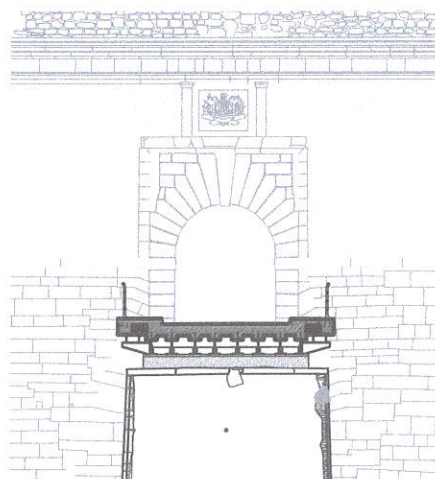




ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΟΛΙΤΙΣΜΟΥ

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΑΣΤΗΛΩΣΗΣ ΒΥΖΑΝΤΙΝΩΝ
ΚΑΙ ΜΕΤΑΒΥΖΑΝΤΙΝΩΝ ΜΝΗΜΕΙΩΝ

ΕΚΠΟΝΗΣΗ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ
ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΓΕΦΥΡΑΣ ΠΡΟΣΒΑΣΗΣ
ΣΤΟ ΠΑΛΑΙΟ ΦΡΟΥΡΙΟ ΚΕΡΚΥΡΑΣ
ΚΑΙ ΜΕΤΡΑ ΣΤΕΡΕΩΣΗΣ ΔΥΤΙΚΟΥ ΑΝΑΛΗΜΜΑΤΟΣ



ΕΛΕΓΘΗΚΕ
Αθήνα
Ο Ελέγχας

ΘΕΟΔΩΡΟΣ ΠΑΛΑΝΤΖΑΣ
ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ MSc

ΘΕΩΡΗΘΗΚΕ
Σύμφωνα με τους όρους της
απόφασης ΥΠΟΥΡΓΕΙΟΥ ΠΟΛΙΤΙΣΜΟΥ
359098/05-08-2025.

ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

ΕΝΗΜΕΡΩΜΕΝΗ ΜΕΛΕΤΗ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ
ΤΗΝ ΑΠΟΦΑΣΗ ΔΑΒΜΜ 359098-05/08/2025

ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ:

ΑΝΑΔΟΧΟΣ:



ΚΑΛΛΙΕΡΓΟΣ ΟΜΙΛΟΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΜΕΛΕΤΩΝ
ΑΝΩΝΥΜΗ ΕΤΑΙΡΙΑ (8/Ε)

Εδρα: Κουμαριανού 6-8, Αθήνα - Εξάρχεια, 11473, ΑΤΤΙΚΗΣ τηλ: 2108219091

ΣΥΝΕΡΓΑΤΗΣ:



Ο ΠΡΟΪΣΤΑΜΕΝΟΣ ΤΗΣ ΔΑΒΜΜ

ΘΕΜΙΣΤΟΚΛΗΣ ΒΛΑΧΟΥΛΗΣ
Αρχιτέκτων Μηχανικός με Α' βαθμό

Σύμβουλοι Πολιτικοί Μηχανικοί Άρης Χ. Ι.Κ.Ε
Κων. Σάθα 18, 74132 Ρέθυμνο Κ: 6973995888, chatzidakisaris@gmail.com



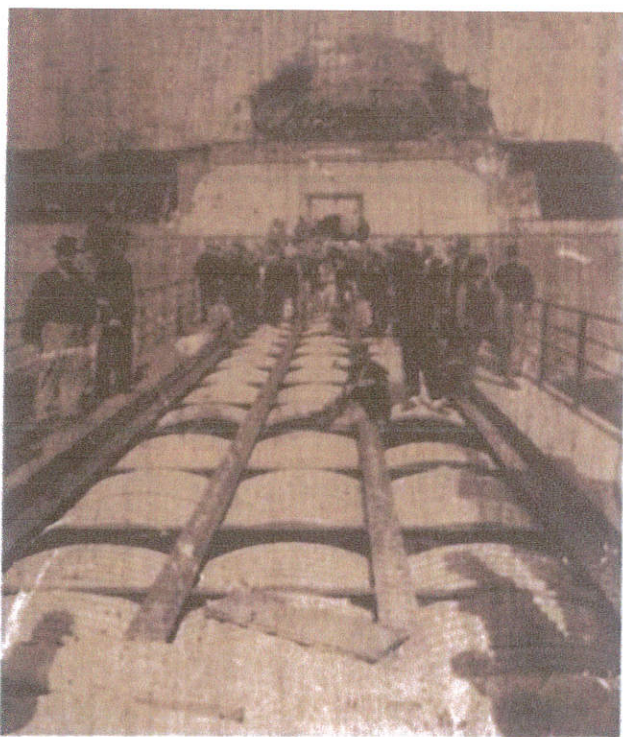
ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΤΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

Αντικείμενο της παρούσας μελέτης είναι η εκπόνηση πλήρους στατικής μελέτης για την αποκατάσταση γέφυρας πρόσβασης στο Παλαιό Φρούριο Κέρκυρας, καθώς και του δυτικού αναλήμματος. Η μελέτη θα περιλαμβάνει τη στατική αποτύπωση και την καταγραφή της υφιστάμενης κατάστασης της γέφυρας πρόσβασης και του δυτικού αναλήμματος και ειδικότερα των τμημάτων που χρήζουν στερέωσης και αποκατάστασης, καθώς και τη διατύπωση προτάσεων που θα αποσκοπούν στην αποκατάσταση, με στόχο τη διάσωση, την προστασία και την εξασφάλιση της ασφαλούς επισκεψιμότητάς τους.

ΣΥΝΤΟΜΟ ΙΣΤΟΡΙΚΟ

Αρχικά η γέφυρα ήταν ξύλινη όπως μαρτυρείται από διάφορες εικόνες του 19^{ου} αιώνα. Έκτοτε επί Αγγλικής κατοχής έγιναν διάφορες εργασίες συντήρησης της.

Μετά την αποχώρηση των Άγγλων μία επόμενη ανακατασκευή της γέφυρας στα τέλη του 19^{ου} αιώνα περιλαμβάνει τη τοποθέτηση τεσσάρων κύριων χαλύβδινων μεταλλικών στοιχείων (Εικ.1). Σε αυτή τη φωτογραφία μπορεί κανείς να διακρίνει τα τοξωτά τμήματα της κατασκευής του καταστρώματος για τη μεταβίβαση των φορτίων στις κύριες δοκούς.



Εικ 1 :γέφυρα του Παλαιού φρουρίου κατά τη διάρκεια της ανακατασκευής της με μεταλλικά στοιχεία μετά την αποχώρηση των Βρετανών στα τέλη του 19^{ου} αιώνα

Τέλος, ανακατασκευή της γέφυρας πραγματοποιήθηκε περί το έτος 1994 ενόψει των εργασιών που έγιναν για την Σύνοδο Κορυφής της Ευρωπαϊκής Ένωσης το 1994.

ΠΡΟΓΕΝΕΣΤΕΡΕΣ ΜΕΛΕΤΕΣ-ΕΡΕΥΝΕΣ

Η βασική μελέτη από την οποία αντλήσαμε πλήθος στοιχείων ήταν η «ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΤΑΓΡΑΦΗΣ ΠΑΘΟΛΟΓΙΑΣ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΥ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΜΕ ΠΡΟΤΑΣΗ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΠΡΟΣΒΑΣΗΣ ΤΟΥ ΠΑΛΑΙΟΥ ΦΡΟΥΡΙΟΥ ΚΕΡΚΥΡΑΣ» που ανατέθηκε από το ΥΠ.ΠΟ το 2020 και εκπονήθηκε από τους:

ΑΝΑΔΟΧΟΣ: Ι. ΨΑΡΑΣ, Πολιτικός Μηχ. ΕΜΠ, ΜΔΕ ΕΜΠ, ΣΥΝΕΡΓΑΤΗΣ: Σπ. ΠΑΠΑΒΙΕΡΟΣ, Μηχανολόγος Μηχ. Τ.Ε., ΣΥΜΒΟΥΛΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ: Χ. ΓΑΝΤΕΣ, Δρ. Πολιτικός Μηχ. Καθηγητής ΕΜΠ

Στην μελέτη αυτή γίνεται αναλυτική καταγραφή και τεκμηρίωση του φέροντος μεταλλικού συστήματος του καταστρώματος καθώς και αποτίμηση του βαθμού διάβρωσης των υπαρχουσών διατομών. Το βασικό συμπέρασμα είναι ότι ο βαθμός απομείωσης της δρώσας διατομής είναι για μεν τις δοκούς της αρχικής κατασκευής 50% για δε τις δοκούς της ενισχυτικής επέμβασης του 1994, 25%. Το στοιχείο αυτό λαμβάνεται ως βασικό δεδομένο για την παρούσα μελέτη.

ΕΠΙ ΤΟΠΟΥ ΕΡΕΥΝΕΣ

Η προγενέστερη έρευνα Ψαρρά που αναφέρθηκε τεκμηρίωσε πλήρως την υφισταμένη κατάσταση του καταστρώματος και τον βαθμό διάβρωσης των διαφόρων μεταλλικών φάσεων.

Σε ότι αφορά τα βάθρα έγινε κατ' αρχήν πλήρης γεωμετρική αποτύπωση ενώ σε ότι αφορά το υλικό δόμησης του προέκυψε ότι είναι κυρίως από συμπαγείς οπτόπλινθους με διακοσμητικές λίθινες τριγωνικές απολήξεις στις άκρες τους. Ο περιορισμένος χρόνος της μελέτης δεν επέτρεπε να γίνει η διαδικασία των αδειοδοτήσεων πυρηνοληψίας και λόγω της περιόδου επισκεψιμότητάς δεν ήταν δυνατή η διενέργεια ερευνητικών τομών στην πλατεία για την διακρίβωση της ακριβούς γεωμετρίας του αναλημματικού τοίχου.

Έτσι η έρευνα βασίστηκε σε τμήματα λίθινου υλικού και συμπαγών οπτόπλινθων που βρέθηκαν στο έδαφος στην γειτονιά του έργου. Έτσι δόθηκαν στο εργαστήριο ένα δείγμα λίθου σε μέγεθος που μόνο δοκιμή σημειακής φόρτισης μπορούσε να γίνει και τρία δείγματα τούβλου που μπορούσαν να μορφώσουν πλήρη δοκίμια. Τα εργαστηριακά αποτελέσματα παρουσιάζονται σε Παράρτημα.

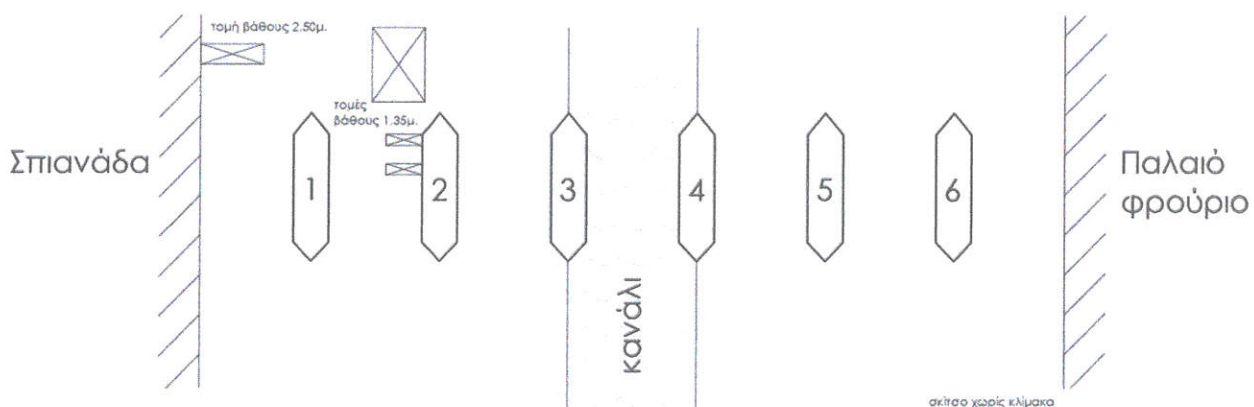
Για την διακρίβωση των συνθηκών θεμελίωσης έγιναν ερευνητικά φρέατα με εκσκαφέα που κατεβάσαμε στην τάφρο με γερανό.

Στίς 15 Μαΐου 2025 πραγματοποιήθηκαν τομές εδάφους με σκαφτικά μηχανήματα ώστε να αποκαλυφθεί ο τρόπος θεμελίωσης των πυλώνων της γέφυρας που οδηγεί στο παλαιό Φρούριο της Κέρκυρας καθώς και του τοιχίου της τάφρου.

Όπως διαπιστώνει κανείς από τις φωτογραφίες αλλά και από το σκίτσο για τη στήριξη της γέφυρας έχουν κατασκευαστεί 6 πυλώνες.



Στο σκίτσο σημειώνονται οι θέσεις των τομών που πραγματοποιήθηκαν στο έδαφος καθώς και το βάθος τους.



Διαπιστώθηκε ότι σε βάθος 1,35μ. έχει πέσει ένα κονίαμα (μπετό της εποχής) σε όλη την επιφάνεια της τάφρου με ύψος 0,05μ. το οποίο σίγουρα δεν αποτελεί μέρος της θεμελίωσης. Ίσως να κατασκευάστηκε για να εμποδίζει τη διέλευση του θαλασσινού νερού προς την επιφάνεια του εδάφους.



Γύρω από τους πυλώνες κατεβήκαμε μέχρι τα 1,35μ. όπου συναντήσαμε το στρώμα του κονιάματος οπότε συμπεραίνουμε ότι δεν υπάρχει 'νύχι' ή άλλος τρόπος θεμελίωσης τους.







Η τομή μπροστά από το τοιχίο της τάφρου έφτασε στα 2,50 μ. βάθος όπου πάλι δεν διαπιστώθηκε κάποιος τρόπος θεμελίωσης διαφορετικός. Το τοιχίο φαίνεται να φτάνει και αυτό σε βάθος μέχρι τα 2,50 μ. περίπου κάτω από την επιφάνεια του εδάφους.





Στα κατώτατα στρώματα των πυλώνων αλλά και του τοιχίου η κατασκευή φαίνεται να έχει γίνει με τούβλα συμπαγή παραδοσιακού κερκυραϊκού τύπου.



ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΟΠΤΟΠΛΙΝΟΔΟΜΗΣ

Από τις εργασίες αποτύπωσης του φορέα προέκυψε ότι ο φορέας της γέφυρας αποτελείται κατά κύριο λόγο από οπτοπλινθοδομή, με τους λαξευτούς λίθους να αποτελούν πιθανόν επιφανειακή στρώση. Ελλείψει περισσότερων στοιχείων, θεωρείται στα πλαίσια της μελέτης ότι το σύνολο των μεσοβάθρων είναι κατασκευασμένα από οπτοπλινθοδομή.

Η αντοχή της οπτοπλινθοδομής εκτιμάται με βάσει την προσεγγιστική εξίσωση που προτείνεται στο προσχέδιο του ΚΑΔΕΤ 6.2.4.1:

$$f_{wc} = [f_{mc} + 0,40(f_{bc} - f_{mc})](1 - 0,8^3\sqrt{\alpha}), f_{bc} > f_{mc}$$

$$f_{wc} = f_{bc}(1 - 0,8^3\sqrt{\alpha}), f_{bc} < f_{mc}$$

όπου,

f_{bc} και f_{mc} η θλιπτική αντοχή των οπτόπλινθων και του κονιάματος αντιστοίχως,

$\alpha = t_{jm} : h_{bm}$ ο λόγος του μέσου πάχους των οριζόντιων αρμών κονιάματος και του μέσου ύψους των λιθοσωμάτων.

Θεωρώντας

$$f_{bc} = 4.60 \text{ MPa}$$

(μέσος όρος εργαστηριακών τιμών ανεμπόδιστης θλίψης οπτόπλινθων)

$$f_{mc} = 1 \text{ MPa}$$

(ελλείψει πειραματικών τιμών πάρθηκαν οι ερήμην τιμές ΚΑΔΕΤ 2022 Πίνακας Π3.4 Ασβεστοποζολανικάκονιάματα)

$$\alpha = 0.01/0.06 = 0.167$$

Προκύπτει

$$f_{wc} = 1.36 \text{ MPa}$$

Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας λαμβάνεται με τι 1/10 της θλιπτικής

$$f_{wt}=0.136 \text{ MPa}$$

Το μέτρο Ελαστικότητας λαμβάνεται ίσο με

$$E_{wc}=1300(1-f_{wc}/5) \cdot f_{wc} \pm 140 f_{wc}^2 = 1.29 \text{ GPa (μέση τιμή των δύο τιμών)}$$

Για τις αναλύσεις ελέγχου λαμβάνεται υπόψιν το 50% του Μέτρου Ελαστικότητας, ώστε να ληφθεί υπόψιν η ρηγματωμένη διατομή σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ 2022, Κεφάλαιο 5.3.1.ε.

Συνεπώς λαμβάνεται στα προσομοιώματα **E=0.65 GPa.**

ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Εξετάζεται επιφανειακή θεμελίωση του βάθρου της γέφυρας με πέδιλο διαστάσεων 6.2 μ x 1.2 μ. Η στάθμη έδρασης είναι σε βάθος -1 μ.

Στον Πίνακα 1 δίνονται τα στοιχεία της επιφόρτισης του εδάφους με βάση τη στατική μελέτη.

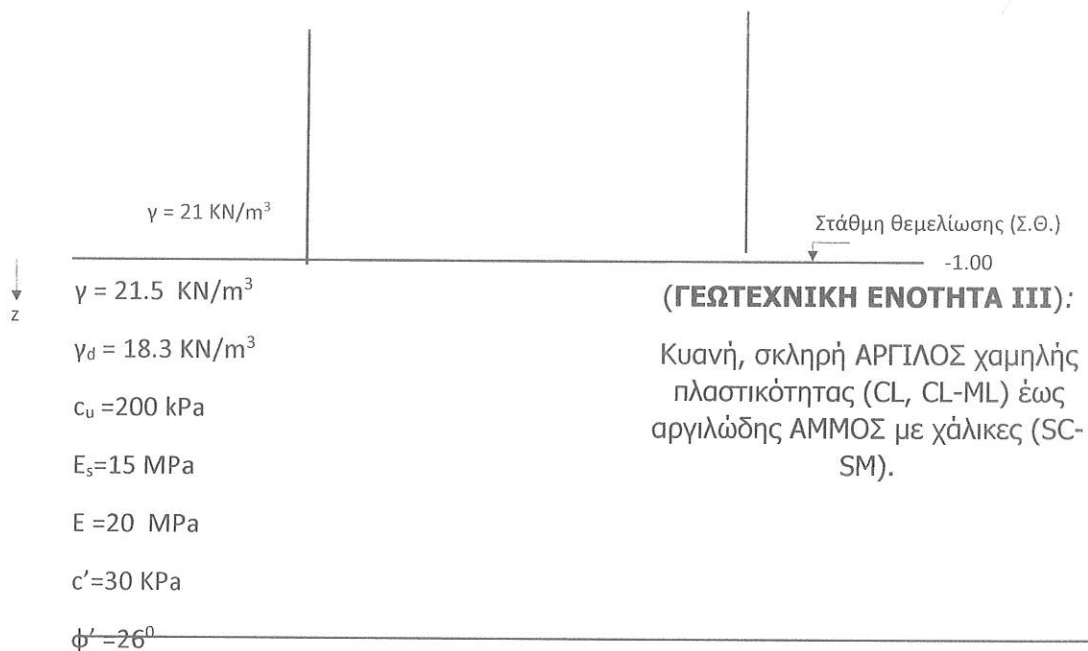
Πίνακας 1. Συνδυασμοί επιφορτίσεων εδάφους

<u>ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΟΚΑ</u>	<u>ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΟΚΛ</u>
<u>1.35G+1.35LU (φορτ. Κυκλ.)+0.9Wz</u>	<u>1.00G+1.00LU (φορτ. Κυκλ.)+0.6Wz</u>
3547 kN	2620 kN
476 kPa	352 kPa

Για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας του εδάφους ελήφθει υπόψη ο συνδυασμός φόρτισης **1.35G+1.35LU+0.9Wz.**

Εκτίμηση φέρουσας ικανότητας υπεδάφους

Προσδιορίζεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα (θα συμπληρωθεί).



Έλεγχος καθιζήσεων

Γίνεται έλεγχος των αναμενόμενων καθιζήσεων με χρήση της ελαστικής σχέσεως Steinbrenner.

Το βάθος επιρροής z των φορτίων της ανωδομής λαμβάνεται $z = 1,5b$ για κοιτόστρωση. Σε περίπτωση πολλών στρώσεων εφαρμόζεται η αρχή της επαλληλίας.

Σύμφωνα με τη μέθοδο Steinbrenner η συνολική καθίζηση κάτω από το μέσο M ορθογωνικού θεμελίου διαστάσεων $l \times b$ ($b < l$) δίνεται από τη σχέση :

$$S_{ΕΥΚ.} = \frac{0.80 * 4 * \Delta \sigma * b}{E} f$$

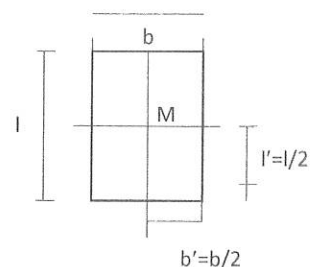
Όπου $\Delta \sigma$: πρόσθετη τάση στη στάθμη θεμελίωσης (Σ.Θ.)

b' : $b/2$

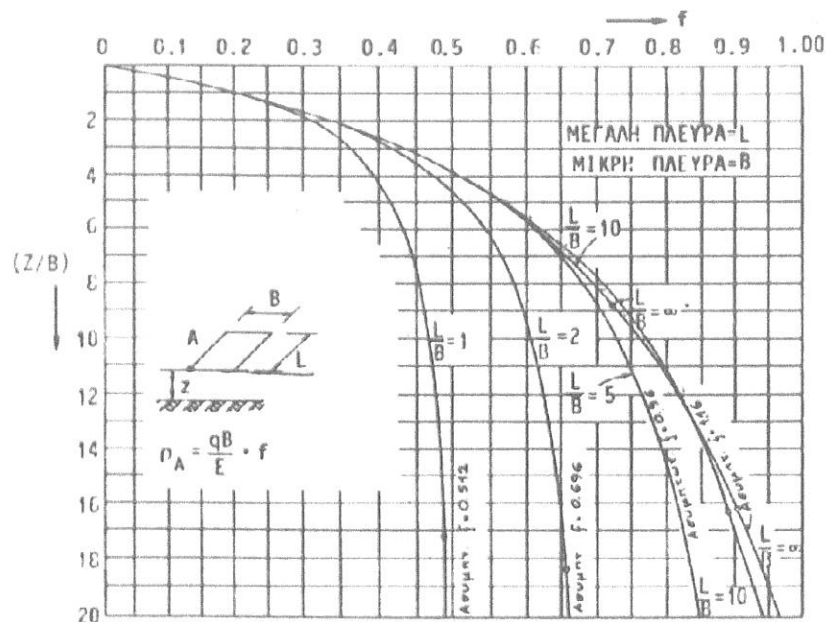
E : μέτρο ελαστικότητας.

f : συντελεστής επιρροής, προσδιορίζεται από το διάγραμμα Steinbrenner συναρτήσει των λόγων z/b' και $l'/b' = l/b$

z : βάθος επιρροής της φορτίσεως



Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στην επόμενη σελίδα, ενώ ακολουθεί το διάγραμμα Steinbrenner.



Ο έλεγχος γίνεται με μέση συνολική τάση στη στάθμη θεμελιώσεως $\sigma_{0L} = 476 \text{ kPa}$.

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΘΙΣΗΣΩΝ ΚΑΤΑ STEINBRENNER

ΑΡΧΙΚΗ ΤΑΣΗ (KPa)	476
ΤΑΣΗ ΑΠΟ ΑΦΑΙΡΕΣΗ ΥΛΙΚΟΥ (KPa)	0
ΠΡΟΣΘΕΤΗ ΤΑΣΗ ΣΤΗ ΣΤΑΘΜΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ (KPa)	476

ΣΤΡΩΣΗ III

ΜΕΤΡΟ ΣΥΜΠΙΕΣΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ III (KPa)	15000
ΜΗΚΟΣ ΘΕΜΕΛΙΟΥ (m)	6.20
ΠΛΑΤΟΣ ΘΕΜΕΛΙΟΥ (m)	1.20
ΒΑΘΟΣ Z(m)	1.00
Z/B	2.00
L/B	5.17
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ f	0.35

ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΚΑΘΙΣΗΣΗ cm	2.70
----------------------	------

Εκτίμηση δεικτών εδάφους

Οι δείκτες εδάφους K για τη στατική επίλυση της θεμελίωσης υπολογίζονται με χρήση σχέσεων που προτείνονται από διάφορους ερευνητές (De Beer, Rausch - Beton Kalender), καθώς και από τις αναμενόμενες καθιζήσεις και λαμβάνουν υπόψη τις διαστάσεις της θεμελιώσεως και τα χαρακτηριστικά συμπίεστότητας του σχηματισμού.

Θεωρείται τιμή E ίση με αυτή της Στρώσης III οπότε $E = 15 \text{ MPa}$.

Με βάση τη σχέση De Beer για τις διαστάσεις του θεμελίου του βάθρου προκύπτει $K = 9617 \text{ KN/m}^3$, με βάση τη σχέση Beton Calendar $K = 13748 \text{ KN/m}^3$ και με βάση τη σχέση καθίζησης $K = 17630 \text{ KN/m}^3$. Προτείνεται διακύμανση τιμών :

$$K = 10000 - 15000 \text{ KN/m}^3$$

ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

Βασική είναι η παραδοχή μεγίστου ωφέλιμου φορτίου πάνω στην γέφυρα δεδομένων των περιορισμένων γεωμετρικών δεδομένων της (πλάτος κυκλοφορίας 3,50 μ) αλλά και της ελεγχόμενης κυκλοφορίας πάνω σε αυτή. Η γέφυρα χρησιμοποιείται συνεχώς για την είσοδο των επισκεπτών ως πεζογέφυρα και για την διέλευση των οχημάτων εξυπηρέτησης της Υπηρεσίας της Εφορείας αρχαιοτήτων καθώς και των εργασιών συντήρησης εντός του Παλαιού φρουρίου. Με βάση τα παραπάνω αποφασίσαμε , για να μην προκύψει ανάγκη πολύ επεμβατικών ενισχύσεων να εφαρμόσουμε το DIN 1072 /1985 για μία λωρίδα κυκλοφορίας και για κλάση 30 τόνων.

Το πρότυπο όχημα είναι το SLW 30 και το ομοιόμορφο φορτίο της λωρίδας καθώς και των πεζοδρομίων 5 kN/m^2 . Τα φορτία αυτά καλύπτουν την διέλευση κάθε φορτίου που θα μπορούσε να απαιτηθεί για τις ανάγκες εντός του παλιού φρουρίου.

Οι παραδοχές φόρτισης αναγράφονται αναλυτικά στην τεχνική έκθεση της στατικής μελέτης. Από τις στατικές αναλύσεις που παρουσιάζονται σε ιδιαίτερο τεύχος προκύπτει η επάρκεια του φορέα.

ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

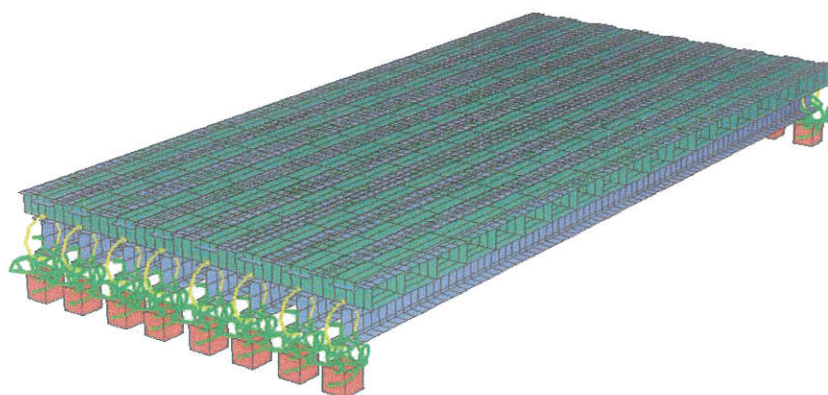
1. ΕΛΕΓΧΟΣ ΦΟΡΕΑ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ

1. Γενικά

Πραγματοποιείται έλεγχος ενός μεμονωμένου ανοίγματος καταστρώματος, σύμφωνα με την πρόταση αποκατάστασης. Θα διατηρηθούν οι κύριες δοκοί HEB400 και θα προστεθούν οι εγκάρσιες δοκοί πλευρικής συγκράτησης των οποίων η διατομή προκύπτει από τους υπολογισμούς παρακάτω.

1.1 Προσομοίωση

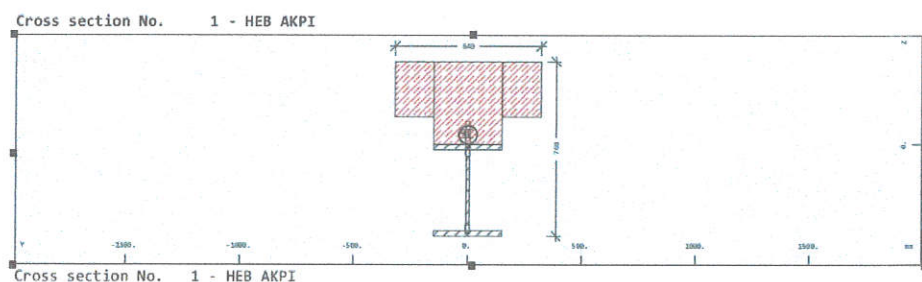
Ο φορέας του καταστρώματος προσομοιώνεται ως μεμονωμένο άνοιγμα, λόγω της παρουσίας των εφεδράνων σε κάθε μεσόβαθρο και ακρόβαθρο της γέφυρας.



Προσομοίωμα φορέα

Οι μεταλλικές δοκοί προσομοιώνονται με γραμμικά στοιχεία λαμβάνοντας υπόψιν την σύμμεκτη λειτουργία των δοκών με την πλάκα σκυροδέματος.

Το κατάστρωμα σκυροδέματος προσομοιώνεται επίσης με γραμμικά στοιχεία πλάτους 0.50m. Στην άκρη των δοκών εφαρμόζονται ελαστικές στηρίξεις για την προσομοίωση των εφεδράνων.



Static properties of cross section

Mat	A[m ²]	Ay[m ²]	Iy[m ⁴]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm ²]	g[kg/m]	I-1[m ⁴]
MRf	It[m ⁴]	Az[m ²]	Iz[m ⁴]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm ²]		I-2[m ⁴]
		Ayz[m ²]	Iyz[m ⁴]					α[°]
3	4.9425E-02	1.124E-01	2.557E-03	0.0	0.0	210000	155.3	2.557E-03
2 ¹	1.059E-03	3.401E-02	9.700E-04	-43.4	-40.4	80769	(BEAM)	9.700E-04
			-1.252E-11					0.00

1. No valid reinforcements are defined

Σύμμεκτη διατομή HEB400

1.2. Παραδοχές μελέτης

1.2.1 Ερπυσμός

Μόνο πρωτογενείς επιρροές ερπυσμού (ισοστατικό σύστημα)

λόγος ισοδυναμίας n για βραχυχρόνια και για μακροχρόνια φορτία

Βραχυχρόνια $n_o = E_a / E_{cm} = 210 / 32.8 = 6.56$

Μακροχρόνια $n_L = n_o \cdot [\psi_L \cdot \varphi(t, t_o)]$ (3.2)

-για μόνιμες δράσεις (π.χ. ίδια βάρη)

$$\rightarrow n_L = n_p \text{ και } \psi_L = \psi_p = 1.10$$

-για χρονικά μεταβαλλόμενων μόνιμων φορτίων (π.χ. συστολή ξήρανσης)

$$\rightarrow n_L = n_{pT} \text{ και } \psi_L = \psi_{pT} = 0.55$$

Ο συντελεστής ερπυσμού δίνεται σύμφωνα με τον EN1992-1-1 [15], από τη σχέση: $\varphi(t, t_o) = \beta_c(t, t_o) \cdot \varphi_o$

Ονομαστικός συντελεστής ερπυσμού

$$\varphi_o = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_o)$$

Επιρροή σχετικής υγρασίας

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / 100}{0.1 \cdot \sqrt{h_o}} \quad \text{για } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

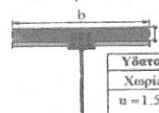
$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - RH / 100}{0.1 \cdot \sqrt{h_o}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 \quad \text{για } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

$$\beta(t_o) = \frac{1}{0.1 + t_o^{0.2}}$$

RH = σχετική υγρασία περιβάλλοντος %
= ονομαστικό ύψος στοιχείου [mm]

$h_o = \frac{2 \cdot A_c}{u}$



Υδατοστεγανότητα	
Χωρίς	Με
$u = 1.5 \cdot b$	$u = b / 2$
$A_c = b \cdot h_c$	$A_c = b \cdot h_c$
$h_o = 1.33 \cdot h_c$	$h_o = 4 \cdot h_c$

A_c = εμβαδόν διατομής
 u = περίμετρος στοιχείου σε επαφή με την ατμόσφαιρα

Για $t = \infty$ και για $t_o = 7$ ημέρες, RH=70%

$$\rightarrow A_c = 0.128 \text{ cm}^2, h_o = 800 \text{ mm}, \varphi_{RH} = 1.284, \beta(t_o) = 0.635, \beta(f_{cm}) = 2.725 \rightarrow \varphi_o = 2.22$$

$$\rightarrow \beta_H = \min(1491, 1439) = 1439 \rightarrow \beta_c(t, t_o) = 0.986$$

$$\rightarrow \varphi_g(t, t_o) = 2.19 \Rightarrow n_g = 6.56 [1 + \psi_g \cdot \varphi_g(t, t_o)] \Rightarrow n_g = 14.09 = n_L$$

Ανάλογα με τη χρονική στιγμή ελέγχου και αν χρειάζεται, εισάγουμε τον λόγο ισοδυναμίας n_L στο προσομοίωμα πολλαπλασιάζοντας τον όρο μέσα στην αγκύλη με το E_{cm} . Συγκεκριμένα στην ανάλυση χρησιμοποιήθηκαν 2 χαρακτηριστικές χρονικές στιγμές, η τιμή $t=0$ και η τιμή $t=\infty$ που αντιστοιχεί στη χρονική στιγμή $t=30000$ ημέρες δηλαδή σε 100 χρόνια (χρονικός ορίζοντας με βάση τον οποίο γίνεται ο σχεδιασμός γεφυρών). Τη πρώτη

χρονική στιγμή οι έλεγχοι έγιναν με το πλήρες μέτρο ελαστικότητας $E_{cm}=32837 \text{ MPa}$ και τη δεύτερη με το απομειωμένο, δηλαδή με $E_{cm}=14897 \text{ MPa}$.

1.2.2 Συστολή Ξήρανσης

Η συστολή ξήρανσης οφείλεται σε συρρίκνωση και σε αυτογενή ξήρανση του σκυροδέματος. Στις σύμμικτες γέφυρες λαμβάνεται υπόψη μόνο η πρώτη σύμφωνα με τον EN 1994-2 [23]. Η βράχυνση του σκυροδέματος παρεμποδίζεται λόγω της διατμητικής σύνδεσης με τη χαλύβδινη δοκό ώστε να αναπτύσσεται μία εφελκυστική δύναμη στη πλάκα N_{sh} και μία αυτεντατική κατάσταση αναπτύσσοντας στη διατομή μία ροπή M_{sh} . Το ως άνω αυτεντατικό σύστημα αποτελεί τις πρωτογενείς επιρροές της συστολής ξήρανσης. Σε ισοστατικούς φορείς δεν εμποδίζονται οι παραμορφώσεις και επομένως εκεί σταματά η επιρροή της συστολής ξήρανσης. Κατά αντιστοιχία με τον ερπυσμό μπορεί να υπολογιστεί ο λόγος ισοδυναμίας $n_s = 12,79$ ($t=\infty$). Επομένως, το μέτρο ελαστικότητας λόγω συστολής 21 ξήρανσης προκύπτει $E_{cm} = 16426 \text{ MPa}$. Οι μαθηματικοί τύποι που χρησιμοποιήθηκαν δίνονται παρακάτω:

Κατά αντιστοιχία με τον ερπυσμό και με $\psi_s=\psi_{PT}=0.55$ μπορεί να υπολογιστεί ο λόγος ισοδυναμίας $n_s=12.79(t=\infty)$. Για να ληφθούν υπόψη οι πρωτογενείς επιρροές και με το πλεονέκτημα που μας προσφέρει το τρισδιάστατο προσομοίωμα επιβλήθηκε μια ομοιόμορφη μείωση της θερμοκρασίας ίση με $\Delta T_{NS} =$, όπου e_{cs} η βράχυνση του σκυροδέματος και at ο συντελεστής θερμικής διαστολής. Οι e_{cs} at μαθηματικοί τύποι που χρησιμοποιήθηκαν δίνονται παρακάτω. Ανηγμένη παραμόρφωση λόγω συρρίκνωσης: $e_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) * k_h * e_{cd,0}$, όπου t =ηλικία σε ημέρες t_s = ηλικία κατά την έναρξη της συρρίκνωσης και λαμβάνεται ίσο με 1 ημέρα

$k_h = 1$ για $h_o = 100\text{mm}$, 0.85 για $h_o=200\text{mm}$, 0.75 για $h_o=300\text{mm}$ και 0.7 για $h_o>500\text{mm}$ (h_o ιδεατό πάχος πλάκας)

Συνάρτηση χρονικής εξέλιξης:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = t - t_s \quad t - t_s + 0.04 * h_o^3$$

$\beta_{ds}(t, t_o) = 0.999$, $\beta_{RH} = 1.018 \rightarrow e_{cd} = e_{cs} = 253.5/10^{-6}$ Επομένως η ομοιόμορφη μείωση θερμοκρασίας που λήφθηκε υπόψη στους υπολογισμούς είναι $\Delta T_{NS} = 25.3^\circ\text{C}$

Η συστολή ξήρανσης παρουσιάζεται στο τεύχος υπολογισμών ως **φόρτιση S**

1.2.3 Δράσεις

Εισαγωγή

Οι δράσεις οι οποίες επενεργούν σε μία οδική γέφυρα οφείλονται σε διάφορους παράγοντες και αιτίες. Καταρχάς, υπάρχουν τα μόνιμα φορτία που οφείλονται στα ίδια βάρη των μελών (κύριων δοκών, πλάκας καταστρώματος κλπ), αλλά και τα λοιπά μόνιμα, αυτά δηλαδή λόγω του επιπρόσθετου πάχους των πεζοδρομίων, της ασφαλτόστρωσης του οδοστρώματος και των, απαραίτητων για την ορθή λειτουργία της γέφυρας, στηθαίων ασφαλείας, κιγκλιδωμάτων και φωτισμών. Υπάρχουν επίσης, λόγω της κυκλοφορίας κατακόρυφα κινητά φορτία, όπως αυτά προκύπτουν σε μορφή και τιμές από το Μοντέλο Φόρτισης οχήματος. Σημαντικές δράσεις ακόμα, είναι αυτές του ανέμου κατά την εγκάρσια διεύθυνση το φορέα και των θερμοκρασιακών μεταβολών που αναπτύσσονται στα επιμέρους στοιχεία.

Μόνιμες Δράσεις

Το ίδιο βάρος του χάλυβα λαμβάνεται απ'ευθείας από το λογισμικό με την εντολή DLZ 1.1, εφόσον έχουμε καθορίσει τα γεωμετρικά στοιχεία των χρησιμοποιούμενων διατομών λαμβάνοντας προσαύξηση 10 % για να συμπεριληφθούν βάρη από συγκολλήσεις και λοιπά χαλύβδινα ελάσματα. Τα υπόλοιπα φορτία εισάγονται ως επιφανειακά στο πρόγραμμα ενώ τα φορτία στηθαίων ασφαλείας ως γραμμικά. Αναλυτικά:

- Ίδιο Βάρος Πλάκας Καταστρώματος : $25 \text{ kN/m}^3 * 0,278\text{m}$ (πάχος πλάκας 0.24m συνυπολογίζοντας το βάρος των αναβαθμών στήριξης) = 6.95 kN/m^2
- Ασφαλτικά : $24 \text{ kN/m}^3 * 0,1 = 2,4 \text{ kN/m}^2$
- Πρόσθετο Φορτίο Εξομάλυνσης : $0,5 \text{ kN/m}^2$
- Πεζοδρόμια : $25 \text{ kN/m}^3 * 0.37 = 9.25 \text{ kN/m}^2$

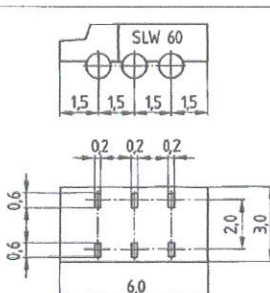
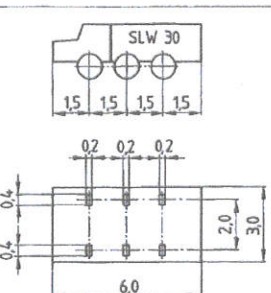
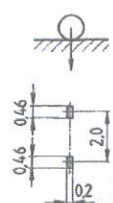
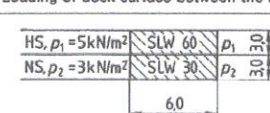
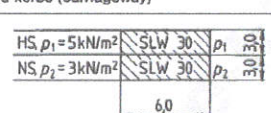
Στο παρόν προσομοίωμα λήφθηκε υπόψιν στους υπολογισμούς ομοιόμορφη μείωση θερμοκρασίας $\Delta T_{NS}=25.3^\circ\text{C}$

Φορτίο κυκλοφορίας

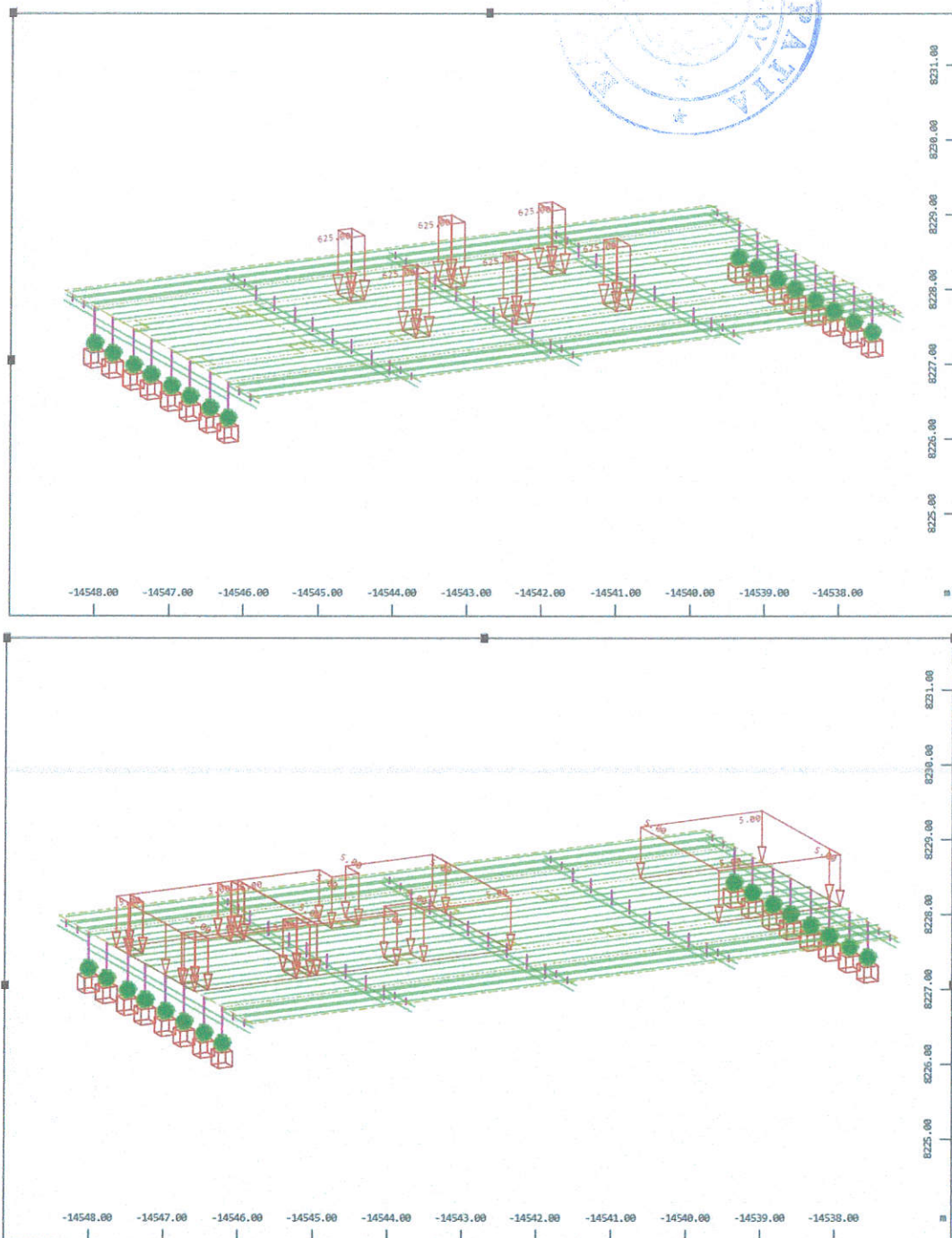
Μέγιστο ωφέλιμο φορτίο πάνω στην γέφυρα δεδομένων των περιορισμένων γεωμετρικών δεδομένων της (πλάτος κυκλοφορίας 3,50 μ) αλλά και της ελεγχόμενης κυκλοφορίας πάνω σε αυτή. Η γέφυρα χρησιμοποιείται συνεχώς για την είσοδο των επισκεπτών ως πεζογέφυρα και για την διέλευση των οχημάτων εξυπηρέτησης της Υπηρεσίας της Εφορείας αρχαιοτήτων καθώς και των εργασιών συντήρησης εντός του Παλαιού φρουρίου. Με βάση τα παραπάνω αποφασίσαμε , για να μην προκύψει ανάγκη πολύ επεμβατικών ενισχύσεων να εφαρμόσουμε το DIN 1072 /1985 για μία λωρίδα κυκλοφορίας και για κλάση 30 τόνων.

Table 1. Standard imposed loads assigned to standard bridge classes

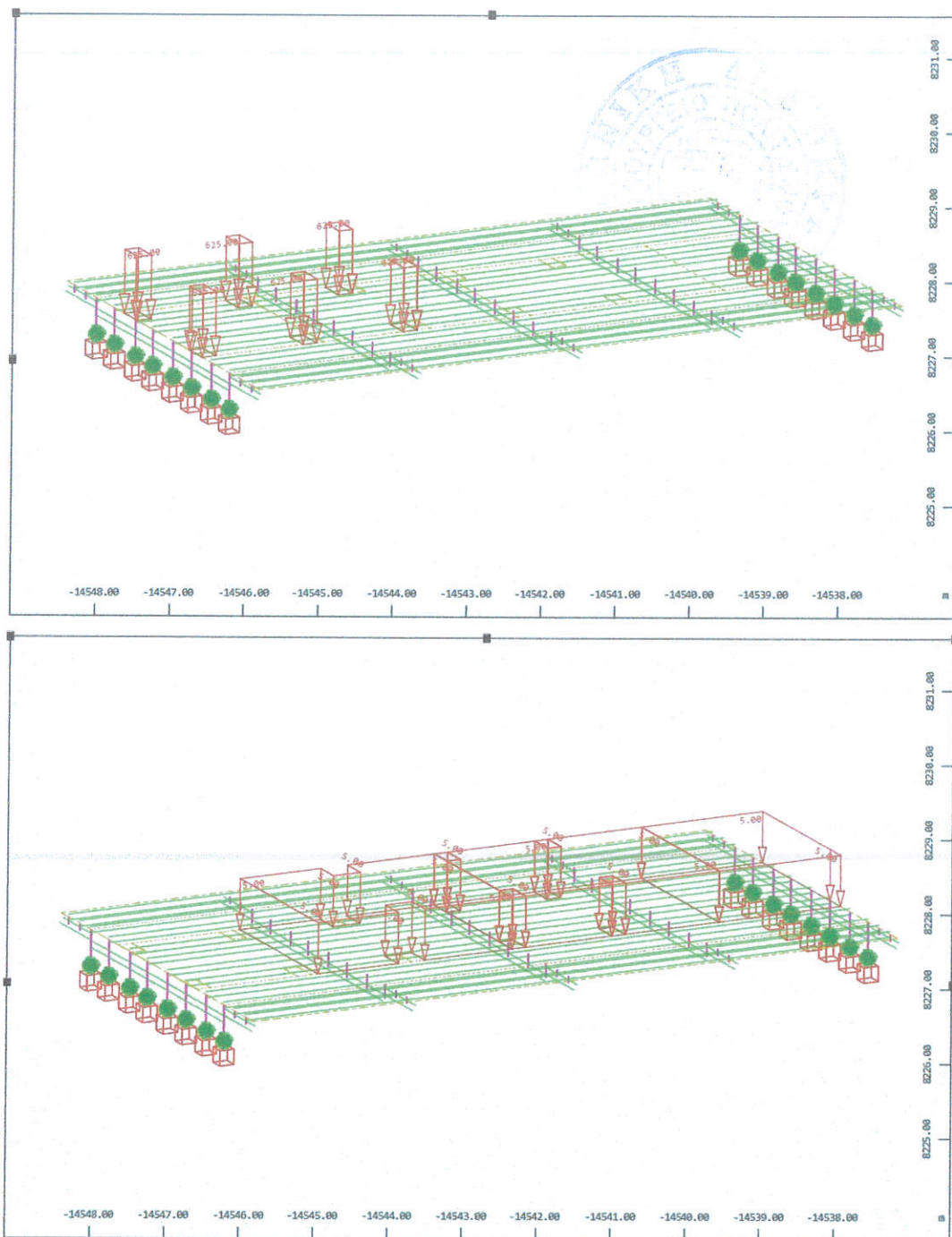
Dimensions in m

	Bridge class 60/30	Bridge class 30/30	
1	Heavy lorry (SLW)		
	 Total load: 600 kN. Wheel load: 100 kN. Substitute area load $p' = 33.3 \text{ kN/m}^2$.	 Total load: 300 kN. Wheel load: 50 kN. Substitute area load $p' = 16.7 \text{ kN/m}^2$.	One individual axle  Axle load: 130 kN (see Explanatory notes relating to subclause 3.3.1 in Supplement 1 to DIN 1072).
2	Loading of deck surface between the raised kerbs (carriageway)		
	 HS, $p_1 = 5 \text{ kN/m}^2$ SLW 60 p_1 30 NS, $p_2 = 3 \text{ kN/m}^2$ SLW 30 p_2 30	 HS, $p_1 = 5 \text{ kN/m}^2$ SLW 30 p_1 30 NS, $p_2 = 3 \text{ kN/m}^2$ SLW 30 p_2 30	
	HS — main traffic lane, allowance being made for the vibration coefficient, ϕ. NS — secondary traffic lane, no allowance being made for the vibration coefficient. For remaining areas, $p_2 = 3 \text{ kN/m}^2$, no allowance being made for the vibration coefficient. (See subclause 3.3.4 for ϕ.)		

Το πρότυπο όχημα είναι το SLW 30 και το ομοιόμορφο φορτίο της λωρίδας καθώς και των πεζοδρομίων 5kN/m^2 .



Φορτία κυκλοφορίας (όχημα στο μέσο της πλάκας καταστρώματος)



Φορτία κυκλοφορίας (όχημα στην άκρη της πλάκας καταστρώματος)

Οριζόντιες Δυνάμεις Πέδησης και Επιτάχυνσης

Λόγω του ότι θα προταθεί αυστηρό όριο ταχύτητας για την κυκλοφορία εντός της γέφυρας κρίνεται ορθό να αγνοηθούν οι δυνάμεις πέδησης και επιτάχυνσης, λόγω του ότι αυτές έχουν εισαχθεί για περιπτώσεις μεγάλων ταχυτήτων σε αυτοκινητόδρομους.

Κατακόρυφα φορτία πεζοδρομίων

Τα κατακόρυφα φορτία πεζοδρομίων περιλαμβάνουν 2 ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία $q_{fk}=5 \text{ kN/m}^2$ ένα για κάθε πεζοδρόμιο. Για οδικές γέφυρες και στην περίπτωση που είναι σε

συνδυασμό με τα φορτία κυκλοφορίας το ως άνω φορτίο μειώνεται σε 3 kN/m² . Στους ελέγχους που έγιναν οι δυσμενέστεροι συνδυασμοί προέκυψαν λαμβάνοντας υπόψη υπόψη τα φορτία αυτά.

Θερμοκρασία

Συνιστώσα Ομοιόμορφης Θερμοκρασίας ΔΤΝ

Η ΔΤΝ εκφράζει μία καθολική αύξηση ή μείωση θερμοκρασίας που οφείλεται σε αυξομειώσεις του περιβάλλοντος. Σύμφωνα με Ευρωκώδικα, για γέφυρες τύπου 2, όπως οι σύμμικτες γέφυρες, οι θερμοκρασίες της γέφυρας είναι περίπου 5°C πάνω από τη θερμοκρασία του αέρα. Για τον προσδιορισμό της μέγιστης συστολικής και διαστολικής διαφοράς θερμοκρασίας απαιτείται αρχικά ο προσδιορισμός των ελάχιστων (T_{min}) και μέγιστων θερμοκρασιών (T_{max}) περιβάλλοντος υπό σκιά στην επιφάνεια της θάλασσας, οι οποίες λαμβάνονται με βάση το Εθνικό Προσάρτημα. Με την βοήθεια του Σχήματος 4.7 και με βάση τον EN 1991-1-5 για την ομάδα 2 μπορούμε να προσδιορίσουμε τις αντίστοιχες θερμοκρασίες της γέφυρας (T_{e,min} και T_{e,max}).

Η γέφυρα που εξετάζεται βρίσκεται σε περιοχή με T_{min}=-5°C και T_{max}=+45°C. Οι αντίστοιχες θερμοκρασίες της γέφυρας είναι T_{emin}=-10°C και T_{emax}=50°C. Με μέση θερμοκρασία κατασκευής T_o=15°C υπολογίζονται:

1. $\Delta T_{Ncon} = T_{emin} - T_o = 5 - (-10) = 15^\circ C$

2. $\Delta T_{Nexp} = T_{emax} - T_o = 50 - 15 = 35^\circ C$

,όπου T_o είναι η θερμοκρασία ολοκληρώθηκε η κατασκευή ή τοποθετήθηκαν τα εφέδρανα.

Οι θερμοκρασιακές μεταβολές προκαλούν παραμορφώσεις, τάσεις και μεγάλες δυνάμεις αν παρεμποδίζονται οι διαμήκεις μετατοπίσεις της γέφυρας. Αυτό δεν ισχύει στο φορέα που εξετάζεται λόγω της ισοστατικότητας. Οι ΔΤΝ λαμβάνονται υπόψη στο προσομοίωμα με την εισαγωγή φορτίου Temperature LOC (Load Case) με τις προαναφερθείσες τιμές που διατρέχουν το μήκος καθενός από τις έξι δοκούς. Στα Σχήματα 4.18, 4.19 στο τέλος του κεφαλαίου φαίνονται τα φορτία.

Συνιστώσα Θερμοκρασιακής διαφοράς ΔΤΜ

Η συνιστώσα ΔΤΜ λαμβάνει υπόψη την ανομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή των διαφόρων τμημάτων της γέφυρας της γέφυρας. Στον σχεδιασμό χρησιμοποιούμε την γραμμικά μεταβαλλόμενη ως προς τον οριζόντιο άξονα συνιστώσα της ΔΤΜ. Σύμφωνα με την Προσέγγιση Ι στο EN1991-1-5[4.4] η ΔΤΜ είναι η θερμοκρασιακή διαφορά της μεταξύ της άνω και της κάτω επιφάνειας του φορέα. Εξετάζονται οι ΔΤΜ_{heat}, για άνω επιφάνεια θερμότερη από την κάτω και ΔΤΜ_{cool}, για κάτω επιφάνεια θερμότερη από την άνω. 23 Για την παρούσα γέφυρα ελήφθησαν οι τιμές ΔΤΜ_{heat}=-15°C και ΔΤΜ_{cool}=18°C. Στο προσομοίωμα εφαρμόστηκαν με το ίδιο τρόπο, όπως οι ΔΤΝ και με το κατάλληλο πρόσημο, θέτοντας το φορτίο ως Temperature dz. Στα Σχήματα 4.20, 4.21 στο τέλος του κεφαλαίου φαίνονται οι φορτίσεις.

Συνδυασμός ΔΤΝ και ΔΤΜ

Εκτός από τις 4 θερμοκρασιακές μεταβολές που αναφέρθηκαν στο προσομοίωμα, με την βοήθεια του task Combine Loads, ορίστηκαν και ελέγχθηκαν 4 συνδυασμοί τους. Δηλαδή :

$$\Delta T_{Mheat} + 0.35\Delta T_{Nexp} \Delta T_{Mcool} + 0.35\Delta T_{Ncon} 0.75\Delta T_{Mheat} + \Delta T_{Nexp} 0.75\Delta T_{Mcool} + \Delta T_{Ncon}$$

Άνεμος

Το φορτίο του ανέμου, όπως προδιαγράφεται στο EN 1991-1-4 [3.5] εξαρτάται από :

1. Την βασική ταχύτητα ανέμου v_b
2. Τον συντελεστή έκθεσης c_e
3. Τον συντελεστή δύναμης c_f
4. Την επιφάνεια αναφοράς A_{ref}

Συγκεκριμένα και για πυκνότητα αέρα ίση με 1.25 kg/m^3 δίνεται από τη σχέση :

$$F_{wyk} = (1/1600) * v_b^2 * C * A_{ref,y} \text{ (kN)}, \text{ όπου}$$

C : συντελεστής ανεμοφόρτισης $\rightarrow C = c_e * c_{f,y}$

$A_{ref,y}$: επιφάνεια αναφοράς στην εγκάρσια διεύθυνση (m^2)

$c_{f,y}$: συντελεστής δύναμης στην εγκάρσια διεύθυνση

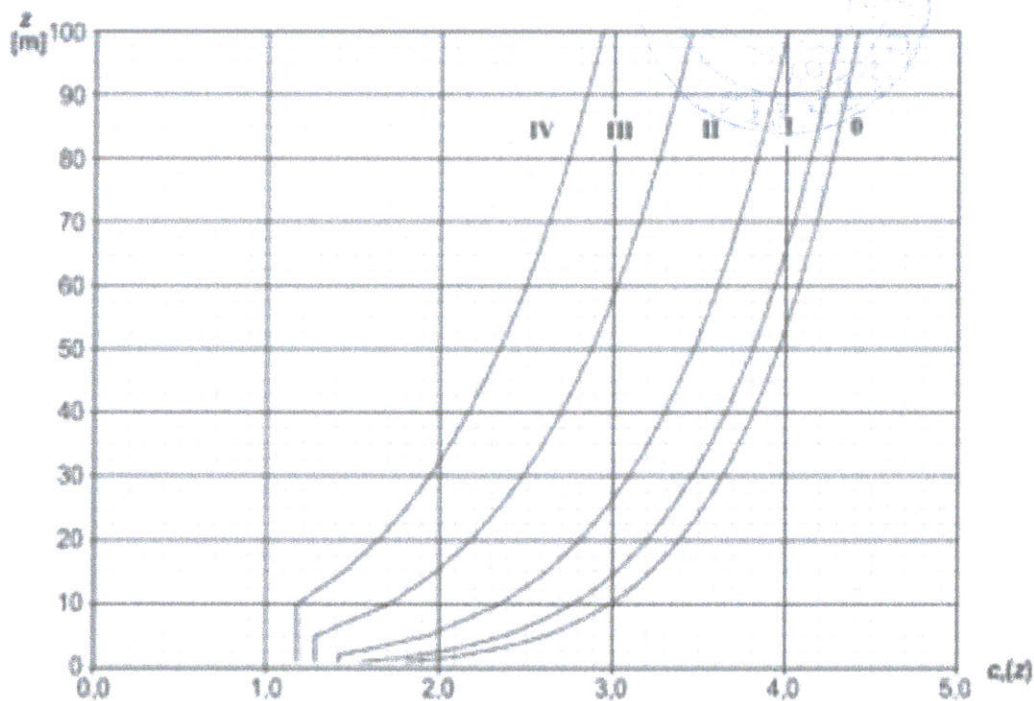
- Η βασική ταχύτητα ανέμου v_b

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0}, \text{ όπου}$$

c_{dir}, c_{season} είναι ίσοι με 1 και $v_{b,0}$ είναι η βασική ταχύτητα ανέμου η οποία με βάση το Εθνικό Προσάρτημα λαμβάνεται ίση με 33 m/s για τα νησιωτικά και τα παράλια μέχρι 10 km και 27 m/s για την υπόλοιπη ενδοχώρα. Στην περίπτωση της εξεταζόμενης γέφυρας λαμβάνεται $v_{b0} = 33 \text{ m/s}$.

- Συντελεστής Έκθεσης c_e

Για κατηγορία εδάφους II και απόσταση από κέντρου του καταστρώματος από το χαμηλότερο σημείο του εδάφους $z_e = 12 \text{ m}$, από το Σχήμα 4.10 $\rightarrow c_e = 2.5$



- Γέφυρα χωρίς κυκλοφορία (άνεμος κατά τη εγκάρσια διεύθυνση)

Πλάτος καταστρώματος: $b=12.7\text{m}$ Συνολικό ύψος: $dtot=1.5+0.25+0.32=2.07\text{m}$ Συντελεστής δύναμης: $b/dtot = 6.14 > 4 \rightarrow c_{fy,0}=1.3 * 1.25 = 1.63$ (επί το δυσμενέστερο λόγω της εγκάρσιας κλίσης του οδοστρώματος) $\rightarrow C=1.63 * 2.8 = 4.56$ Ύψος αναφοράς της γέφυρας εξαρτώμενο από το αν υπάρχει κυκλοφορία $d_{ref}=dtot + 2 * d1$, όπου $d1$ ύψος στηθαίου ασφαλείας ίσο με 1.0m . $\rightarrow d_{ref} = 2.98\text{m}$ Επιφάνεια αναφοράς $A_{ref} = L * d_{ref} = 28 \text{ m}^2$, όπου L το συνολικό μήκος της γέφυρας.

$\rightarrow$ Συνολική δύναμη Ανέμου: $FW_{\gamma k} = 36.4 \text{ kN}$

- Γέφυρα με Κυκλοφορία (άνεμος κατά τη εγκάρσια διεύθυνση)

Πλάτος καταστρώματος: $b=12.7\text{m}$ Συνολικό ύψος: $dtot=0.68+2=2.68\text{m}$ Συντελεστής δύναμης: $b/dtot = 1.98$

$\rightarrow c_{fy,0} = 1.8$

Συντελεστής Ανεμοφόρτισης: $C = 4.5$

Ύψος αναφοράς: $d_{ref} = dtot + 2$, (Οδικές γέφυρες με κυκλοφορία) $\rightarrow d_{ref} = 4.68 \text{ m}$

Επιφάνεια αναφοράς $A_{ref} = L * d_{ref} = 47.90 \text{ m}^2$, όπου L το συνολικό μήκος της γέφυρας

$\rightarrow$ Συνολική δύναμη Ανέμου: $FW_{\gamma k} = 146 \text{ kN}$

- Γέφυρα χωρίς κυκλοφορία (άνεμος κατά τη κατακόρυφη διεύθυνση)

Ο κατακόρυφος άνεμος μπορεί να δρα τόσο προς τα πάνω όσο και προς τα κάτω και η δύναμη ανέμου προσδιορίζεται για $c_{f,z} = 0.9$ χωρίς τα φορτία κυκλοφορίας.

Συντελεστής δύναμης ανέμου: $C=2.5 * 0.9 = 2.25$

Επιφάνεια αναφοράς : $A_{ref,z} = L * b = 57 \text{ m}^2$

→Συνολική δύναμη ανέμου: $F_{Wgk} = 87.54 \text{ kN}$

1.3 Έλεγχοι ΟΚΑ

1.3.1 Παραδοχές

Για να ληφθούν υπόψη οι φάσεις κατασκευής και τα διαφορετικά αδρανειακά χαρακτηριστικά των διατομών στο χρόνο λόγω της επιρροής του ερπυσμού, οι μέγιστες τάσεις υπολογίστηκαν ξεχωριστά για κάθε φάση και στη συνέχεια αθροίστηκαν. Στην φάση κατασκευής τα φορτία που ελήφθησαν ήταν το βάρος του χάλυβα και το βάρος της πλάκας σκυροδέματος κάνοντας χρήση του πλήρους μέτρου Ελαστικότητας του σκυροδέματος, δηλαδή 32837 MPa . Στη φάση λειτουργίας συμμετείχαν τα πρόσθετα μόνιμα φορτία, η συστολή ξήρανσης, τα φορτία κυκλοφορίας και οι θερμοκρασιακές μεταβολές ενώ το μέτρο Ελαστικότητας του σκυροδέματος λαμβάνεται για $t=\infty$, δηλαδή ίσο με 14897 MPa .

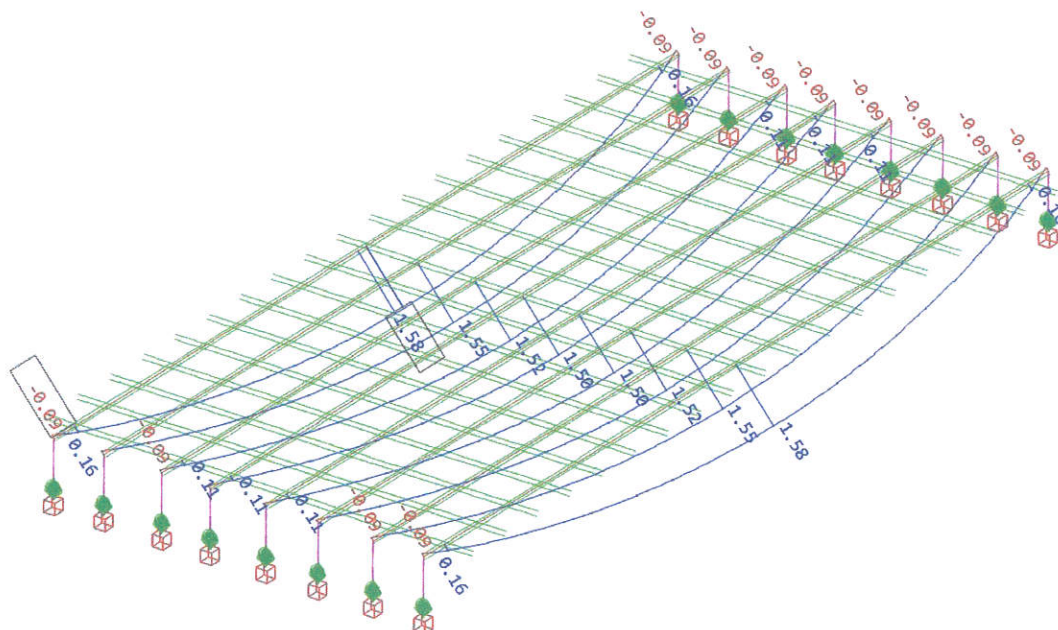
Τα αποτελέσματα παρατίθενται παρακλατρω. Συγκεκριμένα παρουσιάζεται η περιβάλλουσα των τάσεων για συνδυασμούς ΟΚΑ για την άνω και κάτω ίνα των μεταλλικών δοκών.

- Φάση Κατασκευής→1.35G1(όπου G1 ίδιο βάρος χάλυβα και πλάκας σκυροδέματος), $E_{cm}=32837 \text{ MPa}$

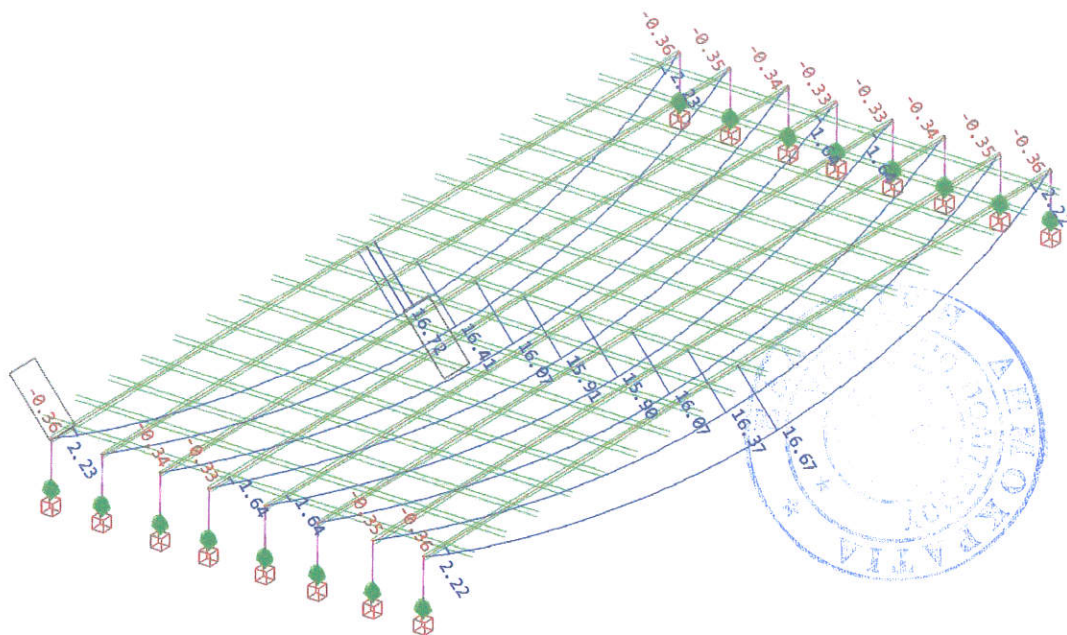
Μέγιστες Ορθές Τάσεις→Ακραία Δοκός→Μέσο του Ανοίγματος ω

Τάση Άνω ίνας άνω πέλματος χαλύβδινης δοκού : $\sigma_{AO}=-0.09 \text{ MPa}$

Τάση Κάτω ίνας κάτω πέλματος χαλύβδινης δοκού : $\sigma_{AU}=16.72 \text{ MPa}$



Ορθές Τάσεις Άνω Ίνας Χάλυβα (1.35G1)



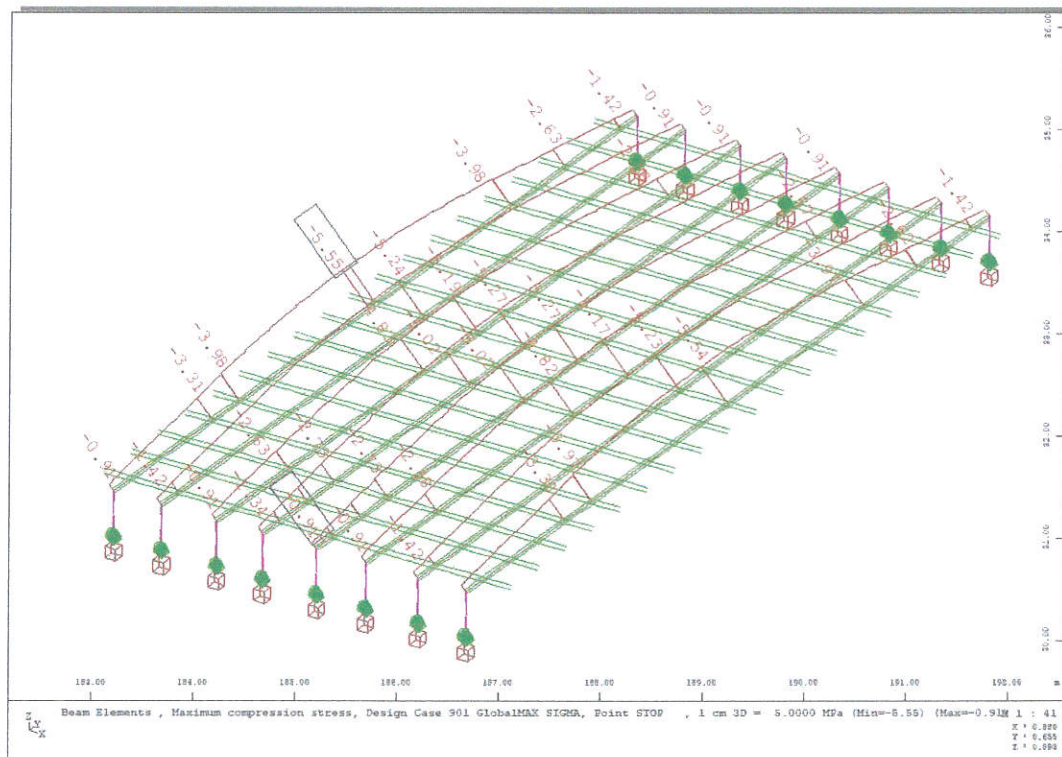
Ορθές Τάσεις Κάτω Ίνας Χάλυβα (1.35G1)

- Φάση Λειτουργίας $\rightarrow S + 1.35G2 + 1.35Q + 0.9T$ (όπου G2 τα πρόσθετα μόνιμα),

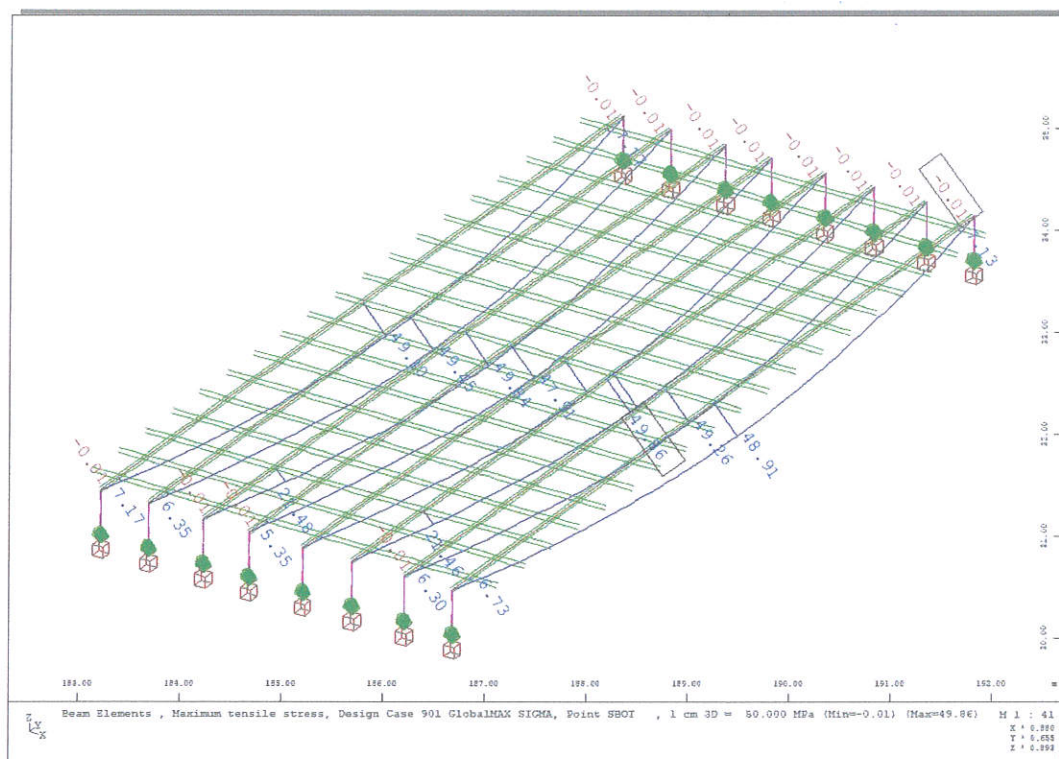
$E_{cm} = 10829 \text{ MPa}$ Μέγιστες Ορθές Τάσεις $\rightarrow$ Ακραία Δοκός $\rightarrow$ Μέσο του Ανοίγματος

Τάση Άνω ίνας άνω πέλματος χαλύβδινης δοκού : $\sigma_{AO} = -5.55 \text{ MPa}$

Τάση Κάτω ίνας κάτω πέλματος χαλύβδινης δοκού : $\sigma_{AU} = 49.86 \text{ MPa}$



Ορθές Τάσεις Άνω Ίνας Χάλυβα ($S + 1.35G2 + 1.35Q + 0.9T$)



Ορθές Τάσεις Κάτω Ίνας Χάλυβα ($S + 1.35G2 + 1.35Q + 0.9T$)

1 Κατάταξη Διατομής Για την κατάταξη της διατομής χρησιμοποιήθηκαν οι Πίνακες 5.2(1/3) και 5.2(2/3) του EN 1993-1-1 [17] που φαίνονται στους Πίνακες 6.1-6.2 του παρόντως. Ελέγχεται κάθε τοίχωμα της διατομής και τοποθετείται σε μια κατηγορία. Η συνολική κατηγορία της διατομής προκύπτει ως η μεγαλύτερη που παρατηρήθηκε. Για $f_y = 235 \text{ MPa}$ $\rightarrow \epsilon = 1.00$, και τάσεις ακραίων ινών κορμού.

$\sigma_{WU} = +49.86 + 16.72 = +66.58 \text{ MPa}$, $\sigma_{WO} = -0.09 - 5.55 = -5.64 \text{ MPa}$, που υπολογίστηκαν αθροιστικά για κάθε φάση, προκύπτει:

Πίνακας 6.1- Κατάταξη Εσωτερικών Ελασμάτων

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
				Αξονας κάμψης		
				Αξονας Κάμψης		
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	όταν $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ όταν $\psi \leq -1^*)$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 6.2- Κατάταξη Εξωτερικών Ελασμάτων

Προεξέχοντα πέλματα						
Ελατές διατομές			Συγκολλητές διατομές			
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη		Άκρο σε εφελκυσμό		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ Για k_σ βλέπε EN 1993-1-5				
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71

Κάτω Πέλμα: είναι σε εφέλκυσμό επομένως κατατάσσεται στην κατηγορία 1

Άνω Πέλμα: είναι σε επαφή με το σκυρόδεμα και καλύπτει τις προϋποθέσεις για κατηγορία

$$1. e_L = 15 \text{ cm} < (15 * \varepsilon * t_f) = 15 * 0,81 * 1,35 = 16,40 \text{ cm}$$

συνθήκη που ισχύει για ολόσωμες πλάκες σε επαφή με το πέλμα σε ολόκληρο το μήκος τους, όπου e_L η διαμήκης απόσταση μεταξύ των ήλων.

$$2. s_t = 16 \text{ cm} < (9 * \varepsilon * t_f) = 16,40 \text{ cm}, \text{ όπου } s_t \text{ η απόσταση του εξωτερικού}$$

ήλου ως προς το ακραίο άκρο του πέλματος. Περισσότερα για την διάταξη των ήλων αναλύονται σε παρακάτω κεφάλαιο της έκθεσης.

Κορμός: εσωτερικό τοίχωμα συγκολλητής δοκού σε θλίψη και κάμψη, τότε για:

$$c/t = 352/20 = 17,6 < (124 * \varepsilon) = 124 \text{ και } \psi = \sigma_{WU}/\sigma_{WO} = -37,38 < -1$$

$$c/t = 17,6 < ((62 * \varepsilon) * (1 - \psi) * ((-\psi)^{(1/2)})) = 149337 \rightarrow \text{Κατηγορία 3}$$

Επομένως η διατομή είναι κατηγορίας 3 και ελέγχεται σε ορθές, διατμητικές τάσεις με επιρροή κύρτωσης ή όχι, και σε τάσεις Von Mises. Λόγω της λειτουργίας του φορέα που εξετάζεται ως αμφιεριστού δεν αναμένεται να έχουμε ταυτόχρονη αλληλεπίδραση μεγάλων ορθών και διατμητικών τάσεων. Από τους υπολογισμούς των τάσεων που έγιναν από το Sofistik οι μέγιστες ορθές τάσεις εντοπίστηκαν στο μέσο του ανοίγματος ενώ οι μέγιστες διατμητικές στις στηρίξεις. Και οι δύο περιπτώσεις αφορούν την ακραία δοκό που είναι πιο επιβαρυνόμενη από την κίνηση των φορτίων κυκλοφορίας. Επομένως αυτές είναι και οι θέσεις ελέγχου που χρησιμοποιήθηκαν. Στο Πίνακα 6.3 φαίνονται οι γενικές ανισώσεις ασφαλείας που πρέπει να ικανοποιούνται. Να σημειωθεί ότι για τις διατμητικές τάσεις, όπως θα αναφερθεί στη Παράγραφο 6.1.3, θα πρέπει να υπάρξει απομείωση λόγω κύρτωσης,

πολλαπλασιάζοντας την διατμητική αντοχή που αναφέρεται στο Πίνακα 6.3, με το μειωτικό συντελεστή χ_W .

Πίνακας 6.3- Ανισώσεις Ελέγχου

Υλικό	Τάσεις	Σχέσεις ελέγχου
Σκυρόδεμα	θλίψη	$\sigma_{c,Ed,0} \leq \frac{f_{cd}}{\gamma_c} = \frac{f_{cd}}{1.5}$
	σ	$\sigma_{s,Ed} \leq f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1.0}$
	τ	$\tau_{s,Ed} \leq \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot 1.0}$
Δομικός χάλυβας	<i>Von Mises</i>	$\left(\frac{\sigma_{s,Ed}}{f_{yk} / \gamma_{M0}} \right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{s,Ed}}{f_{yk} / \gamma_{M0}} \right)^2 \leq 1.0$
Οπλισμός	εφελκυσμός	$\sigma_{s,Ed} \leq f_{sd} = f_{yk} / \gamma_s = f_{yk} / 1.15$

1.3.2 Έλεγχοι ορθών τάσεων

Από την περιβάλλουσα των ροπών φαίνεται ότι το μέσο του ανοίγματος της ακραίας δοκούς είναι η δυσμενέστερη θέση και εκεί έγιναν οι έλεγχοι με τα αποτελέσματα απο τις βραχυχρόνιες και μακροχρόνιες φορτίσεις να αθροίζονται. Η περιβάλλουσες φαίνονται στο Σχήματα 6.5, 6.6:

$\sigma_{WU} = +66.58$ MPa, $\sigma_{WO} = -5.64$ MPa, που υπολογίστηκαν αθροιστικά για κάθε φάση, προκύπτει:

Έλεγχος Ορθών Τάσεων Δομικού Χάλυβα

Συνολικές Τάσεις άνω και κάτω πέλματος χαλύβδινης δοκού:

$$\sigma_{AO} = +66.58 \text{ MPa} < f_{yd} = 355 \text{ MPa}$$

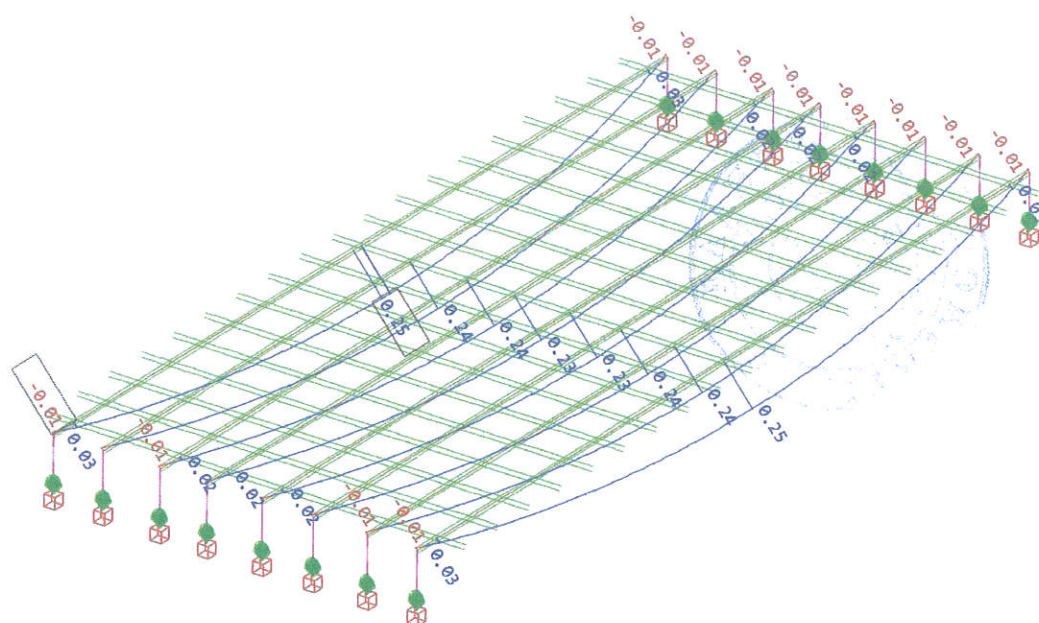
$$\sigma_{AU} = -5.64 \text{ MPa} < f_{yd} = 355 \text{ MPa}$$

Έλεγχος Ορθών τάσεων σκυροδέματος

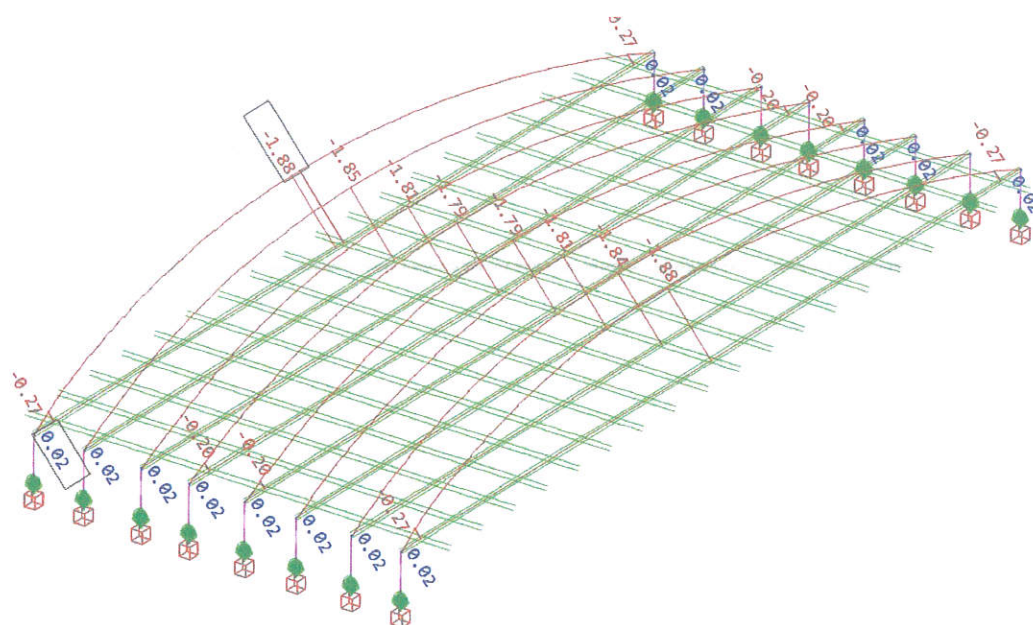
Συνολικές Τάσεις άνω και κάτω πέλματος σκυροδέματος:

$$\sigma_{CO} = |-1.88 - 3.85| = |-5.73| \text{ MPa} < f_{ck} / \gamma_c = 20.0 \text{ MPa}$$

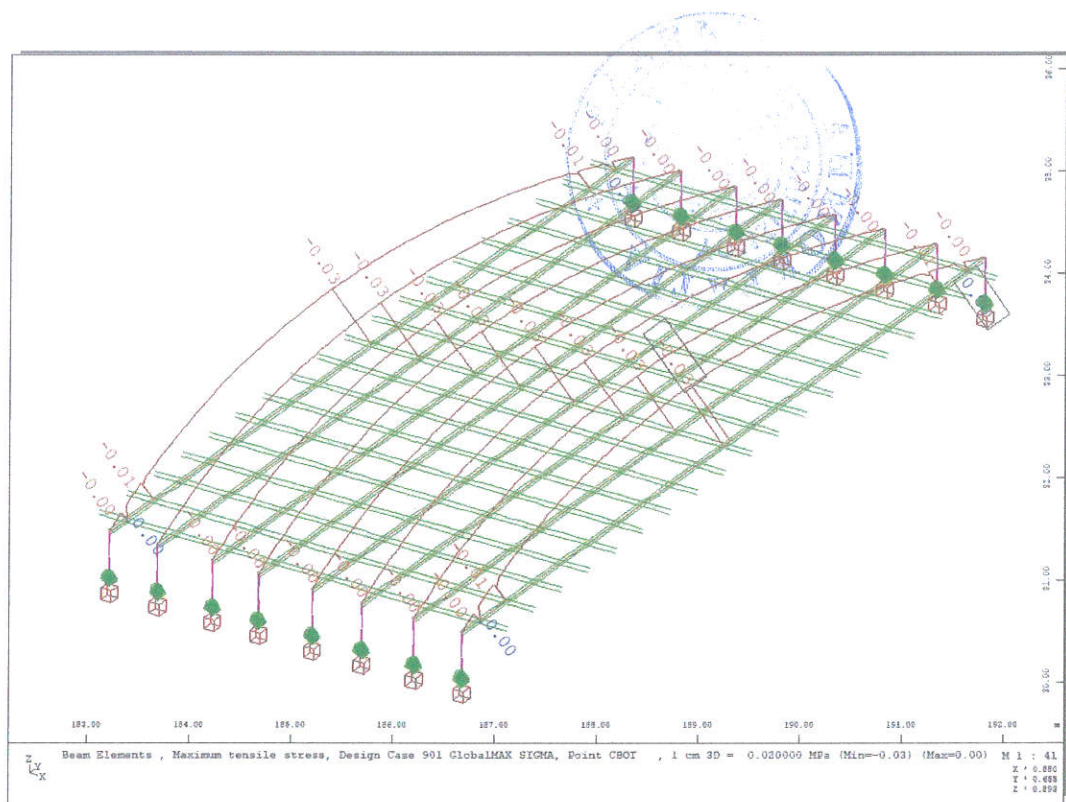
$$\sigma_{CU} = |-0.25 - 0.03| = |-0.28| \text{ MPa} < f_{ck} / \gamma_c = 20.0 \text{ MPa}$$



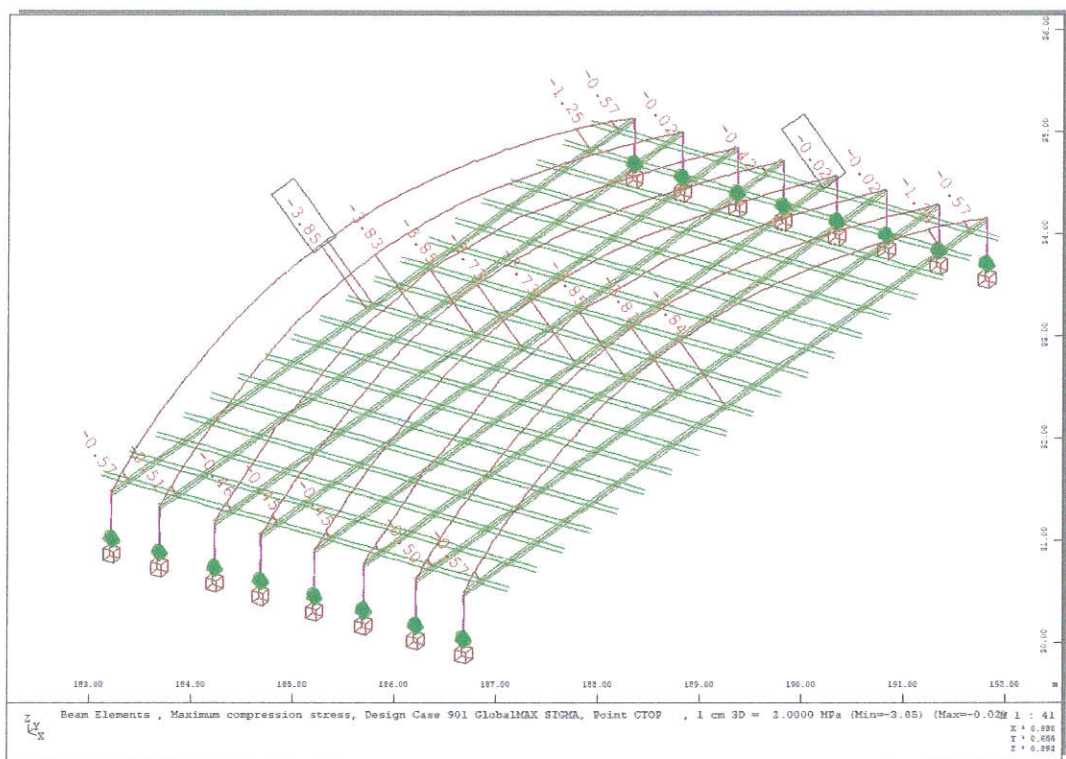
Ορθές Τάσεις Κάτω Ύνας Σκυροδεματος (1.35G1)



Ορθές Τάσεις Άνω Ύνας Σκυροδεματος (1.35G1)



Ορθές Τάσεις Κάτω Ίνας Σκυροδεματος ($S + 1.35G_2 + 1.35Q + 0.9T$)



Ορθές Τάσεις Άνω Ίνας Σκυροδεματος ($S + 1.35G_2 + 1.35Q + 0.9T$)

Έλεγχος ορθών τάσεων χάλυβα οπλισμού

Επειδή έχω αρηγματωτη διατομή σκυροδέματος η οποία είναι σε θλιψη δεν αναπτύσσονται εφελκυστικές τάσεις στον οπλισμό και δεν χρειάζεται έλεγχος.

1.3.3 Έλεγχος Διατμητικής Κύρτωσης

Κύρτωση πλακών είναι ένα φαινόμενο τοπικού λυγισμού και αστάθειας που συμβαίνει όταν τα ελάσματα του κορμού ή των πελμάτων μίας διατομής παραμορφώνονται εκτός επιπέδου τους υπό την επίδραση μεγάλων θλιπτικών ή διατμητικών τάσεων εντός επιπέδου. Τα ελάσματα συμπεριφέρονται ως πλάκες και τα αρχικά πλακοειδή στοιχεία δεν είναι πια επίπεδα αλλά κυρτωμένα. Εξού και ο όρος κύρτωση πλακών.

Η διατμητική κύρτωση για πλάκες χωρίς διαμήκεις ενισχύσεις, όπως στη περίπτωση της γέφυρας που μελετάται, λαμβάνεται υπόψη αν ισχύει $hw/t > 60 \cdot \epsilon = 48.60$, όπου hw είναι το ύψος κορμού και t το πάχος του κορμού. Στην προκειμένη περίπτωση hw είναι 352 mm και t είναι 13.5 mm. Τότε $hw/t = 26.07 < 60$. Επομένως ο χάλυβας δεν πρέπει να ελεγχθεί σε διατμητικές τάσεις με επιρροή διατμητικής κύρτωσης.

1.3.4 Έλεγχος στη Φάση Κατασκευής

Στρεπτοκαμπτικός Λυγισμός

Τα θλιβόμενα πέλματα δοκών φορτιζόμενα εντός επιπέδου κινδυνεύουν να εμφανίσουν Στρεπτοκαμπτικό λυγισμό με παραμορφωση εκτός επιπέδου. Κατά τη φάση λειτουργίας της γέφυρας το άνω πέλμα των σύμμικτων δοκών εξασφαλίζεται έναντι πλευρικής εκτροπής και επομένως οι δοκοί δεν κινδυνεύουν από στρεπτοκαμπτικό λυγισμό στις περιοχές θετικών ροπών. Η εξασφάλιση αυτή όμως δεν παρέχεται στη φάση της σκυροδέτησης. Για την αντιμετώπιση του φαινομένου μπορούν να ληφθούν μέτρα, όπως πλευρική δικτυωση ή η έμμεση στήριξη που προσφέρεται από τη δυσκαμψία των γειτονικών στοιχείων, συνήθως με τη μορφή ημπλαισίου. Στην περίπτωση της γέφυρας που εξετάζεται επιλέχθηκε η τοποθέτηση χαλύβδινων διαδοκίδων πρότυπης διατομής **IPE 200** ανά **L/4** του μήκους του ανοίγματος, ανά 2.4 m. Το κάτω πέλμα των διαδοκίδων είναι στο ύψος του κάτω πέλματος των κύριων δοκών HEB400.

Οι διαδοκίδες αρχικά συγκολλούνται με τις εγκάρσιες ενισχύσεις της δοκού ανά δύο δοκούς και έτσι σχηματίζονται ημπλαισία U με κάτω πέλμα τη διαδοκίδα και ορθοστάτες τις εγκάρσιες ενισχύσεις. Τα ημπλαισία δρουν ως ελαστικές στηρίξεις και προσομοιάζονται με ελατήρια σταθεράς C. Αναλυτικά η σταθερά υπολογίζεται από τη σχέση :

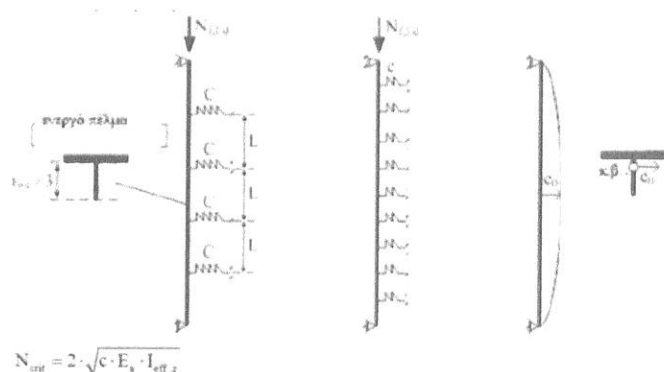
$$C = \frac{Ea \cdot I_v}{\frac{h v^3}{3} + \frac{h^2 \cdot b q \cdot I_v}{n \cdot I q}}$$

$n=2$ γενικά και $n=3$ για εσωτερικές δοκούς

$$c=C/L(\text{kN/m}^2)$$

Τοποθετώντας τη διαδοκίδα σε χαμηλότερη στάθμη από το άνω πέλμα η εγκάρσια παραμόρφωση του ημιπλαισίου μειώνεται και αυξάνεται η σταθερά ελατηρίου.

Στην συνέχεια το θλιβόμενο πέλμα της δοκού μπορεί να προσομοιωθεί με υποστυλώμα διατομής T αποτελούμενο από το πέλμα και $\frac{1}{2}$ του κορμού της ολόσωμης δοκού. Το υποστυλώμα μπορεί να εξεταστεί προσεγγιστικά ως δοκός επί ελαστικού εδάφους με σταθερά ελατηρίων $c=C/L$ και να υπολογιστεί το κρίσιμο φορτίο Euler, N_{cr} .



Σχήμα 6.11-Μοντέλο Θλιβόμενου Πέλματος Δοκού

Στο Σχήμα 6.11, L είναι η απόσταση των ημιπλαισίων, δηλαδή των διαδοκίδων, ενώ το κρίσιμο φορτίο Euler υπολογίζεται από τη σχέση $N_{crit}=2 * c * E a * I_z$, όπου I_z είναι η ροπή αδράνειας της διατομής του υποστυλώματος ως προς τον εκτός επιπέδου άξονα $z-z$.

Στην περίπτωση της γέφυρας που μελετάται υπολογίστηκαν τα αντίστοιχα στοιχεία :

- Ελεύθερο Ύψος Προβόλου $h_v=0$ mm (δοκός τοποθετούμενη στο κάτω πέλμα της δοκού)
- Θεωρητικό Ύψος Προβόλου $h=8.81$ mm
- Ροπή Αδράνειας διαδοκίδας $I_q=1943$ cm⁴
- Μήκος Διαδοκίδας $b_q=0.64$ m
- Ροπή Αδράνειας εγκάρσιας ενίσχυσης $I_v=35175.04$ cm⁴
- $C=1642821$ kN/m
- $c=684508$ kN/m²
- $N_{cr}=691$ kN

Έλεγχος Στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Για τον έλεγχο επάρκειας της δοκού σε Στρεπτοκαμπτικό Λυγισμό (ΣΚΛ), με την βοήθεια της ελαστικής στήριξης που περιγράφηκε νωρίτερα, υπολογίζεται η αντοχή σε ΣΚΛ σε όρους

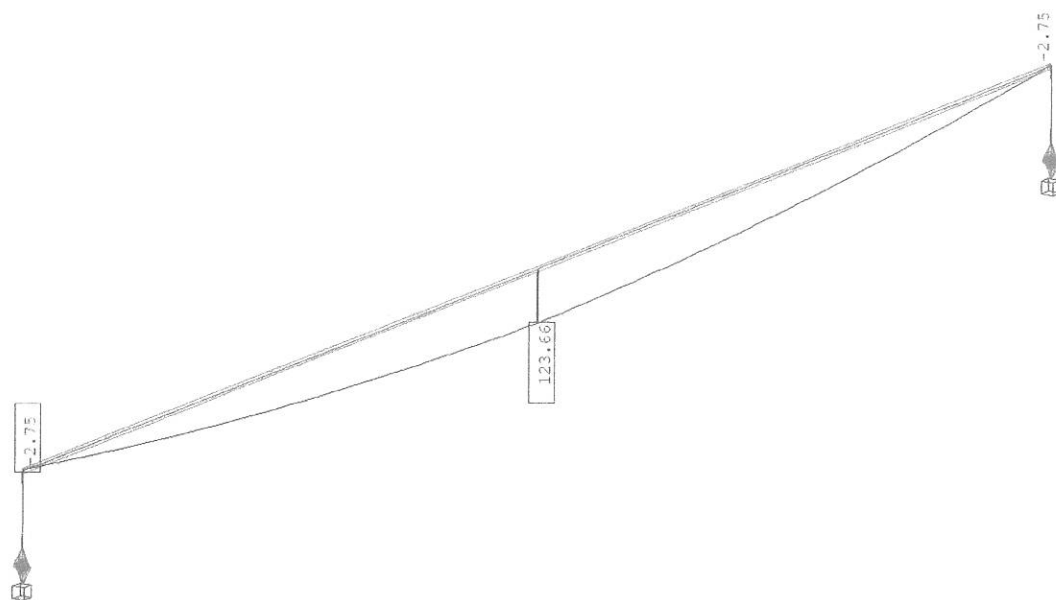
αξονικής δύναμης και συγκρίνεται με την αξονική που αναπτύσσεται στο θλιβόμενο πέλμα μίας εκ των δύο δοκών, μετά και την τοποθέτηση του ζεύγους των δοκών στις στηρίξεις και την παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων.

Τα κατακόρυφα φορτία ελήφθησαν ως γραμμικά στο μοντέλο της μίας δοκού και ανάλογα με το συνεργαζόμενο πλάτος της δοκού τα φορτία υπολογίστηκαν ως εξής :

- Βάρος νωπού σκυροδέματος : $26 \text{ kN/m}^3 * 0.276 * 0.64 = 4.59 \text{ kN/m}$
- Κατασκευαστικό φορτίο Σκυροδέτησης : $0.75 \text{ kN/m}^2 * 0.64 \text{ m} = 0.48 \text{ kN/m}$
- Συγκεντρωμένο φορτίο σκυροδέτησης : $0.75 \text{ kN/m}^2 * 3\text{m} * 3\text{m} = 6.75 \text{ kN}$

Γίνεται η παραδοχή ότι το νωπό σκυρόδεμα είναι μεταβλητή δράση ($\gamma_f = 1.5$), για να ληφθούν υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες κατά τη φάση της σκυροδέτησης, καθώς και πιθανά δυναμικά φαινόμενα που μπορεί να παρατηρηθούν κατά τη διάστρωση.

Μετά την εφαρμογή των φορτίων προκύπτει το διαγράμμα ροπών με μέγιστη ροπή στο μέσο του ανοίγματος και φαίνεται παρακάτω.

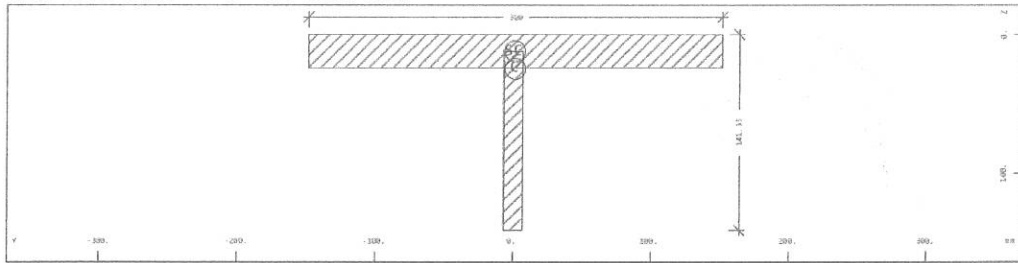


Η θλιπτική δύναμη που δρα στη ισοδύναμη ράβδο T μπορεί να υπολογιστεί από της στατική ροπή της αποκοπτόμενης διατομής ως προς το κέντρο βάρους της πλήρους διατομής.

$$N_{f,ed} = (M_{ed} * ST) / I_1$$

$$M_{ed} = 123.66 \text{ kNm}$$

Cross section No. 2 - 1/3 STEEL BEAM



Cross section No. 2 - 1/3 STEEL BEAM

Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					α[°]
3	8.9460E-03	6.019E-03	8.310E-06	1.3	1.2	210000	70.2	5.400E-05
2 ¹	1.488E-06	1.408E-03	5.400E-05	24.6	12.0	80769	(BEAM)	8.309E-06
			-1.504E-07					89.81

¹ No valid reinforcements are defined

$$S_T = A_T * (z_1 - z_T)$$

,όπου z_1, z_T οι αποστάσεις των κέντρων βάρους των διατομών από την ίνα αναφοράς.

$$N_{f,ed} = (M_{ed} * S_T) / I_1$$

$$I_1 = 57700 \text{ cm}^4$$

$$N_{fed} = 366.06 \text{ kN}$$

Η αντοχή σε ΣΚΛ, N_{brd} , υπολογίζεται αφού βρεθεί ο μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού χ_{LT} .

$$N_{brd} = (\chi_{LT} * A * f_y) / \gamma_{M1}$$

Παρακάτω δίνεται ο τρόπος υπολογισμού του χ_{LT} :

- Ανηγγμένη λυγηρότητα $\lambda_{LT} = (f_y * A / N_{cr})^{0.5} = 1.74 > 0.2$
- Συντελεστής ατελειών $a = 0.21$ προκύπτει από την καμπύλη λυγισμού. Για δοκό ($h/b < 2$) λαμβάνεται καμπύλη λυγισμού a .
- $\Phi_{LT} = 0.5 * [1 + a * (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2] = 5.57$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0.28$$

Επομένως $N_{brd} = 546 \text{ kN} > N_{fed} = 336 \text{ kN}$ και η δοκός επαρκεί σε έλεγχο έναντι Στρεπτοκαμπτικού Λυγισμού.

1.3.5 Διατμητική Σύνδεση

Γενικά

Η διατμητική σύνδεση μεταξύ της σιδηροδοκού και της πλάκας σκυροδέματος εξασφαλίζεται με τη βοήθεια διατμητικών ήλων κεφαλής. Οι διατμητικοί σύνδεσμοι παραλαμβάνουν τη διατμητική ροή μεταξύ της χαλύβδινης διατομής και του σκυροδέματος, εμποδίζουν την ολίσθηση μεταξύ των δύο στοιχείων και εξασφαλίζουν την κοινή, σύμμεκτη λειτουργία. Η σύνδεση ελέγχεται στις ΟΚΑ, ΟΚΛ.

Οι εξεταζόμενοι συνδυασμοί δράσεων, με τους κατάλληλους συντελεστές, για τον έλεγχο της διατμητικής σύνδεσης φαίνονται στους παρακάτω πίνακες, συνοψίζεται ο τρόπος υπολογισμού της αντοχής των ήλων κεφαλής.

Πίνακας Π8.1-Συνδυασμοί Δράσεων για Έλεγχο Διατμητικής Σύνδεσης:

Οριακή κατάσταση	G	C ₉₀	S ₉₀	Q	T
Αστοχίας	1,35	1,35	1,0	1,5	0,6
Λειτουργικότητας (χαρακτηριστικός συνδυασμός)	1,0	1,0	1,0	1,0	0,6
Λειτουργικότητας (χαρακτηριστικός συνδυασμός)	1,0	1,0	1,0	LM 71 και SW10: 1,0-1,0	0,8

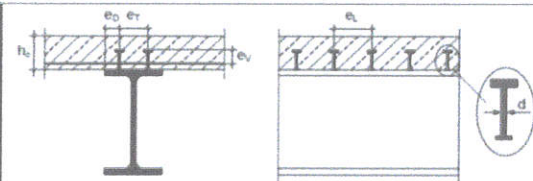
Παρατήρηση: Εξετάζονται μόνο τα εντατικά μεγέθη που δρουν στη σύμμεκτη διατομή.

Πίνακας Π8.1-Διατμητική Αντοχή Ήλων Κεφαλής

Οριακή κατάσταση	$P_{Rd1} = 0,8 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) / \gamma_v$	$P_{Rd2} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v$
Αστοχίας	$P_{Rd} = \min \{ P_{Rd1}, P_{Rd2} \}$	
Λειτουργικότητας	$0,75 \cdot P_{Rd}$	
Κόπωσης		
Σύμβολα	d = διάμετρος κορμού του ήλου ($\leq 25 \text{ mm}$) f_u = ονομαστική τιμή εφελκυστικής αντοχής του ήλου $\leq 500 \text{ MPa}$ f_{ck}, E_{cm} = θλιπτική αντοχή και μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος $\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right)$ για $3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$ και $\alpha = 1$ για $\frac{h}{d} > 4$ h = ύψος ήλου ($\geq 3 \cdot d$) $\gamma_v = 1,25$ επιμέρους συντελεστής ασφαλείας	
Παρατηρήσεις	Οι σχέσεις ισχύουν για ήλους εντός συμπαγούς πλάκας. Για ήλους σε σύμμεκτες πλάκες εφαρμόζονται μειωτικοί συντελεστές.	

Αντοχή Διατμητικών Ήλων

Η διατμητική αντοχή εξαρτάται από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των ήλων και τη διάταξη τους. Επίσης ορισμένες κατασκευαστικές λεπτομέρειες, όπως οι αποστάσεις των ήλων στην εγκάρσια και διαμήκη διεύθυνση, η απόσταση του εγκάρσιου οπλισμού από τη κεφαλή του ήλου, και η απόσταση του ακραίου ήλου από την άκρη του χαλύβδινου πέλματος θα πρέπει να ικανοποιούν κάποιες συνθήκες. Οι συνθήκες αυτές συνοψίζονται στο σχήμα παρακάτω.



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

Σχήμα 8.1-Διατάξεις Κατασκευαστικών Λεπτομερειών

Στην παρούσα εργασία επιλέχθηκε η χρησιμοποίηση 2Φ19 /150. Με βάση αυτή τη διάταξη έγιναν και οι έλεγχοι. Επιλέχθηκε να τοποθετηθούν 2 ήλοι στο πέλμα σε σταθερή διάταξη σε όλο το μήκος της δοκού με διάμετρο $d = 10 \text{ mm}$, ύψος $h_{sc} = 150 \text{ mm}$ και διαμήκης απόσταση 150 mm. Η αντοχή f_u είναι 450 MPa, η εγκάρσια απόσταση μεταξύ των ήλων είναι $e_T = 100 \text{ mm}$, ενώ η απόσταση του ακραίου ήλου από την άκρη του χαλύβδινου πέλματος είναι $e_D = 140 \text{ mm}$.

Με βάση το Πίνακα Π8.1 και για $\alpha = (h_{sc}/d = 15) = 1$ και $\gamma_n = 1.25$ υπολογίζονται οι αντοχές $Prd1$ και $Prd2$, δηλαδή $Prd1 = 22.62 \text{ kN}$ και $Prd2 = 24.93 \text{ kN}$. Οι τελικές τιμές που θα λάβουμε υπόψη στους ελέγχους σε κάθε οριακή κατάσταση ελέγχου είναι:

$$OKA \rightarrow Prd = 22.62 \text{ kN}$$

$$OKL \rightarrow Prd_{ser} = 0.75 Prd = 16.96 \text{ kN}$$

8.3 Διαμήκης Διατμητική Ροή και Ανισώσεις Ελέγχου

Η αναπτυσσόμενη διαμήκης διατμητική δύναμη μεταξύ σιδηροδοκού–πλάκας σκυροδέματος οφείλεται στις τέμνουσες δυνάμεις που επιδρούν στη σύμικτη διατομή γενικώς. Η επιβολή των τεμνουσών δυνάμεων δημιουργεί διάτμηση στη διατομή του φορέα

και με την υπόθεση ελαστικής συμπεριφοράς αναπτύσσεται σύμφωνα σε κάθε οριζόντια ή κατακόρυφη τομή διατμητική ροή μεγέθους:

$$V_{LED} = V_{ED} * S / I$$

Όπου

S είναι η στατική ροπή της πλάκας σκυροδέματος ως προς το κέντρο βάρους της σύμμικτης διατομής στην εξεταζόμενη φόρτιση και χρόνου ελέγχου.

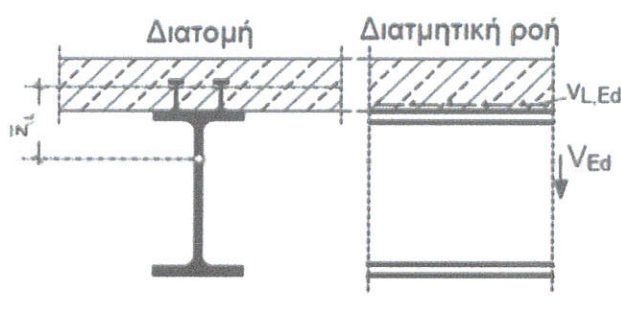
Για την συγκεκριμένη αμφιέρειστη γέφυρα και για θετικές ροπές είναι

$$S = (A_c / n) * (z_1 - z_c)$$

I είναι η ροπή αδράνειας της αρηγμάτωτης διατομής στην εξεταζόμενη φόρτιση και χρόνου και ελέγχου

Από την παραπάνω σχέση φαίνεται ότι η διαμήκης διατμητική ροή ακολουθεί το διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων. Για να την υπολογίσουμε θα πρέπει να υπολογιστούν ξεχωριστά οι τέμνουσες από κάθε φόρτιση, ανάλογα και με το χρόνο ελέγχου, και στην συνέχεια να συνδυαστούν.

Λαμβάνονται υπόψη οι δράσεις που δρουν στη σύμμικτη διατομή και ότι οι ιδιότητες της ισοδύναμης διατομής προσδιορίζονται για την αρηγμάτωτη διατομή.



Σχήμα 8.3-Δρόσα Διατμητική Ροή

Η διατμητική αντοχή των συνδέσμων δίνεται από τις σχέσεις :

$$v_{L,Rd} = n * P_{rd} / e_L \rightarrow OKA$$

$$v_{L,Rd} = n * P_{rd,ser} / e_L \rightarrow OK\Lambda, \text{ όπου:}$$

n ο αριθμός των διατμητικών ήλων στη διατομή.

e_L η διαμήκης απόσταση μεταξύ των ήλων.

Για 1Φ10 /150

$$\bullet v_{L,Rd} (OKA) = 150.79 \text{ kN / m}$$

$$\bullet v_{L,Rd} (OK\Lambda) = 113.09 \text{ kN / m}$$

Επομένως για να επαρκεί σύνδεση θα πρέπει να ικανοποιούνται οι ανισώσεις:

$$V_{L,Ed} \leq V_{L,Rd} \text{ στην ΟΚΑ}$$

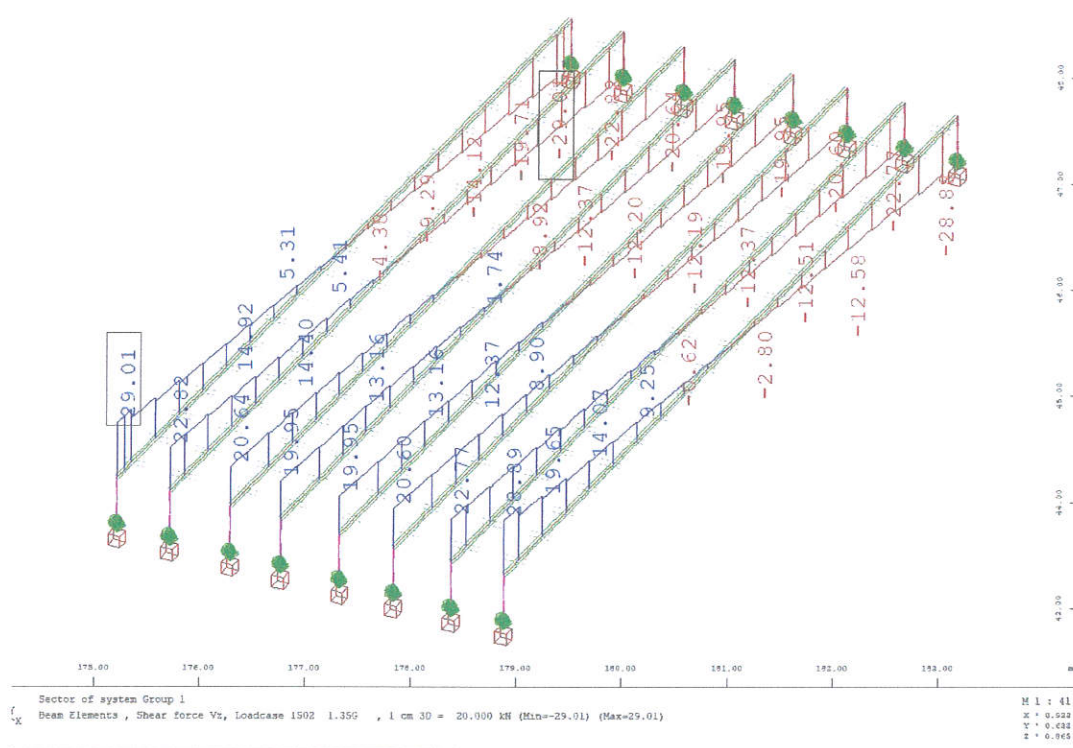
$$V_{L,Ed,ser} \leq V_{L,Rd,ser} \text{ στην ΟΚΛ}$$

Έλεγχος στην ΟΚΑ

Ο έλεγχος γίνεται στην ακραία στήριξη της ακραίας δοκού για κάθε φάση κατασκευής και υπολογίζονται οι τέμνουσες από τα μόνιμα φορτία και τα μεταβλητά με βάση τη περιβάλλουσα των τεμνουσών για κάθε φόρτιση χωριστά. Στη συνέχεια προσδιορίζονται οι διατμητικές ροές, αθροίζονται, και εξασφαλίζεται ότι η συνολική ροή είναι μικρότερη από την αντοχή των τοποθετημένων ήλων. Οι υπολογισμοί γίνονται για $t=\infty$ δηλαδή για $E_c=14897$ MPa και $n_L = 14.09$.

- Μόνιμα Φορτία

Τα φορτία που επιβάλλονται στο φορέα πριν από τη σκλήρυνση του σκυροδέματος παραλαμβάνονται πλήρως από τη χαλύβδινη διατομή και δεν προκαλούν ένταση στους διατμητικούς συνδέσμους. Παρόλα αυτά, γίνεται η συντηρητική παραδοχή πως το μέρος της τέμνουσας που αντιστοιχεί στο συντελεστή ασφάλειας μπορεί να οφείλεται σε μια ενδεχόμενη υπερφόρτωση η οποία εμφανίζεται στη φάση λειτουργίας της σύμμικτης δοκού. Επιβάλλεται στον φορέα ο συνδυασμός $0.35G1 + 1.35G2$, όπου $G1$ ίδια βάρη και $G2$ πρόσθετα μόνιμα και προκύπτουν οι τέμνουσες όπως φαίνεται παρακάτω.



$$\rightarrow V_{Ed,G} = 29.01 \text{ kN}$$

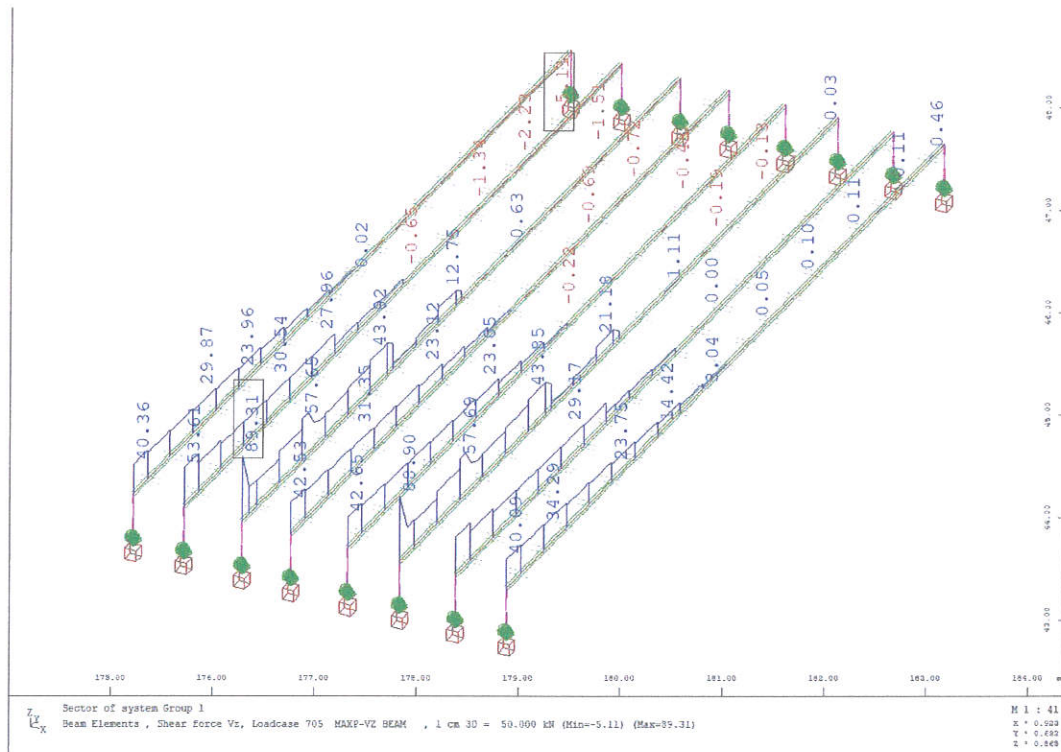
Ιδιότητες Διατομής :

1. $nG = 14.09$
2. $A_c = 1881 \text{ cm}^2$
3. $b_{eff} = 64 \text{ cm}$
4. $z_c = 15.3 \text{ cm}$
5. $A_{1G} = 494.25 \text{ cm}^2$
6. $z_{1G} = 31.66 \text{ cm}$
7. $I_{1G} = 9.7 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$
8. $S_{1G} = (1881 / 14.09) \cdot (31.66 - 15.3) = 2184.04 \text{ cm}^3$

$$\rightarrow v_{Ed,G} = 0.65 \text{ kN/m}$$

- Μεταβλητά Φορτία

Για τα μεταβλητά φορτία λαμβάνεται ο συνδυασμός $1.35Q_1 + 0.9T$, όπου Q_1 περιλαμβάνει τα TS, UDL και qf,comb με τις χαρακτηριστικές τιμές τους, και ύστερα υπολογίζεται η περιβάλλουσα τεμνουσών όπως φαίνεται παρακάτω.



$$\rightarrow V_{Ed,Q} = 89.31 \text{ kN}$$

Ιδιότητες Διατομής :

1. $nG = 6.56$

2. $Ac = 1881 \text{ cm}^2$

3. $b_{eff} = 64 \text{ cm}$

4. $z_c = 15.3 \text{ cm}$

5. $A_1 = 332 \text{ cm}^2$

6. $z_1 = 39.6 \text{ cm}$

7. $I_1 = 4.99 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

8. $SQ = (1881 / 6.56) \cdot (39.6 - 15.3) = 6967.73 \text{ cm}^3$

$\rightarrow v_{Ed,Q} = 12.47 \text{ kN/m}$



Έλεγχος Διατμητικής Σύνδεσης

Η δρώσα διατμητική ροή σχεδιασμού προκύπτει από το άθροισμα των διατμητικών ροών λόγω μόνιμων και μεταβλητών φορτίων και συγκρίνεται με την αντοχή σε διατμητική ροή στην ΟΚΑ, όπως αυτή υπολογίστηκε στη Παράγραφο 8.3. Συγκεκριμένα:

$$v_{Ed} = v_{Ed,G} + v_{Ed,Q} = 0.65 + 12.47 = 13.12 \text{ kN/m} < v_{L,Rd} (\text{OKA}) = 150.79 \text{ kN / m.}$$

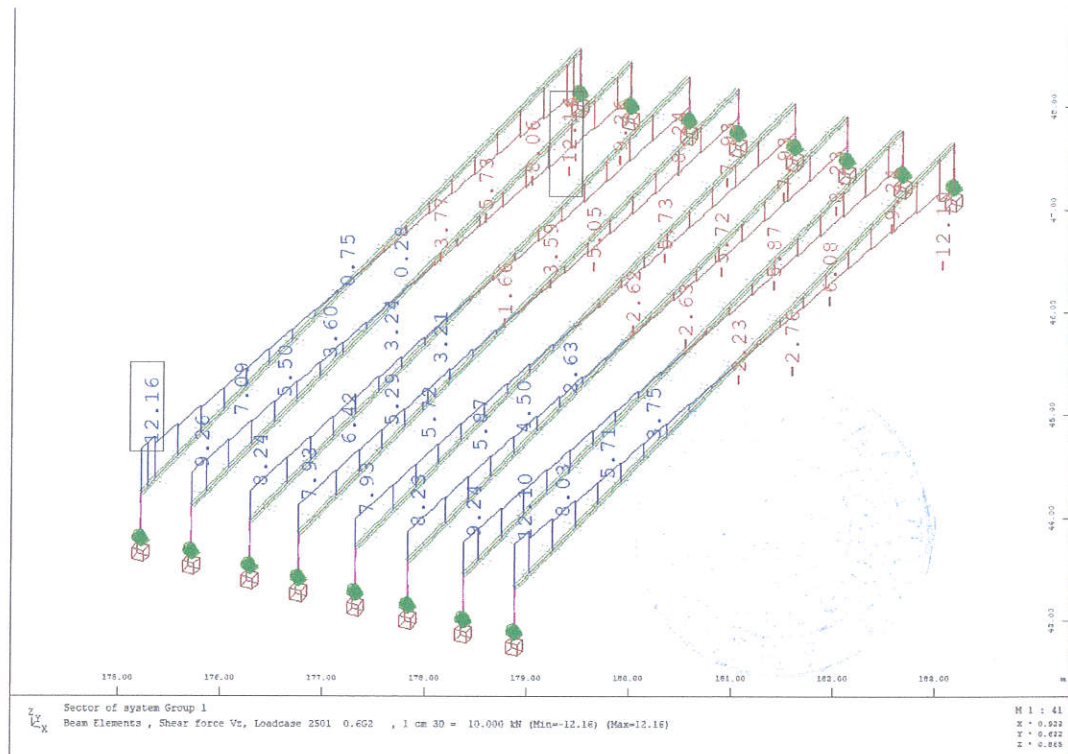
Ο έλεγχος ικανοποιείται.

Έλεγχος στην ΟΚΛ

Ο έλεγχος επαναλαμβάνεται για τους συντελεστές ασφαλείας της ΟΚΛ, με τη μειωμένη αντοχή των διατμητικών ήλων.

- Μόνιμα

$$\text{Συνδυασμός } 1^* \text{ G2} \rightarrow v_{Ed,G2} = 12.16 \text{ Kn}$$



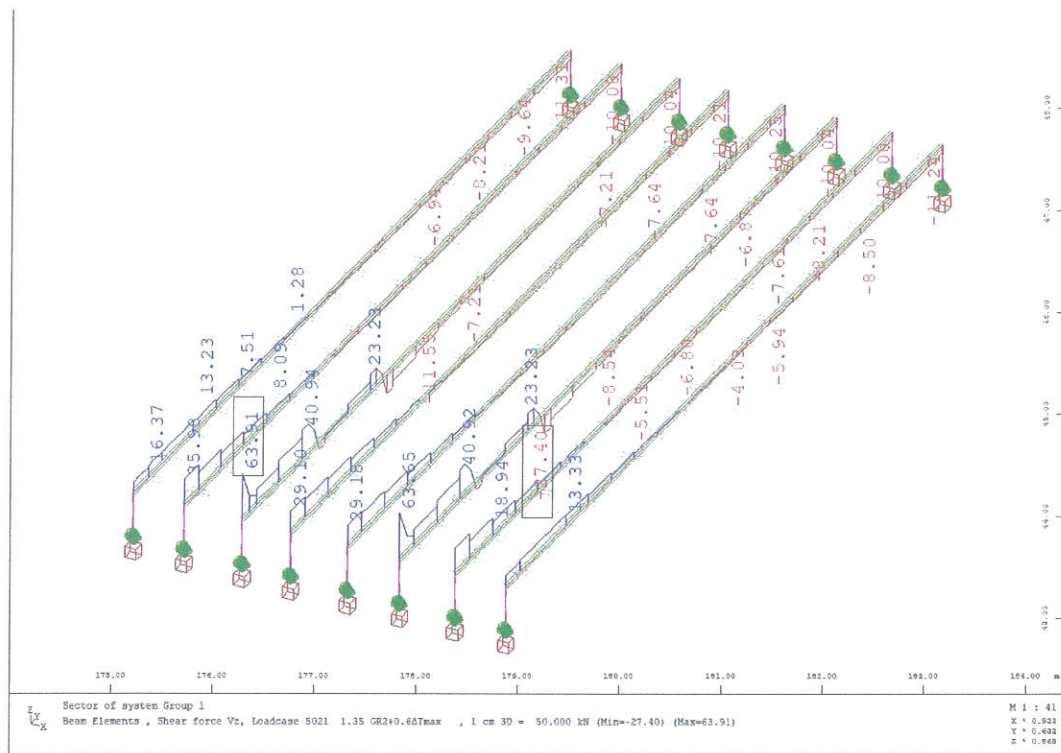
Ιδιότητες Διατομής :

1. $nG = 14.09$
2. $A_c = 1881 \text{ cm}^2$
3. $b_{eff} = 64 \text{ cm}$
4. $z_c = 15.3 \text{ cm}$
5. $A_{1G} = 494.25 \text{ cm}^2$
6. $z_{1G} = 31.66 \text{ cm}$
7. $I_{1G} = 9.7 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$
8. $S_{1G} = (1881 / 14.09) \cdot (31.66 - 15.3) = 2184.04 \text{ cm}^3$

$\rightarrow v_{Ed,G} = 0.27 \text{ kN / m}$

- Μεταβλητά Φορτία

Συνδυασμός 1Q + 0.6T → VEd, Q = 63.91 kN



Ιδιότητες Διατομής :

1. $nG = 6.56$
2. $Ac = 1881 \text{ cm}^2$
3. $beff = 64 \text{ cm}$
4. $zc = 15.3 \text{ cm}$
5. $A1 = 332 \text{ cm}^2$
6. $z1 = 39.6 \text{ cm}$
7. $I1 = 4.99 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$
8. $SQ = (1881 / 6.56) \cdot (39.6 - 15.3) = 6967.73 \text{ cm}^3$

$$\rightarrow vEd, Q = 8.92 \text{ kN/m}$$

8.5.3 Έλεγχος Διατμητικής Σύνδεσης

Όπως και στον έλεγχο σε ΟΚΑ, η δρώσα διατμητική ροή σχεδιασμού προκύπτει από το άθροισμα των διατμητικών ροών λόγω μόνιμων και μεταβλητών φορτίων και συγκρίνεται με την αντοχή σε διατμητική ροή στην ΟΚΛ, όπως υπολογίστηκε στη Παράγραφο 8.3.

Δρώσα Διατμητική Ροή Σχεδιασμού

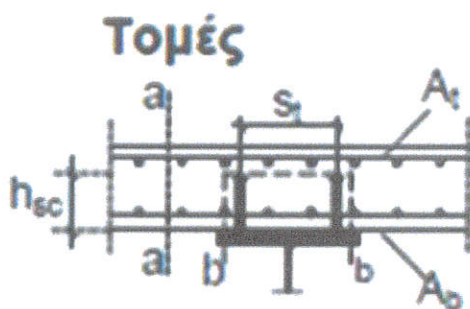
$$vEd = vEd, G2 + vEd, Q = 0.27 + 8.92 = 9.19 \text{ kN/m} < vL, Rd \text{ (ΟΚΛ)} = 113.09 \text{ kN/m}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

1.3.6 Διατμητική κάλυψη πλάκας σκυροδέματος

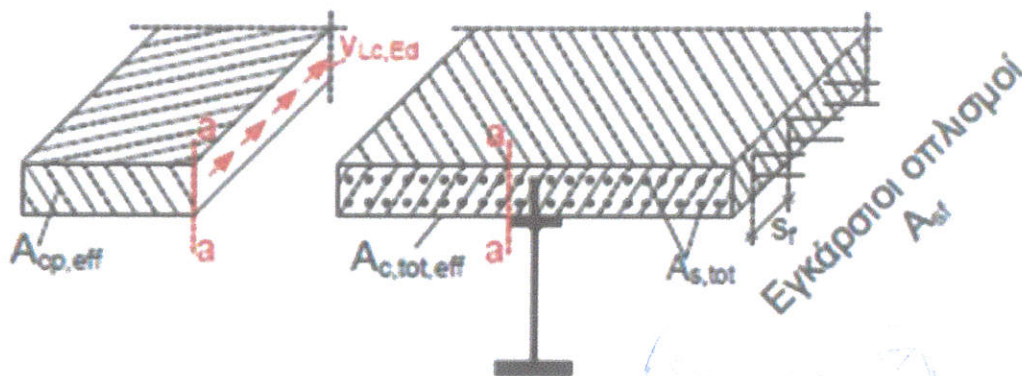
Δρώσα Διατμητική Ροή

Η διατμητική ροή μεταφέρεται από την πλάκα σκυροδέματος στους διατμητικούς ήλους και στη συνέχεια στη σιδηροδοκό. Κατά τη μεταφορά από την πλάκα στους ήλους αναπτύσσεται διαμήκης διάτμηση σε διάφορες τομές τύπου α-α και b-b όπως φαίνεται στα Σχήματα 8.8, 8.9.



Σχήμα 8.8-Τομές a-a και b-b

Δρώσα διατμητική ροή $v_{Lc,Ed}$



Σχήμα 8.9-Δρώσα Διατμητική Ροή Στη Πλάκα Σκυροδέματος

Η διατμητική ροή για το θλιβόμενο και εφελκυσμένο πελμα ορίζεται ως εξής:

Θλιβόμενο Πέλμα

$$v_{Lc,Ed} = v_{L,Ed} * (A_{cp,eff} / A_{c,tot,eff})$$

Εφελκυσμένο Πέλμα

$$v_{Lc,Ed} = v_{L,Ed} * (A_{sp} / A_{s,tot})$$

$$v_{Lc,Ed} = v_{L,Ed}$$

Η μέγιστη διατμητική ροή δίνεται από τη σχέση $v_{L,Ed} = (n * P_{rd}) / e_L$ που καλύπτει την πλήρη διατμητική ροή.

Απλοποιητικά μπορούμε να παρουμε αυτη τη τιμή για τη τομή b-b και το 50% για την a-a.

$$\rightarrow L_{v,(a-a)} = 240 \text{ mm, το πάχος της πλάκας}$$

$$L_{v,(b-b)} = 2h_{cs} + s_t + d_{head,sc}, \text{ όπου}$$

$$h_{cs} = 150 \text{ mm, το ύψος των ήλων}$$

$$s_t = 150 \text{ mm, εγκάρσια απόσταση ύλων}$$

$$d_{head,sc} = 19 \text{ mm (διάμετρος κεφαλής ήλων)}$$

$$\rightarrow L_{v,(b-b)} = 469 \text{ mm}$$

Δρώσα Διατμητική ροή για (1Φ10/15) σε όλο το μήκος :

$$V_{Lc,Ed(b-b)} = \max (V_{Ed} , V_{Ed,ser}) = \max (150.79, 113.09) = 150.79 \text{ kN/m}$$

$$V_{Lc,Ed(a-a)} = 0.5 * V_{Lc,Ed(b-b)} = 75.38 \text{ kN/m}$$

Έλεγχος θλιπτήρων -ελκυστήρων

Η δρώσα διατμητική ροή παραλαμβάνεται από ένα σύστημα θλιπτήρων και ελκυστηρών, όπου οι θλιπτήρες είναι το σκυρόδεμα και οι ελκυστήρες οι εγκάρσιοι οπλισμοί. Η αντοχή τους δίνεται ακολούθως:

$$v_{c,Rd} = v * f_{cd} * L_v * (1/(\cot\theta + \tan\theta)), \text{ με } v = 0.6 * (1 - f_{ck}/250)$$

$$v_{s,Rd} = (A_{sf}/s_f) * f_{sd} * \cot\theta,$$

όπου (A_{sf}/s_f) δίνεται στο Σχήμα 8.10 ανάλογα με την τομή που εξετάζουμε.

Τομές	A_{sf} / s_f
a-a	$A_b + A_t$
b-b	$2 \cdot A_b$
c-c	$2 \cdot A_b$
d-d	$2 \cdot A_{bh}$

Σχήμα 8.10- $(\frac{A_{sf}}{s_f})$

Στο Σχήμα 8.10:

A_b →εμβαδον κάτω εγκαρσίου οπλισμού

A_t →εμβαδον άνω εγκαρσίου οπλισμού

A_{bh} →εμβαδον κατω εγκαρσίου οπλισμου στο κεκλιμένο τμήμα

Τελικά οι απαιτούμενοι έλεγχοι καλύπτονται από τις 2 παρακάτω ανισώσεις ασφαλείας:

$$v_{Lc,Ed} \leq v_{c,Rd}$$

$$v_{Lc,Ed} \leq v_{s,Rd}$$

- Αντοχή θλιπτήρα σκυροδέματος:

$$v_{c,Rd(a-a)} = 0.528 \cdot (30/1.5) \cdot 240 \cdot (1/(1.2+1.2^{-1})) = 1246 \text{ kN/m} > v_{Lc,Ed(a-a)} = 75.38 \text{ kN/m}$$

$$v_{c,Rd(b-b)} = 2124 \text{ kN/m} > v_{Lc,Ed(b-b)} = 150.79 \text{ kN/m}$$

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται.

- Αντοχή εγκάρσιου οπλισμού

Ελέγχεται η τομή b-b η οποία διατέμνει οπλισμό $2 \cdot A_b$ με την πλήρη διατμητική ροή, ως κρισιμότερη. Η τομή a-a διατέμνει οπλισμό $A_b + A_t$ με τη μισή διατμητική ροή, επομένως ο οπλισμός A_b που θα προκύψει από τον πρώτο έλεγχο, επαρκεί και για το δεύτερο. Παρόλα αυτά, τοποθετείται άνω οπλισμός $A_t = 0.5 \cdot A_b$ για κατασκευαστικούς λόγους.

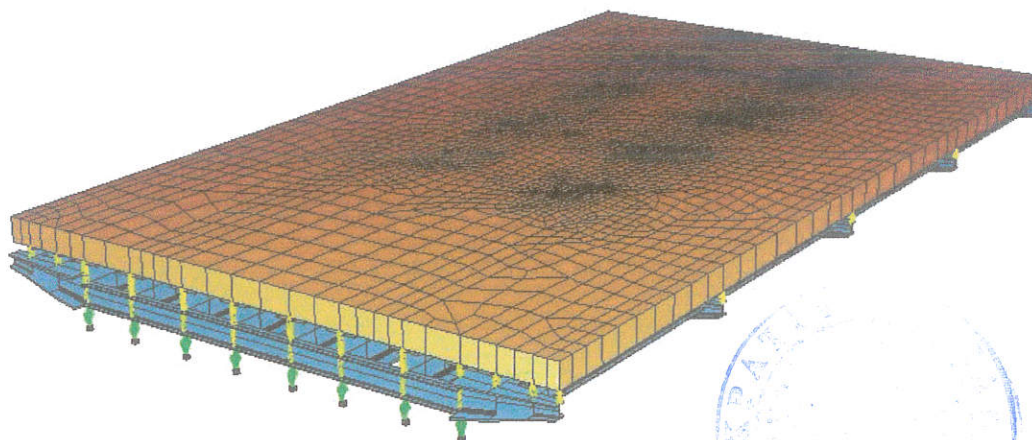
Υπολογίζεται ο απαιτούμενος εγκάρσιος οπλισμός με $v_{Lc,Ed(b-b)} = 150.79 \text{ kN/m}$

$$(A_{sf}/s_f)(b-b) \geq v_{Lc,Ed}/(\cot \theta \cdot f_{sd}) = 2.89 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Τελικά ο ελάχιστος εγκάρσιος οπλισμός που απαιτείται για τη διατμητική κάλυψη χάλυβα και πλάκα σκυροδέματος είναι $A_b(\text{κάτω}) = (A_{sf}/s_f)(b-b)/2 = 1.45 \text{ cm}^2/\text{m}$ και $A_t(\text{άνω}) = 0.73 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Απαιτήσεις οπλισμών λόγω κάμψης

Για την εύρεση του απαιτούμενου οπλισμού λόγω κάμψης δημιουργήθηκε ανεξάρτητο προσομοίωμα με την προσομοίωση της πλάκας με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Προστέθηκαν και οι διαδοκίδες στα πλαϊνά για την στήριξη του πεζοδρομίου. Με αυτόν τον τρόπο υπολογίζονται οι απαιτούμενοι οπλισμοί στην πλάκα καταστρώματος.



Οι εικόνες οπλισμών παρουσιάζονται αναλυτικά στο τεύχος υπολογισμών. Στις θέσεις των εφεδράνων υπολογίζονται πρόσθετοι οπλισμοί μη ρεαλιστικά μεγάλοι. Αυτό οφείλεται στην προσομοίωση του φορέα που έχει αποτέλεσμα την σημειακή φόρτιση κόμβων της πλάκας. Οι οπλισμοί αυτοί θα αγνοηθούν και θα τοποθετηθεί ο μέσος όρος απαιτούμενου οπλισμού της περιοχής.

Οι απαιτούμενοι οπλισμοί είναι οι παρακάτω:

Άνοιγμα

Εγκάρσιος οπλισμός

Άνω: $5.36 \text{ cm}^2/\text{m}$

Κάτω: $9.26 \text{ cm}^2/\text{m}$

Διαμήκης οπλισμός

Άνω: $0 \text{ cm}^2/\text{m}$

Κάτω: $12.93 \text{ cm}^2/\text{m}$

Στήριξη πάνω από κύριες δοκούς

Εγκάρσιος οπλισμός

Άνω: $5.36 \text{ cm}^2/\text{m}$

Κάτω: $9.26 \text{ cm}^2/\text{m}$

Τελικός οπλισμός πλάκας έπειτα από αύξηση λόγω διάτμησης

$$A_{req} = \max (A_{sf}/sf; A_{bending} + 0.5 A_{sf}/sf)$$

Άνοιγμα

Εγκάρσιος οπλισμός

Άνω: $5.36 \text{ cm}^2/\text{m}$

Κάτω: $9.26 \text{ cm}^2/\text{m}$

Διαμήκης οπλισμός

Άνω: $0 \text{ cm}^2/\text{m}$

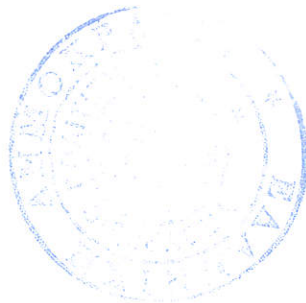
Κάτω: $12.93 \text{ cm}^2/\text{m}$

Στήριξη πάνω από κύριες δοκούς

Εγκάρσιος οπλισμός

Άνω: $A_{req} = \max (0.73; 5.36+0.73/2) = 5.73 \text{ cm}^2/\text{m}$

Κάτω: $A_{req} = \max (1.45; 9.26+1.45/2) = 10.00 \text{ cm}^2/\text{m}$



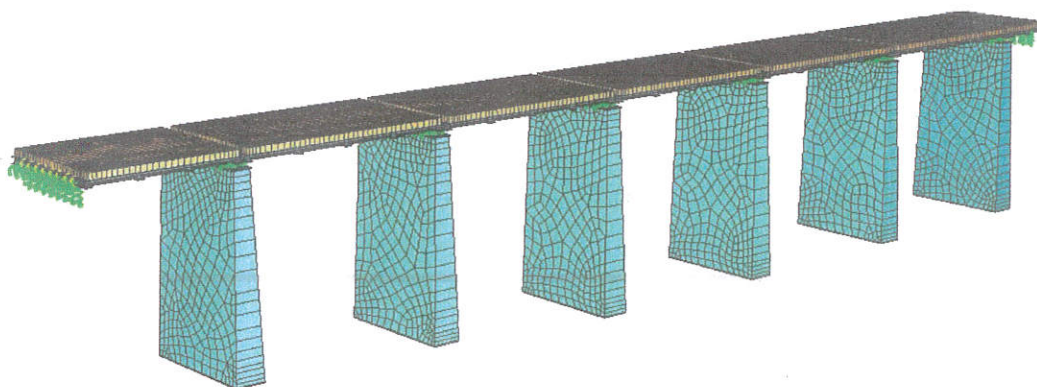
2. ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΩΝ

Τα μεσοβάθρα ελέγχονται σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ 2022.

Για τις ανάγκες των ελέγχων δημιουργείται ένα προσομοίωμα με το σύνολο της γέφυρας. Οι μεταλλικές δοκοί του καταστρώματος προσομοιώνονται με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία, ενώ η πλάκας σκυροδέματος του καταστρώματος με επιφανειακά.

Τα μεσοβάθρα προσομοιώνονται επίσης με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, ενώ η ένωση καταστρώματος μεσοβάθρων γίνεται με γραμμικά ελατήρια.

Ως προς τις συνθήκες έδρασης των μεσοβάθρων τοποθετείται ελαστική έδραση με τιμή ελατηρίων ίση με την μέση τιμή του εύρους που εκτιμήθηκε κατά την γεωτεχνική μελέτη, δηλαδή 12.500 kN/m^3 .



Προσομοίωμα γέφυρας

2.1 Δράσεις

Λαμβάνονται υπόψιν οι ίδιες δράσεις με αυτές του προσομοιώματος του καταστρώματος.

Επιπλέον προστίθενται οι σεισμικές φορτίσεις, οι οποίες προκύπτουν από ισοδύναμη στατική φόρτιση λαμβάνοντας την φασματική επιτάχυνση ίση με:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

όπου

$$a_g = 0.24 \cdot 1.2 = 0.288 \text{ m/s}^2,$$

$S=1.15$, $T_B=0.20$ and $T_C=0.60$ (Έδαφος κατηγορίας Γ)

$q=1.5$ είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

Λαμβάνεται η ιδιοπερίοδος $T=0.245\text{s}$, η οποία αντιστοιχεί στην κύρια ιδιοπερίοδο του προσομοιώματος του καταστώματος.

getyga Kerkyra
Eigenvalues Easy

Eigenvalues

No.	LC	λ	error	ω	f	T	ξ	Meff			participation		
		[rad ² /sec ²]	[-]	[rad/sec]	[Hz]	[sec]	[%]	X[%]	Y[%]	Z[%]	X[%]	Y[%]	Z[%]
1	2001	6.5835E+02	0.0E+00	25.658	4.084	0.245	0.000	100.0	0.0	0.0	100.0	0.0	0.0
2	2002	6.6418E+02	0.0E+00	25.772	4.102	0.244	0.000	0.0	100.0	0.0	0.0	100.0	0.0

Χρησιμοποιήθηκε το προσομοίωμα που δημιουργήθηκε για την εύρεση των σπλισμών λόγω του ότι προσομοιώνει επακριβώς το σύνολο της δυσκαμψίας του φορέα, συμπεριλαμβανομένου του φορέα του πεζοδρομίου.

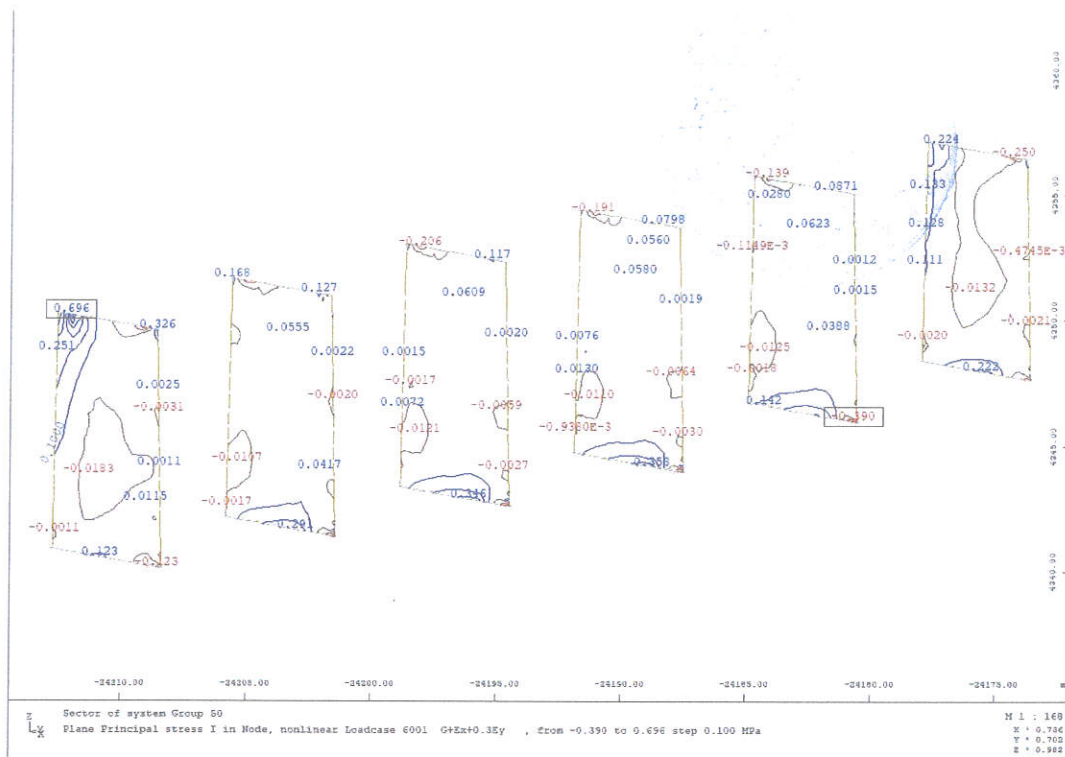
Οι δεσπύζουσες ιδιοπερίοδοι για κατεύθυνση Χ και Υ έχουν ίδια τιμή συνεπώς λαμβάνεται ο ίδιος σεισμικός συντελεστής και στις δύο κατευθύνσεις.

Έτσι προκύπτει φασματική επιτάχυνση ίση με $\Phi_d=0.55$

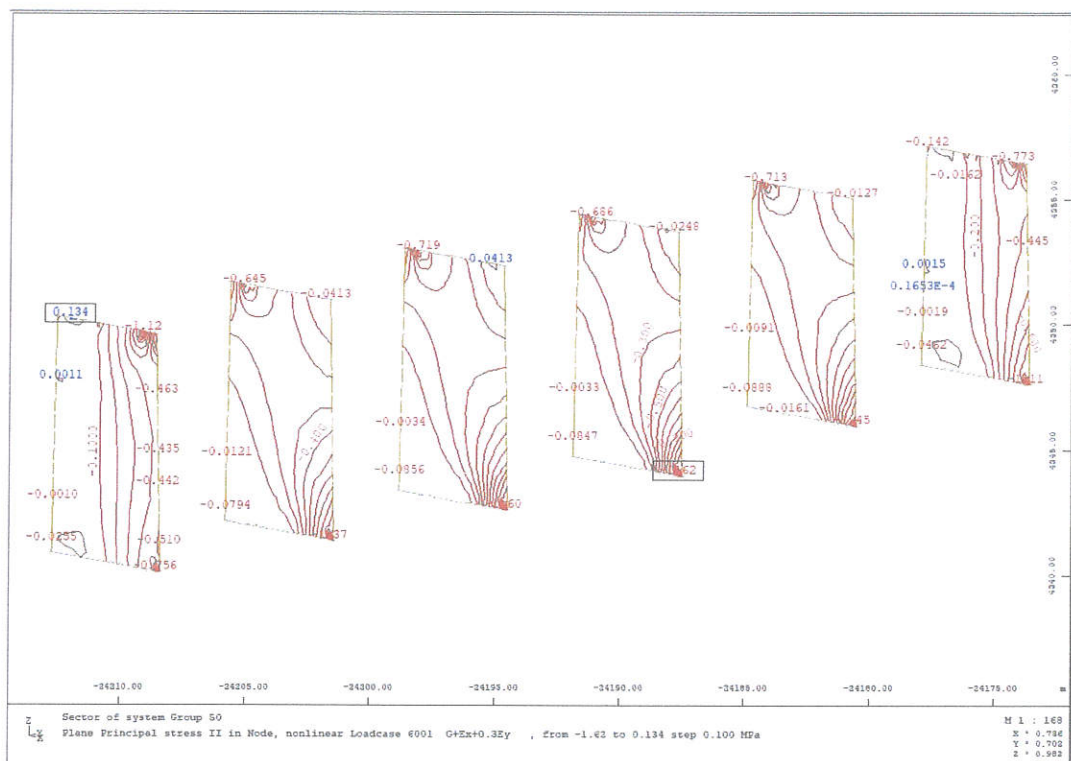
Συνεπώς κατά την εφαρμογή της ισοδύναμης στατικής μεθόδου τα ίδια βάρη της κατασκευής πολ/νται με 0.55 για την προσομοίωση των σεισμικών δυνάμεων.

2.2 Αποτελέσματα

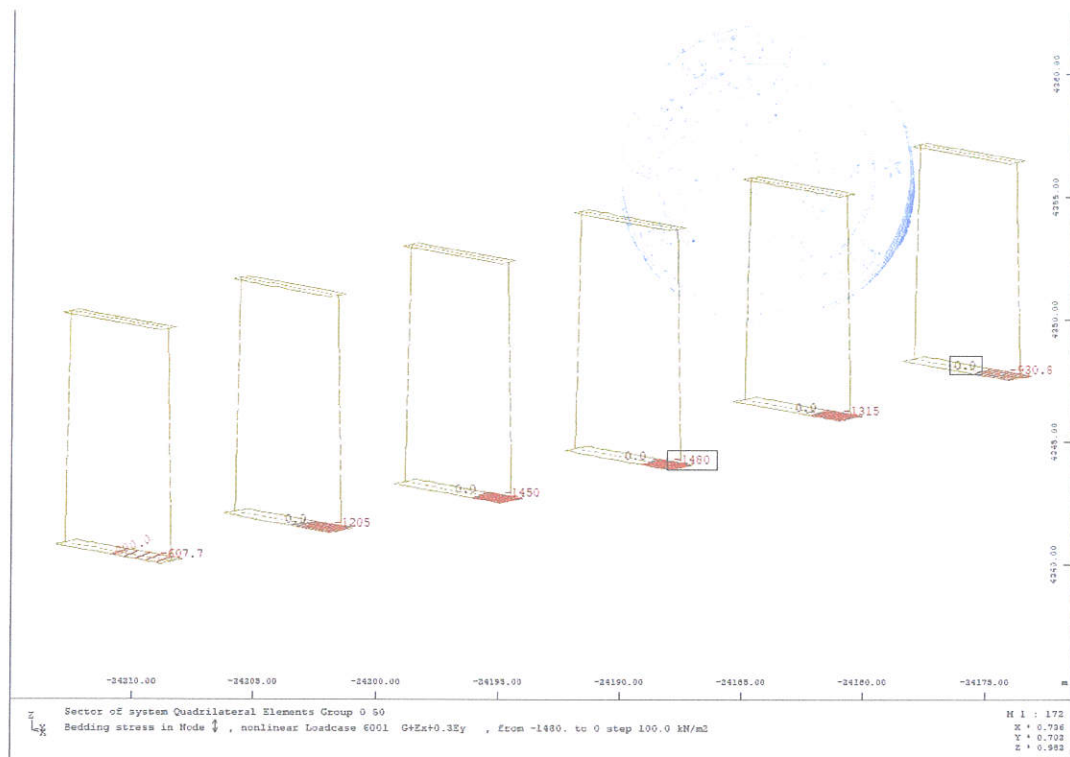
Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της μελέτης για τα τους σεισμικούς συνδυασμούς για τους οποίους προέκυψαν και τα δυσμενέστερα μεγέθη για τα μεσοβάθρα.



Κύριες εφελκυστικές τάσεις σ_I θεμελίωσης σε MPa



Κύριες θλιπτικές τάσεις σ_{II} θεμελίωσης σε MPa



Τάσεις εδράσεως θεμελίωσης σε kPa

Παρατηρείται ότι οι εφελκυστικές τάσεις της θεμελίωσης υπερβαίνουν σε ένα μόνο σημείο την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας (0.14MPa). Έτσι δεν προκύπτει πρόβλημα με την επάρκεια της διατομής.

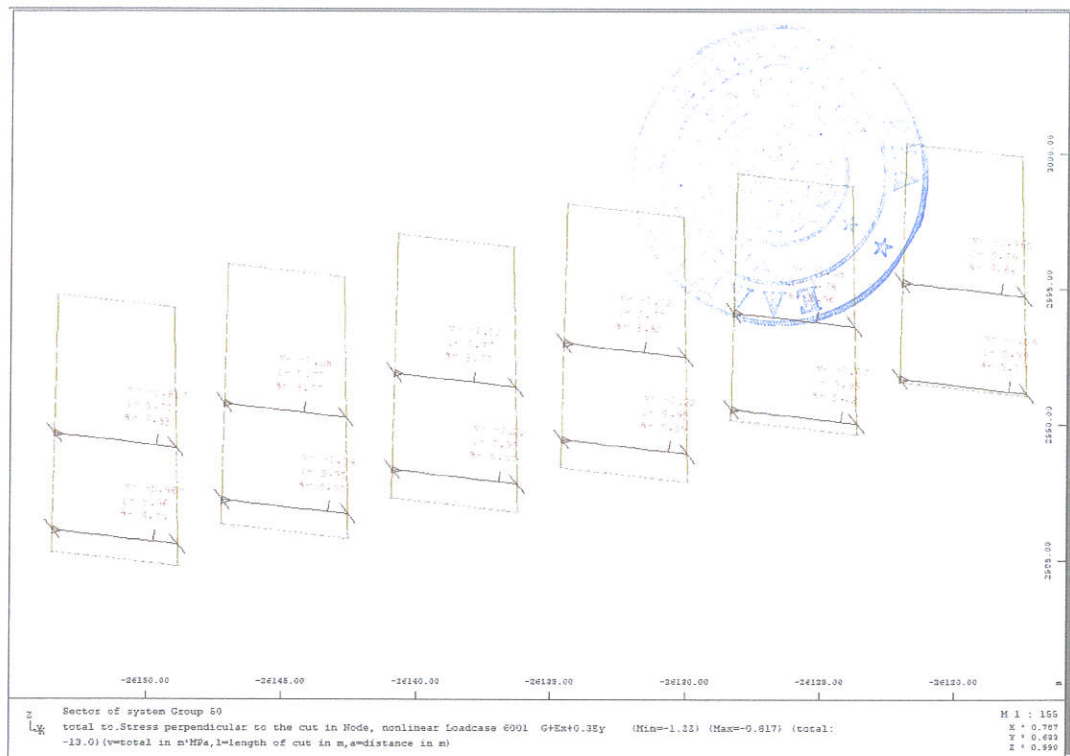
Οι θλιπτικές τάσεις της θεμελίωσης υπερβαίνουν σε ένα μόνο σημείο την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας (1.36 MPa). Έτσι δεν προκύπτει πρόβλημα με την επάρκεια της διατομής.

Οι τάσεις εδράσεως παρουσιάζουν ιδιαίτερα υψηλές τιμές και φτάνουν σε σημεία τα 1480Kpa.

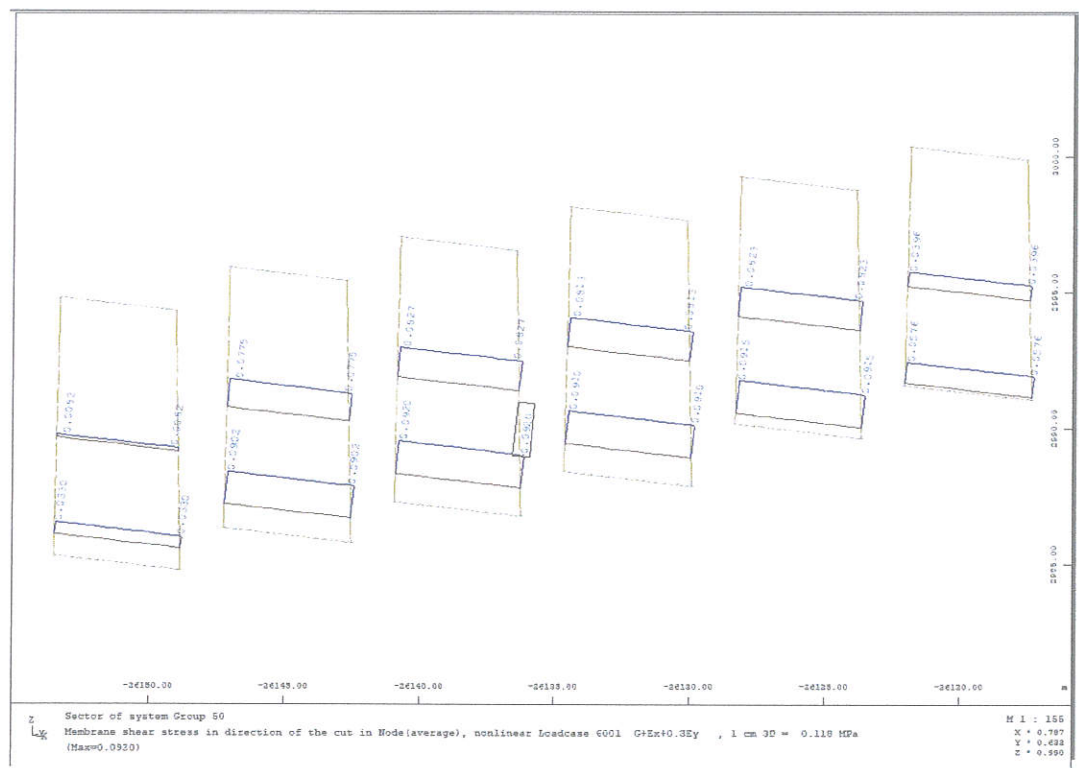
2.2 Έλεγχοι κατά ΚΑΔΕΤ 2022

Εκτελούνται οι έλεγχοι σε εντός επιπέδου καταπόνηση των μεσοβάθρων.

Οι έλεγχοι εκτελούνται για σεισμό κατά την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας, η οποία είναι και η δυσμενής για τους συγκεκριμένους ελέγχους.



Ορθή ένταση βάσης μεσοβάθρων



Διαμητικές τάσεις στην βάση των μεσοβάθρων