβαθρου Α1**

θέση	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	εφελκυσμός
X=0.75m Y=0.75m	329.95	-672.11	0	0	1564.85	

οπλισμός	M <sub>Rd</sub> (KNm)	ΣΜ(KNm)	M <sub>Rd</sub> >ΣΜ
20Φ25	1650	1564.85	επαρκεί

θέση	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη
X=3.25m Y=0.75m	-2471.84	-672.11	0	0	1564.85	
	v <sub>d</sub>				ΣΜ	
	-0.2222				1564.85	
					μ <sub>d</sub>	
					0.1406	

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.2	0.2	0.124	0.4	0.181	0.2584		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.3	0.2	0.135	0.4	0.189	0.2209	0.2501	64.00

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.2	0.2	0.117	0.4	0.168	0.2927		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.3	0.2	0.128	0.4	0.174	0.2550	0.2844	72.77

$$A_{s,tot} = \frac{64.00 + 72.77}{2} = 68.38cm^2 < A_{s,min} \quad \text{,άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο 16Φ25}$$

Συνολικά στο ακρόβαθρο Α1 τοποθετούμε διαμήκη οπλισμό ίσο με 20Φ25.

### **Πασσαλομάδα Μεσόβαθρου Μ1**

**Φόρτιση : Διαμήκης σεισμικός συνδυασμός (X\_EC8)**

θέση	max	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	εφελκυσμός
X=36.25m Y=0.75m		949.08	87.88	-1.76	49.10	739.38	

οπλισμός	$M_{Rd}(KNm)$	$\Sigma M(KNm)$	$M_{Rd}>\Sigma M$	Ελάχιστος
12Φ25	792	741.01	επαρκεί	16Φ25

θέση	min	P(KN)	$V_2(KN)$	$V_3(KN)$	$M_2(KNm)$	$M_3(KNm)$	θλίψη
X=36.25m Y=0.75m		-3145.45	-479.36	-356.65	-1119.84	-586.81	
		$v_d$				$\Sigma M$	
		-0.2827				1264.28	
						$\mu_d$	
						0.1136	

$d_1/h=0.05$	$v_1$	$\omega_{1,1}$	$\mu_{1,1}$	$\omega_{1,2}$	$\mu_{1,2}$	$\omega_1$	$\omega_{tot}$	$A_{s,tot}$
	-0.2	0	0.065	0.2	0.124	0.1648		
$d_1/h=0.05$	$v_2$	$\omega_{2,1}$	$\mu_{2,1}$	$\omega_{2,2}$	$\mu_{2,2}$	$\omega_2$	0.1285	32.87
	-0.3	0	0.081	0.2	0.135	0.1208		

$d_1/h=0.10$	$v_1$	$\omega_{1,1}$	$\mu_{1,1}$	$\omega_{1,2}$	$\mu_{1,2}$	$\omega_1$	$\omega_{tot}$	$A_{s,tot}$
	-0.2	0	0.065	0.2	0.117	0.1870		
$d_1/h=0.10$	$v_2$	$\omega_{2,1}$	$\mu_{2,1}$	$\omega_{2,2}$	$\mu_{2,2}$	$\omega_2$	0.1472	37.66
	-0.3	0	0.081	0.2	0.128	0.1388		

$$A_{s,tot} = \frac{32.87 + 37.66}{2} = 35.27 cm^2 < A_{s,min}$$

,άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο 16Φ25

Συγκεντρωτικά στην θέση X=36.25m, Y=0.75m τοποθετούμε 16Φ25.

θέση	max	P(KN)	$V_2(KN)$	$V_3(KN)$	$M_2(KNm)$	$M_3(KNm)$	εφελκυσμός
X=40.25m Y=0.75m		960.33	84.14	-1.89	49.04	735.85	

οπλισμός	$M_{Rd}(KNm)$	$\Sigma M(KNm)$	$M_{Rd}>\Sigma M$	Ελάχιστος
12Φ25	787	739.48	επαρκεί	16Φ25

θέση	min	P(KN)	$V_2(KN)$	$V_3(KN)$	$M_2(KNm)$	$M_3(KNm)$	θλίψη
X=40.25m Y=0.75m		-3128.30	-486.47	-356.13	-1118.01	-613.94	
		$v_d$				$\Sigma M$	
		-0.2812				1275.49	
						$\mu_d$	
						0.1146	

$d_1/h=0.05$	$v_1$	$\omega_{1,1}$	$\mu_{1,1}$	$\omega_{1,2}$	$\mu_{1,2}$	$\omega_1$	$\omega_{tot}$	$A_{s,tot}$
	-0.2	0	0.065	0.2	0.124	0.1683		
$d_1/h=0.05$	$v_2$	$\omega_{2,1}$	$\mu_{2,1}$	$\omega_{2,2}$	$\mu_{2,2}$	$\omega_2$	0.1328	33.99
	-0.3	0	0.081	0.2	0.135	0.1246		

Παράρτημα Α

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.2	0	0.065	0.2	0.117	0.1909		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>	0.1521	38.93
	-0.3	0	0.081	0.2	0.128	0.1431		

$$A_{s,tot} = \frac{33.99 + 38.93}{2} = 36.46 \text{ cm}^2 < A_{s,min}$$

,άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο 16Φ25

Συγκεντρωτικά στην θέση X=40.25m, Y=0.75m τοποθετούμε 16Φ25.

θέση	max	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	εφελκυσμός
X=36.25m Y=3.75m		416.53	83.38	7.21	57.23	750.54	

οπλισμός	M <sub>Rd</sub> (KNm)	ΣΜ(KNm)	M <sub>Rd</sub> >ΣΜ	Ελάχιστος
10Φ25	811	752.72	επαρκεί	16Φ25

θέση	min	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη
X=36.25m Y=3.75m		-3675.79	-469.16	-354.24	-1110.72	-553.94	
v <sub>d</sub>						ΣΜ	
-0.3304						1241.19	
						μ <sub>d</sub>	
						0.1116	

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.3	0	0.081	0.2	0.135	0.1132		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>	0.1092	27.95
	-0.4	0	0.087	0.2	0.136	0.1002		

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.3	0	0.081	0.2	0.128	0.1300		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>	0.1260	32.25
	-0.4	0	0.087	0.2	0.129	0.1169		

$$A_{s,tot} = \frac{27.95 + 32.25}{2} = 30.10 \text{ cm}^2 < A_{s,min}$$

,άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο 16Φ25

Συγκεντρωτικά στην θέση X=36.25m, Y=3.75m τοποθετούμε 16Φ25.

θέση	max	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	εφελκυσμός
X=40.25m Y=3.75m		426.54	79.26	7.14	57.18	746.74	

οπλισμός	M <sub>Rd</sub> (KNm)	ΣΜ(KNm)	M <sub>Rd</sub> >ΣΜ	Ελάχιστος
10Φ25	787	807	748.92	16Φ25

θέση	min	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη	
X=40.25m Y=3.75m		-3656.34	-476.76	-353.66	-1108.62	-583.06		
v <sub>d</sub>						ΣΜ		
		-0.3286					1252.60	
						μ <sub>d</sub>		
						0.1126		

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.3	0	0.081	0.2	0.135	0.1170		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.4	0	0.087	0.2	0.136	0.1044	0.1134	29.01

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.3	0	0.081	0.2	0.128	0.1344		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.4	0	0.087	0.2	0.129	0.1218	0.1308	33.47

$$A_{s,tot} = \frac{29.01 + 33.47}{2} = 31.24 \text{ cm}^2 < A_{s,min}$$

,άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο 16Φ25

Συγκεντρωτικά στην θέση X=40.25m, Y=3.75m τοποθετούμε 16Φ25.

θέση	max	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη	
X=36.25m Y=6.75m		-21.32	83.62	33.76	96.51	768.84		
v <sub>d</sub>						ΣΜ		
		-0.0019					774.87	
						μ <sub>d</sub>		
						0.0696		

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	0	0	0	0.2	0.077	0.1809		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.1	0	0.039	0.2	0.105	0.0929	0.1792	45.86

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	0	0	0	0.2	0.073	0.1908		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.1	0	0.039	0.2	0.1	0.1005	0.1891	48.38

$$A_{s,tot} = \frac{45.86 + 48.38}{2} = 47.12 \text{ cm}^2 < A_{s,min}$$

,άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο 16Φ25

θέση	min	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη	
X=36.25m Y=6.75m		-4081.45	-451.49	-265.81	-771.76	-501.97		
v <sub>d</sub>						ΣΜ		
		-0.3668					920.65	
						μ <sub>d</sub>		
						0.0827		

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.3	0	0.081	0.2	0.135	0.0065		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>	0.0021	5.5E-05
-0.4	0	0.087	#	#	0			

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.3	0	0.081	0.2	0.128	0.0074		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>	0.0025	6.3E-05
-0.4	0	0.087	#	#	0			

$$A_{s,tot} = \frac{5.5 \cdot 10^{-5} + 6.3 \cdot 10^{-5}}{2} = 5.9 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2 < A_{s,min} \quad , \text{άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο } 16\Phi 25$$

Συγκεντρωτικά στην θέση X=36.25m, Y=6.75m τοποθετούμε 16Φ25.

θέση	max	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη	
X=40.25m Y=6.75m		-11.91	71.80	33.78	96.52	758.24		
v <sub>d</sub>						ΣΜ		
		-0.0011					764.36	
						μ <sub>d</sub>		
						0.0687		

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	0	0	0	0.2	0.077	0.1784		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>	0.1775	45.42
-0.1	0	0.039	0.2	0.105	0.0900			

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	0	0	0	0.2	0.073	0.1882		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>	0.1872	47.92
-0.1	0	0.039	0.2	0.1	0.0974			

$$A_{s,tot} = \frac{45.42 + 47.92}{2} = 46.67 \text{ cm}^2 < A_{s,min} \quad , \text{άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο } 16\Phi 25$$



θέση	min	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη	
X=40.25m Y=6.75m		-4059.66	-472.58	-265.29	-769.85	-583.25		
v <sub>d</sub>						ΣΜ		
		-0.3649					965.84	
						μ <sub>d</sub>		
						0.0868		

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.3	0	0.081	0.2	0.135	0.0215		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.4	0	0.087	#	#	0	0.0076	1.93

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.3	0	0.081	0.2	0.128	0.0247		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.4	0	0.087	#	#	0	0.0087	2.22

$$A_{s,tot} = \frac{1.93 + 2.22}{2} = 2.08 \text{ cm}^2 < A_{s,min}$$

,άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο 16Φ25

Συγκεντρωτικά στην θέση X=40.25m, Y=6.75m τοποθετούμε 16Φ25.

θέση	max	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη	
X=36.25m Y=9.75m		-21.32	475.61	265.81	771.76	583.37		
v <sub>d</sub>						ΣΜ		
		-0.00192					967.44	
						μ <sub>d</sub>		
						0.0869		

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	0	0.2	0.077	0.4	0.144	0.2297		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.1	0	0.039	0.2	0.105	0.1453	0.2281	58.37

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	0	0.2	0.073	0.4	0.134	0.2457		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.1	0	0.039	0.2	0.1	0.1572	0.2440	62.45

$$A_{s,tot} = \frac{58.37 + 62.45}{2} = 60.41 \text{ cm}^2 < A_{s,min}$$

,άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο 16Φ25

θέση	min	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη
X=36.25m Y=9.75m		-4081.45	-71.345	-33.758	-96.5142	-765.791	
	v <sub>d</sub>				ΣΜ		
	-0.36682				771.8492		
					μ <sub>d</sub>		
					0.069371		

d <sub>l</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.3	0	0.081	#	#	0		
v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>	0 <th rowspan="2">0 </th>	0	
	-0.4	0	0.087	#	#			0

d <sub>l</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.3	0	0.081	#	#	0		
v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>	0 <th rowspan="2">0 </th>	0	
	-0.4	0	0.087	#	#			0

$$A_{s,tot} = 0 < A_{s,min}$$

,άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο 16Φ25

Συγκεντρωτικά στην θέση X=36.25m, Y=9.75m τοποθετούμε 16Φ25.

θέση	max	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη
X=40.25m Y=9.75m		-11.91	455.57	265.29	769.85	505.35	
	v <sub>d</sub>				ΣΜ		
	-0.0011				920.90		
					μ <sub>d</sub>		
					0.0828		

d <sub>l</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	0	0.2	0.077	0.4	0.144	0.2172		
v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>	0.2163 <th rowspan="2">55.35 </th>	55.35	
	-0.1	0	0.039	0.2	0.105			0.1326

d <sub>l</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	0	0.2	0.073	0.4	0.134	0.2320		
v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>	0.2311 <th rowspan="2">59.13 </th>	59.13	
	-0.1	0	0.039	0.2	0.1			0.1435

$$A_{s,tot} = \frac{55.35 + 59.13}{2} = 57.24cm^2 < A_{s,min}$$

,άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο 16Φ25

θέση	min	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη
X=40.25m Y=9.75m		-4059.66	-83.656	-33.778	-96.524	-775.539	
	v <sub>d</sub>				ΣΜ		
	-0.36486				781.523		
					μ <sub>d</sub>		
					0.07024		

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.3	0	0.081	#	#	0		
v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>	0	0	
	0	0	0.087	#	#			0

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.3	0	0.081	#	#	0		
v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>	0	0	
	-0.4	0	0.087	#	#			0

$$A_{s,tot} = 0 < A_{s,min}$$

,άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο 16Φ25

Συγκεντρωτικά στην θέση X=40.25m, Y=9.75m τοποθετούμε 16Φ25.

θέση	max	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	εφελκυσμός
X=36.25m Y=12.75m		416.53	480.18	354.24	1110.72	584.64	

οπλισμός	M <sub>Rd</sub> (KNm)	ΣΜ(KNm)	M <sub>Rd</sub> >ΣΜ	Ελάχιστος
16Φ25	1310	1255.19	επαρκεί	16Φ25

θέση	min	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη
X=36.25m Y=12.75m		-3675.79	-78.79	-7.21	-57.23	-753.94	
	v <sub>d</sub>				ΣΜ		
	-0.3304				756.11		
					μ <sub>d</sub>		
					0.06780		

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.3	0	0.081	#	#	0		
v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>	0	0	
	-0.4	0	0.087	#	#			0

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.3	0	0.081	#	#	0		
v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>	0	0	
	-0.4	0	0.087	#	#			0

$$A_{s,tot} = 0 < A_{s,min}$$

,άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο 16Φ25

Συγκεντρωτικά στην θέση X=36.25m, Y=12.75m τοποθετούμε 16Φ25.

θέση	max	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	εφελκυσμός
X=40.25m Y=12.75m		426.54	473.23	353.66	1108.62	557.45	

οπλισμός	M <sub>Rd</sub> (KNm)	ΣΜ(KNm)	M <sub>Rd</sub> >ΣΜ	Ελάχιστος
16Φ25	1307	1240.89	επαρκεί	16Φ25

θέση	min	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη
X=40.25m Y=12.75m		-3656.34	-83.20	-7.14	-57.18	-757.31	
		v <sub>d</sub>			ΣΜ		
		-0.3286			759.46		
					μ <sub>d</sub>		
					0.0683		

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.3	0	0.081	#	#	0		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
-0.4	0	0.087	#	#	0	0	0	

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.3	0	0.081	#	#	0		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
-0.4	0	0.087	#	#	0	0	0	

$$A_{s,tot} = 0 < A_{s,min}$$

,άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο 16Φ25

Συγκεντρωτικά στην θέση X=40.25m, Y=12.75m τοποθετούμε 16Φ25.

θέση	max	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	εφελκυσμός
X=36.25m Y=15.75m		949.08	489.94	356.65	1119.84	615.88	

οπλισμός	M <sub>Rd</sub> (KNm)	ΣΜ(KNm)	M <sub>Rd</sub> >ΣΜ
18Φ25	1301	1278.03	επαρκεί

θέση	min	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη
X=36.25m Y=15.75m		-3145.45	-83.54	1.76	-49.10	-742.97	
		v <sub>d</sub>			ΣΜ		
		-0.2827			744.59		
					μ <sub>d</sub>		
					0.0669		

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.2	0	0.065	0.2	0.124	0.0065		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>	0.0011	0.29
	-0.3	0	0.081	#	#	0		

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.2	0	0.065	0.2	0.117	0.0074		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>	0.0013	0.33
	-0.3	0	0.081	#	#	0		

$$A_{s,tot} = \frac{0.29 + 0.3}{2} = 0.31 \text{ cm}^2 < A_{s,min} \quad , \text{άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο } 16\Phi 25$$

Συγκεντρωτικά στην θέση X=36.25m, Y=15.75m τοποθετούμε 18Φ25.

θέση	max	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	εφελκυσμός
X=40.25m Y=15.75m		960.33	483.65	356.13	1118.01	591.16	

οπλισμός	M <sub>Rd</sub> (KNm)	ΣΜ(KNm)	M <sub>Rd</sub> >ΣΜ
18Φ25	1298	1264.68	επαρκεί

θέση	min	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη
X=40.25m Y=15.75m		-3128.30	-87.64	1.89	-49.04	-746.01	
		v <sub>d</sub>				ΣΜ	
		-0.2812				747.62	
						μ <sub>d</sub>	
						0.0672	

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.2	0	0.065	0.2	0.124	0.0074		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>	0.0014	0.36
	-0.3	0	0.081	#	#	0		

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.2	0	0.065	0.2	0.117	0.0084		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>	0.0016	0.41
	-0.3	0	0.081	#	#	0		

$$A_{s,tot} = \frac{0.36 + 0.41}{2} = 0.38 \text{ cm}^2 < A_{s,min} \quad , \text{άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο } 16\Phi 25$$

Συγκεντρωτικά στην θέση X=40.25m, Y=15.75m τοποθετούμε 18Φ25.

**Φόρτιση : Εγκάρσιος σεισμικός συνδυασμός (Y\_EC8)**

θέση	max	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	εφελκυσμός
X=36.25m Y=0.75m		887.52	157.84	463.88	931.59	218.58	

οπλισμός	M <sub>Rd</sub> (KNm)	ΣΜ(KNm)	M <sub>Rd</sub> >ΣΜ	Ελάχιστος
14Φ25	988	956.89	επαρκεί	16Φ25

θέση	min	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη
X=36.25m Y=0.75m		-3083.88	-147.25	-753.43	-2054.98	-189.51	
		v <sub>d</sub>				ΣΜ	
		-0.2772				2063.70	
						μ <sub>d</sub>	
						0.1855	

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.2	0.4	0.181	0.6	0.238	0.4157		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>	0.3935	100.70
	-0.3	0.2	0.135	0.4	0.189	0.3870		

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.2	0.4	0.168	0.6	0.216	0.4728		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>	0.4551	116.47
	-0.3	0.4	0.174	0.6	0.22	0.4499		

$$A_{s,tot} = \frac{100.70 + 116.47}{2} = 108.59 \text{ cm}^2 > A_{s,min} \quad , \text{ άρα τοποθετούμε } \frac{108.59}{\pi \cdot \frac{2.5^2}{4}} \approx 24$$

Συγκεντροτικά στην θέση X=36.25m, Y=0.75m τοποθετούμε 24Φ25.

θέση	max	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	εφελκυσμός
X=40.25m Y=0.75m		900.89	152.12	463.67	931.05	195.41	

οπλισμός	M <sub>Rd</sub> (KNm)	ΣΜ(KNm)	M <sub>Rd</sub> >ΣΜ
14Φ25	984	951.33	επαρκεί

θέση	min	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη
X=40.25m Y=0.75m		-3068.86	-154.94	-752.96	-2053.49	-218.20	
		v <sub>d</sub>				ΣΜ	
		-0.2758				2065.05	
						μ <sub>d</sub>	
						0.1856	

$d_1/h=0.05$	$v_1$	$\omega_{1,1}$	$\mu_{1,1}$	$\omega_{1,2}$	$\mu_{1,2}$	$\omega_1$	$\omega_{tot}$	$A_{s,tot}$
	-0.2	0.4	0.181	0.6	0.238	0.4161		
	$v_2$	$\omega_{2,1}$	$\mu_{2,1}$	$\omega_{2,2}$	$\mu_{2,2}$	$\omega_2$	0.3943	100.92
	-0.3	0.2	0.135	0.4	0.189	0.3874		

$d_1/h=0.10$	$v_1$	$\omega_{1,1}$	$\mu_{1,1}$	$\omega_{1,2}$	$\mu_{1,2}$	$\omega_1$	$\omega_{tot}$	$A_{s,tot}$
	-0.2	0.4	0.168	0.6	0.216	0.4733		
	$v_2$	$\omega_{2,1}$	$\mu_{2,1}$	$\omega_{2,2}$	$\mu_{2,2}$	$\omega_2$	0.4560	116.68
	-0.3	0.4	0.174	0.6	0.22	0.4504		

$$A_{s,tot} = \frac{100.92 + 116.68}{2} = 108.80 \text{ cm}^2 > A_{s,min} \text{ , άρα τοποθετούμε } \frac{108.80}{\pi \cdot \frac{2.5^2}{4}} \approx 24$$

Συγκεντρωτικά στην θέση  $X=40.25\text{m}$ ,  $Y=0.75\text{m}$  τοποθετούμε 24Φ25.

θέση	max	P(KN)	$V_2$ (KN)	$V_3$ (KN)	$M_2$ (KNm)	$M_3$ (KNm)	θλίψη	
$X=36.25\text{m}$ $Y=3.75\text{m}$		-3.92	156.19	473.00	967.50	214.27		
		$v_d$				ΣΜ		
		-0.0004				990.94		
					$\mu_d$			
					0.0891			

$d_1/h=0.05$	$v_1$	$\omega_{1,1}$	$\mu_{1,1}$	$\omega_{1,2}$	$\mu_{1,2}$	$\omega_1$	$\omega_{tot}$	$A_{s,tot}$
	0	0.2	0.077	0.4	0.144	0.2360		
	$v_2$	$\omega_{2,1}$	$\mu_{2,1}$	$\omega_{2,2}$	$\mu_{2,2}$	$\omega_2$	0.2357	60.32
	-0.1	0	0.039	0.2	0.105	0.1517		

$d_1/h=0.10$	$v_1$	$\omega_{1,1}$	$\mu_{1,1}$	$\omega_{1,2}$	$\mu_{1,2}$	$\omega_1$	$\omega_{tot}$	$A_{s,tot}$
	0	0.2	0.073	0.4	0.134	0.2527		
	$v_2$	$\omega_{2,1}$	$\mu_{2,1}$	$\omega_{2,2}$	$\mu_{2,2}$	$\omega_2$	0.2523	64.58
	-0.1	0	0.039	0.2	0.1	0.1641		

$$A_{s,tot} = \frac{60.32 + 64.58}{2} = 62.45 \text{ cm}^2 < A_{s,min} \text{ , άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο } 16\Phi 25$$

θέση	min	P(KN)	$V_2$ (KN)	$V_3$ (KN)	$M_2$ (KNm)	$M_3$ (KNm)	θλίψη	
$X=36.25\text{m}$ $Y=3.75\text{m}$		-3255.35	-145.17	-745.02	-2022.62	-183.57		
		$v_d$				ΣΜ		
		-0.2926				2030.93		
					$\mu_d$			
					0.1825			

$d_1/h=0.05$	$v_1$	$\omega_{1,1}$	$\mu_{1,1}$	$\omega_{1,2}$	$\mu_{1,2}$	$\omega_1$	$\omega_{tot}$	$A_{s,tot}$
	-0.2	0.4	0.181	0.6	0.238	0.4054		
	$v_2$	$\omega_{2,1}$	$\mu_{2,1}$	$\omega_{2,2}$	$\mu_{2,2}$	$\omega_2$	0.3782	96.79
	-0.3	0.2	0.135	0.4	0.189	0.3760		

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.2	0.4	0.168	0.6	0.216	0.4605		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>	0.4388	0.0112
	-0.3	0.4	0.174	0.6	0.22	0.4371		

$$A_{s,tot} = \frac{96.79 + 112.30}{2} = 104.55 \text{ cm}^2 > A_{s,min} \quad , \text{ άρα τοποθετούμε } \frac{104.55}{\pi \cdot \frac{2.5^2}{4}} \approx 22$$

Συγκεντρωτικά στην θέση X=36.25m, Y=3.75m τοποθετούμε 22Φ25.

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	εφελκυσμός
X=40.25m Y=3.75m	max	9.35	149.60	472.86	967.22	188.05	

οπλισμός	M <sub>Rd</sub> (KNm)	ΣM(KNm)	M <sub>Rd</sub> >ΣM	Ελάχιστος
12Φ25	1115	985.33	επαρκεί	16Φ25

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη
X=40.25m Y=3.75m	min	-3239.15	-153.13	-744.43	-2020.68	-213.66	
		v <sub>d</sub>				ΣM	
		-0.2911				2031.94	
						μ <sub>d</sub>	
						0.1826	

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.2	0.4	0.181	0.6	0.238	0.4057		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>	0.3790	96.98
	-0.3	0.2	0.135	0.4	0.189	0.3764		

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.2	0.4	0.168	0.6	0.216	0.4609		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>	0.4396	112.49
	-0.3	0.4	0.174	0.6	0.22	0.4375		

$$A_{s,tot} = \frac{96.98 + 112.49}{2} = 104.74 \text{ cm}^2 > A_{s,min} \quad , \text{ άρα τοποθετούμε } \frac{104.74}{\pi \cdot \frac{2.5^2}{4}} \approx 22$$

Συγκεντρωτικά στην θέση X=40.25m, Y=3.75m τοποθετούμε 22Φ25.



θέση	max	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη	
X=36.25m Y=6.75m		-887.67	171.07	479.02	999.41	276.72		
v <sub>d</sub>						ΣΜ		
		-0.0798					1037.01	
						μ <sub>d</sub>		
						0.0932		

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	0	0.2	0.077	0.4	0.144	0.2484		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.1	0	0.039	0.2	0.105	0.1642	0.1813	46.39

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	0	0.2	0.073	0.4	0.134	0.2662		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.1	0	0.039	0.2	0.1	0.1777	0.1956	50.06

$$A_{s,tot} = \frac{46.36 + 50.06}{2} = 48.22 \text{ cm}^2 < A_{s,min}$$

,άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο 16Φ25

θέση	min	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη	
X=36.25m Y=6.75m		-3215.1	-146.944	-618.55	-1540.52	-195.322		
v <sub>d</sub>						ΣΜ		
		-0.28896					1552.85	
						μ <sub>d</sub>		
						0.139564		

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.2	0.2	0.124	0.4	0.181	0.2546		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.3	0.2	0.135	0.4	0.189	0.2169	0.2211	56.57

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.2	0.2	0.117	0.4	0.168	0.2884		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.3	0.2	0.128	0.4	0.174	0.2503	0.2545	65.13

$$A_{s,tot} = \frac{56.57 + 65.13}{2} = 69.85 \text{ cm}^2 < A_{s,min}$$

,άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο 16Φ25

Συγκεντρωτικά στην θέση X=36.25m, Y=6.75m τοποθετούμε 16Φ25.

θέση	max	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη
X=40.25m Y=6.75m		-874.21	151.18	478.94	999.40	199.23	
		v <sub>d</sub>					
		-0.0786					1019.07
						μ <sub>d</sub>	
						0.0916	

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	0	0.2	0.077	0.4	0.144	0.2435		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.1	0	0.039	0.2	0.105	0.1594	0.1774	45.40

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	0	0.2	0.073	0.4	0.134	0.2609		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.1	0	0.039	0.2	0.1	0.1724	0.1914	48.98

$$A_{s,tot} = \frac{45.40 + 48.98}{2} = 47.19 \text{ cm}^2 < A_{s,min}$$

,άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο 16Φ25

θέση	min	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη
X=40.25m Y=6.75m		-3197.36	-168.19	-617.94	-1538.46	-277.12	
		v <sub>d</sub>					
		-0.28736					1563.22
						μ <sub>d</sub>	
						0.1405	

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.2	0.2	0.124	0.4	0.181	0.2579		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.3	0.2	0.135	0.4	0.189	0.2204	0.2251	57.60

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.2	0.2	0.117	0.4	0.168	0.2921		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.3	0.2	0.128	0.4	0.174	0.2543	0.2591	66.31

$$A_{s,tot} = \frac{57.60 + 66.31}{2} = 61.96 \text{ cm}^2 < A_{s,min}$$

,άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο 16Φ25

Συγκεντρωτικά στην θέση X=40.25m, Y=6.75m τοποθετούμε 16Φ25.

θέση	max	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη	
X=36.25m Y=9.75m		-887.67	171.07	618.55	1540.52	276.72		
v <sub>d</sub>						ΣΜ		
		-0.0798					1565.17	
						μ <sub>d</sub>		
						0.1407		

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	0	0.2	0.077	0.4	0.144	0.3901		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.1	0.2	0.105	0.4	0.165	0.3189	0.3333	85.29

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	0	0.4	0.134	0.6	0.188	0.4247		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.1	0.2	0.1	0.4	0.153	0.3535	0.3679	94.14

$$A_{s,tot} = \frac{85.29 + 94.14}{2} = 89.72 \text{ cm}^2 > A_{s,min} \quad , \text{ άρα τοποθετούμε } \frac{89.72}{\pi \cdot \frac{2.5^2}{4}} \approx 20$$

θέση	min	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη	
X=36.25m Y=9.75m		-3215.10	-146.94	-479.02	-999.41	-195.32		
v <sub>d</sub>						ΣΜ		
		-0.2890					1018.32	
						μ <sub>d</sub>		
						0.0915		

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.2	0	0.065	0.2	0.124	0.0899		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.3	0	0.081	0.2	0.135	0.0390	0.0446	11.41

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.2	0	0.065	0.2	0.117	0.1020		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.3	0	0.081	0.2	0.128	0.0448	0.0511	13.07

$$A_{s,tot} = \frac{11.41 + 13.07}{2} = 12.24 < A_{s,min} \quad , \text{ άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο } 16\Phi 25$$

Συγκεντρωτικά στην θέση X=36.25m, Y=9.75m τοποθετούμε 20Φ25.

θέση	max	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη
X=40.25m Y=9.75m		-874.21	151.18	617.94	1538.46	199.23	
		v <sub>d</sub>				ΣΜ	
		-0.0786				1551.31	
						μ <sub>d</sub>	
						0.1394	

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	0	0.2	0.077	0.4	0.144	0.3863		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.1	0.2	0.105	0.4	0.165	0.3147	0.3301	84.47

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	0	0.4	0.134	0.6	0.188	0.4201		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.1	0.2	0.1	0.4	0.153	0.3488	0.3641	93.17

$$A_{s,tot} = \frac{84.47 + 93.17}{2} = 88.82 \text{ cm}^2 > A_{s,min} \quad , \text{ άρα τοποθετούμε } \frac{88.82}{\pi \cdot \frac{2.5^2}{4}} \approx 20$$

θέση	min	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη
X=40.25m Y=9.75m		-3197.36	-168.19	-478.94	-999.40	-277.12	
		v <sub>d</sub>				ΣΜ	
		-0.2874				1037.11	
						μ <sub>d</sub>	
						0.0932	

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.2	0	0.065	0.2	0.124	0.0956		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.3	0	0.081	0.2	0.135	0.0452	0.0516	13.20

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.2	0	0.065	0.2	0.117	0.1085		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.3	0	0.081	0.2	0.128	0.0520	0.0591	15.13

$$A_{s,tot} = \frac{13.20 + 15.13}{2} = 14.16 < A_{s,min} \quad , \text{ άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο } 16\Phi 25$$

Συγκεντρωτικά στην θέση X=40.25m, Y=9.75m τοποθετούμε 20Φ25.

θέση	max	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη	
X=36.25m Y=12.75m		-3.92	156.19	745.02	2022.62	214.27		
v <sub>d</sub>						ΣΜ		
		-0.0004					2033.94	
						μ <sub>d</sub>		
						0.1828		

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	0	0.4	0.144	0.6	0.207	0.5232		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.1	0.4	0.165	0.6	0.223	0.4614	0.5230	133.83

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	0	0.4	0.134	0.6	0.188	0.5807		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.1	0.4	0.153	0.6	0.204	0.5169	0.5805	148.56

$$A_{s,tot} = \frac{133.83 + 148.56}{2} = 141.20 \text{ cm}^2 > A_{s,min} \quad , \text{ άρα τοποθετούμε } \frac{141.20}{\pi \cdot \frac{2.5^2}{4}} \approx 30$$

θέση	min	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη	
X=36.25m Y=12.75m		-3255.35	-145.17	-473.00	-967.50	-183.57		
v <sub>d</sub>						ΣΜ		
		-0.2926					984.76	
						μ <sub>d</sub>		
						0.0885		

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.2	0	0.065	0.2	0.124	0.0797		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.3	0	0.081	0.2	0.135	0.0278	0.0317	8.10

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.2	0	0.065	0.2	0.117	0.0904		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>		
	-0.3	0	0.081	0.2	0.128	0.0319	0.0363	9.28

$$A_{s,tot} = \frac{8.10 + 9.28}{2} = 8.69 \text{ cm}^2 < A_{s,min} \quad , \text{ άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο } 16\Phi 25$$

Συγκεντρωτικά στην θέση X=36.25m, Y=12.75m τοποθετούμε 30Φ25.

θέση	max	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	εφελκυσμός
X=40.25m Y=12.75m		9.35	149.60	744.433	2020.68	188.05	

οπλισμός	M <sub>Rd</sub> (KNm)	ΣΜ(KNm)	M <sub>Rd</sub> >ΣΜ
24Φ25	2036	2029.41	επαρκεί

θέση	min	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη
X=40.25m Y=12.75m		-3239.15	-153.12	-472.86	-967.22	-213.66	
		v <sub>d</sub>				ΣΜ	
		-0.2911				990.54	
						μ <sub>d</sub>	
						0.0890	

d <sub>l</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.2	0	0.065	0.2	0.124	0.0814		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>	0.0343	8.78
	-0.3	0	0.081	0.2	0.135	0.0297		

d <sub>l</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.2	0	0.065	0.2	0.117	0.0924		
	v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>	0.0393	10.06
	-0.3	0	0.081	0.2	0.128	0.0341		

$$A_{s,tot} = \frac{8.78 + 10.06}{2} = 15.71 \text{ cm}^2 < A_{s,min}$$

,άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο 16Φ25

Συγκεντρωτικά στην θέση X=40.25m, Y=12.75m τοποθετούμε 24Φ25.

θέση	max	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	εφελκυσμός
X=36.25m Y=15.75m		887.52	157.84	753.43	2054.98	218.58	

οπλισμός	M <sub>Rd</sub> (KNm)	ΣΜ(KNm)	M <sub>Rd</sub> >ΣΜ
28Φ25	2101	2066.57	επαρκεί

θέση	min	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη
X=36.25m Y=15.75m		-3083.88	-147.25	-463.88	-931.59	-189.51	
		v <sub>d</sub>				ΣΜ	
		-0.2772				950.67	
						μ <sub>d</sub>	
						0.0854	

$d_1/h=0.05$	$v_1$	$\omega_{1,1}$	$\mu_{1,1}$	$\omega_{1,2}$	$\mu_{1,2}$	$\omega_1$	$\omega_{tot}$	$A_{s,tot}$
	-0.2	0	0.065	0.2	0.124	0.0693		
	$v_2$	$\omega_{2,1}$	$\mu_{2,1}$	$\omega_{2,2}$	$\mu_{2,2}$	$\omega_2$	0.0285	7.30
	-0.3	0	0.081	0.2	0.135	0.0165		

$d_1/h=0.10$	$v_1$	$\omega_{1,1}$	$\mu_{1,1}$	$\omega_{1,2}$	$\mu_{1,2}$	$\omega_1$	$\omega_{tot}$	$A_{s,tot}$
	-0.2	0	0.065	0.2	0.117	0.0786		
	$v_2$	$\omega_{2,1}$	$\mu_{2,1}$	$\omega_{2,2}$	$\mu_{2,2}$	$\omega_2$	0.0325	8.33
	-0.3	0	0.081	0.2	0.128	0.0189		

$$A_{s,tot} = \frac{7.30 + 8.33}{2} = 7.81cm^2 < A_{s,min}$$

,άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο 16Φ25

Συγκεντρωτικά στην θέση X=36.25m, Y=15.75m τοποθετούμε 28Φ25.

θέση	max	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	εφελκυσμός
X=40.25m Y=15.75m		900.89	152.12	752.96	2053.49	195.41	

οπλισμός	M <sub>Rd</sub> (KNm)	ΣΜ(KNm)	M <sub>Rd</sub> >ΣΜ
28Φ25	2098	2062.76	επαρκεί

θέση	min	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη
X=40.25m Y=15.75m		-3068.86	-154.94	-463.67	-931.05	-218.20	
		$v_d$			ΣΜ		
		-0.2758			956.27		
					$\mu_d$		
					0.08595		

$d_1/h=0.05$	$v_1$	$\omega_{1,1}$	$\mu_{1,1}$	$\omega_{1,2}$	$\mu_{1,2}$	$\omega_1$	$\omega_{tot}$	$A_{s,tot}$
	-0.2	0	0.065	0.2	0.124	0.0710		
	$v_2$	$\omega_{2,1}$	$\mu_{2,1}$	$\omega_{2,2}$	$\mu_{2,2}$	$\omega_2$	0.0311	7.95
	-0.3	0	0.081	0.2	0.135	0.0183		

$d_1/h=0.10$	$v_1$	$\omega_{1,1}$	$\mu_{1,1}$	$\omega_{1,2}$	$\mu_{1,2}$	$\omega_1$	$\omega_{tot}$	$A_{s,tot}$
	-0.2	0	0.065	0.2	0.117	0.0806		
	$v_2$	$\omega_{2,1}$	$\mu_{2,1}$	$\omega_{2,2}$	$\mu_{2,2}$	$\omega_2$	0.0354	9.07
	-0.3	0	0.081	0.2	0.128	0.0210		

$$A_{s,tot} = \frac{7.95 + 9.07}{2} = 8.51cm^2 < A_{s,min}$$

,άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο 16Φ25

Συγκεντρωτικά στην θέση X=40.25m, Y=15.75m τοποθετούμε 28Φ25.

Συνολικά στο μεσόβαθρο M1 τοποθετούμε διαμήκη οπλισμό ίσο με 30Φ25.

### Πασσαλομάδα Ακρόβαθρου Α2

θέση	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	εφελκυσμός
X=73.25m Y=0.75m	1069.89	-742.48	0	0	1213.44	

οπλισμός	M <sub>Rd</sub> (KNm)	ΣΜ(KNm)	M <sub>Rd</sub> >ΣΜ
18Φ25	1261	1213.44	επαρκεί

θέση	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη
X=75.75m Y=0.75m	-1230.27	-742.478	0	0	1213.44	
	v <sub>d</sub>				ΣΜ	
	-0.1106				1213.44	
					μ <sub>d</sub>	
					0.1091	

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.1	0.2	0.105	0.4	0.165	0.2135		
v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>			
	-0.2	0	0.065	0.2	0.124	0.1494		

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.1	0.2	0.1	0.4	0.153	0.2342		
v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>			
	-0.2	0	0.065	0.2	0.117	0.1695		

$$A_{s,tot} = \frac{52.91 + 58.18}{2} = 8.51 \text{ cm}^2 < A_{s,min}$$

,άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο 16Φ25

θέση	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>2</sub> (KNm)	M <sub>3</sub> (KNm)	θλίψη
X=78.25m Y=0.75m	-3530.43	-742.48	0	0	1213.44	
	v <sub>d</sub>				ΣΜ	
	-0.3173				1213.44	
					μ <sub>d</sub>	
					0.1091	

d <sub>1</sub> /h=0.05	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.3	0	0.081	0.2	0.135	0.1039		
v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>			
	-0.4	0	0.087	0.2	0.136	0.0900		

d <sub>1</sub> /h=0.10	v <sub>1</sub>	ω <sub>1,1</sub>	μ <sub>1,1</sub>	ω <sub>1,2</sub>	μ <sub>1,2</sub>	ω <sub>1</sub>	ω <sub>tot</sub>	A <sub>s,tot</sub>
	-0.3	0	0.081	0.2	0.128	0.1194		
v <sub>2</sub>	ω <sub>2,1</sub>	μ <sub>2,1</sub>	ω <sub>2,2</sub>	μ <sub>2,2</sub>	ω <sub>2</sub>			
	-0.4	0	0.087	0.2	0.129	0.1050		



$$A_{s,tot} = \frac{25.98 + 29.92}{2} = 27.95cm^2 < A_{s,min}$$

,άρα τοποθετούμε τον ελάχιστο 16Φ25

Συνολικά στο ακρόβαθρο Α2 τοποθετούμε διαμήκη οπλισμό ίσο με 18Φ25.



## Παράρτημα Β

### Πίνακες διαστασιολόγησης πασσάλων έναντι διάτμησης

#### Πασσαλομάδα Ακρόβαθρου Α1

Από την διαστασιολόγηση έναντι κάμψης των πασσάλων προέκυψε διαμήκης οπλισμός ίσος με 20Φ25.

θέση	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=0.75	329.95	-672.11	0	0.2701	0.0074	0.0096	-0.4201	353.43	672.11	318.68	0.1070
Y=0.75											

θέση	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=3.25	-2471.84	-672.11	0	0.1623	0.0064	0.0083	2.8333	710.75	672.11	ελάχιστος	
Y=0.75											

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 3183.20KN$

#### Πασσαλομάδα μεσόβαθρου Μ1

##### Φόρτιση: Διαμήκης σεισμικός συνδυασμός (X\_EC8)

Από την διαστασιολόγηση, για την συγκεκριμένη φόρτιση, έναντι κάμψης των πασσάλων του μεσόβαθρου Μ1 προέκυψε διαμήκης οπλισμός ίσος με 18Φ25.

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=36.25	max	949.08	489.94	67.10	0.3065	0.0069	0.0089	-1.2084	253.17	494.52	241.35	0.1413
Y=0.75	min	-3145.45	-479.36	-356.65	0.1441	0.0054	0.0070	2.8333	689.99	597.48	ελάχιστος	

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 3183.20KN$

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=40.25	max	960.33	483.65	66.84	0.3067	0.0069	0.0089	-1.2227	251.52	488.24	236.73	0.1441
Y=0.75	min	-3128.30	-486.47	-356.13	0.1446	0.0054	0.00700	2.8333	689.99	602.89	ελάχιστος	

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 3183.20KN$

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=36.25	max	416.53	480.178	82.22	0.2831	0.0069	0.0089	-0.5303	331.55	487.17	155.62	0.2191
Y=3.75	min	-3675.79	-469.16	-354.24	0.1255	0.00491	0.0064	2.8333	678.66	587.87	ελάχιστος	

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 3183.20KN$

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=40.25	max	426.54	473.23	82.09	0.2862	0.0069	0.0089	-0.5431	330.07	480.29	150.22	0.2270
Y=3.75	min	-3656.34	-476.76	-353.66	0.1261	0.00491	0.0064	2.8333	678.65	593.61	ελάχιστος	

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 3183.20KN$

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=36.25	max	-21.32	475.61	126.28	0.2632	0.0059	0.0076	0.0271	376.31	492.09	115.78	0.2945
Y=6.75	min	-4081.45	-451.49	-265.81	0.1117	0.0049	0.0064	2.8333	678.66	523.93	ελάχιστος	

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 2657.75KN$

$$V_{Rd,max} = 3183.20KN$$

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=40.25	max	-11.91	455.57	126.29	0.2634	0.0059	0.0076	0.0152	374.92	472.75	97.83	0.3486
Y=6.75	min	-4059.66	-472.58	-265.29	0.1124	0.0049	0.0064	2.8333	678.66	541.95	ελάχιστος	

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 2655.50KN$

## Παράρτημα Β

$$V_{Rd,max} = 3183.20KN$$

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=36.25	max	-21.32	475.61	265.81	0.2632	0.0059	0.0076	0.0271	376.31	544.85	168.54	0.2023
Y=9.75	min	-4081.45	-451.49	-126.28	0.1117	0.0049	0.0064	2.8333	678.66	468.82	ελάχιστος	

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 3183.20KN$

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=40.25	max	-11.91	455.57	265.29	0.2634	0.0059	0.0076	0.0152	374.92	527.18	152.26	0.2240
Y=9.75	min	-4059.66	-472.58	-126.29	0.1124	0.0049	0.0064	2.8333	678.66	489.16	ελάχιστος	

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 3183.20KN$

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=36.25	max	416.53	480.18	354.24	0.2831	0.0069	0.0089	-0.5303	331.55	596.70	265.16	0.1286
Y=12.75	min	-3675.79	-469.16	-82.22	0.1258	0.0049	0.0064	2.8333	678.66	476.31	ελάχιστος	

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 3183.20KN$

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=40.25	max	426.54	473.23	353.66	0.2862	0.0069	0.0089	-0.5430	330.07	590.78	260.70	0.1308
Y=12.75	min	-3656.34	-476.76	-82.09	0.1261	0.0049	0.0064	2.8333	678.66	483.77	ελάχιστος	

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 3183.20KN$

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=36.25	max	949.08	489.94	356.65	0.3065	0.0069	0.0089	-1.2084	253.17	606.01	352.84	0.0967
Y=15.75	min	-3145.45	-479.36	-67.10	0.1446	0.0054	0.0070	2.8333	689.99	491.04	ελάχιστος	

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 3183.20KN$

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=40.25	max	960.33	483.65	356.13	0.3069	0.0069	0.0089	-1.2227	251.52	600.62	349.10	0.0977
Y=15.75	min	-3128.30	-486.47	-66.84	0.1446	0.0054	0.0070	2.8333	689.99	491.04	ελάχιστος	

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 3183.20KN$

### Φόρτιση: Εγκάρσιος σεισμικός συνδυασμός (Y\_EC8)

Από την διαστασιολόγηση, για την συγκεκριμένη φόρτιση, έναντι κάμψης των πασσάλων του μεσόβαθρου M1 προέκυψε διαμήκης οπλισμός ίσος με 30Φ25.

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=36.25	max	887.52	157.84	463.88	0.2453	0.0103	0.0134	-1.1300	319.08	489.99	170.91	0.1995
Y=0.75	min	-3083.88	-147.25	-753.43	0.1223	0.0088	0.0115	2.8333	754.66	767.69	13.02	

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 3183.20KN$

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=40.25	max	900.89	152.12	463.67	0.2458	0.0103	0.0134	-1.1471	317.11	487.99	170.87	0.1996
Y=0.75	min	-3068.86	-154.94	-752.96	0.1228	0.0088	0.0115	2.8333	754.67	768.74	14.07	

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 3183.20KN$

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=36.25	max	-3.92	156.19	473.00	0.2190	0.0098	0.0127	0.0050	443.02	498.12	55.10	0.6189
Y=3.75	min	-3255.35	-145.17	-745.02	0.1171	0.0088	0.0115	2.8333	754.66	759.03	4.37	7.8119

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 2653.60KN$

$$V_{Rd,max} = 3183.20KN$$

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=40.25	max	9.35	149.60	472.86	0.2194	0.0098	0.0127	-0.0119	441.06	495.96	54.90	0.6212
Y=3.75	min	-3239.15	-153.13	-744.43	0.1176	0.0088	0.0114	2.8333	754.66	760.02	5.36	6.3661

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 3183.20KN$

## Παράρτημα Β

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=36.25	max	-887.67	171.07	479.02	0.1896	0.0098	0.0127	1.1302	573.08	508.65	ελάχιστος	
Y=6.75	min	-3215.10	-146.94	-618.55	0.1182	0.0088	0.0115	2.8333	754.66	635.76	ελάχιστος	

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 2864.29KN$

$$V_{Rd,max} = 3183.20KN$$

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=40.25	max	-874.21	151.18	478.94	0.1900	0.0098	0.0127	1.1131	571.10	502.24	ελάχιστος	
Y=6.75	min	-3197.36	-168.19	-479.02	0.1187	0.0088	0.0115	2.8333	754.66	640.42	ελάχιστος	

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 2861.09KN$

$$V_{Rd,max} = 3183.20KN$$

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=36.25	max	-887.67	171.07	618.55	0.1896	0.0098	0.0127	1.1302	573.08	641.77	68.69	0.4964
Y=9.75	min	-3215.10	-146.94	-479.02	0.1182	0.0088	0.0115	2.8333	754.66	501.05	ελάχιστος	

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 2864.29KN$

$$V_{Rd,max} = 3183.20KN$$

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=40.25	max	-874.21	151.18	617.94	0.1900	0.0098	0.0127	1.1131	571.10	636.16	65.0662	0.5241
Y=9.75	min	-3197.36	-168.19	-478.94	0.1187	0.0088	0.0115	2.8333	754.66	507.61	ελάχιστος	

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 2861.09KN$

$$V_{Rd,max} = 3183.20KN$$

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=36.25	max	-3.92	156.19	745.02	0.2190	0.0098	0.0127	0.0050	443.02	761.21	318.19	0.1072
Y=12.75	min	-3255.35	-145.17	-473.00	0.1171	0.0088	0.0115	2.8333	754.66	494.77	ελάχιστος	

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 2653.60KN$

$$V_{Rd,max} = 3183.20KN$$

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=40.25	max	9.35	149.60	744.43	0.2194	0.0098	0.0127	-0.0119	441.06	759.32	318.25	0.1072
Y=12.75	min	-3239.15	-153.12	-472.86	0.1176	0.0088	0.0115	2.8333	754.66	497.04	ελάχιστος	

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 3183.20KN$

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=36.25	max	887.52	157.84	753.43	0.2453	0.0103	0.0134	-1.1300	319.08	769.79	450.70	0.0757
Y=15.75	min	-3083.88	-147.25	-463.88	0.1223	0.0088	0.0115	2.8333	754.66	486.69	ελάχιστος	

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 3183.20KN$

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=40.25	max	900.89	152.12	752.96	0.2458	0.0103	0.0134	-1.1471	317.11	768.17	451.06	0.0756
Y=15.75	min	-3068.86	-154.94	-463.67	0.1228	0.0088	0.0115	2.8333	754.66	488.87	ελάχιστος	

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 3183.20KN$

## Πασσαλομάδα Ακρόβαθρου Α2

Από την διαστασιολόγηση έναντι κάμψης των πασσάλων προέκυψε διαμήκης οπλισμός ίσος με 18Φ25.

θέση		P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=73.25		1069.891	-742.48	0	0.3110	0.0069	0.0087	-1.3604	236.39	742.48	506.09	0.0688
Y=0.75												

## Παράρτημα Β

θέση	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=75.75 Y=0.75	-1230.27	-742.48	0	0.2175	0.0059	0.0075	1.5643	561.53	742.48	180.95	0.1924

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 3006.41KN$

θέση	P(KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	n.ax	A <sub>sl</sub> (m <sup>2</sup> )	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub> (MPa)	V <sub>Rd,c</sub> (KN)	ΣV <sub>Ed</sub> (KN)	V <sub>Rd,s</sub> (KN)	s(m)
X=78.25 Y=0.75	-3530.43	-742.48	0	0.1304	0.0049	0.0062	4.4889	884.33	742.48	ελάχιστος	

Στην περίπτωση της θλίψης:  $V_{Rd,max} = 3565.35KN$



## Παράρτημα Γ

### Πίνακες ενεργού δυσκαμψίας πασσάλων

#### Πασσαλομάδα Ακρόβαθρου Α1

Διαμήκης οπλισμός: 32Φ25

Εγκάρσιος οπλισμός: 12Φ/10

Ποιότητα σκυροδέματος B25:  $E_c = 30500000 \text{ KPa}$

Δυσκαμψία αρηγμάτωτης διατομής:  $J_{un} = 0.0485 \text{ m}^4$  (από τις ιδιότητες της διατομής στο section designer)

P(KN)	$M_y$ (KNm)	$\Phi_y(x10^{-3})$	$J_{un}(\text{m}^4)$	$J_{cr}(\text{m}^4)$	$J_{eff}(\text{m}^4)$	$J_{eff}/J_{un}$
329.95	1817.37	4.144	0.0485	0.014379	0.018259	0.38
-2471.84	2552.63	4.869	0.0485	0.017189	0.021069	0.43

#### Πασσαλομάδα Μεσόβαθρου M1

Διαμήκης οπλισμός: 32Φ25

Εγκάρσιος οπλισμός: Φ12/10

Ποιότητα σκυροδέματος B25:  $E_c = 30500000 \text{ KPa}$

Δυσκαμψία αρηγμάτωτης διατομής:  $J_{un} = 0.0485 \text{ m}^4$  (από τις ιδιότητες της διατομής στο section designer)

#### Φόρτιση : Διαμήκης σεισμικός σχεδιασμός (X\_EC8)

θέση	P(KN)	$M_y$ (KNm)	$\Phi_y(x10^{-3})$	$J_{un}(\text{m}^4)$	$J_{cr}(\text{m}^4)$	$J_{eff}(\text{m}^4)$	$J_{eff}/J_{un}$
X=36.25m	949.08	1682.29	3.992	0.0485	0.013817	0.017697	0.36
Y=0.75m	-3145.45	2734.06	5.049	0.0485	0.017754	0.021634	0.45

θέση	P(KN)	$M_y$ (KNm)	$\Phi_y(x10^{-3})$	$J_{un}(\text{m}^4)$	$J_{cr}(\text{m}^4)$	$J_{eff}(\text{m}^4)$	$J_{eff}/J_{un}$
X=40.25m	960.33	1680.93	3.989	0.0485	0.013816	0.017696	0.36
Y=0.75m	-3128.30	2731.12	5.045	0.0485	0.017749	0.021629	0.45

θέση	P(KN)	$M_y$ (KNm)	$\Phi_y(x10^{-3})$	$J_{un}(\text{m}^4)$	$J_{cr}(\text{m}^4)$	$J_{eff}(\text{m}^4)$	$J_{eff}/J_{un}$
X=36.25m	416.53	1794.43	4.122	0.0485	0.014273	0.018153	0.37
Y=3.75m	-3675.79	2808.40	5.173	0.0485	0.017800	0.021680	0.45

θέση	P(KN)	$M_y$ (KNm)	$\Phi_y(x10^{-3})$	$J_{un}(\text{m}^4)$	$J_{cr}(\text{m}^4)$	$J_{eff}(\text{m}^4)$	$J_{eff}/J_{un}$
X=40.25m	426.54	1791.88	4.119	0.0485	0.014263	0.018143	0.37
Y=3.75m	-3656.34	2805.48	5.168	0.0485	0.017799	0.021679	0.45

θέση	P(KN)	$M_y$ (KNm)	$\Phi_y(x10^{-3})$	$J_{un}(\text{m}^4)$	$J_{cr}(\text{m}^4)$	$J_{eff}(\text{m}^4)$	$J_{eff}/J_{un}$
X=36.25m	-21.32	1920.59	4.239	0.0485	0.014855	0.018735	0.39
Y=6.75m	-4081.45	2887.69	5.278	0.0485	0.017938	0.021818	0.45

θέση	P(KN)	$M_y$ (KNm)	$\Phi_y(x10^{-3})$	$J_{un}(\text{m}^4)$	$J_{cr}(\text{m}^4)$	$J_{eff}(\text{m}^4)$	$J_{eff}/J_{un}$
X=40.25m	-11.91	1917.23	4.236	0.0485	0.014839	0.018719	0.39
Y=6.75m	-4059.66	2883.16	5.273	0.0485	0.017927	0.021807	0.45



θέση	P(KN)	M <sub>v</sub> (KNm)	Φ <sub>v</sub> (x10 <sup>-3</sup> )	J <sub>un</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>cr</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> /J <sub>un</sub>
X=36.25m	-21.32	1920.59	4.239	0.0485	0.014855	0.018735	0.39
Y=9.75m	-4059.66	2883.16	5.273	0.0485	0.017927	0.021807	0.45

θέση	P(KN)	M <sub>v</sub> (KNm)	Φ <sub>v</sub> (x10 <sup>-3</sup> )	J <sub>un</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>cr</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> /J <sub>un</sub>
X=40.25m	-11.91	1917.23	4.236	0.0485	0.014839	0.018719	0.39
Y=9.75m	-4059.66	2883.16	5.273	0.0485	0.017927	0.021807	0.45

θέση	P(KN)	M <sub>v</sub> (KNm)	Φ <sub>v</sub> (x10 <sup>-3</sup> )	J <sub>un</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>cr</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> /J <sub>un</sub>
X=36.25m	416.53	1794.43	4.122	0.0485	0.014273	0.018153	0.37
Y=12.75m	-3675.79	2808.40	5.173	0.0485	0.017800	0.021680	0.45

θέση	P(KN)	M <sub>v</sub> (KNm)	Φ <sub>v</sub> (x10 <sup>-3</sup> )	J <sub>un</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>cr</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> /J <sub>un</sub>
X=40.25m	426.54	1791.87	4.119	0.0485	0.014263	0.018143	0.37
Y=12.75m	-3656.34	2805.48	5.168	0.0485	0.017799	0.021679	0.45

θέση	P(KN)	M <sub>v</sub> (KNm)	Φ <sub>v</sub> (x10 <sup>-3</sup> )	J <sub>un</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>cr</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> /J <sub>un</sub>
X=36.25m	949.08	1682.29	3.992	0.0485	0.013817	0.017697	0.36
Y=15.75m	-3145.45	2734.06	5.049	0.0485	0.017754	0.021634	0.44

θέση	P(KN)	M <sub>v</sub> (KNm)	Φ <sub>v</sub> (x10 <sup>-3</sup> )	J <sub>un</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>cr</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> /J <sub>un</sub>
X=40.25m	960.33	1680.93	3.989	0.0485	0.013816	0.017696	0.36
Y=15.75m	-3128.30	2731.12	5.045	0.0485	0.017749	0.021629	0.45

**Φόρτιση : Εγκάρσιος σεισμικός συνδυασμός (Y\_EC8)**

θέση	P(KN)	M <sub>v</sub> (KNm)	Φ <sub>v</sub> (x10 <sup>-3</sup> )	J <sub>un</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>cr</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> /J <sub>un</sub>
X=36.25m	887.52	1691.69	4.005	0.0485	0.013849	0.017729	0.37
Y=0.75m	-3083.88	2725.04	5.035	0.0485	0.017745	0.021625	0.45

θέση	P(KN)	M <sub>v</sub> (KNm)	Φ <sub>v</sub> (x10 <sup>-3</sup> )	J <sub>un</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>cr</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> /J <sub>un</sub>
X=40.25m	900.89	1690.04	4.003	0.0485	0.013842	0.017722	0.37
Y=0.75m	-3068.86	2721.08	5.031	0.0485	0.017733	0.021613	0.45

θέση	P(KN)	M <sub>v</sub> (KNm)	Φ <sub>v</sub> (x10 <sup>-3</sup> )	J <sub>un</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>cr</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> /J <sub>un</sub>
X=36.25m	-3.92	1914.93	4.234	0.0485	0.014829	0.018709	0.39
Y=3.75m	-3255.35	2745.29	5.073	0.0485	0.017743	0.021623	0.45

θέση	P(KN)	M <sub>v</sub> (KNm)	Φ <sub>v</sub> (x10 <sup>-3</sup> )	J <sub>un</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>cr</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> /J <sub>un</sub>
X=40.25m	9.35	1910.47	4.230	0.0485	0.014808	0.018688	0.39
Y=3.75m	-3239.15	2744.30	5.069	0.0485	0.017750	0.021630	0.45

θέση	P(KN)	M <sub>v</sub> (KNm)	Φ <sub>v</sub> (x10 <sup>-3</sup> )	J <sub>un</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>cr</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> /J <sub>un</sub>
X=36.25m	-887.67	2209.69	4.478	0.0485	0.016179	0.020059	0.41
Y=6.75m	-3215.10	2740.04	5.063	0.0485	0.017744	0.021624	0.45

θέση	P(KN)	M <sub>v</sub> (KNm)	Φ <sub>v</sub> (x10 <sup>-3</sup> )	J <sub>un</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>cr</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> /J <sub>un</sub>
X=40.25m	-874.21	2206.15	4.475	0.0485	0.016164	0.020044	0.41
Y=6.75m	-3197.36	2738.88	5.060	0.0485	0.017747	0.021627	0.45

θέση	P(KN)	M <sub>y</sub> (KNm)	Φ <sub>y</sub> (x10 <sup>-3</sup> )	J <sub>un</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>cr</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> /J <sub>un</sub>
X=36.25m	-887.67	2209.69	4.478	0.0485	0.016179	0.020059	0.41
Y=9.75m	-3215.10	2740.04	5.063	0.0485	0.017744	0.021624	0.45

θέση	P(KN)	M <sub>y</sub> (KNm)	Φ <sub>y</sub> (x10 <sup>-3</sup> )	J <sub>un</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>cr</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> /J <sub>un</sub>
X=40.25m	-874.21	2206.15	4.475	0.0485	0.016164	0.020044	0.41
Y=9.75m	-3197.36	2738.88	5.060	0.0485	0.017747	0.021627	0.45

θέση	P(KN)	M <sub>y</sub> (KNm)	Φ <sub>y</sub> (x10 <sup>-3</sup> )	J <sub>un</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>cr</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> /J <sub>un</sub>
X=36.25m	-3.92	1914.93	4.234	0.0485	0.014829	0.018709	0.39
Y=12.75m	-3255.35	2745.29	5.073	0.0485	0.017743	0.021623	0.45

θέση	P(KN)	M <sub>y</sub> (KNm)	Φ <sub>y</sub> (x10 <sup>-3</sup> )	J <sub>un</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>cr</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> /J <sub>un</sub>
X=40.25m	9.35	1910.47	4.230	0.0485	0.014808	0.018688	0.39
Y=12.75m	-3239.15	2744.30	5.069	0.0485	0.017750	0.021630	0.45

θέση	P(KN)	M <sub>y</sub> (KNm)	Φ <sub>y</sub> (x10 <sup>-3</sup> )	J <sub>un</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>cr</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> /J <sub>un</sub>
X=36.25m	887.52	1691.69	4.005	0.0485	0.013849	0.017729	0.37
Y=15.75m	-3083.88	2725.04	5.035	0.0485	0.017745	0.021625	0.45

θέση	P(KN)	M <sub>y</sub> (KNm)	Φ <sub>y</sub> (x10 <sup>-3</sup> )	J <sub>un</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>cr</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> /J <sub>un</sub>
X=40.25m	900.89	1690.04	4.003	0.0485	0.013842	0.017722	0.37
Y=15.75m	-3068.86	2721.08	5.031	0.0485	0.017733	0.021613	0.45

## Πασσαλομάδα Ακρόβαθρου A2

Διαμήκης σπλισμός: 32Φ25

Εγκάρσιος σπλισμός: 12Φ/10

Ποιότητα σκυροδέματος B25:  $E_c = 30500000 \text{ KPa}$

Δυσκαμψία αρηγμάτωτης διατομής:  $J_{un} = 0.0485 \text{ m}^4$  (από τις ιδιότητες της διατομής στο section designer)

P(KN)	M <sub>y</sub> (KNm)	Φ <sub>y</sub> (x10 <sup>-3</sup> )	J <sub>un</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>cr</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>eff</sub> /J <sub>un</sub>
1069.89	1663.99	3.965	0.0485	0.013760	0.017640	0.36
-1230.27	2263.49	4.554	0.0485	0.016296	0.020176	0.42
-3530.43	2785.96	5.137	0.0485	0.017781	0.021661	0.45

Όπως φαίνεται από τους παραπάνω πίνακες επιλέγουμε το 40% ως το ποσοστό ρηγμάτωσης των διατομών των πασσάλων.



## **Βιβλιογραφία**

- [1] Ι. Ψυχάρης, Αντισεισμικός Σχεδιασμός Γεφυρών - Σημειώσεις για το Μάθημα Ειδικά Θέματα Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Αθήνα: Ε.Μ.Π., 2011.
- [2] Γ. Γκαζέτας, Εδαφοδυναμική και Σεισμική Μηχανική, Αθήνα: Συμεών, 1996.
- [3] Σ. Δ. Κωστόπουλος, Πειραματική Γεωτεχνική Μηχανική, Αθήνα: Ίων, 2005.
- [4] Α. Αναγνωστόπουλος and Β. Παπαδόπουλος, Θεμελιώσεις με Πασσάλους, Αθήνα: Συμεών, 2004.
- [5] CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, and SAFE, Berkeley: Computers & Structures Inc., March 2010.
- [6] Ι. Ερμόπουλος, Σιδηρές και Σύμμικτες Γέφυρες, Αθήνα: Κλειδάριθμος, 2008.
- [7] European Committee of Standardization, Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός Σχεδιασμός - Μέρος 1 : Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις, και κανόνες για κτίρια, Δεκέμβριος 2004.
- [8] Εγκύκλιος Ε39/99 : "Οδηγίες για την Αντισεισμική Μελέτη Γεφυρών", Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε., Νοέμβριος 1999.
- [9] Γ. Γκαζέτας, Σημειώσεις Εδαφομηχανικής, Αθήνα: Τομέας Γεωτεχνικής - Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π., 2008.
- [10] European Committee for Standardization, Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός Σχεδιασμός - Μέρος 5 : Θεμελιώσεις, φορείς αντιστήριξης, και γεωτεχνικά θέματα, Νοέμβριος 2004.
- [11] Θ. Π. Τάσιος, Κατασκευές και θεμελιώσεις από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα, Αθήνα: Συμμετρία, 1999.
- [12] N. M. J. Priestley, F. Seible and M. G. Calvi, Seismic Design and Retrofit of Bridges, New York: John Wiley & Sons, Inc., 1996.
- [13] Θ. Π. Τάσιος, Π. Ι. Γιαννόπουλος, Κ. Γ. Τρέζος and Σ. Γ. Τσουκαντάς, Ωπλισμένο Σκυρόδεμα, Αθήνα : Ε.Μ.Π., 2005.
- [14] European Committee of Standardization, Ευρωκώδικας 2 : Σχεδιασμός φορέων από σκυρόδεμα - Γέφυρες από σκυρόδεμα - Σχεδιασμός και κανόνες μόρφωσης, Οκτώβριος 2005.
- [15] European Committee of Standardization, Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός Σχεδιασμός - Μέρος 2 : Γέφυρες, Αύγουστος 2005.

- [16] Θ. Παρασκευά and Α. Κάππος, “Αποτίμηση Σεισμικής Συμπεριφοράς Γεφυρών και Σκοπιμότητα της Μεθόδου της Ιδιομορφικής Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης,” in *3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας*, 5 - 7 Νοεμβρίου 2008.
- [17] Ε. Γκουτζίκα and Α. Κάππος, Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία : "Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Αποτίμηση Σεισμικής Συμπεριφοράς Γέφυρας Άνω Διάβασης, Θεσσαλονίκη: Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης - Πολυτεχνική Σχολή - Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών - Τομέας Επιστήμης και Τεχνολογίας των Κατασκευών - Εργαστήριο Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος και Φέρουσας Τοιχοποιίας, Οκτώβριος 2008.
- [18] Ομάδα Μελέτης για την Σύνταξη Κανονισμού Επεμβάσεων σε Κτίρια από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Ομάδα Εναρμόνισης του ΚΑΝ.ΕΠΕ. με τους Ευρωκώδικες, Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) - Τελικό Εναρμονισμένο Κείμενο, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.), Φεβρουάριος 2011.
- [19] American Society of Civil Engineers (ASCE), *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency, November 2000.
- [20] Ι. Ν. Ψυχάρης and Γ. Ε. Μαγείρου, “Διερεύνηση της Ανελαστικής Συμπεριφοράς Γεφυρών με Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα και Σεισμικούς Συνδέσμους. Μια Απλοποιημένη Μέθοδος Υπολογισμού,” *Τεχν. Χρον. Επιστ. Έκδ. ΤΕΕ*, 2004.
- [21] Ι. Ν. Ψυχάρης, *Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας - Σειμειώσεις για το Μάθημα του 9ου Εξαμήνου : Αντισεισμική Τεχνολογία 2*, Αθήνα: Ε.Μ.Π. - Σχολή Πολιτικών Μηχανικών - Τομέας Δομοστατικής, 2010.
- [22] Α. Κ. Chopra, *Δυναμική των Κατασκευών - Θεωρία και εφαρμογές στην σεισμική μηχανική, Επιμέλεια Επιστημονικής Απόδοσης και Μετάφρασης Σταύρος Α. Αναγνωστόπουλος, Μ. Γκιούρδας, 3η Αμερικάνικη Έκδοση* 2007.
- [23] P. Tasiopoulou, N. Gerolymos, T. Takashi and G. Gazetas, “Pile-Group Response to Large Soil Displacements and Liquefaction: Centrifuge Experiments versus a Physically Simplified Analysis,” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, February 2013.
- [24] Π. Τασιοπούλου, Ν. Γερόλυμος and Γ. Γκαζέτας, “Αλληλεπίδραση Πασσάλου–Εδάφους υπο Συνθήκες Εδαφικής Ροής λόγω Ρευστοποίησης και Αστοχίας Κρηπιδοτόιχου,” in *3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας*, 5 -7 Νοεμβρίου 2008.
- [25] Ρ. Σ. Κουρκουλής, Φ. Μ. Γελαγώτη, Ι. Χ. Αναστασόπουλος and Γ. Χ. Γκαζέτας, “Αποτελεσματικότητα των Πασσάλων στην Σταθεροποίηση Κατολισθήσεων: 3D Αριθμητική Διερεύνηση,” in *6ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής*, Βόλος, 29/09 - 1/10 2010.