

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ (Τ.Ε.Ι.) ΔΥΤΙΚΗΣ ΕΛΛΑΔΑΣ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε.

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΜΕΛΕΤΗ ΓΕΦΥΡΑΣ ΤΡΙΩΝ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ ΣΥΝΟΛΙΚΟΥ ΜΗΚΟΥΣ
78,1m ΑΠΟ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΟ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ
ΜΕ ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΑ, ΣΤΗ ΔΕΞΙΑ ΠΑΡΑΓΛΑΥΚΙΑ
ΑΡΤΗΡΙΑ ΠΑΤΡΩΝ, ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ Η/Υ



ΕΙΣΗΓΗΤΡΙΑ - ΕΠΙΒΛΕΠΟΥΣΑ:

Δρ. Διονυσία - Πηνελόπη Κοντονή

Δρ. Πολιτικός Μηχανικός

Αν. Καθηγήτρια Τ.Ε.Ι.

ΣΠΟΥΔΑΣΤΡΙΑ:

Νίνογλου Αθανασία

ΕΥΧΑΡΙΣΤΗΡΙΑ

Έχοντας ολοκληρώσει πλέον την Πτυχιακή Εργασία μου, αισθάνομαι την ανάγκη να ευχαριστήσω την Εισηγήτρια και Επιβλέπουσα της παρούσας Πτυχιακής Εργασίας, Δρ. Διονυσία – Πηνελόπη Κοντονή, Δρ. Πολιτικό Μηχανικό και Αν. Καθηγήτρια Τ.Ε.Ι. για την πολύτιμη βοήθεια που μου πρόσφερε κατά την εκπόνηση της Πτυχιακής Εργασίας, τη συνεχή καθοδήγηση και την υπομονή της.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Σωτήρη Μηλιτσόπουλο, Πολιτικό Μηχανικό ΠΕ με Α βαθμό, επιβλέποντα μηχανικό του έργου του Ανισόπεδου Κόμβου, για την παροχή στοιχείων σχετικά με τη μελέτη της γέφυρας της παρούσας Πτυχιακής Εργασίας.

Πάτρα, Μάιος 2015

Νίνογλου Αθανασία

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα Πτυχιακή Εργασία περιλαμβάνει την πλήρη και αναλυτική μελέτη γέφυρας τριών ανοιγμάτων 78.1m από προεντεταμένο και οπλισμένο σκυρόδεμα με ελαστομεταλλικά εφέδρανα, στη δεξιά Παραγλαύκια αρτηρία Πατρών, με χρήση Η/Υ. Η μελέτη έγινε σύμφωνα με τους κανονισμούς DIN-Fachbericht 100 για το σκυρόδεμα, DIN-Fachbericht 101 για δράσεις σε γέφυρες, DIN-Fachbericht 102 για γέφυρες από σκυρόδεμα, Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός (ΕΑΚ 2000/2003), οδηγίες για την εφαρμογή των κανονισμών DIN-Fachbericht στην Ελλάδα, οδηγίες για την αντισεισμική μελέτη γεφυρών σε συνδυασμό με DIN-FB 102, 103 104, οδηγίες για τη μελέτη των οδικών έργων, οδηγίες για τη μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση.

Υπεύθυνη δήλωση σπουδάστριας: Η κάτωθι υπογεγραμμένη σπουδάστρια έχει επίγνωση των συνεπειών του Νόμου περί λογοκλοπής και δηλώνει υπεύθυνα ότι είναι συγγραφέας αυτής της Πτυχιακής Εργασίας, αναλαμβάνοντας την ευθύνη επί ολόκληρου του κειμένου, έχει δε αναφέρει στην Βιβλιογραφία της όλες τις πηγές τις οποίες χρησιμοποίησε και έλαβε ιδέες ή δεδομένα. Δηλώνει επίσης ότι, οποιοδήποτε στοιχείο ή κείμενο το οποίο έχει ενσωματώσει στην εργασία της προερχόμενο από Βιβλία ή άλλες εργασίες ή το διαδίκτυο, γραμμένο ακριβώς ή παραφρασμένο, το έχει πλήρως αναγνωρίσει ως πνευματικό έργο άλλου συγγραφέα και έχει αναφέρει ανελλιπώς το όνομα του και την πηγή προέλευσης.

Η σπουδάστρια



Νίνογλου Αθανασία

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΗΡΙΑ	2
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	3
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο	11
ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΦΥΡΩΝ.....	11
1.1 Ορισμός της γέφυρας.....	11
1.2 Τύποι γεφυρών	12
1.2.1 Κρεμαστή γέφυρα.....	12
1.2.2 Καλωδιωτή γέφυρα	13
1.2.3 Γέφυρα σε δοκούς	14
1.2.4 Αμφιπροέχουσα γέφυρα.....	15
1.2.5 Τοξωτή Γέφυρα	16
1.2.6 Κινητή γέφυρα	17
1.3 Συνοπτικά στοιχεία γεφυρών	18
1.3.1 Κατασκευαστικοί παράγοντες.....	18
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο	24
ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ.....	24
2.1 Διαμόρφωση γεφυρών	24
2.2 Δράσεις	24
2.3 Οριακές καταστάσεις της φέρουσας ικανότητας.....	25
2.3.1 Έλεγχος της στατικής ισορροπίας και της αντοχής	25
2.3.2 Συνδυασμός δράσεων	26
2.3.3 Μερικοί Συντελεστές ασφαλείας	28
2.4 Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας	29
2.4.1 Έλεγχος κατάστασης λειτουργικότητας	29

2.4.2 Κανόνες συνδυασμού δράσεων	29
2.4.3 Έλεγχοι Περιορισμού Τάσεων	31
2.4.4 Ρηγμάτωση.....	31
2.4.5 Παραμορφώσεις και Ταλαντώσεις.....	32
2.5 Δομικά υλικά.....	33
2.5.1 Σκυρόδεμα.....	33
2.5.1.1 Ερπυσμός.....	34
2.5.1.2 Συστολή ξήρανσης.....	35
2.5.2 Φυσικοί λίθοι.....	35
2.5.3 Τεχνητοί λίθοι	35
2.5.4 Χάλυβας σκυροδέματος	36
2.5.5 Δομικός χάλυβας.....	36
2.6 Έλεγχος σε κόπωση.....	36
2.6.1 Έλεγχος οπλισμού	36
2.6.2 Έλεγχος σκυροδέματος.....	37
2.7 Σεισμός.....	37
2.7.1 Σεισμική μόνωση.....	37
2.7.2 Συνήθεις βλάβες από σεισμούς.....	38
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο	41
ΜΕΛΕΤΗ ΓΕΦΥΡΑΣ ΤΡΙΩΝ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ 78.1m ΑΠΟ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΟ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΜΕ ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΑ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ Η/Υ.....	41
3.1 Αντικείμενο – Συμβατικά στοιχεία	41
3.2 Γενική περιγραφή τεχνικών έργων	41
3.3 Παραδοχές	42
3.3.1 Υλικά Κατασκευής	42
3.3.2 Φορτία	43
3.3.3 Σεισμική Φόρτιση.....	43

3.3.4 Έδαφος	43
3.3.5 Ονομαστικές επικαλύψεις οπλισμών	43
3.3.6 Κατηγορίες έκθεσης στοιχείων σκυροδέματος	44
3.3.7 Κανονισμοί	44
3.4 Περιγραφή τεχνικού.....	44
3.4.1 Γενική περιγραφή ανωδομής.....	44
3.4.2 Περιγραφή μεσοβάθρων	45
3.4.3 Περιγραφή Θεμελίωσης.....	45
3.4.4 Αρμοί.....	47
3.4.5 Εφέδρανα	47
3.4.6 Προένταση.....	47
3.4.7 Τελικές επεξεργασίες επιφανειών σκυροδέματος.....	48
3.4.8 Οδόστρωμα	48
3.4.9 Πεζοδρόμια - Σηθαία ασφαλείας	48
3.4.10 Φάσεις κατασκευής	48
3.5 Γεωτεχνικές – Γεωλογικές συνθήκες	49
3.5.1 Περιγραφή εδάφους – Στοιχεία γεωτρήσεων.....	49
3.5.2 Σεισμική διέγερση.....	49
3.5.3 Οριζόντιος και κατακόρυφος δείκτης εδάφους	49
3.5.4 Έλεγχος θεμελίωσης	49
3.6 Στατική ανάλυση.....	49
3.6.1 Στατική ανάλυση.....	49
3.6.2 Σεισμική ανάλυση	50
3.6.3 Συνδυασμοί φορτίσεων	51
3.6.3.1 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Θεμελιώδεις συνδυασμοί – Εκτός Σεισμού).....	51
3.6.3.2 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας – Σεισμός.....	51
3.6.3.3 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας – Τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού	52

3.6.3.4 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργίας – Σπάνιος συνδυασμός.....	52
3.6.3.5 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργίας – Συχνός συνδυασμός.....	53
3.6.3.6 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργίας – Οιονεί - Μόνιμος συνδυασμός	53
3.7 Έλεγχοι για οριακή κατάσταση λειτουργίας οπλισμένου σκυροδέματος	54
3.7.1 Έλεγχος θλιπτικών τάσεων στο σκυρόδεμα.....	54
3.7.2 Έλεγχος ρηγμάτωσης.....	54
3.7.3 Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων στον χάλυβα χαλαρού οπλισμού. 54	
3.8 Έλεγχοι για οριακή κατάσταση λειτουργίας προεντεταμένου σκυροδέματος	54
3.8.1 Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων στον χάλυβα χαλαρού οπλισμού. 54	
3.8.2 Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων στον χάλυβα προέντασης	55
3.8.3 Έλεγχος θλιπτικών τάσεων στο σκυρόδεμα.....	55
3.8.4 Έλεγχος απόθλιψης σκυροδέματος	55
3.8.5 Έλεγχος ρηγμάτωσης.....	55
3.9 Έλεγχοι για οριακή κατάσταση αστοχίας οπλισμένου σκυροδέματος.....	55
3.10 Ανάλυση φορέα ανωδομής και βάθρων	55
3.10.1 Προσομοίωμα.....	55
3.10.2 Βασικές φορτίσεις.....	57
3.10.2.1 Ίδιο Βάρος Φορέα, G0.....	57
3.10.2.2 Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία, G1	57
3.10.2.3 Κινητά Φορτία, L.....	57
3.10.2.4 Προένταση, P	58
3.10.2.5 Ομοιόμορφη αύξηση θερμοκρασίας [ΔΤΝ]	58
3.10.2.6 Ομοιόμορφη μείωση θερμοκρασίας [ΔΤΝ]	59
3.10.2.7 Διαφορά θερμοκρασίας ανωδομής – άνω παρειά θερμότερη της κάτω [ΔΤΜ].....	59

3.10.2.8 Διαφορά θερμοκρασίας ανωδομής – κάτω παρειά θερμότερη της άνω [ΔTM]	59
3.10.2.9 Ομοιόμορφη αύξηση θερμοκρασίας για εφέδρανα και αρμούς [ΔTN].....	59
3.10.2.10 Ομοιόμορφη μείωση θερμοκρασίας για εφέδρανα και αρμούς [ΔTN].....	59
3.10.2.11 Συνδυασμός ομοιόμορφης μεταβολής θερμοκρασίας και διαφοράς θερμοκρασίας [T]	60
3.10.2.12 Διαφορικές υποχωρήσεις στηρίξεων [PS]	60
3.10.2.13 Φορτία από άνεμο [W]	60
3.10.2.14 Τροχοπέδηση [BR]	60
3.10.2.15 Ερπυσμός και συστολή ξήρανσης [CS]	60
3.11 Φορτίσεις σεισμού	61
3.11.1 Σεισμός σχεδιασμού (EQ)	61
3.12 Υπολογιζόμενες φορτίσεις.....	61
3.13 Έλεγχοι διατομών.....	63
3.14 Ανάλυση θεμελίωσης μεσοβάθρων	63
3.14.1 Προσομοίωμα.....	63
3.14.2 Βασικές φορτίσεις.....	65
3.14.2.1 Ίδιο βάρος (LC 1).....	65
3.14.2.2 Ίδιο βάρος επίχωσης (LC 1)	65
3.14.2.3 Αδρανειακή δύναμη κεφαλόδεσμου (LCs 11, 12 και 13)	65
3.14.2.4 Αδρανειακή δύναμη επίχωσης (LCs 21, 22 και 23)	65
3.14.2.5 Φορτία από την ανωδομή για την οριακή κατάσταση λειτουργίας – οιονεί μόνιμος συνδυασμός (LC 101~112)	65
3.14.2.6 Φορτία από ανωδομή για την οριακή κατάσταση λειτουργίας – χαρακτηριστικός συνδυασμός (LC 401~412)	66
3.14.2.7 Φορτία από την ανωδομή για την οριακή κατάσταση αστοχίας (LC 201~212)	66
3.14.2.8 Φορτία από την ανωδομή για τον σεισμικό συνδυασμό με $q=1.0$ (LC 301~312)	66

3.14.2.9 Φορτία από την ανωδομή για τον σεισμικό συνδυασμό με $q=1.5$ (LC 501~512)	66
3.15 Συνδυασμοί φορτίσεων	66
3.16 Έλεγχοι διατομών.....	67
3.17 Υδραυλικά στοιχεία	67
3.18 Αναλυτική προμέτρηση	68

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο.....80

ΕΔΑΦΟΤΕΧΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	80
4.1 Γενικές πληροφορίες – Γεωτρήσεις στην περιοχή των τεχνικών.....	80
4.2 Στρωματογραφία	81
4.3 Έλεγχοι ρευστοποίησης	82
4.4 Χαρακτηριστικά στρώσεων – στατιστική επεξεργασία – τυπική τομή	83
4.5 Μελέτη Θεμελίωσης μεσοβάθρων τεχνικών	83
4.5.1 Θεωρήσεις και Μέθοδος Θεμελίωσης	83
4.5.2 Φέρουσα ικανότητα πασσάλων σε κατακόρυφα φορτία.....	85
4.6 Καθίζηση πασσάλου και πασσαλο-ομάδων	87
4.7 Αντίσταση του πασσάλου σε οριζόντια φόρτιση.....	89

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο.....94

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ Η/Υ – ΤΕΧΝΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ...94	
5.1 Απόσπασμα τεύχους υπολογισμών ανωδομής με το λογισμικό SOFiSTiK	94
5.2 Απόσπασμα θεμελίωσης μεσοβάθρου με το λογισμικό SOFiSTiK240	
5.2.1 Απόσπασμα υπολογισμών θεμελίωσης μεσοβάθρου M5.Δ.....	240
5.2.2 Απόσπασμα υπολογισμών θεμελίωσης μεσοβάθρου M6.Δ....	269
5.2.3 Απόσπασμα υπολογισμών θεμελίωσης μεσοβάθρου M7.Δ.....	298

5.2.4 Απόσπασμα υπολογισμών θεμελίωσης μεσοβάθρου Μ8.Δ.....	327
5.3 Τεχνικά σχέδια.....	356
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6^ο	357
ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΕΣ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ.....	357
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7^ο	370
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	370
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	372
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ-Α.....	374
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ-Β.....	410

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο

ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΦΥΡΩΝ

1.1 Ορισμός της γέφυρας

Γέφυρα είναι ένα κατασκεύασμα που χρησιμοποιεί ο άνθρωπος για τη διάβαση του πάνω από κάποια φυσικά εμπόδια όπως κάποια ποσότητα νερού, μια κοιλάδα, έναν δρόμο. Τα σχέδια των γεφυρών ποικίλουν ανάλογα με τη λειτουργία της γέφυρας και τη φύση του εδάφους πάνω στο οποίο κατασκευάζεται. Πρωταρχικό ρόλο στην εξέλιξη της γεφυροποιίας διαδραμάτισαν τα διαθέσιμα υλικά κατασκευής. Οι πρωτόγονοι κατασκεύαζαν ξύλινες γέφυρες ή γέφυρες από σχοινιά μορφής δοκού (π.χ. κορμός δέντρου πάνω από ένα ποταμό) ή κρεμαστές (π.χ. κλημασιίδες). Οι ανάγκες των οργανωμένων πλέον κοινωνιών οδήγησαν στην περαιτέρω εξέλιξη της γεφυροποιίας δοκιμάζοντας νέα υλικά και μεθόδους κατασκευής χρησιμοποιώντας ως δομικό υλικό λίθους. Κινέζοι, Ρωμαίοι, Τούρκοι κατασκεύασαν λίθινες γέφυρες ημικυκλικών τόξων με άνοιγμα έως 30μ. (Ρωμαίοι) ή οξυκόρυφων τόξων με άνοιγμα έως 50μ. (Τούρκοι). Η βιομηχανική επανάσταση έδωσε ώθηση στη δόμηση με ένα νέο υλικό, τον χάλυβα. Στην Κίνα το 1750, στην Μεγάλη Βρετανία, στις Ηνωμένες Πολιτείες Αμερικής κατασκευάσθηκαν χυτοσίδηρες γέφυρες. Η ανακάλυψη του σκυροδέματος στις αρχές του 20^{ου} αιώνα, ένα υλικό με πολύ καλές μηχανικές ιδιότητες, οικονομικό και με μεγάλη ανθεκτικότητα έδωσε και συνεχίζει να δίνει λύσεις στις συνεχώς αυξανόμενες απαιτήσεις των κοινωνιών. Ο συνδυασμός οπλισμένου σκυροδέματος και προέντασης (προεντεταμένες γέφυρες) βοήθησε στη γεφύρωση ακόμη μεγαλύτερων ανοιγμάτων και αύξησε τη διάρκεια ζωής των γεφυρών.

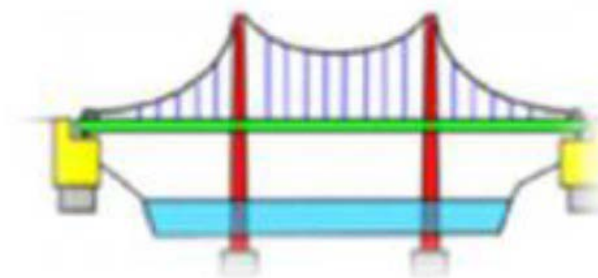
Γενικά οι γέφυρες διακρίνονται:

- Ανάλογα με την χρήση ή τον τύπο του φορέα, σε οδικές, σιδηροδρομικές, πεζών και ποδηλατών, υδατογέφυρες, κλπ.
- Από το υλικό κατασκευής, σε ξύλινες, λίθινες (αψιδωτές ή τοξωτές), σκυροδέματος, μεταλλικές, σύμμικτες.
- Ανάλογα με τον τρόπο έδρασης τους, που είναι ο σημαντικότερος λόγος κατάταξης τους, σε κινητές και σε σταθερές ή σταθερώς εδραζόμενες.

1.2 Τύποι γεφυρών

1.2.1 Κρεμαστή γέφυρα

Σε αυτόν τον τύπο γέφυρας είναι τα καλώδια που σηκώνουν το βάρος του καταστρώματος κάθετα ως προς το κατάστρωμα. Οι πρώτες γέφυρες έγιναν από σχοινιά ή κλαδιά από μπαμπού. Στις σύγχρονες γέφυρες, τα καλώδια κρέμονται από τους πύργους που είναι συνημμένα σε κιβώτια ή φρεάτια. Τα κιβώτια ή φρεάτια εμφυτεύονται βαθιά στο πάτωμα μιας λίμνης ή ποταμού. Γέφυρα αυτού του τύπου χρησιμοποιείται περισσότερο για τη διάβαση υδάτινων ροών. Η μεγαλύτερη κρεμαστή γέφυρα στον κόσμο είναι 3.909m, η Akashi Kaikyo Bridge στην Ιαπωνία. Τέλος, η πιο γνωστή κρεμαστή γέφυρα αυτού του τύπου είναι η Γέφυρα της Χρυσής Πύλης στο Σαν Φρανσίσκο.



Σχήμα 1.1 – Κρεμαστή γέφυρα.



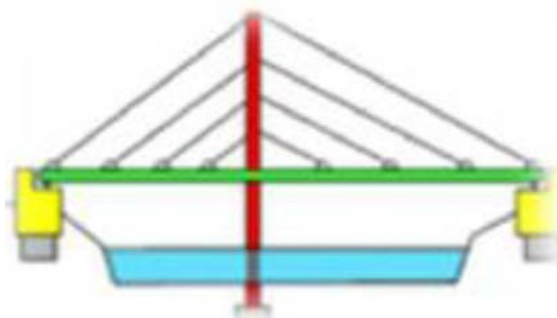
Σχήμα 1.2 – Γέφυρα Akashi Kaiyko, Ιαπωνία.



Σχήμα 1.3 – Γέφυρα της Χρυσής Πύλης, Σαν Φρανσίσκο.

1.2.2 Καλωδιωτή γέφυρα

Τα καλώδια σε αυτό τον τύπο γέφυρας είναι λοξά ως προς το κατάστρωμα. Αυτές οι γέφυρες αποδείχτηκαν ιδανικές για μεγαλύτερες αποστάσεις, τόσο τεχνικά όσο και οικονομικά. Σε μια καλωδιωτή γέφυρα, απαιτείται λιγότερο καλώδιο και οι πύργοι που κατέχουν τα καλώδια είναι αναλογικά μικρότεροι. Η πρώτη γνωστή καλωδιωτή γέφυρα σχεδιάστηκε το 1784 από C.T. Loescher. Η μακρύτερη καλωδιωτή γέφυρα είναι η γέφυρα Sutong πάνω από το ποταμό Γιανγκτσέ στην Κίνα. Η απόσταση των πυλώνων είναι μεταξύ 200 και 1000 μέτρων. Μια από τις πιο γνωστές αυτού του τύπου που βρίσκεται στην Ελλάδα είναι η γέφυρα Ρίου - Αντιρρίου που έχει 4 πυλώνες και η απόσταση μεταξύ των πυλώνων είναι 560 μέτρα και είναι η δεύτερη μεγαλύτερη γέφυρα αυτού του τύπου στο κόσμο.



Σχήμα 1.4 – Καλωδιωτή γέφυρα.



Σχήμα 1.5 – Γέφυρα Χαρίλαος Τρικούπης, Ελλάδα.

1.2.3 Γέφυρα σε δοκούς

Ο τύπος αυτός είναι ο πιο συνήθης για το λόγο ότι η κατασκευή είναι σχετικά απλή. Αποτελείται από οριζόντιες αμφιαρθρωτές δοκούς που υποστηρίζονται στα άκρα τους με στηρίξεις. Όταν τα ανοίγματα είναι περισσότερα από ένα οι ενδιάμεσες υποστυλώσεις είναι γνωστές ως πυλώνες. Οι πρώτες γέφυρες σε δοκούς ήταν απλές κατασκευές που διαπερνούσαν ρέματα και ποτάμια. Στη σύγχρονη εποχή, οι γέφυρες σε δοκούς είναι μεγάλες γέφυρες από δοκούς χάλυβα και χαλύβδινα κιβώτια. Το βάρος ασκείται στο πάνω μέρος της δοκού και μεταφέρεται κατευθείαν προς τα άκρα και ωθεί προς τα κάτω τα βάθρα της γέφυρας. Τα ανοίγματα αυτών των γεφυρών δεν υπερβαίνουν συνήθως τα 70 μέτρα, ωστόσο το άνοιγμα της Rio - Niteroi Bridge, μιας γέφυρας με κιβωτοειδή διατομή, είναι 300 μέτρα. Η μεγαλύτερη γέφυρα σε δοκούς του κόσμου είναι η Lake Pontchartrain Causeway στη νότια Λουιζιάνα στις Ηνωμένες Πολιτείες, μήκους 38.35 χιλιόμετρα, με επιμέρους ανοίγματα 17 μέτρων. Αυτός ο τύπος γεφυρών είναι πολύ διαδεδομένος στο σιδηροδρομικό δίκτυο της Ελλάδας.



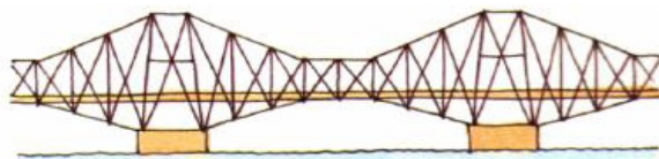
Σχήμα 1.6 – Γέφυρα σε δοκούς.



Σχήμα 1.7 – Γέφυρα στο Rio de Janeiro, Βραζιλία.

1.2.4 Αμφιπροέχουσα γέφυρα

Οι αμφιπροέχουσες γέφυρες κατασκευάζονται από προβόλους - οριζόντιες δοκούς που στηρίζονται σε ένα μόνο τέλος. Οι περισσότερες αμφιπροέχουσες γέφυρες αποτελούνται από ένα ζευγάρι συνεχών ανοιγμάτων που εκτείνονται από τις αντίθετες πλευρές των προβλητών ώστε να συναντηθούν στο κέντρο του εμποδίου που η γέφυρα διασχίζει. Οι αμφιπροέχουσες γέφυρες κατασκευάζονται χρησιμοποιώντας τα ίδια υλικά και τεχνικές, όπως στις γέφυρες σε δοκούς. Η διαφορά έρχεται στη δράση των δυνάμεων μέσα από τη γέφυρα. Η μεγαλύτερη αρθρωτή γέφυρα είναι η 549 μέτρων "Γέφυρα Κεμπέκ" στο Κεμπέκ του Καναδά.



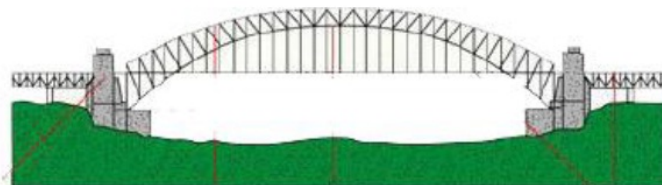
Σχήμα 1.8 – Αμφιπροέχουσα γέφυρα.



Σχήμα 1.9 – Γέφυρα Κεμπέκ, Καναδάς.

1.2.5 Τοξωτή Γέφυρα

Οι τοξωτές γέφυρες έχουν στηρίγματα σε κάθε άκρο. Το βάρος της γέφυρας μεταφέρεται και ωθεί τα βάθρα σε κάθε πλευρά. Τα πρώτα γνωστά τοξωτά γεφύρια χτίστηκαν στη χώρα μας με πιο γνωστό το Αρκαδικό. Με μήκος 220 μέτρα, η Solkan Bridge πάνω από τον ποταμό Soča Solkan στη Σλοβενία είναι η δεύτερη μεγαλύτερη πέτρινη γέφυρα στον κόσμο και η μεγαλύτερη πέτρινη σιδηροδρομική γέφυρα. Ολοκληρώθηκε το 1905. Η καμάρα της, η οποία κατασκευάστηκε με πάνω από 5.000 τόνους ογκόλιθους σε μόλις 18 ημέρες, είναι η δεύτερη μεγαλύτερη πέτρινη αψίδα του κόσμου. Η αψίδα του Friedensbrücke (Syratal Viadukt) στο Plauen της Γερμανίας, που χτίστηκε την ίδια χρονιά, έχει εύρος 90 μέτρων και διασχίζει την κοιλάδα του ποταμού Syrabach. Η διαφορά μεταξύ των δύο είναι ότι η Solkan Bridge χτίστηκε από ογκόλιθους, ενώ η Friedensbrücke χτίστηκε από ένα μίγμα από λιθοτρίμματα και τσιμεντοκονίαμα.



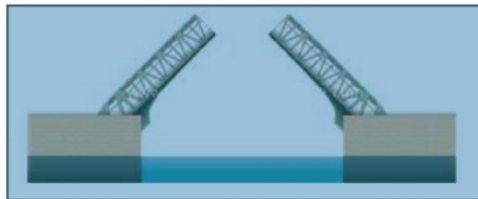
Σχήμα 1.10 – Τοξωτή γέφυρα.



Σχήμα 1.11 – Γέφυρα Solkan, Σλοβενία.

1.2.6 Κινητή γέφυρα

Οι γέφυρες αυτές σχεδιάστηκαν για να διευκολύνουν τη κυκλοφορία των πλοίων που υπό άλλες συνθήκες δεν θα χωρούσαν κάτω από τη γέφυρα λόγω του μεγάλου ύψους τους. Οι κινητές γέφυρες κινούνται με ηλεκτρική ενέργεια και χρησιμοποιούνται και από τον στρατό.



Σχήμα 1.12 – Κινητή γέφυρα.



Σχήμα 1.13 – Γέφυρα του Πύργου, Λονδίνο.

1.3 Συνοπτικά στοιχεία γεφυρών

1.3.1 Κατασκευαστικοί παράγοντες

1) Φορείς

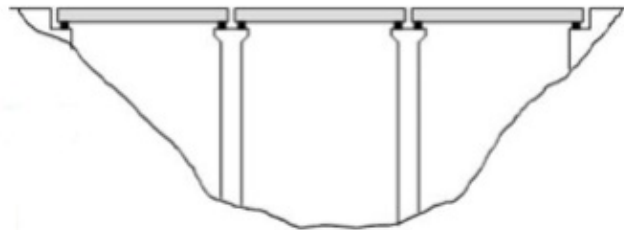
i. Αμφιέρειστοι φορείς

Πλεονεκτήματα:

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

Μειονεκτήματα:

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



Σχήμα 1.14 - Αμφιέρειστος φορέας.

ii. Συνεχείς φορείς

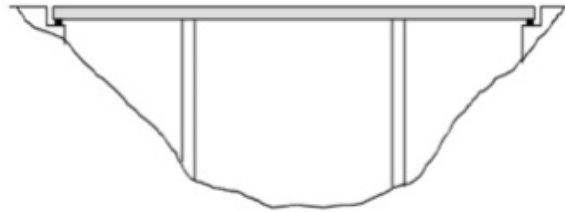
Πλεονεκτήματα:

- Καλή κατανομή ροπών μεταξύ στηρίξεων και ανοιγμάτων → μικρό πάχος καταστρώματος.
- Καλή σεισμική συμπεριφορά
 - Το κατάστρωμα δρα σαν διάφραγμα → όλα τα βάθρα κινούνται παρόμοια.

- Πρακτικά, δεν υπάρχει κίνδυνος πτώσης του καταστρώματος.

Μειονεκτήματα:

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



Σχήμα 1.15 – Συνεχής Φορέας.

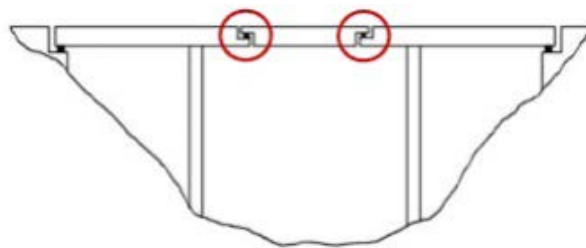
iii. Φορέας με αρμούς σε ενδιάμεσες θέσεις ανοιγμάτων (δοκοί Gerber)

Πλεονεκτήματα:

- Καλύτερη εξισορρόπηση ροπών μεταξύ ανοιγμάτων και στηρίξεων.

Μειονεκτήματα:

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



Σχήμα 1.16 – Φορέας με δοκούς Gerber.

2) Σύνδεση βάρου – καταστρώματος

i. Μονολιθική

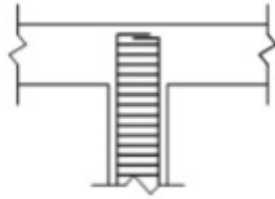
Πλεονεκτήματα:

- Μικρές μετακινήσεις (δύσκαμπτες κατασκευές).

Μειονεκτήματα:

- Ανάπτυξη σεισμικών ροπών στο κατάστρωμα.

- Θερμοκρασιακές μεταβολές, συστολή ξηράνσεως και ερπυσμός παράγουν παραμορφώσεις των βάθρων.



Σχήμα 1.17 – Μονολιθική σύνδεση βάθρου.

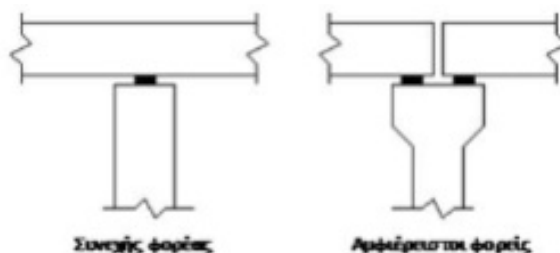
ii. Μέσω εφεδράνων

Πλεονεκτήματα:

- Εύκαμπτα συστήματα → τα εφέδρανα αποτελούν τύπο σεισμικής μόνωσης.

Μειονεκτήματα:

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



Σχήμα 1.18 - Σύνδεση βάθρου - καταστρώματος μέσω εφεδράνων.

Τύποι εφεδράνων

- Ελαστομεταλλικά εφέδρανα
Επιτρέπουν οριζόντιες μετακινήσεις και στροφές.
- Εφέδρανα εγκιβωτισμένου ελαστομερούς (rot bearings)
Εμποδίζουν τις οριζόντιες μετακινήσεις και επιτρέπουν μόνο τις στροφές.
- Εφέδρανα ολίσθησης.
Μπορούν να είναι ελαστομεταλλικά ή rot bearings, διαθέτουν όμως και μηχανισμό ολίσθησης σε μία ή σε όλες τις διευθύνσεις.

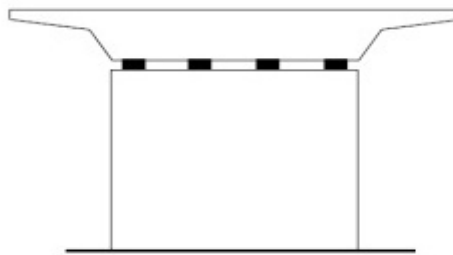
iii. Μέσω σεισμικών συνδέσμων (stoppers)

Σεισμικοί σύνδεσμοι χρησιμοποιούνται για τη μείωση των μετακινήσεων σε περίπτωση χρήσης ελαστομεταλλικών εφεδράνων ή εφεδράνων ολίσθησης. Συνήθως έχουν τη μορφή προσκρουστήρων, διατμητικών τόρμων - εντορμιών, κοχλιών, καλωδίων σύνδεσης κλπ. Σε πολλές περιπτώσεις εφαρμόζονται με διάκενο, ώστε να ενεργοποιούνται μόνο σε περίπτωση σεισμού. Έτσι, ο φορέας μπορεί να κινείται ελεύθερα για θερμοκρασιακές μεταβολές, συστολή ξήρανσης, προένταση, ερπυσμό κλπ. Πολλές φορές, το διάκενο είναι μεγαλύτερο από την υπολογιστική σεισμική μετακίνηση, οπότε οι σεισμικοί σύνδεσμοι είναι γενικώς ανενεργοί και τοποθετούνται μόνο υπέρ της ασφαλείας, για την αποφυγή του κινδύνου πτώσης του φορέα σε ισχυρό σεισμό, μεγαλύτερο του σεισμού σχεδιασμού. Σεισμικοί σύνδεσμοι είναι υποχρεωτικοί σε περίπτωση αρμού στο μέσον ανοίγματος (δοκός Gerber).

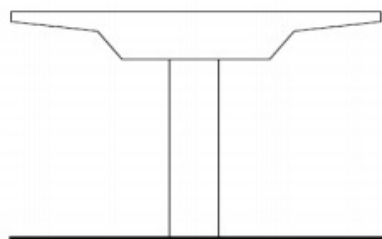
Εάν οι σεισμικοί σύνδεσμοι έχουν διάκενο και ενεργοποιούνται μετά από κάποια μετακίνηση του φορέα, η ακριβής αντισεισμική μελέτη δεν είναι εύκολη. Η δυσκολία προέρχεται από το γεγονός ότι η κατασκευή συμπεριφέρεται ανελαστικά, αφού αλλάζει απότομα η δυσκαμψία της μόλις ενεργοποιηθούν οι σύνδεσμοι.

3) Διαμόρφωση βάθρων

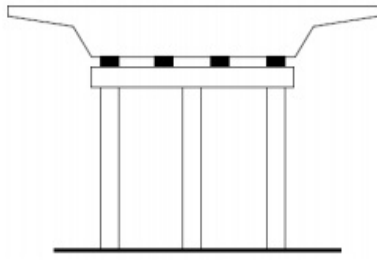
- Τοιχειδές βάθρο



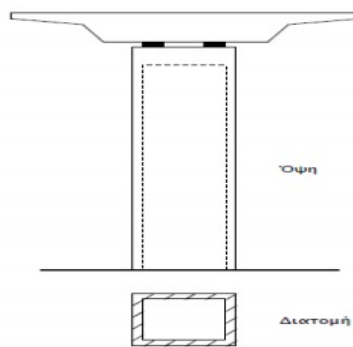
- Μονόστηλο βάθρο



- Πολύστηλο βάθρο (στην εγκάρσια διεύθυνση)

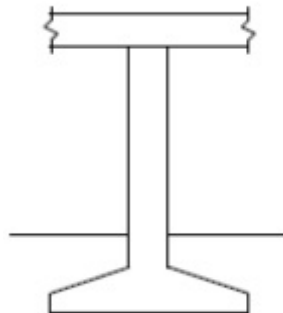


- Κοίλο βάθρο

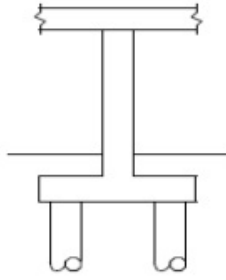


4) Διαμόρφωση θεμελίωσης

- Επιφανειακή θεμελίωση
 - Σε σκληρά εδάφη λειτουργεί σχεδόν ως πάκτωση.
 - Απαιτούνται μεγάλες εκσκαφές λόγω μεγάλων διαστάσεων του πέλδου.

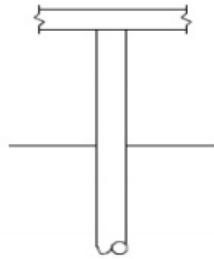


- Θεμελίωση με πασσάλους
 - Μπορεί να εφαρμοστεί σε όλα τα εδάφη (εκτός από βράχο).
 - Παρουσιάζει καλή σεισμική συμπεριφορά.
 - Μικρές εκσκαφές.



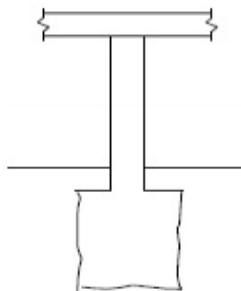
- Κολωνοπάσσαλοι

- Αποφυγή εκσκαφών που χρειάζονται για τους κεφαλόδεσμούς.
- Οικονομική κατασκευή.
- Η ευκαμψία των πασσάλων παρέχει ελαστική πάκτωση στην βάση των βάθρων.



- Θεμελίωση με φρέατα

- Μόνο σε σκληρά και βραχώδη εδάφη.
- Μικρές εκσκαφές σε πλάτος, μεγάλες εκσκαφές σε βάθος.



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο

ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ

2.1 Διαμόρφωση γεφυρών

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 - stayed bridges).

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.

2.2 Δράσεις

Βασικός παράγοντας για τον προσδιορισμό των δράσεων που χρειάζεται ο μελετητής για να προβεί στην ανάλυση του φορέα, είναι η χρήση, η θέση και η μορφή του έργου. Έτσι υπολογίζονται τα δυσμενέστερα

εντατικά μεγέθη των μελών του έργου. Τα αποτελέσματα για τις δράσεις προκύπτουν μετά από συστηματικές μετρήσεις και μετά από μεγάλης διάρκειας μετεωρολογικές παρατηρήσεις. Η πιθανότητα υπέρβασης τους είναι μικρή και καθορισμένη.

Στο σχεδιασμό των γεφυρών για τις δράσεις στους φορείς λαμβάνεται υπόψη ο ευρωκώδικας EN 1991 σε συνδυασμό με το παράρτημα A2 του ευρωκώδικα EN 1990 για την ασφάλεια, λειτουργικότητα και ανθεκτικότητα στο χρόνο των φορέων/κατασκευών. Οι δράσεις στις γέφυρες ανάλογα με την μεταβολή τους στο χρόνο (πλην του σεισμού) χωρίζονται στις εξής κατηγορίες:

- μόνιμες δράσεις, μεγάλη διάρκεια εφαρμογής
- μεταβλητές δράσεις, μικρή διάρκεια εφαρμογής
- τυχηματικές δράσεις, στιγμιαία διάρκεια εφαρμογής

Ανάλογα με την προέλευση τους σε:

- άμεσες δράσεις όπως το ίδιο το βάρος, η κυκλοφορία και τα λοιπά μόνιμα φορτία
- έμμεσες δράσεις: καθίζηση του εδάφους, ερπυσμός.

Ανάλογα με την χωρική τους μεταβολή σε:

- σταθερές δράσεις
- ελεύθερες δράσεις

Ανάλογα με την φύση τους και την απόκριση της κατασκευής σε:

- στατικές δράσεις
- δυναμικές δράσεις

2.3 Οριακές καταστάσεις της φέρουσας ικανότητας

2.3.1 Έλεγχος της στατικής ισορροπίας και της αντοχής

Όταν εξετάζεται η οριακή κατάσταση στατικής ισορροπίας ή η οριακή κατάσταση μεγάλων μετατοπίσεων (ασφάλεια θέσης) μιας φέρουσας κατασκευής θεωρουμένης ως απολύτως στερεού σώματος, πρέπει να αποδειχτεί ότι:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$

όπου:

$E_{d,dst}$: η τιμή σχεδιασμού καταπόνησης λόγω αποσταθεροποιητικών δράσεων.

$E_{d,stab}$: η τιμή σχεδιασμού καταπόνησης λόγω σταθεροποιητικών δράσεων.

Όταν εξετάζεται η οριακή κατάσταση θραύσεως ή υπερβολικής παραμόρφωσης μιας διατομής ενός δομικού στοιχείου ή μιας σύνδεσης, τότε πρέπει αποδειχθεί ότι:

$$E_d \leq R_d$$

όπου:

E_d : η τιμή σχεδιασμού καταπονήσεων λόγω δράσεων π.χ. εντατικών μεγεθών διατομής (δυνάμεων και ροπών ή σχετικού ανύσματος περισσοτέρων δυνάμεων και ροπών).

R_d : η αντίστοιχη αντοχή σχεδιασμού, στην οποία περιλαμβάνονται όλες οι ιδιότητες της φέρουσας κατασκευής σε σχέση με τις τιμές σχεδιασμού.

2.3.2 Συνδυασμός δράσεων

Για κάθε κρίσιμη φόρτιση πρέπει η τιμή σχεδιασμού των καταπονήσεων λόγω δράσεων E_d να υπολογίζεται με συνδυασμό των συντελεστών δράσεων οι οποίες δρουν ταυτόχρονα, ως εξής:

α) Μόνιμες και παροδικές καταστάσεις:

Τιμές σχεδιασμού των δεσποζουσών δράσεων και οι τιμές συνδυασμού των προσθέτων δράσεων.

β) Τυχηματικές καταστάσεις:

Τιμές σχεδιασμού μονίμων δράσεων μαζί με την συχνή τιμή της δεσπύζουσας μεταβλητής δράσης και τις οιονεί - μόνιμες τιμές των επιπλέον μεταβλητών δράσεων και την τιμή σχεδιασμού μιας τυχηματικής δράσης.

γ) Κατάσταση λόγω Σεισμού:

Χαρακτηριστικές τιμές των μονίμων δράσεων μαζί με οιονεί - μόνιμες τιμές των επιπλέον μεταβλητών δράσεων και την τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης.

Όταν σε μια φόρτιση η δεσπύζουσα δράση δεν είναι προφανής, τότε θα πρέπει κάθε μεταβλητή δράση να εξετάζεται κατά σειρά ως δεσπύζουσα.

Οι κανόνες συνδυασμού απεικονίζονται στον παρακάτω πίνακα 2.1.

Διαστασιολόγηση Καταστάσεων	Μόνιμες δράσεις G_d	Ανεξάρτητες μεταβλητές δράσεις Q_d		Τυχηματική δράση και λόγος σεισμού
		Δεσπόζουσες	Λοιπές	
(Μόνιμη και παροδική)	$\gamma_G \cdot G_k (\gamma_p \cdot R_k)$	$\gamma_{Q1} \cdot Q_{kl}$	$\gamma_{Q1} \cdot \psi_{01} \cdot Q_{kl}$	
Τυχηματική	$\gamma_{GA} \cdot G_k (\gamma_{PA} \cdot R_k)$	$\psi_{11} \cdot Q_{kl}$	$\psi_{21} \cdot Q_{kl}$	$\gamma_A \cdot A_k$ ή A_d
Σεισμός	G_k	$\psi_{21} \cdot Q_{kl}$	$\psi_{21} \cdot Q_{kl}$	$\gamma_1 \cdot A_{Ed}$

Πίνακας 2.1 - Τιμές σχεδιασμού για δράσεις προς εφαρμογή σε συνδυασμούς δράσεων.

Συμβολικά οι κανόνες συνδυασμού μπορούν να παρασταθούν ως εξής:

α) Διαστασιολόγηση μόνιμων και παροδικών καταστάσεων για τον έλεγχο της αστοχίας, όταν δεν αναφέρεται σε κόπωση υλικού.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_p \cdot R_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

β) Συνδυασμοί για διαστασιολόγηση τυχηματικών καταστάσεων.

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

γ) Συνδυασμοί για διαστασιολόγηση κατασκευών με σεισμό.

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

όπου:

"+" «σε συνδυασμό με»

Σ «άθροισμα φορτίων λόγω»

G_{kj} Χαρακτηριστική τιμή μόνιμης δράσης

P_k Χαρακτηριστική τιμή προέντασης

Q_{k1} Χαρακτηριστική τιμή δεσπόζουσας μεταβλητής δράσης

Q_{ki} Χαρακτηριστική τιμή μη δεσπόζουσας μεταβλητής δράσης

A_d Τιμή σχεδιασμού τυχηματικής δράσης

A_{Ed} Τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης

γ_{Gj} Μερικός συντελεστής ασφαλείας της μόνιμης δράσης j

γ_{GAj} όμοιος με γ_{Gj} , αλλά για διαστασιολόγηση τυχηματικών καταστάσεων

γ_p Μερικός συντελεστής ασφαλείας για δράση λόγω προέντασης

γ_{PA} όμοιος με γ_p , αλλά για διαστασιολόγηση τυχηματικών καταστάσεων

γ_{Qi} Μερικός συντελεστής ασφαλείας για την μεταβλητή δράση i

γ_1 συντελεστής σπουδαιότητας (για σεισμό)

Ψ συντελεστής συνδυασμού

2.3.3 Μερικοί Συντελεστές ασφαλείας

Στις καθοριστικές (κρίσιμες) φορτίσεις πρέπει να λαμβάνονται υπόψη με τις ανώτερες τιμές σχεδιασμού τους εκείνες οι μόνιμες δράσεις, οι οποίες ενισχύουν την καταπόνηση σε συνδυασμό με τις μεταβλητές δράσεις (που έχουν δηλαδή δυσμενείς επιπτώσεις). Αντίθετα οι μόνιμες δράσεις, οι οποίες μειώνουν τις καταπονήσεις σε συνδυασμό με τις μεταβλητές δράσεις (που έχουν δηλαδή ευμενείς επιπτώσεις), πρέπει να λαμβάνονται υπόψη με τις κατώτερες τιμές σχεδιασμού.

Σε περίπτωση που τα αποτελέσματα του ελέγχου είναι πολύ ευαίσθητα έναντι αλλαγών του μεγέθους του μόνιμου φορτίου σε έναν φορέα, τότε

πρέπει τα δρώντα δυσμενώς και ευμενώς τμήματα της δράσης αυτής να εξετάζονται ως ξεχωριστές δράσεις. Αυτό ισχύει ειδικά για τον έλεγχο της στατικής ισορροπίας.

Οριακή κατάσταση	Συνδυασμοί	Επιρροή δράσης	
		Δυσμενής	Ευμενής
Αστοχίας	Βασικοί	1.35	1.00
	Τυχηματικοί	1.00	1.00
Λειτουργικότητας	Βασικοί	1.00	1.00

Πίνακας 2.2 – Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας μόνιμων δράσεων γ_G .

Οριακή κατάσταση	Συνδυασμοί	Επιρροή δράσης	
		Δυσμενής	Ευμενής
Αστοχίας	Βασικοί	1.50	0.00
	Τυχηματικοί	1.00	0.00
Λειτουργικότητας	Βασικοί	1.00	0.00

Πίνακας 2.3 – Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας κινητών δράσεων γ_Q .

2.4 Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

2.4.1 Έλεγχος κατάστασης λειτουργικότητας

Πρέπει να ελεγχθεί, ότι ισχύει:

$$E_d \leq C_d$$

Όπου:

C_d : Ονομαστική τιμή ή συνάρτηση ορισμένων κριτηρίων που αφορούν την συμπεριφορά του φορέα και που σχετίζονται με τις απαιτήσεις που λαμβάνονται υπόψη στον έλεγχο.

E_d : Τιμή σχεδιασμού της επίδρασης πάνω σε κριτήρια που σχετίζονται με την συμπεριφορά του φορέα (π.χ. μετακίνηση, επιτάχυνση) λόγω των δράσεων, οι οποίες καθορίζονται με βάση έναν κανόνα συνδυασμού όπως περιγράφεται στην παράγραφο 2.4.2.

2.4.2 Κανόνες συνδυασμού δράσεων

Ο συνδυασμός δράσεων, ο οποίος πρέπει να εξεταστεί για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, εξαρτάται από το είδος της επίδρασης πάνω σε κριτήρια που αφορούν την συμπεριφορά του φορέα, π.χ. μη

αναστρέψιμη, αναστρέψιμη η επίδραση μακράς διάρκειας. Στον πίνακα 2.5 δίνονται τρεις συνδυασμοί, οι οποίοι καθορίζονται από την αντιπροσωπευτική τιμή της δεσπόζουσας δράσης.

Συνδυασμός	Μόνιμες δράσεις G_d	Μεταβλητές δράσεις Q_d	
		Δεσπόζουσες	Λοιπές
Χαρακτηριστικός (σπάνιος)	$G_k (P_k)$	Q_{k1}	$\psi_{0i} \cdot Q_{ki}$
Συχνός	$G_k (P_k)$	$\psi_{11} \cdot Q_{k1}$	$\Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
Μόνιμος	$G_k (P_k)$	$\psi_{21} \cdot Q_{k1}$	$\Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
Μη συχνός	$G_k (P_k)$	$\psi_{31} \cdot Q_{k1}$	$\Psi_{1i} \cdot Q_{ki}$

Πίνακας 2.4 - Τιμές σχεδιασμού για δράσεις προς χρήση σε συνδυασμό δράσεων.

Για οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας οι μερικοί συντελεστές ασφαλείας (λειτουργικότητας) γ_G και γ_Q θα λαμβάνονται ίσοι με 1,0 αν δεν καθορίζεται σε άλλο σημείο τίποτα διαφορετικό.

Τρεις συνδυαστικοί κανόνες για δράσεις στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας:

α) Χαρακτηριστικός (σπάνιος) συνδυασμός

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

β) Συχνός συνδυασμός

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

γ) Οιονεί – μόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i > 1} \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

δ) Μη συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \Psi'_1 \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \Psi_{li} \cdot Q_{ki}$$

2.4.3 Έλεγχοι Περιορισμού Τάσεων

Οι έλεγχοι περιορισμού τάσεων ανήκουν στο πεδίο εφαρμογής του οιονεί - μόνιμου συνδυασμού δράσεων. Ο σκοπός των ελέγχων αυτών είναι η αποφυγή βλαβών του σκυροδέματος και την αποφυγή ανελαστικών παραμορφώσεων στο δομικό χάλυβα και τον οπλισμό οι οποίες μπορούν να οδηγήσουν επίσης σε βλάβες λόγω ολιγοκυκλικής κόπωσης. Ο περιορισμός τάσεων σύμμικτων γεφυρών επιτυγχάνεται με τους παρακάτω ελέγχους:

για τον δομικό χάλυβα: $\sigma_a \leq f_{yk} / \gamma_M$
 $\tau_a \leq f_{yk} / (\sqrt{3} * \gamma_M)$
για τον εφελκούμενο οπλισμό: $\sigma_s \leq 0.8 * f_{sk}$

Δεν απαιτείται έλεγχος περιορισμού τάσεων του δομικού χάλυβα για γέφυρες χωρίς προένταση και για διατομές κατηγορίας 3 ή 4 γιατί καλύπτεται από τους ελέγχους στην κατάσταση αστοχίας λόγω των αυξημένων συντελεστών ασφαλείας. Οι τάσεις ελέγχονται σε 4 σημεία της διατομής, άνω ίνα άνω πέλματος, άνω και κάτω ίνα κορμού και κάτω ίνα κάτω πέλματος.

2.4.4 Ρηγμάτωση

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

Το εμβαδόν του ελάχιστου οπλισμού σε πλάκες καταστρώματος δίνεται από τη σχέση:

$$\min A_s = \frac{k_c * k_d * k * f_{ct,eff} * A_{ct}}{\sigma_s}$$

όπου:

A_{ct} : το εμβαδόν του σκυροδέματος στην εφελκυσμένη ζώνη.

σ_s : η απόλυτη τιμή της μέγιστης επιτρεπόμενης τάσης του οπλισμού αμέσως μετά την εμφάνιση της ρηγμάτωσης, η οποία μπορεί να λαμβάνεται ίση προς το όριο, διαρροής του οπλισμού ή να έχει χαμηλότερη τιμή ώστε να ικανοποιούνται τα όρια του εύρους ρωγμής σύμφωνα με τους περιορισμούς στη διάμετρο ή την απόσταση των ράβδων.

$f_{ct,eff} = f_{ct}$: (ή μικρότερο αν η ρηγμάτωση αναμένεται να συμβεί πριν τις 28 ημέρες)

k : συντελεστής ο οποίος επιτρέπει την μείωση των τάσεων λόγω εσωτερικών ανομοιομορφών αυτό - ισορροπουσών τάσεων, λαμβάνει τις τιμές: $k = 1.0$ για κορμούς με $h \leq 300\text{mm}$ ή πέλματα πλακοδοκών με πλάτος $\leq 300\text{mm}$, $k = 0.65$ για κορμούς με $h \geq 800\text{mm}$ ή πέλματα πλακοδοκών με πλάτος $\geq 800\text{mm}$.

$k_d = 0.9$

k_c : συντελεστής ο οποίος λαμβάνει υπόψη τη φύση της κατανομής των τάσεων σε μία διατομή πριν τη ρηγμάτωση και τη μεταβολή του μοχλοβραχίονα:

- Για καθαρό εφελκυσμό: $k_c = 1.0$.

2.4.5 Παραμορφώσεις και Ταλαντώσεις

Οι έλεγχοι βελών και παραμορφώσεων μπορεί να είναι καθοριστικοί σε σιδηροδρομικές γέφυρες συρμών μεγάλων ταχυτήτων και ελαφρές σε πεζογέφυρες. Μια απλοποιημένη μέθοδος του περιορισμού των ταλαντώσεων είναι ο περιορισμός των ιδιοσυχνοτήτων περί τα 2 Hz. Υπερβολικά βέλη μπορούν επίσης να μειώσουν τις κλίσεις και να επηρεάσουν δυσμενώς την απορροή όμβριων. Τα βέλη λόγω των φορτίων λειτουργικότητας περιορίζονται σε ορισμένες τιμές συνήθως $l/300$ του μήκους του ανοίγματος.

2.5 Δομικά υλικά

Σύμφωνα με το πρότυπο του EN1993-1 τα δομικά υλικά πρέπει να έχουν επαρκή σκληρότητα για τους ακόλουθους λόγους:

- Για να έχει το δομικό στοιχείο την απαραίτητη πλαστιμότητα και για την πρόληψη ψαθυρής αστοχίας στις χαμηλότερες θερμοκρασίες λειτουργίας κατά τη διάρκεια ζωής του έργου.
- Για να μην χρειάζονται περαιτέρω έλεγχοι για ψαθυρή αστοχία, αν πληρούνται οι προϋποθέσεις που δίνονται στον EN1993-1-2.

2.5.1 Σκυρόδεμα

Οι ποιότητες του σκυροδέματος βασίζονται στη χαρακτηριστική αντοχή κυλινδρικών δοκιμών 28 ημερών. Ο Ευρωκώδικας 2 στον οποίο στηρίζεται ο Ευρωκώδικας 4 δίνει δύο τιμές εκ των οποίων η πρώτη αντιστοιχεί στην αντοχή κυλινδρικού και η δεύτερη στην αντοχή κυβικού δοκιμίου. Στον πίνακα (2.5) δίνονται για τις διάφορες ποιότητες σκυροδέματος οι εξής τιμές:

- f_{ck} : θλιπτική αντοχή κυλινδρικού 28 ημερών.
- f_{ctm} : μέση εφελκυστική αντοχή.
- $f_{ctk0.05}$ και 0.95 : χαρακτηριστική τιμή εφελκυστικής αντοχής 5% και 95%.

Ποιότητα σκυροδέματος	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck}	20	25	30	35	40	45	50
f_{ctm}	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1
$f_{ctk0.05}$	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9
$f_{ctk0.95}$	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3

Πίνακας 2.5 – Εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος σε N/mm^2 .

Η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος λαμβάνεται ίση με:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = f_{ck} / 1.5$$

Κατά τους υπολογισμούς των αντοχών χρησιμοποιείται ως οριακή αντοχή σκυροδέματος η τιμή $0,85 f_{cd}$ ώστε να λαμβάνεται υπόψη η μείωση λόγω μακροχρόνιων επιδράσεων φόρτισης.

2.5.1.1 Ερπυσμός

Ως ερπυσμός χαρακτηρίζεται το μερίδιο της παραμόρφωσης του σκυροδέματος που εξαρτάται από τάσεις (δράση φορτίου) και εμφανίζονται με την πάροδο του χρόνου.

Τα αίτια του ερπυσμού δεν έχουν πλήρως διευκρινιστεί, μάλλον είναι αποτέλεσμα μετακινήσεως μορίων του νερού στη μάζα του σκυροδέματος εξ' αιτίας φορτίων.

Το μέγεθος του ερπυσμού εξαρτάται:

- Ξηρός αέρας και μεγάλος υδατοσιμεντοσυντελεστής αυξάνει τον ερπυσμό.
- Μικρά δομικά στοιχεία παρουσιάζουν μεγαλύτερο ερπυσμό από ογκοδέστερα.
- Σκυρόδεμα νεαρής ηλικίας παρουσιάζει μεγαλύτερο ερπυσμό.

Η τελική τιμή του ερπυσμού είναι δυνατόν να φθάσει το τετραπλάσιο της ελαστικής παραμόρφωσης.

Για τάσεις $\sigma_c < 0.4 \cdot f_{ck}$ οι ερπυστικές παραμορφώσεις (ϵ_{cs}) συνδέονται γραμμικά με τις τάσεις.

$$\epsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_{c0}}{E_{28}} \cdot \varphi(t, t_0)$$

όπου:

$\epsilon_{cc}(t, t_0)$ είναι η ερπυστική παραμόρφωση τη χρονική στιγμή.

$t > t_0$

t_0 είναι η ηλικία του σκυροδέματος τη χρονική στιγμή έναρξης της φόρτισης (σε ημέρες).

σ_{c0} είναι η σταθερή τάση που εφαρμόζεται τη στιγμή t_0 .

E_{28} είναι η μέση τιμή του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος σε ηλικία 28 ημερών.

Φ είναι ο συντελεστής ερπυσμού.

2.5.1.2 Συστολή ξήρανσης

Κατά την ξήρανση του σκυροδέματος αποβάλλεται ένα μέρος του νερού, που χημικά είναι αδέσμευτο, με αποτέλεσμα τη μείωση του όγκου του. Το φαινόμενο αυτό χαρακτηρίζεται ως συστολή ξηράνσεως.

Αν τεθεί το σκυρόδεμα μέσα στο νερό θα παραλάβει πρόσθετο νερό με αποτέλεσμα την αύξηση των διαστάσεων λόγω διόγκωσης.

Η εξάτμιση του νερού συνεχίζεται και μετά τη σκλήρυνση του σκυροδέματος. Το φαινόμενο της συστολής ξήρανσης δεν εξαρτάται από φορτία.

Οι εξωτερικές στρώσεις της επιφάνειας ρηγματώνονται από τις εμφανιζόμενες λόγω ξήρανσης εφελκυστικές τάσεις. Μέσα στον πυρήνα του σκυροδέματος προκαλούνται αυτεντάσεις. Το φαινόμενο της συστολής ξηράνσεως αυξάνει με την αύξηση της ποιότητας και της ποσότητας του τσιμέντου, με την αύξηση του υδατοτσιμεντοσυντελεστή (ποσότητα νερού προς τσιμέντο) και των πόρων του σκυροδέματος.

2.5.2 Φυσικοί λίθοι

Ανθεκτικοί φυσικοί λίθοι, όπως ο γρανίτης, ο πορφυρίτης, ο βασάλτης, ο διορίτης, το μάρμαρο κ.α., χρησιμοποιήθηκαν με μεγάλη επιτυχία στη γεφυροποιία και μάλιστα στα βάθρα και σε θολωτές κατασκευές, άλλοτε σαν φέροντα στοιχεία και άλλοτε σαν επένδυση. Σήμερα χρησιμοποιούνται ελάχιστα λόγω του μεγάλου κόστους κατεργασίας τους.

Ωστόσο, τα ιδιαίτερα προσόντα των φυσικών λίθων, όπως η αισθητική τους υπεροχή, η μεγάλη αντοχή σε διάβρωση από το νερό και την άμμο, καθώς και η καλύτερη γήρανση τους σε σύγκριση με το μονότονο και απωθητικό σκυρόδεμα συνιστά επιτακτική τη συχνότερη χρήση τους.

2.5.3 Τεχνητοί λίθοι

Οι τεχνητοί λίθοι χρησιμοποιούνται συχνότερα στην γεφυροποιία και είναι οικονομικοί λόγω της δυνατότητας κατασκευής τους κοντά στο εργοτάξιο. Οι λίθοι αυτοί χρησιμοποιούνται σαν επένδυση σε τοιχοποιίες και βάθρα. Χαρακτηριστικοί λίθοι είναι οι οπτοί και άνοπτοι πλίνθοι, τα κεραμικά πλακίδια επένδυσης τοίχων, οι τσιμεντόλιθοι κ.α.

2.5.4 Χάλυβας σκυροδέματος

Οι ποιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των χαλύβων σκυροδέματος δίνονται στην ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN10080 και τις ελληνικές προδιαγραφές ΕΛΟΤ 959 και 971. Οι χάλυβες κατά ΕΛΟΤ 971 είναι συγκολλησιμοι ενώ του ΕΛΟΤ 959 συγκολλησιμοι υπό προϋποθέσεις. Η συνήθης ποιότητα είναι Β500C. Σε κάθε περίπτωση απαιτείται η χρήση συγκολλησιμου χάλυβα στις περιοχές πλαστικών αρθρώσεων τόσο για τις απαιτήσεις του αντισεισμικού σχεδιασμού όσο και αν η αντοχή των διατομών υπολογίζεται με πλαστικές μεθόδους.

Η τάση σχεδιασμού των χαλύβων σκυροδέματος δίνεται από τη σχέση:

$$f_{sd} = f_{ys} / \gamma_s = f_{ys} / 1.15$$

2.5.5 Δομικός χάλυβας

Το επιτρεπόμενο πάχος ελασμάτων για τις ελληνικές προδιαγραφές είναι 70mm και μπορεί να αυξηθεί μέχρι 150mm για θερμομηχανικώς επεξεργασμένους χάλυβες. Η τάση σχεδιασμού των δομικών χαλύβων δίνεται από τη σχέση:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = f_{yk} / 1.0$$

2.6 Έλεγχος σε κόπωση

Σε περίπτωση καταπόνησης των στοιχείων μιας κατασκευής υπό επαναλαμβανόμενη φόρτιση με μεγάλο αριθμό κύκλων φόρτισης απαιτείται η εξέταση της αντοχής τους σε κόπωση.

2.6.1 Έλεγχος οπλισμού

Για τον εφελκόμενο οπλισμό προβλέπεται ένας απλοποιημένος έλεγχος σε κόπωση. Οι τάσεις προσδιορίζονται ως το άθροισμα των τάσεων του σταδίου 2 και των τάσεων λόγω συμμετοχής του σκυροδέματος μεταξύ ρωγμών.

$$\sigma_{smax} = \frac{M_{max}}{I_2} * z_s + 0.4 * \frac{f_{ct}}{a * \rho_s}$$

$$\sigma_{smin} = \sigma_{smax} * \frac{M_{min}}{M_{max}}$$

έλεγχος: $\Delta\sigma_s = |\sigma_{smax} - \sigma_{smin}| \leq 70 \text{ MPa}$

2.6.2 Έλεγχος σκυροδέματος

Για το θλιβόμενο σκυρόδεμα προβλέπεται επίσης ένας απλοποιητικός έλεγχος.

$$\sigma_{cmaxf} = \frac{M_{maxf}}{I_1} * Z_c \quad \sigma_{cminf} = \frac{M_{minf}}{I_1} * Z_c$$

αντοχή σε κόπωση: $f_{cdf} = e^{0.2 \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)} * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd}$

έλεγχος: $(\sigma_{cmaxf} - 0,45 * \sigma_{cminf}) / f_{cdf} \leq 0,5$

και $\sigma_{cmaxf} / f_{cdf} \leq 0,9$

2.7 Σεισμός

2.7.1 Σεισμική μόνωση

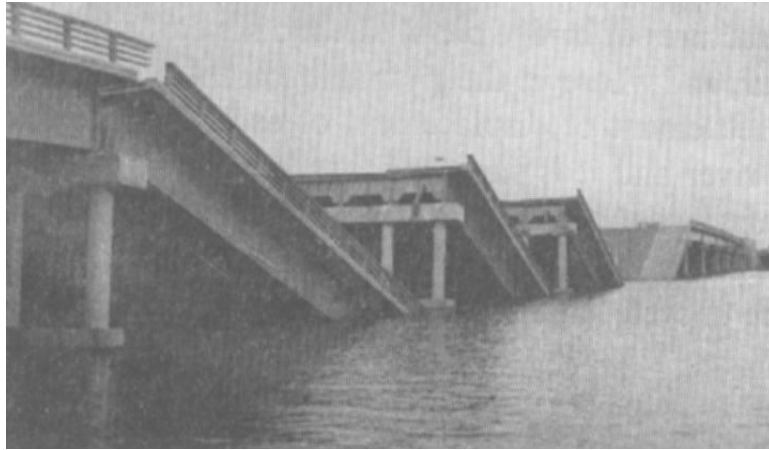
Σεισμική μόνωση, με χρήση διαφόρων μηχανισμών, κυρίως στις θέσεις σύνδεσης φορέα - βάθρων, εφαρμόζεται αρκετά συχνά σε γέφυρες. Σκοπός της είναι η μείωση των σεισμικών δυνάμεων και μετακινήσεων της κατασκευής. Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται είτε με αύξηση της ιδιοπεριόδου του συστήματος, είτε με αύξηση της απόσβεσης της κατασκευής είτε με συνδυασμό των δύο μεθόδων. Η πρώτη μέθοδος έχει το μειονέκτημα ότι οδηγεί σε μεγάλες μετακινήσεις, ενώ με τη δεύτερη επιτυγχάνεται ταυτόχρονα μείωση των δυνάμεων και των μετακινήσεων. Επειδή η αύξηση της απόσβεσης επιτυγχάνεται με χρήση ειδικών εφεδράνων μεγάλης απόσβεσης ή με ειδικούς μηχανισμούς πρόσθετης

απόσβεσης, απαιτείται συνεχής έλεγχος και συντήρηση, ώστε να εξασφαλισθεί ότι οι μηχανισμοί απόσβεσης θα λειτουργήσουν κατά τη διάρκεια του σεισμού. Εάν οι μηχανισμοί αυτοί δεν λειτουργήσουν, η κατασκευή θα δεχθεί πολύ μεγαλύτερες δυνάμεις από αυτές για τις οποίες έχει σχεδιαστεί με μεγάλη πιθανότητα σοβαρών ζημιών. Ένα άλλο μειονέκτημα είναι ότι οι μηχανισμοί απόσβεσης μπορούν να υποστούν βλάβες κατά τη διάρκεια ισχυρού σεισμού, γι' αυτό απαιτείται έλεγχος και πιθανή αντικατάστασή τους αμέσως μετά το σεισμό, ώστε να μπορέσουν να λειτουργήσουν κατά τη διάρκεια των μετασεισμών.

2.7.2 Συνήθεις ζημιές από σεισμούς

Οι συνηθέστερες ζημιές που παρατηρούνται σε γέφυρες μετά από σεισμούς είναι:

- Πτώση του φορέα ή σημαντική μόνιμη μετατόπισή του. Οφείλεται σε ανεπαρκές μήκος έδρασης μεταξύ φορέα και βάθρου. Συνήθως παρατηρείται σε γέφυρες πολλών αμφιέριστων ανοιγμάτων με ψηλά βάθρα, όπου διπλανοί φορείς μπορούν να κινηθούν εκτός φάσης. Η λοξότητα συνεισφέρει δυσμενώς, επειδή προστίθεται και η επιρροή της στροφής.
- Καμπτική αστοχία των βάθρων, η οποία τις περισσότερες φορές οφείλεται σε ανεπαρκή αντοχή και πλαστιμότητα. Συνήθως παρατηρείται σε γέφυρες που έχουν υπολογιστεί με τους παλαιότερους κανονισμούς, χωρίς ιδιαίτερη φροντίδα για την εξασφάλιση πλάστιμης συμπεριφοράς στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων, αφού η ανάλυση γινόταν με ελαστική θεώρηση.
- Διατμητική αστοχία βάθρων. Συνήθως ακολουθείται από ψαθυρή θραύση και απότομη μείωση της αντοχής. Πειράματα και αξιολόγηση ζημιών παλαιότερων σεισμών έχουν δείξει ότι η διατμητική αντοχή μειώνεται σε διατομές που έχουν περάσει στην πλαστική περιοχή λόγω κάμψης. Γι' αυτό, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στις περιοχές πλαστικών αρθρώσεων.



Σχήμα 2.1 - Πτώση αμφιέρειστων τμημάτων του φορέα της γέφυρας Showa - Ohashi στο σεισμό της Niigata, Ιαπωνία, το 1964.



Σχήμα 2.2 - Καμπτική αστοχία μονόστηλων κυκλικών βάθρων του αυτοκινητόδρομου Hanshin στο σεισμό του Kobe, Ιαπωνία, το 1995.

- Μεγάλες μόνιμες μετακινήσεις και στροφές βάθρων λόγω κακών εδαφικών συνθηκών. Σε αμμώδη εδάφη υπάρχει κίνδυνος ρευστοποίησης με αποτέλεσμα την απώλεια στήριξης του βάθρου.
- Αστοχία του επιχώματος πίσω από τα ακρόβαθρα, η οποία μπορεί να οδηγήσει σε σημαντική ένταση και μετακινήσεις του ακροβάθρου.
- Βλάβες στη θεμελίωση. Δεν υπάρχουν πολλές αναφορές τέτοιων βλαβών, επειδή ο έλεγχος μετά από σεισμό απαιτεί εκσκαφή και δεν είναι εύκολος. Ακόμη δυσκολότερος είναι ο έλεγχος ζημιών σε θεμελίωση με πασσάλους.



Σχήμα 2.3 - Διατμητική αστοχία βάρου γέφυρας στο σεισμό του Kobe, Ιαπωνία, το 1995.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο

ΜΕΛΕΤΗ ΓΕΦΥΡΑΣ ΤΡΙΩΝ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ 78.1m ΑΠΟ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΟ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΜΕ ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΑ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ Η/Υ

3.1 Αντικείμενο – Συμβατικά στοιχεία

Η παρούσα μελέτη αναφέρεται στην **ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ** του **ΤΕΧΝΙΚΟΥ Τ2**, που βρίσκεται από **Χ.Θ. 0+338.05** έως **Χ.Θ. 0+415.90** της **Δεξιάς Παραγλαύκιας Αρτηρίας** και εντάσσεται στο έργο «**ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΑΝΙΣΟΠΕΔΟΥ ΚΟΜΒΟΥ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΠΑΡΑΓΛΑΥΚΙΩΝ ΑΡΤΗΡΙΩΝ ΜΕ ΤΟ ΝΕΟ ΛΙΜΑΝΙ ΠΑΤΡΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΤΕΧΝΙΚΟΥ ΕΚΒΟΛΗΣ ΧΕΙΜΑΡΡΟΥ ΔΙΑΚΟΝΙΑΡΗ ΑΠΟ Χ.Θ. 0+001,50 ΕΩΣ Χ.Θ. 0+050,00**».

Η μελέτη εκπονήθηκε από τον κ. Τηλέμαχο Παναγιωτάκο, Δρ. Πολιτικό Μηχανικό της εταιρείας «**DENCO Σύμβουλοι Μηχανικοί Α.Ε.**» στα πλαίσια της υπ. αριθμό πρωτοκόλλου **ΤΠ / ΦΚ 06 / ΜΕ1 / ΟΙΚ2281 / 14 - 10 - 2011** εντολής ανάθεσης του **Υπουργείου ΥΠΟ.ΜΕ.ΔΙ / Γ.Γ.Δ.Ε. / Ε.Υ.Δ.Ε. – Μ.Ε.Δ.Ε.**

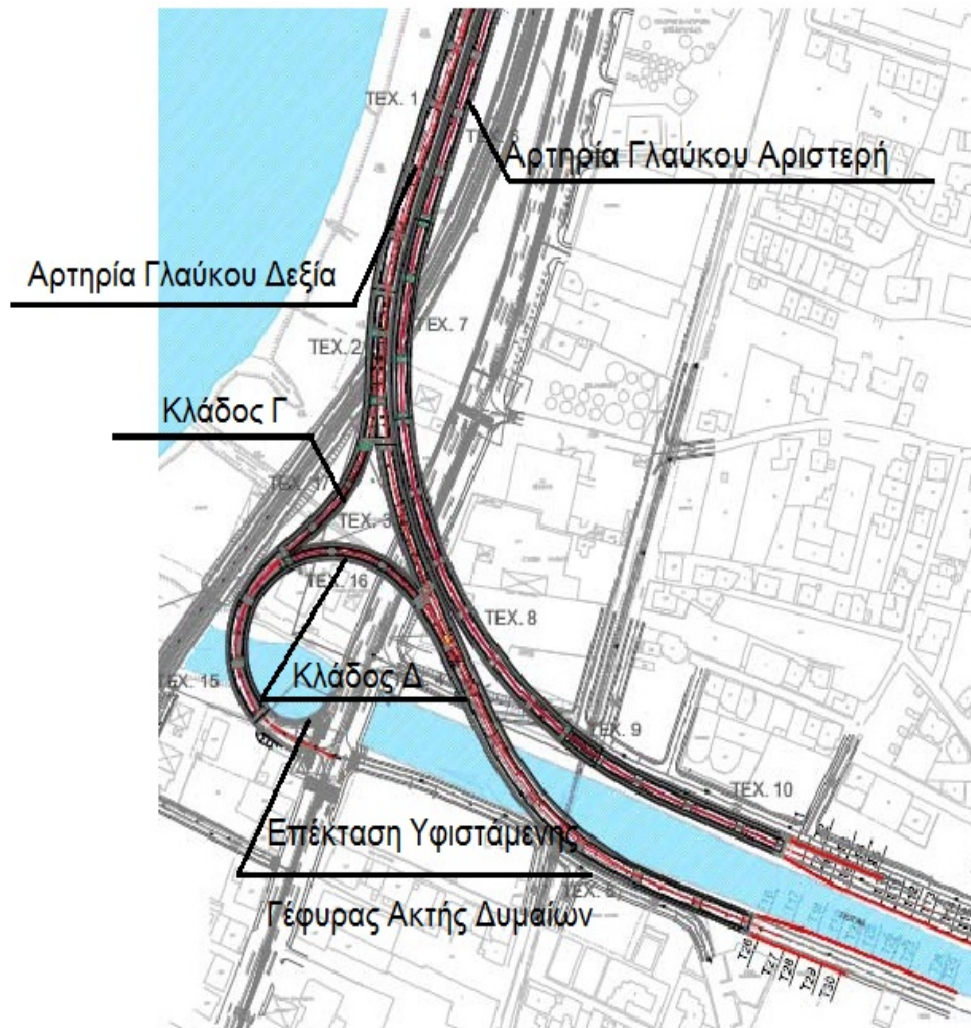
3.2 Γενική περιγραφή τεχνικών έργων

Η σύνδεση των Παραγλαύκιας Αρτηριών με το Λιμάνι πραγματοποιείται με επέκταση των υφιστάμενων αρτηριών οι οποίες ανυψώνονται για να γεφυρώσουν ανισόπεδα την υφιστάμενη σιδηροδρομική Γραμμή Πάτρας – Πύργου, στη συνέχεια κινούνται δεξιόστροφα αρχίζοντας να συγκλίνουν και καταλήγουν να κινούνται παράλληλα άνωθεν της οδού Ακτής Δυμαίων και της μελλοντικής διπλής σιδηροδρομικής γραμμής. Η ερυθρά μειώνεται σταδιακά μέχρι το ύψος του φυσικού εδάφους οπότε και συνδέεται με το οδικό δίκτυο του λιμανιού (Σχήμα 3.1).

Ο Κλάδος Γ εξυπηρετεί την κίνηση από το Νέο Λιμάνι προς Πύργο ή Πάτρα. Ο Κλάδος Δ εξυπηρετεί την κίνηση από Πάτρα ή Πύργο προς την Ευρεία Παράκαμψη Πατρών. Οι κινήσεις που εξυπηρετούσαν οι κλάδοι Α και Β θα πραγματοποιούνται μέσω του ισόπεδου κόμβου «Πειραιϊκής – Πατραϊκής». Ο Ανισόπεδος Κόμβος που δημιουργείται για την σύνδεση των Παραγλαύκιας Αρτηριών με το λιμάνι και την παραλιακή λεωφόρο της Ακτής Δυμαίων είναι τύπου σταυρού και μορφής μισού τριφυλλιού. Το έργο αποτελείται από τα παρακάτω τεχνικά έργα τα οποία διαχωρίζονται μεταξύ τους με αρμούς:

(i) Γέφυρα Δεξιάς Παραγλαύκιας Αρτηρίας (τεχνικά Τ1, Τ2, Τ3, Τ4, Τ5)

- (ii) Γέφυρα Αριστερής Παραγλαύκιας Αρτηρίας (τεχνικά T6, T7, T8, T9, T10)
- (iii) Γέφυρα Κλάδου Γ (τεχνικό T17)
- (iv) Γέφυρα Κλάδου Δ (τεχνικά T15, T16)
- (v) Επέκταση Υφιστάμενης Γέφυρας Ακτής Δυμαίων
- (vi)



Σχήμα 3.1 - Διάταξη τεχνικών.

3.3 Παραδοχές

3.3.1 Υλικά Κατασκευής

- Προεντεταμένο σκυρόδεμα:	Φορέας ανωδομής	C40/50
- Οπλισμένο σκυρόδεμα:	Μεσόβαθρα	C30/37
	Ακρόβαθρα, Κεφαλόδεσμοι	C20/25
	Πάσσαλοι	C20/25
	Πλάκες πρόσβασης	C20/25

Τοίχοι αντιστήριξης, πτερυγότοιχοι	C20/25
Πεζοδρόμια	C40/50
- Άοπλο σκυρόδεμα: Ρύσεων, προστασίας μόνωσης	C12/15
Εξομάλυνσης	C12/15
- Χάλυβας οπλισμού γενικά:	Bst 500s
- Χάλυβας προέντασης:	Y1860S7 1600/1860

3.3.2 Φορτία

- Ίδιο βάρος οπλισμένου σκυροδέματος	25.0 kN/m ³
- Ίδιο βάρος άοπλου σκυροδέματος	24.0 kN/m ³
- Ίδιο βάρος ασφαλτικών	24.0 kN/m ³
- Ίδιο βάρος γαιών	20.0 kN/m ³
- Κινητά φορτία κατά DIN-FB 101	
- Ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας	+30.0°C / -23.0°C
- Διαφορά θερμοκρασίας (tu-to)	+10.0°C / -5.0°C

3.3.3 Σεισμική Φόρτιση

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	II (A=0.24g)
- Κατηγορία εδάφους	Γ (T1=0.2s, T2=0.8s)
- Συντελεστής σπουδαιότητας	γ=1.00
- Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς	Διαμήκης q _x =1.50
	Εγκάρσιος q _y =1.50
	Κατακόρυφος q _z =1.00

3.3.4 Έδαφος

- Γωνία εσωτερικής τριβής υλικών μεταβατικού επιχώματος	φ=30°
- Συνοχή υλικού μεταβατικού επιχώματος	c=0
- Γωνία τριβής γαιών – τοιχώματος από σκυρόδεμα	δ=0°
- Λοιπές παράμετροι εδάφους: Σύμφωνα με την γεωτεχνική έκθεση	

3.3.5 Ονομαστικές επικαλύψεις οπλισμών

- Γενικά	45mm
- Επιφάνειες σκυροδετούμενες επί εδάφους	55mm
- Πάσσαλοι	100mm

3.3.6 Κατηγορίες έκθεσης στοιχείων σκυροδέματος

- Φορέας καταστρώματος από προεντεταμένο σκυρόδεμα C
- Φορέας καταστρώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα D
- Μεσόβαθρα από οπλισμένο σκυρόδεμα D
- Στοιχεία θεμελίωσης από οπλισμένο σκυρόδεμα E

3.3.7 Κανονισμοί

- DIN – Fachbericht 100: Σκυρόδεμα (συμπληρωματικά ως προς τον Κανονισμό Τεχνολογίας Σκυροδέματος)
- DIN – Fachbericht 101: Δράσεις σε γέφυρες
- DIN – Fachbericht 102: Γέφυρες από σκυρόδεμα
- Οδηγίες για την εφαρμογή των κανονισμών DIN-Fachbericht στην Ελλάδα (ΥΠΕΧΩΔΕ Ιούνιος 2007)
- Οδηγίες για την αντισεισμική μελέτη γεφυρών σε συνδυασμό με DIN-FB 102, 103, 104 (ΥΠΕΧΩΔΕ Ιούνιος 2007)
- ΕΑΚ 2000. Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός (Ε.Α.Κ. 2000, Υπ. Απόφαση Δ17α/141/3/ΦΝ 2184Β'/20-12-1999 & Φ.Ε.Κ 781/18-06-2003), όπως επίσης και το ΦΕΚ/ Β' 1154/12-8-2003 – Δ17α/115/9/ΦΝ 275
- Οδηγίες για τη μελέτη των οδικών έργων – (ΟΜΟΕ - Τεχνικών Έργων Οδοποιίας (Έργα Πολιτικού Μηχανικού), 2003)
- Οδηγίες για τη μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση (Ιούνιος 2007)

3.4 Περιγραφή τεχνικού

3.4.1 Γενική περιγραφή ανωδομής

Το τεχνικό T2 βρίσκεται στην Δεξιά Παραγλαύκια Αρτηρία, μεταξύ της Χ.Θ. 0+338.05 και Χ.Θ. 0+415.90 και έχει συνολικό μήκος 78.1m από αρμό σε αρμό. Ο φορέας του Τεχνικού T2 χωρίζεται από το τεχνικό T1 με αρμό διαστολής στην θέση του μεσοβάθρου M5.Δ και από το τεχνικό T3 με αρμό διαστολής στην θέση του μεσοβάθρου M8.Δ. Πρόκειται για γέφυρα με φορέα δίκυψελης κιβωτοειδούς διατομής από προεντεταμένο σκυρόδεμα τριών ανοιγμάτων 22.04m+34.00m+22.04m, μεταβλητού συνολικού πλάτους από 14.16m έως 21.78m από το οποίο 1.03m καταλαμβάνονται από το αριστερό πεζοδρόμιο, 1.63m από το δεξιό πεζοδρόμιο, και το υπόλοιπο πλάτος από την επιφάνεια κυκλοφορίας πλάτους από 11.50m έως 19.12m. Οριζοντιογραφικά η χάραξη της οδού ακολουθεί αριστερόστροφη καμπύλη και στην συνέχεια δεξιόστροφη καμπύλη με μεταβλητή ακτίνα καμπυλότητας με ελάχιστη τιμή 240m. Μηκοτομικά η οδός ακολουθεί σταθερή ανοδική κλίση 0.5% περίπου. Ο φορέας του καταστρώματος αποτελείται από δίκυψελο κιβώτιο ύψους

2.5m από προεντεταμένο σκυρόδεμα C40/50. Το πλάτος της άνω πλάκας είναι μεταβλητό από 13.66m έως 21.28m και το πλάτος της κάτω πλάκας είναι μεταβλητό από 7.0m έως 16.30m. Το πάχος της άνω πλάκας είναι 0.30m ενώ στην σύνδεση της με τους κορμούς μορφώνεται πάχυνση με μεταβλητό πάχος έως 0.60m. Το πάχος της κάτω πλάκας είναι 0.25m ενώ στην σύνδεση της με τους κορμούς μορφώνεται πάχυνση με μεταβλητό πάχος από 0.25m έως 0.45m. Οι ακραίοι κορμοί και ο κεντρικός κορμός έχουν ελάχιστο πάχος 0.50m για τα ανοίγματα M5.Δ-M6.Δ και M6.Δ-M7.Δ και 0.60m για το άνοιγμα M7.Δ-M8.Δ. Κοντά στις στηρίξεις μορφώνονται παχύνσεις στους κορμούς μέχρι πάχους 0.9m για τις στηρίξεις M5.Δ, M6.Δ και 1.0m για τις στηρίξεις M7.Δ, M8.Δ. Ο φορέας του καταστρώματος στηρίζεται μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων στις θέσεις αξόνων στήριξης των μεσοβάθρων: M5.Δ Χ.Θ. 0+339.30 (2 εφέδρανα), M6.Δ Χ.Θ. 0+359.91 (4 εφέδρανα), M7.Δ Χ.Θ. 0+393.74 (4 εφέδρανα), M8.Δ Χ.Θ. 0+414.64 (5 εφέδρανα).

3.4.2 Περιγραφή μεσοβάθρων

Τα μεσόβαθρα κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα C30/37. Τα μεσόβαθρα M5.Δ, M6.Δ και M7.Δ αποτελούνται από ένα στύλο και έχουν ορθογωνική διατομή με ημικυκλικά άκρα με εξωτερικές διαστάσεις 2.5m x 4.0m. Το μεσόβαθρο M8.Δ αποτελείται από τρεις στύλους οι οποίοι έχουν ορθογωνική διατομή με το ένα άκρο ημικυκλικό με εξωτερικές διαστάσεις 2.5m x 2.5m. Στην κορυφή των μεσοβάθρων διαμορφώνεται κεφαλή για την έδραση του φορέα μέσω των εφεδράνων. Το ύψος της κεφαλής είναι μεταβλητό από 1.0m έως 2.0m για τα μεσόβαθρα M5.Δ, M6.Δ και M8.Δ και από 1.3m έως 2.3m για το μεσόβαθρο M7.Δ. Το πλάτος της κεφαλής κατά την εγκάρσια διεύθυνση είναι 7.0m για το M5.Δ, 7.0m για το M6.Δ, 8.3m για το M7.Δ, και μεταβλητό από 15.46m έως 16.68m για το M8.Δ. Το μήκος της κεφαλής κατά την διαμήκη διεύθυνση είναι 2.5m για τα μεσόβαθρα M6.Δ, M7.Δ και M8.Δ ενώ είναι 4.40m για το μεσόβαθρο M5.Δ πάνω στο οποίο εδράζονται τα Τεχνικά T1 και T2. Τα μεσόβαθρα έχουν συνολικό ύψος 8.40m για το M5.Δ, 8.65m για το M6.Δ, 8.20m για το M7.Δ, και 7.65m για το M8.Δ.

3.4.3 Περιγραφή Θεμελίωσης

Η θεμελίωση του τεχνικού στις θέσεις των μεσοβάθρων M5.Δ, M6.Δ, M7.Δ, M8.Δ πραγματοποιείται μέσω καννάβου πασσάλων Φ1.20 από οπλισμένο σκυρόδεμα C20/25 οι οποίοι ενώνονται στην κεφαλή τους με κεφαλόδεσμους πάχους 2.0m από οπλισμένο σκυρόδεμα C20/25. Η διάταξη των πασσάλων, το μήκος των πασσάλων και οι διαστάσεις

κάτοψης των κεφαλοδέσμων σε κάθε θέση θεμελίωσης βάθρου έχουν ως εξής:

Μεσόβαθρο	Διάταξη πασσάλων (πλήθος διαμήκως x πλήθος εγκαρσίως)	Μήκος πασσάλων	Διαστάσεις κάτοψης κεφαλόδεσμου (μήκος διαμήκως x πλάτος εγκαρσίως)
M5.Δ	3 x 4	35.2m	9.6m x 13.2m
M6.Δ	3 x 4	36.2m	9.6m x 13.2m
M7.Δ	3 x 4	38.5m	9.6m x 13.2m
M8.Δ	3 x 6	38.5m	9.6m x 20.4m

Πίνακας 3.1- Στοιχεία θεμελίωσης μεσοβάθρων.

Η θεμελίωση του βάθρου M5.Δ είναι κοινή με το Τεχνικό T1 και η θεμελίωση του βάθρου M8.Δ είναι κοινή με τα Τεχνικά T3 και T17. Οι παραπάνω ποσότητες αναφέρονται συνολικά για την κοινή θεμελίωση των τεχνικών.

Για την αποφυγή του φαινομένου της ρευστοποίησης του εδάφους θεμελίωσης γύρω από τους πασσάλους των βάθρων M5.Δ, M6.Δ, M7.Δ και M8.Δ προβλέπεται σύμφωνα με την γεωτεχνική μελέτη η κατασκευή καννάβου χαλικοπασσάλων Φ100 κατάλληλου μήκους από κατάλληλο χονδρόκοκκο υλικό που επιτρέπει την στράγγιση. Ειδικά για το μεσόβαθρο M5.Δ κατασκευάζονται χαλικοπάσσαλοι μόνο περιμετρικά του κεφαλόδεσμου σε τρεις σειρές. Κάτω από την επιφάνεια έδρασης των κεφαλοδέσμων των βάθρων προβλέπεται η διάστρωση στρώσης χαλίκων πάχους 0.30m, ίδιων ιδιοτήτων με το υλικό των χαλικοπασσάλων, για την πραγματοποίηση της στράγγισης. Στην διεπιφάνεια μεταξύ στρώσης στράγγισης και επίχωσης προβλέπεται η τοποθέτηση γεωυφάσματος διαχωρισμού.

3.4.4 Αρμοί

Στα άκρα του καταστρώματος τοποθετούνται αρμοί συστολοδιαστολής: στο μεσόβαθρο Μ5.Δ αρμός τύπου ALGAFLEX TM400 ή ανάλογος, με ικανότητα μετακίνησης $\pm 200\text{mm}$, χωρίς προϋθμιση και στο μεσόβαθρο Μ8.Δ αρμός τύπου ALGAFLEX T250AS ή ανάλογος, με ικανότητα μετακίνησης $\pm 125\text{mm}$, χωρίς προϋθμιση. Για τις προδιαγραφές των αρμών βλέπε σχέδιο λεπτομερειών της μελέτης.

3.4.5 Εφέδρανα

Για την έδραση του φορέα στα βάθρα Μ5.Δ, Μ6.Δ, Μ7.Δ και Μ8.Δ χρησιμοποιούνται απλά αγκυρούμενα ελαστομεταλλικά ορθογωνικά εφέδρανα τύπου ALGABLOC NB4 1100x1100/354(234) ή ανάλογου τύπου. Συνολικά τοποθετούνται 15 εφέδρανα, δύο (2) στο Μ5.Δ, τέσσερα (4) στο Μ6.Δ, τέσσερα (4) στο Μ7.Δ και πέντε (5) στο Μ8.Δ. Για τις προδιαγραφές τους βλέπε σχέδιο λεπτομερειών της μελέτης.

3.4.6 Προένταση

Η προένταση του φορέα της ανωδομής πραγματοποιείται μονόπλευρα με δεκαοκτώ (18) τένοντες, έξι ανά κορμό, από χάλυβα προέντασης 1600/1860 (κατά EN 10138). Το σύστημα προέντασης που χρησιμοποιήθηκε κατά την μελέτη είναι BBV SYSTEMS ή ανάλογο και συγκεκριμένα τένοντες τύπου BBV L27 (27 κλώνοι). Χαρακτηριστικά συστήματος προέντασης:

- Συντελεστής τριβής: 0.20
- Συντελεστής αθέλητης κλίσης: 0.30deg/m
- Ολίσθηση σφήνας κατά την αγκύρωση: 5mm
- Διάμετρος σωλήνα περιβλήματος: 125mm
- Ελάχιστο ευθύγραμμο μήκος στην αγκύρωση: 1.20m
- Ελάχιστη ακτίνα καμπυλότητας: 10.10m
- Ελάχιστη επικάλυψη καλωδίων: 110mm
- Ελάχιστη αξονική απόσταση μεταξύ τενόντων: 220mm
- Ονομαστική διάμετρος κλώνου τένοντα: 0.6" = 15.2mm
- Επιφάνεια κλώνου: 150mm²
- Βασική δύναμη προέντασης κλώνου: $F_p = 0.65 \times (1860 \times 150) = 0.65 \times 265.5\text{kN} = 181.35\text{kN}$
- Μέτρο ελαστικότητας χάλυβα προέντασης: 195GPa

Η εφαρμογή της προέντασης προβλέπεται να γίνει όταν το σκυρόδεμα αποκτήσει αντοχή κυλίνδρου $f_{ctm,0,cyl}$ τουλάχιστον 38MPa όπως

ορίζεται από τις προδιαγραφές του συστήματος προέντασης. Η τσιμεντένεση των σωλήνων περιβολής των τενόντων προβλέπεται να γίνει το ταχύτερο δυνατό μέσα στο επόμενο 24ωρο. Οι περιοχές αγκύρωσης (φωλιές) πληρώνονται με σκυρόδεμα κατηγορίας τουλάχιστον C25/30.

3.4.7 Τελικές επεξεργασίες επιφανειών σκυροδέματος

Τελικές επεξεργασίες επιφανειών σκυροδέματος:

- Όλες οι ορατές επιφάνειες (φορείς ανωδομής, βάθρα) διαμορφώνονται με επιφανειακό τελείωμα ΤΥΠΟΥ Γ.
- Όλες οι αφανείς επιφάνειες (θεμελιώσεις) και οι επιφάνειες που έρχονται σε επαφή με γαίες, διαμορφώνονται με επιφανειακό τελείωμα ΤΥΠΟΥ Α και μονώνονται με διπλή ασφαλική επάλειψη.
- Σε όλες τις ορατές επιφάνειες των μεσοβάθρων και ακροβάθρων τοποθετείται αντιρρυπαντική επάλειψη.

3.4.8 Οδόστρωμα

Προβλέπονται τρεις στρώσεις ασφαλικών η ανώτερη εκ των οποίων αντιολισθηρή, πάχους 4cm. Κάτω από τις στρώσεις ασφαλικών γίνεται στεγάνωση με ειδική στεγανωτική μεμβράνη. Το συνολικό πάχος των ασφαλικών είναι ίσο με 14cm.

3.4.9 Πεζοδρόμια - Σηθαία ασφαλείας

Τα πεζοδρόμια του φορέα κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα C40/50. Το τμήμα του γείσου του πεζοδρομίου μέχρι την άνω στάθμη του φορέα καταστρώματος σκυροδετείται ταυτόχρονα με τον φορέα. Το εσωτερικό (αριστερό) πεζοδρόμιο έχει πλάτος 1.03m και το εξωτερικό (δεξιό) 1.63m. Κατά μήκος και των δύο πεζοδρομίων τοποθετείται σηθαίο ασφαλείας τύπου ΣΤΕ-9 από σκυρόδεμα C40/50. Κατά μήκος των πεζοδρομίων διαμορφώνονται αρμοί ανά περίπου 7.10m, με εύρος 0.02m.

3.4.10 Φάσεις κατασκευής

Οι φάσεις κατασκευής του τεχνικού περιλαμβάνουν εν γένει τις παρακάτω φάσεις:

1. Γενική εκσκαφή στην περιοχή του τεχνικού μέχρι την στάθμη εργασίας.
2. Κατασκευή χαλικοπασσάλων.
3. Κατασκευή των φρεατοπασσάλων.
4. Κατασκευή στρώσης στράγγισης και γεφυφάσματος διαχωρισμού.

5. Κατασκευή των κεφαλοδέσμων θεμελίωσης.
6. Κατασκευή των μεσοβάθρων και της κεφαλής τους.
7. Επανεπίχωση κεφαλοδέσμων.
8. Κατασκευή του φορέα της ανωδομής επί ικριώματος εδραζόμενου επί των τελικών εφεδράνων. Η σκυροδέτηση του φορέα μπορεί να γίνει σε περισσότερες από μία φάσεις με αρμούς κατασκευής περίπου στο 20% του ανοίγματος. Η τάνυση των τενόντων γίνεται σύμφωνα με το σχέδιο προέντασης.
9. Κατασκευή των πεζοδρομίων και των στηθαίων ασφαλείας.
10. Κατασκευή του οδοστρώματος.

Φάσεις κατασκευής οι οποίες δεν αλληλεπιδρούν η μία με την άλλη μπορούν να υλοποιούνται με διαφορετική σειρά από την αναγραφόμενη.

3.5 Γεωτεχνικές – Γεωλογικές συνθήκες

3.5.1 Περιγραφή εδάφους – Στοιχεία γεωτρήσεων

Βλέπε γεωτεχνική έκθεση του τεχνικού.

3.5.2 Σεισμική διέγερση

Το έδαφος στην περιοχή του τεχνικού είναι κατηγορίας Γ σύμφωνα με την γεωτεχνική έκθεση.

3.5.3 Οριζόντιος και κατακόρυφος δείκτης εδάφους

Βλέπε γεωτεχνική έκθεση του τεχνικού.

3.5.4 Έλεγχος θεμελίωσης

Βλέπε γεωτεχνική έκθεση του τεχνικού.

3.6 Στατική ανάλυση

3.6.1 Στατική ανάλυση

Η ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα της ανωδομής και της θεμελίωσης γίνεται με κατάλληλα χωρικά προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων τα οποία αποδίδουν με ικανοποιητική προσέγγιση την κατανομή των δυσκαμψιών, των μαζών και των συνθηκών στήριξης. Ο φορέας της ανωδομής και τα μεσόβαθρα προσομοιώνονται με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία δοκού με

κατάλληλη διακριτοποίηση. Στις θέσεις των στηρίξεων του καταστρώματος στα μεσόβαθρα εισάγονται ελατήρια κατάλληλης δυσκαμψίας τα οποία προσομοιώνουν τα προβλεπόμενα εφέδρανα. Η θεμελίωση των μεσόβαθρων αναλύονται με ανεξάρτητα προσομοιώματα όπου εισάγονται ως φορτίσεις οι αντιδράσεις των κορμών των μεσόβαθρων. Οι κεφαλόδεσμοι των θεμελιώσεων προσομοιώνονται με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους. Οι πάσσαλοι της θεμελίωσης προσομοιώνονται με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία δοκού εδραζόμενα επί συνεχούς ελαστικής στήριξης η οποία αποδίδει την ενδοσιμότητα του εδάφους σε συμφωνία με την γεωτεχνική αξιολόγηση. Η στατική ανάλυση γίνεται γενικά με τη πλήρη δυσκαμψία των στοιχείων (δυσκαμψία σταδίου I). Για την στατική ανάλυση χρησιμοποιείται το πρόγραμμα SOFiSTiK.

3.6.2 Σεισμική ανάλυση

Η σεισμική ανάλυση της ανωδομής (κατάστρωμα και βάθρα) πραγματοποιείται στο παραπάνω προσομοίωμα σύμφωνα την μέθοδο της δυναμικής φασματικής ανάλυσης με χρήση του φάσματος σχεδιασμού που προβλέπει ο ΕΑΚ 2003 και οι «Οδηγίες για μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση» για την περιοχή του έργου.

Η διαστασιολόγηση των βάθρων σε κάμψη γίνεται με θεώρηση συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς $q=1.5$, ενώ για την διαστασιολόγηση των βάθρων σε τέμνουσα καθώς και του φορέα καταστρώματος γίνεται θεώρηση συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς $q=1.0$, σύμφωνα με τις §6.3(2) και §6.3(4) των «Οδηγιών για μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση».

Η ανάλυση για σεισμικές φορτίσεις γίνεται γενικά με τη πλήρη δυσκαμψία των στοιχείων (δυσκαμψία σταδίου I). Για την δυσκαμψία των εφεδράνων, γίνεται θεώρηση άνω και κάτω ορίου. Με την ανάλυση κάτω ορίου (Lower Bound) υπολογίζονται μέγιστες μετακινήσεις ενώ με την ανάλυση άνω ορίου (Upper Bound) υπολογίζονται μέγιστες δυνάμεις.

Εκτός από την μάζα της γέφυρας λαμβάνεται υπόψη πρόσθετη μάζα που αντιστοιχεί στο 20% του ομοιόμορφου φορτίου κυκλοφορίας. Εξετάζονται όλες οι ιδιόμορφες που έχουν σημαντική συμμετοχή στην συνολική απόκριση. Η επαλληλία των επινοήσεων και των μετακινήσεων των ιδιομορφών γίνεται με εφαρμογή της μεθόδου πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας (CQC).

Με βάση την δυναμική σεισμική ανάλυση γίνεται ο προσδιορισμός του οπλισμού των στοιχείων της γέφυρας και ο προσδιορισμός αρμών και εφεδράνων. Για την σεισμική ανάλυση της θεμελίωσης των μεσοβάθρων χρησιμοποιούνται οι αντιδράσεις της ανωδομής που αντιστοιχούν στον

σεισμικό συνδυασμό καθώς και η αδράνεια των αντίστοιχων στοιχείων της θεμελίωσης.

Για την σεισμική ανάλυση χρησιμοποιείται το πρόγραμμα SOFISTIK.

3.6.3 Συνδυασμοί φορτίσεων

Κατά την ανάλυση του τεχνικού, εφαρμόζεται συνδυασμοί φορτίσεων, όπως αυτοί ορίζονται στα DIN-FB 100, DIN-FB 101, DIN-FB 102 και στις Οδηγίες για την αντισεισμική μελέτη γεφυρών σε συνδυασμό με DIN-FB 102, 103, 104.

Οι Συνδυασμοί Φορτίσεων παρατίθενται παρακάτω για:

- Οριακή Κατάσταση Αστοχίας
- Οριακή Κατάσταση Λειτουργίας

3.6.3.1 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Θεμελιώδεις συνδυασμοί – Εκτός Σεισμού)

Λαμβάνεται υπόψη ο δυσμενέστερος συνδυασμός δράσεων από τους ακόλουθους

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} \text{ " + " } \gamma_p \cdot P_k \text{ " + " } \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} \text{ " + " } \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

όπου:

“+” υποδηλώνει «προς συνδυασμό με...»

Σ υποδηλώνει «το συνδυασμένο αποτέλεσμα του...»

G_{kj} είναι μία μόνιμη δράση

P είναι η δράση προέντασης

Q_{k1} είναι η κύρια μεταβλητή δράση

Q_{ki} είναι μία συνοδευτική μεταβλητή δράση.

Οι συντελεστές γ_G , γ_p , γ_Q λαμβάνονται όπως αυτοί ορίζονται στο DIN-FB 101 πίνακας C.1 και οι συντελεστές Ψ_0 λαμβάνονται όπως αυτοί ορίζονται στο DIN-FB 101 πίνακας C.2.

3.6.3.2 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας – Σεισμός

Λαμβάνεται υπόψη ο ακόλουθος συνδυασμός δράσεων

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} \text{ " + " } P_k \text{ " + " } \gamma_1 \cdot A_{Ed} \text{ " + " } \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{ki}$$

όπου:

“+” υποδηλώνει «προς συνδυασμό με...»

Σ υποδηλώνει «το συνδυασμένο αποτέλεσμα του...»

G_{kj} είναι μία μόνιμη δράση

P είναι η δράση προέντασης

A_{Ed} είναι η σεισμική δράση

Q_{ki} είναι μία συνοδευτική μεταβλητή δράση

Οι συντελεστές Ψ_2 λαμβάνονται όπως αυτοί ορίζονται στο DIN-FB 101 πίνακας C.2.

3.6.3.3 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας – Τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού

Λαμβάνεται υπόψη ο ακόλουθος συνδυασμός δράσεων

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GAj} \cdot G_{kj} \text{ “+” } \gamma_{PA} \cdot P_k \text{ “+” } A_d \text{ “+” } \Psi_{1,1} \cdot Q_{k1} \text{ “+” } \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{ki}$$

όπου:

“+” υποδηλώνει «προς συνδυασμό με...»

Σ υποδηλώνει «το συνδυασμένο αποτέλεσμα του...»

G_{kj} είναι μία μόνιμη δράση

P είναι η δράση προέντασης

A_d είναι η τυχηματική δράση

Q_{k1} είναι η κύρια μεταβλητή δράση

Q_{ki} είναι μία συνοδευτική μεταβλητή δράση

Οι συντελεστές Ψ_2 λαμβάνονται όπως αυτοί ορίζονται στο DIN-FB 101 πίνακας C.2.

3.6.3.4 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργίας – Σπάνιος συνδυασμός

Λαμβάνεται υπόψη ο ακόλουθος συνδυασμός δράσεων

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} \text{ “+” } P_k \text{ “+” } Q_{k,1} \text{ “+” } \sum_{i > 1} \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

όπου:

“+” υποδηλώνει «προς συνδυασμό με...»

Σ υποδηλώνει «το συνδυασμένο αποτέλεσμα του...»

G_{kj} είναι μία μόνιμη δράση

P είναι η δράση προέντασης

$Q_{k,1}$ είναι η κύρια μεταβλητή δράση

Q_{ki} είναι μία συνοδευτική μεταβλητή δράση

Οι συντελεστές Ψ_0 λαμβάνονται όπως αυτοί ορίζονται στο DIN-FB 101 πίνακας C.2.

3.6.3.5 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργίας – Συχνός συνδυασμός

Λαμβάνεται υπόψη ο ακόλουθος συνδυασμός δράσεων

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} \text{ " + " } P_k \text{ " + " } \Psi_{1,1} Q_{k1} \text{ " + " } \sum_{i > 1} \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

όπου:

“+” υποδηλώνει «προς συνδυασμό με...»

Σ υποδηλώνει «το συνδυασμένο αποτέλεσμα του...»

G_{kj} είναι μία μόνιμη δράση

P είναι η δράση προέντασης

Q_{k1} είναι η κύρια μεταβλητή δράση

Q_{ki} είναι μία συνοδευτική μεταβλητή δράση

Οι συντελεστές Ψ_1, Ψ_2 λαμβάνονται όπως αυτοί ορίζονται στο DIN-FB 101 πίνακας C.2.

3.6.3.6 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργίας – Οιονεί - Μόνιμος συνδυασμός

Λαμβάνεται υπόψη ο ακόλουθος συνδυασμός δράσεων

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} \text{ " + " } P_k \text{ " + " } \sum_{i > 1} \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

όπου:

“+” υποδηλώνει «προς συνδυασμό με...»

Σ υποδηλώνει «το συνδυασμένο αποτέλεσμα του...»

G_{kj} είναι μία μόνιμη δράση

P είναι η δράση προέντασης

Q_{ki} είναι μία συνοδευτική μεταβλητή δράση

Οι συντελεστές Ψ_2 λαμβάνονται όπως αυτοί ορίζονται στο DIN-FB 101 πίνακας C.2.

3.7 Έλεγχοι για οριακή κατάσταση λειτουργίας οπλισμένου σκυροδέματος

3.7.1 Έλεγχος θλιπτικών τάσεων στο σκυρόδεμα

Σύμφωνα με το DIN-FB 102 κεφ. II §4.4.1.2 για τον οιονεί - μόνιμο συνδυασμό δράσεων ελέγχεται ότι η τάση του σκυροδέματος δεν υπερβαίνει την τιμή $0.45f_{ck}$ επιτρέποντας έτσι παραδοχή γραμμικού ερπυσμού. Για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δράσεων ελέγχεται ότι η τάση του σκυροδέματος δεν υπερβαίνει την τιμή $0.60f_{ck}$.

3.7.2 Έλεγχος ρηγμάτωσης

Πραγματοποιείται έλεγχος ρηγμάτωσης σύμφωνα με το DIN-FB 102 κεφ. II §4.4.0.3 πίνακας 4.118, με τα παρακάτω όρια ανάλογα με την κατηγορία απαίτησης κάθε στοιχείου:

- Οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας απαίτησης E: εύρος ρωγμής 0.3mm υπό τον οιονεί - μόνιμο συνδυασμό δράσεων.
- Οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας απαίτησης D: εύρος ρωγμής 0.2mm υπό τον συχνό συνδυασμό δράσεων.

3.7.3 Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων στον χάλυβα χαλαρού οπλισμού

Σύμφωνα με το DIN-FB 102 κεφ. II §4.4.1.3 υπό τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δράσεων ελέγχεται ότι η εφελκυστική τάση στον χαλαρό οπλισμό δεν υπερβαίνει την τιμή $0.8f_{yk} = 400\text{MPa}$.

3.8 Έλεγχοι για οριακή κατάσταση λειτουργίας προεντεταμένου σκυροδέματος

3.8.1 Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων στον χάλυβα χαλαρού οπλισμού

Σύμφωνα με το DIN-FB 102 κεφ. II §4.4.1.3 υπό τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δράσεων ελέγχεται ότι η εφελκυστική τάση στον χαλαρό οπλισμό δεν υπερβαίνει την τιμή $0.8f_{yk} = 400\text{MPa}$.

3.8.2 Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων στον χάλυβα προέντασης

Σύμφωνα με το DIN-FB 102 κεφ. II §4.4.1.4, ελέγχεται ότι, υπό τον οιονεί - μόνιμο συνδυασμό δράσεων και για την μέση τιμή της προέντασης, η εφελκυστική τάση στον χάλυβα προέντασης δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή $0.65f_{pk}$.

3.8.3 Έλεγχος θλιπτικών τάσεων στο σκυρόδεμα

Σύμφωνα με το DIN-FB 102 κεφ. II §4.4.1.2 για τον οιονεί - μόνιμο συνδυασμό δράσεων ελέγχεται ότι η τάση του σκυροδέματος δεν υπερβαίνει την τιμή $0.45f_{ck}$ επιτρέποντας έτσι παραδοχή γραμμικού ερπυσμού. Για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δράσεων ελέγχεται ότι η τάση του σκυροδέματος δεν υπερβαίνει την τιμή $0.60f_{ck}$.

3.8.4 Έλεγχος απόθλιψης σκυροδέματος

Σύμφωνα με το DIN-FB 102 κεφ. II §4.4.2.1, για τον οιονεί - μόνιμο συνδυασμό δράσεων, ελέγχεται η απόθλιψη σκυροδέματος στην προσκείμενη προς τον τένοντα, ακραία ίνα της διατομής.

3.8.5 Έλεγχος ρηγμάτωσης

Έλεγχος ρηγμάτωσης για προεντεταμένο σκυρόδεμα κατηγορίας απαίτησης C: εύρος ρωγμής 0.2mm υπό τον συχνό συνδυασμό δράσεων και έλεγχος απόθλιψης υπό τον οιονεί - μόνιμο συνδυασμό δράσεων.

3.9 Έλεγχοι για οριακή κατάσταση αστοχίας οπλισμένου σκυροδέματος

Πραγματοποιούνται έλεγχοι οριακής κατάστασης αστοχίας σε αξονική, καμπτική και διατμητική καταπόνηση σύμφωνα με το DIN-FB 102.

3.10 Ανάλυση φορέα ανωδομής και βάθρων

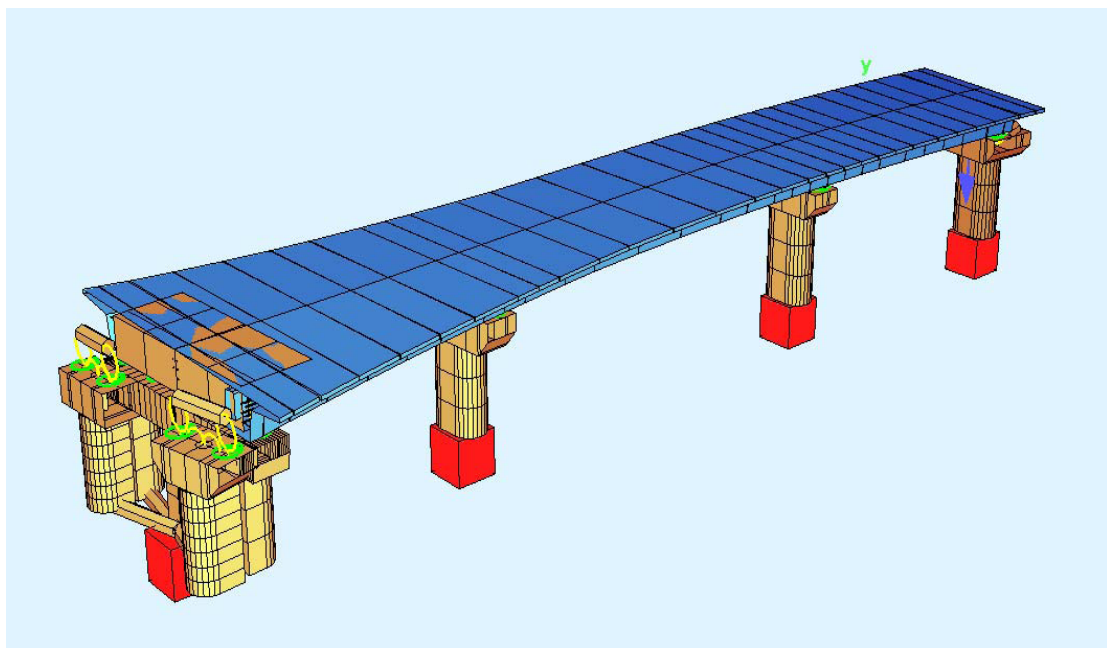
3.10.1 Προσομοίωμα

Ο φορέας ανωδομής προσομοιώνεται με γραμμικά στοιχεία δοκού. Σε κάθε στοιχείο δοκού λαμβάνονται οι ιδιότητες της αντίστοιχης διατομής. Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα προσομοιώνονται με κατάλληλα ελατήρια. Τα στοιχεία κάθε επιμέρους τμήματος του φορέα ομαδοποιούνται όπως

φαίνεται στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 3.2). Η γεωμετρία του προσομοιώματος του φορέα ανωδομής παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.2.

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ	GROUP
ΦΟΡΕΑΣ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ	11,12
ΚΟΡΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΩΝ	1 έως 6
ΚΕΦΑΛΗ ΜΕΣΟΒΑΘΡΩΝ	51 έως 56
ΕΦΕΔΡΑΝΑ	21 έως 26 31 έως 36 41 έως 46
ΒΟΗΘΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	61,64 και 90

Πίνακας 3.2 - Ενότητες στοιχείων φορέα (groups).



Σχήμα 3.2 - Προσομοίωμα φορέα ανωδομής.

3.10.2 Βασικές φορτίσεις

Όλες οι φορτίσεις και οι συνδυασμοί τους καθορίζονται από τα DIN-FB 100, DIN-FB 101 και DIN-FB 102 για τους στατικούς συνδυασμούς και από τις Οδηγίες για την αντισεισμική μελέτη γεφυρών σε συνδυασμό με DIN-FB 102, 103, 104 για τους συνδυασμούς με σεισμό.

3.10.2.1 Ίδιο Βάρος Φορέα, G0

Υπολογίζεται εσωτερικά από το πρόγραμμα ανάλυσης με βάση τις διατομές των μελών, που έχουν περιγραφεί και το ειδικό βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος: $\gamma_B = 25.0\text{KN/m}^3$.

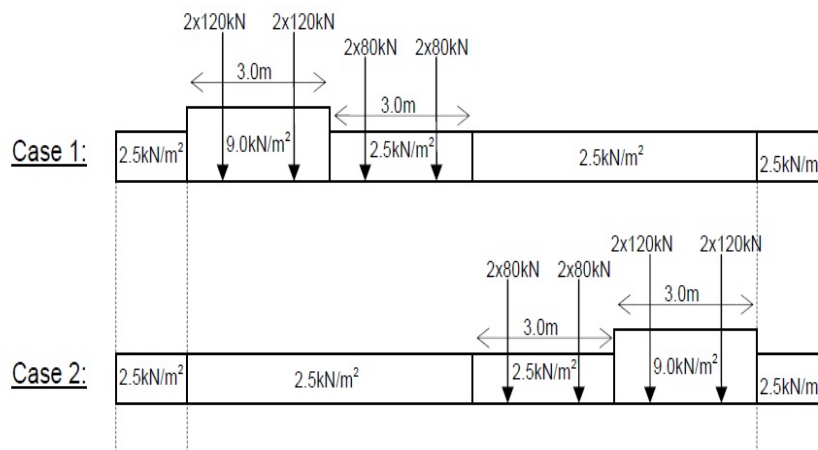
3.10.2.2 Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία, G1

Ως πρόσθετα μόνιμα φορτία λαμβάνονται τα φορτία καταστρώματος και πιο συγκεκριμένα οι ασφαλτικές στρώσεις ελάχιστου πάχους 14cm, το σκυρόδεμα ρύσεων ή διαμόρφωσης επικλίσεων εφόσον υπάρχει, το φορτίο των πεζοδρομίων και το φορτίο των στηθαίων ασφαλείας.

3.10.2.3 Κινητά Φορτία, L

Οι ονομαστικές λωρίδες κυκλοφορίας καθορίζονται με βάση τον Πίνακα 4.1 §4.2.3. του DIN-FB 101. Ως συμβατικό πλάτος οδοστρώματος w μέσα στο οποίο τοποθετούνται οι λωρίδες κυκλοφορίας λαμβάνεται επί το δυσμενέστερο η απόσταση μεταξύ των συστημάτων συγκράτησης των οχημάτων. Για συμβατικό πλάτος οδοστρώματος $w > 6.0\text{m}$ τοποθετούνται $n_1 = \text{int}(w/3)$ λωρίδες κυκλοφορίας με πλάτος ονομαστικής λωρίδας 3.0m και πλάτος εναπομένουσας επιφάνειας $w - n_1 \times 3.0\text{m}$.

Οι τιμές των φορτίων των πρότυπων φορτίσεων κινητών λαμβάνονται σύμφωνα με το DIN-FB 101. Εξετάζονται δύο περιπτώσεις σχετικά με την θέση των λωρίδων κυκλοφορίας κατά πλάτος της γέφυρας όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.3.



Σχήμα 3.3 - Εξεταζόμενες θέσεις κατά πλάτος της γέφυρας.

Οι περιβάλλουσες των εντατικών μεγεθών υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα μέσω δυσμενούς φόρτισης των γραμμών επιρροής των μελών του φορέα τόσο στην διαμήκη όσο και στην εγκάρσια διεύθυνση (κατά αντιστοιχία με τις επιφάνειες επιρροής επιφανειακών φορέων). Στις φορτίσεις αυτές έχει ληφθεί υπόψη και η επιρροή του φορτίου τροχοπέδησης.

3.10.2.4 Προένταση, P

Η φόρτιση της προέντασης επιλύεται επιπλέον στο τελικό σύστημα λαμβάνοντας υπόψη την κατάλληλη διατομή του φορέα (πριν την τσιμεντένευση). Οι άμεσες και οι χρόνιες απώλειες προέντασης στη θέση x υπολογίζονται σύμφωνα με τη σχέση:

$$T_x = T_0 e^{-\mu\alpha - \mu\beta x}$$

όπου T_0 η προένταση στη θέση εφαρμογής της, α η διαφορά της κλίσης του καλωδίου στη θέση x ως προς τη κλίση του καλωδίου στη θέση εφαρμογής της, μ ο συντελεστής τριβής και β ο συντελεστής αθέλητης κλίσης.

3.10.2.5 Ομοιόμορφη αύξηση θερμοκρασίας [ΔTN]

Σύμφωνα με το DIN-FB 101 κεφ. V §6.3.1.3 και τις «Οδηγίες για την εφαρμογή των κανονισμών DIN-Fachbericht στην Ελλάδα», για τύπο καταστρώματος 3 (σκυρόδεμα), και $T_{\max} = +45^\circ\text{C}$ είναι $T_{e,\max} = T_{\max} =$

+45.0°C. Για $T_0 = 15^\circ\text{C}$ προκύπτει τιμή ομοιόμορφης αύξησης θερμοκρασίας $\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\text{max}} - T_0 = +30.0^\circ\text{C}$.

3.10.2.6 Ομοιόμορφη μείωση θερμοκρασίας [ΔTN]

Σύμφωνα με το DIN-FB 101 κεφ. V §6.3.1.3 και τις «Οδηγίες για την εφαρμογή των κανονισμών DIN-Fachbericht στην Ελλάδα», για τύπο καταστρώματος 3 (σκυρόδεμα), και $T_{\text{min}} = -15^\circ\text{C}$ είναι $T_{e,\text{min}} = T_{\text{min}} + 7^\circ\text{C} = -8.0^\circ\text{C}$. Για $T_0 = 15^\circ\text{C}$ προκύπτει τιμή ομοιόμορφης μείωσης θερμοκρασίας $\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\text{min}} = -23.0^\circ\text{C}$.

3.10.2.7 Διαφορά θερμοκρασίας ανωδομής – άνω παρειά θερμότερη της κάτω [ΔTM]

Σύμφωνα με το DIN-FB 101 κεφ. V §6.3.1.4 για τύπο καταστρώματος κιβωτιοειδούς διατομής από σκυρόδεμα: Άνω παρειά θερμότερη της κάτω κατά $\Delta T_{M,\text{heat}} = 10^\circ\text{C}$.

3.10.2.8 Διαφορά θερμοκρασίας ανωδομής – κάτω παρειά θερμότερη της άνω [ΔTM]

Σύμφωνα με το DIN-FB 101 κεφ. V §6.3.1.4 για τύπο καταστρώματος κιβωτιοειδούς διατομής από σκυρόδεμα: Κάτω παρειά θερμότερη της άνω κατά $\Delta T_{M,\text{cool}} = 5^\circ\text{C}$.

3.10.2.9 Ομοιόμορφη αύξηση θερμοκρασίας για εφέδρανα και αρμούς [ΔTN]

Σύμφωνα με το DIN-FB 101 κεφ. V §6.3.1.3.3(4) η τιμή της $\Delta T_{N,\text{exp}}$ προσαυξάνεται κατά 20°C και γίνεται ίση με $+50.0^\circ\text{C}$. Η φόρτιση αυτή εισάγεται για τον προσδιορισμό των μετακινήσεων στην θέση των αρμών συστολοδιαστολής και των εφεδράνων.

3.10.2.10 Ομοιόμορφη μείωση θερμοκρασίας για εφέδρανα και αρμούς [ΔTN]

Σύμφωνα με το DIN-FB 101 κεφ. V §6.3.1.3.3(4) η τιμή της $\Delta T_{N,\text{con}}$ προσαυξάνεται κατά 20°C και γίνεται ίση με -43.0°C . Η φόρτιση αυτή εισάγεται για τον προσδιορισμό των μετακινήσεων στην θέση των αρμών συστολοδιαστολής και των εφεδράνων.

3.10.2.11 Συνδυασμός ομοιόμορφης μεταβολής θερμοκρασίας και διαφοράς θερμοκρασίας [T]

Σύμφωνα με το DIN-FB 101 κεφ. V §6.3.1.5(1) εξετάζονται οι παρακάτω συνδυασμοί ομοιόμορφης μεταβολής θερμοκρασίας ΔT_N και διαφοράς θερμοκρασίας ΔT_M

$$\Delta T_N + 0.75 \Delta T_M$$

$$0.35 \Delta T_N + \Delta T_M$$

3.10.2.12 Διαφορικές υποχωρήσεις στηρίξεων [PS]

Λαμβάνεται κατακόρυφη βύθιση 20mm στην θέση στήριξης στην βάση κάθε μεσοβάθρου. Λαμβάνεται υπόψη υποχώρηση οποιασδήποτε στήριξης εάν αυτή δίνει δυσμενή αποτελέσματα.

3.10.2.13 Φορτία από άνεμο [W]

Οι τιμές της ανεμοπίεσης p_{wk} υπολογίζονται σύμφωνα με το DIN-FB 101 παράρτημα N και τις Οδηγίες Για Την Εφαρμογή Των Κανονισμών Din-Fachbericht Στην Ελλάδα. Λαμβάνεται βασική τιμή ταχύτητας ανέμου 33m/s και κατηγορία εδάφους 0 (παραθαλάσσια ζώνη).

3.10.2.14 Τροχοπέδηση [BR]

Λαμβάνεται φορτίο τροχοπέδησης σύμφωνα με DIN-FB 101, κεφ. IV §4.4.1.

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Ql} \cdot (2Q_{lk}) \div 0,10 \alpha_{q1} \cdot q_{lk} \cdot w_l \cdot L \text{ και } 360\alpha_{Ql} \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ kN}$$

Σημειώνεται ότι το φορτίο τροχοπέδησης έχει ενσωματωθεί στον υπολογισμό των φορτίσεων από κινητό φορτίο.

3.10.2.15 Ερπυσμός και συστολή ξήρανσης [CS]

Λαμβάνεται η επίδραση της συστολής ξήρανσης και του ερπυσμού έως χρόνο άπειρο. Ο ερπυσμός και η συστολή ξήρανσης υπολογίζονται αναλυτικά ως συνάρτηση του χρόνου σύμφωνα με το DIN-FB 102 για κάθε στοιχείο της κατασκευής με βάση το ενεργό πάχος του ($d_{eff} = 2A/u$, όπου A το εμβαδόν της διατομής και u το ανάπτυγμα της εκτεθειμένης επιφάνειας σε ξήρανση λαμβάνοντας την μισή εξωτερική περίμετρο και ολόκληρη την εξωτερική). Για τον υπολογισμό του ερπυστικού συντελεστή λαμβάνονται ακόμα υπόψη η μέση σχετική ατμοσφαιρική

υγρασία (R=70%), η ενεργός ηλικία του σκυροδέματος κατά την επιβολή της τάσης t_0 , και η μέση θερμοκρασία $T=20^{\circ}\text{C}$.

Σημειώνεται ότι στην φόρτιση του ερπυσμού και συστολής ξήρανσης περιλαμβάνονται οι χρόνιες απώλειες της προέντασης λόγω των παραπάνω φαινομένων καθώς και λόγω της χαλάρωσης του χάλυβα προέντασης.

3.11 Φορτίσεις σεισμού

3.11.1 Σεισμός σχεδιασμού (EQ)

Η σεισμική ανάλυση πραγματοποιείται όπως αναφέρθηκε στις παραγράφους 3.6.2 και 3.6.3. Η χωρική επαλληλία των τριών διευθύνσεων της σεισμικής δράσης λαμβάνεται υπόψη σύμφωνα με τις «Οδηγίες για την αντισεισμική μελέτη γεφυρών σε συνδυασμό με DIN-FB 102, 103, 104»: $E_i \pm 0.30 \times E_j \pm 0.30 \times E_k$

3.12 Υπολογιζόμενες φορτίσεις

Από την ανάλυση του φορέα στο τελικό σύστημα με την κατάλληλη διατομή προκύπτουν οι εξής περιβάλλουσες φορτίσεων:

Πίνακας 3.3 - Φορτίσεις ανωδομής.

Φορτίσεις (LCs)	Περιγραφή
8001	Μόνιμα φορτία στο τελικό σύστημα
8002	Πρόσθετα μόνιμα φορτία στο τελικό σύστημα
8003	Προένταση στο τελικό σύστημα (σε χρόνο 0)
8004	Επιρροή συστολής ξήρανσης, ερπυσμού και χρόνιων απωλειών της προέντασης κατά την κατασκευή
8005	Επιρροή συστολής ξήρανσης, ερπυσμού και χρόνιων απωλειών της προέντασης σε χρόνο άπειρο

911~912, 921~922, 931~932,	Έλεγχοι καταστρώματος σε κατάσταση λειτουργίας - οιονεί μόνιμος συνδυασμός - συχνός συνδυασμός - χαρακτηριστικός συνδυασμός
8701~8714	Περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών οριακής κατάστασης αστοχίας
8301~8314	Περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών οριακής κατάστασης λειτουργίας – χαρακτηριστικός συνδυασμός
8401~8414	Περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών οριακής κατάστασης λειτουργίας – συχνός συνδυασμός
8501~8514	Περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών οριακής κατάστασης λειτουργίας – οιονεί μόνιμος συνδυασμός
Φορτίσεις (LCs)	Περιγραφή
3000~3098	Ιδιομορφές φορέα (ανάλυση άνω ορίου)
3101~3108	Φασματική ανάλυση άνω ορίου για τον σεισμό σχεδιασμού στην διεύθυνση X
3201~3208	Φασματική ανάλυση άνω ορίου για τον σεισμό σχεδιασμού στην διεύθυνση Y
3301~3308	Φασματική ανάλυση άνω ορίου για τον σεισμό σχεδιασμού στην διεύθυνση Z
3500~3598	Ιδιομορφές φορέα (ανάλυση κάτω ορίου)
3151~3158	Φασματική ανάλυση κάτω ορίου για τον σεισμό σχεδιασμού στην διεύθυνση X

3251~3258	Φασματική ανάλυση κάτω ορίου για τον σεισμό σχεδιασμού στην διεύθυνση Y
3351~3358	Φασματική ανάλυση κάτω ορίου για τον σεισμό σχεδιασμού στην διεύθυνση Z
9001~9012	Σεισμικός συνδυασμός για διαστασιολόγηση φορέα (άνω ορίου – σεισμός σχεδιασμού $q=1.0$)
9101~9112	Σεισμικός συνδυασμός για διαστασιολόγηση βάθρων (άνω ορίου – σεισμός σχεδιασμού $q=1.5$)
Φορτίσεις (LCs)	Περιγραφή
9121~9122	Σεισμικός συνδυασμός για διαστασιολόγηση μετακινήσεων εφεδράνων (κάτω ορίου)
9131~9132 9141~9142	Σεισμικός συνδυασμός για διαστασιολόγηση δυνάμεων εφεδράνων (άνω ορίου)

3.13 Έλεγχοι διατομών

Πραγματοποιούνται οι έλεγχοι διατομών οπλισμένου σκυροδέματος σύμφωνα με τις παραγράφους 3.6.1 έως 3.9 του παρόντος.

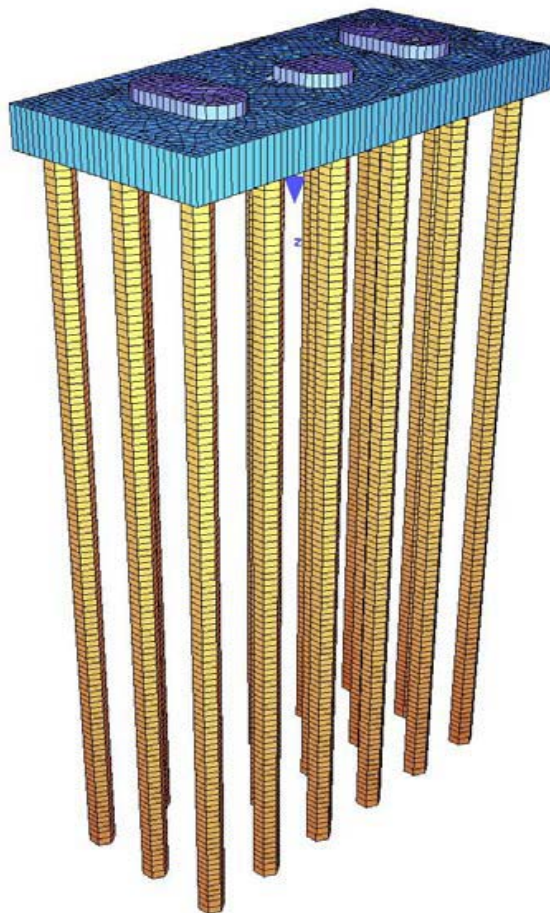
3.14 Ανάλυση θεμελίωσης μεσοβάθρων

3.14.1 Προσομοίωμα

Ο κεφαλόδεσμος της θεμελίωσης των μεσόβαθρων προσομοιώνονται με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους ενώ οι πάσσαλοι με γραμμικά στοιχεία δοκού. Τα στοιχεία κάθε επιμέρους τμήματος της θεμελίωσης ομαδοποιούνται όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 3.4). Η γεωμετρία του προσομοιώματος της θεμελίωσης παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.4.

Πίνακας 3.4 - Ενότητες στοιχείων θεμελίωσης μεσοβάθρου (groups).

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ	GROUPS
ΕΛΑΤΗΡΙΑ ΑΙΧΜΗΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ	0
ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΣ	1
ΑΚΑΜΠΤΑ ΣΤΟΧΕΙΑ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΥ	2
ΠΑΣΣΑΛΟΙ	3



Σχήμα 3.4 - Προσομοίωμα θεμελίωσης μεσοβάθρου.

3.14.2 Βασικές φορτίσεις

3.14.2.1 Ίδιο βάρος (LC 1)

Λαμβάνεται το ίδιο βάρος του κεφαλόδεσμου.

3.14.2.2 Ίδιο βάρος επίχωσης (LC 1)

Λαμβάνεται το ίδιο βάρος της επίχωσης επάνω στον κεφαλόδεσμο.

3.14.2.3 Αδρανειακή δύναμη κεφαλόδεσμου (LCs 11, 12 και 13)

Λαμβάνεται αδρανειακή δύναμη του κεφαλόδεσμου στις διευθύνσεις X, Y και Z.

Ανοιγμένη σεισμική επιτάχυνση εδάφους $\alpha = \frac{R_d(t)}{g} = 0.24$

Συντελεστής σπουδαιότητας: $\gamma_i = 1.0$.

Οι αδρανειακές δυνάμεις είναι ίσες με την μάζα του φορέα / χώματος πολλαπλασιασμένη επί τον σεισμικό συντελεστή α .

3.14.2.4 Αδρανειακή δύναμη επίχωσης (LCs 21, 22 και 23)

Λαμβάνεται αδρανειακή δύναμη της επίχωσης του κεφαλόδεσμου στις διευθύνσεις X, Y και Z.

Ανοιγμένη σεισμική επιτάχυνση εδάφους $\alpha = \frac{R_d(t)}{g} = 0.24$

Συντελεστής σπουδαιότητας: $\gamma_i = 1.0$.

Οι αδρανειακές δυνάμεις είναι ίσες με την μάζα του φορέα / χώματος πολλαπλασιασμένη επί τον σεισμικό συντελεστή α .

3.14.2.5 Φορτία από την ανωδομή για την οριακή κατάσταση λειτουργίας – οιονεί μόνιμος συνδυασμός (LC 101~112)

Λαμβάνονται η φόρτιση από τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στην βάση του μεσοβάθρου που αντιστοιχεί στον συνδυασμό φορτίσεων της ανωδομής σε οριακή κατάσταση λειτουργίας.

3.14.2.6 Φορτία από ανωδομή για την οριακή κατάσταση λειτουργίας – χαρακτηριστικός συνδυασμός (LC 401~412)

Λαμβάνονται φόρτιση από την συνισταμένη των εφεδράνων που αντιστοιχεί στον συνδυασμό φορτίσεων της ανωδομής σε οριακή κατάσταση λειτουργίας – οιονεί μόνιμος συνδυασμός.

3.14.2.7 Φορτία από την ανωδομή για την οριακή κατάσταση αστοχίας (LC 201~212)

Λαμβάνονται η φόρτιση από τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στην βάση του μεσοβάθρου που αντιστοιχεί στον συνδυασμό φορτίσεων της ανωδομής σε οριακή κατάσταση αστοχίας.

3.14.2.8 Φορτία από την ανωδομή για τον σεισμικό συνδυασμό με $q=1.0$ (LC 301~312)

Λαμβάνονται η φόρτιση από τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στην βάση του μεσοβάθρου που αντιστοιχεί στον σεισμικό συνδυασμό φορτίσεων της ανωδομής (ικανοτικά μεγέθη $q=1.0$).

3.14.2.9 Φορτία από την ανωδομή για τον σεισμικό συνδυασμό με $q=1.5$ (LC 501~512)

Λαμβάνονται η φόρτιση από τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στην βάση του μεσοβάθρου που αντιστοιχεί στον σεισμικό συνδυασμό φορτίσεων της ανωδομής (σεισμικός συνδυασμός με $q=1.5$).

3.15 Συνδυασμοί φορτίσεων

Από την ανάλυση του φορέα στο τελικό σύστημα με την κατάλληλη διατομή προκύπτουν οι εξής περιβάλλουσες φορτίσεων για την διαστασιολόγηση των στοιχείων:

Πίνακας 3.5 - Συνδυασμοί φορτίσεων θεμελίωσης μεσοβάθρου.

Φορτίσεις (LCs)	Περιγραφή
1201~1212 1101~1116	Περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών οριακής κατάστασης λειτουργίας – οιονεί μόνιμος συνδυασμός.

2201~2212 2101~2116	Περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών οριακής κατάστασης αστοχίας.
3201~3212 3101~3116	Περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών οριακής κατάστασης αστοχίας – Σεισμικός συνδυασμός (σεισμός σχεδιασμού με $q=1.0$).
4001~4002	Περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών οριακής κατάστασης λειτουργίας – χαρακτηριστικός συνδυασμός
4201~4212 4101~4116	Περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών οριακής κατάστασης αστοχίας – Σεισμικός συνδυασμός (σεισμός σχεδιασμού με $q=1.5$).

Στις παραπάνω φορτίσεις οι x201 έως x212 αντιστοιχούν σε περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών στοιχείων δοκού. Οι x101 έως x116 αντιστοιχούν σε περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών επιφανειακών στοιχείων κελύφους.

3.16 Έλεγχοι διατομών

Πραγματοποιούνται οι έλεγχοι διατομών οπλισμένου σκυροδέματος σύμφωνα με τις παραγράφους 3.6.1 έως 3.9 του παρόντος.

3.17 Υδραυλικά στοιχεία

Για την αποχέτευση του καταστρώματος βλέπε σχετική υδραυλική μελέτη.

3.18 ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ

3.18.1 Χωματοουργικά

3.18.1.1 Γενικές εκσκαφές από στάθμη φυσικού εδάφους

	Εμβαδόν διατομής * πλάτος = όγκος	όγκος
μεσόβαθρο M5.Δ	$73.87 \cdot 23.75 = 1754 \text{ m}^3$	1754 m ³
μεσόβαθρο M6.Δ	$68.68 \cdot 21.88 = 1503 \text{ m}^3$	1503 m ³
μεσόβαθρο M7.Δ	$85.87 \cdot 21.77 = 1869 \text{ m}^3$	1869 m ³
μεσόβαθρο M8.Δ	$98.13 \cdot 21.99 = 2158 \text{ m}^3$	2158 m ³
ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΕΚΣΚΑΦΩΝ:		7284 m³

3.18.1.2 Επανεπίχωση

	όγκος	όγκος
μεσόβαθρο M5.Δ	$D10-H81-8.66 \cdot 0.29 = 1498 \text{ m}^3$	1498 m ³
μεσόβαθρο M6.Δ	$D11-H82-8.66 \cdot 0.32 = 1247 \text{ m}^3$	1247 m ³
μεσόβαθρο M7.Δ	$D12-H83-8.66 \cdot 0.4 = 1612 \text{ m}^3$	1612 m ³
μεσόβαθρο M8.Δ	$D13-H84-3 \cdot 5.58 \cdot 0.56 = 1757 \text{ m}^3$	1757 m ³
ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΕΠΑΝΕΠΙΧΩΣΗΣ:		6114 m³

3.18.1.3 Φρεατοπάσσαλος Φ1.20

	πλήθος	διάμετρος	μήκος	συνολ. όγκος	συνολικό μήκος
μεσόβαθρο M5.Δ	12	1.2	35.2	477.7 m ³	422.4 m
μεσόβαθρο M6.Δ	12	1.2	36.2	491.3 m ³	434.4 m
μεσόβαθρο M7.Δ	12	1.2	38.5	522.5 m ³	462.0 m
μεσόβαθρο M8.Δ	18	1.2	38.5	783.8 m ³	693.0 m
				2275.3 m³	
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ:					2011.8 m

3.18.1.4 Χαλικοπάσσαλος Φ1.00

	πλήθος	διάμετρος	μήκος	συνολ. όγκος	συνολ. μήκος
μεσόβαθρο M5.Δ	82	1.0	11.0	708.4 m ³	902 m
μεσόβαθρο M6.Δ	78	1.0	11.5	704.5 m ³	897 m
μεσόβαθρο M7.Δ	78	1.0	12.0	735.1 m ³	936 m
μεσόβαθρο M8.Δ	109	1.0	12.0	1027.3 m ³	1308 m
				3175.4 m³	
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΩΝ:					4043 m

3.18.1.5 Στρώση αμμοχάλικου με ιδιότητες στραγγιστηρίου

	πλάτος	μήκος	πάχος	όγκος
μεσόβαθρο M5.Δ	6.4	74.0	0.3	141.2 m ³
μεσόβαθρο M6.Δ	19.3	22.8	0.3	131.7 m ³
μεσόβαθρο M7.Δ	19.3	22.8	0.3	131.7 m ³
μεσόβαθρο M8.Δ	19.3	30.0	0.3	173.3 m ³
ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΣΤΡΩΣΗΣ ΑΜΜΟΧΑΛΙΚΟΥ ΜΕ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΡΙΟΥ:				577.8 m³

3.18.1.6 Γεώφασμα διαχωρισμού υλικών

	πλάτος	μήκος		επιφάνεια
μεσόβαθρο M5.Δ	6.7	74.0		495.8 m ²
μεσόβαθρο M6.Δ	19.5	23.1		450.8 m ²
μεσόβαθρο M7.Δ	19.5	23.1		450.8 m ²
μεσόβαθρο M8.Δ	19.5	30.3		590.9 m ²
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΓΕΩΥΦΑΣΜΑΤΟΣ ΔΙΑΧΩΡΙΣΜΟΥ ΥΛΙΚΩΝ:				1998.3 m²

3.18.2 Σκυροδέματα

3.18.2.1 Σκυρόδεμα C12/15 άοπλο, εξομαλυντικών στρώσεων

	επιφάνεια	πάχος		όγκος
στρώση καθαριότητας μεσόβαθρο M5.Δ	136	0.1		13.6 m ³
στρώση καθαριότητας μεσόβαθρο M6.Δ	136	0.1		13.6 m ³
στρώση καθαριότητας μεσόβαθρο M7.Δ	136	0.1		13.6 m ³
στρώση καθαριότητας μεσόβαθρο M8.Δ	208	0.1		20.8 m ³
		όγκος		
Σκυρόδεμα διαμόρφωσης ρύσεων φορέα ανωδομής:		85		85.0 m ³
ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ:				146.6 m³

3.18.2.2 Σκυρόδεμα C20/25 οπλισμένο

	μήκος	πλάτος	πάχος	όγκος
κεφαλόδεσμος μεσοβάθρου M5.Δ	9.6	13.2	2	253.4 m ³
κεφαλόδεσμος μεσοβάθρου M6.Δ	9.6	13.2	2	253.4 m ³
κεφαλόδεσμος μεσοβάθρου M7.Δ	9.6	13.2	2	253.4 m ³
κεφαλόδεσμος μεσοβάθρου M8.Δ	9.6	20.4	2	391.7 m ³
ΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΤΩΝ ΠΑΣΣΑΛΩΝ ΠΕΡΙΛΑΜΒΑΝΕΤΑΙ ΣΤΟ ΤΙΜΟΛΟΓΙΟ ΤΩΝ ΦΡΕΑΤΟΠΑΣΣΑΛΩΝ				
ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ:				1152.0 m³

3.18.2.3 Σκυρόδεμα C30/37 οπλισμένο

	ύψος (m)	Εμβαδόν διατομής(m ²)	Πλήθος στύλων	όγκος
κορμός μεσόβαθρου M5.Δ	6.40	8.66	1	55.4 m ³
κορμός μεσόβαθρου M6.Δ	6.65	5.23	1	34.8 m ³
κορμός μεσόβαθρου M7.Δ	5.9	5.23	1	30.9 m ³
κορμός μεσόβαθρου M8.Δ	5.65	5.58	3	94.6 m ³
	μήκος (m)	Εμβαδόν εγκάρσιας τομής(m ²)		όγκος
κεφαλή μεσοβάθρου M5.Δ	4.4	13		57.2 m ³
κεφαλή μεσοβάθρου M6.Δ	2.5	13		32.5 m ³
κεφαλή μεσοβάθρου M7.Δ	2.5	18.09		45.2 m ³
κεφαλή μεσοβάθρου M8.Δ	2.5	31.7		79.3 m ³
ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ:				429.8 m³

3.18.2.4 Σκυρόδεμα C40/50 οπλισμένο

	συν. επιφάνεια	μήκος		όγκος
αριστερό πεζοδρόμιο φορέα	0.6	77.1		46.3 m ³
δεξί πεζοδρόμιο φορέα	0.75	79.6		59.7 m ³
κεντρικό πεζοδρόμιο φορέα M8.Δ	2.9	5		14.5 m ³
ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ:				120.5 m³

3.18.2.5 Σκυρόδεμα C40/50 προεντεταμένο

	Όγκος			όγκος
Φορέας Καταστρώματος	1183.0			1183.0 m ³
	Μήκος	Πλάτος	Πάχος	όγκος
Πρόβολος αρμού M5.Δ	0.14	13.7	0.3	0.6 m ³
Πρόβολος αρμού M8.Δ	0.17	21.2	0.3	1.1 m ³
Τάκος Εφεδράνων M5.Δ	1.95	7	0.17	2.3 m ³
Τάκος Εφεδράνων M6.Δ	2.50	7	0.14	2.5 m ³
Τάκος Εφεδράνων M7.Δ	2.50	8.3	0.08	1.7 m ³
Τάκος Εφεδράνων M8.Δ	1.95	16.1	0	0.0 m ³
ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ:				1191.1 m³

3.18.3 Σιδηροπλισμοί

3.18.3.1 Σιδηρός σπλισμός (BSt 500s)

	Όγκος σκυρ.(m ³)	βάρος	ποσότητα σπλισμού (kg/ m ³)
Πάσσαλοι M5.Δ	477.7	66852.4 kg	139.9
Πάσσαλοι M6.Δ	491.3	67828.5 kg	138.1
Πάσσαλοι M7.Δ, M8.Δ	1306.3	176469.4 kg	135.1

Κεφαλόδεσμος M5.Δ	253.4	43225.0 kg	170.6
Κεφαλόδεσμος M6.Δ	253.4	35839.4 kg	141.4
Κεφαλόδεσμος M7.Δ	253.4	35905.3 kg	141.7
Κεφαλόδεσμος M8.Δ	391.7	72856.6 kg	186.0
Μεσόβαθρο M5.Δ	112.6	20252.0 kg	179.8
Μεσόβαθρο M6.Δ	67.3	13646.8 kg	202.8
Μεσόβαθρο M7.Δ	76.1	15881.9 kg	208.7
Μεσόβαθρο M8.Δ	173.8	38282.6 kg	220.2
σύνολο υποδομής	3857.1	587039.7 kg	152.2
φορέας ανωδομής - άνω και κάτω πλάκα		84037.3 kg	
Φορέας ανωδομής - κατά πλάτος τομές		235847.5 kg	
σύνολο φορέα ανωδομής	1311.5	319885 kg	243.90
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ :			906924 kg

3.18.4 Χάλυβας Προέντασης

3.18.4.1 Σκληρός χάλυβας προέντασης 1600/1860

	επιφάνεια κλώνου (mm ²)	αριθμός κλώνων	Συν. Μήκος Τενόντων (m)		βάρος
τένοντες 27T15	150	27	1405.6		44688 kg
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ :					44688 kg

3.18.5 Επιφανειακά τελειώματα

3.18.5.1 Επιφανειακό τελείωμα τύπου Γ

	επιφάνεια (m ²)	επιφάνεια
κατάστρωμα (κάτω εμφανής επιφ.)	1405= 1405.0	1405.0 m ²
αριστερό πεζοδρόμιο φορέα	2.5*77.1= 192.8	192.8 m ²
δεξιό πεζοδρόμιο φορέα	3.1*79.6= 246.8	246.8 m ²
κεντρικό πεζοδρόμιο φορέα M8.Δ	4.35*5= 21.8	21.8 m ²
	επιφάνεια (m ²)	επιφάνεια
μεσόβαθρο M5.Δ	10.85*6.11+2*13+16.83*4.4-8.66= 157.7	157.7 m ²
μεσόβαθρο M6.Δ	10.85*6.33+2*13+16.83*2.55-8.66= 128.1	128.1 m ²

μεσόβαθρο M7.Δ	$10.85*5.5+2*18.09+20.03*2.5-8.66= 137.3$	137.3 m ²
μεσόβαθρο M8.Δ	$3*8.93*5.09+2*31.7+35.62*2.5-3*5.58=272.1$	272.1 m ²
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΕΜΒΑΔΟ ΤΕΛΕΙΩΜΑΤΟΣ ΤΥΠΟΥ Γ:		2561.4 m²

3.18.5.2 Αντιρρυπαντική επάλειψη

<u>Αντιρρυπαντική επάλειψη:</u>	2561.4 m²
--	-----------------------------

3.18.6 Μονώσεις

3.18.6.1 Διπλή ασφαλτική επάλειψη

	επιφάνεια(m ²)	επιφάνεια
μεσόβαθρο M5.Δ	212.4	212.4 m ²
μεσόβαθρο M6.Δ	212.7	212.7 m ²
μεσόβαθρο M7.Δ	213.6	213.6 m ²
μεσόβαθρο M8.Δ	314.1	314.1 m ²
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΕΜΒΑΔΟ ΑΣΦΑΛΤΙΚΗΣ ΕΠΑΛΕΙΨΗΣ:		952.8 m²

3.18.6.2 Στεγάνωση με ειδικές μεμβράνες

	επιφάνεια(m ²)	επιφάνεια
επιφάνεια οδοστρώματος	990.5	990.5 m ²
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ:		990.5 m²

3.18.6.3 Υλικό μόρφωσης αρμού τύπου Flexcell ή ανάλογο

	θέσεις	επιφάνεια	
αριστερό πεζοδρόμιο	10	0.6	6 m
δεξιό πεζοδρόμιο	11	0.75	8.25 m
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ:			14.3m²

3.18.6.4 Σφράγιση οριζόντιων αρμών με PLASTIC 77 ή ανάλογο

	θέσεις	μήκος	
αριστερό πεζοδρόμιο	10	1.03	10.3 m
δεξιό πεζοδρόμιο	11	1.63	17.93 m
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ:			28.2 m

3.18.6.5 Σφράγιση κατακόρυφων - κεκλιμένων αρμών με PLASTIJOINT ή ανάλογου

	θέσεις	μήκος	μήκος
αριστερό πεζοδρόμιο	10	1.1	11
δεξιό πεζοδρόμιο	11	1.2	13.2
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ:			24.2 m

3.18.7 Διάφορα

3.18.7.1 Στηθαίο ασφαλείας ΣΤΕ-9

	μήκος	μήκος
αριστερή οριογραμμή	77.1 m	77.1 m
δεξιά οριογραμμή	79.6 m	79.6 m
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ ΣΤΕ-9:		156.7 m

3.18.7.2 Αρμοί διαστολής-συστολής συνολικού εύρους μετακίνησης Dk=60mm

	Dk (mm)	μήκος επι οδοστρώματος(m)	συν. ανηγμένο μήκος
μεσόβαθρο M5.Δ, αναγωγή σε Dk=60mm	400	11.5	76.67 m
μεσόβαθρο M8.Δ, αναγωγή σε Dk=60mm	250	19.04	79.33 m
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ:			156.00m

3.18.7.3 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα

επιφάνεια κάτοψης	συνολικό ύψος	πλήθος	όγκος
1.21 m ²	0.354 m	15 τεμ	6425.1 lit
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΠΛΗΘΟΣ:			6425.1 lit

3.18.7.4 Ασφαλτική ισωπεδωτική στρώση πάχους 0.05m

	πλήθος στρώσεων	επιφάνεια	επιφάνεια
επιφάνεια οδοστρώματος	1	990.5	990.48 m ²
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ:			990.5 m²

3.18.7.5 Ασφαλτική στρώση κυκλοφορίας πάχους 0.05m

	πλήθος στρώσεων	επιφάνεια	επιφάνεια
επιφάνεια οδοστρώματος	1	990.5	990.48 m ²
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ:			990.5 m²

3.18.7.6 Αντιολισθηρή στρώση κυκλοφορίας πάχους 0.04m

	πλήθος στρώσεων	επιφάνεια	επιφάνεια
επιφάνεια οδοστρώματος	1	990.5	990.48 m ²
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ:			990.5 m²

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο

ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ – ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

Σημείωση: Τα σχέδια της παρακάτω μελέτης παρατίθενται στο Παράρτημα-Α της Πτυχιακής Εργασίας.

ΕΔΑΦΟΤΕΧΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

4.1 Γενικές πληροφορίες – Γεωτρήσεις στην περιοχή των τεχνικών

Η παρούσα μελέτη εκπονήθηκε από τον κ. Ηλία Αλκαλάη, Πολιτικό Μηχανικό για την εταιρεία ΓαίαΕργον, τον Απρίλιο 2013 στην Αθήνα.

Στην θέση που προβλέπεται να κατασκευαστεί ο ανισόπεδος κόμβος σύνδεσης του λιμένα Πάτρας με τις Παραγλαύκιες αρτηρίες, εκτελέστηκαν από την εταιρεία «ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ Ε.Π.Ε» το 2007, δεκατέσσερις (14) ερευνητικές δειγματοληπτικές γεωτρήσεις με ονομασία Γ1 έως και Γ14.

Η αξιολόγηση των γεωτρήσεων έγινε από την εταιρεία «ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΡΕΥΝΕΣ Α.Ε» στο τεύχος ΓΕΩΤ-1, το οποίο παραδόθηκε στον Ανάδοχο από την υπηρεσία.

Στην παρούσα φάση, εκτελέστηκε ένα συμπληρωματικό πρόγραμμα έρευνας από τον Ανάδοχο του έργου των εδαφοτεχνικών πληροφοριών σε θέσεις στις οποίες δεν υπήρχαν στοιχεία από την προηγούμενη έρευνα. Το συμπληρωματικό ερευνητικό πρόγραμμα προέβλεπε την εκτέλεση οκτώ (8) νέων γεωτρήσεων, με την ονομασία ΓΝ1 έως ΓΝ8, σε διάφορες θέσεις βάθρων τεχνικών του κόμβου.

Όλες οι νέες γεωτρήσεις έφθασαν μέχρι βάθους 45m από την επιφάνεια του εδάφους. Η αναλυτική παρουσίαση των παραπάνω εργασιών έγινε στα τεύχη RPT-GEO-001 Τεύχος 1 (Οκτώβριος 2011) και Τεύχος 2 (Μάρτιος 2012), τα οποία έχουν υποβληθεί στην υπηρεσία. Η αναφορά των παραπάνω τευχών στις υπόλοιπες παραγράφους της παρούσας μελέτης θα γίνεται εν συντομία με την ονομασία ΓΕΩΤ/Ν-1 και ΓΕΩΤ/Ν-2.

Το τεχνικό Τ2, περιλαμβάνει 4 βάθρα και πιο συγκεκριμένα τα Μ5.Δ, Μ6.Δ, Μ7.Δ και Μ8.Δ. Το μεσόβαθρο Μ5.Δ είναι κοινό με το μεσόβαθρο του τεχνικού Τ1 και το μεσόβαθρο Μ8.Δ είναι κοινό με το μεσόβαθρο του τεχνικού Τ3.

Στην περιοχή όπου προβλέπεται να γίνει η κατασκευή του τεχνικού T2 στην προηγούμενη φάση των ερευνητικών εργασιών είχε εκτελεστεί η γεώτρηση Γ6 με βάθος 40m, πλησίον της θέσης του μεσόβαθρου M6.A του T7 σε απόσταση 13m περίπου από το μεσόβαθρο M6.Δ. Στη παρούσα φάση εκτελέστηκε η γεώτρηση ΓN2 με βάθος 45m στην περιοχή του μεσόβαθρου M8.Δ.

Η θέση των παραπάνω γεωτρήσεων (Γ6 και ΓN2), παρουσιάζεται στο απόσπασμα της οριζοντιογραφίας του τεχνικού T7 που υπάρχει στο παράρτημα της μελέτης.

Στις επόμενες παραγράφους του τεύχους γίνεται η αξιολόγηση των εδαφοτεχνικών στοιχείων λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα των γεωτρήσεων που έχουν εκτελεστεί στην περιοχή του τεχνικού και στη συνέχεια εκπονείται η μελέτη θεμελίωσης των βάθρων M5.Δ, M6.Δ, M7.Δ και M8.Δ του τεχνικού T2.

4.2 Στρωματογραφία

Με βάση τα ευρήματα των ερευνητικών εργασιών στην περιοχή κατασκευής του έργου εμφανίζονται οι ακόλουθοι εδαφικοί σχηματισμοί:

Στην περιοχή του μεσοβάθρου M6.Δ, σύμφωνα με την γεώτρηση Γ6, από την στάθμη έδρασης του κεφαλόδεσμου μέχρι βάθους 11.8m το έδαφος αποτελείται από αρκετές στρώσεις. Αναλυτικά μέχρι το βάθος 1.5m εμφανίζονται τεχνητές επιχωματώσεις αμμοχαλικώδους σύστασης μέσης πυκνότητας. Στη συνέχεια μέχρι το βάθος των 11.8m αποτελείται από ιλυοαμμώδεις σχηματισμούς, οι οποίοι σε ορισμένα βάθη εμφανίζονται σαν ιλλυώδη αμμοχάλικα. Πιο συγκεκριμένα, τεφρές/καστανότεφρες ιλυώδεις Άμμοι και αμμώδεις Ιλύες, χαλαρές έως μέσης πυκνότητας μέχρι βάθους 4.4m, τεφρά ιλυώδη αμμοχάλικα μέσης πυκνότητας έως πυκνά μέχρι βάθους 9.5m και τέλος τεφρές ιλυώδεις Άμμοι και αμμώδεις Ιλύες μέσης πυκνότητας έως πυκνές μέχρι βάθους 11.8m. Ακόμη μέχρι το βάθος των 30.0m αποτελούμενο από τεφρές Αργίλους μαλακές έως στιφρές. Τέλος, μέχρι το βάθος των 40m αποτελείται από καστανές/καστανέρυθρες Αργίλους πολύ στιφρές έως σκληρές.

Στην περιοχή του μεσοβάθρου M8.Δ, σύμφωνα με την γεώτρηση ΓN2, από την στάθμη έδρασης του κεφαλόδεσμου μέχρι βάθους 12.6m το έδαφος αποτελείται από αρκετές στρώσεις. Αναλυτικά μέχρι το βάθος

3.7m εμφανίζονται τεχνητές επιχωματώσεις αμμοχαλικώδους σύστασης μέσης πυκνότητας. Στη συνέχεια μέχρι το βάθος των 12.6m αποτελείται από ιλυοαμμώδεις σχηματισμούς, οι οποίοι σε ορισμένα βάθη εμφανίζονται σαν ιλλυώδη αμμοχάλικα. Πιο συγκεκριμένα, τεφρές/καστανότεφρες ιλυώδεις Άμμοι και αμμώδεις Ιλύες, χαλαρές έως μέσης πυκνότητας μέχρι βάθους 5.2m, τεφρά ιλυώδη αμμοχάλικα μέσης πυκνότητας έως πυκνά μέχρι βάθους 9.5m και τέλος τεφρές ιλυώδεις Άμμοι και αμμώδεις Ιλύες μέσης πυκνότητας έως πυκνές μέχρι βάθους 12.6m. Ακόμη μέχρι το βάθος των 32.8m αποτελείται από τεφρές Αργίλους μαλακές έως στιφρές. Τέλος μέχρι το βάθος των 45m αποτελείται από καστανές/καστανέρυθρες Αργίλους πολύ στιφρές έως σκληρές.

Στο Παράρτημα παρουσιάζεται ενδεικτική κατά μήκος των γεωτρήσεων τοποθετημένη στο σχέδιο της κατά μήκος τομής του τεχνικού T2, στην οποία παρουσιάζονται με λεπτομέρεια οι εδαφικές στρώσεις που συναντήθηκαν σε κάθε θέση των γεωτρήσεων που αναφέρθηκαν παραπάνω.

4.3 Έλεγχοι ρευστοποίησης

Λόγω της παρουσίας αμμοϊλυωδών στρώσεων μικρής αντοχής και σε μικρά βάθη (μικρότερα από 16.0m) και της υψηλής σεισμικότητας της περιοχής παρουσιάζεται κίνδυνος ρευστοποίησης στις παραπάνω εδαφικές στρώσεις στην περίπτωση εκδήλωσης ενός ισχυρού σεισμού.

Οι υπολογισμοί για την εκτίμηση της πιθανότητας ρευστοποίησης στις αμμώδεις και αμμοϊλυώδεις στρώσεις, έγιναν με την θεώρηση σεισμικής επιτάχυνσης $a = 0.24g$, όπως προβλέπεται από τους Ελληνικούς κανονισμούς για την περιοχή του έργου (Πάτρα) και για ένα μέγεθος σεισμού $M_w = 7.5$ το οποίο αντιστοιχεί σε 6.9 περίπου της κλίμακας Richter. Οι σχετικοί υπολογισμοί έγιναν με δυο (2) διαφορετικές μεθοδολογίες που εφαρμόζονται σύμφωνα με τη διεθνή πρακτική. Τα αναλυτικά αποτελέσματα και οι σχέσεις υπολογισμού της κάθε μεθοδολογίας που εφαρμόστηκε, παρουσιάζονται επίσης στο Παράρτημα της παρούσας έκθεσης.

Σύμφωνα με τους παραπάνω υπολογισμούς κίνδυνος ρευστοποίησης εδαφικών στρώσεων εμφανίζεται σε αμμο-ιλυώδεις σχηματισμούς που

κυμαίνεται μέχρι βάθους από 11.8m έως 12.6m των γεωτρήσεων Γ6 και ΓΝ2 αντίστοιχα. Στους εδαφικούς των πυκνών ιλυωδών αμμοχάλικων δεν εμφανίζεται κίνδυνος ρευστοποίησης.

4.4 Χαρακτηριστικά στρώσεων – στατιστική επεξεργασία – τυπική τομή

Στο Παράρτημα δίνονται συγκεντρωτικοί πίνακες με τα αποτελέσματα όλων των δοκιμών για καθεμία από τις ανωτέρω θεωρούμενες στρώσεις. Γίνεται επεξεργασία των αποτελεσμάτων των δοκιμών και προσδιορίζονται χαρακτηριστικές αντιπροσωπευτικές τιμές για τα φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά κάθε στρώσης, με τη χρήση και εμπειρικών ή αναλυτικών σχέσεων συσχετισμού μεταξύ των εδαφικών παραμέτρων από τη διεθνή βιβλιογραφία. Επίσης δίνονται διαγράμματα μεταβολής των κυριότερων χαρακτηριστικών με το βάθος.

Στην αξιολόγηση των εδαφικών παραμέτρων για την κάθε στρώση, χρησιμοποιήθηκαν επιπλέον και τα αποτελέσματα των ερευνητικών εργασιών για την γεώτρηση Γ7. Η γεώτρηση Γ7 εκτελέστηκε σε μικρή απόσταση από το Τ2, πλησίον του μεσοβάθρου Μ4.Δ του τεχνικού Τ1 και παρουσιάστηκαν τα ίδια εδαφικά στρώματα που αναφέρθηκαν παραπάνω για τις γεωτρήσεις Γ6 και ΓΝ2.

Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα, στο Παράρτημα, πριν από τους υπολογισμούς στη θέση κάθε βάρους της γέφυρας, παρουσιάζεται σχέδιο στο οποίο εμφανίζεται η τυπική στρωματογραφία υπολογισμού καθώς και οι παράμετροι εδάφους οι οποίοι λήφθηκαν στους υπολογισμούς της θεμελίωσης και οι οποίες προέκυψαν από την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των γεωτρήσεων που εκτελέστηκαν.

4.5 Μελέτη Θεμελίωσης μεσοβάθρων τεχνικών

4.5.1 Θεωρήσεις και Μέθοδος Θεμελίωσης

Η παρουσία επιφανειακών στρώσεων χαμηλής αντοχής και υψηλής συμπιεστότητας μέχρι βάθη που φθάνουν και τα 33.0m περίπου, επιβάλλει τη βαθιά θεμελίωση των βάθρων της γέφυρας, μέσω μεγάλης διαμέτρου και μήκους έγχυτους πασσάλους από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Οι πάσσαλοι σχεδιάζονται, ώστε να αναλαμβάνουν τα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία της ανωδομής, με επαρκή ασφάλεια έναντι αστοχίας του εδάφους, στατική επάρκεια της διατομής και περιορισμό των μετακινήσεων σε ανεκτά επίπεδα, με βάση και τις σχετικές εκτιμήσεις και τους εδαφοτεχνικούς υπολογισμούς που παρουσιάζονται στις παραγράφους που ακολουθούν. Για την ασφαλή έδραση καθώς τον περιορισμό των συνολικών και διαφορικών καθιζήσεων των βάθρων σε ανεκτά επίπεδα, οι πάσσαλοι θα διέρχονται μέσα από τον ανώτερο αργιλικό σχηματισμό, ο οποίος αποτελείται από τεφρές αργίλους χαμηλής αντοχής και υψηλής συμπιεστότητας και θα εδράζονται εντός των βαθύτερων αργιλικών σχηματισμών οι οποίοι εντοπίστηκαν σε βάθος της τάξης των 30.0m έως 33.0m και οι οποίοι αποτελούνται από καστανές αργίλους υψηλότερης αντοχής και χαμηλής συμπιεστότητας.

Όπως αναφέρθηκε στην παράγραφο 4.3 παραπάνω, στην περιοχή του τεχνικού εμφανίζονται πιθανά ρευστοποιημένες στρώσεις. Λόγω της ρευστοποίησης, πέραν της απώλειας αντοχής της στρώσης παρατηρείται παράλληλα και σημαντική μείωση της ακαμψίας της, με αποτέλεσμα την αύξηση της συμπιεστότητας και την εκδήλωση συμπληρωματικών καθιζήσεων από το ίδιο βάρος του υπερκείμενου εδάφους. Μη ρευστοποιούμενες στρώσεις που υπέρκεινται στρώσης που ρευστοποιείται, όχι μόνον δεν συμμετέχουν στην φέρουσα ικανότητα των πασσάλων αλλά αντίθετα ασκούν στο πάσσαλο επιβαρυντική κατακόρυφη δύναμη από αρνητική τριβή, λόγω της σχετικής μετακίνησης τους σε σχέση με το σώμα του πασσάλου που προκαλείται από την καθίζηση των ρευστοποιούμενων στρώσεων. Όταν η αρνητική αυτή δράση είναι μεγάλη μπορεί να προκαλέσει ανεπιτρεπτες καθιζήσεις των πασσάλων, πέραν των οφειλόμενων στα μόνιμα φορτία.

Για τον περιορισμό επιπλέον καθιζήσεων από τα φορτία αρνητικών τριβών των ρευστοποιούμενων στρώσεων και εξ' αυτού του γεγονότος την ανάγκη σημαντικής αύξησης του βάθους έδρασης των πασσάλων για τον περιορισμό των παρασιτικών καθιζήσεων στα βάθρα στα οποία υπάρχει πιθανότητα ρευστοποίησης του εδάφους, προβλέπεται η κατασκευή χαλικοπασσάλων διαμέτρου Φ100cm σε κάρναβο 1.8x1.8m ανάμεσα από τους πασσάλους του βάθρου καθώς και σε δύο σειρές γύρω από τον κεφαλόδεσμο του βάθρου για την αποφυγή της ρευστοποίησης στην περιοχή γύρω και κάτω από το βάθρο. Ειδικότερα

σε ότι αφορά το μεσόβαθρο M5.Δ, χαλικοπάσσαλοι κατασκευάστηκαν μόνο σε τρεις σειρές γύρω από τον κεφαλόδεσμο του βάθρου. Η διάταξη των χαλικοπασσάλων παρουσιάζεται στα σχέδια της μελέτης καθώς και στο απόσπασμα της οριζοντιογραφίας με τις θέσεις των χαλικοπασσάλων που υπάρχει στο Παράρτημα.

Η βελτίωση και ο αυξημένος συντελεστής ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης με την προτεινόμενη γεωμετρία χαλικοπασσάλων παρουσιάζεται στο Παράρτημα μετά τα φύλλα των υπολογισμών των ελέγχων ρευστοποίησης.

4.5.2 Φέρουσα ικανότητα πασσάλων σε κατακόρυφα φορτία

Στο Παράρτημα παρουσιάζονται αναλυτικοί υπολογισμοί φέρουσας ικανότητας σε κατακόρυφα φορτία για πασσάλους με μήκη που φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί. Η διάμετρος των πασσάλων είναι $\Phi 120\text{cm}$. Οι υπολογισμοί γίνονται με βάση τους Γερμανικούς Κανονισμούς DIN 1054 (Ιαν. 2005) και οι τιμές οριακής αντοχής αιχμής και πλευρικής τριβής σε κάθε στρώση προκύπτουν από τα αναφερόμενα στους πίνακες του DIN 1054 με βάση τις παραμέτρους των στρώσεων που παρουσιάζονται στα σχέδια της τυπικής στρωματογραφίας στη θέση κάθε βάθρου που υπάρχουν στο Παράρτημα.

Κατασκευή χαλικοπασσάλων $\Phi 100\text{cm}$ και βάθους 11.0m, 11.5m και 12.0m, για την αποφυγή ρευστοποίησης των στρώσεων προβλέπεται να γίνει στα βάθρα M5.Δ, M6.Δ, M7.Δ και M8.Δ, τα οποία επηρεάζονται από τις γεωτρήσεις Γ6 και ΓN2 στις οποίες υπάρχει πιθανότητα ρευστοποίησης του εδάφους σύμφωνα με τους υπολογισμούς της παραγράφου 4.3 παραπάνω. Όπως αναφέρθηκε στην προηγούμενη παράγραφο στα βάθρα M6.Δ, M7.Δ και M8.Δ χαλικοπάσσαλοι κατασκευάζονται κάτω και γύρω από τον κεφαλόδεσμο της πασσαλοομάδας. Στο μεσόβαθρο κατασκευαστήκαν χαλικοπάσσαλοι μόνο στο εξωτερικό της πασσαλοομάδας γύρω από τον κεφαλόδεσμο.

Τα βάθρα θεμελιώνονται με πάσσαλο-ομάδες όπως φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Τεχνικό	Βάθρο	Αρ. Πασσαλ.	Lp (m)	ΧΛΚΠ (ρευστ.)		Αποστ. πασσάλων
				Εντός	Εκτός	
T2	M5.Δ	3x4 =12	35.2	ΟΧΙ	ΝΑΙ	3.60
	M6.Δ	3x4 =12	36.2	ΝΑΙ	ΝΑΙ	3.60
	M7.Δ	3x4 =12	38.5	ΝΑΙ	ΝΑΙ	3.60
	M8.Δ	3x6 =18	38.5	ΝΑΙ	ΝΑΙ	3.60

Για τους πασσάλους των βάθρων M5.Δ στο οποίο δεν κατασκευάστηκαν χαλικοπάσσαλοι κάτω από τον κεφαλόδεσμο στο εσωτερικό της πασσαλοομάδας για την αποφυγή της ρευστοποίησης, στους υπολογισμούς της φέρουσας ικανότητας στην περίπτωση του σεισμού, η αντοχή των πιθανά ρευστοποιούμενων στρώσεων, λήφθηκε μειωμένη στο 25% της πλήρους αντοχής της. Η θεώρηση αυτής της μικρής τιμής (έναντι της μηδενικής τιμής) δικαιολογείται από το γεγονός ότι η ρευστοποίηση των εδαφικών στρώσεων γίνεται σε διαφορετική χρονική στιγμή (συνήθως αρκετά αργότερα) από τη στιγμή που παρατηρείται η αιχμή των αδρανειακών δυνάμεων του φορέα λόγω σεισμού και η οποία υπολογίζεται από τη στατική μελέτη. Τη στιγμή της αιχμής (peak) των αδρανειακών δυνάμεων του φορέα, υπάρχει μια αύξηση των υπερπιέσεων στο έδαφος και σημαντική απώλεια της αντοχής των ρευστοποιούμενων στρώσεων, αλλά η πλήρης απώλεια (λόγω της ρευστοποίησης) παρατηρείται αρκετά αργότερα μετά την αιχμή των αδρανειακών δυνάμεων.

Τα αναλυτικά αποτελέσματα, οι καμπύλες φορτίου υποχωρήσεων, η οριακή φέρουσα ικανότητα μεμονωμένου πασσάλου και τα επιτρεπόμενα κατακόρυφα φορτία σε θλίψη και εφελκυσμό ανάλογα με το συντελεστή ασφαλείας παρουσιάζονται στο Παράρτημα. Τα επιτρεπόμενα φορτία σε στατική φόρτιση λαμβάνονται με Συντελεστή Ασφαλείας F.S. = 2 σύμφωνα με το DIN 1054 και σε σεισμική φόρτιση με F.S. = 1.3 σε θλίψη και 1.5 σε εφελκυσμό για τον έλεγχο και διαστασιολόγηση του δυσμενέστερου κρίσιμου πασσάλου της ομάδας.

Με βάση τα αποτελέσματα των υπολογισμών προκύπτει ότι πάσσαλοι διαμέτρου Φ120cm και μήκους $35.2 \div 38.5$ κατά περίπτωση, φέρουν τα φορτία της ανωδομής, όπως υπολογίστηκαν από το στατικό μελετητή με επαρκή ασφάλεια έναντι φέρουσας ικανότητας του εδάφους όπως φαίνεται στον πίνακα παρακάτω:

Βάθρο	Στατικά φορτία (MN) (Φορτ. \leq Φ.Ι)		Σεισμικά φορτία (MN) (Φορτ. \leq Φ.Ι)	
	Θλίψη	Εφελκυσμός	Θλίψη	Εφελκυσμός
M5.Δ	2.40 < 3.35	-	4.65 = 4.65	-
M6.Δ	2.70 < 3.45	-	4.70 < 5.30	-
M7.Δ	3.20 < 3.50	-	5.20 < 5.40	-
M8.Δ	3.20 < 3.50	-	5.20 < 5.35	-

4.6 Καθίζηση πασσάλου και πασσαλο-ομάδων

Με τη θεμελίωση με πασσάλους η έδραση του τεχνικού γίνεται σε μεγάλο βάθος και σε υψηλής δυσκαμψίας εδαφικές στρώσεις, με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνεται η ελαχιστοποίηση των υποχωρήσεων.

Για τη στατική προσομοίωση της ενδοσιμότητας του μεμονωμένου πασσάλου σε κατακόρυφη διεύθυνση μπορεί να χρησιμοποιηθεί κατακόρυφο ελατήριο με τιμή του δείκτη δυσκαμψίας kv, όπως προκύπτει από υπολογισμούς που παρουσιάζονται στο Παράρτημα για τους πασσάλους των βάθρων.

Οι καμπύλες φορτίου - υποχώρησης με βάση τις καμπύλες του DIN 1054 είναι γενικά συντηρητικές και για τον λόγο αυτό προκύπτουν μεγαλύτερες υποχωρήσεις και μικρότερες τιμές της σταθεράς kv σε σχέση με τις παρατηρούμενες στην πράξη (π.χ. τις τιμές που προκύπτουν με βάση τη μεθοδολογία που προτείνεται από τη FHWA 1999 και οι οποίες παρουσιάζονται επίσης στο Παράρτημα). Η παραπάνω διαφορά προκύπτει κυρίως λόγω της αυξημένης μετακίνησης που υπολογίζεται με βάση το DIN για την εκδήλωση της οριακής τριβής, σε αντίθεση με την παρατηρούμενη στην πράξη από σχετικές δοκιμές

φόρτισης πασσάλων κατά τις οποίες η οριακή τριβή σε αργιλικά εδάφη αναπτύσσεται με μετακινήσεις μικρότερες από 1.0% D (δηλαδή 12 χιλιοστών για D = 1.2m). Για τον παραπάνω λόγο, για τις στατικές επιλύσεις όπου η μικρότερη ενδοσιμότητα οδηγεί σε δυσμενέστερο υπολογισμό των εντατικών μεγεθών, προτείνεται να χρησιμοποιηθούν τιμές του $k_v \sim 3\div 4 k_{v,DIN}$ (με βάση τις σχετικές τιμές που δίνονται στο Παράρτημα).

Στο Παράρτημα, παρουσιάζονται επίσης υπολογισμοί για τις αναμενόμενες υποχωρήσεις λόγω της μακροχρόνιας στερεοποίησης των αργιλικών σχηματισμών που συναντώνται στην περιοχή της έδρασης των πασσάλων.

Η αναμενόμενη καθίζηση της πασσαλοομάδας εκτιμάται με αναλυτικούς υπολογισμούς που παρουσιάζονται στο Παράρτημα. Οι υπολογισμοί γίνονται με θεώρηση ισοδύναμης κοιτόστρωσης (equivalent raft), εδραζόμενης σε βάθος ίσο με τα 2/3 του πακτωμένου τμήματος των πασσάλων και κατανομή τάσεων σύμφωνα με τα αναφερόμενα από τους Roulos, 1993, Tomlinson, 1994 και FHWA-IF-99-025, 1999.

Για τον υπολογισμό των υποχωρήσεων λόγω της μακροχρόνιας στερεοποίησης των αργιλικών σχηματισμών κάτω από τα μόνιμα φορτία των βάθρων, χρησιμοποιήθηκαν οι παράμετροι συμπιεστότητας των αργιλικών στρώσεων σύμφωνα με τα αποτελέσματα των δοκιμών που εκτελέστηκαν.

Για την ισοδύναμη κοιτόστρωση υπολογίζονται οι καθιζήσεις σε βάθος επιρροής τέτοιο, ώστε η πρόσθετη επιβαλλόμενη τάση λόγω του μόνιμου φορτίου, να μην ξεπερνά το 10% της αρχικής in situ ενεργού τάσης:

$$\Delta q_{net,group} \leq \sim 10\% \sigma'_{v_0}$$

Στο μεσόβαθρο M5.Δ, όπου δεν θα κατασκευαστούν χαλικοπάσσαλοι στο εσωτερικό της πασσαλοομάδας, λόγω της ανάπτυξης αρνητικών τριβών στην περίπτωση ρευστοποίησης των εδαφικών στρώσεων στο εσωτερικό της ομάδας μέχρι βάθος 12.0m περίπου, το επιπλέον κατακόρυφο φορτίο που παραλαμβάνουν οι πάσσαλοι θα προκαλέσει πρόσθετες υποχωρήσεις. Το φαινόμενο έχει σχετικά μικρή διάρκεια και κατά συνέπεια για την εκτίμηση των παραπάνω υποχωρήσεων χρησιμοποιούνται οι βραχυχρόνιες παράμετροι ακαμψίας των

υποκείμενων αργιλικών στρώσεων, σε αστράγγιστες συνθήκες. Το αστράγγιστο μέτρο ελαστικότητας των αργιλικών στρώσεων, λήφθηκε $E_u \sim (100 \div 400 \sim 200) \times S_u$ (S_u : η αστράγγιστη διατμητική αντοχή της αργιλικής στρώσης). Το επιπλέον φορτίο λόγω που επιβάλλεται στους πασσάλους της ομάδας στην περίπτωση της ρευστοποίησης, δεν μπορεί να ξεπεράσει το βάρος του εδάφους μέχρι το πέρας των ρευστοποιούμενων στρώσεων στο εσωτερικό της ομάδας και το οποίο ισούται σύμφωνα με τους σχετικούς υπολογισμούς με $N_{liq} = 6.43 \text{ MPa}$.

Οι υπολογισμοί των αναμενόμενων καθιζήσεων των πασσαλο-ομάδων λόγω στερεοποίησης, έγιναν για τα δυσμενέστερα βάρη με τα μεγαλύτερα μόνιμα κατακόρυφα φορτία. Τα αποτελέσματα των παραπάνω υπολογισμών παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί.

					Στατική Φορτ.		Σεισμός (ρευστ.)	
Τεχνικό	Βάθρο	Αρ. Πασσάλ.	L_p (m)	ΧΛΚΠ (ρευστ.)	Φορτίο (MN)	Καθίζηση (cm)	Φορτίο (MN)	Καθίζηση (cm)
T2	M5.Δ	3x4 = 12	35.2	ΝΑΙ (εκτός)	18.1	1.9	24.5	2.6
	M6.Δ	3x4 = 12	36.2	ΝΑΙ (εντός-εκτός)	22.3	2.1	-	-
	M8.Δ	3x6 = 18	38.5	ΝΑΙ (εντός-εκτός)	37.7	1.3	-	-

4.7 Αντίσταση του πασσάλου σε οριζόντια φόρτιση

Για τον υπολογισμό της αντίστασης του πασσάλου σε οριζόντια φορτία μπορεί να γίνει προσομοίωση της αντίδρασης του εδάφους με ελαστικές στηρίξεις στην πλευρική επιφάνεια του πασσάλου. Η δυσκαμψία των ελατηρίων αυτών υπολογίζεται βάσει του δείκτη εδάφους k_h .

Για την στρωματογραφία που αναμένεται να συναντηθεί στη θέση του έργου και την προβλεπόμενη από την εκπονούμενη μελέτη διάταξη των πασσάλων μπορούν να ληφθούν, σύμφωνα με τα σχετικά αναφερόμενα Terzaghi (1955) και Tomlinson (1990).

Οι προτεινόμενες τιμές του δείκτη k_h σε κάθε εδαφική στρώση με το βάθος z από την κεφαλή των πασσάλων, παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί. Το βάθος έναρξης (0.00) της οριζόντιας αντίστασης του εδάφους αντιστοιχεί στην εκάστοτε στάθμη έδρασης του κεφαλόδεσμου των πασσάλων του βάθρου.

Βάθρο Μ5.Δ – Στ. Εδρ. Κεφαλοδ. : -0.83

Στρώση	Περιγραφή	Βάθος		Πάχος	Μορφή Αύξησης	E (MPa)	nh (MN/m ³)	kh _(z1) (MN/m ³)	kh _(z2) (MN/m ³)
		Από (m)	Έως (m)	h (i) (m)					
1.	(2a)	0.00	4.70	4.70	Γραμμ. Αυξ.		1.00	1.92	5.83
2.	(2b)	7.00	9.50	2.50	Γραμμ. Αυξ.		3.00	17.50	23.75
3.	(2c)	8.50	10.80	2.30	Γραμμ. Αυξ.		2.00	15.83	19.67
4.	(3a)	9.50	23.20	13.70	Σταθερ.	8.0		8.00	8.00
5.	(3b)	25.50	30.00	4.50	Σταθερ.	15.0		15.00	15.00
6.	(4)	33.00	39.00	6.00	Σταθερ.	25.0		22.50	22.50
7.									
8.									
9.									
10.									

Βάθρο Μ6.Δ – Στ. Εδρ. Κεφαλοδ. : -0.88

Στρώση	Περιγραφή	Βάθος		Πάχος	Μορφή	E	nh	kh _(z1)	kh _(z2)
		Από	Έως	h (i)					
		(m)	(m)	(m)	Αύξησης	(MPa)	(MN/m ³)	(MN/m ³)	(MN/m ³)
1.	(2a)	0.00	4.70	4.70	Γραμμ. Αυξ.		1.00	1.92	5.83
2.	(2b)	7.00	9.50	2.50	Γραμμ. Αυξ.		3.00	17.50	23.75
3.	(2c)	8.50	10.80	2.30	Γραμμ. Αυξ.		2.00	15.83	19.67
4.	(3a)	9.50	23.20	13.70	Σταθερ.	8.0		8.00	8.00
5.	(3b)	25.50	30.00	4.50	Σταθερ.	15.0		15.00	15.00
6.	(4)	33.00	39.00	6.00	Σταθερ.	25.0		22.50	22.50
7.									
8.									
9.									
10.									

Βάθρο Μ7.Δ – Στ. Εδρ. Κεφαλοδ. : -0.34

Στρώση	Περιγραφή	Βάθος		Πάχος	Μορφή	E	nh	kh _(z1)	kh _(z2)
		Από	Έως	h (i)					
		(m)	(m)	(m)	Αύξησης	(MPa)	(MN/m ³)	(MN/m ³)	(MN/m ³)

1.	Άμμος (N=15)	0.00	2.20	2.20	Γραμμ. Αυξ.		2.00	3.8	7.5
2.	Αμμοίλυσ με χαλίκια (N=24)	2.20	5.90	3.70	Γραμμ. Αυξ.		3.00	11.3	20.5
3.	Αμμώδεις Ιλύς (N=12)	5.90	9.60	3.70	Γραμμ. Αυξ.		2.00	6.8	9.9
4.	Τεφρή Άργιλος	9.60	22.80	13.20	Σταθερ.	8.0		8.00	8.00
5.	Τεφρή Άργιλος	22.80	29.80	7.00	Σταθερ.	15.0		15.00	15.00
6.	Καστανή Άργιλος	29.80	35.80	6.00	Σταθερ.	25.0		25.00	25.00
7.									
8.									
9.									
10.									

Βάθρο Μ8.Δ – Στ. Εδρ. Κεφαλοδ. : +0.12

		Βάθος		Πάχος					
Στρώση	Περιγραφή	Από	Έως	h (i)	Μορφή	E	nh	kh _(z1)	kh _(z2)
		(m)	(m)	(m)	Αύξησης	(MPa)	(MN/m ³)	(MN/m ³)	(MN/m ³)
1.	Άμμος (N=15)	0.00	2.60	2.60	Γραμμ. Αυξ.		2.00	3.8	8.2
2.	Αμμοίλυσ με χαλίκια (N=24)	2.60	6.30	3.70	Γραμμ. Αυξ.		3.00	12.3	21.5
3.	Αμμώδεις Ιλύς (N=12)	6.30	10.00	3.70	Γραμμ. Αυξ.		1.00	7.2	10.2

4.	Τεφρή Άργιλος	10.0	23.20	13.20	Σταθερ.	8.0		8.00	8.00
5.	Τεφρή Άργιλος	23.20	30.20	7.00	Σταθερ.	15.0		15.00	15.00
6.	Καστανή Άργιλος	30.20	36.20	6.00	Σταθερ.	25.0		25.00	25.00
7.									
8.									
9.									
10.									

Όλες οι παραπάνω τιμές του k_h θα πρέπει να μειωθούν λόγω αλληλεπίδρασης των πασσάλων της ομάδας κατά DIN 1054 με βάση την προβλεπόμενη από την μελέτη διάταξη των πασσάλων.

Στα βάθρα M6.Δ, M7.Δ και M8.Δ στα οποία προβλέπεται η κατασκευή χαλικοπασσάλων κάτω και γύρω από τον κεφαλόδεσμο για την αποφυγή της ρευστοποίησης των εδαφικών στρώσεων, οι τιμές που χρησιμοποιούνται για τη στατική φόρτιση θα χρησιμοποιηθούν και για την περίπτωση του σεισμού.

Στο βάθρο M5.Δ στο οποίο χαλικοπάσσαλοι κατασκευάζονται μόνο γύρω από τον κεφαλόδεσμο, στην περίπτωση του σεισμού λόγω της μείωσης της ακαμψίας των ρευστοποιούμενων στρώσεων στο εσωτερικό της ομάδας, οι δείκτες πρέπει να ληφθούν μειωμένοι, όπως προτείνεται παρακάτω.

1. Σεισμική φόρτιση στη φάση αιχμής της αδρανειακής καταπόνησης από τον φορέα. Λειτουργία όλων των πιθανά ρευστοποιούμενων στρώσεων με το 25% της πλήρους ακαμψίας τους.
2. Σεισμική φόρτιση μετά τη φάση αιχμής της αδρανειακής καταπόνησης, στη φάση πλήρους ρευστοποίησης του εδάφους. Λειτουργία όλων των πιθανά ρευστοποιούμενων στρώσεων με μηδενική ακαμψία.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ Η/Υ – ΤΕΧΝΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ

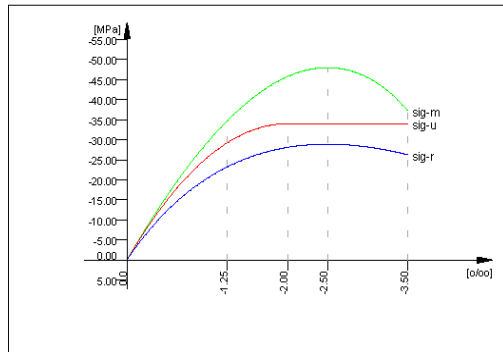
Σημείωση: Η μελέτη εκπονήθηκε από τον κ. Τηλέμαχο Παναγιωτάκο, Δρ. Πολιτικό Μηχανικό της τεχνικής εταιρείας «DENCO Σύμβουλοι Μηχανικοί Α.Ε.».

5.1 Απόσπασμα τεύχους υπολογισμών ανωδομής με το λογισμικό SOFiSTiK

MATERIALS - SECTIONS

No. 1 C 40/50 (DIN 1045-1)

Youngs-modulus	E	31387 [MPa]	Safetyfactor		1.50 [-]
Poisson-Ratio	mu	0.20 [-]	Strength	fc	34.00 [MPa]
Shear-modulus	G	13078 [MPa]	Nomin. strength	fcn	40.00 [MPa]
Compression modulus		17437 [MPa]	Tens. strength	fctm	3.51 [MPa]
Weight		25.0 [kN/m3]	5 % t.strength	fctk	2.46 [MPa]
Weight buoyancy		25.0 [kN/m3]	95 % t.strength	fctk	4.56 [MPa]
Temp.elongat.coeff.		1.00E-05 [1/°K]	Bond strength	fbd	3.68 [MPa]
			Service strength		48.00 [MPa]
			Fatigue strength		19.04 [MPa]
Stress-Strain for serviceability			eps[o/oo]	sig-m[MPa]	E-t[MPa]
Is only valid within the defined stress range			0.000	0.00	34525
			-1.250	-34.65	20156
			-2.500	-48.00	0
			-3.500	-37.30	-22613
			Safetyfactor		1.50
Stress-Strain for ultimate load			eps[o/oo]	sig-u[MPa]	E-t[MPa]
Is only valid within the defined stress range			0.000	0.00	34000
			-2.000	-34.00	0
			-3.500	-34.00	0
			Safetyfactor		1.50
Stress-Strain of calc. mean values			eps[o/oo]	sig-r[MPa]	E-t[MPa]
Is only valid within the defined stress range			0.000	0.00	29346
			-1.250	-23.21	10073
			-2.500	-28.90	0
			-3.500	-26.26	-4949
			Safetyfactor		1.30



SOFISTIK AG - www.sofistik.com

No. 2 C 30/37 (DIN 1045-1)

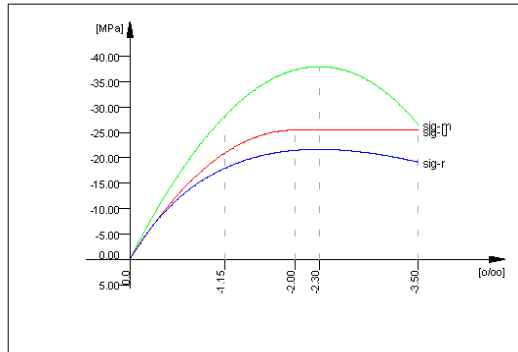
Youngs-modulus	E	28309 [MPa]	Safetyfactor		1.50 [-]
Poisson-Ratio	mu	0.20 [-]	Strength	fc	25.50 [MPa]
Shear-modulus	G	11796 [MPa]	Nomin. strength	fcn	30.00 [MPa]
Compression modulus		15727 [MPa]	Tens. strength	fctm	2.90 [MPa]
Weight		25.0 [kN/m3]	5 % t.strength	fctk	2.03 [MPa]
Weight buoyancy		25.0 [kN/m3]	95 % t.strength	fctk	3.77 [MPa]
Temp.elongat.coeff.		1.00E-05 [1/°K]	Bond strength	fbd	3.04 [MPa]
			Service strength		38.00 [MPa]
			Fatigue strength		14.96 [MPa]
Stress-Strain for serviceability			eps[o/oo]	sig-m[MPa]	E-t[MPa]
Is only valid within the defined stress range			0.000	0.00	31939
			-1.150	-28.17	16798
			-2.300	-38.00	0
			-3.500	-26.48	-19566
			Safetyfactor		1.50
Stress-Strain for ultimate load			eps[o/oo]	sig-u[MPa]	E-t[MPa]
Is only valid within the defined stress range			0.000	0.00	25500
			-2.000	-25.50	0
			-3.500	-25.50	0
			Safetyfactor		1.50
Stress-Strain of calc. mean values			eps[o/oo]	sig-r[MPa]	E-t[MPa]
Is only valid within the defined stress range			0.000	0.00	27148
			-1.150	-17.91	7543
			-2.300	-21.68	0
			-3.500	-19.15	-3789

MATERIALS - SECTIONS

No. 2 C 30/37 (DIN 1045-1)

Safetyfactor

1.30


No. 9 C 40/50 (DIN 1045-1)

Youngs-modulus	E	31387 [MPa]	Safetyfactor	1.50 [-]
Poisson-Ratio	mu	0.20 [-]	Strength	fc 34.00 [MPa]
Shear-modulus	G	13078 [MPa]	Nomin. strength	fcn 40.00 [MPa]
Compression modulus		17437 [MPa]	Tens. strength	fctm 3.51 [MPa]
Weight		0.0 [kN/m3]	5 % t.strength	fctk 2.46 [MPa]
Weight buoyancy		0.0 [kN/m3]	95 % t.strength	fctk 4.56 [MPa]
Temp.elongat.coeff.		1.00E-05 [1/°K]	Bond strength	fbd 3.68 [MPa]
			Service strength	48.00 [MPa]
			Fatigue strength	19.04 [MPa]

 Stress-Strain for serviceability
 Is only valid within the defined
 stress range

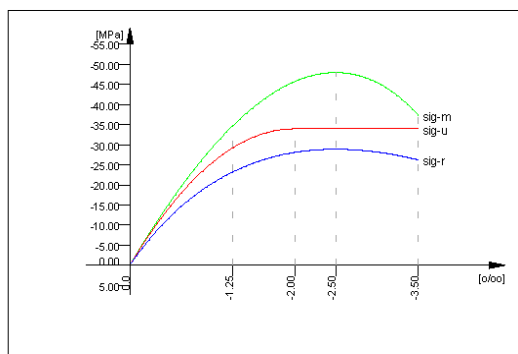
eps[o/oo]	sig-m[MPa]	E-t[MPa]
0.000	0.00	34525
-1.250	-34.65	20156
-2.500	-48.00	0
-3.500	-37.30	-22613

 Stress-Strain for ultimate load
 Is only valid within the defined
 stress range

eps[o/oo]	sig-u[MPa]	E-t[MPa]
0.000	0.00	34000
-2.000	-34.00	0
-3.500	-34.00	0

 Stress-Strain of calc. mean values
 Is only valid within the defined
 stress range

eps[o/oo]	sig-r[MPa]	E-t[MPa]
0.000	0.00	29346
-1.250	-23.21	10073
-2.500	-28.90	0
-3.500	-26.26	-4949
	Safetyfactor	1.30


No. 11 Bst 500 SA (DIN 1045-1)

Youngs-modulus	E	200000 [MPa]	Safetyfactor	1.15 [-]
Poisson-Ratio	mu	0.30 [-]	Yield stress	fy 500.00 [MPa]

MATERIALS - SECTIONS

No. 11 Bst 500 SA (DIN 1045-1)

Shear-modulus G	76923 [MPa]	Compr.yield val. fyc	500.00 [MPa]
Compression modulus	166667 [MPa]	Tens. strength ft	550.00 [MPa]
Weight	78.5 [kN/m ³]	Compr. strength fc	550.00 [MPa]
Weight buoyancy	78.5 [kN/m ³]	Ultim. plast. strain	25.00 [o/oo]
Temp.elongat.coeff.	1.20E-05 [1/°K]	relative bond coeff.	1.00 [-]
max. thickness	32.00 [mm]	EC2 bondcoeff. K1	0.80 [-]
		Hardening modulus	0.00 [MPa]
		Proportional limit	500.00 [MPa]
		Dynamic stress range	169.57 [MPa]

Stress-Strain for serviceability

Is also extended beyond the defined stress range	eps[o/oo]	sig-m[MPa]	E-t[MPa]
	1000.000	550.00	0
	25.000	550.00	0
	2.500	500.00	2222
	0.000	0.00	200000
	-2.500	-500.00	200000
	-25.000	-550.00	2222
	-1000.000	-550.00	0

Stress-Strain for ultimate load

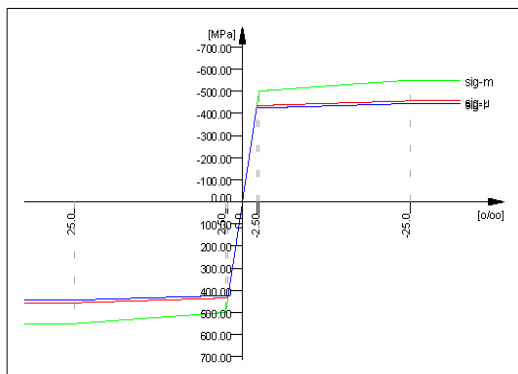
Is also extended beyond the defined stress range	eps[o/oo]	sig-u[MPa]	E-t[MPa]
	1000.000	456.52	0
	25.000	456.52	0
	2.174	434.78	952
	0.000	0.00	200000
	-2.174	-434.78	200000
	-25.000	-456.52	952
	-1000.000	-456.52	0

Stress-Strain of calc. mean values

Is also extended beyond the defined stress range	eps[o/oo]	sig-r[MPa]	E-t[MPa]
	1000.000	444.23	0
	25.000	444.23	0
	2.115	423.08	924
	0.000	0.00	200000
	-2.115	-423.08	200000
	-25.000	-444.23	924
	-1000.000	-444.23	0

Safetyfactor (1.15)

Safetyfactor (1.30)


No. 21 St 1670 S (DIN 1045-1) (mod) PRE

Youngs-modulus E	195000 [MPa]	Safetyfactor	1.15 [-]
Poisson-Ratio mu	0.30 [-]	Yield stress fy	1670.00 [MPa]
Shear-modulus G	75000 [MPa]	Compr.yield val. fyc	1670.00 [MPa]
Compression modulus	162500 [MPa]	Tens. strength ft	1860.00 [MPa]
Weight	78.5 [kN/m ³]	Compr. strength fc	1860.00 [MPa]
Weight buoyancy	78.5 [kN/m ³]	Ultim. plast. strain	60.00 [o/oo]
Temp.elongat.coeff.	1.20E-05 [1/°K]	relative bond coeff.	0.70 [-]
Relaxation CEB-1990 Class 2		EC2 bondcoeff. K1	1.60 [-]
Relaxation 0.70*fpk 2.50 [%]		Hardening modulus	0.00 [MPa]
		Proportional limit	1366.10 [MPa]
		Dynamic stress range	160.87 [MPa]

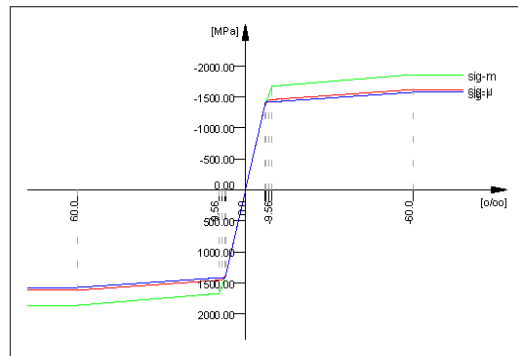
Stress-Strain for serviceability

Is also extended beyond the defined stress range	eps[o/oo]	sig-m[MPa]	E-t[MPa]
	1000.000	1860.00	0
	60.000	1860.00	0
	9.564	1670.00	3767
	7.006	1366.10	118782

MATERIALS - SECTIONS

No. 21 St 1670 S (DIN 1045-1) (mod) PRE

	0.000	0.00	195000
	-7.006	-1366.10	195000
	-9.564	-1670.00	118782
	-60.000	-1860.00	3767
	-1000.000	-1860.00	0
	Safetyfactor		1.15
Stress-Strain for ultimate load	eps[o/oo]	sig-u[MPa]	E-t[MPa]
Is also extended beyond the	1000.000	1617.39	0
defined stress range	60.000	1617.39	0
	8.447	1452.17	3205
	7.006	1366.10	59715
	0.000	0.00	195000
	-7.006	-1366.10	195000
	-8.447	-1452.17	59715
	-60.000	-1617.39	3205
	-1000.000	-1617.39	0
	Safetyfactor		(1.15)
Stress-Strain of calc. mean values	eps[o/oo]	sig-r[MPa]	E-t[MPa]
Is also extended beyond the	1000.000	1573.85	0
defined stress range	60.000	1573.85	0
	8.247	1413.08	3106
	7.247	1413.08	0
	0.000	0.00	195000
	-7.247	-1413.08	195000
	-8.247	-1413.08	0
	-60.000	-1573.85	3106
	-1000.000	-1573.85	0
	Safetyfactor		(1.30)



No. 22 St 1670 S (DIN 1045-1) (mod) PRE

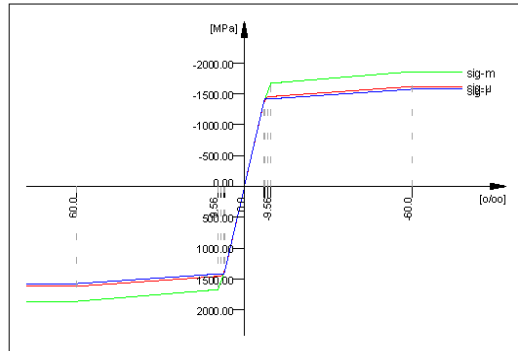
Youngs-modulus	E	195000 [MPa]	Safetyfactor	1.15 [-]
Poisson-Ratio	mu	0.30 [-]	Yield stress	fy 1670.00 [MPa]
Shear-modulus	G	75000 [MPa]	Compr.yield val.	fyc 1670.00 [MPa]
Compression modulus		162500 [MPa]	Tens. strength	ft 1860.00 [MPa]
Weight		78.5 [kN/m3]	Compr. strength	fc 1860.00 [MPa]
Weight buoyancy		78.5 [kN/m3]	Ultim. plast. strain	60.00 [o/oo]
Temp.elongat.coeff.	1.20E-05 [1/°K]		relative bond coeff.	0.70 [-]
Relaxation	CEB-1990 Class 2		EC2 bondcoeff. K1	1.60 [-]
Relaxation	0.70*fpk 2.50 [%]		Hardening modulus	0.00 [MPa]
			Proportional limit	1366.10 [MPa]
			Dynamic stress range	160.87 [MPa]
Stress-Strain for serviceability	eps[o/oo]	sig-m[MPa]	E-t[MPa]	
Is also extended beyond the	1000.000	1860.00	0	
defined stress range	60.000	1860.00	0	
	9.564	1670.00	3767	
	7.006	1366.10	118782	
	0.000	0.00	195000	
	-7.006	-1366.10	195000	
	-9.564	-1670.00	118782	
	-60.000	-1860.00	3767	
	-1000.000	-1860.00	0	
	Safetyfactor		1.15	
Stress-Strain for ultimate load	eps[o/oo]	sig-u[MPa]	E-t[MPa]	
Is also extended beyond the	1000.000	1617.39	0	

SOFISTIK AG - www.sofistik.com

MATERIALS - SECTIONS

No. 22 St 1670 S (DIN 1045-1) (mod) PRE

defined stress range	60.000	1617.39	0
	8.447	1452.17	3205
	7.006	1366.10	59715
	0.000	0.00	195000
	-7.006	-1366.10	195000
	-8.447	-1452.17	59715
	-60.000	-1617.39	3205
	-1000.000	-1617.39	0
Safetyfactor			(1.15)
Stress-Strain of calc. mean values	eps[o/oo]	sig-r [MPa]	E-t [MPa]
Is also extended beyond the	1000.000	1573.85	0
defined stress range	60.000	1573.85	0
	8.247	1413.08	3106
	7.247	1413.08	0
	0.000	0.00	195000
	-7.247	-1413.08	195000
	-8.247	-1413.08	0
	-60.000	-1573.85	3106
	-1000.000	-1573.85	0
Safetyfactor			(1.30)



SOFISTIK AG - www.sofistik.com

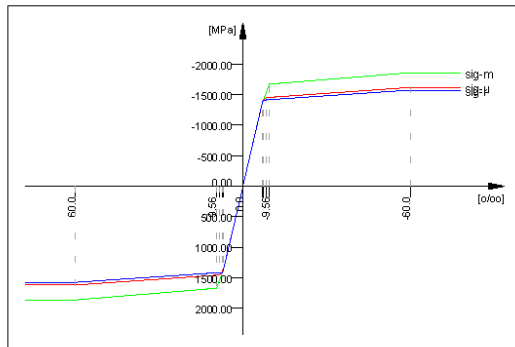
No. 23 St 1670 S (DIN 1045-1) (mod) PRE

Youngs-modulus E	195000 [MPa]	Safetyfactor	1.15 [-]
Poisson-Ratio mu	0.30 [-]	Yield stress fy	1670.00 [MPa]
Shear-modulus G	75000 [MPa]	Compr.yield val. fyc	1670.00 [MPa]
Compression modulus	162500 [MPa]	Tens. strength ft	1860.00 [MPa]
Weight	78.5 [kN/m3]	Compr. strength fc	1860.00 [MPa]
Weight buoyancy	78.5 [kN/m3]	Ultim. plast. strain	60.00 [o/oo]
Temp.elongat.coeff.	1.20E-05 [1/°K]	relative bond coeff.	0.70 [-]
Relaxation CEB-1990	Class 2	EC2 bondcoeff. Kl	1.60 [-]
Relaxation 0.70*fpk	2.50 [%]	Hardening modulus	0.00 [MPa]
		Proportional limit	1366.10 [MPa]
		Dynamic stress range	160.87 [MPa]
Stress-Strain for serviceability	eps[o/oo]	sig-m [MPa]	E-t [MPa]
Is also extended beyond the	1000.000	1860.00	0
defined stress range	60.000	1860.00	0
	9.564	1670.00	3767
	7.006	1366.10	118782
	0.000	0.00	195000
	-7.006	-1366.10	195000
	-9.564	-1670.00	118782
	-60.000	-1860.00	3767
	-1000.000	-1860.00	0
Safetyfactor			1.15
Stress-Strain for ultimate load	eps[o/oo]	sig-u [MPa]	E-t [MPa]
Is also extended beyond the	1000.000	1617.39	0
defined stress range	60.000	1617.39	0
	8.447	1452.17	3205
	7.006	1366.10	59715
	0.000	0.00	195000
	-7.006	-1366.10	195000
	-8.447	-1452.17	59715
	-60.000	-1617.39	3205
	-1000.000	-1617.39	0

MATERIALS - SECTIONS

No. 23 St 1670 S (DIN 1045-1) (mod) PRE

	Safetyfactor	(1.15)
Stress-Strain of calc. mean values	eps[o/oo] sig-r [MPa]	E-t [MPa]
Is also extended beyond the	1000.000 1573.85	0
defined stress range	60.000 1573.85	0
	8.247 1413.08	3106
	7.247 1413.08	0
	0.000 0.00	195000
	-7.247 -1413.08	195000
	-8.247 -1413.08	0
	-60.000 -1573.85	3106
	-1000.000 -1573.85	0
	Safetyfactor	(1.30)

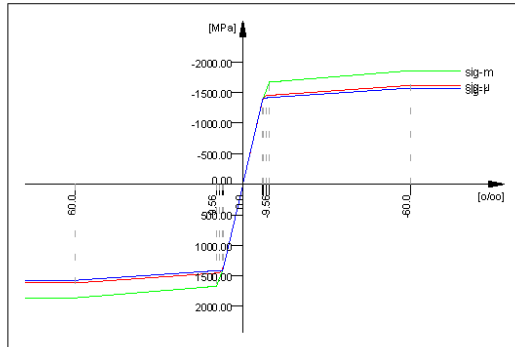

No. 24 St 1670 S (DIN 1045-1) (mod) PRE

Youngs-modulus	E	195000 [MPa]	Safetyfactor	1.15 [-]
Poisson-Ratio	mu	0.30 [-]	Yield stress	fy 1670.00 [MPa]
Shear-modulus	G	75000 [MPa]	Compr.yield val. fyc	1670.00 [MPa]
Compression modulus		162500 [MPa]	Tens. strength	ft 1860.00 [MPa]
Weight		78.5 [kN/m3]	Compr. strength	fc 1860.00 [MPa]
Weight buoyancy		78.5 [kN/m3]	Ultim. plast. strain	60.00 [o/oo]
Temp.elongat.coeff.		1.20E-05 [1/°K]	relative bond coeff.	0.70 [-]
Relaxation	CEB-1990	Class 2	EC2 bondcoeff. K1	1.60 [-]
Relaxation	0.70*fpk	2.50 [%]	Hardening modulus	0.00 [MPa]
			Proportional limit	1366.10 [MPa]
			Dynamic stress range	160.87 [MPa]
Stress-Strain for serviceability	eps[o/oo] sig-m [MPa]	E-t [MPa]		
Is also extended beyond the	1000.000 1860.00	0		
defined stress range	60.000 1860.00	0		
	9.564 1670.00	3767		
	7.006 1366.10	118782		
	0.000 0.00	195000		
	-7.006 -1366.10	195000		
	-9.564 -1670.00	118782		
	-60.000 -1860.00	3767		
	-1000.000 -1860.00	0		
	Safetyfactor	1.15		
Stress-Strain for ultimate load	eps[o/oo] sig-u [MPa]	E-t [MPa]		
Is also extended beyond the	1000.000 1617.39	0		
defined stress range	60.000 1617.39	0		
	8.447 1452.17	3205		
	7.006 1366.10	59715		
	0.000 0.00	195000		
	-7.006 -1366.10	195000		
	-8.447 -1452.17	59715		
	-60.000 -1617.39	3205		
	-1000.000 -1617.39	0		
	Safetyfactor	(1.15)		
Stress-Strain of calc. mean values	eps[o/oo] sig-r [MPa]	E-t [MPa]		
Is also extended beyond the	1000.000 1573.85	0		
defined stress range	60.000 1573.85	0		
	8.247 1413.08	3106		
	7.247 1413.08	0		
	0.000 0.00	195000		
	-7.247 -1413.08	195000		

MATERIALS - SECTIONS

No. 24 St 1670 S (DIN 1045-1) (mod) PRE

-8.247	-1413.08	0
-60.000	-1573.85	3106
-1000.000	-1573.85	0
Safetyfactor		(1.30)

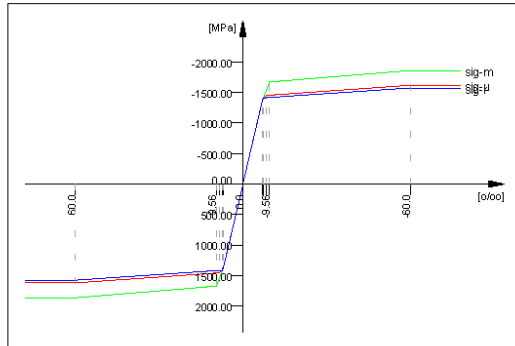


No. 25 St 1670 S (DIN 1045-1) (mod) PRE

Youngs-modulus E	195000 [MPa]	Safetyfactor	1.15 [-]
Poisson-Ratio mu	0.30 [-]	Yield stress fy	1670.00 [MPa]
Shear-modulus G	75000 [MPa]	Compr.yield val. fyc	1670.00 [MPa]
Compression modulus	162500 [MPa]	Tens. strength ft	1860.00 [MPa]
Weight	78.5 [kN/m3]	Compr. strength fc	1860.00 [MPa]
Weight buoyancy	78.5 [kN/m3]	Ultim. plast. strain	60.00 [o/oo]
Temp.elongat.coeff.	1.20E-05 [1/°K]	relative bond coeff.	0.70 [-]
Relaxation CEB-1990	Class 2	EC2 bondcoeff. K1	1.60 [-]
Relaxation 0.70*fpk	2.50 [%]	Hardening modulus	0.00 [MPa]
		Proportional limit	1366.10 [MPa]
		Dynamic stress range	160.87 [MPa]
Stress-Strain for serviceability	eps[o/oo] sig-m[MPa]	E-t[MPa]	
Is also extended beyond the	1000.000 1860.00	0	
defined stress range	60.000 1860.00	0	
	9.564 1670.00	3767	
	7.006 1366.10	118782	
	0.000 0.00	195000	
	-7.006 -1366.10	195000	
	-9.564 -1670.00	118782	
	-60.000 -1860.00	3767	
	-1000.000 -1860.00	0	
	Safetyfactor	1.15	
Stress-Strain for ultimate load	eps[o/oo] sig-u[MPa]	E-t[MPa]	
Is also extended beyond the	1000.000 1617.39	0	
defined stress range	60.000 1617.39	0	
	8.447 1452.17	3205	
	7.006 1366.10	59715	
	0.000 0.00	195000	
	-7.006 -1366.10	195000	
	-8.447 -1452.17	59715	
	-60.000 -1617.39	3205	
	-1000.000 -1617.39	0	
	Safetyfactor	(1.15)	
Stress-Strain of calc. mean values	eps[o/oo] sig-r[MPa]	E-t[MPa]	
Is also extended beyond the	1000.000 1573.85	0	
defined stress range	60.000 1573.85	0	
	8.247 1413.08	3106	
	7.247 1413.08	0	
	0.000 0.00	195000	
	-7.247 -1413.08	195000	
	-8.247 -1413.08	0	
	-60.000 -1573.85	3106	
	-1000.000 -1573.85	0	
	Safetyfactor	(1.30)	

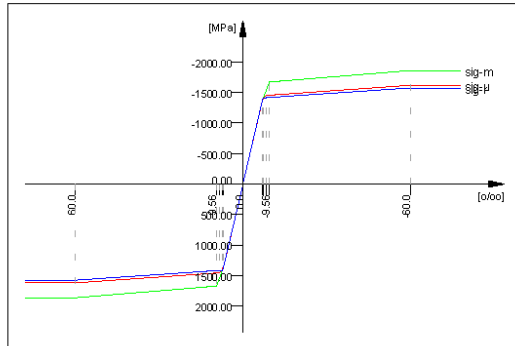
SOFISTIK AG - www.sofistik.com

MATERIALS - SECTIONS

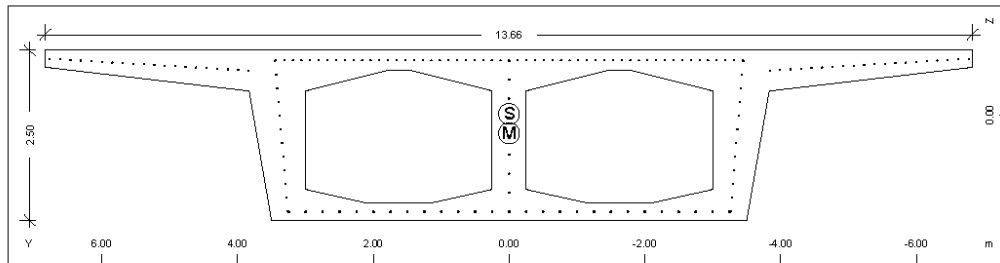

No. 26 St 1670 S (DIN 1045-1) (mod) PRE

Youngs-modulus	E	195000 [MPa]	Safetyfactor	1.15 [-]	
Poisson-Ratio	mu	0.30 [-]	Yield stress	fy 1670.00 [MPa]	
Shear-modulus	G	75000 [MPa]	Compr.yield val.	fyc 1670.00 [MPa]	
Compression modulus		162500 [MPa]	Tens. strength	ft 1860.00 [MPa]	
Weight		78.5 [kN/m3]	Compr. strength	fc 1860.00 [MPa]	
Weight buoyancy		78.5 [kN/m3]	Ultim. plast. strain	60.00 [o/oo]	
Temp.elongat.coeff.		1.20E-05 [1/°K]	relative bond coeff.	0.70 [-]	
Relaxation	CEB-1990	Class 2	EC2 bondcoeff. K1	1.60 [-]	
Relaxation	0.70*fpk	2.50 [%]	Hardening modulus	0.00 [MPa]	
			Proportional limit	1366.10 [MPa]	
			Dynamic stress range	160.87 [MPa]	
Stress-Strain for serviceability			eps[o/oo]	sig-m[MPa]	E-t[MPa]
Is also extended beyond the			1000.000	1860.00	0
defined stress range			60.000	1860.00	0
			9.564	1670.00	3767
			7.006	1366.10	118782
			0.000	0.00	195000
			-7.006	-1366.10	195000
			-9.564	-1670.00	118782
			-60.000	-1860.00	3767
			-1000.000	-1860.00	0
			Safetyfactor	1.15	
Stress-Strain for ultimate load			eps[o/oo]	sig-u[MPa]	E-t[MPa]
Is also extended beyond the			1000.000	1617.39	0
defined stress range			60.000	1617.39	0
			8.447	1452.17	3205
			7.006	1366.10	59715
			0.000	0.00	195000
			-7.006	-1366.10	195000
			-8.447	-1452.17	59715
			-60.000	-1617.39	3205
			-1000.000	-1617.39	0
			Safetyfactor	(1.15)	
Stress-Strain of calc. mean values			eps[o/oo]	sig-r[MPa]	E-t[MPa]
Is also extended beyond the			1000.000	1573.85	0
defined stress range			60.000	1573.85	0
			8.247	1413.08	3106
			7.247	1413.08	0
			0.000	0.00	195000
			-7.247	-1413.08	195000
			-8.247	-1413.08	0
			-60.000	-1573.85	3106
			-1000.000	-1573.85	0
			Safetyfactor	(1.30)	

MATERIALS - SECTIONS



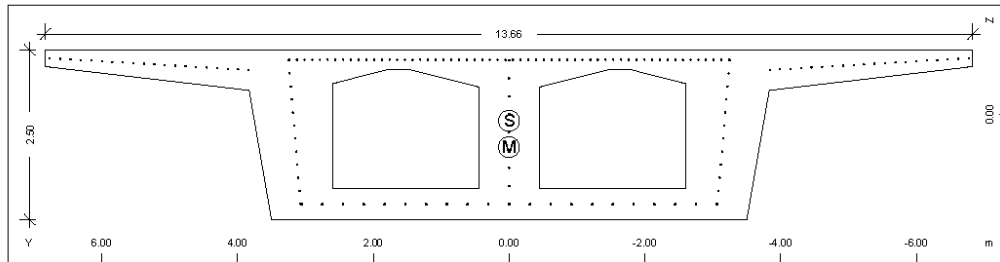
Cross section No. 1 - KIBQTIO-ANOIFMA-1



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
1	=	KIBQTIO-ANOIFMA-1						
	1	1.1428E+01		8.675E+00	0.000	0.000	31387	285.70
	11	2.056E+01		1.227E+02	-0.010	0.275	13078	

Cross section No. 11 - KIBQTIO-ENIEX-11

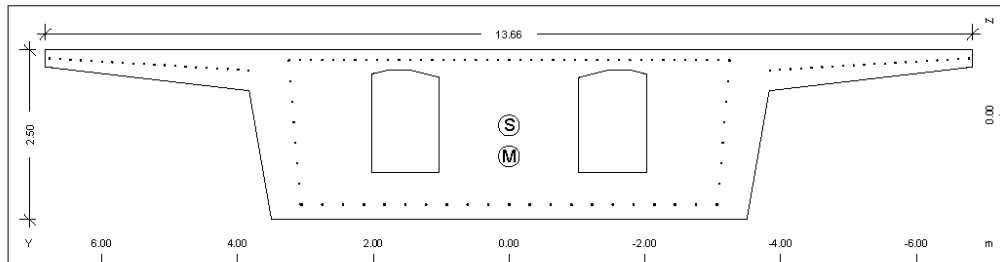


Static properties of cross section

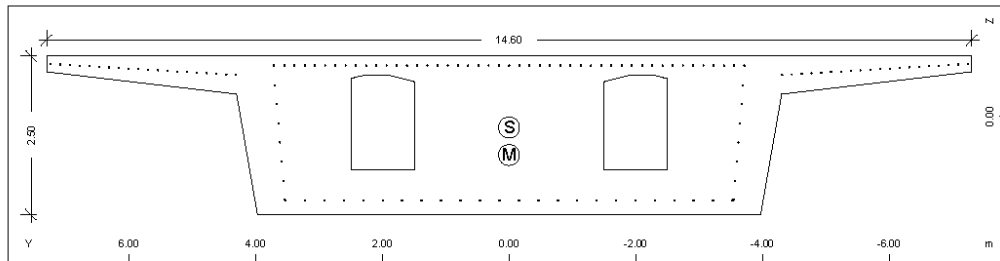
No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
11	=	KIBQTIO-ENIEX-11						
	1	1.3958E+01		1.013E+01	0.000	0.002	31387	348.95
	11	2.397E+01		1.344E+02	0.100	0.489	13078	

Cross section No. 21 - KIBQTIO-ETHP-21

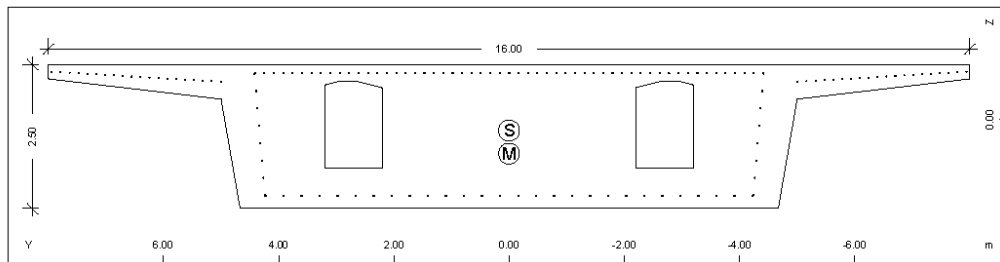
MATERIALS - SECTIONS


Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gan
NoR	It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]	
21	=	KIBQTIO-ETHP-21						
1		1.8130E+01		1.138E+01	0.000	0.000	31387	453.26
11		2.654E+01		1.466E+02	0.165	0.620	13078	

Cross section No. 22 - KIBQTIO-ETHP-22

Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gan
NoR	It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]	
22	=	KIBQTIO-ETHP-22						
1		2.0480E+01		1.264E+01	0.000	0.000	31387	512.01
11		3.140E+01		1.911E+02	0.180	0.615	13078	

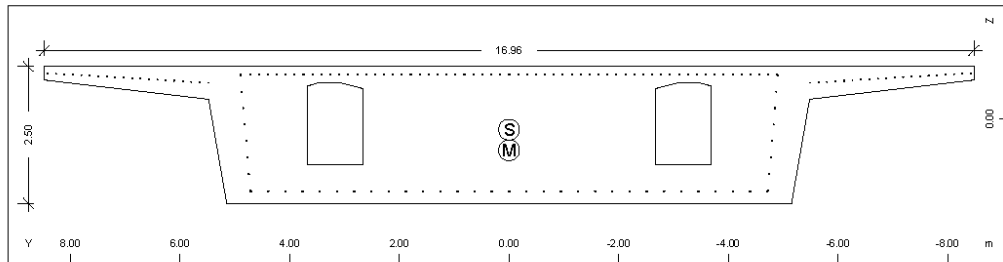
Cross section No. 24 - KIBQTIO-ETHP-24

Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gan
NoR	It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]	
24	=	KIBQTIO-ETHP-24						
1		2.3980E+01		1.450E+01	0.000	0.000	31387	599.51
11		3.868E+01		2.745E+02	0.198	0.598	13078	

Cross section No. 25 - KIBQTIO-ETHP-25

SOFISTIK AG - www.sofistik.com

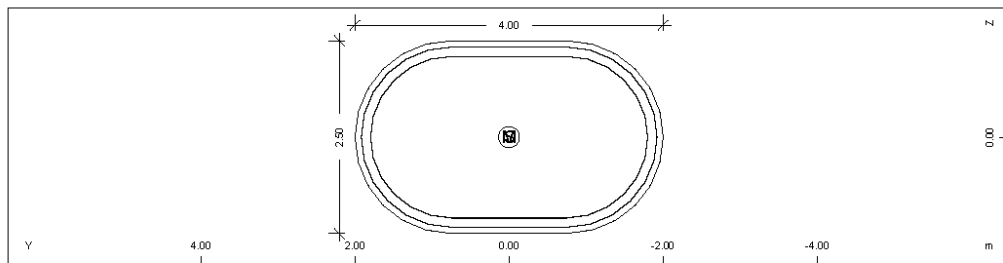
MATERIALS - SECTIONS



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gan
NoR	It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]	
25	=	KIB2TIO-2THP-25						
1	2.6380E+01			1.578E+01	0.000	0.000	31387	659.51
11	4.369E+01			3.450E+02	0.207	0.584	13078	

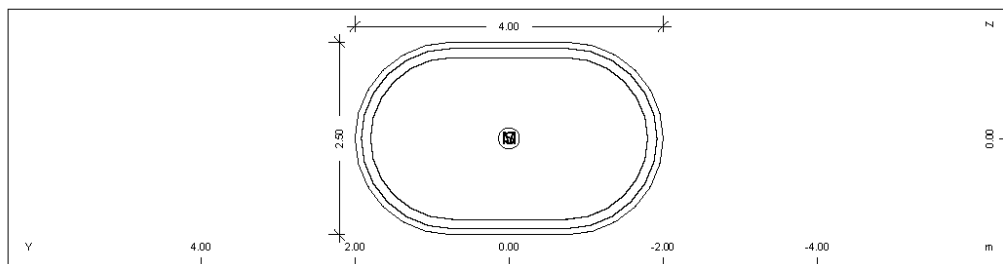
Cross section No. 31 - BA0PO-M5.D



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gan
NoR	It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]	
31	=	BA0PO-M5.D						
2	8.6029E+00			3.827E+00	0.000	0.000	28309	215.07
11	1.060E+01			9.147E+00	0.000	0.000	11796	

Cross section No. 32 - BA0PO-M6.D

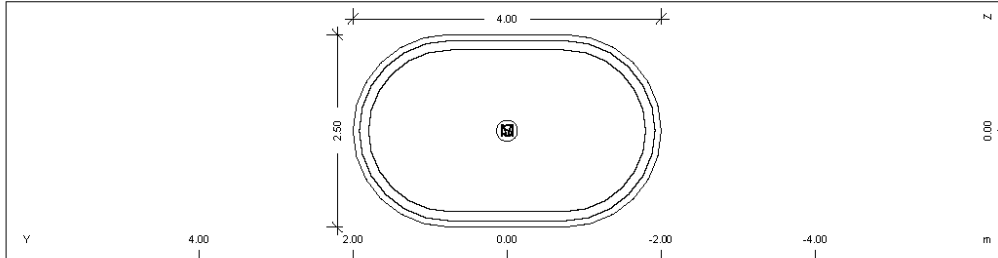


Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gan
NoR	It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]	
32	=	BA0PO-M6.D						
2	8.6029E+00			3.827E+00	0.000	0.000	28309	215.07
11	1.060E+01			9.147E+00	0.000	0.000	11796	

Cross section No. 33 - BA0PO-M7.D

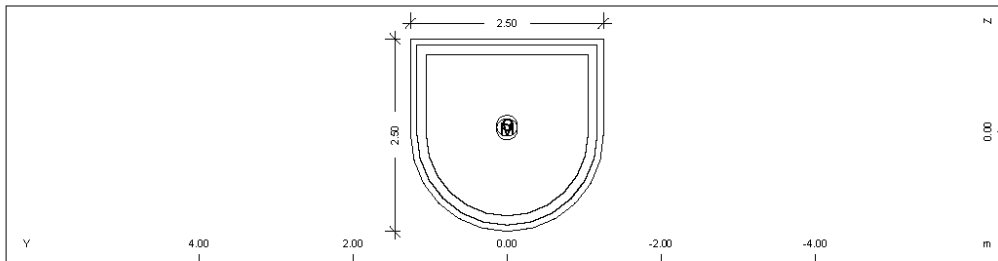
MATERIALS - SECTIONS



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR		It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
33	=	BAØPO-M7.D						
	2	8.6029E+00		3.827E+00	0.000	0.000	28309	215.07
	11	1.060E+01		9.147E+00	0.000	0.000	11796	

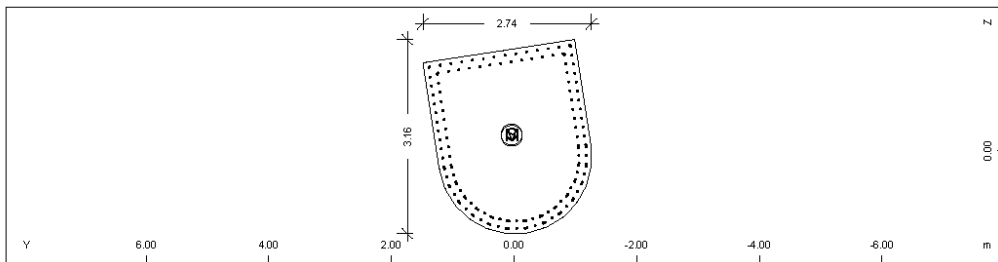
Cross section No. 34 - BAØPO-M8.D(T2)



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR		It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
34	=	BAØPO-M8.D(T2)						
	2	5.5514E+00		2.483E+00	0.000	0.000	28309	138.79
	11	4.589E+00		2.565E+00	-0.071	-0.025	11796	

Cross section No. 35 - BAØPO-M8.D(T3)



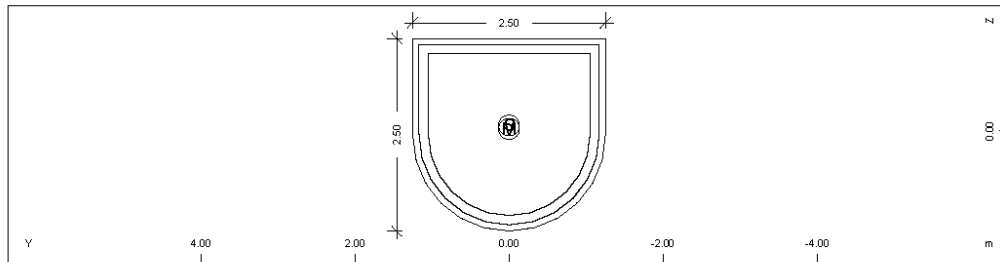
Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR		It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
35	=	BAØPO-M8.D(T3)						
	2	6.8014E+00		4.420E+00	0.040	0.037	28309	170.04
	11	6.796E+00		3.244E+00	-0.262	-0.240	11796	
				-1.859E-01				

Cross section No. 36 - BAØPO-M8.D(T17)

SOFISTIK AG - www.sofistik.com

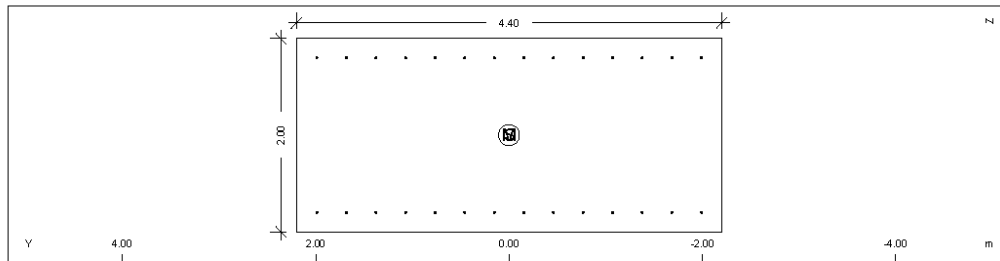
MATERIALS - SECTIONS



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR		It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
36	=	BAΦPO-M8.D(T17)						
2		5.5514E+00		2.483E+00	0.000	0.000	28309	138.79
11		4.589E+00		2.565E+00	-0.071	-0.025	11796	

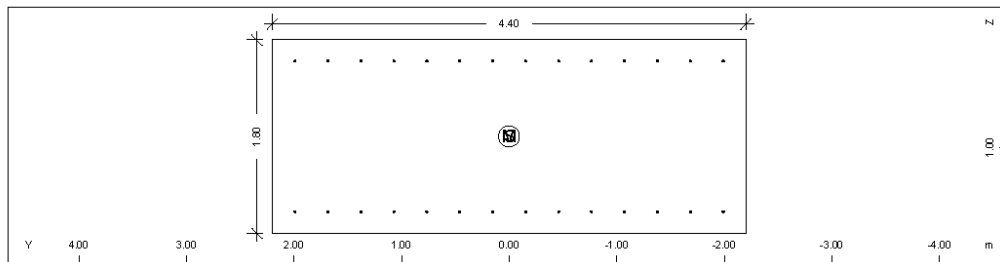
Cross section No. 41 - KEΦ-BAΦPOY-M5.D-(1)



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR		It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
41	=	KEΦ-BAΦPOY-M5.D-(1)						
2		8.8000E+00		2.933E+00	0.000	0.000	28309	220.00
11		8.385E+00		1.420E+01	1.000	1.000	11796	

Cross section No. 42 - KEΦ-BAΦPOY-M5.D-(2)

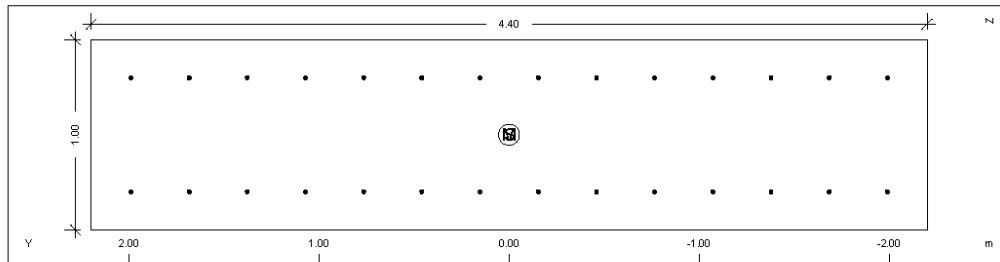


Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR		It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
42	=	KEΦ-BAΦPOY-M5.D-(2)						
2		7.9200E+00		2.138E+00	0.000	0.000	28309	198.00
11		6.356E+00		1.278E+01	0.900	0.900	11796	

Cross section No. 43 - KEΦ-BAΦPOY-M5.D-(3)

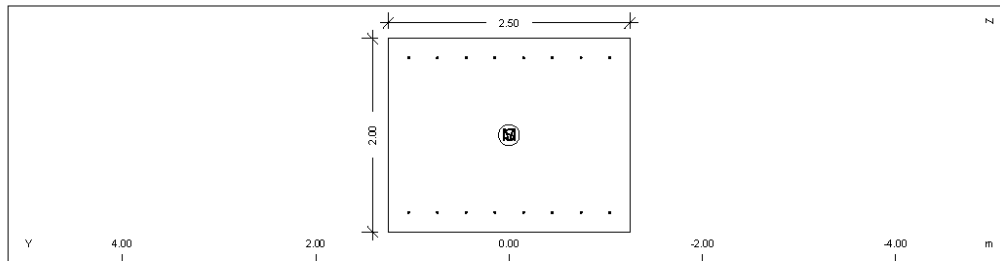
MATERIALS - SECTIONS



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gan
NoR		It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
43	=	KEΦ-BAΦPOY-M5.D-(3)						
	2	4.4000E+00		3.667E-01	0.000	0.000	28309	110.00
	11	1.261E+00		7.099E+00	0.500	0.500	11796	

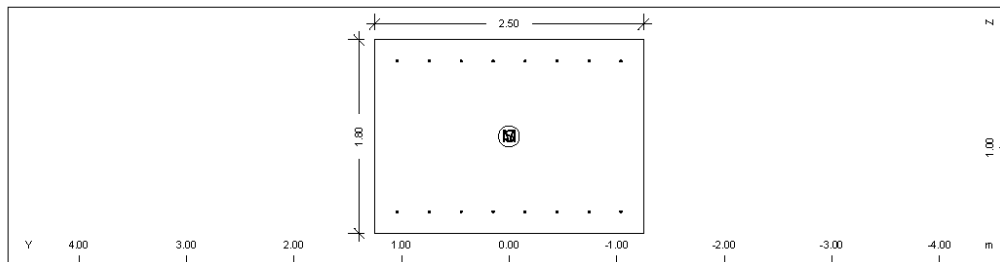
Cross section No. 51 - KEΦ-BAΦPOY-M6.D-(1)



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gan
NoR		It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
51	=	KEΦ-BAΦPOY-M6.D-(1)						
	2	5.0000E+00		1.667E+00	0.000	0.000	28309	125.00
	11	3.436E+00		2.604E+00	1.000	1.000	11796	

Cross section No. 52 - KEΦ-BAΦPOY-M6.D-(2)



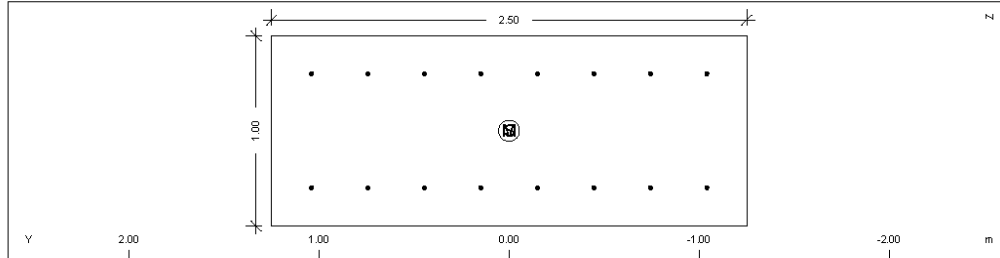
Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gan
NoR		It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
52	=	KEΦ-BAΦPOY-M6.D-(2)						
	2	4.5000E+00		1.215E+00	0.000	0.000	28309	112.50
	11	2.711E+00		2.344E+00	0.900	0.900	11796	

Cross section No. 53 - KEΦ-BAΦPOY-M6.D-(3)

SOFISTIK AG - www.sofistik.com

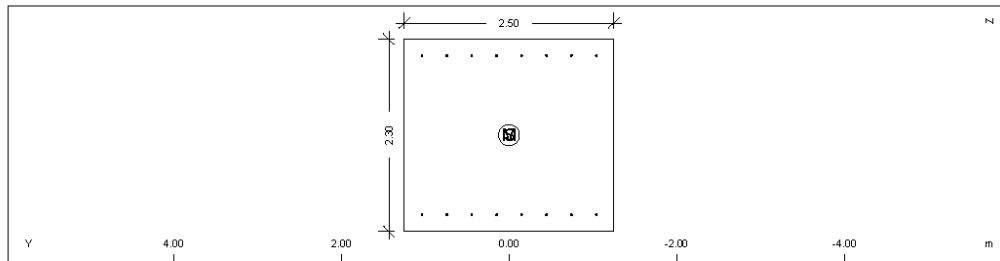
MATERIALS - SECTIONS



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR		It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
53	=	KEΦ-BAΦPOY-M6.D-(3)						
	2	2.5000E+00		2.083E-01	0.000	0.000	28309	62.50
	11	6.240E-01		1.302E+00	0.500	0.500	11796	

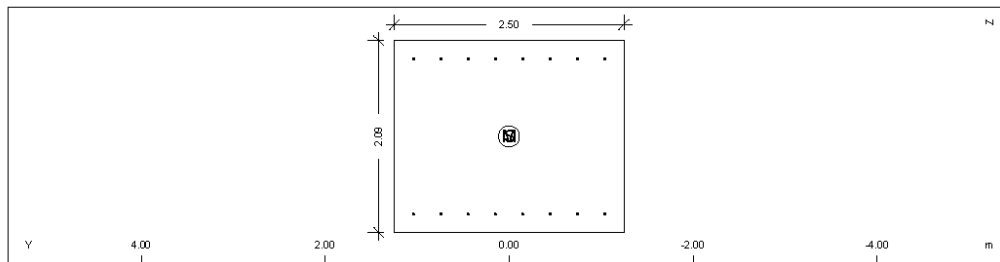
Cross section No. 61 - KEΦ-BAΦPOY-M7.D-(1)



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR		It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
61	=	KEΦ-BAΦPOY-M7.D-(1)						
	2	5.7500E+00		2.535E+00	0.000	0.000	28309	143.75
	11	4.634E+00		2.995E+00	1.150	1.150	11796	

Cross section No. 62 - KEΦ-BAΦPOY-M7.D-(2)

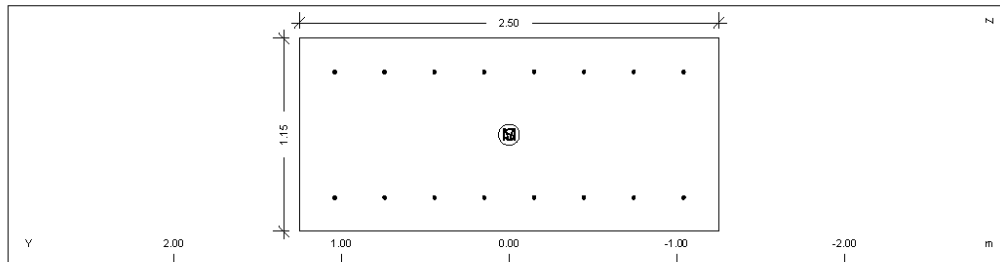


Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR		It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
62	=	KEΦ-BAΦPOY-M7.D-(2)						
	2	5.2250E+00		1.902E+00	0.000	0.000	28309	130.62
	11	3.782E+00		2.721E+00	1.045	1.045	11796	

Cross section No. 63 - KEΦ-BAΦPOY-M7.D-(3)

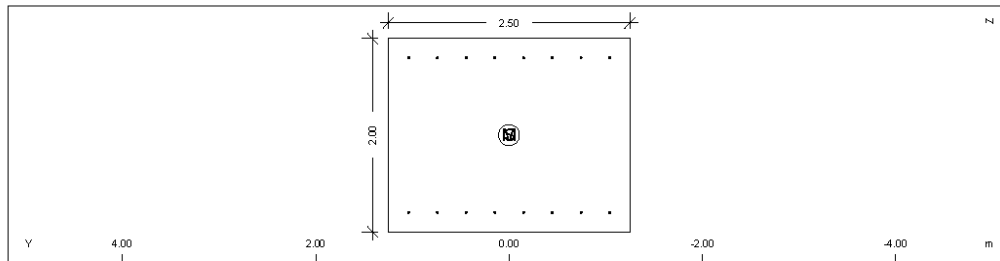
MATERIALS - SECTIONS



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR		It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
63	=	KEΦ-BAΦPOY-M7.D-(3)						
2		2.8750E+00		3.168E-01	0.000	0.000	28309	71.88
11		9.014E-01		1.497E+00	0.575	0.575	11796	

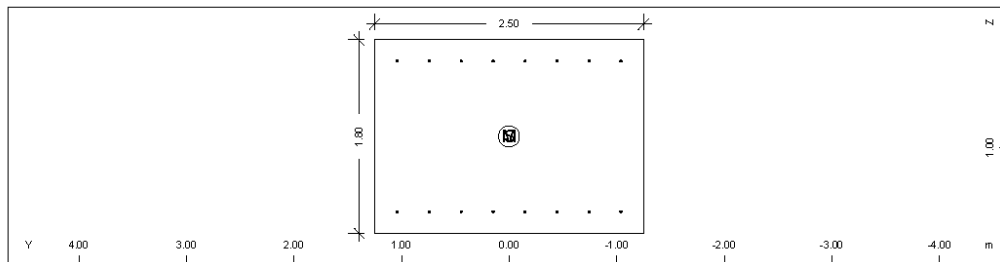
Cross section No. 71 - KEΦ-BAΦPOY-M8.D-(1)



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR		It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
71	=	KEΦ-BAΦPOY-M8.D-(1)						
2		5.0000E+00		1.667E+00	0.000	0.000	28309	125.00
11		3.436E+00		2.604E+00	1.000	1.000	11796	

Cross section No. 72 - KEΦ-BAΦPOY-M8.D-(2)



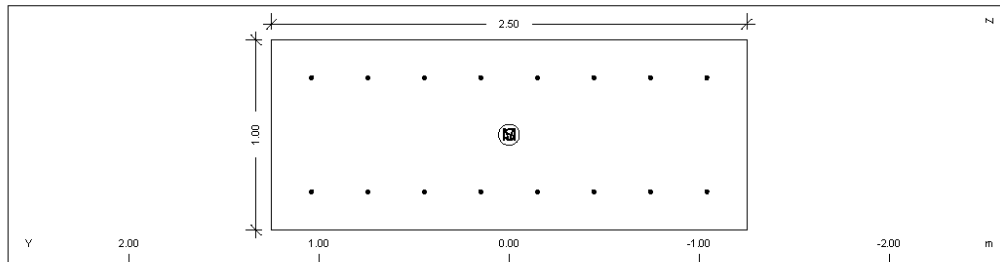
Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR		It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
72	=	KEΦ-BAΦPOY-M8.D-(2)						
2		4.5000E+00		1.215E+00	0.000	0.000	28309	112.50
11		2.711E+00		2.344E+00	0.900	0.900	11796	

Cross section No. 73 - KEΦ-BAΦPOY-M8.D-(3)

SOFISTIK AG - www.sofistik.com

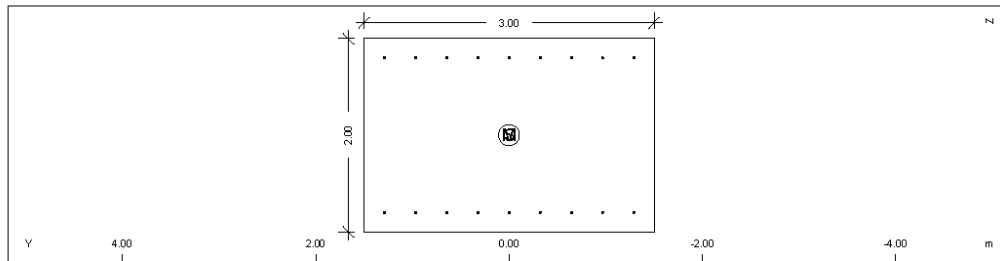
MATERIALS - SECTIONS



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR		It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
73	=	KEΦ-BAΦPOY-M8.D-(3)						
2		2.5000E+00		2.083E-01	0.000	0.000	28309	62.50
11		6.240E-01		1.302E+00	0.500	0.500	11796	

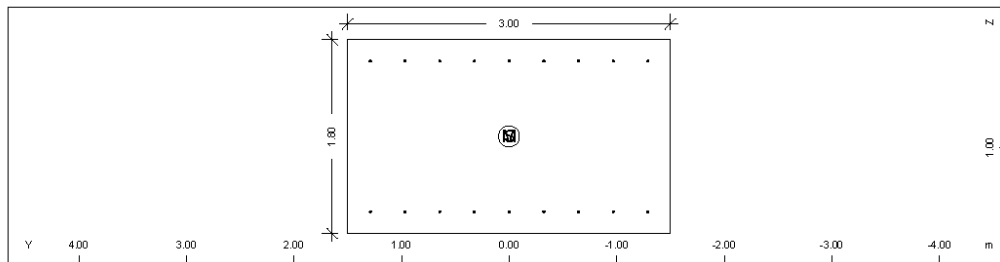
Cross section No. 81 - KEΦ-BAΦPOY-M8.D((1))



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR		It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
81	=	KEΦ-BAΦPOY-M8.D((1))						
2		6.0000E+00		2.000E+00	0.000	0.000	28309	150.00
11		4.700E+00		4.500E+00	1.000	1.000	11796	

Cross section No. 82 - KEΦ-BAΦPOY-M8.D((2))



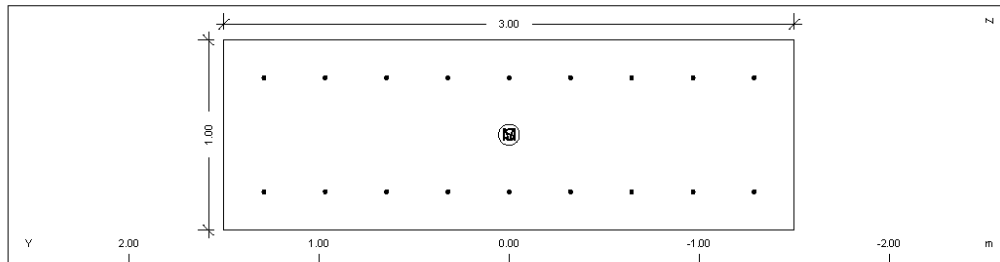
Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR		It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
82	=	KEΦ-BAΦPOY-M8.D((2))						
2		5.4000E+00		1.458E+00	0.000	0.000	28309	135.00
11		3.651E+00		4.050E+00	0.900	0.900	11796	

Cross section No. 83 - KEΦ-BAΦPOY-M8.D((3))

SOFISTIK AG - www.sofistik.com

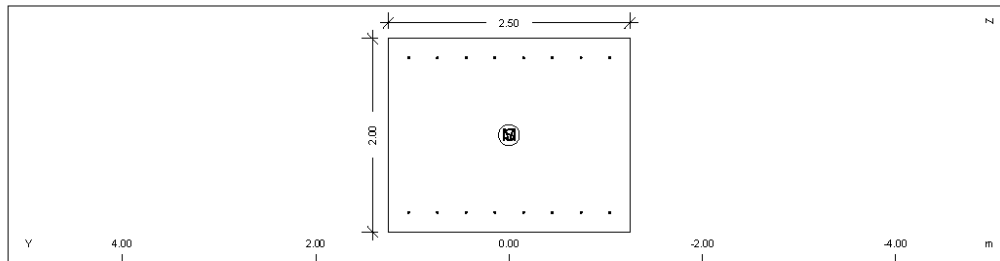
MATERIALS - SECTIONS



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gan
NoR		It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
83	=	KEΦ-BAΦPOY-M8.D((3)						
2		3.0000E+00		2.500E-01	0.000	0.000	28309	75.00
11		7.911E-01		2.250E+00	0.500	0.500	11796	

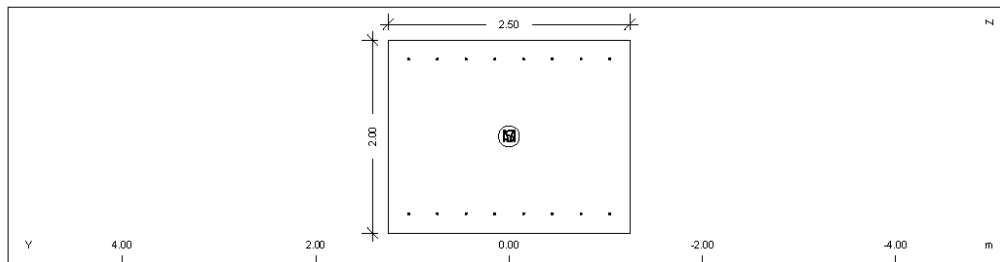
Cross section No. 91 - KEΦ-BAΦPOY-M8.D((1) -



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gan
NoR		It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
91	=	KEΦ-BAΦPOY-M8.D((1) -						
2		5.0000E+00		1.667E+00	0.000	0.000	28309	125.00
11		3.436E+00		2.604E+00	1.000	1.000	11796	

Cross section No. 92 - KEΦ-BAΦPOY-M8.D((2) -

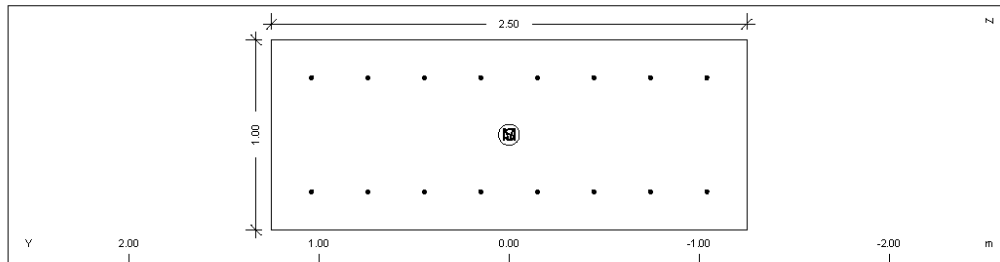


Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gan
NoR		It[m ⁴]	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
92	=	KEΦ-BAΦPOY-M8.D((2) -						
2		5.0000E+00		1.667E+00	0.000	0.000	28309	125.00
11		3.436E+00		2.604E+00	1.000	1.000	11796	

Cross section No. 93 - KEΦ-BAΦPOY-M8.D((3) -

MATERIALS - SECTIONS



Static properties of cross section

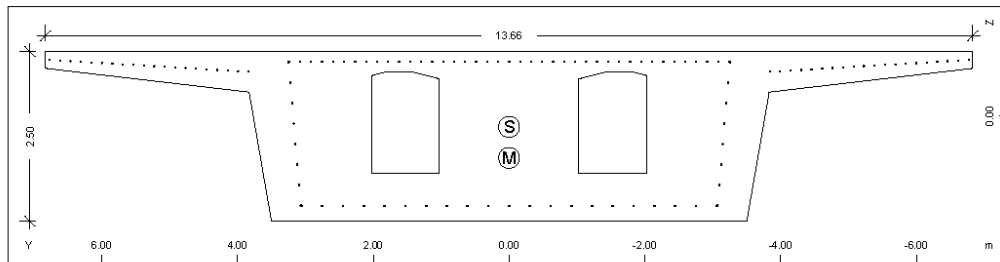
No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR	It[m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]	
93	=	ΚΕΦ-ΒΑΦΡΟΥ-Μ8.D(3)	-	-	-	-	-	-
2		2.5000E+00		2.083E-01	0.000	0.000	28309	62.50
11		6.240E-01		1.302E+00	0.500	0.500	11796	

Cross section No. 100 - ΑΚΑΜΠΤΗ

Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR	It[m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]	
100	=	ΑΚΑΜΠΤΗ						
9		1.0000E+03		1.000E+05	0.000	0.000	31387	0.00
		1.267E+05		1.000E+05	0.000	0.000	13078	

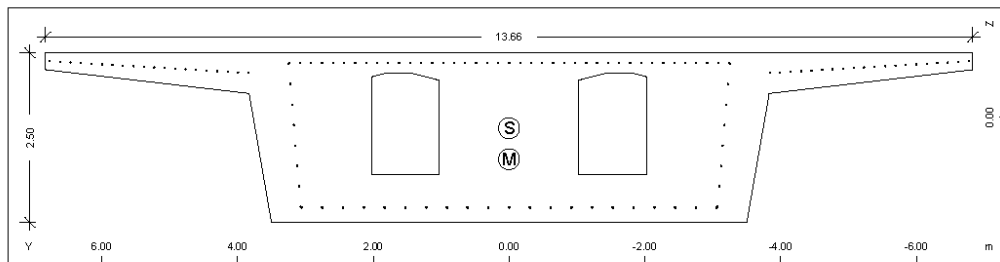
Cross section No. 101 - ΚΙΒΩΤΙΟ-ΕΤΗΡ-101



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
NoR	It[m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]	
101	=	ΚΙΒΩΤΙΟ-ΕΤΗΡ-101						
1		1.8130E+01		1.138E+01	0.000	0.000	31387	453.26
11		2.654E+01		1.466E+02	0.165	0.620	13078	

Cross section No. 102 - ΚΙΒΩΤΙΟ-ΕΤΗΡ-102

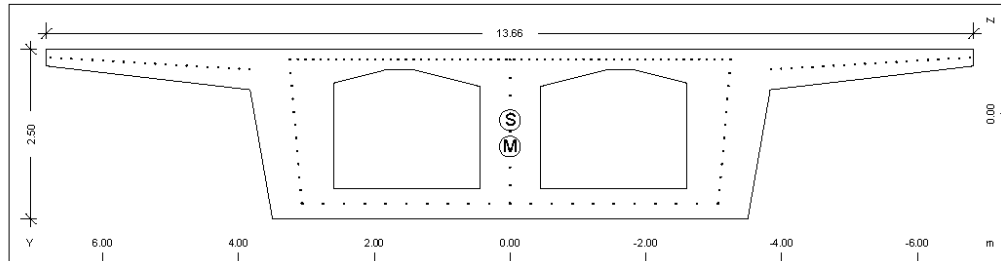


SOFISTIK AG - www.sofistik.com

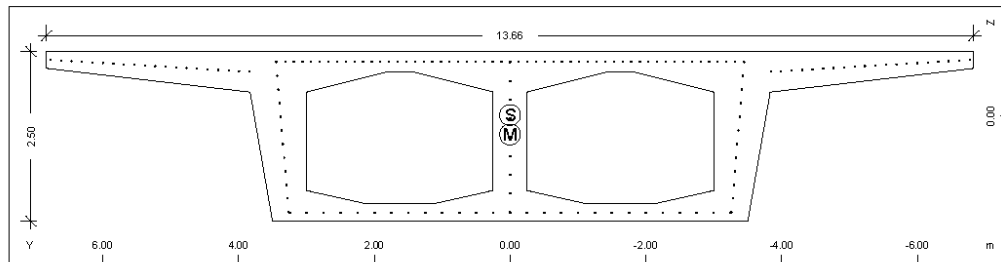
MATERIALS - SECTIONS

Static properties of cross section

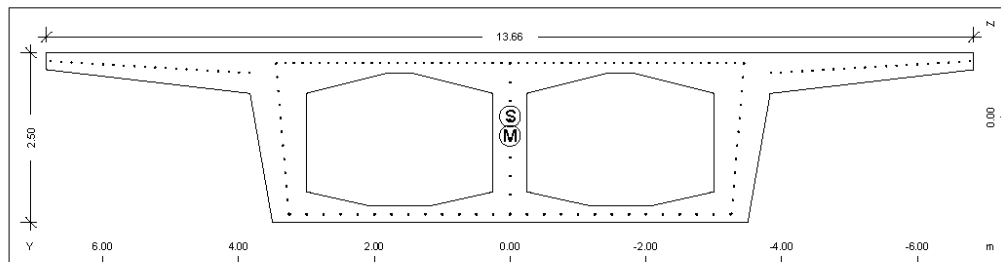
No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
102	=	KIBQTIO-ETHP-102						
1		1.8130E+01		1.138E+01	0.000	0.000	31387	453.26
11		2.654E+01		1.466E+02	0.165	0.620	13078	

Cross section No. 103 - KIBQTIO-ENIEX-103

Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
103	=	KIBQTIO-ENIEX-103						
1		1.3958E+01		1.013E+01	0.000	0.002	31387	348.95
11		2.397E+01		1.344E+02	0.100	0.489	13078	

Cross section No. 104 - KIBQTIO-ANOIFMA-104

Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
104	=	KIBQTIO-ANOIFMA-104						
1		1.1428E+01		8.675E+00	0.000	0.000	31387	285.70
11		2.056E+01		1.227E+02	-0.010	0.275	13078	

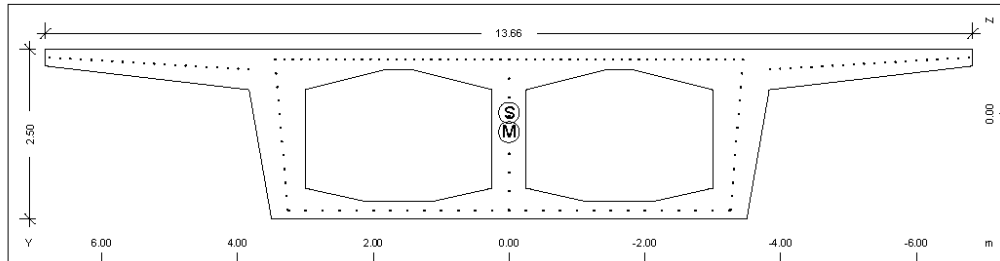
Cross section No. 105 - KIBQTIO-ANOIFMA-105


SOFISTIK AG - www.sofistik.com

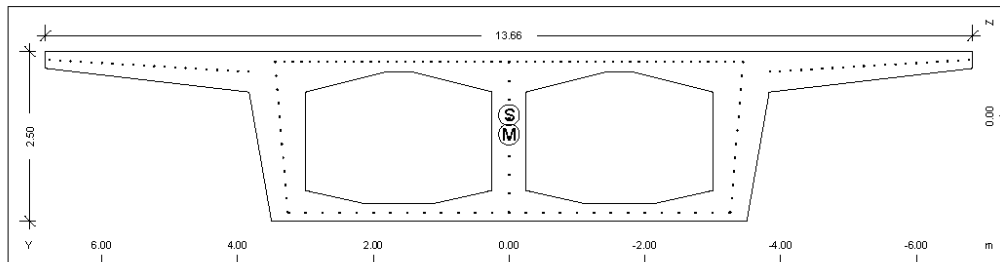
MATERIALS - SECTIONS

Static properties of cross section

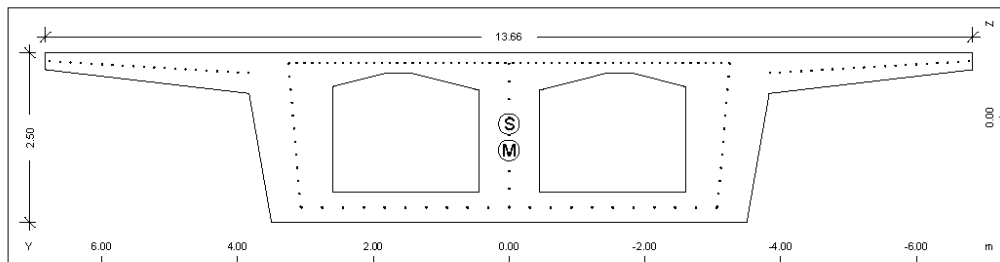
No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
105	=	KIBQTIO-ANOIFMA-105						
	1	1.1428E+01		8.675E+00	0.000	0.000	31387	285.70
	11	2.056E+01		1.227E+02	-0.010	0.275	13078	

Cross section No. 106 - KIBQTIO-ANOIFMA-106

Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
106	=	KIBQTIO-ANOIFMA-106						
	1	1.1428E+01		8.675E+00	0.000	0.000	31387	285.70
	11	2.056E+01		1.227E+02	-0.010	0.275	13078	

Cross section No. 107 - KIBQTIO-ANOIFMA-107

Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
107	=	KIBQTIO-ANOIFMA-107						
	1	1.1428E+01		8.675E+00	0.000	0.000	31387	285.70
	11	2.056E+01		1.227E+02	-0.010	0.275	13078	

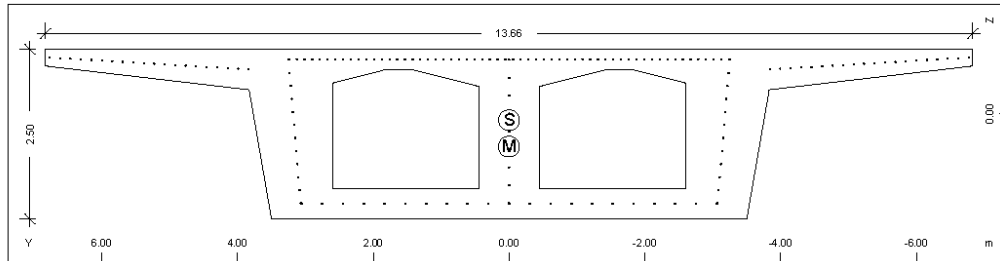
Cross section No. 108 - KIBQTIO-ENIEX-108


SOFISTIK AG - www.sofistik.com

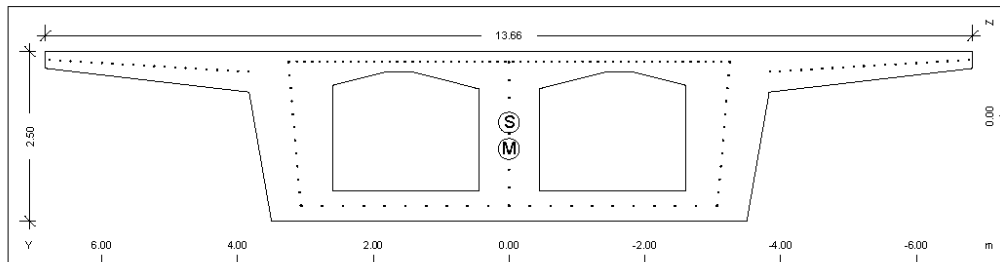
MATERIALS - SECTIONS

Static properties of cross section

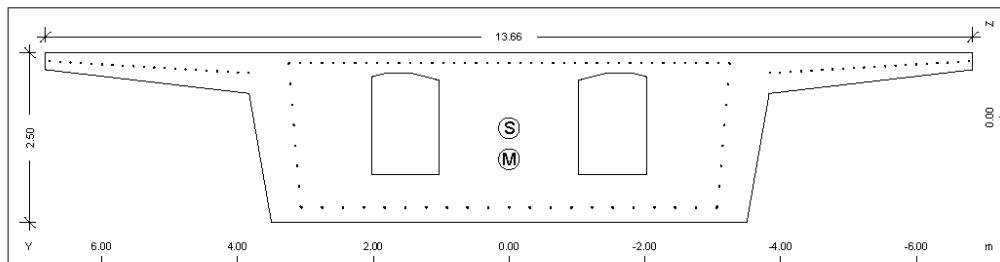
No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
108	=	KIBQTIO-ENIEX-108						
	1	1.3958E+01		1.013E+01	0.000	0.002	31387	348.95
	11	2.397E+01		1.344E+02	0.100	0.489	13078	

Cross section No. 109 - KIBQTIO-ENIEX-109

Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
109	=	KIBQTIO-ENIEX-109						
	1	1.3958E+01		1.013E+01	0.000	0.002	31387	348.95
	11	2.397E+01		1.344E+02	0.100	0.489	13078	

Cross section No. 110 - KIBQTIO-ENIEX-110

Static properties of cross section

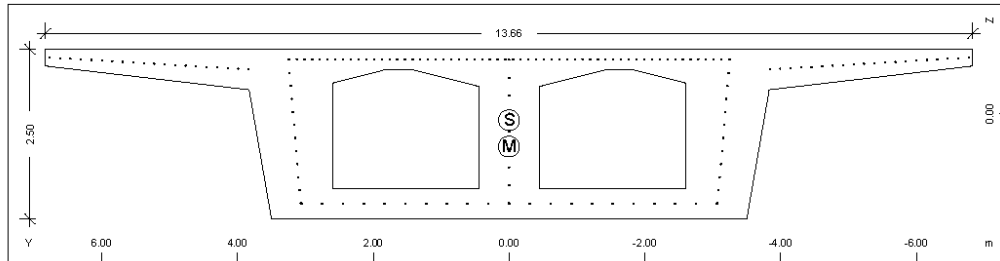
No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
110	=	KIBQTIO-ENIEX-110						
	1	1.3958E+01		1.013E+01	0.000	0.002	31387	348.95
	11	2.397E+01		1.344E+02	0.100	0.489	13078	

Cross section No. 111 - KIBQTIO-ETHP-111


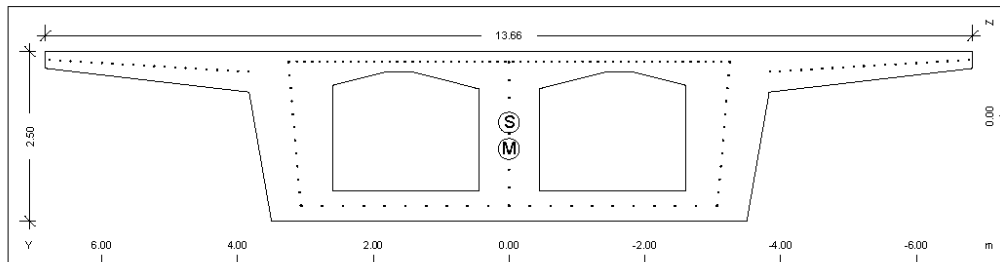
MATERIALS - SECTIONS

Static properties of cross section

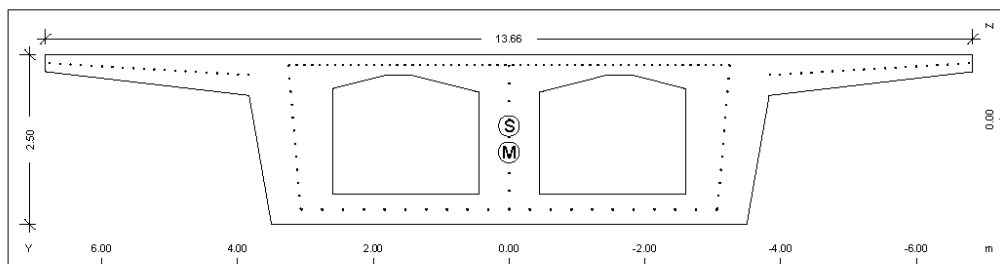
No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
111	=	KIBQTIO-ETHP-111						
1		1.8130E+01		1.138E+01	0.000	0.000	31387	453.26
11		2.654E+01		1.466E+02	0.165	0.620	13078	

Cross section No. 112 - KIBQTIO-ENIEX-112

Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
112	=	KIBQTIO-ENIEX-112						
1		1.3958E+01		1.013E+01	0.000	0.002	31387	348.95
11		2.397E+01		1.344E+02	0.100	0.489	13078	

Cross section No. 113 - KIBQTIO-ENIEX-113

Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
113	=	KIBQTIO-ENIEX-113						
1		1.3958E+01		1.013E+01	0.000	0.002	31387	348.95
11		2.397E+01		1.344E+02	0.100	0.489	13078	

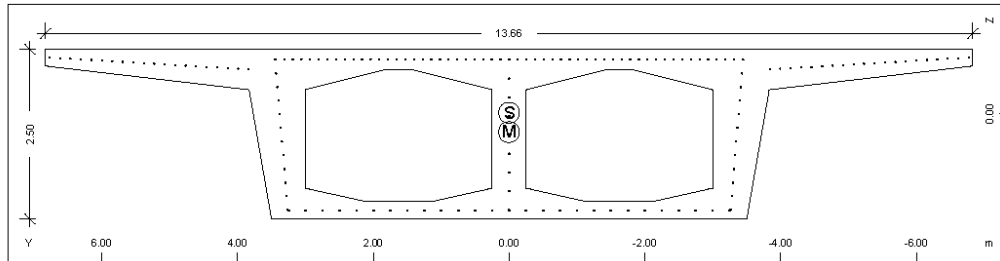
Cross section No. 114 - KIBQTIO-ENIEX-114


MATERIALS - SECTIONS

Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
114	=	KIBQTIO-ENIEX-114						
1		1.3958E+01		1.013E+01	0.000	0.002	31387	348.95
11		2.397E+01		1.344E+02	0.100	0.489	13078	

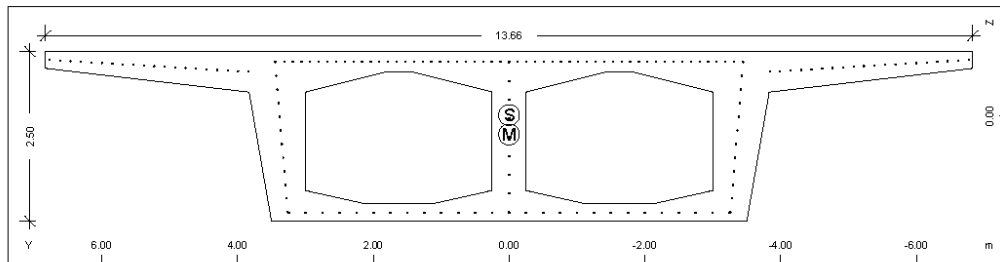
Cross section No. 115 - KIBQTIO-ANOIFMA-115



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
115	=	KIBQTIO-ANOIFMA-115						
1		1.1428E+01		8.675E+00	0.000	0.000	31387	285.70
11		2.056E+01		1.227E+02	-0.010	0.275	13078	

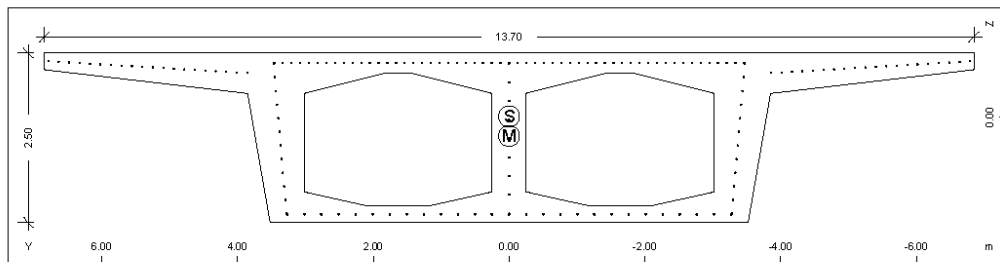
Cross section No. 116 - KIBQTIO-ANOIFMA-116



Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
116	=	KIBQTIO-ANOIFMA-116						
1		1.1428E+01		8.675E+00	0.000	0.000	31387	285.70
11		2.056E+01		1.227E+02	-0.010	0.275	13078	

Cross section No. 117 - KIBQTIO-ANOIFMA-117

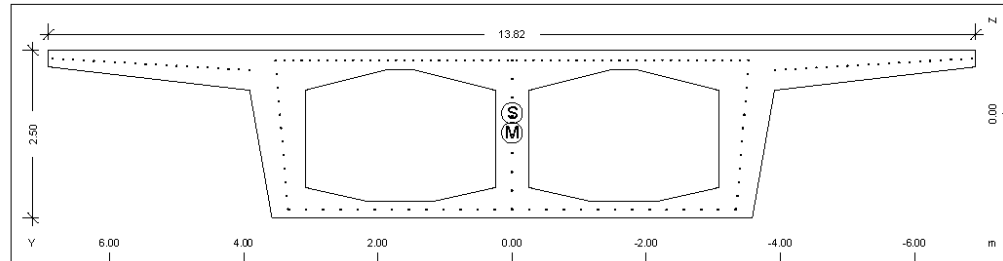


SOFISTIK AG - www.sofistik.com

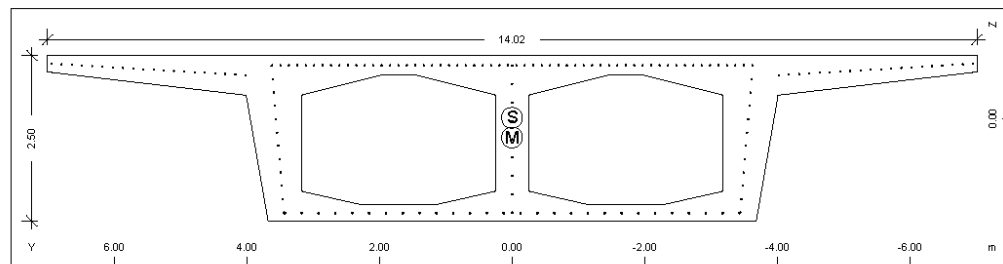
MATERIALS - SECTIONS

Static properties of cross section

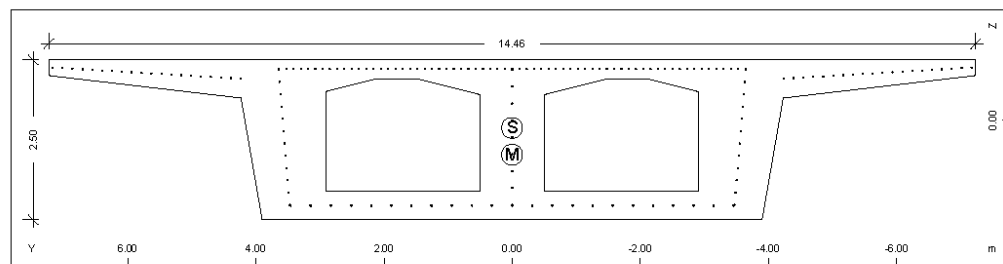
No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
117	=	KIBQTIO-ANOIFMA-117						
1		1.1450E+01		8.704E+00	0.000	0.000	31387	286.25
11		2.067E+01		1.239E+02	-0.010	0.277	13078	

Cross section No. 118 - KIBQTIO-ANOIFMA-118

Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
118	=	KIBQTIO-ANOIFMA-118						
1		1.1516E+01		8.788E+00	0.000	0.000	31387	287.90
11		2.100E+01		1.277E+02	-0.009	0.286	13078	

Cross section No. 119 - KIBQTIO-ANOIFMA-119

Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
119	=	KIBQTIO-ANOIFMA-119						
1		1.1626E+01		8.929E+00	0.000	0.000	31387	290.65
11		2.155E+01		1.342E+02	-0.006	0.291	13078	

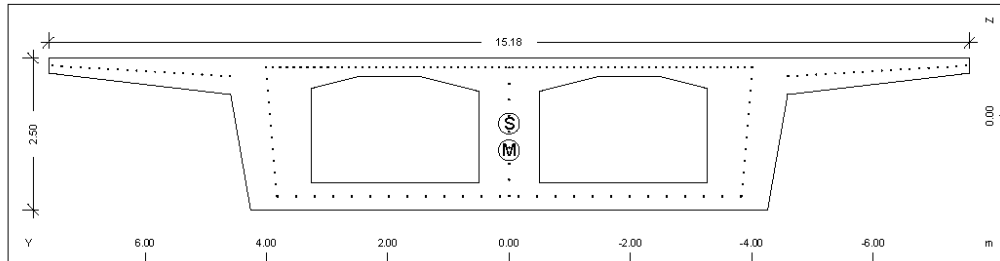
Cross section No. 120 - KIBQTIO-ENIEX-120


SOFISTIK AG - www.sofistik.com

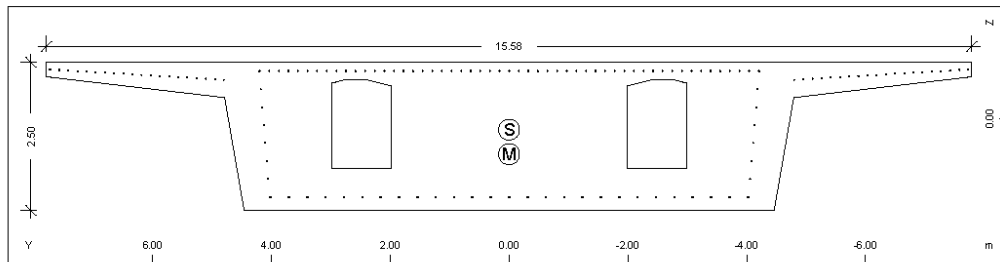
MATERIALS - SECTIONS

Static properties of cross section

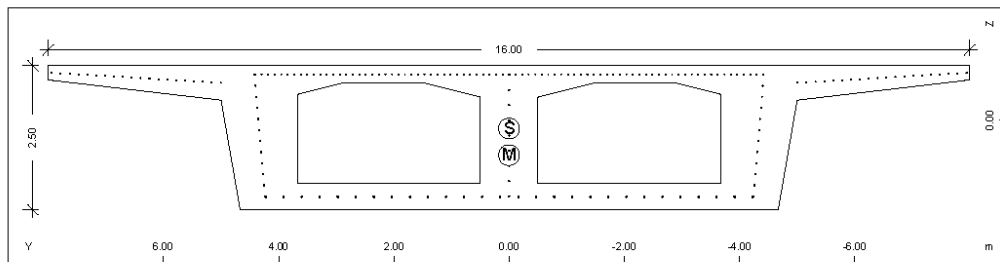
No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
120	=	KIBQTIO-ENIEX-120						
1		1.5083E+01		1.101E+01	0.000	0.000	31387	377.08
11		2.686E+01		1.681E+02	0.119	0.538	13078	

Cross section No. 121 - KIBQTIO-ENIEX-121

Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
121	=	KIBQTIO-ENIEX-121						
1		1.5623E+01		1.167E+01	0.000	0.000	31387	390.58
11		2.921E+01		2.000E+02	0.131	0.572	13078	

Cross section No. 122 - KIBQTIO-ETHP-122

Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
122	=	KIBQTIO-ETHP-122						
1		2.2930E+01		1.395E+01	0.000	0.000	31387	573.26
11		3.650E+01		2.472E+02	0.193	0.604	13078	

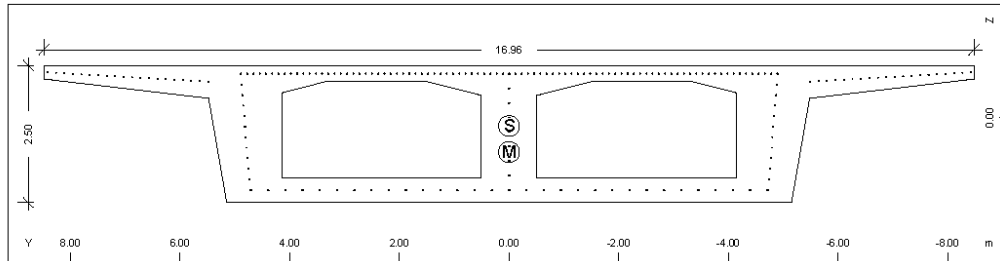
Cross section No. 123 - KIBQTIO-ENIEX-123


SOFISTIK AG - www.sofistik.com

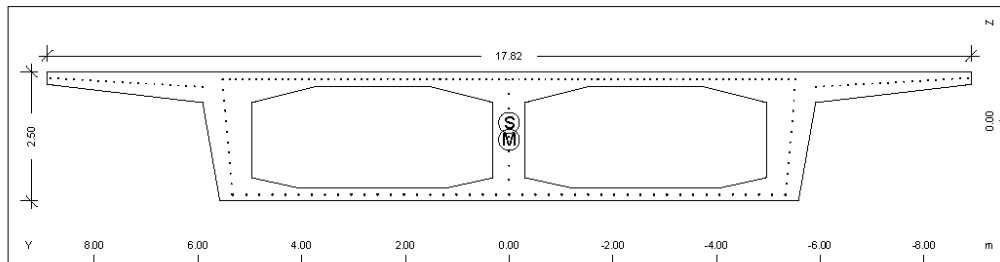
MATERIALS - SECTIONS

Static properties of cross section

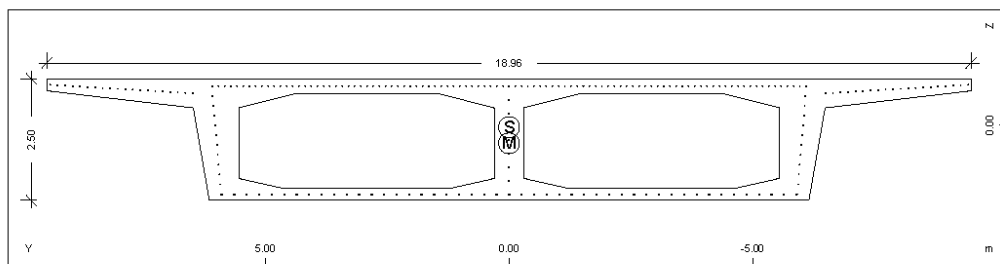
No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
123	=	KIBQTIO-ENIEX-123						
	1	1.6238E+01		1.242E+01	0.000	0.000	31387	405.95
	11	3.189E+01		2.407E+02	0.144	0.606	13078	

Cross section No. 124 - KIBQTIO-ENIEX-124

Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
124	=	KIBQTIO-ENIEX-124						
	1	1.7010E+01		1.329E+01	0.000	0.000	31387	425.26
	11	3.508E+01		2.950E+02	0.159	0.635	13078	

Cross section No. 125 - KIBQTIO-ANOIFMA-125

Static properties of cross section

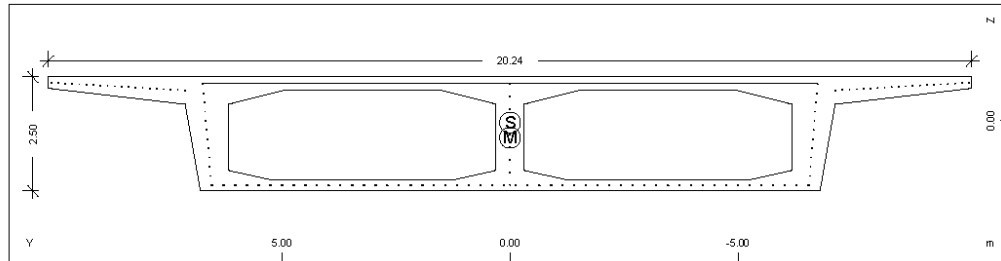
No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
125	=	KIBQTIO-ANOIFMA-125						
	1	1.4418E+01		1.187E+01	0.000	0.000	31387	360.45
	11	3.231E+01		3.102E+02	0.041	0.371	13078	

Cross section No. 126 - KIBQTIO-ANOIFMA-126


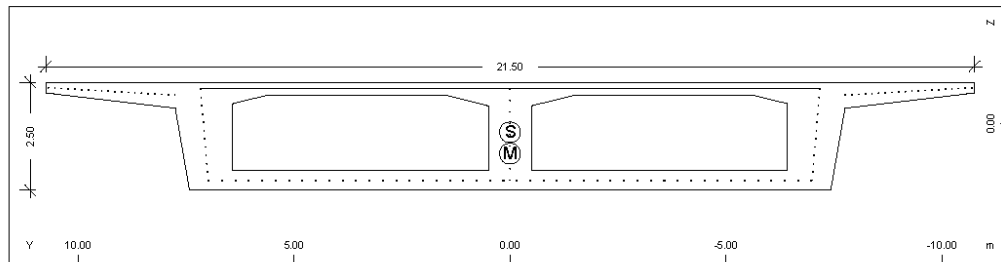
MATERIALS - SECTIONS

Static properties of cross section

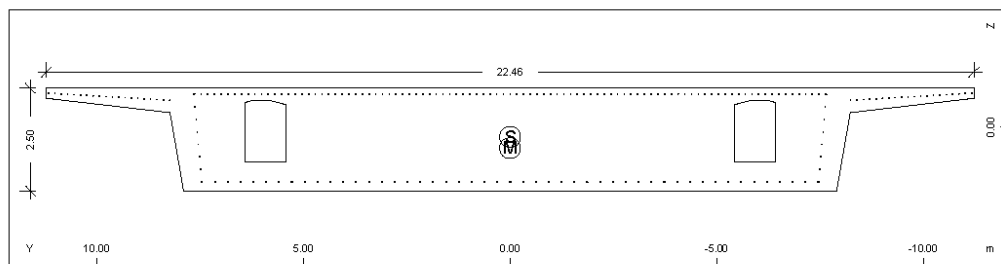
No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
126	=	KIBQTIO-ANOITMA-126						
1		1.4987E+01		1.264E+01	0.000	0.000	31387	374.66
11		3.530E+01		3.777E+02	0.047	0.379	13078	

Cross section No. 127 - KIBQTIO-ANOITMA-127

Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
127	=	KIBQTIO-ANOITMA-127						
1		1.5691E+01		1.353E+01	0.000	0.000	31387	392.26
11		3.879E+01		4.649E+02	0.055	0.388	13078	

Cross section No. 128 - KIBQTIO-ENIEX-128

Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
128	=	KIBQTIO-ENIEX-128						
1		2.0363E+01		1.730E+01	0.000	0.000	31387	509.08
11		4.999E+01		6.473E+02	0.211	0.706	13078	

Cross section No. 129 - KIBQTIO-ETHP-129


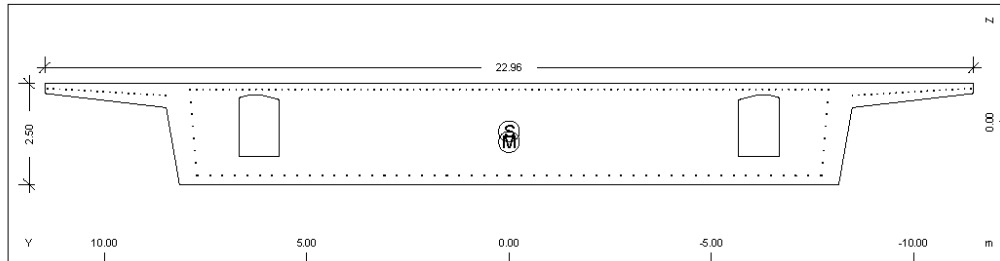
SOFISTIK AG - www.sofistik.com

MATERIALS - SECTIONS

Static properties of cross section

No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
129	=	KIBGTIO-ETHP-129						
	1	4.0130E+01		2.302E+01	0.000	0.000	31387	1003.26
	11	7.247E+01		1.017E+03	0.239	0.508	13078	

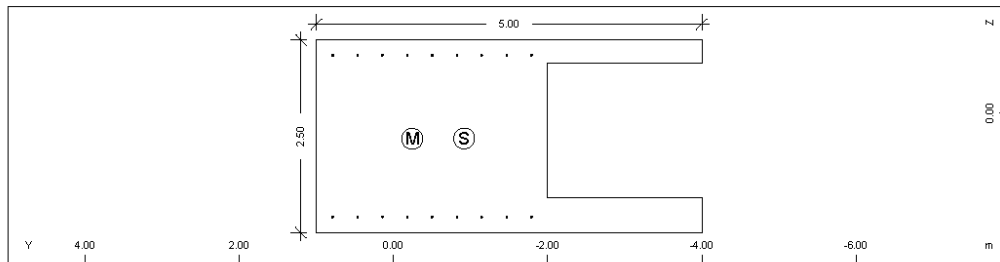
Cross section No. 130 - KIBGTIO-ETHP-130



Static properties of cross section

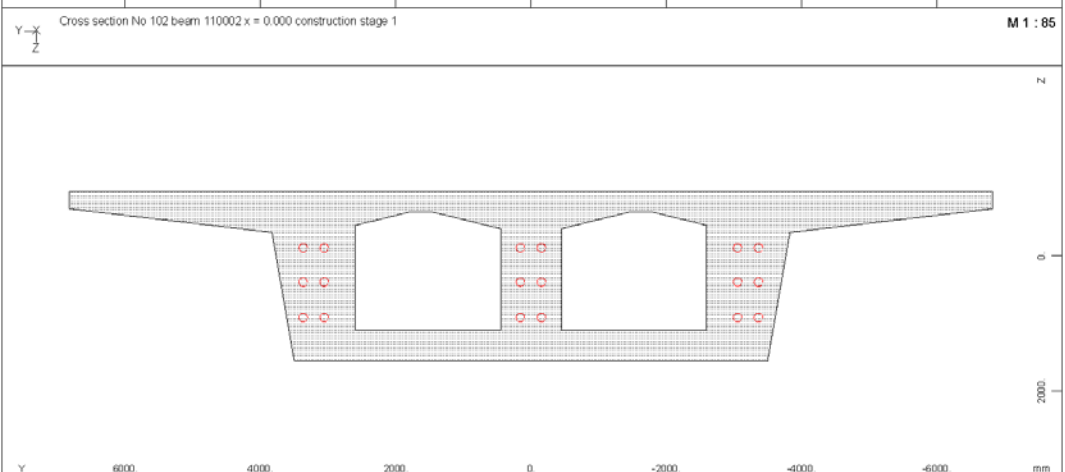
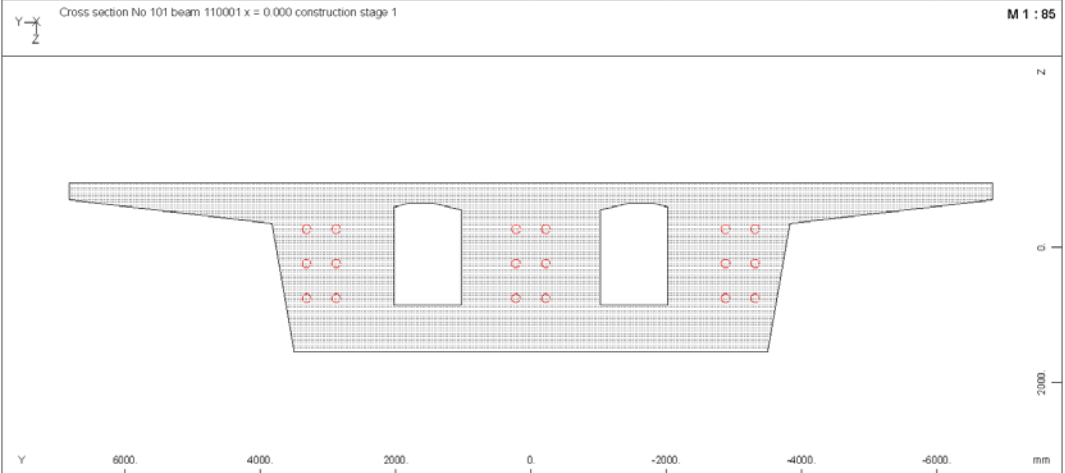
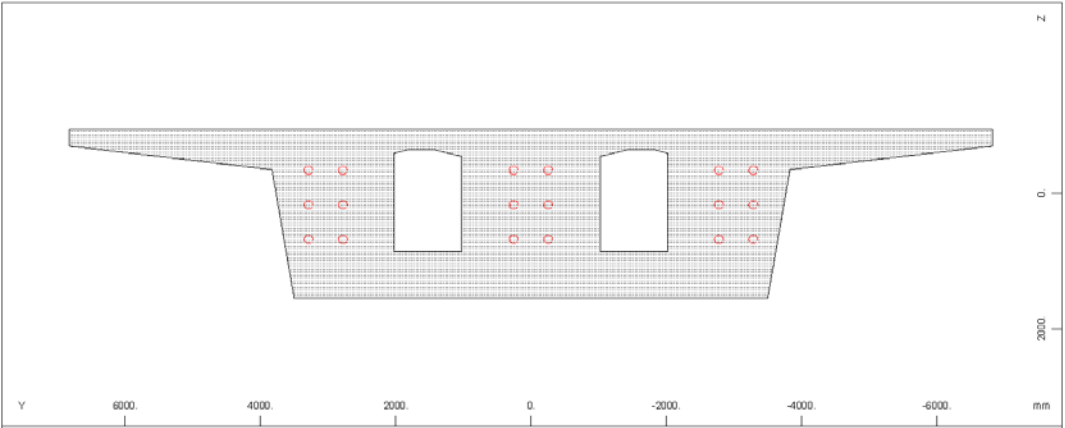
No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
130	=	KIBGTIO-ETHP-130						
	1	4.1380E+01		2.367E+01	0.000	0.000	31387	1034.51
	11	7.506E+01		1.105E+03	0.241	0.503	13078	

Cross section No. 200 - DECK CROSS-BEAM

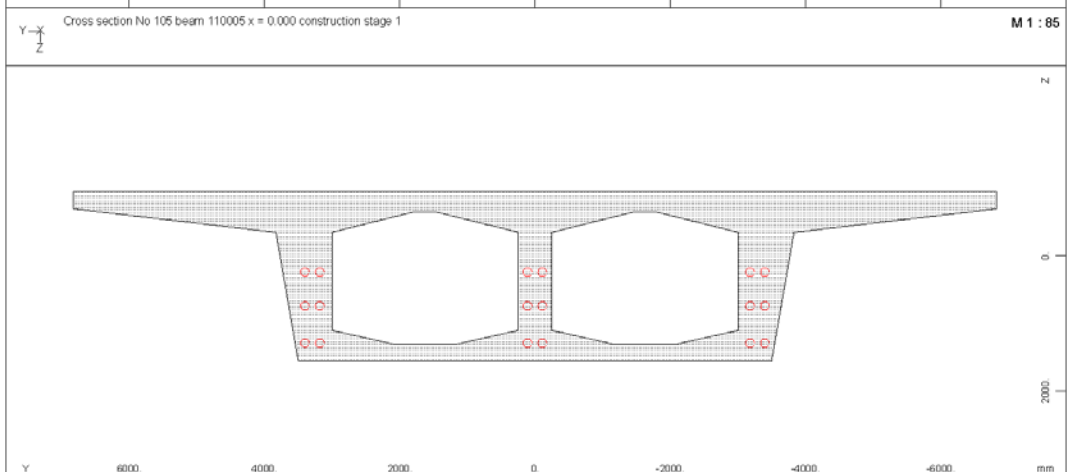
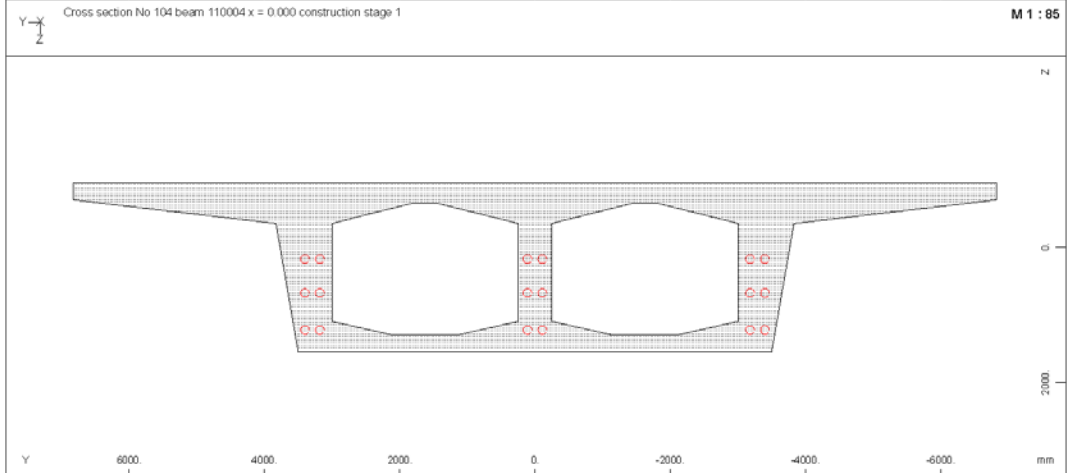
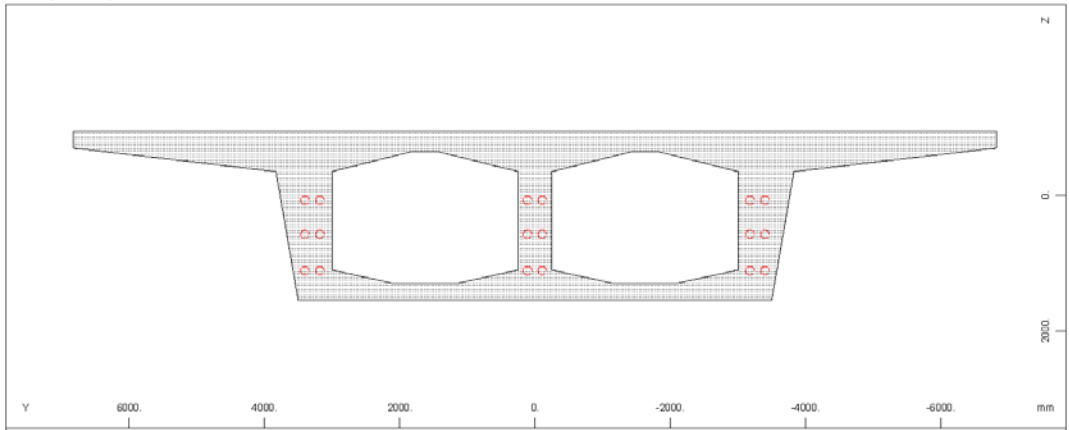


Static properties of cross section

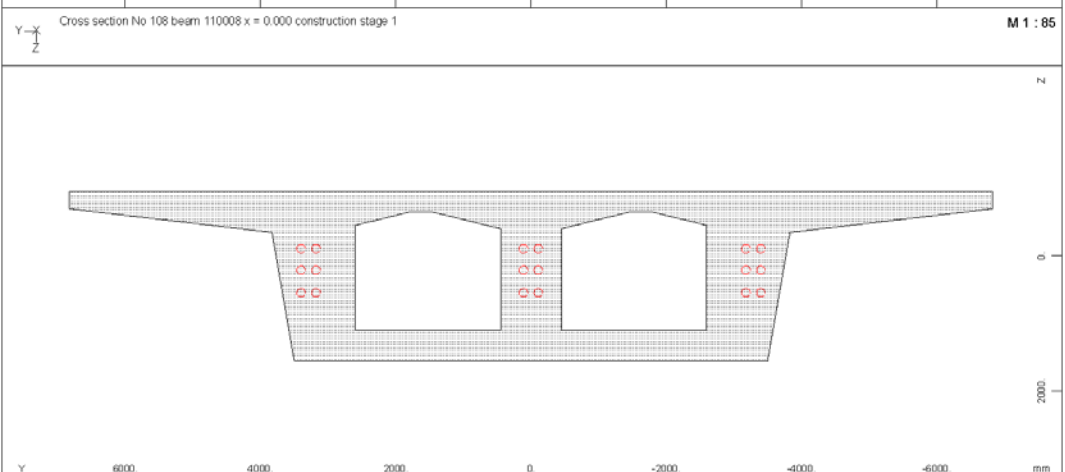
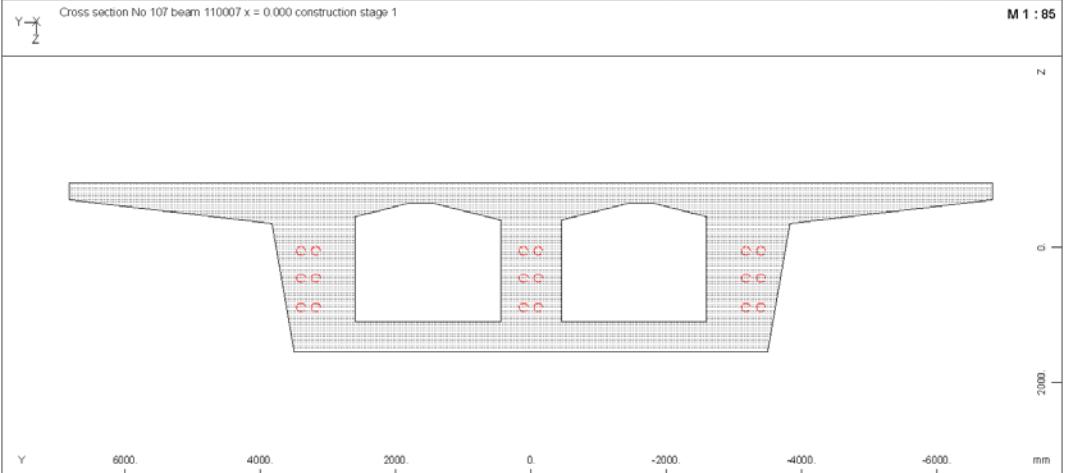
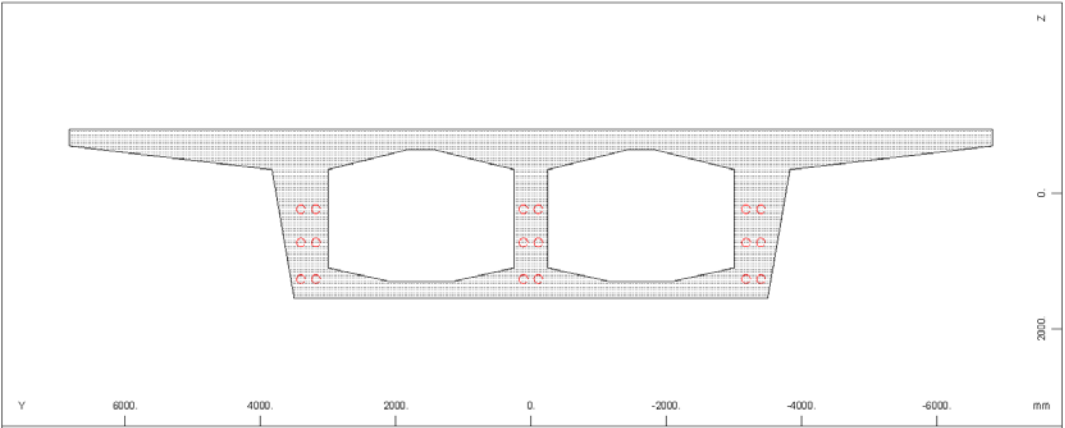
No.	Mat	A[m2]	Ay/Az/Ayz	Iy/Iz/Iyz	ys/zs	y/z-sc	modules	gam
	NoR	It [m4]	[m2]	[m4]	[m]	[m]	[MPa]	[kN/m]
200	=	DECK CROSS-BEAM						
	9	9.0000E+00		5.590E+00	-0.917	-0.242	31387	0.00
	11	7.908E+00		1.394E+01	0.329	0.335	13078	
				-5.469E-01				



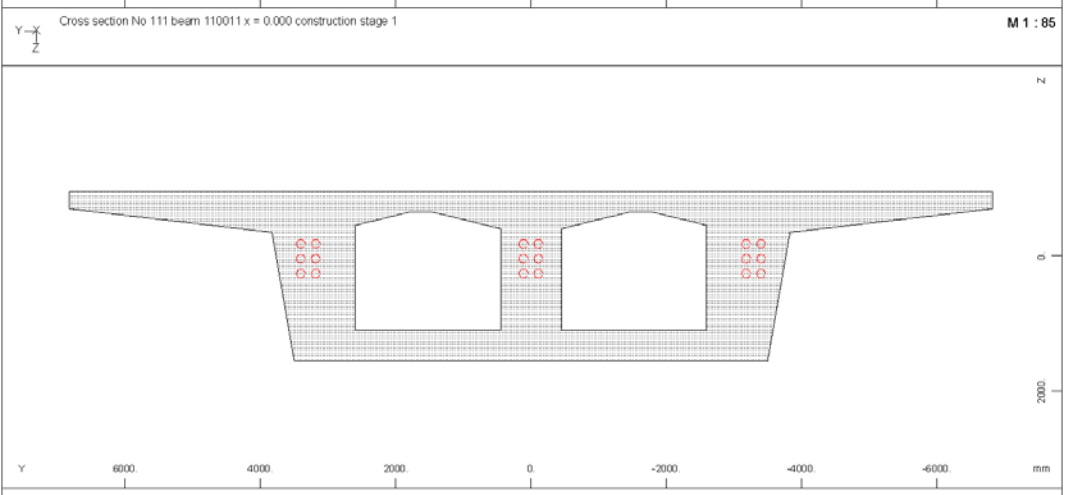
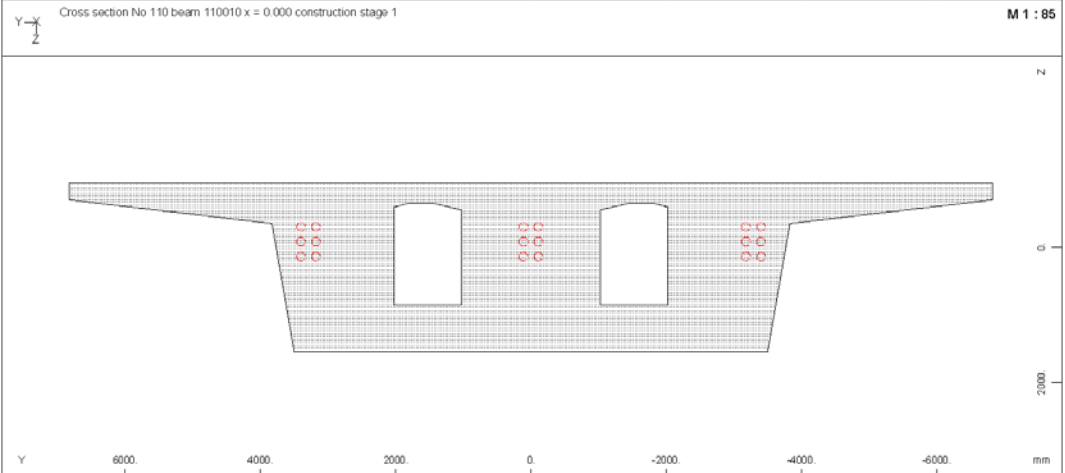
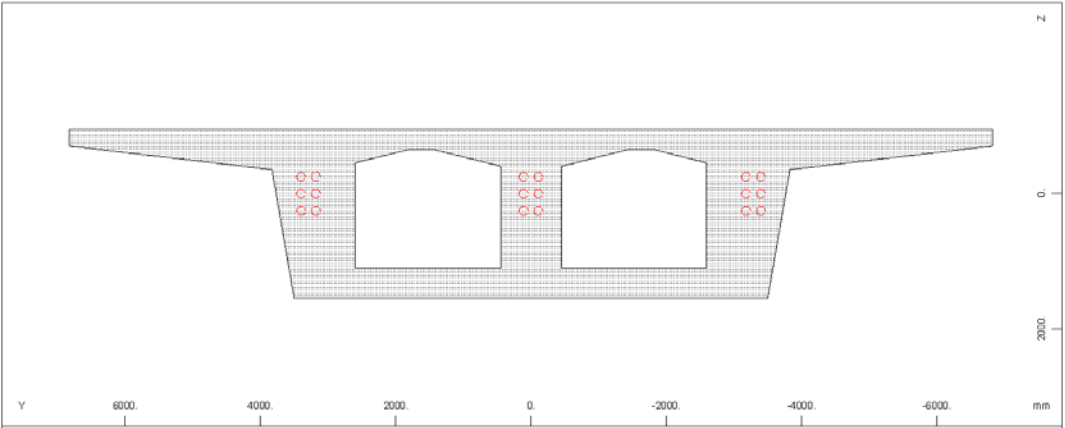
STRUCTURE 2
PLOT OF CROSS-SECTIONS



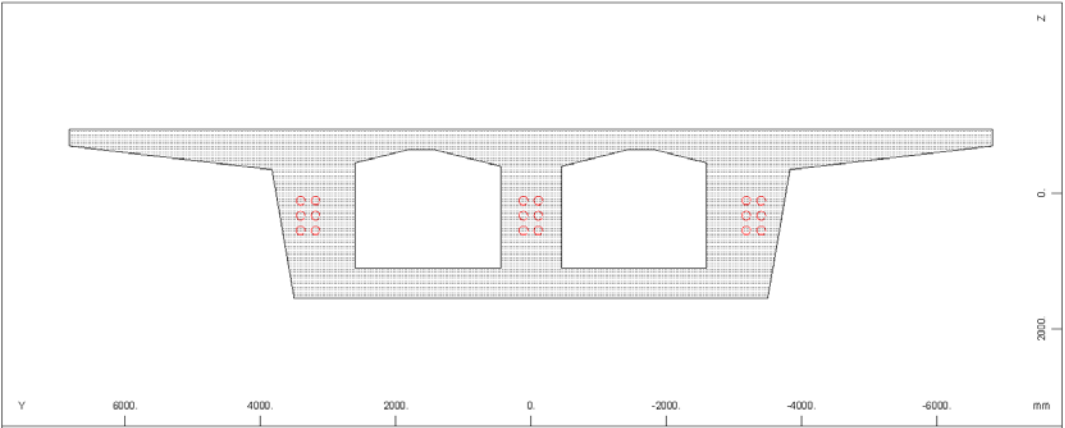
STRUCTURE 2
PLOT OF CROSS-SECTIONS



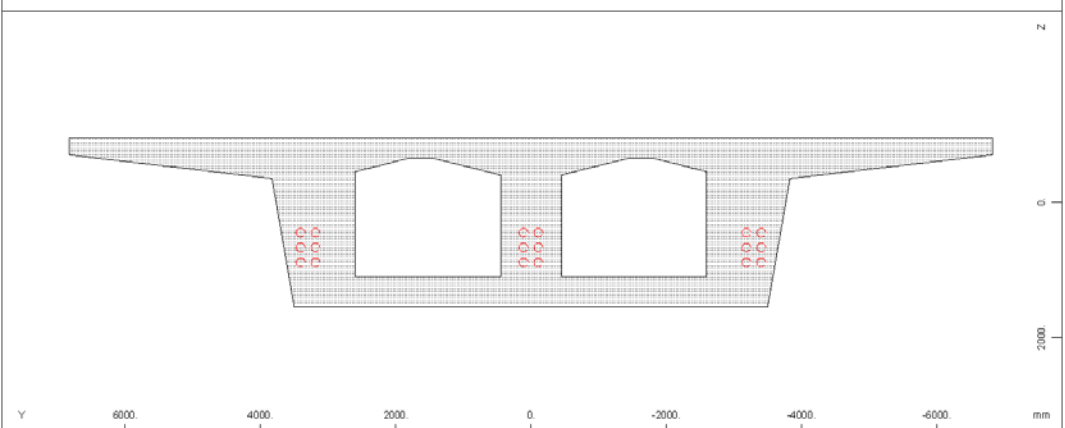
STRUCTURE 2
PLOT OF CROSS-SECTIONS



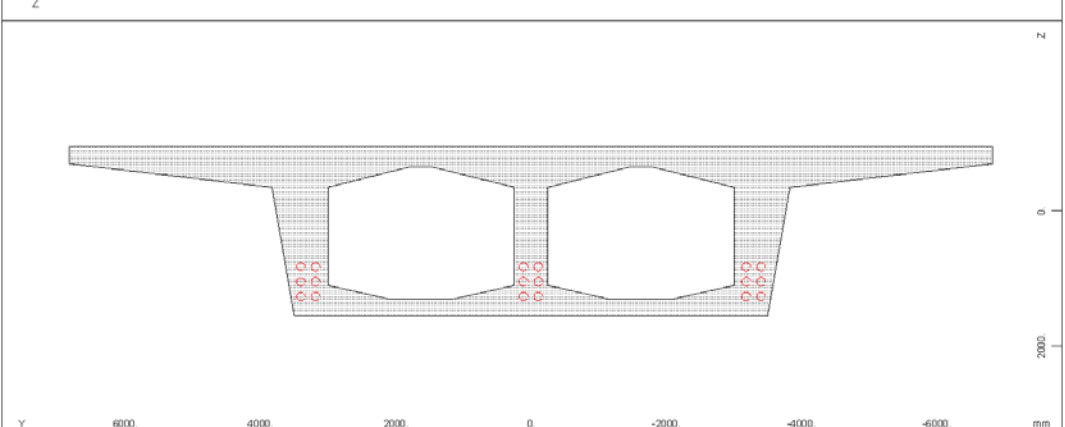
STRUCTURE 2
PLOT OF CROSS-SECTIONS



Cross section No 113 beam 110013 x = 0.000 construction stage 1 **M 1 : 85**

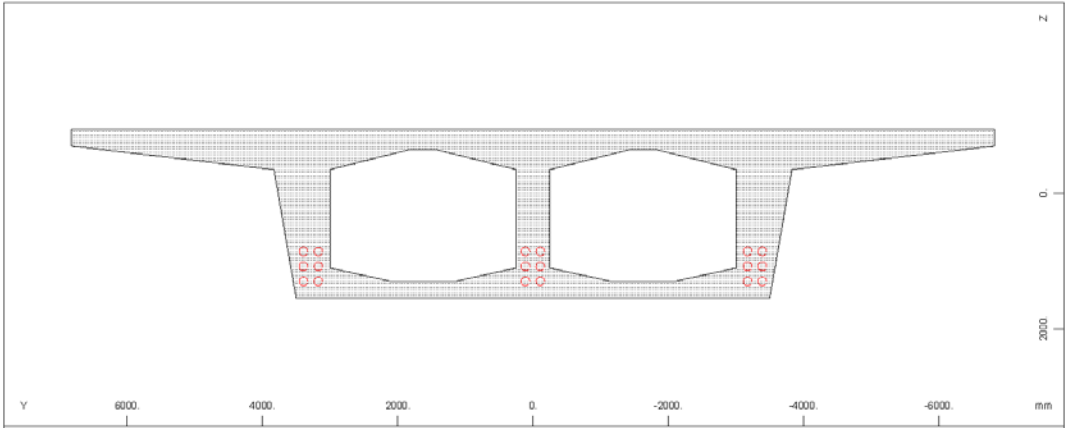


Cross section No 114 beam 110014 x = 0.000 construction stage 1 **M 1 : 85**



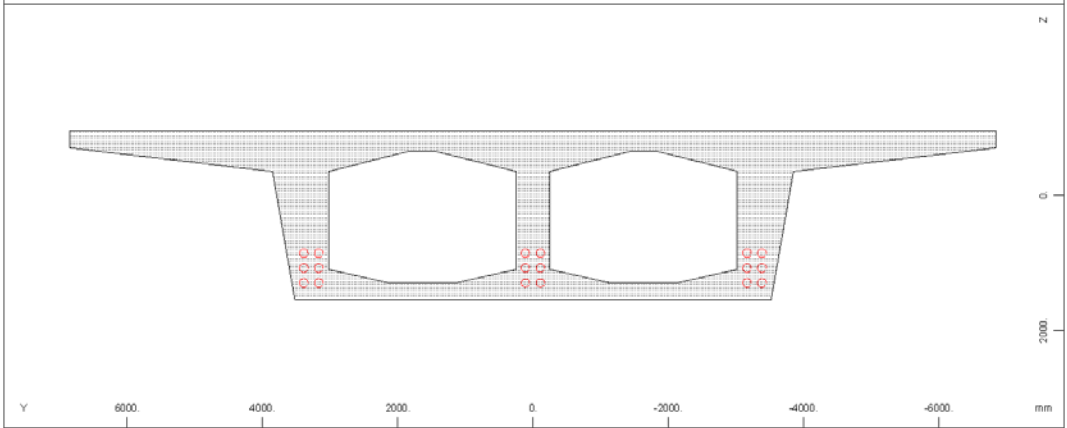
Cross section No 115 beam 110015 x = 0.000 construction stage 1 **M 1 : 85**

STRUCTURE 2
PLOT OF CROSS-SECTIONS



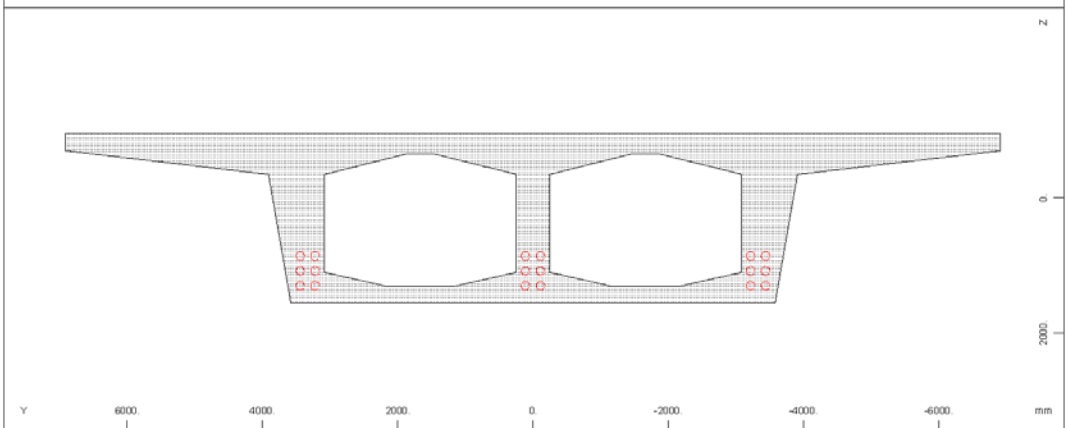
Cross section No 116 beam 110016 x = 0.000 construction stage 1

M 1 : 85



Cross section No 117 beam 110017 x = 0.000 construction stage 1

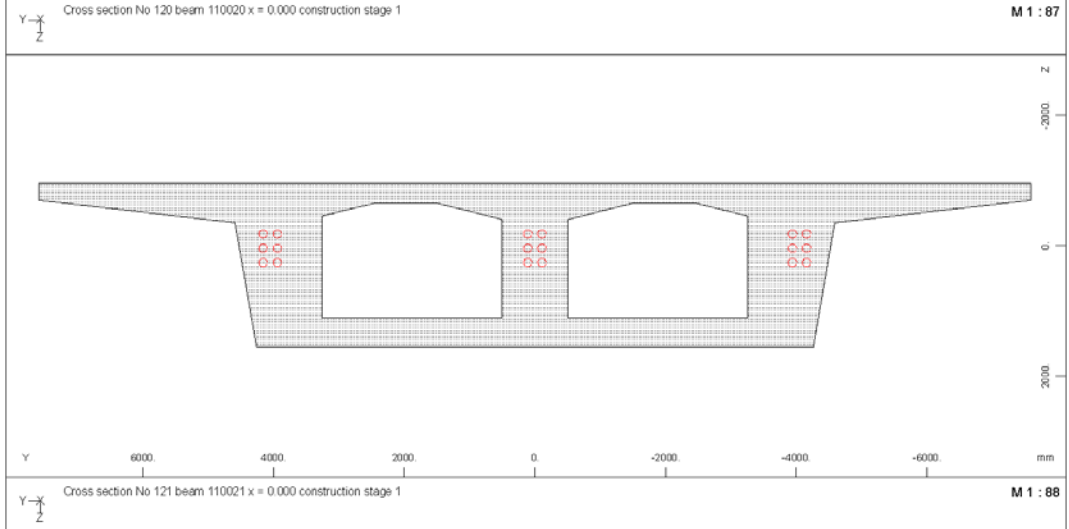
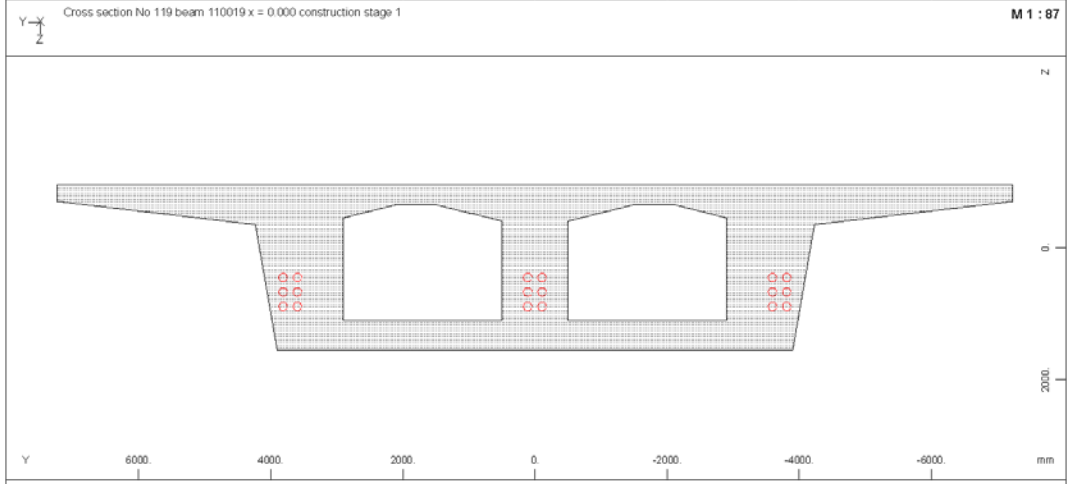
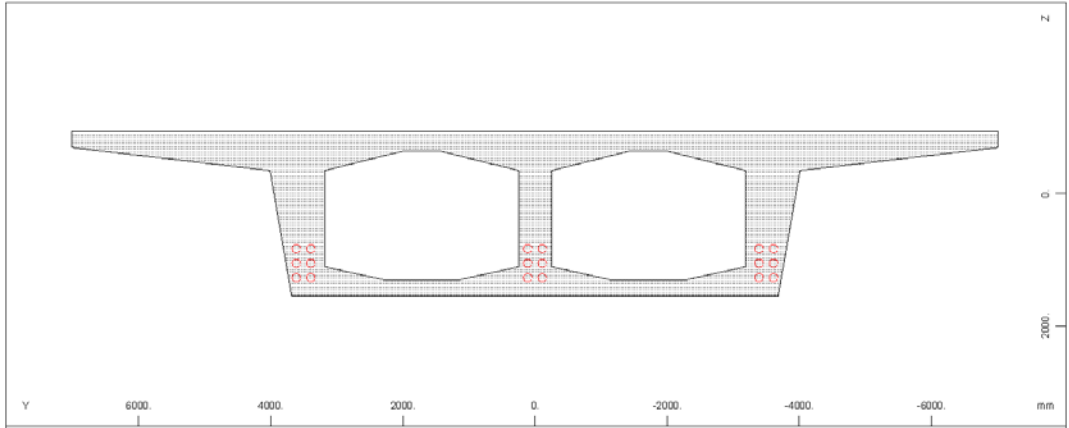
M 1 : 85



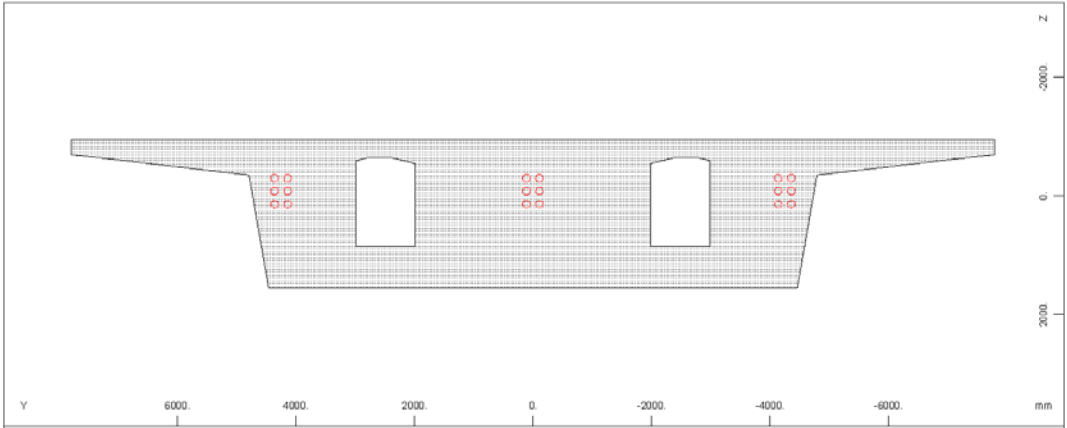
Cross section No 118 beam 110018 x = 0.000 construction stage 1

M 1 : 85

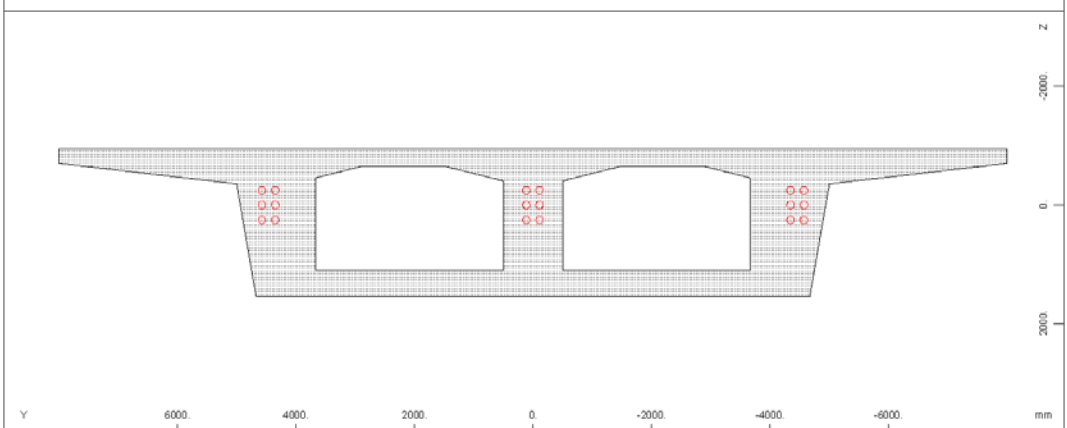
STRUCTURE 2
PLOT OF CROSS-SECTIONS



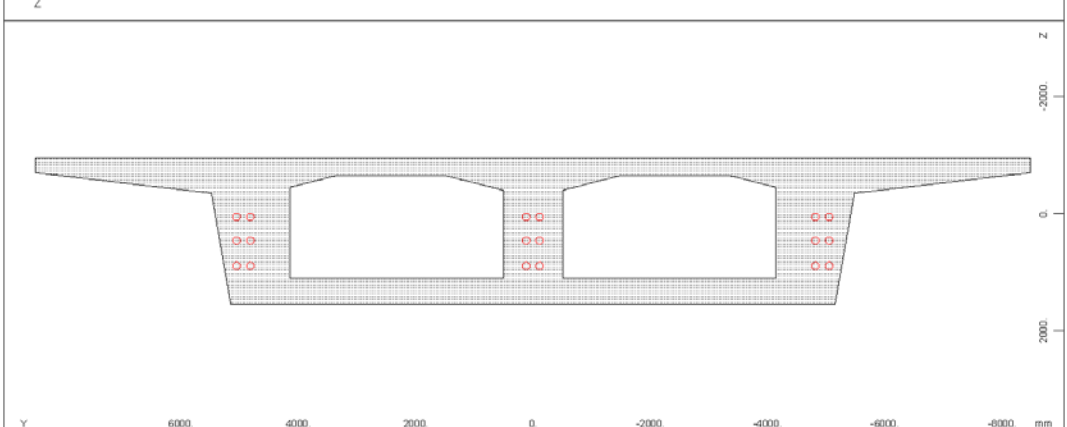
STRUCTURE 2
PLOT OF CROSS-SECTIONS



Cross section No 122 beam 110022 x = 0.000 construction stage 1 **M 1 : 97**

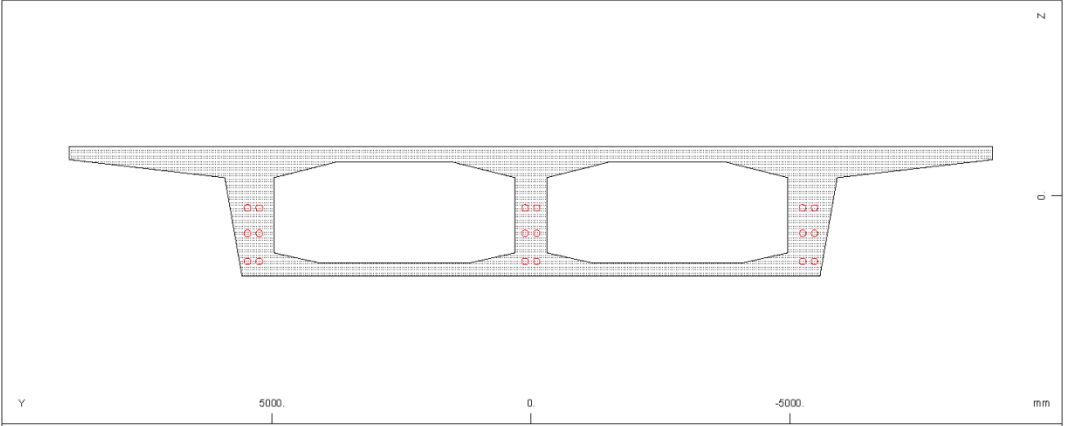


Cross section No 123 beam 110023 x = 0.000 construction stage 1 **M 1 : 97**



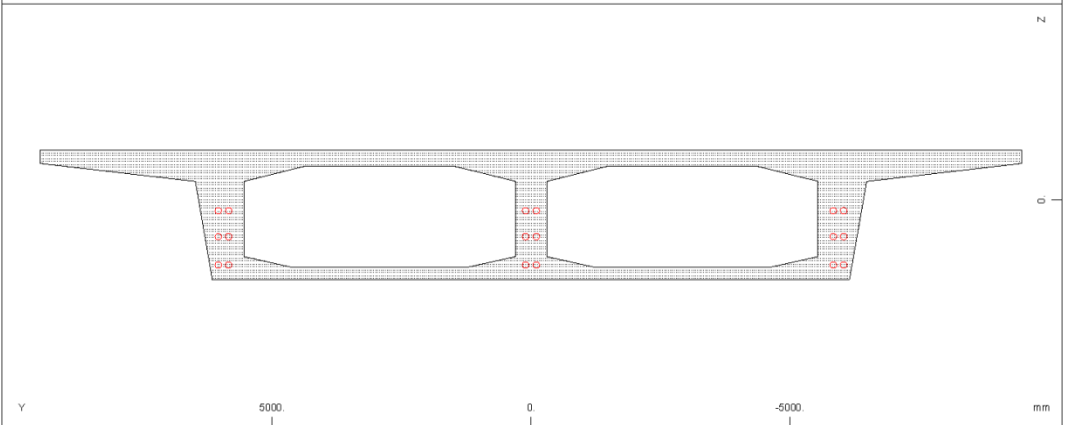
Cross section No 124 beam 110024 x = 0.000 construction stage 1 **M 1 : 98**

STRUCTURE 2
PLOT OF CROSS-SECTIONS



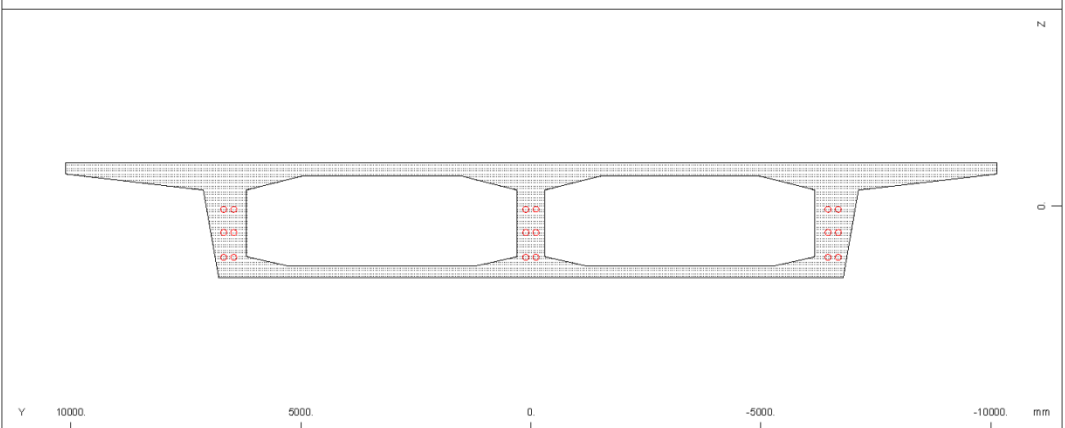
Cross section No 125 beam 110025 x = 0.000 construction stage 1

M 1 : 111



Cross section No 126 beam 110026 x = 0.000 construction stage 1

M 1 : 111

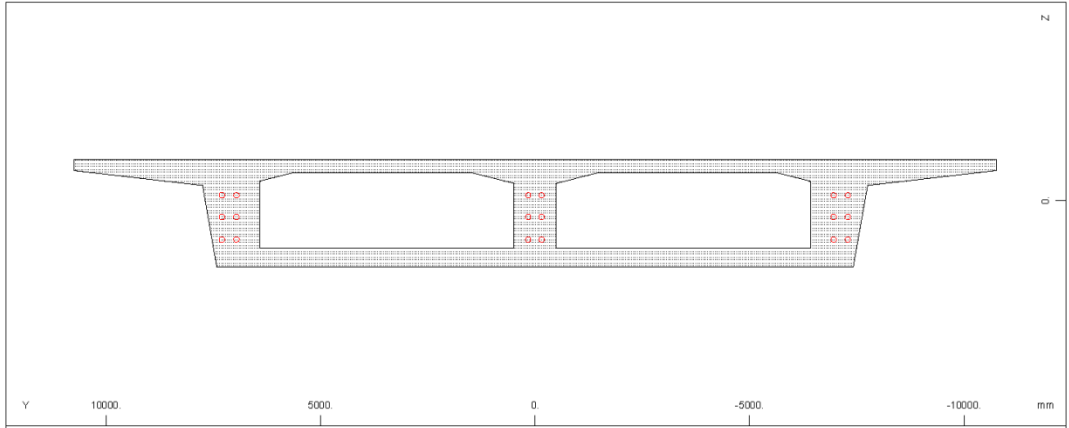


Cross section No 127 beam 110027 x = 0.000 construction stage 1

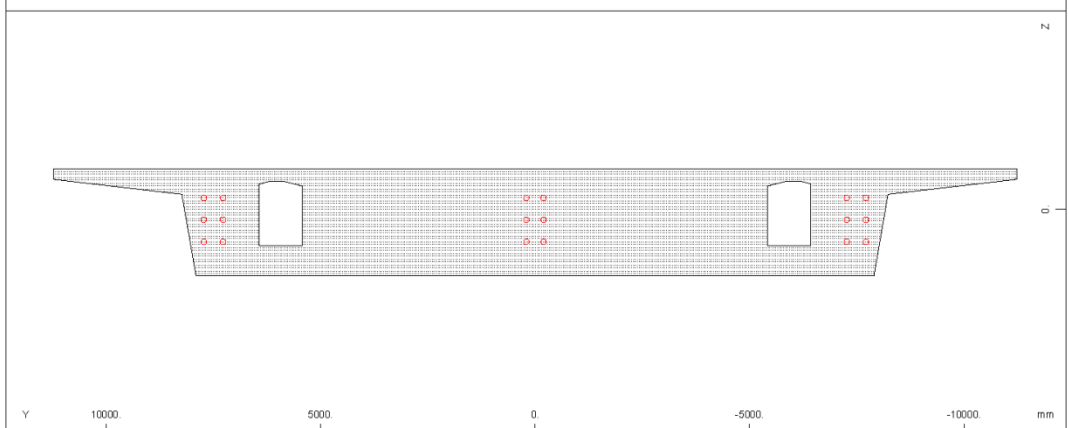
M 1 : 125

STRUCTURE 2
PLOT OF CROSS-SECTIONS

PAGE 148

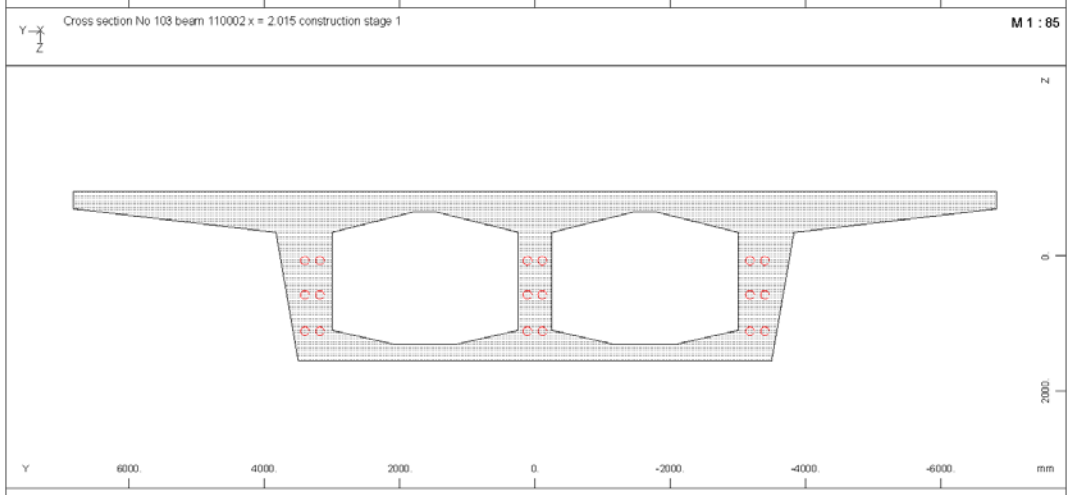
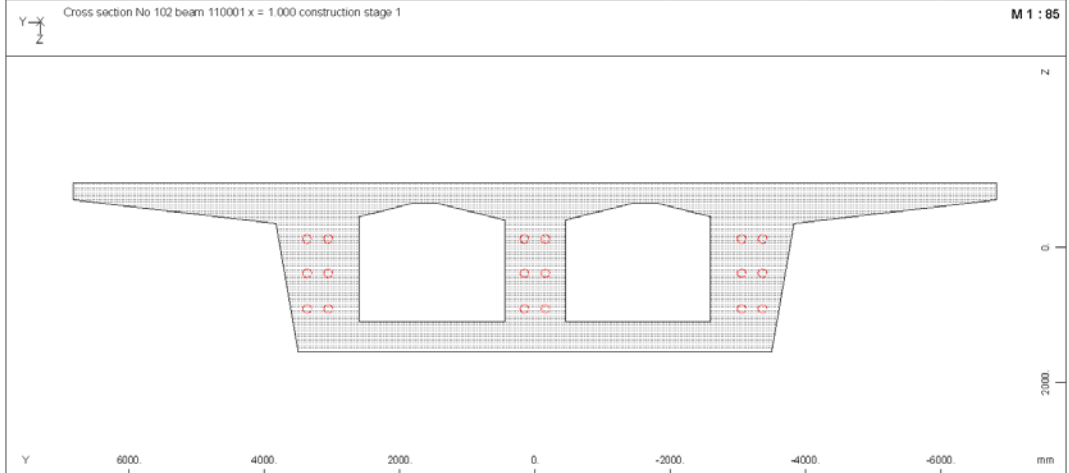
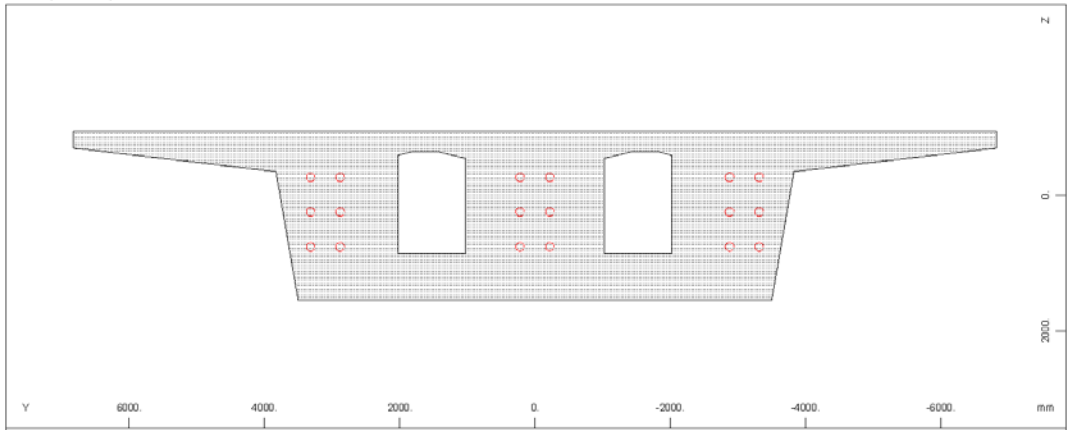


Cross section No 128 beam 110028 x = 0.000 construction stage 1 M 1 : 134

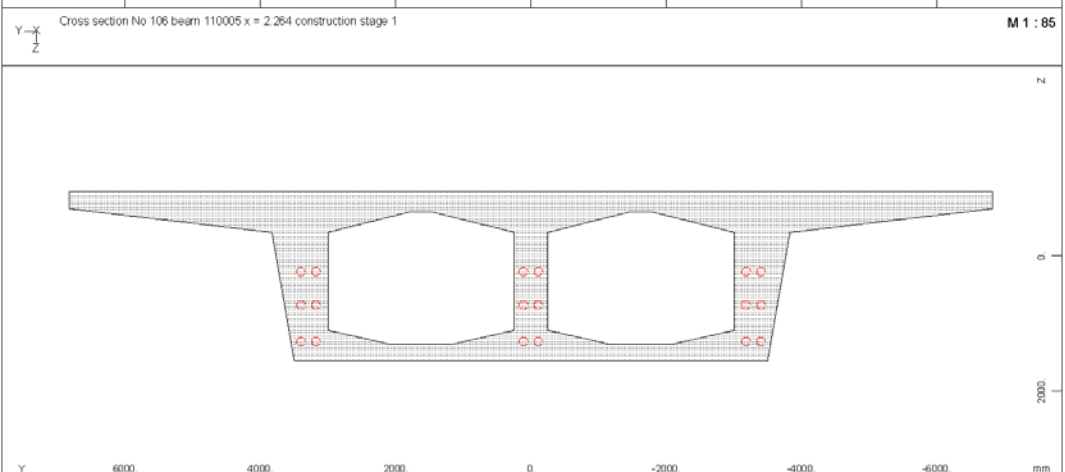
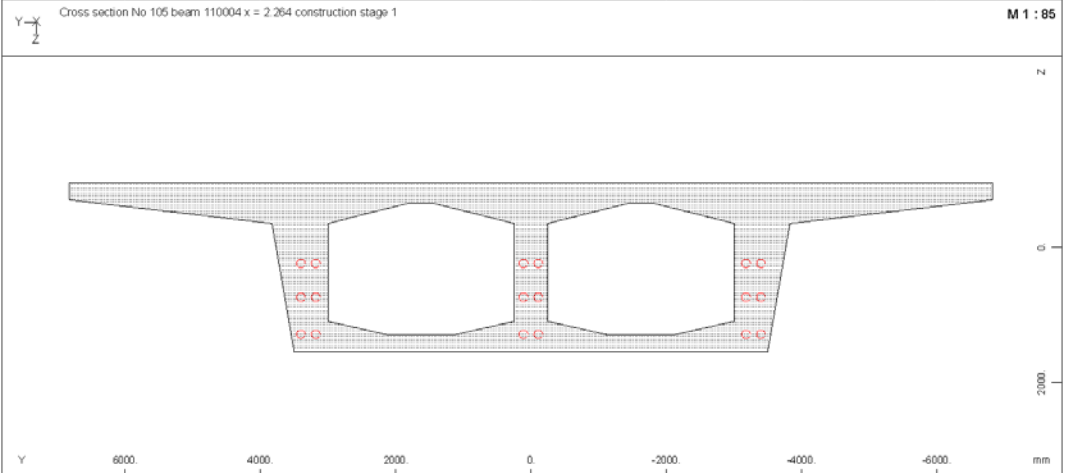
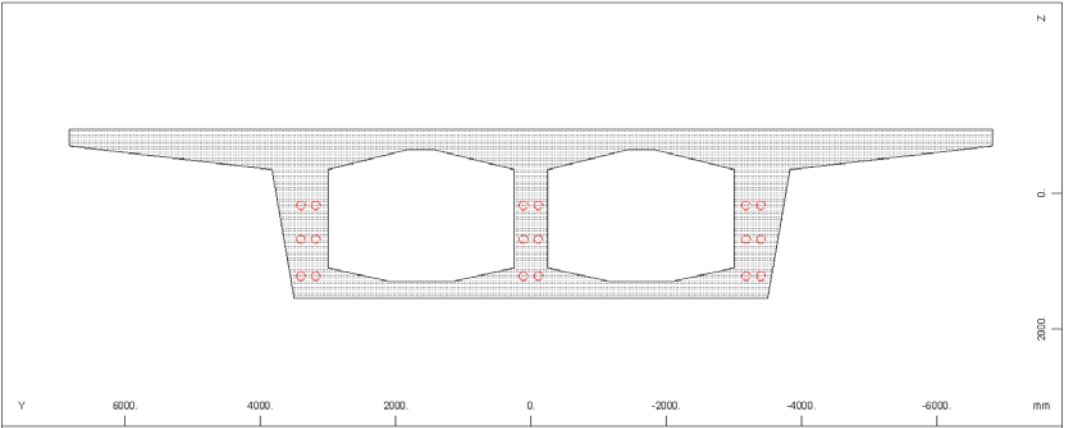


Cross section No 129 beam 110029 x = 0.000 construction stage 1 M 1 : 134

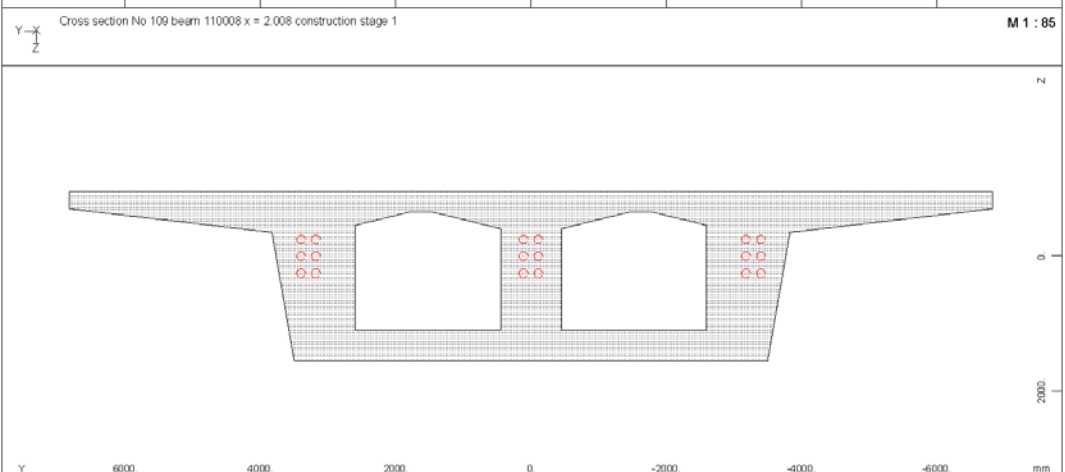
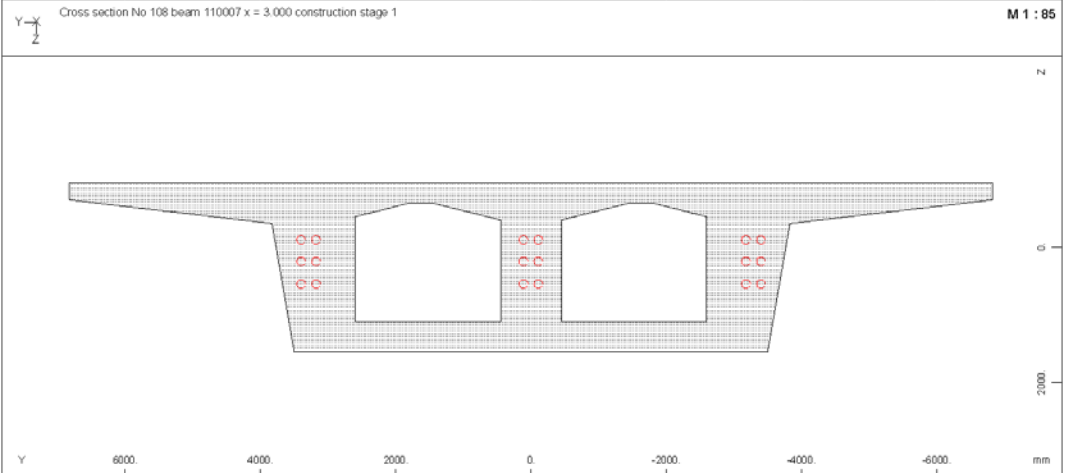
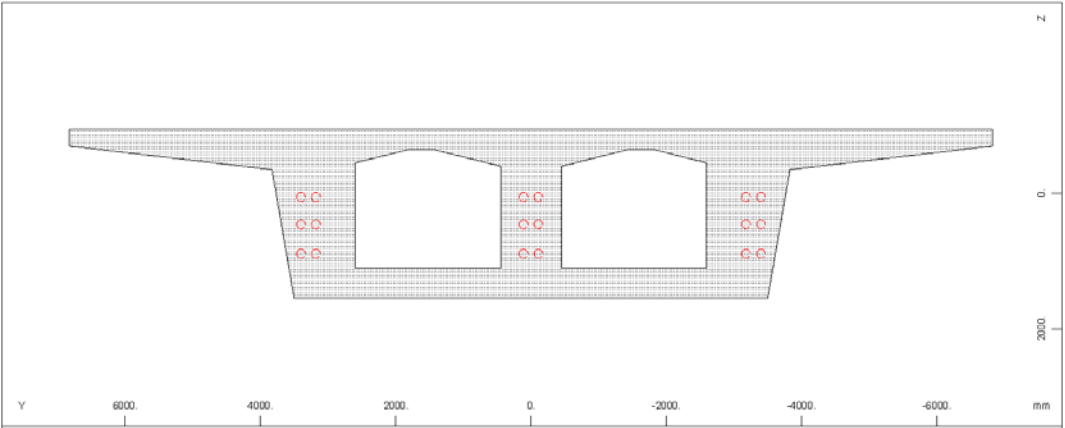
STRUCTURE 2
PLOT OF CROSS-SECTIONS



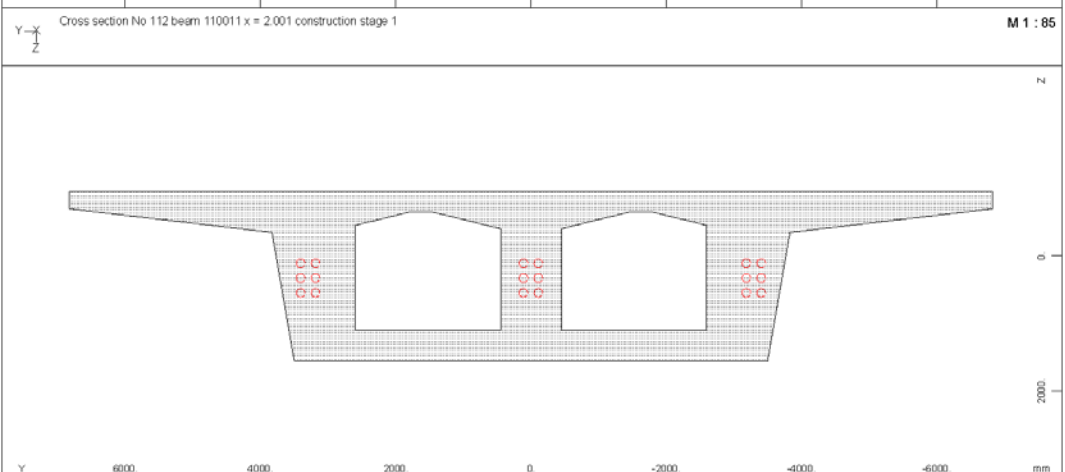
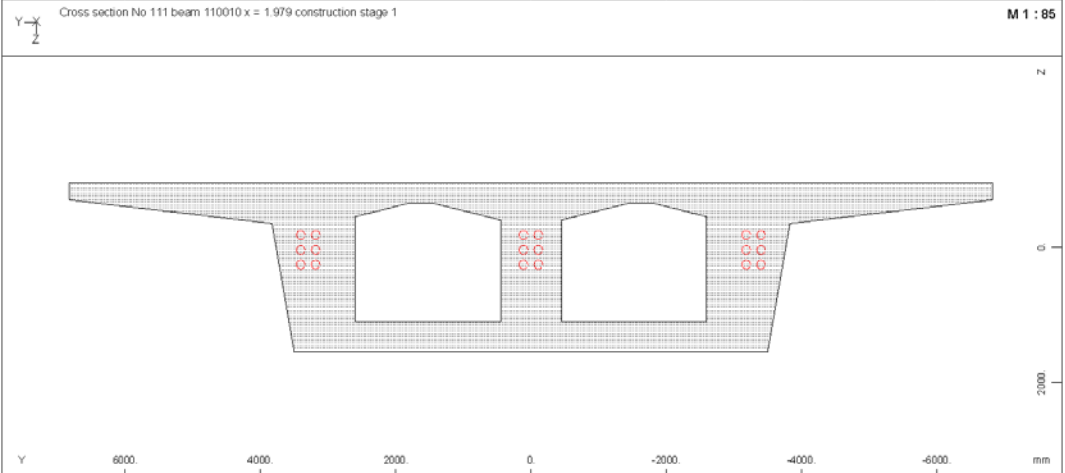
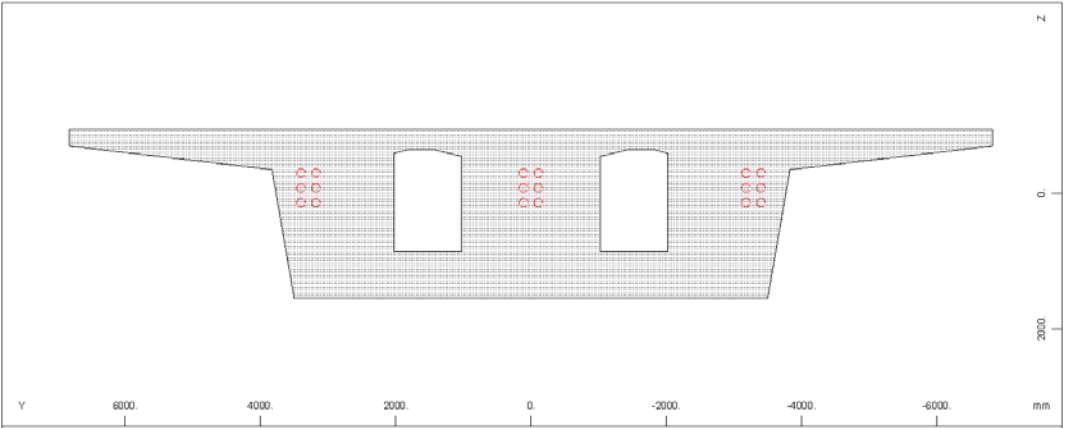
STRUCTURE 2
PLOT OF CROSS-SECTIONS



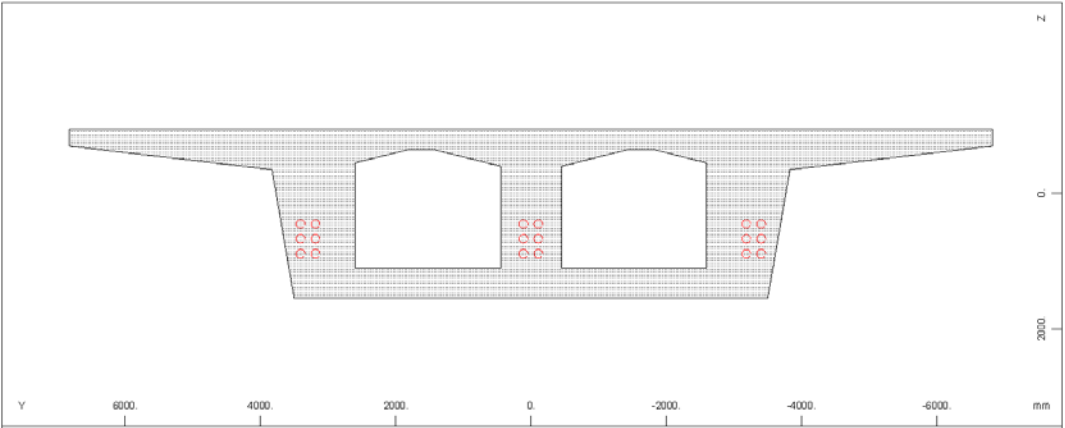
STRUCTURE 2
PLOT OF CROSS-SECTIONS



STRUCTURE 2
PLOT OF CROSS-SECTIONS

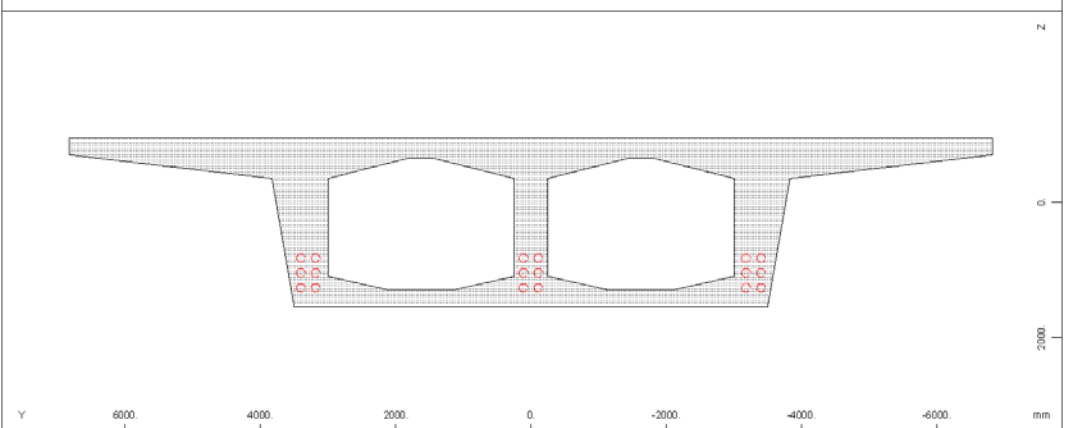


STRUCTURE 2
PLOT OF CROSS-SECTIONS



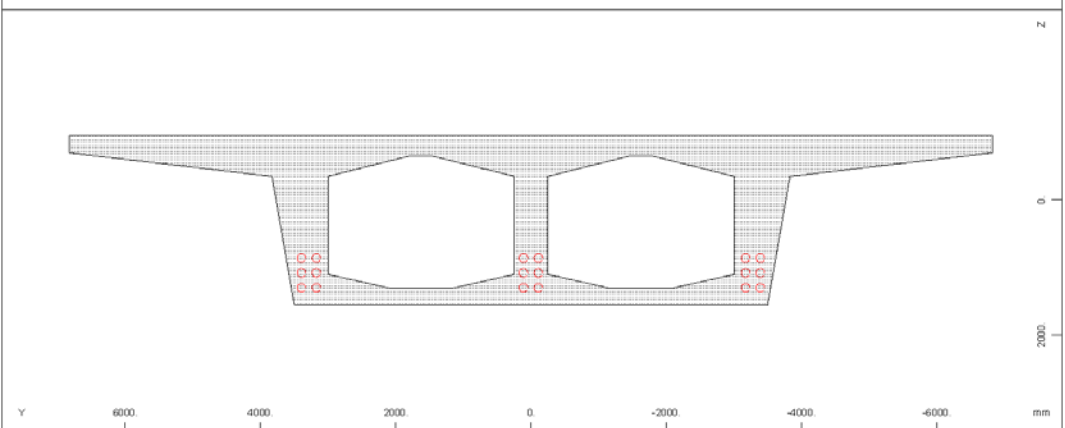
Cross section No 114 beam 110013 x = 2 002 construction stage 1

M 1 : 85



Cross section No 115 beam 110014 x = 3 000 construction stage 1

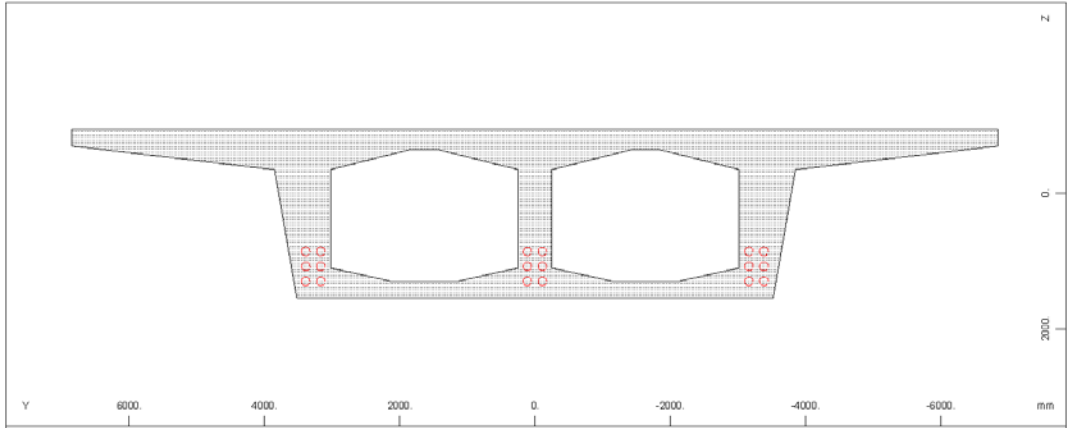
M 1 : 85



Cross section No 116 beam 110015 x = 2 998 construction stage 1

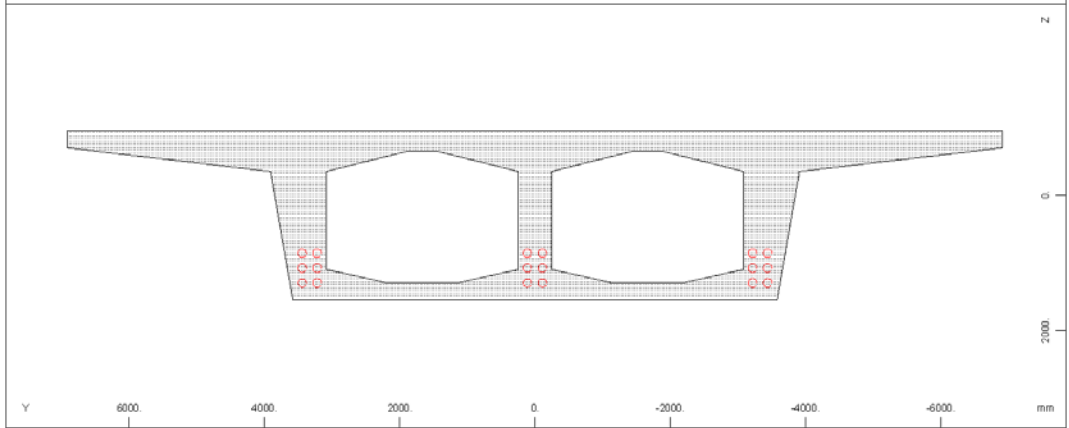
M 1 : 85

STRUCTURE 2
PLOT OF CROSS-SECTIONS



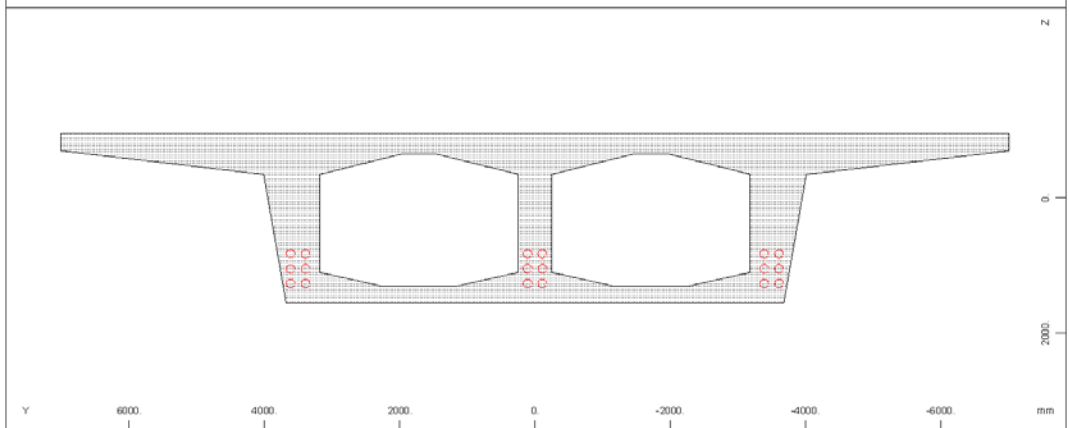
Cross section No 117 beam 110016 x = 4.236 construction stage 1

M 1 : 85



Cross section No 118 beam 110017 x = 4.432 construction stage 1

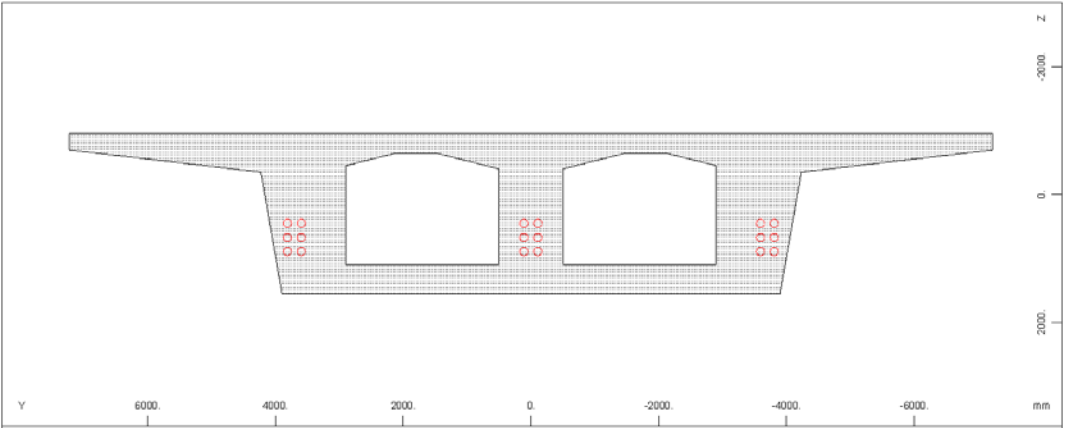
M 1 : 85



Cross section No 119 beam 110018 x = 4.432 construction stage 1

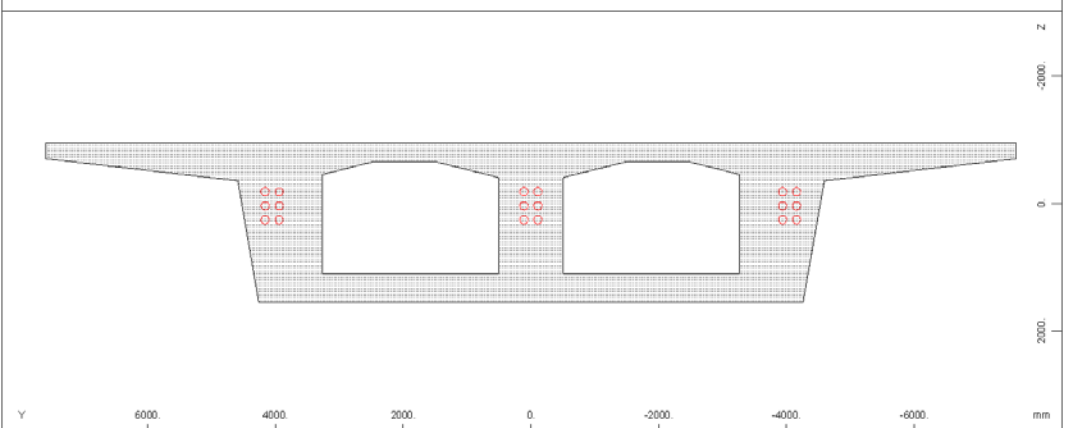
M 1 : 85

STRUCTURE 2
PLOT OF CROSS-SECTIONS



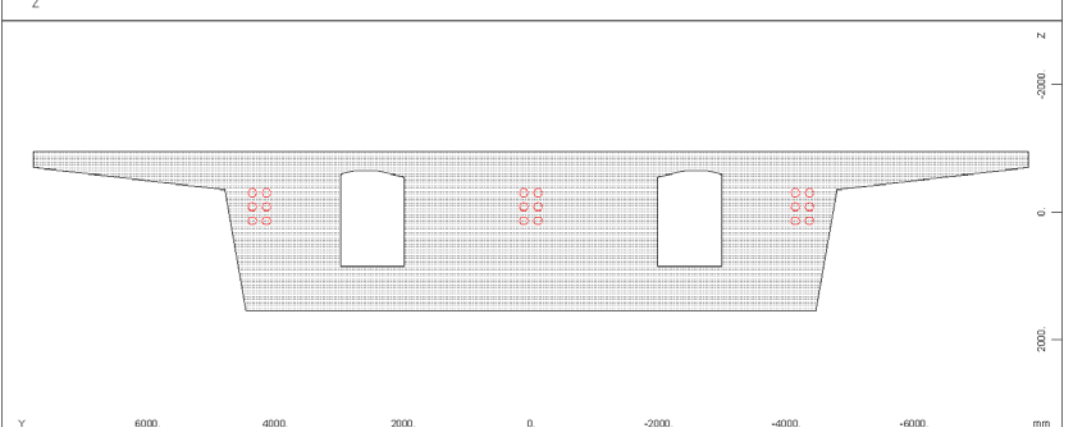
Cross section No 120 beam 110019 x = 3.000 construction stage 1

M 1 : 90



Cross section No 121 beam 110020 x = 4.001 construction stage 1

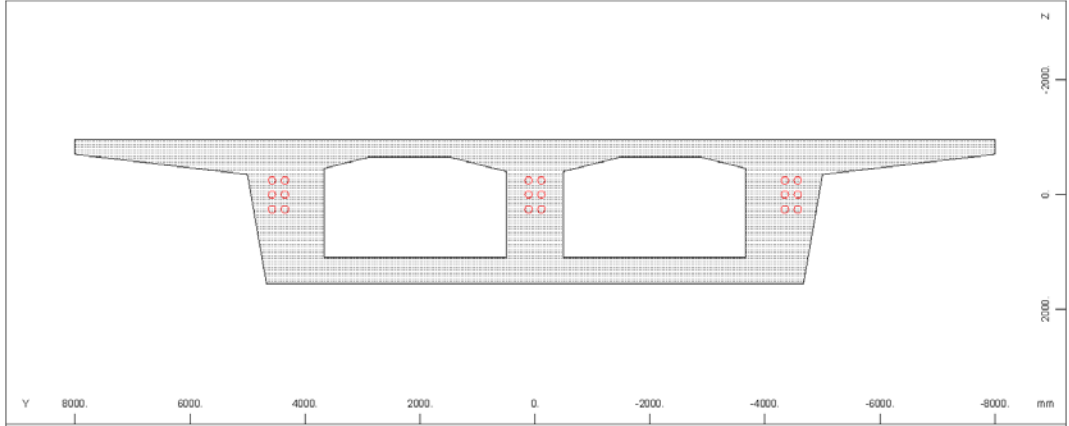
M 1 : 90



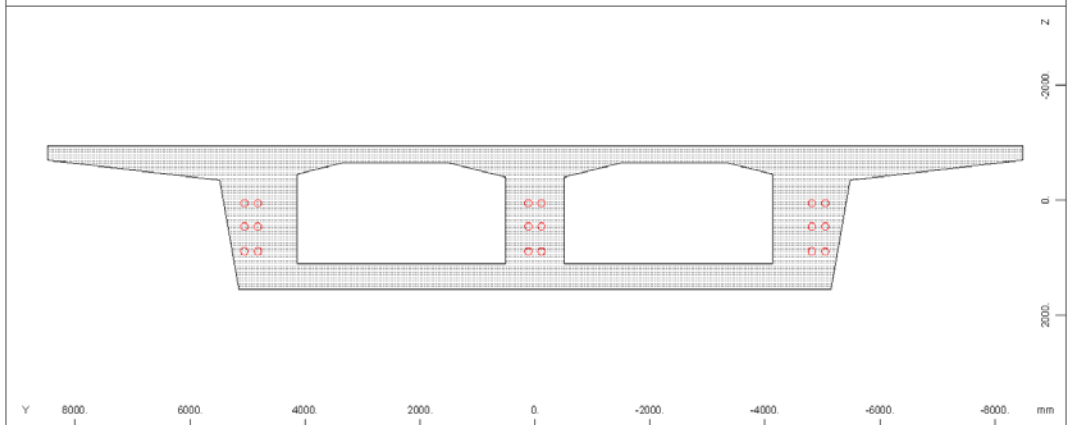
Cross section No 122 beam 110021 x = 2.000 construction stage 1

M 1 : 90

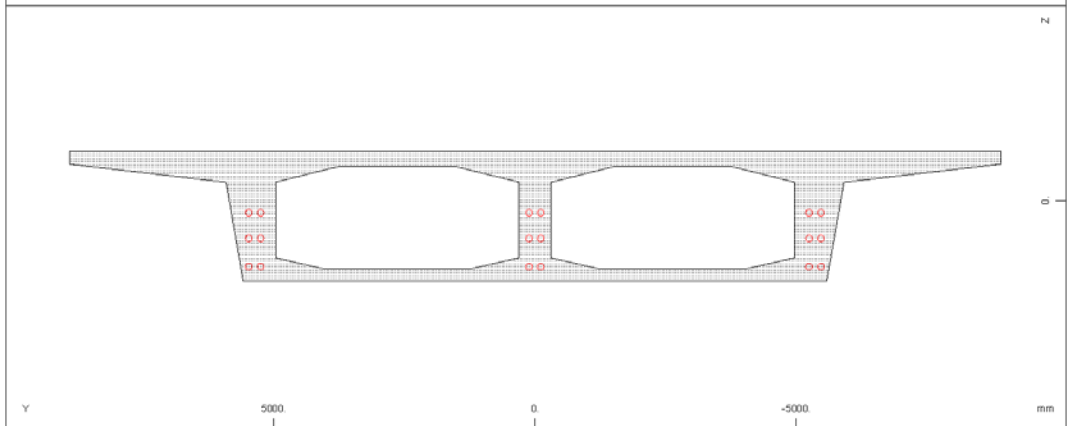
STRUCTURE 2
PLOT OF CROSS-SECTIONS



M 1 : 100



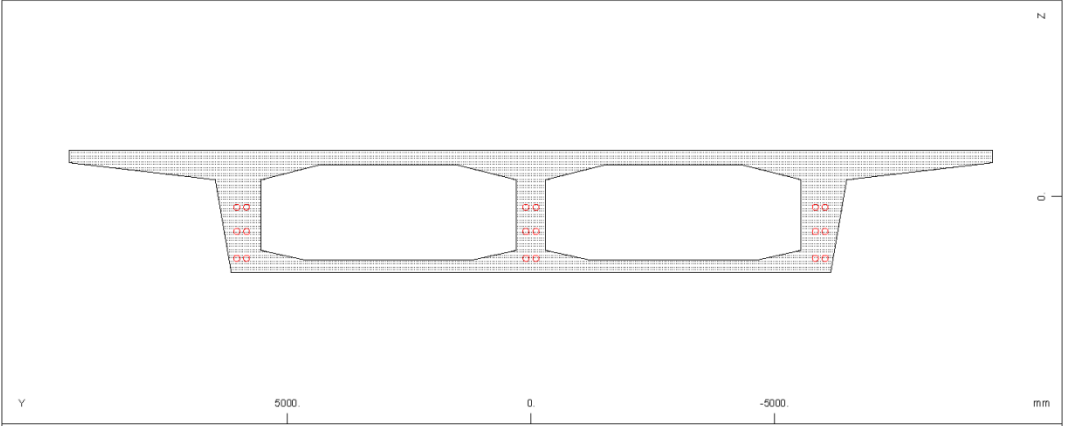
M 1 : 100



M 1 : 110

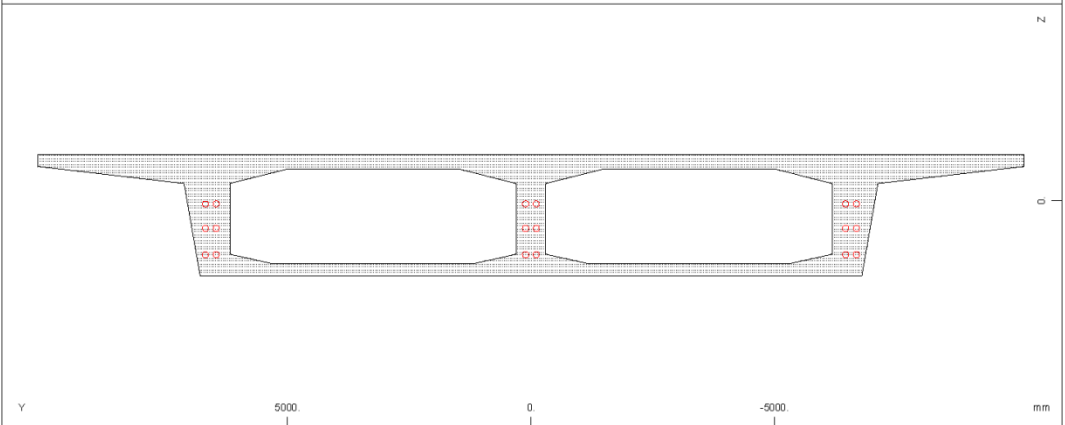
STRUCTURE 2
PLOT OF CROSS-SECTIONS

PAGE 157



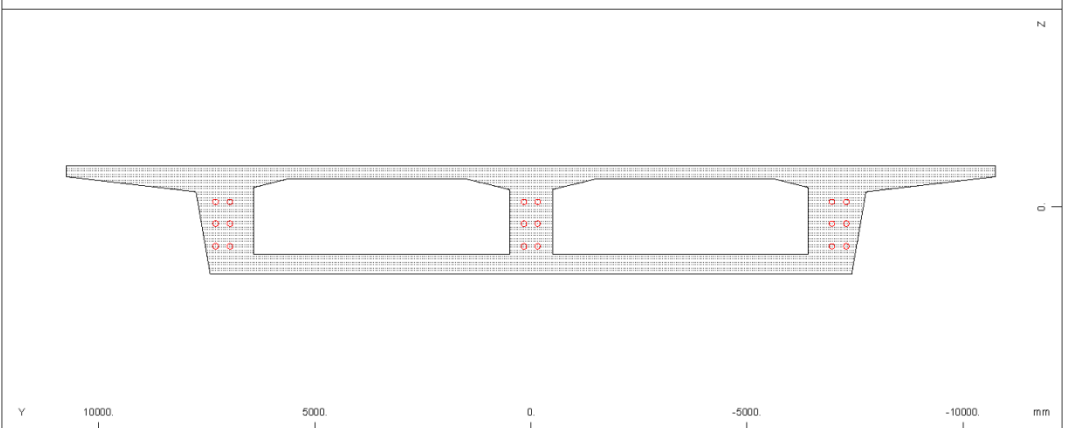
Cross section No 126 beam 110025 x = 3.392 construction stage 1

M 1 : 118



Cross section No 127 beam 110026 x = 3.392 construction stage 1

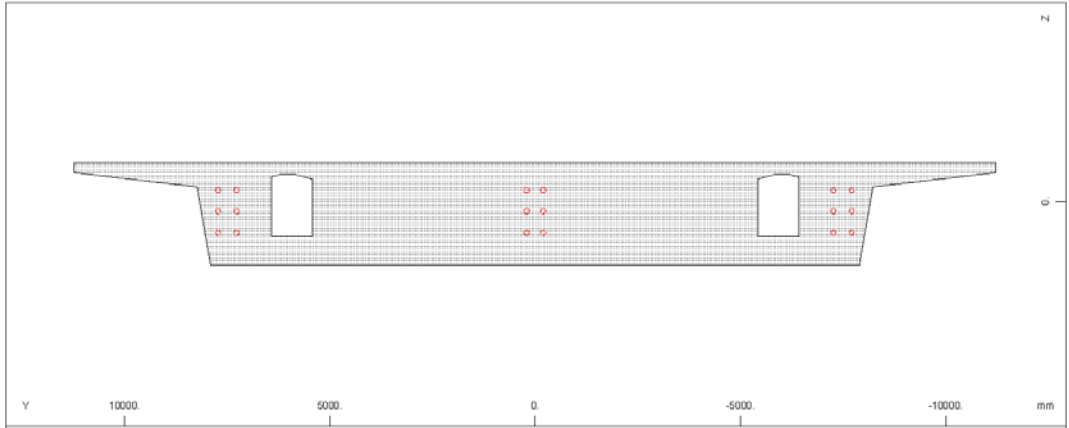
M 1 : 118



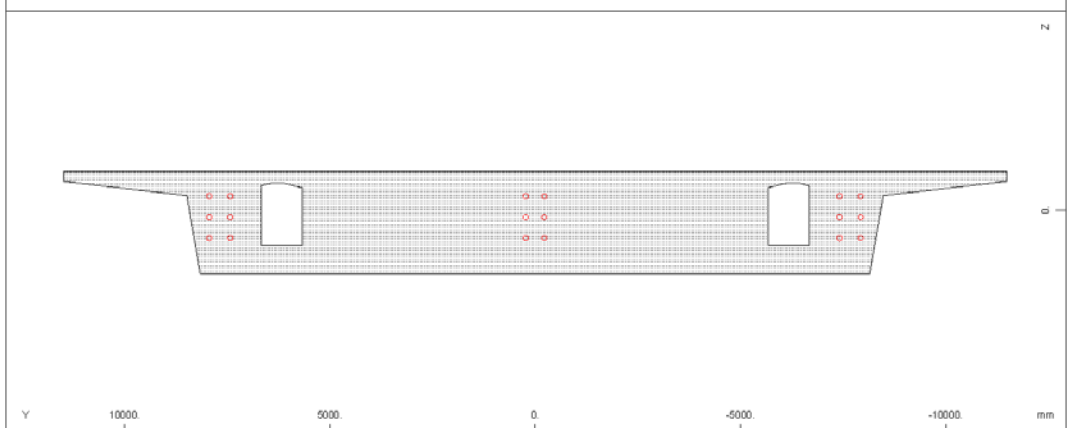
Cross section No 128 beam 110027 x = 3.000 construction stage 1

M 1 : 133

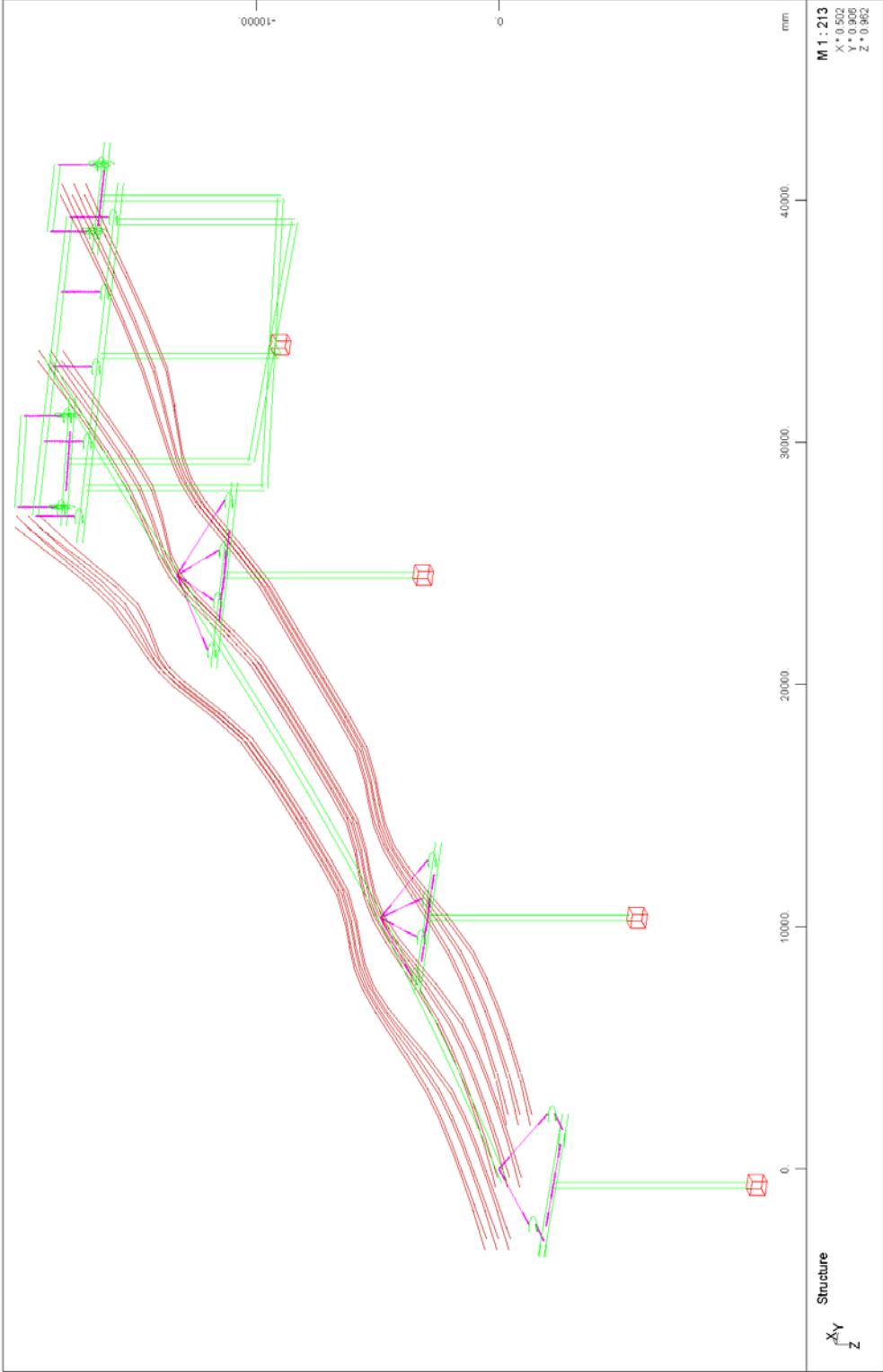
STRUCTURE 2
PLOT OF CROSS-SECTIONS

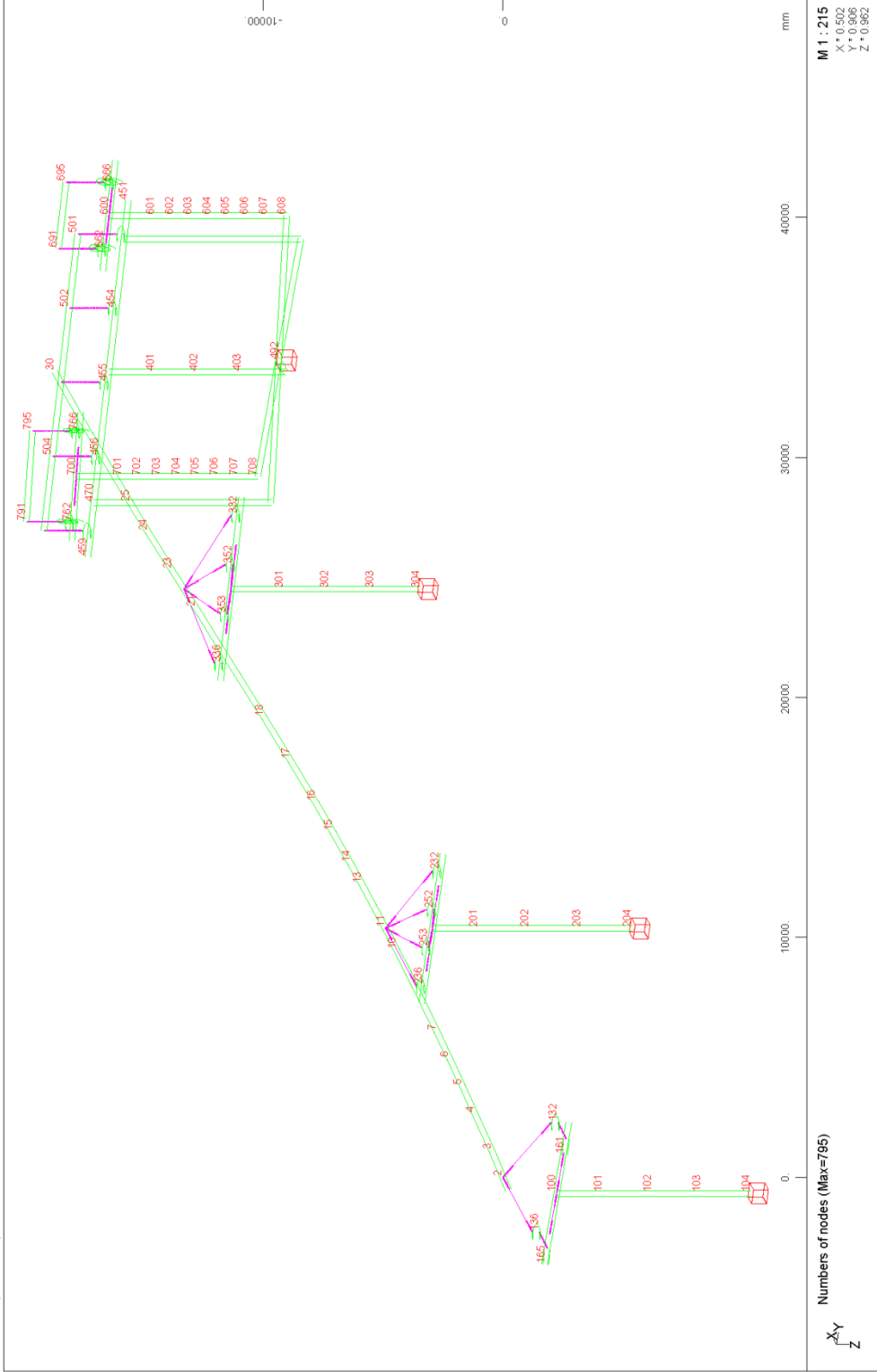


Cross section No 129 beam 110028 x = 2.004 construction stage 1 M 1 : 140



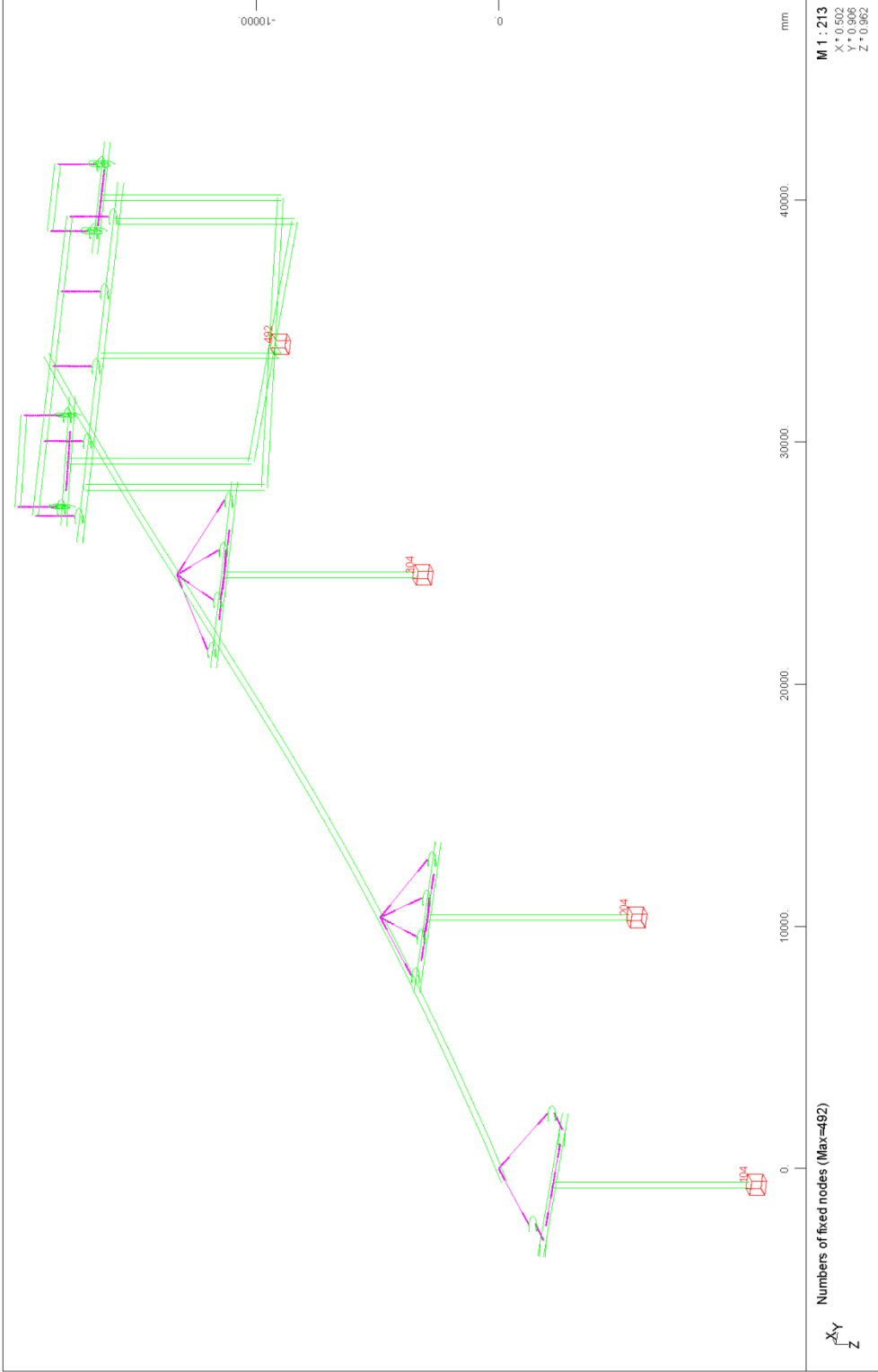
Cross section No 130 beam 110029 x = 1.002 construction stage 1 M 1 : 140





M 1 : 215
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

STRUCTURE 2
STRUCTURE

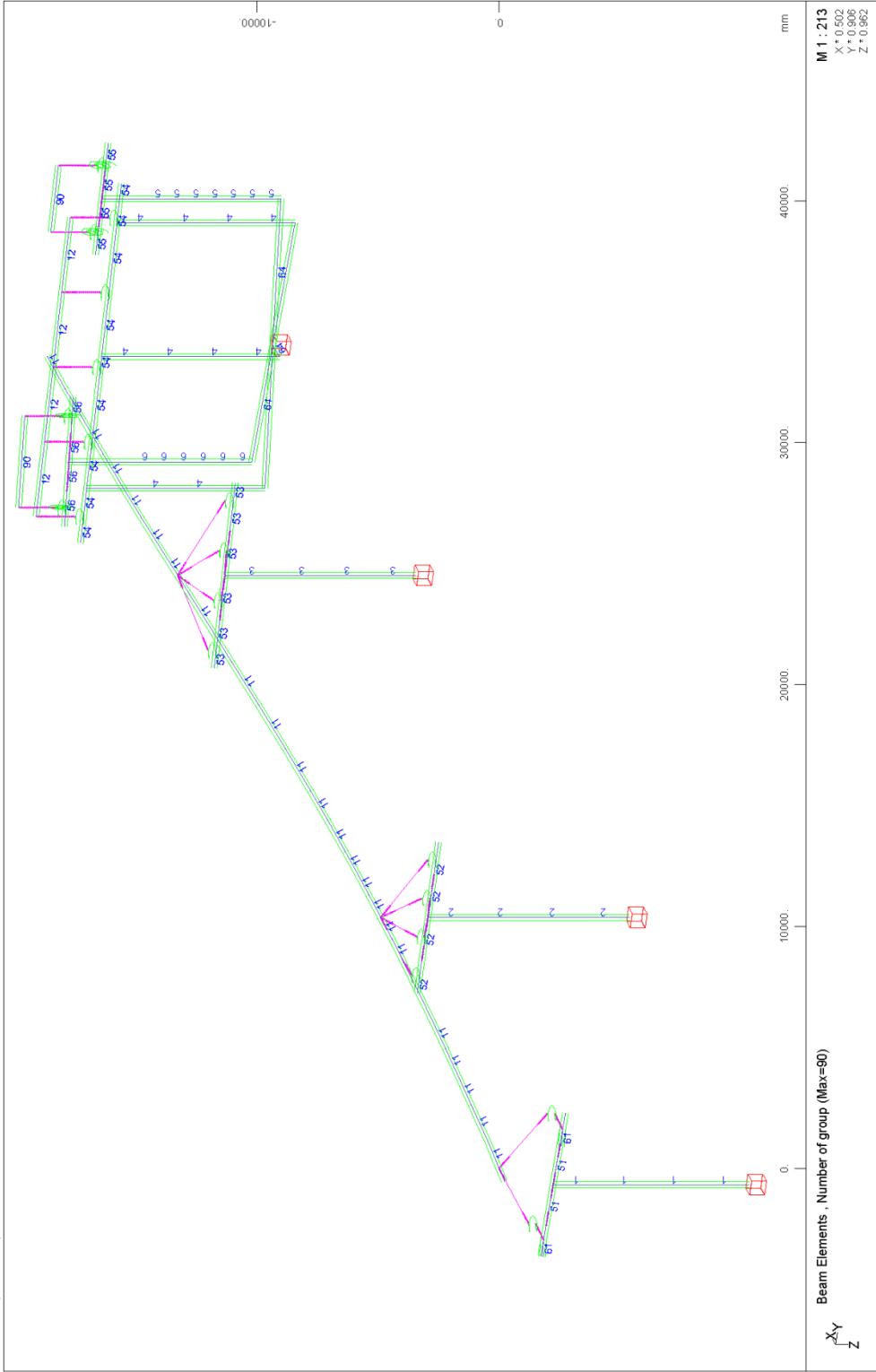


M 1 : 213
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

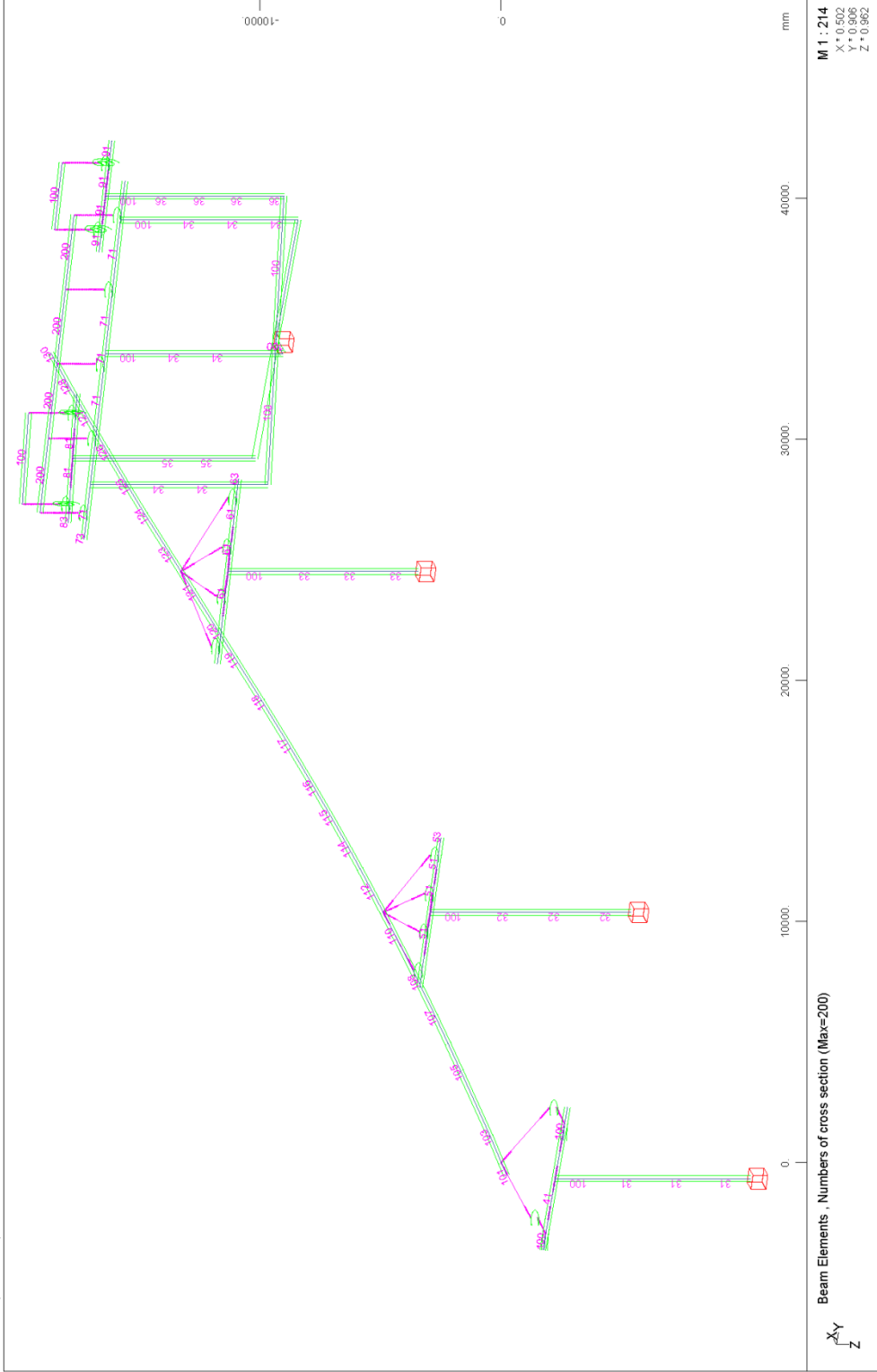
STRUCTURE 2
STRUCTURE

PAGE 3





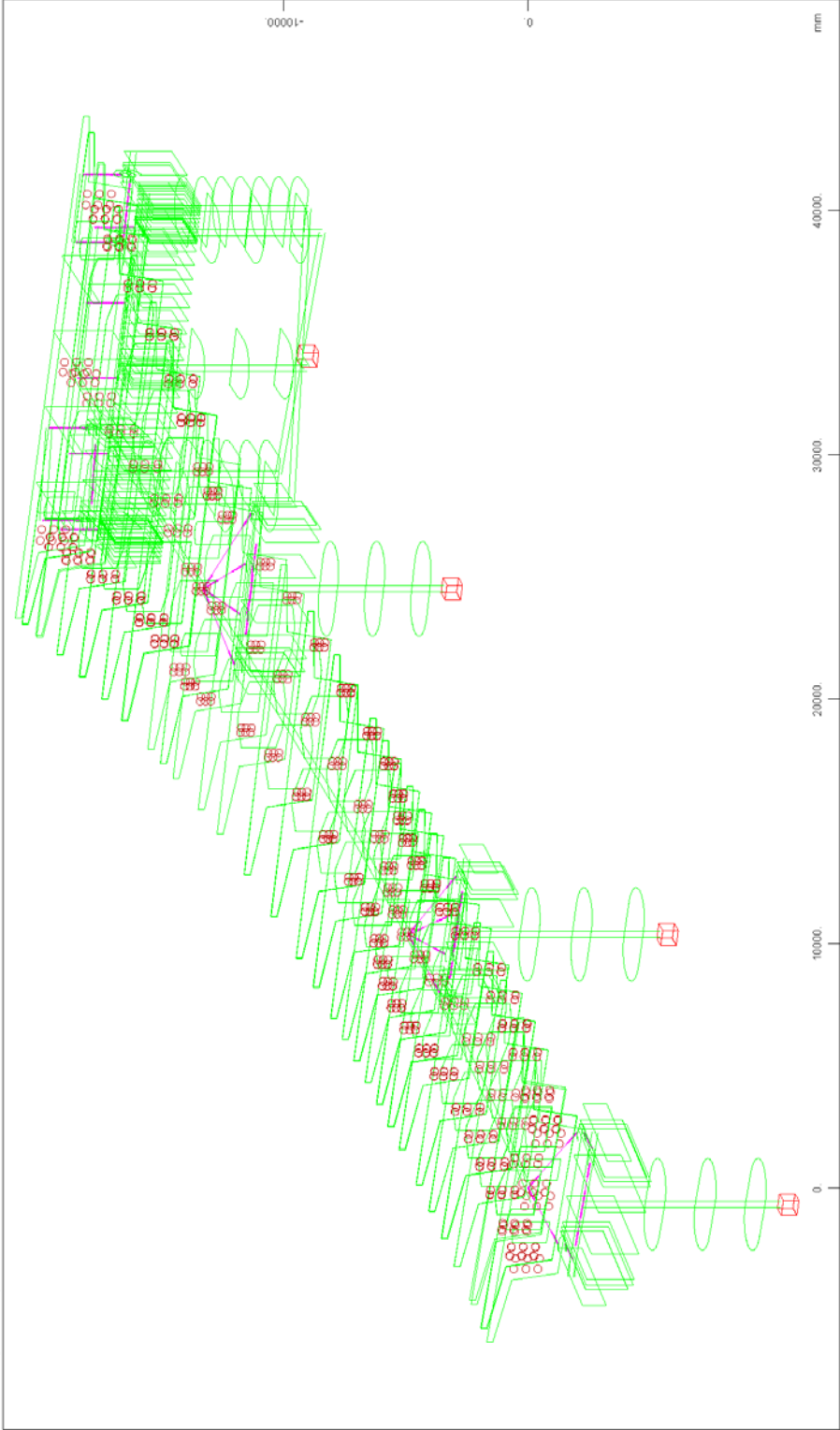
STRUCTURE 2
STRUCTURE



M 1 : 214
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

Beam Elements, Numbers of cross section (Max=200)

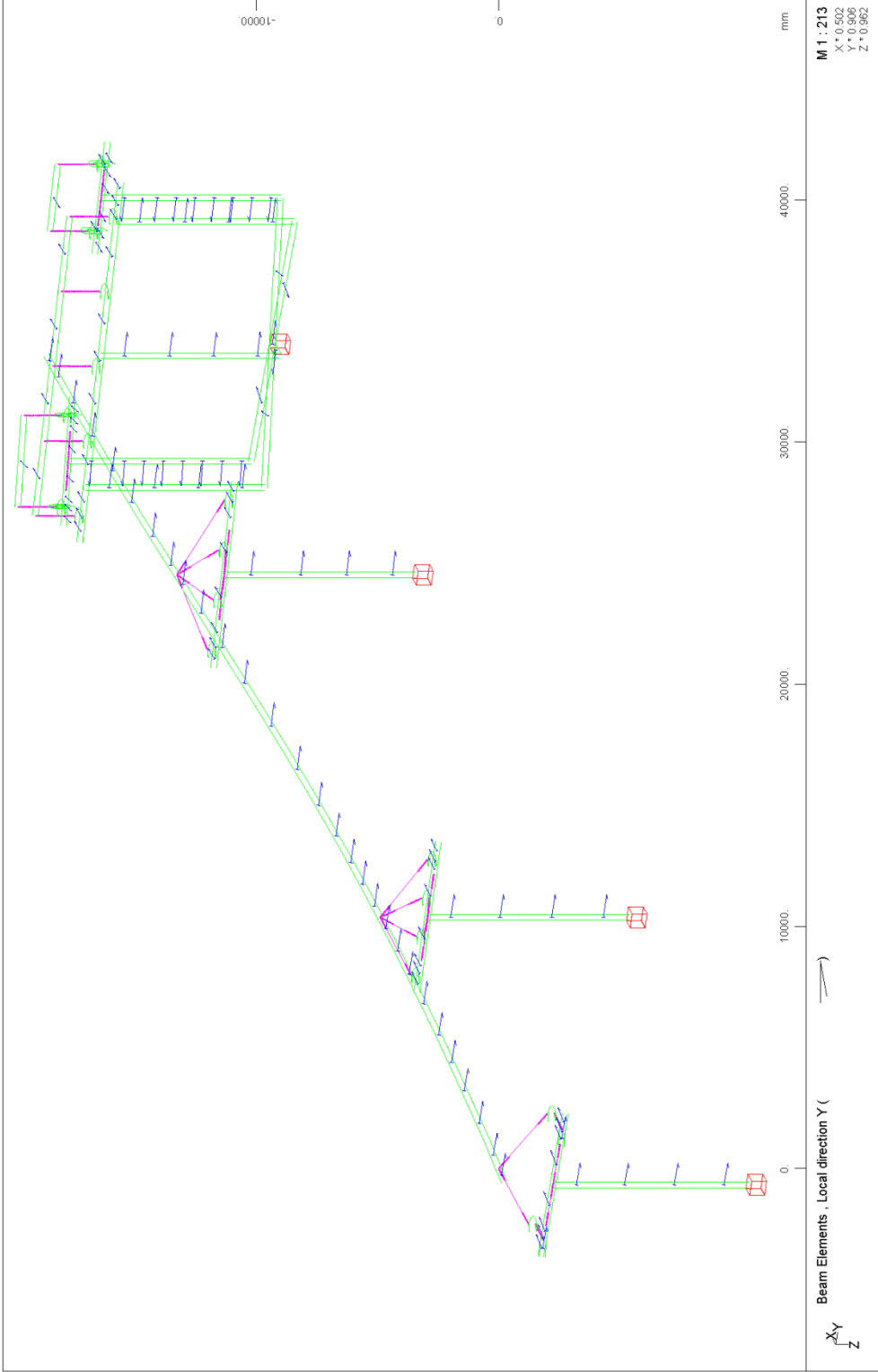
STRUCTURE 2
STRUCTURE



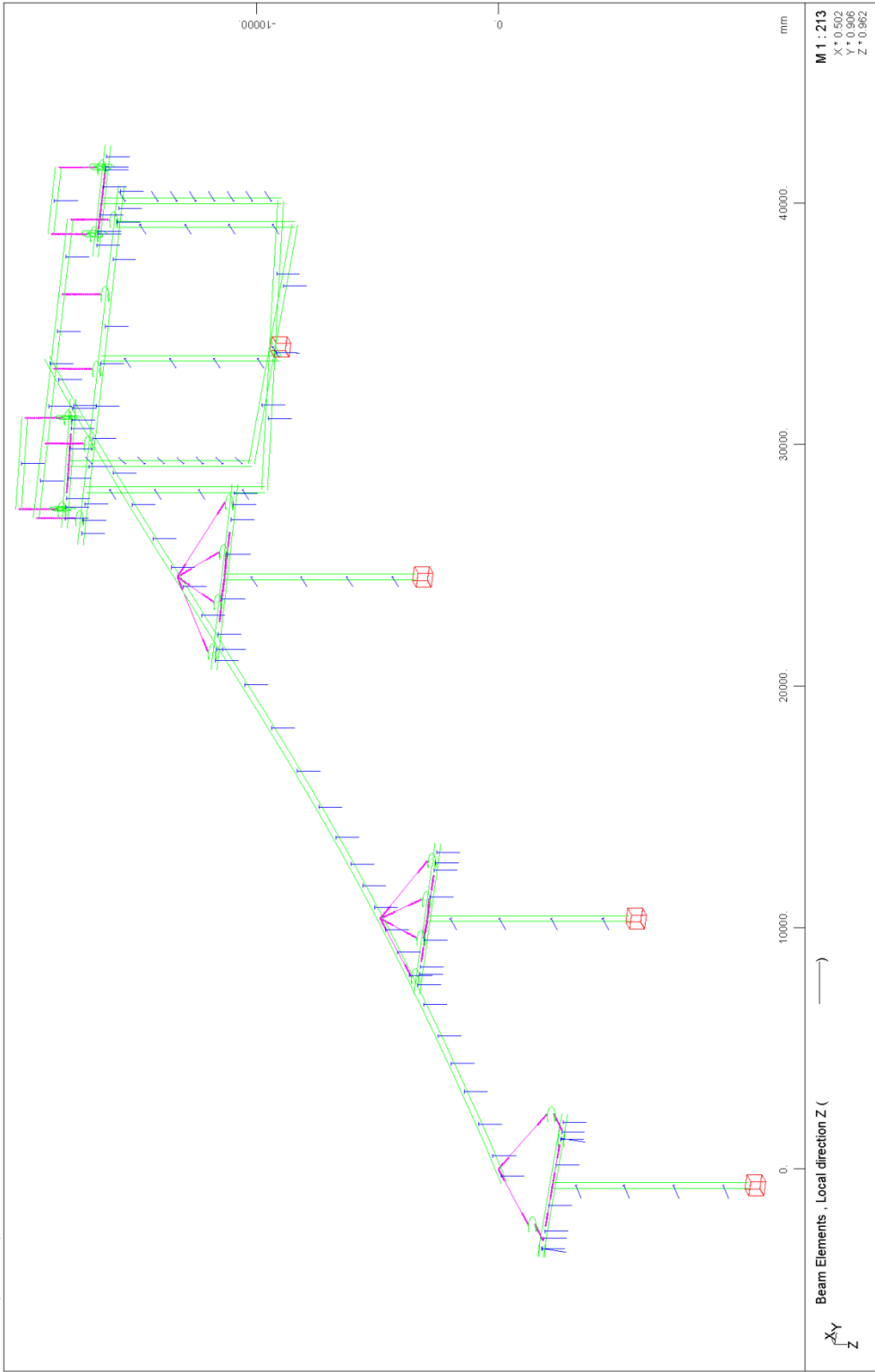
Beam Elements , Contour of Cross section

M 1 : 220
X * 0.500
Y * 0.006
Z * 0.002

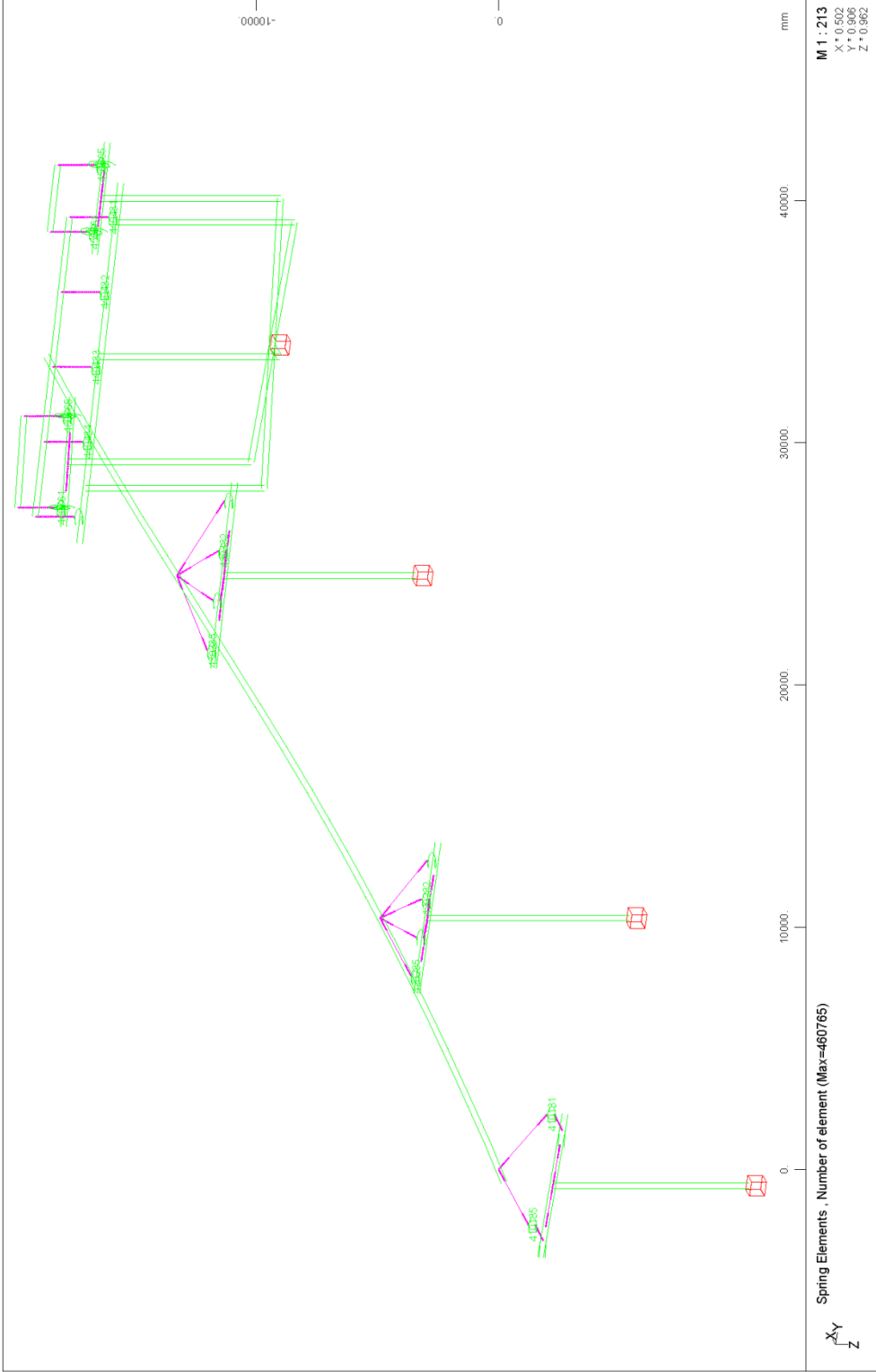
STRUCTURE 2
STRUCTURE



STRUCTURE 2
STRUCTURE



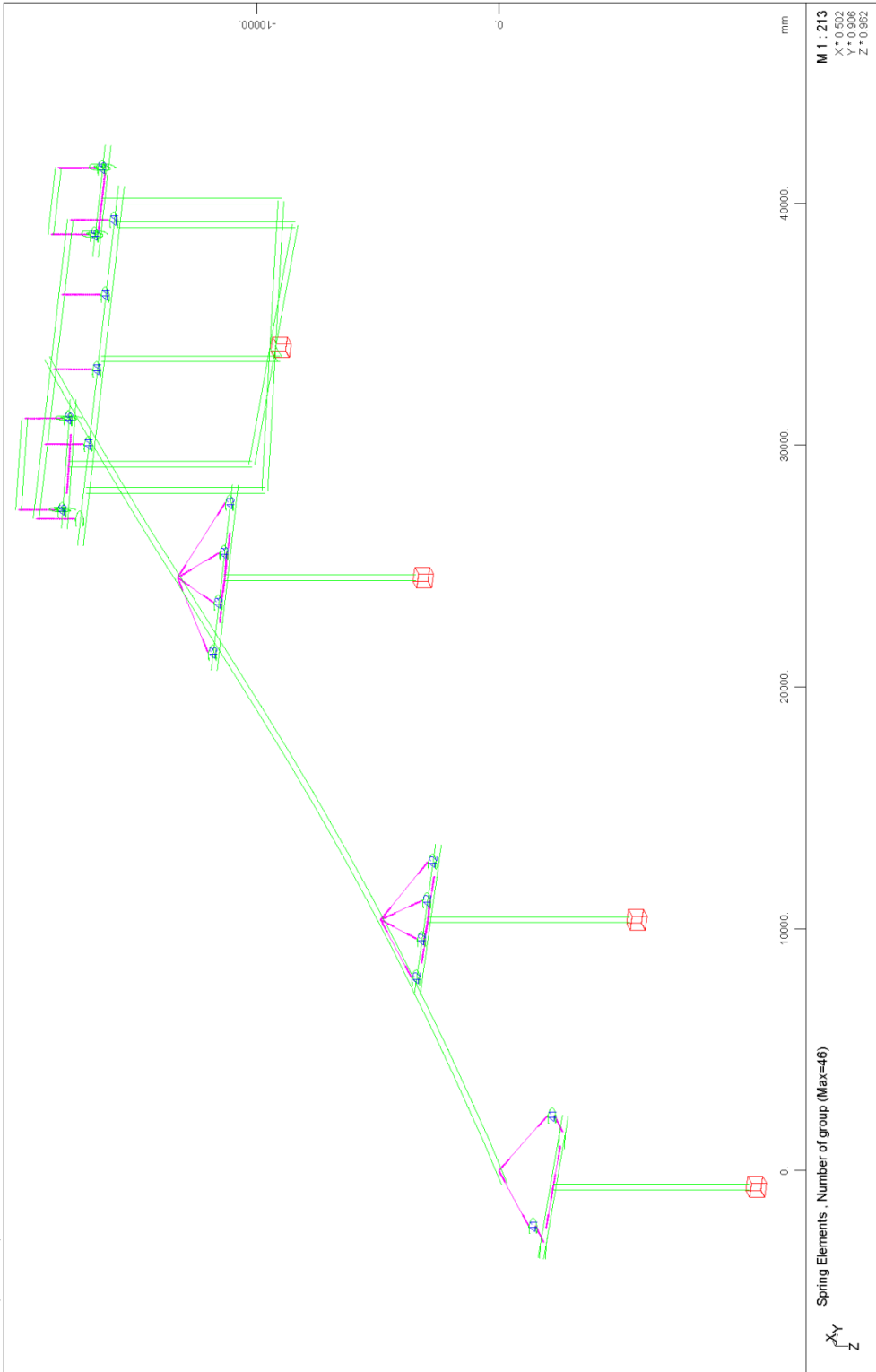
STRUCTURE 2
STRUCTURE

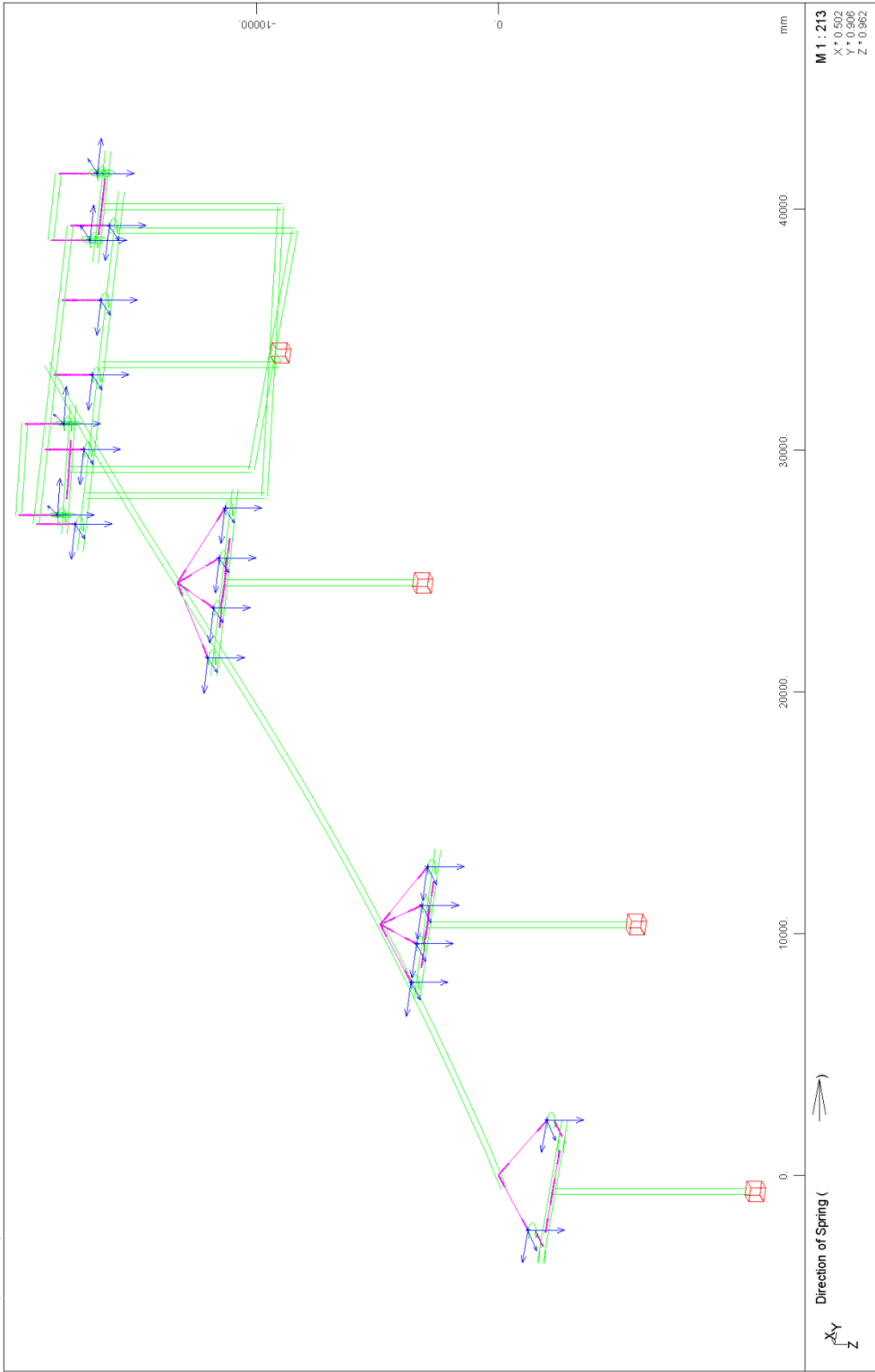


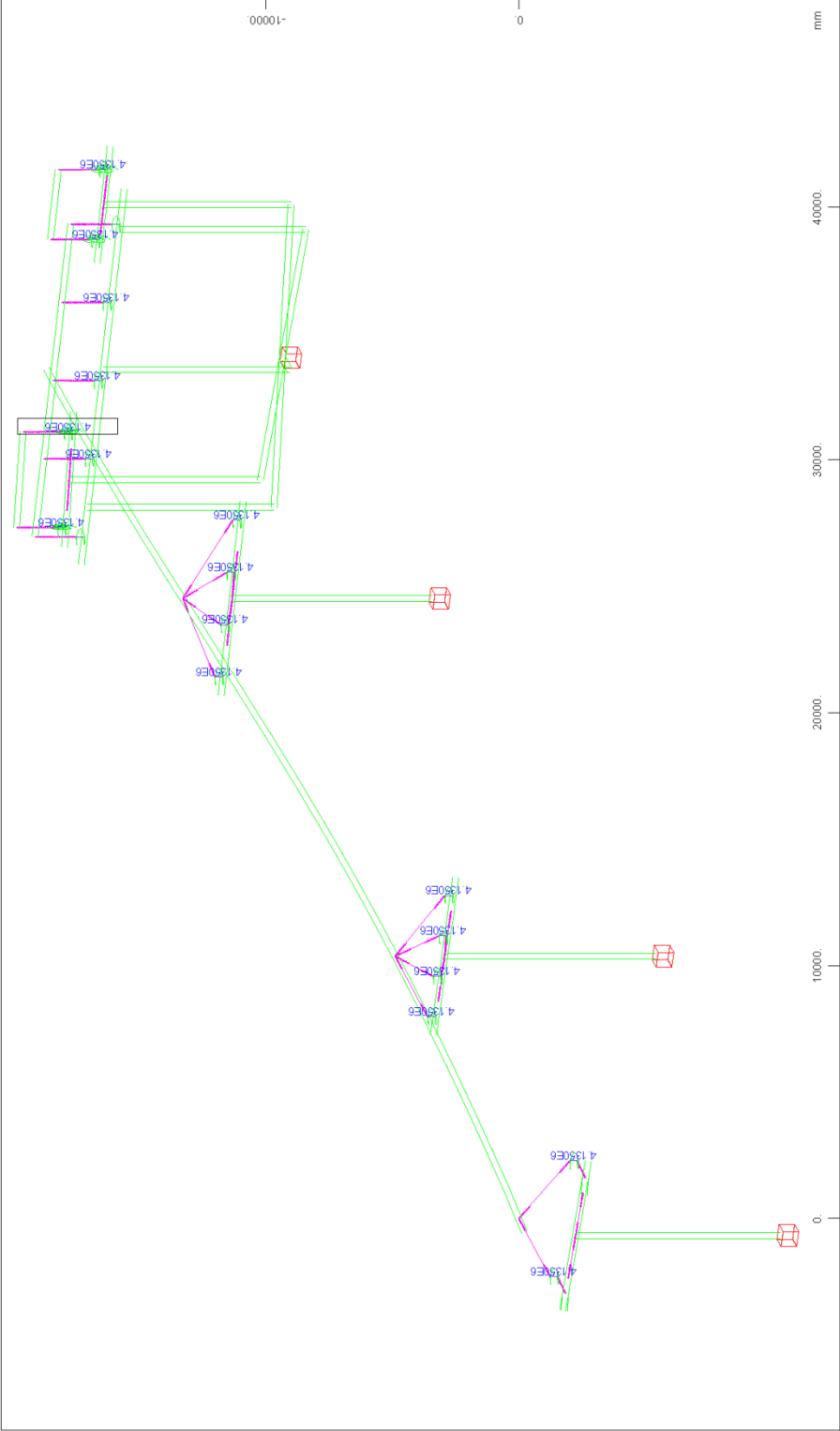
M 1 : 213
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

STRUCTURE 2
STRUCTURE

PAGE 10



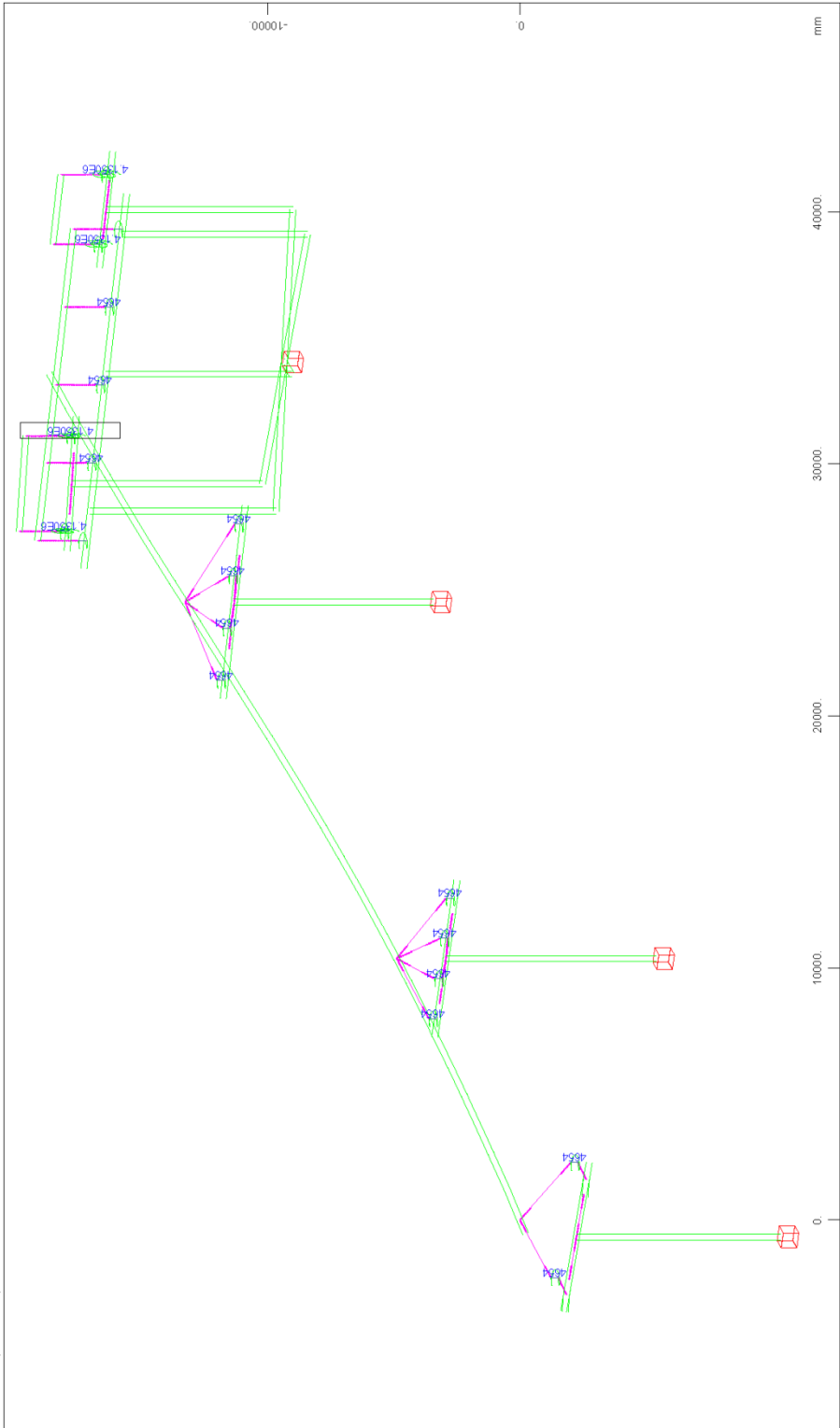




Sector of system Group 1...6 11 12 21...26 45 46 51...56 61 64 90
Spring constant in kN/m (Max= 4.1350e+06)

M 1 : 213
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

STRUCTURE 2
STRUCTURE

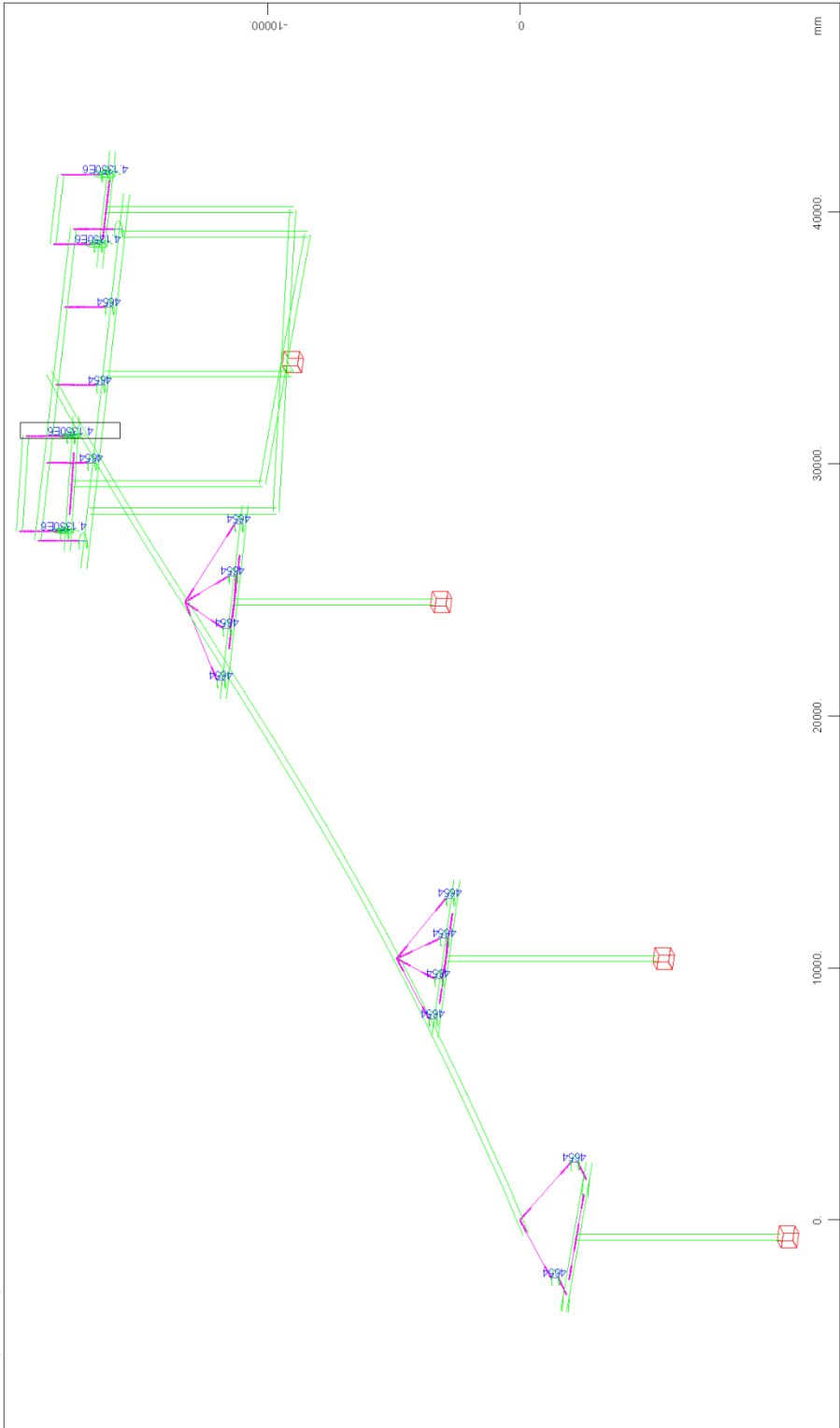


M 1 : 213
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

Sector of system Group 1...6 11 12 25 26 31...36 45 46 51...56 61 64 90
 Spring constant in kN/m (Max= 4.1350e+06)

X
 Y
 Z

STRUCTURE 2
 STRUCTURE

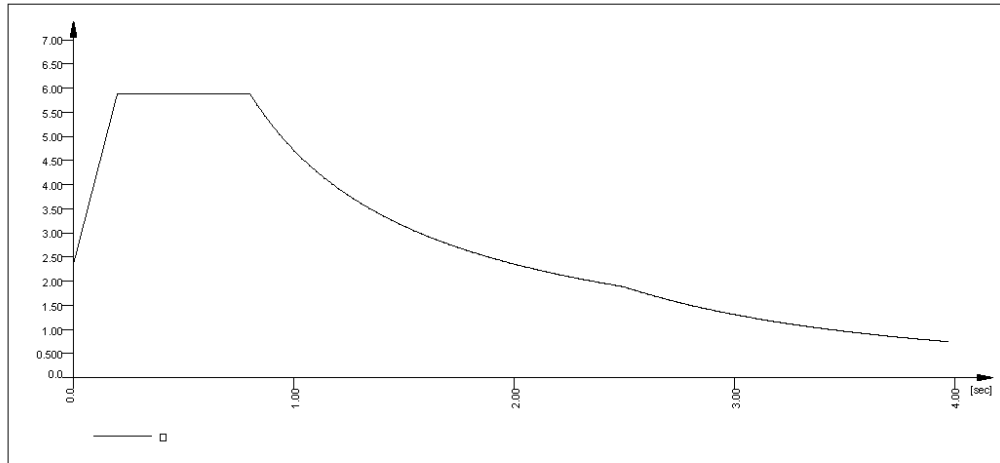


M 1 : 213
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

Sector of system Group 1...6 11 12 25 26 35 36 41...46 51...56 61 64 90
 Spring constant in kN/m (Max= 4.1350e+06)

X
 Y
 Z

STRUCTURE 2
 STRUCTURE

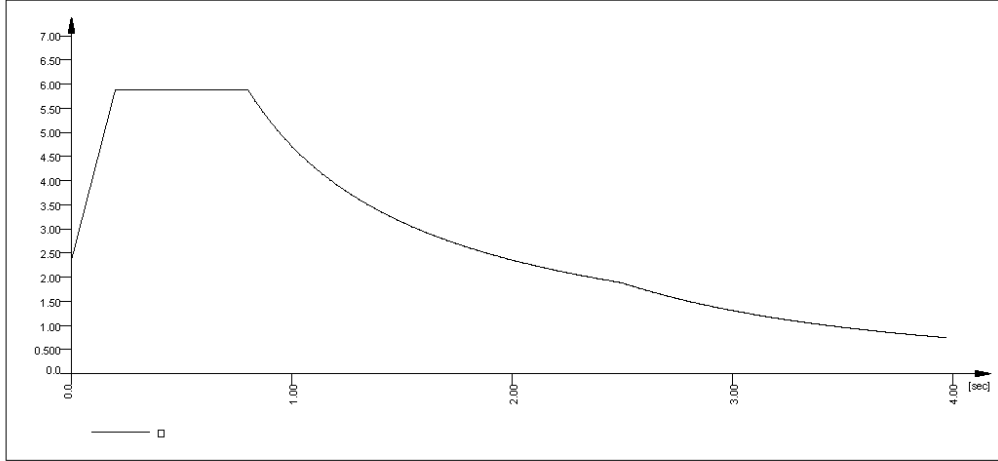
STRUCTURE 2
DESIGN SPECTRA

Load Case 3998

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 ELASTIC SPECTRUM-Y

D[-]	SA[-]	SB[-]	MIN[-]	TB[sec]	TC[sec]	TD[sec]	TE[sec]	K1[-]	K2[-]	A[m/sec ²]
auto										
	time	Factor	time	Factor	time	Factor	time	Factor	time	Factor
	[sec]	[-]	[sec]	[-]	[sec]	[-]	[sec]	[-]	[sec]	[-]
	0.000	2.354	0.200	5.886	0.790	5.886	0.800	5.886		5.886
	0.834	5.646	0.868	5.425	0.902	5.220	0.936	5.031		
	0.970	4.854	1.004	4.690	1.038	4.536	1.072	4.393		
	1.106	4.258	1.140	4.131	1.174	4.011	1.208	3.898		
	1.242	3.791	1.276	3.690	1.310	3.595	1.344	3.504		
	1.378	3.417	1.412	3.335	1.446	3.256	1.480	3.182		
	1.514	3.110	1.548	3.042	1.582	2.976	1.616	2.914		
	1.650	2.854	1.684	2.796	1.718	2.741	1.752	2.688		
	1.786	2.637	1.820	2.587	1.854	2.540	1.888	2.494		
	1.922	2.450	1.956	2.407	1.990	2.366	2.024	2.326		
	2.058	2.288	2.092	2.251	2.126	2.215	2.160	2.180		
	2.194	2.146	2.228	2.113	2.262	2.082	2.296	2.051		
	2.330	2.021	2.364	1.992	2.398	1.964	2.432	1.936		
	2.466	1.909	2.500	1.884	2.530	1.839	2.560	1.796		
	2.590	1.755	2.620	1.715	2.650	1.676	2.680	1.639		
	2.710	1.603	2.740	1.568	2.770	1.534	2.800	1.502		
	2.830	1.470	2.860	1.439	2.890	1.409	2.920	1.381		
	2.950	1.353	2.980	1.326	3.010	1.299	3.040	1.274		
	3.070	1.249	3.100	1.225	3.130	1.202	3.160	1.179		
	3.190	1.157	3.220	1.135	3.250	1.115	3.280	1.094		
	3.310	1.074	3.340	1.055	3.370	1.037	3.400	1.018		
	3.430	1.001	3.460	0.983	3.490	0.966	3.520	0.950		
	3.550	0.934	3.580	0.919	3.610	0.903	3.640	0.888		
	3.670	0.874	3.700	0.860	3.730	0.846	3.760	0.833		
	3.790	0.820	3.820	0.807	3.850	0.794	3.880	0.782		
	3.910	0.770	3.940	0.758	3.970	0.747				

STRUCTURE 2
 DESIGN SPECTRA



Load Case 3999

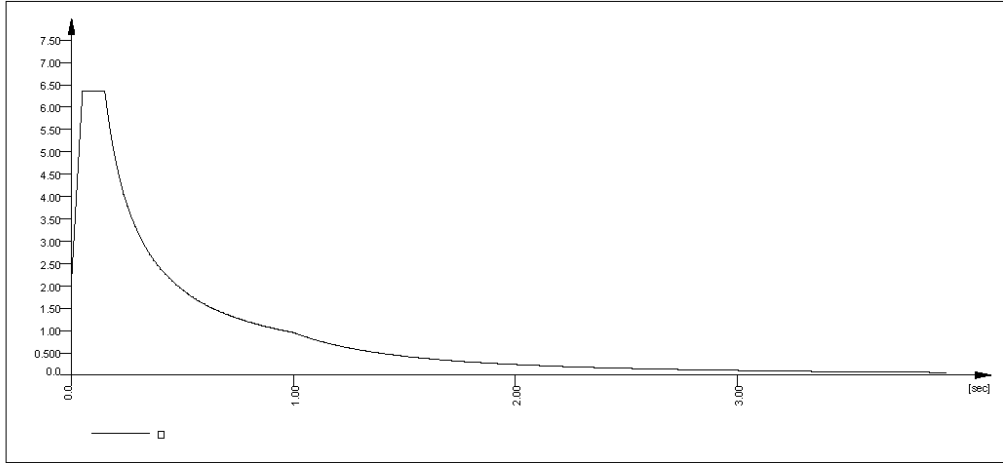
Factor forces and moments 1.000
 Factor dead weight DL-XX 0.000
 Factor dead weight DL-YY 0.000
 Factor dead weight DL-ZZ 0.000

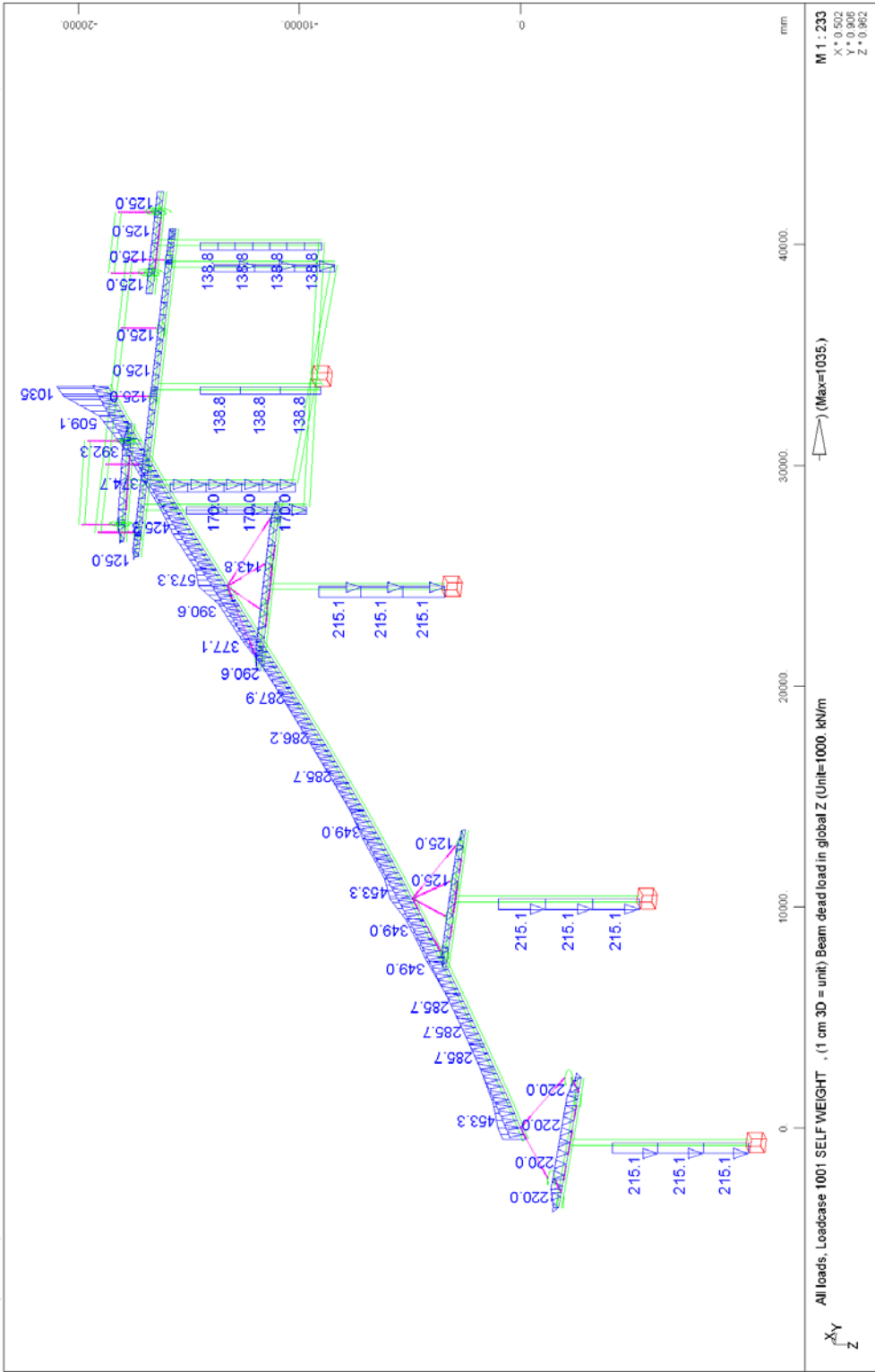
Response spectra ELASTIC SPECTRUM-Z

D[-]	SA[-]	SB[-]	MIN[-]	TB[sec]	TC[sec]	TD[sec]	TE[sec]	K1[-]	K2[-]	A[m/sec ²]
auto										
	time	Factor	time	Factor	time	Factor	time	Factor	time	Factor
	[sec]	[-]	[sec]	[-]	[sec]	[-]	[sec]	[-]	[sec]	[-]
	0.000	2.119	0.050	6.357	0.140	6.357	0.150	6.357	0.150	6.357
	0.167	5.710	0.184	5.182	0.201	4.744	0.218	4.374	0.218	4.374
	0.235	4.058	0.252	3.784	0.269	3.545	0.286	3.334	0.286	3.334
	0.303	3.147	0.320	2.980	0.337	2.829	0.354	2.694	0.354	2.694
	0.371	2.570	0.388	2.458	0.405	2.354	0.422	2.260	0.422	2.260
	0.439	2.172	0.456	2.091	0.473	2.016	0.490	1.946	0.490	1.946
	0.507	1.881	0.524	1.820	0.541	1.763	0.558	1.709	0.558	1.709
	0.575	1.658	0.592	1.611	0.609	1.566	0.626	1.523	0.626	1.523
	0.643	1.483	0.660	1.445	0.677	1.408	0.694	1.374	0.694	1.374
	0.711	1.341	0.728	1.310	0.745	1.280	0.762	1.251	0.762	1.251
	0.779	1.224	0.796	1.198	0.813	1.173	0.830	1.149	0.830	1.149
	0.847	1.126	0.864	1.104	0.881	1.082	0.898	1.062	0.898	1.062
	0.915	1.042	0.932	1.023	0.949	1.005	0.966	0.987	0.966	0.987
	0.983	0.970	1.000	0.954	1.060	0.849	1.120	0.760	1.120	0.760
	1.180	0.685	1.240	0.620	1.300	0.564	1.360	0.516	1.360	0.516
	1.420	0.473	1.480	0.435	1.540	0.402	1.600	0.372	1.600	0.372
	1.660	0.346	1.720	0.322	1.780	0.301	1.840	0.282	1.840	0.282
	1.900	0.264	1.960	0.248	2.020	0.234	2.080	0.220	2.080	0.220
	2.140	0.208	2.200	0.197	2.260	0.187	2.320	0.177	2.320	0.177
	2.380	0.168	2.440	0.160	2.500	0.153	2.560	0.145	2.560	0.145
	2.620	0.139	2.680	0.133	2.740	0.127	2.800	0.122	2.800	0.122
	2.860	0.117	2.920	0.112	2.980	0.107	3.040	0.103	3.040	0.103
	3.100	0.099	3.160	0.095	3.220	0.092	3.280	0.089	3.280	0.089
	3.340	0.085	3.400	0.082	3.460	0.080	3.520	0.077	3.520	0.077
	3.580	0.074	3.640	0.072	3.700	0.070	3.760	0.067	3.760	0.067
	3.820	0.065	3.880	0.063	3.940	0.061				

SOFISTIK AG - www.sofistik.com

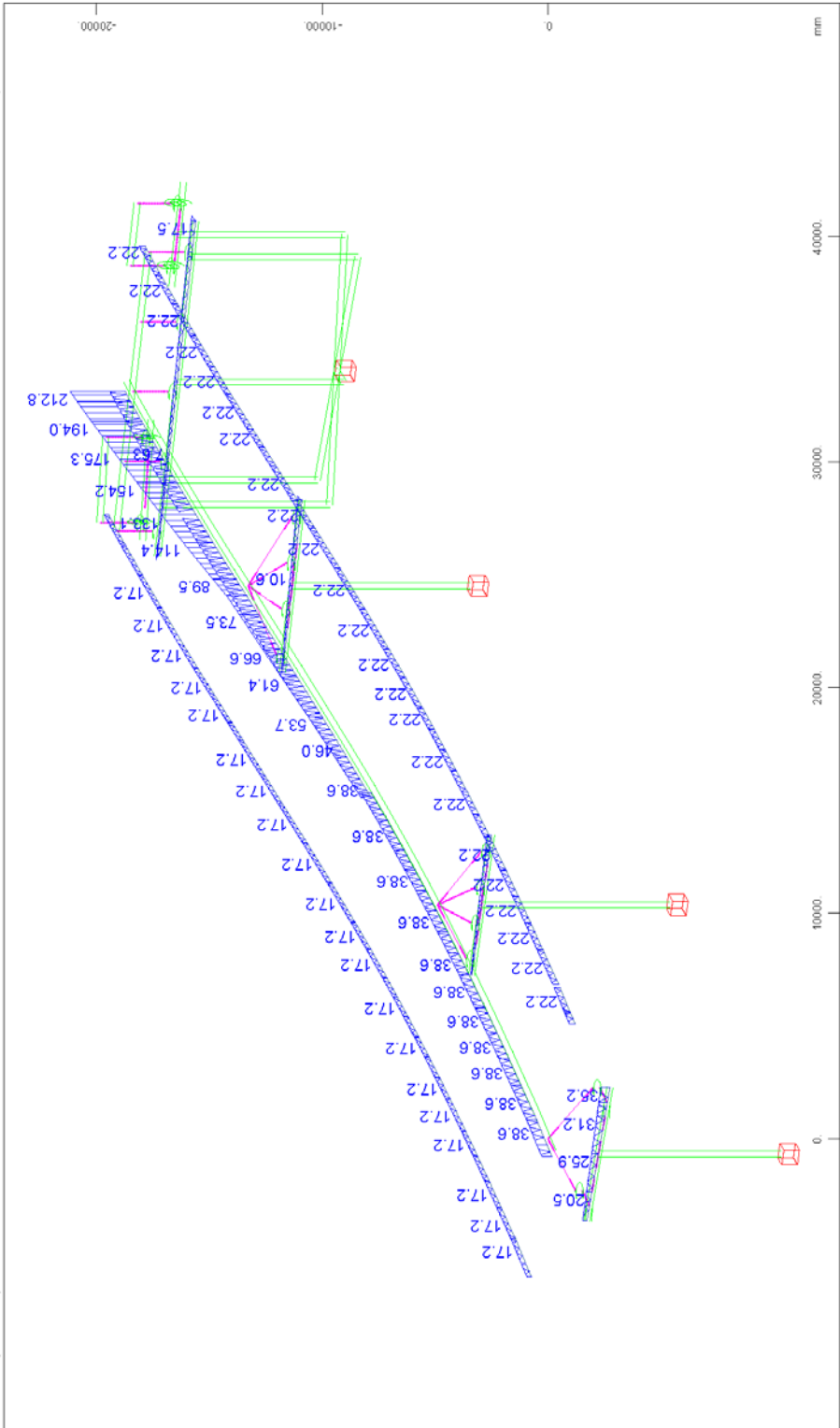
STRUCTURE 2
DESIGN SPECTRA





STRUCTURE 2

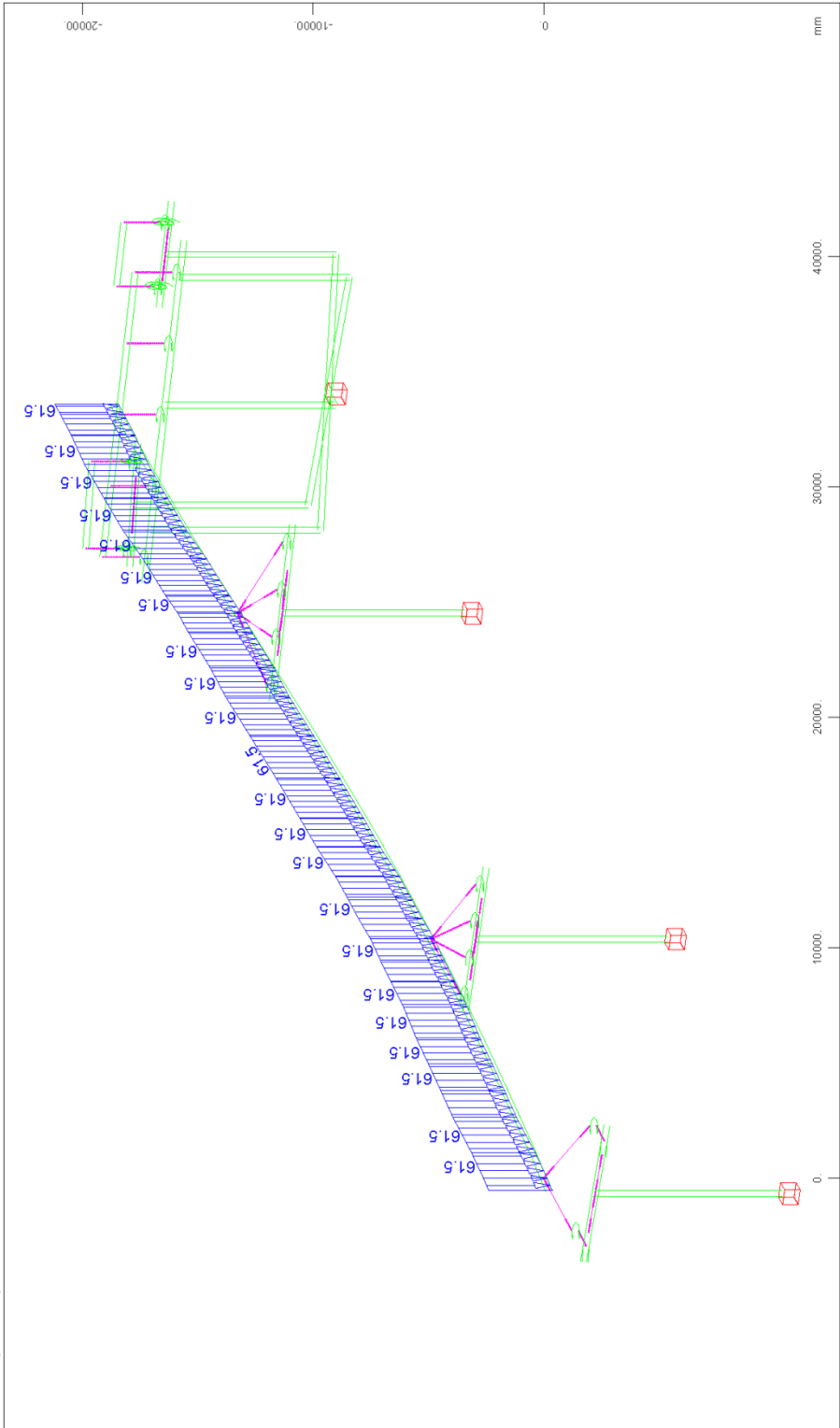
LOADS



All loads, Loadcase 1002 ADDI. DEAD, (1 cm 3D = unit) Beam line load (force) in global Z (Unit=200.0 kN/m)

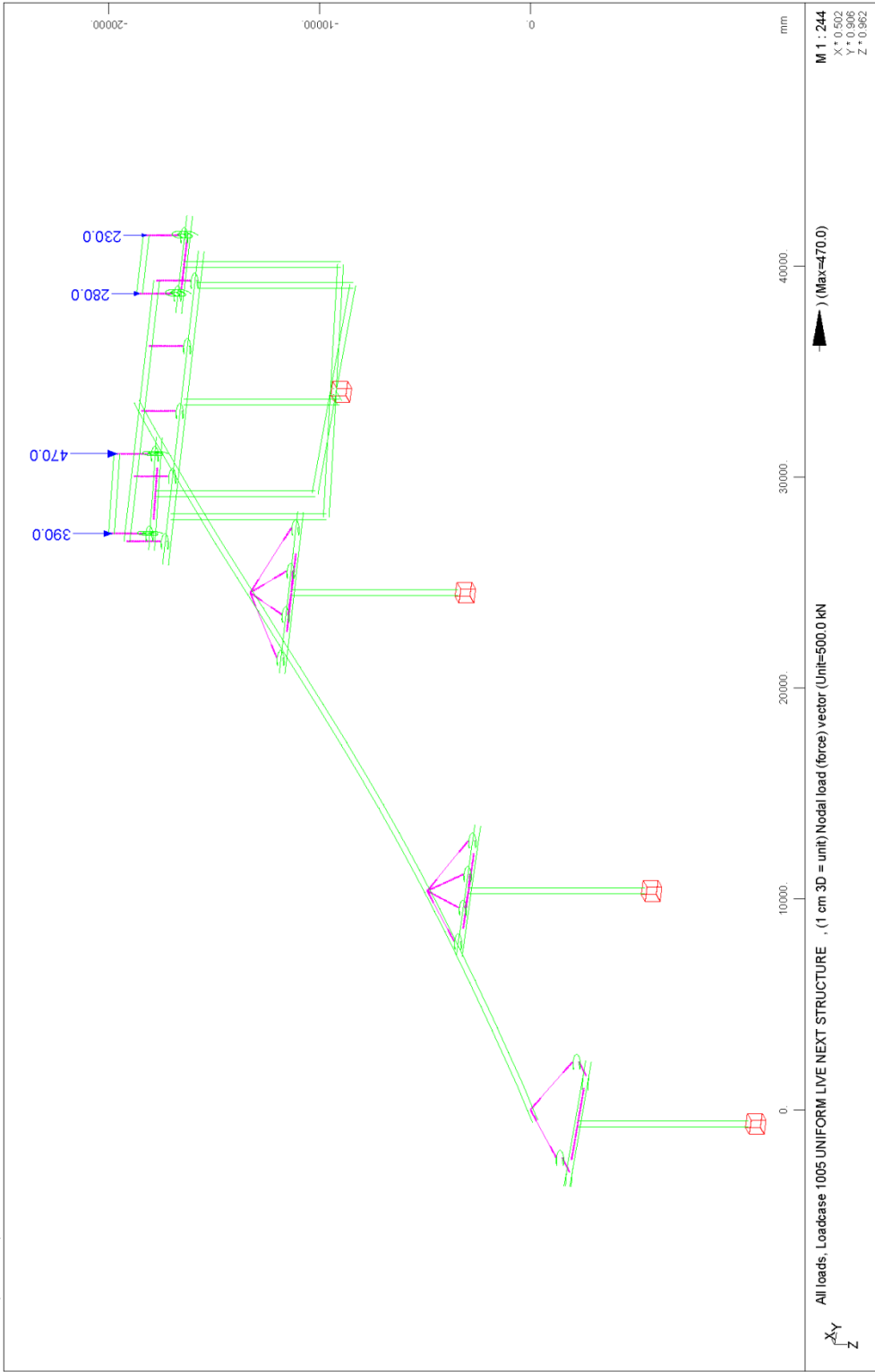
M 1 : 238
 X = 0.502
 Y = 0.906
 Z = 0.962

STRUCTURE 2
LOADS

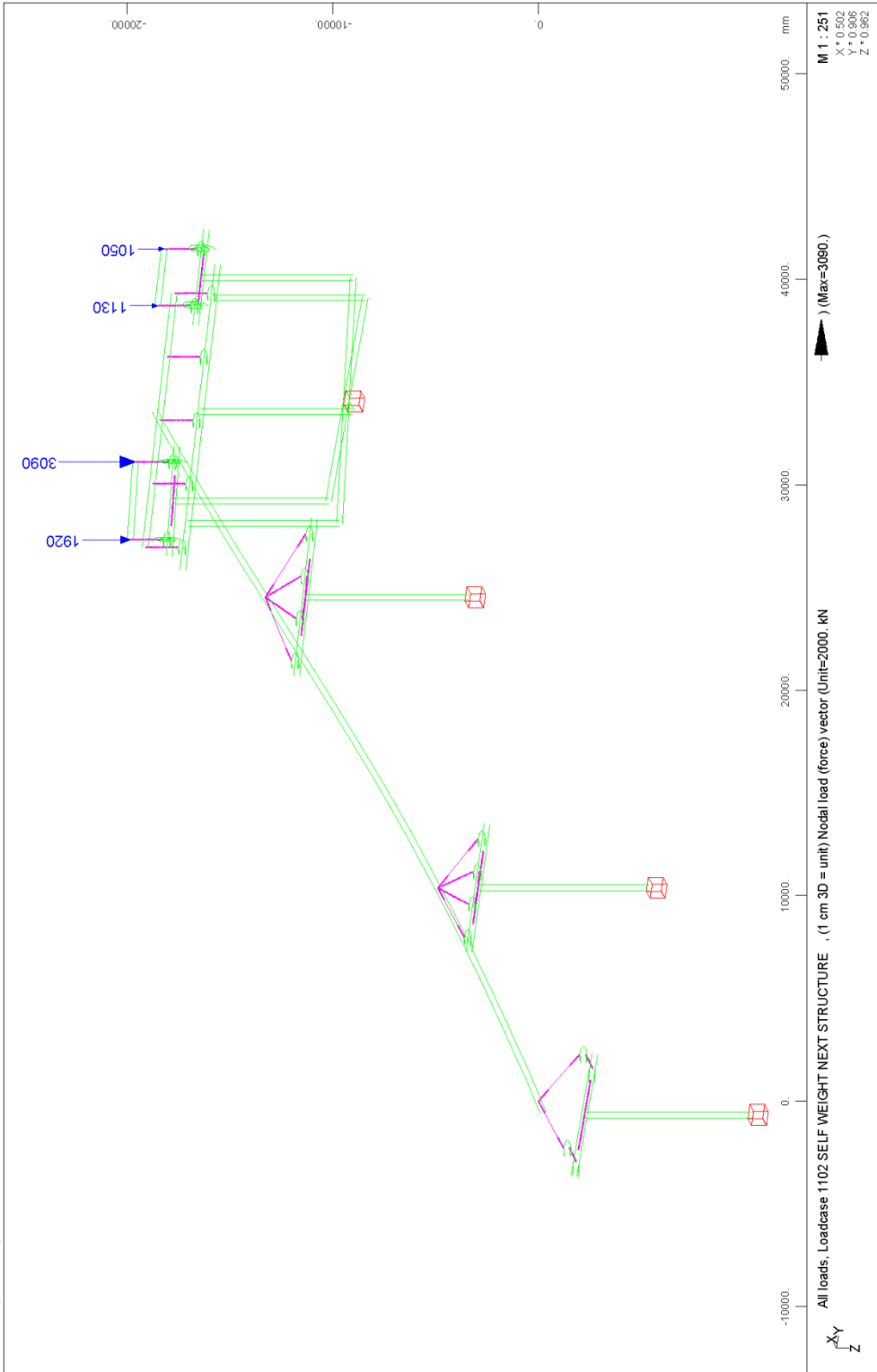


$\begin{matrix} X \\ Y \\ Z \end{matrix}$
 All loads, Loadcase 1003 UNIFORM LIVE LOAD, (1 cm 3D = unit) Beam line load (force) in global Z (Unit=50.0 kN/m)
 M 1 : 233
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

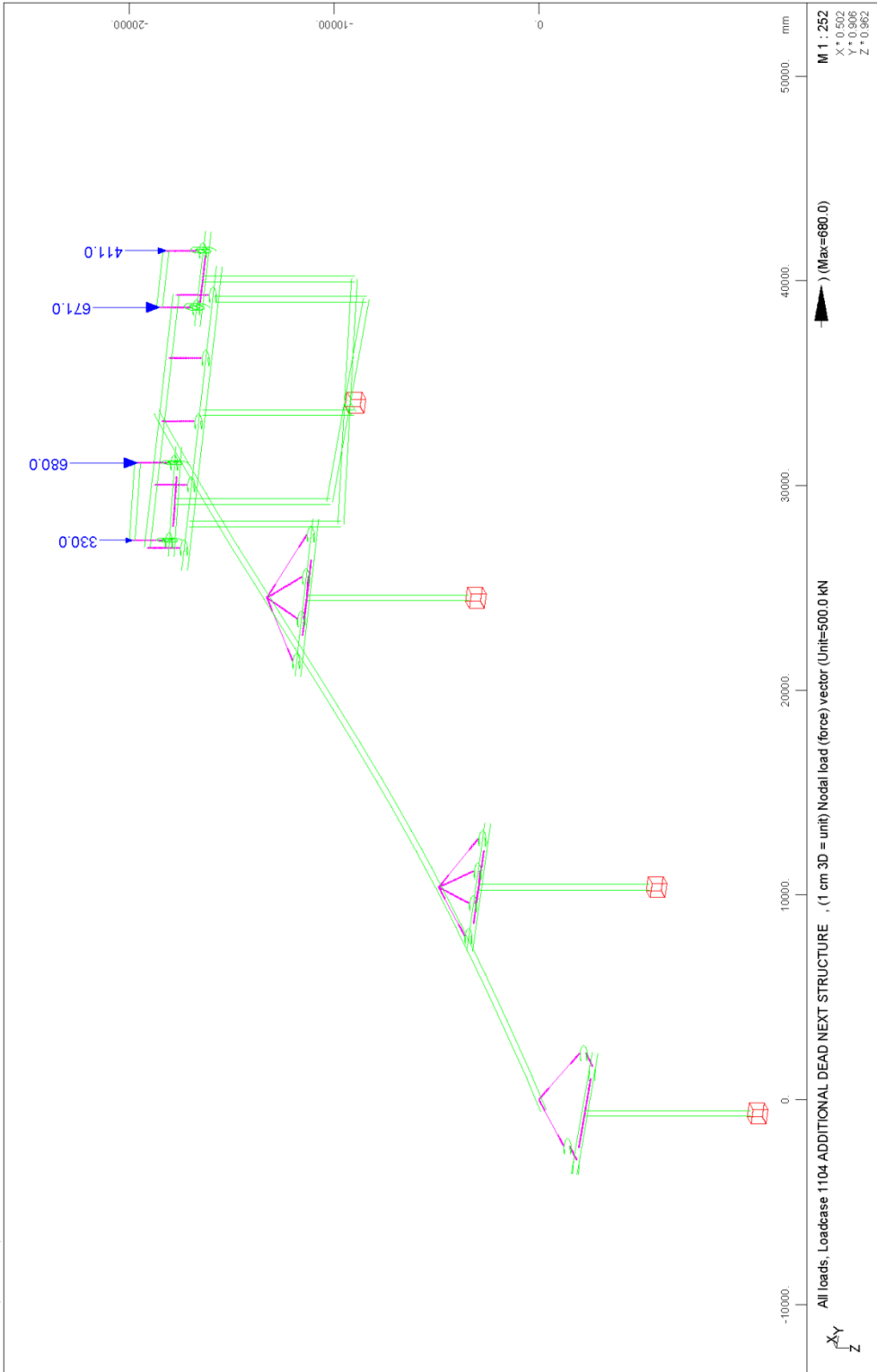
STRUCTURE 2
LOADS

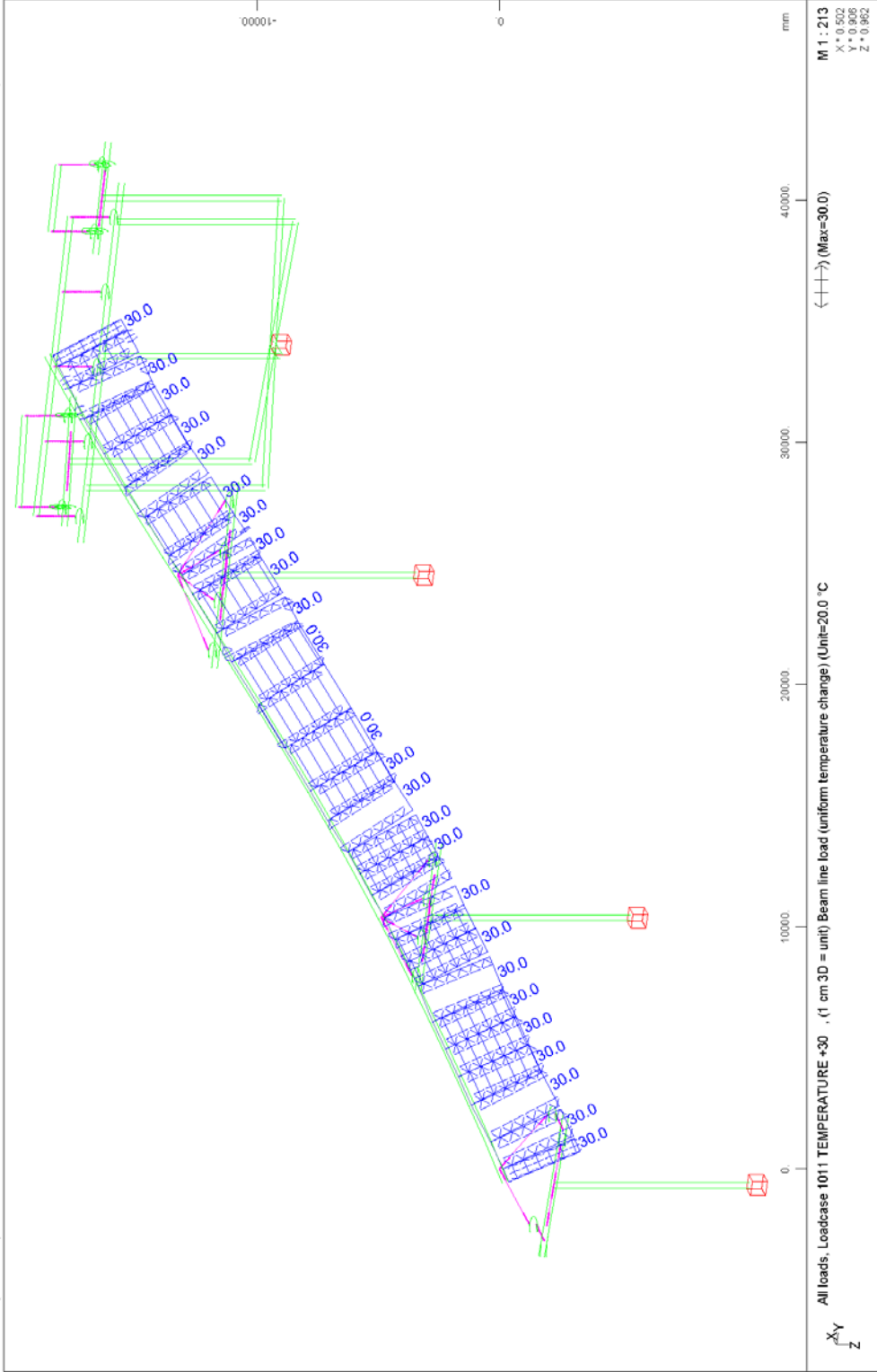


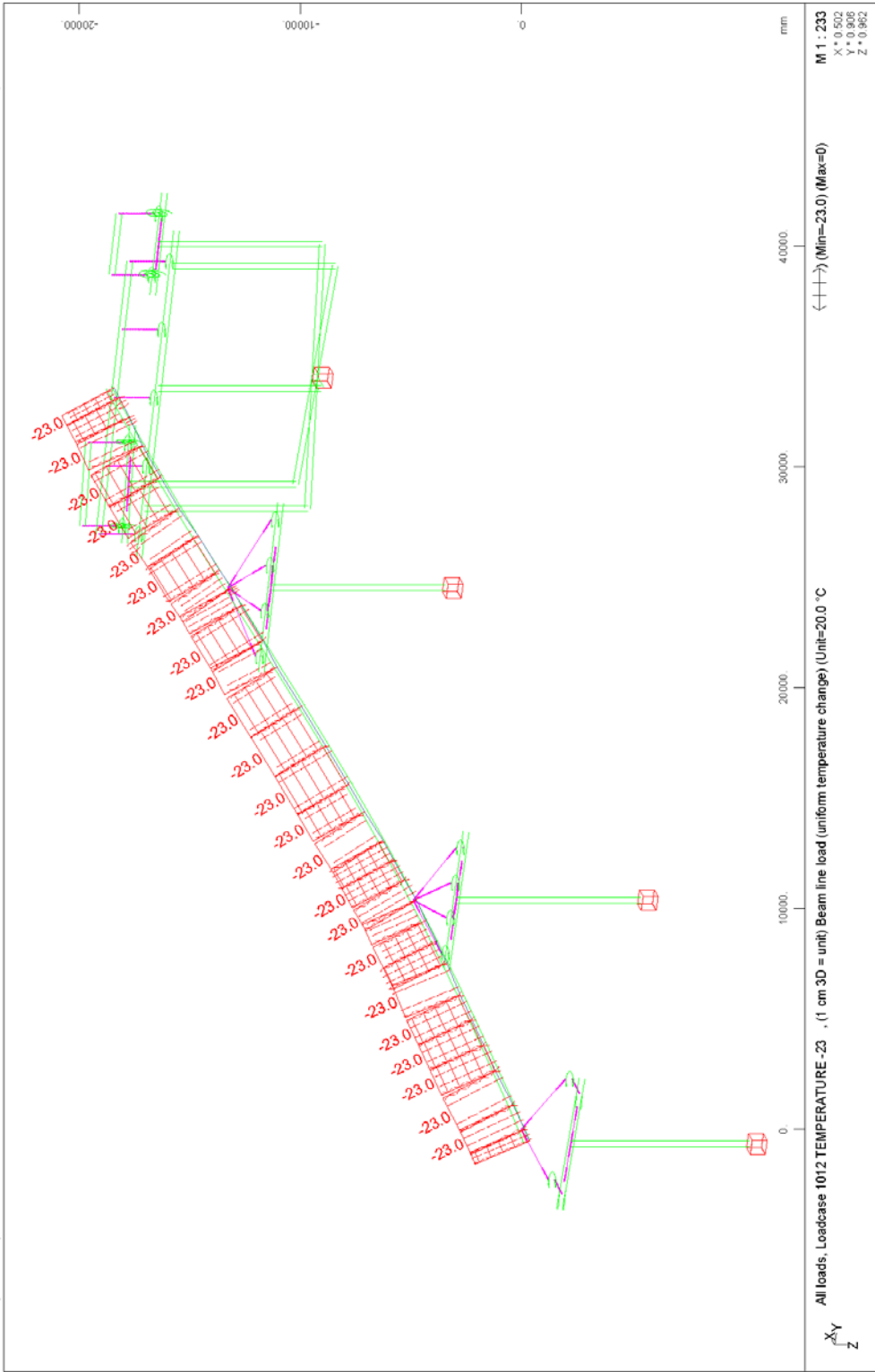
STRUCTURE 2
LOADS



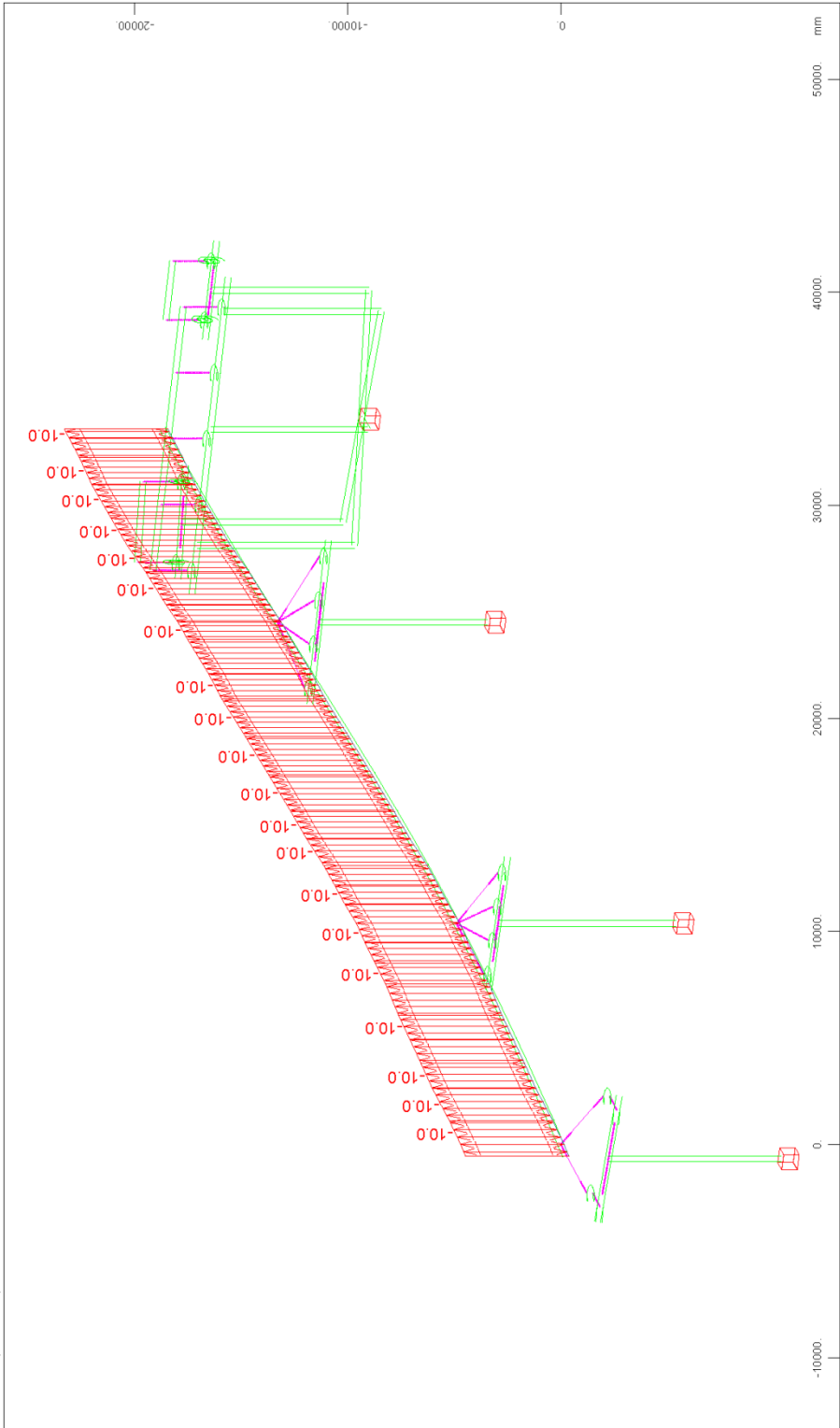
STRUCTURE 2
LOADS







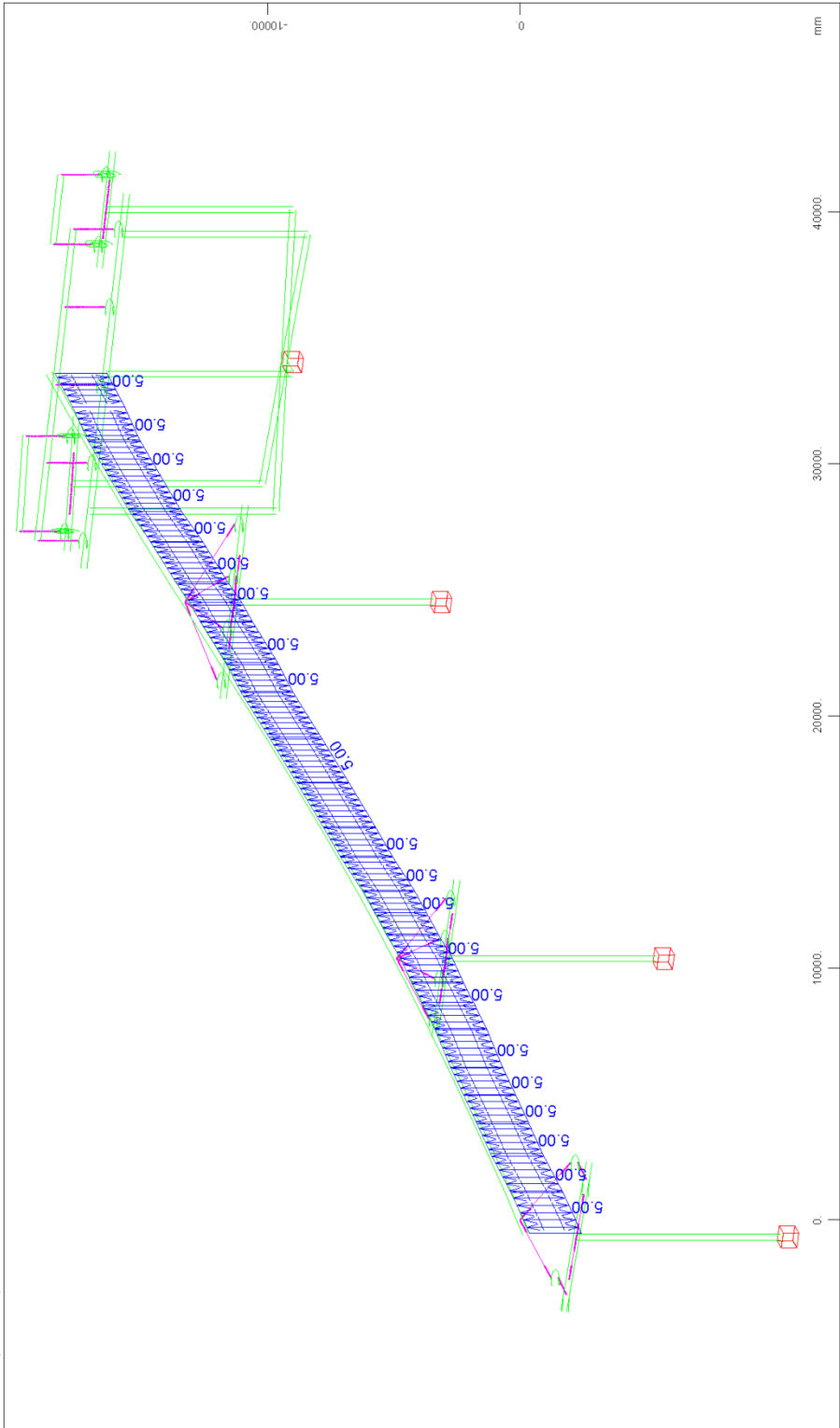
STRUCTURE 2
LOADS



All loads, Loadcase 1013 LINEAR TEMP. DIFF. +10 , (1 cm 3D = unit) Beam line load (temperature difference) in local z (Unit=5.00 °C)
 (Min=-10.0) (Max=0)

M 1 : 252
 X* 0.5102
 Y* 0.9806
 Z* 0.982

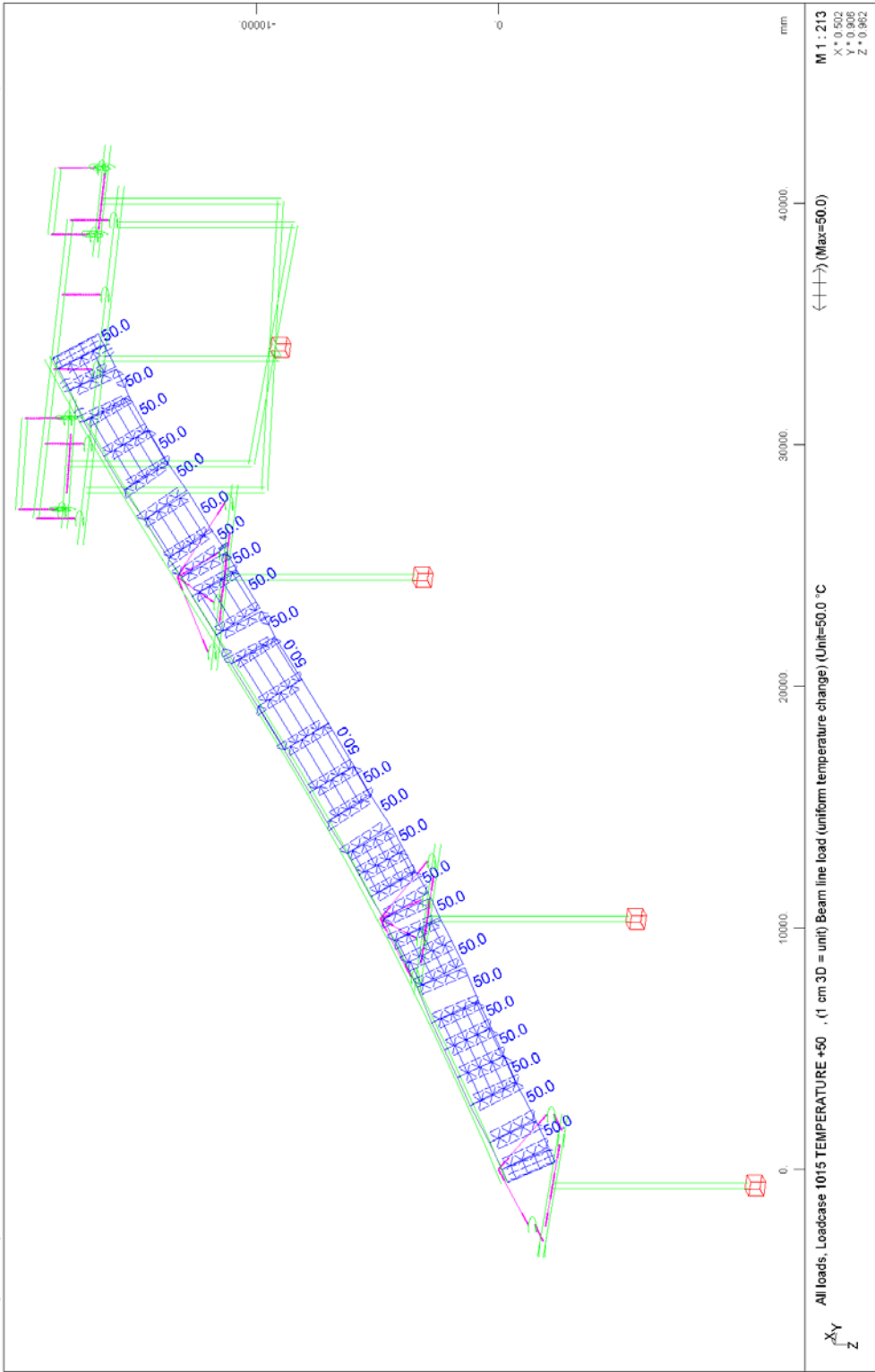
STRUCTURE 2
 LOADS



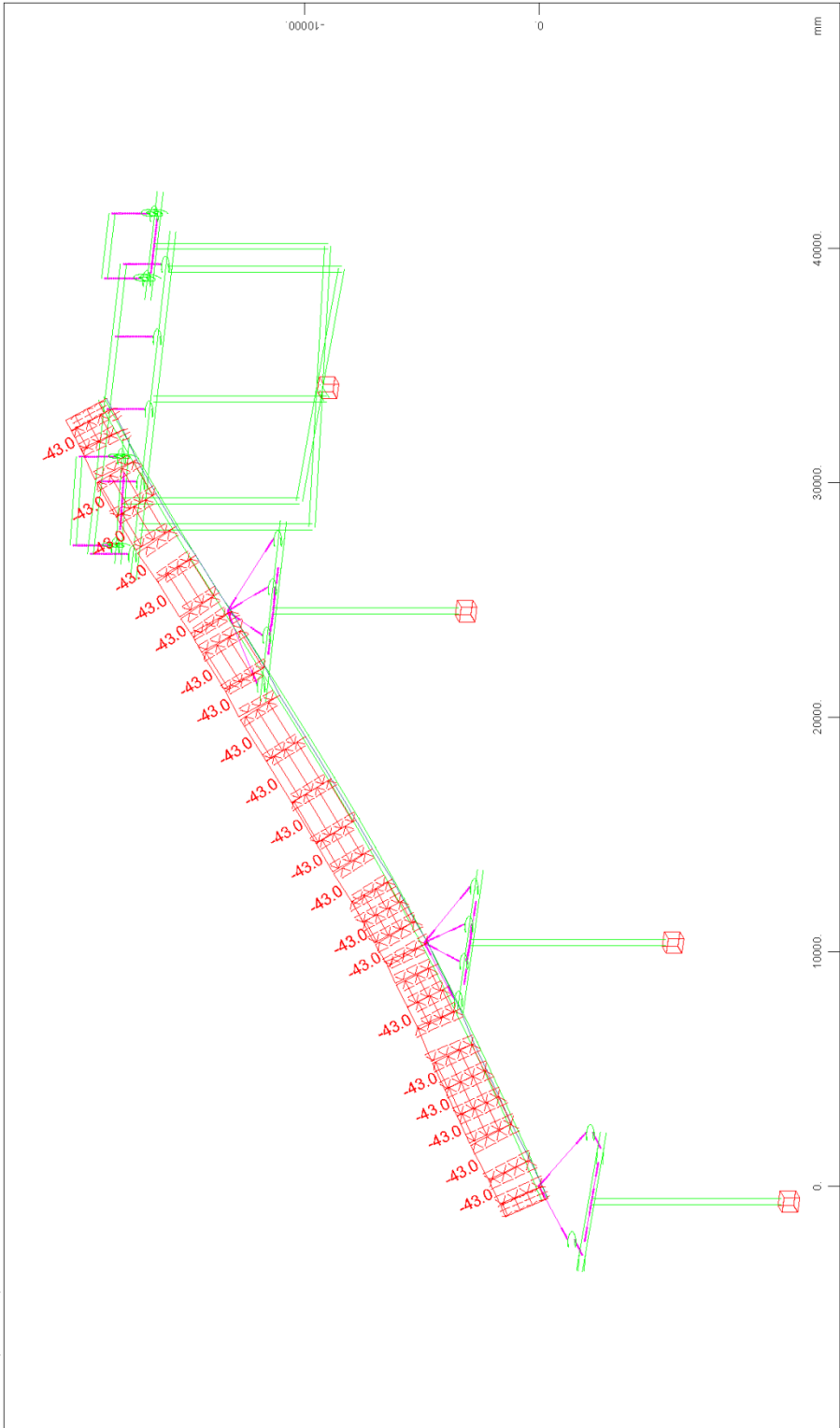
All loads, Loadcase 1014 LINEAR TEMP. DIFF. -5. (1 cm 3D = unit) Beam line load (temperature difference) in local z (Unit=5.00 °C)
 (Max=5.00)

M 1 : 213
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

STRUCTURE 2
 LOADS

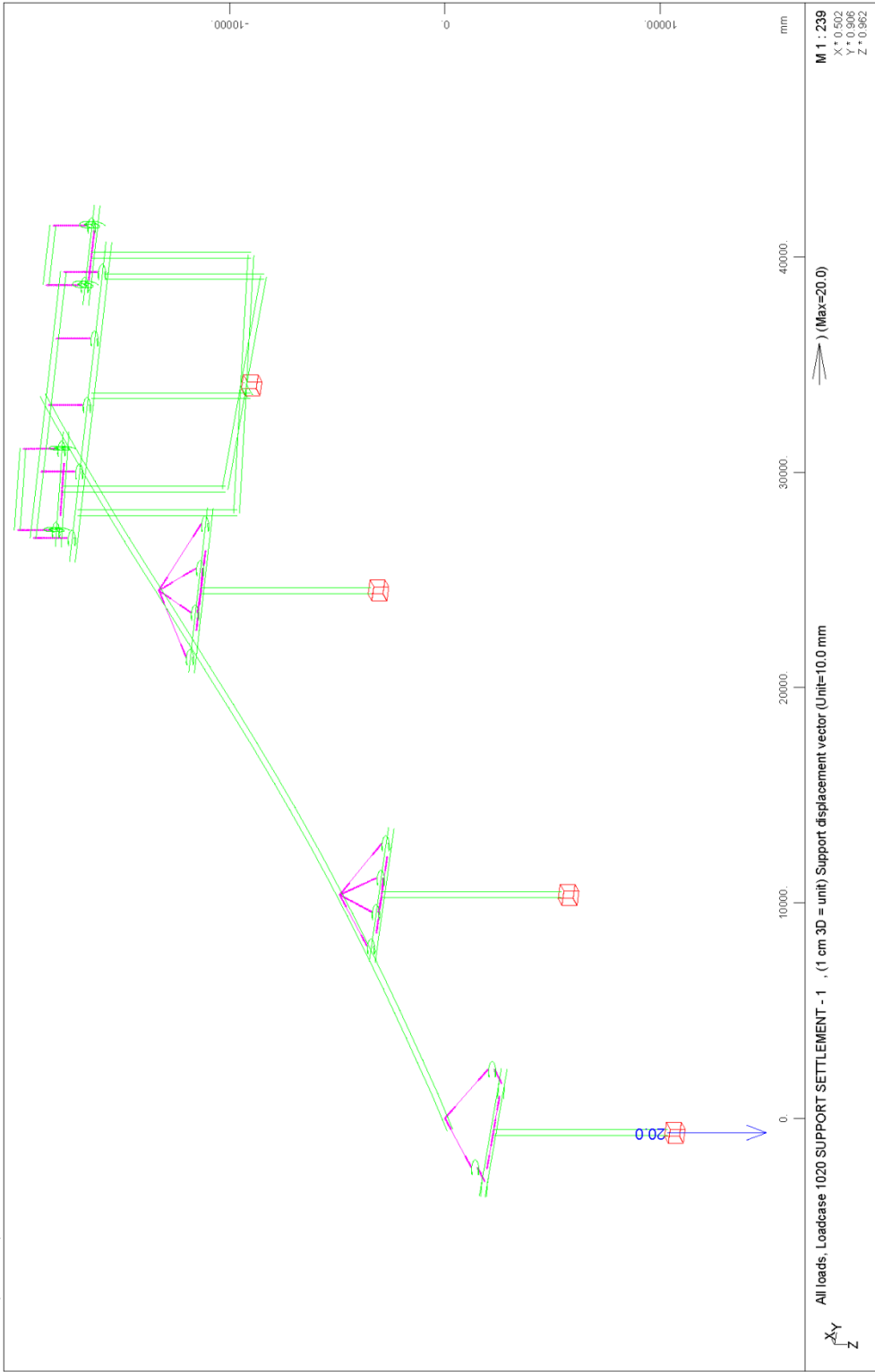


STRUCTURE 2
LOADS

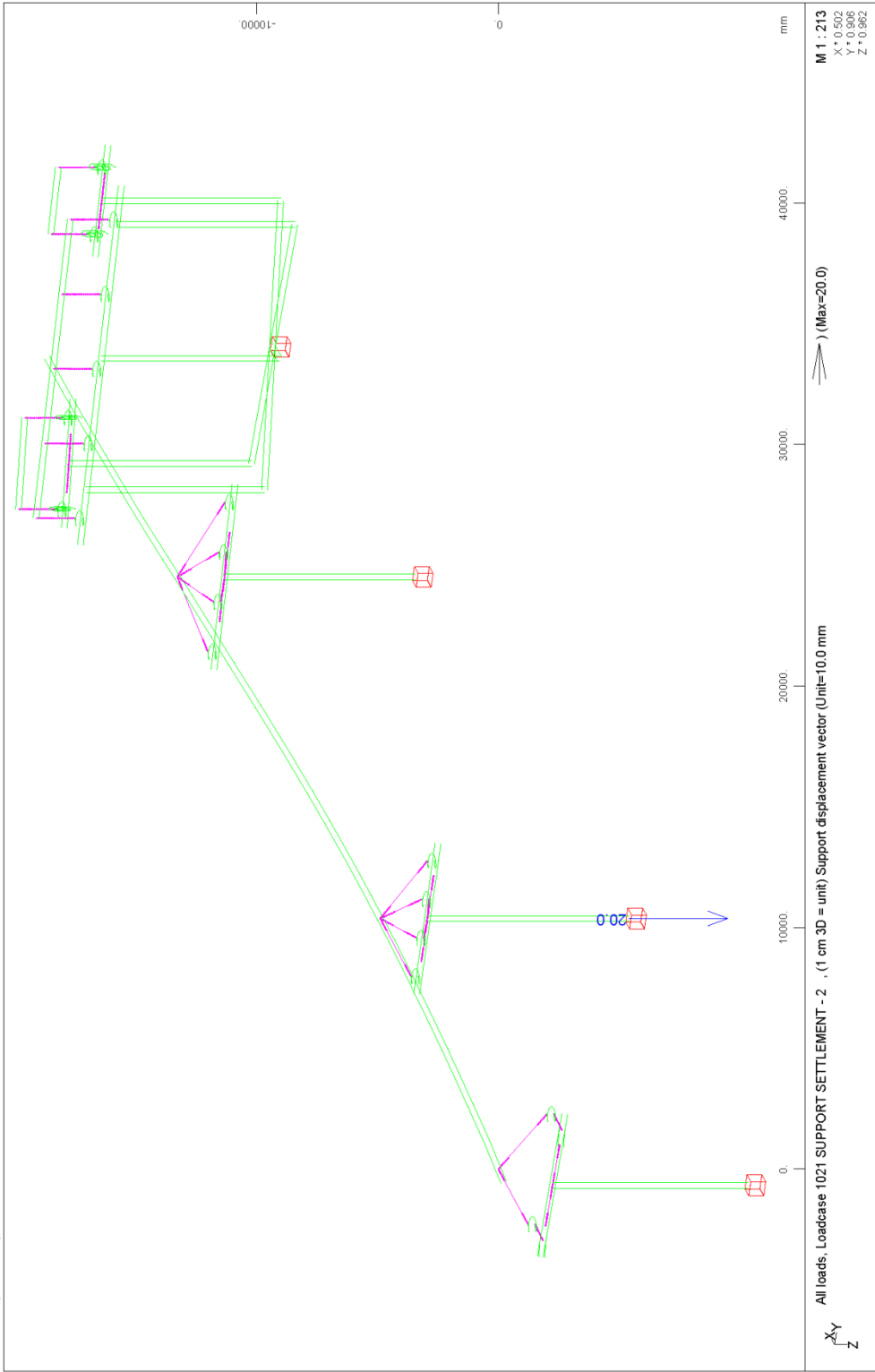


$\begin{matrix} X \\ Y \\ Z \end{matrix}$
 All loads, Loadcase 1016 TEMPERATURE -43, (1 cm 3D = unit) Beam line load (uniform temperature change) (Unit=50.0 °C)
 M 1 : 229
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962
 (←|+|→) (Min=-43.0) (Max=0)

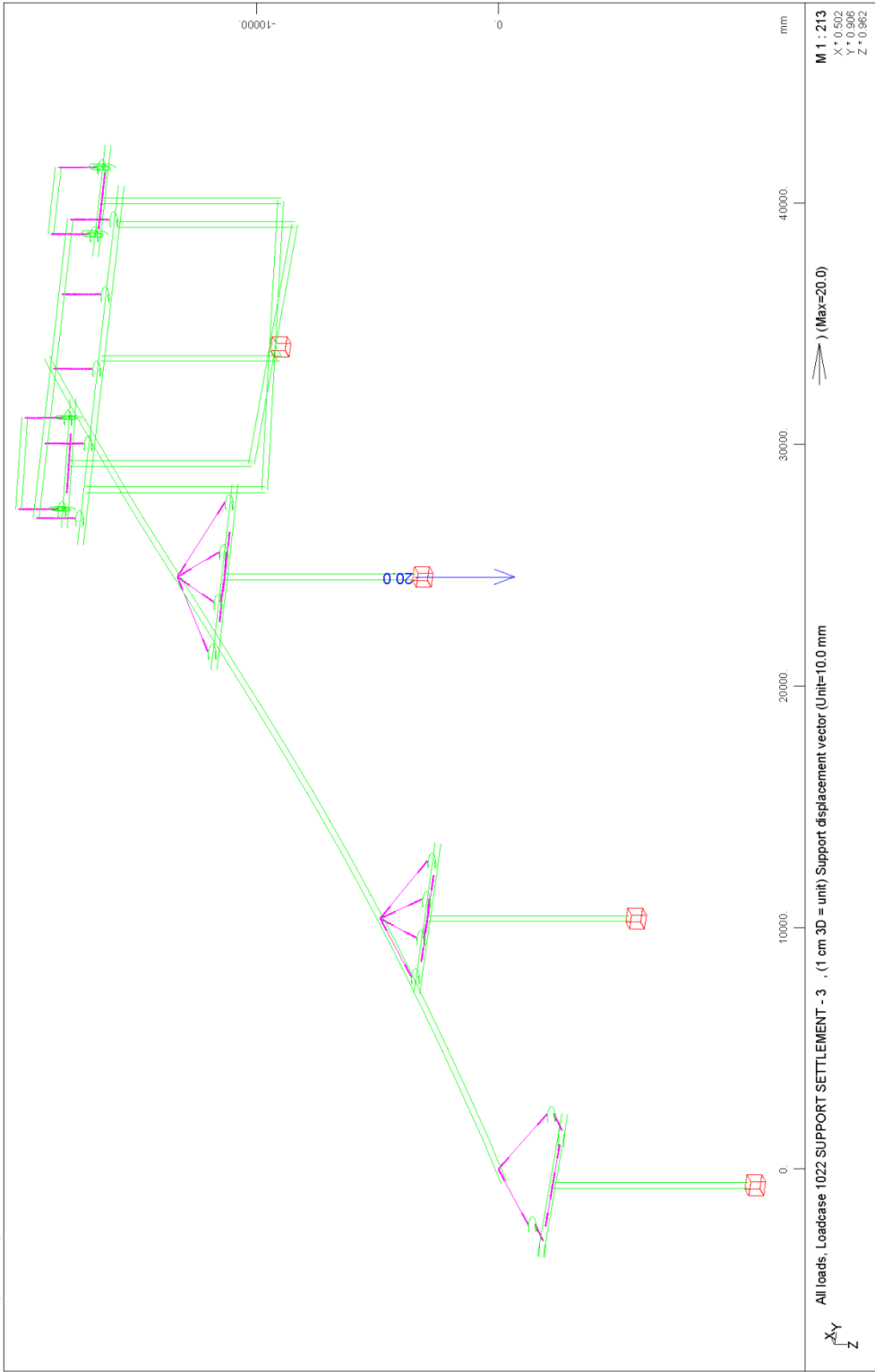
STRUCTURE 2
LOADS



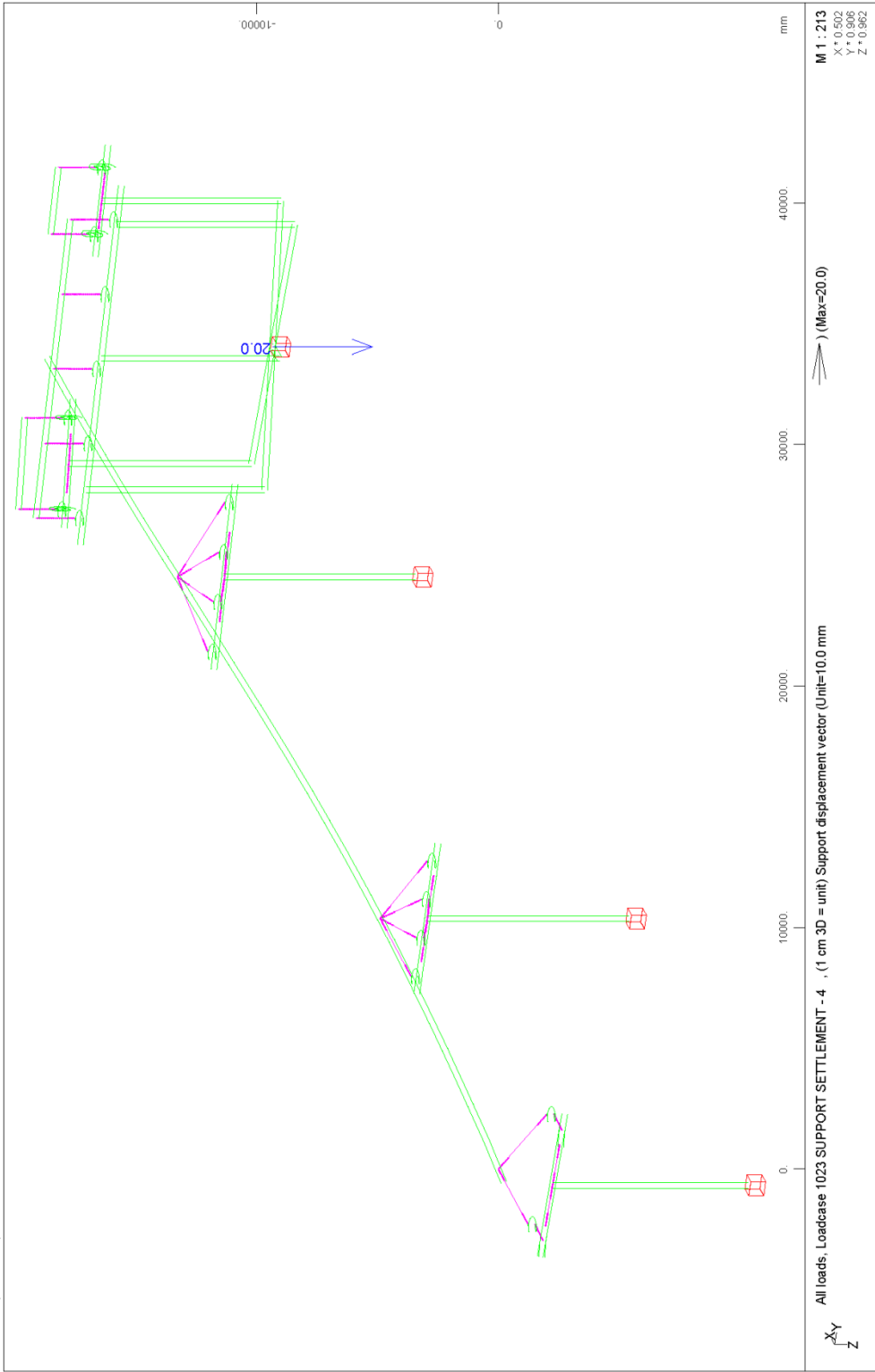
STRUCTURE 2
LOADS



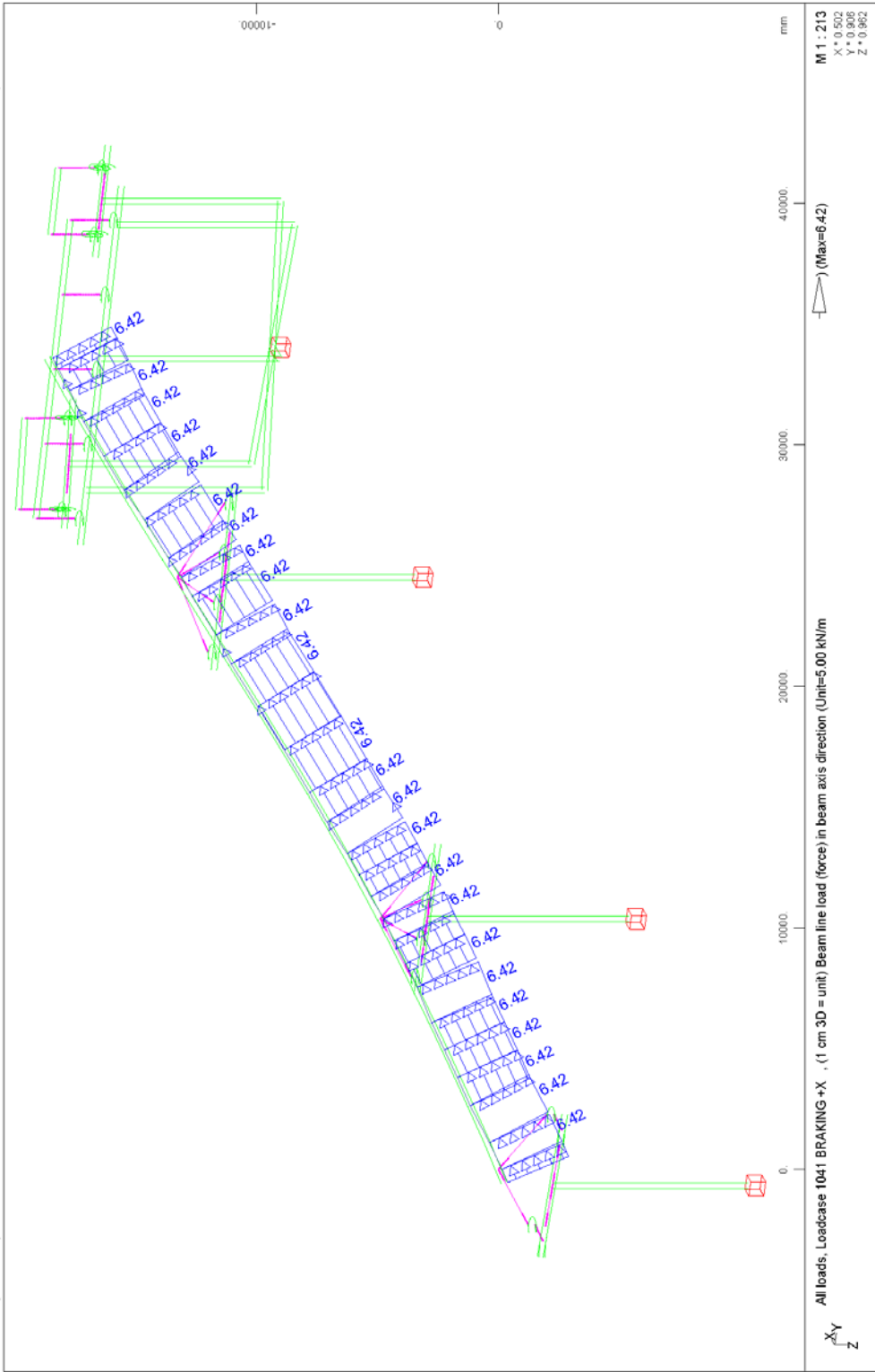
STRUCTURE 2
LOADS

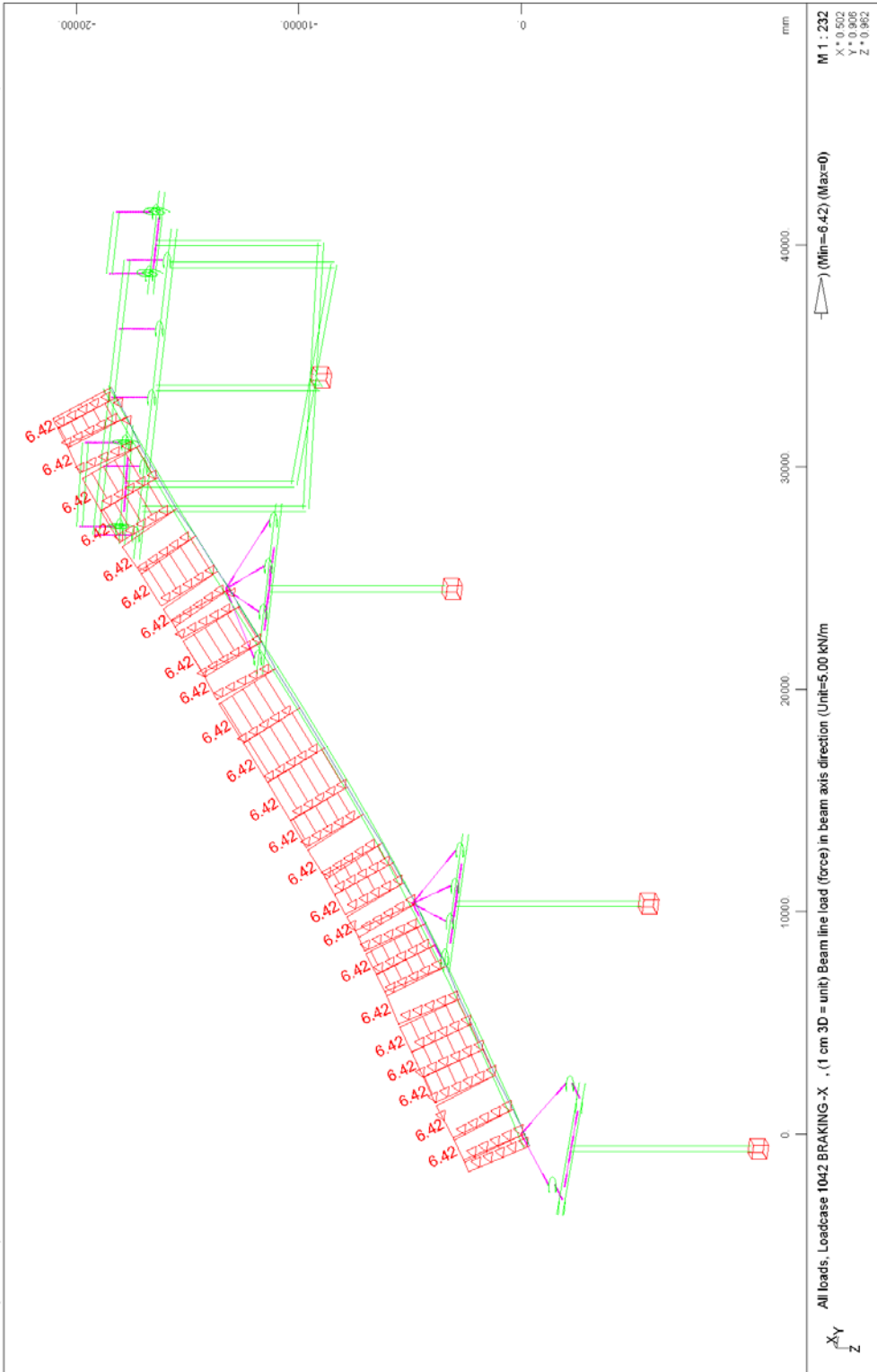


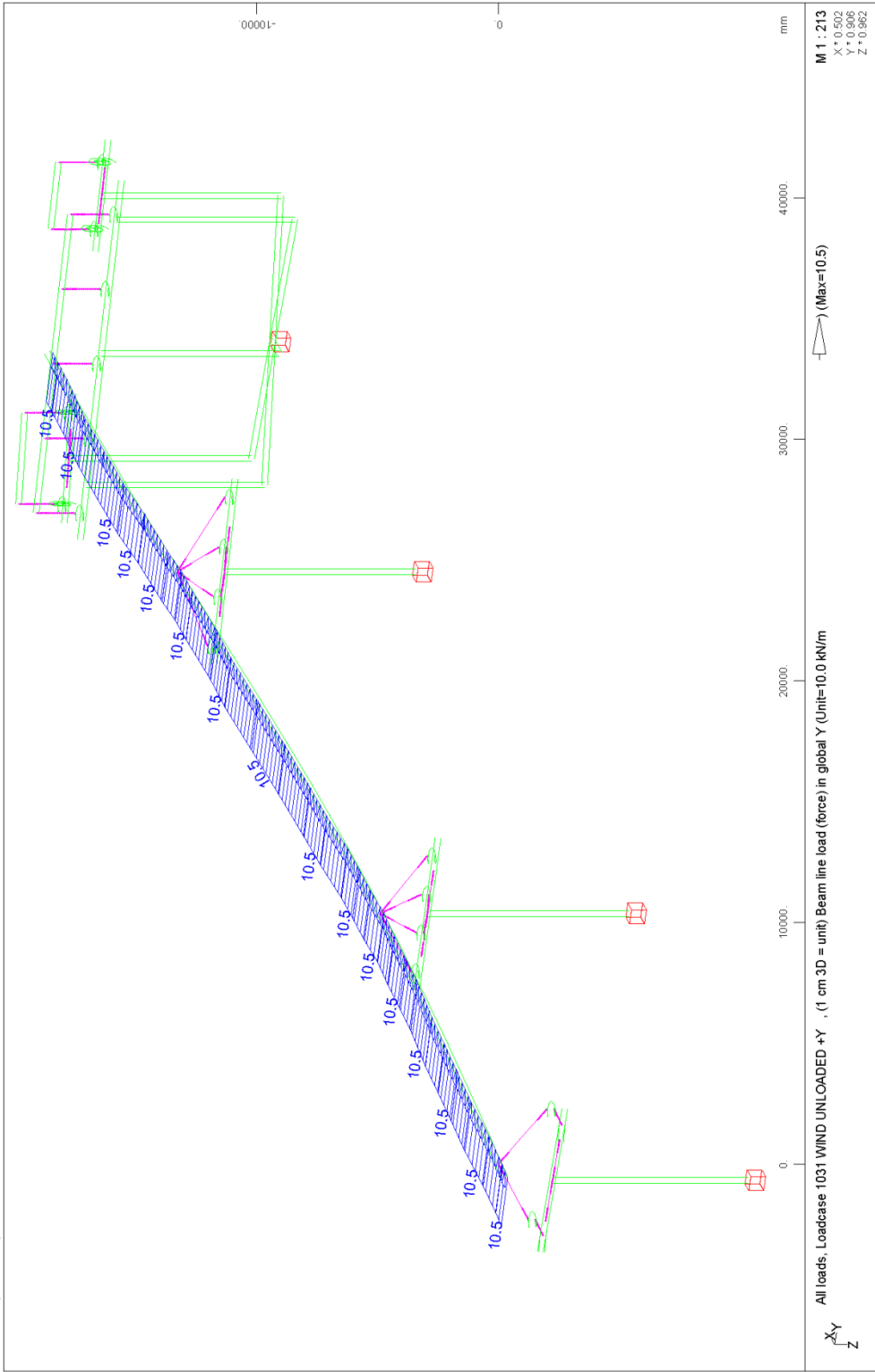
STRUCTURE 2
LOADS



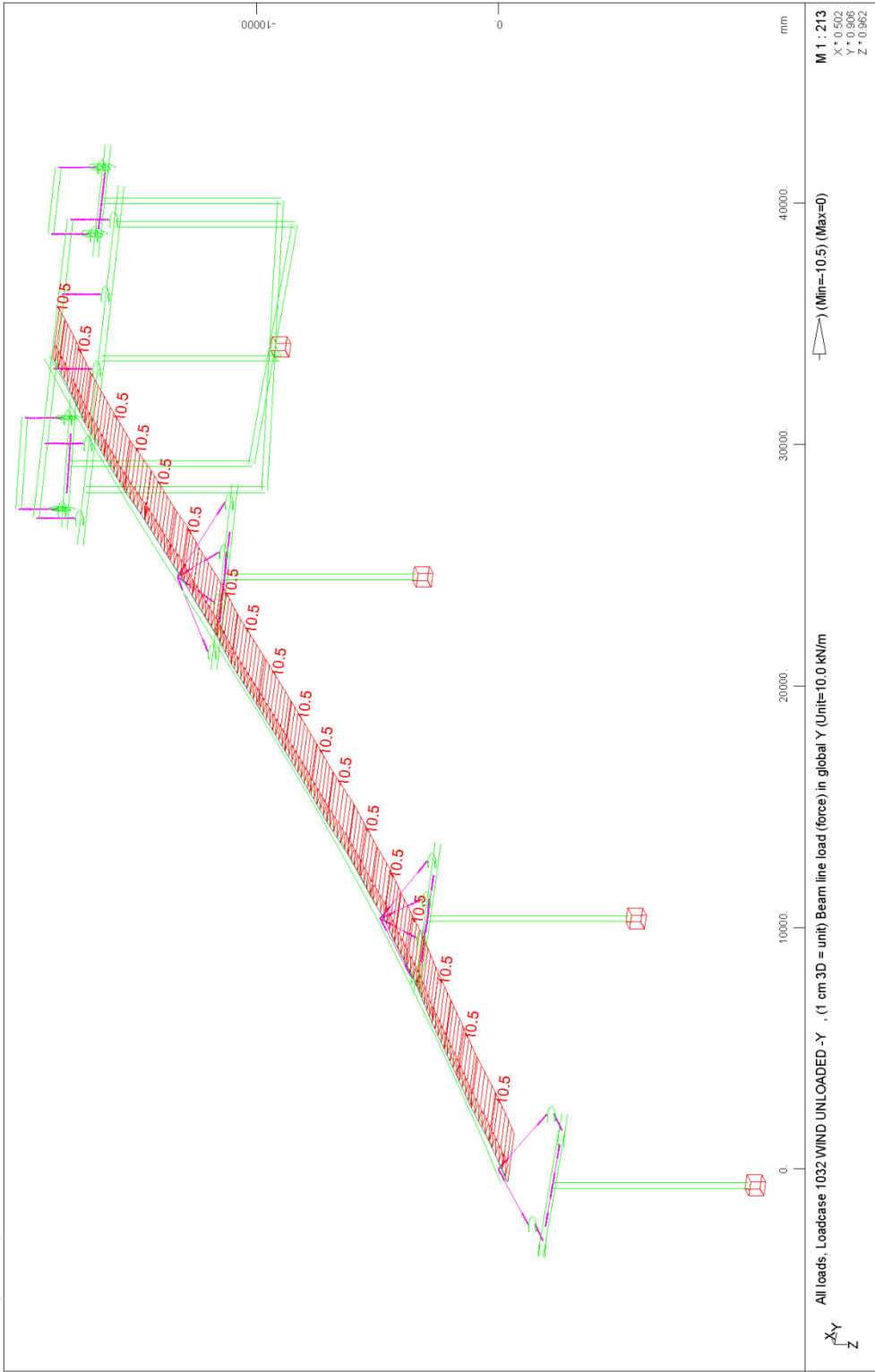
STRUCTURE 2
LOADS



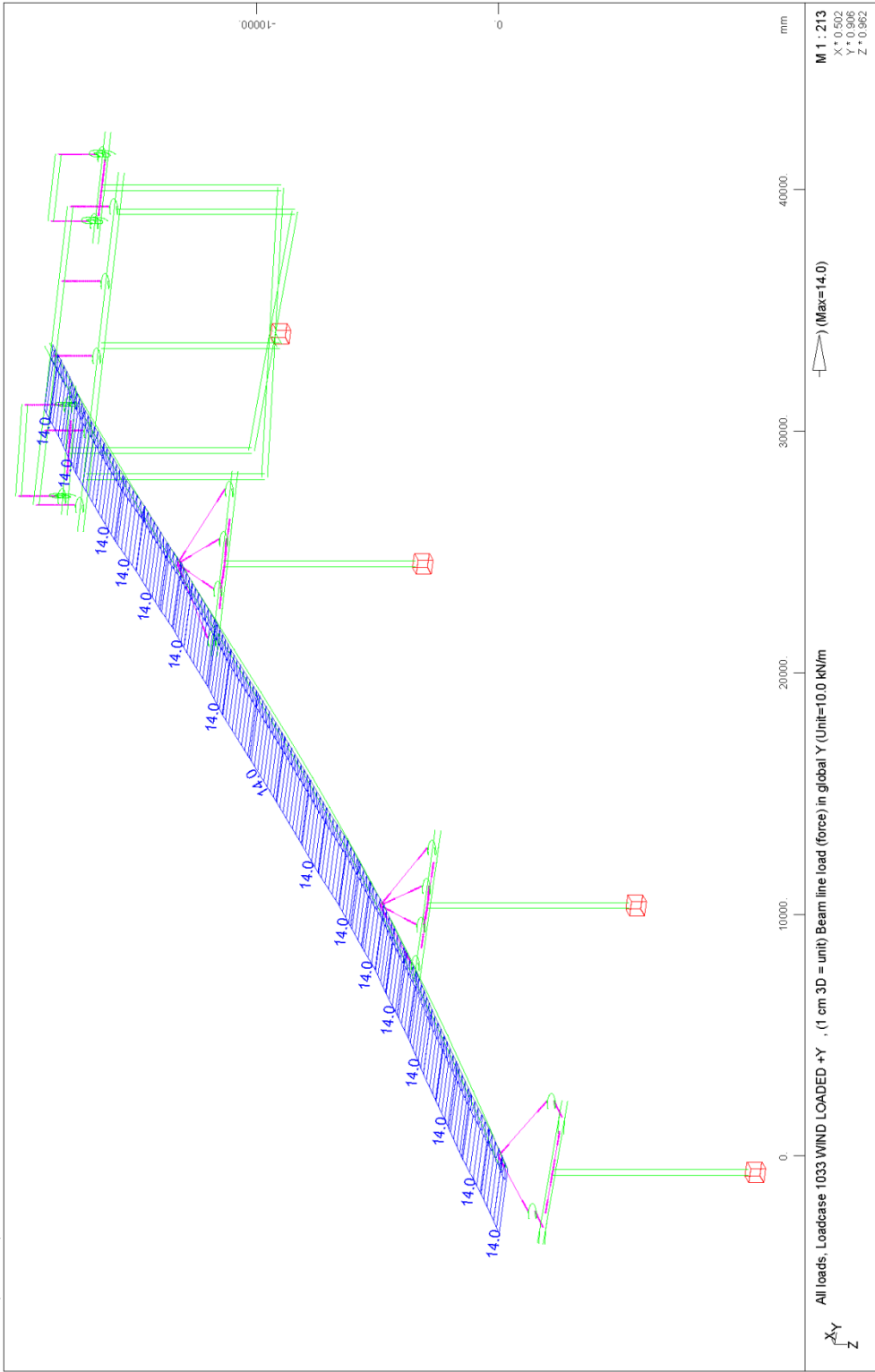




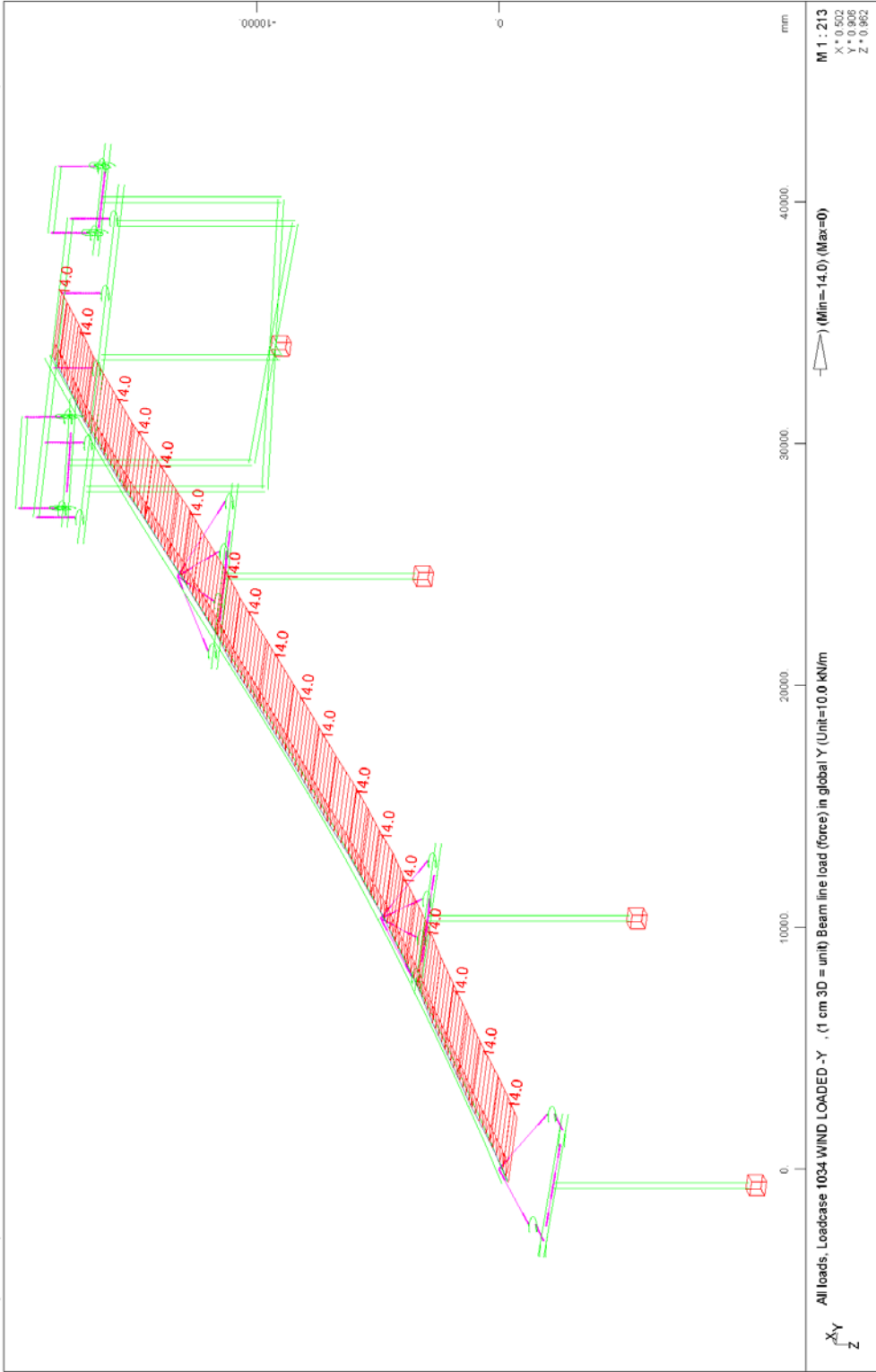
STRUCTURE 2
LOADS



STRUCTURE 2
LOADS



STRUCTURE 2
LOADS



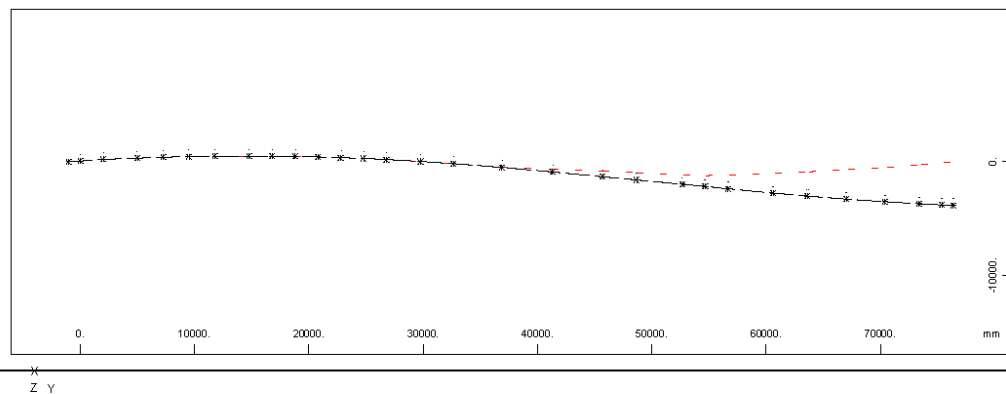
STRUCTURE 2
LOADS

STRUCTURE 2
DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS
Dimensions for Life Loads

No.	S [-]	x [mm]	yc [mm]	yr [mm]	yl [mm]	l-phi [mm]	l/R [1/km]
RAXI.21	46.716	46729	-2024	-524	-3524	27965	0.000
	49.713	49730	-2185	-685	-3685	26028	0.000
	53.711	53733	-2399	-899	-3899	23444	0.000
	55.709	55735	-2506	-1006	-4006	22152	0.000
	55.790	55816	-2510	-1010	-4010	22100	0.000
	57.707	57735	-2613	-1113	-4113	20861	0.000
	61.702	61744	-2938	-1438	-4438	21048	0.000
	64.701	64752	-3182	-1682	-4682	21188	0.000
	68.092	68154	-3458	-1958	-4958	21347	0.000
	71.483	71557	-3734	-2234	-5234	21505	0.000
74.483	74567	-3978	-2478	-5478	21645	0.000	
76.486	76577	-4141	-2641	-5641	21739	0.000	
77.488	77582	-4223	-2723	-5723	21786	0.000	
77.580	77674	-4230	-2730	-5730	21790	0.000	
RAXI.22	0.000	0	1450	5450	-50	33690	0.000
	0.994	994	1450	5450	-50	33690	0.000
	2.992	2992	1450	5450	-50	33690	0.000
	5.968	5968	1450	5450	-50	33690	0.000
	8.223	8223	1450	5450	-50	33690	0.000
	10.481	10481	1450	5450	-50	33690	0.000
	12.740	12740	1450	5450	-50	33690	0.000
	15.735	15735	1450	5450	-50	33690	0.000
	17.740	17740	1450	5450	-50	33690	0.000
	19.746	19746	1450	5450	-50	33690	0.000
	21.724	21724	1450	5450	-50	33690	0.000
	23.724	23724	1450	5450	-50	33690	0.000
	25.726	25726	1450	5450	-50	33690	0.000
	27.727	27727	1450	5450	-50	33690	0.000
	30.727	30727	1450	5450	-50	33690	0.000
	33.625	33625	1450	5450	-50	33690	0.000
	33.690	33690	1450	5450	-50	33690	0.000
	37.859	37859	1450	5450	-50	33690	0.000
	42.288	42294	1213	5213	-287	30827	0.000
	46.716	46729	976	4976	-524	27965	0.000
	49.713	49730	815	4815	-685	26028	0.000
	53.711	53733	601	4601	-899	23444	0.000
	55.709	55735	494	4494	-1006	22152	0.000
	55.790	55816	490	4490	-1010	22100	0.000
				4490	-1010		0.000
	57.707	57735	387	4387	-1113	20861	0.000
	61.702	61744	62	4062	-1438	21048	0.000
	64.701	64752	-182	3818	-1682	21188	0.000
	68.092	68154	-458	3542	-1958	21347	0.000
	71.483	71557	-734	3266	-2234	21505	0.000
74.483	74567	-978	3022	-2478	21645	0.000	
76.486	76577	-1141	2859	-2641	21739	0.000	
77.488	77582	-1223	2777	-2723	21786	0.000	
77.580	77674	-1230	2770	-2730	21790	0.000	

Neighbour nodes to lane LAXI.0 (DX = 0.500)

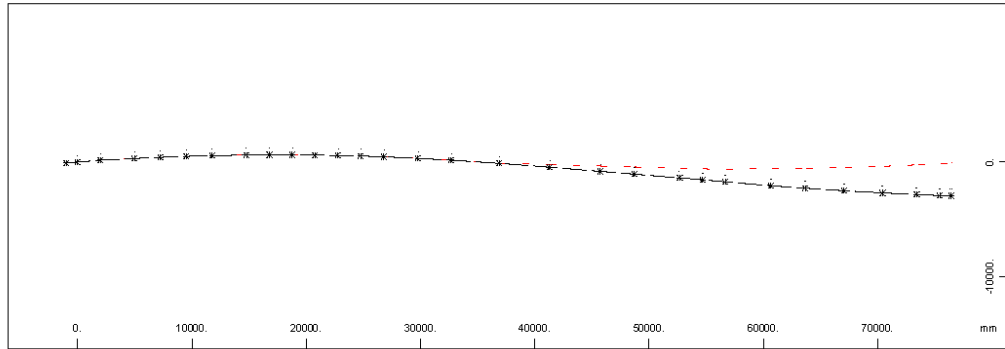
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30



STRUCTURE 2
 DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS

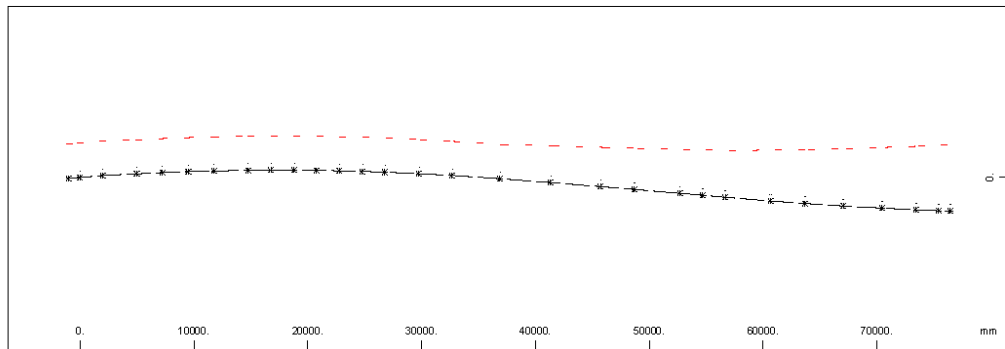
Neighbour nodes to lane LAXI.1 (DX = 0.500)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30



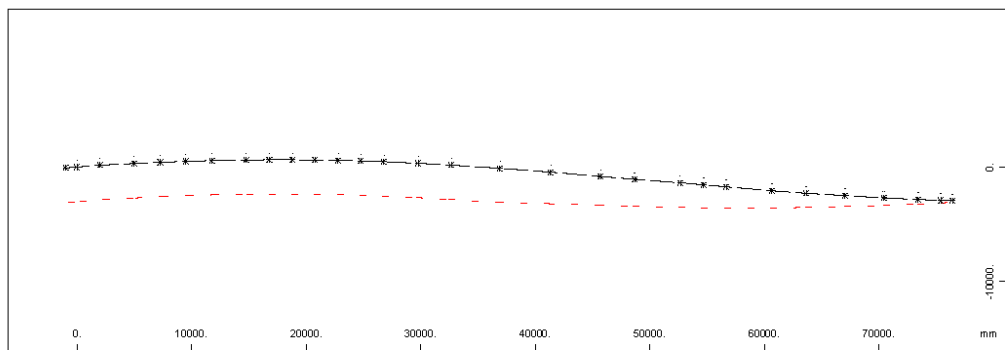
Neighbour nodes to lane LAXI.2 (DX = 0.500)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30



Neighbour nodes to lane LAXI.3 (DX = 0.500)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30

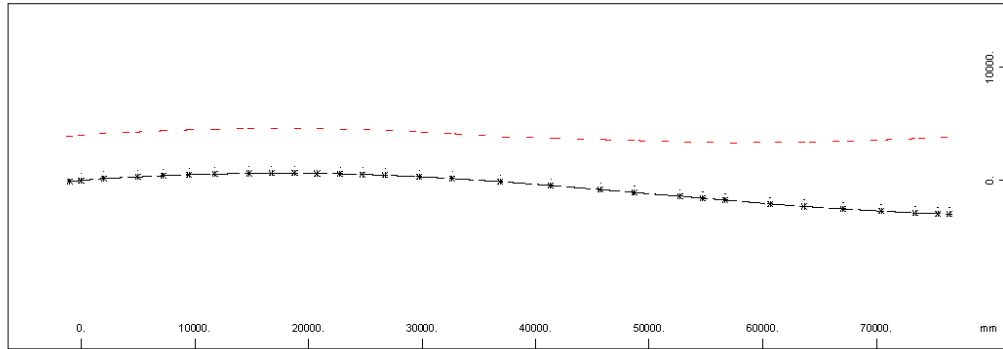


X
 Z Y

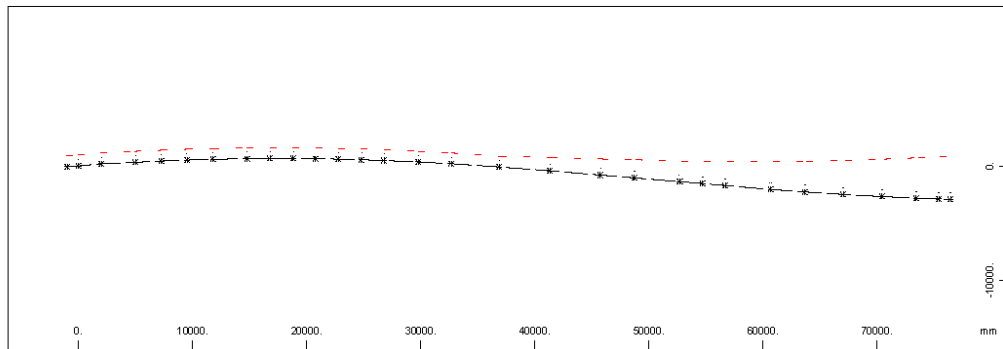
SOFISTIK AG - www.sofistik.com

STRUCTURE 2
DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS
Neighbour nodes to lane LAXI.10 (DX = 0.500)

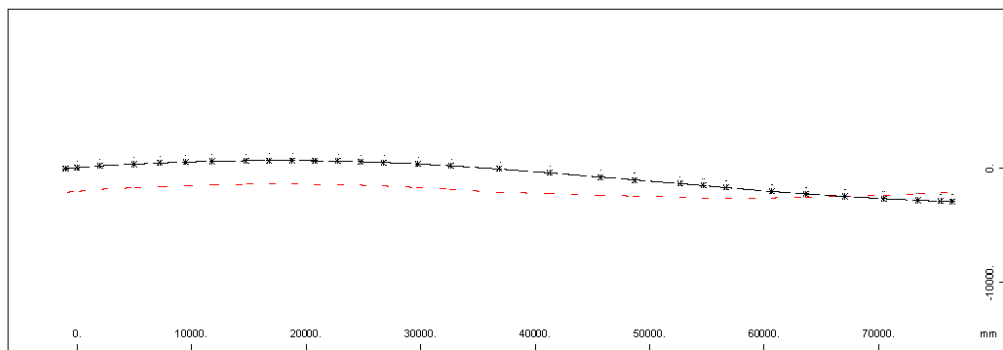
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30


Neighbour nodes to lane LAXI.11 (DX = 0.500)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30


Neighbour nodes to lane LAXI.12 (DX = 0.500)

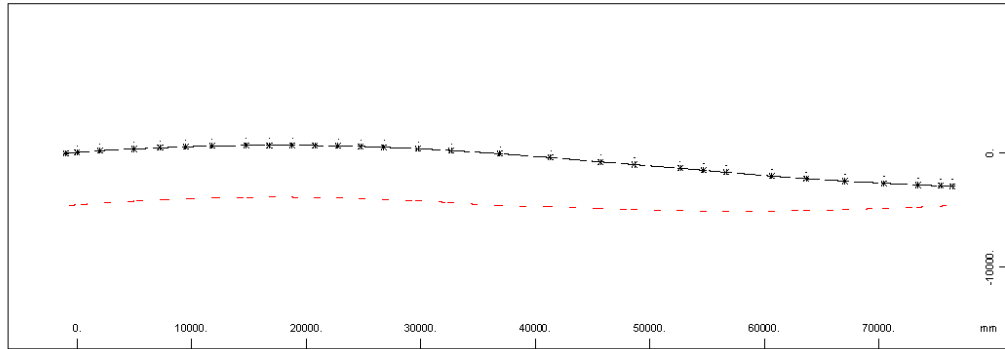
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30


 X
 Z Y

STRUCTURE 2
 DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS

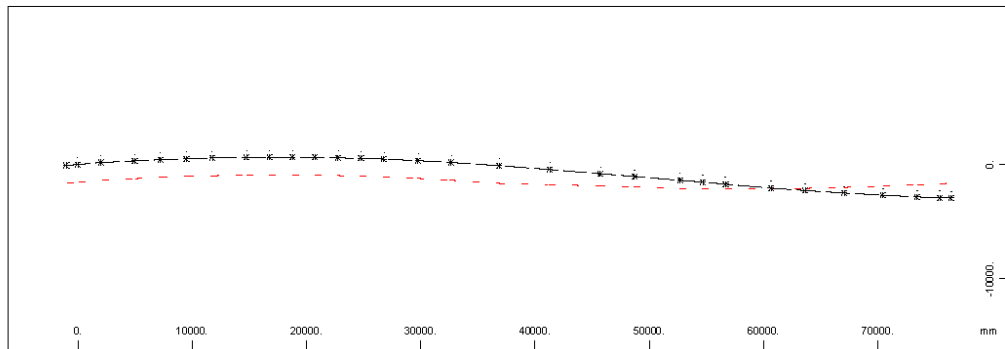
Neighbour nodes to lane LAXI.20 (DX = 0.500)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30



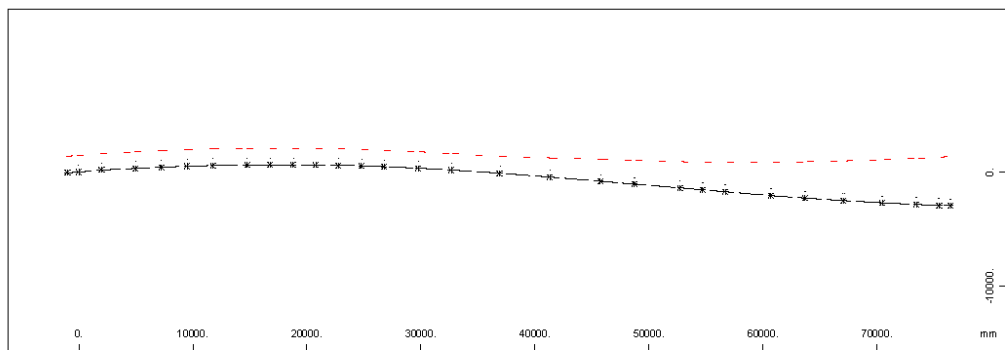
Neighbour nodes to lane LAXI.21 (DX = 0.500)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30



Neighbour nodes to lane LAXI.22 (DX = 0.500)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30



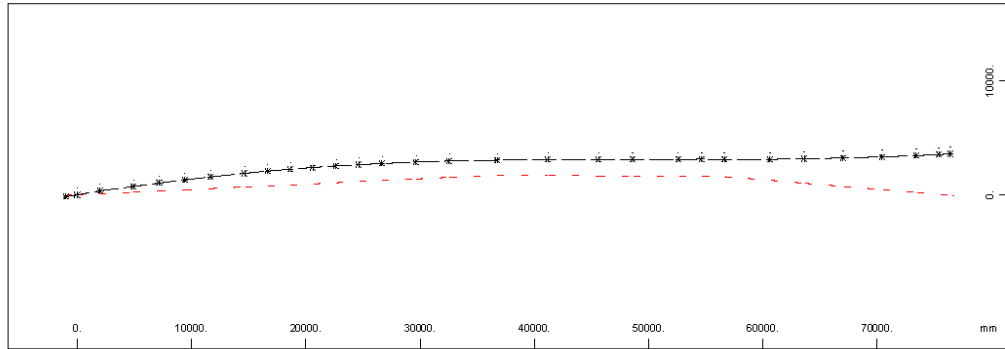
X
 Z Y

SOFISTIK AG - www.sofistik.com

STRUCTURE 2
 DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS

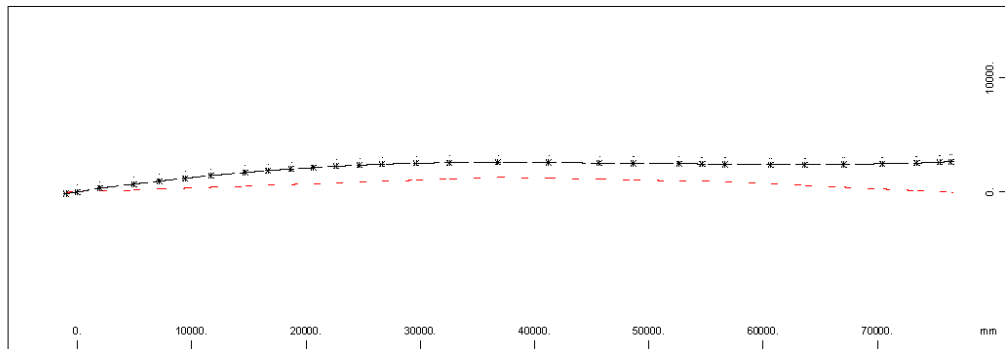
Neighbour nodes to lane RAXI.0 (DX = 0.500)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30



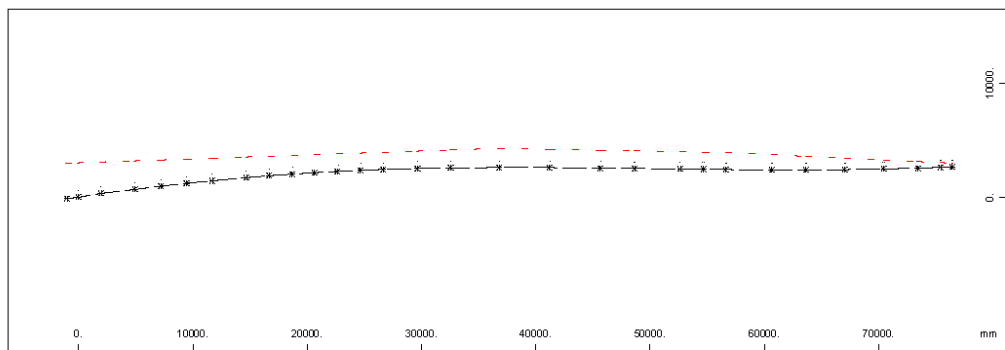
Neighbour nodes to lane RAXI.1 (DX = 0.500)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30



Neighbour nodes to lane RAXI.2 (DX = 0.500)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30

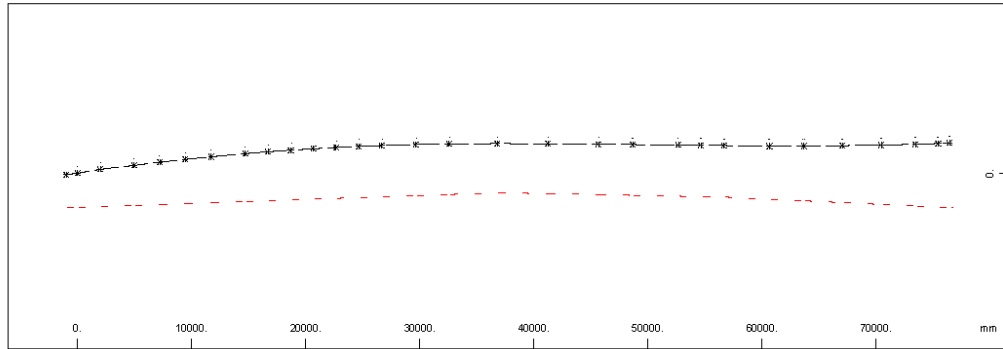


X
 Z Y

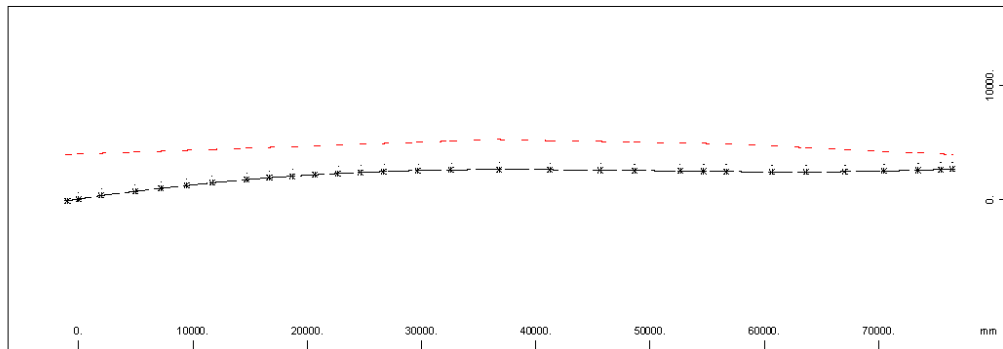
SOFISTIK AG - www.sofistik.com

STRUCTURE 2
DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS
Neighbour nodes to lane RAXI.3 (DX = 0.500)

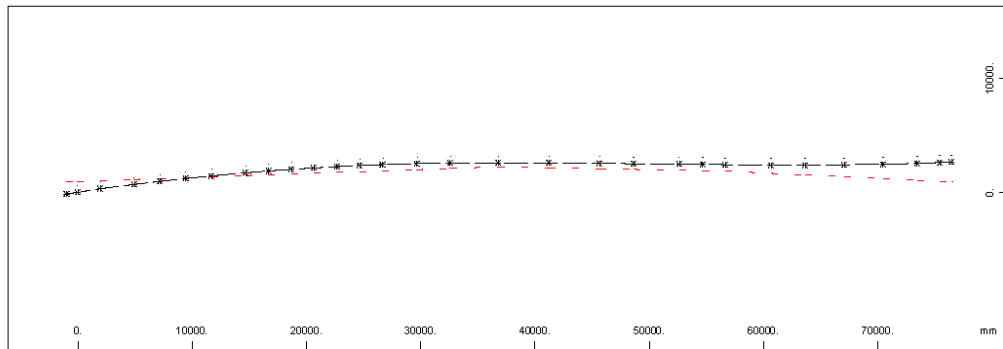
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30


Neighbour nodes to lane RAXI.10 (DX = 0.500)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30

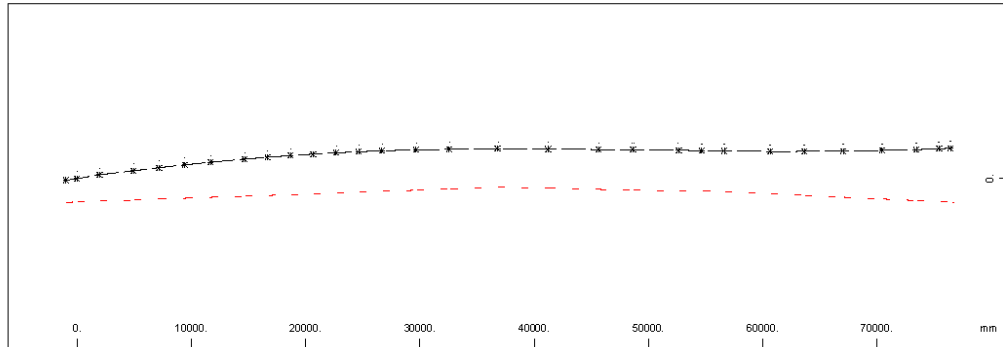

Neighbour nodes to lane RAXI.11 (DX = 0.500)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30

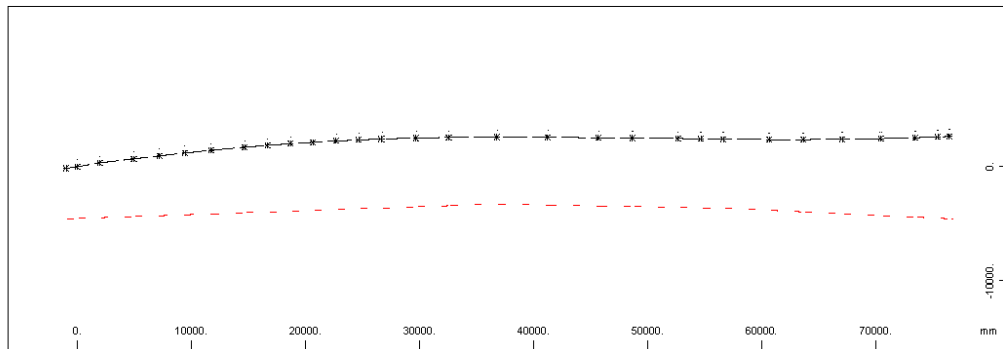

 X
 Z Y

STRUCTURE 2
DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS
Neighbour nodes to lane RAXI.12 (DX = 0.500)

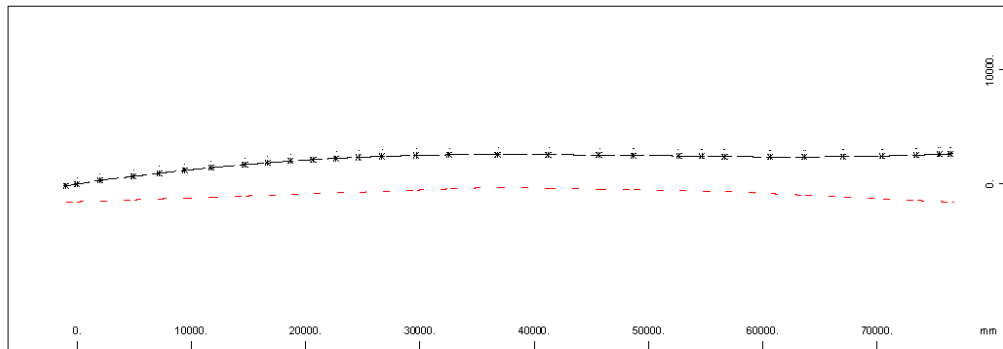
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30


Neighbour nodes to lane RAXI.20 (DX = 0.500)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30


Neighbour nodes to lane RAXI.21 (DX = 0.500)

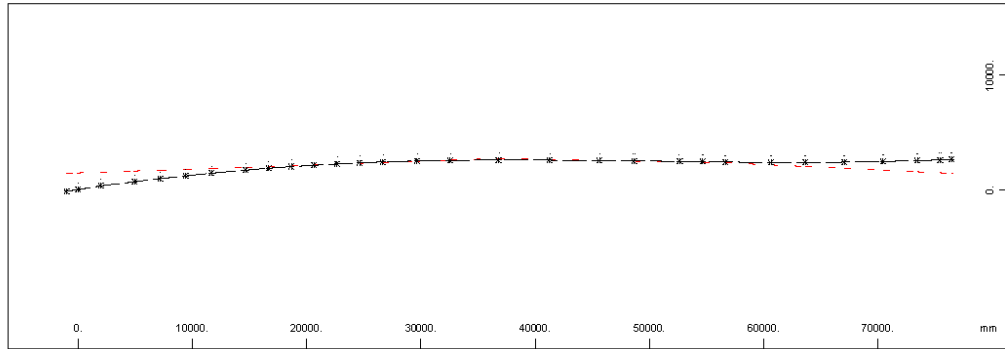
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30


 X
 Z Y

STRUCTURE 2
 DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS

Neighbour nodes to lane RAXI.22 (DX = 0.500)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30



Load Train 50 (L) LM4 5kN/m2

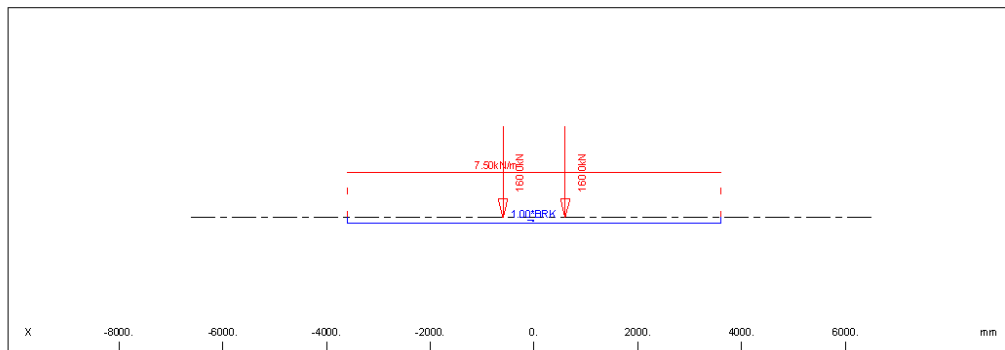
unfavourable safety factor 1.500
 favourable safety factor 0.000
 Combination coefficient psi-0 0.750 (rare)
 Combination coefficient psi-1' 0.800 (non frequent)
 Combination coefficient psi-1 0.750 (frequent)
 Combination coefficient psi-2 0.200 (permanent)

Load Train 200 (L) TS 200kN

unfavourable safety factor 1.500
 favourable safety factor 0.000
 Combination coefficient psi-0 0.750 (rare)
 Combination coefficient psi-1' 0.800 (non frequent)
 Combination coefficient psi-1 0.750 (frequent)
 Combination coefficient psi-2 0.200 (permanent)

Load Train

LM1 / 200 EN 1991-3 Load model LM1
 Load Train 200.000 [-]
 Axle load 160.0 [kN]
 Traffic Lane 2.50 [kN/m2]
 Residual Area 2.50 [kN/m2]
 Brake load 1.7 [kN]
 Total factor 1.000 [-]
 Width of loading 3000 [mm]
 Fact.centrifugal 1.000 [-]



SOFISTIK AG - www.sofistik.com

STRUCTURE 2
DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS
Load elements of Load Train

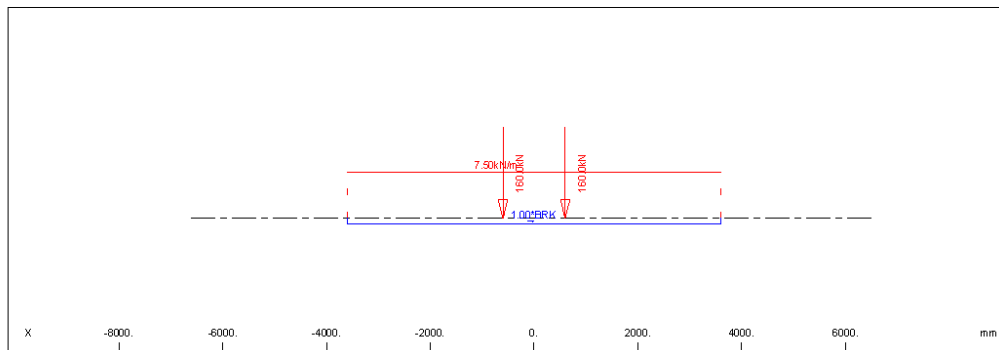
	Pv [kN/m]	P1 [kN/m]	Pw [kN/m]	Pf [kN/m]	ffav [-]	X [mm]	L [mm]	y [mm]	hw [mm]	hs [mm]	b [mm]	cont@
p	7.50	1.0*BRK	0.00	7.50	0.0			0	0	0	3000	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[mm]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
E	160.0	0.0	0.0	160.0	1.0	-600		0	0	0	-2000	
									b/1-Wh		400	400
E	160.0	0.0	0.0	160.0	1.0	600		0	0	0	-2000	
									b/1-Wh		400	400

Load Train 201 (L) TS 200kN

unfavourable safety factor 1.500
 favourable safety factor 0.000
 Combination coefficient psi-0 0.750 (rare)
 Combination coefficient psi-1' 0.800 (non frequent)
 Combination coefficient psi-1 0.750 (frequent)
 Combination coefficient psi-2 0.200 (permanent)

Load Train

LM1 / 200 EN 1991-3 Load model LM1
 Load Train 200.000 [-]
 Axle load 160.0 [kN]
 Traffic Lane 2.50 [kN/m2]
 Residual Area 2.50 [kN/m2]
 Total factor 1.000 [-]
 Width of loading 3000 [mm]
 Fact.centrifugal 1.000 [-]


Load elements of Load Train

	Pv [kN/m]	P1 [kN/m]	Pw [kN/m]	Pf [kN/m]	ffav [-]	X [mm]	L [mm]	y [mm]	hw [mm]	hs [mm]	b [mm]	cont@
p	7.50	1.0*BRK	0.00	7.50	0.0			0	0	0	3000	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[mm]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
E	160.0	0.0	0.0	160.0	1.0	-600		0	0	0	-2000	
									b/1-Wh		400	400
E	160.0	0.0	0.0	160.0	1.0	600		0	0	0	-2000	
									b/1-Wh		400	400

Load Train 202 (L) TS 200kN

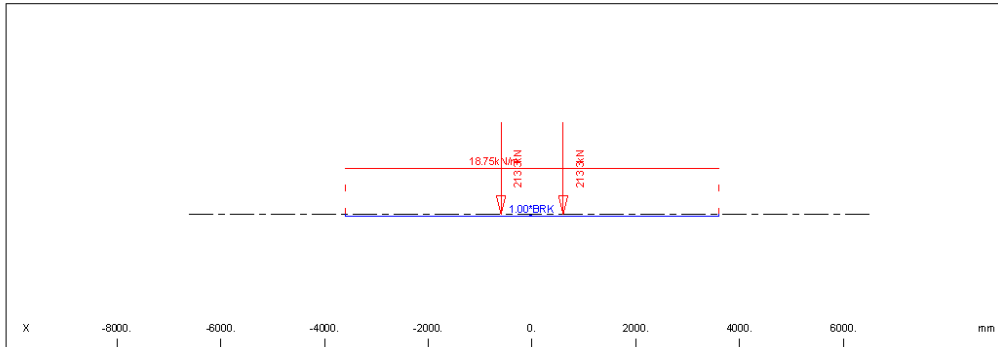
unfavourable safety factor 1.500
 favourable safety factor 0.000
 Combination coefficient psi-0 0.750 (rare)
 Combination coefficient psi-1' 0.800 (non frequent)
 Combination coefficient psi-1 0.750 (frequent)
 Combination coefficient psi-2 0.200 (permanent)

Load Train

LM1 / 200 EN 1991-3 Load model LM1
 Load Train 200.000 [-]
 Axle load 213.3 [kN]
 Traffic Lane 6.25 [kN/m2]
 Residual Area 6.25 [kN/m2]
 Brake load 1.7 [kN]
 Total factor 1.000 [-]
 Width of loading 3000 [mm]

STRUCTURE 2
 DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS

Load Train
 Fact.centrifugal 1.000 [-]



Load elements of Load Train

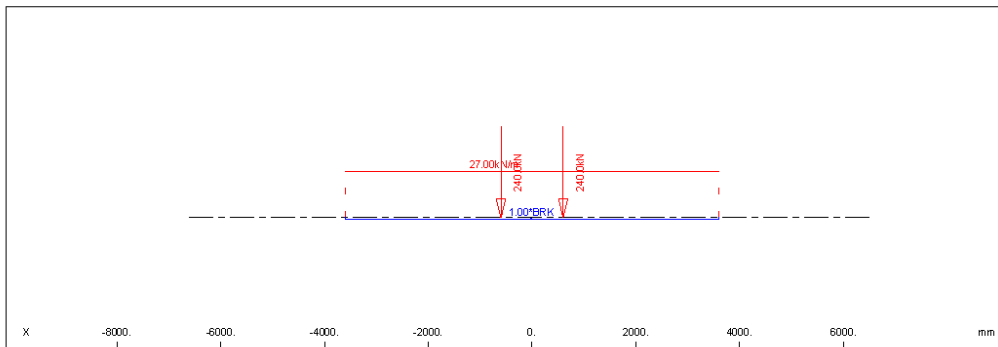
	Pv	El	Pw	Pf	ffav	X	L	y	hw	hs	b	cont@
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
p	18.75	1.0*BRK	0.00	18.75	0.0			0	0	0	3000	
E	213.3	0.0	0.0	213.3	1.0	-600		0	0	0	-2000	
E	213.3	0.0	0.0	213.3	1.0	600		0	0	0	-2000	
										b/l-Wh	400	400
										b/l-Wh	400	400

Load Train 300 (L) TS 300kN

unfavourable safety factor 1.500
 favourable safety factor 0.000
 Combination coefficient psi-0 0.750 (rare)
 Combination coefficient psi-1' 0.800 (non frequent)
 Combination coefficient psi-1 0.750 (frequent)
 Combination coefficient psi-2 0.200 (permanent)

Load Train

LM1 / 300 EN 1991-3 Load model LM1
 Load Train 300.000 [-]
 Axle load 240.0 [kN]
 Traffic Lane 9.00 [kN/m2]
 Residual Area 2.50 [kN/m2]
 Brake load 1.7 [kN]
 Total factor 1.000 [-]
 Width of loading 3000 [mm]
 Fact.centrifugal 1.000 [-]
 Loading travels in both directions
 Wind loading in unfavourable direction



SOFISTIK AG - www.sofistik.com

STRUCTURE 2
 DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS

Load elements of Load Train

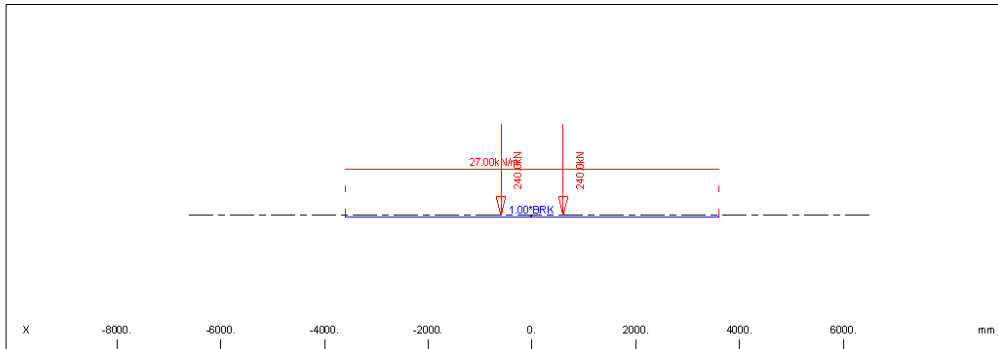
	Pv [kN/m]	P1 [kN/m]	Pw [kN/m]	Pf [kN/m]	ffav [-]	X [mm]	L [mm]	y [mm]	hw [mm]	hs [mm]	b [mm]	cont@
p	27.00	1.0*BRK	0.00	27.00	0.0			0	0	0	3000	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[mm]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
E	240.0	0.0	0.0	240.0	1.0	-600		0	0	0	-2000	
									b/1-Wh		400	400
E	240.0	0.0	0.0	240.0	1.0	600		0	0	0	-2000	
									b/1-Wh		400	400

Load Train 301 (L) TS 300kN

unfavourable safety factor 1.500
 favourable safety factor 0.000
 Combination coefficient psi-0 0.750 (rare)
 Combination coefficient psi-1' 0.800 (non frequent)
 Combination coefficient psi-1 0.750 (frequent)
 Combination coefficient psi-2 0.200 (permanent)

Load Train

LM1 / 300 EN 1991-3 Load model LM1
 Load Train 300.000 [-]
 Axle load 240.0 [kN]
 Traffic Lane 9.00 [kN/m2]
 Residual Area 2.50 [kN/m2]
 Total factor 1.000 [-]
 Width of loading 3000 [mm]
 Fact.centrifugal 1.000 [-]


Load elements of Load Train

	Pv [kN/m]	P1 [kN/m]	Pw [kN/m]	Pf [kN/m]	ffav [-]	X [mm]	L [mm]	y [mm]	hw [mm]	hs [mm]	b [mm]	cont@
p	27.00	1.0*BRK	0.00	27.00	0.0			0	0	0	3000	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[mm]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
E	240.0	0.0	0.0	240.0	1.0	-600		0	0	0	-2000	
									b/1-Wh		400	400
E	240.0	0.0	0.0	240.0	1.0	600		0	0	0	-2000	
									b/1-Wh		400	400

Load Train 302 (L) TS 300kN

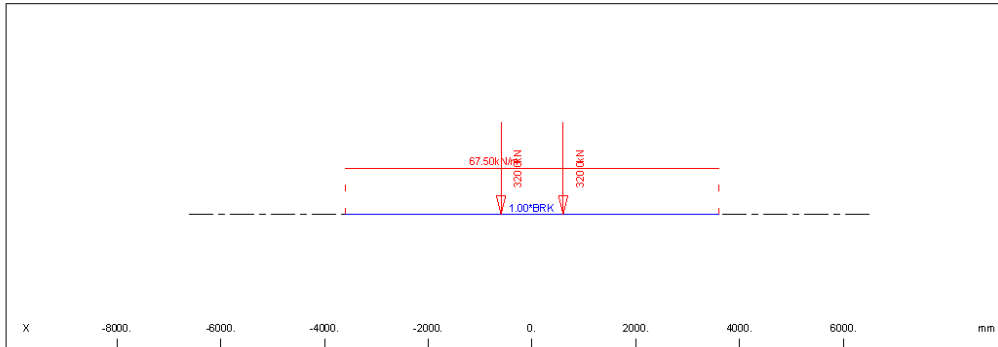
unfavourable safety factor 1.500
 favourable safety factor 0.000
 Combination coefficient psi-0 0.750 (rare)
 Combination coefficient psi-1' 0.800 (non frequent)
 Combination coefficient psi-1 0.750 (frequent)
 Combination coefficient psi-2 0.200 (permanent)

Load Train

LM1 / 300 EN 1991-3 Load model LM1
 Load Train 300.000 [-]
 Axle load 320.0 [kN]
 Traffic Lane 22.50 [kN/m2]
 Residual Area 6.25 [kN/m2]
 Brake load 1.7 [kN]
 Total factor 1.000 [-]
 Width of loading 3000 [mm]

STRUCTURE 2
 DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS

Load Train
 Fact.centrifugal 1.000 [-]



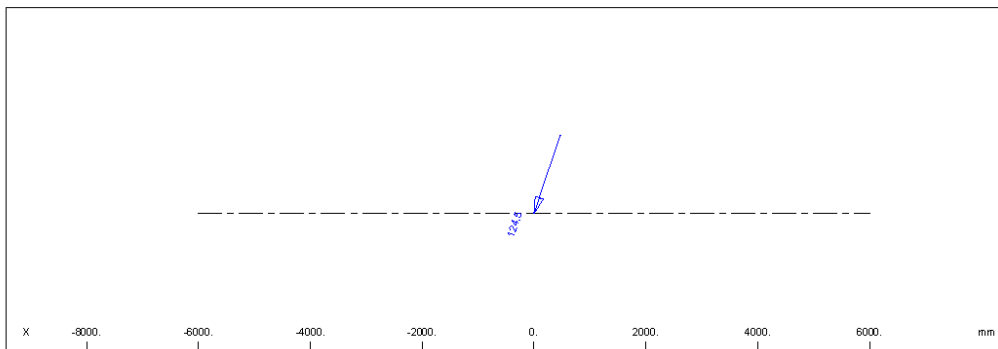
Load elements of Load Train

	Pv	El	Pw	Pf	ffav	X	L	y	hw	hs	b	cont@
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
p	67.50	1.0*BRK	0.00	67.50	0.0			0	0	0	3000	
E												
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[mm]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
E	320.0	0.0	0.0	320.0	1.0	-600		0	0	0	-2000	
											b/l-Wh	400
E	320.0	0.0	0.0	320.0	1.0	600		0	0	0	-2000	
											b/l-Wh	400

Load Train 998 (L) TRANS. BRAKING & CENTRIFUGAL

unfavourable safety factor 1.500
 favourable safety factor 0.000
 Combination coefficient psi-0 0.750 (rare)
 Combination coefficient psi-1' 0.800 (non frequent)
 Combination coefficient psi-1 0.750 (frequent)
 Combination coefficient psi-2 0.200 (permanent)

Load Train
 USER User defined
 Total factor 1.000 [-]
 Fact.centrifugal 1.000 [-]



Load elements of Load Train

	Pv	El	Pw	Pf	ffav	X	L	y	hw	hs	b	cont@
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
E	0.0	0.0	124.5	0.0	0.0	0		0	0	0		

SOFISTIK AG - www.sofistik.com

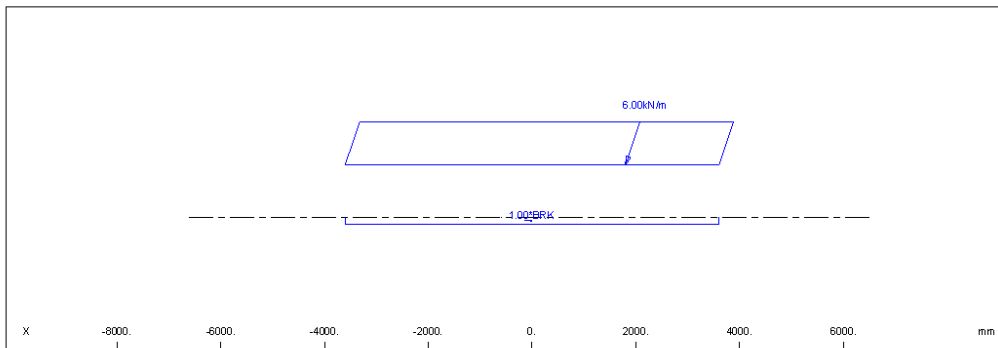
STRUCTURE 2
 DEFINITION OF TRAFFIC LANES AND LOAD TRAINS

Load Train 999 (L) WIND ON LANE

unfavourable safety factor 1.500
 favourable safety factor 0.000
 Combination coefficient psi-0 0.750 (rare)
 Combination coefficient psi-1' 0.800 (non frequent)
 Combination coefficient psi-1 0.750 (frequent)
 Combination coefficient psi-2 0.200 (permanent)

Load Train

LM1 / 300 EN 1991-3 Load model LM1
 Load Train 300.000 [-]
 Wind Pressure 3.00 [kN/m2]
 Wind Load Height 2000 [mm]
 Total factor 1.000 [-]
 Width of loading 3000 [mm]
 Fact.centrifugal 1.000 [-]
 Loading travels in both directions
 Wind loading in unfavourable direction



SOFISTIK AG - www.sofistik.com

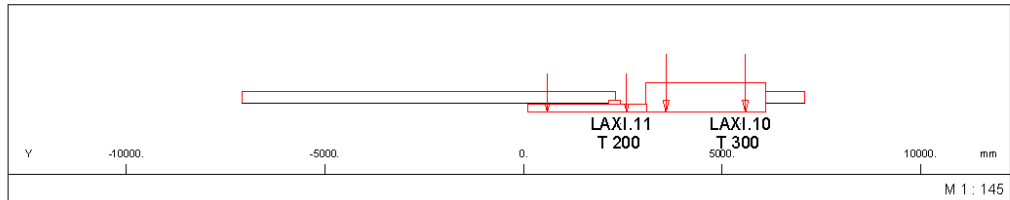
Load elements of Load Train

	Pv	Pl	Pw	Pf	ffav	X	L	y	hw	hs	b	cont@
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
p	0.00	1.0*BRK	6.00	0.00	0.0			0	1000	0	3000	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[mm]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
E	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	-600		0	0	0	-2000	
										b/1-wh	400	400
E	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	600		0	0	0	-2000	
										b/1-wh	400	400

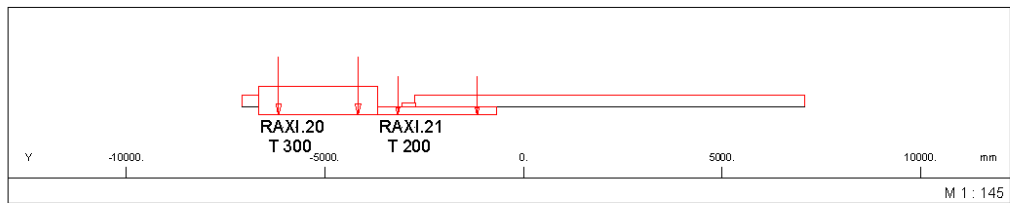
STRUCTURE 2
 TRAFFIC LOAD ENVELOPES

Evaluation : Case 1 Traffic-CHAR.

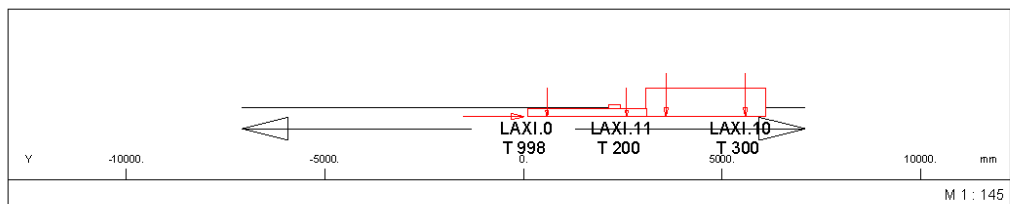
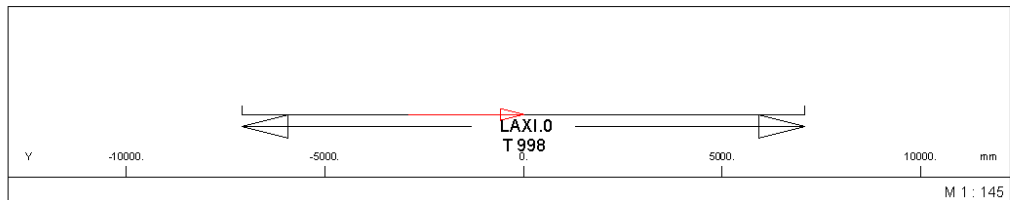
Lane	LC	fact	p [kN/m ²]	v [km/h]	yex [mm]	Smin [-]	Smax [-]	Sdel
LAXI.10	300 TS 300kN	1.00	2.50	0.0	0			
LAXI.11	200 TS 200kN	1.00	2.50	0.0	0	synchronized with LAXI.10		


Evaluation : Case 2 Traffic-CHAR.

Lane	LC	fact	p [kN/m ²]	v [km/h]	yex [mm]	Smin [-]	Smax [-]	Sdel
RAXI.20	300 TS 300kN	1.00	2.50	0.0	0			
RAXI.21	200 TS 200kN	1.00	2.50	0.0	0	synchronized with RAXI.20		


Evaluation : Case 3 Traffic-CHAR.

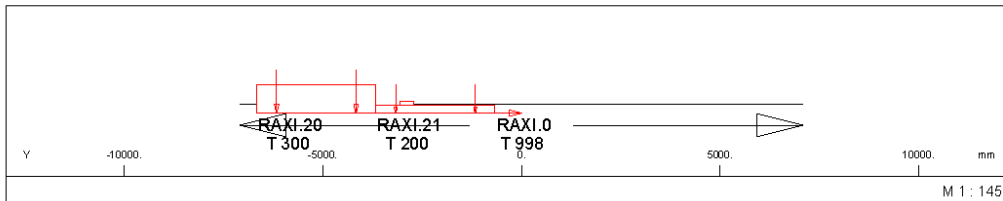
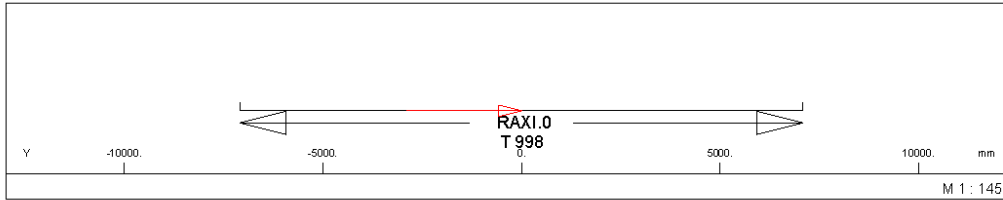
Lane	LC	fact	p [kN/m ²]	v [km/h]	yex [mm]	Smin [-]	Smax [-]	Sdel
LAXI.0	998 TRANS. BRAKING &	1.00	0.00	0.0	0	synchronized with LAXI.10		
LAXI.10	300 TS 300kN	1.00	1.00	0.0	0			
LAXI.11	200 TS 200kN	1.00	1.00	0.0	0	synchronized with LAXI.10		


Evaluation : Case 4 Traffic-CHAR.

Lane	LC	fact	p [kN/m ²]	v [km/h]	yex [mm]	Smin [-]	Smax [-]	Sdel
RAXI.0	998 TRANS. BRAKING &	1.00	0.00	0.0	0	synchronized with RAXI.20		
RAXI.20	300 TS 300kN	1.00	1.00	0.0	0			
RAXI.21	200 TS 200kN	1.00	1.00	0.0	0	synchronized with RAXI.20		

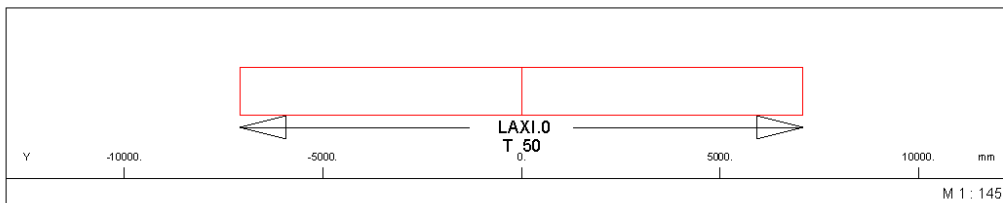
SOFISTIK AG - www.sofistik.com

STRUCTURE 2
 TRAFFIC LOAD ENVELOPES



Evaluation : Case 5 Traffic-CHAR.

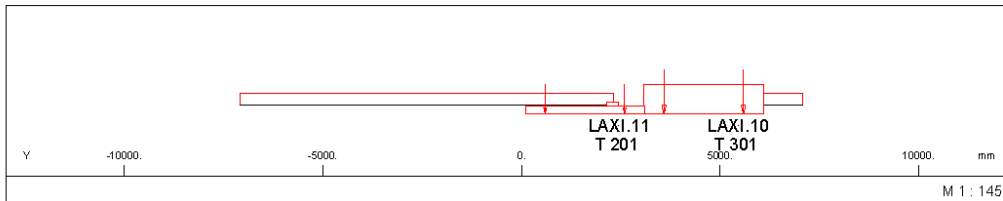
Lane	LC	fact	p [kN/m ²]	v [km/h]	yex [mm]	Smin [-]	Smax [-]	Sdel
LAXI.0	50 LM4	5	kN/m ²	1.00	5.00	0.0	0	



SOFISTIK AG - www.sofistik.com

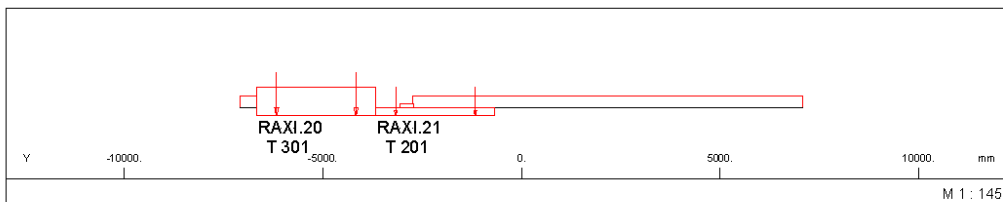
Evaluation : Case 1 Traffic-FREQ.

Lane	LC	fact	p [kN/m ²]	v [km/h]	yex [mm]	Smin [-]	Smax [-]	Sdel
LAXI.10	301 TS	300	kN	1.00	1.00	0.0	0	
LAXI.11	201 TS	200	kN	1.00	1.00	0.0	0	synchronized with LAXI.10



Evaluation : Case 2 Traffic-FREQ.

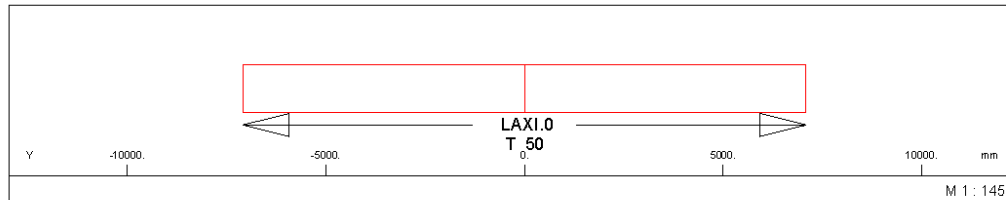
Lane	LC	fact	p [kN/m ²]	v [km/h]	yex [mm]	Smin [-]	Smax [-]	Sdel
RAXI.20	301 TS	300	kN	1.00	1.00	0.0	0	
RAXI.21	201 TS	200	kN	1.00	1.00	0.0	0	synchronized with RAXI.20



STRUCTURE 2
 TRAFFIC LOAD ENVELOPES

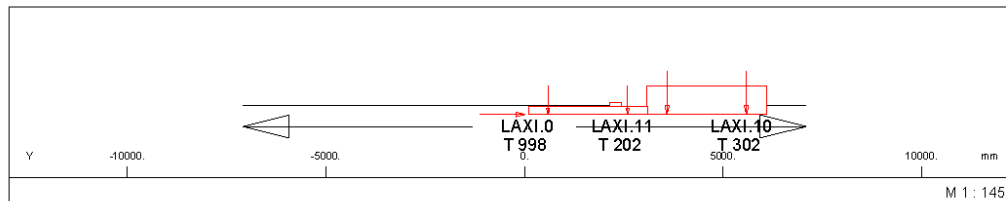
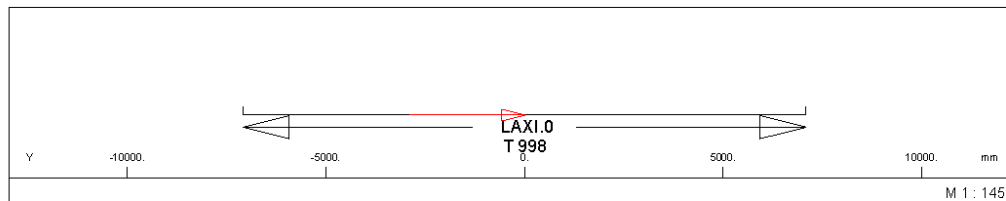
Evaluation : Case 3 Traffic-FREQ.

Lane	LC	fact	p [kN/m ²]	v [km/h]	yex [mm]	Smin [-]	Smax [-]	Sdel
LAXI.0	50 LM4	5kN/m ²	0.40	2.00	0.0	0		



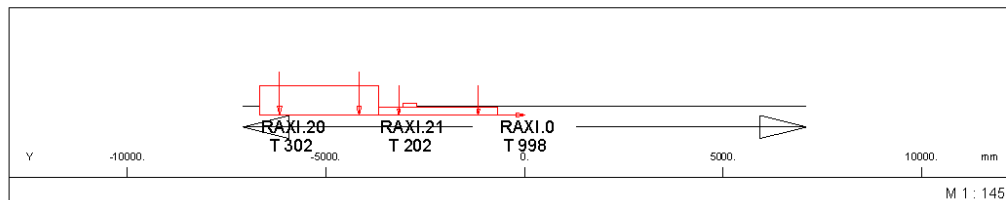
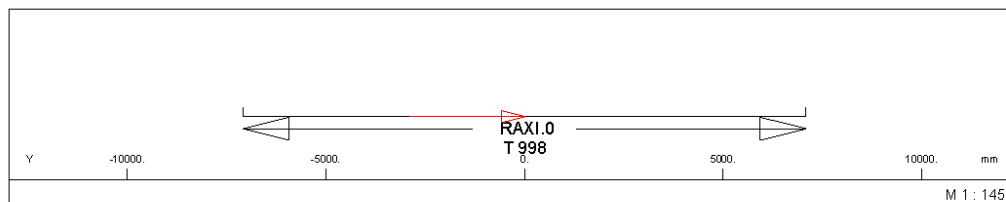
Evaluation : Case 1 TRAFFIC-BEARINGS REPLACEMENT

Lane	LC	fact	p [kN/m ²]	v [km/h]	yex [mm]	Smin [-]	Smax [-]	Sdel
LAXI.0	998 TRANS. BRAKING &	0.50	0.00	0.0	0			synchronized with LAXI.10
LAXI.10	302 TS 300kN	0.50	1.25	0.0	0			
LAXI.11	202 TS 200kN	0.50	1.25	0.0	0			synchronized with LAXI.10



Evaluation : Case 2 TRAFFIC-BEARINGS REPLACEMENT

Lane	LC	fact	p [kN/m ²]	v [km/h]	yex [mm]	Smin [-]	Smax [-]	Sdel
RAXI.0	998 TRANS. BRAKING &	0.50	0.00	0.0	0			synchronized with RAXI.20
RAXI.20	302 TS 300kN	0.50	1.25	0.0	0			
RAXI.21	202 TS 200kN	0.50	1.25	0.0	0			synchronized with RAXI.20

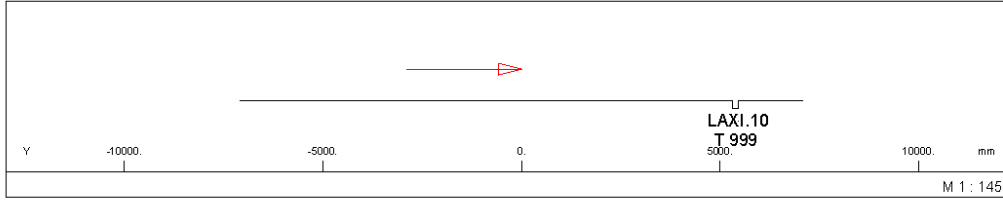


SOFISTIK AG - www.sofistik.com

STRUCTURE 2
 TRAFFIC LOAD ENVELOPES

Evaluation : Case 1 WIND LOAD ON TRAFFIC LANES

Lane	LC	fact	p [kN/m ²]	v [km/h]	yex [mm]	Smin [-]	Smax [-]	Sdel
LAXI.10	999 WIND ON LANE	1.00	0.00	0.0	0			



STRUCTURE 2
 CONSTRUCTION STAGES

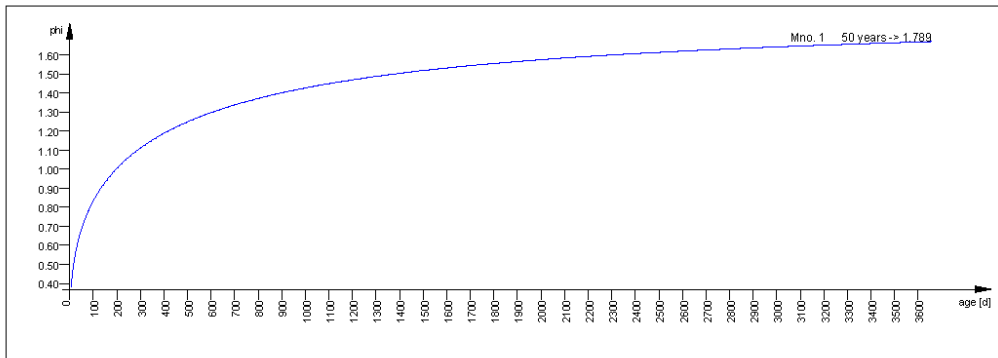
Used tendons

Number	placing	extrusion	removal	beamloads	aktive
NOT	ICS1	ICS2	ICS3	in LC-No	from CS
11	11	12	-	11	11
12	11	12	-	11	11
13	11	12	-	11	11
14	11	12	-	11	11
15	11	12	-	11	11
16	11	12	-	11	11
17	11	12	-	11	11
18	11	12	-	11	11

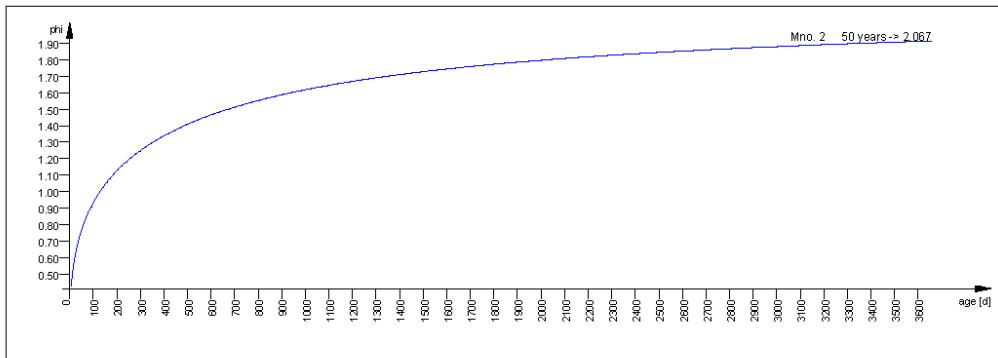
Additional Loads

LC	Type	active	active	faktor
		from CS	until CS	
1000	G_1	10	999	1.000000
1101	G_1	10	999	1.000000
1002	G_2	100	999	1.000000
1103	G_2	100	999	1.000000
11	P	11	9999	1.000000

Creep development material no. 1 deff= 0.755 m T0= 7 d Temp= 20 ° RH= 70



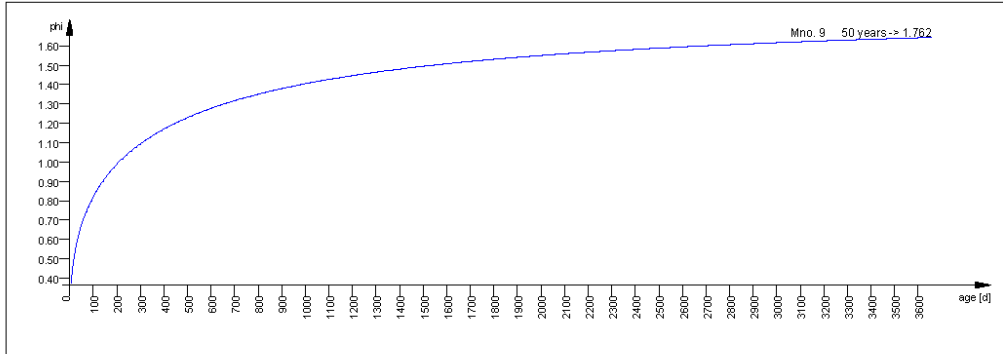
Creep development material no. 2 deff= 1.588 m T0= 7 d Temp= 20 ° RH= 70



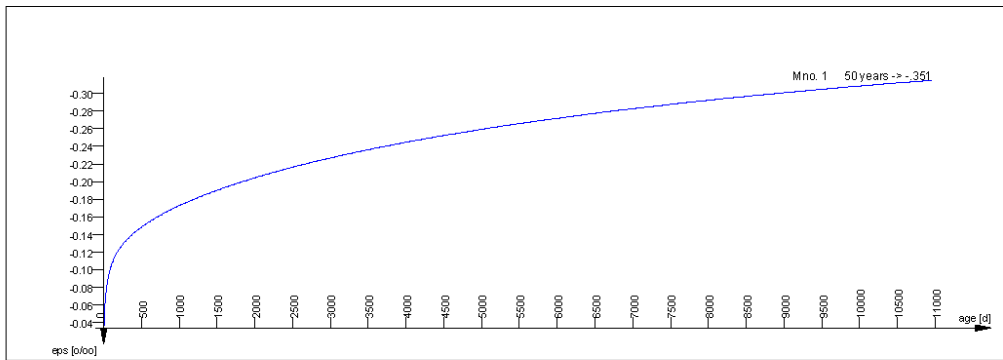
Creep development material no. 9 deff= 0.947 m T0= 7 d Temp= 20 ° RH= 70

SOFISTIK AG - www.sofistik.com

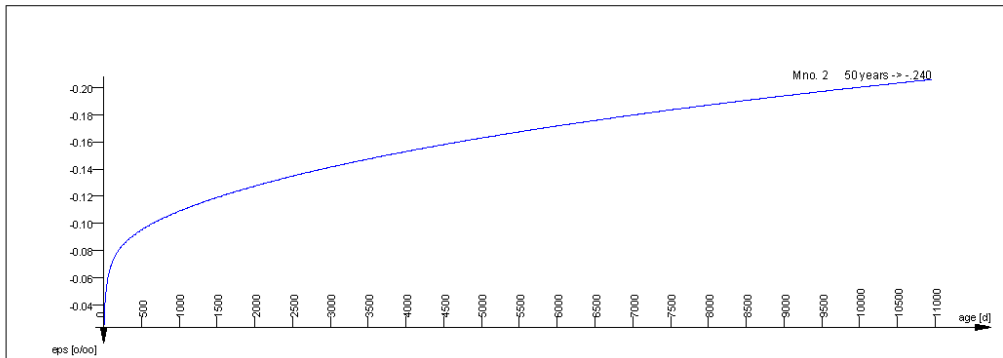
STRUCTURE 2
 CONSTRUCTION STAGES



Shrinkage development material no. 1 deff= 0.755 m Temp= 20 ° RH= 70



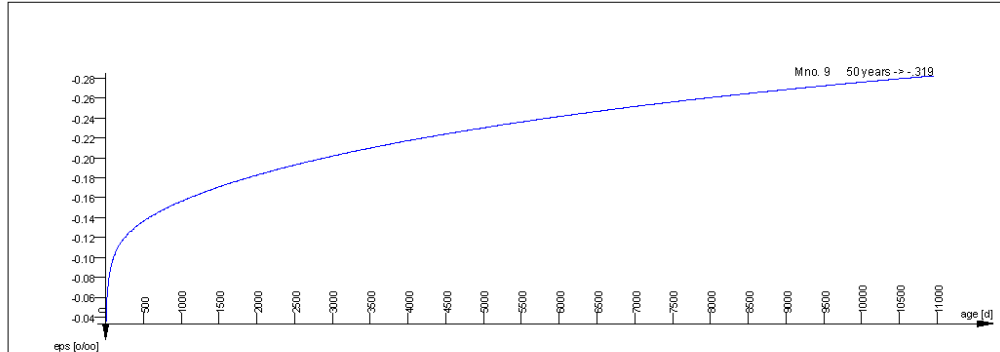
Shrinkage development material no. 2 deff= 1.588 m Temp= 20 ° RH= 70



Shrinkage development material no. 9 deff= 0.947 m Temp= 20 ° RH= 70

SOFISTIK AG - www.sofistik.com

STRUCTURE 2
CONSTRUCTION STAGES



Creep values are evaluated according to the design code of the database.

Creep Values

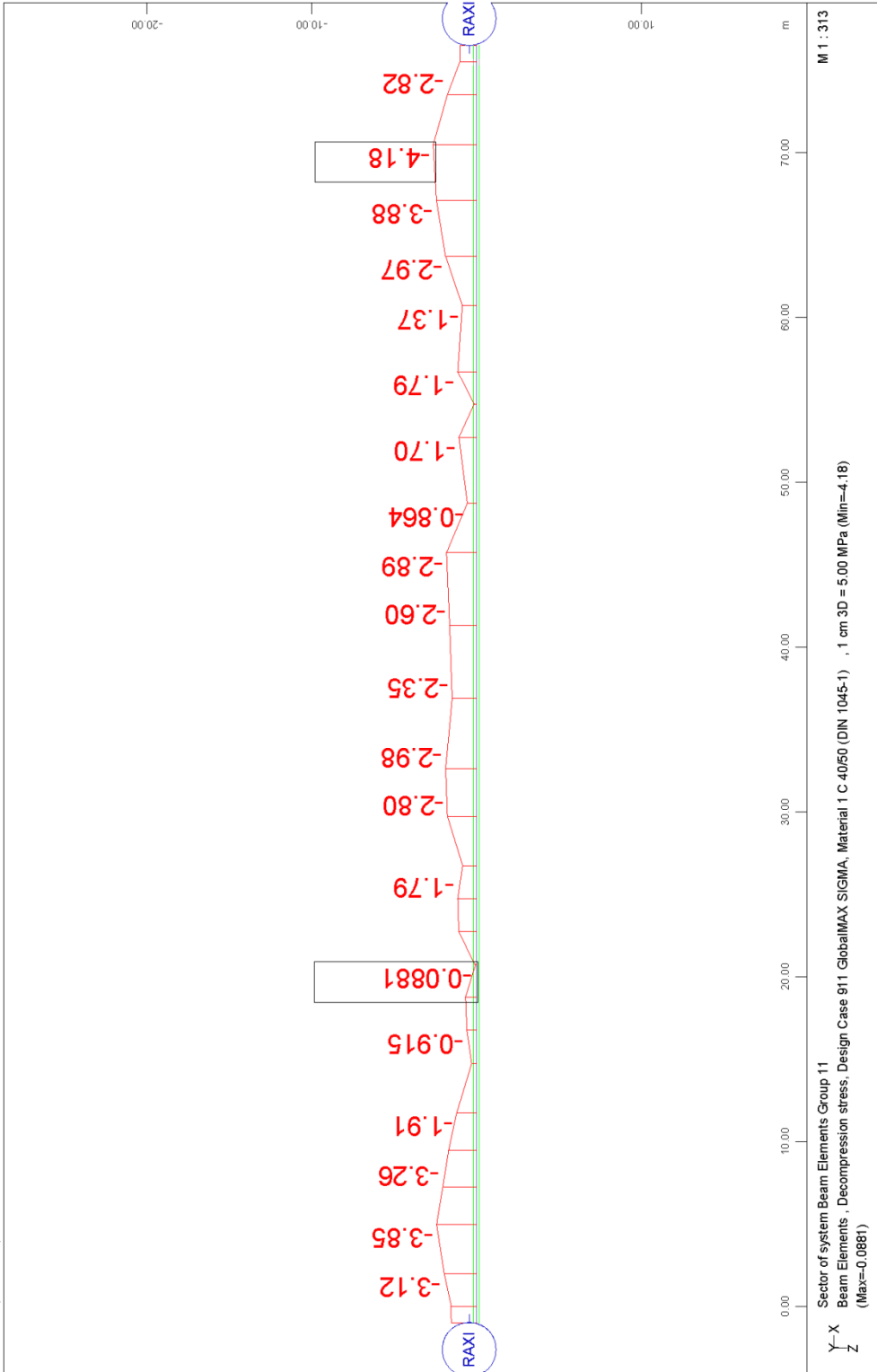
Grp	Mno	Type	deff [mm]	T0 d	CS 15	CS 200	CS 201	CS 202	CS 203	CS 204	CS 205	CS 206
				Time --->	40	44	87	168	328	637	1239	2412
				RH % --->	70	70	70	70	70	70	70	70
				Temp --->	20	20	20	20	20	20	20	20
1	2	beam	1588.	7	0.72	0.17	0.19	0.21	0.21	0.19	0.16	0.11
2	2	beam	1588.	7	0.72	0.17	0.19	0.21	0.21	0.19	0.16	0.11
3	2	beam	1588.	7	0.72	0.17	0.19	0.21	0.21	0.19	0.16	0.11
4	2	beam	1245.	7	0.73	0.17	0.20	0.21	0.21	0.20	0.16	0.11
5	2	beam	1245.	7	0.73	0.17	0.20	0.21	0.21	0.20	0.16	0.11
6	2	beam	1372.	7	0.72	0.17	0.19	0.21	0.21	0.20	0.16	0.11
11	1	beam	755.0	7	0.64	0.15	0.17	0.18	0.18	0.16	0.13	0.09
12	9	beam	947.0	7	0.63	0.15	0.17	0.18	0.18	0.16	0.13	0.09
51	2	beam	1155.	7	0.73	0.17	0.20	0.21	0.22	0.20	0.16	0.11
52	2	beam	957.0	7	0.74	0.18	0.20	0.21	0.22	0.20	0.16	0.11
53	2	beam	1041.	7	0.74	0.18	0.20	0.21	0.22	0.20	0.16	0.11
54	2	beam	912.0	7	0.74	0.18	0.20	0.22	0.22	0.20	0.16	0.11
55	2	beam	1111.	7	0.73	0.17	0.20	0.21	0.22	0.20	0.16	0.11
56	2	beam	1025.	7	0.74	0.18	0.20	0.21	0.22	0.20	0.16	0.11

Creep Values

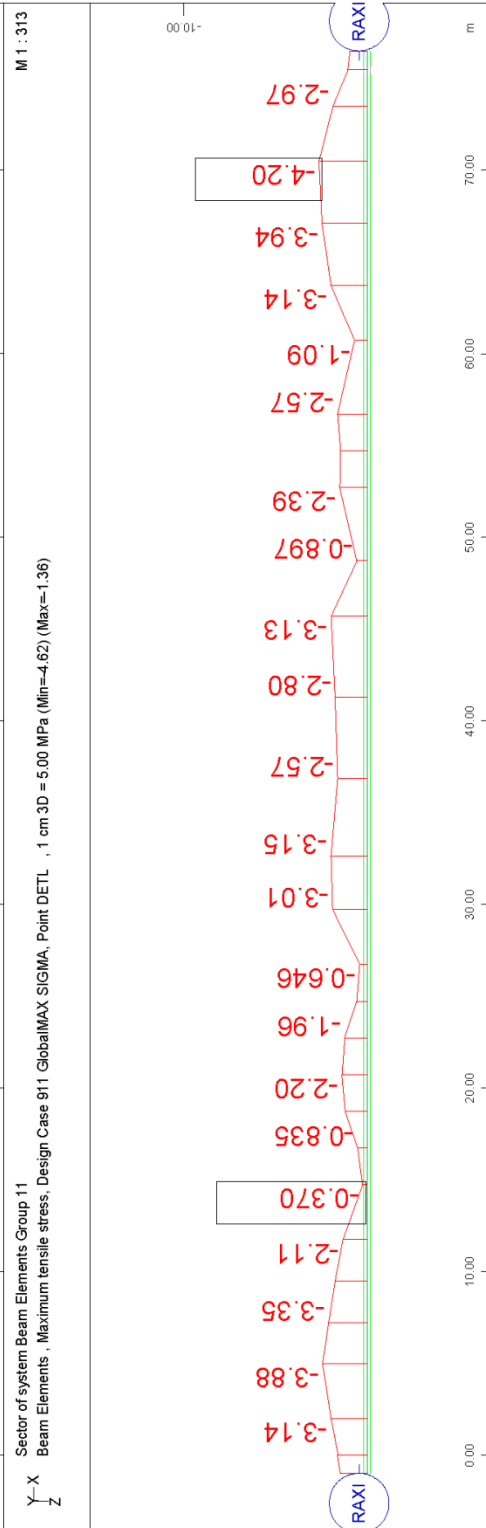
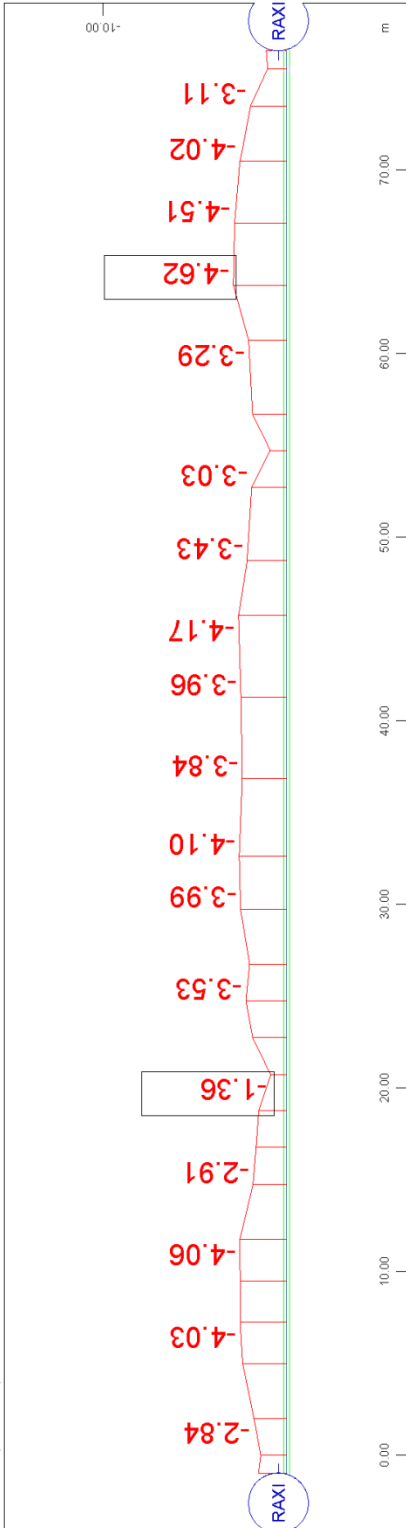
Grp	Mno	Type	deff [mm]	T0 d	CS 207	CS 208	CS 209	total
				Time --->	4692	9129	17764	31585
				RH % --->	70	70	70	
				Temp --->	20	20	20	
1	2	beam	1588.	7	0.07	0.04	0.02	2.09 / 1.13 **
2	2	beam	1588.	7	0.07	0.04	0.02	2.09 / 1.13 **
3	2	beam	1588.	7	0.07	0.04	0.02	2.09 / 1.13 **
4	2	beam	1245.	7	0.07	0.04	0.02	2.12 / 1.13 **
5	2	beam	1245.	7	0.07	0.04	0.02	2.12 / 1.13 **
6	2	beam	1372.	7	0.07	0.04	0.02	2.11 / 1.13 **
11	1	beam	755.0	7	0.05	0.03	0.02	1.81 / 1.10 **
12	9	beam	947.0	7	0.05	0.03	0.02	1.78 / 1.10 **
51	2	beam	1155.	7	0.07	0.04	0.02	2.14 / 1.13 **
52	2	beam	957.0	7	0.07	0.04	0.02	2.17 / 1.13 **
53	2	beam	1041.	7	0.07	0.04	0.02	2.15 / 1.13 **
54	2	beam	912.0	7	0.07	0.04	0.02	2.17 / 1.13 **
55	2	beam	1111.	7	0.07	0.04	0.02	2.14 / 1.13 **
56	2	beam	1025.	7	0.07	0.04	0.02	2.15 / 1.13 **

** For the ** marked elements, the creep value will be additionally divided by the printed factor in AQB due to the problem of the reference E-modulus [Ecm/Ec0]. Please refer to Heft 525 Deutscher Ausschuss fuer Stahlbeton S. 65ff.

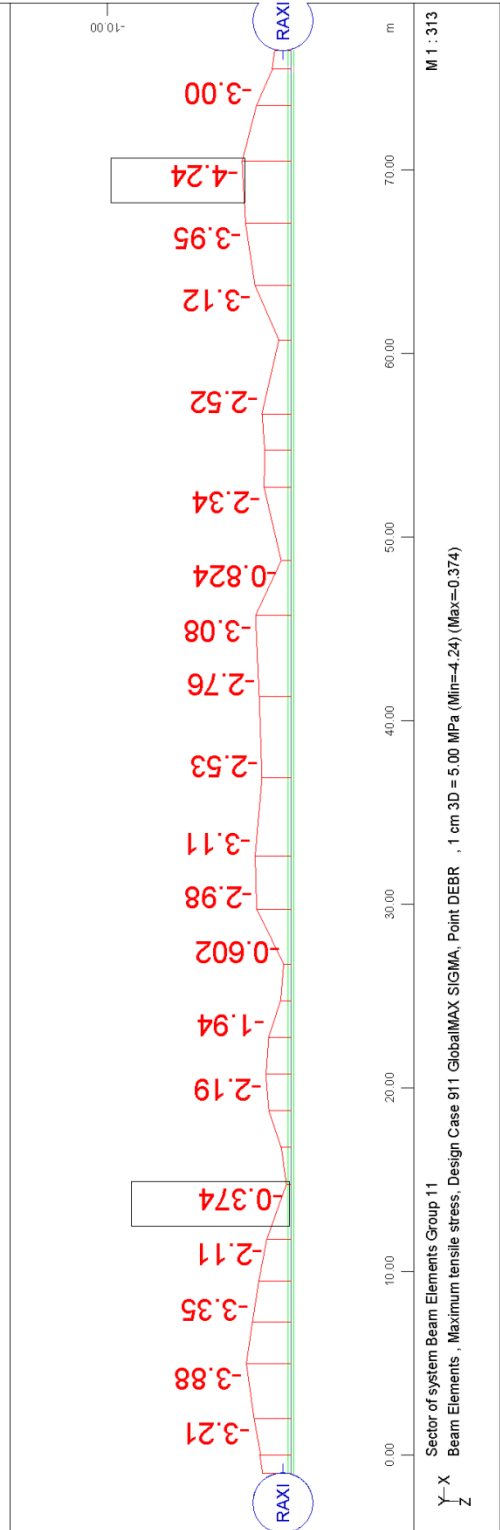
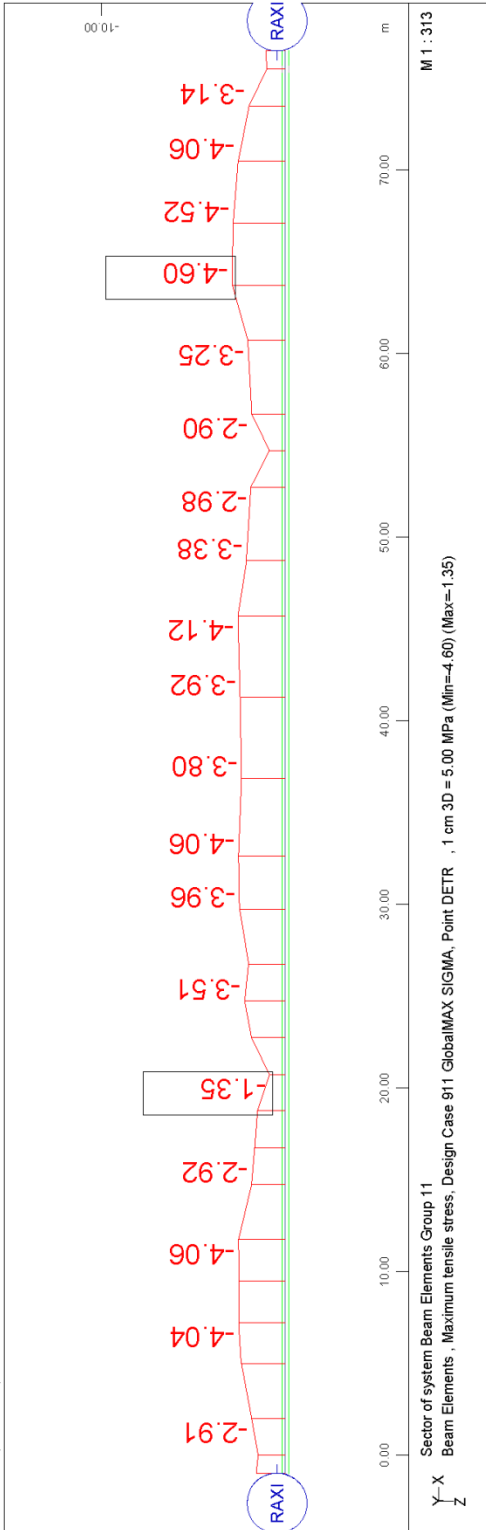
SOFISTIK AG - www.sofistik.com



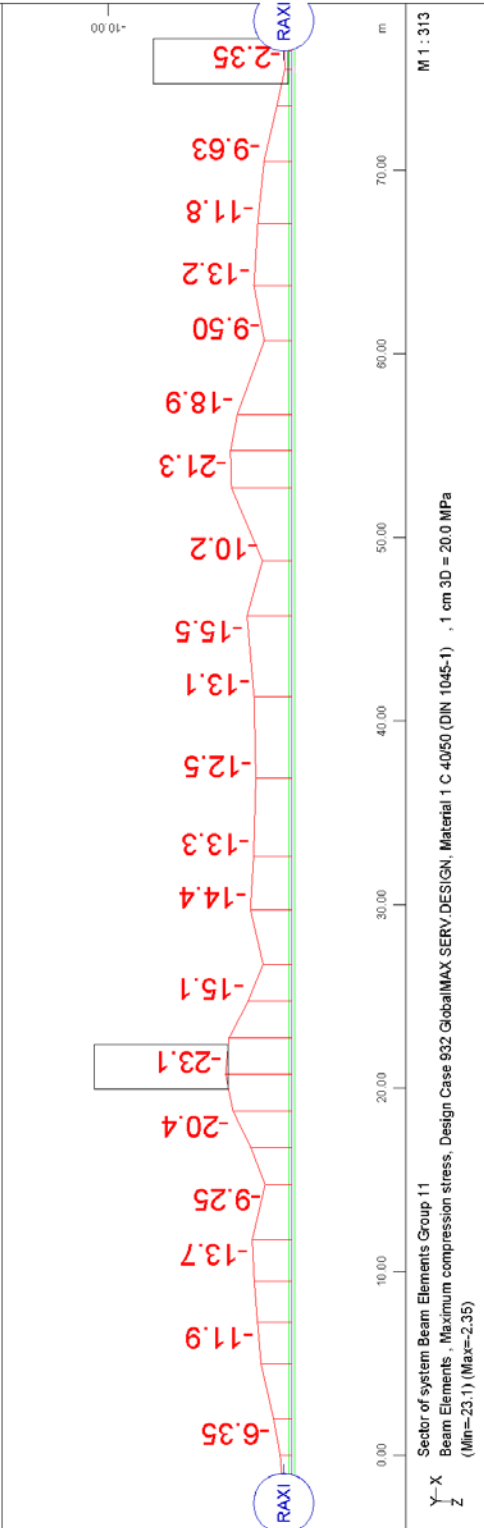
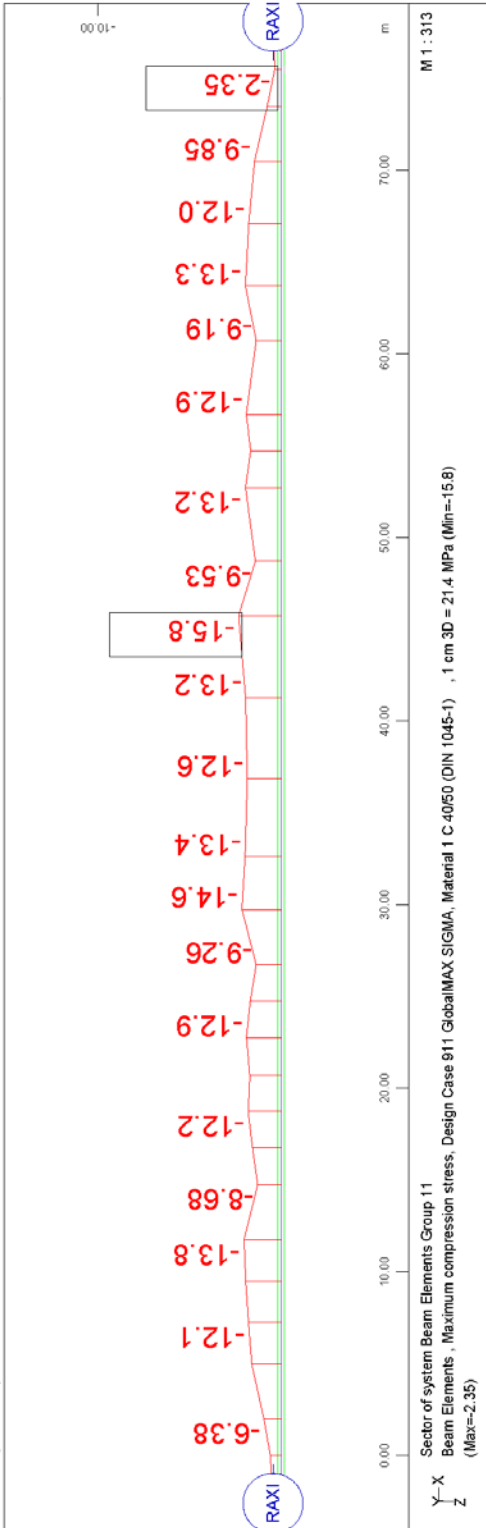
STRUCTURE 2
 STRESS PLOTS



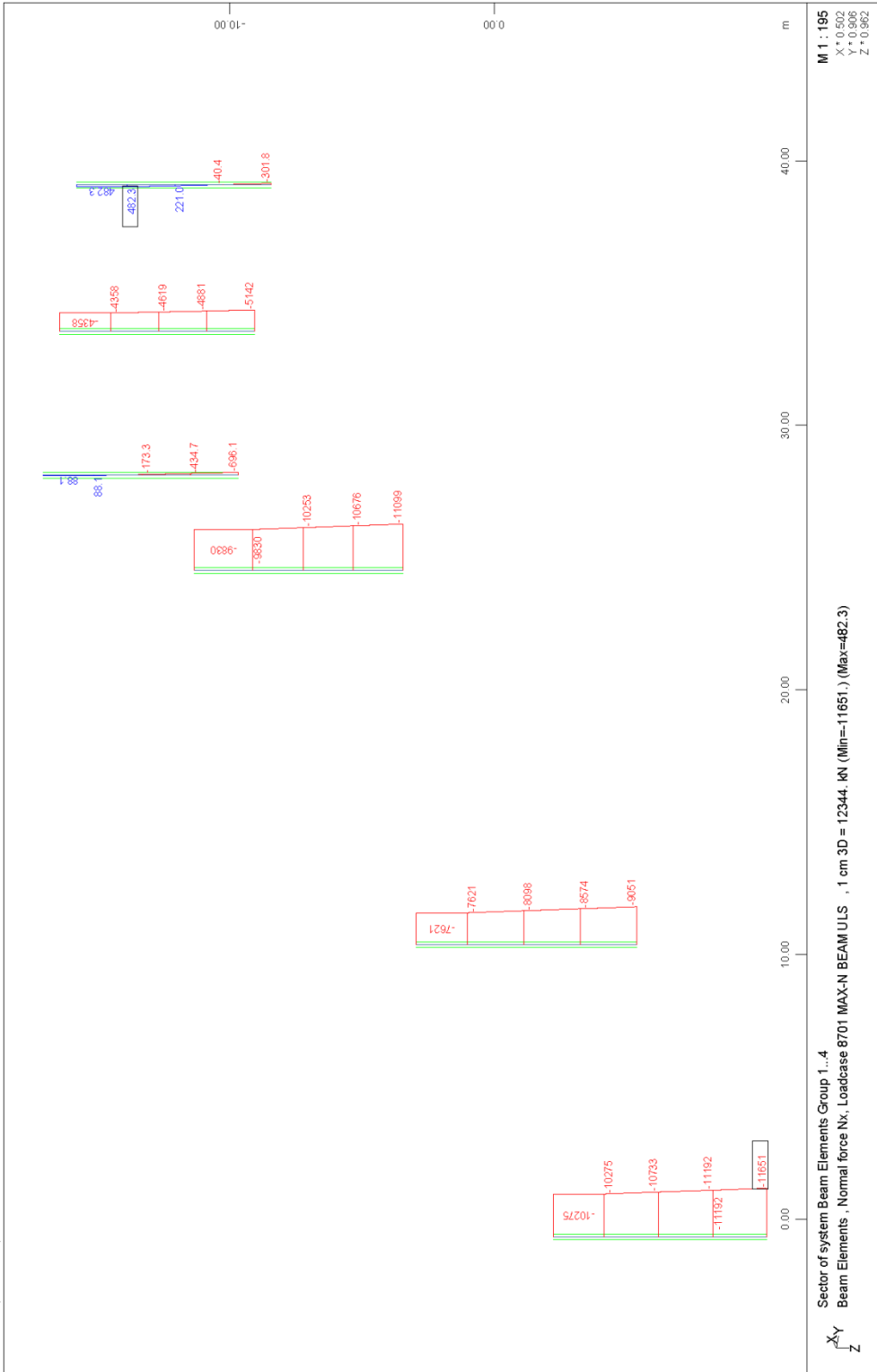
STRUCTURE 2
STRESS PLOTS



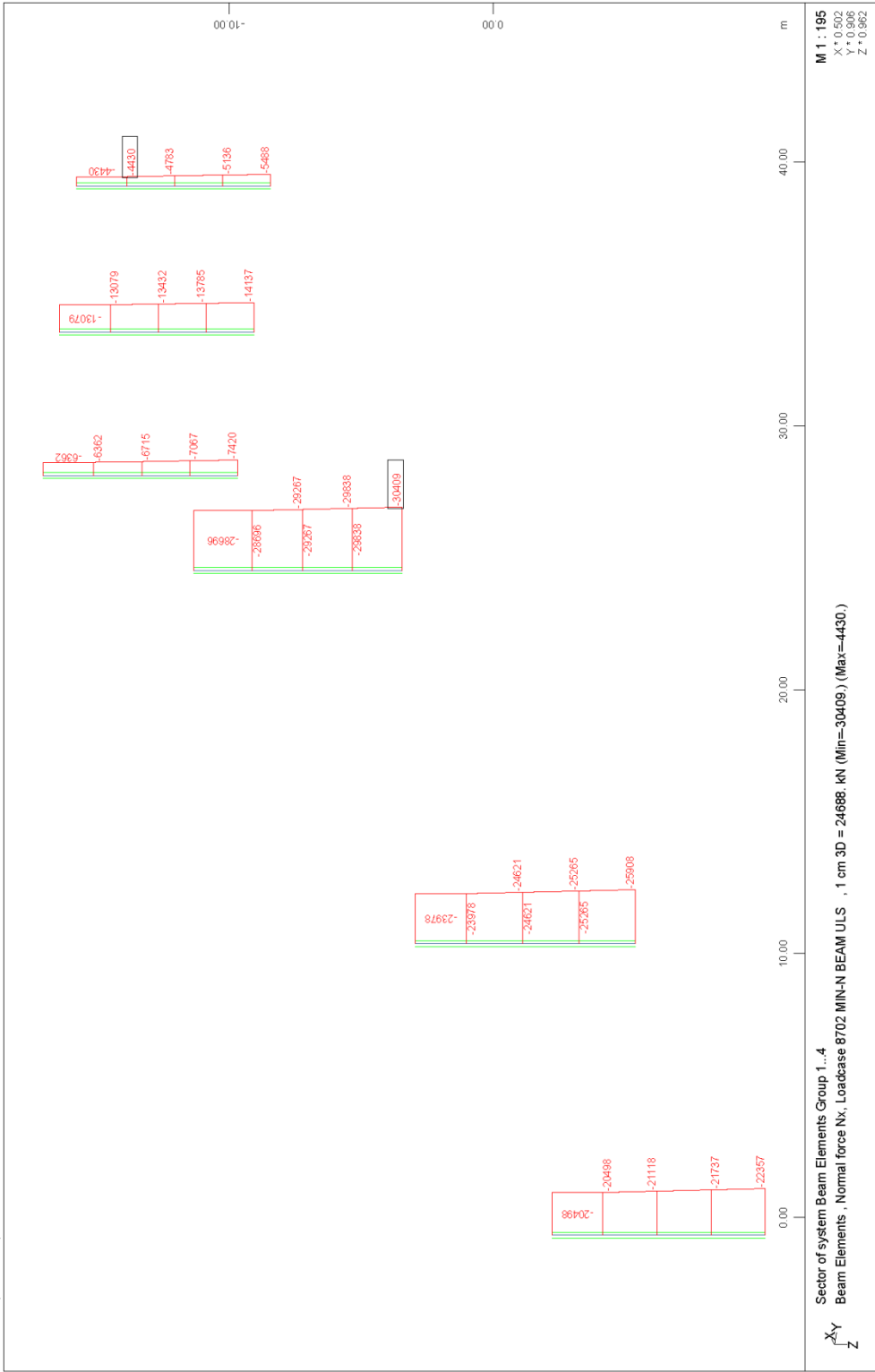
STRUCTURE 2
 STRESS PLOTS



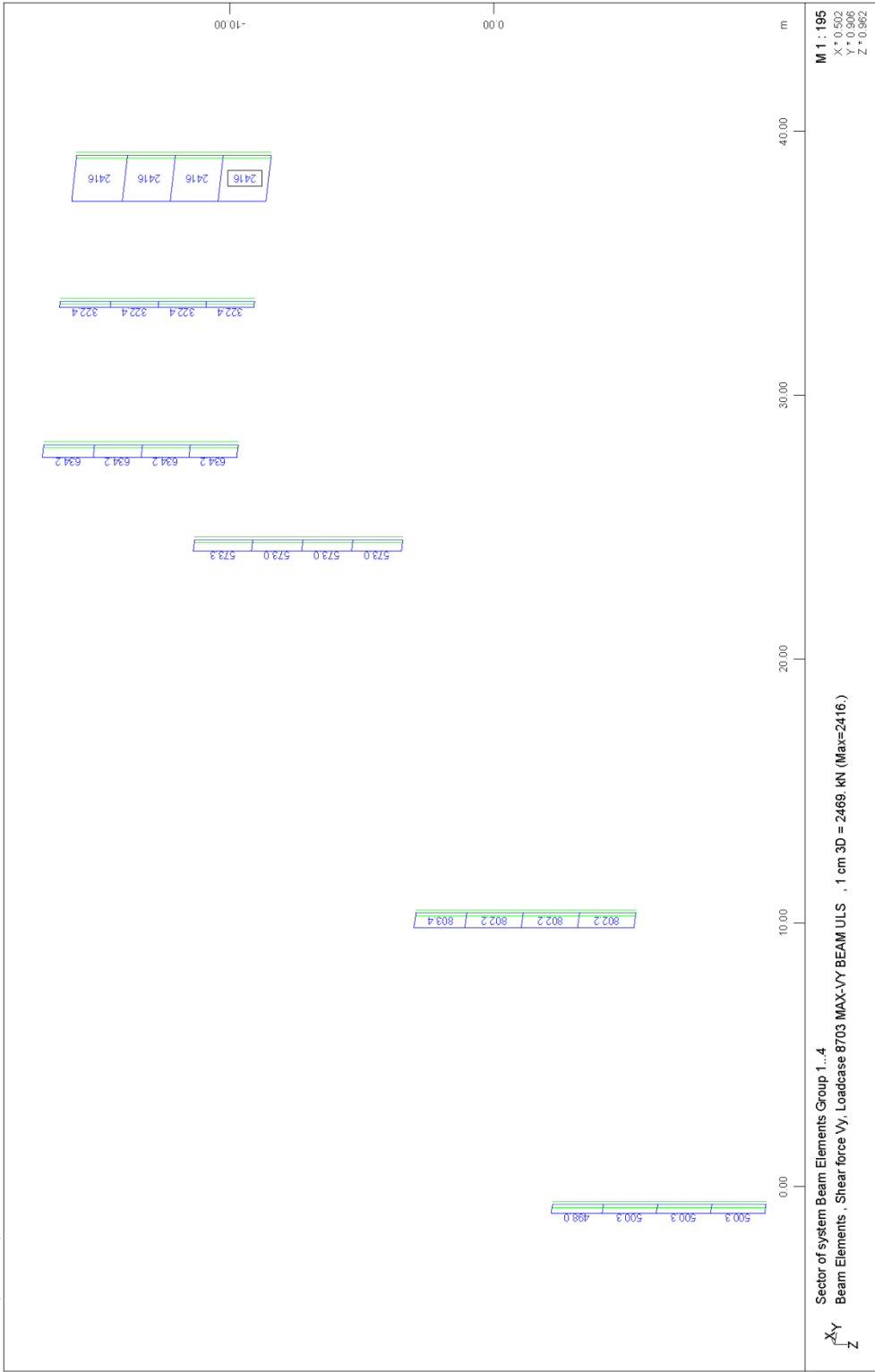
STRUCTURE 2
 COMPRESSION STRESS CHECK FOR QUASI-PERMANENT & CHARACTERISTIC COMBINATI

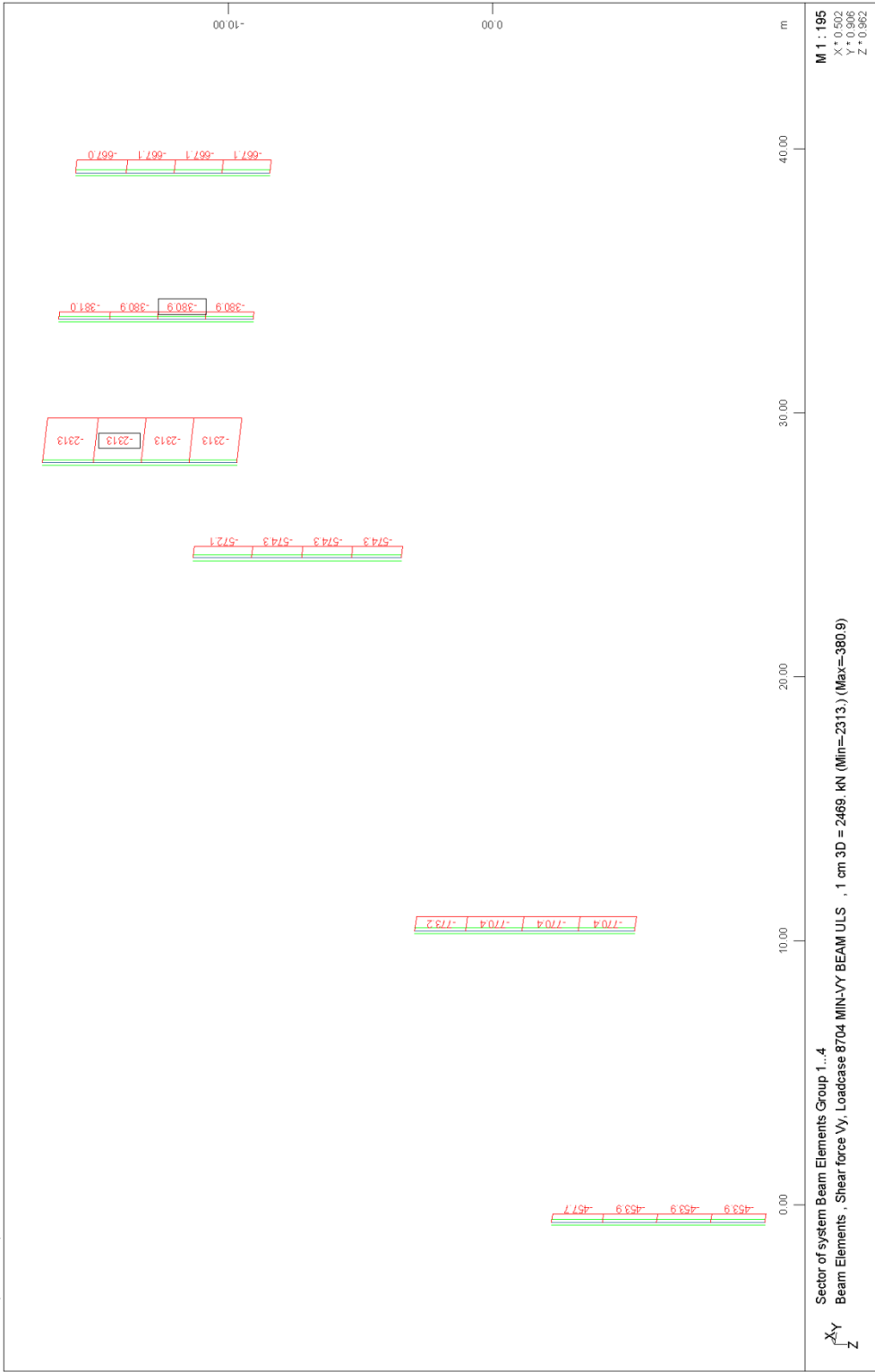


STRUCTURE 2
 PIER FORCES FOR ULS DESIGN

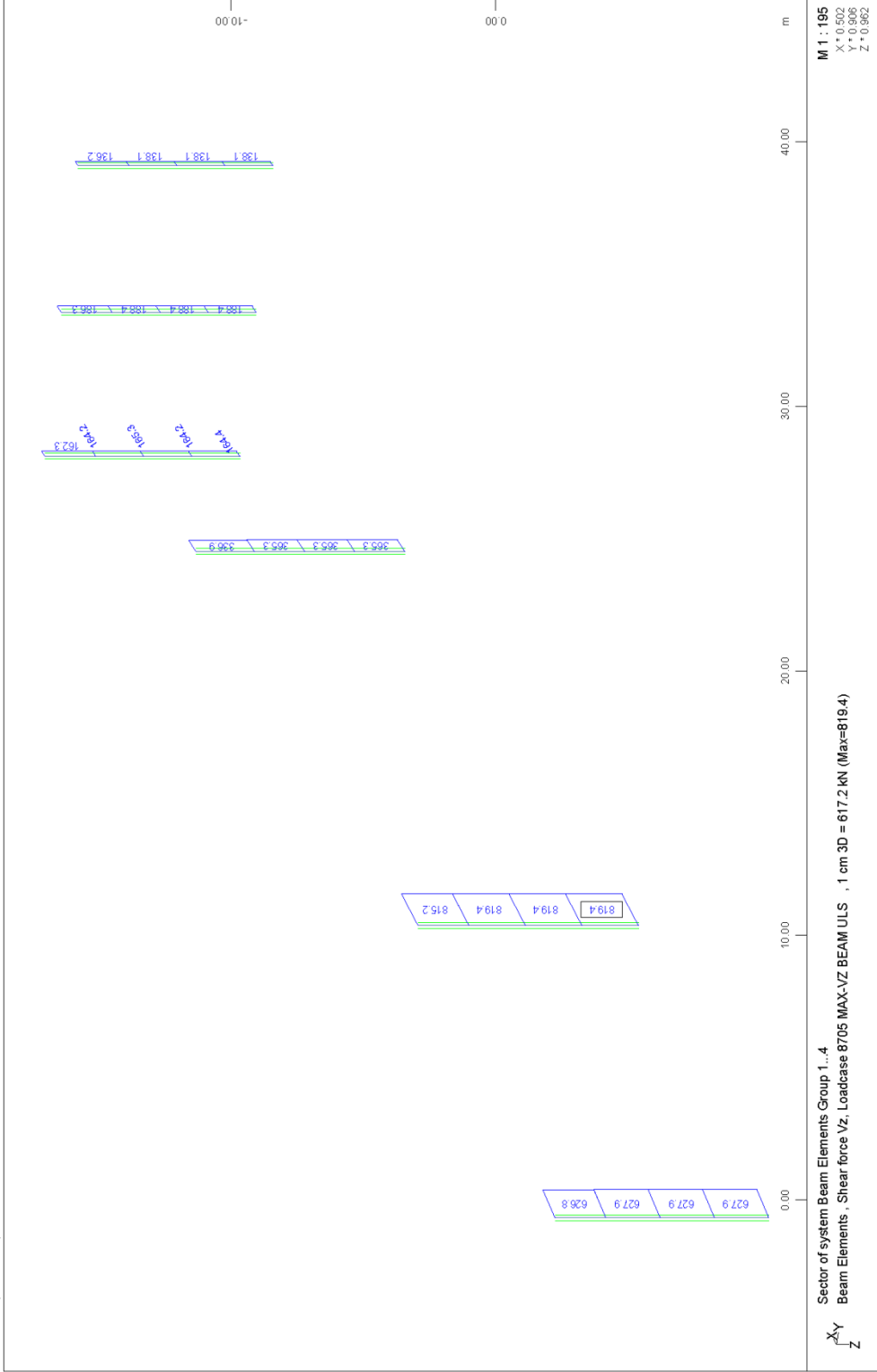


STRUCTURE 2
 PIER FORCES FOR ULS DESIGN

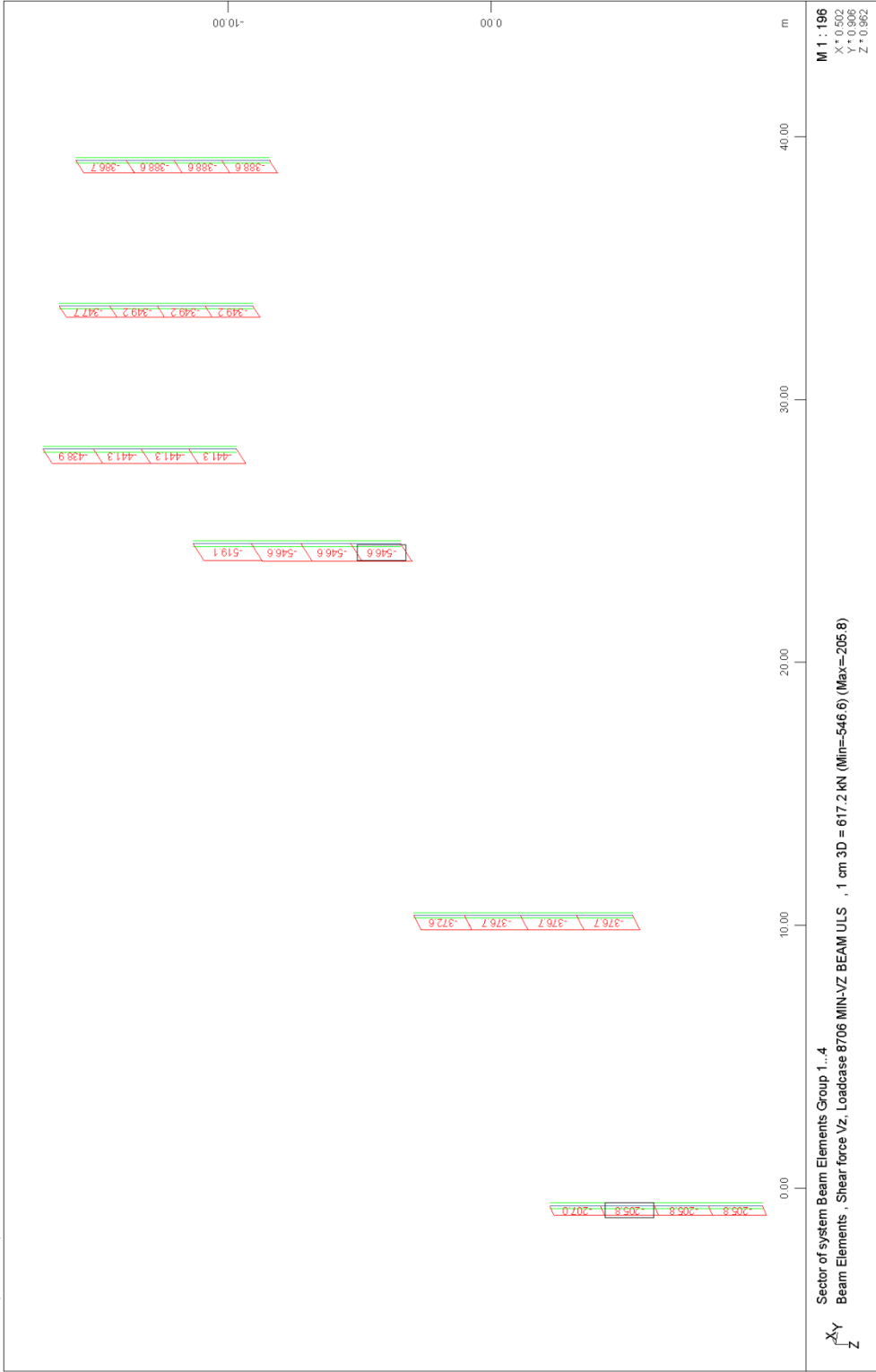




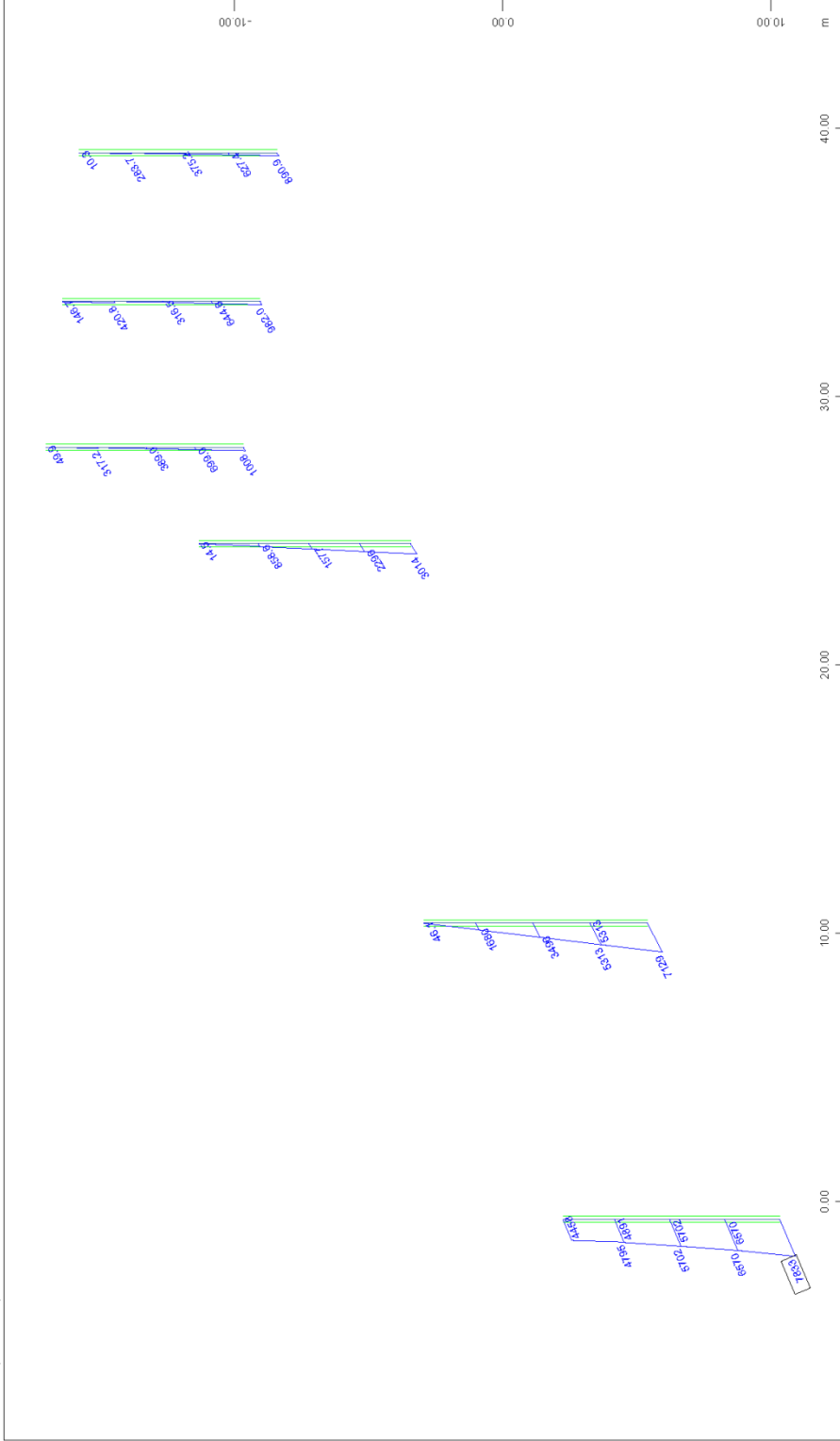
STRUCTURE 2
PIER FORCES FOR ULS DESIGN



STRUCTURE 2
 PIER FORCES FOR ULS DESIGN

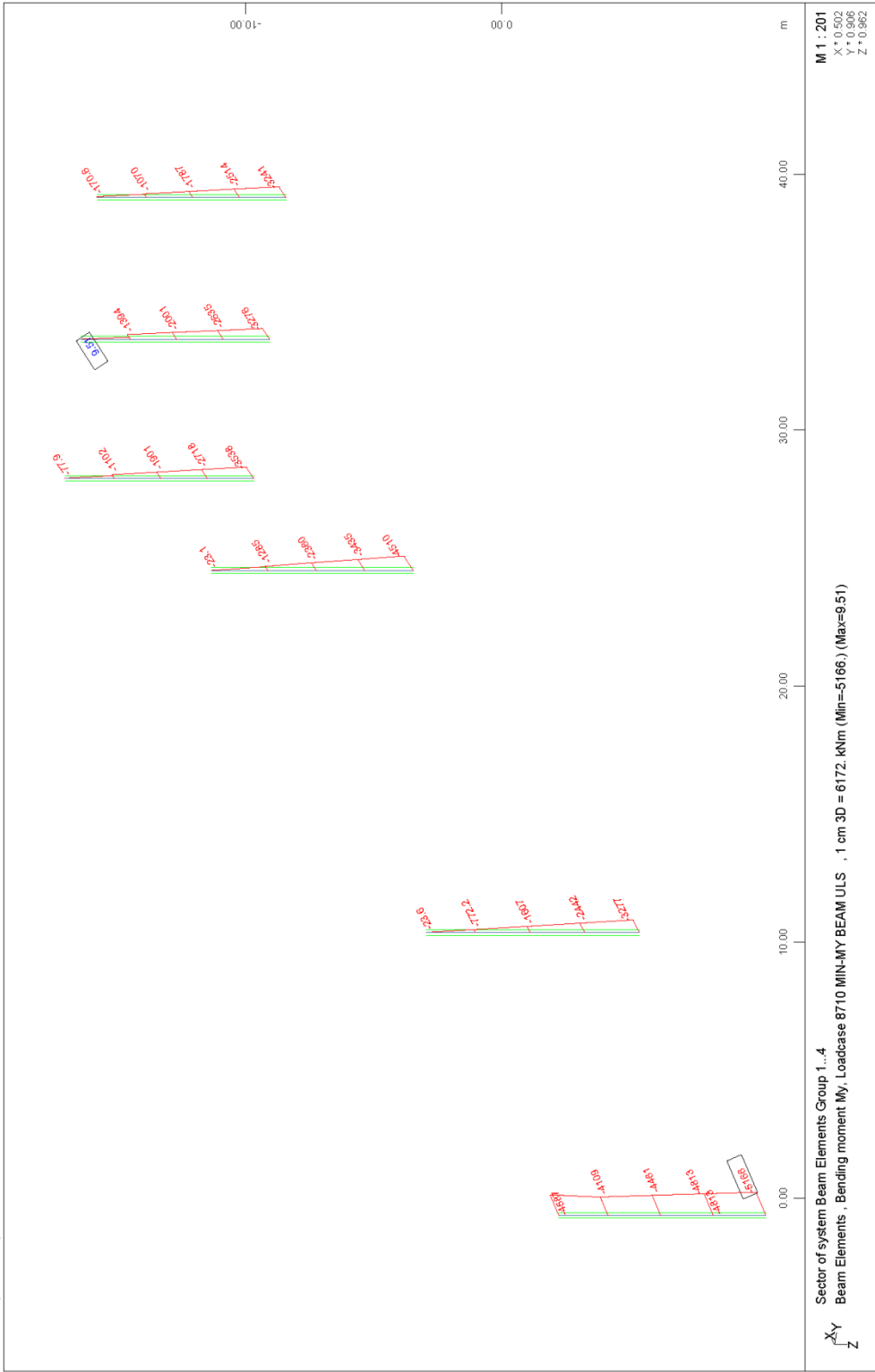


STRUCTURE 2
 PIER FORCES FOR ULS DESIGN

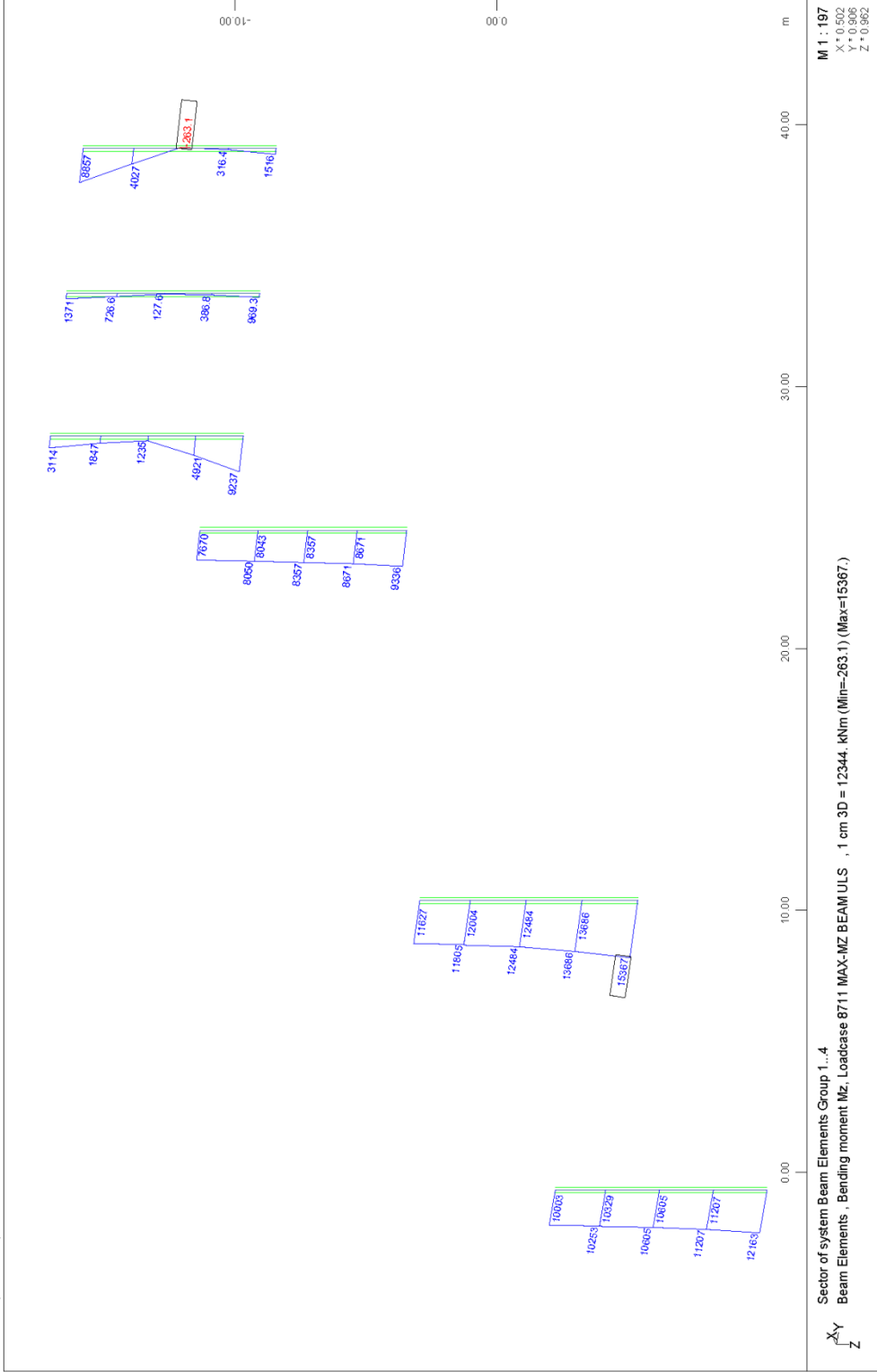



 Sector of system Beam Elements Group 1...4
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 8709 MAX-MY BEAM ULS , 1 cm 3D = 6172. kNm (Max=7833.)
M 1 : 202
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

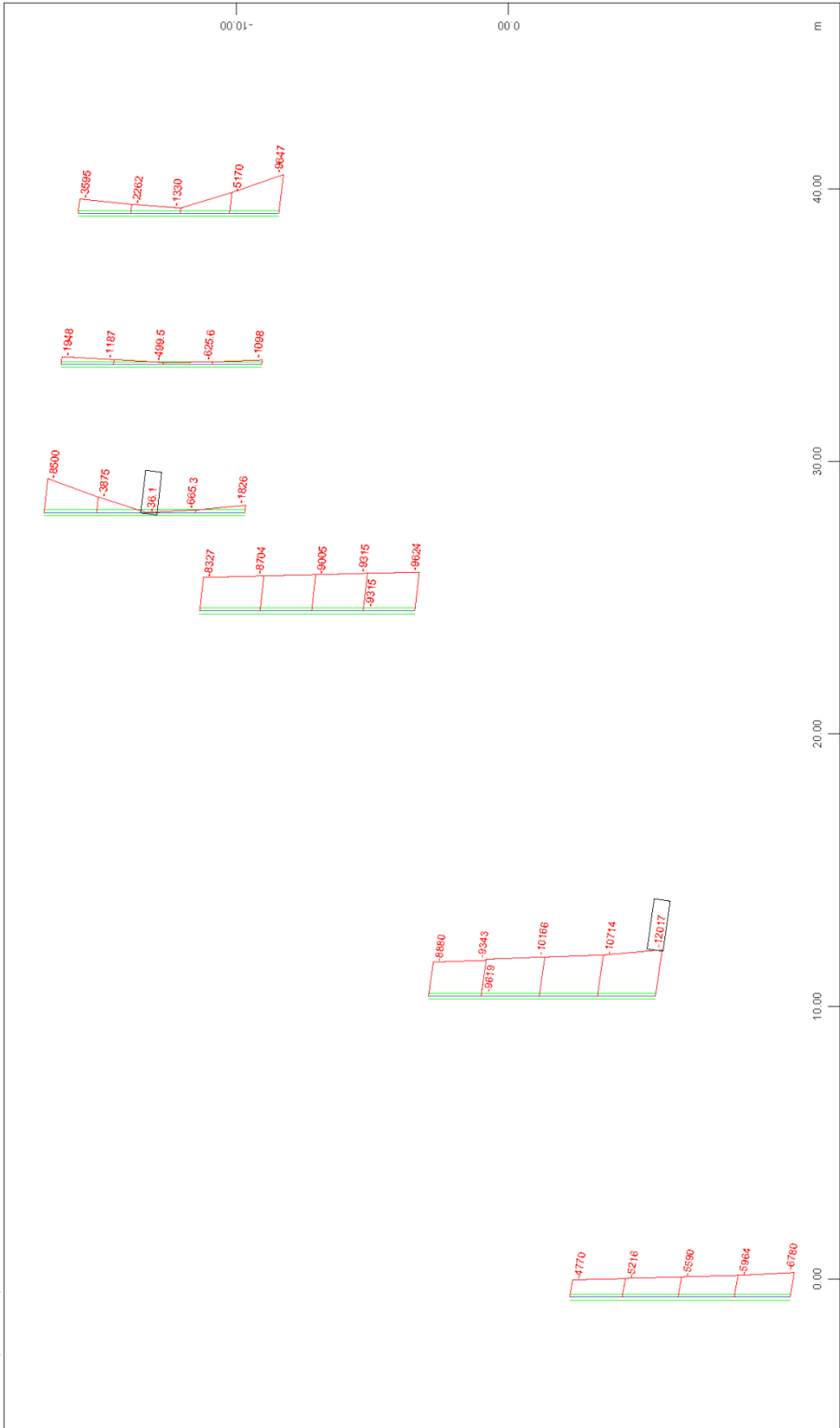
STRUCTURE 2
PIER FORCES FOR ULS DESIGN



STRUCTURE 2
 PIER FORCES FOR ULS DESIGN

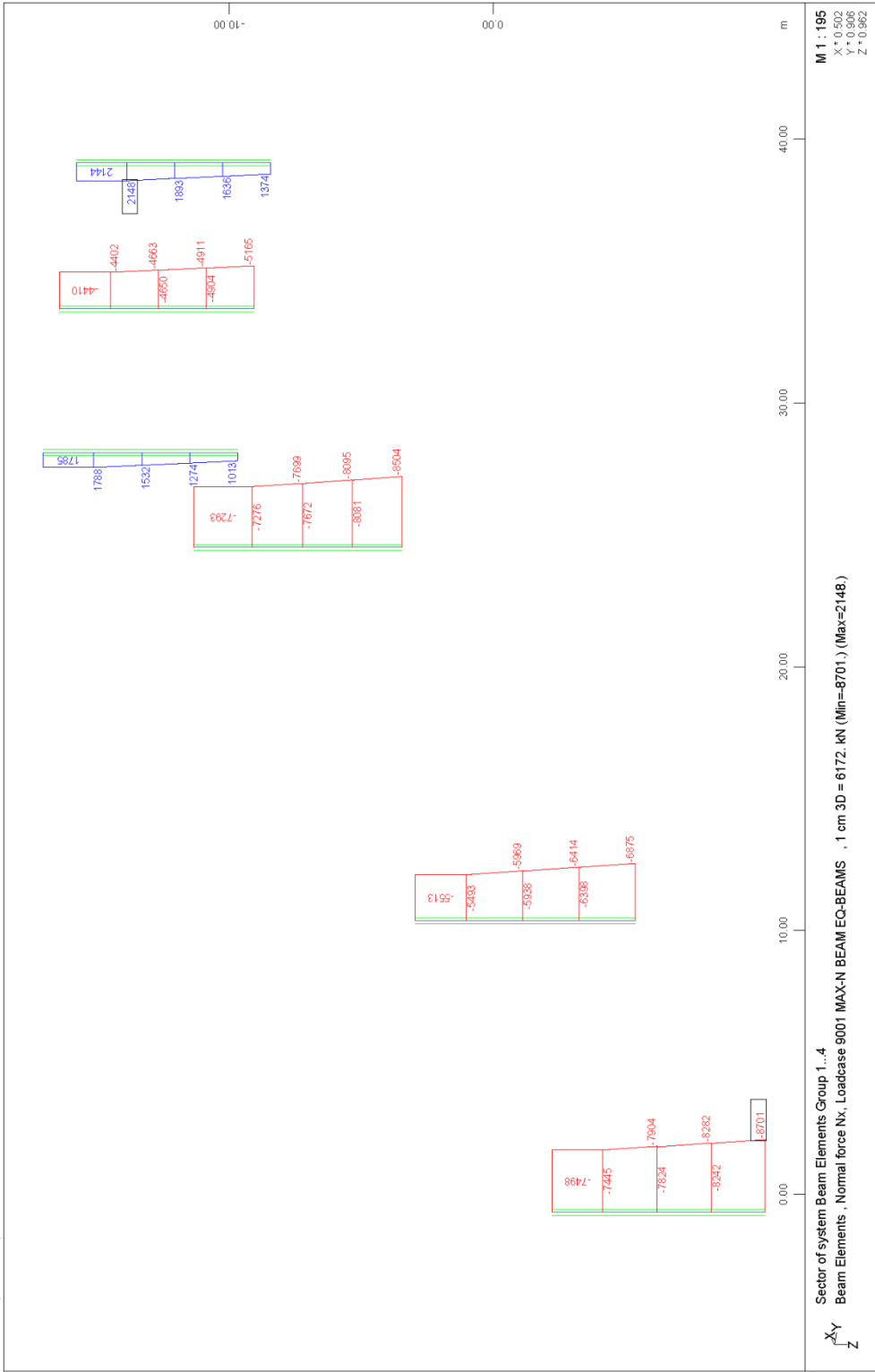


STRUCTURE 2
 PIER FORCES FOR ULS DESIGN

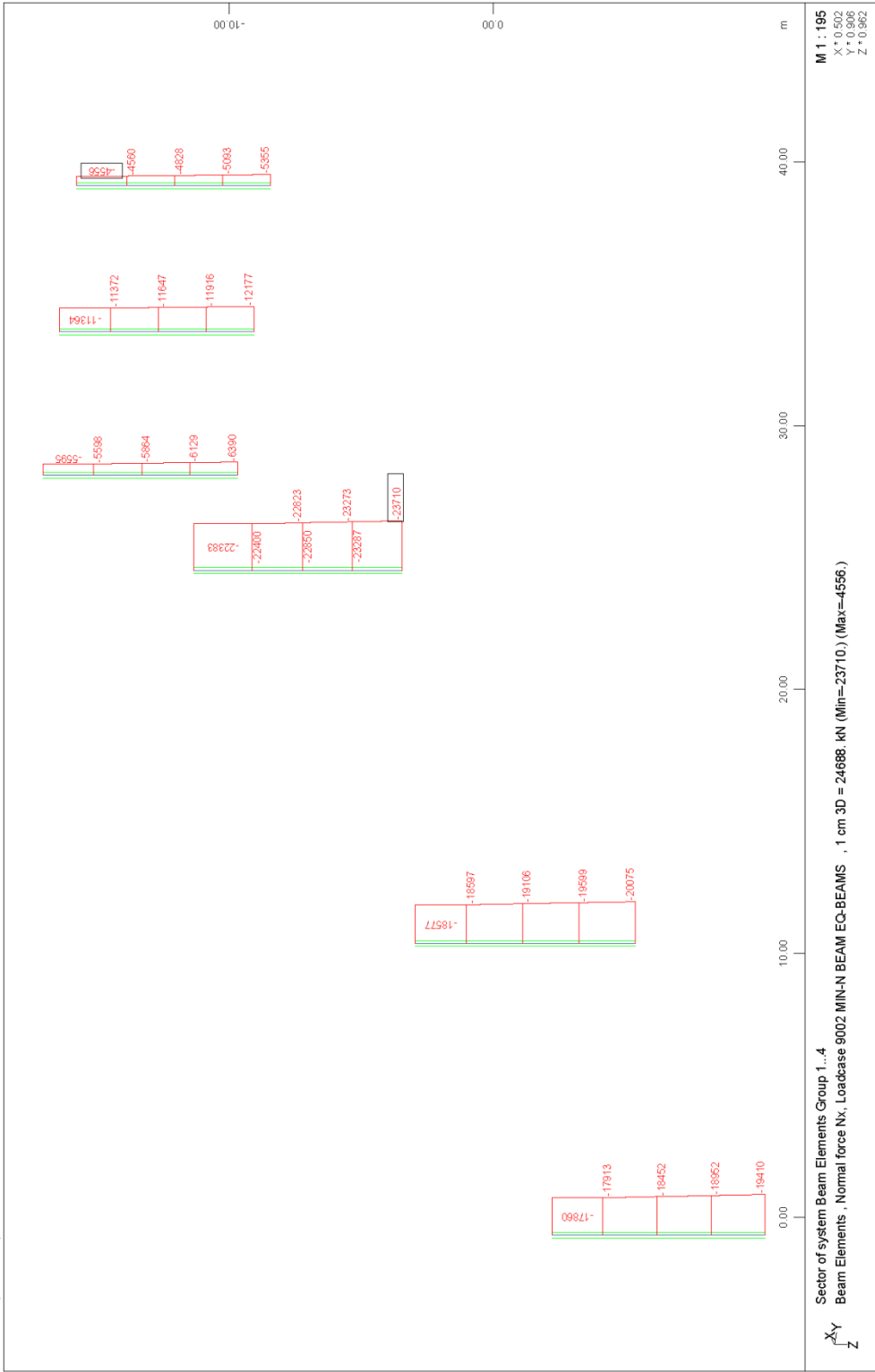


Sector of system Beam Elements Group 1... 4
 Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 8712 MIN-MZ BEAM ULS , 1 cm 3D = 12344, kNm (Min=-12017.) (Max=36.1)
 M 1 : 197
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

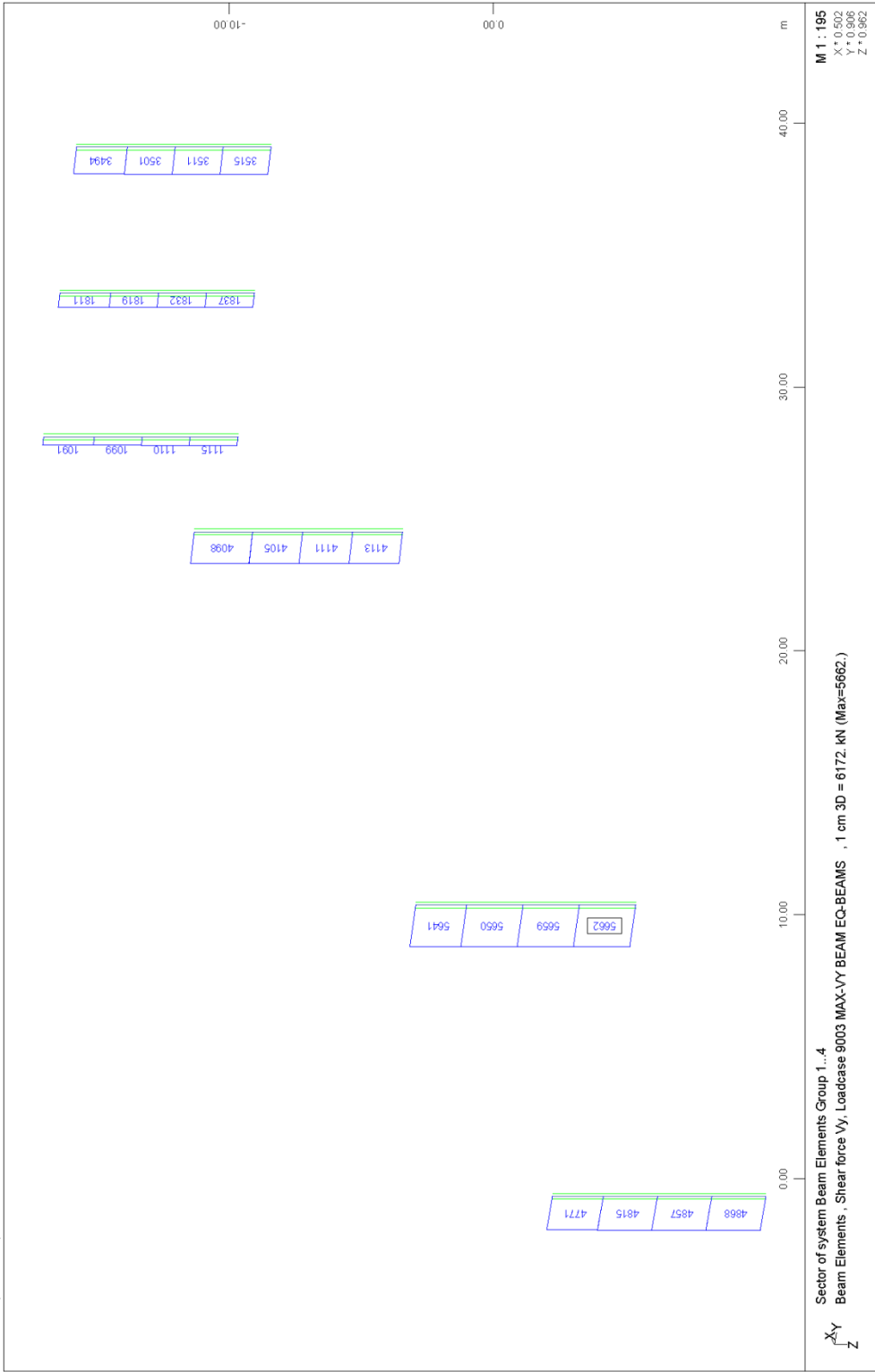
STRUCTURE 2
PIER FORCES FOR ULS DESIGN



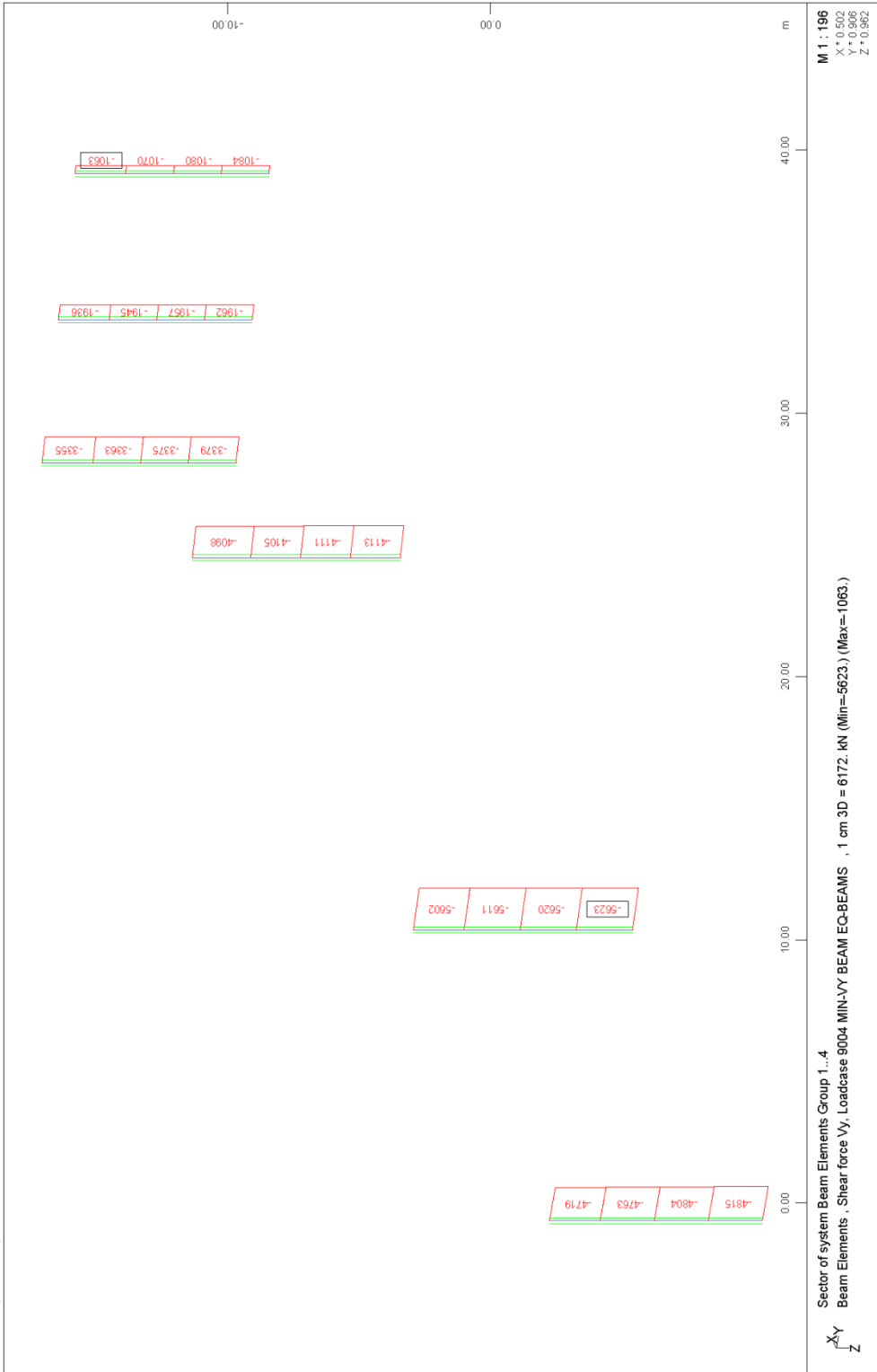
STRUCTURE 2
 PIER FORCES FOR EARTHQUAKE DESIGN



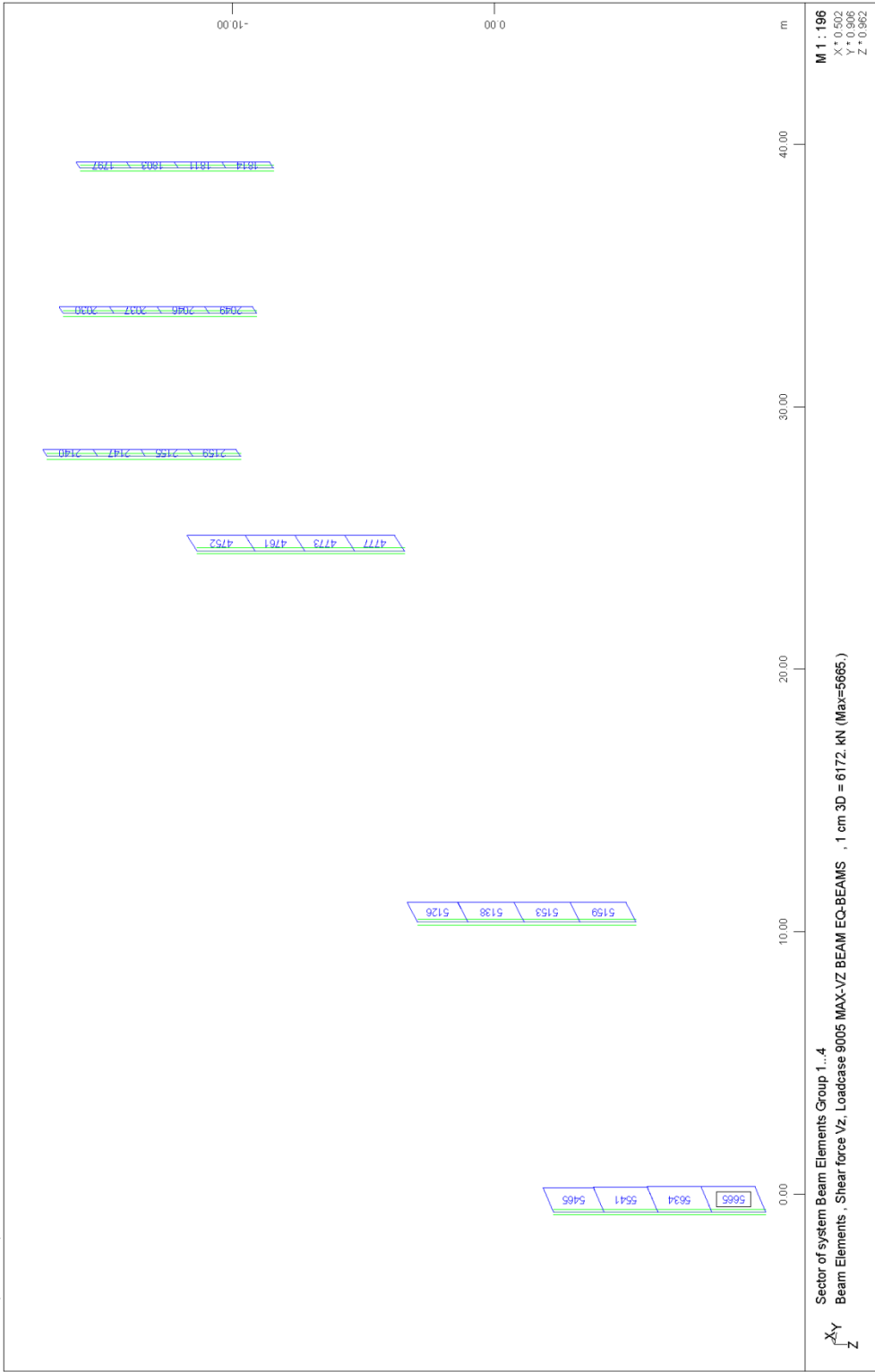
STRUCTURE 2
PIER FORCES FOR EARTHQUAKE DESIGN



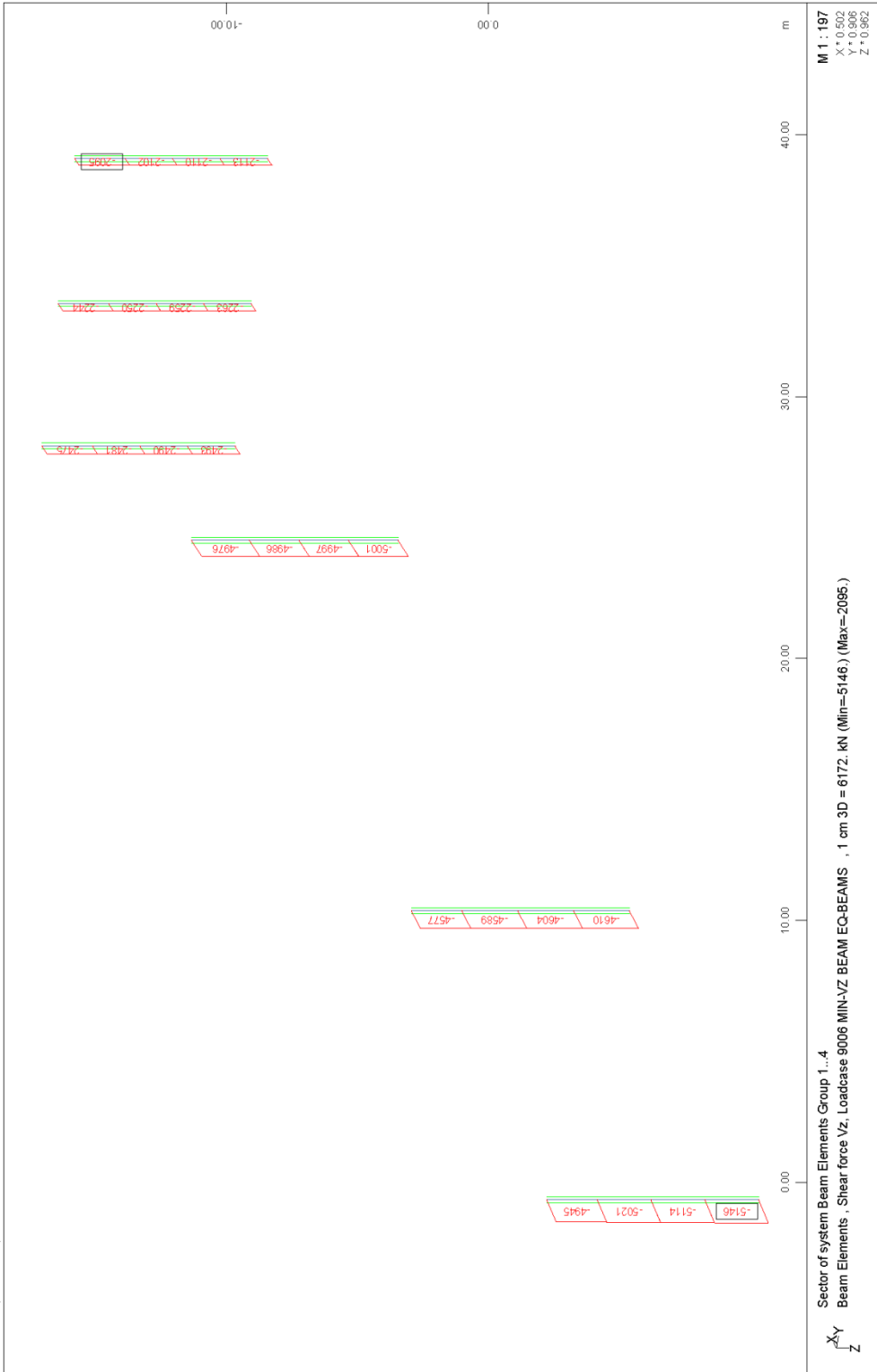
STRUCTURE 2
 PIER FORCES FOR EARTHQUAKE DESIGN



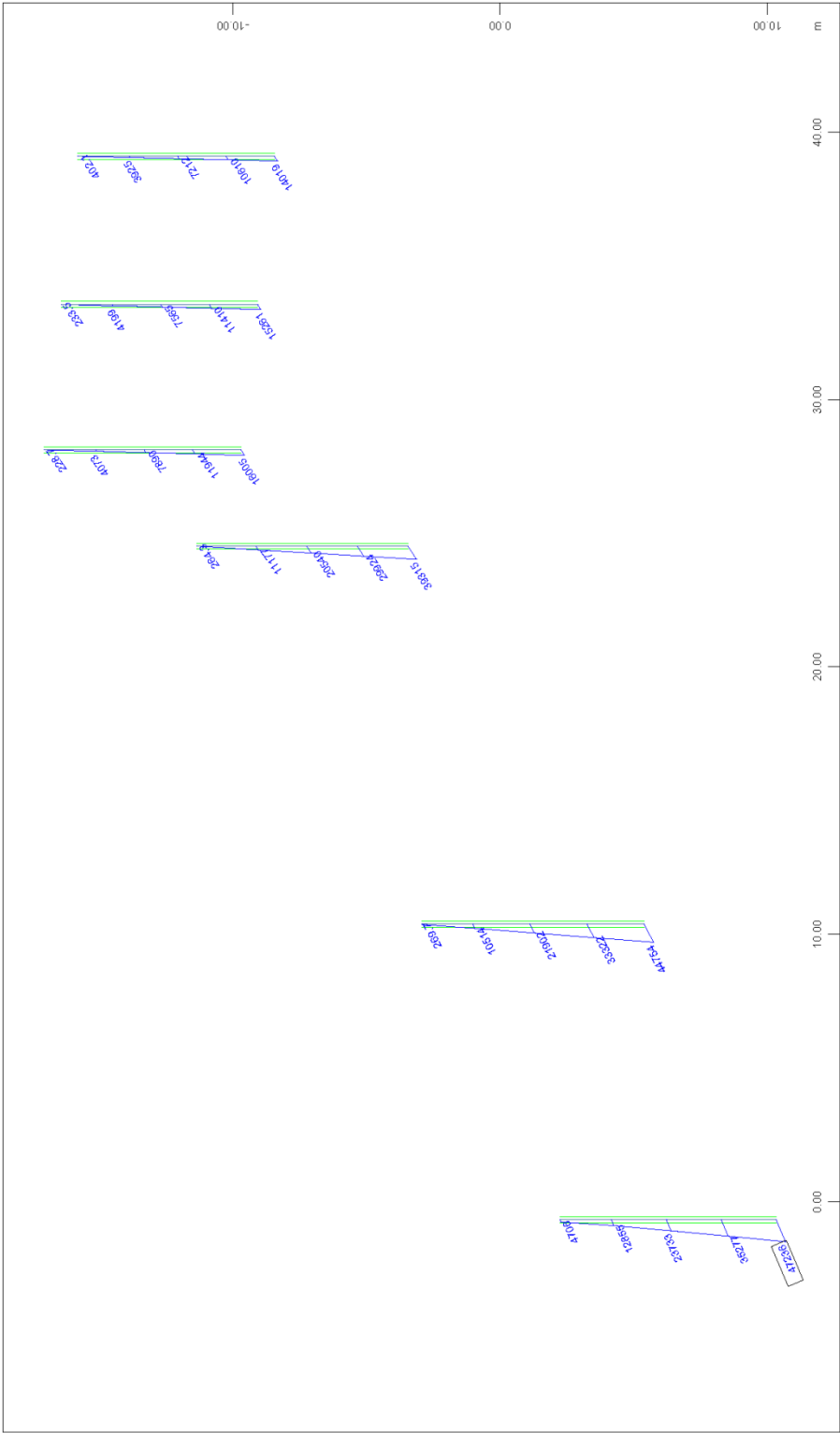
STRUCTURE 2
 PIER FORCES FOR EARTHQUAKE DESIGN



STRUCTURE 2
PIER FORCES FOR EARTHQUAKE DESIGN



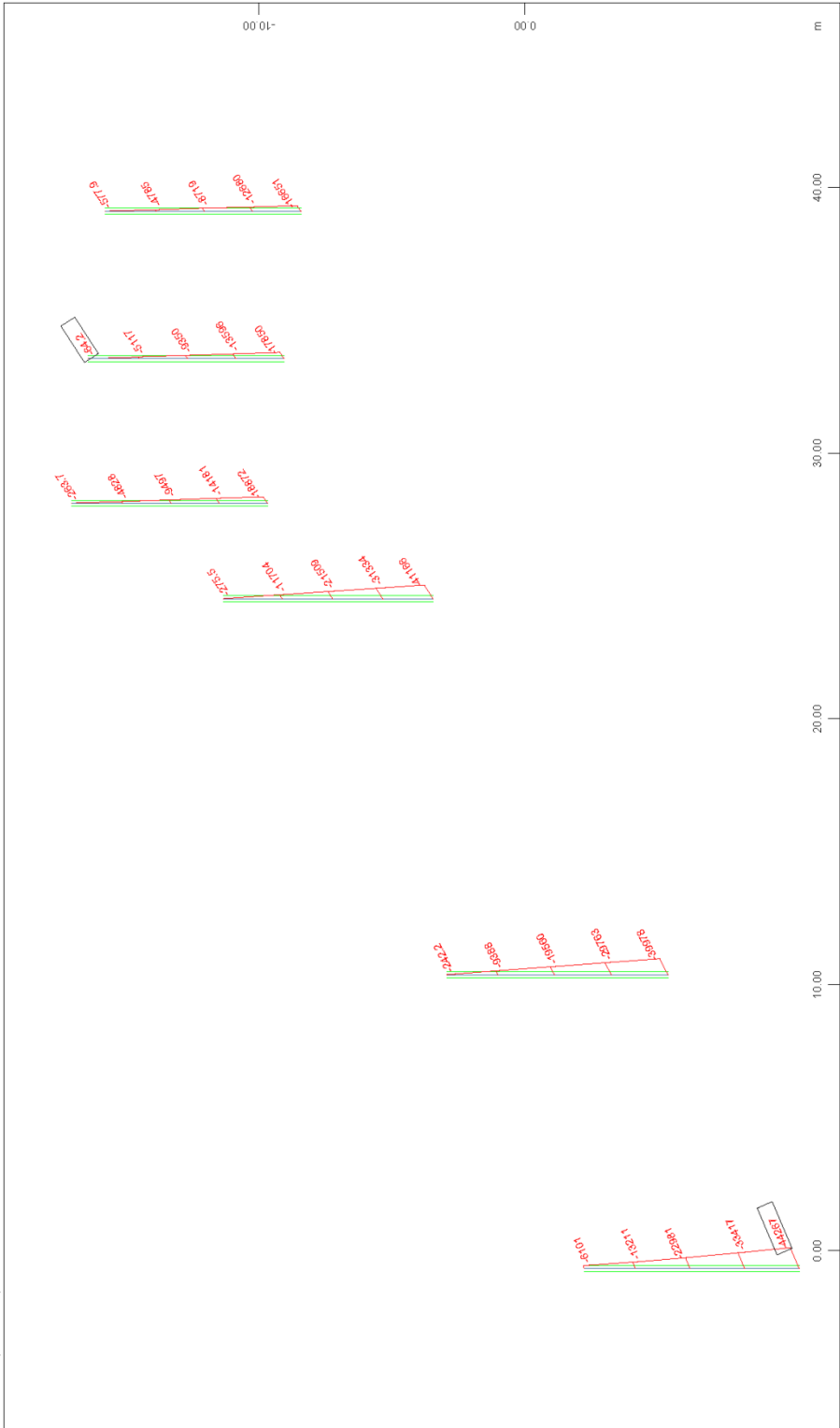
STRUCTURE 2
 PIER FORCES FOR EARTHQUAKE DESIGN



M 1 : 201
Sector of system Beam Elements Group 1... 4
Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 9009 MAX-MY BEAM EQ-BEAMS , , 1 cm 3D = 61719. kNm (Max=47236.)

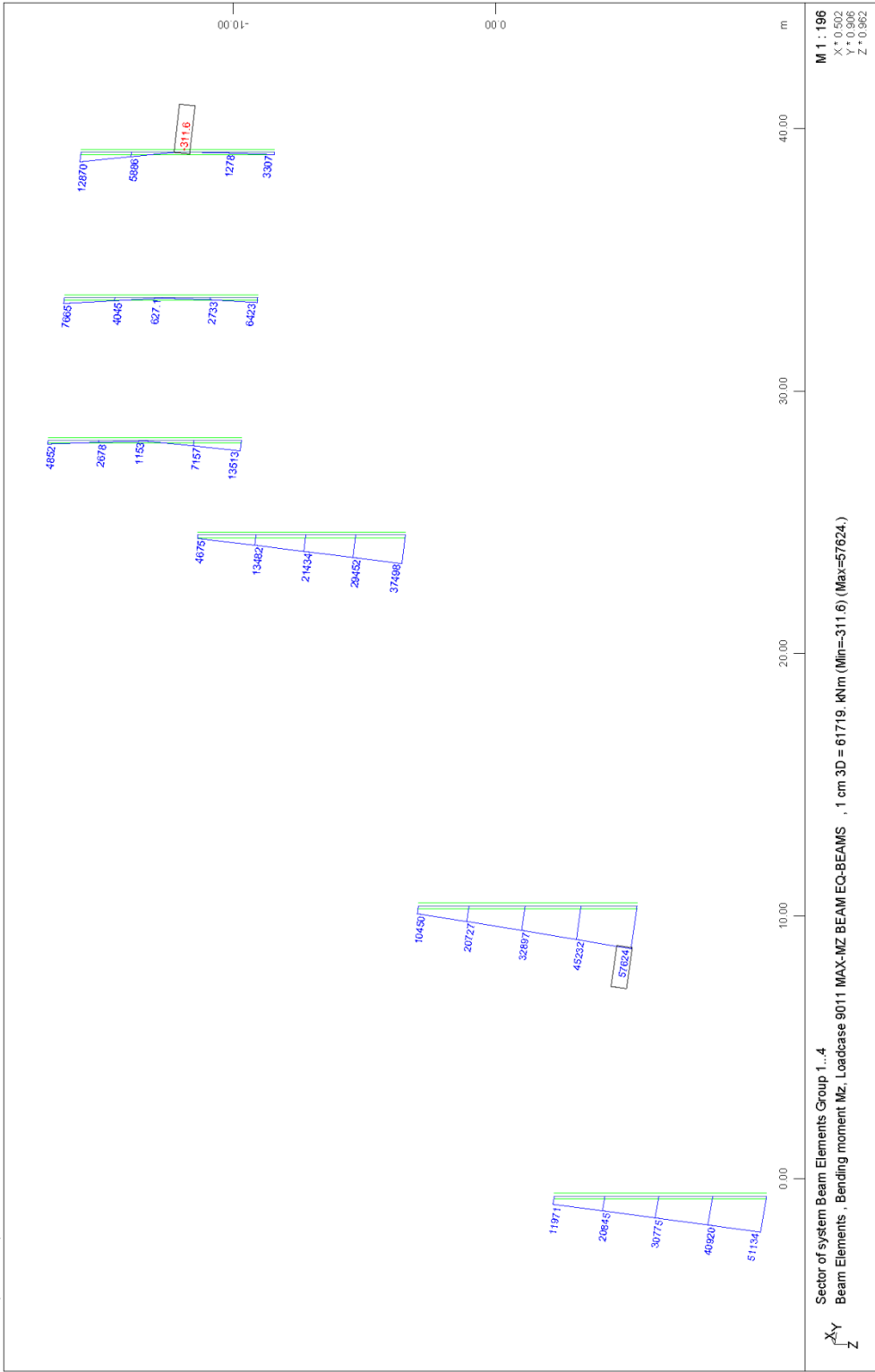
M 1 : 201
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.982

STRUCTURE 2
PIER FORCES FOR EARTHQUAKE DESIGN



Sector of system Beam Elements Group 1...4
 Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 9010 MIN-MY BEAM EQ-BEAMS , 1 cm 3D = 61719. kNm (Min=-44267.) (Max=64.2)
 M 1 : 202
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

STRUCTURE 2
PIER FORCES FOR EARTHQUAKE DESIGN

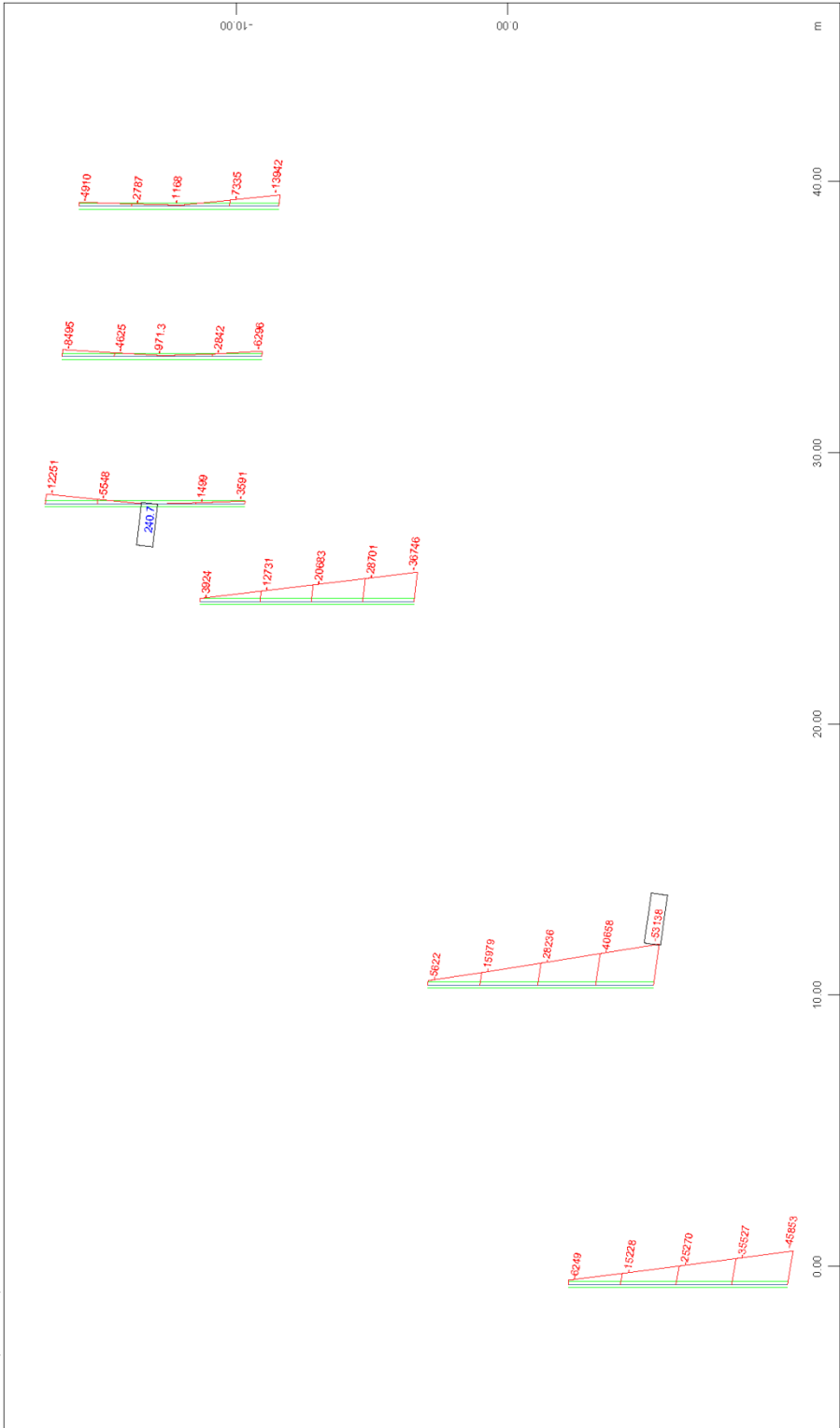


Sector of system Beam Elements Group 1... 4

Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 9011 MAX-MZ BEAM EQ-BEAMS , 1 cm 3D = 61719. kNm (Min=-311.6) (Max=57624.)

M 1 : 196
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

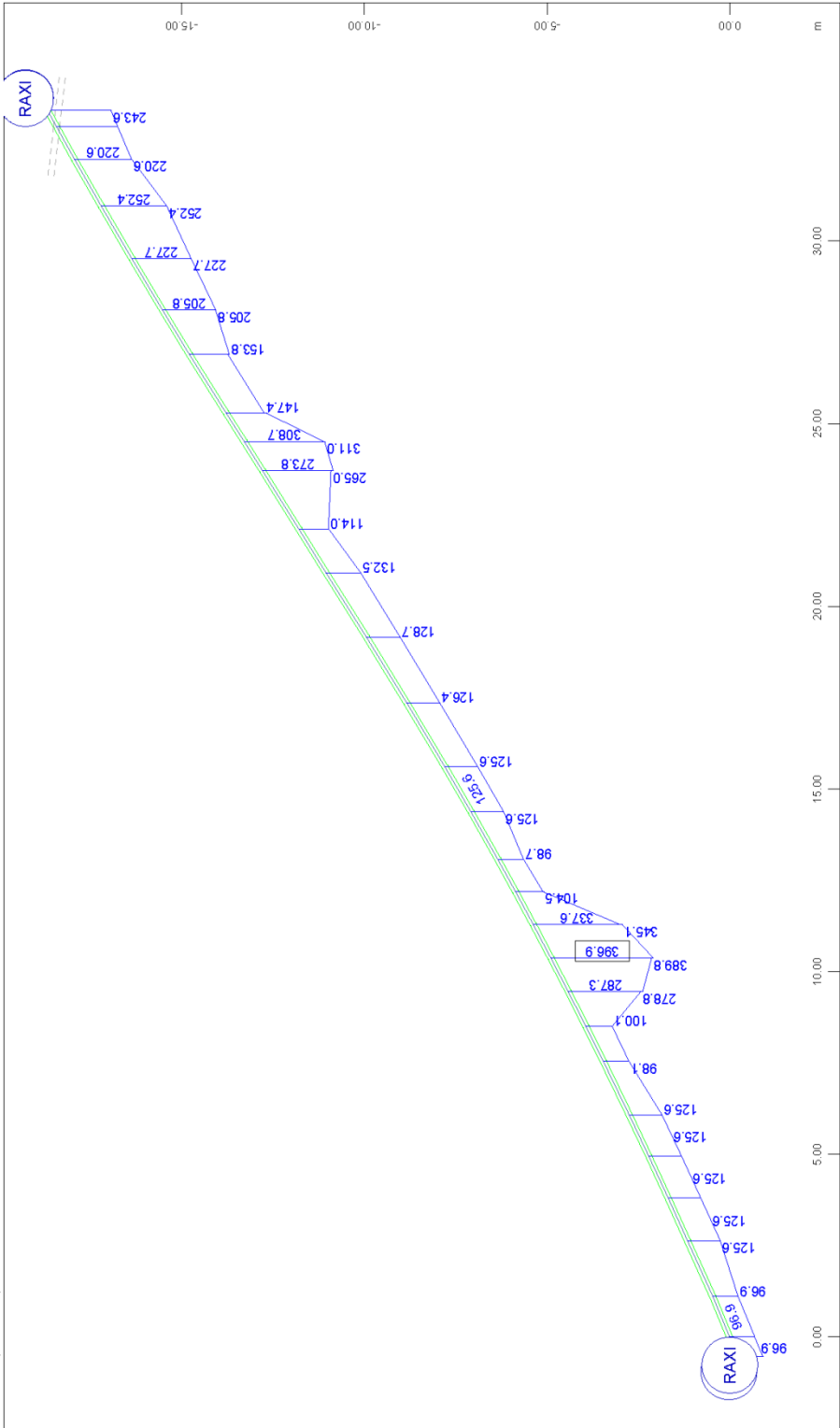
STRUCTURE 2
 PIER FORCES FOR EARTHQUAKE DESIGN



Sector of system Beam Elements Group 1... 4
 Beam Elements , Bending moment Mz, Loadcase 9012 MIN-MZ BEAM EQ-BEAMS , 1 cm 3D = 61719. kNm (Min=-53138.) (Max=240.7)

M 1 : 198
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

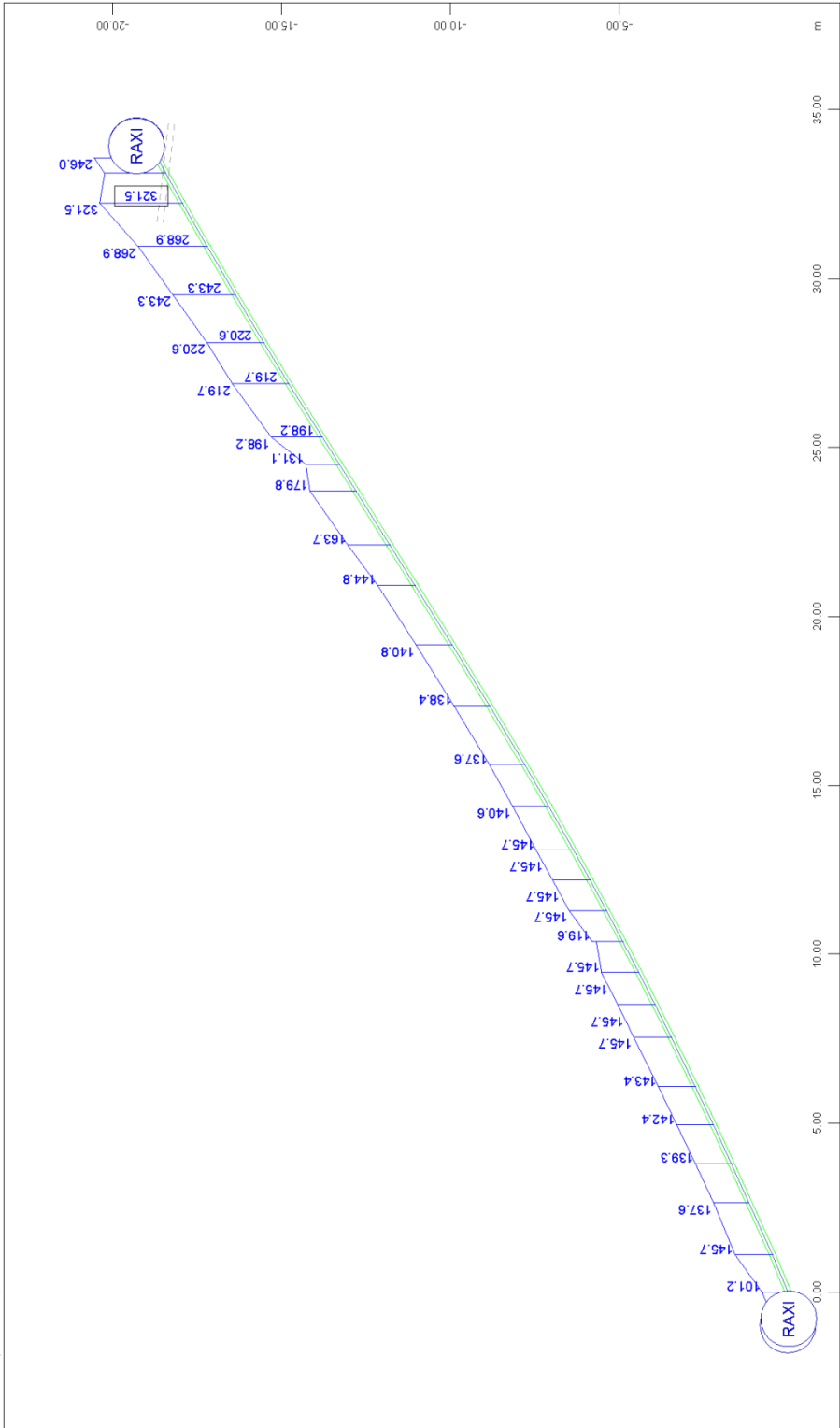
STRUCTURE 2
 PIER FORCES FOR EARTHQUAKE DESIGN



M 1 : 147
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

Sector of system Beam Elements Group 11
 Beam Elements , Longitudinal Reinforcements Lay. 1, Design Case 104 , 1 cm 3D = 200.0 cm2 (Max=366.9)

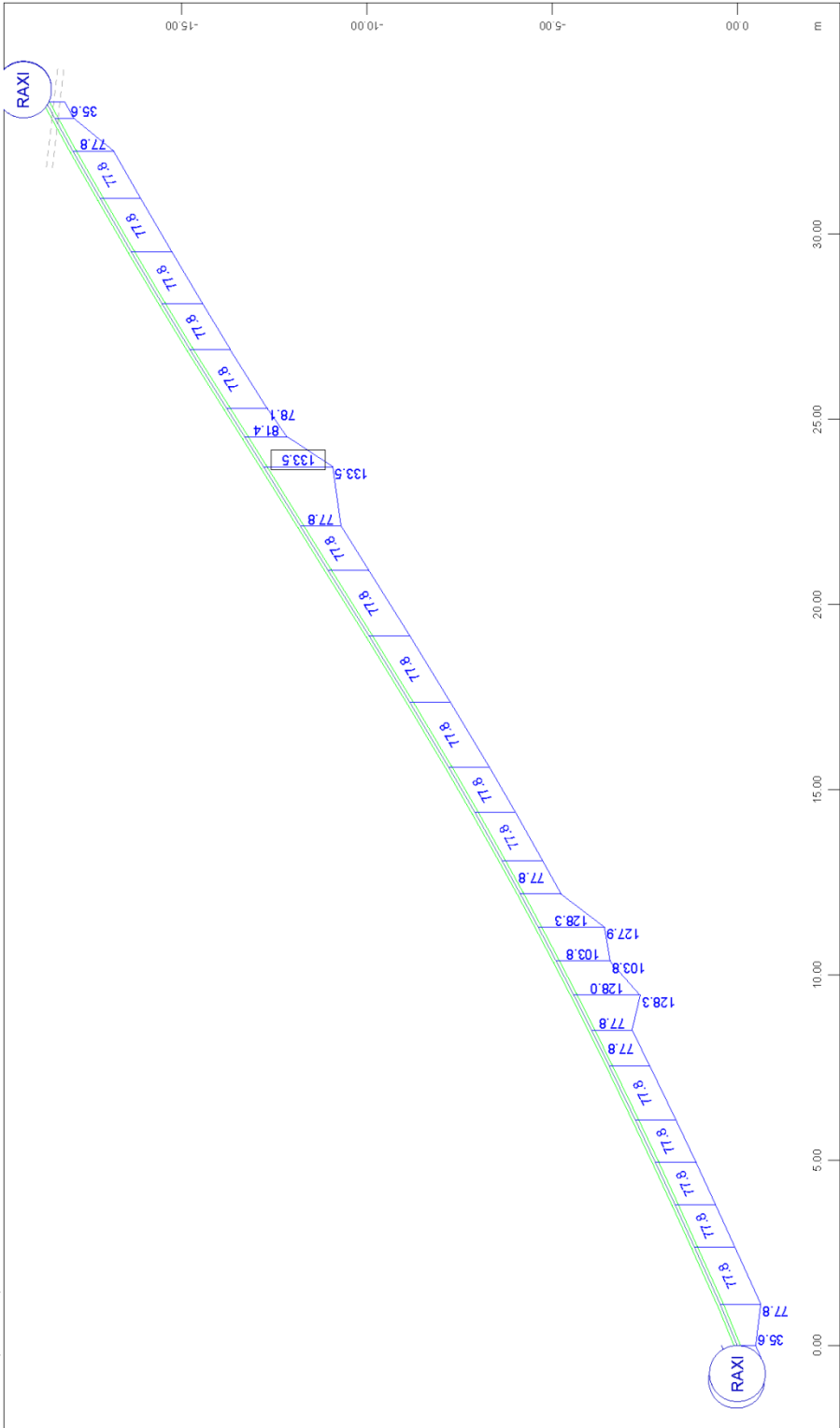
STRUCTURE 2
 DECK REQUIRED BENDING REINFORCEMENT: LAY1=BOTTOM, LAY2=TOP, LAY3=WEBS (TOTAL), LAY4=CANTILEVERS (TOTAL)



M 1 : 159
 X* 0.502
 Y* 0.906
 Z* 0.962

Sector of system Beam Elements Group 11
 Beam Elements , Longitudinal Reinforcements Lay. 2, Design Case 104 , 1 cm 3D = 200.0 cm2 (Max=321.5)

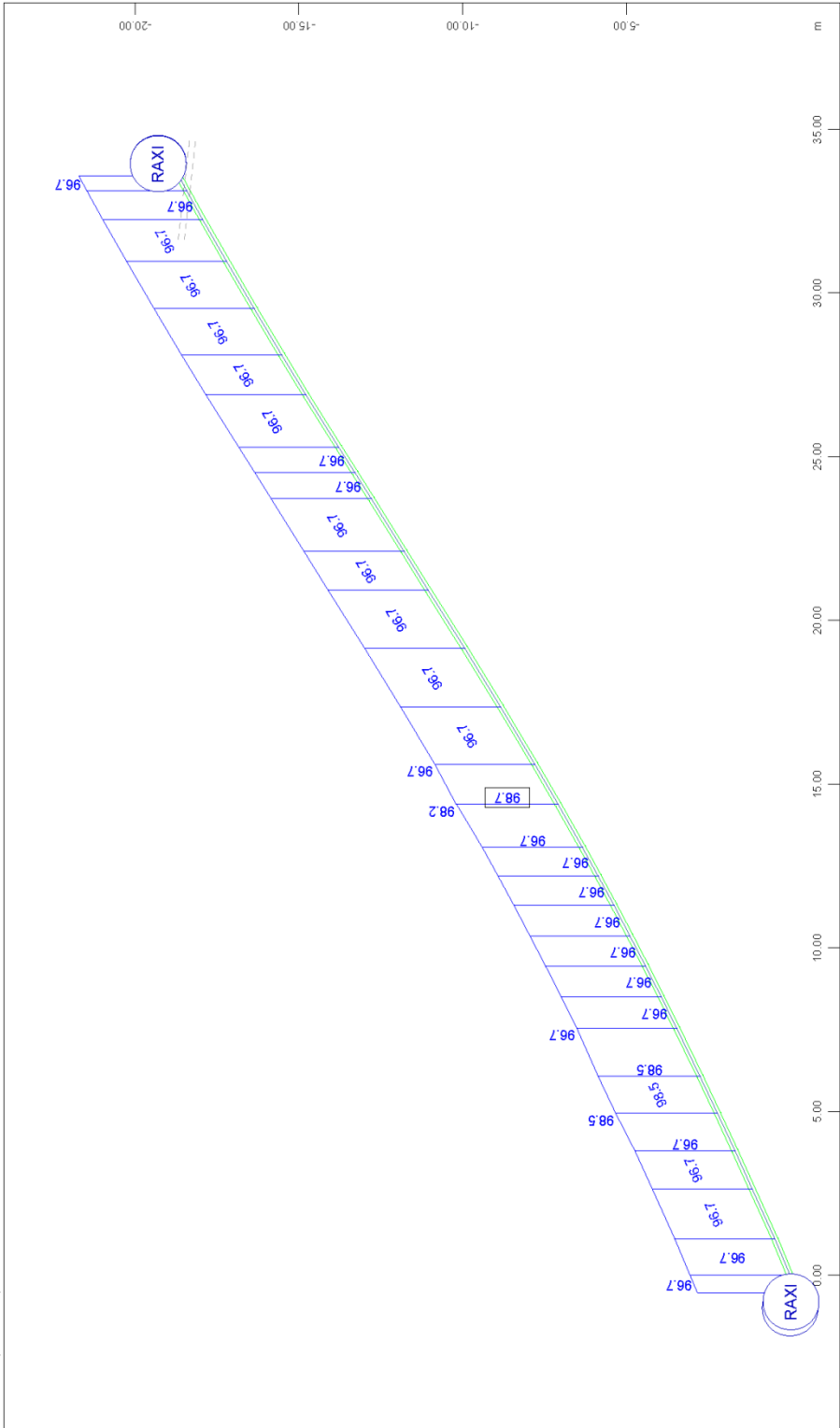
STRUCTURE 2
 DECK REQUIRED BENDING REINFORCEMENT: LAY1=BOTTOM, LAY2=TOP, LAY3=MEBS (TOTAL), LAY4=CANTILEVERS (TOTAL)



M 1 : 145
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

Sector of system Beam Elements Group 11
 Beam Elements , Longitudinal Reinforcements Lay. 3, Design Case 104 , 1 cm 3D = 100.0 cm2 (Max=133.5)

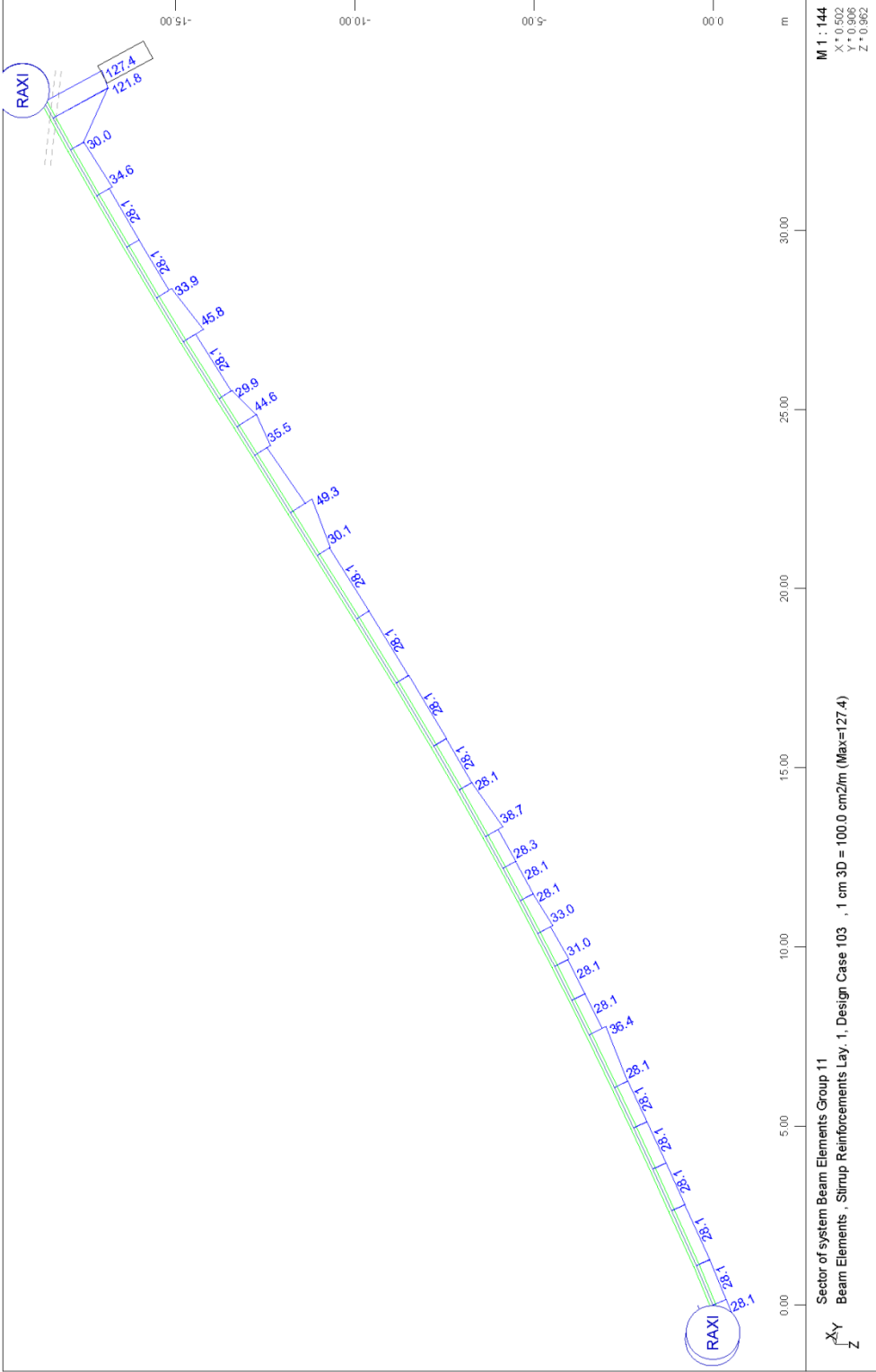
STRUCTURE 2
 DECK REQUIRED BENDING REINFORCEMENT: LAY1=BOTTOM, LAY2=TOP, !! LAY3=WEBS (TOTAL), LAY4=CANTILEVERS (TOTAL)



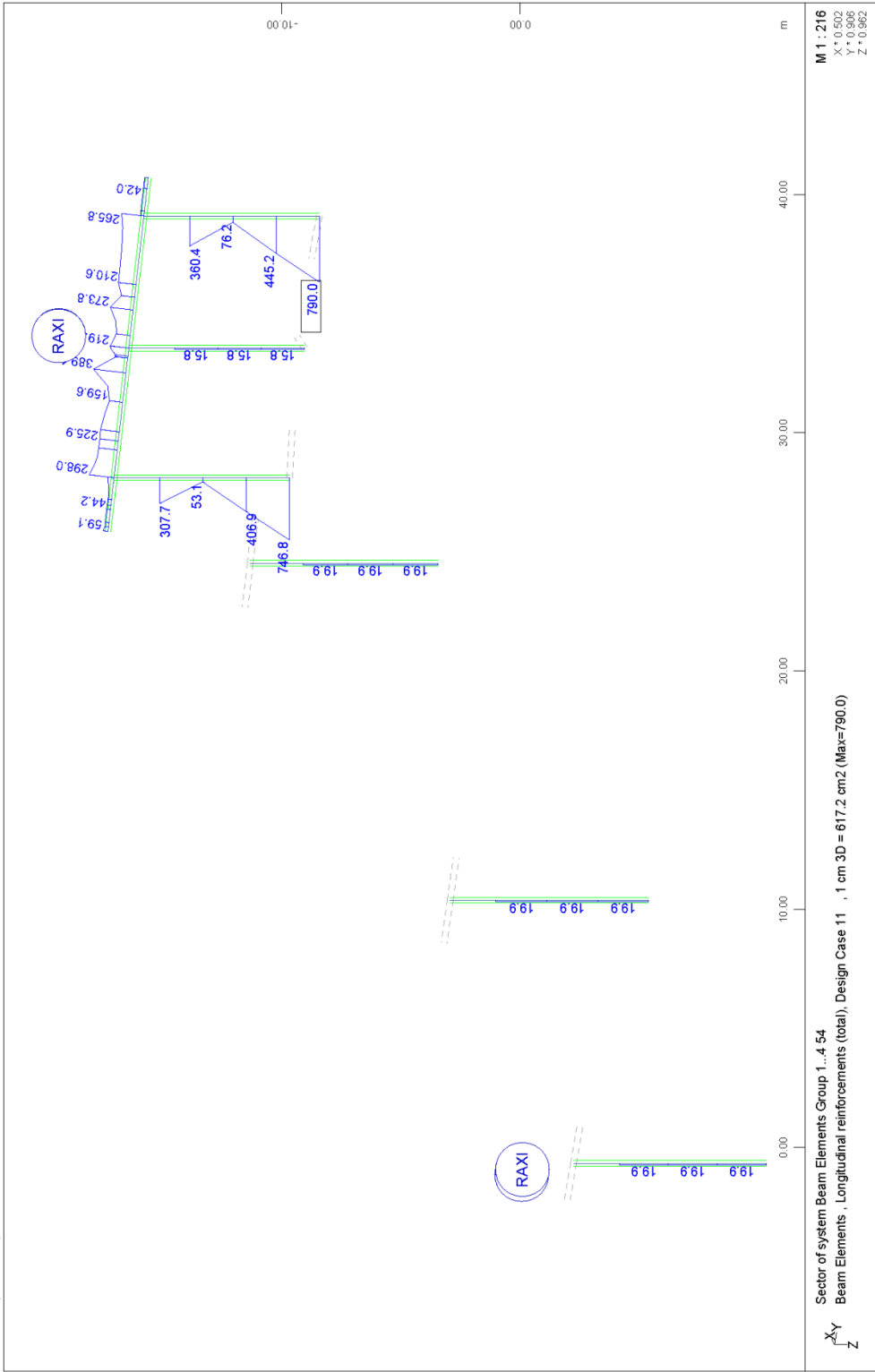
Sector of system Beam Elements Group 11
 Beam Elements , Longitudinal Reinforcements Lay. 4, Design Case 104 , 1 cm 3D = 50.0 cm2 (Max=98.7)

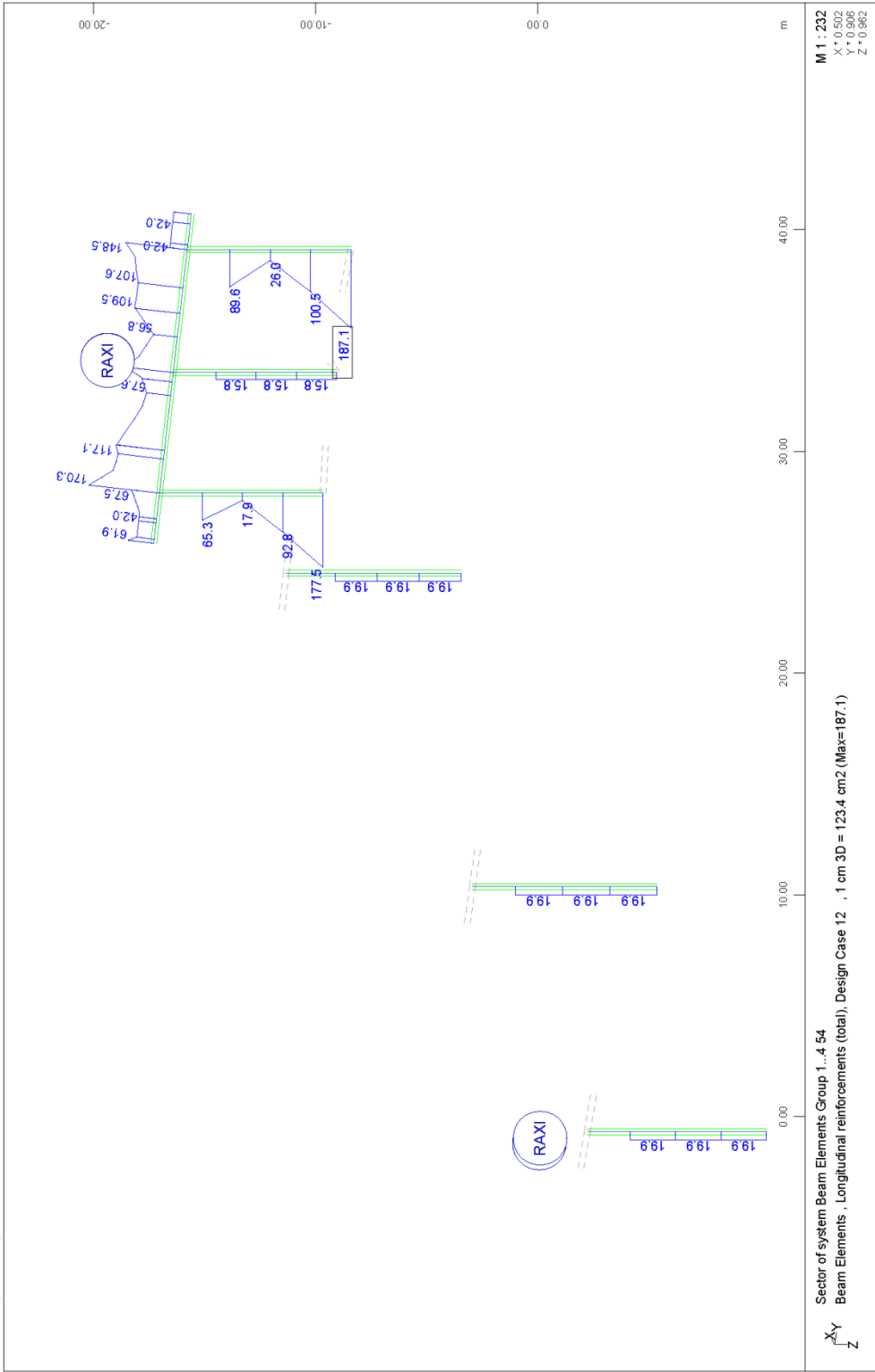
M 1 : 164
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.982

STRUCTURE 2
 DECK REQUIRED BENDING REINFORCEMENT: LAY1=BOTTOM, LAY2=TOP, !! LAY3=WEBS (TOTAL), LAY4=CANTILEVERS (TOTAL)

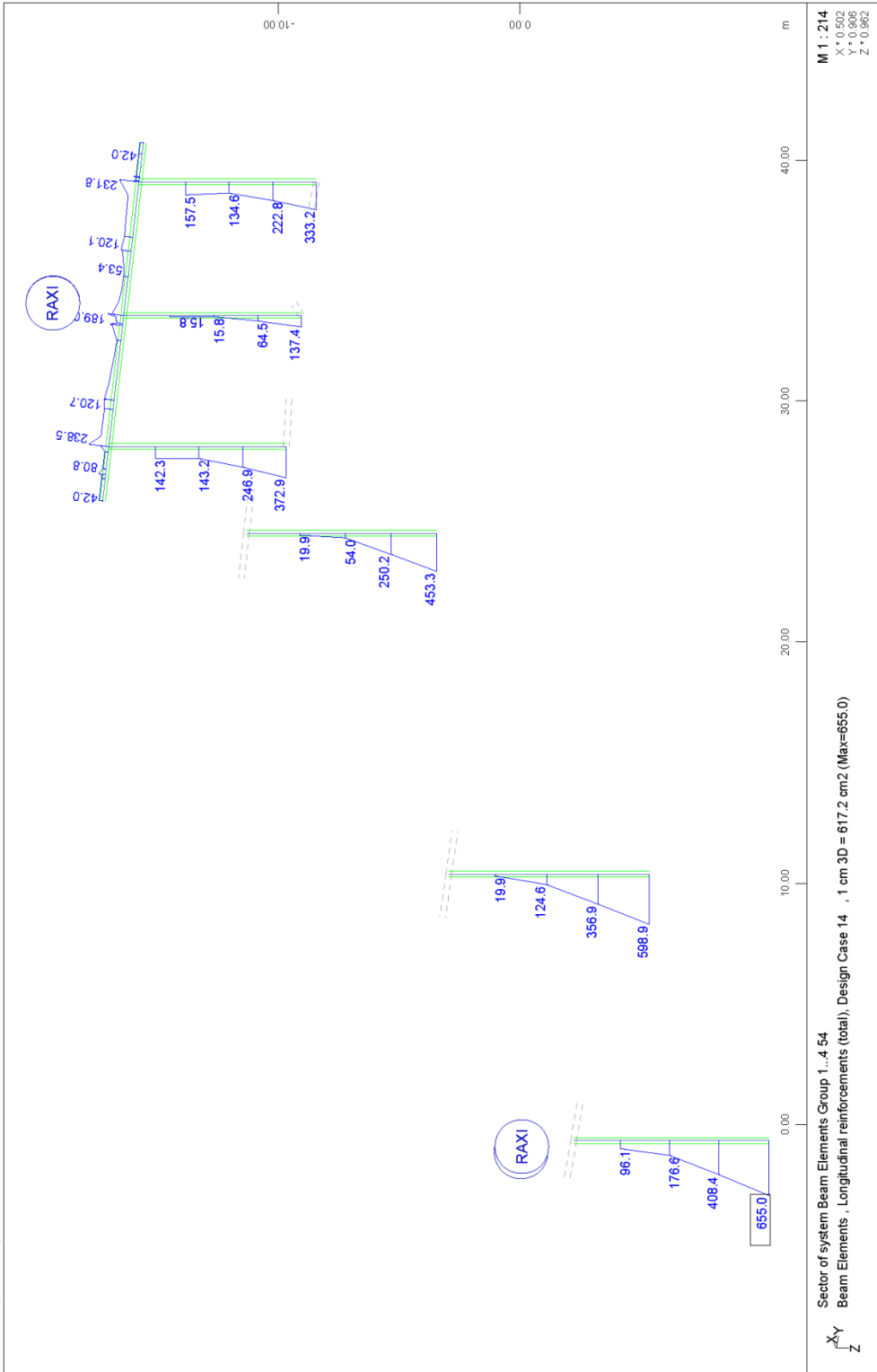


STRUCTURE 2
DECK REQUIRED SHEAR REINFORCEMENT: LAY1=MAIN, LAY2=TRANSVERSE

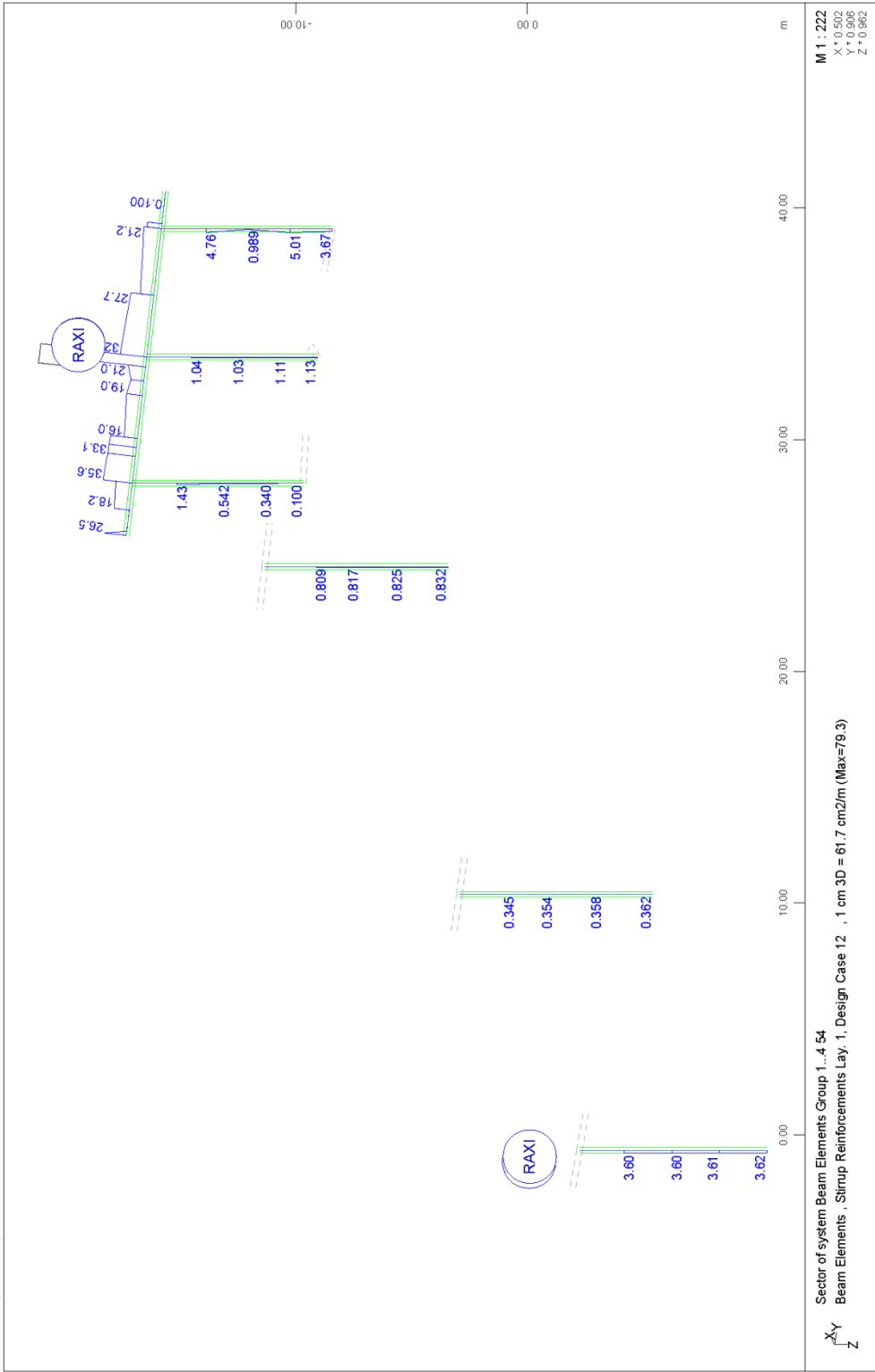




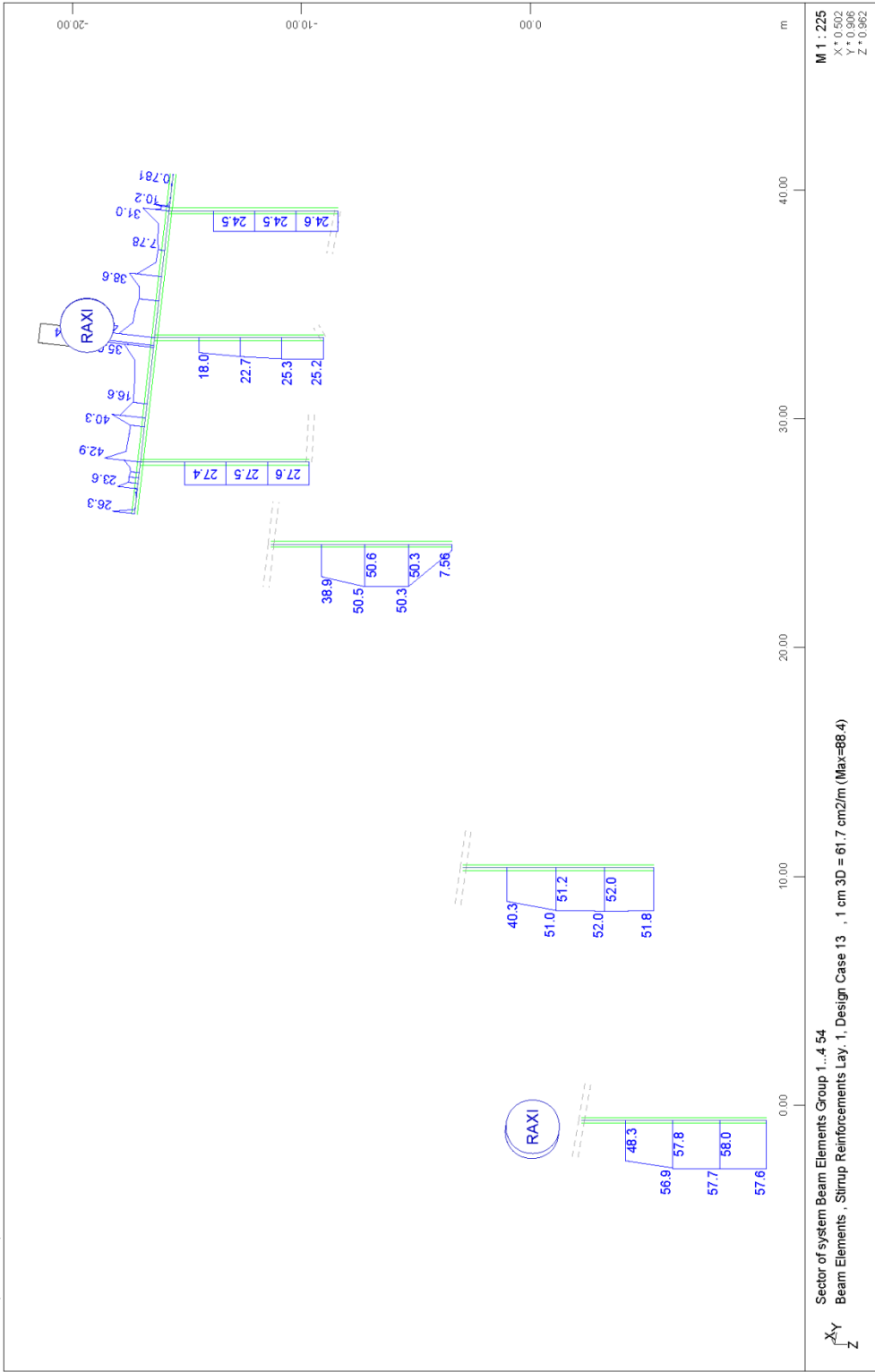
STRUCTURE 2
 PIER REQUIRED REINFORCEMENT: 11=CRACK CONTROL, 12=U.L.S., 13=EQ-SHEAR, 14=EQ-BENDING

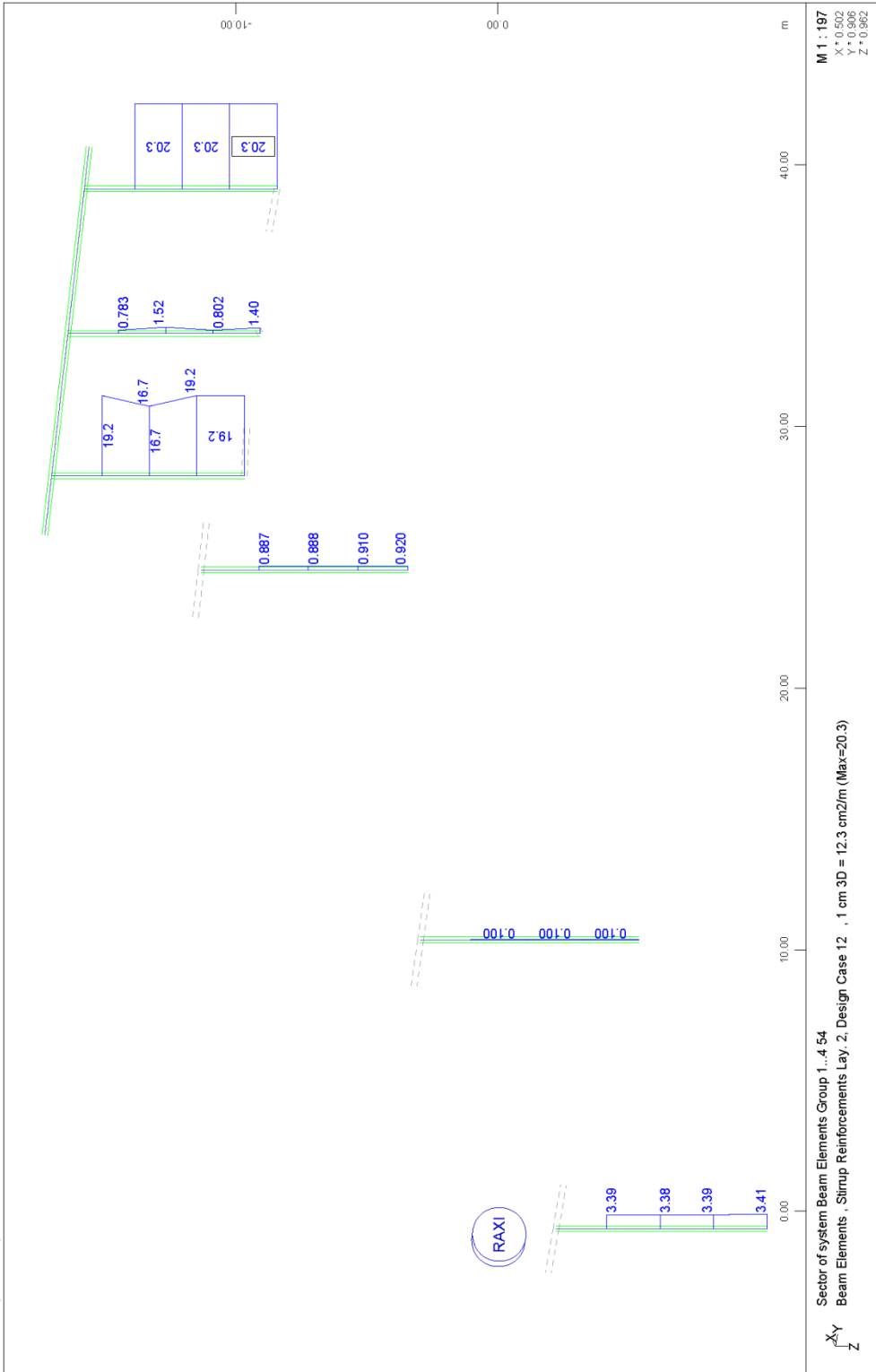


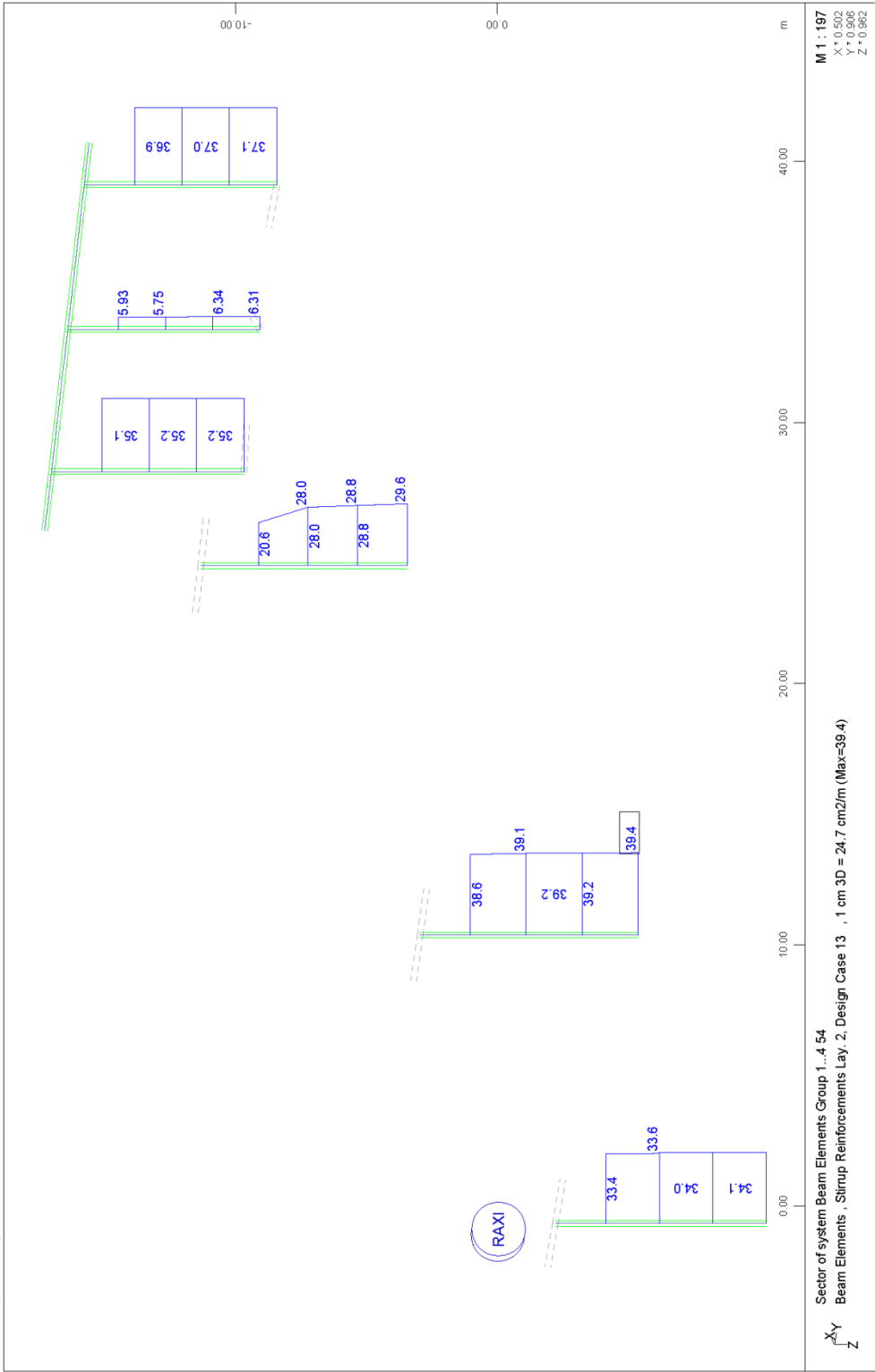
STRUCTURE 2
 PIER REQUIRED REINFORCEMENT: 11=CRACK CONTROL, 12=U.L.S., 13=EQ-SHEAR, !14=EQ-BENDING



STRUCTURE 2
 PIER REQUIRED REINFORCEMENT: 11=CRACK CONTROL, 12=U.L.S., 13=EQ-SHEAR, 14=EQ-BENDING

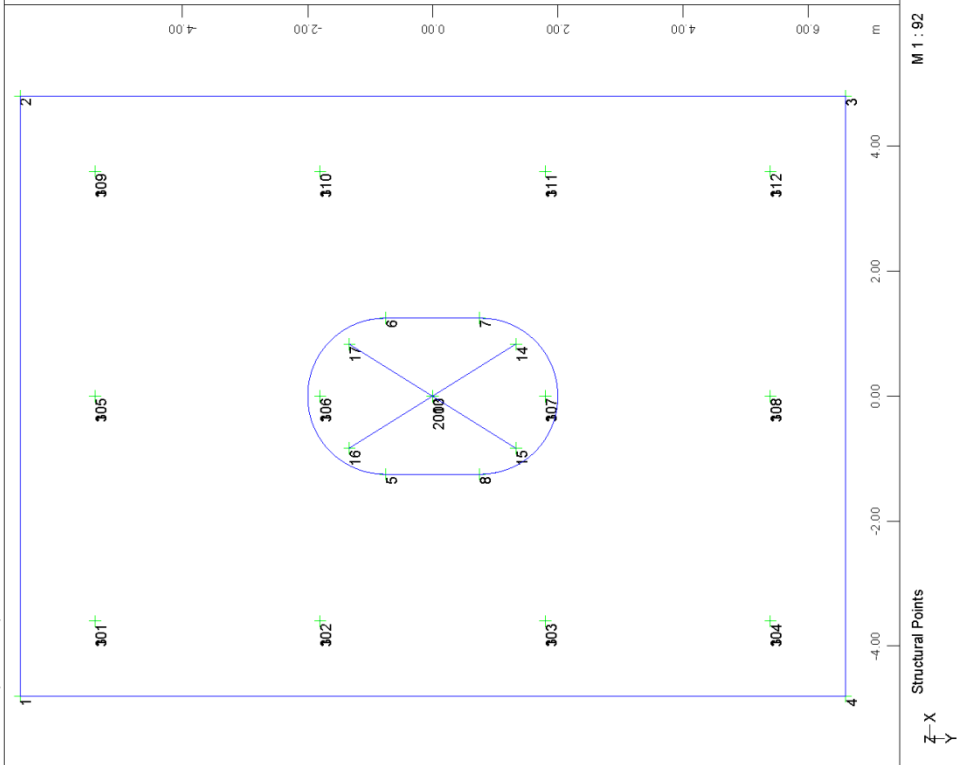
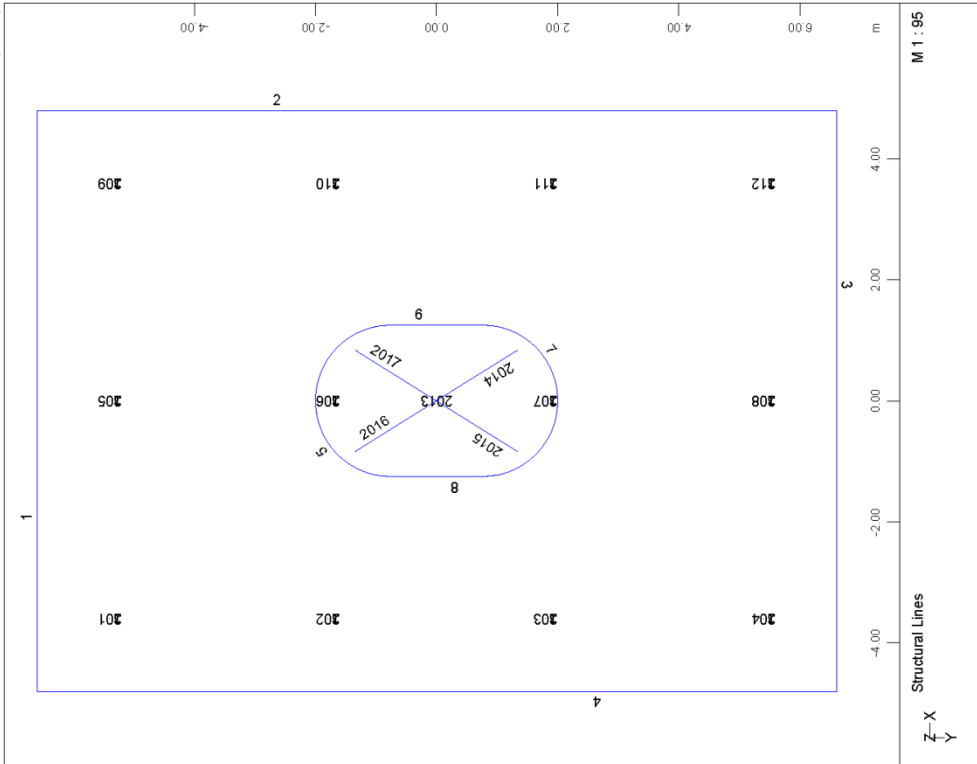




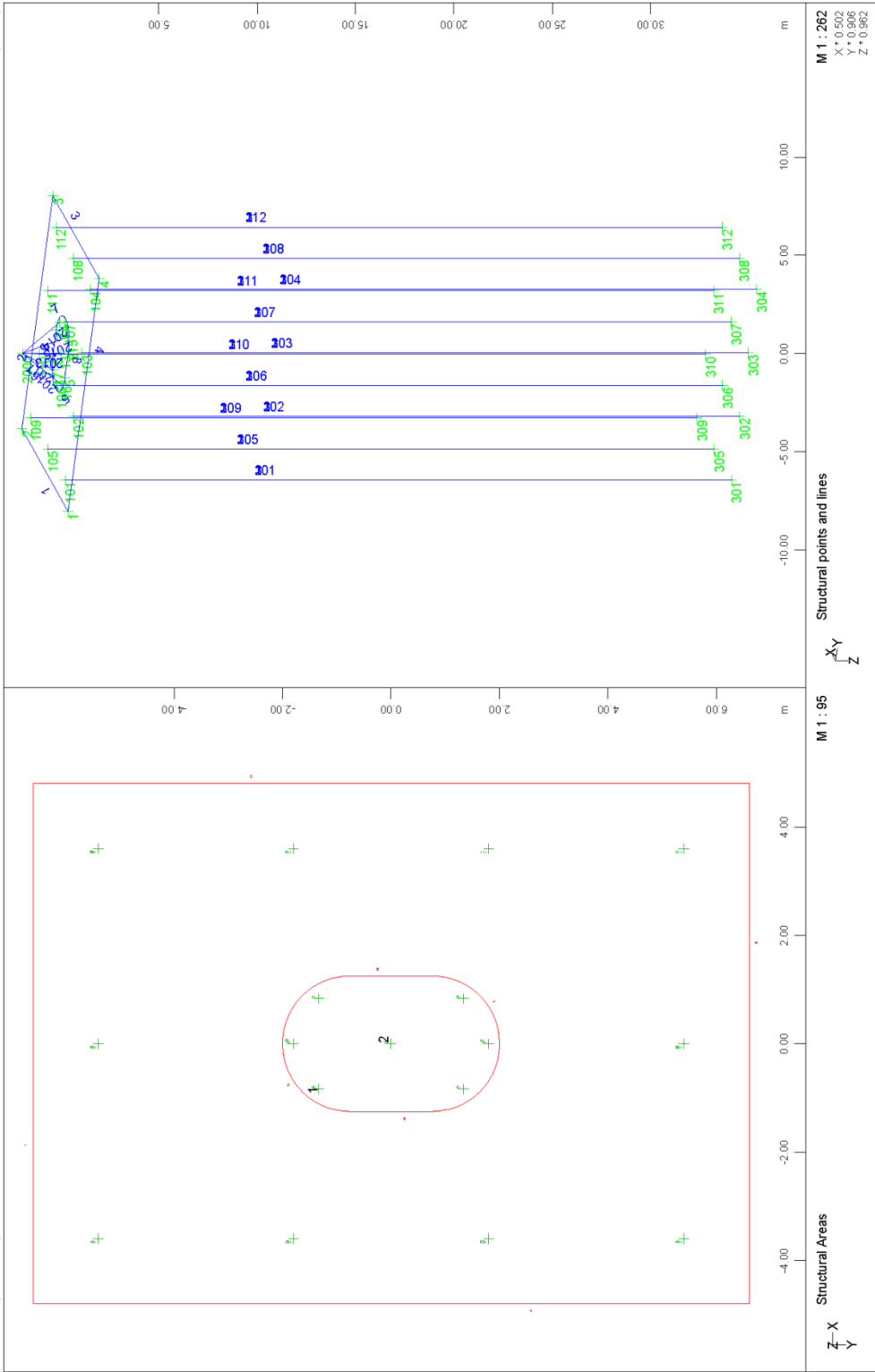


5.2 Απόσπασμα θεμελίωσης μεσοβάθρου με το λογισμικό SOFiSTiK

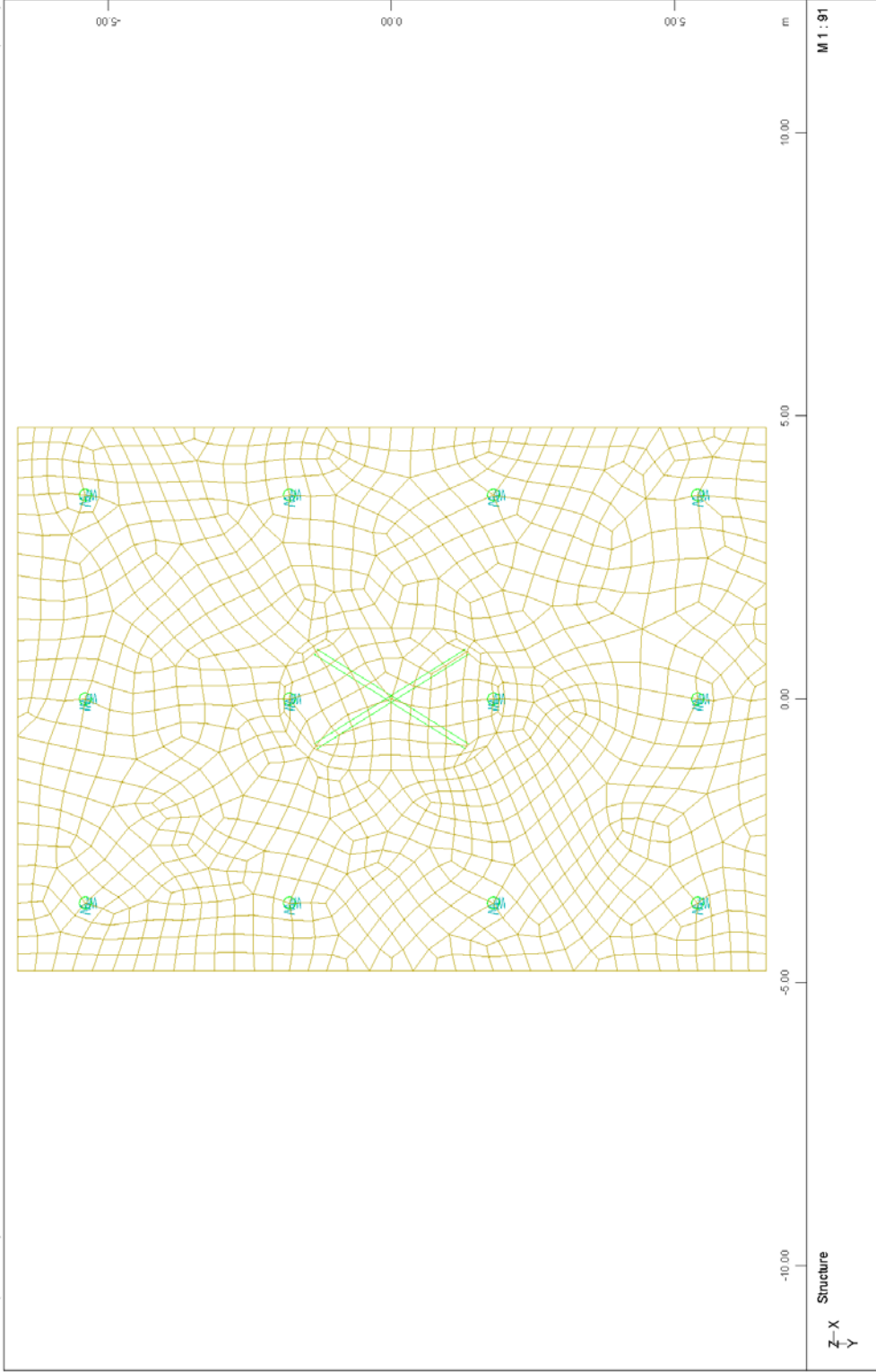
5.2.1 Απόσπασμα υπολογισμών θεμελίωσης μεσοβάθρου M5.Δ



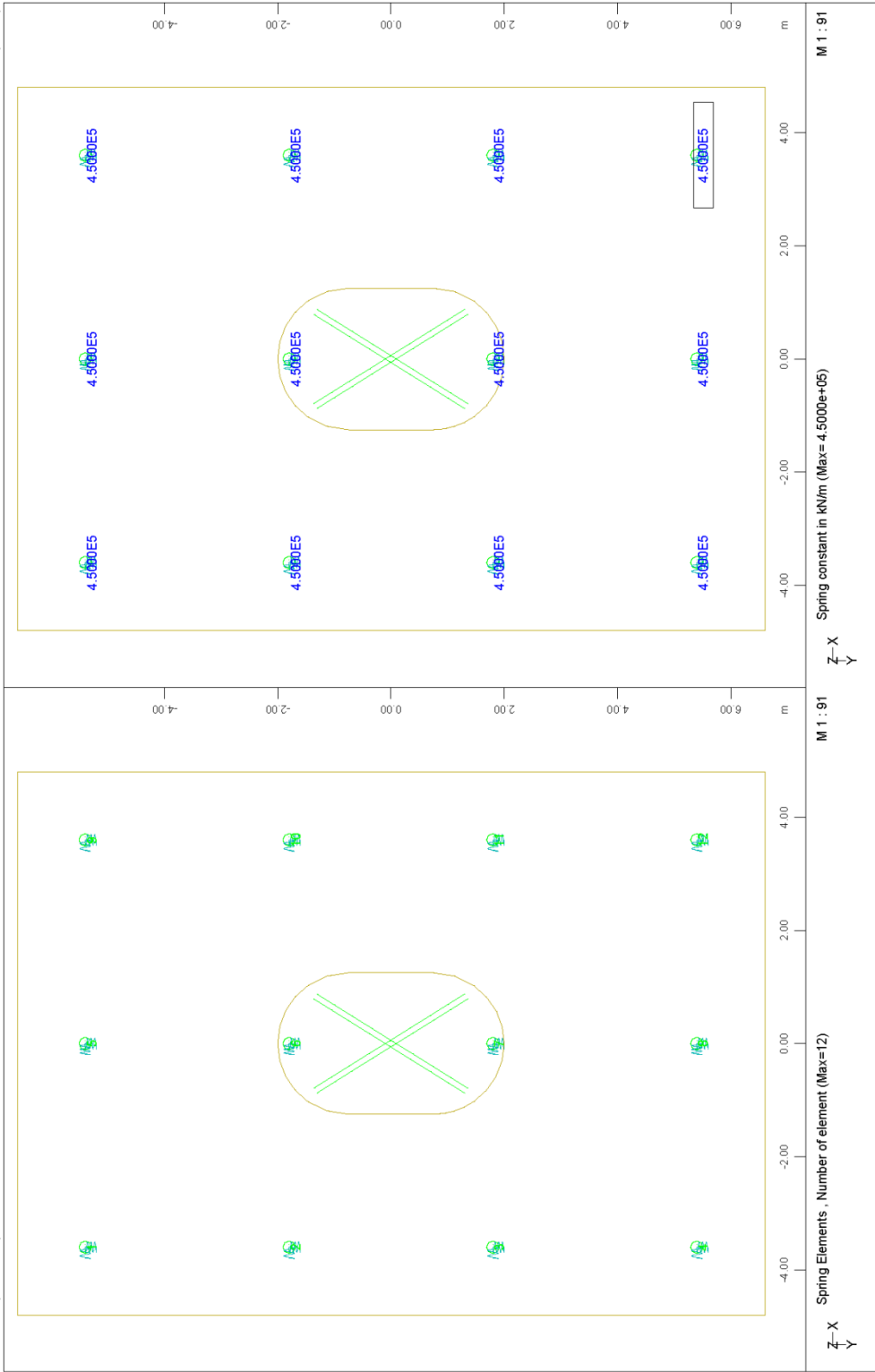
FOUNDATION OF PIER M5.D - STRUCTURE 2
GEOMETRIC POINTS AND LINES



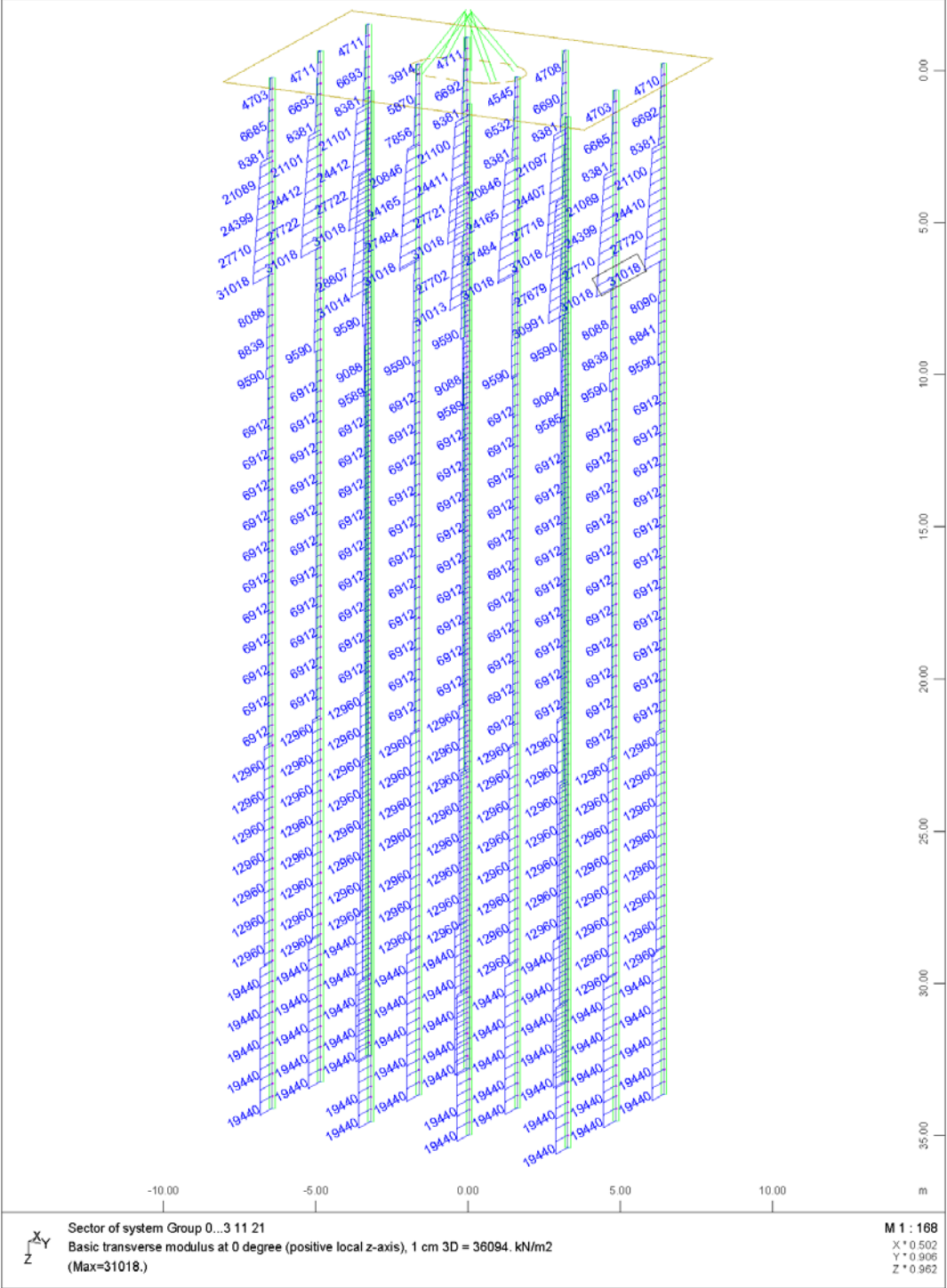
FOUNDATION OF PIER M5.D - STRUCTURE 2
NUMBERING OF AREAS, POINTS AND LINES



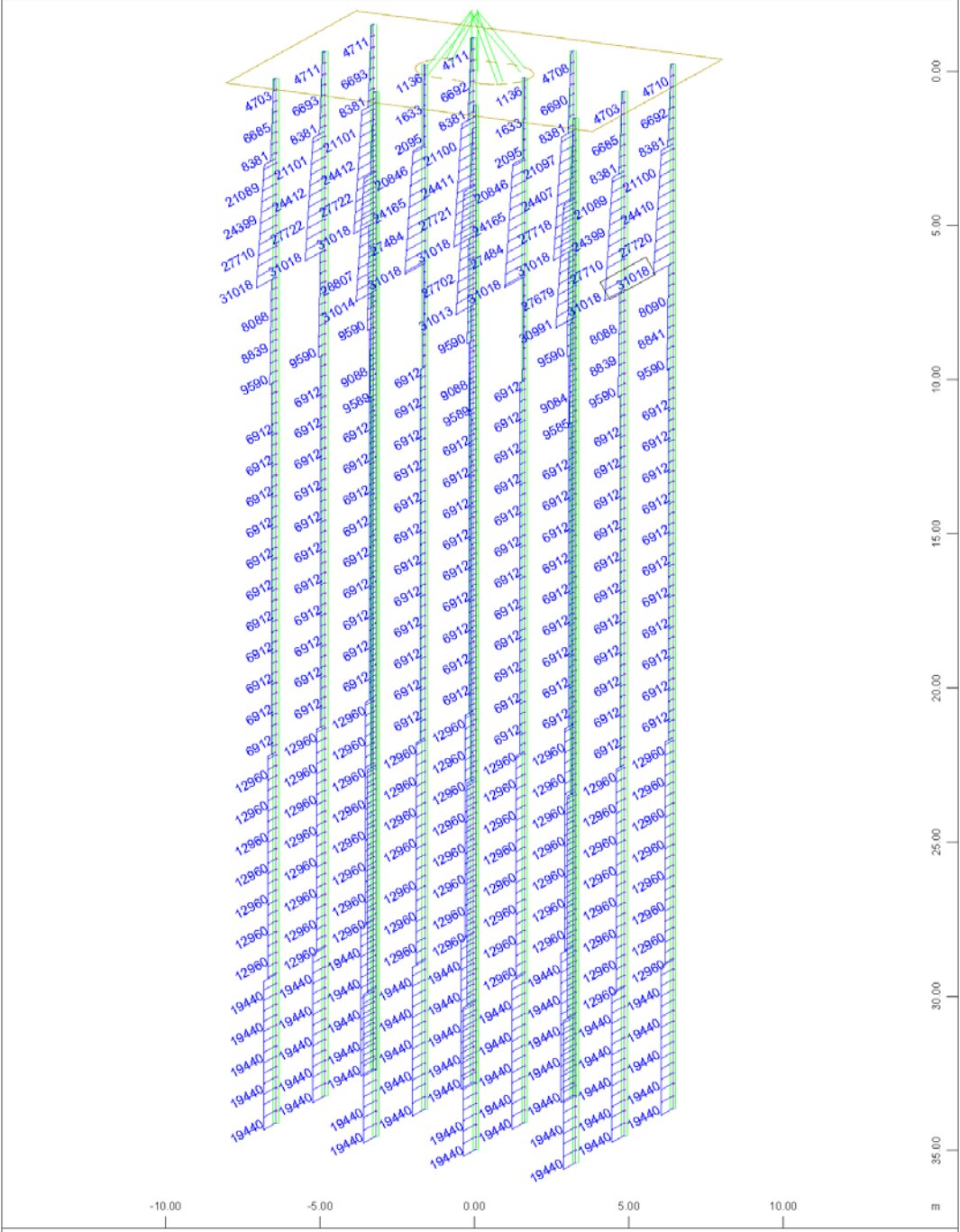
FOUNDATION OF PIER M5.D. - STRUCTURE 2
PILE CAP FINITE ELEMENT MESH



FOUNDATION OF PIER M5.D. - STRUCTURE 2
NUMBERING AND STIFFNESS OF PILE TIP SPRINGS



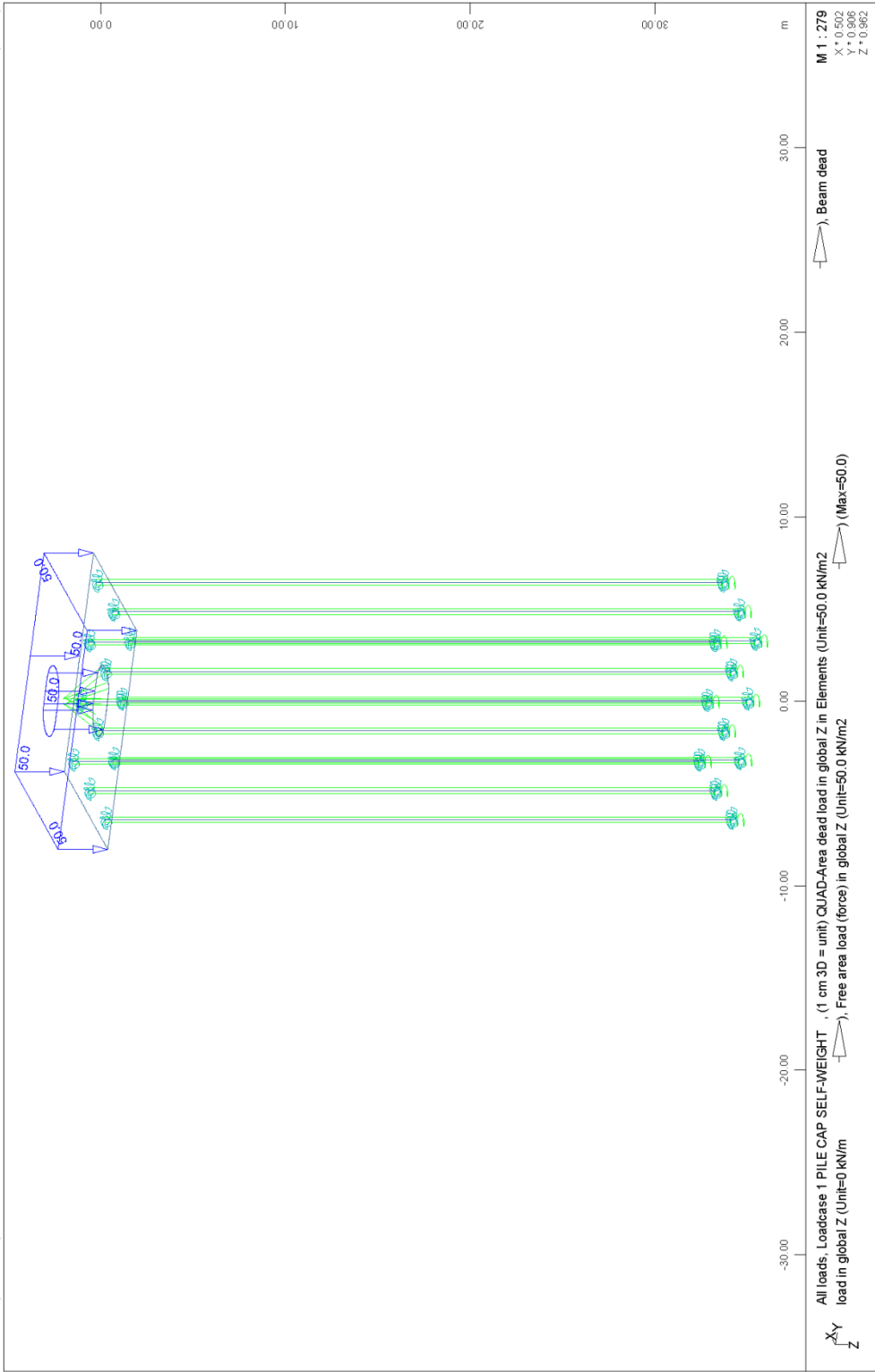
FOUNDATION OF PIER M5.D - STRUCTURE 2
 TRANSVERSE SOIL INDEX (STATIC LOADINGS)



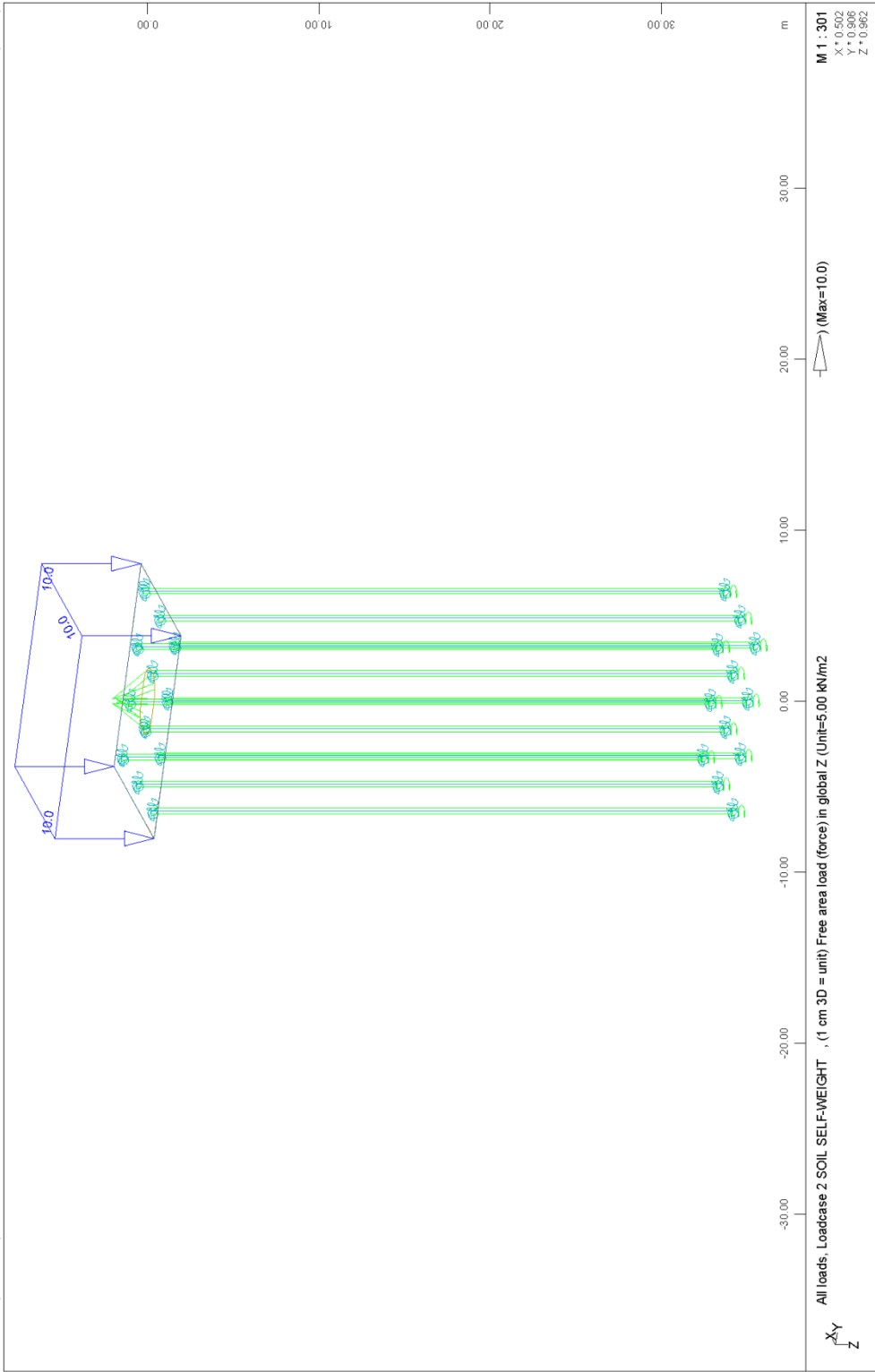
Sector of system Group 0...3 11 21
 Basic transverse modulus at 0 degree (positive local z-axis), 1 cm 3D = 36094. kN/m²
 (Max=31018.)

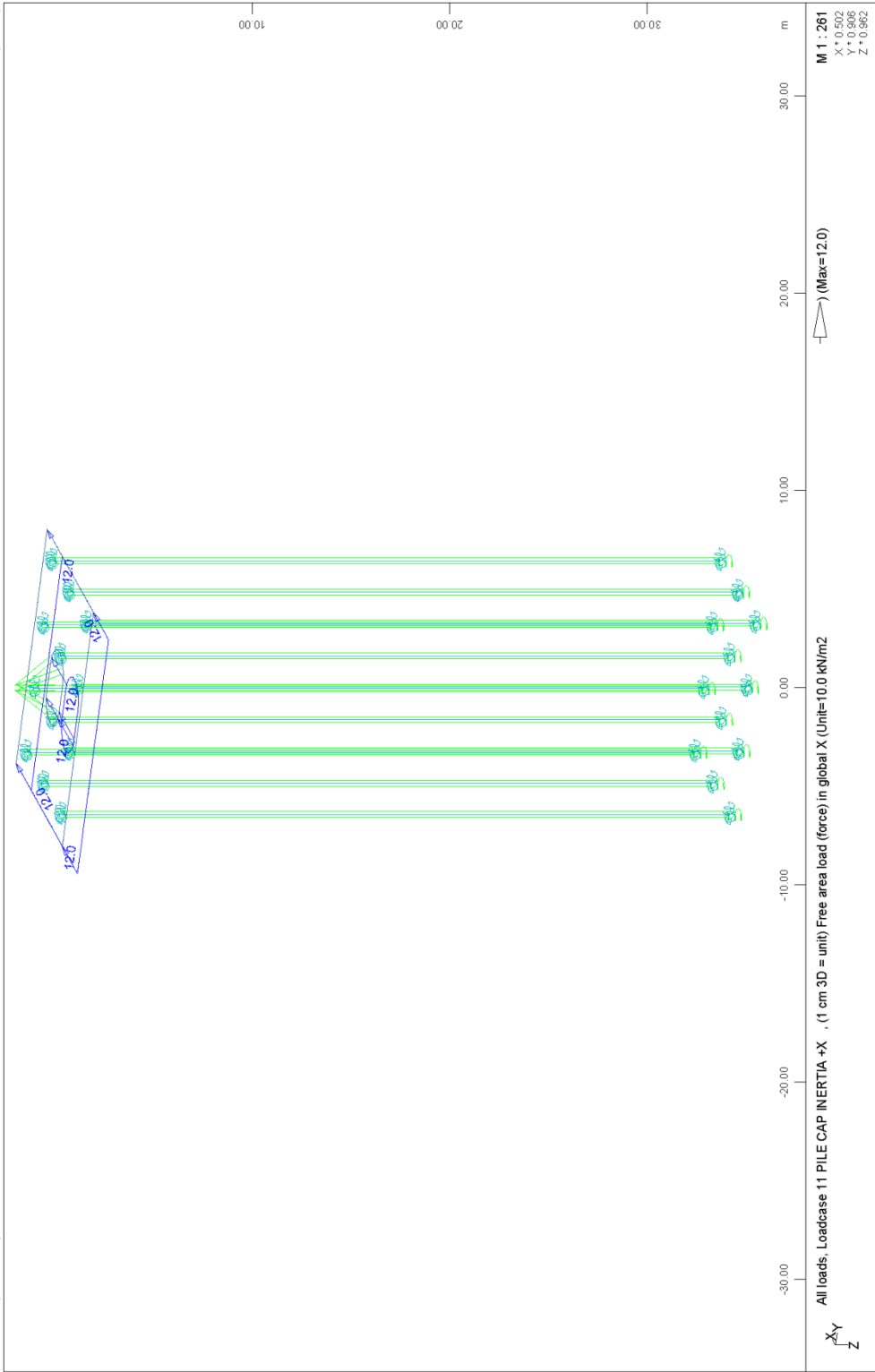
M 1 : 168
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

FOUNDATION OF PIER M5.D - STRUCTURE 2
 TRANSVERSE SOIL INDEX (SEISMIC LOADINGS)

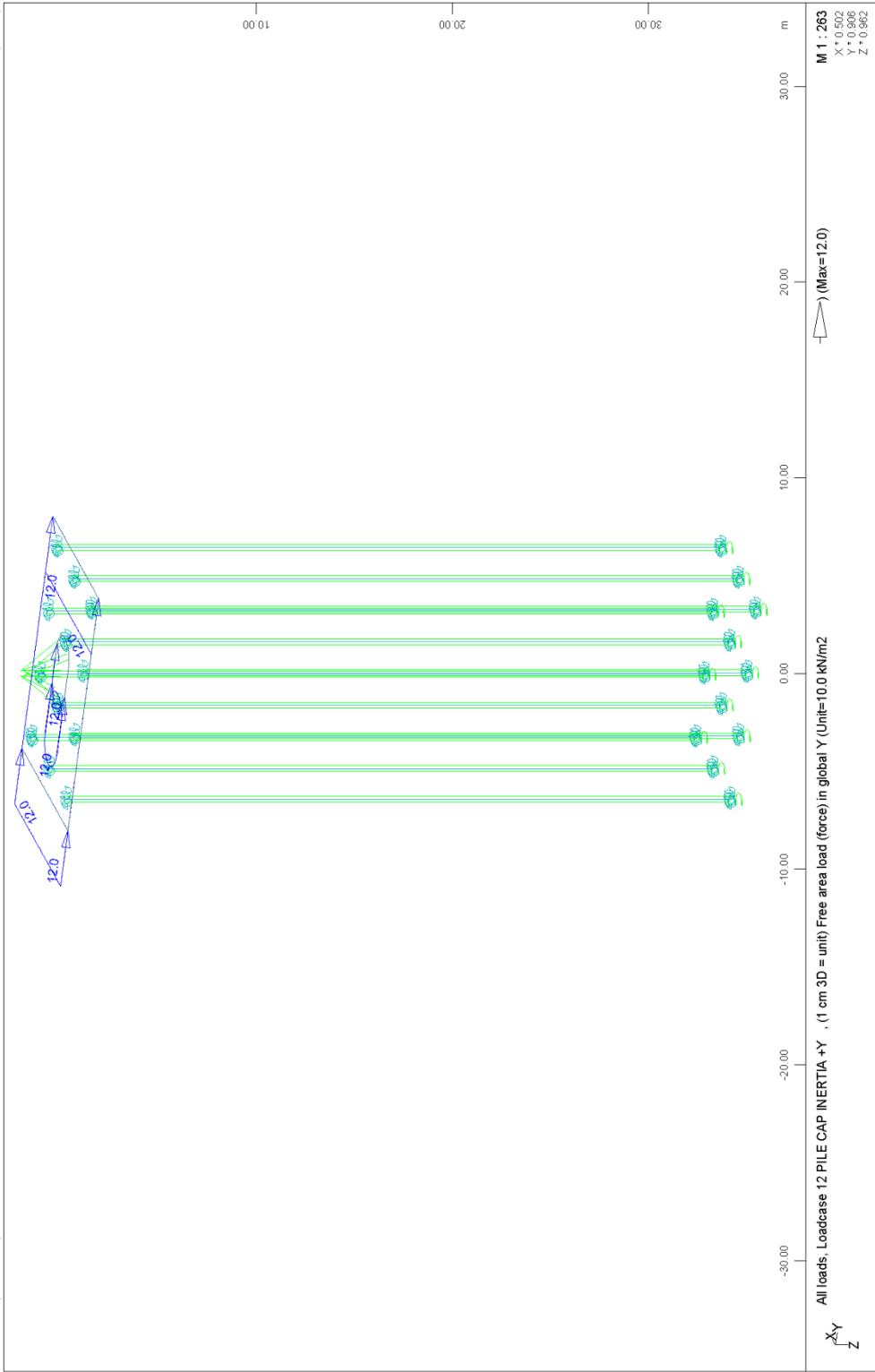


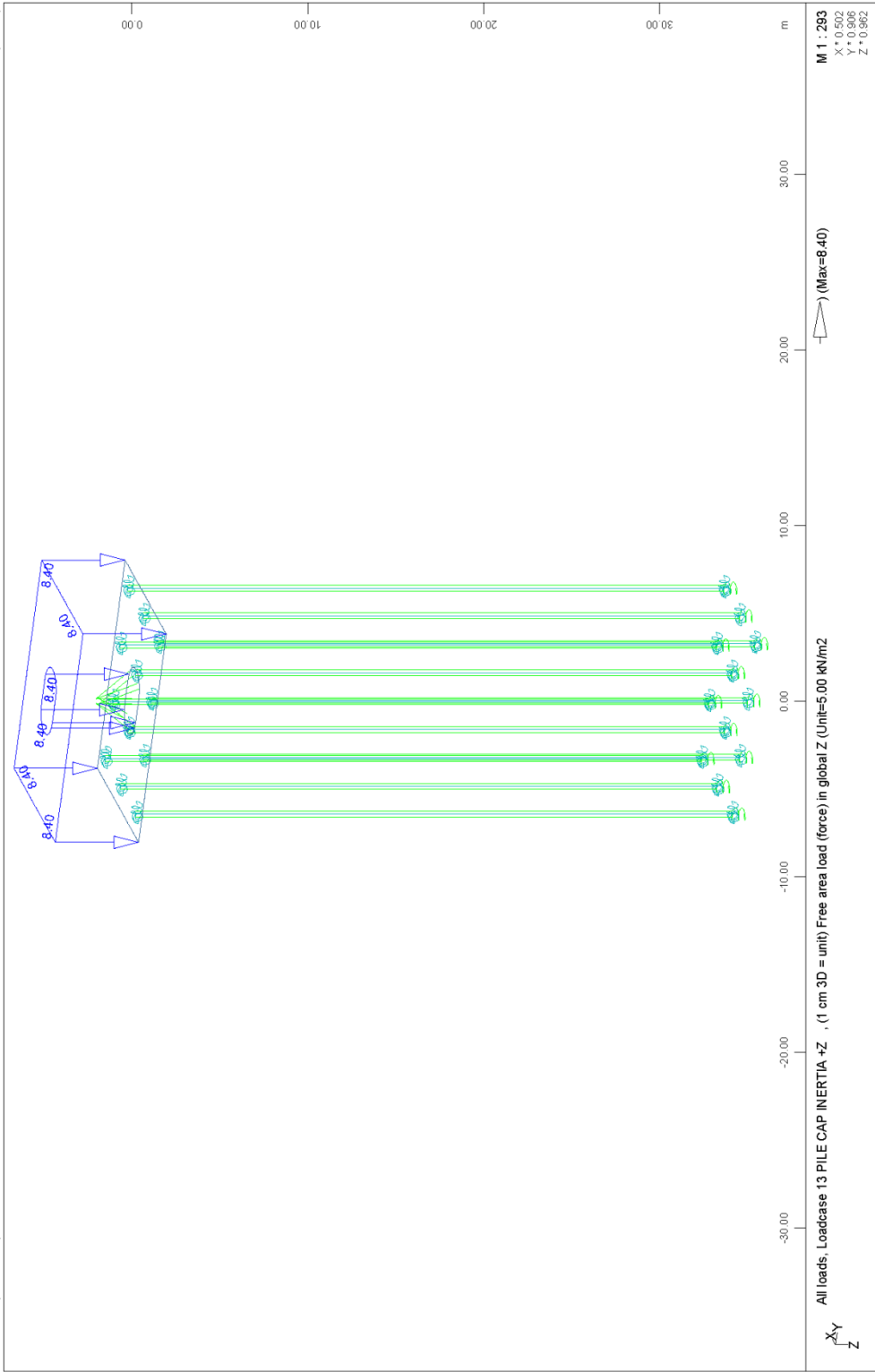
FOUNDATION OF PIER M5.D - STRUCTURE 2
LOADINGS GRAPHS



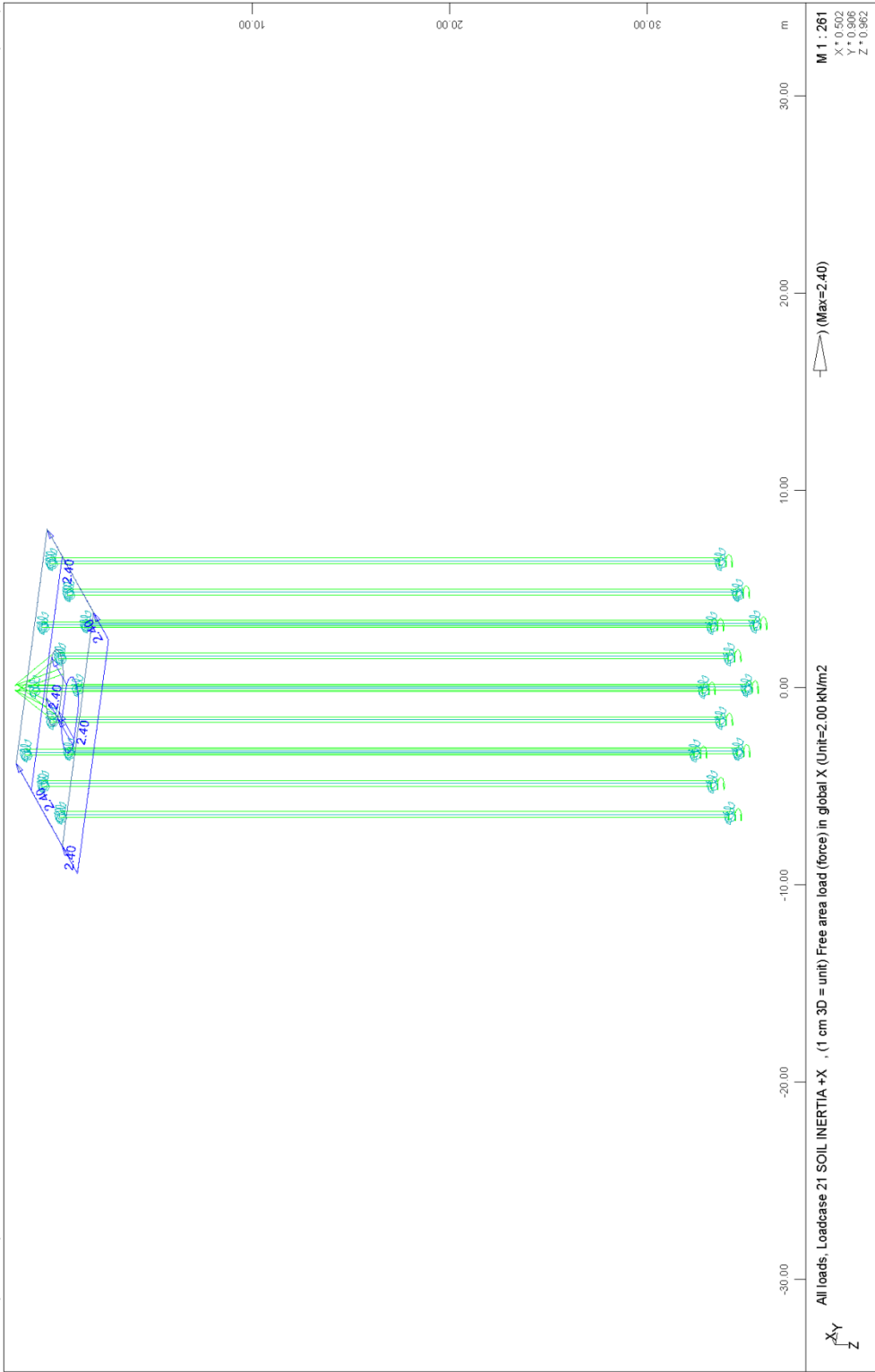


FOUNDATION OF PIER M5.D - STRUCTURE 2
PILE CAP LOADINGS

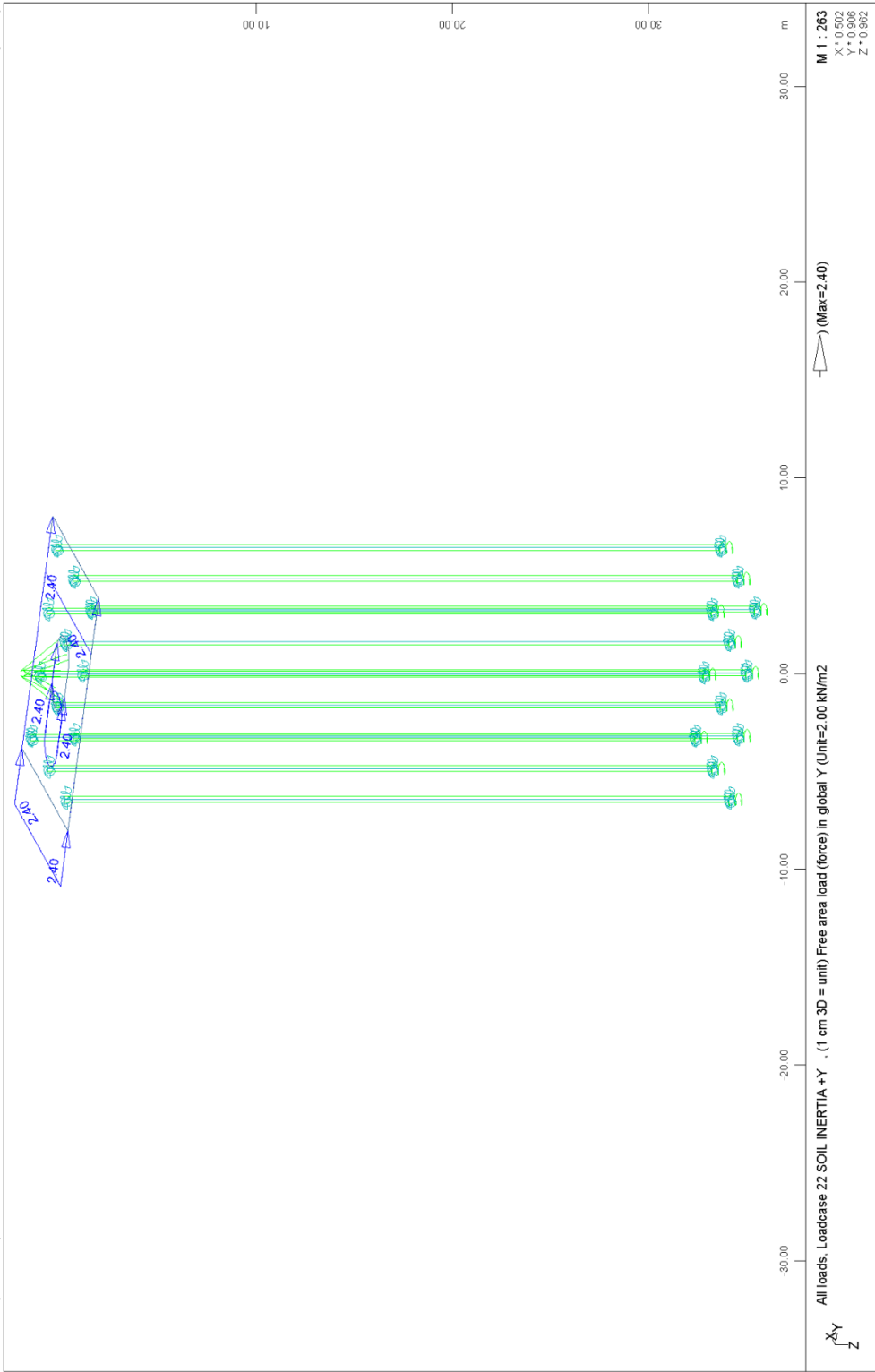




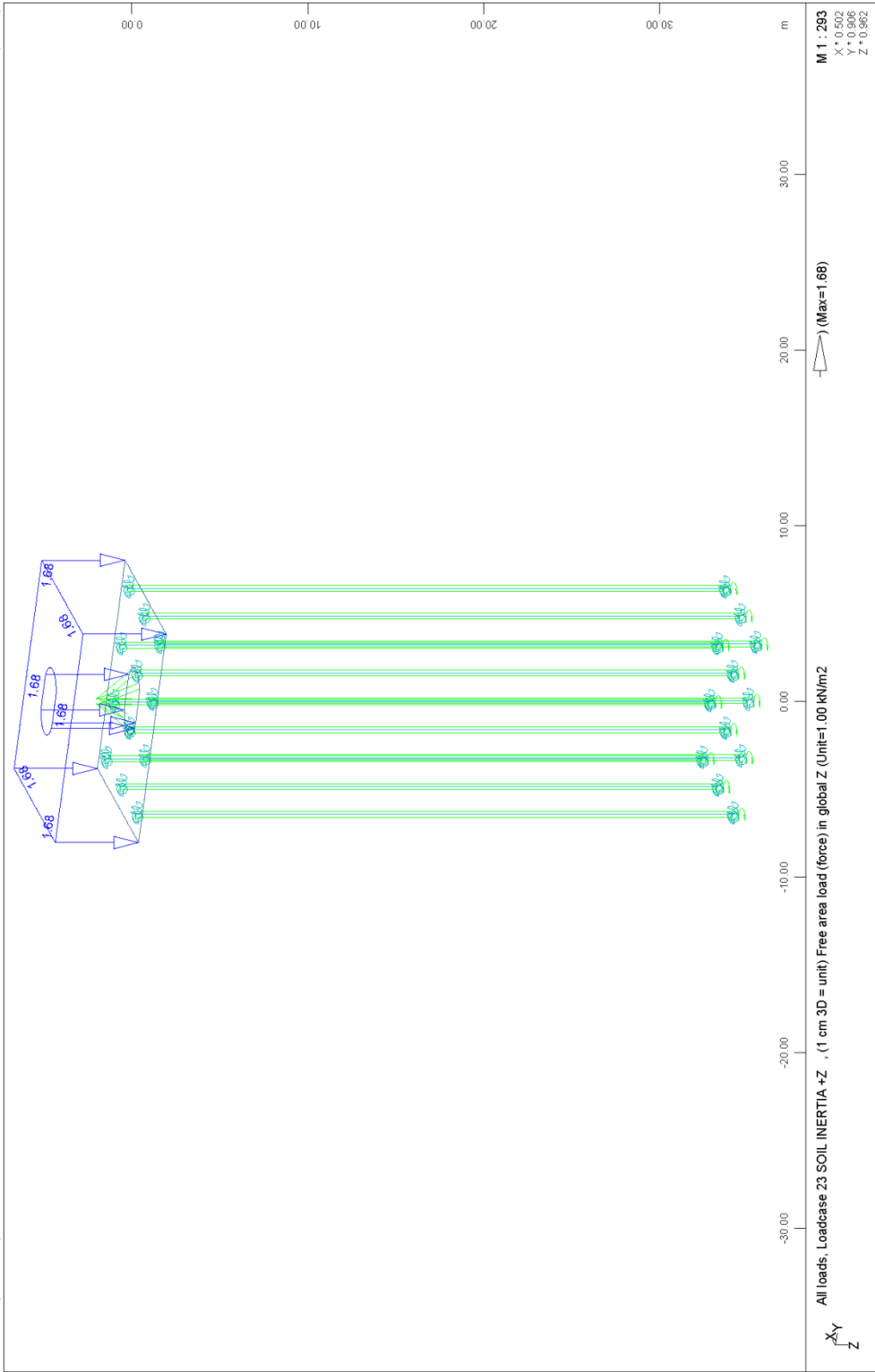
FOUNDATION OF PIER M5.D - STRUCTURE 2
PILE CAP LOADINGS



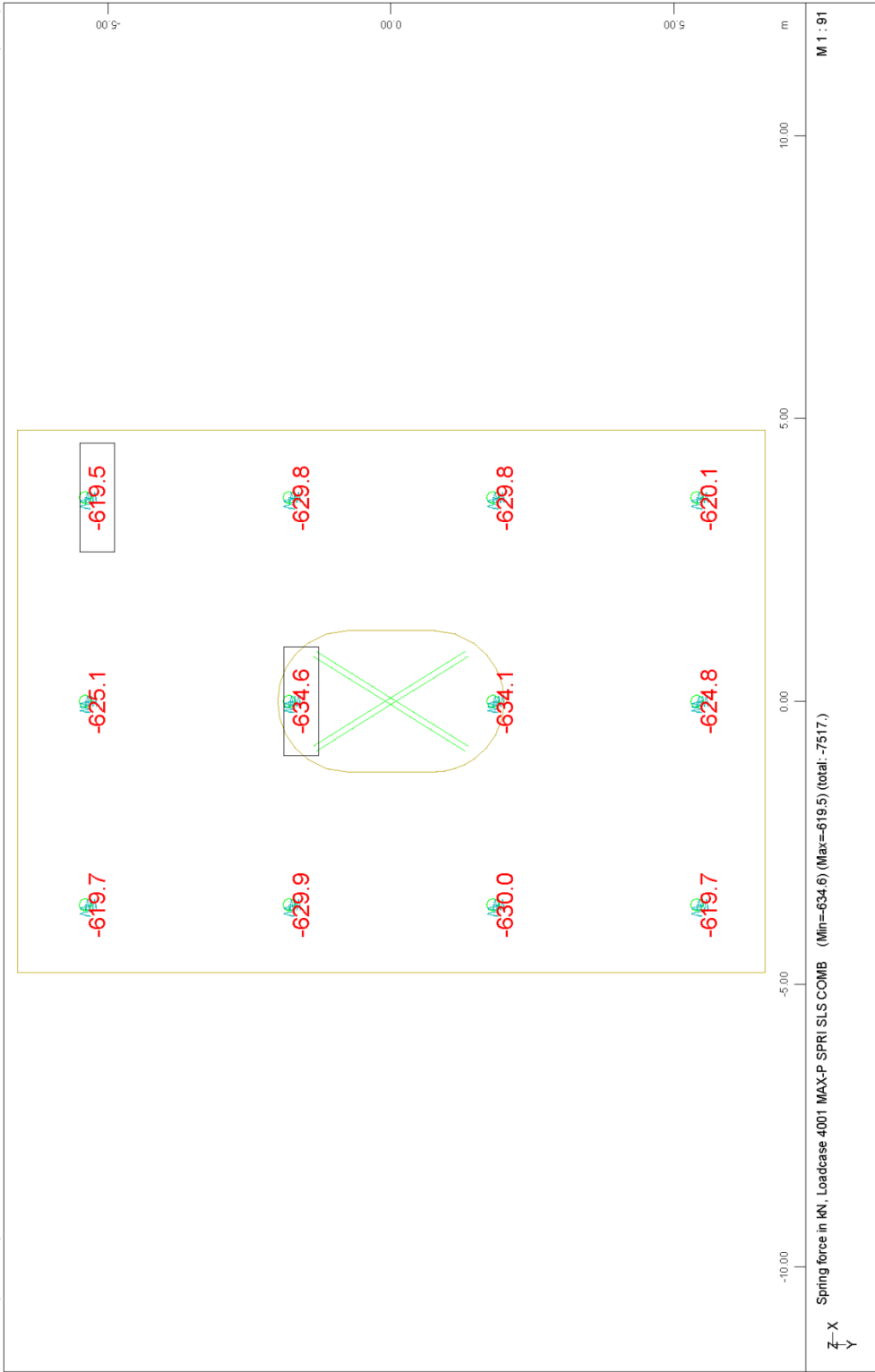
FOUNDATION OF PIER M5.D - STRUCTURE 2
PILE CAP LOADINGS



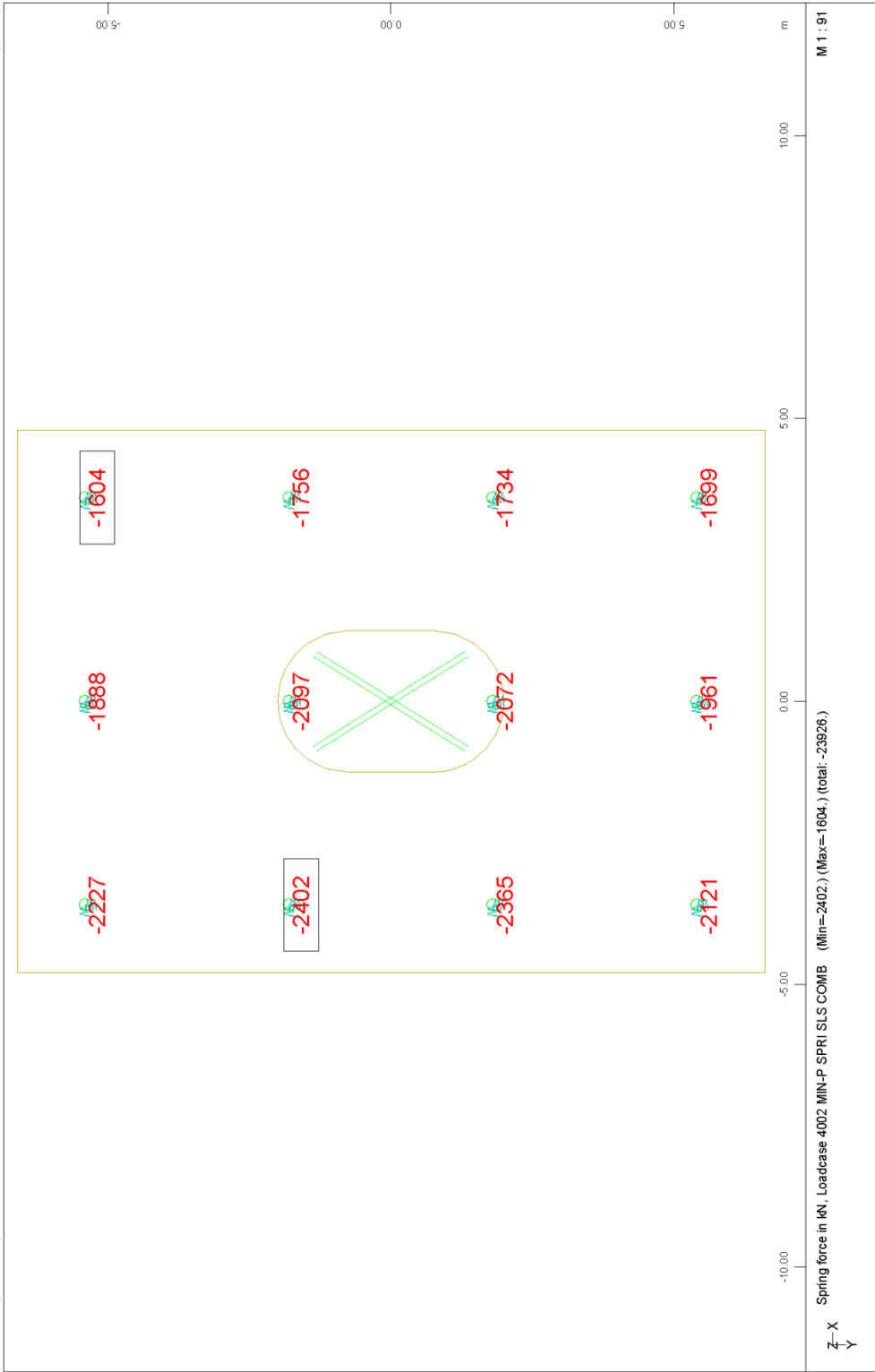
FOUNDATION OF PIER M5.D - STRUCTURE 2
PILE CAP LOADINGS



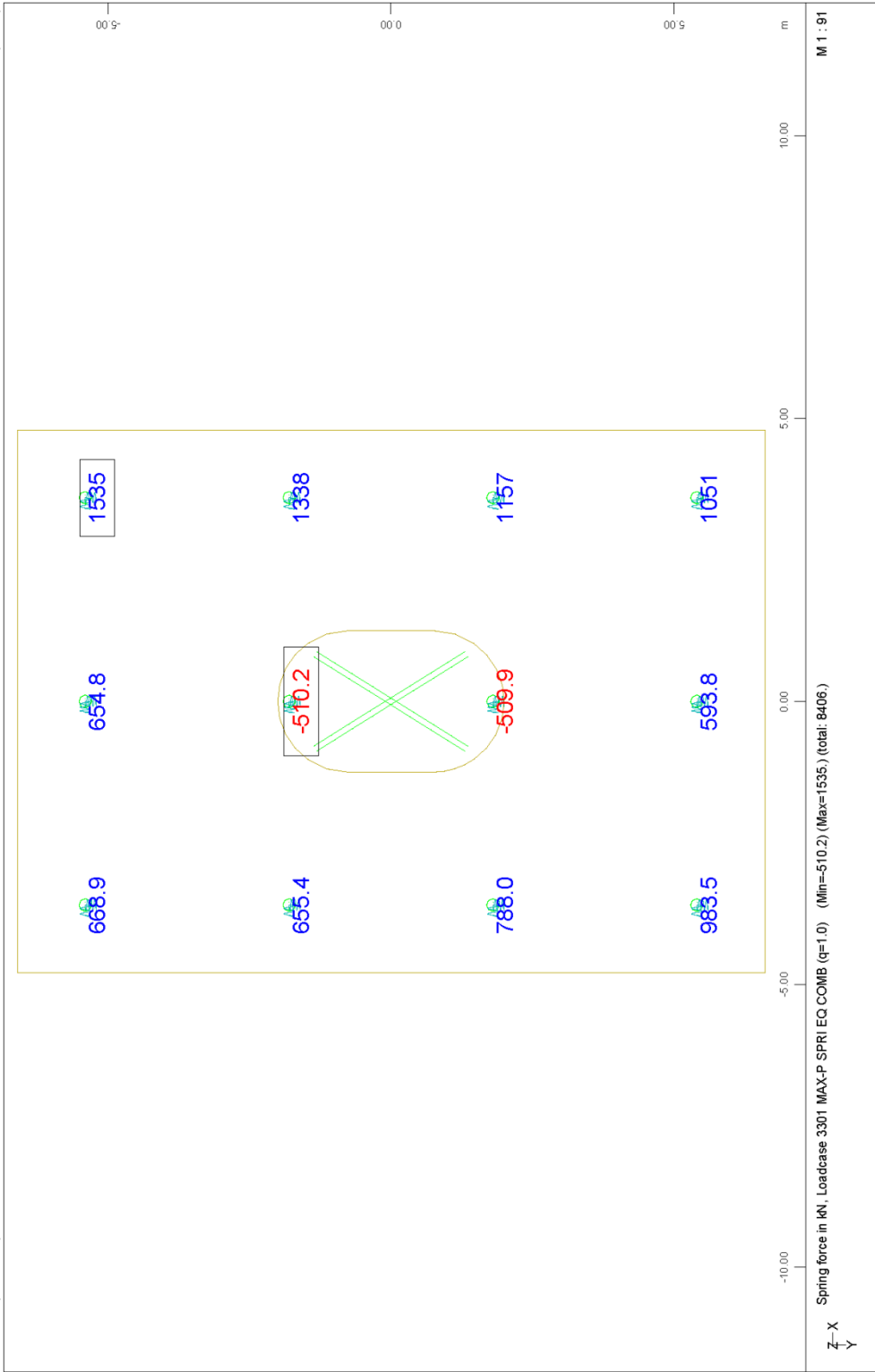
FOUNDATION OF PIER M5.D. - STRUCTURE 2
PILE CAP LOADINGS



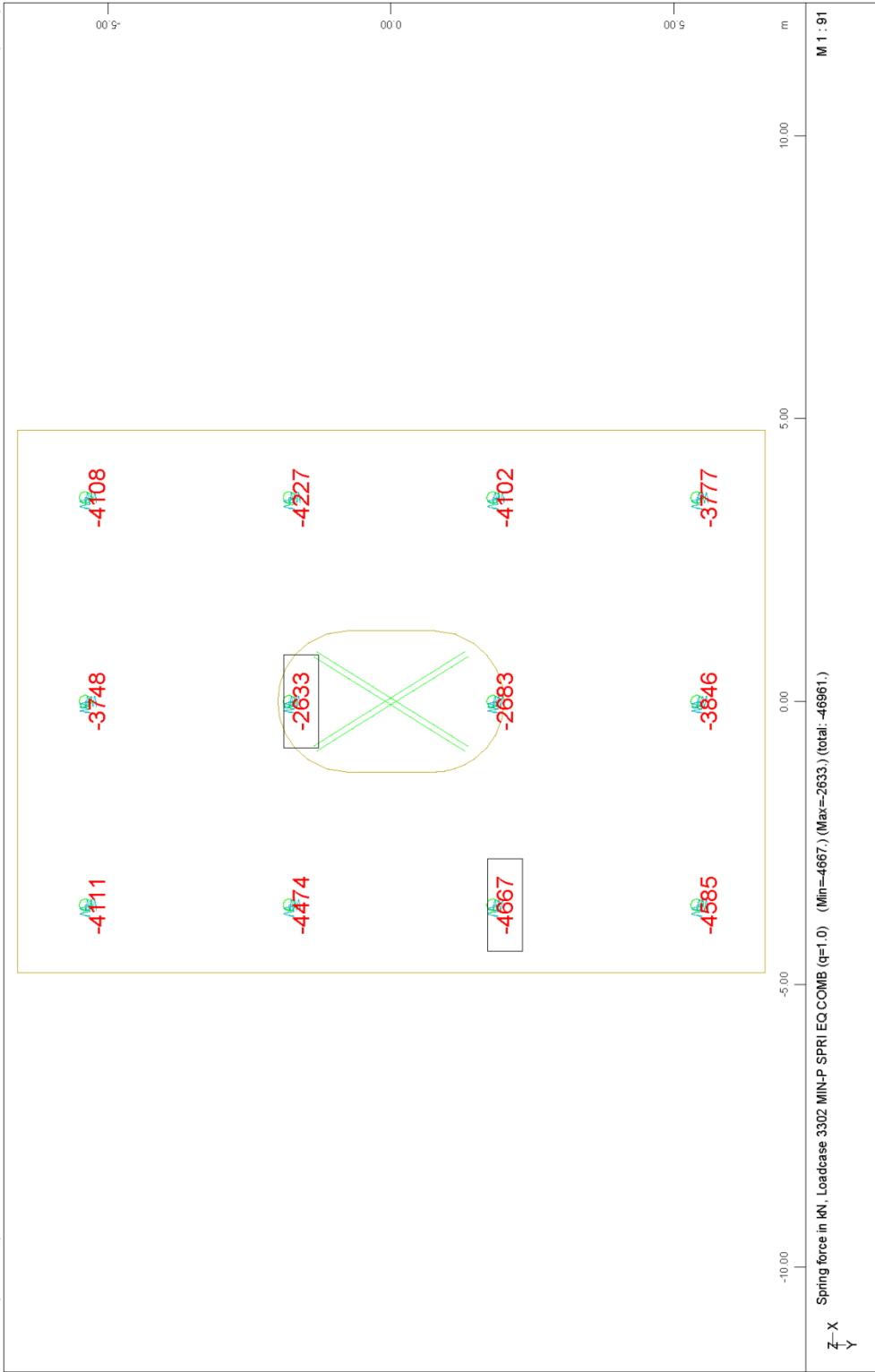
FOUNDATION OF PIER M5.D - STRUCTURE 2
PILE CAPACITY CHECK: STATIC LOADINGS - TENSION



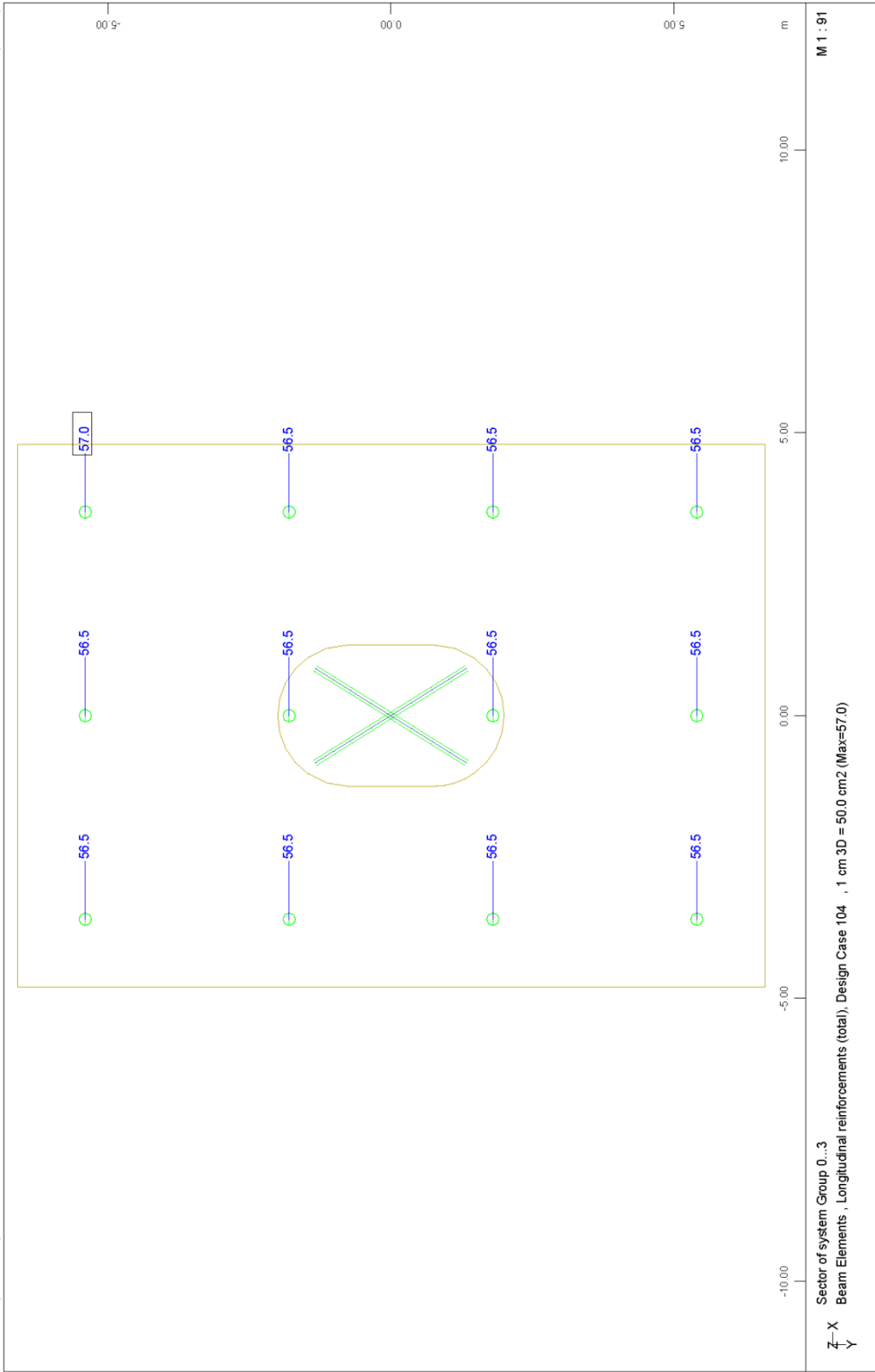
FOUNDATION OF PIER M5.D - STRUCTURE 2
PILE CAPACITY CHECK: STATIC LOADINGS - COMPRESSION

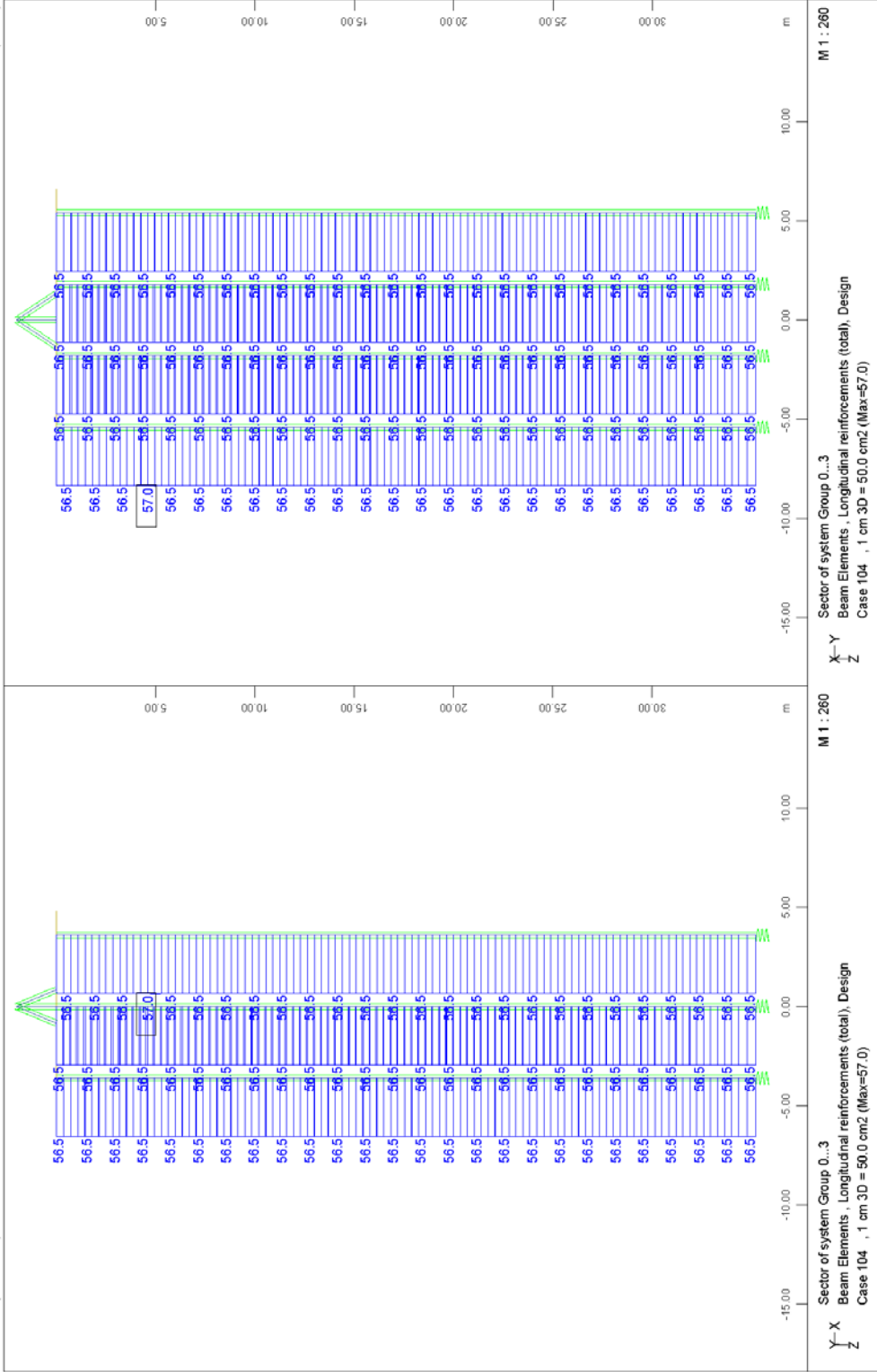


FOUNDATION OF PIER M5.D - STRUCTURE 2
PILE CAPACITY CHECK: SEISMIC LOADINGS - TENSION

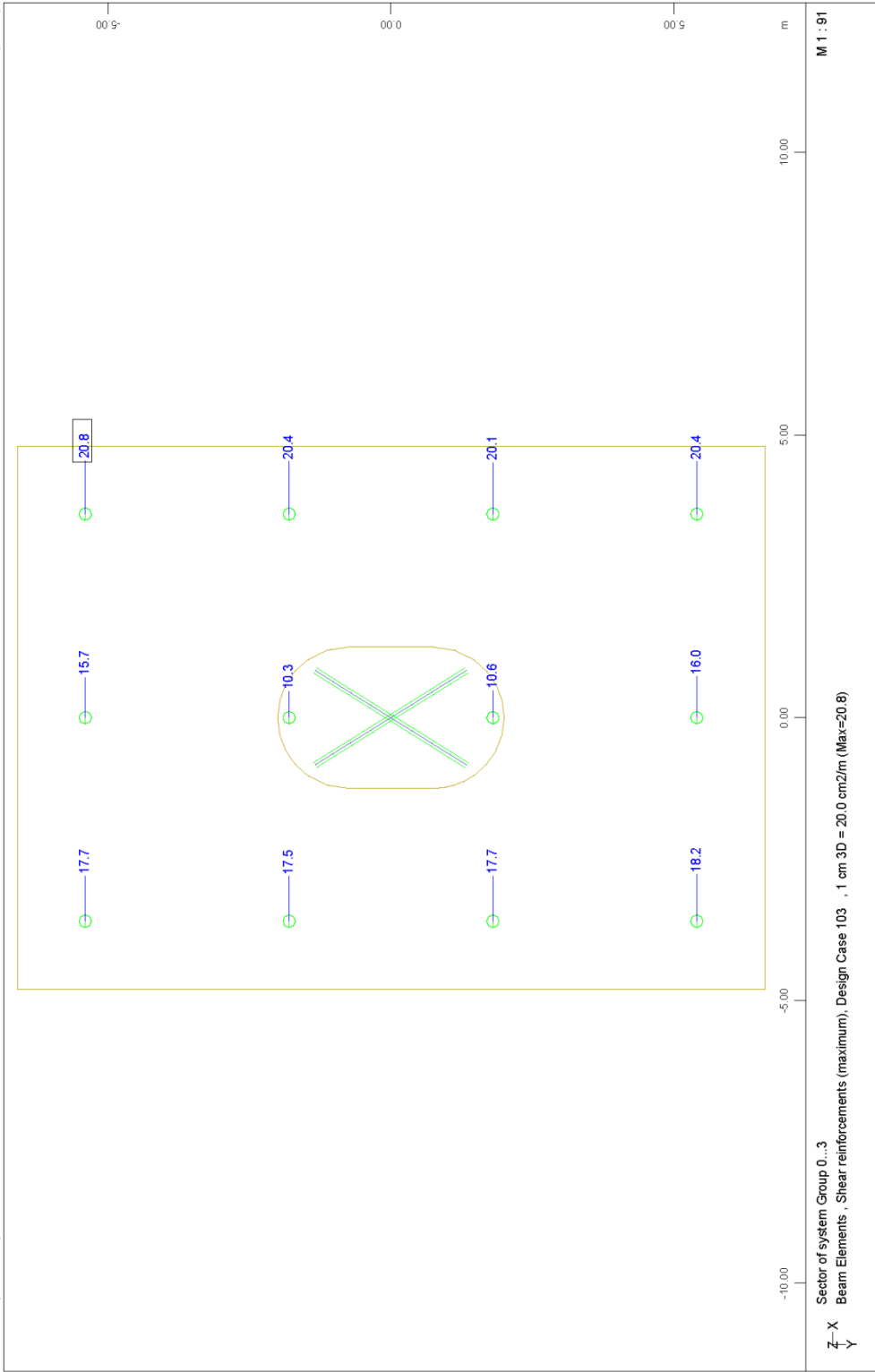


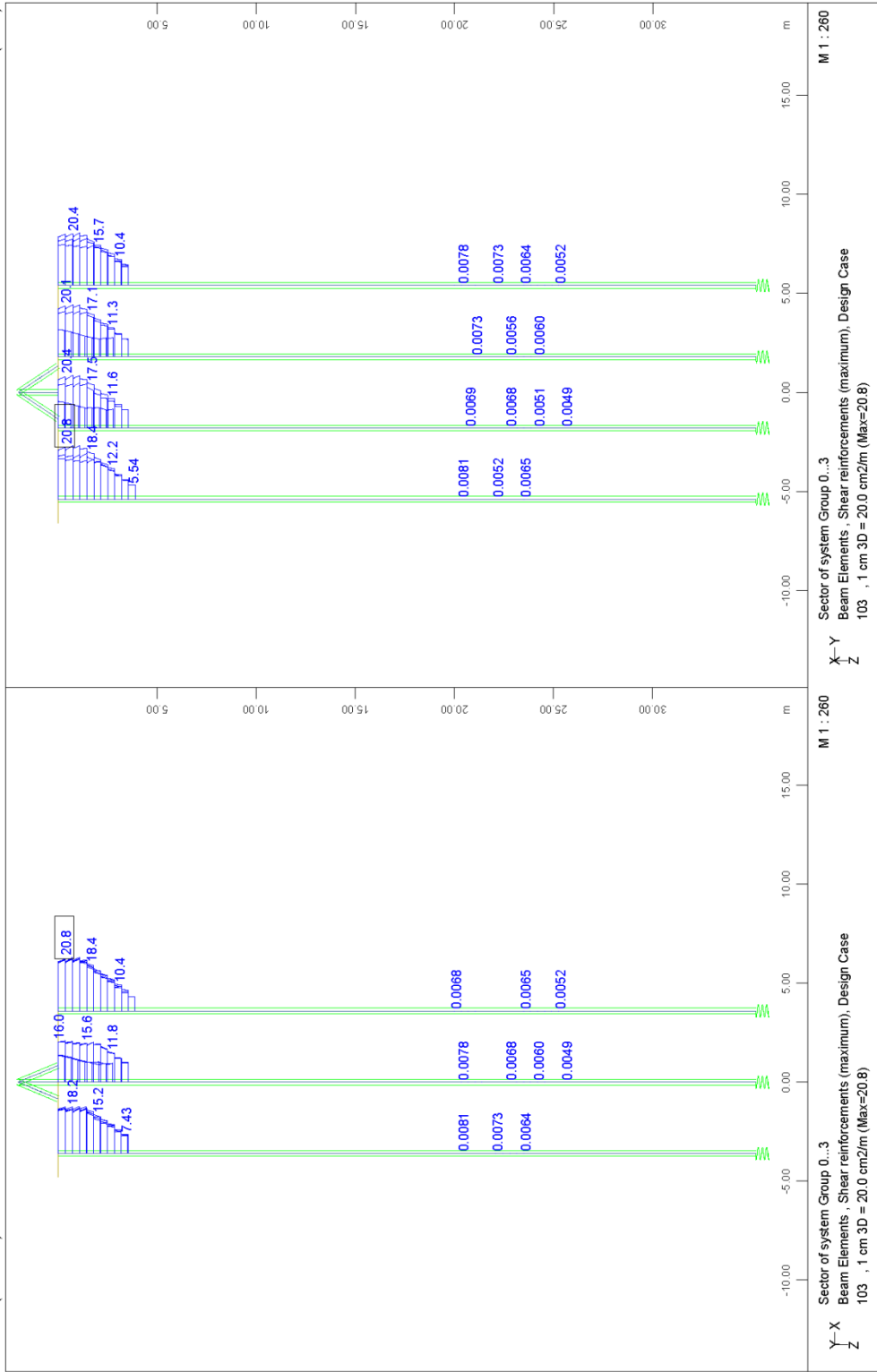
FOUNDATION OF PIER M5.D - STRUCTURE 2
PILE CAPACITY CHECK: SEISMIC LOADINGS - COMPRESSION



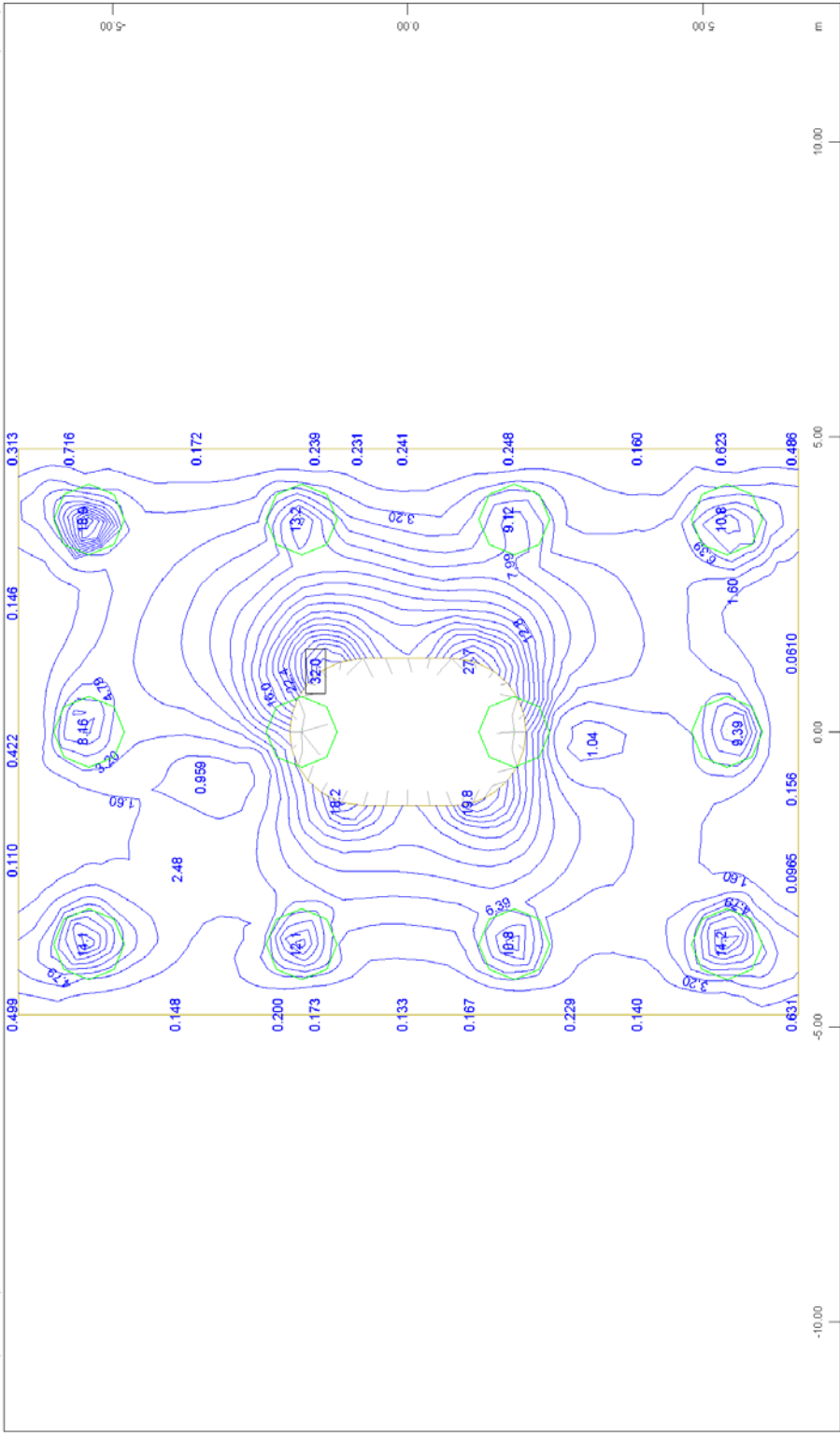


FOUNDATION OF PIER M5.D - STRUCTURE 2
PILES LONGITUDINAL REINFORCEMENT - DISTRIBUTION ALONG LENGTH



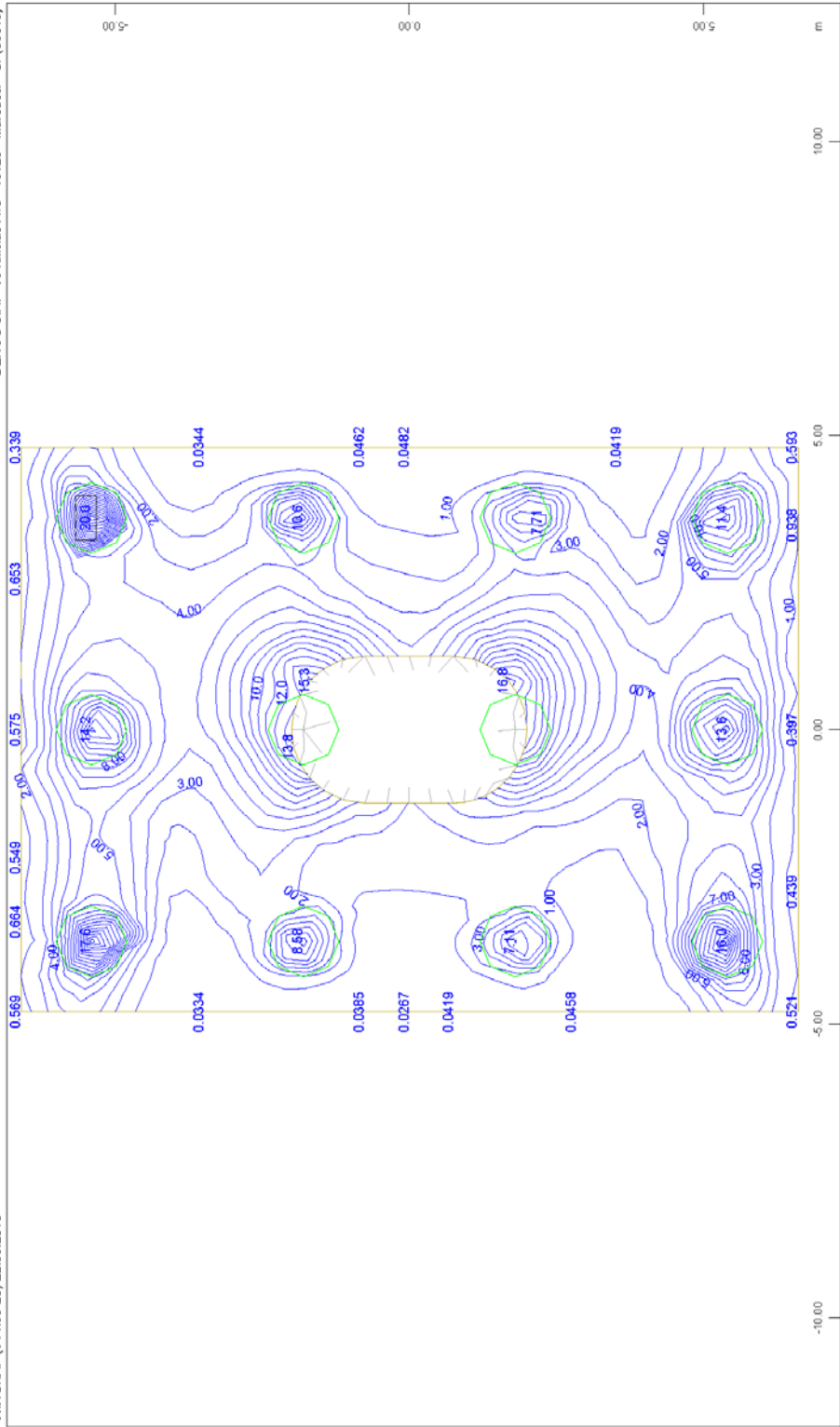


FOUNDATION OF PIER M5.D - STRUCTURE 2
 PILES TRANSVERSE REINFORCEMENT - DISTRIBUTION ALONG LENGTH



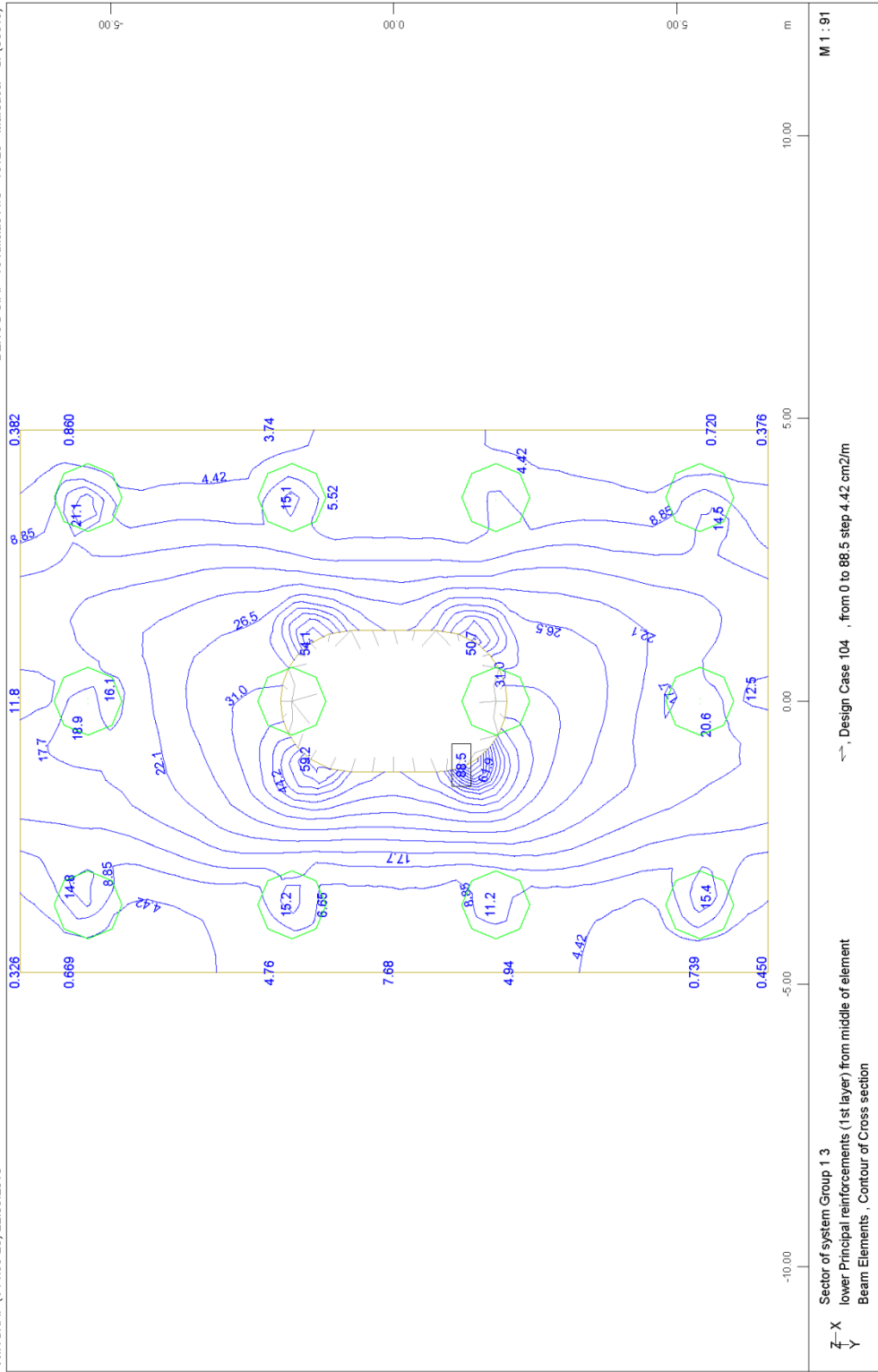
Sector of system Group 13
 upper Principal reinforcements (1st layer) from middle of element
 Beam Elements , Contour of Cross section
 Design Case 104 , from 0 to 32.0 step 1.60 cm2/m
 M 1 : 91

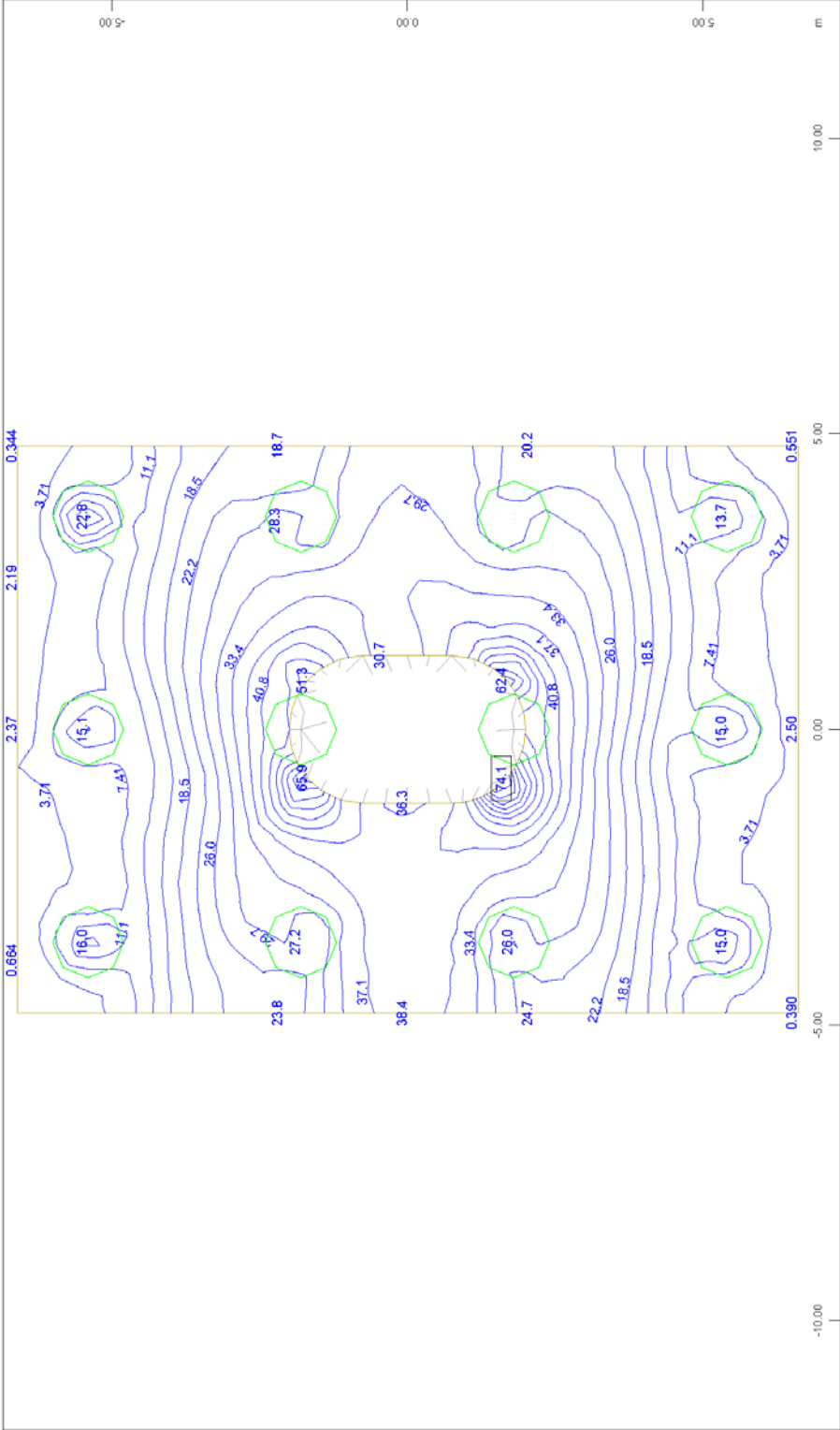
FOUNDATION OF PIER M5.D - STRUCTURE 2
 PILE CAP REINFORCEMENT: TOP LONGITUDINAL



Sector of system Group 1.3
upper Cross reinforcements (2nd layer) from middle of element
Beam Elements , Contour of Cross section
1, Design Case 104 , from 0 to 20.0 step 1.00 cm2/m
M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M5.D - STRUCTURE 2
HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: TOP TRANSVERSE



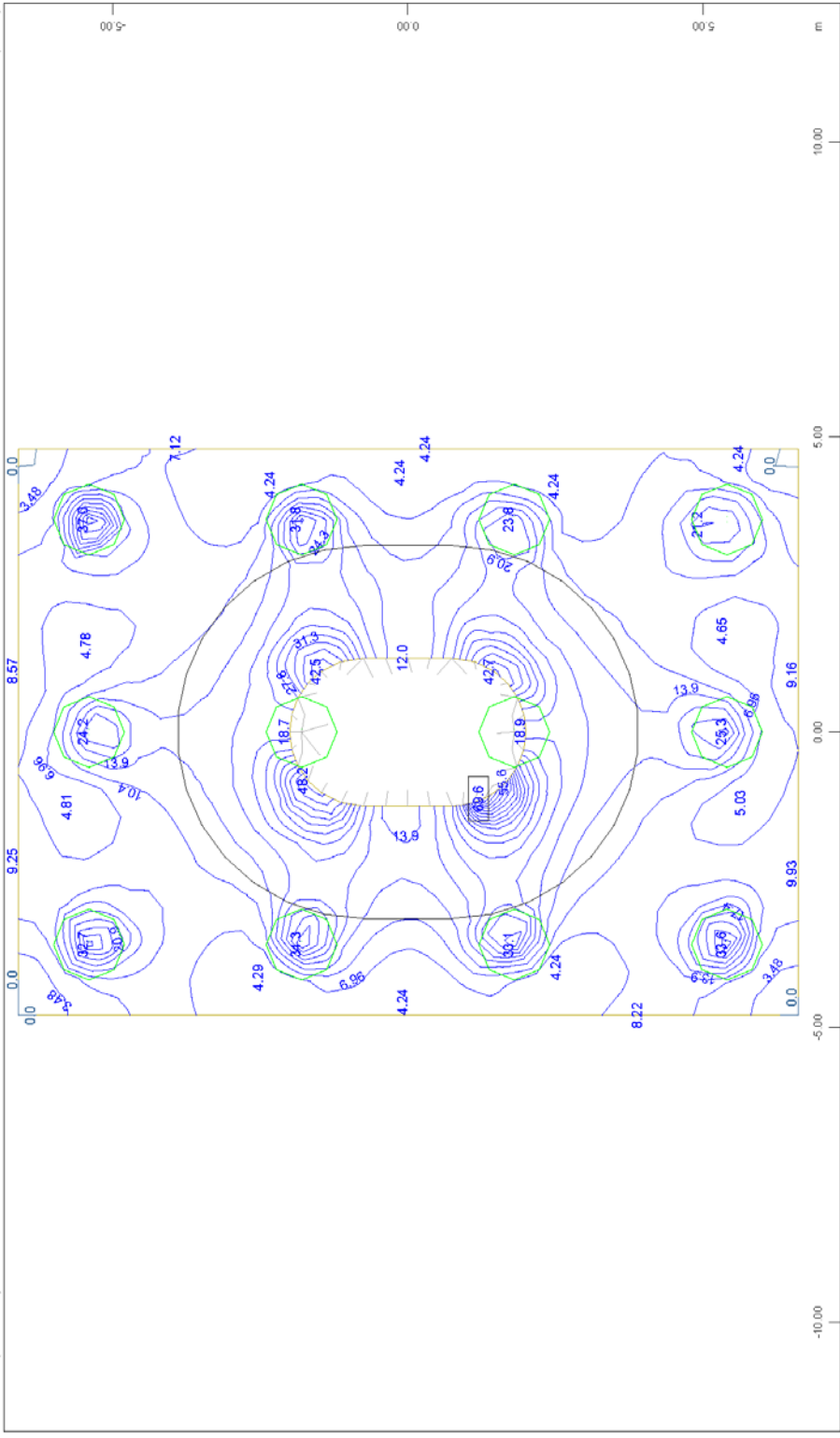


Sector of system Group 13
lower Cross reinforcements (2nd layer) from middle of element
Beam Elements , Contour of Cross section

1, Design Case 104 , from 0 to 74.1 step 3.71 cm2/m

M 1 : 91

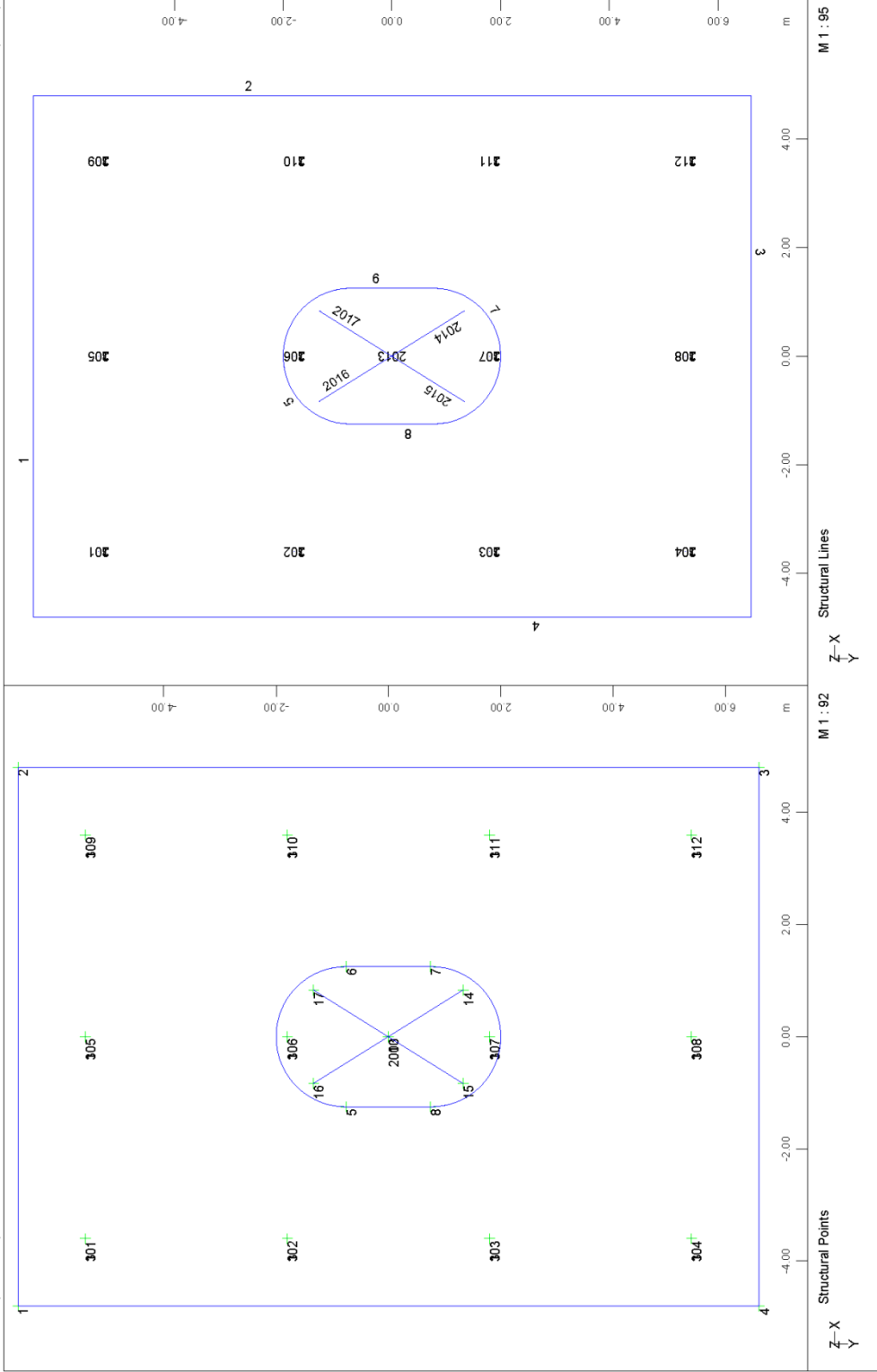
FOUNDATION OF PIER M5.D - STRUCTURE 2
HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: BOTTOM TRANSVERSE

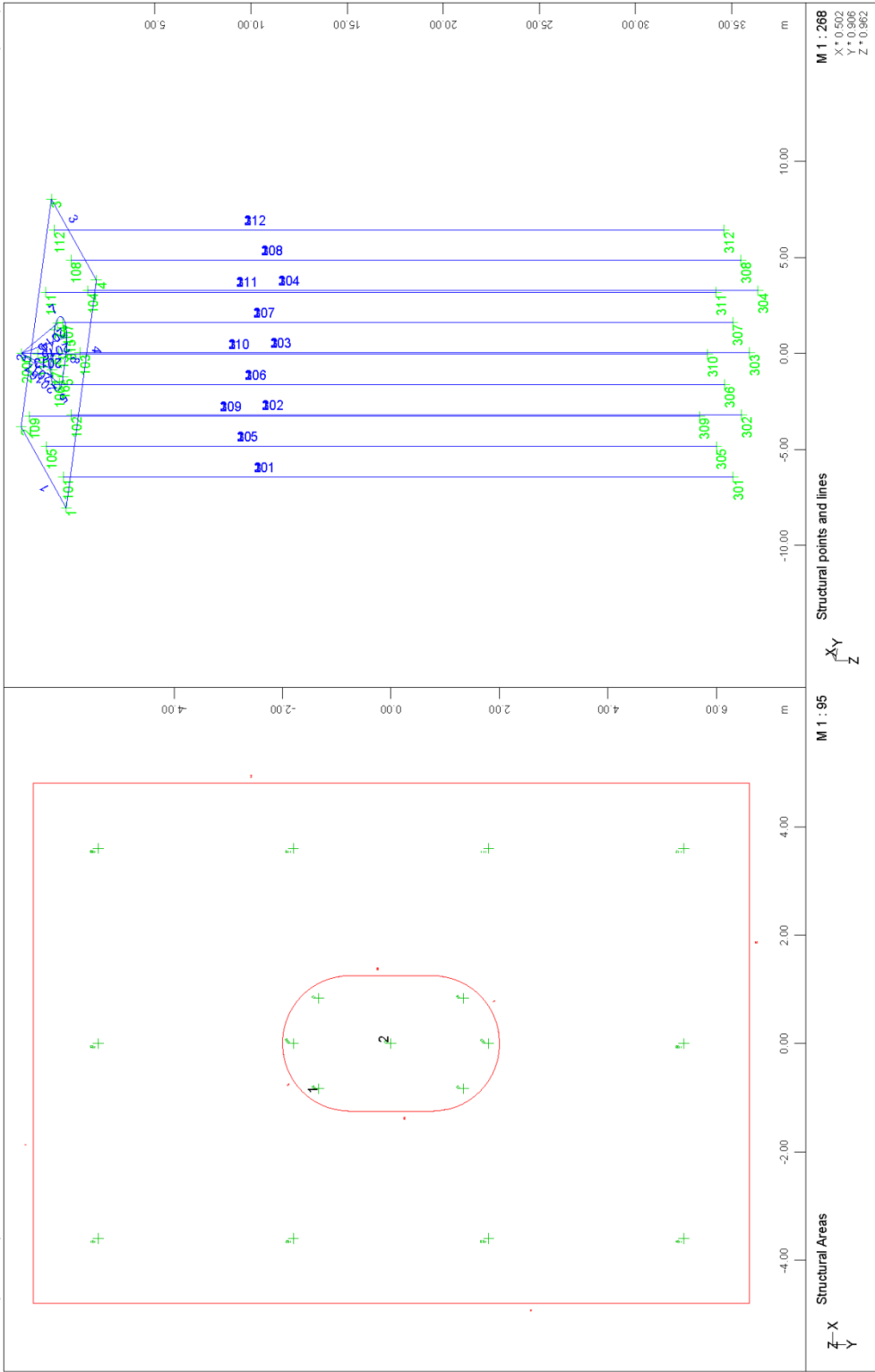


Sector of system Group 1 3
 Shear reinforcement ○ Design Case 3 ULS design , from middle of element (in cm²/m²), Design error shear problem (eS) in Elements, from 0 to 69.6 step 3.48
 M 1 : 91

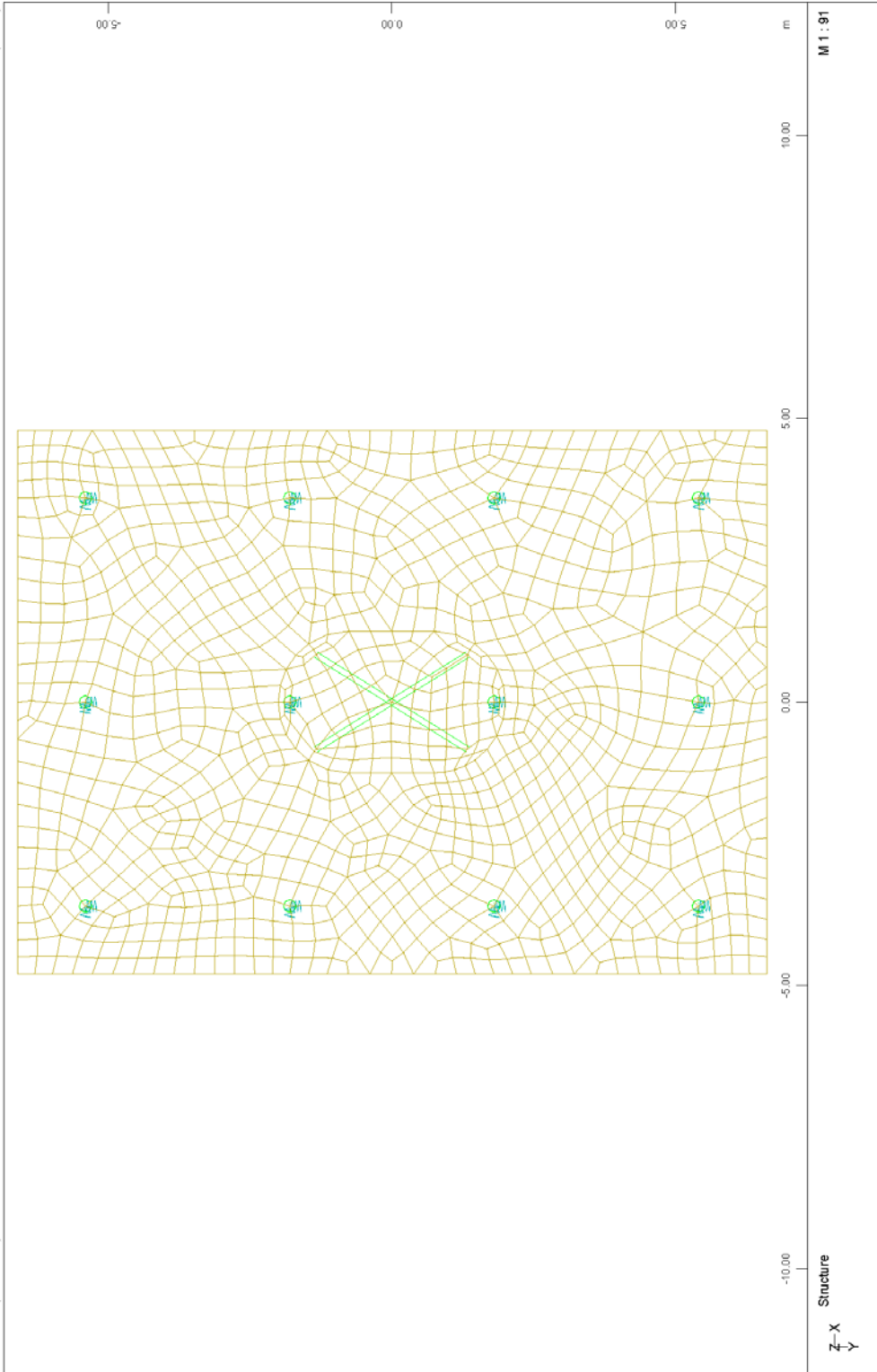
FOUNDATION OF PIER M5.D - STRUCTURE 2
 HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: SHEAR REINFORCEMENT FOR EQ COMBINATION

5.2.2 Απόσπασμα υπολογισμών θεμελίωσης μεσοβάθρου M6.Δ

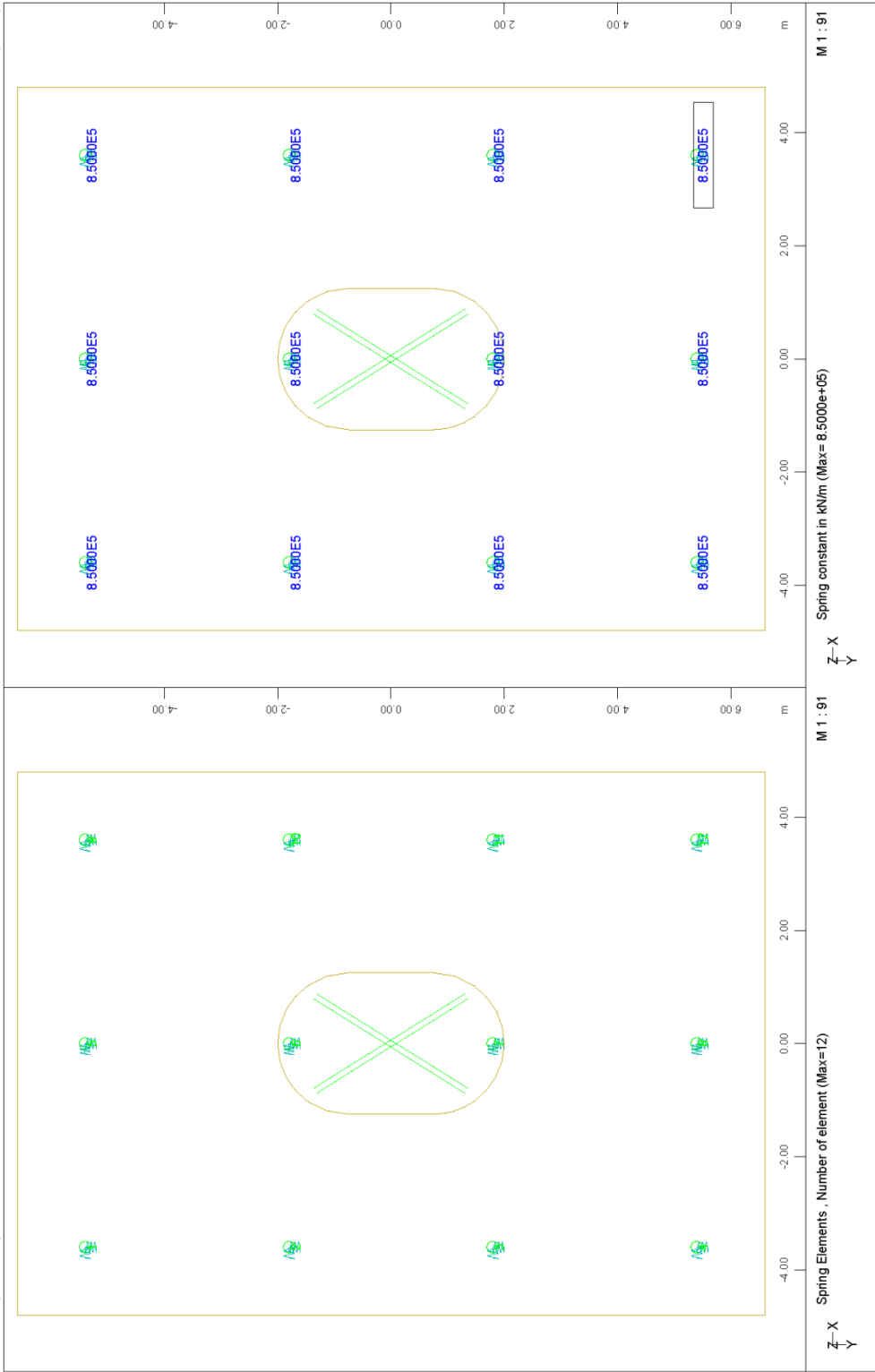


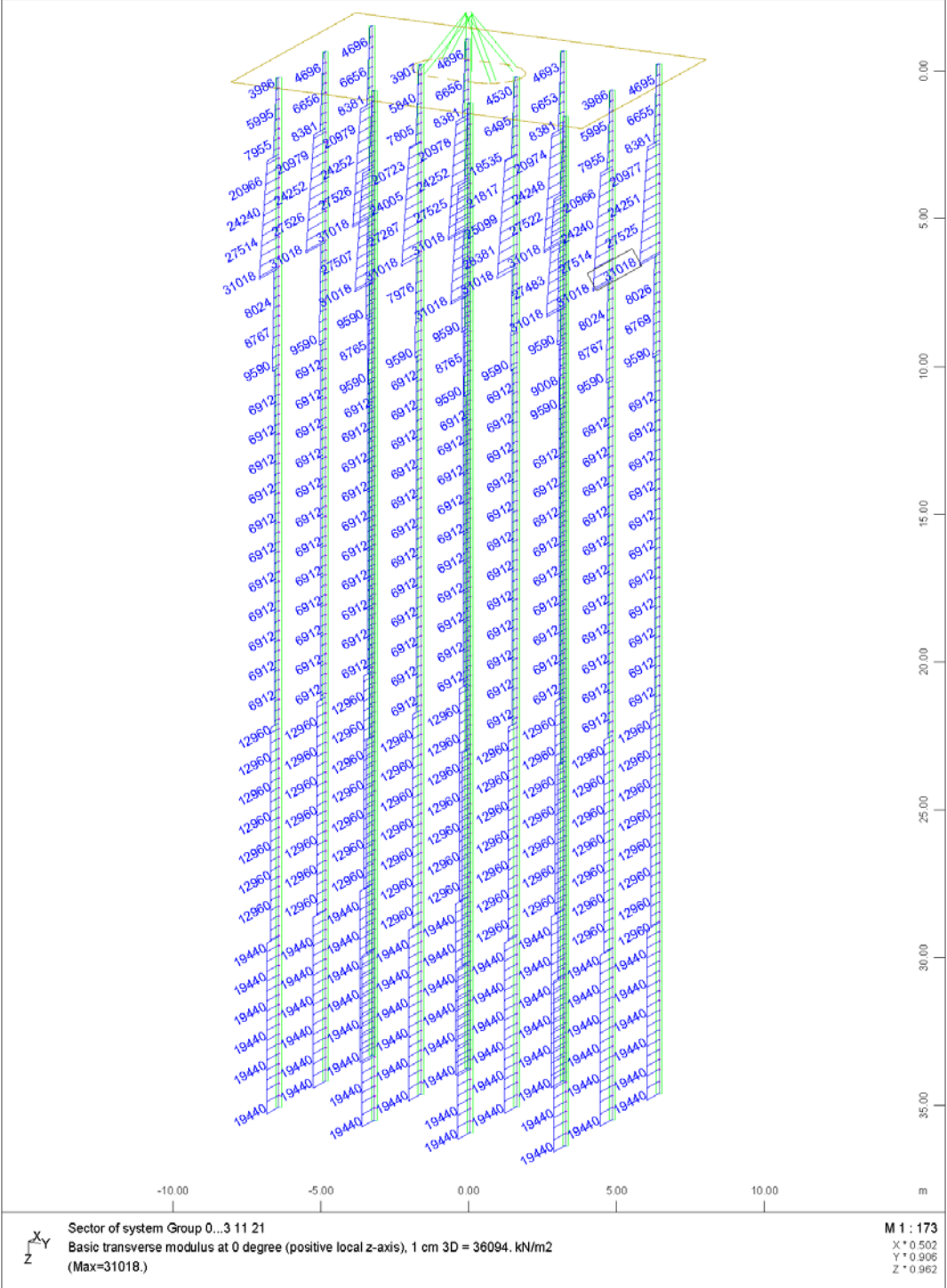


FOUNDATION OF PIER M6.D. - STRUCTURE 2
NUMBERING OF AREAS, POINTS AND LINES

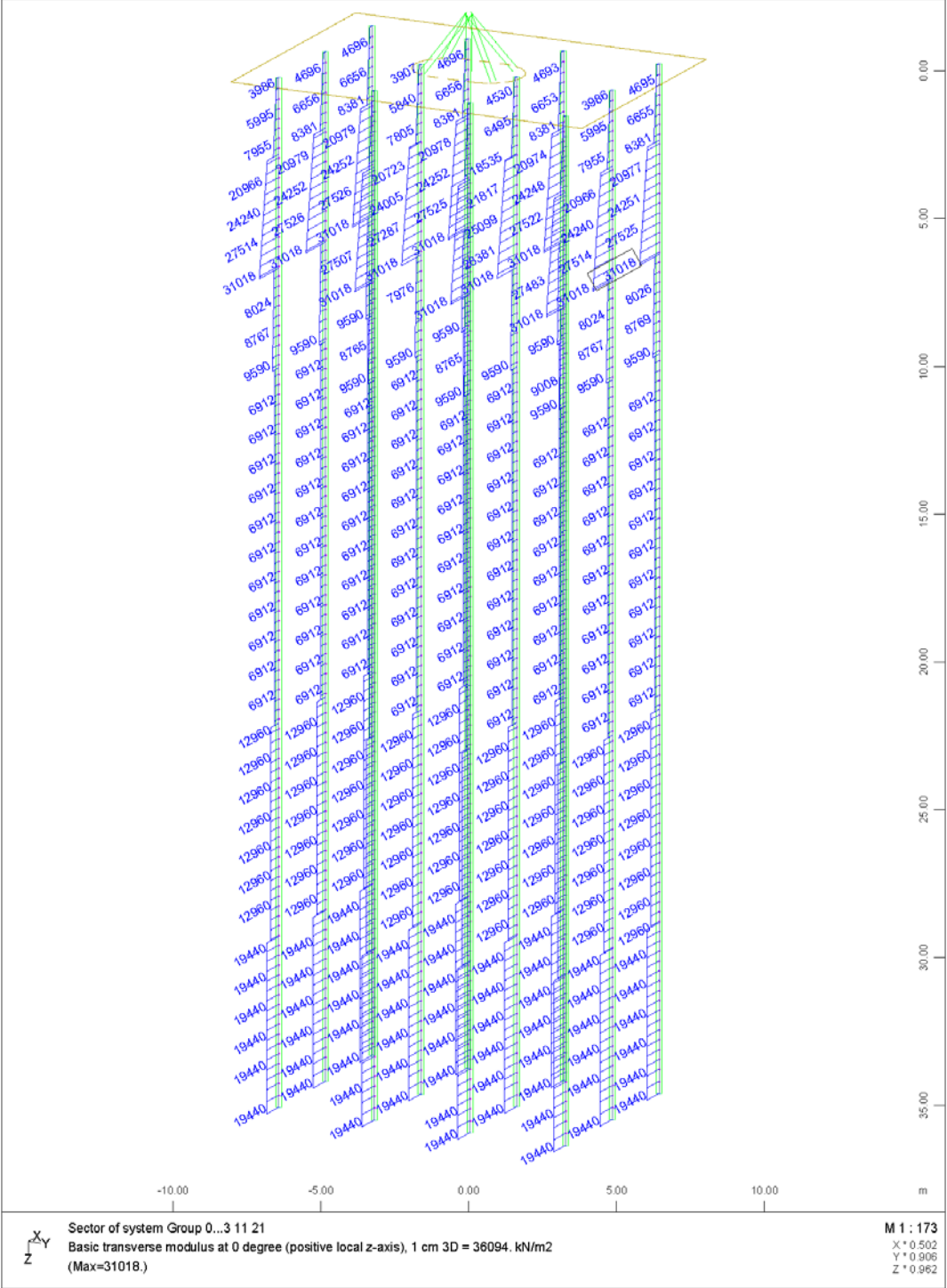


FOUNDATION OF PIER M6.D - STRUCTURE 2
PILE CAP FINITE ELEMENT MESH

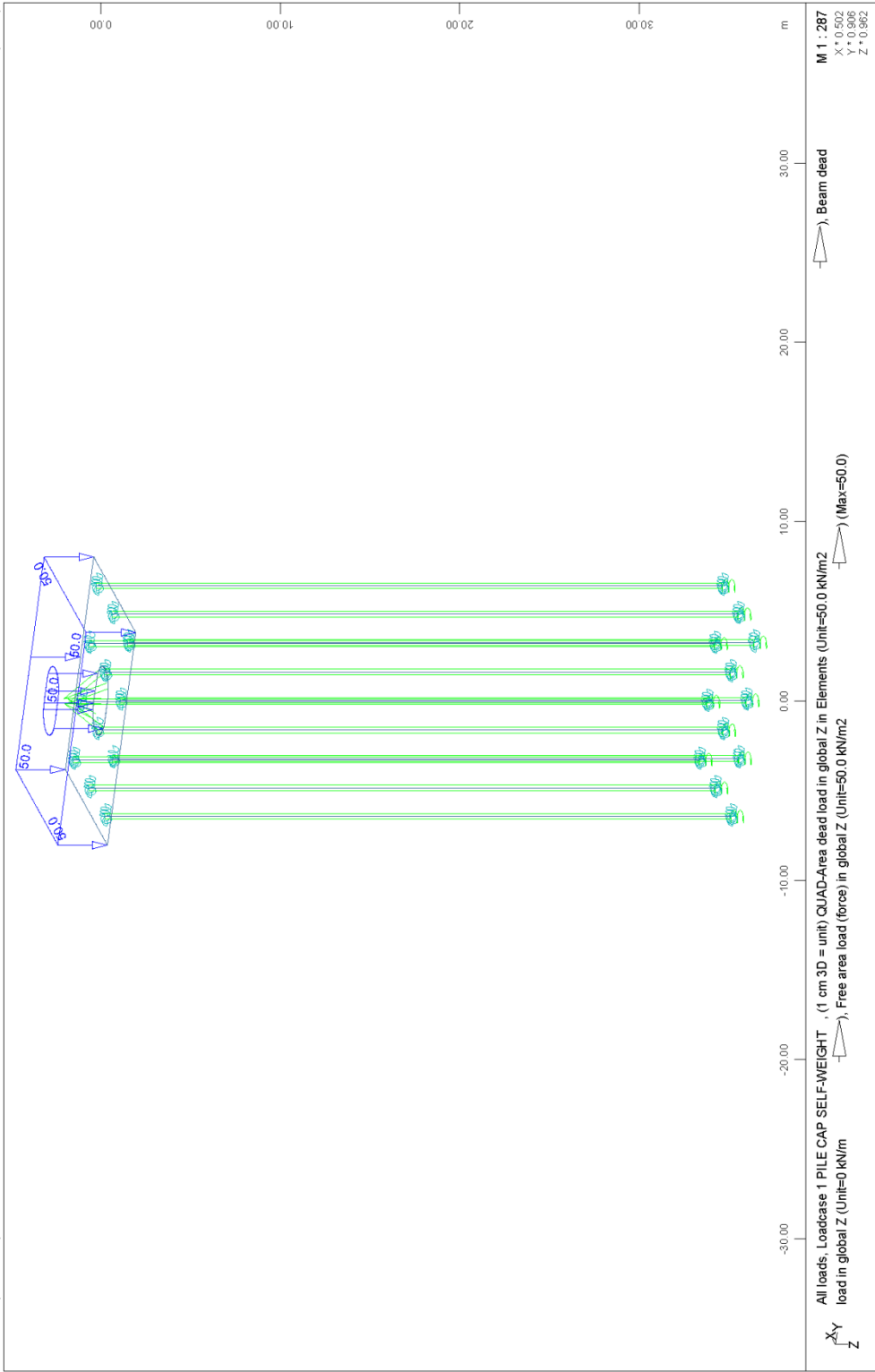


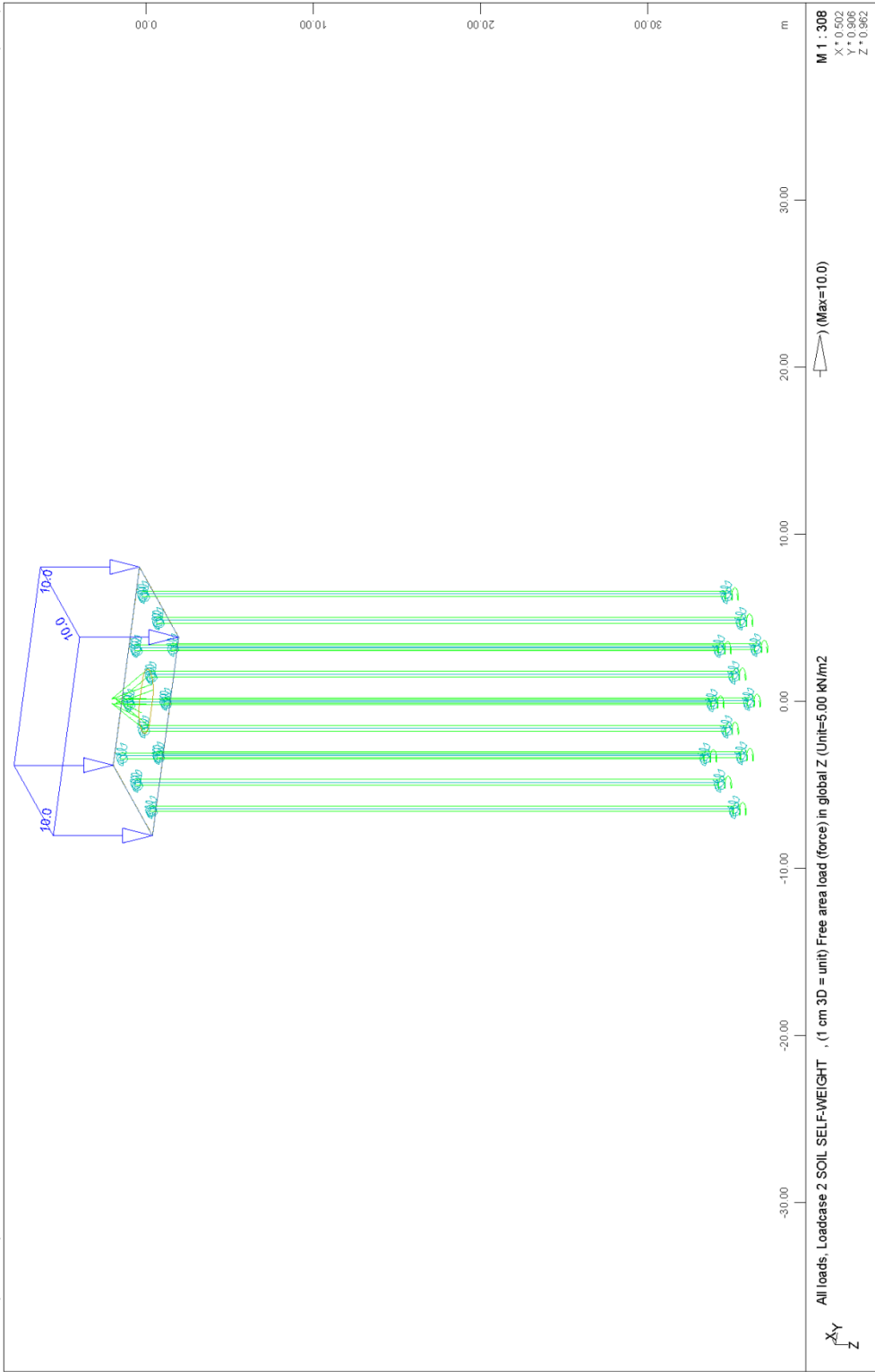


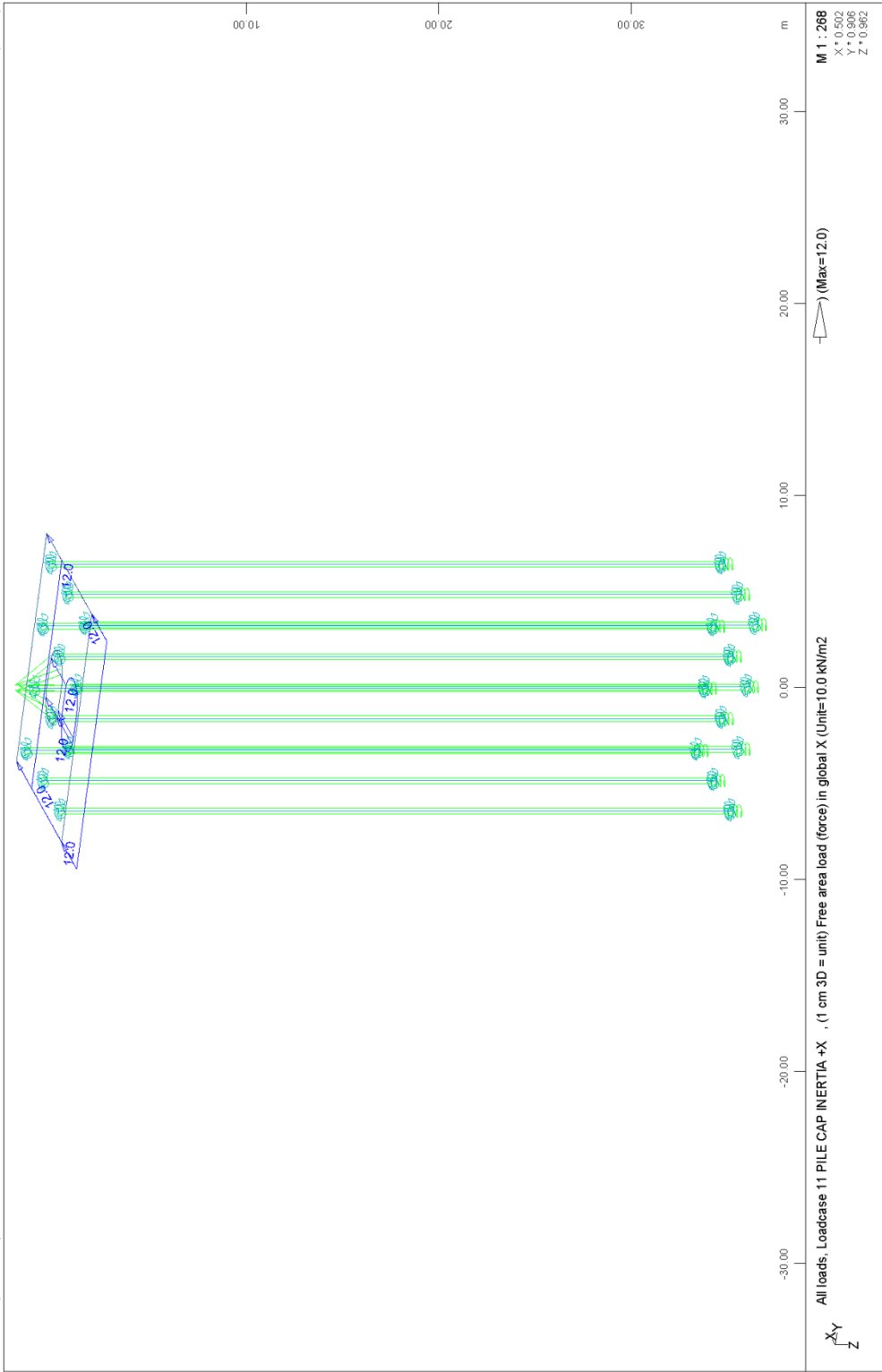
FOUNDATION OF PIER M6.D - STRUCTURE 2
TRANSVERSE SOIL INDEX (STATIC LOADINGS)

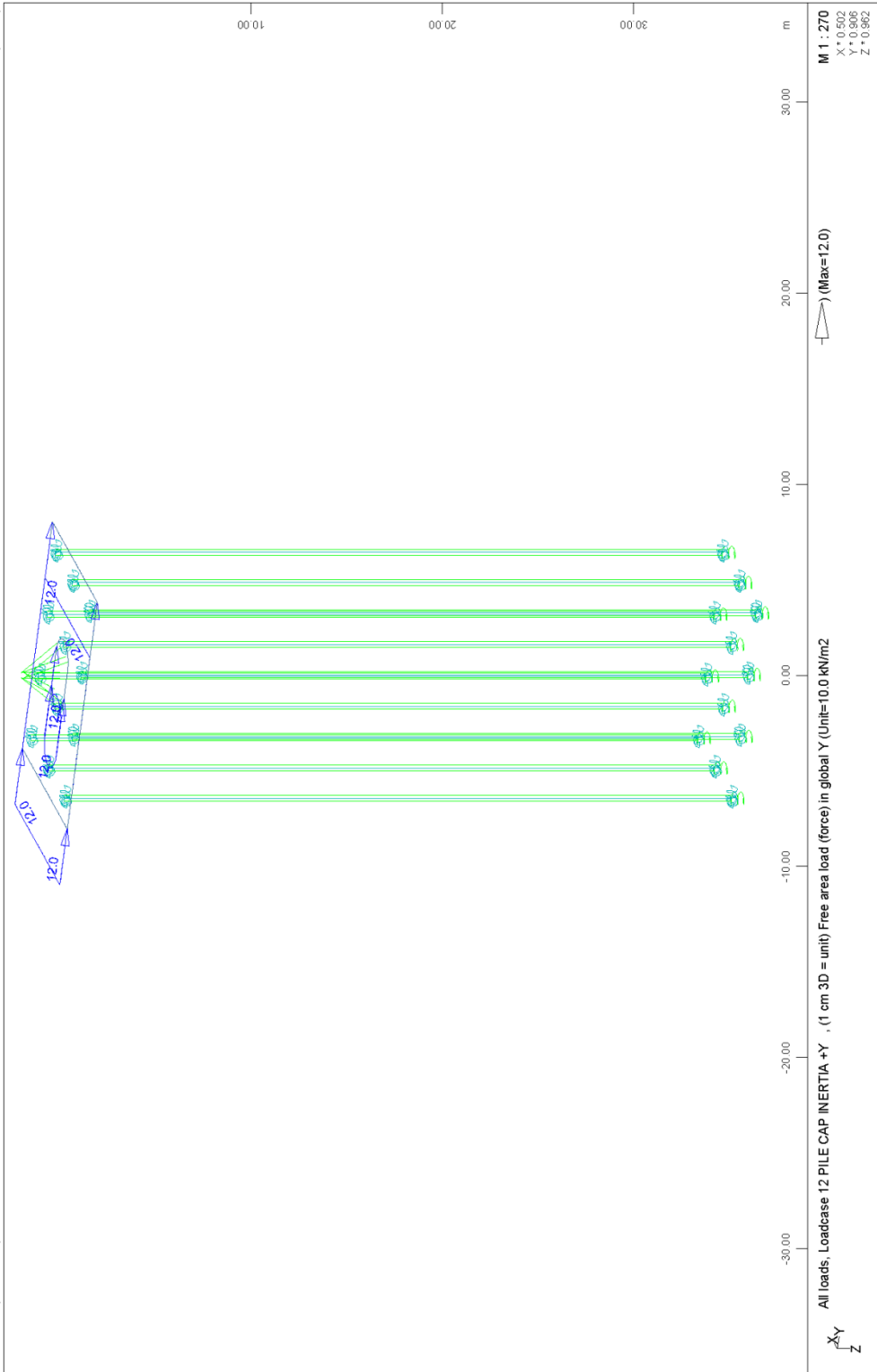


FOUNDATION OF PIER M6.D - STRUCTURE 2
 TRANSVERSE SOIL INDEX (SEISMIC LOADINGS)

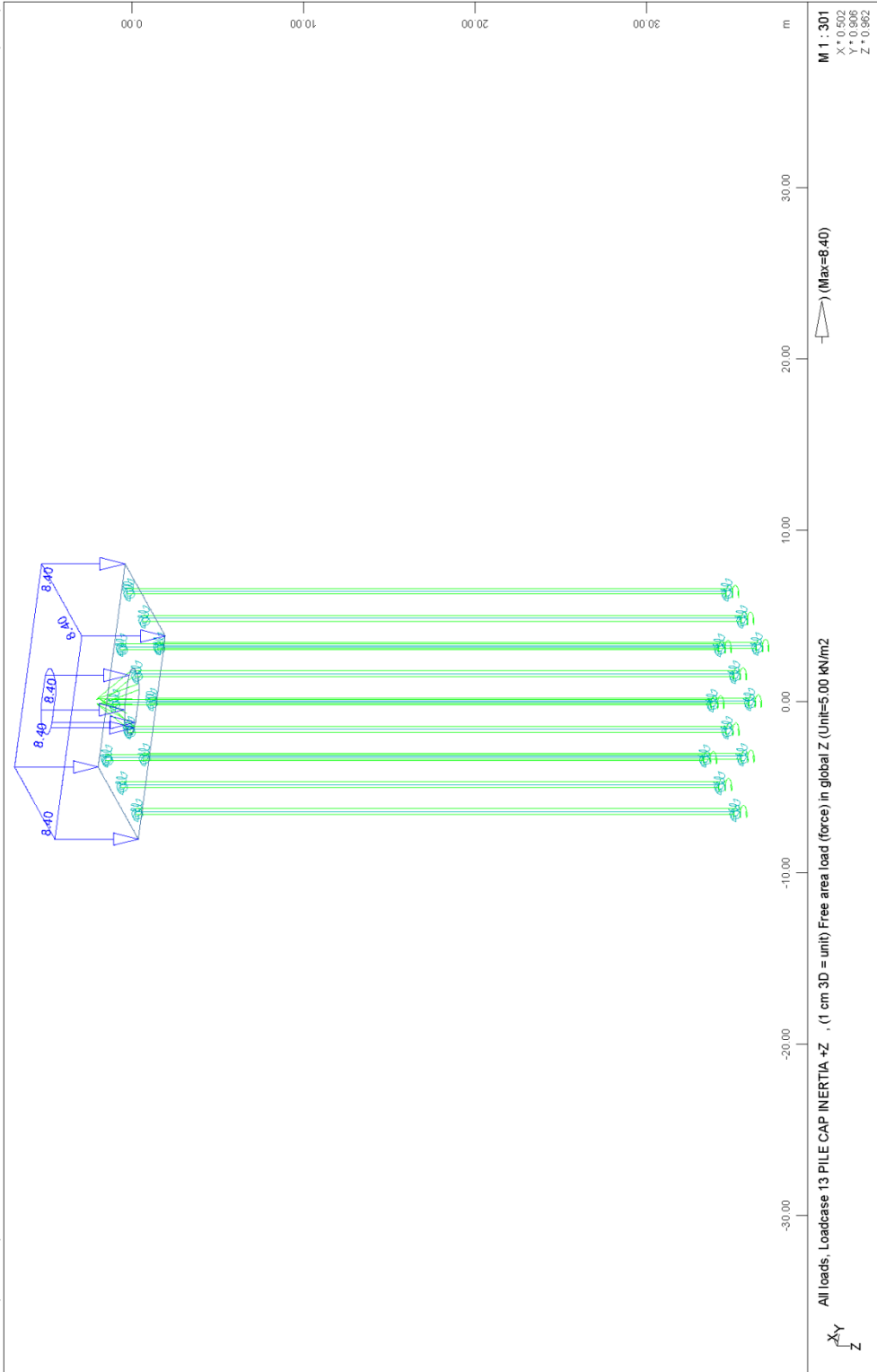


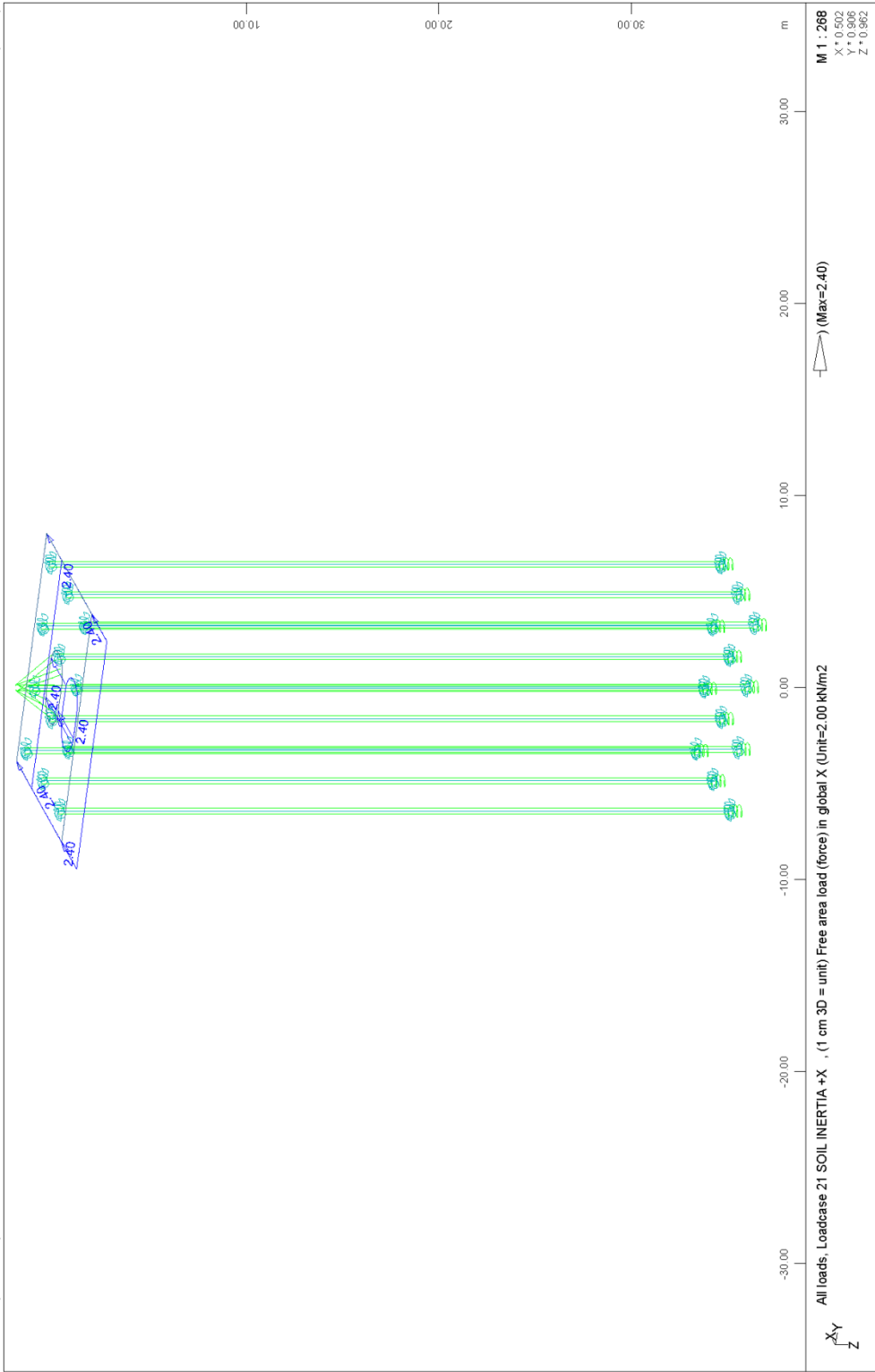




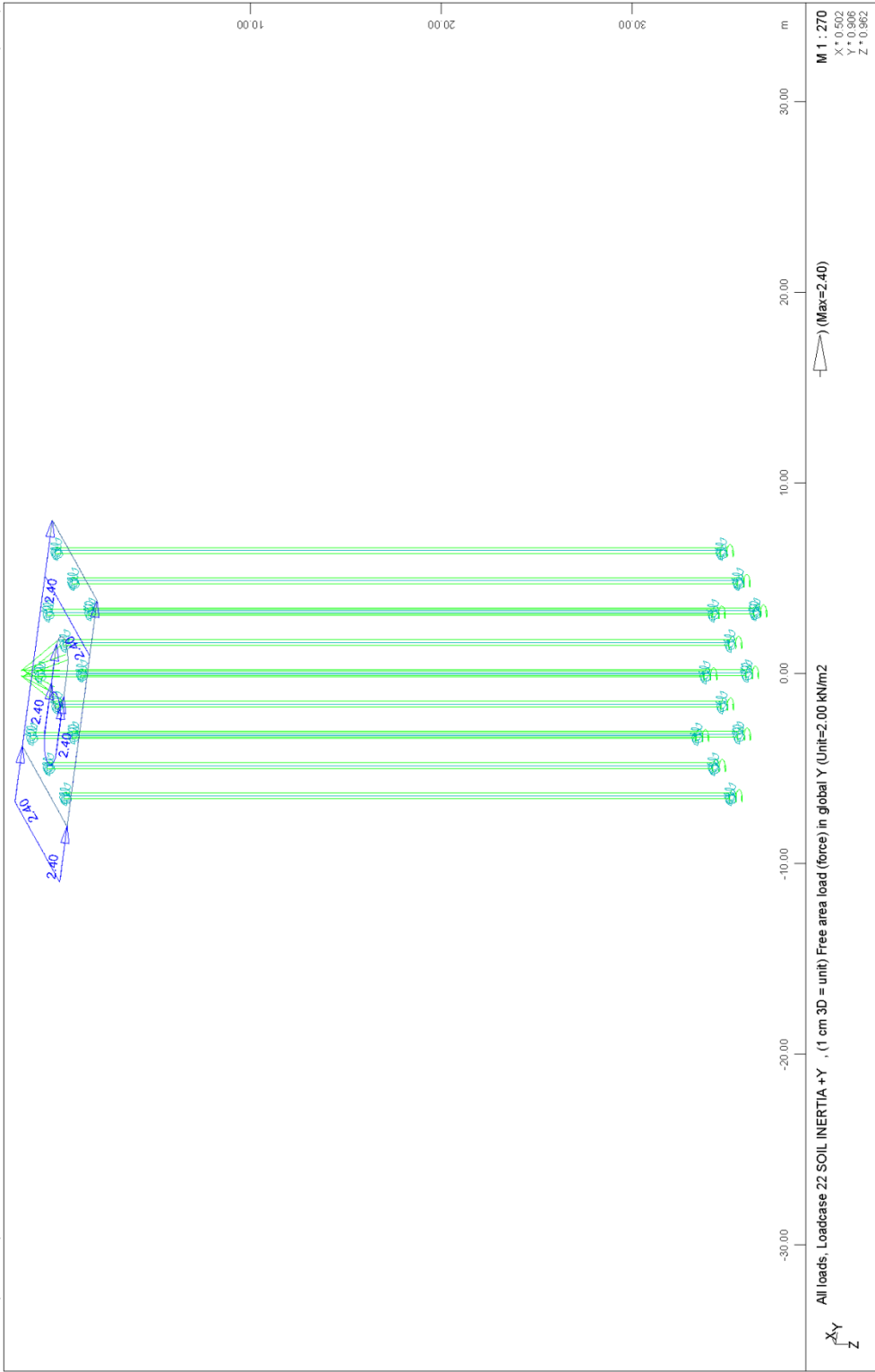


FOUNDATION OF PIER M6.D - STRUCTURE 2
PILE CAP LOADINGS

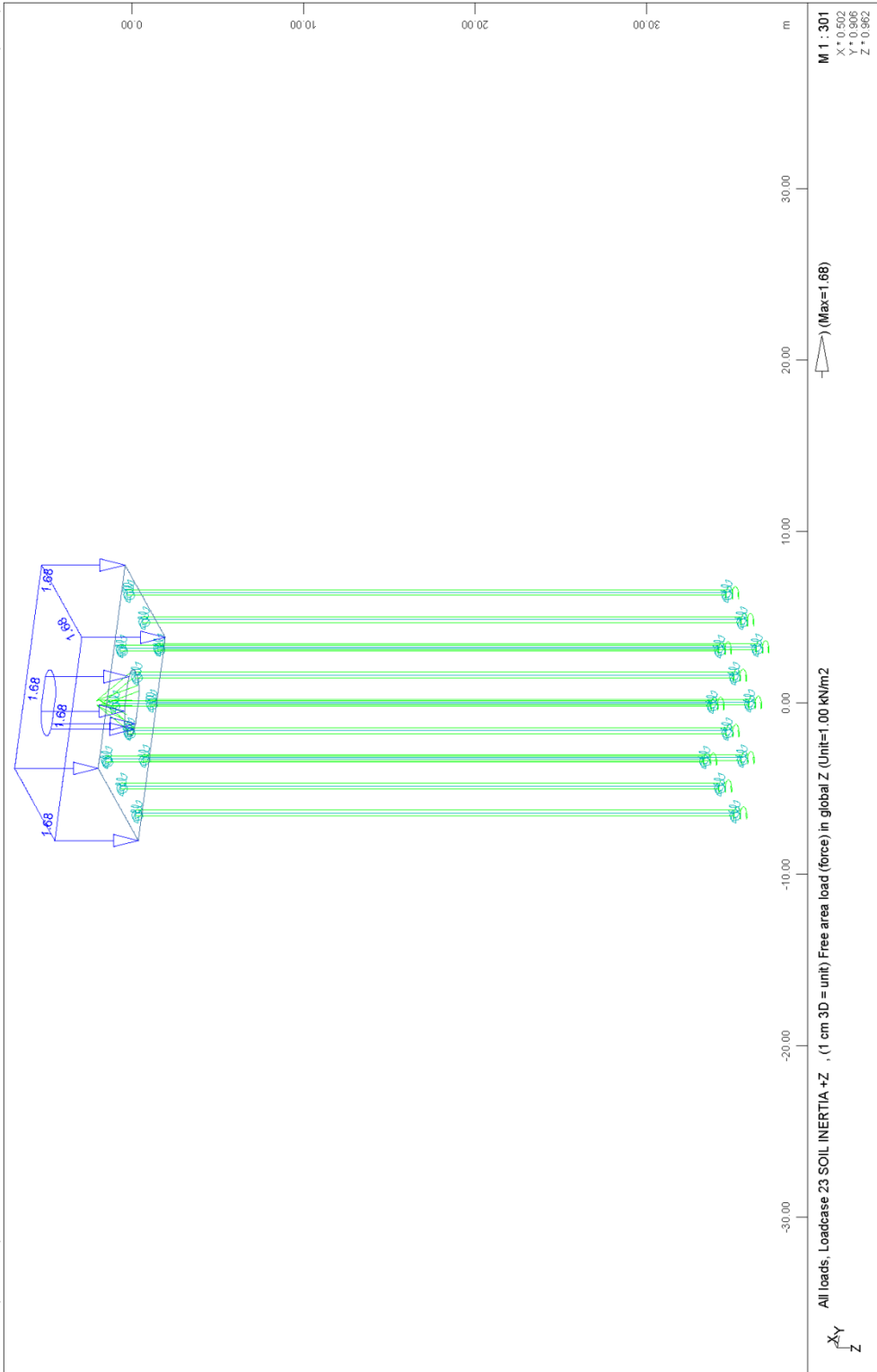




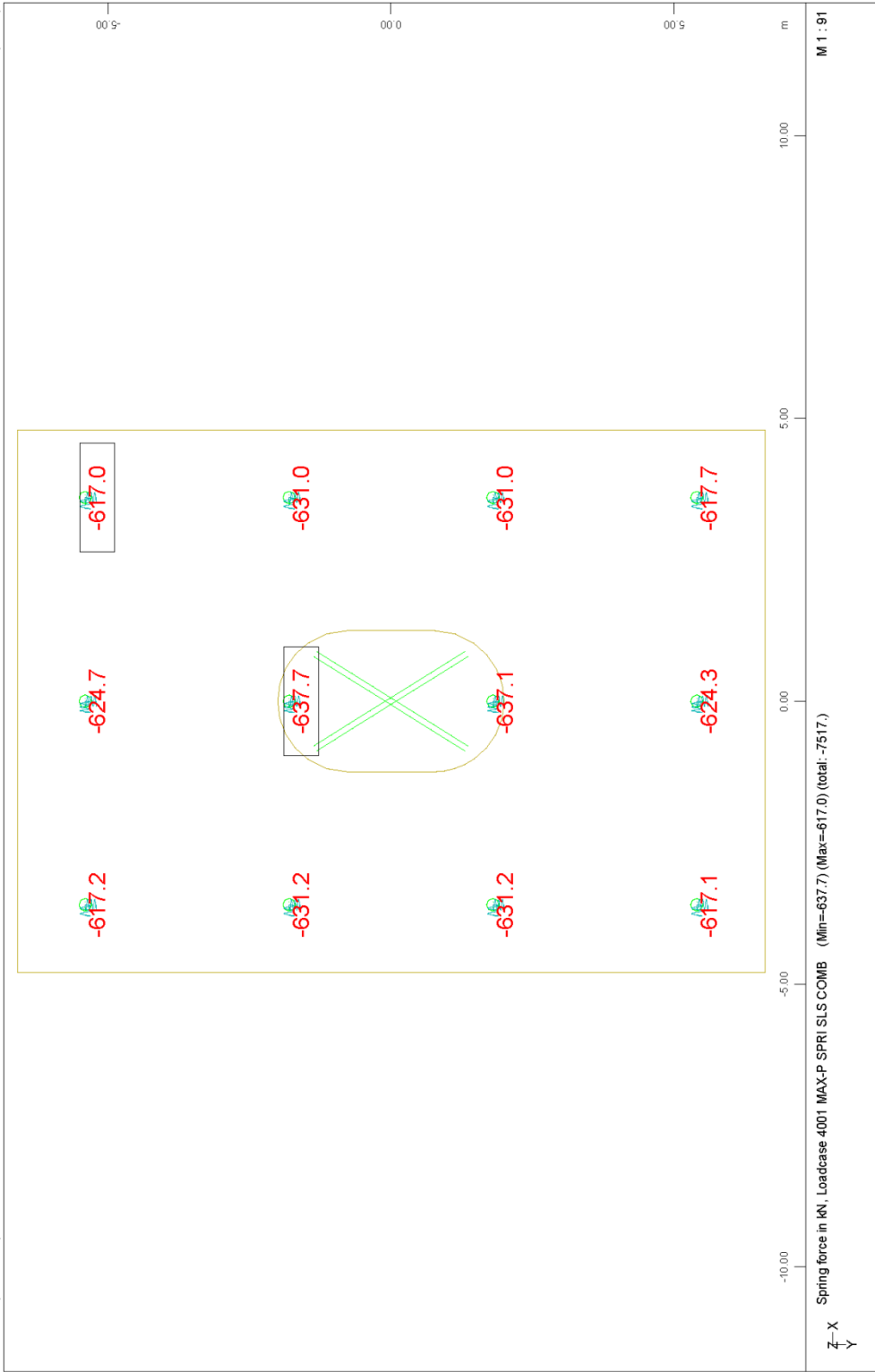
FOUNDATION OF PIER M6.D - STRUCTURE 2
PILE CAP LOADINGS



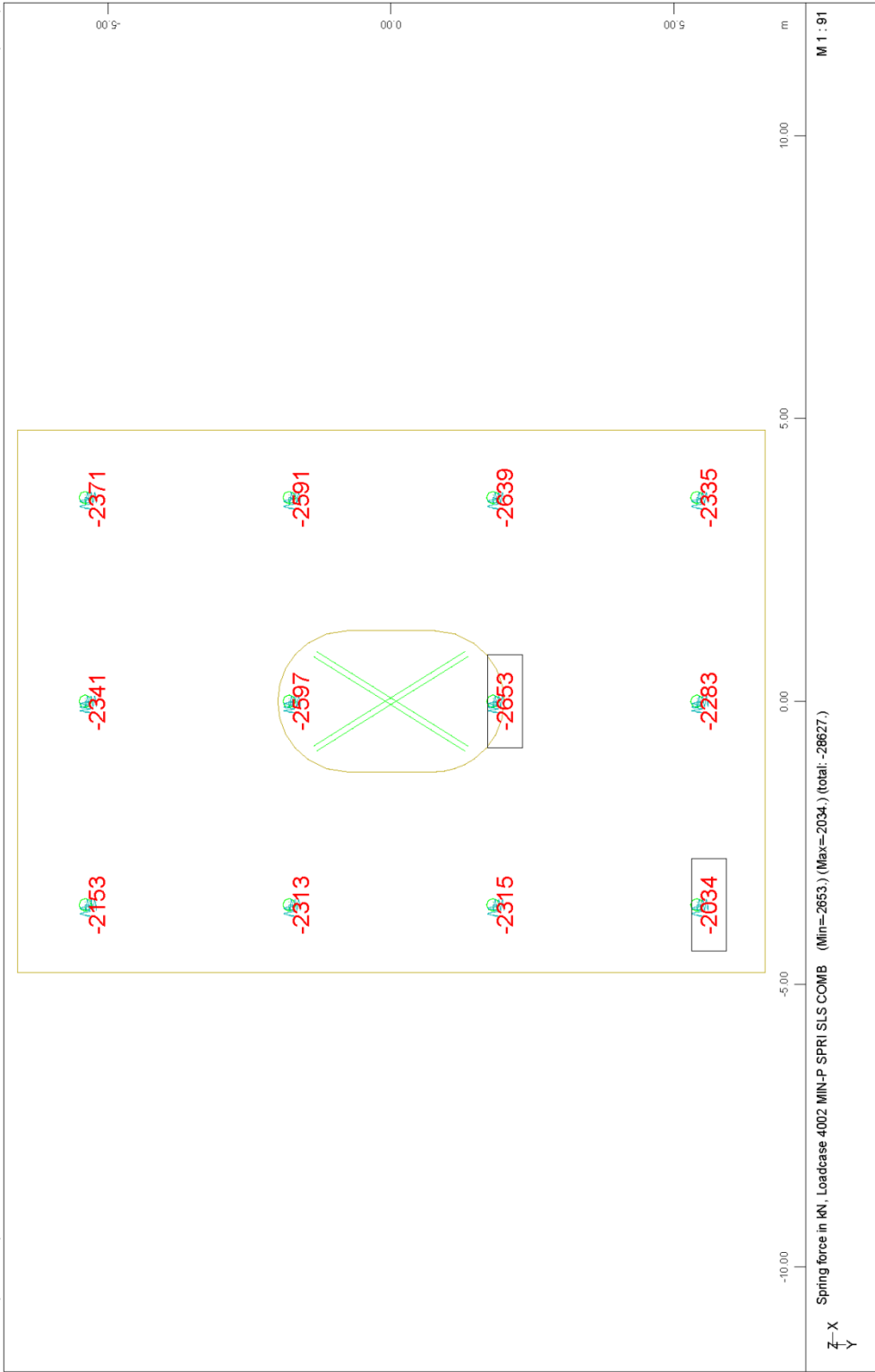
FOUNDATION OF PIER M6.D - STRUCTURE 2
PILE CAP LOADINGS



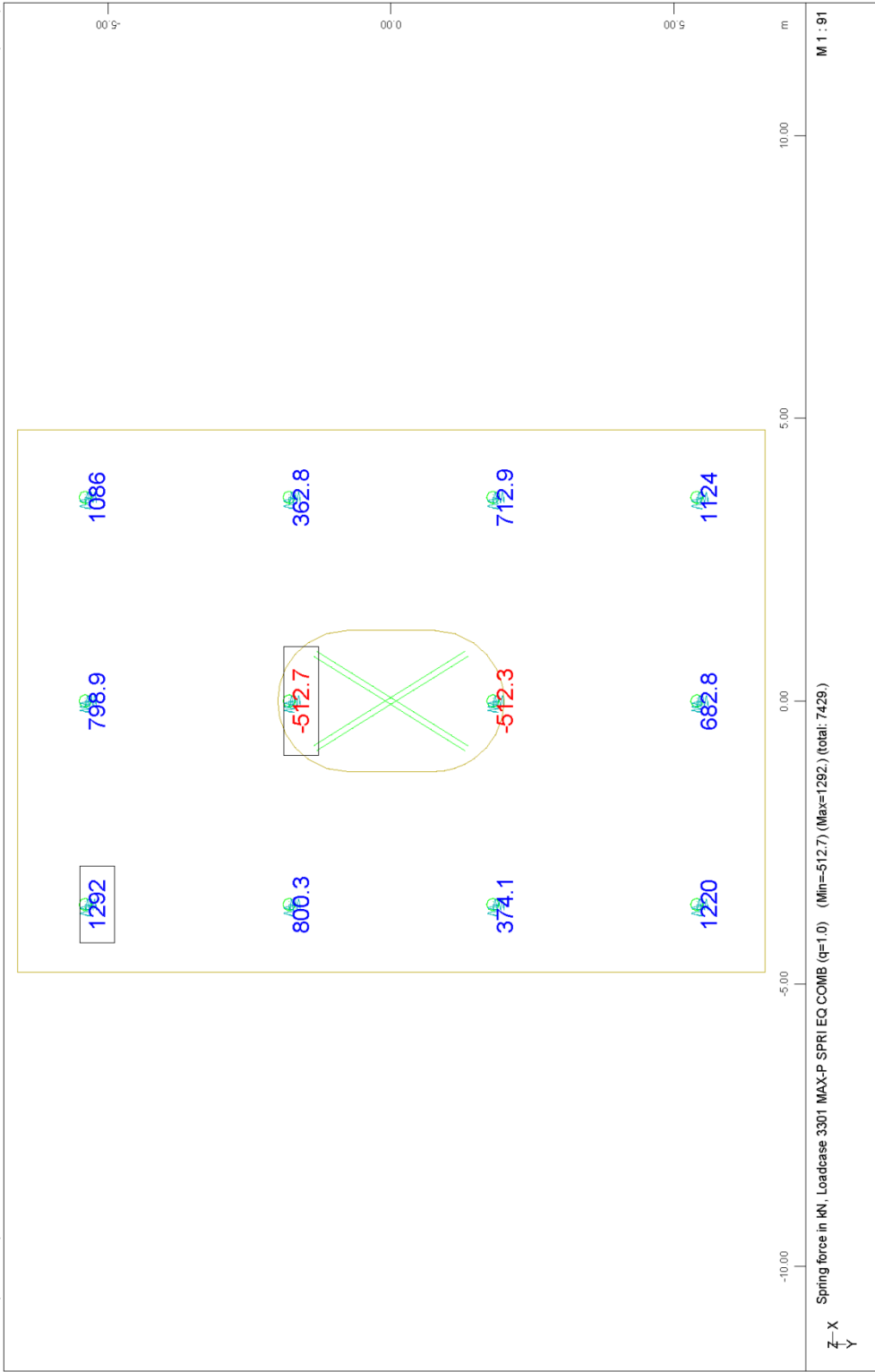
FOUNDATION OF PIER M6.D - STRUCTURE 2
 PILE CAP LOADINGS



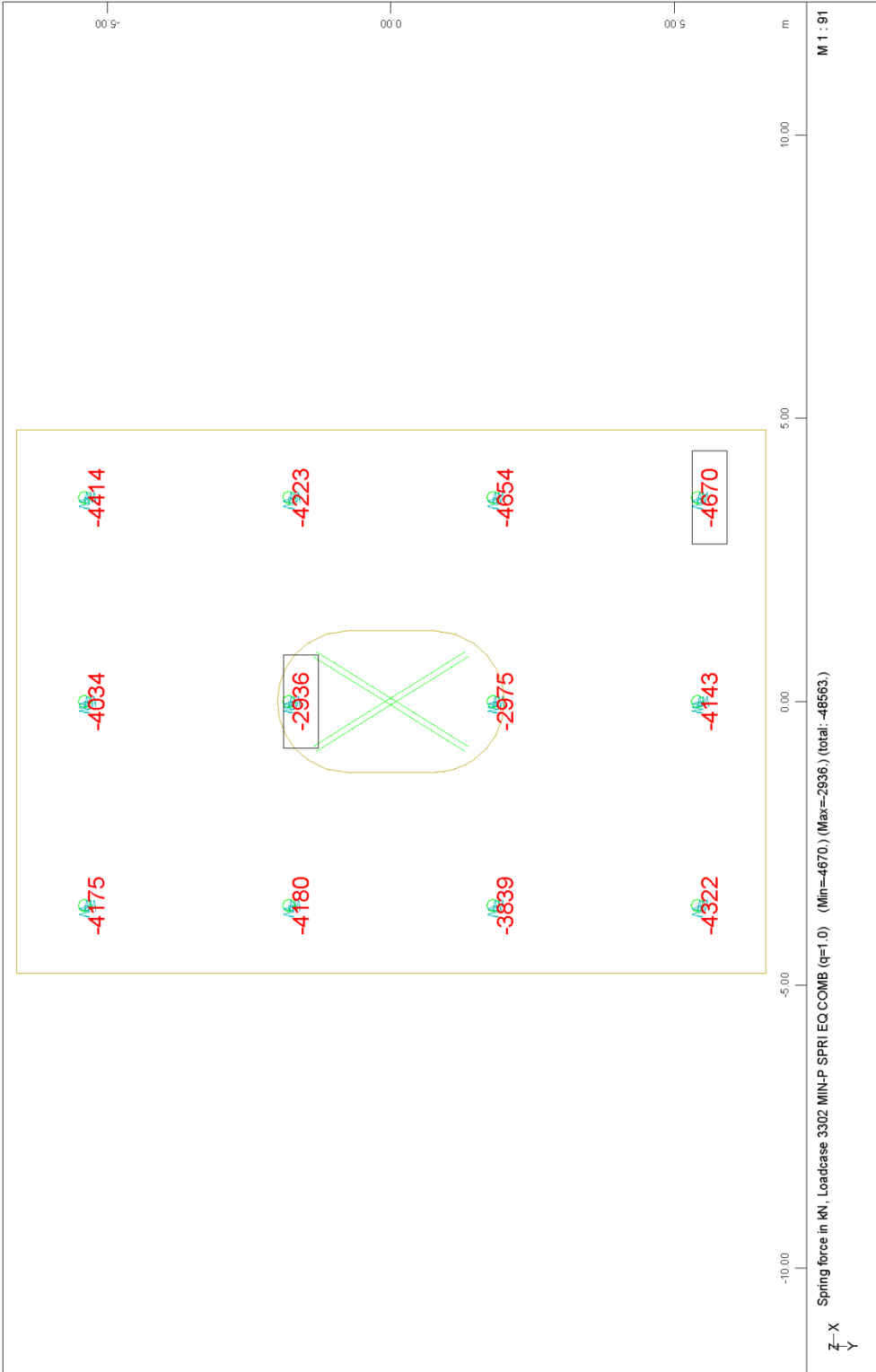
FOUNDATION OF PIER M6.D - STRUCTURE 2
PILE CAPACITY CHECK: STATIC LOADINGS - TENSION



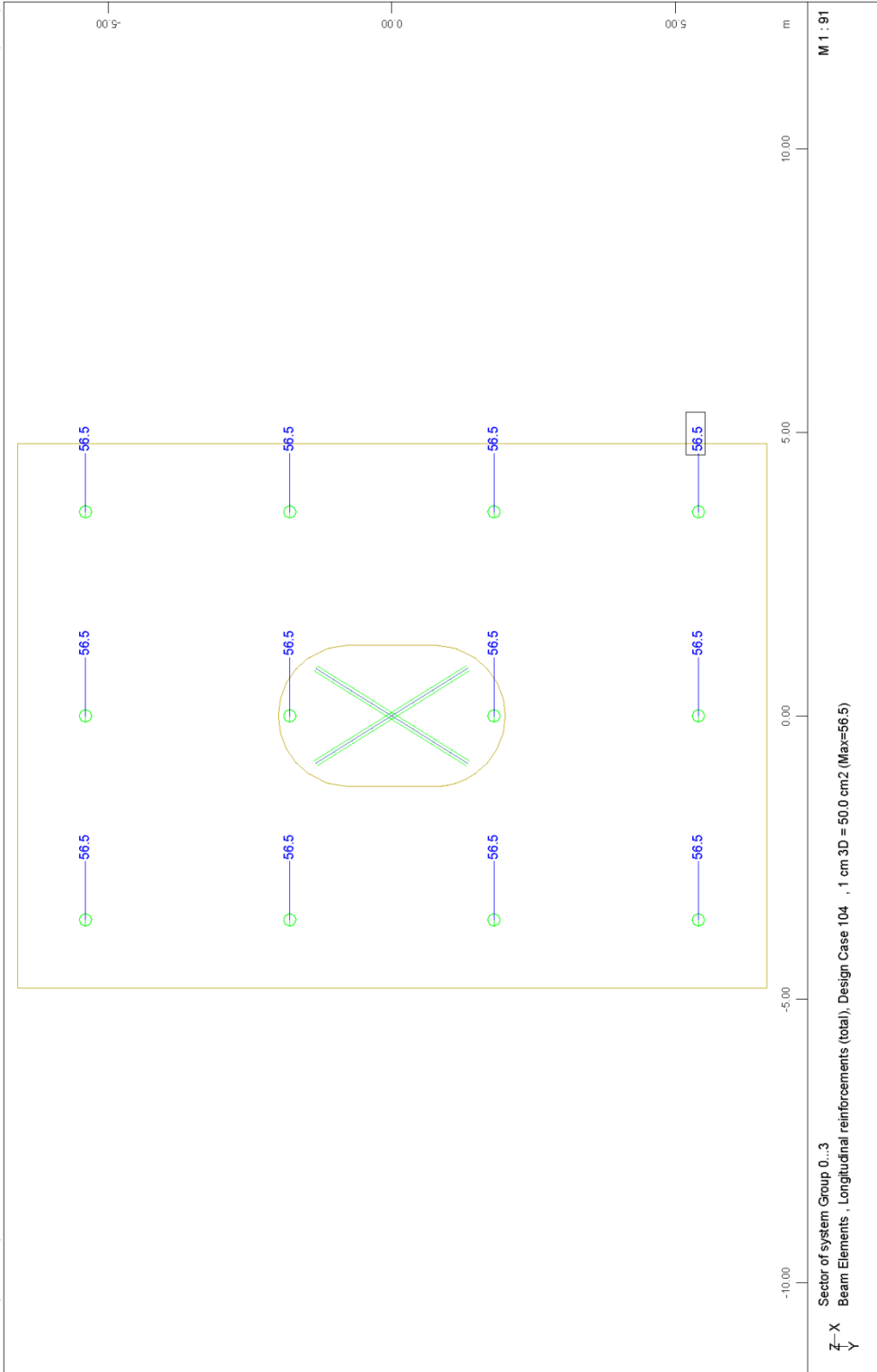
FOUNDATION OF PIER M6.D - STRUCTURE 2
PILE CAPACITY CHECK: STATIC LOADINGS - COMPRESSION

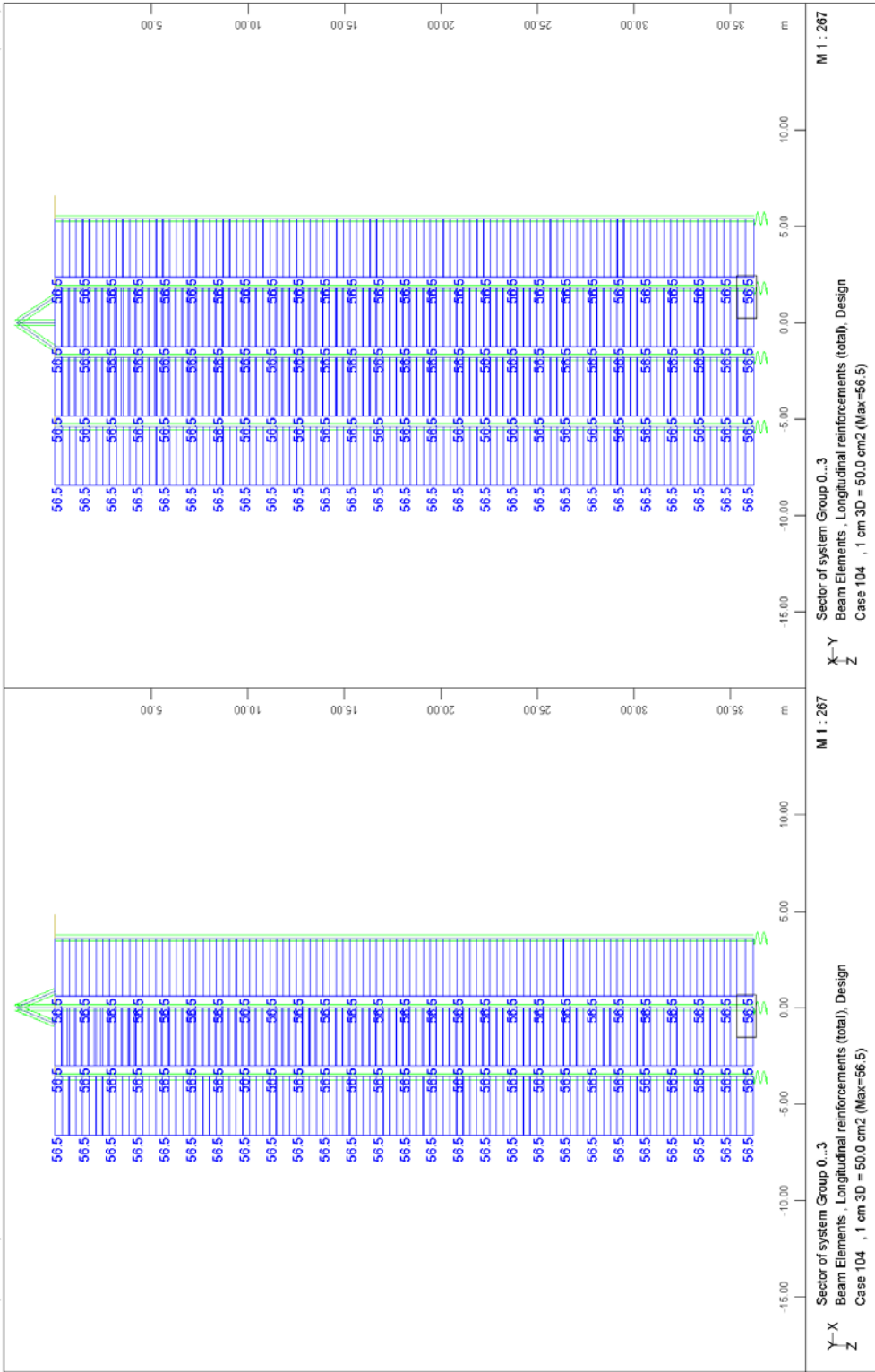


FOUNDATION OF PIER M6.D - STRUCTURE 2
 PILE CAPACITY CHECK: SEISMIC LOADINGS - TENSION

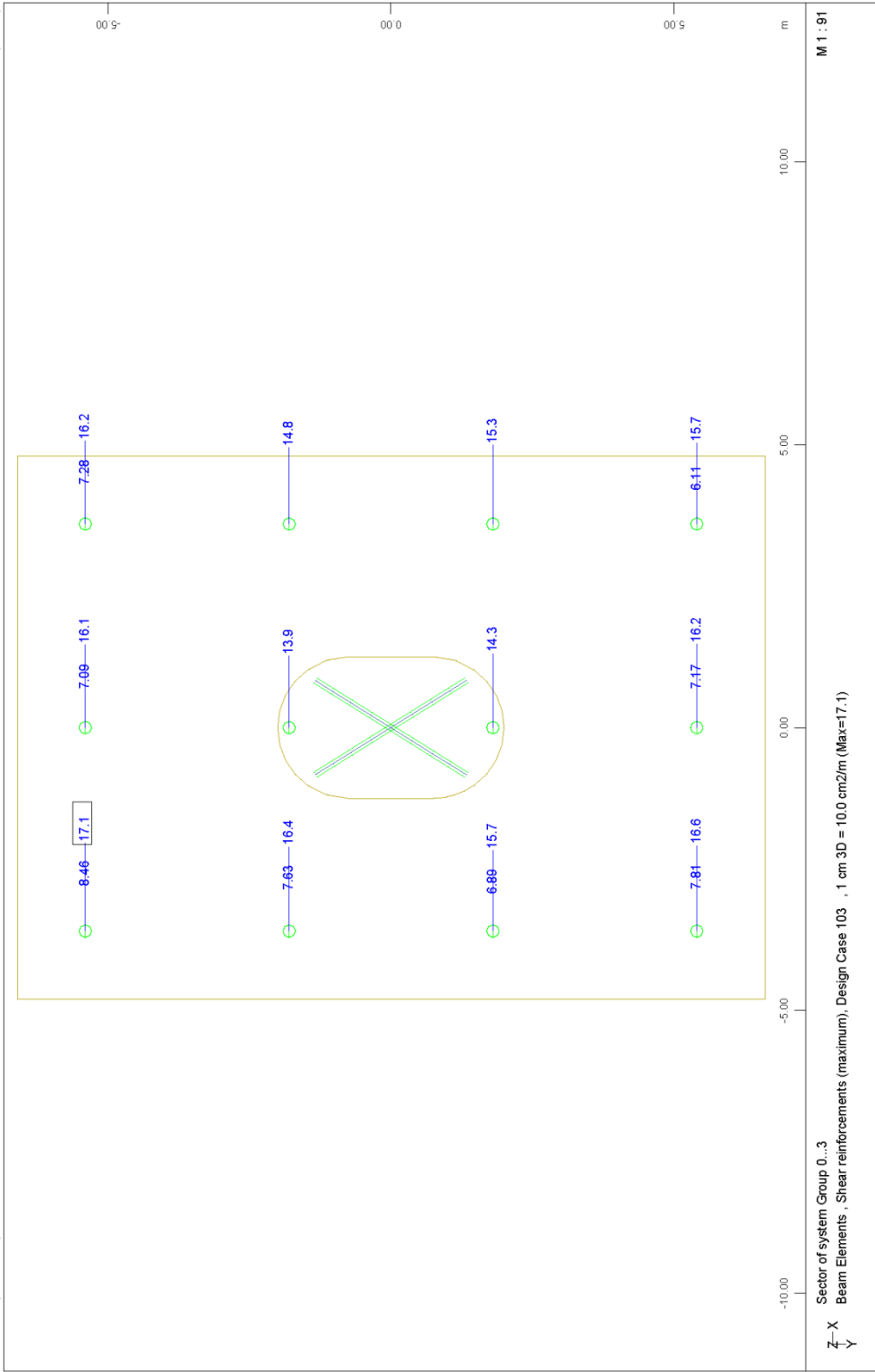


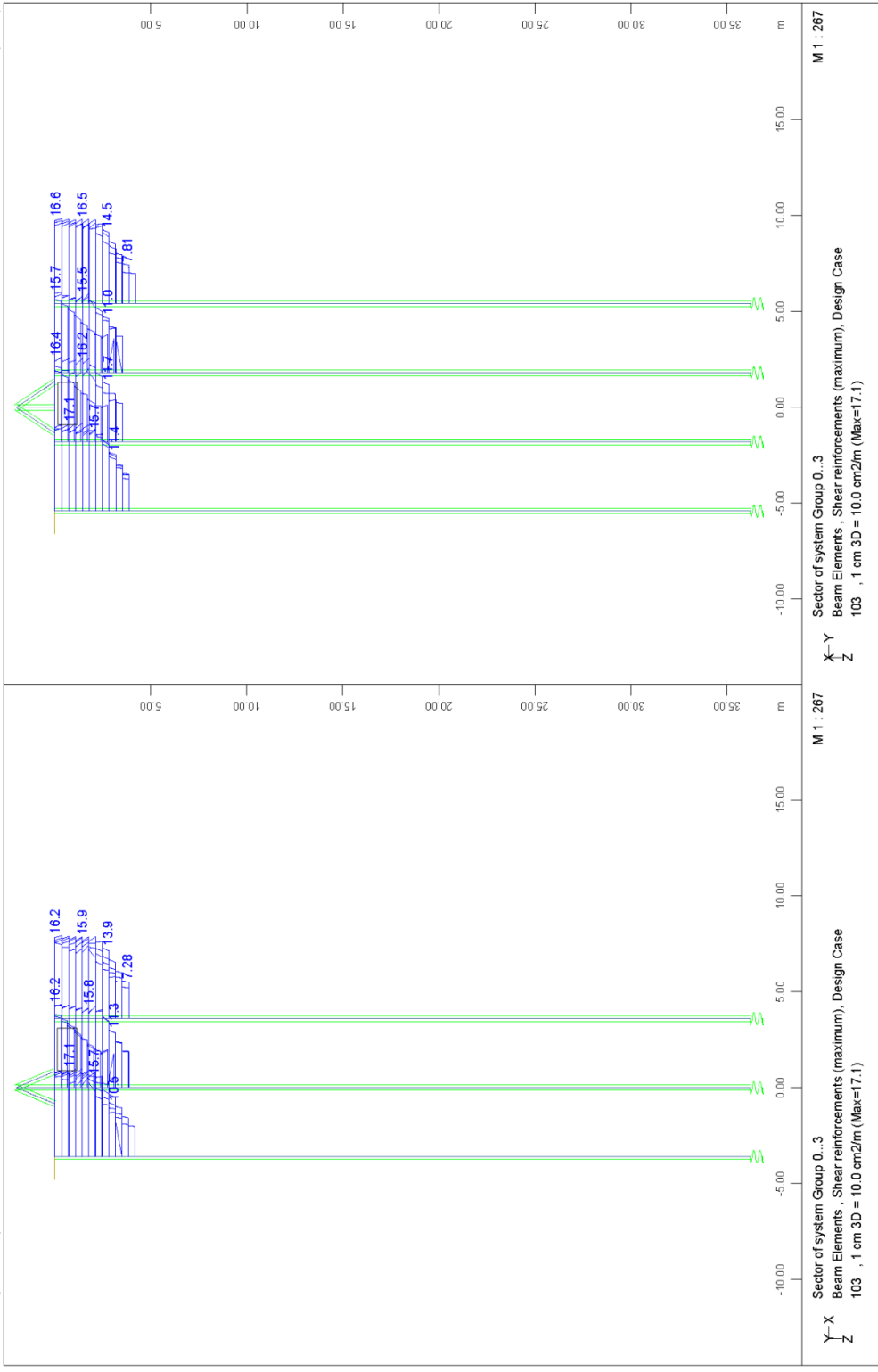
FOUNDATION OF PIER M6.D - STRUCTURE 2
PILE CAPACITY CHECK: SEISMIC LOADINGS - COMPRESSION



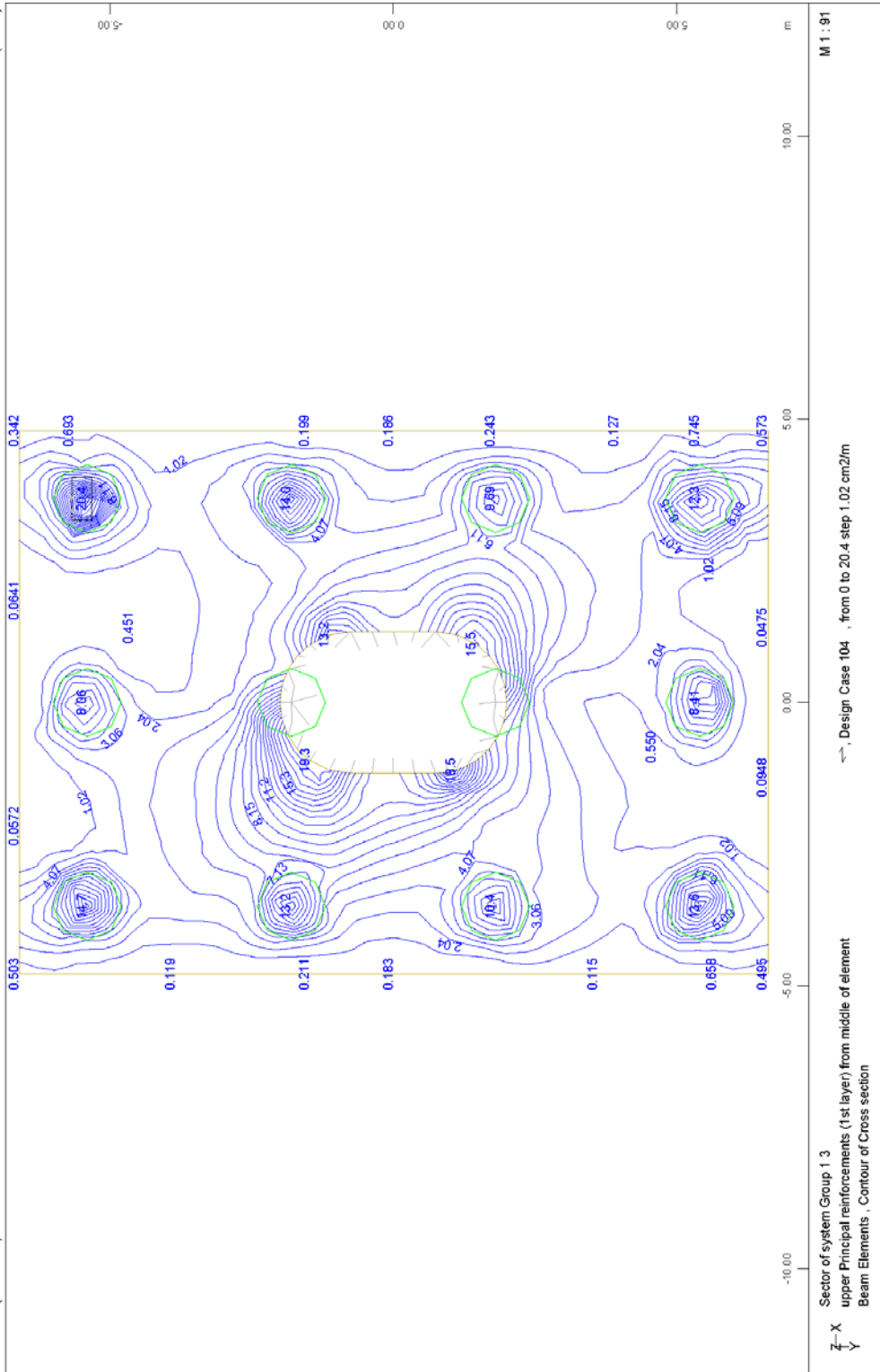


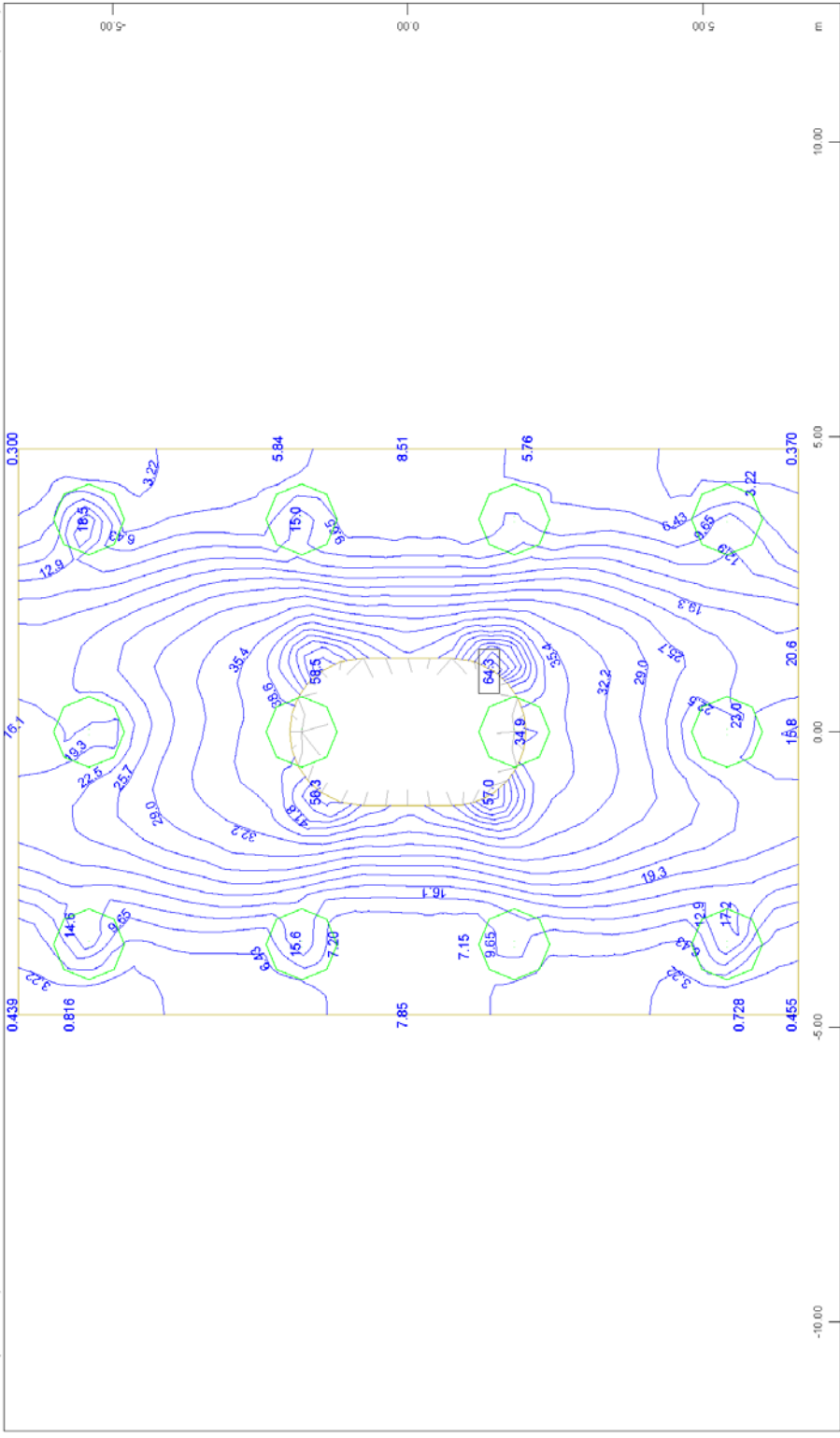
FOUNDATION OF PIER M6.D - STRUCTURE 2
PILES LONGITUDINAL REINFORCEMENT - DISTRIBUTION ALONG LENGTH





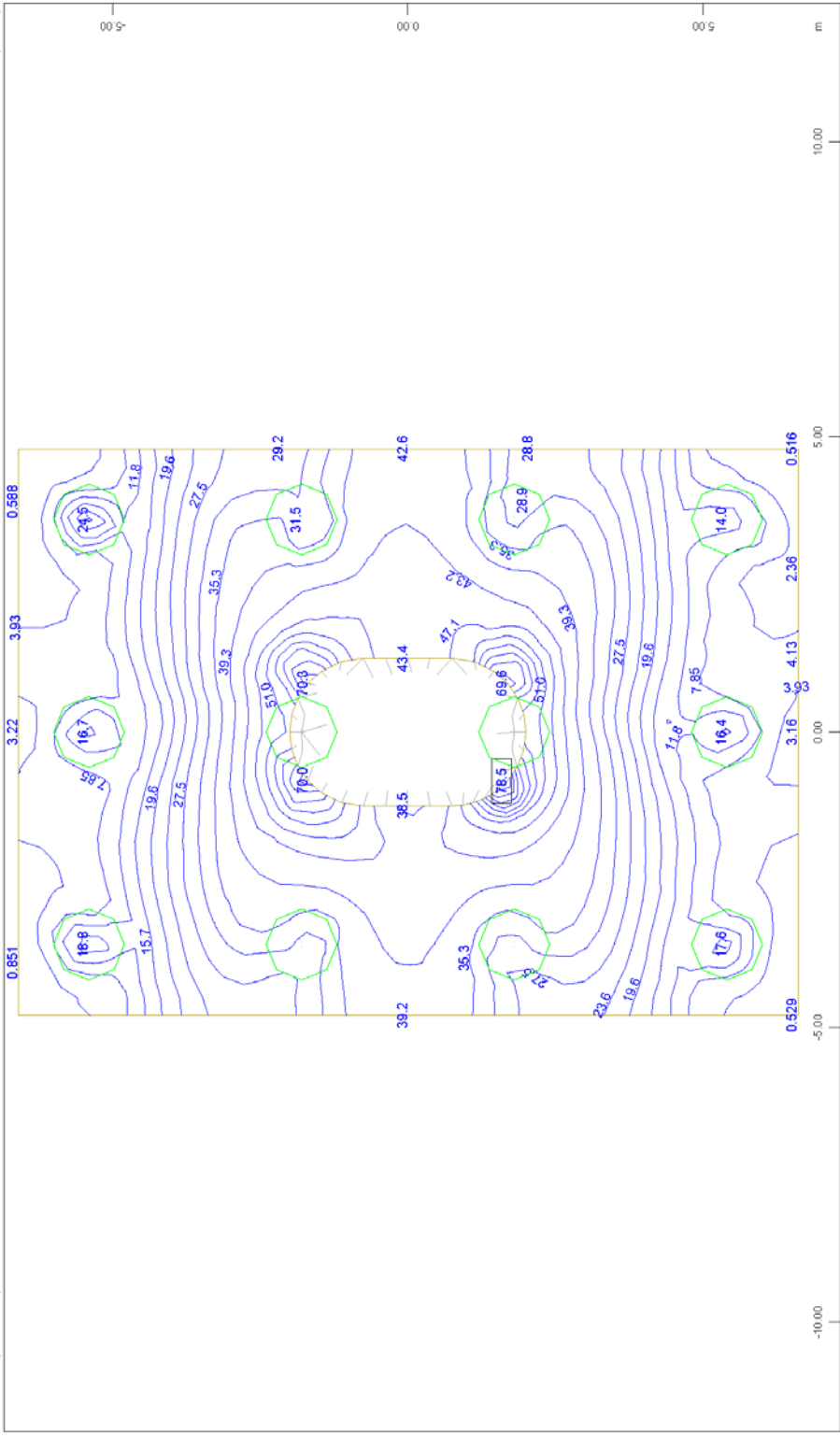
FOUNDATION OF PIER M6.D. - STRUCTURE 2
PILES TRANSVERSE REINFORCEMENT - DISTRIBUTION ALONG LENGTH





Sector of system Group 1 3
 lower Principal reinforcements (1st layer) from middle of element
 Beam Elements , Contour of Cross section
 Design Case 104 , from 0 to 64.3 step 3.22 cm2/m
 M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M6.D - STRUCTURE 2
 HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: BOTTOM LONGITUDINAL

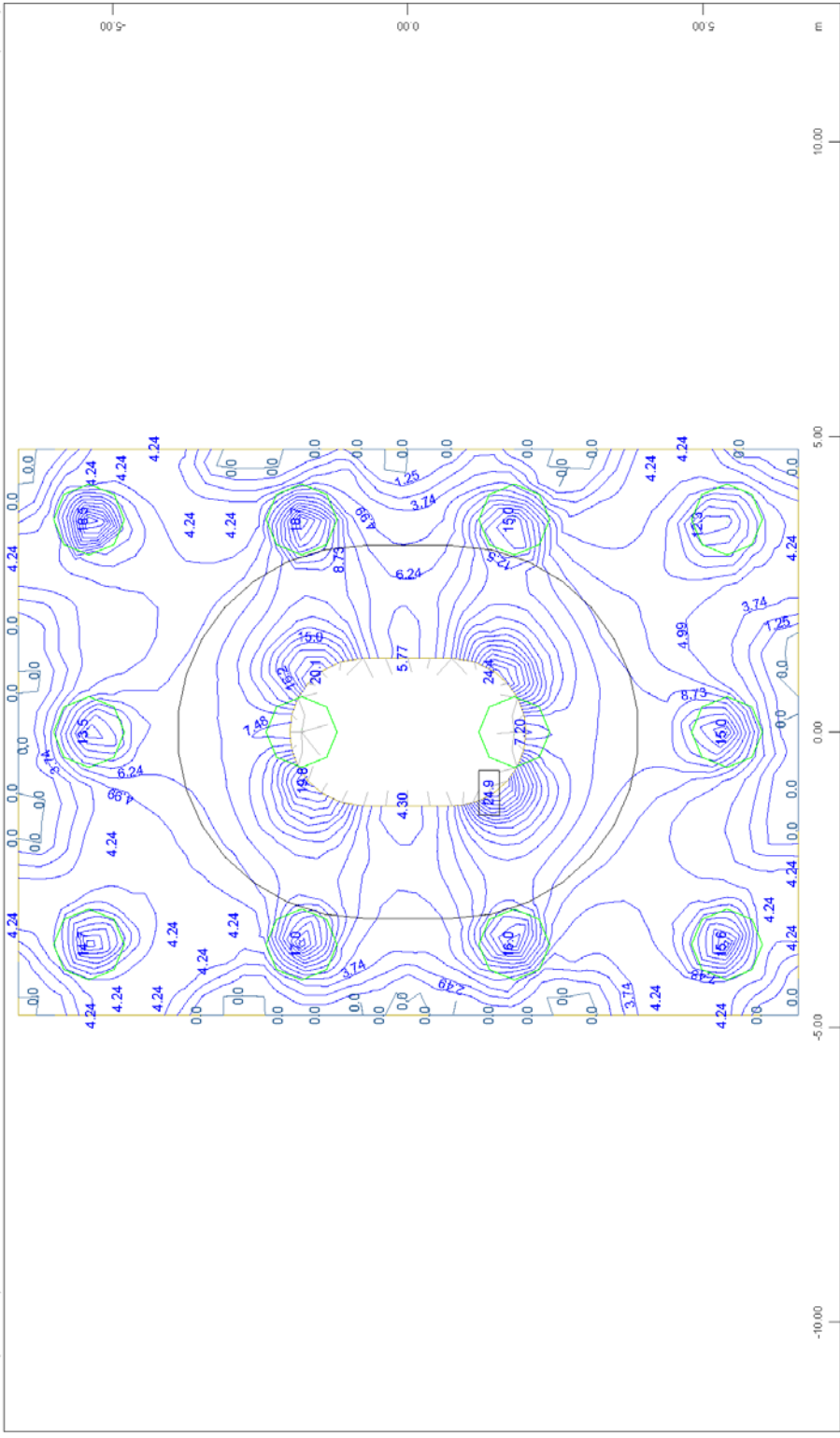


Sector of system Group 1 3
 lower Cross reinforcements (2nd layer) from middle of element
 Beam Elements , Contour of Cross section

Design Case 104 , from 0 to 78.5 step 3.93 cm2/m

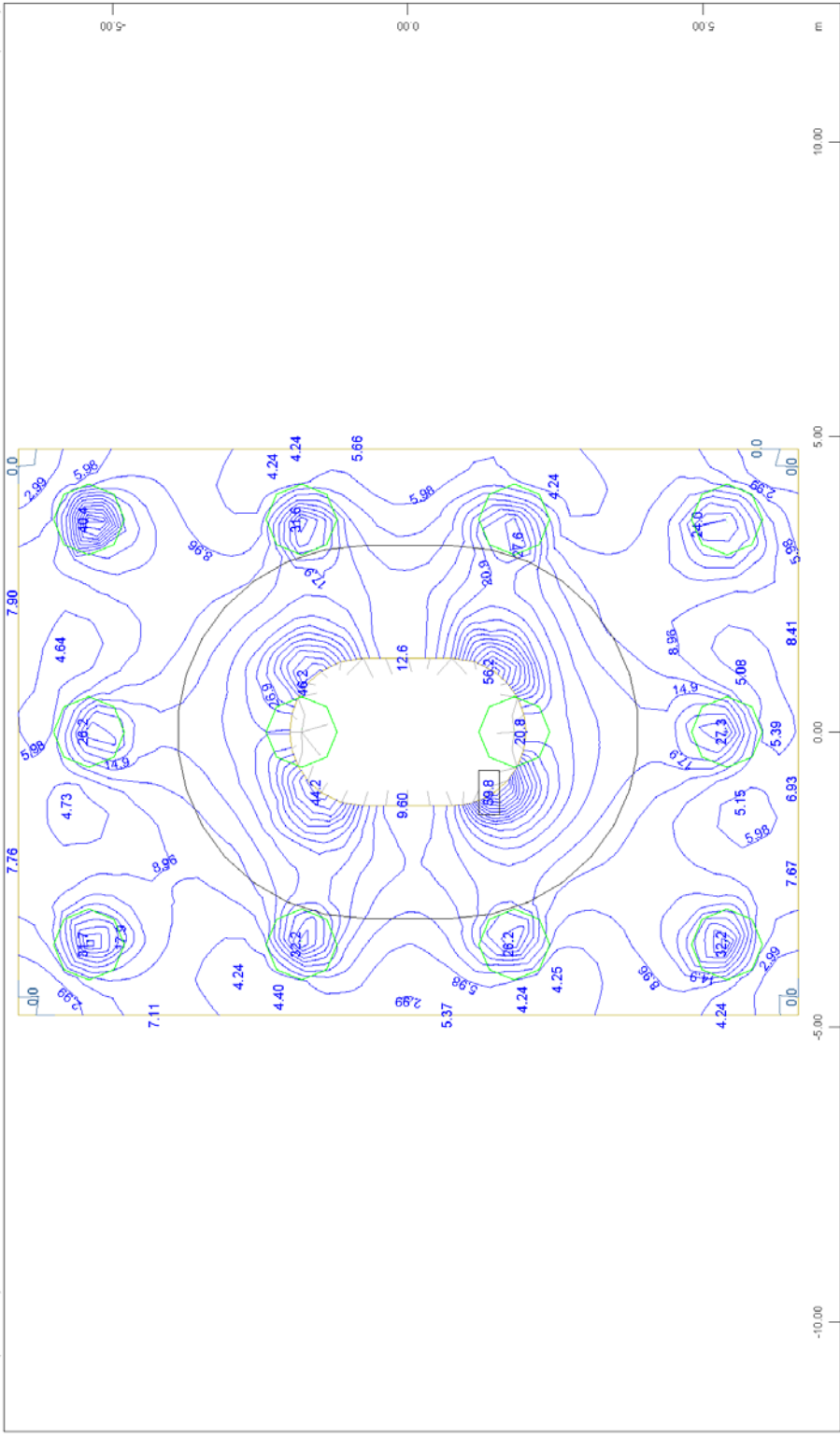
M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M6.D - STRUCTURE 2
 HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: BOTTOM TRANSVERSE



\vec{z} - X
 \vec{y} - Y
 Sector of system Group 1 3
 Shear reinforcement from middle of element
 Beam Elements , Contour of Cross section
 ○ , Design Case 2 , from 0 to 24.9 step 1.25 cm²/m²
 M 1 : 91

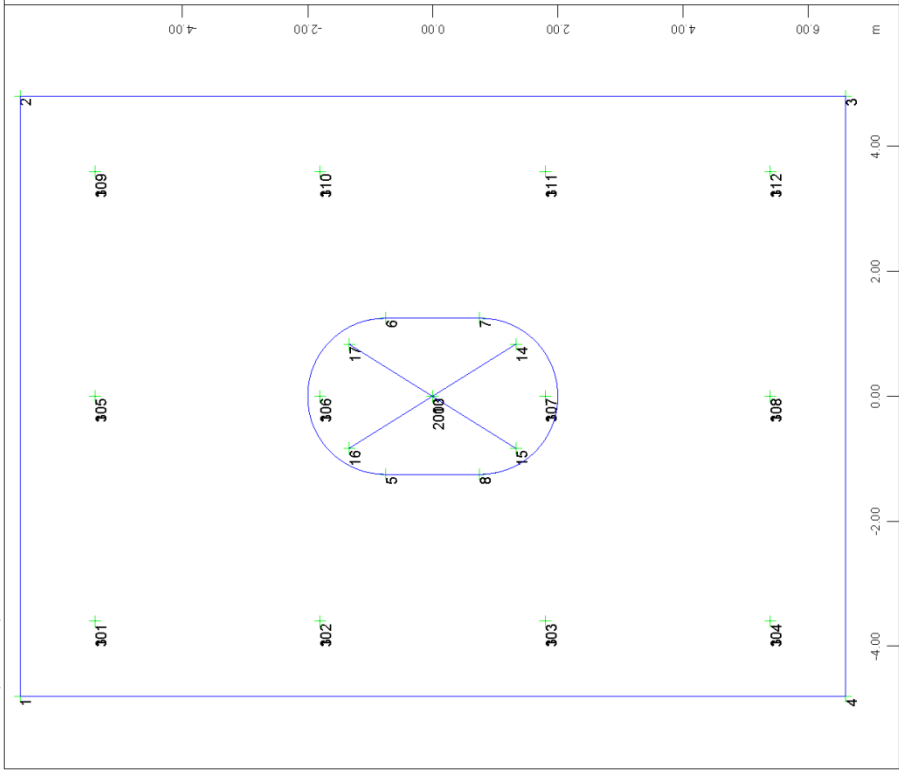
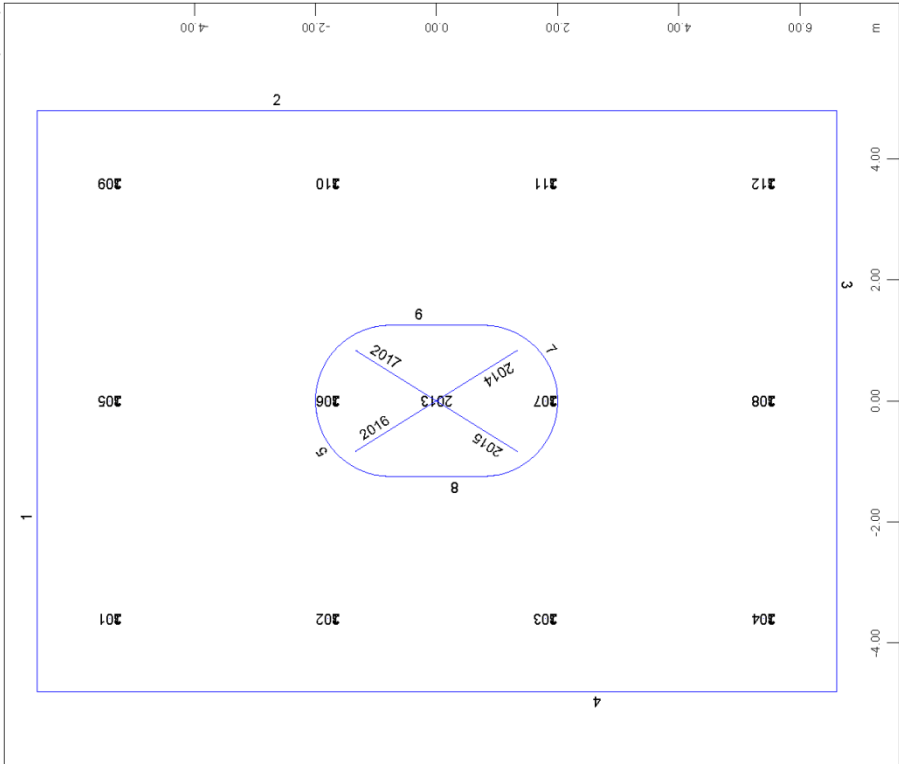
FOUNDATION OF PIER M6.D - STRUCTURE 2
 HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: SHEAR REINFORCEMENT FOR ULS COMBINATION



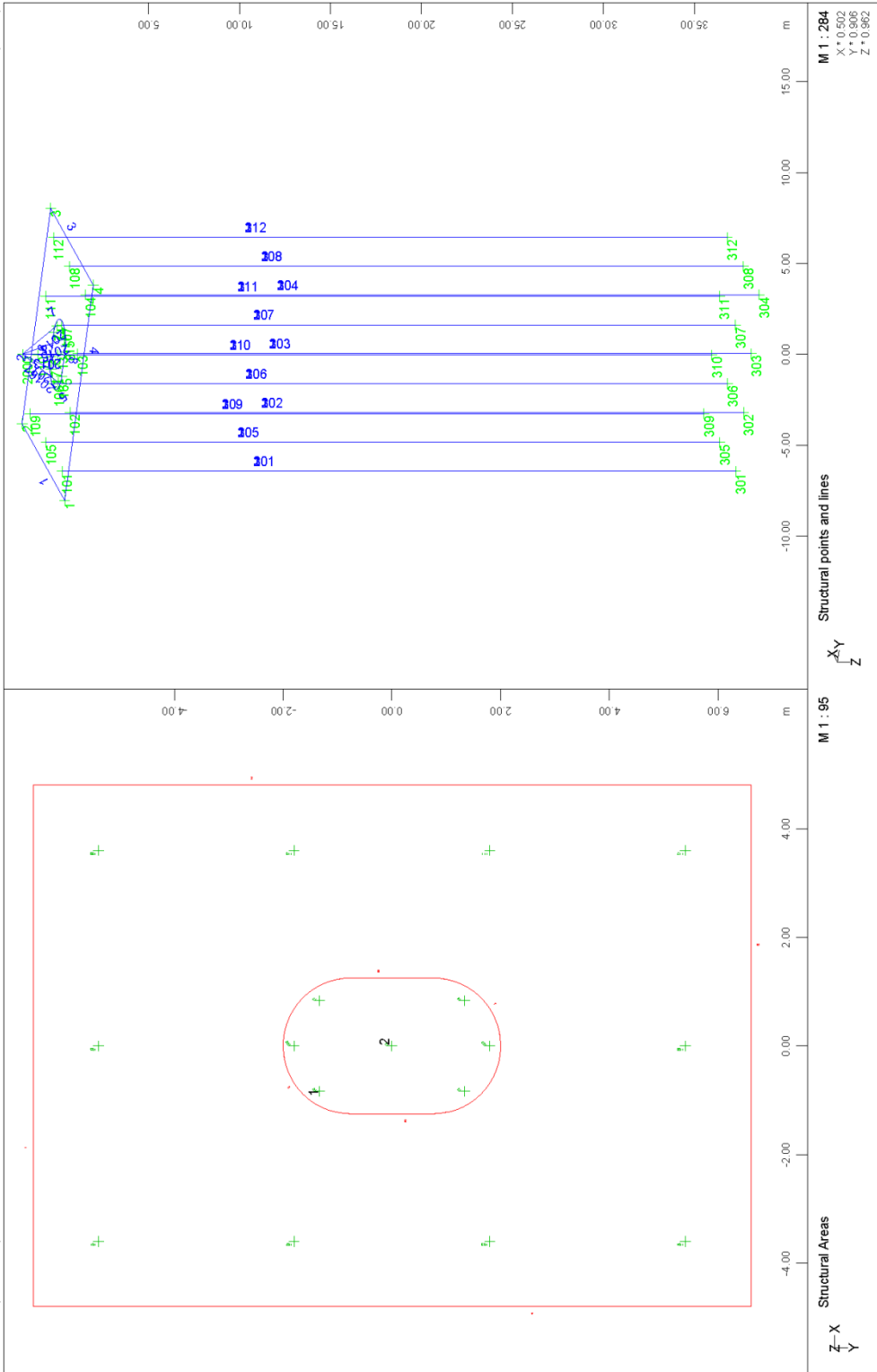
Sector of system Group 13
 Shear reinforcement from middle of element
 Beam Elements , Contour of Cross section
 ○ Design Case 3 ULS design , from 0 to 59.8 step 2.98 cm²/m²
 M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M6.D - STRUCTURE 2
 HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: SHEAR REINFORCEMENT FOR EQ COMBINATION

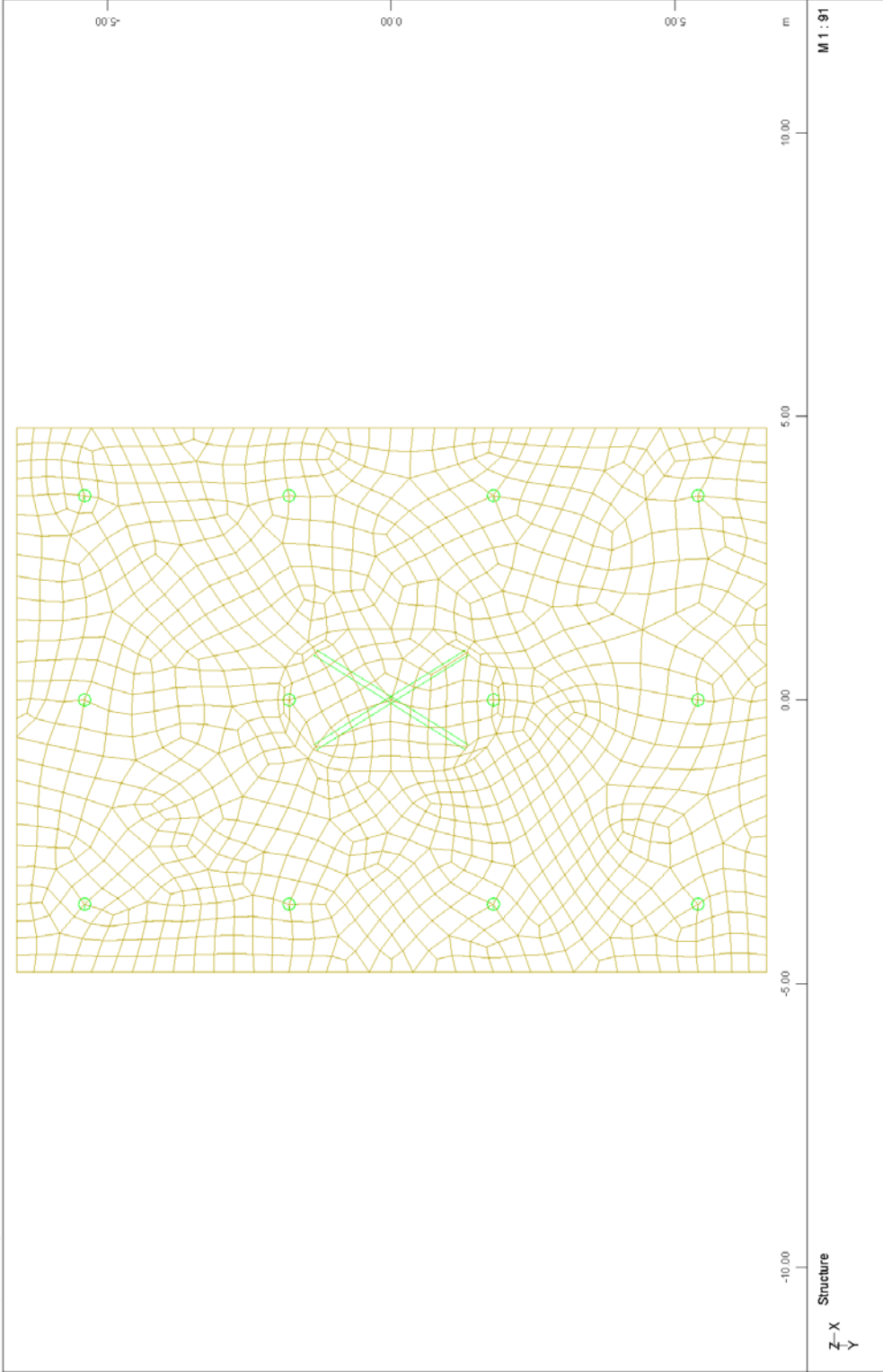
5.2.3 Απόσπασμα υπολογισμών θεμελίωσης μεσοβάθρου Μ7.Δ



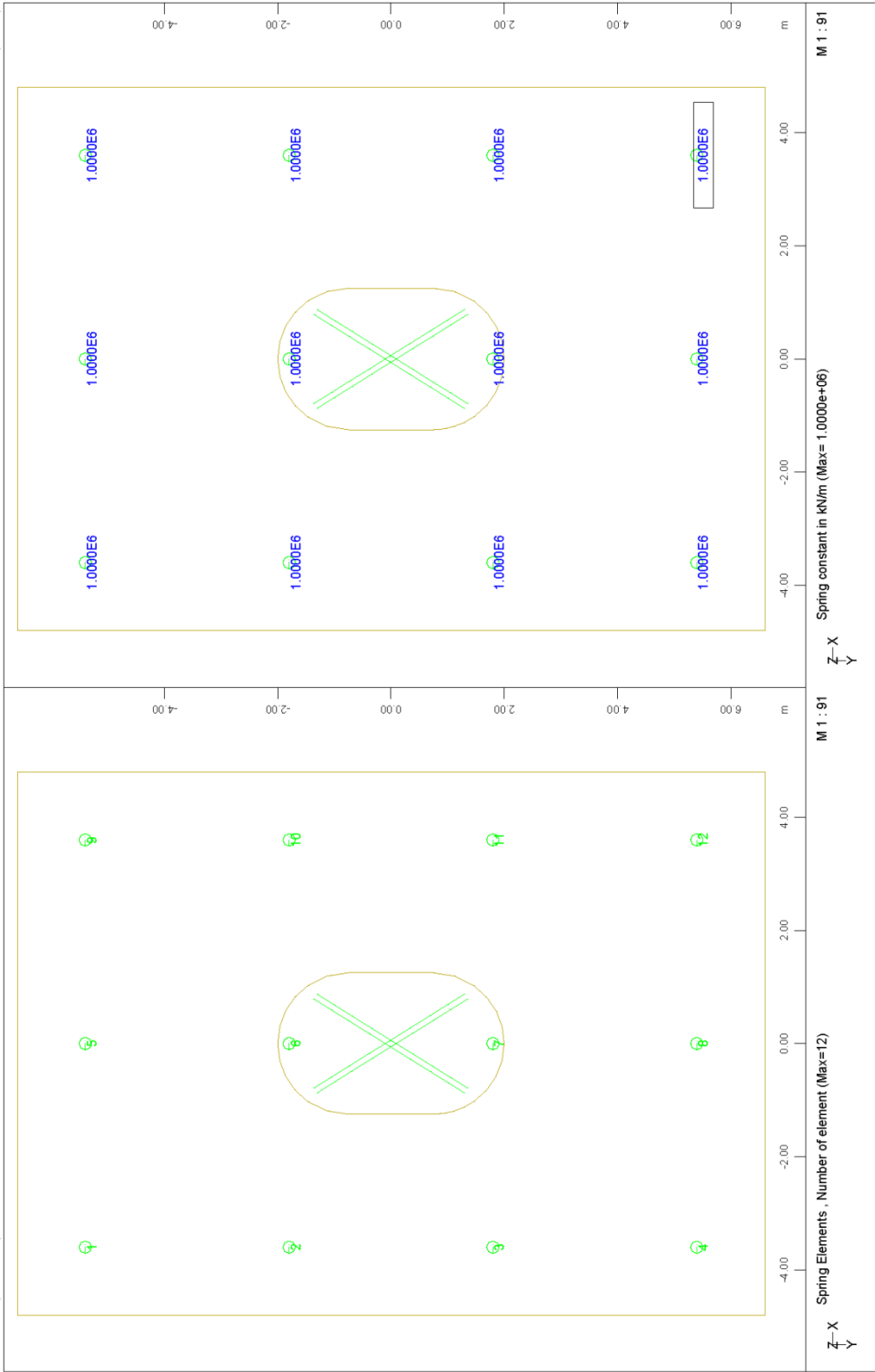
FOUNDATION OF PIER M7.D - STRUCTURE 2
GEOMETRIC POINTS AND LINES



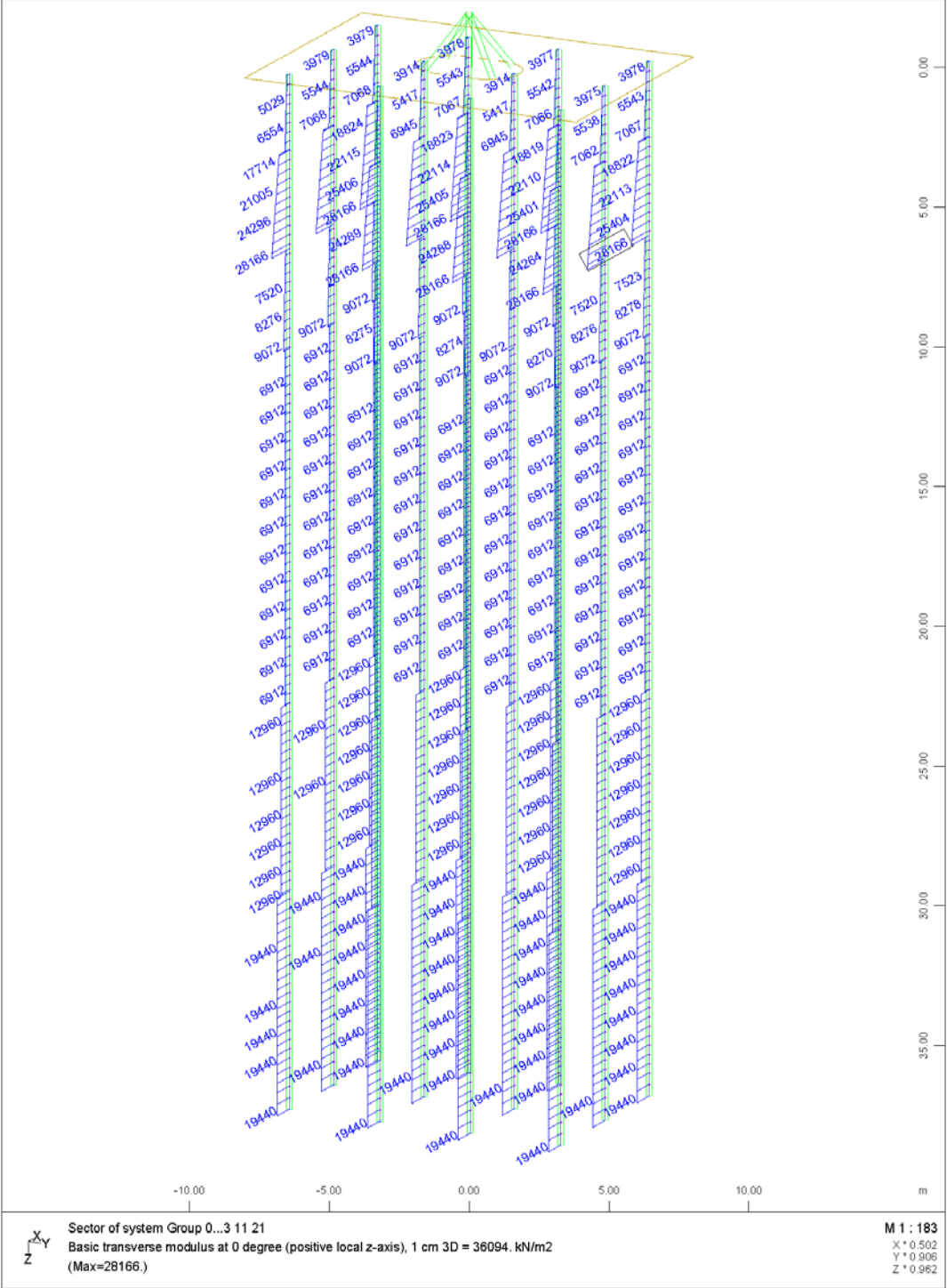
FOUNDATION OF PIER M7.D - STRUCTURE 2
NUMBERING OF AREAS, POINTS AND LINES

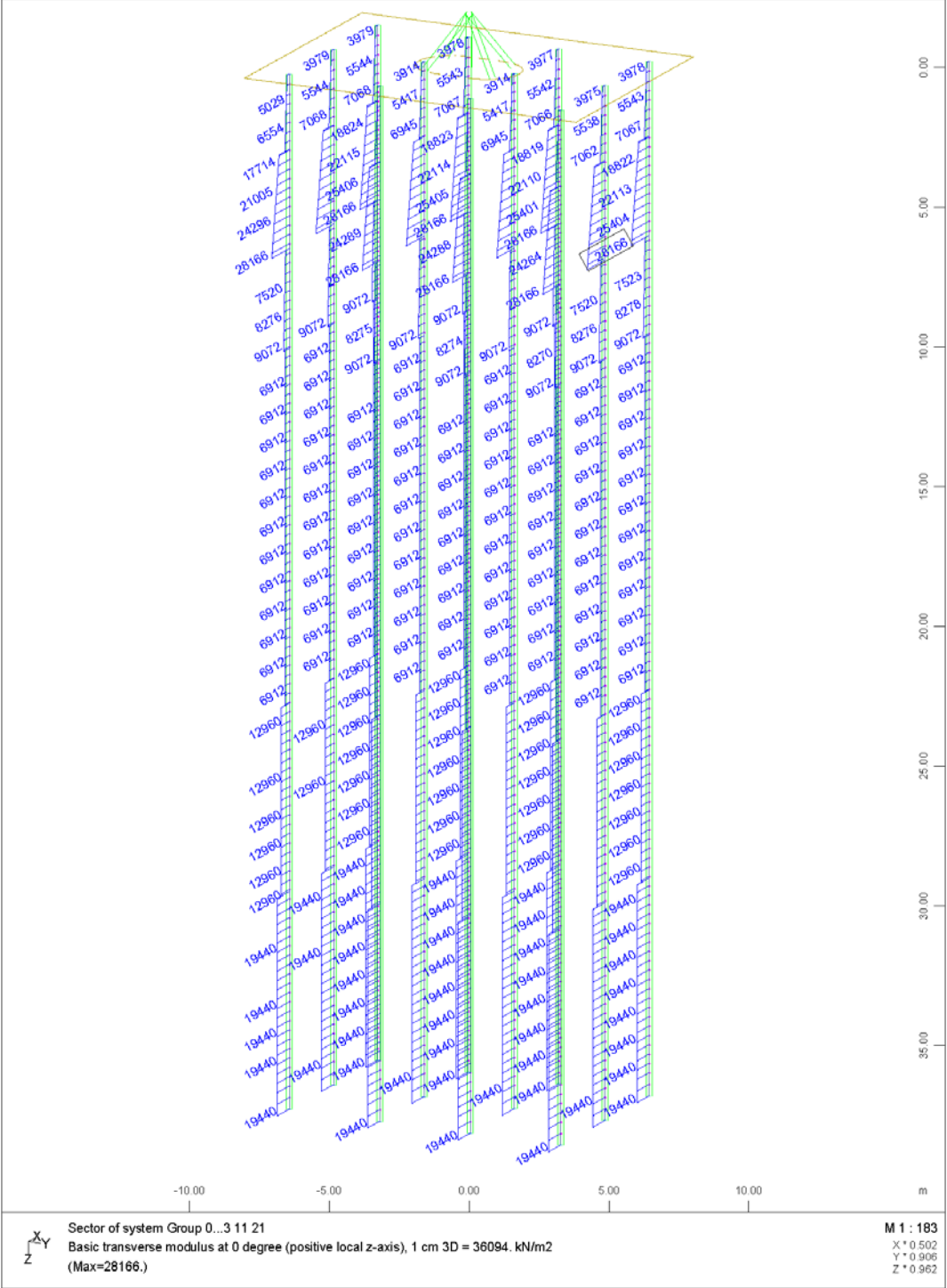


FOUNDATION OF PIER M7.D. - STRUCTURE 2
PILE CAP FINITE ELEMENT MESH

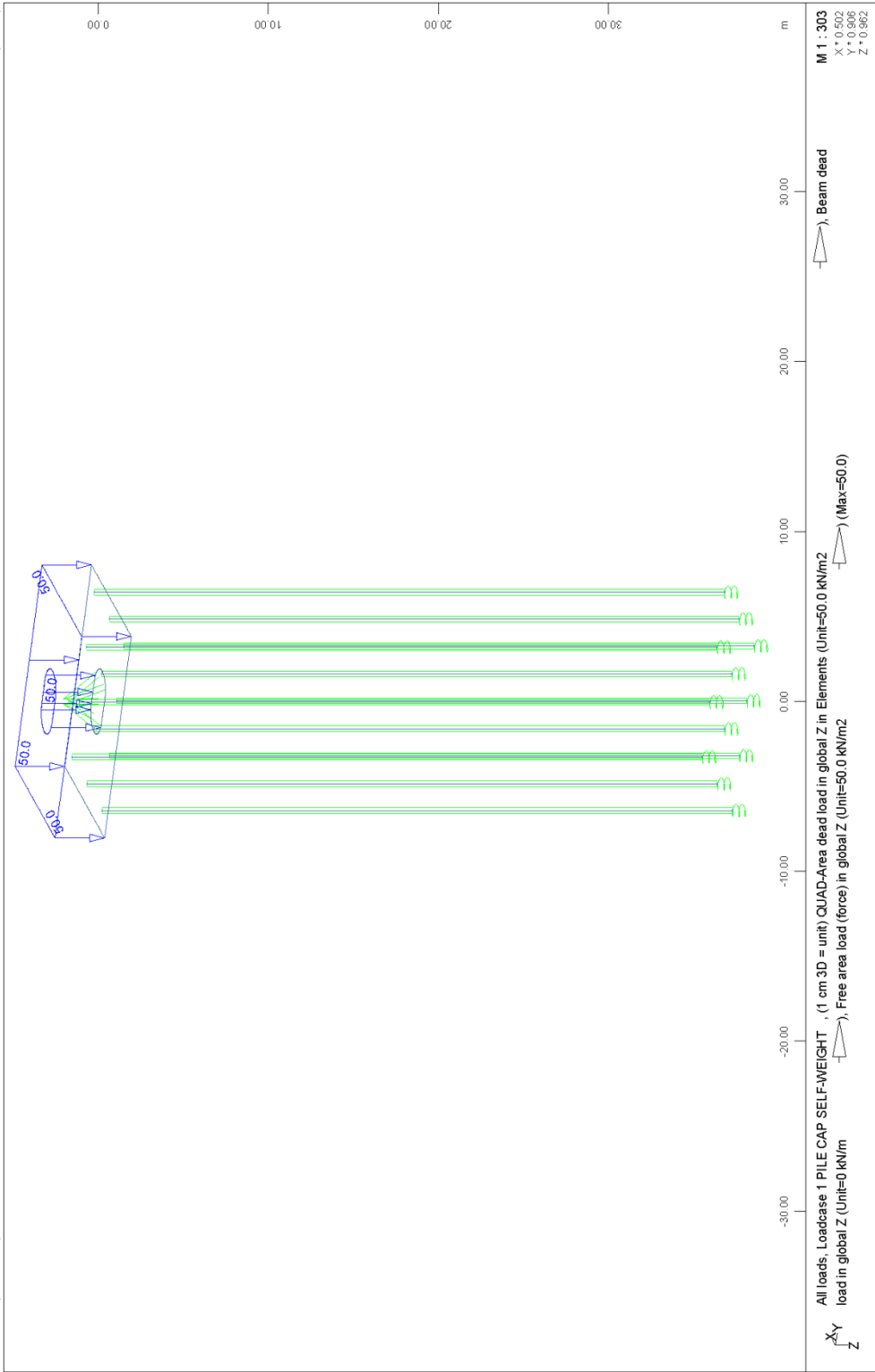


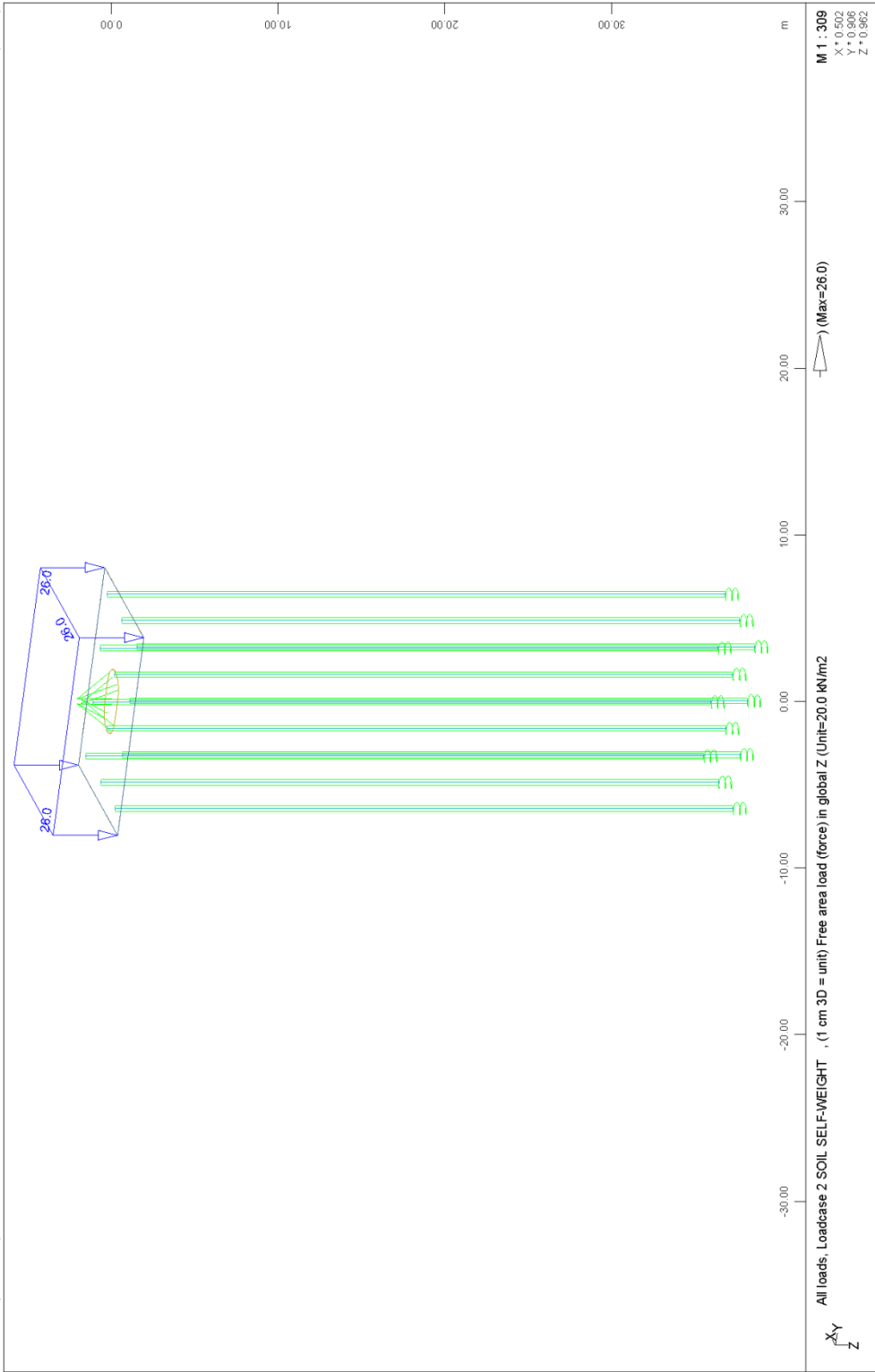
FOUNDATION OF PIER M7.D - STRUCTURE 2
NUMBERING AND STIFFNESS OF PILE TIP SPRINGS



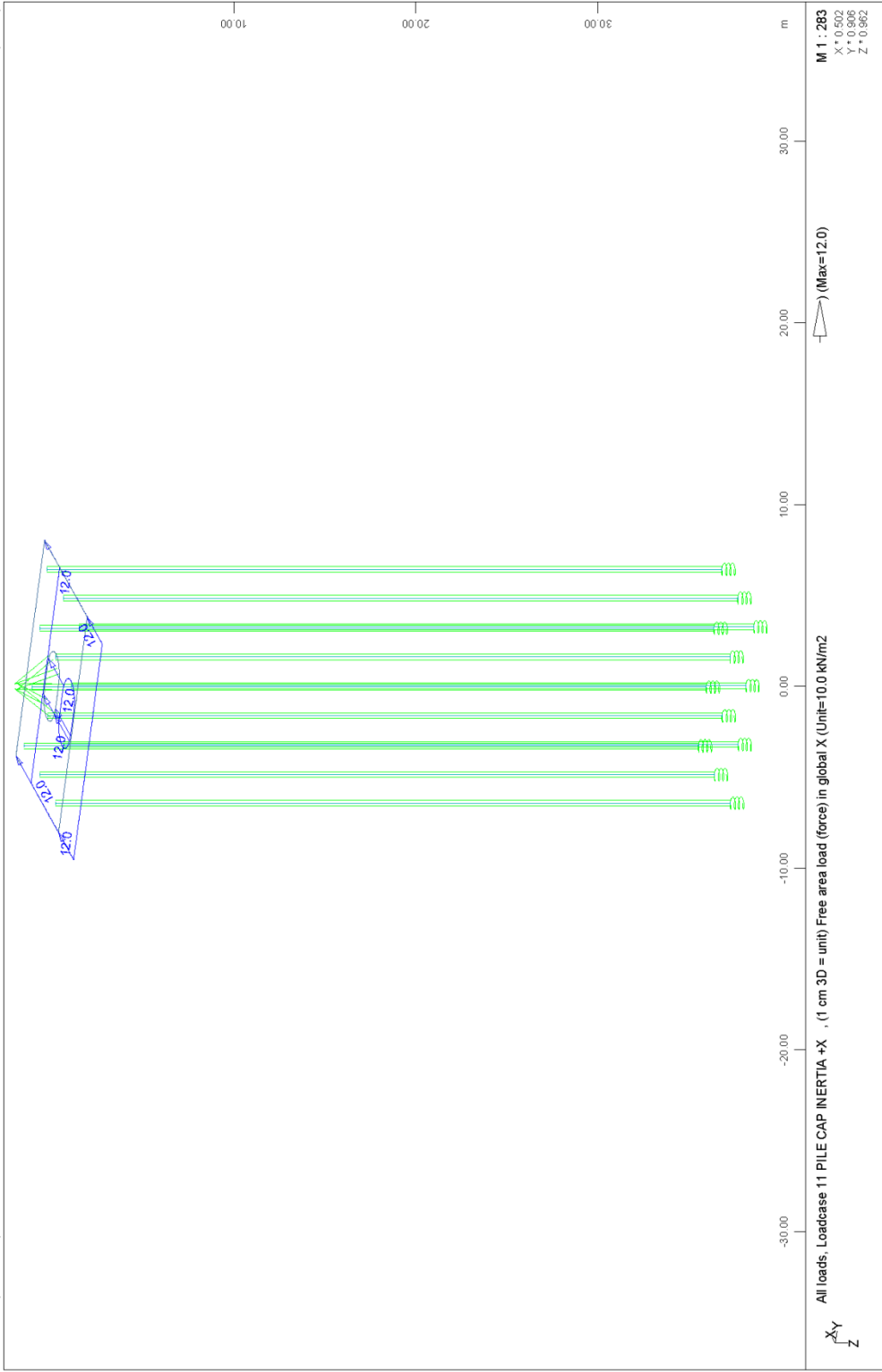


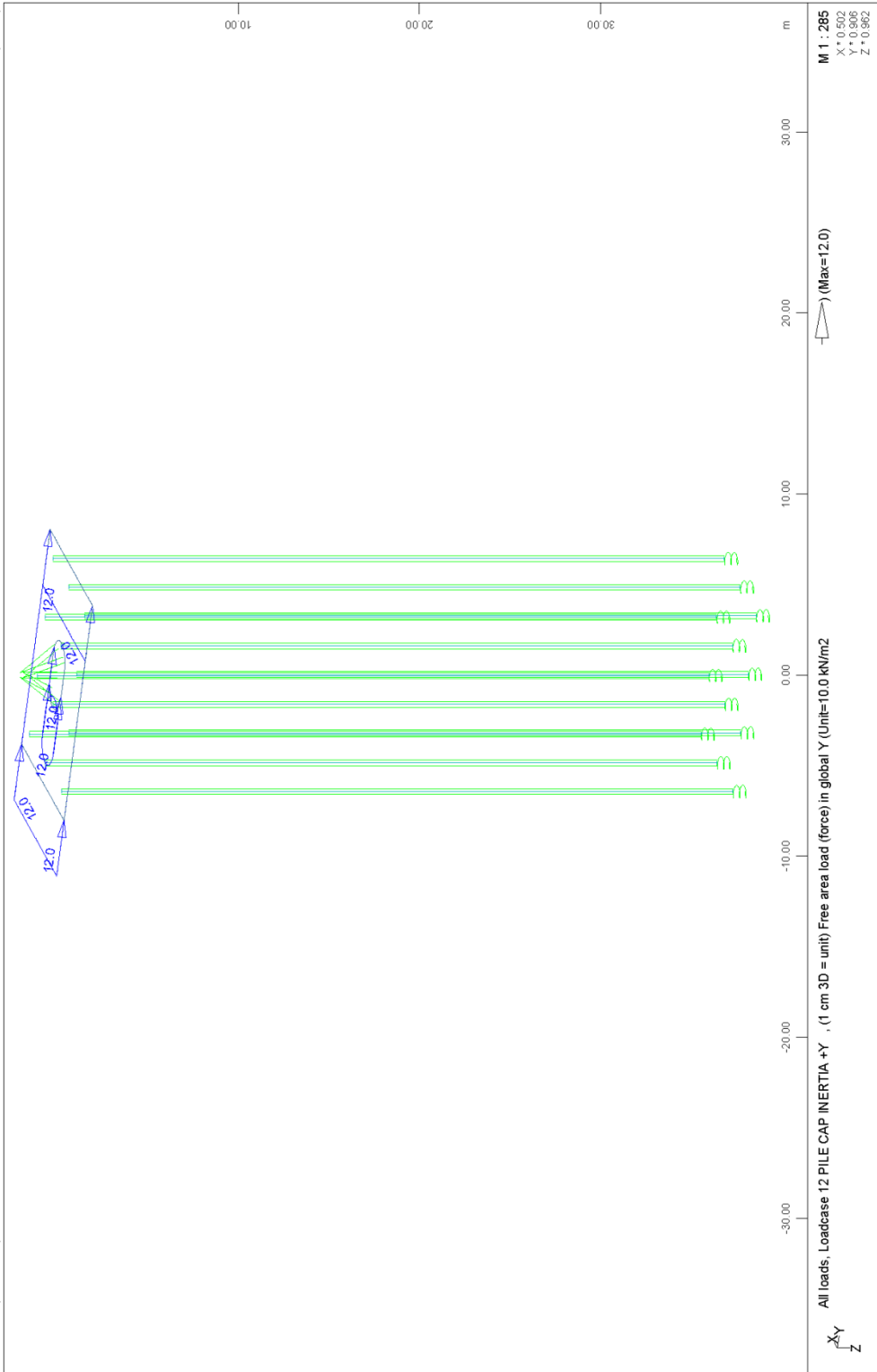
FOUNDATION OF PIER M7.D - STRUCTURE 2
 TRANSVERSE SOIL INDEX (SEISMIC LOADINGS)



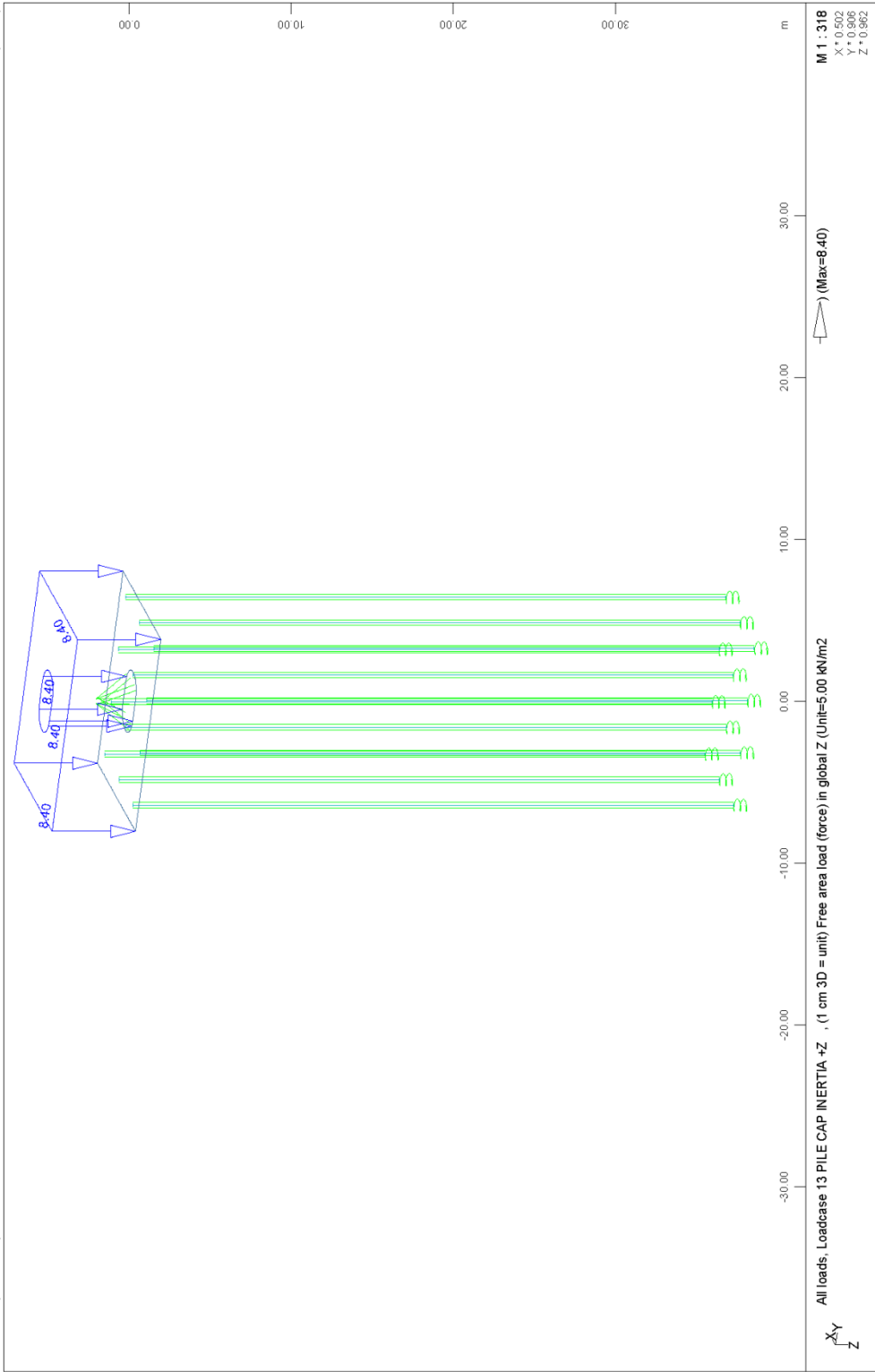


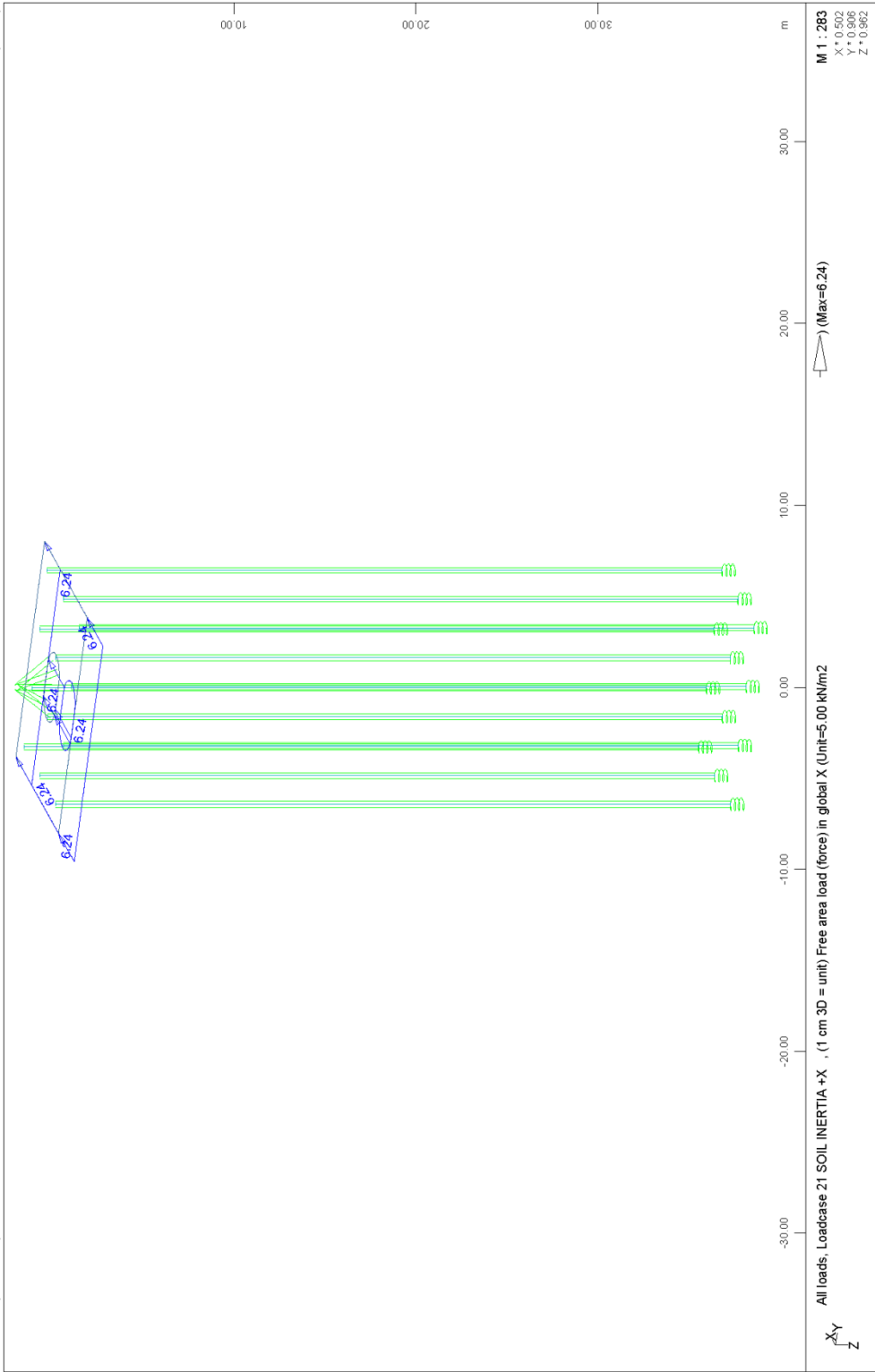
FOUNDATION OF PIER M7.D - STRUCTURE 2
PILE CAP LOADINGS



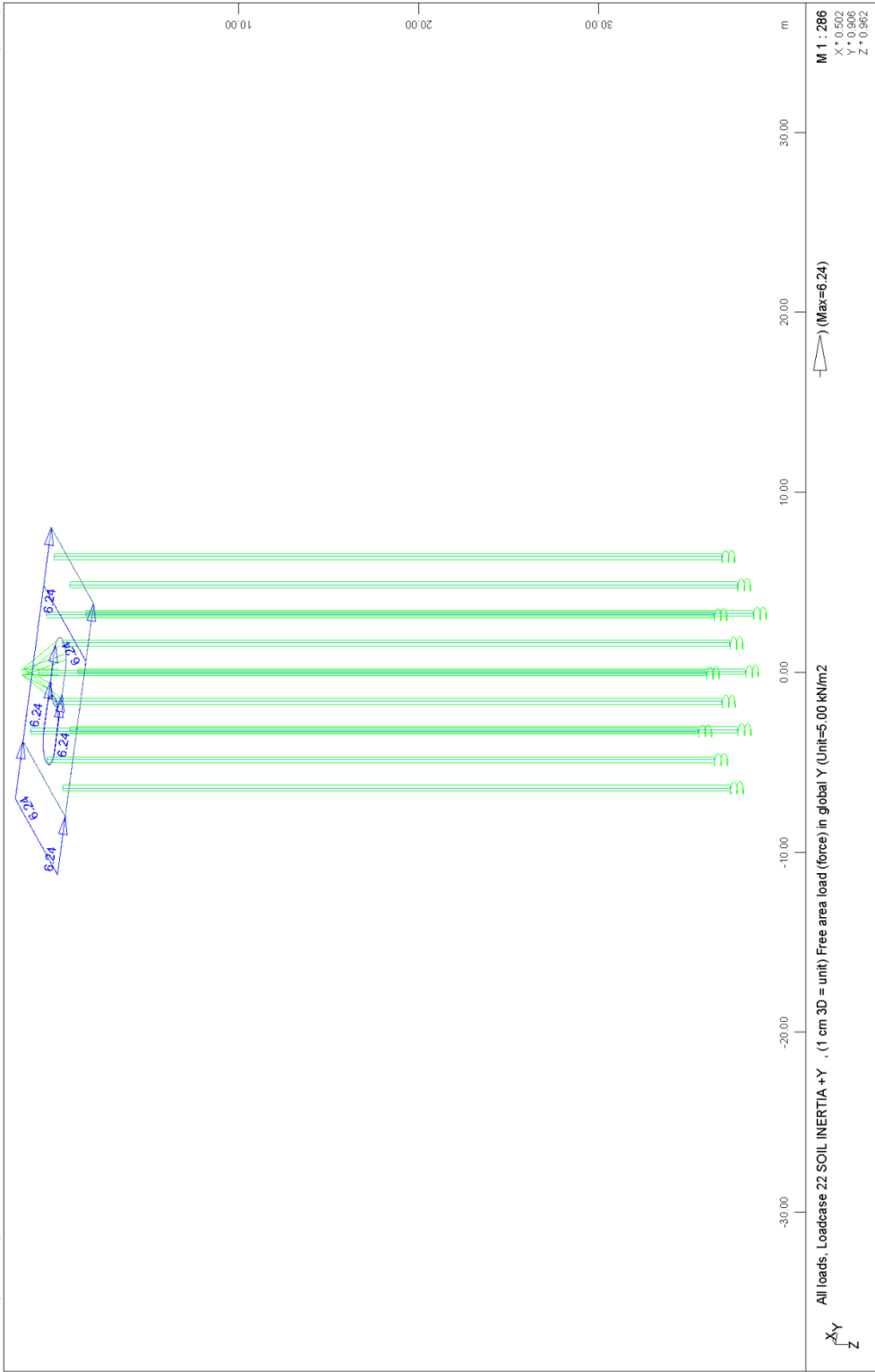


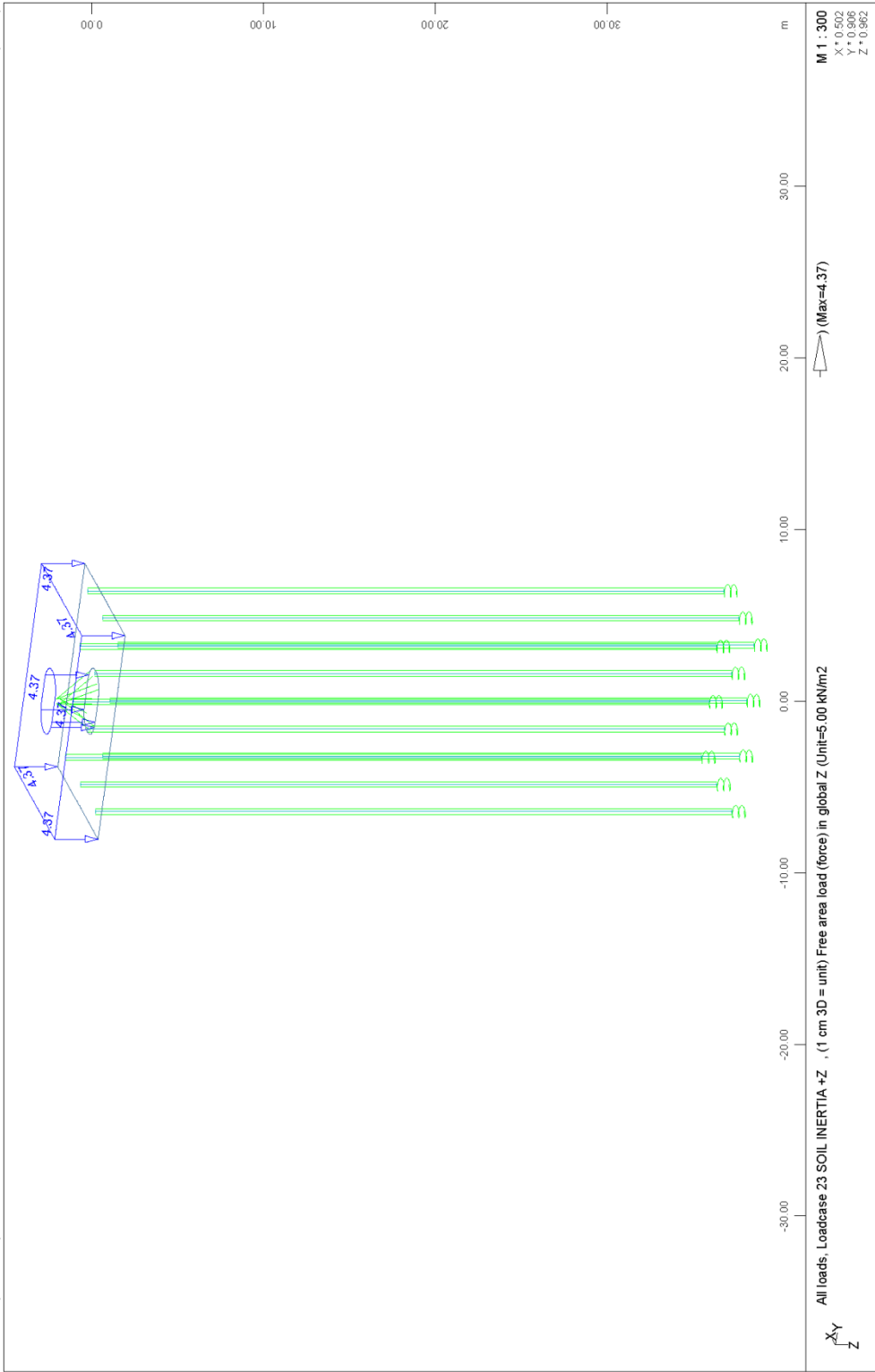
FOUNDATION OF PIER M7.D - STRUCTURE 2
PILE CAP LOADINGS



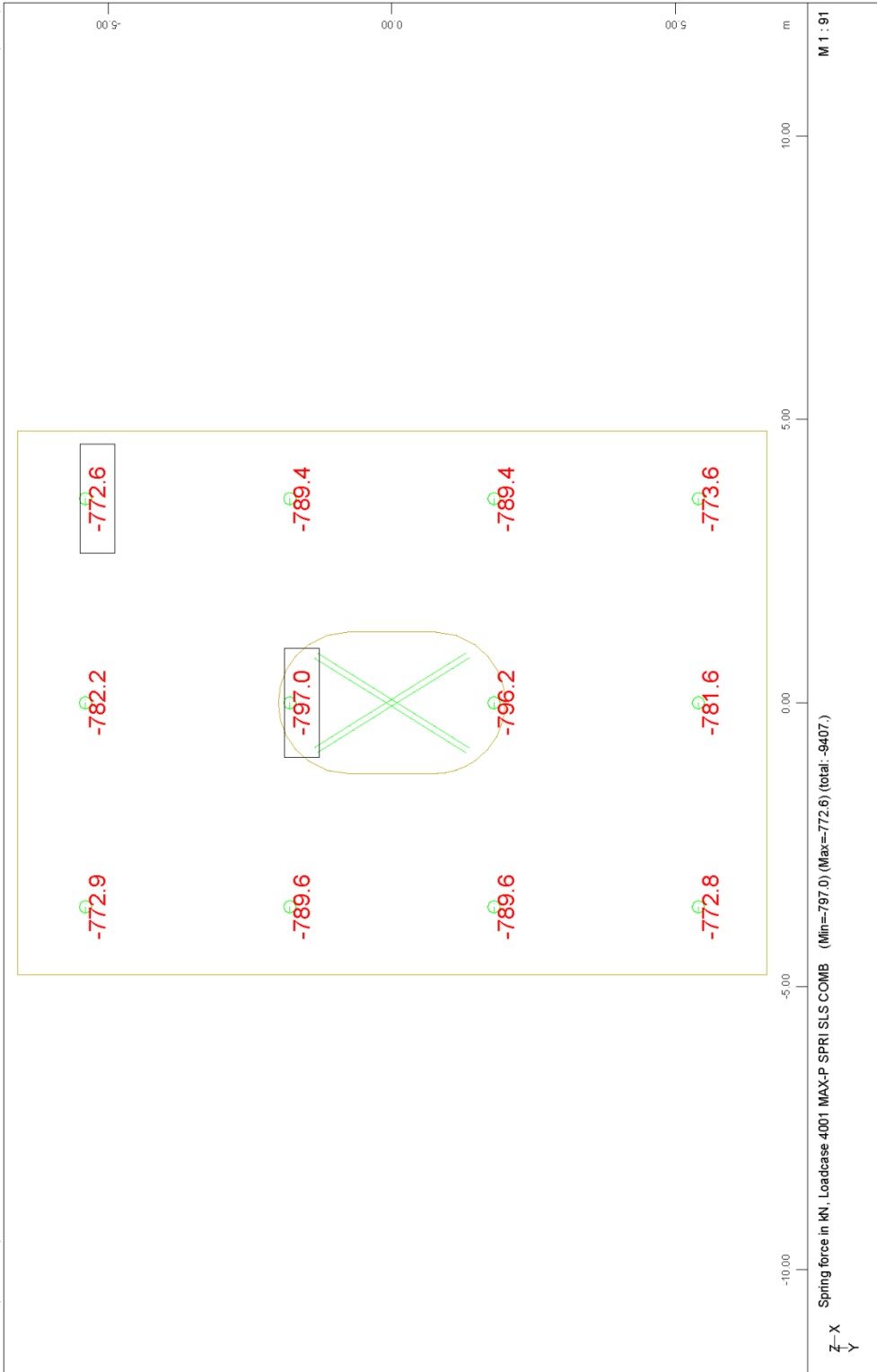


FOUNDATION OF PIER M7.D - STRUCTURE 2
PILE CAP LOADINGS

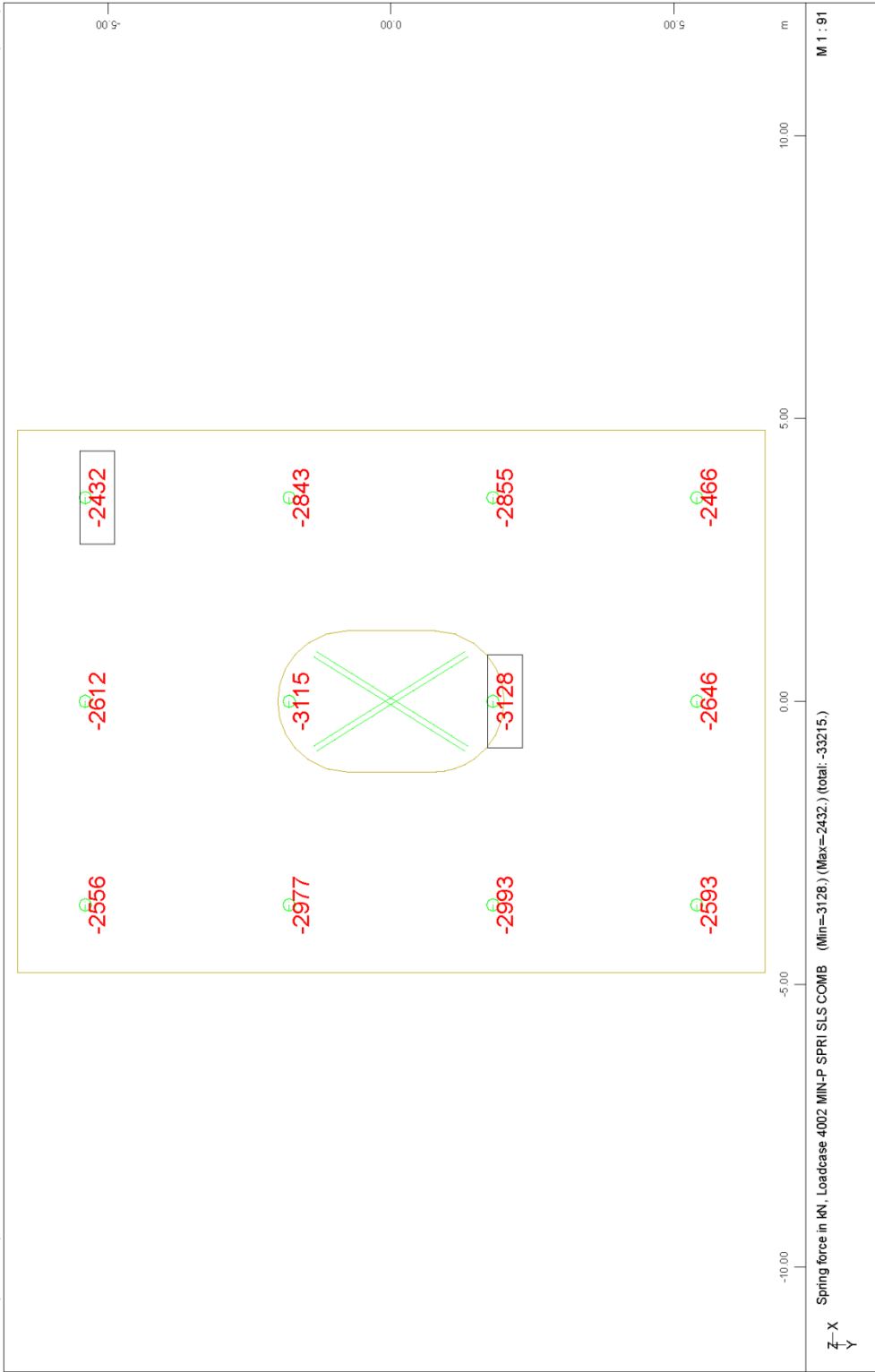


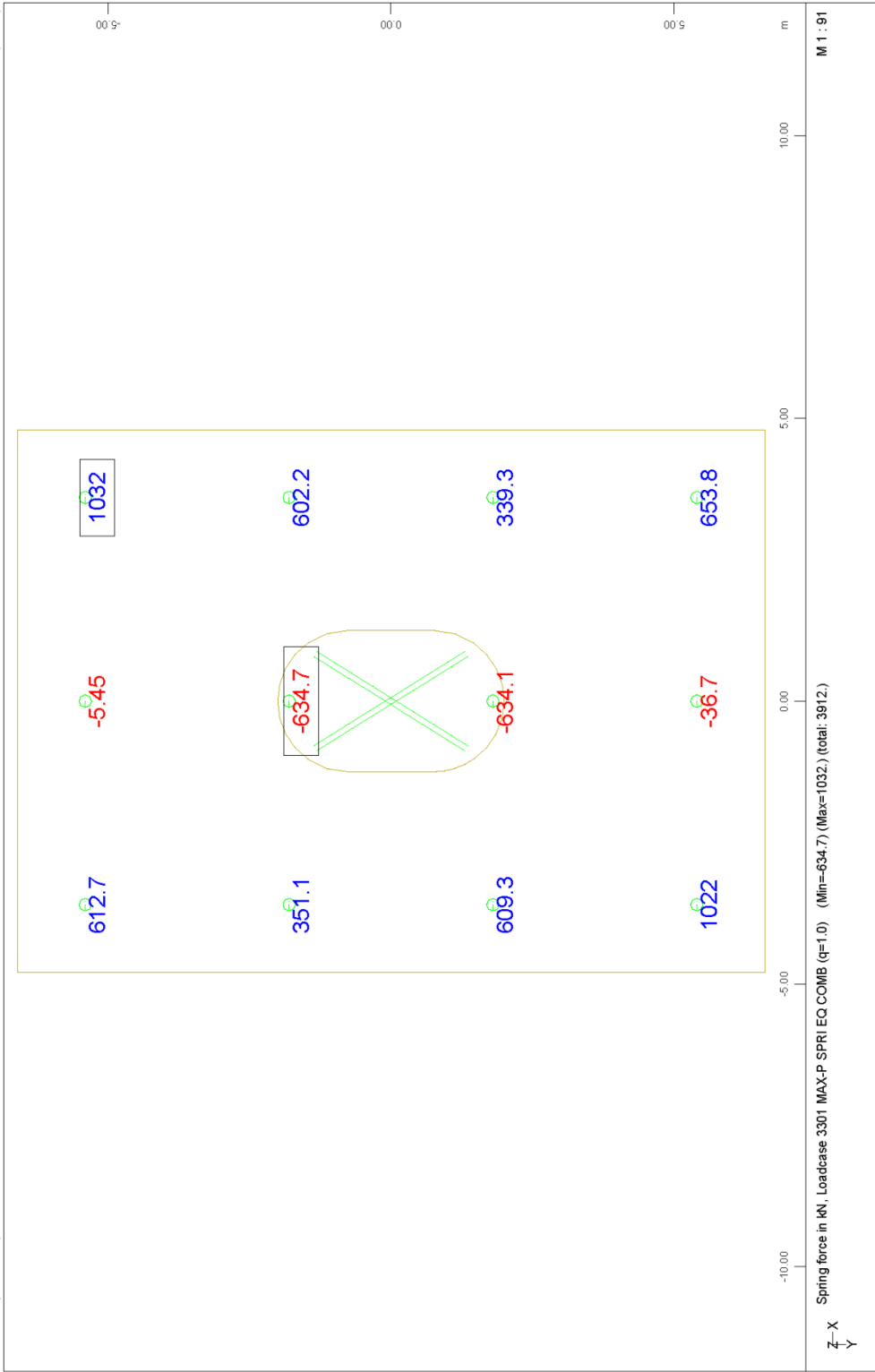


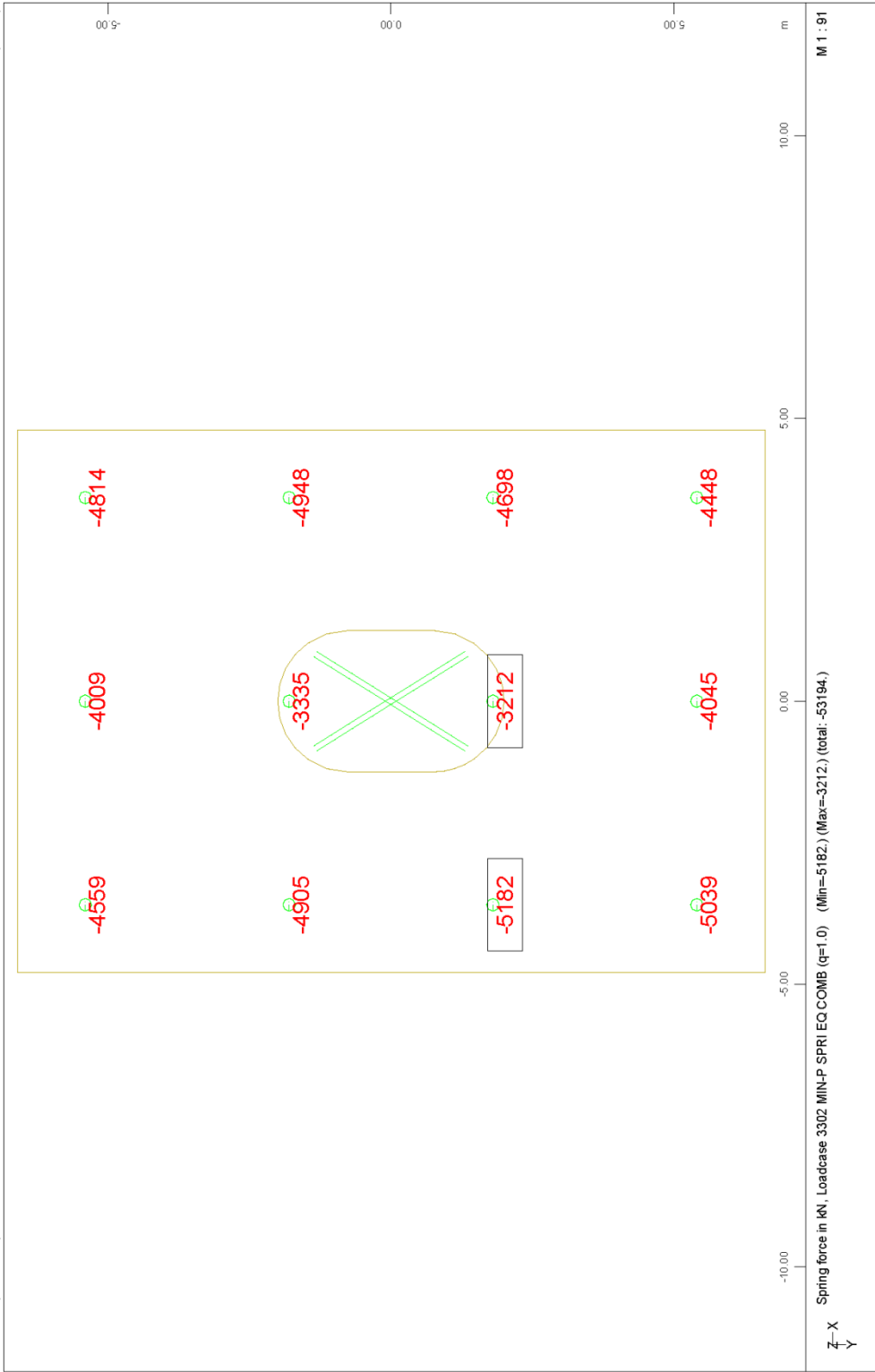
FOUNDATION OF PIER M7.D - STRUCTURE 2
PILE CAP LOADINGS



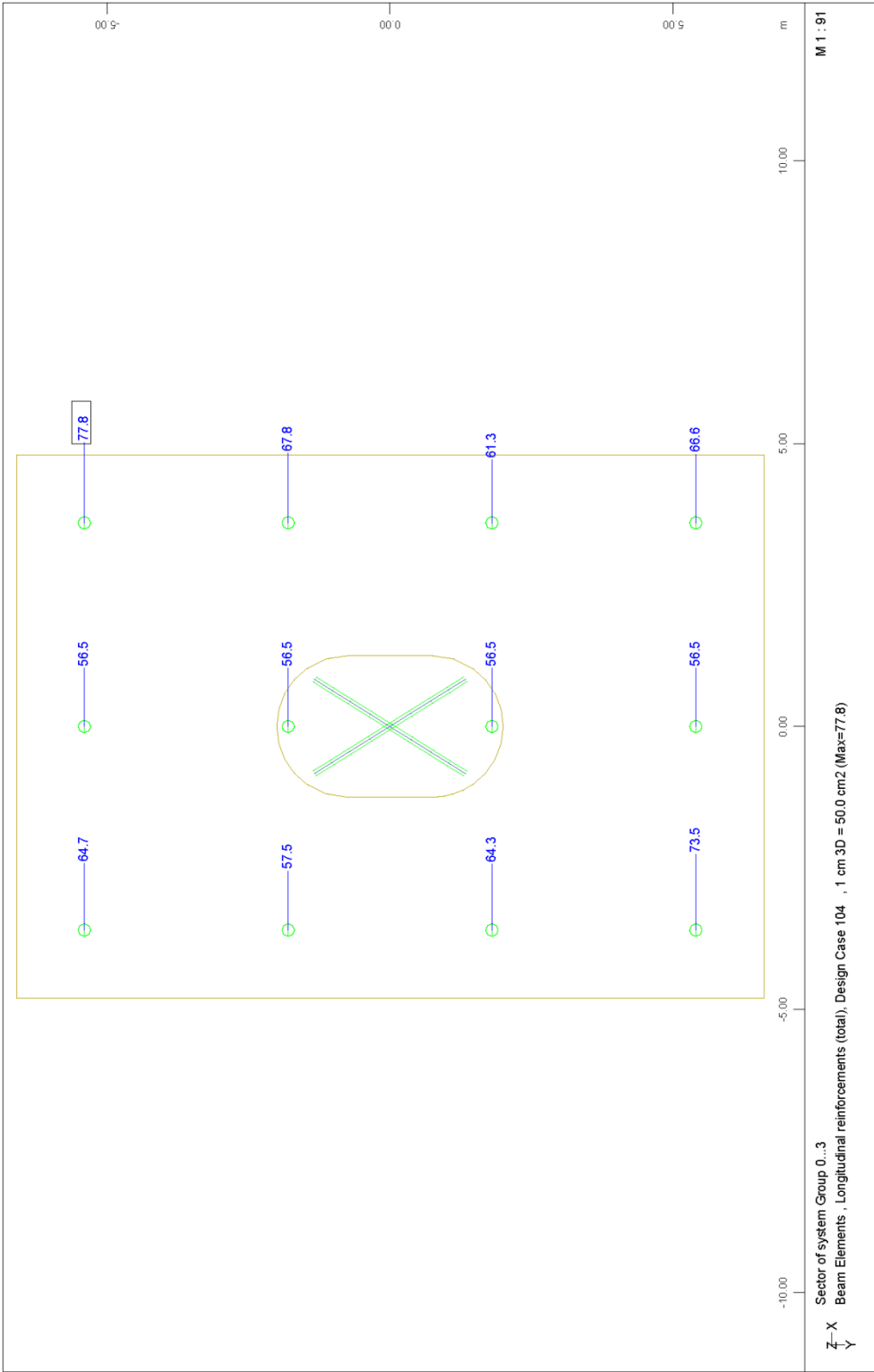
FOUNDATION OF PIER M7.D - STRUCTURE 2
PILE CAPACITY CHECK: STATIC LOADINGS - TENSION



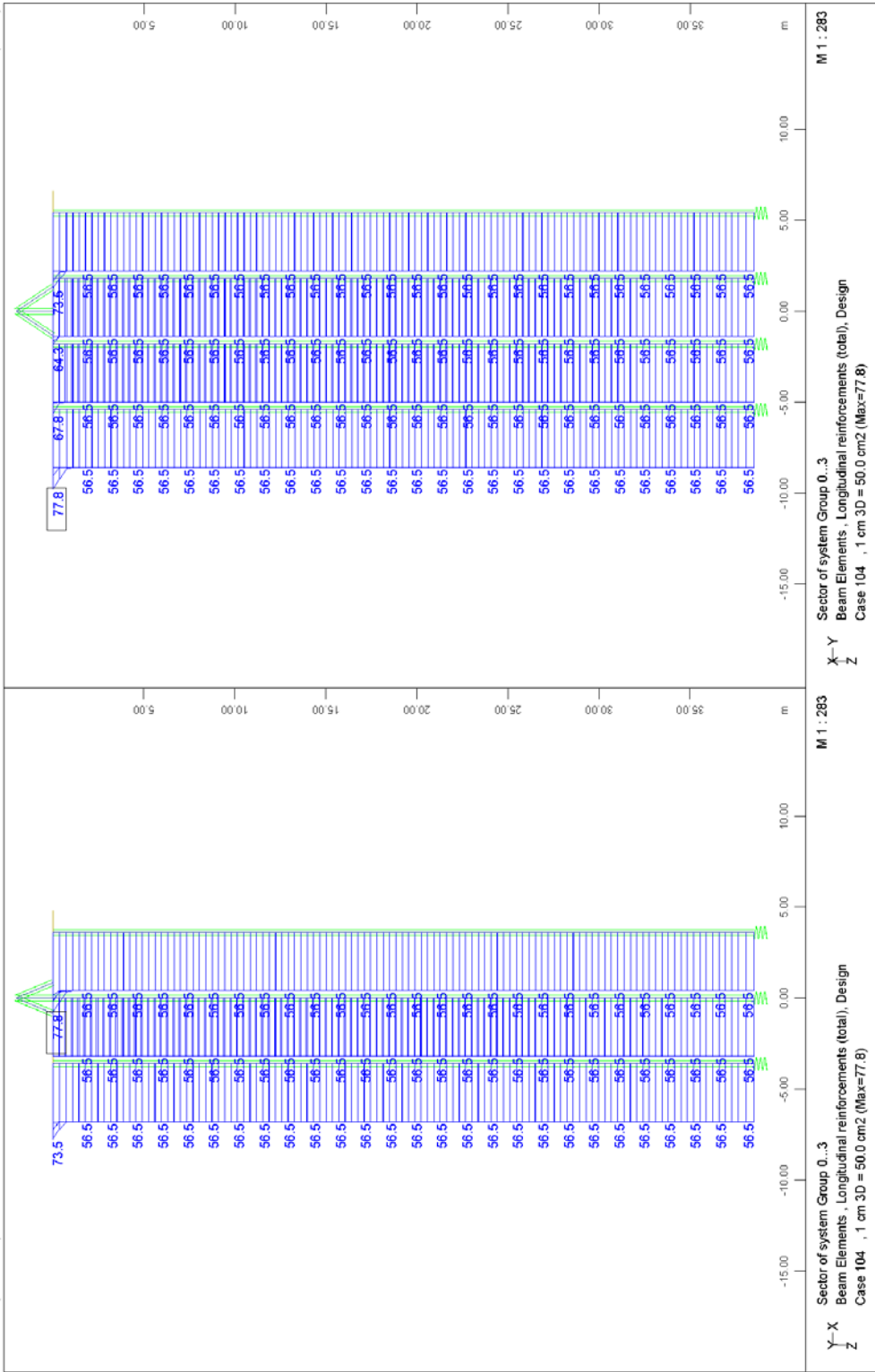




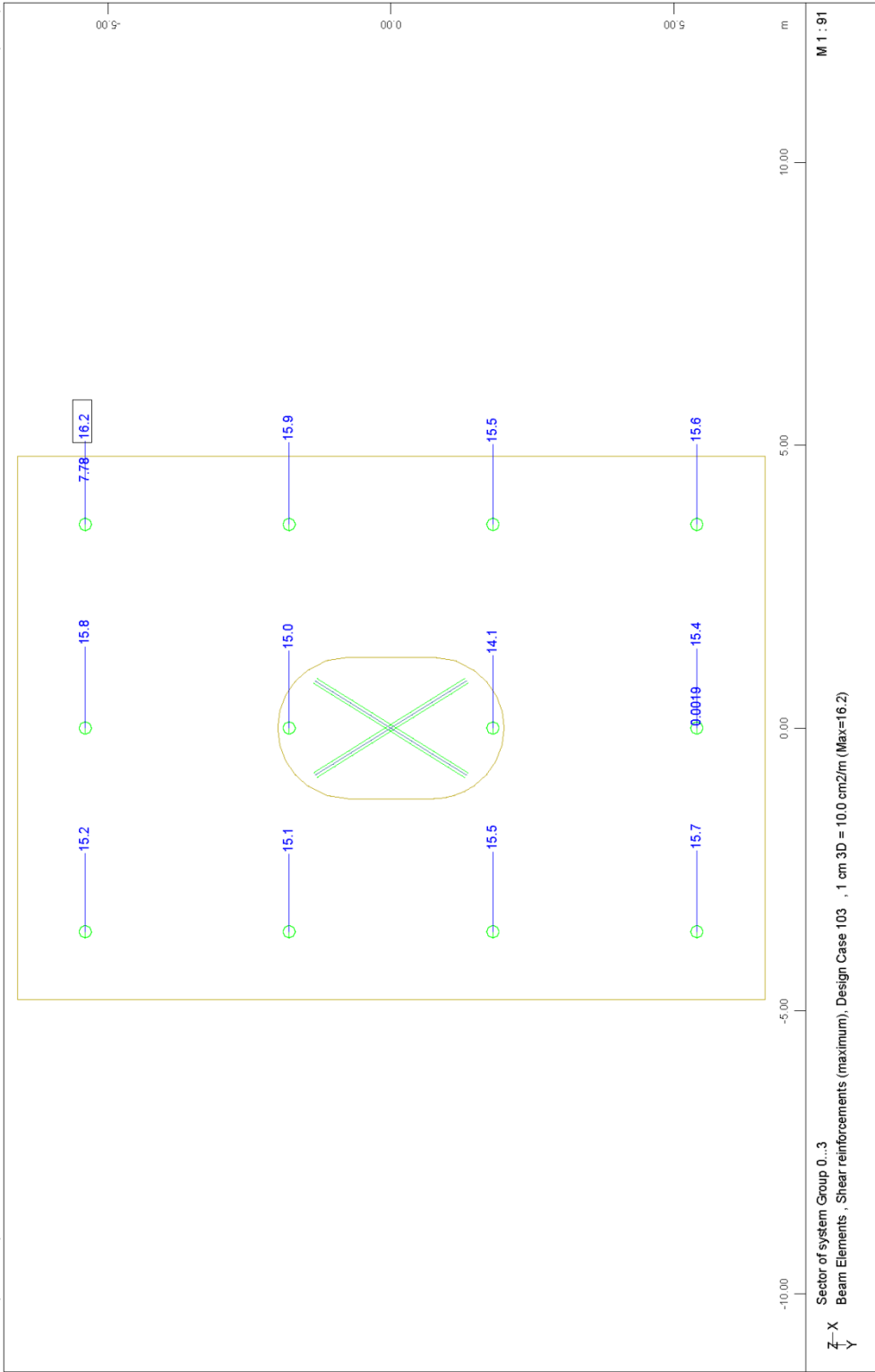
FOUNDATION OF PIER M7.D - STRUCTURE 2
PILE CAPACITY CHECK: SEISMIC LOADINGS - COMPRESSION

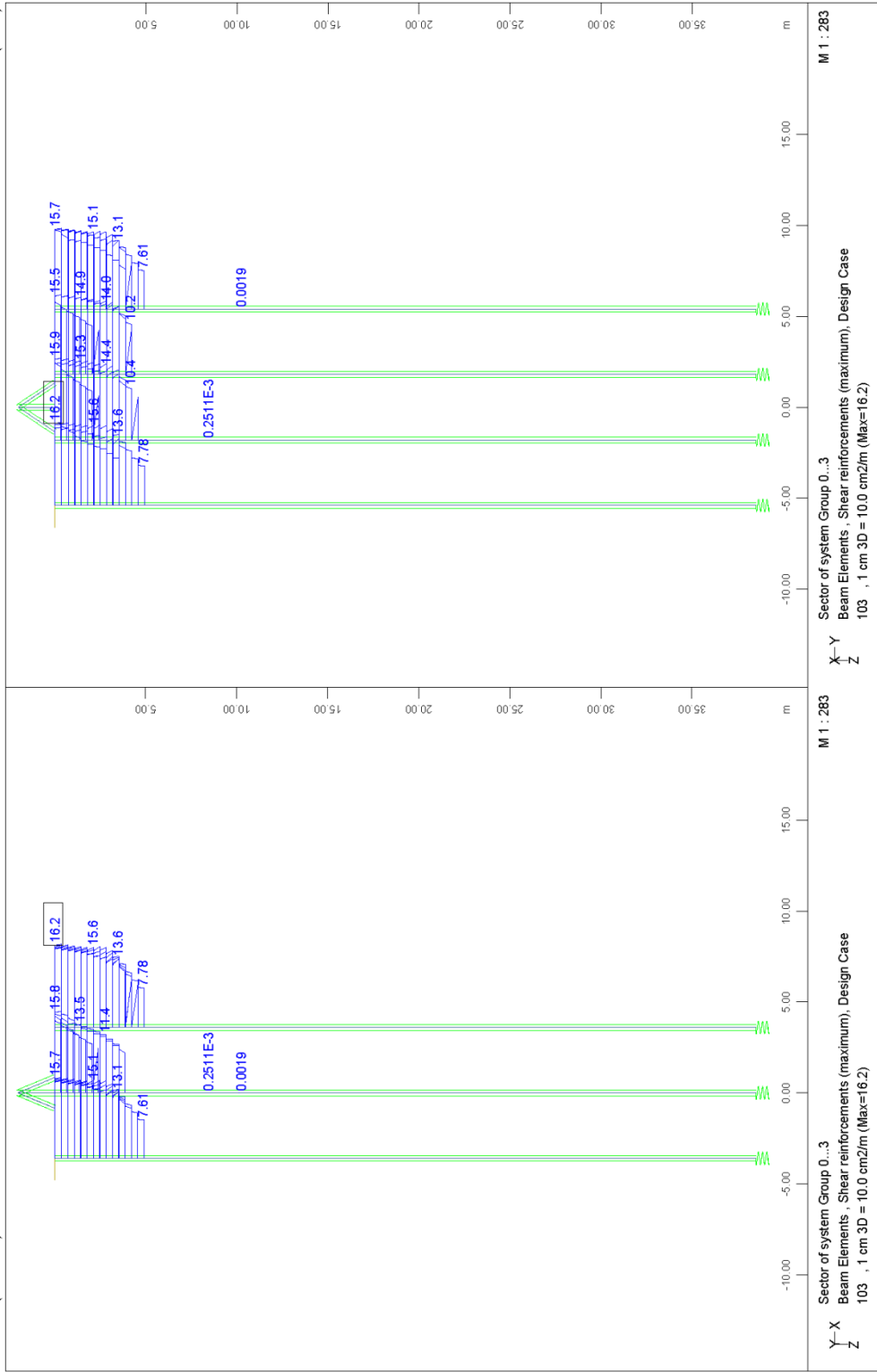


FOUNDATION OF PIER M7.D - STRUCTURE 2
PILES LONGITUDINAL REINFORCEMENT - MAXIMUM VALUE

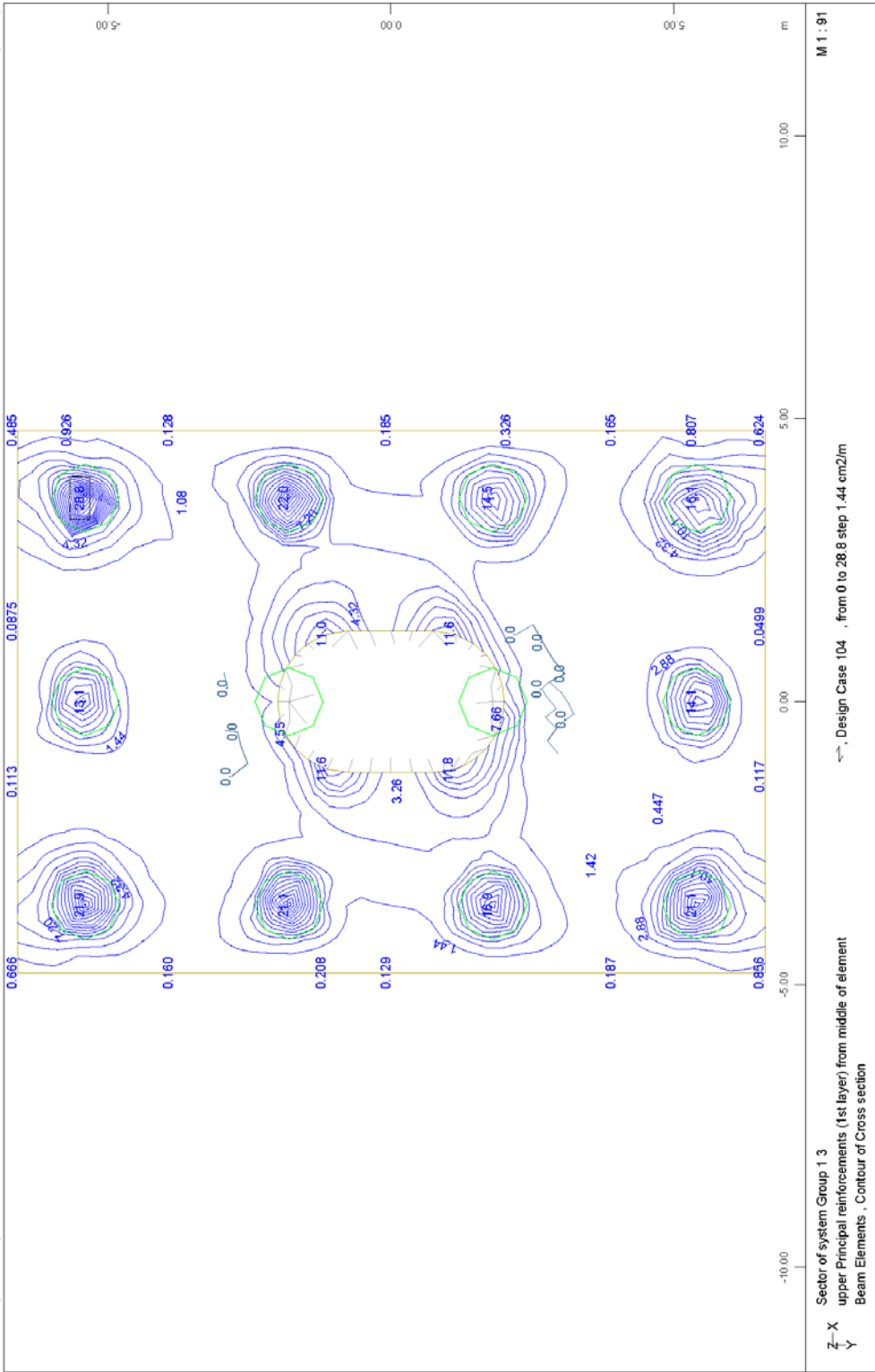


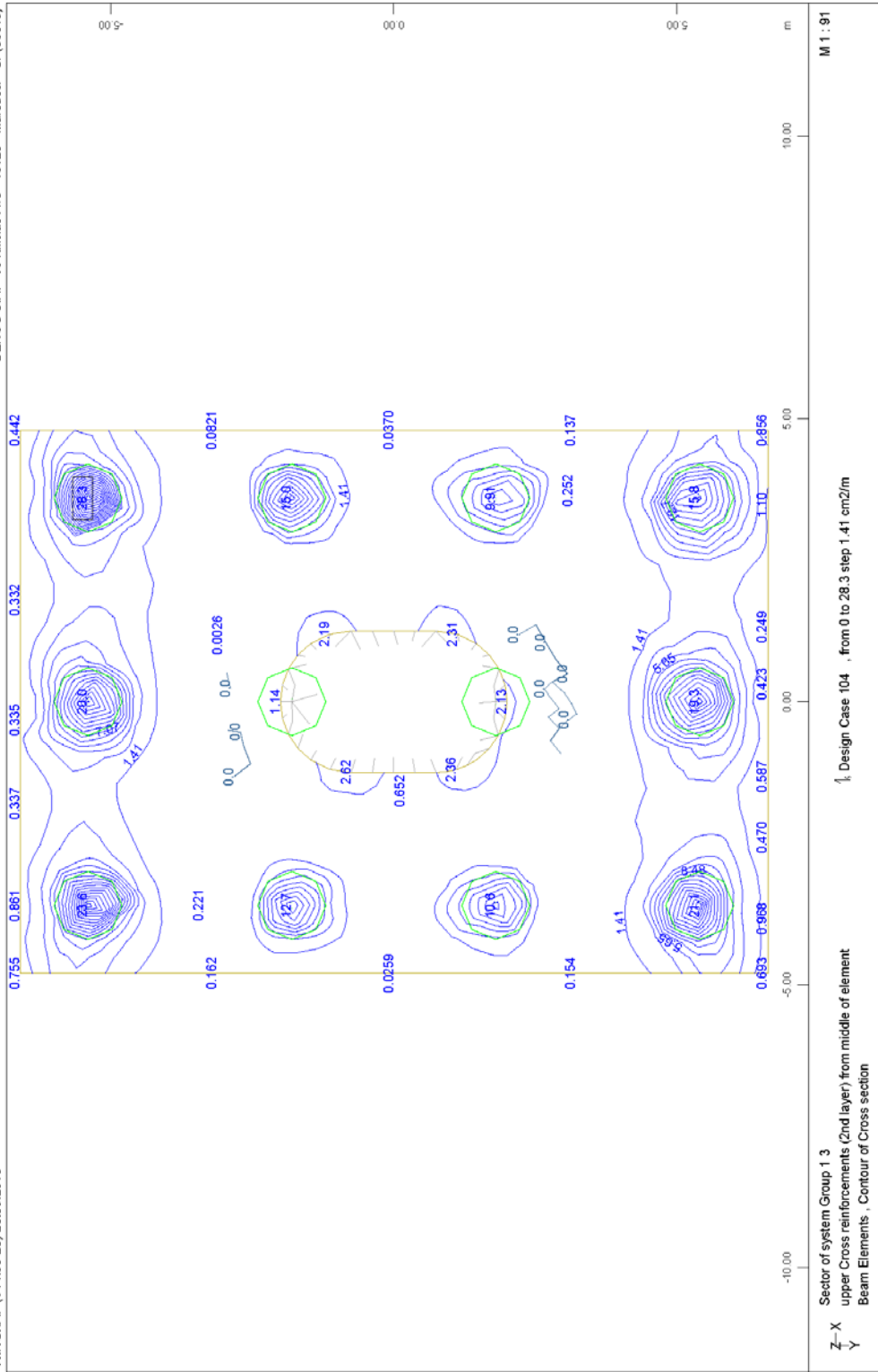
FOUNDATION OF PIER M7.D - STRUCTURE 2
PILES LONGITUDINAL REINFORCEMENT - DISTRIBUTION ALONG LENGTH



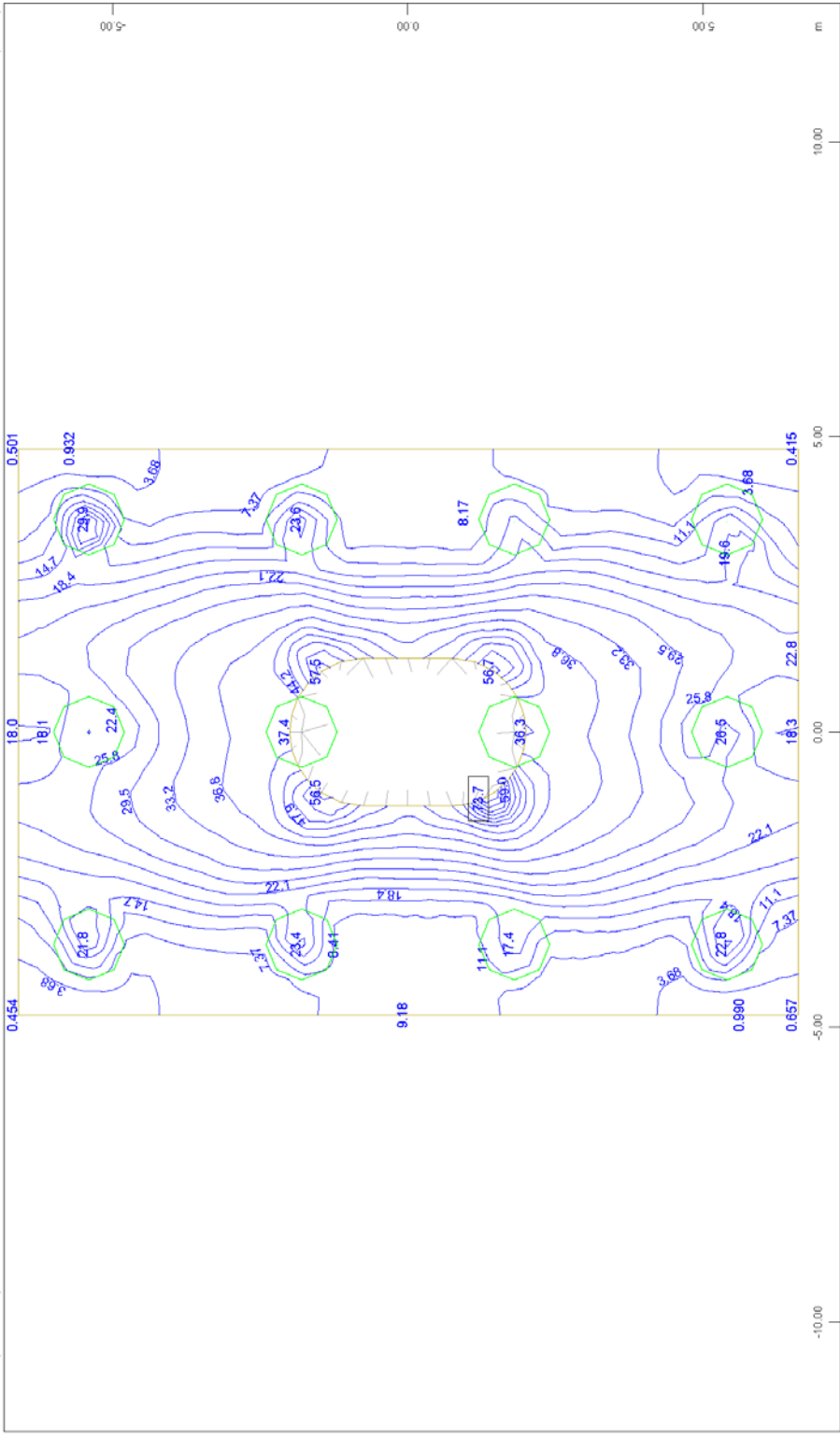


FOUNDATION OF PIER M7.D - STRUCTURE 2
PILES TRANSVERSE REINFORCEMENT - DISTRIBUTION ALONG LENGTH



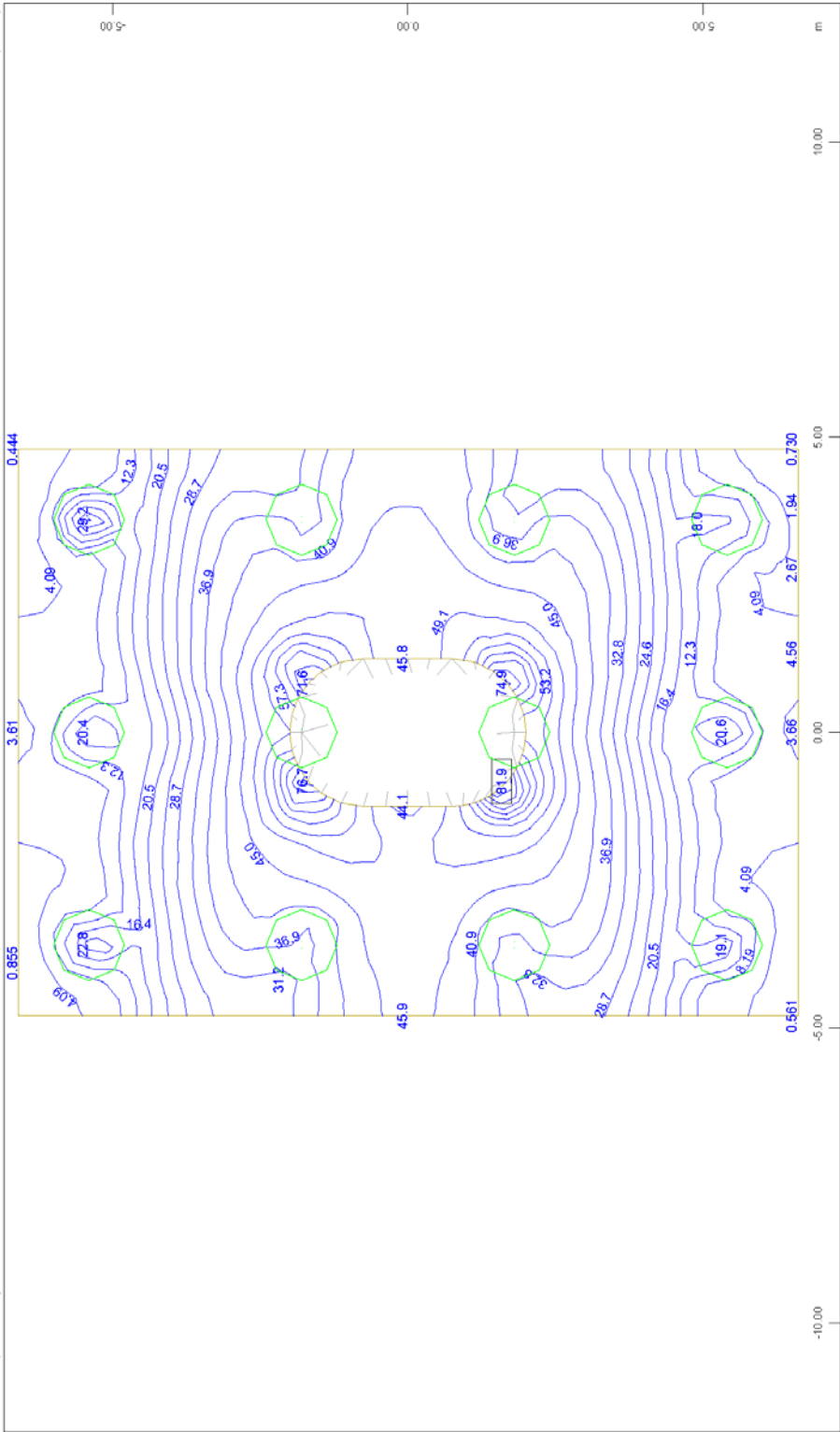


FOUNDATION OF PIER M7.D - STRUCTURE 2
HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: TOP TRANSVERSE



Sector of system Group 13
lower Principal reinforcements (1st layer) from middle of element
Beam Elements , Contour of Cross section
M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M7.D - STRUCTURE 2
HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: BOTTOM LONGITUDINAL

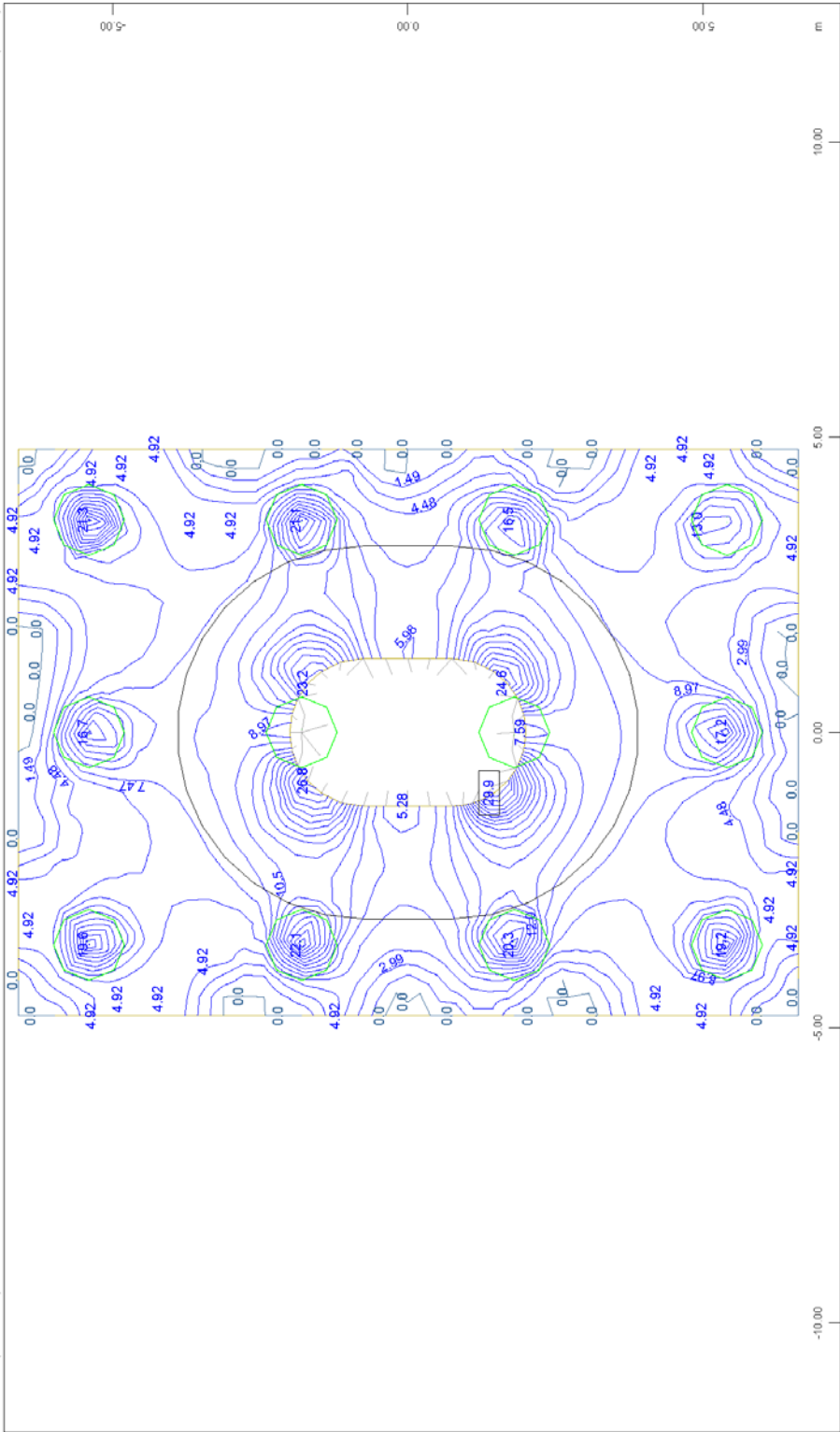


Sector of system Group 1 3
lower Cross reinforcements (2nd layer) from middle of element
Beam Elements , Contour of Cross section

↑ Design Case 104 , from 0 to 81.9 step 4.09 cm2/m

M 1 : 91

FOUNDATION OF PIER M7.D - STRUCTURE 2
HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: BOTTOM TRANSVERSE

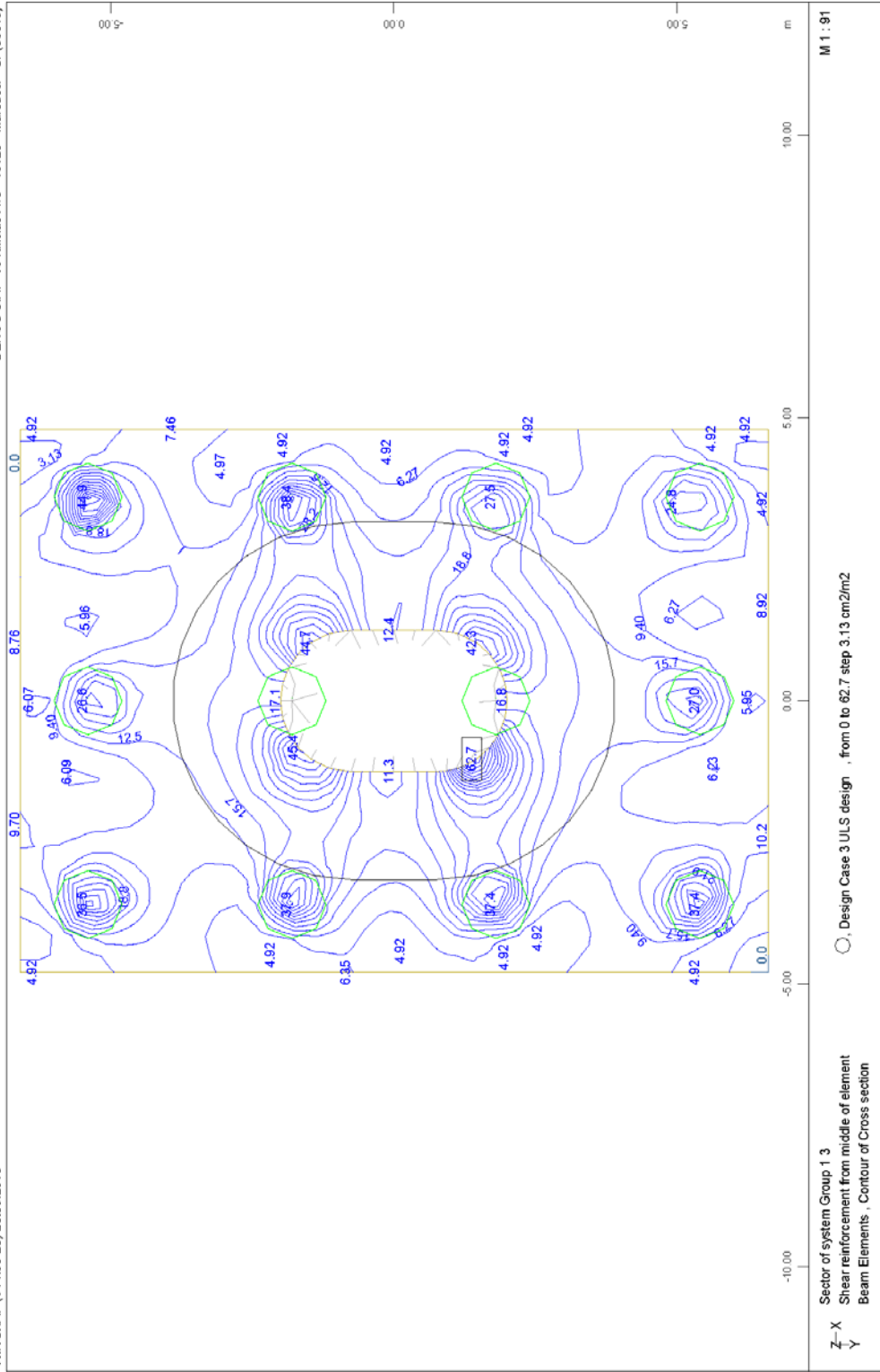


Legend:
Sector of system Group 1.3
Shear reinforcement from middle of element
Beam Elements , Contour of Cross section

Design Case 2 , from 0 to 29.9 step 1.49 cm²/m²

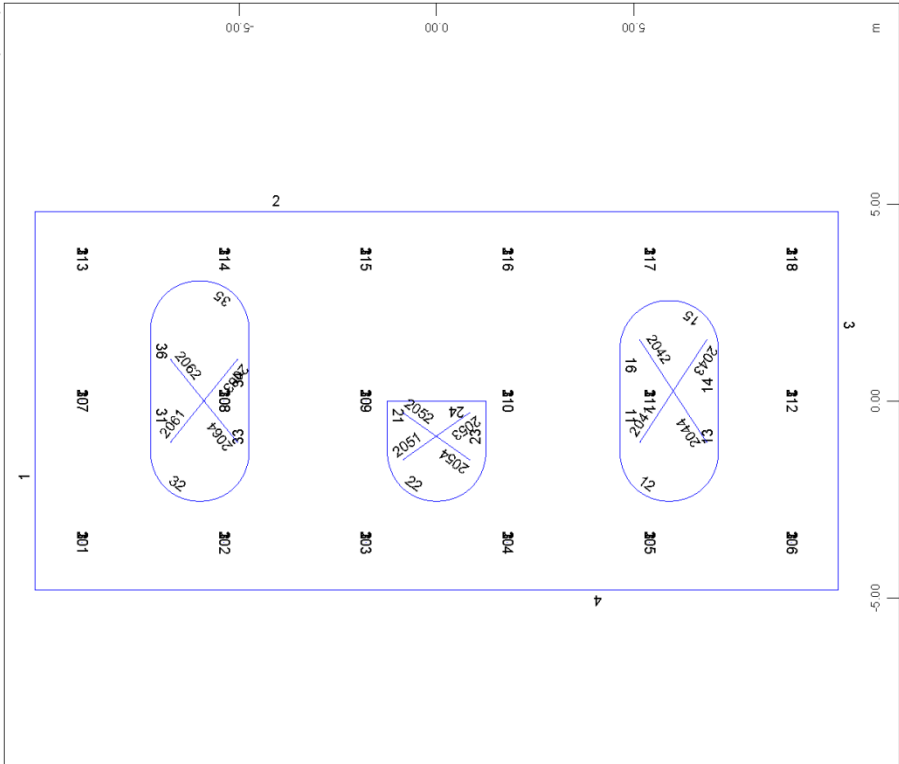
FOUNDATION OF PIER M7.D. - STRUCTURE 2
HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: SHEAR REINFORCEMENT FOR ULS COMBINATION

M 1 : 91

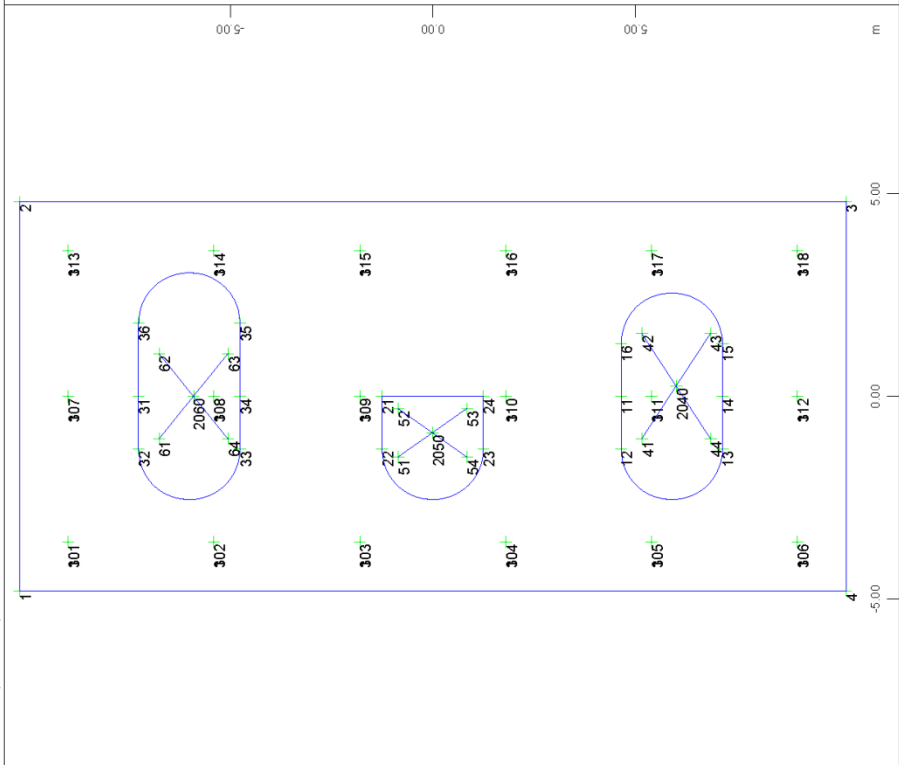


FOUNDATION OF PIER M7.D - STRUCTURE 2
HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: SHEAR REINFORCEMENT FOR EQ COMBINATION

5.2.4 Απόσπασμα υπολογισμών θεμελίωσης μεσοβάθρου Μ8.Δ

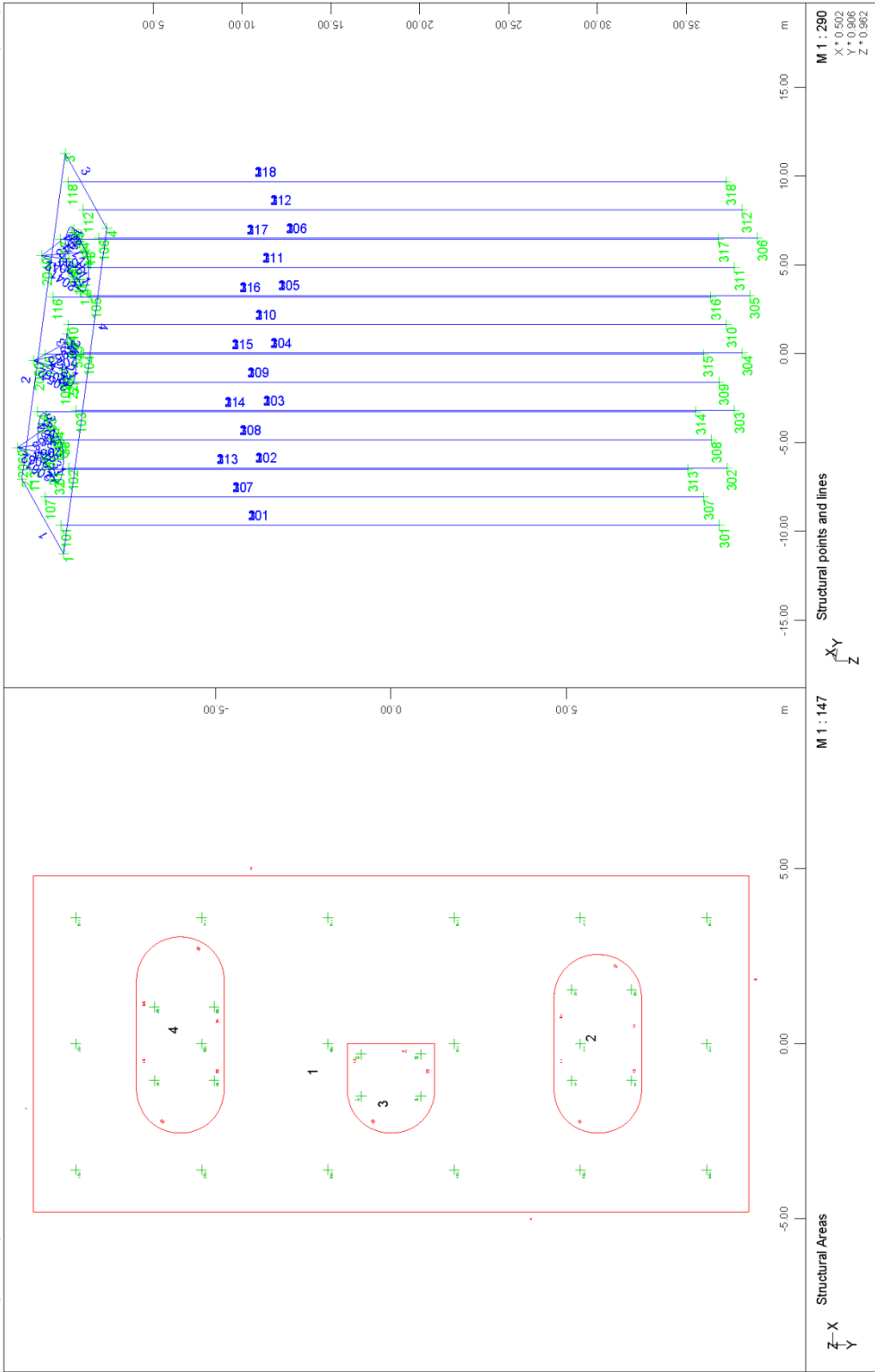


Structural Lines
M 1 : 146

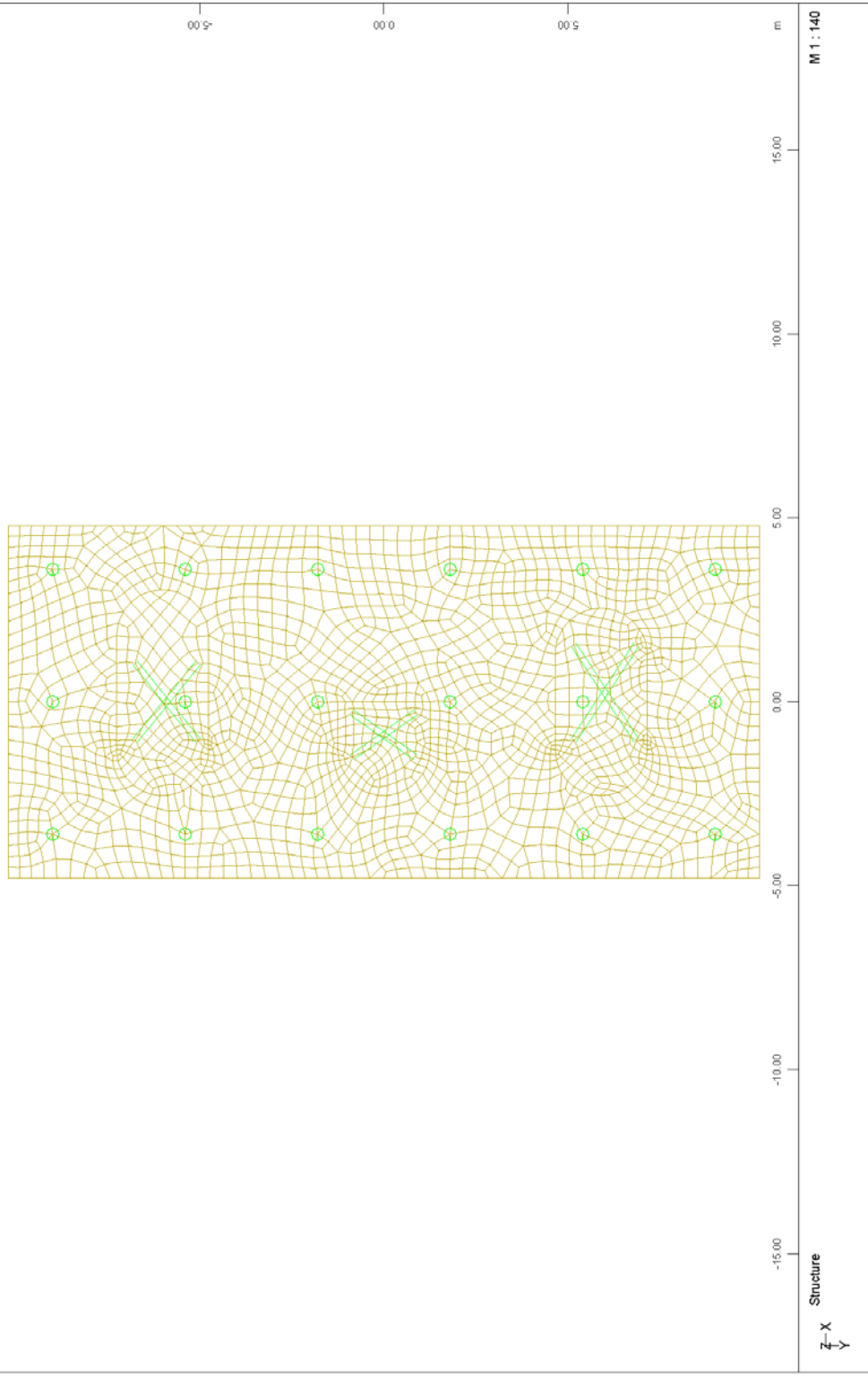


Structural Points
M 1 : 142

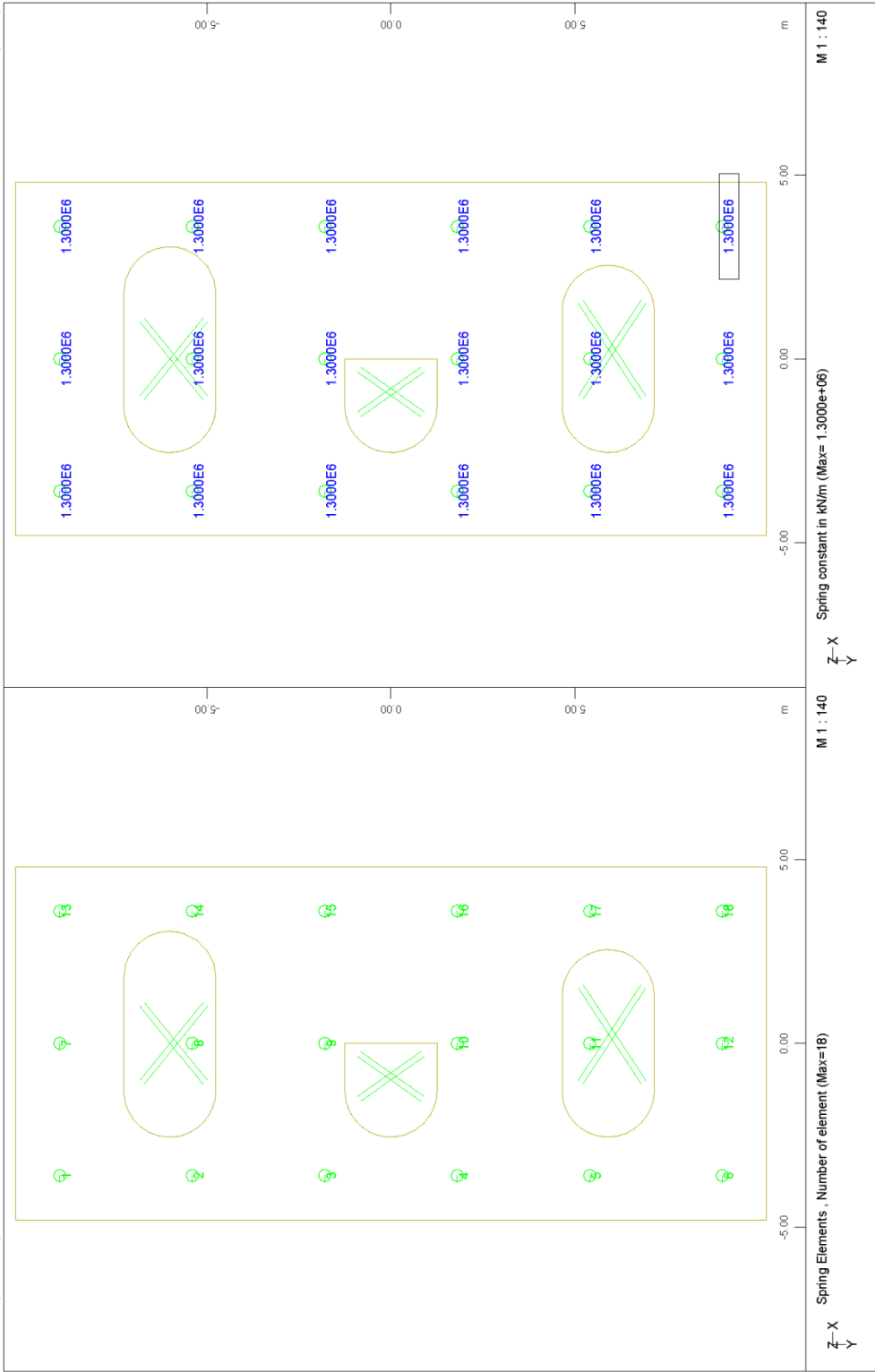
FOUNDATION OF PIER M8.D - STRUCTURE 2
GEOMETRIC POINTS AND LINES



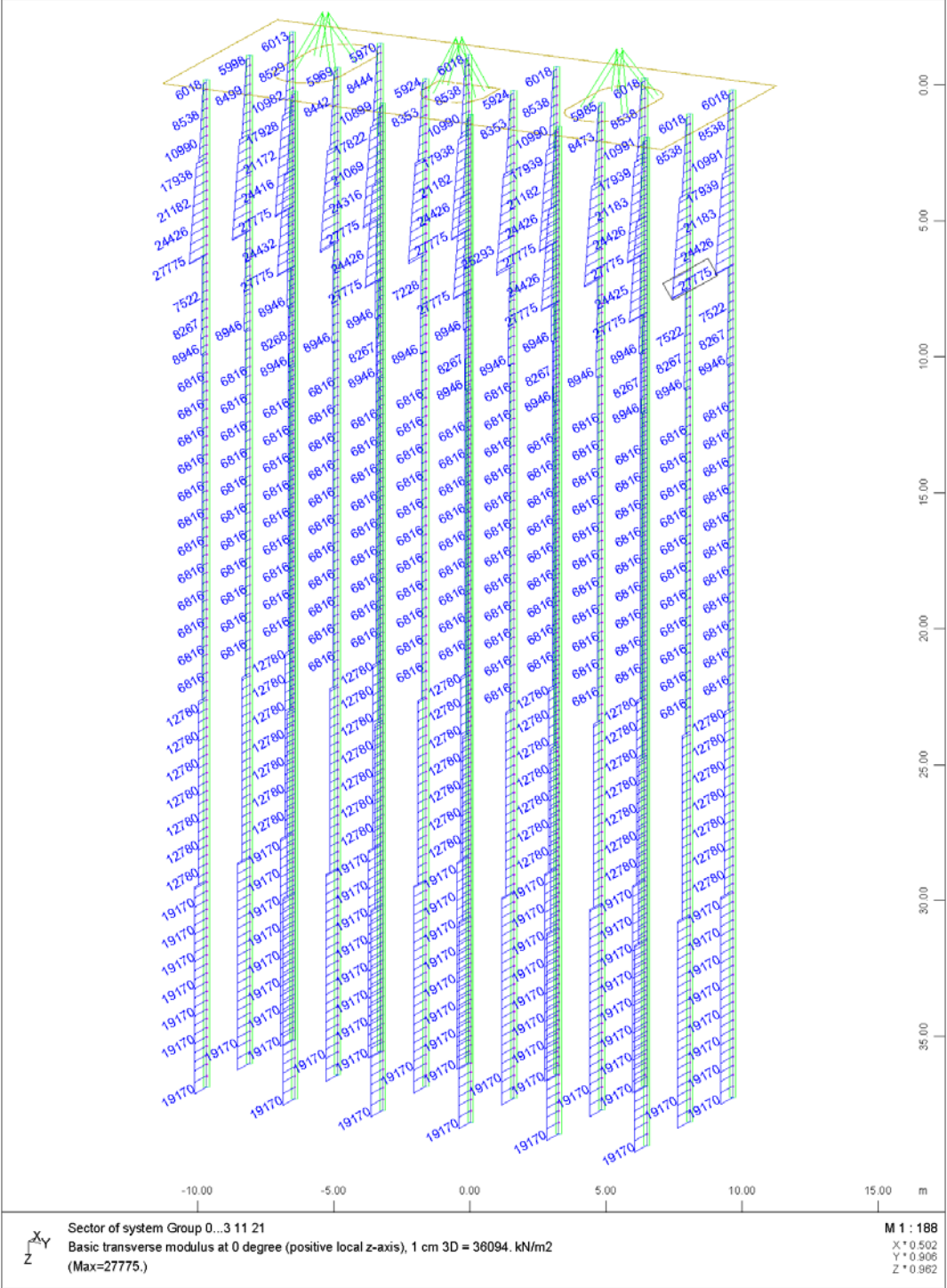
FOUNDATION OF PIER M8.D - STRUCTURE 2
NUMBERING OF AREAS, POINTS AND LINES

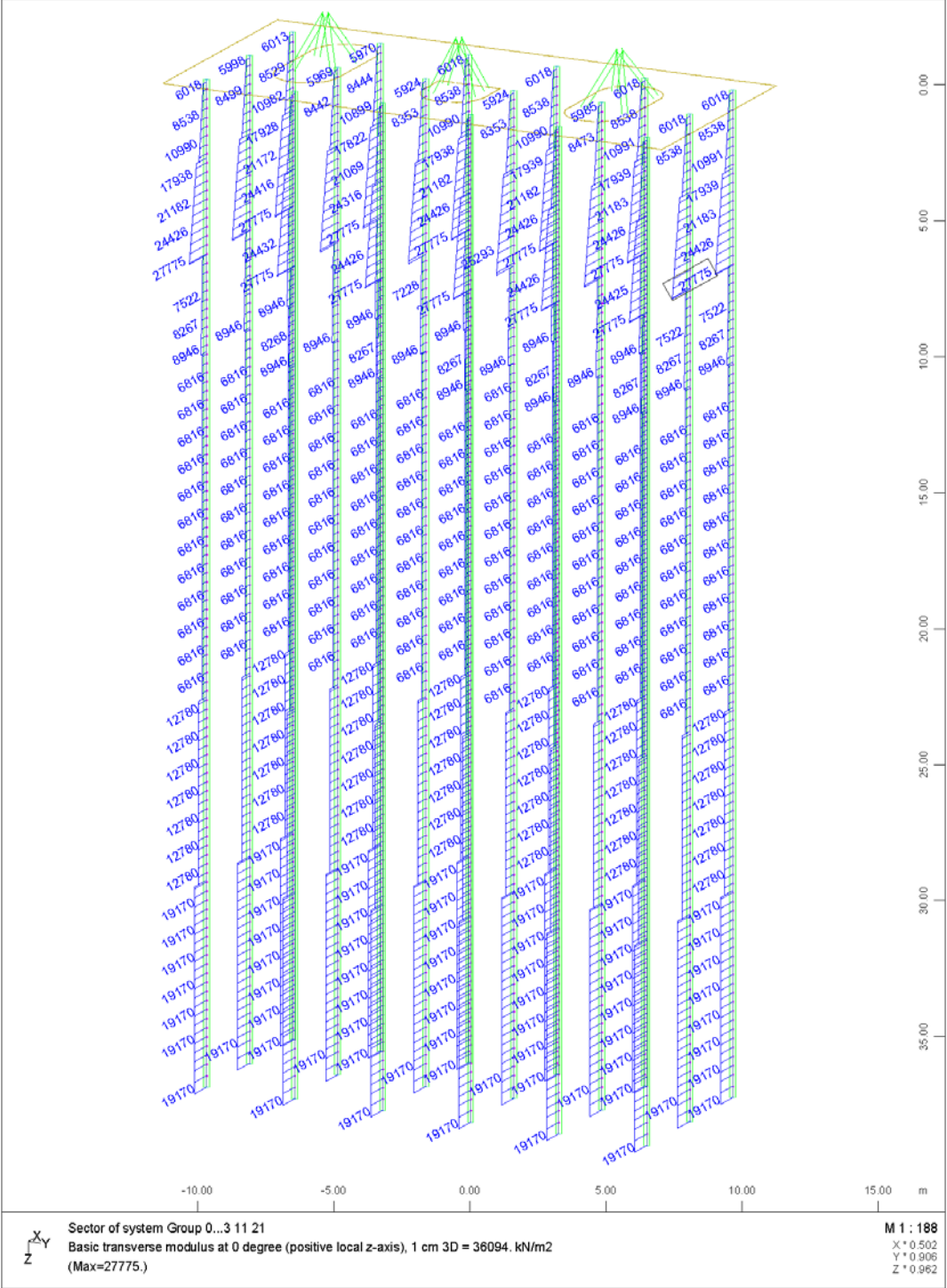


FOUNDATION OF PIER M8.D. - STRUCTURE 2
PILE CAP FINITE ELEMENT MESH

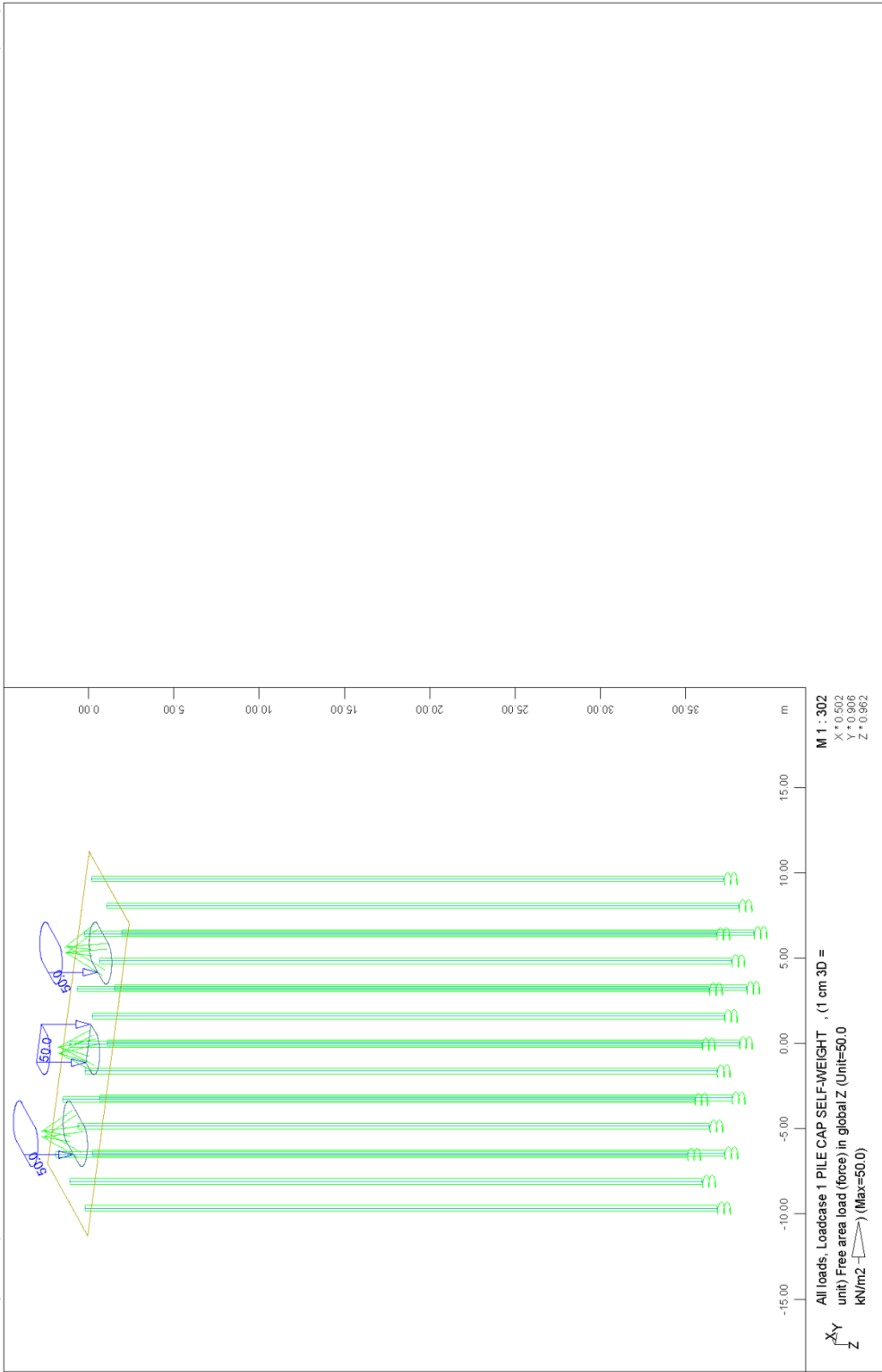


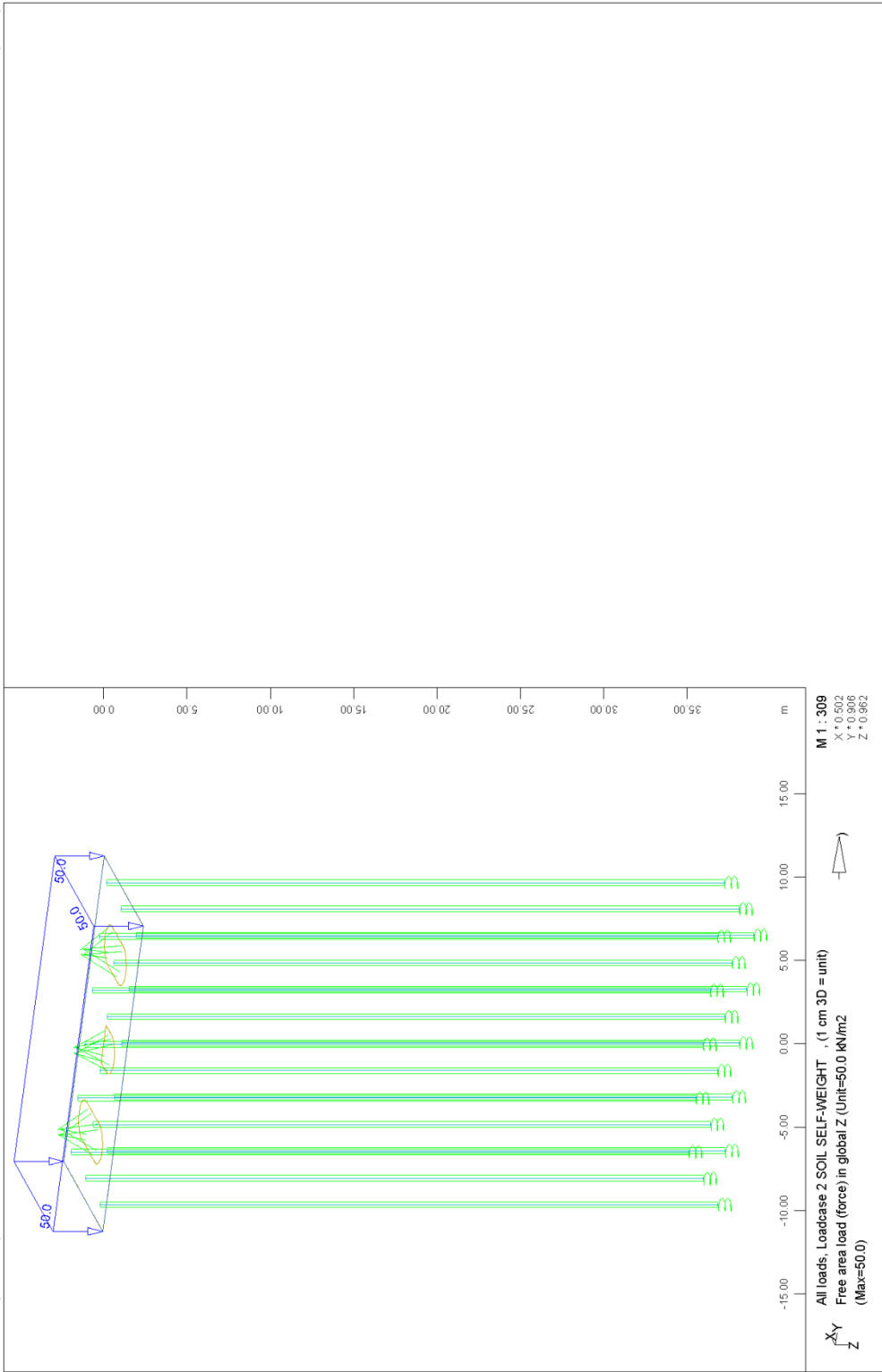
FOUNDATION OF PIER M8.D - STRUCTURE 2
 NUMBERING AND STIFFNESS OF PILE TIP SPRINGS

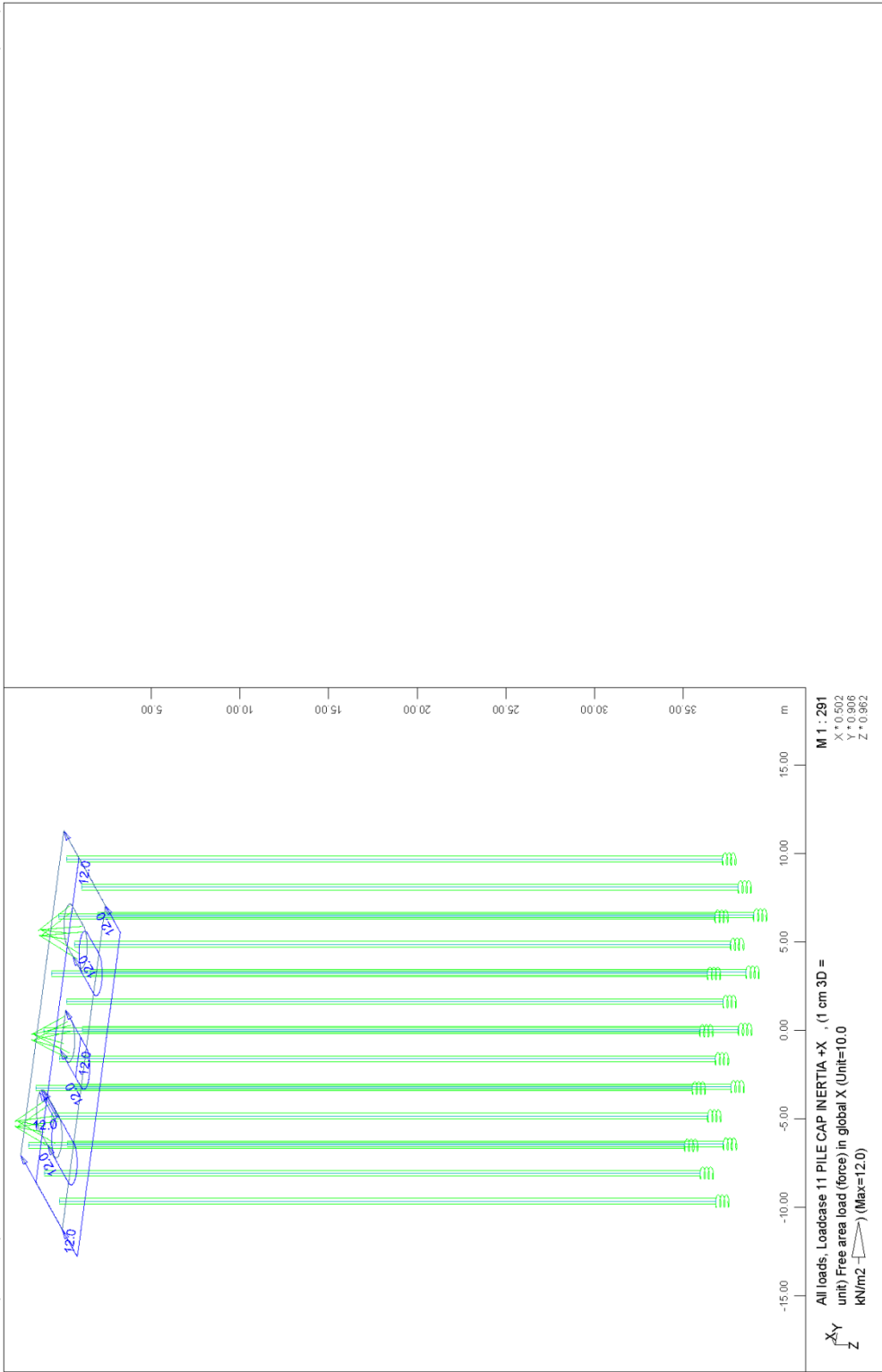




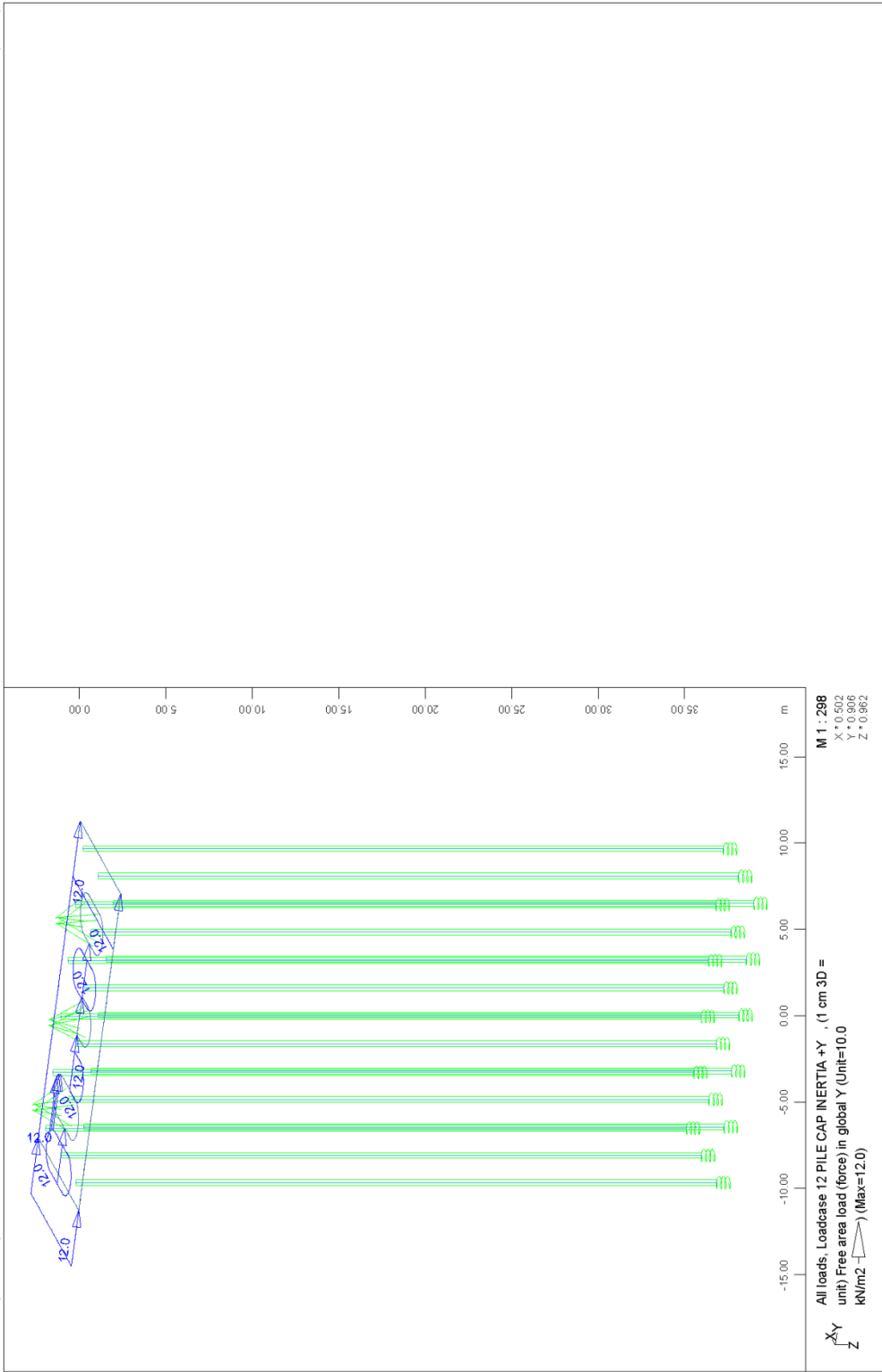
FOUNDATION OF PIER M8.D - STRUCTURE 2
 TRANSVERSE SOIL INDEX (SEISMIC LOADINGS)



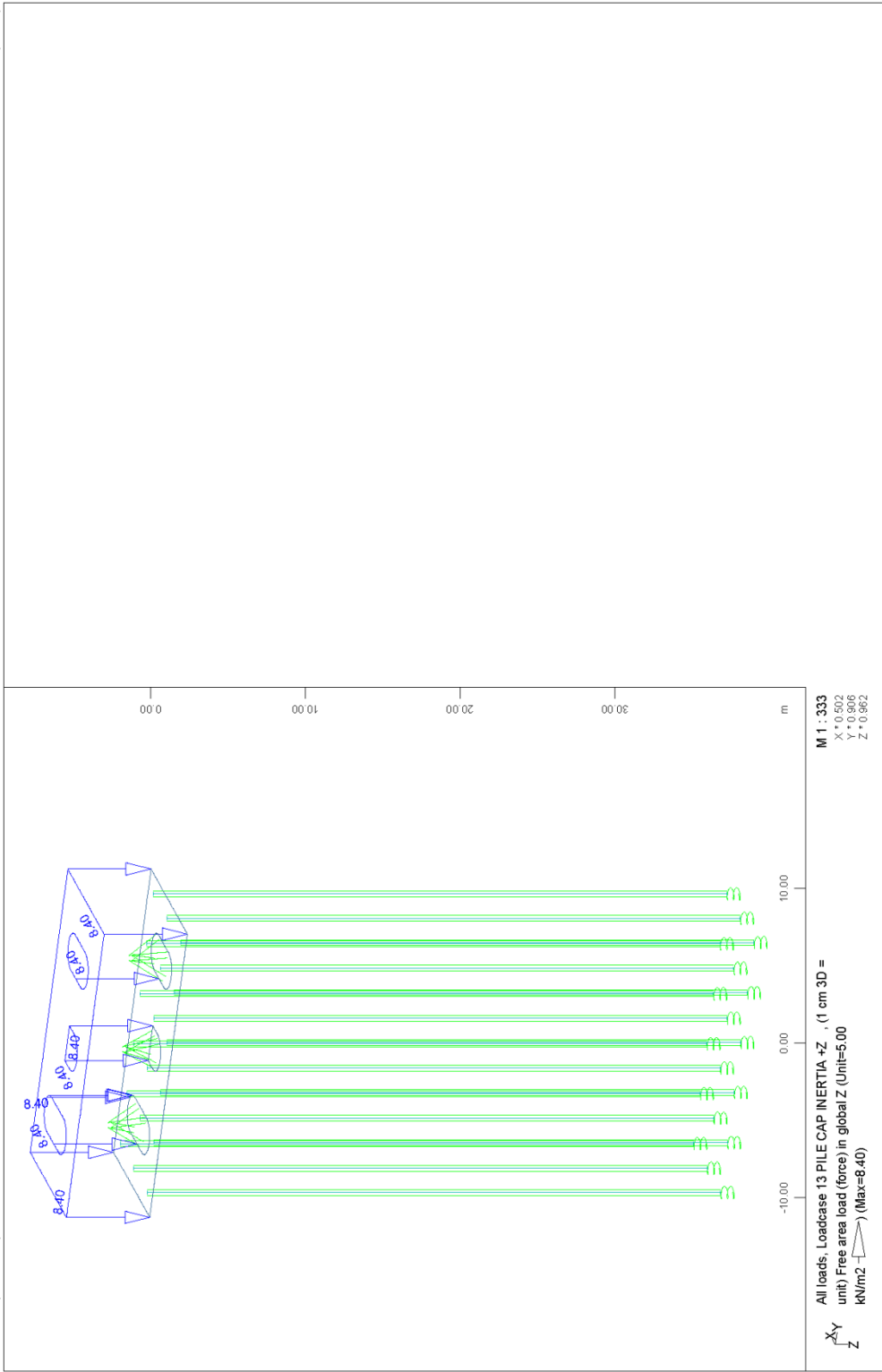


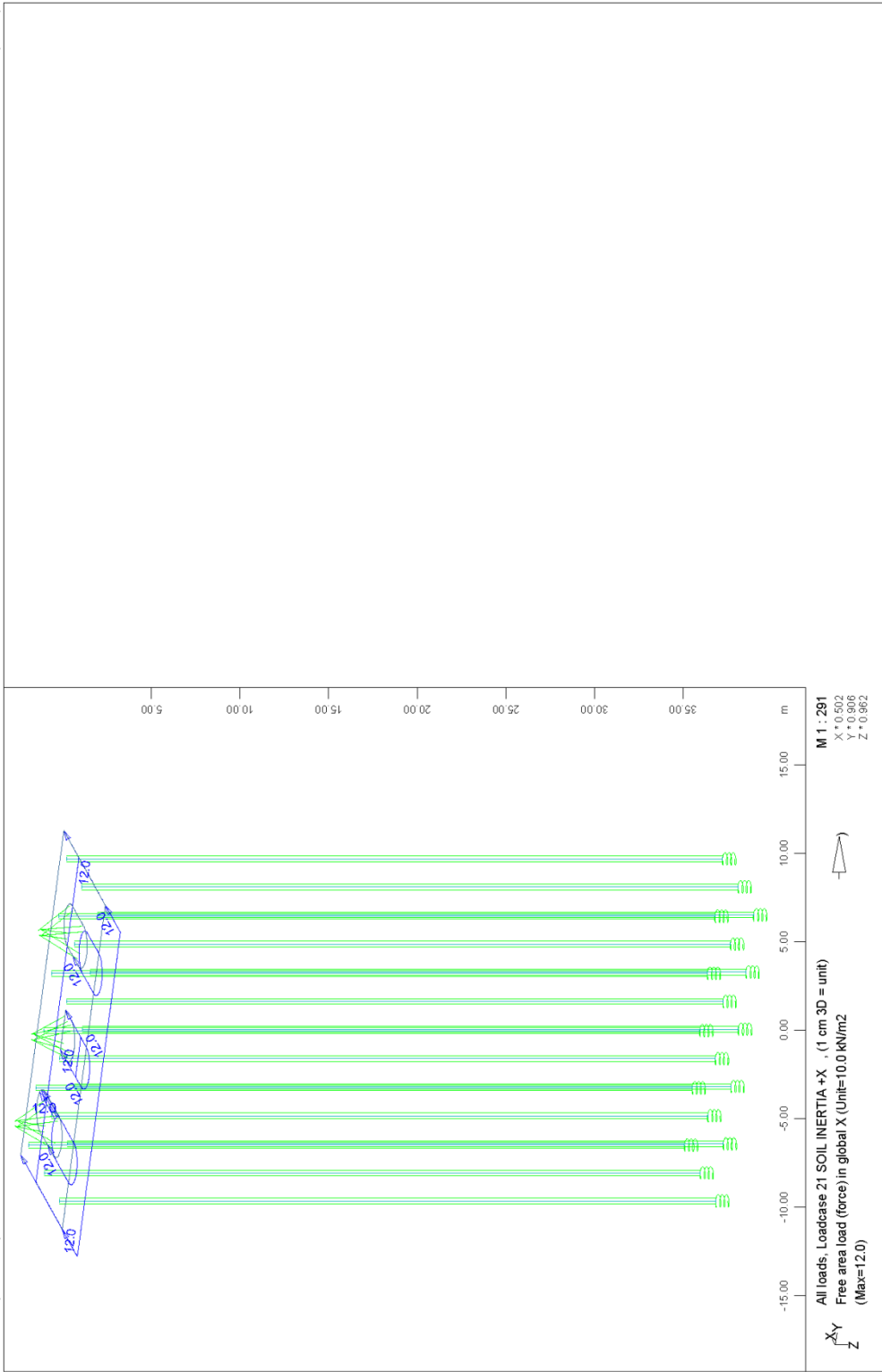


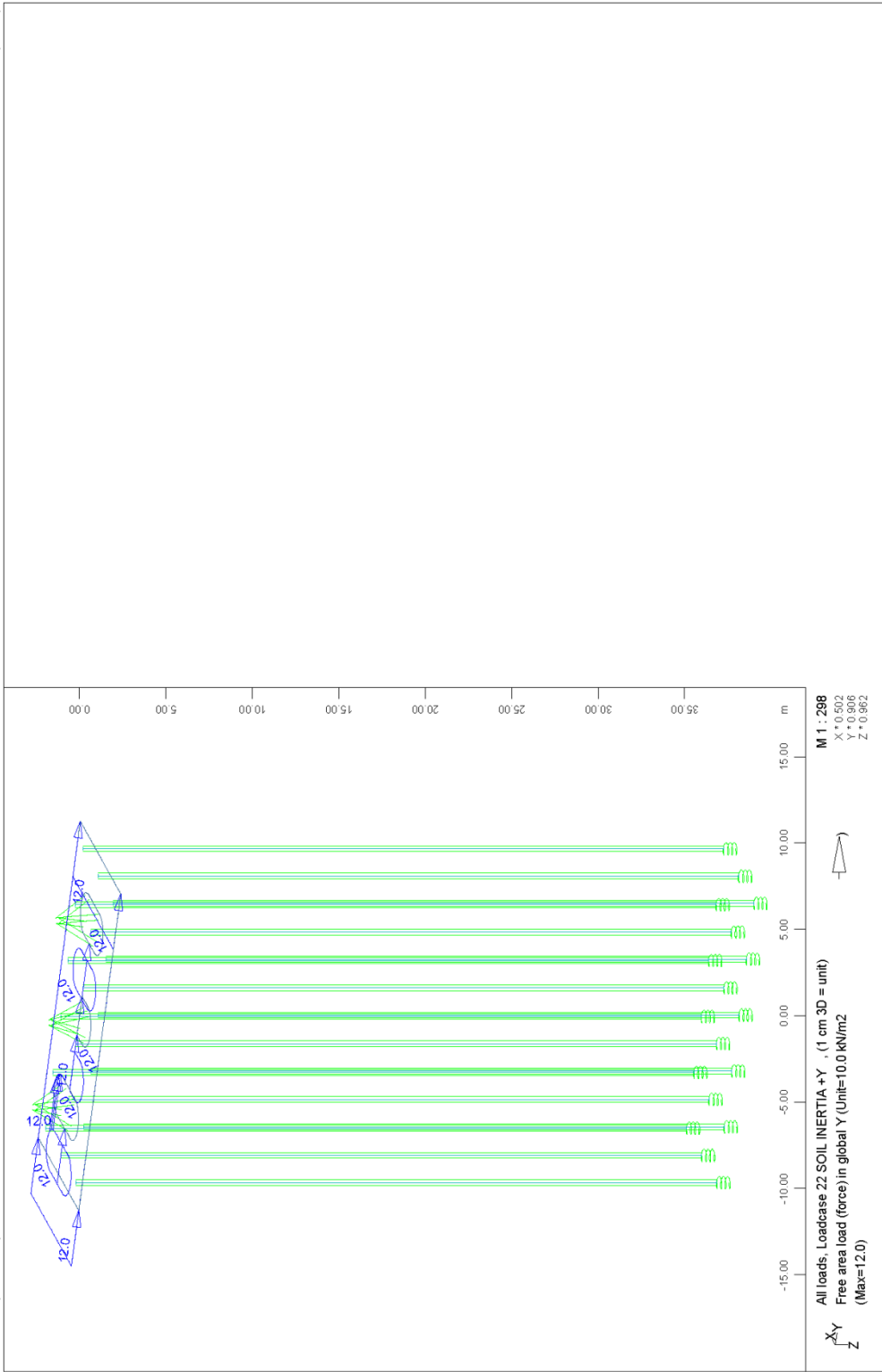
FOUNDATION OF PIER M8.D - STRUCTURE 2
PILE CAP LOADINGS



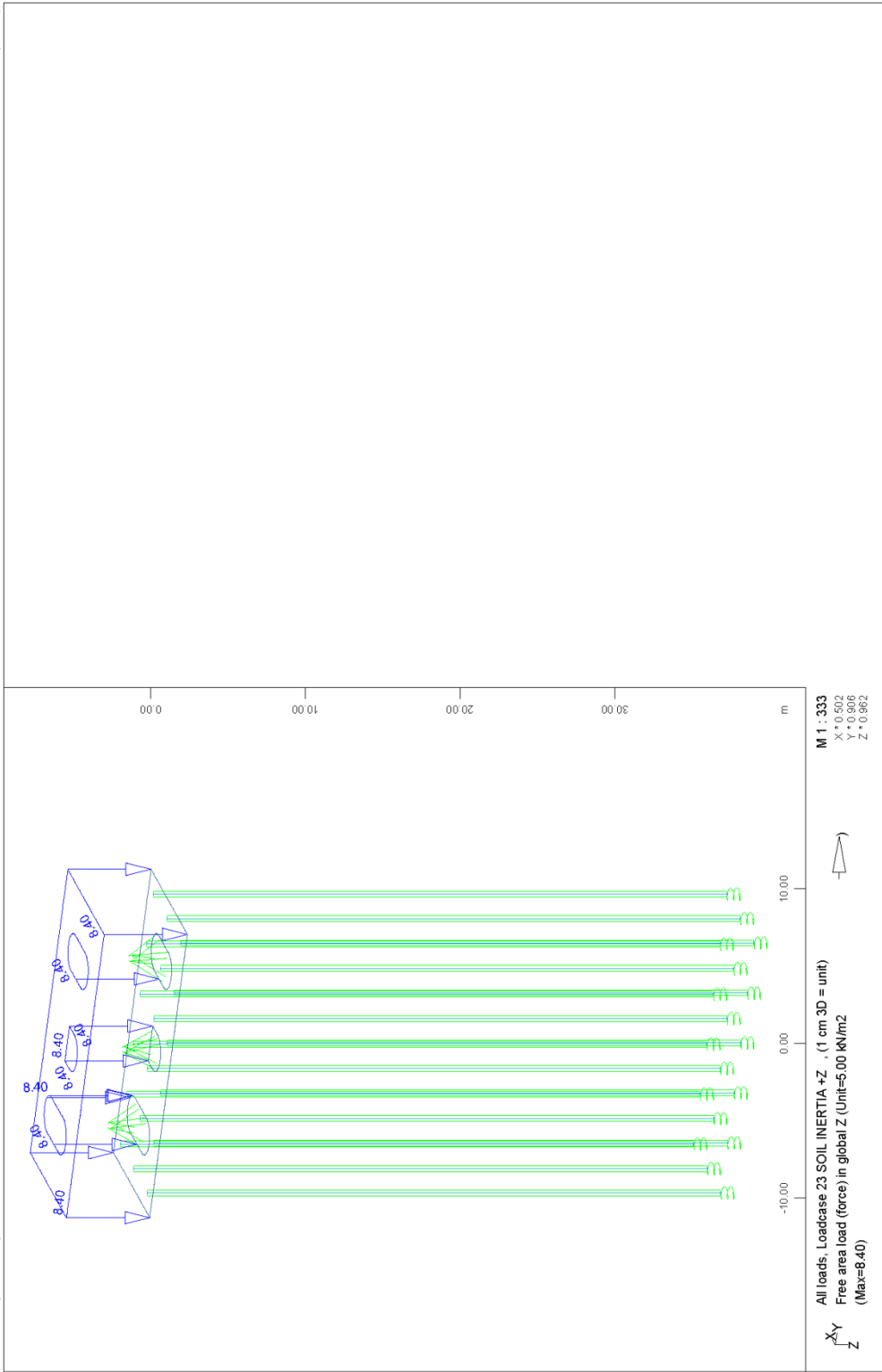
FOUNDATION OF PIER M8.D - STRUCTURE 2
 PILE CAP LOADINGS

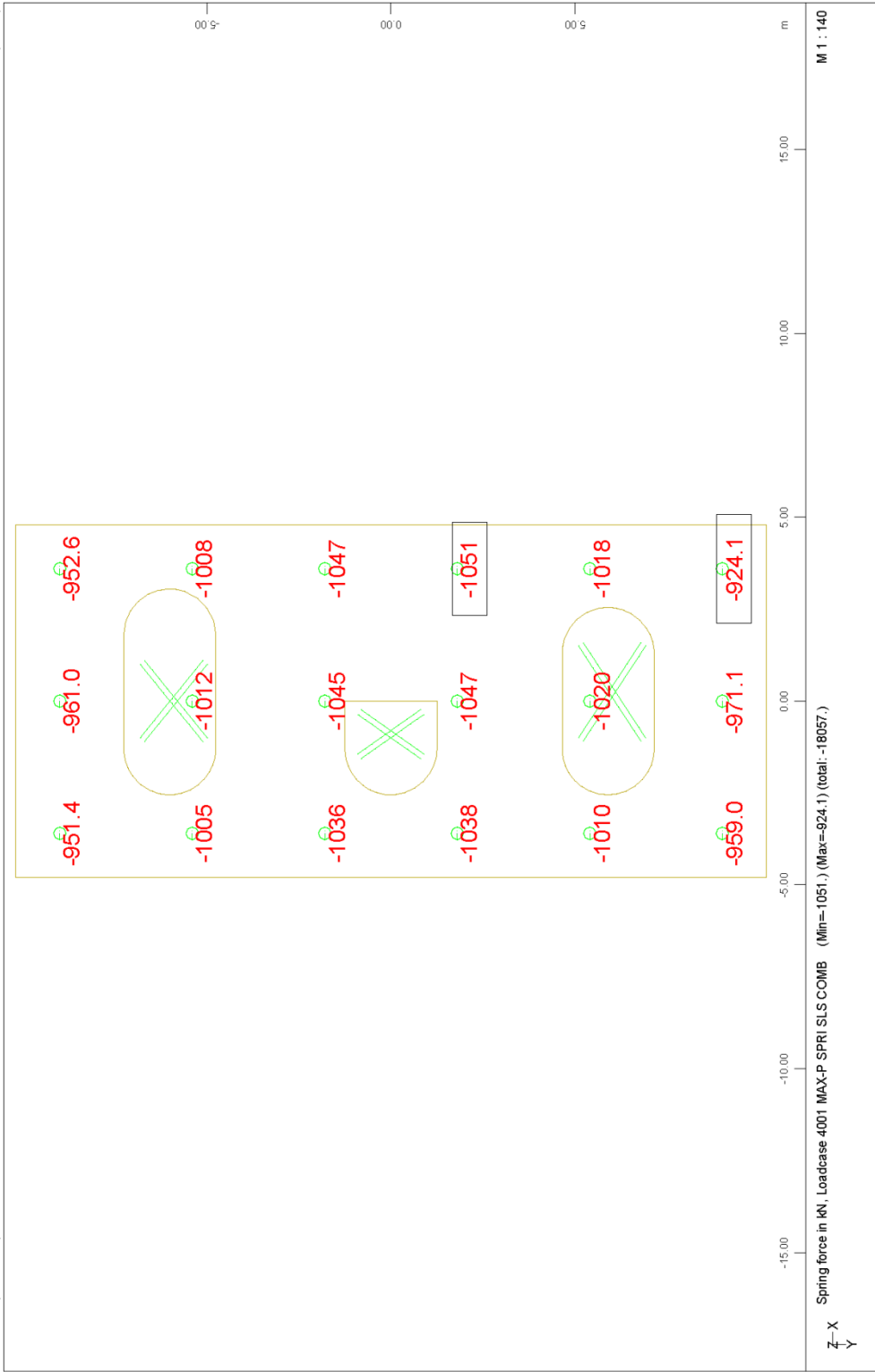




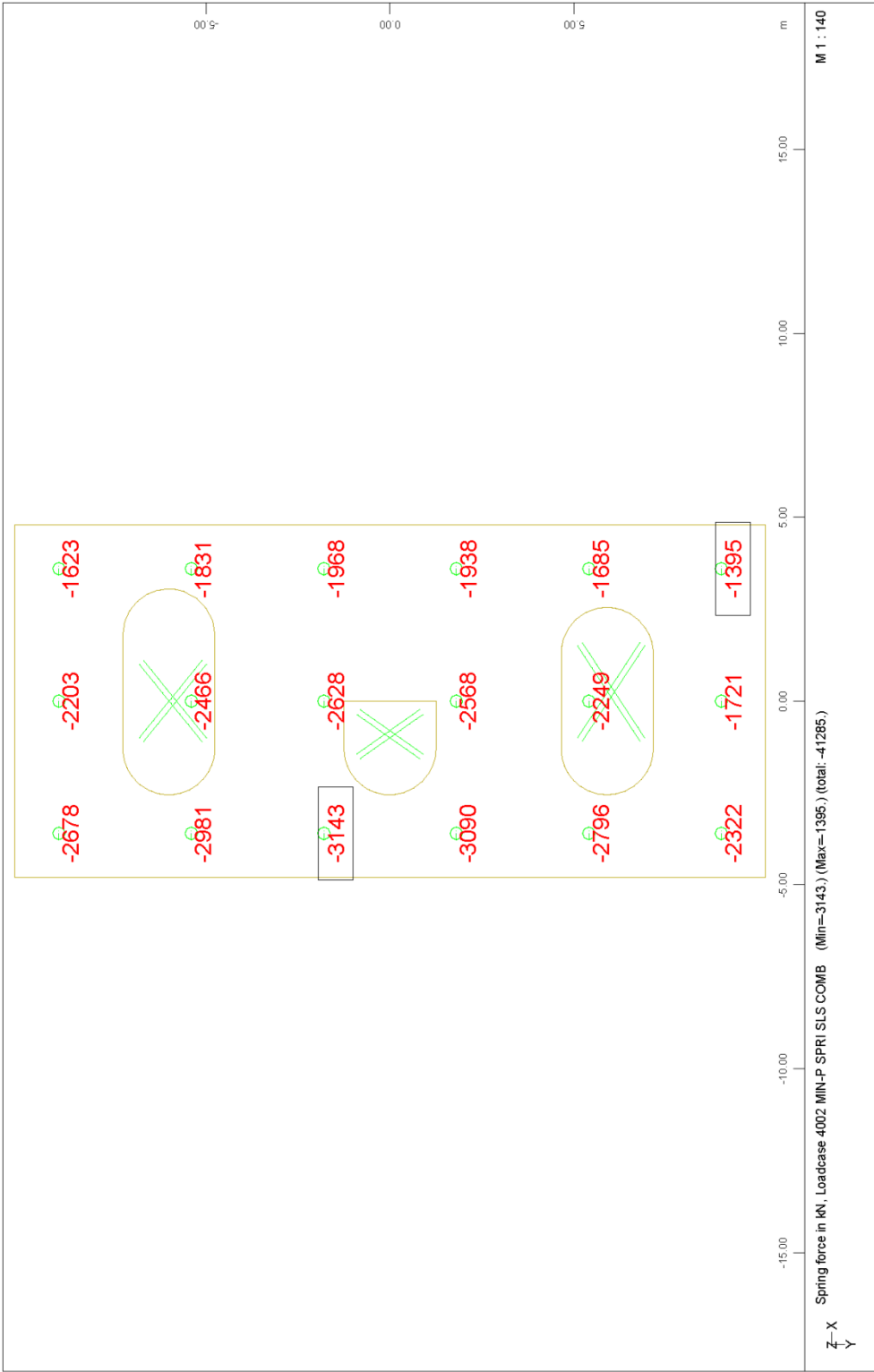


FOUNDATION OF PIER M8.D - STRUCTURE 2
PILE CAP LOADINGS





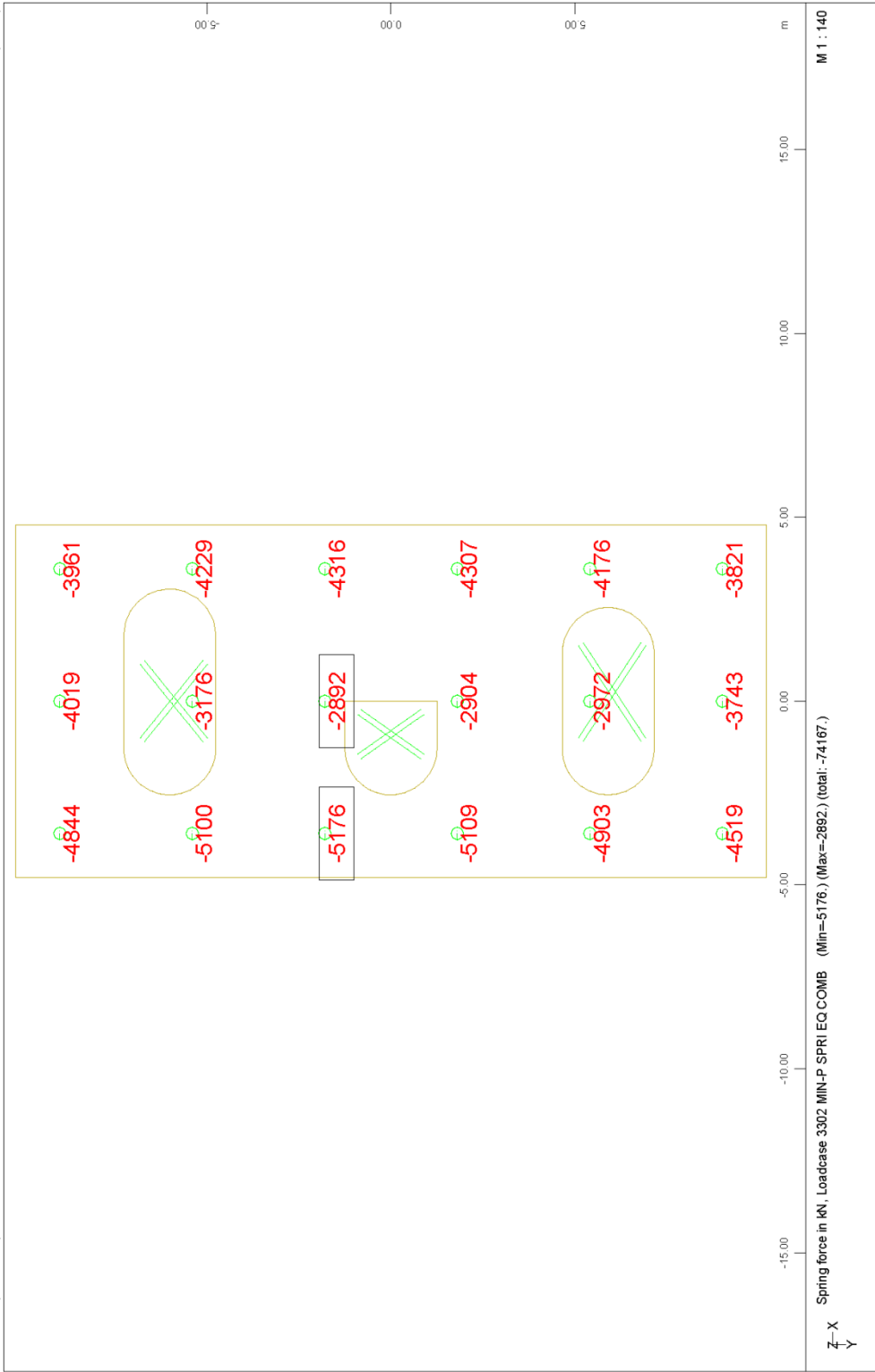
FOUNDATION OF PIER M8.D - STRUCTURE 2
 PILE CAPACITY CHECK: STATIC LOADINGS - TENSION



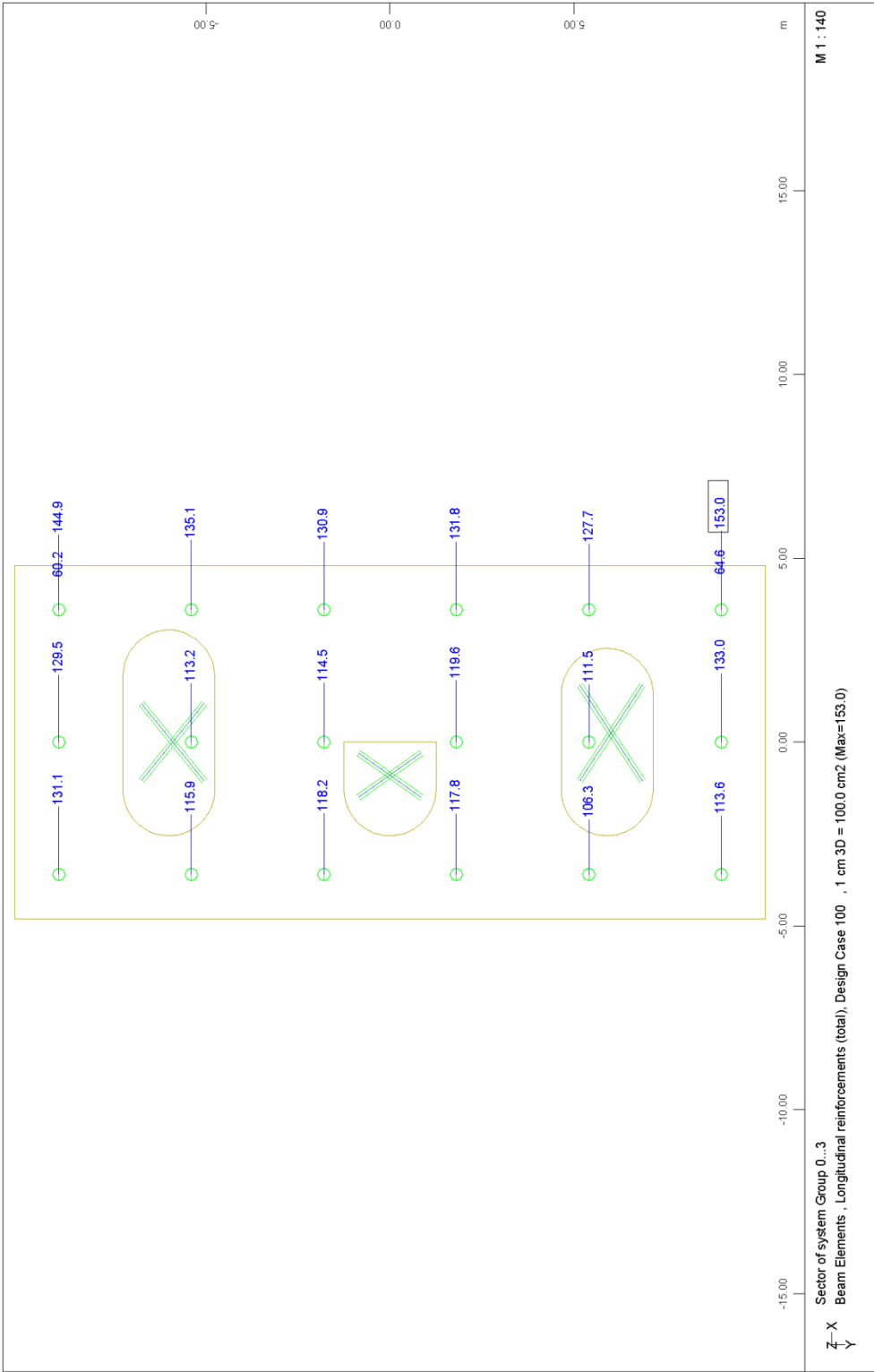
FOUNDATION OF PIER M8.D - STRUCTURE 2
 PILE CAPACITY CHECK: STATIC LOADINGS - COMPRESSION



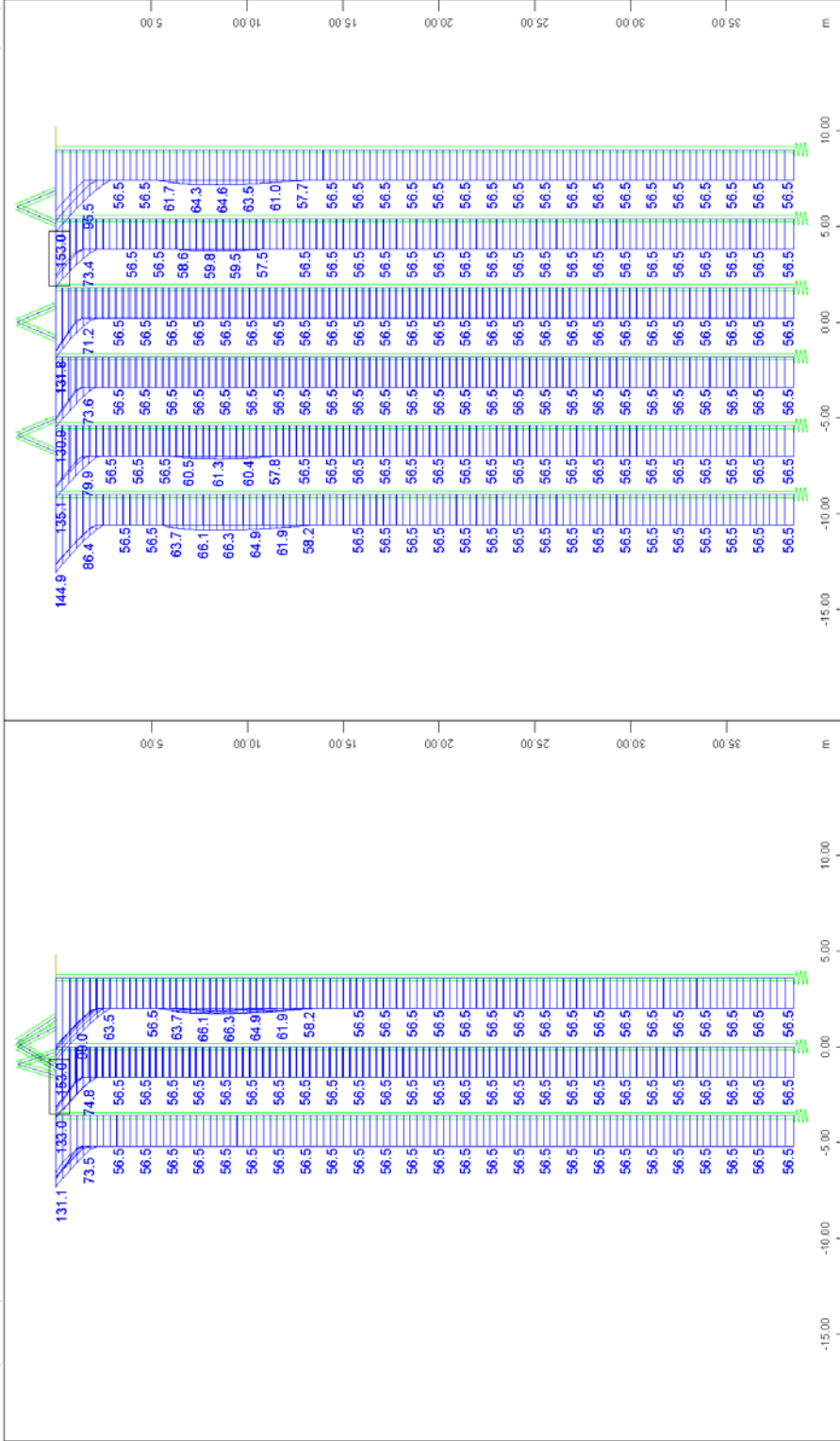
FOUNDATION OF PIER M8.D - STRUCTURE 2
 PILE CAPACITY CHECK: SEISMIC LOADINGS - TENSION



FOUNDATION OF PIER M8.D - STRUCTURE 2
 PILE CAPACITY CHECK: SEISMIC LOADINGS - COMPRESSION



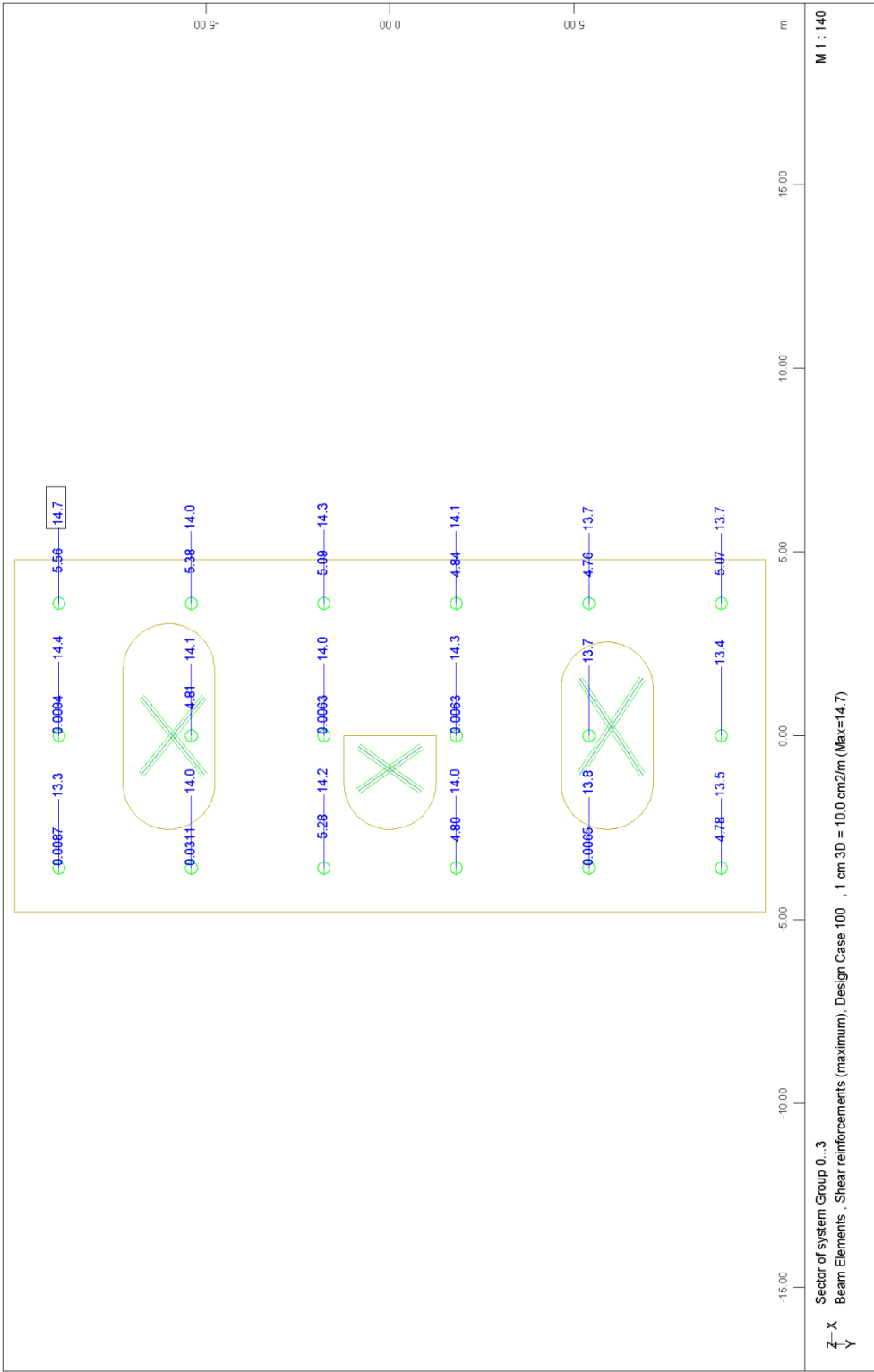
FOUNDATION OF PIER M8.D - STRUCTURE 2
 PILES LONGITUDINAL REINFORCEMENT - MAXIMUM VALUE

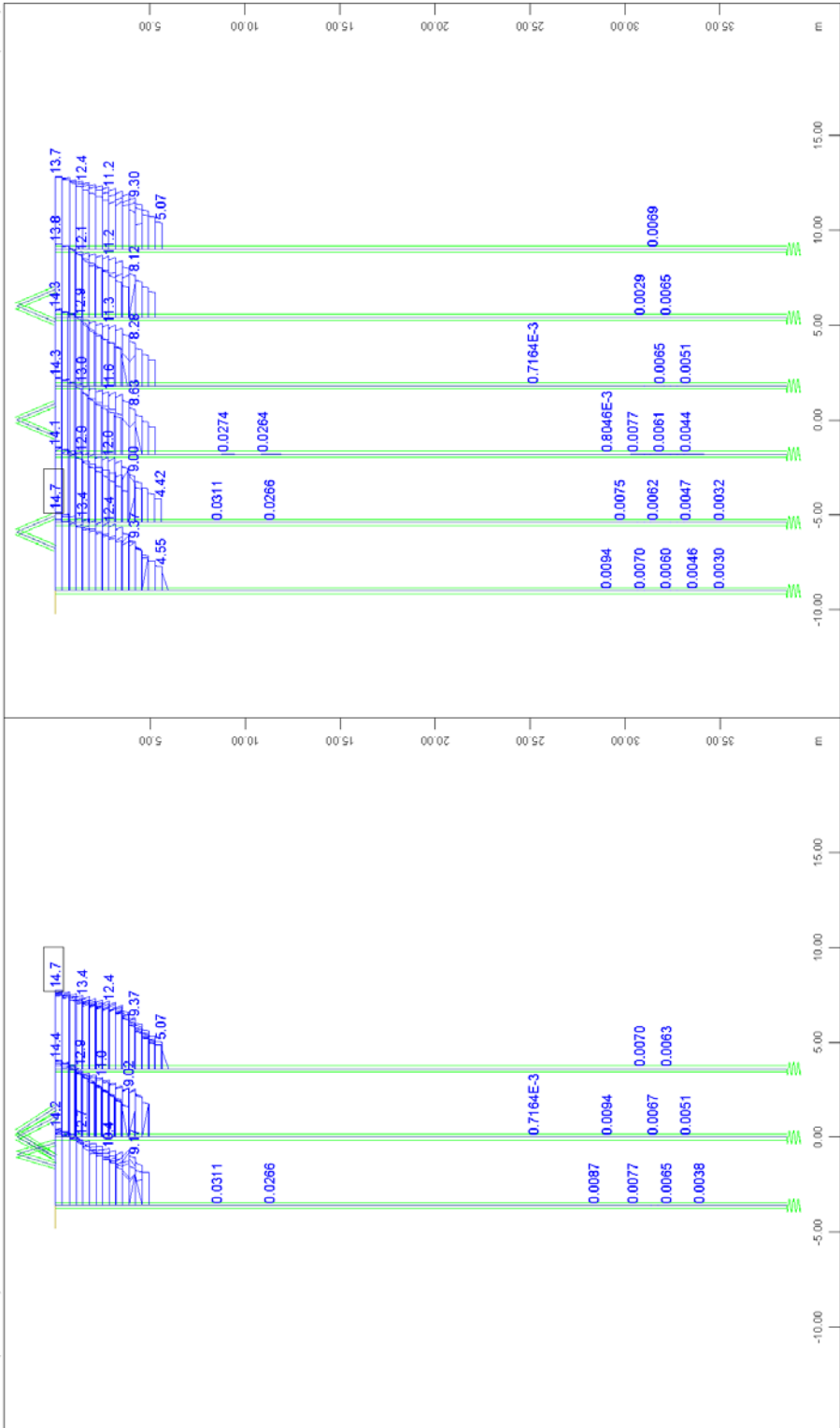


Y-X Sector of system Group 0.3
 Beam Elements , Longitudinal reinforcements (total), Design
 Case 100 , 1 cm 3D = 100.0 cm2 (Max=153.0) M 1 : 283

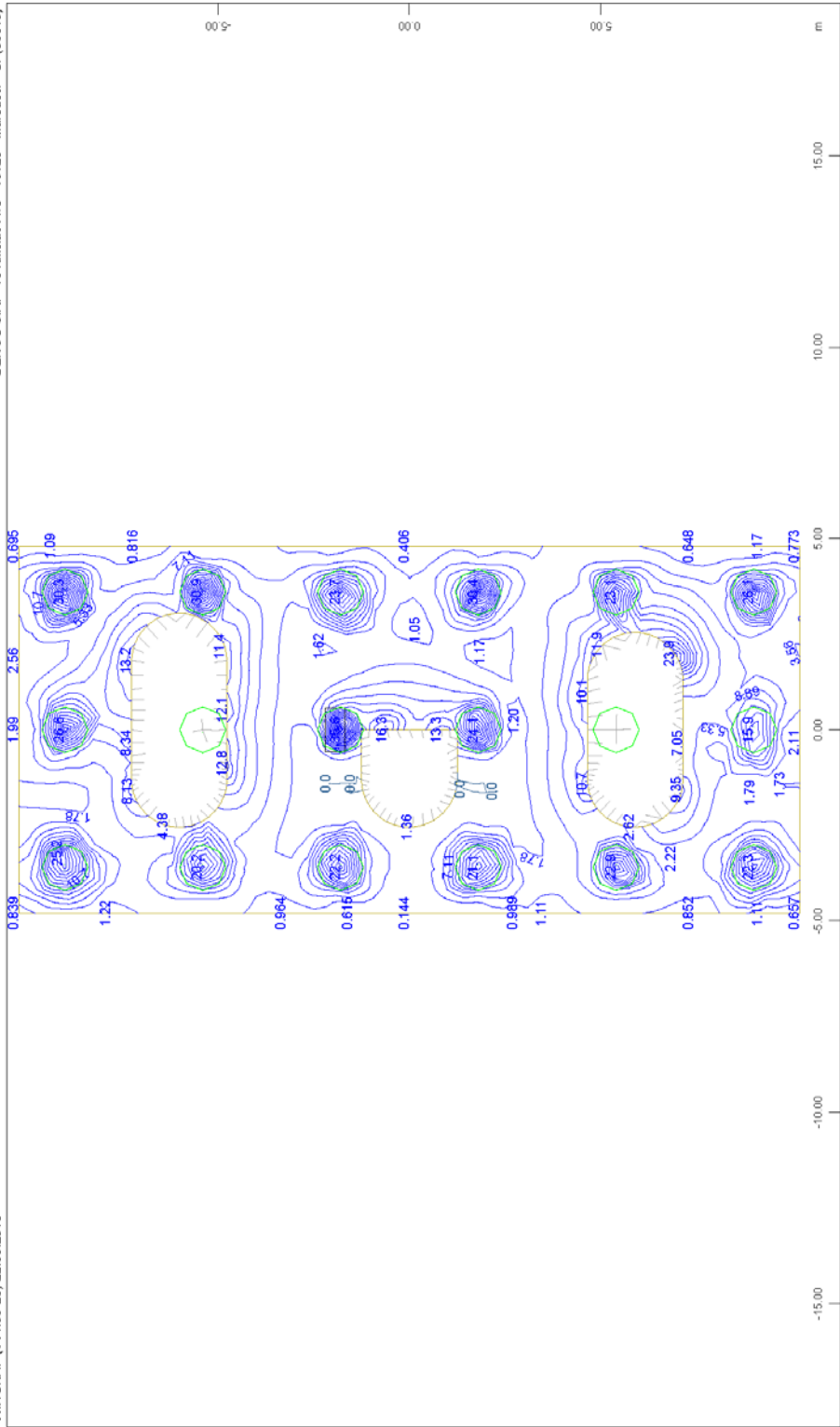
X-Y Sector of system Group 0.3
 Beam Elements , Longitudinal reinforcements (total), Design
 Case 100 , 1 cm 3D = 100.0 cm2 (Max=153.0) M 1 : 283

FOUNDATION OF PIER M8.D - STRUCTURE 2
 PILES LONGITUDINAL REINFORCEMENT - DISTRIBUTION ALONG LENGTH





FOUNDATION OF PIER M8.D - STRUCTURE 2
 PILES TRANSVERSE REINFORCEMENT - DISTRIBUTION ALONG LENGTH

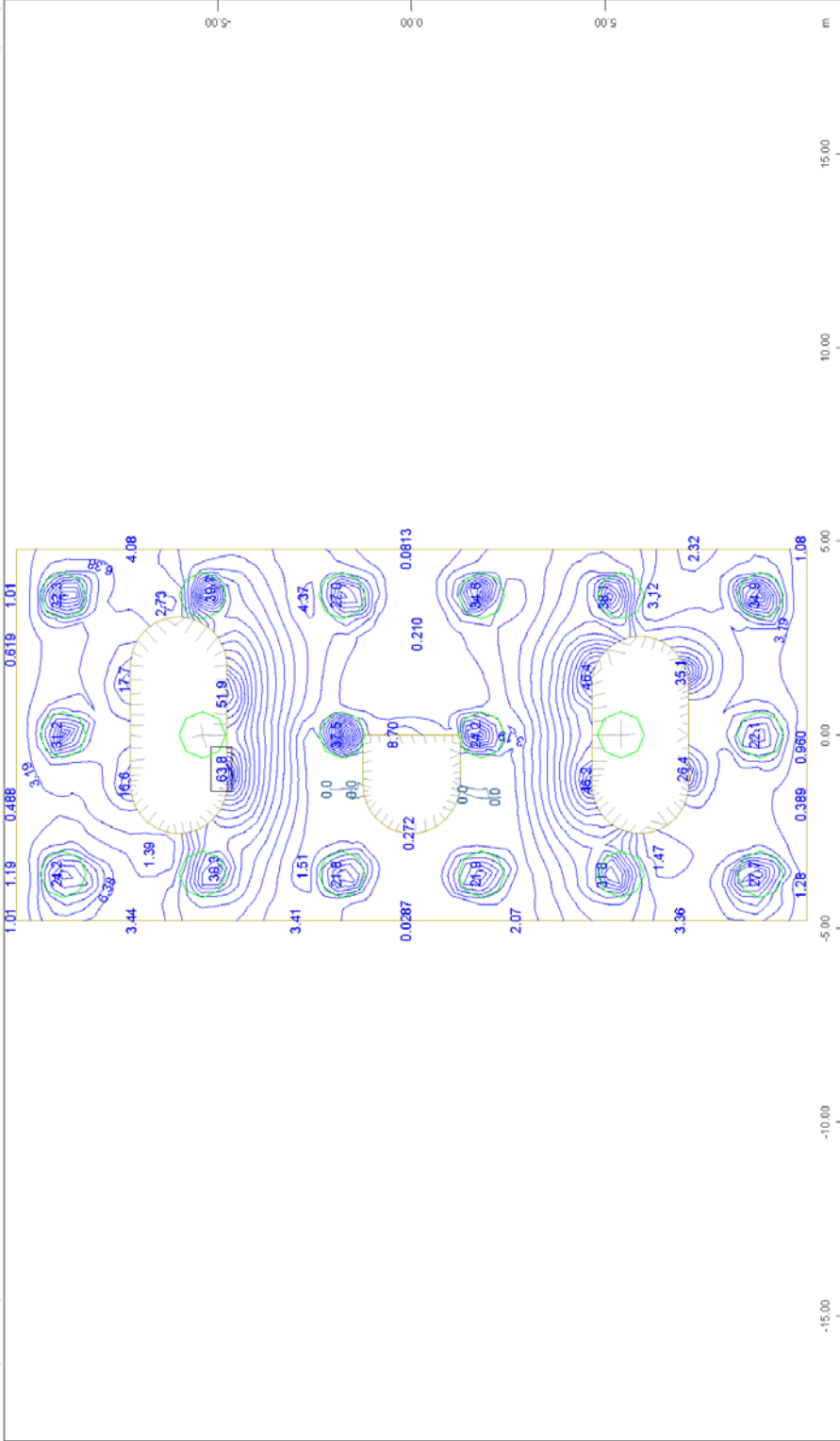


M 1 : 140

↖, Design Case 100 , from 0 to 35.6 step 1.78 cm2/m

Sector of system Group 13
 upper Principal reinforcements (1st layer) from middle of element
 Beam Elements , Contour of Cross section

FOUNDATION OF PIER M8.D - STRUCTURE 2
 PILE CAP REINFORCEMENT : TOP LONGITUDINAL

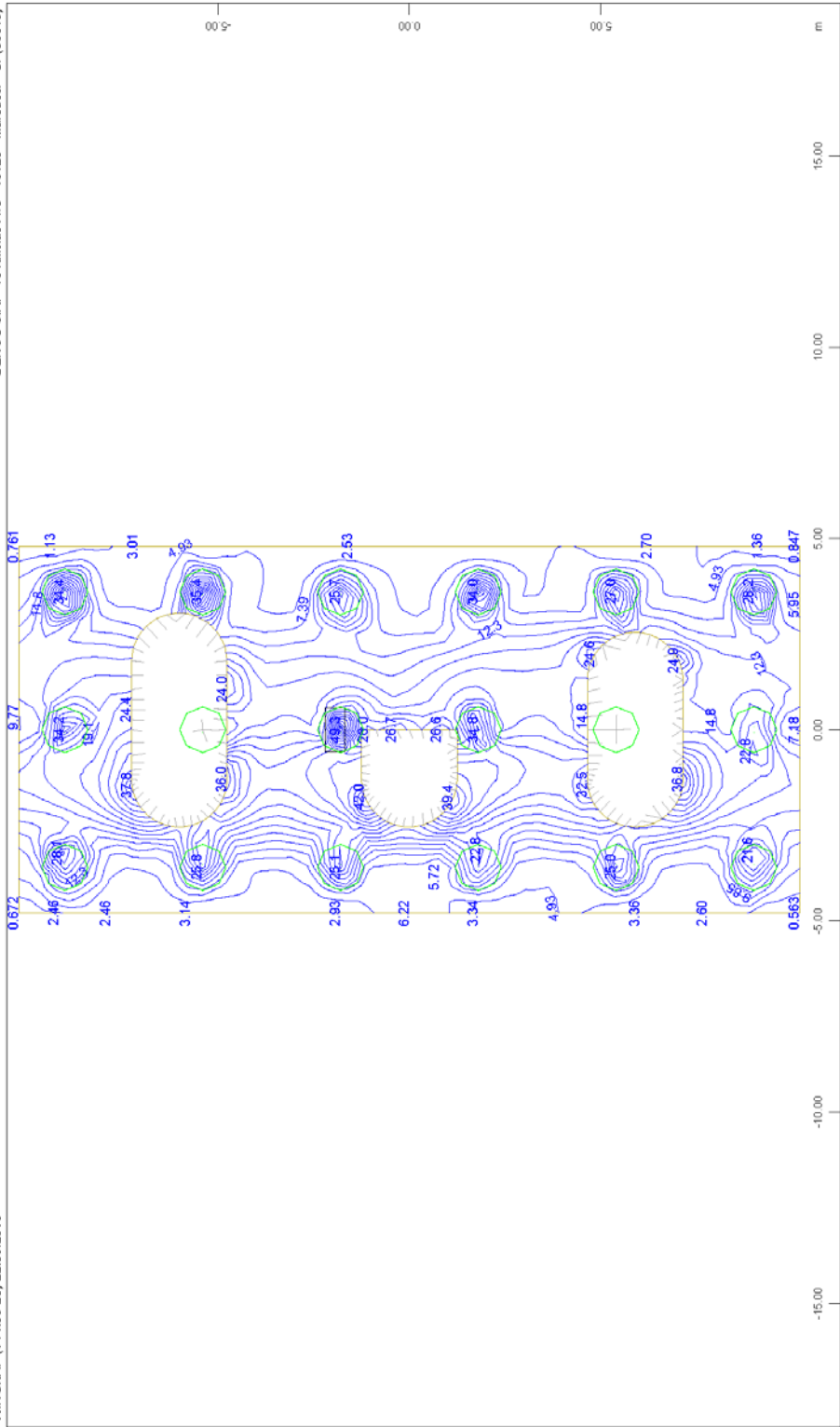


M 1 : 140

1 Design Case 100 , from 0 to 63.8 step 3.19 cm2/m

Sector of system Group 1 3
upper Cross reinforcements (2nd layer) from middle of element
Beam Elements , Contour of Cross section

FOUNDATION OF PIER M8.D - STRUCTURE 2
HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: TOP TRANSVERSE

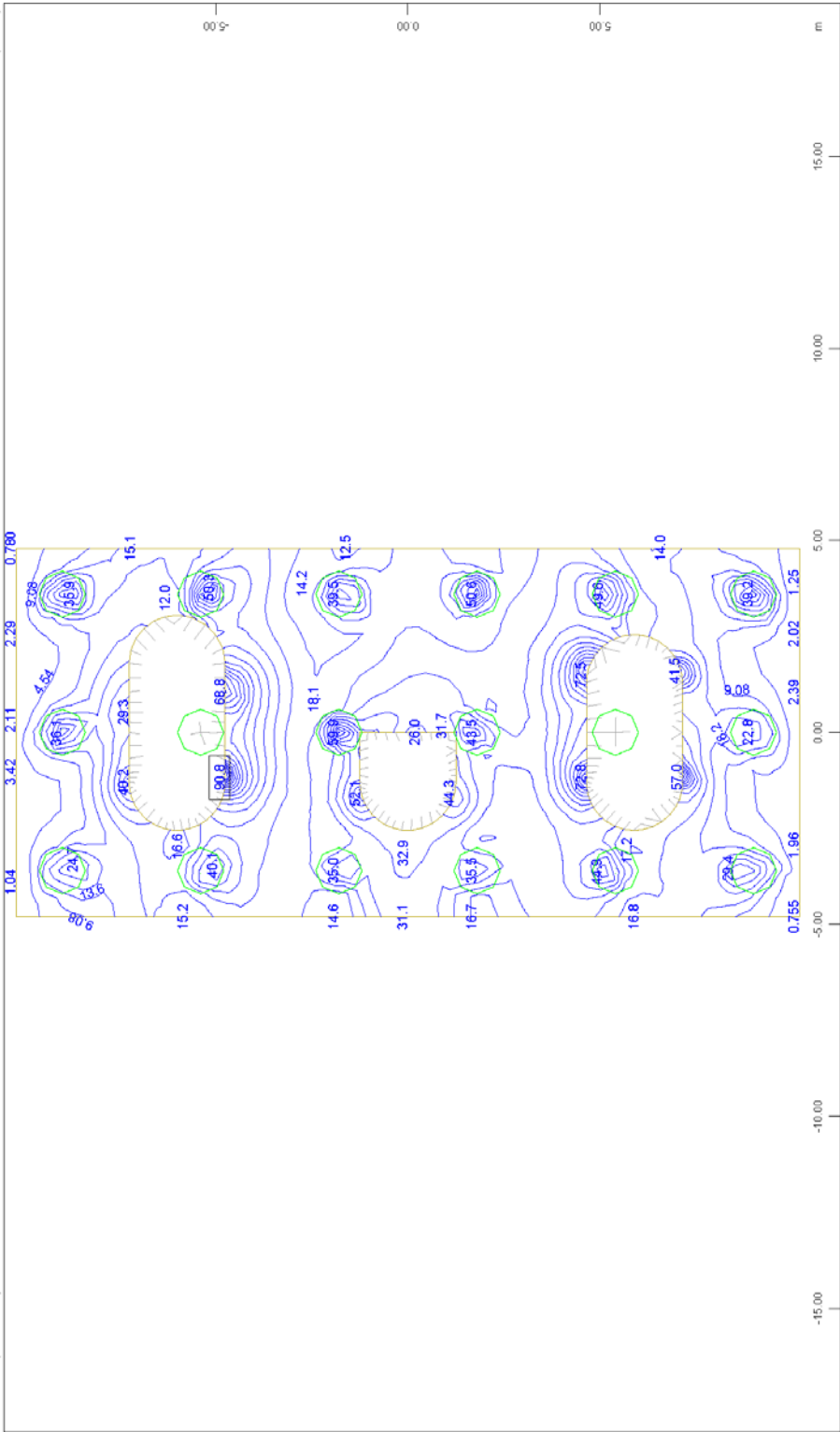


Sector of system Group 1 3
lower Principal reinforcements (1st layer) from middle of element
Beam Elements , Contour of Cross section

↔, Design Case 100 , from 0 to 49.3 step 2.46 cm2/m

M 1 : 140

FOUNDATION OF PIER M8.D - STRUCTURE 2
HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: BOTTOM LONGITUDINAL

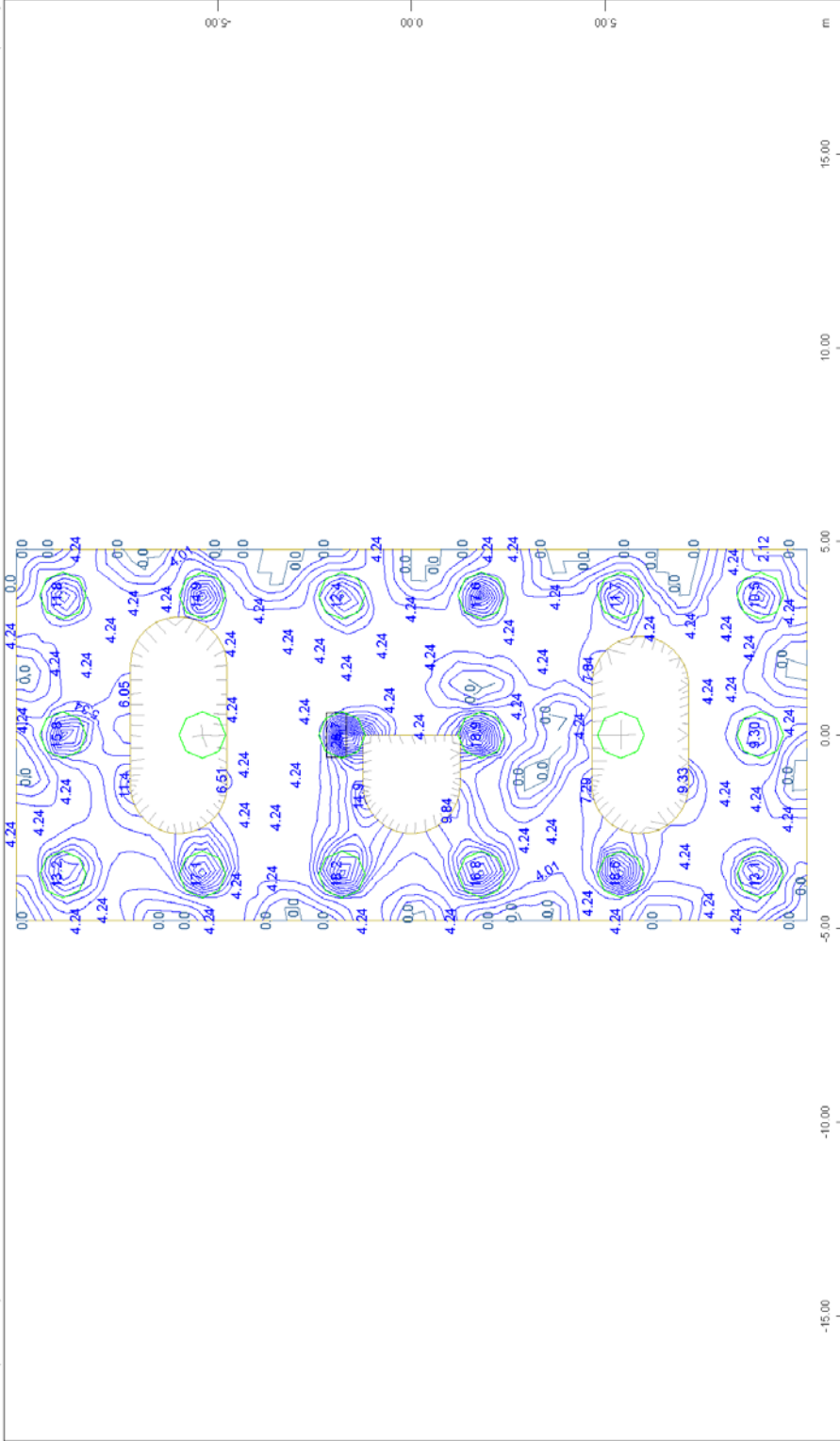


Sector of system Group 1 3
lower Cross reinforcements (2nd layer) from middle of element
Beam Elements , Contour of Cross section

↑ Design Case 100 , from 0 to 90.8 step 4.54 cm2/m

M 1 : 140

FOUNDATION OF PIER M8.D. - STRUCTURE 2
HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: BOTTOM TRANSVERSE

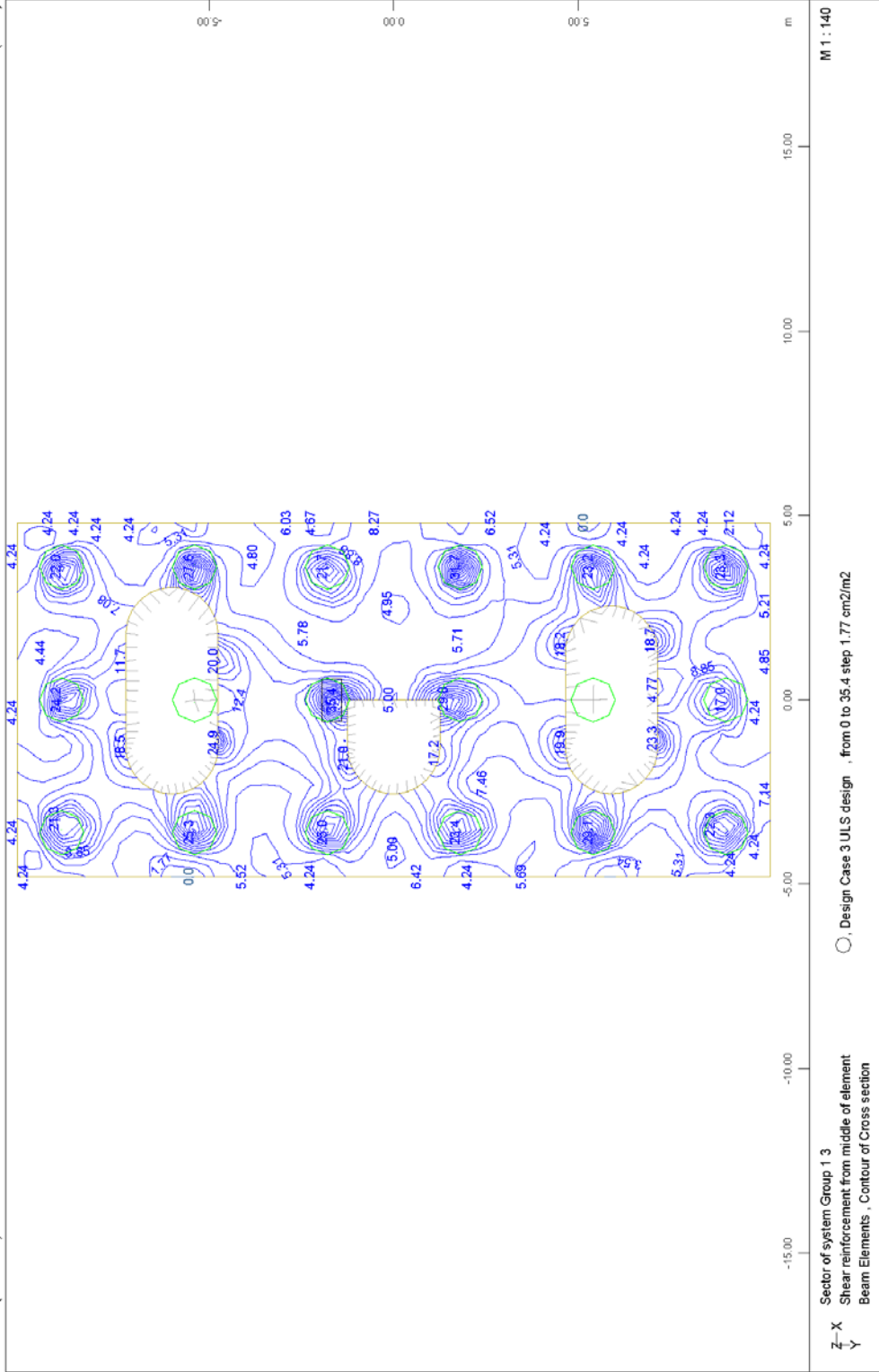


M 1 : 140

○, Design Case 2 , from 0 to 26.7 step 1.34 cm²/m²

z-x
y
Sector of system Group 13
Shear reinforcement from middle of element
Beam Elements , Contour of Cross section

FOUNDATION OF PIER M8.D. - STRUCTURE 2
HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: SHEAR REINFORCEMENT FOR ULS COMBINATION



FOUNDATION OF PIER M8.D - STRUCTURE 2
HEAD PILE CAP REINFORCEMENT: SHEAR REINFORCEMENT FOR EQ COMBINATION

5.3 Τεχνικά σχέδια

1. ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΤΟΜΗ
2. ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΟΜΗ
3. ΣΧΕΔΙΟ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ
4. ΓΕΝΙΚΕΣ ΚΑΤΑ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΕΣ
5. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ5.Δ
6. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ6.Δ
7. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ7.Δ
8. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ8.Δ
9. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ Μ5.Δ
10. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ Μ6.Δ
11. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ Μ7.Δ ΚΑΙ Μ8.Δ
12. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΥ Μ5.Δ
13. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΥ Μ6.Δ
14. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΥ Μ7.Δ
15. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΥ Μ8.Δ
16. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ5.Δ
17. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ6.Δ
18. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ7.Δ
19. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ8.Δ
20. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΑΝΩ ΚΑΤΩ ΠΛΑΚΑΣ ΦΟΡΕΑ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ
21. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΓΕΝΙΚΩΝ ΚΑΤΑ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΩΝ ΦΟΡΕΑ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ
22. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΕΝΟΝΤΩΝ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ
23. ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ ΚΑΙ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ
24. ΣΧΕΔΙΟ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΩΝ

Τα τεχνικά σχέδια της Μελέτης παρατίθενται στο Παράρτημα-Β της Πτυχιακής Εργασίας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6°

ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΕΣ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

Οι παρακάτω φωτογραφίες της γέφυρας λήφθηκαν στα πλαίσια εκπόνησης της παρούσας Πτυχιακής Εργασίας από τη σπουδάστρια Νίνογλου Αθανασία.



Φωτ. 6.1: Βορειοδυτική όψη της παρούσας γέφυρας T2 τριών ανοιγμάτων μήκους 78.1m από προεντεταμένο και οπλισμένο σκυρόδεμα με ελαστομεταλλικά εφέδρανα, στη δεξιά Παραγλαύκια αρτηρία Πατρών. Διακρίνονται όλα τα μεσόβαθρα της γέφυρας T2, M5.Δ (κοινό με τη γέφυρα T1 αριστερά), τα M6.Δ, M7.Δ και M8.Δ (κοινό με τη γέφυρα T17 δεξιά).



Φωτ. 6.2: Βόρεια όψη μεσοβάθρου M5.Δ σε πρώτο πλάνο και σε δεύτερο πλάνο τα μεσόβαθρα M6.Δ, M7.Δ καθώς και η θέση τοποθέτησης εφεδράνων. Αριστερά διακρίνεται η γέφυρα T7 της αριστερής Παραγλαύκιας αρτηρίας Πατρών.



Φωτ. 6.3: Δυτική όψη μεσοβάθρου M5.Δ (αποτελείται από ένα στύλο και έχει ορθογωνική διατομή με ημικυκλικά άκρα με εξωτερικές διαστάσεις 2.5m x 4.0m) και αρμός μεταξύ γέφυρας T1 (αριστερά) και παρούσας γέφυρας T2 (δεξιά). Επίσης διακρίνονται τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα.



Φωτ. 6.4: Δυτική όψη μεσόβαθρου M6.Δ (αποτελείται από ένα στύλο και έχει ορθογωνική διατομή με ημικυκλικά άκρα με εξωτερικές διαστάσεις 2.5m x 4.0m) και ελαστομεταλλικά εφέδρανα.



Φωτ. 6.5: Βόρεια όψη μεσοβάθρου M7.Δ (αποτελείται από ένα στύλο και έχει ορθογωνική διατομή με ημικυκλικά άκρα με εξωτερικές διαστάσεις 2.5m x 4.0m) και ελαστομεταλλικά εφέδρανα.



Φωτ. 6.6: Δυτική όψη μεσοβάθρου Μ7.Δ και ελαστομεταλλικά εφέδρανα.



Φωτ. 6.7: Βόρεια όψη του μεσοβάθρου Μ8.Δ (αποτελείται από τρεις σύλους οι οποίοι έχουν ορθογωνική διατομή με το ένα άκρο ημικυκλικό με εξωτερικές διαστάσεις 2.5m x 2.5m) υπό την κατασκευή της γέφυρας Τ3 (Γέφυρα Δεξιάς Παραγλαύκιας Αρτηρίας) και της γέφυρας Τ17 (κλάδου Γ).



Φωτ. 6.8: Δυτική όψη του μεσοβάθρου M8.Δ και αρμός μεταξύ παρούσας γέφυρας T2 (αριστερά) και γέφυρας T17 (δεξιά).



Φωτ. 6.9: Νοτιοδυτική όψη ολόκληρης της γέφυρας T2. Διακρίνεται σε πρώτο πλάνο το μεσόβαθρο M8.Δ και ακολουθούν σε δεύτερο πλάνο τα μεσόβαθρα M7.Δ και M6.Δ.



Φωτ. 6.10: Διακρίνονται οι αγκυρώσεις των τενόντων προέντασης της παρούσας γέφυρας T2.



Φωτ. 6.11: Θέση τοποθέτησης εφεδράνων και αρμός μεταξύ γέφυρας T1 (αριστερά) και παρούσας γέφυρας T2 (δεξιά).



Φωτ. 6.12: Αρμός μεταξύ παρούσας γέφυρας T2 (αριστερά) και της γέφυρας T17 (δεξιά).



Φωτ. 6.13: Το κατάστρωμα της παρούσας γέφυρας T2 πριν την ασφαλτόστρωση και πριν την κάλυψη των αρμών.



Φωτ. 6.14: Βόρεια όψη του καταστρώματος της γέφυρας T2 κατά την διάρκεια της ασφαλτόστρωσης.



Φωτ. 6.15: Οδοστρωτήρας με δύο κυλίνδρους κατά τη διάρκεια συμπύκνωσης της ασφαλτικής στρώσης.



Φωτ. 6.16: Έξοδος της δεξιάς Παραγλαύκιας αρτηρίας που ενώνει η γέφυρα T2 με το κλάδο Γ (δεξιά), γέφυρα T17.



Φωτ. 6.17: Πρώτη φάση ασφαλτόστρωσης. Ακόμη διακρίνεται ο αρμός συστολής-διαστολής.



Φωτ. 6.18: Διακρίνουμε το ένα άκρο της παρούσας γέφυρας T2 (αριστερά), τον αρμό και το ένα άκρο της γέφυρας T17 (δεξιά).



Φωτ. 6.19: Διακρίνεται η ελάχιστη διαφορά ύψους της αριστερής Παραγλαύκιας αρτηρίας Πατρών με τη δεξιά Παραγλαύκια αρτηρία (παρούσα). Επίσης παρατηρείται το αναμενόμενο πάχος (ίσο με 14cm) των ασφαλτοστρώσεων.



Φωτ. 6.20: Τα εφέδρανα που χρησιμοποιήθηκαν για όλο το έργο του Ανισόπεδου Κόμβου.



Φωτ. 6.21: Θέση αγωγού παροχέτευσης ομβρίων υδάτων.



Φωτ. 6.22: Προστατευτικά κιγκλιδώματα και κράσπεδο.



Φωτ. 6.23: Λάμπα ηλεκτροφωτισμού.



Φωτ. 6.24: Βάση της λάμπας ηλεκτροφωτισμού.



Φωτ. 6.25: Αγωγός παροχέτευσης ομβρίων υδάτων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7^ο

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

1. Στο τομέα του υπολογισμού κατασκευών ο ηλεκτρονικός υπολογιστής (H/Y) έχει γίνει το σημαντικότερο εργαλείο για να βοηθήσει το μηχανικό να ολοκληρώσει την εργασία του.
2. Τα πλεονεκτήματα επίλυσης φορέων με H/Y προβάλλονται ιδιαίτερα σε περιπτώσεις φορέων με πολλά μέλη όπου η επίλυση με κλασσικές μεθόδους θα ήταν μακροχρόνια και κουραστική.
3. Ο μελετητής μηχανικός οφείλει να είναι σε θέση να ελέγξει αυτοτελώς την ορθότητα των αποτελεσμάτων που του δίνει το πρόγραμμα H/Y που χρησιμοποιεί πράγμα που απαιτεί να γνωρίζει πολύ καλά την κλασική στατική. Ο έλεγχος επιβάλλεται για την ασφάλεια της κατασκευής.
4. Υπάρχει μια πληθώρα προγραμμάτων H/Y που μπορεί κανείς να επιλέξει ανάλογα με τις ανάγκες του. Τα προγράμματα αυτά συνεχώς εξελίσσονται και ο βαθμός αξιοπιστίας τους ανεβαίνει.
5. Η παρούσα Πτυχιακή Εργασία περιλαμβάνει την πλήρη αναλυτική μελέτη γέφυρας τριών ανοιγμάτων συνολικού μήκους 78.1m από προεντεταμένο και οπλισμένο σκυρόδεμα με ελαστομεταλλικά εφέδρανα, στη δεξιά Παραγλαύκια αρτηρία Πατρών, με τη χρήση H/Y.
6. Από τα σπουδαιότερα τμήματα της μελέτης και της κατασκευής ήταν η θεμελίωση του τεχνικού στις θέσεις των μεσοβάθρων M5.Δ, M6.Δ, M7.Δ και M8.Δ που πραγματοποιείται μέσω καννάβου πασσάλων Φ1.20 οι οποίοι ενώνονται στην κεφαλή τους με κεφαλοδέσμους πάχους 2.0m. Για την αποφυγή του φαινομένου της ρευστοποίησης του εδάφους θεμελίωσης γύρω από τους πασσάλους των βάθρων προβλέπεται σύμφωνα με την γεωτεχνική μελέτη η κατασκευή καννάβου χαλικοπασσάλων Φ100 κατάλληλου μήκους από κατάλληλο χονδρόκοκκο υλικό που επιτρέπει την στράγγιση.
7. Η επιλογή του τύπου της γέφυρας και της μεθόδου κατασκευής επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό τον προϋπολογισμό του έργου. Ο μελετητής βάσει της πείρας και των γνώσεων του καλείται να κάνει τη σωστή επιλογή.

8. Κάθε μελέτη τεχνικού έργου οφείλει να συμμορφώνεται με τους ισχύοντες κανονισμούς υλικών, φορτίσεων, ανάλυσης και διαστασιολόγησης. Για την μελέτη της παρούσας γέφυρας λήφθηκαν υπόψη οι κανονισμοί: DIN–Fachbericht 101, DIN–Fachbericht 102, ΕΑΚ 2000/2003, Οδηγίες για τη μελέτη των οδικών έργων. Οδηγίες για τη μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση. Οδηγίες για την αντισεισμική μελέτη γεφυρών σε συνδυασμό DIN–FB 102, 103, 104.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Δ.-Π. Ν. ΚΟΝΤΟΝΗ, «Υπολογισμός κατασκευών με Η/Υ», Τμήμα Πολιτικών Έργων Υποδομής, Τ.Ε.Ι. Πάτρας, Πάτρα, 1995 – 1999.
2. Δ.-Π. Ν. ΚΟΝΤΟΝΗ, Επιστημονικά Εκπαιδευτικά Προγράμματα Η/Υ ειδικότητας Πολιτικού Μηχανικού, Πάτρα 1985 – 2015.
3. Δ.-Π. Ν. ΚΟΝΤΟΝΗ, «Πολιτικός Μηχανικός & Η/Υ», «Εισαγωγή στους Η/Υ», «Εισαγωγή στο διαδίκτυο (internet) και στις υπηρεσίες του» (Διδακτικές Σημειώσεις), «Ασκήσεις Προγραμματισμού Η/Υ I & II» (Φύλλα Έργου), Τμήμα Πολιτικών Έργων Υποδομής, Τ.Ε.Ι. Πάτρας, Πάτρα, 1999 – 2015.
4. EN 1991 Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών.
5. EN 1992 Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός των κατασκευών από σκυρόδεμα.
6. 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.
7. DIN–Fachbericht 101: Δράσεις σε γέφυρες.
8. DIN–Fachbericht 102: Γέφυρες από σκυρόδεμα.
9. Οδηγίες για τη μελέτη των οδικών έργων – (ΟΜΟΕ – Τεχνικών Έργων Οδοποιίας (Έργα Πολιτικού Μηχανικού), 2003).
10. Οδηγίες για την εφαρμογή των κανονισμών DIN–Fachbericht στην Ελλάδα (ΥΠΕΧΩΔΕ Ιούνιος 2007).
11. ΔΙΟΝΥΣΙΟΣ Ε. ΜΠΙΣΚΙΝΗΣ, «Διδακτικές Σημειώσεις Γεφυροποιίας: Είδη γεφυρών και μέθοδοι κατασκευής», Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε., Τ.Ε.Ι. Δυτικής Ελλάδας.
12. ΙΩΑΝΝΗΣ Ν. ΨΥΧΑΡΗΣ, «Διδακτικές Σημειώσεις για τα Ειδικά Θέματα Αντισεισμικής Τεχνολογίας: Αντισεισμικός Σχεδιασμός Γεφυρών», Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα, 2011.

13. ΘΕΟΦΑΝΗΣ Α. ΓΕΩΡΓΟΠΟΥΛΟΣ, «Ωπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τους κανονισμούς EC2, ΕΚΩΣ, DIN 1045», Τόμος Α', Δ' έκδοση, Πάτρα 2005.

14. ΙΩΑΝΝΗΣ Κ. ΒΑΓΙΑΣ, «Σύμμικτες γέφυρες», «Οδηγός Σχεδιασμού με βάση τα DIN–Fachbericht και τους Ευρωκώδικες», εκδόσεις Κλειδάριθμος 2006.

15. Πηγές διαδικτύου: <http://el.wikipedia.org>

16. ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΧΑΛΙΟΡΗΣ, «Διδακτικές Σημειώσεις για το Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος: Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας, Ρηγματώσεις - Παραμορφώσεις», Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Δημοκρίτειο Πανεπιστήμιο Θράκης, Αλεξανδρούπολη, 2009.

17. ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΙΔΗΣ, «Διδακτικές Σημειώσεις για το Μάθημα Γεφυροποιία: Γεφυροποιία», Τμήμα Πολιτικών Έργων Υποδομής, Αλεξάνδρειο Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα, Θεσσαλονίκη, 2012.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ-Α

α/α	ΤΙΤΛΟΣ
1.	Απόσπασμα τοπογραφικού – Θέσεις ερευνητικών γεωτρήσεων
2.	Απόσπασμα τοπογραφικού – Θέσεις Χαλικοπασσάλων
3.	Ενδεικτική τομή γεωτρήσεων
4.	Συγκεντρωτικοί πίνακες αποτελεσμάτων – διαγράμματα εδαφικών παραμέτρων
5.	Υπολογισμοί
6.	Τεχνικό Τ2 – Μεσόβαθρα Μ5.Δ και Μ6.Δ
7.	Τεχνικό Τ2 – Μεσόβαθρα Μ7.Δ και Μ8.Δ
8.	Έλεγχοι Ρευστοποίησης

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ-Β
ΤΕΧΝΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ

α/α	ΤΙΤΛΟΣ
01.	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΤΟΜΗ
02.	ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΟΜΗ
03.	ΣΧΕΔΙΟ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ
04.	ΓΕΝΙΚΕΣ ΚΑΤΑ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΕΣ
05.	ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ5.Δ
06.	ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ6.Δ
07.	ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ7.Δ
08.	ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ8.Δ
09.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ Μ5.Δ
10.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ Μ6.Δ
11.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ Μ7.Δ ΚΑΙ Μ8.Δ
12.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΥ Μ5.Δ
13.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΥ Μ6.Δ
14.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΥ Μ7.Δ
15.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΥ Μ8.Δ
16.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ5.Δ
17.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ6.Δ
18.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ7.Δ
19.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ8.Δ
20.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΑΝΩ ΚΑΤΩ ΠΛΑΚΑΣ ΦΟΡΕΑ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ
21.	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΓΕΝΙΚΩΝ ΚΑΤΑ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΩΝ ΦΟΡΕΑ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ
22.	ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΕΝΟΝΤΩΝ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ
23.	ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ ΚΑΙ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ
24.	ΣΧΕΔΙΟ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΩΝ