

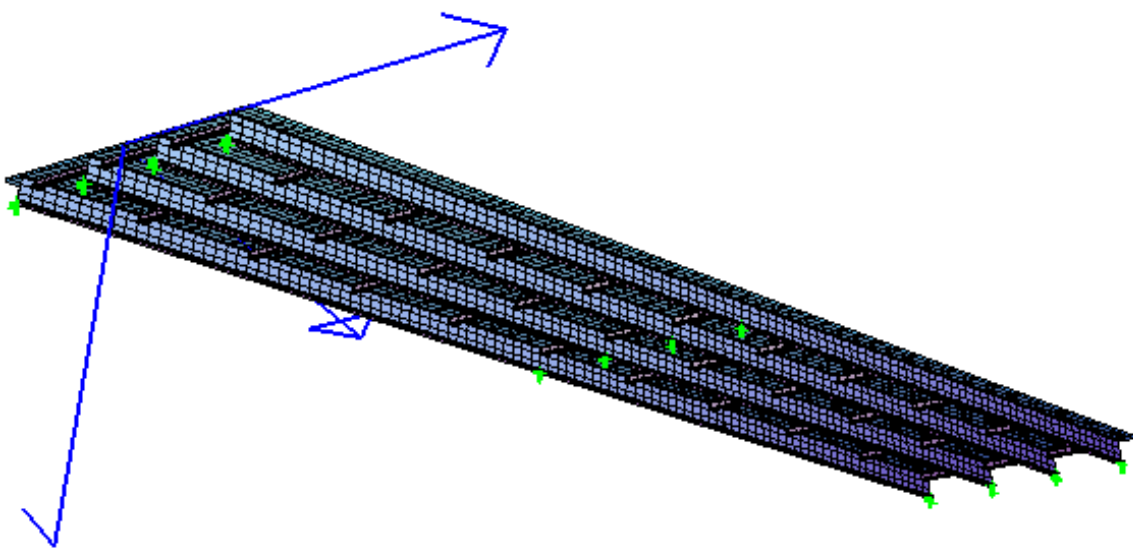


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Σύμμικτης Λοξής Οδικής Γέφυρας Δύο Ανοιγμάτων



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αγρίμη Α. Ελευθερία

Ζάφειρα-Χατζή Θ. Σωτηρία-Λυδία

Επιβλέπων: Ιωάννης Ραυτογιάννης

Αθήνα, Μάρτιος 2013

ΕΜΚ ΔΕ 2013/44

Αγρίμη Ε.Α., Ζάφειρα-Χατζή Σ.Θ. (2013).
Σχεδιασμός Σύμμικτης Λοξής Οδικής Γέφυρας Δύο Ανοιγμάτων
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2013/44
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Agrimi E.A., Zafeira-Chatzi S.T. (2013).
Design of a composite road bridge of two spans, skewed in plan
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2013/44
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	5
Ευχαριστίες	7
1 Εισαγωγή	9
1.1 Γενικά	9
1.2 Τύποι Γεφυρών	9
1.3 Κριτήρια Επιλογής Τύπου Γέφυρας	11
1.4 Σύμμικτες γέφυρες	11
1.5 Λοξές γέφυρες	11
1.6 Στοιχεία σύμμικτης γέφυρα	12
1.6.1 Κατάστρωμα	12
1.6.2 Κύριες δοκοί	12
1.6.3 Σύνδεσμοι	13
1.6.4 Διαδοκίδες – Διαμήκεις/ Ακραιές ενισχύσεις	13
1.7 Εφέδρανα	14
1.8 Βάθρα	15
2 Περιγραφή Τεχνικού Έργου	17
2.1 Γενική Περιγραφή Μοντέλου	17
2.2 Δεδομένα Μελέτης Φορέα	20
2.2.1 Υλικά Κατασκευής	20
2.2.2 Δεδομένα Φορτία Κατασκευής	20
2.2.3 Σεισμολογικά Χαρακτηριστικά	20
2.3 Στοιχεία Γέφυρας	21
2.3.1 Διατομή Ανωδομής	21
2.3.2 Εφέδρανα	22
3 Δράσεις Φορέα	23
3.1 Εισαγωγή	23
3.2 Δράσεις Γέφυρας	23
3.2.1 Ίδια βάρη και λοιπά μόνιμα (LC1)	23
3.2.2 Φορτία Κυκλοφορίας	24
3.2.3 Δύναμη Τροχοπέδησης (LC7, LC8)	31
3.2.4 Εγκάρσιος Άνεμος (LC9)	34
3.2.5 Θερμοκρασιακές Μεταβολές	38
3.2.6 Σεισμός (LC990-992)	43
3.3 Συνδυασμοί Δράσεων	47
3.3.1 Εισαγωγή	47
3.3.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	47
3.3.3 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	51
4 Αποτελέσματα και έλεγχοι	55
4.1 Εισαγωγή	55
4.2 Οπλισμός πλάκας καταστρώματος	55
4.3 Έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	56
4.3.1 Έλεγχος αστοχίας σε κάμψη	56
4.3.2 Αντοχή πλακών σε κύρτωση	63
4.4 Έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	79

4.4.1	Εισαγωγή.....	79
4.4.2	Ρηγμάτωση.....	79
4.4.3	Έλεγχος βελών στην ΟΚΛ.....	81
4.5	Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας - Κόπωση.....	82
4.5.1	Εισαγωγή.....	82
4.5.2	Απαλλακτικές διατάξεις.....	82
4.5.3	Φορτίσεις κόπωσης.....	82
4.5.4	Έλεγχος κόπωσης.....	83
4.5.5	Υπολογισμός της αντοχής σε κόπωση $\Delta\sigma_c$ και $\Delta\tau_c$	83
4.5.6	Διακυμάνσεις των τάσεων.....	85
4.6	Εφεδράνα.....	91
4.6.1	Εισαγωγή.....	91
4.6.2	Έλεγχος εφεδράνων.....	92
5	Συμπεράσματα.....	99
6	Βιβλιογραφία.....	101

Σχεδιασμός Σύμμικτης Λοξής Οδικής Γέφυρας Δύο Ανοιγμάτων

Αγρίμη Ε.Α., Ζάφειρα-Χατζή Σ.Θ. (Επιβλέπων: Ραυτογιάννης Ι.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η ανάλυση μιας σύμμικτης οδικής γέφυρας, δύο ανοιγμάτων, λοξή σε κάτοψη με χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Sofistik. Η εργασία περιλαμβάνει πέντε κεφάλαια, το περιεχόμενο καθ' ενός από τα οποία δίνεται συνοπτικά παρακάτω.

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μία σύντομη αναφορά στους διάφορους τύπους γεφυρών καθώς και στις συνθήκες και τους παράγοντες που οδηγούν στην επιλογή τόσο του υλικού κατασκευής όσο και του είδους του φορέα. Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα πλεονεκτήματα των σύμμικτων γεφυρών έναντι των μεταλλικών και των προεντεταμένων. Τέλος, παρατίθενται τα στοιχεία που απαρτίζουν μια σύμμικτη γέφυρα, η λειτουργία τους και η χρησιμότητά τους επί της κατασκευής.

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται μία γενική περιγραφή του μοντέλου της γέφυρας που χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση καθώς και του τρόπου με τον οποίο ο φορέας αυτός προσομοιώθηκε στο πρόγραμμα Sofistik. Στη συνέχεια δίνονται τα υλικά κατασκευής που χρησιμοποιήθηκαν, τα ίδια βάρη αυτών καθώς και οι επικρατούσες σεισμολογικές συνθήκες. Το κεφάλαιο κλείνει μία πιο λεπτομερή περιγραφή των στοιχείων της ανωδομής και του τύπου των εφεδράνων που χρησιμοποιήθηκαν.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρατίθενται τα διάφορα είδη φορτίσεων που επιβάλλονται στη γέφυρα με βάση τους Ευρωπαϊκούς Κανονισμούς, ενώ με τη βοήθεια του προγράμματος παρουσιάζεται και η παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα σε κάθε περίπτωση. Το κεφάλαιο των δράσεων κλείνει με την παρουσίαση του σεισμού και την επίδραση του στο φορέα. Τέλος δίνονται οι συνδυασμοί των παραπάνω φορτίσεων για τις διάφορες καταστάσεις σχεδιασμού, τα αποτελέσματα των οποίων αναλύονται στο επόμενο (τέταρτο) κεφάλαιο. Με βάση τα στοιχεία αυτά διενεργούνται οι απαιτούμενοι έλεγχοι στο φορέα και πιο συγκεκριμένα ο έλεγχος σε κάμψη (βάσει του κριτηρίου von Mises), έλεγχος έναντι κύρτωσης υπό θλίψη και διάτμηση, έλεγχος κόπωσης και βελών. Τέλος, πραγματοποιείται έλεγχος των τοποθετούμενων εφεδράνων.

Στο πέμπτο και τελευταίο κεφάλαιο παρουσιάζονται συνοπτικά τα συμπεράσματα τα οποία προέκυψαν από την παρούσα διπλωματική εργασία και γενικεύονται για το σύνολο των σύμμικτων γεφυρών.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS
EMK ΔE 2013/44

Design of a composite road bridge of two spans, skewed in plan

Agrimi E.A, Zafeira-Chatzi S.T. (supervised by Raftogiannis I.)

Abstract

The subject of this thesis is the design and analysis of a composite road bridge of two spans, skewed in plan using the finite element analysis program Sofistik. The thesis includes five chapters, the contents of each one is summarized below.

The first chapter is a brief reference to the various types of bridges as well as the conditions and factors leading to the selection of the constructional material and type of institution. The advantages of composite bridges over metal and tensioned ones are following. Finally, the elements constituting a composite bridge, their function and usefulness for the construction are exposed.

The second chapter is a general description of the bridge model used in the analysis and the way in which the institution is simulated in program Sofistik. The following are the materials used, their same weights and seismological conditions prevailing. The chapter closes with a more detailed description of the elements of the superstructure and the type of bearings used.

The third chapter lists the various types of loads applied to the bridge by the European regulations, while the deformation status in each case is presented as well, by the aid of the program. The chapter ends with the presentation of the earthquake and its effect on the model. Finally, the combination of these loadings for each design condition are given and the results are discussed in the next (fourth) chapter. Based on these data the necessary checks on the model are conducted and more specifically sufficiency regarding the bending (criterion von Mises), control against warping under compression and shearing and deformation control. Finally, a check of the bearings takes place.

In the fifth and final chapter the conclusions which emerged from this thesis are summarized and generalized for all composite bridges.

Ευχαριστίες

Για την περάτωση της διπλωματικής μας εργασίας νιώθουμε την υποχρέωση να ευχαριστήσουμε πρωτίστως τον κ. Ιωάννη Ραυτογιάννη, επιβλέπων της εργασίας μας, για την αμέριστη υποστήριξη που μας παρείχε και την καθοδήγηση του σε όλες τις φάσεις της εργασίας μας. Ένα μεγάλο ευχαριστώ οφείλουμε στους γονείς μας, για την αγάπη τους, την υπομονή τους και την υποστήριξή τους στην μέχρι τώρα πορεία μας. Και τέλος, ευχαριστούμε ιδιαίτερα όλους τους φίλους μας για την πολύτιμη βοήθεια τους και την αμέριστη συμπαράστασή τους.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Γέφυρα είναι μία κατασκευή που αποκαθιστά τη συνέχεια μιας γραμμής επικοινωνίας, όπως μίας οδού (οδική γέφυρα), ενός σιδηροδρόμου, μίας ροής πεζών ή ενός αγωγού, πάνω από ένα εμπόδιο. Τα συνήθη εμπόδια που γεφυρώνονται είναι ποτάμια ή υδάτινες επιφάνειες, άλλοι συγκοινωνιακοί άξονες, τεχνητές υδάτινες ροές, εδαφικές ταπεινώσεις κ.τ.λ.

Γενικά, οι γέφυρες θεωρούνται από τις πιο εντυπωσιακές κατασκευές και για πολλούς μηχανικούς αποτελούν την κορωνίδα της επιστήμης τους. Πράγματι, ο σχεδιασμός της βέλτιστης τεχνικής και οικονομικής λύσης με τα διαθέσιμα μέσα και τους λοιπούς περιορισμούς αποτελεί πρόκληση για το δομοστατικό Μηχανικό. Παράλληλα όμως παρουσιάζουν πολλές ιδιομορφίες και λεπτά σημεία στην ανάλυση, τη διαστασιολόγηση και την ανέγερσή τους, γεγονός που καθιστά απαραίτητες κάποιες ιδιαίτερες γνώσεις για αυτούς που ασχολούνται με το αντικείμενο αυτό.

Κεντρική θέση στην γεφυροποιία κατέχει η εξέταση εναλλακτικών λύσεων και η ορθή επιλογή της βέλτιστης εξ' αυτών. Τα κριτήρια επιλογής μπορεί να είναι τεχνικά, οικονομικά, λειτουργικά, αισθητικά, περιβαλλοντικά και άλλα της επιλογής του κύριου του έργου ή των υπόλοιπων παραγόντων αυτού. Έτσι στην γεφυροποιία συναγωνίζονται μορφές φορέων, δομικά υλικά, μέθοδοι κατασκευής και άλλες παράμετροι, πράγμα που έχει ως αποτέλεσμα την πολυμορφία των γεφυρών.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία παρουσιάζεται η μελέτη και η διαστασιολόγηση μίας λοξής σύμμικτης γέφυρας δύο ανοιγμάτων, το καθένα από τα οποία έχει μήκος 25 m. Πλέον οι σύμμικτες γέφυρες έχουν σημαίνουσα θέση μεταξύ των διαφόρων τύπων γεφυρών καθώς η συνεργασία δομικού χάλυβα και σκυροδέματος εξασφαλίζει ασφαλείς, ανθεκτικές, λειτουργικές, οικονομικές και ταχείες λυσεις.

1.2 Τύποι Γεφυρών

Ο διαχωρισμός των γεφυρών σε κατηγορίες ποικίλει, ανάλογα με τον εκάστοτε εξεταζόμενο παράγοντα. Οι βασικότεροι παράγοντες διάκρισης των γεφυρών είναι οι εξής:

- Προορισμός (οδικές, σιδηροδρομικές, μικτές, πεζογέφυρες, γέφυρες αγωγών, γέφυρες ταινιοδρόμων κλπ).
- Στατική μορφή κύριων δοκών (αμφιέρειστες, συνεχείς με ή χωρίς αρθρώσεις, πλαισιωτές, τοξωτές, κρεμαστές με ευθύγραμμο ή καμπύλο καλώδιο κλπ).
- Μόρφωση κύριων δοκών (ολόσωμες πρότυπες, σύνθετες ή κιβωτοειδείς, και δικτυωτές μορφής V, N, K κλπ, ισοστατικές ή υπερστατικές εσωτερικά).
- Θέση καταστρώματος (άνω, μέσης και κάτω διάβασης).
- Αριθμός καταστρωμάτων (μονώροφες και διώροφες).
- Είδος συνδέσεων (ηλωτές, κοχλιωτές, συγκολλητές).
- Λοξότητα (ορθές και λοξές).
- Γεωμετρική χάραξη άξονα (ευθύγραμμες ή καμπύλες, οριζόντιες ή κεκλιμένες).
- Διάρκεια χρήσης (μόνιμες, προσωρινές, λυόμενες).
- Κινητότητα (σταθερές και κινητές, π.χ. κυλιόμενες, κατακόρυφα ανυψούμενες, περιστρεφόμενες, βυθιζόμενες κλπ).



(α)



(β)

Σχήμα 1.1: Τύποι γεφυρών βάσει προορισμού: (α) Οδική (Schwabelweis, Regensburg 1982), (β) Σιδηροδρομική (Garabit, Γαλλία 1880-84)



(α)

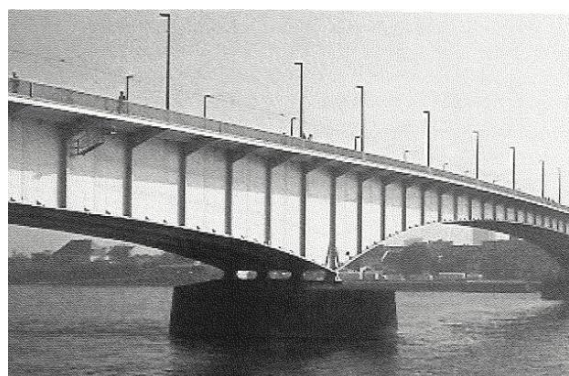


(β)

Σχήμα 1.2: Τύποι γεφυρών βάσει στατικής λειτουργίας: (α) Τοξωτή (Matsushima, Ιαπωνία), (β) Κρεμαστή (San Francisco)



(α)



(β)

Σχήμα 1.3: Τύποι γεφυρών βάσει μόρφωσης κύριων δοκών: (α) Δικτυωτή (Francis Scitt Key, USA 1978), (β) Ολόσωμη (Ρήνου)

1.3 Κριτήρια Επιλογής Τύπου Γέφυρας

Η οριστική επιλογή του υλικού και του είδους του φορέα δεν είναι δυνατόν να πραγματοποιηθεί χωρίς την εξέταση ορισμένων παραγόντων, οι κυριότεροι των οποίων είναι οι ακόλουθοι:

- Τα φυσικά χαρακτηριστικά της υπό μελέτη περιοχής (τοπογραφικά, γεωλογικά χαρακτηριστικά, έδαφος θεμελίωσης, υδρολογικά στοιχεία, σεισμολογικά χαρακτηριστικά, καιρικές συνθήκες, κλπ).
- Ο σκοπός του έργου (είδος και πυκνότητα κυκλοφορίας, μελλοντική πρόβλεψη, ταχύτητα ανέγερσης, διάρκεια ζωής, αισθητικές απαιτήσεις κλπ).
- Τοπικές συνθήκες (δυνατότητα πρόσβασης, προβλήματα κατασκευής, εργατοτεχνικό προσωπικό κλπ).

Μετά τη μελέτη των ανωτέρων συνιστωσών και λαμβανομένου υπόψη του οικονομικού παράγοντα, προσδιορίζεται η προσφορότερη/ενδεικνυόμενη λύση.

1.4 Σύμμικτες γέφυρες

Σύμμικτες ονομάζονται οι γέφυρες στις οποίες χρησιμοποιούνται δύο τουλάχιστον διαφορετικά υλικά, εν προκειμένω οπλισμένο σκυρόδεμα και χάλυβας. Τα υλικά αυτά συνδέονται μεταξύ τους μέσω διατμητικών συνδέσμων, οι οποίοι σκοπό έχουν να εξασφαλίσουν την πλήρη μεταφορά της διατμητικής δύναμης και άρα το μηδενισμό της διολίσθησης, τη μείωση των βελών και την αύξηση της αντοχής της δοκού.

Οι σιδηρές γέφυρες με κατάστρωμα από ορθότροπη πλάκα, κυριάρχησαν μέχρι το 1960 περίπου, αποτελώντας τον κύριο τύπο μεταλλικών γεφυρών. Ωστόσο με την πάροδο του χρόνου το υψηλό κόστος κατασκευής, η ευαισθησία του χαλύβδινου καταστρώματος έναντι πυρκαγιάς και έναντι κόπωσης αποτέλεσαν τους βασικότερους λόγους που οδήγησαν στην ευρεία επικράτηση των σύμμικτων γεφυρών. Οι σύμμικτες γέφυρες συνδυάζουν τα πλεονεκτήματα των δύο επιμέρους υλικών κατασκευής τους (χάλυβα και σκυροδέματος), επιπρόσθετα με:

- Μεγάλη αντοχή, δυσκαμψία, πλαστιμότητα και ικανότητα απόσβεσης αν λάβει κανείς υπόψη και τη δυνατότητα ανακύκλωσης των υλικών.
- Προστασία του χάλυβα έναντι διάβρωσης και πυρκαγιάς.
- Μείωση των απαιτούμενων ποσοτήτων χάλυβα και των διαστάσεων των διατομών.
- Περιορισμός των φαινομένων καθολικού και τοπικού λυγισμού.
- Σημαντικά μειωμένος χρόνος ανέγερσης της κατασκευής και βελτιωμένη αισθητική.

Οι σύμμικτες γέφυρες όμως υπερτερούν και έναντι των προεντεταμένων και αυτό διότι παρόλο που το κόστος είναι πρακτικά το ίδιο και για τις δύο περιπτώσεις κατασκευής, η ταχύτητα ανέγερσης των πρώτων αποτελεί το σημαντικότερο πλεονέκτημα που τις καθιστά την προσφορότερη λύση στην κατηγορία φορέων με μέτρια ή μεγάλα ανοίγματα.

1.5 Λοξές γέφυρες

Οι γέφυρες λοξών καταστρωμάτων παρουσιάζουν ιδιάζουσα τρισδιάστατη συμπεριφορά και για το λόγο αυτό ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται κατά τη μελέτη τους. Η πολυπλοκότητα της γεωμετρίας τους δημιουργεί αυξημένες απαιτήσεις κατά την ανάλυση ενώ η προσομοίωσή τους πρέπει να γίνεται έτσι ώστε να προβλέπεται η πραγματική συμπεριφορά του φορέα.

Η ύπαρξη λοξού καταστρώματος, σε κάθε τύπο γέφυρας, επηρεάζει τη γεωμετρία και κατ' επέκταση τη συμπεριφορά του φορέα. Έχει μάλιστα αποδειχθεί ότι το μέγεθος της γωνίας διασταύρωσης επηρεάζει τη συμπεριφορά του φορέα, τόσο σε στατικά όσο και σε σεισμικά φορτία. Ειδικά φαινόμενα, όπως η στρέψη και η στρέβλωση των κύριων δοκών, η εκτός επιπέδου στροφή των κορμών των κύριων δοκών, οι συγκεντρώσεις δυνάμεων στις στηρίξεις και η ευαισθησία των κατασκευών σε κόπωση αποτελούν φαινόμενα που συναντώνται συνήθως σε λοξούς φορείς γεφυρών.

1.6 Στοιχεία σύμμικτης γέφυρα

1.6.1 Κατάστρωμα

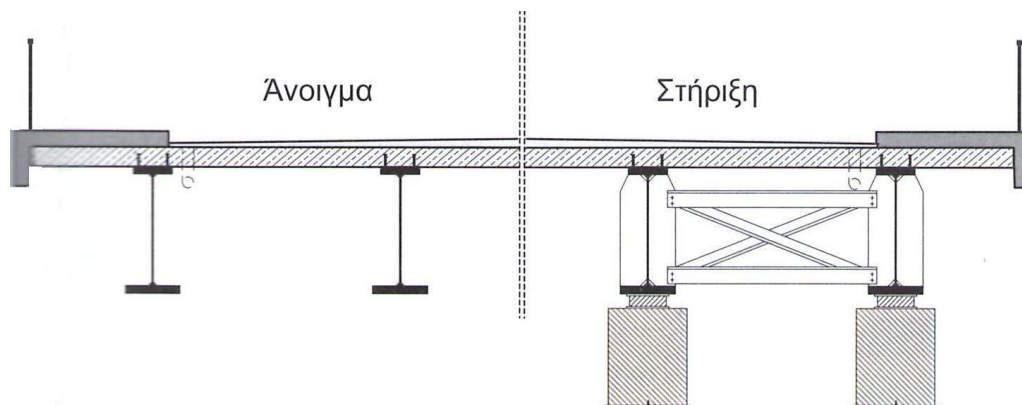
Το κατάστρωμα δέχεται απευθείας τα κινητά φορτία της γέφυρας και τα μεταβιβάζει στις κύριες δοκούς. Διακρίνεται στο επίστρωμα και στις δοκούς καταστρώματος (μηκίδες και διαδοκίδες), οι οποίες μεταφέρουν τα φορτία στις κύριες δοκούς. Στο πλάτος καταστρώματος περιλαμβάνονται οι λωρίδες κυκλοφορίας των οχημάτων καθώς και τα πεζοδρόμια σε περίπτωση οδικών γεφυρών.

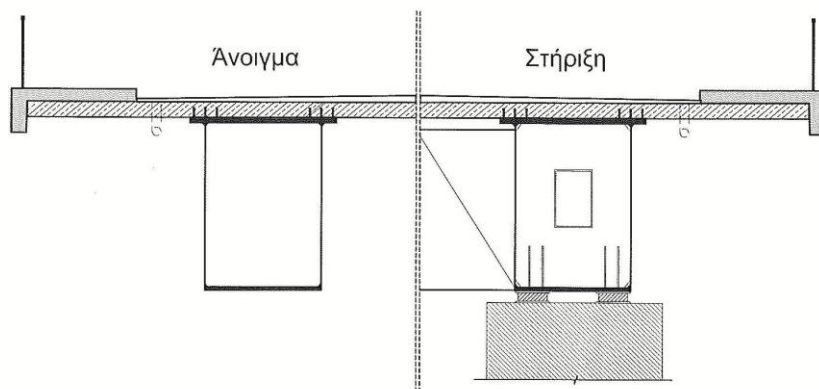
Η πλάκα καταστρώματος μορφώνεται είτε από επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα επί ξυλοτύπων, είτε από προκατασκευασμένες πρόπλακες πάχους 7-10cm οι οποίες λειτουργούν ως ξυλότυποι και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα στο υπόλοιπο πάχος της πλάκας (για τη διατμητική σύνδεση των δύο τμημάτων σκυροδέματος χρησιμοποιούνται κατάλληλες αναμονές οι οποίες εξέχουν της πρόπλακας), είτε από πλήρεις πρόπλακες, οι οποίες στηρίζονται επί των πελμάτων των κύριων δοκών ή των διαδοκίδων, είτε τέλος από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα, ως σύμμικτες πλάκες.

1.6.2 Κύριες δοκοί

Οι κύριες δοκοί μεταφέρουν μέσω των εφεδράνων στα βάθρα όλα τα φορτία της γέφυρας, μόνιμα και κινητά. Οι διατομές τους μπορεί να είναι διατομής I (ελατή ή συγκολλητή), μορφής δικτυωμάτων, κιβωτίου ή και καλωδίων. Ανάλογα με τον τύπο της γέφυρας και τις επιμέρους απαιτήσεις, επιλέγεται και η προσφορότερη διατομή.

Για παράδειγμα, στην περίπτωση γεφυρών μικρών ανοιγμάτων (μέχρι 30m), προτιμάται η χρήση πυκνά διατεταγμένων παράλληλων σιδηροδοκών, ενώ για κοιλαδογέφυρες, ανοίγματος 30-80m, προτείνεται η χρήση δύο ολόσωμων συγκολλητών σιδηροδοκών με άνισα πέλματα. Ενώ η χρήση δικτυωμάτων ως κύριων δοκών προσφέρεται στην περίπτωση ζεύξεως μεγαλύτερων ανοιγμάτων.

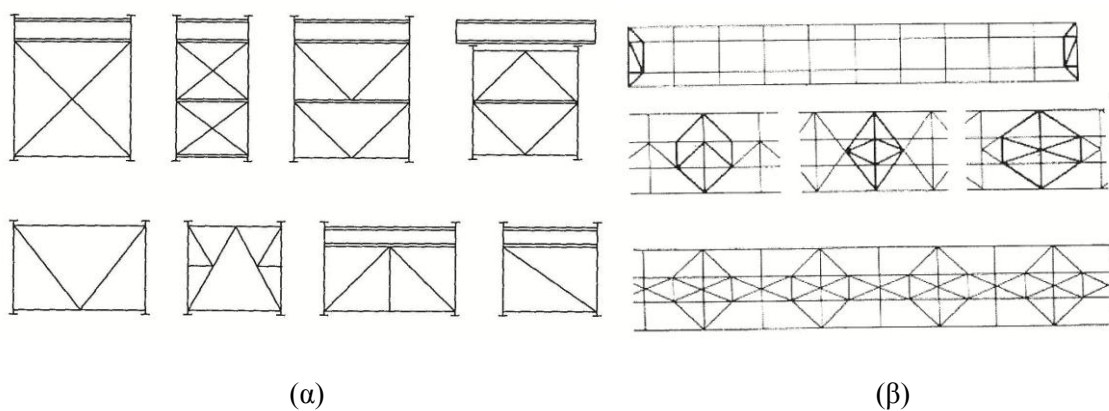




Σχήμα 1.4: Τυπικές διατομές σύμμικτων γεφυρών: (άνω) πυκνά διατεταγμένων σιδηροδοκών I, (κάτω) Αεροστεγών μικροκιβωτίων

1.6.3 Σύνδεσμοι

Πρόκειται για επίπεδους φορείς (δικτυωτούς ή πλαισιωτούς), οι οποίοι τοποθετούνται με σκοπό την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων που δρουν στη γέφυρα καθώς και τη σύνθεση ενός ενιαίου και ευσταθή φορέα στο χώρο. Διακρίνονται στους κύριους συνδέσμους (αντιανέμιος και εγκάρσιος) και στους δευτερεύοντες (μηκίδων και τροχοπέδησης).

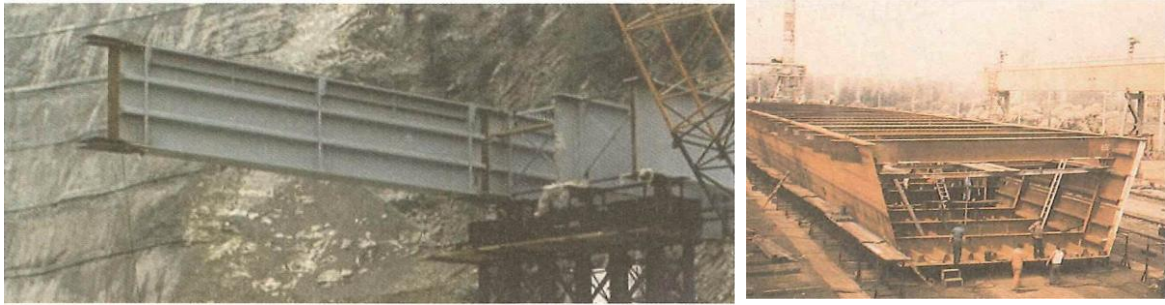


Σχήμα 1.5: Είδη συνδέσμων: (α) Εγκάρσιοι, (β) Μηκίδων και τροχοπέδηση.

1.6.4 Διαδοκίδες – Διαμήκεις/ Ακραίες ενισχύσεις

Σκοπός των διαδοκίδων είναι η εξασφάλιση των σιδηροδοκών έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στη φάση κατασκευής καθώς και η έδραση της πλάκας του καταστρώματος, αν η απόσταση μεταξύ των κύριων δοκών ξεπερνά τα 6-7m και δεν είναι επιθυμητή η επιβολή εγκάρσιας προέντασης.

Όσον αφορά τις διαμήκεις ενισχύσεις, εκείνες τοποθετούνται με σκοπό την αύξηση της αντοχής των κορμών έναντι κύρτωσης, ενώ στη θέση των στηρίξεων, όπου οι δυνάμεις που μεταφέρονται είναι σημαντικές, τοποθετούνται κατακόρυφες εγκάρσιες ενισχύσεις.



(α)

(β)

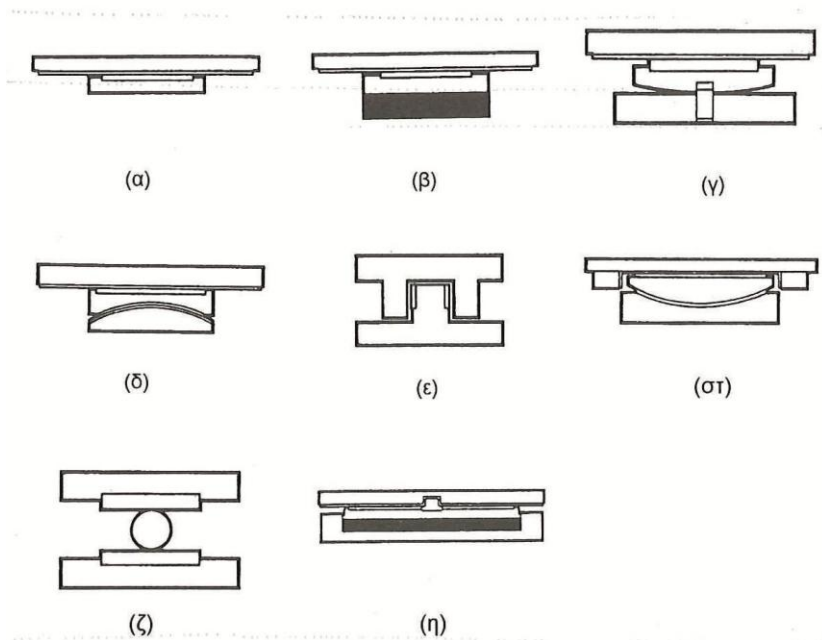
Σχήμα 1.6: Μορφές διαμήκων ενισχύσεων: (α) Ανοικτή ορθογωνική, (β) Κλειστή τραπεζοειδή

1.7 Εφέδρανα

Τα εφέδρανα είναι μηχανικά στοιχεία τα οποία σκοπό έχουν να μεταφέρουν στα βάθρα τα φορτία, κατακόρυφα και οριζόντια (διαμήκη και εγκάρσια), τα οποία επιδρούν στο φορέα της γέφυρας. Επιπλέον παρέχουν τη δυνατότητα σχετικών μετακινήσεων και στροφών στις θέσεις που τοποθετούνται.

Διακρίνονται σε σταθερά και κινητά, ενώ οι συνηθέστερα χρησιμοποιούμενες μορφές είναι οι ακόλουθες:

- Εφέδρανα ολίσθησης: Ελεύθερα ή με πλευρική παρεμπόδιση, όχι στρόφες, εύρος φορτίων 100 KN έως 2000 KN. (α)
- Εφέδρανα ολίσθησης με ελαστομερή βάση: Ελεύθερα, μικρή δυνατότητα στρόφης, εύρος φορτίων 50 KN έως 1000 KN. (β)
- Εφέδρανα γραμμικής στήριξης: Ελεύθερα ή με παρεμπόδιση, στρόφη περί ένα άξονα, εύρος φορτίων 100 KN έως 8500 KN. (γ)
- Σφαιρικά εφέδρανα: Ελεύθερα ή με παρεμπόδιση, στρόφη περί κάθε άξονα, εύρος φορτίων 500 KN έως 15000 KN. (δ)
- Εφέδρανα ολίσθησης: Με ή χωρίς παρεμπόδιση, μόνο για οριζόντια φορτία, εύρος φορτίων 100 KN έως 1000 KN. (ε)
- Σφαιρικά εφέδρανα: Ελεύθερα ή με παρεμπόδιση, στρόφη περί κάθε άξονα, εύρος φορτίων 500 KN έως 30000 KN. (στ)
- Κυλινδρικά εφέδρανα: Ελεύθερα ή με παρεμπόδιση, κύλιση και στρόφη περί έναν άξονα, εύρος φορτίων 250 KN έως 12000 KN. (ζ)
- Εφέδρανα με εγκιβωτισμένο ελαστομερές: Ελεύθερα ή με παρεμπόδιση, ολίσθηση και στρόφη περί έναν άξονα, εύρος φορτίων 500 KN έως 30000 KN. (η)



Σχήμα 1.7: Τυπικές μορφές εφεδράνων

1.8 Βάθρα

Τα βάθρα αποτελούν τα σημεία στήριξης της γέφυρας και τα οποία παραλαμβάνουν, μέσω των εφεδράνων, όλες τις δυνάμεις που δρουν επί της γέφυρας και τις μεταφέρουν στη θεμελίωση. Διακρίνονται σε ακρόβαθρα και μεσόβαθρα.

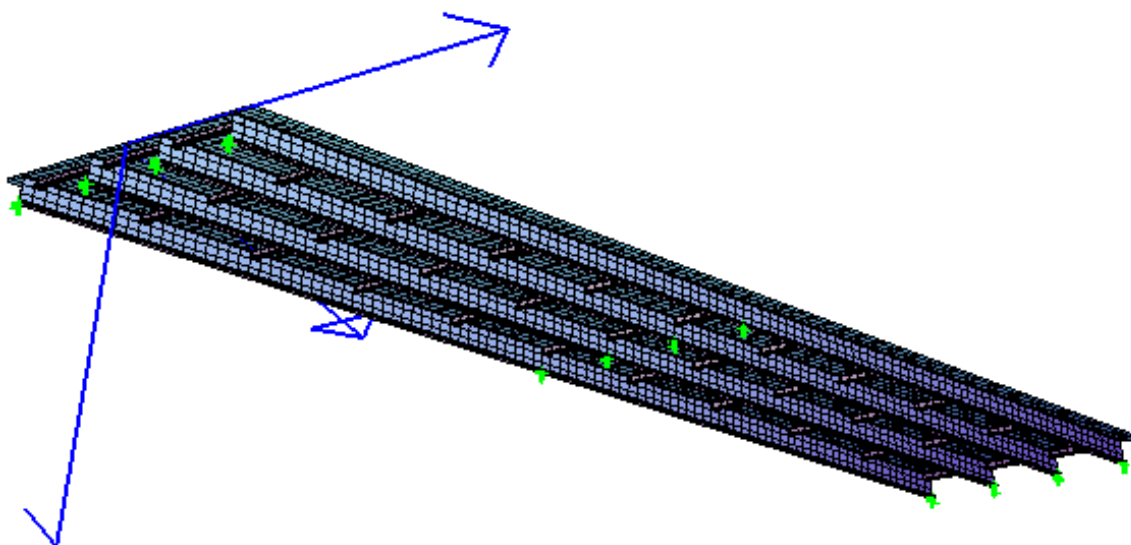
2 Περιγραφή Τεχνικού Έργου

2.1 Γενική Περιγραφή Μοντέλου

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο τον σχεδιασμό μίας λοξής σύμμικτης οδικής γέφυρας διπλού κλάδου αυτοκινητοδρόμου. Συγκεκριμένα, εξετάζεται ο ένας κλάδος της θεωρούμενης γέφυρας συνολικού μήκους 50 m, ο οποίος αποτελείται από δύο ίσα ανοίγματα. Ο φορέας συμπληρώνεται από: τέσσερις χαλύβδινες κύριες δοκούς, κατάστρωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα, μεταλλικές διαδοκίδες, εγκάρσιες στις δοκούς και δώδεκα εφεδράνα, ενώ η συνεργασία χάλυβα-σκυροδέματος εξασφαλίζεται μέσω της σύνδεσης τους με διατμητικούς ήλους. Για την μόρφωση του μοντέλου της γέφυρας χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Sofistik.

Το πρώτο στάδιο της εισαγωγής του μοντέλου στο πρόγραμμα αποτελεί η καταχώρηση των συντεταγμένων των κόμβων (nodes) και των πλευρικών στοιχείων πλάκας που δημιουργούνται (quads), κατά τους θεωρούμενους άξονες x , y , z της γέφυρας. Στη συνέχεια, καθορίζεται η αξονική και εγκάρσια δυσκαμψία των εφεδράνων τα οποία παριστάνονται ως ελατήρια. Η τελική προσομοίωση του καταστρώματος, των κύριων δοκών και των διαδοκίδων επιτυγχάνεται με τη συμπλήρωση του υλικού και του πάχους κάθε πλευρικού στοιχείου.

Η γεωμετρία του μοντέλου και η αρίθμηση των κόμβων και των στοιχείων φαίνεται στα ακόλουθα σχήματα.



Σχήμα 2.1: Γενική εικόνα φορέα

NODE

1	0.000	-7.000	0.000
2	0.000	-6.575	0.000
3	0.000	-6.150	0.000
4	0.000	-6.000	0.000
5	0.000	-5.850	0.000
6	0.000	-6.000	0.500
.....			
3218	28.000	14.806	0.000
3219	28.000	15.256	0.000
3220	28.000	15.706	0.000
3221	28.000	16.156	0.000
3222	28.000	16.606	0.000
3223	28.000	17.056	0.000
3224	28.000	17.506	0.000
3225	28.000	18.006	0.000
.....			
5754	50.000	34.87	1.500
5755	50.000	35.12	1.500
5756	50.000	35.45	0.000
5757	50.000	35.87	0.000
5758	0.500	-5.562	0.500
5759	0.500	-5.062	0.500
5760	0.500	-4.612	0.500
5761	0.500	-4.162	0.500
.....			
6051	49.500	33.031	0.500
6052	49.500	33.481	0.500
6053	49.500	33.931	0.500
6054	49.500	34.431	0.500

spri	6009	9	dz 1. Cp 1975000 Ct 2348
spri	6024	24	dz 1. Cp 1975000 Ct 2348
spri	6039	39	dz 1. Cp 1975000 Ct 2348
spri	6054	54	dz 1. Cp 1975000 Ct 2348
spri	8859	2859	dz 1. Cp 2470000 Ct 2609
spri	8874	2874	dz 1. Cp 2470000 Ct 2609
spri	8889	2889	dz 1. Cp 2470000 Ct 2609
spri	8904	2904	dz 1. Cp 2470000 Ct 2609
spri	11709	5709	dz 1. Cp 1975000 Ct 2348
spri	11724	5724	dz 1. Cp 1975000 Ct 2348
spri	11739	5739	dz 1. Cp 1975000 Ct 2348
spri	11754	5754	dz 1. Cp 1975000 Ct 2348

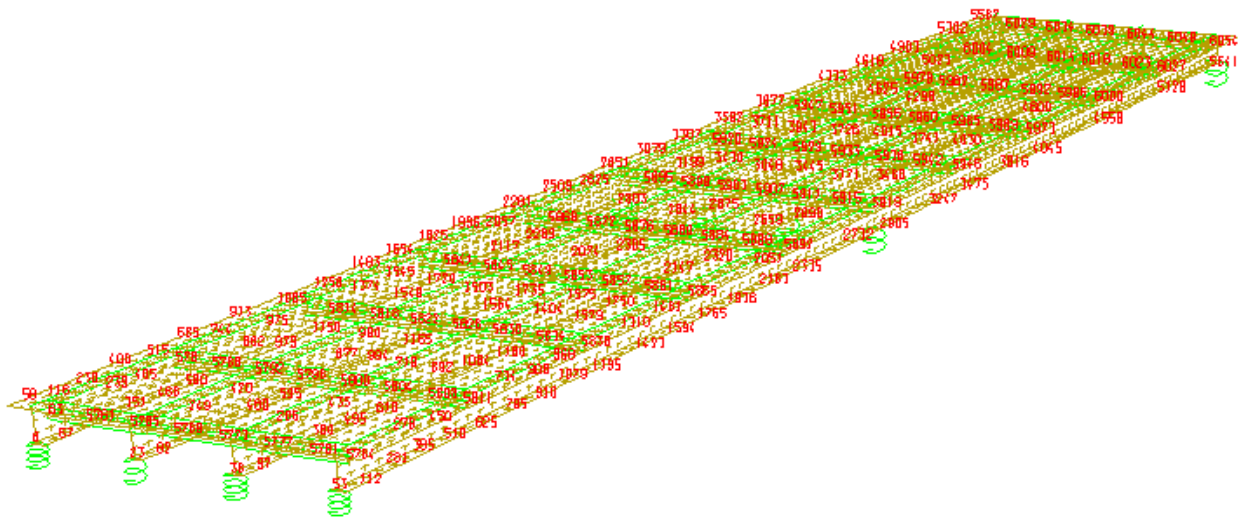
QUAD

1	1	2	59	58	MNO	1	T	0.200
2	2	3	60	59	MNO	1	T	0.200
3	3	4	61	60	MNO	1	T	0.200
4	4	5	62	61	MNO	1	T	0.200
5	4	6	63	61	MNO	3	T	0.018
6	6	7	64	63	MNO	3	T	0.018
.....								
5580	5679	5680	5737	5736	MNO	3	T	0.018
5581	5680	5682	5739	5737	MNO	3	T	0.018
5582	5681	5682	5739	5738	MNO	3	T	0.040

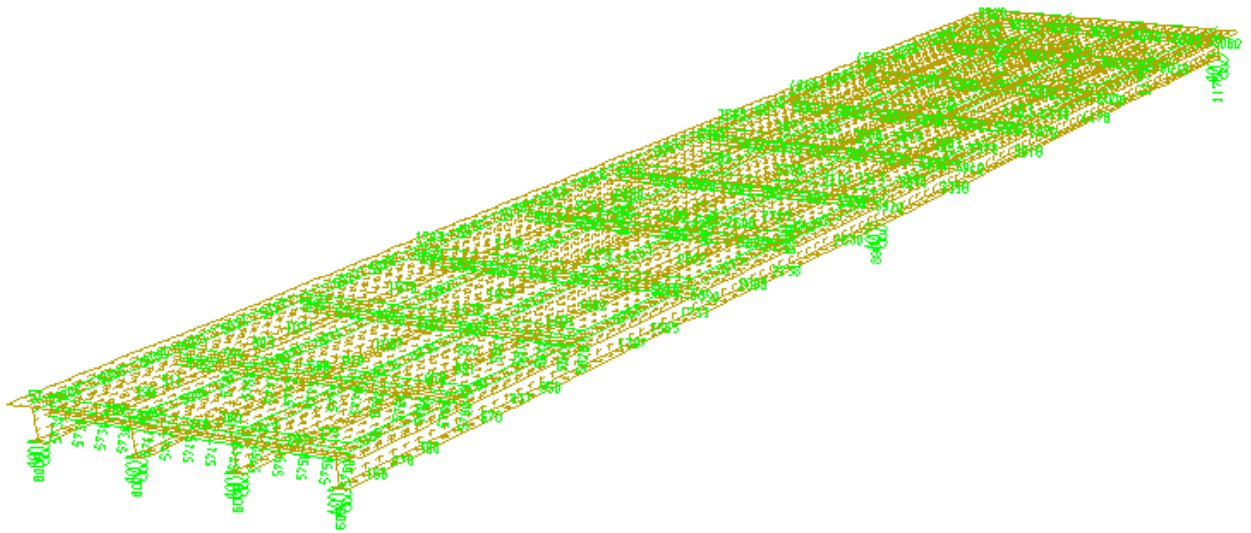
5583	5682	5683	5740	5739	MNO	3	T	0.040
5584	5678	5684	5741	5735	MNO	1	T	0.200
5585	5684	5685	5742	5741	MNO	1	T	0.200
5586	5685	5686	5743	5742	MNO	1	T	0.200
5587	5686	5687	5744	5743	MNO	1	T	0.200
5588	5687	5688	5745	5744	MNO	1	T	0.200
5589	5688	5689	5746	5745	MNO	1	T	0.200
5590	5689	5690	5747	5746	MNO	1	T	0.200
5591	5690	5691	5748	5747	MNO	1	T	0.200
5592	5691	5692	5749	5748	MNO	1	T	0.200
5593	5692	5693	5750	5749	MNO	1	T	0.200
5594	5692	5694	5751	5749	MNO	3	T	0.018
5595	5694	5695	5752	5751	MNO	3	T	0.018
5596	5695	5697	5754	5752	MNO	3	T	0.018
5597	5696	5697	5754	5753	MNO	3	T	0.040
5598	5697	5698	5755	5754	MNO	3	T	0.040
5599	5693	5699	5756	5750	MNO	1	T	0.200
5600	5699	5700	5757	5756	MNO	1	T	0.200
5601	61	62	5758	63	MNO	3	T	0.015
5602	62	68	5759	5758	MNO	3	T	0.015
5603	68	69	5760	5759	MNO	3	T	0.015
5604	69	70	5761	5760	MNO	3	T	0.015
5605	70	71	5762	5761	MNO	3	T	0.015
.....								
5927	5688	5689	6052	6051	MNO	3	T	0.015
5928	5689	5690	6053	6052	MNO	3	T	0.015
5929	5690	5691	6054	6053	MNO	3	T	0.015
5930	5691	5692	6054	6054	MNO	3	T	0.015

BEAM

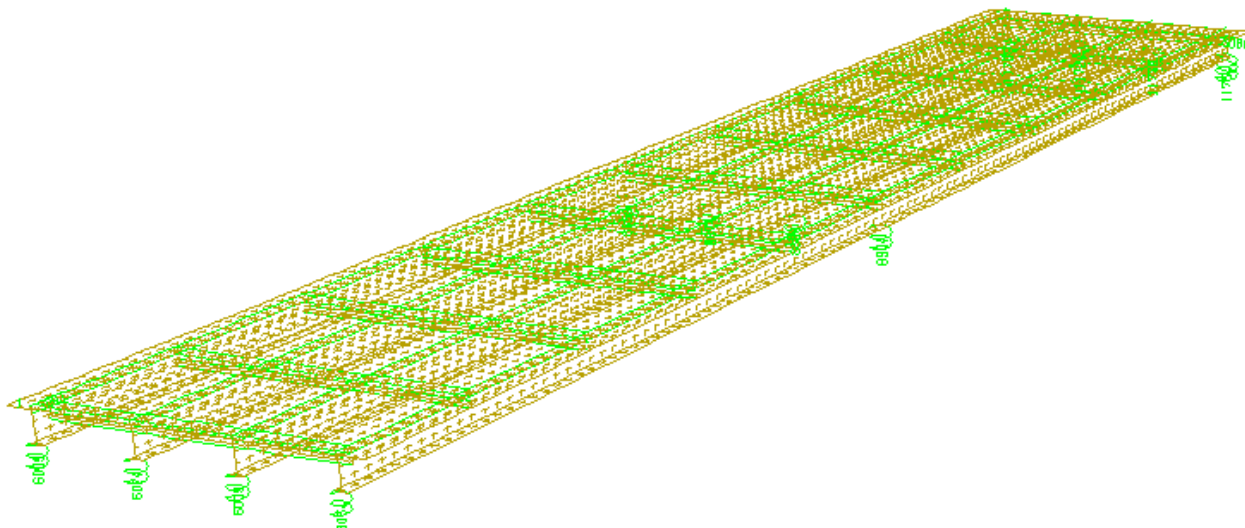
5001	4	61	0	1
5002	61	118	0	1
5003	118	175	0	1
5004	175	232	0	1
.....				
5398	5578	5635	0	1
5399	5635	5692	0	1
5400	5692	5749	0	1
5401	61	62	0	2
5402	62	68	0	2
5403	68	69	0	2
.....				
5728	5689	5690	0	2
5729	5690	5691	0	2
5730	5691	5692	0	2
5731	63	5758	0	3
5732	5758	5759	0	3
5733	5759	5760	0	3
.....				
6057	6051	6052	0	3
6058	6052	6053	0	3
6059	6053	6054	0	3
6060	6054	5694	0	3



Σχήμα 2.2: Ενδεικτική αρίθμηση κόμβων



Σχήμα 2.3: Ενδεικτική αρίθμηση στοιχείων



Σχήμα 2.4: Αρίθμηση ελατηρίων

2.2 Δεδομένα Μελέτης Φορέα

2.2.1 Υλικά Κατασκευής

Οι ποιότητες υλικών που προβλέπονται είναι οι εξής:

- Σκυρόδεμα: C30/35
- Δομικός Χάλυβας: S355
- Χάλυβας Οπλισμού: B500c

2.2.2 Δεδομένα Φορτία Κατασκευής

- Ίδιο βάρος Σκυροδέματος: $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$
- Ίδιο βάρος Δομ. Χάλυβα: $\gamma = 78,5 \text{ KN/m}^3$
- Ίδιο βάρος Ασφαλτοτάπητα: $\gamma_{ασφ} = 22 \text{ KN/m}^3$
- Κλάση γέφυρας 60/40 t Μοντέλο Φόρτισης 1- EC1
- Κινητά φορτία πεζοδρομίων: $q = 5 \text{ KN/m}^3$

2.2.3 Σεισμολογικά Χαρακτηριστικά

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: I
- Κατηγορία εδάφους: B
- Συντελεστής απόσβεσης: $n = 1,08$
- Συντελεστής θεμελίωσης: $\theta = 1$
- Συντελεστής μεγέθυνσης: $\beta_0 = 2,5$
- Συντελεστής μετελαστικής συμπεριφοράς: $q = 1$
- Συντελεστής σπουδαιότητας κατασκευής: $\gamma_1 = 1$

2.3 Στοιχεία Γέφυρας

2.3.1 Διατομή Ανωδομής

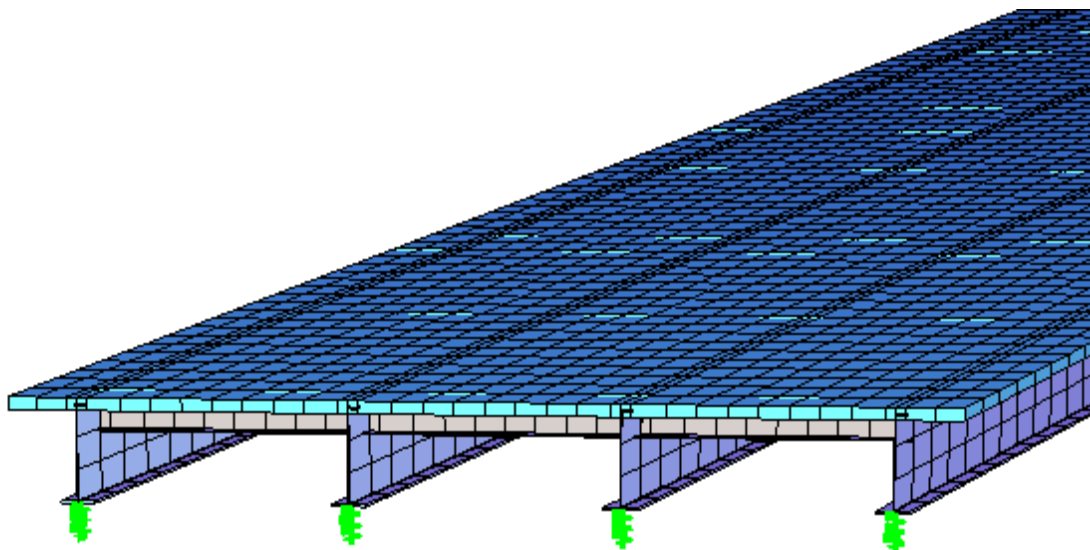
Η διατομή του καταστρώματος είναι μορφής σύμμικτης γέφυρας, με ολόσωμη πλάκα σκυροδέματος και τέσσερις κύριες χαλύβδινες δοκούς διατομής διπλού ταυ (I), ενισχυμένες με εγκάρσιες και διαμήκειες νευρώσεις. Τα άνω μέρη των κύριων δοκών συνδέονται μεταξύ τους με κάθετες χαλύβδινες δοκούς, τις διαδοκίδες.

Η πλάκα σκυροδέματος περιλαμβάνει το οδόστρωμα και τα πεζοδρόμια. Το συνολικό πλάτος της είναι 14,0 m. Προκύπτουν, έτσι, τρεις κύριες λωρίδες κυκλοφορίας 3,0 m, μια εναπομένουσα λωρίδα 3,0 m και τα πεζοδρόμια 1,0 m, δεξιά και αριστερά του οδοστρώματος. Είναι πάχους 0,20 m, ενώ για τα πεζοδρόμια αυτό αυξάνεται κατά 0,15 m.

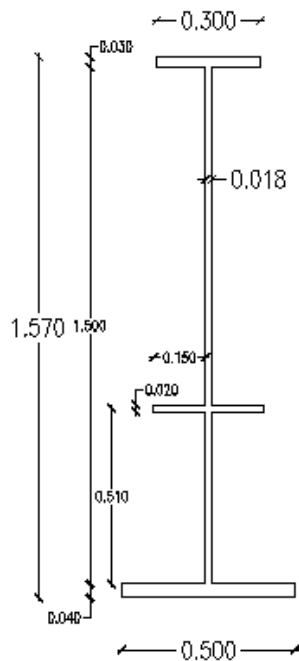
Οι μεταλλικές δοκοί μορφώνονται με ελάσματα συγκολλημένα εργοστασιακά με συνεχείς ηλεκτροραφές και παρόλο που το συνολικό μήκος του εξεταζόμενου κλάδου είναι 50,0 m, αυτές κατασκευάζονται με μέγιστο μήκος 15,0 m. Διαθέτουν συνολικό ύψος 1,57 m, πάχος κορμού 0,018 m, πάχος άνω και κάτω πέλματος 0,03 m και 0,04 m αντίστοιχα και πλάτος άνω και κάτω πέλματος 0,30 m και 0,50 m αντίστοιχα.

Οι διαδοκίδες τοποθετούνται ανά 5,0 m και έχουν ύψος 0,50 m, πάχος κορμού 0,015 m, πάχος άνω και κάτω πέλματος 0,015 m και 0,020 m, αντίστοιχα και πλάτος άνω και κάτω πέλματος 0,2 m και 0,3 m αντίστοιχα.

Οι εγκάρσιες ενισχύσεις τοποθετούνται στις στηρίξεις του φορέα, ακραίες και ενδιάμεσες. Η απόσταση μεταξύ τους είναι 1,00 m. Στις θλιβόμενες περιοχές των κύριων δοκών τοποθετείται, εκατέρωθεν του κορμού τους, διαμήκης ενίσχυση πλάτους 0,15 m και πάχους 0,020 m.



Σχήμα 2.5: Ανωδομή του φορέα



Σχήμα 2.6: Διατομή κύριας δοκού με διαμήκεις ενισχύσεις.

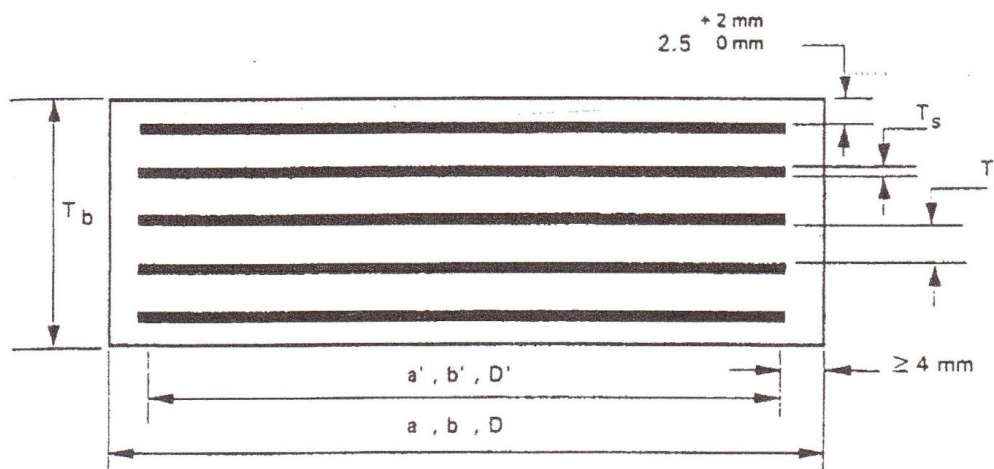
2.3.2 Εφέδρανα

Στην γέφυρα μας χρησιμοποιούνται ελαστομεταλλικά εφέδρανα τύπου Β. Τα εφέδρανα αυτά συνίστανται από συμπαγές βουλκανισμένο ελαστομερές, δηλαδή φυσικό ή τεχνητό καουτσούκ και ενισχύονται από περισσότερες της μίας ενσωματωμένες, κατά το στάδιο του βουλκανισμού, πλάκες. Οι τελευταίες είναι ποιότητας S235, με ελάχιστη μήκυνση θραύσης 18% και ελάχιστο πάχος 2mm.

Συγκεκριμένα, επιλέχθηκαν τέσσερα εφέδρανα για κάθε στήριξη, δηλαδή δώδεκα στο σύνολο, από τους καταλόγους Gumba με διαστάσεις 450x600 για τα ακρόβαθρα και 500x600 για το μεσόβαθρο με συνολικό πάχος 159 mm και πάχος ελαστομερούς 115 mm.

Τα στοιχεία των εφεδράνων είναι:

- Δυστημσία : $K_H = 2348 \text{ KN/m} / 2609 \text{ KN/m}$
- Δυστένεια : $K_V = 1975000 \text{ KN/m} / 2470000 \text{ KN/m}$
- Συντελεστής σχήματος : $S = 11,18 / 11,86$
- Μέτρο ελαστικότητας : $E_C = 841,20 \text{ MPa} / 946,64 \text{ MPa}$
- Μέτρο διάτμησης : $G = 1,0 \text{ MPa}$



Σχήμα 2.7: Τυπική διατομή ελαστομεταλλικού εφεδράνου τύπου Β

3 Δράσεις Φορέα

3.1 Εισαγωγή

Οι δράσεις οι οποίες επενεργούν σε μία οδική γέφυρα οφείλονται σε διάφορους παράγοντες και αιτίες.

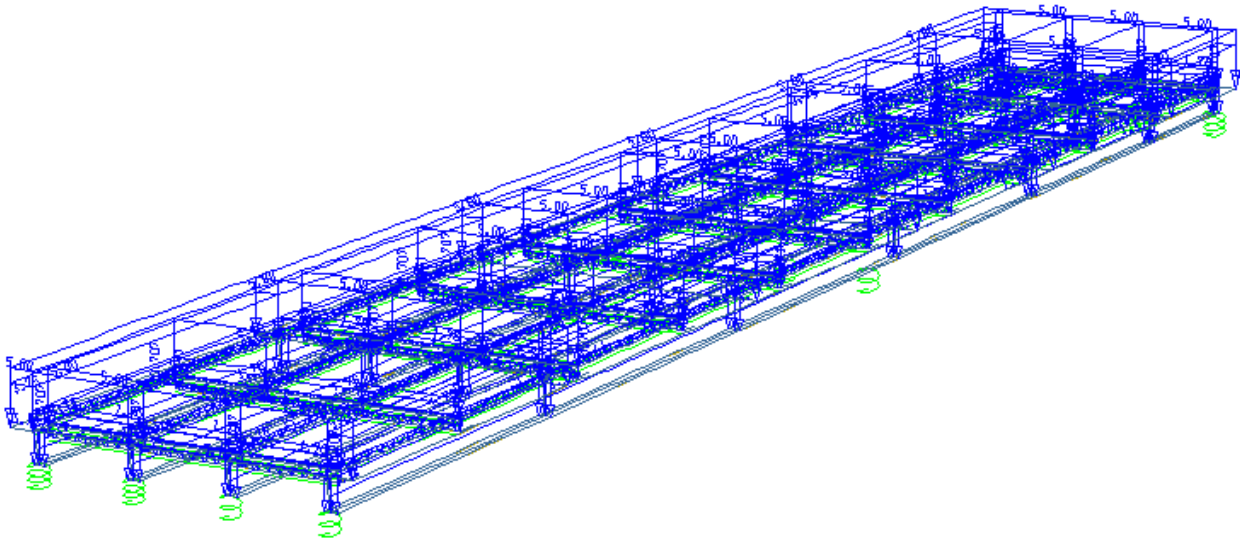
Καταρχάς, έχουμε τα μόνιμα φορτία που οφείλονται στα ίδια βάρη των μελών (κύριων δοκών, πλάκας καταστρώματος και διαδοκίδων), αλλά και τα λοιπά μόνιμα, αυτά δηλαδή λόγω του επιπρόσθετου πάχους, και άρα βάρους, των πεζοδρομίων, της ασφαλτόστρωσης του οδοστρώματος και των, απαραίτητων για την ορθή λειτουργία της γέφυρας, στηθαίων ασφαλείας, κιγκλιδωμάτων και φωτισμών. Υπάρχουν, επίσης, λόγω κυκλοφορίας κατακόρυφα φορτία ή κινητά, όπως προκύπτουν σε μορφή και τιμές από το Μοντέλο Φόρτισης 1, και οριζόντια φορτία τροχοπέδησης-επιτάχυνσης. Τα πραγματικά φορτία πάνω στις οδογέφυρες προέρχονται από διάφορες κατηγορίες οχημάτων και από πεζούς. Σημαντικές δράσεις, ακόμα, είναι αυτές του ανέμου κατά την εγκάρσια διεύθυνση του φορέα και των θερμοκρασιακών διαφορών που αναπτύσσονται τόσο κατά εποχές, όσο και κατά στοιχεία. Τέλος, οι δράσεις λόγω σεισμικών διεγέρσεων είναι άλλος ένας λόγος καταπόνησης των μελών της γέφυρας.

3.2 Δράσεις Γέφυρας

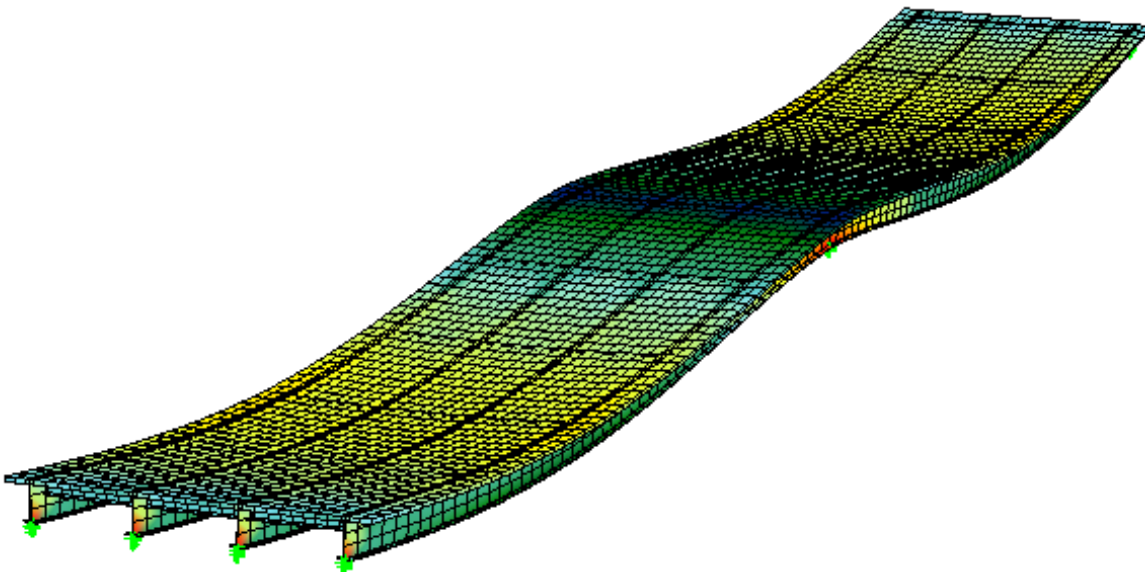
3.2.1 Ίδια βάρη και λοιπά μόνιμα (LC1)

Τα ίδια βάρη του φορέα λαμβάνονται απ' ευθείας υπόψη στο πρόγραμμα με την εντολή DIZ 1.0, εφόσον έχουμε καθορίσει τα υλικά και τα γεωμετρικά στοιχεία των χρησιμοποιούμενων διατομών. Επομένως, απομένει η τοποθέτηση των μόνιμων φορτίων λόγω ασφαλτόστρωσης στην περιοχή του οδοστρώματος, πεζοδρομίων και λειτουργικών λεπτομερειών. Με ίδιο βάρος ασφαλοτάπητα και πάχος ασφάλτου 22 KN/m³ και 8 mm αντίστοιχα και με ύψος πεζοδρομίου μεγαλύτερο κατά 15 cm από αυτό των λωρίδων κυκλοφορίας, προκύπτουν τα τελικά στοιχεία της φόρτισης.

HEAD idio baros & loipa monima				ello	28	5600	56	pz	0.08*22.0		
LC 1 DLZ 1.0				ello	29	5600	56	pz	0.08*22.0		
ello	1	5600	56	pz	0.15*25.0	ello	30	5600	56	pz	0.08*22.0
ello	2	5600	56	pz	0.15*25.0	ello	31	5600	56	pz	0.08*22.0
ello	3	5600	56	pz	0.15*25.0	ello	32	5600	56	pz	0.08*22.0
ello	4	5600	56	pz	0.08*22.0	ello	33	5600	56	pz	0.08*22.0
ello	10	5600	56	pz	0.08*22.0	ello	34	5600	56	pz	0.08*22.0
ello	11	5600	56	pz	0.08*22.0	ello	40	5600	56	pz	0.08*22.0
ello	12	5600	56	pz	0.08*22.0	ello	41	5600	56	pz	0.08*22.0
ello	13	5600	56	pz	0.08*22.0	ello	42	5600	56	pz	0.08*22.0
ello	14	5600	56	pz	0.08*22.0	ello	43	5600	56	pz	0.08*22.0
ello	15	5600	56	pz	0.08*22.0	ello	44	5600	56	pz	0.08*22.0
ello	16	5600	56	pz	0.08*22.0	ello	45	5600	56	pz	0.08*22.0
ello	17	5600	56	pz	0.08*22.0	ello	46	5600	56	pz	0.08*22.0
ello	18	5600	56	pz	0.08*22.0	ello	47	5600	56	pz	0.08*22.0
ello	19	5600	56	pz	0.08*22.0	ello	48	5600	56	pz	0.08*22.0
ello	25	5600	56	pz	0.08*22.0	ello	49	5600	56	pz	0.15*25.0
ello	26	5600	56	pz	0.08*22.0	ello	55	5600	56	pz	0.15*25.0
ello	27	5600	56	pz	0.08*22.0	ello	56	5600	56	pz	0.15*25.0



Σχήμα 3.1: Σχηματική απεικόνιση φόρτισης LC1



Σχήμα 3.2: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω φόρτισης LC1

3.2.2 Φορτία Κυκλοφορίας

3.2.2.1 Γενικά

Στον κανονισμό ορίζονται τέσσερα μοντέλα φόρτισης για τα κατακόρυφα φορτία οδογέφυρας, τα οποία δίνουν τις περιοχές δράσης των φορτίων αυτών και τις χαρακτηριστικές τους τιμές. Στην περίπτωση μας γίνεται χρήση του μοντελου Φορτισης 1 για το οποίο ισχύουν τα εξής

Πρότυπη Φόρτιση 1 (LM1): Συγκεντρωμένα και ομοιόμορφα καταμενημένα φορτία, τα οποία καλύπτουν την πλειονότητα των επιδράσεων από την κυκλοφορία βαρέων και

επιβατικών οχημάτων. Αυτό το προσομοίωμα θα χρησιμοποιείται για γενικούς και τοπικούς ελέγχους. Συγκεκριμένα, απαρτίζεται από τα συγκεντρωμένα φορτία δύο αξόνων (TS) και από το ομοιόμορφο διανεμημένο φορτίο (UDL) σε κάθε λωρίδα κυκλοφορίας. Τα φορτία αυτά πρέπει να τοποθετούνται στην πλέον δυσμενή θέση, τόσο κατά μήκος όσο και εγκάρσια μέσα στη λωρίδα. Προκειμένου, λοιπόν, να λάβουμε τα δυσμενέστερα αποτελέσματα, πραγματοποιούμε φορτίσεις για διάφορες θέσεις του ομοιόμορφου και των συγκεντρωμένων φορτίων.

Πίνακας 3.1: Βασικές τιμές των Q_{ik} και q_{ik} σύμφωνα με το Μ.Φ.1

	Διαξονικό Όχημα (TS)	Ομοιόμορφα διανεμημένο Φορτίο (UDL)
	Φορτία άξονος Q_{ik} (KN)	q_{ik} ή q_{rk} (KN/m ²)
Λωρίδα 1	300	9
Λωρίδα 2	200	2,5
Λωρίδα 3	100	2,5
Λοιπές λωρίδες	0	2,5
Απομένουσα επιφάνεια	0	2,5
Πεζοδρόμια	0	5

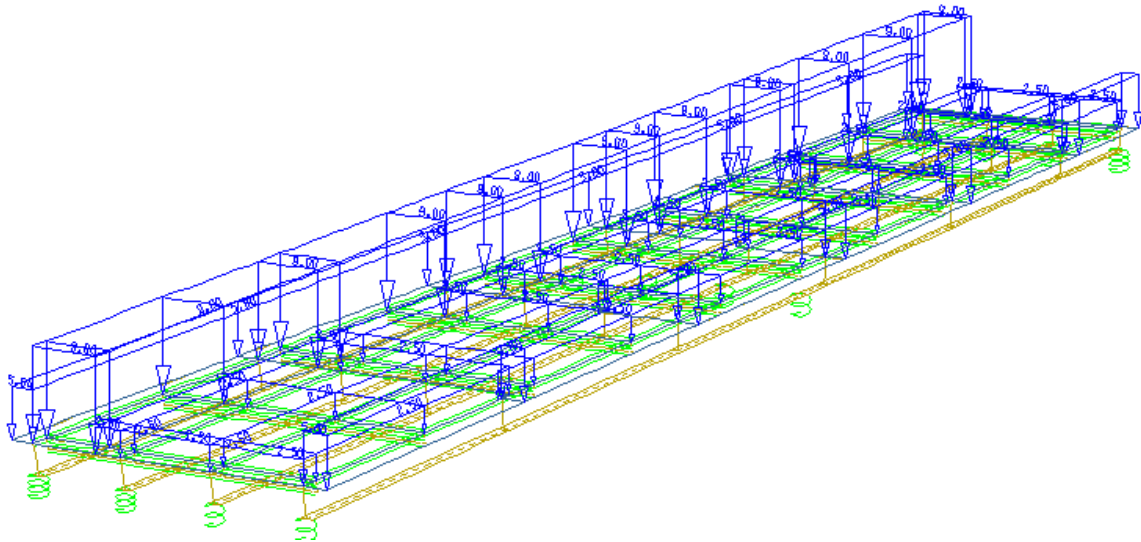
3.2.2.2 Ομοιόμορφο φορτίο σε όλο το μήκος (LC2)

Με τη χρήση των χαρακτηριστικών τιμών του Μ.Φ.1 σε όλο το μήκος της γέφυρας προκύπτει η 2^η φόρτιση.

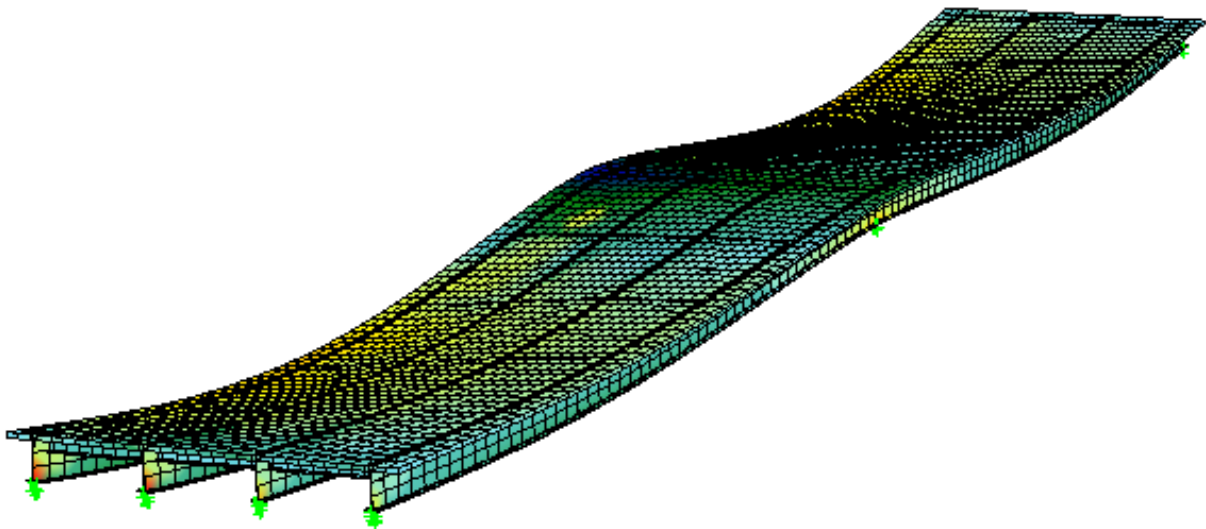
HEAD omoiomorfa kinita se olo to mhkos ths gefyras

LC 2

ello 1	5600	56	pz	5.0	ello 29	5600	56	pz	2.5
ello 2	5600	56	pz	5.0	ello 30	5600	56	pz	2.5
ello 3	5600	56	pz	5.0	ello 31	5600	56	pz	2.5
ello 4	5600	56	pz	9.0	ello 32	5600	56	pz	2.5
ello 10	5600	56	pz	9.0	ello 33	5600	56	pz	2.5
ello 11	5600	56	pz	9.0	ello 34	5600	56	pz	2.5
ello 12	5600	56	pz	9.0	ello 40	5600	56	pz	2.5
ello 13	5600	56	pz	9.0	ello 41	5600	56	pz	2.5
ello 14	5600	56	pz	9.0	ello 42	5600	56	pz	2.5
ello 15	5600	56	pz	9.0	ello 43	5600	56	pz	2.5
ello 16	5600	56	pz	2.5	ello 44	5600	56	pz	2.5
ello 17	5600	56	pz	2.5	ello 45	5600	56	pz	2.5
ello 18	5600	56	pz	2.5	ello 46	5600	56	pz	2.5
ello 19	5600	56	pz	2.5	ello 47	5600	56	pz	2.5
ello 25	5600	56	pz	2.5	ello 48	5600	56	pz	2.5
ello 26	5600	56	pz	2.5	ello 49	5600	56	pz	5.0
ello 27	5600	56	pz	2.5	ello 55	5600	56	pz	5.0
ello 28	5600	56	pz	2.5	ello 56	5600	56	pz	5.0



Σχήμα 3.3: Σχηματική απεικόνιση φόρτισης LC2



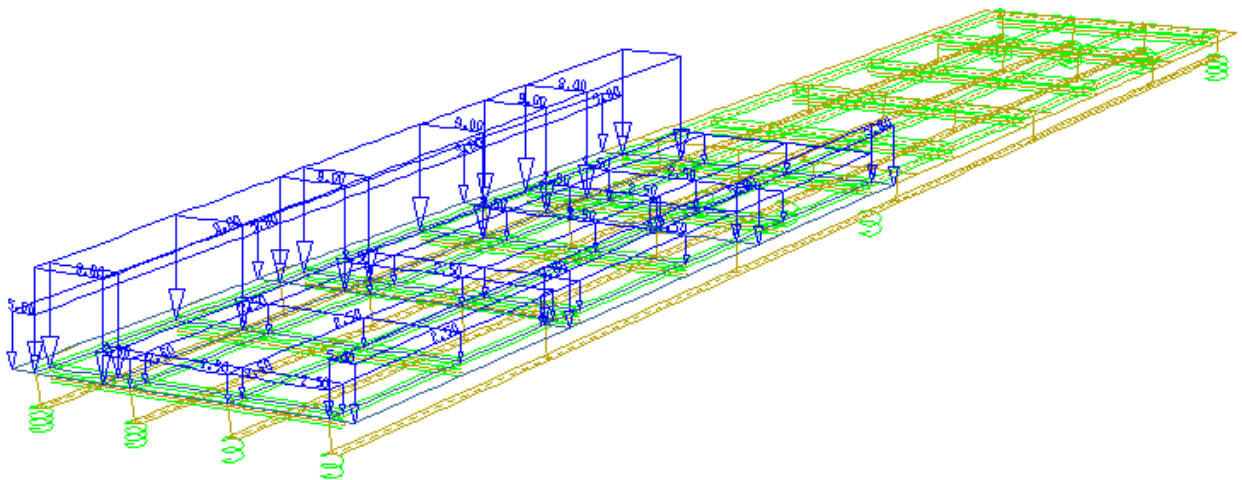
Σχήμα 3.4: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω φόρτισης LC2

3.2.2.3 Ομοιόμορφο φορτίο στο ένα άνοιγμα (LC3)

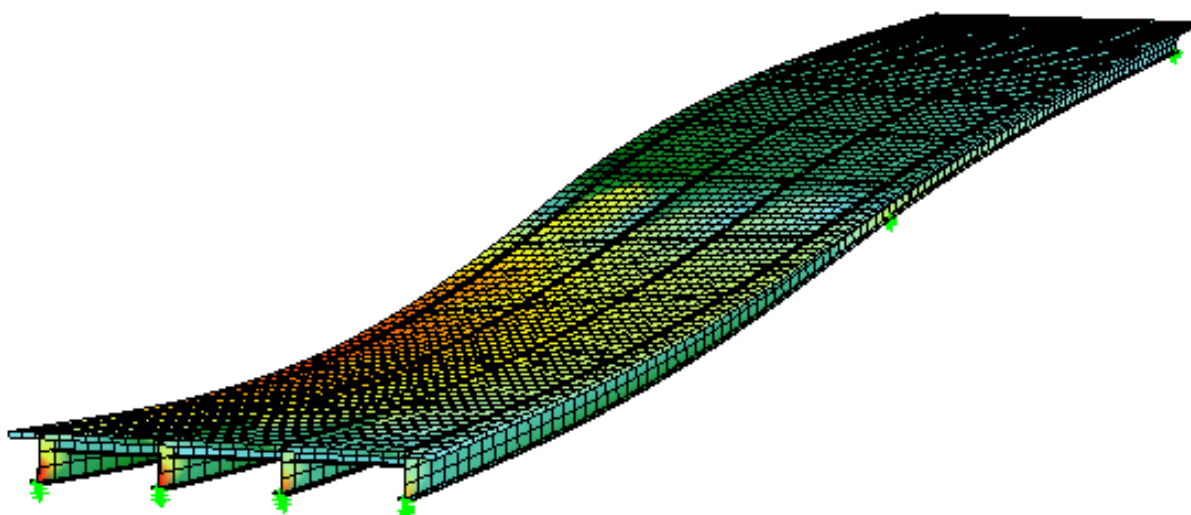
Για μεμονωμένη φόρτιση κάποιου ανοίγματος προκύπτουν γι' αυτό δυσμενέστερες ροπές για τον έλεγχο σε οριακή κατάσταση αστοχίας. Με δύο όμοια ανοίγματα για το φορέα προκύπτουν και όμοια αποτελέσματα. Αρκεί, λοιπόν, να ελεγχθεί αυτή η περίπτωση φόρτισης για το ένα από τα δύο ανοίγματα.

HEAD Omoiomorfa kinhta sto miso mhkos ths gefuras
LC 3

ello 1	2800	56	pz	5.0	ello 29	2800	56	pz	2.5
ello 2	2800	56	pz	5.0	ello 30	2800	56	pz	2.5
ello 3	2800	56	pz	5.0	ello 31	2800	56	pz	2.5
ello 4	2800	56	pz	9.0	ello 32	2800	56	pz	2.5
ello 10	2800	56	pz	9.0	ello 33	2800	56	pz	2.5
ello 11	2800	56	pz	9.0	ello 34	2800	56	pz	2.5
ello 12	2800	56	pz	9.0	ello 40	2800	56	pz	2.5
ello 13	2800	56	pz	9.0	ello 41	2800	56	pz	2.5
ello 14	2800	56	pz	9.0	ello 42	2800	56	pz	2.5
ello 15	2800	56	pz	9.0	ello 43	2800	56	pz	2.5
ello 16	2800	56	pz	2.5	ello 44	2800	56	pz	2.5
ello 17	2800	56	pz	2.5	ello 45	2800	56	pz	2.5
ello 18	2800	56	pz	2.5	ello 46	2800	56	pz	2.5
ello 19	2800	56	pz	2.5	ello 47	2800	56	pz	2.5
ello 25	2800	56	pz	2.5	ello 48	2800	56	pz	2.5
ello 26	2800	56	pz	2.5	ello 49	2800	56	pz	5.0
ello 27	2800	56	pz	2.5	ello 55	2800	56	pz	5.0
ello 28	2800	56	pz	2.5	ello 56	2800	56	pz	5.0



Σχήμα 3.5: Σχηματική απεικόνιση φόρτισης LC3



Σχήμα 3.6: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω φόρτισης LC3

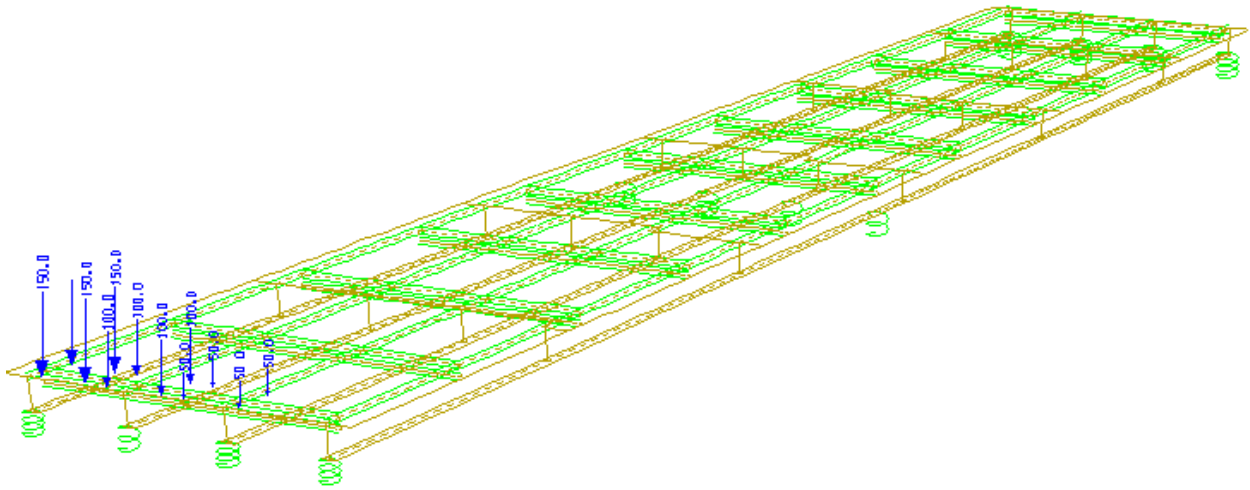
3.2.2.4 Οχήματα κυκλοφορίας στην ακραία στήριξη (LC4)

Η 1^η περίπτωση φόρτισης για διαξονικά οχήματα κυκλοφορίας λαμβάνεται, όταν αυτά βρίσκονται στις λωρίδες 1, 2 και 3 ακριβώς στην ακραία στήριξη της γέφυρας.

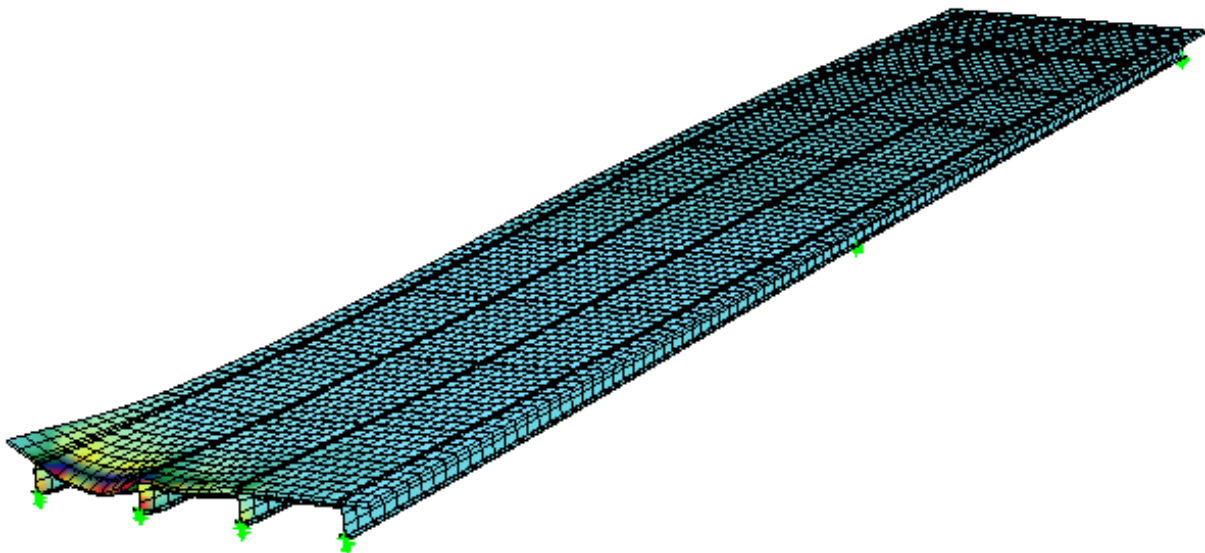
HEAD kinhta varewn oxhmatwn (sthn akraia sthriksh)

LC 4

nl	11	pz	150
nl	15	pz	150
nl	125	pz	150
nl	129	pz	150
nl	17	pz	100
nl	28	pz	100
nl	131	pz	100
nl	142	pz	100
nl	30	pz	50
nl	41	pz	50
nl	144	pz	50
nl	155	pz	50



Σχήμα 3.7: Σχηματική απεικόνιση φόρτισης LC4



Σχήμα 3.8: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω φόρτισης LC4

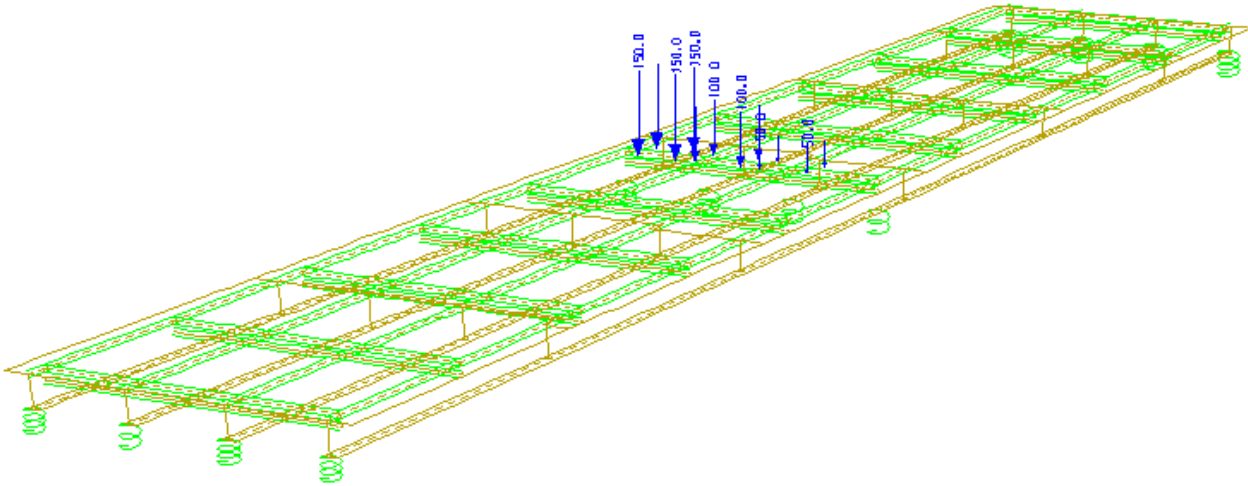
3.2.2.5 Οχήματα κυκλοφορίας στην ενδιάμεση στήριξη (LC5)

Η 2^η περίπτωση φόρτισης με οχήματα κυκλοφορίας ορίζεται όταν αυτά βρίσκονται στις λωρίδες 1, 2 και 3 σε απόσταση 24,5 m και 25,5 m κατά τον άξονα x του φορέα.

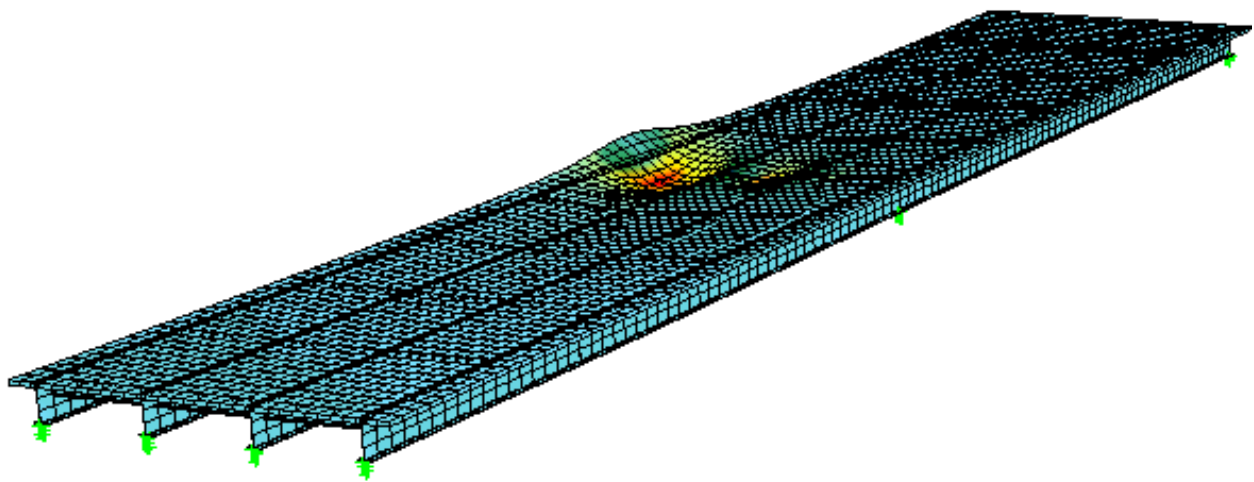
HEAD kinhta varewn oxhmatwn (plhsion ths mesaias sthriksis)

LC 5

nl 2805	pz 150	nl 2925	pz 100
nl 2809	pz 150	nl 2936	pz 100
nl 2919	pz 150	nl 2824	pz 50
nl 2923	pz 150	nl 2835	pz 50
nl 2811	pz 100	nl 2938	pz 50
nl 2822	pz 100	nl 2949	pz 50



Σχήμα 3.9: Σχηματική απεικόνιση φόρτισης LC5



Σχήμα 3.10: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω φόρτισης LC5

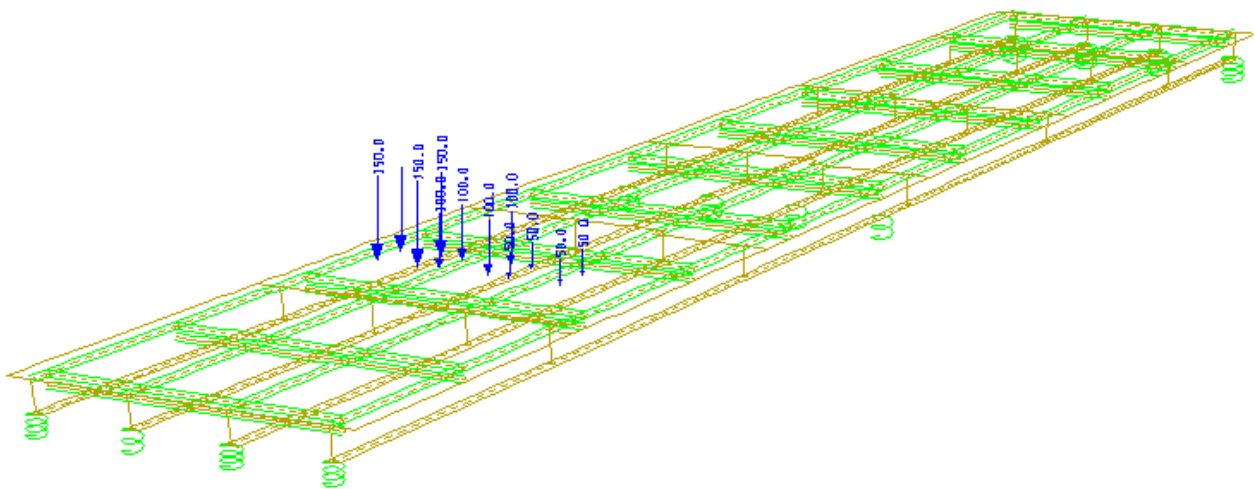
3.2.2.6 Οχήματα κυκλοφορίας στο μέσον ανοίγματος (LC6)

Η 3^η περίπτωση φόρτισης για διαξονικά οχήματα κυκλοφορίας λαμβάνεται, όταν αυτά βρίσκονται στις λωρίδες 1, 2 και 3, σε απόσταση 12 m και 13 m κατά τον άξονα x του φορέα.

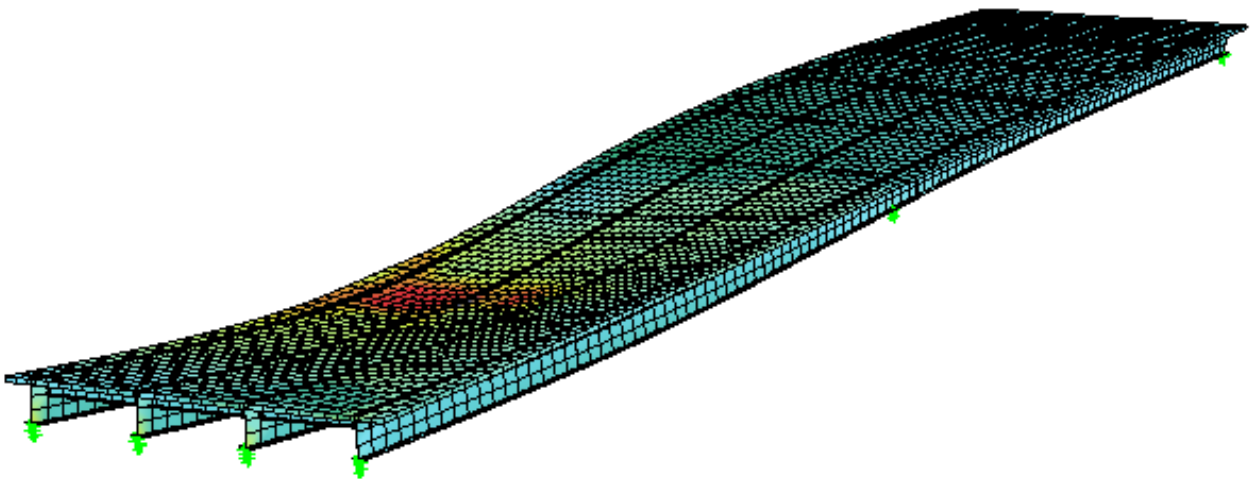
HEAD kinhta varewn oxhmatwn (sto meso tou anoigmatos)

LC 6

nl	1380	pz	150	nl	1410	pz	50
nl	1384	pz	150	nl	1513	pz	50
nl	1494	pz	150	nl	1524	pz	50
nl	1498	pz	150				
nl	1386	pz	100				
nl	1397	pz	100				
nl	1500	pz	100				
nl	1511	pz	100				
nl	1399	pz	50				



Σχήμα 3.11: Σχηματική απεικόνιση φόρτισης LC6



Σχήμα 3.12: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω φόρτισης LC6

3.2.3 Δύναμη Τροχοπέδησης (LC7, LC8)

Η δύναμη πέδησης, Q_{lk} , λαμβάνεται ως διαμήκης ασκούμενη στο επίπεδο της επιφάνειας του οδοστρώματος. Η χαρακτηριστική τιμή του Q_{lk} , που περιορίζεται στα 800 kN για το συνολικό πλάτος της γέφυρας, υπολογίζεται, με τον ακόλουθο τρόπο, ως ένα κλάσμα των συνολικών μέγιστων κατακόρυφων φορτίων που αντιστοιχούν στην Πρότυπη Φόρτιση 1 που ενδέχεται να εφαρμοστούν στη Λωρίδα 1:

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot a_{Q1} \cdot (2Q_{1k}) + 0,10 \cdot a_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L, \quad (3.1)$$

$$180 \cdot a_{Q1} \text{ KN} \leq Q_{lk} \leq 800 \text{ KN}, \quad (3.2)$$

όπου L το μήκος του καταστρώματος, δηλ. $L=50,0$ m

w_l το πλάτος της λωρίδας, δηλ. $w_l=3,0$ m

$a_{Q1} = a_{q1} = 1$

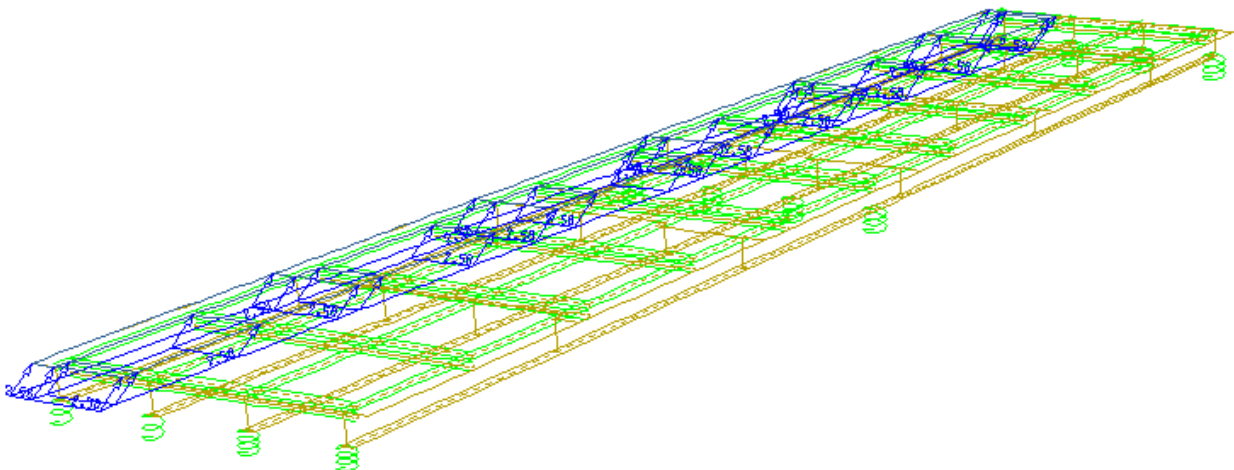
Προκύπτει, έτσι, η τελική φόρτιση λόγω τροχοπέδησης με $Q_{lk} = 447$ KN και $q_{lk} = 2,98$ KN/m². Λόγω όμως της λοξής γεωμετρίας του φορέα η δύναμη αυτή αναλύεται στον άξονα x και y. Επομένως στην διεύθυνση x το φορτίο τροχοπέδησης είναι $q_{lkx} = 2,58$ KN/m² και στην διεύθυνση y $q_{lky} = 1,49$ KN/m².

HEAD orizontia fortia troxopedhshs kata x
LC 7

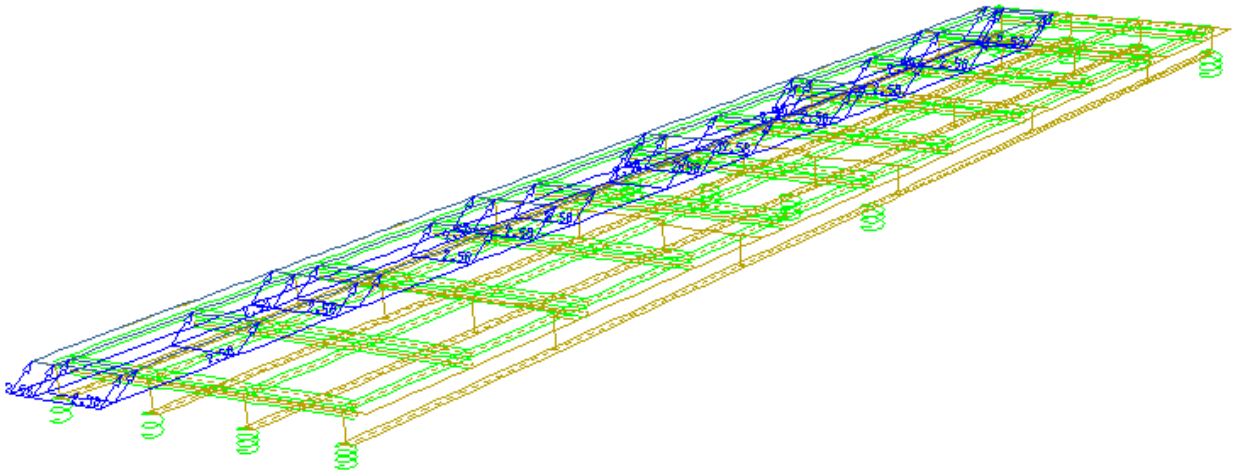
ello 1	5600	56	px	2.58
ello 2	5600	56	px	2.58
ello 3	5600	56	px	2.58
ello 4	5600	56	px	2.58
ello 10	5600	56	px	2.58
ello 11	5600	56	px	2.58
ello 12	5600	56	px	2.58
ello 13	5600	56	px	2.58
ello 14	5600	56	px	2.58
ello 15	5600	56	px	2.58

HEAD orizontia fortia troxopedhshs kata y
LC 8

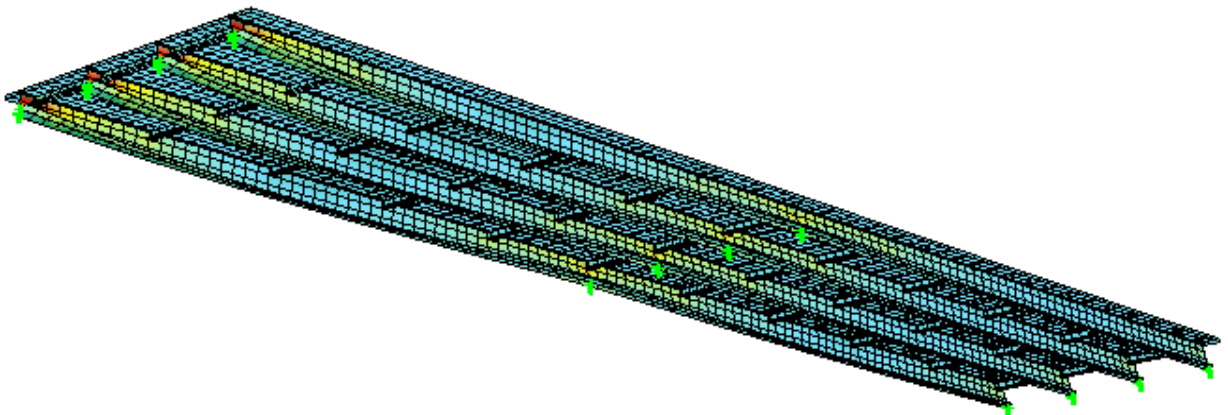
ello 1	5600	56	py	1.49
ello 2	5600	56	py	1.49
ello 3	5600	56	py	1.49
ello 4	5600	56	py	1.49
ello 10	5600	56	py	1.49
ello 11	5600	56	py	1.49
ello 12	5600	56	py	1.49
ello 13	5600	56	py	1.49
ello 14	5600	56	py	1.49
ello 15	5600	56	py	1.49



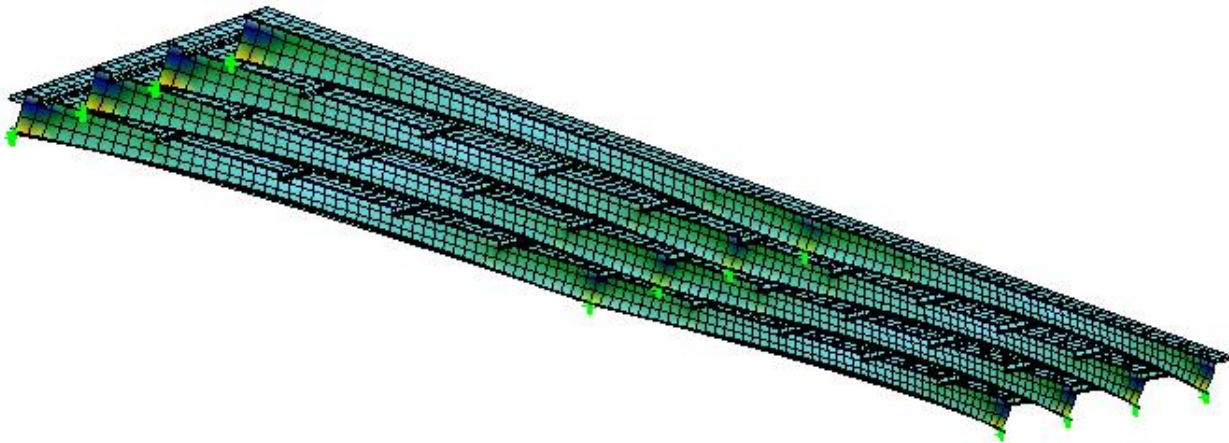
Σχήμα 3.13: Σχηματική απεικόνιση φόρτισης LC7



Σχήμα 3.14: Σχηματική απεικόνιση φόρτισης LC8



Σχήμα 3.15: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω φόρτισης LC7



Σχήμα 3.16: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω φόρτισης LC8

3.2.4 Εγκάρσιος Άνεμος (LC9)

3.2.4.1 Εισαγωγή

Η δράση του ανέμου επί μιας κατασκευής είναι συνάρτηση της διεύθυνσης και της ταχύτητας δράσεως, της διαμόρφωσης του περιβάλλοντος χώρου, του ύψους της πάνω από το έδαφος, καθώς επίσης του τύπου της και της επιφάνειάς της. Θεωρούνται κατά τις τρεις διευθύνσεις x, y και z. Οι δυνάμεις οι οποίες προκαλούνται κατά τις διευθύνσεις x και y οφείλονται σε άνεμο που πνέει κατά διαφορετικές διευθύνσεις και κανονικά δεν είναι ταυτόχρονες. Οι δυνάμεις που προκαλούνται στη διεύθυνση z μπορεί να προκύψουν από πνοή του ανέμου σε πολλές διευθύνσεις. Εάν είναι δυσμενείς και σημαντικές, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη ως ταυτόχρονες με τις δυνάμεις που προκαλούνται σε κάθε άλλη διεύθυνση. Στην περίπτωση μας λαμβάνουμε υπόψη μόνο τον εγκάρσιο άνεμο.

3.2.4.2 Εξωτερική πίεση w_e

Η πίεση του ανέμου η οποία δρα στις εξωτερικές επιφάνειες της γέφυρας προκύπτει από τη σχέση:

$$w_e = q_{ref} * c_e * (z_e) * c_{pe}, \quad (3.3)$$

όπου :

q_{ref} είναι η πίεση αναφοράς που αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα αναφοράς του ανέμου

$c_e(z_e)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος λαμβάνει υπόψη την επιρροή της τραχύτητας του περιβάλλοντος εδάφους, της τοπογραφίας και του ύψους z_e πάνω από την επιφάνεια του εδάφους, επί της μέσης ταχύτητας του ανέμου.

c_{pe} είναι ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης.

3.2.4.3 Πίεση αναφοράς q_{ref}

Η πίεση αναφοράς q_{ref} προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$q_{ref} = \frac{\rho}{2} v_{ref}^2 \quad (N/m^2) \quad (3.4)$$

όπου

ρ είναι η πυκνότητα του αέρα, ίση με $1,25 \text{ Kg/m}^3$

v_{ref} είναι η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου (m/s).

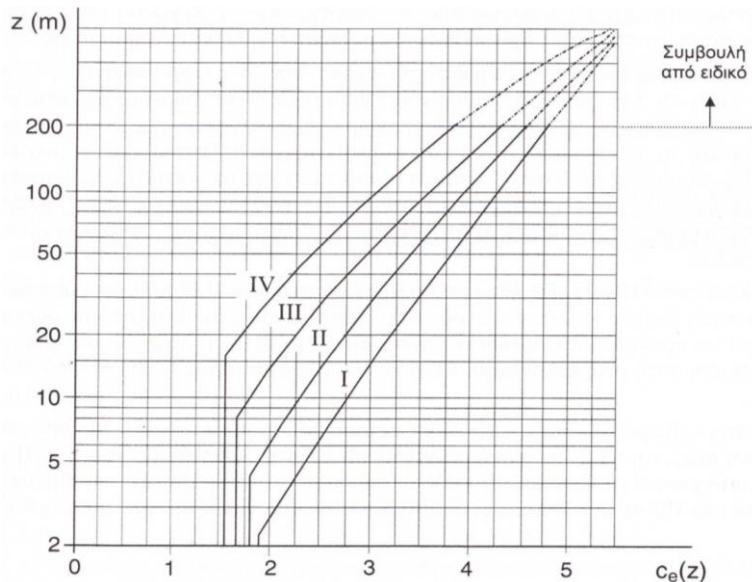
Για την Ελλάδα ισχύουν:

$v_{ref} = 36 \text{ m/sec}$ για τα νησιά και τις παράκτιες ζώνες που απέχουν μέχρι 10 km από τη θάλασσα,

$v_{ref} = 30 \text{ m/sec}$ για το εσωτερικό της χώρας.

3.2.4.4 Συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$

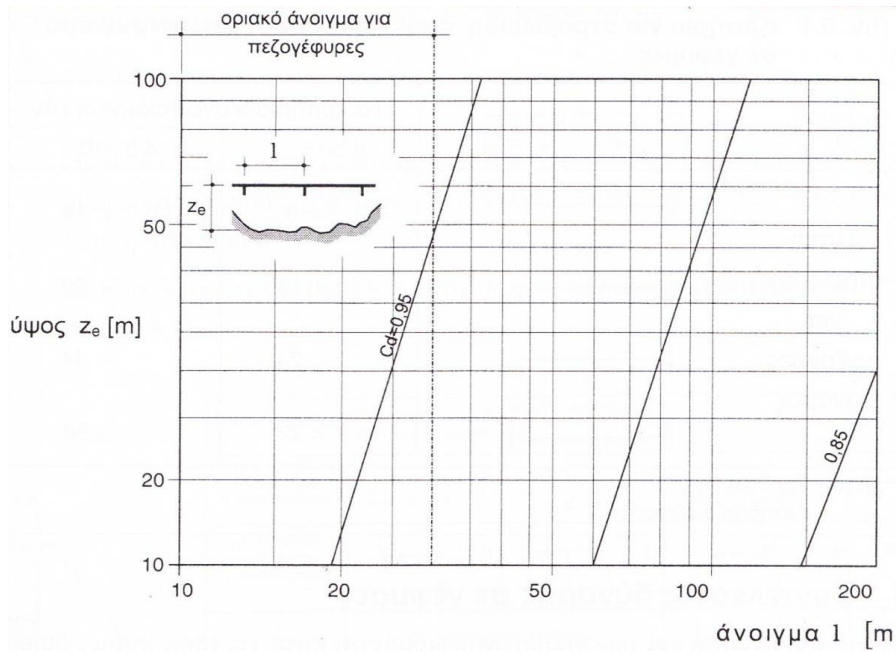
Για επίπεδες επιφάνειες εδάφους, όπου είναι $c_t = 1$, ο συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ μπορεί να υπολογίζεται από το Σχ.3.17, ανάλογα με την κατηγορία εδάφους.



Σχήμα 3.17: Συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ συναρτήσει του ύψους z πάνω από το έδαφος, για διάφορες κατηγορίες εδάφους και για $c_t = 1$

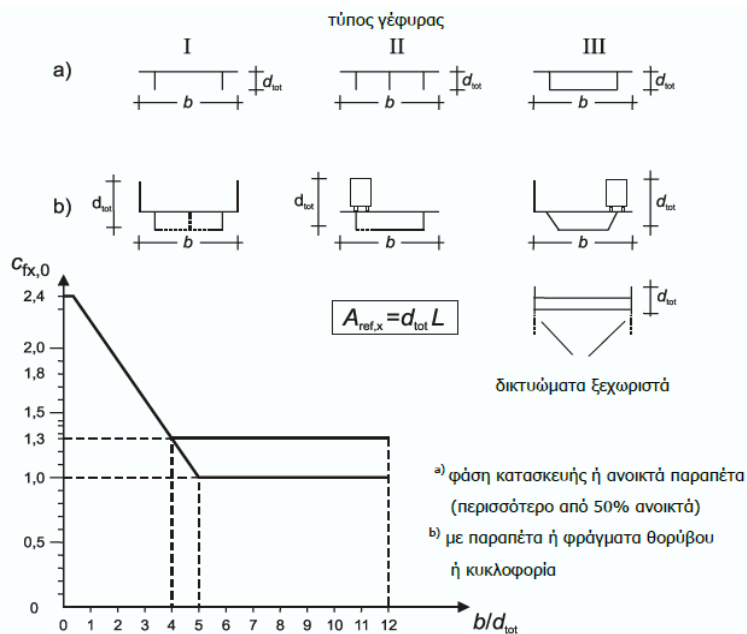
3.2.4.5 Απλή μέθοδος υπολογισμού φορτίων ανέμου

Η απλή μέθοδος εφαρμόζεται σε κατασκευές οι οποίες δεν είναι ευαίσθητες σε δυναμική διέγερση. Μπορεί να χρησιμοποιηθεί για κτίρια ή καπνοδόχους με ύψος μικρότερο των 200 m, καθώς και για οδικές ή σιδηροδρομικές γέφυρες με άνοιγμα μικρότερο των 200 m, με την προϋπόθεση, ότι ο δυναμικός συντελεστής c_d είναι μικρότερος του 1,2. Ο συντελεστής αυτός εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής (κατασκευή από σκυρόδεμα, χάλυβα ή σύμμικτη) και από το ύψος και το πλάτος της, μπορεί δε για τις γέφυρες να εκτιμηθεί με τη βοήθεια του διαγράμματος, που περιέχεται στο Σχήμα 3.18.



Σχήμα 3.18: Τιμές του c_d για οδικές, σιδηροδρομικές και γέφυρες πεζών

3.2.4.6 Συντελεστής δύναμης $c_{fx,o}$ για γέφυρες



Σχήμα 3.19: Συντελεστής δύναμης $c_{fy,o}$ για γέφυρες

Όλα τα παραπάνω σχήματα και οι σχέσεις υπολογισμών προκύπτουν από το μέρος 2.4 του Ευρωκώδικα 1.

Από το Σχήμα 3.18 για άνοιγμα πεζογέφυρας $L = 50$ m και ύψος $z_e = 5,50$ m προκύπτει τιμή του δυναμικού συντελεστή $c_d = 0,91 < 1,2$, οπότε μπορεί να εφαρμοστεί η απλή μέθοδος.

Ο συντελεστής δύναμης $c_{f,y}$ ισούται με: $c_{f,y} = c_{f,y,0} * \psi_{\lambda,y}$

όπου $c_{f,y,0}$ είναι ο συντελεστής δύναμης για $\lambda = l/b = \infty$ και δίνεται στο σχήμα 3.19, απ' όπου λαμβάνεται $c_{f,y,0} = 1,4$ για $b/d = 3,74$

$\psi_{\lambda,y}$ είναι μειωτικός συντελεστής λυγρότητας και λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα.

Από το σχήμα 3.17, για κατηγορία εδάφους IV, $z_e = 5,50$ m και $c_t = 1$ για επίπεδες επιφάνειες εδάφους, προκύπτει ο συντελεστής έκθεσης: $c_e(z_e) = 1,57$

Η πίεση αναφοράς q_{ref} που αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα αναφοράς του ανέμου από τη Σχέση 3.4 είναι: $q_{ref} = \frac{0.00125}{2} * 30^2 = 0.5625 kN/m^2$

Η συνολική πίεση λόγω ανέμου κατά τη διεύθυνση y, ισούται με:

$$q_{w,y} = q_{ref} * c_e(z_e) * c_d * c_{f,y} = 0.5625 * 1.57 * 0.91 * 1.4 = 1.13 kN/m^2$$

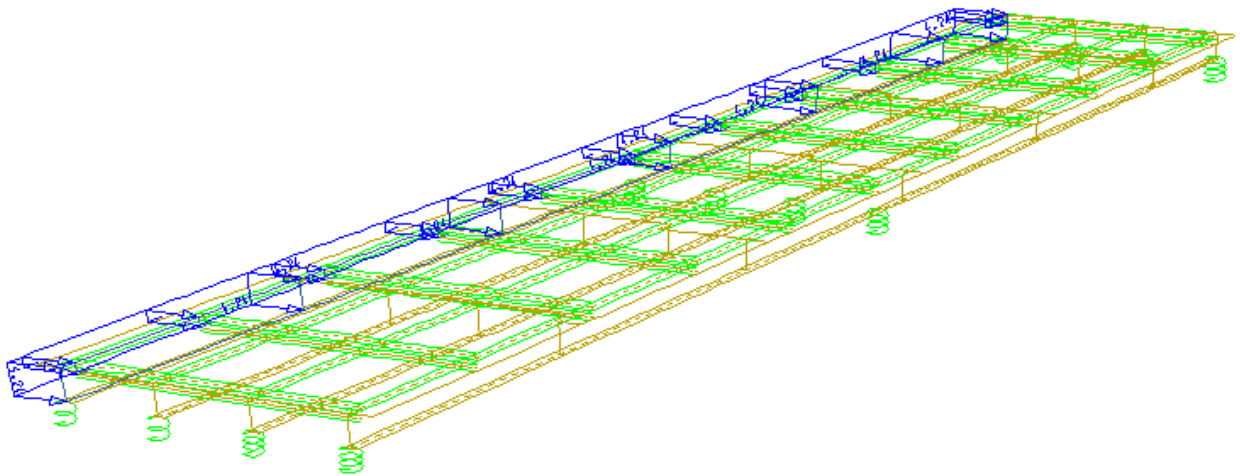
HEAD Anemos

LC 9

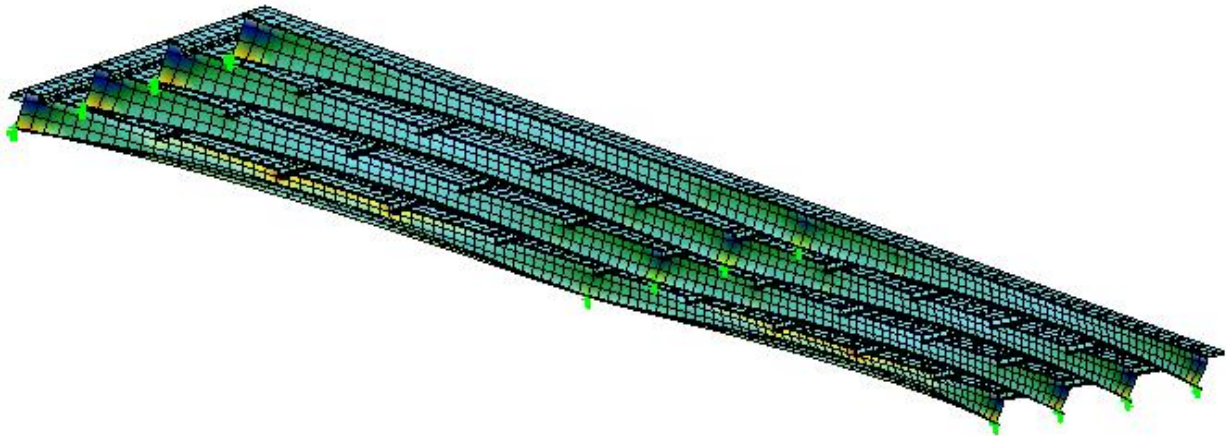
ello 5 5549 56 pyp 1.13*3.75

ello 6 5550 56 pyp 1.13*3.75

ello 7 5551 56 pyp 1.13*3.75



Σχήμα 3.20: Σχηματική απεικόνιση φόρτισης LC9

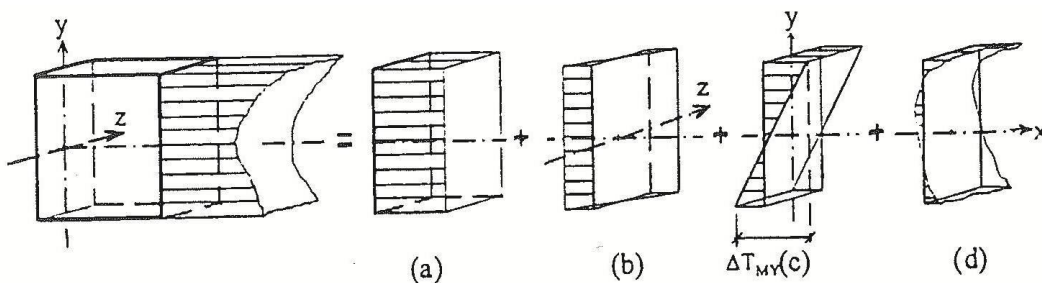


Σχήμα 3.21: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω φόρτισης LC9

3.2.5 Θερμοκρασιακές Μεταβολές

3.2.5.1 Εισαγωγή

Η κατανομή της θερμοκρασίας στη διατομή ενός δομικού στοιχείου οδηγεί στην παραμόρφωσή του και στην ανάπτυξη τάσεων σε αυτό, όταν η τελευταία παρεμποδίζεται καθ' οποιονδήποτε τρόπο. Δεδομένου ότι οι γέφυρες είναι φορείς πλήρως εκτεθειμένοι επηρεάζονται σε σημαντικό βαθμό από την καθημερινή και ετήσια διακύμανση των κλιματικών δράσεων. Το θερμοκρασιακό προφίλ της ανωδομής της γέφυρας εξαρτάται από την ομάδα καταστρώματος και αναλύεται σε 4 συνιστώσες.



Σχήμα 3.22: Συνιστώσες θερμοκρασιακής κατανομής σε διατομή: (a) ομοιόμορφη, (b) γραμμική περί τον z-z, (c) γραμμική περί τον y-y, (d) μη γραμμική

Οι ομάδες καταστρώματος είναι οι εξής:

- Ομάδα 1: Χαλύβδινο δάπεδο επί κιβωτοειδών ή ανοικτών δοκών ή δικτυωτών δοκών από χάλυβα.
- Ομάδα 2: Δάπεδο από σκυρόδεμα επί κιβωτοειδών ή ανοικτών δοκών ή δικτυωτών δοκών από χάλυβα.
- Ομάδα 3: Δάπεδο από σκυρόδεμα επί ανοικτών ή κιβωτοειδών δοκών από σκυρόδεμα.

Οι συνιστώσες θερμοκρασιακής κατανομής σε μία διατομή είναι οι ακόλουθες:

- Ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας, ΔT_N
- Γραμμική μεταβολή θερμοκρασίας στο κατακόρυφο επίπεδο, ΔT_{Mz}
- Γραμμική μεταβολή θερμοκρασίας στο οριζόντιο επίπεδο, ΔT_{My}
- Μη γραμμική μεταβολή της θερμοκρασίας, ΔT_E

Ωστόσο, συνήθως μελετώνται μόνο η ομοιόμορφη και γραμμική συνιστώσα της θερμοκρασίας.

3.2.5.2 Ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας (LC10)

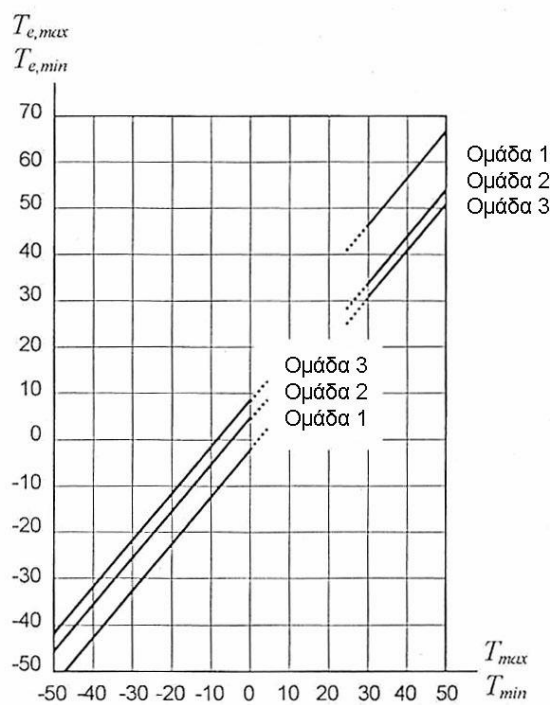
Η μεταβολή αυτή οφείλεται στην ολική μεταβολή της θερμοκρασίας περιβάλλοντος ανά διαστήματα και εποχές και προκαλεί μεταβολή του μήκους, δηλαδή διαστολή και συστολή, της γέφυρας.

Αρχικά, προσδιορίζονται από εθνικούς ισοθερμικούς χάρτες η ελάχιστη (T_{min}) και η μέγιστη (T_{max}) θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά. Αυτές προκύπτουν:

$$T_{min} = -5 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$T_{max} = 15 \text{ }^\circ\text{C}$$

Στη συνέχεια, με γνωστές τις τελευταίες και ανάλογα με την ομάδα καταστρώματος, καθορίζονται, σύμφωνα με το ακόλουθο διάγραμμα, η ελάχιστη ($T_{e,min}$) και η μέγιστη ($T_{e,max}$) ενεργός θερμοκρασία της γέφυρας.



Επομένως, έχουμε:

$$T_{e,min} = 0 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$T_{e,max} = 20 \text{ }^\circ\text{C}$$

Οι χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης της θετικής και της αρνητικής ενεργού θερμοκρασίας δίνονται από τις σχέσεις:

$$\Delta T_{N,neg} = T_{e,min} - T_0, \quad (3.5)$$

$$\Delta T_{N.pos} = T_{e,max} - T_0, \quad (3.6)$$

όπου $T_0 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$ η θερμοκρασία κατά την οποία πραγματοποιήθηκε η ανέγερση της γέφυρας

Προκύπτουν, έτσι:

$$\Delta T_{N.neg} = -10 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N.pos} = 10 \text{ }^\circ\text{C}$$

Οι οριστικές τιμές των μέγιστων θερμοκρασιακών διακυμάνσεων θα λαμβάνονται ίσες με:

$$(\Delta T_{N.neg} - 20)^\circ\text{C}, \quad (3.7)$$

$$(\Delta T_{n.pos} + 20)^\circ\text{C}, \quad (3.8)$$

Η τελική φόρτιση λόγω της ομοιόμορφης θερμοκρασιακής συνιστώσας προκύπτει για θερμοκρασιακή μεταβολή $\Delta T_N = \pm 30 \text{ }^\circ\text{C}$.

HEAD Omoiomorfi Thermokrasia

LC 10

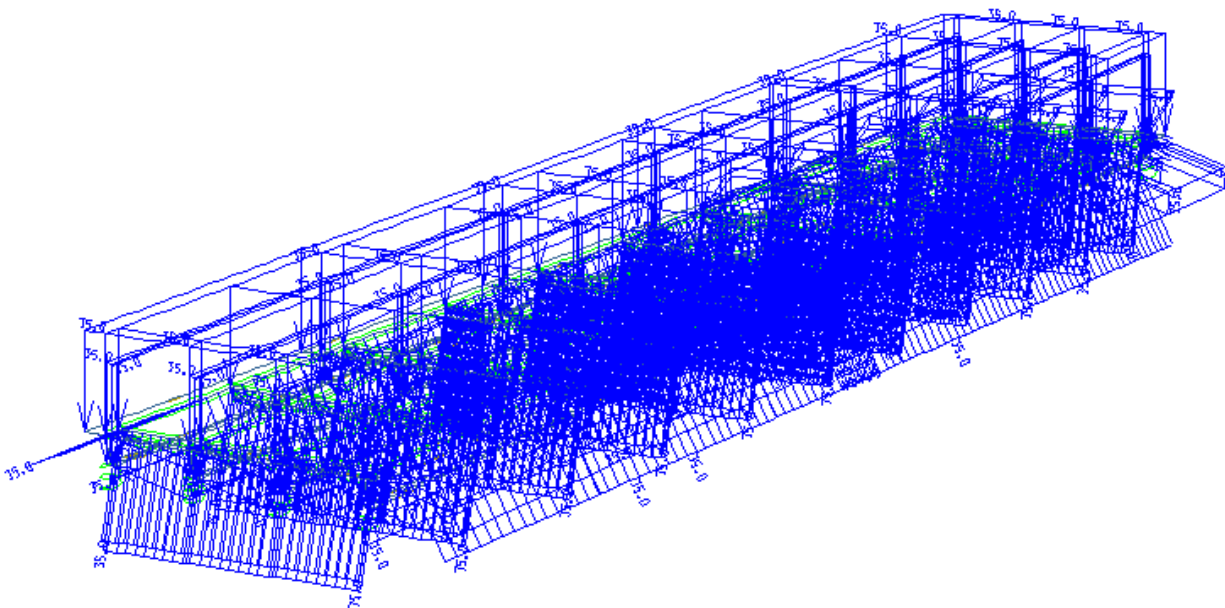
ello 1 5600 1 TEMP 35

ello 5758 6054 1 TEMP 35

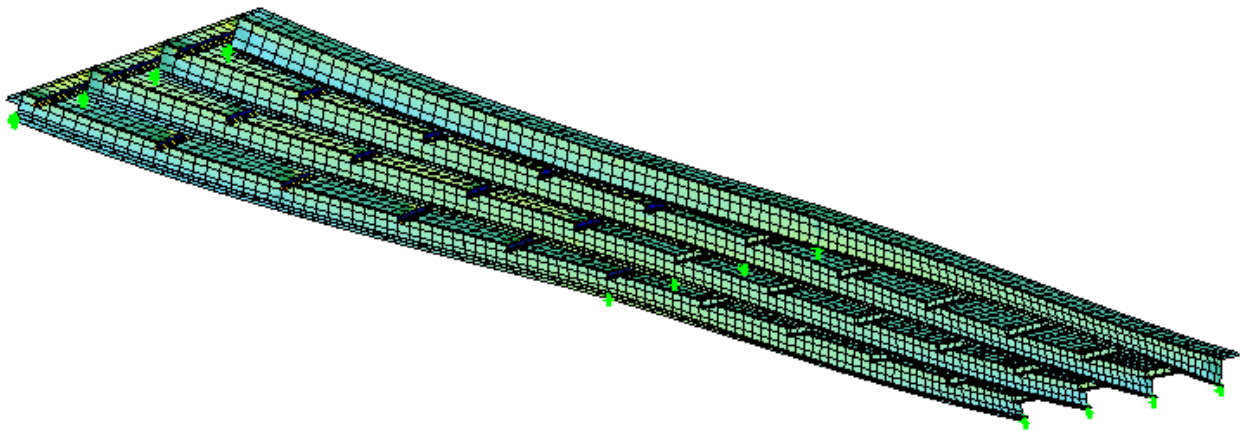
ello 5001 5400 1 temp 35 etyp beam

ello 5401 5730 1 temp 35 etyp beam

ello 5731 6060 1 temp 35 etyp beam



Σχήμα 3.23: Σχηματική απεικόνιση φόρτισης LC10



Σχήμα 3.24: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω φόρτισης LC10

3.2.5.3 Γραμμική μεταβολή θερμοκρασίας (LC11)

Η μεταβολή αυτή οφείλεται στην επίδραση του ήλιου και στο γεγονός ότι η προσβαλλόμενη από τον ήλιο πλευρά του έργου έχει μεγαλύτερη θερμοκρασία από την πλευρά που βρίσκεται στη σκιά. Άρα, τόσο οι άνω και κάτω επιφάνειες της ανωδομής όσο και οι δοκοί καθ' ύψος, θα παρουσιάζουν γραμμική μεταβολή στη θερμοκρασία τους.

Προφανώς η άνω επιφάνεια της ανωδομής της γέφυρας είναι θερμότερη από την κάτω, εμφανίζοντας έτσι, μία μέγιστη θετική και μία μέγιστη αρνητική μεταβολή θερμοκρασίας. Οι χαρακτηριστικές τιμές γραμμικής διαφοράς θερμοκρασίας για σύμμικτες οδογέφυρες με θερμότερη την άνω πλευρά και πάχος επίστρωσης μεγαλύτερο ή ίσο με 50 mm δίνονται από τον παρακάτω πίνακα συναρτήσει της ομάδας καταστρώματος.

Πίνακας 3.2: Χαρακτηριστικές τιμές γραμμικής διαφοράς θερμοκρασίας για οδικές γέφυρες

Ομάδα Καταστρώματος		Θετική διαφορά θερμοκρασίας	Αρνητική διαφορά θερμοκρασίας
		$\Delta T_{M.pos}$ (°C)	$\Delta T_{M.neg}$ (°C)
1		18	-13
2		15	-18
3	Κιβωτοειδής Δοκός	10	-5
	Λοιπές Μορφές	15	-8

Επομένως, έχουμε:

$$\Delta T_{M.pos} = 15^{\circ}\text{C}$$

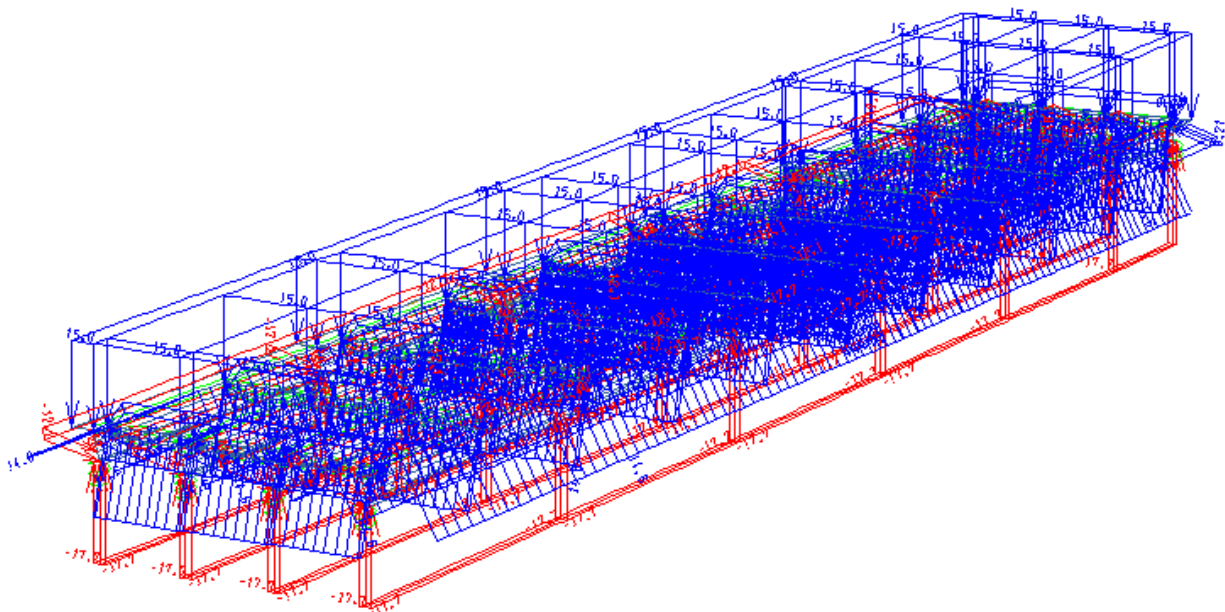
$$\Delta T_{M.neg} = -18^{\circ}\text{C}$$

Η γραμμική μεταβολή της θερμοκρασίας καθ' ύψος του κορμού των κύριων δοκών υπολογίζεται με γραμμική παρεμβολή των άνωθεν τιμών μεταξύ των πελμάτων τους. Προκύπτει, λοιπόν, η τελική φόρτιση λόγω γραμμικής μεταβολής της θερμοκρασίας

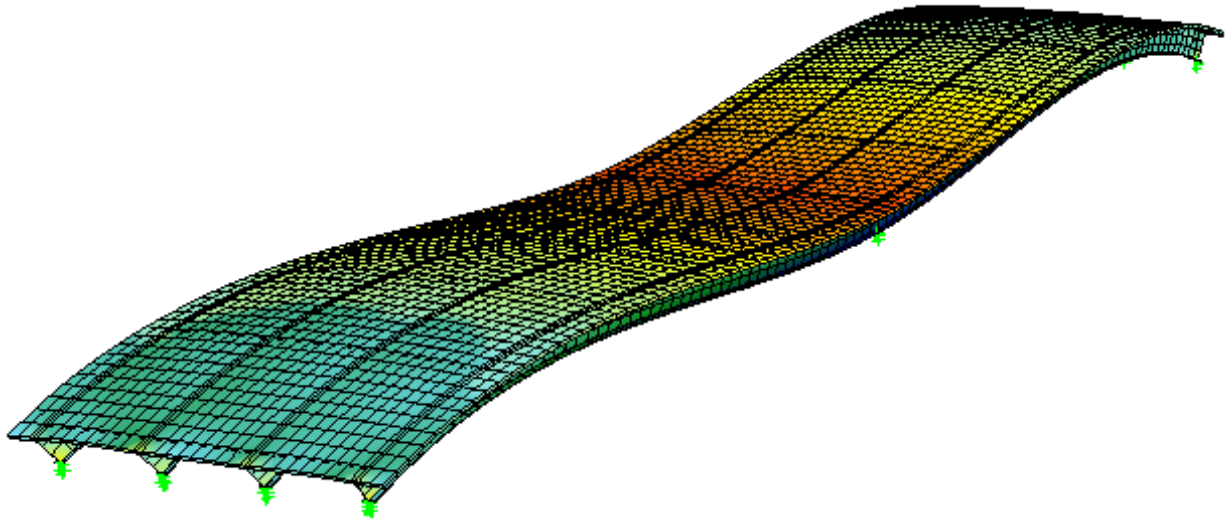
HEAD Grammiki Thermokrasia

LC 11

ello 1	5600	56	TEMP	15	ello 46	5600	56	TEMP	15
ello 2	5600	56	TEMP	15	ello 47	5600	56	TEMP	15
ello 3	5600	56	TEMP	15	ello 48	5600	56	TEMP	15
ello 4	5600	56	TEMP	15	ello 49	5600	56	TEMP	15
ello 10	5600	56	TEMP	15	ello 55	5600	56	TEMP	15
ello 11	5600	56	TEMP	15	ello 56	5600	56	TEMP	15
ello 12	5600	56	TEMP	15	ello 5	5600	56	TEMP	9.21
ello 13	5600	56	TEMP	15	ello 20	5600	56	TEMP	9.21
ello 14	5600	56	TEMP	15	ello 35	5600	56	TEMP	9.21
ello 15	5600	56	TEMP	15	ello 50	5600	56	TEMP	9.21
ello 16	5600	56	TEMP	15	ello 6	5600	56	TEMP	-1.48
ello 17	5600	56	TEMP	15	ello 21	5600	56	TEMP	-1.48
ello 18	5600	56	TEMP	15	ello 36	5600	56	TEMP	-1.48
ello 19	5600	56	TEMP	15	ello 51	5600	56	TEMP	-1.48
ello 25	5600	56	TEMP	15	ello 7	5600	56	TEMP	-12.07
ello 26	5600	56	TEMP	15	ello 22	5600	56	TEMP	-12.07
ello 27	5600	56	TEMP	15	ello 37	5600	56	TEMP	-12.07
ello 28	5600	56	TEMP	15	ello 52	5600	56	TEMP	-12.07
ello 29	5600	56	TEMP	15	ello 8	5600	56	TEMP	-17.68
ello 30	5600	56	TEMP	15	ello 9	5600	56	TEMP	-17.68
ello 31	5600	56	TEMP	15	ello 23	5600	56	TEMP	-17.68
ello 32	5600	56	TEMP	15	ello 24	5600	56	TEMP	-17.68
ello 33	5600	56	TEMP	15	ello 38	5600	56	TEMP	-17.68
ello 34	5600	56	TEMP	15	ello 39	5600	56	TEMP	-17.68
ello 40	5600	56	TEMP	15	ello 53	5600	56	TEMP	-17.68
ello 41	5600	56	TEMP	15	ello 54	5600	56	TEMP	-17.68
ello 42	5600	56	TEMP	15	ello 5601	5930	1	TEMP	9.21
ello 43	5600	56	TEMP	15	ello 5731	6060	1	temp	3.86 etyp beam
ello 44	5600	56	TEMP	15	ello 5401	5730	1	temp	14.57 etyp beam
ello 45	5600	56	TEMP	15	ello 5001	5400	1	temp	14.57 etyp beam



Σχήμα 3.25: Σχηματική απεικόνιση φόρτισης LC11



Σχήμα 3.26: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω φόρτισης LC11

3.2.6 Σεισμός (LC990-992)

3.2.6.1 Εισαγωγή

Οι σεισμικές δράσεις είναι υπεύθυνες για εξαιρετικά μεγάλες παραμορφώσεις μιας κατασκευής. Ως τέτοιες ορίζονται οι ταλαντώσεις του φορέα λόγω του σεισμού. Η αστάθεια που τις χαρακτηρίζει, ωστόσο, μας οδηγεί στη θεώρηση ενός σεισμού σχεδιασμού.

3.2.6.2 Θεμελιώδεις απαιτήσεις και κριτήρια συμμόρφωσης

Μετά το σεισμό σχεδιασμού, η γέφυρα θα πρέπει να διατηρήσει την ακεραιότητά της και επαρκή εναπομένουσα αντοχή, ώστε να εξασφαλίζει, τη διέλευση κυκλοφορίας άμεσης ανάγκης. Οι βλάβες που ενδεχομένως θα υποστούν τα μέλη τα οποία συμβάλλουν στην απορρόφηση ενέργειας, πρέπει να είναι περιορισμένες και εύκολα επιδιορθώσιμες (οριακή κατάσταση αστοχίας).

Υπό την επίδραση σεισμών μικρότερης έντασης και μεγαλύτερης συχνότητας από το σεισμό σχεδιασμού, οι βλάβες των μελών που συμβάλλουν στην απορρόφηση ενέργειας, πρέπει να είναι ελάχιστες, ώστε να μην απαιτούν μείωση της κυκλοφορίας, ούτε ανάγκη άμεσης επισκευής (οριακή κατάσταση λειτουργικότητας).

Το κατάστρωμα πρέπει γενικά να προστατεύεται από τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων (δηλαδή να παραμένει στην ελαστική περιοχή), αλλά και από ανατροπή λόγω εξαιρετικά μεγάλων παραμορφώσεων που οφείλονται στο σεισμό.

Αν δεν υπάρχει αξιόπιστη στατιστική αξιολόγηση των σεισμολογικών δεδομένων, η διαφοροποίηση του επιδιωκόμενου βαθμού ασφάλειας μπορεί να γίνεται πολλαπλασιάζοντας τη σεισμική δράση σχεδιασμού με το συντελεστή σπουδαιότητας γ_I , ο οποίος έχει τις ακόλουθες τιμές:

$\gamma_I = 1,30$ για σημαντικές μεγάλες γέφυρες, οι οποίες, μετά το σεισμό, πρέπει να εξασφαλίσουν τη διέλευση κυκλοφορίας, και των οποίων η κατάρρευση θα συνοδευόταν από μεγάλο αριθμό θανατηφόρων ατυχημάτων.

$\gamma_I = 1,00$ για συνήθεις γέφυρες (αυτοκινητοδρόμων, εθνικών οδών και σιδηροδρόμων)

$\gamma_1 = 0,70$ (=0,85 σύμφωνα με την πρόταση αναθεώρησης της E39/93), για γέφυρες δευτερεύουσας σημασίας (π.χ. γέφυρες σε επαρχιακούς ή αγροτικούς δρόμους).

Προκειμένου να ικανοποιούνται οι θεμελιώδεις απαιτήσεις για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, η γέφυρα σχεδιάζεται έτσι ώστε η συμπεριφορά της υπό τη σεισμική δράση σχεδιασμού να είναι όλκιμη ή μερικώς όλκιμη/κυρίως ελαστική, και να ικανοποιούνται κάποια κριτήρια.

3.2.6.3 Μέθοδοι ανάλυσης – Δράσεις

Υπάρχουν και προτείνονται διάφορες μέθοδοι ανάλυσης (μέθοδος φασματικής απόκρισης, ισοδύναμη στατική μέθοδος, μη γραμμική δυναμική ανάλυση με ολοκλήρωση στο χρόνο κλπ).

Ο προσδιορισμός των μαζών γίνεται λαμβάνοντας υπόψη το σύνολο των μόνιμων φορτίων της γέφυρας με τις χαρακτηριστικές τιμές τους, καθώς και τις οιονεί μόνιμες τιμές των μεταβλητών δράσεων με τιμή $\psi_{21} Q_{Ik}$.

Σε οδογέφυρες με κανονική κυκλοφορία ή σε πεζογέφυρες, λαμβάνεται $\psi_{21}=0$.

Σε περίπτωση γεφυρών με βαρεία κυκλοφορία, ο συντελεστής συμμετοχής ψ_{21} λαμβάνεται:

για οδικές γέφυρες: $\psi_{21}=0,2$

για σιδηροδρομικές γέφυρες: $\psi_{21}=0,3$ ($\psi_{21} = 0,5$ σύμφωνα με την πρόταση αναθεώρησης της E39/93)

Ο συντελεστής ψ_{21} εφαρμόζεται στο ομοιόμορφο φορτίο του Μοντέλου Φόρτισης 1 (LM1), (βλέπε Μέρος 3 του EC1).

Το προκύπτον πρόσθετο φορτίο μπορεί να κατανέμεται ομοιόμορφα σε όλη τη γέφυρα.

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση της σεισμικής έντασης σχεδιασμού, η οποία μπορεί να επιτευχθεί με μετελαστική απόκριση του πραγματικού συστήματος, σε σχέση με την ένταση που υπολογίζεται για απεριόριστα ελαστικό σύστημα.

Στην περίπτωση μας εφαρμόζεται η δυναμική φασματική μέθοδος, κατά την οποία εξετάζονται όλες οι ιδιομορφές με σημαντική συμμετοχή στη συνολική στατική απόκριση.

Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους ως δύο οριζόντιες (κάθετες μεταξύ τους) και μία κατακόρυφη συνιστώσα, ανεξάρτητες μεταξύ τους, οι οποίες καθορίζονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης, σε όρους επιτάχυνσης, ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή.

Αρχικά, προσδιορίζονται οι αδρανειακές μάζες του συστήματος από το σύνολο των μόνιμων φορτίων της γέφυρας αυξημένο κατά τμήμα των φορτίων κυκλοφορίας ίσο προς $\psi_{21} * Q_{Ik}$, όπου $\psi_{21}=0,2$ ο συντελεστής συμμετοχής για οδογέφυρες με βαρεία κυκλοφορία.

Έπειτα, υπολογίζονται οι ιδιομορφές μέσω του καθορισμού των φασμάτων σχεδιασμού από τις παρακάτω εξισώσεις:

$$\text{Για } 0 \leq T \leq T_1: \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{n \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right], \quad (3.9)$$

$$\text{Για } T_1 \leq T \leq T_2: \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{n \cdot \theta \cdot \beta_0}{q}, \quad (3.10)$$

$$\text{Για } T_2 \leq T: \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{n \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}}, \quad (3.11)$$

$$\text{με } \frac{\Phi_d(T)}{A \cdot \gamma_1} \geq 0,25,$$

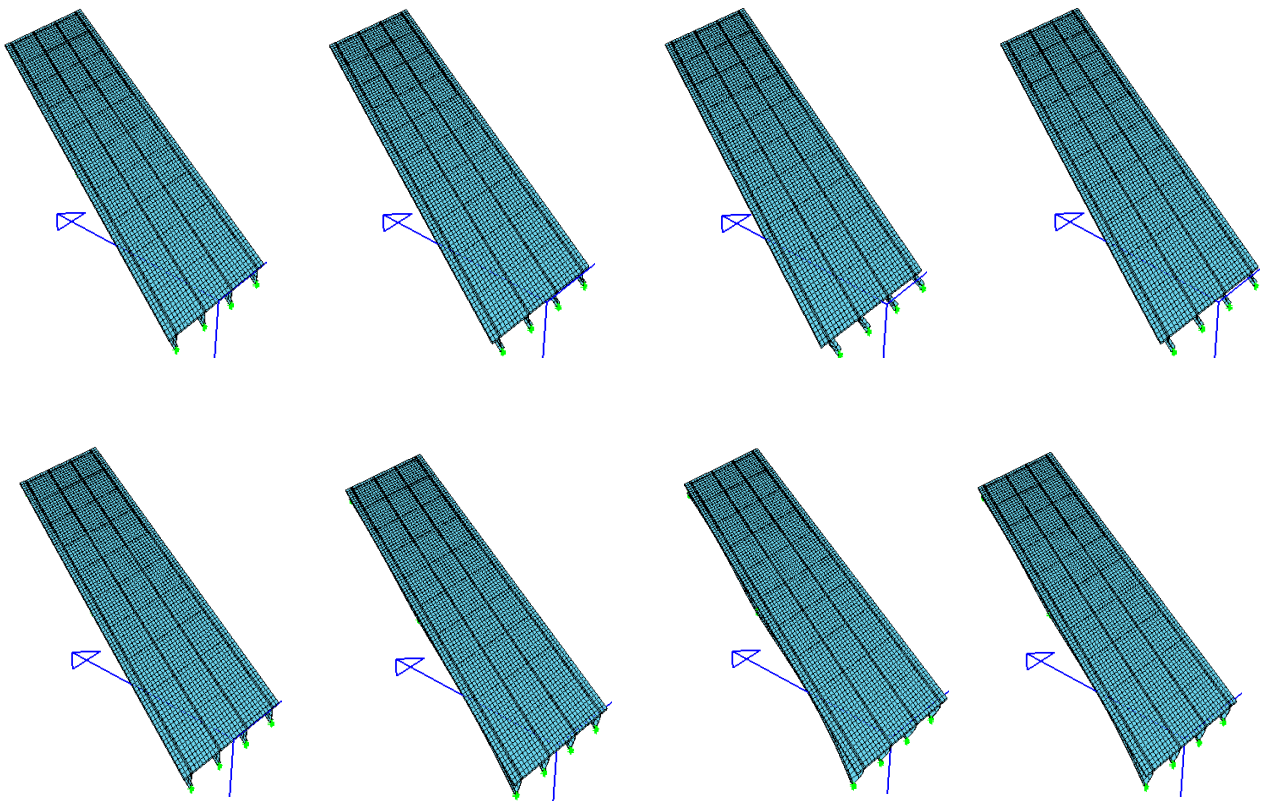
όπου: $\gamma_I=1$ ο συντελεστής σπουδαιότητας για γέφυρες αυτοκινητοδρόμων
 $A=ag=0,16g$ η μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους για ζώνη Ι
 Σεισμικής Επικινδυνότητας
 $n=1,08$ ο διορθωτικός συντελεστής για απόσβεση $\zeta=4\%$
 $\theta=1$ ο συντελεστής θεμελίωσης
 $\beta=2,5$ ο συντελεστής φασματικής επιτάχυνσης
 $q=1,5$ ο συντελεστής συμπεριφοράς του φορέα για σεισμική στήριξη του μέσω
 ελαστομεταλλικών εφεδράνων
 T_1 και T_2 χαρακτηριστικές περιόδου του φάσματος, που λαμβάνονται από τον
 ακόλουθο πίνακα, για κατηγορία εδάφους Β.

Πίνακας 3.3: Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων T_1, T_2 (sec)

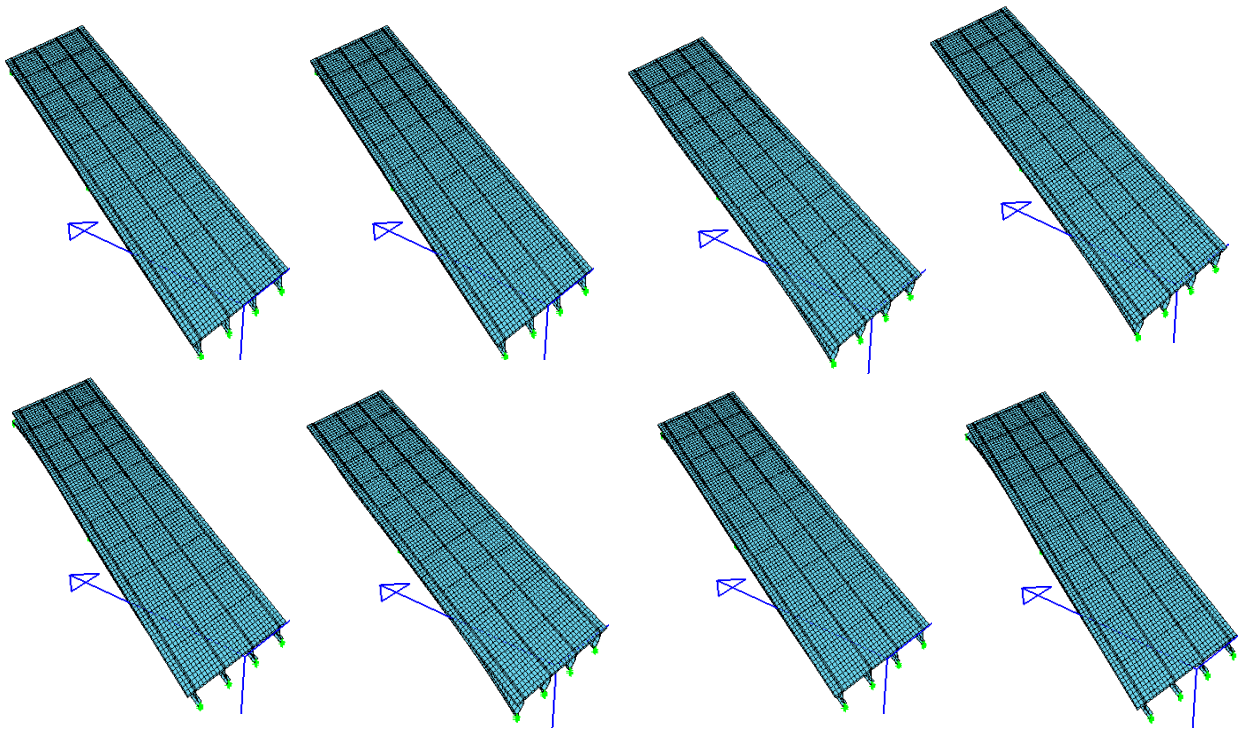
Κατηγορία Εδάφους	A	B	Γ	Δ
T_1	0,10	0,15	0,20	0,20
T_2	0,40	0,60	0,80	1,20

Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας προκύπτει από τα φάσματα των οριζοντίων συνιστωσών, που είναι όμοια μεταξύ τους, με πολλαπλασιασμό των τεταγμένων του επί 0,70.

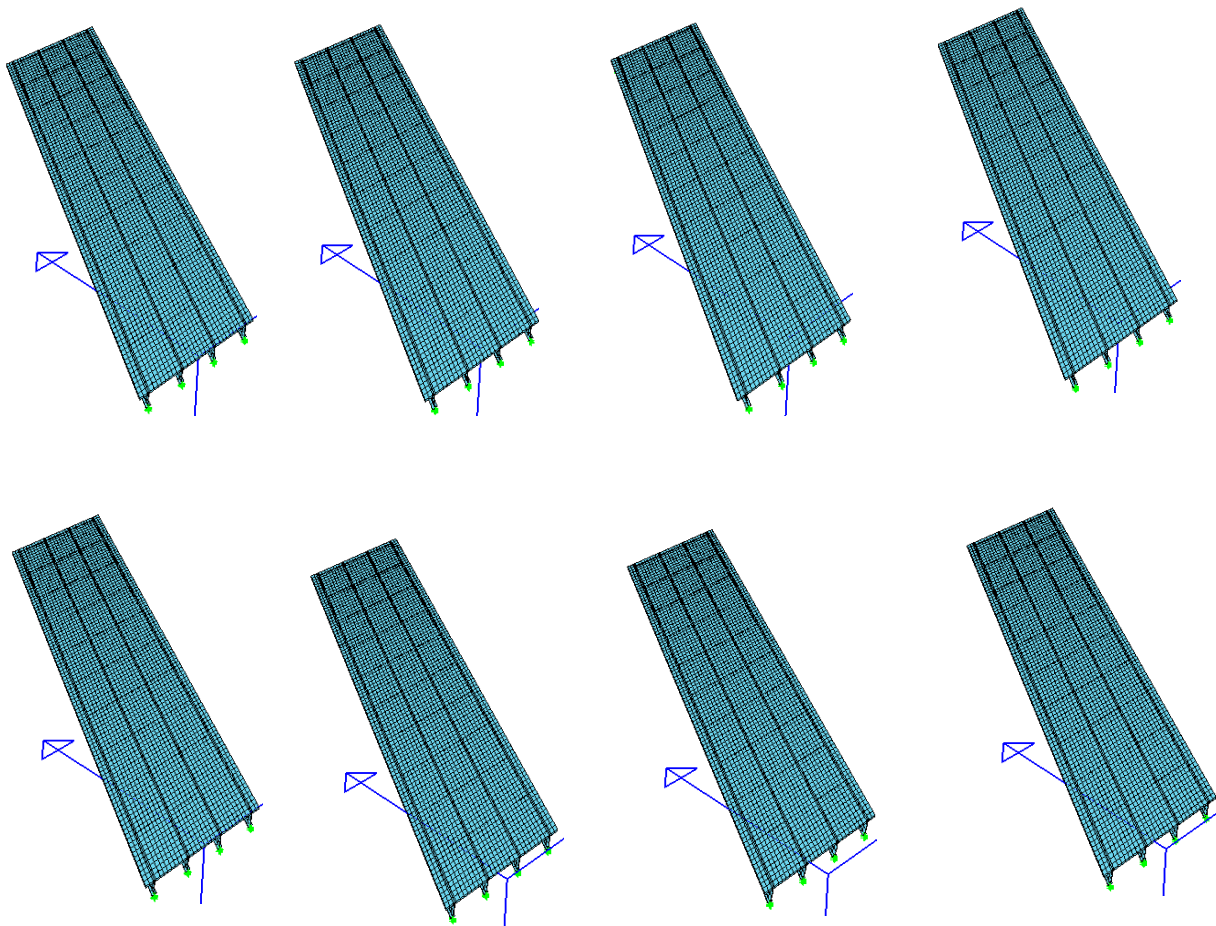
Η τελική φόρτιση για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης προκύπτει από επαλληλία των γνωστών, πλέον, ιδιομορφών.



Σχήμα 3.27: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω 1ης ιδιομορφής



Σχήμα 3.28: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω 2ης ιδιομορφής



Σχήμα 3.29: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω 3ης ιδιομορφής

3.3 Συνδυασμοί Δράσεων

3.3.1 Εισαγωγή

Για κάθε κρίσιμη φόρτιση η τιμή σχεδιασμού των καταπονήσεων λόγω δράσεων E_d πρέπει να υπολογίζεται με συνδυασμό των συντελεστών των δράσεων που ενεργούν ταυτόχρονα. Οι οριακές καταστάσεις για τις οποίες πρέπει να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής είναι η οριακή κατάσταση αστοχίας και η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

3.3.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας (O.K.A.) σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων και/ή την ασφάλεια του φορέα, και αφορούν:

- την απώλεια ισορροπίας του, θεωρούμενου ως άκαμπτου, σώματος φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του
- την αντοχή των διατομών
- την ευστάθεια των μελών (λυγισμός ράβδων, κύρτωση πλακοειδών στοιχείων)
- τη διατμητική σύνδεση και
- την κόπωση (μητρικό υλικό χάλυβα, συγκολλήσεις, διατμητικούς συνδέσμους)

Η γενική μορφή της ανίσωσης ελέγχου γράφεται:

$$E_d \leq R_d, \quad (3.12)$$

όπου: E_d η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος δράσεων

R_d η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντίστασης

Προς προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων E_d της γέφυρας εξετάζονται οι εξής κατάλληλοι συνδυασμοί:

Καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια ή παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού (βασικοί συνδυασμοί):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{oi} \cdot Q_{ki}, \quad (3.13)$$

Σεισμικές καταστάσεις σχεδιασμού (σεισμικοί συνδυασμοί):

$$\sum G_{kj} + P_k + \gamma_1 \cdot A_{Ed} + \psi_{2i} \cdot Q_{ki}, \quad (3.14)$$

όπου: “+” «σε συνδυασμό με»
 \sum «άθροισμα φορτίων λόγω»
 G_{kj} χαρακτηριστική τιμή μόνιμης αντίδρασης
 P_k χαρακτηριστική τιμή προέντασης
 Q_{kl} χαρακτηριστική τιμή δεσπόζουσας μεταβλητής δράσης
 Q_{ki} χαρακτηριστική τιμή μη δεσπόζουσας μεταβλητής δράσης
 A_{Ed} τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης
 γ_{Gj} μερικός συντελεστής ασφαλείας της μόνιμης δράσης j
 γ_p μερικός συντελεστής ασφαλείας για δράση λόγω προέντασης
 γ_{Qi} μερικός συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
 γ_1 συντελεστής σπουδαιότητας για σεισμό
 ψ συντελεστής συνδυασμού

3.3.2.1 Βασικοί Συνδυασμοί Δράσεων

Η δεσπόζουσα δράση για την πραγματοποίηση των συνδυασμών δεν είναι προφανής. Για το λόγο αυτό θα πρέπει κάθε μεταβλητή δράση να εξετασθεί κατά σειρά ως δεσπόζουσα. Οι βασικοί συνδυασμοί δράσεων για έλεγχο του φορέα της ανωδομής οδικών γεφυρών φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 3.4: Βασικοί συνδυασμοί για έλεγχο της ανωδομής οδικών γεφυρών

A/A	G	Csec	Ssec	Q	T	W	DA		
1	1,35	1,35	1,35	1,351	0,6	1,5*0,3	0		
2-5				TS: 1,35*0,75	TM	TN	1,5*0,3	0	
					0	1,5			
				UDL: 1,35*0,4	1,5	0			
					1,5*0,75	1,5			
6				TS: 1,35*0,75	UDL: 1,35*0,4	0,6		1,5 φορτισμένη γέφυρα	0
						7	0	0,6	
8				TS: 1,35*0,75	UDL: 1,35*0,4		0,6		1,5*0,3 φορτισμένη γέφυρα
						9	0	0,6	1,5*0,3 αφόρτιστη γέφυρα

Ωστόσο, είναι προτιμότερο να μην εξετάζεται η ταυτόχρονη δράση ανέμου και θερμοκρασιακών μεταβολών. Στην περίπτωση αυτή, με μηδενική δράση προέντασης και χωρίς να ληφθούν υπόψη οι φορτίσεις λόγω συστολής ξήρανσης και ερπυσμού, προκύπτουν οι οριστικοί συνδυασμοί για διαστασιολόγηση μόνιμων και παροδικών καταστάσεων.

¹ Με πλάγια γράμματα συμβολίζεται η κύρια μεταβλητή δράση.

HEAD ORIAKH KATASTASH ASTOXIAS (oloi oi basikoi sunduasmoi)

PAGE LINE 65 LANO 1

ECHO FULL

\$ ME KYRIA TA FORTIA KYKLOGORIAS

LC 1 AG 1.35; 2 P 1.35; 4 A1 1.35; 9 F 1.50*0.3;

5 A1 1.35; 9 F 1.50*0.3;

6 A1 1.35; 9 F 1.50*0.3;

LC 1 AG 1.35; 3 P 1.35; 4 A1 1.35; 9 F 1.50*0.3;

5 A1 1.35; 9 F 1.50*0.3;

6 A1 1.35; 9 F 1.50*0.3;

\$ ME KYRIO TON ANEMO

LC 1 AG 1.35; 9 P 1.50; 4 A1 1.35*0.75; 2 F 1.35*0.4;

5 A1 1.35*0.75; 2 F 1.35*0.4;

6 A1 1.35*0.75; 2 F 1.35*0.4;

LC 1 AG 1.35; 9 P 1.50; 4 A1 1.35*0.75; 3 F 1.35*0.4;

5 A1 1.35*0.75; 3 F 1.35*0.4;

6 A1 1.35*0.75; 3 F 1.35*0.4;

3.3.2.2 Σεισμικοί Συνδυασμοί (Δράσεων)

Ο γενικός σεισμικός συνδυασμός για έλεγχο οδικών γεφυρών προκύπτει από τον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 3.5: Σεισμικοί συνδυασμοί δράσεων για έλεγχο οδικών γεφυρών

A/A	G	Csec	Ssec	Q	E
1	1,0	1,0	1,0	TS και UDL: 1,0*0,2	1,0

Η ύπαρξη, όμως, σεισμικών διεγέρσεων σε κάθε διεύθυνση x - y - z της γέφυρας με άγνωστη κατεύθυνση επιβάλλει να χρησιμοποιείται ως σεισμική δράση σχεδιασμού η δυσμενέστερη από τις παρακάτω τιμές:

$$\pm A_{Ex} \pm 0,30 \cdot A_{Ey} \pm 0,30 \cdot A_{Ez}, \quad (3.15)$$

$$\pm 0,30 \cdot A_{Ex} \pm A_{Ey} \pm 0,30 \cdot A_{Ez}, \quad (3.16)$$

$$\pm 0,30 \cdot A_{Ex} \pm 0,30 \cdot A_{Ey} \pm A_{Ez}, \quad (3.17)$$

Προκύπτουν, συνεπώς, μη λαμβανομένων υπόψη των φορτίσεων λόγω ερπυσμού και συστολής ξήρανσης, οι τελικοί συνδυασμοί καταστάσεων με σεισμό.

HEAD SEISMIKOS SYNDYASMOS DRASEWN

PAGE LINE 65 LANO 1

ECHO FULL

LC 1 AG 1.00; 2 Q 0.2; 4 F 0.2; 990 A1 1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 0.3;
990 A1 1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 -0.3;
990 A1 1.00; 991 A2 -0.3; 992 A3 0.3;
990 A1 1.00; 991 A2 -0.3; 992 A3 -0.3;
990 A1 -1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 0.3;
990 A1 -1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 -0.3;
990 A1 -1.00; 991 A2 -0.3; 992 A3 0.3;
990 A1 -1.00; 991 A2 -0.3; 992 A3 -0.3;
991 A1 1.00; 990 A2 0.3; 992 A3 0.3;
991 A1 1.00; 990 A2 0.3; 992 A3 -0.3;
991 A1 1.00; 990 A2 -0.3; 992 A3 0.3;
991 A1 1.00; 990 A2 -0.3; 992 A3 -0.3;
991 A1 -1.00; 990 A2 0.3; 992 A3 0.3;
991 A1 -1.00; 990 A2 0.3; 992 A3 -0.3;
991 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 992 A3 0.3;
991 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 992 A3 -0.3;
992 A1 1.00; 990 A2 0.3; 991 A3 0.3;
992 A1 1.00; 990 A2 0.3; 991 A3 -0.3;
992 A1 1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 0.3;
992 A1 1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 -0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 0.3; 991 A3 0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 0.3; 991 A3 -0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 -0.3;
LC 1 AG 1.00; 2 Q 0.2; 5 F 0.2; 990 A1 1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 0.3;
990 A1 1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 -0.3;
990 A1 1.00; 991 A2 -0.3; 992 A3 0.3;
990 A1 1.00; 991 A2 -0.3; 992 A3 -0.3;
.....
992 A1 -1.00; 990 A2 0.3; 991 A3 -0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 -0.3;

LC 1 AG 1.00; 2 Q 0.2; 6 F 0.2; 990 A1 1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 0.3;
990 A1 1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 -0.3;
990 A1 1.00; 991 A2 -0.3; 992 A3 0.3;
990 A1 1.00; 991 A2 -0.3; 992 A3 -0.3;
.....
992 A1 -1.00; 990 A2 0.3; 991 A3 -0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 -0.3;
LC 1 AG 1.00; 3 Q 0.2; 4 F 0.2; 990 A1 1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 0.3;
990 A1 1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 -0.3;
990 A1 1.00; 991 A2 -0.3; 992 A3 0.3;
.....
992 A1 -1.00; 990 A2 0.3; 991 A3 -0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 -0.3;
LC 1 AG 1.00; 3 Q 0.2; 5 F 0.2; 990 A1 1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 0.3;
990 A1 1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 -0.3;
990 A1 1.00; 991 A2 -0.3; 992 A3 0.3;
990 A1 1.00; 991 A2 -0.3; 992 A3 -0.3;
.....
992 A1 -1.00; 990 A2 0.3; 991 A3 -0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 -0.3;
LC 1 AG 1.00; 3 Q 0.2; 6 F 0.2; 990 A1 1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 0.3;
990 A1 1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 -0.3;
990 A1 1.00; 991 A2 -0.3; 992 A3 0.3;
.....
992 A1 -1.00; 990 A2 0.3; 991 A3 0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 0.3; 991 A3 -0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 -0.3;

3.3.3 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Οι οριακές καταστάσεις οι οποίες σχετίζονται με τη φυσιολογική λειτουργία ενός φορέα ή ενός δομικού μέλους, την εξωτερική εμφάνιση της κατασκευής καθώς και την άνεση των χρηστών, θεωρείται ότι ανήκουν στις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.). Η γενική μορφή της ανίσωσης ελέγχου γράφεται:

$$E_d \leq C_d, \quad (3.19)$$

όπου: E_d η τιμή σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων, που αντιστοιχεί στον υπό εξέταση συνδυασμό της Ο.Κ.Λ

C_d η οριακή τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας

Ο συνδυασμός δράσεων, ο οποίος πρέπει να εξεταστεί για την Ο.Κ.Λ, εξαρτάται από το είδος της επίδρασης πάνω σε κριτήρια που αφορούν τη συμπεριφορά του φορέα, π.χ. μη αναστρέψιμη, αναστρέψιμη ή επίδραση μακράς διάρκειας, και από την κατάταξη της γέφυρας ως προς την κατηγορία απαίτησης. Για σύμμικτες γέφυρες, κατηγορίας απαίτησης D, οι συνδυασμοί δράσεων είναι οι εξής:

Συχνός συνδυασμός:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}, \quad (3.18)$$

Μη συχνός συνδυασμός:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi'_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{1i} \cdot Q_{ki}, \quad (3.19)$$

Χαρακτηριστικός (σπάνιος) συνδυασμός:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}, \quad (3.20)$$

Οι συντελεστές συνδυασμού ψ δίνονται από τον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 3.6: Συντελεστές γ και ψ για τους συνδυασμούς στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Δράσεις		Επίδραση		ψ_1 (ψ_1')	ψ_2
		Ευμενής	Δυσμενής		
Μόνιμες δράσεις	G: γ_G	1,0	1,0	-	-
Συστολή ξήρανσης	S: γ_S	1,0	1,0	-	-
Φορτία κυκλοφορίας	Q: γ_Q, γ_I	0	1,0	TS: 0,75 (0,8) UDL: 0,4 (0,8)	TS: 0,2 UDL: 0,2
Προένταση με υποχώρηση στηρίξεων	P: γ_P	1,0	1,1	-	-
Θερμοκρασία	T: γ_Q	0	1,0	0,6 (0,8)	0,5
Άνεμος	W: γ_Q	0	1,0	0,5 (0,6)	0

HEAD ORIAKH KATASTASH LEITOURGIKOTHTAS(SYXNOS SYNDYASMOS)

\$ KYRIA FORTIA KUKLOFORIAS

LC 1 AG 1.00; 2 Q 0.4; 10 F 0.5; 11 F 0.5; 4 A1 0.75;

5 A1 0.75;

6 A1 0.75;

LC 1 AG 1.00; 3 Q 0.4; 10 F 0.5; 11 F 0.5; 4 A1 0.75;

5 A1 0.75;

6 A1 0.75;

\$ KYRIA THERMOKRASIA

LC 1 AG 1.00; 2 Q 0.2; 10 F 0.6; 11 F 0.6; 4 A1 0.2;
5 A1 0.2;
6 A1 0.2;

LC 1 AG 1.00; 3 Q 0.2; 10 F 0.6; 11 F 0.6; 4 A1 0.2;
5 A1 0.2;
6 A1 0.2;

\$ KYRIOS ANEMOS

LC 1 AG 1.00; 2 Q 0.2; 10 F 0.5; 11 F 0.5; 9 F 0.5; 4 A1 0.2;
5 A1 0.2;
6 A1 0.2;

LC 1 AG 1.00; 3 Q 0.2; 10 F 0.5; 11 F 0.5; 9 F 0.5; 4 A1 0.2;
5 A1 0.2;
6 A1 0.2;

\$ MH SUXNOS SUNDYASMOS GIA GEFYROPOIIA.

\$ KYRIA TA FORTIA KYKLOFORIAS

LC 1 AG 1.00; 2 Q 0.8; 10 F 0.6; 11 F 0.6; 9 F 0.5; 4 A1 0.8;
5 A1 0.8;
6 A1 0.8;

LC 1 AG 1.00; 3 Q 0.8; 10 F 0.6; 11 F 0.6; 9 F 0.5; 4 A1 0.8;
5 A1 0.8;
6 A1 0.8;

\$ KYRIA H THERMOKRASIA

LC 1 AG 1.00; 2 Q 0.4; 10 F 0.8; 11 F 0.8; 9 F 0.5; 4 A1 0.75;
5 A1 0.75;
6 A1 0.75;

LC 1 AG 1.00; 3 Q 0.4; 10 F 0.8; 11 F 0.8; 9 F 0.5; 4 A1 0.75;
5 A1 0.75;
6 A1 0.75;

\$ KYRIOS O ANEMOS

LC 1 AG 1.00; 2 Q 0.4; 10 F 0.6; 11 F 0.6; 9 F 0.6; 4 A1 0.75;
5 A1 0.75;
6 A1 0.75;

LC 1 AG 1.00; 3 Q 0.4; 10 F 0.6; 11 F 0.6; 9 F 0.6; 4 A1 0.75;
5 A1 0.75;
6 A1 0.75;

\$ SPANIOS SUNDUASMOS

\$ ME KYRIA TA KINHTEA

LC 1 AG 1.00; 2 Q 1.00; 10 F 0.8; 11 F 0.8; 9 F 0.3; 4 A1 1.00;
5 A1 1.00;
6 A1 1.00;

LC 1 AG 1.00; 3 Q 1.00; 10 F 0.8; 11 F 0.8; 9 F 0.3; 4 A1 1.00;
5 A1 1.00;
6 A1 1.00;

\$ ME KYRIA TH THERMOKRASIA

LC 1 AG 1.00; 2 Q 0.4; 10 F 1.00; 11 F 1.00; 9 F 0.3; 4 A1 0.75;
5 A1 0.75;
6 A1 0.75;

LC 1 AG 1.00; 3 Q 0.4; 10 F 1.00; 11 F 1.00; 9 F 0.3; 4 A1 0.75;
5 A1 0.75;
6 A1 0.75;

\$ ME KYRIO TON ANEMO

LC 1 AG 1.00; 2 Q 0.4; 10 F 0.8; 11 F 0.8; 9 F 1.00; 4 A1 0.75;
5 A1 0.75;
6 A1 0.75;

LC 1 AG 1.00; 3 Q 0.4; 10 F 0.8; 11 F 0.8; 9 F 1.00; 4 A1 0.75;
5 A1 0.75;
6 A1 0.75;

Οι τιμές σχεδιασμού των αντιστάσεων R_d καθώς και οι οριακές τιμές σχεδιασμού των κριτηρίων λειτουργικότητας C_d , προσδιορίζονται με εφαρμογή κατάλληλων επιμέρους συντελεστών ασφαλείας γ_M , οι τιμές των οποίων συνοψίζονται στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 3.7: Συντελεστές ασφαλείας αντιστάσεων γ_M (πλην κόπωσης)

Οριακή κατάσταση/ Συνδυασμοί	Δομικός χάλυβας γ_a Κίνδυνος αστάθειας		Χάλυβας σκυροδέματος γ_s	Σκυρόδεμα γ_c	Διατμητικοί ήλοι γ_v
	Όχι γ_a	Ναι γ_{Rd}			
Ο.Κ.Α.:S/V	1,0	1,1	1,15	1,5	1,25
Ο.Κ.Α.:A ή E	1,0	1,0	1,0	1,3	1,0
Ο.Κ.Λ.	1,0	1,0	1,0	1,0	1,25

4 Αποτελέσματα και έλεγχοι

4.1 Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο παρατίθενται ορισμένα αποτελέσματα των δράσεων που επιβάλλονται στο φορέα, ενώ πραγματοποιούνται και έλεγχοι επάρκειας αυτού. Πιο συγκεκριμένα παρουσιάζονται ο οπλισμός της πλάκας καταστρώματος, οι αναπτυσσόμενες τάσεις σε στοιχεία του φορέα κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας, ελέγχεται η επάρκεια του φορέα έναντι κάμψης, βάσει του κριτηρίου von Mises, έναντι κύρτωσης υπό θλίψη και διάτμηση και έναντι κόπωσης. Ακόμα πραγματοποιείται έλεγχος των τοποθετούμενων εφεδράνων καθώς και έλεγχοι βελών και ρηγματώσης κατά την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

4.2 Οπλισμός πλάκας καταστρώματος

Με τη βοήθεια του προγράμματος ανάλυσης και της εντολής BEMESS προκύπτουν οι απαιτούμενοι οπλισμοί της πλάκας καταστρώματος στη διατομή του ανοίγματος και της ενδιάμεσης στήριξης. Οι οπλισμοί που τοποθετούνται είναι οι εξής:

Διατομή στο άνοιγμα

Διαμήκης οπλισμός

Άνω οπλισμός: Φ14/16 (9,62 cm²/m)

Κάτω οπλισμός: Φ14/10 (15,39 cm²/m)

Διατομή στην στήριξη

Διαμήκης οπλισμός

Άνω οπλισμός Φ20/8 (39,25 cm²/m)

Κάτω οπλισμός: Φ16/10 (20,10 cm²/m)

Εγκάρσιος οπλισμός

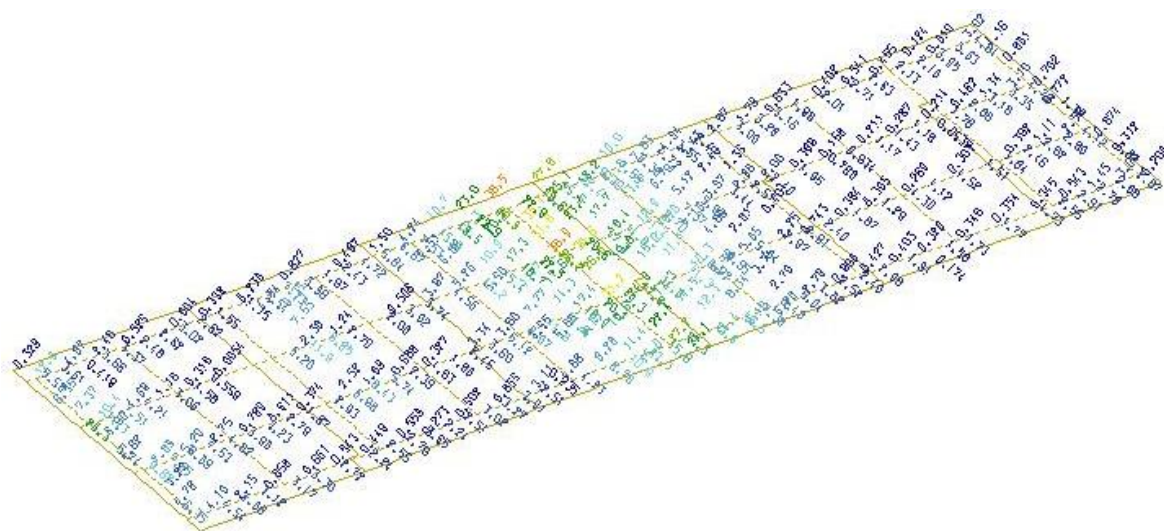
Άνω οπλισμός: Φ14/12 (12,82 cm²/m)

Κάτω οπλισμός: Φ20/15 (20,93 cm²/m)

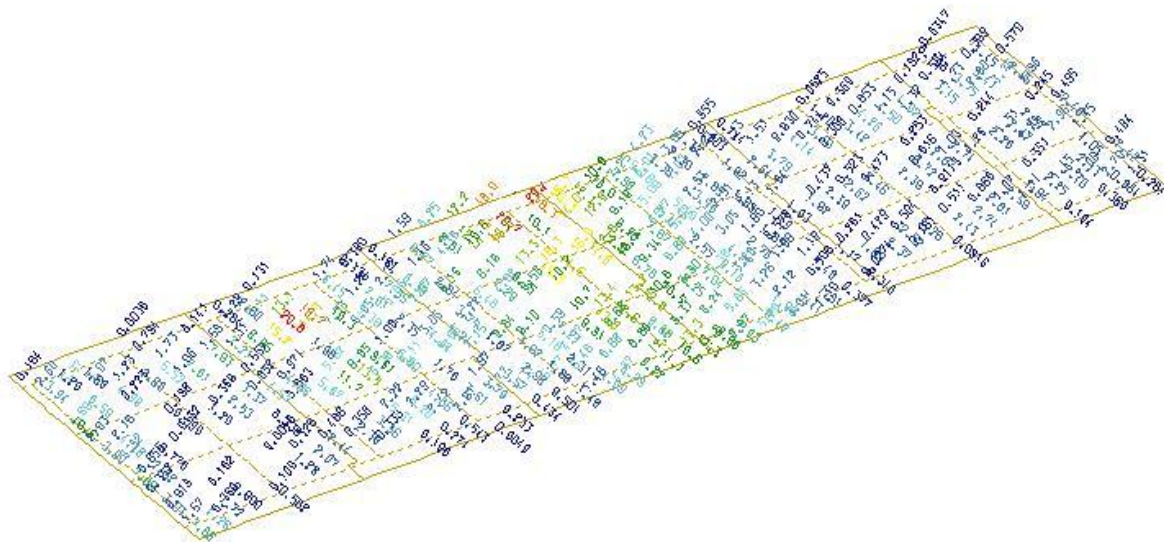
Εγκάρσιος οπλισμός

Άνω οπλισμός: Φ20/12 (26,17 cm²/m)

Κάτω οπλισμός: Φ20/15 (20,93 cm²/m)



Σχήμα 4.1: Κατανομή του απαιτούμενου άνω οπλισμού στην πλάκα καταστρώματος κατά τους άξονες x και y



Σχήμα 4.2: Κατανομή απαιτούμενου κάτω οπλισμού στην πλάκα καταστρώματος κατά τους άξονες x και y.

4.3 Έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

4.3.1 Έλεγχος αστοχίας σε κάμψη

Οι διατομές του φορέα μας σε πολλές θέσεις είναι κατηγορίας 3. Ο έλεγχος διατομών κατηγορίας 3 γίνεται σε επίπεδο τάσεων και όχι εντατικών μεγεθών, όπως στις διατομές κατηγορίας 1 ή 2. Ως κριτήριο ελέγχου χρησιμοποιείται η μη υπέρβαση της οριακής τάσης σε καμία ίνα της διατομής, με το οποίο εξασφαλίζεται η μη πλαστικοποίησής της. Για ταυτόχρονη επιρροή ορθών και διατμητικών τάσεων ελέγχεται η ισοδύναμη τάση σ_v von Mises.

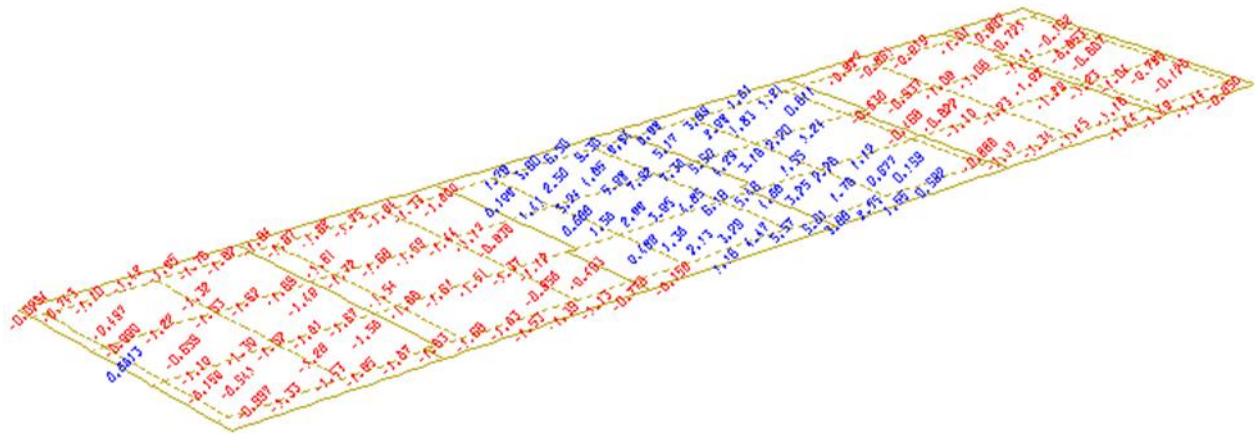
Οι έλεγχοι τάσεων που πρέπει να γίνουν δίνονται στον παρακάτω πίνακα

Πίνακας 4.1: Σχέσεις ελέγχου διατομών κατηγορίας 3

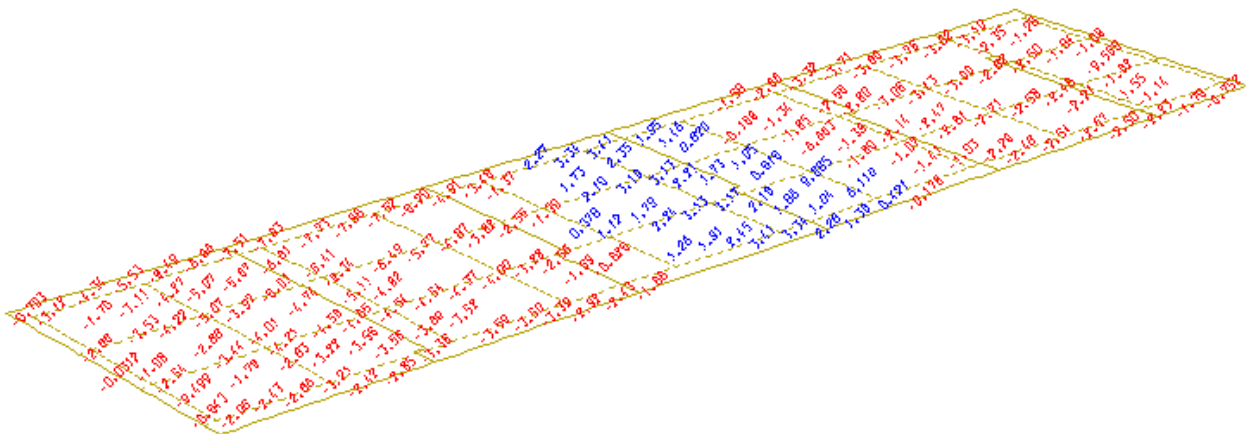
Υλικό	Τάσεις	Σχέσεις ελέγχου
Σκυρόδεμα	θλίψη	$\sigma_{c,Ed} \leq 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$
Δομικός χάλυβας	σ	$\sigma_{a,Ed} \leq f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = \frac{f_{yk}}{1,0}$
	τ	αν $\bar{\lambda}_w \leq 0,83 : \tau_{Ed} \leq \frac{\tau_{yk}}{\gamma_a}$ αν $\bar{\lambda}_w > 0,83 : \tau_{Ed} \leq \tau_{Rd}$

σ και τ	$\bar{\lambda}_w \leq 0,83: \sqrt{\left(\frac{\sigma_{Ed}}{f_{yd}}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{yk} / \gamma_a}\right)^2} \leq 1$ αν $\bar{\lambda}_w \leq 0,83: \sqrt{\left(\frac{\sigma_{Ed}}{f_{yd}}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}}\right)^2} \leq 1$ αν όπου: $\tau_{Rd} = \chi_v \cdot \tau_{yk} / \gamma_{Rd}$ ($\gamma_{Rd} = 1,1$)
Οπλισμός εφελκυσμός	$\sigma_{s,Ed} \leq f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s = f_{sk} / 1,15$

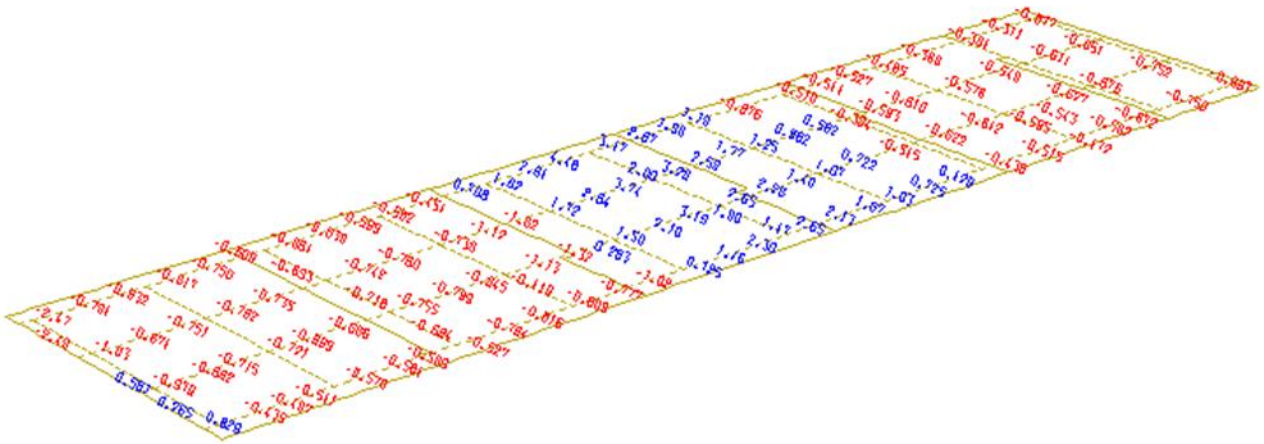
Στα παρακάτω σχήματα δίνεται η διακύμανση των μέγιστων και ελάχιστων ορθών τάσεων σ_x και σ_y στην πλάκα καταστρώματος, όπως προέκυψαν από το πρόγραμμα ανάλυσης.



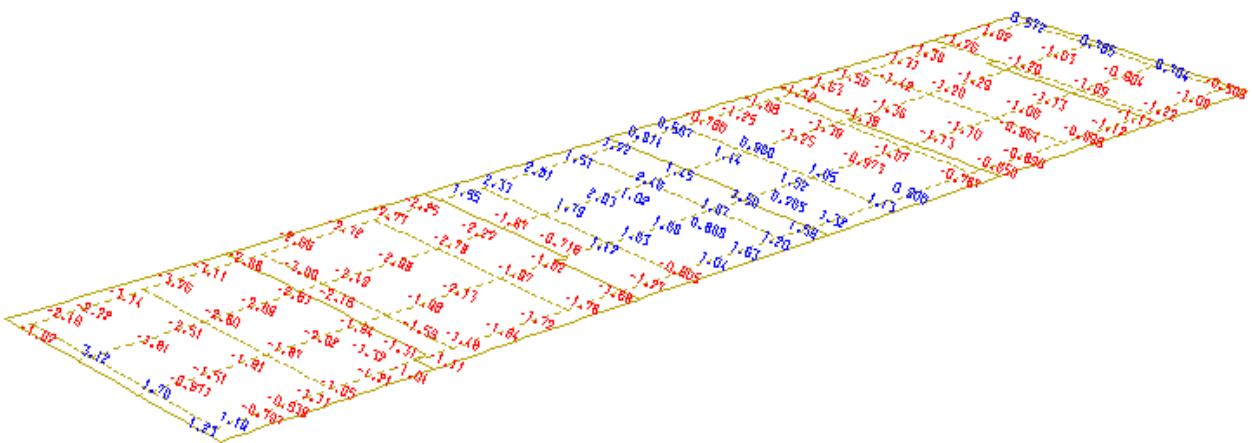
Σχήμα 4.3: Διακύμανση μέγιστων ορθών τάσεων της πλάκας καταστρώματος κατά τον άξονα x.



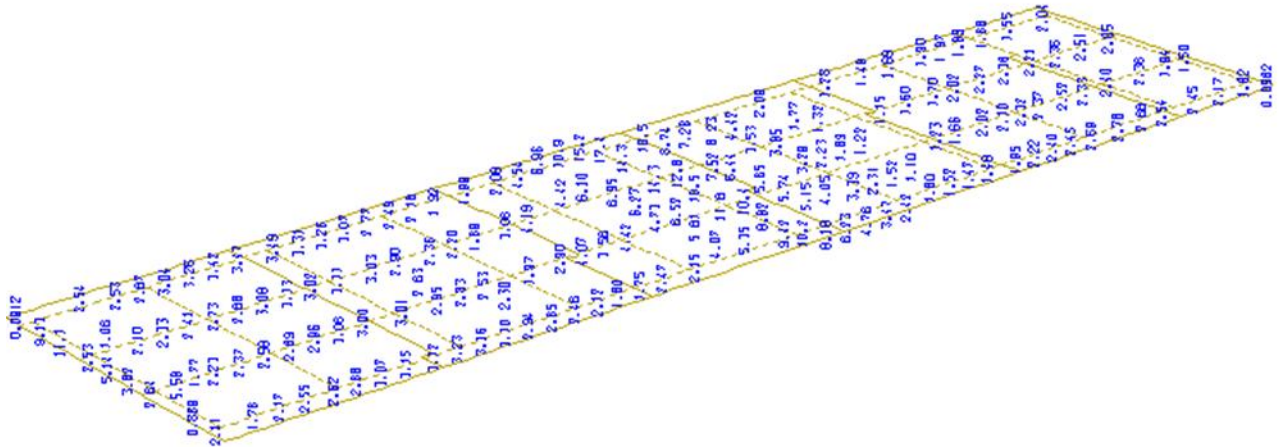
Σχήμα 4.4: Διακύμανση ελάχιστων ορθών τάσεων της πλάκας καταστρώματος κατά τον άξονα x.



Σχήμα 4.5: Διακύμανση μέγιστων ορθών τάσεων στην πλάκα καταστρώματος κατά τον άξονα y.



Σχήμα 4.6: Διακύμανση ελάχιστων ορθών τάσεων στην πλάκα καταστρώματος κατά τον άξονα y.

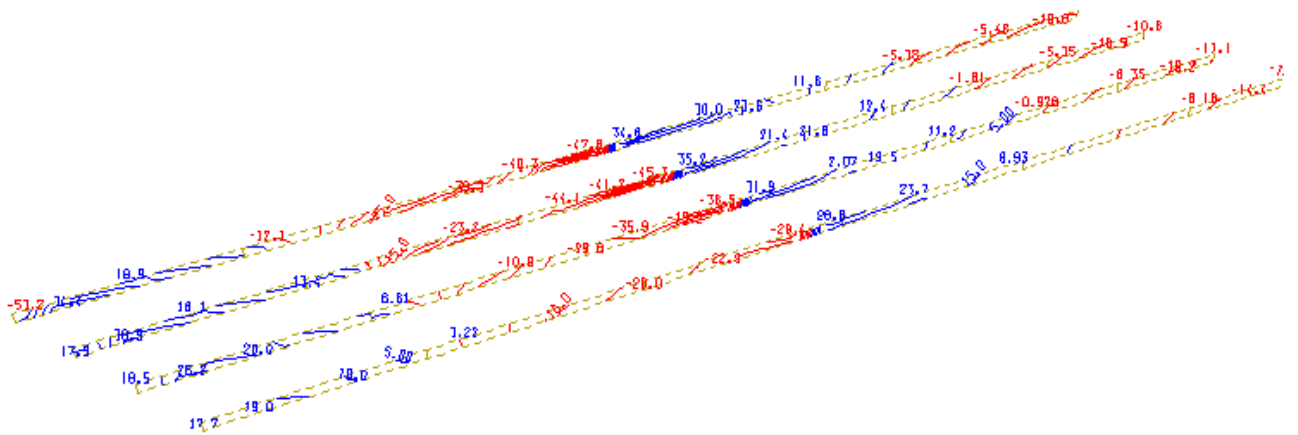


Σχήμα 4.7: Διακύμανση μέγιστων τάσεων von Mises στην πλάκα καταστρώματος

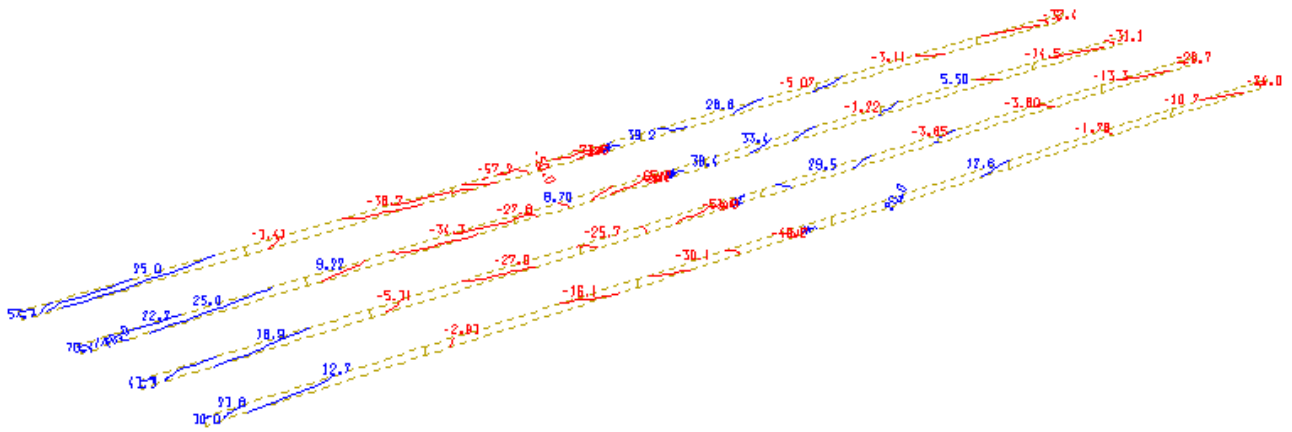
Στο παραπάνω σχήμα φαίνεται η μέγιστη τάση von Mises που ενεργεί στην πλάκα καταστρώματος, για την οποία ισχύει:

$$\sigma_v = 16,42 \text{MPa} < 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{30}{1,5} = 17 \text{MPa}$$

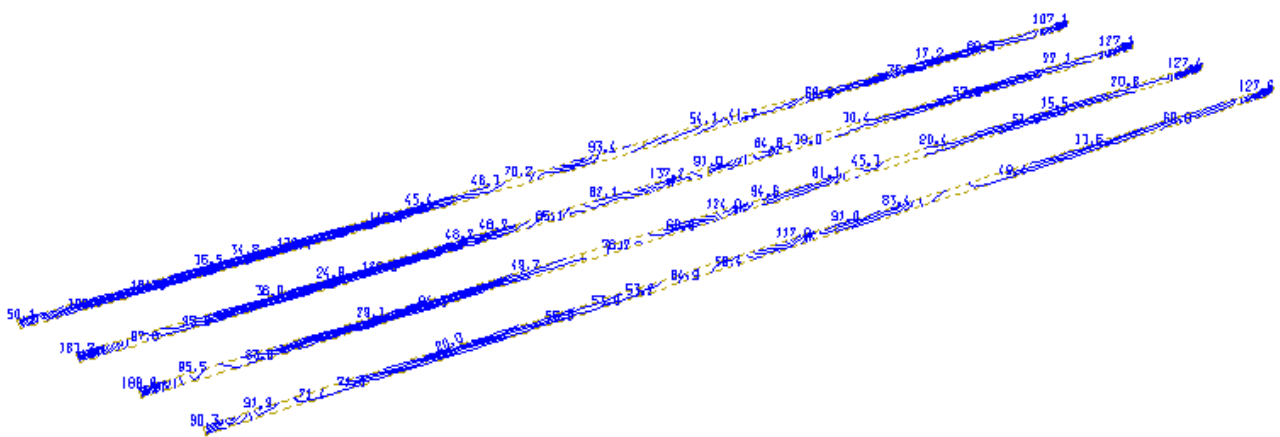
Επομένως ο έλεγχος ικανοποιείται και προχωρούμε στη παρουσίαση της κατανομής των διατμητικών τάσεων και τάσεων von Mises στους κορμούς των κύριων δοκών καθώς και των ορθών τάσεων στα κάτω πέλματα.



Σχήμα 4.8: Διακύμανση μέγιστων διατμητικών τάσεων στους κορμούς των κύριων δοκών



Σχήμα 4.9: Διακύμανση ελάχιστων διατμητικών τάσεων στους κορμούς των κύριων δοκών



Σχήμα 4.10: Διακύμανση μέγιστων τάσεων von Mises στους κορμούς των κύριων δοκών

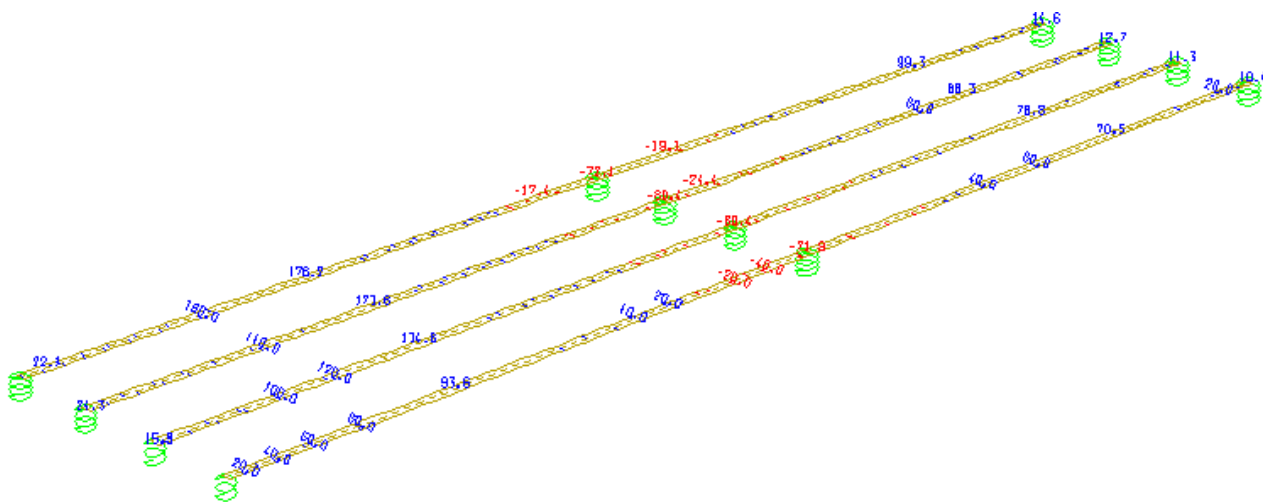
Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα κάνουμε τον έλεγχο της μέγιστης τάσης von Mises και της μέγιστης διατμητικής τάσης που επενεργούν στους κορμούς των κύριων δοκών, όπως φαίνεται στη συνέχεια:

$$\sigma_v = 188,83 \text{MPa} < \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{MPa}$$

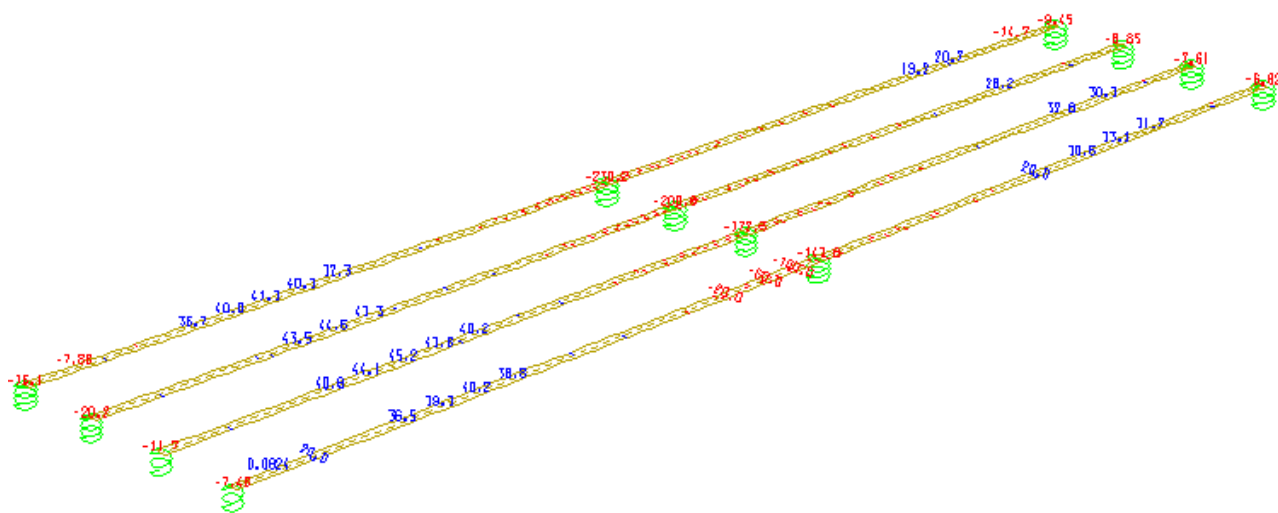
Είναι $\bar{\lambda}_w = 0,597 < 0,83$ οπότε:

$$\tau_{Ed} = 73,48 \text{MPa} < \frac{\tau_{yk}}{\gamma_a} = \frac{f_{yk}/\sqrt{3}}{1,0} = 204,96 \text{MPa}$$

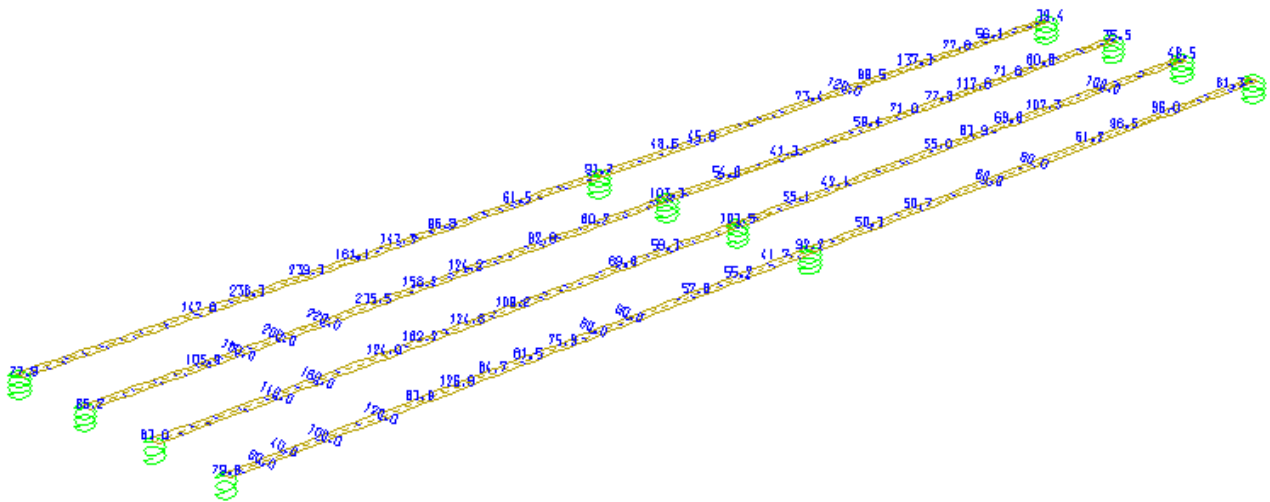
Και οι δύο έλεγχοι ικανοποιούνται, οπότε προχωράμε στην αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των τάσεων στα κάτω πέλματα των κύριων δοκών.



Σχήμα 4.11: Διακύμανση μέγιστων ορθών τάσεων στα κάτω πέλματα των κύριων δοκών



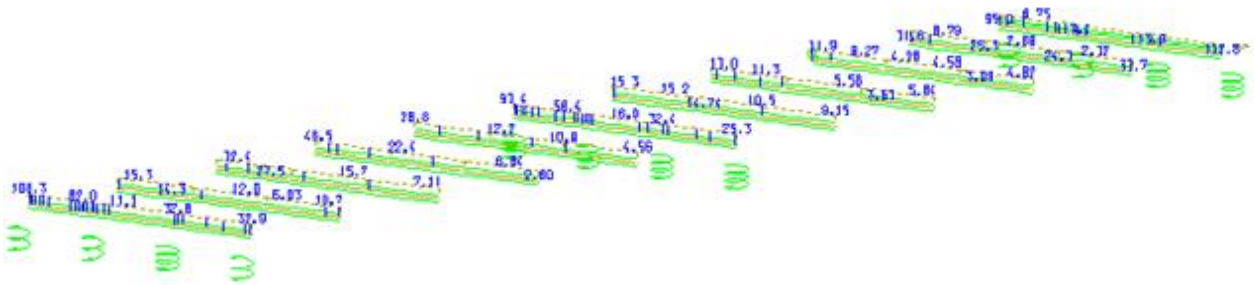
Σχήμα 4.12: Διακύμανση ελάχιστων ορθών τάσεων στα κάτω πέλματα των κύριων δοκών



Σχήμα 4.13: Διακύμανση μέγιστων τάσεων von Mises στα κάτω πέλματα των κύριων δοκών

Ο έλεγχος των τάσεων von Mises ικανοποιείται και στην περίπτωση των κάτω πελμάτων, όπως φαίνεται παρακάτω:

$$\sigma_v = 239,3MPa < \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = \frac{355}{1,0} = 355MPa$$



Σχήμα 4.14: Διακύμανση μέγιστων τάσεων von Mises στις διαδοκίδες

Τέλος, στο παραπάνω σχήμα φαίνεται η μέγιστη τάση von Mises που ενεργεί στις διαδοκίδες, για την οποία και πάλι ο έλεγχος ικανοποιείται:

$$\sigma_v = 113,94MPa < \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = \frac{355}{1,0} = 355MPa$$

4.3.2 Αντοχή πλακών σε κύρτωση

Το φαινόμενο της κύρτωσης είναι μια μορφή τοπικού λυγισμού η οποία εκδηλώνεται με τη δημιουργία ρυτιδώσεων ή πτυχώσεων των επίπεδων ελασμάτων, όταν υπάρξει υπέρβαση τάσεων σε κάποιο σημείο. Επομένως κρίνεται απαραίτητο, πέραν των υπολοίπων ελέγχων, να πραγματοποιείται και έλεγχος ευστάθειας των επιμέρους επίπεδων ελασμάτων που είναι συγκολλημένα ή κοχλιωμένα μεταξύ τους, προκειμένου να εξασφαλίζεται το ότι δε διατρέχουν κίνδυνο αστοχίας λόγω κύρτωσης. Σε σύμμικτες γέφυρες με κατάστρωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα εξετάζεται η κύρτωση του κορμού των κύριων δοκών. Η καταπόνηση σε αυτή προκύπτει ανάλογα με τη θέση του φανώματος είτε από καθαρά διατμητικές είτε από καθαρά ορθές τάσεις είτε από συνδυασμό αυτών.

4.3.2.1 Κύρτωση πλακών υπό θλίψη

Η κύρτωση των πλακών λόγω διαμήκων θλιπτικών τάσεων υπολογίζεται μέσω μιας ενεργού διατομής. Η ενεργός αυτή διατομή ορίζεται διαφορετικά ανάλογα με το εάν υπάρχουν ή όχι διαμήκεις νευρώσεις. Κατά τον έλεγχο, λοιπόν, εξετάζουμε χωριστά τα τμήματα-ελάσματα με και χωρίς διαμήκεις νευρώσεις.

ΕΝΕΡΓΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗ ΧΩΡΙΣ ΔΙΑΜΗΚΕΙΣ ΝΕΥΡΩΣΕΙΣ

Τα στοιχεία της ενεργού διατομής βασίζονται στις ενεργές επιφάνειες των θλιβόμενων στοιχείων και στις θέσεις τους μέσα στην πρώτη. Η ενεργός επιφάνεια $A_{c,eff}$ μιας πλάκας ή μέρους της πλάκας υπό θλίψη προκύπτει από τη σχέση:

$$A_{c,eff} = \rho A_c, \quad (4.1)$$

όπου A_c η ενεργός επιφάνεια όλων των στοιχείων που βρίσκονται πλήρως ή μερικώς στη θλιβόμενη ζώνη και ρ ο μειωτικός συντελεστής ο οποίος προκύπτει ως ακολούθως:

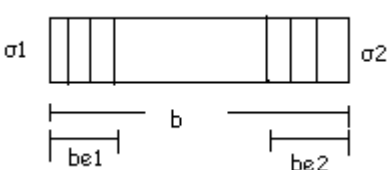
$$\rho = 1 \quad \text{για } \bar{\lambda}_p \leq 0,673, \quad (4.2)$$

$$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0,22) / \bar{\lambda}_p^2 \quad \text{για } \bar{\lambda}_p > 0,673, \quad (4.3)$$

$$\text{με } \bar{\lambda}_p = \left(\frac{f_y}{\sigma_{cr}} \right)^{0,5} = \frac{b_p / t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}}, \quad (4.4)$$

Οι ενεργές επιφάνειες επίπεδων θλιβόμενων στοιχείων προκύπτουν χρησιμοποιώντας τον Πίνακα 4.2 για εσωτερικά στοιχεία και για εξωτερικά στοιχεία.

Πίνακας 4.2: Συντελεστής κύρτωσης και ενεργά πλάτη για εσωτερικά και εξωτερικά στοιχεία υπό θλίψη

Κατανομή τάσεων (θλίψη θετική)	Ενεργό πλάτος b_{eff}
Εσωτερικά στοιχεία υπό θλίψη	
	$\psi = 1$ $b_{eff} = \rho b$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 b_{eff}$

		$1 > \psi \geq 0$ $beff = \rho b$ $be1 = 2 beff / (5 - \psi)$ $be2 = beff - be1$				
		$\psi < 0$ $beff = \rho bc = \rho b / (1 - \psi)$ $be1 = 0,4 beff$ $be2 = 0,6 beff$				
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -2$
Συντελ. κσ	4,0	$\frac{8,2}{1,05 + \psi}$	7,81	$\frac{7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2}{1}$	23,9	$5,98(1 - \psi^2)$
Εναλλακτικά, για $1 \geq \psi \geq -1$: $k\sigma = \frac{16}{\left[(1 + \psi)^2 + 0,112 \cdot (1 - \psi)^2 \right]^{0,5} + (1 + \psi)}$						
Εξωτερικά στοιχεία υπό θλίψη						
		$1 > \psi \geq 0$ $beff = \rho bc$				
		$\psi < 0$ $beff = \rho bc = \rho c / (1 - \psi)$				
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -1$		
Συντελ. κσ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$		
		$1 > \psi \geq 0$ $beff = \rho c$				
		$\psi < 0$ $beff = \rho bc = \rho c / (1 - \psi)$				
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	

Συντελ. κσ	0,43	$\frac{0,578}{0,34 + \psi}$	1,70	$1,7-5\psi+17,1\psi^2$	23,8
------------	------	-----------------------------	------	------------------------	------

ΕΝΕΡΓΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗ ΜΕ ΔΙΑΜΗΚΕΙΣ ΝΕΥΡΩΣΕΙΣ

Στην περίπτωση αυτή η ενεργός επιφάνεια (A_{eff}) μιας πλάκας ή μέρους της πλάκας υπό θλίψη προκύπτει από τη σχέση:

$$A_{eff} = \rho_c \cdot A_c, \quad (4.5)$$

όπου A_c η ενεργός επιφάνεια όλων των νευρώσεων και των επιμέρους φατνωμάτων που βρίσκονται πλήρως ή μερικώς μέσα στη θλιβόμενη ζώνη, και προκύπτει από τη σχέση:

$$A_c = A_{sl,eff} + \Sigma \rho_{pan} b_{c,pan} t, \quad (4.6)$$

όπου:

$A_{sl,eff}$ είναι η ενεργός διατομή όλων των διαμήκων νευρώσεων της θλιβόμενης ζώνης

$b_{c,pan}$ είναι το πλάτος του θλιβόμενου τμήματος κάθε επιμέρους φατνώματος

ρ_{pan} είναι ο μειωτικός συντελεστής για κάθε επιμέρους φάτνωμα, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η κύρτωση μεταξύ των νευρώσεων.

Στη συνέχεια γίνεται θεώρηση της πλάκας ως μίας ισοδύναμης ορθότροπης και προσδιορίζεται ο μειωτικός συντελεστής ρ_c για καθολική κύρτωση όλης της ισοδύναμης πλάκας, με βάση τη σχέση:

$$\rho_c = (\rho - \chi_c) \cdot \xi \cdot (2 - \xi) + \chi_c, \quad (4.7)$$

όπου:

χ_c ο μειωτικός συντελεστής για λυγισμό ενισχυμένης πλάκας

ρ ο μειωτικός συντελεστής κύρτωσης πλάκας

$$\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \text{ και } 0 < \xi < 1, \quad (4.8)$$

Αρχικά υπολογίζεται για κάθε θλιβόμενο στοιχείο η απομείωση του πλάτους λόγω κύρτωσης με βάση το συντελεστή ρ_{pan} και στη συνέχεια προσδιορίζεται ο μειωτικός συντελεστής για την ενεργό διατομή. Πιο συγκεκριμένα από τους πίνακες 4.2 και 4.3 προκύπτει ο συντελεστής κύρτωσης (K_σ) με βάση την τιμή του λόγου $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$. Στην περίπτωση των πελμάτων ο λόγος αυτός πρέπει να βασίζεται στα χαρακτηριστικά της πλήρους διατομής, μειωμένα στην περίπτωση που λαμβάνεται υπόψη και η επιρροή της διατμητικής υστέρησης.

Στη συνέχεια υπολογίζεται η ανηγμένη λυγηρότητα κάθε στοιχείου σύμφωνα με τη σχέση:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b_w / t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}, \quad (4.9)$$

και από αυτήν προκύπτει ο μειωτικός συντελεστής (ρ_{pan}) ως εξής:

$$\text{όταν } \bar{\lambda}_p \leq 0,673 \quad \rho_{pan} = 1, \quad (4.10)$$

$$\text{όταν } \bar{\lambda}_p > 0,673 \quad \rho_{pan} = \left(\bar{\lambda}_p - 0,22 \right) / \bar{\lambda}_p^2, \quad (4.11)$$

Προχωρώντας τη διαδικασία προσδιορίζονται τα στοιχεία της ενεργού διατομής, δηλαδή το ύψος ($b_{o\lambda}$), το εμβαδόν (A), η ροπή αδράνειας (I_{sl}) και το μήκος της (a_c). Εξαιτίας της ύπαρξης δύο μόνο διαμήκων νευρώσεων, η ενεργός αυτή διατομή ταυτίζεται

με τη διατομή ενός ιδεατού υποστυλώματος, αποτελούμενου από τις πλήρεις διατομές των ενισχύσεων, από το μισό του πλήρως θλιβόμενου και από το 1/3 του μερικώς θλιβόμενου γειτονικού τμήματος, δηλαδή:

$$b_{o\lambda} = \frac{b_2}{2} + \frac{b_c}{3}, \quad (4.12)$$

$$\text{Το μήκος του είναι: } a_c = 4,33 \cdot \left[\frac{I_{sl} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}{t^3 \cdot b} \right]^{0,25}, \quad (4.13)$$

όπου: b_1, b_2 οι αποστάσεις των διαμήκων νευρώσεων από τα άκρα

Υπολογίζεται, ακόμα, η κρίσιμη τάση του από τη σχέση:

$$\sigma_{cr,p} = \frac{1,05 \cdot E \cdot \sqrt{I_{sl} \cdot t^3 \cdot b}}{A \cdot b_1 \cdot b_2}, \quad \text{για } \alpha > \alpha_c, \quad (4.14)$$

$$\sigma_{cr,p} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sl}}{A \cdot a^2} + \frac{E \cdot t^3 \cdot b \cdot a^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot A \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}, \quad \text{για } \alpha \leq \alpha_c, \quad (4.15)$$

Η λυγηρότητα των στοιχείων της πλάκας του ιδεατού υποστυλώματος βρίσκεται ως εξής:

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \cdot \sqrt{\sigma_{com,Ed} \cdot f_y}, \quad (4.16)$$

όπου: $\sigma_{com,Ed}$ η μέγιστη θλιπτική τάση σχεδιασμού στο στοιχείο, προσδιοριζόμενη χρησιμοποιώντας ενεργές επιφάνειες για όλα τα θλιβόμενα στοιχεία

$$\text{και } \bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\beta_A \cdot f_y}{\sigma_{cr,p}}} \quad \text{με } \beta_A \text{ ο λόγος μεταξύ ενεργού και πλήρους επιφάνειας}$$

θλιβόμενου τμήματος της ενισχυμένης πλάκας

Με την εύρεση της ανηγμένης λυγηρότητας της ενεργού διατομής και κατ' αντιστοιχία με τις εξ. (4.11) και (4.12) ορίζεται ο μειωτικός συντελεστής για κύρτωση (ρ).

Ο μειωτικός συντελεστής για λυγισμό της θλιβόμενης ζώνης του κορμού προσδιορίζεται βρίσκοντας, αρχικά, την ελαστική κρίσιμη τάση λυγισμού ως εξής:

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{A \cdot a^2}, \quad (4.17)$$

όπου: A η επιφάνεια του θλιβόμενου τμήματος του κορμού, συμπεριλαμβανομένων των διαμήκων ενισχύσεων

I_x η ροπή αδράνειας του ως προς κεντροβαρικό άξονα παράλληλο κατά τη διαμήκη έννοια

Στη συνέχεια, υπολογίζονται η ακτίνα αδρανείας και ο συντελεστής ατελειών σύμφωνα με τις σχέσεις:

$$i = \sqrt{\frac{I_x}{A}}, \quad (4.18)$$

$$a_e = a_o + \frac{0,09}{i/e}, \quad (4.19)$$

όπου: $a_o = 0,34$ για νευρώσεις με κοίλη διατομή
 $a_o = 0,49$ για νευρώσεις με ανοικτή διατομή

Η ανηγμένη λυγηρότητα, συνεπώς, της ισοδύναμης πλάκας λαμβάνεται ίση με:

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta_A \cdot f_y}{\sigma_{cr,c}}}, \quad (4.20)$$

Ορίζεται, ακόμα, η παράμετρος Φ ως εξής:

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_e \cdot (\bar{\lambda}_c - 0,2) + \bar{\lambda}_c^2 \right], \quad (4.21)$$

Και, τέλος, ο μειωτικός συντελεστής λόγω λυγισμού (χ_c) προκύπτει ίσος με:

$$\chi_c = \frac{1}{\Phi + \left(\Phi^2 - \bar{\lambda}_c^2 \right)^{0,5}}, \quad (4.22)$$

Κύρτωση πλακών υπό διάτμηση

Πλάκες με b_w/t μεγαλύτερο από $72\varepsilon/\eta$ για μη ενισχυμένο κορμό, ή $31\varepsilon\sqrt{k_\varepsilon}/n$ για ενισχυμένο κορμό, πρέπει να ελέγχονται για αντοχή σε κύρτωση και πρέπει να τοποθετούνται εγκάρσιες νευρώσεις στις στηρίξεις.

Η αντοχή σε κύρτωση για διατομές με ή χωρίς νευρώσεις εξαρτάται από τη συνεισφορά των στοιχείων της, δηλαδή του κορμού και των πελμάτων, σε αυτή, όπως φαίνεται και από την παρακάτω εξίσωση προσδιορισμού της:

$$V_{crd} = \chi_v \cdot f_{ywd} \cdot b \cdot t / \sqrt{3}, \quad (4.23)$$

όπου: $\chi_v = \chi_w + \chi_f$ η συνολική συνεισφορά, λόγω κορμού και πελμάτων αντίστοιχα.

Ωστόσο, χάριν απλότητας, η συνεισφορά των πελμάτων μπορεί να αμελείται.

Ο υπολογισμός της συνεισφοράς του κορμού απαιτεί, αρχικά, τον προσδιορισμό της ανηγμένης λυγηρότητας. Ο τρόπος αυτός διαφέρει ανάλογα με το εάν υπάρχουν και σε ποιες θέσεις εγκάρσιες και διαμήκεις νευρώσεις. Διακρίνονται, λοιπόν, οι εξής περιπτώσεις:

Για κορμούς με εγκάρσιες νευρώσεις στις στηρίξεις μόνον, η ανηγμένη λυγηρότητα προκύπτει:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{b_w}{86,4 \cdot t \cdot \varepsilon}, \quad (4.24)$$

Για κορμούς με εγκάρσιες νευρώσεις στις στηρίξεις και ενδιάμεσες εγκάρσιες και/ή διαμήκεις νευρώσεις, η ανηγμένη λυγηρότητα ορίζεται:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{b_w}{37,4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}}, \quad (4.25)$$

αλλά για κορμούς με διαμήκεις νευρώσεις η τελευταία έχει ελάχιστη τιμή:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{b_{w1}}{37,4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\tau 1}}}, \quad (4.26)$$

όπου: b_w το ύψος του κορμού

b_{w1} το πλάτος του μεγαλύτερου επιμέρους φατνώματος

k_τ ο μικρότερος συντελεστής κύρτωσης για το φάνωμα του κορμού που περιβάλεται από άκαμπτες στηρίξεις (πέλματα ή εγκάρσιες ενισχύσεις), που ορίζεται ως εξής:

$$\text{Για } a/b_w \geq 1 \quad k_\tau = 5,34 + 4,00 \cdot (b_w / a)^2 + k_{\tau 1}, \quad (4.27)$$

$$\text{Για } a/b_w < 1 \quad k_\tau = 4,00 + 5,34 \cdot (a/b_w)^2 + k_{\tau t}, \quad (4.28)$$

$$\text{με } k_{\tau t} = 9 \cdot \left[\frac{b_w}{a} \right]^2 \cdot \left[\frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w} \right]^{\frac{3}{4}} > \frac{2,1}{t} \cdot \left[\frac{I_{sl}}{b_w} \right]^{\frac{1}{3}}, \quad (4.29)$$

όπου a η απόσταση μεταξύ των εγκάρσιων νευρώσεων και b η ροπή αδράνειας της διαμήκους νευρώσης ως προς τον άξονα z-z

Η συνεισφορά του κορμού σε αντοχή σε κύρτωση, τέλος, προσδιορίζεται από τον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 4.3: Συνεισφορά χ_w του κορμού στην αντοχή σε κύρτωση

$\bar{\lambda}_w$	χ_w^w άκαμπτη ακραία νεύρωση	χ_w^w μη άκαμπτη ακραία νεύρωση
$< 0,83/n$	n	n
$0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
n=1,20γM1/γM0 για S235, S275 και S355 n=1,05γM1/γM0 για S420 και S460		

Στους ελέγχους, συνεπώς, που πραγματοποιούνται στην οριακή κατάσταση αστοχίας, πρέπει να συνυπολογίζονται οι ακόλουθες επιδράσεις:

- Διαμήκεις τάσεις $\sigma_{x,Ed}$, λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή της διατμητικής υστέρησης και της κύρτωσης των ελασμάτων
- Εγκάρσιες τάσεις $\sigma_{z,Ed}$, λαμβάνοντας υπόψη την κατανομή τους και την κύρτωση των ελασμάτων
- Διατμητικές τάσεις τ_{Ed} , λαμβάνοντας υπόψη την κύρτωση των ελασμάτων
- Συνδυασμένες δράσεις των παραπάνω, όταν επενεργούν ταυτόχρονα στην ίδια διατομή

Ο έλεγχος για κάθε μεμονωμένη επίδραση γίνεται με τις ακόλουθες σχέσεις:

$$n_1 = \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_{yd}} = \frac{N_{sd}}{f_{yd} \cdot A_{eff}} + \frac{M_{sd} + N_{sd} \cdot e_N}{f_{yd} \cdot W_{eff}} \leq 1,0, \quad (4.30)$$

$$n_2 = \frac{\sigma_{z,Ed}}{f_{ywd}} = \frac{F_{sd}}{f_{ywd} \cdot L_{eff} \cdot t} \leq 1, \quad (4.31)$$

$$n_3 = \frac{\tau_{Ed} \cdot \sqrt{3}}{\chi_V \cdot f_{ywd}} = \frac{V_{sd} \cdot \sqrt{3}}{\chi_V \cdot f_{ywd} \cdot b \cdot t} \leq 1,0, \quad (4.32)$$

Όπου A_{eff} η ενεργός επιφάνεια της διατομής
 b το πλάτος του ελάσματος
 e_N η μετατόπιση (εκκεντρότητα) του ουδέτερου άξονα σε σχέση με τον κεντροβαρικό άξονα της πλήρους

F_{sd} η εγκάρσια δύναμη σχεδιασμού

f_{yd} η αντοχή διαρροής σχεδιασμού f_y/γ_m

L_{eff} το ενεργό μήκος για τον έλεγχο αντοχής σε εγκάρσιες δυνάμεις

M_{sd}	η καμπτική ροπή σχεδιασμού
N_{sd}	η αξονική δύναμη σχεδιασμού
t	το πάχος του ελάσματος
V_{sd}	η τέμνουσα σχεδιασμού
W_{eff}	η ενεργός ροπή αντίστασης
χ_v	συντελεστής αντοχής για αντοχή σε τέμνουσα

Οι έλεγχοι για αλληλεπιδράσεις των παραπάνω είναι οι εξής:

Έλεγχος αλληλεπίδρασης μεταξύ τέμνουσας, καμπτικής ροπής και αξονικής δύναμης

Ο έλεγχος αυτός πραγματοποιείται όταν το n_3 ξεπερνά την τιμή 0,5, οπότε και χρειάζεται να μειωθεί η αντοχή σχεδιασμού σε καμπτική ροπή και αξονική δύναμη. Η συνδυασμένη επενέργεια κάμψης και τέμνουσας στον κορμό ενός I ή μιας κλειστής διατομής πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$n_1 + \left[1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right] \cdot [2 \cdot n_3 - 1]^2 \leq 1,0, \quad (4.33)$$

όπου $M_{f,Rd}$ η πλαστική ροπή αντοχής σχεδιασμού μιας διατομής λαμβάνοντας υπόψη μόνο τα πέλματα

$M_{pl,Rd}$ η πλαστική ροπή αντοχής σχεδιασμού της διατομής, ανεξάρτητα από την κατηγορία της διατομής

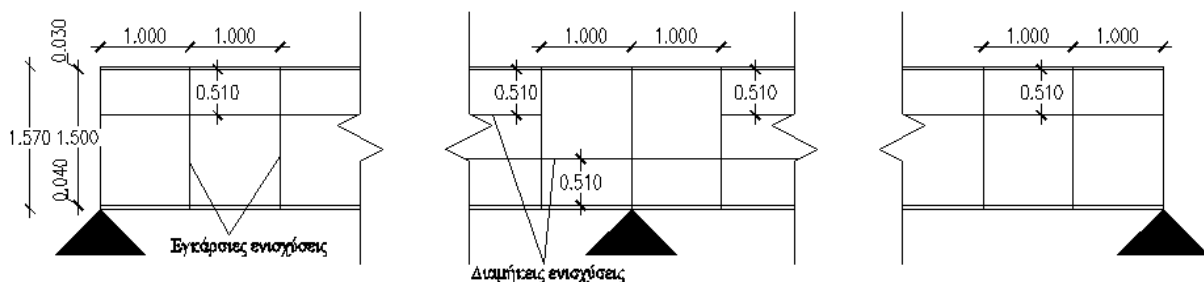
Έλεγχος αλληλεπίδρασης μεταξύ εγκάρσιας δύναμης, καμπτικής ροπής και αξονικής δύναμης

Εάν η δοκός υπόκειται σε συγκεντρωμένη εγκάρσια δύναμη σε συνδυασμό με καμπτική ροπή και αξονική δύναμη, θα πρέπει να ικανοποιείται και η σχέση:

$$n_2 + 0,8 \cdot n_1 \leq 1,4, \quad (4.34)$$

Τοποθετούμενες ενισχύσεις και οι απαιτήσεις τους

Στο φορέα τοποθετούνται εγκάρσιες και διαμήκεις νευρώσεις, οι οποίες θα πρέπει να ικανοποιούν ορισμένες απαιτήσεις. Οι εγκάρσιες νευρώσεις έχουν πάχος 20 mm, πλάτος 200 mm και ύψος 1500 mm, ενώ τοποθετούνται εκατέρωθεν του κορμού στις περιοχές των ακραίων και ενδιάμεσων στηρίξεων με μεταξύ τους απόσταση 1,0 m. Οι διαμήκεις νευρώσεις, με πάχος 20 mm και πλάτος 150 mm, απέχουν 0,50 m από τα εκάστοτε θλιβόμενα πέλματα των κύριων δοκών. Οι θέσεις όλων των νευρώσεων παρουσιάζονται στο επόμενο σχήμα:



Σχήμα 4.15: Τοποθετούμενες εγκάρσιες και διαμήκεις ενισχύσεις

Κάθε άκαμπτη νεύρωση από επίπεδες ράβδους πρέπει να έχει διατομή τουλάχιστον ίση με $4h_w t^2/e$, όπου e είναι η απόσταση μεταξύ των νευρώσεων με $e > 0,1h_w$ και να έχει ροπή αδράνειας (I_{st}) μεγαλύτερη ή ίση από:

$$\min I_{st} = \frac{\sigma_m}{E} \cdot \left(\frac{b}{\pi}\right)^4 \cdot \left[1 + w_0 \cdot \frac{300}{b} \cdot u\right], \quad (4.35)$$

όπου
$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c} \cdot N_{sd}}{\sigma_{cr,p} \cdot b} \cdot \left[\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2}\right], \quad (4.36)$$

$$u = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot e_{max}}{f_{yd} \cdot 300 \cdot b} \geq 1,0, \quad (4.37)$$

$$w_0 = \frac{s}{300}, \quad (4.38)$$

με e_{max} η απόσταση της ακραίας ίνας της νεύρωσης από τον κεντροβαρικό άξονα της νεύρωσης

N_{sd} η μεγαλύτερη θλιπτική δύναμη σχεδιασμού των γειτονικών φατνωμάτων
 s το μικρότερο από τα a_1, a_2 και b

Για τις ενδιάμεσες εγκάρσιες νευρώσεις θα πρέπει, επιπλέον, να ισχύει για τη ροπή αδράνειας:

$$I_{st} \geq 1,5 \cdot h_w^3 \cdot t^3 / a^2, \quad \text{αν } a/h_w < \sqrt{2}, \quad (4.39)$$

$$I_{st} \geq 0,75 \cdot h_w \cdot t^3, \quad \text{αν } a/h_w \geq \sqrt{2}, \quad (4.40)$$

Οι διαμήκεις νευρώσεις με ανοικτές διατομές θα πρέπει, προκειμένου να αποφευχθεί ο στρεπτικός λυγισμός τους, να πληρούν μία από τις παρακάτω δύο προϋποθέσεις:

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 11,0 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad \text{ή} \quad \frac{I_T}{I_p} \geq 5,3 \cdot \frac{f_y}{E}, \quad (4.41)$$

όπου: b το πλάτος της πλάκας μεταξύ των νευρώσεων

t το πάχος της πλάκας μεταξύ των νευρώσεων

I_p η πολική ροπή αδράνειας της επιφάνειας της νεύρωσης μόνον, περί τον άξονα επαφής με την πλάκα

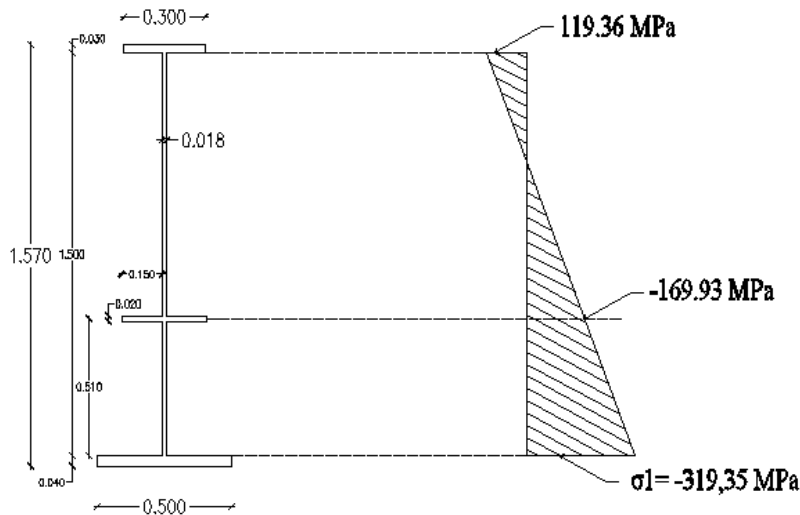
I_T η σταθερά στρέψης κατά St. Venant της νεύρωσης μόνον

4.3.2.2 Έλεγχος Κύρτωσης

-Γεωμετρικά στοιχεία πλήρους διατομής

$$A_{gross} = 50 \cdot 4 + 150 \cdot 1,8 + 30 \cdot 3 + 2 \cdot 15 \cdot 2 = 620 \text{ cm}^2$$

Για τον έλεγχο του κορμού σε κύρτωση είναι απαραίτητο να διατίθενται η κατανομή των τάσεων στην εξεταζόμενη διατομή, προκειμένου να προσδιορίζονται τα θλιβόμενα στοιχεία. Το διάγραμμα των τάσεων δίνεται παρακάτω:



Σχήμα 4.16: Διάγραμμα κατανομής τάσεων στον κορμό της δυσμενέστερης κύριας δοκού στη θέση της ενδιάμεσης στήριξης

-Ενεργά πλάτη επιμέρους πλακοειδών στοιχείων

Ο υπολογισμός γίνεται για το θλιβόμενο πέλμα και τα επιμέρους φατνώματα του κορμού, θεωρώντας τις νευρώσεις ως πλήρως άκαμπτες.

Θλιβόμενο κάτω πέλμα

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/355} = 0,81$$

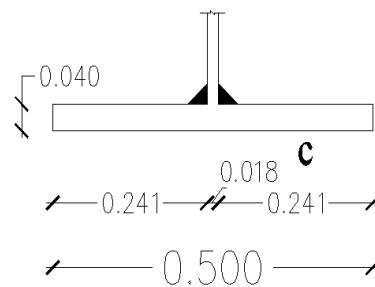
$$b_0 = 500 \text{ mm}$$

$$L_e = 0,25(L_1 + L_2) = 12500 \text{ mm}$$

Είναι $b_0 = 500 \text{ mm} < L_e / 20 = 625 \text{ mm}$,
 άρα δε χρειάζεται απομείωση λόγω
 διατμητικής υστέρησης.

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w) / 2 - 3\sqrt{2}}{t_f} = \frac{(500 - 18) / 2 - 3\sqrt{2}}{40} = 5,91 < 9\varepsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,29$$

Άρα το κάτω πέλμα είναι κατηγορίας 1 και δε χρειάζεται μείωση του πλάτους λόγω κύρτωσης.



Κάτω φάτνωμα κορμού

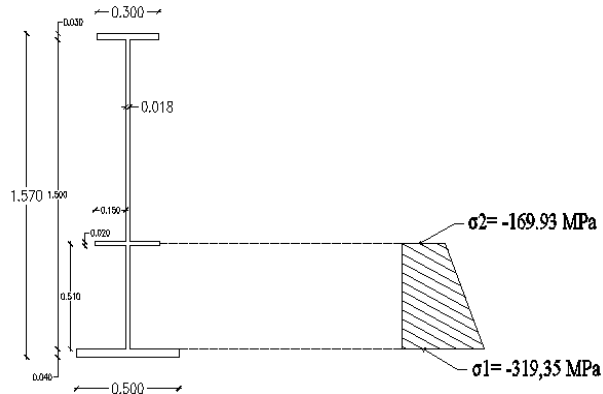
$$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = 169,93 / 319,35 = 0,532$$

Είναι $0 < \psi < 1$, οπότε ο συντελεστής κύρτωσης είναι ίσος με:

$$K_\sigma = \frac{8,2}{1,05 + \psi} = \frac{8,2}{1,05 + 0,532} = 5,18$$

Από την εξ.(4.9) λαμβάνεται:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{(510 - 3\sqrt{2}) / 18}{28,4 \cdot 0,81 \cdot \sqrt{5,18}} = 0,537 < 0,673$$



Άρα ο μειωτικός συντελεστής είναι $\rho = 1$, δηλαδή δεν απαιτείται μείωση του πλάτους του φατνώματος.

Διαμήκης ενίσχυση

Για τις δύο ενισχύσεις εκατέρωθεν του κορμού ισχύει:

$$\sigma_1 = \sigma_2 \Rightarrow \psi = 1$$

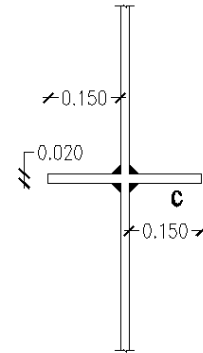
Από τον πίνακα 4.2 για εξωτερικά στοιχεία υπό θλίψη και για $\psi = 1$, ο συντελεστής κύρτωσης προκύπτει:

$$K_\sigma = 0,43$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150 - 3\sqrt{2}}{20} = 7,29 \leq 9\varepsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,29, \text{ άρα είναι κατηγορίας}$$

1 και δε χρειάζεται μείωση του πλάτους της.

$$\bar{\lambda}_p = \frac{(150 - 3\sqrt{2}) / 20}{28,4 \cdot 0,81 \cdot \sqrt{0,43}} = 0,483 < 0,673$$



Άρα ο μειωτικός συντελεστής είναι $\rho = 1$, δηλαδή δεν απαιτείται μείωση του πλάτους του φατνώματος.

Ενδιάμεσο φάτνωμα κορμού

Στο φάτνωμα αυτό από τη διαμήκη ενίσχυση μέχρι και λίγο μετά το τέλος της θλιβόμενης ζώνης ισχύει:

$$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = -10 / 169,93 = -0,059 < 0$$

Άρα ο συντελεστής κύρτωσης με βάση τον πίνακα 4.4 για εσωτερικά στοιχεία υπό θλίψη προκύπτει ίσος με:

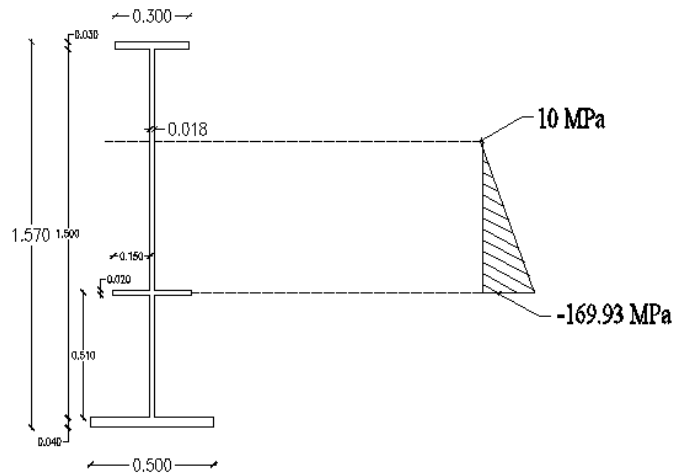
$$K_\sigma = 7,81 - 6,29 \cdot \psi + 9,78 \cdot \psi^2 = 7,81 - 6,29 \cdot (-0,059) + 9,78 \cdot (-0,059)^2 = 8,22$$

$$\frac{b_p}{t} = \frac{614 - 10 - 3\sqrt{2}}{18} = 33,32$$

$$\text{Από την εξ.(4.9) προκύπτει: } \bar{\lambda}_p = \frac{33,32}{28,4 \cdot 0,81 \cdot \sqrt{8,22}} = 0,505 < 0,673$$

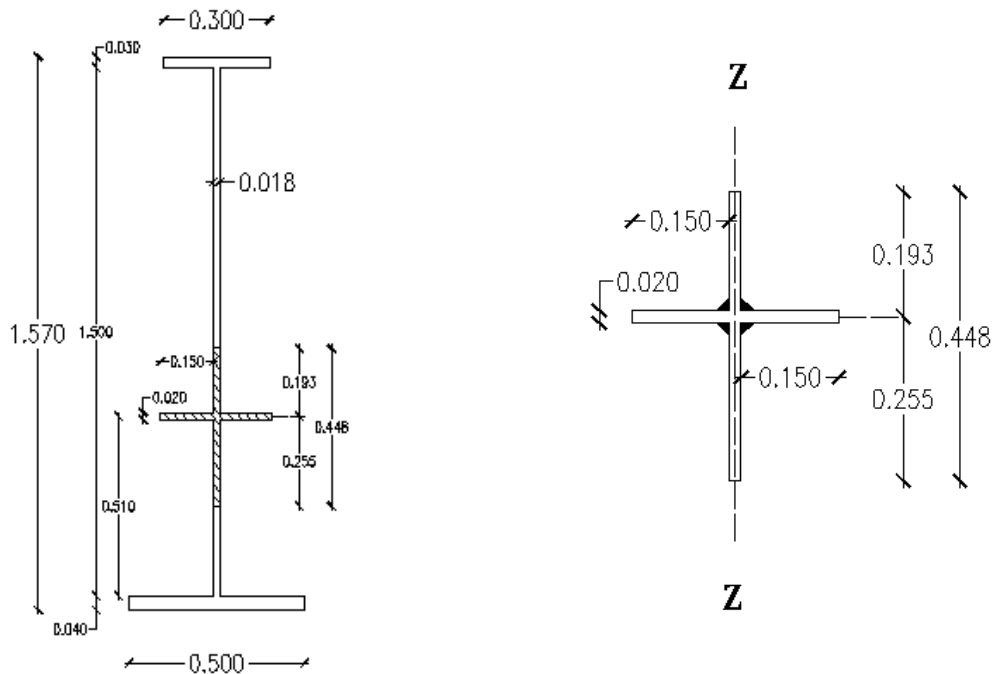
άρα ο μειωτικός συντελεστής είναι $\rho = 1$ και το ενεργό πλάτος του φατνώματος είναι:

$$b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot \frac{\bar{b}}{1 - \psi} = 1 \cdot \frac{614}{1 + 0,059} = 579,79mm \cong 580mm$$



-Ενεργός διατομή

Η ενεργός διατομή θα προσδιοριστεί εξετάζοντας για τον ενισχυμένο κορμό την παραμορφωσιμότητα των ενισχύσεων, οι οποίες μαζί με ένα συνεργαζόμενο τμήμα του κορμού, ελέγχονται σε καθολικό λυγισμό, με μήκος λυγισμού την απόσταση των εγκάρσιων ενισχύσεων. Για τον καθολικό λυγισμό θα προσδιοριστεί η διατομή του ιδεατού υποστυλώματος. Η διατομή αυτή θα αποτελείται από τη διατομή της ενίσχυσης και τα γειτονικά τμήματα του κορμού. Για το άνω φάνωμα αυτό αντιστοιχεί στο μισό πλάτος, ενώ για το ενδιάμεσο φάνωμα στο 1/3 του πλάτους, καθώς ένα τμήμα του φανώματος αυτού εφελκύεται.



Σχήμα 4.17: Διατομή ιδεατού υποστυλώματος

$$b_{oi} = \frac{b_c}{3} + \frac{b_2}{2} = \frac{580}{3} + \frac{510}{2} = 448,3mm$$

$$A = b_{ολ} \cdot t_w + 2 \cdot b_{εν} \cdot t_{εν} = 44,83 \cdot 1,8 + 2 \cdot 15 \cdot 2 = 140,69 \text{ cm}^2$$

Η ροπή αδράνειας της πλήρους επιφάνειας του ιδεατού υποστυλώματος περί τον άξονα που διέρχεται από το κέντρο βάρους και παράλληλα στο επίπεδο της ενισχυμένης πλάκας, υπολογίζεται ως εξής:

$$I_{st} = I_z = I_{κ} + I_{εν} = 5380,39 \text{ cm}^4$$

Το μήκος του σύμφωνα με την εξ.(4.13) είναι:

$$\alpha_c = 4,33 \cdot \left[\frac{I_{st} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}{t^3 \cdot b} \right] = 4,33 \cdot \left[\frac{5380,39 \cdot 51^2 \cdot 99^2}{1,8^3 \cdot 150} \right] = 484,53 \text{ cm}$$

Η απόσταση μεταξύ των εγκάρσιων ενισχύσεων είναι μικρότερη από το μήκος του ιδεατού υποστυλώματος ($a = 100 \text{ cm} < a_c = 484,53 \text{ cm}$), άρα σύμφωνα με την εξ.(4.15):

$$\sigma_{cr,p} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 5380,39}{140,69 \cdot 100^2} + \frac{2,1 \cdot 10^4 \cdot 150 \cdot 100^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot (1 - 0,3^2) \cdot 140,69 \cdot 51^2 \cdot 99^2} = 749,05 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{eff} = A \text{ επομένως: } \beta_A = A_{eff} / A = 1$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα της ισοδύναμης πλάκας προκύπτει ίση με:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\beta_A \cdot f_y}{\sigma_{cr,p}}} = \sqrt{\frac{1 \cdot 35,5}{749,05}} = 0,211 < 0,673$$

Η μέγιστη θλιπτική τάση στο ιδεατό υποστυλώμα είναι:

$$\sigma_{com,Ed} = (255 + 580) / (1500 - 1090) \cdot f_{yd} = 2,04 \cdot f_{yd}$$

Άρα η λυγηρότητα των στοιχείων της πλάκας του ιδεατού υποστυλώματος προκύπτει:

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_{yd}}} = 0,211 \cdot \sqrt{\frac{2,04 \cdot f_{yd}}{f_{yd}}} = 0,301 < 0,673$$

Επομένως ο μειωτικός συντελεστής προκύπτει $\rho=1$, και ολόκληρη η διατομή του ιδεατού υποστυλώματος είναι ενεργή.

-Μειωτικός συντελεστής για λυγισμό υποστυλώματος

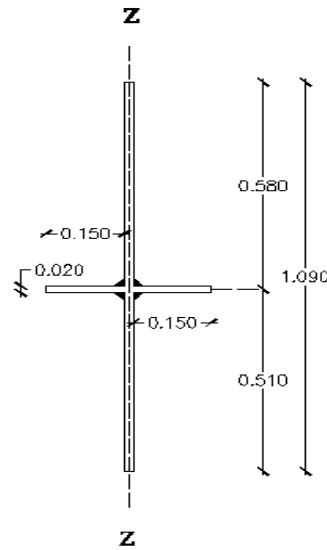
$$A = 109 \cdot 1,8 + 2 \cdot 15 \cdot 2 = 256,2 \text{ cm}^2$$

Η ροπή αδράνειας της πλήρους διατομής για κάμψη του θλιβόμενου πέλματος της ενισχυμένης πλάκας, κατά τη διαμήκη έννοια είναι:

$$I_x = I_k + I_{\varepsilon\nu} = 5411,574 \text{ cm}^4$$

και η αντίστοιχη ακτίνα αδράνειας:

$$i = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{5411,574}{256,2}} = 4,60 \text{ cm}$$



Ο συντελεστής ατελειών για άξονα νεύρωσης και άξονα ενισχυμένης πλάκας που ταυτίζονται με τον κεντροβαρικό άξονα της διατομής, προκύπτει από την εξ.(4.19) :

$$a_e = a_0 = 0,49$$

Η ελαστική κρίσιμη τάση λυγισμού υποστυλώματος προκύπτει από την εξ.(4.17) ως εξής:

$$\sigma_{cr,p} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 5411,574}{256,2 \cdot 100^2} = 437,79 \text{ kN/cm}^2$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα της ισοδύναμης πλάκας με βάση την εξ.(4.20) προκύπτει ίση με:

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta_A \cdot f_y}{\sigma_{cr,c}}} = \sqrt{\frac{1 \cdot 35,5}{437,79}} = 0,285$$

$$\text{και: } \Phi = 0,5 \cdot [1 + a_e \cdot (\bar{\lambda}_c - 0,2) + \bar{\lambda}_c^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,285 - 0,2) + 0,285^2] = 0,561$$

Ο μειωτικός συντελεστής για λυγισμό υποστυλώματος προκύπτει από την εξ.(4.22) :

$$\chi_c = \frac{1}{\Phi + (\Phi^2 - \bar{\lambda}_c^2)^{0,5}} = \frac{1}{0,561 + (0,561^2 - 0,285^2)^{0,5}} = 0,958$$

Ο οριστικός μειωτικός συντελεστής ρ_c προκύπτει από την εξ.(4.7):

$$\rho_c = (1 - 0,958) \cdot \left(\frac{794,05}{437,79} - 1 \right) \cdot \left(2 - \frac{794,05}{437,79} + 1 \right) + 0,958 = 0,999 \cong 1$$

(όπου $\xi = \sigma_{cr,p} / \sigma_{cr,c} - 1 = 794,05 / 437,79 - 1 = 0,814$ και $0 < \xi < 1$)

Επομένως τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της ενεργούς διατομής προκύπτουν ως εξής:

$$A_c = A_{sl,eff} + \sum \rho_{pan} \cdot b_{pan} \cdot t = 2 \cdot 15 \cdot 2 + 1 \cdot 51 \cdot 1,8 + 1 \cdot 61,4 \cdot 1,8 = 262,32 cm^2$$

Ενεργός επιφάνεια θλιβόμενης περιοχής κορμού:

$$A_{c,eff} = \rho_c \cdot A_c = A_c = 262,32 cm^2 \text{ και}$$

$$A_{eff} = A_{gross} = 620 cm^2$$

-Αντοχή σε κύρτωση του κορμού έναντι τέμνουσας

Το κέντρο βάρους της διατομής της κύριας δοκού βρίσκεται σε απόσταση 0,63m από το κάτω πέλμα και η ροπή αδράνειας ως προς τον άξονα αυτό προκύπτει ίση με: $I_{y-y} = 2070232,616 cm^4$. Ο ουδέτερος άξονας προκύπτει σε απόσταση 1,09m από το κάτω πέλμα και η αντίστοιχη ροπή αδράνειας είναι:

$$I_{y_0-y_0} = 2070232,616 + 620 \cdot (113 - 62,94)^2 \Rightarrow I_{y_0-y_0} = 3623954,85 cm^4$$

Η ενεργός ροπή αντίστασης λαμβάνεται ίση με: $W_{eff} = 3623954,85 / 62,94 = 57577,93 cm^3$

Τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη στη διατομή είναι τα εξής:

$$M_{Ed} = 5850,84 kNm$$

$$N_{Ed} = 6895,44 kN$$

$$V_{Ed} = 1168,77 kN$$

$$\text{Είναι: } \frac{b_w}{t} = \frac{1500}{18} = 83,33 > \frac{72 \cdot \varepsilon}{\eta} = \frac{72 \cdot 0,81}{1,0} = 58,32$$

Άρα ο κορμός είναι λεπτότοιχος και απαιτείται έλεγχος κύρτωσης του κορμού έναντι τέμνουσας και οι εγκάρσιες ενισχύσεις οι οποίες τοποθετήσαμε κρίνονται απαραίτητες και η επάρκειά τους θα ελεγχθεί στη συνέχεια.

-Γεωμετρικά στοιχεία διαμήκους (και εγκάρσιας) ενίσχυσης

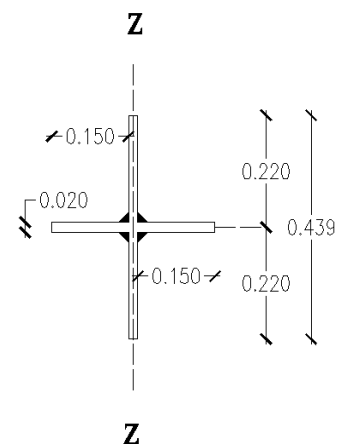
$$30 \cdot \varepsilon \cdot t_w = 30 \cdot 0,81 \cdot 18 = 437,4 mm$$

$$A = 43,74 \cdot 1,8 + 2 \cdot 15 \cdot 2 = 138,73 cm^2$$

$$I_{st} = \frac{43,74 \cdot 1,8^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{2 \cdot 15^3}{12} + 2 \cdot 15 \cdot 8,4^2 \right) = 5379,86 cm^4$$

$$K_{\tau,st} = 9 \cdot \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \cdot \left(\frac{I_{st}}{t^3 \cdot h_w} \right)^{3/4} = 9 \cdot \left(\frac{1500}{100} \right)^2 \cdot \left(\frac{5379,86}{1,8^3 \cdot 150} \right)^{3/4} = 79,08$$

$$\min K_{\tau,st} = \frac{2,1}{t} \cdot \left(\frac{I_{st}}{h_w} \right)^{1/3} = \frac{2,1}{18} \cdot \left(\frac{5379,86 \cdot 10^4}{1500} \right)^{1/3} = 3,85 < 79,08$$



Άρα ο συντελεστής κύρτωσης για $a/h_w = 1000/1500 = 0,667 < 1$, προκύπτει ίσος με:

$$K_t = 4,00 + 5,34 \cdot (a/h_w)^2 + K_{\tau,st} = 4,00 + 5,34 \cdot (1000/1500)^2 + 79,08 = 85,45$$

και η ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{b_w}{37,4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{K_\tau}} = \frac{1500}{37,4 \cdot 18 \cdot 0,81 \cdot \sqrt{85,45}} = 0,298$$

Για το μεγαλύτερο επιμέρους φάτνωμα του κορμού ισχύουν:

$$\frac{a}{b_{w1}} = \frac{1000}{990} = 1,01 > 1,0$$

$$K_{\tau 1} = 5,34 + 4 \cdot \left(\frac{b_{w1}}{a} \right)^2 = 5,34 + 4 \cdot \left(\frac{990}{1000} \right)^2 = 9,26$$

$$\min \bar{\lambda}_{w1} = \frac{b_{w1}}{37,4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{K_{\tau 1}}} = \frac{990}{37,4 \cdot 18 \cdot 0,81 \cdot \sqrt{9,26}} = 0,597 > \bar{\lambda}_w = 0,298$$

Επομένως η τελική ανηγμένη λυγηρότητα είναι:

$$\bar{\lambda}_w = 0,597 < \frac{0,83}{\eta} = \frac{0,83}{1,32} = 0,63$$

$$(\text{για χάλυβα S355 είναι: } \eta = 1,20 \cdot \frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M0}} = 1,20 \cdot \frac{1,10}{1,00} = 1,32)$$

και από τον πίνακα 4.3 για άκαμπτη ακραία ενίσχυση, η συνεισφορά του κορμού στη αντοχή σε κύρτωση προκύπτει ίση με:

$$\chi_w = \eta = 1,32$$

Στις σύμμικτες γέφυρες θεωρείται ότι τα πέλματα δεν συμβάλουν στην ανάληψη της τέμνουσας και κατ' επέκταση αυτή αναλαμβάνεται πλήρως από τον κορμό.

Οπότε ισχύει:

$$\chi_v = \chi_w = 1,32$$

-Έλεγχος αντοχής

Ο έλεγχος σε κάμψη σύμφωνα με την εξ.(4.30) είναι:

$$n_1 = \frac{6895,44}{\frac{35,5}{1,1} \cdot 620} + \frac{-585084 + 6895,44 \cdot (113 - 62,94)}{\frac{35,5}{1,1} \cdot 57577,93} = 0,216 < 1$$

Ο έλεγχος σε τέμνουσα σύμφωνα με την εξ.(4.32) είναι:

$$n_3 = \frac{1168,766 \cdot \sqrt{3}}{1,32 \cdot \frac{35,5}{1,1} \cdot 1,8 \cdot 150} = 0,176 < 1$$

Επειδή επιπλέον $n_3 < 0,5$, δεν απαιτείται μείωση της ροπής αντοχής λόγω τέμνουσας.

-Απαιτήσεις για τις ενισχύσεις

Για τις εγκάρσιες ενισχύσεις οι οποίες θεωρήθηκαν εύκαμπτες και η ευκαμψία τους ελήφθη υπόψη μέσω του συντελεστή κύρτωσης K_τ , ισχύουν:

$$\frac{a}{h_w} = \frac{1000}{1500} = 0,667 < \sqrt{2} \text{ άρα:}$$

$$I_{st} \geq 1,5 \cdot h_w^3 \cdot t^3 / a^2 = 1,5 \cdot 1500^3 \cdot 18^3 / 1000^2 = 29524500 \text{ mm}^4$$

$$u = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot e_{\max}}{f_{yd} \cdot 300 \cdot b} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot (130 + 9)}{\frac{355}{1,1} \cdot 300 \cdot 150} = 4,17 > 1$$

$$\max \sigma_c = \frac{M_{sd}}{I_{y0}} \cdot 50 = \frac{1012653}{3623954,85} \cdot 50 = 13,97 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_{sd} = 139,7 \cdot (510 \cdot 18 + 2 \cdot 150 \cdot 20) \cdot \frac{1}{2} = 1060323 \text{ N} = 1060,323 \text{ kN}$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c} \cdot N_{sd}}{\sigma_{cr,p} \cdot b} \cdot \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right) = \frac{4377,9 \cdot 1060323}{7940,5 \cdot 1500} \cdot \left(\frac{1}{1000} + \frac{1}{1000} \right) = 0,779 \text{ N/mm}^2$$

$$w_0 = \frac{s}{300} = \frac{1000}{300} = 3,33 \text{ m}$$

$$(\text{όπου } s = \min(a_1, a_2, b) = \min(1000, 1000, 1500) = 1000 \text{ mm})$$

$$I_{st} = \frac{\sigma_m}{E} \cdot \left(\frac{b}{\pi} \right)^4 \cdot \left[1 + w_0 \cdot \frac{300}{b} \cdot u \right] = \frac{0,779}{210000} \cdot \left(\frac{1500}{\pi} \right)^4 \cdot \left[1 + 3,33 \cdot \frac{300}{1500} \cdot 4,17 \right] =$$

$$= 728208,91 \text{ mm}^4 < 53798600 \text{ mm}^4$$

Άρα οι εγκάρσιες ενισχύσεις επαρκούν.

-Διαμήκειες ενισχύσεις (2x150x20)

Για την αποφυγή στρεπτικού λυγισμού των ανοιχτών διαμήκων ενισχύσεων, θα πρέπει να ικανοποιείται το ακόλουθο κριτήριο:

$$\frac{I_T}{I_P} \geq 5,3 \cdot \frac{f_y}{E}$$

Για ενισχύσεις από επίπεδα ελάσματα, ισχύουν κατά προσέγγιση τα ακόλουθα:

$$I_T = \frac{b \cdot t^3}{3} \text{ και } I_P = \frac{b^3 \cdot t}{3}, \text{ οπότε:}$$

$$\frac{I_T}{I_P} = \left(\frac{t}{b} \right)^2 = \left(\frac{20}{150} \right)^2 = 0,018 \geq 5,3 \cdot \frac{f_y}{E} = 5,3 \cdot \frac{35,5}{2,1 \cdot 10^4} = 0,00896$$

Επειδή το $\bar{\lambda}_w$ του μεγαλύτερου επιμέρους φαινόμετος είναι μεγαλύτερο του $\bar{\lambda}_w$ της διαμήκου ενίσχυσης, οι διαμήκειες ενισχύσεις είναι δύσκαμπτες.

4.4 Έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

4.4.1 Εισαγωγή

Όπως έχουμε αναφέρει και στο κεφάλαιο 3.3.3 ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας γίνεται με σκοπό να επιβεβαιωθεί ότι το έργο επαρκεί έναντι των απαιτήσεων χρήσης, η εμφάνιση του παραμένει ικανοποιητική και η ανθεκτικότητά του δεν υποβαθμίζεται με το χρόνο. Στο πλαίσιο αυτό πραγματοποιούνται έλεγχοι περιορισμού των τάσεων, ρηγμάτωσης, παραμορφώσεων και ταλαντώσεων. Ο προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων γίνεται με ελαστική ανάλυση.

4.4.2 Ρηγμάτωση

Η ρηγμάτωση επηρεάζει δυσμενώς τη λειτουργικότητα του φορέα σε ότι αφορά την ανθεκτικότητά του στο χρόνο αλλά και την εμφάνιση των στοιχείων. Ο έλεγχος έναντι ρηγμάτωσης κρίνεται απαραίτητος στις περιοχές όπου υπό τον μη συχνό συνδυασμό δράσεων η πλάκα σκυροδέματος βρίσκεται υπό εφελκυσμό και περιλαμβάνει:

- την πρόβλεψη ελάχιστου οπλισμού και
- τον έλεγχο περιορισμού του εύρους των ρωγμών

4.4.2.1 Ελάχιστος οπλισμός

Στις περιοχές όπου το σκυροδέμα καλείται να παραλάβει εφελκυστικές τάσεις θα πρέπει να προβλέπεται η τοποθέτηση ενός ελάχιστου οπλισμού ο οποίος σε περίπτωση που υπάρξει υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος, θα είναι σε θέση να υποκαταστήσει το ρηγματωμένο πλέον σκυροδέμα. Το εμβαδόν του ελάχιστου αυτού οπλισμού δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$\min A_s = \frac{k_d \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff}}{\sigma_s} \cdot A_{ct}, \quad (4.42)$$

όπου:

$$k_d = 0,9$$

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2 \cdot z_0}} + 0,3 \leq 1$$

$$k = 0,8$$

σ_s είναι η τάση του οπλισμού σε MPa

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$ είναι η ενεργός εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος σε MPa

A_{ct} είναι το εμβαδόν της πλακάς σκυροδέματος εντός συνεργαζόμενου πλάτους

Z_0 είναι η κατακόρυφη απόσταση μεταξύ των κέντρων βάρους του μη ρηγματωμένου πέλματος σκυροδέματος και της μη ρηγματωμένης σύμμικτης διατομής

4.4.2.2 Έλεγχος περιορισμού του εύρους των ρωγμών

Οι σύμμικτες γέφυρες χωρίς διαμήκη προένταση ταξινομούνται στην κατηγορία επίδοσης D και τα ανοίγματα των ρωγμών θα πρέπει να περιορίζονται στο $w_k=0,2\text{mm}$. Η τάση του χάλυβα προκύπτει από το άθροισμα της τάσης στη ρηγματωμένη διατομή συν την τάση $\Delta\sigma_s$ λόγω συμμετοχής του σκυροδέματος μεταξύ των ρωγμών, όπως δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$\sigma_{s,2} = \sigma_{s,el} + \Delta\sigma_s = -\frac{\min M}{I_2} \cdot z_{s,o} + 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{a_{st} \cdot \rho_s} \quad (\text{για άνω οπλισμό}) \quad (4.43)$$

όπου:

$$a_{st} = \frac{A_2 \cdot I_2}{A_a \cdot I_a}$$

A₂I το εμβαδόν και η ροπή αδράνειας αντίστοιχα της διατομής σταδίου 2 (δείκτης 2) αποτελούμενης από τη σιδηροδοκό και τον οπλισμό και της διατομής σιδηροδοκού (δείκτης a)

$\rho_s = A_s/A_{ct}$ το γεωμετρικό ποσοστό του οπλισμού

Ο έλεγχος περιορισμού του εύρους των ρωγμών επιτυγχάνεται με τους εξής δύο εναλλακτικούς τρόπους:

α) Περιορισμός της διαμέτρου του οπλισμού

Η διάμετρος του οπλισμού θα προκύπτει από τη σχέση:

$$d_s \leq d_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{3}, \quad (4.44)$$

όπου η οριακή διάμετρος d_s^* προκύπτει από τον πίνακα 4.4

Πίνακας 4.4: Οριακή διάμετρος d_s^*

Τάση οπλισμού σ_s [MPa]	120	160	200	220
Διάμετρος d_s^* [mm]	20	16	12	10

β) Περιορισμός των αποστάσεων μεταξύ ράβδων οπλισμού

Οι αποστάσεις μεταξύ των ράβδων του οπλισμού προκύπτουν από τον πίνακα 4.5 που ακολουθεί:

Πίνακας 4.5: Μέγιστες αποστάσεις οπλισμών για περιορισμό του εύρους ρωγμών στο $w_k=0,2\text{mm}$

Τάση οπλισμού σ_s [MPa]	160	200	240
Απόσταση s [mm]	200	150	100

4.4.2.3 Έλεγχος ρηγμάτωσης

Σύμφωνα με την ελαστική ανάλυση είναι:

Για τη διατομή της σιδηροδοκού το εμβαδόν, η θέση του κέντρου βάρους και η ροπή αδράνειας προκύπτουν ως εξής:

$$A_a=560\text{cm}^2, \quad z_a=103,21\text{cm} \quad \text{και} \quad I_a=2089613,06\text{cm}^4$$

Για τη σύμμικτη διατομή στο στάδιο 1 (μη ρηγματωμένη) προκύπτουν αντίστοιχα:

$$A_e=1647,14\text{cm}^2, z_e=41,52\text{cm} \text{ και } I_1=5353728,796\text{cm}^4$$

Για τη σύμμικτη διατομή στο στάδιο 2 (ρηγματωμένη) προκύπτουν αντίστοιχα:

$$A_e=738,05\text{cm}^2, z_e=87,92\text{cm} \text{ και } I_2=3578031,722\text{cm}^4$$

Η συμμετοχή του σκυροδέματος μεταξύ των ρωγμών υπολογίζεται ως εξής:

$$A_{ct} = 400 \cdot 20 = 8000\text{cm}^2$$

$$\rho_s = \frac{(39,25 + 20,10) \cdot 4}{8000} = 0,0297 = 2,97\%$$

$$\alpha_{st} = \frac{A_2 \cdot I_2}{A_a \cdot I_a} = \frac{738,05 \cdot 3578031,722}{560 \cdot 2089613,06} = 2,26$$

$$\Delta\sigma_s = 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\alpha_{st} \cdot \rho_s} = 0,4 \cdot \frac{0,29}{2,26 \cdot 0,0297} = 1,73\text{kN/cm}^2$$

Δρώσα ροπή: $\min M = -462960,2\text{kNcm}$

Άρα η ελαστική τάση στον άνω οπλισμό είναι:

$$\sigma_{s,el} = -\frac{-462960,2}{3578031,722} \cdot (87,92 + 1 - 5) = 10,6\text{kN/cm}^2$$

και επομένως η τάση στον άνω οπλισμό σύμφωνα με την εξ.(4.43) είναι:

$$\sigma_{s,2} = 10,6 + 1,73 = 12,33\text{kN/cm}^2$$

$$\text{Επιπλέον: } k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2 \cdot z_0}} + 0,3 = \frac{1}{1 + \frac{20}{2 \cdot 31,52}} + 0,3 = 1,059 \leq 1 \text{ άρα λαμβάνεται } k_c=1,0$$

Το ελάχιστο απαιτούμενο γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού προκύπτει:

$$\min \rho_s = \frac{k_d \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff}}{\sigma_s} = \frac{0,9 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot 0,29}{12,33} = 1,69\% < 2,97\% \text{ οπότε ο οπλισμός}$$

που έχει τοποθετηθεί επαρκεί.

Όσον αφορά τον έλεγχο του περιορισμού του εύρους των ρωγμών αυτός θα γίνει μέσω του περιορισμού των αποστάσεων μεταξύ των ράβδων οπλισμού. Για μέση τάση οπλισμών $\sigma_{s,2} = 12,33\text{kN/cm}^2$ και εύρος ρωγμών $w_k=0,2\text{mm}$ η μέγιστη απόσταση των ράβδων του οπλισμού προκύπτει από τον πίνακα 4.5 ίση με: 20cm οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.

4.4.3 Έλεγχος βελών στην ΟΚΛ

Τα βέλη του φορέα υπολογίζονται με βάση την ελαστική ανάλυση και θα πρέπει να περιορίζονται στο βαθμό που δεν επηρεάζουν την εμφάνιση αλλά και τη λειτουργικότητα του έργου ή δεν προκαλούν βλάβες σε μη φέροντα στοιχεία. Τα βέλη λόγω των φορτίων λειτουργικότητας θα πρέπει να περιορίζονται σε κάποια επιτρεπόμενη από τον κανονισμό τιμή, συνήθως $l/250$ του μήκους του ανοίγματος.

Από το πρόγραμμα ανάλυσης προκύπτει το μέγιστο βέλος κατά τη λειτουργικότητα, ίσο με:

$$\delta_{tot} = 54,56\text{mm} = 5,46\text{cm} < \frac{L}{250} = \frac{2500}{250} = 10\text{cm}$$

Επομένως ο έλεγχος ικανοποιείται.

4.5 Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας - Κόπωση

4.5.1 Εισαγωγή

Στη διάρκεια ζωής μιας γέφυρας η συνεχής κυκλοφορία οχημάτων παράγει ένα μεγάλο αριθμό από επαναλαμβανόμενους κύκλους φόρτισης στα στοιχεία της γέφυρας, γεγονός που καθιστά το χάλυβα και το σκυρόδεμα επιρρεπή σε φαινόμενα κόπωσης. Για το λόγο αυτό ο ευρωκώδικας απαιτεί να ελέγχεται η κόπωση σε τέτοιου είδους στοιχεία που υποβάλλονται τακτικά σε κύκλους φόρτισης.

Ο σχεδιασμός μιας γέφυρας έναντι της οριακής κατάστασης κόπωσης έχει σκοπό να εξασφαλίσει, με ένα αποδεκτό επίπεδο πιθανότητας, ότι η συμπεριφορά της θα είναι ικανοποιητική σε όλη τη διάρκεια της ζωής σχεδιασμού της, έτσι ώστε να είναι απίθανο να αστοχήσει λόγω κόπωσης ή να απαιτήσει επισκευές ζημιών που προκλήθηκαν από κόπωση.

Ο υπολογισμός των τάσεων θα βασίζεται στην παραδοχή ρηγματωμένων διατομών, αγνοώντας την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος, αλλά ικανοποιώντας τη συνθήκη του συμβιβαστού των παραμορφώσεων.

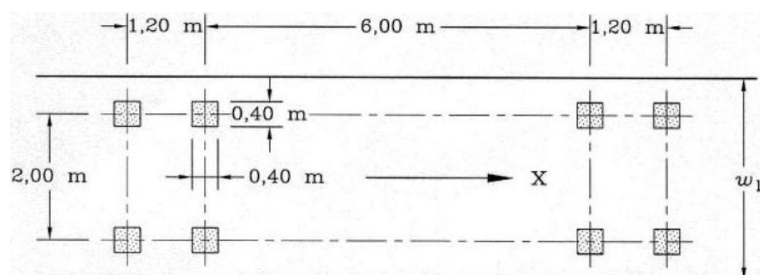
4.5.2 Απαλλακτικές διατάξεις

Ο έλεγχος σε κόπωση μπορεί να παραληφθεί στις παρακάτω περιπτώσεις:

- Πεζογέφυρες με κυρίαρχη στατική φόρτιση
- Δευτερεύοντα στοιχεία σιδηροδρομικών και οδικών γεφυρών μη καταπονούμενα από κυκλοφορία
- Κύρια στοιχεία οδικών γεφυρών κατηγορίας λεπτομέρειας > 71
- Για ονομαστικά εύρη με: $\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma \leq 26 / \gamma_{Mf} \text{ [MPa]}$
- Για αριθμό επαναλήψεων, όπου: $N \leq 2 \cdot 10^6 \cdot \left[\frac{36 / \gamma_{M\phi}}{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2}} \right]^3$
- Για κατηγορίες λεπτομέρειας, όπου: $\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma \leq \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}$

4.5.3 Φορτίσεις κόπωσης

Στην περίπτωση των οδικών γεφυρών για τον έλεγχο σε κόπωση μπορεί να χρησιμοποιηθεί απλοποιητικά το Μοντέλο Φόρτισης 3 σε συνδυασμό με τα δεδομένα κυκλοφορίας που ορίζει η αρμόδια αρχή. Το μοντέλο αυτό συνίσταται από τέσσερις άξονες, κάθε ένας από τους οποίους έχει δύο όμοιους τροχούς. Το βάρος κάθε άξονα ισούται με 120 kN και η επιφάνεια επαφής κάθε τροχού είναι ένα τετράγωνο πλευράς 0,40 m, όπως απεικονίζεται στο σχήμα παρακάτω.



Σχήμα 4.18: Προσομοίωμα φόρτισης κόπωσης 3

Για κίνηση του οχήματος αυτού κατά μήκος της γέφυρας, υπολογίζονται οι μέγιστες και ελάχιστες τάσεις καθώς και το εύρος των τάσεων (δηλαδή η αλγεβρική διαφορά μεταξύ των δύο ακραίων τιμών ενός συγκεκριμένου κύκλου τάσεων)

Ο αριθμός φορτηγών N_{obs} ανά έτος καθώς και ανά λωρίδα βραδείας κυκλοφορίας προκύπτει από τον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 4.6: Αριθμός φορτηγών ανά έτος και ανά λωρίδα βραδείας κυκλοφορίας.

Κατηγορίες κυκλοφορίας	N_{obs} ανά έτος και ανά λωρίδα βραδείας κυκλοφορίας
1 Οδοί και αυτοκινητόδρομοι με 2 ή περισσότερες λωρίδες ανά διεύθυνση, με υψηλό ποσοστό ροής φορτηγών	$2,0 \times 10^6$
2 Οδοί και αυτοκινητόδρομοι με μέσο ποσοστό ροής φορτηγών	$0,5 \times 10^6$
3 Κύριες οδοί με χαμηλό ποσοστό ροής φορτηγών	$0,125 \times 10^6$
4 Τοπικές οδοί με χαμηλό ποσοστό ροής φορτηγών	$0,05 \times 10^6$

4.5.4 Έλεγχος κόπωσης

Ο έλεγχος σε κόπωση γίνεται σύμφωνα με τα παρακάτω κριτήρια:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} , \quad (4.45)$$

$$\text{και } \gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2} \leq \Delta\tau_c / \gamma_{Mf} , \quad (4.46)$$

όπου τα $\Delta\sigma_c$ και $\Delta\tau_c$ είναι τα όρια κόπωσης για ορθή τάση και διάτμηση, που αντιστοιχούν σε $2 \cdot 10^6$ κύκλους.

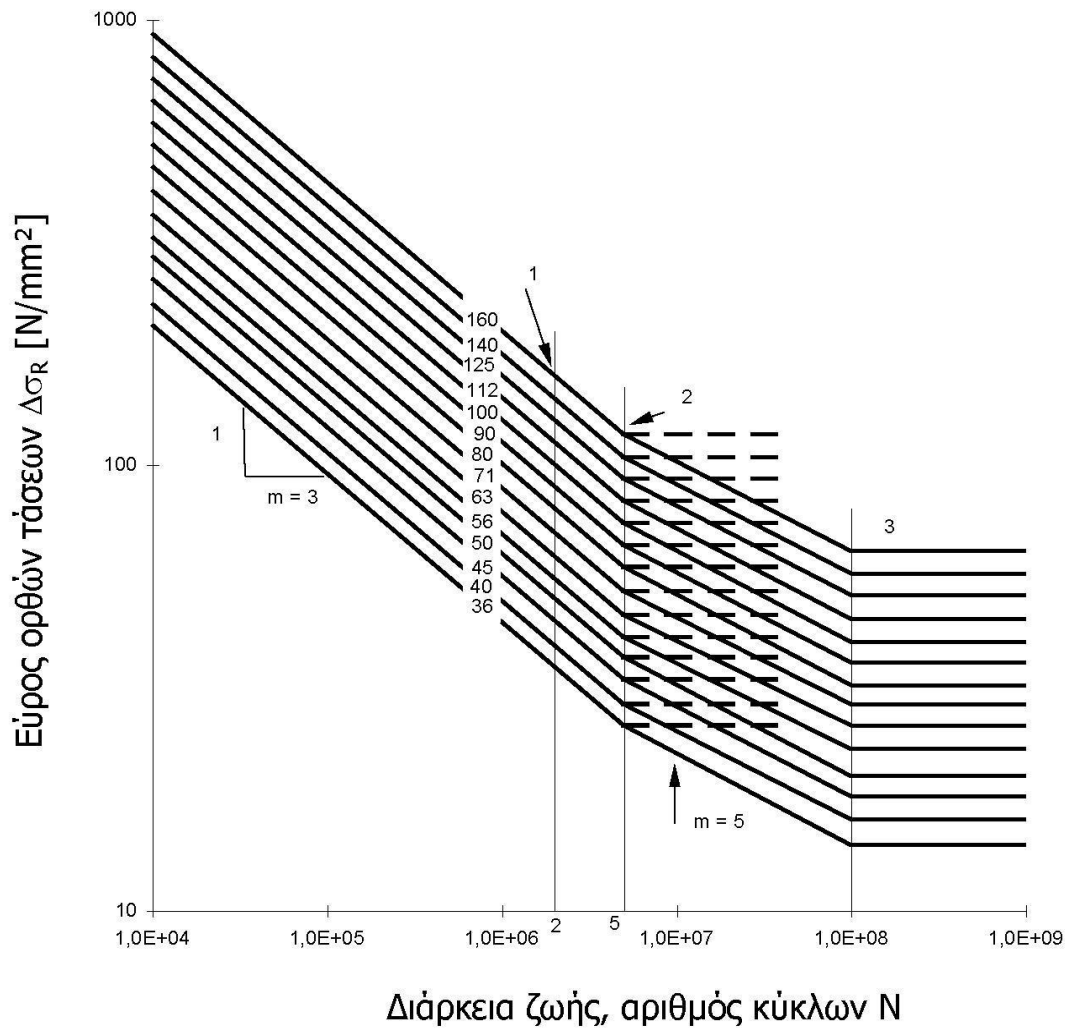
4.5.5 Υπολογισμός της αντοχής σε κόπωση $\Delta\sigma_c$ και $\Delta\tau_c$

Η αντοχή σε κόπωση για ονομαστικές τάσεις εκφράζεται με σειρά καμπυλών $(\log \Delta\sigma_R) - (\log N)$ και καμπυλών $(\log \Delta\tau_R) - (\log N)$ όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.19 και Σχήμα 4.20, που αντιστοιχούν σε τυπικές κατηγορίες λεπτομερειών. Κάθε κατηγορία λεπτομερειών χαρακτηρίζεται από έναν αριθμό σε ο οποίος αντιπροσωπεύει τις τιμές αναφοράς και σε κόπωση για 2 εκατομμύρια κύκλους.

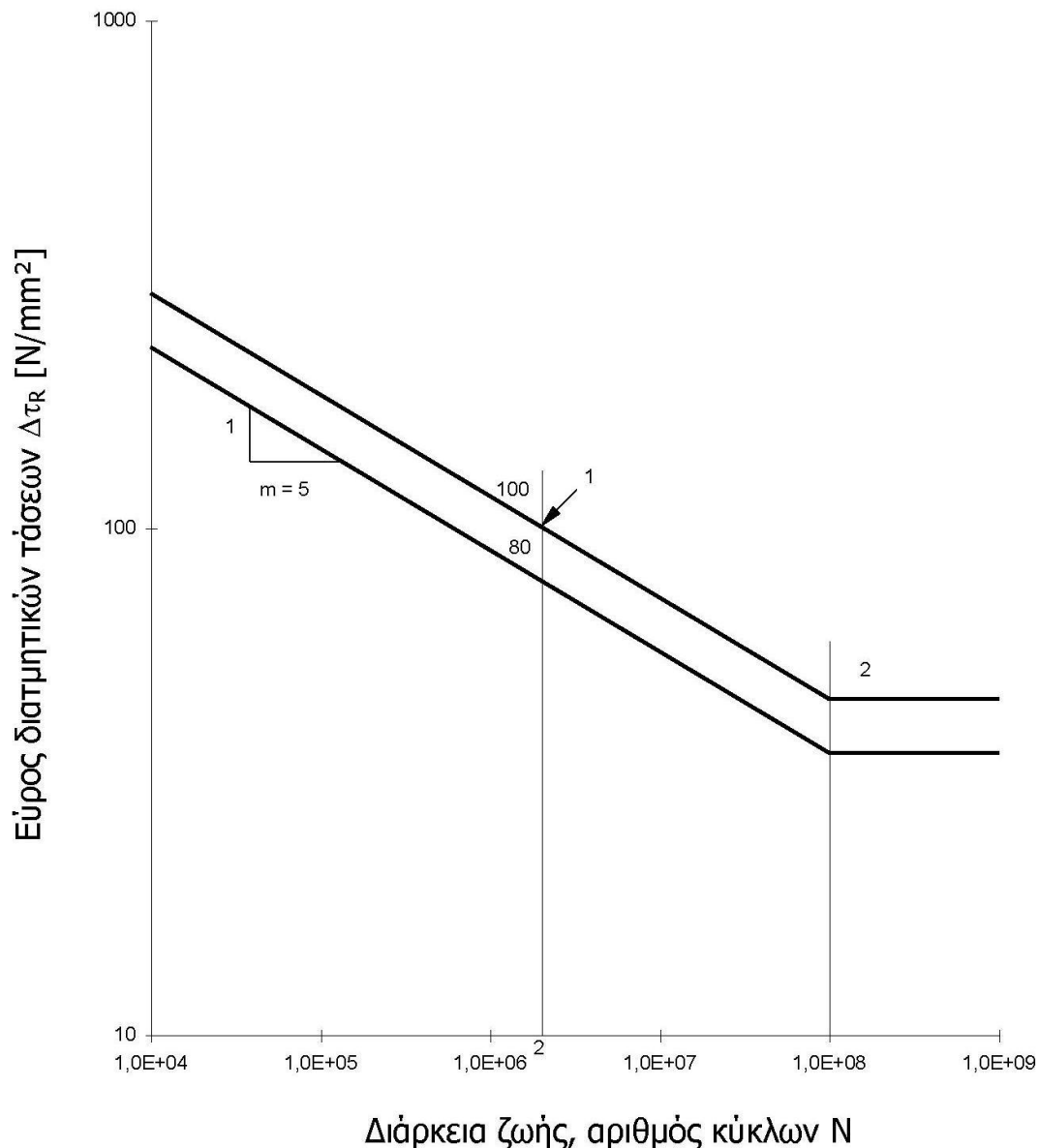
Για σταθερού πλάτους ονομαστικές τάσεις, οι αντοχές σε κόπωση μπορούν να προσδιορισθούν ως ακολούθως:

$$\Delta\sigma_R^m \cdot N_R = \Delta\sigma_C^m \cdot 2 \cdot 10^6 \text{ με } m=3 \text{ για } N \leq 5 \cdot 10^6 , \quad (4.47)$$

$$\Delta\sigma_R^m \cdot N_R = \Delta\sigma_D^m \cdot 5 \cdot 10^6 \text{ με } m=5 \text{ για } 5 \cdot 10^6 \leq N_R \leq 10^8 , \quad (4.48)$$



Σχήμα 4.19: Καμπύλες αντοχής σε κόπωση για εύρη ορθών τάσεων



Σχήμα 4.20: Καμπύλες αντοχής σε κόπωση για εύρη διατμητικών τάσεων

4.5.6 Διακυμάνσεις των τάσεων

Για τα απλοποιητικά φορτία που αναφέρθηκαν παραπάνω, η διαδικασία με την οποία προσδιορίζεται το εύρος τάσης είναι η ακόλουθη:

Για μια συγκεκριμένη κατηγορία λεπτομέρειας που έχει επιλεγεί, με τη βοήθεια γραμμών επιρροής, προσδιορίζονται η μέγιστη και ελάχιστη τάση, ενώ το εύρος δίνεται από τη σχέση:

$$\Delta\sigma_p = |\sigma_{p,\max} - \sigma_{p,\min}|, \quad (4.49)$$

Το ισοδύναμο εύρος τάσης για κύκλους ισούται με:

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda \cdot \varphi_2 \cdot \Delta\sigma_p, \quad (4.50)$$

όπου

φ_2 είναι ο δυναμικός συντελεστής ο οποίος για οδικές γέφυρες λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα

λ είναι ένας συντελεστής ισοδυναμίας βλάβης, ίσος με:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4, \text{ αλλά } \lambda < \lambda_{\max}, \quad (4.51)$$

Για οδικές γέφυρες με άνοιγμα μέχρι 80m οι συντελεστές ισοδυναμίας λ_i προκύπτουν ως εξής:

4.5.6.1 Συντελεστής λ_1

Ο συντελεστής αυτός λαμβάνει υπόψη το μήκος της γραμμής επιρροής το οποίο υπολογίζεται από το Σχήμα 4.21 και λαμβάνεται ως εξής:

α) Για ροπές:

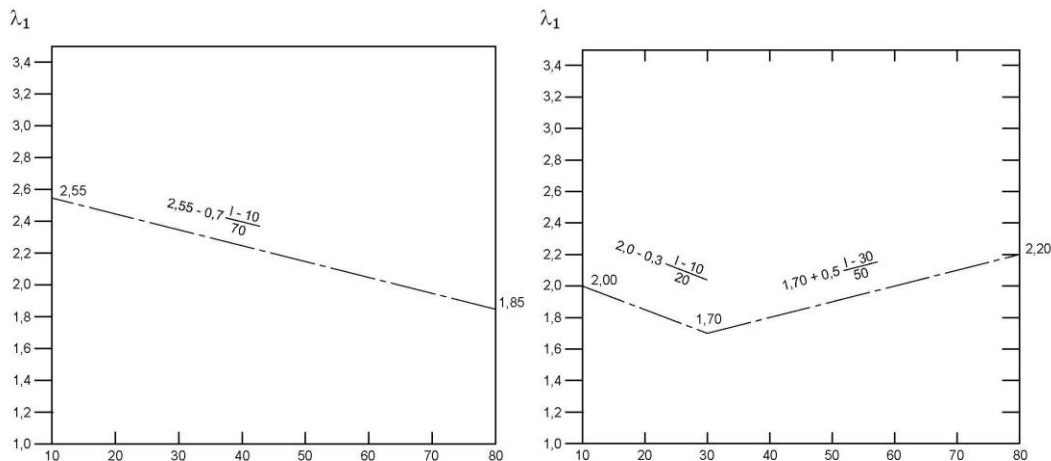
- σε ένα αμφιέριστο άνοιγμα, το μήκος του ανοίγματος L,
- σε συνεχή ανοίγματα σε ενδιάμεσες θέσεις, το μήκος L του υπό μελέτη ανοίγματος
- σε συνεχή ανοίγματα σε θέσεις στηρίξεων, ο μέσος όρος των εκατέρωθεν ανοιγμάτων, σύμφωνα με το Σχήμα 4.22.
- σε διαδοκίδες που στηρίζουν νευρώσεις, το άθροισμα των δύο γειτονικών ανοιγμάτων των ενισχύσεων που φέρονται από τη διαδοκίδα.

β) Για τέμνουσες:

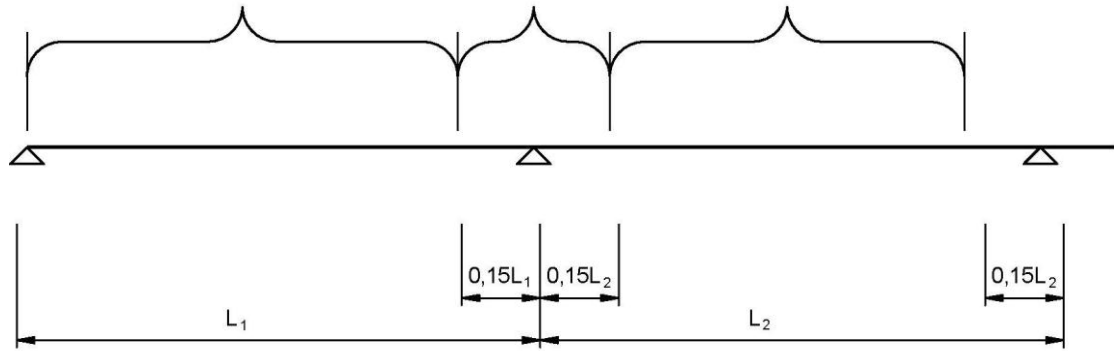
- σε ένα αμφιέριστο άνοιγμα (και προσεγγιστικά και για ένα συνεχές άνοιγμα) το μήκος του ανοίγματος L,
- σε διατομή στήριξης, το μήκος L του υπό μελέτη ανοίγματος,
- σε διατομή στο μέσο του ανοίγματος, το 0,4 του μήκους L του υπό μελέτη ανοίγματος.

γ) Για άλλες περιπτώσεις:

- το ίδιο όπως για τις ροπές.



Σχήμα 4.21: Τιμές του λ_1 για α) ροπές ανοιγμάτων, β) ροπές στηρίξεων σε οδικές γέφυρες



Σχήμα 4.22: Περιοχές εφαρμογής διατομών ανοιγμάτων ή στηρίξεων

4.5.6.2 Συντελεστής λ_2

Ο συντελεστής αυτός λαμβάνει υπόψη τον όγκο κυκλοφορίας και υπολογίζεται ως εξής:

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{obs}}{N_0} \right)^{1/5}, \quad (4.52)$$

όπου Q_{m1} είναι το μέσο βάρος των φορτηγών στη λωρίδα βραδείας κυκλοφορίας (σε kN), όπως ορίζεται από την αρμόδια αρχή και προκύπτει από την ακόλουθη σχέση:

$$Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}, \quad (4.53)$$

όπου:

$$Q_0 = 480kN$$

$$N_0 = 0,5 \times 10^6$$

N_{obs} είναι ο συνολικός αριθμός των φορτηγών ανά έτος στη λωρίδα βραδείας κυκλοφορίας,

Q_i είναι το βάρος του φορτηγού i (σε kN) στη λωρίδα βραδείας κυκλοφορίας, όπως ορίζεται από την αρμόδια αρχή.

n_i είναι ο αριθμός των φορτηγών με βάρος Q_i στη λωρίδα βραδείας κυκλοφορίας, όπως ορίζεται από την αρμόδια αρχή.

Για δεδομένες τιμές των Q_{m1} και N_{obs} , ο συντελεστής λ_2 προκύπτει από τον Πίνακα 4.7.

Πίνακας 4.7: Συντελεστής λ_2

Q_{m1}	N_{obs}							
	0,25E6	0,50E6	0,75E6	1,00E6	1,25E6	1,50E6	1,75E6	2,00E6
200	0,362	0,417	0,452	0,479	0,500	0,519	0,535	0,550
300	0,544	0,625	0,678	0,712	0,751	0,779	0,803	0,825
400	0,725	0,833	0,904	0,957	1,001	1,038	1,071	1,100
500	0,907	1,042	1,130	1,197	1,251	1,298	1,338	1,374
600	1,088	1,250	1,356	1,436	1,501	1,557	1,606	1,649

4.5.6.3 Συντελεστής λ_3

Ο συντελεστής αυτός λαμβάνει υπόψη τη διάρκεια ζωής της γέφυρας και υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100} \right)^{1/5}, \quad (4.54)$$

όπου t_{Ld} είναι η διάρκεια ζωής σχεδιασμού της γέφυρας σε χρόνια, όπως ορίζεται από την αρμόδια αρχή.

Πίνακας 4.8: Συντελεστής λ_3

Διάρκεια ζωής, έτη	50	60	70	80	90	100	120
Συντελεστής λ_3	0,871	0,903	0,931	0,956	0,979	1,000	1,037

4.5.6.4 Συντελεστής λ_4

Ο συντελεστής αυτός λαμβάνει υπόψη την επιρροή της βαριάς κυκλοφορίας στις υπόλοιπες λωρίδες κυκλοφορίας και προκύπτει από την ακόλουθη σχέση:

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \left(\frac{n_2 Q_{m2}}{n_1 Q_{m1}} \right)^5 + \frac{N_3}{N_1} \left(\frac{n_3 Q_{m3}}{n_1 Q_{m1}} \right)^5 + \dots + \frac{N_k}{N_1} \left(\frac{n_k Q_{mk}}{n_1 Q_{m1}} \right)^5 \right]^{1/5}, \quad (4.55)$$

όπου

k είναι ο αριθμός των λωρίδων βαριάς κυκλοφορίας, όπως ορίζεται από την αρμόδια αρχή,

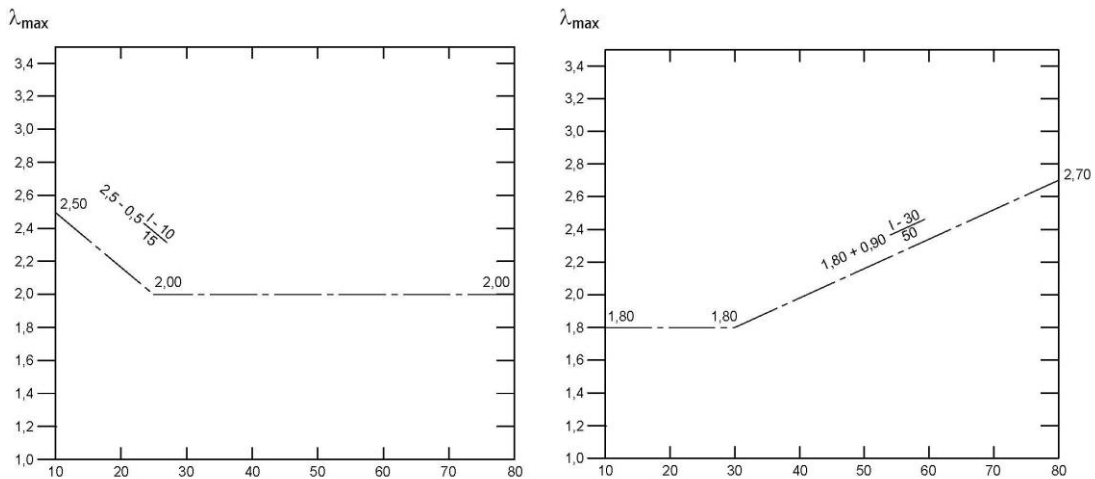
N_j είναι ο αριθμός των φορτηγών ανά έτος στη λωρίδα j , όπως ορίζεται από την αρμόδια αρχή,

Q_{mj} είναι το μέσο βάρος των φορτηγών στη λωρίδα j , όπως ορίζεται από την αρμόδια αρχή,

n_j είναι η τιμή της γραμμής επιρροής της εσωτερικής δύναμης, που προκαλεί το εύρος τάσεων στο μέσον της λωρίδας j .

4.5.6.5 Συντελεστής λ_{max}

Ο συντελεστής λ_{max} είναι η μεγαλύτερη τιμή του λ , και λαμβάνει υπόψη το όριο κόπωσης, υπολογίζεται δε από το Σχήμα 4.23.

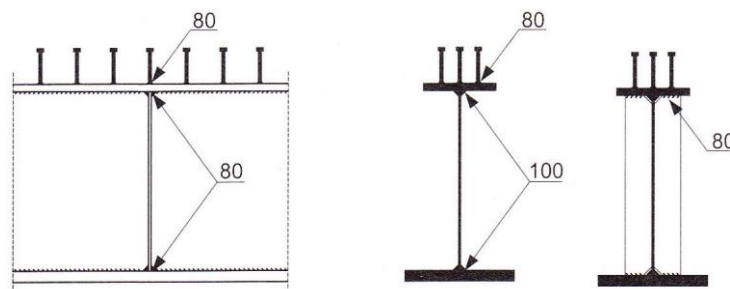


Σχήμα 4.23: Συντελεστής λ_{\max} α) για ροπές στο άνοιγμα και β) στη στήριξη οδικών γεφυρών

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΟΠΩΣΗ

Τα φορτία κόπωσης καθορίζονται από το μοντέλο φόρτισης 3 για οδικές γέφυρες ενώ ο έλεγχος σε κόπωση θα πραγματοποιηθεί για το δομικό χάλυβα, στις λεπτομέρειες συγκόλλησης του κορμού με το άνω και το κάτω πέλμα. Για τον υπολογισμό των τάσεων επιτρέπεται απλοποιητικά να θεωρηθεί ότι η συμμετοχή του σκυροδέματος μεταξύ των ρωγμών αγνοείται.

Από τον Πίνακα 8.2 του EN1993-1-9 για εσωραφές πλήρους διείσδυσης η κατηγορία λεπτομέρειας είναι 100, ενώ για εξωραφές και εσωραφές μερικής διείσδυσης σε διάτμηση η κατηγορία λεπτομέρειας είναι 80.



Σχήμα 4. : Λεπτομέρειες κατασκευής για έλεγχο σε κόπωση

Ο έλεγχος θα γίνει για $2 \cdot 10^6$ κύκλους φόρτισης και τα όρια κόπωσης για τις ορθές τάσεις είναι: $\Delta\sigma_R = 80 \text{ N/mm}^2 = 8 \text{ kN/cm}^2$ (κατ. λεπτομέρειας 80) και $\Delta\sigma_R = 100 \text{ N/mm}^2 = 10 \text{ kN/cm}^2$ (κατ. λεπτομέρειας 100).

Το μέγιστο εύρος τάσεων παρατηρείται στη συγκόλληση του κορμού με το κάτω πέλμα και συγκεκριμένα ο έλεγχος θα γίνει για το σημείο του πρώτου ανοίγματος όπου σημειώνεται το μέγιστο εύρος.

$$\Delta\sigma_p = 33,2 \text{ N/mm}^2 \text{ και το ισοδύναμο εύρος τάσης για } n = 2 \cdot 10^6 \text{ κύκλους:}$$

$$L = 25 \text{ m (συνεχές άνοιγμα)}$$

-Συντελεστής εξαρτώμενος από το μήκος της γραμμής επιρροής όπως προκύπτει από το Σχήμα 4.21:

$$\lambda_1 = 2,55 - 0,7 \cdot \frac{L-10}{70} = 2,4$$

-Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τον όγκο κυκλοφορίας από την Σχέση 4.52 προκύπτει:

$$\lambda_2 = \frac{480}{480} \cdot \left(\frac{2 \cdot 10^6}{0,5 \cdot 10^6} \right)^{1/5} = 1,32$$

-Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη διάρκεια ζωής της γέφυρας από την Σχέση 4.54 προκύπτει:

$$\lambda_3 = 1,0, \text{ για } t_{Ld} = 100 \text{ χρόνια}$$

-Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή της βαριάς κυκλοφορίας στις υπόλοιπες λωρίδες από την Σχέση 4.55 προκύπτει:

$$\lambda_4 = 1,0$$

Επομένως ο συντελεστής ισοδυναμίας βλάβης προκύπτει από την Σχέση 4.51 ίσος με:

$$\lambda = 2,4 \cdot 1,32 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 3,168$$

Η μέγιστη τιμή του λ όπως προκύπτει από το Σχήμα 4.23 είναι:

$$\lambda_{\max} = 2,0$$

Και επειδή πρέπει $\lambda \leq \lambda_{\max}$ τελικώς λαμβάνεται:

$$\lambda = \lambda_{\max} = 2,0$$

Συνεπώς το ισοδύναμο εύρος τάσης προκύπτει από την Σχέση 4.50:

$$\Delta\sigma_{E2} = 2 \cdot 1,0 \cdot 33,2 = 66,4 \text{ N / mm}^2$$

Πρέπει: $\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$, ή

$$1,0 \cdot 66,4 = 66,4 \leq 100 / 1,15 = 86,96 \text{ N / mm}^2.$$

Ανάλογα ελέγχεται και η $\Delta\tau_p$.

το εύρος της διατμητικής τάσης είναι:

$$\Delta\tau_p = 14,898 \text{ MPa} \cong 14,90 \text{ MPa}, \text{ επομένως:}$$

$$\Delta\tau_{E2} = \lambda \cdot \varphi_2 \cdot \Delta\tau_p = 2,0 \cdot 1,0 \cdot 14,90 = 29,8 \text{ N / mm}^2 \text{ και}$$

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2} \leq \Delta\tau_c / \gamma_{Mf}, \text{ ή}$$

$$1,0 \cdot 29,8 = 29,8 \text{ N / mm}^2 \leq 80 / 1,15 = 69,6 \text{ N / mm}^2$$

4.6 Εφέδρανα

4.6.1 Εισαγωγή

Τα εφέδρανα είναι μηχανικά στοιχεία τα οποία σκοπό έχουν να μεταφέρουν στα βάθρα τα φορτία που επενεργούν στο φορέα της γέφυρας καθώς και να παρέχουν τη δυνατότητα σχετικών μετακινήσεων και στροφών στις θέσεις όπου τοποθετούνται. Σχεδιάζονται και διαστασιολογούνται έτσι ώστε να είναι επαρκή σε σχέση με τις απαιτήσεις του κανονισμού για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Πιο συγκεκριμένα, κατά την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας θα πρέπει να εξασφαλίζεται ότι τα εφέδρανα δε θα υποστούν βλάβη, η οποία ενδέχεται να επηρεάσει την καλή λειτουργία τους, ή και να προκαλέσει σημαντική αύξηση του κόστους συντήρησης κατά τη διάρκεια ζωής τους. Ενώ κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας, πρέπει η αντοχή και η ευστάθεια των εφεδράνων να είναι επαρκείς, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η αντοχή τους έναντι των φορτίων και των μετακινήσεων σχεδιασμού της κατασκευής. Κατά το σχεδιασμό, γίνεται μια αρχική εκτίμηση των διαστάσεων των εφεδράνων και ακολουθεί έλεγχος για την επάρκειά τους. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται μέχρι να καταλήξουμε στα κατάλληλα εφέδρανα.

Τα ελαστομερή εφέδρανα τα οποία αναλαμβάνουν σεισμικές δράσεις πρέπει να διαθέτουν απαραίτητως ενσωματωμένες πλάκες ενίσχυσης (ελαστομεταλλικά εφέδρανα) και οι τιμές των χαρακτηριστικών τους να είναι οι εξής:

- Απόσβεση : 5%
- Μέτρο Διάτμησης για $\gamma_{sd} \leq 1,2$: $G = 1,2 \text{ N/mm}^2$
αυξανόμενο γραμμικά μέχρι $\gamma_{sd} = 2,0$ σε : $G = 1,6 \text{ N/mm}^2$
- Μήκυνση Θραύσης : $\gamma_{bu} = 5,0$

Οι έλεγχοι επάρκειας των ελαστομεταλλικών εφεδράνων ορίζονται ως εξής:

Για μη σεισμικά φορτία:

- Έλεγχος εφεδράνου σε κατακόρυφα φορτία

$$\sigma_{Ed} = \frac{R_{Ed}}{ab} \leq \max \sigma, \quad (4.56)$$

- Έλεγχος διατμητικών παραμορφώσεων εφεδράνου

$$\Sigma \tan \gamma \leq \max(\tan \gamma) = 0,7 \quad (4.57)$$

Για σεισμικά φορτία:

- Έλεγχος συνολικής ανηγμένης διατμητικής παραμόρφωσης

$$\gamma_{td} \leq 0,75\gamma_{bu}, \quad (4.58)$$

- Έλεγχος σεισμικής ανηγμένης διατμητικής παραμόρφωσης

$$\gamma_s \leq 2,0, \quad (4.59)$$

όπου: R_{Ed} η αντίδραση στήριξης εφεδράνων για το σπάνιο συνδυασμό στην Ο.Κ.Α
 a, b οι διαστάσεις του εφεδράνου
 $\tan \gamma$ η συνολική διατμητική παραμόρφωση του εφεδράνου για τον ακόλουθο συνδυασμό στην Ο.Κ.Α:

$$\sum G_{ki} + P_k + \Delta T_{Mk} + \Delta T_{Nk} + Q_{k1} + \sum \psi_{0i} \cdot Q_{ki} + \delta_{csk} + \delta_{cck}, \quad (4.60)$$

$\gamma_s = d_{Ed} / \Sigma t_i$ η διατμητική παραμόρφωση λόγω της συνολικής οριζόντιας μετακίνησης για το σεισμό σχεδιασμού

$$\gamma_c = (1,5\sigma_e) / (GS) \quad \text{η διατμητική παραμόρφωση λόγω θλίψης}$$

γ_a η διατμητική παραμόρφωση λόγω γωνίας στροφής
 $\gamma_{td} = \gamma_s + \gamma_c + \gamma_a$ η συνολική διατμητική παραμόρφωση σχεδιασμού
 d_{Ed} η συνολική σεισμική μετακίνηση σχεδιασμού
 Σt_i το συνολικό πάχος ελαστομερούς
 $\sigma_e = N_{sd}/A_r$ η μέγιστη ενεργή ορθή τάση του εφεδράνου
 $S = b_x b_y / (2(b_x + b_y) t_i)$ ο συντελεστής σχήματος για ορθογωνικά εφεδράνα
 N_{sd} το μέγιστο θλιπτικό φορτίο εφεδράνου υπό το σεισμικό συνδυασμό
 $A_r = (b_x - d_{Edx})(b_y - d_{Edy})$ η ελάχιστη ενεργός επιφάνεια ορθογωνικών εφεδράνων

Επιπλέον, για την εξασφάλιση της ευστάθειας του εφεδράνου ως στερεού σώματος θα πρέπει να ικανοποιείται ένα τουλάχιστον από τα παρακάτω κριτήρια:

$$b_{\min} \geq 4 \Sigma t_i, \quad (4.61)$$

$$\sigma_e \leq \frac{2b_{\min}}{3 \Sigma t_i} GS, \quad (4.62)$$

Τέλος, θα πρέπει να πραγματοποιείται έλεγχος μεταφοράς τέμνουσας του εφεδράνου μέσω τριβής:

$$\frac{V_{Ed}}{N_{Ed}} \leq a + \frac{\beta}{\sigma_e}, \quad (4.63)$$

$$\sigma_e \geq 3,0 N / mm^2, \quad (4.64)$$

όπου: $\alpha = 0,10$ για εφεδράνα με εξωτερική επιφάνεια ελαστικού
 $0,50$ για εφεδράνα με εξωτερικά ανάγλυφα χαλυβδόφυλλα
 $\beta = 0,60$ για έδραση του εφεδράνου σε σκυρόδεμα
 $0,20$ για έδραση του εφεδράνου σε μεταλλική ή άλλη επιφάνεια
 και V_{Ed}, N_{Ed} η τέμνουσα και η αξονική δύναμη σχεδιασμού του εφεδράνου

Σε περίπτωση που ο έλεγχος αυτός δεν ικανοποιείται, επιβάλλεται η μεταφορά της τέμνουσας δύναμης στο σύνολό της με μηχανικά μέσα αγκύρωσης.

4.6.2 Έλεγχος εφεδράνων

4.6.2.1 Στοιχεία εφεδράνων

Εκτιμώ, αρχικά, εφεδράνα Gumba τύπου B 450x600x159 για τις ακραίες στηρίξεις και 500x600x159 για την ενδιάμεση. Για αυτά ισχύουν, κατ' αντιστοιχία:

- $\alpha = 0,45 \text{ m} / 0,50 \text{ m}$
- $b = 0,60 \text{ m}$
- Αριθμός στρώσεων $n = 10$
- Πάχος ελαστομερούς $t_{en} = 115 \text{ mm}$
- Πάχος πλάκας ενίσχυσης $t_i = t_{en}/n = 11,5 \text{ mm}$
- Πάχος εφεδράνου $t_{ol} = 159 \text{ mm}$
- Μέτρο διάτμησης $G = 1,0 \text{ MPa}$
- Δυστημψία εφεδράνου: $K_H = 2348 \text{ KN/m} / 2609 \text{ KN/m}$
- Συντελεστής σχήματος: $S = 11,18 / 11,86$
- Μέτρο ελαστικότητας: $E_c = 841,20 \text{ Ma} / 946,64 \text{ MPa}$
- Δυστένεια εφεδράνου: $K_V = 1975000 \text{ KN/m} / 2470000 \text{ KN/m}$
- $\min \sigma \geq 5 \text{ MPa}$

4.6.2.2 Έλεγχος εφεδράνου σε κατακόρυφα φορτία

Οι αντιδράσεις στήριξης των εφεδράνων κατά το σπάνιο συνδυασμό σε Ο.Κ.Λ και οι προκύπτουσες τάσεις είναι οι εξής:

Πίνακας 4.9: Αντιδράσεις στήριξης των εφεδράνων REd και τάσεις σ_{Ed} κατά το σπάνιο συνδυασμό σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Αριθμός εφεδράνων	REd (kN)	σ_{Ed} (Mpa)
6009	2255,6	8,35
6024	1685,9	6,24
6039	926,6	3,43
6054	1513,1	5,60
8859	2777,3	9,26
8874	1950,1	6,50
8889	1384,6	4,62
8904	1462,1	4,87
11709	1327,6	4,92
11724	686,1	2,54
11739	649,5	2,41
11754	1202,3	4,45

Παρατηρούμε ότι σε κάθε περίπτωση ισχύει $\sigma_{Ed} < \max \sigma = 12,5 \text{ MPa}$, ενώ δεν ισχύει $\sigma_{Ed} \geq \min \sigma = 5 \text{ MPa}$. Επομένως, τα εφεδράνα επαρκούν μεν έναντι των κατακόρυφων φορτίων, πρέπει όμως να είναι αγκυρούμενα.

4.6.2.3 Έλεγχος διαμητικών παραμορφώσεων εφεδράνου

Οι μετατοπίσεις των εφεδράνων κατά τη διεύθυνση x λόγω των στατικών φορτίων είναι οι εξής:

Πίνακας 4.10: Μετατοπίσεις δ_x των εφεδράνων

Αριθμός Εφεδράνων	LC1 (mm)	max(LC2, LC3) (mm)	max(LC4,LC5, LC6) (mm)	LC7 (mm)	LC8 (mm)	LC9 (mm)	LC10 (mm)	LC11 (mm)
6009	-1,226	-0,995	-1,451	21,268	1,153	0,584	-10,533	-1,116
6024	-1,560	-0,870	-1,650	19,288	1,073	1,569	-9,747	-0,660
6039	-1,714	-0,650	-1,214	17,212	1,052	1,497	-9,292	-0,434
6054	-1,696	-0,528	-0,308	15,077	1,072	1,452	-9,033	-0,370
8859	0,378	0,190	1,894	22,588	-1,935	-4,054	-0,355	-1,334
8874	0,114	-0,015	1,648	20,395	-1,982	-1,542	-0,196	-0,808
8889	-0,119	-0,059	1,084	18,156	-1,987	-1,601	0,087	-0,527
8904	-0,379	-0,135	0,430	15,883	-1,951	-1,624	0,567	-0,302
11709	1,703	1,215	-0,355	17,233	1,094	0,481	8,957	1,281
11724	1,714	0,870	-0,288	15,145	1,065	1,427	9,508	1,154
11739	1,559	0,568	-0,213	13,040	1,076	1,385	9,908	1,367
11754	1,226	0,370	-0,139	10,919	1,144	1,408	10,117	2,130

Οι μετατοπίσεις των εφεδράνων κατά τη διεύθυνση y λόγω των στατικών φορτίων είναι οι εξής:

Πίνακας 4.11: Μετατοπίσεις δ_y των εφεδράνων

Αριθμός Εφεδράνων	LC1 (mm)	max(LC2,LC3) (mm)	max(LC4,LC5, LC6) (mm)	LC7 (mm)	LC8 (mm)	LC9 (mm)	LC10 (mm)	LC11 (mm)
6009	-0,748	-0,546	-0,629	-0,303	8,033	10,035	-6,409	-0,749
6024	-0,853	-0,397	-0,688	-1,308	8,103	8,237	-5,875	-0,545
6039	-0,890	-0,293	-0,414	-2,175	8,095	8,204	-5,343	-0,316
6054	-0,844	-0,194	0,046	-2,907	8,002	8,085	-5,408	-0,314
8859	-0,042	0,369	0,374	-2,398	13,349	18,111	-1,078	-0,675
8874	0,005	0,328	0,398	-3,117	13,419	13,625	-0,518	-0,531
8889	-0,006	0,213	0,328	-3,759	13,417	13,602	0,291	-0,244
8904	0,031	0,134	0,114	-4,337	13,346	13,514	1,177	-0,225
11709	0,849	0,037	0,027	6,795	8,028	10,245	4,731	0,841
11724	0,896	0,068	0,070	5,881	8,119	8,430	5,460	0,678
11739	0,856	0,080	0,102	5,001	8,122	8,409	6,037	0,972
11754	0,747	0,085	0,136	4,142	8,048	8,315	6,589	1,260

Οι συνολικές μετατοπίσεις και οι διατμητικές παραμορφώσεις των εφεδράνων κατά x και y , βάσει του συνδυασμού της εξ. (4.60) προκύπτουν ως εξής:

Πίνακας 4.12: Μετατοπίσεις και διατμητικές παραμορφώσεις των εφεδράνων

Αριθμός εφεδράνων	δ_x (mm)	$\tan\gamma_x$	δ_y (mm)	$\tan\gamma_y$	$\Sigma\tan\gamma$
6009	7,634	0,07	8,684	0,08	0,11
6024	7,443	0,06	6,674	0,06	0,08
6039	6,457	0,06	6,868	0,06	0,08
6054	5,666	0,05	6,466	0,06	0,08
8859	17,372	0,15	28,01	0,24	0,28
8874	17,614	0,15	23,609	0,21	0,26
8889	15,034	0,13	23,842	0,21	0,25
8904	12,489	0,11	23,754	0,21	0,24
11709	31,609	0,27	31,553	0,27	0,38
11724	30,595	0,27	29,602	0,26	0,37
11739	28,69	0,25	29,579	0,26	0,36
11754	27,175	0,24	29,322	0,25	0,35

Παρατηρούμε πως για όλα τα εφέδρανα ικανοποιείται ο περιορισμός:

$$\Sigma\tan\gamma \leq \max\tan\gamma = 0,7.$$

Επομένως, αυτά επαρκούν.

4.6.2.4 Έλεγχος σεισμικής ανηγμένης διατμητικής παραμόρφωσης

Οι μετατοπίσεις κατά x , y λόγω των σεισμικών διεγέρσεων E_x , E_y και E_z φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 4.13: Μετατοπίσεις δx και δy των εφεδράνων λόγω των σεισμικών διεγέρσεων

Αριθμός Εφεδράνων	δx (mm)			δy (mm)		
	E_x	E_y	E_z	E_x	E_y	E_z
6009	122,274	102,227	2,810	84,115	85,235	0,794
6024	121,357	89,930	2,049	87,198	92,189	0,490
6039	121,113	79,978	1,377	90,026	98,535	0,523
6054	121,669	74,000	1,547	92,534	104,140	0,825
8859	128,389	111,509	2,113	90,340	109,596	0,767
8874	126,850	98,932	1,538	92,661	113,523	0,737
8889	126,121	89,482	0,886	94,748	116,990	0,716
8904	126,276	84,442	0,816	96,639	120,067	0,868
11709	121,035	78,242	3,582	64,279	56,417	1,769
11724	121,792	73,368	2,247	65,604	55,784	1,063
11739	123,324	73,745	1,820	67,140	55,911	0,581
11754	125,593	79,224	2,302	68,878	56,873	0,615

Οι μετατοπίσεις κατά x , y λόγω των σεισμικών συνδυασμών $E_1 = E_x + 0,30E_y + 0,30E_z$, $E_2 = 0,30E_x + E_y + 0,30E_z$ και $E_3 = 0,30E_x + 0,30E_y + E_z$, επομένως, προκύπτουν:

Πίνακας 4.14: Μετατοπίσεις εφεδράνων λόγω των σεισμικών συνδυασμών

Αριθμός Εφεδράνων	E1			E2			E3		
	δx (mm)	δy (mm)	d_{Ed} (mm)	δx (mm)	δy (mm)	d_{Ed} (mm)	δx (mm)	δy (mm)	d_{Ed} (mm)
6009	153,785	109,924	189,032	139,752	110,708	178,289	70,160	51,599	87,092
6024	148,951	115,002	188,180	126,952	118,495	173,660	65,435	54,306	85,035
6039	145,520	119,743	188,453	116,725	125,700	171,538	61,704	57,091	84,065
6054	144,333	124,024	190,299	110,965	132,148	172,558	60,248	59,827	84,906
8859	162,476	123,449	204,054	150,660	136,928	203,587	74,082	60,748	95,805
8874	156,991	126,939	201,890	137,448	141,542	197,298	69,273	62,592	93,362
8889	153,231	130,060	200,986	127,584	145,629	193,612	65,567	64,237	91,790
8904	151,853	132,920	201,809	122,570	149,319	193,183	64,031	65,880	91,870
11709	145,582	81,735	166,957	115,627	76,231	138,495	63,365	37,978	73,875
11724	144,477	82,658	166,451	110,580	75,784	134,056	60,795	37,479	71,419
11739	145,994	84,088	168,478	111,288	76,227	134,891	60,941	37,496	71,552
11754	150,051	86,124	173,011	117,593	77,721	140,956	63,747	38,340	74,389

Η μέγιστη μετατόπιση d_{Ed} εμφανίζεται στο εφέντρο «8859» για το σεισμικό συνδυασμό E_1 , με $\max d_{Ed} = 204,054$ mm και, συνεπώς, το εφέντρο θα ελεγχθεί για αυτόν το συνδυασμό. Η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω σεισμού είναι:

$$\gamma_s = 1,77 < 2. \text{ Επομένως τα εφέντρα επαρκούν.}$$

4.6.2.5 Έλεγχος συνολικής ανηγμένης διατμητικής παραμόρφωσης

Οι ενεργές επιφάνειες των ακραίων και μεσαίων εφεδράνων, για $\delta_x = 162,476$ mm και $\delta_y = 123,449$ mm λόγω συνδυασμού E_1 , προκύπτουν:

$$A_r = (a - \delta_x) * (b - \delta_y) = 1370,20 \text{ cm}^2 \text{ και}$$

$$A_r = (a - \delta_x) * (b - \delta_y) = 1608,48 \text{ cm}^2, \text{ αντίστοιχα.}$$

Οι θλιπτικές δυνάμεις (N_{Ed}) για το δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό, δηλαδή για $E_d = G+0,2Q+E_1$ και οι προκύπτουσες ορθές τάσεις των εφεδράνων φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 4.15: Θλιπτικές δυνάμεις N_{Ed} και ορθές τάσεις σε εφεδράνων για το σεισμικό συνδυασμό σχεδιασμού $E_d = G+0,2Q+E_2$

Αριθμός εφεδράνων	N_{Ed} (kN)	A_r (cm ²)	σ_e (kN/cm ²)
6009	717,6	1370,201	0,52
6024	842,5	1370,201	0,61
6039	595,9	1370,201	0,43
6054	380,1	1370,201	0,28
8859	1695,7	1608,476	1,05
8874	1892,2	1608,476	1,18
8889	1512,0	1608,476	0,94
8904	1141,9	1608,476	0,71
11709	383,3	1370,201	0,28
11724	399,5	1370,201	0,29
11739	368,5	1370,201	0,27
11754	310,6	1370,201	0,23

Η μέγιστη ορθή τάση σημειώνεται για το εφέδρανο «8874» και είναι:

$$\max \sigma_e = 1,18 \text{ KN/cm}^2$$

Συνεπώς, η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω θλίψης υπολογίζεται από τη σχέση: $\gamma_c = (1,5 \cdot \sigma_e) / (S \cdot G) = 1,49$, όπου:

$S = a \cdot b / \{2 \cdot (a+b) \cdot t_i\} = 50 \cdot 60 / \{2 \cdot (50+60) \cdot 1,15\} = 11,86$, ο συντελεστής σχήματος του εφεδράνου.

Η μέγιστη ισοδύναμη διατμητική παραμόρφωση του εφεδράνου προκύπτει ²:

$$\gamma_{td} = \gamma_s + \gamma_c = 1,77 + 1,49 = 3,26 < \varepsilon_{uk} / \gamma_m = 7 / 1,15 = 6,09$$

Επομένως, η επιλογή εφεδράνων 450x600 για τις ακραίες στηρίξεις και 500x600 για την ενδιάμεση κρίνεται σωστή.

4.6.2.6 Έλεγχος ευστάθειας εφεδράνων

Από την εξ. (4.62) ισχύει: $\sigma_e = 1,18 \text{ KN/cm}^2 < 3,24 \text{ KN/cm}^2$

Άρα, τα εφέδρανα δεν ολισθαίνουν.

4.6.2.7 Έλεγχος μεταφοράς τέμνουσας

Η ελάχιστη θλιπτική δύναμη στο εφέδρανο υπολογίζεται για θέση οχήματος με την ελάχιστη αντίδραση στήριξης. Η θλιπτική αυτή δύναμη σε κάθε εφέδρανο προκύπτει για το σεισμικό συνδυασμό σχεδιασμού $E_d = G+0,2Q+E_3$. Από το σεισμικό συνδυασμό E_3 , για $\delta_x = 74,082 \text{ mm}$ και $\delta_y = 60,748 \text{ mm}$, υπολογίζονται οι ενεργές επιφάνειες των ακραίων και μεσαίων εφεδράνων: $A_r = 2027,144 \text{ cm}^2 / A_r = 2296,770 \text{ cm}^2$.

Οι ελάχιστες θλιπτικές δυνάμεις των εφεδράνων και οι προκύπτουσες ορθές τάσεις τους φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

² Η επιρροή της διατμητικής παραμόρφωσης λόγω γωνίας στροφής είναι πολύ μικρή και αμελείται.

Πίνακας 4.16: Ελάχιστες θλιπτικές τάσεις και ορθές τάσεις εφεδράνων για το σεισμικό συνδυασμό σχεδιασμού $E_d=G+0,2Q+E3$

Αριθμός εφεδράνων	minN _{Ed} (kN)	A _g (cm ²)	σε (kN/cm ²)
6009	261,6	2027,144	0,13
6024	309,5	2027,144	0,15
6039	312,4	2027,144	0,15
6054	266,8	2027,144	0,13
8859	862,5	2296,770	0,38
8874	1024,7	2296,770	0,45
8889	1024,3	2296,770	0,45
8904	859,5	2296,770	0,37
11709	237,5	2027,144	0,12
11724	291,7	2027,144	0,14
11739	293,8	2027,144	0,14
11754	251,5	2027,144	0,12

Επομένως, η ελάχιστη θλιπτική δύναμη των εφεδράνων έχει τιμή: $\min N_{Ed} = 237,5$ KN.

Οι μέγιστες τέμνουσες που αναλαμβάνουν τα εφέδρανα είναι οι εξής:

Πίνακας 4.17: Μέγιστες τέμνουσες εφεδράνων

Αριθμός Εφεδράνων	V _{Ex} (KN)	V _{Ey} (KN)	$\sqrt{V_{Ex}^2 + (0,3 \cdot V_{Ey})^2}$	$\sqrt{V_{Ey}^2 + (0,3 \cdot V_{Ex})^2}$	max V _{Ed} (KN)
6009	348,50	312,50	360,89	329,53	360,89
6024	350,90	302,40	362,44	320,20	362,44
6039	354,30	298,00	365,41	316,39	365,41
6054	358,90	300,00	370,01	318,74	370,01
8859	409,60	407,90	427,49	426,01	427,49
8874	409,80	392,90	426,41	411,69	426,41
8889	411,60	384,30	427,44	403,65	427,44
8904	414,90	383,00	430,52	402,72	430,52
11709	321,80	226,50	328,90	246,22	328,90
11724	324,80	216,40	331,22	237,33	331,22
11739	329,70	217,30	336,08	238,75	336,08
11754	336,30	229,00	343,25	250,24	343,25

Άρα, η μέγιστη τέμνουσα που πρέπει να αναληφθεί έχει τιμή: $\max V_{Ed} = 430,52$ kN.

Για εφέδρανα με εξωτερική επιφάνεια ελαστικού ($\alpha=0,1$) και έδραση σε σκυρόδεμα ($\beta=0,6$) ισχύει:

$$\max V_{Ed} / \min N_{Ed} = 430,52 / 237,5 = 1,81 > \alpha + \beta / \sigma_e = 0,1 + 0,2 / 1,2 = 0,27$$

Όπως, λοιπόν, είχαμε συμπεράνει και από τον έλεγχο εφεδράνου για κατακόρυφα φορτία, απαιτούνται μηχανικά μέσα αγκύρωσης, δηλαδή αγκυρούμενα εφέδρανα.

Συμπερασματικά, τα εφέδρανα 450x600 για τις ακραίες και τα εφέδρανα 500x600 για την ενδιάμεση στήριξη επαρκούν για την ανάληψη και μεταφορά των φορτίων. Πρέπει, όμως, αυτά να είναι αγκυρούμενα.

5 Συμπεράσματα

Η επιλογή, μία γέφυρα να κατασκευαστεί ως σύμμικτη, έχει πολλά πλεονεκτήματα και είναι αυτή που συνήθως προτείνεται.

Τα βασικότερα προτερήματα των σύμμικτων γεφυρών απορρέουν από τη συνεργασία των δύο υλικών, του σκυροδέματος και του χάλυβα. Με τον τρόπο αυτό συνδυάζονται οι ιδιότητες τους και αυτό προσδίδει στην γέφυρα μεγαλύτερη αντοχή και καλύτερα αποτελέσματα. Οι αναπτυσσόμενες θλιπτικές τάσεις παραλαμβάνονται από την πλάκα σκυροδέματος του καταστρώματος, ενώ οι χαλύβδινες κύριες δοκοί αυξάνουν σημαντικά την εφελκυστική αντοχή του φορέα, με αποτέλεσμα να αποτρέπεται η αστοχία και να εξασφαλίζεται η μεγάλη διάρκεια ζωής του έργου. Η επίτευξη υψηλής αντοχής δίνει τη δυνατότητα χρησιμοποίησης λεπτών διατομών με αντίστοιχο μικρό ίδιο βάρος. Το χαρακτηριστικό αυτό είναι που ξεχωρίζει τις σύμμικτες γέφυρες και τις κάνει να υπερτερούν έναντι των μεταλλικών και των προεντεταμένων.

Ακόμα, οι χαλύβδινες δοκοί μειώνουν κατά πολύ το ίδιο βάρος της γέφυρας, μειώνοντας παράλληλα το μέγεθος των σεισμικών δονήσεων που ενεργούν στην κατασκευή. Αυτό έρχεται να ενισχύσει την ορθότητα της επιλογής καθώς αυξάνει με την σειρά του την αντοχή της γέφυρας και επιμηκύνει τον χρόνο ζωής της. Για το λόγο αυτό και η επιλογή σύμμικτης γέφυρας θεωρείται βέλτιστη σε περιοχές με έντονη σεισμική δραστηριότητα.

Επίσης, η χρήση χαλύβδινων δοκών προσφέρει την δυνατότητα κατασκευής σύμμικτων γεφυρών μεγάλων ανοιγμάτων χωρίς να χάνουν την αντοχή τους, κάτι που οφείλουν στην αυξημένη ολκιμότητα του χάλυβα. Μπορούν να υφίστανται εκτεταμένες παραμορφώσεις χωρίς να αστοχούν.

Από οικονομικής πλευράς όμως, ένα σημαντικό μειονέκτημα του χάλυβα, που δεν γίνεται να αμεληθεί, είναι το αυξημένο κόστος του στην αγορά, μεγαλύτερο από αυτό του σκυροδέματος, το οποίο καθιστά την επιλογή της σύμμικτης γέφυρας ακριβή. Παρόλα αυτά, η υψηλή ταχύτητα ανέγερσης και κατά συνέπεια ο σύντομος χρόνος παράδοσης του έργου αντισταθμίζουν σε ένα βαθμό τα παραπάνω μειονεκτήματα. Αυτό επιτυγχάνεται κατά κύριο λόγο εξαιτίας του ότι μεγάλο μέρος των εργασιών γίνεται σε εργοστασιακούς χώρους και στη συνέχεια τα δομικά μέλη μεταφέρονται και τοποθετούνται κατάλληλα στο χώρο του εργοταξίου. Αυτό επιπρόσθετα έχει σαν αποτέλεσμα την ανεξαρτητοποίηση μεγάλου μέρους των εργασιών από τις επικρατούσες καιρικές συνθήκες. Ωστόσο η συντήρηση του έργου αποτελεί ένα επιπλέον κόστος καθώς απαιτούνται ειδικές βαφές για την αντιμετώπιση του προβλήματος σκωρίασης του χάλυβα, των οποίων η τιμή είναι υψηλή.

Τέλος, οι σύμμικτες γέφυρες έχουν εξαιρετικά αποτελέσματα και στο αισθητικό μέρος του έργου καθώς οι λεπτές χαλύβδινες δοκοί προσδίδουν κομψότητα και επιτυγχάνουν οικονομία χώρου. Επιπρόσθετα, οι πολλοί τύποι γεφυρών δίνουν το πλεονέκτημα της επιλογής εκείνου που ταιριάζει περισσότερο στον περιβάλλοντα χώρο, αποφεύγοντας δυσαρμονίες.

Επομένως, λαμβάνοντας υπόψη όλα τα παραπάνω γίνεται εύκολο να καταλάβουμε γιατί οι σύμμικτες γέφυρες έχουν σημαίνοντα ρόλο στην γεφυροποιία τις τελευταίες δεκαετίες και είναι πρώτες σε επιλογή.

6 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι. (2001). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 2^η έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ηλιόπουλος Α. (2006). «Σύμμικτες γέφυρες – Οδηγός σχεδιασμού με βάση τα DIN-Fachbericthe και τους Ευρωκώδικες». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1997). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι, 2^η έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Ερμόπουλος Ι. (2008). «Σιδηρές και σύμμικτες γέφυρες, ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 1 έως 8, 2^η έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
7. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις, Μέρος 1-5: Γενικές δράσεις – Δράσεις ανέμου, 2003.
8. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις, Μέρος 1-5: Γενικές δράσεις – Θερμικές δράσεις, 2003.
9. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις, Μέρος 2: Φορτία Κυκλοφορίας σε γέφυρες, 2003.
10. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, 2005.
11. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-5: Μέλη από επίπεδα ελάσματα, 2006.
12. Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, 2004.
13. Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα, Μέρος 2: Γενικοί κανόνες και κανόνες για γέφυρες, 2005.
14. Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 2: Γέφυρες, 2005.