

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΠΕΛΟΠΟΝΝΗΣΟΥ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Μελέτη πεζογέφυρας δύο ανοιγμάτων συνολικού μήκους 41,3m από προεντεταμένο και οπλισμένο σκυρόδεμα με ελαστομεταλλικά εφέδρανα, στον Όρμο Φαλήρου του Νομού Αττικής, με τη χρήση Η/Υ



ΕΙΣΗΓΗΤΡΙΑ – ΕΠΙΒΛΕΠΟΥΣΑ:

Δρ. Διονυσία - Πηγελόπη Κοντονή
Αν. Καθηγήτρια Πανεπιστημίου

ΦΟΙΤΗΤΕΣ :

Κουτσομπίνας Βασίλειος Α.Μ. 5118
Τραχάνης Ξενοφώντας Α.Μ. 7057
Φωτοπούλου Ευφροσύνη Α.Μ. 5823

ΠΑΤΡΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2020

ΕΥΧΑΡΙΣΤΗΡΙΑ

Έχοντας ολοκληρώσει πλέον την Πτυχιακή μας Εργασία, θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε θερμά την Εισηγήτρια και Επιβλέπουσα της παρούσας Πτυχιακής Εργασίας Δρ. Διονυσία – Πηνελόπη Κοντονή, Δρ. Πολιτικό Μηχανικό και Αναπληρώτρια Καθηγήτρια, καταρχάς για την εμπιστοσύνη που μας έδειξε με την ανάθεση της παρούσας εργασίας, για την πολύτιμη και διαρκή βοήθεια που μας προσέφερε κατά την διάρκεια εκπόνησης της Πτυχιακής Εργασίας, καθώς και για την αμέριστη υποστήριξη και την υπομονή της σε όλες τις φάσεις της Πτυχιακής μας Εργασίας.

Ακόμη, θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε ιδιαιτέρως τους μελετητές μηχανικούς της εταιρείας ΟΜΕΤΕ Α.Ε., κ. Ν. Μουγιάκο, κ. Θ. Κατσαντώνη και κα Γ. Βασιλακοπούλου του έργου για την παροχή πληροφοριών σχετικά με την γέφυρα της παρούσας Πτυχιακής Εργασίας.

Πάτρα, Ιούλιος 2020

Κουτσομπίνας Βασίλειος
Τραχάνης Ξενοφώντας
Φωτοπούλου Ευφροσύνη

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα Πτυχιακή Εργασία, που εκπονήθηκε στο τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πελοποννήσου, περιλαμβάνει την πλήρη και αναλυτική μελέτη πεζογέφυρας δύο ανοιγμάτων συνολικού μήκους 41,3m από προεντεταμένο και οπλισμένο σκυρόδεμα με ελαστομεταλλικά εφέδρανα, στον Όρμο Φαλήρου του Νομού Αττικής, με τη χρήση Η/Υ.

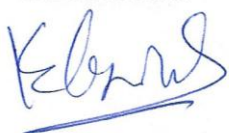
Υπεύθυνη Δήλωση Φοιτητών:

Δηλώνουμε υπεύθυνα σύμφωνα με το άρθρο 8 του Ν.1599/1986, ότι είμαστε οι συγγραφείς αυτής της Πτυχιακής Εργασίας και ότι κάθε βοήθεια την οποία είχαμε για την προετοιμασία της είναι πλήρως αναγνωρισμένη και αναφέρεται στην πτυχιακή εργασία μας. Επίσης έχουμε αναφέρει τις όποιες πηγές από τις οποίες κάναμε χρήση δεδομένων, ιδεών ή λέξεων, είτε αυτές αναφέρονται ακριβώς είτε παραφρασμένες. Επίσης βεβαιώνουμε ότι αυτή η εργασία προετοιμάστηκε από εμάς προσωπικά, ειδικά για την συγκεκριμένη εργασία. Θα υποβάλλουμε την εργασία μας σε ηλεκτρονική μορφή σύμφωνα με τις υποδείξεις του επιβλέποντα εκπαιδευτικού στην Βιβλιοθήκη του Πανεπιστημίου και συναινούμε στον αυτόματο έλεγχο της εργασίας μας για λογοκλοπή και την επ' άδριστο καταχώρισή της σε βάση δεδομένων για το σκοπό αυτό. Γνωρίζουμε ότι η σκόπιμη χρήση μεθόδων απόκρυψης του κειμένου της εργασίας, - ώστε αυτό να μην αναγνωρίζεται από το σύστημα ελέγχου λογοκλοπής-, είναι πειθαρχικό παράπτωμα και τιμωρείται και αναλαμβάνουμε πλήρως τις συνέπειες εάν η εργασία αποδειχθεί ότι δεν μας ανήκει.

Οι Φοιτητές :

Κουτσομπίνας Βασίλειος

ΥΠΟΓΡΑΦΗ



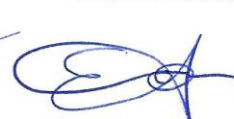
Τραχάνης Ξεγοφώντας

ΥΠΟΓΡΑΦΗ



Φωτοπούλου Ευφροσύνη

ΥΠΟΓΡΑΦΗ



ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΗΡΙΑ.....	2
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	3
ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ	4
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ^ο ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΦΥΡΩΝ.....	6
1.1 ΟΡΙΣΜΟΣ	6
1.2 ΕΙΔΗ ΓΕΦΥΡΩΝ	6
1.3 ΑΙΣΘΗΤΙΚΗ ΓΕΦΥΡΩΝ	14
1.4 ΔΟΜΙΚΑ ΥΛΙΚΑ ΓΕΦΥΡΩΝ	16
1.5 ΑΚΡΟΒΑΘΡΑ	17
1.6 ΕΦΕΔΡΑΝΑ	19
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ^ο ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ	22
2.1 ΔΡΑΣΕΙΣ.....	22
2.1.1 ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΓΕΦΥΡΩΝ	22
2.1.2 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ - ΔΡΑΣΕΙΣ	22
2.2 ΦΟΡΤΙΑ ΚΥΚΛΟΦΟΡΙΑΣ ΣΕ ΟΔΙΚΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ	23
2.2.1 ΓΕΝΙΚΑ	23
2.2.2 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ ΚΑΙ ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΕ ΟΔΙΚΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ	24
2.2.3 ΦΟΡΤΙΑ ΚΥΚΛΟΦΟΡΙΑΣ ΟΔΟΓΕΦΥΡΩΝ ΚΑΤΑ ΤΟ DIN 1072(67/82)	25
2.2.4 ΦΟΡΤΙΑ ΚΥΚΛΟΦΟΡΙΑΣ ΟΔΟΓΕΦΥΡΩΝ ΚΑΤΑ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 1	27
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ^ο ΜΕΛΕΤΗ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ ΔΥΟ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ ΣΥΝΟΛΙΚΟΥ ΜΗΚΟΥΣ 41,3m ΑΠΟ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΜΕ ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΑ, ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ Η/Υ	30
3.1 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ – ΣΥΜΒΑΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	30
3.2 ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	31
3.3 ΦΑΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	32
3.4 ΥΛΙΚΑ	32
3.5 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	33
3.6 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ.....	33
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ^ο ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ Η/Υ – ΤΕΧΝΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ	34
4.1 ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ	34
4.2 ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΗΝ Ο.Κ.Λ.	42
4.3 ΣΕΙΣΜΙΚΟΙ ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΙ.....	46
4.4 ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ ΚΑΙ ΑΚΡΟΒΑΘΡΩΝ	46

4.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ.....	47
4.6 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ ΚΑΙ ΑΡΜΩΝ	48
4.7 ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ	55
4.8 ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΜΕΣΟΒΑΘΡΩΝ ΚΑΙ ΠΑΣΣΑΛΩΝ.....	88
4.9 ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΩΝ.....	108
4.10 ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗΣ...	131
4.11 ΑΞΟΝΙΚΕΣ ΚΑΙ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ - ΣΤΑΤΙΚΑ	144
4.12 ΑΞΟΝΙΚΕΣ ΚΑΙ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ - ΣΕΙΣΜΙΚΑ	154
4.13 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	157
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α. ΤΕΧΝΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ.....	176
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ^ο ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΚΟ ΥΛΙΚΟ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ	177
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 ^ο ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	216
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	217

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΦΥΡΩΝ

1.1 ΟΡΙΣΜΟΣ

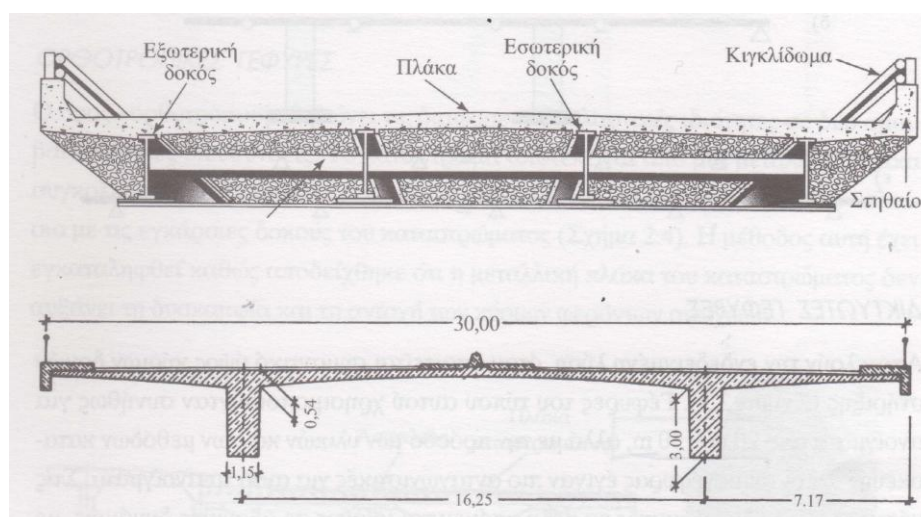
Η γέφυρα είναι μία αρχιτεκτονική ή τεχνική κατασκευή με την οποία επιτυγχάνεται σύνδεση δύο ή περισσότερων σημείων υπεράνω μεσολαβούντος φραγμού (φυσικού ή τεχνικού). Είναι μια κατασκευή που έχει βλέψη της συνέχειας μιας γραμμής επικοινωνίας, όπως μιας οδού (οδική γέφυρα), ενός σιδηροδρόμου, μιας ροής πεζών ή ενός αγωγού, πάνω από ένα εμπόδιο.

Τα συνήθη εμπόδια που γεφυρώνονται είναι ποτάμια ή γενικότερα υδάτινες επιφάνειες, άλλοι συγκοινωνιακοί άξονες, τεχνητές υδάτινες ροές, εδαφικές ταπεινώσεις κλπ.

1.2 ΕΙΔΗ ΓΕΦΥΡΩΝ

ΓΕΦΥΡΕΣ ΜΟΡΦΗΣ ΔΟΚΟΥ

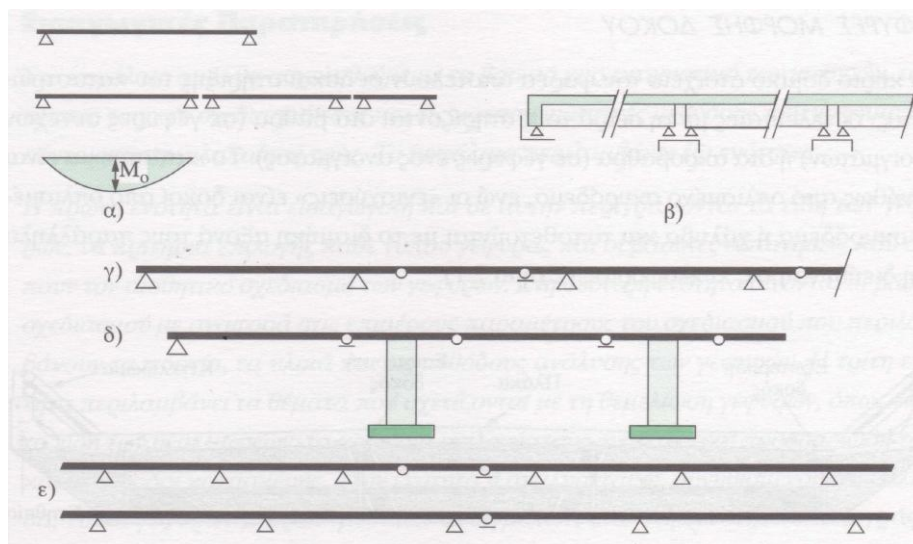
Το κύριο δομικό στοιχείο του φορέα αποτελούν οι δοκοί στήριξης του καταστρώματος. Οι τελευταίες με τη σειρά τους στηρίζονται στα βάθρα (σε γέφυρες συνεχών ανοιγμάτων) ή στα ακρόβαθρα (σε γέφυρες ενός ανοίγματος). Το κατάστρωμα είναι κατά κανόνα από οπλισμένο σκυρόδεμα, ενώ οι «ενισχύσεις» είναι δοκοί από οπλισμένο σκυρόδεμα ή χάλυβα και τάσσονται με το διαμήκη άξονά τους παράλληλα στη διεύθυνση της κυκλοφορίας (Σχήμα 1.1). (Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)



Σχήμα 1.1 Διατομή γέφυρας μορφής δοκού με ενισχύσεις: (α) από χάλυβα, (β) από σκυρόδεμα (Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)

Στο Σχήμα 1.2 παρουσιάζονται επιγραμματικά τα κυριότερα στατικά συστήματα γεφυρών μορφής δοκού: Η λειτουργία ως αμφιέριστη δοκός με αρθρωτές στηρίξεις

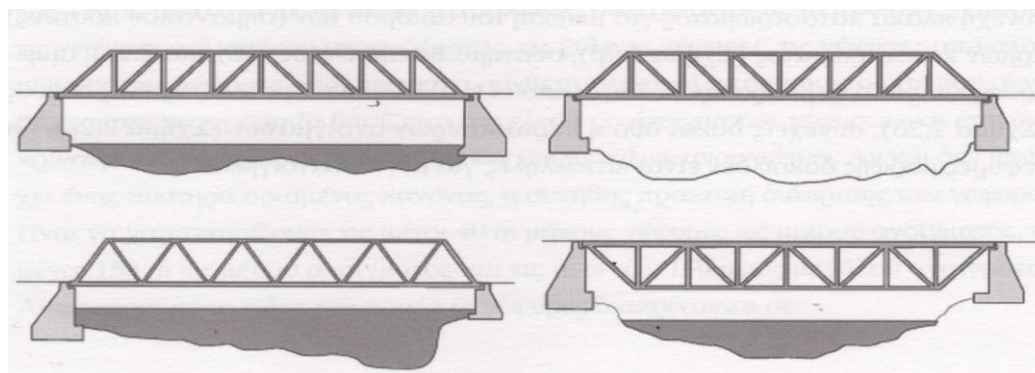
και ένα ή περισσότερα ανοίγματα σε σειρά (Σχήμα 1.2α), σειρά αμφιέριστων δοκών με συνεχή πλάκα καταστρώματος (Σχήμα 1.2β), σύστημα δοκού Gerber (Σχήμα 1.2γ), αμφιπροέχοντες από τα βάθρα πρόβολοι, οι οποίοι εναλλάσσονται με αναρτημένες δοκούς (Σχήμα 1.2δ), συνεχείς δοκοί δύο ή περισσότερων ανοιγμάτων (Σχήμα 1.2ε). Οι γέφυρες με μορφή δοκού δεν είναι αρμόζουσες για μεγάλα ανοίγματα. (Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)



Σχήμα 1.2. Στατικά συστήματα γεφυρών μορφής δοκού. (Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)

ΔΙΚΤΥΩΤΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ

Οι δικτυωτές γέφυρες αποτελούν την ενδεδειγμένη λύση, όταν απαιτείται σημαντικό ύψος κύριων δοκών στήριξης (Σχήμα 1.3). Γέφυρες του τύπου αυτού που χρησιμοποιούνταν κατά κανόνα για ανοίγματα από 20 έως 50m, αλλά με την πρόοδο των υλικών και των μεθόδων κατασκευής άλλοι τύποι γέφυρας έγιναν πιο ανταγωνιστικές για αυτά τα ανοίγματα. Στις γέφυρες τύπου δικτυώματος τα μέλη υφίστανται κυρίως σε αξονικές δυνάμεις, έτσι ώστε σημαντικές δυνάμεις να είναι εφικτό να αναλαμβάνονται από επιμέρους σχετικά διατομές. Για την κάλυψη μεγαλύτερων ανοιγμάτων απαιτείται μεγάλο ύψος δικτυώματος, οδηγώντας έτσι σε αύξηση της κλίσης των διαγωνίων (ο σχεδιασμός είναι οικονομικός εφόσον η κλίση των διαγωνίων είναι μεταξύ 45° και 60°). (Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)

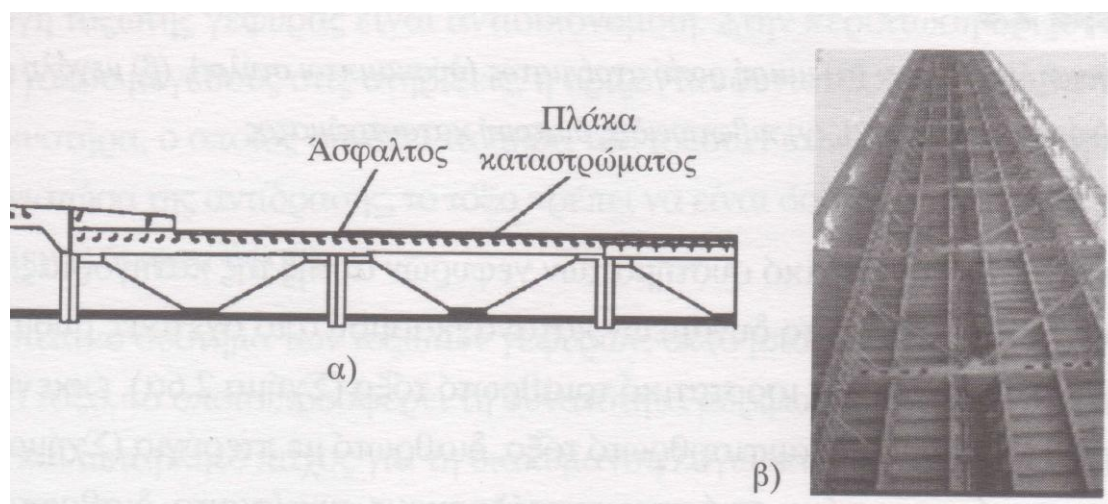


Σχήμα 1.3. Τύποι δικτυωτών γεφυρών. (Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)

Στο παρελθόν η αισθητική δεν συνέθετε σημαντικό παράγοντα στο σχεδιασμό των γεφυρών, με αποτέλεσμα γέφυρες τύπου δικτυώματος να είναι αντιαισθητικές. Η αισθητική, σε συνδυασμό με την οπτική ενόχληση στους οδηγούς από το μεγάλο αριθμό κατακόρυφων- διαγώνιων στοιχείων και η εντύπωση «πλήρους αταξίας» από το μεγάλο αριθμό διαφορετικών διατομών με διάφορες κλίσεις, οδήγησαν στην αποφυγή γεφυρών του τύπου αυτού. Επιπλέον, τα χαλύβδινα μέλη των δικτυωτών γεφυρών είναι εκτεθειμένα στις περιβαλλοντικές συνθήκες, έτσι ώστε η περιοδική συντήρησή τους να οδηγεί σε υψηλό κόστος στη διάρκεια του κύκλου ζωής τους. (Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)

ΟΡΘΟΤΡΟΠΙΚΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ

Ο όρος «ορθοτροπική» δηλώνει τις διαφορετικές ελαστικές ιδιότητες σε δύο αμοιβαία κάθετες διευθύνσεις. Το κατάστρωμα απαρτίζεται από μια μεταλλική πλάκα συγκολλημένη σε διαμήκεις ενισχύσεις (δοκοί διατομής I) που δημιουργούν πλαίσιο με τις εγκάρσιες δοκούς του καταστρώματος (Σχήμα 1.4). Η μέθοδος αυτή έχει εγκαταλειφθεί καθώς αποδείχθηκε ότι η μεταλλική πλάκα του καταστρώματος δεν αυξάνει τη δυσκαμψία και την αντοχή των κύριων φερόντων στοιχείων.



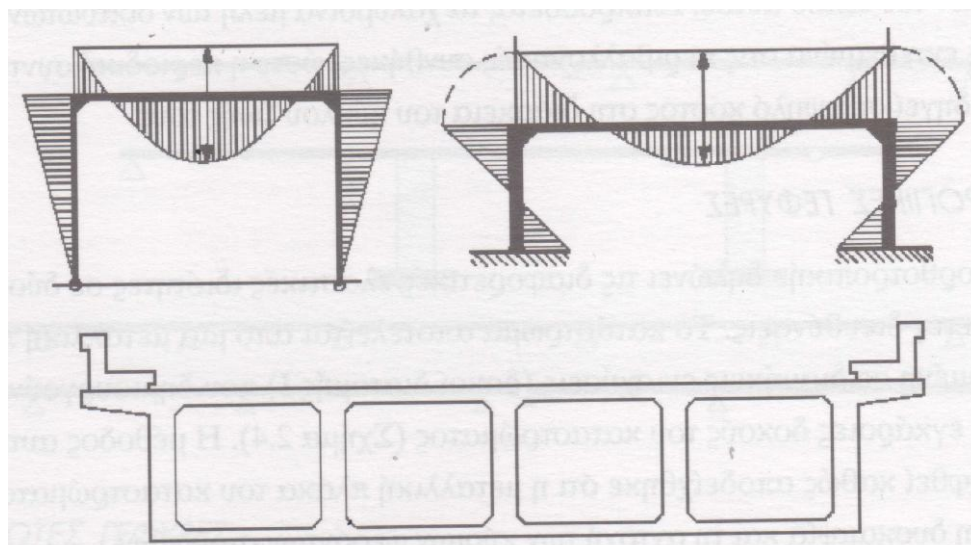
Σχήμα 1.4. Ορθοτροπικές γέφυρες: (α) τυπική διατομή, (β) γέφυρα Veranzano Narrows. (Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)

ΠΛΑΙΣΙΩΤΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ

Είναι γέφυρες των οποίων η ανωδομή στηρίζεται σε κατακόρυφα ή κεκλιμένα βάθρα, τα οποία είναι μονολιθικά συνδεδεμένα με το κατάστρωμα και κατασκευάζονται τόσο από χάλυβα όσο και από σκυρόδεμα. Το κατάστρωμα πακτώνεται, πχ., στα μεσόβαθρα, με αποτέλεσμα να μεταφέρεται μέρος της ροπής ανοίγματος στις στηρίξεις (Σχήμα 1.5α,β). Με κατάλληλη επιλογή αναλογίας δυσκαμψιών ζυγώματος- στύλων έπεται σημαντική μείωση των ροπών στο μέσο του ζυγώματος και επιτυγχάνεται μικρόκατασκευαστικό ύψος δοκού. (Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)

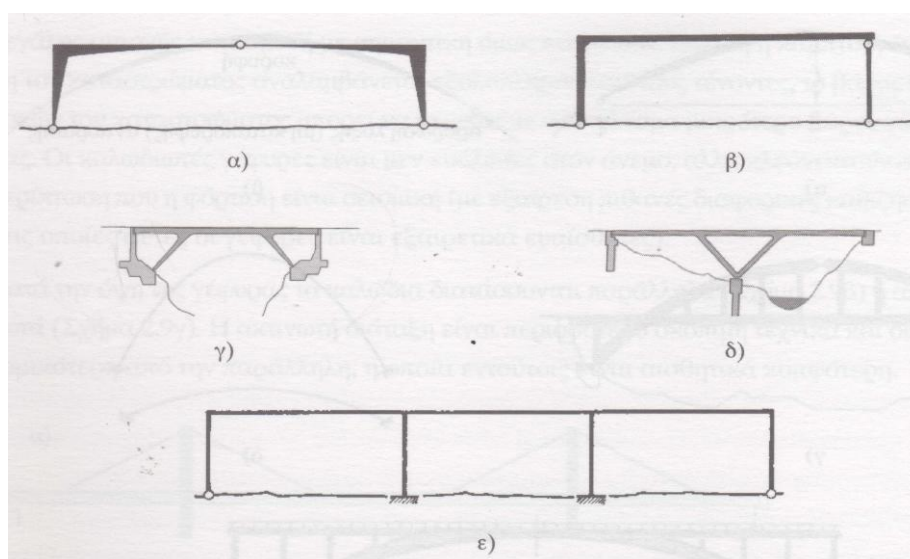
Το κατάστρωμα συνήθως απαρτίζεται από κλειστή κιβωτιοειδή διατομή, ενώ από άποψη οικονομίας οι γέφυρες αυτές είναι αρμόζουσες για μέσου μεγέθους

ανοίγματα (Σχήμα 5γ). Αντίθετα, για ανοίγματα μέχρι 15m οι κιβωτιοειδείς διατομές δεν ενδείκνυνται (το όφελος από τη μείωση του βάρους εξανεμίζεται από το αυξημένο κατασκευαστικό του κόστος) και συνήθως χρησιμοποιούνται πλήρεις διατομές.



Σχήμα 1.5. Πλαισιωτές γέφυρες: (α) μικρή ροπή ανοίγματος (δύσκαμπτοι στύλοι), (β) μεγάλη ροπή ανοίγματος (εύκαμπτοι στύλοι), (γ) κιβωτιοειδής διατομή καταστρώματος.(Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)

Όσον αφορά το στατικό σύστημα των γεφυρών της κατηγορίας αυτής, αυτό μπορεί να είναι το ανεξάρτητο δυνάμεων καταναγκασμού από τις σχετικές βυθίσεις ή θερμοκρασιακές μεταβολές ισοστατικό τριαθρωτό τόξο (Σχήμα 1.6α), έκκεντρο τριαθρωτό τόξο (Σχήμα 1.6β), αμφιαθρωτό τόξο, διαθρωτό με πτερύγια (Σχήμα 1.6γ) κατάλληλο για γέφυρες πάνω από αυτοκινητόδρομους, αμφίπακτο, διαθρωτό με σύστημα άντωσης (Σχήμα 1.6δ) ή το συχνά χρησιμοποιούμενο στις υψηλές κοιλαδογέφυρες πολύστυλο πλαίσιο (Σχήμα 1.6ε).(Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)



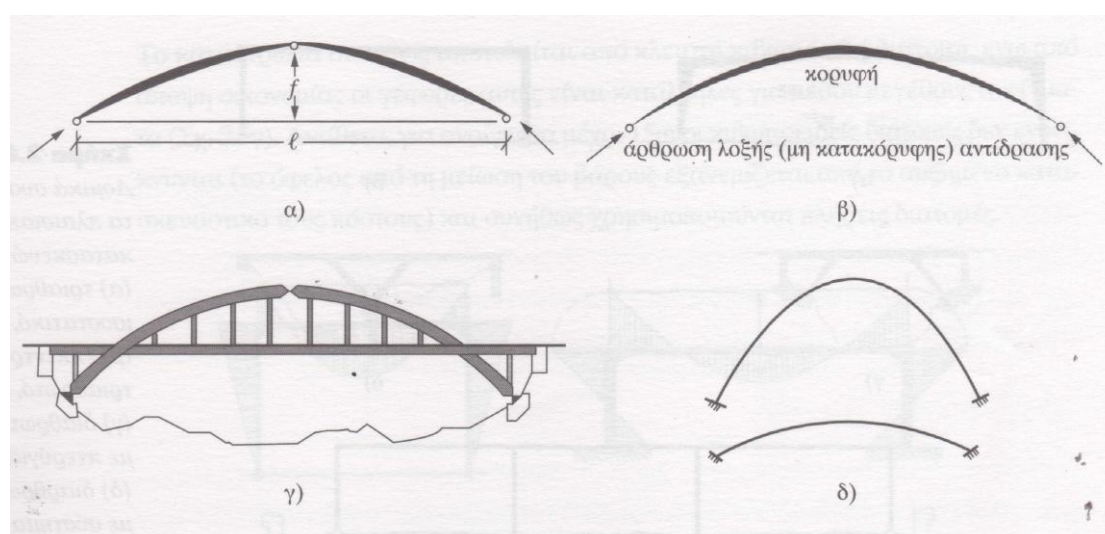
Σχήμα 1.6. Δομικά συστήματα πλαισιακών κατασκευών: (α) τριαθρωτό ισοστατικό, (β) έκκεντρο τριαθρωτό, (γ) διαθρωτό με πτερύγια, (δ) διαθρωτό με σύστημα άντωσης, (ε) πολύστυλο.(Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)

ΤΟΞΩΤΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ

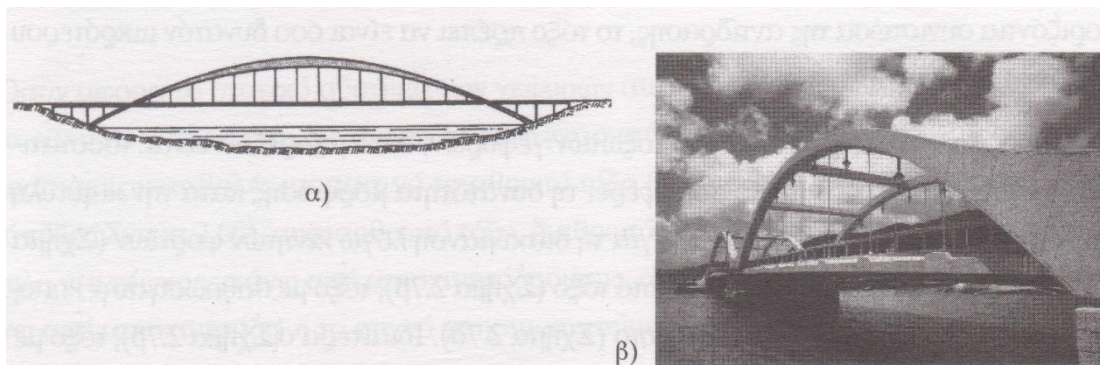
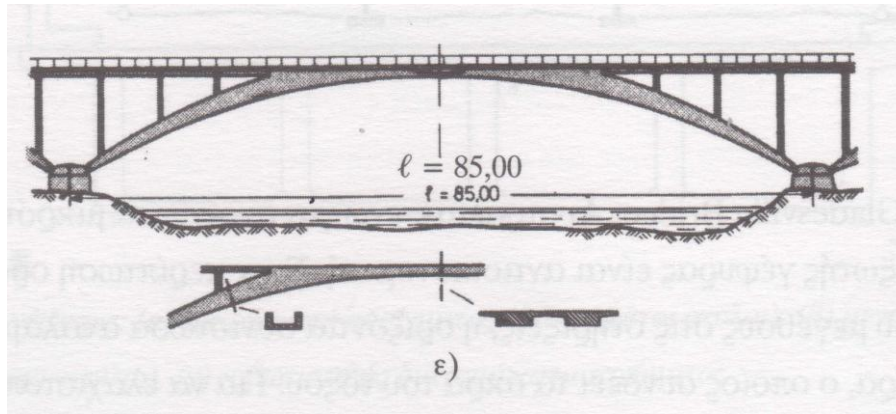
Ένας παλαιότερος τύπος γεφυρών είναι οι τοξωτές γέφυρες, καθώς υπάρχουν γέφυρες του τύπου αυτού ηλικίας 2000 ετών, κατασκευασμένες από πέτρα. Η λειτουργία τους υπολογίζεται στη μεταφορά του φορτίου στις στηρίξεις (με θλίψη) και επιβάλλεται για φορείς από συμπαγή δομικά υλικά με υψηλή θλιπτική αντοχή. Επειδή για μεγάλα ανοίγματα η οριζόντια συνιστώσα της αντίδρασης είναι σημαντική, υπάρχει ενδεχόμενο να μην είναι δυνατόν να μεταφερθεί η αντίδραση αυτή στο έδαφος με ασφάλεια, ιδιαίτερα αν η ποιότητα του εδάφους θεμελίωσης δεν είναι ικανοποιητική. Εντούτοις έχουν κατασκευασθεί γέφυρες τόξου μέχρι και 334m (Gladesville Bridge, Αυστραλία), ενώ για ανοίγματα μικρότερων των 50m η επιλογή τοξωτής γέφυρας είναι αντιοικονομική. Στην περίπτωση που υπάρχουν οριζόντιες δυνάμεις μεγάλου μεγέθους στις στηρίξεις, η οριζόντια συνιστώσα αναλαμβάνεται από έναν ελκυστήρα, ο οποίος συνδέει τα άκρα του τόξου. Για να μειωθεί η οριζόντια συνιστώσα της αντίδρασης, το τόξο πρέπει να είναι όσο δυνατόν μικρότερου βάρους και μεγαλύτερου ύψους. (Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)

Ως προς το στατικό σύστημα των τοξωτών γεφυρών, αυτό μπορεί να είναι ισοστατικό τριαθρωτό τόξο, το οποίο παρέχει τη δυνατότητα μόρφωσης κατά την καμπύλη των πιέσεων και μεταβλητό πάχος για τη διακύμανση λόγω κινητών φορτίων (Σχήμα 1.7α), μια φορά υπερστατικό διαθρωτό τόξο (Σχήμα 1.7β), τόξο με άρθρωση στην κατακόρυφη (Σχήμα 1.7γ) ή αμφίπακτο πλαίσιο (Σχήμα 1.7δ). Ιδιαίτερα οικονομική για ανοίγματα πάνω από 50m είναι η μορφή τριαθρωτού τόξου που επινοήθηκε από τον A. Maillart. Το τόξο αρχίζει στη στήριξη ως πλάκα, στο τέταρτο του ανοίγματος έχει διατομή U για ανάληψη των καμπτικών ροπών εκεί, ενώ στην κορυφή ο θόλος ενώνεται με την πλάκα καταστρώματος (Σχήμα 1.7ε).

Τέλος, διώρυγες ή ποταμοί γεφυρώνονται συχνά, και μάλιστα με μικρό κατασκευαστικό κόστος, με σύστημα δυο παράλληλων τοξωτών αντηρίδων και ανάρτηση του καταστρώματος από αυτές (Σχήμα 1.8). Στις περιπτώσεις στις οποίες το έδαφος δεν είναι καλής ποιότητας για την άμεση θεμελίωση των αντηρίδων, το καταστρώμα μπορεί να διαμορφωθεί σαν ελκυστήρας για την παραλαβή των οριζόντιων ωθήσεων του τόξου. (Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)



Σχήμα 1.7. Στατικά συστήματα τοξωτών γεφυρών. (Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)



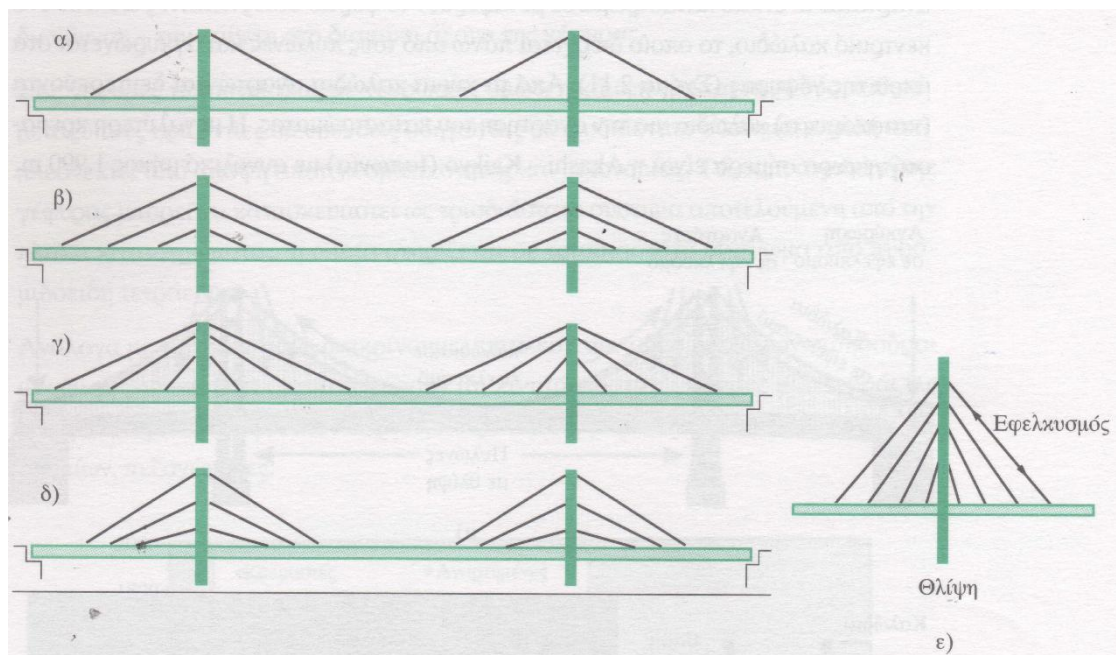
Σχήμα 1.8. Κατάστρωμα αναρτώμενο από τοξωτές αντηρίδες.(Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)

ΚΑΛΩΔΙΩΤΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ

Οι καλωδιωτές γέφυρες αντιπροσωπεύουν την πλέον καινοτομική εξέλιξη και ανάπτυξη μετά το Β' Παγκόσμιο Πόλεμο. Αποτελούν εξαιρετικά ανταγωνιστική οικονομική λύση για τη σύνδεση μεσαίων και μεγάλων ανοιγμάτων και είναι από τις πλέον ευχάριστες αισθητικά κατασκευές. Στις γέφυρες αυτές, το κατάστρωμα αναρτάται από τένοντες ενδιάμεσα στο μήκος του.

Οι τένοντες αυτοί καταλήγουν στους πυλώνες μεταφέροντας απευθείας σε αυτούς το φορτίο του καταστώματος (Σχήμα 1.9). Έτσι προκύπτει μια μεγάλης αντοχής κατασκευή με σημαντική όμως ευκαμψία. Επειδή η καμπτική ένταση του καταστώματος αναλαμβάνεται εξολοκλήρου από του τένοντες, το βάρος των δοκών του καταστώματος μπορεί να μειωθεί έχοντας έτσι μικρότερο βάρος γέφυρας. Οι γέφυρες αυτές είναι μεν ευάλωτες στον άνεμο, αλλά κυριαρχούν στην περίπτωση όπου η φόρτιση είναι σεισμική (με εξαίρεση πιθανές διαφορικές καθιζήσεις στις οποίες αυτές οι γέφυρες είναι εξαιρετικά ευαίσθητες).(Θεοδωρακόπουλος κ.α.,2008)

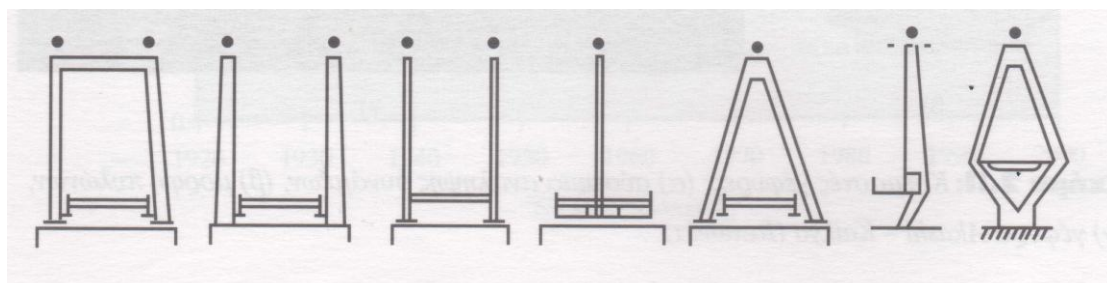
Κατά την όψη της γέφυρας τα καλώδια διατάσσονται παράλληλα (Σχήμα 1.9β) ή ακτινωτά (Σχήμα 1.2γ). Η ακτινωτή διάταξη είναι περισσότερο σκόπιμη τεχνικά και οικονομικότερη από την παράλληλη, η οποία εντούτοις είναι αισθητικά κομψότερη.



Σχήμα 1.9. Καλωδιωτές γέφυρες: (α)- (δ) μορφές, (ε) αρχή λειτουργίας.(Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)

Στο Σχήμα 10 φαίνονται οι διάφορες μορφές πυλώνων που υιοθετούνται στις καλωδιωτές γέφυρες. Συχνά, τα καλώδια της γέφυρας τοποθετούνται σε ένα μόνο επίπεδο με αγκυρώσεις κατά τον άξονα της γέφυρας και συνεπώς η διατομή πρέπει να είναι δύστροπη για την ανάληψη των μονόπλευρων φορτίων κυκλοφορίας.

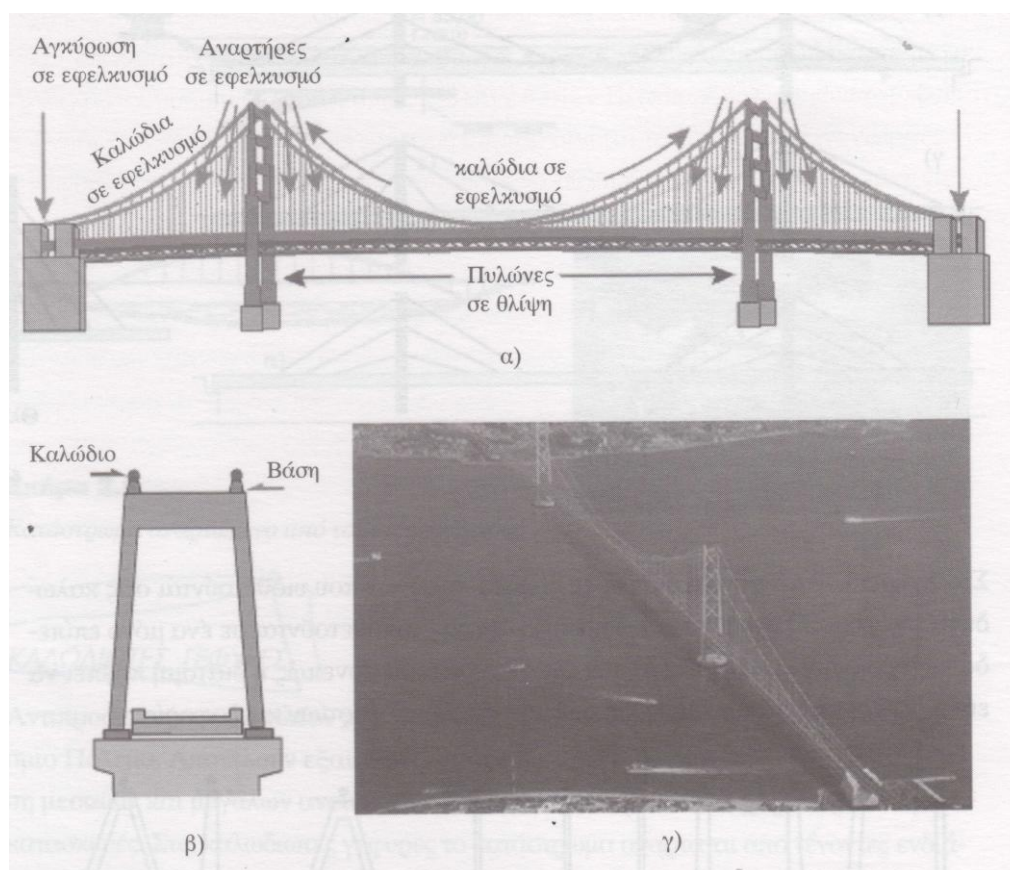
Η μεγαλύτερη καλωδιωτή γέφυρα στον κόσμο είναι η Tatara (Ιαπωνία) με ελεύθερο άνοιγμα 890m και ύψος (χαλύβδινων) πυλώνων πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας 226m. Η γέφυρα Ρίου – Αντιρρίου (Ελλάδα) θα αποτελεί μετά το πέρας κατασκευής της την μεγαλύτερου συνολικού μήκους καλωδιωτή γέφυρα στον κόσμο με συνολικό γεφυρωμένο άνοιγμα 2290m με ύψος πυλώνων 150m πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας.(Θεοδωρακόπουλος κ.α.,2008)



Σχήμα 1.10. Μορφές πυλώνων καλωδιωτών γεφυρών.(Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)

ΚΡΕΜΑΣΤΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ

Σε αντίθεση με τις καλωδιωτές, στις κρεμαστές γέφυρες οι τένοντες από τους οποίους αναρτάται το ενιαίο κατάστρωμα δε μεταφέρουν το φορτίο στους πυλώνες αλλά σε ένα κεντρικό καλώδιο, το οποίο διέρχεται πάνω από τους πυλώνες και αγκυρώνεται στα άκρα της γέφυρας (Σχήμα 1.11). Από τα κύρια καλώδια αναρτώνται δευτερεύοντα (κατακόρυφα) καλώδια για την ανάρτηση του καταστρώματος. Η μεγαλύτερη κρεμαστή γέφυρα σήμερα είναι η Akashi- Kaikyo (Ιαπωνία) με συνολικό μήκος 1.990m.(Θεοδωρακόπουλος κ.α.,2008)



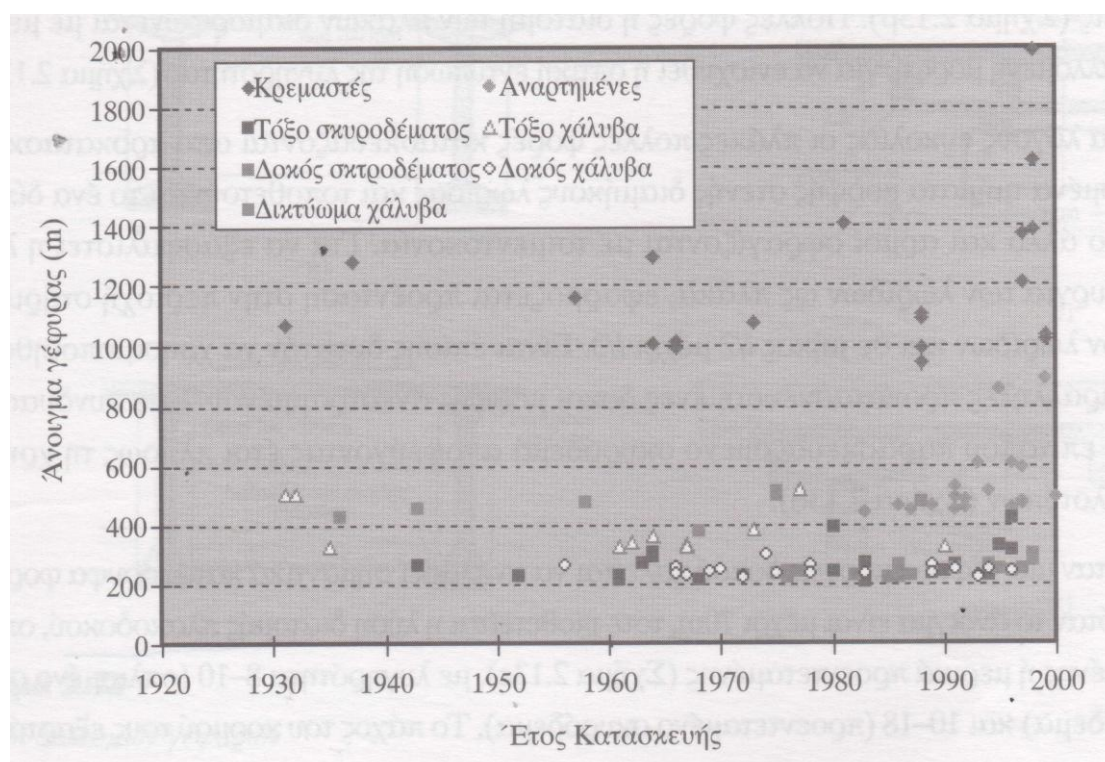
Σχήμα 1.11. Κρεμαστές γέφυρες: (α) σύστημα ανάληψης δυνάμεων, (β) μορφή πυλώνων, (γ) γέφυρα Akashi- Kaikyo (Ιαπωνία).(Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)

Στο Σχήμα 1.12, που παρουσιάζονται οι γέφυρες οι οποίες κατασκευάστηκαν στις ΗΠΑ μετά το 1920 σε συνάρτηση του ανοίγματος και του δομικού τους τύπου, είναι εμφανές ότι για ανοίγματα μέχρι 600m υιοθετούνται κυρίως γέφυρες τόξου και δύσκαμπτου πλαισίου (τόσο από σκυρόδεμα όσο και από χάλυβα), ενώ σε αρκετά μικρότερο ποσοστό (κυρίως πριν τη δεκαετία του '80) οι γέφυρες δικτυώματος. Στην περιοχή ανοιγμάτων 600 έως 1000m περίπου υπερισχύουν οι καλωδιωτές γέφυρες, ενώ ανοίγματα πάνω από 1000m γεφυρώνονται μόνο με κρεμαστές γέφυρες.

Από πλευράς ροής των δυνάμεων στην ανωδομή της γέφυρας, οι γέφυρες διακρίνονται σε μονοδιάστατα και δισδιάστατα συστήματα. Στην πρώτη περίπτωση το φορτίο διανέμεται σε μια μόνο διεύθυνση, με αποτέλεσμα να έχουμε κάμψη σε μια οριζόντια διεύθυνση - την κάθετη στο διαμήκη άξονα της γέφυρας. (Θεοδωρακόπουλος κ.α.,2008)

Στις γέφυρες τύπου πλάκας με νευρώσεις όμως, η κάμψη γίνεται περί δυο κάθετες μεταξύ τους οριζόντιες διευθύνσεις οδηγώντας σε δισδιάστατο σύστημα, επειδή αυτό πλεονεκτεί από άποψη αποτελεσματικότητας και οικονομίας. Τέλος, η ανωδομή της γέφυρας μπορεί να κατασκευασθεί ως τρισδιάστατο σύστημα αποτελούμενη από την πλάκα καταστρώματος, η οποία στηρίζεται σε τρισδιάστατο δικτύωμα από πυραμιδοειδή τετράεδρα.

Ανάλογα με τη χρήση τους έχουμε επιπλέον των οδικών και των σιδηροδρομικών γεφυρών, γέφυρες που φέρουν μη κινητά φορτία: γέφυρες μεταφοράς με σωληνώσεις (νερού, φυσικού αερίου, πετρελαίου), γέφυρες αεροδιαδρόμων αεροδρομίων, πεζογέφυρες. (Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)



Σχήμα 1.12. Άνοιγμα γεφυρών σαν συνάρτηση του έτους κατασκευής και του τύπου της γέφυρας. (Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)

1.3 ΑΙΣΘΗΤΙΚΗ ΓΕΦΥΡΩΝ

Η αισθητική θεωρείται κλάδος της φιλοσοφίας με αντικείμενο την ομορφιά και δεν απουσιάζει ούτε ακόμη και από το δομημένο περιβάλλον. Ο μηχανικός σχεδιάζει τις κατασκευές, έτσι ώστε να έχουν διάρκεια στο χρόνο με αποτέλεσμα, αν αυτές είναι αισθητικά ανεπαρκείς, να υπάρχουν μακροχρόνιες επιπτώσεις στην κοινωνία, το τοπικό περιβάλλον και το επάγγελμα του μηχανικού. Οι γέφυρες κατασκευάζονται για να εξυπηρετήσουν συγκεκριμένες ανάγκες και ως εκ τούτου η πρώτη απαίτηση που πρέπει να ικανοποιούν είναι η χρησιμότητα. Εντούτοις, ο σχεδιασμός γεφυρών με βάση το σκεπτικό «η μορφή ακολουθεί τη χρήση» δεν οδηγεί στα επιθυμητά

αποτελέσματα. Η κομψότητα και αισθητική των γεφυρών πηγάζουν από την αποτελεσματικότητά τους ως δομήματα, αποτελεσματικότητα που εκφράζεται όμως από σχήματα σε συμφωνία με το περιβάλλον και οπωσδήποτε δεν είναι προϊόν φαντασίας. Εάν η γέφυρα ανταποκρίνεται με απλότητα, οικονομία, χρηστικότητα και αρμονία με το περιβάλλον στη ροή των δυνάμεων που καλείται να μεταφέρει με ασφάλεια στο έδαφος, τότε αναμφίβολα είναι αισθητικά ευχάριστη. Κατά τον Leonhardt (Leonhardt, 1996) αυτό μπορεί να επιτευχθεί ακολουθώντας κατάλληλα τις αρχές σχεδιασμού. Ως τέτοιες αναφέρει:

Μορφή & λειτουργία

Η μορφή συνθέτει την πεμπουσία της αισθητικής και αναφέρεται στον τύπο των φερόντων στοιχείων (δοκοί, τόξα, αναρτήρες). Η μορφή πρέπει να ανταποκρίνεται στο υλικό κατασκευής που χρησιμοποιείται. Έτσι, η χρήση χαλύβδινων τενόντων για ανάρτηση του καταστρώματος δείχνει την ικανότητά τους να μεταφέρουν υψηλά εφελκυστικά φορτία, οι προεντεταμένες δοκοί σκυροδέματος δείχνουν την ικανότητα μεταφοράς φορτίων σε σχετικά μεγάλα ανοίγματα.

Αναλογίες

Οι αρμονικές αναλογίες στις τρεις διαστάσεις είναι αναγκαίες για το σχεδιασμό αισθητικά αποδεκτών γεφυρών. Στις συνεχών ανοιγμάτων γέφυρες, για παράδειγμα, θα πρέπει να υιοθετούν κατάλληλες αναλογίες μεταξύ των ανοιγμάτων και του ύψους καθώς επίσης και μεταξύ των βάθρων και του όγκου του καταστρώματος. Οι πυλώνες κρεμαστών γεφυρών πρέπει να δείχνουν ότι έχουν επαρκή αντοχή για τη γεφύρωση μεγάλων ανοιγμάτων. Είναι επίσης ομόφωνα αποδεκτό ότι το πλέον σημαντικό κριτήριο της χάρης μια γέφυρας είναι η λυγηρότητα (ύψος/ άνοιγμα) του καταστρώματος.

Κλίμακα

Η κλίμακα είναι συνάρτηση των σχετικών μεγεθών των στοιχείων που συγκροτούν τη γέφυρα και του συνόλου της γέφυρας. Η γέφυρα πρέπει να υπερισχύει αλλά και να συμμορφώνεται με το περιβάλλον. Μια γέφυρα σε απότομο βραχώδες περιβάλλον θα πρέπει να έχει όσο το δυνατόν απλό και έντονο περίγραμμα, ώστε να μην υπερκαλύπτεται από το περιβάλλον, ενώ μια ογκώδης γέφυρα σε αστική περιοχή δεν εντάσσεται αρμονικά στο περιβάλλον.

Ιεραρχία

Ως ιεραρχία ορίζεται από τον Leonhardt (1991) το χαρακτηριστικό της τακτοποίησης των τμημάτων μια γέφυρας (πχ. οι γραμμές, οι ακμές και η διεύθυνσή τους, το μέγεθος των δοκών γειτονικών ανοιγμάτων, ο λόγος των διαστάσεων των ορθογωνίων που σχηματίζονται μεταξύ πυλώνων, η συμμετρία). Για παράδειγμα, οι διευθύνσεις των διαγωνίων μελών ενός δικτύματος δε θα πρέπει να διαφέρουν σημαντικά, ενώ τα ανοίγματα διαφόρων τόξων μιας γέφυρας θα πρέπει να είναι συγκρίσιμα ως προς το μέγεθος και μονά ως προς τον αριθμό.

Ρυθμός

Ο ρυθμός ορίζεται ως επανάληψη ενός χαρακτηριστικού ή ενός στοιχείου σύμφωνα με το πρότυπο. Στη γεφυροποιία ο ρυθμός είναι βασικός για την οργάνωση των λεπτομερειών και επιτυγχάνεται με την οργανωμένη επανάληψη των αποστάσεων των στοιχείων της γέφυρας (όπως κατάλληλη απόσταση των στηρίξεων, ίσα ανοίγματα, ίδιο σύστημα καταστρώματος κατά το διαμήκη άξονα γέφυρας πολλών ανοιγμάτων). Εντούτοις, πολλές επαναλήψεις προκαλούν μονοτονία, η οποία διακόπτεται με χρήση άλλων σχεδιαστικών στοιχείων.

Αρμονία

Με τον όρο αρμονία περιλαμβάνονται πολλά επιθυμητά χαρακτηριστικά: συνεπής και οργανωμένη τακτοποίηση των επιμέρους τμημάτων, συμβατότητα, συμφωνία, κλπ. Γέφυρες σε μικρή απόσταση μεταξύ τους θα πρέπει να έχουν χαρακτηριστικά που βρίσκονται σε αρμονία μεταξύ τους. Επίσης, σημαντικές μεταβολές του ύψους των δοκών του καταστρώματος σε γειτονικά ανοίγματα δεν ελκύουν οπτικά και δίνουν την εντύπωση της δυσαρμονίας.

Φως & σκιά

Η συνολική εικόνα της γέφυρας σχετίζεται άμεσα με την κομψότητα της εμφάνισης της ανωδομής. Σημαντικό σε ρόλο στην τελευταία διαδραματίζει η γωνία πρόπτωσης των ηλιακών ακτινών, καθώς και η σκιά πάνω στη γέφυρα. Το επιθυμητό αποτέλεσμα του φωτός και της σκιάς στις γέφυρες παράγεται με κατάλληλες διαστάσεις, σχήμα και θέση καθενός από τα στοιχεία της.

1.4 ΔΟΜΙΚΑ ΥΛΙΚΑ ΓΕΦΥΡΩΝ

ΧΑΛΥΒΑΣ

Ο χάλυβας, είτε με τη μορφή ράβδων οπλισμού είτε με τη μορφή καλωδίων ανάρτησης και καλωδίων προέντασης είτε ως μορφοχάλυβας, εντοπίζεται σε κάθε γέφυρα. Η σημαντική εφελκυστική αντοχή, η ανθεκτικότητα σε διάρκεια και η ολκιμότητά του αποτελούν αρκετά ελκυστικά χαρακτηριστικά για τη χρήση του στη γεφυροποιία. (Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)

Το βασικό στοιχείο όλων των καλωδίων είναι το σύρμα, διαμέτρου 3 έως 7mm και με αντοχή πενταπλάσια σχεδόν του μαλακού χάλυβα και διπλάσια του χάλυβα υψηλής αντοχής. Η αύξηση της αντοχής γίνεται όμως σε βάρος της ολκιμότητας, αφού η μήκυνση θραύσης του σύρματος είναι το 1/5 περίπου αυτής του

κατασκευαστικού χάλυβα. Το καλώδιο των γεφυρών αποτελείται από μεγάλο αριθμό συρμάτων (Σχήμα 14). Λόγω του ότι το βήμα περιέλιξης των συρμάτων είναι σχετικά μεγάλο και η κλίση του συρματόσχοινου είναι λίγο μικρότερη (περίπου 5%) από αυτή των ευθύγραμμων συρματόσχοινων και ισοδυναμεί με τυπικό μέτρο ελαστικότητας 195 GPa. Με την πρώτη φόρτιση συρματόσχοινου, η επιμήκυνσή του οφείλεται τόσο στην ελαστική του παραμόρφωση όσο και στη σύμπτυξή του. Για να αναιρεθεί η παραμόρφωση λόγω σύμπτυξης επιβάλλεται προένταση 10 έως 20% περίπου της φόρτισης. (Θεοδωρακόπουλος κ.α.,2008)

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Για γέφυρες μικρού και μεσαίου ανοίγματος οι διαστάσεις των στοιχείων καθορίζονται από τις απαιτήσεις λειτουργικότητας και λεπτομερειών όπλισης και λιγότερο από την αντοχή του σκυροδέματος. Συνεπώς από την άποψη αυτή δεν είναι απαραίτητη η χρήση σκυροδέματος υψηλής αντοχής (με εξαίρεση στοιχεία που υπόκεινται σε υψηλές θλιπτικές δυνάμεις, όπως οι πυλώνες και τα βάθρα). Εντούτοις, η μελέτη σύνθεσης του σκυροδέματος που θα χρησιμοποιηθεί στην κατασκευή εξαρτάται όχι μόνο από τις απαιτήσεις αντοχής αλλά και την ανθεκτικότητά του, τη συστολή ξήρανσης, τους κύκλους ψύξης- απόψυξης και τις περιβαλλοντικές συνθήκες. Περαιτέρω, θα πρέπει να είναι εργάσιμο, μη υδατοπερατό, ανθεκτικό στο χρόνο και στην τριβή. Έτσι τα τελευταία χρόνια εξαπλώνεται στη γεφυροποιία η χρήση σκυροδέματος αντοχής άνω των 40 MPa. (Θεοδωρακόπουλος κ.α.,2008)

ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ

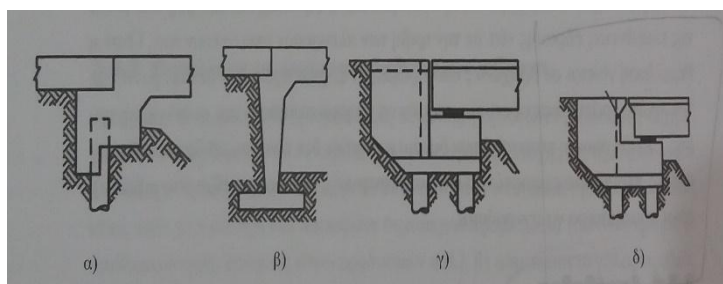
Τα σύνθετα υλικά έχουν εισαχθεί σχετικά πρόσφατα για χρήση σε κατασκευές, αλλά η εξάπλωσή τους, ιδιαίτερα σε συγκεκριμένους τομείς της κατασκευής, ήταν ραγδαία. Αποτελούνται από συνδυασμούς των άλλων τριών ειδών δομικών υλικών δηλαδή των μετάλλων, των κεραμικών και των πολυμερών, και η εξάπλωσή τους οφείλεται στο ότι συνδυάζουν ιδιότητες που κανένα από τα τρία είδη δεν παρουσιάζει από μόνο του. Στα σύνθετα υλικά περιλαμβάνονται τα ενισχυμένα πολυμερή (reinforced plastics, RP), τα με ίνες πολυεστέρα οπλισμένα πολυμερή (fiberreinforced plastics, FRP), τα με ίνες γυαλιού οπλισμένα πολυμερή (glass- fiberreinforced plastics, GFRP), τα πολυστρωματικά πολυμερή (laminates) κ.α. Τα υλικά αυτά χαρακτηρίζονται από μικρό βάρος, υψηλό λόγο αντοχής- βάρους και δυσκαμψίας - βάρους και υψηλή αντοχή σε κόπωση και οξειδωση. (Θεοδωρακόπουλος κ.α.,2008)

1.5 ΑΚΡΟΒΑΘΡΑ

Τα ακρόβαθρα είναι τα στοιχεία στα οποία στηρίζεται η ανωδομή στα επιχώματα της γέφυρας. Το ύψος του επιχώματος, το ύψος της ανωδομής, το μέγεθος της αντίδρασης στήριξης, οι εδαφικές συνθήκες και οι αναμενόμενες μετακινήσεις αποτελούν τους καθοριστικούς παράγοντες για την επιλογή της μορφής των ακρόβαθρων. (Θεοδωρακόπουλος κ.α.,2008)

Τα ακρόβαθρα μικρών γεφυρών αποτελούνται από τοίχωμα οπλισμένου σκυροδέματος, η στέψη του οποίου αποτελεί την επιφάνεια έδρασης της πλάκας. Δυο τρόποι μονολιθικής σύνδεσης των ακρόβαθρων με το κατάστρωμα φαίνονται στο Σχήμα 24. Στον πρώτο, τα φορτία ίδιου βάρους αναλαμβάνονται από τους πασσάλους, ενώ η οριζόντια ένταση λόγω σεισμού μεταφέρεται μέσω ώθησης γαιών και εγκάρσιας αντίστασης των πασσάλων. Ο βαθμός πάκτωσης βέβαια που επιτυγχάνεται είναι προφανές ότι δεν μπορεί να εκτιμηθεί αξιόπιστα και ποικίλει, καθώς οι οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις μετακινούν το ακρόβαθρο ώστε αυτό να προσεγγίζει ή να απομακρύνεται από το έδαφος, ανάλογα με τη διεύθυνση της σεισμικής έντασης. Η δεύτερη περίπτωση στήριξης είναι περισσότερο αξιόπιστη λόγω της πάκτωσης που προσφέρεται από το θεμέλιο, η μονολιθική σύνδεση ακρόβαθρου - καταστρώματος είναι κατάλληλη για ενός ή δυο ανοιγμάτων γέφυρες και σπανίως για μεγαλύτερες γέφυρες. Λόγω δε της μεγαλύτερης δυσκαμψίας τους τα ακρόβαθρα αναλαμβάνουν σημαντικό τμήμα της σεισμικής έντασης, με συνέπεια να μπορούμε να σχεδιάσουμε τα ενδιάμεσα βάθρα για τα κατακόρυφα φορτία μόνο.

Για ανοίγματα μεγαλύτερα των 15 έως 20m η πλάκα του καταστρώματος μπορεί να εδραστεί σταθερά στο ένα μόνο άκρο, ενώ στο απέναντι άκρο μπορεί να τοποθετηθεί εφέδρανο (Σχήμα 24γ,δ) με πρόβλεψη μικρού κενού μεταξύ καταστρώματος και ακρόβαθρου για λόγους θερμοκρασιακών διαστολών και ερπυσμού. Με τον τρόπο αυτό όμως το ακρόβαθρο καλείται να αναλάβει εξολοκλήρου την ένταση που προκύπτει όταν, κατά τη διάρκεια της διέγερσης, το κενό κλείσει. Επειδή ενδέχεται όμως να μην είναι εφικτός ο σχεδιασμός του τοιχώματος για τόσο υψηλή ένταση, υιοθετείται η λύση του Σχήματος 24δ, η οποία ελαχιστοποιεί την πιθανή βλάβη του ακρόβαθρου και οδηγεί σε πιο αξιόπιστη συμπεριφορά. (Θεοδωρακόπουλος κ.α.,2008)



Σχήμα 1.24. Τύποι ακρόβαθρων.(Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)

Η κορυφή του ακρόβαθρου κατασκευάζεται έτσι ώστε να δημιουργείται ένα τοπικό επίπεδο αστοχίας στη περίπτωση ισχυρής οριζόντιας έντασης. Εάν προκληθεί αστοχία στο επίπεδο αυτό, απομένει μεταξύ ακρόβαθρου και πλάκας κενό πλάκα κενό μεγαλύτερου πλάτους, το οποίο επιτρέπει την ανεμπόδιση εξέλιξη των μετακινήσεων όσο διαρκεί η φόρτιση. Μετά το τέλος της διέγερσης η βλάβη μπορεί εύκολα να αποτιμηθεί και να επιδιορθωθεί. (Θεοδωρακόπουλος κ.α.,2008)

1.6 ΕΦΕΔΡΑΝΑ

Τα εφέδρανα αποτελούν διατάξεις οι οποίες τάσσονται μεταξύ του καταστρώματος και των βάθρων, για να εξυπηρετήσουν μετατοπίσεις του καταστρώματος, όπως: α) διαμήκη μετακίνηση του καταστρώματος λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών, β) κατακόρυφη μετακίνηση λόγω βύθισης των βάθρων, γ) διαμήκη μετακίνηση των δοκών του καταστρώματος που προκαλείται από συστολή ξήρανσης ερπυσμό ή ελαστική βράχυνση λόγω προέντασης. Ένας άλλος λόγος για τον οποίο χρησιμοποιούνται είναι για λόγους αντισεισμικής προστασίας: η αύξηση της απόσβεσης της κατασκευής που προσφέρουν ορισμένοι τύποι εφεδράνων αυξάνει την περίοδο ταλάντωσης της κατασκευής και την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας. Με τον τρόπο αυτό μεγάλο ποσοστό της ενέργειας διοχετεύεται σε μικρό αριθμό στοιχείων που είναι εύκολο να ελεγχθούν και, εάν είναι απαραίτητο, να αντικατασταθούν. Δεν πρέπει να λησμονείται ότι οι γέφυρες αποτελούν κατασκευές στρατηγικής σημασίας, οι οποίες απαιτούν υψηλό δείκτη προστασίας για την εξασφάλιση της λειτουργίας τους μετά από ένα σεισμικό γεγονός.

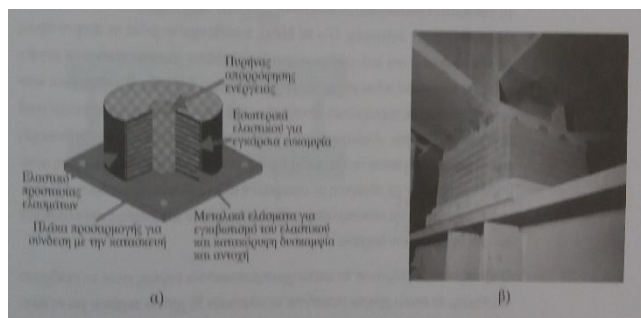
Ανάλογα με την εφαρμογή, ο μελετητής επιλέγει το κατάλληλο τύπο εφεδράνου με κριτήρια τις συνθήκες στήριξης που επιδιώκει να επιβάλλει στο κατάστρωμα και την οικονομία. (Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)

Από άποψη λειτουργίας τα εφέδρανα διακρίνονται σε σταθερά και σε κινητά, ενώ από άποψη κατασκευής οι βασικοί τύποι εφεδράνων είναι: α) τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα (lead-rubber bearings), β) τα εφέδρανα εγκιβωτισμού ελαστικού (pot bearings) και, γ) τα εφέδρανα ολίσθησης (sliding bearings). Τα σταθερά εφέδρανα παραλαμβάνουν εκτός από τα κατακόρυφα φορτία και οριζόντιες δυνάμεις, γι' αυτό και χρειάζονται αγκύρωση στην ανωδομή (δοκοί καταστρώματος) και στην υποδομή (βάθρα/ ακρόβαθρα) της γέφυρας. Τα κινητά εφέδρανα επιτρέπουν γραμμικές παραμορφώσεις της ανωδομής (από θερμοκρασιακές μεταβολές, συστολή ξήρανσης, ερπυσμό, ελαστική βράχυνση λόγω προέντασης, εγκάρσιες μετακινήσεις κεφαλών μεσοβάθρων). Τα σταθερά αλλά και τα κινητά εφέδρανα ενδέχεται να παρουσιάσουν κατά την καταπόνηση της γέφυρας από σεισμική διέγερση βλάβες, οι οποίες συνίστανται στη μερική ή και πλήρη καταστροφή του εφεδράνου, λόγω μεγάλων οριζόντιων σχετικών μετατοπίσεων του φορέα γέφυρας- κεφαλής βάθρων, ή στην υποχώρηση του φορέα (μέχρι και 30cm) ως συνέπεια της καταστροφής του εφεδράνου. Εφέδρανα τα οποία έχουν υποστεί βλάβες μπορούν γενικά να αντικατασταθούν ή να επισκευασθούν. (Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)

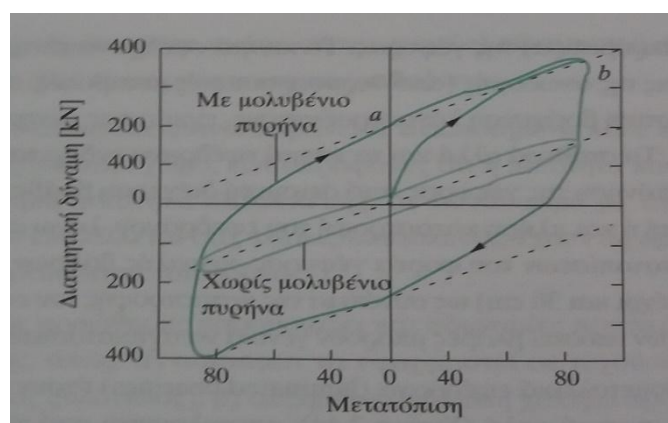
Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα (laminated bearings) έχουν την ευρύτερη εφαρμογή και είναι σχετικά απλά (Σχήμα 44): αποτελούνται από μεταλλικά ελάσματα (2 έως 4mm) με ενδιάμεσες στρώσεις βουλκανισμένου ελαστικού 5 έως 8mm. Λόγω των ελασμάτων τα εφέδρανα διαθέτουν σημαντική κατακόρυφη ατένεια (είναι πρακτικά ασυμπίεστα) και αποτρέπουν την κατακόρυφη παραμόρφωση από τα μεταβαλλόμενα κατακόρυφα φορτία. Ταυτόχρονα, το ελαστικό έχει χαμηλό μέτρο διάτμησης ($G = 100\text{MPa}$) μέχρι γωνία διατμητικής παραμόρφωσης $\varphi \approx 0.7$, ενώ για μεγαλύτερες τιμές εγκάρσιας παραμόρφωσης το μέτρο διάτμησης αυξάνει ραγδαία και ο ρυθμός εγκάρσιας παραμόρφωσης περιορίζεται. Η οριζόντια μετατόπιση που

επιτρέπει η παραμορφωσιμότητα του εφεδράνου είναι σημαντική και εξαρτάται από το πάχος του στρώματος ή των στρωμάτων του ελαστικού και κυρίως από την ύπαρξη ή όχι μολύβδινου πυρήνα (lead- rubber bearings), όπως φαίνεται και στους βρόχους υστέρησης διατμητικής δύναμης- εγκάρσιας παραμόρφωσης (Σχήμα 45).

Σημειώνεται ότι η ικανότητα απόσβεσης των ελαστομεταλλικών εφεδράνων οφείλεται μόνο στο ελαστικό και είναι της τάξης του 5% της κρίσιμης απόσβεσης.



Σχήμα 1.44. Ελαστομεταλλικά εφέδρανα: α) σχηματική τομή, β) εφέδρανο σε στήριξη γέφυρας.(Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)

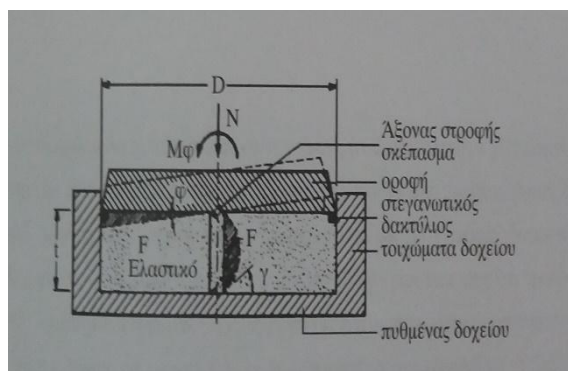


Σχήμα 1.45. Καμπύλη υστέρησης για εφέδρανα με ή χωρίς μολύβδινο πυρήνα.(Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)

Η μικρή τιμή της απόσβεσης και η σημαντική παραμορφωσιμότητά τους ακόμα και σε μικρής τιμής στατικά φορτία είναι τα κύρια μειονεκτήματα των ελαστομεταλλικών εφεδράνων. Η τοποθέτηση μολύβδινου πυρήνα παρέχει επαρκή ικανότητα απορρόφησης ενέργειας αλλά και δυσκαμψία για τα στατικά φορτία. Αυτά οφείλονται στις ευνοϊκές μηχανικές ιδιότητες του μολύβδου: μικρή διατμητική αντοχή (περίπου 10 MPa), σημαντική διατμητική δυσκαμψία (~130MPa), ελαστοπλαστική συμπεριφορά και ευνοϊκή απόκριση σε κύκλους κόπωσης στην πλαστική περιοχή. Το σχήμα, η γεωμετρία και ο αριθμός των εφεδράνων καθορίζεται από το κατακόρυφο φορτίο που χρειάζεται να μεταφέρουν.(Θεοδωρακόπουλος κ.α.,2008)

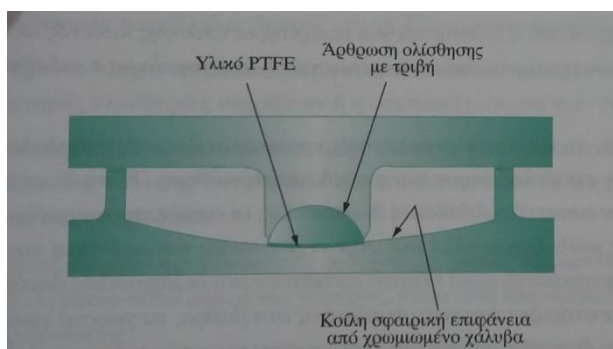
Τα εφέδρανα εγκιβωτισμένου ελαστικού (rotbearings) αποτελούνται από μαλακό ελαστικό (μέτρου διάτμησης $G \approx 80\text{MPa}$), τοποθετημένο μέσα σε μικρού ύψους χαλύβδινο δοχείο και καλυμμένο με μεταλλική πλάκα, η οποία κλείνει με μεγάλη ακρίβεια το ανοικτό πάνω μέρος του δοχείου (Σχήμα 46). Το ελαστικό είναι ασυμπιέστο και επειδή περιορίζεται πλευρικά το εφέδρανο δεν παραμορφώνεται

κατά τη διεύθυνση θλίψης. Ακόμα και όταν η πάνω πλάκα στρέφεται, το ελαστομερές ασκεί ομοιόμορφη πίεση στο πυθμένα του δοχείου, με αποτέλεσμα καλύτερη μεταφορά των φορτίων σε σύγκριση με σφαιρικά ή άλλα πολύπλοκα εφέδρανα. Η αντίσταση στροφής είναι αντιστρόφως ανάλογη του λόγου του πάχους του ελαστικού προς τη διάμετρο του δοχείου. (Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)



Σχήμα 1.46. Λειτουργία εφεδράνου από εγκιβωτισμένο ελαστικό. (Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)

Ο τρίτος τύπος εφεδράνων τα οποία χρησιμοποιούνται ευρέως είναι τα εφέδρανα ολίσθησης, τα οποία χρησιμοποιούνται τα τελευταία 30 χρόνια περίπου για τη διευκόλυνση των θερμοκρασιακών μεταβολών (Σχήμα 47).



Σχήμα 1.47. Εφέδρανα ολίσθησης. (Θεοδωρακόπουλος κ.α., 2008)

Αποτελούνται από ανοξείδωτο χάλυβα και Τεφλόν (πολύ- τετράχλωρο- αιθυλένιο ή PTFE). Ο συντελεστής τριβής μεταξύ των δυο αυτών υλικών είναι 0.02 έως 0.03, για μικρούς ρυθμούς ολίσθησης, ενώ αυξάνεται μέχρι και 0.10 έως 0.15 με αύξηση του ρυθμού παραμόρφωσης. Λόγω της μη ικανοποιητικής αξιοπιστίας και δυνατότητας πρόβλεψης της απόκρισής τους και κυρίως λόγω έλλειψης μηχανισμού επαναφοράς, τα εφέδρανα ολίσθησης χρησιμοποιούνται ως σεισμικοί μονωτήρες μόνο σε συνδυασμό με άλλες διατάξεις επαναφοράς. Ο συνδυασμός τους με ελαστομεταλλικά εφέδρανα είναι αρκετά αποδοτικός, αφού το κατακόρυφο φορτίο αναλαμβάνεται και από τις δυο διατάξεις, με το εφέδρανο ολίσθησης να αναλαμβάνει μικρότερο κατακόρυφο φορτίο, ενώ το ελαστομεταλλικό εφέδρανο παρέχει την απαραίτητη δύναμη επαναφοράς. Εφέδρανα ολίσθησης και ελαστομεταλλικά εφέδρανα μπορούν να χρησιμοποιηθούν και σε σειρά (το ένα πάνω στο άλλο) για να παράσχουν ευκαμψία σε επίπεδο δυνάμεων χαμηλότερο της δύναμης ολίσθησης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ

2.1 ΔΡΑΣΕΙΣ

2.1.1 ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΓΕΦΥΡΩΝ

Οι γέφυρες, ανάλογα με τη μορφή τους, ταξινομούνται σε διαφορετικές κατηγορίες, με διαφορετικές απαιτήσεις αντισεισμικού σχεδιασμού σε κάθε περίπτωση. Συνήθεις γέφυρες, οι οποίες αποτελούνται από το φορέα και κατακόρυφα βάθρα, που συνδέονται με το φορέα είτε μονολιθικά είτε μέσω εφεδράνων. Σε αυτή την κατηγορία μπορούν να υπαχθούν και οι φορείς με εκσκαφή και επανεπίχωση (cut and cover). Άλλες μορφές γεφυρών, οι οποίες όμως απαιτούν λεπτομερέστερη αντισεισμική μελέτη, είναι οι τοξωτές γέφυρες και οι γέφυρες με αντηριδωτά βάθρα και βάθρα μορφής V. Τέλος, σε ειδική κατηγορία υπάγονται οι κρεμαστές (suspension bridges) και οι καλωδιωτές γέφυρες (cable – stayedbridges).

Τα φέροντα στοιχεία μιας γέφυρας μπορούν να ταξινομηθούν σε τρεις κατηγορίες :

- Στο φορέα. Είναι το οριζόντιο στοιχείο της γέφυρας, που αποτελεί και το κατάστρωμα, πάνω στο οποίο γίνεται η κίνηση των οχημάτων και των πεζών και γενικώς φέρει τα ωφέλιμα φορτία της γέφυρας. Ανάλογα με τη στατική τους λειτουργία, οι φορείς διακρίνονται σε συνεχείς, αμφιέριστους και δοκούς Gerber. Ανάλογα με τη διατομή τους διακρίνονται σε συμπαγείς, πλάκες με κενά, κυψελωτούς φορείς, πλακοδοκούς, κιβωτιοειδούς διατομής κλπ.
- Στα βάθρα. Είναι τα κατακόρυφα στοιχεία που στηρίζουν το φορέα και μεταφέρουν τα φορτία στη θεμελίωση. Ανάλογα με τη μορφή τους, τα βάθρα χαρακτηρίζονται ως πολύστυλα, μονόστηλα, τοιχοειδή και κοίλα. Τα δύο ακραία βάθρα ονομάζονται ακρόβαθρα και συνήθως είναι τοιχοειδούς μορφής, επειδή λειτουργούν και ως τοίχοι αντιστήριξης των γαιών πίσω από αυτά. Τα ενδιάμεσα βάθρα ονομάζονται μεσόβαθρα.
- Στη θεμελίωση. Οι συνήθεις τρόποι θεμελίωσης των γεφυρών είναι με επιφανειακή θεμελίωση, με πασσάλους και με φρέατα.

2.1.2 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ - ΔΡΑΣΕΙΣ

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 (service ability 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).

Οι δράσεις οι οποίες επιβάλλονται στην κατασκευή με την μορφή συνδυασμών για τις προαναφερθείσες καταστάσεις σχεδιασμού, διακρίνονται σε:

- Άμεσες (direct), πχ. συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα κατανεμημένα γραμμικά και επιφανειακά φορτία,
- Έμμεσες (indirect), πχ. επιβαλλόμενη παραμόρφωση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής ή υποχώρησης στηρίξεων, ή επιβαλλόμενη επιτάχυνση λόγω σεισμού.

Οι δράσεις αυτές, ως προς το χρόνο ταξινομούνται σε:

- Μόνιμες (permanent)(G), πχ. ίδια βάρη της κατασκευής, προσαρτήματα,
- Μεταβλητές (variable) (Q), πχ. επιβεβλημένα φορτία, φορτία χιονιού ή ανέμου,
- Τυχηματικές (accidental) (A), πχ. εκρήξεις ή προσκρούσεις οχημάτων.

Ορισμένες δράσεις, π.χ. οι σεισμικές δράσεις ή τα φορτία χιονιού μπορεί να θεωρούνται είτε ως τυχηματικές ή και μεταβλητές δράσεις, ανάλογα με την περιοχή της κατασκευής, όπως περιγράφεται αναλυτικά σε άλλα μέρη του Ευρωκώδικα 1.

Ως προς τη θέση τους οι δράσεις ταξινομούνται σε :

- Καθορισμένες (fixed), πχ. το ίδιο βάρος,
- Ελεύθερες (free), πχ. κινητά επιβεβλημένα φορτία, φορτία χιονιού ή ανέμου. Ως προς τη φύση τους ταξινομούνται σε:
- Στατικές ή δυναμικές (static/dynamic), ανάλογα με το μέγεθος της επιτάχυνσης που προκαλείται στην κατασκευή.

Η προέκταση (P) είναι μόνιμη δράση. Οι έμμεσες δράσεις είναι είτε μόνιμες G (πχ. υποχώρηση στήριξης), ή μεταβλητές Q (πχ. θερμοκρασιακή μεταβολή).

Οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που προαναφέρθηκαν δίνονται αναλυτικά στα διάφορα Μέρη του Ευρωκώδικα 1.

Ανάλογες χαρακτηριστικές τιμές για τις ιδιότητες των υλικών δίνονται στους υπόλοιπους ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΕΣ (2 έως 9).

2.2 ΦΟΡΤΙΑ ΚΥΚΛΟΦΟΡΙΑΣ ΣΕ ΟΔΙΚΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ

2.2.1 ΓΕΝΙΚΑ

Το μέρος 3 του ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 1 (Μάρτιος 1995) προδιαγράφει τα κινητά φορτία (κατακόρυφα και οριζόντια), τα οποία χρησιμοποιούνται για οδικές, σιδηροδρομικές και γέφυρες πεζών, σε συνδυασμό με τα υπόλοιπα φορτία του EC1, καθώς και με τα μέρη του ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 2 έως 9, που αναφέρονται σε γέφυρες. Δεν προδιαγράφονται ειδικά φορτία σχετικά π.χ. με κίνηση στρατιωτικών οχημάτων ή κίνηση τραμ κλπ, καθώς και κανόνες για γέφυρες που εξυπηρετούν συγχρόνως

οδικά οχήματα και τρένα. Επίσης, δεν προδιαγράφονται φορτία πρόσκρουσης πλοίων ή αεροπλάνο (π.χ. σε γέφυρες πλωτών ποταμών ή θάλασσας). Πληροφορίες και κανόνες γι' αυτές τις περιπτώσεις περιέχονται είτε στα Εθνικά Κείμενα Εφαρμογής ή σε συμπληρωματικούς κανόνες που εκδίδονται για κάθε ειδικό αντικείμενο. Επιπλέον, στα Εθνικά Κείμενα προσδιορίζονται τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας κλπ, οι οποίες στους Ευρωκώδικες δίνονται με ενδεικτικές τιμές μέσα σε τετραγωνίδια ή αγκύλες. Οι δράσεις επί των γεφυρών διακρίνονται σε μεταβλητές (variable) και τυχηματικές (accidental).

Όταν πρόκειται για κανονικές συνθήκες χρήσης, τα φορτία κυκλοφορίας οχημάτων και πεζών θεωρούνται ως τυχηματικέςδράσεις.

Οι διάφορες αντιπροσωπευτικές τιμές των μεταβλητών δράσεων διακρίνονται σε:

- Χαρακτηριστικές (στατιστικές ή ονομαστικές)(characteristic)
- Σποραδικές (μέση περίοδος επαναφοράς ένα έτος)(infrequent)
- Συχνές (μέση περίοδος επαναφοράς μια εβδομάδα) (frequent)
- Ημιμόνιμες (quasi-permanent)

Γενικά, ισχύουν οι καταστάσεις σχεδιασμού που ορίστηκαν προηγουμένως, τα δε φορτία κυκλοφορίας τα οποία θα λαμβάνονται υπόψη, προσδιορίζονται υπό μορφή ομάδων (groups)φορτίων.

2.2.2 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ ΚΑΙ ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΕ ΟΔΙΚΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ

Τα φορτία που ορίζονται στο κεφάλαιο αυτό εφαρμόζονται για το σχεδιασμό οδικών γεφυρών με επιμέρους ανοίγματα μικρότερα των 200m, και με πλάτος οδοστρώματος όχι μεγαλύτερο των 42m.

Η διάρκεια ζωής των γεφυρών λαμβάνεται ίση με 100 χρόνια.Για ανοίγματα μεγαλύτερα των 200m, τα φορτία αυτά θεωρούνται ότι είναι συντηρητικά.

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 προσαύξηση, εκτός αν ζητηθεί από την Αρμόδια Αρχή.

2.2.3 ΦΟΡΤΙΑ ΚΥΚΛΟΦΟΡΙΑΣ ΟΔΟΓΕΦΥΡΩΝ ΚΑΤΑ ΤΟ ΔΙΝ 1072(67/82)

Η βασική (σχεδόν αποκλειστική) κατηγορία φορτίων που χρησιμοποιείται για το σχεδιασμό οδογεφυρών στην Ελλάδα είναι η κατηγορία ή κλάση 60/30 ,που περιλαμβάνει δυο βαριά οχήματα, ένα των 60t και ένα των 30t. Έτσι εδώ περιοριζόμαστε στην κατηγορία αυτή. Ως κατάστρωμα της γέφυρας στο οποίο δρουν τα φορτία κυκλοφορίας λαμβάνεται ολόκληρη η επιφάνεια μεταξύ (της εσωτερικής επιφάνειας) των κρασπέδων ή των στηθαίων των πεζοδρομίων (όποιο είναι πλησιέστερα προς τον άξονα της γέφυρας) και (της εσωτερικής επιφάνειας) των τυχόν διαζωμάτων που ενδεχομένως χωρίζουν τους δυο κλάδους (αν οι δυο κλάδοι φέρονται από την ίδια γέφυρα). Η επιφάνεια του καταστρώματος χωρίζεται στα εξής μέρη:

- Στην κύρια λωρίδα (ΚΛ) πλάτους 3m.
- Στην δευτερεύουσα λωρίδα (ΔΛ), πλάτους 3m ή όσο το υπόλοιπο του πλάτους του καταστρώματος, αν το συνολικό του πλάτος είναι μικρότερο από 6m.
- Στο υπόλοιπο της επιφάνειας.

Τα φορτία κυκλοφορίας στην κύρια λωρίδα είναι τα εξής:

1. Όχημα 60t με πλάτος 3m (όσο της λωρίδας), με 3 άξονες τροχών ανά 1.5m (απόσταση του 1^{ου} άξονα από αρχή οχήματος : 1.5m , απόσταση τελευταίου άξονα από τέλος του οχήματος : 1.5m ,σύνολο $4 \times 1.5m = 6m$)

Ο κάθε άξονας θεωρείται ότι έχει δυο τροχούς, σε απόσταση 2m μεταξύ τους κατά το πλάτος του οχήματος, με φορτίο 100kN ανά τροχό. Η επιφάνεια επαφής του τροχού με το κατάστρωμα είναι 0.2m (κατά το μήκος του οχήματος) \times 0.6m (κατά το πλάτος). Το όχημα αυτό ονομάζεται κύριο όχημα. Η φόρτιση της γέφυρας από το κύριο όχημα μπορεί να θεωρηθεί ότι αποτελείται από 3 συγκεντρωμένα φορτία των 200kN το καθένα , σε απόσταση 1.5m μεταξύ τους.

2. Ομοιόμορφο φορτίο $q_1=5 \text{ kN/m}^2$ σ' όλο το μήκος της κύριας λωρίδας μπροστά και πίσω από το κύριο όχημα.

Το κύριο όχημα τοποθετείται σ' εκείνη τη θέση κατά μήκος της γέφυρας για την οποία προκύπτει η δυσμενέστερη δυνατή επιρροή στο εντατικό μέγεθος που μας ενδιαφέρει. Έτσι, αν μας ενδιαφέρει η ροπή κάμψης σε μια διατομή της γέφυρας, τοποθετείτε ο μεσαίος άξονας στη διατομή αυτή. Κατ' εξαίρεση, αν η διατομή που μας ενδιαφέρει είναι έξω από τα μεσαία τρίτα του ανοίγματος L μεταξύ διαδοχικών στηρίξεων – ή γενικότερα μεταξύ διαδοχικών σημείων μηδενισμού της γραμμής επιρροής – είναι δυσμενέστερη η τοποθέτηση του 1^{ου} άξονα στη διατομή που μας ενδιαφέρει και των άλλων δυο προς το κέντρο του ανοίγματος.

Όλο το υπόλοιπο της κύριας λωρίδας μπρος και πίσω από το κύριο όχημα, μέχρι το σημείο μηδενισμού της γραμμικής επιρροής, φορτίζεται από το ομοιόμορφο φορτίο q_1 .

Η ένταση που προκύπτει από την φόρτιση της κύριας λωρίδας (ή ισοδύναμα, το φορτίο του κυρίου οχήματος και το ομοιόμορφο φορτίο q_1) πολλαπλασιάζονται επί συντελεστή ταλάντωσης $\varphi=1.4$ έως $0.008L$ (m). Αν η τιμή του L (άνοιγμα ή απόσταση σημείων μηδενισμού γραμμής επιρροής) ξεπερνά τα 50m, λαμβάνεται $\varphi=1$.

Στην δευτερεύουσα λωρίδα θεωρείται ότι υπάρχουν:

- Όχημα βάρους 30t (δευτερεύον όχημα), όμοιο καθ' όλα με το κύριο όχημα των 60t εκτός από το βάρος ανά τροχό (50kN συνολικό βάρος άξονα 100kN και οχήματος 300kN) και το πλάτος των τροχών (0.4m κατά το πλάτος της γέφυρας). Το δευτερεύον όχημα θεωρείται ότι βρίσκεται ακριβώς δίπλα στο κύριο όχημα κατά το πλάτος της γέφυρας.
- Ομοιόμορφο φορτίο $q_2=3\text{kN/m}^2$ μπρος και πίσω από το δευτερεύον όχημα (όπως το q_1 της κύριας λωρίδας).

Αν το άνοιγμα L της γέφυρας – ή γενικότερα η απόσταση μεταξύ διαδοχικών σημείων μηδενισμού της γραμμής επιρροής του εντατικού μεγέθους που μας ενδιαφέρει – ξεπερνά τα 30m, επιτρέπεται η απλοποίηση του κυρίου οχήματος ως ομοιόμορφο φορτίο $600\text{kN}(3\text{m}\times 6\text{m})=33.3\text{kN/m}^2$ και του δευτερεύοντος με ομοιόμορφο φορτίο 16.7kN/m^2 .

Στο υπόλοιπο του καταστρώματος της γέφυρας (όσο πλάτος έχει) καθώς και στα πεζοδρόμια, λαμβάνεται ομοιόμορφο φορτίο $q_r=3\text{KN/m}^2$.

Ο συντελεστής φ δεν πολλαπλασιάζει τα φορτία εκτός της κύριας λωρίδας.

Προφανώς αν η δράση των φορτίων σε κάποιο τμήμα της επιφάνειας του καταστρώματος είναι ανακουφιστική, τότε δεν θεωρούνται ότι δρουν σε αυτό φορτία κυκλοφορίας. Η θέση της κύριας λωρίδας στο πλάτος του καταστρώματος πρέπει να είναι η δυσμενέστερη για το εντατικό μέγεθος που μας ενδιαφέρει.

Η δευτερεύουσα λωρίδα τοποθετείται δίπλα της, εκτός αν αυτό δεν είναι δυσμενές, οπότε δεν τοποθετείται καθόλου. Το υπόλοιπο του πλάτους φορτίζεται με το φορτίο q_r , για όσο πλάτος προκύπτει δυσμενεία για το υπόψη εντατικό μέγεθος.

Τονίζεται ότι λαμβάνεται μόνο μια κύρια λωρίδα και μόνο μια δευτερεύουσα το πολύ σε όλο το πλάτος του καταστρώματος, ανεξάρτητα του αν σ' αυτό περιλαμβάνεται ο ένας κλάδος (κατεύθυνση) κυκλοφορίας ή και η δυο. Έτσι, αν υπάρχει χωριστή γέφυρα για κάθε κλάδο, η κάθε μια από τις δυο γέφυρες θα υπολογιστεί (χωριστά) για δράση της κύριας και της δευτερεύουσας λωρίδας στο πλάτος του καταστρώματος της. Αν οι δυο αυτές παράλληλες γέφυρες στηρίζονται σε κοινά βάθρα (και όχι σε χωριστά βάθρα ανά γέφυρα και κλάδο), τα βάθρα και η θεμελίωση τους θα υπολογισθούν για δράση μιας μόνο κύριας και μιας δευτερεύουσας λωρίδας σε όλο το πλάτος και των δυο χωριστών γεφυρών.

Το DIN 1072 προβλέπει επίσης και οριζόντια φορτία, από τροχοπέδηση ή επιτάχυνση των οχημάτων, από φυγόκεντρες δυνάμεις, κ.α.

2.2.4 ΦΟΡΤΙΑ ΚΥΚΛΟΦΟΡΙΑΣ ΟΔΟΓΕΦΥΡΩΝ ΚΑΤΑ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 1

Ο καθορισμός των φορτίων κυκλοφορίας στον Ευρωκώδικα 1 είναι πολύ πιο περίπλοκος απ' ό τι στο DIN 1072. Είναι όμως τεχνικά και επιστημονικά αρτιότερος και ανταποκρίνεται πολύ καλύτερα στα σημερινά δεδομένα των Ευρωπαϊκών αυτοκινητοδρόμων διεθνούς κυκλοφορίας. Εδώ δίνονται τα βασικά μόνο στοιχεία των φορτίων κυκλοφορίας κατά τον Ευρωκώδικα 1. Δεδομένου μάλιστα ότι έχουν ήδη περιγραφεί τα φορτία κατά το DIN1072, δίνονται μόνο οι σχετικές διαφορές του Ευρωκώδικα 1.

Διακρίνονται τρεις λωρίδες κυκλοφορίας, αντί δυο του DIN 1072.

Αυτές αριθμούνται ως λωρίδα 1, 2 και 3. Γενικώς το πλάτος κάθε λωρίδας είναι 3m. Αν το πλάτος καταστρώματος είναι μεταξύ 3m και 5.4m, τοποθετείται μόνο η λωρίδα 1 σε πλάτος 2m, και ότι περισσεύει χαρακτηρίζεται ως «υπόλοιπη επιφάνεια». Αν το πλάτος καταστρώματος είναι μεταξύ 5.4m και 6m, μοιράζεται σε δυο λωρίδες (στην 1 και στη 2) πλάτους ίσου με το μισό του καταστρώματος.

Για πλάτος μεταξύ 6m και 9m τοποθετούνται λωρίδες 1 και 2 πλάτους 3m, και ότι περισσεύει χαρακτηρίζεται ως «υπόλοιποι επιφάνεια». Τέλος, για πλάτος πάνω από 9m τοποθετούνται και οι τρεις λωρίδες 1, 2 και 3 και περισσεύει και «υπόλοιπη επιφάνεια». Αν οι δυο κατευθύνσεις κυκλοφορίας βρίσκονται πάνω στην ίδια γέφυρα και χωρίζονται με διαχωριστικό στηθαίο ή νησίδα, τότε κάθε πλευρά του καταστρώματος εκατέρωθεν του διαχωριστικού χωρίζεται σε 7 λωρίδες ανάλογα με το πλάτος της (δηλ. μέχρι 5.4m, 5.4 έως 6m, 6 έως 9m, πάνω από 9m).

Οι λωρίδες 1, 2, 3 τοποθετούνται στα δυο μισά του καταστρώματος, ανάλογα με το αν χωράνε. Έτσι μπορεί οι λωρίδες 1, 2, 3 να μη βρίσκονται στην ίδια πλευρά του διαχωριστικού, αλλά μια από αυτές σε διαφορετική, π.χ. αν σε κάθε κατεύθυνση το κατάστρωμα έχει πλάτος 7.5m, και επομένως χωράει μόνο δύο λωρίδες των 3m, τότε η λωρίδα 3 θα βρίσκεται στην άλλη κατεύθυνση και το κενό των $7.5 - 2 \times 3 = 1.5m$ που περισσεύει στη μια κατεύθυνση, ή των $7.5 - 3 = 4.5m$ στην άλλη, θεωρούνται «υπόλοιπη επιφάνεια».

Τα φορτία κυκλοφορίας που δίνει ο Ευρωκώδικας 1 έχουν, υπό τις συνθήκες του 2000, πιθανότητα υπέρβασης 5% σε 50 χρόνια σε γέφυρες ανοίγματος 10m μέχρι 200m. Για μεγαλύτερα ανοίγματα τα φορτία του Ευρωκώδικα είναι συντηρητικά. Τα φορτία που δίνονται για αυτοκινητοδρόμους βαριάς βιομηχανικής κυκλοφορίας διεθνών μεταφορών είναι τα εξής :

- Στη λωρίδα 1: όχημα βάρους $Q_1=600kN$, ομοιόμορφο φορτίο σε όλο το μήκος (περιλαμβανομένης της επιφάνειας κάτοψης του οχήματος) : $q_1=9kN/m^2$.
- Στη λωρίδα 2: όπως στην 1, αλλά με βάρος οχήματος $Q_2=400kN$ και ομοιόμορφο φορτίο $q_2=2.5kN/m^2$.
- Στη λωρίδα 3: όπως στην 2, αλλά με βάρος οχήματος $Q_3=200kN$.

Στην «υπόλοιπη επιφάνεια» κυκλοφορίας θεωρείται μόνον ομοιόμορφο φορτίο $q_r=5kN/m^2$. Σε αυτοκινητοδρόμους μικρότερης κυκλοφορίας κυρίως επιβατικές η κάθε χώρα επιτρέπεται να μειώνει τα ανώτερα φορτία μέχρι και κατά 20%. Οι τιμές των ανωτέρω φορτίων περιλαμβάνουν ήδη την επιρροή της ταλάντωσης. Έτσι δεν

χρειάζεται επαύξηση με συντελεστή αντίστοιχο του φ κατά DIN 1072. Τα φορτία των οχημάτων θεωρείται ότι ασκούνται σ' ένα διπλό άξονα με 2 τροχούς ανά άξονα, με απόσταση 2m μεταξύ των τροχών κατά το πλάτος του οχήματος (αφήνοντας 0.5m μέχρι την άκρη του πλάτους του οχήματος). Η επιφάνεια επαφής των τροχών λαμβάνεται τετράγωνη, πλευράς 0.4m. Το όχημα θεωρείται ότι κινείται κατά μήκος του άξονα της λωρίδας, οπότε το φορτίο του ασκείται στο μέσο του πλάτους της λωρίδας. Σε γέφυρες ανοίγματος πάνω από 10m δηλαδή πρακτικά σε όλες το συνολικό φορτίο του οχήματος επιτρέπεται να θεωρείται συγκεντρωμένο σε ένα σημείο, στο κέντρο του οχήματος.

Για τοπικούς ελέγχους στοιχείων μικρού ανοίγματος οι δυο άξονες του διπλού άξονα λαμβάνονται χωριστά, σε απόσταση 1.2m μεταξύ τους. Για τέτοιου είδους ελέγχους τα οχήματα δυο διαφορετικών λωρίδων μπορεί να πλησιάσουν μεταξύ τους, με τους τροχούς τους να φτάνουν μέχρι απόσταση από κέντρο σε κέντρο 0.5m (αντί 1m που είναι κανονικά).

Η θέση των λωρίδων 1, 2 και 3 κατά πλάτος της γέφυρας και των οχημάτων κάθε λωρίδας κατά μήκος της πρέπει να επιλέγεται ώστε να δίνει τα δυσμενέστερα αποτελέσματα για το υπόψη εντατικό μέγεθος. Έτσι, σε αντίθεση με το DIN 1072, η λωρίδα 2 και το όχημα της δεν χρειάζεται να βρίσκονται ακριβώς δίπλα στην 1 και στο αντίστοιχο όχημα. Επιπλέον, αν το δυσμενέστερο για το εντατικό μέγεθος που υπολογίζεται είναι να μη φορτίζεται μια λωρίδα με το ομοιόμορφο φορτίο q_1 σε όλο της το πλάτος, τότε το φορτίο q_1 λαμβάνεται ότι δρα μόνο σε εκείνο το τμήμα του πλάτους της λωρίδας που δίνει δυσμέγεια. Το υπόλοιπο μένει αφόρτιστο. Όμως το φορτίο του οχήματος Q_1 λαμβάνει να δρα πάντα στο σύνολο του, στο μέσο του πλάτους της λωρίδας.

Κάθε λωρίδα τοποθετείται μόνο μια φορά στο πλάτος του καταστρώματος κυκλοφορίας. Εννοείται ότι η φόρτιση κατά μήκος μιας λωρίδας εκτείνεται μόνο σε εκείνο το μήκος της γέφυρας για το οποίο προκύπτει δυσμέγεια. Π.χ. αν μας ενδιαφέρει η ροπή στρέψης σε κάποια διατομή της γέφυρας σχετικά μακριά από την στήριξη που δεσμεύει (πακτώνει) το φορέα καταστρώματος σε στρέψη, δεδομένου ότι η σχετική γραμμή επιρροής αλλάζει πρόσημο (από + σε -) στις δυο πλευρές της διατομής, η λωρίδα 1 τοποθετείται στο τμήμα της επιφάνειας μέχρι την υπόψη διατομή και στη μέγιστη δυνατή απόσταση από τον άξονα της γέφυρας (ώστε να δίνει τη μέγιστη φόρτιση) και η λωρίδα 2 στο απέναντι τμήμα του μήκους και του πλάτους της γέφυρας, ώστε να δίνει, με αντίθεση εκκεντρότητα ως προς τον άξονα, στρεπτική φόρτιση με το ίδιο πρόσημο όπως και η λωρίδα.

Τα οχήματα των λωρίδων 1 και 2 τοποθετούνται πολύ κοντά στη διατομή που μας ενδιαφέρει (ώστε να μεγιστοποιείται η στρεπτική φόρτιση εξαιτίας του καθενός τους) απλώς σε αντίθετη πλευρά της διατομής και σε αντίθετη βέβαια θέση ως προς τον άξονα της γέφυρας. Αν στο μισό του πλάτους του καταστρώματος κυκλοφορίας χωράει και η άλλη λωρίδα (τουλάχιστον το μισό του πλάτους της), τότε μια ακόμη (η λωρίδα 2 ή η 3) τοποθετείται δίπλα στη λωρίδα 1 αλλά προφανώς προς το εσωτερικό του πλάτους του καταστρώματος και το όχημα της τοποθετείται στην ίδια κατά μήκος θέση όπως και το 1, ώστε να συμβάλλει θετικά με την εκκεντρότητά του στη ροπή στρέψης. Η άλλη λωρίδα (η 3 ή η 2) τοποθετείται στο απέναντι τμήμα του μήκους και του πλάτους της γέφυρας. Το ομοιόμορφο φορτίο των λωρίδων, $q_2=q_3$ ή της

υπόλοιπης επιφάνειας, q_r , ασκείται μόνο μέχρι τον άξονα της γέφυρας ώστε να μεγιστοποιείται η ροπή στρέψης.

Αν οι δυο κατευθύνσεις κυκλοφορίας βρίσκονται πάνω στην ίδια γέφυρα και χωρίζονται με διαχωριστικό στηθαίο ή νησίδα, κάθε πλευρά του καταστρώματος εκατέρωθεν του διαχωριστικού χωρίζεται σε λωρίδες ανάλογα με το πλάτος της και μπορεί π.χ. μόνο δυο λωρίδες να χωράνε στην ίδια πλευρά του διαχωριστικού.

Τότε, αν το δυσμενέστερο για το υπόψη εντατικό μέγεθος είναι να τοποθετούνται οι λωρίδες συνολικά όσο γίνεται πιο έκκεντρα από τον άξονα της γέφυρας, μπορεί δυσμενέστερο να είναι να τοποθετηθούν οι λωρίδες 1 και 2 στη μια κατεύθυνση σε μέγιστη απόσταση από τον άξονα και το διαχωριστικό, η «υπόλοιπη επιφάνεια» να συμπληρώνει το κενό μέχρι το διαχωριστικό, ενώ στην απέναντι κατεύθυνση η λωρίδα 3 τοποθετείται κολλητά στο διαχωριστικό και ως «υπόλοιπη επιφάνεια» να φορτίζεται όσο πλάτος της δίνει δυσμείνεια.

Με τα ανωτέρω φορτία κυκλοφορίας στο κατάστρωμα συνδυάζεται φόρτιση των πεζοδρομίων (και της τυχόν ενδιάμεσης νησίδας, αν αυτή διαθέτει επαρκές πλάτος για να φιλοξενήσει πεζούς) με φορτίο 2.5kN/m^2 . Εναλλακτικά, και αν αυτό είναι δυσμενέστερο, μπορεί να φορτίζονται μόνον τα πεζοδρόμια και η τυχόν νησίδα με φορτίο συνωστισμού 5kN/m^2 (χωρίς φορτία κυκλοφορίας στο κατάστρωμα).

Ο συνδυασμός των ανωτέρω φορτίων κυκλοφορίας Q με τα μόνιμα φορτία G γίνεται με συντελεστές 1.35 και στα δυο, δηλ. $1.35G+1.35Q$ αντί του $1.35G+1.5Q$ που λαμβάνεται γενικώς στα κτίρια. Οι Ευρωπαϊκές χώρες έχουν όμως το δικαίωμα να πάρουν μειωμένους (και πιο ρεαλιστικούς) συνδυασμούς μόνιμων και κινητών φορτίων, καθότι είναι απίθανη η ταυτόχρονη μεγάλη υπέρβαση τόσο της ονομαστικής τιμής των μόνιμων φορτίων όσο και αυτής των κινητών.

Η μείωση που συνιστάται στον Ευρωκώδικα EN1990 (Βάσεις του σχεδιασμού) είναι η εξής: Στο συνδυασμό $1.35G+1.35Q$ (ή $1.35G+1.5Q$ για τα κτίρια), όταν λαμβάνεται η πλήρης τιμή των μόνιμων φορτίων G μπορεί να λαμβάνεται η τιμή συνδυασμού των φορτίων κυκλοφορίας, που ισούται με το 75% των οχημάτων των λωρίδων συν το 40% των ομοιόμορφων φορτίων των λωρίδων, της «υπόλοιπης επιφάνειας» και των πεζοδρομίων. Αντίστοιχα, όταν λαμβάνεται η πλήρης τιμή των φορτίων κυκλοφορίας, μπορεί να θεωρούνται μόνιμα φορτία μειωμένα κατά 15%, γίνονται δηλ. $1.35 \times 0.85G = 1.15G$.

Τα μειωμένα φορτία κυκλοφορίας (δηλ. το 75% του φορτίου οχημάτων συν το 40% των ομοιόμορφων φορτίων), πολλαπλασιασμένα επί το συντελεστή φορτίου 1.35, συνδυάζονται και με τις θερμοκρασιακές δράσεις (ονομαστικές τιμές) πολλαπλασιασμένες επί συντελεστή φορτίου 1.5 και βεβαίως με τα μόνιμα φορτία ως άνω ($1.35G$ ή $1.15G$, ανάλογα με το αν υιοθετείται η σχετική ελάφρυνση ή όχι).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο ΜΕΛΕΤΗ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ ΔΥΟ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ ΣΥΝΟΛΙΚΟΥ ΜΗΚΟΥΣ 41,3m ΑΠΟ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΜΕ ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΑ, ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ Η/Υ

3.1 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ – ΣΥΜΒΑΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Το τεχνικό TE19 είναι μία συνεχής πεζογέφυρα δύο ίσων ανοιγμάτων. Οριζοντιογραφικά, ο άξονας της πεζογέφυρας βρίσκεται σε ευθυγραμμία και τέμνει κάθετα τους άξονες των κλάδων της λεωφόρου Ποσειδώνος.

Το συνολικό πλάτος του καταστρώματος είναι 18.00m και το συνολικό μήκος της γέφυρας είναι 41.30m, με μήκος ανοίγματος 20.05m.

Στους άξονες A3 και A4 η έδραση του καταστρώματος γίνεται μέσω ελαστομεταλλικώνεφεδράνων τύπου NBC4 500x186 με μεταξύ τους αξονική απόσταση 10.00m.

Τα ακρόβαθρα A3 και A4 είναι ολόσωμα τοιχοειδή βάθρα, με πάχος κορμού 2.10m και θωρακίου 0.50m. Το μεσόβαθρο M1 είναι οβάλ διατομής πλάτους 1.20m και μήκους 5.80m. Το ελεύθερο ύψος του βάθρου είναι 6.55m.

Το τεχνικό TE19 γεφυρώνει τον κλάδο της λεωφόρου Ποσειδώνος προς Πειραιά και Λαμία (AP-B_1) στη Χ.Θ. 0+850.00 και τον κλάδο προς Αθήνα και Γλυφάδα (PA-B_1) στη Χ.Θ. 0+850.00.

Η οριστική μελέτη πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με την οριστική μελέτη οδοποιίας που εκπονήθηκε, για το τμήμα αυτό, από την τεχνική εταιρεία ΣΥΣΤΑΣ Α.Ε. Σύμβουλοι Μηχανικοί και την έκθεση γεωτεχνικής αξιολόγησης.

Η θεμελίωση του μεσόβαθρου και των ακρόβαθρων γίνεται επί πασσάλων διαμέτρου \varnothing 1.20m και μήκους 30m. Ο κεφαλόδεσμος των ακρόβαθρων έχει πάχος 1.50m ενώ του μεσόβαθρου M1 2.00m. Το πλήθος των πασσάλων είναι 18 για τα ακρόβαθρα και 14 για το μεσόβαθρο. Από τους κορμούς των ακρόβαθρων A3 και A4 προεκτείνονται πτερυγιότοιχοι πάχους 1.00m οι οποίοι είναι μονολιθικά συνδεδεμένοι με τα ακρόβαθρα. Οι πληροφορίες του παρόντος κεφαλαίου αντλήθηκαν από την τεχνική έκθεση του έργου των μελετητών της εταιρείας ΟΜΕΤΕ Α.Ε., κ. Ν. Μουγιάκο, κ. Θ. Κατσαντώνη και κα Γ. Βασιλακοπούλου.

Τύπος διατομής

Ο φορέας του καταστρώματος αποτελείται από ένα δκύψελο προεντεταμένο κιβωτιούψους 2.25m με εγκάρσιες νευρώσεις ανά 6.0m περίπου. Το πλάτος του κιβωτίου είναι 6.00m, ενώ η άνω και κάτω πλάκα του έχουν πάχος 0.30m. Τα τοιχώματα του κιβωτίου έχουν πάχος 0.50m. Η διατομή είναι μονολιθικά συνδεδεμένη στο μεσόβαθρο M1 και απλάεδραζόμενη σε δύο ελαστομεταλλικά εφέδρανα στα ακρόβαθρα A3 και A4. Το συνολικόπλάτος της διατομής μαζί με τους προβόλους είναι 18.00m. Οι πρόβολοι έχουν μήκος 6.00m και πάχος στη βάση τους 0.50m.

Οι πληροφορίες του παρόντος κεφαλαίου αντλήθηκαν από την τεχνική έκθεση του έργου των μελετητών της εταιρείας ΟΜΕΤΕ Α.Ε., κ. Ν. Μουγιάκο, κ. Θ. Κατσαντώνη και κα Γ. Βασιλακοπούλου.

Τύπος βάθρων

Το ακρόβαθρο Α3 είναι τοιχοειδούς μορφής με πάχος κορμού 2.10m και ύψος κορμού, χωρίς το θωράκιο, 5.59m. Το ακρόβαθρο διαθέτει θωράκιο πάχους 0.50m και ύψους 2.52m. Οι πτερυγιότοιχοι πακτώνονται στον κορμό, το θωράκιο και τον κεφαλόδεσμο των ακρόβαθρων και έχουν ύψος 8.11m και πάχος 1.00m.

Το μεσόβαθρο Μ1 είναι οβάλ διατομής πλάτους 1.20m και μήκους 5.80m και είναι μονολιθικά συνδεδεμένο με το φορέα του καταστρώματος. Το ελεύθερο ύψος του βάθρου είναι 6.55m. Το ακρόβαθρο Α4 είναι τοιχοειδούς μορφής με πάχος κορμού 2.10m και ύψος κορμού, χωρίς το θωράκιο, 5.54m. Το ακρόβαθρο διαθέτει θωράκιο πάχους 0.50m και ύψους 2.57m. Οι πτερυγιότοιχοι πακτώνονται στον κορμό, το θωράκιο και τον κεφαλόδεσμο των ακρόβαθρων και έχουν ύψος 8.11m και πάχος 1.00m.

Τύπος θεμελίωσης

Η θεμελίωση του μεσόβαθρου και των ακρόβαθρων γίνεται επί πασσάλων μέσω κεφαλόδεσμων. Ο κεφαλόδεσμος των ακρόβαθρων Α3 και Α4 έχουν διαστάσεις κάτοψης 7.60 έως 18.00m και πάχος 1.50m. Ο κεφαλόδεσμος του μεσόβαθρου Μ1 είναι οκταγωνικής μορφής και έχει διαστάσεις κάτοψης 7.80 έως 17.20m και πάχος 2.00m.

Οι πάσσαλοι των ακρόβαθρων και του μεσόβαθρου έχουν διάμετρο Ø1.20m και βάθος έμπηξης 30m. Η επιλογή της θεμελίωσης και η επάρκειά της επιβεβαιώνονται από τη Γεωτεχνική έκθεση αξιολόγησης.

3.2 ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

- - Προεντεταμένο Σκυρόδεμα Πλάκας Καταστρώματος: C40/50 (XS1)
- - Σκυρόδεμα Μεσόβαθρων: C40/50 (XS1)
- - Σκυρόδεμα Ακρόβαθρων: C25/30 (XS1)
- - Σκυρόδεμα Κεφαλόδεσμων: C25/30 (XS2)
- - Σκυρόδεμα Πασσάλων: C25/30 (XS2)
- - Σκυρόδεμα Τοίχων Αντιστήριξης: C25/30 (XS1)
- - Σκυρόδεμα Εξομάλυνσης (Άοπλο): C8/10 (X0)
- - Χάλυβας χαλαρού σπλισμού: B500C
- - Χάλυβας προέντασης (prEN10138): 1670/1860 (fp0.1k=1600MPa)

Χρησιμοποιούνται 18 καλώδια (6 ανά νεύρωση) 192T15 της ALGACABLE ή αναλόγου για τοκατάστρωμα όπως φαίνεται στα σχετικά σχέδια.

Η στεγάνωση του καταστρώματος επιτυγχάνεται με επίστρωση ειδικών μεμβρανών.

Οι πληροφορίες του παρόντος κεφαλαίου αντλήθηκαν από την τεχνική εκθεση του έργου των μελετητών της εταιρείας ΟΜΕΤΕ Α.Ε., κ. Ν. Μουγιάκο, κ. Θ. Κατσαντώνη και κα Γ. Βασιλακοπούλου.

Οι επιφάνειες του καταστρώματος, των βάθρων, των πτερυγιοτόιχων και των κεφαλόδεσμων που βρίσκονται σε επαφή με το έδαφος προστατεύονται έναντι διάβρωσης με διπλή ασφαλική επάλειψη.

Οι ορατές επιφάνειες σκυροδέματος θα κατασκευαστούν με τελείωμα τύπου Γ και θα προστατευθούν με αντιρρυπαντική επάλειψη.

Στην έκταση η οποία θα πληρωθεί με κηπόχωμα για φύτευση θα πρέπει να γίνει ειδική προστασία του σκυροδέματος έναντι χημικής προσβολής, έναντι διάβρωσης λόγω συνεχούς παραμονής στο νερό καθώς και αντιριζική προστασία.

Στη βάση των κορμών των ακρόβαθρων θα κατασκευαστούν στραγγιστήρια από διάτρητο σωλήνα Ø0.20m που περιβάλλεται από χονδρόκοκκο υλικό και γεωύφασμα, για την απαγωγή των κατεισδύοντων ομβρίων εκτός τεχνικού. Τα όμβρια θα οδηγούνται στο αποχετευτικό σύστημα της αρτηρίας.

3.3 ΦΑΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Πριν την έναρξη εργασιών θα γίνουν οι απαραίτητες παρακάμψεις δικτύων. Στη συνέχεια θα ολοκληρωθεί η κυκλοφοριακή παράκαμψη της Α' Φάσης σύμφωνα με τη μελέτη κυκλοφοριακών ρυθμίσεων για την κατασκευή του τεχνικού που εκπονήθηκε από την SYSTAS Α.Ε.

3.4 ΥΛΙΚΑ

- Σκυρόδεμα Πλάκας Καταστρώματος: C40/50 (XS1)
- Σκυρόδεμα Μεσόβαθρων: C40/50 (XS1)
- Σκυρόδεμα Ακρόβαθρων: C25/30 (XS1)
- Σκυρόδεμα Κεφαλόδεσμων: C25/30 (XS2)
- Σκυρόδεμα Πασσάλων: C25/30 (XS2)
- Σκυρόδεμα Τοίχων Αντιστήριξης: C25/30 (XS1)
- Σκυρόδεμα Εξομάλυνσης (Άοπλο): C8/10 (X0)
- Χάλυβας χαλαρού οπλισμού: B500C

3.5 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ

- EN 1990 Βάσεις σχεδιασμού δομημάτων
- EN 1991 Δράσεις σε δομήματα
- EN 1992 Σχεδιασμός κατασκευών από σκυρόδεμα
- EN 1997 Γεωτεχνικός σχεδιασμός
- EN 1998 Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών
- Κανονισμός τεχνολογίας σκυροδέματος
- Κανονισμός τεχνολογίας χαλύβων οπλισμού σκυροδέματος
- ΟΜΟΕ Οδηγίες Μελετών Οδικών Έργων
- Προδιαγραφές και συμβατικά έγγραφα του έργου

Οι πληροφορίες του παρόντος κεφαλαίου αντλήθηκαν από την τεχνική έκθεση του έργου των μελετητών της εταιρείας ΟΜΕΤΕ Α.Ε., κ. Ν. Μουγιάκο, κ. Θ. Κατσαντώνη και κα Γ. Βασιλακοπούλου.

3.6 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

- Ίδιο βάρος οπλισμένου σκυροδέματος: 25 kN/m^3
- Ίδιο βάρος άοπλου σκυροδέματος: 24 kN/m^3
- Ίδιο βάρος επίχωσης με δεντροφύτευση: 22 kN/m^3
- Ίδιο βάρος επίχωσης με θαμνώδη φύτευση: 20 kN/m^3
- Ωθήσεις μεταβατικού επιχώματος: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 30^\circ$, $c = 0$
- Μεταβολή θερμοκρασίας (ομοιόμορφη): $+32/-22 \text{ }^\circ\text{C}$
- Μεταβολή θερμοκρασίας (ακραίων ινών): $+15.0/-8.0 \text{ }^\circ\text{C}$
- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: Z1
- Μέγιστη σεισμική εδαφική επιτάχυνση $\alpha_g R$: $0.16g$
- Κατηγορία εδάφους: E ($S = 1.40$)
- Συντελεστής σπουδαιότητας γ : 1.0
- Συντελεστής μετελαστικής συμπεριφοράς: $\alpha_x = 3.15$ (διαμήκης)
 $\alpha_y = 2.00$ (εγκάρσιος)
 $\alpha_z = 1.00$ (κατακόρυφος)

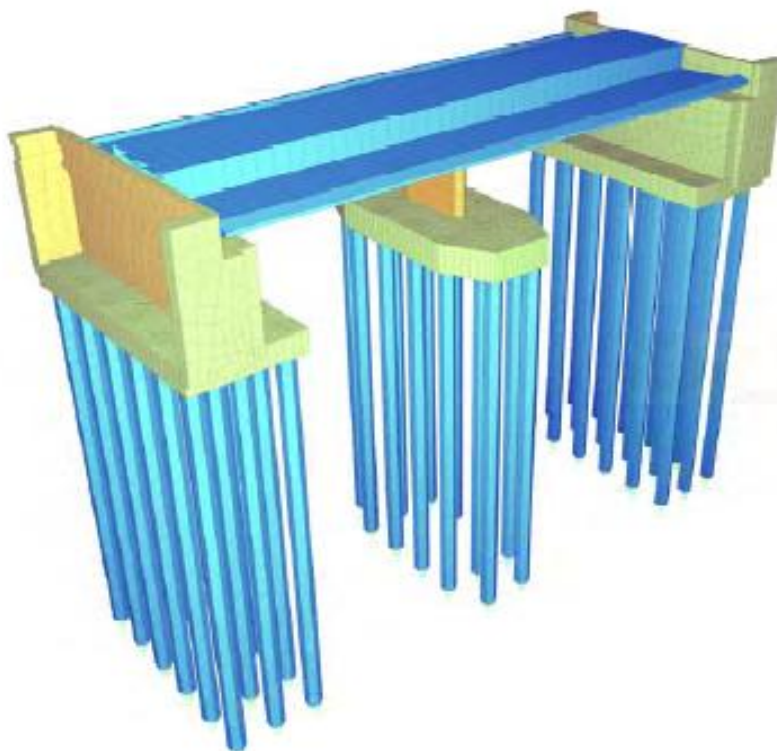
Οι πληροφορίες του παρόντος κεφαλαίου αντλήθηκαν από την τεχνική έκθεση του έργου των μελετητών της εταιρείας ΟΜΕΤΕ Α.Ε., κ. Ν. Μουγιάκο, κ. Θ. Κατσαντώνη και κα Γ. Βασιλακοπούλου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ Η/Υ – ΤΕΧΝΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ

4.1 ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση του καταστρώματος, των βάθρων και των πασσάλων του τεχνικού πραγματοποιήθηκε με χρήση προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων, μετά οποία προσεγγίζεται ικανοποιητικά η πραγματική κατανομή δυσκαμψίας και μάζας καθώς και οι συνθήκες στήριξης του φορέα. Το κατάστρωμα και τα βάθρα προσομοιώθηκαν με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία δοκού με κατάλληλη διακριτοποίηση. Τα εφέδρανα των βάθρων A3 και A4 προσομοιώθηκαν με γραμμικά ελατήρια κατά τις τρεις διευθύνσεις. Τα ακρόβαθρα και οι κεφαλόδεσμοι προσομοιώθηκαν με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους και οι πάσσαλοι με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία δοκού επί συνεχούς ελαστικής στήριξης. Οι αριθμητικές αναλύσεις πραγματοποιούνται μέσω του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Sofistik.

Οι πληροφορίες του παρόντος κεφαλαίου αντλήθηκαν από την τεχνική έκθεση του έργου των μελετητών της εταιρείας ΟΜΕΤΕ Α.Ε., κ. Ν. Μουγιάκο, κ. Θ. Κατσαντώνη και κα Γ. Βασιλακοπούλου.



Σχέδιο 4.1. Προσομοίωμα ΠΣ για την τελική φάση.

Φορτίσεις

LC 5010 Ίδιο Βάρος φορέα

Λαμβάνεται για $\gamma=25\text{kN/m}^3$

LC 5011 Προένταση

Χρησιμοποιούνται 18 καλώδια (6 ανά νεύρωση) 19T15 της ALGACABLE ή αναλόγου για τοκατάστρωμα όπως φαίνεται στα σχετικά σχέδια.

Διατομή τένοντα 22T15 : $A_p = 26.60\text{cm}^2$ (διατομή συρμ. 140mm^2)

Ολίσθηση κώνου : 5mm

Αθέλητη εκκεντρότητα : $0.58^\circ/\text{m}$

Συντελεστής τριβής : $\mu = 0.20$

Μέτρο Ελαστικότητας : $E_s = 195000\text{N/mm}^2$

Υλικό καλωδίων : $1600/1860\text{N/mm}^2$

$f_{pk} = 1860\text{MPa}$

$f_{p01k} = 1600\text{MPa}$

Μέση επιτρεπόμενη τάση μετά την αγκύρωση:

$\min [0.85 \cdot 1600 ; 0.75 \cdot 1860] = 1360\text{N/mm}^2$

LC 5040 Πρόσθετα μόνιμα (επίχωση καταστρώματος, επίχωση βάθρων)

Λαμβάνεται υπόψη η επίχωση του καταστρώματος με δέντροφύτευση ($\gamma_{\text{επ}} = 22\text{kN/m}^3$) και με θαμνώδη φύτευση ($\gamma_{\text{επ}} = 20\text{kN/m}^3$) και η επίχωση στα βάθρα με $\gamma_{\text{επ}} = 20\text{kN/m}^3$.

LC 5015-5017, 5075-5079 Συστολή ξήρανσης και ερπυσμός

LC 6015-6017, 6075-6079 Απώλειες προέντασης λόγω ερπυσμού - συστολής ξήρανσης

Οι φορτίσεις 5015 - 5017 περιέχουν την ανακατανομή σε τρία βήματα λόγω ερπυσμούσυμπεριλαμβανομένης της συστολής ξήρανσης για το χρονικό διάστημα από τηνολοκλήρωση της κατασκευής του καταστρώματος έως $t=300$, όπου πραγματοποιείται ηεπίχωση του καταστρώματος.

Οι φορτίσεις 5075 - 5079 περιέχουν την ανακατανομή σε πέντε βήματα λόγω ερπυσμούσυμπεριλαμβανομένης της συστολής ξήρανσης για το χρονικό διάστημα από τηνολοκλήρωση της επίχωσης του καταστρώματος έως $t=\infty$.

Οι παραπάνω φορτίσεις συνοδεύονται από τις 6015 έως 6017 και 6075 έως 6079, οι οποίεςσυνιστούν τις απώλειες τις προέντασης λόγω ερπυσμού και συστολής ξήρανσης. Τοπρόγραμμα λαμβάνει ως δεδομένο τους συντελεστές $\varphi(\infty, t_0)$ και e_{cs} τους οποίουςεπιμερίζει στις παραπάνω φορτίσεις.

Ο υπολογισμός των συντελεστών ερπυσμού $\varphi(\infty, t_0)$ και e_{cs} γίνεται βάσει της §3.1.4 και τουπαραρτήματος Β του EN1992-1-1:2004.

Σχετική υγρασία περιβάλλοντος: RH=70%

Συντελεστής: ads1 = 4

Συντελεστής: ads2 = 0.12

Μέση θλιπτική αντοχή: fcm = 48MPa για C40/50

Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή: fck = 40MPa για C40/50

Ηλικία σκυροδέματος στο τέλος της σκλήρυνσης: ts = 7 ημέρες

Ηλικία σκυροδέματος κατά τη φόρτιση: t0 = 28 ημέρες

Ενεργό Πάχος: h0 = 553mm για το κατάστρωμα

Η συνολική παραμόρφωση ξήρανσης εcs προκύπτει για το κατάστρωμα ίση με -0.000295 και συντελεστής ερπυσμού $\varphi(\infty, t_0)$ ίσος με 1.39.

LC 4 Ομοιόμορφη αύξηση (διαστολή) θερμοκρασίας $\Delta T_{N,exp}$

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

$T_0 = +15^\circ\text{C}$ αρχική θερμοκρασία της γέφυρας

(ΕΛΟΤ EN 1991-1-5:2004/NA §2.22 «Α.1(3) Γενικά»)

$T_{min} = +45^\circ\text{C}$ μέγιστη θερμοκρασία υπό σκιά

(ΕΛΟΤ EN 1991-1-5:2004/NA §4 Χάρτες ελάχιστης και μέγιστης θερμοκρασίες υπό σκιά)

$T_{e,max} = T_{max} + 2$ μέγιστη συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας γέφυρας (κατάστρωμα -τύπος 3)

(ΕΛΟΤ EN 1991-1-5: §6.1.3.1(4) Σχήμα 6.1 EN 1991-1-5:2003/AC §2)

$T_{e,max} = +45 + 2 = +47^\circ\text{C}$

$\Delta T_{N,exp} = +47 - (+15) = +32^\circ\text{C}$ (διαστολή $\Delta T = +32^\circ\text{C}$)

LC 5 Ομοιόμορφη μείωση (συστολή) θερμοκρασίας $\Delta T_{N,con}$

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

$T_0 = +15^\circ\text{C}$ αρχική θερμοκρασία της γέφυρας

(ΕΛΟΤ EN 1991-1-5:2004/NA §2.22 «Α.1(3) Γενικά»)

$T_{min} = -15^\circ\text{C}$ ελάχιστη θερμοκρασία υπό σκιά

(ΕΛΟΤ EN 1991-1-5:2004/NA §4 Χάρτες ελάχιστης και μέγιστης θερμοκρασίες υπό σκιά)

$T_{e,min} = T_{min} + 8$ ελάχιστη συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας γέφυρας (κατάστρωμα -τύπος 3)

(ΕΛΟΤ EN 1991-1-5: §6.1.3.1(4) Σχήμα 6.1 EN 1991-1-5:2003/AC §2)

$T_{e,min} = -15 + 8 = -7^\circ\text{C}$

$\Delta T_{N,con} = +15 - (-7) = +22^\circ\text{C}$ (συστολή $\Delta T = -22^\circ\text{C}$)

LC 6 Μέγιστη θερμαντική θερμοκρασιακή διαφορά $\Delta T_{M,heat}$

$\Delta T_{M,heat} = 15^\circ\text{C}$ (ΕΛΟΤ EN 1991-1-5: §6.1.4.1(1) Πίνακας 6.1 - Τύπος 3 - πάχος επιφανειακής στρώσης 50mm)

$k_{sur} = 1.0$ (ΕΛΟΤ EN 1991-1-5: §6.1.4.1(1) Πίνακας 6.2 - Τύπος 3 - πάχος επιφανειακήςστρώσης 50mm)
 $\Delta T_{M,heat} = 15.0^{\circ}\text{C}$ άνω παρειά θερμότερη της κάτω

LC 7 Μέγιστη ψυκτική θερμοκρασιακή διαφορά $\Delta T_{M,cool}$

$\Delta T_{M,cool} = 8^{\circ}\text{C}$ (ΕΛΟΤ EN 1991-1-5: §6.1.4.1(1) Πίνακας 6.1 - Τύπος 3 - πάχος επιφανειακήςστρώσης 50mm)
 $k_{sur} = 1.0$ (ΕΛΟΤ EN 1991-1-5: §6.1.4.1(1) Πίνακας 6.2 - Τύπος 3 - πάχος επιφανειακήςστρώσης 50mm)
 $\Delta T_{M,cool} = 1.0 \cdot 8 = 8^{\circ}\text{C}$ κάτω παρειά θερμότερη της άνω

LC 81 Ομοιόμορφη αύξηση θερμοκρασίας για εφέδρανα και αρμούς $\Delta T_{N,exp}$

Σύμφωνα με την §6.1.3.3, Σημείωση 2 του EN1991-1-5 η τιμή της $\Delta T_{N,exp}$ προσαυξάνεταικατά 20°C και γίνεται 52°C για να προσδιοριστούν οι μετακινήσεις εφεδράνων και αρμών.

LC 82 Ομοιόμορφη μείωση θερμοκρασίας για εφέδρανα και αρμούς $\Delta T_{N,con}$

Σύμφωνα με την §6.1.3.3, Σημείωση 2 του EN1991-1-5 η τιμή της $\Delta T_{N,con}$ μειώνεται κατά 20°C και γίνεται -42°C για να προσδιοριστούν οι μετακινήσεις εφεδράνων και αρμών.

Ταυτόχρονη δράση των συνιστωσών ομοιόμορφης θερμοκρασίας και θερμοκρασιακής διαφοράς

Εξετάζονται οι συνδυασμοί των συνιστωσών ομοιόμορφης θερμοκρασίας καιθερμοκρασιακής διαφοράς που οδηγούν στα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη σύμφωνα μετον ΕΛΟΤ EN 1991-1-5: §6.1.5(1):

$\Delta T_{M,heat}$ (ή $\Delta T_{M,cool}$) + $\omega_N \cdot \Delta T_{N,exp}$ (ή $\Delta T_{N,con}$) ή

$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat}$ (ή $\Delta T_{M,cool}$) + $\Delta T_{N,exp}$ (ή $\Delta T_{N,con}$)

$\omega_N = 0.35$ (ΕΛΟΤ EN 1991-1-5: §6.1.5(1) Σημείωση 1 - ΕΛΟΤ EN 1991-1-5:2004/NA)

$\omega_M = 0.75$

Ελέγχονται οι παρακάτω συνδυασμοί:

$\Delta T_{M,heat} + 0.35 \cdot \Delta T_{N,exp}$

$\Delta T_{M,heat} + 0.35 \cdot \Delta T_{N,con}$

$\Delta T_{M,cool} + 0.35 \cdot \Delta T_{N,exp}$

$\Delta T_{M,cool} + 0.35 \cdot \Delta T_{N,con}$

$0.75 \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp}$

$0.75 \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con}$

$0.75 \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,exp}$

$0.75 \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con}$

LC 8 Φορτία από άνεμο

Από τον EN1991-1-4:2005 §8.3.2

$$F_w = \frac{1}{2} \rho \cdot v_b$$

$$2 \cdot C \cdot A_{ref,x}$$

$$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$$

$$v_b = c_{div} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

$$c_{div} = 1.0$$

$$c_{season} = 1.0$$

$$v_{b,0} = 33 \text{ m/sec}$$

$$\text{Συνεπώς } v_b = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 33 = 33 \text{ m/sec}$$

Για αφόρτιστο κατάστρωμα έχουμε από τον πίνακα 8.1 $d_{tot} = (d + 2d_1) = (2.40 + 2 \cdot 1.0) = 4.4 \text{ m}$

Για $b/d_{tot} = 18.00/4.40 = 4.1 > 4.0$ και $z_e = 7.0 \text{ m} < 20.0 \text{ m}$, από τον πίνακα 8.2 προκύπτει:

$$C = 3.6$$

$$A_{ref,x} = d_{tot} \cdot L = 4.40 \cdot L \text{ m}^2$$

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 33^2 \cdot 3.6 \cdot 4.40 L = 10.781 \cdot L \text{ kN}$$

$$p_w = 10.781 \cdot L / (18.0 \cdot L) = 0.60 \text{ kN/m}^2$$

LC 21-23 Υποχωρήσεις βάθρων

Θεωρούνται οι δυνατές υποχωρήσεις των βάθρων A3, M1 και A4 $w = 1 \text{ cm}$ στις οριακές καταστάσεις αστοχίας των μονίμων καταστάσεων.

LC 61, 62 Αντικατάσταση εφεδράνων

Μετακίνηση των στηρίξεων κατά 1cm.

LC 99 Ομοιόμορφο κινητό φορτίο

Για τους σεισμικούς συνδυασμούς το κινητό φορτίο του καταστρώματος λαμβάνεται ως ομοιόμορφο με τιμή $q = 5.0 \text{ kN/m}^2$

Φορτία κυκλοφορίας (EN1991-2:2003, §5)

Λαμβάνεται υπόψη το κατακόρυφο ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο που περιγράφεται στην §5.3.2.1 με τιμή $q_{fk} = 5.0 \text{ kN/m}^2$. Το φορτίο αυτό συνδυάζεται με οριζόντιο φορτίο με τιμή ίση με 10% του κατακόρυφου, σύμφωνα με την §5.4 και σχηματίζει την ομάδα φορτίων gr1 σύμφωνα με την §5.5.

LC 41 Ωθήσεις γαιών (ηρεμίας)

Λαμβάνονται με συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων $K_o = 0.50$, για έδαφος με $\phi = 30^\circ$ και $\delta = 0$ και $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$.

LC 47 Ωθήσεις κινητού (ηρεμίας)

Οι ωθήσεις ηρεμίας λόγω κινητού στην επιφάνεια είναι: $\sigma_{hq0} = K_0 \cdot \sigma_{v0} = 0.5 \cdot 5 = 2.50 \text{ kPa}$

LC991-993 Αδρανειακές δυνάμεις

Πραγματοποιείται δυναμική ανάλυση του φορέα από την οποία προκύπτουν οι φορτίσεις LC991 (σεισμός x), LC992 (σεισμός y), LC993 (σεισμός z).

Η δυναμική ανάλυση γίνεται με τις παρακάτω παραμέτρους:

Έδαφος κατηγορίας E : $S = 1.40$, $TB(s) = 0.15 \text{ sec}$, $TC(s) = 0.50 \text{ sec}$, $TD(s) = 2.50 \text{ sec}$

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας : Z1

$agR = 0.16g$

$\beta = 2.5$, $\gamma = 1.00$

$qx = 3.15$

$qy = 2.00$

Για τον κατακόρυφο σεισμό ισχύει

$avgR = 0.9 \cdot 0.16g$, $\beta = 3.0$, $\gamma = 1.00$, $qz = 1.0$

$TB(s) = 0.05 \text{ sec}$, $TC(s) = 0.15 \text{ sec}$, $TD(s) = 1.00 \text{ sec}$

Οι φορτίσεις LC991, LC992, LC993 συνδυάζονται με βάση τον κανόνα $\pm Ex \pm 0.3Ey \pm 0.3Ez$, $\pm 0.3Ex \pm Ey \pm 0.3Ez$, $\pm 0.3Ex \pm 0.3Ey \pm Ez$, οπότε προκύπτουν οι περιβάλλουσες LC901-LC912.

LC 45,46 Σεισμική ώθηση γαιών

Ο υπολογισμός γίνεται σύμφωνα με το παράρτημα E του EN1998-5:2004 (Mononobe-Okabe)

Θεωρείται δυσμενώς γωνία τριβής $\varphi' = 30^\circ$

$\delta = 2/3 \varphi'$

$kh = 0.224g$

$kn = 0.112g$

προκύπτει: $K_{ae} = 0.61$

Συνδυασμοί Δράσεων για τις Ο.Κ.Α.

Θεμελιώδεις συνδυασμοί για τις Ο.Κ.Α. – εκτός σεισμού

Οι θεμελιώδεις - εκτός σεισμού συνδυασμοί δράσεων για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας λαμβάνονται υπόψη σύμφωνα με τον EN 1990:2002 και το Παράρτημα A2: Εφαρμόζονται οι εξισώσεις 6.10a και b:

$$\sum_{j=1}^n \gamma_{\sigma,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$\sum_{j=1}^n \xi_j \cdot \gamma_{\sigma,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Οι μερικοί συντελεστές ασφαλείας λαμβάνονται από τον πίνακα A2.4(B), §A2.3 και οι συντελεστές ψ_0 λαμβάνονται από τον πίνακα A2.1, §A2.2.6.

Σεισμικοί συνδυασμοί για τις Ο.Κ.Α.

Ο σεισμικός συνδυασμός λαμβάνεται από τον EN 1998-1:2004 και είναι:

$$\sum_{j=1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i=1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Τυχηματικοί συνδυασμοί για τις Ο.Κ.Α.

Ο τυχηματικός συνδυασμός λαμβάνεται από τον EN 1990 και είναι:

$$\sum_{j=1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \sum_{i=1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Συνδυασμοί Δράσεων για τις Ο.Κ.Α.

Οι συνδυασμοί δράσεων για τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας λαμβάνονται υπόψη σύμφωνα με τον EN 1990:2002 και το Παράρτημα A2. Οι συνδυασμοί αυτοί είναι οι εξής:

α) Χαρακτηριστικός (σπάνιος) συνδυασμός

$$\sum_{j=1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i=1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

β) Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j=1} G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

γ) Οιονεί- μόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j=1} G_{k,j} + P_k + \sum_{i=1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Οι συντελεστές ψ λαμβάνονται από τον πίνακα A2.1, §A2.2.6, ενώ οι συντελεστές ασφαλείας των δράσεων όπως ορίζονται στην §A2.4.1, δηλαδή ίσοι με 1.0.

Έλεγχος στην Ο.Κ.Α.

Σύμφωνα με τον πίνακα 4.1 του EN1992-1-1 και την παράγραφο 4.2 του EN1992-2 η κατάταξη των μελών του τεχνικού είναι:

- Σκυρόδεμα Πλάκας Καταστρώματος: XS1
- Σκυρόδεμα Μεσόβαθρων: XS1
- Σκυρόδεμα Ακρόβαθρων: XS1
- Σκυρόδεμα Κεφαλόδεσμων: XS2
- Σκυρόδεμα Πασσάλων: XS2

Επομένως διενεργούνται οι ακόλουθοι έλεγχοι:

Έλεγχος υπό τον σπάνιο συνδυασμό

Σύμφωνα με την § 7.1(2) του EN1992-1-1 ελέγχεται εάν στις ακραίες ίνες $s_{ct,rare} > f_{ctm}$. Εάν ισχύει, τότε οι περαιτέρω έλεγχοι γίνονται με θεώρηση σταδίου II. Στον υπό μελέτη φορέα βρέθηκε ότι $s_{ct,rare} < f_{ctm}$ επομένως οι περαιτέρω έλεγχοι μπορούν να γίνουν με θεώρηση σταδίου I.

Έλεγχος απόθλιψης

Σύμφωνα με την § 7.3.1(5) του EN1992-1-1 για την κατηγορία έκθεσης του καταστρώματος ελέγχεται για τον συχνό συνδυασμό και για τις χαρακτηριστικές τιμές τις προέντασης εάν ητάση στο σκυροδέμα για 100mm γύρω από τον τένοντα παραμένει θλιπτική. Ο έλεγχος πραγματοποιείται με θεώρηση σταδίου I.

Έλεγχος μέγιστων θλιπτικών τάσεων σκυροδέματος

Ελέγχεται εάν η θλιπτική τάση σκυροδέματος για τον οιονεί μόνιμο συνδυασμό και με θεώρηση σταδίου I δεν υπερβαίνει την τιμή $0.45f_{ck}$ επιτρέποντας γραμμική παραδοχή ερπυσμού, σύμφωνα με την §7.2(3) του EN1992-1-1.

Επίσης ελέγχεται εάν η θλιπτική τάση σκυροδέματος για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δεν υπερβαίνει την τιμή $0.60f_{ck}$, σύμφωνα με την §7.2(2) του EN1992-1-1.

Έλεγχος ρηγμάτωσης

Σύμφωνα με την §7.101N του EN1992-2, για τα μη προεντεταμένα στοιχεία του φορέα πραγματοποιείται έλεγχος ρηγμάτωσης για τον οιονεί μόνιμο συνδυασμό δράσεων για εύρος ρωγμής ίσο με 0.30mm ενώ για τον προεντεταμένο φορέα γίνεται έλεγχος για τον συχνό συνδυασμό και για εύρος ρωγμής 0.20mm. Οι παραπάνω έλεγχοι γίνονται με θεώρηση σταδίου II.

Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων χαλαρού οπλισμού

Σύμφωνα με την §7.2(5) του EN1992-1-1 για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δράσεων ελέγχεται ότι η τάση του χαλαρού οπλισμού δεν υπερβαίνει την τιμή $0.80f_{yk}$, με θεώρηση σταδίου II.

Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων χάλυβα προέντασης

Σύμφωνα με την §7.2(5) του EN1992-1-1 για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δράσεων ελέγχεται ότι η τάση του χάλυβα προέντασης δεν υπερβαίνει την τιμή $0.75f_{prk}$, με θεώρηση σταδίου I.

4.2 ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΗΝ Ο.Κ.Λ.

Σύμφωνα με τον πίνακα 4.1 του EN1992-1-1 και την παράγραφο 4.2 του EN1992-2 η κατάταξη των μελών του τεχνικού είναι:

- Σκυρόδεμα Πλάκας Καταστρώματος: XS1
- Σκυρόδεμα Μεσόβαθρων: XS1
- Σκυρόδεμα Ακρόβαθρων: XS1
- Σκυρόδεμα Κεφαλόδεσμων: XS2
- Σκυρόδεμα Πασσάλων: XS2

Επομένως διενεργούνται οι ακόλουθοι έλεγχοι:

Έλεγχος υπό τον σπάνιο συνδυασμό

Σύμφωνα με την § 7.1(2) του EN1992-1-1 ελέγχεται εάν στις ακραίες ίνες $s_{ct,rare} > f_{ctm}$. Εάν ισχύει, τότε οι περαιτέρω έλεγχοι γίνονται με θεώρηση σταδίου II. Στον υπό μελέτη φορέα βρέθηκε ότι $s_{ct,rare} < f_{ctm}$ επομένως οι περαιτέρω έλεγχοι μπορούν να γίνουν με θεώρηση σταδίου I.

Έλεγχος απόθλιψης

Σύμφωνα με την § 7.3.1(5) του EN1992-1-1 για την κατηγορία έκθεσης του καταστρώματος ελέγχεται για τον συχνό συνδυασμό και για τις χαρακτηριστικές τιμές τις προέντασης εάν η τάση στο σκυρόδεμα για 100mm γύρω από τον τένοντα παραμένει θλιπτική. Ο έλεγχος πραγματοποιείται με θεώρηση σταδίου I.

Έλεγχος μέγιστων θλιπτικών τάσεων σκυροδέματος

Ελέγχεται εάν η θλιπτική τάση σκυροδέματος για τον οιονεί μόνιμο συνδυασμό και με θεώρηση σταδίου I δεν υπερβαίνει την τιμή $0.45f_{ck}$ επιτρέποντας γραμμική παραδοχή ερπυσμού, σύμφωνα με την §7.2(3) του EN1992-1-1.

Επίσης ελέγχεται εάν η θλιπτική τάση σκυροδέματος για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δεν υπερβαίνει την τιμή $0.60f_{ck}$, σύμφωνα με την §7.2(2) του EN1992-1-1.

Έλεγχος ρηγμάτωσης

Σύμφωνα με την §7.101N του EN1992-2, για τα μη προεντεταμένα στοιχεία του φορέα πραγματοποιείται έλεγχος ρηγμάτωσης για τον οιονεί μόνιμο συνδυασμό δράσεων για εύρος ρωγμής ίσο με 0.30mm ενώ για τον προεντεταμένο φορέα γίνεται έλεγχος για τον συχνό συνδυασμό και για εύρος ρωγμής 0.20mm. Οι παραπάνω έλεγχοι γίνονται με θεώρηση σταδίου II.

Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων χαλαρού οπλισμού

Σύμφωνα με την §7.2(5) του EN1992-1-1 για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δράσεων ελέγχεται ότι η τάση του χαλαρού οπλισμού δεν υπερβαίνει την τιμή $0.80f_{yk}$, με θεώρηση σταδίου II.

Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων χάλυβα προέντασης

Σύμφωνα με την §7.2(5) του EN1992-1-1 για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δράσεων ελέγχεται ότι η τάση του χάλυβα προέντασης δεν υπερβαίνει την τιμή $0.75f_{pk}$, με θεώρηση σταδίου I.

Έλεγχοι στην Ο.Κ.Α.

Γενικά

Η διαστασιολόγηση του φορέα πραγματοποιείται για τους συνδυασμούς δράσεων σε οριακές καταστάσεις αστοχίας σύμφωνα με τους εξής συντελεστές ασφαλείας υλικών:

Σκυρόδεμα $\gamma_c = 1.50$

Χάλυβας $\gamma_s = 1.15$

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας περιλαμβάνονται ο έλεγχος έναντι μεγεθών ορθής έντασης (ροπή, αξονική) και ο έλεγχος έναντι τέμνουσας.

Για τον έλεγχο στην ΟΚΑ εξετάζονται τόσο οι στατικοί όσο και οι σεισμικοί συνδυασμοί.

Η διαστασιολόγηση του μεσόβαθρου γίνεται με τους σεισμικούς συνδυασμούς σχεδιασμού που προκύπτουν από $\alpha_x = 3.15$ και $\alpha_y = 2.00$. Η επάρκεια του οπλισμού διάτμησης ελέγχεται με τα ικανοτικά μεγέθη.

Η διαστασιολόγηση σε σεισμό της ανωδομής και της θεμελίωσης γίνεται με τα ικανοτικά μεγέθη.

Έλεγχος σε κόπωση

Σύμφωνα με την σημείωση της §6.8.1 (102) του EN1992-2 δεν απαιτείται έλεγχος κόπωσης για την πεζογέφυρα και τα δομικά της στοιχεία.

Προσδιορισμός των ικανοτικών συντελεστών α

Ο τοποθετούμενος οπλισμός του μεσόβαθρου M1 είναι $124\text{Ø}28$ (763.84cm^2)

Εντατικά μεγέθη επίλυσης φορέα

Μεσόβαθρο	Αριθμός Μέλους	M_y			V_y				M_z			V_z			
		I.B.	Π.Μ.	Π.Ρ.	I.B.	Π.Μ.	Π.Ρ.	Ε	I.B.	Π.Μ.	Π.Ρ.	I.B.	Π.Μ.	Π.Ρ.	Ε
		LC 5010	LC 5040	LC 5011	LC 5010	LC 5040	LC 5011	LC 992	LC 5010	LC 5040	LC 5011	LC 5010	LC 5040	LC 5011	LC 991
M1-κορυφή	20001	0	0	0	0	0	0	7505	-7	-50	-54	-2	-16	-17	3523
M1-βάση	20006	0	0	0	0	0	0	7674	5	42	46	-2	-16	-17	3613

Λοιπά δεδομένα	
$\gamma_0 =$	1.35
$L =$	5.90 m
$q_{Εγκ} =$	2.00
$q_{Διαμ} =$	3.15

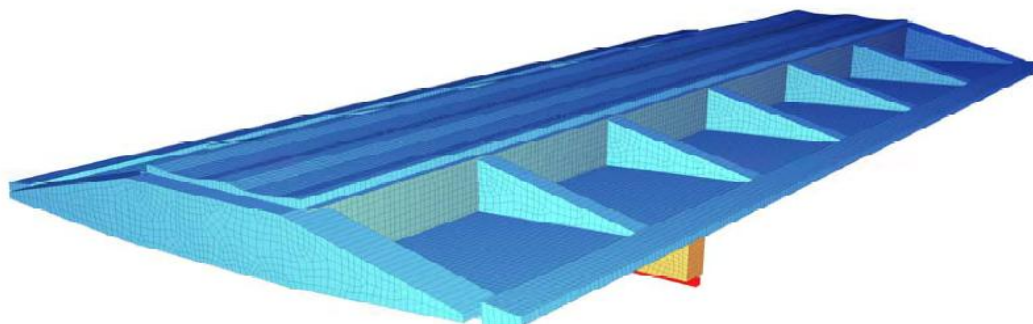
Υπολογισμός ικανοτικών συντελεστών συμπεριφοράς μεσοβάθρου M1

Δεδομένα			Εγκάρσια διεύθυνση				Διαμήκης διεύθυνση					
Μεσόβαθρο / Κολώνα	Αριθμός Μέλους	Συνδ.	M_{Rdy} [kNm]	M_{Rdz} [kNm]	$\Delta M_{h,y}$ [kNm]	$\Delta V_{c,z}$ [kN]	$q_{ΕγκVΕz}$ [kN]	$q_{Εγκ,c}$ [-]	$\Delta M_{h,z}$ [kNm]	$\Delta V_{c,y}$ [kN]	$q_{ΔιαμVΕy}$ [kN]	$q_{Διαμ,c}$ [-]
M1-κορυφή	20001	C01	0	25347	0	24287	15179	1.00	34329	11515	11239	1.00
M1-βάση	20006	C01	106142	24813	143292				33405			

Ικανοτικός συντελεστής εγκάρσιας διεύθυνσης $q_{Εγκ,c}$: 1.00
 Ικανοτικός συντελεστής διαμήκους διεύθυνσης $q_{Διαμ,c}$: 1.00

Έλεγχος εγκάρσιας διεύθυνσης

Για τον έλεγχο της εγκάρσιας διεύθυνσης του καταστρώματος έγινε ξεχωριστό χωρικόπροσομοίωμα όπου η διατομή του καταστρώματος προσομοιώθηκε με επιφανειακάπέπετρασμένα στοιχεία με πάχος ίσο με το κατασκευαστικό.



Σχέδιο 4.2 Κατάστρωμα γέφυρας.

Φορτίσεις

LC 1 Ίδιο Βάρος

Λαμβάνεται αυτόματα από το πρόγραμμα με $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

LC 2 Πρόσθετα μόνιμα

Λαμβάνεται υπόψη η επίχωση του καταστρώματος με δεντροφύτευση ($\gamma_{επ} = 22 \text{ kN/m}^3$) και με θαμνώδη φύτευση ($\gamma_{επ} = 20 \text{ kN/m}^3$).

LC 3 Κινητό φορτίο

Λαμβάνεται φορτίο $q_{fk} = 5.00 \text{ kN/m}^2$.

Διαστασιολόγηση σε στατικές δράσεις

Οι θεμελιώδεις - εκτός σεισμού συνδυασμοί δράσεων για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας λαμβάνονται υπόψη σύμφωνα με τον EN 1990:2002 και το Παράρτημα A2: Εφαρμόζονται οι εξισώσεις 6.10a και b:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Οι μερικοί συντελεστές ασφαλείας λαμβάνονται από τον πίνακα A2.4(B), §A2.3 και οι συντελεστές ψ_0 λαμβάνονται από τον πίνακα A2.1, §A2.2.6.

Η διαστασιολόγηση του φορέα πραγματοποιείται για τους συνδυασμούς δράσεων σε οριακές καταστάσεις αστοχίας σύμφωνα με τους εξής συντελεστές ασφαλείας υλικών:

Σκυρόδεμα $\gamma_c = 1.50$

Χάλυβας $\gamma_s = 1.15$

Διαστασιολόγηση σε ρηγμάτωση

Οι συνδυασμοί δράσεων για τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας λαμβάνονται υπόψη σύμφωνα με τον EN 1990:2002 και το Παράρτημα A2. Εφαρμόζεται ο συχνός συνδυασμός:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Οι συντελεστές ψ λαμβάνονται από τον πίνακα A2.1, §A2.2.6, ενώ οι συντελεστές ασφαλείας των δράσεων όπως ορίζονται στην §A2.4.1, δηλαδή ίσοι με 1.0.

Σύμφωνα με την §7.101N του EN1992-2, για τα μη προεντεταμένα στοιχεία του φορέα πραγματοποιείται έλεγχος ρηγμάτωσης για τον μόνιμο συνδυασμό δράσεων για εύρος ρωγμής ίσο με 0.30mm. Ο παραπάνω έλεγχος γίνεται με θεώρηση σταδίου II.

Έλεγχοι ευστάθειας (ανύψωση εφεδράνων)

Στατικοί συνδυασμοί

Για τον έλεγχο ευστάθειας έναντι στατικών δράσεων δημιουργούνται οι ακόλουθες φορτίσεις:

LC 250: Ίδιο βάρος ανοίγματος A3-M1

LC 251: Ίδιο βάρος ανοίγματος M1-A4

LC 260: Πρόσθετα μόνιμα ανοίγματος A3-M1

LC 262: Πρόσθετα μόνιμα ανοίγματος M1-A4

Εφαρμόζονται οι εξισώσεις 6.10a και b του EN 1990:2002:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Οι μερικοί συντελεστές ασφαλείας λαμβάνονται από τον πίνακα A2.4(A), §A2.3 και οι συντελεστές ψ_0 λαμβάνονται από τον πίνακα A2.1, §A2.2.6.

Από τις προκύπτουσες περιβάλλουσες προκύπτει ότι η ελάχιστη αντίδραση των εφεδράνωντων ακρόβαθρων είναι πάντα θλιπτική επομένως ικανοποιείται ο έλεγχος.

4.3 ΣΕΙΣΜΙΚΟΙ ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΙ

Για τον έλεγχο ευστάθειας έναντι σεισμικών δράσεων χρησιμοποιείται ο σεισμικός συνδυασμός που λαμβάνεται από τον EN 1998-1:2004 και είναι:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Από τις προκύπτουσες περιβάλλουσες προκύπτει ότι η ελάχιστη αντίδραση των εφεδράνωντων ακρόβαθρων είναι πάντα θλιπτική επομένως ικανοποιείται ο έλεγχος. Επίσης ελέγχεται αν σύμφωνα με την §6.6.3.2 του EN1998-2 απαιτούνται μέτρα έναντι ανύψωσης, στην περίπτωση όπου η συνολική κατακόρυφη αντίδραση λόγω της σεισμικής δράσης είναι μεγαλύτερη από το 80% της θλιπτικής (με κατεύθυνση προς τα κάτω) αντίδρασης των μονίμων φορτίων.

Για τα εφέδρανα των αξόνων A3 και A4 η συνολική αντίδραση από το ίδιο βάρος, τα πρόσθετα μόνιμα και την προένταση είναι $P_{perm} = 3930\text{kN}$, ενώ η αντίδραση λόγω της σεισμικής δράσης είναι $P_E = 2514\text{kN} < 0.8 \cdot 3930 = 3144\text{kN}$, συνεπώς ο έλεγχος ικανοποιείται.

4.4 ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ ΚΑΙ ΑΚΡΟΒΑΘΡΩΝ

Το ακρόβαθρο A3 είναι τοιχοειδούς μορφής. Το ύψος του κορμού (χωρίς το θωράκιο) είναι 5.59m ενώ το πάχος του είναι 2.10m. Η θεμελίωσή του γίνεται με 18 πασσάλους $\varnothing 120$ μήκους 30.0m. Ο κεφαλόδεσμος έχει πάχος 1.50m και διαστάσεις σε κάτοψη 7.60m · 18.00m. Το πάχος του θωρακίου και των πτερυγιότοιχων είναι 0.50m και 1.00m αντίστοιχα.

Το συνολικό ύψος του ακρόβαθρου (τοιχώμα, θωράκιο και πέδιλο) είναι $h = 9.61\text{m}$. Το ακρόβαθρο (κορμός, θωράκιο, κεφαλόδεσμος, πτερυγιότοιχοι) προσομοιώνεται με κάρναβοπεπερασμένων στοιχείων και οι πάσσαλοι με ραβδωτά στοιχεία. Η αλληλεπίδραση πασσάλων-εδάφους προσομοιώνεται με ελατήρια, η σταθερά K των οποίων προκύπτει από τους δείκτες εδάφους K_h όπως παρουσιάζονται στην γεωτεχνική μελέτη.

Η θεμελίωση του μεσόβαθρου M1 αποτελείται από 14 πασσάλους $\varnothing 120$ μήκους 30.0m και κεφαλόδεσμο πάχους 2.00m με διαστάσεις σε κάτοψη 7.80m ·

17.20m. Ο κεφαλόδεσμος προσομοιώνεται με κάρναβο πεπερασμένων στοιχείων και οι πάσσαλοι με ραβδωτά στοιχεία. Η αλληλεπίδραση πασσάλων-εδάφους προσομοιώνεται με ελατήρια, η σταθερά Κ των οποίων προκύπτει από τους δείκτες εδάφους K_h όπως παρουσιάζονται στην γεωτεχνική μελέτη.

Το ακρόβαθρο A4 είναι τοιχοειδούς μορφής. Το ύψος του κορμού (χωρίς το θωράκιο) είναι 5.54m ενώ το πάχος του είναι 2.10m. Η θεμελίωσή του γίνεται με 18 πασσάλους Ø120μήκους 30.0m. Ο κεφαλόδεσμος έχει πάχος 1.50m και διαστάσεις σε κάτοψη 7.60m · 18.00m. Το πάχος του θωρακίου και των πτερυγιότοιχων είναι 0.50m και 1.00m αντίστοιχα.

Το συνολικό ύψος του ακρόβαθρου (τοίχωμα, θωράκιο και πέδιλο) είναι h = 9.61m. Το ακρόβαθρο (κορμός, θωράκιο, κεφαλόδεσμος, πτερυγιότοιχοι) προσομοιώνεται με κάρναβο πεπερασμένων στοιχείων και οι πάσσαλοι με ραβδωτά στοιχεία. Η αλληλεπίδραση πασσάλων-εδάφους προσομοιώνεται με ελατήρια, η σταθερά Κ των οποίων προκύπτει από τους δείκτες εδάφους K_h όπως παρουσιάζονται στην γεωτεχνική μελέτη.

Οι κεφαλόδεσμοι και οι πάσσαλοι ενσωματώνονται στο προσομοίωμα του φορέα.

4.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ

Το βάθος έμπτυξης των πασσάλων προκύπτει από την ανάγκη μεταφοράς των κατακόρυφων φορτίων στο έδαφος. Στον υπολογισμό λαμβάνονται υπόψη και οι αρνητικές τριβές επί των πασσάλων λόγω του επιχώματος. Σύμφωνα με την γεωτεχνική έκθεση η αρνητική τριβή για πάσσαλο Ø1.20m και απόσταση κεφαλής πασσάλου με τη στρώση 3 ίση με 20.0m έχουμε:

$$P_{NSF} = 3.14 \cdot 1.20 \cdot (4 \cdot 20 + 12 \cdot 40 + 4 \cdot 20) = 2412 \text{ kN.}$$

Στους ακόλουθους πίνακες παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των υπολογισμών για τα κατακόρυφα φορτία σχεδιασμού που φέρουν οι πάσσαλοι:

Βάθρο	Μήκος [m]	Στατικά Φορτία [kN]			
		Θλιπτικό φορτίο	Αρνητική τριβή	Σύνολο	Φέρουσα ικανότητα
A3	30.0	-2710	-3256	-5966	-8179
M1	30.0	-3118	0	-3118	-8179
A4	30.0	-2761	-3256	-6017	-8179

Βάθρο	Μήκος [m]	Σεισμικά Φορτία [kN]					
		Θλιπτικό φορτίο	Αρνητική τριβή	Σύνολο	Φέρουσα ικανότητα	Εφελκυστικό φορτίο	Φέρουσα ικανότητα
A3	30.0	-4242	-2412	-6654	-8997	+1509	+6126
M1	30.0	-5821	0	-5821	-8997	+2801	+6126
A4	30.0	-4295	-2412	-6707	-8997	+1555	+6126

4.6 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ ΚΑΙ ΑΡΜΩΝ

Οι θερμοκρασίες λαμβάνονται ως $\Delta T_{N,exp} = + 52.0^{\circ}\text{C}$ και $\Delta T_{N,con} = -42.0^{\circ}\text{C}$.
Οι σεισμικές μετακινήσεις αρμών και εφεδράνων υπολογίστηκαν με $\alpha_x = \alpha_y = \alpha_z = 1.0$ και μεβάση την ενεργό δυσκαμψία των μεσόβαθρων σύμφωνα με το παράρτημα C του EN1998-2:2005+A2:2011. Ο υπολογισμός της ενεργού δυσκαμψίας παρουσιάζεται παρακάτω.

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΝΕΡΓΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΜΕΣΟΒΑΘΡΩΝ

Δεδομένα αρηγμάτωτης διατομής

$$J_{un,y} = 18.1200 \text{ m}^4$$

$$J_{un,z} = 0.8412 \text{ m}^4$$

$$E = 35000 \text{ MPa}$$

Εξισώσεις υπολογισμού

Σύμφωνα με το παράρτημα C του EN1998-2:2005+A2:2011 και τη μέθοδο 1
 $J_{eff} = 0.08 \cdot J_{un} + J_{cr}$ J_{un} ροπή αδρανείας αρηγμάτωτης διατομής
 J_{cr} ροπή αδρανείας ρηγματωμένης διατομής τη στιγμή που διαρρέει ο σπλισμός
 $J_{cr} = M_y / (E_c \cdot \Phi_y)$ M_y ροπή για την οποία διαρρέει ο σπλισμός
 Φ_y καμπυλότητα διαρροής
 E_c μέτρο ελαστικότητας

Μεσόβαθρο	Αριθμός μέλους	N	M_y	Φ_y	$J_{cr,y}$	$J_{eff,y}$
		[kN]	[kNm]	[1/km]	[m ⁴]	[m ⁴]
M1 βάση	20006	-16287	106142	0.906	3.3473	4.7969

Μεσόβαθρο	Αριθμός μέλους	N	M_z	Φ_z	$J_{cr,z}$	$J_{eff,z}$
		[kN]	[kNm]	[1/km]	[m ⁴]	[m ⁴]
M1 βάση	20006	-16289	24813	3.199	0.2216	0.2889
M1 κορυφή	20001	-16085	25347	3.445	0.2102	0.2775

Ενεργός ακαμψία $J_{eff,y}$: 4.7969

Ενεργός ακαμψία $J_{eff,z}$: 0.2832

Υπολογισμός εφεδράνων για στατικά φορτία

Εφέδρανα αζόνων A3 και A4

Υπολογισμός βάσει του EN-1337-3:2005, §5.3.3

Στατικά φορτία

$D = 0.500 \text{ m}$ Διάμετρος εφεδράνου

$t = 0.186 \text{ m}$ Συνολικό ύψος εφεδράνου

$t_{ef} = 0.110 \text{ m}$ Ενεργό ύψος εφεδράνου (στρώσειςελαστομερούς)

$t_i = 0.011$ m Πάχος ελαστομερούς
 $N_i = 10$ Στρώσεις ελαστομερούς
 $t_s = 0.004$ m Πάχος μεταλλικών ελασμάτων
 $N_s = 9$ Στρώσεις μεταλλικών ελασμάτων
 $t_p = 0.020$ m Πάχος μεταλλικών πλακών αγκύρωσης
 $N_p = 2$ Στρώσεις μεταλλικών πλακών αγκύρωσης
 $G = 900$ kPa Θεωρούμενο μέτρο διάτμησης ελαστομερούς
 $E_b = 2000000$ kPa Θεωρούμενο μέτρο διόγκωσης ελαστομερούς
 $S = 11.36$ Συντελεστής σχήματος εφεδράνου
 $A = 0.196$ m² Επιφάνεια εφεδράνου
 $E_c = 450270$ kPa Μέτρο Ελαστικότητας
 $c_t = 1606$ kN/m Οριζόντιο ελατήριο
 $c_p = 803323$ kN/m Κατακόρυφο ελατήριο

Αξονικές [kN]	LC	A3-1	A3-2	A4-1	A4-2
Ίδιο βάρος	5010	-1557	-1557	-1557	-1557
Πρόσθετα μόνιμα	5040	-1015	-1015	-1014	-1014
Ερπυσμός	5015	15	15	15	15
	5016	-3	-3	-3	-3
	5017	-6	-6	-5	-5
	5075	-10	-10	-9	-9
	5076	-14	-14	-14	-14
	5077	-20	-20	-20	-20
	5078	-24	-24	-24	-24
	5079	-24	-24	-24	-24
Προένταση	5011	596	596	597	597
ΔΤΝ(-)	82	0	0	2	2
GR1	101	-198	-198	-198	-198

Συνδυασμοί	C01	-3230	-3230	-3223	-3223
	C02	-3069	-3069	-3062	-3062

Μετακινήσεις [mm]	LC	A3-1	A3-2	A4-1	A4-2
Ίδιο βάρος	5010	0.79	0.79	0.79	0.79
Πρόσθετα μόνιμα	5040	5.02	5.02	5.02	5.02
Ερπυσμός	5015	1.17	1.17	1.17	1.17
	5016	0.99	0.99	0.99	0.99
	5017	1.18	1.18	1.18	1.18
	5075	1.01	1.01	1.01	1.01
	5076	1.14	1.14	1.14	1.14
	5077	1.26	1.26	1.26	1.26
	5078	1.30	1.30	1.30	1.30
	5079	1.13	1.13	1.13	1.13
Προένταση	5011	3.56	3.56	3.56	3.56

ΔTN(-)	82	8.44	8.44	8.44	8.44
GR1	104	0.92	0.92	0.92	0.92

Συνδυασμοί	C01	27.39	27.39	27.39	27.39
	C02	31.71	31.71	31.71	31.71

Γωνίες στροφής [mrad]	LC	A3-1	A3-2	A4-1	A4-2
Ίδιο βάρος	5010	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30
Πρόσθετα μόνιμα	5040	-0.21	-0.21	-0.21	-0.21
Ερπυσμός	5015	0.18	0.18	0.18	0.18
	5016	0.09	0.09	0.09	0.09
	5017	0.10	0.10	0.10	0.10
	5075	0.03	0.03	0.03	0.03
	5076	0.01	0.01	0.01	0.01
	5077	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01
	5078	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03
5079	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	
Προένταση	5011	0.74	0.74	0.74	0.74
ΔTN(-)	82	0.00	0.00	0.00	0.00

Συνδυασμοί	C01	1.15	1.15	1.15	1.15
	C02	1.15	1.15	1.15	1.15

Παραμόρφωση σχεδιασμού		A3-1	A3-2	A4-1	A4-2
Λόγω θλίψης	$\epsilon_{c,d}$	2.58	2.58	2.57	2.57
Λόγω διάτμησης	$\epsilon_{q,d}$	0.29	0.29	0.29	0.29
Λόγω γωνίας στροφής	$\epsilon_{\alpha,d}$	0.12	0.12	0.12	0.12
Συνολική	$\epsilon_{t,d}$	2.98	2.98	2.98	2.98
Αποτέλεσμα ελέγχου $\epsilon_{q,d} < 1$		OK	OK	OK	OK
Αποτέλεσμα ελέγχου $\epsilon_{t,d} < 7$		OK	OK	OK	OK

Έλεγχος περιορισμού γωνιών στροφής

$\Sigma v_{z,d}$	0.0040	0.0040	0.0040	0.0040
$\Sigma v_{z,d} - D' \times \alpha_d / K_{r,d}$	0.0038	0.0038	0.0038	0.0038
Αποτέλεσμα ελέγχου	OK	OK	OK	OK

Έλεγχος λυγισμού

$F_{z,d} / A_r$	17570.4	17570.4	17536.9	17536.9
$2D' \times G \times S_z / 3 \times T_e$	30991.7	30991.7	30991.7	30991.7
Αποτέλεσμα ελέγχου	OK	OK	OK	OK

Υπολογισμός εφεδράνων για σεισμικά φορτία
Εφέδρανα αξόνων A3 και A4
Υπολογισμός βάσει του EN-1337-3:2005, §5.3.3

Σεισμικά φορτία

$D = 0.500$ m Διάμετρος εφεδράνου

$t = 0.186$ m Συνολικό ύψος εφεδράνου

$t_{ef} = 0.110$ m Ενεργό ύψος εφεδράνου (στρώσεις ελαστομερούς)

$t_i = 0.011$ m Πάχος ελαστομερούς

$N_i = 10$ Στρώσεις ελαστομερούς

$t_s = 0.004$ m Πάχος μεταλλικών ελασμάτων

$N_s = 9$ Στρώσεις μεταλλικών ελασμάτων

$t_r = 0.020$ m Πάχος μεταλλικών πλακών αγκύρωσης

$N_r = 2$ Στρώσεις μεταλλικών πλακών αγκύρωσης

$G = 1485$ kPa Θεωρούμενο μέτρο διάτμησης ελαστομερούς

$E_b = 2000000$ kPa Θεωρούμενο μέτρο διόγκωσης ελαστομερούς

$S = 11.36$ Συντελεστής σχήματος εφεδράνου

$A = 0.196$ m² Επιφάνεια εφεδράνου

$E_c = 648104$ kPa Μέτρο Ελαστικότητας

$c_t = 2649$ kN/m Οριζόντιο ελατήριο

$c_p = 1156276$ kN/m Κατακόρυφο ελατήριο

$\alpha_x = 3.15$ Συντελεστής συμπεριφοράς X

$\alpha_y = 2$ Συντελεστής συμπεριφοράς Y

Αξονικές [kN]	LC	A3-1	A3-2	A4-1	A4-2
Ίδιο βάρος	5010	-1557	-1557	-1557	-1557
Πρόσθετα μόνιμα	5040	-1015	-1015	-1014	-1014
Ερπυσμός	5015	15	15	15	15
	5016	-3	-3	-3	-3
	5017	-6	-6	-5	-5
	5075	-10	-10	-9	-9
	5076	-14	-14	-14	-14
	5077	-20	-20	-20	-20
	5078	-24	-24	-24	-24
5079	-24	-24	-24	-24	
Προένταση	5011	596	596	597	597
Ομοιόμορφο κινητό	99	-198	-198	-198	-198
Σεισμός X	991	-240	-240	-240	-240
Σεισμός Y	992	-725	-725	-746	-746
Σεισμός Z	993	-1246	-1246	-1246	-1246

Συνδυασμός	C01	-4009	-4009	-4018	-4018
------------	-----	-------	-------	-------	-------

Μετακινήσεις [mm]	LC	A3-1	A3-2	A4-1	A4-2
Ίδιο βάρος	5010	0.79	0.79	0.79	0.79
Πρόσθετα μόνιμα	5040	5.02	5.02	5.02	5.02
Ερπυσμός	5015	1.17	1.17	1.17	1.17
	5016	0.99	0.99	0.99	0.99
	5017	1.18	1.18	1.18	1.18
	5075	1.01	1.01	1.01	1.01
	5076	1.14	1.14	1.14	1.14

	5077	1.26	1.26	1.26	1.26
	5078	1.30	1.30	1.30	1.30
	5079	1.13	1.13	1.13	1.13
Προένταση	5011	3.56	3.56	3.56	3.56
ΔΤΝ(-)	82	8.44	8.44	8.44	8.44
Σεισμός X κατά X	991	22.22	22.22	22.22	22.22
Σεισμός X κατά Y	991	3.47	3.47	3.47	3.47
Σεισμός Y κατά X	992	0.00	0.00	0.00	0.00
Σεισμός Y κατά Y	992	24.47	24.47	24.47	24.47

Σεισμός X κύριος	d_{Ed}	127.76	127.76	127.76	127.76
	d_{Edy}	38.42	38.42	38.42	38.42
	d_{Ed}	133.41	133.41	133.41	133.41

Σεισμός Y κύριος	d_{Ed}	54.27	54.27	54.27	54.27
	d_{Edy}	78.33	78.33	78.33	78.33
	d_{Ed}	95.29	95.29	95.29	95.29

Γωνίες στρόφης [mrad]	LC	A3-1	A3-2	A4-1	A4-2
Ίδιο βάρος	5010	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30
Πρόσθετα μόνιμα	5040	-0.21	-0.21	-0.21	-0.21
Ερπυσμός	5015	0.18	0.18	0.18	0.18
	5016	0.09	0.09	0.09	0.09
	5017	0.10	0.10	0.10	0.10
	5075	0.03	0.03	0.03	0.03
	5076	0.01	0.01	0.01	0.01
	5077	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01
	5078	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03
	5079	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03
Προένταση	5011	0.74	0.74	0.74	0.74
Σεισμός X κατά X	991	0.29	0.29	0.29	0.29
Σεισμός X κατά Y	991	0.00	0.00	0.00	0.00
Σεισμός Y κατά X	992	0.29	0.29	0.29	0.29
Σεισμός Y κατά Y	992	0.00	0.00	0.00	0.00

Σεισμός X κύριος	a_{Ed}	2.20	2.20	2.20	2.20
	a_{Edy}	0.00	0.00	0.00	0.00
	a_{Ed}	2.20	2.20	2.20	2.20

Σεισμός Y κύριος	a_{Ed}	1.85	1.85	1.85	1.85
	a_{Edy}	0.00	0.00	0.00	0.00
	a_{Ed}	1.85	1.85	1.85	1.85

Παραμ/ση σχεδιασμού - σεισμός X		A3-1	A3-2	A4-1	A4-2
Λόγω θλίψης	$\epsilon_{c,d}$	2.72	2.72	2.73	2.73
Λόγω διάτμησης	$\epsilon_{s,d}$	1.21	1.21	1.21	1.21
Λόγω γωνίας στρόφης	$\epsilon_{\alpha,d}$	0.23	0.23	0.23	0.23
Συνολική	$\epsilon_{s,d}$	4.16	4.16	4.17	4.17
Αποτέλεσμα ελέγχου $\epsilon_{c,d} < 2$		OK	OK	OK	OK
Αποτέλεσμα ελέγχου $\epsilon_{t,d} < 7/1.15$		OK	OK	OK	OK

Παραμ/ση σχεδιασμού - σεισμός Y		A3-1	A3-2	A4-1	A4-2
Λόγω θλίψης	$\epsilon_{c,d}$	2.47	2.47	2.48	2.48
Λόγω διάτμησης	$\epsilon_{s,d}$	0.87	0.87	0.87	0.87
Λόγω γωνίας στρόφης	$\epsilon_{\alpha,d}$	0.19	0.19	0.19	0.19

Συνολική	$\epsilon_{r,d}$	3.53	3.53	3.53	3.53
Αποτέλεσμα ελέγχου $\epsilon_{r,d} < 2$		OK	OK	OK	OK
Αποτέλεσμα ελέγχου $\epsilon_{r,d} < 7/1.15$		OK	OK	OK	OK

Έλεγχος περιορισμού γωνιών στροφής

$\Sigma v_{r,d}$	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035
$\Sigma v_{r,d} - D' \times \alpha_d / K_{r,d}$	0.0031	0.0031	0.0031	0.0031
Αποτέλεσμα ελέγχου	OK	OK	OK	OK

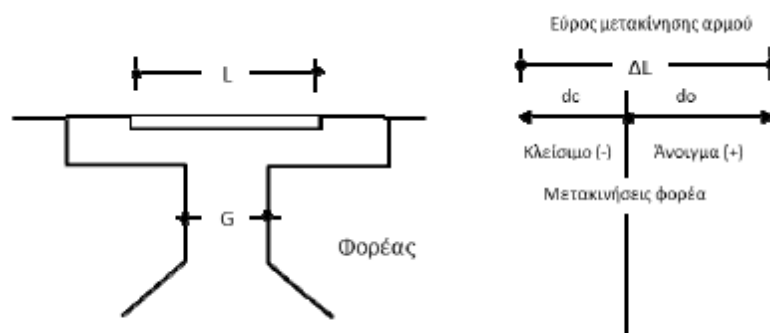
Έλεγχος λυγισμού

$F_{r,d} / A_r$	30600.6	30600.6	30666.3	30666.3
$2D' \times G \times S_r / 3 \times T_r$	51136.4	51136.4	51136.4	51136.4
Αποτέλεσμα ελέγχου	OK	OK	OK	OK

Υπολογισμός αρμών για στατικά και σεισμικά φορτία

Υπολογισμός αρμών συστολοδιαστολής A3-A4

Συντελεστής $q_x = 3.15$ συμπεριφοράς X



Σχέδιο 4.3. Λεπτομέρεια αρμού

Μετακινήσεις [mm]	LC	A1
Ερπυσμός	5015	0.81
	5016	0.83
	5017	1.01
	5075	0.99
	5076	1.17
	5077	1.34
	5078	1.42
	5079	1.25
$\Delta TN(-)$	82	8.79
$\Delta TN(+)$	81	10.90
Προένταση	5011	2.03
GR1	105	0.92
Σεισμός X	991	22.94
Ωθήσεις K_0	41	21.50
Ωθήσεις κινητών	47	1.50
Μονοποδο	45	26.10

Άνοιγμα αρμού :

$$\delta(+)=1.30 \cdot \delta \varepsilon+1.00 \cdot \delta \pi \rho+1.00 \cdot \delta \Delta T(-)+1.00 \cdot \delta \tau \rho=19.77 \text{ [mm]}$$

Κλείσιμο αρμού :

$$\delta(-)=0.50 \cdot \delta \omega \theta+1.00 \cdot \delta \kappa \iota \nu+1.00 \cdot \delta \Delta T(+)+1.00 \cdot \delta \tau \rho=24.07 \text{ [mm]}$$

Εύρος μετακίνησης αρμού ΔL: 48.15 [mm]**Κενό : 24.07 [mm]****Σεισμικές Δράσεις****Άνοιγμα αρμού :**

$$\delta(+)=1.00 \cdot \delta \varepsilon+1.00 \cdot \delta \pi \rho+0.40 \cdot \delta \sigma \iota \sigma(X)+0.20 \cdot \delta \tau \rho+0.50 \cdot \delta \Delta T(-)=41.69 \text{ [mm]}$$

Κλείσιμο αρμού :

$$\delta(-)=0.40 \cdot \delta \sigma \iota \sigma(X)+0.40 \cdot \delta \mu \sigma \eta+0.50 \cdot \delta \Delta T(+)+0.20 \cdot (\delta \tau \rho+\delta \kappa \iota \nu)=45.28 \text{ [mm]}$$

Εύρος μετακίνησης αρμού ΔL: 90.55 [mm]**Κενό : 104.29 [mm]****4.10. Έλεγχος περίσφιξης**

Ο έλεγχος γίνεται βάσει της §6.2.1 του EN1998-2 για το βάθρο με τη μέγιστη αξονική δύναμη από το σεισμικό συνδυασμό.

$$\eta \kappa=N E d / A c f_{c k}=24683 / (6.65 \cdot 40 \cdot 103)=0.093 > 0.08$$

$$\omega w d, r \geq \max (\omega w, r e q ; 2 / 3 \omega w, \min)$$

$$\omega w, \min =0.18$$

$$\omega w, r e q=(A c / A c c) \cdot \lambda \cdot \eta \kappa+0.13\left(f_{y d} / f_{c d}\right) \cdot\left(\rho L-0.01\right)$$

$$\lambda=0.37$$

$$\rho L=124 \emptyset 28 / A c=0.0115$$

$$A c c=5.76 \text{ m}^2$$

$$\omega w, r e q=(6.65 / 5.76) \cdot 0.37 \cdot 0.093+0.13(434.78 / 26.67) \cdot(0.0115-0.01)=0.043$$

$$\omega w d, c \geq \max (0.043 ; 0.12)=0.12$$

$$\omega w d=\rho w \cdot f_{y d} / f_{c d} \rightarrow \rho w=\omega w d \cdot f_{c d} / f_{y d}=0.12 \cdot 26.67 / 434.78=0.0074$$

$$\rho w=A_{s w} / b \cdot s_L \rightarrow A_{s w} / s_L=\rho w \cdot b$$

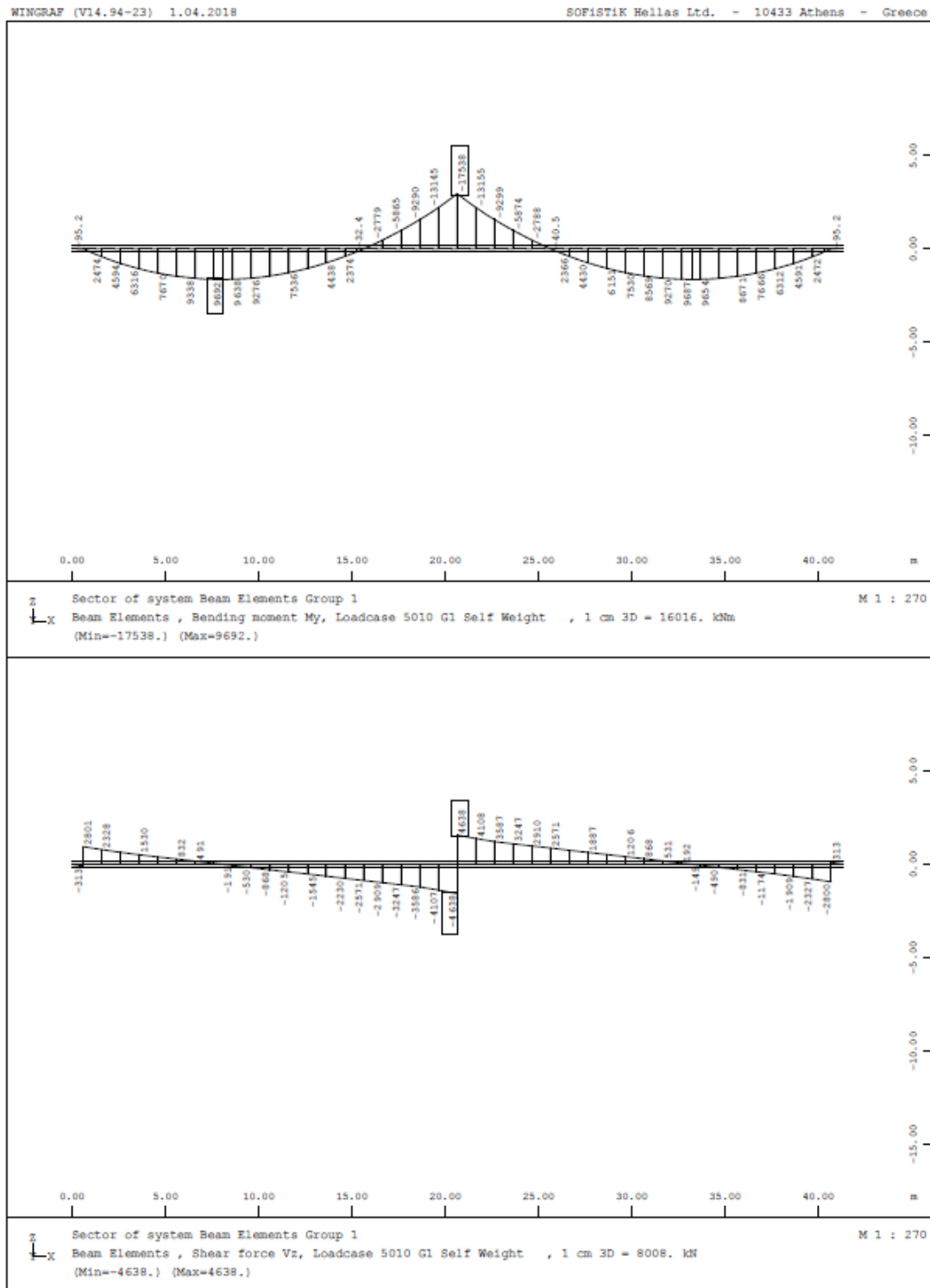
$$A_{s w, x} / s_L=0.0074 \cdot 1.06=0.0078 \text{ m}^2 / \text{m}=78 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

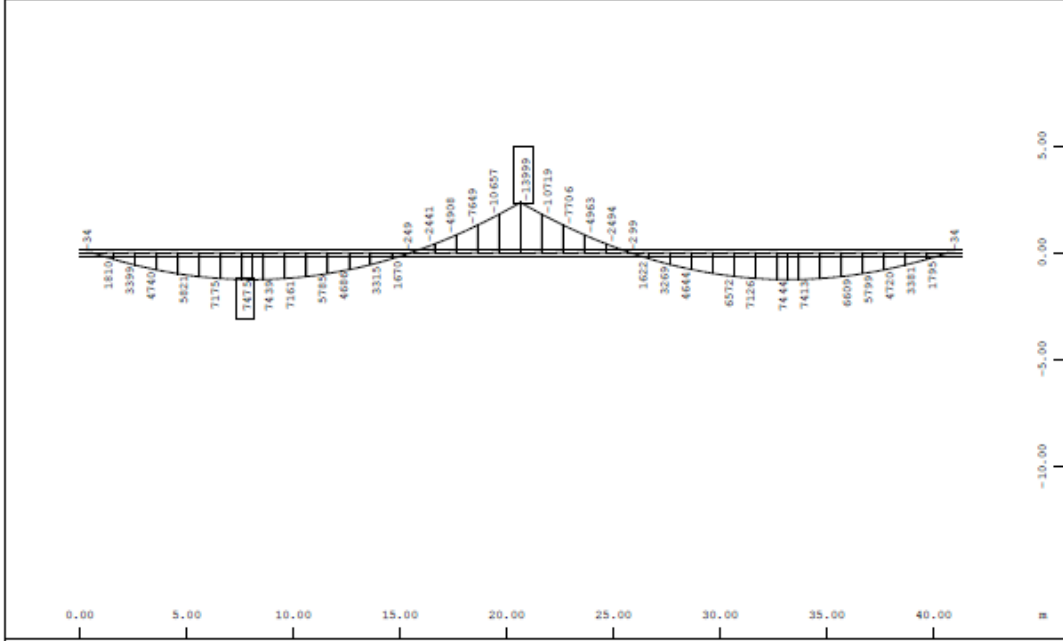
$$A_{s w, y} / s_L=0.0074 \cdot 4.60=0.0340 \text{ m}^2 / \text{m}=340 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Έλεγχος παθητικής αντίστασης εδάφους

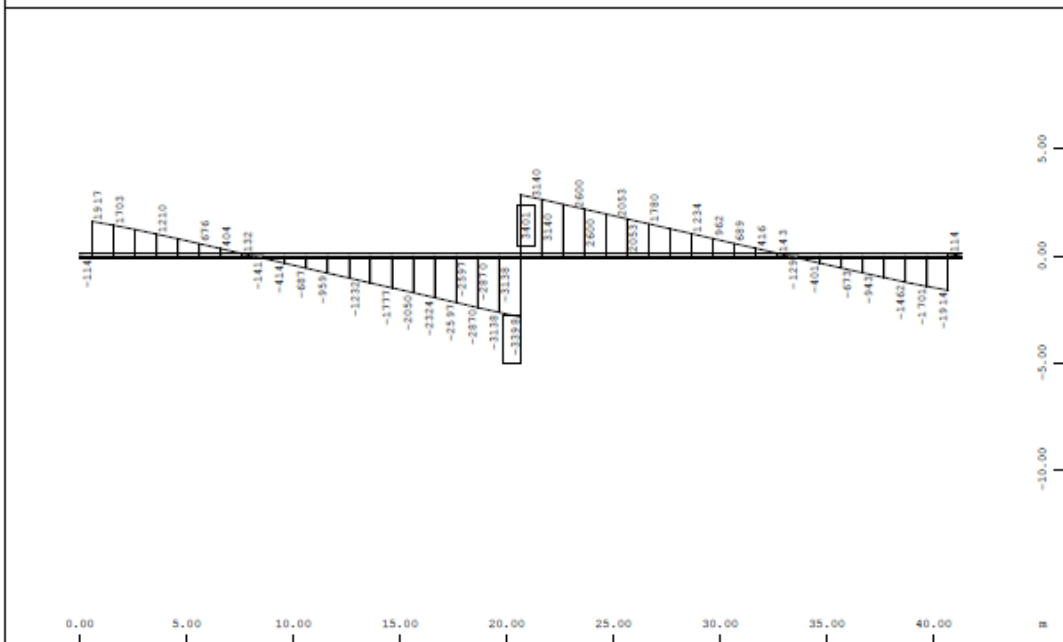
Σύμφωνα με την έκθεση γεωτεχνικής αξιολόγησης, οι τιμές των οριζοντίων ελατηρίων του εδάφους μειώνονται κατάλληλα ώστε οι αντιδράσεις τους να είναι μικρότερες της μέγιστης εδαφικής αντίστασης του εδάφους στο αντίστοιχο βάθος. Για το βάθρο M1:

4.7 ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ

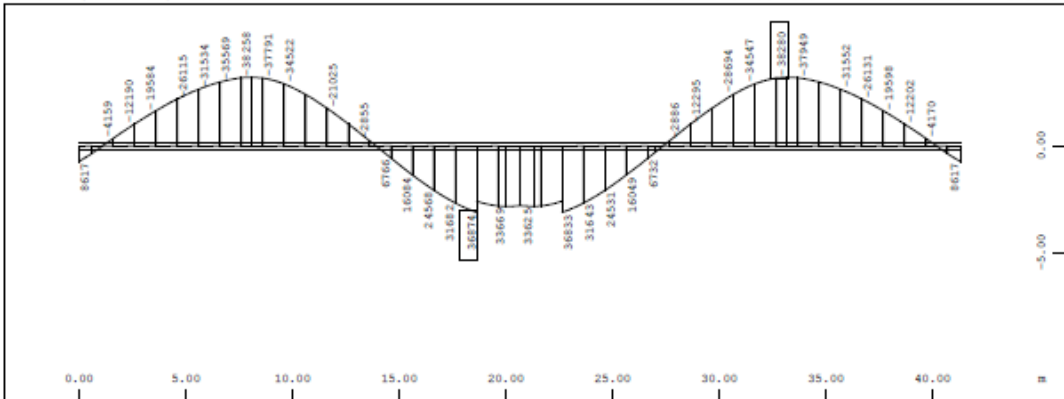




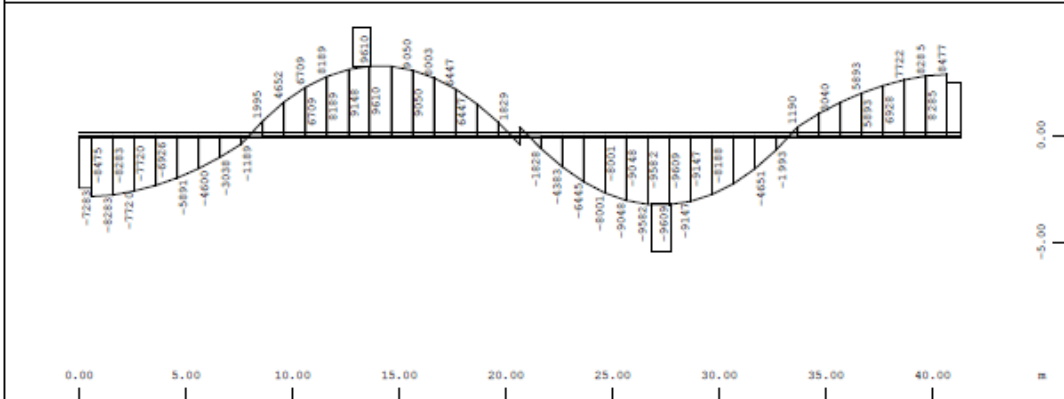
Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 5040 G2 Dead Loads , 1 cm 3D = 16016. kNm
 (Min=-13999.) (Max=7475.) M 1 : 270



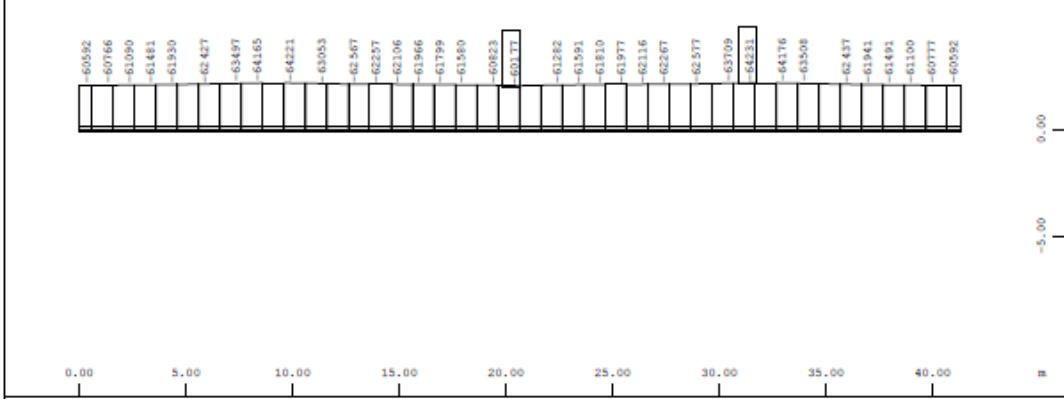
Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 5040 G2 Dead Loads , 1 cm 3D = 3203. kN
 (Min=-3398.) (Max=3401.) M 1 : 270



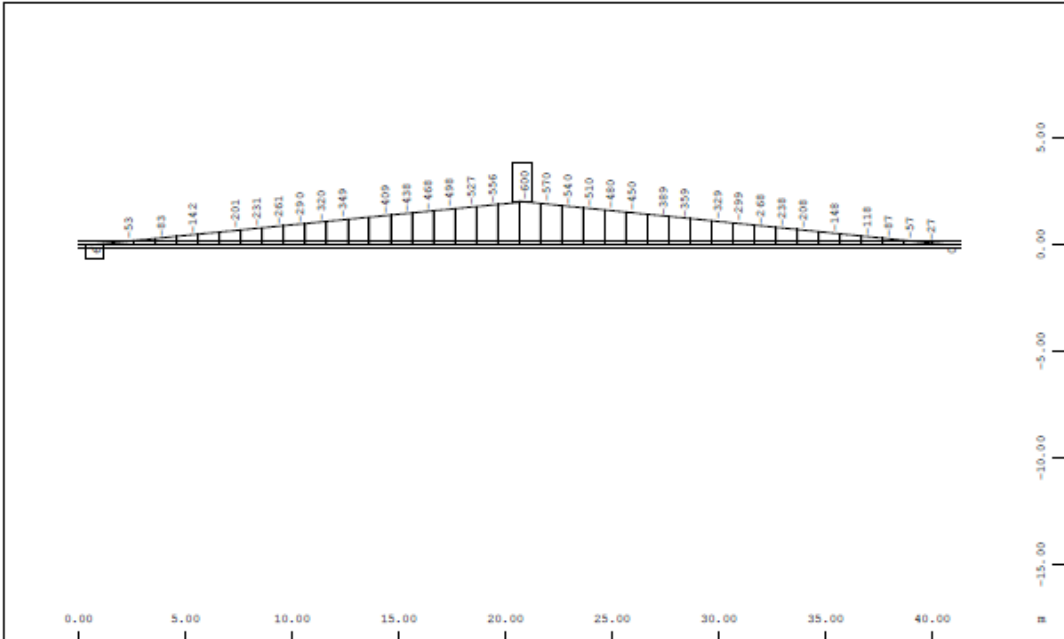
Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 5011 Prestress , 1 cm 3D = 32031. kNm (Min=-38280.) (Max=36874.) M 1 : 270



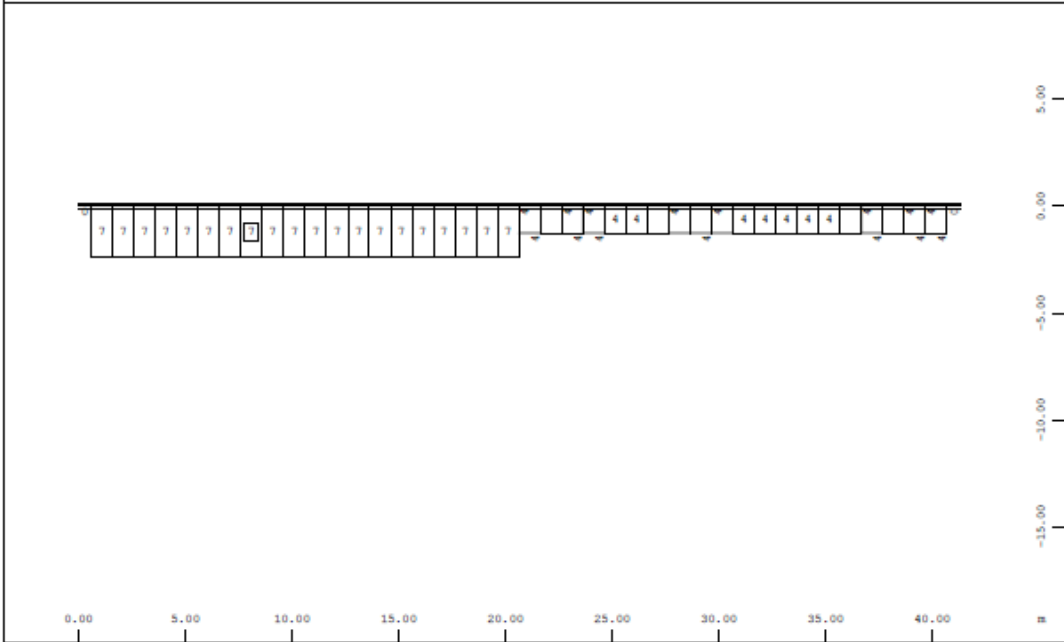
Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 5011 Prestress , 1 cm 3D = 8008. kN (Min=-9609.) (Max=9610.) M 1 : 270



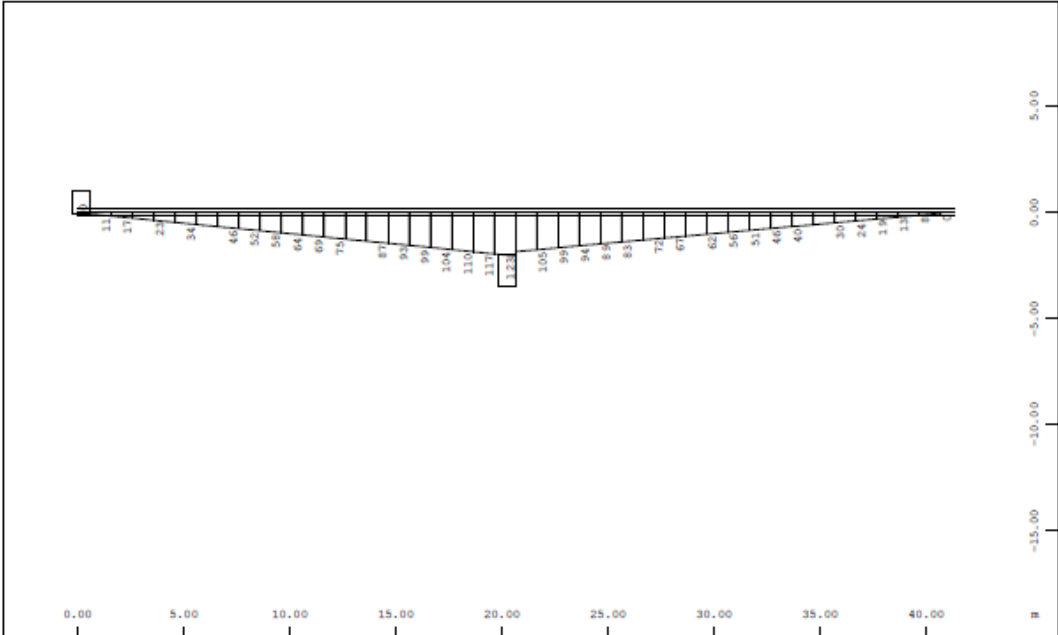
Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 5011 Prestress , 1 cm 3D = 80078. kN (Min=-64231.) (Max=-60177.) M 1 : 270



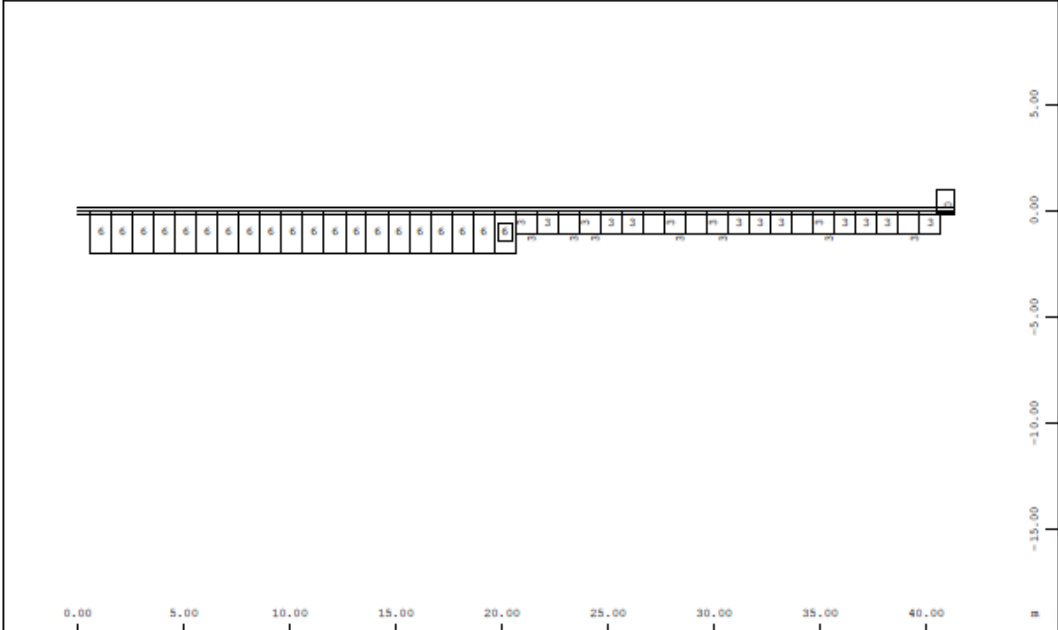
Σ Sector of system Beam Elements Group 1 M 1 : 270
 ↙ X Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 5015 C+S 1 , 1 cm 3D = 800.8 kNm (Min=-600.1)
 (Max=6.05)



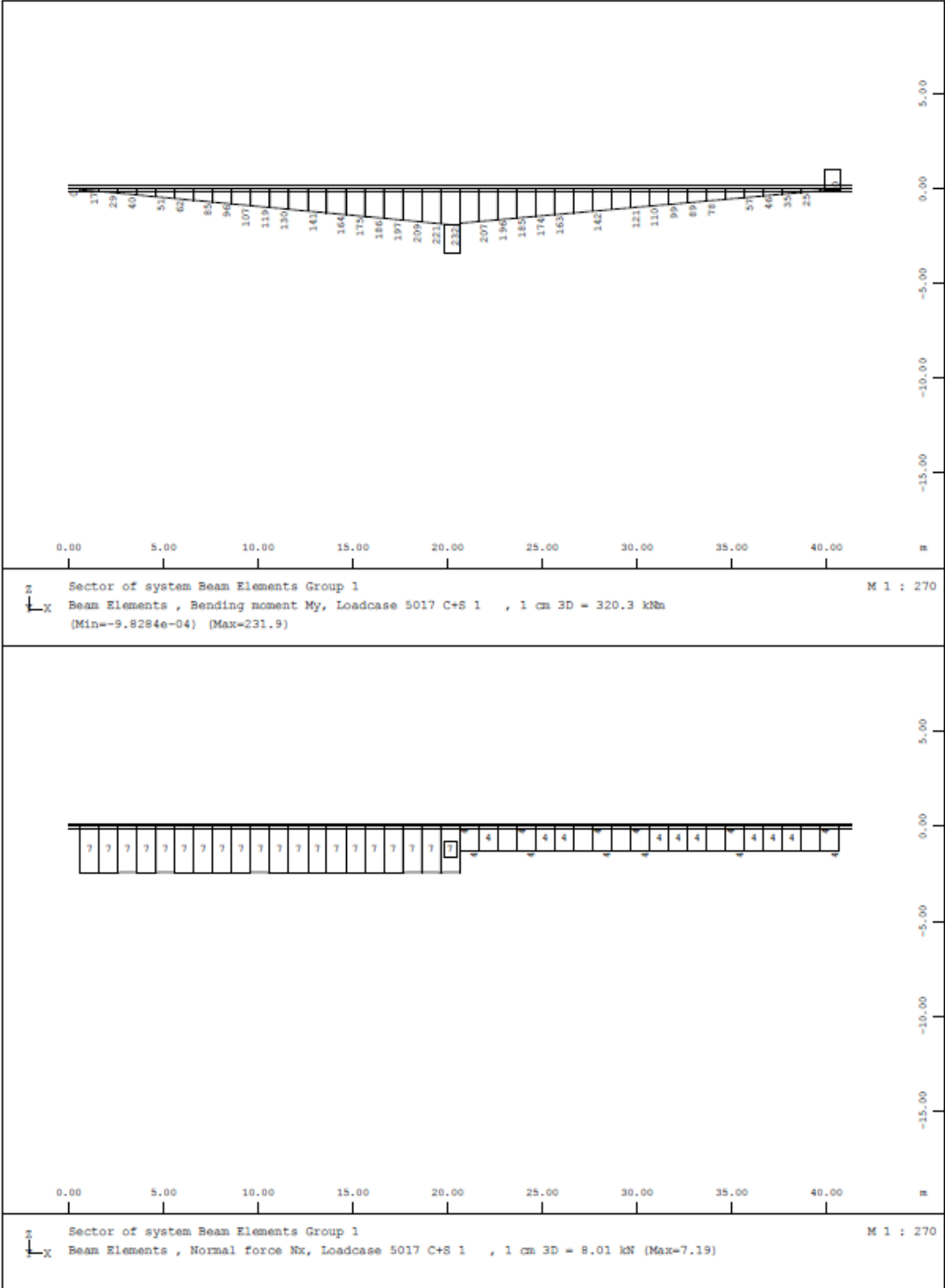
Σ Sector of system Beam Elements Group 1 M 1 : 270
 ↙ X Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 5015 C+S 1 , 1 cm 3D = 8.01 kN (Max=7.13)

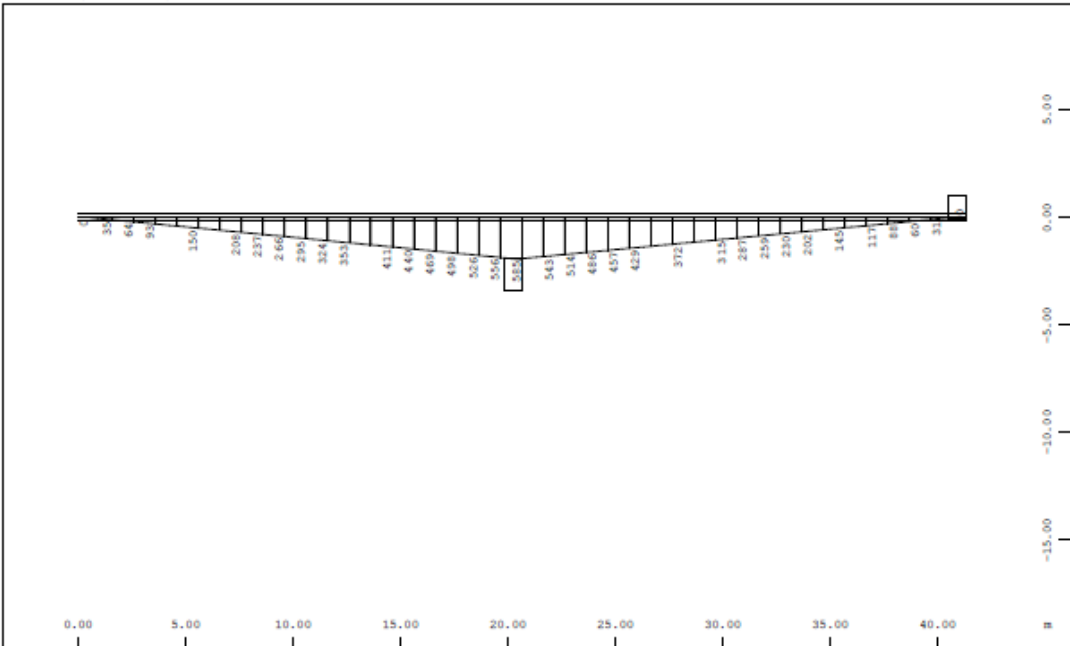


Σ Sector of system Beam Elements Group 1 M 1 : 270
 \downarrow X Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 5016 C+S 1 , 1 cm 3D = 160.2 kNm
 (Min=-9.7656e-04) (Max=122.6)

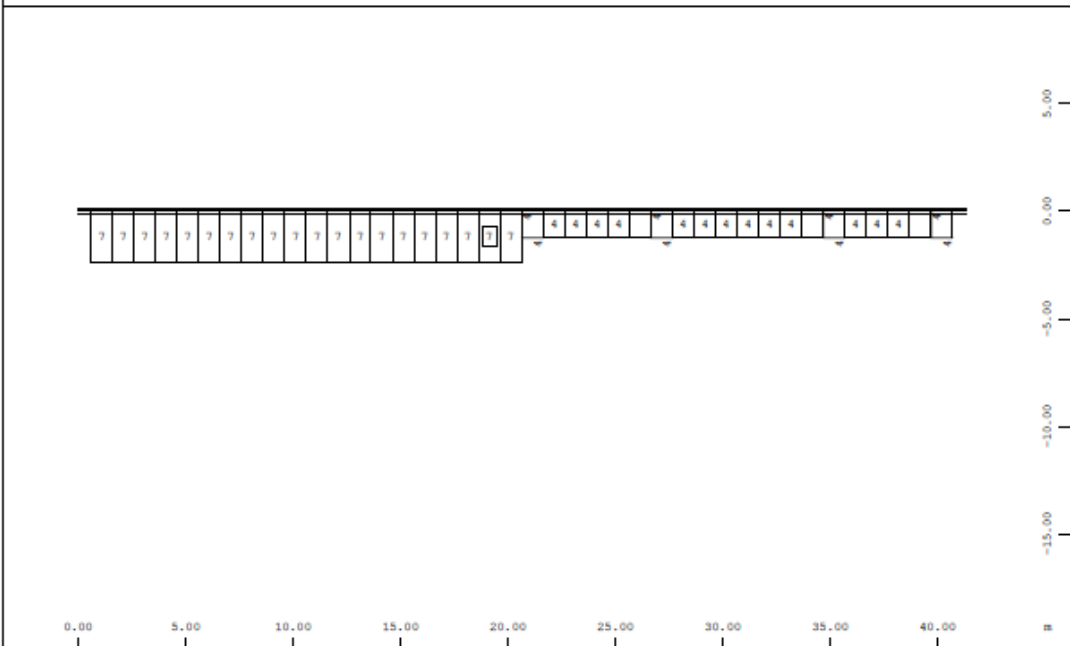


Σ Sector of system Beam Elements Group 1 M 1 : 270
 \downarrow X Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 5016 C+S 1 , 1 cm 3D = 8.01 kN (Min=-0.0039)
 (Max=6.00)

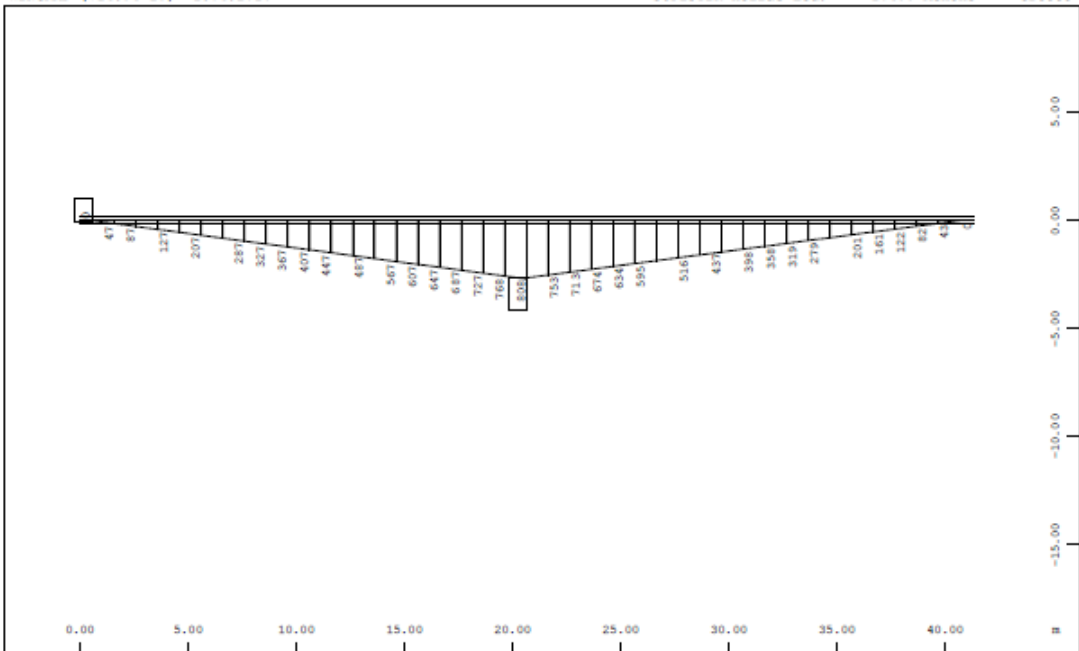




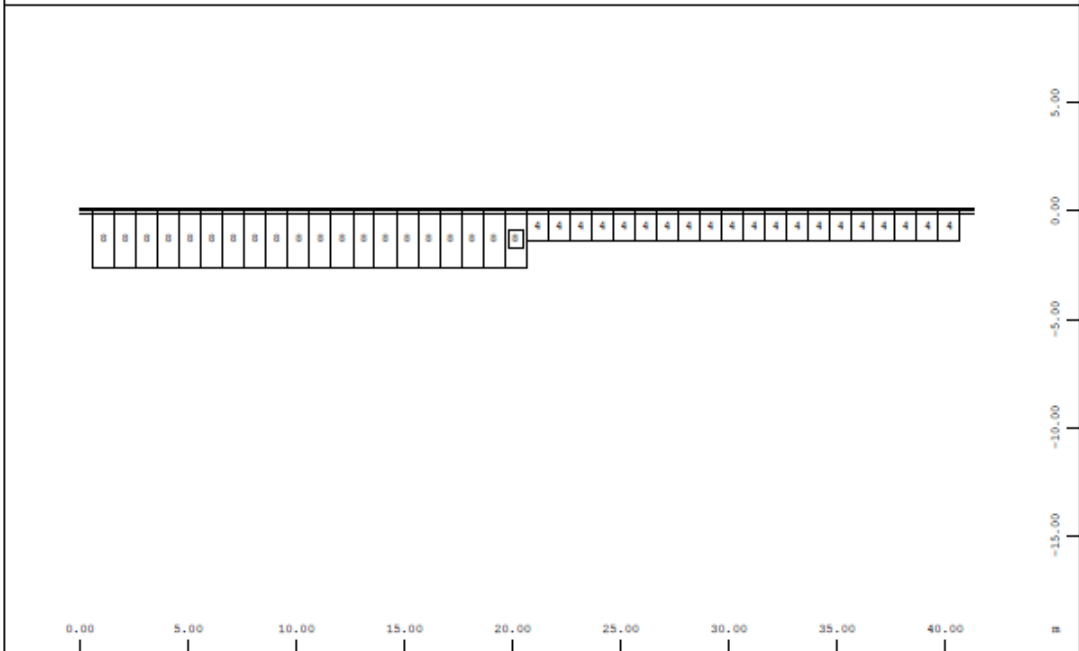
Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 5076 C+S t-infinite , 1 cm 3D = 800.8 kNm
 (Min=-0.0020) (Max=585.0) M 1 : 270



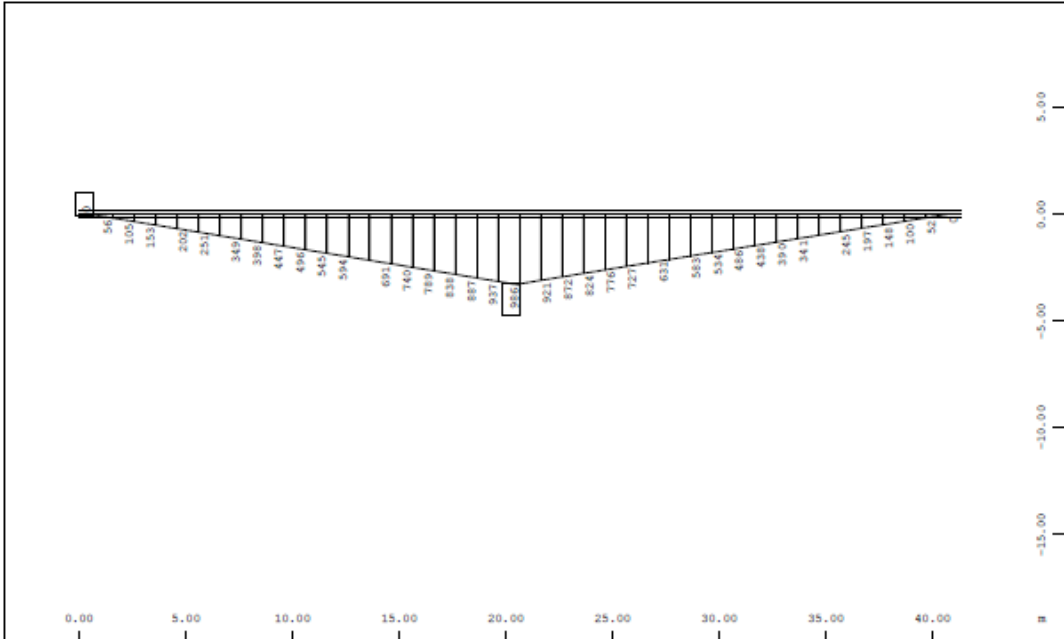
Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 5076 C+S t-infinite , 1 cm 3D = 8.01 kN (Max=6.96) M 1 : 270



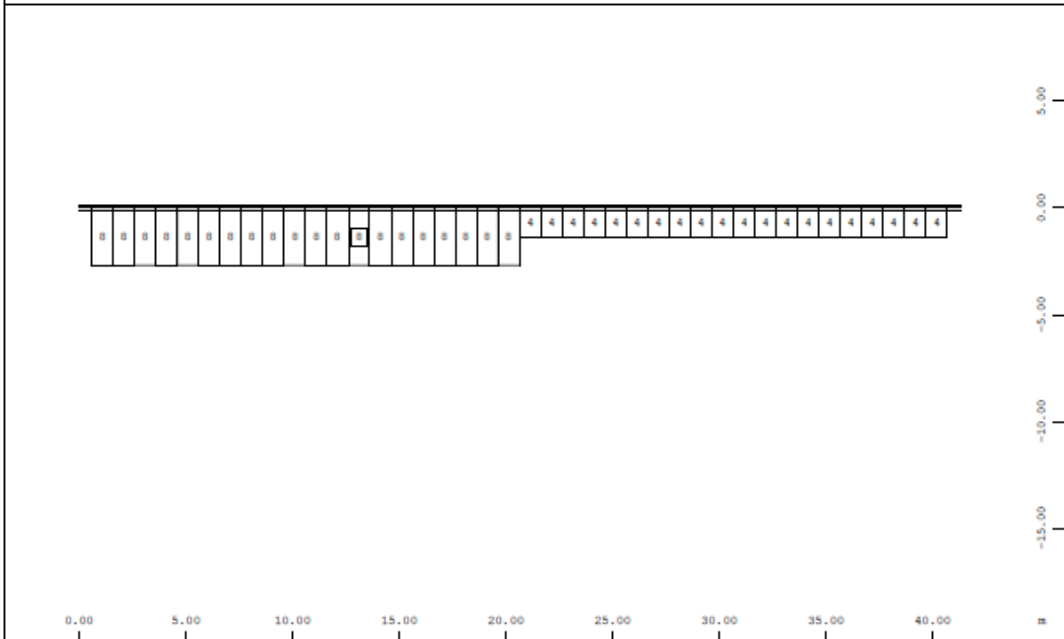
Sector of system Beam Elements Group 1 M 1 : 270
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 5077 C+S t-infinite , 1 cm 3D = 800.8 kNm
 (Min=-9.7656e-04) (Max=808.2)



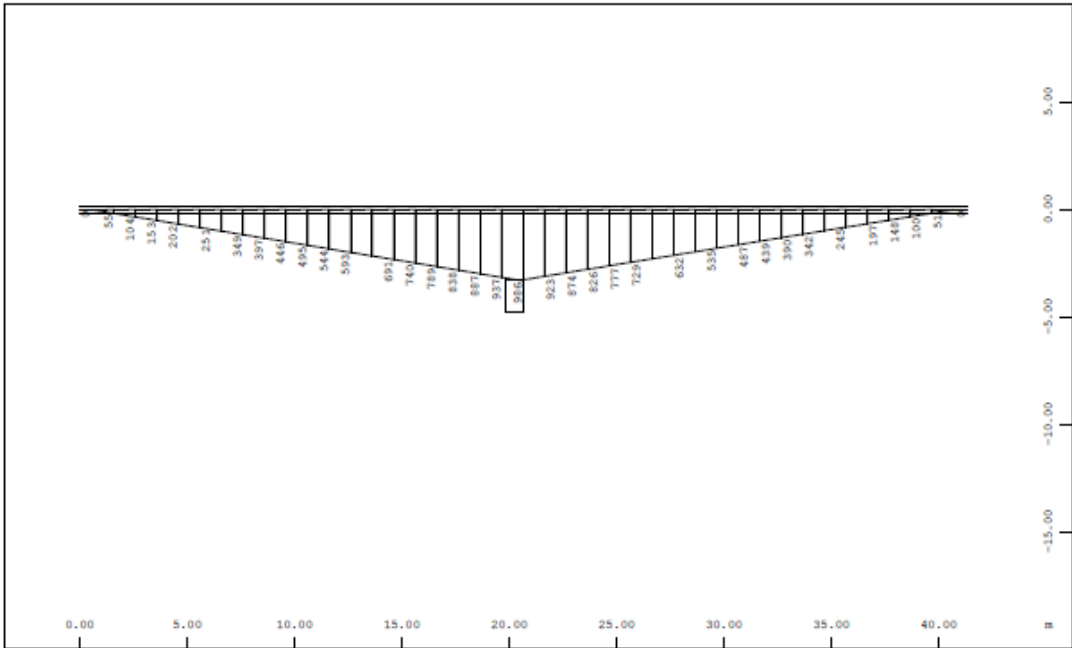
Sector of system Beam Elements Group 1 M 1 : 270
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 5077 C+S t-infinite , 1 cm 3D = 8.01 kN (Max=7.71)



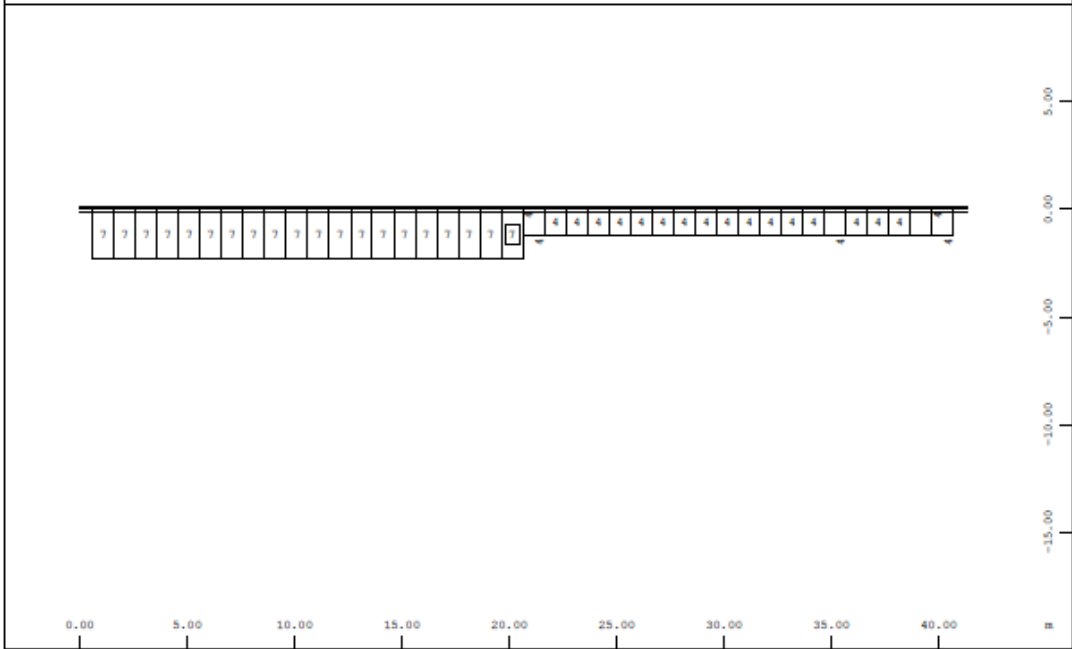
Sector of system Beam Elements Group 1 M 1 : 270
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 5078 C+S t-infinite , 1 cm 3D = 800.8 kNm
 (Min=-0.0024) (Max=985.5)



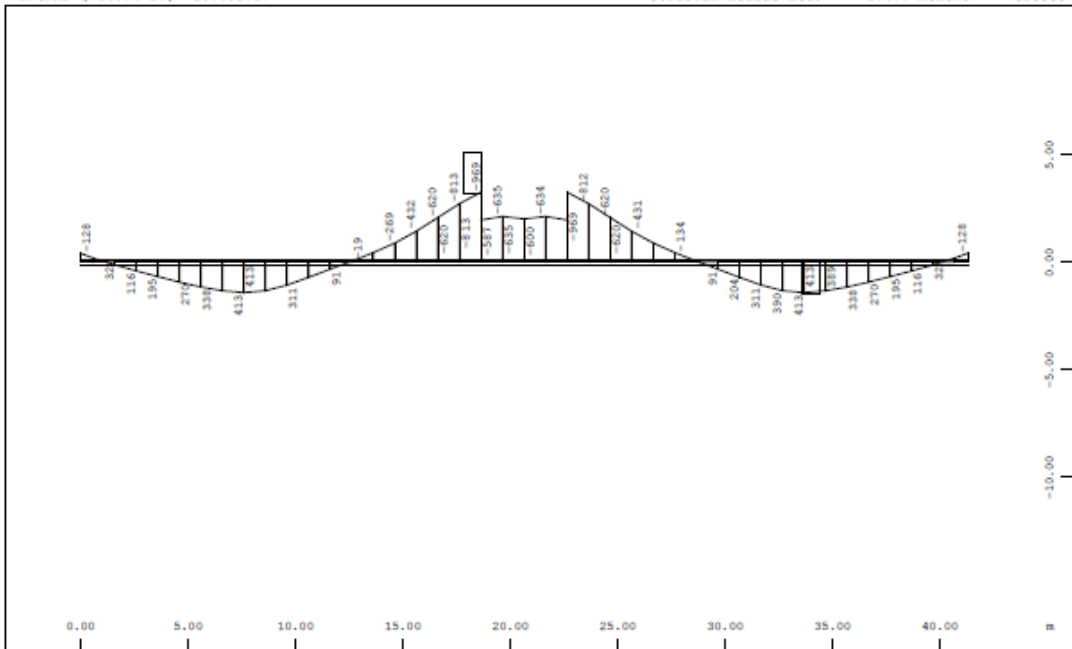
Sector of system Beam Elements Group 1 M 1 : 270
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 5078 C+S t-infinite , 1 cm 3D = 8.01 kN (Max=7.99)



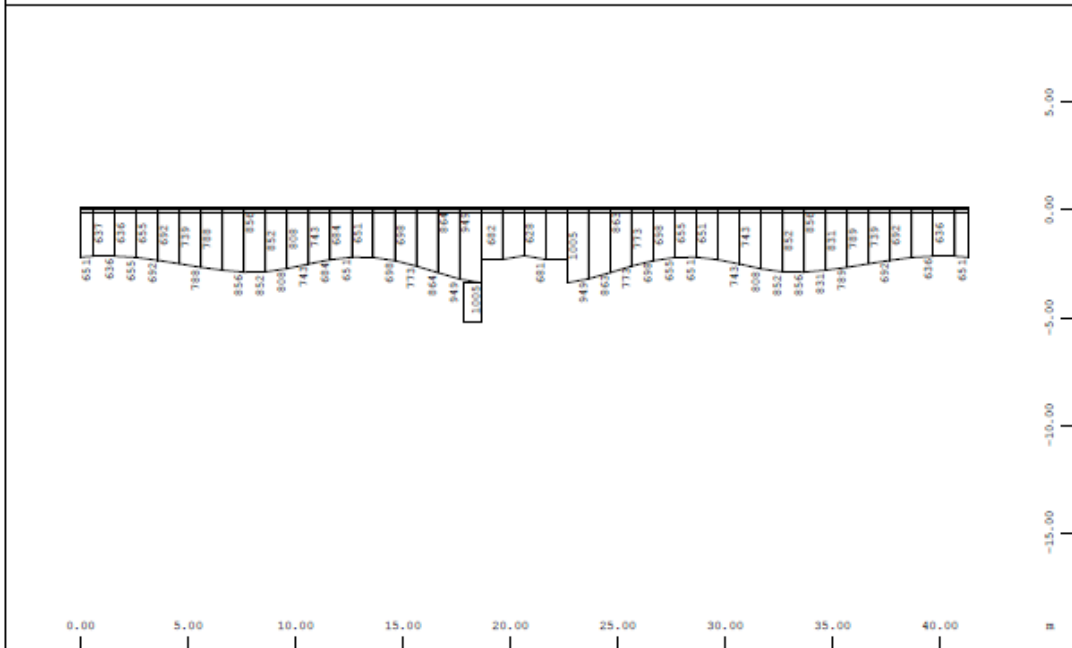
Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 5079 C+S t-infinite , 1 cm 3D = 800.8 kNm (Max=985.7) M 1 : 270



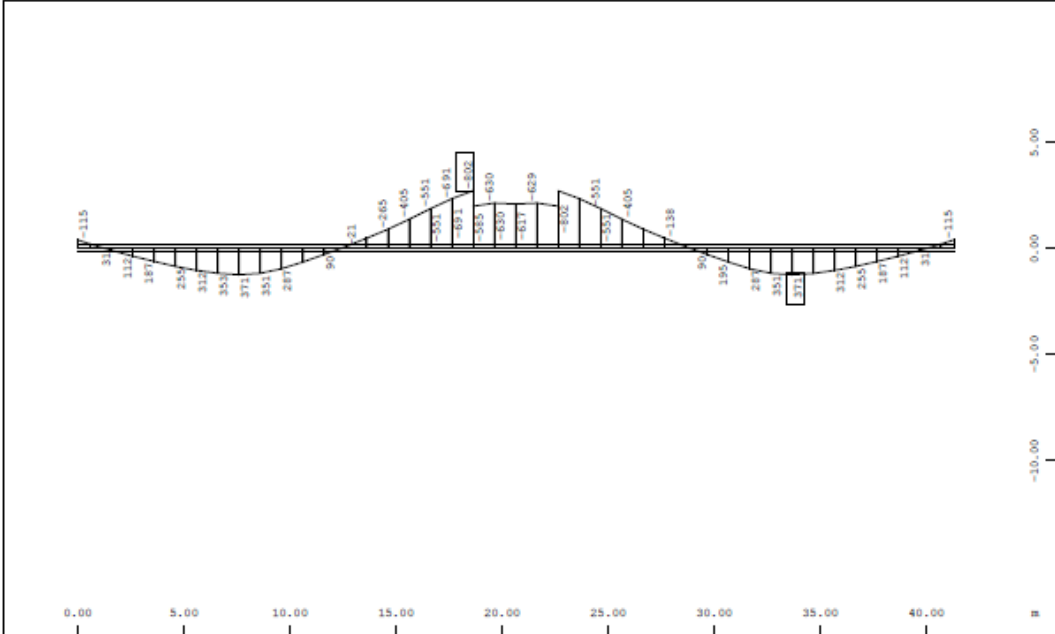
Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 5079 C+S t-infinite , 1 cm 3D = 8.01 kN (Max=6.88) M 1 : 270



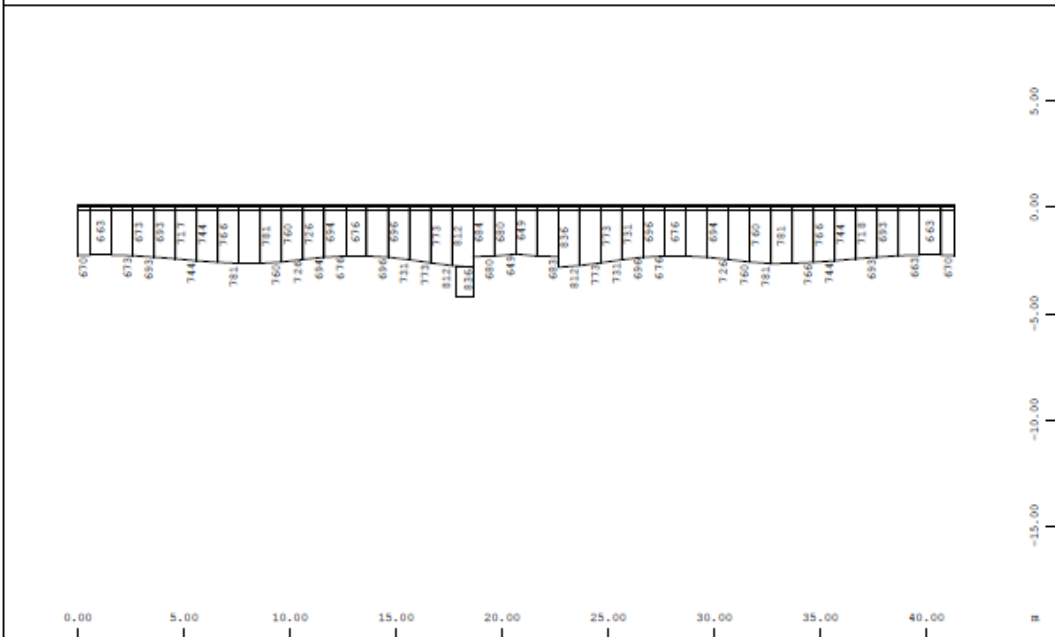
Sector of system Beam Elements Group 1 M 1 : 270
 Eigen stress Bending moment My, Loadcase 6015 15 C+S 1 , (1 cm 3D = unit) Beam Elements
 (Unit=800.8 kNm) (Min=-969.3) (Max=413.3)



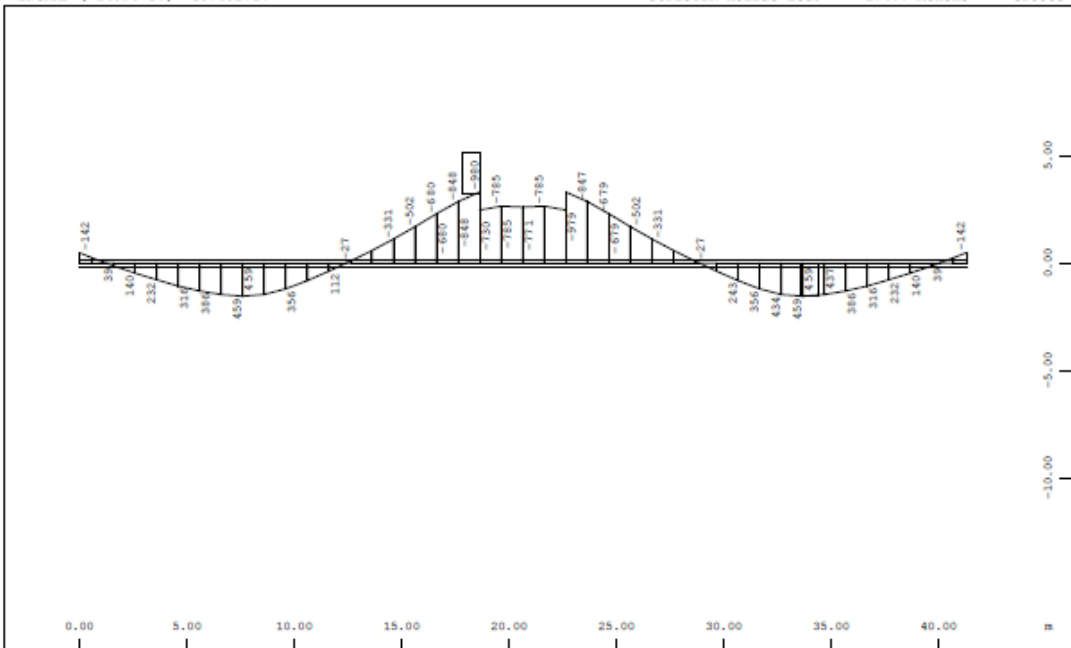
Sector of system Beam Elements Group 1 M 1 : 270
 Eigen stress Normal force Nx, Loadcase 6015 15 C+S 1 , (1 cm 3D = unit) Beam Elements
 (Unit=800.8 kN) (Max=1005.)



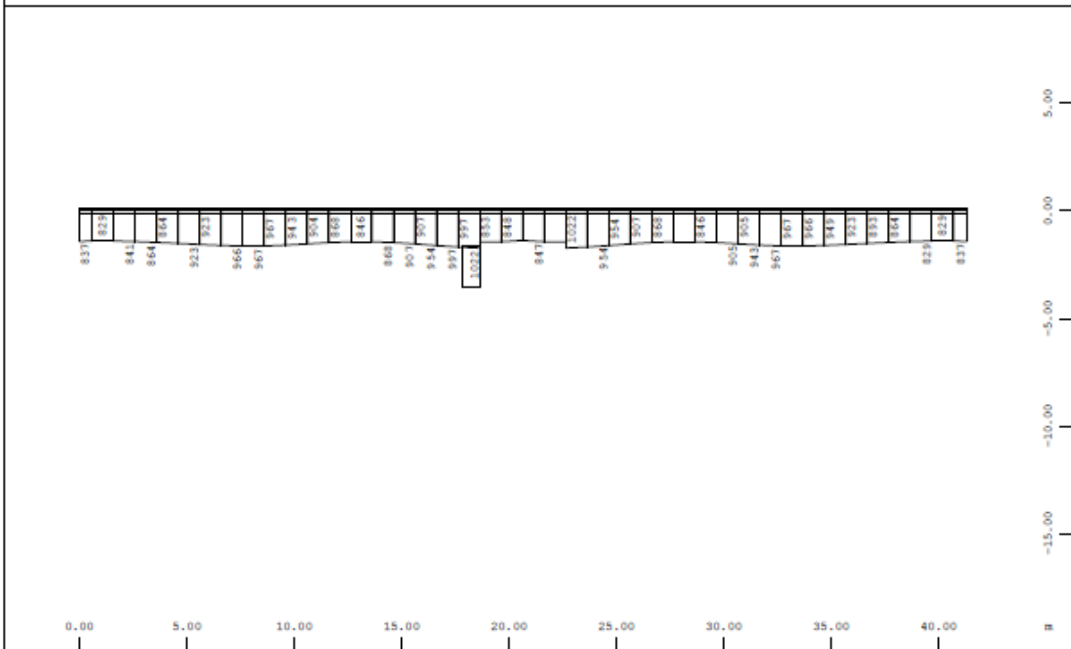
z Sector of system Beam Elements Group 1 M 1 : 270
 Eigen stress Bending moment My, Loadcase 6016 16 C+S 1 , (1 cm 3D = unit) Beam Elements
 (Unit=800.8 kNm) (Min=-801.9) (Max=371.3)



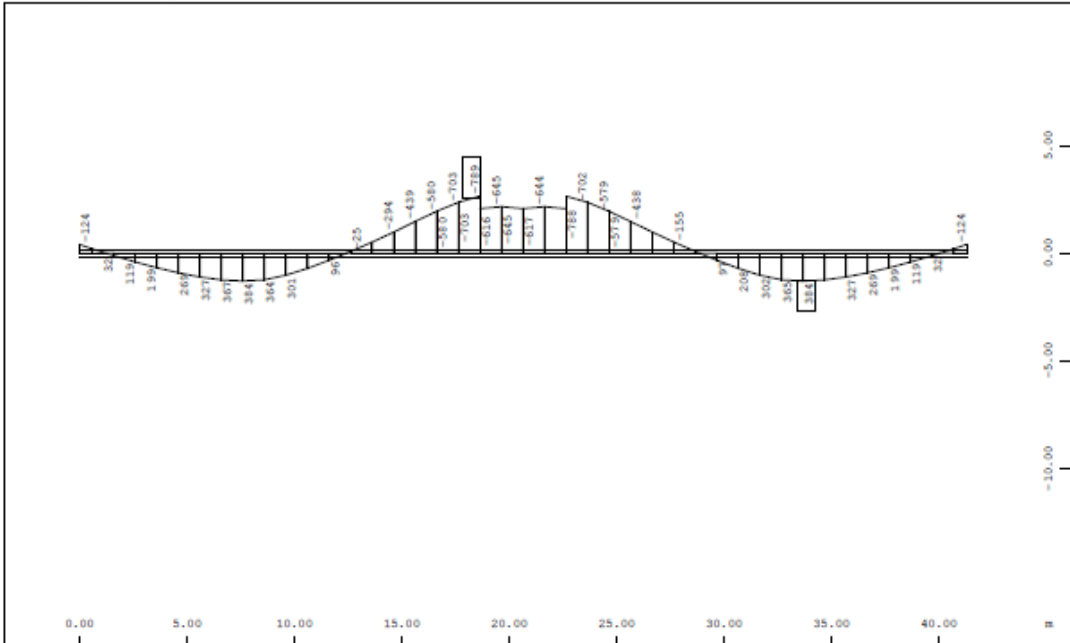
z Sector of system Beam Elements Group 1 M 1 : 270
 Eigen stress Normal force Nx, Loadcase 6016 16 C+S 1 , (1 cm 3D = unit) Beam Elements
 (Unit=800.8 kN) (Max=836.0)



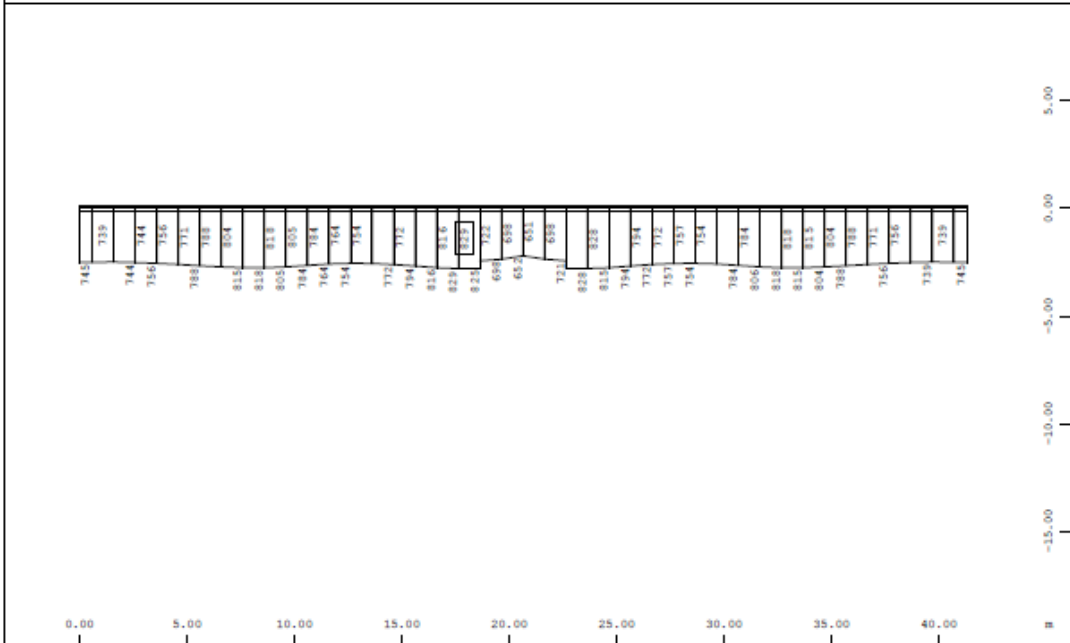
$\begin{matrix} z \\ \leftarrow X \end{matrix}$ Sector of system Beam Elements Group 1 M 1 : 270
 Eigen stress Bending moment My, Loadcase 6017 17 C+S 1 , (1 cm 3D = unit) Beam Elements
 (Unit=800.8 kNm) (Min=-979.9) (Max=458.7)



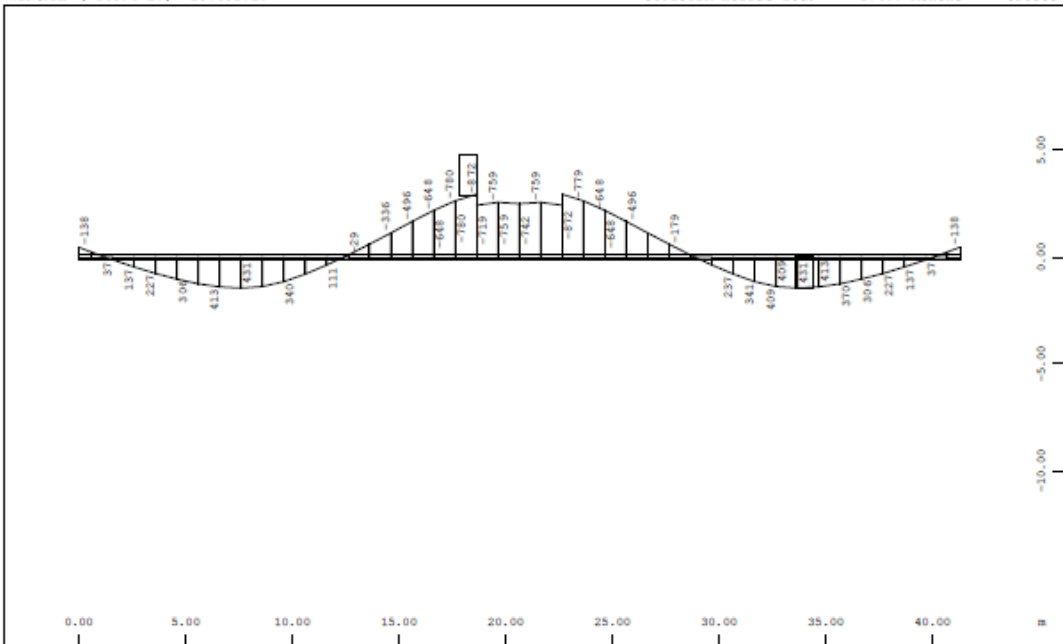
$\begin{matrix} z \\ \leftarrow X \end{matrix}$ Sector of system Beam Elements Group 1 M 1 : 270
 Eigen stress Normal force Nx, Loadcase 6017 17 C+S 1 , (1 cm 3D = unit) Beam Elements
 (Unit=1602. kN) (Max=1022.)



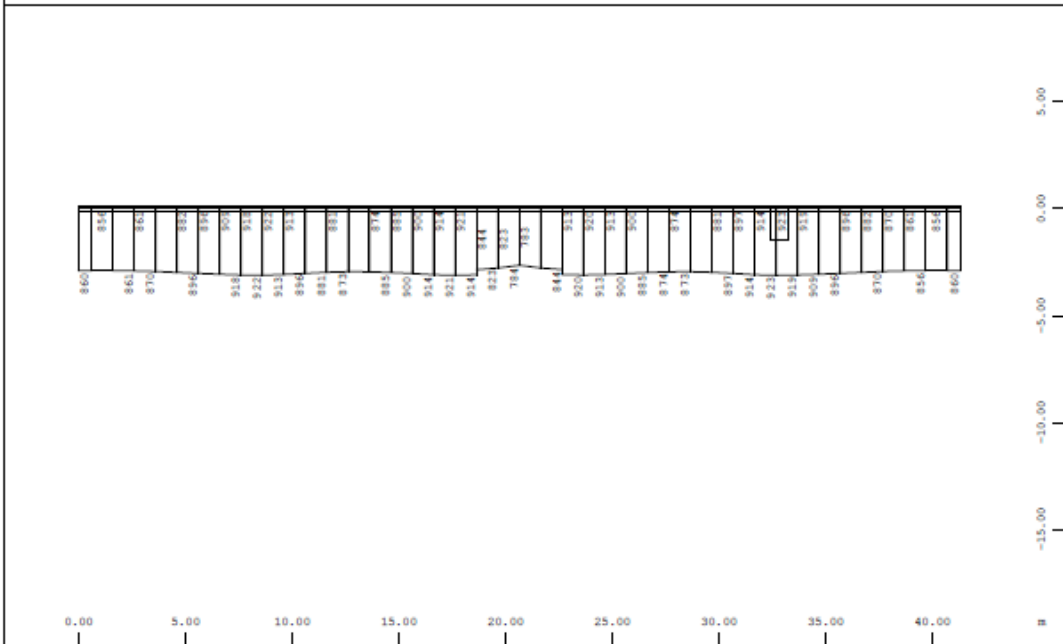
Sector of system Beam Elements Group 1 M 1 : 270
 Eigen stress Bending moment My, Loadcase 6075 75 C+S t-infinite , (1 cm 3D = unit) Beam
 Elements (Unit=800.8 kNm) (Min=-788.5) (Max=384.2)



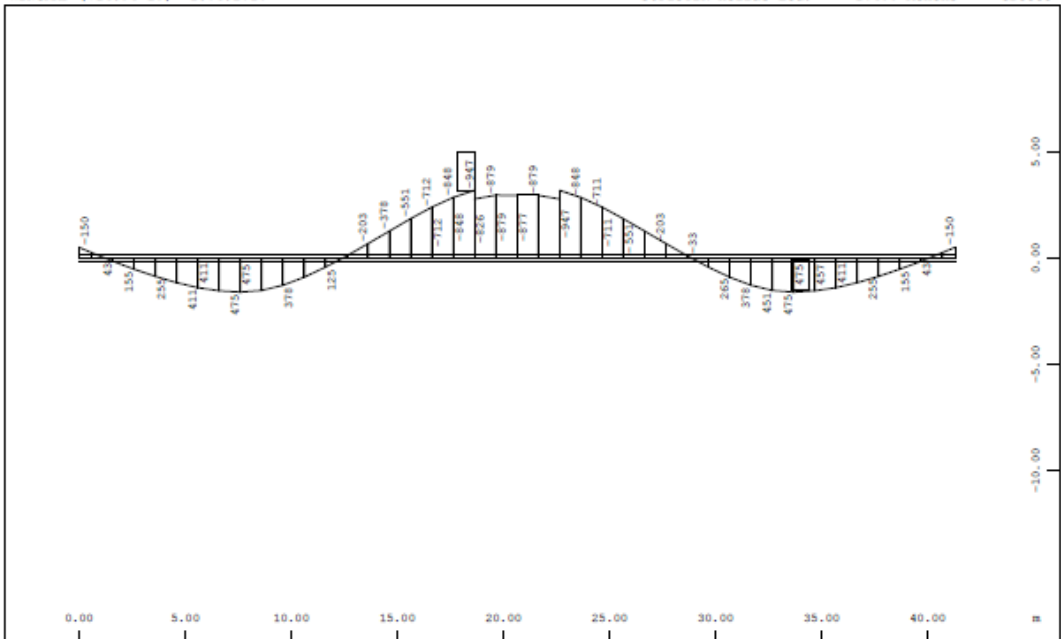
Sector of system Beam Elements Group 1 M 1 : 270
 Eigen stress Normal force Nx, Loadcase 6075 75 C+S t-infinite , (1 cm 3D = unit) Beam
 Elements (Unit=800.8 kN) (Max=828.9)



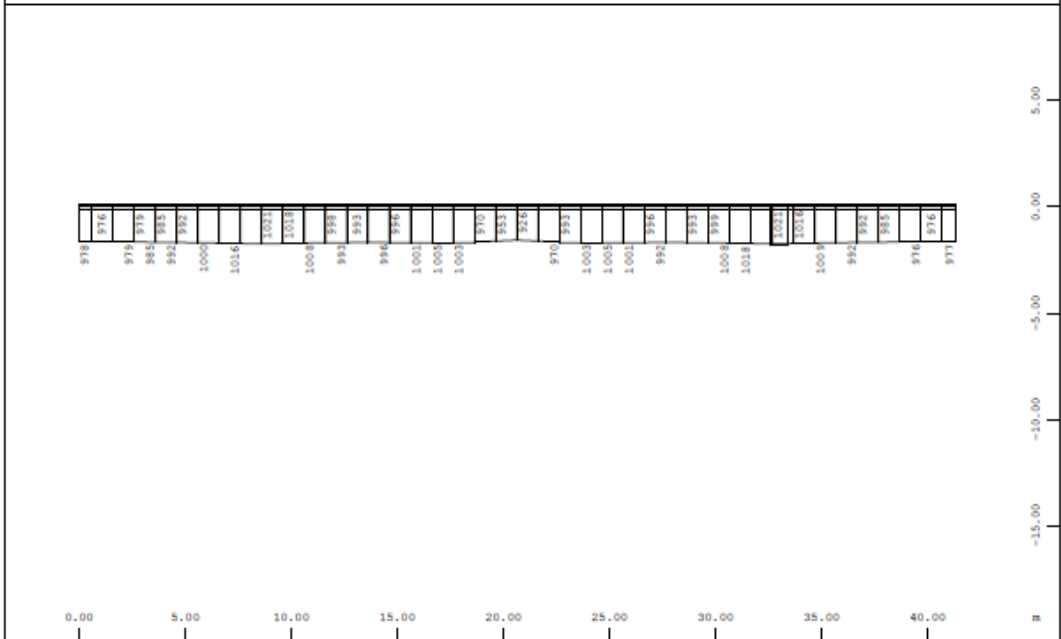
Sector of system Beam Elements Group 1
 Eigen stress Bending moment My, Loadcase 6076 76 C+S t-infinite , (1 cm 3D = unit) Beam Elements (Unit=800.8 kNm) (Min=-872.5) (Max=431.2) M 1 : 270



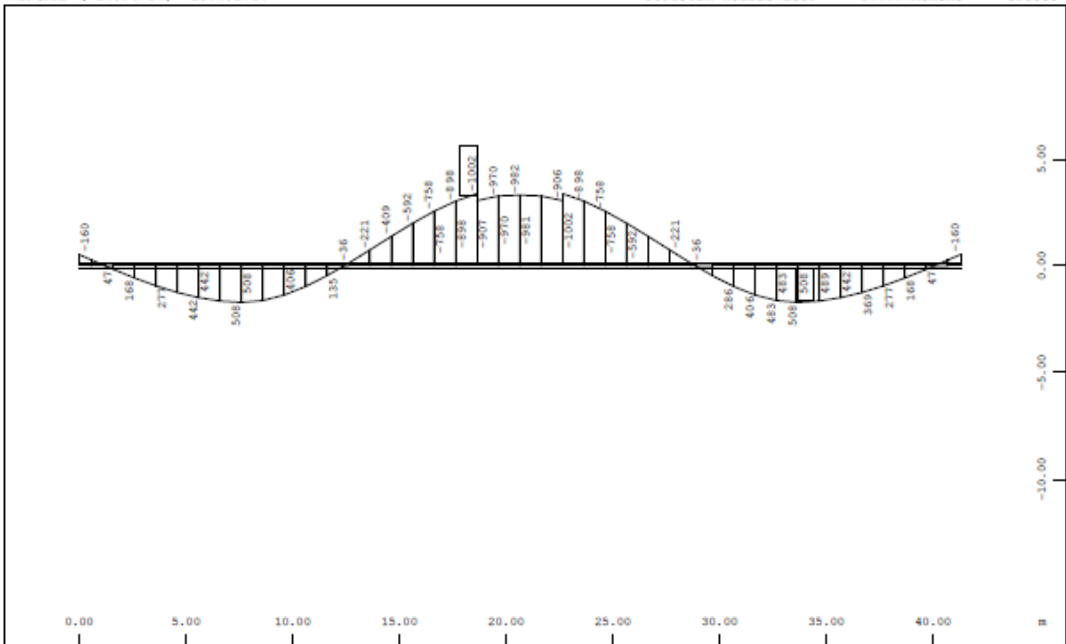
Sector of system Beam Elements Group 1
 Eigen stress Normal force Nx, Loadcase 6076 76 C+S t-infinite , (1 cm 3D = unit) Beam Elements (Unit=800.8 kN) (Max=922.6) M 1 : 270



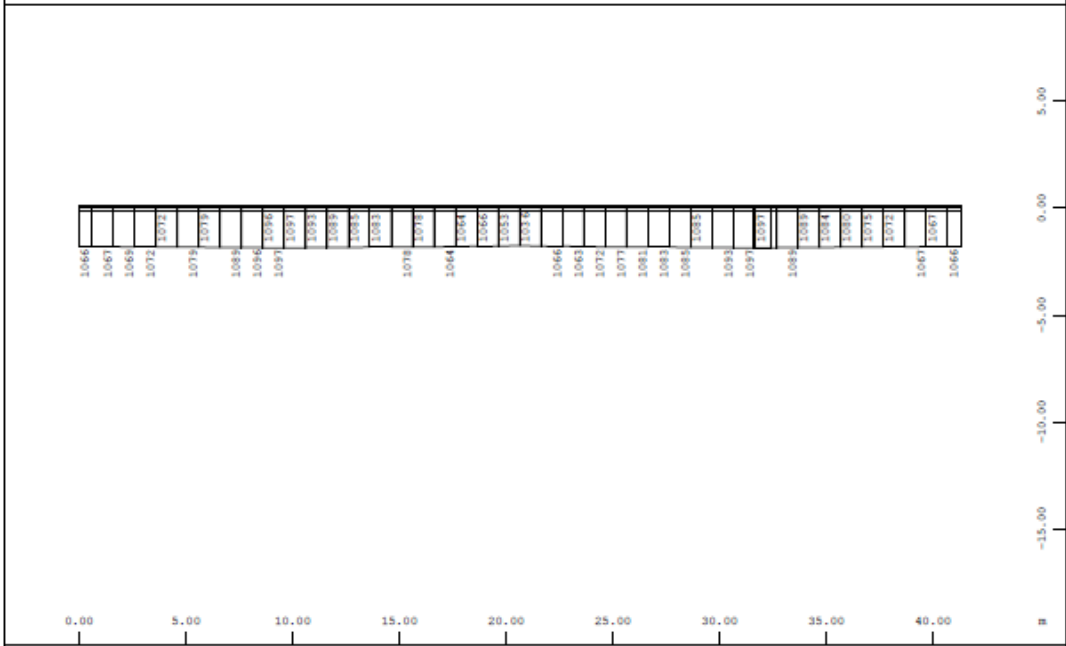
Sector of system Beam Elements Group 1 M 1 : 270
 Eigen stress Bending moment My, Loadcase 6077 77 C+S t-infinite , (1 cm 3D = unit) Beam
 Elements (Unit=800.8 kNm) (Min=-947.3) (Max=475.0)



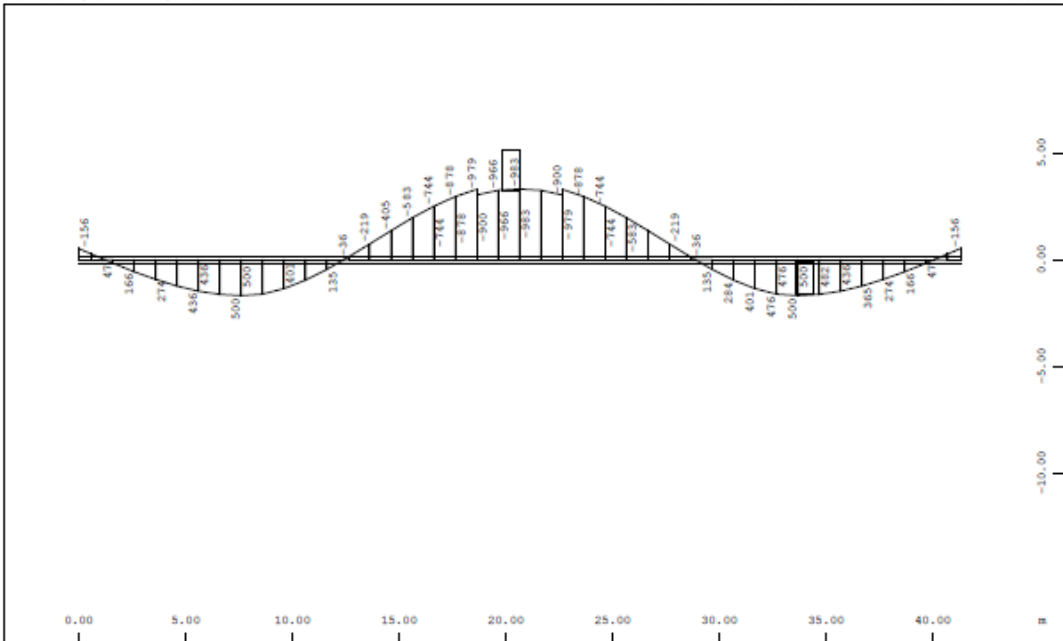
Sector of system Beam Elements Group 1 M 1 : 270
 Eigen stress Normal force Nx, Loadcase 6077 77 C+S t-infinite , (1 cm 3D = unit) Beam
 Elements (Unit=1602. kN) (Max=1021.)



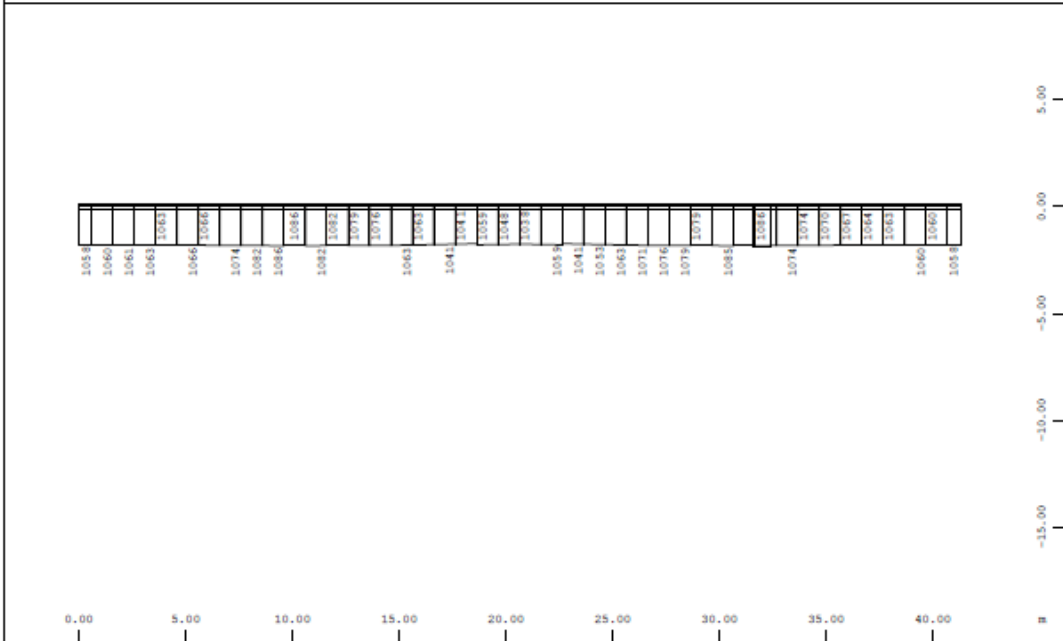
Sector of system Beam Elements Group 1
 Eigen stress Bending moment My, Loadcase 6078 78 C+S t-infinite , (1 cm 3D = unit) Beam
 Elements (Unit=800.8 kNm) (Min=-1002.) (Max=507.8) M 1 : 270



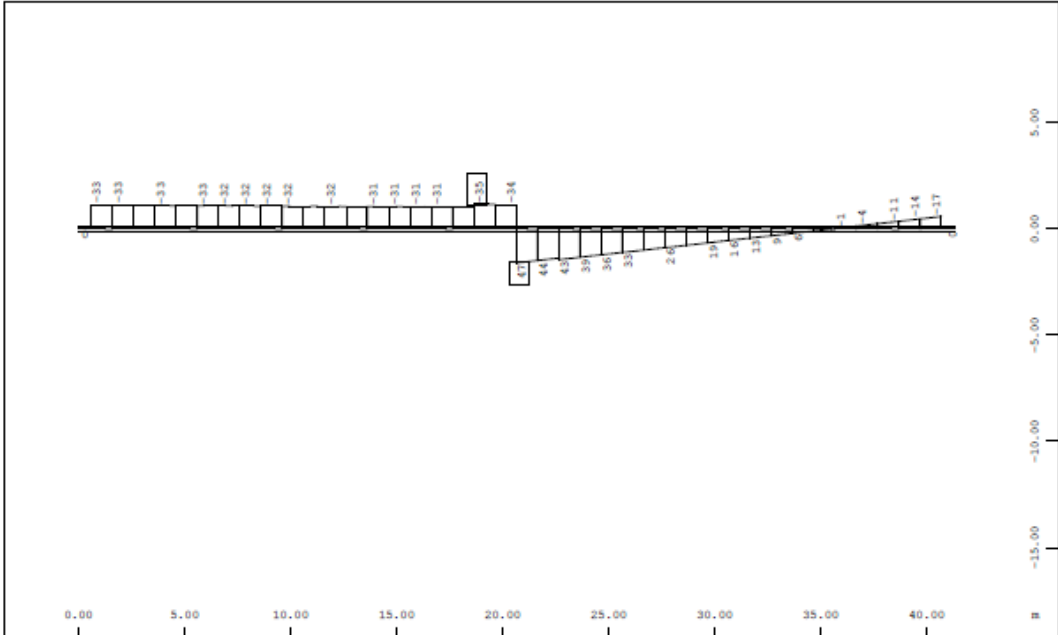
Sector of system Beam Elements Group 1
 Eigen stress Normal force Nx, Loadcase 6078 78 C+S t-infinite , (1 cm 3D = unit) Beam
 Elements (Unit=1602. kN) (Max=1097.) M 1 : 270



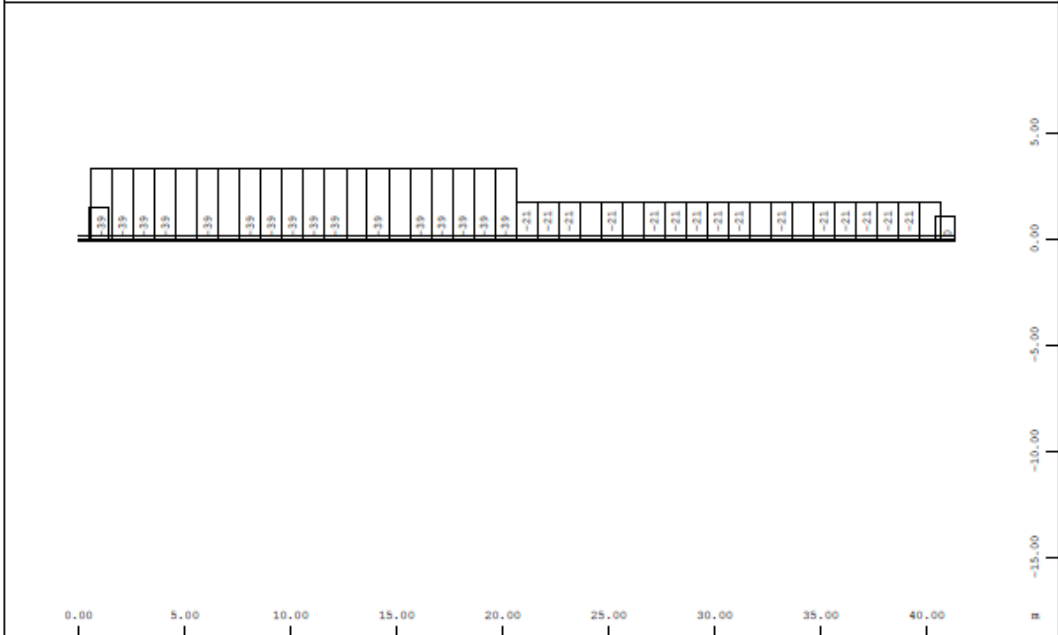
Sector of system Beam Elements Group 1 M 1 : 270
 Eigen stress Bending moment My, Loadcase 6079 79 C+S t-infinite , (1 cm 3D = unit) Beam
 Elements (Unit=800.8 kNm) (Min=-982.7) (Max=499.9)



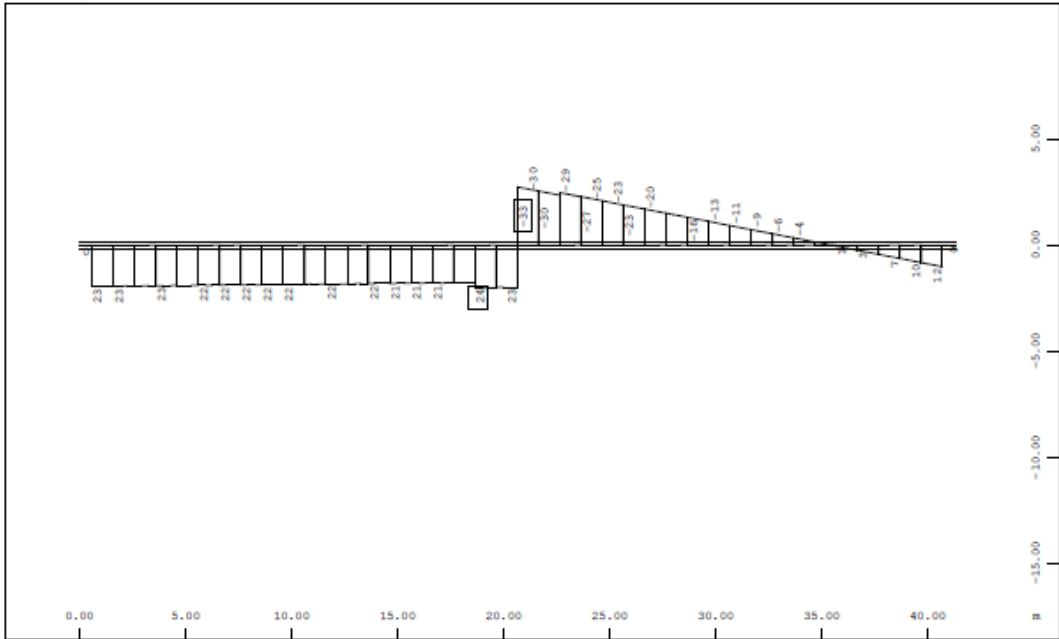
Sector of system Beam Elements Group 1 M 1 : 270
 Eigen stress Normal force Nx, Loadcase 6079 79 C+S t-infinite , (1 cm 3D = unit) Beam
 Elements (Unit=1602. kN) (Max=1086.)



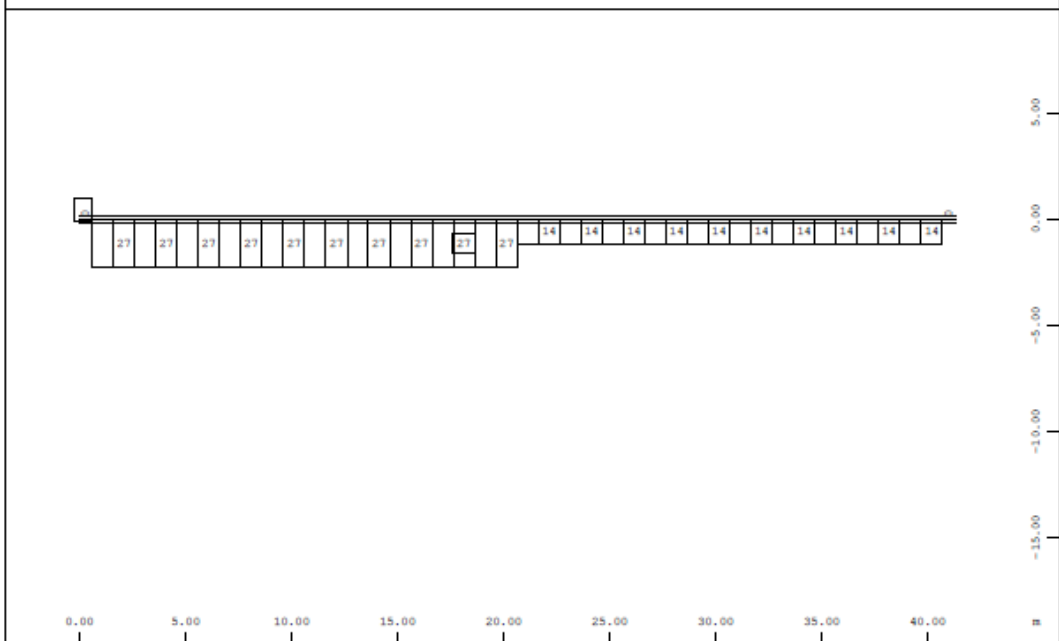
Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 4 DTN = +32.0C , 1 cm 3D = 80.1 kNm (Min=-34.5)
 (Max=47.4) M 1 : 270



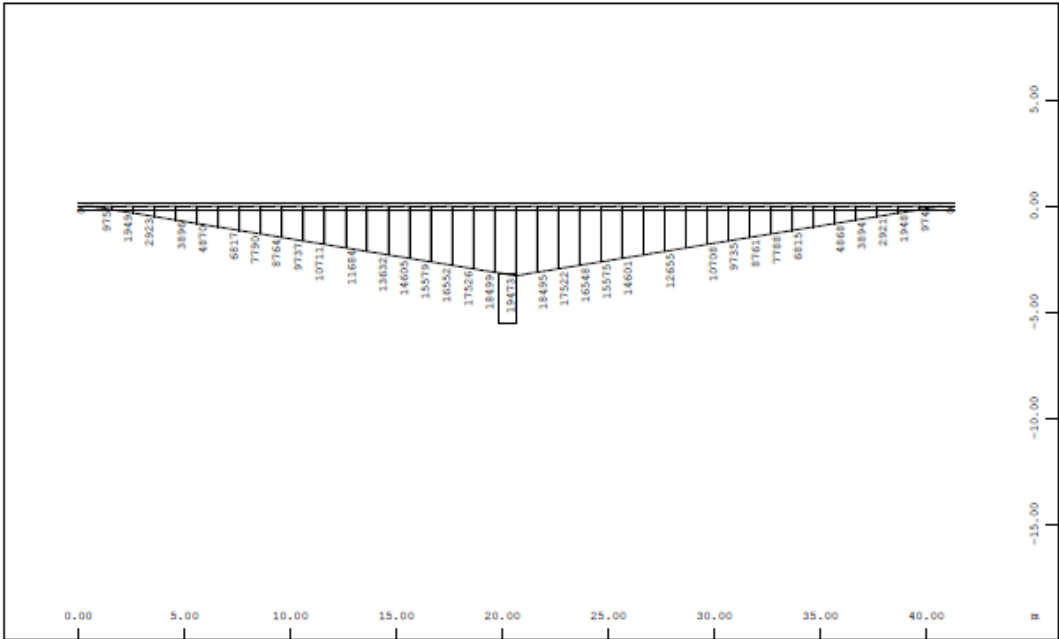
Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 4 DTN = +32.0C , 1 cm 3D = 32.0 kN (Min=-39.4)
 (Max=-0.0045) M 1 : 270



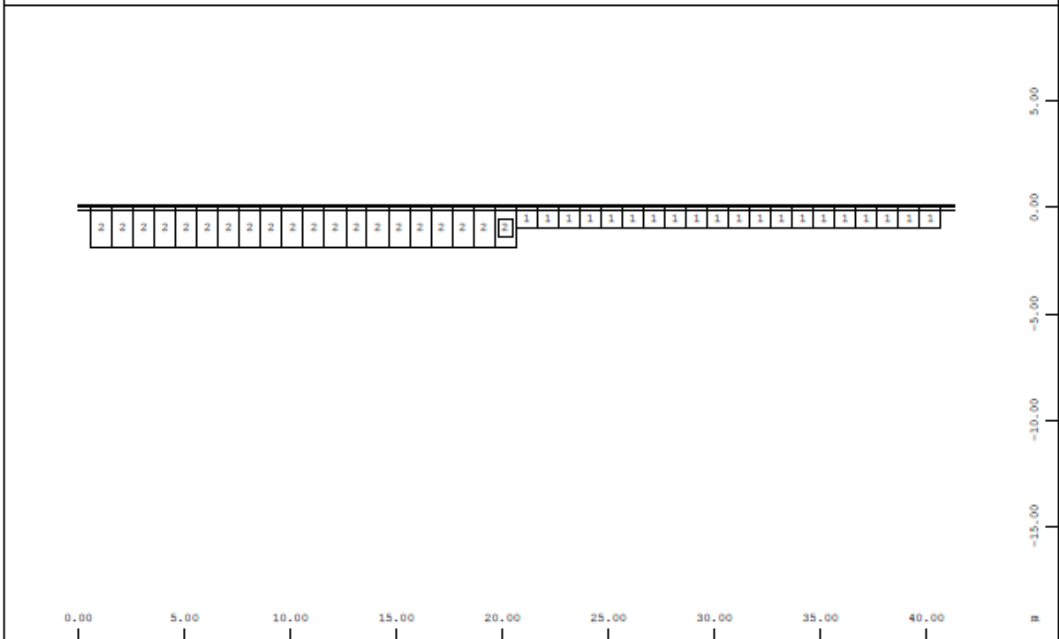
Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements, Bending moment My, Loadcase 5 DTN = -22.00, 1 cm 3D = 32.0 kNm (Min=-32.6) (Max=23.7) M 1 : 270



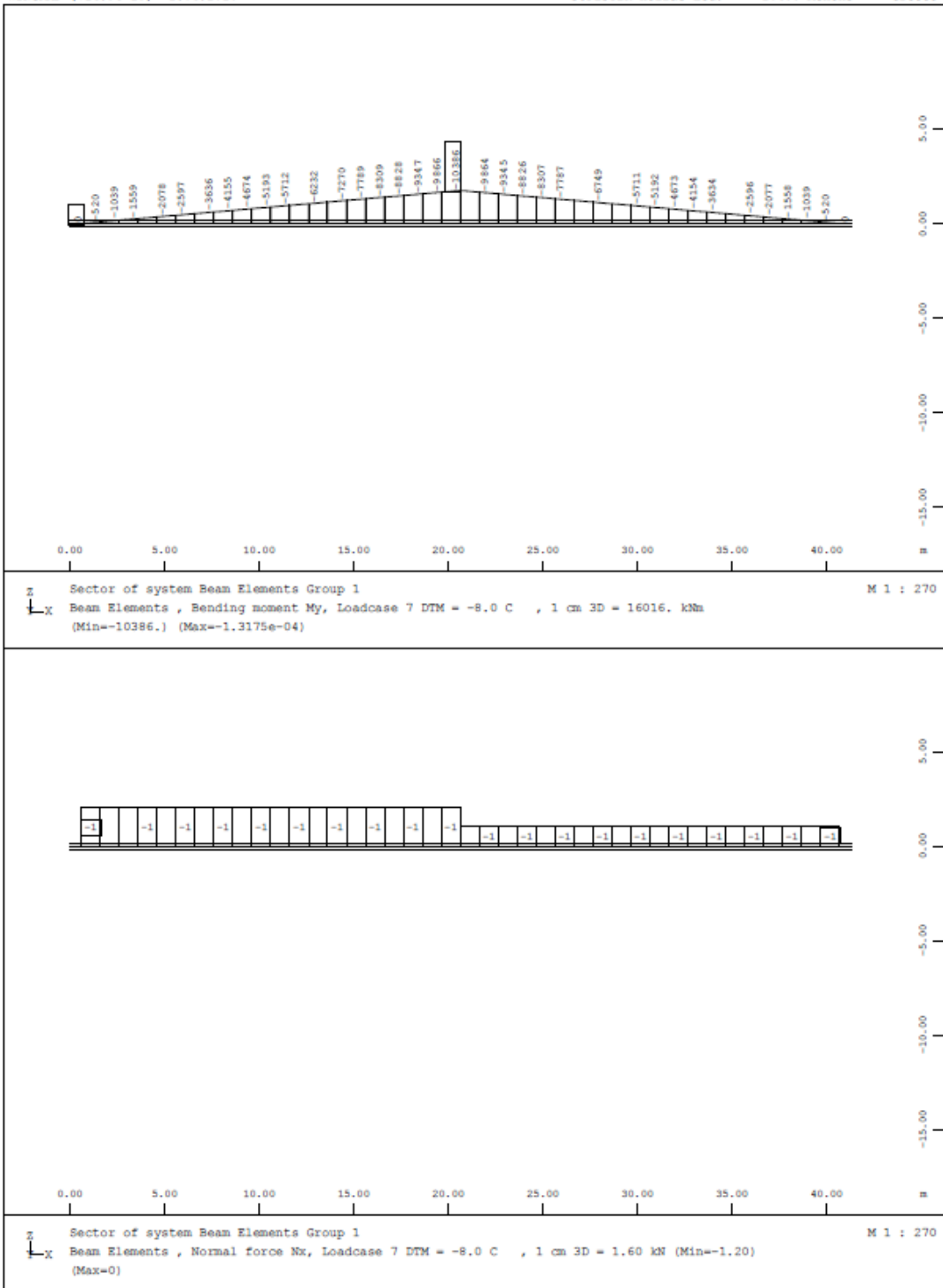
Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements, Normal force Nx, Loadcase 5 DTN = -22.00, 1 cm 3D = 32.0 kN (Min=-0.0028) (Max=27.1) M 1 : 270

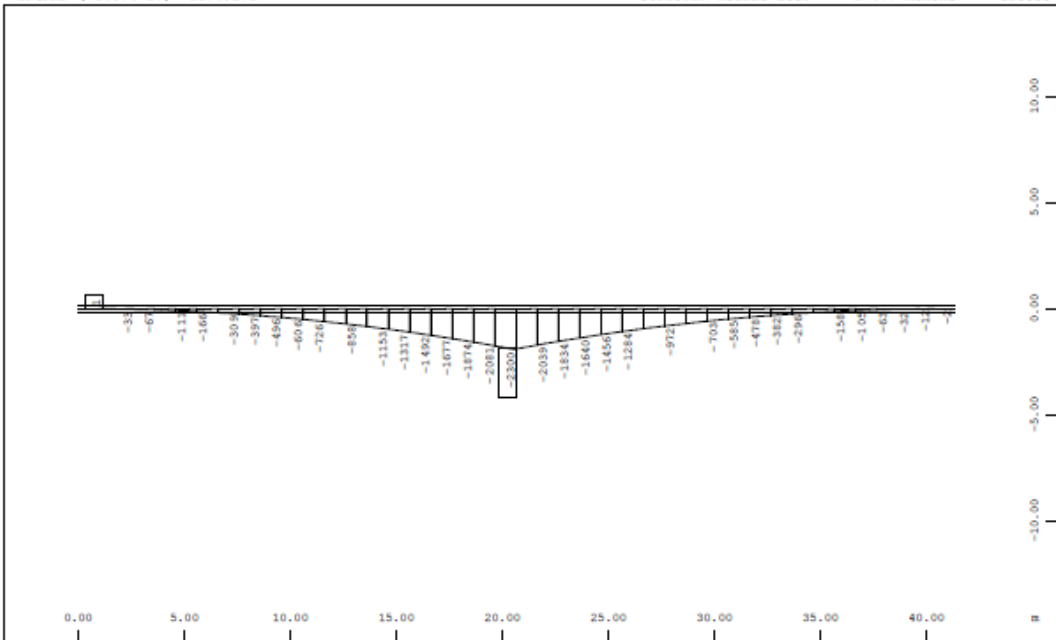


Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 6 DTM = +15.0C , 1 cm 3D = 16016. kNm
 (Max=19473.) M 1 : 270

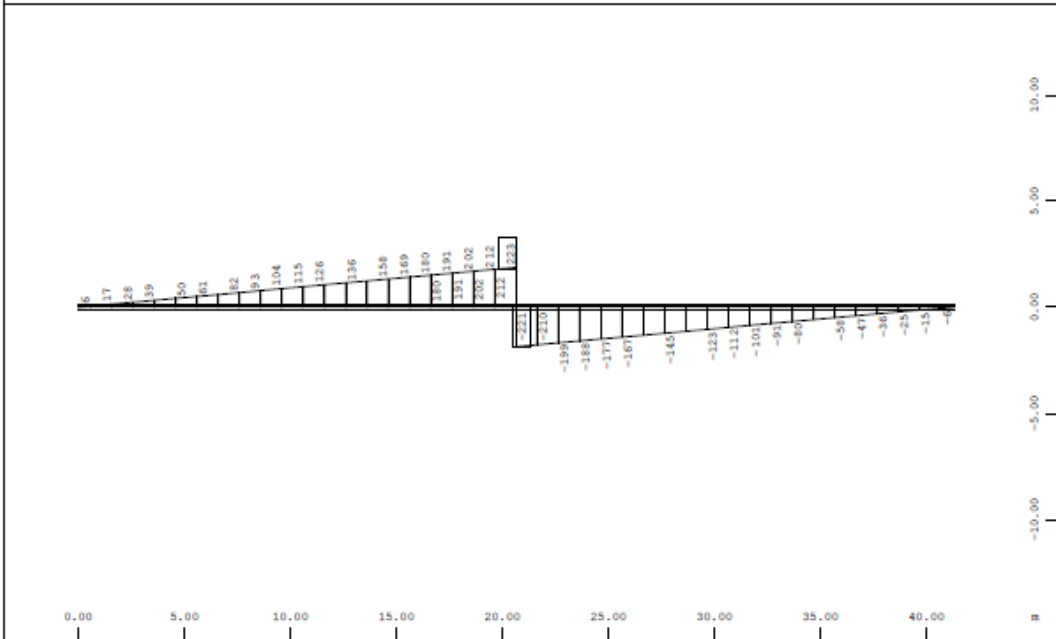


Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 6 DTM = +15.0C , 1 cm 3D = 3.20 kN (Max=2.25) M 1 : 270

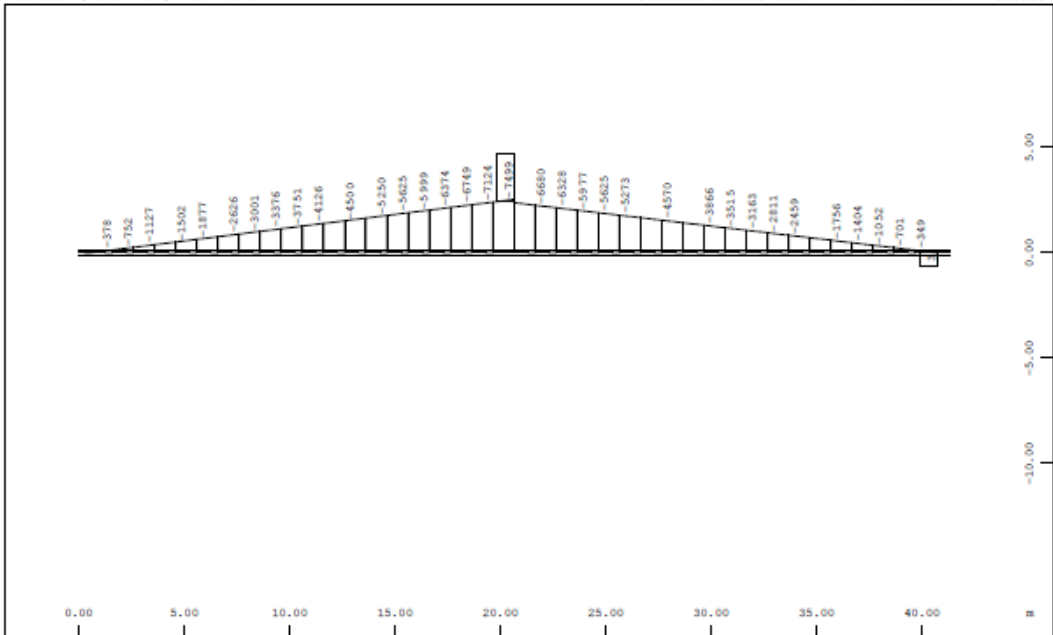




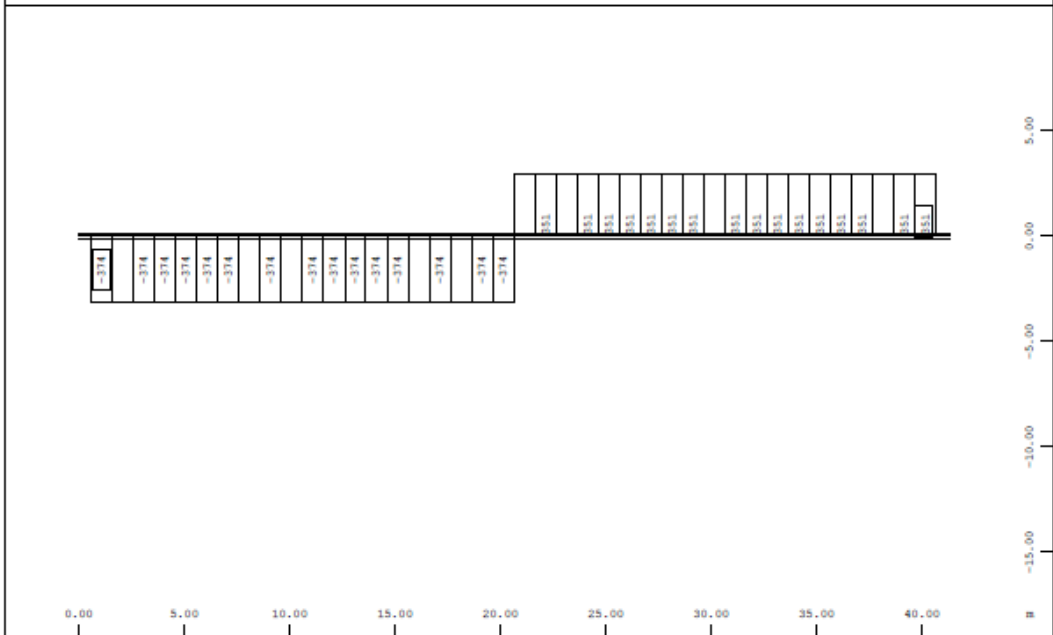
Y Sector of system Beam Elements Group 1 M 1 : 270
 X Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 8 Wind load , 1 cm 3D = 3203. kNm (Min=-2300.)
 (Max=1.01)



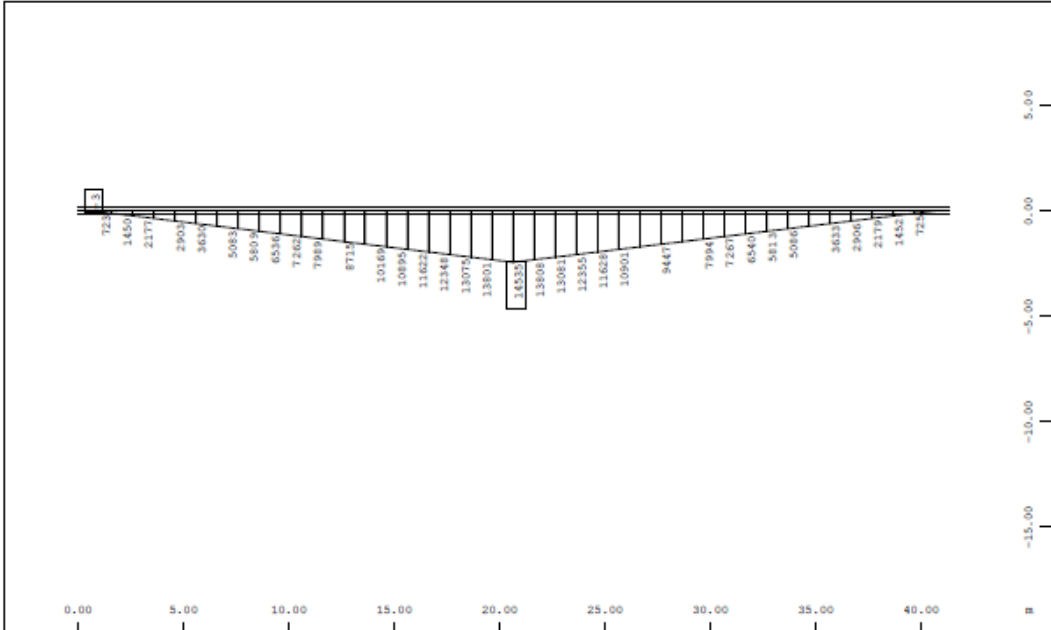
Y Sector of system Beam Elements Group 1 M 1 : 270
 X Beam Elements , Shear force Vy, Loadcase 8 Wind load , 1 cm 3D = 320.3 kN (Min=-220.6)
 (Max=223.0)



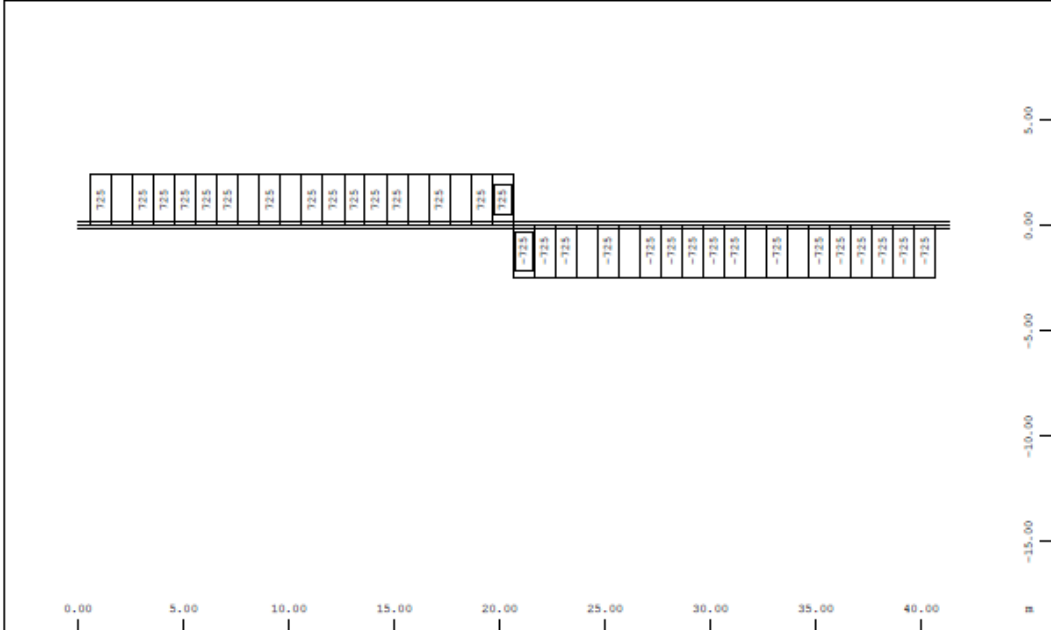
Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 21 Probable Settlement A1 , 1 cm 3D = 8008. kNm
 (Min=-7499.) (Max=2.95) M 1 : 270



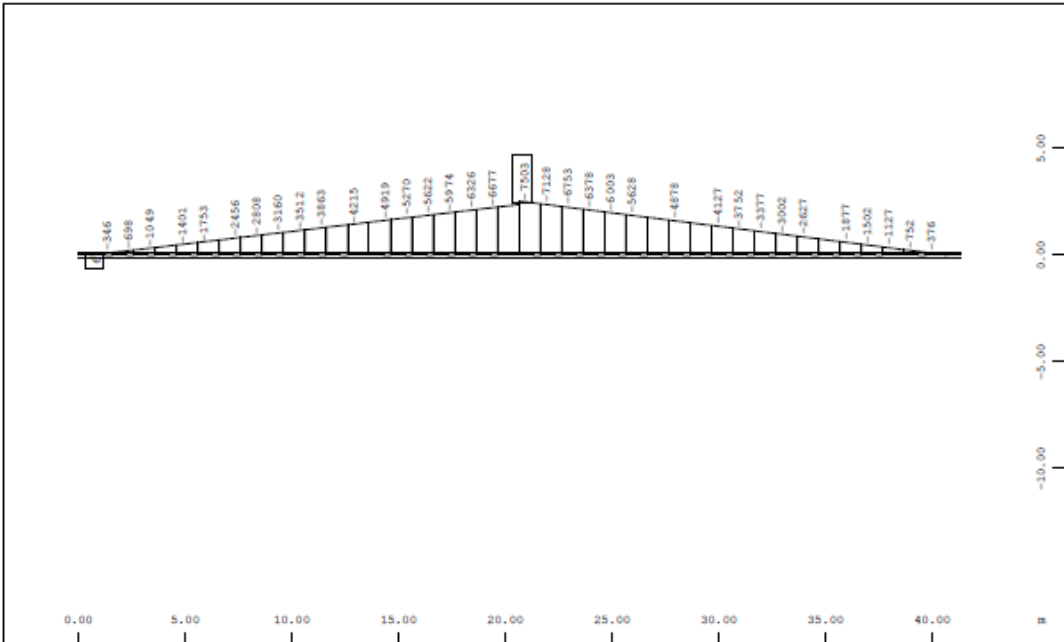
Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 21 Probable Settlement A1 , 1 cm 3D = 320.3 kN
 (Min=-373.9) (Max=350.9) M 1 : 270



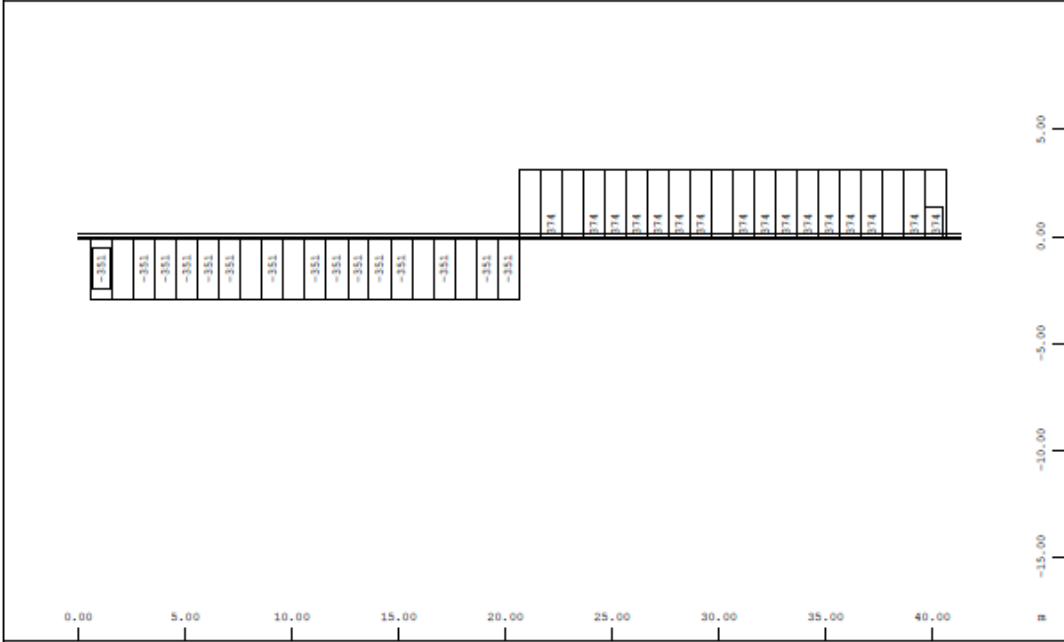
Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 22 Probable Settlement M1 , 1 cm 3D = 16016. kNm
 (Min=-3.05) (Max=14535.) M 1 : 270



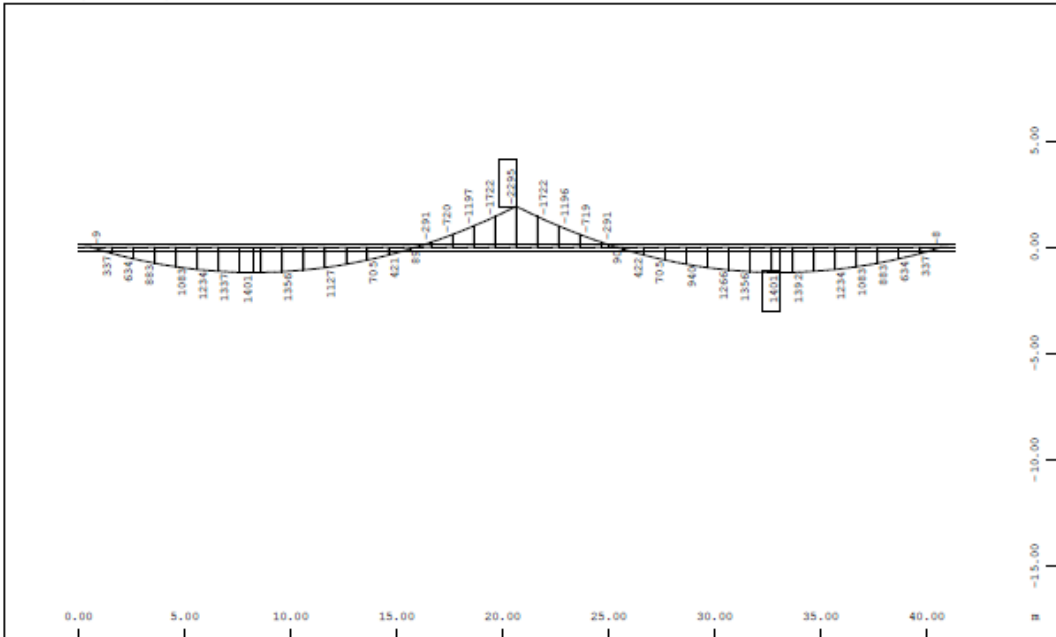
Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 22 Probable Settlement M1 , 1 cm 3D = 800.8 kN
 (Min=-725.0) (Max=724.7) M 1 : 270



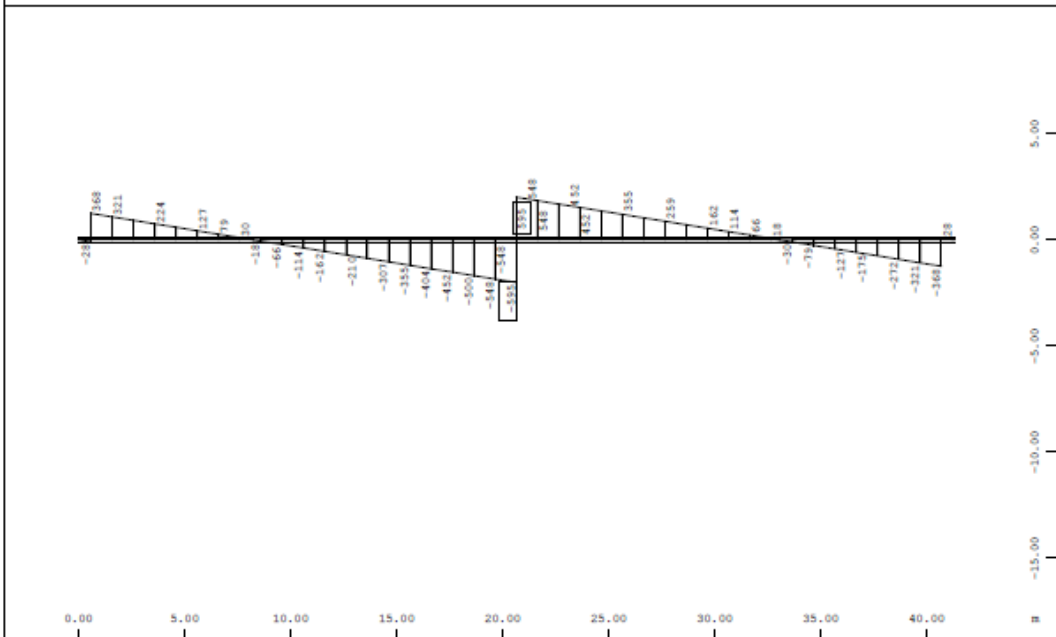
Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 23 Probable Settlement A2 , 1 cm 3D = 8008. kNm
 (Min=-7503.) (Max=5.78) M 1 : 270



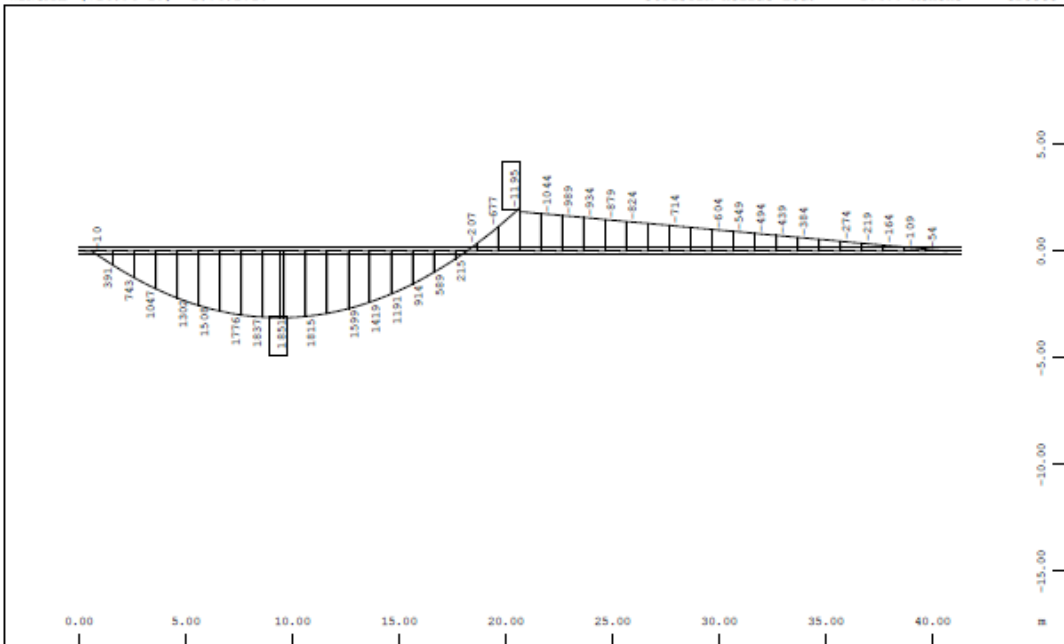
Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 23 Probable Settlement A2 , 1 cm 3D = 320.3 kN
 (Min=-350.9) (Max=374.2) M 1 : 270



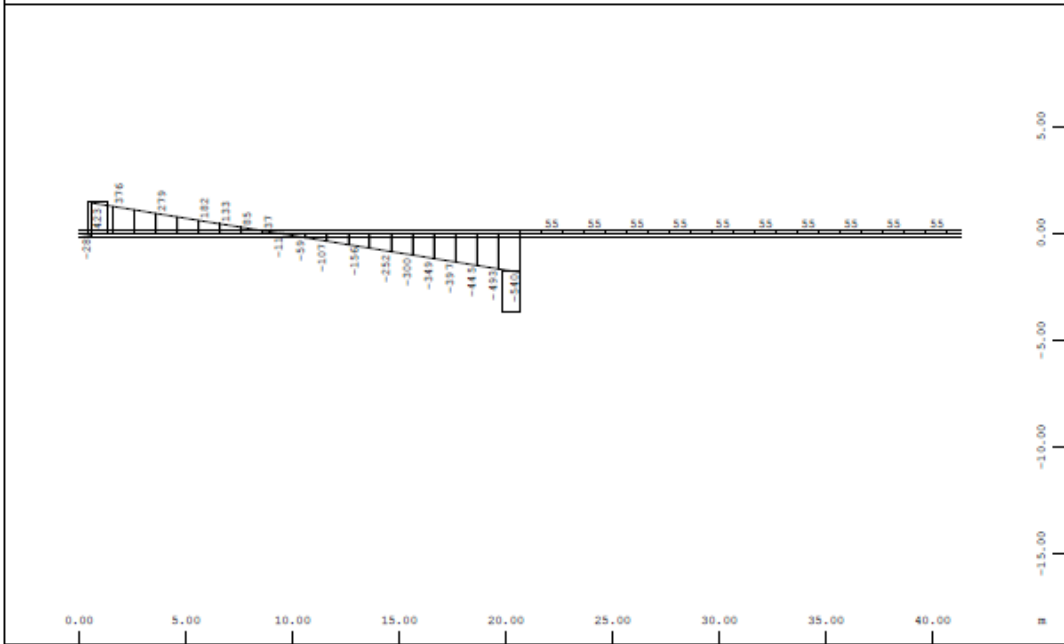
Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 101 qfk , 1 cm 3D = 3203. kNm (Min=-2295.)
 (Max=1401.) M 1 : 270



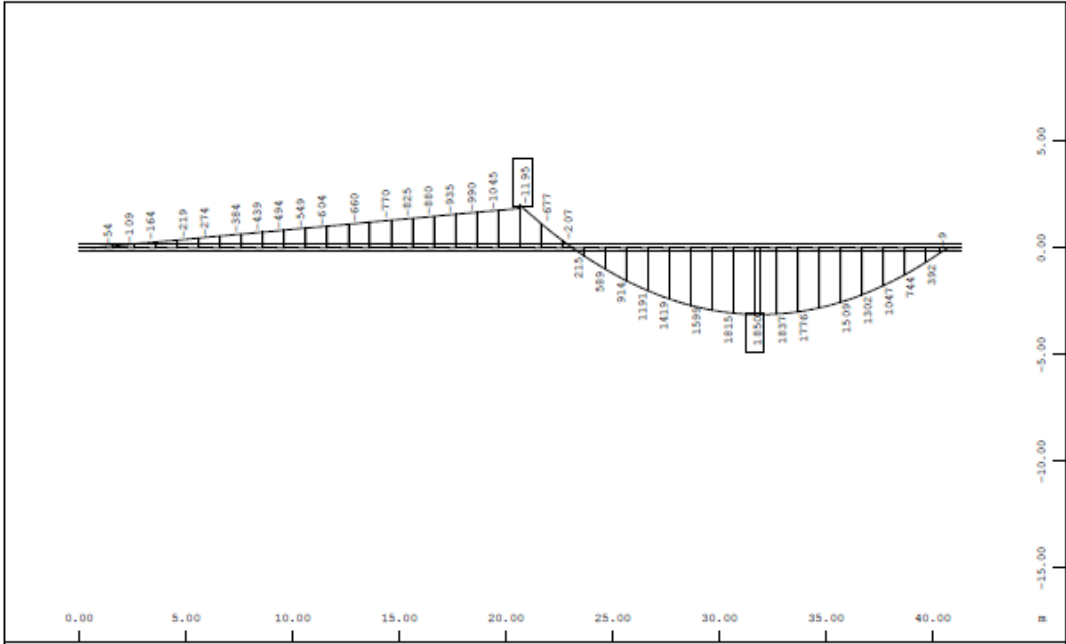
Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 101 qfk , 1 cm 3D = 800.8 kN (Min=-595.1)
 (Max=595.1) M 1 : 270



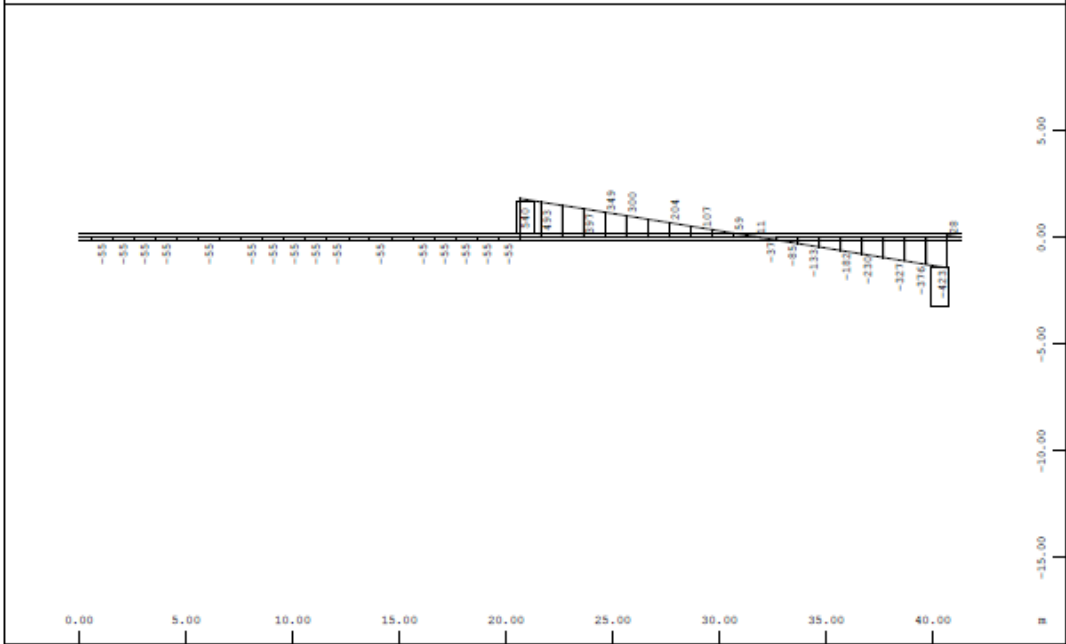
Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 102 qfk , 1 cm 3D = 1602. kNm (Min=-1195.) (Max=1851.) M 1 : 270



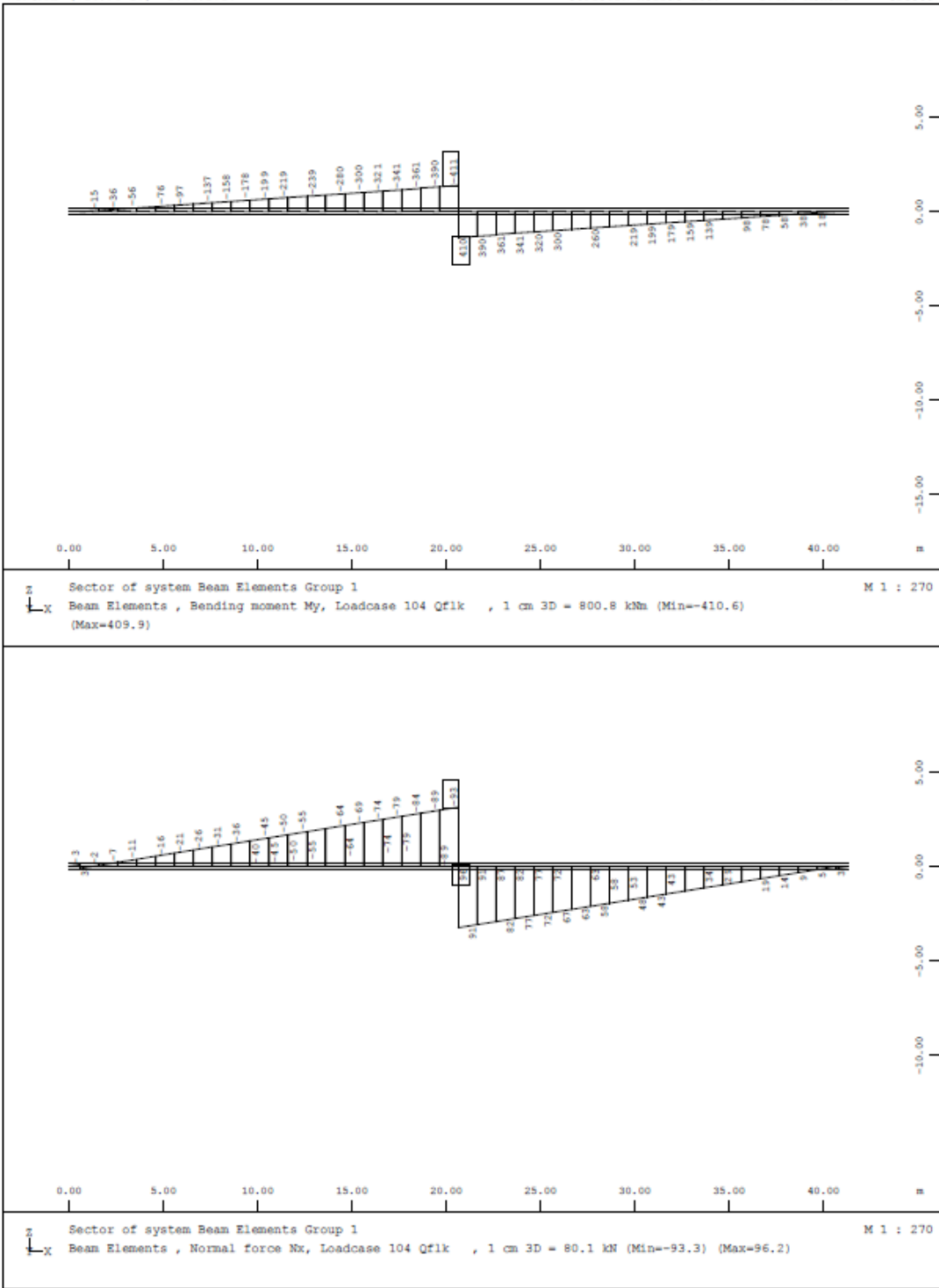
Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 102 qfk , 1 cm 3D = 800.8 kN (Min=-540.2) (Max=423.2) M 1 : 270

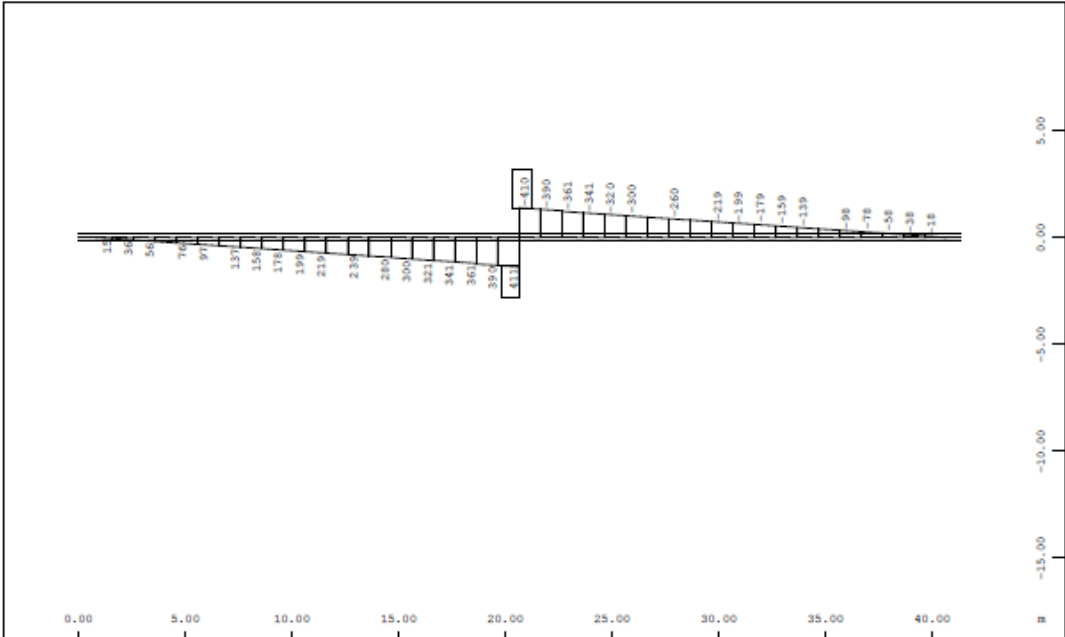


Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 103 qfk , 1 cm 3D = 1602. kNm (Min=-1195.)
 (Max=1852.) M 1 : 270

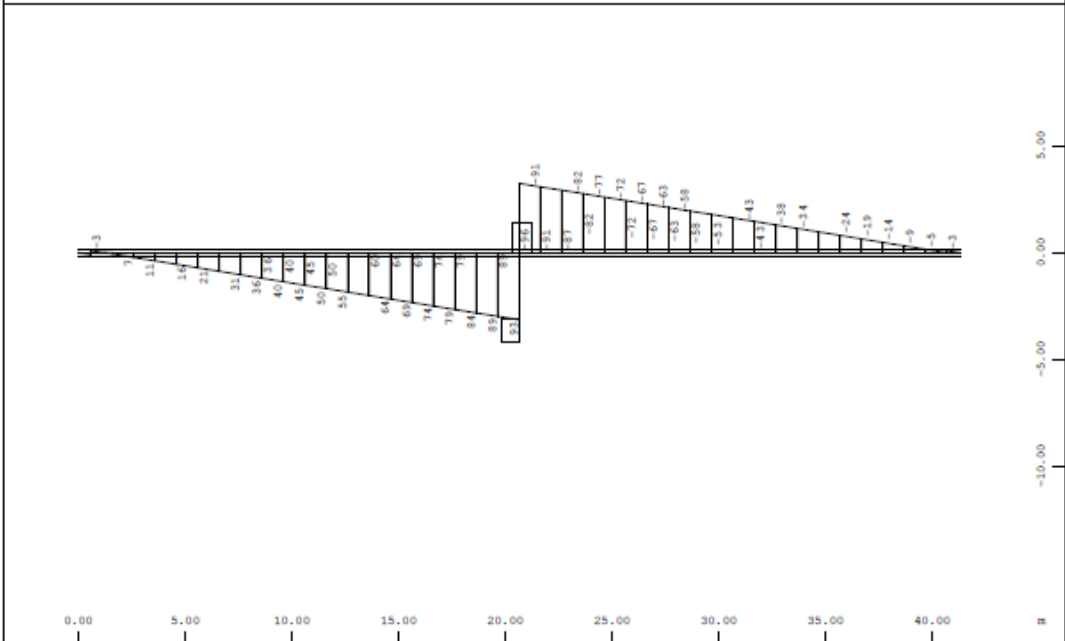


Sector of system Beam Elements Group 1
 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 103 qfk , 1 cm 3D = 800.8 kN (Min=-423.2)
 (Max=540.2) M 1 : 270

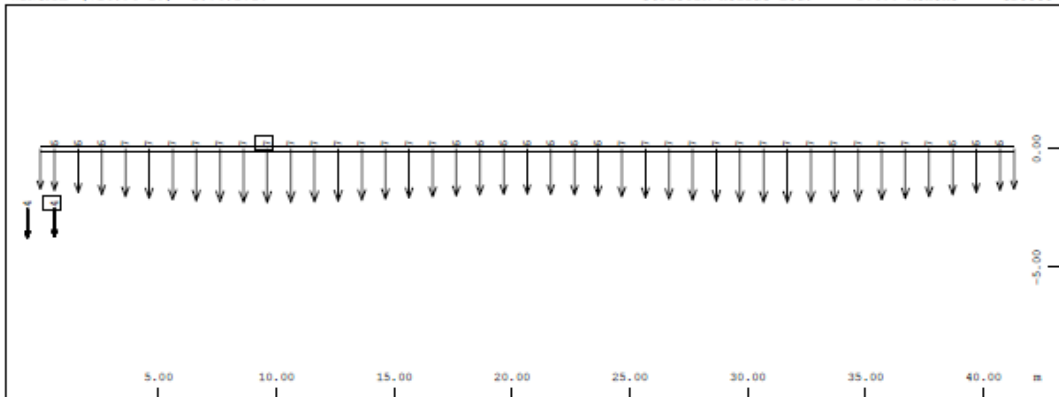




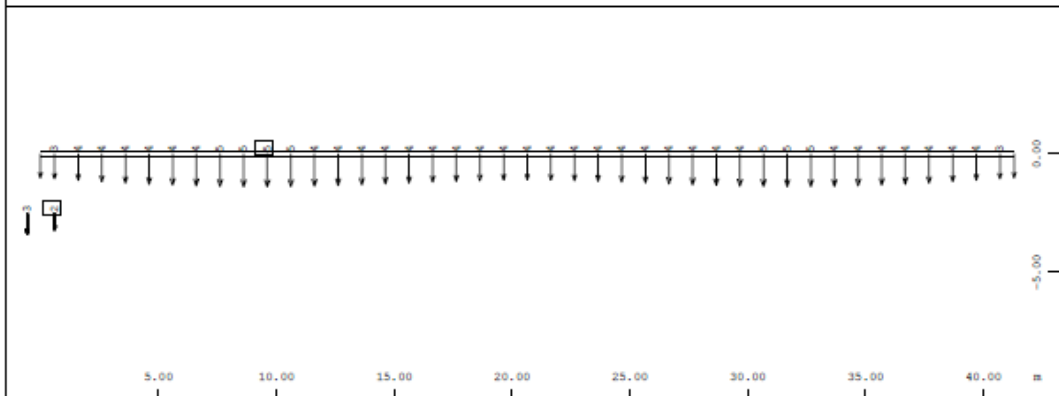
Z Sector of system Beam Elements Group 1 M 1 : 270
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 105 Qf1k , 1 cm 3D = 800.8 kNm (Min=-409.9) (Max=410.6)



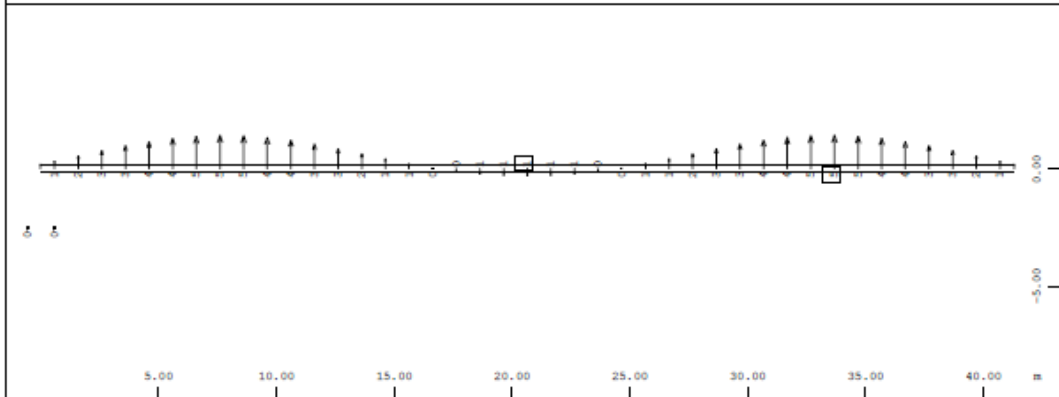
Z Sector of system Beam Elements Group 1 M 1 : 270
 Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 105 Qf1k , 1 cm 3D = 80.1 kN (Min=-96.2) (Max=93.3)



Sector of system Beam Elements Group 1
 Nodal displacement in global Z, Loadcase 5010 G1 Self Weight , 1 cm 3D = 8.01 mm \Rightarrow M 1 : 243
 (Min=-7.42) (Max=-3.78)

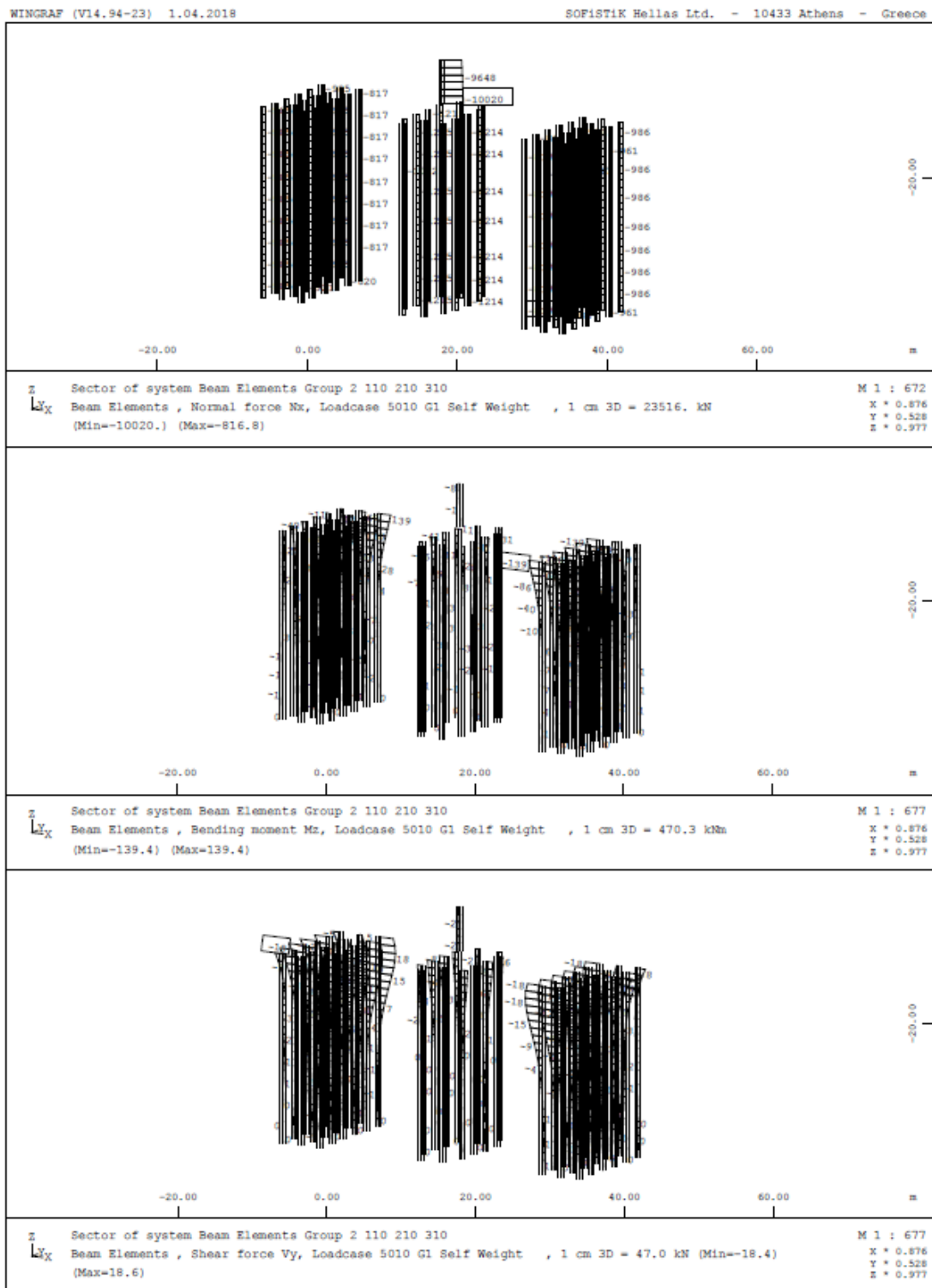


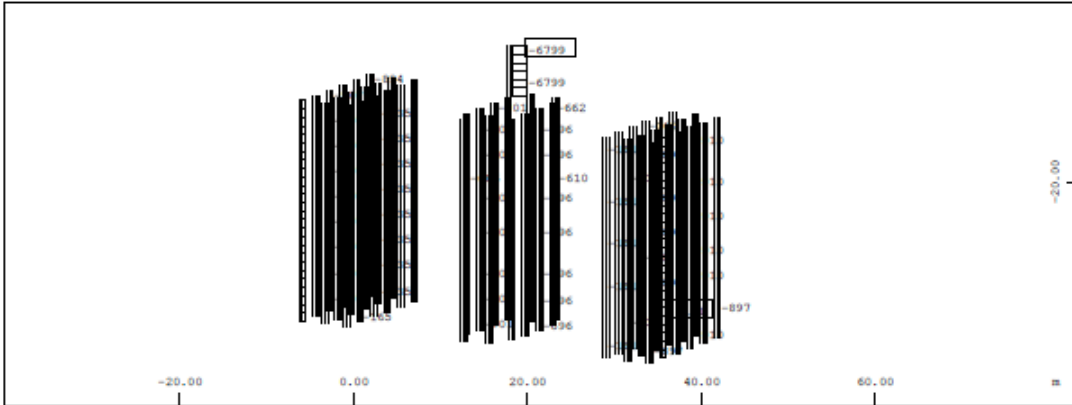
Sector of system Beam Elements Group 1
 Nodal displacement in global Z, Loadcase 5040 G2 Dead Loads , 1 cm 3D = 8.01 mm \Rightarrow M 1 : 243
 (Min=-4.55) (Max=-2.15)



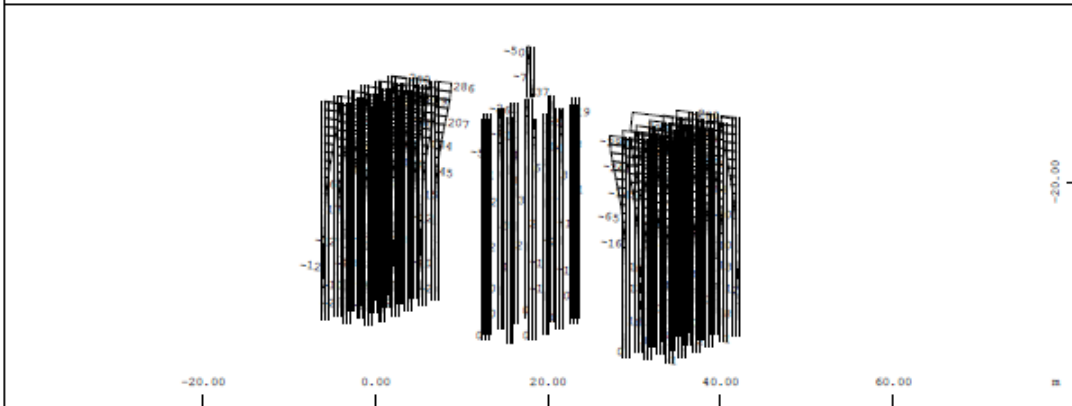
Sector of system Beam Elements Group 1
 Nodal displacement in global Z, Loadcase 5011 Prestress , 1 cm 3D = 8.01 mm \Rightarrow M 1 : 243
 (Min=-0.981) (Max=4.64)

4.8 ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΜΕΣΟΒΑΘΡΩΝ ΚΑΙ ΠΑΣΣΑΛΩΝ

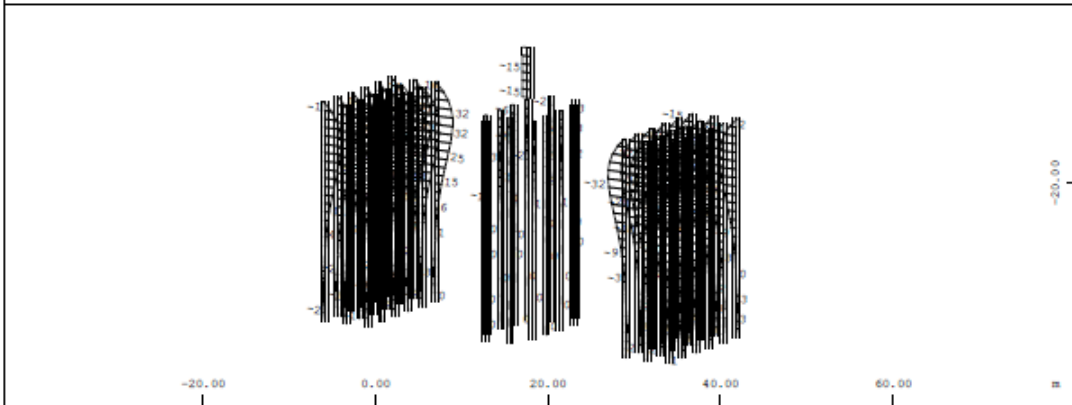




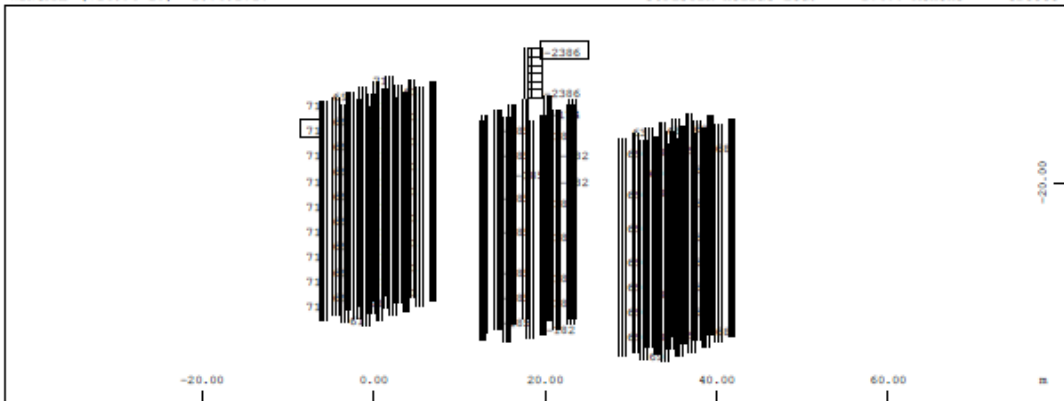
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 672
 L_X Beam Elements , Normal force N_x , Loadcase 5040 G2 Dead Loads , 1 cm 3D = 23516. kN X * 0.876
 (Min=-6799.) (Max=-160.8) Y * 0.528
 Z * 0.977



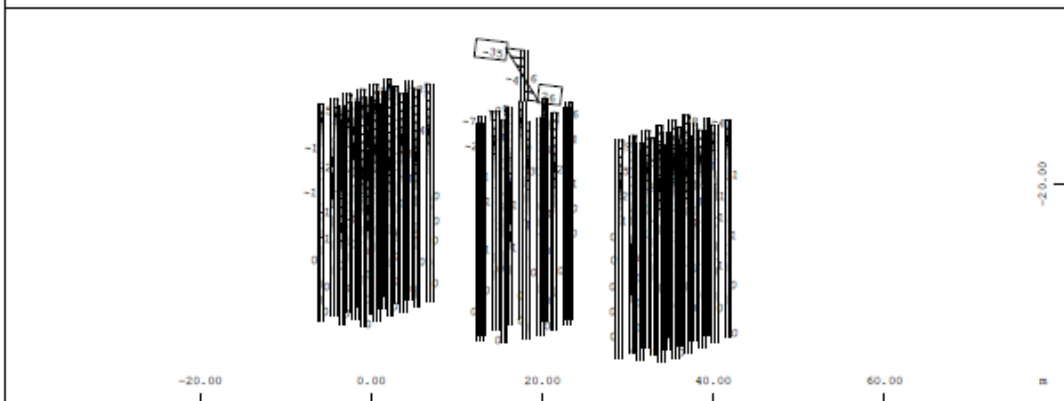
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 677
 L_X Beam Elements , Bending moment M_z , Loadcase 5040 G2 Dead Loads , 1 cm 3D = 940.6 kNm X * 0.876
 (Min=-308.5) (Max=308.4) Y * 0.528
 Z * 0.977



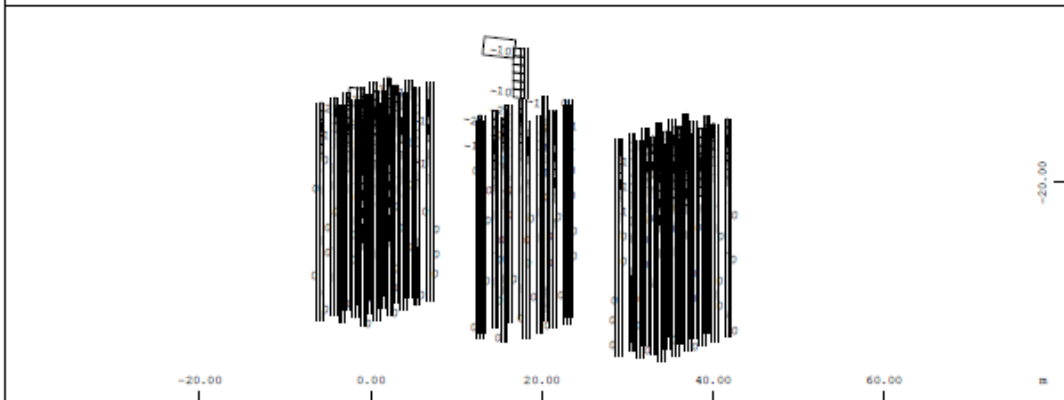
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 677
 L_X Beam Elements , Shear force V_y , Loadcase 5040 G2 Dead Loads , 1 cm 3D = 94.1 kN (Min=-33.7)
 (Max=33.7) X * 0.876
 Y * 0.528
 Z * 0.977



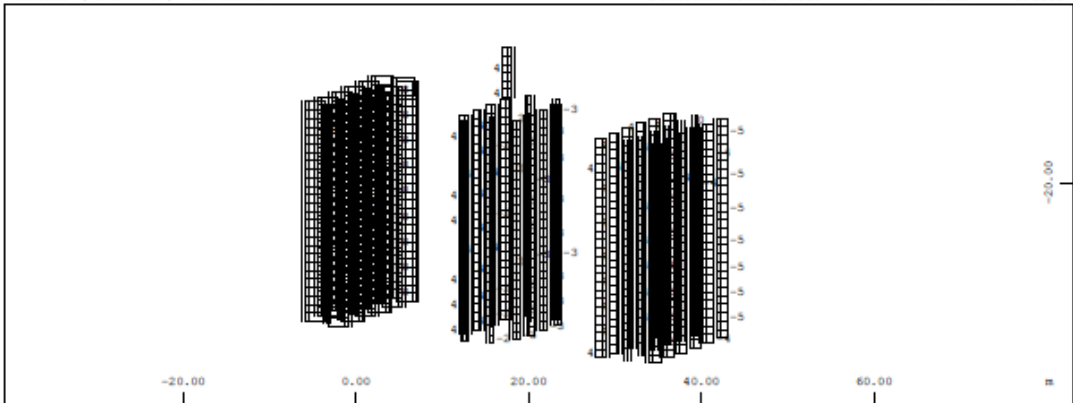
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 672
 L_{xy} Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 5011 Prestress , 1 cm 3D = 9406. kN (Min=-2386.) X * 0.876
 (Max=70.6) Y * 0.528
 Z * 0.977



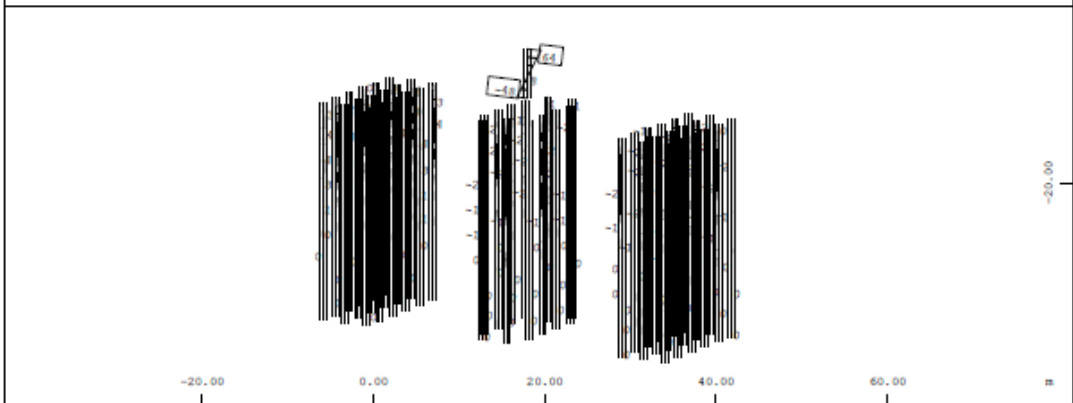
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 674
 L_{xy} Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 5011 Prestress , 1 cm 3D = 94.1 kNm (Min=-35.2) X * 0.876
 (Max=26.4) Y * 0.528
 Z * 0.977



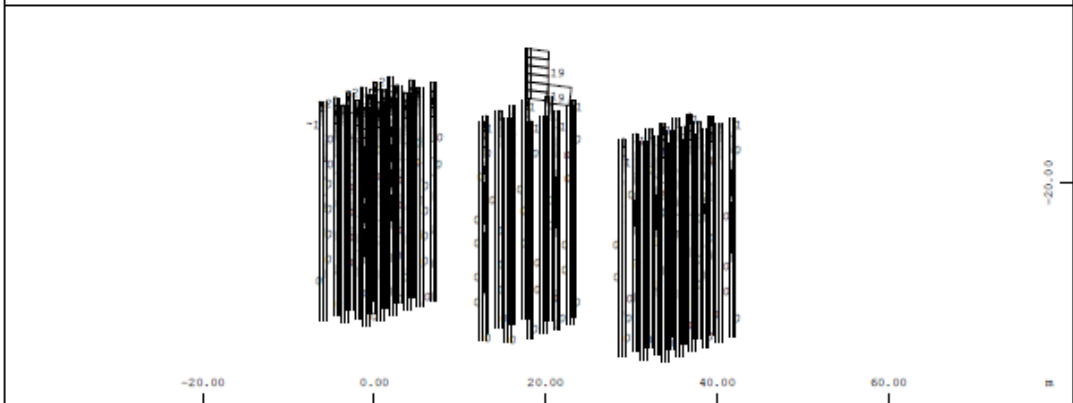
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 674
 L_{xy} Beam Elements , Shear force Vy, Loadcase 5011 Prestress , 1 cm 3D = 47.0 kN (Min=-10.4) X * 0.876
 (Max=2.94) Y * 0.528
 Z * 0.977



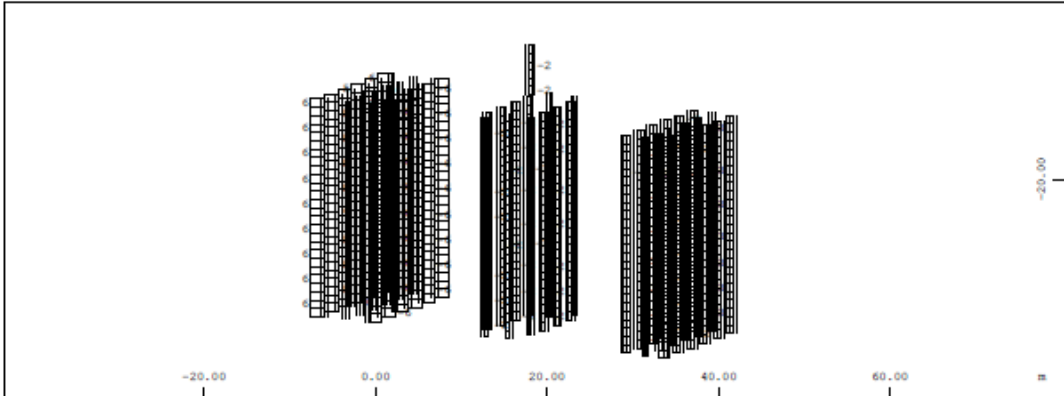
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 672
 $\begin{matrix} X \\ Y \\ Z \end{matrix}$ Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 4 DTN = +32.0C , 1 cm 3D = 23.5 kN (Min=-8.39) X * 0.876
 (Max=8.04) Y * 0.528
 Z * 0.977



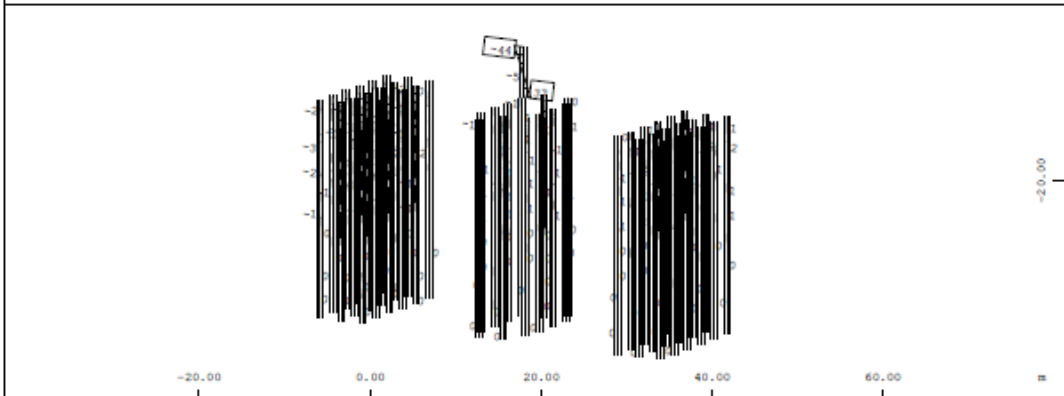
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 677
 $\begin{matrix} X \\ Y \\ Z \end{matrix}$ Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 4 DTN = +32.0C , 1 cm 3D = 235.2 kNm (Min=-47.8) X * 0.876
 (Max=63.6) Y * 0.528
 Z * 0.977



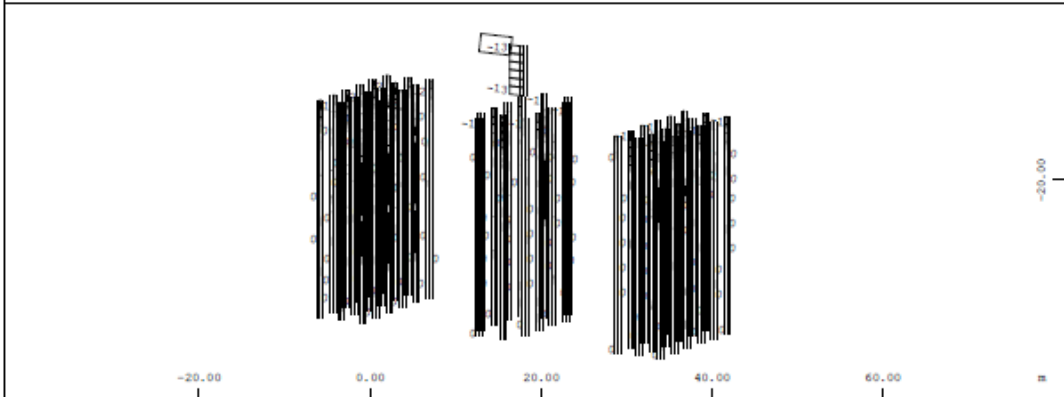
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 677
 $\begin{matrix} X \\ Y \\ Z \end{matrix}$ Beam Elements , Shear force Vy, Loadcase 4 DTN = +32.0C , 1 cm 3D = 47.0 kN (Min=-2.28) X * 0.876
 (Max=18.9) Y * 0.528
 Z * 0.977



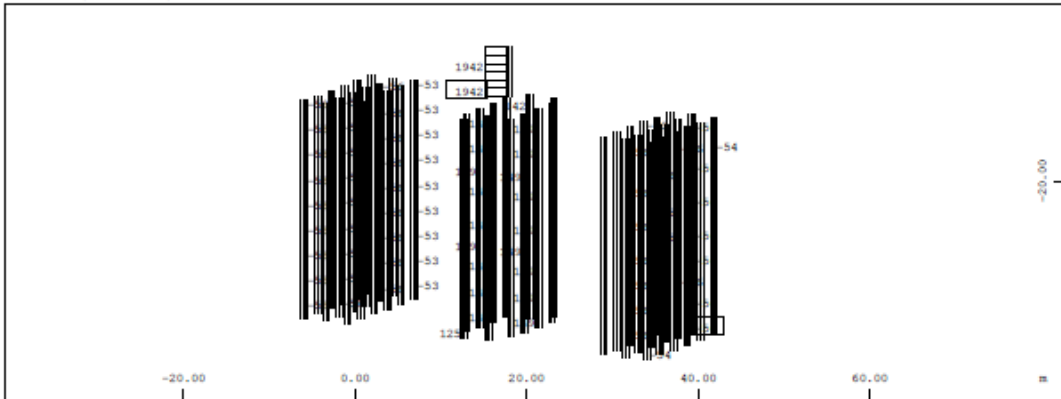
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 672
 Λ_{YX} Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 5 DTN = -22.0C , 1 cm 3D = 23.5 kN (Min=-5.53) X * 0.876
 (Max=5.77) Y * 0.528
 Z * 0.977



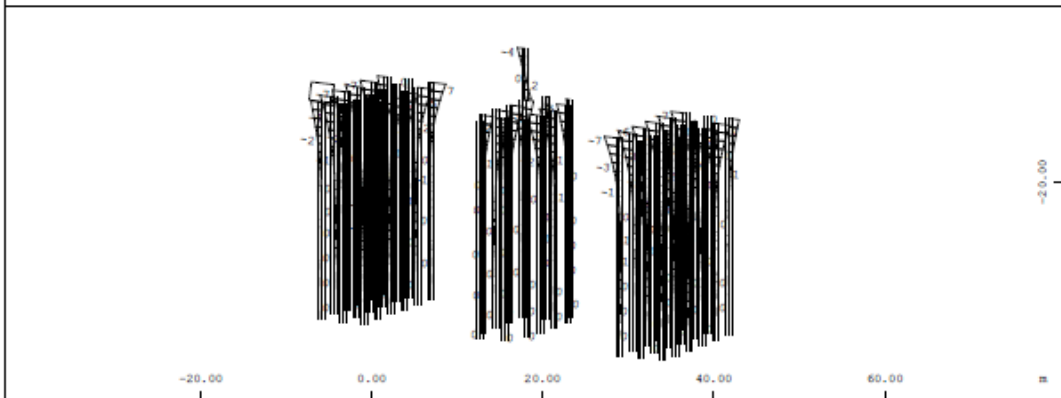
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 674
 Λ_{YX} Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 5 DTN = -22.0C , 1 cm 3D = 235.2 kNm (Min=-43.7) X * 0.876
 (Max=32.8) Y * 0.528
 Z * 0.977



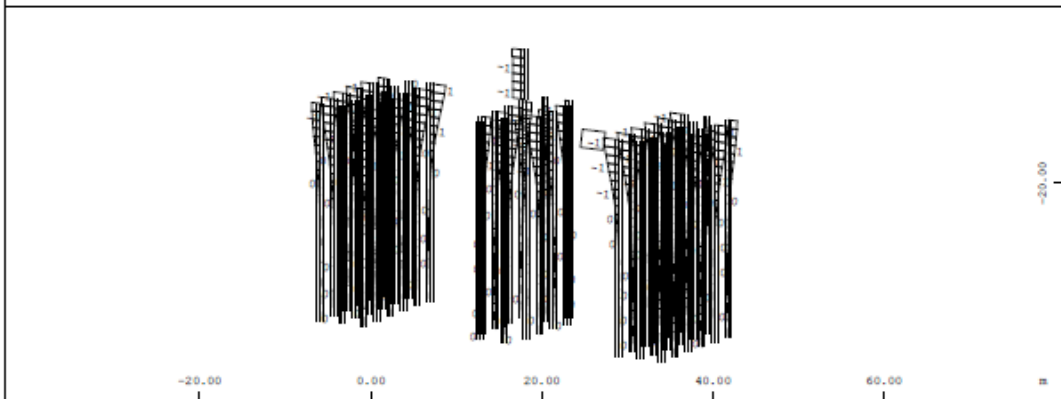
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 674
 Λ_{YX} Beam Elements , Shear force Vy, Loadcase 5 DTN = -22.0C , 1 cm 3D = 47.0 kN (Min=-13.0) X * 0.876
 (Max=1.57) Y * 0.528
 Z * 0.977



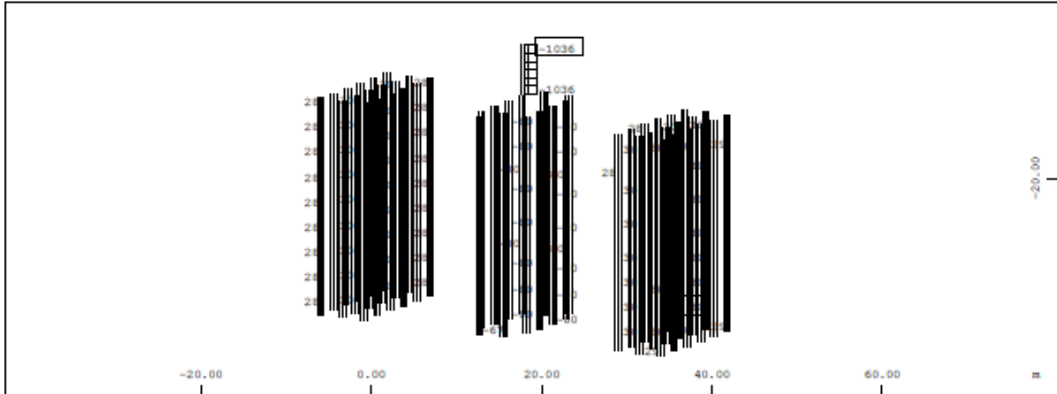
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 672
 Σ_{Yx} Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 6 DTM = +15.0C , 1 cm 3D = 4703. kN (Min=-55.9) X * 0.876
 (Max=1942.) Y * 0.528
 Z * 0.977



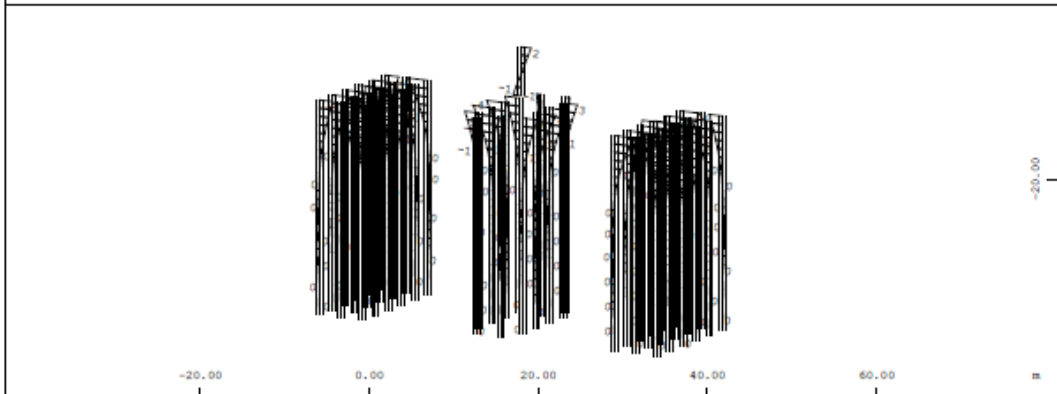
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 674
 Σ_{Yx} Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 6 DTM = +15.0C , 1 cm 3D = 23.5 kNm (Min=-7.18) X * 0.876
 (Max=7.19) Y * 0.528
 Z * 0.977



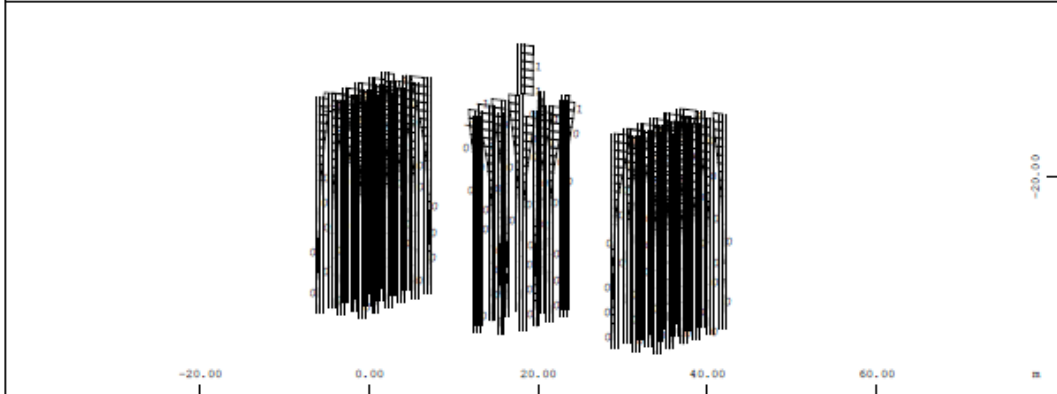
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 674
 Σ_{Yx} Beam Elements , Shear force Vy, Loadcase 6 DTM = +15.0C , 1 cm 3D = 4.70 kN (Min=-1.41) X * 0.876
 (Max=1.47) Y * 0.528
 Z * 0.977



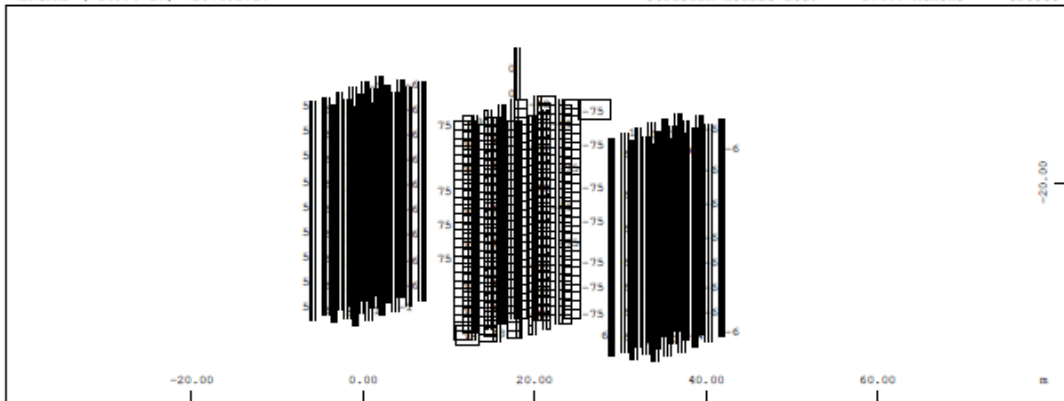
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 672
 L_X Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 7 DTM = -8.0 C , 1 cm 3D = 4703. kN (Min=-1036.) X * 0.876
 (Max=29.8) Y * 0.528
 Z * 0.977



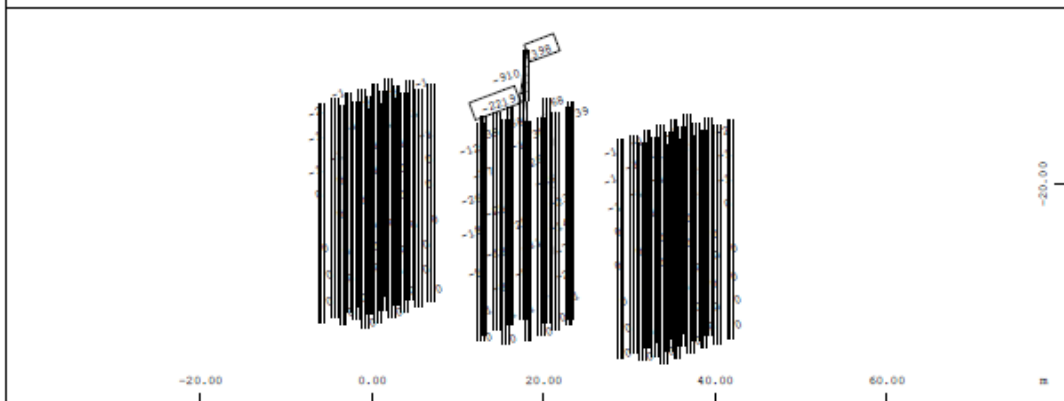
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 677
 L_X Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 7 DTM = -8.0 C , 1 cm 3D = 9.41 kNm (Min=-3.83) X * 0.876
 (Max=3.83) Y * 0.528
 Z * 0.977



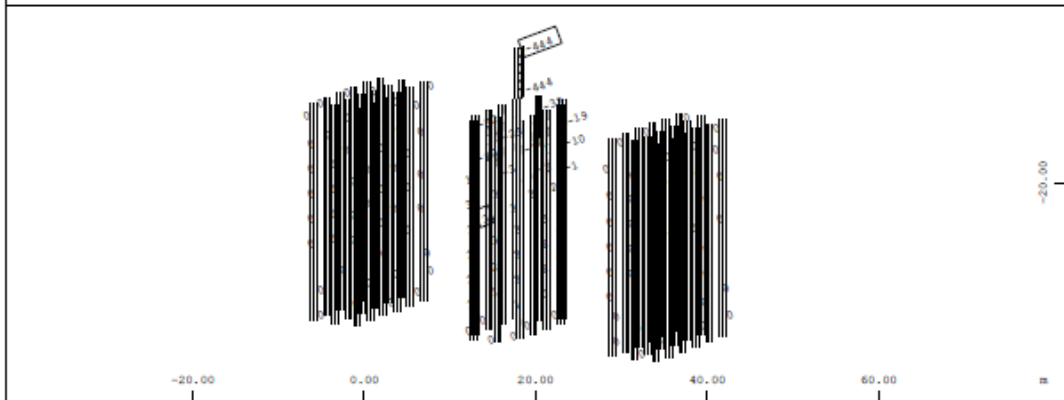
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 677
 L_X Beam Elements , Shear force Vy, Loadcase 7 DTM = -8.0 C , 1 cm 3D = 2.35 kN (Min=-0.786) X * 0.876
 (Max=0.753) Y * 0.528
 Z * 0.977



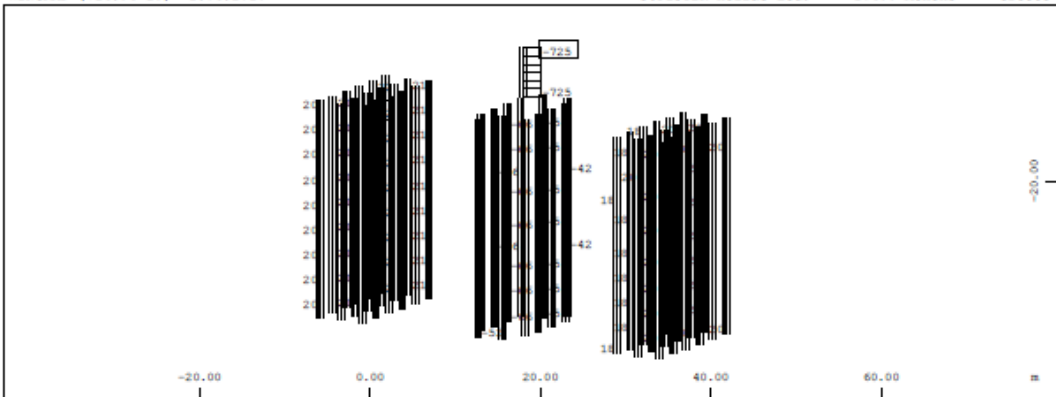
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 672
 L_X Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 8 Wind load , 1 cm 3D = 235.2 kN (Min=-75.2)
 X * 0.876
 Y * 0.528
 Z * 0.977
 (Max=75.2)



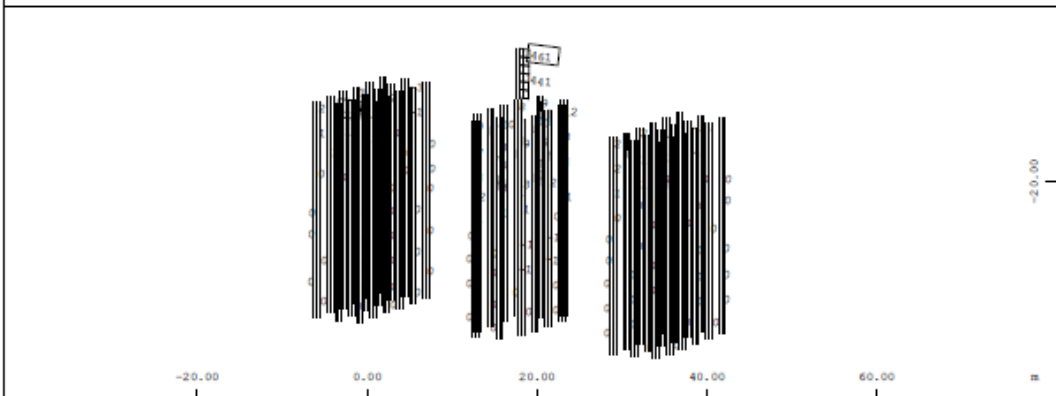
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 672
 L_Y Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 8 Wind load , 1 cm 3D = 9406. kNm (Min=-2219.)
 X * 0.876
 Y * 0.528
 Z * 0.977
 (Max=398.3)



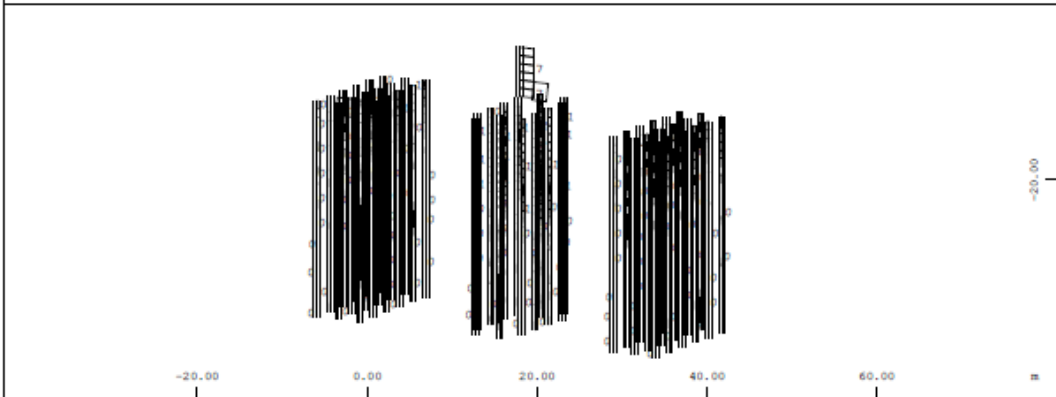
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 672
 L_Z Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 8 Wind load , 1 cm 3D = 2352. kN (Min=-443.6)
 X * 0.876
 Y * 0.528
 Z * 0.977
 (Max=2.94)



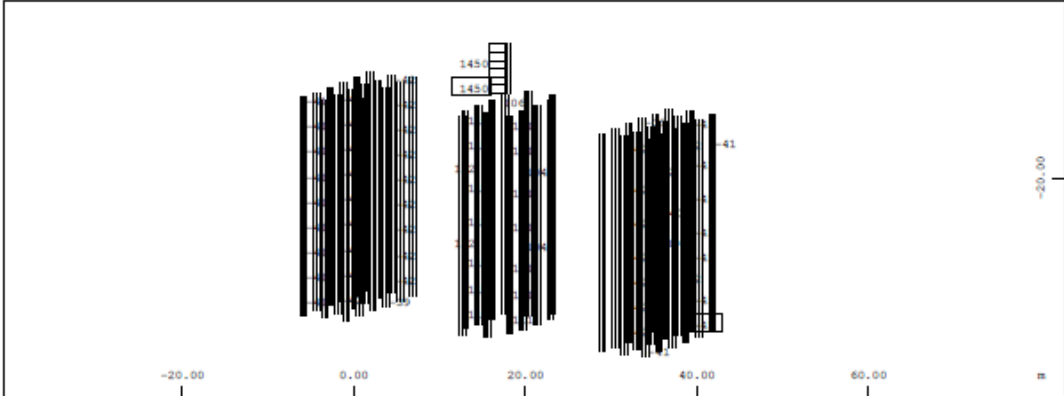
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 672
 L_X Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 21 Probable Settlement A1 , 1 cm 3D = 2352. kN X * 0.876
 (Min=-724.7) (Max=21.5) Y * 0.528
 Z * 0.977



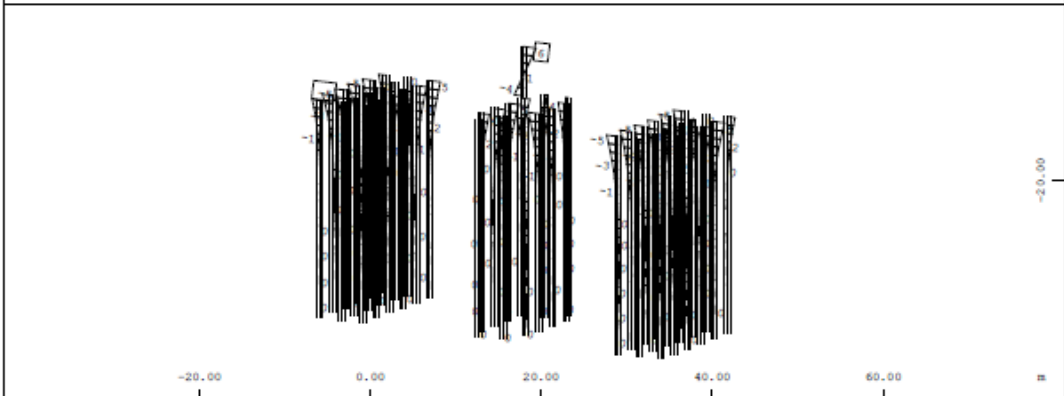
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 674
 L_X Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 21 Probable Settlement A1 , 1 cm 3D = 2352. kNm X * 0.876
 (Min=-2.74) (Max=461.0) Y * 0.528
 Z * 0.977



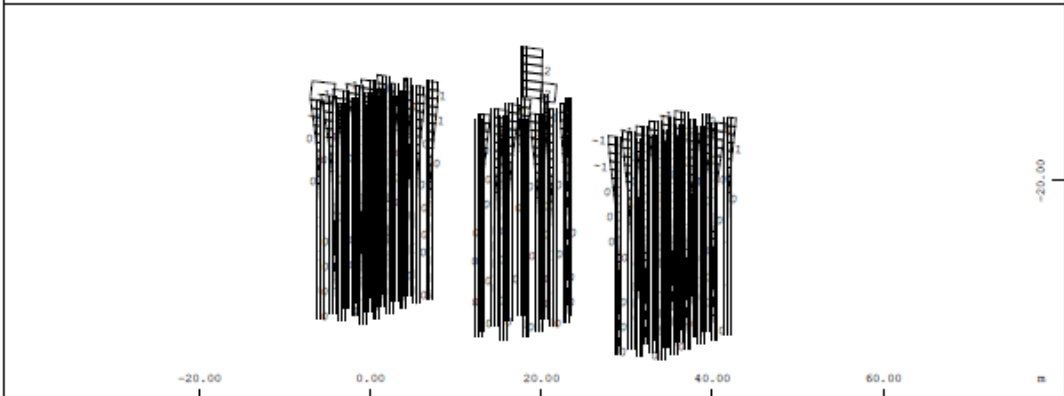
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 674
 L_X Beam Elements , Shear force Vy, Loadcase 21 Probable Settlement A1 , 1 cm 3D = 23.5 kN X * 0.876
 (Min=-0.703) (Max=6.68) Y * 0.528
 Z * 0.977



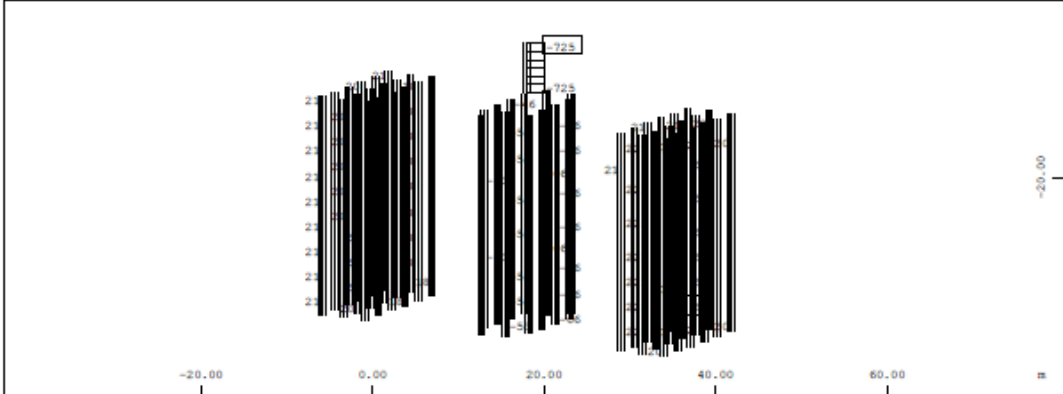
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 672
 L_X Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 22 Probable Settlement M1 , 1 cm 3D = 4703. kN X * 0.876
 (Min=-41.7) (Max=1450.) Y * 0.528
 Z * 0.977



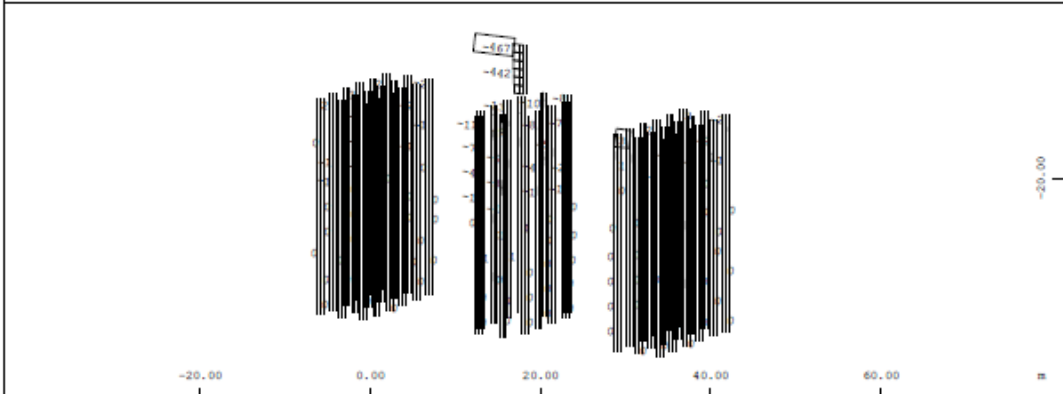
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 674
 L_X Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 22 Probable Settlement M1 , 1 cm 3D = 23.5 kNm X * 0.876
 (Min=-5.42) (Max=5.82) Y * 0.528
 Z * 0.977



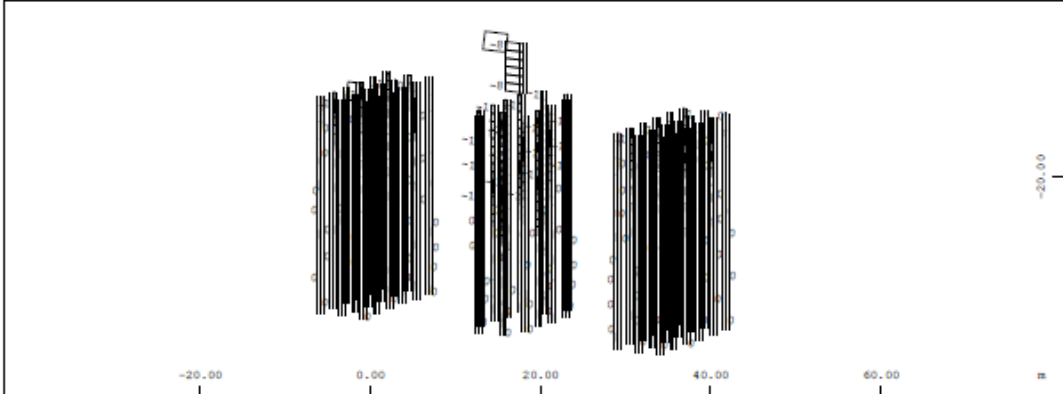
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 674
 L_X Beam Elements , Shear force Vy, Loadcase 22 Probable Settlement M1 , 1 cm 3D = 4.70 kN X * 0.876
 (Min=-1.24) (Max=1.72) Y * 0.528
 Z * 0.977



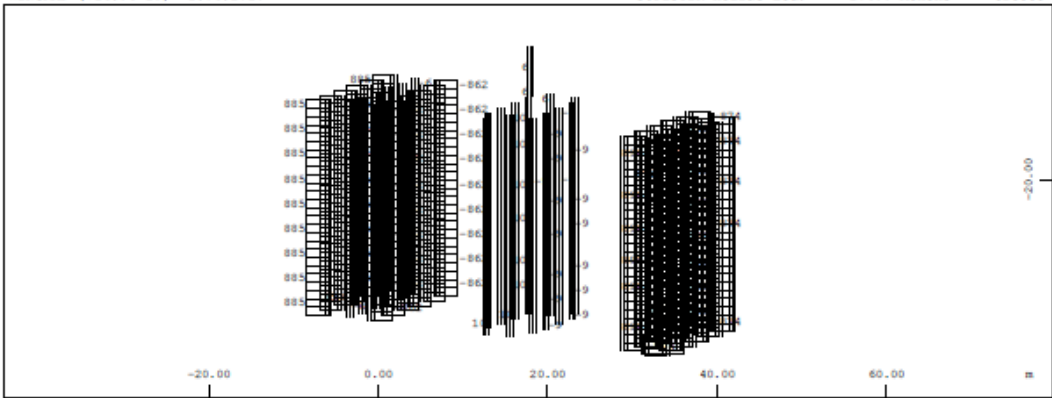
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 672
 L_X Beam Elements , Normal force N_x , Loadcase 23 Probable Settlement A2 , 1 cm 3D = 2352. kN X * 0.876
 (Min=-725.0) (Max=21.5) Y * 0.528
 Z * 0.977



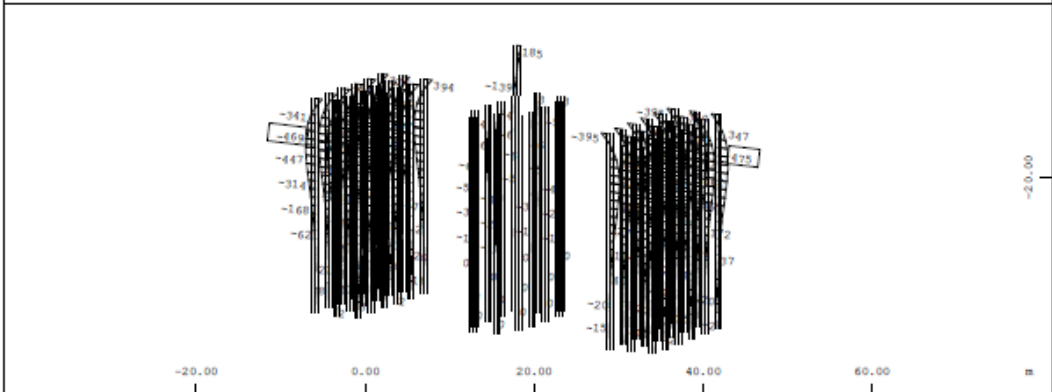
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 677
 L_X Beam Elements , Bending moment M_z , Loadcase 23 Probable Settlement A2 , 1 cm 3D = 2352. kNm X * 0.876
 (Min=-466.9) (Max=2.72) Y * 0.528
 Z * 0.977



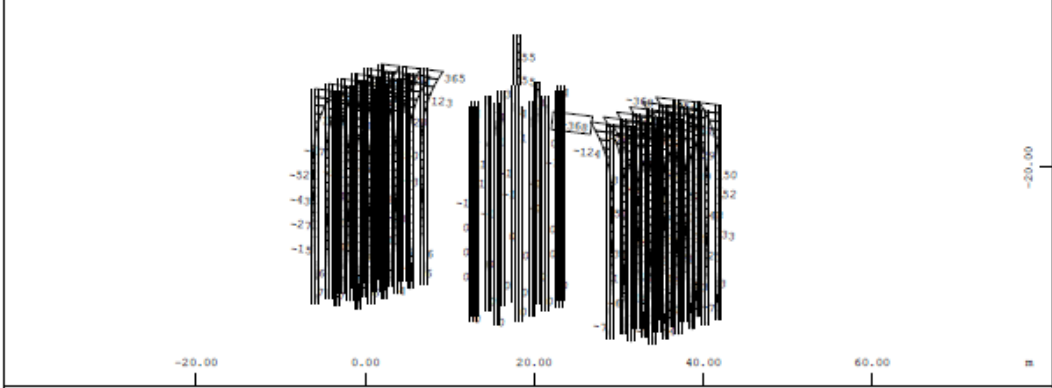
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 677
 L_X Beam Elements , Shear force V_y , Loadcase 23 Probable Settlement A2 , 1 cm 3D = 23.5 kN X * 0.876
 (Min=-8.40) (Max=0.889) Y * 0.528
 Z * 0.977



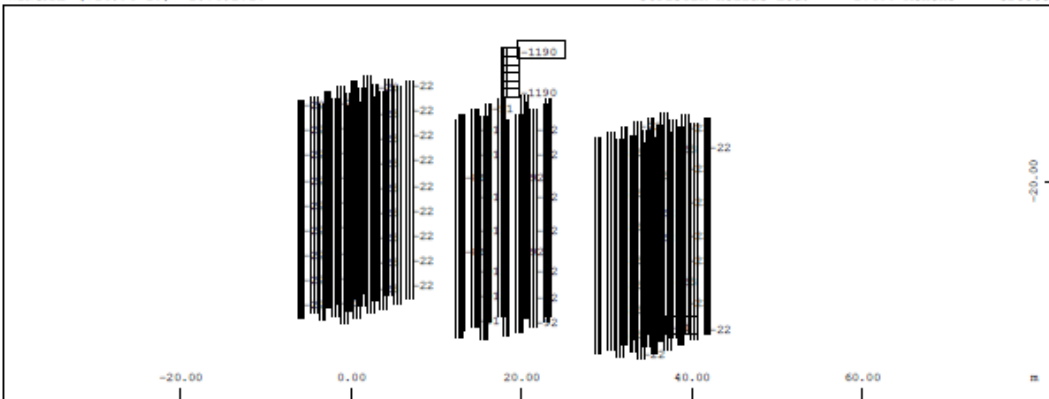
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 672
 L_{XY} Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 41 Soil Pressure at Rest , 1 cm 3D = 2352. kN X * 0.876
 (Min=-874.0) (Max=896.0) Y * 0.528
 Z * 0.977



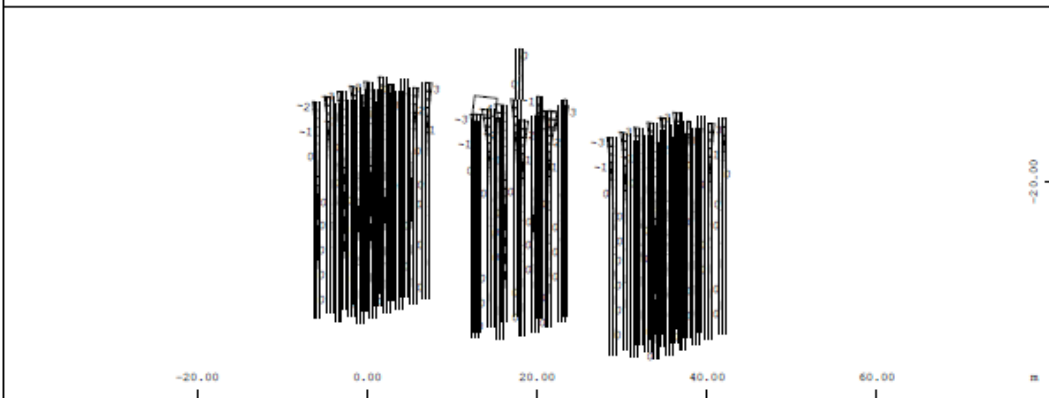
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 674
 L_{XY} Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 41 Soil Pressure at Rest , 1 cm 3D = 2352. kNm X * 0.876
 (Min=-469.4) (Max=475.0) Y * 0.528
 Z * 0.977



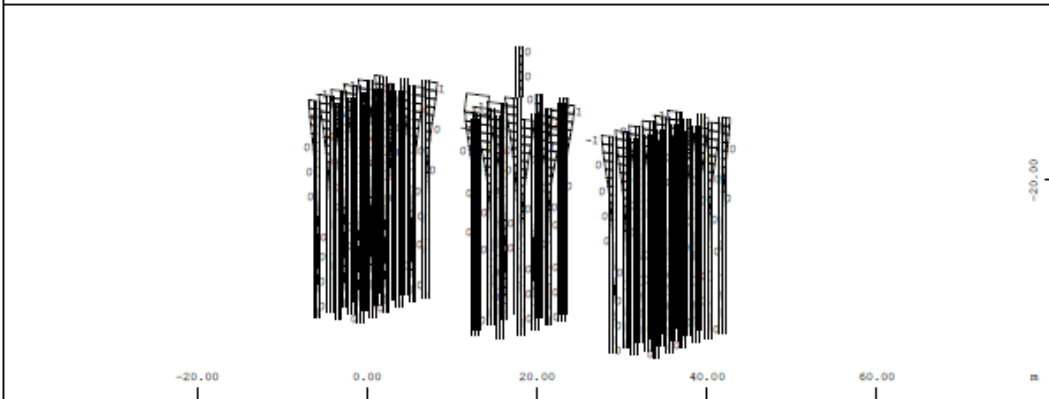
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 674
 L_{XY} Beam Elements , Shear force Vy, Loadcase 41 Soil Pressure at Rest , 1 cm 3D = 940.6 kN X * 0.876
 (Min=-368.0) (Max=364.8) Y * 0.528
 Z * 0.977



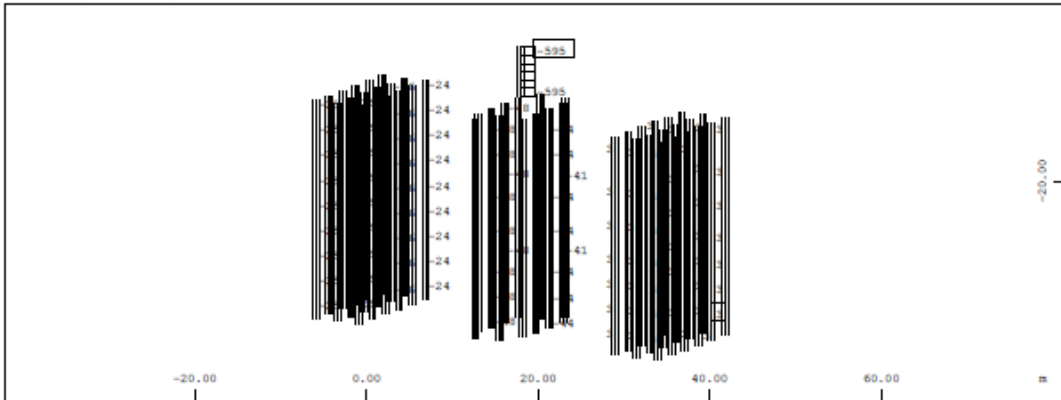
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 672
 L_X Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 101 qfk , 1 cm 3D = 4703. kN (Min=-1190.) X * 0.876
 (Max=-21.4) Y * 0.528
 Z * 0.977



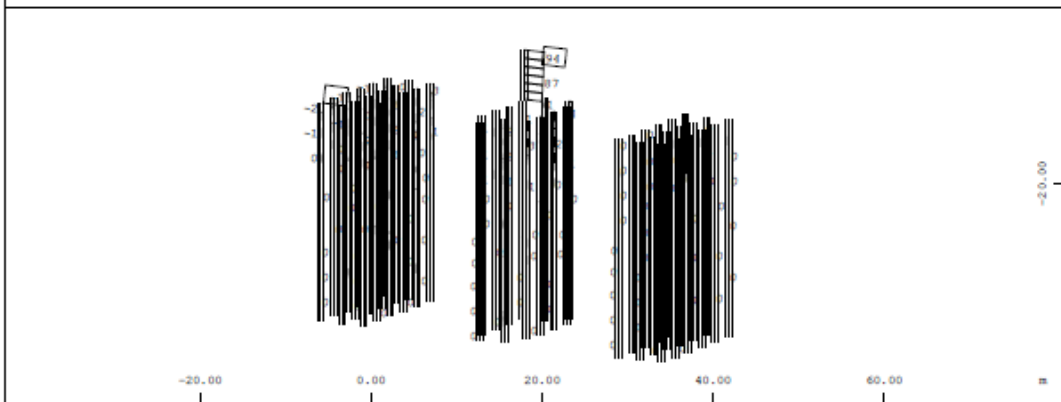
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 674
 L_X Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 101 qfk , 1 cm 3D = 23.5 kNm (Min=-4.13) X * 0.876
 (Max=4.19) Y * 0.528
 Z * 0.977



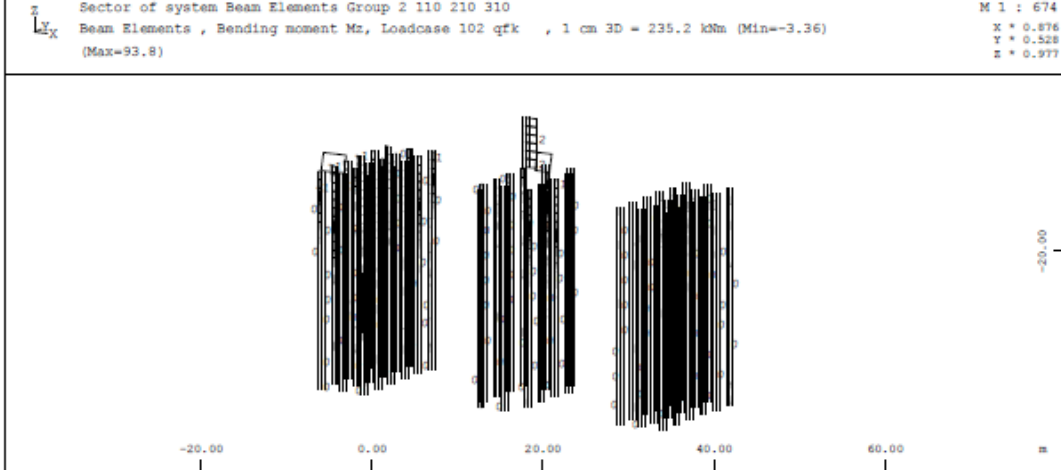
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 674
 L_X Beam Elements , Shear force Vy, Loadcase 101 qfk , 1 cm 3D = 2.35 kN (Min=-0.785) (Max=0.812) X * 0.876
 Y * 0.528
 Z * 0.977



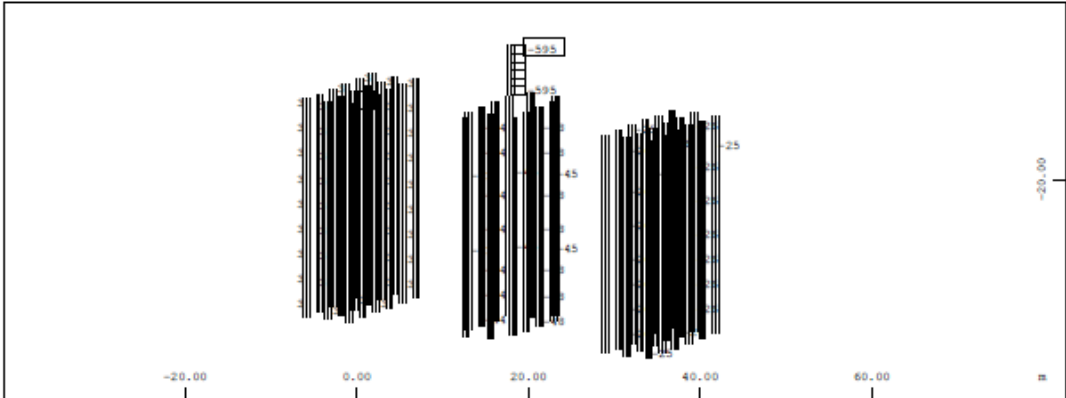
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 672
 L_YX Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 102 qfk , 1 cm 3D = 2352. kN (Min=-595.0) X * 0.876
 (Max=3.18) Y * 0.528 Z * 0.977



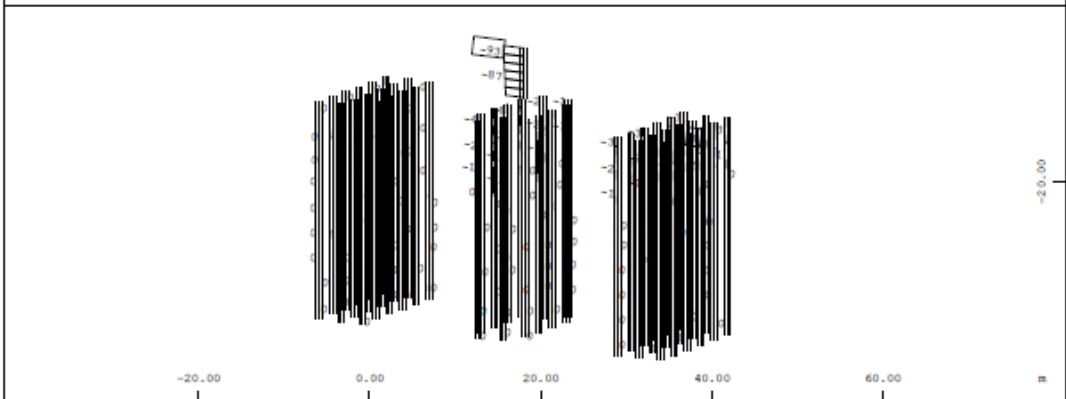
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 674
 L_YX Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 102 qfk , 1 cm 3D = 235.2 kNm (Min=-3.36) X * 0.876
 (Max=93.8) Y * 0.528 Z * 0.977



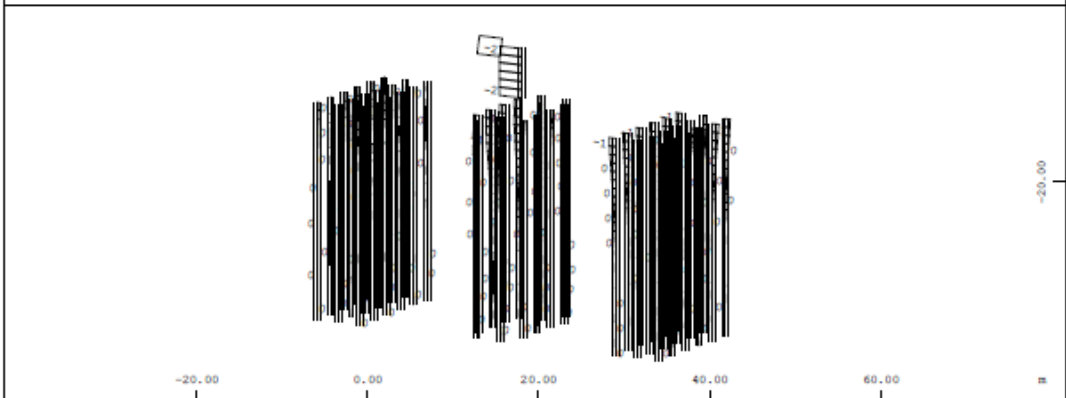
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 674
 L_YX Beam Elements , Shear force Vy, Loadcase 102 qfk , 1 cm 3D = 9.41 kN (Min=-0.728) (Max=2.16) X * 0.876
 Y * 0.528 Z * 0.977



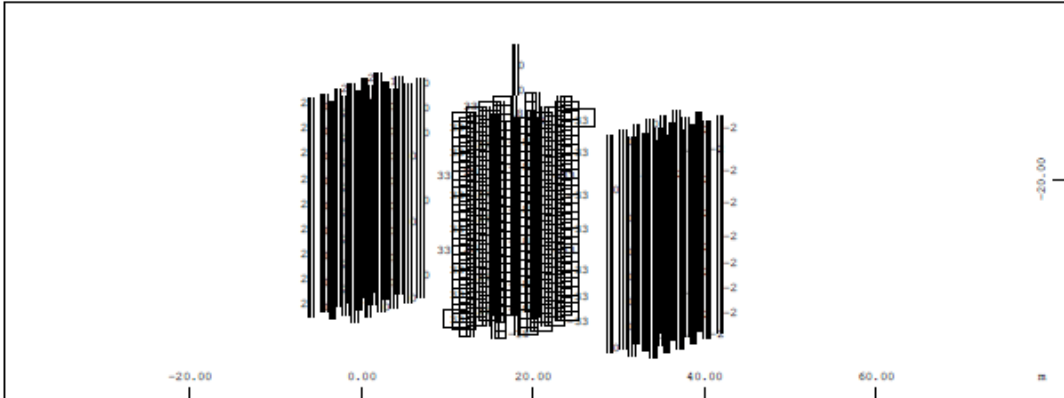
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 672
 L_X Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 103 qfk , 1 cm 3D = 2352. kN (Min=-595.1) X * 0.876
 (Max=3.31) Y * 0.528
 Z * 0.977



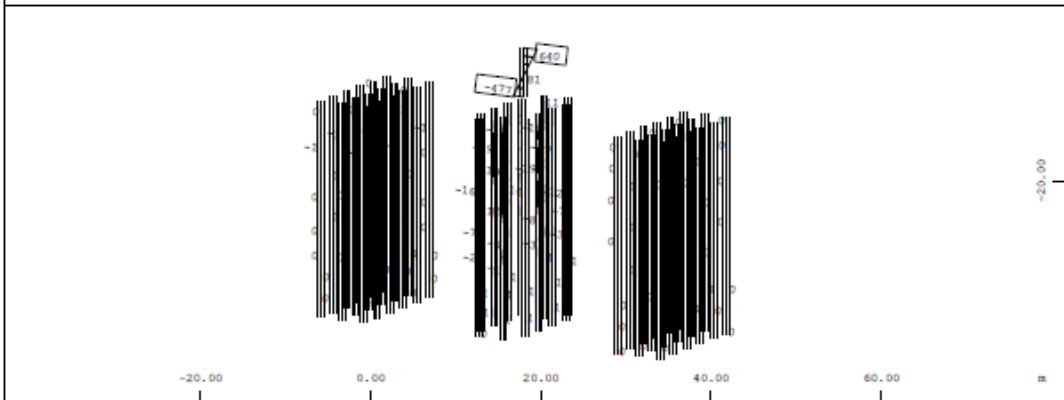
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 674
 L_X Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 103 qfk , 1 cm 3D = 235.2 kNm (Min=-93.5) X * 0.876
 (Max=3.35) Y * 0.528
 Z * 0.977



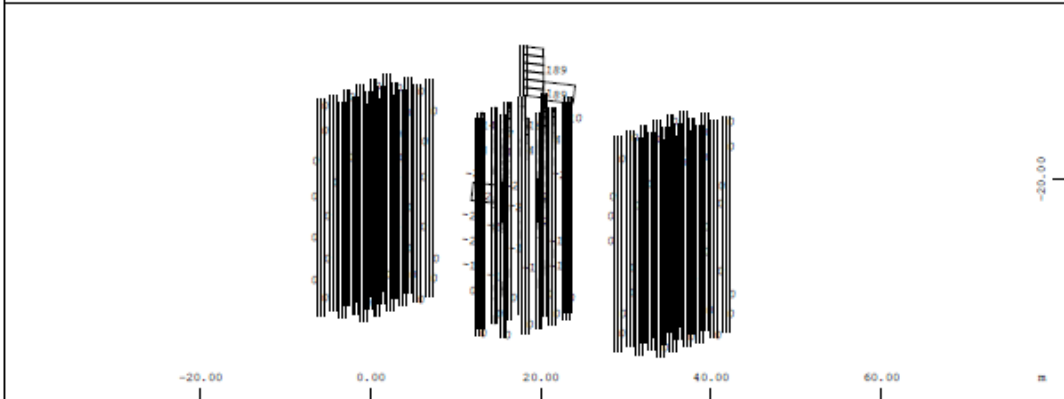
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 674
 L_X Beam Elements , Shear force Vy, Loadcase 103 qfk , 1 cm 3D = 4.70 kN (Min=-2.03) (Max=0.685) X * 0.876
 Y * 0.528
 Z * 0.977



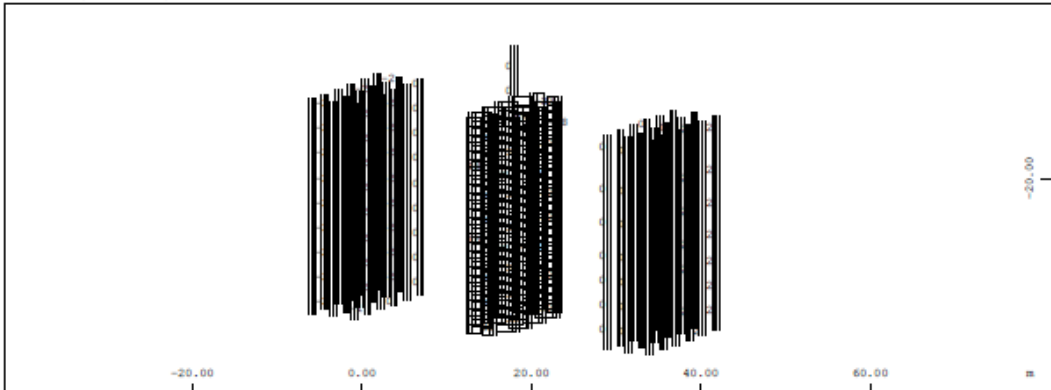
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 672
 L_YX Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 104 Qfik , 1 cm 3D = 94.1 kN (Min=-33.1) (Max=33.0) X * 0.876
 Y * 0.528
 Z * 0.977



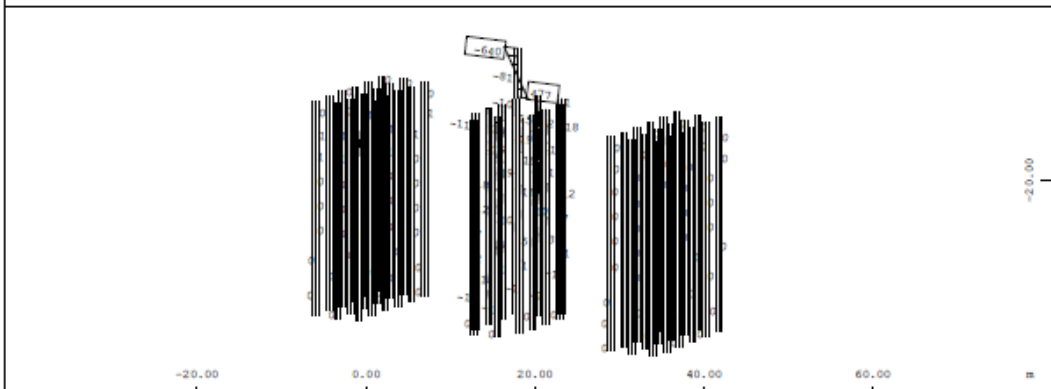
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 677
 L_YX Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 104 Qfik , 1 cm 3D = 2352. kNm (Min=-477.4) X * 0.876
 (Max=640.3) Y * 0.528
 Z * 0.977



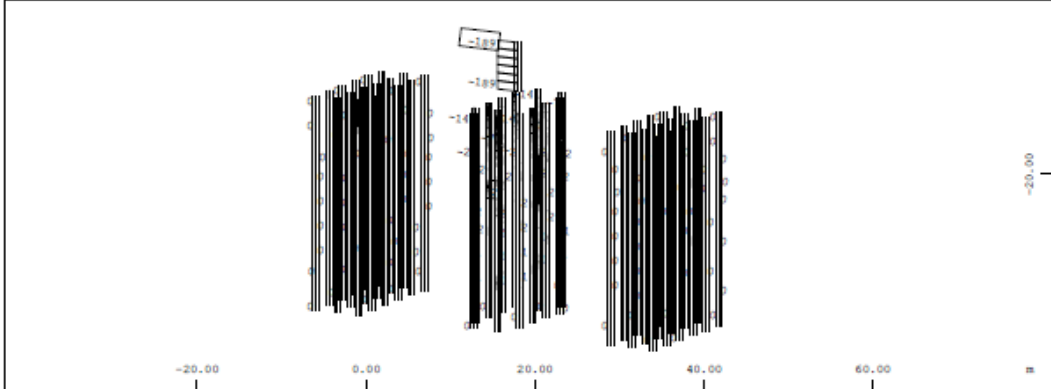
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 677
 L_YX Beam Elements , Shear force Vy, Loadcase 104 Qfik , 1 cm 3D = 470.3 kN (Min=-2.13) X * 0.876
 (Max=189.4) Y * 0.528
 Z * 0.977



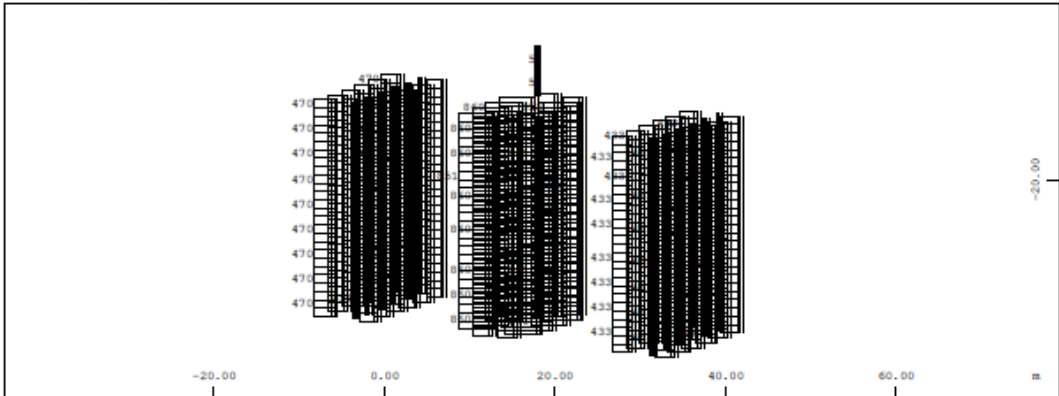
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 672
 ↓
 X Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 105 Qf1k , 1 cm 3D = 94.1 kN (Min=-33.0) (Max=33.1) X * 0.876
 Y * 0.528
 Z * 0.977



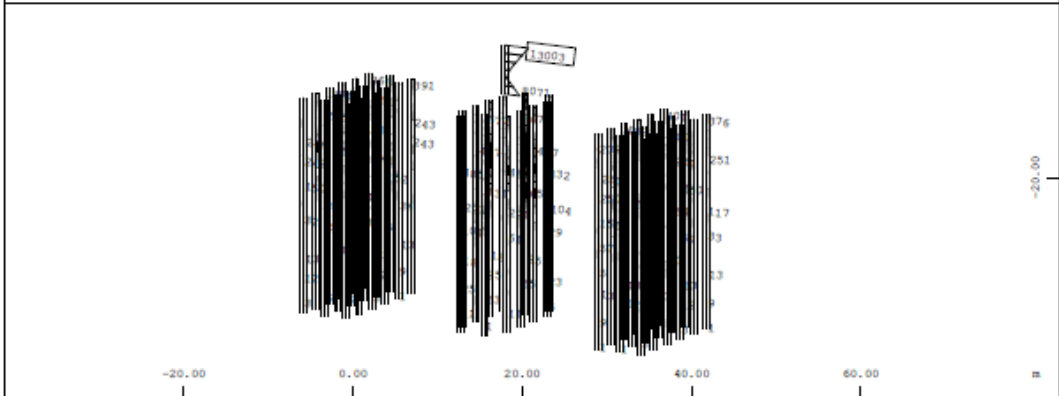
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 674
 ↓
 X Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 105 Qf1k , 1 cm 3D = 2352. kNm (Min=-640.3) X * 0.876
 (Max=477.4) Y * 0.528
 Z * 0.977



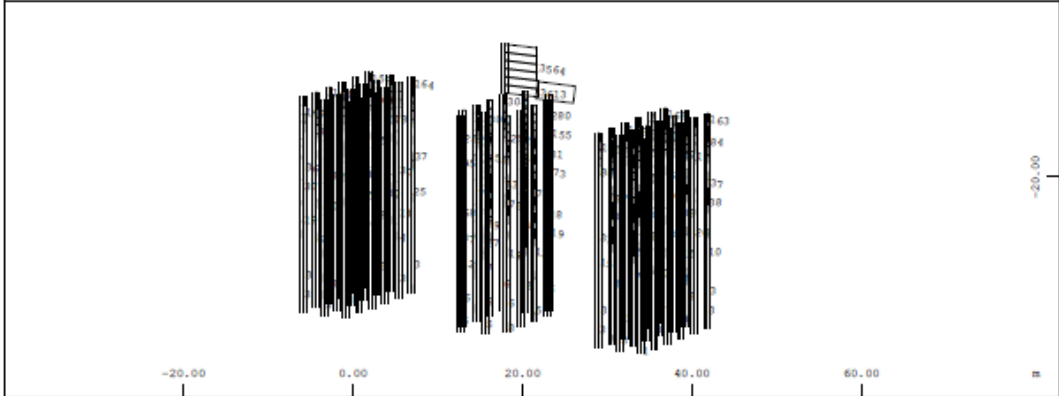
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 674
 ↓
 X Beam Elements , Shear force Vy, Loadcase 105 Qf1k , 1 cm 3D = 470.3 kN (Min=-189.4) X * 0.876
 (Max=2.13) Y * 0.528
 Z * 0.977



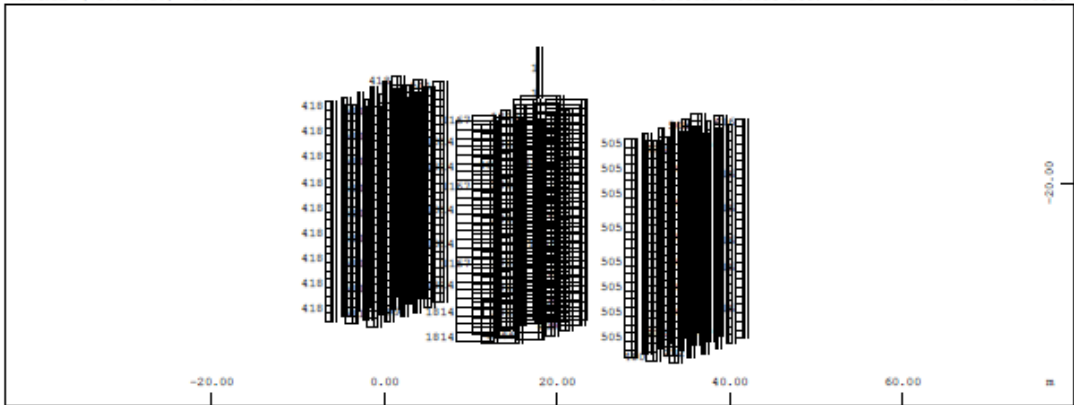
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 672
 L_X Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 991 MAX U (CQC) , 1 cm 3D = 1375. kN x * 0.876
 (Max=861.0) y * 0.528 z * 0.977



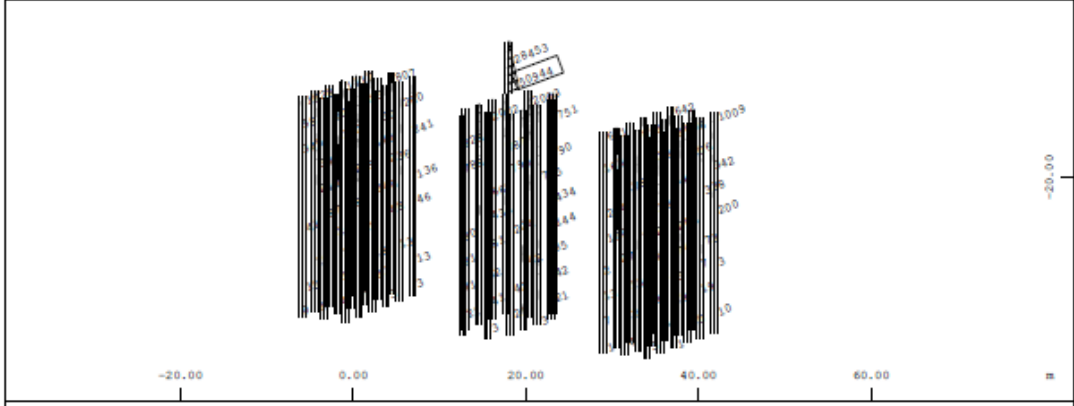
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 677
 L_X Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 991 MAX U (CQC) , 1 cm 3D = 27500. kNm x * 0.876
 (Max=13003.) y * 0.528 z * 0.977



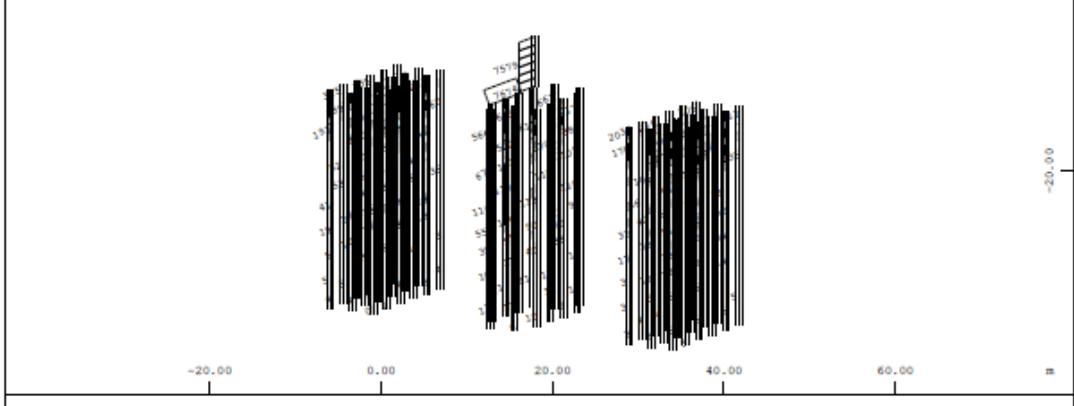
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 676
 L_X Beam Elements , Shear force Vy, Loadcase 991 MAX U (CQC) , 1 cm 3D = 5500. kN (Max=3613.) x * 0.876
 y * 0.528 z * 0.977



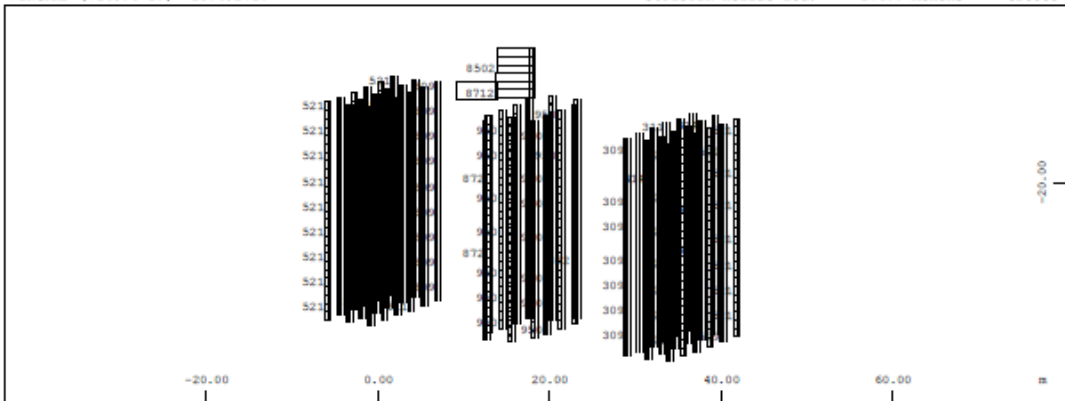
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310
 \bar{L}_{xy} Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 992 MAX U (CQC) , 1 cm 3D = 2750. kN (Max=1814.) M 1 : 672
 X * 0.876
 Y * 0.528
 Z * 0.977



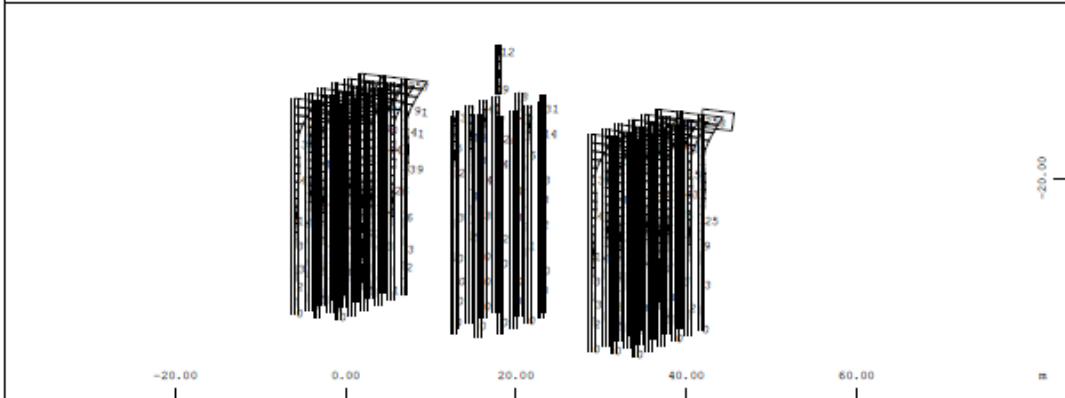
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310
 \bar{L}_{xy} Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 992 MAX U (CQC) , 1 cm 3D = 1.3750e+05 kNm (Max=50944.) M 1 : 672
 X * 0.876
 Y * 0.528
 Z * 0.977



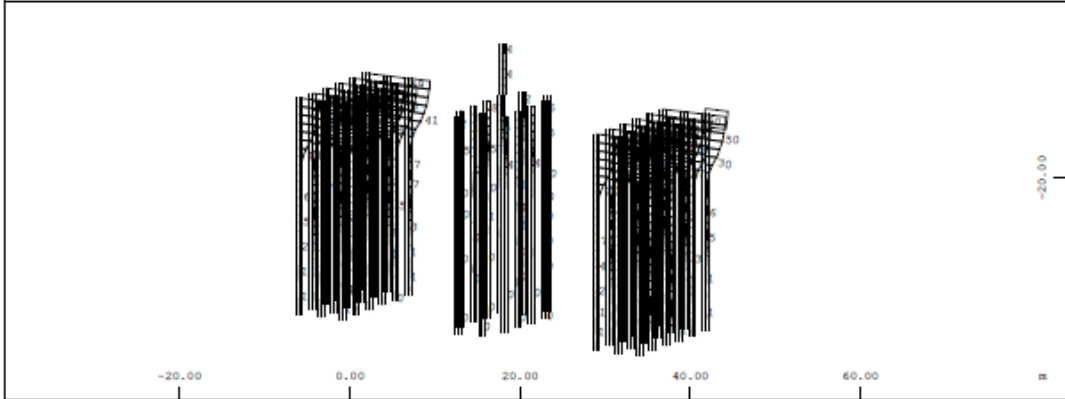
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310
 \bar{L}_{xy} Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 992 MAX U (CQC) , 1 cm 3D = 13750. kN (Max=7674.) M 1 : 677
 X * 0.876
 Y * 0.528
 Z * 0.977



Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 672
 L_{xy} Beam Elements , Normal force N_x , Loadcase 993 MAX U (CQC) , 1 cm 3D = 13750. KN
 (Max=8712.) X * 0.876
 Y * 0.528
 Z * 0.977

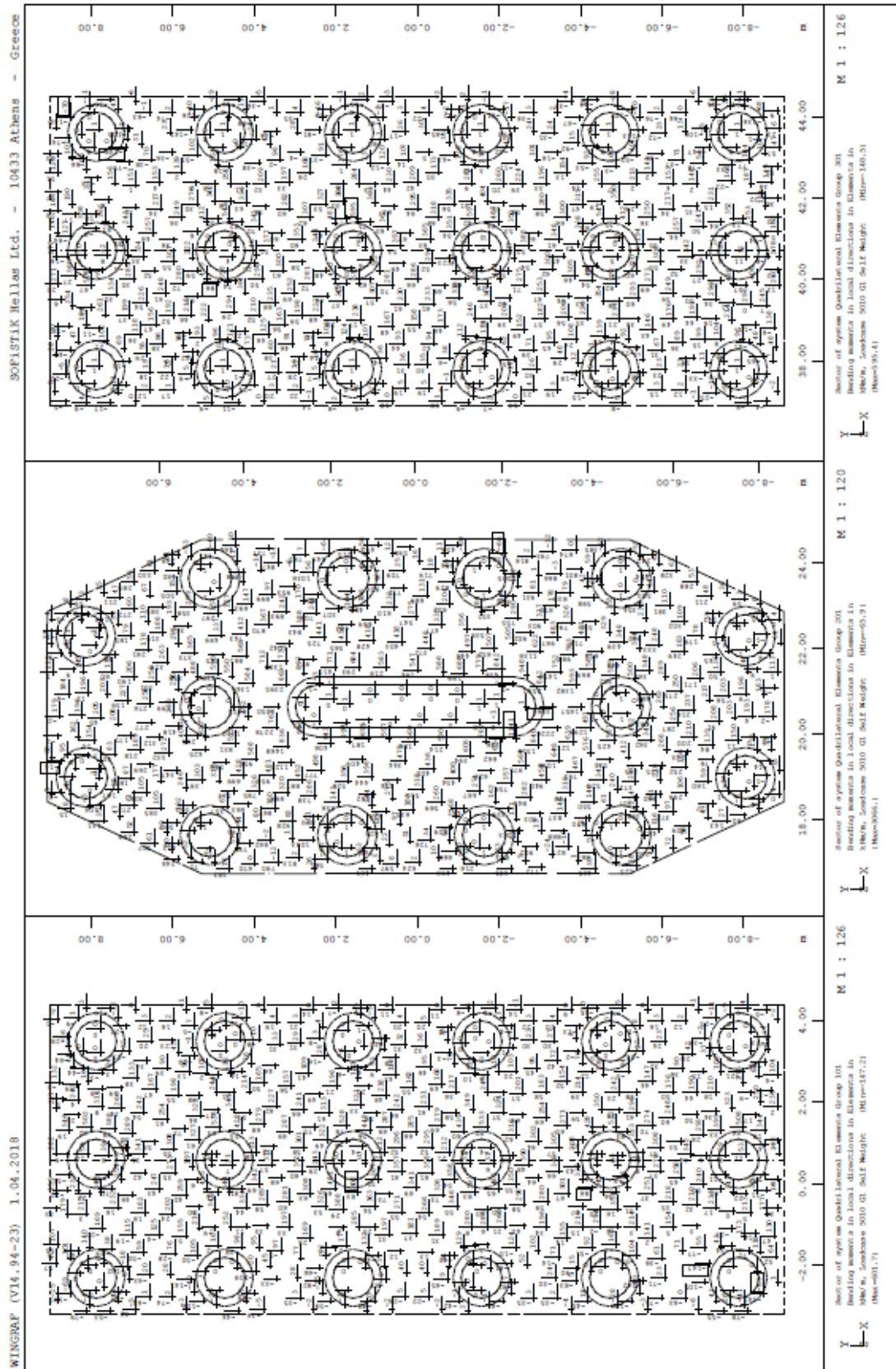


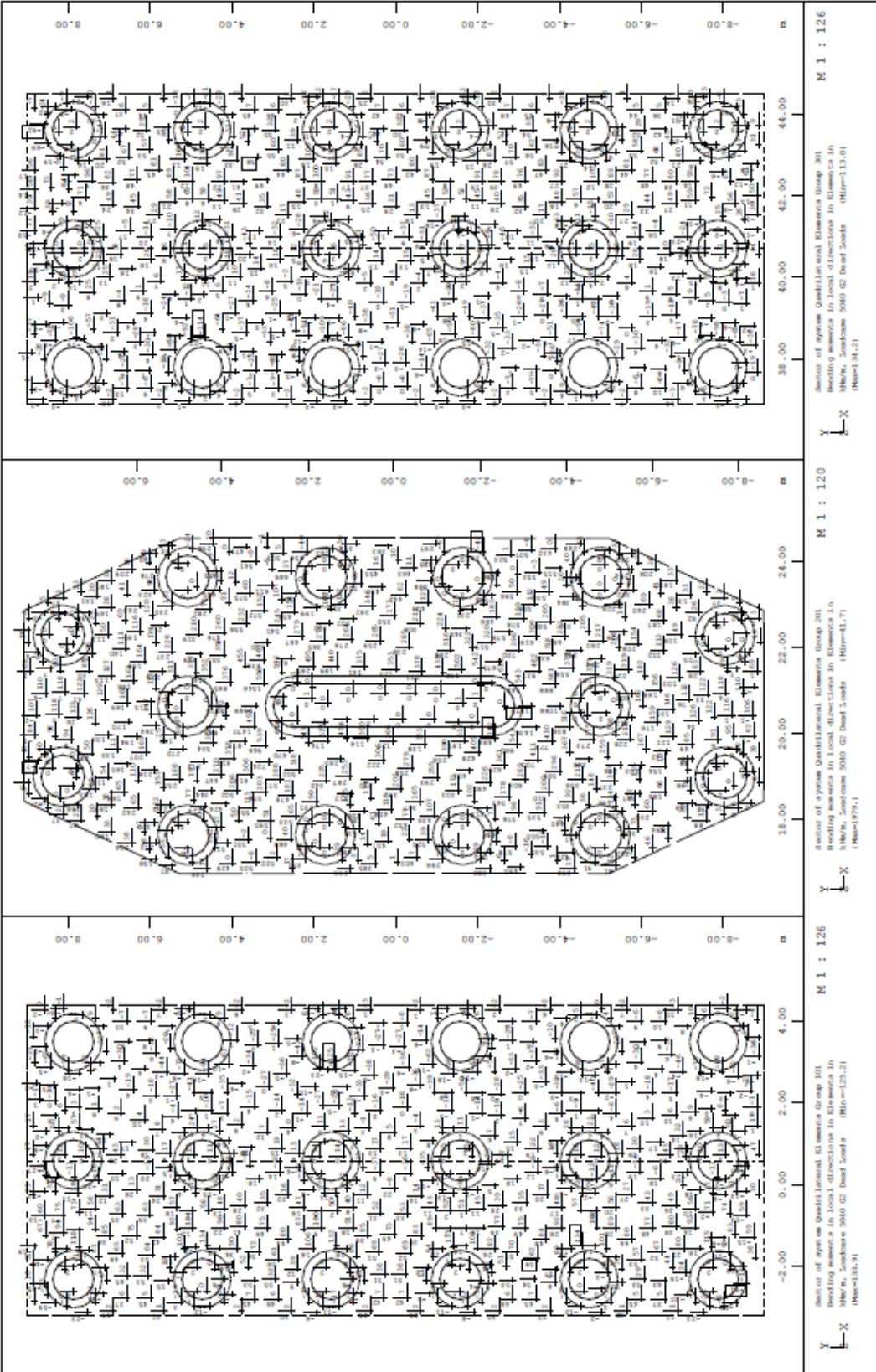
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 677
 L_{xy} Beam Elements , Bending moment M_z , Loadcase 993 MAX U (CQC) , 1 cm 3D = 550.0 kNm
 (Max=257.7) X * 0.876
 Y * 0.528
 Z * 0.977

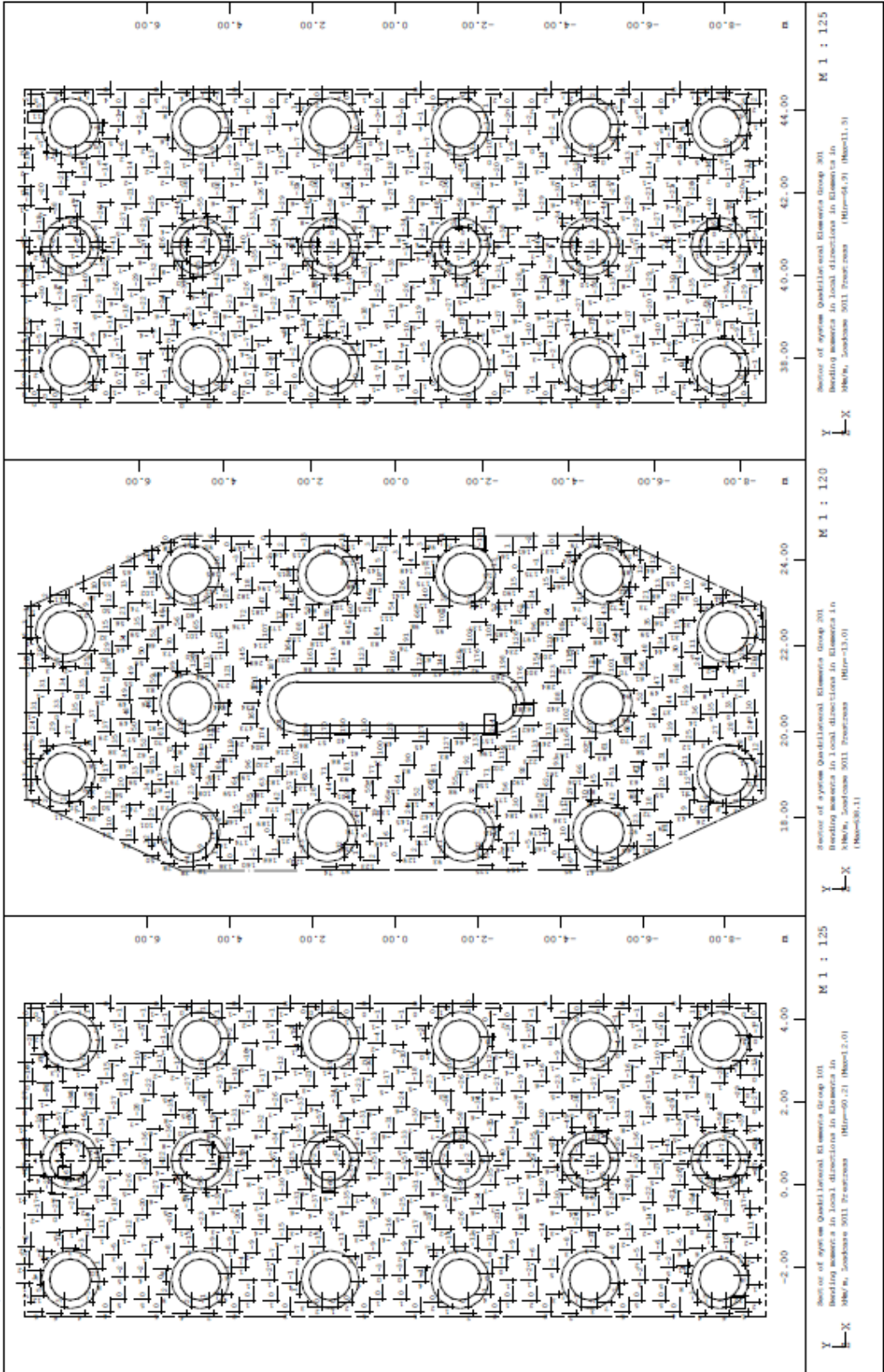


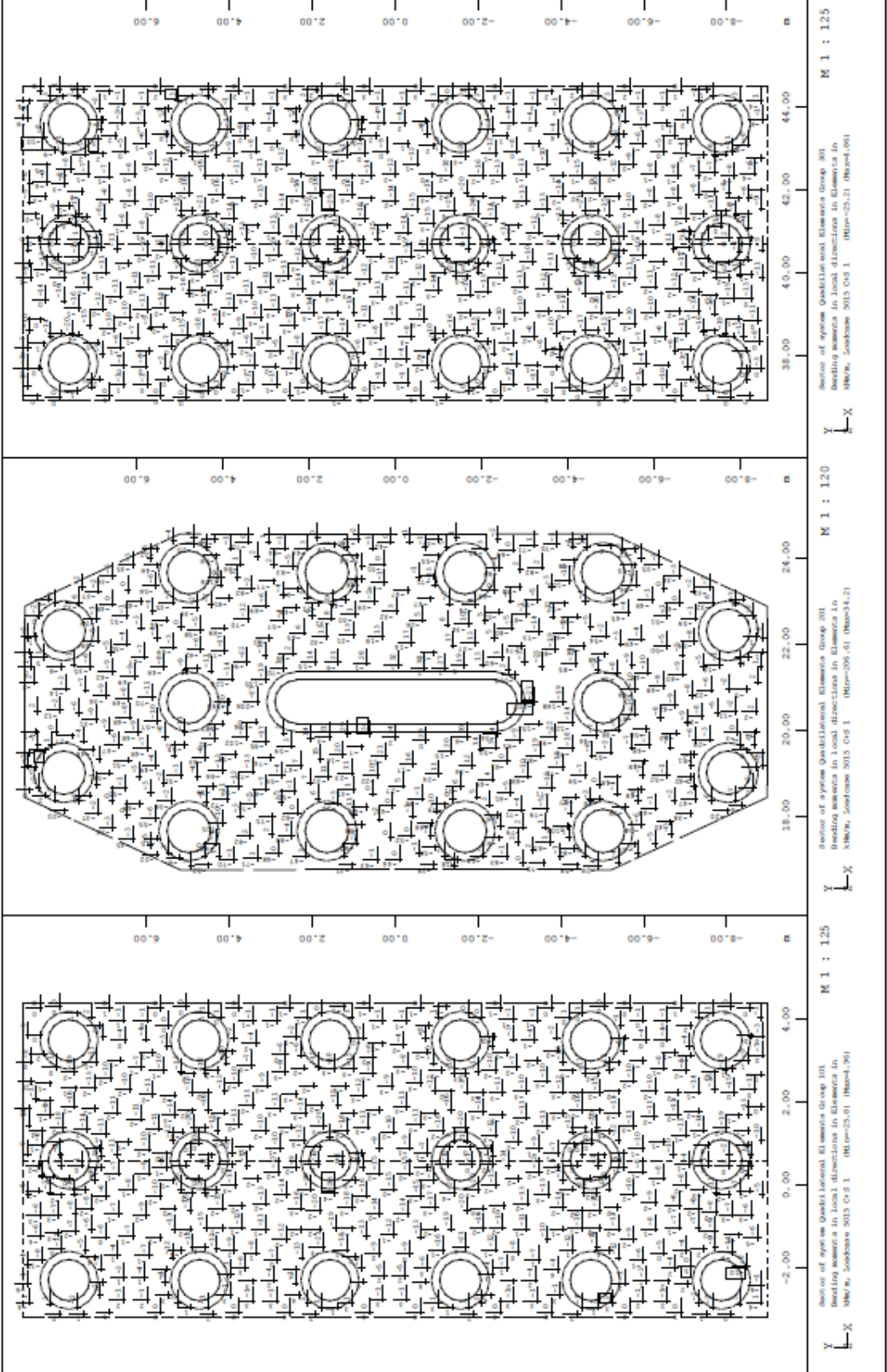
Σ Sector of system Beam Elements Group 2 110 210 310 M 1 : 677
 L_{xy} Beam Elements , Shear force V_y , Loadcase 993 MAX U (CQC) , 1 cm 3D = 137.5 kN (Max=59.6)
 X * 0.876
 Y * 0.528
 Z * 0.977

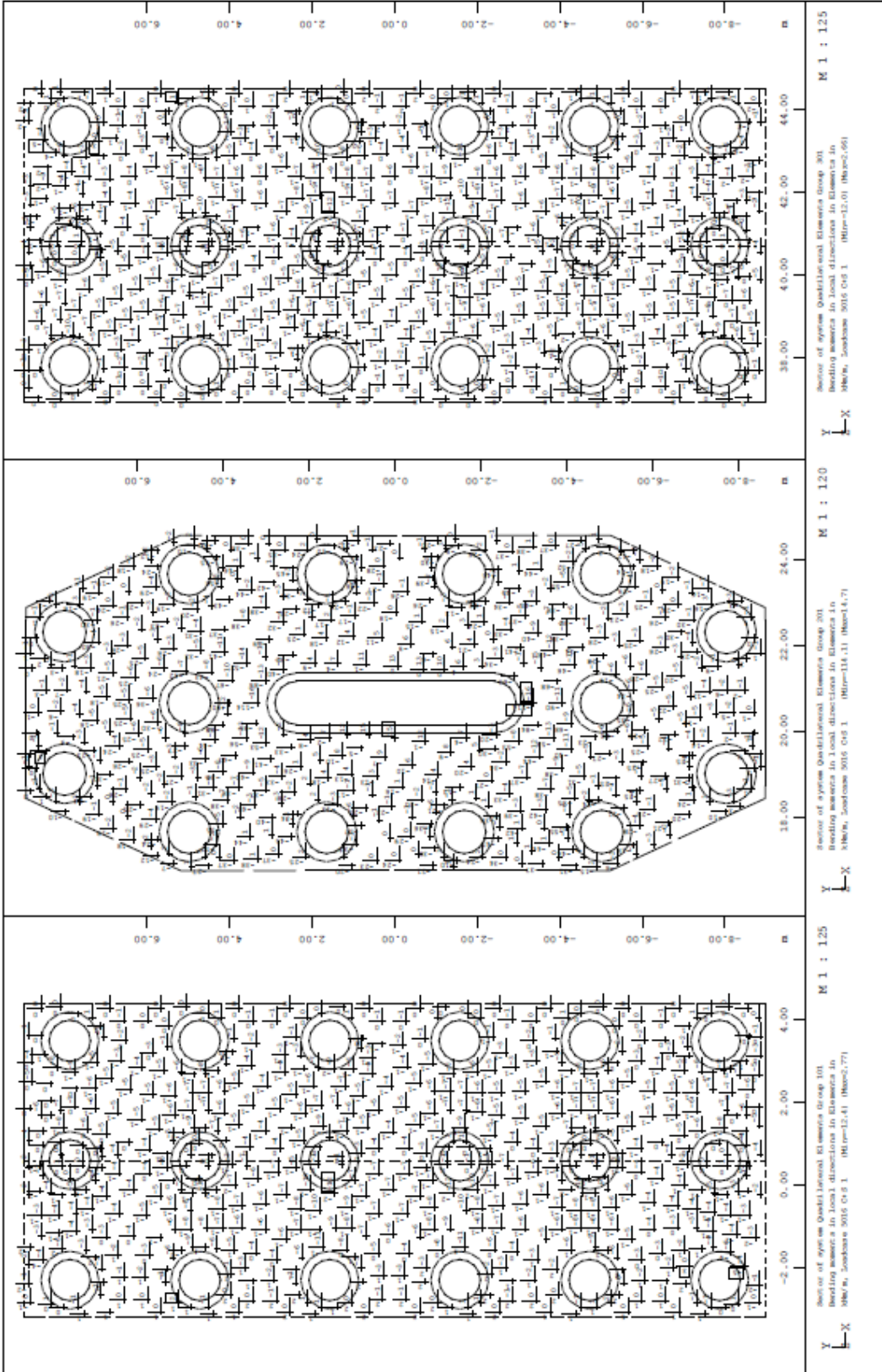
4.9 ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΩΝ

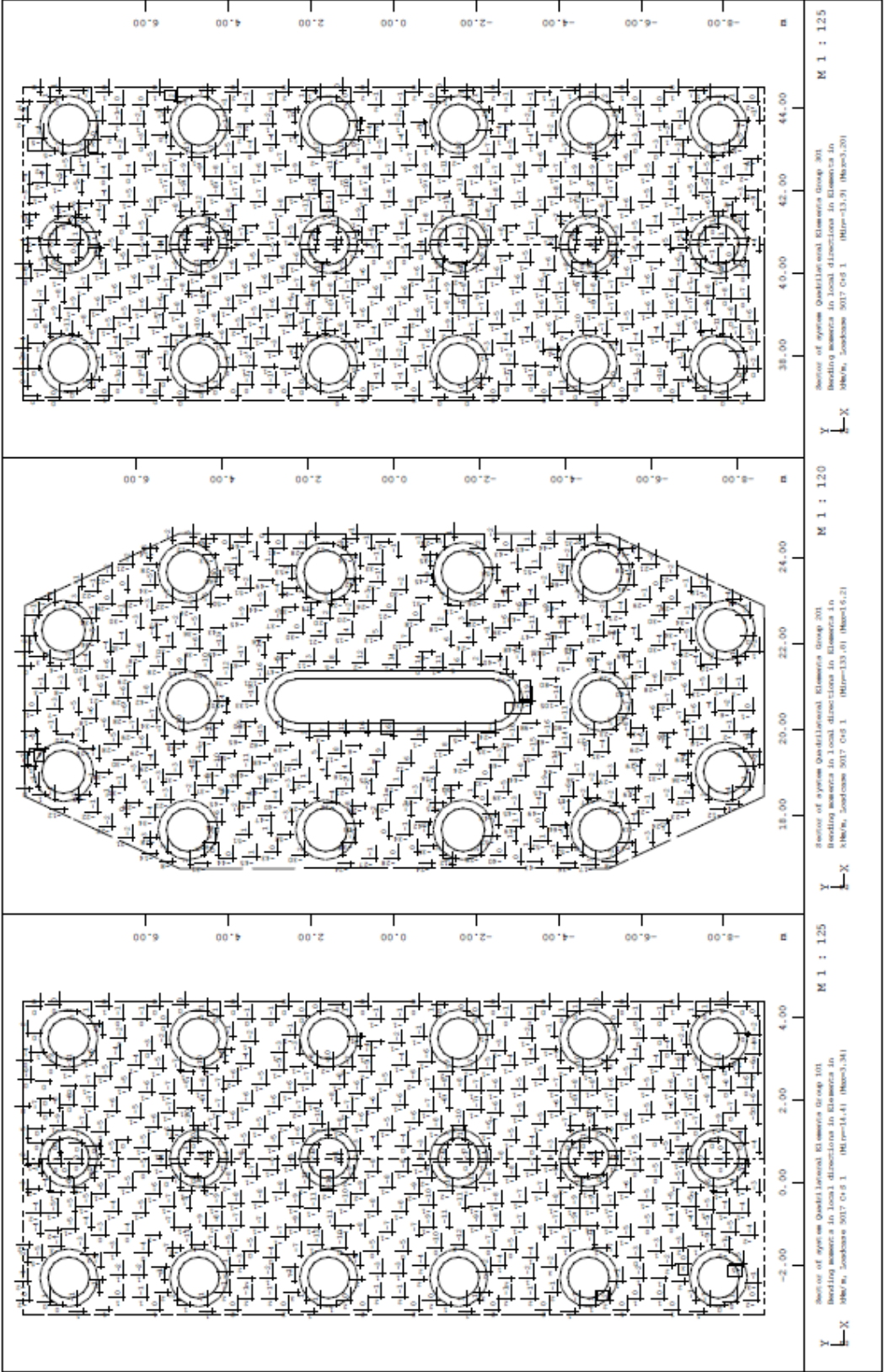


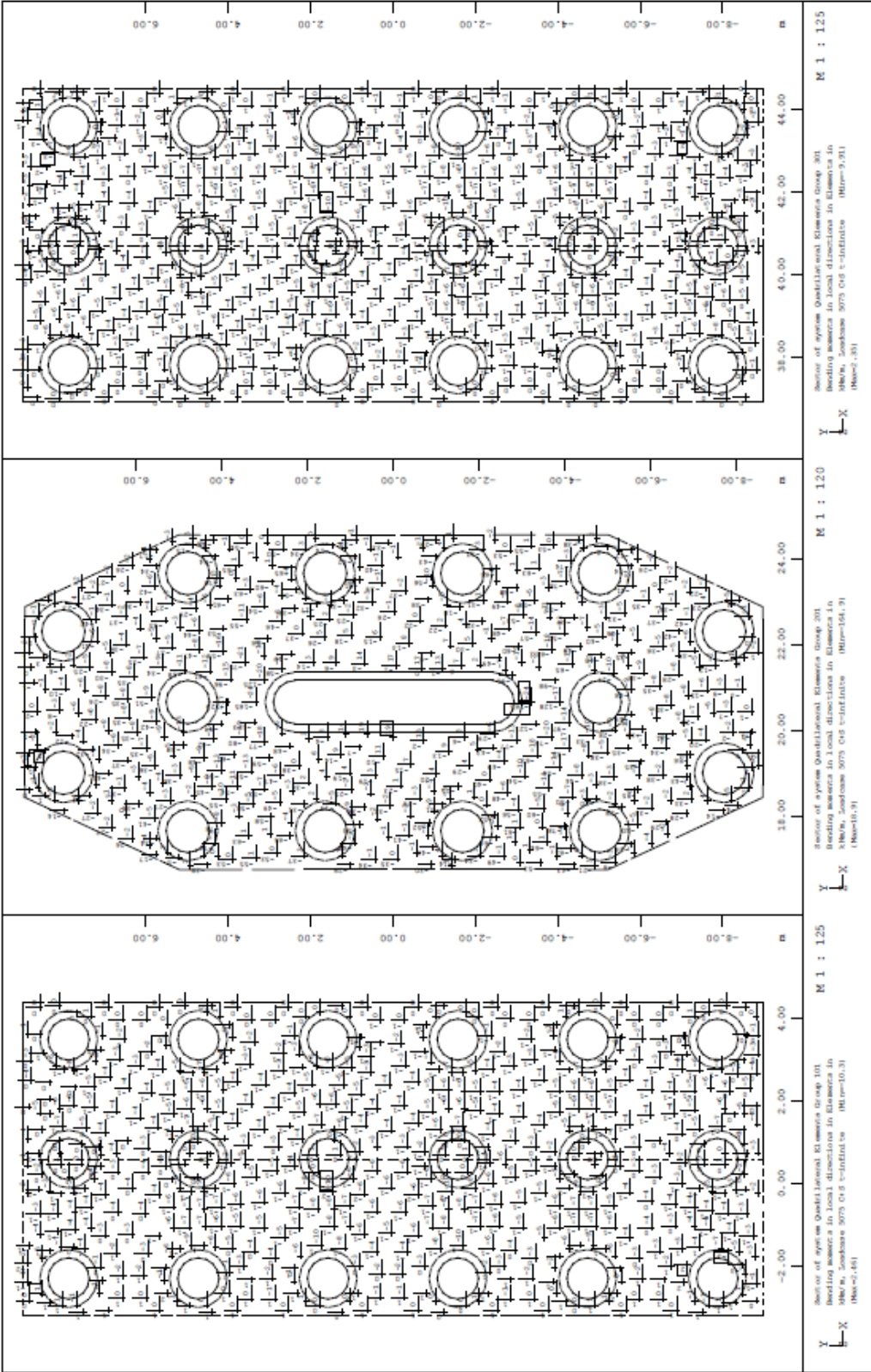


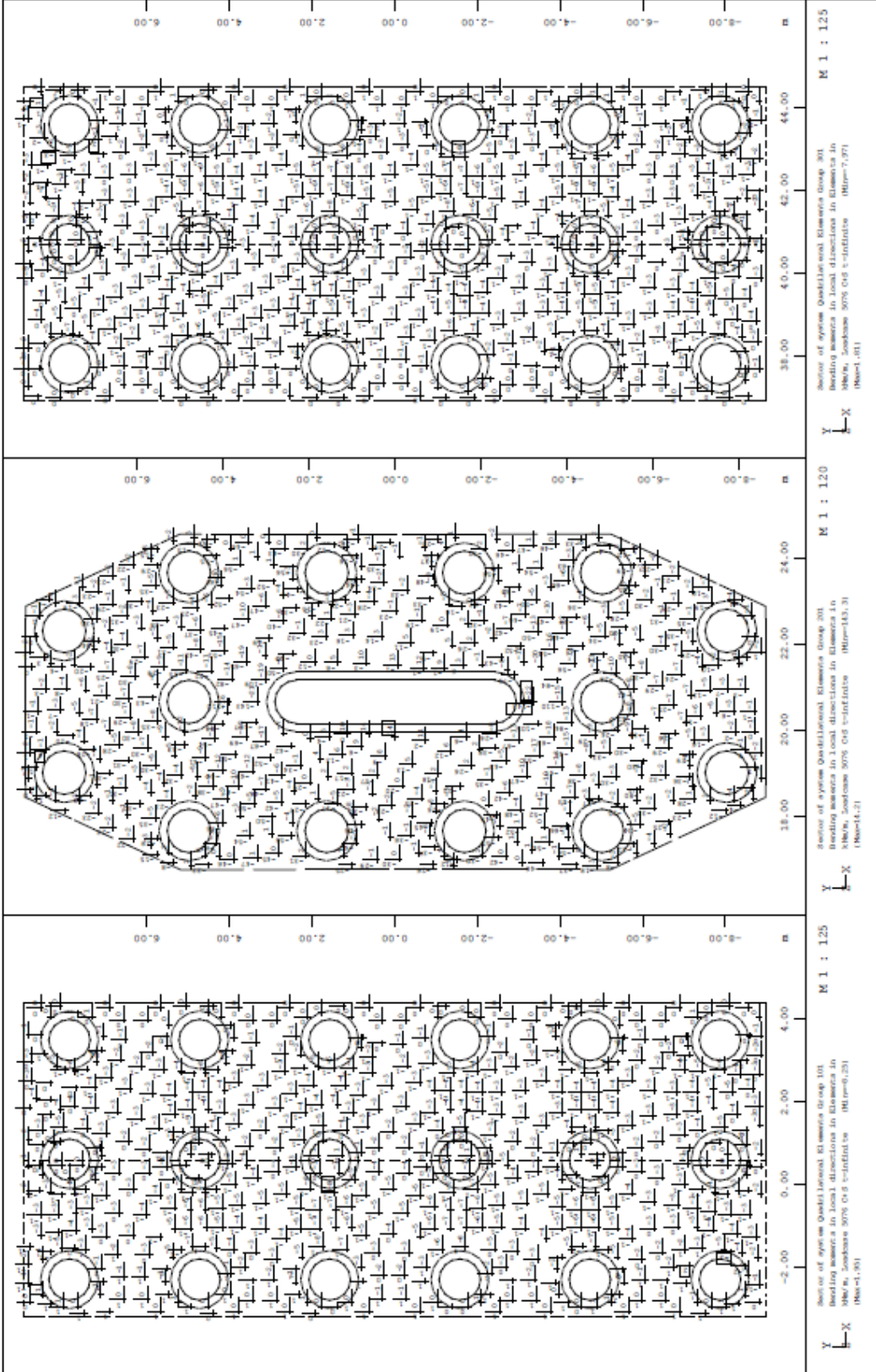


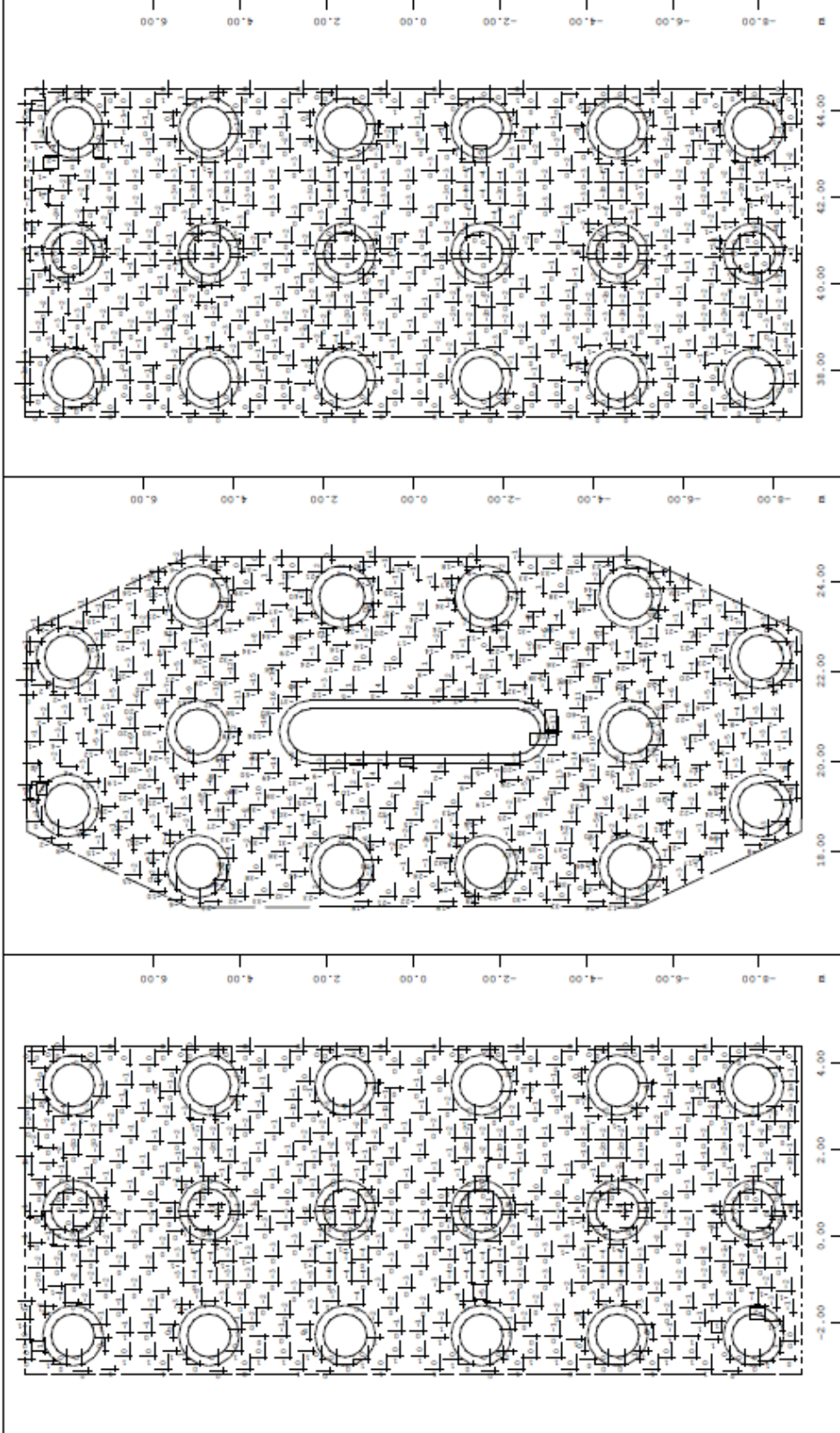








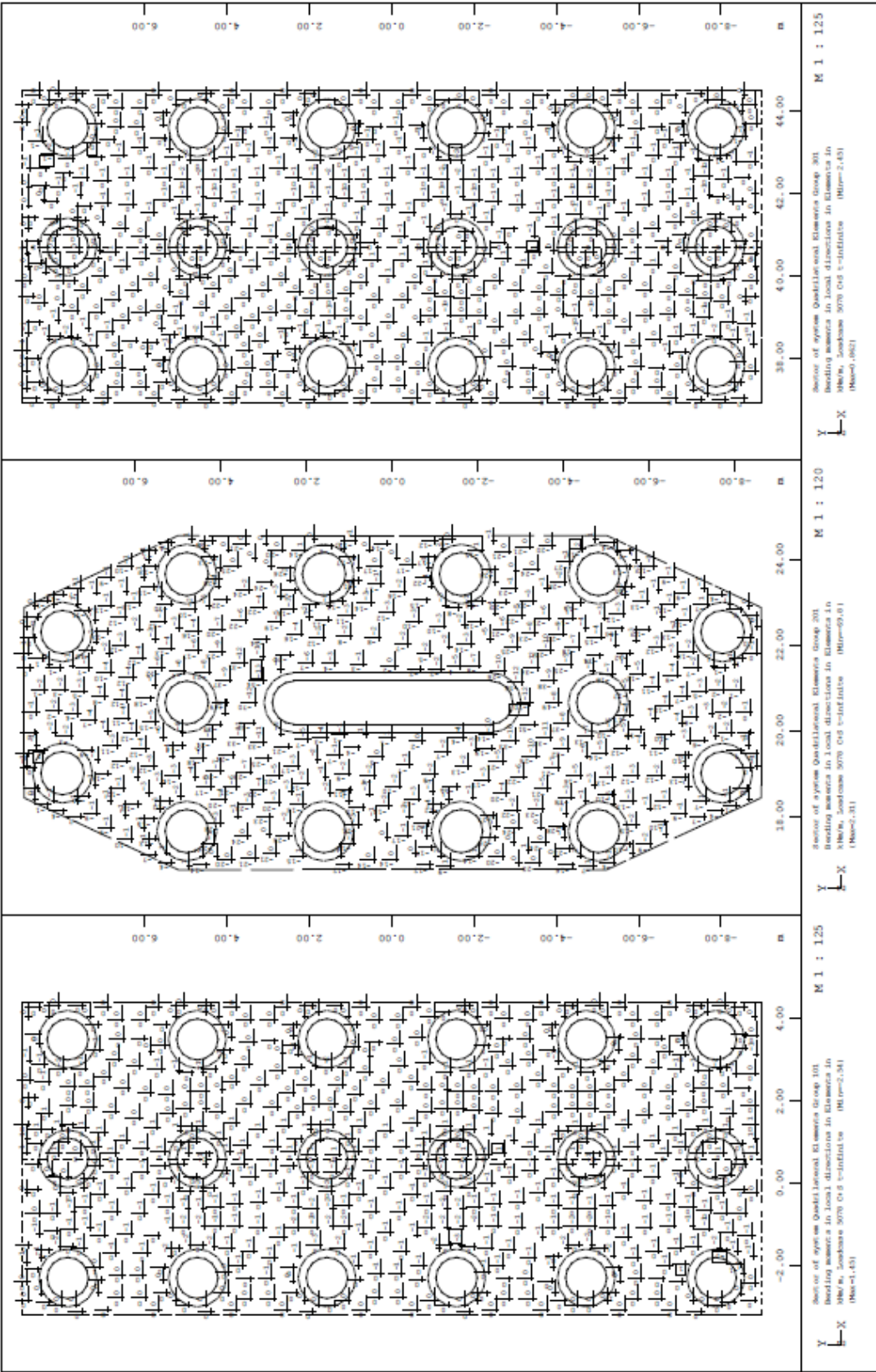


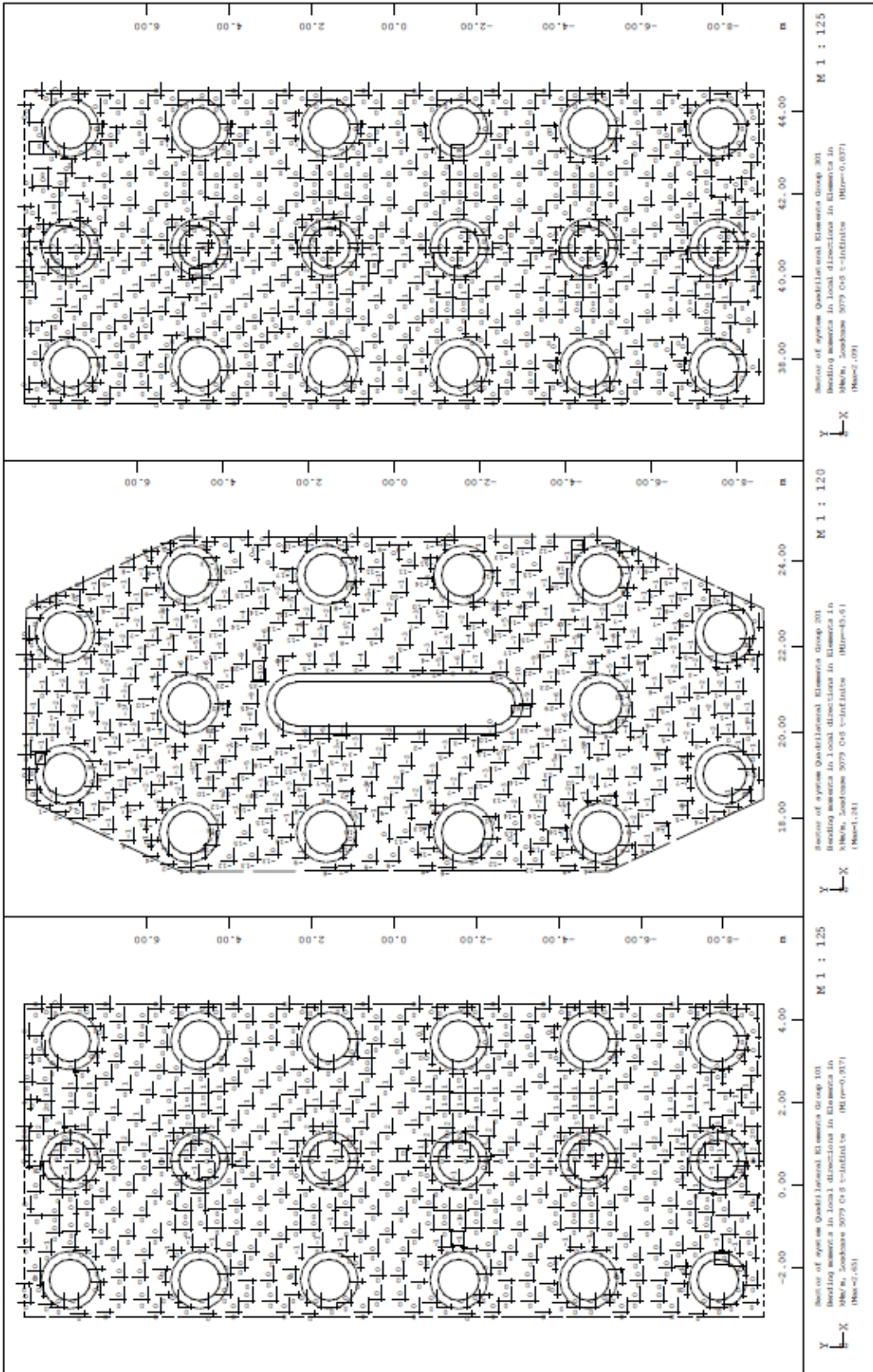


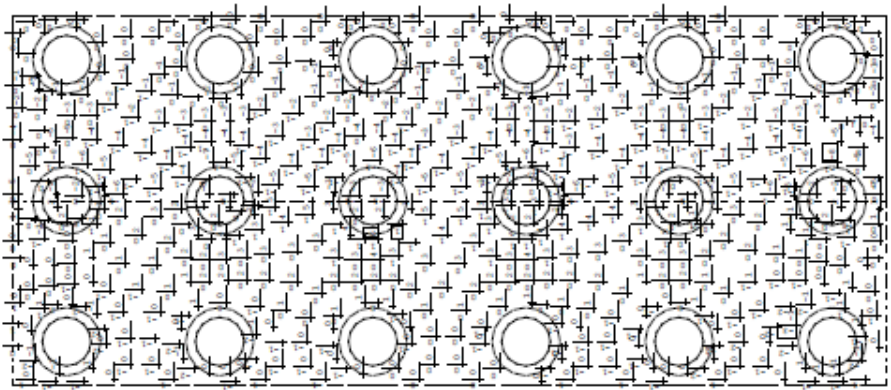
Y
X
Sector of system Quadrilateral Elements Group 101
Bending moments in local directions in Elements in
MEMO, Sankhara 3077 CUB 3-Coordinate (R100=3,101)
(R100=1,00) M 1 : 125

Y
X
Sector of system Quadrilateral Elements Group 201
Bending moments in local directions in Elements in
MEMO, Sankhara 3077 CUB 3-Coordinate (R100=104,7)
(R100=1,22) M 1 : 120

Y
X
Sector of system Quadrilateral Elements Group 301
Bending moments in local directions in Elements in
MEMO, Sankhara 3077 CUB 3-Coordinate (R100=3,101)
(R100=1,00) M 1 : 125

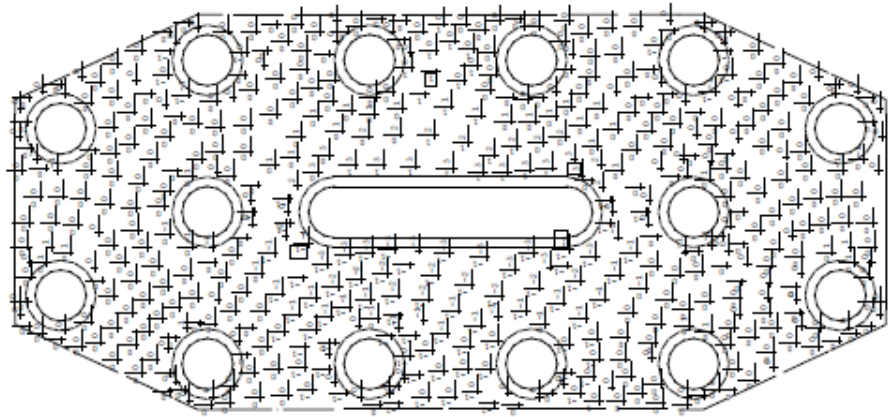






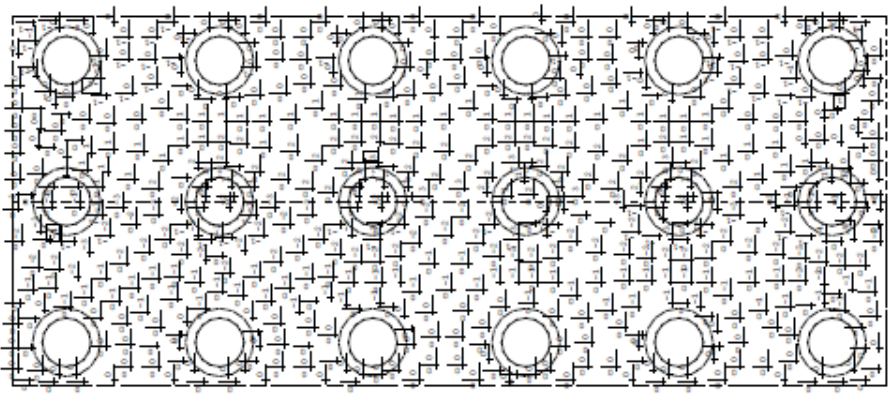
Section of system Quidilastical Elements Group 101
Bending moments in local directions in Element 101
Min=0, Max=0.001 (Min=0, Max=0.001)

M 1 : 125



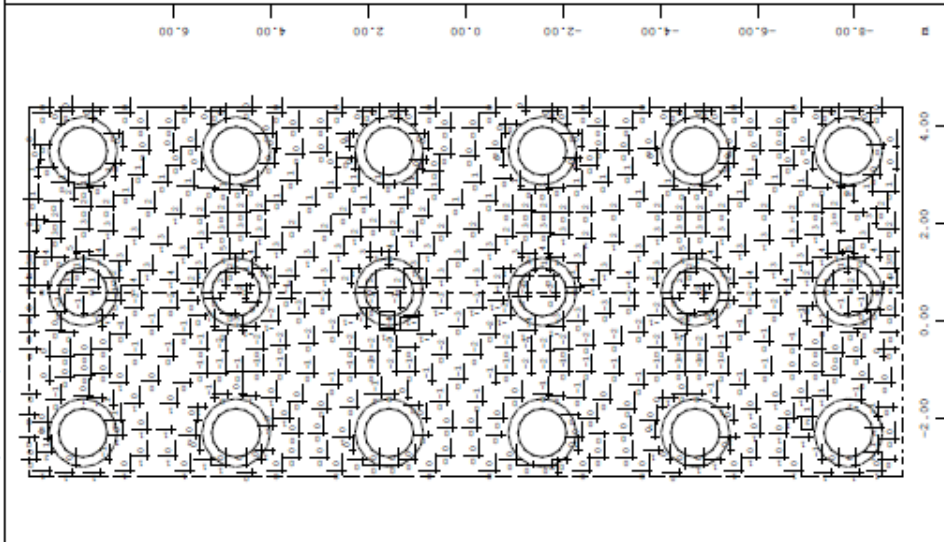
Section of system Quidilastical Elements Group 201
Bending moments in local directions in Element 101
Min=0, Max=0.001 (Min=0, Max=0.001)

M 1 : 120



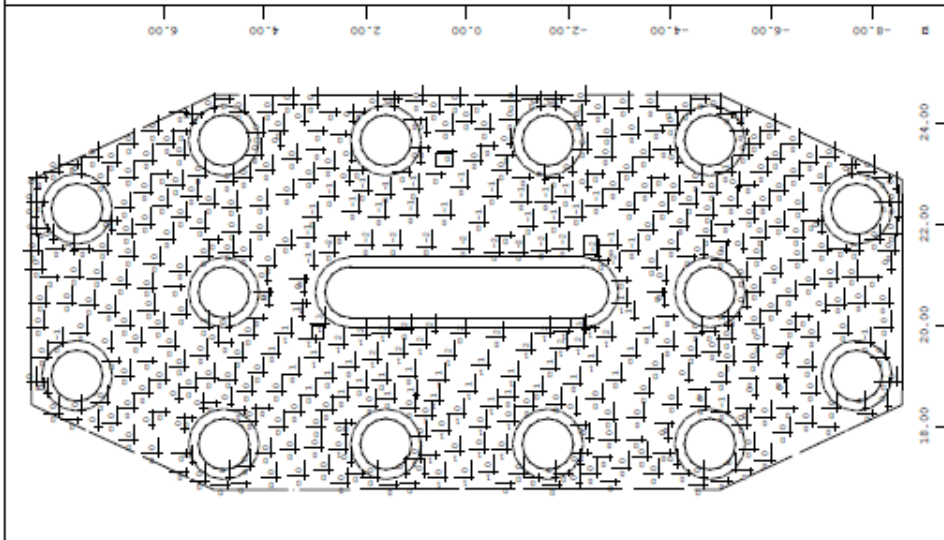
Section of system Quidilastical Elements Group 301
Bending moments in local directions in Element 101
Min=0, Max=0.001 (Min=0, Max=0.001)

M 1 : 125



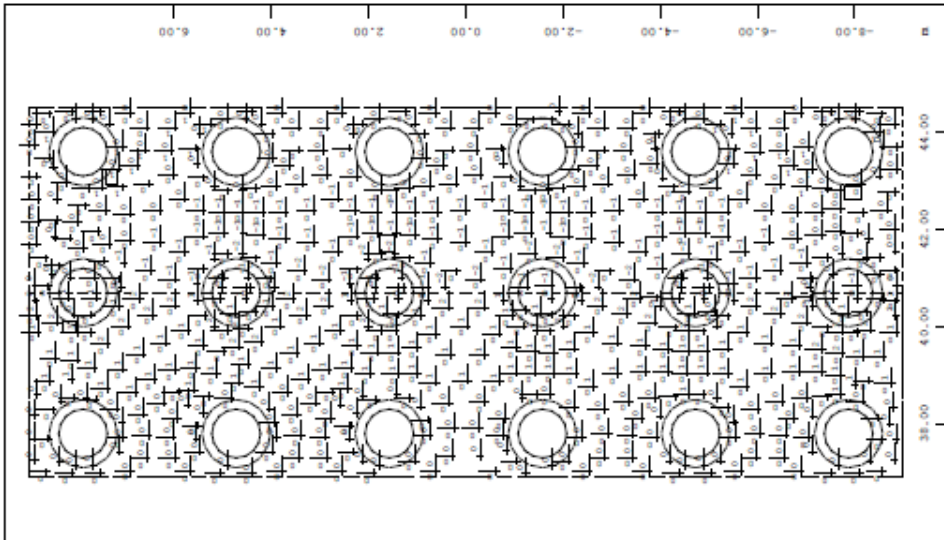
Section of system Quadrilateral Elements Group 101
Ordering numbers in local directions in Elements in
M(N)w, Loadcase 5 (DTR = -22.0C) (M(N)=3, 90) (Name=5.101)

M 1 : 125



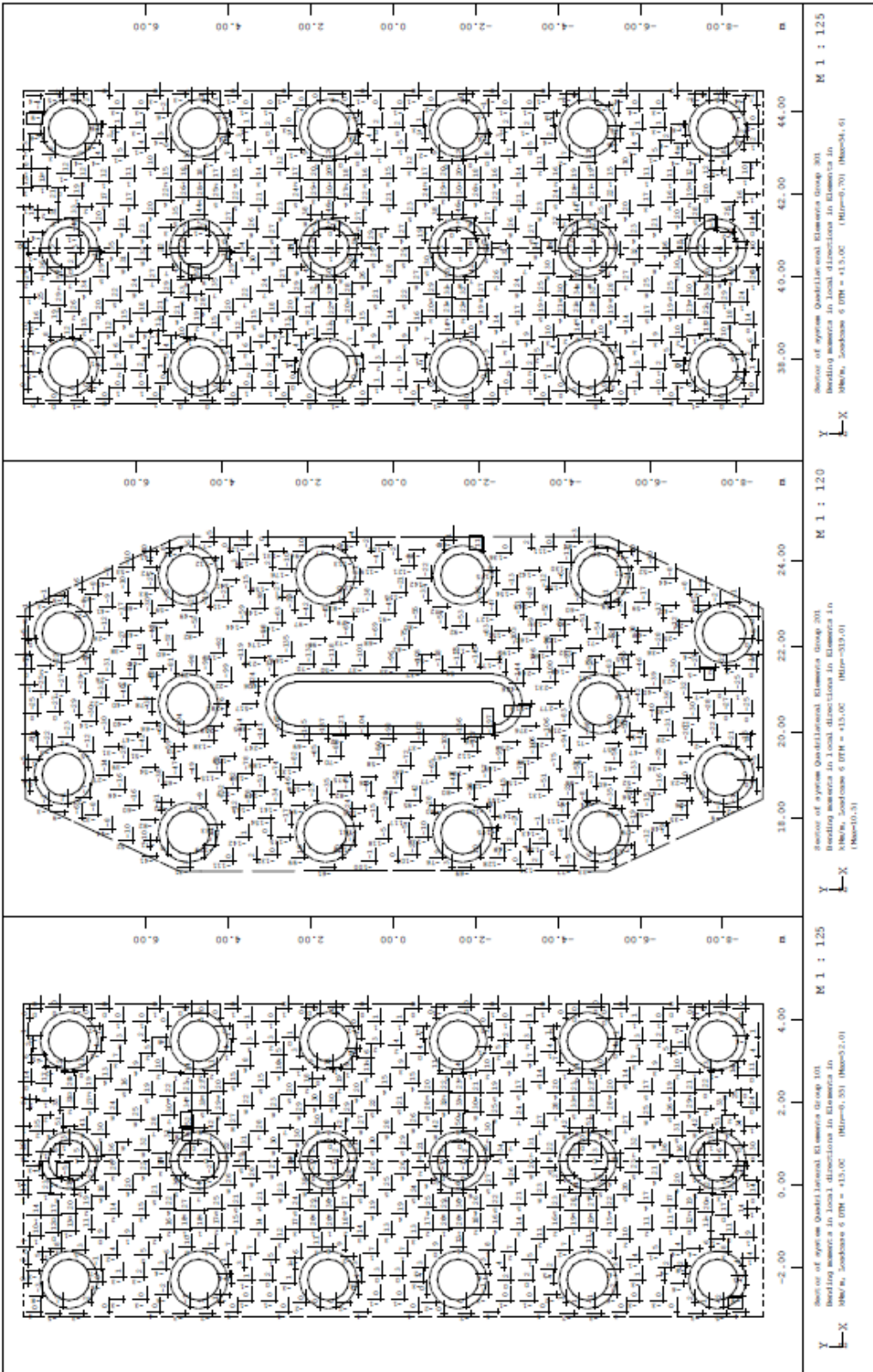
Section of system Quadrilateral Elements Group 201
Ordering numbers in local directions in Elements in
M(N)w, Loadcase 5 (DTR = -22.0C) (M(N)=2, 33) (Name=5.201)

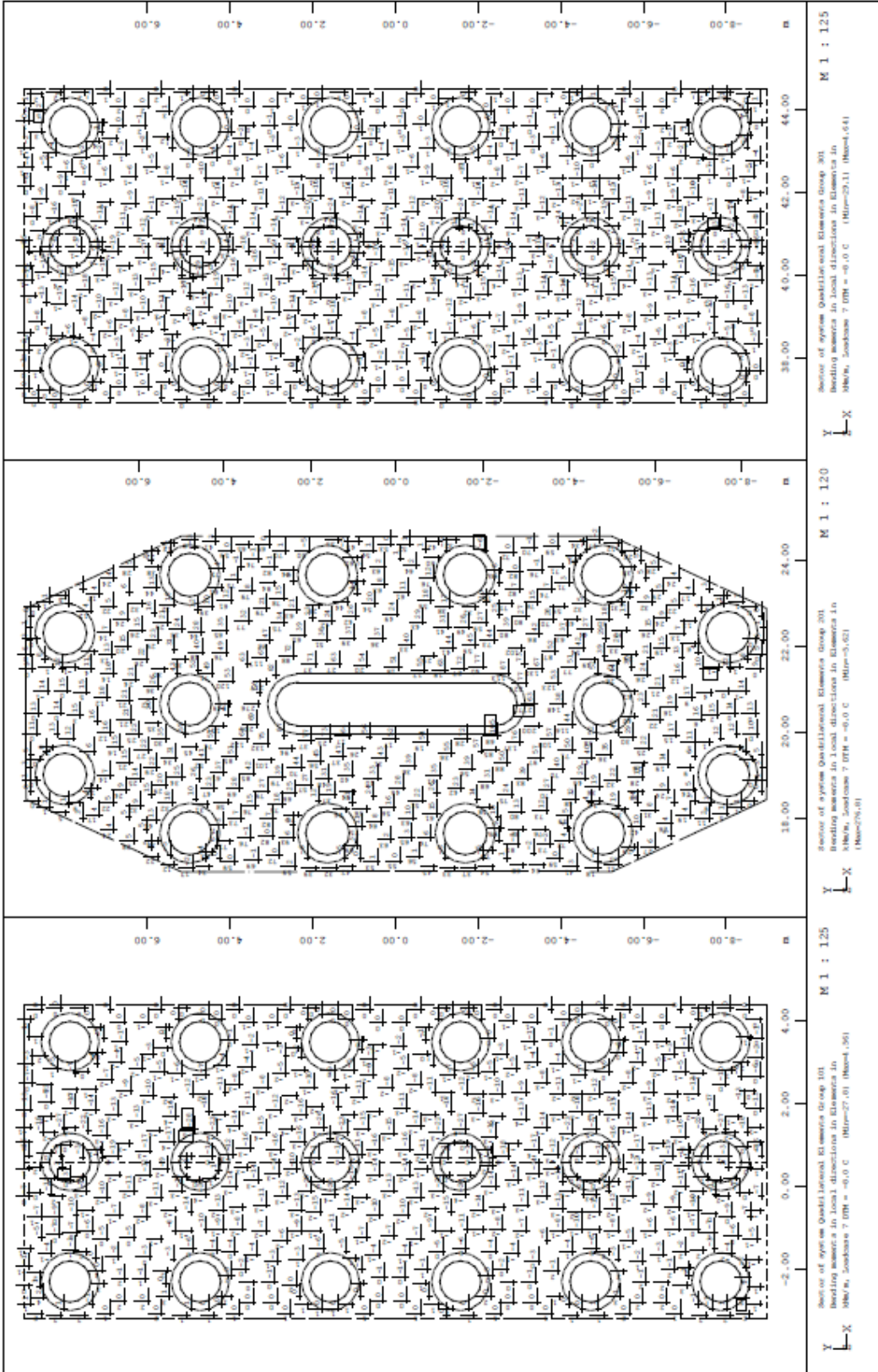
M 1 : 120

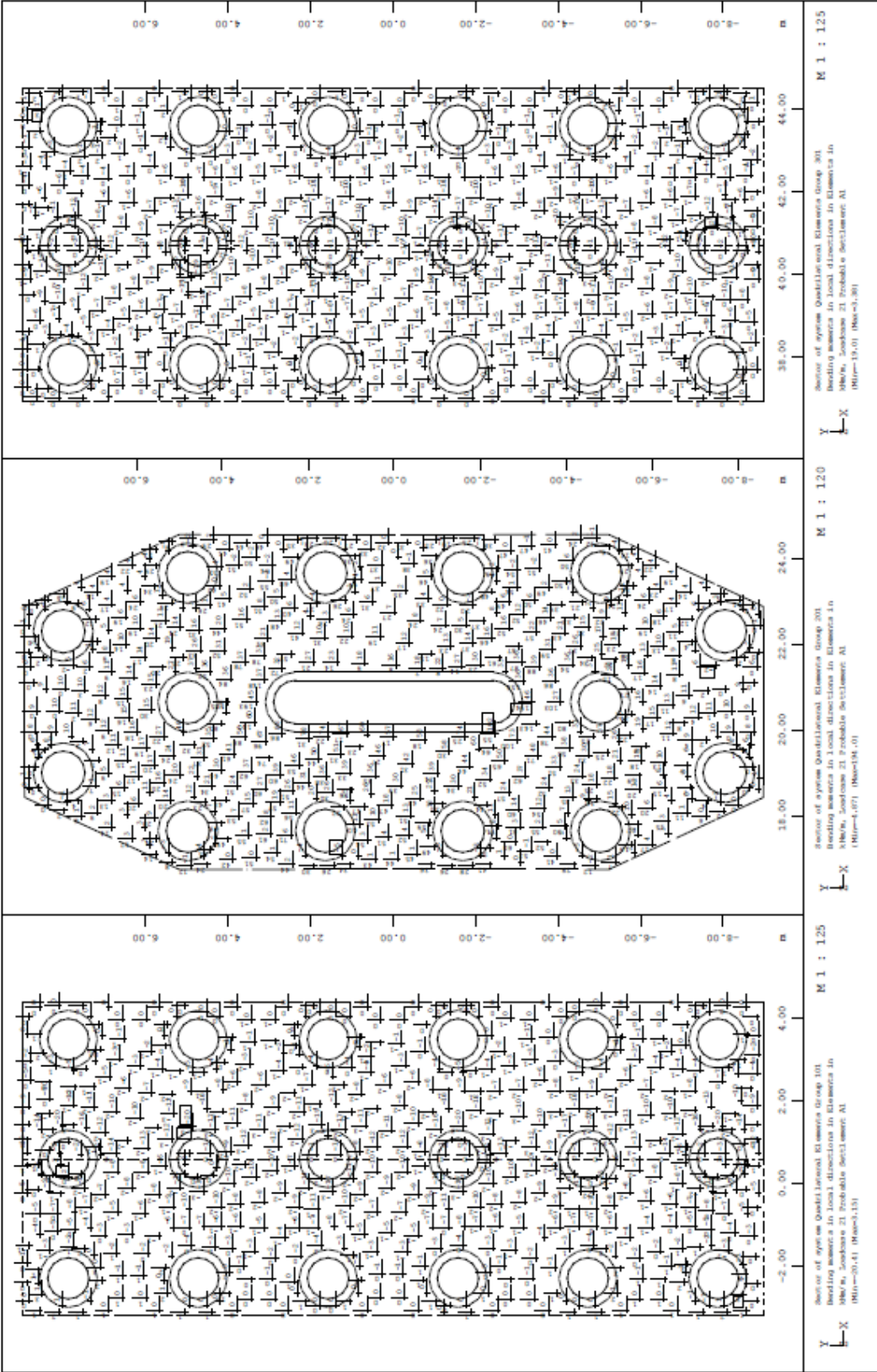


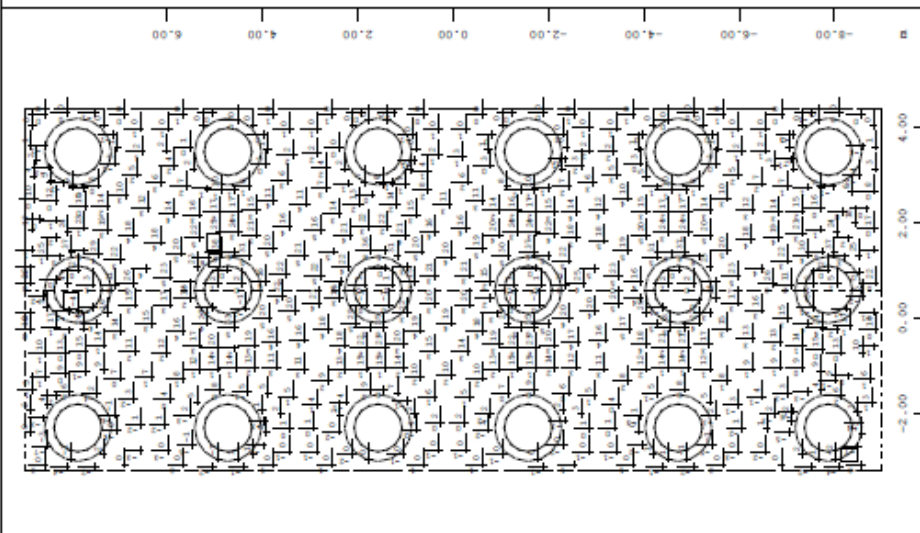
Section of system Quadrilateral Elements Group 301
Ordering numbers in local directions in Elements in
M(N)w, Loadcase 5 (DTR = -22.0C) (M(N)=2, 111) (Name=5.301)

M 1 : 125

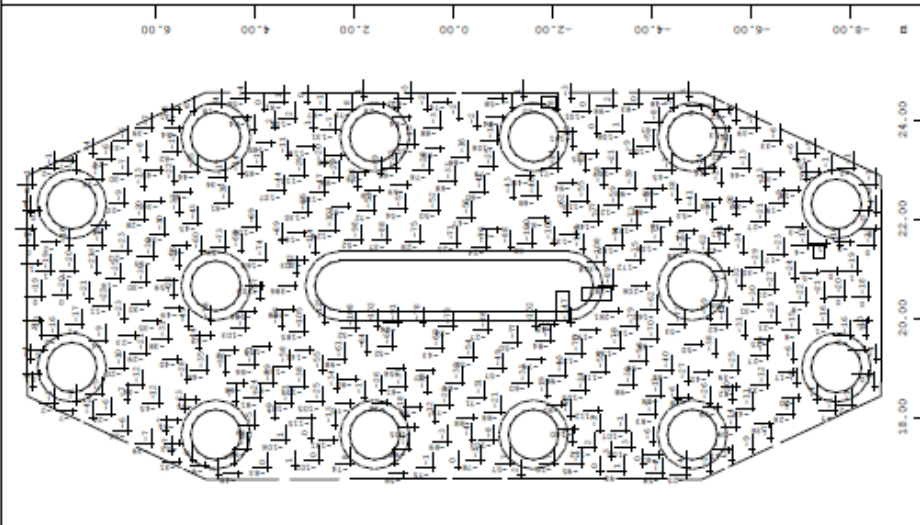




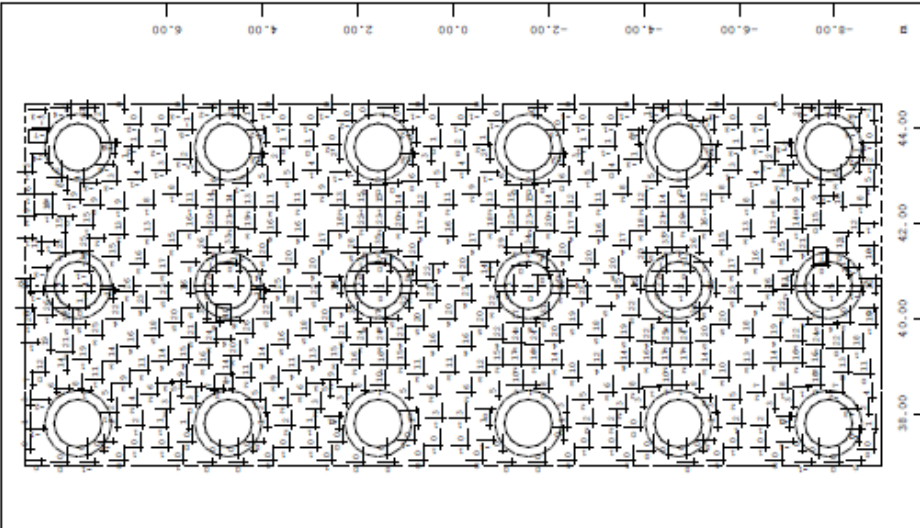




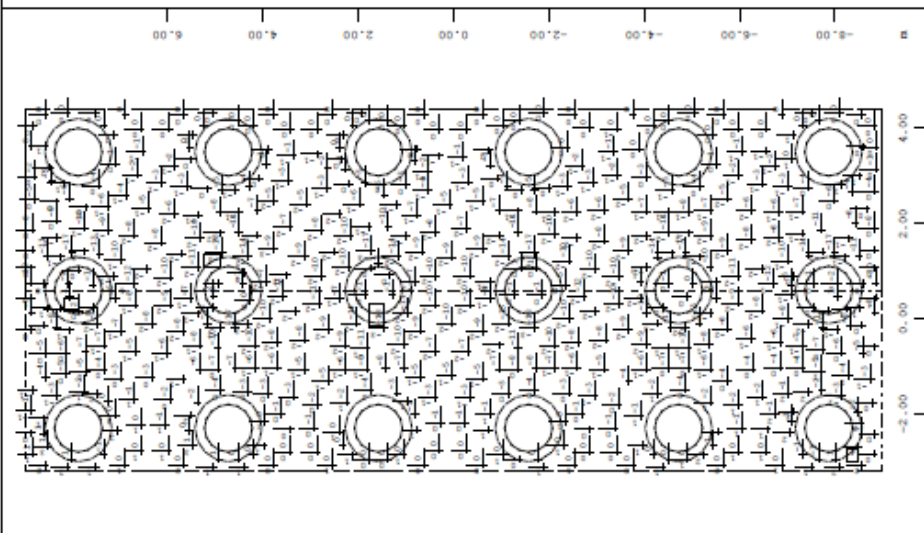
Y
X
Scale of system: Quantities Group 001
 Ηλεκτρομαγνητική Αρμολογία - Ηλεκτρομαγνητική Αρμολογία
 ΗΜΑ, Σελίδα 22 Προβλεπόμενα Μέτρα ΜΕ
 (100=6,00) (Rev:00.01)



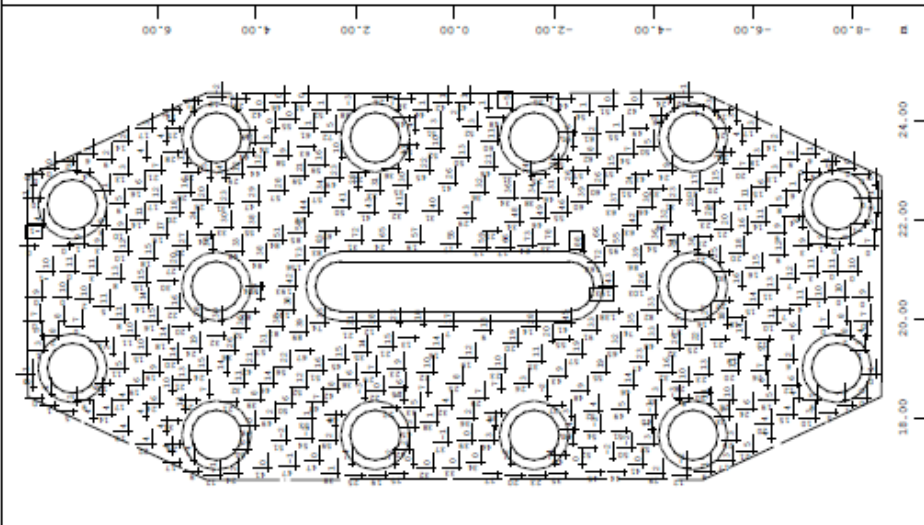
Y
X
Scale of system: Quantities Group 001
 Ηλεκτρομαγνητική Αρμολογία - Ηλεκτρομαγνητική Αρμολογία
 ΗΜΑ, Σελίδα 22 Προβλεπόμενα Μέτρα ΜΕ
 (100=807.41) (Rev:07.00)



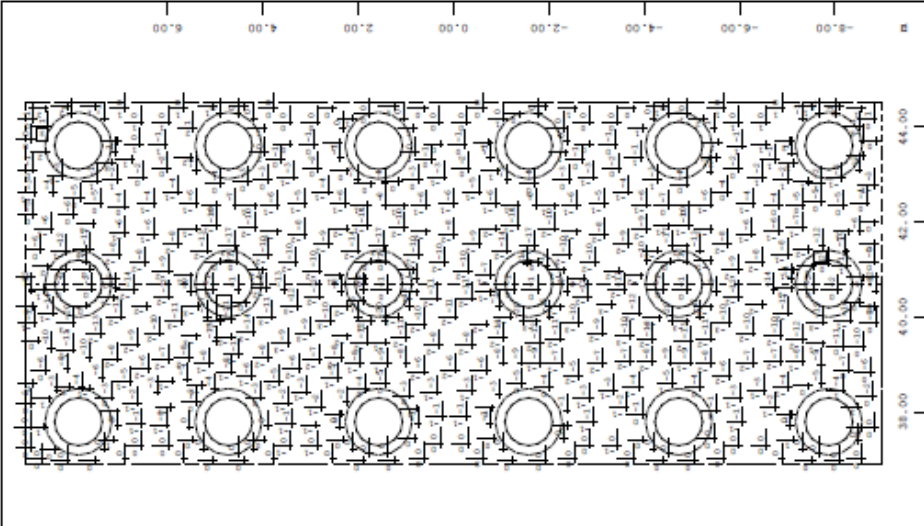
Y
X
Scale of system: Quantities Group 001
 Ηλεκτρομαγνητική Αρμολογία - Ηλεκτρομαγνητική Αρμολογία
 ΗΜΑ, Σελίδα 22 Προβλεπόμενα Μέτρα ΜΕ
 (100=4.97) (Rev:00.01)



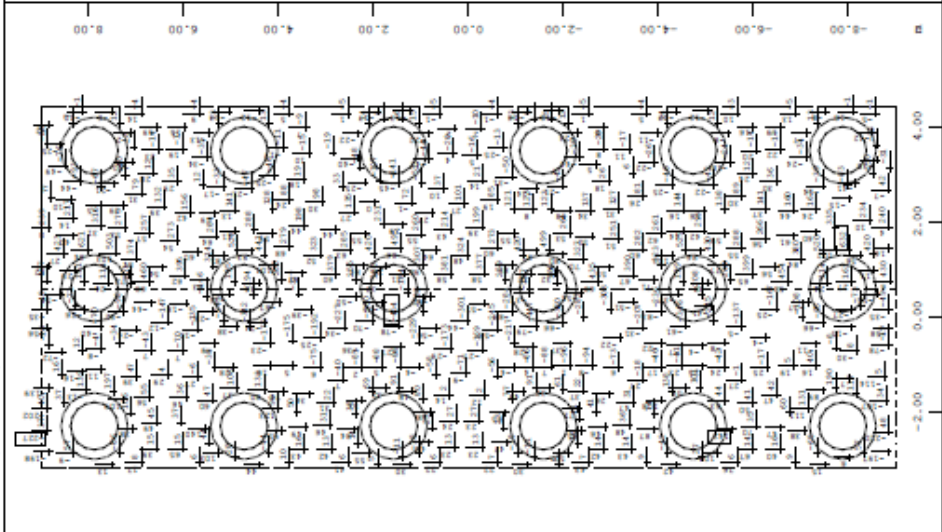
M 1 : 125
Sector of system Quadrilateral Elements Group 301
Bending moments in local directions in Elements in
MkWs, Loadcase 23 Probable Settlements A2
(N/mm², 1/1) (Max=1,30)



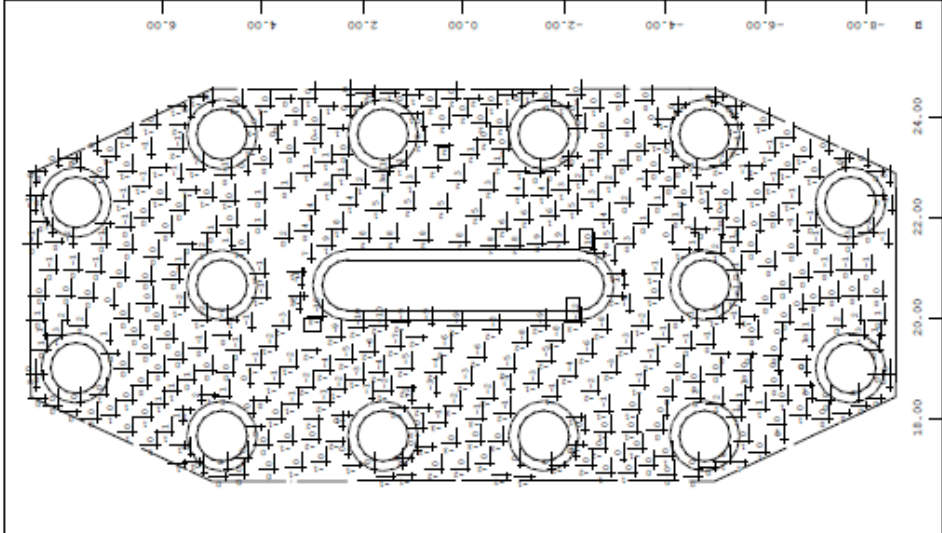
M 1 : 120
Sector of system Quadrilateral Elements Group 301
Bending moments in local directions in Elements in
MkWs, Loadcase 23 Probable Settlements A2
(N/mm², 1/1) (Max=10,41)



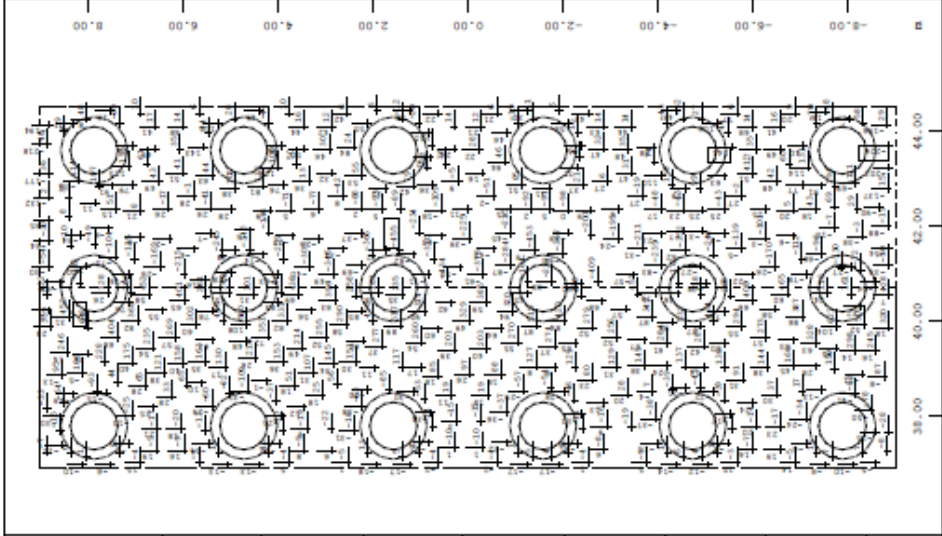
M 1 : 125
Sector of system Quadrilateral Elements Group 301
Bending moments in local directions in Elements in
MkWs, Loadcase 23 Probable Settlements A2
(N/mm², 1/1) (Max=1,30)



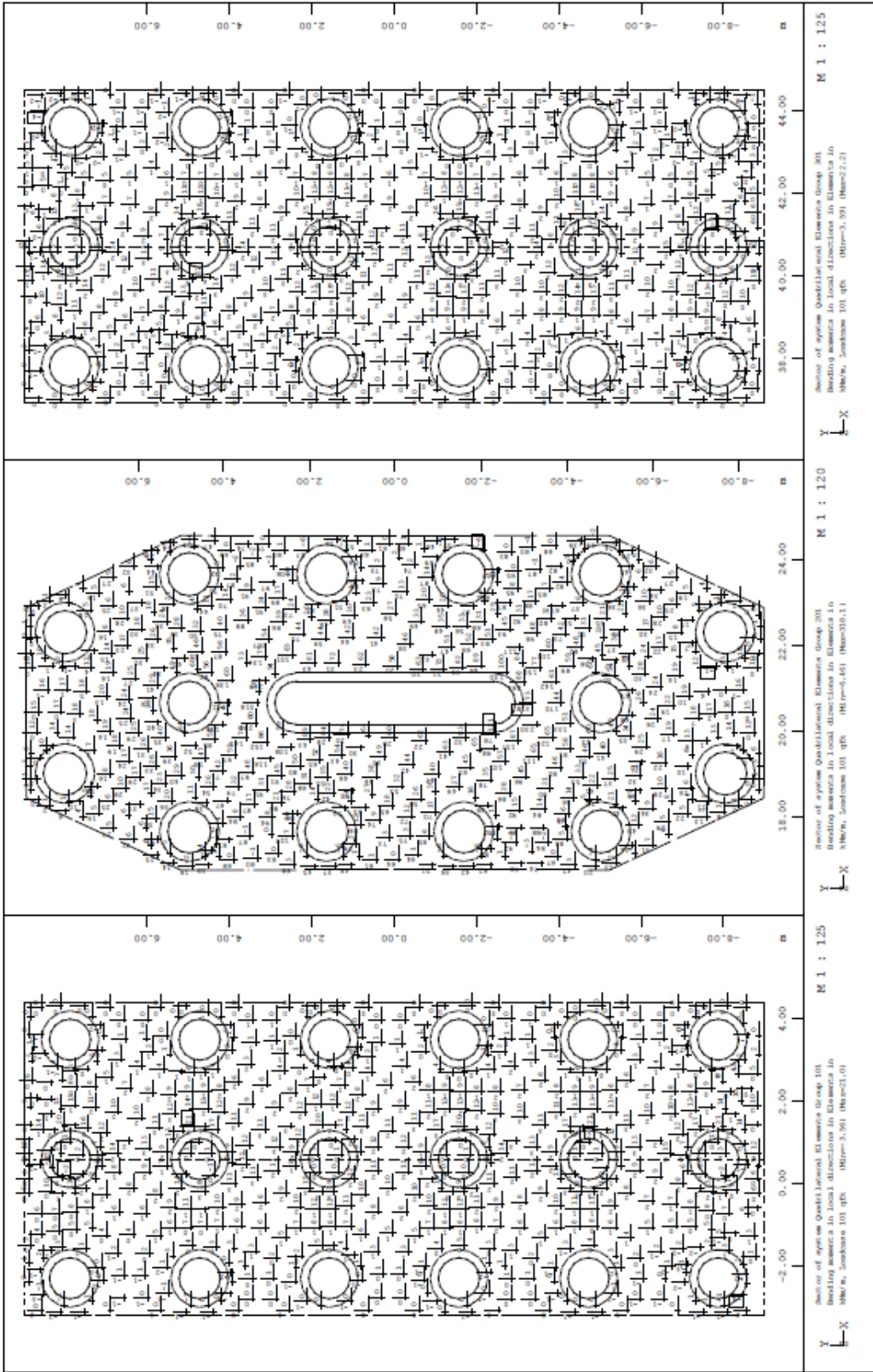
M 1 : 127
Sector of system Quadrilateral Elements Group 101
Bending moments in local directions in Elements in
MPa, Scale: 41.001 Pressure at: Best (Min=0.0, Max=12.0)

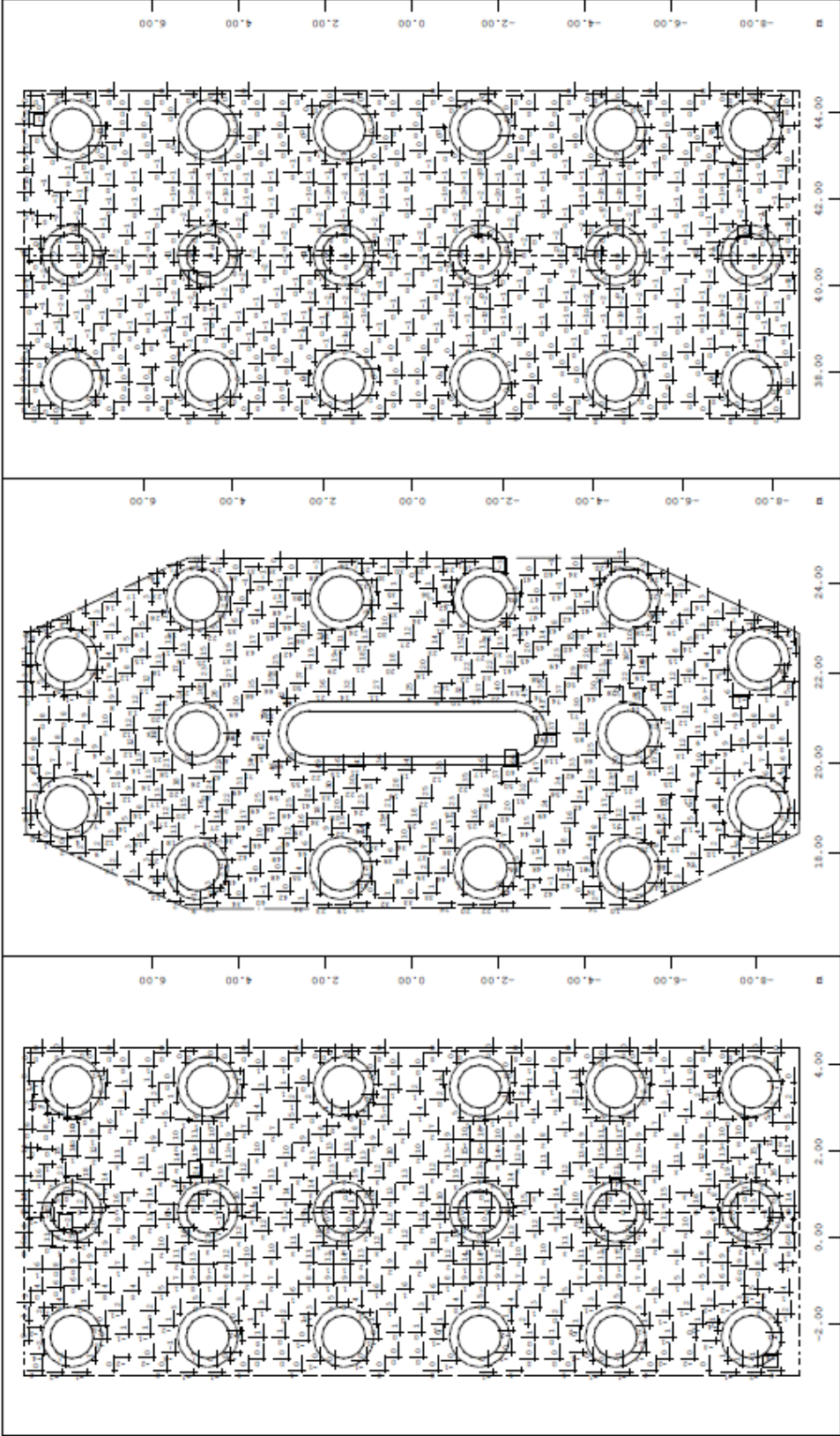


M 1 : 120
Sector of system Quadrilateral Elements Group 101
Bending moments in local directions in Elements in
MPa, Scale: 41.001 Pressure at: Best (Min=0.0, Max=12.0)



M 1 : 127
Sector of system Quadrilateral Elements Group 101
Bending moments in local directions in Elements in
MPa, Scale: 41.001 Pressure at: Best (Min=0.0, Max=12.0)

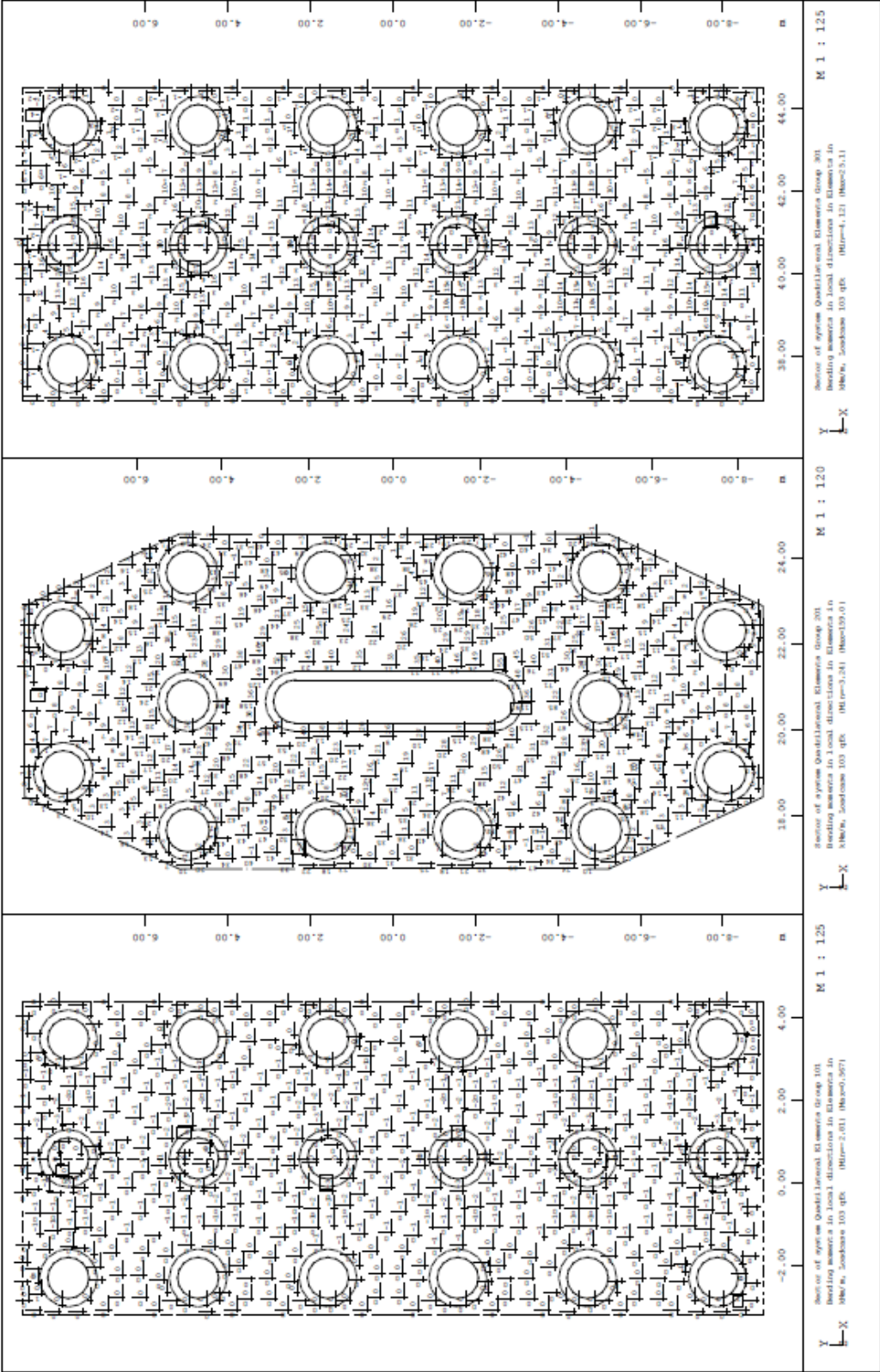


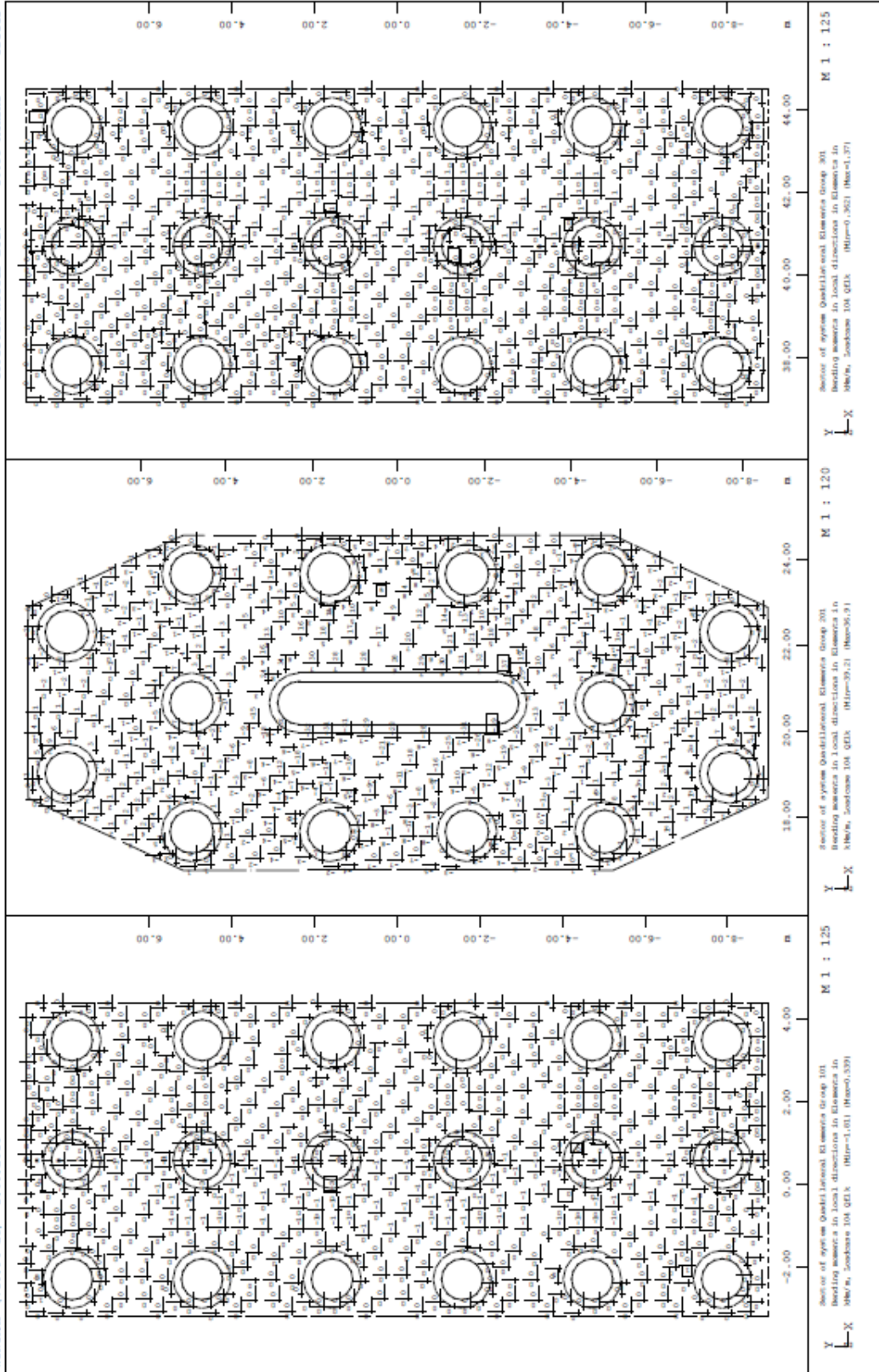


Section of system QuadriLateral Elements Group 301
Bending moments in local directions in Elements in
Mbr/6, Joints/6 102 qEs (Mbr=1,21) (Joints/1,1)

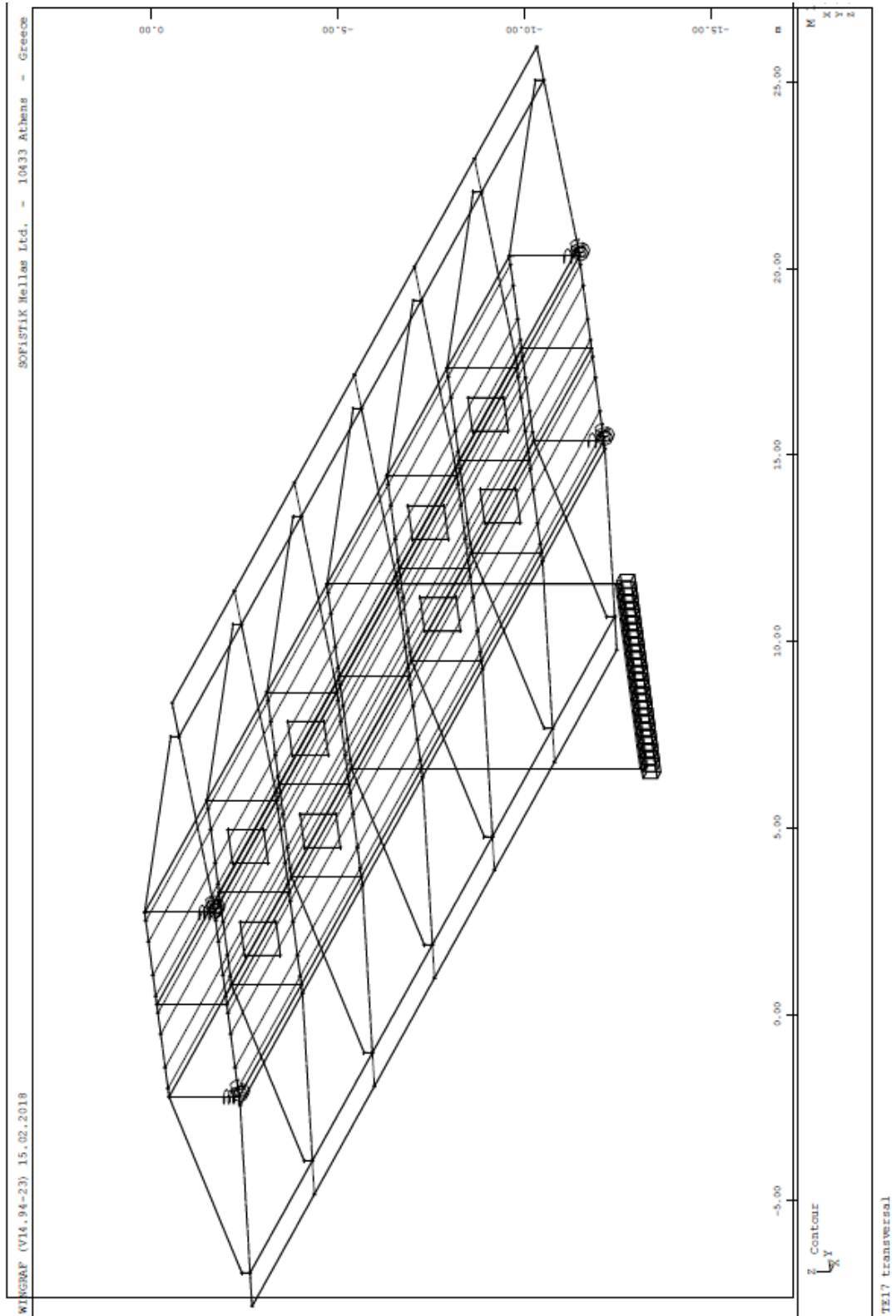
Section of system QuadriLateral Elements Group 301
Bending moments in local directions in Elements in
Mbr/6, Joints/6 102 qEs (Mbr=1,21) (Joints/1,1)

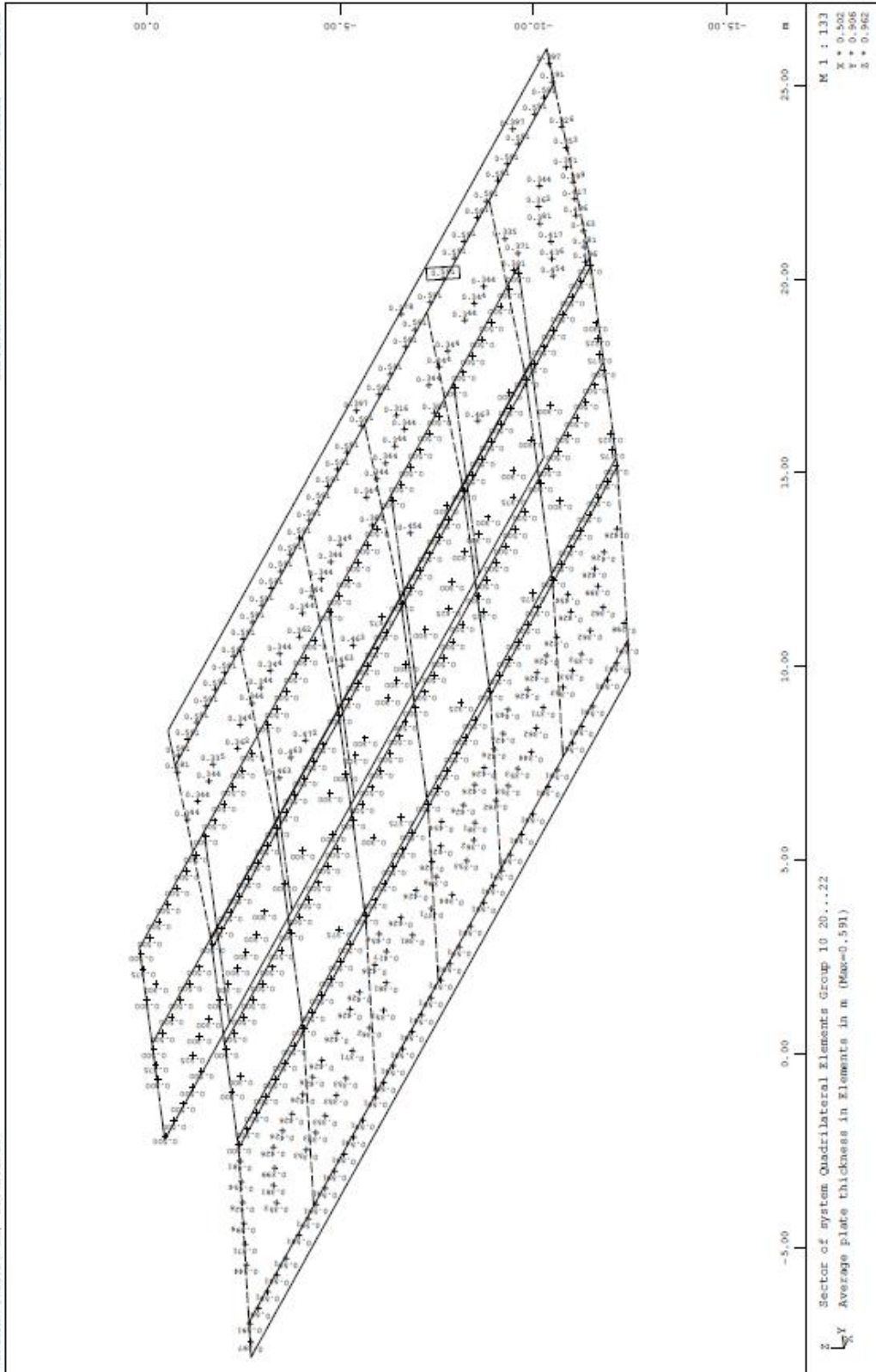
Section of system QuadriLateral Elements Group 101
Bending moments in local directions in Elements in
Mbr/6, Joints/6 102 qEs (Mbr=1,13) (Joints/2,7)

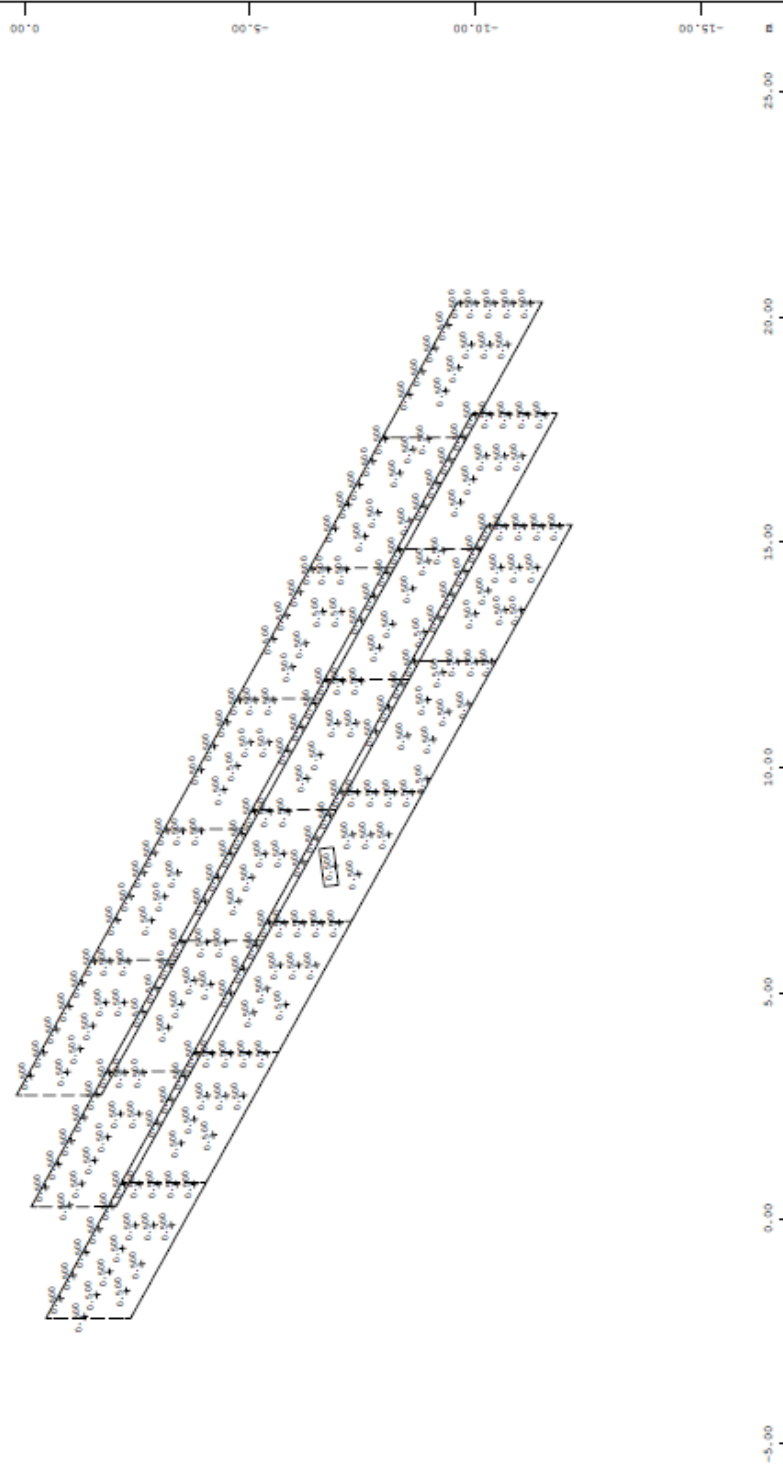




4.10 ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗΣ



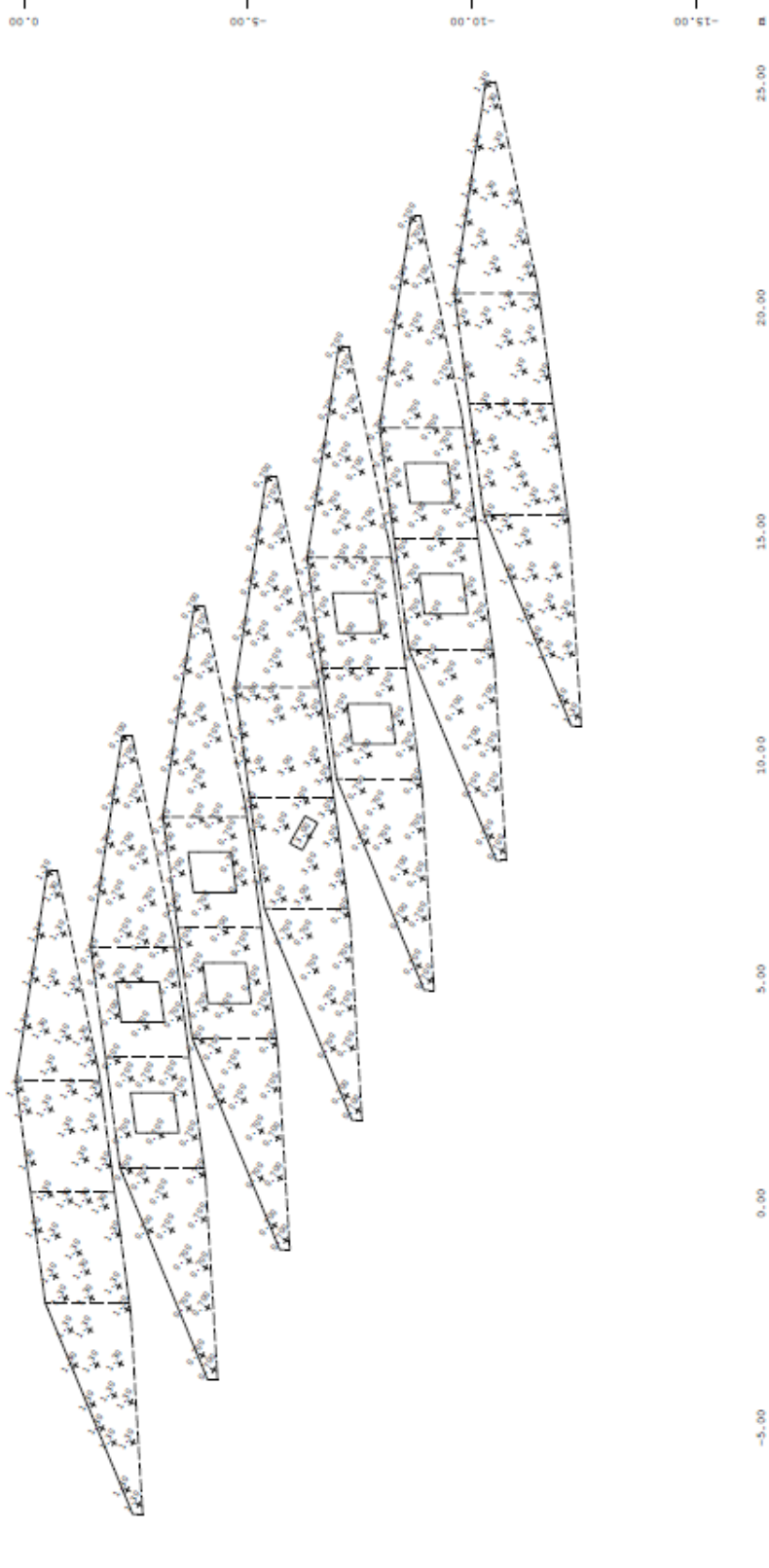




Z
Sector of system Quadrilateral Elements Group 30...32
Average plate thickness in Elements in m (Max=0.500)

M 1 : 132
X * 0.502
Y * 0.962
Z * 0.962

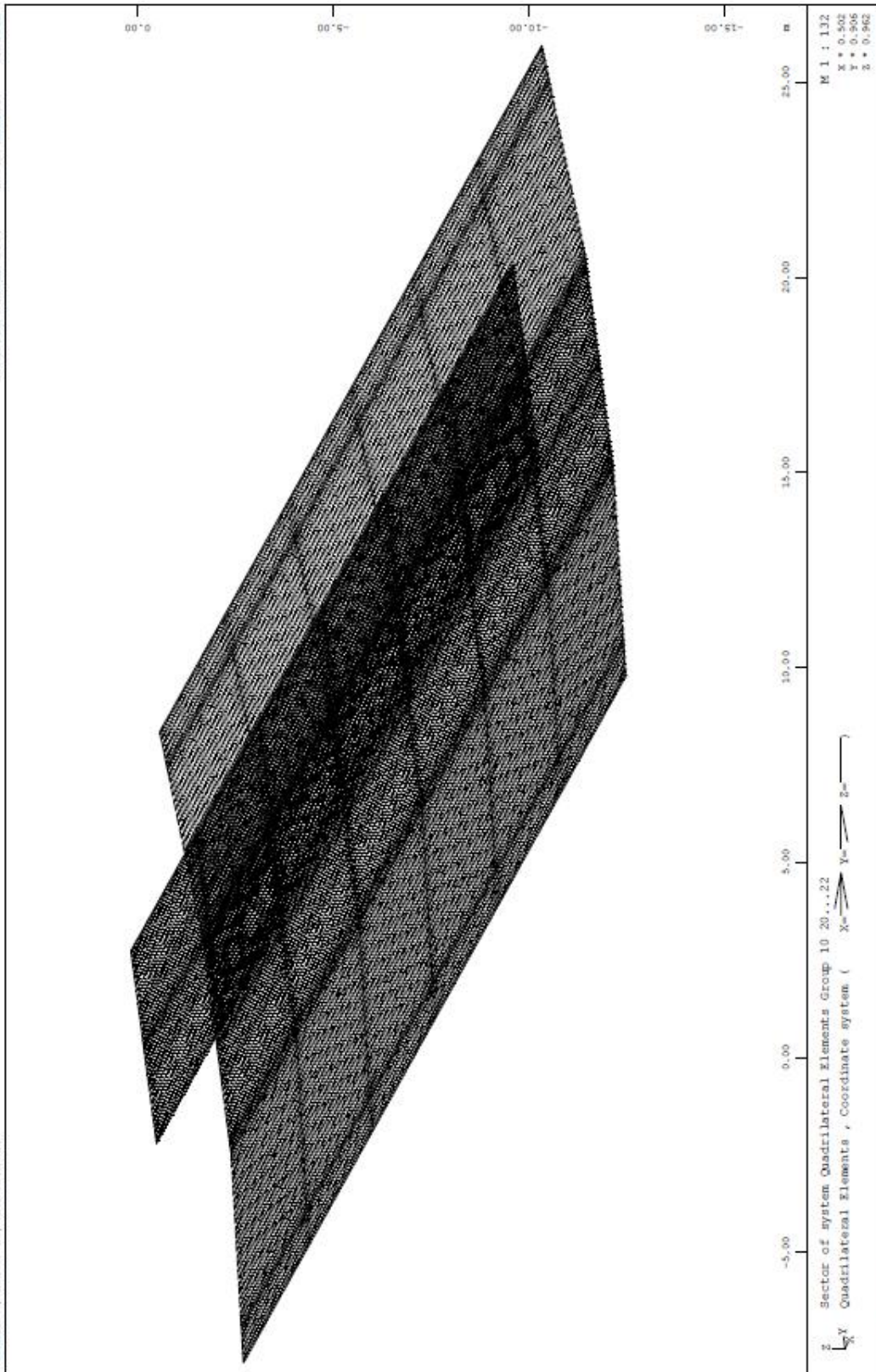
TE17 Transversal



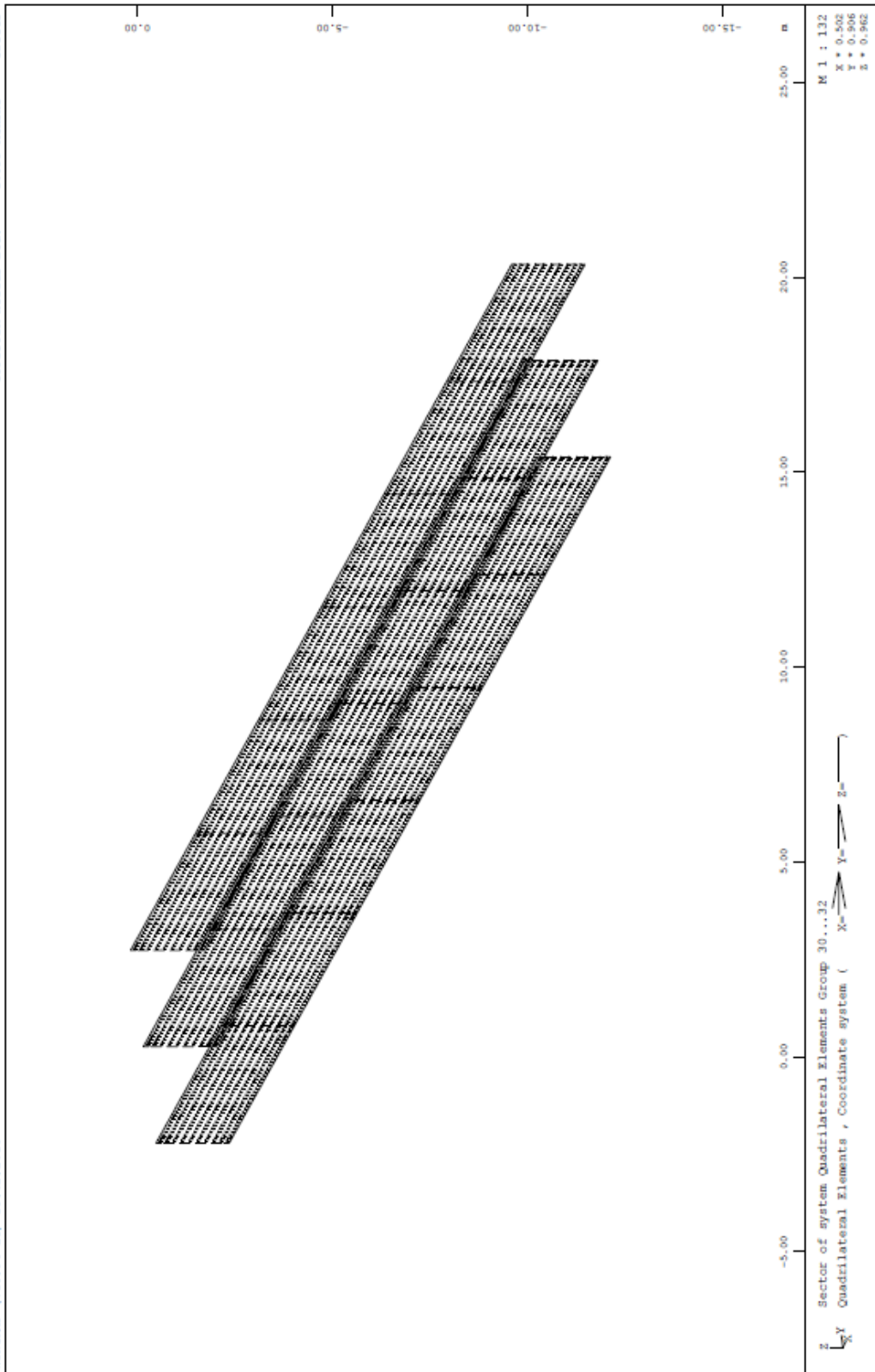
Z Sector of system Quadrilateral Elements Group 100
Average plate thickness in Elements in m (Max=3.00)

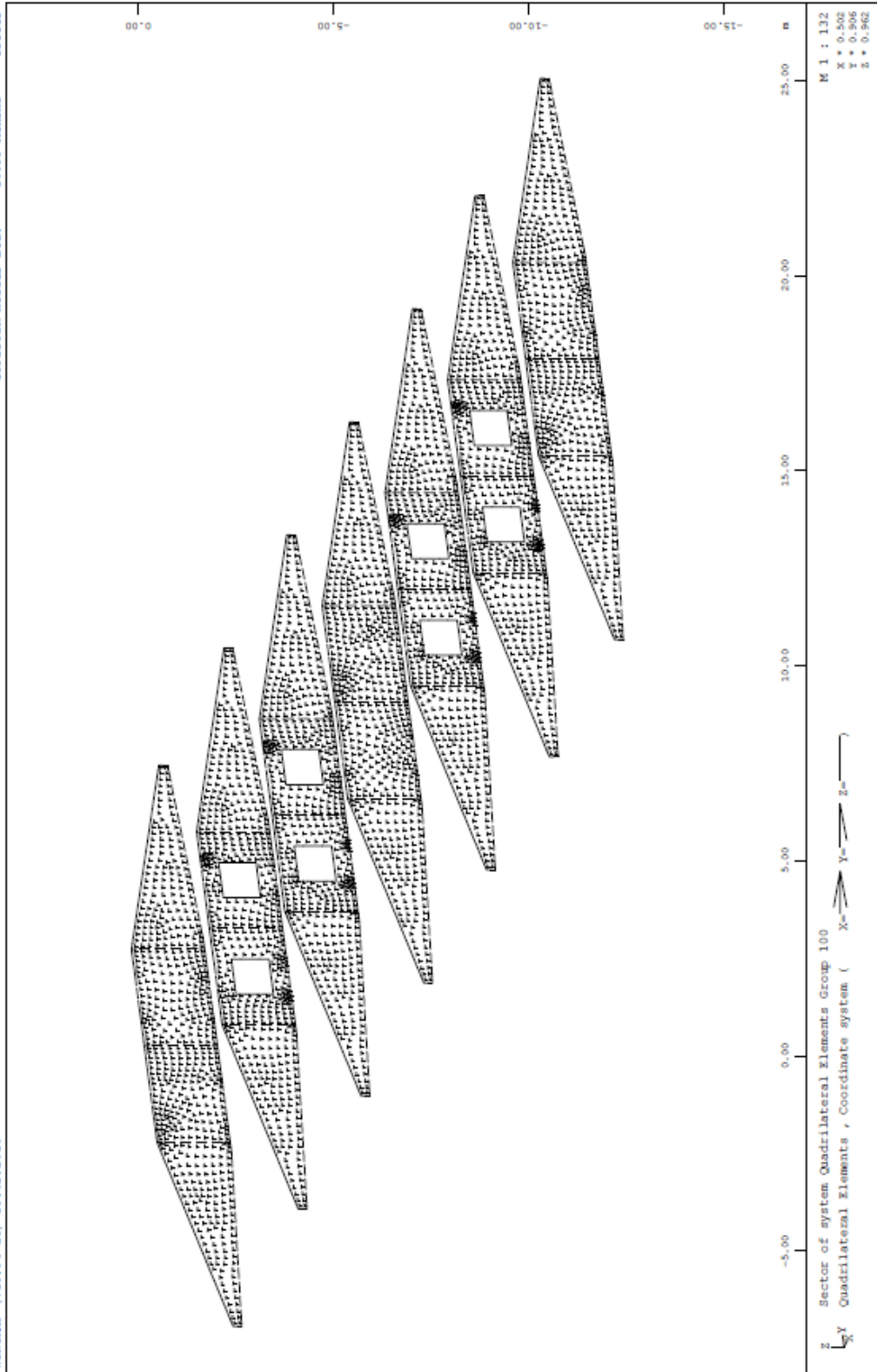
M 1 : 132
X * 0.592
Y * 0.962
Z * 0.962

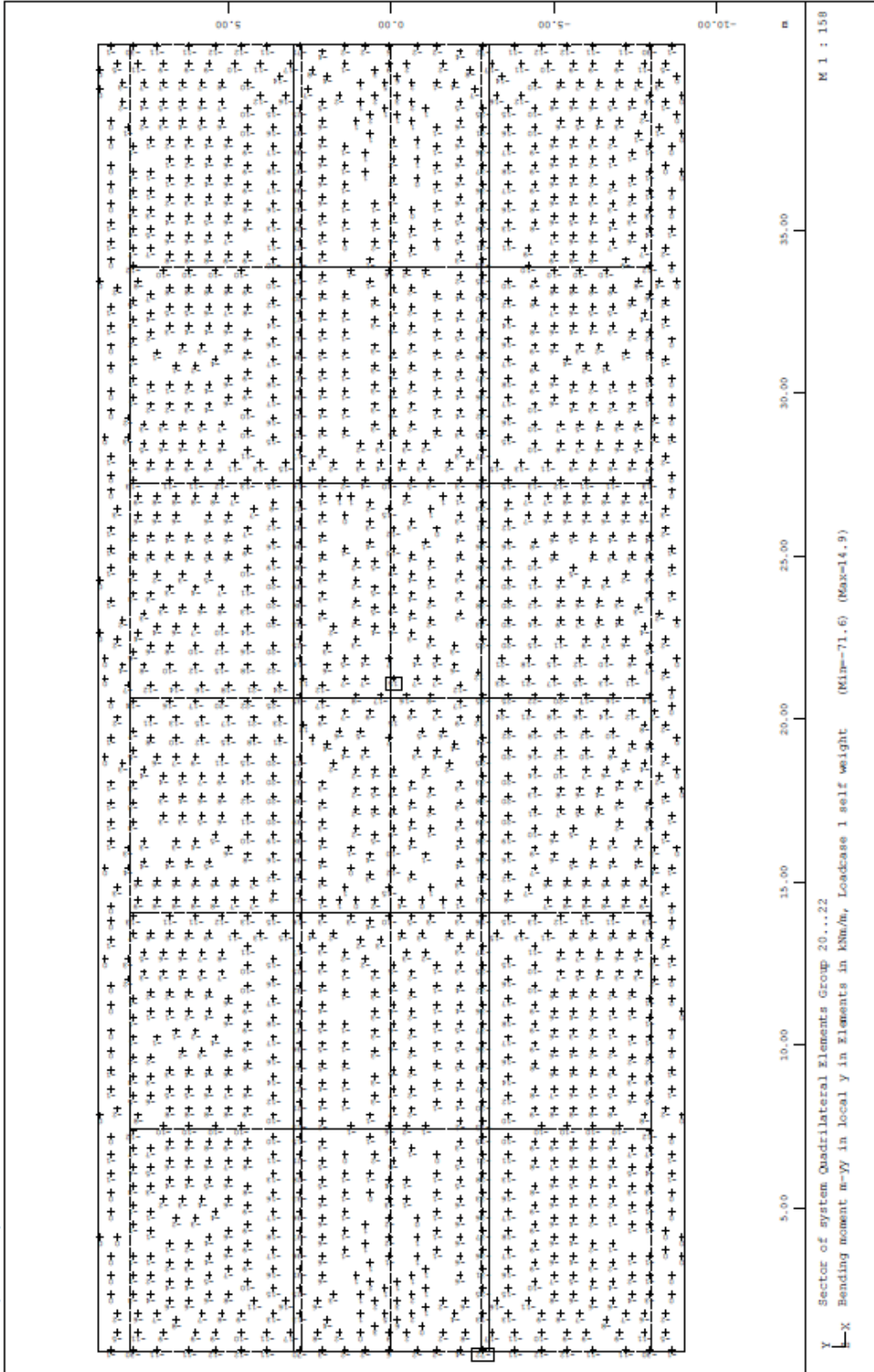
TEI7 transversal

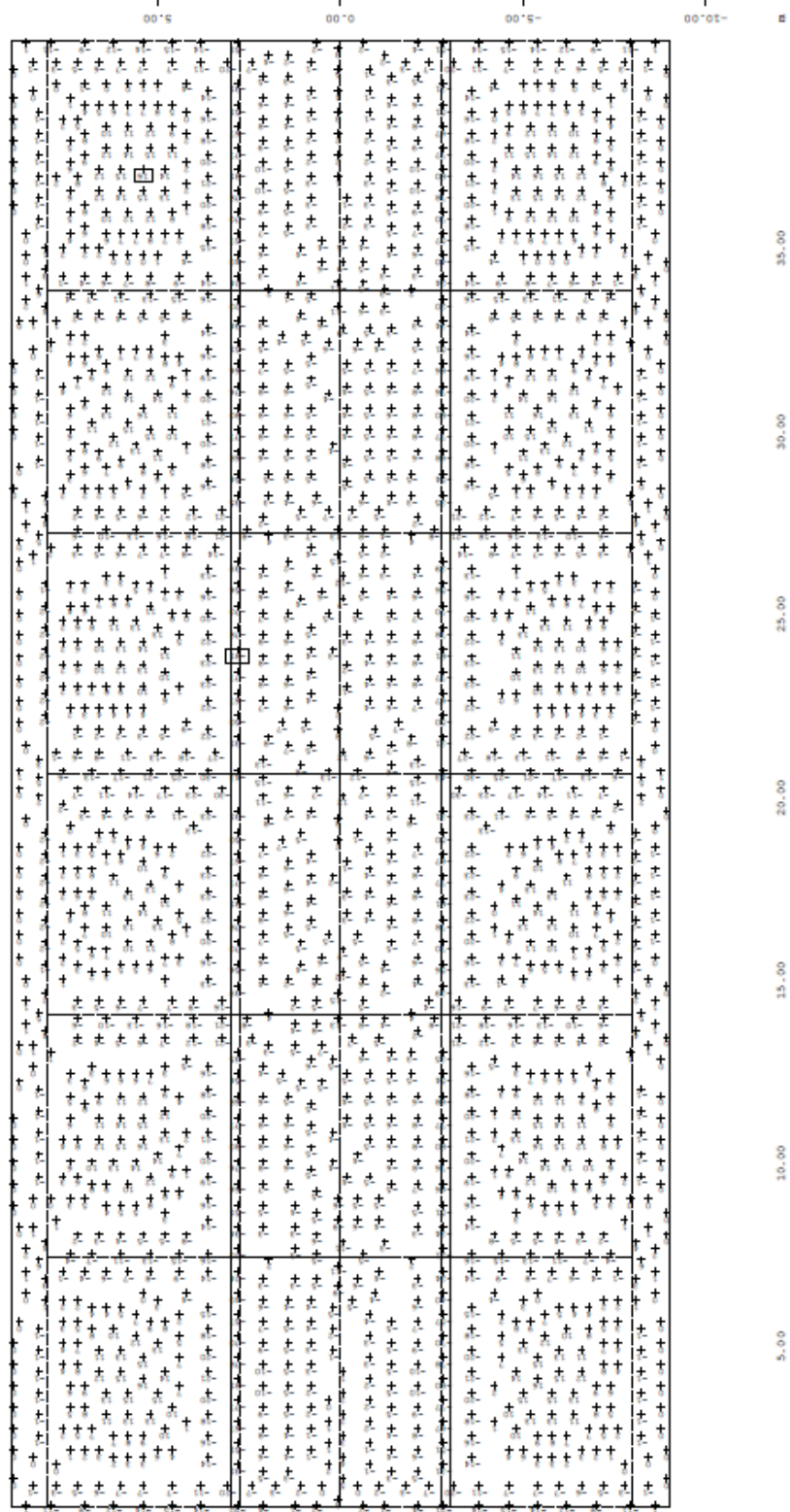


TEI7 transversal



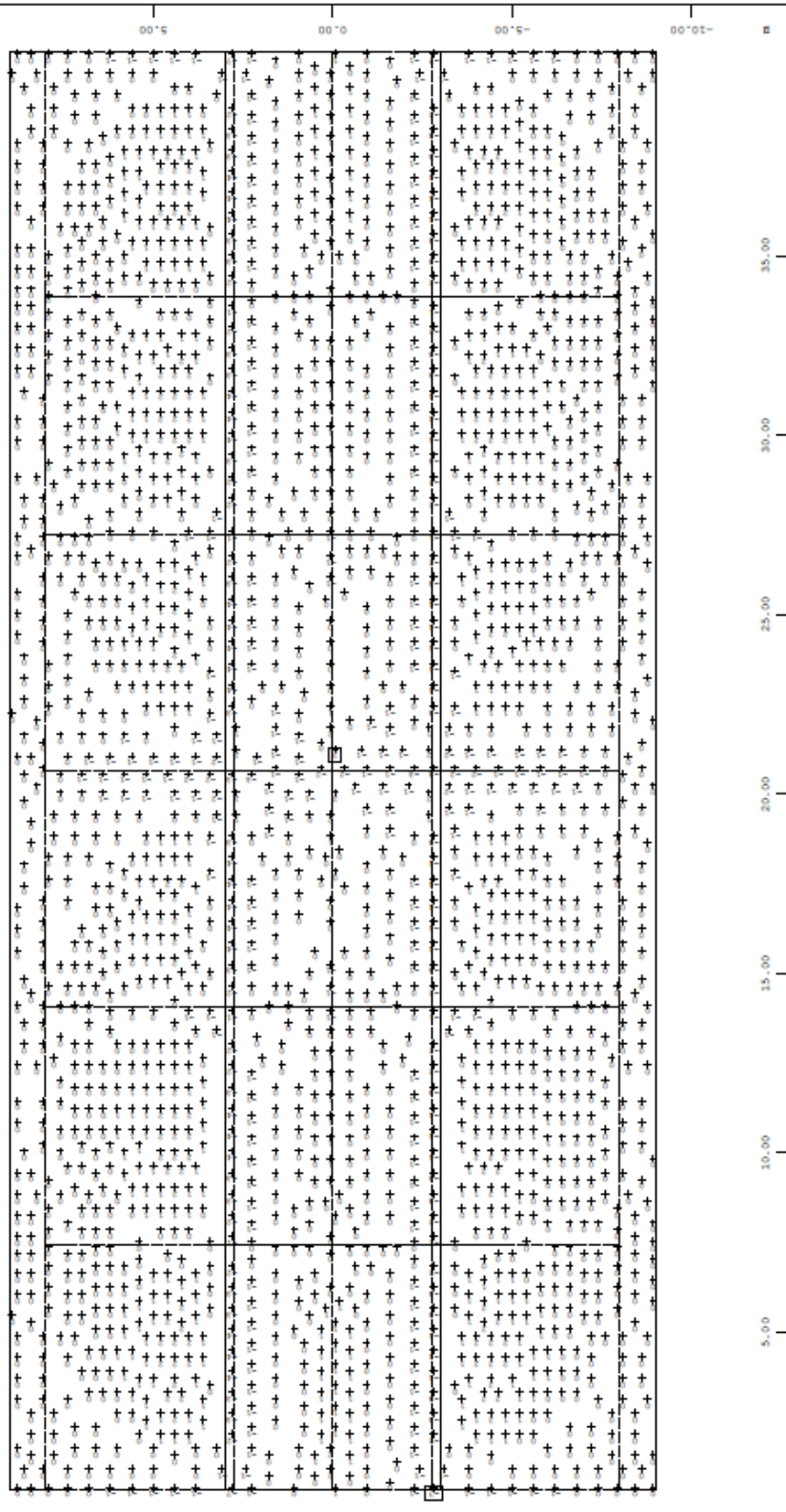






Y Sector of system Quadrilateral Elements Group 20...22
X Bending moment n-y in local y in elements in kNm/m, Loadcase 2 Deck backfill (Min=-80.9) (Max=16.1) M 1 : 159

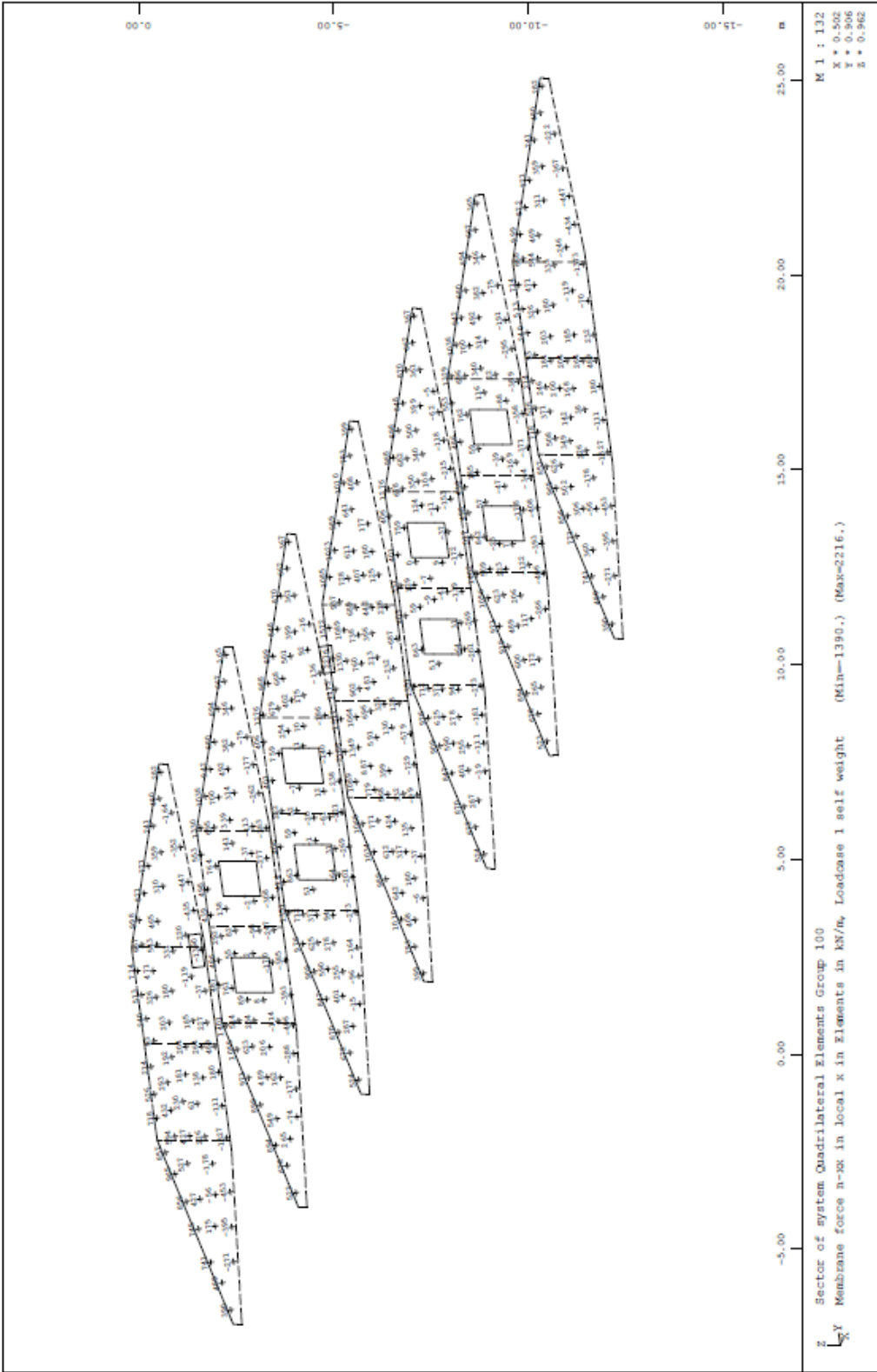
TE17 transversal



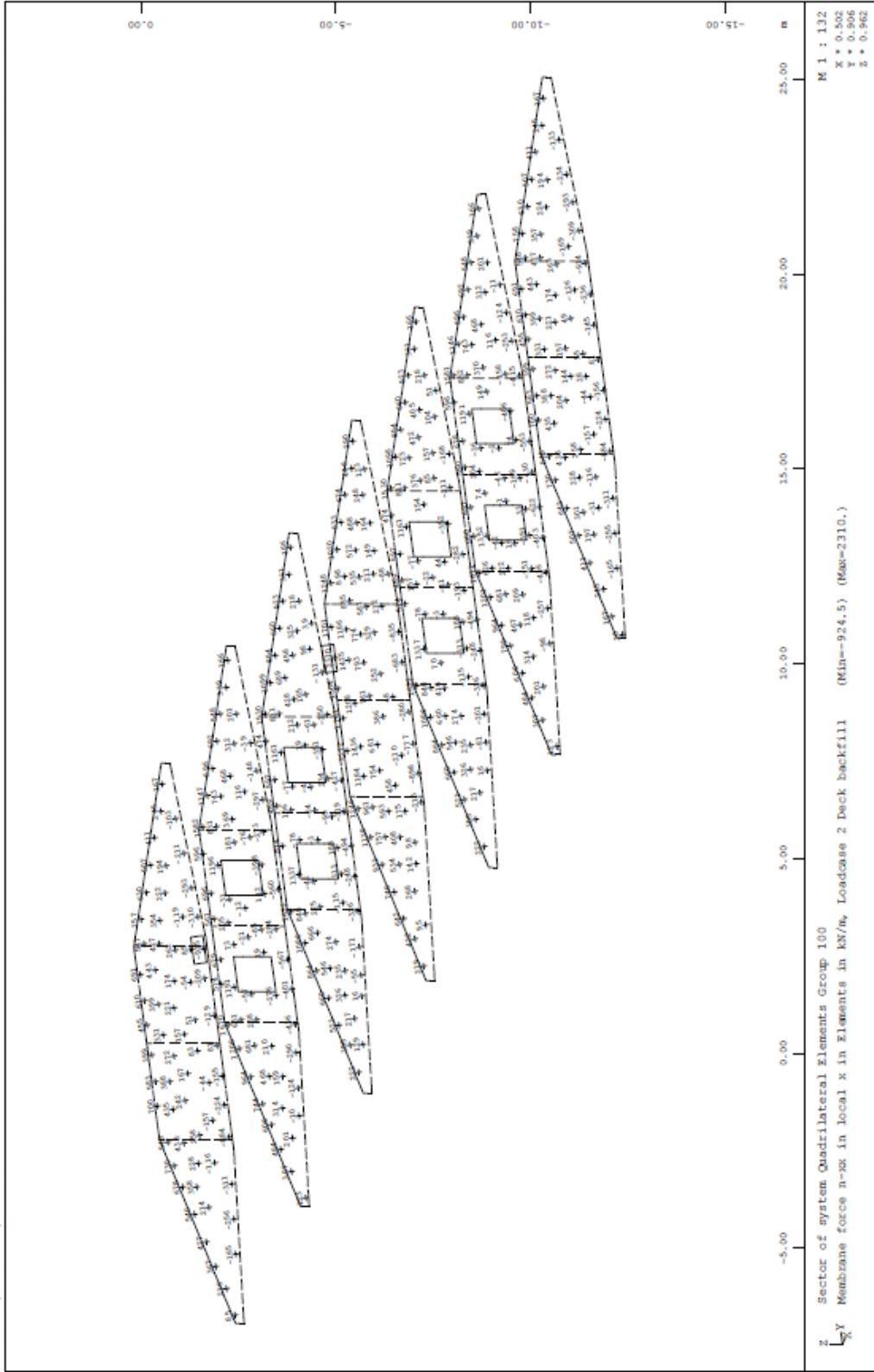
Y Sector of system Quadrilateral Elements Group 20...22
X Bending moment n-yy in local y in Elements in kNm/m, Loadcase 3 live Load (Min=-7.11) (Max=2.47)

M 1 : 150

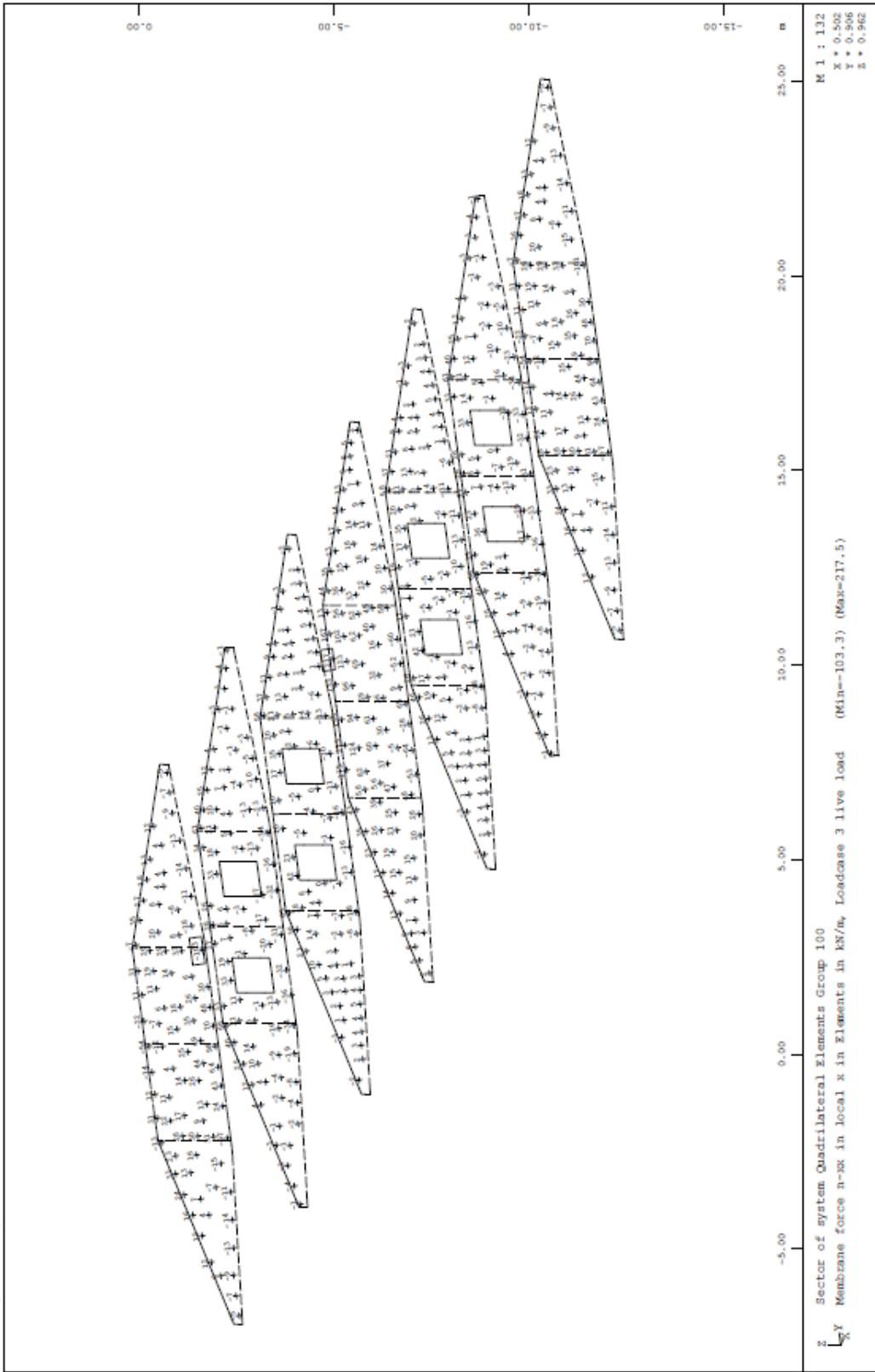
TE17 transversal



TE17 transversal

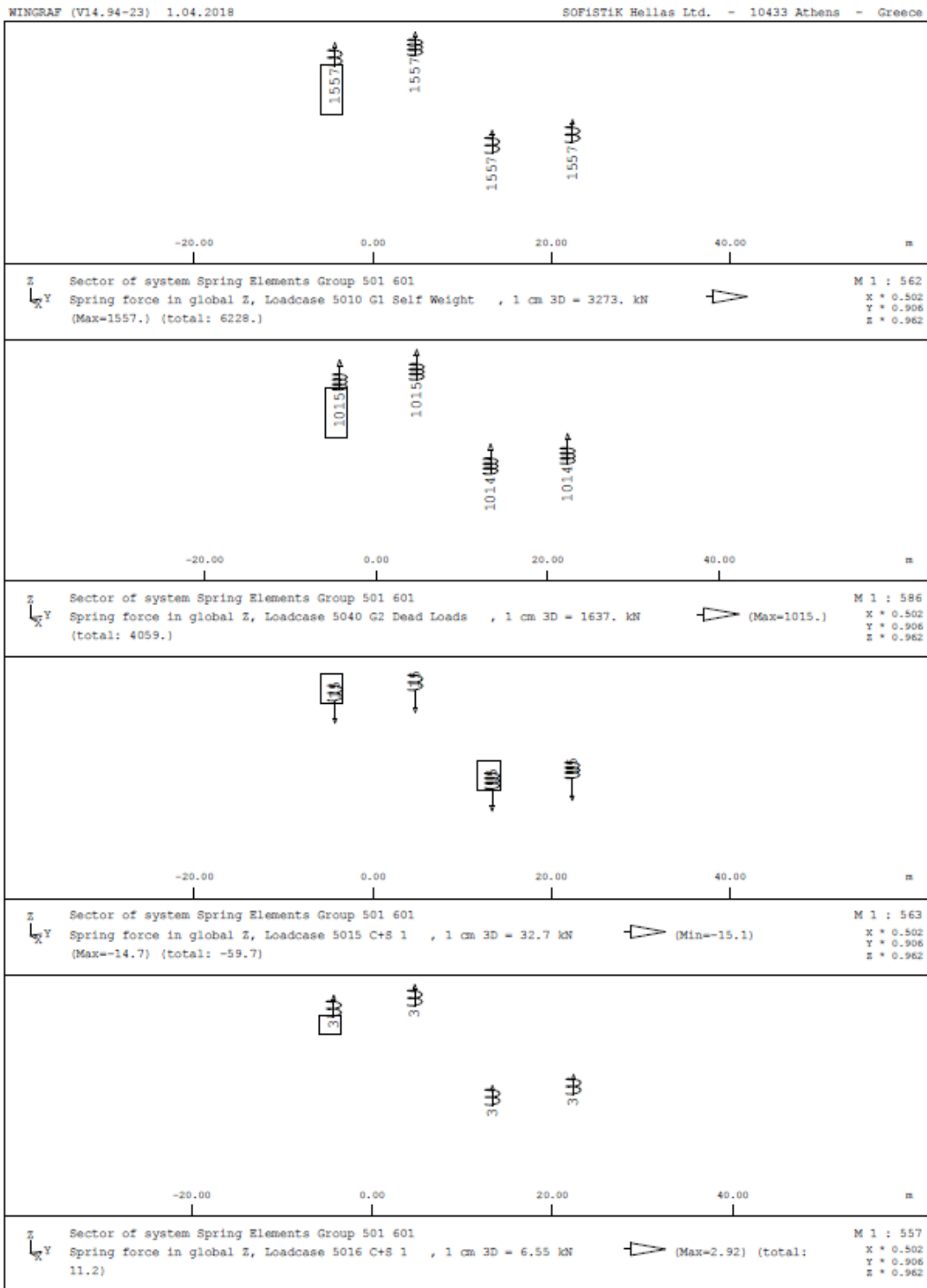


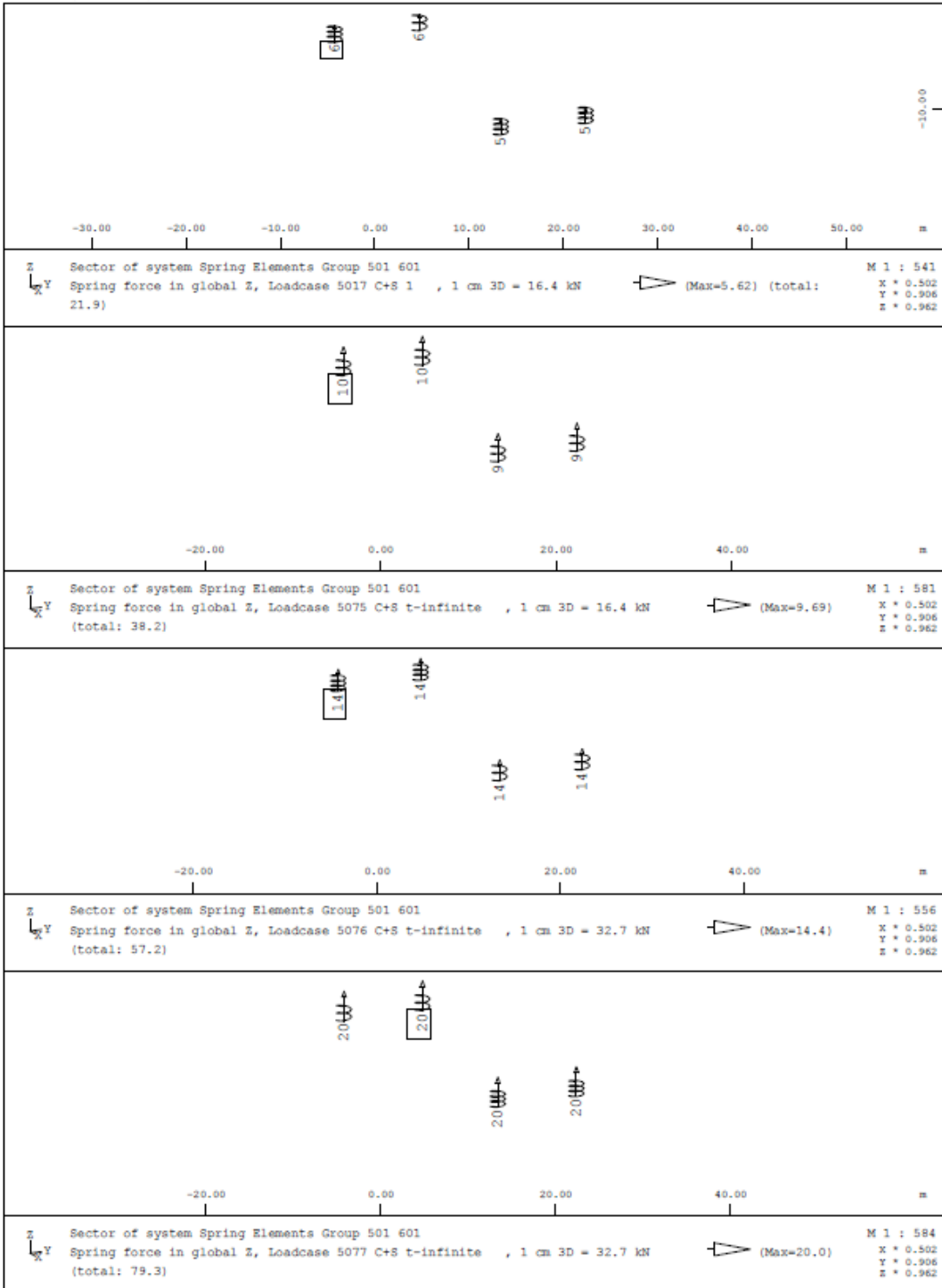
TE17 transversal

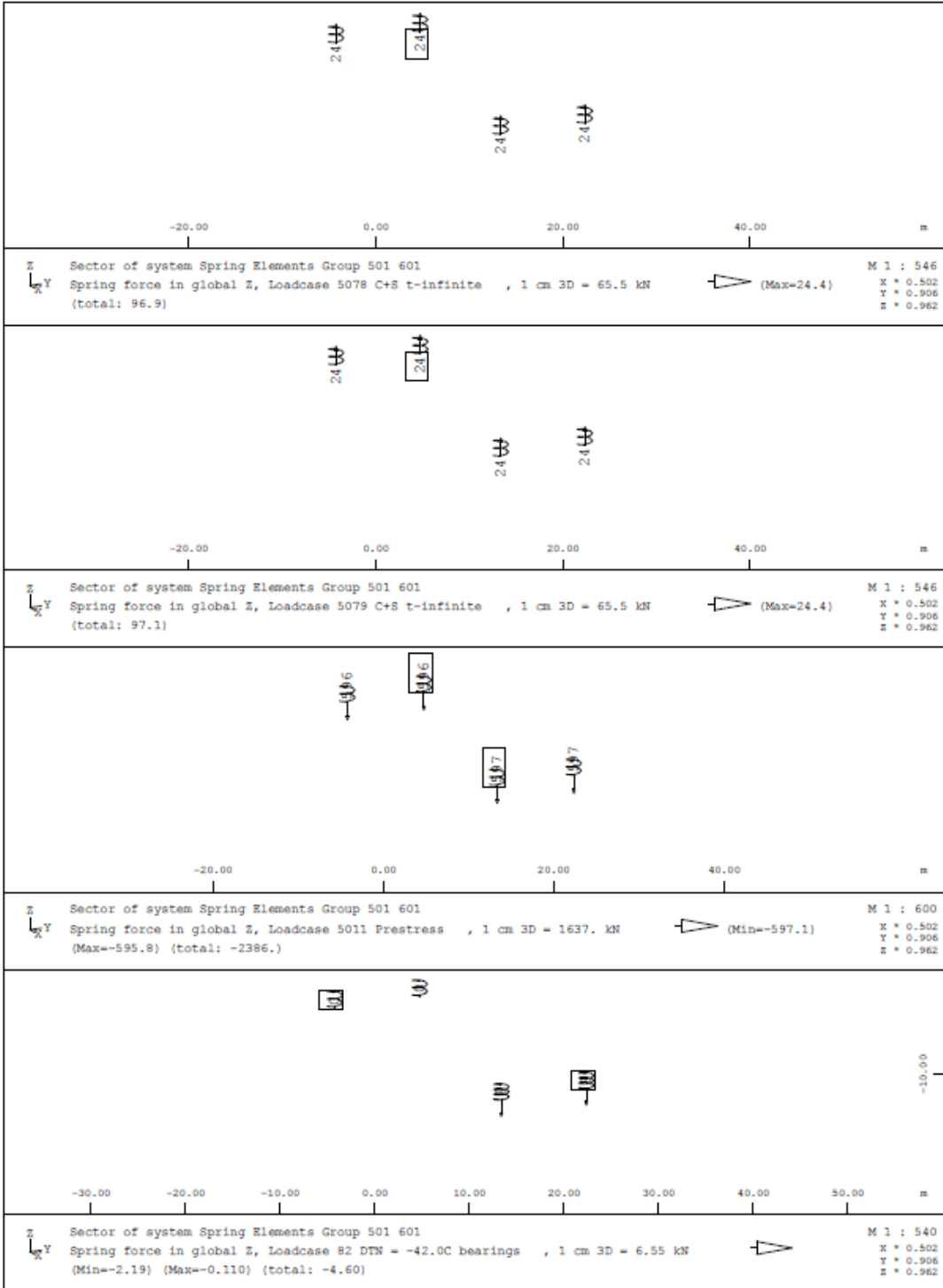


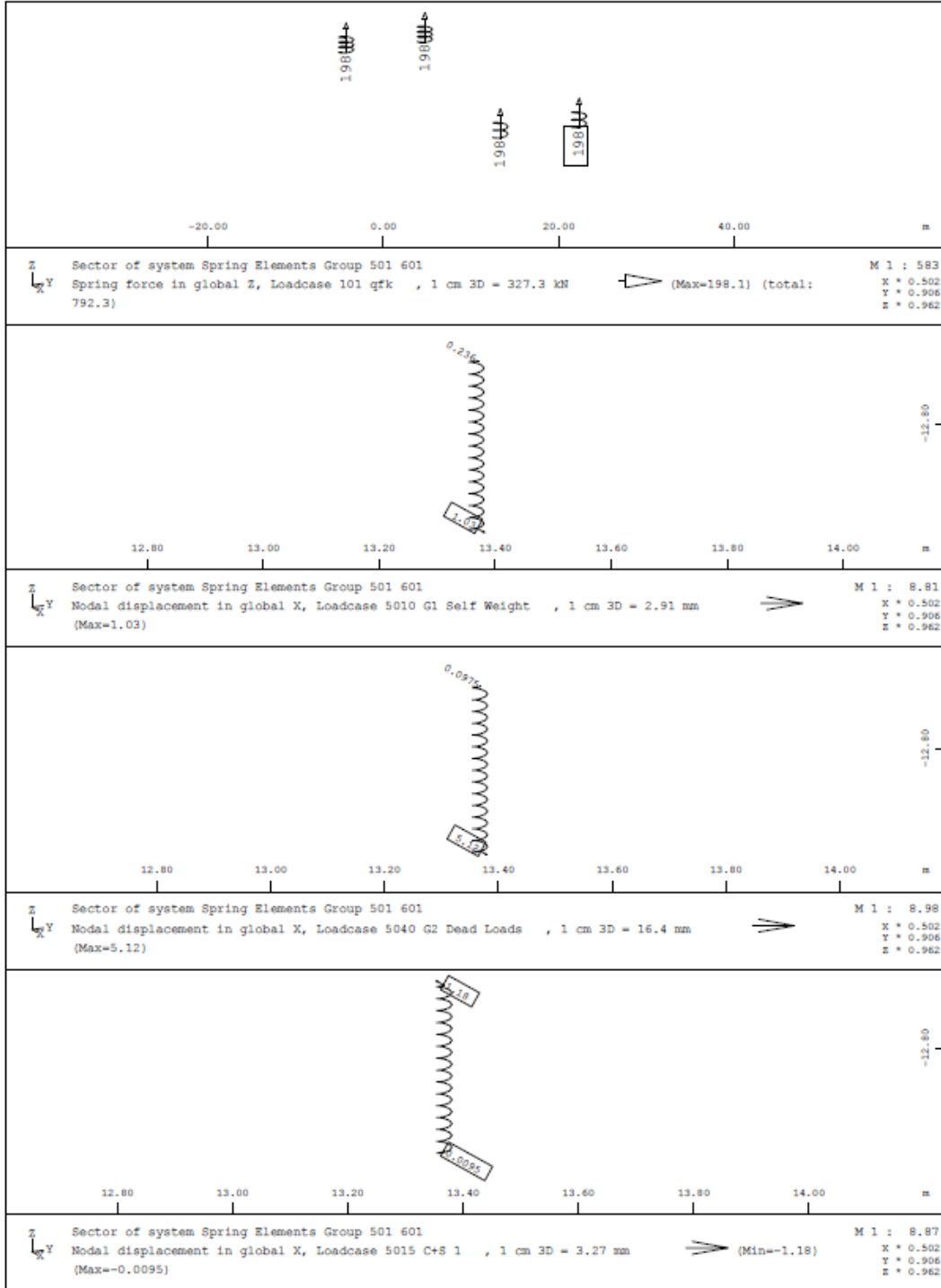
TE17 transversal

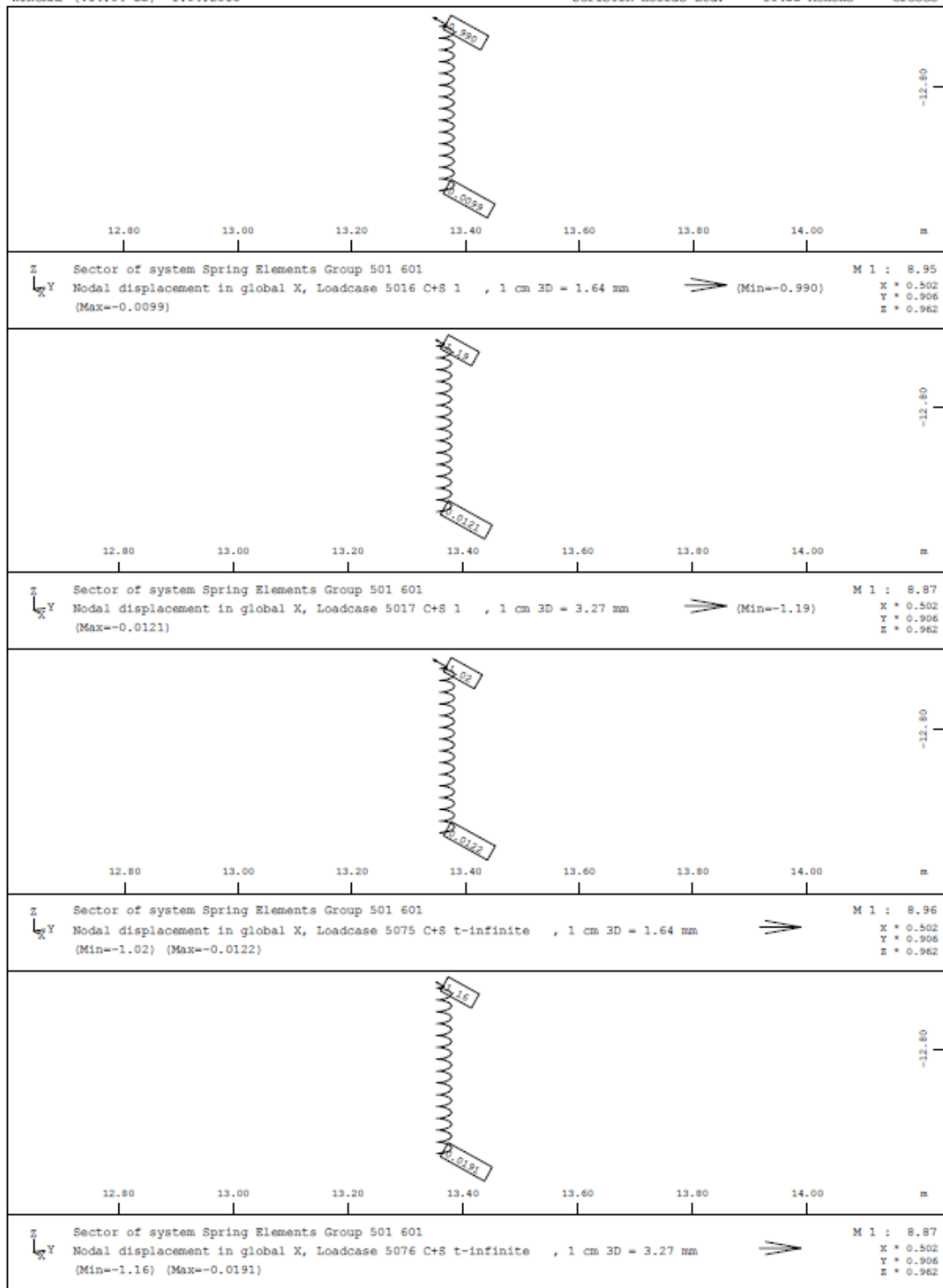
4.11 ΑΞΟΝΙΚΕΣ ΚΑΙ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ - ΣΤΑΤΙΚΑ

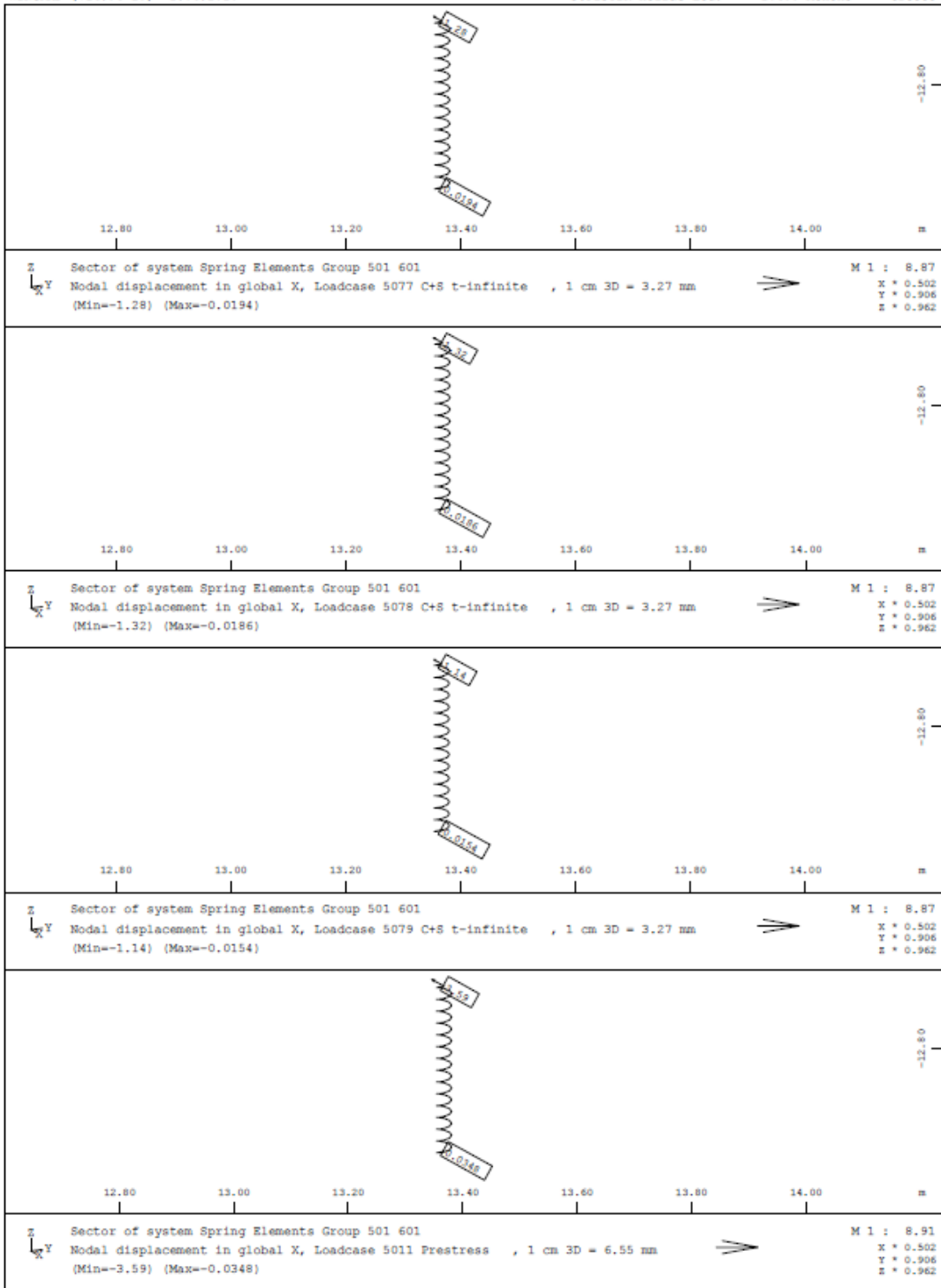


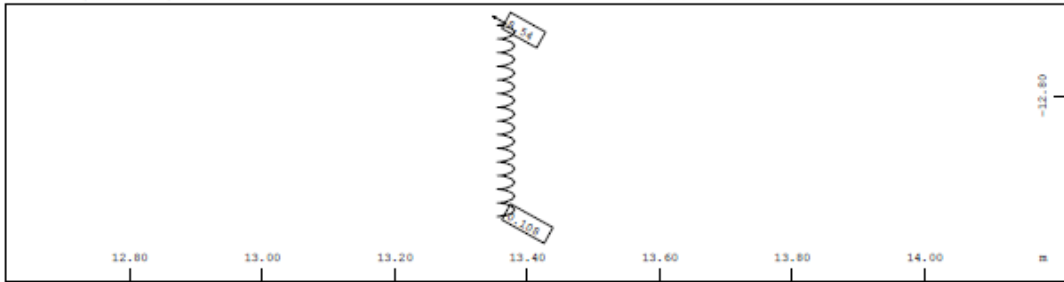




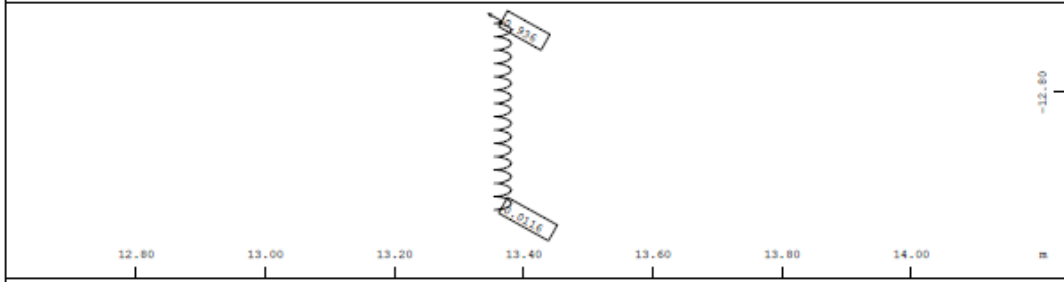




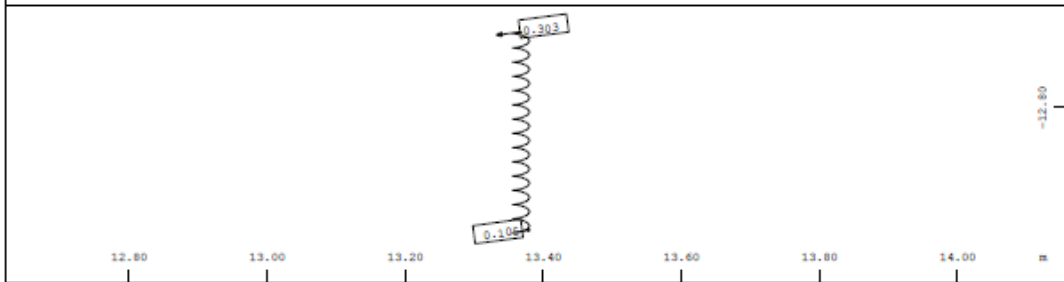




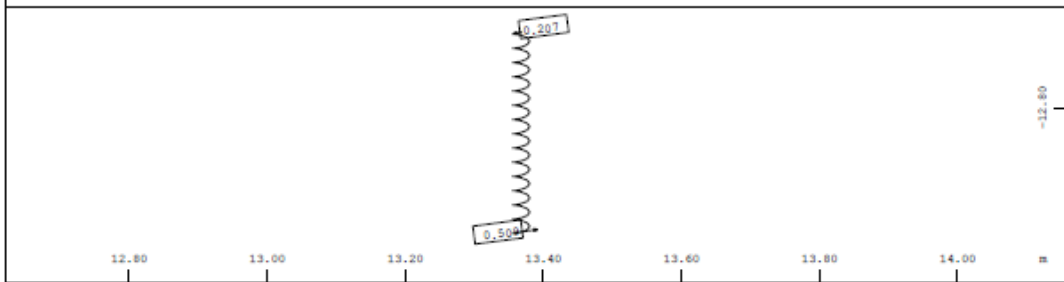
Z Sector of system Spring Elements Group 501 601 M 1 : 8.70
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962
 Nodal displacement in global X, Loadcase 82 DTN = -42.0C bearings , 1 cm 3D = 16.4 mm
 (Min=-8.54) (Max=-0.108)



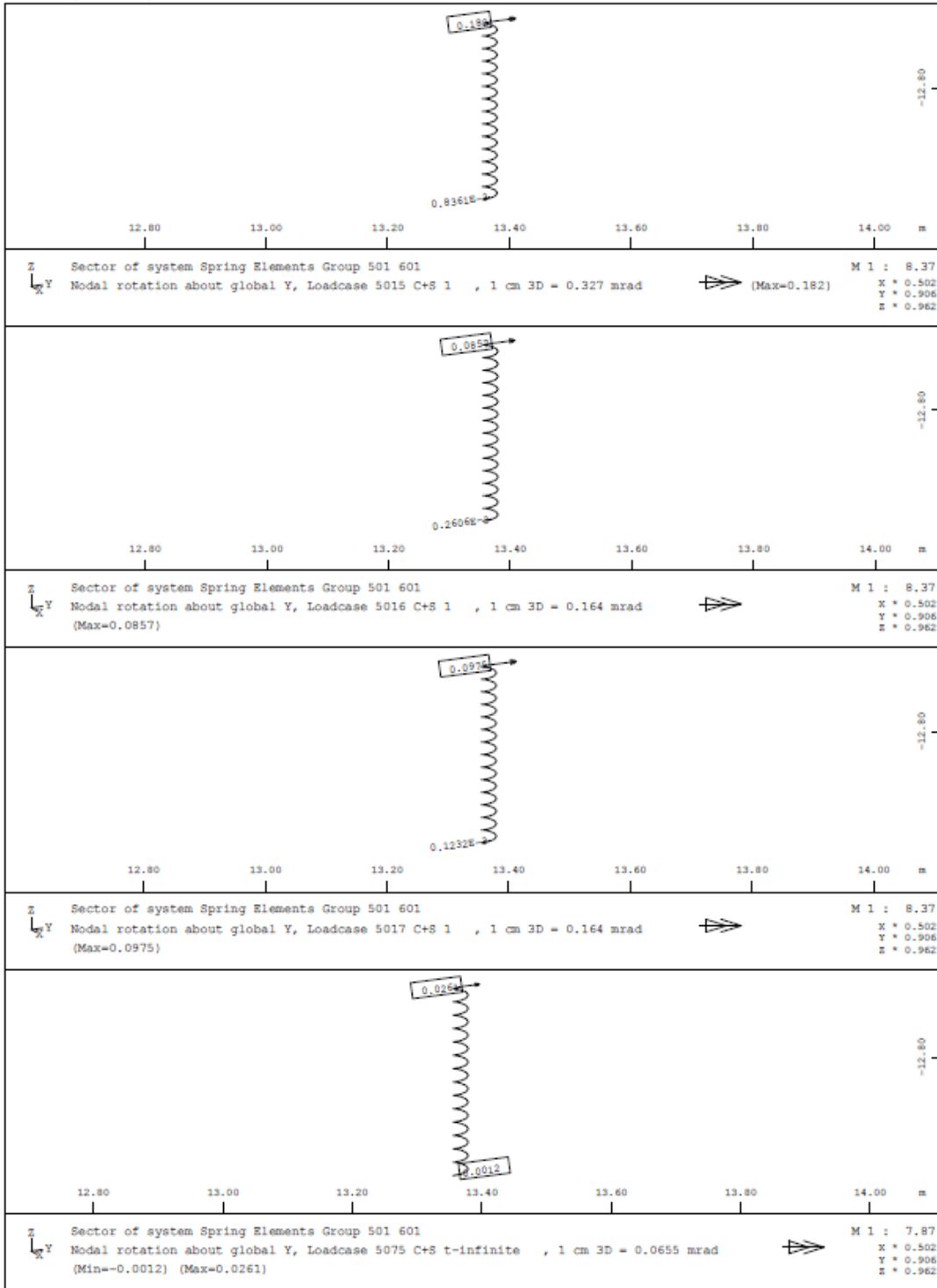
Z Sector of system Spring Elements Group 501 601 M 1 : 8.92
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962
 Nodal displacement in global X, Loadcase 105 Qf1k , 1 cm 3D = 1.64 mm
 (Min=-0.936) (Max=-0.0116)

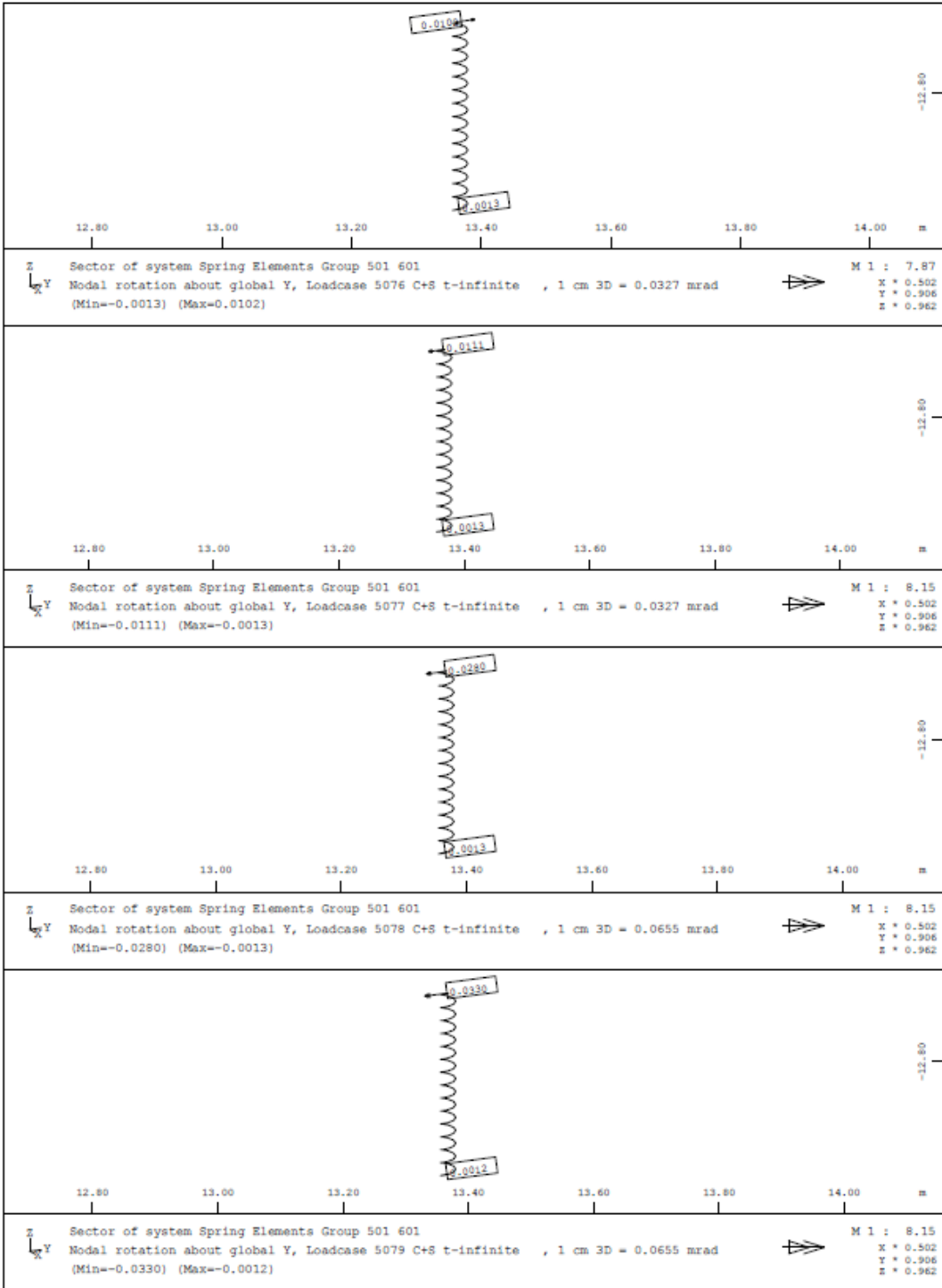


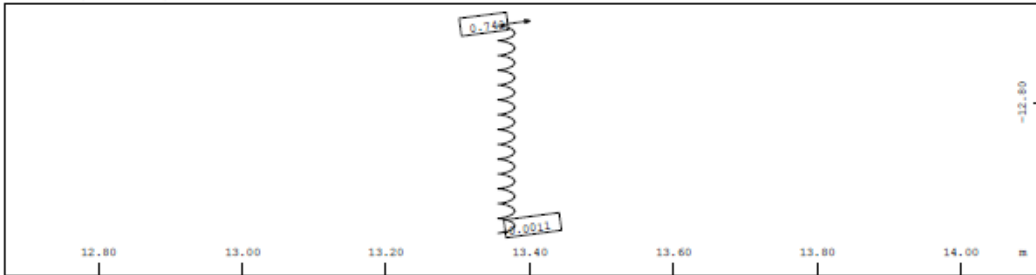
Z Sector of system Spring Elements Group 501 601 M 1 : 8.35
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962
 Nodal rotation about global Y, Loadcase 5010 G1 Self Weight , 1 cm 3D = 0.655 mrad
 (Min=-0.303) (Max=0.105)



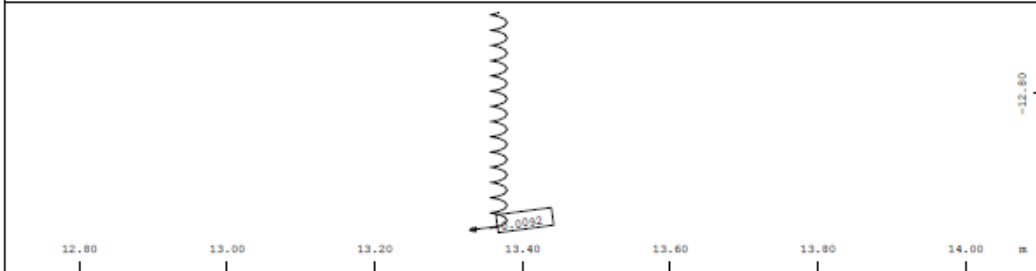
Z Sector of system Spring Elements Group 501 601 M 1 : 8.35
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962
 Nodal rotation about global Y, Loadcase 5040 G2 Dead Loads , 1 cm 3D = 1.64 mrad
 (Min=-0.207) (Max=0.509)





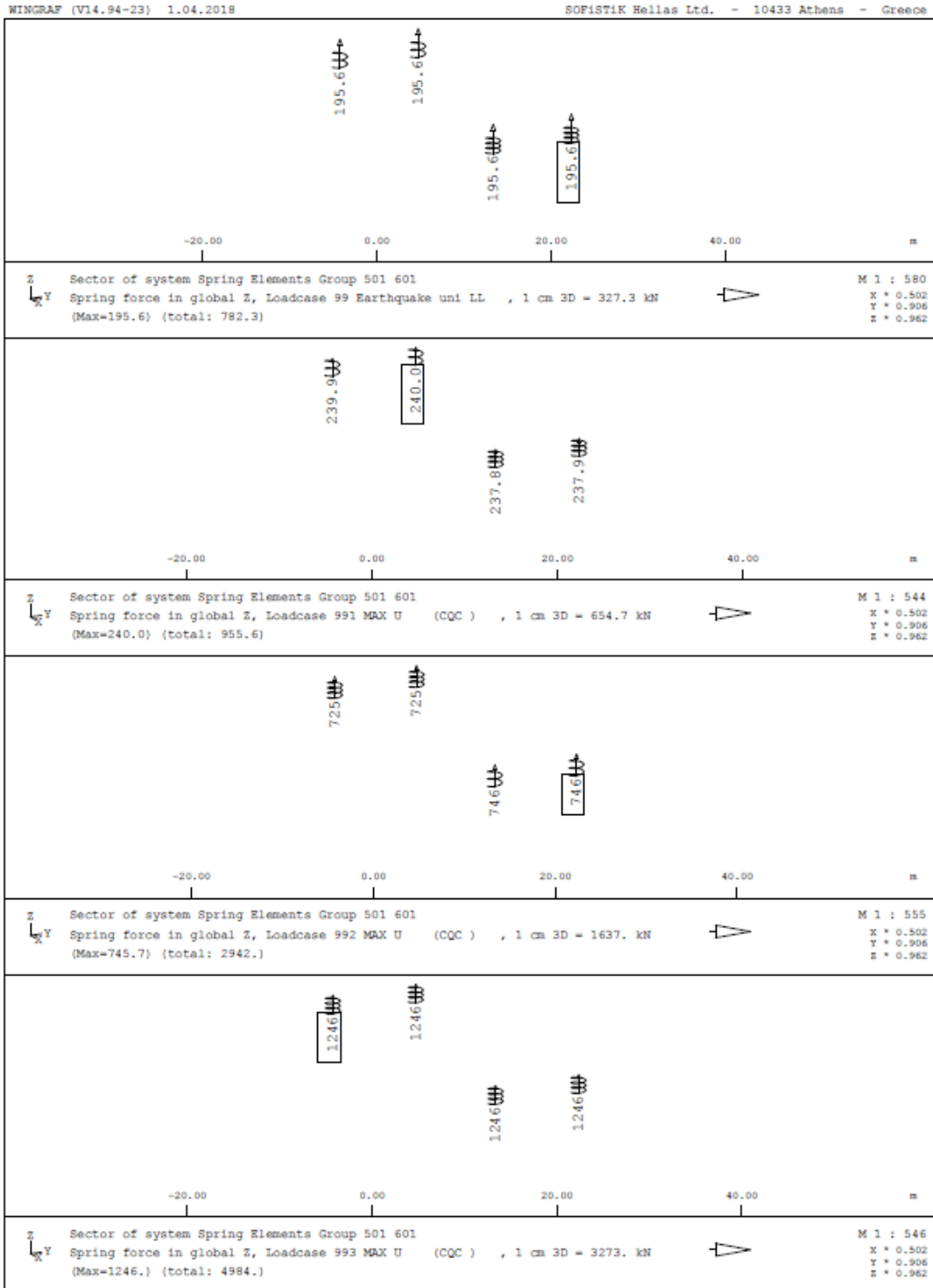


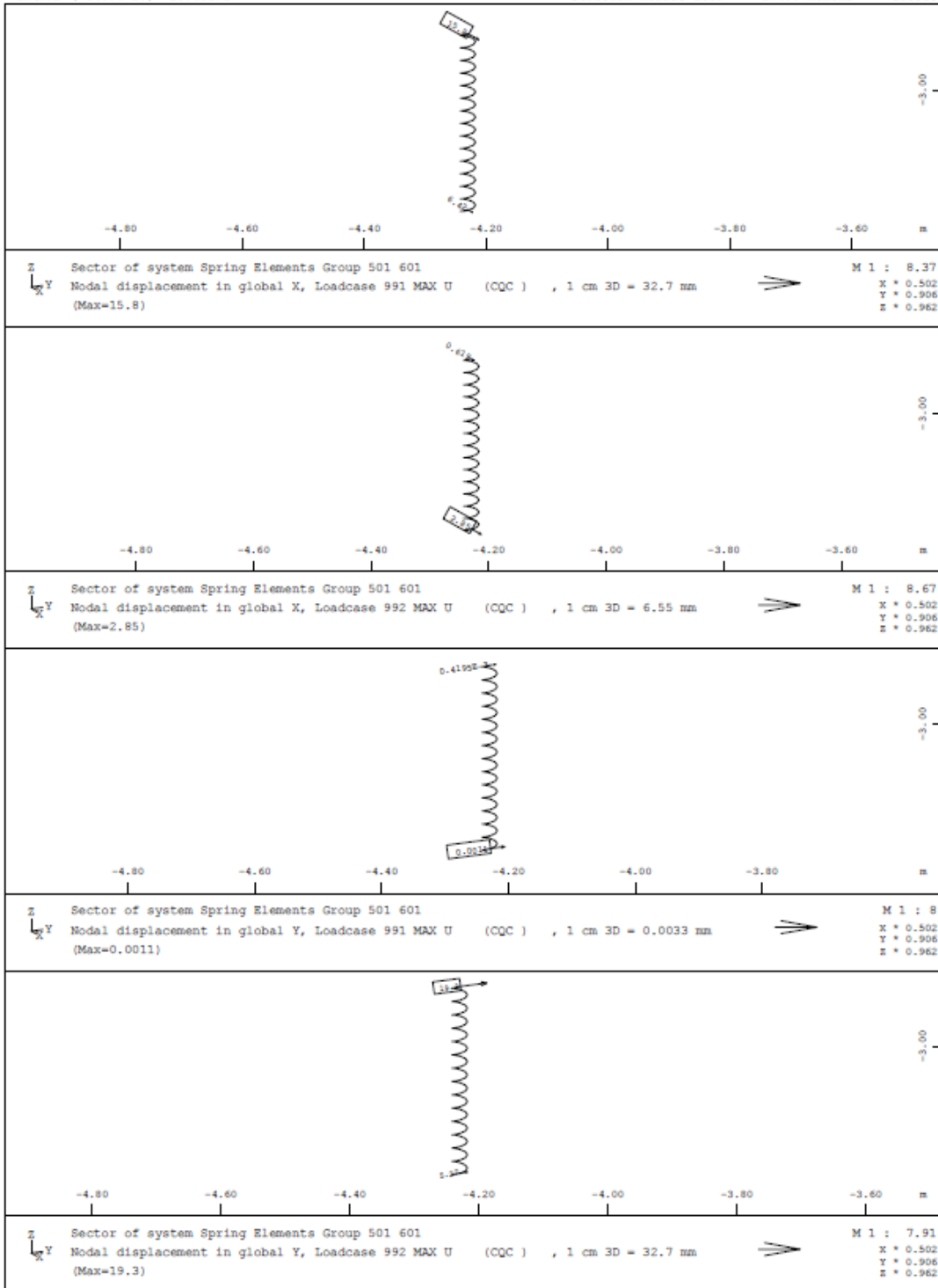
Z Sector of system Spring Elements Group 501 601 M 1 : 7.87
 Y Nodal rotation about global Y, Loadcase 5011 Prestress , 1 cm 3D = 1.64 mrad X * 0.502
 X (Min=-0.0011) (Max=0.743) Y * 0.906
 Z * 0.962

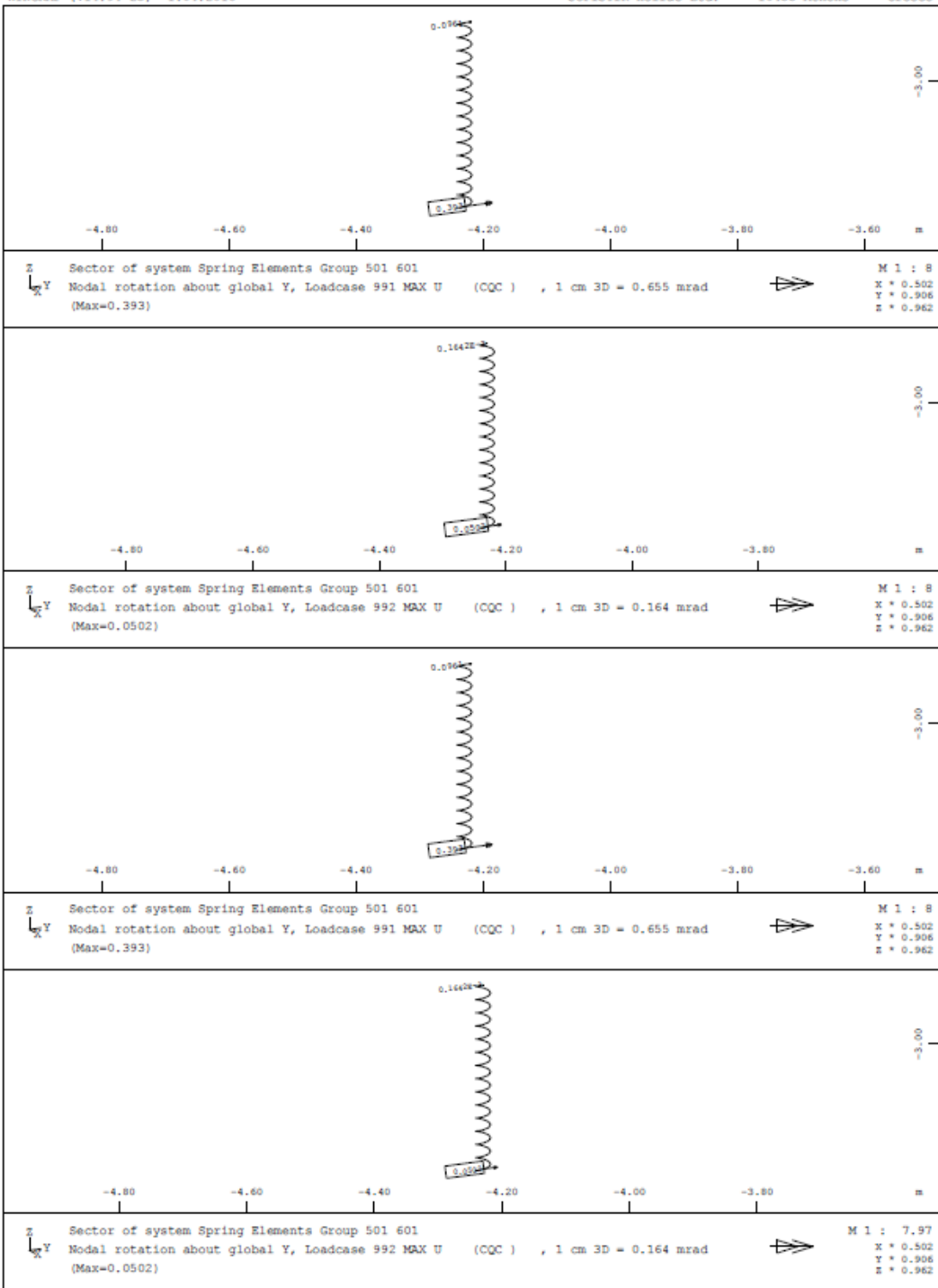


Z Sector of system Spring Elements Group 501 601 M 1 : 7.66
 Y Nodal rotation about global Y, Loadcase 82 DTN = -42.0C bearings , 1 cm 3D = 0.0164 mrad X * 0.502
 X (Min=-0.0092) (Max= 2.5068e-05) Y * 0.906
 Z * 0.962

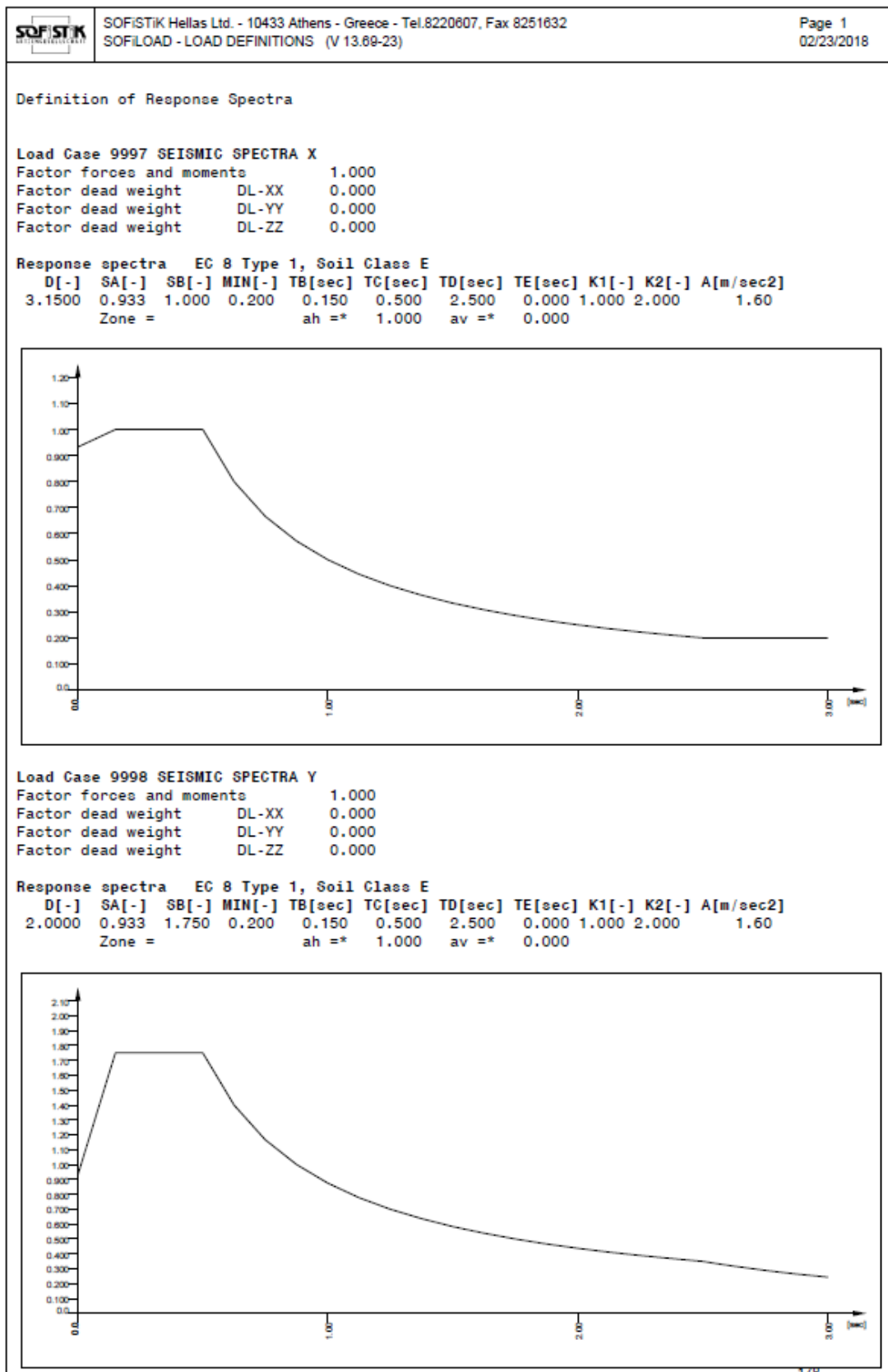
4.12 ΑΞΟΝΙΚΕΣ ΚΑΙ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ - ΣΕΙΣΜΙΚΑ







4.13 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ



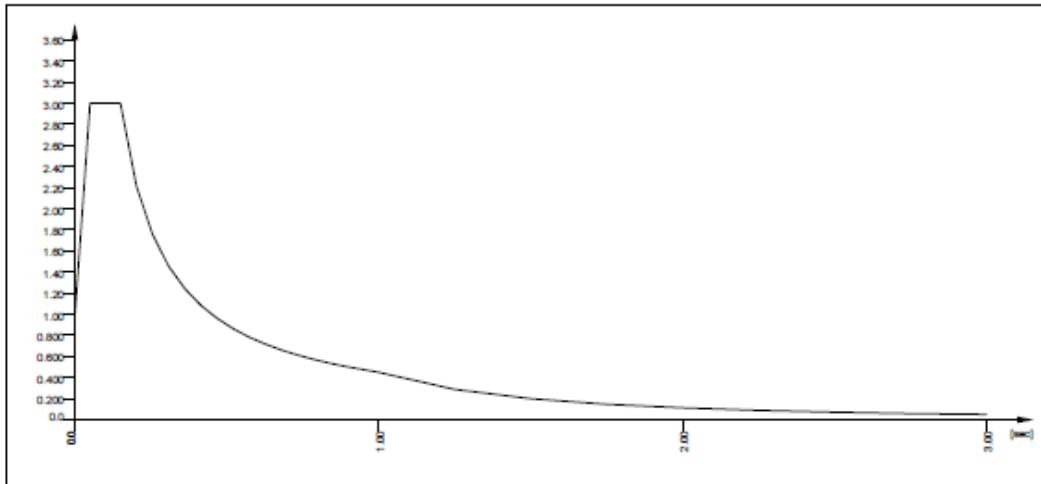
Definition of Response Spectra

Load Case 9999 SEISMIC SPECTRA Z

Factor forces and moments 1.000
 Factor dead weight DL-XX 0.000
 Factor dead weight DL-YY 0.000
 Factor dead weight DL-ZZ 0.000

Response spectra EC 8 Type 1, Soil Class E

D[-]	SA[-]	SB[-]	MIN[-]	TB[sec]	TC[sec]	TD[sec]	TE[sec]	K1[-]	K2[-]	A[m/sec ²]
0.0500	1.000	3.000	0.000	0.050	0.150	1.000	0.000	1.000	2.000	1.60
Zone =				ah =*	1.000	av =*	0.900			



SOFILOAD - LOAD DEFINITIONS (V 13.69-23)

Calculation of Spectra X

Eigenfrequencies

No.	LC	Eigenvalue [1/sec ²]	relative Error	omega [1/sec]	frequency [Hertz]	period [sec]	Damping
1	9000	1.9933E+01		4.465	0.711	1.407	0.05000
2	9001	9.6851E+01		9.841	1.566	0.638	0.05000
3	9002	1.3655E+02		11.685	1.860	0.538	0.05000
4	9003	3.1780E+02		17.827	2.837	0.352	0.05000
5	9004	3.2281E+02		17.967	2.860	0.350	0.05000
6	9005	4.3298E+02		20.808	3.312	0.302	0.05000
7	9006	4.3441E+02		20.843	3.317	0.301	0.05000
8	9007	6.1591E+02		24.818	3.950	0.253	0.05000
9	9008	6.1615E+02		24.822	3.951	0.253	0.05000
10	9009	1.3486E+03		36.723	5.845	0.171	0.05000
11	9010	1.5380E+03		39.217	6.242	0.160	0.05000
12	9011	1.6790E+03		40.976	6.522	0.153	0.05000
13	9012	1.8951E+03		43.532	6.928	0.144	0.05000
14	9013	2.6121E+03		51.109	8.134	0.123	0.05000
15	9014	2.7476E+03		52.418	8.343	0.120	0.05000
16	9015	2.8041E+03		52.954	8.428	0.119	0.05000
17	9016	3.3953E+03		58.269	9.274	0.108	0.05000
18	9017	3.5003E+03		59.163	9.416	0.106	0.05000
19	9018	3.7953E+03		61.606	9.805	0.102	0.05000
20	9019	4.6151E+03		67.934	10.812	0.092	0.05000
21	9020	4.7866E+03		69.185	11.011	0.091	0.05000
22	9021	5.6019E+03		74.846	11.912	0.084	0.05000
23	9022	7.0138E+03		83.749	13.329	0.075	0.05000
24	9023	7.5069E+03		86.642	13.790	0.073	0.05000
25	9024	9.2378E+03		96.114	15.297	0.065	0.05000
26	9025	1.2046E+04		109.756	17.468	0.057	0.05000
27	9026	1.4134E+04		118.886	18.921	0.053	0.05000
28	9027	1.4155E+04		118.973	18.935	0.053	0.05000
29	9028	1.5839E+04		125.854	20.030	0.050	0.05000
30	9029	1.6703E+04		129.241	20.569	0.049	0.05000
31	9030	1.7532E+04		132.408	21.073	0.047	0.05000
32	9031	1.7603E+04		132.676	21.116	0.047	0.05000
33	9032	1.9669E+04		140.246	22.321	0.045	0.05000
34	9033	2.2717E+04		150.720	23.988	0.042	0.05000
35	9034	2.5855E+04		160.794	25.591	0.039	0.05000
36	9035	2.8496E+04		168.809	26.867	0.037	0.05000
37	9036	2.8529E+04		168.906	26.882	0.037	0.05000
38	9037	3.0521E+04		174.702	27.805	0.036	0.05000
39	9038	3.3272E+04		182.407	29.031	0.034	0.05000
40	9039	3.3780E+04		183.794	29.252	0.034	0.05000
41	9040	3.8334E+04		195.791	31.161	0.032	0.05000
42	9041	3.8645E+04		196.582	31.287	0.032	0.05000
43	9042	3.8942E+04		197.336	31.407	0.032	0.05000
44	9043	3.9452E+04		198.626	31.612	0.032	0.05000
45	9044	4.0994E+04		202.469	32.224	0.031	0.05000
46	9045	4.1907E+04		204.712	32.581	0.031	0.05000
47	9046	4.2213E+04		205.457	32.700	0.031	0.05000
48	9047	4.4390E+04		210.688	33.532	0.030	0.05000
49	9048	4.4511E+04		210.975	33.578	0.030	0.05000
50	9049	4.8244E+04		219.646	34.958	0.029	0.05000

Load Cases

D[-]	SA[-]	SB[-]	MIN[-]	TB[sec]	TC[sec]	TD[sec]	TE[sec]	K1[-]	K2[-]	A[m/sec ²]
3.1500	0.933	1.000	0.200	0.150	0.500	2.500	0.000	1.000	2.000	1.60
	a-X	a-Y	a-Z	a-XX	a-YY	a-ZZ				
	[m/sec ²]	[m/sec ²]	[m/sec ²]	[1/sec ²]	[1/sec ²]	[1/sec ²]	[1/sec ²]			
	1.60	0.00	0.00							

Modal load contributions per function

funct.	mode	R*V-factor	[o/o]	V*R*V-factor	mode	R*V-factor	[o/o]	V*R*V-factor
9997	1	7.231E-04	0.0	-2.511E-03	26	-8.887E-01	0.0	-1.744E-01
	2	9.700E+01	47.1	-1.589E+00	27	-9.497E-03	0.0	-1.087E+00
	3	-3.855E-03	0.0	-3.203E-06	28	1.530E-02	0.0	-1.089E+00

Calculation of Spectra X

Modal load contributions per function

funct.	mode	R*V-factor	[o/o]	V*R*V-factor	mode	R*V-factor	[o/o]	V*R*V-factor	
9997	4	-6.758E+01	22.9	-1.538E+00	29	-5.359E-03	0.0	-1.708E-02	
	5	6.856E+01	23.5	-1.539E+00	30	-4.276E-03	0.0	-3.119E-01	
	6	-5.204E-03	0.0	-4.093E-01	31	4.912E-03	0.0	-1.336E-02	
	7	6.352E-04	0.0	-4.304E-01	32	-7.757E-04	0.0	-4.712E-03	
	8	-3.061E-03	0.0	-1.041E+00	33	-7.886E+00	0.3	-1.058E-01	
	9	4.537E-03	0.0	-1.021E+00	34	-7.512E-03	0.0	-1.493E-03	
	10	-1.418E+01	1.0	-2.934E-01	35	1.956E-03	0.0	-1.293E-03	
	11	1.361E-02	0.0	-1.109E-02	36	-1.502E+00	0.0	-8.850E-01	
	12	2.173E-02	0.0	-1.303E+00	37	1.306E+00	0.0	-8.834E-01	
	13	2.188E-03	0.0	-9.485E-04	38	1.021E-03	0.0	-1.297E-04	
	14	-3.010E-02	0.0	-3.703E-03	39	7.507E-04	0.0	-5.321E-04	
	15	5.355E+00	0.1	-9.579E-01	40	-1.622E-03	0.0	-5.209E-04	
	16	-5.467E-02	0.0	-1.485E-01	41	3.548E-02	0.0	-5.886E-01	
	17	-2.503E+01	3.1	-6.601E-01	42	5.914E+00	0.2	-4.074E-01	
	18	4.652E-03	0.0	-1.161E-02	43	-1.566E-01	0.0	-5.252E-01	
	19	-2.144E-02	0.0	-1.238E-02	44	-1.855E-02	0.0	-3.350E-04	
	20	-8.299E-04	0.0	-2.658E-03	45	3.863E-03	0.0	-1.166E-04	
	21	-3.145E-02	0.0	-7.720E-01	46	3.668E+00	0.1	-4.547E-01	
	22	-1.991E+01	2.0	-9.837E-01	47	-2.661E-02	0.0	-7.986E-01	
	23	1.280E-03	0.0	-4.171E-01	48	8.249E-04	0.0	-2.528E-04	
	24	2.605E-04	0.0	-3.218E-03	49	1.097E-03	0.0	-2.283E-04	
	25	5.438E-03	0.0	-5.337E-03	50	5.188E-03	0.0	-2.328E-04	
	Sq.Sum		2.004E+04	100.3	-2.051E+01				

Modal Response

Response of periodic loading is exact including the phases

Contributions of all functions will be added as sum of squares

Fct.	Mode	Response	phase	Mode	Response	phase
9997	1	1.289E-05		26	-7.072E-05	
	2	7.843E-01		27	-6.428E-07	
	3	-2.625E-05		28	1.034E-06	
	4	-2.127E-01		29	-3.232E-07	
	5	2.124E-01		30	-2.444E-07	
	6	-1.202E-05		31	2.673E-07	
	7	1.462E-06		32	-4.204E-08	
	8	-4.970E-06		33	-3.821E-04	
	9	7.364E-06		34	-3.147E-07	
	10	-1.052E-02		35	7.190E-08	
	11	8.851E-06		36	-5.006E-05	
	12	1.294E-05		37	4.348E-05	
	13	1.151E-06		38	3.174E-08	
	14	-1.138E-05		39	2.140E-08	
	15	1.923E-03		40	-4.554E-08	
	16	-1.922E-05		41	8.767E-07	
	17	-7.234E-03		42	1.450E-04	
	18	1.303E-06		43	-3.808E-06	
	19	-5.529E-06		44	-4.454E-07	
	20	-1.752E-07		45	8.923E-08	
	21	-6.396E-06		46	8.287E-05	
	22	-3.449E-03		47	-5.968E-07	
	23	1.764E-07		48	1.758E-08	
	24	3.350E-08		49	2.332E-08	
	25	5.664E-07		50	1.017E-07	

Sum of forces (Base-Shear)

funct.	H[m]	Mode	SX[MN]	SY[MN]	SZ[MN]	MX[MNm]	MY[MNm]	MZ[MNm]
9997		1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		2	-4.605	0.000	-0.004	0.000	3.928	-0.006
		3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005
		4	-2.855	0.000	0.300	0.000	7.674	-0.002
		5	-2.938	0.000	-0.294	0.001	20.597	-0.002
		6	0.000	0.000	0.000	-0.001	0.000	0.001
		7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.001
		8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001

Calculation of Spectra X

Sum of forces (Base-Shear)

funct.	H[m]	Mode	SX[MN]	SY[MN]	SZ[MN]	MX[MNm]	MY[MNm]	MZ[MNm]
9997		9	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.003
		10	-0.126	0.000	0.000	0.001	13.312	0.001
		11	0.000	0.000	0.001	0.000	-0.020	0.000
		12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.003
		13	0.000	0.000	0.000	-0.001	0.000	-0.001
		14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.004
		15	-0.018	0.000	0.001	0.000	-4.286	0.001
		16	0.000	0.000	-0.002	0.000	0.047	0.000
		17	-0.384	0.000	0.000	-0.001	23.206	0.006
		18	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.001
		19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.004
		20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000
		22	-0.240	0.000	0.000	0.000	-5.155	0.000
		23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000
		24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		25	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		26	0.000	0.000	0.000	0.000	0.099	0.000
		27	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		28	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		29	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		31	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		32	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		33	-0.037	0.000	0.000	0.000	0.668	0.000
		34	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		36	-0.001	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001
		37	-0.001	0.000	0.000	0.000	0.016	0.000
		38	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		39	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		40	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		41	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.001	0.000
		42	-0.021	0.000	0.000	0.000	0.065	-0.002
		43	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.006	0.000
		44	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		45	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		46	-0.008	0.000	0.000	0.000	-0.007	0.000
		47	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.001	0.000
		48	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		49	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		50	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		sum	7.506	0.000	0.034	0.002	38.616	0.010
Nodal Masses	7805.881		7805.881	7805.881	22103.857	3149.060	4620.366	

Calculation of Spectra Y

Eigenfrequencies

No.	LC	Eigenvalue [1/sec ²]	relative Error	omega [1/sec]	frequency [Hertz]	period [sec]	Damping
1	9000	1.9933E+01		4.465	0.711	1.407	0.05000
2	9001	9.6851E+01		9.841	1.566	0.638	0.05000
3	9002	1.3655E+02		11.685	1.860	0.538	0.05000
4	9003	3.1780E+02		17.827	2.837	0.352	0.05000
5	9004	3.2281E+02		17.967	2.860	0.350	0.05000
6	9005	4.3298E+02		20.808	3.312	0.302	0.05000
7	9006	4.3441E+02		20.843	3.317	0.301	0.05000
8	9007	6.1591E+02		24.818	3.950	0.253	0.05000
9	9008	6.1615E+02		24.822	3.951	0.253	0.05000
10	9009	1.3486E+03		36.723	5.845	0.171	0.05000
11	9010	1.5380E+03		39.217	6.242	0.160	0.05000
12	9011	1.6790E+03		40.976	6.522	0.153	0.05000
13	9012	1.8951E+03		43.532	6.928	0.144	0.05000
14	9013	2.6121E+03		51.109	8.134	0.123	0.05000
15	9014	2.7476E+03		52.418	8.343	0.120	0.05000
16	9015	2.8041E+03		52.954	8.428	0.119	0.05000
17	9016	3.3953E+03		58.269	9.274	0.108	0.05000
18	9017	3.5003E+03		59.163	9.416	0.106	0.05000
19	9018	3.7953E+03		61.606	9.805	0.102	0.05000
20	9019	4.6151E+03		67.934	10.812	0.092	0.05000
21	9020	4.7866E+03		69.185	11.011	0.091	0.05000
22	9021	5.6019E+03		74.846	11.912	0.084	0.05000
23	9022	7.0138E+03		83.749	13.329	0.075	0.05000
24	9023	7.5069E+03		86.642	13.790	0.073	0.05000
25	9024	9.2378E+03		96.114	15.297	0.065	0.05000
26	9025	1.2046E+04		109.756	17.468	0.057	0.05000
27	9026	1.4134E+04		118.886	18.921	0.053	0.05000
28	9027	1.4155E+04		118.973	18.935	0.053	0.05000
29	9028	1.5839E+04		125.854	20.030	0.050	0.05000
30	9029	1.6703E+04		129.241	20.569	0.049	0.05000
31	9030	1.7532E+04		132.408	21.073	0.047	0.05000
32	9031	1.7603E+04		132.676	21.116	0.047	0.05000
33	9032	1.9669E+04		140.246	22.321	0.045	0.05000
34	9033	2.2717E+04		150.720	23.988	0.042	0.05000
35	9034	2.5855E+04		160.794	25.591	0.039	0.05000
36	9035	2.8496E+04		168.809	26.867	0.037	0.05000
37	9036	2.8529E+04		168.906	26.882	0.037	0.05000
38	9037	3.0521E+04		174.702	27.805	0.036	0.05000
39	9038	3.3272E+04		182.407	29.031	0.034	0.05000
40	9039	3.3780E+04		183.794	29.252	0.034	0.05000
41	9040	3.8334E+04		195.791	31.161	0.032	0.05000
42	9041	3.8645E+04		196.582	31.287	0.032	0.05000
43	9042	3.8942E+04		197.336	31.407	0.032	0.05000
44	9043	3.9452E+04		198.626	31.612	0.032	0.05000
45	9044	4.0994E+04		202.469	32.224	0.031	0.05000
46	9045	4.1907E+04		204.712	32.581	0.031	0.05000
47	9046	4.2213E+04		205.457	32.700	0.031	0.05000
48	9047	4.4390E+04		210.688	33.532	0.030	0.05000
49	9048	4.4511E+04		210.975	33.578	0.030	0.05000
50	9049	4.8244E+04		219.646	34.958	0.029	0.05000

Load Cases

D[-]	SA[-]	SB[-]	MIN[-]	TB[sec]	TC[sec]	TD[sec]	TE[sec]	K1[-]	K2[-]	A[m/sec ²]
2.0000	0.933	1.750	0.200	0.150	0.500	2.500	0.000	1.000	2.000	1.60
		a-X	a-Y	a-Z	a-XX	a-YY	a-ZZ			
		[m/sec ²]	[m/sec ²]	[m/sec ²]	[1/sec ²]	[1/sec ²]	[1/sec ²]			
		0.00	1.60	0.00						

Modal load contributions per function

funct.	mode	R*V-factor	[o/o]	V*R*V-factor	mode	R*V-factor	[o/o]	V*R*V-factor
9998	1	-1.667E+00	0.0	-1.516E+00	26	-9.823E-04	0.0	-1.252E-04
	2	3.731E-03	0.0	-1.299E-07	27	1.206E-01	0.0	-1.569E-01
	3	9.613E+01	46.2	-1.573E+00	28	-1.157E-01	0.0	-1.581E-01

Calculation of Spectra Y

Modal load contributions per function

funct.	mode	R*V-factor	[o/o]	V*R*V-factor	mode	R*V-factor	[o/o]	V*R*V-factor
9998	4	-2.415E-03	0.0	-5.778E-07	29	-2.506E+00	0.0	-3.993E-01
	5	-3.303E-03	0.0	-5.223E-07	30	-2.716E-03	0.0	-2.599E-04
	6	-6.153E+01	18.9	-1.173E+00	31	6.243E-03	0.0	-2.455E-01
	7	5.762E+01	16.6	-1.154E+00	32	-4.945E-01	0.0	-3.632E-01
	8	3.867E+01	7.5	-5.068E-01	33	-1.668E-03	0.0	-2.537E-05
	9	-3.310E+01	5.5	-5.259E-01	34	1.706E+00	0.0	-2.309E-01
	10	5.369E-03	0.0	-1.752E-06	35	9.109E-04	0.0	-2.168E-01
	11	2.694E-02	0.0	-3.517E-05	36	1.969E-02	0.0	-1.952E-01
	12	-1.114E-03	0.0	-2.767E-01	37	1.120E-02	0.0	-1.986E-01
	13	2.610E+01	3.4	-6.925E-01	38	-9.182E-01	0.0	-2.776E-01
	14	1.498E-02	0.0	-1.524E-01	39	-9.525E-04	0.0	-1.870E-01
	15	-1.083E-03	0.0	-9.638E-06	40	3.611E-01	0.0	-2.026E-01
	16	2.400E-03	0.0	-1.987E-05	41	-1.337E-02	0.0	-4.343E-02
	17	-1.142E-03	0.0	-1.633E-05	42	9.286E-03	0.0	-2.511E-01
	18	-1.242E+01	0.8	-3.995E-01	43	-1.421E-02	0.0	-2.335E-01
	19	-3.044E-02	0.0	-2.734E-01	44	6.339E-04	0.0	-1.583E-01
	20	1.372E+01	0.9	-5.501E-01	45	-3.655E-01	0.0	-1.607E-01
	21	-6.215E-02	0.0	-8.825E-05	46	-1.802E-03	0.0	-2.804E-02
	22	4.002E-04	0.0	-1.336E-04	47	5.426E-03	0.0	-1.221E-02
	23	6.328E-03	0.0	-1.173E-04	48	8.959E-04	0.0	-1.351E-01
	24	9.636E-02	0.0	-7.427E-01	49	-9.217E-02	0.0	-1.335E-01
	25	8.705E-04	0.0	-2.452E-01	50	-7.456E-04	0.0	-1.156E-01
	Sq.Sum	1.997E+04	100.0	-1.388E+01				

Modal Response

Response of periodic loading is exact including the phases
 Contributions of all functions will be added as sum of squares

Fct.	Mode	Response	phase	Mode	Response	phase
9998	1	-5.200E-02		26	-1.015E-07	
	2	5.279E-05		27	1.041E-05	
	3	1.146E+00		28	-9.974E-06	
	4	-1.330E-05		29	-1.906E-04	
	5	-1.791E-05		30	-1.947E-07	
	6	-2.487E-01		31	4.243E-07	
	7	2.321E-01		32	-3.346E-05	
	8	1.099E-01		33	-9.981E-08	
	9	-9.400E-02		34	8.711E-05	
	10	6.968E-06		35	4.037E-08	
	11	3.065E-05		36	7.849E-07	
	12	-1.161E-06		37	4.459E-07	
	13	2.367E-02		38	-3.396E-05	
	14	9.188E-06		39	-3.208E-08	
	15	-6.251E-07		40	1.197E-05	
	16	1.352E-06		41	-3.864E-07	
	17	-5.115E-07		42	2.660E-07	
	18	-5.362E-03		43	-4.038E-07	
	19	-1.194E-05		44	1.776E-08	
	20	4.271E-03		45	-9.826E-06	
	21	-1.854E-05		46	-4.730E-08	
	22	9.931E-08		47	1.413E-07	
	23	1.210E-06		48	2.211E-08	
	24	1.705E-05		49	-2.268E-06	
	25	1.215E-07		50	-1.683E-08	

Sum of forces (Base-Shear)

funct.	H[m]	Mode	SX[MN]	SY[MN]	SZ[MN]	MX[MNm]	MY[MNm]	MZ[MNm]
9998		1	0.000	-0.001	0.000	0.001	0.000	0.629
		2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		3	0.000	-9.398	0.000	-10.727	0.007	-197.406
		4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		5	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.002	0.000
		6	0.000	-4.141	0.000	-28.244	0.004	13.924
		7	0.000	-3.632	0.000	-25.033	0.005	-171.755
		8	0.000	-1.635	0.000	-9.038	-0.002	-17.553

SOFISTIK AG - www.sofistik.com

Calculation of Spectra Y

Sum of forces (Base-Shear)

funct.	H[m]	Mode	SX[MN]	SY[MN]	SZ[MN]	MX[MNm]	MY[MNm]	MZ[MNm]
9998		9	0.000	-1.198	0.000	-6.726	0.002	-41.942
		10	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.009	0.000
		11	0.000	0.000	0.003	0.000	-0.069	0.000
		12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		13	0.000	-0.732	-0.003	-16.987	0.069	-15.094
		14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003
		15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000
		16	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.003	0.000
		17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000
		18	0.000	-0.146	0.000	-6.433	0.004	-2.999
		19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.009
		20	0.000	-0.169	0.001	-5.275	-0.021	-3.488
		21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.000
		22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.000
		24	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000
		25	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		26	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		27	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	-0.003
		28	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.003
		29	0.000	-0.005	0.000	-0.199	0.000	-0.098
		30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		31	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		32	0.000	0.000	0.000	-0.005	0.000	-0.004
		33	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		34	0.000	-0.002	0.000	-0.079	0.000	-0.044
		35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		36	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		37	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		38	0.000	-0.001	0.000	-0.020	0.000	-0.012
		39	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		40	0.000	0.000	0.000	-0.003	0.000	-0.002
		41	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000
		42	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		43	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.001	0.000
		44	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		45	0.000	0.000	0.000	-0.003	0.000	-0.002
		46	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		47	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		48	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		49	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		50	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		sum	0.001	13.166	0.003	64.153	0.077	273.002
Nodal Masses	7805.881		7805.881	7805.881	22103.857	3149.060	4620.366	

SOFISTIK AG - www.sofistik.com

Calculation of Spectra Z

Eigenfrequencies

No.	LC	Eigenvalue [1/sec ²]	relative Error	omega [1/sec]	frequency [Hertz]	period [sec]	Damping
1	9000	1.9933E+01		4.465	0.711	1.407	0.05000
2	9001	9.6851E+01		9.841	1.566	0.638	0.05000
3	9002	1.3655E+02		11.685	1.860	0.538	0.05000
4	9003	3.1780E+02		17.827	2.837	0.352	0.05000
5	9004	3.2281E+02		17.967	2.860	0.350	0.05000
6	9005	4.3298E+02		20.808	3.312	0.302	0.05000
7	9006	4.3441E+02		20.843	3.317	0.301	0.05000
8	9007	6.1591E+02		24.818	3.950	0.253	0.05000
9	9008	6.1615E+02		24.822	3.951	0.253	0.05000
10	9009	1.3486E+03		36.723	5.845	0.171	0.05000
11	9010	1.5380E+03		39.217	6.242	0.160	0.05000
12	9011	1.6790E+03		40.976	6.522	0.153	0.05000
13	9012	1.8951E+03		43.532	6.928	0.144	0.05000
14	9013	2.6121E+03		51.109	8.134	0.123	0.05000
15	9014	2.7476E+03		52.418	8.343	0.120	0.05000
16	9015	2.8041E+03		52.954	8.428	0.119	0.05000
17	9016	3.3953E+03		58.269	9.274	0.108	0.05000
18	9017	3.5003E+03		59.163	9.416	0.106	0.05000
19	9018	3.7953E+03		61.606	9.805	0.102	0.05000
20	9019	4.6151E+03		67.934	10.812	0.092	0.05000
21	9020	4.7866E+03		69.185	11.011	0.091	0.05000
22	9021	5.6019E+03		74.846	11.912	0.084	0.05000
23	9022	7.0138E+03		83.749	13.329	0.075	0.05000
24	9023	7.5069E+03		86.642	13.790	0.073	0.05000
25	9024	9.2378E+03		96.114	15.297	0.065	0.05000
26	9025	1.2046E+04		109.756	17.468	0.057	0.05000
27	9026	1.4134E+04		118.886	18.921	0.053	0.05000
28	9027	1.4155E+04		118.973	18.935	0.053	0.05000
29	9028	1.5839E+04		125.854	20.030	0.050	0.05000
30	9029	1.6703E+04		129.241	20.569	0.049	0.05000
31	9030	1.7532E+04		132.408	21.073	0.047	0.05000
32	9031	1.7603E+04		132.676	21.116	0.047	0.05000
33	9032	1.9669E+04		140.246	22.321	0.045	0.05000
34	9033	2.2717E+04		150.720	23.988	0.042	0.05000
35	9034	2.5855E+04		160.794	25.591	0.039	0.05000
36	9035	2.8496E+04		168.809	26.867	0.037	0.05000
37	9036	2.8529E+04		168.906	26.882	0.037	0.05000
38	9037	3.0521E+04		174.702	27.805	0.036	0.05000
39	9038	3.3272E+04		182.407	29.031	0.034	0.05000
40	9039	3.3780E+04		183.794	29.252	0.034	0.05000
41	9040	3.8334E+04		195.791	31.161	0.032	0.05000
42	9041	3.8645E+04		196.582	31.287	0.032	0.05000
43	9042	3.8942E+04		197.336	31.407	0.032	0.05000
44	9043	3.9452E+04		198.626	31.612	0.032	0.05000
45	9044	4.0994E+04		202.469	32.224	0.031	0.05000
46	9045	4.1907E+04		204.712	32.581	0.031	0.05000
47	9046	4.2213E+04		205.457	32.700	0.031	0.05000
48	9047	4.4390E+04		210.688	33.532	0.030	0.05000
49	9048	4.4511E+04		210.975	33.578	0.030	0.05000
50	9049	4.8244E+04		219.646	34.958	0.029	0.05000

SOFISTIK AG - www.sofistik.com

Load Cases

D[-]	SA[-]	SB[-]	MIN[-]	TB[sec]	TC[sec]	TD[sec]	TE[sec]	K1[-]	K2[-]	A[m/sec ²]
0.0500	1.000	3.000	0.000	0.050	0.150	1.000	0.000	1.000	2.000	1.60
		a-X	a-Y	a-Z	a-XX	a-YY	a-ZZ			
		[m/sec ²]	[m/sec ²]	[m/sec ²]	[1/sec ²]	[1/sec ²]	[1/sec ²]			
		0.00	0.00	1.44						

Modal load contributions per function

funct.	mode	R*V-factor	[o/o]	V*R*V-factor	mode	R*V-factor	[o/o]	V*R*V-factor
9999	1	6.031E-05	0.0	-1.520E-05	26	1.363E-02	0.0	-1.316E+00
	2	8.204E-02	0.0	-1.027E-02	27	-1.316E-03	0.0	-3.414E-01
	3	2.801E-03	0.0	-9.190E-03	28	-1.629E-02	0.0	-3.403E-01

Calculation of Spectra Z

Modal load contributions per function

funct.	mode	R*V-factor	[o/o]	V*R*V-factor	mode	R*V-factor	[o/o]	V*R*V-factor
9999	4	6.396E+00	0.3	-3.826E-02	29	1.360E-02	0.0	-5.016E-01
	5	6.177E+00	0.2	-3.791E-02	30	1.112E+00	0.0	-1.251E+00
	6	-1.353E-03	0.0	-1.603E-02	31	1.780E-03	0.0	-8.221E-03
	7	1.266E-03	0.0	-1.519E-02	32	8.953E-03	0.0	-3.380E-03
	8	9.705E-04	0.0	-3.046E-02	33	2.830E-02	0.0	-1.388E+00
	9	-3.190E-03	0.0	-3.085E-02	34	-5.711E-03	0.0	-5.289E-01
	10	-4.660E-02	0.0	-1.190E+00	35	5.101E-04	0.0	-2.566E-03
	11	-1.023E+02	64.7	-1.433E+00	36	4.277E-01	0.0	-4.851E-01
	12	-7.840E-03	0.0	-7.123E-04	37	5.535E-01	0.0	-4.827E-01
	13	1.014E-01	0.0	-5.399E-02	38	4.195E-03	0.0	-1.363E-01
	14	6.139E-03	0.0	-1.656E-01	39	-7.652E-04	0.0	-1.407E-03
	15	-3.704E-01	0.0	-5.746E-01	40	-3.073E-03	0.0	-4.642E-02
	16	-6.154E+01	23.4	-1.326E+00	41	-2.910E+00	0.1	-9.182E-01
	17	-1.455E-03	0.0	-8.773E-01	42	8.502E-02	0.0	-8.889E-01
	18	-2.398E-02	0.0	-9.680E-01	43	3.010E+00	0.1	-7.889E-01
	19	1.787E-03	0.0	-9.897E-01	44	-1.886E-03	0.0	-9.570E-04
	20	-7.479E-02	0.0	-2.882E-01	45	4.934E-03	0.0	-2.149E-02
	21	-2.953E+00	0.1	-7.891E-01	46	2.346E-02	0.0	-1.139E+00
	22	-1.746E-02	0.0	-5.957E-01	47	3.008E+00	0.1	-6.575E-01
	23	4.249E+01	11.2	-1.081E+00	48	-5.517E-04	0.0	-7.416E-04
	24	-1.106E-01	0.0	-4.892E-02	49	-2.729E-03	0.0	-4.376E-03
	25	6.445E-03	0.0	-2.649E-02	50	-1.008E-04	0.0	-7.035E-04
	Sq.Sum	1.618E+04	100.0	-2.185E+01				

Modal Response

Response of periodic loading is exact including the phases

Contributions of all functions will be added as sum of squares

Fct.	Mode	Response	phase	Mode	Response	phase
9999	1	6.875E-07		26	3.395E-06	
	2	5.970E-04		27	-2.794E-07	
	3	1.717E-05		28	-3.453E-06	
	4	2.570E-02		29	2.573E-06	
	5	2.462E-02		30	1.960E-04	
	6	-4.656E-06		31	2.942E-07	
	7	4.351E-06		32	1.472E-06	
	8	2.801E-06		33	4.018E-06	
	9	-9.204E-06		34	-6.706E-07	
	10	-9.088E-05		35	5.056E-08	
	11	-1.869E-01		36	3.736E-05	
	12	-1.370E-05		37	4.827E-05	
	13	1.606E-04		38	3.352E-07	
	14	7.051E-06		39	-5.469E-08	
	15	-4.045E-04		40	-2.154E-07	
	16	-6.584E-02		41	-1.734E-04	
	17	-1.285E-06		42	5.013E-06	
	18	-2.055E-05		43	1.758E-04	
	19	1.412E-06		44	-1.083E-07	
	20	-4.862E-05		45	2.697E-07	
	21	-1.851E-03		46	1.247E-06	
	22	-9.351E-06		47	1.584E-04	
	23	1.818E-02		48	-2.725E-08	
	24	-4.421E-05		49	-1.344E-07	
	25	2.093E-06		50	-4.482E-09	

Sum of forces (Base-Shear)

funct.	H[m]	Mode	SX[MN]	SY[MN]	SZ[MN]	MX[MNm]	MY[MNm]	MZ[MNm]
9999		1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		2	-0.004	0.000	0.000	0.000	0.003	0.000
		3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.003
		4	0.345	0.000	-0.036	0.000	-0.927	0.000
		5	-0.341	0.000	-0.034	0.000	2.388	0.000
		6	0.000	0.000	0.000	-0.001	0.000	0.000
		7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.003
		8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

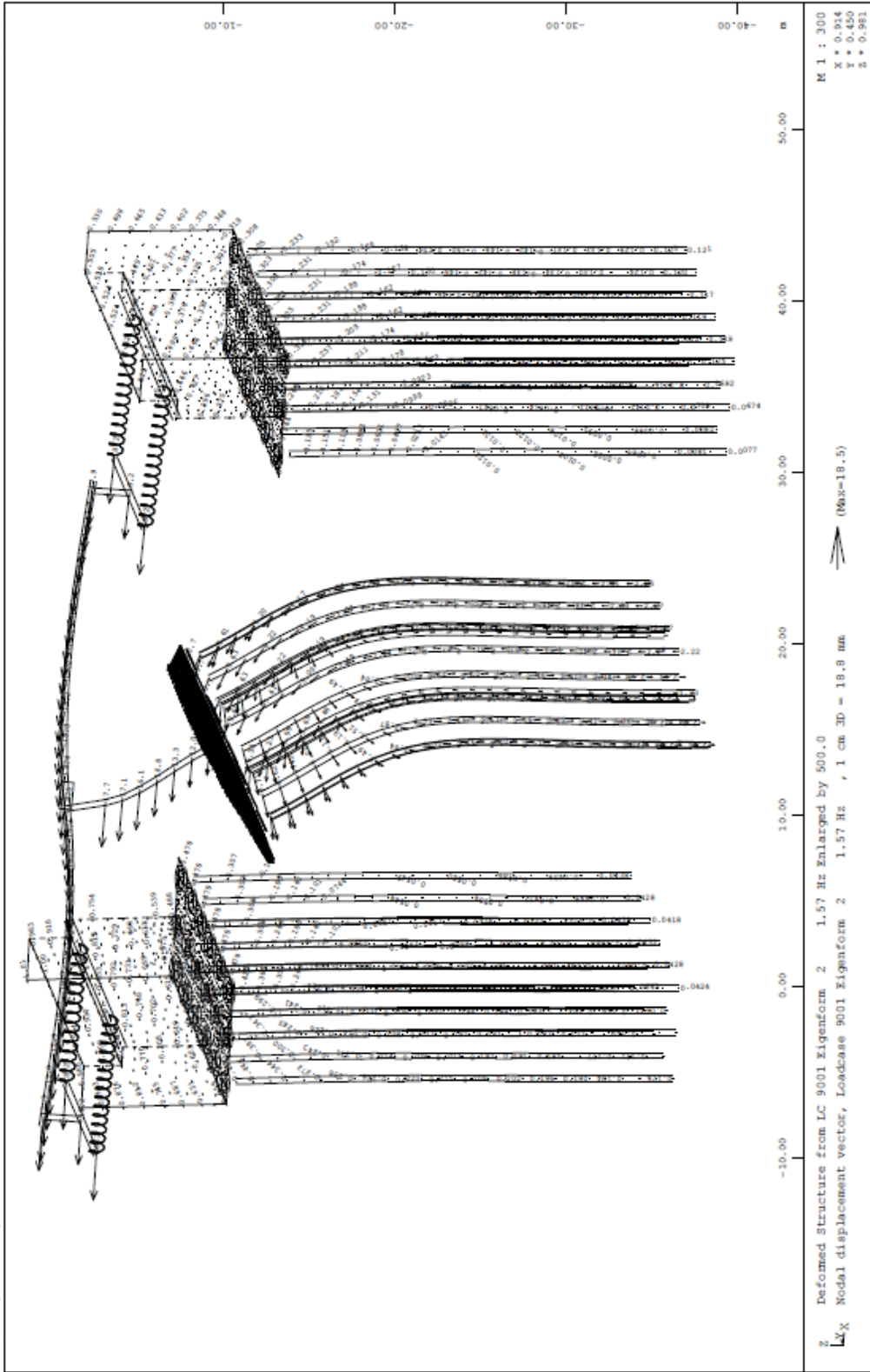
SOFISTIK AG - www.sofistik.com

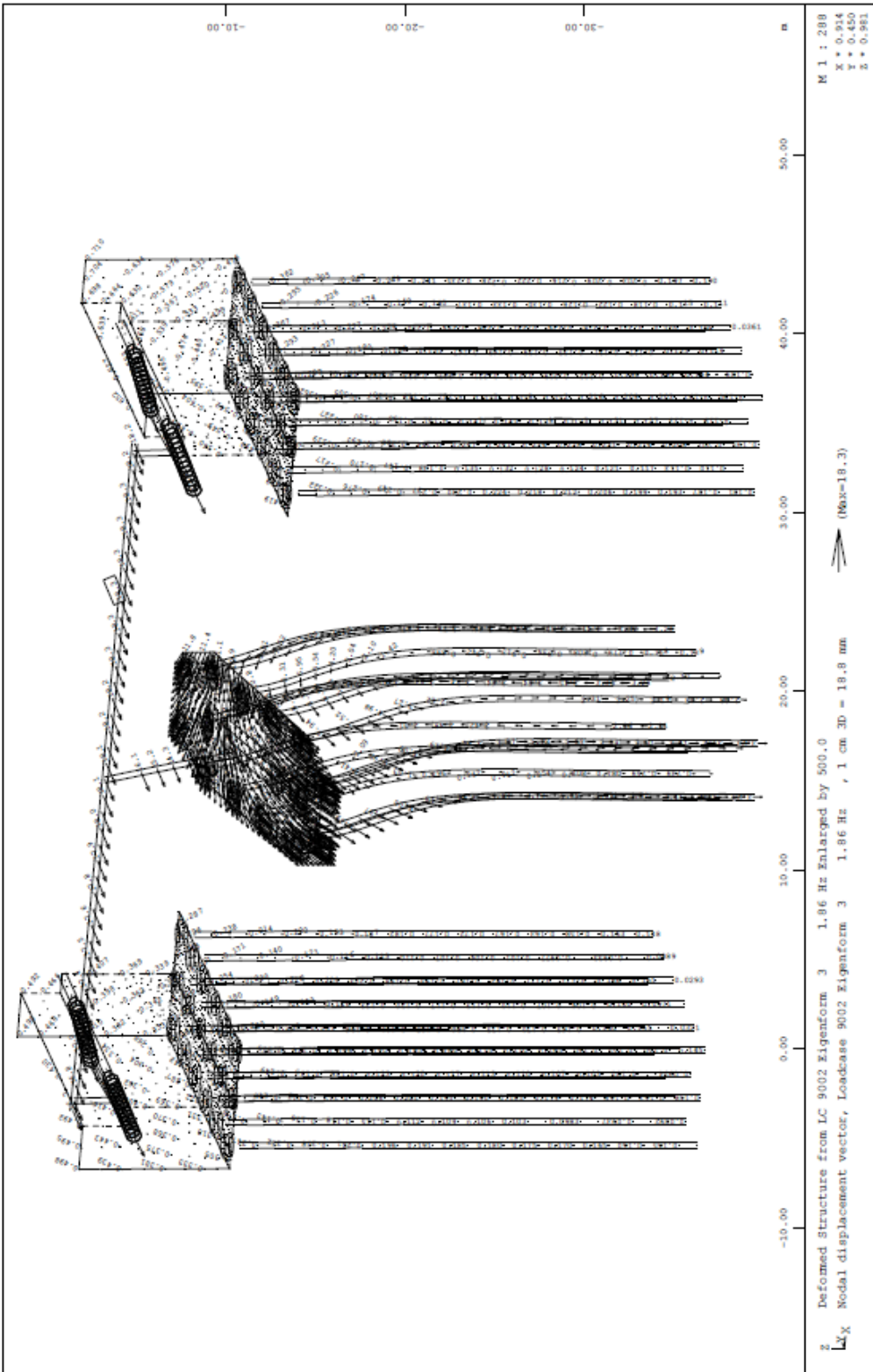
Calculation of Spectra Z

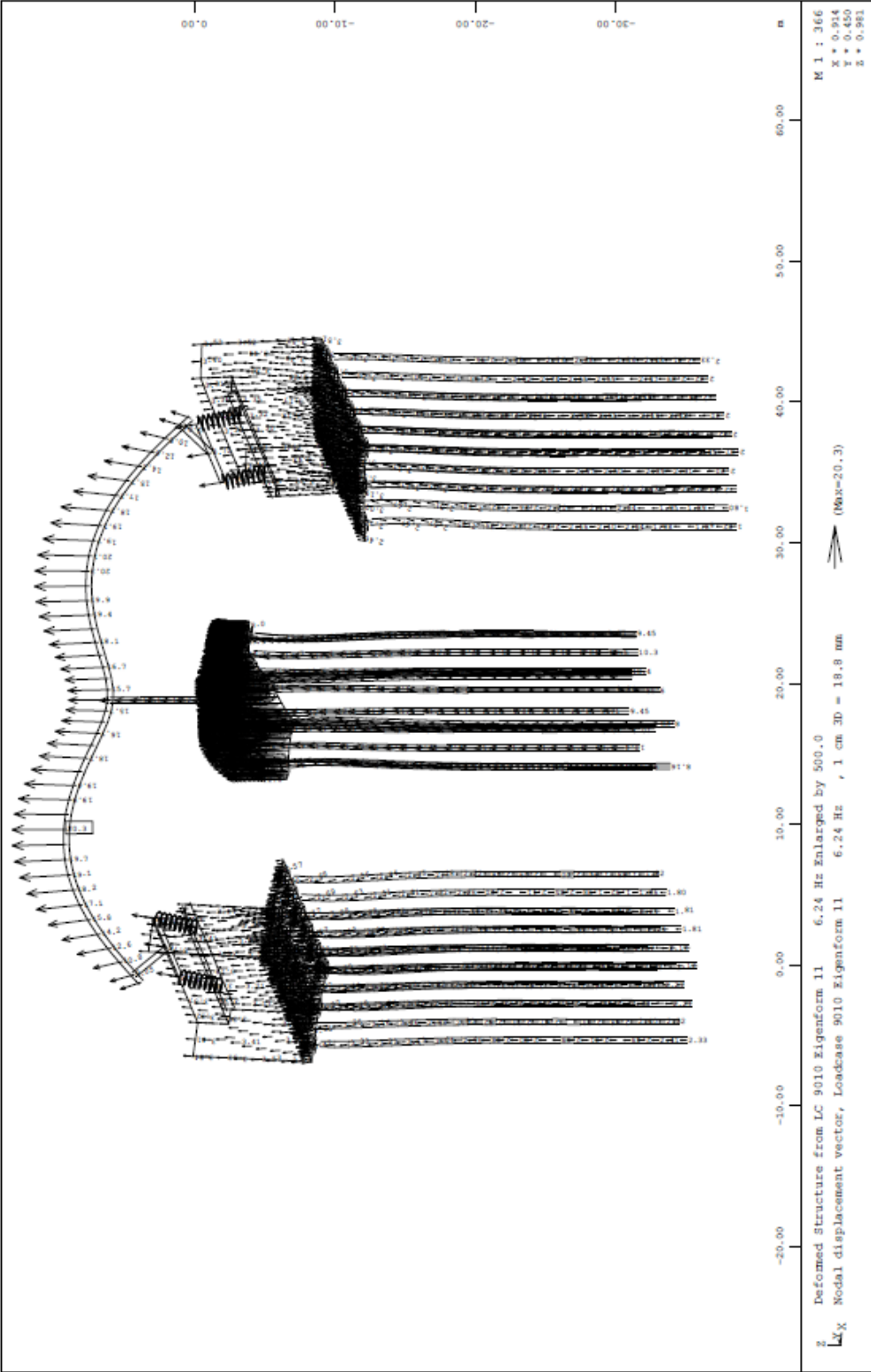
Sum of forces (Base-Shear)

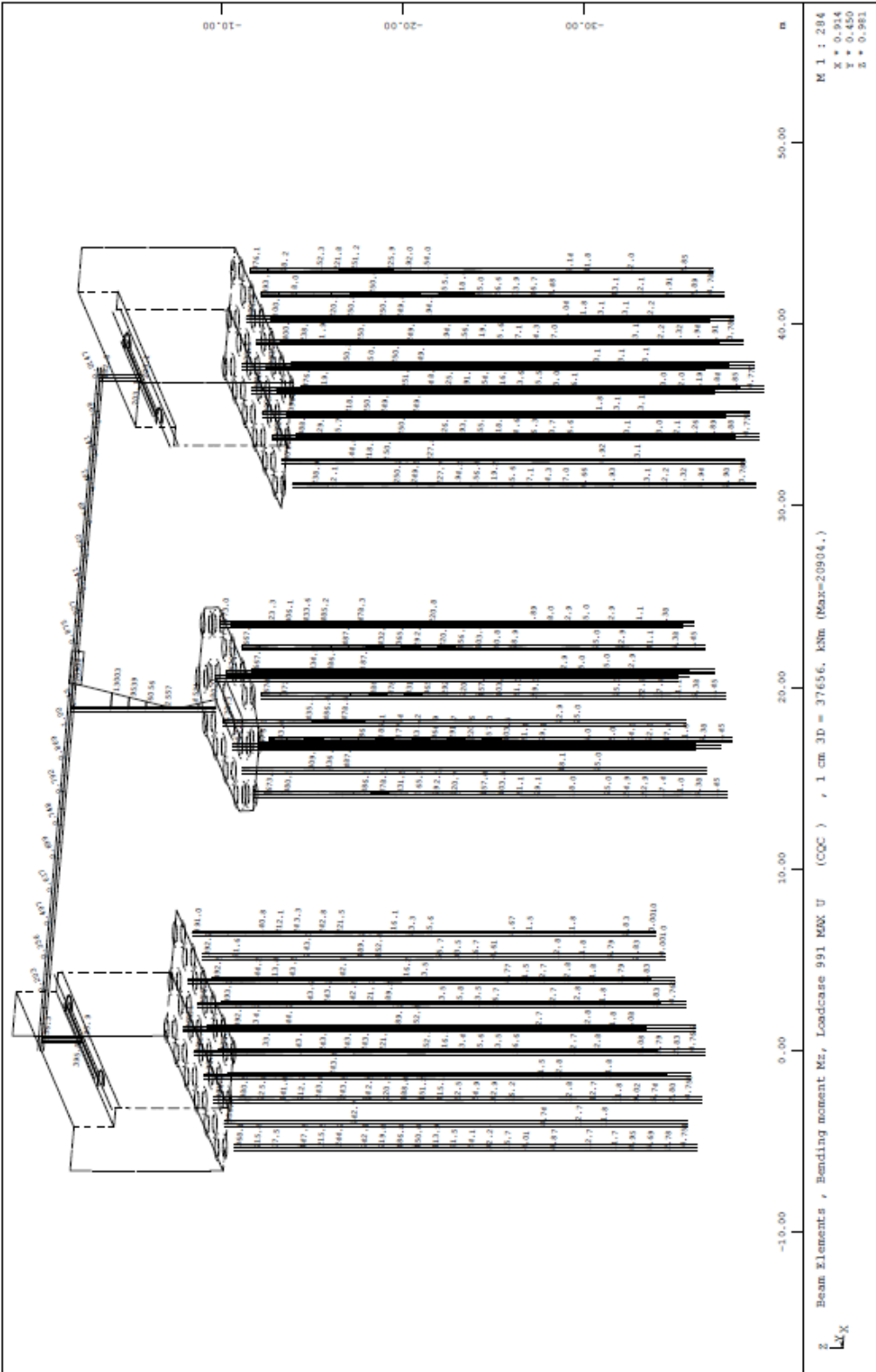
func.	H[m]	Mode	SX[MN]	SY[MN]	SZ[MN]	MX[MNm]	MY[MNm]	MZ[MNm]
9999		9	0.000	0.000	0.000	-0.001	0.000	-0.004
		10	-0.001	0.000	0.000	0.000	0.115	0.000
		11	0.002	0.005	-20.420	0.106	421.542	0.104
		12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003
		13	0.000	-0.005	0.000	-0.115	0.000	-0.102
		14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
		15	0.004	0.000	0.000	0.000	0.902	0.000
		16	-0.006	0.000	-7.891	0.002	162.170	0.000
		17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.000
		18	0.000	-0.001	0.000	-0.025	0.000	-0.011
		19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
		20	0.000	0.002	0.000	0.060	0.000	0.040
		21	0.000	0.000	-0.018	-0.011	0.373	-0.007
		22	-0.001	0.000	0.000	0.000	-0.014	0.000
		23	0.000	-0.001	-3.762	0.002	77.647	-0.012
		24	0.000	0.000	0.000	-0.005	0.001	0.000
		25	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		26	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.005	0.000
		27	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		28	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.001
		29	0.000	0.000	0.000	0.003	0.000	0.001
		30	0.000	0.000	-0.003	0.000	0.052	0.000
		31	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		32	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		33	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.007	0.000
		34	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000
		35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		36	0.001	0.000	0.000	0.000	-0.001	-0.001
		37	-0.001	0.000	-0.001	0.000	0.018	0.000
		38	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		39	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		40	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		41	0.000	0.000	-0.013	0.000	0.276	-0.002
		42	-0.001	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000
		43	0.001	0.000	-0.014	0.000	0.295	0.002
		44	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		45	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		46	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		47	0.000	0.000	-0.014	0.000	0.289	-0.001
		48	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		49	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		50	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		sum	0.038	0.005	23.023	0.123	475.428	0.110
Nodal Masses	7805.881		7805.881	7805.881	22103.857	3149.060	4620.366	

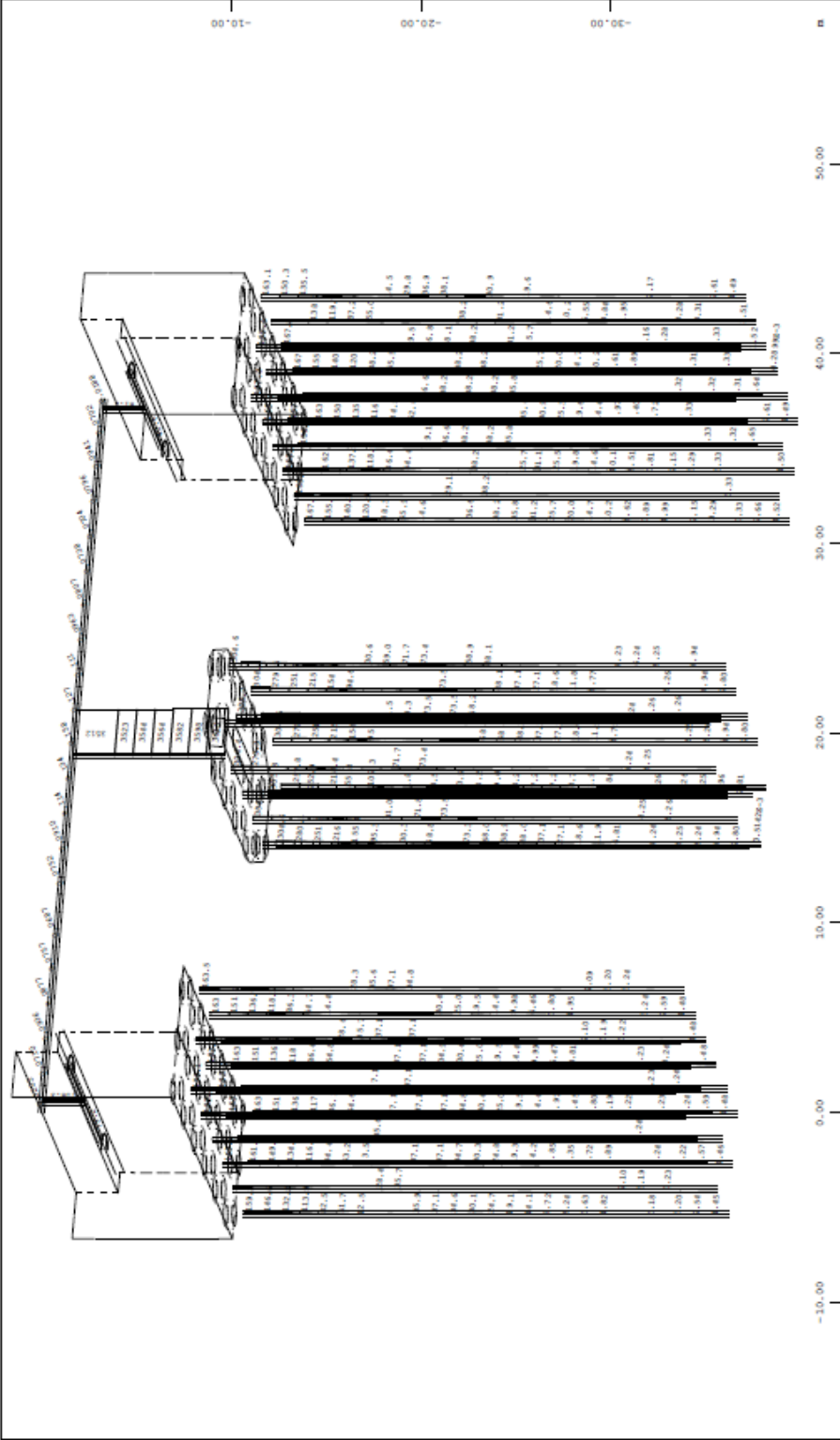
SOFISTIK AG - www.sofistik.com





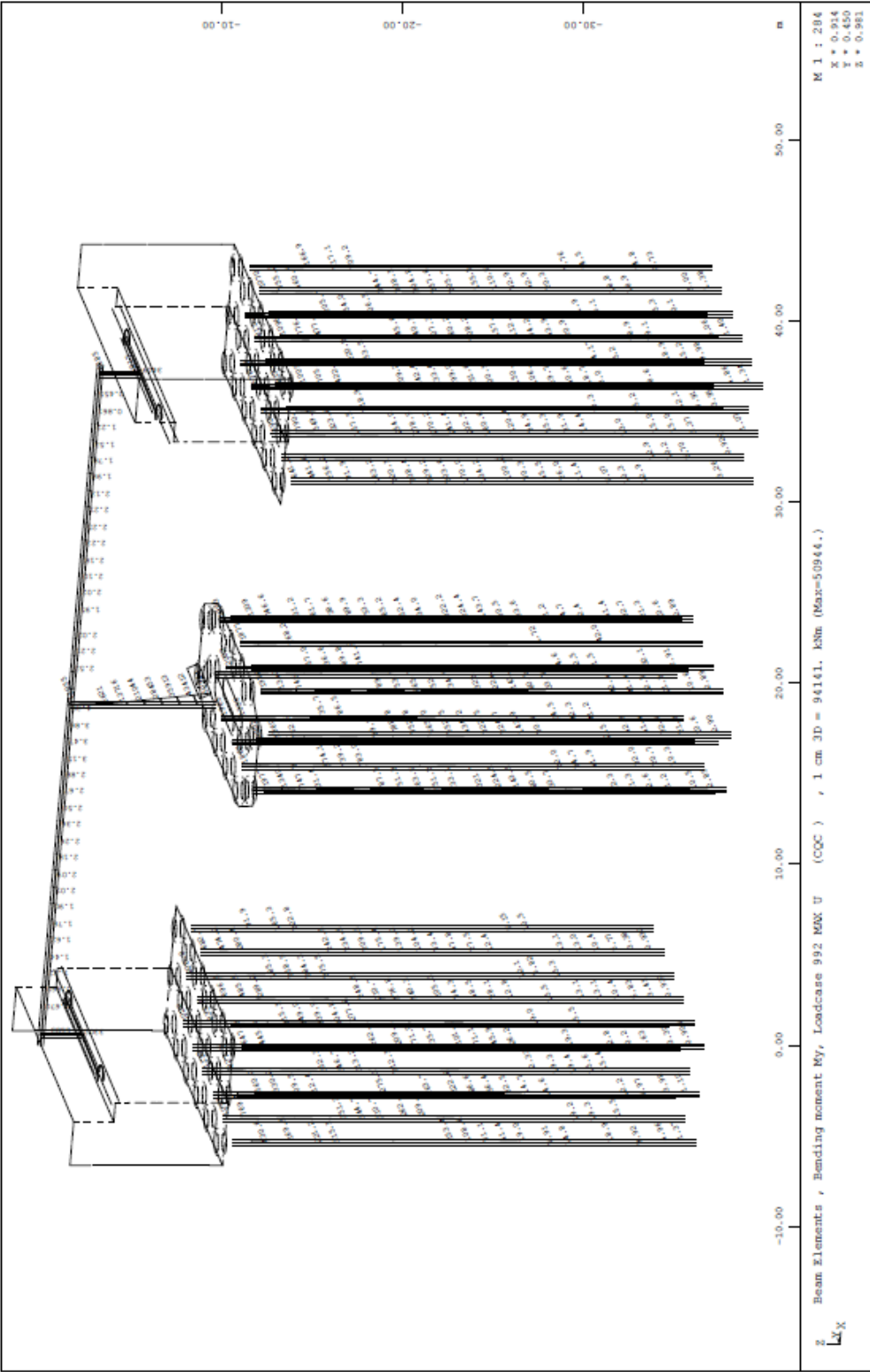


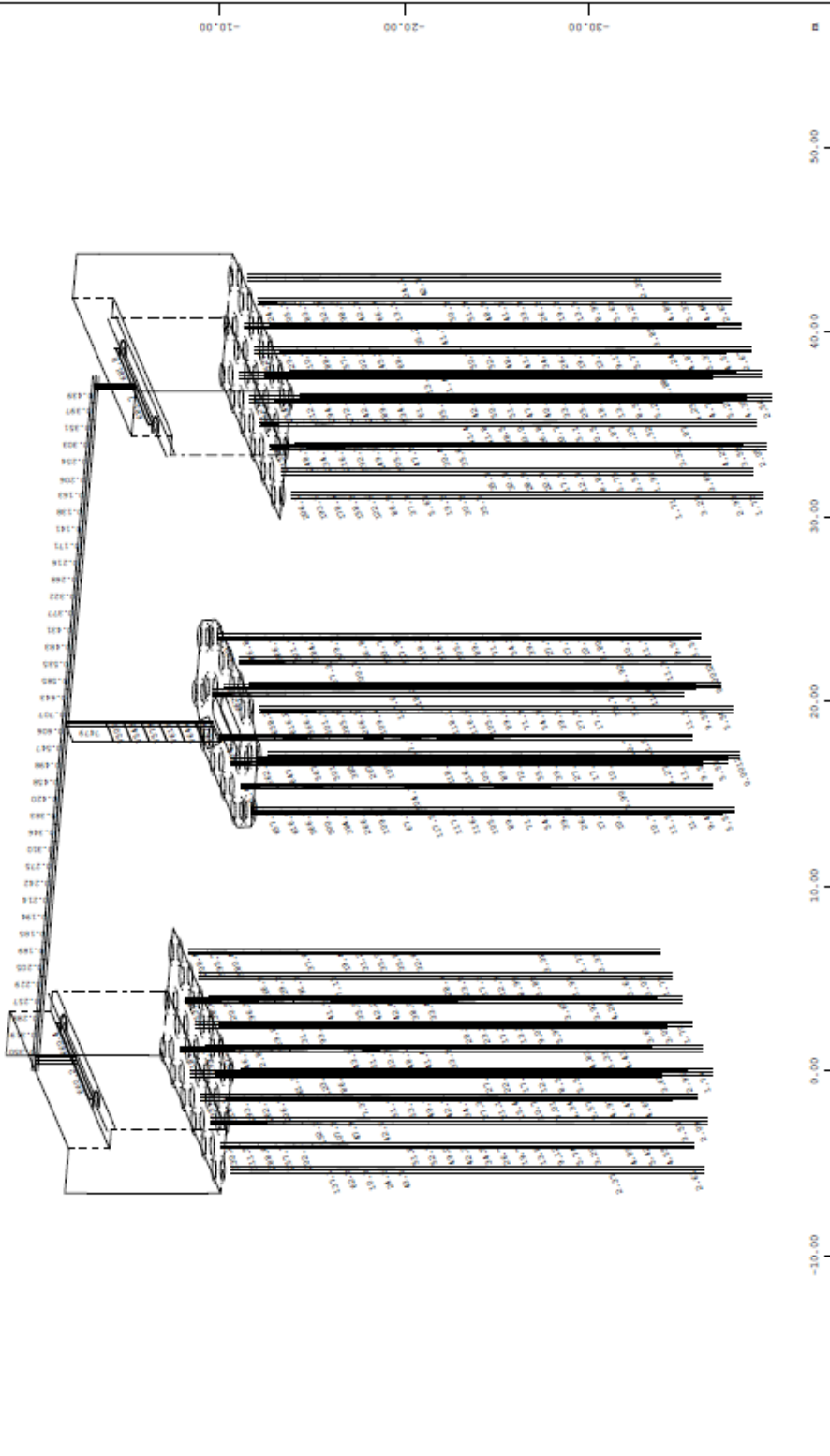




2. Beam Elements , Shear force V_y , Loadcase 991 Max U (CQC) , 1 cm 3D = 3766 . kN (Max=3613.)
 M_x

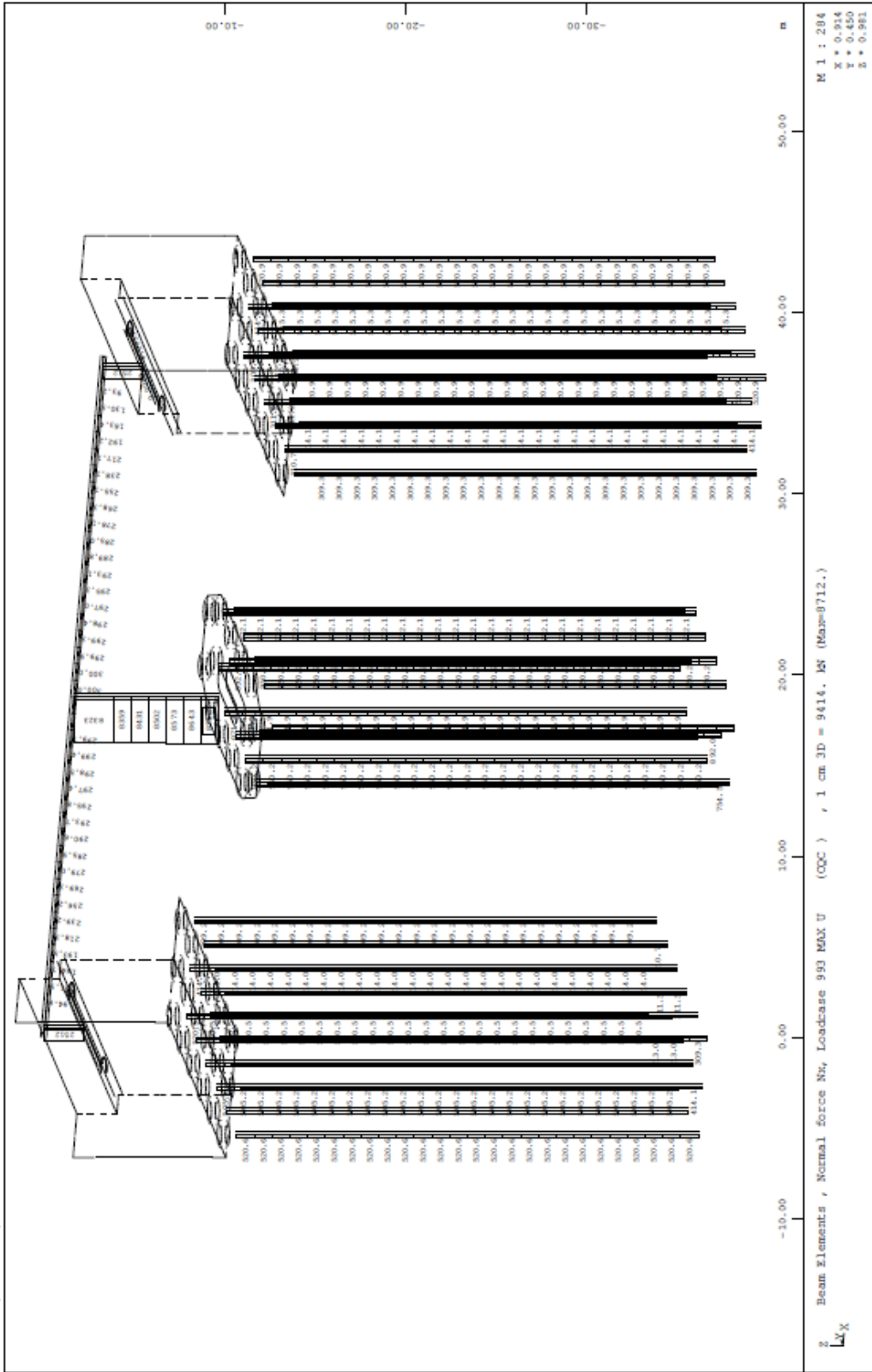
N 1 : 295
 X * 0.914
 Y * 0.450
 Z * 0.981





2 Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 992 N0X U (CQC) , 1 cm 3D = 9414. kN (Max=7674.)

M 1 : 296
X * 0.914
Y * 0.450
Z * 0.981



Τα Τεχνικά Σχέδια παρατήθενται στο Παράρτημα Α ως εξής :

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α. ΤΕΧΝΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ

ΣΧΕΔΙΟ Π.1 ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΓΡΑΦΙΑ. **ΣΦΑΛΜΑ! ΔΕΝ ΕΧΕΙ ΟΡΙΣΤΕΙ ΣΕΛΙΔΟΔΕΙΚΤΗΣ.**

ΣΧΕΔΙΟ Π.2 ΚΑΤΟΨΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ – ΧΑΡΑΞΗ ΠΑΣΣΑΛΩΝ..**ΣΦΑΛΜΑ! ΔΕΝ ΕΧΕΙ ΟΡΙΣΤΕΙ ΣΕΛΙΔΟΔΕΙΚΤΗΣ.**

ΣΧΕΔΙΟ Π.3 ΚΑΤΟΨΗ ΠΛΑΚΑΣ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ.....**ΣΦΑΛΜΑ! ΔΕΝ ΕΧΕΙ ΟΡΙΣΤΕΙ ΣΕΛΙΔΟΔΕΙΚΤΗΣ.**

ΣΧΕΔΙΟ Π.4 ΤΟΜΗ ΦΟΡΕΑ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ – ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΑΡΜΟΥ**ΣΦΑΛΜΑ! ΔΕΝ ΕΧΕΙ ΟΡΙΣΤΕΙ ΣΕΛΙΔΟΔΕΙΚΤΗΣ.**

ΣΧΕΔΙΟ Π.5 ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΟΜΗ Α-Α **ΣΦΑΛΜΑ! ΔΕΝ ΕΧΕΙ ΟΡΙΣΤΕΙ ΣΕΛΙΔΟΔΕΙΚΤΗΣ.**

ΣΧΕΔΙΟ Π.6 Όψεις ακροβαθρών Α3, Α4**ΣΦΑΛΜΑ! ΔΕΝ ΕΧΕΙ ΟΡΙΣΤΕΙ ΣΕΛΙΔΟΔΕΙΚΤΗΣ.**

ΣΧΕΔΙΟ Π.7 ΕΓΚΑΡΣΙΕΣ ΤΟΜΕΣ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ – ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ1 ..**ΣΦΑΛΜΑ! ΔΕΝ ΕΧΕΙ ΟΡΙΣΤΕΙ ΣΕΛΙΔΟΔΕΙΚΤΗΣ.**

ΣΧΕΔΙΟ Π.8 ΟΠΛΙΣΜΟΙ ΑΚΡΟΒΑΘΡΟΥ Α3 **ΣΦΑΛΜΑ! ΔΕΝ ΕΧΕΙ ΟΡΙΣΤΕΙ ΣΕΛΙΔΟΔΕΙΚΤΗΣ.**

ΣΧΕΔΙΟ Π.9 ΟΠΛΙΣΜΟΙ ΑΚΡΟΒΑΘΡΟΥ Α3 **ΣΦΑΛΜΑ! ΔΕΝ ΕΧΕΙ ΟΡΙΣΤΕΙ ΣΕΛΙΔΟΔΕΙΚΤΗΣ.**

ΣΧΕΔΙΟ Π.10 ΟΠΛΙΣΜΟΙ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ1.....**ΣΦΑΛΜΑ! ΔΕΝ ΕΧΕΙ ΟΡΙΣΤΕΙ ΣΕΛΙΔΟΔΕΙΚΤΗΣ.**

ΣΧΕΔΙΟ Π.11 ΟΠΛΙΣΜΟΙ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ1.....**ΣΦΑΛΜΑ! ΔΕΝ ΕΧΕΙ ΟΡΙΣΤΕΙ ΣΕΛΙΔΟΔΕΙΚΤΗΣ.**

ΣΧΕΔΙΟ Π.12 ΟΠΛΙΣΜΟΙ ΑΚΡΟΒΑΘΡΟΥ Α4**ΣΦΑΛΜΑ! ΔΕΝ ΕΧΕΙ ΟΡΙΣΤΕΙ ΣΕΛΙΔΟΔΕΙΚΤΗΣ.**

ΣΧΕΔΙΟ Π.13 ΟΠΛΙΣΜΟΙ ΑΚΡΟΒΑΘΡΟΥ Α4**ΣΦΑΛΜΑ! ΔΕΝ ΕΧΕΙ ΟΡΙΣΤΕΙ ΣΕΛΙΔΟΔΕΙΚΤΗΣ.**

ΣΧΕΔΙΟ Π.14 ΠΡΟΕΝΤΑΣΗ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ (Α)**ΣΦΑΛΜΑ! ΔΕΝ ΕΧΕΙ ΟΡΙΣΤΕΙ ΣΕΛΙΔΟΔΕΙΚΤΗΣ.**

ΣΧΕΔΙΟ Π.15 ΠΡΟΕΝΤΑΣΗ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ (Β)**ΣΦΑΛΜΑ! ΔΕΝ ΕΧΕΙ ΟΡΙΣΤΕΙ ΣΕΛΙΔΟΔΕΙΚΤΗΣ.**

ΣΧΕΔΙΟ Π.16 ΟΠΛΙΣΜΟΙ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ.....**ΣΦΑΛΜΑ! ΔΕΝ ΕΧΕΙ ΟΡΙΣΤΕΙ ΣΕΛΙΔΟΔΕΙΚΤΗΣ.**

ΣΧΕΔΙΟ Π.17 ΟΠΛΙΣΜΟΙ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ.....**ΣΦΑΛΜΑ! ΔΕΝ ΕΧΕΙ ΟΡΙΣΤΕΙ ΣΕΛΙΔΟΔΕΙΚΤΗΣ.**

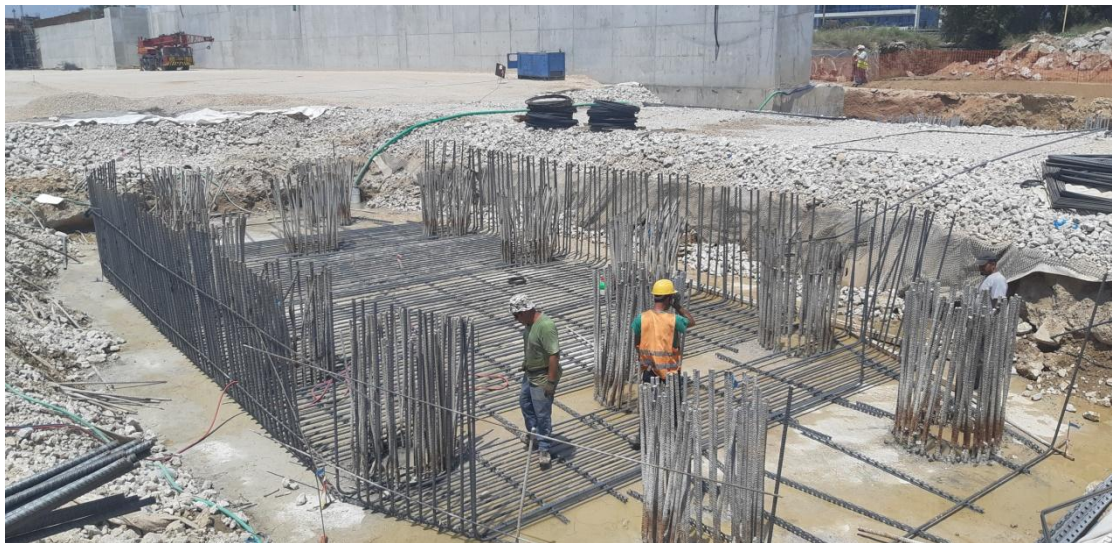
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΚΟ ΥΛΙΚΟ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ



Φωτογραφία 5.1 Θεμελίωση, πασσαλοσωλήνες.



Φωτογραφία 5.2 Οπλισμός πεδίου θεμελίωσης.



Φωτογραφία 5.3 Οπλισμός θεμελίου μεσόβαθρου.



Φωτογραφία 5.4 Οπλισμός κορμού μεσόβαθρου.



Φωτογραφία 5.5 Οπλισμός θεμελίου μεσόβαθρου.



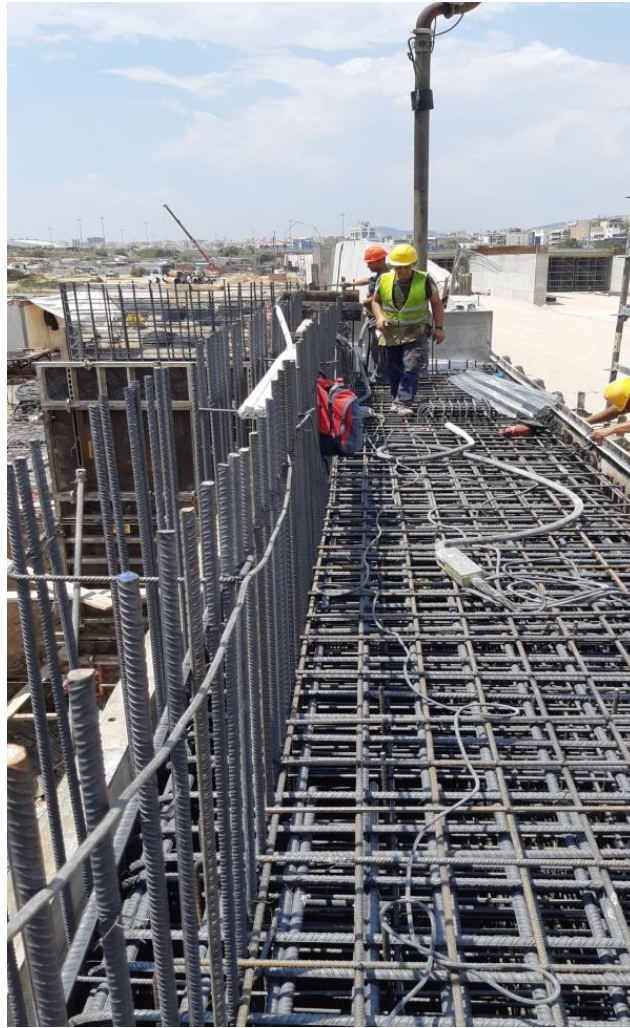
Φωτογραφία 5.6 Σκυροδέτηση τοιχείων.



Φωτογραφία 5.7 Οπλισμός θεμελίου μεσόβαθρου.



Φωτογραφία 5.8 Δέσιμο οπλισμών.



Φωτογραφία 5.9 Οπλισμός κορμού μεσόβαθρου στη στέψη.



Φωτογραφία 5.10 Οπλισμός θεμελίου μεσόβαθρου.



Φωτογραφία 5.11 Οπλισμός θεμελίου μεσόβαθρου.



Φωτογραφία 5.12 Παράλληλο τεχνικό έργο.



Φωτογραφία 5.13 Οπλισμός (αναμονές) θεμελίου μεσόβαθρου.



Φωτογραφία 5.14 Θέση μεσόβαθρου.



Φωτογραφία 5.15 Οπλισμός κορμού μεσόβαθρου.



Φωτογραφία 5.16 Σκυροδέτηση κορμού μεσόβαθρου.



Φωτογραφία 5.17 Σκυροδέτηση κορμού μεσόβαθρου.



Φωτογραφία 5.18 Σκυροδέτηση κορμού μεσόβαθρου.



Φωτογραφία 5.19 Επίχωση υλικού.



Φωτογραφία 5.20 Μεσόβαθρο.



Φωτογραφία 5.21 Οπλισμός τοιχείου.



Φωτογραφία 5.22 Φάση της κατασκευής πριν το καλούπωμα του καταστρώματος.



Φωτογραφία 5.23 Τοποθέτηση υγρομόνωσης.



Φωτογραφία 5.24 Σκυροδέτηση τοιχείων.



Φωτογραφία 5.25 Τοποθέτηση ικριωμάτων για το καλούπωμα του καταστρώματος.



Φωτογραφία 5.26 Τοποθέτηση ξυλότυπου για το κατάστρωμα της γέφυρας.



Φωτογραφία 5.27 Τοποθέτηση ξυλότυπου για το κατάστρωμα της γέφυρας.



Φωτογραφία 5.28 Τοποθέτηση ξυλότυπου για το κατάστρωμα της γέφυρας.



Φωτογραφία 5.29 Τοποθέτηση ξυλότυπου για το κατάστρωμα της γέφυρας.



Φωτογραφία 5.30 Τοποθέτηση ξυλότυπου για το κατάστρωμα της γέφυρας.



Φωτογραφία 5.31 Τοποθέτηση ξυλότυπου για το κατάστρωμα της γέφυρας.



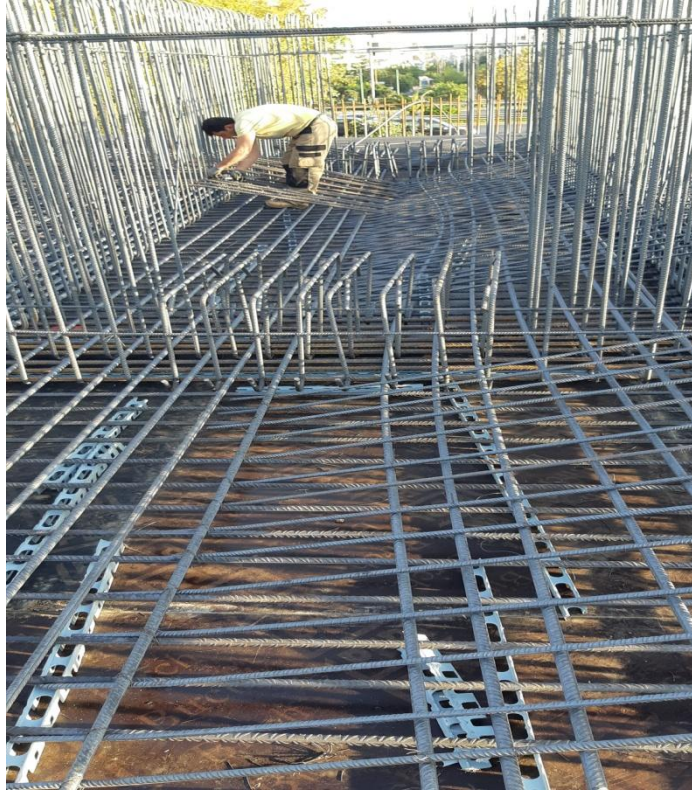
Φωτογραφία 5.32 Τοποθέτηση ξυλότυπου για το κατάστρωμα της γέφυρας.



Φωτογραφία 5.33 Οπλισμός διατομής καταστρώματος.



Φωτογραφία 5.34 Οπλισμός διατομής καταστρώματος.



Φωτογραφία 5.35 Οπλισμός διατομής καταστρώματος.



Φωτογραφία 5.36 Τοποθέτηση εφέδρανου.



Φωτογραφία 5.37 Τοποθέτηση – έλεγχος εφέδρανου.



Φωτογραφία 5.38 Οπλισμός διατομής καταστρώματος.



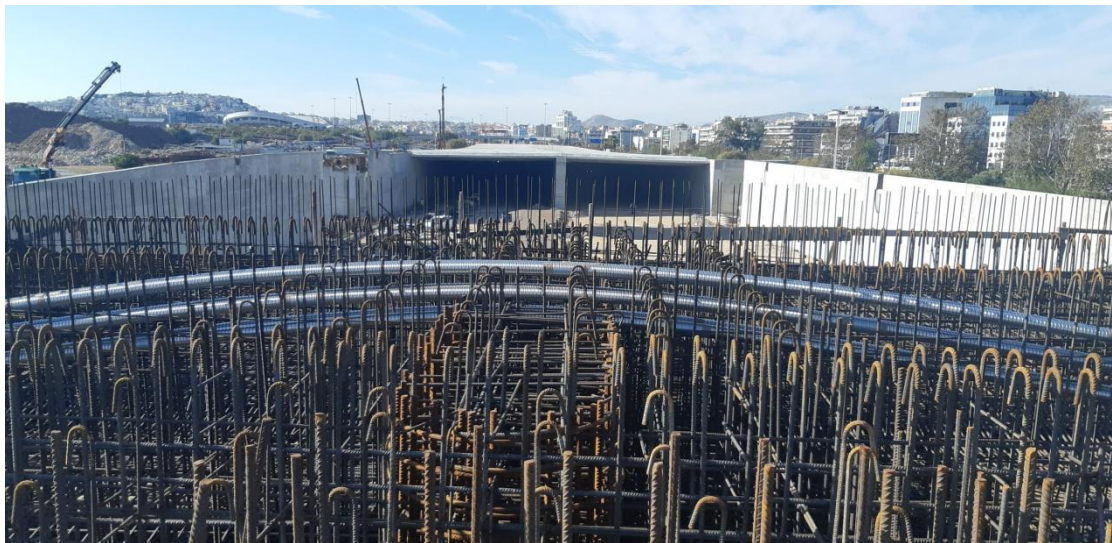
Φωτογραφία 5.39 Άνω βάση εφέδρανου.



Φωτογραφία 5.40 Οπλισμός διατομής καταστρώματος.



Φωτογραφία 5.41 Σωλήνες για τα συρματόσχοινα προέντασης.



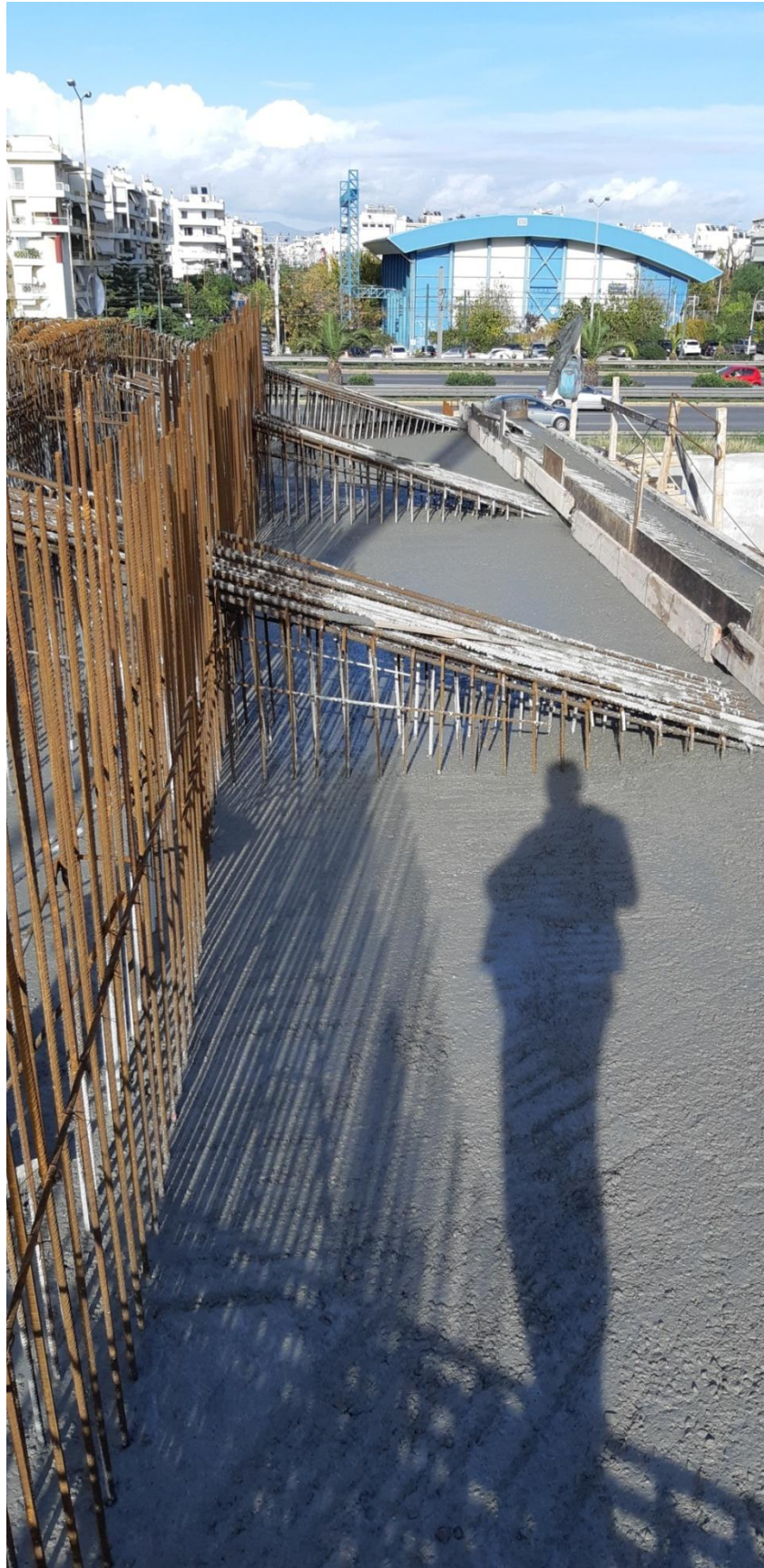
Φωτογραφία 5.42 Σωλήνες για τα συρματόσχοινα προέντασης.



Φωτογραφία 5.43 Σωλήνες για τα συρματόσχοινα προέντασης.



Φωτογραφία 5.44 Διατομή καταστρώματος.



Φωτογραφία 5.45 Σκυροδέτηση καταστρώματος.



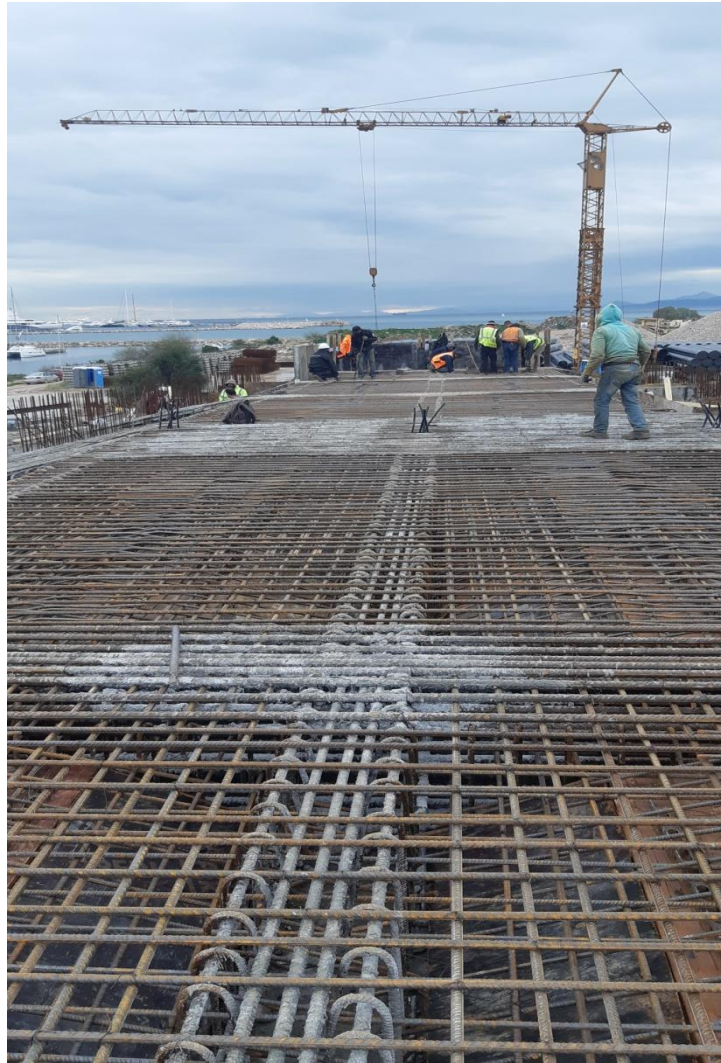
Φωτογραφία 5.46 Σωλήνες για τα συρματόσχοινα προέντασης.



Φωτογραφία 5.47 Σωλήνες για τα συρματόσχοινα προέντασης.



Φωτογραφία 5.48 Σωλήνες για τα συρματόσχοινα προέντασης.



Φωτογραφία 5.49 Άνω οπλισμός διατομής.



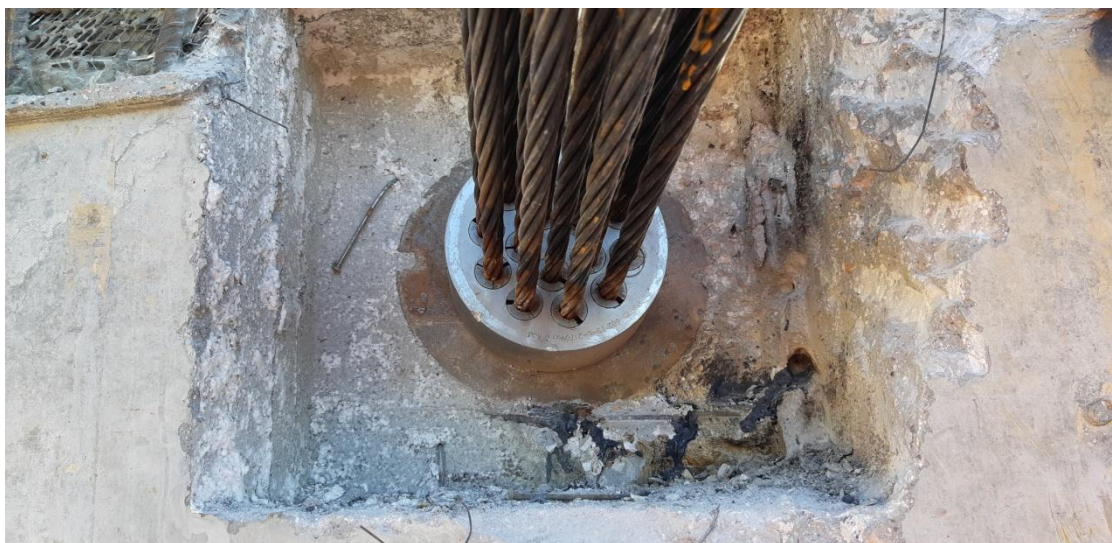
Φωτογραφία 5.50 Άνω οπλισμός διατομής.



Φωτογραφία 5.51 Έλεγχος οπλισμού από τον επιβλέποντα μηχανικό.



Φωτογραφία 5.52 Συρματόσχοινα προέντασης.



Φωτογραφία 5.53 Συρματόσχοινα προέντασης.



Φωτογραφία 5.54 Πλάκα καταστρώματος.



Φωτογραφία 5.55 Πλάκα καταστρώματος (κάτωθεν όψη).



Φωτογραφία 5.56 Πλάκα καταστρώματος.



Φωτογραφία 5.57 Πλάκα καταστρώματος.



Φωτογραφία 5.58 Όψη γέφυρας.



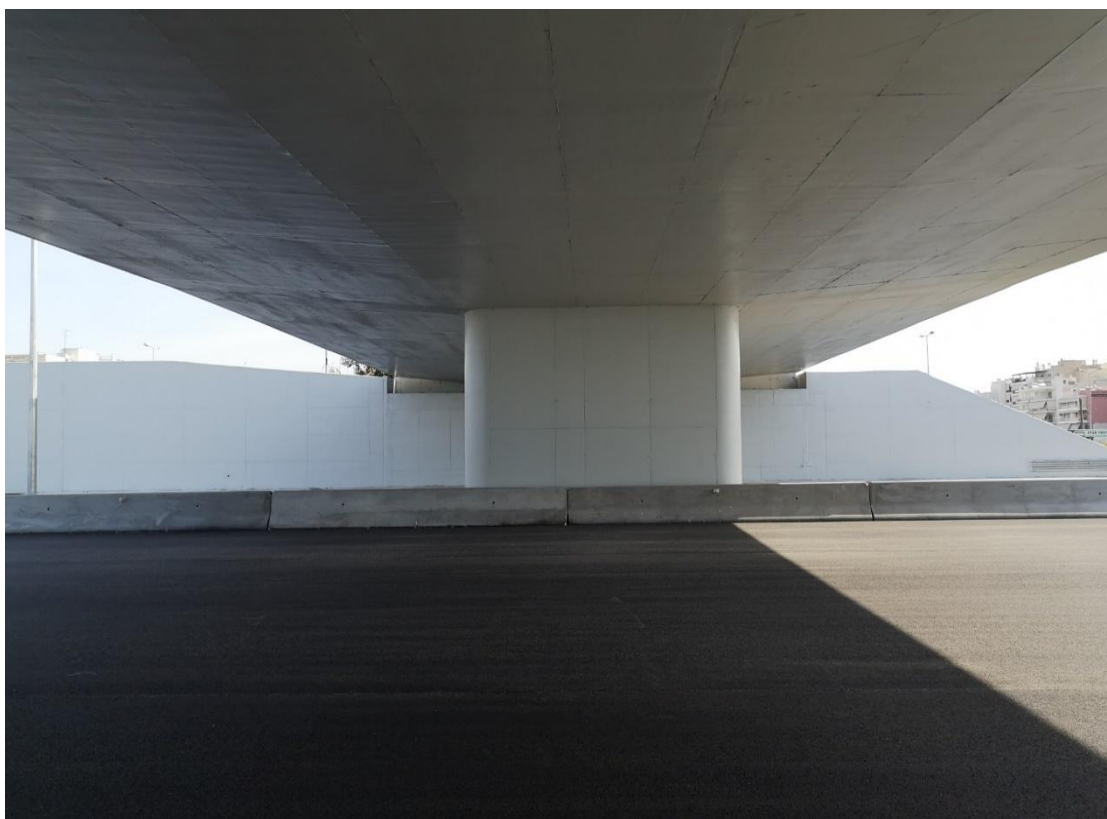
Φωτογραφία 5.59 Όψη γέφυρας (προς το τέλος του έργου).



Φωτογραφία 5.60 Τοποθέτηση ασφάλτου.



Φωτογραφία 5.61 Έργο πριν την ολοκλήρωση.



Φωτογραφία 5.62 Έργο στην ολοκλήρωση.



Φωτογραφία 5.63 Έργο στην ολοκλήρωση.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6^ο ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

1. Στον τομέα του Υπολογισμού Κατασκευών ο ηλεκτρονικός υπολογιστής (Η/Υ) έχει γίνει απαραίτητο εργαλείο για τον μηχανικό για να φέρει εις πέρας την εργασία του.
2. Ο μελετητής – μηχανικός οφείλει να είναι σε θέση να ελέγξει ο ίδιος την ορθότητα των αποτελεσμάτων που του δίνει το πρόγραμμα Η/Υ που χρησιμοποιεί, πράγμα που απαιτεί να γνωρίζει πολύ καλά την κλασική στατική. Ο έλεγχος επιβάλλεται για την ασφάλεια της κατασκευής.
3. Τα πλεονεκτήματα επίλυσης φορέων με Η/Υ παρουσιάζονται ιδιαίτερα σε περιπτώσεις φορέων με πολλά μέλη όπου η επίλυση με κλασικές μεθόδους θα ήταν μακροχρόνια και πιο δύσκολη. Επιπλέον, στις κλασικές μεθόδους συνήθως γίνονται περισσότερες απλουστευτικές παραδοχές για να επιτευχθεί η επίλυση των φορέων.
4. Υπάρχει πλήθος προγραμμάτων Η/Υ που μπορεί ο καθένας να επιλέξει ανάλογα με τις ανάγκες του. Τα προγράμματα αυτά συνεχώς εξελίσσονται και ο βαθμός αξιοπιστίας τους αυξάνει.
5. Η κατασκευή της γέφυρας στον Όρμο Φαλήρου, λόγω των νέων τεχνικών μεθόδων που χρησιμοποιήθηκαν και της αναγκαιότητας του έργου, ήταν σύντομη και έτσι δόθηκε σύντομα στη κυκλοφορία.
6. Η επιλογή του τύπου γέφυρας και της μεθόδου κατασκευής επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό τον προϋπολογισμό του έργου. Ο μελετητής, βάσει της πείρας του και των γνώσεών του καλείται να κάνει την σωστή επιλογή.
7. Κάθε μελέτη τεχνικού έργου οφείλει να συμμορφώνεται με τους ισχύοντες κανονισμούς υλικών, φορτίσεων, ανάλυσης και διαστασιολόγησης. Για τη μελέτη της παρούσας γέφυρας λήφθηκαν υπόψη οι κανονισμοί : DIN 1045, 1055, 1072, 1075, 1054, 4014, 4085, 4227, ΕΑΚ 2000/2003, ΟΔΗΓΙΑ Ε39/99 ΥΠΕΧΩΔΕ.
8. Η παρούσα Πτυχιακή Εργασία περιλαμβάνει την πλήρη μελέτη πεζογέφυρας δύο ανοιγμάτων συνολικού μήκους 41,3m από προεντεταμένο και οπλισμένο σκυρόδεμα με ελαστομεταλλικά εφέδρανα, στον Όρμο Φαλήρου του Νομού Αττικής, με τη χρήση Η/Υ.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- 1.Εγνατία Οδός, 1998, Προβλήματα Σχεδιασμού Οδογεφυρών, Επιστημονική Διημερίδα, Φεβρ. 1998, Θεσσαλονίκη.
- 2.Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ2000), ΦΕΚ 2184 Β/20-12-1999.
- 3.ΥΠΕΧΩΔΕ, Γενική Γραμματεία Δημοσίων Έργων, Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος, Αθήνα 2000.
- 4.ΥΠΕΧΩΔΕ, Ε.39/99, Οδηγίες για την αντισεισμική μελέτη γεφυρών, Ιαν. 2000.
- 5.American Concrete Institute, 1990, External Prestressing in Bridges, SP120, Ed. A. Naaman.
- 6.Bachmann H., 1995 , Αντισεισμική προστασία κατασκευών, εκδ. Μ. Γκιούρδα.
- 7.CIAS, Advanced problems in bridge construction, Courses and Lectures No 316, Springer-Verlag.
- 8.Federation Internationale du Beton, Guidance for good bridge design, Bulletin 9, July 2000.
- 9.Leonhardt F., The significance of aesthetics in Structures, Structural Engineering International, Vol. 6, No. 2, 1996
- 10.Priestley M. J. N., Seible F., Calvi G. M., 1996, Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, Inc.
- 11.Taly N., 1998, Design of Modern Highway Bridges, McGraw-Hill.
12. Δ.-Π. Ν. ΚΟΝΤΟΝΗ, «Υπολογισμός Κατασκευών με Η/Υ», Τμήμα Πολιτικών Τ.Ε., Τ.Ε.Ι. Δυτικής Ελλάδας, Πάτρα, 1995/1999/2014.
- 13.Δ.-Π. Ν. ΚΟΝΤΟΝΗ, Επιστημονικά Εκπαιδευτικά Προγράμματα Η/Υ ειδικότητας Πολιτικού Μηχανικού, Πάτρα 1985-2020.
14. Δ.-Π. Ν. ΚΟΝΤΟΝΗ, «Πολιτικός Μηχανικός & Η/Υ», «Εισαγωγή στους Η/Υ», «Εισαγωγή στο Διαδίκτυο (Internet) και στις υπηρεσίες του» (διδασκτικές σημειώσεις), «Ασκήσεις Προγραμματισμού Η/Υ και Υπολογιστικών Εφαρμογών Πολιτικού Μηχανικού Ι & ΙΙ», Τμήμα Πολιτικών Τ.Ε., Τ.Ε.Ι. Δυτικής Ελλάδας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πελοποννήσου, Πάτρα, 1998-2020.
15. Θεοδωρακόπουλος Δ. – Μπούσιας Ε. – Γιαννόπουλος Π., «Ανάλυση και Σχεδιασμός Κατασκευών», Τόμος Α, ΕΑΠ, 2008.
16. Δ. Κωνσταντινίδης, «Γεφυροποιία» (Διδακτικές Σημειώσεις), Τμήμα Πολιτικών Έργων Υποδομής, Αλεξάνδρειο Τ.Ε.Ι. Θεσσαλονίκης, 2012.
17. EN 1991 Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών.
18. EN 1992 Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός των κατασκευών από σκυρόδεμα.
19. ΕΑΚ 2000. Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός (Ε.Α.Κ. 2000. Υπ. Απόφαση Δ17α/141/3/ΦΝ 2184Β/20-12-1999 & Φ.Ε.Κ. 781/18-0602003). Όπως επίσης και το ΦΕΚ/Β' 1154/12-8-2003 – Δ17α/115/9/ΦΝ 275.
20. Οδηγίες για τη μελέτη των οδικών έργων – (ΟΜΟΕ – Τεχνικών Έργων Οδοποιίας (Έργα Πολιτικού Μηχανικού) 2003).
21. DIN–Fachbericht 101 : Δράσεις σε γέφυρες.
22. DIN–Fachbericht 102 : Γέφυρες από σκυρόδεμα.
23. Οδηγίες για την εφαρμογή των κανονισμών DIN–Fachbericht στην Ελλάδα (ΥΠΕΧΩΔΕ Ιούνιος 2007).
24. DIN 4019 (1986) «Εδαφος Θεμελίωσης – Υπολογισμός Θραύσης Εδάφους», Έκδοση Απριλίου 1979.

25. DIN 4019 1979 Baugrund. Setzungberechnungen, Έκδοση Απριλίου 1979.
26. ΕΑΚ 2000 (1999) Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός «ΕΑΚ 200», Υπ. Αποφ.Δ17α/141/3/Φ.Ν. 275/92-ΦΕΚ 2184Β'/20.12.1999, όπως τροποποιήθηκε με ΦΕΚ181Β/18.06.2003.
27. ΕΚΩΣ 2000 (2000) Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος «ΕΚΩΣ 2000»ΦΕΚ 1329Ε/6.11.2000.
28. Στατικοί υπολογισμοί του έργου «ΓΕΦΥΡΑ ΤΟΥ ΠΟΤΑΜΟΥ ΣΚΟΥΠΕΙΚΟ, Γ.Ε. 19/Χ.Θ.46+757,00-46+827,00» ΤΟΥ ΑΥΤΟΚΙΝΗΤΟΔΡΟΜΟΥ ΕΛΕΥΣΙΝΑ-ΚΟΡΙΝΘΟΣ-ΠΑΤΡΑ-ΠΥΡΓΟΣ-ΤΣΑΚΩΝΑ πουεκπονήθηκε από τον όμιλο τεχνικώνμελετών «ΚΑΛΛΙΕΡΓΟΣ Ο.Τ.Μ.», 2008.
29. Πηγές από το Διαδίκτυο:
- i. <http://www.english-heritage.org.uk/visit/places/iron-bridge/>
 - ii. https://el.wikipedia.org/wiki/%CE%93%CE%AD%CF%86%CF%85%CF%81%CE%B1_%CF%84%CE%BF%CF%85_%CE%9A%CE%B1%CF%81%CF%8C%CE%BB%CE%BF%CF%85
 - iii. <https://www.britannica.com/topic/SantAngelo-Bridge>
 - iv. <https://gr.depositphotos.com/109210164/stock-photo-steel-support-structureabove-bridge.html>
 - v. <http://www.towerbridge.org.uk/about/>
 - vi. http://www.highestbridges.com/wiki/index.php?title=Beipanjiang_Bridge_Duge
 - vii. <https://el.wikipedia.org/wiki/%CE%A0%CE%BF%CF%81%CF%84%CE%B1%CF%8A%CE%BA%CF%8C%CF%82>
 - viii. http://www.egnomi.gr/article/56974/ta_kyrioteraxiotheata_sti_xalkida_kai_liga_logia_gi_ayta.html
 - ix. https://el.wikipedia.org/wiki/%CE%93%CE%AD%CF%86%CF%85%CF%81%CE%B1_%CE%9B%CE%B5%CF%85%CE%BA%CE%AC%CE%B4%CE%B1%CF%82
 - x. http://gefires.blogspot.gr/2009/06/blog-post_8751.html
 - xi. <https://iaitoloakarnania.gr/2017/01/5783/>
 - xii. <http://www1.aegean.gr/gympeir/gefires.htm>
 - xiii. http://gefires.blogspot.gr/2009/06/blog-post_1183.html
 - xiv. <http://www.kathimerini.gr/755756/article/epikairothta/kosmos/oi-aytoxeiresprotimoynthn-kremasth-gefyra-golden-gate-toy-san-fransisko>