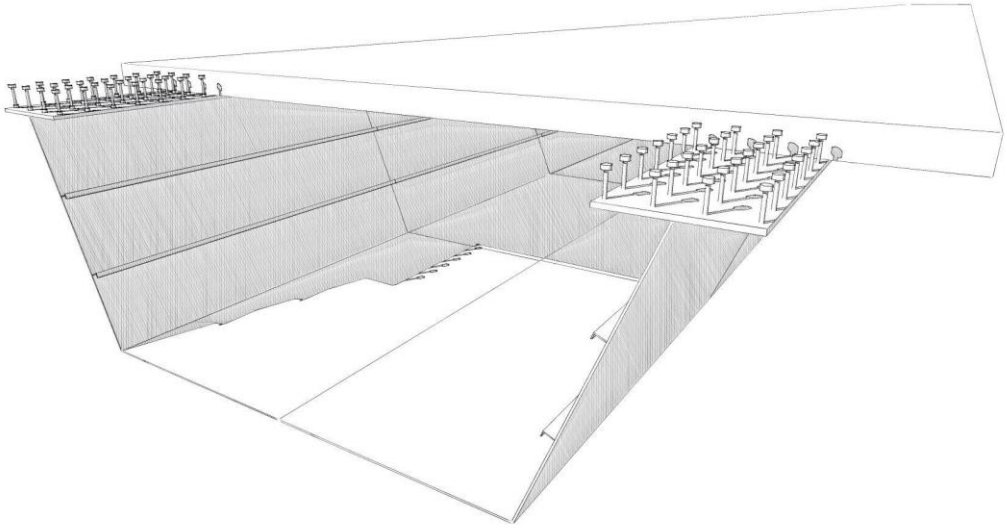
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Συνεχούς Σύμμικτης Γέφυρας Κιβωτοειδούς Διατομής



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Πανούση Μαρία και Ροζή Δήμητρα
Επιβλέπων:Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα,Μάρτιος 2015
ΕΜΚ ΔΕ 2015/09

Πανούση Ι.Μ. και Ροζή Φ.Δ. (2015).
Σχεδιασμός σύμμικτης οδικής γέφυρας κιβωτοειδούς διατομής
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2015/
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Panousi I.M. and Rozi F.D. (2015).
Design of continuous composite box girder bridge
Diploma Thesis EMK ΔE 2015/
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη 9
Abstract 11
Ευχαριστίες 13
1 Εισαγωγή 15
1.1 Γενικά 15
1.2 Κατηγορίες Γεφυρών 15
1.3 Κριτήρια Επιλογής Τύπου Γέφυρας 17
1.4 Σύμμικτες Γέφυρες 17
1.5 Γέφυρα με κιβωτοειδείς δοκούς 18
2 Μόρφωση Γέφυρας 19
2.1 Στατικό Προσομοίωμα 19
2.2 Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά 19
3 Δράσεις 23
3.1 Μόνιμες δράσεις 23
3.2 Μεταβλητές δράσεις 23
3.2.1 Κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας 23
3.2.2 Οριζόντια φορτία κυκλοφορίας 28
3.3 Φορτία ανέμου 28
3.3.1 Δεδομένα για τον άνεμο 29
3.2.2 Κατάστρωμα 32
3.2.3 Θερμοκρασιακές μεταβολές 40
3.3 Σεισμικές δράσεις (Γραμμική δυναμική ανάλυση – Μέθοδος φάσματος απόκρισης) 44
3.3.1 Φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση 45
4 Συνδυασμοί Δράσεων 47
4.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α) 47
4.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ) 49
5 Υπολογισμός Φορτίων 51
5.1 Μόνιμα Φορτία 51
5.1.1 Ιδιο βάρος χάλυβα 51
5.1.2 Ιδιο βάρος πλάκας 51
5.1.3 Λοιπά μόνιμα φορτία 51
5.2 Κινητά Φορτία (Κυκλοφορίας) 51
5.3 Υπολογισμός Ερπυσμού και Συστολής Ξήρανσης 51

5.3.1 Ερπυσμός 51
5.3.2 Συστολή Ξήρανσης 53
5.4 Θερμοκρασιακές Διαφορές (ΔΤΜ, ΔΤΝ) 53
5.5 Υπολογισμός φορτίου ανέμου 53
5.2.1 Κατάστρωμα 53
5.6 Τροχοπέδηση 54
6 Παρουσίαση Προσομοιώματος 55
6.1 Παρουσίαση Προσομοιώματος (SOFiSTiK) 55
6.2 Προσομοίωμα Γέφυρας 56
6.2.1 Κύρια δοκός 56
6.2.2 Πλάκα σκυροδέματος 58
7 Ανάλυση φορέα και έλεγχοι επάρκειας 59
7.1 Ανάλυση κύριων δοκών 59
7.2 Έλεγχος κύριας δοκού σε Ο.Κ.Α. 62
7.2.1 Χαρακτηριστικές τιμές εντατικών μεγεθών 62
7.2.2 Έλεγχος τάσεων σε Ο.Κ.Α. 64
7.2.3 Έλεγχος σε κύρτωση 66
7.3 Επίλυση πλάκας σκυροδέματος 81
7.4 Έλεγχος σε Ο.Κ.Λ 82
7.5 Διατμητική Σύνδεση 84
7.5.1 Γενικά 84
7.5.2 Διαμήκης διατμητική δύναμη 85
7.5.3 Υπολογισμός διαμήκους διάτμησης και διατμητικών ήλων 88
7.6Κόπωση 90
7.6.1 Εισαγωγή 90
7.6.2 Έλεγχος αντοχής σε κόπωση δομικού χάλυβα στη θέση αποκατάστασης συνέχειας 91
7.6.3 Έλεγχος αντοχής σε κόπωση διατμητικών ήλων 92
7.7 Έλεγχος σε φάση κατασκευής 93
7.7.1 Έλεγχος επάρκειας χαλύβδινης διατομής 93
7.7.4 Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό του άνω πέλματος με τη μέθοδο της ισοδύναμης ράβδου 93
8 Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα 95
8.1 Γενικά 95
8.2 Διαστασιολόγηση-Έλεγχοι 95

8.2.1 Επιλογή Εφεδράνων 95
8.2.2 Προσομοίωση 96
8.2.3 Έλεγχοι 97
8.2.4 Στατική Φόρτιση 99
8.2.5 Σεισμικός Συνδυασμός 101
9 Συνδέσεις 105
10 Συμπεράσματα 107

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2015/09

Σχεδιασμός Σύμμικτης Οδικής Γέφυρας Κιβωτοειδούς Διατομής

Πανούση Ι.Μ και Ροζή Φ.Δ (Επιβλέπων:Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη και ο σχεδιασμός οδικής σύμμικτης γέφυρας κιβωτοειδούς διατομής με σύμμικτο κατάστρωμα. Το άνοιγμα της γέφυρας είναι 200 m και το πλάτος του καταστρώματος 10 m. Η μελέτη γίνεται σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες.

Αρχικά, γίνεται μια σύντομη περιγραφή της υπό κατασκευής γέφυρας, καθώς και μια επεξήγηση των παραδοχών που έγιναν στα πλαίσια της εργασίας, και παρουσιάζεται το στατικό σύστημα και η γεωμετρία της γέφυρας. Ύστερα περιγράφονται αναλυτικά οι φορτίσεις και οι σεισμικές δράσεις που εφαρμόζονται στη γέφυρα με βάση τους Ευρωκώδικες.

Στη συνέχεια γίνεται η διαστασιολόγηση, και παρουσιάζονται οι τελικές διατομές που προέκυψαν από τη μελέτη. Γίνεται περιγραφή του λογισμικού SOFiSTiK με το οποίο έγινε η ανάλυση, καθώς και της διαδικασίας που ακολουθήθηκε για τη μόρφωση του προσομοιώματος.

Ακολούθως, περιγράφεται αναλυτικά ο υπολογισμός των φορτίων, καθώς και οι συνδυασμοί φορτίσεων που χρησιμοποιούνται για την ανάλυση μέσω του λογισμικού. Ακολουθούν οι έλεγχοι σε οριακή κατάσταση αστοχίας και σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, καθώς επίσης και ο έλεγχος σε κύρτωση και κόπωση.

Κατόπιν υπολογίζονται τα εφέδρανα. Χρησιμοποιούνται ελαστομεταλλικά εφέδρανα, γίνεται διαστασιολόγηση, και στη συνέχεια γίνονται οι έλεγχοι τόσο για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας οσο και για σεισμικούς συνδυασμούς.

Στα επόμενα κεφάλαια, απεικονίζονται αναλυτικά οι συνδεσεις των μελών και οι αποκαταστάσεις συνέχειας και γίνεται μία σύντομη αναφορά στα πλεονεκτήματα των κιβωτοειδών δοκών.

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

DIPLOMA THESIS
ΕΜΚ ΔΕ 2015/09

Design of Continuous Box-girder Composite Bridge

Panousi I.M and Rozi F.D (supervised by Vayas I.)

Abstract

The present diploma thesis approaches the design and analysis of a continuous box girder road bridge with a composite deck, according to the provisions of the Eurocodes.

At first a short description of the geometrical and static characteristics is made and then the loads and seismic actions applied to the bridge are described in detail. After the dimensional requirements have been satisfied, the software used for the analysis is presented, as well as the procedure through which the model of the bridge is created.

In the following chapters, the cross sections are calculated and checked for the ultimate limit states and serviceability limit states. In addition, buckling of plate elements and fatigue are calculated in depth. The laminated elastomeric bearings are designed and checked for the limit states and the seismic loads.

Finally, a graphical representation of the connections is made, and the advantages of box girder cross are concluded.

Ευχαριστίες

Με την παρούσα αυτή διπλωματική εργασία ολοκληρώνεται ο κύκλος φοίτησης μας στη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

Καταρχάς, θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τον Καθηγητή του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου κ. Ιωάννη Βάγια, που ήταν και ο επιβλέπων της διπλωματικής μας εργασίας. Η συνεχής και συστηματική καθοδήγησή του, σε συνδυασμό με το επιστημονικό του υπόβαθρο αποτέλεσαν καταλυτικούς παράγοντες για την διεκπεραίωση της προσπάθειας αυτής.

Επίσης, θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε θερμά τον κ. Παύλο Θανόπουλο , Λέκτορα του τομέα Δομοστατικής του Ε.Μ.Π και τον κ. Τάσο Αβραάμ, Λέκτορα του τομέα Δομοστατικής του Ε.Μ.Π, για τη συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή της διπλωματικής μας εργασίας.

Για την βοήθεια καθ’όλη την διάρκεια της διπλωματικής μας εργασίας ευχαριστούμε ιδιαιτέρως τον κ.Παύλο Θανόπουλο.

Τέλος, ένα μεγάλο ευχαριστώ στους φίλους μας, οι οποίοι συνέβαλαν με τον τρόπο τους στην καλύτερη δυνατή διεκπεραίωση των σπουδών μας.

Πανούση Μαρία και Ροζή Δήμητρα
Μάρτιος 2015

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

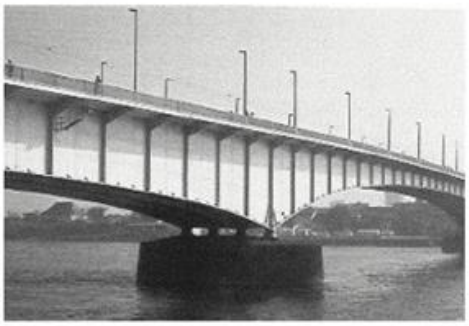
Γέφυρα είναι μια κατασκευή που αποκαθιστά τη συνέχεια μιας γραμμής επικοινωνίας, όπως μιας οδού (οδική γέφυρα), ενός σιδηρόδρομου, μιας ροής πεζών ή ενός αγωγού πάνω από ένα εμπόδιο. Τα συνήθη εμπόδια που γεφυρώνονται είναι ποτάμια ή υδάτινες επιφάνειες ,άλλοι συγκοινωνιακοί άξονες, τεχνητές υδάτινες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

Οι γέφυρες γενικά, θεωρούνται από τις πλέον εντυπωσιακές κατασκευές μεταξύ των έργων περιοχής Πολιτικού Μηχανικού, έχουν όμως παράλληλα και πολλές ιδιομορφίες και λεπτά σημεία στην ανάλυση, τη διαστασιολόγηση και την ανέγερσή τους, γεγονός που καθιστά απαραίτητες κάποιες ιδιαίτερες γνώσεις γι'αυτούς που ασχολούνται με το αντικείμενο αυτό.

1.2 Κατηγορίες Γεφυρών

Ανάλογα με τον εκάστοτε εξεταζόμενο παράγοντα, οι σιδηρές και οι σύμμικτες γέφυρες μπορούν να ταξινομηθούν σε διάφορες κατηγορίες, ανεξάρτητες μεταξύ τους, οι κυριότερες απο τις οποίες είναι οι ακόλουθες:

- Προορισμός (οδικές, σιδηροδρομικές, μικτές, πεζογέφυρες, γέφυρες αγωγών, γερανογέφυρες, γέφυρες ταινιοδρόμων κλπ).
- Στατική μορφή κυρίων δοκών (αμφιέρειστες, συνεχείς με ή χωρίς αρθρώσεις, πλαισιωτές, τοξωτές, κρεμαστές με ευθύγραμμα ή καμπύλα καλώδια κλπ).
- Μόρφωση κυρίων δοκών (ολόσωμες πρότυπες, σύνθετες ή κιβωτοειδείς, και δικτυωτές μορφής V, N, K κλπ, ιοστατικές ή υπερστατικές εσωτερικά)
- Θέση καταστρώματος (άνω, μέσης, κάτω διάβασης).
- Αριθμός καταστρώματος (μονώροφες και διώροφες).
- Είδος συνδέσεων (ηλωτές, κοχλιωτές, συγκολλητές).
- Λοξότητα (ορθές, 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 περί κατακόρυφο ή οριζόντιο άξονα, βυθιζόμενες κλπ.)



1.3 Κριτήρια Επιλογής Τύπου Γέφυρας

Προκειμένου να γίνει η οριστική επιλογή τόσο του υλικού, όσο και του είδους του φορέα (σύμφωνα με τα προαναφερθέντα στο 1.2), είναι απαραίτητο να ληφθεί υπόψη μία σειρά παραγόντων,οι σπουδαιότεροι από τους οποίους είναι:

- Φυσικά χαρακτηριστικά της περιοχής (τοπογραφία, γεωλογικά χαρακτηριστικά, έδαφος θεμελίωσης, υδρολογικά στοιχεία, σεισμολογικά χαρακτηριστικά, καιρικές συνθήκες κλπ).
- 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 όλων αυτών των παραγόντων, προσδιορίζονται οι δύο-τρεις προσφορότερες για την περίπτωση λύσεις, από την τεχνοοικονομική σύγκριση των οποίων επιλέγεται η πλέον ενδεδειγμένη, και ακολουθεί η οριστική μελέτη και η κατασκευή.

1.4 Σύμμικτες Γέφυρες

Σύμμικτες γέφυρες 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:

- Μέγιστη αντοχή, δυσκαμψία, πλαστιμότητα και ικανότητα απόσβεσης αν λάβει κανεις 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 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 Γέφυρα με κιβωτοειδείς δοκούς

Υπάρχουν πολλά πλεονεκτήματα για να επιλέξει κανείς διατομή κιβωτίου έναντι δοκών διπλού ταυ σε μια σύμμικτη γέφυρα. Παρόλα αυτά όμως δεν αποτελεί πανάκεια. Συνήθως επιλέγονται σε περιπτώσεις που συντρέχουν ένας από τους παρακάτω λόγους:

- Το μέγιστο άνοιγμα στηριγμάτων να υπερβαίνει τα 90 μέτρα περίπου.
- Το πλάτος του καταστρώματος να υπερβαίνει τα 20 μέτρα περίπου.
- Ανεπαρκές διαθέσιμο ύψος για ενσωμάτωση του καταστρώματος όταν ο μεταλλικός φορέας αποτελείται από δοκούς I.
- Οριζόντια καμπυλότητα μεγαλύτερη από R/L>0,20 (όπου L=μήκος καμπυλότητας και R=ακτίνα καμπυλότητας).
- Καθαρά αισθητικοί λόγοι.

Οι κιβωτιοειδείς διατομές πλεονεκτούν έναντι των δοκών Ταυ από στατικής πλευράς λόγω της μεγάλης στρεπτικής δυσκαμψίας.Το κόστος παραγωγής των κιβωτίων μπορεί να είναι υψηλότερο των συμβατικών διατομών όμως σε κάθε έργο θα πρέπει να αξιολογείται το συνολικό κόστος της γέφυρας διότι αν λάβουμε υπόψιν την αυξημένη αντοχή του κιβωτίου λόγω του κάτω πέλματος, τον μικρότερο αριθμό διαφραγμάτων που απαιτούνται, την ταχύτητα και την ευκολία κατασκευής λόγω των λιγότερων τμημάτων που δύναται να συνδεθούν στο εργοτάξιο τότε πιθανόν να είναι οικονομικότερη λύση.

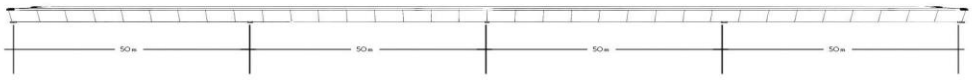
2 Μόρφωση Γέφυρας

2.1 Στατικό Προσομοίωμα

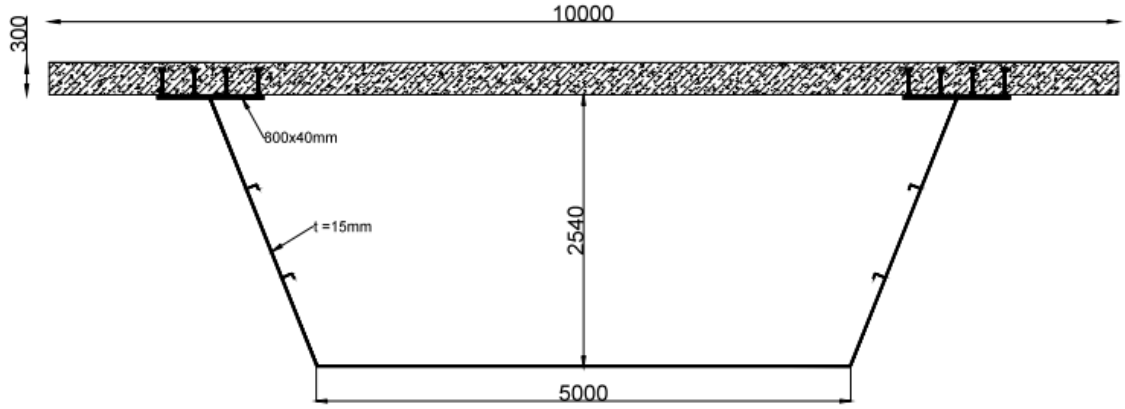
Η γέφυρα αποτελείται από τα εξής επιμέρους στοιχεία:

1. Σύμμικτο κατάστρωμα
2. Κύρια Δοκό κιβωτοειδούς Διατομής με διάμηκεις ενίσχυσεις.
3. Εγκάρσια Διαφράγματα τοποθετημένα ανά 25 μέτρα.
4. Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα
5. Χιαστι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ανά 10 μέτρα.

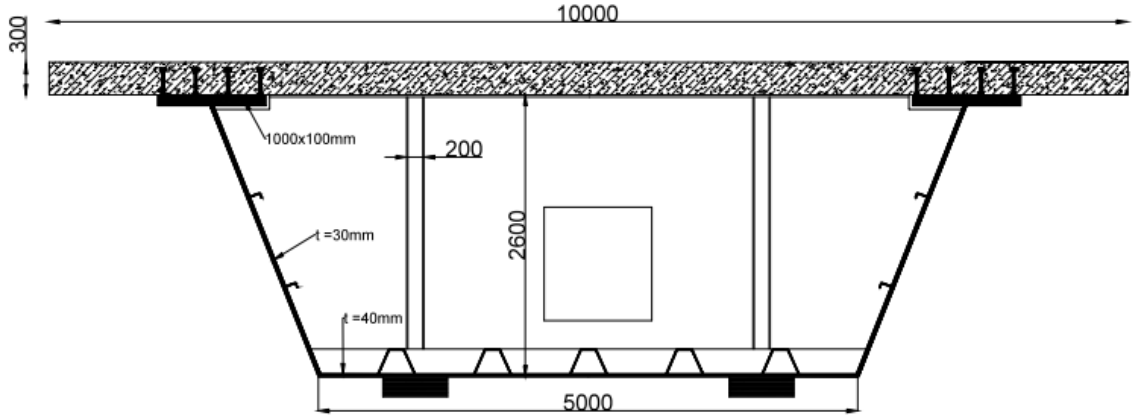
2.2 Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά



Σχήμα 2.1: Οψη Γέφυρας



Σχήμα 2.2: Διατομή ανοίγματος



Σχήμα 2.3: Διατομή Στήριξης

2.3 Δομικά Υλικά

Τα υλικά βάσει των οποίων διαστασιολογείται η γέφυρα και οι ιδιότητες τους είναι οι εξής:

- Σκυρόδεμα C35/45:

Μέτρο ελαστικότητας:	E=31 GPa
Σταθερά Poisson:	v=0,2
Ειδικό βάρος:	γ=25 kN/m^3
Αντοχή:	fck=35 MPa

- Δομικός χάλυβας S355:

Μέτρο ελαστικότητας:	E=210 GPa
Σταθερά Poisson:	v=0,3
Ειδικό βάρος:	γ=78,5 kN/m^3
Όριο διαρροής:	fy=355 MPa
Αντοχή:	fu=510 MPa

- Χάλυβας οπλισμού B500C:

Όριο διαρροής:	fy=355 MPa

3 Δράσεις

3.1 Μόνιμες δράσεις

Στις μόνιμες δράσεις περιλαμβάνονται όλες οι κατακόρυφες δράσεις των οποίων η διαφοροποίηση στο χρόνο είναι αμελητέα. Σε αυτές περιλαμβάνονται τα ίδια βάρη της κατασκευής, αλλά και της ασφαλτόστρωσης, των στηθαίων ασφαλείας κλπ.

Για τον ασφαλτοτάπητα λαμβάνονται 10 ασφαλτικές στρώσεις πάχους 10 mm η καθεμία, με επιφανειακό φορτίο 0,24 kN/m^2 ανά στρώση. Το πεζοδρόμιο έχει ύψος 20 cm και το ειδικό βάρος του θεωρείται ίδιο με του οπλισμένου σκυροδέματος 25 kN/m^3. Για τα λοιπά ίδια βάρη (στηθαία ασφαλείας, κιγκλιδώματα, φωτισμοί κλπ) λαμβάνεται ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο 1,00 kN/m. Η χαρακτηριστική τιμή του ιδίου βάρους των σιδηροδοκών τελικά προσαυξάνεται κατά 10% προκειμένου να ληφθεί υπόψη και το βάρος των διαφόρων ελασμάτων (κομβοελάσματα κλπ) και μέσων σύνδεσης στους κόμβους, σύμφωνα με τον EC1.

Ίδιο βάρος σκυροδέματος:	$25{,}0kN/m^3$
Ίδιο βάρος σιδηροδοκών:	$78{,}5kN/m^3$
Ασφαλτικά:	$2{,}40kN/m^2$
Πεζοδρόμια:	$5{,}00kN/m^2$
Κιγκλιδώματα:	$1{,}00kN/m$

3.2 Μεταβλητές δράσεις

3.2.1 Κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας

Στο μέρος 2 του EC1 προδιαγράφονται τα κινητά φορτία που χρησιμοποιούνται για οδικές γέφυρες με ανοίγματα μικρότερα των 200 m και με πλάτος οδοστρώματος όχι μεγαλύτερο από 42 m. Η διάρκεια ζωής λαμβάνεται ίση με 100 χρόνια.

Προκειμένου να γίνει προσομοίωση των πραγματικών δράσεων, ορίζονται διάφορα πλασματικά μοντέλα φόρτισης για τα οποία προδιαγράφονται τόσο η μορφή όσο και τα αντίστοιχα φορτία τους. Η δυναμική επιρροή των φορτίων έχει συνυπολογιστεί και περιληφθεί στα μοντέλα αυτά, οπότε δεν χρειάζεται να γίνει καμία περαιτέρω προσαύξηση.

Ανάλογα με τις ανάγκες που εξυπηρετεί η γέφυρα, τα μοντέλα φόρτισης εξειδικεύονται και σε ειδικές περιπτώσεις (μοντέλα ειδικών οχημάτων, ανθρωποσυνωστισμός). Αυτά τα μοντέλα χρησιμοποιούνται μόνον όταν ζητείται από την αρμόδια αρχή. Κατά συνέπεια στην περίπτωση της εν λόγω εφαρμογής του EC1, θεωρώντας ότι η υπό μελέτη γέφυρα δεν έχει ειδικές απαιτήσεις, μπορούν να αγνοηθούν.

Στον πίνακα 3.1 ορίζεται ο μέγιστος αριθμός και το αντίστοιχο πλάτος των συμβατικών λωρίδων κυκλοφορίας, ανάλογα με το πλάτος του οδοστρώματος.

Πίνακας 3.1: Αριθμός και πλάτος λωρίδων κυκλοφορίας.

Πλάτος οδοστρώματος w	Αριθμός συμβατικών λωρίδων κυκλοφορίας n_1	Πλάτος συμβατικής λωρίδας κυκλοφορίας w_1	Πλάτος της απομένουσας επιφάνειας w_r
$w < 5{,}4m$	$_1 = 1$	$3\ m$	$w - 3\ m$
$5{,}4m \leq w < 6m$	$_1 = 2$	$w/2$	0
$6m < w$	$_1 = \mathrm{Int}(w/3)$	$3\ m$	$w - 3 \times n_1$

Το πλάτος του οδοστρώματος είναι 7 m, συνεπώς λαμβάνονται δύο λωρίδες με πλάτος 3 m. Η εναπομένουσα επιφάνεια είναι 1 m, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.1.

Λωρίδα 1

Λωρίδα 2

Απομένουσα

Σχήμα 3.1: Αρίθμηση και Διάταξη Λωρίδων

Στον κανονισμό ορίζονται τέσσερα μοντέλα φόρτισης (Μ.Φ.) για τα κατακόρυφα φορτία και δίνονται οι αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές τους. Μέσω των μοντέλων αυτών επιτυγχάνεται ο προσδιορισμός της επίδρασης των φορτίων κυκλοφορίας για τους ελέγχους σε οριακή κατάσταση αστοχίας καθώς και ορισμένους ελέγχους σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Όπως αναφέρθηκε πιο πάνω, θα χρησιμοποιηθούν τα μοντέλα φόρτισης 1 και 2, ενώ τα μοντέλα φόρτισης 3 και 4 δεν απαιτείται να χρησιμοποιηθούν για τη συγκεκριμένη γέφυρα.

3.2.1.1 Μοντέλο Φόρτισης 1

Το μοντέλο αυτό λέγεται και κύριο σύστημα φόρτισης. Αποτελείται από συγκεντρωμένα και ομοιόμορφα φορτία, καλύπτει τις περισσότερες από τις επιδράσεις της κυκλοφορίας επιβατηγών και φορτηγών αυτοκινήτων, και χρησιμεύει για γενικούς και

τοπικούς ελέγχους.
Περιλαμβάνει δύο επιμέρους συστήματα:

1. Τα συγκεντρωμένα φορτία δύο αξόνων *TS: Tandem System* (διαξονικό όχημα). Τοποθετείται στα σημεία της γέφυρας στα οποία η γραμμή επιρροής δίνει τις δυσμενέστερες τιμές καμπτικής ροπής. Στην περίπτωσή μας, αφού πρόκειται για αμφιέρειστη γέφυρα, ως γνωστόν το δυσμενέστερο σημείο είναι στο μέσον του ανοίγματος και δεν απαιτείται διερεύνηση. Κάθε άξονας έχει βάρος $\alpha_Q Q_k$, όπου α_Q είναι ο συντελεστής προσαρμογής και Q_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου ενός άξονα. Το αντίστοιχο βάρος του κάθε τροχού είναι $\alpha_Q/2$, η δε επιφάνεια επαφής του τροχού λαμβάνεται ίση με 0,40x0,40 m^2.
2. Ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο *UDL: Uniformly Distributed Load*. Τοποθετείται σε κάθε λωρίδα και είναι ίσο με $\alpha_q q_k$, όπου α_q είναι ο συντελεστής προσαρμογής και q_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του ομοιόμορφου φορτίου ανά m^2 για την εκάστοτε λωρίδα. Το αντίστοιχο φορτίο για την απομένουσα επιφάνεια είναι ίσο με $\alpha_{qr} q_{rk}$. Τα ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία εφαρμόζονται μόνο στα δυσμενή τμήματα της επιφάνειας επιρροής. Στην περίπτωση της αμφιέρειστης γέφυρας προφανώς ολόκληρη η επιφάνεια είναι δυσμενής, συνεπώς φορτίζεται ολόκληρη χωρίς να απαιτείται επιπλέον διερεύνηση.

Στον πίνακα 3.2 δίνονται οι χαρακτηριστικές τιμές των συγκεντρωμένων (TS) και ομοιόμορφα κατανεμημένων φορτίων (UDL) για κάθε λωρίδα, αλλά και για την απομένουσα επιφάνεια, όπως δίνονται από το μέρος 2 του EC1.

Πίνακας 3.2: Βασικές τιμές των Q_{ik} και q_{ik}.

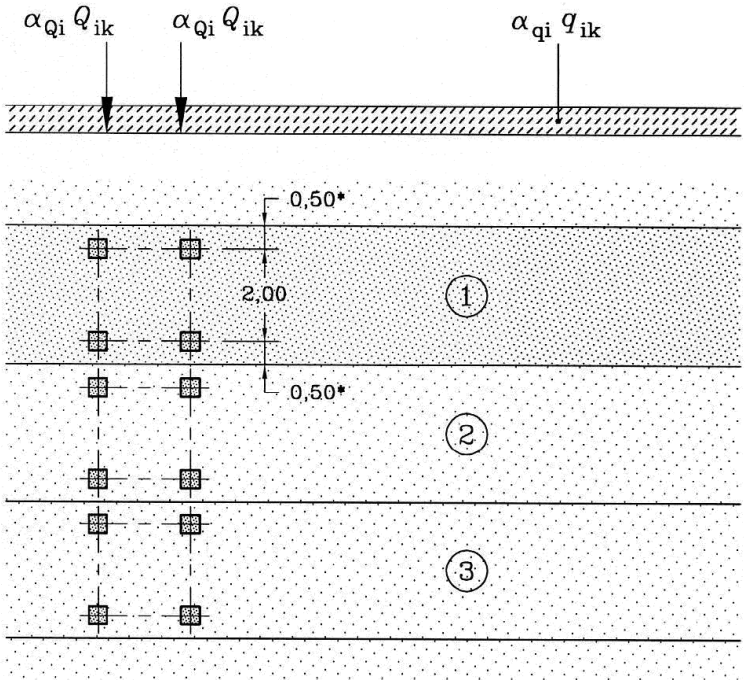
	Διαξονικό όχημα (TS)	Ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο (UDL)
	Φορτίο άξονος Q_{ik} (kN)	q_{ik} ή q_{rk} (kN/m^2)
Λωρίδα 1	300	9
Λωρίδα 2	200	2,5
Λωρίδα 3	100	2,5
Λοιπές λωρίδες	0	2,5
Απομένουσα επιφάνεια (q_{rk})	0	2,5

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

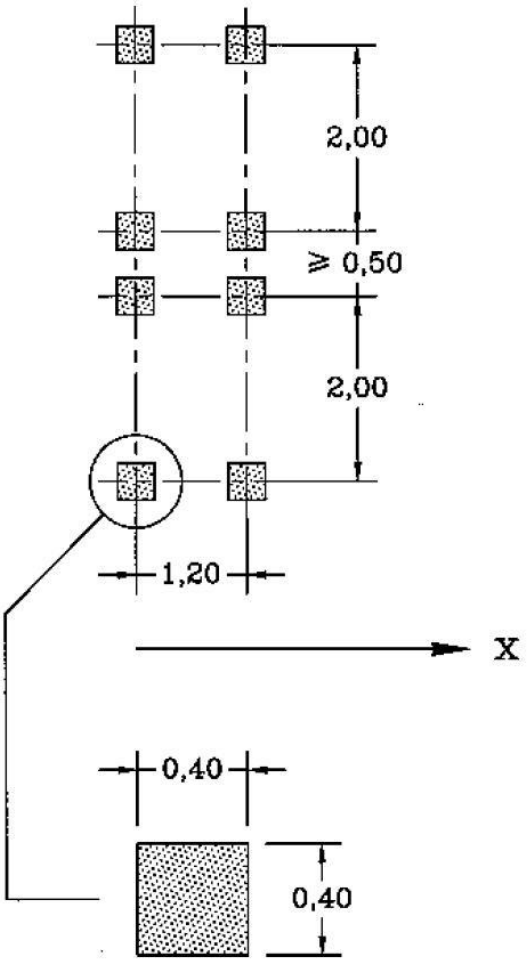
$\alpha_{Q1} \geq 0,8$ και

$\alpha_{qi} \geq 1,0$ για $i \geq 2$.

Στο σχήμα 3.2 φαίνεται ο τρόπος εφαρμογής των φορτίων επί του οδοστρώματος. Αξίζει να αναφερθεί ότι το φορτίο q_{ik} τίθεται και στην επιφάνεια στην οποία τοποθετείται το διαξονικό όχημα. Δεν απαιτείται τα διαξονικά οχήματα των διαφόρων λωρίδων κυκλοφορίας να τοποθετούνται το ένα παραπλεύρως του άλλου κατά την εγκάρσια έννοια, αν από τις επιφάνειες επιρροής προκύπτει δυσμενέστερη διάταξη με τα οχήματα μετατοπισμένα. Στην περίπτωση αμφιέρειστης γέφυρας τούτο δεν έχει σημασία, αφού όπως αναφέρθηκε πιο πάνω δυσμενέστερο είναι το μέσον του ανοίγματος. Υπάρχει όμως ο περιορισμός, η εγκάρσια απόσταση των αξόνων των τροχών στα γειτονικά οχήματα να είναι μεγαλύτερη ή ίση με 0,50 m, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.3.



Σχήμα 3.2: Εφαρμογή Μοντέλου Φόρτισης 1



Σχήμα 3.3: Λεπτομέρεια διαξονικού οχήματος Μοντέλου Φόρτισης 1

Σε περίπτωση που μπορεί να γίνει ανεξάρτητος υπολογισμός των γενικών και τοπικών επιδράσεων, επιτρέπεται από τον κανονισμό οι γενικές επιδράσεις να υπολογίζονται με ένα από τα ακόλουθα απλούστερα συστήματα φόρτισης:

1. Τα διαξονικά οχήματα της δεύτερης και τρίτης λωρίδας αντικαθίστανται από ένα διαξονικό όχημα που τοποθετείται στη δεύτερη λωρίδα και έχει φορτίο άξονα ίσο με:

   $200\ \alpha_{Q2} + 100\ \alpha_{Q3}$ σε kN.

2. Για ανοίγματα μεγαλύτερα των 10 m, το καθένα από τα διαξονικά οχήματα όλων των λωρίδων αντικαθίστανται με έναν άξονα βάρους ίσου προς το βάρος του κάθε οχήματος ($2Q_{ik}\alpha_{Qi}$). Στην περίπτωση αυτή, το μονοαξονικό βάρος είναι:

   $600\ \alpha_{Q1}$ kN στη Λωρίδα 1
   $400\ \alpha_{Q2}$ kN στη Λωρίδα 2

3.2.2 Οριζόντια φορτία κυκλοφορίας

3.2.2.1 Τροχοπέδηση

Η χαρακτηριστική τιμή της δύναμης Q1k της δύναμης τροχοπέδησης ή επιτάχυνσης (με αντίθετη φορά) υπολογίζεται με βάση τα φορτία της Λωρίδας 1 για το Μοντέλο Φόρτισης 1, ως ακολούθως :

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

Με τον περιορισμό όμως:
$180\alpha_{Q1} \leq Q_{lk} \leq 900$ kN,
όπου L το μήκος του καταστρώματος ή του τμήματος που ελέγχεται.
Η δύναμη αυτή θα θεωρείται ότι εφαρμόζει κατά μήκος του άξονα οποιασδήποτε λωρίδας κυκλοφορίας. Εάν όμως η επιρροή της εκκεντρότητας είναι ασήμαντη, μπορεί να θεωρηθεί ότι δρα κατά μήκος του οδοστρώματος, ομοιόμορφα διανεμημένη στο φορτιζόμενο μήκος L.

3.3 Φορτία ανέμου

Το μέρος 1-4 του EC1 περιγράφει αναλυτικά τις μεθόδους και τους κανόνες υπολογισμού των φορτίων ανέμου για οδικές γέφυρες και τα επιμέρους στοιχεία τους, για ανοίγματα έως 200 m.

Τα φορτία ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές ελεύθερες δράσεις. Η συνολική απόκριση των κατασκευών και των επιμέρους στοιχείων τους στη δράση του ανέμου, μπορεί να θεωρηθεί ως επαλληλία μιας «βασικής» και μίας «συντονιστικής» συνιστώσας, όπου η βασική συνιστώσα ενεργεί ως οιονεί στατική, ενώ η συντονιστική ως δυναμική. Για το μεγαλύτερο μέρος των κατασκευών αυτή η δεύτερη είναι συνήθως μικρή και μπορεί να αγνοηθεί, οπότε ο υπολογισμός γίνεται μόνο βάσει της πρώτης, μέσω της απλοποιημένης μεθόδου που προτείνεται στο μέρος 1-4 του EC1.

Οι τιμές που δίνονται στο πληροφοριακό παράρτημα Α του μέρους 1-4 του EC1 για την Ελλάδα είναι οι μεγαλύτερες σε όλο τον Ευρωπαϊκό χώρο. Κατά συνέπεια, για λόγους ευκολίας και υπέρ της ασφαλείας, λόγω της περιορισμένης πρόσβασης στα παραρτήματα των Αυστριακών κανονισμών, στην συνέχεια οι χαρακτηριστικές τιμές που θα χρησιμοποιηθούν για τον άνεμο θα είναι συνειδητά και συντηρητικά οι τιμές που ανταποκρίνονται στην ελληνική πραγματικότητα.Συγκεκριμένα, θα λαμβάνεται ως ταχύτητα αναφοράς του ανέμου v_{ref} = 30 m/s.

3.3.1 Δεδομένα για τον άνεμο

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z από την επιφάνεια του εδάφους, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφία, καθώς και από την βασική ταχύτητα του ανέμου v_b. Προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$v_m = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \tag{3.2}$$

Όπου:

$c_r(z)$ ο συντελεστής τραχύτητας

$c_o(z)$ ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους

v_b η βασική ταχύτητα ανέμου

Όταν, για τη βασική ταχύτητα του ανέμου, λαμβάνεται υπόψη το ανάγλυφο του εδάφους, η προτεινόμενη τιμή για το co είναι 1,0.

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \tag{3.3}$$

Όπου:

c_{dir} ο συντελεστής διεύθυνσης

c_{season} ο εποχικός συντελεστής

$v_{b,0}$ η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου

Οι προτεινόμενες τιμές για τα cdir και cseason είναι 1 και $v_{b,0} = 30m/s^2$ = (vb,0*=23 m/s^2 όταν λαμβάνονται υπόψη και τα φορτία κυκλοφορίας.)

Ο συντελεστής τραχύτητας cr(z) λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω:

- του ύψους πάνω από το έδαφος
- της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου

Η προτεινόμενη διαδικασία για τον προσδιορισμό του συντελεστή τραχύτητας cr(z) σε ύψος z δίνεται από την ακόλουθη εξίσωση και βασίζεται σε μια λογαριθμική κατανομή της ταχύτητας.

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \tag{3.4}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \qquad \text{για} \quad z \leq z_{min} \tag{3.5}$$

Όπου:

z_0 το μήκος τραχύτητας

k_r συντελεστής εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας z_0 και υπολογίζεται με βάση τη σχέση $k_r = 0{,}19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0{,}07}$

Όπου:

$z_{0,II}$ 0,05(κατηγορία εδάφους ΙΙ, βλέπε πίνακα 3.3)

z_{min} το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον πίνακα 3.3

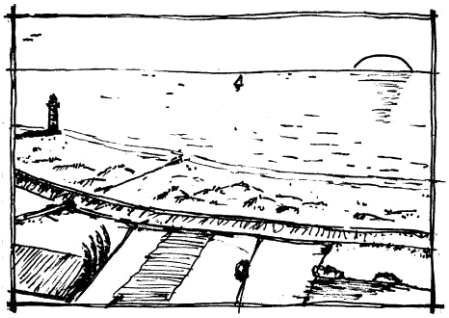
z_{max} πρέπει να λαμβάνεται 200 m, εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στο Εθνικό Προσάρτημα

z_0, z_{min} εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους. Προτεινόμενες τιμές δίνονται στον πίνακα 3.3 για πέντε αντιπροσωπευτικές κατηγορίες εδάφους.

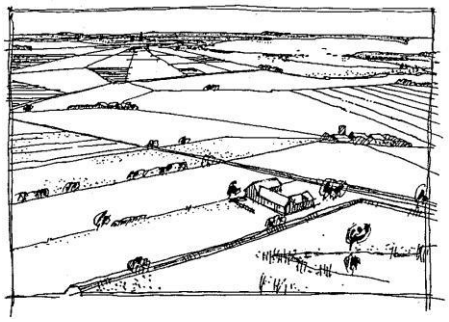
Πίνακας 3.3: Κατηγορία εδάφους και παράμετροι εδάφους.

Κατηγορία εδάφους	z_0 (m)	z_{min} (m)
0 Θαλάσσια ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
Ι Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
ΙΙ Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτήρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,3	2
ΙΙΙ Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m.	1,0	10

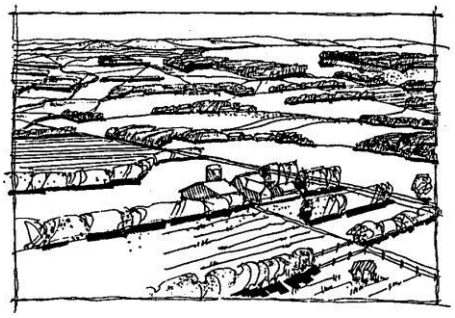
Κατηγορία εδάφους 0
Θάλασσα, παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα



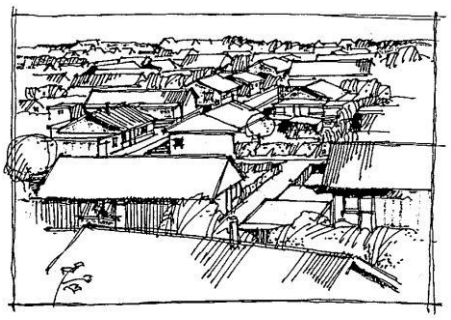
Κατηγορία εδάφους I
Λίμνες ή περιοχή με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια



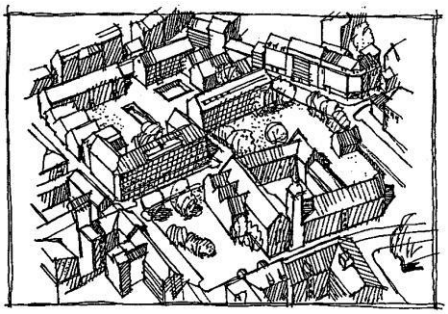
Κατηγορία εδάφους II
Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων



Κατηγορία εδάφους III
Περιοχή με κανονική κάλυψη από βλάστηση ή από κτίρια ή από μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)



Κατηγορία εδάφους IV
Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15 % της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m



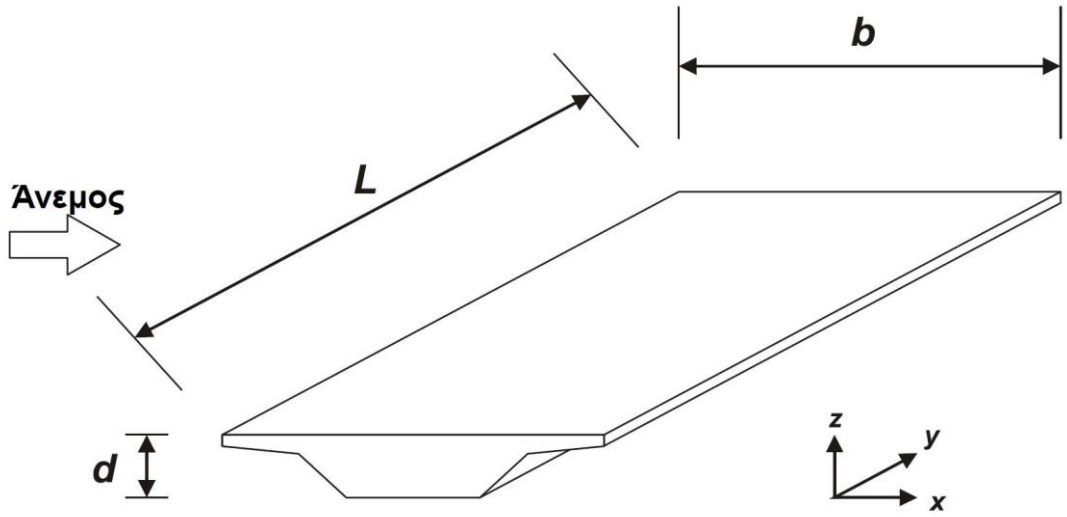
Σχήμα 3.4: Απεικονίσεις της ανώτερης τραχύτητας κάθε κατηγορίας εδάφους.

3.2.2 Κατάστρωμα

Οι δράσεις ανέμου σε γέφυρες δημιουργούν δυνάμεις στις διευθύνσεις x, y και z όπως φαίνεται στο σχήμα 3.5,
όπου:

- x-διεύθυνση είναι η διεύθυνση παράλληλα με το πλάτος του καταστρώματος, κάθετα προς το άνοιγμα
- y-διεύθυνση είναι η διεύθυνση παράλληλα με το άνοιγμα
- z-διεύθυνση είναι η διεύθυνση κάθετα προς το κατάστρωμα

Οι δυνάμεις που προκαλούνται στις διευθύνσεις x και y οφείλονται σε άνεμο που πνέει σε διαφορετικές διευθύνσεις και κανονικά δεν είναι ταυτόχρονες. Οι δυνάμεις που προκαλούνται στη διεύθυνση z μπορούν να προκύψουν από την πνοή του ανέμου σε πολλές διευθύνσεις. Εάν είναι δυσμενείς και σημαντικές, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη ως ταυτόχρονες με τις δυνάμεις που προκαλούνται σε κάθε άλλη διεύθυνση.



Σχήμα 3.5 : Διευθύνσεις των δράσεων του ανέμου σε γέφυρες

Όπου το φορτίο κυκλοφορίας σε οδικές γέφυρες θεωρείται ταυτόχρονα με τον άνεμο, η τιμή συνδυασμού $\psi_o \cdot F_{wk}$ της δράσης του ανέμου στη γέφυρα και στα οχήματα θα περιορίζεται σε μια τιμή $F_w{}^*$ η οποία προσδιορίζεται με υποκατάσταση της θεμελιώδους τιμής της βασικής ταχύτητας $v_{b,o}$με μια τιμή $v_{b,o}{}^*$. Η προτεινόμενη τιμή είναι 23 m/s.

Θα πρέπει να επιβεβαιώνεται εάν απαιτείται μια διαδικασία δυναμικής απόκρισης για γέφυρες. Εάν δεν απαιτείται διαδικασία δυναμικής απόκρισης, το $c_s c_d$ μπορεί να λαμβάνεται ίσο με 1,0. Για συνήθη καταστρώματα οδικών και σιδηροδρομικών γεφυρών ανοίγματος μικρότερου των 40 m, γενικά δεν χρειάζεται διαδικασία δυναμικής απόκρισης.

Συντελεστές δύναμης στη διεύθυνση x (γενική μέθοδος)

Οι συντελεστές δύναμης για τις δράσεις του ανέμου σε καταστρώματα γεφυρών στη διεύθυνση x δίνονται από:

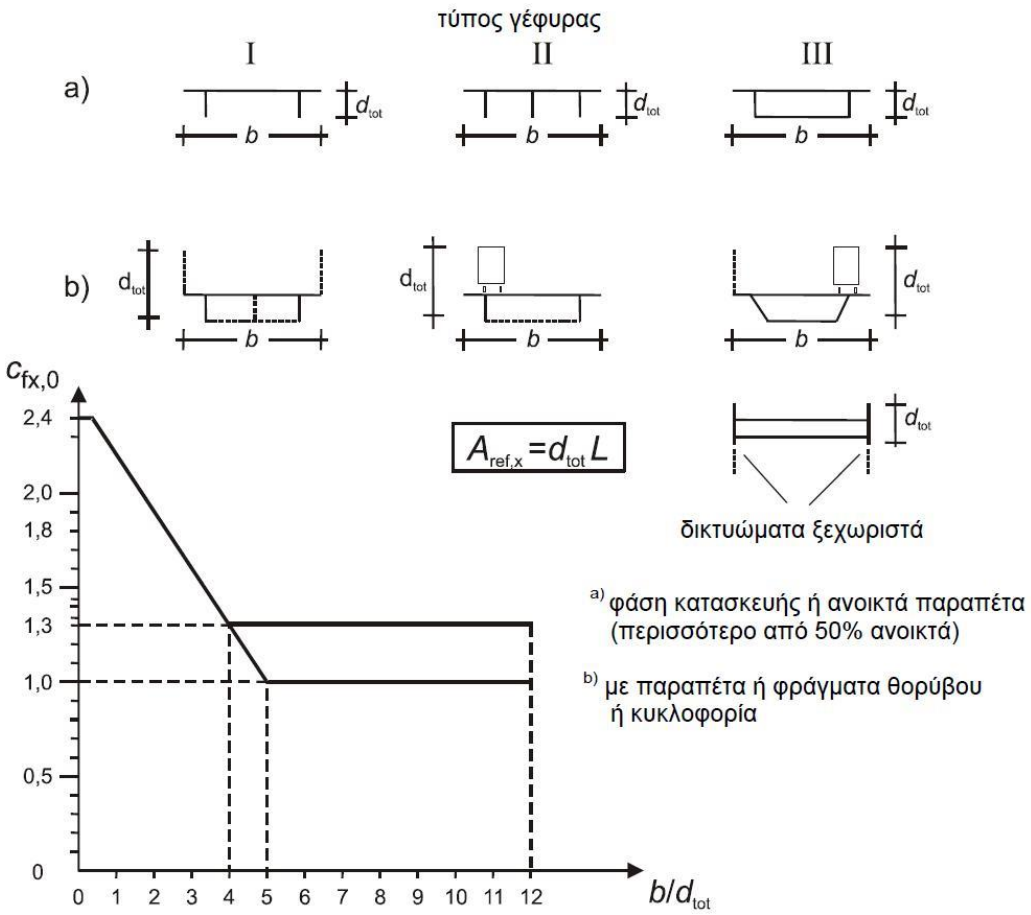
$c_{f,x} = c_{fx,0} \cdot \psi_{\lambda o}$

όπου:

$c_{fx,0}$ ο συντελεστής δύναμης (χωρίς ροή ελευθέρων άκρων)

$\psi_{\lambda o}$ ο συντελεστής επίδρασης άκρων

Για συνήθεις γέφυρες το $c_{fx,0}$ μπορεί να λαμβάνεται ίσο με 1,3. Εναλλακτικά, το $c_{fx,0}$ μπορεί να λαμβάνεται από το Σχήμα 3.8. Όπου η γωνία κλίσης του ανέμου υπερβαίνει τις 10°, ο συντελεστής δύναμης μπορεί να εξάγεται από ειδική μελέτη. Αυτή η γωνία κλίσης μπορεί να οφείλεται στην κλίση του εδάφους ως προς τη διεύθυνση του ανέμου.

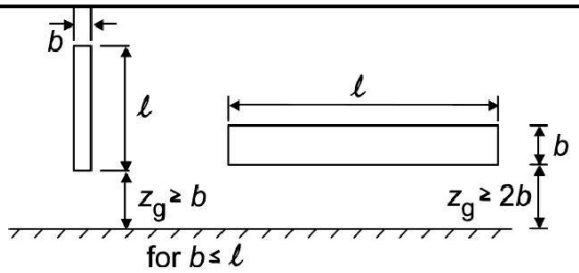
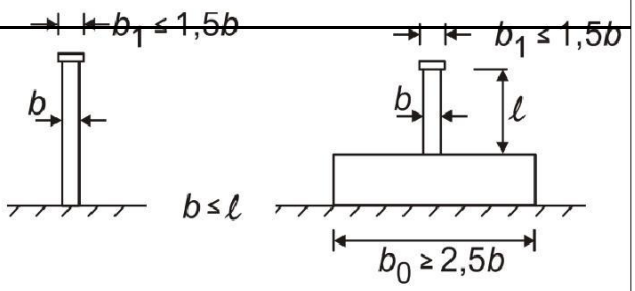
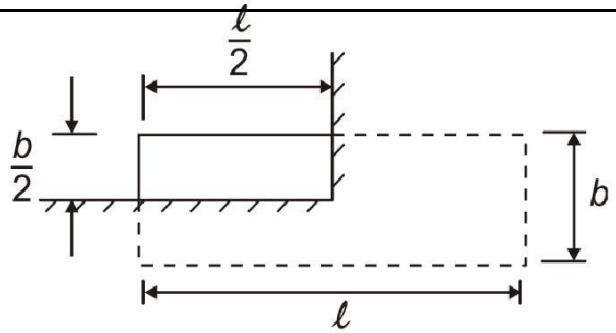
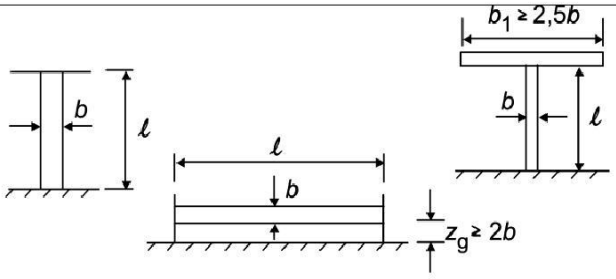


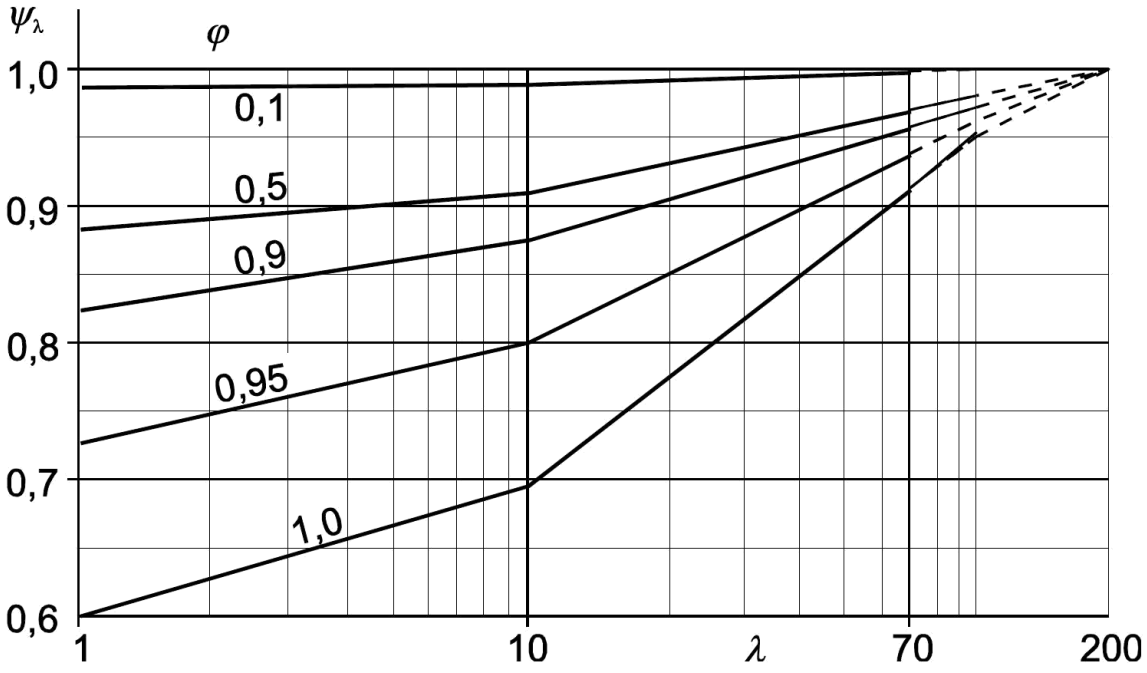
Σχήμα 3.6: Συντελεστής δύναμης για γέφυρες, $c_{fx,0}$

Μια γέφυρα συνήθως δεν έχει ροή ελευθέρων άκρων επειδή η ροή παρεκκλίνει μόνο κατά μήκος δύο πλευρών (πάνω και κάτω από το κατάστρωμα της γέφυρας).

Οι συντελεστές δύναμης, $c_{fx,0}$ βασίζονται σε μετρήσεις επί κατασκευών χωρίς ροή ελευθέρων άκρων μακριά από το έδαφος. Ο συντελεστής επίδρασης άκρων λαμβάνει υπόψη τη μειωμένη αντίσταση της κατασκευής λόγω της ροής του αέρα γύρω από τα άκρα (επίδραση άκρων). Η ενεργός λυγηρότητα λ θα ορίζεται ανάλογα με τις διαστάσεις της κατασκευής και τη θέση της. Προτεινόμενες τιμές για το λ δίνονται στον Πίνακα 3.4 και ενδεικτικές τιμές για το ψ_λ δίνονται στο Σχήμα 3.7 για διάφορους συντελεστές πληρότητας. Το Σχήμα 3.7 και ο Πίνακας 3.4 βασίζονται σε μετρήσεις σε υπό στροβιλώδη ροή

Πίνακας 3.4: Προτεινόμενες τιμές του λ για κυλίνδρους, πολυγωνικές διατομές, ορθογωνικές διατομές, διατομές με αιχμηρές γωνίες και δικτυωτές κατασκευές

No.	Θέση της κατασκευής, άνεμος κάθετα στο επίπεδο της σελίδας	Ενεργός λυγηρότητα λ
1		Για πολυγωνικές, ορθογωνικές και διατομές με αιχμηρές γωνίες: για ℓ ≥ 50 m, λ =1,4 ℓ/b ή λ=70, όποιο είναι μικρότερο για ℓ <15 m, λ=2ℓ/b ή λ = 70, όποιο είναι μικρότερο Για κυκλικούς κυλίνδρους: για ℓ ≥ 50, λ=0,7 ℓ/b ή λ=70, όποιο είναι μικρότερο για ℓ <15 m, λ=ℓ/b ή λ=70, όποιο είναι μικρότερο Για ενδιάμεσες τιμές του ℓ, θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή
2		
3		
4		για ℓ ≥ 50 m, λ=0,7 ℓ/b ή λ= 70, όποιο είναι μεγαλύτερο για ℓ <15 m, λ=ℓ/b ή λ= 70, όποιο είναι μεγαλύτερο Για ενδιάμεσες τιμές του ℓ, θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή



Σχήμα 3.7: Ενδεικτικές τιμές του συντελεστή επίδρασης άκρων ψ_λ ως συνάρτηση του συντελεστή πληρότητας φ και της λυγηρότητας λ.

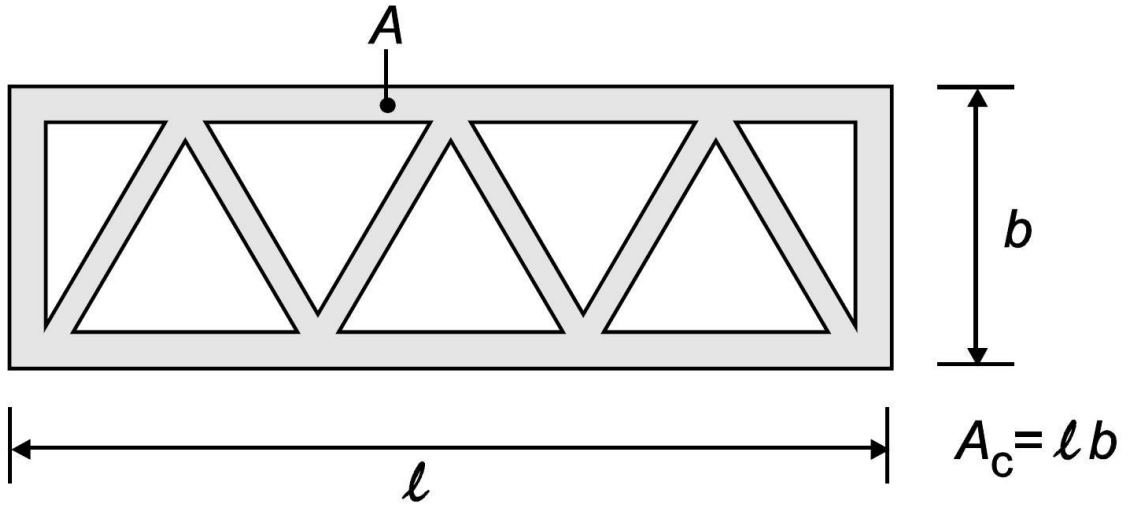
Ο συντελεστής πληρότητας φ δίνεται από την εξίσωση:

$\varphi = A/Ac$ (3.6)

Όπου:

A το άθροισμα των προβαλλομένων επιφανειών των μελών

A_C η συνολική επιφάνεια του περιγράμματος $A_C = l \cdot b$



Σχήμα 3.8: Ορισμός του συντελεστή πληρότητας φ.

Οι επιφάνειες αναφοράς $A_{ref,x}$ για συνδυασμούς φορτίων χωρίς φορτίο κυκλοφορίας θα ορίζονται για καταστρώματα με ολόσωμες δοκούς ως το άθροισμα των (βλέπε Σχήμα 3.9 και Πίνακα 3.5):

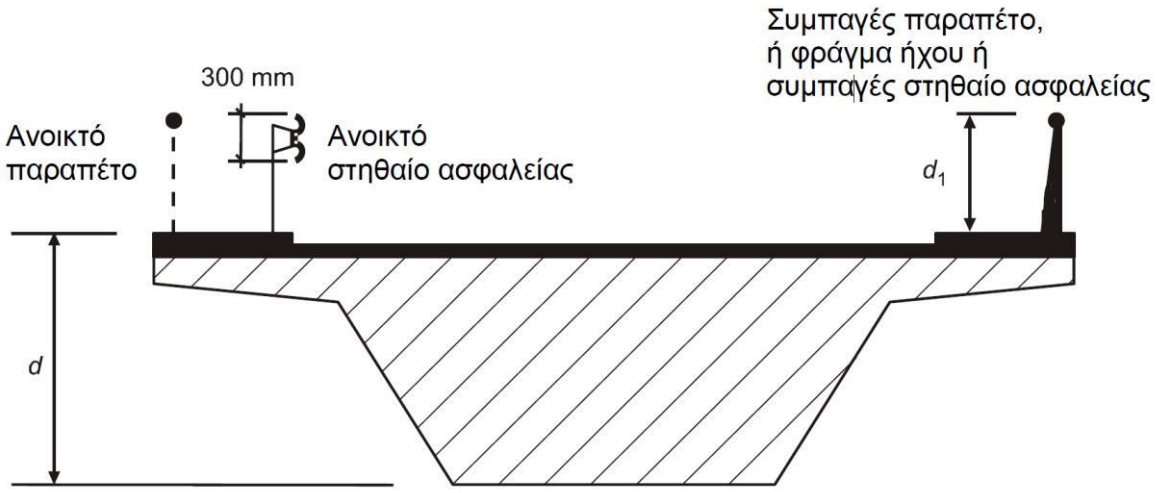
1) της επιφάνειας της εμπρόσθιας κύριας δοκού

2) της επιφάνειας των τμημάτων των άλλων κυρίων δοκών που προεξέχουν κάτω από την πρώτη

3) της επιφάνειας του τμήματος του πεζοδρομίου ή του υποστρώματος της οδού που προεξέχει πάνω από την εμπρόσθια κύρια δοκό

4) της επιφάνειας των συμπαγών στηθαίων ή φραγμάτων ήχου, όπου υπάρχουν, πάνω από την επιφάνεια που περιγράφεται στο 3) ή, στην περίπτωση απουσίας τέτοιου εξοπλισμού, 0,3 m για κάθε ανοικτό παραπέτο ή κιγκλίδωμα.

Εντούτοις, η συνολική επιφάνεια αναφοράς δεν θα υπερβαίνει αυτή που προκύπτει από τη θεώρηση μιας ισοδύναμης ολόσωμης δοκού του ίδιου συνολικού ύψους, συμπεριλαμβανομένων και όλων των προεξεχόντων τμη



Σχήμα 3.9: Ύψος που χρησιμοποιείται για το A_r

Πίνακας 3.5: Ύψος που χρησιμοποιείται για το $A_{ref,x}$.

Σύστημα στηθαίων ασφαλείας	Σε μια πλευρά	Και στις δύο πλευρές
Ανοικτό παραπέτο ή ανοικτό στηθαίο ασφαλείας	d + 0,3 m	d + 0,6 m
Συμπαγές παραπέτο ή συμπαγές στηθαίο ασφαλείας	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Ανοικτό παραπέτο και ανοικτό στηθαίο ασφαλείας	d + 0,6 m	d + 1,2 m

Οι επιφάνειες αναφοράς $A_{ref,x}$ για συνδυασμούς φορτίων με φορτίο κυκλοφορίας είναι όπως προδιαγράφονται προηγουμένως, με την ακόλουθη τροποποίηση. Αντί για τις επιφάνειες που περιγράφονται παραπάνω στο 3), θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη, όπου είναι μεγαλύτερο, ύψος 2 m από το επίπεδο του οδοστρώματος, στο δυσμενέστερο μήκος, ανεξάρτητα από τη θέση των κατακόρυφων φορτίων κυκλοφορίας.

Το ύψος αναφοράς, z_e, μπορεί να λαμβάνεται ως η απόσταση από το χαμηλότερο επίπεδο εδάφους μέχρι το κέντρο του καταστρώματος της γέφυρας, αγνοώντας άλλα τμήματα (π.χ. στηθαία) της επιφάνειας αναφοράς. Οι επιδράσεις των διερχομένων οχημάτων στην πίεση του ανέμου είναι έξω από το σκοπό αυτού του Μέρους

Δυνάμεις ανέμου σε καταστρώματα γεφυρών στη διεύθυνση x – Απλοποιητική μέθοδος

Όπου επιβεβαιώνεται ότι η διαδικασία δυναμικής απόκρισης είναι απαραίτητη, η δύναμη του ανέμου στη διεύθυνση x μπορεί να υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot {v_b}^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} \tag{3.7}$$

Όπου:

v_b	η βασική ταχύτητα του ανέμου
C	ο συντελεστής φορτίου ανέμου
$A_{ref,x}$	η επιφάνεια αναφοράς
ρ	η πυκνότητα του αέρα

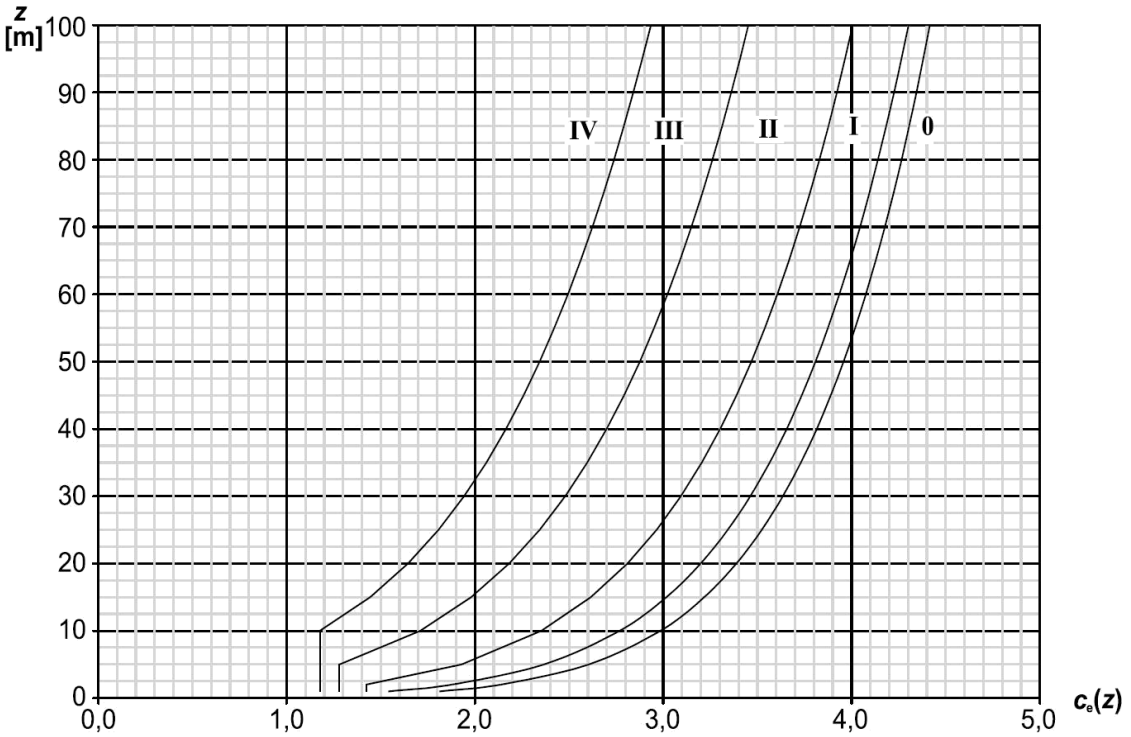
$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \tag{3.8}$$

Όπου:

$v_{b,0}$	η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου
c_{dir}	ο συντελεστής διεύθυνσης
c_{season}	ο εποχικός συτελεστής

Οι προτεινόμενες τιμές για τα c_{dir} και c_{season} είναι 1 και $v_{b,0} = 30m/s^2$ (${v_{b,0}}^* = 23m/s^2$), $C = c_e \cdot c_{f,\chi}$ όπου c_e είναι ο συντελεστής έκθεσης.
Η προτεινόμενη τιμή για το ρ είναι $1{,}25kg/m^3$
Οι προτεινόμενες τιμές του C δίνονται στον πίνακα 3.6.

Ο συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ δίνεται σε διάγραμμα στο σχήμα 3.10 ως συνάρτηση του ύψους πάνω από το έδαφος και τις κατηγορίας εδάφους.



Σχήμα 3.10 : Συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$

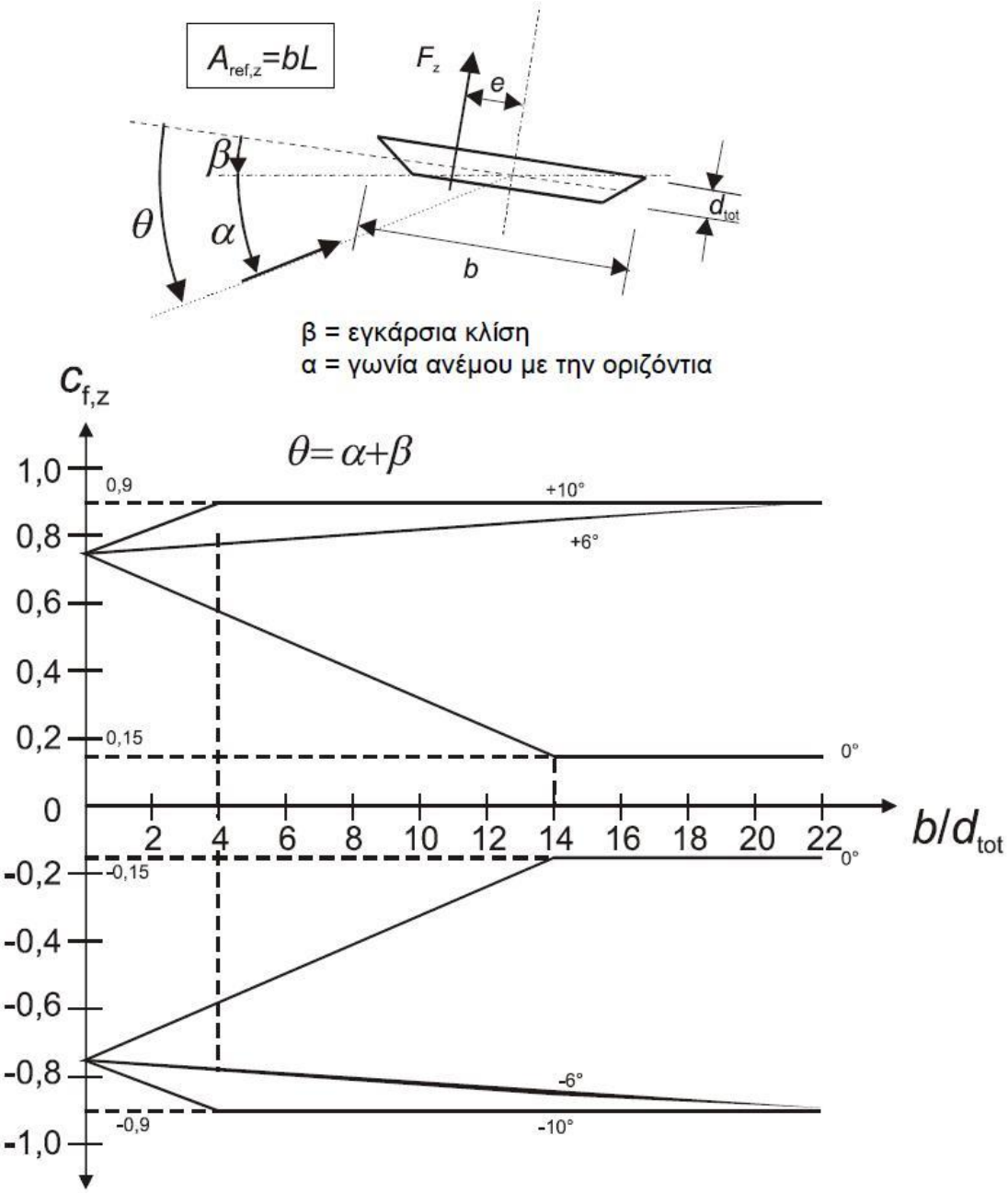
Πίνακας 3.6: Προτεινόμενες τιμές του συντελεστή δύναμης C για γέφυρες

b/d_{tot}	$z_e \leq 20$ m	$z_e = 50$ m
≤ 0,5	6,7	8,3
≥ 4,0	3,6	4,5
ΣΗΜΕΙΩΣΗ Αυτός ο πίνακας βασίζεται στις παρακάτω παραδοχές: - κατηγορία εδάφους ΙΙ -συντελεστής δύναμης $c_{f,x}$ σύμφωνα με το 8.3.1 (1) του EC1 μέρος 1-4 -c_o = 1,0 -k_l = 1,0 Για ενδιάμεσες τιμές του b/d_{tot}, και του z_e μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.		

Δυνάμεις ανέμου σε καταστρώματα γεφυρών στη διεύθυνση z

Οι συντελεστές δύναμης $c_{f,z}$ θα καθορίζονται για τη δράση του ανέμου στα καταστρώματα των γεφυρών κατά τη διεύθυνση z, τόσο προς τα άνω όσο και προς τα κάτω (συντελεστής δύναμης ανύψωσης). Το $c_{f,z}$ δεν θα πρέπει να χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό κατακόρυφων ταλαντώσεων του καταστρώματος της γέφυρας.

Στην περίπτωση απουσίας δοκιμών σε αεροδυναμική σήραγγα, η προτεινόμενη τιμή για το $c_{f,z}$ μπορεί να λαμβάνεται ίση με 0,9. Αυτή η τιμή λαμβάνει συνολικά υπόψη την επιρροή μιας πιθανής εγκάρσιας κλίσης του καταστρώματος, της κλίσης του εδάφους και των διακυμάνσεων της γωνίας διεύθυνσης του ανέμου με το κατάστρωμα λόγω στροβιλισμού. Εναλλακτικά, το $c_{f,z}$ μπορεί να λαμβάνεται από το Σχήμα 3.13. Στην περίπτωση αυτή, το ύψος d_{tot} θα περιορίζεται στο ύψος του καταστρώματος, αγνοώντας την κυκλοφορία και κάθε εξοπλισμό της γέφυρας και για επίπεδο οριζόντιο έδαφος, η γωνία α του ανέμου με την οριζόντια μπορεί να λαμβάνεται ως 5° λόγω στροβιλισμού. Αυτό ισχύει επίσης για έδαφος με λόφους όταν το κατάστρωμα της γέφυρας βρίσκεται τουλάχιστον 30 m πάνω από το έδαφος. Αυτή η δύναμη μπορεί να έχει σημαντικές επιδράσεις μόνο εάν η δύναμη είναι της ίδιας τάξης μεγέθους με το νεκρό φορτίο.



Σχήμα 3.11 : Συντελεστής δύναμης $c_{f,z}$ για γέφυρες με εγκάρσια κλίση και άνεμο υπό κλίση.

Η επιφάνεια αναφοράς $A_{ref,z}$ είναι ίση με την επιφάνεια κάτοψης (βλέπε σχήμα 3.11):

$$A_{ref,z} = b \cdot L \tag{3.9}$$

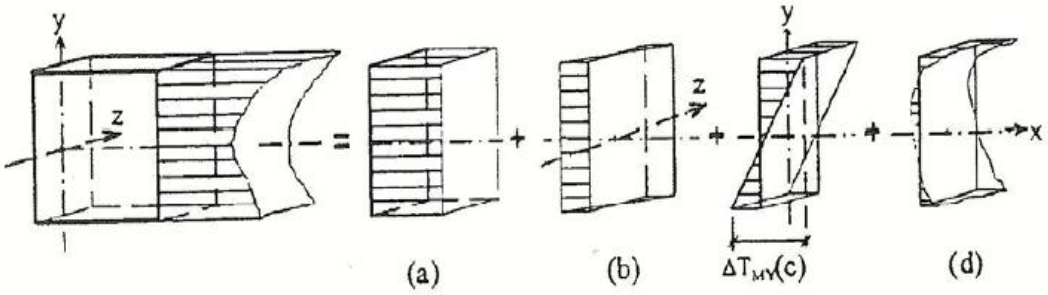
Δεν θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη συντελεστής επίδρασης άκρων. Το ύψος αναφοράς είναι το ίδιο όπως για το $c_{f,x}$. Εάν προδιαγράφεται διαφορετικά, η εκκεντρότητα της δύναμης στη διεύθυνση x μπορεί να λαμβάνεται $e = b/4$.

Δυνάμεις ανέμου σε καταστρώματα γεφυρών στη διεύθυνση y

Εάν είναι απαραίτητο, οι διαμήκεις δυνάμεις του ανέμου στη διεύθυνση y θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη. Οι προτεινόμενες τιμές για γέφυρες με ολόσωμες δοκούς είναι: 25 % των δυνάμεων του ανέμου στη x διεύθυνση.

3.2.3 Θερμοκρασιακές μεταβολές

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1.5, οι δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών είναι έμμεσες (indirect) και κατατάσσονται στις μεταβλητές (variable), ελεύθερες (free) δράσεις και πρέπει να προσδιορίζονται για κάθε κατάσταση σχεδιασμού που προβλέπεται. Η κατανομή της θερμοκρασίας μέσα στις διατομές των στοιχείων οδηγεί στην παραμόρφωση των στοιχείων και η παρεμπόδιση της παραμόρφωσης αυτής (με οποιοδήποτε τρόπο) οδηγεί στην ανάπτυξη τάσεων που πρέπει να ληφθούν υπόψη για καταστάσεις διάρκειας (persistent) και παροδικές (transient) (π.χ. φάση ανέγερσης). Προκειμένου να εξασφαλισθεί η ασφαλής μεταφορά των πρόσθετων δράσεων και να αντιμετωπισθεί η επαύξηση της έντασης στην κατασκευή, ανάλογοι έλεγχοι πρέπει να γίνονται και στα στοιχεία στήριξης της κατασκευής (π.χ. εφέδρανα).



Για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών τιμών των θερμοκρασιακών μεταβολών, τα καταστρώματα των γεφυρών κατατάσσονται ως ακολούθως:

Τύπος 1: Χαλύβδινο κατάστρωμα: -χαλύβδινη κιβωτοειδής διατομή -χαλύβδινο δικτύωμα ή πλάκα

Τύπος 2: Σύμμικτο κατάστρωμα:

Τύπος 3: Κατάστρωμα από Ω.Σ.:

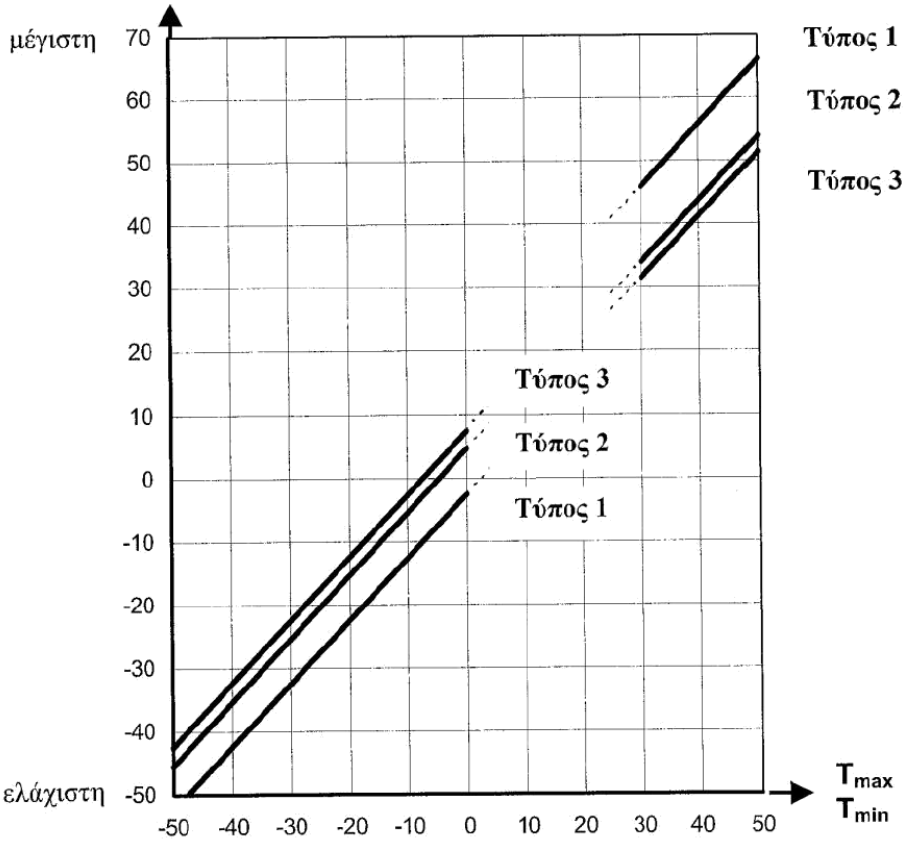
- πλάκα από Ω.Σ.
- -δοκός από Ω.Σ.
- κιβωτοειδής διατομή από θεώρηση θερμικών δράσεων

Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των θερμικών δράσεων θα πρέπει να προσδιορίζονται από τη συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας και τις συνιστώσες θερμοκρασιακής διαφοράς.

Η κατακόρυφη συνιστώσα θερμοκρασιακής διαφοράς πρέπει γενικά να περιλαμβάνει και την μη-γραμμική συνιστώσα. Θα πρέπει να χρησιμοποιείται είτε η Μέθοδος 1 ή η Μέθοδος 2. Όπου χρειάζεται να ληφθεί υπόψη μια οριζόντια θερμοκρασιακή διαφορά, μπορεί ελλείψει άλλων στοιχείων να υιοθετείται μια γραμμική συνιστώσα θερμοκρασιακής διαφοράς.

3.2.3.1 Συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας

Η συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας εξαρτάται από την ελάχιστη και τη μέγιστη θερμοκρασία που θα αναπτυχθεί σε μια γέφυρα. Εξ αυτών προκύπτει ένα εύρος ομοιόμορφων θερμοκρασιακών μεταβολών, που έχει ως αποτέλεσμα την μεταβολή μήκους των μελών ενός μη παρεμποδιζόμενου φορέα. Πρέπει να προσδιορίζονται η ελάχιστη και η μέγιστη συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας γέφυρας ($T_{e.min}$) και ($T_{e.max}$) (βλέπε σχήμα 3.12).



Σχήμα 3.12: Σχέση μεταξύ ελάχιστης/μέγιστης θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά (T_{min}/T_{max}) και ελάχιστης/μέγιστης συνιστώσας ομοιόμορφης θερμοκρασίας γέφυρας ($T_{e.min}/T_{e.max}$)

Για τη θέση του έργου λαμβάνονται χαρακτηριστικές τιμές για την ελάχιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά (T_{min}) και τη μέγιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά (T_{max}) από ισοθερμικές καμπύλες. Οι χαρακτηριστικές αυτές τιμές θα πρέπει να αντιστοιχούν σε θερμοκρασίες περιβάλλοντος υπό σκιά στο μέσο επίπεδο της στάθμης της θάλασσας μιας επίπεδης περιοχής με ετήσια πιθανότητα υπέρβασης 0,02. Για διαφορετικές ετήσιες

πιθανότητες υπέρβασης (p διάφορο του 0,02), διάφορα υψόμετρα από τη στάθμη της θάλασσας και τοπικές ιδιαιτερότητες (π.χ. ζώνες παγετού), οι τιμές θα πρέπει να προσαρμόζονται.

Οι τιμές στο Σχήμα 3.12 βασίζονται σε ημερήσια εύρη θερμοκρασίας 10°C. Τα εύρη αυτά μπορούν να θεωρηθούν κατάλληλα για τα περισσότερα Κράτη-Μέλη.Η αρχική θερμοκρασία της γέφυρας (T_0) λαμβάνεται ίση με 10°C.

Για συστολή η χαρακτηριστική τιμή του μέγιστου εύρους της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας$\Delta T_{N,con}$, θα πρέπει να λαμβάνεται από τη σχέση:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} \tag{3.10}$$

και για διαστολή η χαρακτηριστική τιμή του μέγιστου εύρους της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας $\Delta T_{N,exp}$, θα πρέπει να λαμβάνεται από τη σχέση:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 \tag{3.11}$$

Το συνολικό εύρος της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας είναι:

$$\Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min} \tag{3.12}$$

Οι συνιστώμενες τιμές για το μέγιστο εύρος της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας για διαστολή και το μέγιστο εύρος της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας για συστολή είναι ($\Delta T_{N,exp}$ + 20) °C και ($\Delta T_{N,con}$+ 20)°C αντίστοιχα. Εάν καθορίζεται η θερμοκρασία τοποθέτησης των εφεδράνων και των αρμών διαστολής, τότε οι συνιστώμενες τιμές είναι ($\Delta T_{N,exp}$+ 10) °C και ($\Delta T_{N,con}$+ 10) °C αντίστοιχα.

3.2.3.2 Συνιστώσες της θερμοκρασιακής διαφοράς

Για μια συγκεκριμένη χρονική περίοδο θέρμανσης και ψύξης της άνω επιφάνειας ενός καταστρώματος γέφυρας προκύπτει μια μέγιστη θερμαντική (θερμότερη η άνω επιφάνεια) και μια μέγιστη ψυκτική (θερμότερη η κάτω επιφάνεια) θερμοκρασιακή διαφορά. Η καθ΄ ύψος θερμοκρασιακή διαφορά μπορεί να προκαλέσει επιδράσεις σε ένα φορέα όπως:

- Παρεμπόδιση της ελεύθερης καμπύλωσης λόγω του τύπου του φορέα (π.χ. πλαισιωτός φορέας, συνεχείς δοκοί κλπ)
- Τριβή σε εφέδρανα με κύλιστρα
- Μη γραμμικές γεωμετρικές επιδράσεις (φαινόμενα 2ας τάξεως)

Καθ'ύψος γραμμική συνιστώσα (Μέθοδος 1)

Η επίδραση των καθ΄ ύψος συνιστωσών της θερμοκρασιακής διαφοράς θα πρέπει να εξετάζεται με τη χρήση μιας γραμμικής συνιστώσας της θερμοκρασιακής διαφοράς με τιμές $\Delta T_{M,heat}$ και $\Delta T_{M,cool}$. Οι τιμές αυτές θα πρέπει να εφαρμόζονται μεταξύ της πάνω και της κάτω επιφάνειας του καταστρώματος της γέφυρας.

Πίνακας 3.7: Συνιστώμενες τιμές της γραμμικής συνιστώσας της θερμοκρασιακής διαφοράς για διάφορους τύπους καταστρωμάτων οδογεφυρών, πεζογεφυρών και σιδηροδρομικών γεφυρών

Τύπος καταστρώματος	Άνω επιφάνεια θερμότερη από την κάτω	Κάτω επιφάνεια θερμότερη από την άνω
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Τύπος 1: Χαλύβδινο κατάστρωμα	18	13
Τύπος 2: Σύμμικτο κατάστρωμα	15	18
Τύπος 3: Κατάστρωμα από Ω.Σ.: -κιβωτοειδής διατομή -δοκός -πλάκα	 10 15 15	 5 8 8

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: Οι τιμές που δίνονται στον πίνακα 3.7 αντιπροσωπεύουν άνω οριακές τιμές της γραμμικής συνιστώσας της θερμοκρασιακής διαφοράς για αντιπροσωπευτικές περιπτώσεις γεωμετρίας γεφυρών.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Οι τιμές που δίνονται στον πίνακα 3.7 βασίζονται σε πάχος επιφανειακής στρώσης 50mm για οδογέφυρες και σιδηροδρομικές γέφυρες. Για διαφορετικού πάχους επιφανειακές στρώσεις οι τιμές αυτές θα πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή k_{sur}. Συνιστώμενες τιμές για τον k_{sur} δίνονται στον Πίνακα 3.8.

Πίνακας 3.8: Συνιστώμενες τιμές του k_{sur} για να ληφθεί υπόψη η επιρροή του διαφορετικού πάχους οδοστρώματος.

Οδογέφυρες, πεζογέφυρες και σιδηροδρομικές γέφυρες						
Πάχος επιφανειακής στρώσης	Τύπος 1		Τύπος 2		Τύπος 3	
	Άνω θερμότερο από κάτω	Κάτω θερμότερο από άνω	Άνω θερμότερο από κάτω	Κάτω θερμότερο από άνω	Κάτω θερμότερο από άνω	Κάτω θερμότερο από άνω
[mm]	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
χωρίς επιφανειακή στρώση	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
στεγανοποιημένο [1)]	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
έρμα (750mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0
[1)] Οι τιμές αυτές αντιπροσωπεύουν άνω οριακές τιμές για επιφάνειες με σκούρο χρώμα						

3.3 Σεισμικές δράσεις (Γραμμική δυναμική ανάλυση – Μέθοδος φάσματος απόκρισης)

Για την ανάλυση των σεισμικών δράσεων που ασκούνται στον φορέα χρησιμοποιείται η μέθοδος φασματικής απόκρισης ή αλλιώς φασματική δυναμική μέθοδος. Μέσω αυτής μελετάται η δυναμική συμπεριφορά της γέφυρας έναντι σεισμού, χρησιμοποιώντας τις ιδιομορφές και τις αντίστοιχες ιδιοπεριόδους της κατασκευής και εντάσσοντάς τες στο συνολικό προσομοίωμα.

Κατά την ανάλυση φασματικής απόκρισης γίνεται ελαστική ανάλυση των μέγιστων δυναμικών αποκρίσεων όλων των σημαντικών ιδιομορφών του φορέα, με τη χρήση των τεταγμένων του τοπικού φάσματος απόκρισης σχεδιασμού. Χρησιμοποιούνται, όπως πριν, τα δεδομένα που ανταποκρίνονται στη σεισμική συμπεριφορά του Ελλαδικού χώρου, πράγμα που μπορεί να οδηγήσει σε υπερδιαστασιολόγηση σε σχέση με την κατασκευή της γέφυρας στην Αυστρία, στην οποία η σεισμική επικινδυνότητα είναι σημαντικά μειωμένη. Η συνολική απόκριση προκύπτει με στατικό συνδυασμό των μέγιστων ιδιομορφικών συμμετοχών. Μια τέτοια ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε κάθε περίπτωση για την

οποία επιτρέπεται γραμμική ανάλυση.

3.3.1 Φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση

Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στην μη-γραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά τον σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση. Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται εφεξής "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q. Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού, $S_d(T)$, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$0 \leq T \leq T_B$: $$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2{,}5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right]$$

$T_B \leq T \leq T_C$: $$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2{,}5}{q}$$

$T_C \leq T \leq T_D$: $$S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2{,}5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right] \\ \geq \beta \cdot \alpha_g \end{cases}$$

$T_D \leq T$: $$S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2{,}5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2}\right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

Όπου:

a_g, S, T_C και T_D όπως ορίζονται στον πίνακα 3.9

$S_d(T)$ το φάσμα σχεδιασμού

q συντελεστής συμπεριφοράς

β συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού

Η συνιστώμενη τιμή για το β είναι 0,2.

Στον πίνακα 3.9 αναφέρονται οι συνιστώμενες τιμές που αποδίδονται στις T_B, T_C , T_D και a_{vg} για κάθε τύπο κατακόρυφου φάσματος. Η συνιστώμενη επιλογή είναι η χρήση δύο τύπων κατακόρυφων φασμάτων: Τύπου 1 και Τύπου 2. Όπως και για τα φάσματα που καθορίζουν τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, εάν οι σεισμοί που συμβάλλουν περισσότερο στην σεισμική επικινδυνότητα που καθορίζεται για την περιοχή με σκοπό την πιθανολογική αξιολόγηση της διακινδύνευσης έχουν μέγεθος κύματος επιφανείας, M_s, όχι μεγαλύτερο από 5,5, συνιστάται η υιοθέτηση φάσματος Τύπου 2. Για τις πέντε κατηγορίες εδάφους A, B, C, D και E, οι συνιστώμενες τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα κατακόρυφα φάσματα δίνονται στον Πίνακα 3.9. Αυτές οι συνιστώμενες τιμές δεν ισχύουν για τις ειδικές κατηγορίες εδάφους S_1 και S_2.

Πίνακας 3.9: Συνιστώμενες τιμές παραμέτρων που περιγράφουν τα φάσματα κατακόρυφης ελαστική απόκρισης.

Φάσμα	a_{vg}/a_g	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Τύπου 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Τύπου 2	0,45	0,05	0,15	1,0

Για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού δίνεται από τις παραπάνω εκφράσεις, με την εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού στην κατακόρυφη διεύθυνση, a_{vg}, να αντικαθιστά την a_g, ενώ ο S λαμβάνεται ως ίσος με 1,0**.** Για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης πρέπει εν γένει να επιλέγεται συντελεστής συμπεριφοράς q με τιμή έως 1,5 για όλα τα υλικά και στατικά συστήματα. Στην συγκεκριμένη γέφυρα επιλέγεται, υπέρ της ασφαλείας, συντελεστής συμπεριφοράς q = 1,50, θεωρώντας ότι το σύμμικτο κατάστρωμα και οι τοξωτοί φορείς δεν επηρεάζουν ευνοϊκά το συντελεστή συμπεριφοράς της κατασκευής που αποτελείται από χάλυβα

4 Συνδυασμοί Δράσεων

Οι καταστάσεις σχεδιασμού ταξινομούνται σύμφωνα με το μέρος 1 ως ακολούθως:

- Καταστάσεις διαρκείας (persistent situations), που αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης.
- Παροδικές καταστάσεις (transient), που αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες, π.χ. κατά τη φάση ανέγερσης ή επισκευών.
- Τυχηματικές καταστάσεις (accidental), που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκουση.
- Καταστάσεις σεισμού (seismic), που αντιστοιχούν σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή.

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφάλειας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ultimate limit states)
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (serviceability limit states)

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές, ενώ οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας είναι εκείνες, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής (μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης, ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους χρήστες).

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επί της κατασκευής. Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των δράσεων αυτών, οι οποίοι καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διαρκείας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού) και περιέχουν δράσεις που εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

4.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α)

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται στο μέρος 1 του EC1, για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, είναι οι ακόλουθοι:

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές (persistent and transient situations)

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_G\, G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i>1} \gamma_{Qi} \psi_{0\iota}\, Q_{ki}$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις (accidental)

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{GAj}\, G_{kj} + \gamma_{PA} P_k + A_d + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{2\iota}\, Q_{ki}$$

3. Για καταστάσεις σεισμού (seismic)

$$\sum_{j\geq 1} G_{kj} + P_k + \gamma_1 A_{Ed} + \sum_{i>1} \psi_{2\iota}\, Q_{ki}$$

Η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει εδώ αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων).
Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

(+) σημαίνει «επαλληλία με»
G_{kj} είναι η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
P_k είναι η χαρακτηριστική τιμή της προένταση
Q_{ki} είναι η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i
Ad είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
A_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
γ_G, γ_{GAj} είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
γ_P, γ_{PA} είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση
γ_{Qi} είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
γ_1 είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας (βλ. EC8 και ΝΕΑΚ)
ψ_{0i}, ψ_{1i} , ψ_{2i} είναι συντελεστές συνδυασμού (ή συμμετοχής) των μεταβλητών δράσεων.

Στους παραπάνω συνδυασμούς δεν συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

Ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_1 της κατασκευής αντιστοιχεί στις κατηγορίες σπουδαιότητας στις οποίες κατατάσσονται οι κατασκευές, ενώ οι συντελεστές συνδυασμού ψi των μεταβλητών δράσεων, χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων.
Συγκεκριμένα οι συνδυασμοί φόρτισης που εφαρμόζονται στην Ο.Κ.Α φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 4.1 : Βασικοί συνδυασμοί ελέγχου της ανωδομής οδικής γέφυρας

A/A	G	Csec	Ssec	Q	T		W	D_A
1	1,35	1,35	1,35	1,35[2]	0,6		1,5*0,3	0
2-5				TS: 1,35*0,75	T_M	T_N	1,5*0,3	0
					0	1,5		
					1,5	0		
				UDL: 1,35*0,4	1,5*0,75	1,5		
					1,5	1,5*0,35		
6				TS: 1,35*0,75 UDL: 1,35*0,4	0,6		1,5 φορτισμένη γέφυρα	0
7				0	0,6		1,5 αφόρτιστη γέφυρα	0
8				TS: 1,35*0,75 UDL: 1,35*0,4	0,6		1,5*0,3 φορτισμένη γέφυρα	1,0
9				0	0,6		1.5*0,3 αφόρτιστη γέφυρα	1,0

4.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ)

Είναι οι οριακές καταστάσεις που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή μέλος αυτού.

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι ακόλουθοι:

1. Χαρακτηριστικός (σπάνιος) συνδυασμός (characteristic (rare) combination)

$$\sum_{j\geq 1} G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{0\iota}\, Q_{ki}$$

2. Συχνός συνδυασμός (frequent combination)

$$\sum_{j\geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{2\iota}\, Q_{ki}$$

3. Ημιμόνιμος συνδυασμός (quasi-permanent situation)

$$\sum_{j\geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i>1} \psi_{2\iota}\, Q_{ki}$$

Πίνακας 4.2 :

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_1	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

5 Υπολογισμός Φορτίων

5.1 Μόνιμα Φορτία

5.1.1 Ιδιο βάρος χάλυβα

Το ίδιο βάρος δοκού αναλαμβάνεται από τη σιδηρά δοκό και υπολογίζεται ως εξής:
$g_1 = 78{,}5 \cdot A$

Διατομή	Εμβαδόν(m^2)	Ίδιο βάρος(kN/m)
Ακραία Ανοίγματα	0,77232	60,63
Ενδιάμεσα Ανοίγματα	0,72225	56,70
Ενδιάμεσες Στηρίξεις	1,1164	87,08

5.1.2 Ιδιο βάρος πλάκας

Η πλάκα σκυροδέματος έχει σταθερό ύψος 30cm και πλάτος 10m. Στη φάση σκυροδέτησης αναλαμβάνεται από τη σιδηρά δοκό.
$g_2 = 25 \cdot 10 \cdot 0{,}3 = 75kN/m$

5.1.3 Λοιπά μόνιμα φορτία

1. Ασφαλτόστρωση
Δέκα ασφαλτικές στρώσεις πάχους 10mm η καθεμία,με επιφανειακο φορτίο 0,24 kN/m^2 ανά στρώση.
$g_3 = 10 \cdot 0{,}24 \cdot 7 = 16{,}8\ kN/m$
2. Κιγκλιδώματα
Ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο 1 kN/m σε κάθε μεριά της γέφυρας.

5.2 Κινητά Φορτία (Κυκλοφορίας)

Για τα κινητά φορτία ισχύει το μοντέλο φόρτισης 1. Η φόρτιση διαχωρίζεται σε κινητό φορτίο UDL και στο όχημα TS, όπως φαίνεται στο σχήμα 5.1

Σχήμα 5.1: Διάταξη φορτίων κυκλοφορίας στην εγκάρσια διεύθυνση

5.3 Υπολογισμός Ερπυσμού και Συστολής Ξήρανσης

5.3.1 Ερπυσμός

Δεδομένα:
$A_C = 3000000\ mm2$
$u = 20600\ mm$
$RH = 80$

$f_{cm} = 43MPa$

Όπου:

A_C το εμβαδόν της πλάκας σκυροδέματος

u η περίμετρος της πλάκας σκυροδέματος

RH η σχετική υγρασία

f_{cm} η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος

$h_0 = \frac{2A_c}{u} = 291{,}26\ \text{mm}^2$

$$a_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,7} = 0{,}865804$$

$$a_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,2} = 0{,}959666$$

$$a_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,5} = 0{,}902194$$

$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1-RH/100}{0{,}1\cdot\sqrt[3]{h_0}} \cdot a_1\right) \cdot a_2 = 1{,}210358$ για $f_{cm} \geq 35\ Mpa$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16{,}8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2{,}561976$$

Χρόνος έναρξης t_0=1 μέρες

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0{,}1 + {t_0}^{0,2}} = 0{,}909091$$

Βασικοί συντελεστές

$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 2{,}819008$

$\beta_H = 1{,}5 \cdot [1 + (0{,}012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250a_3 = 871{,}9771 \leq 1500a_3$ για f_{cm}≥35 MPa

Συντελεστής χρονικής εξέλιξης:

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0,3} = 0{,}991441$$

Τελικός συντελεστής ερπυσμού:

$\varphi(t, t_0) = \beta_c(t, t_0) \cdot \varphi_0 = 2{,}79488$

Ecm=34000

Βραχυχρόνια φόρτιση $n_0 = 6{,}176471$

$n_L = n_0 \cdot [1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)]$

Πίνακας 5.1:

Μόνιμα Φορτία	$n_P = 25{,}16522$	$\psi_L = 1{,}1$
Δευτερογενείς Επιρροές	$n_{PL} = 15{,}67084$	$\psi_L = 0{,}55$
Επιβαλλόμενες παραμορφώσεις	$n_D = 32{,}07021$	$\psi_L = 1{,}5$

5.3.2 Συστολή Ξήρανσης

$a_{ds1} = 4$
$a_{ds2} = 0{,}12$ για κατηγορία τσιμέντου N
$\beta_{RH} = 1{,}55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100\%}\right)^3\right] = 0{,}7564$
$\varepsilon_{cd,0} = 0{,}85 \cdot \left[(220 + 110a_{ds1}) \cdot e^{\left(-a_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10}\right)}\right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 0{,}00025329$
Συνάρτηση χρονικής εξέλιξης
Αρχικός χρόνος t_s =1 μέρες
Χρόνος ελέγχου $t = 100$ μέρες

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0{,}04\sqrt{{h_0}^3}} = 0{,}3324$$

$K_h = 0{,}7$ για $h_0 \geq 500mm$
$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 5{,}89 \cdot 10^{-5}$

5.4 Θερμοκρασιακές Διαφορές (ΔΤΜ, ΔΤΝ)

Η ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας (TN) υπολογίζεται σύμφωνα με την παράγραφο 3.2.3.1. Προκύπτει για άγνωστη τιμή της θερμοκρασίας κατασκευής:
$\Delta T_{N,con} = 45°C$
$\Delta T_{N,exp} = 55°C$

Η γραμμική μεταβολή της θερμοκρασίας (TM) παίρνει τις παρακάτω τιμές:
$\Delta T_{M,heat} = 15°C$
$\Delta T_{M,cool} = 18°C$

5.5 Υπολογισμός φορτίου ανέμου

5.2.1 Κατάστρωμα

5.2.2.1 Άνεμος κατά την εγκάρσια διεύθυνση

Ο συντελεστής δύναμης $c_{f,y}$ ισούται με:
$c_{f,y} = c_{f,y,0} \cdot \psi_{\lambda,y}$
Από Σχ.3.6, για $d/b_{o\lambda} = 10/3{,}33 = 3$ και καμπύλη (b), προκύπτει $c_{f,y,0} = 1{,}6$
Από τον Πιν.3.4 είναι:
$\lambda = l/b_{o\lambda} = 50/3{,}33 = 15$
Από το Σχ 3.7, για λ=15 και από εξ.(3.6) για $\varphi = 1$, προκύπτει $\psi_{\lambda,y} = 0{,}75$
Άρα $c_{fy} = 1{,}6 \cdot 0{,}75 = 1{,}2$
Λόγω της κλίσης α_1=21,8^o, η τιμή αυτή μειώνεται κατα 11% (0,5% για κάθε μοίρα), οπότε τελικά $c_{f,y}' = 89\% \cdot 1{,}2 = 1{,}068$
Η επιφάνεια αναφοράς για την εγκάρσια διεύθυνση είναι ίση με $A_{ref} = 216{,}5\ m^2$
Από το Σχ 3.4 και από Πιν 3.10 για κατηγορία εδάφους IV, $z_e = 25\ m$ και $c_t = 1$, προκύπτει ο συντελεστής έκθεσης:
$c_e(z_e) = 1{,}89$
Η πίεση αναφοράς ισούται με:

$q_{ref} = \frac{\rho}{2} v_{ref}^2 = 0{,}5625 \ \ kN/m^2$

Η συνολική δύναμη λόγω ανέμου κατα την εγκάρσια διεύθυνση από εξ.(3.7), στο κάθε άνοιγμα ισούται με:

$F_{w,y} = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_d \cdot c_{f,y} \cdot A_{ref} = 221{,}2kN$

ή

$w = \frac{F_{w,y}}{l} = 4{,}42 \ \ kN/m$

5.6 Τροχοπέδηση

Από την εξ.(3.1) προκύπτει ότι $Q_{l,K} = 828\, kN$, το οποίο ασκείται ως οριζόντιο κατανεμημένο με τιμή 4,14 kN/m^2.

6 Παρουσίαση Προσομοιώματος

6.1 Παρουσίαση Προσομοιώματος (SOFiSTiK)

Η σειρά προγραμμάτων SOFiSTiK είναι ένα δυναμικό και αξιόπιστο πακέτο ανάλυσης και διαστασιολόγησης, γερμανικής καταγωγής, στηρίζεται στην μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και διατίθεται στην ελληνική αγορά από το 1990. Λόγω της αξιοπιστίας του και των πολλών δυνατοτήτων του είναι πλέον ευρέως γνωστό στους Έλληνες μηχανικούς. Σήμερα μεγάλο ποσοστό των μελετών εφαρμογής των προεντεταμένων γεφυρών στην Ελλάδα έχει γίνει με τα προγράμματα SOFiSTiK. Παρέχονται απεριόριστες δυνατότητες για την αντιμετώπιση των προβλημάτων που συναντά ο μελετητής στο μεγαλύτερο φάσμα εφαρμογών και ειδικά στην γεφυροποιία. Πρόκειται για μία σειρά προγραμμάτων που συνεργάζονται όλα μεταξύ τους κάτω από μία κοινή βάση δεδομένων.

Υπάρχουν προγράμματα γραφικής επεξεργασίας και εισαγωγής δεδομένων (pre-processing), προγράμματα γραφικής αξιολόγησης αποτελεσμάτων και διαχείρισης εκτυπώσεων (post-processing) και προγράμματα σχεδίασης κατασκευαστικών σχεδίων (εφαρμογές σε περιβάλλον AutoCAD).

Στο πρόγραμμα υπάρχει βιβλιοθήκη υλικών σκυροδέματος, χάλυβα και ξύλου, σύμφωνα με πολλούς κανονισμούς: παλιούς γερμανικούς (DIN 1045,4227) νέους (DIN 1045-1, Fachberichte), ευρωκώδικες (EC2), ελβετικούς, αυστριακούς, βρετανικούς, γαλλικούς, ισπανικούς, ιταλικούς, ινδικούς, αμερικανικούς κ.α. Τα διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων των υλικών μπορούν να είναι διαφορετικά για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας και να εξαρτώνται από την θερμοκρασία.

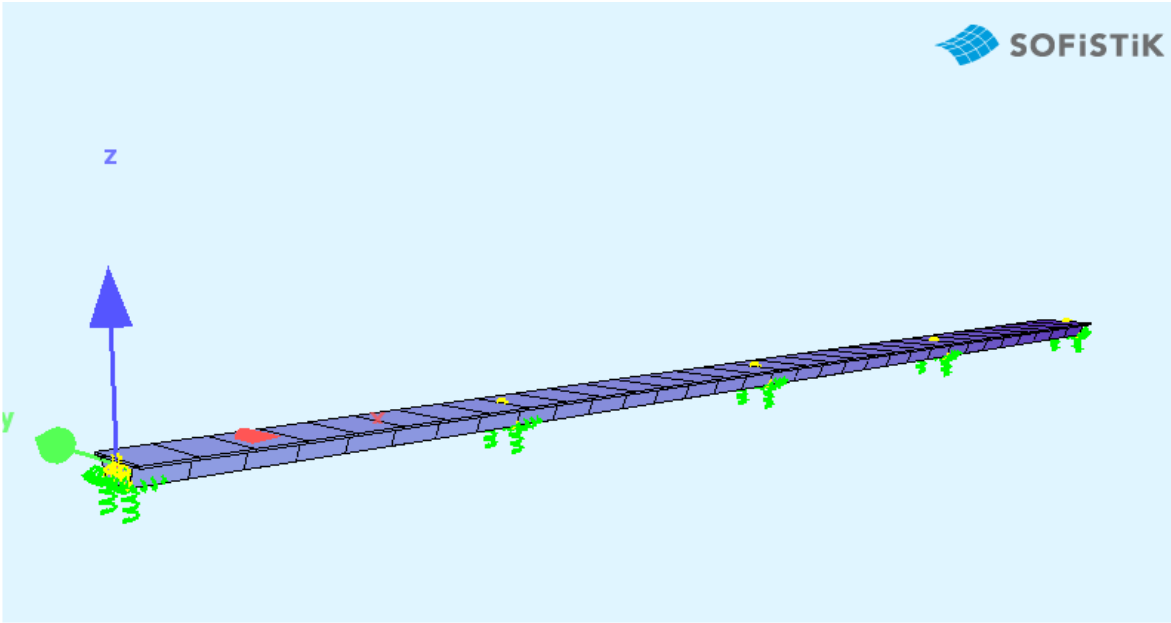
Δεν υπάρχει περιορισμός στον αριθμό των υλικών σε ένα φορέα ή στην ίδια διατομή. Μη γραμμικές ιδιότητες υλικών μπορούν να ληφθούν κατ' ευθείαν από τους κανονισμούς ή να δοθούν ιδιαίτερες από τον χρήστη.

Περιλαμβάνονται τυπικές διατομές, όπως ορθογωνικές, πλακοδοκοί, κυκλικές καθώς και κιβωτοειδείς, σύμμικτες, λεπτότοιχες. Υπολογίζονται ελαστικά και πλαστικά μεγέθη της διατομής, καθώς και μεγέθη για τον υπολογισμό των αξονικών και διατμητικών τάσεων. Ιδιαίτερα, οι σύμμικτες διατομές μπορούν να αποτελούνται από οποιοδήποτε συνδυασμό τμημάτων οπλισμένου σκυροδέματος, προεντεταμένου σκυροδέματος και χάλυβα. Πρακτικά δεν υπάρχει κανένας περιορισμός στον αριθμό των διατομών που δέχεται το πρόγραμμα.

Αρχικά μορφώνεται ο φορέας σε γραφικό περιβάλλον AutoCAD, μέσω ενός plugin που λέγεται SOFiPLUS-X. Στα επιμέρους ραβδωτά στοιχεία ορίζονται διατομές, σύμμικτες είτε τυποποιημένες, καθώς και οι συνοριακές συνθήκες. Στη συνέχεια εφαρμόζονται οι συνθήκες στήριξης και τα φορτία. Αφού ολοκληρωθεί η μόρφωση ο φορέας εισάγεται στο πρόγραμμα SSD (SOFiSTiK Structural Desktop), στο οποίο γίνεται η ανάλυση και προκύπτουν όλα τα εντατικά μεγέθη. Επίσης γίνεται φασματική δυναμική ανάλυση για το σεισμό σχεδιασμού .

6.2 Προσομοίωμα Γέφυρας

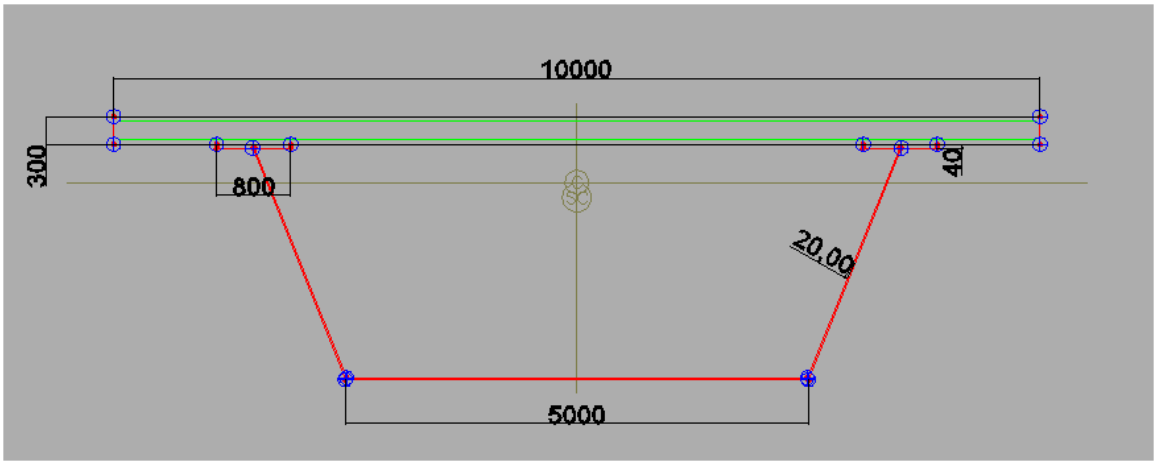
Για τη γέφυρα όλα τα μέλη προσομοιώνονται με γραμμικά στοιχεία, στα οποία έχουν οριστεί οι διατομές και οι συνοριακές συνθήκες. Επίσης ορίζονται οι συνθήκες στήριξης (εφέδρανα), ως ελατήρια προς τις 3 διευθύνσεις. Στη συνέχεια περιγράφονται αναλυτικά τα γραμμικά στοιχεία που χρησιμοποιήθηκαν.



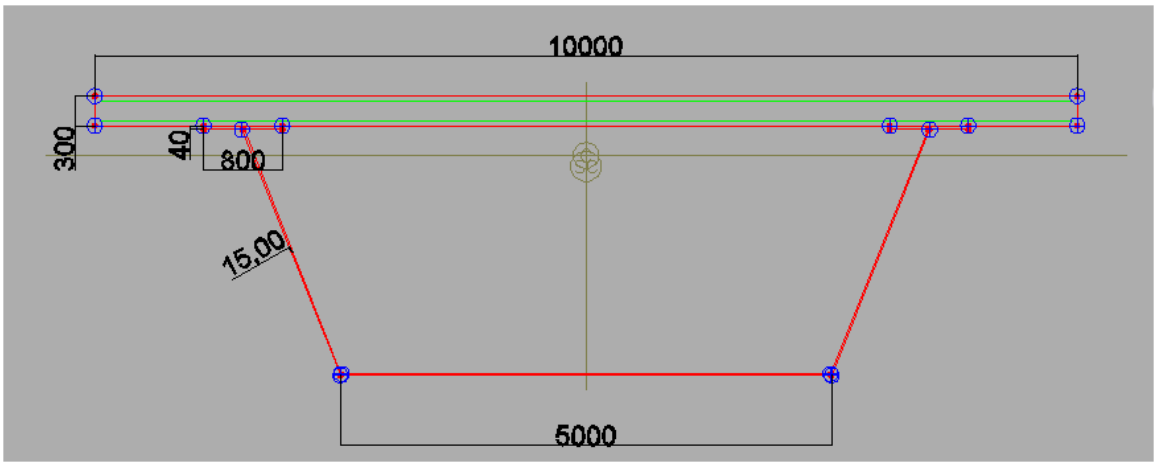
Σχήμα 6.1: Στατικό προσομοίωμα γέφυρας

6.2.1 Κύρια δοκός

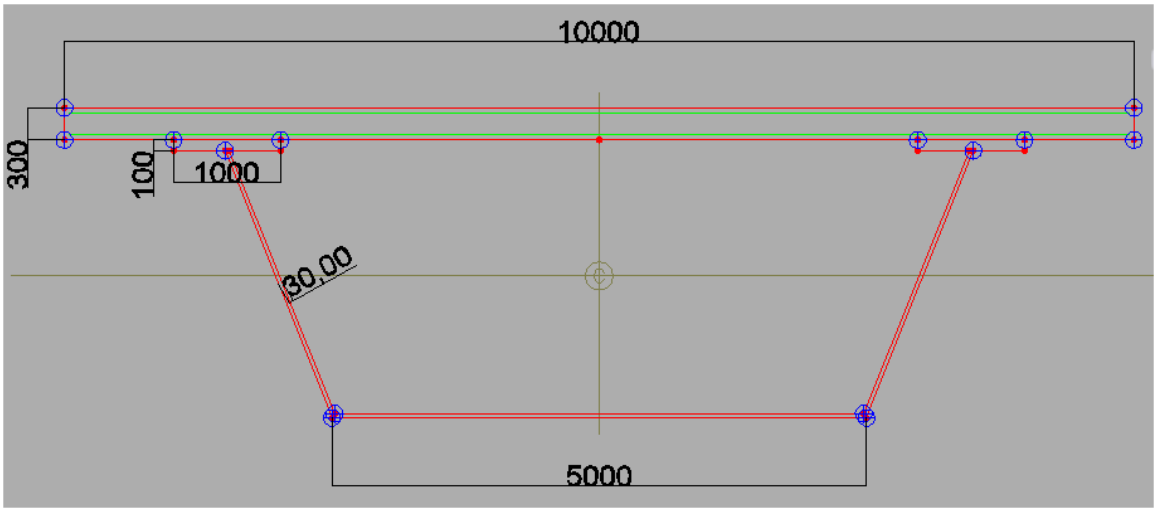
Η κύρια δοκός προσομοιάζεται ως σύμμικτη διατομή με συνεργαζόμενο πλάτος σκυροδέματος b_{eff} και χαλύβδινη διατομή κιβωτοειδούς διατομής.



Σχήμα 6.2: Διατομή κύριας δοκού στα ακραία ανοίγματα



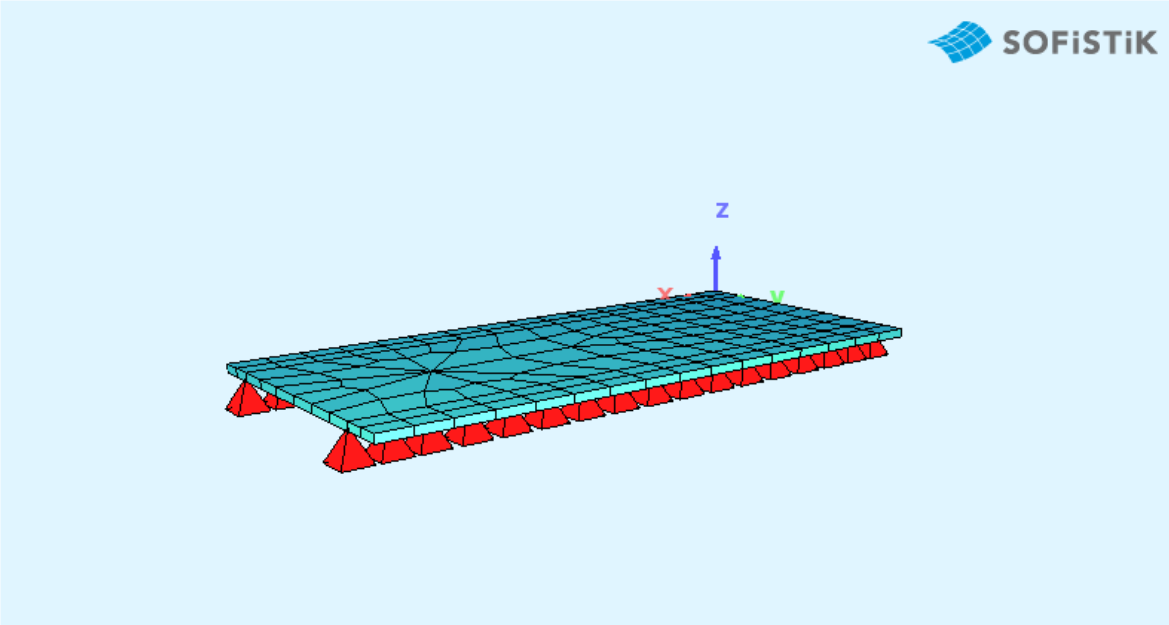
Σχήμα 6.3: Διατομή κύριας δοκού στα ενδιάμεσα ανοίγματα



Σχήμα 6.4: Διατομή κύριας δοκού στις ενδιάμεσες στηρίξεις

6.2.2 Πλάκα σκυροδέματος

Η πλάκα Ω.Σ είναι συνεχής και λειτουργεί ως αμφιπροέχουσα δοκός, που στηρίζεται στα άνω πέλματα της κιβωτοειδούς δοκού. Συνεπώς, κάμπτεται στην εγκάρσια διεύθύνση. Προσομοιάζεται στο λογισμικό SOFiSTiK ως επιφανειακό στοιχείο,διαστάσεων 10mx20m και επιλύεται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.



Σχήμα 6.5: Προσομοίωμα πλάκας Ω.Σ στο λογισμικό SOFiSTiK

7 Ανάλυση φορέα και έλεγχοι επάρκειας

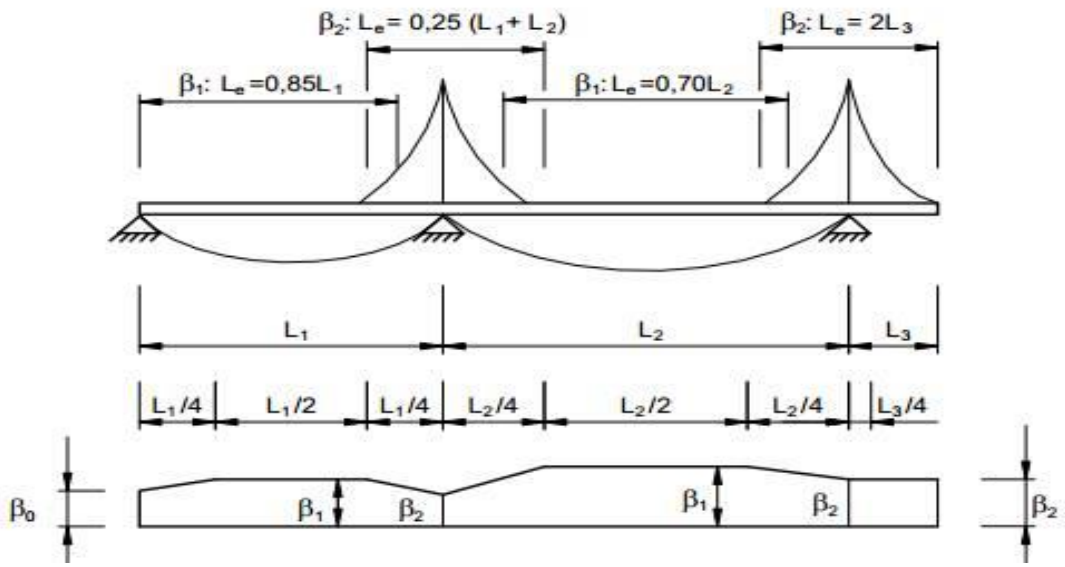
7.1 Ανάλυση κύριων δοκών

Η κύρια δοκός προσομοιάζεται ως σύμμικτη διατομή με συνεργαζόμενο πλάτος σκυροδέματος b_{eff} και χαλύβδινη διατομή κιβωτοειδούς διατομής.
Το συνεργαζόμενο πλάτος σκυροδέματος προσδιορίζεται σύμφωνα με τις σχέσεις:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \tag{7.1}$$

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} \leq b_i \tag{7.2}$$

όπου:
b_0 η απόσταση μεταξύ των κέντρων των εξωτερικών διατμητικών συνδέσμων
L_e η απόσταση μεταξύ γειτονικών σημείων μηδενισμού της ροπής, υπό την προυπόθεση ότι γειτονικά ανοίγματα δεν διαφέρουν περισσότερο απο 50% και οποιοδήποτε άνοιγμα προβόλου δεν είναι μεγαλύτερο από το μισό του γειτονικού ανοίγματος.
b_i η απόσταση από το μέσο της πλάκας εώς το μέσον μεταξύ παράλληλων κορμών ή μέχρι το ελεύθερο άκρο



Σχήμα 7.1: Απόσταση σημείων μηδενισμού του διαγράμματος των ροπών για προσδιορισμό του συνεργαζόμενου πλάτους

Σε ακραίες στηρίξεις με μηδενισμό ροπής, το συνεργαζόμενο πλάτος προσδιορίζεται από:

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \tag{7.3}$$

(7.4)

$$\beta_i = \left(0{,}55 + 0{,}25 \cdot {}^{L_e}/_{b_i}\right) \leq 1{,}0$$

όπου:
b_{ei} το συνεργαζόμενο πλάτος του ακραίου ανοίγματος στο μέσον
L_e το ισοδύναμο άνοιγμα του ακραίου ανοίγματος

Ακραία ανοίγματα:
$L_e = 0{,}85 \cdot 50 = 42{,}5m$
Για το άκρο b_1 $b_{e1} = \frac{42{,}5}{8} = 5{,}3125m > b_1 = 3{,}1m$
Ολόκληρο το γεωμετρικό πλάτος b_1 συνεργαζόμενο.
Για το άκρο b_2 $b_{e2} = \frac{42{,}5}{8} = 5{,}3125m > b_2 = 1{,}1m$.
Ολόκληρο το γεωμετρικό πλάτος b_2 συνεργαζόμενο.
Άρα ενεργό πλάτος για κάθε πέλμα $b_{eff} = 5m$, επομένως συνεργάζονται και τα 10m της πλάκας σκυροδέματος.

Ενδιάμεσα ανοίγματα:
$L_e = 0{,}70 \cdot 50 = 35m$
Για το άκρο b_1 $b_{e1} = \frac{35}{8} = 4{,}375m > b_1 = 3{,}1m$
Ολόκληρο το γεωμετρικό πλάτος b_1 συνεργαζόμενο.
Για το άκρο b_2 $b_{e2} = \frac{35}{8} = 4{,}375m > b_2 = 1{,}1m$.
Ολόκληρο το γεωμετρικό πλάτος b_2 συνεργαζόμενο.
Άρα ενεργό πλάτος για κάθε πέλμα $b_{eff} = 5m$, επομένως συνεργάζονται και τα 10m της πλάκας σκυροδέματος.

Ενδιάμεσες στηρίξεις:
$L_e = 0{,}25 \cdot 100 = 25m$
Για το άκρο b_1 $b_{e1} = \frac{25}{8} = 3{,}125m > b_1 = 3{,}1m$
Ολόκληρο το γεωμετρικό πλάτος b_1 συνεργαζόμενο.
Για το άκρο b_2 $b_{e2} = \frac{25}{8} = 3{,}125m > b_2 = 1{,}1m$.
Ολόκληρο το γεωμετρικό πλάτος b_2 συνεργαζόμενο.
Άρα ενεργό πλάτος για κάθε πέλμα $b_{eff} = 5m$, επομένως συνεργάζονται και τα 10m της πλάκας σκυροδέματος.

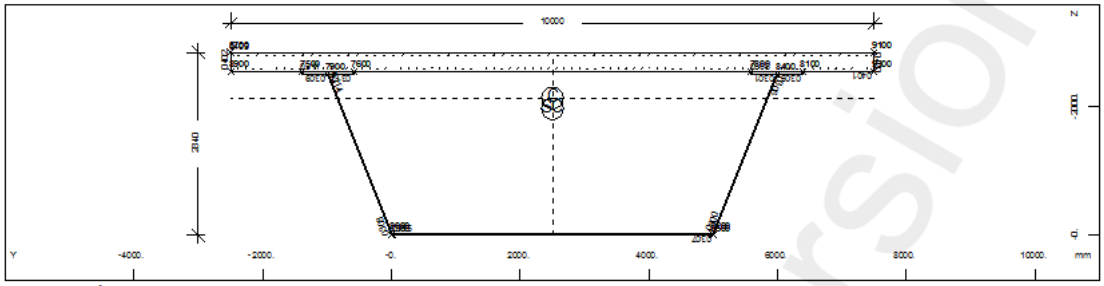
Ακραίες στηρίξεις:
$L_e = 0{,}70 \cdot 50 = 35m$
Για το άκρο b_1 $b_{e1} = \frac{35}{8} = 4{,}375m > \beta_1 \cdot b_1 = 3{,}1m$,
$\beta_1 = 0{,}55 + 0{,}25 \cdot \frac{42{,}5}{3{,}1} = 3{,}97 > 1$, άρα $\beta_1 = 1$
Ολόκληρο το γεωμετρικό πλάτος b_1 συνεργαζόμενο.
Για το άκρο b_2 $b_{e2} = \frac{35}{8} = 4{,}375m > \beta_2 \cdot b_2 = 1{,}1m$.
$\beta_2 = 0{,}55 + 0{,}25 \cdot \frac{42{,}5}{1{,}1} > 1$, άρα $\beta_2 = 1$
Ολόκληρο το γεωμετρικό πλάτος b_2 συνεργαζόμενο.
Άρα ενεργό πλάτος για κάθε πέλμα $b_{eff} = 5m$, επομένως συνεργάζονται και τα 10m της πλάκας σκυροδέματος.

Χρησιμοποιώντας τα συνεργαζόμενα πλάτη σκυροδέματος υπολογίζονται τα αδρανειακά μεγέθη των σύμμικτων διατομών των ανοιγμάτων και της στήριξης, τα οποία παρουσιάζονται στα παρακάτω σχήματα, όπως αυτά προέκυψαν από το λογισμικό SOFiSTiK.

Παρατήρηση:

Στη στήριξη το σκυρόδεμα βρίσκεται υπό εφελκυσμό και συνεπώς τα αδρανειακά μεγέθη που παρουσιάζονται αφορούν τη ρηγματωμένη διατομή.

Cross section No. 5



Cross section No. 5

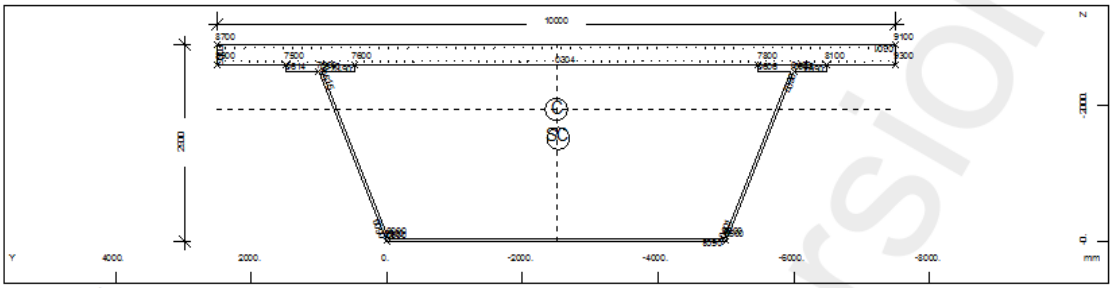
Static properties of cross section

No.	Mat MRf	A[m2] It[m4]	Ay[m2] Az[m2] Ayz[m2]	Iy[m4] Iz[m4] Iyz[m4]	yc[mm] zc[mm]	ysc[mm] zsc[mm]	E[N/mm2] G[N/mm2]	g[kN/m]
5	3	7.7232E-01	5.535E-01	7.568E-01	2500.0	2500.0	210000	96.27
	2	1.649E+00	8.402E-02	6.133E+00	-2130.9	-1965.4	80769	(BEAM)
				-1.717E-06				
	=							
	= Composit with materials: 3 5							

No.	section number	ysc,zsc	shear centre
Mat	material number	E	Young's modulus
A	sectional area	g	weight per length
Ay,Az,Ayz	transverse shear deformation area	MRf	reinforcement material number
Iy,Iz,Iyz	bending moment of inertia	It	torsional moment of inertia
yc,zc	centre of gravity	G	Shear modulus

Σχήμα 7.2: Γεωμετρικά και Αδρανειακά Χαρακτηριστικά διατομής ακραίου ανοίγματος

Cross section No. 7



Cross section No. 7

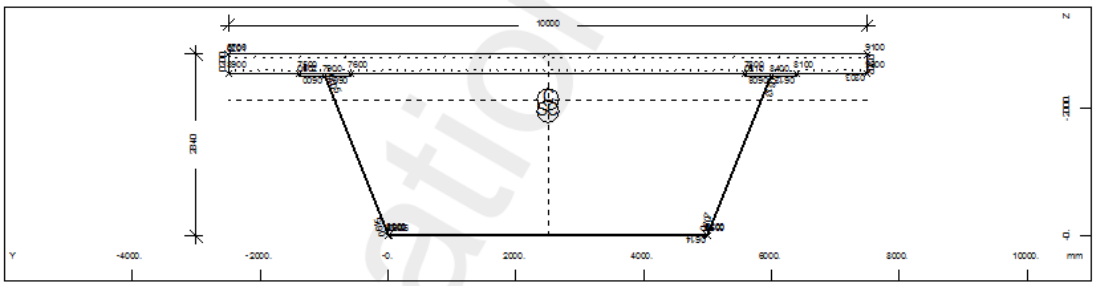
Static properties of cross section

No.	Mat MRf	A[m2] It[m4]	Ay[m2] Az[m2] Ayz[m2]	Iy[m4] Iz[m4] Iyz[m4]	yc[mm] zc[mm]	ysc[mm] zsc[mm]	E[N/mm2] G[N/mm2]	g[kN/m]
7	3	1.1164E+00	6.660E-01	1.350E+00	-2500.0	-2527.7	210000	123.09
	2	2.869E+00	1.533E-01	8.960E+00	-1942.4	-1512.3	80769	(BEAM)
				1.295E-06				
		1.1164E+00		1.084E+00	-2500.0	-2527.7	(effective)	
				8.960E+00	-1648.8	-1512.3		
				-9.536E-03				
	=							
	= Composit with materials: 3 6							

No.	section number	ysc,zsc	shear centre
Mat	material number	E	Young's modulus
A	sectional area	g	weight per length
Ay,Az,Ayz	transverse shear deformation area	MRf	reinforcement material number
Iy,Iz,Iyz	bending moment of inertia	It	torsional moment of inertia
yc,zc	centre of gravity	G	Shear modulus

Σχήμα 7.3: Γεωμετρικά και Αδρανειακά Χαρακτηριστικά διατομής ενδιάμεσων στηρίξεων

Cross section No. 8



Cross section No. 8

Static properties of cross section

No.	Mat MRf	A[m2] It[m4]	Ay[m2] Az[m2] Ayz[m2]	Iy[m4] Iz[m4] Iyz[m4]	yc[mm] zc[mm]	ysc[mm] zsc[mm]	E[N/mm2] G[N/mm2]	g[kN/m]
8	3	7.7387E-01	5.536E-01	7.570E-01	2500.0	2499.8	210000	96.27
	2	1.646E+00	8.477E-02	6.146E+00	-2131.6	-1947.9	80769	(BEAM)
				-1.720E-06				
		7.7387E-01		7.358E-01	2500.0	2499.8	(effective)	
				6.146E+00	-2083.6	-1947.9		
				-6.133E-03				

=
= Composit with materials: 3 5

No.	section number	ysc,zsc	shear centre
Mat	material number	E	Young's modulus
A	sectional area	g	weight per length
Ay,Az,Ayz	transverse shear deformation area	MRf	reinforcement material number
Iy,Iz,Iyz	bending moment of inertia	It	torsional moment of inertia
yc,zc	centre of gravity	G	Shear modulus

Σχήμα 7.4: Γεωμετρικά και Αδρανειακά Χαρακτηριστικά διατομής μεσαίων ανοιγμάτων

Παρατήρηση
Οι τιμές z αναφέρονται στην απόσταση του κέντρου βάρους της εκάστοτε διατομής από την άνω ίνα της πλάκας του σκυροδέματος.

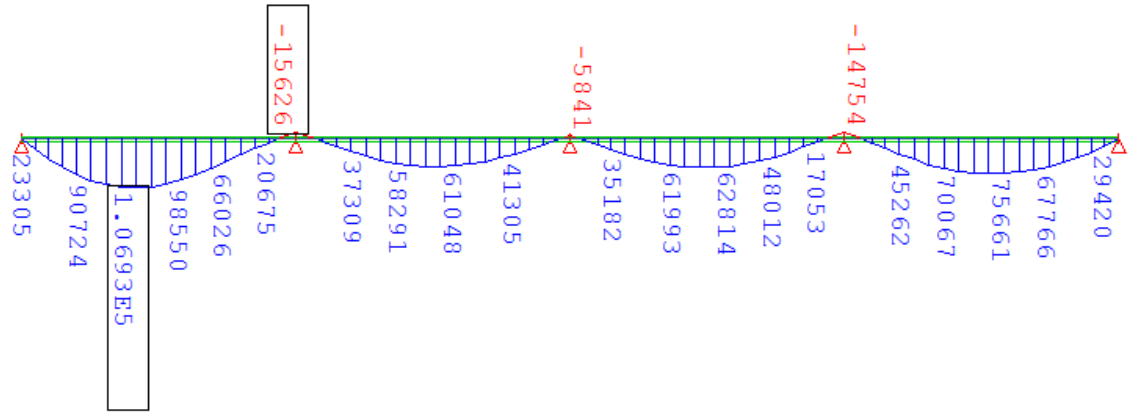
7.2 Έλεγχος κύριας δοκού σε Ο.Κ.Α.

7.2.1 Χαρακτηριστικές τιμές εντατικών μεγεθών

Ο βασικός συνδυασμός στην Ο.Κ.Α. από τον οποίο προκύπτουν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη είναι $1{,}35 \cdot \sum G + 1{,}35 \cdot (Q_{UDL+} Q_{TS}) + 0{,}6 \cdot 1{,}5 \cdot \Delta T_M + 0{,}6 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}75 \cdot \Delta T_N$.

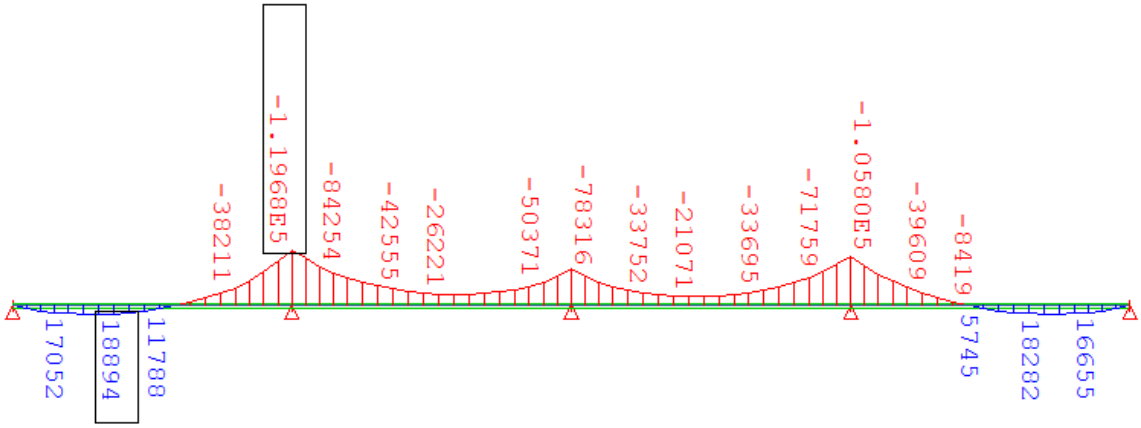
Για τον παραπάνω συνδυασμό ,για δυσμενείς φορτίσεις και για κίνηση του οχήματος TS κατά μήκος της γέφυρας προκύπτουν οι περιβάλλουσες των μέγιστων και ελάχιστων εντατικών μεγεθών σε κάθε θέση του φορέα, τα διαγράμματα των οποίων παρουσιάζονται παρακάτω.

Μέγιστη ροπή κάμψης:
$M_{y,max} = 106.930 kNm$



Διάγραμμα 7.5 :Περιβάλλουσα μέγιστων ροπών κάμψης

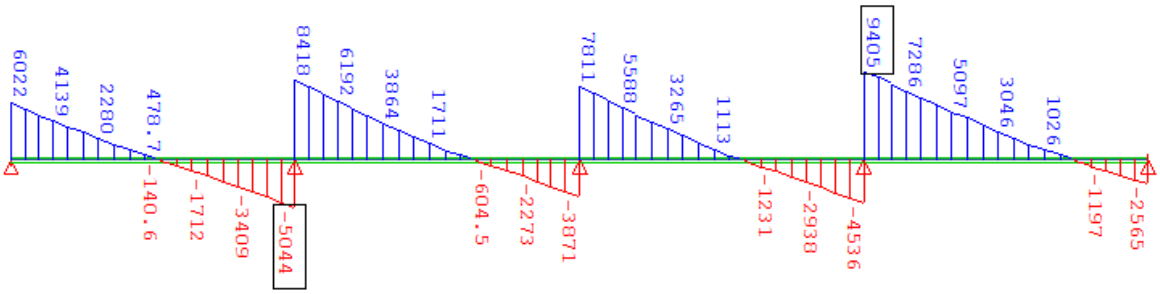
$M_{y,min} = -119.680kNm$



Σχήμα 7.6:Περιβάλλουσα ελάχιστων ροπών κάμψης

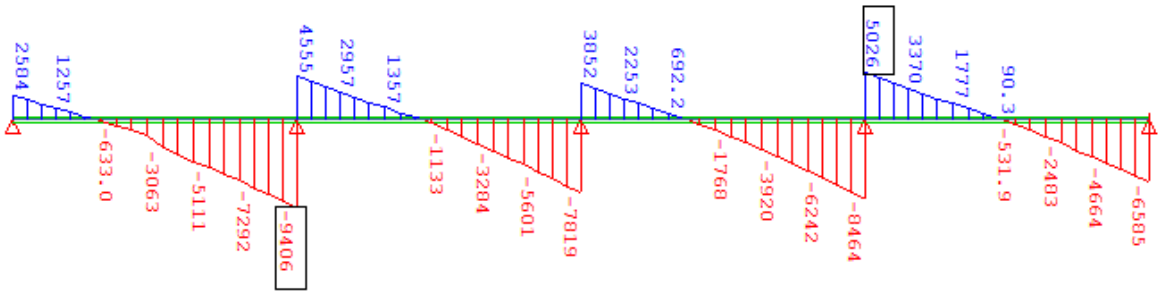
Μέγιστη Τέμνουσα Δύναμη:

$V_{Z,max} = 9.045\ kN$



Σχήμα 7.7: Περιβάλλουσα μέγιστων τεμνουσών δυνάμεων

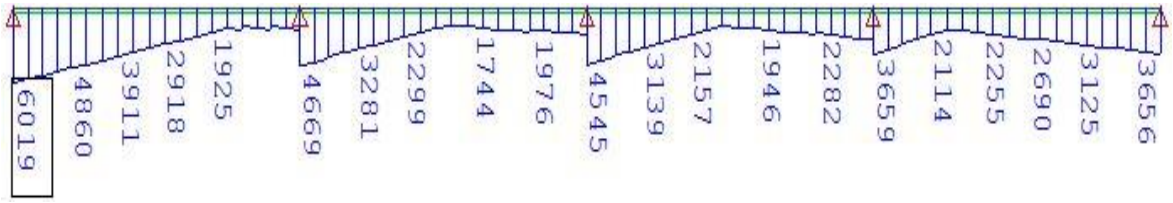
$V_{Z,min} = -9.406kN$



Σχήμα 7.8: Περιβάλλουσα ελάχιστων τεμνουσών δυνάμεων

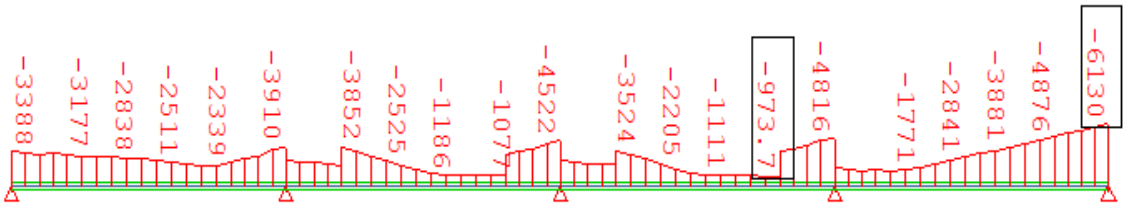
Μέγιστη ροπή στρέψης:

$M_{T,max} = 6.019 kNm$



Σχήμα 7.9: Περιβάλλουσα μέγιστων ροπών στρέψης

$M_{T,min} = -6130\ kNm$

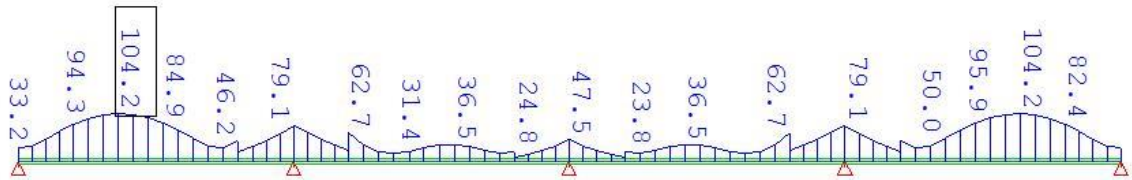


Σχήμα 7.10: Περιβάλλουσα ελάχιστων ροπών στρέψης

7.2.2 Έλεγχος τάσεων σε Ο.Κ.Α.

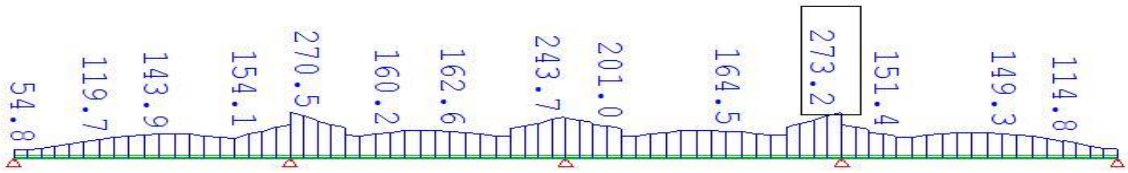
Λόγω της κατάταξης της διατομής σε κατηγορία 3 ακολουθείται έλεγχος σε Ο.Κ.Α. μέσω τάσεων, οι οποίες παρουσιάζονται παρακάτω, ενώ ταυτόχρονα απαιτείται και έλεγχος σε κύρτωση της διατομής.

Για τη σιδηροδοκό λόγω $1{,}35G_1$:



Σχήμα 7.11: Τάσεις Von Mises στη σιδηροδοκό

Για τη σύμμικτη δοκό λόγω $1{,}35 \cdot G_2 + 1{,}35 \cdot Q + 0{,}6 \cdot 1{,}5 \cdot \Delta\text{TM}$:



Σχήμα 7.12: Τάσεις Von Mises στη σύμμικτη δοκό

Μέγιστη τάση Von Mises:
$273{,}2 + 79.1 = 352.2 < 355$

7.2.3 Έλεγχος σε κύρτωση

7.2.3.1 Γενικά

Κάθε μέλος μιας σιδηράς γέφυρας, που συντίθεται από επίπεδα ελάσματα συγκολλημένα ή κοχλιωμένα μεταξύ τους, διατρέχει τον κίνδυνο αστοχίας λόγω κύρτωσης των ελασμάτων αυτών (π.χ. σύνθετες δοκοί, βάθρα, πυλώνες κλπ). 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 φατνώματος είτε από καθαρά διατμητικές είτε από καθαρά ορθές τάσεις είτε από συνδυασμό αυτών. Το φαινόμενο αυτό αποτελεί μια μορφή τοπικού λυγισμού και εκδηλώνεται με τη δημιουργία ρυτιδώσεων ή πτυχώσεων των επίπεδων ελασμάτων, αν για οποιοδήποτε λόγο υπάρξει υπέρβαση τάσεων σε κάποιο σημείο.

Εξετάζεται λοιπόν στη συνέχεια αν απαιτείται απομείωση της αντοχής της διατομής λόγω του φαινομένου της κύρτωσης.

7.2.3.2 Κύρτωση πλακών υπό θλίψη

Η κύρτωση των πλακών λόγω διαμηκών 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.

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

$$A_{eff} = \rho \cdot A_c \tag{7.5}$$

Όπου ρ ο μειωτικός συντελεστής για κύρτωση πλάκας.

Προσεγγιστικά, ο μειωτικός συντελεστής ρ μπορεί να προκύπτει ως ακολούθως:

όταν $\bar{\lambda}_p \leq 0{,}673$ $\quad \rho = 1$

όταν $\bar{\lambda}_p > 0{,}673$ $\quad \rho = \frac{(\bar{\lambda}_p - 0{,}22)}{\bar{\lambda}_p^2}$

με

$$\bar{\lambda}_p = \left[\frac{f_y}{\sigma_{cr}}\right]^{0,5} = \frac{b_p/t}{28{,}4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} \tag{7.6}$$

όπου

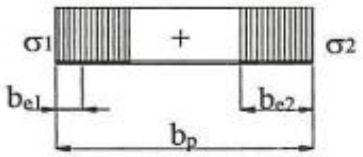
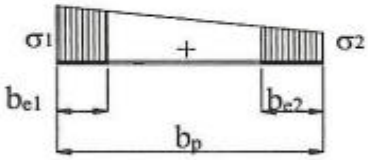
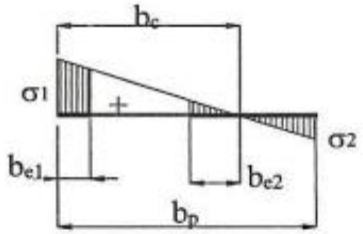
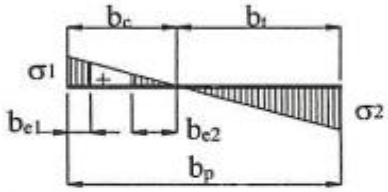
b_p το κατάλληλο πλάτος

k_σ ο συντελεστής κύρτωσης

t το πάχος

σ_{cr} η ελαστική κρίσιμη τάση κύρτωσης της πλάκας

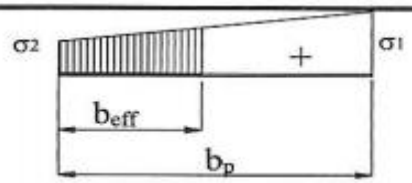
Πίνακας 7.1 : Εσωτερικά στοιχεία υπό θλίψη

	$\psi = +1:$ $b_{eff} = \rho b_p$ $b_{e1} = 0{,}5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0{,}5 b_{eff}$
	$+1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho b_p$ $b_{e1} = \dfrac{2 b_{eff}}{5-\psi}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$
	$0 > \psi \geq -1:$ $b_{eff} = \rho b_c$ $b_{e1} = 0{,}4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0{,}6 b_{eff}$
	$\psi < -1:$ $b_{eff} = \rho b_c$ $b_{e1} = 0{,}4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0{,}6 b_{eff}$

$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	+1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Συντελεστής κύρτωσης k_σ	4,0	$\dfrac{8{,}2}{1{,}05+\psi}$	7,81	$7{,}81 - 6{,}29\psi + 9{,}78\psi^2$	23,9	$5{,}98(1-\psi)^2$

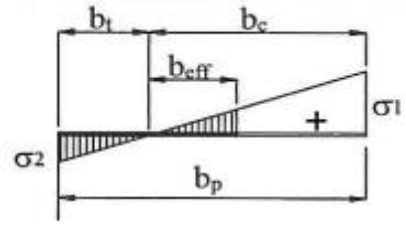
Εναλλακτικά, για $+1 > \psi > -1$: $k_\sigma = \dfrac{16}{\left[(1+\psi)^2 + 0{,}112(1+\psi)^2\right]^{0.5} + (1+\psi)}$

Πίνακας 7.2 :Εξωτερικά στοιχεία υπό θλίψη



$+1 > \psi \geq 0:$

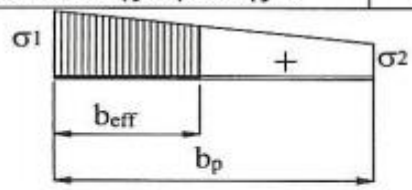
$b_{eff} = \rho b_p$



$\psi < 0:$

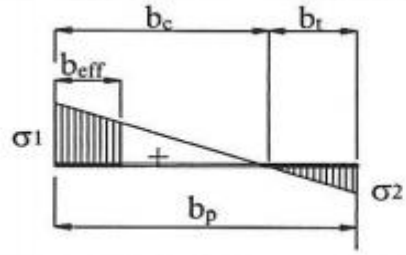
$b_{eff} = \rho b_c$

$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	+1	0	-1	$+1 \geq \psi \geq -1$
Συντελεστής κύρτωσης k_σ	0,43	0,57	0,85	$0{,}57 - 0{,}21\psi + 0{,}07\psi^2$



$+1 > \psi \geq 0:$

$b_{eff} = \rho b_p$



$\psi < 0:$

$b_{eff} = \rho b_c$

$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	+1	$+1 \geq \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Συντελεστής κύρτωσης k_σ	0,43	$\frac{0{,}578}{\psi - 0{,}34}$	1,70	$1{,}70 - 5\psi + 17{,}1\psi^2$	23,8

Κύρτωση πλακών με διαμήκεις νευρώσεις

Ο μειωτικός συντελεστής για καθολική κύρτωση της πλάκας πρέπει να προσδιορίζεται με παρεμβολή μεταξύ ενός μειωτικού συντελεστή για κύρτωση της πλάκας και ενός μειωτικού συντελεστή για λυγισμό υποστυλώματος.

Η ελαστική κρίσιμη τάση κύρτωσης της ισοδύναμης πλάκας είναι:

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \cdot \sigma_e \tag{7.7}$$

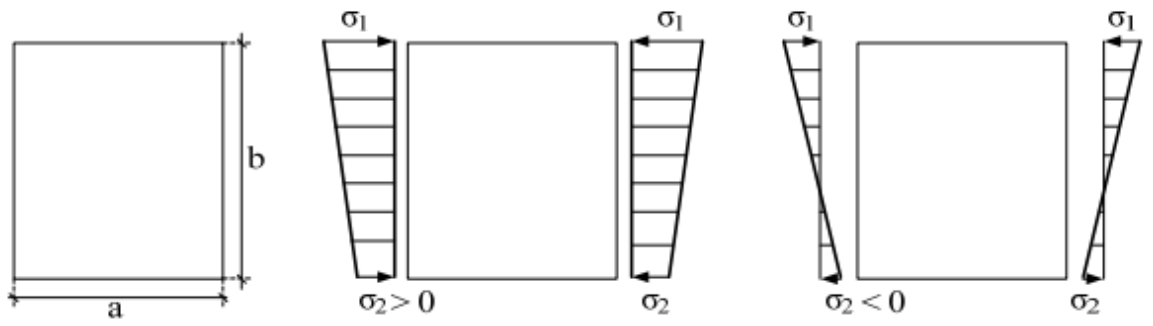
όπου η τάση αναφοράς δίνεται από τον τύπο :

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot b^2} = 189800 \left[\frac{t}{b}\right]^2 \tag{7.8}$$

και $k_{\sigma,p}$ ο συντελεστής κύρτωσης σύμφωνα με τη θεωρία ορθότροπων πλακών, με τις νευρώσεις κατανεμημένες και αγνοώντας την κύρτωση μεταξύ των νευρώσεων, ο οποίος προσδιορίζεται από τους παρακάτω πίνακες.

Πίνακας 7.3: Συντελεστής κύρτωσης k_σ για εσωτερικά στοιχεία

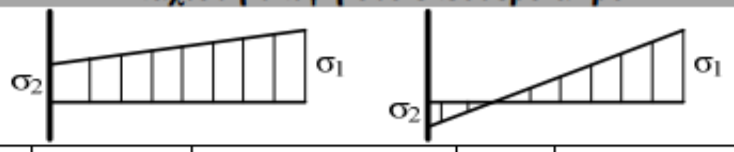
Ορθές τάσεις (θλίψη θετική)



$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
k_σ	4.0	$8.2/(1.05+\psi)$	7.81	$7.81 - 6.29 \cdot \psi + 9.78 \cdot \psi^2$	23.9	$5.98 \cdot (1-\psi)^2$

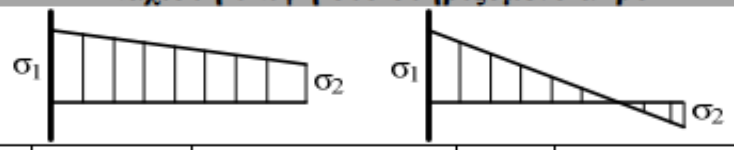
Πίνακας 7.4: Συντελεστής κύρτωσης k_σ για εξωτερικά στοιχεία

Ελάχιστη θλίψη στο ελεύθερο άκρο



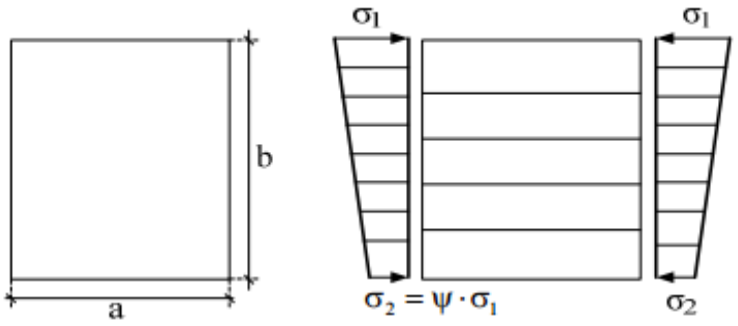
$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$	1	0	-1	$-1 \geq \psi \geq -3$
k_σ	0.43	0.57	0.85	$0.57 - 0.21 \cdot \psi + 0.07 \cdot \psi^2$

Ελάχιστη θλίψη στο στηριζόμενο άκρο



$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
k_σ	0.43	$0.578/(0.34+\psi)$	1.70	$1.7 - 5 \cdot \psi + 17.1 \cdot \psi^2$	23.8

Πίνακας 7.5: Συντελεστές κύρτωσης για πλάκες με 3 τουλάχιστον ισαπέχουσες ενισχύσεις



Λόγος πλευρών	Συντελεστής κύρτωσης
$\alpha \le \sqrt[4]{\gamma}$	$k_{\sigma,p} = \dfrac{2\cdot\left[\left(1+\alpha^2\right)^2+\gamma-1\right]}{\alpha^2\cdot(\psi+1)\cdot(1+\delta)}$
$\alpha > \sqrt[4]{\gamma}$	$k_{\sigma,p} = \dfrac{4\cdot\left(1+\sqrt{\gamma}\right)}{(\psi+1)\cdot(1+\delta)}$

όπου

$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \ge 0{,}5$ Λόγος ακραίων τάσεων

$\alpha = \frac{a}{b} \ge 0{,}5$ Λόγος πλευρών

$\sum A_{sl}$ Άθροισμα εμβαδών των ενισχύσεων

I_{sl} Ροπή αδράνειας της ενισχυμένης πλάκας

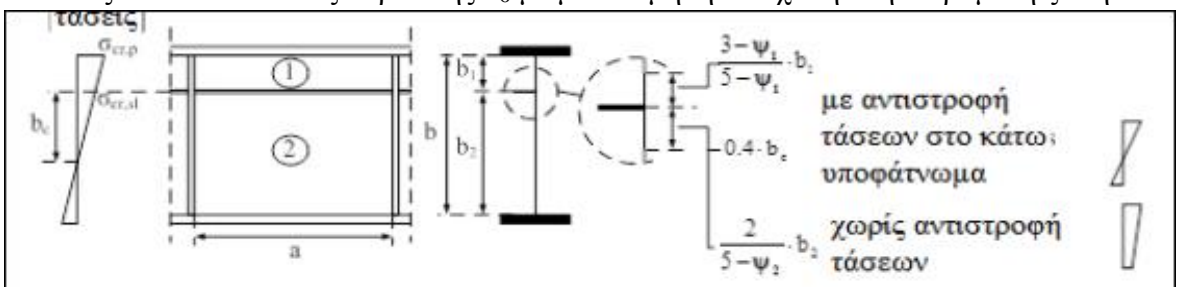
$A_p = b \cdot t$ Εμβαδόν πλάκας

$\gamma = \frac{I_{sl}}{I_p}$ Λόγος ροπών αδράνειας ενισχυμένης και μη ενισχυμένης πλάκας

$\delta = \frac{\sum A_{sl}}{A_p}$ Λόγος εμβαδών ενισχύσεων και πλάκας

$I_p = \frac{b \cdot t^3}{12 \cdot (1-\nu^2)}$ Ροπή αδράνειας της μη ενισχυμένης πλάκας

Πίνακας 7.6: Συντελεστές κύρτωσης k_σ με μία διαμήκη ενίσχυση στη θλιβόμενη ζώνη



Length a	Critical stress of stiffener
$a \geq a_c$	$\sigma_{cr,sl} = \frac{1.05 \cdot E_a}{A_{sl,1}} \cdot \frac{\sqrt{I_{sl,1} \cdot t^3 \cdot b}}{b_1 \cdot b_2}$
$a < a_c$	$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 \cdot E_a \cdot I_{sl,1}}{A_{sl,1} \cdot a^2} + \frac{E_a \cdot t^3 \cdot b \cdot a^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot (1-\nu^2) \cdot A_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}$
Critical plate buckling stress: $\sigma_{cr,p} = \sigma_{cr,sl} \cdot \frac{b_c + b_1}{b_c}$	

όπου

$A_{sl,l}$ το εμβαδόν ενίσχυσης και συνεργαζόμενου πλάτους πλάκας

ψ λόγος τάσεων εξεταζόμενου υποφατνώματος

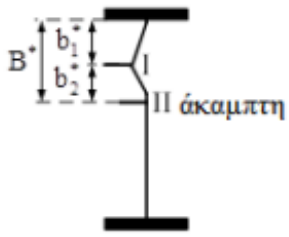
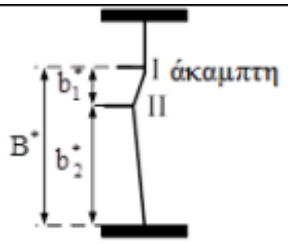
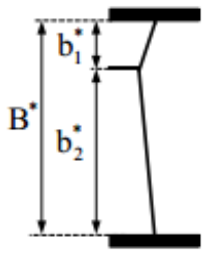
$I_{sl,l}$ η ροπή αδράνειας ενίσχυσης και συνεργαζόμενου πλάτους πλάκας

b_1, b_2 αποστάσεις ενισχύσεων από τα άκρα του φατνώματος

$b_1 + b_2 = b$ συνολικό πλάτος φατνώματος

$a_c = 4{,}33 \cdot \sqrt[4]{\frac{I_{sl,l} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}{t^3 \cdot b}}$ μήκος κύματος ιδιομορφής λυγισμού (χωρίς εγκάρσιες ενισχύσεις)

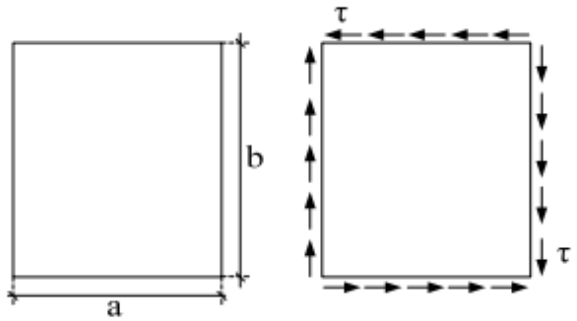
Πίνακας 7.7: : Συντελεστές κύρτωσης k_σ με δύο διαμήκεις ενίσχυση στη θλιβόμενη ζώνη

			
	α) Ενίσχυση I	β) Ενίσχυση II	γ) συγκεντρωμένη ενίσχυση
Εμβαδόν διατομής	$A_{sl,1}$	$A_{sl,2}$	$A_{sl,1} + A_{sl,2}$
Ροπή αδρανείας	$I_{sl,1}$	$I_{sl,2}$	$I_{sl,1} + I_{sl,2}$

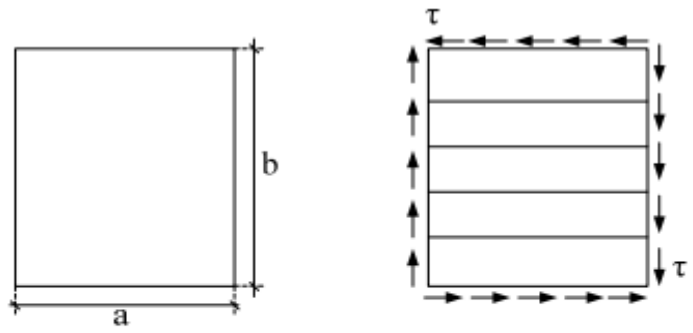
7.2.3.3 Κύρτωση πλακών υπό διάτμηση

Αντίστοιχα, για την κύρτωση πλακών υπό διάτμηση υπολογίζεται ο συντελεστής κύρτωσης k_τ, όπως φαίνεται στους ακόλουθους πίνακες.

Πίνακας 7.8: Συντελεστής κύρτωσης k_τ χωρίς διαμήκεις ενισχύσεις

Διατμητικές τάσεις		
		
Λόγος πλευρών	$\alpha = \frac{a}{b} \geq 1$	$\alpha = \frac{a}{b} < 1$
k_τ	$k_\tau = 5.34 + \frac{4.0}{\alpha^2}$	$k_\tau = 4.0 + \frac{5.34}{\alpha^2}$

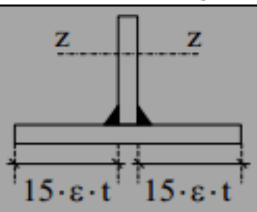
Πίνακας 7.9: Συντελεστής κύρτωσης k_τ ενισχυμένων πλακών



Λόγος πλευρών	Συντελεστής κύρτωσης
$\alpha \geq 1$	$k_\tau = 5.34 + \frac{4}{\alpha^2} + k_{\tau,st}$
$\alpha < 1$	$k_\tau = 4 + \frac{5.34}{\alpha^2} + k_{\tau,st}$
Συντελεστής $k_{\tau,st}$	
Πλάκες με τουλάχιστον 3 διαμήκεις ενισχύσεις ή με μία ή δύο ενισχύσεις και **$\alpha \geq 3$**	$k_{\tau,st} = \frac{9}{\alpha^2} \cdot \sqrt[4]{\left(\frac{\sum I_{sl}}{t^3 \cdot b}\right)^3} \geq \frac{2.1}{t} \cdot \sqrt[3]{\frac{\sum I_{sl}}{b}}$
Πλάκες με μία ή δύο ενισχύσεις και **$\alpha < 3$**	$k_{\tau,st} = 4.1 + \frac{6.3 + 0.18 \cdot \frac{I_{sl}}{t^3 \cdot b}}{\alpha^2} + 2.2 \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 \cdot b}\right)}$

I_{sl} = Ροπή αδρανείας ως προς άξονα z-z **μιας** ενίσχυσης συμπεριλαμβανομένου γειτονικού ελάσματος επί πλάτους $15 \cdot \varepsilon \cdot t$ ($\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$, f_y σε N/mm^2).

$\sum I_{sl}$ = Άθροισμα ροπών αδρανείας των ενισχύσεων.



Συμπεριφορά πλάκας ως υποστύλωμα

Κριτήριο ελέγχου της συμπεριφοράς της πλάκας ως οιονεί υποστύλωμα είναι ο λόγος $\frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}}$, όπου $\sigma_{cr,p}$ κρίσιμη ελαστική τάση της πλάκας και $\sigma_{cr,c}$ κρίσιμη τάση υποστυλώματος, δηλαδή της ίδιας πλάκας όταν απομακρυνθούν οι διαμήκεις στηρίξεις.

• μη ενισχυμένες πλάκες

$$\sigma_{cr,c,\psi=1} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot a^2} \tag{7.9}$$

• ενισχυμένες πλάκες

$$\sigma_{cr,c} = \frac{b_c}{b_{sl,1}} \cdot \sigma_{cr,sl} \tag{7.10}$$

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sl,1}}{A_{sl,1} \cdot a^2} \tag{7.11}$$

όπου $I_{sl,1}$και $A_{sl,1}$ είναι η ροπή αδρανείας και το εμβαδόν διατομής της ενίσχυσης, συμπεριλαμβανομένου ενός ενεργού πλάτους της πλάκας που ενισχύει.
Ανηγμένη λυγηρότητα υποστυλώματος:

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}} \tag{7.12}$$

Στη συνέχεια ο τύπος λυγισμού της ράβδου προσδιορίζεται από τους τύπους λυγισμού των ράβδων:

$$\chi_c = 1 \text{ για } \bar{\lambda}_c \leq 0{,}2 \tag{7.13}$$

$$\chi_c = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_c^{\,2}}} \text{ για } \bar{\lambda}_c > 0{,}2 \tag{7.14}$$

$$\Phi = 0{,}5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \left(\bar{\lambda}_c - 0{,}2\right) + \bar{\lambda}_c^{\,2}\right] \tag{7.15}$$

- Για μη ενισχυμένες πλάκες χρησιμοποιώντας την καμπύλη λυγισμού a ο συντελεστής ατελειών α=0,21
- Για ενισχυμένες πλάκες με συντελεστή ατελειών $\alpha_e = a + \frac{0{,}09}{i/e}$,

όπου

$i = \sqrt{\frac{I_{st,1}}{A_{st,1}}}$ ακτίνα αδρανείας της πλέον θλιβόμενης ενίσχυσης

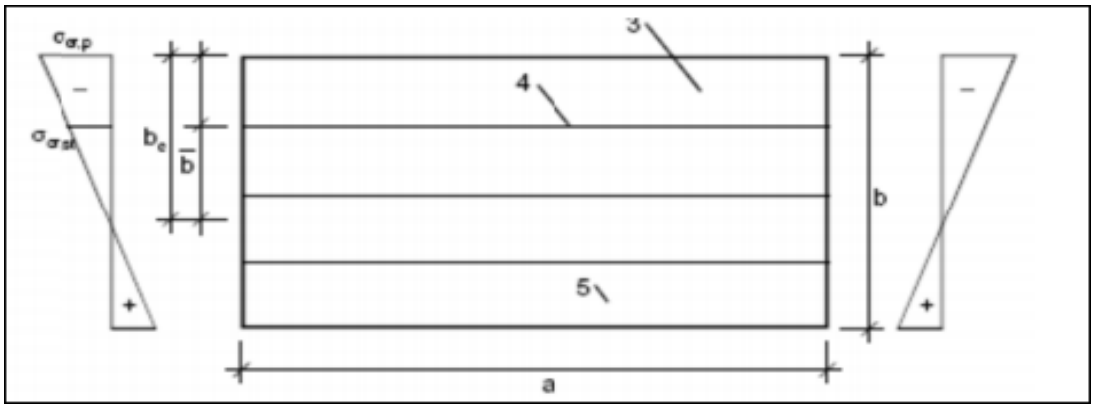
$e = max(e_1, e_2)$

e_1 απόσταση κέντρου βάρους ενίσχυσης μαζί με το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας από το κέντρο βάρους της ενίσχυσης

e_2 απόσταση κέντρου βάρους ενίσχυσης μαζί με το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας από το κέντρο βάρους της πλάκας

$\alpha = 0{,}34$ για ενισχύσεις κλειστής διατομής

$\alpha = 0{,}49$ για ενισχύσεις ανοιχτής διατομής



Σχήμα 7.15: Προσδιορισμός $b_c, \overline{b}$

Ο μειωτικός συντελεστής πλάκας με συμπεριφορά υποστυλώματος δίνεται από το τύπο:

$$\rho_c = (\rho - \chi_c) \cdot \xi \cdot (2 - \xi) + \chi_c \tag{7.16}$$

όπου

$$\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \qquad\qquad 0 \le \xi \le 1$$

Ελεγχοι διατομών με τη μέθοδο των μειωμένων τάσεων

Ανηγμένη λυγηρότητα

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{a_{ult,k}}{a_{cr}}} \tag{7.17}$$

όπου $a_{ult,k}$ ο ελάχιστος πολλαπλασιαστής τάσεων σχεδιασμού που προκαλεί διαρροή και δίνεται από την εξίσωση :

$$\frac{1}{a_{ult,k}^2} = \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y}\right)^2 - \frac{\sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{z,Ed}}{f_y^2} + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y}\right)^2 \tag{7.18}$$

Οι τάσεις αντοχής σχεδιασμού ενός πλακοειδούς φατνώματος δίνονται από τους τύπους:

$$\sigma_{x,Rd} = \frac{\rho_x \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \tag{7.19}$$

$$\sigma_{z,Rd} = \frac{\rho_z \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \tag{7.20}$$

$$\tau_{Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M1}} \tag{7.21}$$

όπου:

ρ_x, ρ_z μειωτικοί συντελεστές ορθών τάσεων λαμβάνοντας υπόψη τη συμπεριφορά υποστυλώματος

χ_w μειωτικός συντελεστής διατμητικών τάσεων

Ο έλεγχος του φατνώματος για *ταυτόχρονη* επίδραση τάσεων, γίνεται με βάση τη σχέση:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\sigma_{z,Rd}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\sigma_{z,Rd}}\right) + \left(\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}}\right)^2 \le 1 \tag{7.22}$$

Εναλλακτικά ο έλεγχος του φατνώματος μπορεί να γίνει με βάση τη σχέση:

$$\frac{\rho \cdot a_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \ge 1 \tag{7.23}$$

Πίνακας 7.10: Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή ρ για ορθές τάσεις

Εσωτερικά στοιχεία	Εξωτερικά στοιχεία
$\rho = 1$ για $\bar{\lambda}_p \le 0{,}673$ $\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}055(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \le 1$	$\rho = 1$ για $\bar{\lambda}_p \le 0{,}748$ $\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}188}{\bar{\lambda}_p^2} \le 1$

Πίνακας 7.11: Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή χ_w για διατμητικές τάσεις

	Άκαμπτες ακραίες εγκάρσιες ενισχύσεις	Εύκαμπτες ακραίες εγκάρσιες ενισχύσεις
$0.83/\eta > \bar{\lambda}_w$	n	n
$0.83/\eta \le \bar{\lambda}_w < 1.08$	$0.83/\bar{\lambda}_w \le 1$	$0.83/\bar{\lambda}_w \le 1$
$\bar{\lambda}_w \ge 1.08$	$1.37/(0.7+\bar{\lambda}_w)$	$0.83/\bar{\lambda}_w \le 1$
$\eta = 1.2$		

Αναλυτικός υπολογισμός του φαινομένου της κύρτωσης:

- Έλεγχος επάρκειας θλιβόμενου πέλματος

Υποφάτνωμα μεταξύ των διαμήκων νευρώσεων:

$\psi = 1$

$\frac{c}{t_f} = 13{,}5 \le 42\varepsilon = 32{,}6$, άρα δεν απαιτείται απομείωση λόγω κύρτωσης.

Υποφάτνωμα στο εσωτερικό κάθε διαμήκους νεύρωσης:

$\psi = 1$

$\frac{c}{t_f} = 8{,}75 \le 42\varepsilon = 32{,}6$, άρα δεν απαιτείται απομείωση λόγω κύρτωσης.

Κορμός της διαμήκους νεύρωσης:

$\psi = 1$

$\frac{c}{t_f} = 24 \le 42\varepsilon = 32{,}6$, άρα δεν απαιτείται απομείωση λόγω κύρτωσης.

Άνω πέλμα της διαμήκους νεύρωσης:

$\psi = 1$

$\frac{c}{t_f} = 14{,}5 \le 42\varepsilon = 32{,}6$, άρα δεν απαιτείται απομείωση λόγω κύρτωσης.

Καθολική συμπεριφορά ενισχυμένου φατνώματος:

1. Συμπεριφορά τύπου πλάκας

Μέγιστη ορθή τάση: $\sigma_{max} = 211{,}2Mpa$

Μέγιστη διατμητική τάση: $\tau_{max} = 30{,}2MPa$

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά:

a=500cm, b=500cm, t=4cm

Τάση αναφοράς: $\sigma_e = 12{,}15MPa$ από σχέση 7.8

Από πίνακα 7.5 υπολογίζεται ο συντελεστής κύρτωσης για τις ορθές τάσεις ως ακολούθως:

$A_p = 2000cm^2$

$I_p = 2930cm^3$

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης πλάκας(διαμήκεις νευρώσεις μαζί με το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας):

$A_{sl} = 2329cm^2$

$\sum I_{sl} = 99410cm^4$

$\psi = 1$

$a = \frac{a}{b} = 1 \geq 0{,}5$

$\delta = 0{,}165, \gamma = 33{,}93$

$\alpha = 1 \leq \sqrt[4]{\gamma} = 2{,}41$, άρα $k_{\sigma,\rho} = 31{,}67$

Κρίσιμη ορθή τάση κύρτωσης: $\sigma_{cr,p} = 384{,}8MPa$ από σχέση 7.7

Πολλαπλασιαστής φορτίου: $\alpha_{cr,x} = 1{,}82$

Στη συνέχεια υπολογίζεται από πίνακα 7.9 ο συντελεστής κύρτωσης για της διατμητικές τάσεις:

Συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας σε κάθε μεριά του κορμού: $15 \cdot \varepsilon \cdot t = 48{,}6 > 35/2$

Άρα συνολικά σε κάθε νεύρωση $2 \cdot (17{,}5 + 27) = 89cm$ για τις ενδιάμεσες ενισχύσεις και $2 \cdot 17{,}5 + 27 + 48{,}6 = 110{,}6cm$

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης πλάκας (διαμήκεις νευρώσεις μαζί με το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας):

$\sum I_{sl} = 97500cm^4$

$k_{\tau,st} = 20{,}8$

$k_\tau = 30{,}14$

Κρίσιμη διατμητική τάση κύρτωσης: $\tau_{cr} = 366{,}3MPa$

Πολλαπλασιαστής φορτίου: $\alpha_{cr,\tau} = 12{,}13$

Έλεγχος με τη μέθοδο μειωμένων τάσεων:

$a_{cr} = 1{,}8$ και $\alpha_{ult} = 1{,}65$

$\overline{\lambda_P} = 0{,}957 > 0{,}673$, συνεπώς προκύπτει μειωτικός συντελεστής από Πίνακα 7.10 $\rho = 0{,}8$ για ορθές τάσεις και απο Πίνακα 7.11 $\chi_w = 0{,}84$ για διατμητικές τάσεις

$\left(\frac{211{,}2}{0{,}8\cdot\frac{355}{1{,}1}}\right)^2 + 3\cdot\left(\frac{30{,}2}{0{,}84\cdot\frac{355}{1{,}1}}\right)^2 = 0{,}71 \leq 1$ από σχέση 7.22

Επομένως, ο έλεγχος του φατνώματος για ταυτόχρονη επίδραση τάσεων ικανοποιείται.

2. Συμπεριφορά τύπου υποστυλώματος

$b_{1,inf} = 27{,}5cm$

$b_{2,sup} = 17{,}5cm$

Άρα για κάθε ενίσχυση συνεργαζόμενο πλάτος $2\cdot(17{,}5 + 27{,}5) = 90cm$

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά κάθε διαμήκους νευρώσης μαζί με το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας:

$A_{sl} = 387{,}14cm^2$

$I_{sl} = 19270cm^4$

$$i = \sqrt{\frac{I_{sl}}{A_{sl}}} = 7{,}1cm$$

$\sigma_{cr,sl} = 412{,}6MPa$ από σχέση 7.10

$\sigma_{cr,c} = 412{,}6MPa$

$a_{cr,c} = 1{,}95$

Συνεπώς προκύπτει $a_{cr} = 1{,}91$ και δεν έχει νόημα να συνεχιστεί ο έλεγχος, αφού κρισιμότερη είναι η συμπεριφορά τύπου πλάκας.

- Έλεγχος επάρκειας κορμού

Περισσότερο θλιβόμενο υποφάτνωμα μεταξύ των διαμήκων νευρώσεων:

$\psi = \frac{1431-900}{1431} = 0{,}37$

$\frac{c}{t_f} = 30 \leq \frac{42\varepsilon}{0{,}67+0{,}33\cdot\psi} = 42{,}95$, άρα δεν απαιτείται απομείωση λόγω κύρτωσης.

Οι διαμήκεις ενισχύσεις δεν είναι λεπτότοιχες και συνεπώς δεν απαιτείται απομείωση λόγω κύρτωσης.

Καθολική συμπεριφορά ενισχυμένου φατνώματος:

1. Συμπεριφορά τύπου πλάκας

Μέγιστη ορθή τάση: $\sigma_{max} = 211{,}2Mpa$

Μέγιστη διατμητική τάση: $\tau_{max} = 159MPa$

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά:

a=500cm, b=269cm, t=3cm

Από πίνακα 7.5 υπολογίζεται η κρίσιμη τάση κύρτωσης για μια διαμήκη ενίσχυση στη θλιβόμενη ζώνη ως ακολούθως:

$\psi = 0{,}37$

$b_1 = 90cm$, $b_2 = 179cm$, $b_c = 53{,}1cm$

$b_{I,inf} = 51{,}12cm$ και $b_{2,inf} = 21{,}24cm$

Άρα η ενίσχυση έχει συνεργαζόμενο πλάτος 74,34cm.

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διαμήκους ενίσχυσης:

$A_{st} = 14cm^2$

$I_{st} = 141cm^4$

$z = 6{,}29cm$

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διαμήκους ενίσχυσης μαζί με το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας:

$A_{sl} = 303cm^2$

$I_{sl} = 1444cm^4$

$i = 2{,}18cm$

$\alpha = 366{,}99 < a = 500$

$\sigma_{cr,sl} = 146{,}3MPa$

Κρίσιμη ορθή τάση κύρτωσης: $\sigma_{cr,p} = 394{,}2MPa$

Πολλαπλασιαστής φορτίου: $\alpha_{cr,x} = 1{,}87$

Στη συνέχεια υπολογίζεται από πίνακα 7.9 ο συντελεστής κύρτωσης για της διατμητικές τάσεις:

Συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας σε κάθε μεριά του κορμού: $15 \cdot \varepsilon \cdot t = 36{,}45cm$

Άρα συνολικά η νεύρωση $2 \cdot 36{,}45 + 1{,}0 = 73{,}9cm$

$a = \frac{500}{269} = 1{,}85$

Τάση αναφοράς: $\sigma_e = 23{,}61MPa$

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διαμήκους ενίσχυσης μαζί με το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας:

$I_{sl} = 1593cm^4$

$k_{\tau,st} = 7{,}29$, για $\alpha < 3$

$k_\tau = 13{,}8$, για $\alpha > 1$

Κρίσιμη διατμητική τάση κύρτωσης: $\tau_{cr} = 325{,}8MPa$

Πολλαπλασιαστής φορτίου: $\alpha_{cr,\tau} = 2{,}05$

Έλεγχος με τη μέθοδο μειωμένων τάσεων:

$\psi = -0{,}87$

$a_{cr} = 2{,}15$ και $\alpha_{ult} = 1{,}07$

$\overline{\lambda_P} = 0{,}7 > 0{,}673$, συνεπώς προκύπτει μειωτικός συντελεστής $\rho = 1$ και $\chi_w = 1$

2.Συμπεριφορά τύπου υποστυλώματος

Από πίνακα 7. υπολογίζεται ο μειωτικός συντελεστής για συμπεριφορά τύπου υποστυλώματος ως εξής:

$\sigma_{cr,sl} = 82{,}0MPa$

$\sigma_{cr,c} = 106{,}0MPa$

$\overline{\lambda_c} = 1{,}83$

$e_1 = -6{,}29cm$, $e_2 = 17{,}1cm$

$e_{max} = 17{,}1cm$

$a_e = 0{,}74$

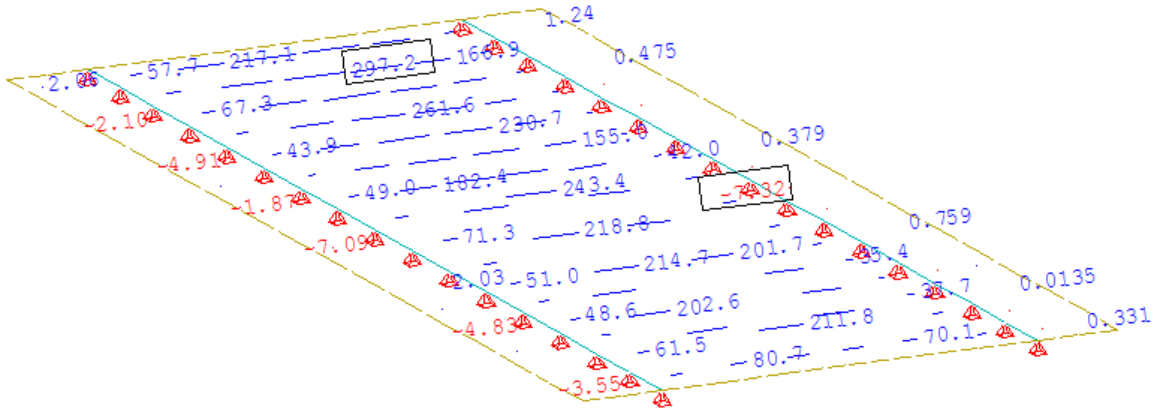
$\Phi = 2{,}7$, $\chi_c = 0{,}2$ και $\xi = 4{,}7$

Επομένως μειωτικός συντελεστής $\rho_c = 1$ και $\chi_w = \frac{1{,}00}{0{,}7} > 1$, άρα δεν απαιτείται απομείωση λόγω κύρτωσης.

7.3 Επίλυση πλάκας σκυροδέματος

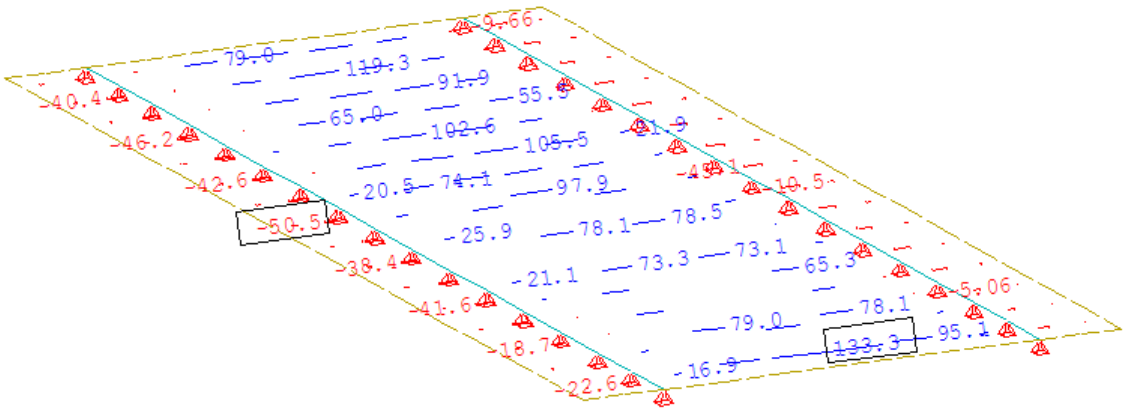
Όπως ήδη αναφέρθηκε η πλάκα επιλύεται ως επιφανειακό στοιχείο διαστάσεων 10x22m με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων μέσω του λογισμικού SOFiSTiK. Πραγματοποιούνται δυσμενείς φορτίσεις και κίνηση των οχημάτων κατά μήκος της γέφυρας, έτσι ώστε να προκύψουν τα μέγιστα εντατικά μεγέθη και αντίστοιχα οι απαιτούμενοι οπλισμοί.

Για το άνοιγμα η μέγιστη ροπή κάμψης είναι $M_{y,max} = 297{,}2kNm$



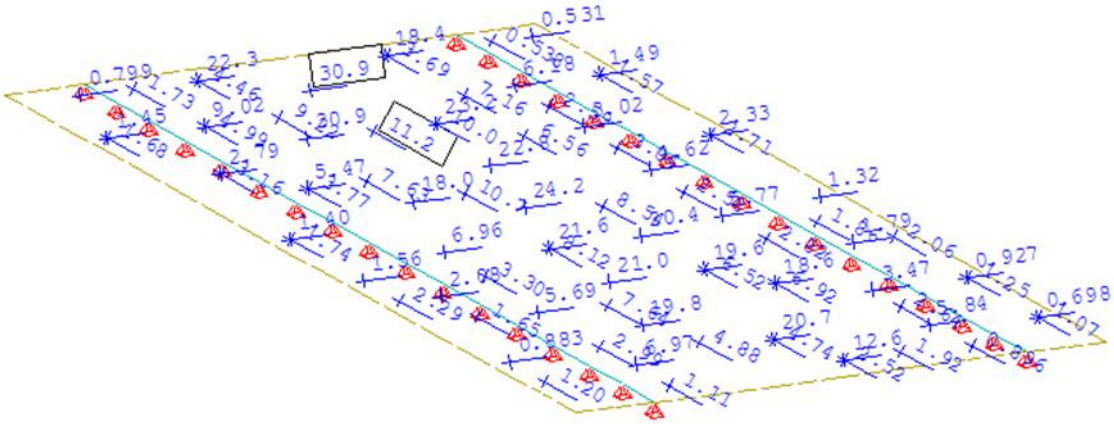
Σχήμα 7.13:Μέγιστη ροπή ανοίγματος

Ενώ αντίστοιχα για τη στήριξη η μέγιστη ροπή είναι $M_{y,min} = -50{,}5kNm$

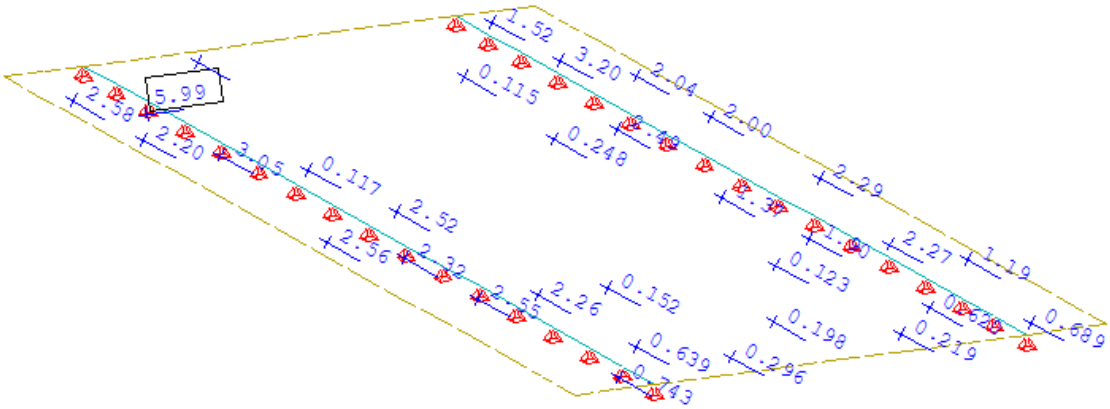


Σχήμα 7.14:Μέγιστη ροπή στήριξης

Αντίστοιχα, προκύπτουν οι κύριοι και οι δευερεύοντες άνω και κάτω όπλισμοι.



Σχήμα 7.15: Μέγιστοι κύριοι και δευτερεύοντες κάτω οπλισμοί



Σχήμα 7.16: Μέγιστοι κύριοι και δευτερύοντες άνω οπλισμοί

Τελικά,τοποθετούνται:
Κάτω κύριος $\Phi 22/120 = 31{,}68cm^2$
Άνω κύριος $\Phi 12/185 = 6{,}11cm^2$
Κάτω δευτερεύων $\Phi 14/135 = 11{,}40cm^2$
Άνω δευτερύων $\Phi 10/200 = 3{,}93cm^2$

7.4 Έλεγχος σε Ο.Κ.Λ

Δεν απαιτείται έλεγχος περιορισμού τάσεων του δομικού χάλυβα για διατομές κατηγορίας 3 ή 4 (καλύπτεται από τους ελέγχους στην Ο.Κ.Α. λόγω των αυξημένων συντελεστών ασφαλείας), καθώς και σκυροδέματος για γέφυρες χωρίς προένταση.

Ρηγμάτωση:

Οι έλεγχοι ρηγμάτωσης είναι απαραίτητοι στις περιοχές όπου η πλάκα σκυροδέματος βρίσκεται υπό εφελκυσμό και περιλαμβάνουν την πρόβλεψη ελάχιστου οπλισμού και τον έλεγχο περιορισμού του εύρους των ρωγμών.

Ελάχιστος οπλισμός:

Στις περιοχές με απαίτηση ελέγχου της ρηγμάτωσης ως ανωτέρω (πλάκα υπό εφελκυσμό υπό τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δράσεων), προβλέπεται ελάχιστος επιφανειακός οπλισμός με μέγιστη διάμετρο προς αποφυγή σχηματισμού μεγάλων μεμονωμένων ρωγμών. Ο ελάχιστος οπλισμός συνυπολογίζεται ως οπλισμός σε όλους τους λοιπούς ελέγχους αντοχής και λειτουργικότητας. Το εμβαδόν του ελάχιστου οπλισμού σε πλάκες καταστρώματος δίνεται από τη σχέση:

$$A_{S_{min}} = \frac{k_d \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff}}{\sigma_s} \cdot A_{ct} = 10{,}88cm^2/m < 37{,}68cm^2/m$$

όπου

$k_d = 0{,}9$

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h}{2zo}} + 0{,}3 = 0{,}95 \leq 1$$

$k = 0{,}8$

σ_s η τάση του οπλισμού σε MPa

$f_{ct,eff} = 3{,}2MPa$ ενεργός εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος σε MPa

$A_{ct} = 30000cm^2$ εμβαδόν πλάκας σκυροδέματος εντός συνεργαζόμενου πλάτους

$z_0 = 0{,}559m$ κατακόρυφη απόσταση μεταξύ μεταξύ των κέντρων βάρους του μη ρηγματωμένου πέλματος σκυροδέματος και της μη-ρηγματωμένης σύμμικτης διατομής υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τον συντελεστή ισοδυναμίας n_o για βραχυχρόνια φόρτιση.

Τουλάχιστον το 50% του ελάχιστου οπλισμού As πρέπει να βρίσκεται στο περισσότερο εφελκυόμενο μισό της πλάκας.

Έλεγχος περιορισμού του εύρους ρωγμών

Για σύμμικτες γέφυρες χωρίς διαμήκη προένταση ανοίγματα των ρωγμών πρέπει να περιορίζονται στο w_k= 0,3 mm. Η τάση του χάλυβα σ_s προσδιορίζεται από την τάση στη ρηγματωμένη διατομή σταδίου 2, μεγεθυμένη με έναν όρο $\Delta\sigma_s$, ώστε να ληφθεί υπόψη η επαύξησή της λόγω της συμμετοχής του σκυροδέματος μεταξύ των ρωγμών (tension stiffening) και δίνεται από τη σχέση:

$$\sigma_{s,2} = \sigma_{so} + 0{,}4\frac{f_{ct,eff}}{a_{st} \cdot \rho_s} = 120{,}74MPa$$

όπου

σ_{s2} τάση οπλισμού σταδίου 2 υπό τον οιονεί μόνιμο συνδυασμό δράσεων

$a_{st} = \frac{A_2 \cdot I_2}{A_a \cdot I_a} = 1{,}023$

$\rho_s = 27\%$ γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού

$f_{ct,eff} = 3{,}2MPa$ ενεργός εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος σε MPa

$\sigma_{so} = 116{,}1MPa$ η τάση του χάλυβα στη ρηγματωμένη διατομή σταδίου 2

α) Περιορισμός της διαμέτρου του οπλισμού

Η διάμετρος του οπλισμού θα πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με την σχέση:

$$d_s \leq d_s{}^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{3} = 26\text{mm}$$

όπου η οριακή διάμετρος d_s^* δίνεται ως συνάρτηση της τάσης του οπλισμού από τον πίνακα 7.12.

Πίνακας 7.12: Οριακή διάμετρος d_s^* συναρτήσει της τάσης του οπλισμού σ_s

Τάση οπλισμού σ_s [MPa]	160 200	240 280	320 360	400 450
Διάμετρος d_s^* [mm]	32 25	16 12	10 8	6 5

β) Περιορισμός των αποστάσεων μεταξύ ράβδων οπλισμού

Οι αποστάσεις μεταξύ ράβδων οπλισμού θα πρέπει να περιορίζονται ως συνάρτηση της τάσης του οπλισμού.

Πίνακας 7.13: Μέγιστη απόσταση ράβδων συναρτήσει της τάσης του οπλισμού σ_s

Τάση οπλισμού σ_s [MPa]	160 200	240 280	320 360
Απόσταση s [mm]	300 250	200 150	100 50

7.5 Διατμητική Σύνδεση

7.5.1 Γενικά

Η διατμητική σύνδεση μεταξύ της σιδηροδοκού και της πλάκας σκυροδέματος εξασφαλίζεται με τη βοήθεια διατμητικών ήλων κεφαλής ή ισοδύναμων διατμητικών συνδέσμων (π.χ. *Perfobond*). Οι διατμητικοί σύνδεσμοι πρέπει να παρεμποδίζουν την ανύψωση της πλάκας. Προς τούτο πρέπει να διαστασιολογούνται για εφελκυστική δύναμη ίση με το 10% της διατμητικής αντοχής. Ο έλεγχος αυτός δεν απαιτείται για διατμητικούς ήλους κεφαλής. Οι έλεγχοι της διατμητικής σύνδεσης αφορούν τις οριακές:

- Αστοχίας
- Λειτουργικότητας (μη συχνός συνδυασμός) και
- Κόπωσης

Εξεταζόμενοι συνδυασμοί δράσεων για έλεγχο της διατμητικής σύνδεσης:

Πίνακας 7.14: Συνδυασμοί δράσεων για έλεγχο διατμητικής σύνδεσης

Οριακή κατάσταση	G Μόνιμα φορτία	C_{sec} Δευτερογενείς επιρροές ερπυσμού	S_{sec} Δευτερογενείς επιρροές συστολής ξήρανσης	Q Μοντέλο φόρτισης 1	T Θερμο-κρασία
Αστοχίας	1,35	1,35	1,0	1,5	0,6
Λειτουργικότητας (μη συχνός συνδυασμός)	1,0	1,0	1,0	TS και UDL: $1{,}0 \cdot 0{,}8$	0,6
Λειτουργικότητας (μη συχνός συνδυασμός)	1,0	1,0	1,0	LM 71 και SW/0: $1{,}0 \cdot 1{,}0$	0,8
Παρατήρηση: Εξετάζονται μόνο τα εντατικά μεγέθη που δρουν στη **σύμμικτη** διατομή.					

Πίνακας 7.15 : Διατμητική αντοχή ήλων κεφαλής

Οριακή κατάσταση	$P_{Rd1} = 0{,}8 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right) / \gamma_v$ $\qquad$ $P_{Rd2} = 0{,}29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v$
Αστοχίας	$P_{Rd} = \min\{P_{Rd1}, P_{Rd2}\}$
Λειτουργικότητας	$0{,}60 \cdot P_{Rd}$
Κόπωσης	$0{,}30 \cdot P_{Rd}$ οπότε δεν απαιτείται έλεγχος σε κόπωση
Σύμβολα	d = διάμετρος κορμού του ήλου (≤ 25 mm) f_u = ονομαστική τιμή εφελκυστικής αντοχής του ήλου ≤ 500 MPa f_{ck}, E_{cm} = θλιπτική αντοχή και μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος $\alpha = 0{,}2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1\right)$ για $3 \le \frac{h}{d} \le 4$ και $\alpha = 1$ για $\frac{h}{d} > 4$ h = ύψος ήλου (≥ 3·d) γ_v = 1,25 επιμέρους συντελεστής ασφαλείας
Παρατηρήσεις	Οι σχέσεις ισχύουν για ήλους εντός συμπαγούς πλάκας. Για ήλους σε σύμμικτες πλάκες εφαρμόζονται μειωτικοί συντελεστές.

7.5.2 Διαμήκης διατμητική δύναμη

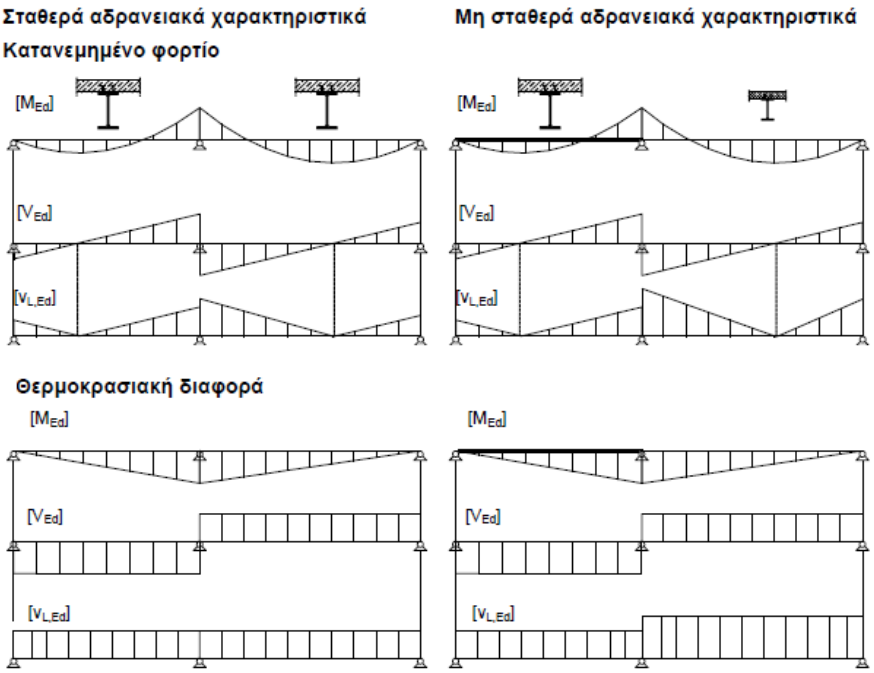
Η αναπτυσσόμενη διαμήκης διατμητική δύναμη μεταξύ σιδηροδοκού–πλάκας σκυροδέματος οφείλεται:

- στις τέμνουσες δυνάμεις που επιδρούν στη σύμμικτη διατομή γενικώς.
- στις τέμνουσες δυνάμεις και τη διατμητική ροή λόγω στρέψης *St. Venant* σε διατομές κιβωτίων.

Πέραν αυτών, διαμήκης διάτμηση αναπτύσσεται λόγω πρωτογενών επιρροών της συστο-λής ξήρανσης και της θερμοκρασίας. Οι πρωτογενείς επιρροές της συστολής ξήρανσης λαμβάνονται υπόψη σε ισοστατικούς φορείς, στα άκρα του φορέα ή στα άκρα περιοχών σκυροδέτησης. Οι πρωτογενείς επιρροές της θερμοκρασίας λαμβάνονται υπόψη μόνο αν γίνεται χρήση ελαφροσκυροδέματος. Ανάλογα με το μέγεθος των ροπών, ο προσδιο-ρισμός της διαμήκους διάτμησης γίνεται με ελαστική ή πλαστική ανάλυση.

Ελαστική ανάλυση

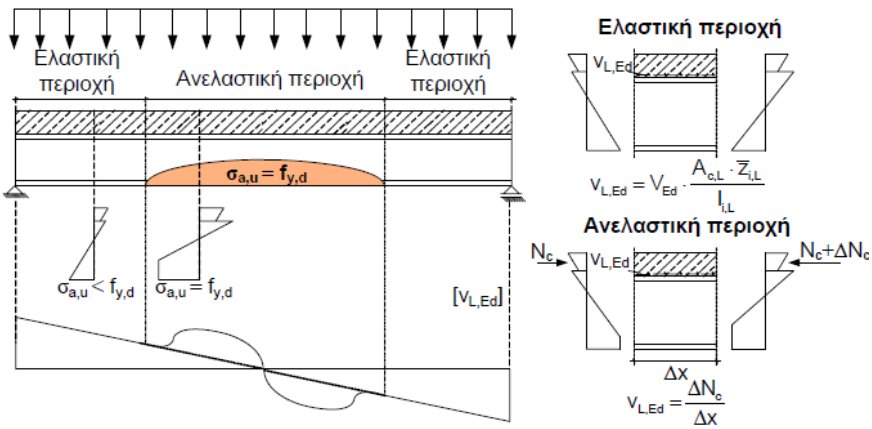
Εάν η συμπεριφορά του φορέα είναι ελαστική, η διαμήκης διάτμηση ακολουθεί το διά-γραμμα τεμνουσών.Αυτό συμβαίνει στους ελέγχους στις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας και κόπωσης, καθώς και στην οριακή κατάσταση αστοχίας όταν οι διατομές είναι κατηγορίας 3 ή 4, αλλά ακόμα και 1 ή 2 αν δεν υπάρξει εκμετάλλευση της πλαστικής αντοχής.



Σχήμα 7.17 : Προσδορισμός διαμήκους διάτμησης με ελαστική ανάλυση

Πλαστική ανάλυση

Για πλαστικό σχεδιασμό φορέων από διατομές κατηγορίας 1 ή 2, ορισμένες περιοχές εισέρχονται στην πλαστική περιοχή, οπότε παύει να ισχύει ο γνωστός τύπος της Μηχανικής που προϋποθέτει ελαστική συμπεριφορά. Η διαμήκης διάτμηση στις περιοχές με ανελαστική συμπεριφορά δεν είναι πλέον ανάλογη της τέμνουσας, αλλά μεγαλύτερη από αυτή που θα προέκυπτε από τον τύπο της Μηχανικής, προσδιορίζεται δε από τη διαφορά των δυνάμεων της πλάκας σκυροδέματος και οπλισμού (ή μόνο της πλάκας σκυροδέματος) μεταξύ γειτονικών διατομών.

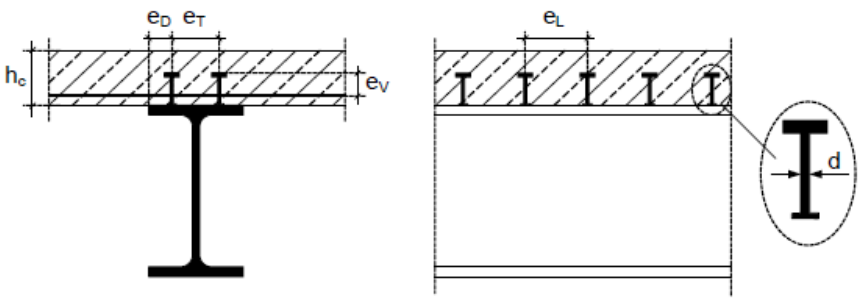


Σχήμα 7.18: Προσδορισμός διαμήκους διάτμησης με πλαστική ανάλυση

Κατασκευαστικές διατάξεις

Η διάταξη των διατμητικών ήλων υπόκειται σε ορισμένες κατασκευαστικές διατάξεις, όπως συνοψίζονται για πλάκες σταθερού πάχους στον Πίνακα 6.. Για πλάκες μεταβλητού πάχους ισχύουν πρόσθετες διατάξεις. Επίσης κατασκευαστικές διατάξεις υφίστανται ως προς τη συγκόλληση εγκαρσίων νευρώσεων διατομής λεπίδας ή Τ με το άνω πέλμα της κύριας δοκού.

Πίνακας 7.16 : Κατασκευαστικές διατάξεις



Διάταξη	Όρια
Διαμήκης απόσταση ήλων e_L	$5 \cdot d \le e_L \le 4 \cdot h_c$ και 800 mm
Εγκάρσια απόσταση ήλων e_T	$2{,}5 \cdot d \le e_T$
Εγκάρσια απόσταση ακραίου ήλου από πέλμα	25 mm $\le e_D$
Κατακόρυφη απόσταση κάτω εγκάρσιου οπλισμού – κεφαλής ήλου	$e_V \le$ 30 mm
Ήλοι σε θλιβόμενα πέλματα που θα κατατασσόταν σε μεγαλύτερη κατηγορία από 1, αλλά συνδεόμενα με την πλάκα κατατάσσονται στην κατηγορία 1	$e_L \le 22 \cdot t \cdot \varepsilon$ $e_D \le 9 \cdot t \cdot \varepsilon$ και 100 mm
Συγκόλληση άνω πέλματος κύριας δοκού με εγκάρσια ενίσχυση διατομής λεπίδας	Εσωραφές σε σιδηροδρομικές, εσωραφές ή εξωραφές (πάχος ίσο με το πάχος της λεπίδας) σε οδικές γέφυρες
Συγκόλληση άνω πέλματος κύριας δοκού με εγκάρσια ενίσχυση διατομής Τ	Πέλμα Τ: ως ανωτέρω για λεπίδες Κορμός Τ: Διπλές εξωραφές πάχους 0,4·πάχος κορμού

7.5.3 Υπολογισμός διαμήκους διάτμησης και διατμητικών ήλων

Διαμήκης διάτμηση: $V_{l,Ed} = \frac{V_{ed} \cdot S}{n \cdot I_1}$

Πίνακας 7.17 : Αδρανειακα χαρακτηριστικά για προσδιορισμό διαμήκους διάτμησης

Διατομή/ Αδρανειακά Χαρακτηριστικά	Ακράια Ανοίγματα/Ακραίες Στηρίξεις	Ενδιάμεσα ανοίγματα	Ενδιάμεσες στηρίξεις
$A_c(cm^2)$	30000	30000	30000
$z_s(cm)$	70,91	60,32	125,12
$S(cm^3)$	$1{,}6673 \cdot 10^6$	$1{,}359 \cdot 10^6$	$3{,}304 \cdot 10^6$
$I_1(cm^4)$	$7{,}568 \cdot 10^7$	$6{,}037 \cdot 10^7$	$1{,}084 \cdot 10^8$
$\frac{S}{n \cdot I_1}\left(\frac{1}{m}\right)$	0,355	0,36	0,486

Πίνακας 7.18 : Προσδιορισμός διαμήκους διάτμησης

Διατομή/ Διαμήκης διάτμηση	Ακράια ανοίγματα/Ακραίες Στηρίξεις	Ενδιάμεσα ανοίγματα	Ενδιάμεσες στηρίξεις
Οριακή κατάσταση αστοχίας: $V_{l,Ed} = \frac{S}{n \cdot I_1} \cdot V_{Ed,max}$	$3458{,}41kN/m$	$2382{,}48kN/m$	$4308{,}39kN/m$
Οριακή κατάσταση αστοχίας: $V_{l,Ed} = \frac{S}{n \cdot I_1} \cdot V_{Ed,min}$	$3219{,}85kN/m$	$1981{,}26kN/m$	$5499{,}03kN/m$
Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας: $V_{l,Ed} = \frac{S}{n \cdot I_1 \cdot 0{,}6} \cdot V_{Ed,max}$	$3597{,}93kN/m$	$2840{,}00kN/m$	$5878{,}17kN/m$
Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας: $V_{l,Ed} = \frac{S}{n \cdot I_1 \cdot 0{,}6} \cdot V_{Ed,min}$	$2245{,}90kN/m$	$2986{,}60kN/m$	$6901{,}20kN/m$

Παρατήρηση: Οι αντοχές των ήλων στην Ο.Κ.Λ. προκύπτουν με εφαρμογή του μειωτικού συντελεστή 0,60. Έτσι για να υπάρχει σύγκριση μεταξύ της Ο.Κ.Α. και Ο.Κ.Λ., οι τιμές διαμήκους διάτμησης Ο.Κ.Λ. διαιρούνται με το συντελεστή 0,60.

Επιλέγονται ήλοι $d = 24\ mm$, $h = 250mm$, S355

Αντοχή ήλων σε Ο.Κ.Α. : $P_{Rd} = 130{,}9kN$

Τελικά, τοποθετούνται 4 ήλοι σε κάθε πέλμα η διάταξη των οποίων φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα.

Κατασκευαστικές απαιτήσεις:

$e_L \geq 5d = 120mm$

$e_d \geq 2{,}5d = 60mm$

$e_T \geq 25mm$

Επιλέγεται $e_T = 50mm$ και εφόσον τοποθετούνται 4 ήλοι προκύπτει

$e_{d=}300mm > 60mm.$

Στα ακραία ανοίγματα τοποθετούνται σε κάθε πέλμα 4Φ24/290mm

Στα μεσαία ανοίγματα 4Φ24/350mm

Στις ενδιάμεσες στηρίξεις(10m αριστερά -δεξιά εκατέρωθεν της στήριξης) 4Φ24/150mm

7.6Κόπωση

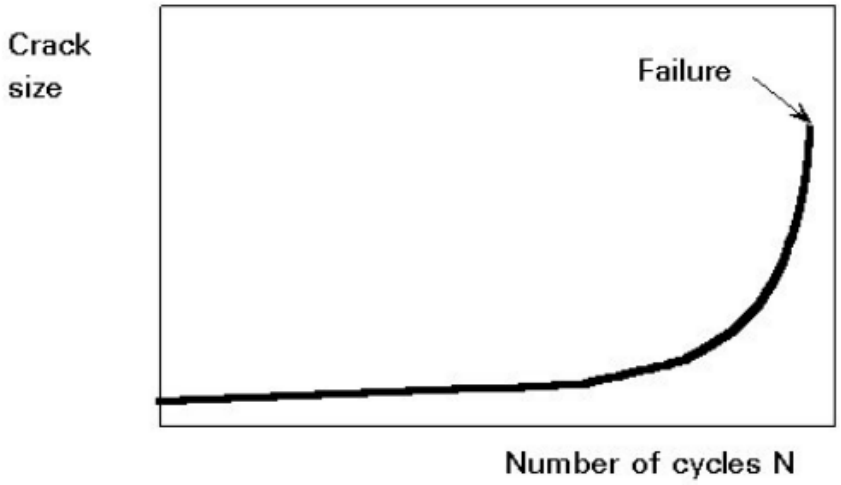
7.6.1 Εισαγωγή

Κόπωση είναι ο μηχανισμός μέσω του οποίου εμφανίζονται και αναπτύσσονται ρωγμές υπό τη δράση μεταβλητών τάσεων, οι οποίες είναι σημαντικά χαμηλότερες από το όριο διαρροής. Η αστοχία παρουσιάζεται όταν το εύρος της ρωγμής είναι τέτοιο που η απομένουσα διατομή του χάλυβα δεν μπορεί να παραλάβει τα εφελκυστικά φορτία. Ο τρόπος αστοχίας είναι ψαθυρός και, εφόσον η ρωγμή δεν εντοπιστεί έγκαιρα, μπορεί να οδηγήσει σε αστοχία του στοιχείου, μερική ή ολική κατάρρευση της γέφυρας. Για το λόγο αυτό αντιμετωπίζεται ως ειδική Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.

Κατασκευές που είναι επιρρεπείς σε κόπωση:

- Οδικές γέφυρες
- Σιδηροδρομικές γέφυρες
- Γερανογέφυρες και δοκοί κύλισης
- Υπεράκτιες κατασκευές
- Ανεμογεννήτριες
- Ιστοί τηλεπικοινωνιών

Γενικά κατασκευές με σημαντικές μεταβολές τάσεων λόγω κινητών φορτίων ή/και μεγάλο λόγο κινητών φορτίων ως προς τα μόνιμα.

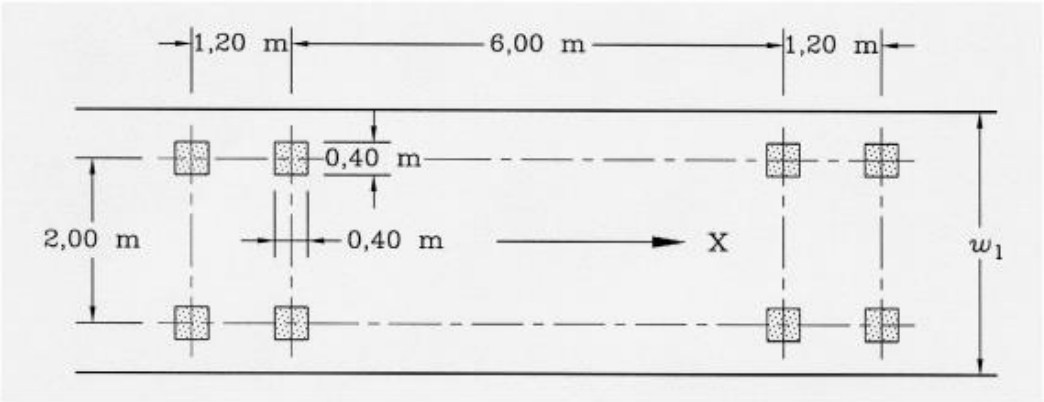


Σχήμα 7.19: Τυπική καμπύλη ανάπτυξης ρωγμής

Ρωγμές μπορούν να αναπτυχθούν σε ένα έλασμα λόγω μικροσκοπικών ατελειών ή λόγω της μεθόδου κοπής και διαμόρφωσής τους. Συνήθως κρίσιμες είναι περιοχές στις οποίες υπάρχουν ασυνέχειες ή συγκεντρώσεις τάσεων λόγω της μεθόδου κατασκευής:

- Συγκολλήσεις
  - Ασυνέχειες υλικού
  - Υψηλές παραμένουσες τάσεις
  - Συγκέντρωση τάσεων
- Οπές κοχλιών
- Μεταβολές γεωμετρίας ελάσματος

Για τον έλεγχο χρησιμοποιείται το Μοντέλο Φόρτισης 3 για κόπωση. Το μοντέλο αυτό περιλαμβάνει τέσσερις άξονες, με βάρος κάθε άξονα ίσο προς 120 kN και επιφάνεια επαφής τροχού ίση με 0.4×0.4 m^2. Για κίνηση του οχήματος αυτού κατά μήκος της γέφυρας, υπολογίζονται οι μέγιστες και οι ελάχιστες τάσεις, καθώς και η διακύμανση των τάσεων. Για γέφυρες μήκους L > 40m χρησιμοποιείται δεύτερο όχημα κατά μήκος με μειωμένο φορτίο 36 kN ανά άξονα.



Σχήμα 7.20: Μοντέλο φόρτισης 3 για κόπωση

7.6.2 Έλεγχος αντοχής σε κόπωση δομικού χάλυβα στη θέση αποκατάστασης συνέχειας

Η αποκατάσταση συνέχειας θα πραγματοποιηθεί με εσωραφές πλήρους διείσδυσης ανά 5m, επομένως ο έλεγχος σε κόπωση πραγματοποιείται για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη κατά μήκους της δοκού. Για την κατηγορία λεπτομέρειας 80, το όριο κόπωσης (που αντιστοιχεί σε $2 \cdot 10^6$ κύκλους) είναι για τις ορθές τάσεις $\Delta\sigma_c = 80\ MPa$, για τις δε διατμητικές τάσεις $\Delta\tau_c = 100 MPa$ (κατηγορία λεπτομέρειας 100 για διάτμηση).

Ισοδύναμος εύρος τάσεων:

$\Delta\sigma_E = \lambda \cdot \varphi \cdot \Delta\sigma_\rho$ και

$\Delta\tau_E = \lambda \cdot \varphi \cdot \Delta\tau_\rho$,

όπου φ=1 για οδικές γέφυρες και

$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \leq \lambda_{max}$

$$\lambda_1 = 2{,}55 - 0{,}7 \cdot \frac{L-10}{7} = 1{,}5$$

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_O}\left(\frac{N_{obs}}{N_o}\right)^{\frac{1}{5}} = 1{,}32$$

$\lambda_3 = \left(\frac{t_{ld}}{100}\right)^{\frac{1}{5}} = 1$ για οδικές γέφυρες

$$\lambda_4 = \left[1 + \sum\left(\frac{\eta_j}{\eta_1}\right)^m\right]^{\frac{1}{m}} = 1{,}07$$

$\lambda = 2{,}838 > 2$, άρα $\lambda = 2$

Ισοδύναμο εύρος τάσεων:

$\Delta\sigma_E = 2{,}0 \cdot 1 \cdot \Delta\sigma_\rho$

$\Delta\tau_E = 2{,}0 \cdot \Delta\tau_\rho$

Πρέπει $\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E \leq k_s \cdot \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$ και

$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_E \leq k_s \cdot \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf}}$,

όπου $k_s = \left(\frac{25}{t}\right)^{0,2}$ επιρροή κλίμακας και $\gamma_{Ff} = 1{,}00$, $\gamma_{Mf} = 1{,}15$ συντελεστές ασφαλείας

Άνω πέλμα :

$\Delta\sigma_{p,max} = 14{,}47MPa$

$2 \cdot 14{,}7 \leq 0{,}76 \cdot \frac{80}{1{,}15} = 52{,}87MPa$

$\Delta\tau_p = 18{,}27\ MPa$

$2 \cdot 18{,}27 \leq \frac{100}{1{,}15} = 86{,}70MPa$

Κάτω πέλμα :

$\Delta\sigma_{p,max} = 26{,}4\ Mpa$

$2 \cdot 26{,}4 \leq 0{,}91 \cdot \frac{80}{1{,}15} = 52{,}87MPa$

$\Delta\tau_p = 20{,}4\ Mpa$

$2 \cdot 20{,}4 \leq \frac{100}{1{,}15} = 86{,}7MPa$

7.6.3 Έλεγχος αντοχής σε κόπωση διατμητικών ήλων

Οι διατμητικοί ήλοι ανήκουν σε κατηγορία λεπτομέρειας 90 με m=8.

Μέγιστη τέμνουσα δύναμη: V_{Ed} =5250 kN

Από αδρανειακά χαρακτηριστικά σύμμικτης διατομής έχει ήδη υπολογιστεί ο λόγος $\frac{S}{n \cdot I_1} = 0{,}486$

Επομένως, εύρος διατμητικής ροής $\Delta\tau_l = V_{Ed} \cdot \frac{S}{n \cdot I_1} = 2551{,}5kN/m$

Εύρος διατμητικών τάσεων για 8Φ24/150:

$\Delta\tau_\rho = \frac{\Delta\tau_l}{n \cdot A_d} = 7{,}1MPa$,

όπου n ο αριθμός των ήλων και A_d το εμβαδόν του ενός.

Ισοδύναμο εύρος τάσεων:

$\Delta\tau_E = 2{,}0 \cdot \Delta\tau_\rho = 14{,}2MPa$

$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf}}$,

όπου $\gamma_{Ff} = 1{,}00$, $\gamma_{Mf} = 1{,}00$ συντελεστές ασφαλείας

$14{,}2MPa \leq \frac{90}{1{,}0} MPa$

Για τις ορθές τάσεις:

$2 \cdot 14{,}47 \leq 0{,}76 \cdot \frac{80}{1{,}15} = 52{,}87MPa$, όπως προηγουμένως.

Σύνθετος έλεγχος:

$$\frac{\gamma_{Ff}\cdot\Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}}+\frac{\gamma_{Ff}\cdot\Delta\tau_E}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf}}=0{,}986<1{,}3$$

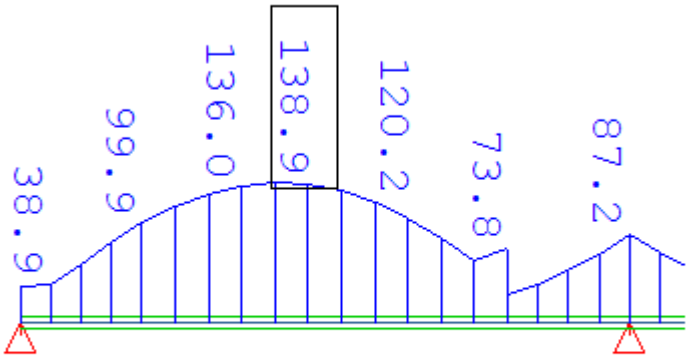
7.7 Έλεγχος σε φάση κατασκευής

Σε φάση κάτασκευης (σκυροδέτησης) το ίδιο βάρος της πλάκας του σκυροδέματος λειτουργεί ως κινητό φορτίο το οποίο παραλαμβάνεται από τη χαλύβδινη διατομή , ενώ άλλα φορτία δεν υπάρχουν.

7.7.1 Έλεγχος επάρκειας χαλύβδινης διατομής

Von Mises Stress $138{,}9 \leq 355/1{,}1$

Επομένως, η χαλύβδινη διατομή επαρκεί σε φάση κατασκευής.



Σχήμα 7.21: Von Mises Stress σε φάση κατασκευή

7.7.4 Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό του άνω πέλματος με τη μέθοδο της ισοδύναμης ράβδου

Ως θλιβόμενο μέλος λαμβάνεται το άνω πέλμα και το 1/3 του θλιβόμενου μέρους του κορμού.

$b_{eff}=1469{,}5mm$

$h_w=\frac{1}{3}\cdot b_{eff}=489{,}8mm$

Αδρανειακά διατομής "T" στο μέσο:

$A=4{,}179\cdot 10^{-2}m^2$

$I_y=6{,}322\cdot 10^{-4}m^4$

$I_z=1{,}796\cdot 10^{-3}m^4$

Ελαστικό φορτίο λυγισμού ράβδου:

$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_Z}{l^2} = 148896kN$, όπου l μήκος λυγισμού.

Λυγηρότητα: $\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{A_T \cdot f_y}{N_{cr}}} = 0{,}3$

Μειωτικός συντελεστής: $\chi_{LT} = 0{,}94$

Αντοχή ισοδύναμης αντοχής έναντι λυγισμού:

$N_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot A \cdot f_y/1{,}1$

Απόσταση κ.β. θλιβόμενης ράβδου από κ.β. δοκού: $z_{eff} - z_T = 132{,}52cm$

Στατική ροπή ως προς το κ.β. της δοκού: $S = 55380cm^3$

Η αξονική δύναμη που δρα στην ισοδύναμη διατομή προκύπτει ως εξής:

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed} \cdot S}{I_y} = 5325{,}4 < 12090kN$$

Επομένως, επαρκεί το άνω πέλμα έναντι τοπικού λυγισμού.

8 Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα

8.1 Γενικά

Στο μέρος 3 του EN 1337 περιέχονται προδιαγραφές και κανόνες για τη μόρφωση και το σχεδιασμό ελαστομεταλλικών εφεδράνων, (απαιτήσεις, υλικά, κανόνες σχεδιασμού, κατασκευαστικές ανοχές κλπ), που μεταφέρουν μη σεισμικές δράσεις από το κατάστρωμα στα εφέδρανα. Για το σχεδιασμό εφεδράνων, τα οποία μεταφέρουν και σεισμικές δράσεις, γίνεται αναφορά στο μέρος 2 του EC8. Οι προδιαγραφές ισχύουν για θερμοκρασίες περιβάλλοντος μεταξύ -25^{0}C και +50^{0}C, καθώς και για μικρές περιόδους θερμοκρασίας μέχρι 70^{0}C.

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά του ελαστομερούς είναι τα ακόλουθα:

Μέτρο διάτμησης	$G_k = 0{,}9 N/mm^2$
Αντοχή θραύσης	$\varepsilon_{bu} \geq 14$ N/mm^2
Ελάχιστη μήκυνση θραύσης	$\varepsilon_{bu} = 3{,}75$
Μέτρο ελαστικότητας	E = 585,9 N/mm^2

Οι ενσωματωμένες χαλύβδινες πλάκες είναι ποιότητας S235, με ελάχιστη μήκυνση θραύσης 18% και ελάχιστο πάχος 2 mm, πρέπει δε η ενσωμάτωσή τους να μην επιτρέπει καμία σχετική μετακίνηση στη διεπιφάνεια χάλυβα-ελαστομερούς.

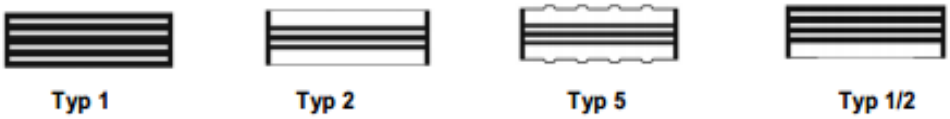
8.2 Διαστασιολόγηση-Έλεγχοι

8.2.1 Επιλογή Εφεδράνων

Τα κριτήρια για τη διαστασιολόγηση δίνονται από τους EC3 και EC8 για την οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, καθώς και για το σεισμό. Επιλέγεται ένας τύπος εφεδράνου, οι διαστάσεις του και ο αριθμός χαλύβδινων πλακών με τις οποίες ενισχύεται, και στη συνέχεια γίνονται όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι επάρκειας.

Επιλέχθηκαν τελικά ελαστομεταλλικά εφέδρανα της εταιρίας GUMBA Typ 1, *διαστάσεων 600x700*, με 9 πλάκες ενίσχυσης για τα ακρόβαθρα και *500x600,* με 7 πλάκες ενίσχυσης για τα μεσόβαθρα. Θα τοποθετηθούν 2 εφέδρανα σε κάθε στήριξη.

Παρακάτω δίνονται τα χαρακτηριστικά τους, από απόσπασμα των πινάκων της εταιρίας.



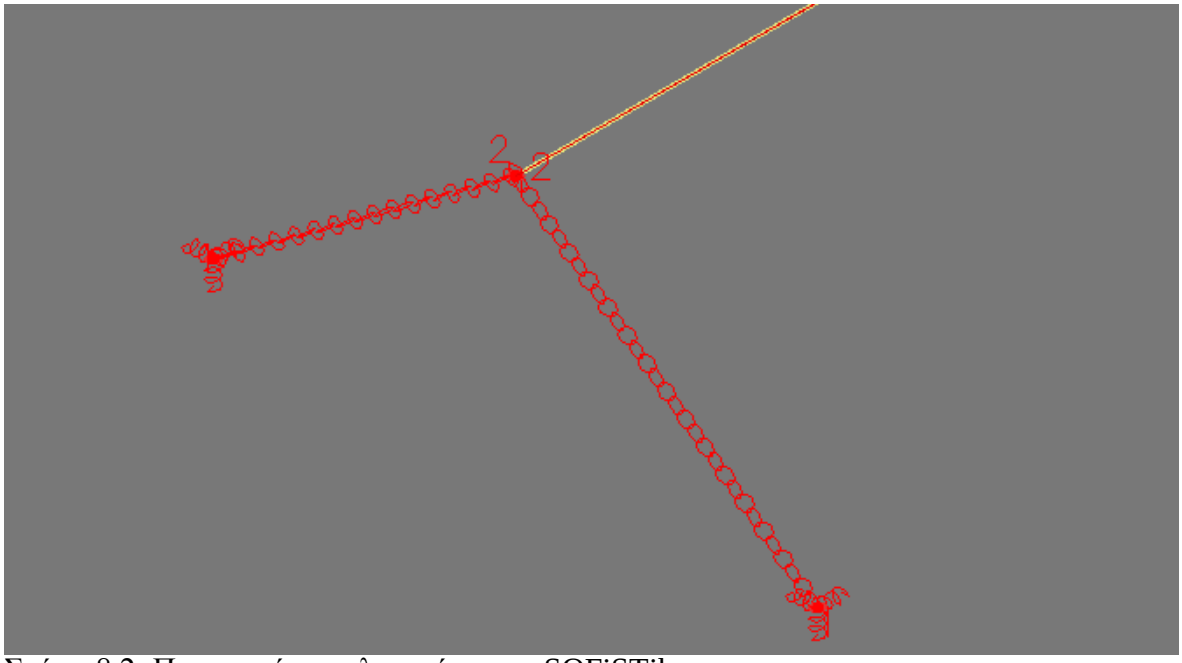
			min. Pressung min. pressure ≥ 5 N/mm²			min. Pressung min. pressure < 5 N/mm²								
			Typ 1			Typ 2 und 5				Typ 1/2				
Auflast Vertical Load	**Lagerformat** Bearing Dim.	**Schichten** elastomer layers	**Verschiebung +/-** Displacement +/-	**Einbaudicke** Total Thickness	**Elastomerdicke** Elast. Thickness	**Verschiebung +/-** Displacement +/-	**Einbaudicke Typ 2** Total Thickness Typ 2	**Einbaudicke Typ 5** Total Thickness Typ 5	**Elastomerdicke** Elast. Thickness	**Verschiebung +/-** Displacement +/-	**Einbaudicke** Total Thickness	**Elastomerdicke** Elast. Thickness	**Dehwinkel** Angle of Rotation	**Drehwinkel Ø** Angle of Rotation Ø
MN	**mm**	**Stck**	**mm**			**mm**				**mm**			**rad/1000**	
		3	**27**	54	38	**23**	81	61	33	**25**	67,5	33,5	6	6
		4	**34**	69	49	**31**	96	76	44	**33**	82,5	46,5	8	8
2,90	Ø 500	5	**42**	84	60	**39**	111	91	55	**40**	97,5	57,5	10	10
3,60	Ø 550	6	**50**	99	71	**46**	126	106	66	**48**	112,5	68,5	12	12
4,50	500x600	7	**57**	114	82	**54**	141	121	77	**56**	127,5	79,5	14	14
		8	**65**	129	93	**62**	156	136	88	**63**	142,5	90,5	16	16
		9	**72**	144	104	**69**	171	151	99	**71**	157,5	101,5	18	18
		10	**77**	159	115	**75**	186	166	110	**76**	172,5	112,5	20	20
		11	**82**	174	126	**80**	201	181	121	**81**	187,5	123,5	22	22
		12	**86**	189	137	**84**	216	196	132	**85**	202,5	134,5	24	24
		13	**89**	204	148	**88**	231	211	143	**89**	217,5	145,5	26	26
		14	**93**	219	159	**91**	246	226	154	**92**	232,5	156,5	28	28
		15	**-**	-	-	**94**	261	241	165	**-**	-	-	30	30
		3	**35**	70	50	**32**	95	75	45	**33**	82,5	47,5	6	6
		4	**46**	90	65	**42**	115	95	60	**44**	102,5	62,5	8	8
4,10	Ø 600	5	**56**	110	80	**53**	135	115	75	**54**	122,5	77,5	10	10
5,00	Ø 650	6	**67**	130	95	**63**	155	135	90	**65**	142,5	92,5	12	12
6,30	600x700	7	**77**	150	110	**74**	175	155	105	**75**	162,5	107,5	14	14
		8	**86**	170	125	**84**	195	175	120	**85**	182,5	122,5	16	16
		9	**93**	190	140	**91**	215	195	135	**92**	202,5	137,5	18	18
		10	**99**	210	155	**98**	235	215	150	**98**	222,5	152,5	20	20
		11	**105**	230	170	**103**	255	235	165	**104**	242,5	167,5	22	22
		12	**109**	250	185	**108**	275	255	180	**109**	262,5	182,5	24	24
		13	**113**	270	200	**112**	295	275	195	**113**	282,5	197,5	26	26

Σχήμα 8.1: Χαρακτηριστικά εφεδράνου GUMBA Typ1, διαστάσεων 500x600 και 600x700 ,από τους πίνακες της εταιρίας

8.2.2 Προσομοίωση

Στο λογισμικό SOFiSTiK τα εφέδρανα προσομοιάζονται με 3 ελατήρια, *2 σε κάθε στήριξη*, ένα σε κάθε διεύθυνση. Οι σταθερές των ελατηρίων αυτών για τις στατικές φορτίσεις (για ακρόβαθρα και μεσόβαθρα) προκύπτουν ως εξής:

$$c_x = c_y = \frac{a \cdot b \cdot G}{t} \tag{8.1}$$



Σχήμα 8.2: Προσομοίωση ελατηρίων στο SOFiSTik

Στη συνέχεια, μέσω του προσομοιώματος, υπολογίζονται τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη στις στηρίξεις, για τους δυσμενέστερους συνδυασμούς σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, καθώς και για το δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό. Οι τιμές που προκύπτουν χρησιμοποιούνται για τους ελέγχους που περιγράφονται παρακάτω.

8.2.3 Έλεγχοι

8.2.3.1 Μέγιστη Παραμόρφωση Σχεδιασμού

Σε κάθε σημείο του εφεδράνου το άθροισμα των ονομαστικών παραμορφώσεων $\varepsilon_{t,d}$ λόγω των αποτελεσμάτων των φορτίων σχεδιασμού (S_d) δίνεται από την έκφραση:

$$\varepsilon_{t,d} = K_L \cdot \left(\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{\alpha,d}\right) < 7 \tag{8.2}$$

Όπου:

- Θλιπτική Παραμόρφωση:

$$\varepsilon_{c,d} = \frac{1{,}5F_{z,d}}{G_d A_r S} \tag{8.3}$$

με μειωμένη ενεργό επιφάνεια λόγω της φόρτισης

$$A_r = A' \cdot \left(1 - \frac{v_{x,d}}{a'} - \frac{v_{y,d}}{b'}\right) \tag{8.4}$$

και συντελεστή σχήματος

$$S = \frac{a' \cdot b'}{I_p \cdot t_e} \tag{8.5}$$

- Διατμητική Παραμόρφωση:

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{v_{xy,d}}{t_q} \tag{8.6}$$

- Ονομαστική Παραμόρφωση λόγω στροφής:

$$\varepsilon_{a,d} = \frac{\left(a'^2 \cdot a_{a,d} + b'^2 \cdot a_{b,d}\right)}{2t_i \sum t_i} \tag{8.7}$$

8.2.3.2 Πάχος Πλακών Ενίσχυσης

Το ελάχιστο πάχος t_s των χαλύβδινων πλακών ενός ελαστομεταλλικού εφεδράνου, προκειμένου να ανθίσταται στις προκαλούμενες εφελκυστικές τάσεις, πρέπει να ικανοποιεί τη σχεση:

$$t_s = \frac{1{,}3F_{z,d} \cdot (t_1 + t_2) \cdot \gamma_m}{A_r f_k} \geq 2mm \tag{8.8}$$

8.2.3.3 Κριτήριο Ευστάθειας

Ευστάθεια έναντι στροφής

Για ορθογωνικά ελαστομεταλλικά εφέδρανα ο περιορισμός έναντι στροφής εξασφαλίζεται εφ΄όσον η συνολική κατακόρυφη υποχώρηση $\Sigma v_{z,d}$ ικανοποιεί τη σχέση:

$$\sum v_{z,d} \geq \frac{(a' \cdot a_a + b' \cdot a_b)}{K_r} \tag{8.9}$$

Όπου:

K_r=3 ο συντελεστής στροφής

και η συνολική κατακόρυφη υποχώρηση $\Sigma v_{z,d}$ δίνεται από τη σχέση:

$$\sum v_{z,d} = \frac{\sum F_{z,d} \cdot t_i}{A'} \cdot \left(\frac{1}{5 \cdot G \cdot S^2} + \frac{1}{E_b}\right) \tag{8.10}$$

Ευστάθεια έναντι λυγισμού

Για ορθογωνικά ελαστομεταλλικά εφέδρανα, η πίεση F_{zd}/A_r πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{2 \cdot a' \cdot G \cdot S}{3T_e} \tag{8.11}$$

Ευστάθεια έναντι ολίσθησης

Η ευστάθεια έναντι ολίσθησης θεωρείται επαρκής, εφ’όσον ικανοποιούνται οι ακόλουθες σχέσεις:

$$F_{xy,d} \leq \mu_e \cdot F_{z,d,min} \tag{8.12}$$

και για τα μόνιμα φορτία:

$$\sigma_m \geq 3\ MPa \tag{8.13}$$

Όπου:

$$\sigma_m = \frac{F_{z,d,min}}{A_r} \tag{8.14}$$

Γίνεται η παραδοχή ότι η ολίσθηση θα γίνει σε επιφάνεια σκυροδέματος, οπότε ο συντελεστής τριβής λαμβάνεται ίσος με:

$$\mu_e = 0{,}1 + \frac{K_f}{\sigma_m} \tag{8.15}$$

8.2.4 Στατική Φόρτιση

Πρέπει να ελεγχθούν όλα τα εφέδρανα για όλους τους συνδυασμούς, ή τουλάχιστον για τους δυσμενέστερους. Εδώ ο δυσμενέστερος συνδυασμός είναι:

$1{,}35(G + C_{sec}) + S_{sec} + 0{,}4Q \quad + 1{,}5T$

Για τη στατική φόρτιση οι σταθερές των ελατηρίων έιναι:

Εφέδρανα ακροβάθρων

$c_x = c_y = 1989{,}5\ kN/m$

Εφέδρανα μεσοβάθρων

$c_x = c_y = 2368{,}4\ kN/m$

Τα μεγέθη *κάθε εφεδράνου*, τα οποία προέκυψαν για τον συγκεκριμένο συνδυασμό δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 8.1 : Αποτελέσματα εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών εφεδράνων από το λογιμικό SOFiSTiK

	P_z(kN)	P_x(kN)	P_y(kN)	α_x(mrad)	α_y(mrad)	v_x(mm)	v_y(mm)
$1^{η}$ στήριξη	2721	305,5	0	0,08	11,2	131	0
$2^{η}$ στήριξη	6490	136,5	0	0,08	3,32	68,9	0
$3^{η}$ στήριξη	5398	33,2	0	0,08	1,33	15,5	0

8.2.4.1 Εφέδρανο ακραίας στήριξης

- Έλεγχος παραμορφώσεων

Η θλιπτική παραμόρφωση από εξ(8.3) είναι:

$\varepsilon_{c,d} = 1{,}44$

όπου από εξ(8.4) και εξ(8.5) A_r=3167 cm^2 και S=9,938

Η διατμητική παραμόρφωση από εξ(8.6) είναι:

$\varepsilon_{q,d} = 0{,}93 \ < 1$

Η ονομαστική παραμόρφωση λόγω στροφής από εξ(8.7) είναι:

$\varepsilon_{a,d} = 0{,}72$

Συνεπώς από εξ(8.2) $\varepsilon_{t,d} = 3{,}09 < 7$ και το κριτήριο ικανοποιείται.

- Πλάκες ενίσχυσης

Εχουν επιλεχθεί πλάκες ενίσχυσης πάχους 5mm, οπότε από εξ.(8.8) το ελάχιστο πάχος πλακών είναι:

$t_{s,min} = 2\ mm < 5mm$

Συνεπώς το κριτήριο ικανοποιείται

- Ευστάθεια

Ευστάθεια έναντι ολίσθησης

Από την εξ.(8.10) η συνολική υποχώρηση του εφεδράνου είναι:

$\sum v_{z,d} = 0{,}266$

Συνεπώς από εξ.(8.9) 0,266>0,25 και το κριτήριο ικανοποιείται.

Ευστάθεια έναντι λυγισμού

Από την εξ.(8.11) για τη πιέση του εφεδράνου ισχύει ότι 0,86<2,5 kN/cm^2 και συνεπώς το κριτήριο ικανοποιείται

Ευστάθεια έναντι ολίσθησης

Από την εξ.(8.14) και εξ.(8.15) προκύπτει ότι η πίεση και ο συντελεστής είναι:

$\sigma_m = 8{,}5\ Mpa$

$\mu_e = 0{,}2$

Συνεπώς από εξ.(8.12) και εξ.(8.13) προκύπτει ότι 8,5>3 MPa και 305,5<560,2 αντίστοιχα και τα κριτήρια ικανοποιούνται.

8.2.4.2 Εφέδρανο 2^{ης} στήριξης (δυσμενέστερο)

- Έλεγχος παραμορφώσεων

Η θλιπτική παραμόρφωση από εξ(8.3) είναι:

$\varepsilon_{c,d} = 3{,}9$

όπου από εξ(8.4) και εξ(8.5) A_r=2484 cm^2 και S=11,15

Η διατμητική παραμόρφωση από εξ(8.6) είναι:

$\varepsilon_{q,d} = 0{,}84\ < 1$

Η ονομαστική παραμόρφωση λόγω στροφής από εξ(8.7) είναι:

$\varepsilon_{a,d} = 0{,}485$

Συνεπώς από εξ(8.2) $\varepsilon_{t,d} = 5{,}22 < 7$ και το κριτήριο ικανοποιείται.

- Πλάκες ενίσχυσης

Εχουν επιλεχθεί πλάκες ενίσχυσης πάχους 4mm, οπότε από εξ.(8.8) το ελάχιστο πάχος πλακών είναι:

$t_{s,min} = 2\ mm < 4mm$

Συνεπώς το κριτήριο ικανοποιείται

- Ευστάθεια

Ευστάθεια έναντι ολίσθησης

Από την εξ.(8.10) η συνολική υποχώρηση του εφεδράνου είναι:

$\sum v_{z,d} = 0{,}43$

Συνεπώς από εξ.(8.9) 0,43>0,08 και το κριτήριο ικανοποιείται.

Ευστάθεια έναντι λυγισμού

Από την εξ.(8.11) για τη πιέση του εφεδράνου ισχύει ότι 02,6<3,99 kN/cm^2 και συνεπώς το κριτήριο ικανοποιείται

Ευστάθεια έναντι ολίσθησης

Από την εξ.(8.14) και εξ.(8.15) προκύπτει ότι η πίεση και ο συντελεστής είναι:

$\sigma_m = 26\ Mpa$

$\mu_e = 0{,}135$

Συνεπώς από εξ.(8.12) και εξ.(8.13) προκύπτει ότι 26>3 MPa και 136,5<876,15 kN αντίστοιχα και τα κριτήρια ικανοποιούνται.

8.2.5 Σεισμικός Συνδυασμός

Ο σεισμικός συνδυασμός είναι:

$G + G' + 0{,}2$

Οι σεισμικές δυνάμεις και μετακινήσεις υπολογίζονται για την κατώτερη και την ανώτερη τιμή του μέτρου διάτμησης. Στην πρώτη περίπτωση καταγράφονται οι μέγιστες μετακινήσεις και στη δεύτερη οι μέγιστες δυνάμεις. Στη συνέχεια παρατίθενται οι δυσμενέστεροι έλεγχοι για κάθε περίπτωση, ήτοι οι έλεγχοι παραμόρφωσης και ολίσθησης αντίστοιχα.

Ο έλεγχος παραμόρφωσης για το σεισμικό συνδυασμό διαφοροποιείται ως εξής:

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{v_{xy,d}}{t_q} < 2 \tag{8.16}$$

και

$$\varepsilon_{t,d} = K_L \cdot \left(\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{\alpha,d}\right) < 7/1{,}15 \tag{8.17}$$

Οι υπόλοιποι έλεγχοι δεν είναι κρίσιμοι υπό τις σεισμικές δράσεις και παραλείπονται.

Από την εξ.(8.1) οι σταθερές των ελατηρίων για Gmin=990 kPa και Gmax=1485 kPa αντίστοιχα είναι:

Ακραία εφέδρανα

$c_{x,min} = c_{y,min} = 2188\ kN/m$

$c_{x,max} = c_{y,max} = 3282\ kN/m$

Ενδιάμεσα εφέδρανα

$c_{x,min} = c_{y,min} = 2605\ kN/m$

$c_{x,max} = c_{y,max} = 3907\ kN/m$

Τα μεγέθη του *κάθε εφεδράνου*, που προέκυψαν για το σεισμικό συνδυασμό δίνονται στους παρακάτω πίνακες

Πίνακας 8.2: Εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη εφεδράνων για K_{max}

Kmax	P_z(kN)	P_x(kN)	P_y(kN)	α_x(mrad)	α_y(mrad)	v_x(mm)	v_y(mm)
1η στήριξη	1354	374,9	280,6	0,0029	0,159	114,2	85,5
2η στήριξη	3875	447,4	466	0,0035	0,0497	114,5	119,2
3η στήριξη	3213	447,2	520	0,0036	0,0846	114,4	133,1

Πίνακας 8.3: Εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη εφεδράνων για K_{min}

Kmin	P_z(kN)	P_x(kN)	P_y(kN)	α_x(mrad)	α_y(mrad)	v_x(mm)	v_y(mm)
1η στήριξη	1354	306,3	248,1	0,0024	0,128	140,2	113,4
2η στήριξη	3875	365,4	377,8	0,0028	0,041	140,2	145,0
3η στήριξη	3213	365,2	410,9	0,0029	0,068	140,2	157,0

8.2.5.1 Ακραίο εφέδρανο

- Έλεγχος παραμορφώσεων (για Gmin)

Η θλιπτική παραμόρφωση από εξ(8.3) είναι:

$\varepsilon_{c,d} = 1{,}01$

όπου από εξ(8.4) και εξ(8.5) A_r=2042,7 cm^2 και S=9,938

Η διατμητική παραμόρφωση από εξ(8.16) είναι:

$\varepsilon_{q,d} = 1{,}04 \ < 2$

Η ονομαστική παραμόρφωση λόγω στροφής από εξ(8.7) είναι:

$\varepsilon_{a,d} \approx 0$

Συνεπώς από εξ(8.17) $\varepsilon_{t,d} = 2{,}05 < 6{,}09$ και το κριτήριο ικανοποιείται.

- Ευστάθεια έναντι ολίσθησης (για Gmax)

Από την εξ.(8.14) και εξ.(8.15) προκύπτει ότι η πίεση και ο συντελεστής είναι:

$\sigma_m = 4{,}2\ Mpa$

$\mu_e = 0{,}3$

Η συνολική οριζόντια δύναμη του εφεδράνου είναι:

$$F_{xy,d} = \sqrt{{F_{x,d}}^2 + \left(0{,}3 \cdot F_{y,d}\right)^2} = 383{,}35\ kN$$

Συνεπώς από εξ.(8.12) και εξ.(8.13) προκύπτει ότι 4,2>3 MPa και 383,35<406,2kN αντίστοιχα και τα κριτήρια ικανοποιούνται.

8.2.5.2 Εφέδρανο 2ης στήριξης

- Έλεγχος παραμορφώσεων (για Gmin)

Η θλιπτική παραμόρφωση από εξ(8.3) είναι:

$\varepsilon_{c,d} = 2{,}75$

όπου από εξ(8.4) και εξ(8.5) A_r=1911,6cm^2 και S=11,15

Η διατμητική παραμόρφωση από εξ(8.16) είναι:

$\varepsilon_{q,d} = 1{,}79 \ < 2$

Η ονομαστική παραμόρφωση λόγω στροφής από εξ(8.7) είναι:

$\varepsilon_{a,d} \approx 0$

Συνεπώς από εξ(8.17) $\varepsilon_{t,d} = 4{,}54 < 6{,}09$ και το κριτήριο ικανοποιείται.

- Ευστάθεια έναντι ολίσθησης (για Gmax)

Από την εξ.(8.14) και εξ.(8.15) προκύπτει ότι η πίεση και ο συντελεστής είναι:

$\sigma_m = 18{,}5\ Mpa$

$\mu_e = 0{,}14$

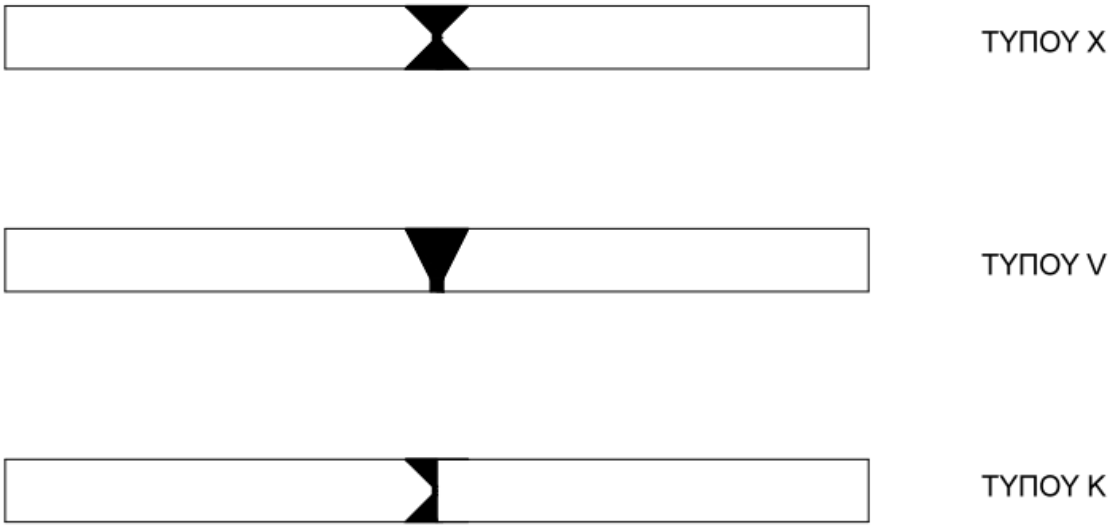
Η συνολική οριζόντια δύναμη του εφεδράνου είναι:

$$F_{xy,d} = \sqrt{{F_{x,d}}^2 + \left(0{,}3 \cdot F_{y,d}\right)^2} = 468kN$$

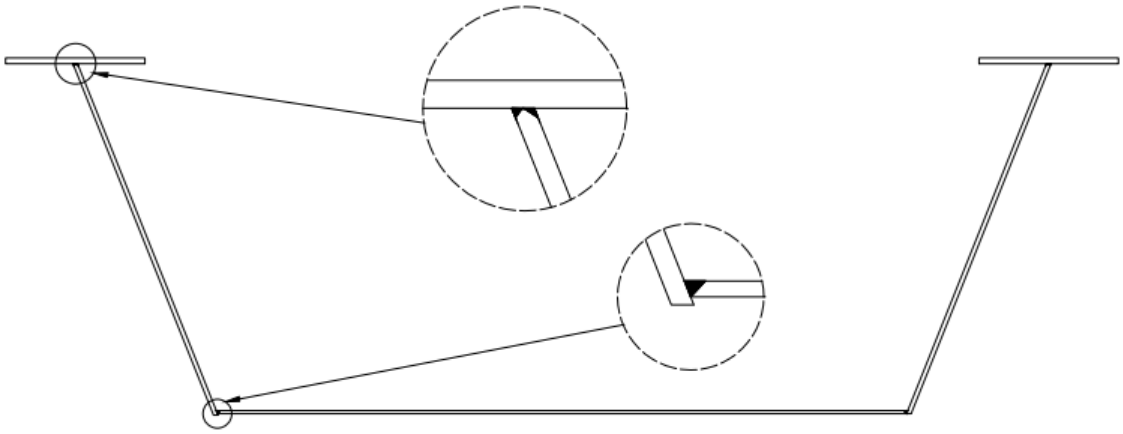
Συνεπώς από εξ.(8.12) και εξ.(8.13) προκύπτει ότι 18,5>3 MPa και 468<542,5 kN αντίστοιχα και τα κριτήρια ικανοποιούνται.

9 Συνδέσεις

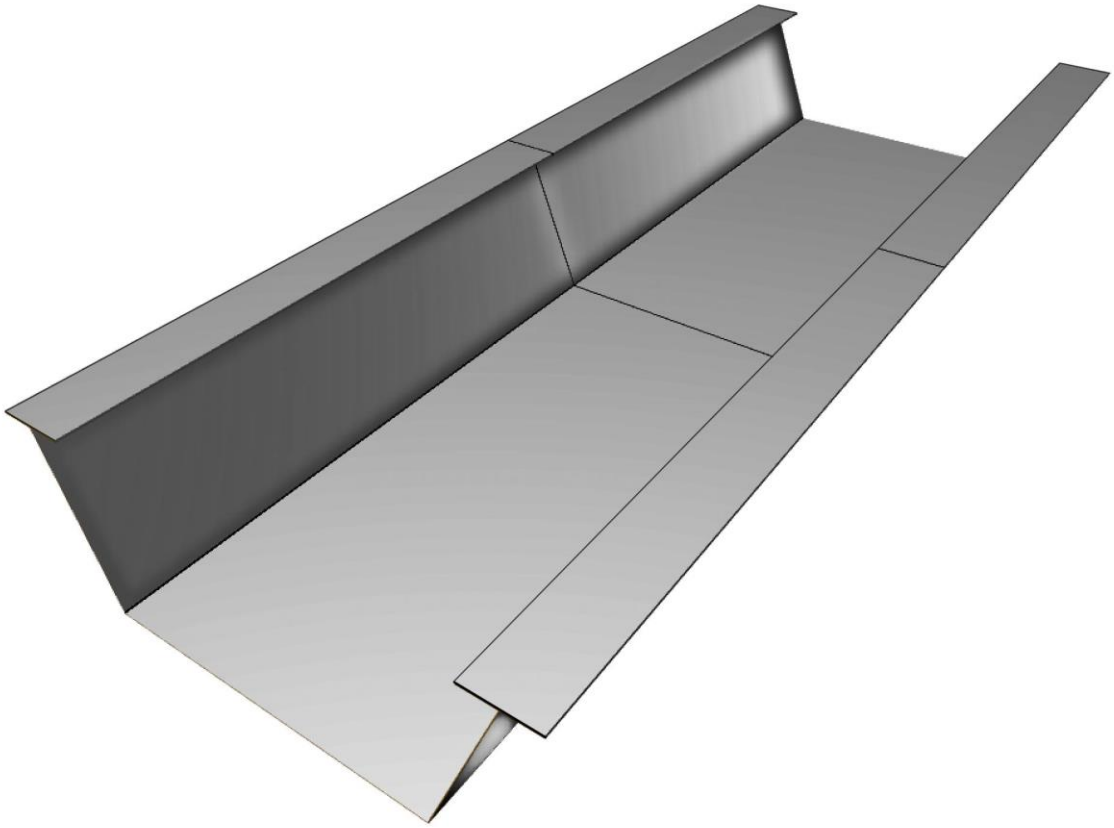
Τόσο οι συνδέσεις των ελασμάτων, όσο και οι αποκαταστάσεις συνέχειας των διατομών θα γίνουν με εσωραφές πλήρους διείσδυσης, ο τύπος των οποίων εξαρτάται από το πάχος των συνδεόμενων ελασμάτων. Για πάχη ελασμάτων μέχρι t=15mm θα χρησιμοποιηθούν εσωραφές τύπου V, ενώ για μεγαλύτερα πάχη τύπου X. Η εσωραφές κορμών με άνω πέλμα δοκού θα είναι τύπου K.



Σχήμα 9.1: Τύποι εσωραφών πλήρους διείσδυσης



Σχήμα 9.2: Εσωραφές πελμάτων και κορμών διατομής ανοίγματος



Σχήμα 9.3: Αποκατάσταση συνέχειας διατομών

10 Συμπεράσματα

Η χρήση κιβωτοειδών δοκών σε γέφυρες έχει τα ακόλουθα πλεονεκτήματα εναντι των πλακοδοκών:

- Πολύ καλή δυστρεψία και εγκάρσια κατανομή φορτίων
- Δυνατότητα χρήσης πελμάτων μεγάλου πλάτους
- Καλύτερο αισθητικό αποτέλεσμα
- Χρήση λιγότερων εφεδράνων
- Δυνατότητα χρήσης μη ορθογωνικής διατομής

Η δυστρεψία είναι εξαιρετικά ευεργετική σε γέφυρες μεγάλων ανοιγμάτων.

11 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ηλιόπουλος Α. (2006α). «ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ – Οδηγός σχεδιασμού με βάση τα DIN-Fachberichte και τους Ευρωκώδικες, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Ερμόπουλος Ι. (2008). «Σιδηρές και σύμμικτες γέφυρες (2η έκδοση)», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. EN1990, Ευρωκώδικας: Βάσεις σχεδιασμού, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
6. EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
7. EN1991-2, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 2: Φορτία κυκλοφορίας σε γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Σεπτέμβριος 2003.
8. EN1991-1-4, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-4: Γενικές Δράσεις – Δράσεις ανέμου, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2005.
9. EN1991-1-5, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-5: Γενικές Δράσεις - Θερμικές δράσεις, CEN, Βρυξέλλες, Νοέμβριος 2003.
10. EN1992-1-1: Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός φερουσών κατασκευών από σκυρόδεμα, Μέρος 1-1: Γενικοί Κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Δεκέμβριος 2004.
11. EN1992-2: Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός φερουσών κατασκευών από σκυρόδεμα, Μέρος 2: Γέφυρες από σκυρόδεμα - Σχεδιασμός και κανόνες διαμόρφωσης, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2005.
12. EN1993-1-1: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Μάιος 2005.
13. EN1993-2: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 2: Χαλύβδινες γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2006.
14. EN 1994-2: Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός συμμίκτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα, Μέρος 2: Γενικοί κανόνες και κανόνες για γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2005
15. EN1998-1, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 1: Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Δεκέμβριος 2004.
16. EN1998-2, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 2: Γέφυρες, CEN, Αύγουστος 2005