TRƯỜNG ĐẠI HỌC GIAO THÔNG VẬN TẢI TP HỒ CHÍ MINH

KHOA CÔNG TRÌNH GIAO THÔNG

TRƯỜNG ĐẠI HỌC GTVT TP.HCM
THƯ VIỆN
KL 2000 2945 -20

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP KỸ SƯ

ĐỀ TÀI:

THIẾT KẾ CẦU BTCT NHỊP LIÊN TỤC THI CÔNG THEO PHƯƠNG PHÁP ĐÚC HẪNG CÂN BẰNG

Ngành: KỸ THUẬT XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH GIAO THÔNG

Chuyên ngành: XÂY DỰNG CẦU ĐƯỜNG

Giáo viên hướng dẫn : TS MAI LỰU

Sinh viên thực hiện : LÊ QUANG NHẬT

Mã số sinh viên : 15H1090015

Lớp : CD15CLCB

TP. Hồ Chí Minh, Ngày 20 Tháng 05 Năm 2020

Khoa: Công trình Giao thông

Bộ môn: Xây dựng Cầu Hầm

PHIẾU GIAO ĐỀ TÀI LUẬN VĂN TỐT NGHIỆP

(Phiếu này được dán ở trang đầu tiên của quyển báo cáo LVTN)

1. **Họ và tên sinh viên/ nhóm sinh viên được giao đề tài** (sĩ số trong nhóm……):
   (1) LÊ QUANG NHẬT MSSV: 15H1090015 Lớp: CD15CLCB
   Ngành : KỸ THUẬT XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH GIAO THÔNG
   Chuyên ngành : XÂY DỰNG CẦU ĐƯỜNG
2. **Tên đề tài** : THIẾT KẾ CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP NHỊP LIÊN TỤC THEO PHƯƠNG PHÁP ĐÚC HẪNG CÂN BẰNG
3. **Các dữ liệu ban đầu** :
   Tổng chiều dài cầu: 147m
   Tải trọng thiết kế: HL93
   Khổ cầu: 12.85m
   Cấp sông: IV
   Mã đề địa chất: 24_Dia Chat
4. **Các yêu cầu chủ yếu** :
   Tổng quan về phương án thiết kế
   Thiết kế sơ bộ và lựa chọn 2 phương án
   Thiết kế kỹ thuật
   Thiết kế tổ chức thi công
5. **Kết quả tối thiểu phải có**:
   1) Đúng yêu cầu số liệu đề tài
   2) Số lượng bản vẽ: 17 bản vẽ
   3) Thể hiện bản vẽ đúng kích thước theo số liệu đề tài đã giao

Ngày giao đề tài: 07/01/2020. Ngày nộp báo cáo: ngày 20/05/2020

TP. HCM, ngày 20 tháng 05 năm 2020.

Giảng viên hướng dẫn

(Ký và ghi rõ họ tên)

Mai Lưu.

TRƯỞNG KHOA
(Ký và ghi rõ họ tên)

TRƯỞNG BỘ MÔN
(Ký và ghi rõ họ tên)

Mai Lưu.

BM-TN-02

LỜI CẢM ƠN

----------o0o----------

Sau thời gian học tập tại trường ĐH Giao Thông Vận Tải TP HCM, bằng sự nỗ lực của bản thân cùng với sự chỉ bảo dạy dỗ tận tình của các thầy cô trong trường ĐH Thông Vận Tải TP HCM nói chung và các thầy cô trong Khoa Công Trình Giao Thông nói riêng em đã tích luỹ được nhiều kiến thức bổ ích để trang bị cho công việc của một kỹ sư tương lai.

Đồ án tốt nghiệp là kết quả của sự cố gắng trong suốt gần 5 năm học tập và tìm hiểu kiến thức tại trường, đó là sự đánh giá tổng kết công tác học tập trong suốt thời gian qua của mỗi sinh viên. Trong thời gian làm đồ án tốt nghiệp này em đã được sự giúp đỡ nhiệt tình của các thầy cô giáo trong bộ môn Cầu Đường, đặc biệt là sự giúp đỡ trực tiếp của thầy: MAI LỰU.

Do thời gian tiến hành làm Đồ án và trình độ lý thuyết cũng như các kinh nghiệm thực tế còn có hạn nên trong tập Đồ án này chắc chắn sẽ không tránh khỏi những thiếu sót. Em xin kính mong các thầy cô trong bộ môn chỉ bảo để em có thể hoàn thiện hơn Đồ án cũng như kiến thức chuyên môn của mình.

Em xin chân thành cảm ơn !

TP Hồ Chí Minh, 15 tháng 05 năm 2020

Sinh viên:

Lê Quang Nhật

MỤC LỤC

PHẦN I: THIẾT KẾ SƠ BỘ 8
CHƯƠNG 1. GIỚI THIỆU CHUNG VỀ ĐỀ TÀI THIẾT KẾ 9
1.1. Qui mô thiết kế: 9
1.2. Điều kiện địa chất: 9
1.3. Nguyên tắc lựa chọn phương án cầu: 10
1.4. Phương án 1: 10
1.5. Phương án 2: 14
CHƯƠNG 2. SO SÁNH LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN THIẾT KẾ LÀM PHƯƠNG ÁN KĨ THUẬT 19
2.1. So sánh các phương án về kĩ thuật và mỹ quan: 19
2.2. So sánh các phương án về kinh tế: 21
2.3. Lựa chọn phương án: 22
PHẦN II: THIẾT KẾ KĨ THUẬT 23
CHƯƠNG 1. KHÁI QUÁT CHUNG PHƯƠNG ÁN THIẾT KẾ 24
1.1. Qui mô thiết kế: 24
1.2. Giới thiệu về cầu BTCT DUL thi công bằn phương pháp đúc hẫng cân bằng: 24
1.3. Lựa chọn sơ bộ kích thước hình học: 25
1.4. Vật liệu: 27
1.5. Tiến độ và trình tự thi công: 30
CHƯƠNG 2. LAN CAN 33
2.1. Thông số đầu vào cho thiết kế lan can: 33
2.2. Tải trọng tác dụng: 37
2.3. Sức kháng của thanh lan can (M_r): 38
2.4. Sức kháng uốn mối nối thanh lan can: 38
2.5. Sức kháng của cột lan can (P_p): 38
2.6. Sức kháng của lan can tường: 39
2.7. Kiểm toán: 43

CHƯƠNG 3. BẢN MẶT CẦU 48
3.2. Số liệu tính toán bản mặt cầu: 49
3.3. Tải trọng, nội lực: 49
3.4. Tổ hợp nội lực: 69
3.5. Thiết kế cốt thép cho bản mặt cầu: 71
3.6. Thiết kế cốt thép bản vách: 78
3.7. Thiết kế cốt thép bản đáy: 80
CHƯƠNG 4. THIẾT KẾ DẦM LIÊN TỤC ĐÚC HẪNG GIAI ĐOẠN THI CÔNG 83
4.1. Tính toán sơ bộ kết cầu nhịp: 83
4.2. Đặc trưng vật liệu: 91
4.3. Tính toán tải trọng: 94
4.4. Tính toán nội lực trong các giai đoạn thi công: 102
4.5. Tính toán sơ bộ cáp DUL: 114
4.6. Tính toán giai đoạn thi công đúc hẫng: 123
4.7. Kiểm toán giai đoạn thi công: 143
CHƯƠNG 5. THIẾT KẾ DẦM LIÊN TỤC ĐÚC HẪNG GIAI ĐOẠN HỢP LONG BIÊN 157
5.1. Tính toán ĐTHH của tiết diện: 157
5.2. Tính toán MMUS: 161
5.3. Kiểm toán ứng suất cho phép: 170
CHƯƠNG 6. THIẾT KẾ DẦM LIÊN TỤC ĐÚC HẪNG GIAI ĐOẠN HỢP LONG GIỮA 177
6.1. Tính toán ĐTHH của tiết diện: 177
6.2. Tính toán MMUS: 179
6.3. Kiểm toán ứng suất cho phép: 188
CHƯƠNG 7. THIẾT KẾ DẦM LIÊN TỤC ĐÚC HẪNG GIAI ĐOẠN KHAI THÁC 195
7.1. Kiểm toán TTGH sử dụng: 195

7.2. Kiểm toán ở TTGH cường độ: 206
7.3. Kiểm toán hàm lượng cốt thép tối thiểu: 209
7.4. Kiểm tra sức kháng cắt: 212
CHƯƠNG 8. THIẾT KẾ TRỤ CẦU 215
8.1. Giới thiệu chung: 215
8.2. Các tải trọng tác dụng lên trụ và nội lực: 217
8.3. Tổng hợp các lực ở các TTGH: 230
8.4. Thiết kế cốt thép cho thân trụ: 232
8.5. Tính toán lựa chọn gối cầu: 240
8.6. Kiểm toán lật giai đoạn thi công đúc hẫng cân bằng: 241
CHƯƠNG 9. THIẾT KẾ MÓNG TRỤ, CỌC KHOAN NHỒI 244
9.1. Giới thiệu chung: 244
9.2. Tính sức chịu tải của cọc khoan nhồi: 246
9.3. Tính toán số lượng cọc trong đài: 249
9.4. Xác định nội lực đầu cọc: 250
9.5. Kiểm toán cọc: 260
9.6. Thiết kế cốt thép cho đài cọc: 269
CHƯƠNG 10. THI CÔNG TỔNG THỂ 274
10.1. Tổ chức thi công tổng thể: 274
10.2. Trình tự thi công chi tiết: 274
CHƯƠNG 11. THI CÔNG CHI TIẾT 281
11.1. Tính toán đà giáo mở rộng trụ: 281
11.2. Thiết kế thi công trụ T1: 288
11.3. Tính toán cọc ván thép: 295
11.4. Tính toán tầng khung chống: 301
11.5. Lựa chọn búa đóng cọc ván: 304
CHƯƠNG 12. MÔ HÌNH HÓA KẾT CẤU BẰNG PHẦN MỀM RMv8i 08.11.18.01 307
12.1. Khai báo tiêu chuẩn sử dụng: 307

12.2. Khai báo Modeler: 307

12.3. Mô hình hóa kết cấu: 309

12.4. Tổ hợp nội lực:.....324

DANH MỤC CÁC TỪ VIẾT TẮT

BTCT	: Bê tông cốt thép
DUL	: Dự ứng lực
ĐAH	: Đường ảnh hưởng
HL	: Hợp long
HLB	: Hợp long biên
HLG	: Hợp long giữa
MMUS	: Mất mát ứng suất
TTGH	: Trạng thái giới hạn
ĐTHH	: Đặc trưng hình học
TTH	: Trục trung hòa

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- Tiêu chuẩn thiết kế cầu TCVN 11823:2017.
- *Cầu bêtông cốt thép* –TS. Mai Lựu – NXB Xây Dựng.
- *Công nghệ đúc hẫng cầu bê tông cốt thép* – GS. TS. Nguyễn Viết Trung – NXB Giao Thông Vận Tải.
- *Nền và móng* – Châu Ngọc An – NXB Giao Thông Vận Tải.

PHẦN I: THIẾT KẾ SƠ BỘ

CHƯƠNG 1. GIỚI THIỆU CHUNG VỀ ĐỀ TÀI THIẾT KẾ

1.1. Qui mô thiết kế:

Quy mô xây dựng: Cầu vĩnh cửu BTCT DUL

Tiêu chuẩn thiết kế: TCVN 11823 – 2017

Tổng chiều dài cầu: 147 m

Trong đó:

Nhịp chính: 63 m

Nhịp biên: 2 × 42 m (theo kinh nghiệm (0.7-0.8)L_{nc})

Độ dốc dọc cầu theo chiều từ trái sang phải: 0.722%

Khổ cầu: 11.85+2×0.5 = 12.85 m

Trong đó:

+ Lề bộ hành: 0 m

+ Lan can: 2×0.5 m

+ Phần xe chạy: 11.85 m

Tải trọng thiết kế: HL93

Khổ thông thuyền: với cấp sông IV

+ Chiều cao thông thuyền: 6 m

+ Bề rộng thông thuyền: 40 m

Thuỷ văn:

+ H5%: +1.84 m

+ H1%: +1.96 m

+ Hmin: -2.56 m

1.2. Điều kiện địa chất:

Bảng 1.1. Bảng tổng hợp thông số địa chất

Lớp đất	Loại đất	Chiều sâu (m)	C (kN/m^2)	ϕ (độ)	γw (kN/m^3)	SPT
1	Sét hữu cơ pha cát, màu xám đen	3.8	5	3.3	15.4	1
2	Cát pha, màu xám đen, kết cấu rời	4	0	23.55	0	5
3	Sét hữu cơ lẫn cát, màu xám đen	15.7	5	5.175	15.7	3.75
4	Cát pha, màu xám đen, kết cấu	2.3	0	25.4	0	13.5

	rời, chặt vừa					
5	Sét lẫn cát, trạng thái nửa cứng	13.2	31	16.614	19.02	20.7
6	Sét béo lẫn cát, màu xám đen, 2.3trạng thái nữa cứng	6.5	33.75	16.6	18.7	20
7	Sét gầy pha cát lẫn sỏi, màu xám xanh loang lỗ vàng, trạng thái nửa cứng	2.3	0	0	19.4	37
8	Cát pha, màu xám đen, kết cấu chặt	2.2	0	26.1	0	51

1.3. Nguyên tắc lựa chọn phương án cầu:

Thiết kế cầu phải phù hợp với quy hoạch tổng thể.

Mặt cắt ngang cầu phù hợp với mặt cắt ngang đường và phải dựa trên kết quả điều tra lưu lượng xe và tính toán dự báo nhu cầu vận tải trong khu vực.

Bảo đảm khổ tĩnh không thông thuyền và tĩnh không xe chạy cho các đường chạy dưới.

Sơ đồ nhịp cầu chính xét đến việc ứng dụng công nghệ mới nhưng có ưu tiên việc tận dụng thiết bị công nghệ thi công quen thuộc đã sử dụng trong nước.

Thời gian thi công ngắn, thi công thuận tiện, đảm bảo tính khả thi trong quá trình thi công.

Hạn chế tối đa tác động tới môi trường.

Thuận tiện cho công tác duy tu bảo dưỡng.

Kiểu dáng kiến trúc phù hợp với cảnh quan khu vực xây dựng.

Đạt hiệu quả kinh tế cao, giá thành rẻ.

Trên cơ sở nghiên cứu các yêu cầu về kinh tế, kỹ thuật, mỹ thuật, đặc điểm địa hình lòng sông, địa chất, thuỷ văn, yêu cầu thông thuyền như trên có thể nghiên cứu lựa chọn một số dạng kết cấu nhịp chính với khẩu độ nhịp phù hợp như sau:

Phương án I: Cầu dầm hộp bê tông dự ứng lực nhịp liên tục thi công theo phương pháp đúc hẫng cân bằng.

Phương án II: Cầu vòm ống thép nhồi bê tông.

1.4. Phương án 1:

1.4.1. Sơ đồ kết cấu và các đặc trưng vật liệu sử dụng:

Nhịp chính: 63 m

Nhịp biên: 2 × 42 m

Độ dốc dọc cầu theo chiều từ trái sang phải: 0.722%

Khổ cầu: 11.85+2×0.5 = 12.85 m

Trong đó:

+ Lề bộ hành: 0 m

+ Lan can: 2×0.5 m

+ Phần xe chạy: 11.85 m

Độ dốc ngang cầu một mái: 2%.

1.4.2. Kết cấu phần trên:

Nhịp chính là dầm liên tục 3 nhịp bê tông cốt thép dự ứng lực thi công theo phương pháp đúc hẫng cân bằng với khẩu độ nhịp chính : 42m+63m+42m

Kết cấu nhịp chính có tiết diện hình hộp chiều cao thay đổi, đáy dầm dạng đường cong bậc 2

Hộp dầm có dạng thành đứng, kích thước hộp như sau:

Chiều cao dầm trên đỉnh trụ: 3.8 m.

Chiều cao dầm giữa nhịp: 2 m.

Chiều dày bản nắp: 0.25 m.

Chiều dày bản đáy:

Mặt cắt sát trụ: 0.8m.

Mặt cắt giữa nhịp: 0.25 m.

Chiều dày sườn bên của hộp: 0.4 m.

Gối cầu sử dụng gối chậu.

1.4.3. Kết cấu phần dưới:

1.4.3.1. Trụ cầu:

Trụ chính

- Loại trụ thân đặc, kết cấu BTCT đổ tại chỗ.
- Thân trụ dạng hình ô van dài 9.5 m, rộng 3 m, đường kính bo tròn 1.5 m
- Bệ trụ dài 16.5m, rộng 12m, cao 3m
- Móng trụ gồm 12 cọc khoan nhồi đường kính 1.2m, chiều dài 50 m (tính từ đáy bệ).

1.4.4. Đặc trưng vật liệu sử dụng:

1.4.4.1. Bê tông dầm hộp:

Cường độ chịu nén của bê tông dầm hộp qui định ở tuổi 28 ngày tuổi của mẫu hình trụ 150 – 300mm là:

Sử dụng bê tông có tỉ trọng thông thường.

- Hệ số giãn nở vì nhiệt (TCVN 11823-5:2017 – 4.2.2): $c = 9.10^{-6}$ $1/^0C$.
- Cường độ chịu nén: $f'_c = 50Mpa$.
- Hệ số quy đổi β_1 (TCVN 11823-5:2017 – 7.2.2):

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7}(50 - 28) = 0.693$$

- Trọng lượng bê tông (TCVN 11823-3:2017 – 5.1):

$$\gamma_c = \left(2240 + 2.29f_c'\right) \times 10^{-8} = \left(2240 + 2.29 \times 50\right) \times 10^{-8}$$
$$= 2.3545 \times 10^{-5} N/mm^3 = 2354.5 Kg/m^3$$

- Modul đàn hồi bê tông (TCVN 11823-5:2017 – 4.2.4):

$$E_c = 0.0017 K_1 \gamma_c^2 f_c^{0.33}$$

Trong đó:

K_1: Hệ số điều chỉnh nguồn cốt liệu, $K_1 = 1$.

Vậy:

$$E_c = 0.0017 K_1 \gamma_c^2 f_c^{0.33} = 0.0017 \times 1 \times \left(2354.5\right)^2 \times 50^{0.33} = 34269.393 MPa$$

Hệ số Poisson: 0.2.

1.4.4.2. Bê tông trụ, lan can:

Cường độ chịu nén của bê tông trụ, mố cầu và cọc khoan nhồi qui định ở tuổi 28 ngày tuổi của mẫu hình trụ 150 – 300mm.

Sử dụng bê tông có tỉ trọng thông thường.

- Hệ số giãn nở vì nhiệt (TCVN 11823-5:2017 – 4.2.2): $c = 9.10^{-6}$ $1/^0C$.
- Cường độ chịu nén: $f'_c = 30Mpa$.
- Hệ số quy đổi β_1 (TCVN 11823-5:2017 – 7.2.2):

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7}(30-28) = 0.836$$

- Trọng lượng bê tông (TCVN 11823-3:2017 – 5.1):

$\gamma_c = 2.32 \times 10^{-5} N/mm^3 = 2320 Kg/m^3$

- Modul đàn hồi bê tông (TCVN 11823-5:2017 – 4.2.4):

$E_c = 0.0017 K_1 \gamma_c^2 f_c^{'0.33}$

Trong đó:

K_1: Hệ số điều chỉnh nguồn cốt liệu, $K_1 = 1$.

Vậy:

$$E_c = 0.0017 K_1 \gamma_c^2 f_c^{'0.33} = 0.0017 \times 1 \times (2320)^2 \times 30^{0.33} = 28110.91 MPa$$

Hệ số Poisson: 0.2.

1.4.4.3. Cốt thép thường:

Cốt thép dùng trong dầm hộp,

- Giới hạn chảy: f_y =420 MPa.
- Môđun đàn hồi: $E_s = 200000 MPa$.

Cốt thép dùng trong các cấu kiện còn lại như trụ, cọc…

- Giới hạn chảy: f_y =420 MPa.
- Môđun đàn hồi: $E_s = 200000 MPa$.

1.4.4.4. Cốt thép dự ứng lực:

Lựa chọn theo catalogue nhà sản xuất VSL:

Gồm 1 loại nhóm cáp: 16 tao 12.7 mm

Giới hạn kéo đứt là: f_{pu} = 1860 MPa

Giới hạn chảy: $f_{py} = 0.9 f_{pu} = 0.9 \times 1860 = 1674$ Mpa

Modul đàn hồi: E_{ps} = 197000Mpa

Hệ số ma sát: $\mu = 0.25$

Hệ số ma sát lắc trên 1mm bó cáp: $K = 6.6 \times 10^{-7}$Mpa

1.4.4.5. Thanh DỰL:

Dùng thanh thép VSL: VSL CT Stressbar

Đường kính danh định: ϕ40.

Diện tích thanh DUL: $A_s = 1134mm^2$

Cường độ chịu kéo: $f_{pu} = 1080Mpa$

Giới hạn chảy: $f_{py} = 0.85f_{pu} = 0.85 \times 1080 = 918Mpa$

Ứng suất trong thanh DUL: $f_{ATS} = 0.75f_{py} = 0.75 \times 918 = 688.5Mpa$

Modul đàn hồi: $E_{ps} = 205000Mpa$

1.4.4.6. Ống gen:

Lựa chọn ống gen phải thỏa mãn những điều kiện sau:

Ống gen phải là loại cứng hoặc nửa cứng bằng thép mạ kẽm.

Bán kính cong của ống bọc không được nhỏ hơn 6000mm, trừ ở vùng neo có thể cho phép nhỏ tới 3600mm.

Đường kính của ống bọc ít nhất phải lớn hơn bó cáp dự ứng lực 6mm, khi kéo sau thì diện tích của ống bọc phải gấp 2.5 lần diện tích mặt cắt bó cáp.

Chọn ống gen có đường kính ngoài là ϕ = 87 mm đối với bó cáp 16 tao 12.7

1.4.4.7. Neo:

Dùng neo sống.

1.4.4.8. Xe đúc, ván khuôn:

Tổng trọng lượng (gồm cả ván khuôn): CE =69T.

Độ lệch tâm e = 1.5m so với cuối đốt phía trước.

1.5. Phương án 2:

1.5.1. Sơ bộ kết cấu và đặc trưng vật liệu sử dụng:

Nhịp chính: 85 m

Nhịp biên: 2 x 31 m

Khổ cầu: 2 x 0.5 + 11.85 = 12.85 m

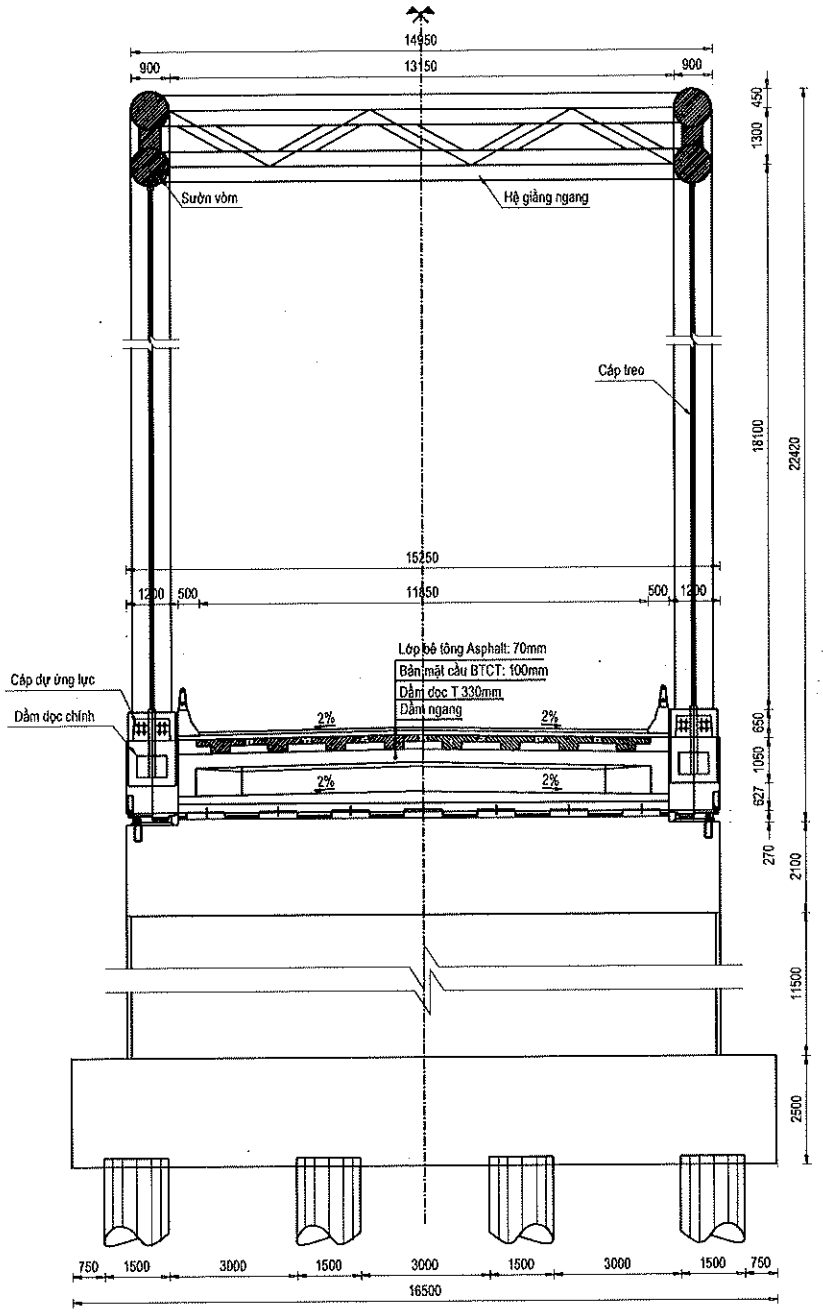
Trong đó:

Lan can: 2 x 0.5 m

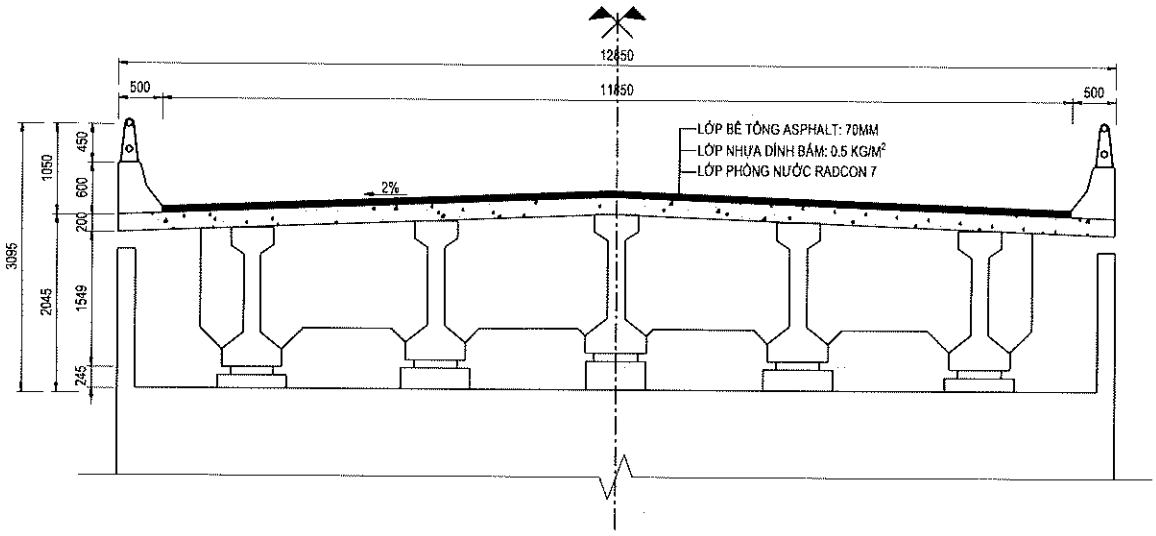
Phần xe chạy: 11.85 m

1.5.2. Kết cấu phần trên:

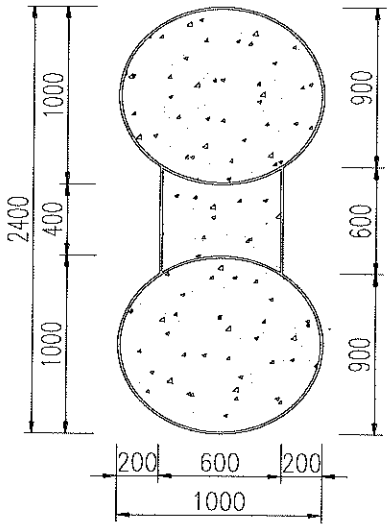
Nhịp chính là kết cấu cầu vòm ống thép nhồi bê tông.



Hình 1.1. Mặt đứng theo phương ngang cầu vị trí giữa nhịp



Hình 1.2. Mặt cắt ngang đường dẫn đầu cầu vị trí trụ T1



Hình 1.3. Kích thước sơ bộ vành vòm

1.5.3. Kết cấu phần dưới:

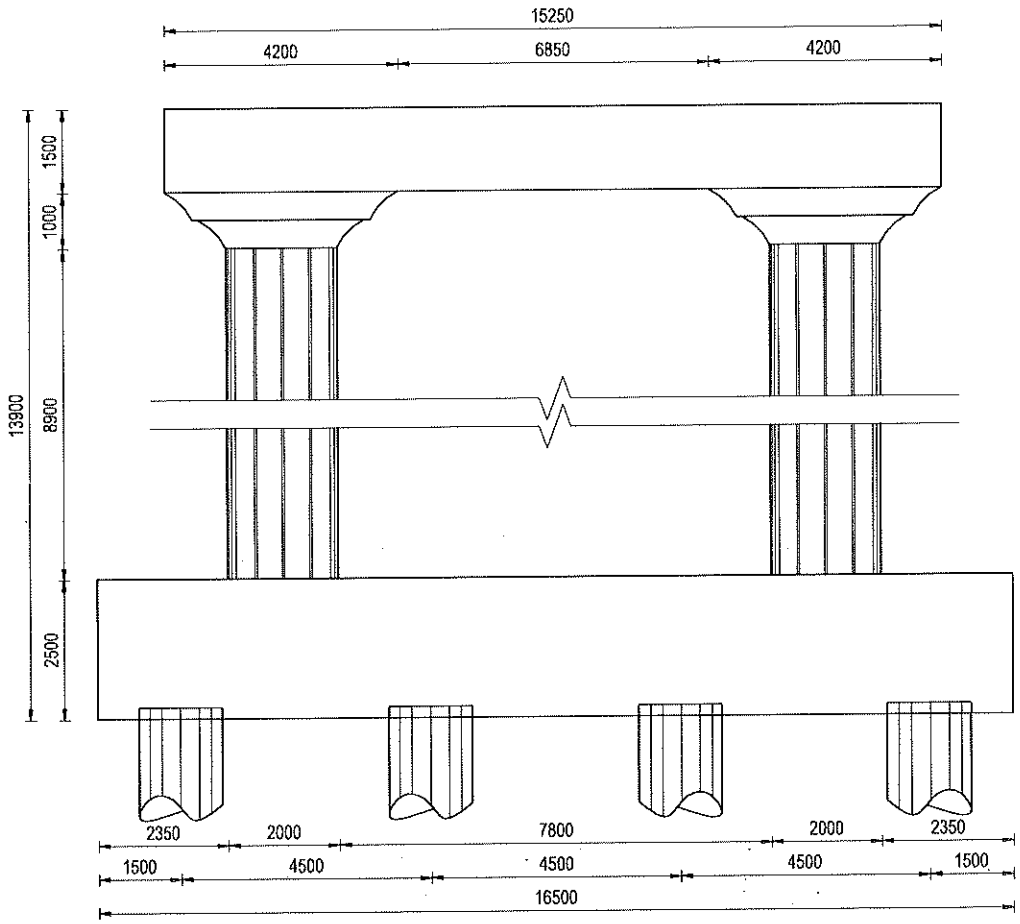
1.5.3.1. Trụ cầu:

Loại trụ thân đặc, kết cấu BTCT đổ tại chỗ.

Thân trụ dạng hình ô van dài 8m, rộng 2m, đường kính bo tròn 2m

Bệ trụ dài 16.5m, rộng 12m, cao 2.5m

Móng trụ gồm 12 cọc khoan nhồi đường kính 1.5m, chiều dài 50m.



Hình 1.4. Mặt đứng trụ cầu theo phương ngang cầu

1.5.4. Đặc trưng vật liệu sử dụng:

1.5.4.1. Bê tông nhồi ống, dầm ngang:

Sử dụng bê tông có tỉ trọng thông thường.

- Hệ số giãn nở vì nhiệt (TCVN 11823-5:2017 – 4.2.2): c = 9.10-6 $1/^0$C.
- Cường độ chịu nén: f'_c = 50MPa.
- Trọng lượng bê tông (TCVN 11823-3:2017 – 5.1):

$$\gamma_c = \left(2240 + 2.29f_c^{'}\right)\times 10^{-8} = \left(2240 + 2.29\times 50\right)\times 10^{-8}$$

$$= 2.3545\times 10^{-5}\text{N/mm}^3 = 2354.5\text{Kg/m}^3$$

- Modul đàn hồi bê tông (TCVN 11823-5:2017 – 4.2.4):

$$E_c = 0.0017K_1\gamma_c^2 f_c^{'0.33}$$

Trong đó:

K_1: Hệ số điều chỉnh nguồn cốt liệu, K_1 = 1.

Vậy:

$E_c = 0.0017K_1\gamma_c^2 f_c^{0.33} = 0.0017\times1\times(2354.5)^2\times50^{0.33}$=34269.393MPa

Hệ số Poisson: 0.2.

1.5.4.2. Cốt thép thường:

Cốt thép dùng trong dầm hộp,

- Thép dễ hàn Mác RB500W.
- Giới hạn chảy: f_y =500MPa.
- Môđun đàn hồi: $E_s = 200000MPa$.

Cốt thép dùng trong các cấu kiện còn lại như trụ, mố, cọc…

- Thép khó hàn Mác RB300.
- Giới hạn chảy: f_y =300MPa.
- Môđun đàn hồi: $E_s = 200000MPa$.

1.5.4.3. Cốt thép dự ứng lực:

Tham khảo catalogue cáp dự ứng lực của VSL

Dùng 19 tao thép 15.2mm

Đường kính danh định:

Sợi 15.2mm: A_{ps} = 143.3cmm^2.

Cường độ kéo đứt: f_u =1860 MPa.

Cường độ kéo chảy f_y =0.9f_u = 1674 MPa.

Môđun đàn hồi: E_{ps} = 197000 MPa.

Lực kích : f_{pj} = 0.74f_u =1376.4 MPa.

1.5.4.4. Ống gen:

Có dạng nữa cứng và được mạ kẽm toàn bộ.

1.5.4.5. Neo:

Dùng neo sống

Dạng neo: Scd.

CHƯƠNG 2. SO SÁNH LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN THIẾT KẾ LÀM PHƯƠNG ÁN KĨ THUẬT

2.1. So sánh các phương án về kĩ thuật và mỹ quan:

- Phương án 1:

Phương pháp thi công Đúc hẫng cân bằng được coi là một trong những phương pháp thi công hiệu quả nhất đối với các khẩu độ nhịp lớn mà không cần quan tâm nhiều đến vấn đề ván khuôn thi công. Phương pháp này có những ưu thế nỗi trội so với các phương pháp thi công khác, đặc biệt là khi thi công trong thành phố, nơi mà công trường thi công bị hạn chế rất nhiều, ảnh hưởng đến các luồng giao thông đang hoạt động, hay khi cần vượt qua các thung lũng sâu mà tại đó việc xây dựng hệ thống đà giáo không những gặp khó khăn mà còn rất nguy hiểm.

Hơn thế nữa sử dụng công nghệ đúc hẫng , đối với công tác xây dựng cầu ở nước ta hiện nay đây là một công nghệ quen thuộc cho mọi đợn vị thi công và thiết kế, đã có nhiều kinh nghiệm trong công nghệ này , thiết bị thi công tương đối đầy đủ, tài liệu thiết kế của các đồ án cũ cũng nhiều, do vậy chi phí thiết kế cũng như các công tác đào tạo nhân công, mua sắm thiết bị phục vụ cho công tác thi công được giảm thiểu.

- Phương án 2:

Kết cấu ống thép nhồi bê tông có một số điểm lợi thế vượt trội so với kết cấu thép hoặc bê tông cốt thép và kết cấu bê tông cốt cứng. Sự làm việc đồng thời và ứng suất phân bố theo các hướng trong mặt cắt đạt tới mức tối ưu. Vỏ thép bên ngoài chịu kéo và chịu uốn tốt, đồng thời độ cứng của kết cấu ống thép nhồi bê tông cũng tăng do mô đun đàn hồi của vỏ thép lớn hơn bê tông nhiều, cường độ chịu nén của bê tông cũng tăng đáng kể do có hiệu ứng bó chống nở hông của ống thép, bê tông bên trong làm giảm khả năng mất ổn định cục bộ vỏ thép. Hiệu ứng bó bê tông của tiết diện hình tròn lớn hơn rất nhiều so với vỏ thép dạng hộp chữ nhật chính vì vậy hình dạng tròn thông thường hay được áp dụng nhiều hơn.

Ống thép nhồi bê tông được tính toán và thiết kế như là một kết cấu liên hợp gồm ống thép và lõi bê tông cùng làm việc. Khi chịu cùng ứng suất như nhau thì vật liệu bê tông nhồi trong ống thép có những ưu điểm chính như sau:

Có cường độ chịu lực cao với kích thước nhỏ và kinh tế.

Đơn giản trong liên kết với các kết cấu khác.

Khả năng chịu biến dạng dẻo và đảm bảo đặc tính dẻo của kết cấu.

Giảm mất ổn định cục bộ thường xảy ra ở các kết cấu thép.

Thuận lợi trong thi công chế tạo và lắp đặt.

Kết cấu thép có thể được nghiên cứu tăng vào các vị trí cần thiết.

Bê tông trong ống chịu nén cao hơn do có ống thép bên ngoài.

Thường thiết kế chống cháy cho bê tông không cần đề cập tới do nằm trong thép.

Không cần ván khuôn, đà giáo trong thi công.

Thông thường kết cấu thép nhồi bê tông có độ giảm chấn cao hơn so với kết cấu thép do đó tốt hơn trong các công trình ở vùng động đất.

Với những ưu điểm của kết cấu ống thép nhồi bêtông, việc áp dụng kết cấu này cho cầu vòm khẩu độ lớn sẽ đáp ứng được các vấn đề sau:

Phù hợp với đặc điểm chị nén của kết cấu vòm

Phù hợp với yêu cầu về độ cứng cao của kết cấu.

Việc sử dụng chính vỏ thép làm ván khuôn kết cấu trong thi công kết cấu nhịp kết hợp với biện pháp lắp ráp dần từng đốt vỏ thép làm cho biện pháp thi công trở thành một trong những yếu tố quyết định khả năng vượt nhịp của kết cấu vòm.

Kiểu dáng của loại cầu này rất thanh mảnh, nhẹ nhàng so với các loại cầu vòm (thép, bê tông cốt thép, ...) có khả năng vượt nhịp tương đương khác. Nó góp phần làm đa dạng hoá các loại hình kết cấu cầu khẩu độ nhịp lớn và nâng cao hiệu quả kiến trúc công trình.

Kết cấu cầu vòm có thanh kéo không truyền lực đẩy ngang vào mố nên việc thiết kế mố trụ không phức tạp. Toàn bộ lực đẩy ngang sinh ra trong sườn vòm được cân bằng nhờ thanh cáp kéo đặt tự do trên mặt phẳng dầm dọc và dầm ngang.

Bên cạnh những ưu điểm đã nêu thì cầu vòm ống thép nhồi bê tông cũng có những nhược điểm nên nó chưa được áp dụng rộng rãi ở nước ta:

Chưa có bộ tiêu chuẩn hoàn thiện riêng cho kết cấu vòm ống thép nhồi bê tông. Khi thiết kế phải mang qua những nươc có kinh nghiệm thi công loại cầu này để kiểm định

Kết cấu vòm có kích thước rất lớn nên khi vận chuyển cẩu lắp khá phức tạp dễ gây mất ổn định

Công nghệ thi công còn khá mới mẻ. Một số cầu trên đại lộ Nguyễn Văn Linh tại thành phố Hồ Chí Minh cũng do nhà thầu Trung Quốc thi công.

2.2. So sánh các phương án về kinh tế:

Khai toán sơ bộ giá thành xây dựng công trình: dựa vào các công trình đã xây dựng từ trước trên cơ sở tương đồng về điều kiện địa chất, khí hậu cũng như khả năng cung ứng vật liệu, thiết bị xây dựng ta có thể sơ bộ được giá thành xây dựng cho một mét vuông cầu tại vị trí tuyến là:

- Cầu dầm I căng trước : 18 triệu/m^2
- Cầu dầm hộp đúc hẫng: 24 triệu/m^2
- Cầu vòm ống thép nhồi bê tông: 26 triệu/m^2

2.2.2. Cầu đúc hẫng:

Giá thành xây dựng cả cầu

Diện tích:

$S = 12.85 \times 147 = 1888.95\ m^2$

Giá thành xây dựng:

$C = 1888.95 \times 24 \times 10^6 = 45334$ triệu đồng

2.2.3. Cầu ống thép nhồi bê tông:

Giá thành xây dựng các nhịp dẫn I

Diện tích:

$S_1 = 12.85 \times 4 \times 31 = 1593.4\ m^2$

Giá thành xây dựng:

$C_1 = 1593.4 \times 18 \times 10^6 = 28681$ triệu đồng

Giá thành xây dựng nhịp chính cầu ống thép nhồi bê tông

Diện tích :

$S_2 = 12.85 \times 85 = 1092.25\ m^2$

Giá thành xây dựng:

$C_2 = 1092.25 \times 26 \times 10^6 = 29053$ triệu đồng

Tổng giá thành xây dựng cầu:

$C = C_1 + C_2 = 28681 + 29053 = 57734$ triệu đồng

2.3. Lựa chọn phương án:

Qua sự so sánh về kĩ thuật cũng như về vấn đề kinh tế như trên, em nhận thấy cầu dầm hộp đúc hẫng có nhiều ưu điểm hơn, với mục đích học tập công nghệ thi công cầu dầm hộp đúc hẫng cân bằng và em nhận thấy việc nghiên cứu cầu dầm hộp đúc hẫng cân bằng sẽ giúp em tổng hợp lại được các kiến thức đã được học ở trường để phục vụ cho công việc sau này nên em chọn phương án 1 cầu liên tục bê tông cốt thép thi công bằng phương pháp đúc hẫng cân bằng làm phương án thiết kế kĩ thuật.

PHẦN II: THIẾT KẾ KĨ THUẬT

CHƯƠNG 1. KHÁI QUÁT CHUNG PHƯƠNG ÁN THIẾT KẾ

1.1. Qui mô thiết kế:

Quy mô xây dựng: Cầu vĩnh cửu BTCT DUL

Tiêu chuẩn thiết kế: TCVN 11823 – 2017

Tổng chiều dài cầu: 147 m

Trong đó:

Nhịp chính: 63 m

Nhịp biên: 2 × 42 m (theo kinh nghiệm (0.7-0.8)L_{nc})

Độ dốc dọc cầu theo chiều từ trái sang phải: 0.722%

Khổ cầu: 11.85+2×0.5 = 12.85 m

Trong đó:

+ Lề bộ hành: 0 m

+ Lan can: 2×0.5 m

+ Phần xe chạy: 11.85 m

Tải trọng thiết kế: HL93

Khổ thông thuyền: với cấp sông IV

+ Chiều cao thông thuyền: 6 m

+ Bề rộng thông thuyền: 40 m

Thuỷ văn:

+ H5%: +1.84 m

+ H1%: +1.96 m

+ Hmin: -2.56 m

1.2. Giới thiệu về cầu BTCT DUL thi công bằn phương pháp đúc hẫng cân bằng:

Hiện nay, việc xây dựng cầu qua các sông rộng và sâu, có nhu cầu lưu thông đường thuỷ lớn và điều kiện địa chất phức tạp đang đòi hỏi phải sử dụng các loại nhịp khẩu độ lớn. Trong rất nhiều công nghệ để thi công cầu BTCT thì công nghệ thi công đúc hẫng có nhiều ưu điểm và được ứng dụng rộng rãi trên thế giới cũng như ở Việt Nam. Các ưu điểm có thể kể đến: hệ đà giáo phần lớn được treo trên dầm và luân

chuyển nên giảm đáng kể khối lượng ván khuôn đà giáo, cơ giới hoá thi công, tăng năng suất lao động, không cản trở giao thông đường thuỷ, đường bộ phía dưới cầu trong thời gian thi công. Các nghiên cứu về lí thuyết và đúc kết kinh nghiệm thực tiễn trong và ngoài nước cho thấy phạm vị ứng dụng có hiệu quả của công nghệ đúc hẫng trong khoảng từ 60 m đến 150m.

Từ 1977, phương pháp lắp hẫng cầu khung T dầm đeo thuộc sơ đồ kết cấu tĩnh định đã được áp dụng để thi công ở nhiều tỉnh thành ở nước ta (cầu An Dương ở Hải Phòng, cầu Bình ở Quảng Ninh, Cầu Nông Tiến ở Tuyên Quang,…)

Cây cầu đầu tiên được lựa chọn để thực hiện mục tiêu chuyển giao và ứng dụng công nghệ đúc hẫng có sơ đồ kết cấu siêu tĩnh là cầu Phú Lương trên quốc lộ 5, tỉnh Hải Dương. Cầu chính có sơ đồ nhịp 64.84+2x102+64.84m bằng bêtông ứng suất trước, mặt cắt ngang gồm 2 hộp riêng biệt vách đứng, mỗi hộp rộng 11m. tổng bề rộng cầu 23m. đối tác chuyển giao là Hãng tư vấn VSL- Thuỵ Sĩ (nay thuộc tập đoàn Bouyge – Pháp). Đơn vị tiếp nhận về thiết kế là Tổng công ty TVTKGTVT; Đơn vị tiếp nhận về xây dựng là Tổng công ty xây dựng công trình giao thông 1.

Sau khi đã tham khảo các kinh nghiệm thiết kế, giải quyết thi công cầu Phú Lương và kinh nghiệm tự vấn giám sát cầu sông Gianh các kĩ sư tư vấn trong nước đã mạnh dạn đi từng bước vững chắc trong việ triển khai thiết kế, giám sát xây dựng nhiều cầu dầm hộp dạng liên tục, bêtông ứng suất trước thi công theo phương pháp đúc hẫng cân bằng.Khẩu độ nhịp chính tư 61m, 63m, 70m, 78m, 85m, 90m, 100m, 102m, 110m, 120m, 130m, 135m, và lớn nhất ở cầu Hàm Luông Bến Tre. Các cầu dầm hộp đã được xây dựng trong nước ta thời gian qua có mặt cắt ngang gồm hai, ba vách đứng hoặc hai vách xiên, bề rộng cầu thay đổi từ 9 m đến 23m với ứng suất trước nằm trong hoặc nằm ngoài bê tông.

1.3. Lựa chọn sơ bộ kích thước hình học:

1.3.1. Phân chia khẩu độ:

1.3.1.1. Chiều dài nhịp chính:

Dựa vào khổ thông thuyền cũng như điều kiện địa chất, thủy văn khu vực thiết kế, ta lựa chọn chiều dài nhịp chính là 63 m.

1.3.1.2. Chiều dài nhịp biên:

Chiều dài nhịp biên theo kinh nghiệm bằng $(0.7 \div 0.8)L$ nên chọn chiều dài nhịp biên là 42 m.

1.3.2. Chiều dài kết cấu nhịp đúc:

Chọn chiều dài đoạn trên đỉnh trụ (đốt K0) trên phần đà giáo mở rộng trụ: Trong phương pháp đúc hẫng cân bằng, chiều dài của đốt K0 thường khoảng 12-14m, để có đủ diện tích mặt bằng cho việc lắp 2 xe đúc đối xứng nha trên đó mà thi công hai cánh hẫng đối xứng.

Chiều dài đoạn hợp long có thể lấy trong khoảng 2-4m.

Phần còn lại của chiều dài cánh hẫng có thể lấy trong khoảng từ 2.5-4m, theo dọc cầu sẽ có từng đốt, mỗi nhóm gồm các đốt được chọn sao cho tận dụng hết năng lực của thiết bị xe đúc. Ví dụ trọng lượng của xe đúc nên gần bằng với khả năng treo của xe đúc. Như vậy sẽ giảm bớt số đốt đúc hẫng. Mặt khác khối lượng bê tông mỗi đốt phải phù hợp với khả năng cung cấp be tông đến hiện trường.

1.3.3. Kích thước dầm hộp:

1.3.3.1. Chiều cao dầm hộp:

Chiều cao dầm hộp thay đổi theo quy luật thiết kế hay đường cong. Chọn mặt đáy dầm cong theo đường cong bậc 2 với chiều cao dầm hộp.

Chiều cao mặt cắt trên gối giữa của dầm liên tục đúc hẫng $H_0 = 3.8$ m

Chiều cao mặt cắt giữa nhịp chính của dầm nên chọn xấp xỉ bằng $H = \frac{L}{40} \div \frac{L}{60}$, tuy nhiên để đảm bảo đủ chỗ cho công nhân chui vào bên trong lòng hộp trong quá trình thi công và bảo dưỡng nên ta chọn $H_{0.5} = 2$ m.

1.3.3.2. Hình dạng mặt cắt:

Vì khổ cầu tương đối nhỏ nên ta chọn dầm hộp với sườn thẳng đứng.

1.3.3.3. Chiều dày bán đáy hộp:

Để phù hợp với đặc điểm của kết cấu đúc hẫng, bản đáy hộp có chiều dày thay đổi dọc theo nhịp cầu.

Chiều dày của bản đáy hộp ở giữa nhịp bản được chọn căn cứ điều kiện bao phủ cho các cáp dự ứng lực trong đó. Do có bố trí cáp dự ứng lực, chọn chiều dày bản đáy tại giữa nhịp bằng 250mm.

Tại khu vực gần trụ thì chiều dày của bản đáy hộp được xác định theo ứng xuất nén cho phép dưới các tải trọng khai thác ở thớ biên dưới. Thường chọn khoảng 2-3 lần bề dày tại giữa nhịp. Chọn chiều dày bản đáy hộp tại mặt cắt gối bằng 800mm.

1.3.3.4. Chiều dày thành hộp:

Nguyên tắc chọn chiều dày thành hộp đối với cầu đúc hẫng phải đảm bảo đủ chỗ đặt cáp dự ứng lực và thuận tiện rót hỗn hợp bê tông vào trong ván khuôn. Mặt khác phải thoả mãn yêu cầu chịu ứng suất tiếp do lực cắt gây ra.

Chọn chiều dày sườn dầm tại mặt cắt gối và giữa nhịp đảm bảo khả năng chịu lực và thi công dễ dàng là 400 mm.

1.4. Vật liệu:

1.4.1. Bê tông:

1.4.1.1. Bê tông dầm:

Cường độ chịu nén của bê tông dầm hộp qui định ở tuổi 28 ngày tuổi của mẫu hình trụ 150 – 300mm là:

Sử dụng bê tông có tỉ trọng thông thường.

- Hệ số giãn nở vì nhiệt (TCVN 11823-5:2017 – 4.2.2): $c = 9.10^{-6}\ 1/^0C$.
- Cường độ chịu nén: $f'_c = 50Mpa$.
- Hệ số quy đổi β_1 (TCVN 11823-5:2017 – 7.2.2):

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7}(50-28) = 0.693$$

- Trọng lượng bê tông (TCVN 11823-3:2017 – 5.1):

$$\gamma_c = \left(2240 + 2.29f'_c\right)\times 10^{-8} = \left(2240 + 2.29\times 50\right)\times 10^{-8}$$
$$= 2.3545\times 10^{-5} N/mm^3 = 2354.5Kg/m^3$$

- Modul đàn hồi bê tông (TCVN 11823-5:2017 – 4.2.4):

$$E_c = 0.0017K_1\gamma_c^2 f_c'^{0.33}$$

Trong đó:

K_1: Hệ số điều chỉnh nguồn cốt liệu, $K_1 = 1$.

Vậy:

$$E_c = 0.0017K_1\gamma_c^2 f_c'^{0.33} = 0.0017\times 1\times\left(2354.5\right)^2\times 50^{0.33} = 34269.393MPa$$

Hệ số Poisson: 0.2.

1.4.1.2. Bê tông lan can,trụ, cọc khoan nhồi:

Cường độ chịu nén của bê tông trụ, mố cầu và cọc khoan nhồi qui định ở tuổi 28 ngày tuổi của mẫu hình trụ 150 – 300mm.

Sử dụng bê tông có tỉ trọng thông thường.

- Hệ số giãn nở vì nhiệt (TCVN 11823-5:2017 – 4.2.2): $c = 9.10^{-6}$ $1/^0C$.
- Cường độ chịu nén: $f'_c = 30Mpa$.
- Hệ số quy đổi β_1 (TCVN 11823-5:2017 – 7.2.2):

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7}(30 - 28) = 0.836$$

- Trọng lượng bê tông (TCVN 11823-3:2017 – 5.1):

$\gamma_c = 2.32 \times 10^{-5} N/mm^3 = 2320 Kg/m^3$

- Modul đàn hồi bê tông (TCVN 11823-5:2017 – 4.2.4):

$$E_c = 0.0017 K_1 \gamma_c^2 f_c^{'0.33}$$

Trong đó:

K_1: Hệ số điều chỉnh nguồn cốt liệu, $K_1 = 1$.

Vậy:

$$E_c = 0.0017 K_1 \gamma_c^2 f_c^{'0.33} = 0.0017 \times 1 \times (2320)^2 \times 30^{0.33} = 28110.91 MPa$$

Hệ số Poisson: 0.2.

1.4.1.3. Cốt thép dự ứng lực:

Lựa chọn theo catalogue nhà sản xuất VSL:

Gồm 1 loại nhóm cáp: 16 tao 12.7 mm

Giới hạn kéo đứt là: $f_{pu} = 1860$ MPa

Giới hạn chảy: $f_{py} = 0.9 f_{pu} = 0.9 \times 1860 = 1674$ Mpa

Modul đàn hồi: $E_{ps} = 197000 Mpa$

Hệ số ma sát: $\mu = 0.25$

Hệ số ma sát lắc trên 1mm bó cáp: $K = 6.6 \times 10^{-7} Mpa$

1.4.1.4. Cốt thép thường:

Theo TCVN 11823:2017, không được dùng thép thiết kế có giới hạn chảy > 520 MPa nhưng không được nhỏ hơn 420 Mpa (trừ khi có sự chấp thuận của chủ đầu tư).

Giới hạn chảy: $f_y = 420$ MPa

Tỷ trọng cốt thép: $\gamma_s = 7.85 \times 10^{-5} N / mm^3$

Môđun đàn hồi: $E_s = 200000 Mpa$

1.4.1.5. Thanh dự ứng lực:

Dùng thanh thép VSL: VSL CT Stressbar

Đường kính danh định: ϕ40.

Diện tích thanh DUL: $A_s = 1134mm^2$

Cường độ chịu kéo: $f_{pu} = 1080$Mpa

Giới hạn chảy: $f_{py} = 0.85f_{pu} = 0.85 \times 1080 = 918$Mpa

Ứng suất trong thanh DUL: $f_{ATS} = 0.75f_{py} = 0.75 \times 918 = 688.5$Mpa

Modul đàn hồi: $E_{ps} = 205000$Mpa

1.4.1.6. Ống gen:

Lựa chọn ống gen phải thỏa mãn những điều kiện sau:

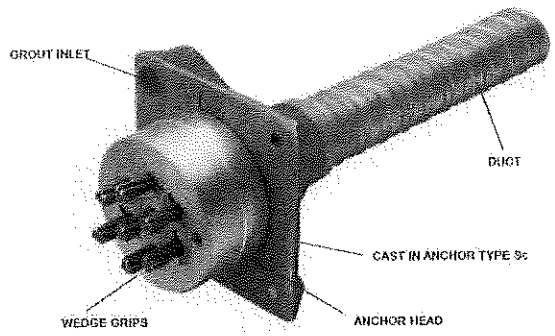
Ống gen phải là loại cứng hoặc nửa cứng bằng thép mạ kẽm.

Bán kính cong của ống bọc không được nhỏ hơn 6000mm, trừ ở vùng neo có thể cho phép nhỏ tới 3600mm.

Đường kính của ống bọc ít nhất phải lớn hơn bó cáp dự ứng lực 6mm, khi kéo sau thì diện tích của ống bọc phải gấp 2.5 lần diện tích mặt cắt bó cáp.

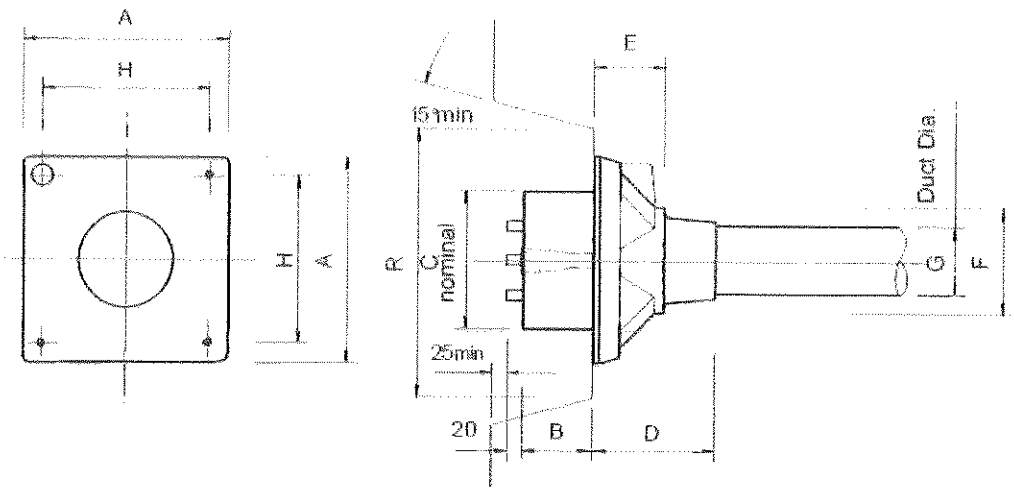
Chọn ống gen có đường kính ngoài là ϕ = 87 mm đối với bó cáp 16 tao 12.7

1.4.1.7. Neo:



VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc LIVE END

Hình 1.1. Cấu tạo neo của cáp DUL lấy theo catalog của VSL



Hình 1.2. Kích thước neo cáp dự ứng lực

Bảng 1.1. Kích thước neo sử dụng

	DIMENSIONS (mm)									
	TENDON UNIT	A	B	C	D	E	F	G Ins. Dia.	H	R
STRAND TYPE 12.7mm	5-3	135	50	90	191	16	56	39	116	210
	5-4	150	50	90	216	16	64	39	125	210
	5-7	165	57	120	100	60	85	51	125	275
	5-12	215	54	160	160	84	120	69	151	320
	5-19	265	66	180	210	110	145	84	200	360
	5-22	290	77	200	215	140	153	90	230	360
	5-27	315	92	220	250	160	176	96	250	360
	5-31	315	92	230	250	161	175	105	250	360
	5-37	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	5-42	390	112	290	346	168	217	118	325	650
	5-48	430	122	300	340	161	233	127	365	750
	5-55	465	142	320	340	160	250	135	400	750
STRAND TYPE 15.2mm	*6-3P	150	60	90	190	16	56	39	116	210
	*6-4P	165	54	120	100	60	85	51	125	270
	6-7	215	54	160	160	85	120	69	150	320
	6-12	265	66	180	210	110	145	84	200	360
	6-19	315	92	220	250	160	175	96	250	360
	6-22	315	92	230	250	160	175	105	250	360
	6-27	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	6-31	390	112	290	340	160	217	118	325	650
	6-37	430	122	300	340	160	235	135	365	750
	6-42	465	142	320	340	160	250	135	400	750
	*6-48P	575	155	340	1035	110	269	144	495	900
	*6-55P	600	190	360	1070	120	294	154	520	900

1.5. Tiến độ và trình tự thi công:

1.5.1. Tiến độ thi công:

Tiến độ thi công có ảnh hưởng rất lớn đến sự phân phối lại nội lực trong kết cấu. Tiến độ thi công hay là thời gian hoàn thành việc xây dựng kết cấu nhanh hay chậm thì các tác nhân có ảnh hưởng như từ biến hay co ngót sẽ có các mức độ tác động khác nhau. Cụ thể là các yếu tố như cường độ của bêtông, chuyển vị, độ võng của kết cấu trước khi tiến hành hợp long là khác nhau sẽ có ảnh hưởng khác nhau đến sự phân phối lại nội lực trong kết cấu sau khi tiến hành hợp long.

Nếu chọn lựa tiến độ thi công của các cánh hẫng không đồng thời thì qui luật từ tiến phát triển trong từng nhánh hẫng sẽ khác nhau, dẫn đến chuyển vị của các mút hẫng sẽ có sự chênh lệch. Do đó việc tính toán điều chỉnh nội lực sẽ khó khăn, nên trong đồ án này kiến nghị việc thi công các cánh hẫng tại từng trụ là đồng thời.

Tiến độ thi công cụ thể như sau:

Thời gian thi công đốt K0 trên đỉnh trụ là 12 ngày, trong đó có 5 ngày để chuẩn bị ván khuôn, lắp đặt cốt thép, ống gen. 15 ngày cho công tác thi công bảo dưỡng bê tông và căng cáp DUL.

Các đốt từ K0 đến K11 thi công mỗi đốt trong vòng 7 ngày, trong đó có 4 ngày thi công căng cáp DUL đốt trước, di chuyển xe đúc, lắp đặt ván khuôn, cốt thép thường và ống gen cáp DUL, 3 ngày cho công tác đổ và bảo dưỡng bê tông.

Đoạn dầm thi công trên đà giáo thi công trong vòng 40 ngày, 25 ngày làm công tác ván khuôn, dựng đà giáo, lắp đặt cốt thép. 15 ngày sau cho công tác bảo dưỡng bê tông.

Các đốt hợp long thi công trong 7 ngày, trong đó có 4 ngày thi công căng cáp DUL đốt trước, di chuyển xe đúc, lắp đặt ván khuôn, cốt thép thường và ống gen cáp DUL, 3 ngày cho công tác đổ và bảo dưỡng bê tông.

30 ngày cho công tác hoàn thiện.

1.5.2. Trình tự thi công:

Cũng như tiến độ thi công, trình tự thi công cũng có ảnh hưởng rất lớn lên nội lực của kết cấu. Nếu lựa chọn trình tự thi công không phù hợp có thể dẫn đến nguy hiểm cho kết cấu. Quan trọng nhất là chọn trình tự thi công các đốt hợp long biên hay hợp long giữa trước.

Nếu tiến hành hợp long nhịp giữa trước thì sơ đồ làm việc của kết cấu là sơ đồ khung. Khi tiến hành cắt các thanh neo cường độ cao và tháo dỡ trụ tạm, sơ đồ sẽ chuyển về sơ đồ dầm liên tục. Mà trong dầm liên tục thì một chuyển vị nhỏ cũng sẽ phát sinh nội lực trong kết cấu, gây ra những hiệu ứng phụ không mong muốn và không lường trước được trong nội lực của cầu. Nếu ngay từ đầu cầu được thiết kế có dầm ngàm cứng luôn vào trong trụ thì ảnh hưởng trên là không đáng kể.

Nếu tiến hành hợp long nhịp biên trước thì sơ đồ làm việc ban đầu là dầm đơn giản có mút thừa, do đó khi phá dỡ trụ tạm thì chuyển vị của dầm sẽ không làm phát sinh nội lực trong kết cấu.

Do đó trong đồ án này chọn tiến độ thi công như sau: Hợp long phần nhịp biên trước và đồng thời ở cả hai phía. Sau đó thi công đoạn hợp long giữa.

Chi tiết về tiến độ thi công và trình tự thi công xem trong các bản vẽ kèm theo.

CHƯƠNG 2. LAN CAN

2.1. Thông số đầu vào cho thiết kế lan can:

2.1.1. Vật liệu:

Cường độ bê tông: $f'_c = 30Mpa$

Khối lượng riêng bê tông: $\gamma_c = 2.32 \times 10^{-5}$ Mpa

Cường độ chảy của cốt thép: $f_y = 250Mpa$

Cường độ chịu kéo của cột lan can: $f_y = 250Mpa$

Khối lượng riêng thép: $\gamma_s = 7.85 \times 10^{-5}$ Mpa

2.1.2. Thông số hình học lan của lan can:

Sử dụng lan can loại tường, thanh và cột kết hợp:

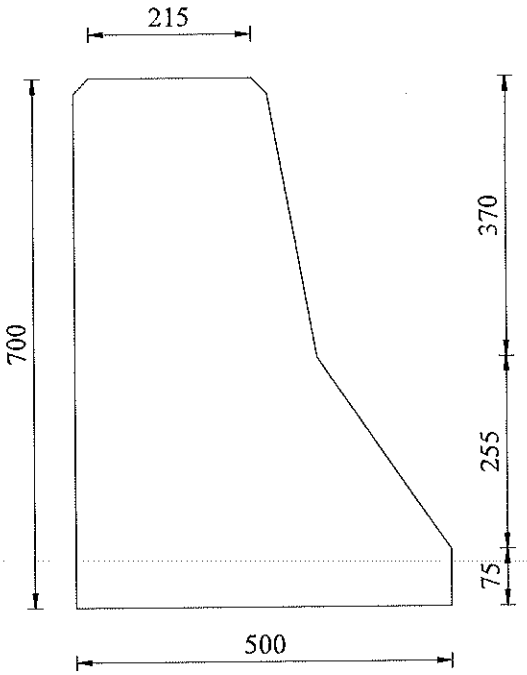
2.1.2.1. Thông số hình học lan can tường:

Chiều cao phần bê tông lan can tường: 700mm

Tổng diện tích lan can:

$$A_{lc} = \left(\frac{255+320}{2} \times 370\right) + \left(\frac{320+500}{2} \times 255\right) + (500 \times 75) = 248{,}425\left(mm^2\right)$$

Chiều dày trung bình lan can: $b_{lb} = \frac{248{,}425}{700} = 354.892(mm)$



Hình 2.1. Kích thước sơ bộ lan can tường

2.1.2.2. Thông số hình học lan can cột, thanh:

Khoảng cách giữa hai cột lan can (L): 2,000(mm)

Đường kính ngoài ống lan can (D_{thanh}): 80(mm)

Đường kính trong ống lan can(d_{thanh}): 70(mm)

Đường kính ngoài ống mối nối thanh lan can (D_{mn}): 95(mm)

Đường kính trong ống mối nối thanh lan can (d_{mn}): 85(mm)

Thông số hình học cột lan can:

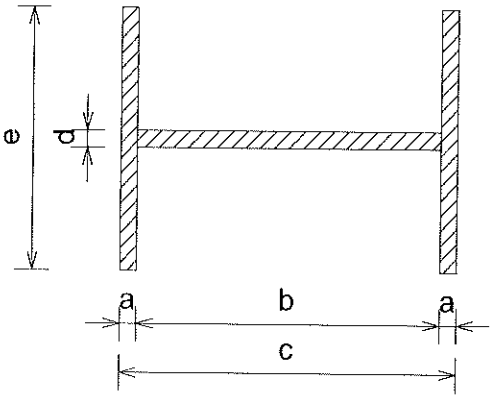
a: 10(mm)

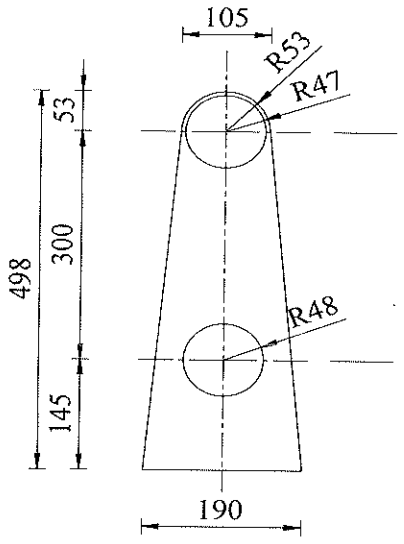
b: 180(mm)

c: 200(mm)

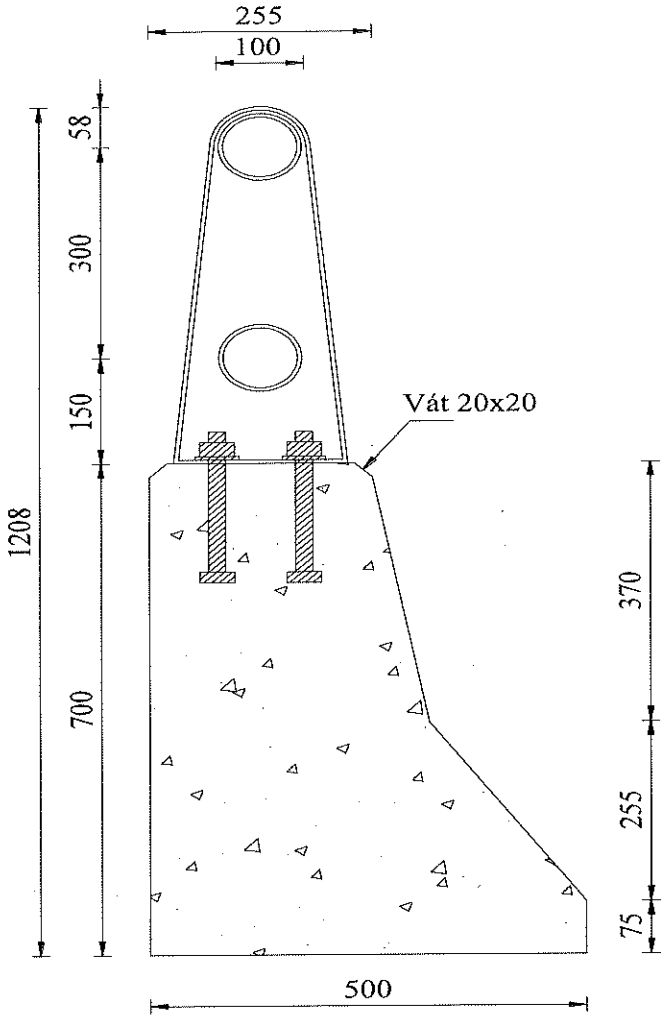
d: 10(mm)

e: 200(mm)

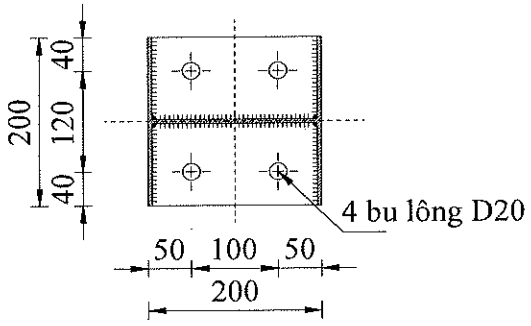




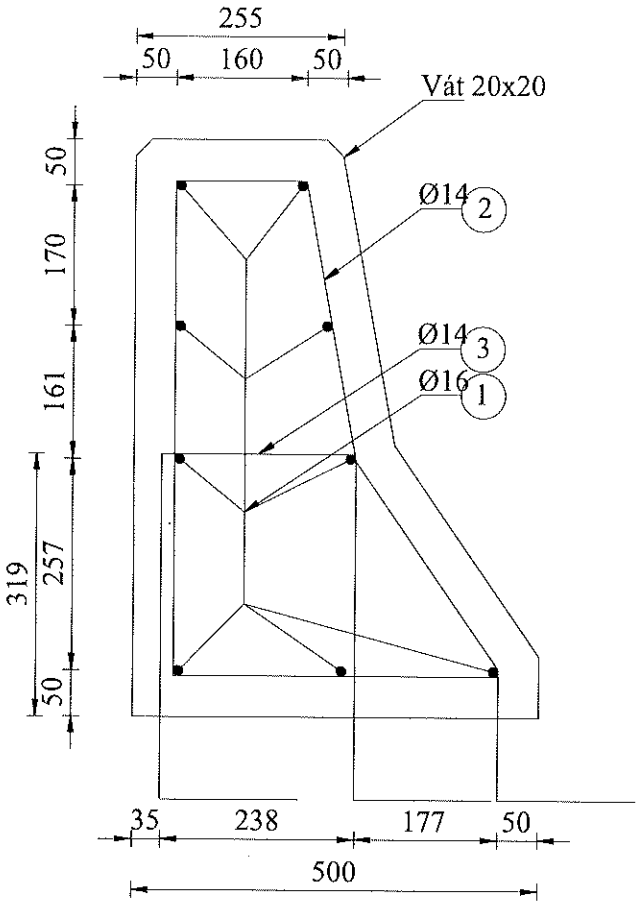
Hình 2.2. Kích thước sơ bộ cột lan can



Hình 2.3. kích thước tổng thể lan can



Hình 2.4. Kích thước mặt bằng cột lan can



Hình 2.5. Bố trí cốt thép lan can tường

2.1.3. Hệ số điều chỉnh tải trọng:

$\eta = \eta_I \times \eta_D \times \eta_R \geq 0.95$

Hệ số xét mức độ quan trọng của công trình: $\eta_I = 1.05$ – Đối với cầu quan trọng

Hệ số xét đến tính chất dẻo của vật liệu: $\eta_D = 0.95$ – Đối với các bộ phận liên kết dẻo

Hệ số xét đến mức độ dư thừa liên kết: $\eta_R = 1.05$ – Đối với bộ phận dư thừa

Vậy: $\eta = \eta_I \times \eta_D \times \eta_R = 1.05 \times 0.95 \times 1.05 = 1.047$

2.1.4. Giá trị tải trọng thiết kế:

2.1.4.1. Các lực thiết kế đối với lan can đường ôtô:

Cấp lan can thiết kế: Cấp 4 (TCVN 11823-13:2017 – Bảng 2 – 7.3.3)

Các lực thiết kế:

F_t ngang :240(kN)

F_L dọc :80(kN)

F_v thẳng đứng :80(kN)

L_t và L_L :1,070(mm)

L_v :5,500(mm)

H_e :810(mm)

H :810(mm)

2.1.4.2. Thông số về hoạt tải tác dụng lên thanh lan can:

Tải phân bố đều (W): 0.37(N/mm)

Tải tập trung (P): 890(N)

2.2. Tải trọng tác dụng:

Tĩnh tải tác dụng do trọng lượng thanh lan can:

$$g=\frac{\pi\times\left(D^2\text{-}d^2\right)}{4}\times\gamma_s=\frac{\pi\times\left(80^2-70^2\right)}{4}\times7.85\times10^{-5}=0.092(\text{N/mm})$$

Momen do tĩnh tải thanh lan can ở TTGH cường độ 1:

$$M_u^{DC}=\gamma_{DC}\times\eta\times g\times\frac{L^2}{8}=1.25\times1.047\times0.092\times\frac{2{,}000^2}{8}=60{,}517(N.\text{mm})$$

Momen do hoạt tải phân bố đều (W) gây ra tại TTGH cường độ 1:

$$M_u^{W}=\gamma_{LL}\times\eta\times W\times\frac{L^2}{8}=1.75\times1.047\times0.37\times\frac{2{,}000^2}{8}=338{,}966.250(\text{N.mm})$$

Momen do hoạt tải tập trung (P) gây ra tại TTGH cường độ 1:

$$M_u^{P}=\gamma_{LL}\times\eta\times P\times\frac{L}{4}=1.75\times1.047\times890\times\frac{2{,}000}{4}=815{,}351.250(\text{N.mm})$$

Tổng momen tác dụng tại TTGH cường độ 1:

$$M_u=\sqrt{\left(M_u^{DC}+M_u^{W}\right)^2+\left(M_u^{W}\right)^2}+M_u^{P}$$

$$=\sqrt{\left(60{,}517.015+338{,}966.250\right)^2+338{,}966.250^2}$$

$$+815{,}351.250=1{,}339{,}264.409(\text{N.mm})$$

Xét tính liên tục của lan can, ta nhân hệ số điều chỉnh nội lực:

- Momen ở vị trí giữa nhịp ở TTGH cường độ 1:

$$M_u^{m}=0.5\times M_u=0.5\times1{,}339{,}264.409=669{,}632.205(\text{N.mm})$$

- Momen ở vị trí gối ở TTGH cường độ 1:

$$M_u^b = 0.7 \times M_u = 0.7 \times 1,339,264.409 = 937,485.086(N.mm)$$

2.3. Sức kháng của thanh lan can (M_r):

Điều kiện: $\varphi_f . M_n \geq M_u$

Trong đó:

Hệ số sức kháng đối với uốn (φ_f): 1

- Momen tĩnh của tiết diện:

$$S = \frac{\pi}{32} \times D^3 \times \left(1 - \left(\frac{d}{D}\right)^4\right) = \frac{\pi}{32} \times 80^3 \times \left(1 - \left(\frac{70}{80}\right)^4\right) = 20,800.779(mm^3)$$

- Sức kháng uốn danh định:

$$M_n = S \times F_y = 20,800.779 \times 250 = 5,200,194.871(N.mm)$$

- Kiểm tra:

$$M_r = \varphi_f \times M_n = 1 \times 5,200,194.871$$
$$= 5,200,194.871(N.mm) > M_u = 937,485.086(N.mm)$$

Kết luận: Thỏa

2.4. Sức kháng uốn mối nối thanh lan can:

- Momen tĩnh của tiết diện:

$$S = \frac{\pi}{32} \times D^3 \times \left(1 - \left(\frac{d}{D}\right)^4\right) = \frac{\pi}{32} \times 95^3 \times \left(1 - \left(\frac{85}{95}\right)^4\right) = 30,227.495(mm^3)$$

- Momen kháng uốn danh định:

$$M_n = S \times F_y = 30,227.495 \times 250 = 7,556,873.776(N.mm)$$

- Kiểm tra:

$$M_r = \varphi_f \times M_n = 1 \times 7,556,873.776 = 7,556,873.776(N.mm) > M_u = 937,485.086(N.mm)$$

Kết luận: Thỏa

2.5. Sức kháng của cột lan can (P_p):

- Diện tích cột lan can:

$$A = 2\times a\times e + b\times d = 2\times 10\times 200+180\times 10 = 5{,}800(mm)$$

- Momen quán tính:

$$I_y = \frac{d\times b^3}{12} + 2\times\left[\frac{e\times a^3}{12} + e\times a\times\left(\frac{a}{2}+\frac{b}{2}\right)^2\right]$$

$$= \frac{10\times 180^3}{12} + 2\times\left[\frac{200\times 10^3}{12} + 200\times 10\times\left(\frac{180}{2}+\frac{10}{2}\right)^2\right] = 40{,}993{,}333(mm^4)$$

- Momen kháng uốn của tiết diện:

$$S = \frac{I}{y} = \frac{40{,}993{,}333}{100} = 409{,}933(mm^3)$$

- Sức kháng uốn danh định cột lan can:

$$M_p = S\times F_y = 409{,}933\times 250 = 102{,}483{,}333(N.mm)$$

- Vị trí tác dụng của sức kháng cột lan can:

$$H_r = 700+150+\frac{300}{2} = 1{,}000(mm)$$

- Sức kháng của cột lan can:

$$P_p = \frac{M_p}{H_r} = \frac{102{,}483{,}333}{1{,}000} = 102{,}483(N)$$

2.6. Sức kháng của lan can tường:

Chia lan can thành 3 đoạn có chiều dài tường thay đổi như sau:

- Đoạn 1: Chiều cao là 370(mm)
- Đoạn 2: Chiều cao là 255(mm)
- Đoạn 3: Chiều cao là 75(mm)

2.6.2. Xác định khả năng chịu lực của tiết diện BTCT ngang được tính trên một đơn vị chiều đứng lan can (M_wH):

Chiều rộng cấu kiện: b = 700(mm)

Cốt thép gồm 4 thanh thép có đường kính 16(mm) cho mỗi phía:

$$A_s = 4\times\frac{\pi\times 16^2}{4} = 804.248(mm^2)$$

Chiều dày lớp bê tông bảo vệ: a = 50(mm)

Khoảng cách từ thớ chịu nén lớp ngoài cùng đến trọng tâm lớp cốt thép chịu kéo: $d_s = b_{tb} - a = 354.893 - 50 = 304.893(mm)$.

Chiều cao vùng nén quy đổi từ mép vùng nén:

$$a = \frac{A_s.f_y}{0,85.f_c'.b} = \frac{804.248 \times 250}{0.85 \times 30 \times 700} = 11.264(mm)$$

Chiều cao vùng nén:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{11.264}{0.836} = 13.478(mm)$$

Hệ số sức kháng:

$$\phi = 0,65+0,15 \times \left(\frac{d_s}{c} - 1\right) \leq 0.9$$

$$\phi = 0,65+0,15 \times \left(\frac{d_s}{c} - 1\right) = 0.65 + 0.15 \times \left(\frac{304.893}{13.478} - 1\right) = 3.893$$

Vậy: $\phi = 0.9$

Khả năng chịu lực của lan can tường:

$$M_w H = \phi \times M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d_s - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 0.9 \times 804.248 \times 250 \times \left(304.893 - \frac{11.264}{2}\right) = 54,153,015.69(N.mm)$$

2.6.3. Xác định khả năng chịu lực của tiết diện BTCT được tính trên một đơn vị chiều dài theo phương dọc cầu (M_c):

Cốt thép chịu kéo là các thanh thép đứng có đường kính D14 ứng với tiết diện 153.9(mm^2)và bố trí ở khoảng cách 150(mm). Khi đó, diện tích thép chịu lực trên 1 đơn vị chiều dài $A_s = 153.9/150 = 1.026(mm^2/mm)$.

Tất cả các đoạn sẻ tính với chiều rộng đơn vị, b = 1(mm).

- Đoạn 1:

Cốt thép tính toán: $A_s = 1.026(mm^2/mm)$

Khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trọng tâm lớp cốt thép chịu kéo:

$$d_s = \frac{255+320}{2} - 50 + \frac{16}{2} + \frac{14}{2} = 252.5(mm)$$

Chiều cao vùng nén:

$$a=\frac{A_s.f_y}{0,85.f_c^{'}.b}=\frac{1.026\times250}{0.85\times30\times1}=10.059(mm)$$

Chiều cao vùng nén:

$$c=\frac{a}{\beta_1}=\frac{10.059}{0.836}=12.036(mm)$$

Hệ số sức kháng:

$$\phi=0,65+0,15\times\left(\frac{d_s}{c}-1\right)\leq0.9$$

$$\phi=0,65+0,15\times\left(\frac{d_s}{c}-1\right)=0.65+0.15\times\left(\frac{252.5}{12.036}-1\right)=3.647$$

Vậy: $\phi = 0.9$

Khả năng chịu lực của lan can tường:

$$M_wH=\phi\times M_n=\phi\times A_s\times f_y\times\left(d_s-\frac{a}{2}\right)$$

$$=0.9\times1.026\times250\times\left(252.5-\frac{10.059}{2}\right)=57,128.585(N.mm)$$

- Đoạn 2: Chỉ xét thanh thép chịu kéo (xét lực va từ bên phải – mặt nghiêng) có neo xuống bản mặt cầu

Cốt thép tính toán: $A_s = 1.026mm^2/mm$

Khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trọng tâm lớp cốt thép chịu kéo:

$$d_s=\frac{320+500}{2}-50+\frac{16}{2}+\frac{14}{2}=375(mm)$$

Chiều cao vùng nén:

$$a=\frac{A_s.f_y}{0,85.f_c^{'}.b}=\frac{1.026\times250}{0.85\times30\times1}=10.059(mm)$$

Chiều cao vùng nén:

$$c=\frac{a}{\beta_1}=\frac{10.059}{0.836}=12.036(mm)$$

Hệ số sức kháng:

$$\phi = 0{,}65+0{,}15\times\left(\frac{d_s}{c}-1\right)\le 0.9$$

$$\phi = 0{,}65+0{,}15\times\left(\frac{d_s}{c}-1\right)=0.65+0.15\times\left(\frac{375}{12.036}-1\right)=5.173$$

Vậy: $\phi = 0.9$

Khả năng chịu lực của lan can tường:

$$M_c=\phi\times M_n=\phi\times A_s\times f_y\times\left(d_s-\frac{a}{2}\right)$$

$$=0.9\times1.026\times250\times\left(375-\frac{10.059}{2}\right)=85,407.689(N.mm)$$

- Đoạn 3: Cốt thép tính toán: $A_s = 1.026(mm^2/mm)$

Khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trọng tâm lớp cốt thép chịu kéo:

$$d_s=\frac{320+500}{2}-56+\frac{16}{2}+\frac{14}{2}=369(mm)$$

Chiều cao vùng nén:

$$a=\frac{A_s.f_y}{0{,}85.f_c^{'}.b}=\frac{1.026\times250}{0.85\times30\times1}=10.059(mm)$$

Chiều cao vùng nén:

$$c=\frac{a}{\beta_1}=\frac{10.059}{0.836}=12.036(mm)$$

Hệ số sức kháng:

$$\phi = 0{,}65+0{,}15\times\left(\frac{d_s}{c}-1\right)\le 0.9$$

$$\phi = 0{,}65+0{,}15\times\left(\frac{d_s}{c}-1\right)=0.65+0.15\times\left(\frac{369}{12.036}-1\right)=5.099$$

Vậy: $\phi = 0.9$

Khả năng chịu lực của lan can tường:

$$M_c=\phi\times M_n=\phi\times A_s\times f_y\times\left(d_s-\frac{a}{2}\right)$$

$$=0.9\times1.026\times250\times\left(369-\frac{10.059}{2}\right)=84,022.589(N.mm)$$

Trị số trung bình của sức kháng momen đối với trục ngang là:

$$M_c=\frac{(M_{c1}h_1+M_{c2}h_2+M_{c3}h_3)}{h_1+h_2+h_3}$$

$$=\frac{57,128.585\times370+85,407.689\times255+84,022.589\times75}{700}$$

$$=70,311.759(N.mm/mm)$$

2.7. Kiểm toán:

2.7.1. Khi va vào giữa nhịp lan can:

Chiều dài đường chảy:

$$L_c=\frac{L_t}{2}+\sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2+\frac{8H\times(M_wH)}{M_c}}$$

$$=\frac{1,070}{2}+\sqrt{\left(\frac{1,070}{2}\right)^2+\frac{8\times810\times54,153,015.69}{70,311.759}}=2,832.176(mm)$$

Do chiều dài đường chảy là 2,832.176(mm) lớn hơn chiều dài thanh lan can là 2,000 và là trường hợp xe va vào giữa nhịp lan can. Số cột lan can bị phá hoại là N = 3 cột.

Sức kháng của lan can tường:

$$R_w=\frac{2L_c}{2L_c-L_t}\times\left(\frac{8M_wH}{L_c}+\frac{M_c\times L_c}{H}\right)$$

$$=\frac{2\times2,832.176}{2\times2,832.176-1070}\times\left(\frac{8\times51,453,015.69}{2,832.176}+\frac{70,311.759\times2,832.176}{810}\right)$$

$$=491,692.11(N)$$

Sức kháng của loại lan can thanh cột kết hợp:

$$R_r=\frac{16\times M_p+(N-1)\times(N+1)\times P_p\times L}{2N.L-L_t}$$

$$=\frac{16\times102,483,333.3+(3-1)\times(3+1)\times102,483.3\times2,000}{2\times3\times2,000-1070}=300,042.696(N)$$

Sức kháng của loại lan can tường, thanh và cột kết hợp:

$$\overline{R} = R_w + R_r = 491,692.11 + 300,042.696 = 791,734.810(N) > F_t = 240,000(N)$$

Vị trí đặt lực của sức kháng lan can tường, cột và thanh kết hợp:

$$\overline{Y} = \frac{R_r.H_r + R_w.H_w}{\overline{R}} = \frac{300,042.696 \times 1,000 + 491,692.11 \times 700}{791,734.810}$$

$$= 813.691(mm) > H_e = 810(mm)$$

Kết luận: Thỏa

2.7.2. Khi xe va vào cột lan can:

Chiều dài đường chảy:

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{H \times (M_w H)}{M_c}}$$

$$= \frac{1,070}{2} + \sqrt{\left(\frac{1,070}{2}\right)^2 + \frac{810 \times 57,128.585}{70,311.759}} = 1,488.978(mm)$$

Do chiều dài đường chảy là 1,488.978(mm) nhỏ hơn chiều dài thanh lan can là 2,000 và là trường hợp xe va vào giữa nhịp lan can. Số cột lan can bị phá hoại là N = 2 cột.

Sức kháng của lan can loại tường:

$$R_w = \frac{2}{2L_c - L_t} \times \left(M_w H + \frac{M_c.L_c^2}{H}\right)$$

$$= \frac{2}{2 \times 1,488.978 - 1,070} \times \left(57,128.585 + \frac{70,311.759 \times 1,488.978^2}{810}\right) = 258,500.43(N)$$

Sức kháng lan can loại cột thanh kết hợp:

$$R_r' = \frac{16.M_r + P_p.N^2.L}{2N.L - L_t} = \frac{16 \times 7,556,873.776 + 102,483.3 \times 2^2 \times 2,000}{2 \times 2 \times 2,000 - 1,070} = 135,754.206(N)$$

Khả năng chịu lực của lan can tường bị giảm để chịu tải trọng lan can thép:

$$R_w' = \frac{R_w \times H_w - P_p \times H_r}{H_w} = \frac{258,500.43 \times 700 - 102,483.3 \times 1,000}{700} = 112,095.665(N)$$

Sức kháng của lan can tường, thanh và cột kết hợp:

$$\overline{R}=P_p+R_r^{'}+R_w^{'}=102,483.3+135,754.206+112,095.665$$
$$=350,333.205(N) > F_t=240,000(N)$$

Vị trí đặc của sức kháng lan can tường, thanh cột kết hợp:

$$\overline{Y}=\frac{P_p\times H_r+R_r^{'}\times H_r+R_w^{'}\times H_w}{\overline{R}}$$
$$=\frac{102,483.3\times 1,000+135,754.206\times 1,000+112,095.665\times 700}{350,333.205}$$
$$=904.009(mm) > H_e=810(mm)$$

Kết luận: Thỏa

2.7.3. Kiểm tra khả năng chống trượt của lan can:

Sức kháng cắt danh định: $V_n=c\times A_{cv}+\mu\times\left[A_{vf}\times f_y+P_c\right]$

Trong đó:

A_{cv}: Diện tích bê tông tham gia truyền lực trên 1mm dài,

$A_{cv} = b_{lc} \text{ x } 1 = 500(mm^2/mm)$

A_{vf}: Diện tích cốt thép chịu cắt, $A_{vf} = 1.026(mm^2/mm)$

P_c: Lực tập trung do trọng lượng lan can.

c: Hệ số dính bám, c = 0.52

μ: Hệ số ma sát, $\mu = 0.6$

Lực kép trên một chiều dài đơn vị của bản hẫng:

$$T=V_{CT}=\frac{\overline{R}}{(L_c+2.H)}=\frac{350,333.205}{(1,488.978+2\times 700)}=112.684(N/mm)$$

Trọng lượng bản thân lan can tường trên 1(mm) dài:

$$P_1=\gamma_c\times A_1\times 1$$

Trong đó:

γ_c: Khối lượng riêng bê tông, $\gamma_c = 2.32x10^{-5}$ (N/mm^3)

A_1: Diện tích mặt cắt ngang của lan can, $A_1 = 248,425(mm^2)$

Vậy: $P_1=\gamma_c\times A_1\times 1=2.32\times 10^{-5}\times 248,425\times 1=5.763(N/mm)$

Trọng lượng bản thân thanh lan can trên 1mm dài:

$P_2 = \gamma_s \times A_2 \times 1$

Trong đó:

γ_s: Khối lượng riêng thép, $\gamma_s = 7.85x10^{-5}$ (N/mm^3)

A_2: Diện tích mặt cắt ngang thanh lan can, $A_2 = 1{,}178.097$(mm^2)

Vậy: $P_2 = \gamma_s \times A_2 \times 1 = 7.85 \times 10^{-5} \times 1{,}178.097 \times 1 = 0.185$(N/mm)

Ta có:

Thể tích phần đế: $V_1 = 200x200x5 = 200{,}000$(mm^3)

Thể tích phần sườn: $V_2 = 278{,}171.8$(mm^3)

Thể tích phần lấp cánh:

$V_3 = (2x450+(3.14x48))x5x200 = 1{,}0050{,}720$(mm^3)

Thể tích ống nối thanh lan can:

$$V_4 = \frac{\pi}{4} \times \left(D^2 - d^2\right) \times b = \frac{\pi}{4} \times \left(95^2 - 85^2\right) \times 200 = 282{,}743.339 \text{ (mm}^3\text{)}$$

Thể tích toàn bộ thanh lan can:

$V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 = 1{,}811{,}635.139$(mm^3)

Trọng lượng cột lan can:

$P_{clc} = \gamma_s \times V = 7.85 \times 10^{-5} \times 1{,}811{,}635.139 = 142.213$(N)

Số cột lan can trên toàn chiều dài nhịp chính:

$$n = \frac{L_{tc}}{L} + 1 = \frac{85{,}000}{2{,}000} + 1 = 44 \text{ (cột)}$$

Tổng cộng gồm có 44 cột lan can trên tổng chiều dài nhịp chính mỗi bên.

Trọng lượng lan can trên 1mm dài:

$$P_3 = \frac{n \times P_{clc}}{L_{tc}} = \frac{44 \times 142.213}{85{,}000} = 0.074\text{(N/mm)}$$

Tổng trọng lượng lan can tường, thanh cột kết hợp:

$P_c = P_1 + P_2 + P_3 = 5.763 + 0.185 + 0.074 = 6.022(N/\text{mm})$

Sức kháng cắt danh định:

$$V_n = c \times A_{cv} + \mu \times \left[A_{vf} \times f_y + P_c \right]$$
$$= 0.52 \times 500 + 0.6 \times \left[1.026 \times 250 + 6.022 \right] = 417.513(\text{N/mm})$$

Giá trị lực cắt danh dùng kiểm toán phải thỏa điều kiện:

$$V_n = \min\left(V_{ntt}, 0.2 f_c' A_{cv}, 5.5 A_{cv}\right) = \min\left(417.513; 3{,}000; 2{,}750\right) = 417.513(\text{N/mm})$$
$$V_n = 417.513(\text{N/mm}) > V_{CT} = 112.684(\text{N/mm})$$

Kết luận: Thỏa

2.7.4. Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

Điều kiện: $A_{vf} = \dfrac{0.35 \times b_v}{f_y} \times a \le A_s$

Trong đó:

b_v: Chiều rộng trung bình lan can, $b_v = 354.893(\text{mm})$

a: Khoảng cách giữa các thanh thép đai, $a = 150(\text{mm})$

A_s: Diện tích cốt thép đai, $A_s = 153.938(\text{mm}^2)$

Vậy:

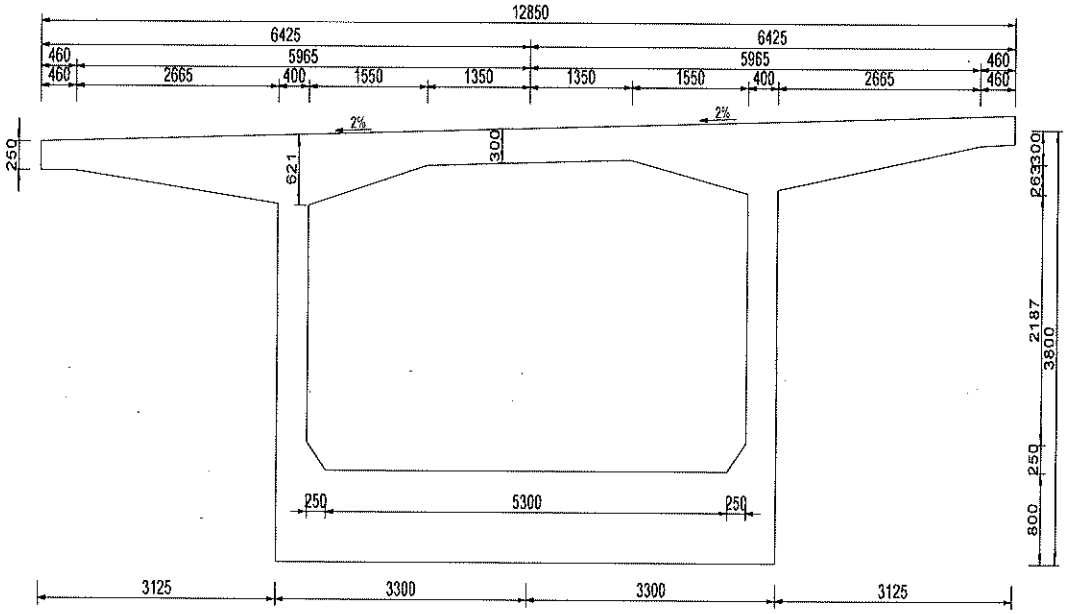
$$A_{vf} = \frac{0.35 \times b_v}{f_y} \times a = \frac{0.35 \times 354.893}{250} \times 150 = 74.528(\text{mm}) < A_s = 153.938(\text{mm}^2)$$

Kết luận: Thỏa

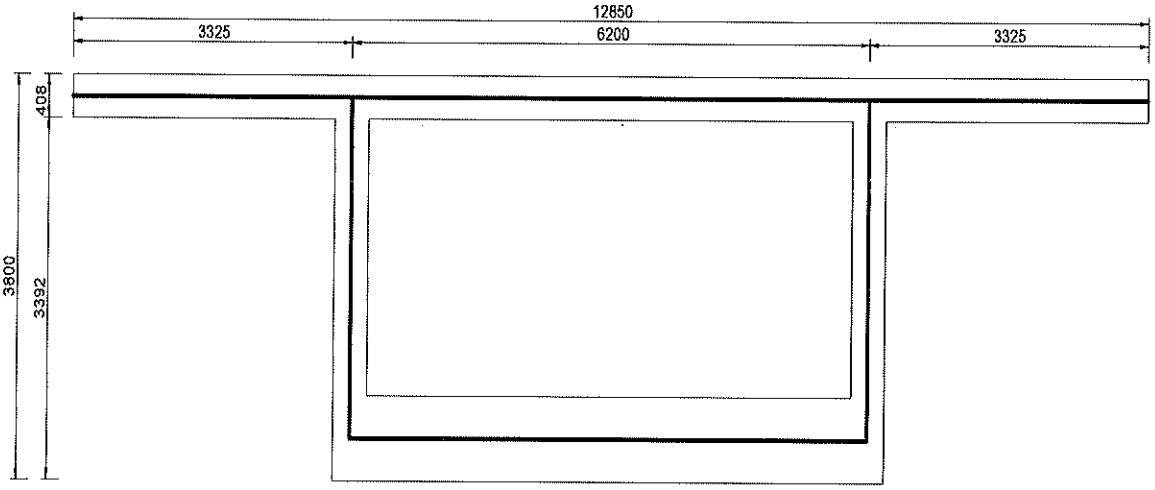
CHƯƠNG 3. BẢN MẶT CẦU

Bản mặt cầu là phần bản nắp trên của dầm hộp đổ cùng lúc với dầm hộp, làm việc theo phương vuông góc với hướng xe chạy. Trong đồ án này sẽ mô hình sự làm việc của bản mặt cầu theo sơ đồ khung phẳng. Thuyết minh phía dưới sẽ được tính toán cụ thể cho phần tiết diện gần gối vì tiết diện tại vị trí xung quanh khu vực gối cầu là phù hợp với sơ đồ tính nhất. Cắt một dải bản dài 1m theo hướng vuông góc với tim cầu để tính toán (tính toán bản mặt cầu theo phương pháp giải bản).

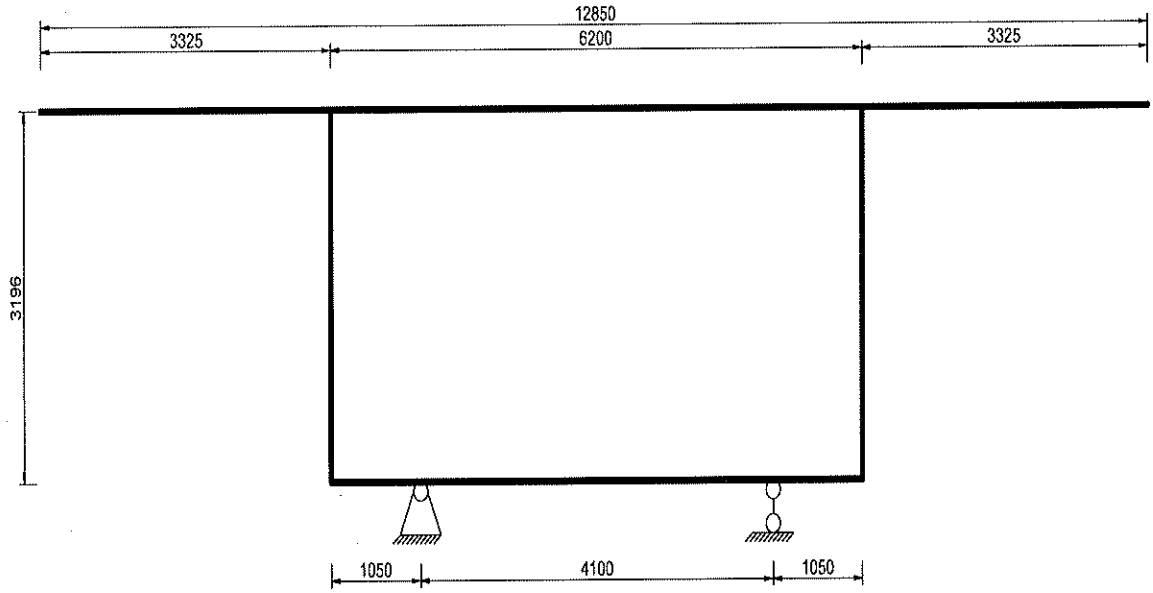
Vì bản mặt cầu có chiều dày khác nhau nên để đơn giản hơn trong việc tính toán nối lực ta tiến hành qui đổi phần cánh dựa trên sự tương đương về mặt tiết diện.



Hình 3.1. Kích thước của mặt cắt tiết diện sát trụ



Hình 3.2. Tiết diện qui đổi bản mặt cầu về cùng chiều dày



Hình 3.3. Sơ đồ tính bản mặt cầu

3.2. Số liệu tính toán bản mặt cầu:

Bảng 3.1. Cấu tạo bản mặt cầu

Tên gọi các đại lượng	Chiều dày h (mm)	γ (N/m3)
Lớp BT Asphalt	70	2.25×10^{-5}
Lớp phòng nước	5	1.5×10^{-5}
Bản mặt cầu	408	2.235×10^{-5}

3.3. Tải trọng, nội lực:

3.3.1. Tĩnh tải:

3.3.1.1. Tải trọng tác dụng:

- Xét trên 1m theo phương dọc cầu
- Tĩnh tải lớp phủ bêtông Asphalt :

$$q_1 = h \times \gamma \times b = 70 \times 2.25 \times 10^{-5} \times 1000 = 1.575 (N/mm)$$

- Tĩnh tải lớp phòng nước:

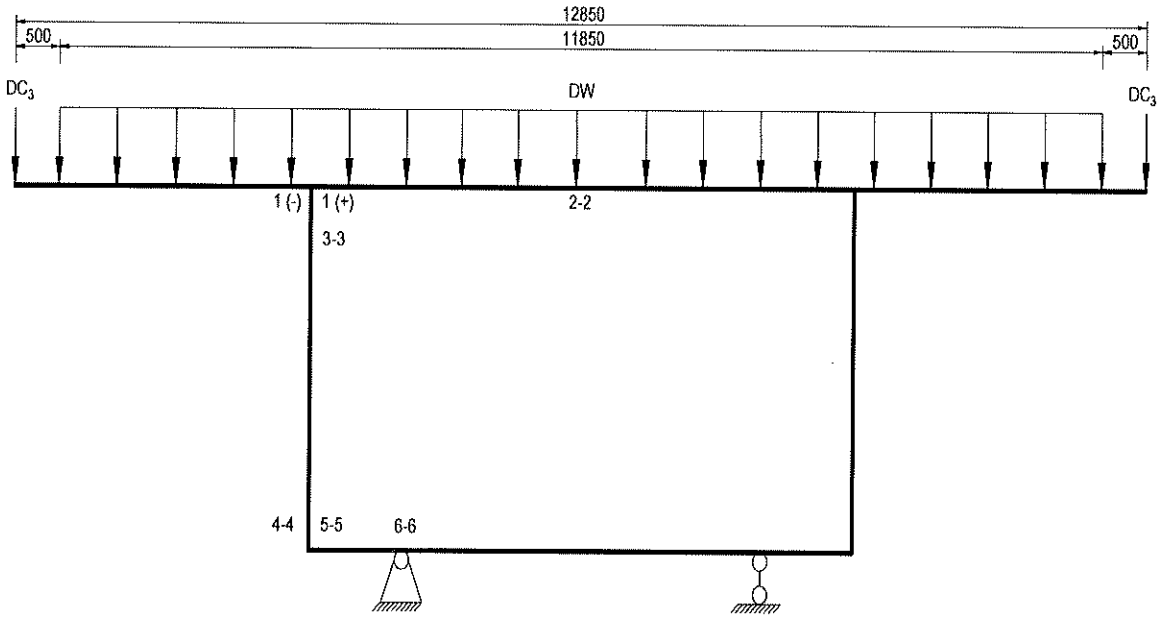
$$q_2 = h \times \gamma \times b = 5 \times 1.5 \times 10^{-5} \times 1000 = 0.075 (N/mm)$$

$$\Rightarrow DW = q_1 + q_2 = 1.575 + 0.075 = 1.65 (N/mm)$$

- Tĩnh tải bản thân bản mặt cầu(DC1):

$$DC_1 = h_b \times \gamma_b = 408 \times 1000 \times 2.235 \times 10^{-5} = 9.119 (N/mm)$$

- Tải trọng lan can truyền xuống bản mặt cầu được quy thành lực tập trung ở chân lan can: DC3 = 6021 (N)



Hình 3.4. Sơ đồ tải trọng do tĩnh tải tác dụng lên bản mặt cầu

Qui ước vị trí mặt cắt:

1(-) : tại vị trí bên trái vị trí giao nhau giữa tim vách và tim bản mặt cầu

1(+): tại vị trí bên phải vị trí giao nhau giữa tim vách và tim bản mặt cầu

2-2 : tại vị trí giữa nhịp bản mặt cầu

3-3 : tại vị trí đầu bản vách

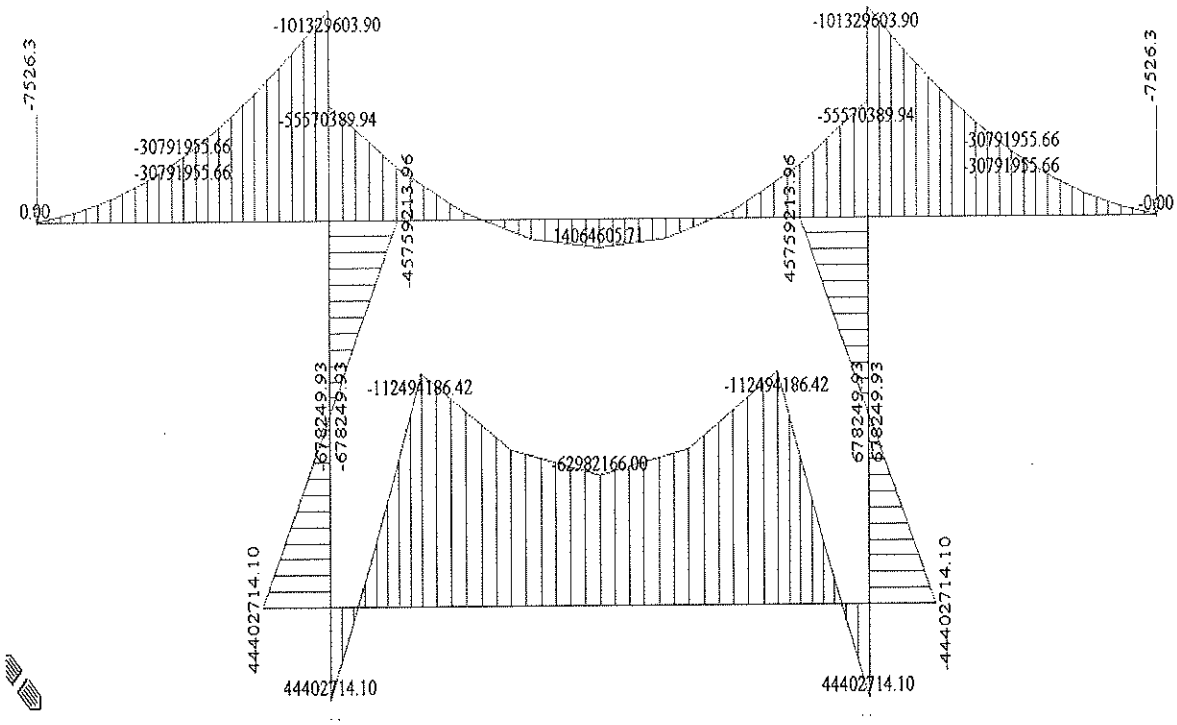
4-4 : tại vị trí cuối bản vách

5-5 : tại vị trí đầu bản đáy

6-6 : tại vị trí ngay gối ở bản đáy

3.3.1.2. Nội lực:

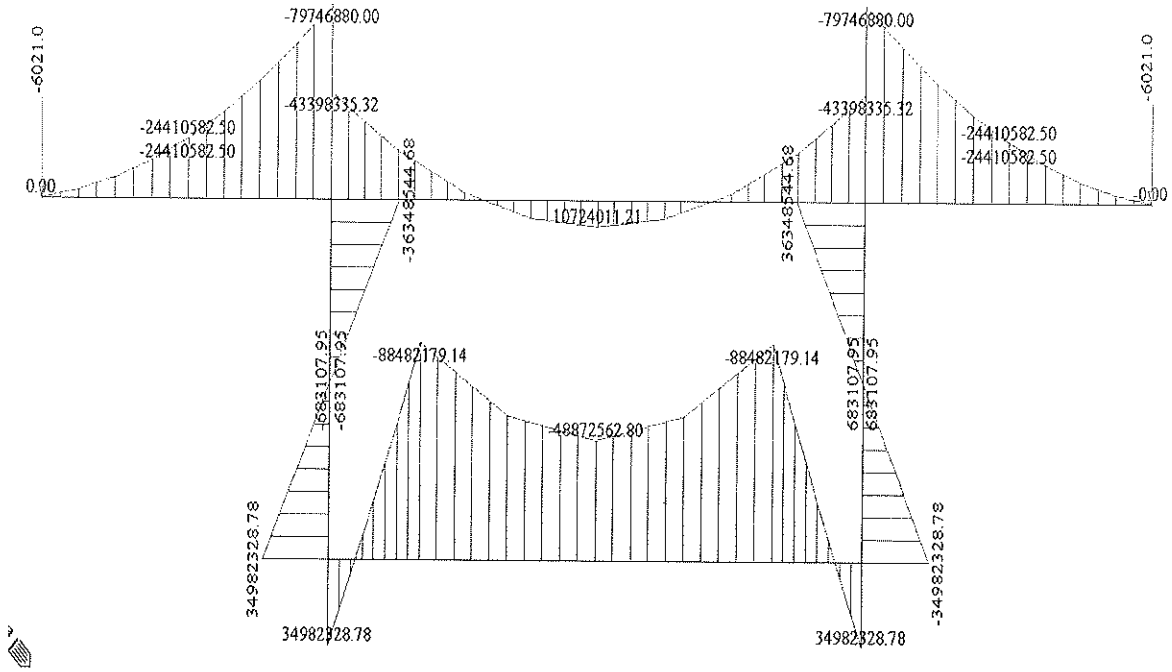
Nội lực do tĩnh tải được xuất ra từ Midas 7.01 (đã nhân hệ số)



Hình 3.5. Biểu đồ momen ở TTGHCĐ do tĩnh tải (đơn vị N.mm)

Bảng 3.2. Nội lực do tĩnh tải ở TTGHCĐ tại các mặt cắt

Mặt cắt	M_u (N.mm)
1-1 (-)	-101329603.9
1-1 (+)	-55570389.94
2-2	14064605.71
3-3	-45759213.96
4-4	44402714.1
5-5	44402714.1
6-6	-112494186.42



Hình 3.6. Biểu đồ momen ở TTGHSD do tĩnh tải (đơn vị N.mm)

Bảng 3.3. Nội lực do tĩnh tải ở TTGHSD tại các mặt cắt

Mặt cắt	M_s (N.mm)
1-1 (-)	-79746880
1-1 (+)	-43398335.32
2-2	10724011.21
3-3	-36348544.68
4-4	34982328.78
5-5	34982328.78
6-6	-88482179.14

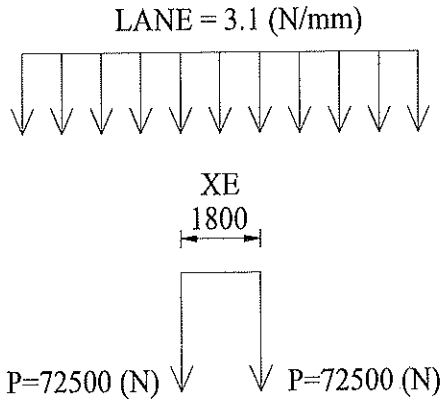
3.3.2. Hoạt tải:

3.3.2.1. Tải trọng tác dụng:

- Theo TCVN 11823-3:2017 – 6.1.2., dải bản là ngang và nhịp không quá 4600 thì thiết kế theo các bánh xe trục 145000N. Ở đây nhịp là 6200 mm > 4600mm nên ta thiết kế theo các bánh xe trục 145000N và tải trọng làn.

- Tải trọng làn được qui đổi theo phương ngang như sau :

$$LANE = \frac{9.3(N/mm)}{3000(mm)} \times 1000(mm) = 3.1(N/mm)$$



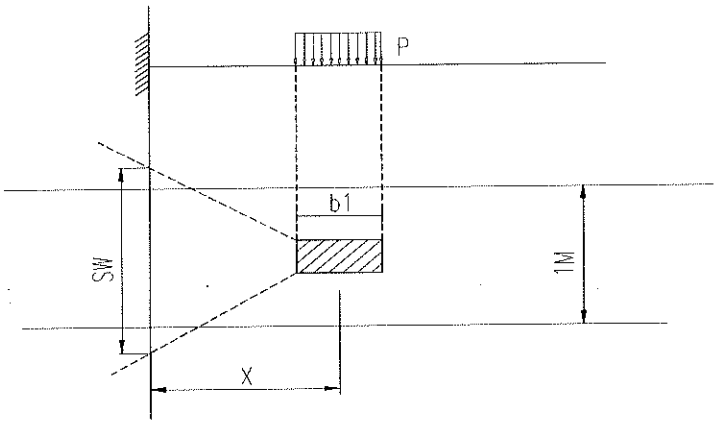
Hình 3.7. Tải trọng của hoạt tải tác dụng lên bản mặt cầu

Chú ý khi xếp xe:

Bánh xe phải cách bó vỉa - nằm ngoài bản hẫng - ít nhất 0.3m.

Khoảng cách giữa 2 xe ít nhất là 1.2m.

Phạm vi tác dụng của tải trọng bánh xe không phải không đổi trên suốt chiều dài truyền lực mà mở rộng ra, gọi là SW. Vì thực chất bản mặt cầu là cấu kiện tấm làm việc 1 phương, nhưng ta qui về gần đúng là cấu kiện dầm. Bề rộng ảnh hưởng của bánh xe (SW) được tính như sau:



Hình 3.8. Bề rộng vệt bánh xe tác dụng lên bản mặt cầu

- Phần hẫng:

$$SW_{cs} = 1140 + 0.833 \times X(mm)$$

Trong đó : X là khoảng cách từ vị trí ngàm đến trọng tâm bánh xe.

- Phần trong bản dầm:

$$SW^{+} = 660 + 0.55 \times S = 660 + 0.55 \times 6200 = 4070(mm)$$

$$SW^{-} = 1220 + 0.25 \times S = 1220 + 0.25 \times 6200 = 2770(mm)$$

Trong đó: S là khoảng cách giữa 2 tim bản vách.

Xe được xếp lên 1 làn, 2 làn, miễn sao đạt được giá trị nội lực lớn nhất tại mặt cắt nguy hiểm. Hệ số làn xe : (TCVN 11823:3-2017 – 6.1.1.2 – Bảng 7)

- Xếp 1 làn m=1.2
- Xếp 2 làn m=1
- Xếp 3 làn m=0.85
- Xếp 4 làn m=0.65

Giá trị nội lực do hoạt tải trên 1000mm theo phương dọc cầu tại bất kì mặt cắt nào được tính như sau:

$$M=m\times\left[(1+IM)\times P\sum\left(\frac{y}{SW}\times 1000\right)+q_{lan}\sum\omega_{lan}\right]$$

Trong đó:

m: Hệ số làn xe.

P: Tải trọng mỗi bên bánh xe thiết kế, P= 72500 (N).

IM: Hệ số xung kích, IM = 33% (TCVN 11823-3:2017 – 6.2.1).

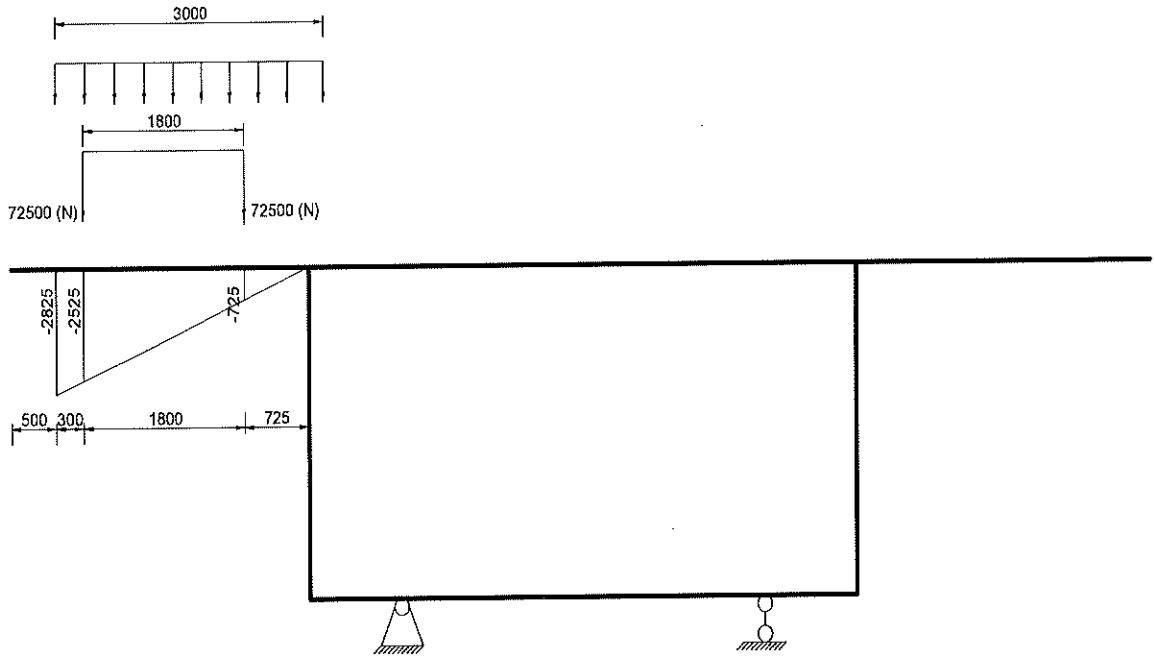
SW: Bề rộng dải bản làm việc.

3.3.2.2. Đường ảnh hưởng và nội lực:

Đường ảnh hưởng được xuất từ midas 7.01

- ***Mặt cắt (1-): (mặt cắt này làm việc như dầm công xon)***

+ Xét momen âm: (Chỉ xếp được 1 xe)



Hình 3.9. Đ.a.h và xếp tải cho moment âm tại mặt cắt (1-)

Ứng với mỗi bánh xe ta tính được một bề rộng ảnh hưởng :

$$SW_{cs}^{1} = 1140 + 0.833 \times 2525 = 3243.3(\text{mm})$$

$$SW_{cs}^{2} = 1140 + 0.833 \times 725 = 1743.9(\text{mm})$$

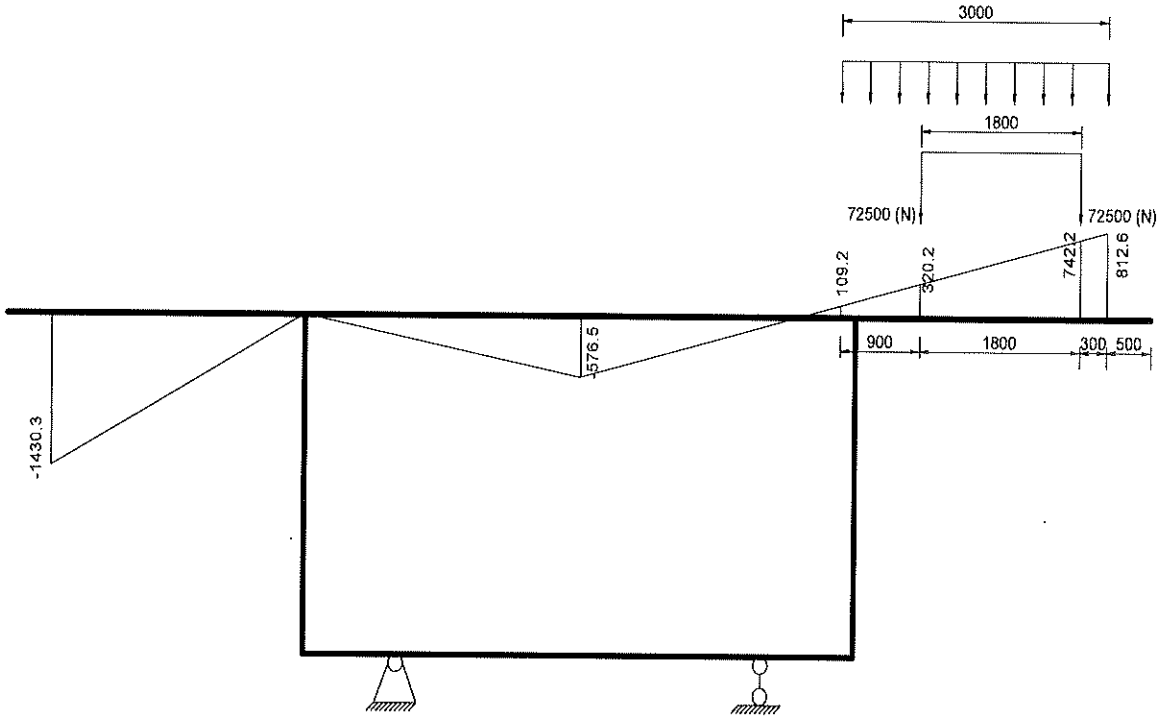
$$M_{LL}^{(1-)}(-) = m \times \left[(1+IM) \times P \times 1000 \times \left[\frac{y_1}{SW_{cs}^{1}} + \frac{y_2}{SW_{cs}^{2}} \right] + q \times \omega \right]$$

$$= 1.2 \times \left[\begin{array}{l} (1+0.33) \times 72.5 \times 10^3 \times 1000 \times \left[\dfrac{-2525}{3243.3} + \dfrac{-725}{1743.9} \right] \\ +3.1 \times \left(-\dfrac{1}{2} \times 2825^2 \right) \end{array} \right]$$

$$= -153032121.5(\text{Nmm})$$

- **Mặt cắt 1(+):**

+ Xét momen dương: (Chỉ xếp được 1 xe)



Hình 3.10. Đ.a.h và xếp tải cho moment dương tại mặt cắt (1+)

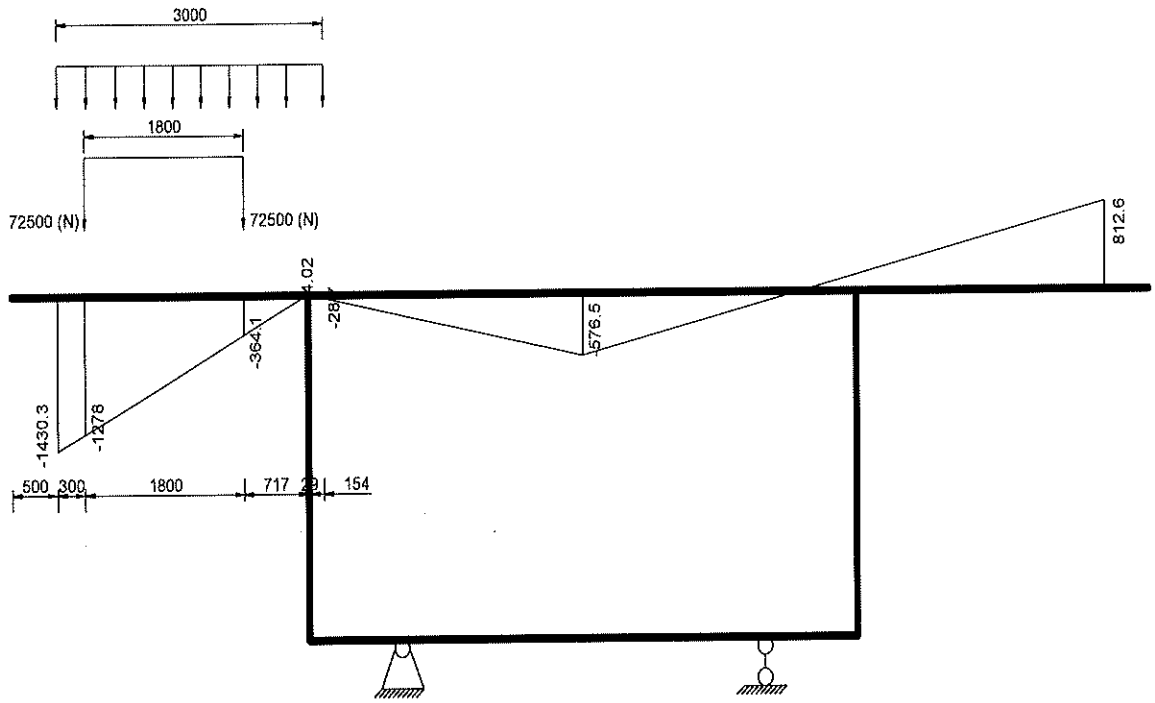
$$M_{LL}^{(1+)}(+) = m\times\left[(1+IM)\times P\times 1000\times\left[\frac{y_1+y_2}{SW^+}\right]+q\times\omega\right]$$

$$=1.2\times\left[\begin{array}{l}(1+0.33)\times 72.5\times 10^3\times 1000\times\left[\dfrac{320.2+742.2}{4070}\right]\\ +3.1\times\dfrac{(812.6+109.2)\times 3000}{2}\end{array}\right]$$

$$=35347649.9(\text{Nmm})$$

+ Xét momen âm:

Trường hợp xếp 1 xe:



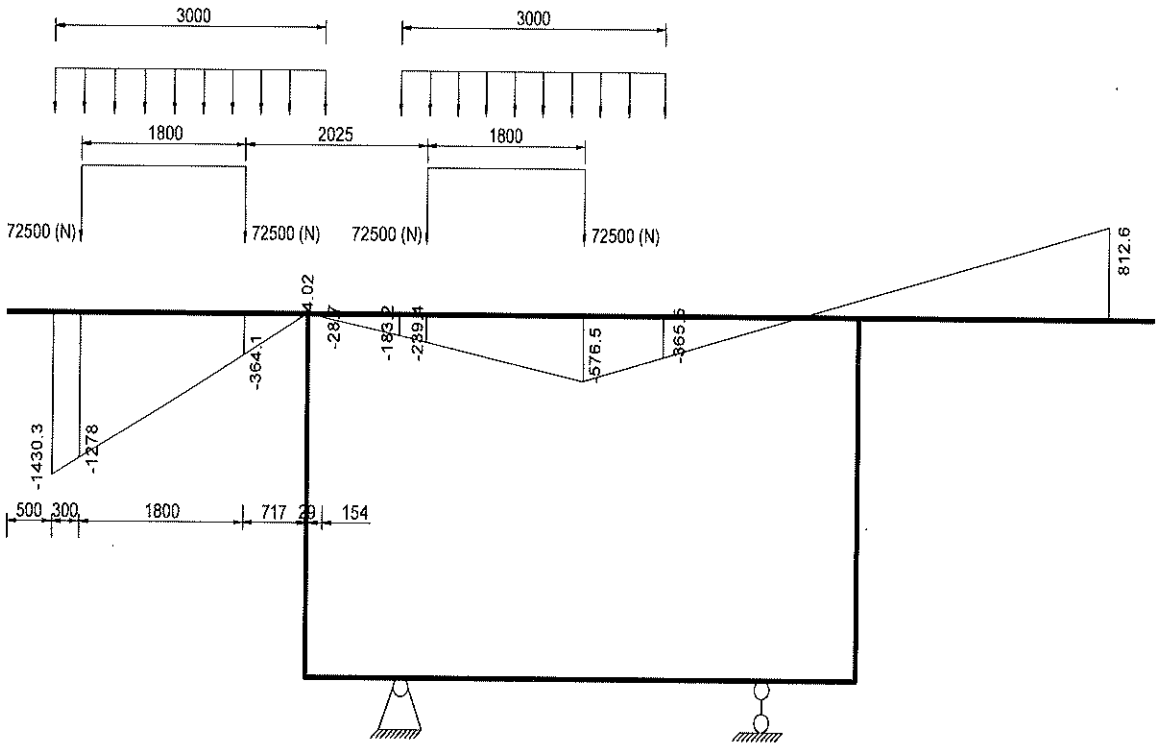
Hình 3.11. Đ.a.h và xếp tải cho moment âm tại mặt cắt (1+)

$$M^{(1+)}_{LL-1Lane}(-) = m\times\left[(1+IM)\times P\times 1000\times\left[\frac{y_1+y_2}{SW^-}\right]+q\times\omega\right]$$

$$=1.2\times\left[\begin{array}{l}(1+0.33)\times 72.5\times 10^3\times 1000\times\left[\dfrac{-1278-364.1}{2770}\right]\\ +3.1\times(-2014622.1-2207.1+59.1)\end{array}\right]$$

$$=-76097110.8(\text{Nmm})$$

Trường hợp xếp 2 xe:



Hình 3.12. Đ.a.h và xếp tải cho moment âm tại mặt cắt (1+)

$$M_{LL-2Lane}^{(1+)}(-) = m\times\left[(1+IM)\times P\times 1000\times\left[\frac{y_1+y_2+y_3+y_4}{SW^-}\right]+q\times\omega\right]$$

$$=1\times\left[\begin{array}{l}(1+0.33)\times 72.5\times 10^3\times 1000\times\left[\dfrac{-1278-364.1-239.4-576.5}{2770}\right]\\ +3.1\times(-2014622.1-2207.1+59.1-1221633.3)\end{array}\right]$$

$$=-95603184.1(\text{Nmm})$$

Vậy:

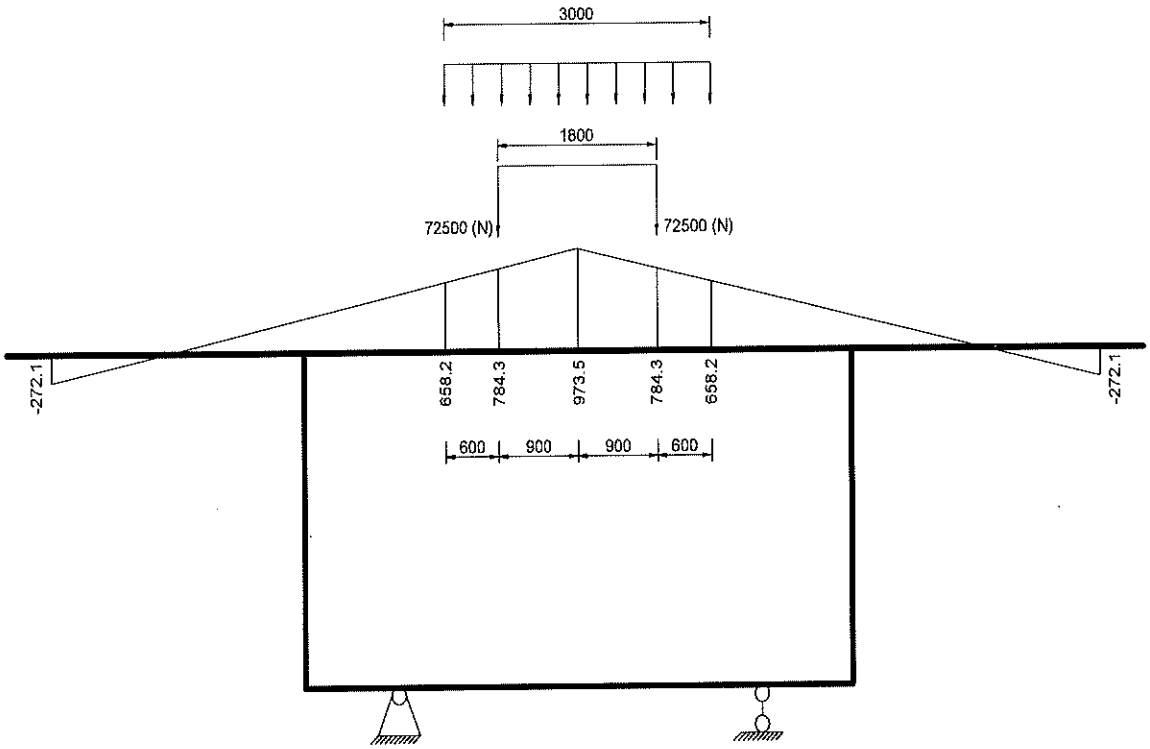
$$M_{LL}^{(1+)}(-)=\min\left[M_{LL-1Lane}^{(1+)}(-)\ ;\ M_{LL-2Lane}^{(1+)}(-)\right]$$

$$=-95603184.1(\text{Nmm})$$

- Mặt cắt 2-2:

+ Xét momen dương:

Trường hợp xếp 1 xe:



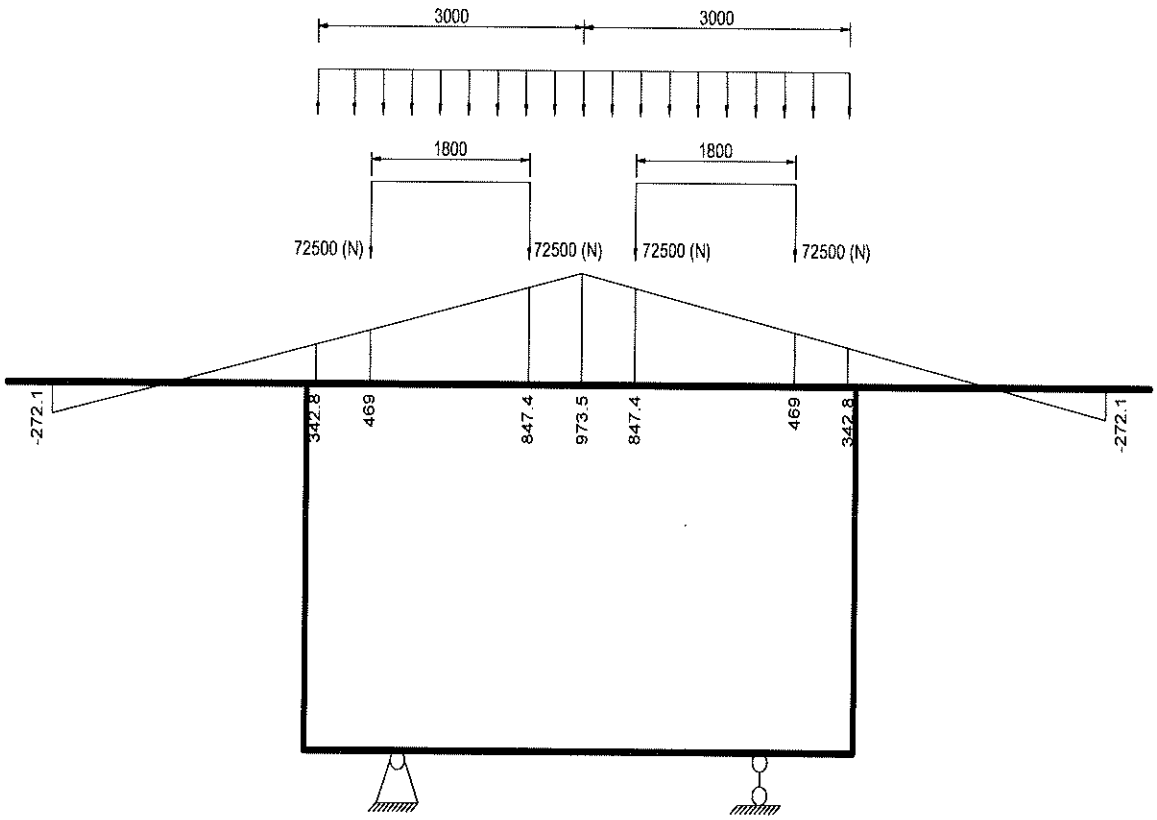
Hình 3.13. Đ.a.h và xếp tải cho moment dương tại mặt cắt (2-2)

$$M_{LL-1Lane}^{2-2}(+) = m\times\left[(1+IM)\times P\times 1000\times\left[\frac{y_1+y_2}{SW^+}\right]+q\times\omega\right]$$

$$=1.2\times\left[(1+0.33)\times 72.5\times 10^3\times 1000\times\left[\frac{784.3+784.3}{4070}\right]+3.1\times 2447495.7\right]$$

$$=53699943.5(\text{Nmm})$$

Trường hợp xếp 2 xe:



Hình 3.14. Đ.a.h và xếp tải cho moment dương tại mặt cắt (2-2)

$$M_{LL-2Lane}^{2-2}(+) = m\times\left[(1+IM)\times P\times 1000\times\left[\frac{y_1+y_2+y_3+y_4}{SW^+}\right]+q\times\omega\right]$$

$$= 1\times\left[\begin{array}{l}(1+0.33)\times 72.5\times 10^3\times 1000\times\left[\dfrac{469+847.4+847.4+469}{4070}\right]\\ +3.1\times 3948982.9\end{array}\right]$$

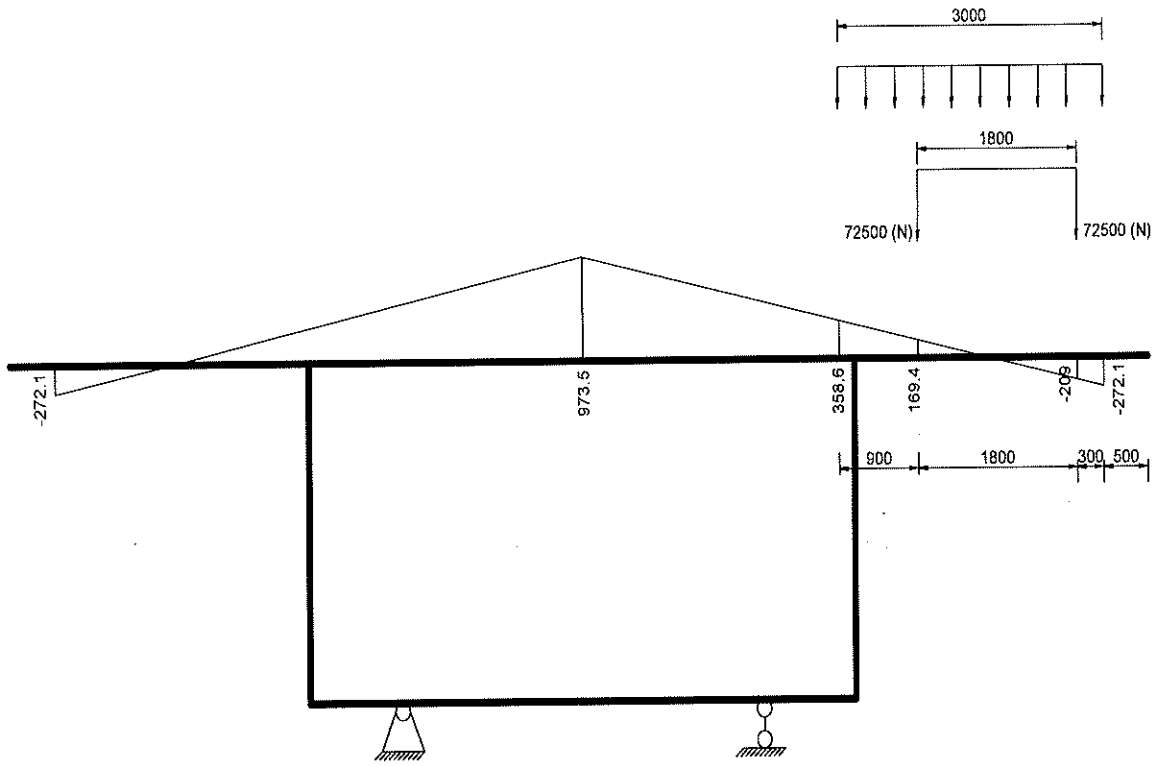
$$= 74617213.1(\text{Nmm})$$

Vậy:

$$M_{LL}^{2-2}(+) = \max\left[M_{LL-1Lane}^{2-2}(+)\ ;\ M_{LL-2Lane}^{2-2}(+)\right]$$

$$= 74617213.1(\text{Nmm})$$

+ Xét momen âm: (Chỉ xếp được 1 xe)



Hình 3.15. Đ.a.h và xếp tải cho moment âm tại mặt cắt (2-2)

$$M^{2-2}_{LL-1Lane}(-) = m\times\left[(1+IM)\times P\times 1000\times\left[\frac{y_1+y_2}{SW^-}\right]+q\times\omega\right]$$

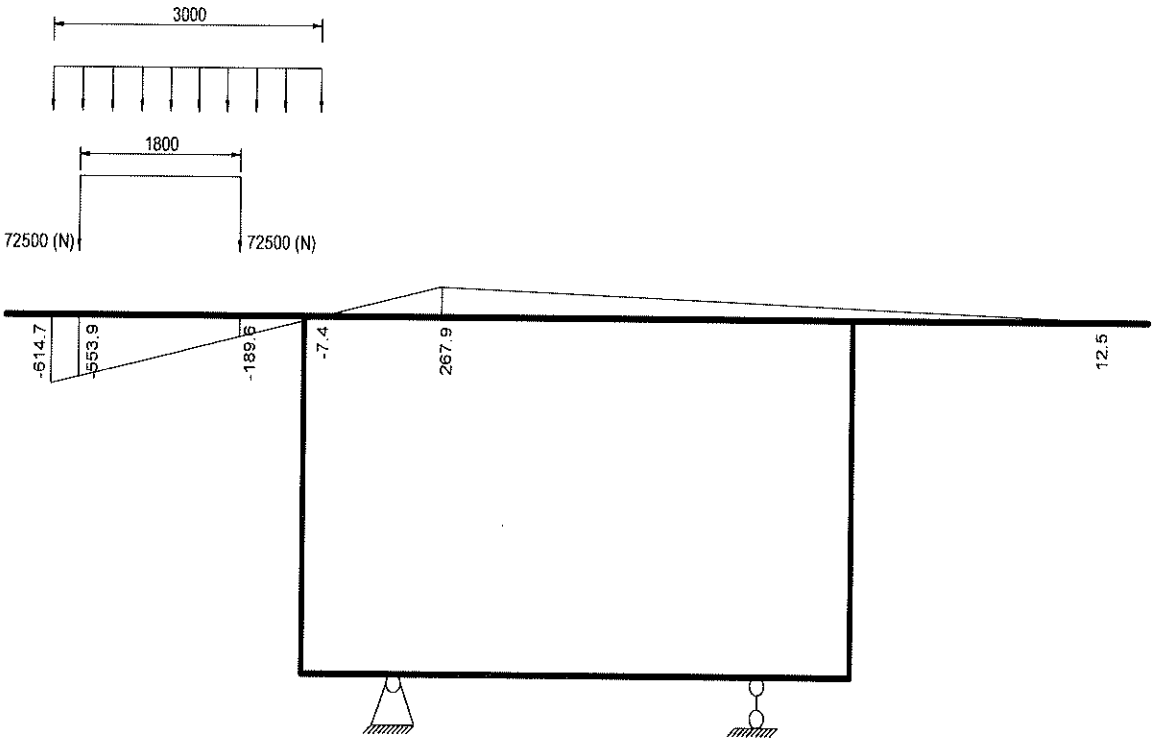
$$=1.2\times\left[\begin{array}{l}(1+0.33)\times 72.5\times 10^3\times 1000\times\left[\dfrac{-209+169.4}{2770}\right]\\ +3.1\times(-176065.4+305840.18)\end{array}\right]$$

$$=-1171431.3(\text{Nmm})$$

Xếp momen âm xếp cho 1 xe ở cánh bên phải tương tự cánh trái vì hai bên hiệu ứng xe giống nhau nên momen bằng nhau.

- **Mặt cắt 3-3:**

+ Xét momen âm: (chỉ xếp được 1 xe)



Hình 3.16. Đ.a.h và xếp tải cho moment âm tại mặt cắt (3-3)

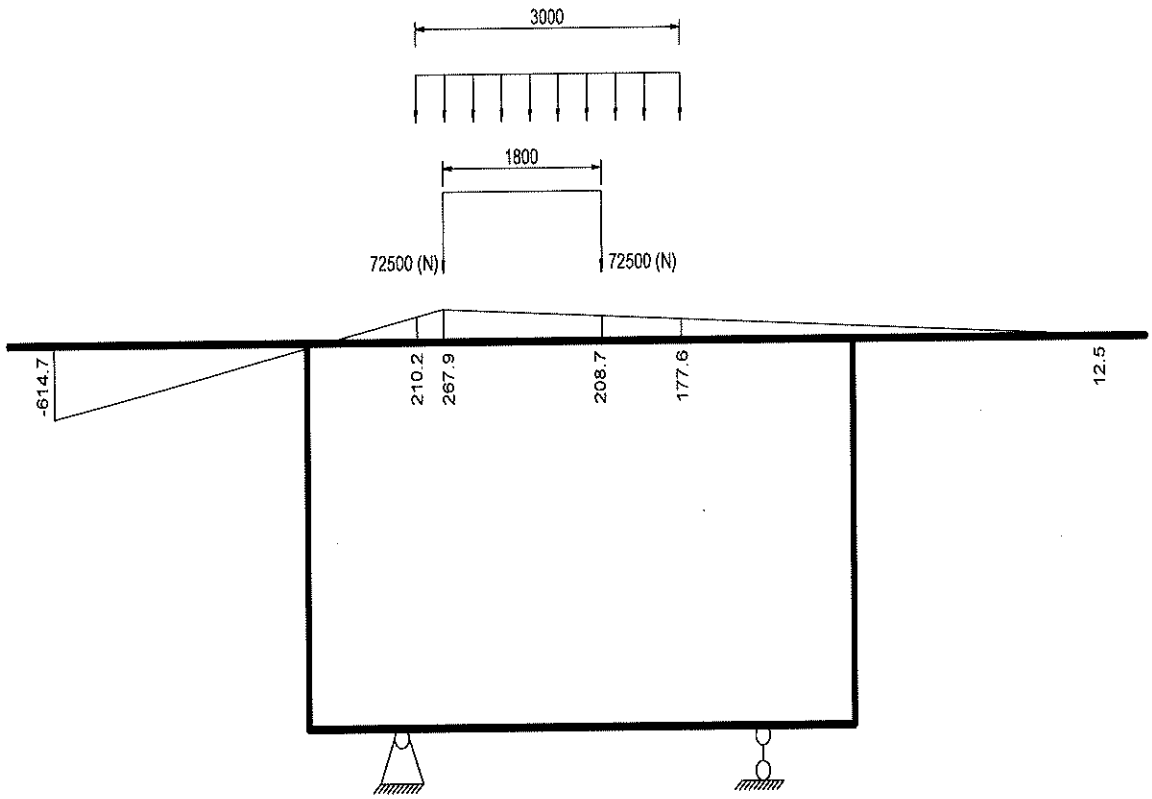
$$M_{LL-1Lane}^{(3-3)}(-) = m\times\left[(1+IM)\times P\times 1000\times\left[\frac{y_1+y_2}{SW^-}\right]+q\times\omega\right]$$

$$=1.2\times\left[\begin{array}{l}(1+0.33)\times 72.5\times 10^3\times 1000\times\left[\dfrac{-553.9-189.6}{2770}\right]\\ +3.1\times(-933086.1)\end{array}\right]$$

$$=-34528981(\text{Nmm})$$

+ Xét momen dương:

Trường hợp xếp 1 xe:



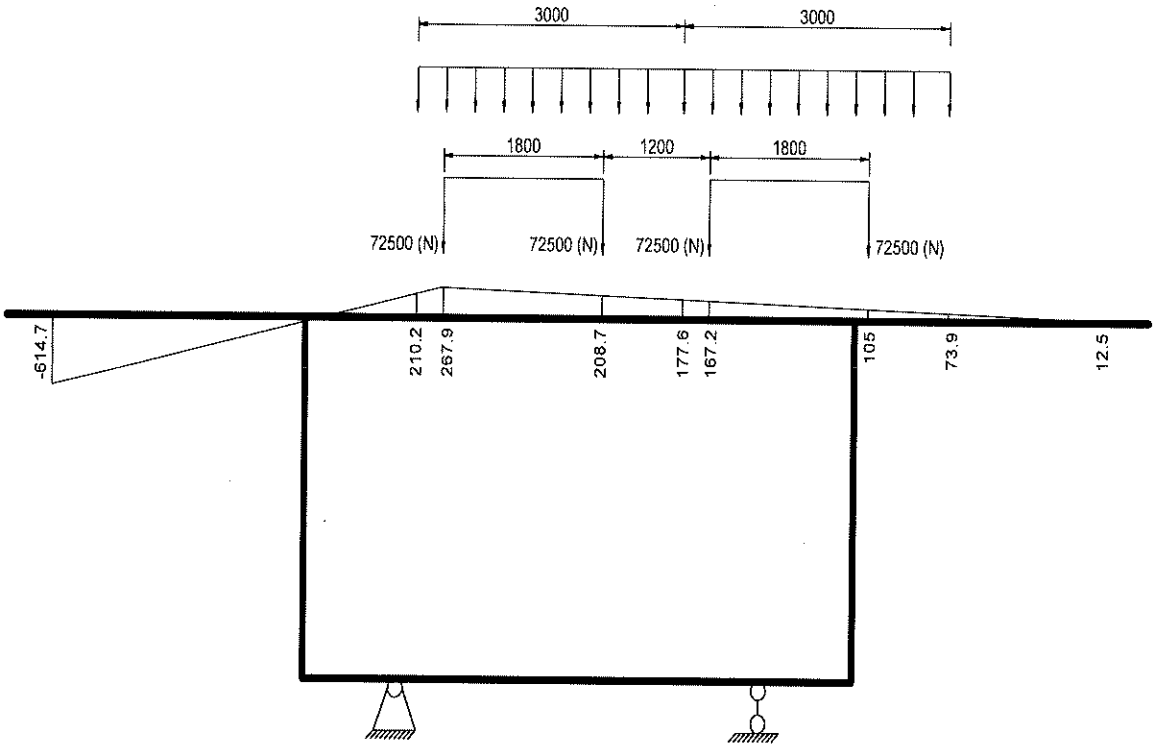
Hình 3.17. Đ.a.h và xếp tải cho moment dương tại mặt cắt (3-3)

$$M_{LL-iLane}^{3-3}(+) = m\times\left[(1+IM)\times P\times 1000\times\left[\frac{y_1+y_2}{SW^+}\right]+q\times\omega\right]$$

$$=1.2\times\left[(1+0.33)\times 72.5\times 10^3\times 1000\times\left[\frac{267.9+208.7}{4070}\right]+3.1\times 677695.7\right]$$

$$=16070754.3(\text{Nmm})$$

Trường hợp xếp 2 xe:



Hình 3.18. Đ.a.h và xếp tải cho moment dương tại mặt cắt (3-3)

$$M^{3-3}_{LL-2Lane}(+) = m\times\left[(1+IM)\times P\times 1000\times\left[\frac{y_1+y_2+y_3+y_4}{SW^+}\right]+q\times\omega\right]$$

$$=1\times\left[\begin{matrix}(1+0.33)\times 72.5\times 10^3\times 1000\times\left[\dfrac{267.9+208.7+167.2+105}{4070}\right]\\ +3.1\times 1054870.8\end{matrix}\right]$$

$$=21010404.1(\text{Nmm})$$

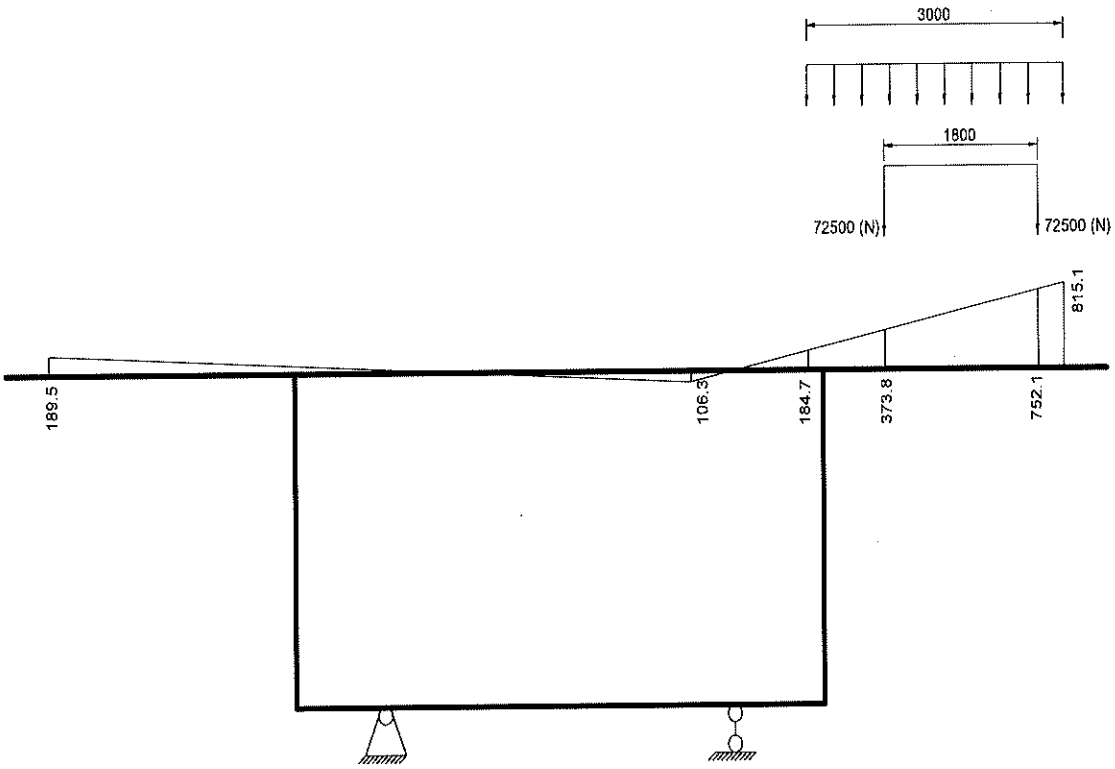
Vậy:

$$M^{3-3}_{LL}(+) = \max\left[M^{3-3}_{LL-1Lane}(+)\ ;\ M^{3-3}_{LL-2Lane}(+)\right]$$

$$=21010404.1(\text{Nmm})$$

- Mặt cắt 4 – 4 và 5-5:

+ Xét momen dương: (Chỉ xếp được 1 xe)



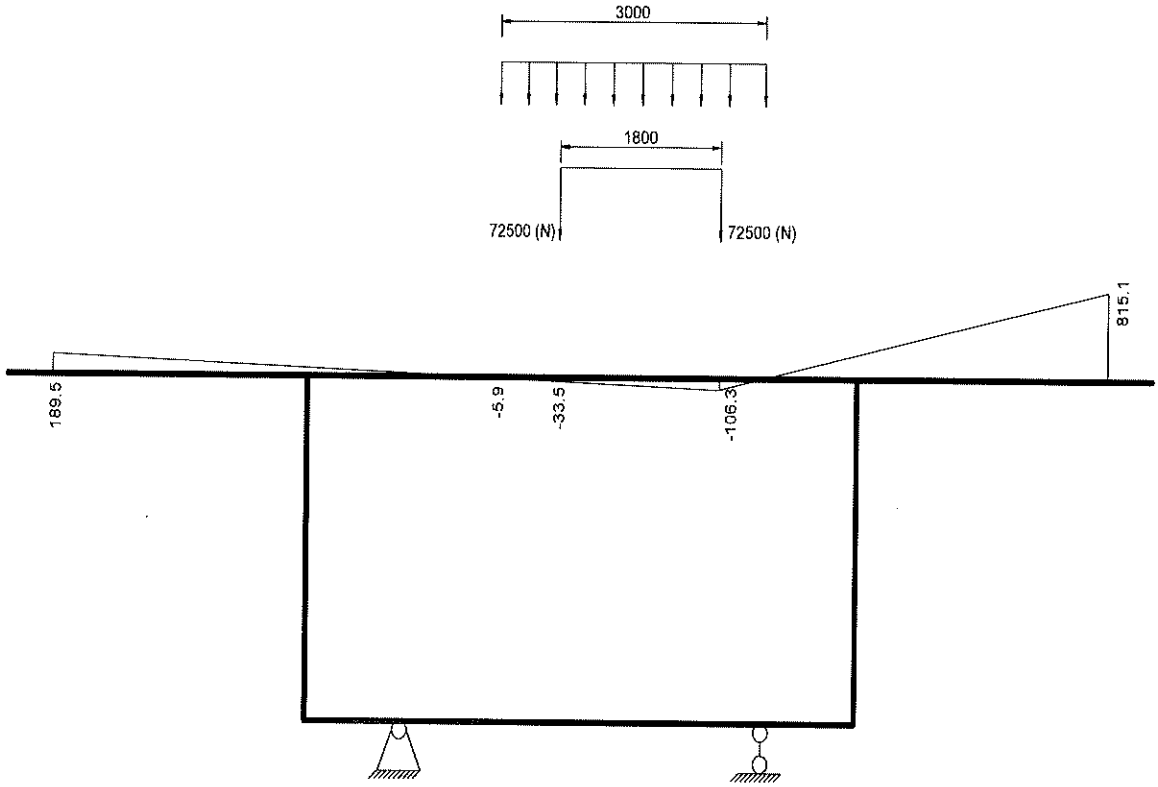
Hình 3.19. Đ.a.h và xếp tải cho moment dương tại mặt cắt (4-4)

$$M_{LL-1Lane}^{4-4}(+) = m\times\left[(1+IM)\times P\times 1000\times\left[\frac{y_1+y_2}{SW^+}\right]+q\times\omega\right]$$

$$=1.2\times\left[(1+0.33)\times 72.5\times 10^3\times 1000\times\left[\frac{373.8+752.1}{4070}\right]+3.1\times 1499750.7\right]$$

$$=37588381.9(\text{Nmm})$$

+ Xét momen âm: (chỉ xếp được 1 xe)



Hình 3.20. Đ.a.h và xếp tải cho moment âm tại mặt cắt (4 – 4)

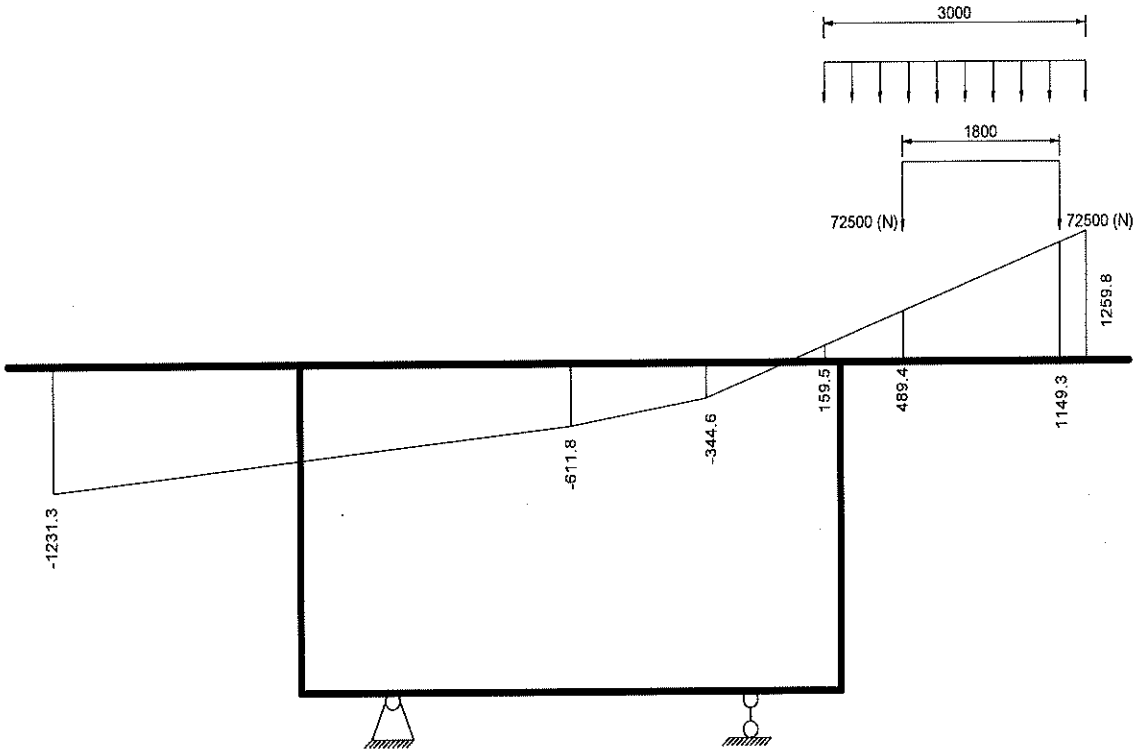
$$M_{LL-ILane}^{4-4}(-) = m\times\left[(1+IM)\times P\times 1000\times\left[\frac{y_1+y_2}{SW^-}\right]+q\times\omega\right]$$

$$=1.2\times\left[\begin{array}{l}(1+0.33)\times 72.5\times 10^3\times 1000\times\left[\dfrac{-33.5-106.3}{2770}\right]\\ +3.1\times(-163695.3)\end{array}\right]$$

$$=-6448750.8(\text{Nmm})$$

- **Mặt cắt 6 – 6:**

+ Xét momen dương: (Chỉ xếp được 1 xe)



Hình 3.21. Đ.a.h và xếp tải cho moment dương tại mặt cắt (6-6)

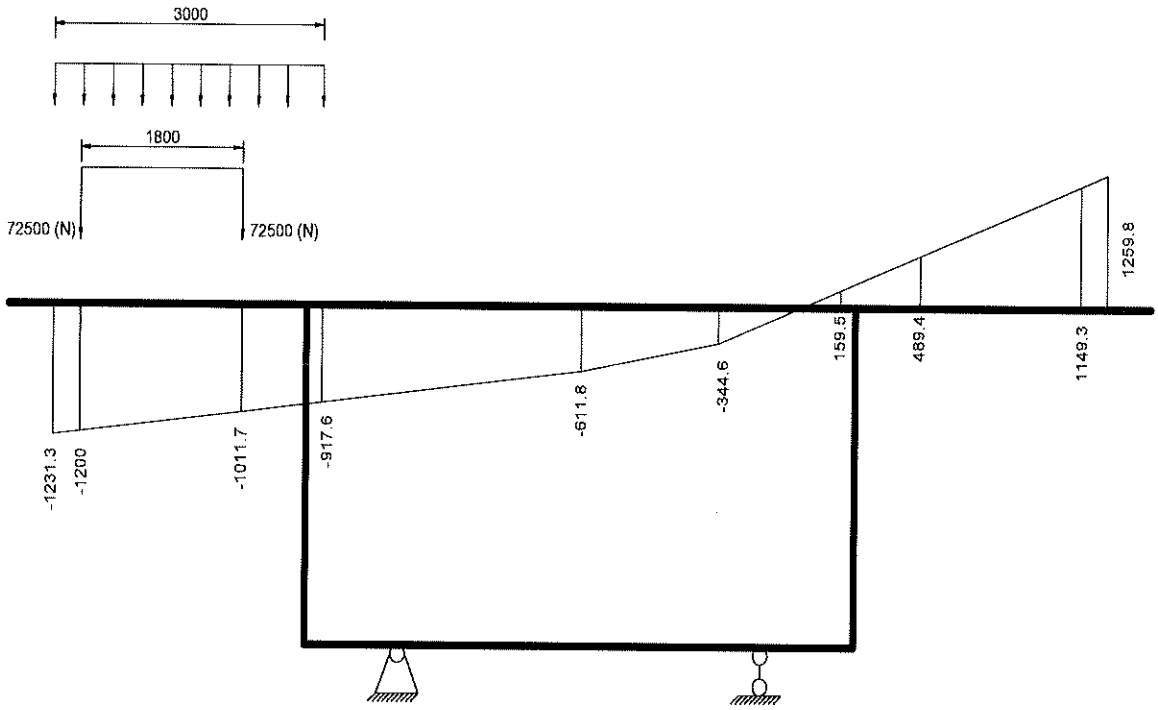
$$M_{LL-1Lane}^{6-6}(+) = m\times\left[(1+IM)\times P\times 1000\times\left[\frac{y_1+y_2}{SW^+}\right]+q\times\omega\right]$$

$$=1.2\times\left[(1+0.33)\times 72.5\times 10^3\times 1000\times\left[\frac{489.4+1149.3}{4070}\right]+3.1\times 2128111.6\right]$$

$$=54504775.9(\text{Nmm})$$

+ Xét momen âm:

Trường hợp xếp 1 xe:



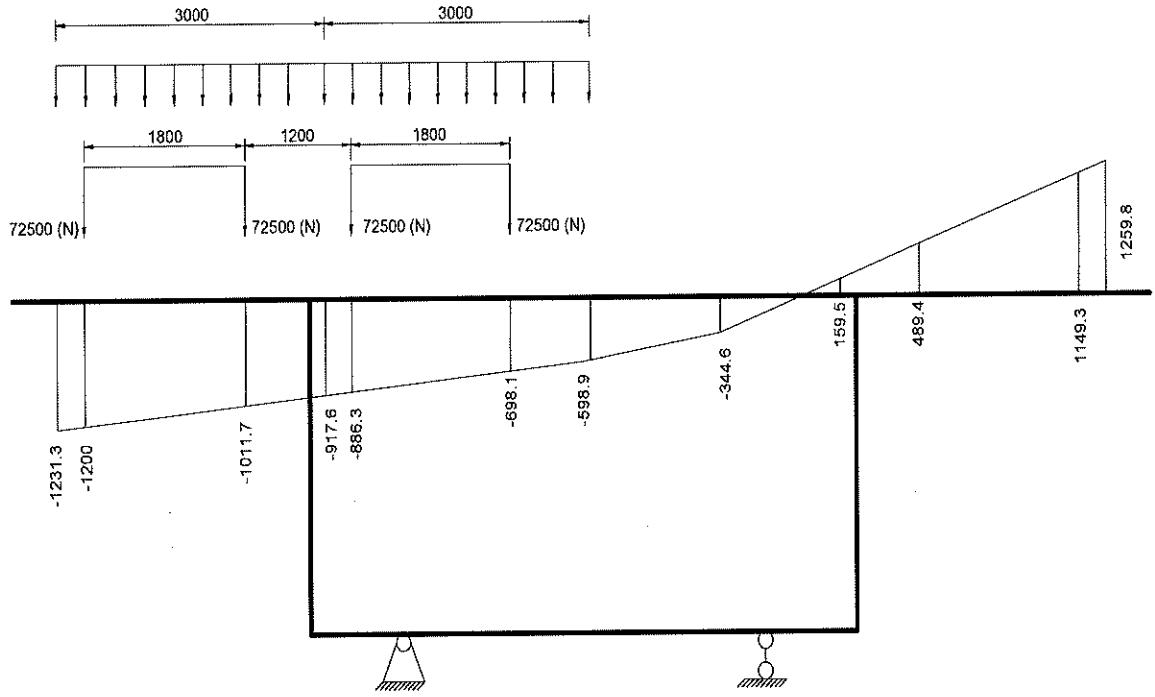
Hình 3.22. Đ.a.h và xếp tải cho moment âm tại mặt cắt (6 – 6)

$$M_{LL-1Lane}^{6-6}(-) = m\times\left[(1+IM)\times P\times 1000\times\left[\frac{y_1+y_2}{SW^-}\right]+q\times\omega\right]$$

$$=1.2\times\left[\begin{matrix}(1+0.33)\times 72.5\times 10^3\times 1000\times\left[\dfrac{-1200-1011.7}{2770}\right]\\ +3.1\times(-3223438.1)\end{matrix}\right]$$

$$=-104379567.7(\text{Nmm})$$

Trường hợp xếp 2 xe:



Hình 3.23. Đ.a.h và xếp tải cho moment âm tại mặt cắt (6 – 6)

$$M_{LL-2Lane}^{6-6}(-) = m\times\left[(1+IM)\times P\times 1000\times\left[\frac{y_1+y_2+y_3+y_4}{SW^-}\right]+q\times\omega\right]$$

$$=1\times\left[\begin{array}{l}(1+0.33)\times 72.5\times 10^3\times 1000\times\left[\dfrac{-1200-1011.7-886.3-698.1}{2770}\right]\\ +3.1\times(-5503544.3)\end{array}\right]$$

$$=-149205009.9(\text{Nmm})$$

Vậy:

$$M_{LL}^{6-6}(-) = \min\left[M_{LL-1Lane}^{6-6}(-)\ ;\ M_{LL-2Lane}^{6-6}(-)\right]$$

$$=-149205009.9(\text{Nmm})$$

3.4. Tổ hợp nội lực:

3.4.1. Hệ số điều chỉnh tải trọng:

$\eta = \eta_I\times\eta_D\times\eta_R \geq 0.95$

Hệ số xét mức độ quan trọng của công trình: $\eta_I = 1.05$ – Đối với cầu quan trọng

Hệ số xét đến tính chất dẻo của vật liệu: $\eta_D = 1$ – Đối với các bộ phận, liên kết cấu tạo theo đúng tiêu chuẩn

Hệ số xét đến mức độ dư thừa liên kết: $\eta_R = 1$ – Đối với mức thông thường

Vậy: $\eta = \eta_I \times \eta_D \times \eta_R = 1.05 \times 1 \times 1 = 1.05$

3.4.2. Tổ hợp các TTGH:

Tổng hợp nội lực chi tiết cho momen dương tại mặt cắt 2-2:

- TTGH sử dụng:

$$M_s^{2-2}(+) = M_{DC1}^s + M_{DC3}^s + M_{DW}^s + M_{LL}^s$$
$$= 10724011.21 + 74617213.1$$
$$= 85341224.2(\text{Nmm})$$

- TTGH cường độ:

$$M_u^{2-2}(+) = \eta \times (1.25 \times M_{DC1} + 1.25 \times M_{DC3} + 1.5 \times M_{DW} + 1.75 \times M_{LL})$$
$$= 1.05 \times [14064605.71 + 1.75 \times 74617213.1]$$
$$= 151876965.1(\text{Nmm})$$

Tương tự cho các mặt cắt khác ta có kết quả ở bảng sau:

Bảng 3.4. Tổ hợp nội lực bản mặt cầu ở TTGHSD và TTGHCĐ (N.mm)

Mặt cắt	M_s (+)	M_s (-)	M_u (+)	M_u (-)
1 – 1 (-)	-79746880	-232,779,002	-106,396,084	-387,592,607
1 – 1 (+)	-8050685.42	-139,001,519	6,602,397	-234,019,760
2 – 2	85341224.31	9,552,580	151,876,965	12,615,331
3 – 3	-15338140.58	-70,877,526	-9,440,557	-111,494,177
4 – 4	72570710.68	28,533,578	115,691,502	34,773,270
5 – 5	72570710.68	28,533,578	115,691,502	34,773,270
6 – 6	-33977403.24	-237,687,189	-17,966,370	-392,283,101

Ta chọn momen âm lớn nhất, và momen dương lớn nhất của các mặt cắt 1(-), 1(+), 2-2, 3-3, 4-4, 5-5, 6-6 để thiết kế cốt thép:

Bảng 3.5. Nội lực thiết kế cốt thép (Nmm)

Vị trí thiết kế	M_s (+)	M_s (-)	M_u (+)	M_u (-)
Bản mặt cầu	85341224.31	-232779001.5	151876965.1	-387592607.4
Bản vách	72570710.68	-70877525.68	115691501.5	-111494177.2
Bản đáy	72570710.68	-237687189	115691501.5	-392283101.4

3.5. Thiết kế cốt thép cho bản mặt cầu:

Ta sẽ thiết kế cốt thép tương ứng với các giá trị nội lực ở TTGH cường độ vừa tính ở trên:

3.5.1. Thiết kế cốt thép chịu momen âm ở gối:

Thiết kế cốt thép cho 1000mm chiều dài bản mặt cầu (cốt thép lớp trên), số liệu tính toán như sau:

Mômen âm: $M_u^{(-)} = -387592607.4(\text{Nmm})$

Chiều rộng tiết diện tính toán: b = 1000 (mm)

Chiều cao tiết diện tính toán: h = 621 (mm) (momen âm lớn nhất tại vị trí giao nhau giữa vách và bản mặt cầu)

Cường độ chảy cốt thép: $f_y = 420$ (Mpa)

Cấp bêtông: f'c = 50 (MPa)

Lớp bê tông bảo vệ: $a_s = 50$ (mm)

Giả thiết có đường kính: D = 22 (mm), $A_s = 380.133\ mm^2$.

Chiều cao làm việc của tiết diện:

$$d_s = 621 - 50 = 571(\text{mm})$$

Giả sử hệ số sức kháng: $\phi = 0.9$

Bản mặt cầu có 28 (Mpa) < f'c = 50 (Mpa) < 56 (Mpa):

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7}.(f_c' - 28) = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times (50 - 28) = 0.693$$

Phương trình cân bằng moment:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \times M_u^-}{\phi \times 0.85 \times f_c' \times b}} = 571 - \sqrt{571^2 - \frac{2 \times |387592607.4|}{0.9 \times 0.85 \times 50 \times 1000}}$$

$$= 18.031\ (\text{mm})$$

Khoảng cách từ trục trung hòa đến thớ ngoài cùng chịu nén:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{18.031}{0.693} = 26.019\ (\text{mm})$$

Tính lại ϕ:

$$\phi = 0.65 + 0.15 \times \left(\frac{d_s}{c} - 1 \right) = 0.65 + 0.15 \times \left(\frac{571}{26.019} - 1 \right) = 3.792 > 0.9$$

Chọn $\phi = 0.9$ và phù hợp với giá trị giả sử ban đầu.

Kiểm tra điều kiện:

$$\frac{c}{d_s} = \frac{26.019}{571} = 0.046 < 0.6$$

Tiết diện khống chế kéo, nên diện tích thép được xác định như sau:

$$A_s = \frac{0.85 \times f_c^{'} \times a \times b}{f_y} = \frac{0.85 \times 50 \times 18.031 \times 1000}{420} = 1824.565 \left(mm^2 \right)$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

$$M_{cr} = \gamma_1 \times \gamma_3 \times S_c \times f_r = \gamma_1 \times \gamma_3 \times \left(\frac{1}{6} \times b \times h^2 \right) \times \left(0.63 \times \sqrt{f'_c} \right)$$

$$= 1.6 \times 0.67 \times \left(\frac{1}{6} \times 1000 \times 621^2 \right) \times \left(0.63 \times \sqrt{50} \right)$$

$$= 306939151 (Nmm)$$

$$A_{s\,min} = \frac{\min \left[1.2 M_{cr}; 1.33 M_u \right]}{\phi f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right)}$$

$$= \frac{\min \left[1.2 \times 306939151; 1.33 \times \left| -387592607.4 \right| \right]}{0.9 \times 420 \times \left(571 - \frac{18.031}{2} \right)}$$

$$= 1733.873 \left(mm^2 \right) < A_s = 1824.565 \left(mm^2 \right)$$

Vậy chọn $A_s = 1824.565 \left(mm^2 \right)$ để thiết kế.

Số lượng thanh cốt thép tối thiểu trong 1000mm bản mặt cầu:

$$n = \frac{1000}{150} + 1 = 8 (\text{thanh})$$

Vậy bố trí 8 thanh thép D22 chịu moment âm tại gối cách mép bản mặt cầu 50 mm, khoảng cách giữa 2 thanh là 150 mm, diện tích mỗi thanh là 380.133 mm^2.

Tổng diện tích thép cần bố trí: $A_s = 3041.062\ mm^2$

Kiểm tra điều kiện: $\frac{c}{d_t} = \frac{26.019}{571} = 0.046 < 0.6$, do đó lượng thép thiết kế phù hợp.

3.5.2. Thiết kế cốt thép chịu momen dương tại giữa nhịp:

Thiết kế cốt thép cho 1000mm chiều dài bản mặt cầu (cốt thép lớp dưới), số liệu tính toán như sau:

Mômen dương: $M_u^{(+)} = 151876965.1(\text{Nmm})$

Chiều rộng tiết diện tính toán: b = 1000 (mm)

Chiều cao tiết diện tính toán: h = 250 (mm)

Cường độ chảy cốt thép: f_y = 420 (Mpa)

Cấp bêtông: f'c = 50 (MPa)

Lớp bê tông bảo vệ: a_s = 50 (mm)

Giả thiết dùng thép có đường kính: D = 18 (mm), A_b = 254.469 mm^2.

Chiều cao làm việc của tiết diện:

$$d_s = 250 - 50 = 200(\text{mm})$$

Giả sử hệ số sức kháng: $\phi = 0.9$

Bản mặt cầu có 28 (Mpa) < f'c = 50 (Mpa) < 56 (Mpa):

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7}.(f_c^{'} - 28) = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times (50 - 28) = 0.693$$

Phương trình cân bằng moment:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \times M_u^+}{\phi \times 0.85 \times f_c^{'} \times b}} = 200 - \sqrt{200^2 - \frac{2 \times 151876965.1}{0.9 \times 0.85 \times 50 \times 1000}}$$

$$= 20.951(\text{mm})$$

Khoảng cách từ trục trung hòa đến thớ ngoài cùng chịu nén:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20.951}{0.693} = 30.232(\text{mm})$$

Kiểm tra điều kiện:

$$\frac{c}{d_s} = \frac{30.232}{200} = 0.151 < 0.6$$

Tiết diện khống chế kéo, nên diện tích thép được xác định như sau:

$$A_s = \frac{0.85 \times f_c^{'} \times a \times b}{f_y} = \frac{0.85 \times 50 \times 20.951 \times 1000}{420} = 2120.042\left(mm^2\right)$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

$$M_{cr} = \gamma_1 \times \gamma_3 \times S_c \times f_r = \gamma_1 \times \gamma_3 \times \left(\frac{1}{6} \times b \times h^2\right) \times \left(0.63 \times \sqrt{f^{'}_c}\right)$$

$$= 1.6 \times 0.67 \times \left(\frac{1}{6} \times 1000 \times 250^2\right) \times \left(0.63 \times \sqrt{50}\right)$$

$$= 49744962.1(Nmm)$$

$$A_{s\,min} = \frac{\min\left[1.2M_{cr}; 1.33M_u\right]}{\phi f_y\left(d_s - \frac{a}{2}\right)}$$

$$= \frac{\min\left[1.2 \times 49744962.1; 1.33 \times 151876965.1\right]}{0.9 \times 420 \times \left(200 - \frac{20.951}{2}\right)}$$

$$= 833.246\left(mm^2\right) < A_s = 2120.042\left(mm^2\right)$$

Thỏa mãn hàm lượng cốt thép tối thiểu.

Số lượng thanh cốt thép tối thiểu trong 1000mm bản mặt cầu:

$$n = \frac{1000}{150} + 1 = 8(\text{thanh})$$

Vậy bố trí 8 thanh thép D18 chịu moment dương tại giữa nhịp cách mép bản mặt cầu 50 mm, khoảng cách giữa 2 thanh là 150 mm, diện tích mỗi thanh là 254.469 mm^2.

Tổng diện tích thép cần bố trí: $A_s = 2035.752\ mm^2$

Kiểm tra điều kiện: $\frac{c}{d_t} = \frac{30.232}{200} = 0.151 < 0.6$, do đó lượng thép thiết kế phù hợp.

3.5.3. Cốt thép phân bố theo phương dọc cầu:

Vì bản làm việc theo phương ngang cầu nên ta đặt cốt thép cấu tạo theo phương dọc cầu cả đáy trên và đáy dưới của bản mặt cầu để phân bố tải trọng bánh xe dọc cầu đến cốt thép chịu lực theo phương ngang . Diện tích yêu cầu tính theo phần trăm cốt thép chính chịu lực .Đối với cốt thép chính đặt vuông góc với hướng xe chạy.

Phần trăm số lượng cốt thép bố trí theo phương dọc cầu phải thỏa theo yêu cầu tiêu chuẩn TCVN 11823-9:2017 – 7.3.2:

$$\frac{3840}{\sqrt{S}} \le 67\%$$

Trong đó:

S: Chiều dài hữu hiệu nhịp, ở đây ta lấy bằng khoảng cách giữa hai tim thành hộp, S = 6200mm.

$$\frac{3840}{\sqrt{S}} = \frac{3840}{\sqrt{6200}} = 48.768 \le 67\%$$

Vậy ta dùng 48.768% so với diện tích cốt thép chịu lực chính.

- Bố trí phía momen âm:

Trên 1m dài diện tích thép cần thiết:

$$A_s = A_{sn} \times 48.768\% = 3041.062 \times 48.768\% = 1483.065\,mm^2$$

Vậy bố trí 8 thanh thép D18, khoảng cách giữa 2 thanh là 150 mm, diện tích mỗi thanh là 254.469 mm^2.

Tổng diện tích thép cần bố trí là:

$$A_s = 8 \times 254.469 = 2035.752\left(mm^2\right)$$

Kiểm tra điều kiện cốt thép phân bố:

Ta có: $A_{s\,bố\,trí} = 2035.752\ mm^2 > A_{s\,cần\,thiết} = 1483.065\ mm^2$

Vậy: Thỏa điều kiện cốt thép phân bố.

- Bố trí phía momen dương:

Trên 1m dài diện tích thép cần thiết:

$$A_s = A_{sn} \times 48.768\% = 2035.752 \times 48.768\% = 992.795\,mm^2$$

Vậy bố trí 8 thanh thép D16, khoảng cách giữa 2 thanh là 150 mm, diện tích mỗi thanh là 201.062 mm^2.

Tổng diện tích thép cần bố trí là:

$$A_s = 8 \times 201.062 = 1608.495\left(mm^2\right)$$

Kiểm tra điều kiện cốt thép phân bố:

Ta có: $A_{s\,bố\,trí} = 1608.495\ mm^2 > A_{s\,cần\,thiết} = 992.795 mm^2$

Vậy: Thỏa điều kiện cốt thép phân bố.

3.5.4. Kiểm toán nứt cho bản mặt cầu:

Ta sẽ kiểm tra nứt của bản mặt cầu bằng trạng thái giới hạn sử dụng.

Moment âm: $M_s^{(-)} = -232779001.5(\text{Nmm})$

Moment dương: $M_s^{(+)} = 85341224.31(\text{Nmm})$

3.5.4.1. Kiểm toán nứt cho momen âm (tại gối):

Điều kiện: $s \le \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c$

Trong đó:

Tiết diện tính toán: b = 1000 mm; h = 621 mm.

Hệ số xét tới điều kiện tiếp xúc giữa kết cấu với môi trường xung quanh

$\gamma_e = 1,0$;

Khoảng cách từ trọng tâm của lớp thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài bê tông chịu kéo: d_c=50 mm.

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7 \times (h - d_c)} = 1 + \frac{50}{0.7 \times (621 - 50)} = 1.125$$

Mô đun đàn hồi của bê tông: E_c = 34269.393 (MPa)

Tỷ số mô đun đàn hồi: $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{34269.393} = 5.836$

Chiều dày của bê tông vùng nén sau khi nứt:

A_s = 3041.062 mm2

$$x = \frac{nA_s}{b}\left(\sqrt{1 + \frac{2d_s b}{nA_s}} - 1\right) = \frac{5.836 \times 3041.062}{1000} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 571 \times 1000}{5.836 \times 3041.062}} - 1\right)$$
$$= 125.719(\text{mm})$$

Moment quán tính của tiết diện nứt:

$$I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d_s - x)^2 = \frac{1000 \times 125.719^3}{3} + 5.836 \times 3041.062 \times (571 - 125.719)^2$$
$$= 4181256675(\text{mm}^4)$$

Ứng suất trong cốt thép do tải trọng ở trạng thái giới hạn sử dụng gây ra là:

$$f_s = \frac{M_s^{(-)}}{I_{cr}} \times (d_s - x) \times n = \frac{|-232779001.5|}{4181256675} \times (571 - 125.719) \times 5.836$$
$$= 144.673 \left(N/mm^2\right)$$

Khi đó khoảng cách tối thiểu giữa các thanh thép:

$$s_{min} = \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c = \frac{123000 \times 1}{1.128 \times 144.673} - 2 \times 50 = 655.727 (mm)$$

Vậy s = 150 mm < s_{min} = 655.727 : đảm bảo điều kiện nứt ở TTGH sử dụng.

3.5.4.2. Kiểm toán nứt cho momen dương (giữa nhịp):

Điều kiện: $s \le \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c$

Trong đó:

Tiết diện tính toán: b = 1000 mm; h = 250 mm.

Khoảng cách từ trọng tâm của lớp thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài bê tông chịu kéo: dc=50 mm.

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7 \times (h - d_c)} = 1 + \frac{50}{0.7 \times (250 - 50)} = 1.357$$

Chiều dày của bê tông vùng nén sau khi nứt:

$A_s = 2035.752 \ mm^2$

$$x = \frac{nA_s}{b}\left(\sqrt{1 + \frac{2d_s b}{nA_s}} - 1\right) = \frac{5.836 \times 2035.752}{1000} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 200 \times 1000}{5.836 \times 2035.752}} - 1\right)$$
$$= 58.072 (mm)$$

Moment quán tính của tiết diện nứt:

$$I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + nA_s (d_s - x)^2 = \frac{1000 \times 58.072^3}{3} + 5.836 \times 2035.752 \times (200 - 58.072)^2$$
$$= 304598368 \left(mm^4\right)$$

Ứng suất trong cốt thép do tải trọng ở trạng thái giới hạn sử dụng gây ra là:

$$f_s = \frac{M_s^{(+)}}{I_{cr}} \times (d_s - x) \times n = \frac{85341224.31}{304598368} \times (200 - 58.072) \times 5.836 = 232.068 (N/mm^2)$$

Khi đó khoảng cách tối thiểu giữa các thanh thép:

$$s_{min} = \frac{123000\gamma_c}{\beta_s f_s} - 2d_c = \frac{123000 \times 1}{1.357 \times 232.068} - 2 \times 50 = 290.58 (mm)$$

Vậy s = 125 mm < s_{min} = 290.58 : đảm bảo điều kiện nứt ở TTGH sử dụng.

3.6. Thiết kế cốt thép bản vách:

- Tương tự ta lập bảng để tính toán và kiểm tra cốt thép cho bản vách:

Bảng 3.6. Cốt thép và kiểm tra do momen dương gây ra

Đại lượng	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
KIỂM TRA SỨC KHÁNG UỐN Ở TTGH CƯỜNG ĐỘ 1			
Chiều dài tiết diện	b	1000	mm
Chiều rộng tiết diện	h	400	mm
Tổng diện tích tiết diện tính toán	S	400000	mm^2
Momen ở TTGH cường độ 1	M_u	115691501.5	N.mm
Cường độ chịu nén bê tông BMC	f'_c	50	Mpa
Trọng lượng riêng bê tông	γ_c	0.000023545	N/mm^3
Modul đàn hồi bê tông	E_c	34269.393	MPa
Giới hạn chảy của cốt thép	f_y	420	MPa
Modul đàn hồi thép	E_s	200000	MPa
Chiều dày bê tông bảo vệ	a	50	mm
Hệ số sức kháng giả thyết	φ	0.9	
Chiều cao làm việc của tiết diện	d_s	350	mm
Chiều cao vùng nén quy đổi	a	8.751	mm
Hệ số quy đổi	β_1	0.693	
Chiều cao vùng nén	c	12.628	mm
Hệ số sức kháng	ϕ	0.9	
Kiểm tra tỷ số	c/d_s	0.036	Thỏa
Diện tích cốt thép cần thiết	A_s	885.518	mm^2
Momen gây nứt	M_{cr}	127347102.9	N.mm
Diện tích cốt thép tối thiểu	A_{smin}	1169.699	mm^2
Diện tích cốt thép tối thiểu dùng thiết kế	A_s	1169.699	mm^2
Đường kính thanh thép dọc	ϕ	18	mm
Khoảng cách giữa các thanh thép	s	150	mm

Số thanh thép trong 1m dài		8	thanh
Tổng diện tích thép	A_s	2035.752	mm^2/m
Giá trị	d_t	350	mm
	d_s	350	mm
Kiểm tra tỷ số	c/d_t	0.036	Thỏa
KIỂM TRA ĐIỀU KIỆN NỨT Ở TTGH SỬ DỤNG			
Momen ở TTGH sử dụng	M_s	72570710.68	N.mm
Hệ số xét đến điều kiện tiếp xúc	γ_e	1	
Kc từ trọng tâm cốt thép đến mép bt kéo	d_c	50	mm
Hệ số	β_s	1.204	
Tỷ số modul đàn hồi	n	5.836	
Chiều dày b.tông vùng nén sau nứt	x	80.085	mm
Momen quán tính của tiết diện nứt	I_{cr}	1036765297	mm^4
Ứng suất trong cốt thép	f_s	110.261	N/mm^2
Khoảng cách tối thiểu giữa các thanh thép	s_{min}	826.524	mm
Kiểm toán điều kiện nứt	Thỏa		

Bảng 3.7. Cốt thép và kiểm tra do momen âm gây ra

Đại lượng	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
KIỂM TRA SỨC KHÁNG UỐN Ở TTGH CƯỜNG ĐỘ 1			
Chiều dài tiết diện	b	1000	mm
Chiều rộng tiết diện	h	400	mm
Tổng diện tích tiết diện tính toán	S	400000	mm^2
Momen ở TTGH cường độ 1	M_u	111494177.2	N.mm
Cường độ chịu nén bê tông BMC	f'_c	50	Mpa
Trọng lượng riêng bê tông	γ_c	0.000023545	N/mm^3
Modul đàn hồi bê tông	E_c	34269.393	MPa
Giới hạn chảy của cốt thép	f_y	420	MPa
Modul đàn hồi thép	E_s	200000	MPa
Chiều dày bê tông bảo vệ	a	50	mm
Hệ số sức kháng giả thyết	φ	0.9	
Chiều cao làm việc của tiết diện	d_s	350	mm
Chiều cao vùng nén quy đổi	a	8.43	mm
Hệ số quy đổi	β_1	0.693	
Chiều cao vùng nén	c	12.165	mm
Hệ số sức kháng	ϕ	0.9	
Kiểm tra tỷ số	c/d_s	0.035	Thỏa
Diện tích cốt thép cần thiết	A_s	853.036	mm^2

Momen gây nứt	M_{cr}	127347102.9	N.mm
Diện tích cốt thép tối thiểu	A_{smin}	1134.504	mm^2
Diện tích cốt thép tối thiểu dùng thiết kế	A_s	1134.504	mm^2
Đường kính thanh thép dọc	ϕ	18	mm
Khoảng cách giữa các thanh thép	s	150	mm
Số thanh thép trong 1m dài		8	thanh
Tổng diện tích thép	A_s	2035.752	mm^2/m
Giá trị	d_t	350	mm
	d_s	350	mm
Kiểm tra tỷ số	c/d_t	0.035	Thỏa
KIỂM TRA ĐIỀU KIỆN NỨT Ở TTGH SỬ DỤNG			
Momen ở TTGH sử dụng	M_s	70877525.68	N.mm
Hệ số xét đến điều kiện tiếp xúc	γ_e	1	
Kc từ trọng tâm cốt thép đến mép bt kéo	d_c	50	mm
Hệ số	β_s	1.204	
Tỷ số modul đàn hồi	n	5.836	
Chiều dày b.tông vùng nén sau nứt	x	80.085	mm
Momen quán tính của tiết diện nứt	I_{cr}	1036765297	mm^4
Ứng suất trong cốt thép	f_s	107.689	N/mm^2
Khoảng cách tối thiểu giữa các thanh thép	s_{min}	848.653	mm
Kiểm toán điều kiện nứt	Thỏa		

3.7. Thiết kế cốt thép bản đáy:

- Tương tự ta lập bảng để tính toán và kiểm tra cốt thép cho bản đáy:

Bảng 3.8. Cốt thép và kiểm tra do momen dương gây ra

Đại lượng	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
KIỂM TRA SỨC KHÁNG UỐN Ở TTGH CƯỜNG ĐỘ 1			
Chiều dài tiết diện	b	1000	mm
Chiều rộng tiết diện	h	800	mm
Tổng diện tích tiết diện tính toán	S	800000	mm^2
Momen ở TTGH cường độ 1	M_u	115691501.5	N.mm
Cường độ chịu nén bê tông BMC	f'_c	50	Mpa
Trọng lượng riêng bê tông	γ_c	0.000023545	N/mm^3
Modul đàn hồi bê tông	E_c	34269.393	MPa
Giới hạn chảy của cốt thép	f_y	420	MPa

Modul đàn hồi thép	E_s	200000	MPa
Chiều dày bê tông bảo vệ	a	50	mm
Hệ số sức kháng giả thyết	φ	0.9	
Chiều cao làm việc của tiết diện	d_s	750	mm
Chiều cao vùng nén quy đổi	a	4.044	mm
Hệ số quy đổi	β_1	0.693	
Chiều cao vùng nén	c	5.835	mm
Hệ số sức kháng	ϕ	0.9	
Kiểm tra tỷ số	c/d_s	0.008	Thỏa
Diện tích cốt thép cần thiết	A_s	409.214	mm^2
Momen gây nứt	M_{cr}	509388411.5	N.mm
Diện tích cốt thép tối thiểu	A_{smin}	544.217	mm^2
Diện tích cốt thép tối thiểu dùng thiết kế	A_s	544.217	mm^2
Đường kính thanh thép dọc	ϕ	18	mm
Khoảng cách giữa các thanh thép	s	150	mm
Số thanh thép trong 1m dài		8	thanh
Tổng diện tích thép	A_s	2035.752	mm^2/m
Giá trị	d_t	750	mm
	d_s	750	mm
Kiểm tra tỷ số	c/d_t	0.008	Thỏa
KIỂM TRA ĐIỀU KIỆN NỨT Ở TTGH SỬ DỤNG			
Momen ở TTGH sử dụng	M_s	72570710.68	N.mm
Hệ số xét đến điều kiện tiếp xúc	γ_e	1	
Kc từ trọng tâm cốt thép đến mép bt kéo	d_c	50	mm
Hệ số	β_s	1.095	
Tỷ số modul đàn hồi	n	5.836	
Chiều dày b.tông vùng nén sau nứt	x	122.142	mm
Momen quán tính của tiết diện nứt	I_{cr}	5290817704	mm^4
Ứng suất trong cốt thép	f_s	50.259	N/mm^2
Khoảng cách tối thiểu giữa các thanh thép	s_{min}	2134.998	mm
Kiểm toán điều kiện nứt	Thỏa		

Bảng 3.9. Cốt thép và kiểm tra do momen âm gây ra

Đại lượng	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
KIỂM TRA SỨC KHÁNG UỐN Ở TTGH CƯỜNG ĐỘ 1			
Chiều dài tiết diện	b	1000	mm
Chiều rộng tiết diện	h	800	mm
Tổng diện tích tiết diện tính toán	S	800000	mm^2

Momen ở TTGH cường độ 1	M_u	392283101.4	N.mm
Cường độ chịu nén bê tông BMC	f'_c	50	Mpa
Trọng lượng riêng bê tông	γ_c	0.000023545	N/mm^3
Modul đàn hồi bê tông	E_c	34269.393	MPa
Giới hạn chảy của cốt thép	f_y	420	MPa
Modul đàn hồi thép	E_s	200000	MPa
Chiều dày bê tông bảo vệ	a	50	mm
Hệ số sức kháng giả thyết	φ	0.9	
Chiều cao làm việc của tiết diện	d_s	750	mm
Chiều cao vùng nén quy đổi	a	13.801	mm
Hệ số quy đổi	β_1	0.693	
Chiều cao vùng nén	c	19.915	mm
Hệ số sức kháng	ϕ	0.9	
Kiểm tra tỷ số	c/d_s	0.027	Thỏa
Diện tích cốt thép cần thiết	A_s	1396.53	mm^2
Momen gây nứt	M_{cr}	509388411.5	N.mm
Diện tích cốt thép tối thiểu	A_{smin}	1857.43	mm^2
Diện tích cốt thép tối thiểu dùng thiết kế	A_s	1857.43	mm^2
Đường kính thanh thép dọc	ϕ	18	mm
Khoảng cách giữa các thanh thép	s	150	mm
Số thanh thép trong 1m dài		8	thanh
Tổng diện tích thép	A_s	2035.752	mm^2/m
Giá trị	d_t	750	mm
	d_s	750	mm
Kiểm tra tỷ số	c/d_t	0.027	Thỏa
KIỂM TRA ĐIỀU KIỆN NỨT Ở TTGH SỬ DỤNG			
Momen ở TTGH sử dụng	M_s	237687189	N.mm
Hệ số xét đến điều kiện tiếp xúc	γ_e	1	
Kc từ trọng tâm cốt thép đến mép bt kéo	d_c	50	mm
Hệ số	β_s	1.095	
Tỷ số modul đàn hồi	n	5.836	
Chiều dày b.tông vùng nén sau nứt	x	122.142	mm
Momen quán tính của tiết diện nứt	I_{cr}	5290817704	mm^4
Ứng suất trong cốt thép	f_s	164.611	N/mm^2
Khoảng cách tối thiểu giữa các thanh thép	s_{min}	582.389	mm
Kiểm toán điều kiện nứt	Thỏa		

CHƯƠNG 4. THIẾT KẾ DẦM LIÊN TỤC ĐÚC HẪNG GIAI ĐOẠN THI CÔNG

4.1. Tính toán sơ bộ kết cầu nhịp:

4.1.1. Chia đốt dầm:

Công tác chia đốt dầm tuỳ thuộc vào năng lực thi công của xe đúc. Ta chia đốt như sau:

Đốt trên đỉnh trụ K0 dài 12m.

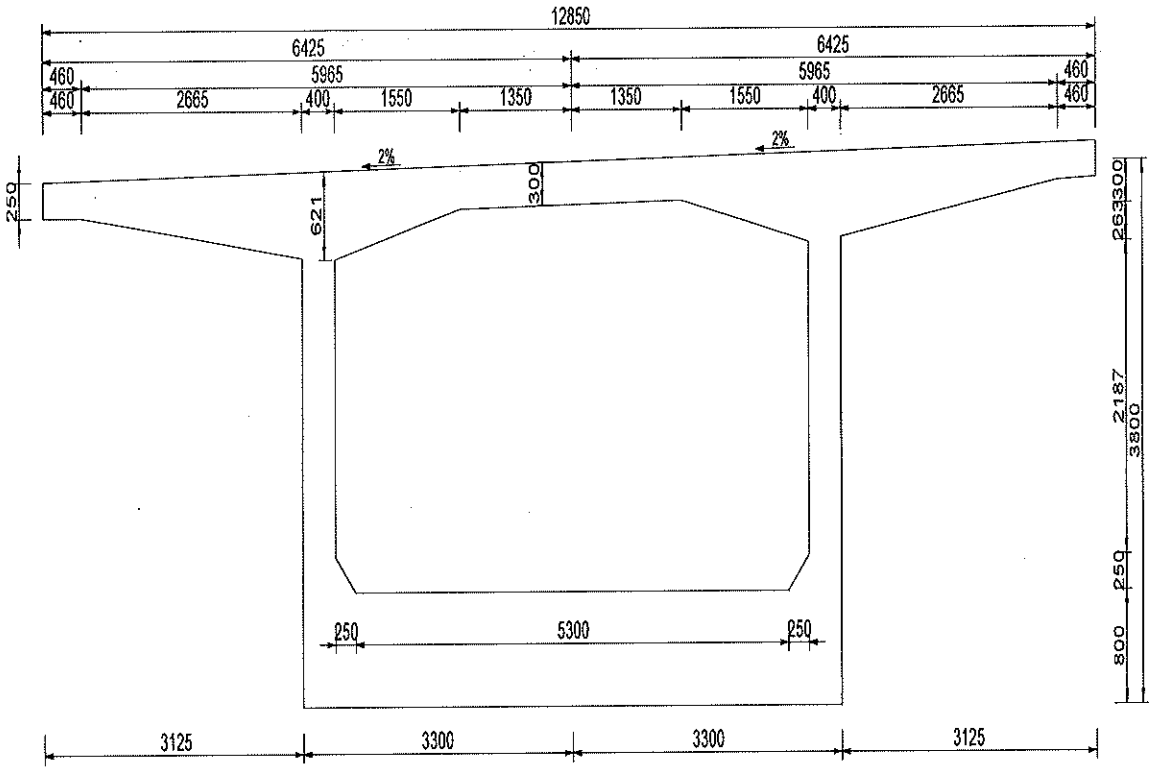
Các đốt K1 – K3 dài 3m.

Các đốt K4 – K5 dài 3.5m.

Các đốt K6 – K7 dài 4m.

Đốt hợp long dài 3m.

4.1.2. Kích thước sơ bộ mặt cắt ngang dầm hộp:



Hình 4.1. Mặt cắt ngang sát trụ

Chiều rộng toàn bộ bản nắp (kể cả bản hẫng): B = 12850mm.

Chiều rộng nắp hộp tại vị trí giữa tim đường: ts = 300mm.

Chiều rộng bản nắp tai đầu mút hẫng: t_m = 250mm.

Chiều rộng nắp hộp (không kể bản hẫng): B_0 = 6600mm.

Chiều rộng thành hộp: b_w = 400mm.

Chiều cao mặt cắt tại gối: H_g = 3800mm.

Chiều cao mặt cắt tại giữa nhịp: H_{gn} = 2000mm.

Chiều rộng bản đáy tại mặt cắt sát trụ: b_{st} = 800mm.

Chiều rộng bản đáy tại mặt cắt giữa nhịp: b_{gn} = 250mm.

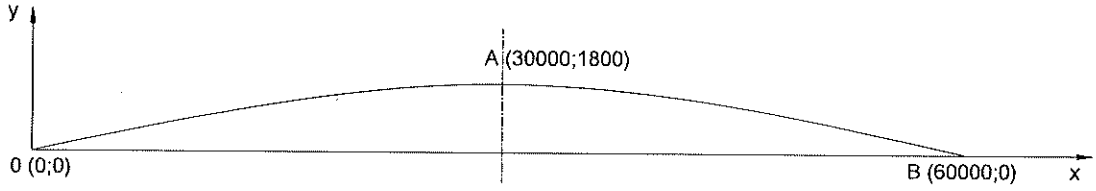
Chiều rộng bản đáy dầm: b = 6600mm.

4.1.3. Tính toán đặc trưng hình học của mặt cắt tiết diện:

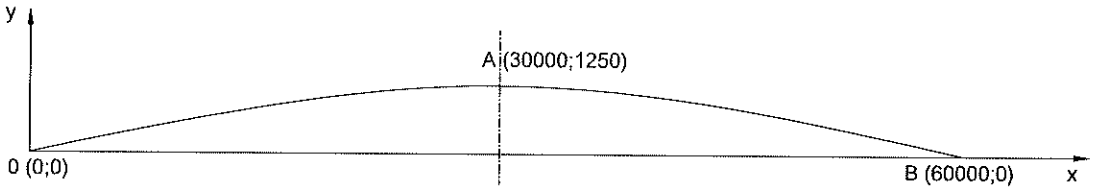
Giả thuyết đáy dầm có cao độ thay đổi theo quy luật parabol bậc 2.

Bề dài dầm hộp tại trụ: 3000mm

Xác định đường cong đáy dầm như sau:



Hình 4.2. Sơ đồ xác định phương trình thay đổi đối với chiều cao dầm



Hình 4.3. Sơ đồ xác định phương trình thay đổi đối với chiều dày đáy dầm

Ta có phương trình đường cong chiều cao dầm là: $y = ax^2 + bx + c$

Theo định lí Vi ét nghiệm của phương trình thỏa mãn điều kiện:

$$\begin{cases} x_1 + x_2 = -\dfrac{b}{a} \\ x_1 x_2 = \dfrac{c}{a} \end{cases}$$

Với $x_1=0$, $x_2=60000$ => $\begin{cases} -\dfrac{b}{a}=60000 \rightarrow b=-60000a \quad (1) \\ \dfrac{c}{a}=0 \rightarrow c=0 \end{cases}$

Tại đỉnh parabol ta có: $\begin{cases} y=-\dfrac{\Delta}{4a}=-\dfrac{b^2}{4a} \\ x=-\dfrac{b}{2a} \end{cases}$

Vậy ta có: $y=-\dfrac{b^2}{4a}=1800 \Rightarrow b^2=-7200a \quad (2)$

Thay (1) vào (2) ta được:

$$(-60000a)^2+7200a=0 \Rightarrow \begin{cases} a=0 \\ a=-\dfrac{7200}{60000^2} \end{cases}$$

Với điều kiện $a \neq 0$ ta được: $\begin{cases} a=-\dfrac{7200}{60000^2}=-2\times10^{-6} \\ b=\dfrac{7200}{60000}=0.12 \end{cases}$

Ta được phương trình đường cong đáy dầm:

$y=-2\times10^{-6}x^2+0.12x$

Tính tương tự như trên ta tìm được đường cong mặt trên bản đáy là:

$y=-1.39\times10^{-6}x^2+0.083x$

Bảng 4.1. Chiều cao dầm và chiều dày bụng dầm tại các mặt cắt khác nhau

Tên mặt cắt	Khoảng cách lẻ (x) (mm)	Khoảng cách cộng dồn (mm)	Chiều cao dầm hộp thay đổi (mm)	Chiều cao từng hộp tại từng vị trí (mm)	Chiều cao thay đổi đáy dầm (mm)	Chiều dày đáy dầm (mm)
S0	0	0	0	3800	800	800
S1	4500	4500	500	3300	1147	647
S2	3000	7500	788	3012	1347	559
S3	3000	10500	1040	2760	1522	482
S4	3000	13500	1256	2544	1672	416
S5	3500	17000	1462	2338	1815	353
S6	3500	20500	1620	2180	1925	305
S7	4000	24500	1740	2060	2008	268
S8	4000	28500	1796	2004	2047	251
S9	1500	30000	1800	2000	2050	250
S10	0	30000	1800	2000	2050	250
S11	0	30000	1800	2000	2050	250

S12	0	30000	1800	2000	2050	250

Các kích thước thay đổi phụ thuộc vào vị trí mặt cắt bao gồm : chiều cao dầm và chiều dày bản đáy.

Đặc trưng hình học của tiết diện được xác định theo công thức:

Diện tích mặt cắt ngang. $A = \frac{1}{2} \times \sum (x_i - x_{i+1}) \times (y_i + y_{i+1})$

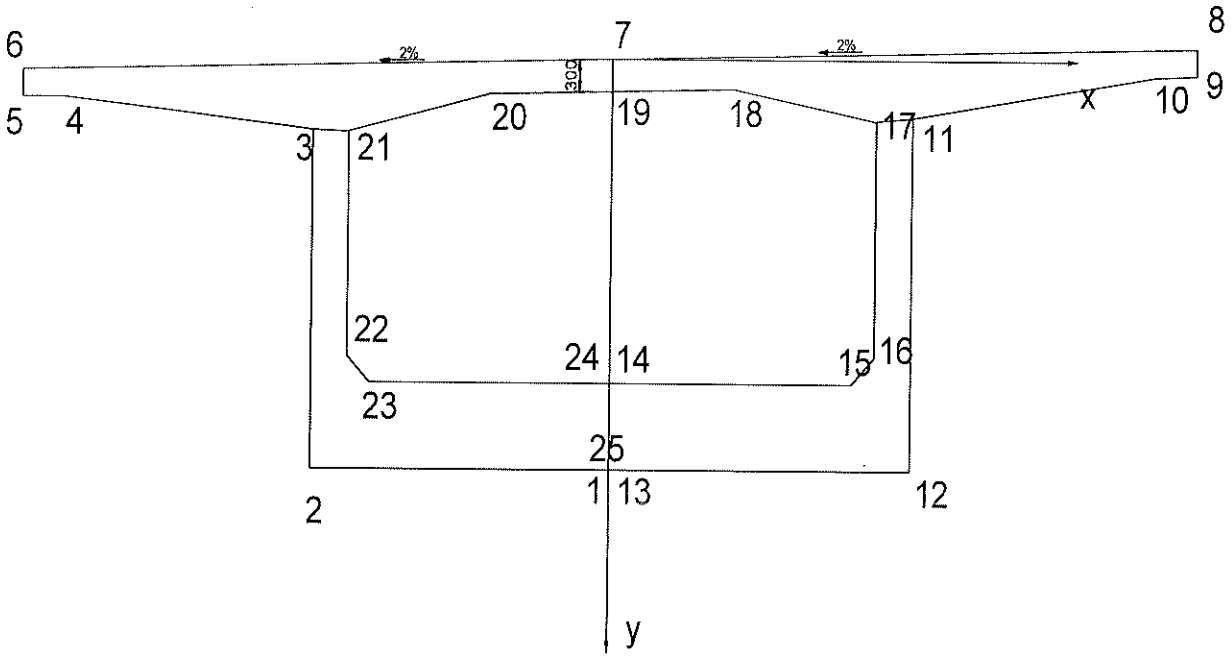
Toạ độ trọng tâm mặt cắt. $y_c = \frac{1}{6 \times A} \times \sum (x_i - x_{i+1}) \times (y_i^2 + y_i \times y_{i+1} + y_{i+1}^2)$

Mô men tĩnh của mặt cắt đối với trục x:

$$S_x = \frac{1}{6} \times \sum (x_i - x_{i+1}) \times (y_i^2 + y_i \times y_{i+1} + y_{i+1}^2)$$

Mô men quán tính đối với trục trung hoà

$$I_x = \frac{1}{12} \times \sum (x_i - x_{i+1}) \times (y_i^3 + y_i^2 \times y_{i+1} + y_i \times y_{i+1}^2 + y_{i+1}^3)$$



Hình 4.4. Đánh số các điểm gấp khúc phục vụ cho việc tính toán đặc trưng hình học

Trong đó: i, i+1,… các điểm gấp khúc liên tục tạo nên dầm hộp.

Tính toán chi tiết cho mặt cắt S0, các mặt cắt khác tính tương tự.

Bảng 4.2. Đặc trưng hình học của mặt cắt S0

MẶT CẮT S0						
Điểm	x	y	$x_i - x_{i+1}$	$y_i + y_{i+1}$	$y_i^2 + y_i \times y_{i+1} + y_{i+1}^2$	$y_i^3 + y_i^2 \times y_{i+1} + y_i \times y_{i+1}^2 + y_{i+1}^3$
1	0.0	3800.0	3300.0	7600	43320000	2.195E+11
2	-3300.0	3800.0	0.0	4464	17404096	6.643E+10
3	-3300.0	664.0	2665.0	1043	836193	609672091
4	-5965.0	379.0	460.0	758	430923	217759756
5	-6425.0	379.0	0.0	501	204763	79421025
6	-6425.0	122.0	-6425.0	122	14884	1815848
7	0.0	0.0	-6425.0	-129	16641	-2146689
8	6425.0	-129.0	0.0	-7	15787	-220675
9	6425.0	122.0	460.0	262	51564	9034808
10	5965.0	140.0	2665.0	672	377104	203363328
11	3300.0	532.0	0.0	4332	16744624	6.378E+10
12	3300.0	3800.0	3300.0	7600	43320000	2.195E+11
13	0.0	3800.0	0.0	6800	34840000	1.594E+11
14	0.0	3000.0	-2650.0	6000	27000000	1.08E+11
15	2650.0	3000.0	-250.0	5750	24812500	9.523E+10
16	2900.0	2750.0	0.0	3313	9427719	2.61E+10
17	2900.0	563.0	1550.0	836	545197	327292328
18	1350.0	273.0	1350.0	573	246429	94275117
19	0.0	300.0	1350.0	627	295029	123474483
20	-1350.0	327.0	1550.0	1006	790003	571377820
21	-2900.0	679.0	0.0	3429	9890791	2.751E+10
22	-2900.0	2750.0	-250.0	5750	24812500	9.523E+10
23	-2650.0	3000.0	-2650.0	6000	27000000	1.08E+11
24	0.0	3000.0	0.0	6000	27000000	1.08E+11
25	0.0	3000.0				

Bảng 4.3. Tổng hợp đặc trưng hình học của mặt cắt S0

Tổng:			
Diện tích:	A	12522375	mm^2
Tọa độ trọng tâm mặt cắt so với trục x:	Y_{tg}	1816.204	mm
Tọa độ trọng tâm mặt cắt so với đáy dầm:	Y_{bg}	1983.796	mm
Momen tĩnh của mặt cắt đối với trục x:	S_x	2.274E+10	mm^3
Momen quánh tính đối với trục x:	I_x	6.938E+13	mm^4
Momen quánh tính đối với trục trung hòa:	I_{th}	2.807E+13	mm^4

Bảng 4.4. Đặc trưng hình học tại các mặt cắt ngang dầm

Số hiệu mặt cắt	Chiều cao từng mc (mm)	A (mm^2)	y_{tg} (mm)	y_{bg} (mm)	S_x (mm^3)	I_x (mm^4)	I_{th} (mm^4)
S0	3800	12522375	1816.204	1983.796	2.274E+10	6.938E+13	2.807E+1
S1	3300	11234975	1485.995	1814.005	1.67E+10	4.37E+13	1.889E+1
S2	3012	10494175	1300.261	1711.739	1.365E+10	3.226E+13	1.452E+1
S3	2760	9845975	1141.097	1618.903	1.124E+10	2.403E+13	1.121E+1
S4	2544	9290375	1007.684	1536.316	9.362E+09	1.818E+13	8.75E+12
S5	2338	8760175	883.51	1454.49	7.74E+09	1.355E+13	6.713E+1
S6	2180	8355375	790.926	1389.074	6.608E+09	1.058E+13	5.352E+1
S7	2060	8044775	721.822	1338.178	5.807E+09	8.619E+12	4.428E+1
S8	2004	7901375	690.307	1313.693	5.454E+09	7.795E+12	4.03E+12
S9	2000	7892375	688.235	1311.765	5.432E+09	7.742E+12	4.004E+1
S10	2000	7892375	688.235	1311.765	5.432E+09	7.742E+12	4.004E+1
S11	2000	7892375	688.235	1311.765	5.432E+09	7.742E+12	4.004E+1

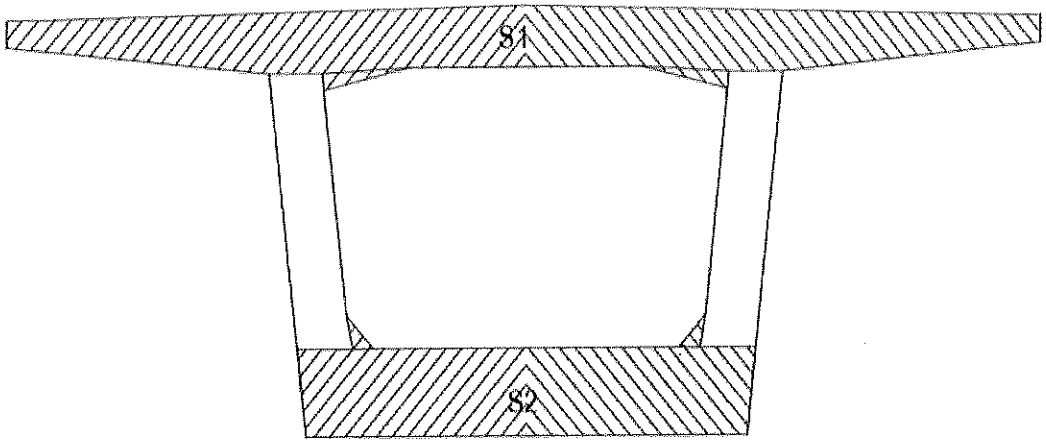
Việc tính toán ĐTHH với tiết diện nguyên này rất cần thiết cho việc tính toán sơ bộ trong giai đoạn thi công và khai thác để xác định tĩnh tải, sau đó thiết kế nội lực và tính toán số bó thép DUL cần thiết.

Tuy nhiên các kiểm toán sau này chúng ta sử dụng ĐTHH tính đổi, và việc tính đổi được thực hiện theo nguyên tắc sau:

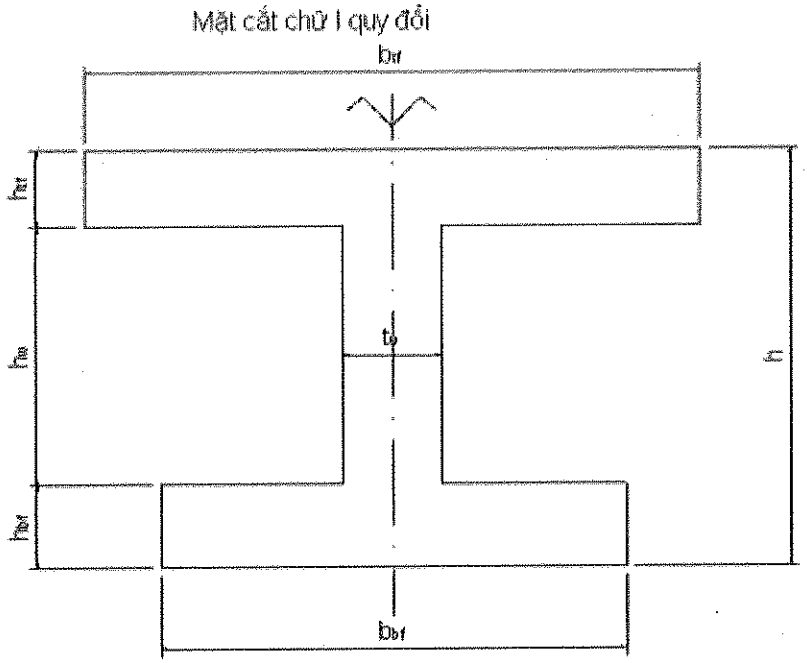
Đổi từ tiết diện hình hộp, hình phức tạp sang tiết diện chữ I, ta có:

- Diện tích mặt cắt nguyên sau quy đổi là không đổi
- Bề rộng bản cánh trên bằng bề rộng bản mặt cầu
- Chiều cao bằng chiều cao hình hộp.
- Chiều dày bản cánh trên bằng thương số giữa tổng diện tích phần bản nắp hộp và phần vút với bề rộng bản cánh trên
- Bề rộng bản đáy bằng bề rộng bản đáy dầm hộp
- Chiều dày bản đáy bằng tổng thương số giữa tổng diện tích bản đáy hộp + phần vút dưới với bề rộng bản đáy hộp
- Việc kiểm tra TTGH cường độ phải xét theo tiết diện quy đổi và bề rộng bản cánh phải được lấy theo bản cánh chịu nén có hiệu theo 6.2.6.2 – TCVN 11823 – 2017

Và việc quy đổi đó dựa trên nguyên tắc quy đổi tiết diện hình phức tạp về tiết diện hình chữ I như sau:



Hình 4.5. Mặt cắt tiết diện trước khi qui đổi



Hình 4.6. Mặt cắt tiết diện sau khi qui đổi

Bảng 4.5. Tổng hợp tiết diện thay đổi cho từng mặt cắt dầm

Số hiệu mặt cắt	Chiều cao từng mc Hi (mm)	b_w (mm)	B (mm)	b (mm)	S1 (mm2)	S2 (mm^2)
S0	3800	400	12850	6600	5244617.4	5342500
S1	3300	400	12850	6600	5244617.4	4332700

S2	3012	400	12850	6600	5244617.4	3751900
S3	2760	400	12850	6600	5244617.4	3243700
S4	2544	400	12850	6600	5244617.4	2808100
S5	2338	400	12850	6600	5244617.4	2392300
S6	2180	400	12850	6600	5244617.4	2075500
S7	2060	400	12850	6600	5244617.4	1831300
S8	2004	400	12850	6600	5244617.4	1719100
S9	2000	400	12850	6600	5244617.4	1712500
S10	2000	400	12850	6600	5244617.4	1712500
S11	2000	400	12850	6600	5244617.4	1712500

Bảng 4.6. Tổng hợp kích thước dầm hộp sau khi đã quy đổi

Số hiệu mặt cắt	Chiều cao từng mc Hi (mm)	b_w (mm)	b_f (mm)	h_f (mm)	b_d (mm)	h_d (mm)	h_w (mm^2)
S0	3800	800	12850	408.14	6600	809.47	2582.39
S1	3300	800	12850	408.14	6600	656.47	2235.39
S2	3012	800	12850	408.14	6600	568.47	2035.39
S3	2760	800	12850	408.14	6600	491.47	1860.39
S4	2544	800	12850	408.14	6600	425.47	1710.39
S5	2338	800	12850	408.14	6600	362.47	1567.39
S6	2180	800	12850	408.14	6600	314.47	1457.39
S7	2060	800	12850	408.14	6600	277.47	1374.39
S8	2004	800	12850	408.14	6600	260.47	1335.39
S9	2000	800	12850	408.14	6600	259.47	1332.39
S10	2000	800	12850	408.14	6600	259.47	1332.39
S11	2000	800	12850	408.14	6600	259.47	1332.39

Bảng 4.7. Bảng tổng hợp ĐTHH sau khi qui đổi

Số hiệu mặt cắt	A (mm^2)	k_{xx} (mm^3)	y_{tg} (mm)	y_{bg} (mm)	I (mm^4)
S0	12522375	2.536E+10	1774.717	2025.283	2.807E+13
S1	11234975	2.083E+10	1445.802	1854.198	1.889E+13
S2	10494175	1.838E+10	1260.962	1751.038	1.452E+13
S3	9845975	1.632E+10	1102.689	1657.311	1.121E+13
S4	9290375	1.462E+10	970.139	1573.861	8.75E+12
S5	8760175	1.306E+10	846.888	1491.112	6.713E+12
S6	8355375	1.191E+10	755.1	1424.9	5.352E+12
S7	8044775	1.105E+10	686.641	1373.359	4.428E+12
S8	7901375	1.066E+10	655.451	1348.549	4.03E+12

S9	7892375	1.063E+10	653.408	1346.592	4.004E+12
S10	7892375	1.063E+10	653.408	1346.592	4.004E+12
S11	7892375	1.063E+10	653.408	1346.592	4.004E+12

Vì quá trình thi công cầu đúc hẫng trải qua nhiều giai đoạn khác nhau, qua mỗi giai đoạn thì các đặc trưng vật liệu (cường độ chịu nén, môđun đàn hồi...) và đặc trưng hình học tiết diện (diện tích, momen quán tính...) lại thay đổi.

4.2. Đặc trưng vật liệu:

4.2.1. Giai đoạn thi công:

Kinh nghiệm thi công cho thấy một xe đúc có thể thực hiện một chu trình trung bình 6 ngày, ta chọn chu trình thi công là 7 ngày (kể cả ngày chủ nhật), chu trình thi công bao gồm:

- Ngày 1: Kéo căng cốt thép đã đúc ở tuần lễ trước, tháo ván khuôn và di chuyển xe đúc tiến lên phía trước tiến đến vị trí đúc đốt dầm tiếp theo.

- Ngày 2, 3: Lắp đặt ván khuôn, cốt thép thường và ống cáp DUL.

- Ngày 4: Đổ bê tông đốt kết cấu nhịp.

- Ngày 5, 6, 7: Bảo dưỡng bê tông và chờ bê tông hóa cứng (bao gồm cả chủ nhật).

Vậy ta có qui trình thi công như sau:

- Thời gian thi công căng cáp, di chuyển xe đúc, lắp ván khuôn và cốt thép thường: 4 ngày.

- Thời gian thi công lắp dựng ván khuôn và cốt thép khối K0: 5 ngày.

- Thời gian thi công mỗi đốt trên đà giáo: 7 ngày.

- Thời gian thi công đoạn trên đà giáo trên mố: 7 ngày.

- Thời gian kể từ khi hợp long giữa đến khi thi công xong lớp phủ: 7 ngày.

Ta tính thời gian thi công cho đốt K1, các đốt còn lại tính tương tự:

Ta có: Thời gian thi công xong đốt K0 là 12 ngày, thời gian thi công xong đốt K1 là 7 ngày. Vậy thời gian kể từ khi bắt đầu thi công K0 đến khi thi công xong K1 là: 12+7=19 ngày.

Thời gian chuẩn bị trước khi đổ bê tông K0 là 5 ngày, vậy thời gian thi công đổ bê tông K0 đến khi căng cáp là 12-5=7 ngày. Thời gian chuẩn bị trước khi đổ bê tông

K1 là 4 ngày, vậy thời gian thi công đổ bê tông K1 đến khi căng cáp là 7-4=3 ngày.
Vậy thời gian từ khi đổ bê tông K0 đến khi đổ bê tông K1 là: 19-5=14 ngày.

Thời gian từ khi đổ bê tông đốt K0 đến khi đổ bê tông K1 là: 7+4=11 ngày.

Bảng 4.8. Bảng tổng hợp thời gian thi công mỗi đốt

Tên đốt	Thời gian đốt K0 (ngày)	Thời gian đốt K1 (ngày)	Thời gian đốt K2 (ngày)	Thời gian đốt K3 (ngày)	Thời gian đốt K4 (ngày)	Thời gian đốt K5 (ngày)	Thời gian đốt K6 (ngày)	Thời gian đốt K7 (ngày)	Thời gian đốt HL biên (ngày)	Thời gian đốt HL giữa (ngày)
K0	12	19	26	33	40	47	54	61	68	75
K1		7	14	21	28	35	42	49	56	63
K2			7	14	21	28	35	42	49	56
K3				7	14	21	28	35	42	49
K4					7	14	21	28	35	42
K5						7	14	21	28	35
K6							7	14	21	28
K7								7	14	21
HL biên									7	14
HL giữa										7

Bảng 4.9. Bảng tổng hợp thời gian thi công tính từ khi đổ bê tông dầm đến khi căng cáp đốt

Tên đốt	Thời gian đốt K0 (ngày)	Thời gian đốt K1 (ngày)	Thời gian đốt K2 (ngày)	Thời gian đốt K3 (ngày)	Thời gian đốt K4 (ngày)	Thời gian đốt K5 (ngày)	Thời gian đốt K6 (ngày)	Thời gian đốt K7 (ngày)	Thời gian đốt HL biên (ngày)	Thời gian đốt HL giữa (ngày)
K0	7	14	21	28	35	42	49	56	63	70
K1		3	10	17	24	31	38	45	52	59
K2			3	10	17	24	31	38	45	52
K3				3	10	17	24	31	38	45
K4					3	10	17	24	31	38
K5						3	10	17	24	31
K6							3	10	17	24
K7								3	10	17
HL biên									3	10
HL giữa										3

Cường độ bê tông: $f'_{ci} = \frac{t}{\alpha+\beta t} f'_c$

Modul đàn hồi bê tông: $E_{ci} = 0.0017 \times K_1 \times \gamma_c^2 \times f_{ci}^{0.33}$

Tỷ số đàn hồi giữa cáp DUL và bê tông: $n_i = \frac{E_{ps}}{E_{ci}}$

Trong đó:

α, β hệ số phụ thuộc vào loại xi măng và cách bảo dưỡng.

α = 4, β = 0.85: Xi măng loại I và bảo dưỡng ẩm.

t tuổi của bê tông tính đến thời điểm khảo sát, đơn vị ngày.

Ta tính đặc trưng vật liệu của đốt K0 lúc căng cáp đốt K1. Còn các giai đoạn khác ta tính toán tương tự.

Cường độ bê tông: $f'_{ci} = \frac{t}{\alpha+\beta t} f'_c = \frac{14}{4+0.85\times14} \times 50 = 44.025 MPa$

Modul đàn hồi bê tông:

$E_{ci} = 0.0017 \times K_1 \times \gamma_c^2 \times f_{ci}^{0.33} = 0.0017 \times 1 \times 2354.5^2 \times 50^{0.33} = 32859.97 MPa$

Tỷ số modul giữa cáp DUL và bê tông: $n_i = \frac{E_{ps}}{E_{ci}} = \frac{197000}{32859.97} = 5.995$

Bảng 4.10. Bảng tổng hợp cường độ bê tông dầm qua mỗi giai đoạn thi công căng cáp DUL mỗi đốt

f'_{ci} đốt (Mpa)	Lúc căng cáp đốt dầm hộp									
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8	K10
K0	35.176	44.025	48.055	50	50	50	50	50	50	50
K1		22.901	40	46.07	49.18	50	50	50	50	50
K2			22.901	40	46.07	49.18	50	50	50	50
K3				22.901	40	46.07	49.18	50	50	50
K4					22.901	40	46.07	49.18	50	50
K5						22.901	40	46.07	49.18	50
K6							22.901	40	46.07	49.18
K7								22.901	40	46.07
HL biên									22.901	40
HL giữa										22.901

Bảng 4.11. Bảng tổng modul đàn hồi độ bê tông dầm qua mỗi giai đoạn thi công căng cáp DUL (đã làm tròn số)

E_{ci} đốt (Mpa)	Lúc căng cáp đốt dầm hộp									
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8	K10
K0	30515	32860	33824	34269	34269	34269	34269	34269	34269	34269
K1		26485	31837	33356	34083	34269	34269	34269	34269	34269
K2			26485	31837	33356	34083	34269	34269	34269	34269
K3				26485	31837	33356	34083	34269	34269	34269
K4					26485	31837	33356	34083	34269	34269
K5						26485	31837	33356	34083	34269
K6							26485	31837	33356	34083
K7								26485	31837	33356
HL biên									26485	31837
HL giữa										26485

Bảng 4.12. Bảng tổng hợp tỷ số modul đàn hồi cáp DUL và modul đàn hồi bê tông dầm giai đoạn thi công căng cáp DUL

n_i đốt	Lúc căng cáp đốt dầm hộp									
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8	K10
K0	6.456	5.995	5.824	5.749	5.749	5.749	5.749	5.749	5.749	5.749
K1		7.438	6.188	5.906	5.78	5.749	5.749	5.749	5.749	5.749
K2			7.438	6.188	5.906	5.78	5.749	5.749	5.749	5.749
K3				7.438	6.188	5.906	5.78	5.749	5.749	5.749
K4					7.438	6.188	5.906	5.78	5.749	5.749
K5						7.438	6.188	5.906	5.78	5.749
K6							7.438	6.188	5.906	5.78
K7								7.438	6.188	5.906
HL biên									7.438	6.188
HL giữa										7.438

4.3. Tính toán tải trọng:

4.3.1. Các nguyên tắc tính toán và tổ hợp tải trọng:

Khi tính toán nội lực và thi công kết cấu bằng phương pháp đúc hẫng, kết cấu được coi như làm việc trong giai đoạn đàn hồi và chấp nhận nguyên lý cộng tác dụng. Tuy nhiên do ta dùng chương trình để tính toán nội lực trong kết cấu do đó ta không áp dụng nguyên lý cộng tác dụng mà lấy kết quả trực tiếp từ các tổ hợp tải trọng trong chương trình.

Độ cứng của tiết diện tính theo kích thước bêtông chưa xét đến bố trí cốt thép.

Quá trình tính toán nội lực ta xét tổ hợp theo từng giai đoạn thi công và khai thác để thiết kế và kiểm tra tiết diện ở từng giai đoạn.

Kết cấu thi công bằng phương pháp đúc hẫng phải tính theo các giai đoạn sau:

4.3.1.1. Giai đoạn 1: Thi công đúc hẫng đối xứng các đốt qua trụ (từ đốt K0-K7)

:

Kết cấu chịu lực theo sơ đồ conson, khi đó moment âm là lớn nhất. Tải trọng tác dụng bao gồm:

Trọng lượng bản thân các đốt bêtông, trọng lượng khối neo.

Trọng lượng 2 xe đúc đối xứng (bao gồm cả ván khuôn). Các tải trọng thứ cấp như từ biến, co ngót.

Hoạt tải thi công, hoạt tải gió thẳng đứng.

Dự ứng lực xuất hiện dần dần sau khi thi công từng đốt hẫng. Các trị số sẽ thay đổi trong quá trình đúc hẫng, cần xét ảnh hưởng của độ cong của các cáp cụ thể.

Nội dung tính toán của giai đoạn này là phải xác định nội lực theo từng bước đúc hẫng để kiểm tra và bố trí lượng cốt thép cần thiết khi thi công. Tính toán kiểm tra độ võng cho từng bước thi công để điều chỉnh đảm bảo đúng cao độ của mút dầm khi hợp long.

4.3.1.2. Giai đoạn 2: Thi công đoạn dầm trên đà giáo cố định:

Khi đó trọng lượng của ván khuôn hợp long, của hỗn hợp bê tông ướt, của cốt thép hợp long được coi như chia đôi để tác dụng lên hai sơ đồ hệ thống kết cấu tách biệt nhau, một là sơ đồ đúc trên đà giáo phần nhịp biên, hai là sơ đồ khung cứng T của phần đúc hẫng từ trụ ra nhịp biên.

Các tải trọng tác dụng:

Trọng lượng bản thân của các đốt thi công trên đà giáo.

Trọng lượng ván khuôn và thiết bị để hợp long biên (một xe đúc và ván khuôn của nó.

Tải trọng thi công rải đều (CLL).

4.3.1.3. Giai đoạn 3: Hợp long xong nhịp biên và căng cáp nhóm B, dỡ bỏ đà giáo cố định và xe đúc hợp long biên, gỡ thanh bar trên đỉnh trụ và thay thế bằng gối vĩnh cửu

Trong giai đoạn này ván khuôn ở thành bên của đốt hợp long đã tháo ra và tiến hành căng cáp dự ứng lực nhóm B ở bản đáy của nhịp biên, sau đó tháo nốt ván khuôn đáy của đốt hợp long.

Sơ đồ kết cấu lúc này là dầm giản đơn có mút thừa có 1 đầu tựa lên gối di động ở đầu nhịp biên.

Các tải trọng tác dụng:

Trọng lượng bản thân đốt hợp long biên.

Các cáp dự ứng lực đặt tại các ụ neo.

Trọng lượng thiết bị hợp long biên (1 xe đúc) tác dụng theo hướng ngược lên trên vì các thiết bị này đã bị tháo dỡ). Vì các tải trọng này vốn đã nằm trên kết cấu từ thời điểm ban đầu, gây ra biến dạng và chuyển vị cho dầm, khi dở bỏ các tải trọng này ra khỏi dầm thì dầm sẽ đàn hồi trở lại. Tuy nhiên, tại thời điểm dỡ tải thì sơ đồ kết cấu là siêu tĩnh, mọi chuyển vị sẽ gây ra nội lực trong dầm. Hiện tượng này được gọi là hiệu ứng dỡ tải

Tải trọng khi tháo dỡ đà giáo cố định.

Tải trọng thi công rải đều trên phần đúc trên đà giáo và trên đốt hợp long nhịp biên.

4.3.1.4. Giai đoạn 4: Thi công đốt hợp long giữa:

Khi đó sẽ lắp các ván khuôn hợp long nhịp giữa và đổ bê tông nhịp giữa. Sơ đồ kết cấu vẫn là 2 hệ thống riêng biệt.

Tải trọng tác dụng:

Trọng lượng ván khuôn và thiết bị hợp long giữa (1 xe đúc).

Trọng lượng bê tông ướt.

Tải trọng thi công rải đều.

4.3.1.5. Giai đoạn 5: Hợp long giữa và bê tông đã hoá cứng:

Trong giai đoạn này ván khuôn thành bên đã được tháo dỡ, các cáp dự ứng lực nhóm C đã được đặt và căng xong, ván khuôn đáy hợp long đã được tháo dỡ.

Trọng lượng bản thân đốt hợp long.

Các dự ứng lực nhóm B, chúng đặt tại các ụ neo trên mặt bản đáy.

Tải trọng thi công rải đều.

4.3.1.6. Giai đoạn 6: Gỡ bỏ xe đúc đốt hợp long giữa

Lúc này sơ đồ cầu đã được nối cứng ở đốt hợp long trở thành một kết cấu dầm liên tục 3 nhịp.

Tải trọng tác dụng:

Trọng lượng xe đúc nhưng tác dụng hướng lên trên vì đã bị tháo dỡ.

Tải trọng thi công rải đều nhưng tác dụng hướng lên trên.

4.3.1.7. Giai đoạn 7: Giai đoạn khai thác:

Sơ đồ kết cấu: Dầm liên tục 3 nhịp

Tải trọng tác dụng:

Tải trọng bản thân.

Tĩnh tải giai đoạn 2.

Hoạt tải xe + tải trọng làn.

4.3.2. Tính toán các tải trọng tác dụng:

4.3.2.1. Tải trọng các đốt dầm:

Từ đặc trưng hình học của mặt cắt dầm ta tính được trọng lượng các đốt dầm

Bảng tính toán trọng lượng các đốt dầm và tĩnh tải rải đều của từng đốt

Trong đó:

A_{tb} : Diện tích trung bình giữa 2 mặt cắt đầu và cuối mỗi đốt

L_i, V : Chiều dài và thể tích mỗi đốt

DC ,DC_{tt}: Trọng lượng và trọng lượng tính toán của từng đốt

Bảng 4.13. Bảng tổng hợp tải từng khối đúc trên trụ T1-T2

Tên đốt	Tên mc	A_i (mm^2)	A_{tb} (mm^2)	Li (mm)	DC (N/mm)	$P_{L,i}$ (N)
K0	S0	12522375	11878675	6000	279.683	1678098
	S1	11234975				
K1	S1	11234975	10864575	3000	255.806	767418
	S2	10494175				
K2	S2	10494175	10170075	3000	239.454	718362
	S3	9845975				
K3	S3	9845975	9568175	3000	225.283	675849
	S4	9290375				
K4	S4	9290375	9025275	3500	212.5	743750

	S5	8760175				
K5	S5	8760175	8557775	3500	201.493	705225.5
	S6	8355375				
K6	S6	8355375	8200075	4000	193.071	772284
	S7	8044775				
K7	S7	8044775	7973075	4000	187.726	750904
	S8	7901375				
K8 (HLB)	S8	7901375	7896875	1500	185.932	278898
	S9	7892375				
K10 (HLG)	S8	7901375	7896875	1500	185.932	278898
	S9	7892375				

Hoặc tính toán tự động bằng phần mềm RM Bridge phiên bản V8i

4.3.2.2. Tính trọng lượng lớp phủ mặt cầu:

Lớp phủ mặt cầu bao gồm:

- Lớp bê tông asphalt: dày 7cm, $\gamma = 2.25 \times 10^{-5}$ N/mm^3

Khối lượng lớp bê tông asphalt:

$q = h \times \gamma \times b = 70 \times 2.25 \times 10^{-5} \times 11850 = 18.664$ N/mm

Vậy tổng khối lượng lớp phủ mặt cầu: DW = q = 18.664 N/mm

4.3.2.3. Tính trọng lượng lan can + tay vịn:

Tổng trọng lượng lan can tường, thanh cột kết hợp:

Pc = 6.021 N/mm

4.3.2.4. Tải trọng thi công cầu chính:

Tải trọng bản thân kết cấu: $\gamma = 2.3545 \times 10^{-5}$ N/mm^3.

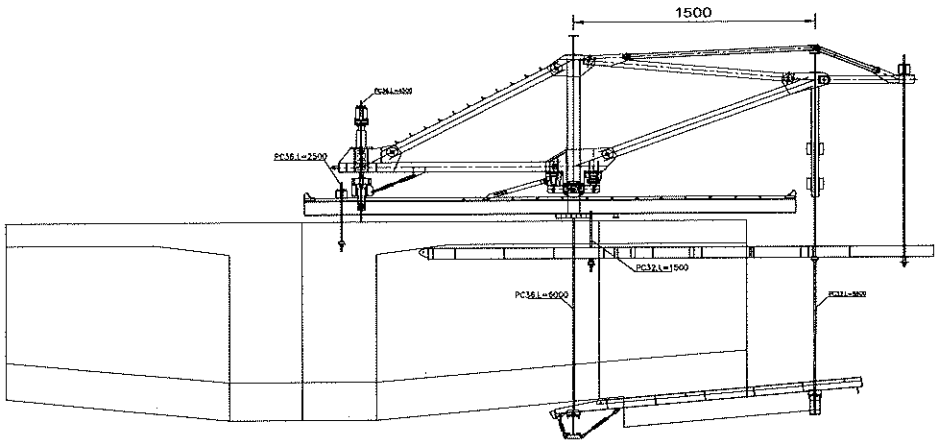
Tải trọng bê tông ướt: $\gamma = 2.3545 \times 10^{-5}$ N/mm^3.

Trọng lượng các khối neo: $DC_{neo} = 2.5$ N/mm

Hoạt tải thi công và thiết bị phụ (CLL): Hoạt tải thi công phân bố được lấy bằng 4.8×10^{-4} MPa trên diện tích mặt cầu.

$4.8 \times 10^{-4} \times 11850 = 5.688$ N/mm

Trọng lượng xe đúc + ván khuôn: PXD = 690 KN, độ lệch tâm e = 1.5 m (hình vẽ).



Hình 4.7. Sơ đồ bố trí xe đúc

4.3.2.5. Tải trọng gió tác dụng lên công trình (WS):

Tính tải trọng gió ngang lên kết cấu theo ASSHTO 3.8.1.2:

$$P_D = P_B \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 = P_B \times \frac{V_{DZ}{}^2}{10000}$$

Trong đó:

$P_B = 0.05 \times 47.88 = 2.394 KN/m^2$: Áp lực gió

Với tải trọng gió tính từ mặt nước đến chiều cao dầm chưa đến 33ft (với 1ft=0.3048m) thì:

Table 3.5.1.2-1 Base Pressures, P_B, Corresponding to V_B = 100 mph

Superstructure Component	Windward Load, ksf	Leeward Load, ksf
Trusses, Columns, and Arches	0.050	0.025
Beams	0.050	N/A
Large Flat Surfaces	0.040	N/A

$V_B = 100(mph)$: Vận tốc gió thiết kế cơ sở theo quy định của AASHTO (dặm/giờ)

$$V_{DZ} = 2.5V_0 \times \left(\frac{V_{30}}{V_B}\right)\ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

Trong đó:

V_{DZ}: vận tốc gió thiết kế ở cao độ thiết kế (mph)

V_0=10.9 (mph): vận tốc ma sát

V_{30}=100 (mph): vận tốc gió ở cao độ 30 feet tính từ bề mặt thấp nhất hay mực nước thi công (trong trường hợp này không có tiêu chi tốt hơn thì giả định $V_{30}=V_B$=100 mph)

Z=11.342 (m)=36.09 (feet): chiều cao kết cấu ở cao độ >30 feet tính từ bề mặt thấp nhất hay mực nước thi công (nội suy giữa nhịp)

Z_0=3.28 (feet): chiều dài ma sát

Dựa vào bảng sau đây để ta chọn các giá trị phù hợp: (với điều kiện ở đồng trống, ngoại ô)

Table 3.5.1.1-1 Values of V_0 and Z_0 for Various Upstream Surface Conditions

Condition	Open Country	Suburban	City
V_0 (mph)	8.20	10.90	12.00
Z_0 (feet)	0.23	3.28	8.20

$$V_{DZ} = 2.5\times 10.9\times\left(\frac{100}{100}\right)\ln\left(\frac{11}{3.28}\right) = 65.35mph = 65.35\times 1.609344 = 105.17\left(km/h\right)$$

$$\Rightarrow P_D = 2.394\times\left(\frac{105.17}{161}\right)^2 = 1.022\left(KN/m^2\right)$$

Tải gió tác dụng lên lan can: $P_{D1} = 1.022\times 0.7 = 0.715\left(KN/m\right)$

4.3.2.6. Tải trọng gió tác dụng lên xe cộ (WL):

Khi xét tổ hợp tải trọng Cường Độ III, phải xét tải trọng gió tác dụng vào cả kết cấu và xe cộ. Tải trọng ngang của gió lên xe cộ bằng tải trọng phân bố 1.46 kN/m, tác dụng thẳng góc, phía trên mặt đường 1800 mm và được truyền vào kết cấu. Tải trọng dọc của gió lên xe cộ là tải trọng phân bố 0.75 kN/m tác dụng nằm ngang, song song với tim cầu dọc kết cấu và đặt cách mặt đường 1800 mm.

4.3.2.7. Tải trọng gió tác dụng lên thiết bị (WE):

Lấy theo WE = $4.8x10^{-4}$ MPa của mặt cầu.

4.3.2.8. Tải trọng lún do mố:

Tải trọng do lún mố trụ (SE):

Tải trọng do lún mố trụ không đều của mố trụ gây ra đối với nhịp liên tục dự kiến là 20 mm. Khi tính toán ta tạo ra các trường hợp bất lợi sau đó tổ hợp lại.

4.3.2.9. Tải trọng do co ngót – từ biến:

Ảnh hưởng do co ngót, từ biến được chương trình RM tính toán theo tiêu chuẩn American Standard - AASHTO LRFD 2007.

4.3.2.10. Hoạt tải (LL):

Hoạt tải ô tô: HL – 93 (theo tiêu chuẩn TCVN 11823:2017).

Chiều rộng phần xe chạy: B_L = 11.85 m.

Số làn xe thiết kế: n_L = 3.

Hệ số làn xe (m):

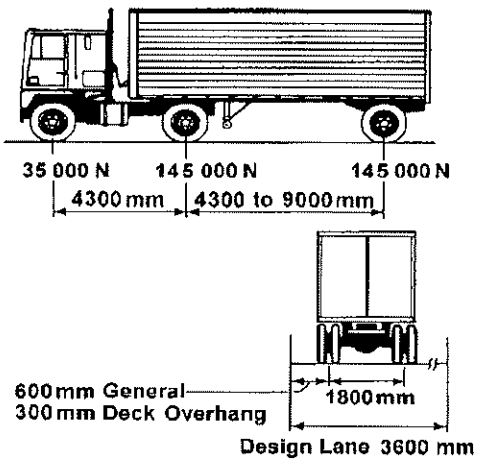
- Một làn: m = 1.2
- Hai làn: m = 1
- Ba làn: m = 0.85
- Lớn hơn 3 làn: m = 0.65

Hoạt tải xe thiết kế HL – 93 sẽ gồm một tổ hợp của:

- Xe tải thiết kế + Tải trọng làn thiết kế.
- Xe hai trục thiết kế + Tải trọng làn thiết kế.

Xe tải thiết kế (Truck):

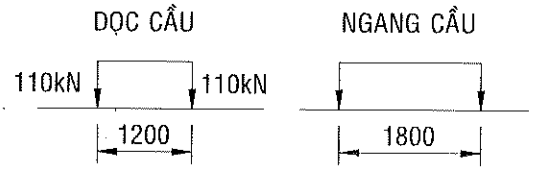
Xe tải thiết kế: gồm trục trước nặng 35 kN , hai trục sau mỗi trục nặng 145 kN, khoảng cách giữa 2 trục trước là 4300mm, khoảng cách hai trục sau thay đổi từ 4300 – 9000 mm sao cho gây ra nội lực lớn nhất, theo phương ngang khoảng cách giữa hai bánh xe là 1800mm.



Hình 4.8. Các đặc trưng của xe tải 3 trục thiết kế

Xe 2 trục thiết kế (Tandem):

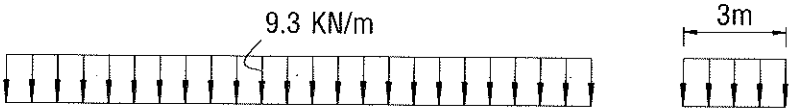
Xe hai trục thiết kế gồm một cặp trục 110 kN cách nhau 1.2m, cự ly của các bánh xe theo chiều ngang lấy bằng 1.8m.



Hình 4.9. Đặc trưng xe tải 2 trục thiết kế

Tải trọng làn thiết kế (Lane):

Gồm tải trọng 9.3 N/mm phân bố đều theo chiều dọc. Theo chiều ngang cầu được giả thiết là phân bố đều trên chiều rộng 3000 mm. Hiệu ứng lực của tải trọng làn thiết kế không xét lực xung kích.



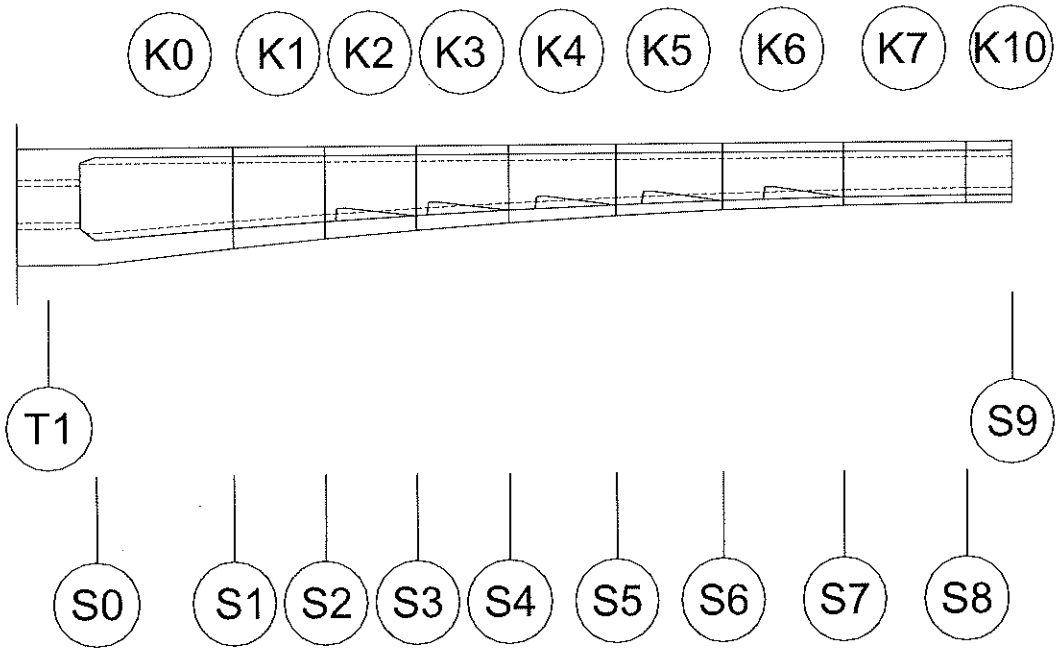
Hình 4.10. Đặc trưng tải trọng làn thiết kế

Hiệu ứng xung kích (IM):

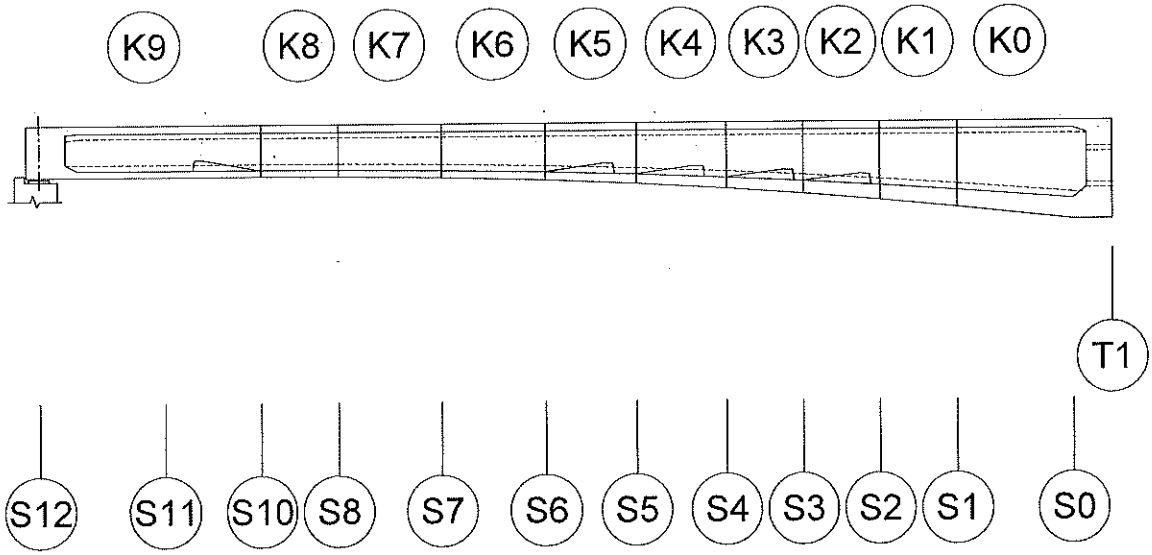
Là tải trọng đưa vào tải trọng xe 3 trục hay xe hai trục lấy bằng 33% tại trọng của mỗi xe.

4.4. Tính toán nội lực trong các giai đoạn thi công:

Để thuận tiện cho việc tính toán ta kí hiệu các mặt cắt như sau:



Hình 4.11. Mặt cắt từ trụ T1 ra giữa nhịp



Hình 4.12. Mặt cắt từ mố M1 đến trụ T1

Dùng chương trình phân tích kết cấu RM Bridge V8i 08.11.18.01 với các thông số khai báo và các bước khai báo được trình bày ở chương sau. Sau khi phân tích giai đoạn thi công và khai báo các loại tải trọng của từng giai đoạn thi công ta có giá trị mô men tại các mặt cắt như sau:

4.4.2. Hệ số điều chỉnh tải trọng:

η : Hệ số điều chỉnh tải trọng

$$\eta = \eta_D \times \eta_R \times \eta_I > 0.95$$

η_D : Đối với các bộ phận, liên kết cấu tạo theo đúng tiêu chuẩn: $\eta_D = 1.0$

η_R : Đối với mức thông thường: $\eta_R = 1$

η_I : Đối với cầu quan trọng, $\eta_I = 1.05$

$$\Rightarrow \eta = \eta_D \times \eta_R \times \eta_I = 1.0 \times 1.0 \times 1.05 = 1.05$$

4.4.3. Nội lực giai đoạn 1:

TTGH cường độ:

Mô men ở TTGH cường độ được xác định bằng công thức:

$$M_u = \eta(\gamma_{DC} \times M_{DC} + \gamma_{CE} \times M_{CE} + \gamma_{CLL} \times M_{CLL})$$

Trong đó:

η: Hệ số điều chỉnh tải trọng: η = 1.05

Tĩnh tải các đốt đúc có hệ số tải trọng: $\gamma_{DC} = 1.25$

Trọng lượng thiết bị xe đúc và ván khuôn: $\gamma_{CE} = 1.5$

Hoạt tải thi công phân bố: $\gamma_{CLL} = 1.5$

TTGH sử dụng:

Mô men ở TTGH sử dụng được xác định bằng công thức:

$$M_s = \eta(\gamma_{DC} \times M_{DC} + \gamma_{CE} \times M_{CE} + \gamma_{CLL} \times M_{CLL})$$

Trong đó:

η: Hệ số điều chỉnh tải trọng: η = 1.05

Tĩnh tải các đốt đúc có hệ số tải trọng: $\gamma_{DC} = 1.0$

Trọng lượng thiết bị xe đúc và ván khuôn: $\gamma_{CE} = 1.0$

Hoạt tải thi công phân bố: $\gamma_{CLL} = 1.0$

Kết quả nội lực tính toán bằng phần mềm RM Bridge V8i 08.11.18.01.

Bảng 4.14. Bảng tổng hợp momen do trọng lượng bản thân dầm ở TTGH cường độ giai đoạn đúc hẫng

M_n^{k-k}	ĐỐT THI CÔNG

	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	-7E+09	-7E+09	-1E+10	-1E+10	-2E+10	-2E+10	-2E+10	-3E+10
S1-S1'	-4E+09	-6E+09	-8E+09	-1E+10	-1E+10	-2E+10	-2E+10	-3E+10
S2-S2'		-1E+09	-4E+09	-7E+09	-1E+10	-1E+10	-2E+10	-2E+10
S3-S3'			-1E+09	-4E+09	-7E+09	-1E+10	-2E+10	-2E+10
S4-S4'				-1E+09	-5E+09	-8E+09	-1E+10	-2E+10
S5-S5'					-2E+09	-5E+09	-9E+09	-1E+10
S6-S6'						-2E+09	-6E+09	-9E+09
S7-S7'							-2E+09	-6E+09
S8-S8'								-2E+09

Bảng 4.15. Bảng tổng hợp momen do xe đúc và hoạt tải thi công ở TTGH cường độ giai đoạn đúc hẫng

M_n^{k-k}	ĐỐT THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	-6E+09	-1E+10	-1E+10	-2E+10	-2E+10	-2E+10	-3E+10	-2E+10
S1-S1'	-2E+09	-5E+09	-8E+09	-1E+10	-2E+10	-2E+10	-2E+10	-2E+10
S2-S2'		-2E+09	-5E+09	-8E+09	-1E+10	-2E+10	-2E+10	-1E+10
S3-S3'			-2E+09	-5E+09	-9E+09	-1E+10	-2E+10	-1E+10
S4-S4'				-2E+09	-5E+09	-9E+09	-1E+10	-9E+09
S5-S5'					-2E+09	-5E+09	-1E+10	-7E+09
S6-S6'						-2E+09	-6E+09	-5E+09
S7-S7'							-2E+09	-2E+09
S8-S8'								-8E+08

Bảng 4.16. Bảng tổng hợp momen do trọng lượng bản thân dầm ở TTGH sử dụng giai đoạn đúc hẫng

M_n^{k-k}	ĐỐT THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	-5.6E+09	-6E+09	-8E+09	-9E+09	-1.3E+10	-1.5E+10	-2E+10	-2E+10
S1-S1'	-3E+09	-5E+09	-7E+09	-8E+09	-1.2E+10	-1.4E+10	-2E+10	-2E+10
S2-S2'		-1E+09	-3E+09	-5E+09	-8.3E+09	-1E+10	-1E+10	-2E+10
S3-S3'			-1E+09	-3E+09	-6E+09	-8.2E+09	-1E+10	-1E+10
S4-S4'				-1E+09	-3.7E+09	-6E+09	-1E+10	-1E+10
S5-S5'					-1.4E+09	-3.8E+09	-7E+09	-1E+10
S6-S6'						-1.3E+09	-4E+09	-7E+09
S7-S7'							-2E+09	-5E+09
S8-S8'								-2E+09

Bảng 4.17. Bảng tổng hợp momen do xe đúc và hoạt tải thi công ở TTGH sử dụng giai đoạn đúc hẫng

M_n^{k-k}	ĐỐT THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K
S0-S0'	-4.2E+09	-6.4E+09	-9E+09	-1E+10	-1E+10	-1.6E+10	-2E+10	-1.2E
S1-S1'	-1.1E+09	-3.3E+09	-6E+09	-8E+09	-1E+10	-1.3E+10	-1.6E+10	-1E+
S2-S2'		-1.1E+09	-3E+09	-5E+09	-8E+09	-1.1E+10	-1.4E+10	-8.5E
S3-S3'			-1E+09	-3E+09	-6E+09	-8.3E+09	-1.1E+10	-7.2E
S4-S4'				-1E+09	-4E+09	-6.1E+09	-9E+09	-5.8E
S5-S5'					-1E+09	-3.5E+09	-6.4E+09	-4.4E
S6-S6'						-1.1E+09	-3.9E+09	-3E+
S7-S7'							-1.1E+09	-1.5E
S8-S8'								-5.5E

4.4.4. Nội lực giai đoạn 2:

Bảng 4.18. Bảng tổng hợp momen ở TTGH sử dụng và TTGH cường độ giai đoạn thi công đoạn dầm trên đà giáo cố định (Từ K0 đến hợp long biên)

Mặt cắt	M_u (Nmm)	M_s (Nmm)
S0-S0'	-4.515E+10	-3.374E+10
S1-S1'	-4.137E+10	-3.102E+10
S2-S2'	-3.421E+10	-2.566E+10
S3-S3'	-2.924E+10	-2.196E+10
S4-S4'	-2.434E+10	-1.83E+10
S5-S5'	-1.926E+10	-1.453E+10
S6-S6'	-1.377E+10	-1.041E+10
S7-S7'	-8.089E+09	-6.172E+09
S8-S8'	-2.774E+09	-2.109E+09
S10	-239166250	-191333000
S11	-252262500	-201810000
S12	-55120000	-44096000

4.4.5. Nội lực giai đoạn 3:

Bảng 4.19. Bảng tổng hợp momen ở TTGH sử dụng và cường độ giai đoạn hợp long biên

Mặt cắt	Mu (Nmm)	Ms (Nmm)
S0-S0'	-4.538E+10	-3.3921E+10
S1-S1'	-4.152E+10	-3.1143E+10

S2-S2'	-3.431E+10	-2.5748E+10
S3-S3'	-2.929E+10	-2.2004E+10
S4-S4'	-2.435E+10	-1.8309E+10
S5-S5'	-1.921E+10	-1.4485E+10
S6-S6'	-1.365E+10	-1.032E+10
S7-S7'	-7.904E+09	-6024260000
S8-S8'	-2.519E+09	-1904780000
S10	-1.014E+09	-811503000
S11	-347665000	-278132000
S12	-55120000	-44096000

4.4.6. Nội lực giai đoạn 4:

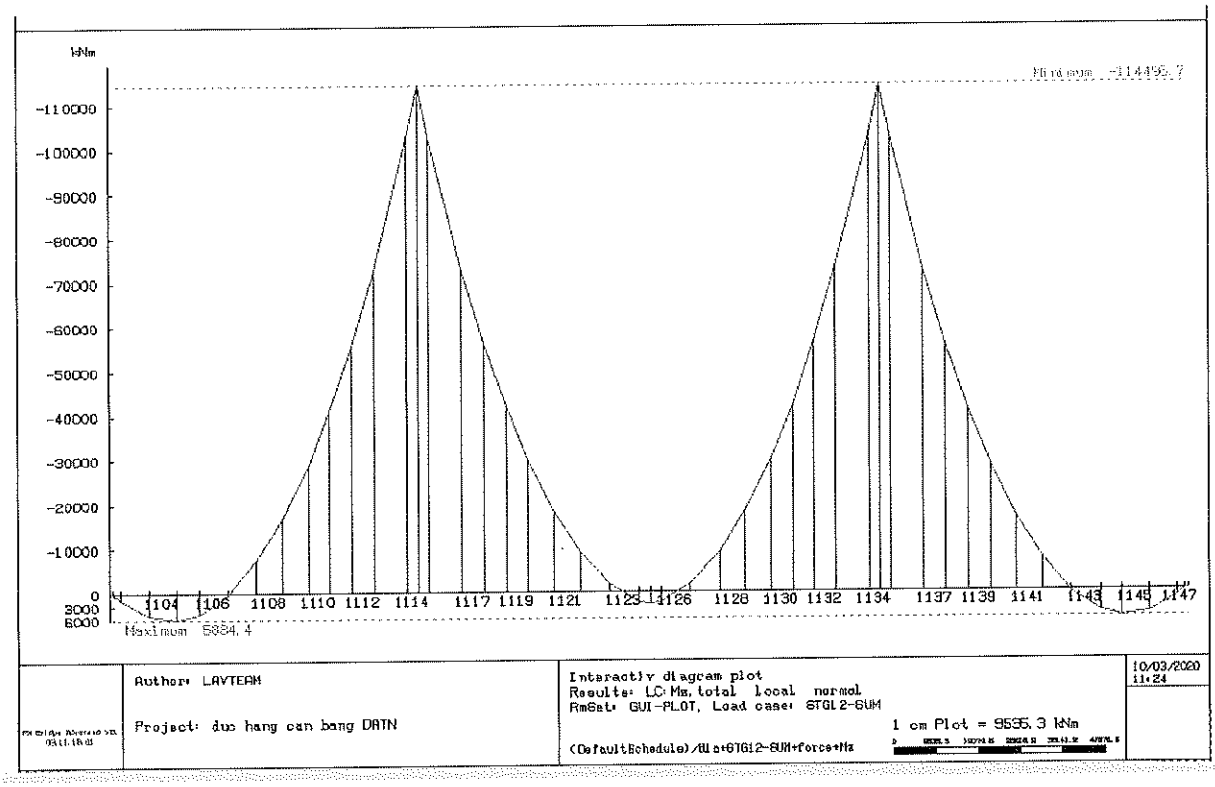
Bảng 4.20. Bảng tổng hợp momen ở TTGH sử dụng và cường độ giai đoạn thi công hợp long giữa

Mặt cắt	Mu (Nmm)	Ms (Nmm)
S0	-1.971E+10	-1.45E+10
S1	-1.868E+10	-1.37E+10
S2	-1.668E+10	-1.23E+10
S3	-1.524E+10	-1.12E+10
S4	-1.381E+10	-1.01E+10
S5	-1.232E+10	-9.01E+09
S6	-1.064E+10	-7.78E+09
S7	-8.916E+09	-6.48E+09
S8	-7.001E+09	-5.07E+09
S10	-5.191E+09	-3.76E+09
S11	-3.677E+09	-2.62E+09
S12	-1.777E+09	-1.18E+09
S0'	-1.887E+10	-1.4E+10
S1'	-1.589E+10	-1.18E+10
S2'	-1.391E+10	-1.03E+10
S3'	-1.192E+10	-8.81E+09
S4'	-9.933E+09	-7.35E+09
S5'	-7.615E+09	-5.63E+09
S6'	-5.297E+09	-3.92E+09
S7'	-2.649E+09	-1.96E+09
S8'	-2.647E+09	-1.96E+09
S9	0	0

4.4.7. Nội lực giai đoạn 5:

Bảng 4.21. Bảng tổng hợp momen ở TTGH sử dụng và cường độ giai đoạn thi công hợp long giữa

Mặt cắt	Mu (Nmm)	Ms (Nmm)
S0	-1.284E+11	-1.03E+11
S1	-9.07E+10	-7.26E+10
S2	-6.953E+10	-5.56E+10
S3	-5.126E+10	-4.1E+10
S4	-3.571E+10	-2.86E+10
S5	-2.079E+10	-1.66E+10
S6	-9.17E+09	-7.34E+09
S7	280000000	224000000
S8	5777500000	4.622E+09
S10	7355000000	5.884E+09
S11	6276250000	5.021E+09
S12	0	0
S0'	-1.285E+11	-1.03E+11
S1'	-9.129E+10	-7.3E+10
S2'	-7.042E+10	-5.63E+10
S3'	-5.244E+10	-4.2E+10
S4'	-3.718E+10	-2.97E+10
S5'	-2.259E+10	-1.81E+10
S6'	-1.13E+10	-9.04E+09
S7'	-2.233E+09	-1.79E+09
S8'	2886250000	2.309E+09
S9	3157500000	2.526E+09



Hình 4.13. Biểu đồ momen TTGHSD giai đoạn thi công đốt HLG

4.4.8. Nội lực giai đoạn 6:

Bảng 4.22. Bảng tổng hợp momen ở TTGH sử dụng và cường độ giai đoạn gỡ xe đúc đốt HLG

Mặt cắt	Mu (Nmm)	Ms (Nmm)
S0	-1.22E+11	-9.74E+10
S1	-8.48E+10	-6.78E+10
S2	-6.41E+10	-5.13E+10
S3	-4.64E+10	-3.71E+10
S4	-3.13E+10	-2.5E+10
S5	-1.7E+10	-1.36E+10
S6	-5.93E+09	-4.74E+09
S7	2.86E+09	2.288E+09
S8	7.693E+09	6.154E+09
S10	8.77E+09	7.016E+09
S11	7.068E+09	5.654E+09
S12	0	0
S0'	-1.22E+11	-9.78E+10
S1'	-8.7E+10	-6.96E+10
S2'	-6.74E+10	-5.39E+10
S3'	-5.07E+10	-4.06E+10
S4'	-3.67E+10	-2.94E+10

S5'	-2.37E+10	-1.89E+10
S6'	-1.39E+10	-1.11E+10
S7'	-6.54E+09	-5.23E+09
S8'	-3.14E+09	-2.51E+09
S9	-2.87E+09	-2.3E+09

4.4.9. Nội lực giai đoạn 7:

TTGH cường độ:

Mô men và lực cắt ở TTGH cường độ được xác định theo công thức:

Xe 3 trục:

$$M_u = \eta \times \left[\gamma_{DC} \times \left(M_{DC} + M_{DC2} \right) + \gamma_{LL} \times m\left((1+IM) \times M_{truck} + M_{lane} \right) + \gamma_{DW} \times M_{DW} \right]$$

$$V_u = \eta \times \left[\gamma_{DC} \times \left(V_{DC} + V_{DC2} \right) + \gamma_{LL} \times m\left((1+IM) \times V_{truck} + V_{lane} \right) + \gamma_{DW} \times V_{DW} \right]$$

Xe 2 trục:

$$M_u = \eta \times \left[\gamma_{DC} \times \left(M_{DC} + M_{DC2} \right) + \gamma_{LL} \times m\left((1+IM) \times M_{tendom} + M_{lane} \right) + \gamma_{DW} \times M_{DW} \right]$$

$$V_u = \eta \times \left[\gamma_{DC} \times \left(V_{DC} + V_{DC2} \right) + \gamma_{LL} \times m\left((1+IM) \times V_{tendom} + V_{lane} \right) + \gamma_{DW} \times V_{DW} \right]$$

Trong đó:

η: Hệ số điều chỉnh tải trọng: $\eta = 1.05$

Trọng lượng bản thân dầm: $\gamma_{DC} = 1.25$

Tải trọng lan can: $\gamma_{DC} = 1.25$

Tải trọng lớp phủ BMC: $\gamma_{DW} = 1.5$

Hoạt tải xe + làn: $\gamma_{LL} = 1.75$

TTGH sử dụng:

Mô men và lực cắt ở TTGH sử dụng được xác định theo công thức:

Xe 3 trục:

$$M_s = \eta \times \left[\gamma_{DC} \times \left(M_{DC} + M_{DC2} \right) + \gamma_{LL} \times m\left((1+IM) \times M_{truck} + M_{lane} \right) + \gamma_{DW} \times M_{DW} \right]$$

$$V_s = \eta \times \left[\gamma_{DC} \times \left(V_{DC} + V_{DC2} \right) + \gamma_{LL} \times m\left((1+IM) \times V_{truck} + V_{lane} \right) + \gamma_{DW} \times V_{DW} \right]$$

Xe 2 trục:

$$M_s = 1 \times \left[\gamma_{DC} \times \left(M_{DC} + M_{DC2} \right) + \gamma_{LL} \times m\left((1 + IM) \times M_{tendom} + M_{lane} \right) + \gamma_{DW} \times M_{DW} \right]$$

$$V_s = 1 \times \left[\gamma_{DC} \times \left(V_{DC} + V_{DC2} \right) + \gamma_{LL} \times m\left((1 + IM) \times V_{tendom} + V_{lane} \right) + \gamma_{DW} \times V_{DW} \right]$$

Trong đó:

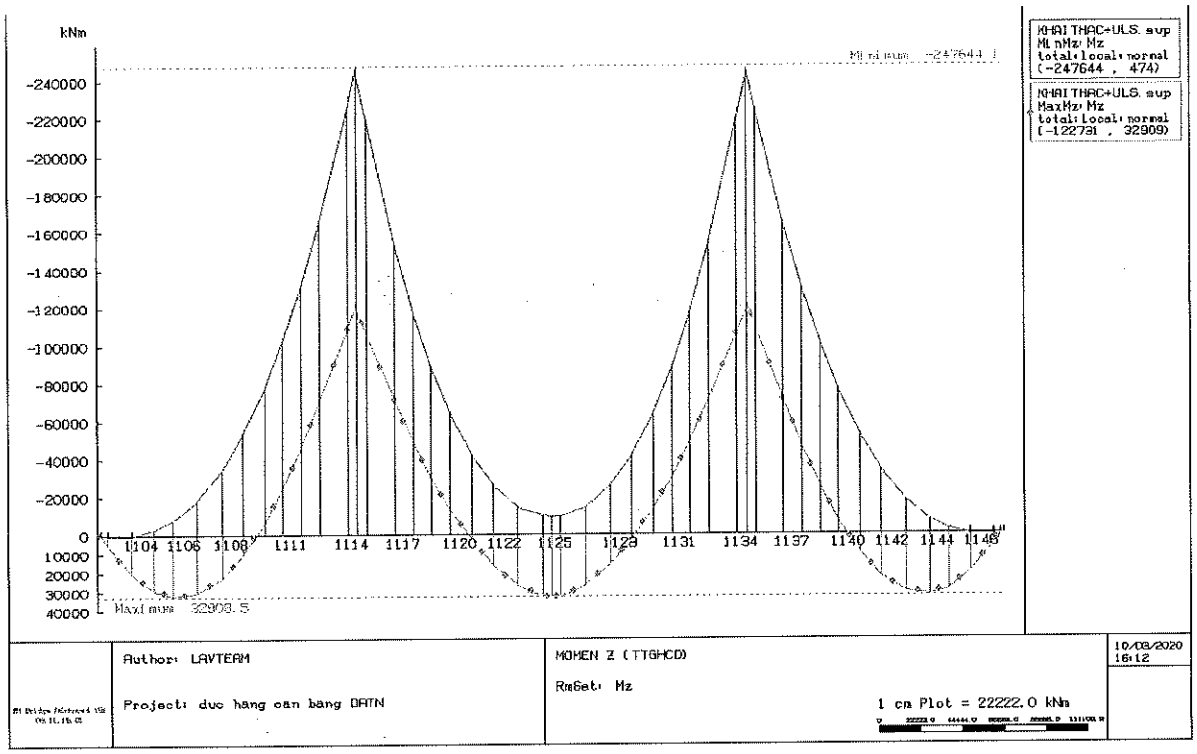
η: Hệ số điều chỉnh tải trọng: $\eta = 1.05$

Trọng lượng bản thân dầm: $\gamma_{DC} = 1.0$

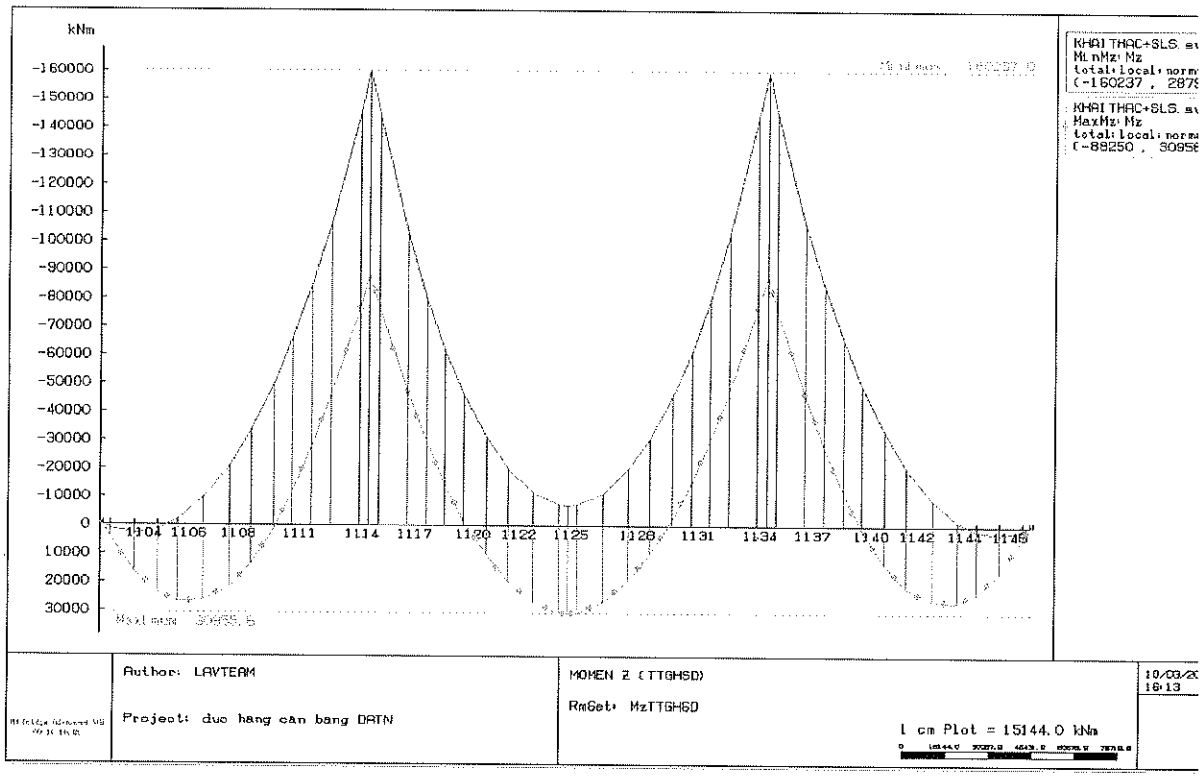
Tải trọng lan can: $\gamma_{DC} = 1.0$

Tải trọng lớp phủ BMC: $\gamma_{DW} = 1.0$

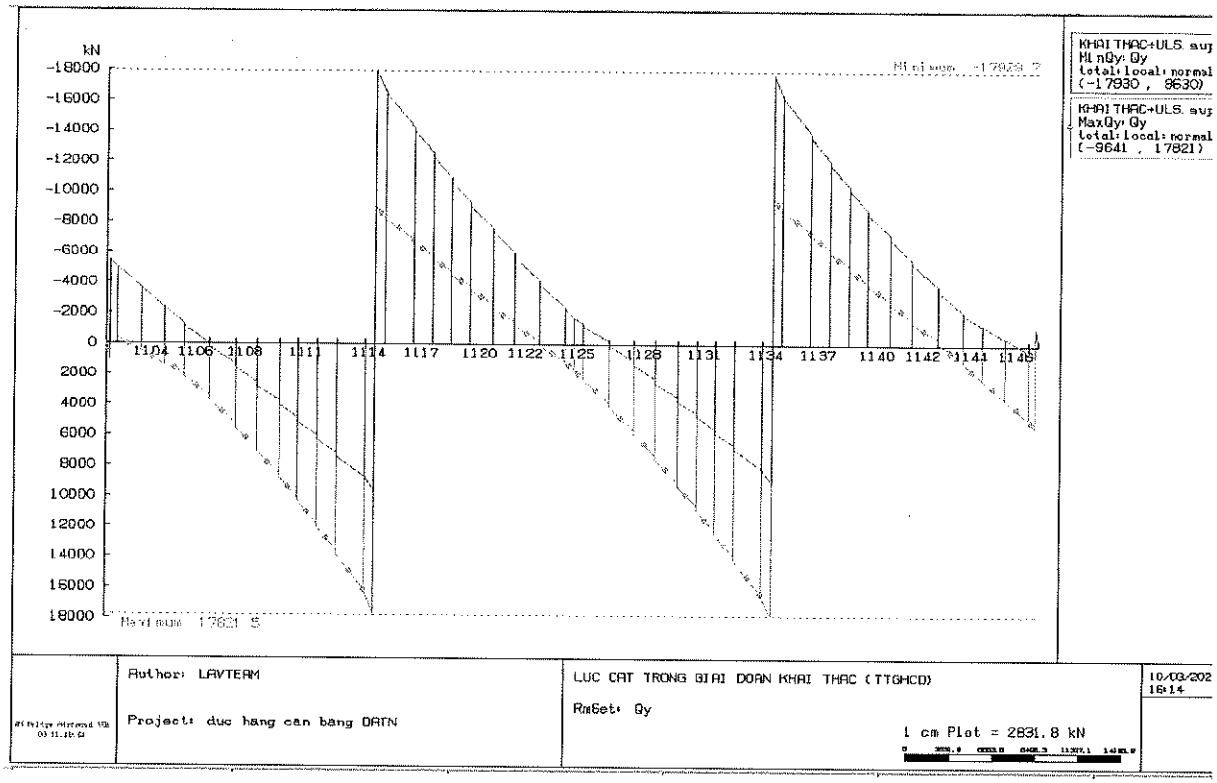
Hoạt tải xe + làn: $\gamma_{LL} = 1.0$



Hình 4.14. Biểu đồ momen TTGH cường độ giai đoạn khai thác



Hình 4.15. Biểu đồ momen TTGH sử dụng giai đoạn khai thác



Hình 4.16. Biểu đồ lực cắt TTGH cường độ giai đoạn khai thác

Bảng 4.23. Bảng tổng hợp momen ở TTGH sử dụng và cường độ giai đoạn khai thác

Mặt cắt	M_{umin} (Nmm)	M_{umax} (Nmm)	M_{smin} (Nmm)	M_{smax} (Nmm)
S0	-2.26583E+11	-22168000000	-1.45235E+11	-7.6322E+10
S1	-1.65955E+11	-8333000000	-1.06462E+11	-4.5921E+10
S2	-1.31517E+11	1774000000	-84660000000	-2.7433E+10
S3	-1.02046E+11	10884000000	-65871000000	-1.1534E+10
S4	-76888000000	18585000000	-49689000000	1632000000
S5	-52425000000	25527000000	-33738000000	13468000000
S6	-33532000000	30693000000	-20795000000	21573000000
S7	-17492000000	33583000000	-9527000000	26471000000
S8	-7521000000	33791000000	-1910000000	26935000000
S10	-3069000000	30353000000	1445000000	23964000000
S11	267000000	20848000000	2811000000	16452000000
S12	0	0	0	0
S0'	-2.21806E+11	-24359000000	-1.44193E+11	-7.6699E+10
S1'	-1.55725E+11	-13521000000	-1.02781E+11	-4.731E+10
S2'	-1.18501E+11	-5682000000	-79703000000	-2.9649E+10
S3'	-89304000000	1395000000	-61387000000	-1.444E+10
S4'	-64687000000	7536000000	-45831000000	-1695000000
S5'	-42040000000	14131000000	-31003000000	10212000000
S6'	-25988000000	20724000000	-20124000000	19757000000
S7'	-15391000000	28085000000	-11494000000	26948000000
S8'	-11702000000	33184000000	-7696000000	30648000000
S9	-11116000000	33603000000	-7236000000	30956000000

Bảng 4.24. Bảng tổng hợp lực cắt ở TTGH cường độ giai đoạn khai thác

Mặt cắt	Vumin (N)	Vumax (N)
S0	8732000	16210000
S1	7421000	13798000
S2	6275000	12049000
S3	5146000	10352000
S4	4041000	8811000
S5	2818000	7121000
S6	1603000	5500000
S7	251000	3753000
S8	-1122000	2145000
S10	-2373000	1332000
S11	-3637000	468000
S12	0	0
S0'	-16524000	-8166000
S1'	-14209000	-6880000
S2'	-12528000	-5811000
S3'	-10909000	-4780000

S4'	-9347000	-3773000
S5'	-7632000	-2617000
S6'	-5975000	-1463000
S7'	-4179000	-185000
S8'	-2431000	1102000
S9	-1751000	1642000

Kết quả xếp xe đã được xuất ra lấy trường hợp xếp tải lớn nhất từ phần mềm RM Bridge V8i 08.11.18.01.

4.5. Tính toán sơ bộ cáp DUL:

4.5.1. Số bó cáp nhóm A (chịu momen âm):

4.5.1.1. Tính sơ bộ số bó cáp:

Để tính sơ bộ số bó cáp chịu momen âm, ta sẽ tính toán ở hai giai đoạn thi công đúc hẫng các đốt đối xứng nhau qua trụ T1 và T2, và khai thác sau đó ta lấy lớn hơn lượng cáp cần thiết.

Bảng 4.25. Bảng tổng hợp momen dùng để tính toán cáp DUL chịu momen âm

TÍNH TOÁN CÁP ÂM (NHÓM A)				
Giai đoạn khai thác		Giai đoạn thi công		Sử dụng momen M_u (Nmm)
Mặt cắt	M_u (Nmm)	Mặt cắt	M_u (Nmm)	
S0-S0'	-2.495E+11	S0-S0'	-1.168E+11	-2.49528E+11
S1-S1'	-2.266E+11	S1-S1'	-1.052E+11	-2.26575E+11
S2-S2'	-1.656E+11	S2-S2'	-7.536E+10	-1.65593E+11
S3-S3'	-1.312E+11	S3-S3'	-5.866E+10	-1.31155E+11
S4-S4'	-1.017E+11	S4-S4'	-4.427E+10	-1.01683E+11
S5-S5'	-7.653E+10	S5-S5'	-3.206E+10	-76526000000
S6-S6'	-5.206E+10	S6-S6'	-2.039E+10	-52063000000
S7-S7'	-3.317E+10	S7-S7'	-1.135E+10	-33170000000
S8-S8'	-1.729E+10	S8-S8'	-4.096E+09	-17287000000

Số cáp sơ bộ được chọn theo công thức :

$$A_{ps} = \frac{|M_u|}{f_{pu}\left(d'_p - \frac{a'}{2}\right)}$$

Trong đó:

M_u : Momen ở TTGH cường độ trong giai đoạn đúc hẫng.

d'_p: Khoảng cách từ mép ngoài chịu nén đến trọng tâm của cáp dự ứng lực, tạm lấy:

$$d'_p = H - \left(t_s + \frac{h_{vtt}}{2}\right)$$

Trong đó:

t_s: Chiều dày nắp hộp

h_{vtt}: Chiều cao phần vút trên

a': Chiều cao vùng chịu nén tối đa, $c' = 0.42 \times d'_p \Rightarrow a' = c' \times \beta_1$.

Hệ số điều chỉnh, $\beta_1 = 0.85 - \frac{f'_c - 28}{7} \times 0.05 = 0.85 - \frac{50-28}{7} \times 0.05 = 0.693$

f_{pu}: Cường độ chịu kéo cáp, f_{pu} =1860MPa.

Số bó cốt thép tại mỗi mặt cắt :

$$n_p = 1.15 \times \frac{A_{ps}}{A_{1bo}}$$

Trong đó:

A_{ps1bo}: Diện tích 1 bó cáp.

Sử dụng cáp 12.7 mm có diện tích danh định mỗi tao là 100.1 mm^2, 1 bó dùng 16 tao vậy diện tích 1 bó cáp là:

A_{ps1bo} = 100.1 x 16 = 1601.6 mm^2.

Bảng 4.26. Bảng tính toán số bó cáp DUL cần thiết tại các mặt cắt

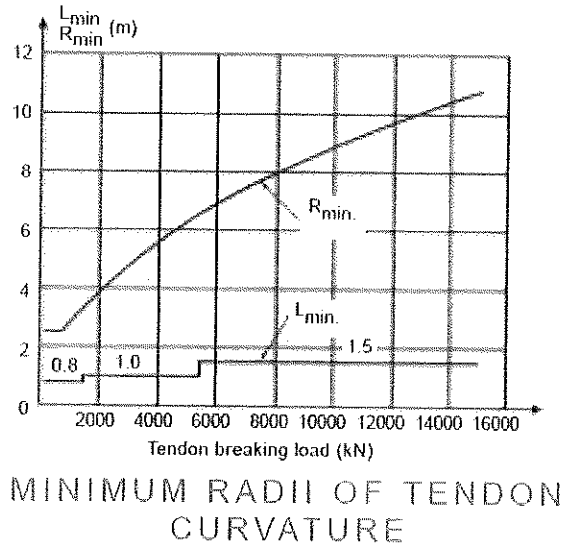
Mặt cắt	M_u Giai Đoạn Khai Thác (N.mm)	H (mm)	d'_p (mm)	c (mm)	a (mm)	A_{ps} (mm^2)	n_{ps} (bó) (tính)	n_{ps} (bó) (chọn)
S0-S0'	-2.49528E+11	3800	3675	1543.5	1069.646	42722.06	30.676	32
S1-S1'	-2.26575E+11	3300	3175	1333.5	924.116	44901.26	32.241	32
S2-S2'	-1.65593E+11	3012	2887	1212.54	840.29	36089.88	25.914	28
S3-S3'	-1.31155E+11	2760	2635	1106.7	766.943	31318.03	22.487	24
S4-S4'	-1.01683E+11	2544	2419	1015.98	704.074	26448.6	18.991	20
S5-S5'	-76526000000	2338	2213	929.46	644.116	21757.94	15.623	16
S6-S6'	-52063000000	2180	2055	863.1	598.128	15940.71	11.446	12
S7-S7'	-33170000000	2060	1935	812.7	563.201	10785.86	7.745	8
S8-S8'	-17287000000	2004	1879	789.18	546.902	5788.728	4.156	4

4.5.1.2. Bố trí cáp DUL:

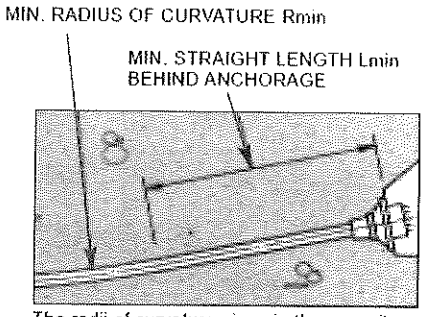
Bố trí cáp DUL momen âm như sau:

Bố trí thành hai hàng tập trung ở khu vực nách hộp, khi neo bó cáp phải uốn cong theo phương ngang và uốn xiên xuống theo phương đứng để neo vào vị trí gần chỗ tiếp giáp nách và sườn dầm.

Bán kính uốn cong của cáp được lựa chọn dựa theo lực kích của cáp, dựa vào biểu đồ tương quan giữa lực kích của cáp, bán kính cong bó cáp và chiều dài từ điểm tiếp tuyến đến neo của bó cáp dựa vào catalogue của nhà sản xuất VSL:



MINIMUM RADII OF TENDON CURVATURE



The radii of curvature given in the opposite diagram may be reduced, provided the local concrete strength and the steel stresses resulting from the curvature are checked.

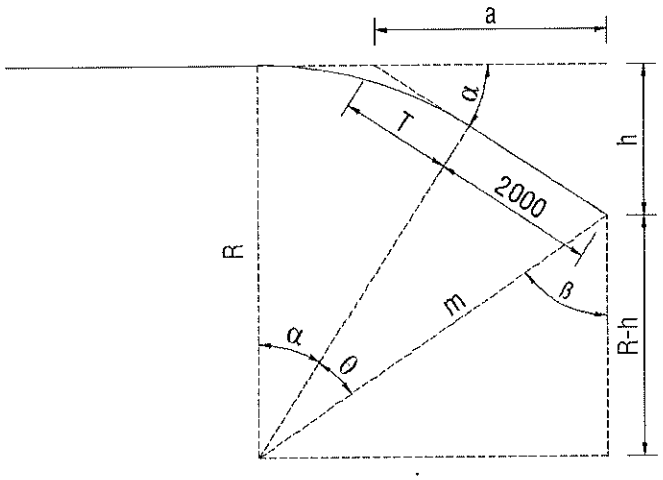
Hình 4.17. Biểu đồ chọn bán kính cong của cáp và khoảng cách tối thiểu từ điểm uốn cáp đến neo cáp

Lực kích cho mỗi bó cáp DUL:

$$P = \frac{0.70 f_{pu} \times A_{ps} \times n_{ps}}{1000} = \frac{0.70 \times 1860 \times 1601.6}{1000} = 2085kN$$

So sánh với biểu đồ trên ta chọn R = 5000mm, đoạn thẳng từ điểm tiếp tuyến của đường cong cáp đến neo là L = 2000mm

Sơ đồ bố trí cáp âm như hình:



Hình 4.18. Sơ đồ bố trí đoạn uốn cong của cáp DUL

Xác định góc uốn và điểm uốn.

Ta có :

$$m = \sqrt{R^2 + 2000^2} = \sqrt{5000^2 + 2000^2} = 5385.165mm$$

$$\beta = Arc\cos\frac{R-h}{m}$$

$$\theta = Arc\sin\frac{2000}{m} = Arc\sin\frac{2000}{5385.165} = 0.381(rad)$$

Góc uốn xiên α :

$$\alpha = \beta - \theta$$

Tiếp tuyến Tcủa đường cong xác định theo công thức:

$$T = R \times tg\frac{\alpha}{2}$$

Trong đó:

R: Bán kính đường cong, R =5000 mm.

h : Khoảng cách từ vị trí cốt thép đến vị trí neo. Do cáp uốn xiên do đó ta có:

$$h = \sqrt{h_d^2 + h_n^2}$$

Với h_d, h_n là khoảng cách từ tim cáp đến tim neo theo phương đứng và ngang.

Vậy điểm uốn cáp cách mặt cắt cuối đốt là:

$$a = \frac{h}{tg\alpha}$$

Khoảng cách từ góc tọa độ đến vị trí đầu tiên của đường cong:

$$L_1 = a - R\tan\frac{\alpha}{2}\cos\alpha$$

Khoảng cách từ góc tọa độ đến vị trí cuối của đường cong:

$$L_2 = a + R\tan\frac{\alpha}{2}\cos\alpha$$

Bảng 4.27. Bố trí cáp âm trên mặt đứng (nhóm A)

Số hiệu bó cáp	101	102	103	104	105	106	107	108
h_d (mm)	125	125	125	125	125	125	125	125
m	5385.165	5385.165	5385.165	5385.165	5385.165	5385.165	5385.165	5385.1(
θ (rad)	0.381	0.381	0.381	0.381	0.381	0.381	0.381	0.381
β (rad)	0.439	0.439	0.439	0.439	0.439	0.439	0.439	0.439
α (rad)	0.058	0.058	0.058	0.058	0.058	0.058	0.058	0.058
T (mm	145	145	145	145	145	145	145	145
a (mm)	2153	2153	2153	2153	2153	2153	2153	2153
L_1 (mm)	2008.203	2008.203	2008.203	2008.203	2008.203	2008.203	2008.203	2008.2(
L_2 (mm)	2297.797	2297.797	2297.797	2297.797	2297.797	2297.797	2297.797	2297.7(

Bảng 4.28. Bố trí cáp âm trên mặt bằng (nhóm A)

Số hiệu bó cáp	101	102	103	104	105	106	107	108
h (mm)	0	200	400	600	800	1000	1200	1400
m	5385.165	5385.165	5385.165	5385.165	5385.165	5385.165	5385.165	5385.16
θ (rad)	0.381	0.381	0.381	0.381	0.381	0.381	0.381	0.381
β (rad)	0.381	0.471	0.547	0.615	0.676	0.734	0.787	0.839
α (rad)	0	0.09	0.166	0.234	0.295	0.353	0.406	0.458
T (mm	0	225	416	588	743	892	1029	1165
a (mm)	0	2216	2387	2517	2633	2714	2791	2840
L_1 (mm)	0	1991.759	1976.762	1945.332	1922.196	1877.208	1845.488	1794.66
L_2 (mm)	0	2440.241	2797.238	3088.668	3343.804	3550.792	3736.512	3885.33

4.5.2. Số bó cáp nhóm B (Chịu momen dương nhịp biên):

4.5.2.1. Tính toán sơ bộ bó cáp:

Để tính sơ bộ số bó cáp chịu momen dương, ta sẽ tính toán ở giai đoạn khai thác:

Bảng 4.29. Bảng tổng hợp momen ở các mặt cắt trong giai đoạn khai thác

TÍNH TOÁN CÁP DƯƠNG			
CÁP NHỊP BIÊN (NHÓM B)		CÁP NHỊP GIỮA (NHÓM C)	
Giai đoạn khai thác		Giai đoạn khai thác	
Mặt cắt	Mu (Nmm)	Mặt cắt	Mu (Nmm)
S2	1.088E+10	S2'	-6045000000
S3	1.859E+10	S3'	7536000000
S4	2.553E+10	S4'	14131000000
S5	3.069E+10	S5'	20724000000
S6	3.358E+10	S6'	28085000000
S7	3.379E+10	S7'	33249000000
S8	3.035E+10	S8'	33603000000
S10	2.085E+10	S9	33603000000
S11	5.277E+09	-	-
S12	0	-	-

Trình tự các bước tính toán số bó cáp DUL cần thiết tại mỗi mặt cắt tương tự như tính toán cho mặt cắt chịu momen âm, kết quả tính toán được lập thành bảng sau:

Bảng 4.30. Bảng tính toán số bó cáp DUL cần thiết

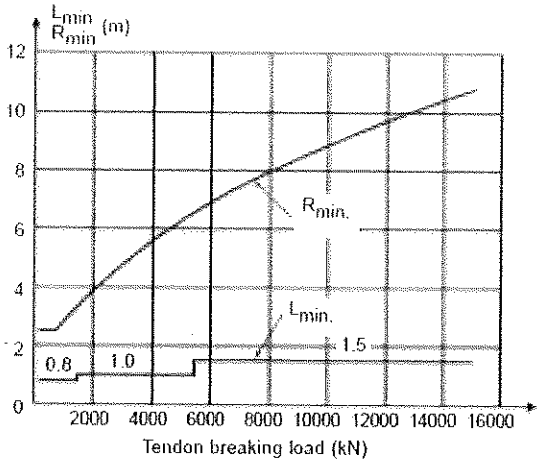
Mặt cắt	M_u (N.mm)	H (mm)	d'_p (mm)	c (mm)	a (mm)	A_{ps} (mm^2)	n_{ps} (bó) (tính)	n_{ps} (bó) (chọn)
S2	10884000000	3012	2887	1212.54	840.29	2372.094	1.703	2
S3	18585000000	2760	2635	1106.7	766.943	4437.845	3.187	4
S4	25527000000	2544	2419	1015.98	704.074	6639.787	4.768	6
S5	30693000000	2338	2213	929.46	644.116	8726.663	6.266	8
S6	33583000000	2180	2055	863.1	598.128	10282.48	7.383	8
S7	33791000000	2060	1935	812.7	563.201	10987.79	7.89	8
S8	30353000000	2004	1879	789.18	546.902	10164.01	7.298	8
S10	20848000000	2000	1875	787.5	545.738	6996.058	5.023	8
S11	5277000000	2000	1875	787.5	545.738	1770.827	1.272	6
S12	0	2000	1875	787.5	545.738	0	0	0

4.5.2.2. Bố trí cáp DUL:

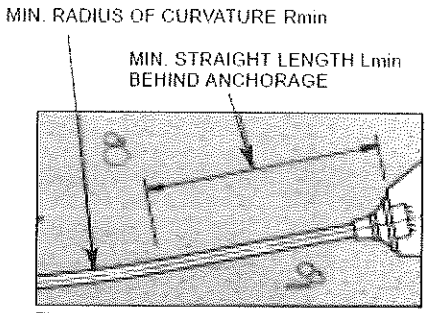
Bố trí cáp DUL momen dương như sau:

Bố trí thành hai hàng tập trung ở khu vực nách hộp, khi neo bó cáp phải uốn cong theo phương ngang và uốn xiên xuống theo phương đứng để neo vào vị trí gần chỗ tiếp giáp nách và sườn dầm.

Bán kính uốn cong của cáp được lựa chọn dựa theo lực kích của cáp, dựa vào biểu đồ tương quan giữa lực kích của cáp, bán kính cong bó cáp và chiều dài từ điểm tiếp tuyến đến neo của bó cáp dựa vào catalogue của nhà sản xuất VSL:



MINIMUM RADII OF TENDON CURVATURE



The radii of curvature given in the opposite diagram may be reduced, provided the local concrete strength and the steel stresses resulting from the curvature are checked.

Hình 4.19. Biểu đồ chọn bán kính cong của cáp và khoảng cách tối thiểu từ điểm uốn cáp đến neo cáp

Lực kích cho mỗi bó cáp DUL:

$$P = \frac{0.75 f_{pu} \times A_{ps} \times n_{ps}}{1000} = \frac{0.75 \times 1860 \times 1601.6}{1000} = 2234 kN$$

So sánh với biểu đồ trên ta chọn R = 5000mm, đoạn thẳng từ điểm tiếp tuyến của đường cong cáp đến neo là L = 2000mm

Bảng 4.31. Bố trí cáp dương mặt đứng (nhóm B)

Số hiệu bó cáp	301	302-R	303	304	302-L	303-L	304-L
h (mm)	428	490	406	598	349	850	650
m	5385.165	5385.165	5385.165	5385.165	5385.165	5385.165	5385.165
θ (rad)	0.381	0.381	0.381	0.381	0.381	0.381	0.381
β (rad)	0.557	0.578	0.549	0.614	0.528	0.691	0.63
α (rad)	0.176	0.197	0.168	0.233	0.147	0.31	0.249
T (mm	441	494	421	585	368	781	626
a (mm)	2407	2455	2394	2520	2357	2654	2556
L_1 (mm)	1972.675	1970.458	1978.936	1950.662	1992.807	1909.974	1949.562
L_2 (mm)	2841.325	2939.542	2809.064	3089.338	2721.193	3398.026	3162.438

Bảng 4.32. Bố trí cáp dương mặt bằng (nhóm B)

Số hiệu	301	302-R	303	304	302-L	303-L	304-L

bó cáp							
h (mm)	0	175	475	475	300	0	0
m	5385.165	5385.165	5385.165	5385.165	5385.165	5385.165	5385.165
θ (rad)	0.381	0.381	0.381	0.381	0.381	0.381	0.381
β (rad)	0.381	0.46	0.573	0.573	0.51	0.381	0.381
α (rad)	0	0.079	0.192	0.192	0.129	0	0
T (mm	0	198	481	481	323	0	0
a (mm)	0	2211	2443	2443	2313	0	0
L_1 (mm)	0	2014.014	1970.367	1970.367	1992.735	0	0
L_2 (mm)	0	2407.986	2915.633	2915.633	2633.265	0	0

4.5.3. Số bó cáp nhóm C (Chịu momen dương nhịp giữa):

4.5.3.1. Tính toán sơ bộ số bó cáp:

Để tính sơ bộ số bó cáp chịu momen dương, ta sẽ tính toán ở hai giai đoạn khai thác

Trình tự các bước tính toán số bó cáp DUL cần thiết tại mỗi mặt cắt tương tự như tính toán cho mặt cắt chịu momen âm, kết quả tính toán được lập thành bảng sau:

Bảng 4.33. Bảng tính toán số bó cáp DUL cần thiết

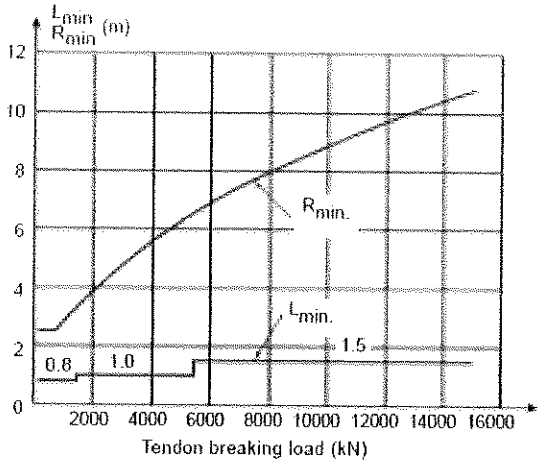
Mặt cắt	M_u (N.mm)	H (mm)	d'_p (mm)	c (mm)	a (mm)	A_{ps} (mm^2)	n_{ps} (bó) (tính)	n_{ps} (bó) (chọn)
S2'	-6045000000	3012	2887	1212.54	840.29	-1317.467	-	2
S3'	7536000000	2760	2635	1106.7	766.943	1799.494	1.292	4
S4'	14131000000	2544	2419	1015.98	704.074	3675.592	2.639	6
S5'	20724000000	2338	2213	929.46	644.116	5892.267	4.231	8
S6'	28085000000	2180	2055	863.1	598.128	8599.096	6.174	12
S7'	33249000000	2060	1935	812.7	563.201	10811.55	7.763	12
S8'	33603000000	2004	1879	789.18	546.902	11252.31	8.08	12
S9	33603000000	2000	1875	787.5	545.738	11276.31	8.097	12

4.5.3.2. Bố trí cáp DUL:

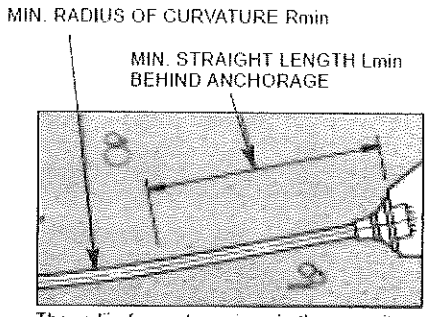
Bố trí cáp DUL momen dương như sau:

Bố trí thành hai hàng tập trung ở khu vực nách hộp, khi neo bó cáp phải uốn cong theo phương ngang và uốn xiên xuống theo phương đứng để neo vào vị trí gần chỗ tiếp giáp nách và sườn dầm.

Bán kính uốn cong của cáp được lựa chọn dựa theo lực kích của cáp, dựa vào biểu đồ tương quan giữa lực kích của cáp, bán kính cong bó cáp và chiều dài từ điểm tiếp tuyến đến neo của bó cáp dựa vào catalogue của nhà sản xuất VSL:



MINIMUM RADII OF TENDON CURVATURE



The radii of curvature given in the opposite diagram may be reduced, provided the local concrete strength and the steel stresses resulting from the curvature are checked.

Hình 4.20. Biểu đồ chọn bán kính cong của cáp và khoảng cách tối thiểu từ điểm uốn cáp đến neo cáp

Lực kích cho mỗi bó cáp DUL:

$$P = \frac{0.75 f_{pu} \times A_{ps} \times n_{ps}}{1000} = \frac{0.75 \times 1860 \times 1601.6}{1000} = 2234\,kN$$

So sánh với biểu đồ trên ta chọn R = 5000mm, đoạn thẳng từ điểm tiếp tuyến của đường cong cáp đến neo là L = 2000mm

Bảng 4.34. Bố trí cáp dương mặt đứng (Nhóm C)

Số hiệu bó cáp	201	202	203	204	205	206
h (mm)	380	380	428	490	557	598
m	5385.165	5385.165	5385.165	5385.165	5385.165	5385.165
θ (rad)	0.381	0.381	0.381	0.381	0.381	0.381
β (rad)	0.54	0.54	0.557	0.578	0.601	0.614
α (rad)	0.159	0.159	0.176	0.197	0.22	0.233
T (mm	398	398	441	494	552	585
a (mm)	2370	2370	2407	2455	2491	2520
L_1 (mm)	1976.685	1976.685	1972.675	1970.458	1952.081	1950.662
L_2 (mm)	2763.315	2763.315	2841.325	2939.542	3029.919	3089.338

Bảng 4.35. Bố trí cáp dương mặt bằng (Nhóm C)

Số hiệu	201	202	203	204	205	206

bó cáp						
h_d (mm)	0	0	0	0	0	0
h_n (mm)	125	125	175	350	175	350
h (mm)	125	125	175	350	175	350
m	5385.165	5385.165	5385.165	5385.165	5385.165	5385.165
θ (rad)	0.381	0.381	0.381	0.381	0.381	0.381
β (rad)	0.439	0.439	0.46	0.529	0.46	0.529
α (rad)	0.058	0.058	0.079	0.148	0.079	0.148
T (mm	145	145	198	371	198	371
a (mm)	2153	2153	2211	2348	2211	2348
L_1 (mm)	2008.203	2008.203	2014.014	1981.375	2014.014	1981.375
L_2 (mm)	2297.797	2297.797	2407.986	2714.625	2407.986	2714.625

4.6. Tính toán giai đoạn thi công đúc hẫng:

4.6.1. Tính toán đặc trưng hình học của tiết diện:

Vì quá trình thi công cầu đúc hẫng trải qua rất nhiều giai đoạn khác nhau, thường qua mỗi giai đoạn thì đặc trưng hình học của tiết diện dầm lại thay đổi.

Tính đặc trưng hình học giai đoạn 1: (Trước khi căng cáp)

Diện tích tiết diện tính đổi trừ lỗ

$$A_0 = A - A'_{gen} - A_{gen}$$

Momen tĩnh đối với mép dưới dầm.

$$S_{b0} = S - A'_{gen} \times y'_{gen} - A_{gen} \times y_{gen}$$

Khoảng cách trọng tâm đến mép dưới dầm:

$$y_{b0} = \frac{S_{b0}}{A_0}$$

Khoảng cách trọng tâm đến mép trên dầm:

$$y_{t0} = H - y_{b0}$$

Momen quán tính đối với trọng tâm dầm:

$$I_0 = I_{th} - \left(y'_{gen} - y_{b0}\right)^2 \times A'_{gen} - \left(y_{b0} - y_{gen}\right)^2 \times A_{gen}$$

Tính đặc trưng hình học giai đoạn 2: (Sau khi căng cáp)

Diện tích tiết diện tính đổi:

$$A_g = A_0 + n_{ps} \times A'_{ps}$$

Khoảng cách từ trọng tâm nhóm cáp đến mép dưới dầm:

$$y'_{ps} = H - d'_{ps}$$

Momen tĩnh của tiết diện cáp:

$$K = n_{ps} \times A'_{ps} \times \left(y'_{ps} - y_{b0}\right)$$

Độ lệch tâm của tiết diện giữa giai đoạn 1 và giai đoạn 2:

$$c = \frac{K}{A_g}$$

Khoảng cách từ trục trung hòa đến đáy dầm:

$$y_{bg} = y_{b0} + c$$

Khoảng cách trọng tâm đến mép trên dầm:

$$y_{tg} = H - y_{bg}$$

Môment quán tính của tiết diện với trục trung hoà:

$$I_g = I_0 + A_0 \times c^2 + n_{ps} \times \left[y'_{ps} - y_{bg}\right]^2 \times A'_{ps}$$

Trong đó:

A'_{gen} : Tổng diện tích ống gen (cáp âm) tại tiết diện đang xét

A_{gen} : Tổng diện tích ống gen (cáp dương) tại tiết diện đang xét

y'_{gen} : Khoảng cách từ trọng tâm ống gen (cáp âm) đến mép dưới dầm

y_{gen} : Khoảng cách từ trọng tâm ống gen (cáp dương) đến mép dưới dầm

d'_{ps} : Khoảng cách từ trọng tâm nhóm cáp DƯL đến mép trên dầm

H : Chiều cao dầm tại tiết diện đang xét.

A'_{ps} : Tổng diện tích cáp dự ứng lực tại tiết diện đang xét.

y'_{ps} : Khoảng cách từ trọng tâm cáp dự ứng lực đến mép trên dầm.

n_{psi} : Tỉ số modul đàn hồi

Ta tính trường hợp điển hình là ĐTHH của mặt cắt (0-0) lúc đang căng cáp đốt K1 (đã có cáp đốt K0). Còn các trường hợp còn lại ta tính toán tương tự và lập bảng.

Với tỷ số modul đàn hồi: $n_{ps} = 5.749$

Giai đoạn 1:

Diện tích : Trong giai đoạn này tại mặt cắt S0 đã có 4 ống gen đã căng cáp, vậy số ống gen âm còn lại tại MC S0 là 28 ống, số ống gen dương bằng 0.

$$A_0 = A\ - A'_{gen} - A_{gen} = 12522375 - 28\times\frac{87^2\times\pi}{4} - 0 = 12355924\ mm^2$$

Tọa độ trọng tâm nhóm ống gen (cáp âm) đối với mép dưới dầm:

$$y'_{gen} = 3675mm$$

Momen tĩnh đối với mép dưới dầm:

$$S_{b0} = 2.274\times10^{10} - 28\times\frac{87^2\times\pi}{4}\times3675 - 0 = 2.213\times10^{10}mm^3.$$

Khoảng cách trọng tâm đến mép dưới dầm:

$$y_{b0} = \frac{2.213\times10^{10}}{12355924} = 1791.163mm$$

Khoảng cách trọng tâm đến mép trên dầm:

$$y_{t0} = 3800 - 1791.163 = 2008.837mm$$

Momen quán tính đối với trọng tâm dầm:

$$I_0 = 2.81\times10^{13} - (3675 - 1791.163)^2\times28\times\frac{\pi\times87^2}{4} - 0$$

$$= 2.748\times10^{13}mm^4$$

Giai đoạn 2:

Tính lúc căng cáp xong tại các đốt. Tại mặt cắt S0 khi thi công đốt K1 và đã căng cáp xong có 4 bó cáp.

Diện tích :

$$A_g = 12355924\ + 5.749\times4\times1601.6 = 12392754\ mm^2$$

Tọa độ trọng tâm nhóm cáp đối với mép dưới dầm:

$$y'_{ps} = 3800 - 125 = 3675mm$$

Momen tĩnh đối với mép dưới dầm:

$$K\ = 5.749\times4\times1601.6\times(3675 - 1791.163) = 69382458mm^3$$

Độ lệch tâm của tiết diện giữa giai đoạn 1 và giai đoạn 2:

$$c = \frac{69382458}{12392754} = 5.599\,\text{mm}$$

Khoảng cách trọng tâm đến mép dưới dầm:

$$y_{bg} = 1791.163 + 5.599 = 1796.762\ \text{mm}$$

Khoảng cách trọng tâm đến mép trên dầm:

$$y_{tg} = 3800 - 1796.762 = 2003.238\,\text{mm}$$

Momen quán tính đối với trọng tâm dầm:

$$I_g = 2.748\times10^{13} + 12355924 \times 5.599^2 + 5.749\times(3675 - 1796.762)^2 \times 4 \times 1601.6$$
$$= 2.748\times10^{13}\,\text{mm}^4$$

Bảng 4.36. Bảng tổng hợp diện tích mặt cắt ngang giai đoạn 1 (A_0)

Mặt cắt	ĐỐT THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	12355924	12367813	12379703	12391592.07	12403481	12427260	12451039	1247481
S1-S1'	11068524	11080413	11092303	11104192.07	11116081	11139860	11163639	1118741
S2		10339613	10351503	10363392.07	10375281	10399060	10422839	1044661
S3			9703302.7	9715192.069	9727081	9750860	9774639	979841
S4				9159592.069	9171481	9195260	9219039	924281
S5					8641281	8665060	8688839	871261
S6						8260260	8284039	830781
S7							7973439	799721
S8								785381
S2'		10339613	10351503	10363392.07	10375281	10375281	10399060	1042283
S3'			9703302.7	9715192.069	9727081	9727081	9750860	977463
S4'				9159592.069	9171481	9171481	9195260	921903
S5'					8641281	8641281	8665060	868883
S6'						8236481	8260260	828403
S7'							7949660	797343
S8'								783003

Bảng 4.37. Bảng tổng hợp momen tĩnh đối với mép dưới dầm giai đoạn 1 (S_0)

Mặt cắt	ĐỐT THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	2.2E+10	2.2E+10	2.23E+10	2.24E+10	2.25E+10	2.26E+10	2.27E+10	2.27E+10
S1-S1'	1.6E+10	1.6E+10	1.63E+10	1.64E+10	1.65E+10	1.65E+10	1.66E+10	1.67E+10

S2		1.3E+10	1.33E+10	1.34E+10	1.34E+10	1.35E+10	1.36E+10	1.36E+10
S3			1.09E+10	1.1E+10	1.1E+10	1.11E+10	1.12E+10	1.12E+10
S4				9.13E+09	9.18E+09	9.24E+09	9.3E+09	9.36E+09
S5					7.58E+09	7.63E+09	7.68E+09	7.73E+09
S6						6.5E+09	6.55E+09	6.6E+09
S7							5.75E+09	5.8E+09
S8								5.45E+09
S2'		1.3E+10	1.33E+10	1.34E+10	1.34E+10	1.35E+10	1.36E+10	1.36E+10
S3'			1.09E+10	1.1E+10	1.1E+10	1.11E+10	1.12E+10	1.12E+10
S4'				9.13E+09	9.18E+09	9.24E+09	9.3E+09	9.35E+09
S5'					7.58E+09	7.63E+09	7.68E+09	7.73E+09
S6'						6.5E+09	6.55E+09	6.6E+09
S7'							5.75E+09	5.8E+09
S8'								5.45E+09

Bảng 4.38. Bảng tổng hợp momen quán tính đối với TTH của tiết diện giai đoạn 1 (I_0)

Mặt cắt	ĐỐT THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	2.7E+13	2.8E+13	2.76E+13	2.76E+13	2.77E+13	2.78E+13	2.78E+13	2.79E+13
S1-S1'	1.8E+13	1.8E+13	1.85E+13	1.85E+13	1.86E+13	1.87E+13	1.87E+13	1.88E+13
S2		1.4E+13	1.42E+13	1.42E+13	1.43E+13	1.43E+13	1.44E+13	1.45E+13
S3			1.09E+13	1.1E+13	1.1E+13	1.11E+13	1.11E+13	1.12E+13
S4				8.53E+12	8.57E+12	8.62E+12	8.67E+12	8.71E+12
S5					6.56E+12	6.6E+12	6.64E+12	6.69E+12
S6						5.26E+12	5.29E+12	5.33E+12
S7							4.38E+12	4.41E+12
S8								4.01E+12
S2'		1.4E+13	1.42E+13	1.42E+13	1.43E+13	1.43E+13	1.44E+13	1.44E+13
S3'			1.09E+13	1.1E+13	1.1E+13	1.1E+13	1.11E+13	1.11E+13
S4'				8.53E+12	8.57E+12	8.6E+12	8.65E+12	8.69E+12
S5'					6.56E+12	6.59E+12	6.63E+12	6.67E+12
S6'						5.24E+12	5.28E+12	5.32E+12
S7'							4.37E+12	4.4E+12
S8'								4.01E+12

Bảng 4.39. Bảng tổng hợp diện tích mặt cắt ngang giai đoạn 2 (A_g)

Mặt cắt	ĐỐT THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	1.2E+07	1.2E+07	12490194	12538914	12587633	12648243	12708852	12769461

S1-S1'	1.1E+07	1.1E+07	11202794	11251514	11300233	11360843	11421452	11482061
S2		1E+07	10425163	10473883	10522603	10583212	10643821	10704430
S3			9740133	9788853	9837573	9898182	9958791	10019400
S4				9196422	9245142	9305751	9366360	9426970
S5					8678112	8738721	8799330	8859939
S6						8297091	8357700	8418309
S7							8010269	8070878
S8								7890648
S2'		1E+07	10425163	10473883	10522603	10559433	10620043	10680652
S3'			9740133	9788853	9837573	9874403	9935012	9995621
S4'				9196422	9245142	9281973	9342582	9403191
S5'					8678112	8714942	8775551	8836160
S6'						8273312	8333921	8394530
S7'							7986491	8047100
S8'								7866869

Bảng 4.40. Bảng tổng hợp khoảng cách từ TTH đến mép trên dầm giai đoạn 2 (y_{tg})

Mặt cắt	ĐỐT THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	2003.24	1992.37	1981.589	1970.891	1960.275	1951.48	1942.77	1934.142
S1-S1'	1834.13	1822.87	1812.118	1801.458	1790.889	1782.002	1773.209	1764.509
S2		1727.02	1715.943	1705.407	1694.97	1685.978	1677.089	1668.302
S3			1629.848	1619.021	1608.77	1599.685	1590.709	1581.843
S4				1542.338	1531.42	1522.26	1513.219	1504.293
S5					1456.15	1446.391	1437.289	1428.312
S6						1387.446	1377.741	1368.721
S7							1333.232	1323.588
S8								1305.321
S2'		1727.02	1715.943	1705.407	1694.97	1683.274	1674.38	1665.588
S3'			1629.481	1618.474	1608.045	1596.469	1587.492	1578.624
S4'				1542.338	1531.42	1519.964	1510.914	1501.981
S5'					1456.15	1444.299	1435.187	1426.201
S6'						1385.528	1375.808	1366.777
S7'							1331.441	1321.782
S8'								1303.587

Bảng 4.41. Bảng tổng hợp khoảng cách từ TTH đến mép dưới dầm giai đoạn 2 (y_{bg})

Mặt	ĐỐT THI CÔNG

cắt	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	1796.76	1807.63	1818.411	1829.109	1839.725	1848.52	1857.23	1865.858
S1-S1'	1465.87	1477.13	1487.882	1498.542	1509.111	1517.998	1526.791	1535.491
S2		1284.98	1296.057	1306.593	1317.03	1326.022	1334.911	1343.698
S3			1130.152	1140.979	1151.23	1160.315	1169.291	1178.157
S4				1001.662	1012.58	1021.74	1030.781	1039.707
S5					881.85	891.609	900.711	909.688
S6						792.554	802.259	811.279
S7							726.768	736.412
S8								698.679
S2'		1284.98	1296.057	1306.593	1317.03	1328.726	1337.62	1346.412
S3'			1130.519	1141.526	1151.955	1163.531	1172.508	1181.376
S4'				1001.662	1012.58	1024.036	1033.086	1042.019
S5'					881.85	893.701	902.813	911.799
S6'						794.472	804.192	813.223
S7'							728.559	738.218
S8'								700.413

Bảng 4.42. Bảng tổng hợp momen quán tính đối với TTH của tiết diện (I_g)

Mặt cắt	ĐỐT THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	2.7E+13	2.8E+13	2.76E+13	2.76E+13	2.77E+13	2.78E+13	2.79E+13	2.79E+13
S1-S1'	1.8E+13	1.8E+13	1.85E+13	1.85E+13	1.86E+13	1.87E+13	1.87E+13	1.88E+13
S2		1.4E+13	1.42E+13	1.42E+13	1.43E+13	1.43E+13	1.44E+13	1.45E+13
S3			1.09E+13	1.1E+13	1.1E+13	1.11E+13	1.11E+13	1.12E+13
S4				8.53E+12	8.57E+12	8.62E+12	8.67E+12	8.72E+12
S5					6.56E+12	6.6E+12	6.65E+12	6.69E+12
S6						5.26E+12	5.29E+12	5.33E+12
S7							4.38E+12	4.41E+12
S8								4.02E+12
S2'		1.4E+13	1.42E+13	1.42E+13	1.43E+13	1.43E+13	1.44E+13	1.44E+13
S3'			1.09E+13	1.1E+13	1.1E+13	1.1E+13	1.11E+13	1.11E+13
S4'				8.53E+12	8.57E+12	8.6E+12	8.65E+12	8.7E+12
S5'					6.56E+12	6.59E+12	6.63E+12	6.68E+12
S6'						5.24E+12	5.28E+12	5.32E+12
S7'							4.37E+12	4.4E+12
S8'								4.01E+12

4.6.2. Tính toán MMUS cáp DUL:

Trường hợp này ta tính mất mát cho dầm căng sau, do đó tồn tại các mất mát ứng suất sau:

Mất mát ứng suất tức thời:

Mất mát ứng suất do ma sát: Δf_{pF}

Mất mát ứng suất do thiết bị neo: Δf_{pA}

Mất mát ứng suất do co ngắn đàn hồi: Δf_{pES}

Mất mát ứng suất theo thời gian:

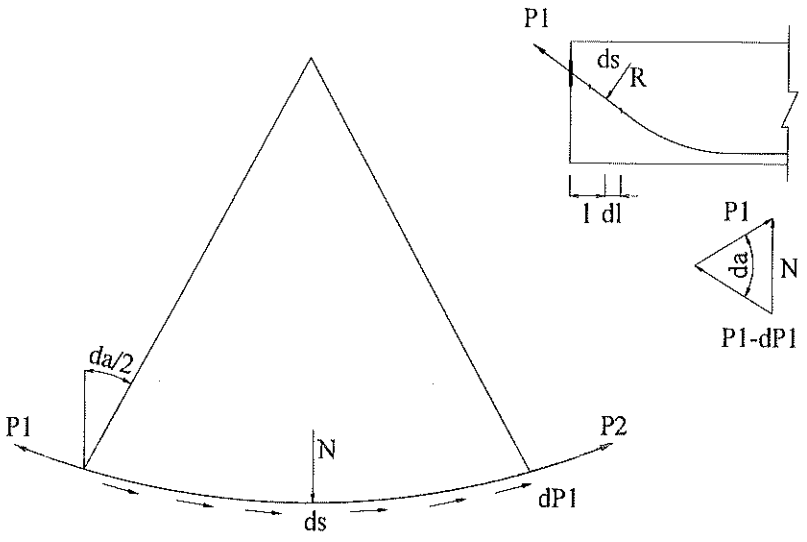
Mất mát ứng suất do co ngót: Δf_{pSD}

Mất mát ứng suất do từ biến của bê tông dầm: Δf_{pCD}

Mất mát ứng suất do tự chùng của cốt thép dự ứng lực Δf_{pR}

Các bó cáp dự ứng lực đối xứng nhau từng cặp qua trục nên ta chỉ cần tính cho 1 bên cáp sau đó nhân đôi các giá trị mất mát đã tính.

4.6.2.1. Tính toán MMUS do ma sát (Δf_{pF}):



Hình 4.21. Mất mát ứng suất do ma sát ở đoạn cong

Mất mát ứng suất do ma sát giữa bó thép dự ứng lực và ống gen được xác định như sau:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}\left[1 - e^{-(kx+\mu\alpha)}\right] \text{ (TCVN 11823-5:2017 – 9.5.2.2.2)}$$

Trong đó:

f_{pj}: Ứng suất trong thép DUL khi kích, f_{pj} = 1302 (MPa)

x: Độ dài bó thép DUL từ đầu kích đến điểm bất kỳ đang xét (mm)

k: Hệ số ma sát lắc (tính trên mm dài của bó thép), k = 6.6 x 10^{-7}

μ: Hệ số ma sát, μ = 0.25

α: Tổng giá trị tuyệt đối của thay đổi góc đường cáp DUL từ đầu kích đến điểm đang xét (radian).

Tính toán tiêu biểu bó cáp 102 tại mặt cắt S0, các cáp còn lại tính toán tương tự và lập bảng.

Ta có:

Chiều dài bó thép DUL 102 từ đầu kích đến điểm mặt cắt S0: x=7508 mm

Gía trị tuyệt đối của góc α: 0.09 rad

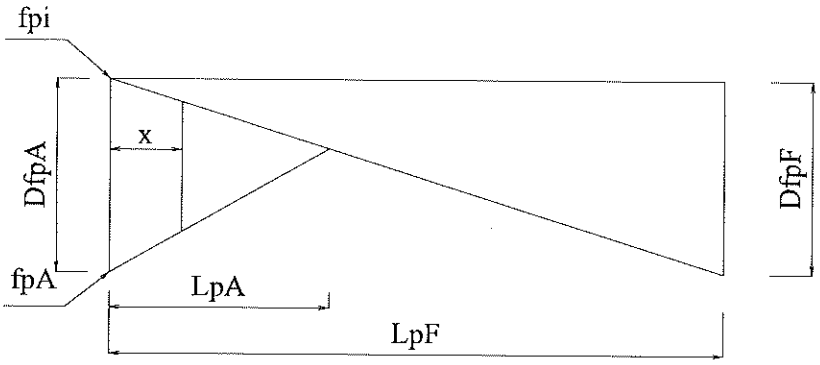
Vậy giá trị MMUS do ma sát:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}\left[1 - e^{-(kx+\mu\alpha)}\right] = 1302 \times \left[1 - e^{-\left(6.6\times10^{-7}\times7508+0.25\times0.09\right)}\right] = 35.254\,\text{MPa}$$

Bảng 4.43. Bảng tổng hợp MMUS do ma sát

Mặt cắt	ĐỐT THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	3.861	35.254	61.553	84.875	106.061	125.997	144.536	162.498
S1-S1'	0	31.486	57.864	81.255	102.504	122.499	141.093	159.108
S2-S2'	0	0	55.398	78.835	100.127	120.161	138.792	156.843
S3-S3'	0	0	0	76.411	97.744	117.819	136.487	154.574
S4-S4'	0	0	0	0	95.358	115.472	134.177	152.299
S5-S5'	0	0	0	0	0	112.728	131.476	149.641
S6-S6'	0	0	0	0	0	0	128.769	146.976
S7-S7'	0	0	0	0	0	0	0	143.922
S8-S8'	0	0	0	0	0	0	0	0

4.6.2.2. Tính toán MMUS do ép sít neo (Δ_{pA}):



Hình 4.22. Sơ đồ tính MMUS do ép sít neo

Với x là điểm mà tại đó sợi cáp không còn di chuyển nữa khi tuột neo.

Độ ép xít neo thường nằm trong khoảng 3 – 10 mm, thường Δ = 6 mm.

Căng một đầu tính với 1Δ (kể cả căng 2 đầu nhưng không luân phiên)

Căng 2 đầu luân phiên tính với 2Δ.

Chỉ tính khi trên toàn sợi cáp không có ma sát với thành ống, do đó Δ_{fpA} chỉ kể vào khu vực đầu dầm.

Hầu hết các bó cáp được kéo cả hai đầu, do đó ta có thể dùng công thức trung bình:

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta_A}{L} E_{ps} \text{ (TCVN 11823-5:2017 - 9.5.2.1)}$$

Trong đó:

L: Chiều dài bó

ΔA: Độ tụt neo, ΔA = 6mm

E_{ps}: Modul đàn hồi của cốt thép DUL, E_{ps} = 197000MPa

Tính toán tiêu biểu cáp 101 tại mặt cắt S0, các cáp còn lại tính toán tương tự và lập bảng.

Ta có:

Chiều dài bó cáp: L = 4500 mm

Vậy: $\Delta f_{pA} = \frac{\Delta_A}{L} E_{ps} = \frac{6}{4500} \times 197000 = 262.667 \text{MPa}$

Bảng 4.44. Bảng tổng hợp MMUS do ép sít neo

Số hiệu cáp	101	102	103	104	105	106	107	108

Δf_{pA}	262.667	157.6	112.571	87.556	69.529	57.659	48.245	41.474

4.6.2.3. Tính MMUS do nén đàn hồi (Δf_{pES}):

Quá trình căng cáp sẽ được giả thiết căng 1 lần 4 bó đối ở từng phân đoạn theo thứ tự từ 101, 102,…,108. Khi căng kéo các bó cáp không đồng thời thì các bó căng kéo càng về sau sẽ ảnh hưởng tới diễn biến ứng suất và biến dạng của các bó kéo trước đó.

Đối với dầm căng sau, mất mát ứng suất do nén đàn hồi được tính theo công thức sau:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \times \frac{E_{ps}}{E_c} \times f_{cgp}$$

Trong đó:

N: số lần căng cáp có các đặc trưng hoàn toàn giống nhau căng tại các thời điểm khác nhau làm cho dầm biến dạng.

f_{cgp}: ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép dự ứng lực do lực dự ứng lực sau khi nhả kích và trọng lượng của dầm căng sau:

$$f_{cgp} = -\frac{P_i}{A_0} - \frac{P_i\left(d_{ps} - y_{t0}\right)^2}{I_0} + \frac{M_{DC1}}{I_0}\left(d_{ps} - y_{t0}\right)$$

Dự ứng lực: $P_i = f_{pi} \times A_{ps}$

$$f_{pi} = f_{pj} - \Delta f_{pA} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pES}$$

Do khối lượng khá lớn và để tránh giải lặp, nên dùng công thức tính sau để xác định Δf_{pES}:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \times \frac{A_{ps} f_{pj}\left[I_0 + \left(d_{ps} - y_{t0}\right)^2 A_0\right] - \left(d_{ps} - y_{t0}\right)\left(M_{DC1} + M_{CLL} + M_{CE}\right) A_0}{A_{ps}\left[I_0 + \left(d_{ps} - y_{t0}\right)^2 A_0\right] + \frac{E_{ci}}{E_{ps}} A_0 I_0}$$

Trong đó:

N: Số lần căng cáp có các đặc trưng hoàn toàn giống nhau căng tại các thời điểm khác nhau làm cho dầm biến dạng, N = 32.

$M_{DC1} + M_{CLL} + M_{CE}$: Momen do trọng lượng bản thân dầm, tải trọng xe đúc và tải thi công ở TTGH sử dụng.

A_{ps}: Tổng diện tích của bó cáp DUL ứng suất trước tại mỗi mặt cắt.

E_{ci}: Modul đàn hồi bê tông theo thời gian

Ta tính toán cho một mặt cắt S0 cáp có momen max khi thi công đốt K7, các mặt cắt còn lại tính toán tương tự và lập bảng:

Ta có: $f'_c = 50$ MPa, modul đàn hồi đạt được đến giá trị:

$$E_{ci} = 0.0017 \times K_1 \times \gamma_c^2 \times f_{ci}^{0.33} = 0.0017 \times 1 \times 2354.5^2 \times 50^{0.33} = 34269.39\,\text{MPa}$$

Ta có: $A_0 = 12474818$ mm^2

$y_{t0} = 1976.872$ mm

$I_0 = 2.792 \times 10^{13}$ mm^4

$d_{ps} = 3675$ mm

$M_{DC1} + M_{CLL} + M_{CE} = -3.374 \times 10^{10}$ N.mm,

$A_{ps} = 32 \times 1601.6 = 51251.2$ mm^2

$f_{pj} = 1302$ MPa

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \times \frac{A_{ps} f_{pj}\left[I_0 + (d_{ps} - y_{t0})^2 A_0\right] - (d_{ps} - y_{t0})(M_{DC1} + M_{CLL} + M_{CE}) A_0}{A_{ps}\left[I_0 + (d_{ps} - y_{t0})^2 A_0\right] + \frac{E_{ci}}{E_{ps}} A_0 I_0}$$

$$= \frac{32-1}{2 \times 32} \times \frac{\begin{array}{l} 51251.2 \times (1302 - 162.498 - 41.474) \times (2.792 \times 10^{13} + 1698.128^2 \times 12474818) \\ -1698.128 \times (-3.374 \times 10^{10}) \times 12474818 \end{array}}{51251.2 \times \left[2.792 \times 10^{13} + 1698.128^2 \times 12474818\right] + \frac{34269.39}{197000} \times 12474818 \times 2.792 \times 10^{13}}$$

$= 24.135\,\text{MPa}$

Bảng 4.45. Bảng tổng hợp MMUS do nén đàn hồi

ĐỐT	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
Δf_{pES}	101	102	103	104	105	106	107	108
S0-S0'	1.72	5.48	8.835	12.05	14.842	17.708	19.914	24.135
S1-S1'	3.078	7.234	11.089	14.765	17.903	21.119	23.501	28.21
S2		4.942	8.743	12.694	16.021	19.486	22.17	27.296
S3			5.712	9.644	13.39	17.077	20.002	25.548
S4				6.44	10.077	14.134	17.268	23.11
S5					7.058	10.762	14.3	20.279
S6						7.774	10.806	16.855
S7							8.127	12.711
S8								8.813
S2'		4.942	8.743	12.694	16.021	19.485	22.168	27.295

S3'			5.712	9.644	13.39	17.075	19.998	25.547
S4'				6.44	10.077	14.133	17.266	23.109
S5'					7.058	10.761	14.299	20.277
S6'						7.774	10.805	16.854
S7'							8.127	12.711
S8'								8.813

4.6.2.4. Tính MMUS do co ngót (Δf_{pSD}):

$\Delta f_{pSD} = \varepsilon_{sh} E_{ps} K_{id}$ (TCVN 11823-5:42017 – 9.5.4.2.1)

Trong đó:

ε_{sh}: Biến dạng co ngót của bê tông xảy ra từ lúc căng cáp đến cuối thời kỳ khai thác

E_{ps}: Modul đàn hồi cáp DUL, E_{ps} = 197000MPa

K_{id}: Hệ số mặt cắt chuyển đổi của bê tông dầm

Ta tính toán cho một mặt cắt S0 cáp có momen max khi thi công đốt K7, các mặt cắt còn lại tính toán tương tự và lập bảng.

Hệ số kích thước: $k_s = 1.45 - 0.0051(V/S) = 1.45 - 0.0051 \times 302.425 = 0.402$

Giá trị k_s tính toán: $k_s = 1$.

Hệ số độ ẩm trong quá trình co ngót: $k_{hs} = 2.00 - 0.014H$

Trong đó:

H: Độ ẩm tương đối, H = 80%

Vậy: $k_{hs} = 2.00 - 0.014H = 2.00 - 0.014 \times 80 = 0.88$

Hệ số xét đến ảnh hưởng phát triển cường độ bê tông lên biến dạng co ngót:

$$k_{td} = \frac{t}{12 \times \left(\frac{100 - 0.58 \times f'_{ci}}{0.145 \times f'_{ci} + 20} \right) + t}$$

Trong đó:

t: Tuổi bê tông tại thời điểm khảo sát (thời điểm căng cáp đến cuối thời kì khai thác), t = 9940 ngày

f'_{ci}: Cường độ chịu nén của bê tông tại thời điểm truyền lực cáp DUL,

$f'_{ci} = f'_c = 50MPa$

Vậy: $k_{td} = \frac{t}{12\times\left(\frac{100-0.58\times f'_{ci}}{0.145\times f'_{ci}}\right)+t} = \frac{9940}{12\times\left(\frac{100-0.58\times 50}{0.145\times 50}\right)+9940} = 0.997$

Hệ số xét đến ảnh hưởng cường độ bê tông đến khi kết cấu chịu tải:

$$k_f = \frac{35}{7+f'_{ci}}$$

Trong đó:

f'_{ci}: Cường độ chịu nén của bê tông lúc truyền lực,

$f'_{ci} = f'_c = 50$ MPa

Vậy: $k_f = \frac{35}{7+f'_{ci}} = \frac{35}{7+50} = 0.614$

Ứng biến do co ngót:

$\varepsilon_{sh} = k_s k_{hs} k_f k_{td} 0.48\times10^{-3}$

$= 1\times0.88\times0.614\times0.997\times0.48\times10^{-3} = 0.000259$

Hệ số độ ẩm trong quá trình từ biến: $k_{hc} = 1.56 - 0.008H$

Trong đó:

H: Độ ẩm tương đối, H = 80%

Vậy: $k_{hc} = 1.56 - 0.008H = 1.56 - 0.008\times80 = 0.92$

Hệ số từ biến:

$\psi_b(t,t_i) = 1.9k_s k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0.118}$

$= 1.9\times1\times0.92\times0.614\times0.997\times88^{-0.118} = 0.631$

Hệ số chuyển đổi mặt cắt:

$$K_{id} = \frac{1}{1+\frac{E_{ps}}{E_{ci}}\frac{A_{ps}}{A_g}\left(1+\frac{A_g\left(d_{ps}-y_{tg}\right)^2}{I_g}\right)\left[1+0.7\psi_b(t,t_i)\right]}$$

Trong đó:

E_{ps}: Modul đàn hồi cáp DUL, E_{ps} = 197000MPa

E_{ci}: Modul đàn hồi bê tông qua mỗi giai đoạn thi công, E_{ci} = 34269.39 MPa

A_{ps}: Diện tích cáp DUL của mỗi mặt cắt qua mỗi giai đoạn thi công, A_{ps}=51251.2 mm^2

Ag: Diện tích tiết diện giai đoạn 2, Ag = 12769461 mm^2

Ig: Momen quán tính dầm giai đoạn 2, $I_g = 2.794 \times 10^{13}$ mm^4

d_{ps}: Khoảng cách từ trọng tâm nhóm cáp đến mép trên dầm, d_{ps} = 125 mm

y_{tg}: Khoảng cách từ TTH đến mép trên dầm, y_{tg} = 1934.142 mm

ψb(tf , ti): Hệ số từ biến của dầm

Vậy:

$$K_{id} = \frac{1}{1+\frac{E_{ps}}{E_{ci}}\frac{A_{ps}}{A_g}\left(1+\frac{A_g\left(d_{ps}-y_{tg}\right)^2}{I_g}\right)\left[1+0.7\psi_b\left(t,t_i\right)\right]}$$

$$= \frac{1}{1+\frac{197000}{34269.39}\times\frac{51251.2}{12769461}\left(1+\frac{12769461\times\left(125-1934.142\right)^2}{2.794\times10^{13}}\right)\left[1+0.7\times0.631\right]}$$

$$= 0.922$$

MMUS do co ngót:

$$\Delta f_{pSD} = \left|\varepsilon_{sh}\right| E_{ps} K_{id}$$

$$= \left|0.000259\right| \times 197000 \times 0.922 = 47.043\,\text{MPa}$$

Bảng 4.46. Bảng tổng hợp thời gian làm việc của bê tông từ khi căng cáp đến cuối thời kì khai thác

Tên đốt	Thời gian đốt K0 (ngày)	Thời gian đốt K1 (ngày)	Thời gian đốt K2 (ngày)	Thời gian đốt K3 (ngày)	Thời gian đốt K4 (ngày)	Thời gian đốt K5 (ngày)	Thời gian đốt K6 (ngày)	Thời gian đốt K7 (ngày)
K0	9989	9982	9975	9968	9961	9954	9947	9940
K1		9993	9986	9979	9972	9965	9958	9951
K2			9993	9986	9979	9972	9965	9958
K3				9993	9986	9979	9972	9965
K4					9993	9986	9979	9972
K5						9993	9986	9979
K6							9993	9986
K7								9993

Bảng 4.47. Bảng tổng hợp biến dạng co ngót của bê tông dầm

Mặt cắt	ĐỐT THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	0.00035	0.00029	0.000268	0.000259	0.000259	0.000259	0.000259	0.000259
S1-S1'	0.00035	0.00029	0.000268	0.000259	0.000259	0.000259	0.000259	0.000259
S2-S2'		0.00049	0.000313	0.000278	0.000262	0.000259	0.000259	0.000259
S3-S3'			0.000493	0.000313	0.000278	0.000262	0.000259	0.000259
S4-S4'				0.000493	0.000313	0.000278	0.000262	0.000259
S5-S5'					0.000493	0.000313	0.000278	0 000262
S6-S6'						0.000493	0.000313	0.000278
S7-S7'							0.000493	0.000313
S8-S8'								0.000493

Bảng 4.48. Bảng tổng hợp hệ số mặt cắt chuyển đổi

Mặt cắt	ĐỐT THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	0.985	0.975	0.966	0.957	0.948	0.939	0.93	0.922
S1-S1'	0.984	0.971	0.96	0.95	0.939	0.929	0.919	0.91
S2		0.975	0.965	0.954	0.943	0.932	0.921	0.911
S3			0.973	0.961	0.949	0.938	0.925	0.913
S4				0.97	0.957	0.944	0.931	0.918
S5					0.967	0.952	0.938	0.924
S6						0.964	0.948	0.932
S7							0.962	0.944
S8								0.961
S2'		0.975	0.965	0.954	0.943	0.932	0.921	0.911
S3'			0.973	0.961	0.949	0.937	0.925	0.913
S4'				0.97	0.957	0.944	0.931	0.918
S5'					0.967	0.952	0.938	0.924
S6'						0.964	0.948	0.932
S7'							0.962	0.944
S8'								0.961

Bảng 4.49. Bảng tổng hợp MMUS do co ngót

Mặt cắt	ĐỐT THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	67.722	55.51	51.001	48.829	48.37	47.911	47.451	47.043
S1-S1'	67.653	55.282	50.684	48.472	47.911	47.4	46.89	46.431
S2		94.693	59.503	52.247	48.672	47.553	46.992	46.482

S3			94.499	59.256	51.973	48.414	47.196	46.584
S4				94.207	59.01	51.699	48.053	46.839
S5					93.916	58.701	51.371	47.691
S6						93.625	58.455	51.042
S7							93.43	58.208
S8								93.333
S2'		94.693	59.503	52.247	48.672	47.553	46.992	46.482
S3'			94.499	59.256	51.973	48.362	47.196	46.584
S4'				94.207	59.01	51.699	48.053	46.839
S5'					93.916	58.701	51.371	47.691
S6'						93.625	58.455	51.042
S7'							93.43	58.208
S8'								93.333

4.6.2.5. Tính MMUS do từ biến (Δf_{pCR}):

$$\Delta f_{pCD} = \frac{E_{ps}}{E_{ci}} \left| f_{cgp} \right| \psi_b (t,t_i) K_{id} \text{ (TCVN 11823-5:2017 – 9.5.4.2.3)}$$

Trong đó:

E_{ps}: Modul đàn hồi cáp DUL, E_{ps} = 197000 MPa

E_{ci}: Modul đàn hồi bê tông qua mỗi giai đoạn thi công, E_{ci} = 34269.39 MPa

$\left| f_{cgp} \right|$: Ứng suất bê tông

Ta tính toán cho một mặt cắt S0 cáp biên có momen max khi thi công đốt K7, các mặt cắt còn lại tính toán tương tự và lập bảng.

Lực kích khi vừa căng cáp xong:

$$P_i = \left(f_{pj} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pA} - \Delta f_{pF} \right) A_{ps}$$
$$= \left(0.75 \times 1860 - 24.135 - 41.474 - 162.498 \right) \times 51251.2$$
$$= 59804667 \text{ N}$$

Ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó cáp DUL khi vừa căng cáp:

$$f_{cgp} = - \frac{P_i}{A_0} - \frac{P_i}{I_0} \left(y_{t0} - d'_{ps} \right)^2 + \frac{M_{DC} + M_{CLL} + M_{CE}}{I_0} \left(y_{t0} - d'_{ps} \right)$$

Trong đó:

P_i: Lực kích khi vừa căng cáp xong

A_0: Diện tích mặt cắt ngang tiết diện giai đoạn 1, $A_0 = 12474818\ mm^2$

I_0: Momen quán tính giai đoạn 1, $I_0 = 2.792 \times 10^{13}\ mm^4$

y_{t0}: Khoảng cách từ TTH đến mép trên dầm, $y_{t0} = 1976.872$ mm

d_{ps}: Khoảng cách từ trọng tâm nhóm cáp DUL đến mép trên dầm, $d_{ps} = 125$ mm

$M_{DC1} + M_{CLL} + M_{CE}$: Momen do trọng lượng bản thân dầm, tải trọng thi công tải trọng xe đúc ở TTGH sử dụng, $M_{DC1} + M_{CLL} + M_{CE} = -3.374 \times 10^{10}$ N.mm

Vậy:

$$f_{cgp} = -\frac{P_i}{A_0} - \frac{P_i}{I_0}\left(y_{t0} - d'_{ps}\right)^2 + \frac{M_{DC}+M_{CLL}+M_{CE}}{I_0}\left(y_{t0} - d'_{ps}\right)$$

$$= -\frac{59804667}{12474818} - \frac{59804667}{2.792\times10^{13}}(1976.872-125)^2 + \frac{\left|-3.374\times10^{10}\right|}{2.792\times10^{13}}(1976.872-185.75)$$

$$= -9.903\,MPa$$

Vậy:

$$\Delta f_{pCR} = \frac{E_{ps}}{E_{ci}}\left|f_{cgp}\right|\psi_b\left(t,t_i\right)K_{id}$$

$$= \frac{197000}{34269.39}\times\left|-9.903\right|\times 0.66\times 0.922 = 34.642\,MPa$$

Bảng 4.50. Bảng tổng hợp lực kích cáp

Mặt cắt	ĐỐT THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
P_i (Mpa)	101	102	103	104	105	106	107	108
S0-S0'	7218424	1.5E+07	23294458	31020276	38584722	45881458	53020231	5980466
S1-S1'	7209724	1.5E+07	23251138	30950702	38486672	45750345	52859373	5959581
S2-S2'		7693907	15578084	23322403	30928715	38289643	45491539	5233935
S3-S3'			7824258	15618355	23292786	30753359	38052767	4501655
S4-S4'				7845232.6	15601506	23166593	30571341	3766457
S5-S5'					7835380	15517672	23029945	3026250
S6-S6'						7795557	15432672	2281376
S7-S7'							7750841	1529642
S8-S8'								7692747

Bảng 4.51. Ứng suất bê tông ở trọng tâm bó cáp DUL

f_{cgp}	101	102	103	104	105	106	107	108
S0-S0'	-0.839	-2.357	-3.723	-5.038	-6.157	-7.313	-8.231	-9.903

S1-S1'	-1.288	-3.072	-4.64	-6.147	-7.411	-8.717	-9.722	-11.603
S2-S2'		-1.706	-3.592	-5.249	-6.677	-8.115	-9.242	-11.295
S3-S3'			-1.907	-3.971	-5.575	-7.163	-8.419	-10.644
S4-S4'				-2.087	-4.178	-5.925	-7.329	-9.713
S5-S5'					-2.219	-4.488	-6.068	-8.581
S6-S6'						-2.377	-4.556	-7.113
S7-S7'							-2.414	-5.317
S8-S8'								-2.576

Bảng 4.52. Bảng tổng hợp MMUS do từ biến khi vừa căng cáp xong

Mặt cắt	CÁP							
	101	102	103	104	105	106	107	108
S0-S0'	5.81	11.711	15.878	19.706	23.286	26.882	29.483	34.642
S1-S1'	8.91	15.201	19.665	23.868	27.763	31.702	34.412	40.06
S2-S2'		20.043	20.376	23.748	26.676	30.565	33.665	39.986
S3-S3'			22.359	22.433	25.091	28.466	31.471	38.435
S4-S4'				24.394	23.504	26.526	28.909	36.034
S5-S5'					25.856	25.116	26.993	33.593
S6-S6'						27.611	25.39	31.44
S7-S7'							27.983	29.505
S8-S8'								29.83

4.6.2.6. Tính MMUS do chùng nhão (Δf_{pR}):

$$\Delta f_{pR} = \frac{f_{pt}}{K_L}\left(\frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0.55\right) \text{ (TCVN 11823-5:2017 – 9.5.4.2.3)}$$

Trong đó:

f_{pt}: Ứng suất trong cáp DUL ngay sau khi truyền

$f_{pt} = 0.55 \times f_{py} = 0.55 \times 0.9 \times 1860 = 920.7$ MPa

f_{py}: Cường độ chảy dẻo của cáp DUL, $f_{py} = 1674$ MPa

$K_L = 30$: Cáp DUL có độ chùng nhão thấp

Vậy: $\Delta f_{pR} = \frac{f_{pt}}{K_L}\left(\frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0.55\right) = \frac{920.7}{30}\left(\frac{920.7}{1674} - 0.55\right) = 0\text{MPa}$

Vậy MMUS do cáp DUL có giá trị bằng 8 MPa.

4.6.3. Tổng MMUS:

4.6.3.1. MMUS tức thời:

$$2\left(\Delta f_{pA}+\Delta f_{F}\right)+\Delta f_{pES}$$

Bảng 4.53. Bảng tổng hợp MMUS tức thời

Mặt cắt	101	102	103	104	105	106	107	1(
S0-S0'	534.776	391.188	357.083	356.912	366.022	385.02	405.476	43?
S1-S1'	528.412	385.406	351.959	352.387	361.969	381.435	402.177	42?
S2-S2'		320.142	344.681	345.476	355.333	375.126	396.244	423.
S3-S3'			230.854	337.578	347.936	368.033	389.466	417.6?
S4-S4'				181.552	339.851	360.396	382.112	410.656
S5-S5'					146.116	351.536	373.742	402.509
S6-S6'						123.092	364.834	393.755
S7-S7'							104.617	383.503
S8-S8'								91.761

4.6.3.2. MMUS theo thời gian:

$$\Delta f_{pLT} = \Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR}$$

Bảng 4.54. Bảng tổng hợp MMUS theo thời gian ngay sau khi căng cáp

Δf_{LT} (Mpa)	101	102	103	104	105	106	107	108
S0-S0'	81.532	75.221	74.879	76.535	79.656	82.793	84.934	89.685
S1-S1'	84.563	78.483	78.349	80.34	83.674	87.102	89.302	94.491
S2-S2'		122.736	87.879	83.995	83.348	86.118	88.657	94.468
S3-S3'			124.858	89.689	85.064	84.88	86.667	93.019
S4-S4'				126.601	90.514	86.225	84.962	90.873
S5-S5'					127.772	91.817	86.364	89.284
S6-S6'						129.236	91.845	90.482
S7-S7'							129.413	95.713
S8-S8'								131.163

4.6.3.3. Tổng MMUS:

$$\Delta f_{pF} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pLT} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR}$$

Bảng 4.55. Bảng tổng hợp MMUS giai đoạn sau khi căng cáp

Δf_{pF}	101	102	103	104	105	106	107	108

(Mpa)								
S0-S0'	616.308	466.409	431.962	433.447	445.678	467.813	490.41	521.764
S1-S1'	612.975	463.889	430.308	432.727	445.643	468.537	491.479	523.865
S2-S2'		442.878	432.56	429.471	438.681	461.244	484.901	518.398
S3-S3'			355.712	427.267	433	452.913	476.133	510.663
S4-S4'				308.153	430.365	446.621	467.074	501.529
S5-S5'					273.888	443.353	460.106	491.793
S6-S6'						252.328	456.679	484.237
S7-S7'							234.03	479.216
S8-S8'								222.924

4.7. Kiểm toán giai đoạn thi công:

4.7.1. Ứng suất kéo, nén cho phép tại thời điểm 1:

Ứng suất trong suốt quá trình thi công trải qua các giai đoạn phải thỏa mãn điều kiện sau đây:

Ứng suất nén trong bê tông cho phép: $f_c \le 0.6f'_{ci}$

Ứng suất kéo trong bê tông cho phép: $f_c \le 0.25\sqrt{f'_{ci}} \le 1.38MPa$

Ta có ứng suất kéo và ứng suất nén cho phép ở từng thời điểm thi công là:

Bảng 4.56. Bảng tổng hợp ứng suất nén cho phép

f_{cc}	ĐỐT THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	24.719	27.979	29.703	30	30	30	30	30
S1-S1'	24.719	27.979	29.703	30	30	30	30	30
S2-S2'		21.106	26.415	28.833	30	30	30	30
S3-S3'			21.106	26.415	28.833	30	30	30
S4-S4'				21.106	26.415	28.833	30	30
S5-S5'					21.106	26.415	28.833	30
S6-S6'						21.106	26.415	28.833
S7-S7'							21.106	26.415
S8-S8'								21.106

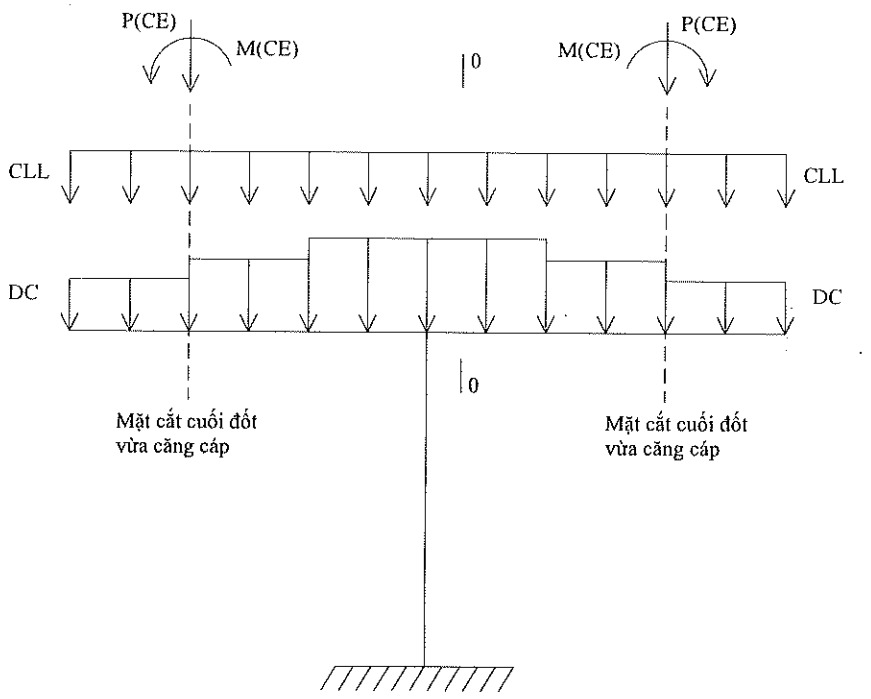
Bảng 4.57. Bảng tổng hợp ứng suất kéo cho phép

f_{ct}	ĐỐT THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38

S1-S1'	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
S2-S2'		1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
S3-S3'			1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
S4-S4'				1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
S5-S5'					1.38	1.38	1.38	1.38
S6-S6'						1.38	1.38	1.38
S7-S7'							1.38	1.38
S8-S8'								1.38

4.7.2. : Thời điểm 1: Thời điểm vừa căng cáp xong:

Xe đúc còn nằm trên khối (i-1) đã căng cáp khối i



Hình 4.23. Sơ đồ tải trọng thời điểm 1

Ứng suất thớ trên bê tông:

$$f_t = -\frac{P_i}{A_o} + \frac{P_i\left(y_{to} - y_{ps}\right)}{I_o} y_{to} - \frac{M_{DC} + M_{CLL} + M_{CE}}{I_g} y_{tg}$$

Ứng suất thớ dưới bê tông:

$$f_b = -\frac{P_i}{A_o} - \frac{P_i\left(y_{to} - y_{ps}\right)}{I_o} y_{bo} + \frac{M_{DC} + M_{CLL} + M_{CE}}{I_g} y_{bg}$$

Trong đó:

$M_{DC} + M_{CLL} + M_{CE}$: Moment do tải trọng bản thân, tải trọng xe đúc và tải thi công đốt i ở trạng thái giới hạn sử dụng.

Khi đó lực căng cáp còn lại sau khi kích:

$$P_i = \left(f_{pj} - \Delta f_{pA} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pES}\right) \times A_{psi} \times \cos\alpha$$

Trong đó:

f_{pi} : Ứng suất trong bó thép DUL sau khi kích.

Tính toán mặt cắt S0 sau khi đã căng cáp đốt K7

Lực căng cáp còn lại sau khi kích:

$$P_i = \left(f_{pj} - \Delta f_{pA} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pES}\right) \times A_{psi} \times \cos\alpha = \left(1302 - 432.079\right) \times 50590.95 = 44010128N$$

$M_{DC} + M_{CLL} + M_{CE} = 3.37 \times 10^{10}$ N.mm

$A_0 = 12474818$ mm^2

$y_{b0} = 1823.128$ mm

$y_{t0} = 1976.872$ mm

$y_{ps} = 125$mm

$I_0 = 2.792 \times 10^{13}$ mm^4

$y_{tg} = 1934.142$ mm

$y_{bg} = 1865.858$ mm

$I_g = 2.794 \times 10^{13}$ mm^4

Ứng suất thớ trên dầm:

$$f_t = -\frac{P_i}{A_o} + \frac{P_i\left(y_{to} - y_{ps}\right)}{I_o} y_{to} - \frac{M_{DC} + M_{CLL} + M_{CE}}{I_g} y_{tg}$$

$$= -\frac{44010128}{12474818} + \frac{44010128 \times \left(1976.872 - 125\right)}{2.792 \times 10^{13}} \times 1976.872 - \frac{3.37 \times 10^{10}}{2.794 \times 10^{13}} \times 1934.142$$

$$= -0.092\,\text{MPa}$$

Giá trị ứng suất âm có nghĩa là thớ đang xé chịu nén nên so sánh với ứng suất nén cho phép. Như ở trên đã tính, ứng suất nén cho phép là 30 MPa và thỏa điều kiện ứng suất cho phép.

Ứng suất thớ dưới dầm:

$$f_b = -\frac{P_j}{A_o} - \frac{P_i(y_{to} - y_{ps})}{I_o} y_{bo} + \frac{M_{DC} + M_{CLL} + M_{CE}}{I_g} y_{bg}$$

$$= -\frac{44010128}{12474818} - \frac{44010128 \times (1976.872 - 125)}{2.792 \times 10^{13}} \times 1823.128 + \frac{3.37 \times 10^{10}}{2.794 \times 10^{13}} \times 1865.858$$

$$= -6.597 \text{ MPa}$$

Giá trị ứng suất âm có nghĩa là thớ đang xé chịu nén nên so sánh với ứng sı nén cho phép. Như ở trên đã tính, ứng suất nén cho phép là 30MPa và thỏa điều k ứng suất cho phép.

Bảng 4.58. Bảng tổng hợp lực căng cáp sau khi kích

Pi	ĐỐT THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	4915144	11646436	18077335	24053439	29722222	34885019	39737539	440101
S1-S1'	4955914	11720370	18175363	24168605	29850926	35021404	39883764	441469
S2-S2'		6264717.1	7715719	6944494.3	18113297	29556298	29756223	2890057
S3-S3'			6767859.4	12188562	18072317	23564529	28755051	3340933
S4-S4'				6982412.8	12061555	17724923	23093614	2796301
S5-S5'					7085172.7	11802653	17356949	2245610
S6-S6'						7086864	11519654	1685607
S7-S7'							7047330	1116207
S8-S8'								6954212

Bảng 4.59. Momen do tĩnh tải ở TTGH sử dụng

M_y (N.mm)	ĐOẠN THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	9.88E+09	1.242E+10	1.652E+10	2.046E+10	2.66E+10	3.12E+10	3.88E+10	3.37E+
S1-S1'	4.08E+09	7.922E+09	1.2E+10	1.59E+10	2.184E+10	2.64E+10	3.38E+10	3.02E+
S2-S2'	0	2.233E+09	6.492E+09	1.054E+10	1.612E+10	2.08E+10	2.78E+10	2.53E+
S3-S3'	0	0	2.155E+09	6.291E+09	1.161E+10	1.64E+10	2.31E+10	2.17E+
S4-S4'	0	0	0	2.088E+09	7.145E+09	1.2E+10	1.85E+10	1.81E+
S5-S5'	0	0	0	0	2.387E+09	7.32E+09	1.35E+10	1.43E+
S6-S6'	0	0	0	0	0	2.32E+09	8.23E+09	1.03E+
S7-S7'	0	0	0	0	0	0	2.64E+09	6.09E+
S8-S8'	0	0	0	0	0	0	0	2.11E+

Bảng 4.60. Bảng tổng hợp ứng suất thớ trên

f_t	ĐỐT THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	-0.441	-0.249	-0.194	-0.159	-0.304	-0.366	-0.65	-0.092

S1-S1'	-0.068	0.151	0.248	0.317	0.157	0.091	-0.261	0.368
S2		0.259	-0.025	-0.591	-0.189	0.322	-0.49	-0.291
S3			0.384	0.544	0.45	0.384	0.003	0.716
S4				0.504	0.487	0.429	0.043	0.773
S5					0.562	0.508	0.126	0.817
S6						0.676	0.288	0.853
S7							0.658	0.863
S8								0.835
S2'		0.259	-0.025	-0.591	-0.189	0.308	-0.504	-0.305
S3'			0.384	0.544	0.449	0.371	-0.014	0.699
S4'				0.504	0.487	0.418	0.029	0.757
S5'					0.562	0.5	0.114	0.802
S6'						0.671	0.28	0.841
S7'							0.652	0.854
S8'								0.83

Bảng 4.61. Giá trị so sánh

f_i	ĐỐT THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	24.719	27.979	29.703	30	30	30	30	30
S1-S1'	24.719	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	30	1.38
S2		1.38	26.415	28.833	30	1.38	30	30
S3			1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
S4				1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
S5					1.38	1.38	1.38	1.38
S6						1.38	1.38	1.38
S7							1.38	1.38
S8								1.38
S2'		1.38	26.415	28.833	30	1.38	30	30
S3'			1.38	1.38	1.38	1.38	30	1.38
S4'				1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
S5'					1.38	1.38	1.38	1.38
S6'						1.38	1.38	1.38
S7'							1.38	1.38
S8'								1.38

	ĐỐT THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S1-S1'	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa

S2		Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S3			Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S4				Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S5					Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S6						Thỏa	Thỏa	Thỏa
S7							Thỏa	Thỏa
S8								Thỏa
S2'		Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S3'			Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S4'				Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S5'					Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S6'						Thỏa	Thỏa	Thỏa
S7'							Thỏa	Thỏa
S8'								Thỏa

Bảng 4.62. Bảng tổng hợp ứng suất thớ dưới

fb	ĐỐT THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	-0.356	-1.554	-2.583	-3.526	-4.254	-4.972	-5.426	-6.597
S1-S1'	-0.748	-2.015	-3.137	-4.161	-4.943	-5.707	-6.17	-7.381
S2		-1.244	-1.272	-0.708	-2.875	-5.169	-4.544	-4.543
S3			-1.44	-2.49	-3.438	-4.326	-4.921	-6.227
S4				-1.575	-2.469	-3.428	-4.101	-5.441
S5					-1.646	-2.471	-3.234	-4.578
S6						-1.722	-2.32	-3.632
S7							-1.711	-2.6
S8								-1.792
S2'		-1.244	-1.272	-0.708	-2.875	-5.179	-4.551	-4.55
S3'			-1.44	-2.491	-3.44	-4.336	-4.931	-6.243
S4'				-1.575	-2.469	-3.434	-4.108	-5.452
S5'					-1.646	-2.477	-3.24	-4.588
S6'						-1.726	-2.325	-3.64
S7'							-1.715	-2.606
S8'								-1.797

Bảng 4.63. Giá trị so sánh

f_b	ĐỐT THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	24.719	27.979	29.703	30	30	30	30	30

S1-S1'	24.719	27.979	29.703	30	30	30	30	30
S2		21.106	26.415	28.833	30	30	30	30
S3			21.106	26.415	28.833	30	30	30
S4				21.106	26.415	28.833	30	30
S5					21.106	26.415	28.833	30
S6						21.106	26.415	28.833
S7							21.106	26.415
S8								21.106
S2'		21.106	26.415	28.833	30	30	30	30
S3'			21.106	26.415	28.833	30	30	30
S4'				21.106	26.415	28.833	30	30
S5'					21.106	26.415	28.833	30
S6'						21.106	26.415	28.833
S7'							21.106	26.415
S8'								21.106

	ĐỐT THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S1-S1'	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S2		Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S3			Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S4				Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S5					Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S6						Thỏa	Thỏa	Thỏa
S7							Thỏa	Thỏa
S8								Thỏa
S2'		Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S3'			Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S4'				Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S5'					Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S6'						Thỏa	Thỏa	Thỏa
S7'							Thỏa	Thỏa
S8'								Thỏa

4.7.3. Ứng suất kéo, nén cho phép tại thời điểm 2:

Ứng suất trong suốt quá trình thi công trải qua các giai đoạn phải thỏa mãn điều kiện sau đây:

Ứng suất nén trong bê tông cho phép: $f_c \leq 0.6f'_{ci}$

Ứng suất kéo trong bê tông cho phép: $f_c \le 0.25\sqrt{f'_{ci}} \le 1.38MPa$

Ta có ứng suất kéo và ứng suất nén cho phép ở từng thời điểm thi công là:

Bảng 4.64. Bảng tổng hợp ứng suất nén cho phép

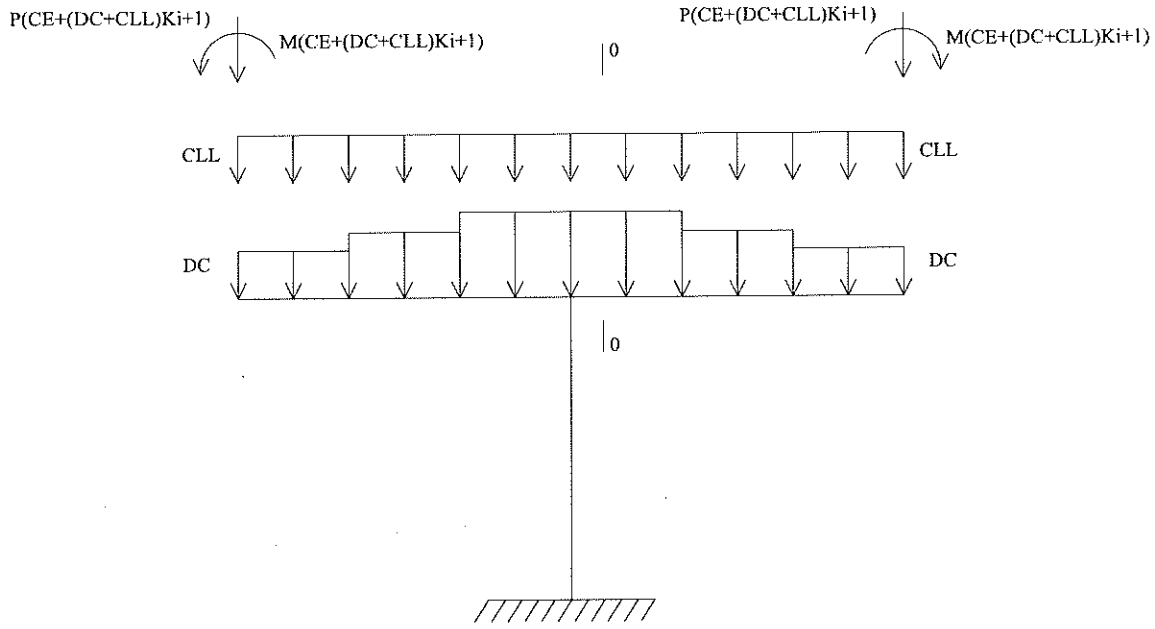
f_{cc} (Mpa)	ĐOẠN THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	24.719	27.979	29.703	30	30	30	30	30
S1-S1'	24.719	27.979	29.703	30	30	30	30	30
S2-S2'		21.106	26.415	28.833	30	30	30	30
S3-S3'			21.106	26.415	28.833	30	30	30
S4-S4'				21.106	26.415	28.833	30	30
S5-S5'					21.106	26.415	28.833	30
S6-S6'						21.106	26.415	28.833
S7-S7'							21.106	26.415
S8-S8'								21.106

Bảng 4.65. Bảng tổng hợp ứng suất kéo cho phép

f_{ct} (Mpa)	ĐOẠN THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
S1-S1'	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
S2-S2'		1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
S3-S3'			1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
S4-S4'				1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
S5-S5'					1.38	1.38	1.38	1.38
S6-S6'						1.38	1.38	1.38
S7-S7'							1.38	1.38
S8-S8'								1.38

4.7.4. Thời điểm 2: Thi công đốt đúc hẫng tiếp theo:

Xe đúc đã di chuyển ra đầu đốt i để đúc tiếp đốt (i+1)



Hình 4.24. Sơ đồ tải trọng thời điểm 2

Ứng suất thớ trên bê tông:

$$f_t = -\frac{P_i}{A_o} + \frac{P_i\left(y_{to} - y_{ps}\right)}{I_o} y_{to} - \frac{M_{DC} + M_{CLL} + M_{CE} + M_{BTU}}{I_g} y_{tg}$$

Ứng suất thớ dưới bê tông:

$$f_b = -\frac{P_i}{A_o} - \frac{P_i\left(y_{to} - y_{ps}\right)}{I_o} y_{bo} + \frac{M_{DC} + M_{CLL} + M_{CE} + M_{BTU}}{I_g} y_{bg}$$

Trong đó:

$M_{DC} + M_{CLL} + M_{CE} + M_{BTU}$: Moment do tải trọng bản thân, tải trọng xe đúc đứng tại cuối đốt i, tải thi công đốt đến đốt i và khối lượng bê tông ướt tại vị trí đốt i+1 ở trạng thái giới hạn sử dụng.

Khi đó lực căng cáp còn lại sau khi kích:

$$P_i = \left(f_{pj} - \Delta f_{pA} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pES}\right) \times A_{psi}$$

Trong đó:

f_{pi} : Ứng suất trong bó thép DUL sau khi kích.

Ứng suất trong suốt quá trình thi công trải qua các giai đoạn phải thỏa mãn điều kiện sau đây:

Ứng suất nén trong bê tông cho phép: $f_n \le 0.6f'_{ci}$

Ứng suất kéo trong bê tông cho phép: $f_k \le 0.25\sqrt{f'_{ci}} \le 1.38MPa$

Tính toán mặt cắt S0 sau khi đã căng cáp đốt K7 và xe đúc tiếp tục di chuyển thi công đốt hợp long biên

Lực căng cáp còn lại sau khi kích:

$$P_i=\left(f_{pj}-\Delta f_{pA}-\Delta f_{pF}-\Delta f_{pES}\right)\times A_{psi}\times\cos\alpha=\left(1302-432.079\right)\times 50590.95=44010128N$$

$M_{DC} + M_{CLL} + M_{CE} + M_{BTU} = 4.24 \times 10^{10}$ N.mm

$A_0 = 12474818$ mm^2

$y_{b0} = 1823.128$ mm

$y_{t0} = 1976.872$ mm

$y_{ps} = 125$mm

$I_0 = 2.792 \times 10^{13}$ mm^4

$y_{tg} = 1934.142$ mm

$y_{bg} = 1865.858$ mm

$I_g = 2.794 \times 10^{13}$ mm^4

Ứng suất thớ trên dầm:

$$f_t=-\frac{P_i}{A_o}+\frac{P_i\left(y_{to}-y_{ps}\right)}{I_o}y_{to}-\frac{M_{DC}+M_{CLL}+M_{CE}+M_{BTU}}{I_g}y_{tg}$$
$$=-\frac{44010128}{12474818}+\frac{44010128\times\left(1976.872-125\right)}{2.792\times10^{13}}\times1976.872-\frac{4.24\times10^{10}}{2.794\times10^{13}}\times1934.142$$
$$=-0.693MPa$$

Giá trị ứng suất âm có nghĩa là thớ đang xét chịu nén nên so sánh với ứng suất nén cho phép. Như ở trên đã tính, ứng suất nén cho phép là 30 MPa và thỏa điều kiện ứng suất cho phép.

Ứng suất thớ dưới dầm:

$$f_b=-\frac{P_i}{A_o}-\frac{P_i\left(y_{to}-y_{ps}\right)}{I_o}y_{bo}+\frac{M_{DC}+M_{CLL}+M_{CE}+M_{BTU}}{I_g}y_{bg}$$
$$=-\frac{44010128}{12474818}-\frac{44010128\times\left(1976.872-125\right)}{2.792\times10^{13}}\times1823.128+\frac{4.24\times10^{10}}{2.794\times10^{13}}\times1865.858$$
$$=-6.018MPa$$

Giá trị ứng suất âm có nghĩa là thớ đang xé chịu nén nên so sánh với ứng suất nén cho phép. Như ở trên đã tính, ứng suất nén cho phép là 30M Pa và thỏa điều kiện ứng suất cho phép.

Bảng 4.66. Momen do tĩnh tải ở TTGH sử dụng

M_y N.mm)	ĐOẠN THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	1.47E+10	1.915E+10	2.495E+10	3.205E+10	4.015E+10	4.89E+10	5.9E+10	4.24E+10
S1-S1'	7.68E+09	1.352E+10	1.937E+10	2.633E+10	3.429E+10	4.29E+10	5.29E+10	3.85E+10
S2-S2'		4.474E+09	1.071E+10	1.75E+10	2.527E+10	3.37E+10	4.34E+10	3.23E+10
S3-S3'			4.262E+09	1.093E+10	1.856E+10	2.68E+10	3.64E+10	2.78E+10
S4-S4'				4.406E+09	1.19E+10	2E+10	2.94E+10	2.33E+10
S5-S5'					4.95E+09	1.29E+10	2.21E+10	1.87E+10
S6-S6'						5.12E+09	1.41E+10	1.35E+10
S7-S7'							5.76E+09	8.4E+09
S8-S8'								3.27E+09

Bảng 4.67. Bảng tổng hợp ứng suất thớ trên

f_t (Mpa)	ĐOẠN THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	-0.79	-0.735	-0.8	-0.986	-1.263	-1.605	-2.063	-0.693
S1-S1'	-0.426	-0.403	-0.474	-0.696	-1.042	-1.477	-2.067	-0.406
S2		-0.014	-0.535	-1.424	-1.276	-1.186	-2.304	-1.092
S3			0.07	-0.14	-0.566	-1.121	-1.891	-0.143
S4				0.085	-0.364	-0.987	-1.861	-0.125
S5					-0.007	-0.722	-1.727	-0.11
S6						-0.064	-1.232	0.025
S7							-0.292	0.169
S8								0.459
S2'		-0.014	-0.535	-1.424	-1.276	-1.2	-2.32	-1.106
S3'			0.07	-0.14	-0.567	-1.136	-1.909	-0.162
S4'				0.085	-0.364	-0.998	-1.876	-0.142
S5'					-0.007	-0.73	-1.74	-0.126
S6'						-0.07	-1.242	0.012
S7'							-0.298	0.159
S8'								0.453

Bảng 4.68. Giá trị so sánh

	ĐOẠN THI CÔNG

	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	24.719	27.979	29.703	30	30	30	30	30
S1-S1'	24.719	27.979	29.703	30	30	30	30	30
S2		21.106	26.415	28.833	30	30	30	30
S3			1.38	26.415	28.833	30	30	30
S4				1.38	26.415	28.833	30	30
S5					21.106	26.415	28.833	30
S6						21.106	26.415	1.38
S7							21.106	1.38
S8								1.38
S2'		21.106	26.415	28.833	30	30	30	30
S3'			1.38	26.415	28.833	30	30	30
S4'				1.38	26.415	28.833	30	30
S5'					21.106	26.415	28.833	30
S6'						21.106	26.415	1.38
S7'							21.106	1.38
S8'								1.38

	ĐOẠN THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S1-S1'	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S2		Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S3			Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S4				Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S5					Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S6						Thỏa	Thỏa	Thỏa
S7							Thỏa	Thỏa
S8								Thỏa
S2'		Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S3'			Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S4'				Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S5'					Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S6'						Thỏa	Thỏa	Thỏa
S7'							Thỏa	Thỏa
S8'								Thỏa

Bảng 4.69. Bảng tổng hợp ứng suất thớ dưới

f_b (Mpa)	ĐOẠN THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7

S0-S0'	-0.042	-1.112	-2.027	-2.759	-3.354	-3.798	-4.075	-6.018
S1-S1'	-0.461	-1.566	-2.543	-3.318	-3.932	-4.37	-4.614	-6.708
S2		-1.04	-0.887	-0.069	-2.031	-3.983	-3.1	-3.898
S3			-1.222	-2.008	-2.711	-3.234	-3.53	-5.587
S4				-1.303	-1.907	-2.478	-2.804	-4.82
S5					-1.302	-1.714	-2.073	-3.988
S6						-1.299	-1.434	-3.141
S7							-1.193	-2.214
S8								-1.591
S2'		-1.04	-0.887	-0.069	-2.031	-3.988	-3.1	-3.902
S3'			-1.222	-2.008	-2.711	-3.237	-3.531	-5.599
S4'				-1.303	-1.907	-2.48	-2.806	-4.828
S5'					-1.302	-1.716	-2.074	-3.995
S6'						-1.301	-1.435	-3.147
S7'							-1.195	-2.218
S8'								-1.595

Bảng 4.70. Giá trị so sánh

	ĐOẠN THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	24.719	27.979	29.703	30	30	30	30	30
S1-S1'	24.719	27.979	29.703	30	30	30	30	30
S2		21.106	26.415	28.833	30	30	30	30
S3			21.106	26.415	28.833	30	30	30
S4				21.106	26.415	28.833	30	30
S5					21.106	26.415	28.833	30
S6						21.106	26.415	28.833
S7							21.106	26.415
S8								21.106
S2'		21.106	26.415	28.833	30	30	30	30
S3'			21.106	26.415	28.833	30	30	30
S4'				21.106	26.415	28.833	30	30
S5'					21.106	26.415	28.833	30
S6'						21.106	26.415	28.833
S7'							21.106	26.415
S8'								21.106

	ĐOẠN THI CÔNG							
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7
S0-S0'	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa

S1-S1'	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S2		Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S3			Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S4				Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S5					Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S6						Thỏa	Thỏa	Thỏa
S7							Thỏa	Thỏa
S8								Thỏa
S2'		Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S3'			Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S4'				Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S5'					Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa
S6'						Thỏa	Thỏa	Thỏa
S7'							Thỏa	Thỏa
S8'								Thỏa

So sánh các giá trị ở bảng trên ta thấy các ứng suất ở các mặt cắt trong các giai đoạn thi công đều thoả các điều kiện về ứng suất nén và kéo của bê tông.

CHƯƠNG 5. THIẾT KẾ DẦM LIÊN TỤC ĐÚC HẪNG GIAI ĐOẠN HỢP LONG BIÊN

5.1. Tính toán ĐTHH của tiết diện:

Do sau khi căng cáp HLB thì ĐTHH của tiết diện đã thay đổi nên ta phải tính lại giá trị của nó.

5.1.1. Tính ĐTHH giai đoạn 1: Trước khi căng cáp

Diện tích tiết diện tính đổi trừ lỗ cáp:

$$A_0 = A - A'_{gen} - A_{gen}$$

Momen tĩnh đối với mép dưới dầm:

$$S_{b0} = S - A'_{gen} \times y'_{gen} - A_{gen} \times y_{gen}$$

Khoảng cách trọng tâm đến mép dưới dầm:

$$y_{b0} = \frac{S_{b0}}{A_0}$$

Khoảng cách trọng tâm đến mép trên dầm:

$$y_{t0} = H - y_{b0}$$

Momen quán tính đối với trọng tâm dầm:

$$I_0 = I_{th} - \left(y'_{gen} - y_{b0}\right)^2 \times A'_{gen} - \left(y_{b0} - y_{gen}\right)^2 \times A_{gen}$$

5.1.2. Tính ĐTHH giai đoạn 2: Sau khi căng cáp

Diện tích tiết diện tính đổi:

$$A_g = A_0 + n_{ps} \times \left(A'_{ps} + A_{ps}\right)$$

Momen tĩnh của tiết diện cáp:

$$K = n_{ps} \times \left[A'_{ps} \times \left(y'_{ps} - y_{b0}\right) + A_{ps} \times \left(y_{b0} - y_{ps}\right)\right]$$

Độ lệch tâm của tiết diện giữa giai đoạn 1 và giai đoạn 2:

$$c = \frac{K}{A_g}$$

Khoảng cách từ TTH đến mép đáy dầm:

$y_{bg} = y_{b0} - c$

Khoảng cách trọng tâm đến mép trên dầm:

$y_{tg} = H - y_{bg}$

Momen quán tính của tiết diện đối với TTH:

$$I_g = I_0 + A_0 \times c^2 + n_{ps} \times \left[A'_{ps} \times (y'_{ps} - y_{bg})^2 + A_{ps} \times (y_{bg} - y_{ps})^2 \right]$$

Trong đó:

A_{gen}: Tổng diện tích ống gen (cáp âm) tại tiết diện đang xét.

A'_{gen}: Tổng diện tích ống gen (cáp dương) tại tiết diện đang xét.

y_{gen}: Khoảng cách từ trọng tâm ống gen (cáp âm) đến mép dưới dầm.

y'_{gen}: Khoảng cách từ trọng tâm ống gen (cáp dương) đến mép dưới dầm.

H: Chiều cao tại tiết diện đang xét.

A_{ps}: Tổng diện tích cáp DUL (cáp âm) tại tiết diện đang xét.

A'_{ps}: Tổng diện tích cáp DUL (cáp dương) tại tiết diện đang xét.

y_{ps}: Khoảng cách từ trọng tâm cáp DUL (cáp âm) đến mép dưới dầm.

y'_{ps}: Khoảng cách từ trọng tâm cáp DUL (cáp dương) đến mép dưới dầm.

n_{psi}: Tỷ số modul đàn hồi.

Ta tính trường hợp điển hình là ĐTHH của mặt cắt (S13). Còn các trường hợp khác tính toán tương tự và lập bảng.

Với tỷ số modul đàn hồi:

$$n_{ps} = \frac{E_s}{E_{ci}} = \frac{197000}{34269.393} = 5.749$$

S10 có 8 ống gen dương và 0 ống gen âm.

Giai đoạn 1:

Diện tích mặt cắt:

$$A_0 = 7892375 - 8 \times \frac{\pi \times 87^2}{4} - 0 \times \frac{\pi \times 87^2}{4} = 7844818 \text{mm}^2$$

y_{gen} = (125+275+125+125)/4=162.5 mm

y'gen = 0 mm.

Momen tĩnh đối với mép trên dầm:

$$S_{b0} = 5431810117 - 162.5 \times 8 \times \frac{\pi \times 87^2}{4} - 0 \times 0 \times \frac{\pi \times 87^2}{4} = 5424082034\,\text{mm}^3$$

Khoảng cách từ trọng tâm đến mép dưới dầm:

$$y_{b0} = \frac{5424082034}{7844818} = 691.422\,\text{mm}$$

Khoảng cách trọng tâm đến đáy dầm:

$$y_{t0} = 2000 - 691.422 = 1308.578\,\text{mm}$$

Momen quán tính đối với trọng tâm dầm:

$$I_0 = 4.004 \times 10^{12} - \left(691.422 - 162.5\right)^2 \times 8 \times \frac{87^2 \times \pi}{4} = 3.991 \times 10^{12}\,\text{mm}^4$$

Giai đoạn 2:

Diện tích:

$$A_g = 7844818 + 5.749 \times \left(8 \times 1601.6 + 0 \times 1601.6\right) = 7918478\ \text{mm}^2$$

Tọa độ trung tâm nhóm cáp đối với mép dưới dầm:

y_{ps} = 162.5 mm.

y'_{ps} = 0 mm.

Momen tĩnh đối với mép trên dầm:

$$K = 5.749 \times \left[8 \times 1601.6 \times \left(691.422 - 162.5\right)\right] = 38960810.89\,\text{mm}^3$$

Độ lệch tâm của tiết diện giữa giai đoạn 1 và giai đoạn 2:

$$c = \frac{38960810.89}{7918478} = 4.92\,\text{mm}$$

Khoảng cách trọng tâm đến mép trên dầm:

$$y_{bg} = 691.422 - 4.92 = 686.502\,\text{mm}$$

Khoảng cách từ trọng tâm đến đáy dầm:

$$y_{tg} = 2000 - 686.502 = 1313.498\,\text{mm}$$

Momen quán tính đối với trọng tâm dầm:

$$I_g = 3.991\times10^{12} + 7844818\times4.92^2 + 5.749\times\left[8\times1601.6\times\left(686.502-162.5\right)^2\right]$$
$$= 4.011\times10^{12}\ \text{mm}^4$$

Tính toán tương tự với các mặt cắt khác qua các giai đoạn thi công ta có:

Bảng 5.1. Bảng thống kê số cáp tại các mặt cắt

Mặt cắt	H	A_0	S_0	I_{th}	Số cáp dương	Số ống gen dương	Số cáp âm	Số ống âm
S0	3800	1.3E+07	22743185117	2.81E+13	0	0	32	32
S1	3300	1.1E+07	16695111517	1.89E+13	0	0	32	32
S2	3012	1E+07	13645166717	1.45E+13	2	2	28	28
S3	2760	9845975	11235216517	1.12E+13	4	4	24	24
S4	2544	9290375	9361760317	8.75E+12	6	6	20	20
S5	2338	8760175	7739700317	6.71E+12	8	8	16	16
S6	2180	8355375	6608480117	5.35E+12	8	8	12	12
S7	2060	8044775	5806899517	4.43E+12	8	8	8	8
S8	2004	7901375	5454374317	4.03E+12	8	8	4	4
S10	2000	7892375	5431810117	4E+12	8	8	0	0
S11	2000	7892375	5431810117	4E+12	6	6	0	0

Bảng 5.2. Bảng tổng hợp tính toán ĐTHH giai đoạn 1

Mặt cắt	A (mm^2)	y_{gen} (mm)	S_{b0} (mm^3)	Y_{b0}	Y_{t0}	I_0 (mm^4)
S0	1.3E+07	0	22743185117	1781.061	2018.939	2.81E+13
S1	1.1E+07	0	16695111517	1454.017	1845.983	1.89E+13
S2	1.1E+07	125	13643680547	1274.583	1737.417	1.45E+13
S3	1E+07	200	11230460774	1120.872	1639.128	1.12E+13
S4	9426970	175	9355518404	992.421	1551.579	8.73E+12
S5	8859939	162.5	7731972234	872.689	1465.311	6.69E+12
S6	8418309	162.5	6600752034	784.095	1395.905	5.33E+12
S7	8070878	162.5	5799171434	718.53	1341.47	4.41E+12
S8	7890648	162.5	5446646234	690.266	1313.734	4.02E+12
S10	7844818	162.5	5424082034	691.422	1308.578	3.99E+12
S11	7856707	162.5	5426014055	690.622	1309.378	3.99E+12

Bảng 5.3. Bảng tổng hợp tính toán ĐTHH giai đoạn 2

Mặt cắt	A_g (mm^2)	y_{ps} (mm)	$K_{0\text{-}0}$ (mm^3)	c	y_{bg} (mm)	y_{tg} (mm)	Ig (mm^4)

S0	1.3E+07	0	0	0	1781.061	2018.939	2.81E+13
S1	1.1E+07	0	0	0	1454.017	1845.983	1.89E+13
S2	1.1E+07	125	21169797.18	1.974	1272.609	1739.391	1.45E+13
S3	1E+07	200	33916078.22	3.373	1117.499	1642.501	1.12E+13
S4	9482215	175	45158905.75	4.762	987.659	1556.341	8.76E+12
S5	8933600	162.5	52313080.8	5.856	866.833	1471.167	6.73E+12
S6	8491970	162.5	45787177.02	5.392	778.703	1401.297	5.36E+12
S7	8144539	162.5	40957607.51	5.029	713.501	1346.499	4.44E+12
S8	7964309	162.5	38875659.02	4.881	685.385	1318.615	4.04E+12
S10	7918478	162.5	38960810.89	4.92	686.502	1313.498	4.01E+12
S11	7911953	162.5	29176411.69	3.688	686.934	1313.066	4.01E+12

5.2. Tính toán MMUS:

Trường hợp này ta tính mất mát cho dầm căng sau, do đó tồn tại các mất mát ứng suất sau:

Mất mát ứng suất tức thời:

Mất mát ứng suất do ma sát: Δf_{pF}

Mất mát ứng suất do thiết bị neo: Δf_{pA}

Mất mát ứng suất do co ngắn đàn hồi: Δf_{pES}

Mất mát ứng suất theo thời gian:

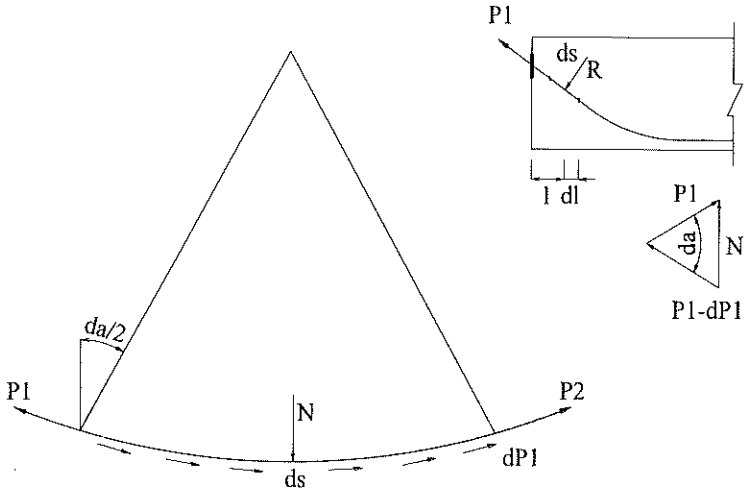
Mất mát ứng suất do co ngót: Δf_{pSD}

Mất mát ứng suất do từ biến của bê tông giai đoạn 2: Δf_{pCD}

Mất mát ứng suất do tự chùng của cốt thép dự ứng lực: Δf_{pR}

Các bó cáp dự ứng lực đối xứng nhau từng cặp qua trục nên ta chỉ cần tính cho 1 bên cáp sau đó nhân đôi các giá trị mất mát đã tính.

5.2.1. MMUS do ma sát (Δf_{pF}):



Hình 5.1. Mất mát ứng suất do ma sát ở đoạn cong

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}\left[1 - e^{-(kx+\mu\alpha)}\right] \text{ (TCVN 11823-5:2017 – 9.5.2.2.2)}$$

Trong đó:

f_{pj}: Ứng suất trong thép DUL khi kích, f_{pj} = 1395 (MPa)

x: Độ dài bó thép DUL từ đầu kích đến điểm bất kỳ đang xét (mm)

k: Hệ số ma sát lắc (tính trên mm dài của bó thép), k = 6.6×10^{-7}

μ: Hệ số ma sát, $\mu = 0.25$

α: Tổng giá trị tuyệt đối của thay đổi góc đường cáp DUL từ đầu kích đến điểm đang xét (radian).

Tính MMUS cho bó cáp 301 tại mặt cắt S10 so với ụ neo ở mặt cắt S5, các bó cáp còn lại tính tương tự và lập bảng:

Ta có:

Độ dài bó cáp DUL từ đầu kích đến mặt cắt đang xét: $x = 14500\,mm$.

Tổng giá trị tuyệt đối của thay đổi góc đường cáp DUL từ đầu kích đến điểm đang xét: $\alpha = 0.176$.

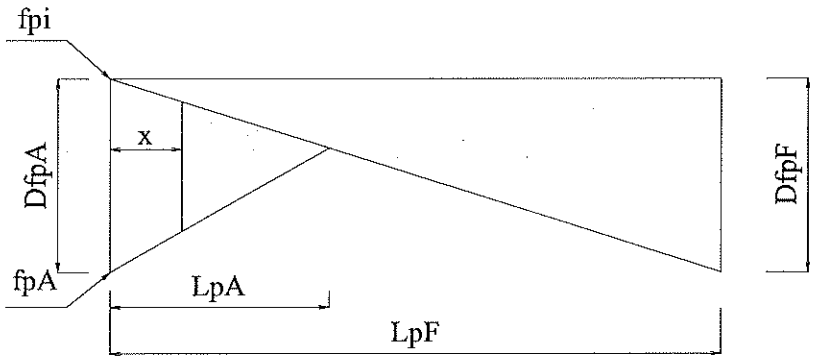
Vậy MMUS do ma sát:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}\left[1 - e^{-(kx+\mu\alpha)}\right] = 1395 \times \left[1 - e^{-\left(6.6\times10^{-7}\times14500+0.25\times0.176\right)}\right] = 72.764\,MPa$$

Bảng 5.4. Bảng tổng hợp MMUS do ma sát

Δf_{pF}	CÁP			
	301	302	303	304
S0				
S1				
S2				
S3				81.727
S4			60.212	84.325
S5		70.291	63.292	87.349
S6	63.129	73.348	66.364	90.366
S7	66.641	76.832	69.867	93.806
S8	70.143	80.308	73.361	97.236
S10	72.764	82.908	75.975	99.803
S11		85.18	78.259	102.045

5.2.2. MMUS do ép sít neo (Δf_{pA}):



Hình 5.2. Sơ đồ tính MMUS do ép sít neo

Với x là điểm mà tại đó sợi cáp không còn di chuyển nữa khi tuột neo.

Độ ép xít neo thường nằm trong khoảng 3 – 10 mm, thường $\Delta = 6$ mm.

Căng một đầu tính với 1Δ (kể cả căng 2 đầu nhưng không luân phiên)

Căng 2 đầu luân phiên tính với 2Δ.

Chỉ tính khi trên toàn sợi cáp không có ma sát với thành ống, do đó Δ_{fpA} chỉ kể vào khu vực đầu dầm.

Các bó cáp được kéo cả hai đầu nên mất mát do ứng suất này tại các mặt cắt trong cáp cũng tương đối đều nhau, do đó ta có thể dùng công thức trung bình:

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta_A}{L} E_{ps} \text{ (TCVN 11823-5:2017 - 9.5.2.1)}$$

Trong đó:

L: Chiều dài bó

ΔA: Độ tụt neo, ΔA = 6mm

E_{ps}: Modul đàn hồi của cốt thép DUL, E_{ps} = 197000MPa

Tính toán tiêu biểu cáp 301 tại mặt cắt S10, các cáp còn lại tính toán tương tự và lập bảng.

Ta có:

Chiều dài bó cáp: L = 14500 mm

Vậy: $\Delta f_{pA} = \frac{\Delta_A}{L} E_{ps} = \frac{6}{14500} \times 197000 = 81.517$ MPa

Bảng 5.5. Bảng tổng hợp MMUS do ép sít neo

Δf_{pF}	CÁP			
	301	302	303	304
Từng phần	81.517	64.892	55.715	48.813
Trung bình	62.734			

5.2.3. Tính toán MMUS do nén đàn hồi (Δf_{pES}):

Đối với dầm căng sau, mất mát ứng suất do nén đàn hồi được tính theo công thức sau:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \times \frac{E_{ps}}{E_c} \times f_{cgp}$$

Trong đó:

N: số lần căng cáp có các đặc trưng hoàn toàn giống nhau căng tại các thời điểm khác nhau làm cho dầm biến dạng.

f_{cgp}: ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép dự ứng lực do lực dự ứng lực sau khi nhả kích và trọng lượng của dầm căng sau:

$$f_{cgp} = -\frac{P_i}{A_0} - \frac{P_i\left(d_{ps} - y_{t0}\right)^2}{I_0} + \frac{M_{DC1}}{I_0}\left(d_{ps} - y_{t0}\right)$$

Dự ứng lực: $P_i = f_{pi} \times A_{ps}$

$$f_{pi} = f_{pj} - \Delta f_{pA} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pES}$$

Do khối lượng khá lớn và để tránh giải lặp, nên dùng công thức tính sau để xác định Δf_{pES}:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \times \frac{A_{ps} f_{pj} \left[I_0 + \left(d_{ps} - y_{t0} \right)^2 A_0 \right] - \left(d_{ps} - y_{t0} \right) \left(M_{DC1} + M_{CLL} + M_{CE} \right) A_0}{A_{ps} \left[I_0 + \left(d_{ps} - y_{t0} \right)^2 A_0 \right] + \frac{E_{ci}}{E_{ps}} A_0 I_0}$$

Trong đó:

N: Số lần căng cáp có các đặc trưng hoàn toàn giống nhau căng tại các thời điểm khác nhau làm cho dầm biến dạng, N = 8.

$M_{DC1} + M_{CLL} + M_{CE}$: Momen do trọng lượng bản thân dầm, tải trọng xe đúc và tải thi công ở TTGH sử dụng.

A_{ps}: Tổng diện tích của bó cáp DUL ứng suất trước tại mỗi mặt cắt.

E_{ci}: Modul đàn hồi bê tông theo thời gian

Ta tính toán cho một mặt cắt S10, các mặt cắt còn lại tính toán tương tự và lập bảng:

Ta có: $f'_c = 50$ MPa

$$E_{ci} = 0.0017 \times K_1 \times \gamma_c^2 \times f_{ci}^{0.33} = 0.0017 \times 1 \times 2354.5^2 \times 50^{0.33} = 34269.39 \text{MPa}$$

Ta có: $A_0 = 7844818$ mm^2

$y_{t0} = 1308.578$ mm

$I_0 = 3.991 \times 10^{13}$ mm^4

$d_{ps} = 162.5$ mm

$M_{DC1} + M_{CLL} + M_{CE} = -812000000$ N.mm,

$A_{ps} = 12812.8$ mm^2

$f_{pj} = 1395$ MPa

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \times \frac{A_{ps} f_{pj} \left[I_0 + \left(d_{ps} - y_{t0} \right)^2 A_0 \right] - \left(d_{ps} - y_{t0} \right) \left(M_{DC1} + M_{CLL} + M_{CE} \right) A_0}{A_{ps} \left[I_0 + \left(d_{ps} - y_{t0} \right)^2 A_0 \right] + \frac{E_{ci}}{E_{ps}} A_0 I_0}$$

$$= \frac{8-1}{2 \times 8} \times \frac{12812.8 \times 1395 \times \left(3.991 \times 10^{13} + 1146.08^2 \times 7844818 \right) - 1146.08 \times \left(811503000 \right) \times 7844818}{12812.8 \times \left[3.991 \times 10^{13} + 1146.08^2 \times 7844818 \right] + \frac{34269.39}{197000} \times 7844818 \times 3.991 \times 10^{13}}$$

$= 19.291$MPa

Bảng 5.6. Bảng tổng hợp MMUS do nén đàn hồi

Mặt cắt	$y_{t0} - d_{ps}$	A_0	I_0	$M_{DC1} + M_{CLL} + M_{CE}$	Δf_{pES}

S0	2018.94	1.3E+07	2.81E+13	-33921280000	0
S1	1845.98	1.1E+07	1.89E+13	-31142730000	0
S2	1612.42	1.1E+07	1.45E+13	-25747583000	-4.114
S3	1439.13	1E+07	1.12E+13	-22004450000	-0.707
S4	1376.58	9426970	8.73E+12	-18309480000	3.57
S5	1302.81	8859939	6.69E+12	-14484780000	9.138
S6	1233.41	8418309	5.33E+12	-10320060000	11.808
S7	1178.97	8070878	4.41E+12	-6024260000	15.19
S8	1151.23	7890648	4.02E+12	-1904780000	18.532
S10	1146.08	7844818	3.99E+12	-811503000	19.291
S11	1146.88	7856707	3.99E+12	-278132000	14.819

5.2.4. MMUS do co ngót (Δf_{pSR}):

$\Delta f_{pSR} = \varepsilon_{sh} E_{ps} K_{id}$ (TCVN 11823-5:42017 – 9.5.4.2.1)

Trong đó:

K_{id}: Hệ số mặt cắt chuyển đổi.

ε_{sh}: Biến dạng co ngót của bê tông xảy ra từ lúc căng cáp đến cuối thời kỳ khai thác

E_{ps}: Modul đàn hồi cáp DUL, E_{ps} = 197000 MPa

Ta tính toán cho mặt cắt S10, các mặt cắt còn lại tính toán tương tự và lập bảng.

Giá trị k_s tính toán: $k_s = 1$.

Hệ số độ ẩm trong quá trình co ngót: $k_{hs} = 2.00 - 0.014H$

Trong đó:

H: Độ ẩm tương đối, H = 80%

Vậy: $k_{hs} = 2.00 - 0.014H = 2.00 - 0.014 \times 80 = 0.88$

Hệ số xét đến ảnh hưởng phát triển cường độ bê tông lên biến dạng co ngót:

$$k_{td} = \frac{t}{12 \times \left(\frac{100 - 0.58 \times f'_{ci}}{0.145 \times f'_{ci} + 20} \right) + t}$$

Trong đó:

t: Tuổi bê tông tại thời điểm khảo sát (thời điểm căng cáp đến cuối thời kì khai thác), t = 9993 ngày

f'_{ci}: Cường độ chịu nén của bê tông tại thời điểm truyền lực cáp DUL,

$f'_{ci} = f'_c = 50MPa$

Vậy: $k_{td} = \frac{t}{12\times\left(\frac{100-0.58\times f'_{ci}}{0.145\times f'_{ci}}\right)+t} = \frac{9993}{12\times\left(\frac{100-0.58\times 50}{0.145\times 50}\right)+9993} = 0.997$

Hệ số xét đến ảnh hưởng cường độ bê tông đến khi kết cấu chịu tải:

$$k_f = \frac{35}{7+f'_{ci}}$$

Trong đó:

f'_{ci}: Cường độ chịu nén của bê tông lúc truyền lực,

$f'_{ci} = f'_c = 50$ MPa

Vậy: $k_f = \frac{35}{7+f'_{ci}} = \frac{35}{7+50} = 0.614$

Ứng biến do co ngót:

$\varepsilon_{sh} = k_s k_{hs} k_f k_{td} 0.48\times10^{-3}$

$= 1\times0.88\times0.614\times0.997\times0.48\times10^{-3} = 0.000259$

Hệ số độ ẩm trong quá trình từ biến: $k_{hc} = 1.56 - 0.008H$

Trong đó:

H: Độ ẩm tương đối, H = 80%

Vậy: $k_{hc} = 1.56 - 0.008H = 1.56 - 0.008\times80 = 0.92$

Hệ số từ biến:

$\psi_b(t,t_i) = 1.9k_c k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0.118}$

$= 1.9\times1\times0.92\times0.614\times0.997\times3^{-0.118} = 0.94$

Hệ số chuyển đổi mặt cắt:

$$K_{id} = \frac{1}{1+\frac{E_{ps}}{E_{ci}}\frac{A_{ps}}{A_g}\left(1+\frac{A_g\left(d_{ps}-y_{tg}\right)^2}{I_g}\right)\left[1+0.7\psi_b(t,t_i)\right]}$$

Trong đó:

E_{ps}: Modul đàn hồi cáp DUL, E_{ps} = 197000MPa

E_{ci}: Modul đàn hồi bê tông qua mỗi giai đoạn thi công, E_{ci} = 34269.39 MPa

A_{ps}: Diện tích cáp DUL của mỗi mặt cắt qua mỗi giai đoạn thi công, A_{ps} = 12812.8 mm^2

Ag: Diện tích tiết diện giai đoạn 2, Ag = 7918478 mm^2

Ig: Momen quán tính dầm giai đoạn 2, $I_g = 4.011 \times 10^{12}$ mm^4

d_{ps}: Khoảng cách từ trọng tâm nhóm cáp đến mép dưới dầm, d_{ps} = 162.5 mm

y_{bg}: Khoảng cách từ TTH đến mép dưới dầm, y_{bg} = 686.502 mm

ψb(tf , ti): Hệ số từ biến của dầm

Vậy:

$$K_{id} = \frac{1}{1+\frac{E_{ps}}{E_{ci}}\frac{A_{ps}}{A_g}\left(1+\frac{A_g\left(d_{ps}-y_{tg}\right)^2}{I_g}\right)\left[1+0.7\psi_b\left(t,t_i\right)\right]}$$

$$= \frac{1}{1+\frac{197000}{34269.39}\times\frac{12812.8}{7918478}\times\left(1+\frac{7918478\times\left(162.5-686.502\right)^2}{4.011\times10^{12}}\right)\left[1+0.7\times0.94\right]}$$

$$= 0.973$$

MMUS do co ngót:

$$\Delta f_{pSD} = \varepsilon_{sh}\times E_{ps}\times K_{id}$$

$$= 0.000259\times197000\times0.973 = 49.564\,MPa$$

Bảng 5.7. Bảng tổng hợp hệ số chuyển đổi mặt cắt

Mặt cắt	Số cáp dương	Ag	dps	ybg	Ig	Kid
S0	0	1.3E+07	0	1781.061	2.81E+13	0
S1	0	1.1E+07	0	1454.017	1.89E+13	0
S2	2	1.1E+07	125	1272.609	1.45E+13	0.995
S3	4	1E+07	200	1117.499	1.12E+13	0.991
S4	6	9482215	175	987.659	8.76E+12	0.985
S5	8	8933600	162.5	866.833	6.73E+12	0.98
S6	8	8491970	162.5	778.703	5.36E+12	0.979
S7	8	8144539	162.5	713.501	4.44E+12	0.977
S8	8	7964309	162.5	685.385	4.04E+12	0.97
S10	8	7918478	162.5	686.502	4.01E+12	0.973
S11	6	7911953	162.5	686.934	4.01E+12	0.98

Bảng 5.8. Bảng tổng hợp hệ số từ biến

Mặt cắt	k_c	k_{hc}	k_f	t_i (ngày)	t,t_i	k_{td}	ψ_b (t,ti)
S0	1	0.92	0.614	63	9993	0.997	0.656
S1	1	0.92	0.614	52	9993	0.997	0.671
S2	1	0.92	0.614	45	9993	0.997	0.683
S3	1	0.92	0.614	38	9993	0.997	0.697
S4	1	0.92	0.614	31	9993	0.997	0.714
S5	1	0.92	0.614	24	9993	0.997	0.735
S6	1	0.92	0.614	17	9993	0.997	0.766
S7	1	0.92	0.614	10	9993	0.997	0.815
S8	1	0.92	0.614	3	9993	0.997	0.94
S10	1	0.92	0.614	49	9993	0.997	0.676
S11	1	0.92	0.614	56	9993	0.997	0.665

Bảng 5.9. Bảng tổng hợp ứng biến do co ngót (ε_{sh})

Mặt cắt	k_s	k_{hs}	k_f	k_{td}	ε_{sh}
S0	1	0.88	0.614	0.997	0.000259
S1	1	0.88	0.614	0.997	0.000259
S2	1	0.88	0.614	0.997	0.000259
S3	1	0.88	0.614	0.997	0.000259
S4	1	0.88	0.614	0.997	0.000259
S5	1	0.88	0.614	0.997	0.000259
S6	1	0.88	0.614	0.997	0.000259
S7	1	0.88	0.614	0.997	0.000259
S8	1	0.88	0.614	0.997	0.000259
S10	1	0.88	0.614	0.997	0.000259
S11	1	0.88	0.614	0.997	0.000259

Bảng 5.10. Bảng tổng hợp MMUS do co ngót

Mặt cắt	Δf_{pSR}
S0	0
S1	0
S2	50.685
S3	50.481
S4	50.175
S5	49.921
S6	49.87
S7	49.768
S8	49.411

S10	49.564
S11	49.921

5.2.5. Tổng hợp MMUS trong giai đoạn thi công HLB:

$$\Delta f_{PT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pLT}$$

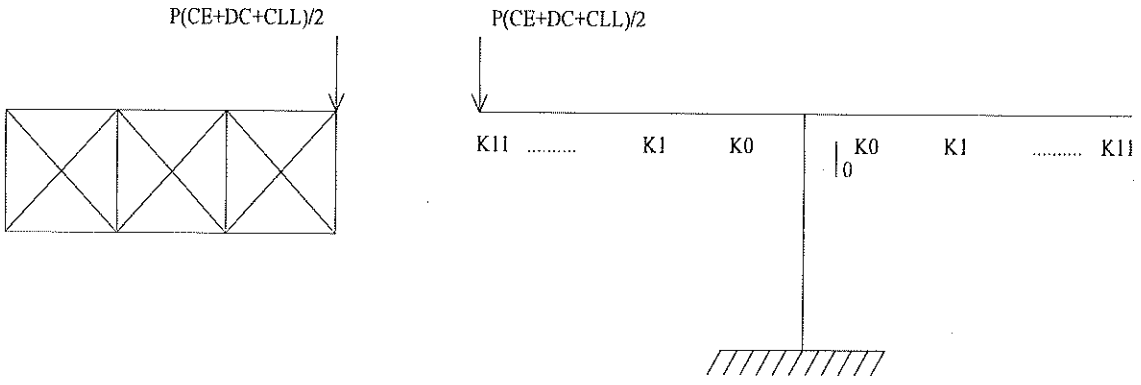
Bảng 5.11. Bảng tổng hợp MMUS trong giai đoạn thi công hợp long biên

Δf_{pT}	CÁP			
	301	302	303	304
S0				
S1				
S2				
S3				180.314
S4			169.672	186.883
S5		194.242	178.066	195.221
S6	206.324	199.918	183.757	200.857
S7	213.116	206.682	190.54	207.577
S8	219.603	213.143	197.019	213.992
S10	223.136	216.655	200.545	217.471
S11		214.812	198.714	215.598

5.3. Kiểm toán ứng suất cho phép:

5.3.1. Giai đoạn thi công đốt hợp long biên (chưa kéo cáp hợp long biên)

Tải trọng xe đúc, tải trọng thi công, trọng lượng bê tông ướt của đốt hợp long biên được chia đều cho đoạn đúc hẫng và đoạn đà giáo cố định.



Hình 5.3. Sơ đồ tải trọng thi công đốt hợp long biên

Ứng suất trong suốt quá trình thi công trải qua các giai đoạn phải thỏa mãn điều kiện sau đây:

Ứng suất nén trong bê tông cho phép: $f_{cc} \le 0.6f'_{ci}$

Ứng suất kéo trong bê tông cho phép: $f_{ct} \le 0.25\sqrt{f'_{ci}} \le 1.38MPa$

Công thức kiểm toán:

Để dễ dàng tính toán ứng suất trong bê tông do cáp DUL và tải trọng trong giai đoạn HLB tác dụng, sau đó cộng với ứng suất ở giai đoạn đúc hẫng ta sẻ được ứng suất bê tông:

Ứng suất bê tông sau khi căng cáp HLB:

Ứng suất thớ dưới:

$$f_b = f_b^{duchang} + f_b^{hlb}$$

Ứng suất thớ trên:

$$f_t = f_t^{duchang} + f_t^{hlb}$$

Trong đó:

Ứng suất thớ dưới bê tông do cáp Dul và tải trọng giai đoạn HLB tác dụng:

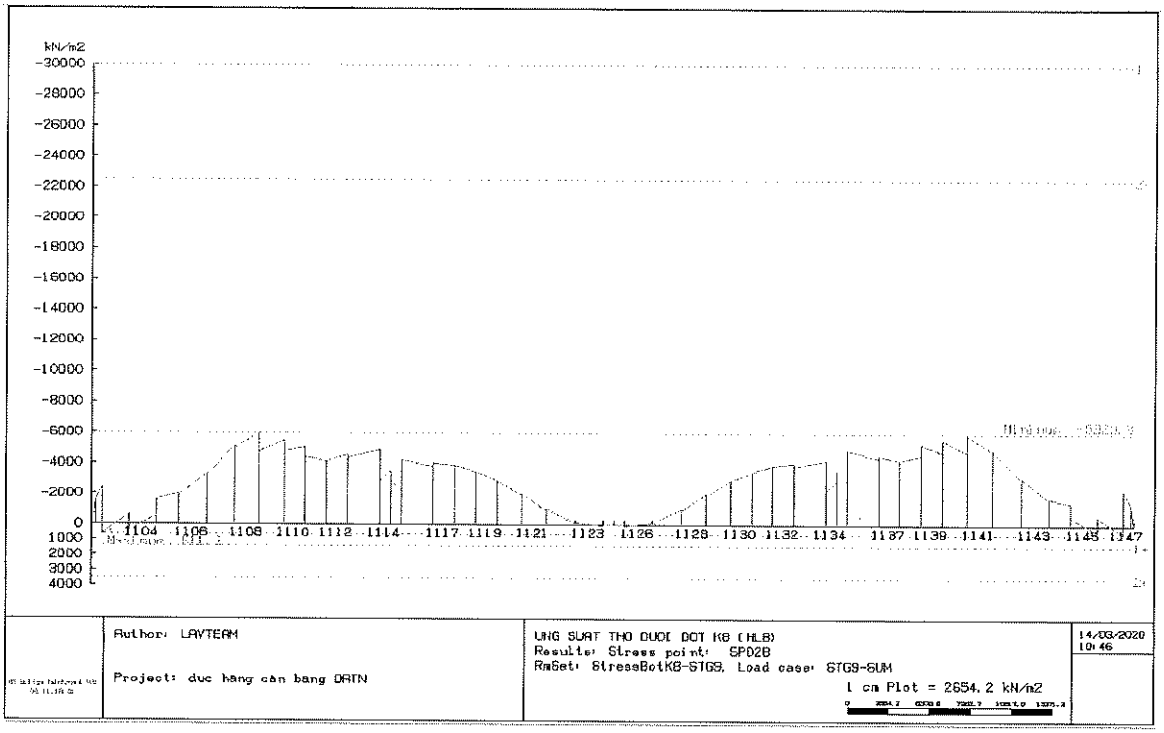
$$f_b^{hlb} = -\frac{P_i}{A_o} - \frac{P_i\left(y_{bo} - y_{ps}\right)}{I_o} y_{bo} + \frac{M^{DC+CE+BTU}_{s}}{I_o} y_{bo}$$

Ứng suất thớ trên bê tông do cáp DUL và tải trọng giai đoạn HLB tác dụng:

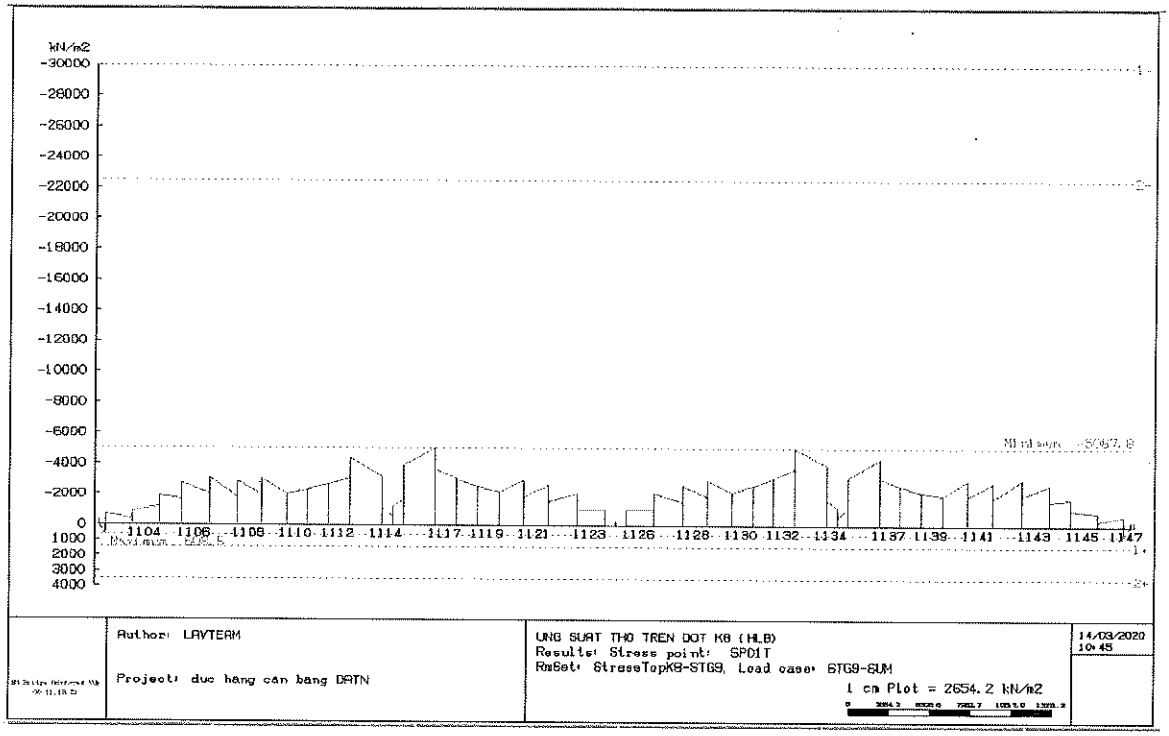
$$f_t^{hlb} = -\frac{P_i}{A_o} + \frac{P_i\left(y_{bo} - y_{ps}\right)}{I_o} y_t - \frac{M^{DC+CE+BTU}_{s}}{I_o} y_{to}$$

P_i: Lực căng cáp còn lại sau khi kích: $P_i = \left[f_{pj} - \Delta f_{PT}\right] \times A_{psi}$

Ta lấy kết quả ứng suất xuất từ phần mềm RMV8i – Adv 08.11.18.01 để kiểm toán.



Hình 5.4. Biểu đồ ứng suất thớ dưới giai đoạn thi công hợp long biên



Hình 5.5. Biểu đồ ứng suất thớ trên giai đoạn thi công hợp long biên

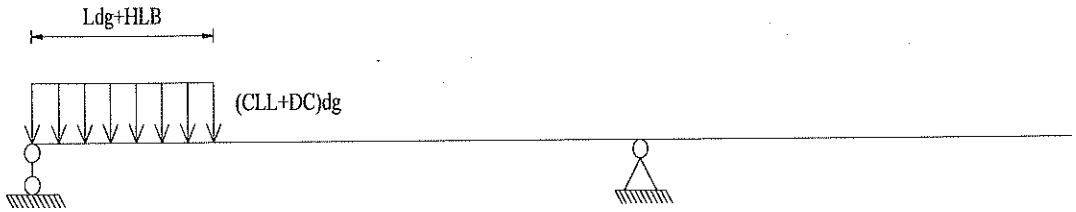
Bảng 5.12. Bảng tổng hợp ứng suất thớ trên và dưới dùng kiểm toán từ trụ đến hợp long biên

Mặt cắt	$f_t^{duchang}$	$f_b^{duchang}$	Giá trị KT $f_t^{duchang}$	Giá trị KT $f_b^{duchang}$	Kiểm toán	Kiểm toán
S0-S0'	-1.126	-2.813	30	30	Thỏa	Thỏa
S1-S1'	-4.416	-4.33	30	30	Thỏa	Thỏa
S2	-2.684	-4.138	30	30	Thỏa	Thỏa
S3	-2.282	-4.425	30	30	Thỏa	Thỏa
S4	-2.018	-4.77	30	30	Thỏa	Thỏa
S5	-3.001	-4.75	30	30	Thỏa	Thỏa
S6	-2.868	-4.999	30	30	Thỏa	Thỏa
S7	-3.069	-3.215	28.833	28.833	Thỏa	Thỏa
S8	-2.745	-1.876	26.415	26.415	Thỏa	Thỏa
S2'	-3.04	-3.829	30	30	Thỏa	Thỏa
S3'	-2.543	-3.458	30	30	Thỏa	Thỏa
S4'	-2.17	-2.888	30	30	Thỏa	Thỏa
S5'	-1.889	-1.994	30	30	Thỏa	Thỏa
S6'	-1.53	-1.032	30	30	Thỏa	Thỏa
S7'	-1.062	-0.138	28.833	28.833	Thỏa	Thỏa
S8'	-1.07	0.091	26.415	1.38	Thỏa	Thỏa
S10	-1.866	-1.64	21.106	21.106	Thỏa	Thỏa
S11	-0.935	0.414	21.106	1.38	Thỏa	Thỏa

Qua so sánh kết quả giữa ứng suất bê tông do tải trọng ngoài và ứng suất cho phép của bê tông ta thấy mọi mặt cắt đều thỏa.

5.3.2. Giai đoạn tháo ván khuôn đoạn đúc trên đà giáo:

Vào thời điểm tháo bỏ ván khuôn đoạn đúc trên đà giáo thì đốt hợp long nhịp biên đã hình thành cường độ. Do đó, trọng lượng bản thân đoạn đúc trên đà giáo và tải trọng thi công trên đoạn này truyền vào cánh hẫng theo sơ đồ sau:



Hình 5.6. Sơ đồ tải trọng thi công tháo ván khuôn trên đà giáo

Ứng suất trong suốt quá trình thi công trải qua các giai đoạn phải thỏa mãn điều kiện sau đây:

Ứng suất nén trong bê tông cho phép: $f_{cc} \leq 0.6f'_{ci}$

Ứng suất kéo trong bê tông cho phép: $f_{ct} \le 0.25\sqrt{f'_{ci}} \le 1.38MPa$

Công thức kiểm toán:

Để dễ dàng tính toán ứng suất trong bê tông do cáp DUL và tải trọng trong giai đoạn HLB tác dụng, sau đó cộng với ứng suất ở giai đoạn đúc hẫng ta sẻ được ứng suất bê tông:

Ứng suất bê tông sua khi căng cáp HLB:

Ứng suất thớ dưới:

$$f_b = f_b^{duchang} + f_b^{hlb}$$

Ứng suất thớ trên:

$$f_t = f_t^{duchang} + f_t^{hlb}$$

Trong đó:

Ứng suất thớ dưới bê tông do cáp Dul và tải trọng giai đoạn HLB tác dụng:

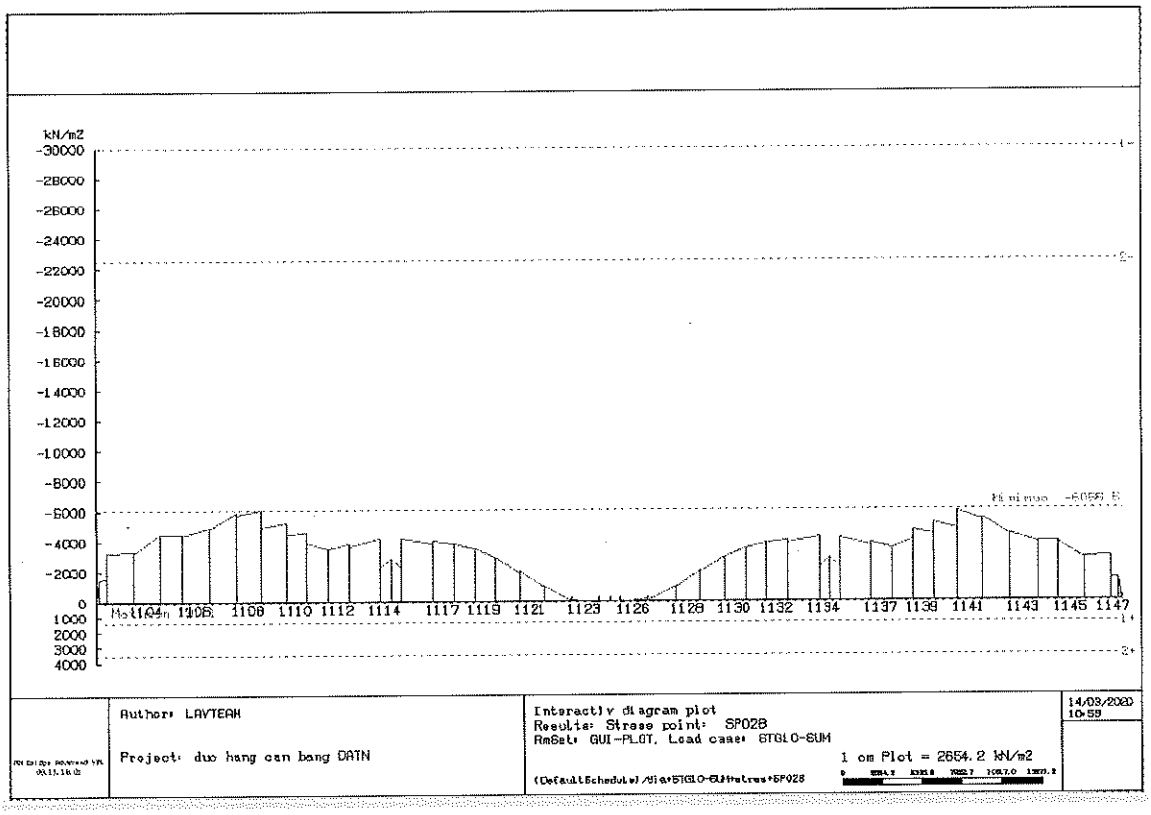
$$f_b^{hlb} = -\frac{P_i}{A_o} - \frac{P_i\left(y_{bo} - y_{ps}\right)}{I_o} y_{bo} + \frac{M^{DC+CE+BTU}_{s}}{I_o} y_{bo}$$

Ứng suất thớ trên bê tông do cáp DUL và tải trọng giai đoạn HLB tác dụng:

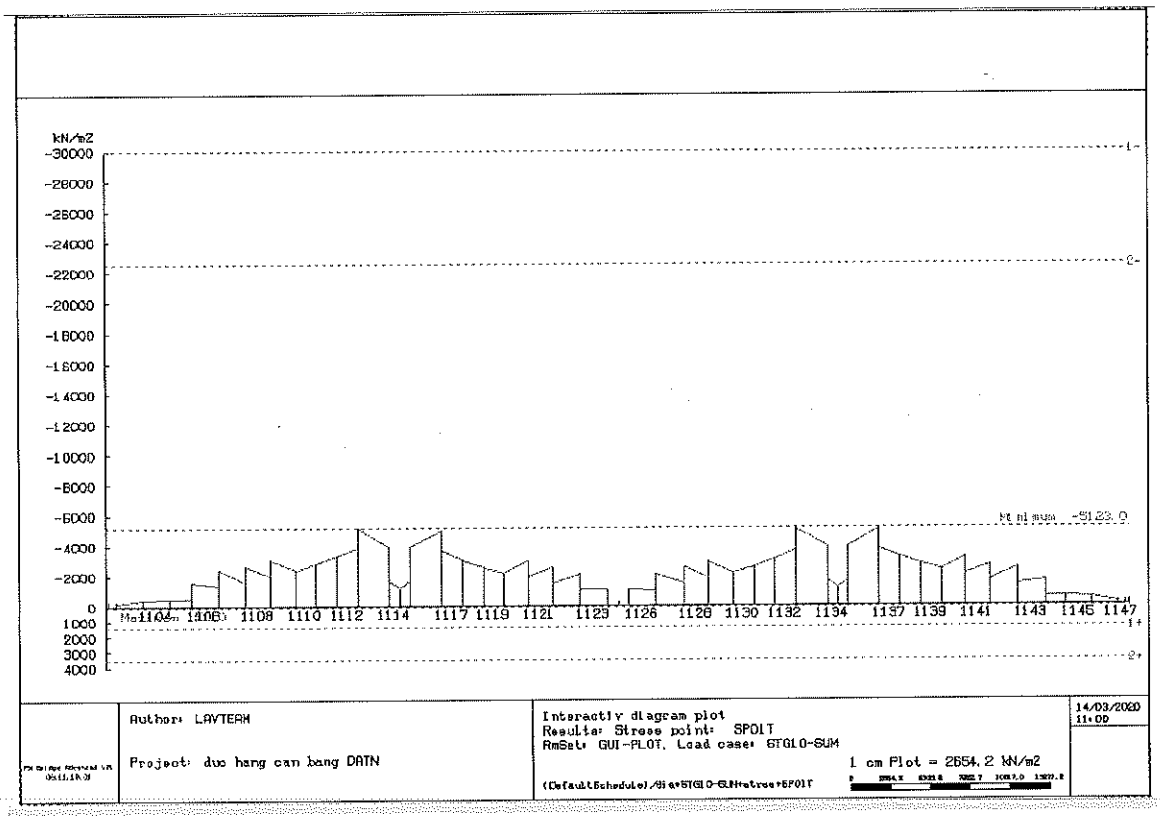
$$f_t^{hlb} = -\frac{P_i}{A_o} + \frac{P_i\left(y_{bo} - y_{ps}\right)}{I_o} y_t - \frac{M^{DC+CE+BTU}_{s}}{I_o} y_{to}$$

P_i: Lực căng cáp còn lại sau khi kích: $P_i = \left[f_{pj} - \Delta f_{PT}\right] \times A_{psi}$

Ta lấy kết quả ứng suất xuất từ phần mềm RMV8i – Adv 08.11.18.01 để kiểm toán.



Hình 5.7. Biểu đồ ứng suất thớ dưới giai đoạn tháo ván khuôn đoạn đúc trên đà giáo



Hình 5.8. Biểu đồ ứng suất thớ trên giai đoạn tháo ván khuôn đoạn đúc trên đà giáo

Bảng 5.13. Bảng tổng hợp ứng suất thớ trên và dưới dùng kiểm toán từ trụ đến hợp long biên

Mặt cắt	$f_t^{duchang}$	$f_b^{duchang}$	Giá trị KT $f_t^{duchang}$	Giá trị KT $f_b^{duchang}$	Kiểm toán	Kiểm toán
S0-S0'	-1.694	-2.218	30	30	Thỏa	Thỏa
S1-S1'	-5.123	-3.63	30	30	Thỏa	Thỏa
S2	-3.315	-3.508	30	30	Thỏa	Thỏa
S3	-2.795	-3.934	30	30	Thỏa	Thỏa
S4	-2.367	-4.51	30	30	Thỏa	Thỏa
S5	-3.09	-4.909	30	30	Thỏa	Thỏa
S6	-2.626	-5.752	30	30	Thỏa	Thỏa
S7	-2.377	-4.841	28.833	28.833	Thỏa	Thỏa
S8	-1.576	-4.43	26.415	26.415	Thỏa	Thỏa
S2'	-3.033	-3.831	30	30	Thỏa	Thỏa
S3'	-2.537	-3.459	30	30	Thỏa	Thỏa
S4'	-2.164	-2.889	30	30	Thỏa	Thỏa
S5'	-1.885	-1.995	30	30	Thỏa	Thỏa
S6'	-1.527	-1.033	30	30	Thỏa	Thỏa
S7'	-1.06	-0.138	28.833	28.833	Thỏa	Thỏa
S8'	-1.069	0.091	26.415	1.38	Thỏa	Thỏa
S10	-0.543	-4.481	21.106	21.106	Thỏa	Thỏa
S11	-0.43	-3.28	21.106	21.106	Thỏa	Thỏa

Qua so sánh kết quả giữa ứng suất trong bê tông và ứng suất cho phép ta thấy mọi mặt cắt đều thỏa.

CHƯƠNG 6. THIẾT KẾ DẦM LIÊN TỤC ĐÚC HẪNG GIAI ĐOẠN HỢP LONG GIỮA

6.1. Tính toán ĐTHH của tiết diện:

Do sau khi căng cáp HLG thì ĐTHH của tiết diện đã thay đổi nên ta phải tính lại giá trị của nó.

6.1.1. Tính ĐTHH giai đoạn 1: Trước khi căng cáp

Diện tích tiết diện tính đổi trừ lỗ cáp:

$$A_0 = A - A'_{gen} - A_{gen}$$

Momen tĩnh đối với mép dưới dầm:

$$S_{b0} = S - A'_{gen} \times y'_{gen} - A_{gen} \times y_{gen}$$

Khoảng cách trọng tâm đến mép dưới dầm:

$$y_{b0} = \frac{S_{b0}}{A_0}$$

Khoảng cách trọng tâm đến mép trên dầm:

$$y_{t0} = H - y_{b0}$$

Momen quán tính đối với trọng tâm dầm:

$$I_0 = I_{th} - \left(y'_{gen} - y_{b0}\right)^2 \times A'_{gen} - \left(y_{b0} - y_{gen}\right)^2 \times A_{gen}$$

6.1.2. Tính ĐTHH giai đoạn 2: Sau khi căng cáp

Diện tích tiết diện tính đổi:

$$A_g = A_0 + n_{ps} \times \left(A'_{ps} + A_{ps}\right)$$

Momen tĩnh của tiết diện cáp:

$$K = n_{ps} \times \left[A'_{ps} \times \left(y'_{ps} - y_{b0}\right) + A_{ps} \times \left(y_{b0} - y_{ps}\right)\right]$$

Độ lệch tâm của tiết diện giữa giai đoạn 1 và giai đoạn 2:

$$c = \frac{K}{A_g}$$

Khoảng cách từ TTH đến mép đáy dầm:

$y_{bg} = y_{b0} - c$

Khoảng cách trọng tâm đến mép trên dầm:

$y_{tg} = H - y_{bg}$

Momen quán tính của tiết diện đối với TTH:

$$I_g = I_0 + A_0 \times c^2 + n_{ps} \times \left[A'_{ps} \times (y'_{ps} - y_{bg})^2 + A_{ps} \times (y_{bg} - y_{ps})^2 \right]$$

Trong đó:

A_{gen}: Tổng diện tích ống gen (cáp âm) tại tiết diện đang xét.

A'_{gen}: Tổng diện tích ống gen (cáp dương) tại tiết diện đang xét.

y_{gen}: Khoảng cách từ trọng tâm ống gen (cáp âm) đến mép dưới dầm.

y'_{gen}: Khoảng cách từ trọng tâm ống gen (cáp dương) đến mép dưới dầm.

H: Chiều cao tại tiết diện đang xét.

A_{ps}: Tổng diện tích cáp DUL (cáp âm) tại tiết diện đang xét.

A'_{ps}: Tổng diện tích cáp DUL (cáp dương) tại tiết diện đang xét.

y_{ps}: Khoảng cách từ trọng tâm cáp DUL (cáp âm) đến mép dưới dầm.

y'_{ps}: Khoảng cách từ trọng tâm cáp DUL (cáp dương) đến mép dưới dầm.

n_{psi}: Tỷ số modul đàn hồi.

Bảng 6.1. Bảng thống kê số cáp tại các mặt cắt

Mặt cắt	H	A_0	S_0	I_{th}	Số cáp dương	Số ống gen dương	Số cáp âm	Số ống âm
S0'	3800	1.3E+07	2.274E+10	2.81E+13	0	0	32	32
S1'	3300	1.1E+07	1.67E+10	1.89E+13	0	0	32	32
S2'	3012	1E+07	1.365E+10	1.45E+13	2	2	28	28
S3'	2760	9845975	1.124E+10	1.12E+13	4	4	24	24
S4'	2544	9290375	9.362E+09	8.75E+12	6	6	20	20
S5'	2338	8760175	7.74E+09	6.71E+12	8	8	16	16
S6'	2180	8355375	6.608E+09	5.35E+12	12	12	12	12
S7'	2060	8044775	5.807E+09	4.43E+12	12	12	8	8
S8'	2004	7901375	5.454E+09	4.03E+12	12	12	4	4
S9	2000	7892375	5.432E+09	4E+12	12	12	0	0

Bảng 6.2. Bảng tổng hợp tính toán ĐTHH giai đoạn 1

Mặt cắt	A (mm^2)	y_{gen} (mm)	S_{b0} (mm^3)	Y_{b0}	Y_{t0}	I_0 (mm^4)
S0'	1.3E+07	0	2.274E+10	1781.061	2018.939	2.81E+13
S1'	1.1E+07	0	1.67E+10	1454.017	1845.983	1.89E+13
S2'	1.1E+07	125	1.364E+10	1277.42	1734.58	1.45E+13
S3'	9995621	125	1.123E+10	1123.716	1636.284	1.12E+13
S4'	9403191	125	9.357E+09	995.12	1548.88	8.72E+12
S5'	8836160	125	7.734E+09	875.239	1462.761	6.69E+12
S6'	8394530	125	6.6E+09	786.174	1393.826	5.32E+12
S7'	8047100	125	5.798E+09	720.506	1339.494	4.4E+12
S8'	7866869	125	5.445E+09	692.201	1311.799	4.01E+12
S9	7821039	125	5.423E+09	693.372	1306.628	3.98E+12

Bảng 6.3. Bảng tổng hợp tính toán ĐTHH giai đoạn 2

Mặt cắt	A_g (mm^2)	y_{ps} (mm)	K_{0-0} (mm^3)	c	y_{bg} (mm)	y_{tg} (mm)	Ig (mm^4)
S0'	1.3E+07	0	0	0	1781.061	2018.939	2.81E+13
S1'	1.1E+07	0	0	0	1454.017	1845.983	1.89E+13
S2'	1.1E+07	125	21222041	1.984	1275.436	1736.564	1.45E+13
S3'	1E+07	125	36783103	3.666	1120.05	1639.95	1.12E+13
S4'	9458436	125	48070293	5.082	990.038	1553.962	8.76E+12
S5'	8909821	125	55263195	6.203	869.036	1468.964	6.73E+12
S6'	8505021	125	73053896	8.59	777.584	1402.416	5.37E+12
S7'	8157591	125	65798161	8.066	712.44	1347.56	4.44E+12
S8'	7977360	125	62670708	7.856	684.345	1319.655	4.04E+12
S9	7931530	125	62800093	7.918	685.454	1314.546	4.02E+12

6.2. Tính toán MMUS:

Trường hợp này ta tính mất mát cho dầm căng sau, do đó tồn tại các mất mát ứng suất sau:

Mất mát ứng suất tức thời:

Mất mát ứng suất do ma sát: Δf_{pF}

Mất mát ứng suất do thiết bị neo: Δf_{pA}

Mất mát ứng suất do co ngắn đàn hồi: Δf_{pES}

Mất mát ứng suất theo thời gian:

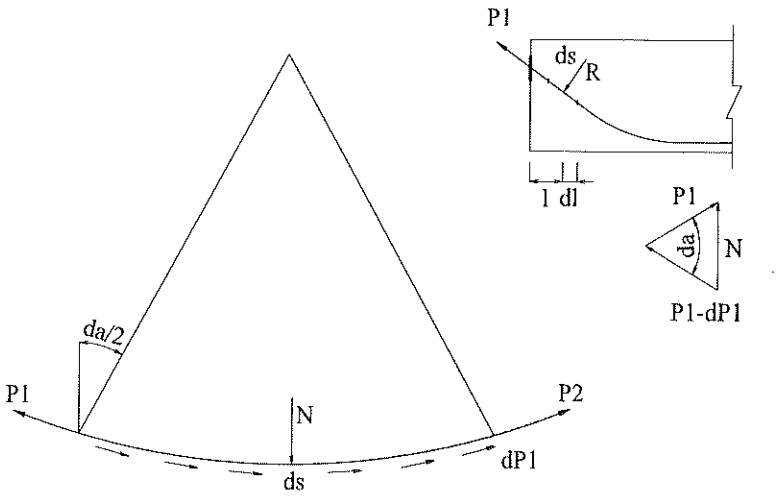
Mất mát ứng suất do co ngót: Δf_{pSD}

Mất mát ứng suất do từ biến của bê tông giai đoạn 2: Δf_{pCD}

Mất mát ứng suất do tự chùng của cốt thép dự ứng lực: Δf_{pR}

Các bó cáp dự ứng lực đối xứng nhau từng cặp qua trục nên ta chỉ cần tính cho 1 bên cáp sau đó nhân đôi các giá trị mất mát đã tính.

6.2.1. MMUS do ma sát (Δf_{pF}):



Hình 6.1. Mất mát ứng suất do ma sát ở đoạn cong

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}\left[1 - e^{-(kx+\mu\alpha)}\right] \text{ (TCVN 11823-5:2017 – 9.5.2.2.2)}$$

Trong đó:

f_{pj}: Ứng suất trong thép DUL khi kích, f_{pj} = 1395 (MPa)

x: Độ dài bó thép DUL từ đầu kích đến điểm bất kỳ đang xét (mm)

k: Hệ số ma sát lắc (tính trên mm dài của bó thép), $k = 6.6 \times 10^{-7}$

μ: Hệ số ma sát, $\mu = 0.25$

α: Tổng giá trị tuyệt đối của thay đổi góc đường cáp DUL từ đầu kích đến điểm đang xét (radian).

Tính MMUS cho bó cáp 201 tại mặt cắt S9, các bó cáp còn lại tính tương tự và lập bảng:

Ta có:

Độ dài bó cáp DUL từ đầu kích đến mặt cắt đang xét: $x = 9435\,mm$.

Tổng giá trị tuyệt đối của thay đổi góc đường cáp DUL từ đầu kích đến điểm đang xét: $\alpha = 0.159$.

Vậy MMUS do ma sát:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}\left[1 - e^{-(kx+\mu\alpha)}\right] = 1395 \times \left[1 - e^{-\left(6.6\times10^{-7}\times9435+0.25\times0.159\right)}\right] = 45.989MPa$$

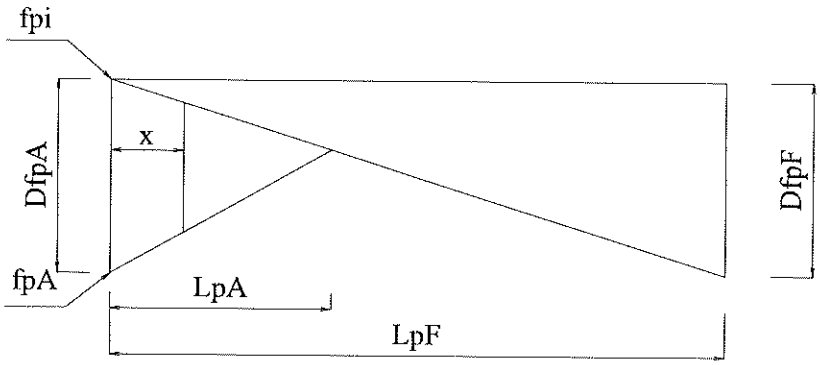
Bảng 6.4. Bảng tổng hợp chiều dài bó cáp DUL ứng suất trước từ đầu kích đến mặt cắt đang xét

x_i (mm)	CÁP					
	201	202	203	204	205	206
S0'						
S1'						
S2'						
S3'						2977
S4'					2977	5977
S5'				3477	6477	9477
S6'			3477	6977	9977	12977
S7'	3935	3977	7477	10977	13977	16977
S8'	7935	7977	11477	14977	17977	20977
S9	9435	9477	12977	16477	19477	22477

Bảng 6.5. Bảng tổng hợp MMUS do ma sát

Δf_{pF}	CÁP					
	201	202	203	204	205	206
S0'						
S1'						
S2'						
S3'						76.349
S4'					72.056	73.735
S5'				63.988	68.997	70.68
S6'			56.982	60.91	65.93	67.617
S7'	50.877	50.84	53.445	57.384	62.417	64.108
S8'	47.324	47.287	49.899	53.848	58.894	60.59
S9	45.989	45.952	48.567	52.519	57.571	59.268

6.2.2. MMUS do ép sít neo (Δf_{pA}):



Hình 6.2. Sơ đồ tính MMUS do ép sít neo

Với x là điểm mà tại đó sợi cáp không còn di chuyển nữa khi tuột neo.

Độ ép xít neo thường nằm trong khoảng 3 – 10 mm, thường $\Delta = 6$ mm.

Căng một đầu tính với 1Δ (kể cả căng 2 đầu nhưng không luân phiên)

Căng 2 đầu luân phiên tính với 2Δ.

Chỉ tính khi trên toàn sợi cáp không có ma sát với thành ống, do đó Δ_{fpA} chỉ kể vào khu vực đầu dầm.

Các bó cáp được kéo cả hai đầu nên mất mát do ứng suất này tại các mặt cắt trong cáp cũng tương đối đều nhau, do đó ta có thể dùng công thức trung bình:

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta_A}{L} E_{ps} \text{ (TCVN 11823-5:2017 - 9.5.2.1)}$$

Trong đó:

L: Chiều dài bó

ΔA: Độ tụt neo, ΔA = 6mm

E_{ps}: Modul đàn hồi của cốt thép DUL, E_{ps} = 197000MPa

Tính toán tiêu biểu cáp 201 tại mặt cắt S9, các cáp còn lại tính toán tương tự và lập bảng.

Ta có:

Chiều dài bó cáp: L = 9435 mm

Vậy: $\Delta f_{pA} = \frac{\Delta_A}{L} E_{ps} = \frac{6}{9435} \times 197000 = 125.278$ MPa

Bảng 6.6. Bảng tổng hợp MMUS do ép sít neo

Δf_{pF}	CÁP					
	201	202	203	204	205	206
Từng phần	125.278	124.723	91.084	71.736	60.687	52.587

6.2.3. Tính toán MMUS do nén đàn hồi (Δf_{pES}):

Đối với dầm căng sau, mất mát ứng suất do nén đàn hồi được tính theo công thức sau:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \times \frac{E_{ps}}{E_c} \times f_{cgp}$$

Trong đó:

N: số lần căng cáp có các đặc trưng hoàn toàn giống nhau căng tại các thời điểm khác nhau làm cho dầm biến dạng.

f_{cgp}: ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép dự ứng lực do lực dự ứng lực sau khi nhả kích và trọng lượng của dầm căng sau:

$$f_{cgp} = -\frac{P_i}{A_0} - \frac{P_i\left(d_{ps} - y_{t0}\right)^2}{I_0} + \frac{M_{DC1}}{I_0}\left(d_{ps} - y_{t0}\right)$$

Dự ứng lực: $P_i = f_{pi} \times A_{ps}$

$$f_{pi} = f_{pj} - \Delta f_{pA} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pES}$$

Do khối lượng khá lớn và để tránh giải lặp, nên dùng công thức tính sau để xác định Δf_{pES}:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \times \frac{A_{ps} f_{pj}\left[I_0 + \left(d_{ps} - y_{t0}\right)^2 A_0\right] - \left(d_{ps} - y_{t0}\right)\left(M_{DC1} + M_{CLL} + M_{CE}\right) A_0}{A_{ps}\left[I_0 + \left(d_{ps} - y_{t0}\right)^2 A_0\right] + \frac{E_{ci}}{E_{ps}} A_0 I_0}$$

Trong đó:

N: Số lần căng cáp có các đặc trưng hoàn toàn giống nhau căng tại các thời điểm khác nhau làm cho dầm biến dạng, N = 12.

$M_{DC1} + M_{CLL} + M_{CE}$: Momen do trọng lượng bản thân dầm, tải trọng xe đúc và tải thi công ở TTGH sử dụng.

A_{ps}: Tổng diện tích của bó cáp DUL ứng suất trước tại mỗi mặt cắt.

E_{ci}: Modul đàn hồi bê tông theo thời gian

Bảng 6.7. Bảng tổng hợp MMUS do nén đàn hồi

Mặt cắt	$y_{t0} - d_{ps}$	A_0	I_0	$M_{DC1} + M_{CLL} + M_{CE}$	Δf_{pES}
S0'	2018.94	1.3E+07	2.81E+13	-11864150000	0
S1'	1845.98	1.1E+07	1.89E+13	-9660050000	0
S2'	1609.58	1.1E+07	1.45E+13	-9007140000	0
S3'	1511.28	9995621	1.12E+13	-7868400000	4.314
S4'	1423.88	9403191	8.72E+12	-6682020000	8.925
S5'	1337.76	8836160	6.69E+12	-5200010000	14.779
S6'	1268.83	8394530	5.32E+12	-3668340000	26.259
S7'	1214.49	8047100	4.4E+12	-1842090000	29.605
S8'	1186.8	7866869	4.01E+12	-1923890000	30.684
S9	1181.63	7821039	3.98E+12	0	32.277

6.2.4. MMUS do co ngót (Δf_{pSR}):

$\Delta f_{pSR} = \varepsilon_{sh} E_{ps} K_{id}$ (TCVN 11823-5:42017 – 9.5.4.2.1)

Trong đó:

K_{id}: Hệ số mặt cắt chuyển đổi.

ε_{sh}: Biến dạng co ngót của bê tông xảy ra từ lúc căng cáp đến cuối thời kỳ khai thác

E_{ps}: Modul đàn hồi cáp DUL, E_{ps} = 197000 MPa

Ta tính toán cho mặt cắt S13, các mặt cắt còn lại tính toán tương tự và lập bảng.

Giá trị k_s tính toán: $k_s = 1$.

Hệ số độ ẩm trong quá trình co ngót: $k_{hs} = 2.00 - 0.014H$

Trong đó:

H: Độ ẩm tương đối, H = 80%

Vậy: $k_{hs} = 2.00 - 0.014H = 2.00 - 0.014 \times 80 = 0.88$

Hệ số xét đến ảnh hưởng phát triển cường độ bê tông lên biến dạng co ngót:

$$k_{td} = \frac{t}{12 \times \left(\frac{100 - 0.58 \times f'_{ci}}{0.145 \times f'_{ci} + 20} \right) + t}$$

Trong đó:

t: Tuổi bê tông tại thời điểm khảo sát (thời điểm căng cáp đến cuối thời kì khai thác), t = 9930 ngày

f'_{ci}: Cường độ chịu nén của bê tông tại thời điểm truyền lực cáp DUL,

$f'_{ci} = f'_c = 50MPa$

Vậy: $k_{td} = \frac{t}{12\times\left(\frac{100-0.58\times f'_{ci}}{0.145\times f'_{ci}}\right)+t} = \frac{9930}{12\times\left(\frac{100-0.58\times 50}{0.145\times 50}\right)+9930} = 0.997$

Hệ số xét đến ảnh hưởng cường độ bê tông đến khi kết cấu chịu tải:

$$k_f = \frac{35}{7+f'_{ci}}$$

Trong đó:

f'_{ci}: Cường độ chịu nén của bê tông lúc truyền lực,

$f'_{ci} = f'_c = 50$ MPa

Vậy: $k_f = \frac{35}{7+f'_{ci}} = \frac{35}{7+50} = 0.614$

Ứng biến do co ngót:

$\varepsilon_{sh} = k_s k_{hs} k_f k_{td} 0.48\times10^{-3}$

$= 1\times0.88\times0.614\times0.997\times0.48\times10^{-3} = 0.000259$

Hệ số độ ẩm trong quá trình từ biến: $k_{hc} = 1.56 - 0.008H$

Trong đó:

H: Độ ẩm tương đối, H = 80%

Vậy: $k_{hc} = 1.56 - 0.008H = 1.56 - 0.008\times80 = 0.92$

Hệ số từ biến:

$\psi_b(t,t_i) = 1.9k_c k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0.118}$

$= 1.9\times1\times0.92\times0.614\times0.997\times3^{-0.118} = 0.94$

Hệ số chuyển đổi mặt cắt:

$$K_{id} = \frac{1}{1+\frac{E_{ps}}{E_{ci}}\frac{A_{ps}}{A_g}\left(1+\frac{A_g\left(d_{ps}-y_{tg}\right)^2}{I_g}\right)\left[1+0.7\psi_b(t,t_i)\right]}$$

Trong đó:

E_{ps}: Modul đàn hồi cáp DUL, E_{ps} = 197000MPa

E_{ci}: Modul đàn hồi bê tông qua mỗi giai đoạn thi công, E_{ci} = 26484.9 MPa

A_{ps}: Diện tích cáp DUL của mỗi mặt cắt qua mỗi giai đoạn thi công

A_g: Diện tích tiết diện giai đoạn 2

I_g: Momen quán tính dầm giai đoạn 2

d_{ps}: Khoảng cách từ trọng tâm nhóm cáp đến mép trên dầm

y_{tg}: Khoảng cách từ TTH đến mép trên dầm

$\psi b(tf, ti)$: Hệ số từ biến của dầm

Vậy:

$$K_{id} = \frac{1}{1+\frac{E_{ps}}{E_{ci}}\frac{A_{ps}}{A_g}\left(1+\frac{A_g\left(d_{ps}-y_{tg}\right)^2}{I_g}\right)\left[1+0.7\psi_b\left(t,t_j\right)\right]}$$

MMUS do co ngót:

$$\Delta f_{pSD} = \varepsilon_{sh} \times E_{ps} \times K_{id}$$

Bảng 6.8. Bảng tổng hợp hệ số chuyển đổi mặt cắt

Mặt cắt	Số cáp dương	Ag	dps	ytg	Ig	Kid
S0'	0	1.3E+07	0	2018.939	2.81E+13	0
S1'	0	1.1E+07	0	1845.983	1.89E+13	0
S2'	2	1.1E+07	125	1736.564	1.45E+13	0
S3'	4	1E+07	125	1639.95	1.12E+13	0.984
S4'	6	9458436	125	1553.962	8.76E+12	0.973
S5'	8	8909821	125	1468.964	6.73E+12	0.96
S6'	12	8505021	125	1402.416	5.37E+12	0.934
S7'	12	8157591	125	1347.56	4.44E+12	0.926
S8'	12	7977360	125	1319.655	4.04E+12	0.918
S9	12	7931530	125	1314.546	4.02E+12	0.898

Bảng 6.9. Bảng tổng hợp hệ số từ biến

Mặt cắt	k_c	k_{hc}	k_f	t_i (ngày)	t_i (ngày)	k_{td}	ψ_b (t,ti)
S0'	1	0.92	0.614	70	9930	0.997	0.648
S1'	1	0.92	0.614	59	9941	0.997	0.661

S2'	1	0.92	0.614	52	9948	0.997	0.671
S3'	1	0.92	0.614	45	9955	0.997	0.683
S4'	1	0.92	0.614	38	9962	0.997	0.697
S5'	1	0.92	0.614	31	9969	0.997	0.714
S6'	1	0.92	0.614	24	9976	0.997	0.735
S7'	1	0.92	0.614	17	9983	0.997	0.766
S8'	1	0.92	0.614	10	9990	0.997	0.815
S9	1	0.92	0.614	3	9997	0.997	0.94

Bảng 6.10. Bảng tổng hợp ứng biến do co ngót (ε_{sh})

Mặt cắt	k_s	k_{hs}	k_f	k_{td}	ε_{sh}
S0'	1	0.88	0.614	0.997	0.000259
S1'	1	0.88	0.614	0.997	0.000259
S2'	1	0.88	0.614	0.997	0.000259
S3'	1	0.88	0.614	0.997	0.000259
S4'	1	0.88	0.614	0.997	0.000259
S5'	1	0.88	0.614	0.997	0.000259
S6'	1	0.88	0.614	0.997	0.000259
S7'	1	0.88	0.614	0.997	0.000259
S8'	1	0.88	0.614	0.997	0.000259
S9	1	0.88	0.614	0.997	0.000259

Bảng 6.11. Bảng tổng hợp MMUS do co ngót

Mặt cắt	Δf_{pSR}
S0'	0
S1'	0
S2'	0
S3'	50.124
S4'	49.564
S5'	48.902
S6'	47.577
S7'	47.17
S8'	46.762
S9	45.744

6.2.5. Tổng hợp MMUS trong giai đoạn thi công HLG:

$$\Delta f_{PT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pLT}$$

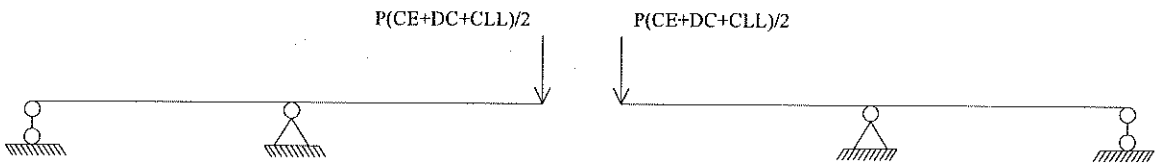
Bảng 6.12. Bảng tổng hợp MMUS trong giai đoạn thi công hợp long giữa

Δf_{pT}	CÁP					
	201	202	203	204	205	206
S0'						
S1'						
S2'						
S3'						179.06
S4'					182.307	175.886
S5'				184.626	178.586	172.169
S6'			195.643	180.223	174.194	167.781
S7'	223.325	222.733	191.699	176.29	170.274	163.865
S8'	219.364	218.772	187.745	172.346	166.343	159.939
S9	217.011	216.419	185.395	169.999	164.002	157.599

6.3. Kiểm toán ứng suất cho phép:

6.3.1. Giai đoạn hợp long nhịp giữa (chưa kéo cáp hợp long giữa)

Lúc này xe đúc được gác lên 2 phần hẫng của 2 bên nên tải trọng truyền xuống mỗi bên chịu một nửa gồm: tải trọng xe đúc, tải trọng khối hợp long giữa, tải trọng khối hợp long biên.



Hình 6.3. Sơ đồ tải trọng thi công đốt hợp long giữa

Ứng suất trong suốt quá trình thi công trải qua các giai đoạn phải thỏa mãn điều kiện sau đây:

Ứng suất nén trong bê tông cho phép: $f_{cc} \le 0.6f'_{ci}$

Ứng suất kéo trong bê tông cho phép: $f_{ct} \le 0.25\sqrt{f'_{ci}} \le 1.38MPa$

Công thức kiểm toán:

Để dễ dàng tính toán ứng suất trong bê tông do cáp DUL và tải trọng trong giai đoạn HLG tác dụng, sau đó cộng với ứng suất ở giai đoạn đúc hẫng ta sẻ được ứng suất bê tông:

Ứng suất bê tông sua khi căng cáp HLG:

Ứng suất thớ dưới:

$$f_b = f_b^{duchang} + f_b^{hlg}$$

Ứng suất thớ trên:

$$f_t = f_t^{duchang} + f_t^{hlg}$$

Trong đó:

Ứng suất thớ dưới bê tông do cáp Dul và tải trọng giai đoạn HLG tác dụng:

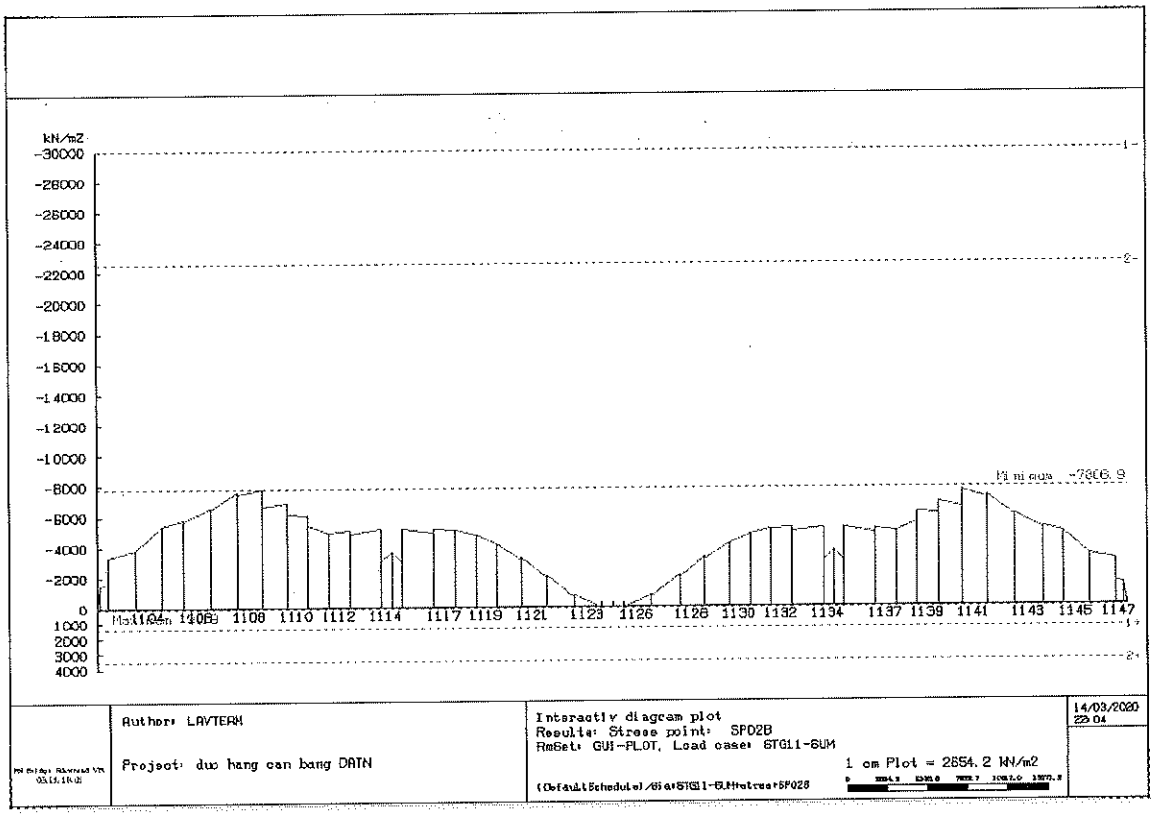
$$f_b^{hlg} = -\frac{P_i}{A_o} - \frac{P_i\left(y_{bo} - y_{ps}\right)}{I_o} y_{bo} + \frac{M^{DC+CE+BTU}_{s}}{I_o} y_{bo}$$

Ứng suất thớ trên bê tông do cáp DUL và tải trọng giai đoạn HLG tác dụng:

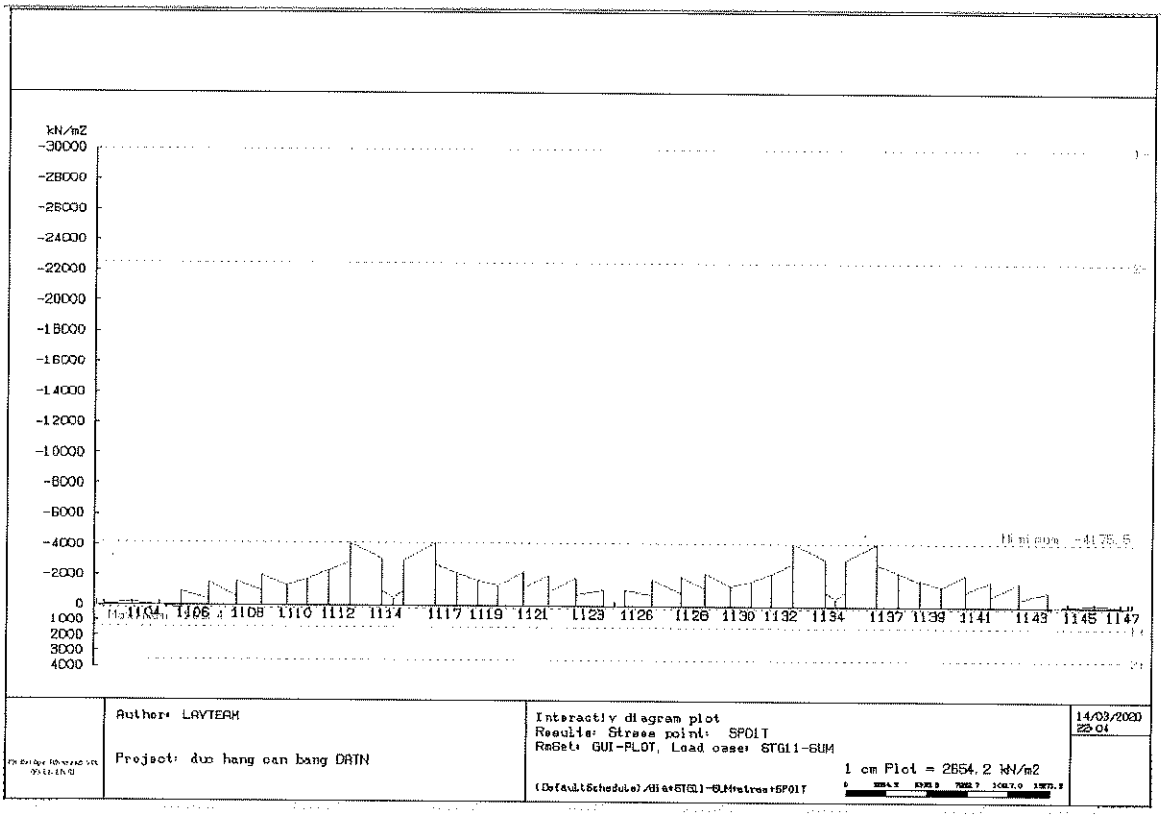
$$f_t^{hlg} = -\frac{P_i}{A_o} + \frac{P_i\left(y_{bo} - y_{ps}\right)}{I_o} y_t - \frac{M^{DC+CE+BTU}_{s}}{I_o} y_{to}$$

P_i: Lực căng cáp còn lại sau khi kích: $P_i = \left[f_{pj} - \Delta f_{PT}\right] \times A_{psi}$

Ta kết quả ứng suất xuất từ phần mềm RMV8i – Adv 08.11.18.01 để kiểm toán.



Hình 6.4. Biểu đồ ứng suất thớ dưới giai đoạn thi công hợp long giữa



Hình 6.5. Biểu đồ ứng suất thớ trên giai đoạn thi công hợp long giữa

Bảng 6.13. Bảng tổng hợp ứng suất thớ trên và dưới dùng kiểm toán từ trụ đến hợp long giữa

Mặt cắt	$f_t^{duchang}$	$f_b^{duchang}$	Giá trị KT $f_t^{duchang}$	Giá trị KT $f_b^{duchang}$	Kiểm toán	Kiểm toán
S0-S0'	-1.035	-3.009	30	30	Thỏa	Thỏa
S1-S1'	-4.176	-4.831	30	30	Thỏa	Thỏa
S2	-2.317	-4.86	30	30	Thỏa	Thỏa
S3	-1.76	-5.431	30	30	Thỏa	Thỏa
S4	-1.309	-6.137	30	30	Thỏa	Thỏa
S5	-2.04	-6.637	30	30	Thỏa	Thỏa
S6	-1.623	-7.489	30	30	Thỏa	Thỏa
S7	-1.493	-6.443	28.833	28.833	Thỏa	Thỏa
S8	-0.885	-5.708	26.415	26.415	Thỏa	Thỏa
S2'	-2.142	-5.04	30	30	Thỏa	Thỏa
S3'	-1.663	-4.729	30	30	Thỏa	Thỏa
S4'	-1.335	-4.177	30	30	Thỏa	Thỏa
S5'	-1.153	-3.214	30	30	Thỏa	Thỏa
S6'	-0.951	-2.05	30	30	Thỏa	Thỏa
S7'	-0.74	-0.73	28.833	28.833	Thỏa	Thỏa
S8'	-1.068	0.091	26.415	1.38	Thỏa	Thỏa
S9	0	0	1.38	1.38	Thỏa	Thỏa

S10	-0.03	-5.425	21.106	21.106	Thỏa	Thỏa
S11	-0.143	-3.81	21.106	21.106	Thỏa	Thỏa

Qua so sánh kết quả giữa ứng suất bê tông do tải trọng ngoài và ứng suất cho phép của bê tông ta thấy mọi mặt cắt đều thỏa.

6.3.2. Giai đoạn hợp long nhịp giữa (đã kéo cáp hợp long giữa):

Ứng suất có được trong giai đoạn này bằng ứng suất giai đoạn trước đó cộng với ứng suất giai đoạn này. Tải trọng lúc này có tải thi công rải đều hướng ngược lên trên, tải trọng xe đúc hướng ngược lên trên

Ứng suất trong suốt quá trình thi công trải qua các giai đoạn phải thỏa mãn điều kiện sau đây:

Ứng suất nén trong bê tông cho phép: $f_{cc} \le 0.6f'_{ci}$

Ứng suất kéo trong bê tông cho phép: $f_{ct} \le 0.25\sqrt{f'_{ci}} \le 1.38MPa$

Công thức kiểm toán:

Để dễ dàng tính toán ứng suất trong bê tông do cáp DUL và tải trọng trong giai đoạn HLG tác dụng, sau đó cộng với ứng suất ở giai đoạn đúc hẫng ta sẻ được ứng suất bê tông:

Ứng suất bê tông sua khi căng cáp HLB:

Ứng suất thớ dưới:

$$f_b = f_b^{duchang} + f_b^{hlb}$$

Ứng suất thớ trên:

$$f_t = f_t^{duchang} + f_t^{hlb}$$

Trong đó:

Ứng suất thớ dưới bê tông do cáp Dul và tải trọng giai đoạn HLB tác dụng:

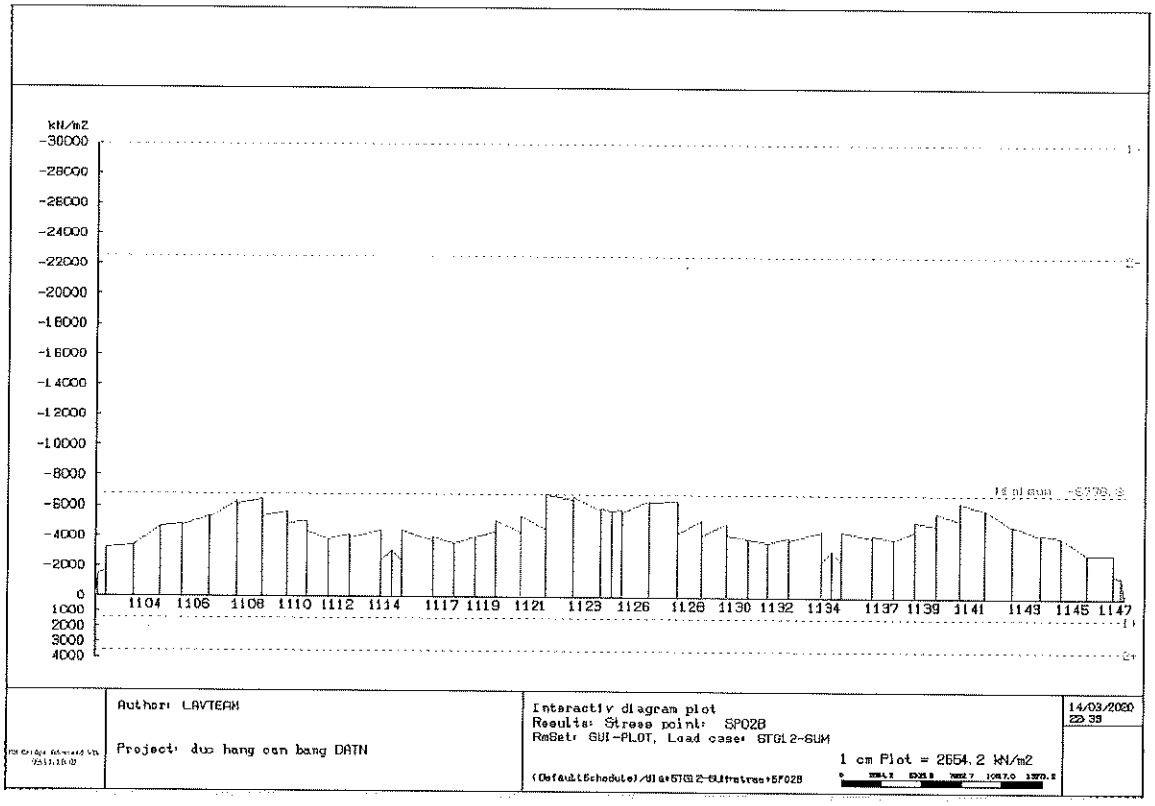
$$f_b^{hlb} = -\frac{P_i}{A_o} - \frac{P_i\left(y_{bo} - y_{ps}\right)}{I_o}y_{bo} + \frac{M^{DC+CE+BTU}_{s}}{I_o}y_{bo}$$

Ứng suất thớ trên bê tông do cáp DUL và tải trọng giai đoạn HLB tác dụng:

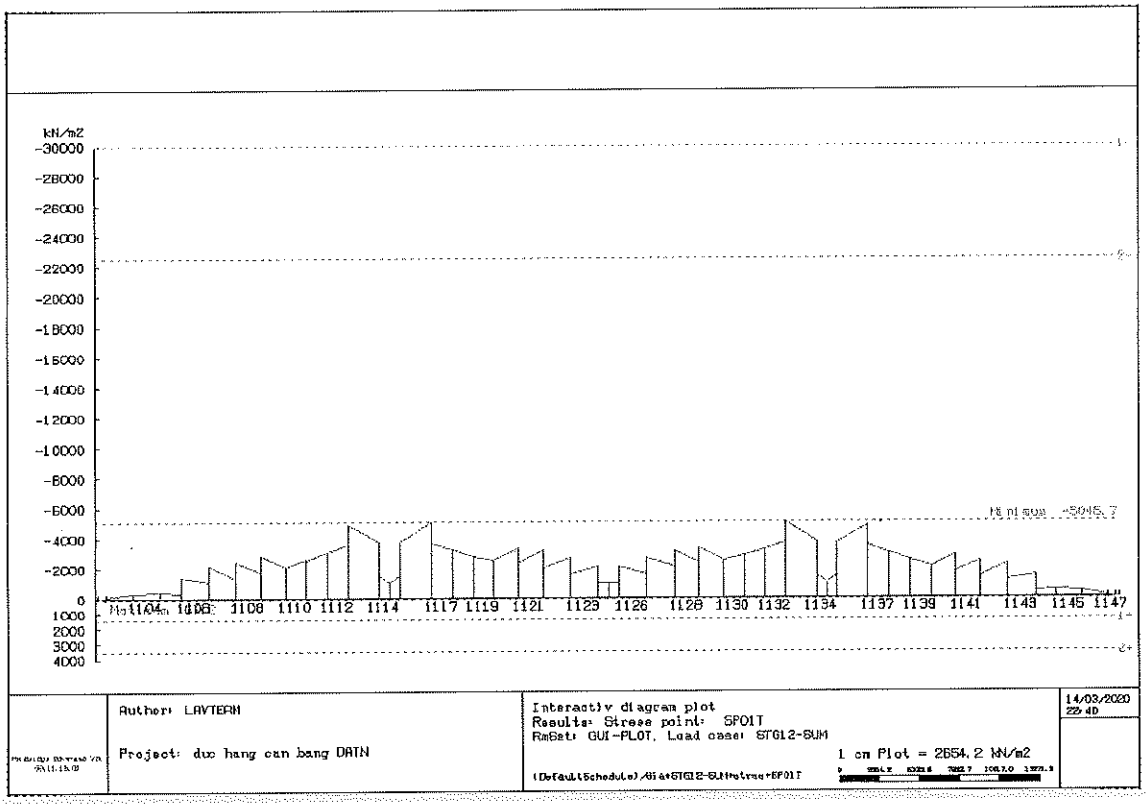
$$f_t^{hlb} = -\frac{P_i}{A_o} + \frac{P_i\left(y_{bo} - y_{ps}\right)}{I_o}y_t - \frac{M^{DC+CE+BTU}_{s}}{I_o}y_{to}$$

P_i: Lực căng cáp còn lại sau khi kích: $P_i = \left[f_{pj} - \Delta f_{PT} \right] \times A_{psi}$

Ta lấy kết quả ứng suất xuất từ phần mềm RMV8i – Adv 08.11.18.01 để kiểm toán.



Hình 6.6. Biểu đồ ứng suất thớ dưới giai đoạn hợp long giữa



Hình 6.7. Biểu đồ ứng suất thớ trên giai đoạn hợp long giữa

Bảng 6.14. Bảng tổng hợp ứng suất thớ trên và dưới dùng kiểm toán từ trụ đến hợp long giữa

Mặt cắt	$f_t^{duchang}$	$f_b^{duchang}$	Giá trị KT $f_t^{duchang}$	Giá trị KT $f_b^{duchang}$	Kiểm toán	Kiểm toán
S0-S0'	-1.528	-2.413	30	30	Thỏa	Thỏa
S1-S1'	-4.88	-3.923	30	30	Thỏa	Thỏa
S2	-3.063	-3.837	30	30	Thỏa	Thỏa
S3	-2.536	-4.296	30	30	Thỏa	Thỏa
S4	-2.104	-4.901	30	30	Thỏa	Thỏa
S5	-2.828	-5.32	30	30	Thỏa	Thỏa
S6	-2.378	-6.159	30	30	Thỏa	Thỏa
S7	-2.16	-5.213	28.833	28.833	Thỏa	Thỏa
S8	-1.409	-4.722	26.415	26.415	Thỏa	Thỏa
S2'	-3.205	-3.589	30	30	Thỏa	Thỏa
S3'	-2.759	-3.957	30	30	Thỏa	Thỏa
S4'	-2.474	-5.032	30	30	Thỏa	Thỏa
S5'	-2.292	-5.369	30	30	Thỏa	Thỏa
S6'	-2.037	-6.779	30	30	Thỏa	Thỏa
S7'	-1.594	-6.6	28.833	28.833	Thỏa	Thỏa
S8'	-1.005	-5.859	26.415	26.415	Thỏa	Thỏa
S9	-1.05	-5.765	21.106	21.106	Thỏa	Thỏa

S10	-0.422	-4.688	21.106	21.106	Thỏa	Thỏa
S11	-0.362	-3.395	21.106	21.106	Thỏa	Thỏa

Qua so sánh kết quả giữa ứng suất trong bê tông và ứng suất cho phép ta thấy mọi mặt cắt đều thỏa.

CHƯƠNG 7. THIẾT KẾ DẦM LIÊN TỤC ĐÚC HẪNG GIAI ĐOẠN KHAI THÁC

7.1. Kiểm toán TTGH sử dụng:

7.1.1. Tính MMUS:

Mất mát ứng suất tức thời:

Mất mát ứng suất do ma sát: Δf_{pF}

Mất mát ứng suất do thiết bị neo: Δf_{pA}

Mất mát ứng suất do co ngắn đàn hồi: Δf_{pES}

Mất mát ứng suất theo thời gian:

Mất mát ứng suất do co ngót: Δf_{pSR}

Mất mát ứng suất do từ biến của bê tông giai đoạn 1: Δf_{pCR}

Mất mát ứng suất do từ biến của bê tông giai đoạn 2: Δf_{pCD}

Mất mát ứng suất do tự chùng của cốt thép dự ứng lực Δf_{pR}

Trong đó các giá trị MMUS tức thời đã được tính toán chính xác trong các giai đoạn thi công, do đó các giá trị này sẻ được sử dụng lại và cộng thêm vào giá trị MMUS sau này.

Với các giá trị MMUS theo thời gian thì thời điểm tính toán kết thúc MMUS là sau 10000 ngày.

Ta tính toán MMUS cho từng nhóm cáp DUL, sau đó quy về tổng MMUS.

Các bó cáp DUL đối xứng nhau từng cặp qua trục nên ta chỉ cần tính cho 1 bên cáp, sau đó nhân đôi các giá trị mất mát đã tính.

7.1.1.1. MMUS do từ biến (Δf_{pCR}):

$$\Delta f_{pCR} = \varepsilon_{CR} E_{ps}$$

Do tính chất của 2 loại cáp (cáp chịu momen âm và cáp chịu momen dương) là khá nhau nên MMUS do hiện tượng từ biến phải được tính toán riêng cho từng loại cáp.

$$\varepsilon_{CR} = \psi_1(t,t_i) \times \sum \varepsilon_{ci}^1 + \psi_2(t,t_i)\varepsilon_{ci}^2$$

Trong đó:

$\psi_1(t,t_i)$: Hệ số từ biến cho tải trọng DC1 lúc đúc hẫng, HLB và HLG.

$\psi_2(t,t_i)$: Hệ số từ biến do tải trọng DC3 và DW

$\sum\varepsilon_{ci}^1$: Tổng biến dạng đàn hồi tại trọng tâm cáp DUL ứng với thời gian chất tải gần giống nhau, bao gồm do DC1, nhóm cáp âm, do DC đà giáo, cáp HLB, do DC HLG và cáp HLG, với:

$$\sum\varepsilon_{ci}^1=\sum\frac{f_{cgp}^1}{E_{ci}}$$

f_{cgp}^1: Ứng suất tại trọng tâm cốt thép DUL

$\sum\varepsilon_{ci}^2$: Tổng biến dạng hồi tại trọng tâm cáp DUL ứng với thời gian chất tải gần giống nhau, bao gồm do tải trọng DC3, DW, với:

$$\sum\varepsilon_{ci}^2=\sum\frac{f_{cgp}^2}{E_{ci}}$$

f_{cgp}^2: Ứng suất tại trọng tâm cáp DUL.

Các biến dạng trên (do các tác nhân gây ra trên các sơ đồ khác nhau) phải được tính trên các sơ đồ tương ứng:

ε (do DC_1 + cáp âm) được tính trên sơ đồ đúc hẫng.

ε (do DC đà giáo + cáp HL biên) được tính trên sơ đồ dầm giản đơn đầu mút thừa.

ε (do DC HL giữa + cáp HL giữa) được tính trên sơ đồ dầm liên tục.

ε (do DC_3 + DW) được tính trên sơ đồ dầm liên tục.

Tải trọng giai đoạn sử dụng gồm DC_3, DW, nội lực do từ biến, nội lực do lún gối tựa, nội lực do chênh lệch nhiệt độ, nội lực do co ngót, hoạt tải.

Bảng 7.1. Bảng tổng hợp tổng biến dạng đàn hồi tại trọng tâm cáp DUL trong giai đoạn thi công

ε_{ci}	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	Tổng	K8 (HLB)	K10 (HLG)
S0-S0'	-3E-05	-7.2E-05	-0.0001	-0.00015	-2E-04	-2E-04	-2E-04	-3E-04	-0.0013	0	0
S1-S1'	-4E-05	-9.3E-05	-0.0001	-0.00018	-2E-04	-3E-04	-3E-04	-3E-04	-0.0015	0	0
S2-	0	-6.4E-	-	-	-2E-	-2E-	-3E-04	-3E-	-	0	0

S2'		05	0.0001	0.00016	04	04		04	0.0014		
S3-S3'	0	0	-7E-05	-0.00012	-2E-04	-2E-04	-2E-04	-3E-04	-0.0011	0.00014	-0.00009
S4-S4'	0	0	0	-7.9E-05	-1E-04	-2E-04	-2E-04	-3E-04	-0.0009	6.03E-05	-0.00014
S5-S5'	0	0	0	0	-8E-05	-1E-04	-2E-04	-3E-04	-0.0007	-0.00011	-0.000145
S6-S6'	0	0	0	0	0	-9E-05	-1E-04	-2E-04	-0.0004	-0.00014	-0.00016
S7-S7'	0	0	0	0	0	0	-9E-05	-2E-04	-0.0003	-0.00022	-0.00022
S8-S8'	0	0	0	0	0	0	0	-1E-04	-1E-04	-0.00022	-0.00022
S9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.00025
S10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.00013	0
S11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.00015	0

Bảng 7.2. Bảng tổng hợp ứng suất tại trọng tâm cốt thép DUL do DC3, DW

f_{cgp}	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8 (HLB)	K10 (HLG)
S0-S0'	-7.869	-7.812	-7.756	-7.7	-7.645	-7.587	-7.53	-7.473	0	0
S1-S1'	-7.563	-7.497	-7.433	-7.371	-7.309	-7.245	-7.182	-7.119	0	0
S2-S2'		-7.09	-7.02	-6.953	-6.888	-6.821	-6.755	-6.691	0	0
S3-S3'			-6.378	-6.308	-6.241	-6.175	-6.109	-6.045	-6.257	-6.246
S4-S4'				-5.409	-5.345	-5.283	-5.221	-5.161	-5.314	-5.304
S5-S5'					-3.969	-3.916	-3.866	-3.817	-3.91	-3.904
S6-S6'						-2.336	-2.302	-2.27	-2.312	-2.311
S7-S7'							-0.625	-0.616	-0.623	-0.623
S8-S8'								0.355	0.357	0.357
S9									0	0.44
S10									2.928	0
S11									2.293	0

Bảng 7.3. Bảng tổng hợp tổng biến dạng đàn hồi trọng tâm cáp DUL trong giai đoạn thi công DC3, DW

ε_{ci}	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8 (HLB)	K10 (HLG)
S0-S0'	-0.00026	-0.00024	-0.0002	-0.00022	-2E-04	-2E-04	-2E-04	-2E-04	0	0
S1-S1'	-0.00025	-0.00023	-0.0002	-0.00022	-2E-04	-2E-04	-2E-04	-2E-04	0	0

S2-S2'		-0.00027	-0.0002	-0.00021	-2E-04	-2E-04	-2E-04	-2E-04	0	0
S3-S3'			-0.0002	-0.0002	-2E-04	-2E-04	-2E-04	-2E-04	-0.00018	-0.0001
S4-S4'				-0.0002	-2E-04	-2E-04	-2E-04	-2E-04	-0.00016	-0.0001
S5-S5'					-1E-04	-1E-04	-1E-04	-1E-04	-0.00011	-0.0001
S6-S6'						-9E-05	-7E-05	-7E-05	-6.8E-05	-6.7E-05
S7-S7'							-2E-05	-2E-05	-1.9E-05	-1.8E-05
S8-S8'								1E-05	1.1E-05	1.07E-05
S9									0	1.66E-05
S10									0.00011	0
S11									8.7E-05	0

Bảng 7.4. Bảng tổng hợp hệ số ảnh hưởng của cường độ

Mặt cắt	ĐỐT THI CÔNG									
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8 (HLB)	K10 (HLG)
S0-S0'	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614
S1-S1'	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614
S2-S2'		0.614	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614
S3-S3'			0.614	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614
S4-S4'				0.614	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614
S5-S5'					0.614	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614
S6-S6'						0.614	0.614	0.614	0.614	0.614
S7-S7'							0.614	0.614	0.614	0.614
S8-S8'								0.614	0.614	0.614
S9										0.614
S10									0.614	
S11									0.614	

- Hệ số xét đến ảnh hưởng của cường độ: $k_f = \frac{35}{7 + f'_{ci}}$

- Hệ số kích thước, $k_c = 1$

Bảng 7.5. Thời gian xét từ lúc thi công lan can, lớp phủ đến cuối thời kì khai thác

Mặt cắt	Thời gian (t)	Thời gian (t) đến cuối
S0-S0'	77	9923
S1-S1'	77	9923
S2-S2'	66	9934
S3-S3'	59	9941
S4-S4'	52	9948
S5-S5'	45	9955
S6-S6'	38	9962
S7-S7'	31	9969
S8-S8'	24	9976
S9	10	9990
S10	17	9983
S11	17	9983

Bảng 7.6. Hệ số xét đến ảnh hưởng của cường độ bê tông

$$k_{td} = \frac{t}{12 \times \left(\frac{100 - 0.58 \times f'_{ci}}{0.145 \times f'_{ci} + 20} \right) + t}$$

Mặt cắt	ĐỐT THI CÔNG									
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8 (HLB)	K10 (HLG)
S0-S0'	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997
S1-S1'	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997
S2-S2'		0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997
S3-S3'			0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997
S4-S4'				0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997
S5-S5'					0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997
S6-S6'						0.997	0.997	0.997	0.997	0.997
S7-S7'							0.997	0.997	0.997	0.997
S8-S8'								0.997	0.997	0.997
S9										0.997
S10									0.997	
S11									0.997	

Bảng 7.7. Bảng tổng hợp hệ số từ biến từ khi thi công lan can, lớp phủ đến cuối thời gian kiểm tra (30 năm = 10000 ngày)

$$\psi_b(t,t_i) = 1.9k_c k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0.118}$$

Mặt cắt	ĐỐT THI CÔNG									
	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8 (HLB)	K10 (HLG)
S0-S0'	0.641	0.641	0.641	0.641	0.641	0.641	0.641	0.641	0.641	0.641
S1-S1'	0.641	0.641	0.641	0.641	0.641	0.641	0.641	0.641	0.641	0.641
S2-S2'		0.641	0.641	0.641	0.641	0.641	0.641	0.641	0.641	0.641
S3-S3'			0.641	0.641	0.641	0.641	0.641	0.641	0.641	0.641
S4-S4'				0.641	0.641	0.641	0.641	0.641	0.641	0.641
S5-S5'					0.641	0.641	0.641	0.641	0.641	0.641
S6-S6'						0.641	0.641	0.641	0.641	0.641
S7-S7'							0.641	0.641	0.641	0.641
S8-S8'								0.641	0.641	0.641
S9									0	0.641
S10									0.641	0
S11									0.641	0

Bảng 7.8. Biến dạng đàn hồi của cáp do DC1 trong giai đoạn đúc hẫng, HLB, HLG

ε_{CR}	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8 (HLB)	K10 (HLG)
S0-S0'	3E-05	6.1E-05	8.3E-05	0.0001	0.0001	0.0001	0.0002	2E-04	0	0
S1-S1'	4.6E-05	7.9E-05	0.0001	0.0001	0.0002	0.0002	0.0002	2E-04	0	0
S2-S2'		0.0001	0.00011	0.0001	0.0001	0.0002	0.0002	2E-04	0	0
S3-S3'			0.00012	0.0001	0.0001	0.0002	0.0002	2E-04	9.8E-05	6.15E-05
S4-S4'				0.0001	0.0001	0.0001	0.0002	2E-04	4.3E-05	9.76E-05
S5-S5'					0.0001	0.0001	0.0001	2E-04	8.1E-05	0.000104
S6-S6'						0.0001	0.0001	2E-04	0.00011	0.000118
S7-S7'							0.0001	2E-04	0.00018	0.000169
S8-S8'								2E-04	0.00021	0.000179
S9									0	0.000235
S10									8.8E-05	0
S11									1E-04	0

Bảng 7.9. Biến dạng đàn hồi của cáp do tải trọng DC3, DW

ε_{CR}	K0	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8 (HLB)	K10 (HLG)
S0-S0'	-0.00017	-0.00015	-0.0001	-0.0001	-1E-04	-1E-04	-1E-04	-1E-04	0	0
S1-S1'	-0.00016	-0.00015	-0.0001	-0.0001	-1E-04	-1E-04	-1E-04	-1E-04	0	0
S2-S2'	0	-0.00017	-0.0001	-0.0001	-1E-04	-1E-04	-1E-04	-1E-04	0	0
S3-S3'	0	0	-0.0002	-0.0001	-1E-04	-1E-04	-1E-04	-1E-04	-0.00012	-0.00012
S4-S4'	0	0	0	-0.0001	-1E-04	-1E-04	-1E-04	-1E-04	-9.9E-05	-9.9E-05
S5-S5'	0	0	0	0	-1E-04	-8E-05	-7E-05	-7E-05	-7.3E-05	-7.3E-05
S6-S6'	0	0	0	0	0	-6E-05	-5E-05	-4E-05	-4.3E-05	-4.3E-05
S7-S7'	0	0	0	0	0	0	-2E-05	-1E-05	-1.2E-05	-1.2E-05
S8-S8'	0	0	0	0	0	0	0	9E-06	7.2E-06	6.86E-06
S9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.06E-05
S10	0	0	0	0	0	0	0	0	7.1E-05	0
S11	0	0	0	0	0	0	0	0	5.5E-05	0

Bảng 7.10. Bảng tổng hợp MMUS do từ biến

$$\Delta f_{pCR} = \varepsilon_{CR} E_{ps} = \sum \varepsilon_{ci}^{j} \psi^{i}(t,t_i) E_{ps} = \left(\psi_1(t,t_i) \times \sum \varepsilon_{ci}^{1} + \psi_2(t,t_i) \varepsilon_{ci}^{2}\right) \times E_{ps}$$

ε_{CR}	NHÓM A									NHÓM B	NHÓM C
	101	102	103	104	105	106	107	108	Trung bình		
S0-S0'	38.462	42.032	45.39	48.97	52.734	56.586	59.449	65.11	51.091	0	0
S1-S1'	40.353	44.465	48.24	52.29	56.499	60.822	63.909	70.26	54.603	0	0
S2-S2'	0	54.361	48.96	51.22	53.809	57.929	61.443	68.55	49.533	0	0
S3-S3'	0	0	53.39	48.36	50.066	53.226	56.534	64.37	40.744	42.279	35.125
S4-S4'	0	0	0	50.94	45.761	48.099	50.395	58.27	31.683	28.063	38.768
S5-S5'	0	0	0	0	45.662	41.915	43.413	50.5	22.686	30.335	34.781
S6-S6'	0	0	0	0	0	39.78	35.913	42.33	14.753	29.692	31.683
S7-S7'	0	0	0	0	0	0	32.068	33.7	8.221	37.681	35.507
S8-S8'	0	0	0	0	0	0	0	32.73	4.092	42.156	36.674
S9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	48.393
S10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	31.273	0

S11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30.584	0

7.1.1.2. MMUS do chùng nhão :

$$\Delta f_{pR} = \frac{f_{pt}}{K_L}\left(\frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0.55\right) \text{ (TCVN 11823-5:2017 – 9.5.4.2.3)}$$

Trong đó:

f_{pt}: Ứng suất trong cáp DUL ngay sau khi truyền

$f_{pt} = 0.55 \times f_{py} = 0.55 \times 1674 = 920.7$ MPa

f_{py}: Cường độ chảy dẻo của cáp DUL, $f_{py} = 1674$MPa

$K_L = 30$: Cáp DUL có độ chùng nhão thấp

Vậy: $\Delta f_{pR} = \frac{f_{pt}}{K_L}\left(\frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0.55\right) = \frac{920.7}{30}\left(\frac{920.7}{1674} - 0.55\right) = 0\,\text{MPa}$

Vậy MMUS do cáp DUL có giá trị bằng 8 MPa

7.1.1.3. Tổng MMUS trong giai đoạn khai thác:

Bảng 7.11. Bảng tổng hợp MMUS tại các mặt cắt trong giai đoạn thi công đúc hẫng, HLB, HLG

Mặt cắt	NHÓM A			NHÓM B			NHÓM C		
	Δf_{pA}	Δf_{pES}	Δf_{pF}	Δf_{pA}	Δf_{pES}	Δf_{pF}	Δf_{pA}	Δf_{pES}	Δf_{pF}
S0-S0'	262.667	13.086	90.58	0	0	0	0	0	0
S1-S1'	262.667	15.862	86.98	0	0	0	0	0	0
S2-S2'	157.6	15.907	81.27	0	0	0	0	0	0
S3-S3'	112.571	15.229	72.88	62.73	-0.707	81.727	87.683	4.314	76.349
S4-S4'	87.556	14.206	62.16	62.73	3.57	72.269	87.683	8.925	72.896
S5-S5'	69.529	13.1	49.23	62.73	9.138	73.644	87.683	14.78	67.888
S6-S6'	57.659	11.812	34.47	62.73	11.808	73.302	87.683	26.26	62.86
S7-S7'	48.245	10.419	17.99	62.73	15.19	76.787	87.683	29.61	56.512
S8-S8'	41.474	8.813	0	62.73	18.532	80.262	87.683	30.68	52.974
S9	0	0	0	0	0	0	87.683	32.28	51.644
S10	0	0	0	62.73	19.291	82.863	0	0	0
S11	0	0	0	62.73	14.819	88.495	0	0	0

Bảng 7.12. Bảng tổng hợp MMUS của cáp DUL

Tổng MMUS được tính theo công thức:

$$\Delta f_{pF} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pLT} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR}$$

Mặt cắt	Cáp nhóm A - Thi công đúc hẫng					Cáp nhóm B - HLB				
	Δf_{PR}	Δf_{pCR}	Δf_{pSR}	Δf_{pT}	Tổng	Δf_{PR}	Δf_{pCR}	Δf_{SR}	Δf_{pT}	Tổng
S0-S0'	8	51.091	51.73	366.3	477.15	0	0	0	0	0
S1-S1'	8	54.603	51.34	365.5	479.45	0	0	0	0	0
S2-S2'	8	49.533	56.59	254.8	368.9	0	0	0	0	0
S3-S3'	8	40.744	57.99	200.7	307.41	8	42.279	50.48	143.754	244.514
S4-S4'	8	31.683	59.96	163.9	263.57	8	28.063	50.18	138.573	224.811
S5-S5'	8	22.686	62.92	131.9	225.47	8	30.335	49.92	145.516	233.772
S6-S6'	8	14.753	67.71	103.9	194.4	8	29.692	49.87	147.844	235.406
S7-S7'	8	8.221	75.82	76.65	168.69	8	37.681	49.77	154.711	250.16
S8-S8'	8	4.092	93.33	50.29	155.71	8	42.156	49.41	161.528	261.095
S9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
S10	0	0	0	0	0	8	31.273	49.56	164.888	253.725
S11	0	0	0	0	0	8	30.584	49.92	166.048	254.553

Mặt cắt	Cáp nhóm C - HLG				
	Δf_{pSR}	Δf_{pCR}	Δf_{pSR}	Δf_{pT}	Tổng
S0-S0'	0	0	0	0	0
S1-S1'	0	0	0	0	0
S2-S2'	0	0	0	0	0
S3-S3'	8	35.125	50.124	168.346	261.595
S4-S4'	8	38.768	49.564	169.504	265.836
S5-S5'	8	34.781	48.902	170.35	262.033
S6-S6'	8	31.683	47.577	176.802	264.062
S7-S7'	8	35.507	47.17	173.8	264.477
S8-S8'	8	36.674	46.762	171.341	262.777
S9	8	48.393	45.744	171.604	273.741
S10	0	0	0	0	0
S11	0	0	0	0	0

7.1.2. Kiểm toán ứng suất tại TTGH sử dụng:

Kiểm toán khả năng chống nứt của tiết diện ở giai đoạn đàn hồi, độ võng của cầu được tác dụng của tải trọng bình thường (hệ số tải trọng $\gamma = 1$).

Ứng suất nén tại mọi mặt cắt không vượt quá: $f_{cc} = 0.45f_c^{'}$

Ứng suất kéo tại mọi mặt cắt không được vượt quá: $f_{ct} = 0.5\sqrt{f_{ci}^{'}}$

Công thức tổng quát xác định ứng suất tại các thớ trong giai đoạn sử dụng:

Ứng suất ở thớ dưới dầm:

$$f_b = f_{b(thicong)} + \frac{\Delta P_T + \Delta P_{HLB} + \Delta P_{HLG}}{A_{td}} - \frac{\Delta P_T \times e_T}{I_{td}} \times y_{bg} + \frac{\Delta P_{HLB} \times e_T}{I_{td}} \times y_{bg} + \frac{\Delta P_{HLG} \times e_T}{I_{td}} \times y_{bg} + \frac{M_{max}}{I_{td}} \times y_{bg}$$

Ứng suất ở thớ trên dầm:

$$f_t = f_{t(thicong)} + \frac{\Delta P_T + \Delta P_{HLB} + \Delta P_{HLG}}{A_{td}} + \frac{\Delta P_T \times e_T}{I_{td}} \times y_{tg} - \frac{\Delta P_{HLB} \times e_T}{I_{td}} \times y_{tg} - \frac{\Delta P_{HLG} \times e_T}{I_{td}} \times y_{tg} - \frac{M_{max}}{I_{td}} \times y_{tg}$$

Trong đó:

A_{td}, I_{td}, y_{tg}: ĐTHH đã kể đến sự có mặt của tất cả các cáp.

ΔP_T, ΔP_{HLB}, ΔP_{HLG}: Là độ giảm lực cáp DUL của cáp âm, cáp HLB, cáp HLG do các MMUS trong giai đoạn khai thác,

$$\Delta P_T = A_{psT} \times \left(\Delta f_{pR}(T) + \Delta f_{pCR}(T) + \Delta f_{pSR}(T)\right)$$

$$\Delta P_{HLB} = A_{psHLB} \times \left(\Delta f_{pR}(HLB) + \Delta f_{pCR}(HLB) + \Delta f_{pSR}(HLB)\right)$$

$$\Delta P_{HLG} = A_{psHLG} \times \left(\Delta f_{pR}(HLG) + \Delta f_{pCR}(HLG) + \Delta f_{pSR}(HLG)\right)$$

Bảng 7.13. Bảng tổng hợp độ giảm lực cáp DUL của cáp âm, HLB và HLG

Mặt cắt	Nhóm A		Nhóm B		Nhóm C	
	Số cáp	ΔP_T	Số cáp	ΔP_{HLB}	Số cáp	ΔP_{HLG}
S0-S0'	32	24454664	0	0	0	0
S1-S1'	32	24572285	0	0	0	0
S2	28	16543336	2	0	2	0
S3	24	11816349	4	1566454.5	4	1675882
S4	20	8442674	6	2160343.8	6	2554578
S5	16	5777702	8	2995273.9	8	3357376

S6	12	3736193	8	3016210	12	5075060
S7	8	2161442	8	3205250	12	5083036
S8	4	997553.4	8	3345358	12	5050364
S2'	28	16543336	2	0	2	0
S3'	24	11816349	4	1566454.5	4	1675882
S4'	20	8442674	6	2160343.8	6	2554578
S5'	16	5777702	8	2995273.9	8	3357376
S6'	12	3736193	8	3016210	12	5075060
S7'	8	2161442	8	3205250	12	5083036
S8'	4	997553.4	8	3345358	12	5050364
S9	0	0	0	0	12	5261083
S10	0	0	8	3250927.7	0	0
S11	0	0	6	2446152.5	0	0

Bảng 7.14. Bảng tổng hợp kiểm toán tại các mặt cắt dầm hộp TTGH sử dụng giai đoạn khai thác

Mặt cắt	f_t	f_b	M_{max}	f_t	f_b	Giá trị kiểm toán f_t	Giá trị kiểm toán f_b	Kiểm toán f_t	Kiểm toán f_b
S0-S0'	-1.694	-2.218	-1.45E+11	-6.893	4.148	22.5	3.536	Thỏa	Không thỏa
S1-S1'	-5.123	-3.63	-1.06E+11	-9.253	3.953	22.5	3.536	Thỏa	Không thỏa
S2	-3.315	-3.508	-8.47E+10	-8.711	3.788	22.5	3.536	Thỏa	Không thỏa
S3	-2.795	-3.934	-6.59E+10	-9.035	3.34	22.5	3.536	Thỏa	Thỏa
S4	-2.367	-4.51	-4.97E+10	-8.857	2.137	22.5	3.536	Thỏa	Thỏa
S5	-3.09	-4.909	-3.37E+10	-9.281	0.849	22.5	3.536	Thỏa	Thỏa
S6	-2.626	-5.752	-2.08E+10	-8.12	-0.95	22.5	22.5	Thỏa	Thỏa
S7	-2.377	-4.841	-9.53E+09	-6.258	-1.482	22.5	22.5	Thỏa	Thỏa
S8	-1.576	-4.43	-1.91E+09	-3.602	-2.27	22.5	22.5	Thỏa	Thỏa
S2'	-3.033	-3.831	-7.97E+10	-7.828	3.042	22.5	3.536	Thỏa	Thỏa
S3'	-2.537	-3.459	-6.14E+10	-8.108	3.317	22.5	3.536	Thỏa	Thỏa
S4'	-2.164	-2.889	-4.58E+10	-7.955	3.315	22.5	3.536	Thỏa	Thỏa
S5'	-1.885	-1.995	-3.1E+10	-7.462	3.427	22.5	3.536	Thỏa	Thỏa
S6'	-1.527	-1.033	-2.01E+10	-6.846	3.684	22.5	3.536	Thỏa	Không thỏa
S7'	-1.06	-0.138	-1.15E+10	-5.54	3.564	22.5	3.536	Thỏa	Không thỏa
S8'	-1.069	0.091	-7.7E+09	-4.987	3.272	22.5	3.536	Thỏa	Thỏa
S9	-1.05	-5.765	-7.24E+09	-5.019	-3.363	22.5	22.5	Thỏa	Thỏa
S10	-0.543	-4.481	1.445E+09	-2.004	-3.532	22.5	22.5	Thỏa	Thỏa
S11	-0.43	-3.28	2.811E+09	-2.093	-2.269	22.5	22.5	Thỏa	Thỏa

7.2. Kiểm toán ở TTGH cường độ:

Điều kiện:

$\phi M_n \geq M_u$

Trong đó:

ϕ: Hệ số sức kháng, $\phi = 1$.

M_n: Sức kháng uốn danh định của bản thân tiết diện.

M_u: Momen ngoại lực tác dụng ở TTGH cường độ.

Hệ số k:

$$k = 2\left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}\right)$$

Trong đó:

f_{py}: Giới hạn chảy của cáp, $f_{py} = 1674$ MPa.

f_{pu}: Cường độ chịu kéo danh định, $f_{pu} = 1860$ MPa.

Vậy:

$$k = 2\left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu.}}\right) = 2\left(1.04 - \frac{1674}{1860}\right) = 0.28$$

Hệ số quy đổi vùng nén: $\beta_1 = 0.85$.

Ta kiểm toán tại mặt cắt S_0 với momen âm, các mặt cắt còn lại tính toán tương tự và lập bảng.

Khoảng cách từ TTH của tiết diện đến mép trên của bản là:

$$c = \frac{A_{ps} \times f_{pu} - \beta_1 \times (b_f - b_w) \times h_f \times 0.85 \times f_c'}{0.85 \times f_c' \times \beta_1 \times b_w + \frac{k \times A_{ps} \times f_{pu}}{d_{ps}}}$$

Trong đó:

A_{ps}: Diện tích cáp DUL âm, $A_{ps} = 51251.2$ mm^2.

f_{pu}: Cường độ chịu kéo danh định, $f_{pu} = 1860$ Mpa.

β_1: Hệ số quy đổi vùng nén: $\beta_1 = 0.85$.

f'_c: Cường độ chịu nén danh định của bê tông, $f'_c = 50$Mpa.

K: Hệ số, $k = 0.28$.

h_f: Chiều dày bản cánh quy đổi thành tiết diện chữ I, $h_f = 408.14$ mm.

b_w: Chiều dày thân dầm tiết diện quy đổi, $b_w = 800$ mm.

b_f: Chiều rộng bản cánh trên, $b_f = 12850$ mm

d_{ps}: Khoảng cách từ mép ngoài cùng thớ chịu nén đến trọng tâm lớp cốt thép thớ chịu kéo, $d_{ps} = 3675$ mm.

Vậy:

$$c = \frac{51251.2\times1860 - 0.85\times(12850 - 800)\times 408.14\times0.85\times50}{0.85\times50\times0.85\times800 + \frac{0.28\times51251.2\times1860}{3675}} = -1606.59\text{mm}$$

Kết luận: $c < h_f$.

Tính lại chiều cao vùng nén:

$$c = \frac{A_{ps}\times f_{pu}}{0.85\times f_c'\times\beta_1\times b_f + \frac{k\times A_{ps}\times f_{pu}}{d_{ps}}}$$

$$= \frac{51251.2\times1860}{0.85\times50\times0.85\times800 + \frac{0.28\times51251.2\times1860}{3675}} = 247.136\text{mm}$$

Chiều cao vùng nén quy đổi:

$$a = c\times\beta_1 = 247.136\times0.85 = 171.265 \text{ mm}$$

Ứng suất trong cáp:

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - k\frac{c}{d_{ps}}\right)$$

Trong đó:

f_{pu}: Cường độ chịu kéo danh định, $f_{pu} = 1860$ MPa.

K: Hệ số, $k = 0.28$.

c: Chiều cao vùng nén, $c = 247.136$ mm.

d_{ps}: Khoảng cách từ mép ngoài cùng thớ chịu nén đến trọng tâm lớp cốt thép thớ chịu kéo, $d_{ps} = 3675$ mm.

Vậy: $f_{ps} = f_{pu}\left(1 - k\frac{c}{d_{ps}}\right) = 1860\times\left(1 - 0.28\times\frac{247.136}{3675}\right) = 1824.977\text{Mpa}$

Hệ số sức kháng ϕ theo c/d_{ps} như sau:

$$\phi=\begin{cases}0.75 \\ 1 \\ 0.583+0.25\left(\dfrac{d_{ps}}{c}-1\right)\end{cases} \quad \text{nếu} \quad \begin{cases}\dfrac{c}{d_{ps}} \geq 0.6 \\ \dfrac{c}{d_{ps}} \leq 0.375 \\ 0.375 < \dfrac{c}{d_{ps}} < 0.6\end{cases}$$

Vậy: $\phi = 1$

Momen kháng uốn tính toán:

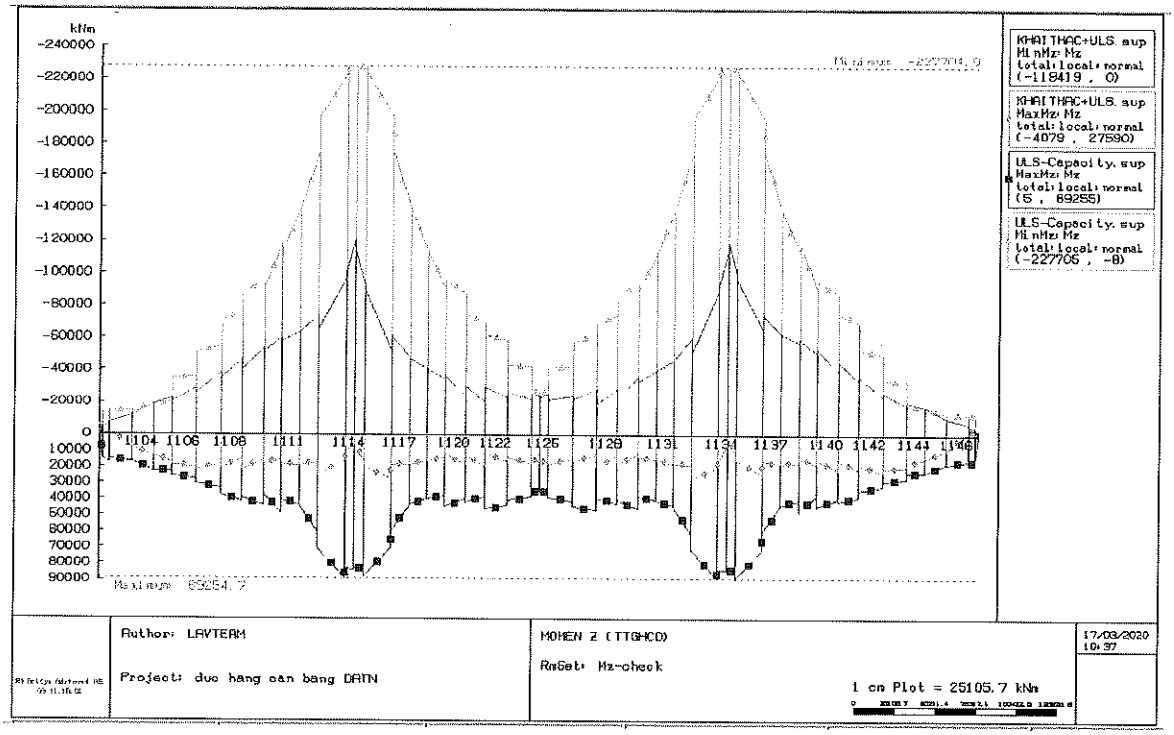
$$M_r = \phi\left[A_{ps} \times f_{ps} \times \left(d_{ps} - \frac{a}{2}\right)\right]$$

$$=1\times\left[51251.2\times1824.977\times\left(3675-\frac{171.265}{2}\right)\right]$$

$$= 3.3572\times10^{11}\text{Nmm} > M_u = 2.266\times10^{11}\text{Nmm}$$

⇨ Thỏa mãn

Để chính xác hơn về kết quả, ta xuất ứng suất từ phần mềm RMV8i – Adv 08.11.18.01 để kiểm toán.



Hình 7.1. Biểu đồ kiểm toán dầm ở TTGH cường độ

Bảng 7.15. Bảng tổng hợp momen kiểm toán dầm ở TTGH cường độ

MOMEN ÂM				MOMEN DƯƠNG			
Mặt cắt	Momen kháng uốn	Mu	Kiểm toán Mu (max)	Mặt cắt	Momen kháng uốn	Mu	Kiểm toán Mu (max)
S0-S0'	3.35722E+11	-2.2658E+11	Thỏa	S0-S0'	0	-2.22E+10	-
S1-S1'	3.35722E+11	-1.6596E+11	Thỏa	S1-S1'	0	-8.33E+09	-
S2	2.95313E+11	-1.3152E+11	Thỏa	S2	1.71E+10	1.774E+09	Thỏa
S3	2.5447E+11	-1.0205E+11	Thỏa	S3	3.03E+10	1.088E+10	Thỏa
S4	2.13186E+11	-7.6888E+10	Thỏa	S4	4.18E+10	1.859E+10	Thỏa
S5	1.71458E+11	-5.2425E+10	Thỏa	S5	5.09E+10	2.553E+10	Thỏa
S6	1.29281E+11	-3.3532E+10	Thỏa	S6	4.72E+10	3.069E+10	Thỏa
S7	86648677647	-1.7492E+10	Thỏa	S7	4.43E+10	3.358E+10	Thỏa
S8	42067307180	-7521000000	Thỏa	S8	4.3E+10	3.379E+10	Thỏa
S2'	2.95313E+11	-1.185E+11	Thỏa	S2'	1.71E+10	-5.68E+09	-
S3'	2.5447E+11	-8.9304E+10	Thỏa	S3'	3.12E+10	1.395E+09	Thỏa
S4'	2.13186E+11	-6.4687E+10	Thỏa	S4'	4.27E+10	7.536E+09	Thỏa
S5'	1.71458E+11	-4.204E+10	Thỏa	S5'	5.18E+10	1.413E+10	Thỏa
S6'	1.29281E+11	-2.5988E+10	Thỏa	S6'	7.14E+10	2.072E+10	Thỏa
S7'	86648677647	-1.5391E+10	Thỏa	S7'	6.71E+10	2.809E+10	Thỏa
S8'	42067307180	-1.1702E+10	Thỏa	S8'	6.51E+10	3.318E+10	Thỏa
S9	0	-1.1116E+10	-	S9	6.5E+10	3.36E+10	Thỏa
S10	0	-3069000000	-	S10	4.29E+10	3.035E+10	Thỏa
S11	0	267000000	-	S11	3.23E+10	2.085E+10	Thỏa

7.3. Kiểm toán hàm lượng cốt thép tối thiểu:

Điều kiện: $M_r = \phi M_n \geq \text{Min}\left[1.2M_{cr}; 1.33M_u\right]$

Xác định momen phụ thêm theo phương trình:

$$M = \frac{\left\{\gamma_1 f_r - \gamma_2\left[-\frac{P_f}{A_g} - \frac{P_f\left(y_{tg} - d_{ps}\right)}{I_g} y_{bg}\right] + \frac{M_{DC1}}{I_g} y_{bg} + \frac{M_{DC3} + M_{DW}}{I_g} y_{bg}\right\} \times I_g}{y_{bg}}$$

Trong đó:

$\gamma_1 = 1.6$

$\gamma_2 = 1.1$

f_r: Cường độ chịu kéo khi uốn, $f_r = 4.455$Mpa

M_{DC1}: Momen do tải trọng bản thân tác dụng tại TTGH sử dụng.

M_{DC3} + M_{DW}: Momen do tải trọng lan can, lớp phủ tác dụng tại TTGH sử dụng.

Bảng 7.16. Bảng tổng hợp kết quả tính toán momen phụ thêm

Mặt cắt	P_i âm	P_i dương	P_j	M_{DC1}	M_{DC3} + M_{DW}	A_g
S0-S0'	25880908	0	25880908	-9.74E+10	-1.08E+11	12769461
S1-S1'	25990415	0	25990415	-6.78E+10	-7.44E+10	11482061
S2	18178760	0	18178760	-5.13E+10	-5.59E+10	10722846
S3	20459608	3890882	24350490	-3.71E+10	-3.99E+10	10056230
S4	17565105	7794811	25359916	-2.5E+10	-2.63E+10	9482215
S5	14675220	11587483	26262703	-1.36E+10	-1.35E+10	8933600
S6	11820863	15340586	27161449	-4.74E+09	-3.6E+09	8491970
S7	9104704	15253911	24358615	2.288E+09	4.142E+09	8144539
S8	6954212	15171134	22125345	6.154E+09	8.232E+09	7964309
S2'	18178760	0	18178760	-5.39E+10	-5.8E+10	10699067
S3'	20459608	3405280	23864889	-4.06E+10	-4.27E+10	10032452
S4'	17565105	7789564	25354669	-2.94E+10	-2.99E+10	9458436
S5'	14675220	11690460	26365680	-1.89E+10	-1.79E+10	8909821
S6'	11820863	15574468	27395331	-1.11E+10	-8.85E+09	8505021
S7'	9104704	23132915	32237619	-5.23E+09	-2.05E+09	8157591
S8'	6954212	23208757	30162969	-2.51E+09	1.093E+09	7977360
S9	0	23253871	23253871	-2.3E+09	1.344E+09	7931530
S10	0	15126129	15126129	7.016E+09	8.942E+09	7918478
S11	0	11390182	11390182	5.654E+09	7.001E+09	7911953

d_{ps}	y_{tg}	y_{bg}	I_g	M	Mcr
0	2018.939	1781.061	2.81E+13	1478999.1	2.05E+11
0	1845.983	1454.017	1.89E+13	3.548E+10	1.78E+11
125	1739.391	1272.609	1.45E+13	2.778E+10	1.35E+11
200	1642.501	1117.499	1.12E+13	6.001E+10	1.37E+11
175	1556.341	987.659	8.76E+12	7.651E+10	1.28E+11
162.5	1471.167	866.833	6.73E+12	9.117E+10	1.18E+11
162.5	1401.297	778.703	5.36E+12	1.02E+11	1.1E+11
162.5	1346.499	713.501	4.44E+12	9.006E+10	9.65E+10
162.5	1318.615	685.385	4.04E+12	7.374E+10	8.81E+10
125	1736.564	1275.436	1.45E+13	2.277E+10	1.35E+11
125	1639.95	1120.05	1.12E+13	5.411E+10	1.37E+11
125	1553.962	990.038	8.76E+12	6.975E+10	1.29E+11
125	1468.964	869.036	6.73E+12	8.255E+10	1.19E+11

125	1402.416	777.584	5.37E+12	9.222E+10	1.12E+11
125	1347.56	712.44	4.44E+12	1.076E+11	1.15E+11
125	1319.655	684.345	4.04E+12	1.027E+11	1.06E+11
125	1314.546	685.454	4.02E+12	8.745E+10	9.11E+10
162.5	1313.498	686.502	4.01E+12	5.712E+10	7.31E+10
162.5	1313.066	686.934	4.01E+12	5.261E+10	6.53E+10

Bảng 7.17. Bảng tổng hợp kết quả kiểm toán hàm lượng cốt thép tối thiểu tại mỗi mặt cắt cho momen âm

Mặt cắt	M_u (âm)	M_{cr}	Min(1.2M_{cr};1.33M_u)	M_r (âm)	M_r (dương)	Kiểm toán
S0-S0'	-2.3E+11	2.05E+11	2.46E+11	3.357E+11	0	Thỏa
S1-S1'	-1.7E+11	1.78E+11	2.133E+11	3.357E+11	0	Thỏa
S2	-1.3E+11	1.35E+11	1.619E+11	2.953E+11	1.714E+10	Thỏa
S3	-1E+11	1.37E+11	1.357E+11	2.545E+11	3.027E+10	Thỏa
S4	-7.7E+10	1.28E+11	1.023E+11	2.132E+11	4.182E+10	Thỏa
S5	-5.2E+10	1.18E+11	6.973E+10	1.715E+11	5.092E+10	Thỏa
S6	-3.4E+10	1.1E+11	4.46E+10	1.293E+11	4.715E+10	Thỏa
S7	-1.7E+10	9.65E+10	2.326E+10	8.665E+10	4.429E+10	Thỏa
S8	-7.5E+09	8.81E+10	1E+10	4.207E+10	4.296E+10	Thỏa
S2'	-1.2E+11	1.35E+11	1.576E+11	2.953E+11	1.714E+10	Thỏa
S3'	-8.9E+10	1.37E+11	1.188E+11	2.545E+11	3.116E+10	Thỏa
S4'	-6.5E+10	1.29E+11	8.603E+10	2.132E+11	4.271E+10	Thỏa
S5'	-4.2E+10	1.19E+11	5.591E+10	1.715E+11	5.181E+10	Thỏa
S6'	-2.6E+10	1.12E+11	3.456E+10	1.293E+11	7.139E+10	Thỏa
S7'	-1.5E+10	1.15E+11	2.047E+10	8.665E+10	6.71E+10	Thỏa
S8'	-1.2E+10	1.06E+11	1.556E+10	4.207E+10	6.51E+10	Thỏa
S9	-1.1E+10	9.11E+10	1.478E+10	0	6.496E+10	Thỏa
S10	-3.1E+09	7.31E+10	4.082E+09	0	4.286E+10	Thỏa
S11	2.67E+08	6.53E+10	355110000	0	3.232E+10	Thỏa

Bảng 7.18. Bảng tổng hợp kết quả kiểm toán hàm lượng cốt thép tối thiểu tại mỗi mặt cắt cho momen dương

Mặt cắt	M_u (dương)	M_{cr}	Min(1.2M_{cr};1.33M_u)	M_r (âm)	Mr (dương)	Kiểm toán
S0-S0'	-2.22E+10	2.05E+11	2.948E+10	3.36E+11	0	Thỏa
S1-S1'	-8.33E+09	1.78E+11	1.108E+10	3.36E+11	0	Thỏa
S2	1.77E+09	1.35E+11	2.359E+09	2.95E+11	1.71E+10	Thỏa
S3	1.09E+10	1.37E+11	1.448E+10	2.54E+11	3.03E+10	Thỏa
S4	1.86E+10	1.28E+11	2.472E+10	2.13E+11	4.18E+10	Thỏa

S5	2.55E+10	1.18E+11	3.395E+10	1.71E+11	5.09E+10	Thỏa
S6	3.07E+10	1.1E+11	4.082E+10	1.29E+11	4.72E+10	Thỏa
S7	3.36E+10	9.65E+10	4.467E+10	8.66E+10	4.43E+10	Thỏa
S8	3.38E+10	8.81E+10	4.494E+10	4.21E+10	4.3E+10	Không thỏa
S2'	-5.68E+09	1.35E+11	7.557E+09	2.95E+11	1.71E+10	Thỏa
S3'	1.4E+09	1.37E+11	1.855E+09	2.54E+11	3.12E+10	Thỏa
S4'	7.54E+09	1.29E+11	1.002E+10	2.13E+11	4.27E+10	Thỏa
S5'	1.41E+10	1.19E+11	1.879E+10	1.71E+11	5.18E+10	Thỏa
S6'	2.07E+10	1.12E+11	2.756E+10	1.29E+11	7.14E+10	Thỏa
S7'	2.81E+10	1.15E+11	3.735E+10	8.66E+10	6.71E+10	Thỏa
S8'	3.32E+10	1.06E+11	4.413E+10	4.21E+10	6.51E+10	Thỏa
S9	3.36E+10	9.11E+10	4.469E+10	0	6.5E+10	Thỏa
S10	3.04E+10	7.31E+10	4.037E+10	0	4.29E+10	Thỏa
S11	2.08E+10	6.53E+10	2.773E+10	0	3.23E+10	Thỏa

7.4. Kiểm tra sức kháng cắt:

Tính toán tiêu biểu cho mặt cắt S1 và cắc mặt cắt còn lại bố trí tương tư mặt cắt S1

Giá trị lực cắt dùng tính toán: $V_u = 13798000N$

Giá trị momen uốn: $M_u = 1.659 \times 10^{11}\ N.mm$

Thanh thép đai có đường kính: d = 16 mm

Mô đun đàn hồi của bê tông:

E_c = 34269 Mpa

E_s = 200000 MPa

Xác định giá trị d_v:

$$d_v = \max\begin{cases} d_{ps} - 0.5a = 3675 - 0.5\times171.265 = 3589.368\text{mm} \\ 0.72\times h = 0.72\times3300 = 2376\ \text{mm} \\ 0.9\times d_{ps} = 0.9\times3675 = 3307.5\,\text{mm} \end{cases}$$

Vậy giá trị d_v = 3589.37mm

Diện tích thanh thép đai: $\frac{\pi\times16^2}{4} = 201.062\,\text{mm}^2$

Ứng suất cắt trung bình:

$$v = \frac{V_u}{\phi b_w d_v} = \frac{13798000}{0.9\times800\times3589.368} = 5.339\,N$$

Kiểm tra tỷ lệ $\frac{v}{f_c'} = 0.107 < 0.25$: Thỏa

Giả thiết góc nghiêng nứt của bê tông tại vị trí nguy hiểm nhất là 45^0.

Hệ số $\beta = 2$

Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_c = \frac{1}{12}\beta\sqrt{f_c'}b_w d_v = \frac{1}{12}\times2\times\sqrt{50}\times800\times3589.368 = 3384088.6\,N$$

Khả năng chịu cắt của cốt đai:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p = \frac{13798000}{0.9} - 3384088.6 = 11947022.51N$$

Kết luận: Tính toán cốt đai cho phân bố.

Kiểm tra bước đai theo điều kiện cấu tạo:

$$s \le Min\begin{cases}\dfrac{A_v f_{vy}}{0.083\sqrt{f_c'}b_w}\\ Min(0.8d_v;600mm)\\ Min(0.4d_v;300mm)\end{cases}$$

Chọn bước đai: s = 150mm

Kiểm tra cốt thép tối thiểu:

Điều kiện: $A_{ps}f_{ps} + A_s f_y \ge \frac{M_u}{\phi_f d_v} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0.5V_s - V_p\right)\cot g\theta$

Vế trái: $A_{ps}f_{ps} + A_s f_y = 51251.2\times1860 + 201.062\times420 = 95411678.04N$

Vế phải:

$$\frac{M_u}{\phi_f d_v}+\left(\frac{V_u}{\phi_v}-0.5V_s-V_p\right)\cot g\theta=\frac{M_u}{\phi_f d_v}+\left(\frac{V_u}{\phi_v}-0.5\frac{A_v f_{vy} d_v \cot g\theta}{s}-V_p\right)\cot g\theta$$

$$=\frac{1.659\times10^{11}}{0.9\times3589.368}+\left(\frac{13798000}{0.9}-0.5\times\frac{201.062\times420\times3589.368\times\cot g(45)}{150}-0\right)\times\cot g(45)$$

$$=60404286.11N$$

Kết luận: Vế trái > Vế phải.

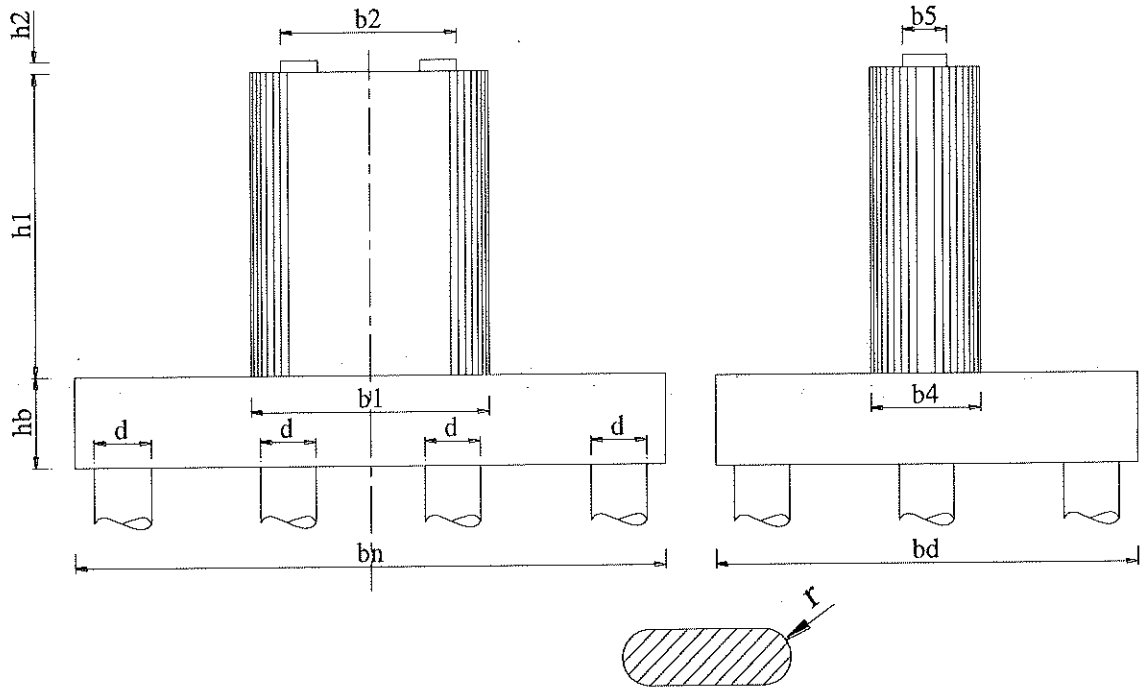
CHƯƠNG 8. THIẾT KẾ TRỤ CẦU

8.1. Giới thiệu chung:

Cầu gồm 2 trụ chính, trong phạm vi đồ án ta chỉ thiết kế 1 trụ điển hình, đó là trụ T158, đây là trụ BTCT đặc không có DUL.

Tính toán chọn và bố trí cốt thép trụ cầu làm việc trong giai đoạn khai thác và kiểm toán lại trụ cầu trong cả 2 giai đoạn khai thác và thi công hẫng

8.1.1. Kích thước hình học trụ:



Hình 8.1. Các kích thước cơ bản của trụ

Các kích thước cơ bản:

Khoảng cách giữa hai tim gối: a = 4100 mm

Chiều cao trụ: $h_{trụ}$ = 9500 mm.

Chiều rộng trụ theo phương dọc cầu: $b_{trụ\ dọc}$ = 3000mm

Chiều rộng trụ theo phương ngang cầu: $b_{trụ\ ngang}$ = 6600 mm.

Bán kính cong trụ: $r_{trụ}$ = 1500 mm.

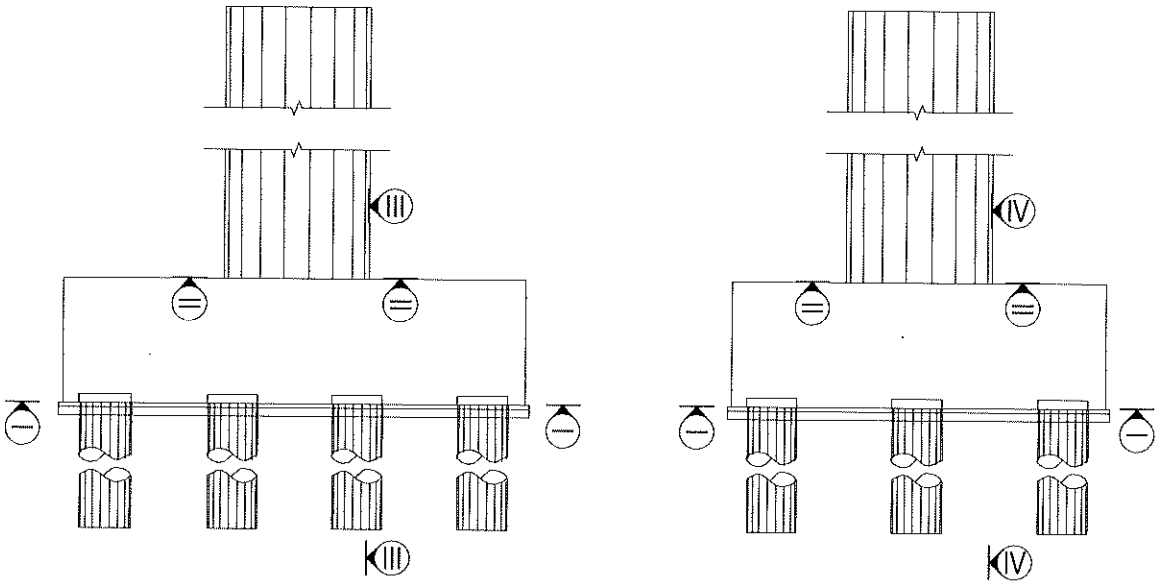
Chiều dài móng trụ: L_{mg} = 16500 mm.

Chiều rộng móng trụ: B_{mg} = 12000 mm.

Chiều cao móng trụ: H_{mg} = 3000 mm.

Đường kính cọc khoan nhồi: d = 1500 mm.

Số cọc trong móng: n = 12 cọc



Hình 8.2. Mặt cắt kiểm toán

Mặt cắt I-I: Thiết kế cọc trụ

Mặt cắt II-II: Thiết kế cốt thép cho thân trụ

Mặt cắt III-III: Thiết kế cốt thép cho bệ trụ theo phương ngang cầu

Mặt cắt IV-IV: Thiết kế cốt thép cho bệ trụ theo phương dọc cầu

8.1.2. Các thông số thủy văn:

Cao độ mực nước thông thuyền: H5% = +1.84 m

Cao độ mực nước thấp nhất: Hmin = –2.56m

Cao độ mực nước cao nhất: H1% = +1.96 m

Cao độ mặt đất tự nhiên: MĐTN = –8.31m

Cao độ đỉnh trụ: CDDT = +6.5m

Cao độ đỉnh bệ: CĐĐB = –3.0m

Cao độ đáy bệ trụ: CĐĐ = –6.0m

Góc chéo của trụ so với tim cầu: 90^0

8.1.3. Vật liệu sử dụng:

Cường độ chịu nén của bê tông: $f'_c = 30$ MPa

Khối lượng riêng bê tông: $\gamma_c = 0.0000232$ N/mm^3.

Modul đàn hồi của bê tông:

$$E_c = 0.0017 \times K \times \gamma_c^2 \times f_c^{'0.33} = 0.0017 \times 1 \times 2320^2 \times 30^{0.33} = 28110.91 \text{ MPa}$$

Cường độ chảy dẻo của thép: $f_y = 420$ MPa.

8.2. Các tải trọng tác dụng lên trụ và nội lực:

Chiều dài dầm tác dụng lên trụ: Vì kết cấu cầu là kết cấu đúc hẫng cân bằng nên chiều dài dầm tác dụng lên trụ bằng: 1/2 đốt hợp long biên + 2×1/2 cánh hẫng + 1/2 đốt hợp long giữa tức: 1.5 m + 30 m + 30 m + 1.5 m = 63 m

Trong các tính toán dưới đây ta quy định: trục x là trục theo phương dọc cầu, trục y là trục theo phương ngang cầu

Tại mỗi vị trí gối có các lực tồn tại theo 3 phương vuông góc tác dụng:

Lực theo phương dọc cầu: H_x

Lực theo phương ngang cầu: H_y

Lực theo phương đứng: V

8.2.1. Tĩnh tải:

8.2.1.1. Kết cấu phần trên:

Tĩnh tải KCPT tác dụng xuống trụ T158 bao gồm:

Bảng 8.1. Bảng tổng hợp nội lực do tĩnh tải KCPT

Hạng mục	Giá trị P (N)
Trọng lượng thuộc DC	
Nhịp chính (DC1)	-15777400.00
Tải trọng lan can (DC3)	-379700.00
Tổng	-16157100.00
Trọng lượng thuộc DW	-585200
Tổng	-32899400.00

8.2.1.2. Kết cấu phần dưới:

Bảng 8.2. Bảng tổng hợp nội lực do tĩnh tải kết cấu phần dưới

Hạng mục	Thể tích (mm^3)	Khối lượng (N)
Bệ trụ	5.94E+11	13780800
Thân trụ	1.69752E+11	3938235.797
Tổng	7.63752E+11	17719035.8

8.2.2. Tải trọng gió:

Tải trọng gió bao gồm tải trọng gió tác dụng lên kết cấu (WS) và lên xe cộ (WL)

Tải trọng gió tác dụng lên kết cấu (WS) bao gồm: phần trên và phần dưới.

8.2.2.1. Tốc độ gió thiết kế:

$$V = V_B \times S$$

Trong đó:

V_B : Tốc độ gió giật cơ bản trong 3 giây với chu kỳ xuất hiện 100 năm thích hợp với vùng tính gió có đặt cầu đang nghiên cứu, như quy định trong bảng 3.8.1.1- 1. Ta chọn vùng tính gió là vùng I nên có $V_{BI} = 38 m/s$.

S : Hệ số điều chỉnh đối với khu đất chịu gió và độ cao mặt cầu theo quy định trong TCVN 11823-3:2017 – Bảng 14 – 8.1.1. Ta có độ cao mặt cầu cách mặt nước trên 20 m và khu vực thông thoáng nên S = 1.06

Do đó:

$$V_1 = V_B \times S = 38 \times 1.06 = 40.28 m/s$$

8.2.2.2. Tải trọng gió tác dụng lên xe cộ (WL):

Tải trọng gió ngang:

Khi xét tổ hợp tải trọng cường độ III, phải xét tải trọng gió tác dụng vào cả kết cấu và xe cộ.

Tải trọng ngang của gió lên xe cộ bằng tải phân bố 1.46 kN/m, tác dụng theo hướng nằm ngang, ngang với tim dọc kết cấu và đặt ở 1.8m trên mặt đường.

$$WL_{ngang} = 1.46 \times \left(\frac{42000}{2} + \frac{63000}{2} \right) = 76650N$$

Cánh tay đòn từ vị trí đặt tải trọng đến mặt cắt đáy trụ: z_1 = 1800+3800+9500= 15100 mm

Cánh tay đòn từ vị trí đặt tải trọng đến mặt cắt đáy bệ: z_2 = 15100+3000=18100 mm

Momen tác dụng tại mặt cắt II-II (chân trụ):

$M_x = WL \times z_1 = 76650 \times 15100 = 1157415000 Nmm$

Momen tác dụng tại mặt cắt I-I (đáy bệ):

$M_x = WL \times z_2 = 76650 \times 18100 = 1387365000 Nmm$

Tải trọng gió dọc:

Tải trọng dọc của gió lên xe cộ bằng tải phân bố 0.75 kN/m, tác dụng theo hướng nằm ngang, song song với tim dọc kết cấu và đặt ở 1.8 m trên mặt đường.

$$WL_{ngang} = 0.75 \times \left(\frac{42000}{2} + \frac{63000}{2} \right) = 39375N$$

Cánh tay đòn từ vị trí đặt tải trọng đến mặt cắt đáy trụ: $z_1 = 15100$ mm

Cánh tay đòn từ vị trí đặt tải trọng đến mặt cắt đáy bệ: $z_2 = 18100$ mm

Momen tác dụng tại mặt cắt II-II (chân trụ):

$M_x = WL \times z_1 = 39375 \times 15100 = 594562500 Nmm$

Momen tác dụng tại mặt cắt I-I (đáy bệ):

$M_x = WL \times z_2 = 39375 \times 18100 = 712687500 Nmm$

8.2.2.3. Tải trọng gió tác dụng lên công trình (WS):

Tải trọng gió ngang P_D:

Tính tải trọng gió ngang lên kết cấu phần trên theo ASSHTO 3.8.1.2:

$$P_D = P_B \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \times \frac{V_{DZ}^{\ 2}}{10000}$$

Trong đó:

$P_B = 0.05 \times 47.88 = 2.394 KN/m^2$: Áp lực gió

Với tải trọng gió tính từ mặt nước đến chiều cao dầm chưa đến 33ft (với 1ft=0.3048m) thì:

Table 3.5.1.2-1 Base Pressures, P_B, Corresponding to V_B = 100 mph

Superstructure Component	Windward Load, ksf	Leeward Load, ksf
Trusses, Columns, and Arches	0.050	0.025
Beams	0.050	N/A
Large Flat Surfaces	0.040	N/A

$V_B = 100(mph)$: Vận tốc gió thiết kế cơ sở theo quy định của AASHTO (dặm/giờ)

$$V_{DZ} = 2.5V_0 \times \left(\frac{V_{30}}{V_B}\right)\ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

Trong đó:

V_{DZ}: vận tốc gió thiết kế ở cao độ thiết kế (mph)

V_0=10.9 (mph): vận tốc ma sát

V_{30}=100 (mph): vận tốc gió ở cao độ 30 feet tính từ bề mặt thấp nhất hay mực nước thi công (trong trường hợp này không có tiêu chi tốt hơn thì giả định $V_{30}=V_B$=100 mph)

Z=11.342 (m)=36.09 (feet): chiều cao kết cấu ở cao độ >30 feet tính từ bề mặt thấp nhất hay mực nước thi công (nội suy giữa nhịp)

Z_0=3.28 (feet): chiều dài ma sát

Dựa vào bảng sau đây để ta chọn các giá trị phù hợp: (với điều kiện ở đồng trống, ngoại ô)

Table 3.5.1.1-1 Values of V_0 and Z_0 for Various Upstream Surface Conditions

Condition	Open Country	Suburban	City
V_0 (mph)	8.20	10.90	12.00
Z_0 (feet)	0.23	3.28	8.20

$$V_{DZ} = 2.5\times10.9\times\left(\frac{100}{100}\right)\ln\left(\frac{11}{3.28}\right) = 65.35mph = 65.35\times1.609344 = 105.17(km/h)$$

$$\Rightarrow P_D = 2.394 \times \left(\frac{105.17}{161}\right)^2 = 1.022\left(KN/m^2\right)$$

Tải gió tác dụng lên lan can: $P_{D1} = 1.022 \times 0.7 = 0.715\left(KN/m\right)$

Tính toán tải gió tác dụng lên kết cấu phần trên với chiều cao dầm tương đương:

$$P_D = 1.022 \times \frac{3.8+2}{2} = 2.964\left(KN/m\right)$$

Chiều dài tải gió tác dụng lên kết cấu:

$$\mathrm{P_D} = 2.964 \times \left(\frac{42}{2} + \frac{63}{2}\right) = 155.768\left(\mathrm{KN}\right) = 155768\left(\mathrm{N}\right)$$

$$\mathrm{P_D} = 0.715 \times \left(\frac{42}{2} + \frac{63}{2}\right) = 37.538\left(\mathrm{KN}\right) = 37538\left(\mathrm{N}\right)$$

Tải trọng gió ngang kết cấu phần dưới P_D phải được lấy theo chiều tác dụng nằm ngang và đặt tại trọng tâm của các phần diện tích thích hợp, được tính như sau :

$$P_D = 0.0006 \times V^2 \times A_t \times C_d \geq 1.8 \times A_t\,(kN)$$

Trong đó :

- A_t : diện tích của kết cấu hay cấu kiện tính tải trọng gió ngang.
- C_d : hệ số cản được quy định trong hình 4, phụ thuộc vào tỉ số b/d.

Ta có :

- b = 12850 : chiều rộng toàn bộ của cầu giữa các bề mặt lan can (mm).
- $d = \frac{3.8+2}{2} + 0.7 = 3.6\left(m\right)$: chiều cao kết cấu phần trên bao gồm cả lan can đặc, nếu có (mm).

Tỷ số b/d = 3.6⇒ ta lấy hệ số cản gió C_d = 1.38

Diện tích hứng gió của kết cấu phần dưới được xác định như sau :

$A_{tru} = 9500 \times 3000 = 28.5 \times 10^6\, mm^2 = 28.5 m^2$

$P^{KCPD}{}_D = 0.0006 \times V^2 \times A_t \times C_d$

$= 0.0006 \times 40.28^2 \times 28.5 \times 1.38 = 38.287(kN) < 1.8 \times A_t = 51.3(kN)$

$\rightarrow P^{KCPD}{}_D = 51.3(kN) = 51300(N)$

Cánh tay đòn từ vị trí đặt tải trọng đến mặt cắt đáy trụ: z_1 = 3600/2+9500= 11300 mm

Cánh tay đòn từ vị trí đặt tải trọng đến mặt cắt đáy bệ: z_2 =11300+3000=14300 mm

Tương tự tính toán cánh tay đòn cho kết cấu phần dưới đến các mặt cắt, ta lập bảng như sau:

Tải trọng gió theo phương dọc cầu bằng 25% so với phương ngang cầu

Tải trọng gió tác dụng lên từng mặt cắt do KCPT:

Bảng 8.3. Bảng tổng hợp nội lực do tải trọng gió ngang lên công trình qua từng mặt cắt

Mặt cắt	P_D (N)	Z_i (mm)	M_x (N.mm)
II-II (chân trụ)	193306	11300	2184357800
I-I (đáy bệ)	193306	14300	2764275800

Tải trọng gió tác dụng lên từng mặt cắt do KCPD:

Bảng 8.4. Bảng tổng hợp nội lực do tải trọng gió ngang lên công trình qua từng mặt cắt

Mặt cắt	P_D (N)	Z_i (mm)	M_x (N.mm)
II-II (chân trụ)	51300	4750	243675000
I-I (đáy bệ)	51300	7250	371925000

8.2.3. Tải trọng nước:

8.2.3.1. Áp lực nước tĩnh:

Áp lực tĩnh của nước được giả thiết là tác động thẳng góc với mặt cản nước. Áp lực được tính toán bằng tích của chiều cao mặt nước phía trên điểm đang tính nhân với tỷ trọng của nước. Xét với MNCN:

- Tại mặt cắt đỉnh bệ: (II-II)

Chiều cao cột nước từ MNCN đến mặt cắt đỉnh bệ là: 4960 mm

Áp lực nước tĩnh:

$$P = \frac{1}{2} \times h \times \gamma_n \times A = \frac{1}{2} \times 4960 \times 10^{-5} \times (4960 \times 3000) = 369024\,N$$

Vị trí từ đặt lực P đến mặt cắt đang xét $Z_1 = \frac{4960}{3} = 1653.3mm$

- Tại mặt cắt đáy bệ: (I-I)

Chiều cao cột nước từ MNCN đến mặt cắt đáy bệ là 7960 m

Áp lực nước tĩnh :

$$P = \frac{1}{2} \times h \times \gamma \times A = \frac{1}{2} \times 7960 \times 10^{-5} \times (7960 \times 3000 + 3000 \times 12000) = 2025024\,N$$

Vị trí từ đặt lực P đến mặt cắt đang xét $Z_2 = \frac{7960}{3} = 2653.3\,mm$

8.2.3.2. Áp lực nước đẩy nổi:

Ta tính áp lực nước đẩy nổi tác dụng lên phần trụ ngập trong nước và ta tính với mực nước thông thuyền (mực nước thường xuyên).

Theo như bố trí cấu tạo thì bệ trụ được đặt dưới mực nước thấp nhất, do đó ta tính áp lực nước đẩy nổi tác dụng lên phần trụ ngập trong nước và ta tính với mực nước thông thuyền

Áp lực đẩy nổi được xác định theo công thức :

$$B = \gamma_w \times V_o$$

Trong đó:

V_0: Thể tích phần ngập nước.

γ_n : Trọng lượng riêng của nước.

Tại mặt cắt đỉnh bệ: (II-II)

Chiều cao cột nước từ MNTT đến mặt cắt đỉnh bệ là 4693 mm

Thể tích chiếm chỗ:

$$V_1 = \left(1500^2 \times \pi + (6600 - 2 \times 1500) \times 3000\right) \times 4693 = 83857262227 mm^3$$

Áp lực đẩy nổi:

$$P = V_1 \times \gamma_n = 83857262227 \times 10^{-5} = 838572.622\,N$$

Tại mặt cắt đáy bệ: (I-I)

Chiều cao cột nước từ MNTT đến mặt cắt đáy bệ là 7693 mm

Thể tích chiếm chỗ :

$$V = V_1 + 12000 \times 16500 \times 3000$$
$$= 83857262227 + 12000 \times 16500 \times 3000 = 6.778 \times 10^{11} mm^3$$

Áp lực đẩy nổi:

$$P = V \times \gamma = 6.778 \times 10^{11} \times 10^{-5} = 6778572.622\,N$$

8.2.3.3. Áp lực dòng chảy theo phương ngang cầu:

$$p = 5.14 \times 10^{-4} \times C_d \times V^2$$

Trong đó:

p : áp lực dòng chảy (N/mm^2) (xét với MNTT)

C_d = 0.7 m/s: Hệ số cản của trụ theo phương dọc, với trụ đầu tròn C_d = 0.7

V = 2.5 m/s: Vận tốc nước thiết kế

$$p = 5.14 \times 10^{-4} \times C_D \times V^2 = 5.14 \times 10^{-4} \times 0.7 \times 2.5^2 = 0.0022\,N/mm^2$$

Tính tại mặt cắt đỉnh bệ:

Chiều cao cột nước từ MNTT đến mặt cắt đỉnh bệ là 4693 mm

Diện tích chắn của trụ: $V_c = 4693 \times 3000 = 14079000 mm^2$

Lực cản của dòng chảy: $P = p \times V_c = 0.0022 \times 14079000 = 30973.8N$

Điểm đặt của lực so với mặt cắt đỉnh bệ $\frac{4693}{2} = 2346.5\,mm$

Tính tại mặt cắt đáy bệ:

Chiều cao cột nước từ MNTT đến mặt cắt đáy bệ là 7693 mm

Diện tích chắn của bệ: $V_c = 14079000 + 12000 \times 3000 = 50079000 mm^2$

Lực cản của dòng chảy $P = p \times V_c = 0.0022 \times 50079000 = 110173.8\,N$

Điểm đặt của lực so với mặt cắt đáy bệ $\frac{7693}{2} = 3846.5\,mm$

8.2.3.4. Áp lực dòng chảy theo phương dọc cầu:

Vì trục dọc của trụ song song với hướng dọc chảy nên C_L = 0.

Vậy: P = 0 N.

8.2.4. Lực va tàu vào trụ:

Cầu được thiết kế với cấp đường sông cấp IV, nên theo điều 3.14.2 ta có :

Tấn trọng thiết kế tàu tự hành 1000 DWT

Tải trọng va tàu đối với tàu tự hành:

$$P = 1.2 \times 10^5 \times V \times \sqrt{DWT}$$

Trong đó:

V: Vận tốc va tàu thiết kế

$V = 3.3 + V_s = 5.8\ m/s$ (vì >=1000DWT)

V_s = 2.5 m/s là vận tốc bình quân hàng năm của dòng chảy liền kề với bộ phận cầu được xem xét.

Lực va đâm thẳng đầu tàu vào trụ : (A3.14.5)

$P = 1.2 \times 10^5 \times 5.8 \times \sqrt{1000} = 22009452.52\ N$

Điểm đặt của lực được tính tại MNTT:

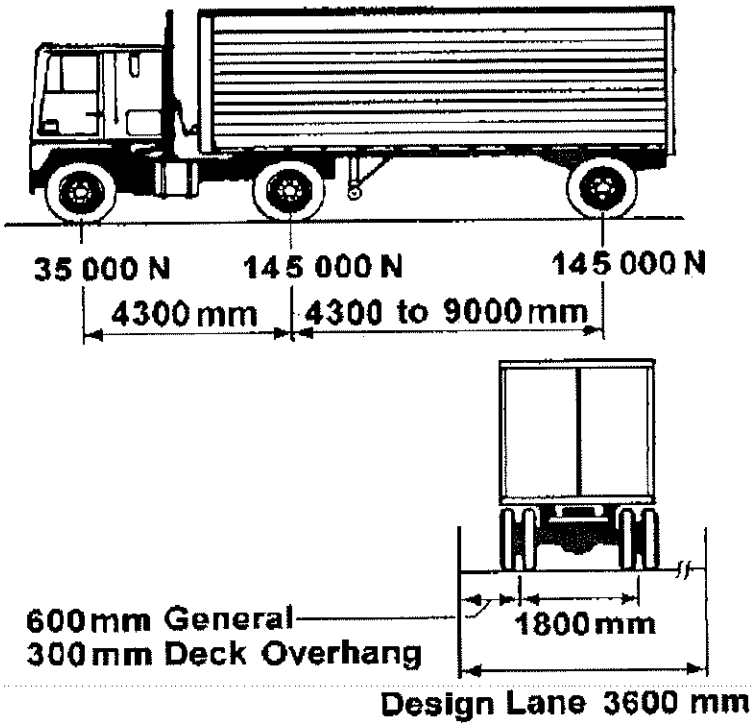
Cách mặt cắt đỉnh bệ : 4693 mm

Cách mặt cắt đáy bệ : 7693 mm

8.2.5. Hoạt tải:

8.2.5.1. Hoạt tải xe ba trục thiết kế:

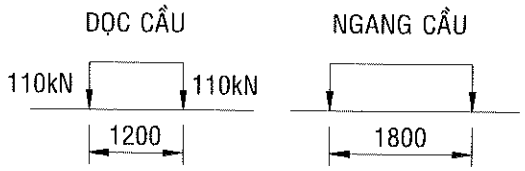
Xe tải thiết kế: gồm trục trước nặng 35000 N , hai trục sau mỗi trục nặng 145000 N, khoảng cách giữa 2 trục trước là 4300 mm, khoảng cách hai trục sau thay đổi từ 4300 – 9000 mm sao cho gây ra nội lực lớn nhất, theo phương ngang khoảng cách giữa hai bánh xe là 1800 mm.



Hình 8.3. Xe ba trục thiết kế theo tiêu chuẩn TCVN 11823:2017

8.2.5.2. Xe hai trục thiết kế:

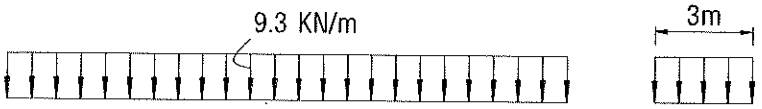
Xe hai trục gồm một cặp trục 110000N cách nhau 1200mm. Cự ly chiều ngang của bánh xe lấy bằng 1800mm:



Hình 8.4. Xe hai trục thiết kế theo tiêu chuẩn TCVN 11823:2017

8.2.5.3. Tải trọng làn thiết kế:

Tải trọng làn bao gồm tải trọng rải đều q_{lane}= 9.3 N/mm xếp theo phương dọc cầu, theo phương ngang cầu tải trọng này phân bố theo chiều rộng 3000 mm, tải trọng làn có thể xe dịch theo phương ngang để gây ra nội lực lớn nhất.



Hình 8.5. Tải trọng làn thiết kế theo tiêu chuẩn TCVN 11823:2017

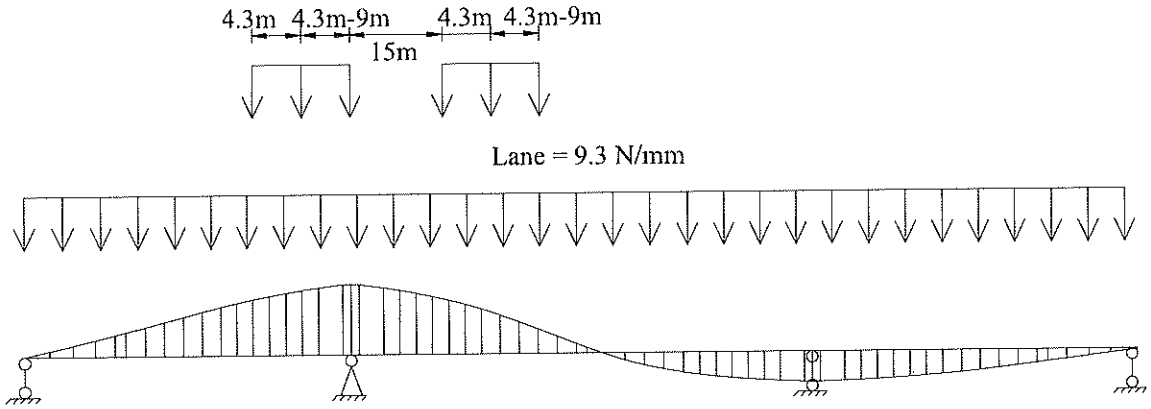
8.2.5.4. Xếp xe để xác định momen uốn và lực dọc lớn nhất trên trụ:

Theo 3.6.1.3.1, đối với mô men âm giữa các điểm uốn ngược chiều khi chịu tải trọng rải đều trên các nhịp thì chỉ đối với phản lực gối giữa thì lấy 90% hiệu ứng của hai xe tải thiết kế có khoảng cách trục bánh trước xe này cách bánh xe kia là 15000 mm tổ hợp với 90% hiểu ứng của tải trong làn thiết kế, khoảng cách giữa các trục 145kN của mỗi xe phải lấy bằng 4300 mm.

Cần xét hai trường hợp đặt tải là đặt lệch tâm để xác định mômen uốn trên trụ và xếp tải tất cả các làn xe để được lực dọc lớn nhất lên trụ.

Trong phạm vi đồ án này, chúng ta trình bày nguyên lí xếp xe và lấy kết quả xuất từ phần mềm RM Bridge V8i 08.11.18.01 để tính toán.

Xếp hoạt tải xe theo phương dọc cầu:



Hình 8.6. Xếp hoạt tải theo phương dọc cầu

Xếp trên phương ngang cầu, số làn xe chất tải có thể là 1 làn, 2 làn hoặc 3 làn sao cho gây ra ứng lực nguy hiểm nhất xuống trụ (trường hợp gây momen uốn lớn nhất lên trụ).

Bảng 8.5. Bảng tổng hợp phản lực gối do tải trọng xe

Vị trí tải trọng	Tung độ	Trục bánh xe	Phản lực (N)
1	0.9931	145000	143999.5
2	0.974	145000	141230
3	0.944	35000	33040
4	0.9993	145000	144898.5
5	0.989	145000	143405
6	0.9729	35000	34051.5
Tổng			640624.5

Diện tích đường ảnh hưởng dương: $\Omega^+ = 89875\ mm^2$

Phản lực gối do tải trọng làn:

$$R_{lane} = 9.3 \times \Omega^+ = 9.3 \times 89875 = 835837.5N$$

Phản lực gối do hoạt tải:

$$R = \eta\left[m \times n \times \left\{(1+IM)R_{truck} + R_{lane}\right\}\right]$$

Trong đó:

η: Hệ số điều chỉnh tải trọng, $\eta = 1.05$

m: Hệ số làn.

n: Số làn trong mỗi trường hợp xét.

IM: Hệ số xung kích, IM = 0.33

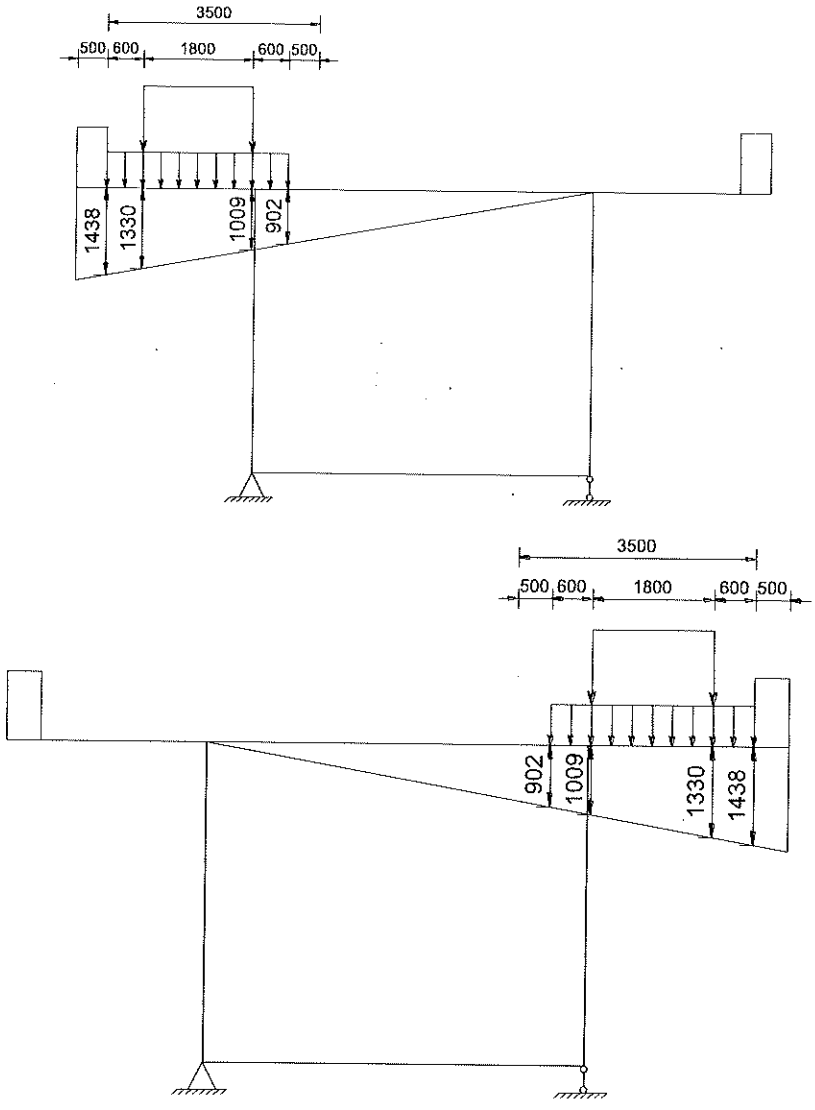
Ta thống kê được bảng sau:

Bảng 8.6. Tổng hợp phản lực gối do hoạt tải

Số lane	n	m	R_{truck} (N)	R_{lane} (N)	R (N)
1 lane	1	1.2	1022436.702	1003005	2126713.787
2 lane	2	1	1704061.17	1671675	3544522.979
3 lane	3	0.85	2172677.992	2131385.625	4519266.798

Tính toán hệ số phân bố ngang:

- ***Trường hợp 1 làn xếp tải:***



Hình 8.7. Sơ đồ xếp xe trong trường hợp một làn xếp tải cho cả 2 gối

- Hệ số phân bố ngang do tải trọng trục xe và tải trọng làn cho gối 1:

$$(mg)=\frac{1}{2}m\sum y_i=\frac{1}{2}\times 1.2\times(1.33+1.009)=1.403$$

$$m.g=m\times\frac{1}{3000}\times\sum\omega_i=1.2\times\frac{1}{3000}\times(3510)=1.404$$

- Hệ số phân bố ngang do tải trọng trục xe và tải trọng làn cho gối 2:

$$(mg)=\frac{1}{2}m\sum y_i=\frac{1}{2}\times 1.2\times(1.33+1.009)=1.403$$

$$m.g=m\times\frac{1}{3000}\times\sum\omega_i=1.2\times\frac{1}{3000}\times(3510)=1.404$$

Các trường hợp còn lại tính tương tự, ta lập bảng có kết quả sau:

Bảng 8.7. Bảng tổng hợp hệ số phân bố ngang trong 3 trường hợp

Trường hợp	Gối 1		Gối 2	
	LL	Lane	LL	Lane
Một làn xếp tải	1.403	1.404	1.403	1.404
Hai làn xếp tải	1.721	1.715	1.721	1.715
Ba làn xếp tải	1.497	1.488	1.497	1.488

Bảng 8.8. Bảng tổng hợp phản lực tại trụ của các trường hợp xếp xe

GỐI 1:			
Trường hợp	V_{LL} (N)	V_{lane} (N)	Tổng (N)
1 lane	899052.423	1173515.850	2072568.273
2 lane	1102514.765	1433461.313	2535976.078
3 lane	958918.783	1243308.281	2202227.064
Tải trọng do hoạt tải gây ra dùng tính toán			2535976.078
GỐI 2:			
Trường hợp	V_{LL} (N)	V_{lane} (N)	Tổng (N)
1 lane	899052.423	1173515.850	2072568.273
2 lane	1102514.765	1433461.313	2535976.078
3 lane	958918.783	1243308.281	2202227.064
Tải trọng do hoạt tải gây ra dùng tính toán			2535976.078

Momen momen gây uốn lớn nhất cho gối 1 và 2: (theo phương ngang cầu)

$$M_{LL}=2535976.078\times\frac{4100}{2}+2535976.078\times\frac{4100}{2}=10397501920(Nmm)$$

8.2.6. Lực hãm xe:

Lực hãm được lấy bằng 25% trọng lượng của các trục xe tải hay xe hai trục thiết kế cho mỗi làn được đặt trong tất cả các làn thiết kế được chất tải theo quy trình và coi

như đi cùng một chiều. Các lực này được coi như tác dụng theo chiều nằm ngang cách phía trên mặt đường 1800 mm theo cả hai chiều dọc để gây ra hiệu ứng lực lớn nhất. Tất cả các làn thiết kế phải được chất tải đồng thời đối với cầu và coi như đi cùng một chiều trong tương lai.

Lực hãm do 3 làn xe tác dụng được phân bố đều cho 2 gối:

$$BR = 25\% \times P_{tr} \times m \times n$$
$$= 0.25 \times (35000 + 145000 + 145000) \times 0.85 \times 3 = 207187.5\,N$$

Khoảng cách từ vị trí đặt lực đến mặt đường: h_{BR} = 1800mm.

8.3. Tổng hợp các lực ở các TTGH:

Bảng 8.9. Bảng tổng hợp nội lực tác dụng tại mặt cắt đỉnh bệ (II-II) (chưa được nhân hệ số tại các TTGH)

Tải trọng		Phản lực (N)	Ngang cầu			Dọc cầu		
			Qy (N)	zi (mm)	Mx(N.mm)	Qx (N)	zi (mm)	My (N.mm
Tải trọng bản thân dầm (DC)		16157100						
Lớp phủ (DW)		585200						
Trọng lượng KCPD		3938235.8						
Hoạt tải do xe tải (LL+lane)		2535976.1			1E+10			
Lực đẩy nổi (WA)		838572.62						
Áp lực tĩnh của nước (WA)	Ngang		369024	1653	6E+08			
Áp lực dòng chảy (WA)	Ngang		30974	2347	7E+07			
	Dọc							
Lực va tàu thuyền (CV)	Ngang		2E+07	4693	1E+11			
Gió tác động lên hoạt tải (WL)	Ngang		76650	15100	1E+09			
	Dọc					39375	15100	5.9E+08
Gió ngang tác động lên KCPT (WS)			193306	11300	2E+09			
Gió ngang tác động lên KCPD (WS)			51300	4750	2E+08			
Gió dọc tác động lên KCPD (WS)						12825	4750	6.1E+07
Lực hãm xe trên cầu (BR)						2E+05	1800	3.7E+08

Bảng 8.10. Bảng tổng hợp nội lực tác dụng tại mặt cắt đáy bệ (I-I) (chưa được nhân hệ số tại các TTGH)

Tải trọng	Phản lực	Ngang cầu	Dọc cầu

		(N)	Qy (N)	zi (mm)	Mx(N.mm)	Qx (N)	zi (mm)	My (N.mm)
Tải trọng bản thân dầm (DC)		16157100						
Lớp phủ (DW)		585200						
Trọng lượng KCPD		17719036						
Hoạt tải do xe tải (LL+lane)		2535976.1			1E+10			
Lực đẩy nổi (WA)		6778572.6						
ọ lực tĩnh của nước (WA)	Ngang		3E+06	2653	7E+09			
Áp lực dòng chảy (WA)	Ngang		139874	3847	5E+08			
	Dọc							
Lực va tàu thuyền (CV)	Ngang		2E+07	7693	2E+11			
Gió tác động lên hoạt tải (WL)	Ngang		76650	18100	1E+09			
	Dọc					39375	18100	7.1E+08
ió ngang tác động lên KCPT (WS)			193306	14300	3E+09			
ió ngang tác động lên KCPD (WS)			51300	7750	4E+08			
Gió dọc tác động lên KCPD (WS)						12825	7750	9.9E+07
Lực hãm xe trên cầu (BR)						2E+05	1800	3.7E+08

Bảng 8.11. Bảng tổng hợp hệ số tải trọng tại các TTGH

TTGH	Hệ số tải trọng						
	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{LL}, γ_{BR}	γ_{WL}	γ_{WS}	γ_{WA}	CV
Sử dụng	1	1	1	1	0.3	1	
CĐI	1.25	1.5	1.75			1	
CĐII	1.25	1.5	1.35			1	
CĐIII	1.25	1.5		1	1.4	1	
Đặc biệt	1.25	1.5	0.5			1	1

Bảng 8.12. Bảng tổng hợp nội lực tại mặt cắt II-II (đỉnh bệ) tại các TTGH

TTGH	P (N)	Ngang cầu		Dọc cầu	
		Qy (N)	Mx (N.mm)	Qx (N)	My (N.mm)
Sử dụng	24055084.5	550029.6	12966126462	250410	985775625
CĐI	31273500.51	399997.8	18878428061	362578.125	652640625
CĐII	30259110.07	399997.8	14719427293	279703.125	503465625
CĐIII	26835542.37	819096.2	5239460622	57330	679848750
Đặc biệt	28103530.41	22409450.32	1.09172E+11	103593.75	186468750

Bảng 8.13. Bảng tổng hợp nội lực tại mặt cắt I-I (đáy bệ) tại các TTGH

TTGH	P (N)	Ngang cầu	Dọc cầu

		Qy (N)	Mx (N.mm)	Qx (N)	My (N.mm)
Sử dụng	43775884.5	2852229.6	20070146412	250410	1115443125
CĐI	54439500.51	2702197.8	25532352611	362578.125	652640625
CĐII	53425110.07	2702197.8	21373351843	279703.125	503465625
CĐIII	50001542.37	3121296.2	13150680372	57330	851838750
Đặc biệt	51269530.41	24711650.32	1.81854E+11	103593.75	186468750

8.4. Thiết kế cốt thép cho thân trụ:

8.4.1. Đặc trưng hình học:

Tiết diện trụ chọn được bo cạnh theo một bán kính, khi tính toán quy đổi tiết diện về hình chữ nhật để gần với mô hình tính toán theo lý thuyết.

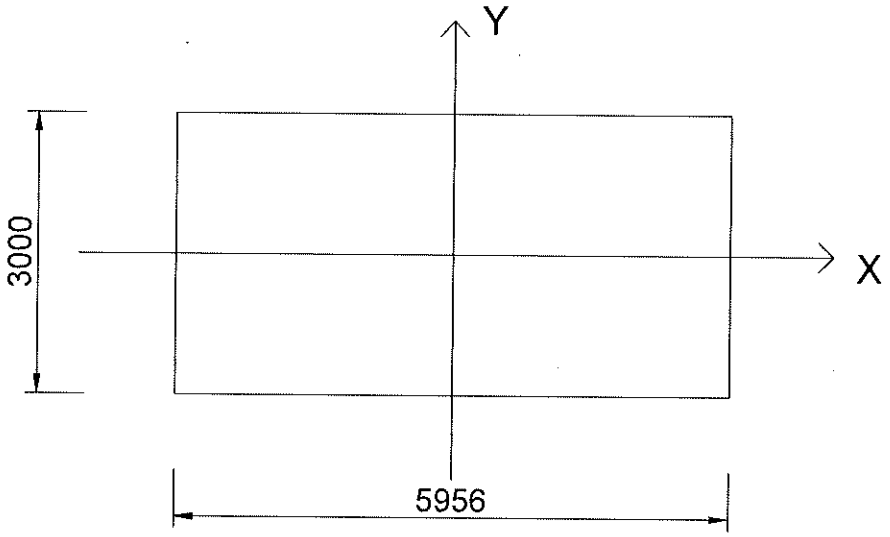
Cách quy đổi ra một hình chữ nhật có chiều rộng bằng chiều rộng của trụ, chiều dài lấy giá trị sao cho có momen quán tính tương đương.

Ta có diện tích mặt cắt ngang trụ:

$$A_{thantru} = (6600-2\times1500)\times3000+\pi\times1500^2 = 17868583.47\,mm^2$$

Ta quy đổi theo chiều rộng thân trụ:

$$b_{thantru} = \frac{17868583.47}{3000} = 5956.194\,mm$$



Hình 8.8. Mặt cắt ngang trụ sau khi đã quy đổi

Mô men quán tính theo phương X:

$$I_x = \frac{b\times h^3}{12} = \frac{3000\times5956.194^3}{12} = 5.28259\times10^{13}\,mm^4$$

Mô men quán tính theo phương Y:

$$I_y = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{5956.194 \times 3000^3}{12} = 1.3401 \times 10^{13} mm^4$$

Bán kính quán tính theo phương X:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{5.28259 \times 10^{13}}{17868583.47}} = 1719.405 \text{ mm}$$

Bán kính quán tính theo phương Y:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1.3401 \times 10^{13}}{17868583.47}} = 866.025 mm$$

8.4.2. Thiết kế cốt thép theo TTGH cường độ 1:

Dùng thép có f_y = 420 MPa để thiết kế thép chịu lực.

Dùng thép có f_y = 420 MPa để thiết kế thép đai.

8.4.2.1. Kiểm tra độ mảnh của trụ theo phương dọc cầu:

Điều kiện:

$$\lambda = \frac{K \times H}{r_y} \leq 22$$

Trong đó:

K: Hệ số phụ thuộc vào điều kiện liên kết 2 đầu cột (1 đầu ngàm, 1 đầu tự do),

K = 2

H : Chiều dài cấu kiện tính bằng khoảng cách giữa 2 liên kết thân trụ, H = 9500 mm

$$\text{Vậy : } \lambda = \frac{K \times H}{r_y} = \frac{2 \times 9500}{866.025} = 21.939 < 22$$

Kết luận: Thỏa.

8.4.2.2. Kiểm tra độ mảnh theo phương ngang cầu:

Điều kiện :

$$\lambda = \frac{K \times H}{r_y} \leq 22$$

Trong đó :

K : Hệ số phụ thuộc vào điều kiện liên kết 2 đầu cột (1 đầu ngàm, 1 đầu tự do),

K = 2

H : Chiều dài cấu kiện tính bằng khoảng cách giữa 2 liên kết thân trụ,

H = 9500mm

$$\text{Vậy : } \lambda = \frac{K \times H}{r_x} = \frac{2 \times 9500}{1719.405} = 11.050 < 22$$

Kết luận : Theo quy định tại điều 5.7.4.3, thiết kế cột theo phương dọc, bỏ qua ảnh hưởng của độ mảnh.

8.4.2.3. Thiết kế cốt thép thân trụ theo phương dọc cầu:

Tiết diện tính toán : $b \times h = 5956.194 \times 3000\,mm$

$M_u = 679848750$ N.mm

Cường độ chịu nén của bê tông : $f_c^{'} = 30\,MPa$

Khối lượng riêng bê tông : $\gamma_c = 2.32 \times 10^5$ MPa

Modul đàn hồi: $E_c = 28110.910$ MPa

Chọn đường kính thép dọc: $\phi = 28$ mm

Khoảng cách giữa các thanh thép: s = 100 mm

Chiều dày bê tông bảo vệ : a = 100 mm.

Số lượng thanh thép theo phương ngang cầu của trụ : n = 29 thanh

$$\text{Tổng diện tích cốt thép: } A_s = n \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 29 \times \frac{\pi \times 28^2}{4} = 17856.813\,mm^2$$

Hệ số sức kháng giả thuyết: $\phi = 0.9$

Chiều cao làm việc của tiết diện: $d_s = 3000 - 100 = 2900$ mm

Giá trị chiều cao vùng nén quy đổi :

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c^{'} b} = \frac{17856.813 \times 420}{0.85 \times 30 \times 5956.194} = 49.379\,mm$$

Chiều cao vùng nén quy đổi:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{49.379}{0.836} = 59.066\,mm$$

Vậy giá trị ϕ dùng tính toán : ϕ = 0.9

Momen gây nứt:

$$M_{cr}=\gamma_1\gamma_3\left(\frac{1}{6}bh^2\right)\left(0.63\sqrt{f_c'}\right)=1.6\times0.67\times\left(\frac{1}{6}\times5956.194\times3000^2\right)\times\left(0.63\times\sqrt{30}\right)$$

$$=33048827478.9\,\text{N.mm}$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu :

$$A_{smin}=\frac{\min\left[1.2M_{cr};1.33M_u\right]}{\phi f_y\left(d_s-\frac{a}{2}\right)}$$

$$=\frac{\min\left[1.2\times33048827478.9;1.33\times679848750\right]}{0.9\times420\times\left(2900-\frac{49.379}{2}\right)}=831.9\,\text{mm}^2<A_s=17856.813\,\text{mm}^2$$

Xét tỷ lệ : $\frac{c}{d_t}=\frac{59.066}{2900}=0.020<0.6$

Vậy momen kháng uốn của tiết diện :

$$M_{rx}=\varphi\times A_s\times f_y\times\left(d_s-a/2\right)$$

$$=0.9\times17856.813\times420\left(2900-\frac{49.379}{2}\right)=19407987364\ \text{N.mm}$$

8.4.2.4. Thiết kế cốt thép thân trụ theo phương ngang cầu:

Bảng 8.14. Bảng tính toán momen kháng uốn phương ngang cầu

Đại lượng	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
KIỂM TRA SỨC KHÁNG UỐN Ở TTGH CƯỜNG ĐỘ 1			
Chiều cao tiết diện	h	5956.194	mm
Chiều rộng tiết diện	b	3000	mm
Tổng diện tích tiết diện tính toán	S	17868582	mm^2
Momen ở TTGH cường độ	M_u	18878428061	N.mm
Cường độ chịu nén bê tông BMC	f'_c	30	Mpa
Trọng lượng riêng bê tông	γ_c	0.0000232	N/mm^3
Modul đàn hồi bê tông	E_c	28110.91003	MPa
Giới hạn chảy của cốt thép bệ móng	f_y	420	MPa
Modul đàn hồi thép	E_s	200000	MPa
Đường kính thép dọc	d	28	mm
Khoảng cách giữa các thanh	s	100	mm

Chiều dày bê tông bảo vệ	a	100	mm
Số lượng thanh thép bố trí	n	65	thanh
Diện tích cốt thép tối thiểu	As	40023.89	mm^2
Hệ số sức kháng giả thyết	φ	0.9	
Chiều cao làm việc của tiết diện	$d_s = d_t$	5856.194	mm
Chiều cao vùng nén quy đổi	a	219.739	mm
Hệ số quy đổi	β_1	0.835714286	
Chiều cao vùng nén	c	262.936	mm
Hệ số sức kháng	ϕ	0.9	
Momen gây nứt	Mcr	65615075979	N.mm
Diện tích cốt thép tối thiểu	A_{smin}	11559.4	mm
Xét tỷ lệ	c/dt	0.045	Thỏa
Momen kháng uốn	M_{ry}	86936318164	N.mm

8.4.2.5. Kiểm toán khả năng chịu uốn của tiết diện :

Nếu $P < 0.1\times\varphi\times f_c^{'}\times A_g$ thì điều kiện kiểm toán là: $\frac{M_{ux}}{M_{rx}}+\frac{M_{uy}}{M_{ry}}\le 1$ (ĐK1)

Nếu $P > 0.1\times\varphi\times f_c^{'}\times A_g$ thì điều kiện kiểm toán là: $\frac{1}{P_{rxy}}=\frac{1}{P_{rx}}+\frac{1}{P_{ry}}\le\frac{1}{\varphi P_o}$ (ĐK2)

Trong đó:

M_{ux}: momen tính toán tác dụng theo trục X.

M_{uy}: momen tính toán tác dụng theo trục Y.

M_{rx}: sức kháng uốn tính toán đơn trục của mặt cắt theo phương trục X.

$M_{rx}=\varphi\times A_{sx}\times f_y\times(d_{sx}-a/2)$

M_{ry}: sức kháng uốn tính toán đơn trục của mặt cắt theo phương trục Y

$M_{ry}=\varphi\times A_{sy}\times f_y\times(d_{sy}-a/2)$

φ = 0.75: hệ số sức kháng đối với các cấu kiện chịu nén dọc trục.

Bảng 8.15. Bảng tổng hợp kiểm tra việc sử dụng điều kiện kiểm toán

TTGH	P (N)	Điều kiện
Sử dụng	24055084.5	DK1
CĐI	31273500.51	DK1
CĐII	30259110.07	DK1
CĐIII	26835542.37	DK1
Đặc biệt	28103530.41	DK1

Kiểm toán theo điều kiện:

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}}+\frac{M_{uy}}{M_{ry}}<1$$

Bảng 8.16. Bảng tổng hợp kiểm toán khả năng chịu uốn của tiết diện thân trụ

TTGH	Mux (N.mm)	Muy (N.mm)	Kiểm toán	Kết luận
Sử dụng	12966126462	985775625	0.679	Thỏa
CĐI	18878428061	652640625	0.98	Thỏa
CĐII	14719427293	503465625	0.764	Thỏa
CĐIII	5239460622	679848750	0.278	Thỏa
Đặc biệt	1.09172E+11	186468750	5.627	Không thỏa

8.4.2.6. Kiểm toán khả năng chịu cắt của tiết diện:

Chọn thép đai có đường kính : $\phi = 16$ mm

Lực cắt lớn nhất theo phương ngang cầu : $V_u = 22409450.32\,\text{N}$

Chiều cao vùng nén quy đổi : $a = 219.739\text{mm}$

Chiều cao làm việc của tiết diện : $d_s = 5856.194\text{mm}$

Chiều cao làm việc : $h = 5956.194\,\text{mm}$

Chiều rộng tiết diện : $b = b_w = 3000\,\text{mm}$

Hệ số sức kháng : $\phi = 0.9$

Xác định chiều cao hữu hiệu (dv) :

$$d_v = \max\begin{cases} d_s-\frac{a}{2}=5856.194-\frac{219.739}{2}=5746.325\text{ mm} \\ 0.9\times d_s=0.9\times 5856.194=4684.955\text{ mm} \\ 0.72\times h=0.72\times 5956.194=4288.459\text{ mm} \end{cases}$$

Vậy: $d_v = 5746.325\,\text{mm}$

Ứng suất cắt trung bình :

$$v=\frac{V_{ux}}{\phi\times b_w\times d_v}=\frac{22409450.32}{0.9\times 3000\times 5746.325}=1.444\,\text{MPa}$$

Kiểm tra : $\frac{v}{f_c'}=\frac{1.444}{30}=0.048<0.25$

Kết luận : Thỏa, không cần tăng tiết diện bê tông.

Giả thuyết góc nứt nguy hiểm nhất : $\theta = 45^0$

Hệ số $\beta = 2$

Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_c = \frac{1}{12}\beta\sqrt{f_c'}b_w d_v = \frac{1}{12}\times 2\times\sqrt{30}\times 3000\times 5746.325 = 15736957.76N$$

Khả năng chịu cắt của cốt đai:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p = \frac{22409450.32}{0.9} - 15736957.76 = 9162431.482\,N$$

Kết luận: Tính toán cốt đai cho thép chịu lực cắt

Chọn cốt thép đai $\phi = 16$, thiết kế đai 2 nhánh

$$s = \frac{A_v f_{yv} d_v \cot\theta}{V_s} = \frac{2\times\frac{\pi\times 16^2}{4}\times 420\times 5746.325\times\cot(45°)}{9162431.482} = 105.923\ mm$$

Kiểm tra bước đai theo điều kiện cấu tạo:

$$s \le Min\begin{cases}\dfrac{A_v f_{vy}}{0.083\sqrt{f_c'}b_w}\\ Min(0.8d_v;600mm)\\ Min(0.4d_v;300mm)\end{cases}$$

Các giá trị trong biểu thức điều kiện như sau:

$$\frac{A_v\times f_y}{0.083\times\sqrt{f'_c}\times b} = \frac{2\times\frac{\pi\times 16^2}{4}\times 420}{0.083\times\sqrt{30}\times 3000} = 123.836mm$$

$$\frac{V_u}{\phi_v\times f'_c\times b\times d_v} = \frac{22409450.32}{0.9\times 30\times 3000\times 5746.325} = 0.043 \le 0.125$$

$$\rightarrow S \le \min\begin{cases}123.836mm\\ Min(0.8d_v;600mm) = 600mm\end{cases}$$

$$\rightarrow S = 123.836mm$$

Chọn khoảng cách giữa các thép đai : s = 120 mm.

8.4.2.7. Kiểm tra khả năng chịu nứt theo phương ngang cầu theo TTGH sử dụng:

$M_s = 12966126462 N.mm$

Điều kiện: $s \le \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c$

Trong đó:

Tiết diện tính toán: b = 3000 mm, h = 5956.194 mm.

Hệ số xét đến điều kiện tiếp xúc giữa kết cấu với môi trường xung quanh, $\gamma_e = 1$.

Khoảng cách từ trọng tâm lớp cốt thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài bê tông chịu kéo $d_c = 100$ mm.

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} = 1 + \frac{100}{0.7 \times (5956.194 - 100)} = 1.024$$

Tỷ số modul đàn hồi: $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{28110.91} = 7.115$

Chiều dày của bê tông vùng nén sau khi nứt:

$$x = \frac{nA_s}{b}\left(\sqrt{1 + \frac{2d_s b}{nA_s}} - 1\right) = \frac{7.115 \times 40023.89}{3000} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 3000 \times 5856.194}{7.115 \times 40023.89}} - 1\right)$$
$$= 960.81 mm$$

Momen quán tính của tiết diện nứt

$$I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d_s - x)^2 = \frac{3000 \times 960.81^3}{3} + 7.115 \times 40023.89 \times (5856.194 - 960.81)^2$$
$$= 7.711 \times 10^{12} mm^4$$

Ứng suất trong cốt thép do tải trọng ở TTGH sử dụng gây ra:

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}}(d_s - x)n = \frac{12966126462}{7.711 \times 10^{12}} \times (5856.194 - 960.81) \times 7.115 = 58.56 MPa$$

Khi đó khoảng cách tối thiểu giữa các thanh thép:

$$s_{min} = \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c = \frac{123000 \times 1}{1.024 \times 58.56} - 2 \times 100 = 1851.18 mm$$

Vậy s = 120 mm < s_{min} = 1851.18 mm: Đảm bảo điều kiện nứt ở TTGH sử dụng.

8.4.2.8. Kiểm tra khả năng chịu nứt theo phương dọc cầu theo TTGH sử dụng:

$M_s = 985775625 N.mm$

Điều kiện: $s \le \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c$

Trong đó:

Tiết diện tính toán: b = 5956.194 mm, h = 3000 mm.

Hệ số xét đến điều kiện tiếp xúc giữa kết cấu với môi trường xung quanh, $\gamma_e = 1$.

Khoảng cách từ trọng tâm lớp cốt thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài bê tông chịu kéo d_c = 100 mm.

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} = 1 + \frac{100}{0.7 \times (3000 - 100)} = 1.049$$

Chiều dày của bê tông vùng nén sau khi nứt:

$$x = \frac{nA_s}{b}\left(\sqrt{1 + \frac{2d_s b}{nA_s}} - 1\right) = \frac{7.115 \times 17856.813}{5956.194} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 2900 \times 5956.194}{7.115 \times 17856.813}} - 1\right)$$
$$= 1091.125\,mm$$

Momen quán tính của tiết diện nứt

$$I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d_s - x)^2$$
$$= \frac{5956.194 \times 1091.125^3}{3} + 7.115 \times 17856.813 \times (2900 - 1091.125)^2$$
$$= 2.994 \times 10^{12}\ mm^4$$

Ứng suất trong cốt thép do tải trọng ở TTGH sử dụng gây ra:

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}}(d_s - x)n = \frac{985775625}{2.994 \times 10^{12}} \times (2900 - 1091.125) \times 7.115 = 4.237\,MPa$$

Khi đó khoảng cách tối thiểu giữa các thanh thép:

$$s_{min} = \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c = \frac{123000 \times 1}{1.049 \times 4.237} - 2 \times 100 = 27473.95\,mm$$

Vậy s = 150 mm < s_{min} = 27473.9 mm: Đảm bảo điều kiện nứt ở TTGH sử dụng.

8.5. Tính toán lựa chọn gối cầu:

Lực nén lớn nhất trong các TTGH: (lớn nhất ở TTGH cường độ I)

P = 31273500.51N

Tải trọng tác dụng lên gối: $\frac{P}{2} = \frac{31273500.51}{2} = 15636750\,N = 15636.75KN$

Dựa vào tải trọng tác dụng lên gối và cataloge các loại gối chậu ta lựa chọn được các loại gối sau:

Gối cố định: GPZ25GD

Hai gối di động một phương: GPZ25DX

Gối di dộng đa phương: GPZ25SX

Bảng 8. 1: Bảng kích thước và trọng lượng gối cao su chậu thép

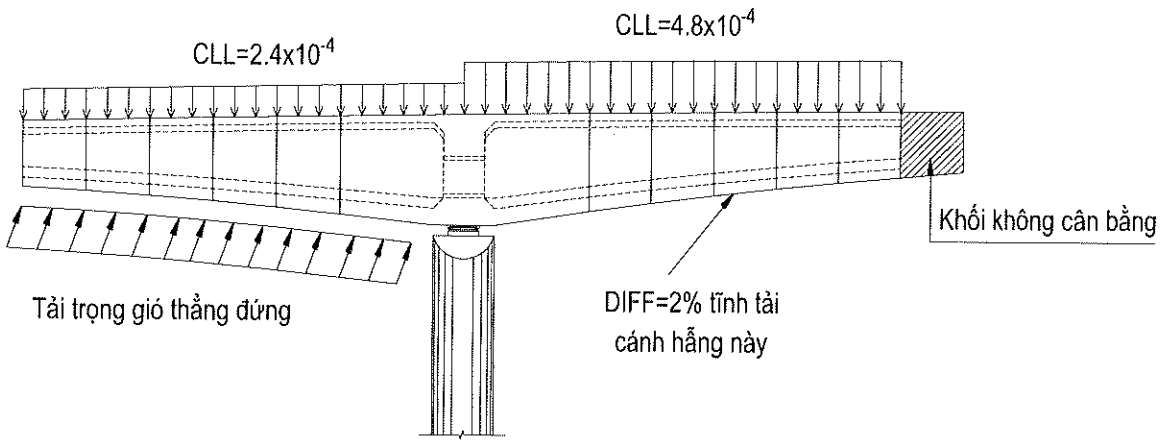
Tên gối	Kích thước (mm)				Trọng lượng Q (tấn)
	Chiều rộng và chiều dài thớt dưới C	Kích thước thớ trên theo phương ngang cầu A	Kích thước thớ trên theo phương dọc cầu A1	Chiều cao H	
GPZ25GD	1480	1480	1480	270	3.04
GPZ25DX	1340	1340	1780	270	3.19
GPZ25SX	1480	1480	1770	270	2.88

8.6. Kiểm toán lật giai đoạn thi công đúc hẫng cân bằng:

Khi thi công các phân đoạn đúc hẫng cân bằng, các nguy cơ gây ra momen gây lật trụ là rất cao. Trong đồ án này ta kiểm toán cho trường hợp nguy hiểm nhất là lúc thi công đốt K7.

Các momen gây lật bao gồm:

- Trọng lượng khối đúc không cân bằng
- Tải trọng chênh lệch trên một cánh hẫng.
- Tải trọng thi công rải đều trên cánh hẫng còn xe đúc.
- Tải trọng thi công rải đều trên cánh hẫng khi rơi xe đúc.
- Gió tốc từ bên dưới lên cánh một cánh hẫng (ở đây xét cánh hẫng bên trái).



Hình 8.9. Sơ đồ tính toán ổn định lật

Bảng 8.17. Bảng tổng hợp momen gây lật

STT	Các loại tải trọng	Kí hiệu	P (N)	e (mm)	My (N.mm)
1	Trọng lượng khối đúc không cân bằng	U	758565.65	29500	22377686587
2	Tải trọng chênh lệch trên 1 cánh hẫng	DIFF	210929.44	14750	3111209240
3	Tải trọng thi công rải đều trên cánh hẫng còn xe đúc	CLL	185040	14750	2729340000
	Tải trọng thi công rải đều trên cánh hẫng rơi xe đúc		92520	-14750	-1364670000
4	Xe đúc bên phải	CE_R	690000	31000	21390000000
5	Xe đúc bên trái	CE_L	690000	-31000	-21390000000
6	Gió tốc từ bên dưới lên cánh hẫng bên trái	WUP	-97146	-14750	1432903500
Tổng momen gây lật			2529909.1	29500	28286469327

Chọn loại thanh thép DUL có đường kính theo nhà sản xuất VSL, chọn loại thanh thép DUL loại VSL CT Stressbar: $\phi = 40$ mm

Diện tích 1 thanh thép DUL theo nhà sản xuất : $A_{ps} = 1257\ mm^2$

Số lượng thanh thép DUL dự kiến cả 2 phía: 52 thanh

Điều kiện ổn định lật:

$$\frac{M_{giu}}{M_{lat}} \geq 1.5$$

Trong đó :

M_{giu}: Momen chống lật, $M_{giu} = f_{ATS} \times A_{ps} \times e$

M_{lat}: Momen gây lật, $M_{lat} = 28286469327$ N.mm

f_{ATS}: Ứng suất trong thanh thép DUL, f_{ATS} = 688.5 MPa

e: Khoảng cách giữa 2 nhóm thanh DUL

$$M_{giu} = f_{ATS} \times A_{ps} \times e = 688.5 \times 1257 \times 26 \times 2500$$
$$= 56253892500 \text{ N.mm}$$

Vậy:

$$\frac{M_{giu}}{M_{lat}} = \frac{56253892500}{28286469327} = 1.989 > 1.5$$

Vậy thỏa điều kiện ổn định chống lật.

Chiều dài neo cơ bản của thanh bar khi neo ngàm vào trụ:

Cường độ chịu kéo danh định: fpu= 1080 MPa

Giới hạn chảy của thanh thép DUL: fpy=0.85fpu=918 MPa

Ứng suất trong thanh thép DUL: f_{ATS}=0.75fpy=688.5 MPa

Chiều dài thanh bar được xác định theo chiều dài neo do dính bám giữa bê tông và thép (mục 3.8.1 về chiều dài neo trong sách BTCT theo ACI của thầy Nguyễn Trung Hòa)

Trong công thức này thì fy, f'_c được tính theo đơn vị kg/cm^2

$$l_{db} = \frac{0.82 f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.82 \times 688.5 \times 10}{\sqrt{30 \times 10}} = 325.95\text{cm} = 3259.5\text{mm}$$

CHƯƠNG 9. THIẾT KẾ MÓNG TRỤ, CỌC KHOAN NHỒI

9.1. Giới thiệu chung:

9.1.1. Địa chất khu vực:

Bảng 9.1. Bảng tổng hợp thông số địa chất

Lớp đất	Loại đất	Chiều sâu (m)	C (kN/m^2)	ϕ (độ)	γw (kN/m^3)	SPT
1	Sét hữu cơ pha cát, màu xám đen	3.8	5	3.3	15.4	1
2	Cát pha, màu xám đen, kết cấu rời	4	0	23.55	0	5
3	Sét hữu cơ lẫn cát, màu xám đen	15.7	5	5.175	15.7	3.75
4	Cát pha, màu xám đen, kết cấu rời, chặt vừa	2.3	0	25.4	0	13.5
5	Sét lẫn cát, trạng thái nửa cứng	13.2	31	16.614	19.02	20.7
6	Sét béo lẫn cát, màu xám đen, 2.3trạng thái nữa cứng	6.5	33.75	16.6	18.7	20
7	Sét gầy pha cát lẫn sỏi, màu xám xanh loang lỗ vàng, trạng thái nửa cứng	2.3	0	0	19.4	37
8	Cát pha, màu xám đen, kết cấu chặt	2.2	0	26.1	0	51

Bảng 9.2. Bảng phân chia các lớp đất để tính toán

STT	Lớp đất	Loại đất	H (m)	$H_{tổng}$ (m)	C (kN/m^2)	φ (độ)	γ_w (kN/m^3)	SPT
1	Lớp 1 (3.8m)	Sét	2	2	5	3.3	15.4	1
2		Sét	1.8	3.8	5	3.3	15.4	1
3	Lớp 2 (4m)	Cát, đất rời	2	5.8	0	23.1	0	5
4		Cát, đất rời	2	7.8	0	24	0	5
5	Lớp 3 (15.7m)	Sét	2	9.8	3	5.8	15.6	4
6		Sét	2	11.8	5	5	15.7	4
7		Sét	2	13.8	6	4.3	16.2	4
8		Sét	2	15.8	5	5.5	15.8	3
9		Sét	2	17.8	4	5	15.6	4
10		Sét	2	19.8	7	5.1	15.6	4
11		Sét	2	21.8	5	4.7	15.4	3
12		Sét	1.7	23.5	5	6	15.8	4
13	Lớp 4 (2.3m)	Cát, đất rời	2	25.5	0	25.4	0	7
14		Cát, đất rời	0.3	25.8	0	25.4	0	20
15	Lớp 5 (13.2m)	Sét	2	27.8	27	16.9	19.1	20
16		Sét	2	29.8	28	16.4	18.9	20
17		Sét	2	31.8	32	16.2	19.2	22
18		Sét	2	33.8	30	16.7	19.2	19
19		Sét	2	35.8	30	17.1	19	20

20		Sét	2	37.8	34	16.7	18.9	20
21		Sét	1.2	39	36	16.3	18.9	24
22	Lớp 6 (6.5m)	Sét	2	41	32	16.2	18.8	17
23		Sét	2	43	33	16.4	18.5	19
24		Sét	2	45	35	16.9	18.8	20
25		Sét	0.5	45.5	35	16.9	18.8	24
26	Lớp 7 (2.3m)	Sét	2	47.5	0	0	19.4	24
27		Sét	0.3	47.8	0	0	19.4	50
28	Lớp 8 (2.2m)	Cát, đất rời	2	49.8	0	25.1	0	50
29		Cát, đất rời	0.2	50	0	26.1	0	52

Ghi chú:

Do không có đầy đủ số liệu địa chất của vị trí công trình Cầu Sông Tắc, cho nên số liệu địa chất ở trên được lấy từ Phụ lục giao số liệu với Mã địa chất: 24_DiaChat.

Do vậy, nên các thông số lựa chọn sơ bộ ban đầu sử dụng để tính toán cho hệ móng của trụ cầu sẽ có những chênh lệch đáng kể. Chênh lệch lớn nhất là về số lượng cọc và chiều dài cọc

9.1.2. Lựa chọn thông số cơ bản cọc :

Đường kính D = 1.5 m

Chiều dài cọc L = 51.2 m tính từ đáy đài cọc thì chiều dài cọc 50000mm , chiều dài cọc ngàm trong đài cọc là 200 mm và chiều dài thép ngàm vào đài là 1000mm

Chu vi mặt cắt ngang cọc: 4.71 m

Diện tích mặt cắt ngang cọc: 1.767 m^2

Đường kính cốt thép dọc: 25 mm gồm 24 thanh

Đường kính cốt thép đai: 14 mm cách nhau 200 mm

Giới hạn chảy của thép sử dụng làm cọc: f_y = 420 MPa

Khoảng cách tim đến tim giữa các cọc:

d = 4.5 m (dọc cầu)

d = 4.5 m (ngang cầu)

Trọng lượng riêng của vật liệu làm cọc: γ_c = 23.2 kN/m^3.

Cường độ chịu nén của bê tông: f'_c = 30 MPa.

Modul đàn hồi bê tông: E_c = 28110.91 MPa.

9.2. Tính sức chịu tải của cọc khoan nhồi:

Sức chịu tải của cọc theo vật liệu cho bởi công thức sau (sử dụng cốt đai xoắn):

$$P_{vl}=\varphi\times\left[0.85\times f_c'\times\left(A_c-A_{st}\right)+f_y\times A_{st}\right]$$

Trong đó:

φ: Hệ số sức kháng nén dọc trục, φ = 0.75

A_c: Diện tích mặt cắt ngang cọc, $A_c=\frac{\pi\times D_c^2}{4}=\frac{\pi\times 1500^2}{4}=1767145.868mm^2$

A_{st}: Tổng diện tích cốt thép mặt cắt ngang cọc

$$A_{st}=24\times\frac{\pi\times 25^2}{4}=11780.972mm^2$$

Giới hạn chảy của thép sử dụng làm cọc: f_y = 420 MPa

f'_c :Cường độ chịu nén của bê tông: f'_c = 30 MPa

Vậy:

$$P_{vl}=\varphi\times\left[0.85\times f_c'\times\left(A_c-A_{st}\right)+f_y\times A_{st}\right]$$
$$=0.75\left[0.85\times 30\times\left(1767145.868-11780.972\right)+420\times 11780.972\right]$$
$$=37282359.943\,\text{N}$$

9.2.1. Tính toán sức chịu tải cọc theo đất nền:

$$P_R=\eta\times\left(\varphi_{pq}\times Q_p+\varphi_{ps}\times Q_s\right)-\gamma_n\times W$$

Vôùi $Q_p=q_p\times A_p$

$Q_s=q_s\times A_s$

Trong đó:

η : Hệ số nhóm cọc, theo 10.7.3.10.2 : η = 0.75

Q_p : Sức kháng mũi cọc (N)

A_p : Diện tích mũi cọc (m^2)

Q_s : Sức kháng thân cọc (N)

A_s : Diện tích bề mặt thân cọc (m^2)

W: Trọng lượng bản thân cọc (N)

φ_{pq} : hệ số sức kháng mũi trong đất sét

$\varphi_{pq} = 0.40$ (Bảng 10.5.5 – 3)

φ_{ps} : hệ số sức kháng thành bên: (Bảng 10.5.5 – 3)

$\varphi_{ps} = 0.65 \rightarrow$ Trong đất dính

$\varphi_{ps} = 0.45 \rightarrow$ Trong đất rời

9.2.1.1. Sức kháng đơn vị mũi cọc Q_p:

Vị trí đặt mũi cọc: Đất cát.

Đất cát (Tính theo Reese và Wright) (điều 10.8.3.4.3):

$q_p = 0.064 \times N$ (với $N \leq 60$)

$q_p = 3.8$ (với $N > 60$)

Loại đất tại vị trí mũi cọc là đất cát, chỉ số SPT là 52, vậy sức kháng mũi cọc là:

Diện tích xung quang mũi cọc: $A_p = 1767145.868 mm^2$

$q_p = 0.064 \times N = 0.064 \times 52 = 3.328 \text{MPa}$

$Q_p = \varphi \times q_p \times A_p = 0.5 \times 3.328 \times 1767145.868 = 2940530.724 \text{N}$

9.2.1.2. Tính toán sức kháng thân cọc (Q_s):

- Đất cát : (Tính theo Reese và Wright 1977) (điều 10.8.3.4.2)

$q_s = 0.0028 \times N$ (với $N \leq 53$)

$q_s = 0.00021 \times (N - 53) + 0.15$ (với $53 < N \leq 100$)

N: Số búa SPT chưa hiệu chỉnh, lấy N theo từng loại đất.

- Đất dính : (Tính theo phương pháp α) (điều 10.7.3.3.2)

$q_s = \alpha \times S_u$

S_u: Cường độ kháng cắt không thoát nước trung bình (MPa)

$S_u = c + \delta \times tg\varphi = c + \gamma_{wi} \times h_i \times tg\varphi$

α : Hệ số dính bám. (10.5.5-3)

Trong đó:

$$\begin{cases} \alpha = 0.55, \text{khi } S_u/P_a \le 1.5 \\ \alpha = 0.55 - 0.1(S_u/P_a - 1.5), \text{khi } 1.5 \le S_u/P_a \le 2.5 \end{cases}$$ (hệ số dính kết)

Áp suất không khí: $P_a = 0.101$ N/mm^2

- ***Tính toán sức kháng thân cọc cho đất cát:***

Hệ số sức kháng: $\varphi = 0.55$

$$Q_s = \varphi \times q_s \times A_s$$

Bảng 9.3. Bảng tính toán sức kháng thân cho nhóm đất cát

Stt lớp đất	SPT	Li (mm)	q_{si}	A_{si} (mm^2)
3	5	2000	0.014	9424777.961
4	5	2000	0.014	9424777.961
13	7	2000	0.020	9424777.961
14	20	300	0.056	1413716.694
28	50	2000	0.140	9424777.961
29	52	200	0.146	942477.796
Tổng			1984481.247	

- ***Tính toán sức kháng thân cọc cho đất dính:***

Hệ số sức kháng: $\varphi_{qsi} = 0.45$

$$Q_s = \varphi \times q_s \times A_s$$

Bảng 9.4. Bảng tính toán sức kháng thân cho nhóm đất dính

Lớp đất	H (m)	C (kN/m^2)	φ (rad)	γ_w (kN/m^3)	S_u (N/mm^2)	α_i	q_{si} (N/mm^2)	A_{si} (mm^2)
1	2	5	0.058	15.4	0.007	0.550	0.004	9424777.961
2	1.8	5	0.058	15.4	0.007	0.550	0.004	8482300.165
5	2	3	0.101	15.6	0.006	0.550	0.003	9424777.961
6	2	5	0.087	15.7	0.008	0.550	0.004	9424777.961
7	2	6	0.075	16.2	0.008	0.550	0.004	9424777.961
8	2	5	0.096	15.8	0.008	0.550	0.004	9424777.961
9	2	4	0.087	15.6	0.007	0.550	0.004	9424777.961
10	2	7	0.089	15.6	0.010	0.550	0.006	9424777.961
11	2	5	0.082	15.4	0.008	0.550	0.004	9424777.961
12	1.7	5	0.105	15.8	0.008	0.550	0.004	8011061.267
15	2	27	0.295	19.1	0.039	0.550	0.021	9424777.961
16	2	28	0.286	18.9	0.039	0.550	0.021	9424777.961
17	2	32	0.283	19.2	0.043	0.550	0.024	9424777.961
18	2	30	0.291	19.2	0.042	0.550	0.023	9424777.961

19	2	30	0.298	19	0.042	0.550	0.023	9424777.961
20	2	34	0.291	18.9	0.045	0.550	0.025	9424777.961
21	1.2	36	0.284	18.9	0.043	0.550	0.024	5654866.776
22	2	32	0.283	18.8	0.043	0.550	0.024	9424777.961
23	2	33	0.286	18.5	0.044	0.550	0.024	9424777.961
24	2	35	0.295	18.8	0.046	0.550	0.025	9424777.961
25	0.5	35	0.295	18.8	0.038	0.550	0.021	2356194.490
26	2	0	0.000	19.4	0.000	0.550	0.000	9424777.961
27	0.3	0	0.000	19.4	0.000	0.550	0.000	1413716.694
Tổng							2557601.995	

Tổng sức kháng thân cọc (Q_s):

$Q_s = 1984481.247 \times 0.55 + 2557601.995 \times 0.45 = 2242385.584\,N$

9.2.1.3. Sức chịu tải của cọc theo đất nền:

$$P_R = \eta \times (Q_p + Q_s) - \gamma_n \times W$$

$$= 0.75 \times (2940530.724 + 2242385.584) - \left[(23.2 - 10) \times \frac{\pi \times 1.5^2}{4} \times \frac{50000}{1000} \right] \times 1000$$

$$= 2720870.959\ N = 272.087\ T$$

Tổng sức chịu cọc khoan nhồi:

$$P_n = Min(P_{vl}, P_{dn}) = Min(37282359.943; 2720870.959) = 2720870.959\ N$$

9.3. Tính toán số lượng cọc trong đài:

Bảng 9.5. Bảng tổng hợp nội lực tác dụng tại mặt cắt đáy bệ (mặt cắt I-I)

TTGH	P (N)	Ngang cầu		Dọc cầu	
		Qy (N)	Mx (N.mm)	Qx (N)	My (N.mm)
Sử dụng	43775884.5	2285229.6	18530269362	250410	1115443125
CĐI	54439500.51	2135197.8	23992475561	362578.125	652640625
CĐII	53425110.07	2135197.8	19833474793	279703.125	503465625
CĐIII	50001542.37	2554296.2	11610803322	57330	851838750
Đặc biệt	51269530.41	24144650.32	1.80314E+11	103593.75	186468750

Số lượng cọc khoan nhồi được tính toán dựa trên công thức:

$$n_c \geq \beta . \frac{R}{P_n}$$

Trong đó:

n : Số lượng cọc trong móng

R: Tổng lực đứng tính tại đáy bệ V_u =54439500.51N

P: Sức chịu tải tính toán của cọc theo đất nền

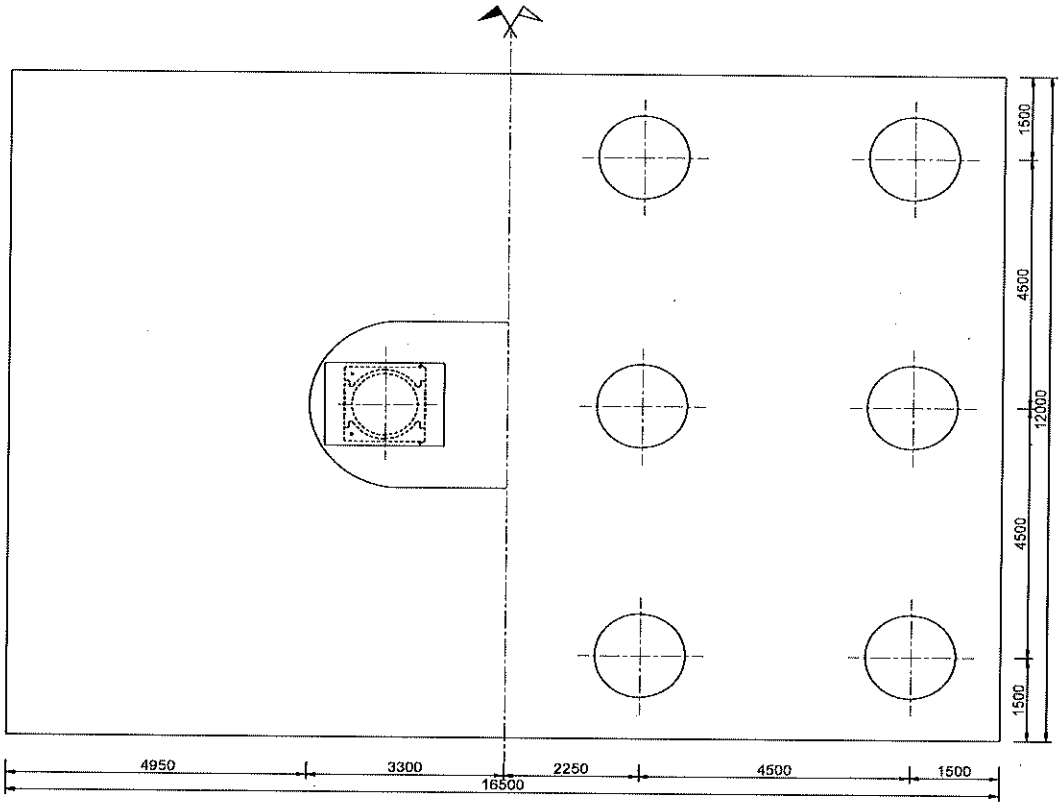
β: Hệ số kể đến ảnh hưởng của tải trọng ngang và momen,

β = 1.0 ÷ 1.5 chọn β = 1.5

Vậy số lượng cọc khoan nhồi:

$$n_c \geq 1.5 \times \frac{54439500.51}{2720870.959} = 11.440 \text{ cọc}$$

Số cọc lựa chọn thiết kế: 12 cọc



Hình 9.1. Mặt bằng bố trí cọc

Tải trọng tác dụng lên từng cọc:

$$P_c = \frac{R}{n_c} = \frac{54439500.51}{12} = 4536625.042 \text{ N}$$

9.4. Xác định nội lực đầu cọc:

9.4.1. Tính toán nội lực đầu cọc tại TTGH cường độ:

Xác định chiều dài chịu uốn L_M và chịu nén L_N của cọc:

$L_N = L_0 + L_1$

$L_M = L_0 + \eta.D$

Trong đó:

L_0: Khoảng cách từ đáy bệ đến mặt đất sau khi xói $L_0 = 0$ m

D: Đường kính cọc, D = 1500 mm.

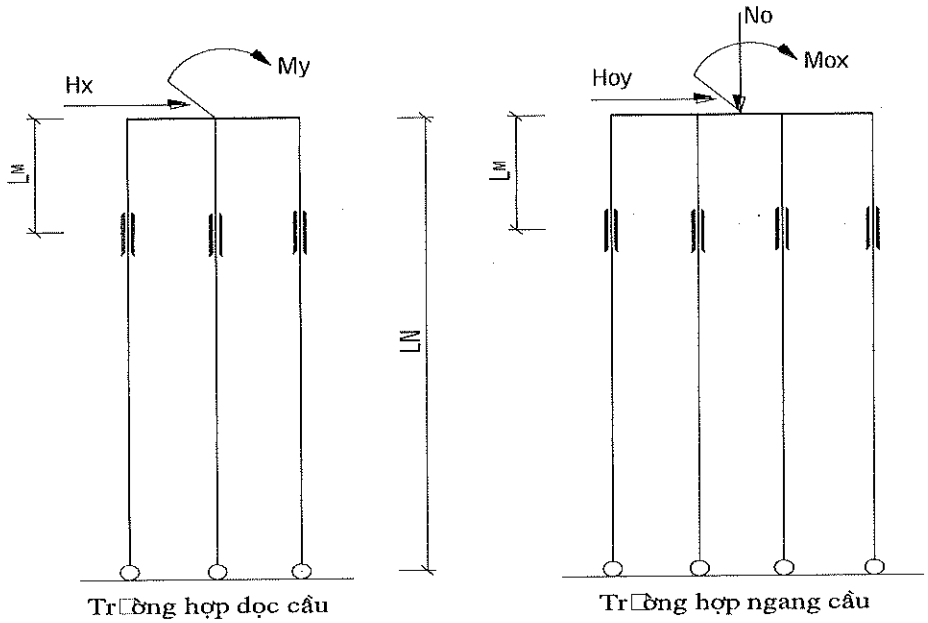
L: Chiều dài cọc, L = 50000 mm.

η: Hệ số kinh nghiệm tùy thuộc vào loại đất, η =5-7

Chiều dài chịu nén:

$L_N = L_0 + L_1 = 0 + 50000 = 50000$ mm

$L_M = L_0 + \eta.D = 0 + 7 \times 1500 = 10500$ mm



Hình 9.2. Sơ đồ mô tả chiều dài chiu uốn cọc theo phương ngang và dọc cầu

9.4.1.2. Tính toán cho phương ngang cầu:

Giá trị lực tính toán:

$P_1'' = 54439500.51N$

$H_1'' = 362578.125N$

$M_1'' = 851838750Nmm$

Hệ phương trình chính tắc để xác định chuyển vị đáy bệ:

$$\begin{cases} r_{vv} \times v + r_{vu} \times u + r_{vw} \times w = P_{tt} \\ r_{uv} \times v + r_{uu} \times u + r_{uw} \times w = H_{tt} \\ r_{wv} \times v + r_{wu} \times u + r_{ww} \times w = M_{tt} \end{cases}$$

Trong đó:

u,v,ω : chuyển vị ngang , chuyển vị thẳng đứng , góc quay của bệ quanh điểm O (trọng tâm hệ toạ độ tính toán tại đáy bệ)

r_{ik} : phản lực trong liên kết i do chuyển vị đơn vị tại liên kết k gây ra.

Tính các hệ số r_{ik}:

$$r_{vv} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \cos^2 \beta_i$$

$$r_{uu} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \sin^2 \beta_i + 12 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}^3} \times \cos^2 \beta_i$$

$$r_{ww} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times x_i^2 \times \cos^2 \beta_i + 4 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}}$$

$$r_{uv} = r_{vu} = E \times \sum \frac{A}{L_{Ni}} \times \sin\beta \times \cos\beta = 0$$

$r_{vw} = r_{wv} = 0$ (do cọc bố trí đối xứng nên $\sum x_i = 0$)

$$r_{uw} = r_{wu} = E \times \Sigma \frac{A_i}{l_n} \times x_i \times \sin\beta_i \times \cos\beta_i - 6 \times E \times \Sigma \frac{J}{L_m^{\ 2}} \times \cos\beta_i$$

Trong đó:

Modul quán tính của tiết diện thân cọc:

$$I_{coc} = \frac{\pi \times 1500^4}{64} = 2.485 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

E modun đàn hồi của cọc lấy gần đúng bằng modun đàn hồi của bê tông làm cọc,

$E_c = 28110.91$ MPa

$$r_{vv} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \cos^2 \beta_i$$

$$= 28110.91 \times \left(\frac{1767145.868}{50000} \times \cos(0)^2 \right) \times 12 = 11922258.84 \text{ N/mm}$$

$$r_{uu} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \sin^2 \beta_i + 12 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}^3} \times \cos^2 \beta_i$$

$$= 28110.91 \times \left(\frac{1767145.868}{50000} \times \sin(0)^2 \right) \times 12 +$$

$$12 \times \left(28110.91 \times \frac{2.485 \times 10^{11}}{10500} \times \cos(0)^2 \right) \times 12 = 868969.303 \text{ N/mm}$$

Bảng 9.6. Bảng tính hệ số r_{ww}

Tên cọc	Tọa độ cọc (x) (mm)	$\cos^2(\beta)$	A_i/L_{Ni}	Ji/L_{Mi}	r_{wwi} (N/mm)
P1	-6750	1	35.343	23667132.156	4.793E+13
P2	-2250	1	35.343	23667132.156	7.691E+12
P3	2250	1	35.343	23667132.156	7.691E+12
P4	6750	1	35.343	23667132.156	4.793E+13
P5	-6750	1	35.343	23667132.156	4.793E+13
P6	-2250	1	35.343	23667132.156	7.691E+12
P7	2250	1	35.343	23667132.156	7.691E+12
P8	6750	1	35.343	23667132.156	4.793E+13
P9	-6750	1	35.343	23667132.156	4.793E+13
P10	-2250	1	35.343	23667132.156	7.691E+12
P11	2250	1	35.343	23667132.156	7.691E+12
P12	6750	1	35.343	23667132.156	4.793E+13
Tổng (r_{ww}) (N/mm)					3.337E+14

Bảng 9.7. Bảng tổng hợp hệ số $r_{uw} = r_{wu}$

Tên cọc	Tọa độ cọc (x) (mm)	$\cos(\beta)$	$\sin(\beta)$	A_i/L_N	$I/(L_M)^2$	$r_{uw} = r_{wu}$
P1	-6750	1	0	35.343	2254.013	-380174070.1
P2	-2250	1	0	35.343	2254.013	-380174070.1
P3	2250	1	0	35.343	2254.013	-380174070.1
P4	6750	1	0	35.343	2254.013	-380174070.1
P5	-6750	1	0	35.343	2254.013	-380174070.1
P6	-2250	1	0	35.343	2254.013	-380174070.1
P7	2250	1	0	35.343	2254.013	-380174070.1
P8	6750	1	0	35.343	2254.013	-380174070.1
P9	-6750	1	0	35.343	2254.013	-380174070.1
P10	-2250	1	0	35.343	2254.013	-380174070.1
P11	2250	1	0	35.343	2254.013	-380174070.1

P12	6750	1	0	35.343	2254.013	-380174070.1
Tổng (r_{uw}= r_{wu}) (N/mm)						-4562088842

Thay số vào hệ phương trình và ta giải hệ ta có:

$$\begin{cases} 11922258.84\times v+0\times u+0\times w=54439500.51 \\ 0\times v+868969.303\times u+(-4562088842)\times w=362578.125 \\ 0\times v+(-4562088842)\times u+3.337\times10^{14}\times w=851838750 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} v=4.566\,mm \\ u=0.464mm \\ \omega=8.895\times10^{-6}\,rad \end{cases}$$

9.4.1.3. Tính toán nội lực từng cọc:

Lực dọc trục hàng thứ (i) tính theo công thức :

$$N_i=\frac{E\times A_i}{L_{Ni}}\times(v\times\cos\beta_i+u\times\sin\beta_i+x_i\times\omega\times\cos\beta_i)$$

Lực cắt của hàng thứ (i) tính theo công thức :

$$Q_i=\frac{12\times E\times J_i}{L_M^3}\times(-v\times\sin\beta_i+u\times\cos\beta_i-x_i\times\omega\times\sin\beta_i)-\frac{6\times E\times J_i}{L_M^3}\times\omega$$

Momen uốn lớn nhất ở đầu cọc thứ (i) tính theo công thức :

$$M_i=\frac{6EJ_i}{L_M^2}(-v\sin\beta_i+u\cos\beta_i-x_i\omega\sin\beta_i)-\frac{4EJ_i}{L_M}\omega$$

Momen uốn tại vi trí ngàm của cọc thử (i):

$$M_{Di}=-\frac{6EJ_i}{L_M^2}(-v\sin\beta_i+u\cos\beta_i-x_i\omega\sin\beta_i)+\frac{2EJ_i}{L_M}\omega$$

Bảng 9.8. Bảng tổng hợp nội lực từng cọc

TÍNH TOÁN LỰC DỌC TRỤC TRONG MÓNG TTGH CƯỜNG ĐỘ 1						
Tên cọc	Tọa độ cọc (x) (mm)	Ni	Qi	M_{Ni}	M_{Di}	N_i x x_i
P1	-6750	4476972.617	30214.844	152710030.443	-164545829.012	-30219565166.765
P2	-2250	4516740.900	30214.844	152710030.443	-164545829.012	-10162667026.099
P3	2250	4556509.184	30214.844	152710030.443	-164545829.012	10252145663.276
P4	6750	4596277.467	30214.844	152710030.443	-164545829.012	31024872901.360
P5	-6750	4476972.617	30214.844	152710030.443	-164545829.012	-30219565166.765

P6	-2250	4516740.900	30214.844	152710030.443	-164545829.012	-10162667026.099
P7	2250	4556509.184	30214.844	152710030.443	-164545829.012	10252145663.276
P8	6750	4596277.467	30214.844	152710030.443	-164545829.012	31024872901.360
P9	-6750	4476972.617	30214.844	152710030.443	-164545829.012	-30219565166.765
P10	-2250	4516740.900	30214.844	152710030.443	-164545829.012	-10162667026.099
P11	2250	4556509.184	30214.844	152710030.443	-164545829.012	10252145663.276
P12	6750	4596277.467	30214.844	152710030.443	-164545829.012	31024872901.360
Tổng		5.444E+07	3.626E+05	1.833E+09	-1.975E+09	2.684E+09

Kiểm tra lại theo điều kiện cân bằng lực theo các phương và cân bằng momen:

$$\begin{cases} \sum Y = 0 & \Rightarrow \sum N_i \times \cos\beta_i - \sum Q_{Ti} \times \sin\beta_i = N_{tt} \\ \sum X = 0 & \Rightarrow \sum N_i \times \sin\beta_i + \sum Q_{Ti} \times \cos\beta_i = H_{tt} \\ \sum Y = 0 & \Rightarrow \sum N_i \times x_i \times \cos\beta_i - \sum Q_{Ti} \times x_i \times \sin\beta_i - \sum M_{Ti} = M_{tt} \end{cases}$$

$$\sin\beta_i = 0 \quad ; \quad \cos\beta_i = 1$$

Ta có: $\begin{cases} \sum N_i \times 1 = 54439500.505\ N = N_{tt} \\ \sum Q_i \times 1 = 362578.125N = H_{tt} \\ \sum N_i \times x_i \times 1 - \sum M_{Ti} = 851838750Nmm = M_{tt} \end{cases}$

➔ Thỏa mãn điều kiện

9.4.1.4. Tính toán cho phương dọc cầu:

Giá trị lực tính toán:

$P_1^{tt} = 54439500.51N$

$H_y^{tt} = 2135197.8N$

$M_y^{tt} = 23992475561N.mm$

Hệ phương trình chính tắc để xác định chuyển vị đáy bệ:

$$\begin{cases} r_{vv} \times v + r_{vu} \times u + r_{vw} \times w = P_{tt} \\ r_{uv} \times v + r_{uu} \times u + r_{uw} \times w = H_{tt} \\ r_{wv} \times v + r_{wu} \times u + r_{ww} \times w = M_{tt} \end{cases}$$

Trong đó:

u,v,ω : chuyển vị ngang , chuyển vị thẳng đứng , góc quay của bệ quang điểm O (trọng tâm hệ toạ độ tính toán tại đáy bệ)

r_{ik} : phản lực trong liên kết i do chuyển vị đơn vị tại liên kết k gây ra.

Tính các hệ số r_{ik}:

$$r_{vv} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \cos^2 \beta_i$$

$$r_{uu} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \sin^2 \beta_i + 12 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}^3} \times \cos^2 \beta_i$$

$$r_{ww} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times x_i^2 \times \cos^2 \beta_i + 4 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}}$$

$$r_{uv} = r_{vu} = E \times \sum \frac{A}{L_{Ni}} \times \sin\beta \times \cos\beta = 0$$

$r_{vw} = r_{wv} = 0$ (do cọc bố trí đối xứng nên $\sum x_i = 0$)

$$r_{uw} = r_{wu} = E \times \Sigma \frac{A_i}{l_n} \times x_i \times \sin\beta_i \times \cos\beta_i - 6 \times E \times \Sigma \frac{J}{L_m^{\ 2}} \times \cos\beta_i$$

Cách tính tương tự phương ngang cầu, ta có:

$r_{vv} = 11922258.84\ N/mm$

$r_{uu} = 868969.303\ N/mm$

Bảng 9.9. Bảng tổng hợp giá trị hệ số r_{ww}

Tên cọc	Tọa độ cọc (y) (mm)	$\cos^2(\beta)$	A_i/L_{Ni}	Ji/L_{Mi}	r_{wwi} (N/mm)
P1	4500	1	35.343	23667132.16	2.278E+13
P2	4500	1	35.343	23667132.16	2.278E+13
P3	4500	1	35.343	23667132.16	2.278E+13
P4	4500	1	35.343	23667132.16	2.278E+13
P5	0	1	35.343	23667132.16	2.66122E+12
P6	0	1	35.343	23667132.16	2.66122E+12
P7	0	1	35.343	23667132.16	2.66122E+12
P8	0	1	35.343	23667132.16	2.66122E+12
P9	-4500	1	35.343	23667132.16	2.278E+13
P10	-4500	1	35.343	23667132.16	2.278E+13
P11	-4500	1	35.343	23667132.16	2.278E+13
P12	-4500	1	35.343	23667132.16	2.278E+13
Tổng (r_{ww}) (N/mm)					1.929E+14

Bảng 9.10. Bảng tổng hợp giá trị hệ số $r_{uw} = r_{wu}$

Tên cọc	Tọa độ cọc (y) (mm)	cos(β)	sin(β)	A_i/L_N	$I/(L_M)^2$	$r_{uw} = r_{wu}$
P1	4500	1	0	35.343	2254.013	-380174070.1
P2	4500	1	0	35.343	2254.013	-380174070.1
P3	4500	1	0	35.343	2254.013	-380174070.1
P4	4500	1	0	35.343	2254.013	-380174070.1
P5	0	1	0	35.343	2254.013	-380174070.1
P6	0	1	0	35.343	2254.013	-380174070.1
P7	0	1	0	35.343	2254.013	-380174070.1
P8	0	1	0	35.343	2254.013	-380174070.1
P9	-4500	1	0	35.343	2254.013	-380174070.1
P10	-4500	1	0	35.343	2254.013	-380174070.1
P11	-4500	1	0	35.343	2254.013	-380174070.1
P12	-4500	1	0	35.343	2254.013	-380174070.1
Tổng ($r_{uw} = r_{wu}$) (N/mm)						-4562088842

Thay số vào hệ phương trình và ta giải hệ ta có:

$$\Rightarrow \begin{cases} v = 4.566 \text{ mm} \\ u = 3.55 \text{ mm} \\ \omega = 0.0002 \text{ rad} \end{cases}$$

9.4.1.5. Tính toán nội lực từng cọc:

Lực dọc trục hàng thứ (i) tính theo công thức :

$$N_i = \frac{E \times A_i}{L_{Ni}} \times \left(v \times \cos\beta_i + u \times \sin\beta_i + x_i \times \omega \times \cos\beta_i\right)$$

Lực cắt của hàng thứ (i) tính theo công thức :

$$Q_i = \frac{12 \times E \times J_i}{L_M^3} \times \left(-v \times \sin\beta_i + u \times \cos\beta_i - x_i \times \omega \times \sin\beta_i\right) - \frac{6 \times E \times J_i}{L_M^3} \times \omega$$

Momen uốn lớn nhất ở đầu cọc thứ (i) tính theo công thức :

$$M_i = \frac{6EJ_i}{L_M^2}(-v\sin\beta_i + u\cos\beta_i - x_i\omega\sin\beta_i) - \frac{4EJ_i}{L_M}\omega$$

Momen uốn tại vi trí ngàm của cọc thử (i):

$$M_{Di} = -\frac{6EJ_i}{L_M^2}(-v\sin\beta_i + u\cos\beta_i - x_i\omega\sin\beta_i) + \frac{2EJ_i}{L_M}\omega$$

Bảng 9.11. Bảng tổng hợp nội lực từng cọc

TÍNH TOÁN LỰC DỌC TRỤC TRONG MÓNG TTGH CƯỜNG ĐỘ 1						
Tên cọc	Tọa độ cọc (y) (mm)	Ni	Qi	M_{Ni}	M_{Di}	N_i x x_i
P1	4500	5468253.957	177933.150	795513782.257	-1072784292.74	24607142807.93
P2	4500	5468253.957	177933.150	795513782.257	-1072784292.74	24607142807.93
P3	4500	5468253.957	177933.150	795513782.257	-1072784292.74	24607142807.93
P4	4500	5468253.957	177933.150	795513782.257	-1072784292.74	24607142807.93
P5	0	4536625.042	177933.150	795513782.257	-1072784292.74	0.000
P6	0	4536625.042	177933.150	795513782.257	-1072784292.74	0.000
P7	0	4536625.042	177933.150	795513782.257	-1072784292.74	0.000
P8	0	4536625.042	177933.150	795513782.257	-1072784292.74	0.000
P9	-4500	3604996.127	177933.150	795513782.257	-1072784292.74	-16222482570.82
P10	-4500	3604996.127	177933.150	795513782.257	-1072784292.74	-16222482570.82
P11	-4500	3604996.127	177933.150	795513782.257	-1072784292.74	-16222482570.82
P12	-4500	3604996.127	177933.150	795513782.257	-1072784292.74	-16222482570.82
Tổng		54439500.505	2135197.800	9546165387.082	-12873411512.91	33538640948.43

Kiểm tra lại theo điều kiện cân bằng lực theo các phương và cân bằng momen:

$$\begin{cases} \sum Y = 0 & \Rightarrow \sum N_i \times \cos\beta_i - \sum Q_{Ti} \times \sin\beta_i = N_{tt} \\ \sum X = 0 & \Rightarrow \sum N_i \times \sin\beta_i + \sum Q_{Ti} \times \cos\beta_i = H_{tt} \\ \sum Y = 0 & \Rightarrow \sum N_i \times x_i \times \cos\beta_i - \sum Q_{Ti} \times x_i \times \sin\beta_i - \sum M_{Ti} = M_{tt} \end{cases}$$

$$\sin\beta_i = 0 \quad ; \quad \cos\beta_i = 1$$

Ta có: $\begin{cases} \sum N_i \times 1 = 54439500.505N = N_{tt} \\ \sum Q_i \times 1 = 2135197.800N = H_{tt} \\ \sum N_i \times x_i \times 1 - \sum M_{Ti} = 23992475561Nmm = M_{tt} \end{cases}$

9.4.2. Tính toán nội lực đầu cọc tại TTGH sử dụng:

9.4.2.1. Tính toán theo phương ngang cầu:

Giá trị lực tính toán:

$P_1^{tt} = 43775884.5N$

$H_x^{tt} = 250410N$

$M_x^{tt} = 1115443125Nmm$

Tính toán tương tự như trên ta được giá trị:

$$\begin{cases} v = 3.672 \text{ mm} \\ u = 0.329 \text{mm} \\ \omega = 7.845 \times 10^{-6} \text{ rad} \end{cases}$$

Bảng 9.12. Bảng tổng hợp nội lực từng cọc

TÍNH TOÁN LỰC DỌC TRỤC TRONG MÓNG TTGH SỬ DỤNG						
Tên cọc	Tọa độ cọc (x) (mm)	Ni	Qi	M_{Ni}	M_{Di}	N_i x x_i
P1	-6750	3.595E+06	2.087E+04	1.043E+08	-1.148E+08	-2.427E+10
P2	-2250	3.630E+06	2.087E+04	1.043E+08	-1.148E+08	-8.169E+09
P3	2250	3.666E+06	2.087E+04	1.043E+08	-1.148E+08	8.247E+09
P4	6750	3.701E+06	2.087E+04	1.043E+08	-1.148E+08	2.498E+10
P5	-6750	3.595E+06	2.087E+04	1.043E+08	-1.148E+08	-2.427E+10
P6	-2250	3.630E+06	2.087E+04	1.043E+08	-1.148E+08	-8.169E+09
P7	2250	3.666E+06	2.087E+04	1.043E+08	-1.148E+08	8.247E+09
P8	6750	3.701E+06	2.087E+04	1.043E+08	-1.148E+08	2.498E+10
P9	-6750	3.595E+06	2.087E+04	1.043E+08	-1.148E+08	-2.427E+10
P10	-2250	3.630E+06	2.087E+04	1.043E+08	-1.148E+08	-8.169E+09
P11	2250	3.666E+06	2.087E+04	1.043E+08	-1.148E+08	8.247E+09
P12	6750	3.701E+06	2.087E+04	1.043E+08	-1.148E+08	2.498E+10
Tổng		4.378E+07	2.504E+05	1.252E+09	-1.377E+09	2.367E+09

Kiểm tra lại theo điều kiện cân bằng lực theo các phương và cân bằng momen:

$$\begin{cases} \sum N_i \times 1 = 43775884.5\text{N} = N_{tt} \\ \sum Q_i \times 1 = 250410\text{N} = H_{tt} \\ \sum N_i \times x_i \times 1 - \sum M_{Ti} = 1.115 \times 10^9 \text{Nmm} = M_{tt} \end{cases}$$

9.4.2.2. Tính toán theo phương dọc cầu:

Giá trị lực tính toán:

$P_1^{tt} = 43775884.5\,N$

$H_y^{tt} = 2285229.6N$

$M_x^{tt} = 18530269362Nmm$

Tính toán tương tự như trên ta được giá trị:

$$\begin{cases} v = 3.672 \text{ mm} \\ u = 3.579 \text{ mm} \\ \omega = 0 \text{ rad} \end{cases}$$

Bảng 9.13. Bảng tổng hợp nội lực từng cọc

Tên cọc	Tọa độ cọc (y) (mm)	Ni	Qi	M_{Ni}	M_{Di}	N_i x x_i
P1	4500	4455907.476	190435.8	879562190.9	-1120013709	20051583643
P2	4500	4455907.476	190435.8	879562190.9	-1120013709	20051583643
P3	4500	4455907.476	190435.8	879562190.9	-1120013709	20051583643
P4	4500	4455907.476	190435.8	879562190.9	-1120013709	20051583643
P5	0	3647990.375	190435.8	879562190.9	-1120013709	0
P6	0	3647990.375	190435.8	879562190.9	-1120013709	0
P7	0	3647990.375	190435.8	879562190.9	-1120013709	0
P8	0	3647990.375	190435.8	879562190.9	-1120013709	0
P9	-4500	2840073.273	190435.8	879562190.9	-1120013709	-12780329730
P10	-4500	2840073.273	190435.8	879562190.9	-1120013709	-12780329730
P11	-4500	2840073.273	190435.8	879562190.9	-1120013709	-12780329730
P12	-4500	2840073.273	190435.8	879562190.9	-1120013709	-12780329730
Tổng		43775884.5	2285229.6	10554746290	-13440164510	29085015652

Kiểm tra lại theo điều kiện cân bằng lực theo các phương và cân bằng momen:

$$\begin{cases} \sum N_i \times 1 = 43775884.5N = N_{tt} \\ \sum Q_i \times 1 = 2285229.6N = H_{tt} \\ \sum N_i \times x_i \times 1 - \sum M_{Ti} = 18530269362Nmm = M_{tt} \end{cases}$$

9.5. Kiểm toán cọc:

9.5.1. Kiểm toán sức chịu tải (Nội lực đầu cọc):

Điều kiện:

$$N_{max} \le P_{tt}$$

So sánh ta thấy:

$$N_{max} = 5.468 \times 10^6 \ N > P_{tt} = 2720870.959 \ N$$

9.5.2. Kiểm tra chuyển vị đầu cọc:

Chuyển vị đầu cọc tại TTGH sử dụng không được vượt quá 38 mm (TCVN11823-10:2017 – 5.2.1)

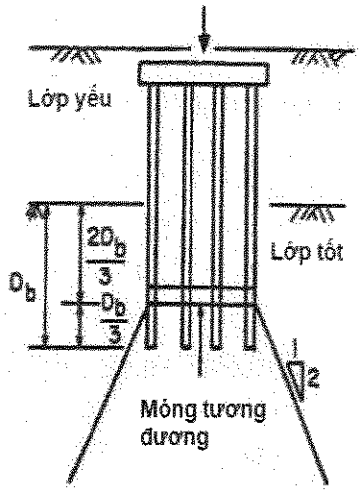
Ta có:

Chuyển vị đầu cọc theo phương ngang cầu: v = 3.672 mm < 38 mm: Thỏa.

Chuyển vị đầu cọc theo phương dọc cầu: v = 3.672 mm < 38 mm: Thỏa.

9.5.3. Kiểm toán cường độ nền đất tại vị trí mũi cọc:

9.5.3.1. Xác định kích thước khối móng quy ước:



Hình 9.3. Hình ảnh minh họa phương pháp xác định khối móng quy ước

Góc mở được tính theo công thức:

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$$

Trong đó

φ_{tb} là góc ma sát trong của đất nền được tính trung bình cho các lớp đất:

$$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i \times l_i}{L_{tb}}$$

φ_i là góc ma sát trong của các lớp đất

l_i : chiều dày của các lớp đất tương ứng

$$\Rightarrow \varphi_{tb} = 12.572^o \Rightarrow \alpha = \frac{12.572^o}{4} = 3.143^o$$

Chiều dài móng khối quy ước: (theo phương ngang cầu)

$$A_1 = a \times (n-1) + d + 2 \times L_c \times \tan\alpha$$

Chiều rộng móng khối quy ước: (theo phương dọc cầu)

$$B_1 = b \times (m-1) + d + 2 \times L_c \times \tan\alpha$$

Trong đó:

a: Khoảng cách tim giữa hai hàng cọc theo phương dọc cầu, b = 4500 mm

n: Số hàng cọc theo phương dọc cầu, m = 3

d: Đường kính cọc, d = 1.5 m

L_c: Chiều sâu cọc ngàm trong đất, L_c = 50000 mm

a: Khoảng cách tim giữa hai hàng cọc theo phương ngang cầu, a = 4500 mm

m: Số hàng cọc theo phương ngang cầu, n = 4

Thay số ta được giá trị:

$$A_1 = a\times(n-1)+d+2\times L_c\times\tan\alpha$$
$$= 4500\times(4-1)+1500+2\times 50000\times\tan(3.143^\circ) = 20491.079 \text{ mm}$$

$$B_1 = b\times(m-1)+d+2\times L_c\times\tan\alpha$$
$$= 4500\times(3-1)+1500+2\times 50000\times\tan(3.143^\circ) = 15991.079 \text{ mm}$$

Diện tích khối móng quy ước:

$$F_{qu} = A_1\times B_1 = 20491.079\times 15991.079 = 327674454.566 \text{ mm}^2$$

Momen kháng uốn phương dọc cầu:

$$W_d = \frac{A_1\times B_1^2}{6} = \frac{20491.079\times 15991.079^2}{6} = 873311335455.823 \text{ mm}^3$$

Momen kháng uốn phương ngang cầu:

$$W_n = \frac{B_1\times A_1^2}{6} = \frac{20491.079^2\times 15991.079}{6} = 1119067176380.23 \text{mm}^3$$

9.5.3.2. Xác định khả năng chịu tải của nền đất dưới mũi cọc:

Sức chịu tải tính toán của đất nền theo TCXD 45-78 được tính như sau:

$$R_{II} = \frac{m_1\times m_2}{k_{tc}}\times\left(A\times b\times\gamma_{II}+B\times D_f\times\gamma'_{II}+D\times c_{II}\right)$$

Trong đó:

m_1, m_2 lần lượt là hệ số làm việc của nền đất và hệ số điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại với nền đất được chọn theo bảng 15 – TCXD 45:78),

$m_1 = 1.1$, $m_2 = 1$

k_{tc}: Hệ số độ tin cậy, lấy bằng 1 đối với các đặc trưng tính toán lấy từ thí nghiệm.

A, B, D giá trị sức chịu tải, lấy ứng với góc ma sát trong của đất nền là

$\phi = 12.572°$:

$A = 0.251$

$B = 2.003$

$C = 4.497$

D_f: Chiều sâu chôn móng, $D_f = 50000$ mm

γ_{II} trọng lượng đơn vị thể tích của đất từ đáy móng trở xuống, $\gamma_{II} = 0$ kN/m^3

γ'_{II} trọng lượng đơn vị thể tích của đáy móng trở lên mặt đất,

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_i \times h_i}{\sum h_i} = 14.512 KN/m^3$$

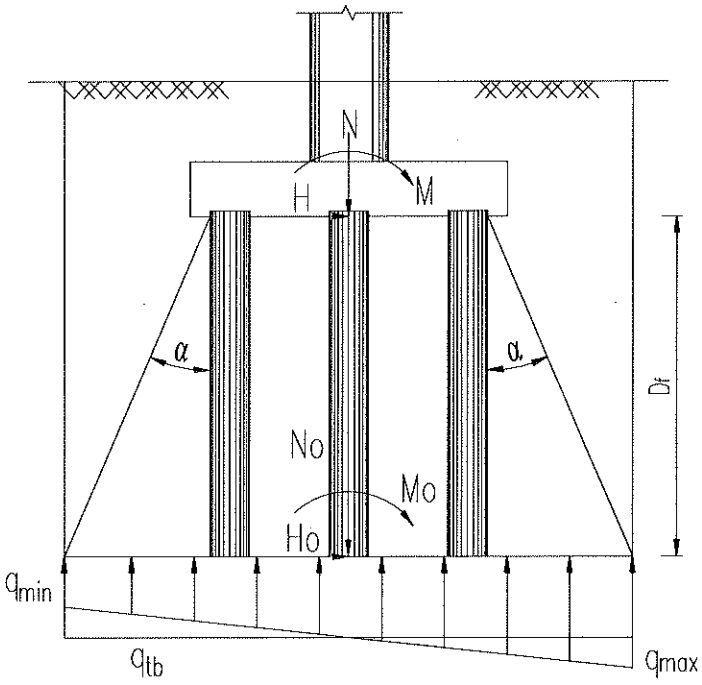
c: Lực dính đơn vị của đất dưới đáy móng là đất cát: c = 0 kN/m^2

Vậy sức chịu tải của đất nền dưới mũi cọc là:

$$R_{II} = \frac{1.1 \times 1}{1} \times \left(0.251 \times \frac{15991.079}{1000} \times 0 + 2.003 \times \frac{50000}{1000} \times 14.512 + 4.497 \times 0 \right)$$

$$= 1598.676 kN/m^2 = 1.599 N/mm^2$$

9.5.3.3. Xác định ứng suất dưới đáy khối móng quy ước:



Hình 9.4. Biểu đồ ứng suất dưới đáy khối móng quy ước

Trọng lượng thể tích của móng khối qui ước

$$\gamma_{qu} = \frac{\gamma_{tb} \times V_d + \gamma_{bt} \times V_c}{V_{qu}}$$

Trong đó:

γ_{tb} : Trọng lượng đơn vị trung bình của đất từ mũi cọc trở lên, $\gamma_{II} = 14.512$ kN/m^3

γ_{bt} : Trọng lượng riêng của bê tông , $\gamma_c = 23.2$ kN/m^3

n_c: Số lượng cọc, $n_c = 12$ cọc

F_c : Diện tích tiết diện ngang của cọc $F_c = \pi \times \frac{1.5^2}{4} = 1.767$ m^2

Chiều dài cọc : $L_c = 50000$ m

V_{qu}: Thể tích khối móng qui ước :

$$V_{qu} = F_{qu} \times D_f = 327674454.566 \times 50000 = 1.638 \times 10^{13} \text{mm}^3$$

Thể tích toàn bộ phần bệ móng và cọc trong đất:

$$V_c = L_{mg} \times H_{mg} \times B_{mg} + A_c \times n \times L_c$$
$$= 16500 \times 12000 \times 3000 + 1767145.868 \times 12 \times 50000 = 1.654 \times 10^{12} \text{ mm}^3$$

Thể tích toàn bộ phần đất trong móng khối quy ước:

$$V_d = V_{qu} - V_c = 1.638 \times 10^{13} - 1.654 \times 10^{12} = 1.473 \times 10^{13} \text{ mm}^3$$

Khối lượng móng khối quy ước:

$$\gamma_{qu} = \frac{\gamma_{tb} \times V_d + \gamma_{bt} \times V_c}{V_{qu}}$$

$$= \frac{14.512 \times 1.473 \times 10^{13} + 23.2 \times 1.654 \times 10^{12}}{1.638 \times 10^{13}} = 15.389 \text{ kN/m}^3$$

9.5.3.4. Tính toán ứng suất tại TTGH sử dụng:

Chuyển tải trọng về trọng tâm đáy móng qui ước.

Tải trọng thẳng đứng tính toán:

$$N_{0tt} = P_{tt} + 1.25 \times \gamma_{qu} \times (V_{qu} - V_{bm})$$

$$= \frac{43775884.5}{1000} + 1.25 \times 15.389 \times (16383.723 - 16.8 \times 12 \times 3) = 347509.396 \text{kN}$$

Tải trọng ngang tính toán theo phương ngang cầu:

$H_{oytt} = H_y = 250410$ N

Tải trọng ngang tính toán theo phương dọc cầu:

$H_{oxtt} = H_x = 2285229.6$ N

Momen tính toán theo phương dọc cầu:

$M_{oxtt} = M_x + H_{oytt} \times L_c$

$= 18530269362 + 2285229.6 \times 50000 = 1.328 \times 10^{11}$ N.mm

Momen tính toán theo phương ngang cầu:

$M_{0ytt} = M_y + H_{oxtt} \times L = 1115443125 + 250410 \times 50000 = 13635943125$ N.mm

Ứng suất nén lớn nhất:

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ott}}{F_{qu}} + \frac{M_{oytt}}{W_d} + \frac{M_{oxtt}}{W_n}$$

$$= \frac{347509.396 \times 1000}{327674454.566} + \frac{1.328 \times 10^{11}}{873311335455.823} + \frac{13635943125}{1119067176380.23} = 1.225 \text{N/mm}^2$$

Ứng suất nén nhỏ nhất:

$$\sigma_{min} = \frac{N_{ott}}{F_{qu}} - \frac{M_{oytt}}{W_d} - \frac{M_{oxtt}}{W_n}$$

$$= \frac{347509.396 \times 1000}{327674454.566} - \frac{1.328 \times 10^{11}}{873311335455.823} - \frac{13635943125}{1119067176380.23} = 0.896 \text{N/mm}^2$$

Ứng suất nén trung bình:

$$\sigma_{tb} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} = \frac{1.225 + 0.896}{2} = 1.061 \text{N/mm}^2$$

Kiểm toán ứng suất dưới đáy móng:

Điều kiện:

$$\begin{cases} \sigma_{max} < 1.2 \times R_{II} = 1.225 \text{ N/mm}^2 < 1.2 \times 1.599 = 1.918 \text{N/mm}^2 \\ \sigma_{tb} < R_{II} = 1.061 \text{ N/mm}^2 < 1.599 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{min} > 0 = 0.896 \text{ N/mm}^2 > 0 \end{cases}$$

Kết luận: Thỏa

9.5.3.5. Tính toán ứng suất tại TTGH cường độ:

Tải trọng thẳng đứng tính toán:

$$N_{0tt} = P_{tt} + 1.25 \times \gamma_{qu} \times \left(V_{qu} - V_{bm}\right)$$
$$= \frac{54439500.51}{1000} + 1.25 \times 15.389 \times \left(16383.723 - 16.8 \times 12 \times 3\right) = 358173.012\,\text{kN}$$

Tải trọng ngang tính toán theo phương ngang cầu,

$$H_{oytt} = H_y = 362578.125\,\text{N}$$

Tải trọng ngang tính toán theo phương dọc cầu:

$$H_{oxtt} = H_x = 2135197.8\ \text{N}$$

Momen tính toán theo phương dọc cầu

$$M_{0ytt} = M_y + H_{oxtt} \times L = 23992475561 + 2135197.8 \times 50000 = 1.307 \times 10^{11}\ \text{Nmm}$$

Momen tính toán theo phương ngang câu:

$$M_{oxtt} = M_x + H_{oytt} \times L_c$$
$$= 851838750 + 362578.125 \times 50000 = 18980745000\ \text{Nmm}$$

Ứng suất nén lớn nhất:

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ott}}{F_{qu}} + \frac{M_{oytt}}{W_d} + \frac{M_{oxtt}}{W_n}$$
$$= \frac{358173.012 \times 1000}{327674454.566} + \frac{1.307 \times 10^{11}}{873311335455.823} + \frac{18980745000}{1119067176380.23} = 1.260\,\text{N/mm}^2$$

Ứng suất nén nhỏ nhất:

$$\sigma_{min} = \frac{N_{ott}}{F_{qu}} - \frac{M_{oytt}}{W_d} - \frac{M_{oxtt}}{W_n}$$
$$= \frac{358173.012 \times 1000}{327674454.566} - \frac{1.307 \times 10^{11}}{873311335455.823} - \frac{18980745000}{1119067176380.23} = 0.926\,\text{N/mm}^2$$

Ứng suất nén trung bình:

$$\sigma_{tb} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} = \frac{1.260 + 0.926}{2} = 1.093\ \text{N/mm}^2$$

Kiểm toán ứng suất dưới đáy móng:

Điều kiện:

$$\begin{cases} \sigma_{max} < 1.2 \times R_{II} = 1.260\ N/mm^2 < 1.2 \times 1.599 = 1.918 N/mm^2 \\ \sigma_{tb} < R_{II} = 1.093\ N/mm^2 < 1.599\ N/mm^2 \\ \sigma_{min} > 0 = 0.926 N/mm^2 > 0 \end{cases}$$

Kết luận: Thỏa

9.5.3.6. Kiểm toán lún cọc:

Tải trọng thẳng đứng tính toán: $N_{tc} = P_{tt} = 43775884.5$ N

P_{tt} lực thẳng đứng tại đáy đài được tổ hợp ở trạng thái giới hạn sử dụng

Trọng lượng cọc toàn bộ cọc: $Q_{cọc} = 24598670.478$ N

Ứng suất do tải trọng thẳng đứng gây ra dưới đáy khối móng qui ước:

$$\sigma = \frac{N_{tc} + Q_{coc}}{F_{qu}} = \frac{43775884.5 + 24598670.478}{327674454.566} = 0.209\ N/mm^2$$

Chiều phân dày phân lớp tính lún phải thỏa điều kiện:

$0.4\ B_i = 0.4 \times 15991.079 = 6396.432$ mm

Vì số liệu thí nghiệm lớp dưới đáy khối móng qui ước không đủ độ dài tính lún nên ta xem như lớp cuối cùng sâu vô hạn.

Ta chia đất dưới mũi cọc thành các lớp có chiều dày 2000 mm để tính lún.

Độ biến dạng trong từng lớp được tính theo công thức:

$$S_i = \frac{\beta_i}{E_i} \times \sigma'_{zi} \times h_i$$

Trong đó:

S_i : độ lún lớp đất phân tố.

h_i : chiều dày lớp phân tố thứ i.

$\sigma_{tb}(T/m^2)$: ứng suất tại vị trí giữa lớp phân tố do tải trọng gây lún gây ra

N_i (búa/30cm) : Trị số SPT đặc trưng cho lớp phân tố.

β_i : Hệ số tính từ hệ số poison của đất theo công thức sau :

$$\beta = 1 - \frac{2 \times \mu^2}{1 - \mu}$$ (μ là hệ số Poisson)

Ta có thể lấy gần đúng đối với đất dưới đáy móng khối là đất cát $\beta = 0.72$

E_i : Modun biến dạng của đất : $E_i = 25000$ kN/m^2

Độ lún tổng cộng của nền đất dưới đáy móng được xác định:

$$S = \sum S_i$$

Độ lún cho phép của công trình là:

$$[S] = 1.5 \times \sqrt{L} = 1.5 \times \sqrt{50000} = 335.41 \text{mm}$$

(L là chiều dài cọc tính từ đáy bệ xuống, L = 50 m)

Chiều sâu lớp đất tính lún được xác định tại vị trí ứng suất do tải trọng bản thân lớn hơn 10 lần ứng suất do tải trọng ngoài (tải trọng gây lún) gây ra.

σ_{bt} - ứng suất do trọng lượng bản thân các lớp đất: $\sigma_{bt}^i = \Sigma\gamma'_i \times h_i$

σ_{gl} - ứng suất do tải trọng ngoài gây ra: $\sigma_{gl}^i = k_{oi} \times p_{gl}$

σ_γ : ứng suất do tải trọng bản thân đất nền gây ra (T/m^2)

σ_p : ứng suất do tải trọng gây lún

$\sigma = 0.209$ N / mm^2 $= 209$ kN/m^2 gây ra

Z_i : độ sâu điểm tính ứng suất tính từ đáy móng khối quy ước. (m)

B : bề rộng đáy móng khối quy ước. (m)

K : hệ số phụ thuộc tỷ số Z/B

Có xét đến yếu tố mực nước ngầm

Bảng 9.14. Bảng tính toán lún do ứng suất tải trọng ngoài gây ra

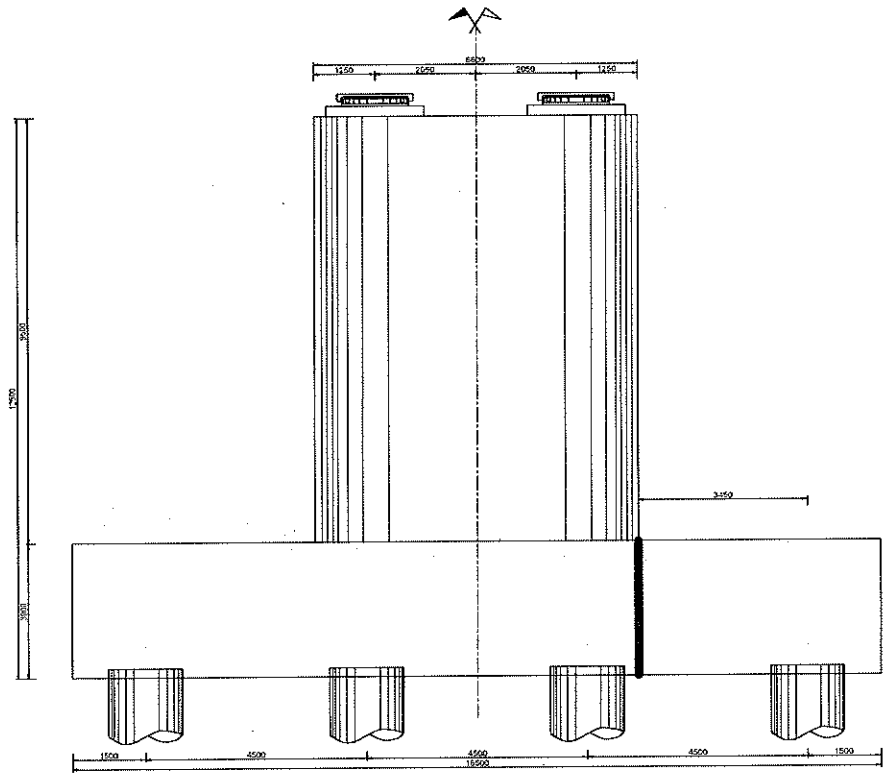
H_i (m)	Chiều sâu z (m)	Ứng suất bản thân σ_{bt} (kN/m^2)	A1/B1	z_i/B1	Hệ số α	Ứng suất do tải trọng ngoài σ_{gl} (kN/m^2)	Tỷ lệ σ_{bt}/σ_{gl}	Nhận xét	Độ lún Si (mm)
0	0	769.446	1.281	0	1	209	3.682	Tiếp tục tính	12.038
2	2	784.835	1.281	0.25	0.992	207.328	3.785	Tiếp tục tính	11.942
2	4	815.613	1.281	0.5	0.946	197.714	4.125	Tiếp tục tính	11.388
2	6	846.391	1.281	0.75	0.859	179.531	4.714	Tiếp tục tính	10.341
2	8	877.169	1.281	1.001	0.752	157.168	5.581	Tiếp tục tính	9.053
2	10	907.947	1.281	1.251	0.644	134.596	6.746	Tiếp tục tính	7.753
2	12	938.725	1.281	1.501	0.547	114.323	8.211	Tiếp tục tính	6.585
2	14	969.503	1.281	1.751	0.463	96.767	10.019	Ngừng tính	5.574

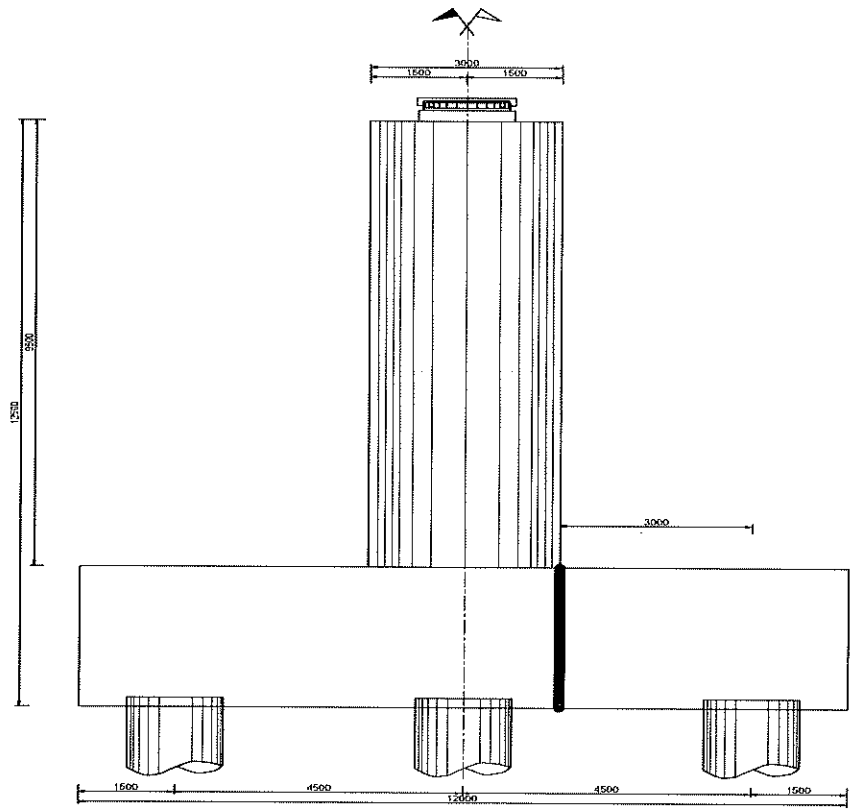
Tổng độ lún: S = 74.674 mm < [S] = 335.41 mm

Kết luận: Thỏa.

9.6. Thiết kế cốt thép cho đài cọc:

Xem đài cọc như một dầm công xôn bị ngàm vào trụ, tiết diện tính toán đi qua mép cột và bị uốn bởi các phản lực đầu cọc không nằm dưới chân trụ.





Hình 9.5. Các cánh tay đòn dùng để tính momen lên bệ

9.6.2. Tính toán cốt thép:

9.6.2.1. Thiết kế cốt thép theo phương ngang cầu:

Bảng 9.15. Bảng tính toán cốt thép theo phương ngang cầu

Giới thiệu đại lượng	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
KIỂM TRA SỨC KHÁNG UỐN Ở TTGH CƯỜNG ĐỘ 1			
Chiều dài tiết diện	b	12000	mm
Chiều cao tiết diện	h	3000	mm
Chiều rộng tiết diện	l	16500	mm
Tổng diện tích tiết diện tính toán	S	36000000	mm^2
Phản lực đầu cọc phương dọc cầu (P4+P8+P12)	P	13788832.401	N
Khoảng cách từ đầu cọc đến mặt cắt ngàm:	a	3450	mm
Momen ở TTGH cường độ 1	M_{uy}	47571471782	N.mm
Cường độ chịu nén bê tông đài cọc	f'_c	30	Mpa
Giới hạn chảy của cốt thép bệ móng	f_y	420	MPa
Đường kính thanh thép dọc	ϕ	28	mm
Khoảng cách giữa các thanh thép	a	100	mm
Chiều dày lớp bê tông bảo vệ	a	100	mm
Tổng số thanh thép trong mc ngang cầu	n	118	thanh

Số lớp cốt thép		1	lớp
Tổng diện tích thép	A_{stt}	72658.755	mm^2
Chiều cao làm việc của tiết diện	$d_s = d_t$	2700	mm
Hệ số sức kháng giả thyết	φ	0.9	
Chiều cao vùng nén quy đổi	a	99.728	mm
Hệ số quy đổi	β_1	0.836	
Chiều cao vùng nén	c	119.333	mm
Hệ số sức kháng	ϕ	0.9	
Momen kháng uốn danh định	M_r	72786010125	N.mm
Kiểm tra sức kháng uốn đối với ngoại lực tác dụng:		Thỏa	
Chênh lệch (△%):		34.642	%
KIỂM TRA LƯỢNG CỐT THÉP TỐI THIỂU			
Momen sinh ra vết nứt	M_{cr}	66583783159	N.mm
Diện tích cốt thép tối thiểu	A_{smin}	63159.440	mm^2
So sánh với diện tích cốt thép tối thiểu		Thỏa	
Kiểm tra điều kiện c/d_t	0.044	Thỏa	0.6
KIỂM TRA ĐIỀU KIỆN NỨT Ở TTGH SỬ DỤNG			
Momen ở TTGH sử dụng	M_s	38301217166	N.mm
Hệ số xét đến điều kiện tiếp xúc	γ_e	1	
Kc từ trọng tâm cốt thép đến mép bt kéo	dc	100	mm
Hệ số	β_s	1.049	
Tỷ số maodul đàn hồi	n	7.115	
Chiều dày b.tông vùng nén sau nứt	x	441.153	mm
Momen quán tính của tiết diện nứt	I_{cr}	2.98107E+12	mm^4
Ứng suất trong cốt thép	f_s	206.482	N/mm^2
Khoảng cách tối thiểu giữa các thanh thép	s_{min}	367.726	mm
Kiểm toán điều kiện nứt		Thỏa	

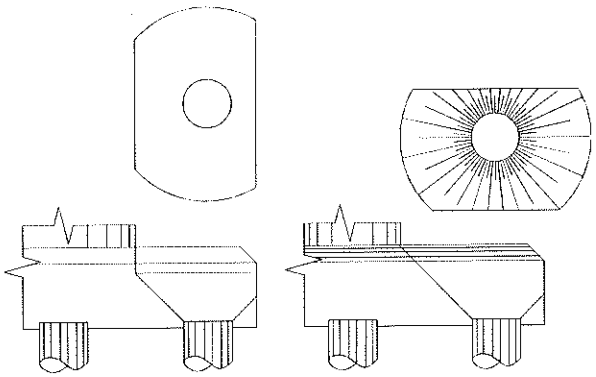
9.6.2.2. Thiết kế cốt thép theo phương dọc cầu:

Bảng 9.16. Bảng tính toán cốt thép theo phương dọc cầu

Giới thiệu đại lượng	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
KIỂM TRA SỨC KHÁNG UỐN Ở TTGH CƯỜNG ĐỘ 1			
Chiều dài tiết diện	l	16500	mm
Chiều rộng tiết diện	b	12000	mm
Chiều cao tiết diện	h	3000	mm
Tổng diện tích tiết diện tính toán	S	49500000	mm^2
Phản lực đầu cọc phương dọc cầu (P1+P2+P3+P4)	P	21873015.829	N

Khoảng cách từ đầu cọc đến mặt cắt ngàm:	a	3000	mm
Momen ở TTGH cường độ 1	M_{uy}	65619047488	N.mm
Cường độ chịu nén bê tông đài cọc	f'_c	30	Mpa
Giới hạn chảy của cốt thép bệ móng	f_y	420	MPa
Đường kính thanh thép dọc	ϕ	28	mm
Khoảng cách giữa các thanh thép	a	100	mm
Chiều dày lớp bê tông bảo vệ	a	100	mm
Tổng số thanh thép trong mc ngang cầu	n	163	thanh
Số lớp cốt thép		1	lớp
Tổng diện tích thép	A_{stt}	100367.602	mm^2
Chiều cao làm việc của tiết diện	$d_s = d_t$	2700	mm
Hệ số sức kháng giả thyết	φ	0.9	
Chiều cao vùng nén quy đổi	a	100.189	mm
Hệ số quy đổi	β_1	0.836	
Chiều cao vùng nén	c	119.884	mm
Hệ số sức kháng	ϕ	0.9	
Momen kháng uốn danh định	M_r	1.00535E+11	N.mm
Kiểm tra sức kháng uốn đối với ngoại lực tác dụng:		Thỏa	
Chênh lệch (△%):		34.730	%
KIỂM TRA LƯỢNG CỐT THÉP TỐI THIỂU			
Momen sinh ra vết nứt	M_{cr}	91552701843	N.mm
Diện tích cốt thép tối thiểu	A_{smin}	85163.027	mm^2
So sánh với diện tích cốt thép tối thiểu		Thỏa	
Kiểm tra điều kiện c/d_t	0.044	Thỏa	0.6
KIỂM TRA ĐIỀU KIỆN NỨT Ở TTGH SỬ DỤNG			
Momen ở TTGH sử dụng	M_s	53470889714	N.mm
Hệ số xét đến điều kiện tiếp xúc	γ_e	1	
Kc từ trọng tâm cốt thép đến mép bt kéo	dc	100	mm
Hệ số	β_s	1.049	
Tỷ số maodul đàn hồi	n	7.115	
Chiều dày b.tông vùng nén sau nứt	x	442.081	mm
Momen quán tính của tiết diện nứt	I_{cr}	4.11573E+12	mm^4
Ứng suất trong cốt thép	f_s	208.706	N/mm^2
Khoảng cách tối thiểu giữa các thanh thép	s_{min}	361.678	mm
Kiểm toán điều kiện nứt		Thỏa	

9.6.3. Kiểm tra chọc thủng đài cọc:



Hình 9. 1: Tháp xuyên thủng đài cọc

Khả năng chịu cắt của bê tông đài cọc

$V_C = 1.06 \times \sqrt{f_c'} \times b_0 \times d$ kips (hình 12.6 mục 11.3 - ACI 318-2002)

Trong đó:

b_0: Chu vi dọc theo tiết diện giới hạn b_0 = 1650 cm = 649.606 inches

d: Chiều cao tính toán của móng d= 280 cm = 110.236 inches

Khả năng chịu nén của bê tông: $f_c' = 30$ MPa = 4351.131 psi

(Với 1 kip =4.4482 KN, 1 MPa =145.0377 Psi)

Vậy khả năng chịu cắt của bê tông đài cọc là:

$V_C = 1.06 \times \sqrt{f_c'} \times b_0 \times d = 1.06 \times \sqrt{4351.131} \times 649.606 \times 110.236/1000$
$= 5007.033$ kips

Lực cắt lớn nhất do cọc tác dụng lên bệ: V_u = 5468253.957 N

Điều kiện kiểm tra chọc thủng bệ cọc:

$\varphi V_C > V_u$

$0.75 \times 5007.033 = 3755.274$ kips $= 16704290.92$ N $> V_u = 5468253.957$ N

Vậy bệ cọc đảm bảo khả năng chịu chọc thủng.

CHƯƠNG 10. THI CÔNG TỔNG THỂ

10.1. Tổ chức thi công tổng thể:

10.1.1. Thi công trụ:

Hai trụ thi công giống nhau.

Với mực nước thấp nhất là -2.56 m, ta chọn mực nước thi công +1.84 m.

Với MNTC như vậy ta tiến hành thi công trụ như sau:

- Đắp đảo, làm đường công vụ vào đảo.

- Lắp dựng máy khoan, đưa máy lên đảo và tiến hành khoan cọc, giữ thành ống vách bằng vữa sét. Thi công đổ bê tông cọc khoan bằng phương pháp rút ống thẳng đứng.

- Hạ vòng vây cọc ván thép. Tiến hành đào đất trong hố móng.

- Đổ bê tông bịt đáy bằng phương pháp vữa dâng.

- Hút nước trong hố móng. Đập đầu cọc, lắp dựng đà giáo ván khuôn đổ bê tông bệ cọc…

- Đổ bê tông thân trụ bằng phương pháp đổ bê tông tại chỗ.

10.1.2. Thi công kết cấu nhịp:

- Đổ bê tông đốt K0 trên đà giáo mở rộng trụ.

- Đúc phần dầm có chiều cao không đổi trên đà giáo cố định.

- Các đốt còn lại được thi công hẫng trên ván khuôn treo trên xe đúc.

- Đúc phần dầm có chiều cao không đổi trên đà giáo cố định

- Hợp long nhịp biên và căng kéo cáp DƯL bản đáy nhịp biên.

- Hạ kết cấu nhịp xuống gối chính trên trụ T1 và T2.

- Hợp long giữa và căng cáp DƯL bản đáy nhịp giữa

- Thi công lớp phủ mặt cầu, gờ chắn, lan can, hệ thống thoát nước, hệ thống chiếu sáng.

10.2. Trình tự thi công chi tiết:

10.2.1. Thi công trụ:

Trụ cầu có cấu tạo là trụ đặc BTCT, bệ trụ là bệ BTCT có chiều dày là 3 (m) nằm trên nền móng cọc khoan nhồi đường kính 1.5m, hệ móng cọc này có cấu tạo gồm 3

hàng theo mặt cắt dọc cầu và 4 hàng theo phương ngang cầu. Trụ này đỡ phần dầm thông qua các gối cao su có cấu tạo đặc biệt. Nhưng trong quá trình thi công thì trụ được ngàm trực tiếp vào kết cấu nhịp tại khối đỉnh trụ

Trình tự thi công trụ bao gồm các bước như sau:

- Tập kết các thiết bị để đặt cẩu, búa, và các thiết bị chuyên dụng khác phục vụ cho thi công.

- Đóng cọc ván thép bao quanh khu vực thi công trụ.

- Đổ bêtông bịt đáy bằng phương pháp vữa dâng.

- Hút nước ra khỏi vòng vây cọc ván.

- Lắp dựng máy khoan, đưa máy lên hệ nổi và tiến hành khoan cọc tại vị trí trụ (khoan trên hệ nổi), giữ thành ống vách bằng vữa sét. Thi công đổ bê tông cọc khoan bằng phương pháp rút ống thẳng đứng.

- Sau khi đổ bê tông xong toàn bộ số cọc của trụ và khi bê tông đủ cường độ, đập đầu cọc, uốn cốt thép, vệ sinh hố móng, lắp dựng ván khuôn cốt thép bệ móng, bố trí các thanh thép cường độ cao đường kính 40 mm kéo dài từ bệ trụ lên đỉnh đốt dầm đầu tiên. Tiến hành đổ bê tông bệ.

- Sau khi bê tông đủ cường độ lắp dựng đà giáo ván khuôn thi công thân trụ, việc thi công thân trụ tiến hành tương tự như thi công bệ trụ.

- Tháo dỡ đà giáo ván khuôn dùng búa rung nhổ cọc ván thép, tháo dỡ hệ thống khung vây cọc ván.

10.2.2. Thi công kết cấu nhịp:

Trình tự thi công theo phương pháp đúc hẫng cân bằng gồm các bước sau:

- Thi công các khối đỉnh trụ.

- Đúc hẫng các khối.

- Đổ bê tông phần đầu nhịp biên, hợp long nhịp biên, thảo bỏ gối tạm trên trụ T1, T2.

- Hợp long nhịp chính.

10.2.2.2. Thi công khối đỉnh trụ (Đốt K0):

Khối đỉnh trụ được thi công sau khi đã hoàn thành việc xây dựng thân trụ.

Lắp dựng đà giáo mở rộng trụ: Hệ thống đà giáo mở rộng trụ được chế tạo bằng các thanh thép hình và được liên kết chặt với trụ bằng các thanh thép dự ứng lực Φ40.

Trên hệ thống đà giáo này dựng ván khuôn, lắp đặt cốt thép, thép dự ứng lực, đổ bê tông.

Khối đỉnh trụ T1, T2, dài 12 (m), chiều rộng đáy hộp 6.6 (m), chiều rộng bản nắp hộp 12.85 m. Vách ngăn dày 0.4 (m) tại vị trí tim trụ. Quá trình đổ bê tông làm 4 đợt:

- Đợt 1: Đổ bê tông bản đáy hộp.
- Đợt 2: Đổ bê tông vách ngăn.
- Đợt 3: Đổ bê tông bản bụng.
- Đợt 4: Đổ bê tông bản nắp.

Trình tự thi công khối trên đỉnh trụ:

- Sau khi thi công xong thân trụ, dọn dẹp mặt bằng.
- Đặt các gối BTCT tạm thời.
- Lắp dựng đà giáo mở rộng trụ.
- Lắp dựng ván khuôn để đổ bê tông.
- Đặt các cốt thép thường.
- Đặt các ống gel (ống bọc cáp)
- Nối các thanh DƯL Φ40 để cố định khối đỉnh trụ với trụ (các thanh này đã chôn sẵn khi thi công trụ ta lắp phần còn lại thông qua mối nối bằng ren)
- Đổ bê tông theo từng đợt.
- Căng kéo cốt thép DƯL, tiến hành bơm vữa.
- Căng kéo thanh DƯL Φ40.
- Sau đó tiến hành tháo dỡ đà giáo ván khuôn.
- Tháo dỡ ván khuôn:
- Tháo nêm gỗ tại các vị trí nêm và điểm kê (tiến hành tháo ván khuôn biên trước).
- Xiết chặt bu lông chôn sẵn trong các khối đà giáo tạo thành lực đẩy tách ván khuôn khỏi mặt khối bê tông.
- Tháo dỡ ván khuôn đem thi công tại vị trí khác.
- Tháo dỡ đà giáo mở rộng trụ.
- Tháo dỡ bu lông liên kết các thanh thép I550.

- Dùng cần cẩu 10(T) đặt trên hệ nổi tiến hành tháo gỡ từng thanh một.

Tiến hành dọn dẹp khu vực thi công.

10.2.2.3. Đúc hẫng cân bằng các khối, và HLB:

Sau khi hoàn thiện khối đỉnh trụ, đoạn đúc trên đà giáo ta tiến hành đúc hẫng cân bằng các khối dầm chính bằng xe đúc hẫng.

Xe đúc hẫng được sử dụng là loại nặng 69 (T), có cấu tạo kiểu dàn thép.

Bộ ván khuôn dùng trong việc đúc hẫng là ván khuôn chuyên dụng có trọng lượng là 20 (T).

Các khối đúc hẫng có chiều dài 3m và 3.5m và 4m

Trình tự đổ bê tông 1 đốt: Việc đổ bê tông được bắt đầu từ hai đầu khối tiến vào giữa, mỗi đoạn dầm được chia làm 3 đợt:

- Đợt 1: Đổ bê tông đáy hộp.
- Đợt 2: Đổ bê tông thành hộp.
- Đợt 3: Đổ bê tông bản mặt cầu.

Thời gian đúc 1 khối bê tông dự kiến 7 ngày.

Trình tự thi công đúc hẫng cân bằng:

- Tháo dỡ đà giáo mở rộng trụ đỉnh trụ.
- Đặt xe đúc số 1, số 2.
- Lắp dựng ván khuôn, cốt thép thường, ống gel.
- Đổ bê tông khối 1, khối 2.
- Căng kéo cốt thép DUL, tiến hành bơm vữa.
- Dịch chuyển xe đúc 1, 2 sang vị trí mới.
- Lặp lại các chu trình trên.

Khi đúc xong đốt hẫng cuối cùng thì tiến hành đúc đốt hợp long biên,Sau khi bê tông đạt cường độ, tiến hành căng kéo cốt thép dự ứng lực, tiến hành bơm vữa. Quá trình hợp long nhịp biên sẽ nói kỹ ở phần sau.

Sau khi hợp long nhịp biên xong, khi bê tông đạt đủ cường độ yêu cầu, tiến hành căng kéo các bó cốt thép dự ứng lực, bơm vữa. Sau đó tiến hành tháo dỡ đà giáo ván khuôn.

Tháo dỡ ván khuôn:

- Tháo nêm gỗ tại các vị trí nêm và điểm kê (tiến hành tháo ván khuôn biên trước).

- Xiết chặt bu lông chôn sẵn trong các khối đà giáo tạo thành lực đẩy tách ván khuôn khỏi mặt khối bê tông.

- Tháo dỡ ván khuôn đem thi công tại vị trí khác.

- Tháo dỡ đà giáo:

- Nới bu lông, các nêm đà giáo, hạ đều các góc của mỗi dàn xuống, hạ từng đốt một.

- Khi toàn bộ đà giáo được hạ xuống 2 (cm) thì dừng lại. Dùng bu lông vít tách ván đáy dầm khỏi bê tông.

- Hạ tiếp đà giáo xuống khoảng từ 5 - 8 (cm) nữa, dùng cẩu 25 (T) để hạ đà giáo xuống.

10.2.2.4. Hợp long nối đoạn dầm hẫng với đoạn dầm đúc trên đà giáo:

Quá trình hợp long dầm được thực hiện bởi 1 xe đúc và được tiến hành theo các bước sau:

Điều chỉnh khối hợp long theo phương ngang:

- Các neo trên đỉnh mặt cầu được neo xuống hộp bằng các thanh thép cường độ cao PC32 với lực trong mỗi thanh là 20 (T).

- Điều chỉnh cánh hẫng bị lệch theo phương ngang bằng các thanh thép cường độ cao xiên.

Điều chỉnh khối hợp long theo phương thẳng đứng:

- Việc điều chỉnh khối hợp long theo phương đứng nhờ dàn chủ của xe đúc.

- Kích thạnh neo ra phía sau, tăng lực cho tới khi thanh Φ40 đạt được cường độ cần thiết.

- Khoá kích, xiết chặt thanh neo và neo chống.

- Tháo dần thanh neo ở chân trước xe đúc và tăng áp lực kích phía trước để kéo cánh hẫng lên.

- Khi đạt được cao độ yêu cầu thì neo thanh thép CĐC phía trước và tăng áp lực kích cho tới khi lực trong thanh đạt 10 (T).

- Khoá kích, chêm chèn thanh chống.

Lắp đặt các thanh chống tạm:

- Hai thanh chống tạm được lắp vào để phục vụ cho quá trình hợp long.

- Hai đầu thanh chống dưới được lắp đầy bằng vữa xi măng không co ngót dày tối thiểu 3 cm.

- Sau khi hai bó cáp dự ứng lực được căng tạm thời, hai đầu thanh chống trên cũng được chèn bằng vữa xi măng không co ngót.

Vệ sinh và đổ vữa cho gối chính.

Căng kéo tạm các bó cáp trên bản đáy hộp: Sau khi xi măng vừa đạt cường độ, tiến hành căng bó cáp đầu tiên.

- Bó cáp này được căng tới 75 % P_{tk}.

- Theo dõi đồng hồ đặt gần thanh chống phía dưới, tháo bỏ các liên kết dọc trên đỉnh trụ T2.

- Căng kéo bó cáp thứ hai đến 50 % P_k.

Khi bê tông đạt 75% cường độ thiết kế thì cắt thanh chống dưới

Căng kéo các bó cáp bản đáy hộp: Sau khi bê tông đạt các cường độ yêu cầu tiến hành căng kéo các bó cốt thép còn lại.

Tháo xe đúc theo trình tự ngược với khi lắp ráp.

Các thanh neo tạm dự ứng lực thẳng đứng để liên kết giữa đỉnh trụ và khối dầm K0 trên đỉnh trụ sẽ được hạ dự ứng lực và tháo dỡ ngay sau khi căng xong cặp cáp đáy hộp đầu tiên tới 75% lực, trước lúc căng tiếp bó cáp thứ 2 và đổ bê tông.

10.2.2.5. Hợp long nối 2 đoạn dầm hẫng với nhau:

Về cơ bản giống như thi công hợp long biên.

Cần chú ý các điểm sau:

Do điều chỉnh cao độ tại khối hợp long biên nên cao độ của cánh hẫng còn lại sẽ có sự thay đổi (thường là đầu mút hẫng sẽ hạ thấp xuống do dự ứng lực đặt vào khu vực bản đáy hộp ở nhịp biên làm cho nhịp biên vồng lên). Trị số thay đổi cao độ này sẽ được tính đến khi thi công cánh hẫng tương ứng của trụ kế tiếp theo nguyên tác đảm bảo độ chênh cao giữa 2 đầu của khối hợp long theo thiết kế. Sai số được chia dần vào độ vồng của từng khối đúc khi thi công chúng.

Trong quá trình thi công cánh hẫng trên trụ kế tiếp sẽ phải thường xuyên theo dõi ảnh hưởng của co ngót, từ biến của bê tông theo thời gian đến độ vồng của cánh hẫng đã thi công trước đó.

Vị trí của xe đúc khi thi công khối hợp long phải thể hiện rõ khi tính toán độ vồng của dầm.

Nếu dùng tải trọng để điều chỉnh cao độ thì tải trọng đó không vượt quá một giới hạn tính toán.

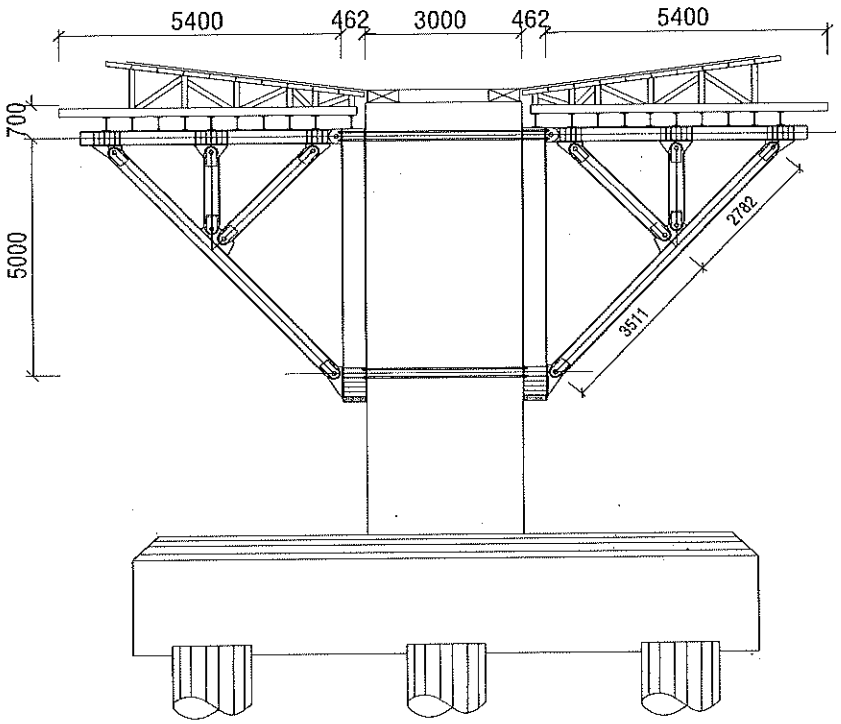
Trình tự căng cáp đáy trước, trong và sau khi đổ bê tông theo quy định của thiết kế.

CHƯƠNG 11. THI CÔNG CHI TIẾT

11.1. Tính toán đà giáo mở rộng trụ:

11.1.1. Sơ đồ kết cấu:

Sử dụng dàn thép chống tựa lên thân trụ để đỡ kết cấu nhịp. Các kích thước cơ bản được thể hiện trên hình vẽ.



Hình 11.1. Sơ đồ kết cấu hệ đà giáo mở rộng trụ

11.1.2. Các tải trọng tác dụng:

Trọng lượng bản thân các thanh dàn : bỏ qua.

Trọng lượng bê tông ướt : g_1

Trọng lượng hệ thống ván khuôn, ở đây sử dụng ván khuôn có ván lát bằng gỗ, khung thép trọng lượng 1.15 T/m^3 bê tông : g_2.

Trọng lượng người và thiết bị thi công g_3. Giả sử g_3=1 T/m^3

Thể tích phần bê tông hẫng của khối K0 (tính cho 1 bên cánh hẫng):

$$V_{bt} = A_{tb}^{K0+K1} \times 4500 + A^{K0} \times 1500$$
$$= 11878675 \times 4500 + 12522375 \times 1500 = 7.224 \times 10^{10} \text{ m}^3$$

Trọng lượng bê tông (g1):

$$g_1 = \frac{n \times \gamma_{bt} \times V_{bt}}{F} = \frac{1.25 \times 2.3545 \times 10^{-5} \times 7.224 \times 10^{10}}{6 \times 5.45 \times 10^{6}} = 0.0932\ N/mm^2 = 9.32\ T/m^2$$

Trọng lượng ván khuôn được lấy bằng 1.15 T/m3 bê tông.

$$g_2 = \frac{n \times \gamma_{bt} \times V_{bt}}{F} = \frac{1.25 \times 1.15 \times 10^{-5} \times 7.224 \times 10^{10}}{6 \times 5.45 \times 10^{6}} = 0.045\ N/mm^2 = 4.5\ T/m^2$$

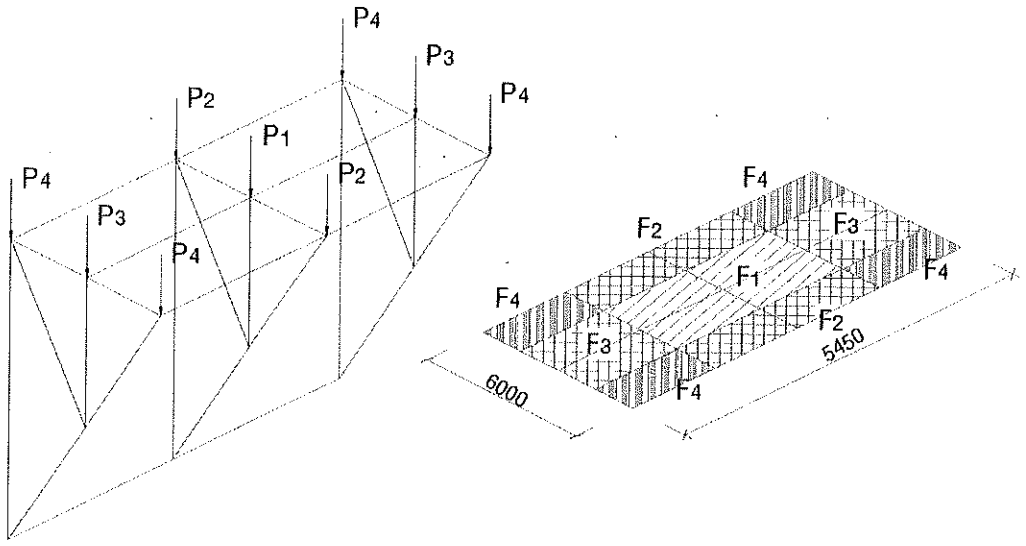
Trọng lượng người và thiết bị thi công khi tính toán trụ đỡ cấu kiện : 1 T/m2.

$$g_3 = 1.5 \times 1 = 1.5\ T/m^2$$

Tổng tải trọng phân bố đều trên tấm ván khuôn đáy.

$$g = g_1 + g_2 + g_3 = 9.32 + 4.5 + 1.5 = 15.32\ T/m^2$$

Có thể coi các tải trọng trên phân bố đều trên tấm ván khuôn đáy và truyền vào các nút dàn theo tỷ lệ diện tích.



Hình 11.2. Sơ đồ tải trọng

Khi đó giá trị tải trọng tập trung quy đổi về nút sẽ là :

$$P_1 = g \times F_1 = 15.32 \times (2.725 \times 3) = 125.241\ T$$

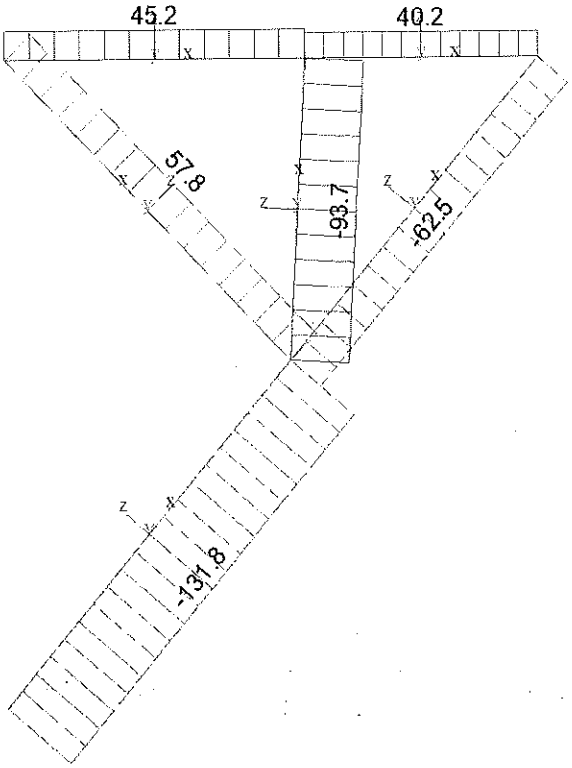
$$P_2 = g \times F_2 = 15.32 \times (2.725 \times 1.5) = 62.62\ T$$

$$P_3 = g \times F_3 = 15.32 \times (1.3625 \times 3) = 62.62\ T$$

$$P_4 = g \times F_4 = 15.32 \times (1.3625 \times 1.5) = 31.31\ T$$

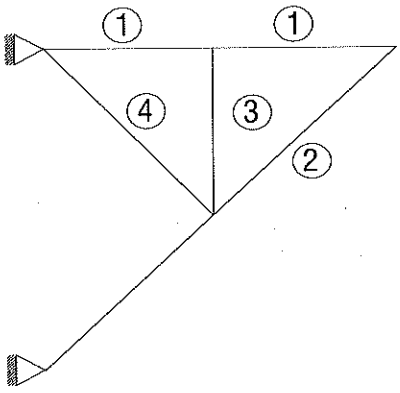
11.1.3. Tính toán nội lực:

Để đơn giản trong tính toán, ta coi các dàn làm việc độc lập và ta chỉ tính với hệ dàn ở giữa chịu tải trọng lớn nhất, sau đó kết quả dùng cho các hệ còn lại.



Hình 11.3. Biểu đồ lực dọc trong các thanh chống

11.1.4. Chọn tiết diện thanh và kiểm toán:



Hình 11.4. Sơ đồ bố trí thanh chống

11.1.4.2. Thanh số 1 là thanh chịu kéo:

Lực kéo : $N_{max} = 45.2$ T

Chọn thép I300 có đặc trưng : $b_f = 160$ mm; $h = 266$ mm; $t_f = 17$ mm; $t_w = 12$ mm; $F = 86.2$ cm^2 ; $W_x = 852.5$ cm^3; $f_y = 345$ MPa

$r_x = 121.7$ mm, $r_y = 36.7$ mm

Kiểm toán độ mảnh :

$$\lambda_{max} = \lambda_y = \frac{l_0}{r_y} = \frac{2600}{36.7} = 71 \le [\lambda] = 200$$

Kiểm tra sức kháng kéo :

Sức kháng kéo thực được lấy giá trị nhỏ hơn trong 2 giá trị sau :

$$P_r = \varphi_y \times P_{ny} = \varphi_y \times F_y \times A_g$$
$$P_r = \varphi_u \times P_{nu} = \varphi_u \times F_u \times A_n \times U$$

Trong đó :

A_g là diện tích mặt cắt nguyên của bộ phận

A_n là diện tích mặt cắt thực của bộ phận

F_u là cường độ kéo đứt của thép : $F_u = 450$ MPa

F_y là cường độ chảy dẻo của thép: $F_y = 345$ MPa

U hệ số chiết giảm xét tới ảnh hưởng của độ trễ trượt do liên kết không đồng bộ chỉ liên kết một phần của cấu kiện. Cụ thể ở đây là chỉ nối bản bụng.

U = 0.75 (điều 6.8.2.2)

φ_y ; φ_u các hệ số sức kháng được lấy theo 6.5.4.2

$\varphi_y = 0.95$; $\varphi_u = 0.8$

Tính diện tích thực của bản bụng (không tính với bản cánh) theo điều 6.8.3:

$$W_n = W_g - n \times d + \frac{s^2}{4 \times g} = 266 - 1 \times 84 = 182.0 \text{ mm};$$

$$A_g = A = 8632 \text{ mm}^2;$$

$$A_n = A_n^t + A_n^w = A_g^t + t \times W_n = 2720 + 12 \times 182 = 7624 \text{ mm}^2$$

Với $W_g = h = 266$ mm; d=84 mm đường kính bu lông.

Sức kháng kéo :

$$P_r = \varphi_y \times F_y \times A_g = 0.95 \times 345 \times 8632 = 2829138 \text{ N}$$

$$P_r = \varphi_u \times F_u \times A_n \times U = 0.8 \times 450 \times 7624 \times 0.75 = 2058480 \text{ N}$$

$$\min(P_r) = 2058480 \text{ N} = 205.8 \text{ T} > 45.2 \text{ T}$$

Thỏa điều kiện chịu kéo.

11.1.4.3. Thanh số 2 là thanh chịu nén:

Lực nén : $N_{max} = 131.8$ T , chiều dài tự do $L_0 = 3.55$ m.

Chọn thép I300 có đặc trưng : $F = 86.2 \text{ cm}^2$; $W_x = 852.5 \text{ cm}^3$; $f_y = 345$ MPa

$r_x = 121.7$ mm $r_y = 36.7$ mm.

Kiểm tra độ mảnh :

$$\lambda_{max} = \lambda_y = \frac{l_0}{r_y} = \frac{3550}{36.7} = 96.7 \le [\lambda] = 120$$

Kiểm tra tỷ số bề rộng trên bề dày

$$\frac{b}{t_f} \le 0.56 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ và } \frac{h}{t_w} \le 1.49 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Trong đó :

b là bề rộng tính toán của thanh chịu nén được lấy bằng $0.5b_f = 80$mm

t_f là chiều dày bản cánh $t_f = 17$ mm

h là chiều cao bản bụng h = 266 mm.

t_w là chiều dày bản bụng tw = 12 mm.

Ta có :

$$\frac{b}{t_f} = \frac{80}{17} = 4.71 \le 0.56 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56 \times \sqrt{\frac{200000}{345}} = 13.48$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{266}{12} = 22.17 \le 1.49 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49 \times \sqrt{\frac{200000}{345}} = 35.87$$

Kiểm tra sức kháng nén :

Hệ số sức kháng được lấy bằng 0.9

Hệ số xét tới ảnh hưởng của độ mảnh :

$$\lambda = \left(\frac{K \times l}{r \times \pi}\right)^2 \times \frac{F_y}{E} = \left(\frac{1 \times 3550}{36.7 \times \pi}\right)^2 \times \frac{345}{200000} = 1.63 < 2.25$$

Do đó : $P_n = 0.66^{\lambda} \times F_y \times A_s = 0.66^{1.63} \times 345 \times 8632 = 1510975.96$ N

$P_r = \varphi \times P_n = 0.9 \times 1510976 = 1359878$ N $= 136$T $>$ N $= 131.8$T

Thỏa điều kiện chịu nén.

11.1.4.4. Thanh số 3 là thanh chịu nén:

Lực nén : $N_{max} = 131.8$ T , chiều dài tự do $L_0 = 2.6$m .

Chọn thép I300 có đặc trưng : $F = 86.2$ cm^2 ; $W_x = 852.5$ cm^3; $f_y = 345$ MPa

$r_x = 121.7$ mm $r_y = 36.7$ mm.

Kiểm tra độ mảnh :

$$\lambda_{max} = \lambda_y = \frac{l_0}{r_y} = \frac{2600}{36.7} = 71 \le [\lambda] = 120$$

Kiểm tra tỷ số bề rộng trên bề dày

$$\frac{b}{t_f} \le 0.56 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{và} \quad \frac{h}{t_w} \le 1.49 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Trong đó :

b là bề rộng tính toán của thanh chịu nén được lấy bằng $0.5b_f = 80$mm

t_f là chiều dày bản cánh $t_f = 17$ mm

h là chiều cao bản bụng h = 266 mm.

t_w là chiều dày bản bụng $t_w = 12$ mm.

Ta có :

$$\frac{b}{t_f} = \frac{80}{17} = 4.71 \le 0.56 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56 \times \sqrt{\frac{200000}{345}} = 13.48$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{266}{12} = 22.17 \le 1.49 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49 \times \sqrt{\frac{200000}{345}} = 35.87$$

Kiểm tra sức kháng nén :

Hệ số sức kháng được lấy bằng 0.9

Hệ số xét tới ảnh hưởng của độ mảnh :

$$\lambda = \left(\frac{K \times 1}{r \times \pi}\right)^2 \times \frac{F_y}{E} = \left(\frac{1 \times 2600}{36.7 \times \pi}\right)^2 \times \frac{345}{200000} = 0.88 < 2.25$$

Do đó : $P_n = 0.66^{\lambda} \times F_y \times A_s = 0.66^{0.88} \times 345 \times 8632 = 2069509$ N

$P_r = \varphi \times P_n = 0.9 \times 1510976 = 1359878$ N $\simeq 136$ T $>$ N $= 131.8$ T

Thỏa điều kiện chịu nén.

11.1.4.5. Thanh số 4 là thanh chịu kéo:

Lực kéo : $N_{max} = 57.8$ T

Chọn thép I300 có đặc trưng : $b_f = 160$ mm; $h = 266$ mm; $t_f = 17$ mm; $t_w = 12$ mm; $F = 86.2$ cm^2 ; $W_x = 852.5$ cm^3; $f_y = 345$ MPa

$r_x = 121.7$ mm $r_y = 36.7$ mm.

Kiểm toán độ mảnh :

$$\lambda_{max} = \lambda_y = \frac{l_0}{r_y} = \frac{3500}{36.7} = 95.4 \le [\lambda] = 200$$

Kiểm tra sức kháng kéo :

Sức kháng kéo thực được lấy giá trị nhỏ hơn trong 2 giá trị sau :

$P_r = \varphi_y \times P_{ny} = \varphi_y \times F_y \times A_g$

$P_r = \varphi_u \times P_{nu} = \varphi_u \times F_u \times A_n \times U$

Trong đó :

A_g là diện tích mặt cắt nguyên của bộ phận

A_n là diện tích mặt cắt thực của bộ phận

F_u là cường độ kéo đứt của thép : $F_u = 450$ MPa

F_y và kéo chảy dẻo của thép $F_y = 345$ MPa

U: hệ số chiết giảm xét tới ảnh hưởng của độ trễ trượt do liên kết không đồng bộ chỉ liên kết một phần của cấu kiện. Cụ thể ở đây là chỉ nối bản bụng.

U = 0.75 (điều 6.8.2.2)

φ_y ; φ_u các hệ số sức kháng được lấy theo 6.5.4.2

$\varphi_y = 0.95;\ \varphi_u = 0.8$

Tính diện tích thực của bản bụng (không tính với bản cánh) theo điều 6.8.3:

$$W_n = W_g - n \times d + \frac{s^2}{4 \times g} = 266 - 1 \times 84 = 182.0 \text{ mm};$$

$$A_g = A = 8632 \text{ mm}^2;$$

$$A_n = A_n^t + A_n^w = A_g^t + t \times W_n = 2720 + 12 \times 182 = 7624 \text{ mm}^2$$

Với $W_g = h = 266$ mm; $d = 84$ mm đường kính bu lông.

Sức kháng kéo :

$$P_r = \varphi_y \times F_y \times A_g = 0.95 \times 345 \times 8632 = 2829138 \text{ N}$$
$$P_r = \varphi_u \times F_u \times A_n \times U = 0.8 \times 450 \times 7624 \times 0.75 = 2058480 \text{ N}$$

$$\min(P_r) = 2058480 \text{ N} = 205.8 \text{ T} > 57.8 \text{ T}$$

Thỏa điều kiện chịu kéo.

11.2. Thiết kế thi công trụ T1:

11.2.1. Các số liệu tính toán:

Cao độ mực nước thông thuyền: $H5\% = +1.84\text{m}$

Cao độ mực nước thấp nhất: $H\min = -2.56\text{m}$

Cao độ mực nước cao nhất: $H1\% = +1.96\text{m}$

Cao độ mặt đất tự nhiên: MĐTN = –8.31m

Cao độ đỉnh trụ: CĐDT = +6.5m

Cao độ đỉnh bệ: CĐĐB = –3.0m

Cao độ đáy bệ trụ: CĐĐ = –6.0m

Góc chéo của trụ so với tim cầu: 90^0

Chiều rộng móng: 12 m

Chiều dài móng: 16.5 m

11.2.2. Vòng vây cọc ván thép:

Vòng vây cọc ván thép là loại kết cấu phổ biến dùng trong thi công cầu. Ưu điểm của loại vòng vây này là độ cứng lớn có thể sử dụng trong điều kiện ngập sâu trên 10m

nước, kích thước vòng vây không hạn chế, kết cấu gọn ít chắn dòng, sử dụng được nhiều lần. Phạm vi áp dụng của vòng vây và cọc ván thép là tầng đất đủ dày cho phép đóng ngập với độ sâu sao cho không bị xói hở chân cọc.

11.2.2.1. Kích thước vòng vây:

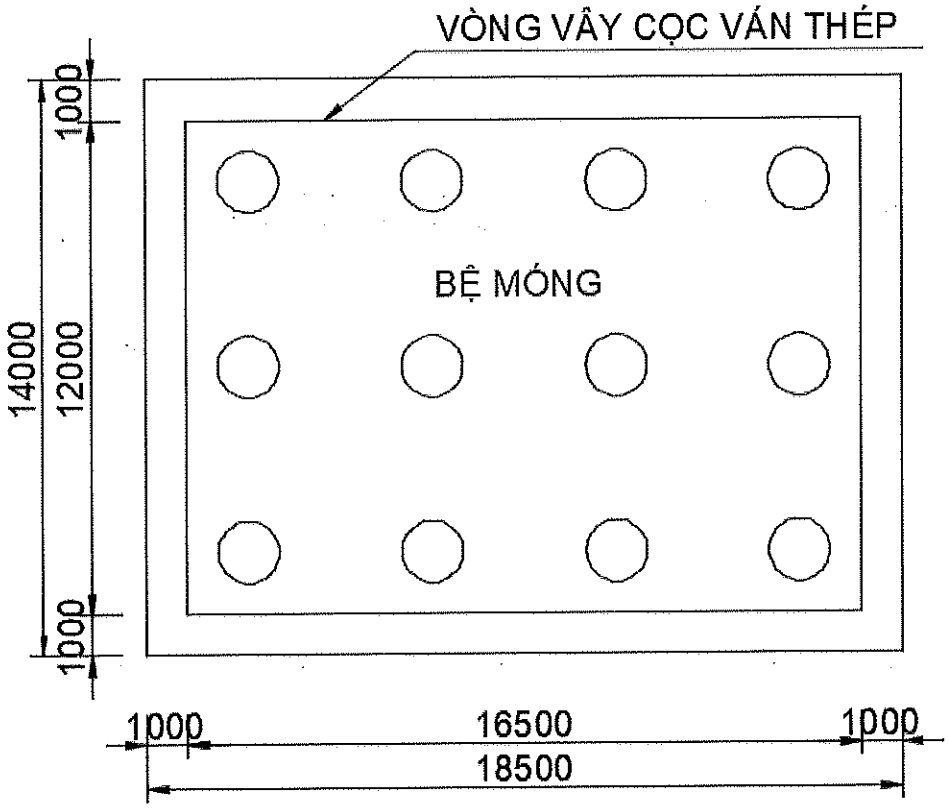
Chiều sâu mực nước thi công sâu nhất -6.47 m.

Kích thước vòng vây cọc ván được chọn dựa trên kích thước móng, khoảng cách từ mặt trong của tường cọc ván đến mép bệ móng > 0.75m, chọn 1m

Trên mặt đứng, đỉnh vòng vây phải cao hơn mực nước thi công tối thiểu là 1m

Vậy cọc ván có chiều cao tối thiểu là -7.47 m

Chọn kích thước vòng vây cọc ván như sau:



Hình 11.5. Kích thước vòng vây cọc ván thép

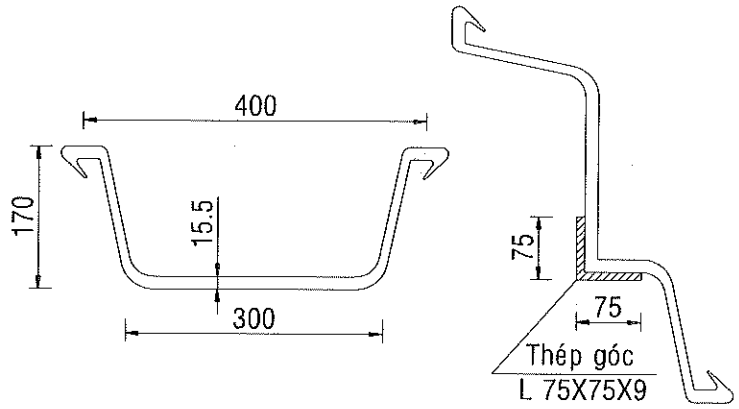
11.2.2.2. Chọn cọc ván thép:

Tổng chiều dài cọc ván thép cần sử dụng (18.5 + 14) x 2 = 65 m

Chọ loại cọc ván thép FSP – IV có các thông số kỹ thuật sau:

Bảng 11.1. Thông số cọc ván thép FSP-IV

Kích thước				Một cọc				Một mét ngang cọc			
Chủng loại	Chiều rộng hữu ích (mm)	Chiều cao hữu ích (mm)	Độ dày (mm)	Diện tích mặt cắt (cm^2)	Momen quán tính (cm^4)	Momen kháng uốn mặt cắt (cm^3)	Khối lượng đơn vị (kg/m)	Diện tích mặt cắt (cm^2)	Momen quán tính (cm^4)	Momen kháng uốn mặt cắt (cm^3)	Khối lượng đơn vị (kg/m)
FSP-IV	400	170	15.5	96.99	4670	362	76.1	242.5	38600	2270	190



Hình 11.6. Kích thước cừ Larsen FSP – IV

Đóng các cọc định vị: Cọc định vị dùng loại cọc thép I350 vị trí cọc định vị xác định bằng máy kinh vỹ.

Dùng các kết cấu thép I350 liên kết với cọc định vị tạo thành khung định hướng để phục vụ cho công tác hạ cọc ván thép.

Tất cả các cọc định vị và cọc ván thép đều được hạ bằng búa rung treo trên cần cẩu đứng trên hệ nổi.

Để đảm bảo cho điều kiện hợp long vòng vây được dễ dàng đồng thời tăng độ cứng cho cọc ván, ngay từ đầu nên ghép cọc ván theo từng nhóm để hạ. Trước khi hạ cọc ván thép phải kiểm tra khuyết điểm của cọc ván như độ phẳng, độ đồng đều của khớp bằng cách luồn thử vào khớp của cọc ván chuẩn dài 1.5 – 2m. Để xỏ và đóng cọc ván được dễ dàng, khớp cọc phải được bôi trơn bằng dầu mỡ. Phía khớp tự do (phía

trước) phải bít chân lại bằng một miếng thép cho đỡ bị nhồi đất vào rãnh để khi xỏ và đóng cọc sau được dễ dàng.

Trong quá trình thi công luôn theo dõi tình hình hạ cọc ván, nếu nghiêng lệch khỏi mặt phẳng của tường vây thì có thể sử dụng tời chỉnh lại vị trí cọc ngay lập tức, nếu không hiệu quả phải đóng những cọc ván hình trên được chế tạo đặc biệt theo số liệu đo đạc cụ thể để khép kín vòng vây.

Cọc ván được thi công bằng búa chấn rung. Búa và các cọc được tập kết trên hệ nổi tại vị trí cần đóng vòng vây.

Xà lan cần được neo cố định bằng các neo xung quanh, có thể neo vào vật cố định trên bờ hoặc neo xuống đáy sông bằng các khối bê tông nặng hoặc neo bằng thép. Lực neo có được do trọng lượng các khối bê tông nặng hoặc thép làm neo và do ma sát giữa chúng và đáy sông.

Khi cần đóng các cọc khác có thể di chuyển xà lan bằng tời kéo, tời hãm hoặc tàu đẩy.

Búa đóng cọc ván thép chỉ có thể là búa rung, vì nếu sử dụng loại búa khác thì búa có thể gây loe đầu cọc ván thép, khiến việc lắp các cọc tiếp theo không vào được và rất khó tái sử dụng cho các công trình khác.

Khi đóng phải luôn luôn theo độ xuống của cọc, không nhất thiết phải đưa cọc đến cao độ thiết kế. Nếu gặp chướng ngại vật như tảng đá mồ côi thi không cần phải đóng tiếp.

Sau khi hợp long xong vòng vây, dần dần hạ các cọc đến cao độ thiết kế.

11.2.2.3. Tính toán chiều dài cọc ván thép:

Khi đào đất trong vòng vây cọc ván bằng gầu ngoạm. Vì mực nước trong vòng vây cọc và bên ngoài là như nhau nên áp lực nước hai bên cân bằng nhau.

Giai đoạn 1: Vòng vây đã được đóng, vét bùn dày 1m nhưng chưa đổ bê tông bịt đáy. Ở giai đoạn này mực nước 2 bên thành cọc ván là như nhau. Cọc ván chịu tác dụng của áp lực đất chủ động và áp lực đất bị động. Chiều sâu đóng cọc ván thép, ta sẽ tính vào giai đoạn sau

Giai đoạn 2: Đã đổ bê tông bịt đáy và hút cạn nước hố móng.Do đó phải tính toán vòng vây về sự ổn định và kiểm tra độ bền của các bộ phận kết cấu vòng vây.

Chân tường cọc ván phải sâu hơn đáy bệ móng hoặc đáy lớp bê tông bịt đáy ít nhất là 3m để đảm bảo ổn định từng cọc ván

11.2.3. Tính toán chiều dày lớp bê tông bịt đáy:

11.2.3.1. Tính toán chiều dày bê tông bịt đáy:

Bê tông bịt đáy có vai trò quan trọng:

Giữ ổn định nền phía dưới đáy móng chống áp lực đẩy nổi.

Ngăn kín nước từ đáy hố móng.

Tạo mặt bằng thi công.

Lớp bê tông bịt đáy được xác định từ điều kiện: Áp lực đẩy nổi của lớp nước lên bê tông phải nhỏ hơn lực ma sát giữa bê tông bịt đáy với hệ cọc và trọng lượng lớp bê tông bịt đáy.

Chiều dày lớp bê tông bịt đáy được xác định căn cứ vào khả năng chống áp lực đẩy nổi của nước.

Chiều dày lớp bê tông bịt đáy được xác định theo công thức:

$$h_{bt} \geq \begin{cases} \dfrac{S \times H \times \gamma_n}{(n \times S_0 \times \gamma_{bt} + k \times u \times \tau) \times m} \\ 1m \end{cases}$$

Trong đó:

S: Diện tích mặt bằng trong vòng vây, S = 18.5 x 14 = 259 m^2.

γ_n: Trọng lượng riêng của nước, γ_n = 1 T/m^3.

H: Chiều cao từ mặt nước đến mặt lớp bê tông bịt đáy, H = 6.47 (m).

S_0: Diện tích hố móng, $S_0 = S - k.F = 259 - 12x1.767 = 237.79$ m^2.

γ_{bt}: Trọng lượng riêng lớp bê tông bịt đáy, γ_{bt} = 2.32 T/m^3.

k: Số lượng móng trong bệ cọc, k = 12 cọc.

F: Diện tích 1 cọc

u: Chu vi 1 thân cọc, u = 4.712 m.

τ: Lực ma sát giữa bê tông và cọc, τ = 12 T/m^2.

n: Hệ số giảm tải, n = 0.9.

m: Hệ số điều kiện làm việc, m = 0.9.

Vậy:

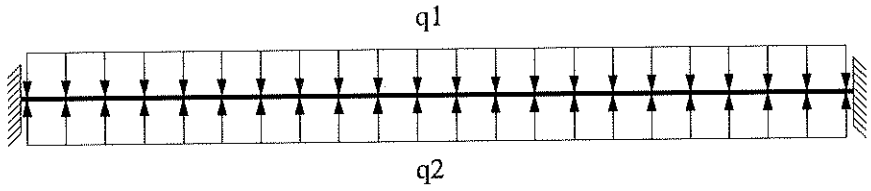
$$h_{bt} \geq \frac{S \times H \times \gamma_n}{(n \times S_0 \times \gamma_{bt} + k \times u \times \tau) \times m} = \frac{259 \times 6.47 \times 1}{(0.9 \times 237.79 \times 2.32 + 12 \times 4.712 \times 12) \times 0.9}$$

$$\rightarrow h_{bt} \geq 1.584m$$

Vậy chọn chiều dày lớp bê tông bịt đáy $h_{bt} = 1.5m$.

11.2.3.2. Kiểm toán lớp bê tông bịt đáy:

Tách một dải bê tông bịt đáy rộng 1m theo đường tim trụ theo hướng thượng – hạ lưu có chiều dài bằng khoảng cách từ tim đến tim giữa hai cọc khoan nhồi.



Hình 11.7. Biểu đồ phân bố lực

Trọng lượng bản thân lớp bê tông bịt đáy:

$$q_1 = \gamma_{bt} \times h_{bt} \times 1 = 23.2 \times 1.5 \times 1 = 34.8 kN/m$$

Trong đó:

γ_{bt}: Trọng lượng riêng lớp bê tông bịt đáy, $\gamma_{bt} = 23.2$ kN/m^3.

h_{bt}: Chiều dày lớp bê tông bịt đáy, $h_{bt} = 1.5$ m.

1m: Bề rộng dải bê tông bịt đáy.

Áp lực đẩy nổi của nước:

$$q_2 = \gamma_n \times H \times 1 = 10 \times 7.97 \times 1 = 79.7 kN/m$$

Trong đó:

γ_n: Trọng lượng riêng của nước, $\gamma_n = 10$ kN/m^3.

H: Chiều sâu cột nước từ mặt nước thi công đến đáy lớp bê tông bịt đáy, H=7.97m

Nội lực phát sinh trong tấm bê tông bịt đáy:

$$M_{max} = \frac{q_1 - q_2}{8} \times l^2 = \frac{(34.8 - 79.7)}{8} \times 18.5^2 = -1920.87 kNm$$

Vậy tấm bê tông bịt đáy bị căng thớ trên.

Momen kháng uốn của tấm bê tông:

$$W=\frac{b_{bt}\times h_{bt}^2}{6}=\frac{1\times 1.5^2}{6}=0.375\ m^3$$

Yêu cầu ứng suất kéo do ngoại lực tác dụng phải nhỏ hơn ứng suất kéo cho phép của tấm bê tông bịt đáy, sử dụng loại bê tông có cường độ chịu nén $f_c^{'}$=30 MPa có cường độ chịu kéo thuần túy f_{cr} = 3451 kN/m^2.

Ứng suất do ngoại lực tác dụng:

$$f=\frac{M_{max}}{W}=\frac{1920.87}{0.375}=5122.32\ KN/m^2$$

Nhận thấy momen phát sinh quá lớn theo đó là kích thước vòng vây quá lớn, lớp bê tông bịt đáy không đảm bảo khả năng chịu kéo ở thớ trên, ta thực hiện bố trí lưới cốt thép trên cho lớp bê tông bịt đáy. Bố trí 4 thanh D12 trên dải bản 1m

Diện tích cốt thép:

$$A_s=n\times\frac{\pi\times D^2}{4}=4\times\frac{\pi\times 12^2}{4}=452.4\ mm^2$$

Chiều cao vùng nén quy đổi khi tiết diện chịu uốn:

$$a=\frac{A_s\times f_y}{0.85\times f_c^{'}\times b}=\frac{452.4\times 420}{0.85\times 15\times 1000}=14.9\ mm$$

Trong đó: $f_c^{'}=15\ MPa\ <28\ MPa\Rightarrow\beta=0.85$

Chiều cao vùng nén, tọa độ trục trung hòa

$$c=\frac{a}{\beta}=\frac{14.9}{0.85}=17.5\ mm$$

Tính ϕ:

$$\phi=0.65+0.15\times\left(\frac{d_s}{c}-1\right)=0.65+0.15\times\left(\frac{1500}{17.9}-1\right)=13.3>0.9$$

$\Rightarrow$ Chọn ϕ = 0.9

Tính tỷ số:

$$\frac{c}{d_s}=\frac{17.5}{1500-100}=0.012<0.6\Rightarrow$$ Tiết diện hợp lý để chịu uốn

Khả năng chịu uốn của lớp bê tông bịt đáy:

$$M_r = \phi \times 0.85 \times f_c' \times a \times b \times \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0.9 \times 0.85 \times 15 \times 14.9 \times 1000 \times \left(1500 - \frac{14.9}{2} \right) = 255230592 \text{ Nmm}$$

Kiểm tra khả năng chịu uốn:

Momen gây uốn: $M_u = 192.087$ T/m $= 192.087 \times 10^6$ Nmm

Suy ra: $M_r \geq M_u$, vậy lớp bê tông bịt đáy đảm bảo khả năng chịu uốn

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$A_{s\min} = \frac{\min\left[1.2M_{cr}, 1.33M_u\right]}{\phi f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right)}$$

Tính momen gây nứt:

$$M_{cr} = \gamma_1 \gamma_3 S_c f_r = \gamma_1 \times \gamma_3 \times \frac{b \times h^2}{6} \times 0.63 \times \sqrt{f_c'}$$

$$= 1.6 \times 0.67 \times \frac{1000 \times 1500^2}{6} \times 0.63 \times \sqrt{15} = 1116014094 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\min\left[1.2M_{cr}, 1.33M_u\right] = \min\left[1.2 \times 1116014094, 1.33 \times 192.087 \times 10^6\right]$$

$$= 169460077 \text{ Nmm}$$

$$\rightarrow A_{s\min} = \frac{169460077}{0.9 \times 420 \times \left(1500 - \frac{14.9}{2} \right)} = 300.36 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 452.4 \text{ mm}^2 > A_{s\min}$$

Vậy đảm bảo hàm lượng cốt thép tối thiểu

11.3. Tính toán cọc ván thép:

11.3.1. Xác định độ chôn sâu:

Khi đào đất trong vòng vây cọc ván bằng gầu ngoạm. Vì mực nước trong vòng vây cọc và bên ngoài là như nhau nên áp lực nước hai bên cân bằng nhau.

Bảng 11.2. Thông số địa chất

Lớp đất	Loại đất	Chiều sâu (m)	C (kN/m^2)	ϕ (độ)	γw (kN/m^3)	SPT
1	Sét hữu cơ pha cát, màu xám đen	3.8	5	3.3	15.4	1
2	Cát pha, màu xám đen, kết cấu rời	4	0	23.55	0	5

3	Sét hữu cơ lẫn cát, màu xám đen	15.7	5	5.175	15.7	3.75
4	Cát pha, màu xám đen, kết cấu rời, chặt vừa	2.3	0	25.4	0	13.5
5	Sét lẫn cát, trạng thái nửa cứng	13.2	31	16.614	19.02	20.7
6	Sét béo lẫn cát, màu xám đen, 2.3trạng thái nữa cứng	6.5	33.75	16.6	18.7	20
7	Sét gầy pha cát lẫn sỏi, màu xám xanh loang lỗ vàng, trạng thái nửa cứng	2.3	0	0	19.4	37
8	Cát pha, màu xám đen, kết cấu chặt	2.2	0	26.1	0	51

- Dung trọng đất nổi của đất nền: $\gamma_{dn} = \gamma - \gamma_{nuoc}$

- Cường độ áp lực chủ động của đất nền trong điều kiện ngập hoặc không thoát nước:

+ Đối với đất rời: $P = \gamma_{dn} \times H_m \times \lambda_a$

+ Đối với đất dính: $P = \gamma_{dn} \times H_m$

Với : $\lambda_a = \tan^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)$

- Cường độ áp lực bị động của đất nền:

+ Đối với đất rời: $P = \gamma_{dn} \times H_m \times \lambda_b$

+ Đối với đất dính: $P = \gamma_{dn} \times H_m$

Với: $\lambda_b = \tan^2\left(45^0 + \frac{\varphi}{2}\right)$

- Tổng áp lực chủ động của đất: $E_a = \frac{1}{2} \times P_a \times H_m \times \eta_a$

Với: $\eta_a = 1.2$

- Tổng áp lực bị động của đất: $E_b = \frac{1}{2} \times P_b \times H_m \times \eta_b$

Với: $\eta_a = 0.8$

Điều kiện đảm bảo độ ổn định chống lật:

$\sum M_L \le m \times \sum M_G$

Trong đó:

+ $\sum M_L$: Tổng các momen đối vơi chân cọc tại đáy hố móng do áp lực thủy tĩnh và áp lực chủ động gây ra.

+ $\sum M_G$: Tổng các momen đối vơi chân cọc tại đáy hố móng do áp lực thủy tĩnh và áp lực bị động gây ra.

+ m: hệ số điều kiện làm việc xác định theo tính chất đất nền, m=0.95.

Gọi t là chiều sâu ngàm cọc (ít nhất phải ngàm vào lớp thứ 2). Khi đó chiều dày t được xác định từ điều kiện đảm bảo ổn định chống quay của tường cọc ván xung quanh trục tựa của nó vào điểm O nằm cách mặt trên của lớp bê tông bịt đáy 0.5 (m) về phía dưới

Các giai đoạn làm việc:

Giai đoạn 1: Giả sử chiều sâu đóng cọc ván là t=13 m. Đóng cọc ván thép tới chiều sâu t

Giai đoạn 2: Lắp tầng khung chống 1, trên mặt nước thi công 0.5 m

Giai đoạn 3: Hút hết nước mặt, đến cao độ tự nhiên, lúc này đã có sự chênh lệch áp lực 2 phía trong và ngoài hố móng. Tâm quay tại tầng khung chống 1

Giai đoạn 4: Lắp tầng khung chống 2, cách tầng khung chống thứ 1 3.5 m. Tâm quay tại tầng khung chống 2

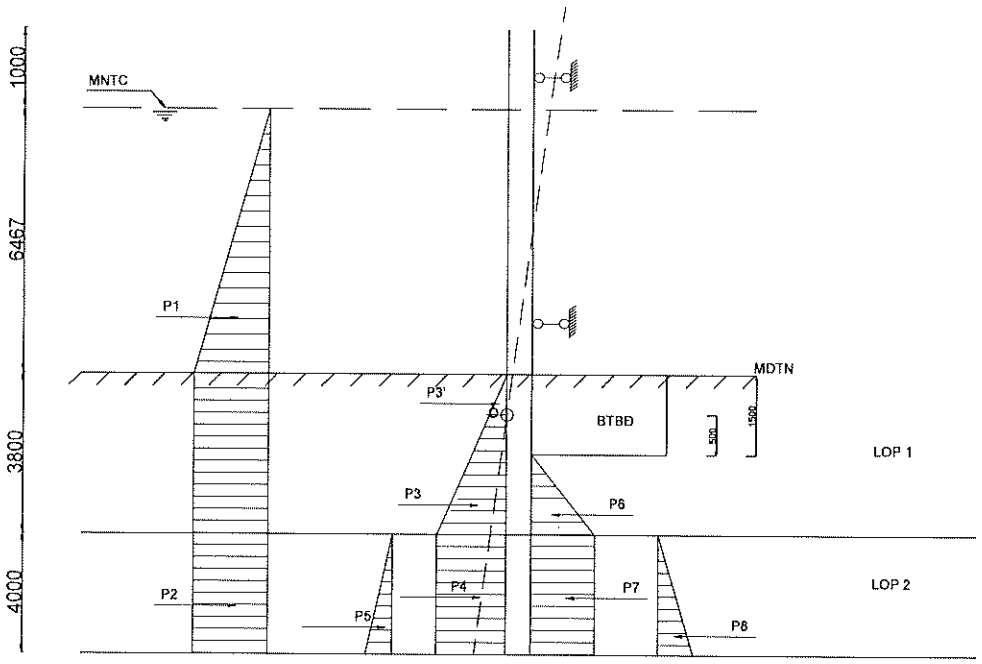
Giai đoạn 5: Bơm nước đầy vào hố móng. Đào hút đất đến đáy lớp bê tông bịt đáy và đổ bê tông bịt đáy (chưa đạt cường độ). Tâm quay tại tầng khung chống 2

Giai đoạn 6: Bê tông bịt đáy đạt cường độ và bắt đầu chịu lực. Hút hết nước hố móng. Tâm quay tại lớp bê tông bịt đáy cách đáy lớp bê tông bịt đáy 0.5 m

Bảng 11.3. Các thông số tính toán

Lớp đất	Loại đất	Chiều dày (m)	γdn (T/m^3)	λa	λb	C (T/m^2)
1	Đất dính	3.8	0.54	0.891	1.122	0.5
2	Đất rời	4	0	0.429	2.331	0
3	Đất dính	15.7	0.57	0.835	1.198	0.5

Sơ đồ tính toán:



Hình 11.8. Sơ đồ tính

Áp lực nước thủy tĩnh và cánh tay đòn: P_1, P_2

$$\begin{cases} P_1 = \frac{1}{2}\gamma_n \times h_1^2 = \frac{1}{2}\times 1\times 6.467^2 = 20.911(T/m) \\ a_1 = \frac{1}{3}h_1 + 0.5 = \frac{1}{3}\times 6.467 + 1 = 3.156(m) \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_2 = (\gamma_n \times h_1)\times(h_2 + h_2^{'}) = (1\times 6.467)\times(3.8+4) = 50.443(T/m) \\ a_2 = \frac{(h_2 + h_2^{'})}{2} - 1 = \frac{(3.8+4)}{2} - 1 = 2.9(m) \end{cases}$$

Áp lực đất chủ động và cánh tay đòn: P_6, P_7, P_8

$$\begin{cases} P_6 = \frac{1}{2}\times\gamma_{dn}^{1}\times(h_6 - 1.5)^2\times\lambda_{a1}\times n_a = \frac{1}{2}\times 0.54\times(3.8-1.5)^2\times 0.891\times 1.2 = 1.527(T/\mathrm{m}) \\ a_6 = 0.5 + \frac{2}{3}\times(h_6 - 1.5) = 0.5 + \frac{2}{3}\times(3.8-1.5) = 2.033(m) \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_7 = \left(\gamma_{dn}^{1}\times(h_6 - 1.5)\right)\times h_7\times\lambda_{a2}\times n_a = \left(0.54\times(3.8-1.5)\right)\times 4\times 0.429\times 1.2 = 2.558(T/\mathrm{m}) \\ a_7 = (h_6 - 1) + \frac{h_7}{2} = (3.8-1) + \frac{4}{2} = 4.8(m) \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_8 = \frac{1}{2}\times\left(\gamma_{dn}^{2}\times h_8^2\right)\times\lambda_{a2}\times n_a = \frac{1}{2}\times\left(0\times 4^2\right)\times 0.429\times 1.2 = 0(T/\mathrm{m}) \\ a_8 = \frac{2}{3}\times h_8 + (h_6 - 1) = \frac{2}{3}\times 4 + (3.8-1) = 5.467(m) \end{cases}$$

Áp lực đất bị động và cánh tay đòn: P_3, P_4, P_5

$$\begin{cases} P_3 = \frac{1}{2}\times\gamma'_{dn}\times(h_3-1)^2\times\lambda_{b1}\times n_b = \frac{1}{2}\times 0.54\times 2.8^2\times 1.122\times 0.8 = 1.9(T/\text{m}) \\ a_3 = \frac{2}{3}\times(h_3-1) = \frac{2}{3}\times 2.8 = 1.867(m) \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_4 = \gamma'_{dn}\times(h_3-1)\times h_4\times\lambda_{b2}\times n_b = 0.54\times 2.8\times 4\times 2.331\times 0.8 = 11.278(T/\text{m}) \\ a_4 = (h_3-1)+\frac{h_4}{2} = 2.8+\frac{4}{2} = 4.8(m) \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_5 = \frac{1}{2}\times\gamma^2_{dn}\times(h_5)^2\times\lambda_{b2}\times n_b = 0(T/\text{m}) \\ a_5 = (h_3-1)+\frac{2h_5}{3} = 2.8+\frac{2\times 4}{3} = 5.467(m) \end{cases}$$

Xét điều kiện ổn định chống lật:

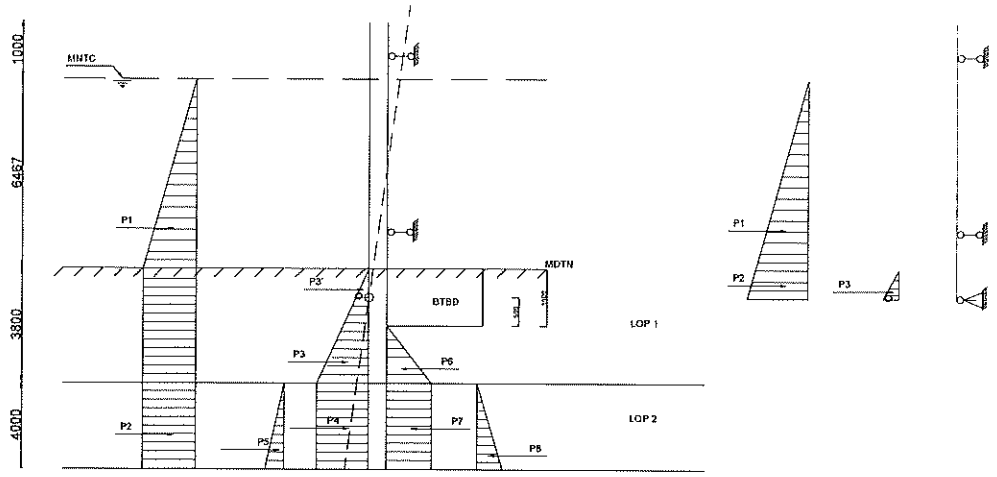
$$\sum M_L \le m\times\sum M_G$$

$$P_1a_1+P_6a_6+P_7a_7+P_8a_8 \le 0.95\times(P_2a_2+P_3a_3+P_4a_4+P_5a_5)$$
$$\Leftrightarrow 20.911\times 3.156+1.527\times 2.033+2.558\times 4.8 = 81.522(T)$$
$$\le 0.95\times(50.443\times 2.9+1.9\times 1.867+11.278\times 4.8) = 193.741(T)$$

Vậy thỏa điều kiện đảm bảo ổn định chống lật

11.3.2. Tính toán ổn định vòng vây cọc ván thép:

Thời điểm tính là sau khi đổ bê tông bịt đáy và hút hết nước trong hố móng ra. Khi đó phải tính toán vòng vây về ổn định về vị trí và kiểm tra độ bền các bộ phận kết cấu của vòng vây. Lúc này ngoài các áp lực tác dụng lên cọc ván thép ở giai đoạn khi chưa đổ bê tông bịt đáy còn chịu áp lực thuỷ tĩnh và áp lực thuỷ động do hút cạn nước trong hố móng. Tính cho 1 m chiều rộng. Vị trí điểm A nằm cách bêtông bịt đáy 0.5 m. Sơ đồ tính toán là dầm liên tục. Ta có sơ đồ sau:



Hình 11.9. Sơ đồ tính toán ổn định vòng vây cọc ván thép

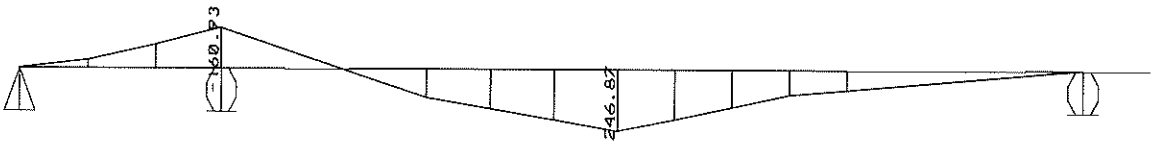
Tính toán áp lực ngang:

$$P_1 = \frac{1}{2}\gamma_n \times h_1^2 = \frac{1}{2}\times 1\times 6.467^2 = 20.911\left(KN/m\right)$$

$$P_2 = \left(\gamma_n \times h_1\right)\times 1 = \left(1\times 6.467\right)\times 1 = 6.467\left(KN/m\right)$$

$$P_3 = \frac{1}{2}\gamma_{dn1}\times 1^2 = \frac{1}{2}\times 0.54\times 1^2 = 0.27\left(T/m\right) = 2.7\left(KN/m\right)$$

Mô hình hóa bằng phần mềm SAP2000, ta có nội lực cọc ván thép như sau:



Hình 11.10. Kết quả momen cọc ván thép

Momen uốn lớn nhất tại vị trí: $M_{\max} = 20.667\left(KNm\right)$

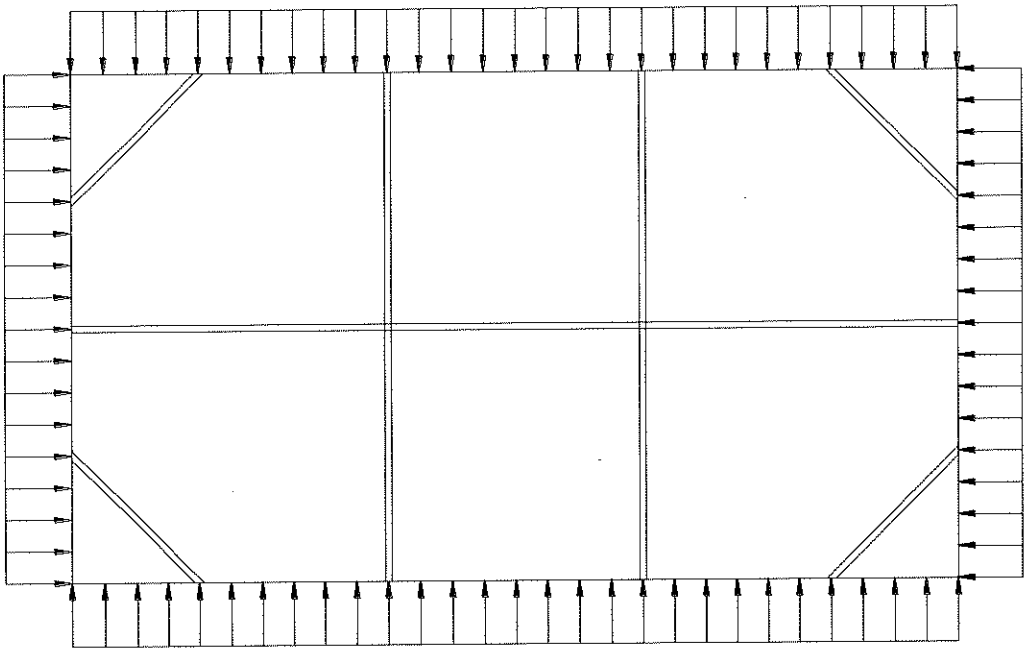
Mômen kháng uốn của tiết diện là: W = 362 cm^3.

Ứng suất lớn nhất trong cọc cừ thép là:

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W} = \frac{20.667\times 10^4}{362} = 570.912(Kg/cm^2) \le \left[\sigma\right] = 2100\left(KG/cm^2\right)$$

Thỏa điều kiện. Vậy sử dụng loại cọc trên để làm hố móng.

11.4. Tính toán tầng khung chống:

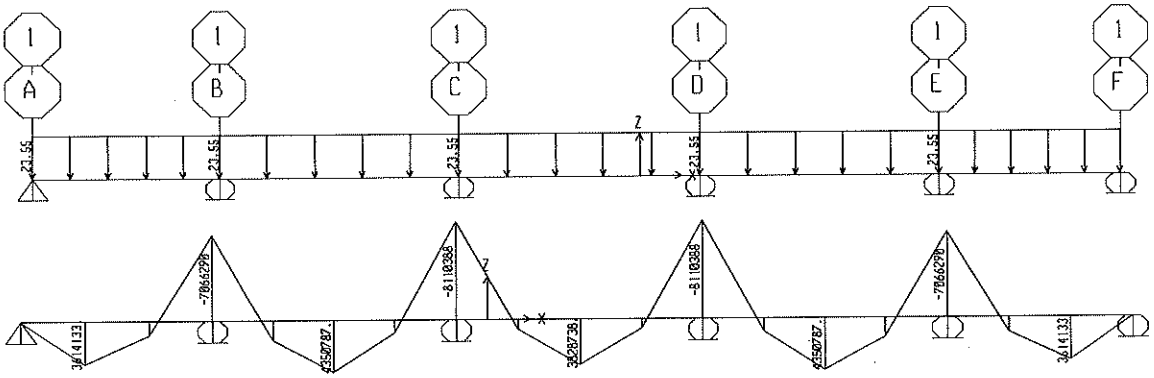


Hình 11.11. Sơ đồ tính toán thanh vành đai

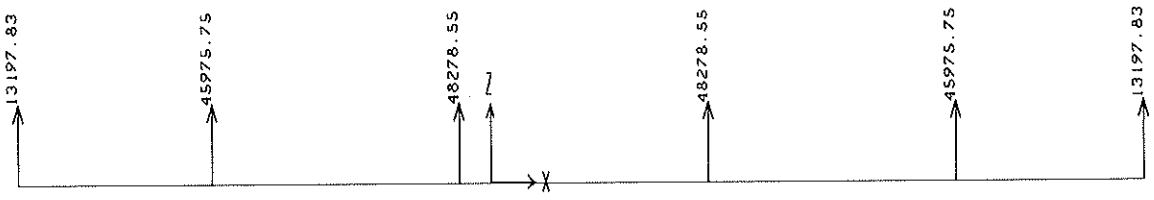
11.4.2. Tính toán thanh vành đai dài:

Đưa về sơ đồ tính vành đai như sau:

Thanh vành đai dài (chiều dài đơn vị : mm) với tải phân bố q= 23.55 T/m



Hình 11.12. Sơ đồ tính khung vành đai dài và momen



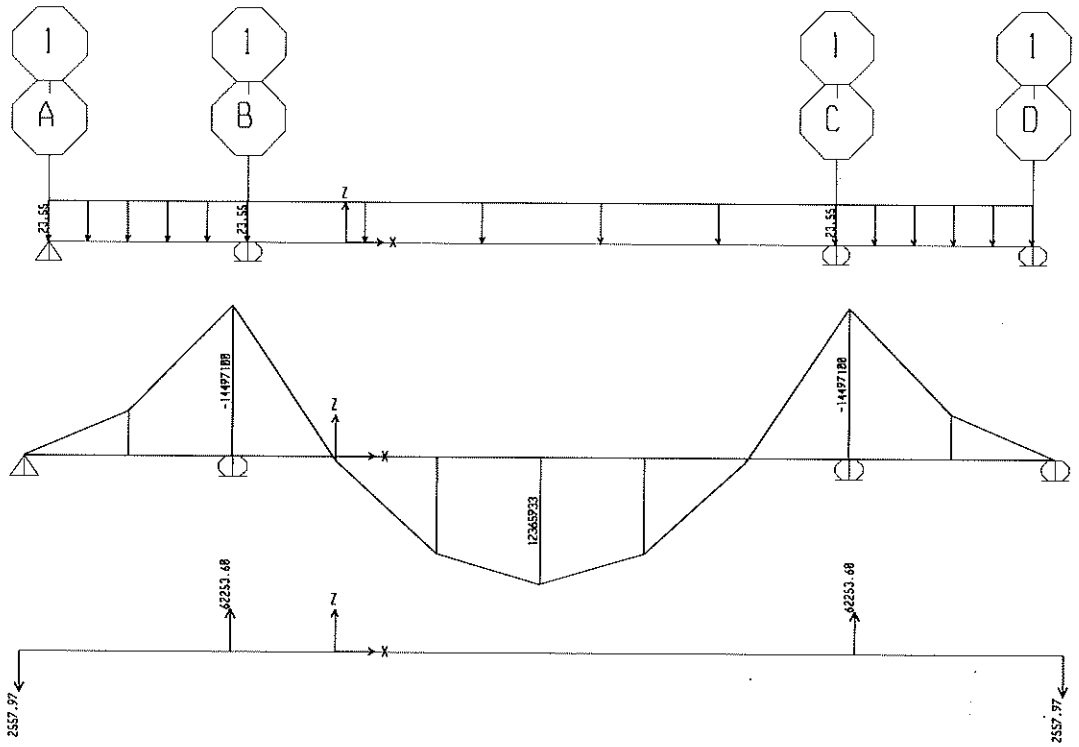
Hình 11.13. Kết quả phản lực vành đai dài

Vậy ta có kết quả nội lực như sau:

Phản lực gối lớn nhất của thanh vài đai dài: N=48.278 (T)

Momen lớn nhất của thanh vành đai dài: M=8.11 (Tm)

Tính toán vành đai ngắn:



Hình 11.14. Sơ đồ tính khung vành đai ngắn và nội lực

Vậy ta có kết quả nội lực như sau:

Phản lực gối lớn nhất của thanh vài đai ngắn: N=62.25 (T)

Momen lớn nhất của thanh vành đai ngắn: M=14.5 (Tm)

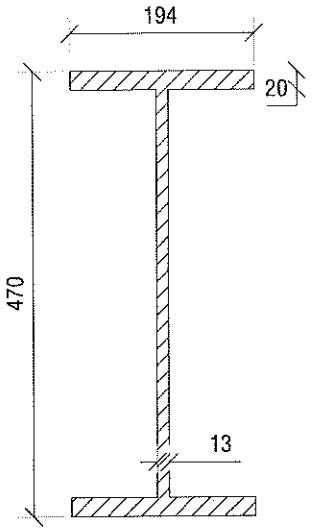
11.4.3. Kiểm toán khung vành đai:

Xét dầm như thanh chịu nén uốn, tiến hành kiểm toán khung theo điều kiện cường độ và ổn định. Để đơn giản cho quá trình thi công ta chọn cùng loại vật liệu cho khung vành đai ngắn và khung vành đai dài. Vì vậy ta thiết kế cho khung nào có nội lực lớn hơn. Từ biểu đồ nội lực ta lấy khung vành đai dài để thiết kế có:

$M_{max} = 14.5$ T.m

$N = 62.25$ T

Chọn thép sử dụng để làm vành đai là thép CT3, tiết diện chữ W18x71.



Hình 11.15. Kích thước thép vành đai

Đặc trưng hình học sau:

Mômen quán tính : I_x= 48699 cm^4.

Diện tích tiết diện: F = 134 cm^2.

Momen kháng uốn: W_x=2081cm^3

Ứng suất lớn nhất:

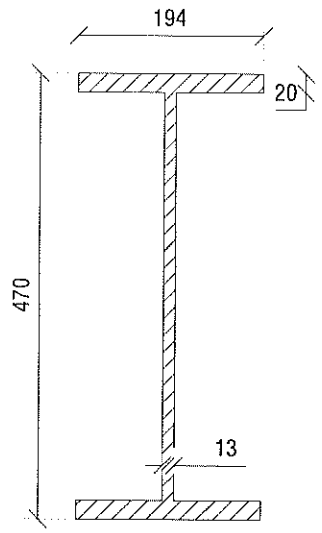
$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W_x} + \frac{N}{F}$$

$$= \frac{14.5\times10^5}{2081} + \frac{62.25\times10^3}{134} = 1161.333\left(\frac{kG}{cm^2}\right) < [\sigma] = 1900\left(\frac{kG}{cm^2}\right)$$

Thoả mãn khả năng chịu lực.

11.4.4. Kiểm toán thanh chống:

Thanh chống được tính toán với sơ đồ một thanh chịu nén. Lực tác dụng vào thanh chống chính bằng phản lực gối tựa của vành đai. Lấy giá trị lớn nhất để tính, N_{max}=62.25 (T). Tiết diện thanh chống ta chọn giống với hệ thanh vành đai.



Hình 11.16. Kích thước thanh chống

Ứng suất trong thanh chống:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{F} = \frac{62.25 \times 10^3}{134} = 464.552\left(\frac{kG}{cm^2}\right) < [\sigma] = 1900\left(\frac{kG}{cm^2}\right)$$

Vậy thanh chống thỏa điều kiện cường độ.

11.5. Lựa chọn búa đóng cọc ván:

Chọn búa đóng cọc ván thép là búa chấn động (búa rung) để không làm cọc ván thép bị cong vênh để có thể sử dụng được làm sau.

Búa chấn động được sử dụng nhiều trong xây dựng nhất là trong xây dựng móng cầu. Cấu tạo của búa chấn động gồm nhiều khối lệch tâm quay đồng bộ theo hai hướng khác nhau nhờ một mô tơ điện. Khi làm việc các khối lệch tâm sinh ra các lực li tâm theo phương bán kính và đi qua tâm quay. Các thành phần nằm ngang triệt tiêu lẫn nhau do các bánh xe cứ đôi một vòng ngược nhau, các lực thẳng đứng gây ra lực kích thích dọc tim cọc, thay đổi theo quy luật hình sin.

Phương pháp sử dụng để hạ cọc ván (cọc cừ Lassen) vào trong đất cát hiệu quả nhất hiện nay vẫn là phương pháp rung. Búa rung sử dụng là loại NVC-80SS của hãng Nipped IND có các thông số sau :

Q = 4.7 : Trọng lượng búa

M = 4100 kG.cm : Momen lệch tâm lớn nhất.

ω = 1100 (vòng/phút) = 115 rad/s

A = 9.5 mm

Ta phải kiểm tra để đảm bảo một số điều kiện sau để có thể hạ cọc vào trong đất

Điều kiện 1 : Lực kích động phải đủ lớn để hạ cọc vào trong đất:

$$Q_d > \alpha \times T$$

Trong đó :

$T = u \times \sum_{i=1}^{n} f_i' \times h_i = 1.616 \times 1.2 \times 7 = 13.6$ T : lực cản của đất tác dụng vào cọc khi đóng đến chiều sâu tối đa .Với :

$U = (600 + 208) \times 2 = 1616$ mm chu vi cọc ván thép

$f'_i = 1.2$ t/m^2 :lực ma sát đơn vị

$h_i = 7$ m : chiều sâu cọc ngàm trong đất.

$\alpha = 1.0$: Hệ số kể đến ảnh hưởng đàn hồi của đất (lấy đối với cọc ván thép)

Thay vào :

$$Q_d > \alpha \times T \Rightarrow Q_d > 1.0 \times 13.6 = 13.6 \ (T)$$

Với búa đã chọn :

$$Q_d = \frac{M \times \omega^2}{g} = \frac{4100 \times 10^{-3} \times 10^{-2} \times 115^2}{9.81} = 55.72 \text{ T} > 13.6 \text{ T} \Rightarrow \text{Thỏa}$$

Điều kiện 2: Đảm bảo cọc đóng vào đất hiệu quả:

$$\xi \times \frac{M_c}{9.81 \times Q_o} \geq A$$

Trong đó:

ξ : Hệ số, lấy bằng 1 đối với cọc ván thép

Q_o: Trọng lượng cọc, búa chấn động và bệ búa ,trong đó:

$$Q_o = Q + q + q_0$$

Trong đó:

Q: Trọng lượng búa, Q = 4.7 T

q: Trọng lượng 1 cọc ván thép, $Q = 66.1 \times 11.73 = 775$ kG $= 0.775$ T

q_0: Trọng lượng bệ búa, q_0=0

$$Q_o = Q + q + q_0 = 4.7 + 0.775 + 0 = 5.475 \text{ T}$$

A: Biên độ dao động, tra bảng 3.10 sách "Thi công móng mố trụ cầu" Lê Đình Tâm, A = 9 mm

$$\xi \times \frac{M_c}{9.81 \times Q_o} = 1 \times \frac{4100}{9.81 \times 5475} = 9.2mm \geq A = 9mm$$

=> Thoả điều kiện 2.

Điều kiện 3: Tổng ngoại lực tác động lên cọc phải đủ lớn, đảm bảo hạ cọc và nhổ cọc được nhanh .

$$Q + q + q_p \geq p.F$$

$$\eta_1 < \frac{Q + q + q_p}{Q_d} < \eta_2$$

$Q = 66.1 \times 11.16 = 738kg$: trọng lượng 1 cọc

$q_p = 0$: trọng lượng các phần phụ tác dụng lên cọc

$p = 1.5$ kG/cm^2 : Trị số áp lực để hạ cọc

$F = 85.7$ cm^2 : Diện tích tiết diện cọc

$Q_d = 55.72$ T : Lực kích động của máy chấn động

$\eta_1 = 0.15$ và $\eta_2 = 0.5$: Hệ số lấy cho cọc cừ ván thép

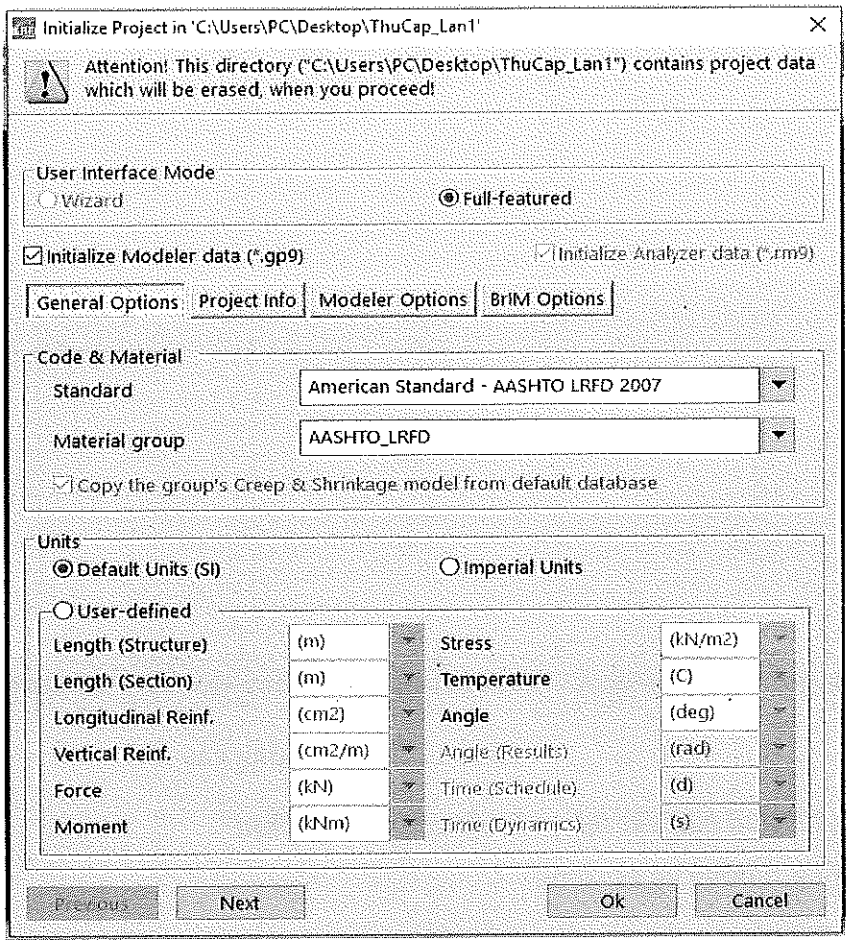
Thay vào :

$$\begin{cases} Q + q + q_p \geq p \times F \Leftrightarrow 4.7 + 0.738 \geq 1.5 \times 10^{-3} \times 85.7 \Leftrightarrow 5.438 \geq 0.128 \\ \eta_1 < \dfrac{Q + q + q_p}{Q_d} < \eta_2 \Leftrightarrow 0.15 < \dfrac{4.7 + 0.738}{55.72} < 0.5 \Leftrightarrow 0.15 < 0.098 < 0.5 \end{cases}$$

Chọn búa như trên là hợp lý.

CHƯƠNG 12. MÔ HÌNH HÓA KẾT CẤU BẰNG PHẦN MỀM RMv8i 08.11.18.01

12.1. Khai báo tiêu chuẩn sử dụng:

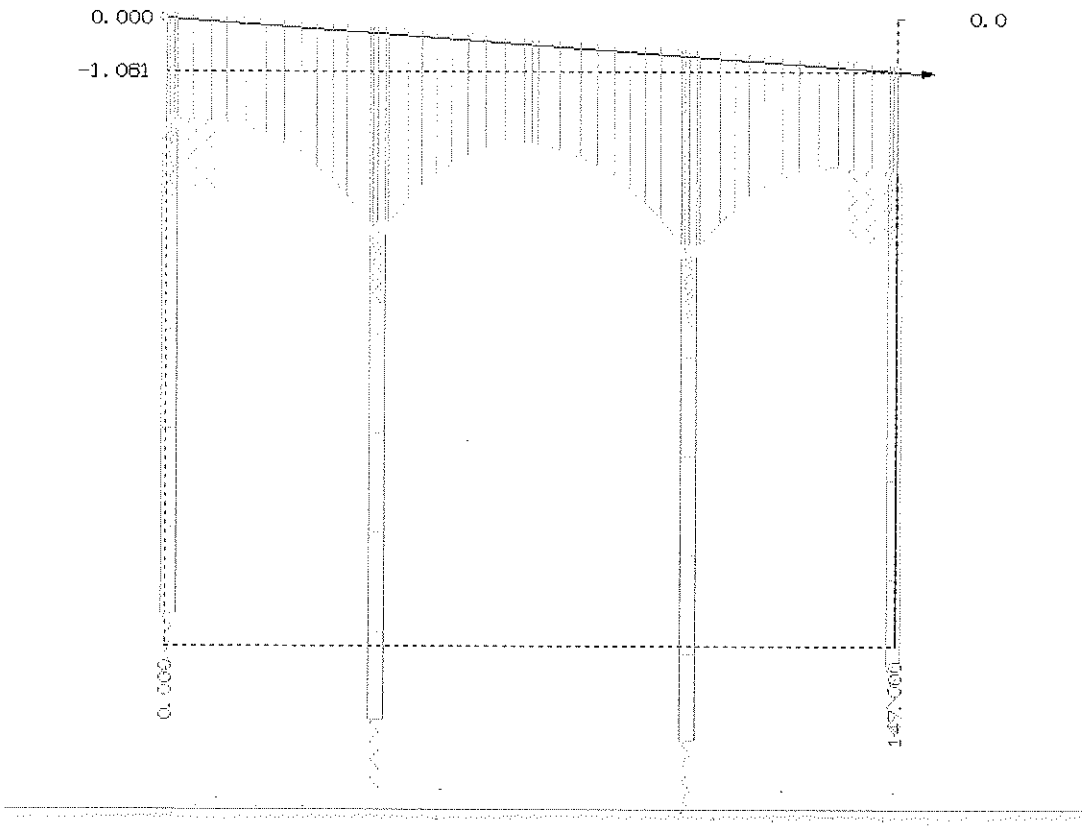


Hình 12.1. Khai báo tiêu chuẩn sử dụng

12.2. Khai báo Modeler:

12.2.1. Khai báo mặt đứng, mặt bằng cầu:

- Cầu dài 147m
- Độ dốc dọc cầu: 0.722%



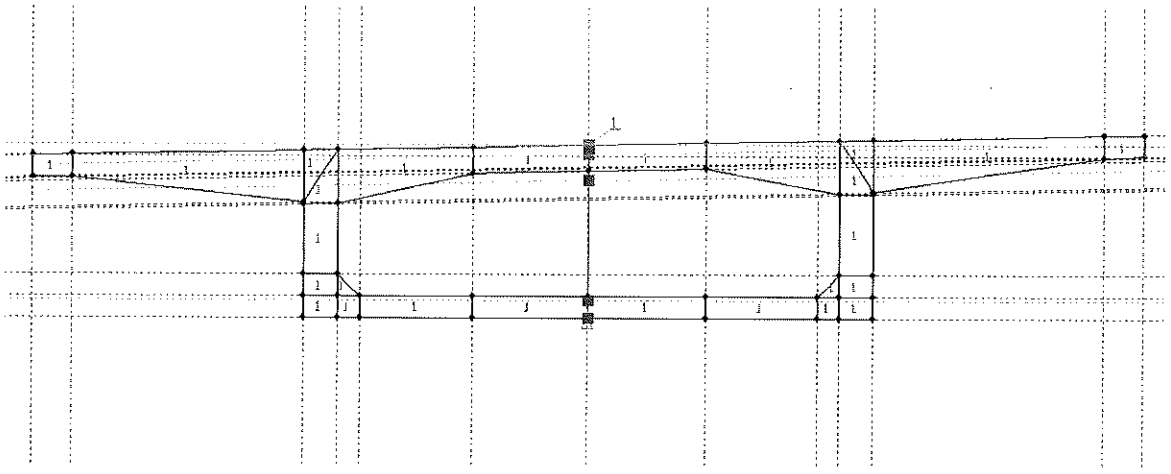
Hình 12.2. Mặt đứng cầu

12.2.2. Khai báo vật liệu, vẽ mặt cắt ngang dầm:

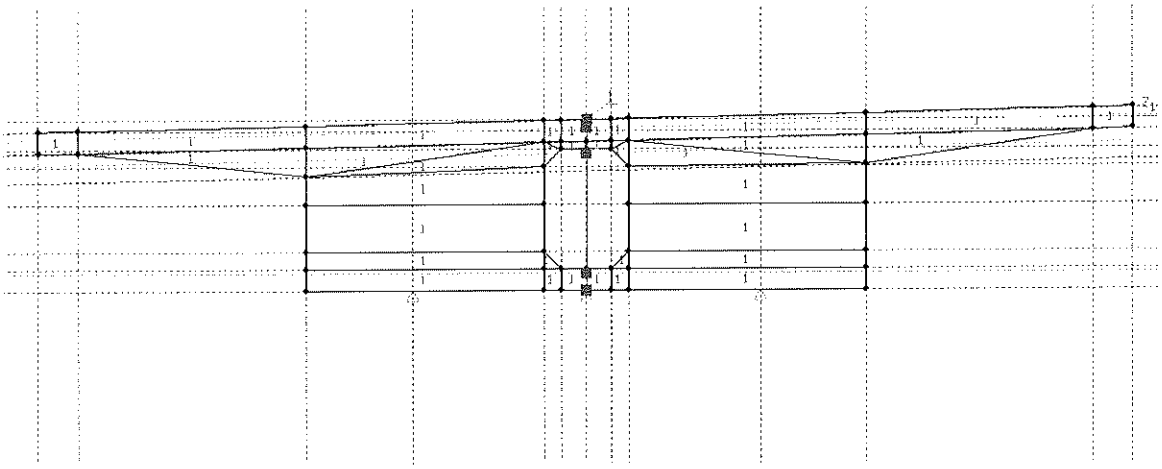
Bê tông thường có tỷ trọng:

$f'_c = 50MPa, \gamma_c = 2.3545 \times 10^{-5}MPa$

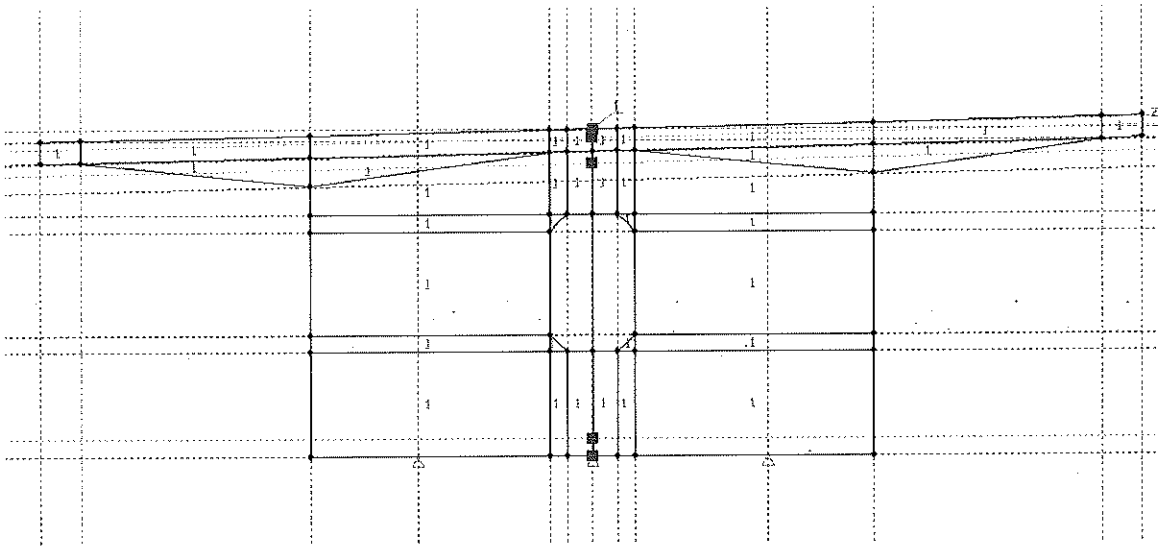
$f'_c = 30MPa, \gamma_c = 2.32 \times 10^{-5}MPa$



Hình 12.3. Mặt cắt ngang giữa nhịp (Mặt cắt ngang thay đổi)



Hình 12.4. Mặt cắt ngang trên mố



Hình 12.5. Mặt cắt ngang trên trụ

12.3. Mô hình hóa kết cấu:

Chiều dài cầu: 42m + 63m + 42m

Gối đặt cách đầu dầm: 0.5m

Bề rộng cầu: B = 11.85m (đường xe chạy) + 2x0.5 (bề rộng lan can)

Phân đoạn như hình vẽ: Sơ đồ phân chia dầm

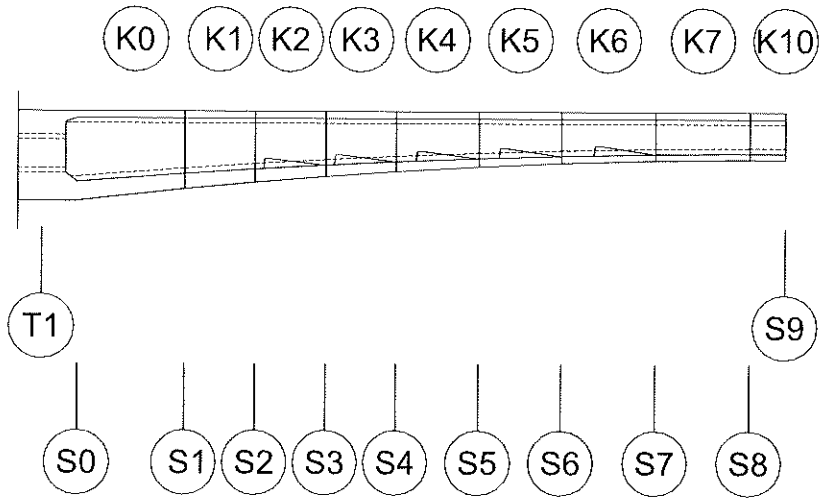
Đốt trên đỉnh trụ K0 dài 12m.

Các đốt K1 – K3 dài 3m.

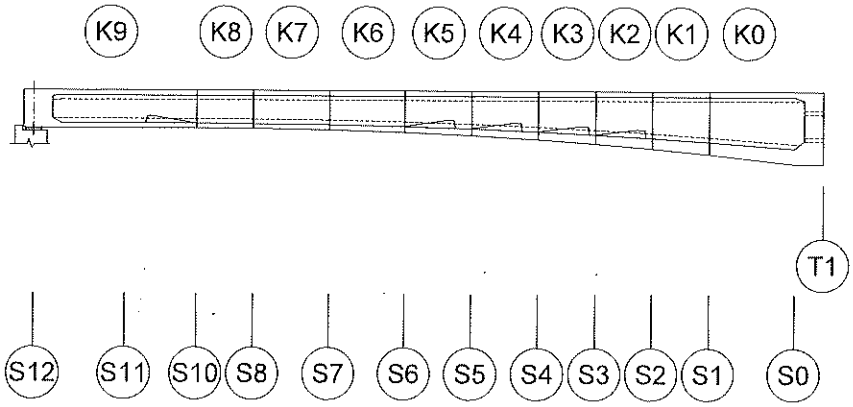
Các đốt K4 – K5 dài 3.5m.

Các đốt K6 – K7 dài 4m.

Đốt hợp long dài 3m



Hình 12.6. Sơ đồ 1/2 kết cấu nhịp chính



Hình 12.7. Sơ đồ kết cấu nhịp biên

12.3.2. Khai báo thay đổi tọa độ đường cong đáy dầm:

Name	Value	Type	Description
Hdam1	0.0000	Length	chieu cao bien thien nhip 1
Hdam2	0.0000	Length	chieu cao bien thien nhip 2
Hdam3	0.0000	Length	chieu cao bien thien nhip 3
Hbot1	0.0000	Length	chieu cao ban day nhip 1
Hbot2	0.0000	Length	chieu cao ban day nhip 2
Hbot3	0.0000	Length	chieu cao ban day nhip 3

Table | Diagram

Variable A	Variable B	Interpolation
1.5	2	Linear
5.25	2	Linear
9	2	Linear
12	2.004	Linear
16	2.06	Linear
20	2.18	Linear
23.5	2.338	Linear
27	2.544	Linear
30	2.76	Linear
33	3.012	Linear
36	3.3	Linear
40.5	3.8	Linear

Hình 12.8. Khai báo tọa độ đường cong đáy dầm

12.3.3. Khai báo các đoạn dầm, chia phần tử:

No.	Station	Distance	CS before	ok	CS after	ok	C
1	0.0000	0.5000	CS_TRUBIEN	+	CS_TRUBIEN	+	
2	0.5000	1.0000	CS_TRUBIEN	+	CS_TRUBIEN	+	
3	1.5000	3.7500	CS_TRUBIEN	+	CS_SATTRU	+	!
4	5.2500	3.7500	CS_SATTRU	+	CS_SATTRU	+	!
5	9.0000	3.0000	CS_SATTRU	+	CS_SATTRU	+	!
6	12.0000	4.0000	CS_SATTRU	+	CS_SATTRU	+	
7	16.0000	4.0000	CS_SATTRU	+	CS_SATTRU	+	
8	20.0000	3.5000	CS_SATTRU	+	CS_SATTRU	+	
9	23.5000	3.5000	CS_SATTRU	+	CS_SATTRU	+	
10	27.0000	3.0000	CS_SATTRU	+	CS_SATTRU	+	
11	30.0000	3.0000	CS_SATTRU	+	CS_SATTRU	+	
12	33.0000	3.0000	CS_SATTRU	+	CS_SATTRU	+	
13	36.0000	4.5000	CS_SATTRU	+	CS_SATTRU	+	
14	40.5000	1.5000	CS_SATTRU	+	CS_TRENTRU	+	
15	42.0000	1.5000	CS_TRENTRU	+	CS_TRENTRU	+	
16	43.5000	4.5000	CS_TRENTRU	+	CS_SATTRU	+	
17	48.0000	3.0000	CS_SATTRU	+	CS_SATTRU	+	
18	51.0000	3.0000	CS_SATTRU	+	CS_SATTRU	+	
19	54.0000	3.0000	CS_SATTRU	+	CS_SATTRU	+	
20	57.0000	3.5000	CS_SATTRU	+	CS_SATTRU	+	
21	60.5000	3.5000	CS_SATTRU	+	CS_SATTRU	+	
22	64.0000	4.0000	CS_SATTRU	+	CS_SATTRU	+	
23	68.0000	4.0000	CS_SATTRU	+	CS_SATTRU	+	
24	72.0000	1.5000	CS_SATTRU	+	CS_SATTRU	+	
25	73.5000	1.5000	CS_SATTRU	+	CS_SATTRU	+	
26	75.0000	4.0000	CS_SATTRU	+	CS_SATTRU	+	
27	79.0000	4.0000	CS_SATTRU	+	CS_SATTRU	+	
28	83.0000	3.5000	CS_SATTRU	+	CS_SATTRU	+	
29	86.5000	3.5000	CS_SATTRU	+	CS_SATTRU	+	
30	90.0000	3.0000	CS_SATTRU	+	CS_SATTRU	+	
31	93.0000	3.0000	CS_SATTRU	+	CS_SATTRU	+	
32	96.0000	3.0000	CS_SATTRU	+	CS_SATTRU	+	

Parts | Variables | Connections | Spring Constants | Offsets

Part	Type	Composite Parts	Slave Parts	Beam	Material	Group	Node Numbers	
1	Normal			1101	AASHTO_LRFD_C50MPa	Seg_girder	1101	1102

Hình 12.9. Khai báo các đoạn dầm

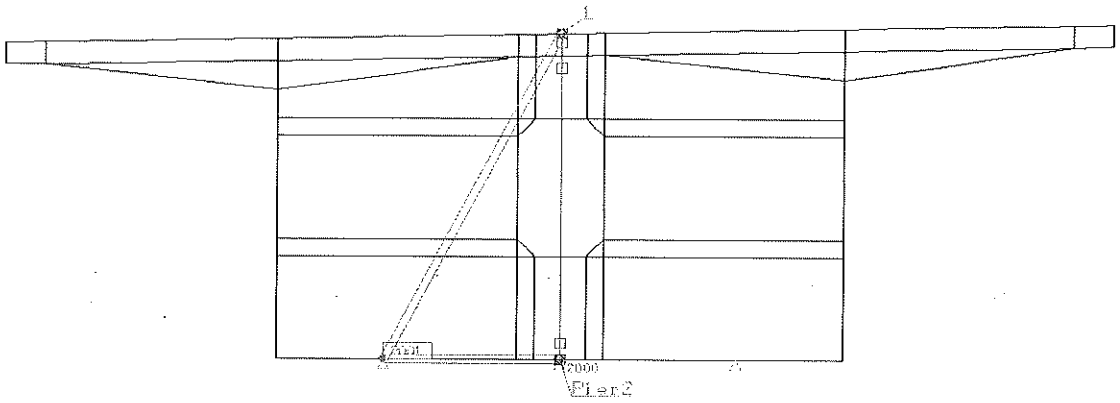
12.3.4. Khai báo điều kiện biên:

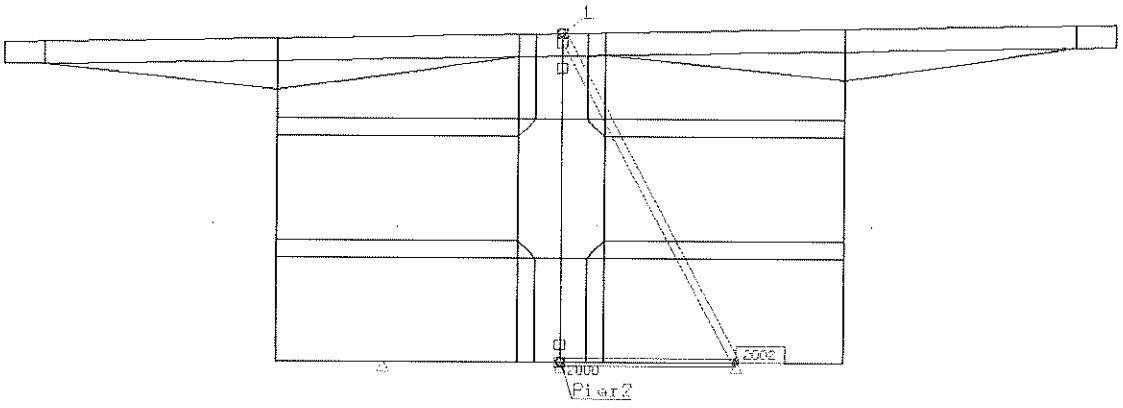
12.3.4.1. Tại trụ:

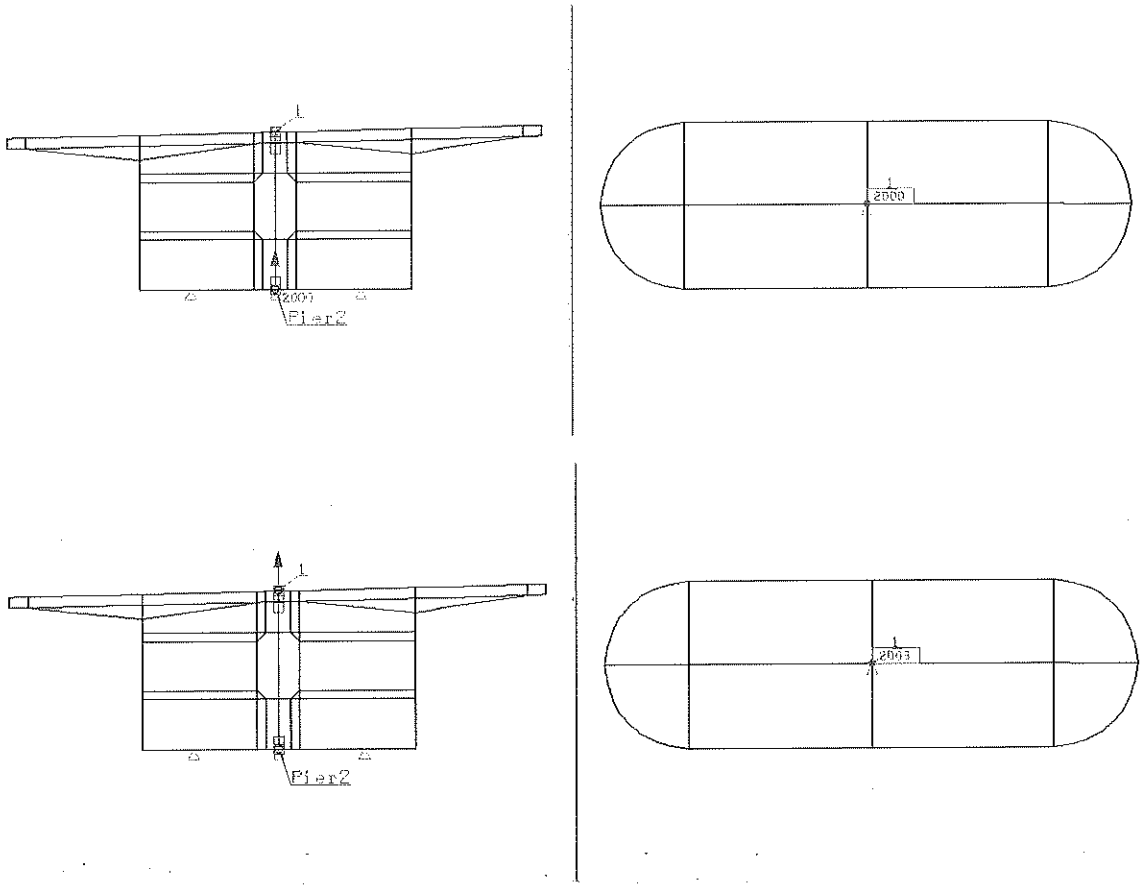
Parts | Variables | Connections | Spring Constants | Offsets

Constants

Type	Element	CX [KN/m]	CY [KN/m]	CZ [KN/m]	CMX [KNm/rad]	CMY [KNm/rad]	CMZ [KNm/rad]
Spring	2001 (CP01L / Pos. 2)	1e+008	1e+008				
Spring	2002 (CP03R / Pos. 2)	1e+008	1e+008	1e+008			
Spring	2000 (CP01Pier / Pos. 2)	1e+008	1e+008	1e+008	1e+008	1e+008	1e+008
Spring	2003 (CP01Pier / Pos. 2)	1e+008	1e+008	1e+008	1e+008	1e+008	1e+008



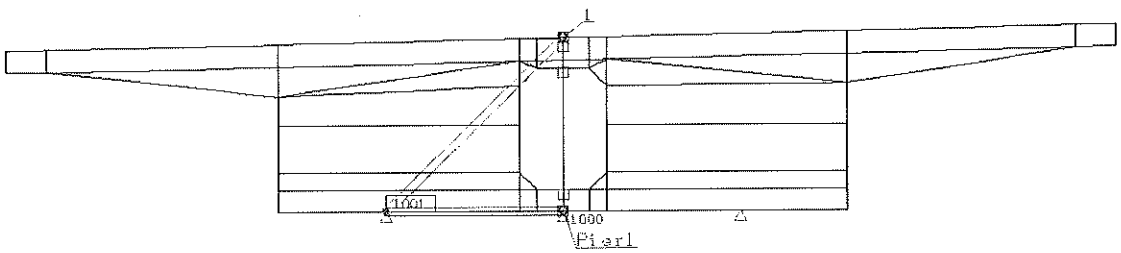


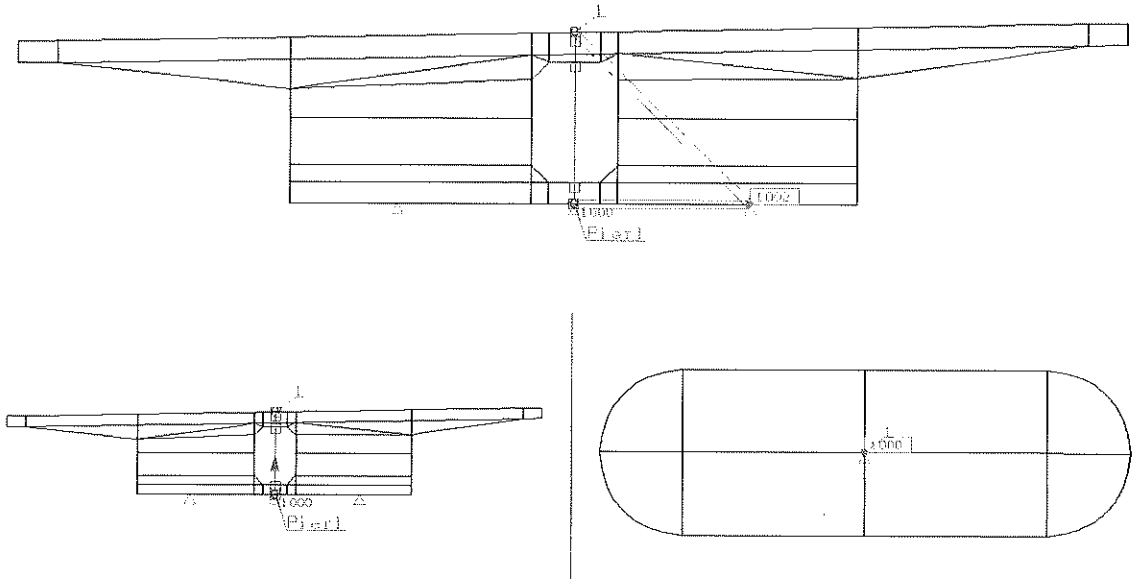


Hình 12.10. Điều kiên biên tại trụ giữa (T158)

Parts | Variables | Connections | Spring Constants | Offsets

		Constants					
Type	Element	CX [KN/m]	CY [KN/m]	CZ [KN/m]	CMX [KNm/rad]	CMY [KNm/rad]	CMZ [KNm/rad]
Spring	1001 (CP01L / Pos. 2)	1e+008			1e+008	1e+008	
Spring	1002 (CP03R / Pos. 2)	1e+008		1e+008	1e+008	1e+008	
Spring	1000 (CP01Pier / Pos. 2)	1e+008	1e+008	1e+008	1e+008	1e+008	1e+008

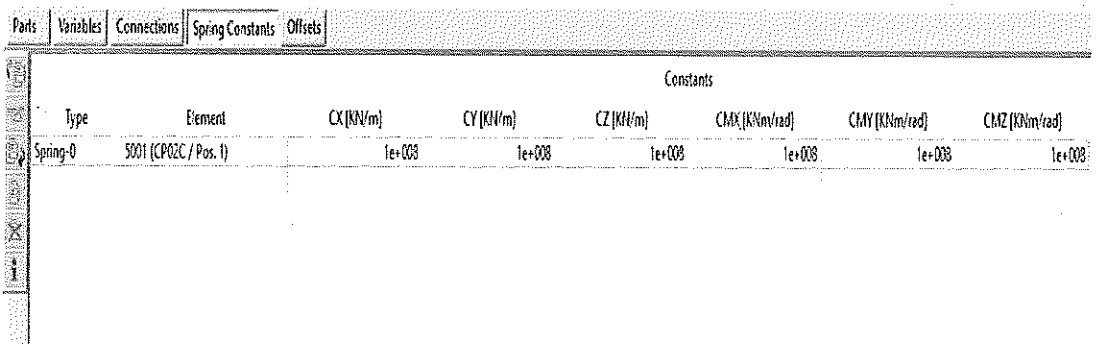




Hình 12.11. Điều kiện biên tại trụ biên (T157)

12.3.4.2. Điều kiện biên tại đoạn thi công trên đà giáo đà giáo:

Chú ý: Tất cả các phần tử khai báo điều kiện biên trên đà giáo đều là liên kết nối đất



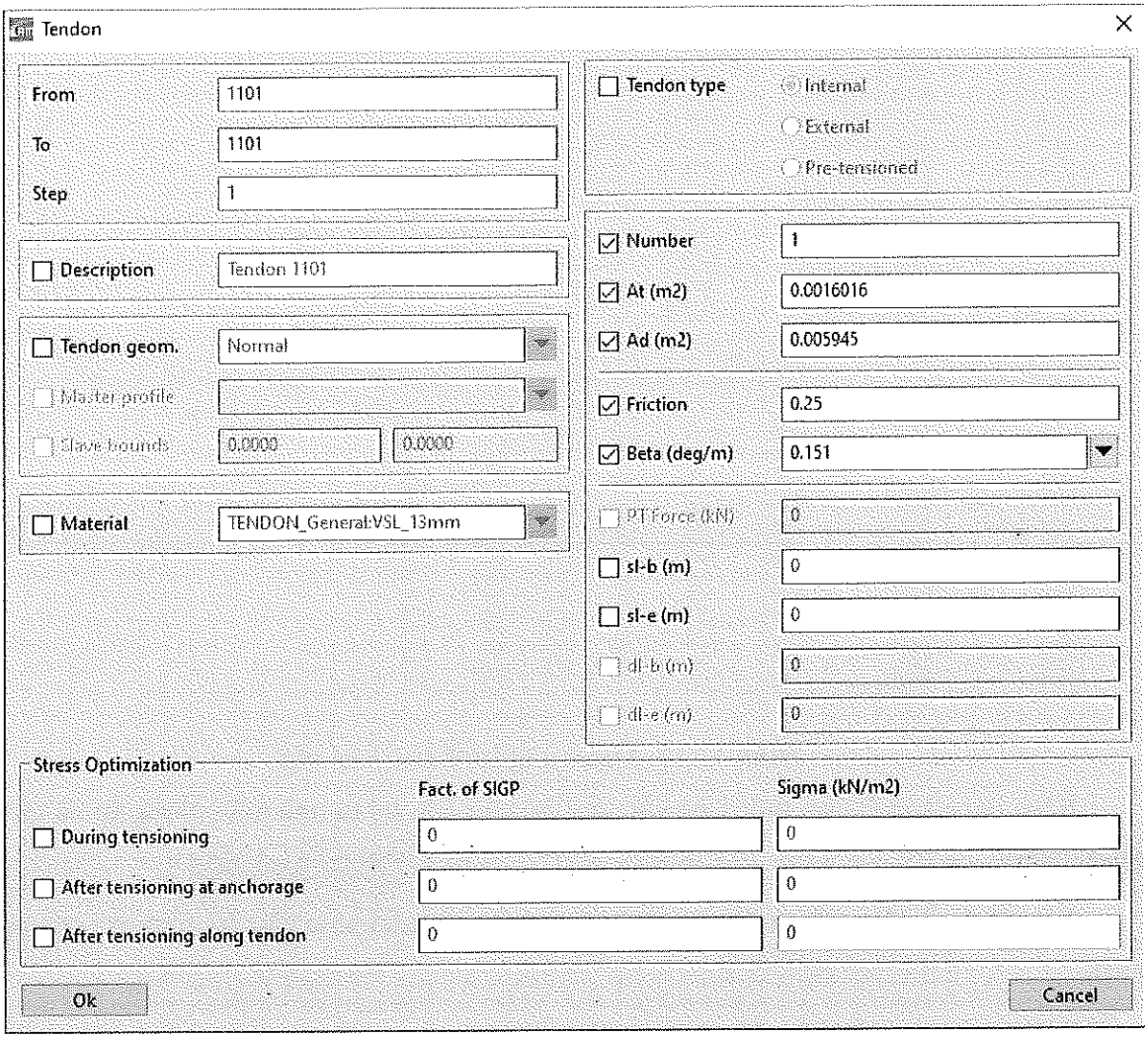
Parts | Variables | Connections | Spring Constants | Offsets

		Constants					
Type	Element	CX [KN/m]	CY [KN/m]	CZ [KN/m]	CMX [KNm/rad]	CMY [KNm/rad]	CMZ [KNm/rad]
Spring-0	5001 (CP02C / Pos. 1)	1e+008	1e+008	1e+008	1e+008	1e+008	1e+008

Hình 12.12. Điều kiện biên tại đoạn thi công trên đà giáo

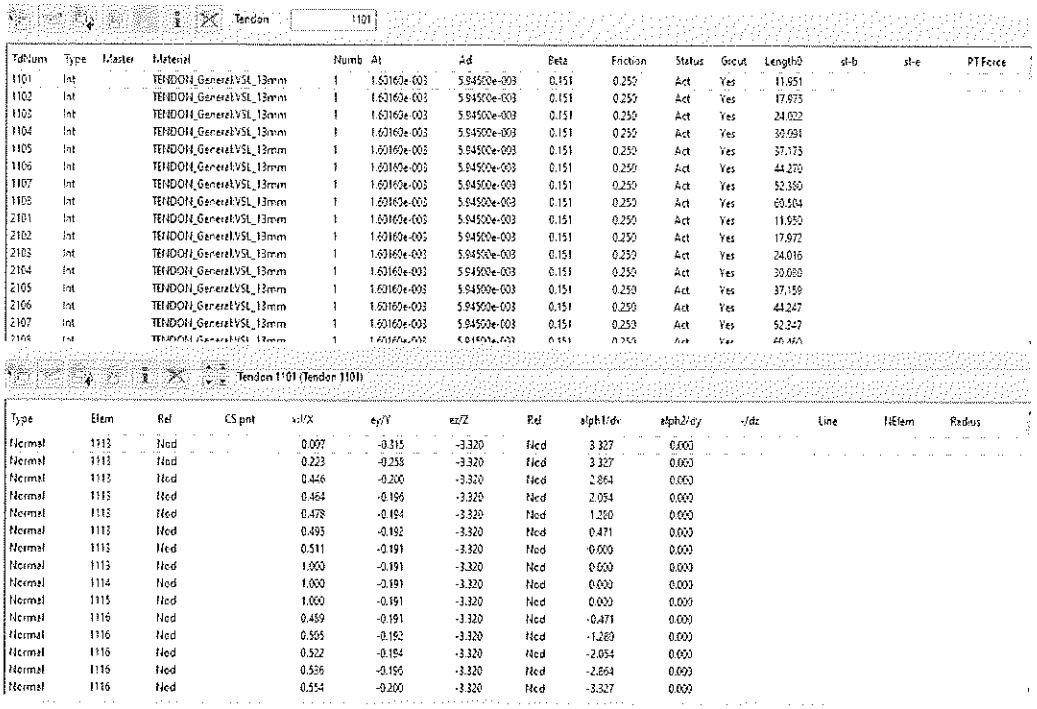
12.3.5. Khai báo cáp DUL:

12.3.5.1. Khai báo cấu tạo cáp:



Hình 12.13. Cáp 5-16

12.3.5.2. Khai báo đặc trưng hình học của cáp:



Tendon 1101

TdNum	Type	Master	Material	Numb	At	Ad	Beta	Friction	Status	Grout	Length0	st-b	st-e	PT Force
1101	Int		TENDON_General:VSL_13mm	1	1.60160e-003	5.94500e-003	0.151	0.259	Act	Yes	11.951			
1102	Int		TENDON_General:VSL_13mm	1	1.60160e-003	5.94500e-003	0.151	0.259	Act	Yes	17.973			
1103	Int		TENDON_General:VSL_13mm	1	1.60160e-003	5.94500e-003	0.151	0.259	Act	Yes	24.022			
1104	Int		TENDON_General:VSL_13mm	1	1.60160e-003	5.94500e-003	0.151	0.259	Act	Yes	30.098			
1105	Int		TENDON_General:VSL_13mm	1	1.60160e-003	5.94500e-003	0.151	0.259	Act	Yes	37.173			
1106	Int		TENDON_General:VSL_13mm	1	1.60160e-003	5.94500e-003	0.151	0.259	Act	Yes	44.270			
1107	Int		TENDON_General:VSL_13mm	1	1.60160e-003	5.94500e-003	0.151	0.259	Act	Yes	52.360			
1108	Int		TENDON_General:VSL_13mm	1	1.60160e-003	5.94500e-003	0.151	0.259	Act	Yes	60.504			
2101	Int		TENDON_General:VSL_13mm	1	1.60160e-003	5.94500e-003	0.151	0.259	Act	Yes	11.950			
2102	Int		TENDON_General:VSL_13mm	1	1.60160e-003	5.94500e-003	0.151	0.259	Act	Yes	17.972			
2103	Int		TENDON_General:VSL_13mm	1	1.60160e-003	5.94500e-003	0.151	0.259	Act	Yes	24.016			
2104	Int		TENDON_General:VSL_13mm	1	1.60160e-003	5.94500e-003	0.151	0.259	Act	Yes	30.080			
2105	Int		TENDON_General:VSL_13mm	1	1.60160e-003	5.94500e-003	0.151	0.259	Act	Yes	37.159			
2106	Int		TENDON_General:VSL_13mm	1	1.60160e-003	5.94500e-003	0.151	0.259	Act	Yes	44.247			
2107	Int		TENDON_General:VSL_13mm	1	1.60160e-003	5.94500e-003	0.151	0.259	Act	Yes	52.347			

Tendon 1101 (Tendon 1101)

Type	Elem	Rel	CS pnt	xc/X	ey/Y	ez/Z	Rel	alph1/dx	alph2/dy	-/dz	Line	NElem	Radius
Normal	1113	Nod		0.097	-0.315	-3.320	Nod	3.327	0.000				
Normal	1113	Nod		0.223	-0.258	-3.320	Nod	3.327	0.000				
Normal	1113	Nod		0.446	-0.200	-3.320	Nod	2.864	0.000				
Normal	1113	Nod		0.464	-0.196	-3.320	Nod	2.054	0.000				
Normal	1113	Nod		0.478	-0.194	-3.320	Nod	1.200	0.000				
Normal	1113	Nod		0.495	-0.192	-3.320	Nod	0.471	0.000				
Normal	1113	Nod		0.511	-0.191	-3.320	Nod	-0.000	0.000				
Normal	1113	Nod		1.000	-0.191	-3.320	Nod	0.000	0.000				
Normal	1114	Nod		1.000	-0.191	-3.320	Nod	0.000	0.000				
Normal	1115	Nod		1.000	-0.191	-3.320	Nod	0.000	0.000				
Normal	1116	Nod		0.459	-0.191	-3.320	Nod	-0.471	0.000				
Normal	1116	Nod		0.505	-0.192	-3.320	Nod	-1.289	0.000				
Normal	1116	Nod		0.522	-0.194	-3.320	Nod	-2.054	0.000				
Normal	1116	Nod		0.536	-0.196	-3.320	Nod	-2.864	0.000				
Normal	1116	Nod		0.554	-0.200	-3.320	Nod	-3.327	0.000				

Hình 12.14. Đặc trưng hình học của cáp

Khai báo chi tiết cho một 1 bó cáp, các bó cáp còn lại ta tính toán tương tự và lập bảng, ta có:

Tọa độ X, Y được đo trên bản vẽ Autocad (X: phương dọc cầu, Y: phương ngang cầu)

Khoảng cách giữa các điểm= X_{1sau}-X_{1truoc}

Chênh cao theo trắc dọc=Y_2-Y_1

Tọa độ cáp trên hình chiếu bằng so với tim dầm e_z = Y_4-Y_3

Chênh cao trên mặt cắt ngang do dốc (i=2%)=2% x e_z

Tọa độ cáp trên trắc dọc e_y = Chênh cao theo trắc dọc + Chênh cao trên mặt cắt ngang do dốc (i=2%)

Góc Alpha1 (mặt đứng):

$$\alpha_1 = \tan\left(\left|\frac{Y_{sau}^2 - Y_{truoc}^2}{X_{sau}^2 - X_{truoc}^2}\right|\right) \times \frac{180}{\pi}$$

Góc Alpha2 (mặt bằng):

$$\alpha_1 = \tan\left(\left|\frac{Y_{sau}^3 - Y_{truoc}^3}{X_{sau}^3 - X_{truoc}^3}\right|\right) \times \frac{180}{\pi}$$

Bảng 12.1. Tính toán tọa độ cáp chi tiết cho bó 1102

Tên Bó cáp	Phần tử (Element)	Chiều dài phần tử tính toán (mm)	Tọa độ bản nắp tại mỗi vị trí tương ứng		Tọa độ đường đi của cáp theo trắc dọc		Tọa độ cáp trên mặt bằng		Tọa độ tim dầm trên mặt bằng	
			X_1	Y_1	X_2	Y_2	X_3	Y_3	X_4	Y_4
1102	1112	3000	1527602.374	296254.661	1527602.374	296004.661	1527602	231304.995	1527602	227984.995
			1527635.374	296254.661	1527635.374	296006.575	1527635	231304.995	1527635	227984.995
			1528606.474	296254.661	1528606.474	296062.909	1528606	231304.995	1528606	227984.995
			1529610.574	296254.661	1529610.574	296121.157	1529611	231305.735	1529611	227984.995
			1529686.44	296254.661	1529686.44	296124.966	1529686	231312.586	1529686	227984.995
			1529755.314	296254.661	1529755.314	296127.452	1529755	231318.806	1529755	227984.995
			1529835.643	296254.661	1529835.643	296129.182	1529836	231326.06	1529836	227984.995
			1529900.174	296254.661	1529900.174	296129.661	1529900	231331.888	1529900	227984.995
			1530598.569	296254.661	1530598.569	296129.661	1530599	231394.957	1530599	227984.995
			1530602.374	296254.661	1530602.374	296129.661	1530602	231395.3	1531595	227984.995
	1113	4500	1531594.764	296254.661	1531594.764	296129.661	1531595	231484.919	1531705	227984.995
			1531705.232	296254.661	1531705.232	296129.661	1531705	231493.615	1531818	227984.995
			1531818.344	296254.661	1531818.344	296129.661	1531818	231499.973	1531929	227984.995
			1531928.594	296254.661	1531928.594	296129.661	1531929	231503.7	1532042	227984.995
			1532042.374	296254.661	1532042.374	296129.661	1532042	231504.995	1535102	227984.995
			1535102.374	296254.661	1535102.374	296129.661	1535102	231504.995	1536602	227984.995
	1114	1500	1536602.374	296254.661	1536602.374	296129.661	1536602	231504.995	1538102	227984.995
	1115	1500	1538102.374	296254.661	1538102.374	296129.661	1538102	231504.995	1541162	227984.995
	1116	4500	1541162.374	296254.661	1541162.374	296129.661	1541162	231504.995	1541276	227984.995
			1541276.155	296254.661	1541276.155	296129.661	1541276	231503.7	1541386	227984.995

			1541386.405	296254.661	1541386.405	296129.661	1541386	231499.973	1541500	227984.995
			1541499.517	296254.661	1541499.517	296129.661	1541500	231493.615	1541610	227984.995
			1541609.985	296254.661	1541609.985	296129.661	1541610	231484.919	1542602	227984.995
			1542602.374	296254.661	1542602.374	296129.661	1542602	231395.3	1542606	227984.995
	1117	3000	1542606.18	296254.661	1542606.18	296129.661	1542606	231394.957	1543305	227984.995
			1543304.574	296254.661	1543304.574	296129.661	1543305	231331.888	1543369	227984.995
			1543369.106	296254.661	1543369.106	296129.182	1543369	231326.06	1543449	227984.995
			1543449.434	296254.661	1543449.434	296127.452	1543449	231318.806	1543518	227984.995
			1543518.309	296254.661	1543518.309	296124.966	1543518	231312.586	1543594	227984.995
			1543594.174	296254.661	1543594.174	296121.157	1543594	231305.735	1544598	227984.995
			1544598.274	296254.661	1544598.274	296062.909	1544598	231304.995	1545569	227984.995
			1545569.374	296254.661	1545569.374	296006.575	1545569	231304.995	1545602	227984.995
			1545602.374	296254.661	1545602.374	296004.661	1545602	231304.995	1545602	227984.995

Tên Bó cáp	Phần tử (Element)	Chiều dài phần tử tính toán (mm)	Điểm	K/c giữa các điểm (mm)	K/c cộng dồn (mm)	Tỷ lệ x/L	Chênh cao theo trắc dọc (m)	Chênh cao trên MCN do dốc i=2%	Tọa độ cáp trên HCB so với tim dầm (ez) (m)	Tọa độ cáp trên trắc dọc (ey) (m)	Góc Alpha1 (mặt đứng)	Góc Alpha 2 (mặt bằng)
1102	1112	3000	1	0	0	0	-0.2500	-0.0664	-3.32	-0.3164	3.327	0
			2	33	33	0.011	-0.2481	-0.0664	-3.32	-0.3145	3.327	0
			3	971.1	1004.1	0.3347	-0.1918	-0.0664	-3.32	-0.2582	3.327	-0.04222576
			4	1004.1	2008.2	0.6694	-0.1335	-0.06641	-3.32074	-0.1999	2.879	-5.18814605
			5	75.866	2084.066	0.6947	-0.1297	-0.06655	-3.32759	-0.1962	2.069	-5.18848596
			6	68.874	2152.94	0.7176	-0.1272	-0.06668	-3.33381	-0.1939	1.234	-5.18812695

			7	80.329	2233.269	0.7444	-0.1255	-0.06682	-3.34107	-0.1923	0.425	-5.18867899
			8	64.531	2297.8	0.7659	-0.1250	-0.06694	-3.34689	-0.1919	0	-5.18824266
			9	698.395	2996.195	0.9987	-0.1250	-0.0682	-3.40996	-0.1932	0	-5.17893776
			10	3.805	3000	1	-0.1250	-0.06821	-3.4103	-0.1932	0	-5.18827738
	1113	4500	1	992.39	992.39	0.2205	-0.1250	-0.07	-3.49992	-0.1950	0	-4.51964212
			2	110.468	1102.858	0.2451	-0.1250	-0.07017	-3.50862	-0.1952	0	-3.22397898
			3	113.112	1215.97	0.2702	-0.1250	-0.0703	-3.51498	-0.1953	0	-1.93762132
			4	110.25	1326.22	0.2947	-0.1250	-0.07037	-3.51871	-0.1954	0	-0.65214659
			5	113.78	1440	0.32	-0.1250	-0.0704	-3.52	-0.1954	0	0
			6	3060	4500	1	-0.1250	-0.0704	-3.52	-0.1954	0	0
	1114	1500	1	1500	1500	1	-0.1250	-0.0704	-3.52	-0.1954	0	0
	1115	1500	1	1500	1500	1	-0.1250	-0.0704	-3.52	-0.1954	0	0
	1116	4500	1	3060	3060	0.68	-0.1250	-0.0704	-3.52	-0.1954	0	0.652140854
			2	113.781	3173.781	0.7053	-0.1250	-0.07037	-3.51871	-0.1954	0	1.937621323
			3	110.25	3284.031	0.7298	-0.1250	-0.0703	-3.51498	-0.1953	0	3.223978984
			4	113.112	3397.143	0.7549	-0.1250	-0.07017	-3.50862	-0.1952	0	4.519642121
			5	110.468	3507.611	0.7795	-0.1250	-0.07	-3.49992	-0.1950	0	5.188282637
			6	992.389	4500	1	-0.1250	-0.06821	-3.4103	-0.1932	0	5.177569632
	1117	3000	1	3.806	3.806	0.0013	-0.1250	-0.0682	-3.40996	-0.1932	0	5.188250128
			2	698.394	702.2	0.2341	-0.1250	-0.06694	-3.34689	-0.1919	-0.425	5.188598146
			3	64.532	766.732	0.2556	-0.1255	-0.06682	-3.34107	-0.1923	-1.234	5.188191893
			4	80.328	847.06	0.2824	-0.1272	-0.06668	-3.33381	-0.1939	-2.069	5.188410214
			5	68.875	915.935	0.3053	-0.1297	-0.06655	-3.32759	-0.1962	-2.879	5.188214813
			6	75.865	991.8	0.3306	-0.1335	-0.06641	-3.32074	-0.1999	-3.327	0.042225759
			7	1004.1	1995.9	0.6653	-0.1918	-0.0664	-3.32	-0.2582	-3.327	0
			8	971.1	2967	0.989	-0.2481	-0.0664	-3.32	-0.3145	-3.327	0
			9	33	3000	1	-0.2500	-0.0664	-3.32	-0.3164		

12.3.6. Khai báo tải trọng:

Khai báo các tải trọng DC1 (SW), xe đúc (TR), bê tông ướt (WC), co ngót, từ biến, gió…..

Name	Description	Name	Description
SW-0	TLBT K0, P2, P3	WC-4	BT UOT DOT K4
SW-1	TLBT K1	WC-5	BT UOT DOT K5
SW-2	TLBT K2	WC-6	BT UOT DOT K6
SW-3	TLBT K3	WC-7	BT UOT DOT K7
SW-4	TLBT K4	WC-8	BT UOT DOT K8-HLB
SW-5	TLBT K5	WC-10	BT UOT DOT K10-HLG
SW-6	TLBT K6	TR-1	XE DUC CHO DOT K1 DAT TREN K0
SW-7	TLBT K7	TR-2	XE DUC CHO DOT K2 DAT TREN K1
SW-8	TLBT K8-HLB	TR-3	XE DUC CHO DOT K3 DAT TREN K2
SW-9	TLBT K9-DUCTRENDAGIAO	TR-4	XE DUC CHO DOT K4 DAT TREN K3
SW-10	TLBT K10-HLG	TR-5	XE DUC CHO DOT K5 DAT TREN K4
WC-1	BT UOT DOT K1	TR-6	XE DUC CHO DOT K6 DAT TREN K5
WC-2	BT UOT DOT K2	TR-7	XE DUC CHO DOT K7 DAT TREN K6
WC-3	BT UOT DOT K3	TR-8	XE DUC CHO DOT K8 DAT TREN K7 HLB

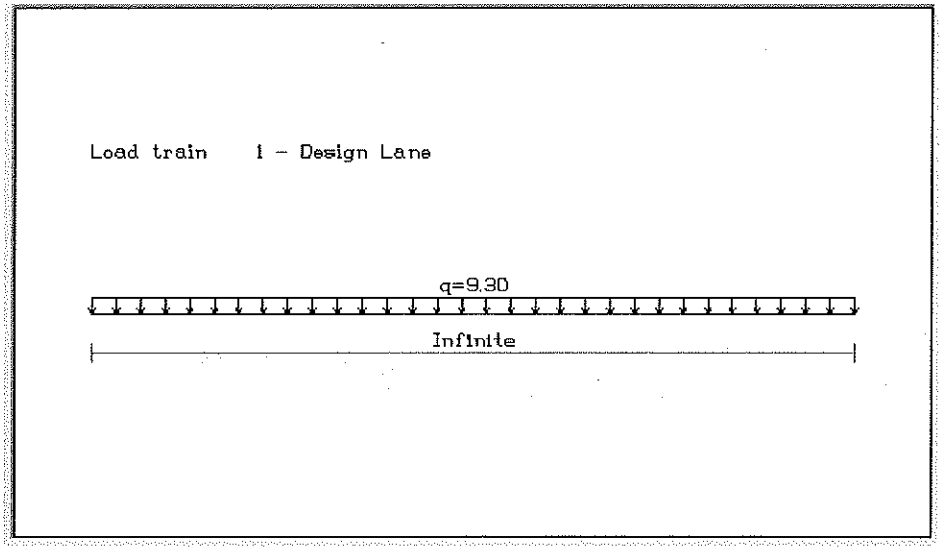
Name	Description	Name	Description
TR-10	XE DUC CHO DOT K10 DAT TREN 2DOT K7 HLG	CS-11	CO NGOT TU BIEN GD ADD TLBT XE DUC VA BT UOT HLG
DC3	TAI TRONG LAN CAN	CS-12	CO NGOT TU BIEN GD CANG CAP CHO DOT K10-HLG
DW	TLBT LOP PHU	CS-13	CO NGOT TU BIEN GD GO DA GIAO-XE DUC DOT K10-HLG
CS-0	CO NGOT TU BIEN GD DOT K0	CS-14	CO NGOT TU BIEN GD 2-TINH TAI GD2
CS-1	CO NGOT TU BIEN GD DOT K1	CS-Inf	CO NGOT TU BIEN CUOI THOI KI
CS-2	CO NGOT TU BIEN GD DOT K2	RemoveFW13	GO BO DA GIAO NHIP 1 VA 3
CS-3	CO NGOT TU BIEN GD DOT K3	RemoveP2P3	GO BO LIEN KET TAM THANH BAR
CS-4	CO NGOT TU BIEN GD DOT K4	TU-P	NHIET DO DEU DUONG
CS-5	CO NGOT TU BIEN GD DOT K5	TU-N	NHIET DO DEU AM
CS-6	CO NGOT TU BIEN GD DOT K6	TG-P	
CS-7	CO NGOT TU BIEN GD DOT K7	TG-N	
CS-8	CO NGOT TU BIEN GD DOT TREN DA GIAO	SettleP1	LUN GOI TUA TRU P1
CS-9	CO NGOT TU BIEN GD DOT K8-HLB	SettleP2	LUN GOI TUA TRU P2
CS-10	CO NGOT TU BIEN GD GO DA GIAO-XE DUC-THANH BAR	SettleP3	LUN GOI TUA TRU P3

Name	Description	Name	Description
SettleP3	LUN GOI TUA TRU P3	PT-8	CANG CAP DOT 2 NHIP HLB
SettleP4	LUN GOI TUA TRU P4	PT-9	CANG CAP DOT NHIP HLG
BR	LUC HAM XE	CLL-K0	TAI THI CONG DOT K0
WS	TAI TRONG GIO LEN KET CAU-GIO NGANG	CLL-K1	TAI THI CONG DOT K1
WL	TAI TRONG GIO LEN XE	CLL-K2	TAI THI CONG DOT K2
CE	LUC LY TAM	CLL-K3	TAI THI CONG DOT K3
PT-0	CANG CAP DOT K0	CLL-K4	TAI THI CONG DOT K4
PT-1	CANG CAP DOT K1	CLL-K5	TAI THI CONG DOT K5
PT-2	CANG CAP DOT K2	CLL-K6	TAI THI CONG DOT K6
PT-3	CANG CAP DOT K3	CLL-K7	TAI THI CONG DOT K7
PT-4	CANG CAP DOT K4	CLL-K9	TAI THI CONG DOT K9-DA GIAO
PT-5	CANG CAP DOT K5	CLL-K8	TAI THI CONG DOT K8-HLB
PT-6	CANG CAP DOT K6	CLL-K10	TAI THI CONG DOT K10-HLG
PT-7	CANG CAP DOT K7	RemoveCLL	GO BO TAI THI CONG

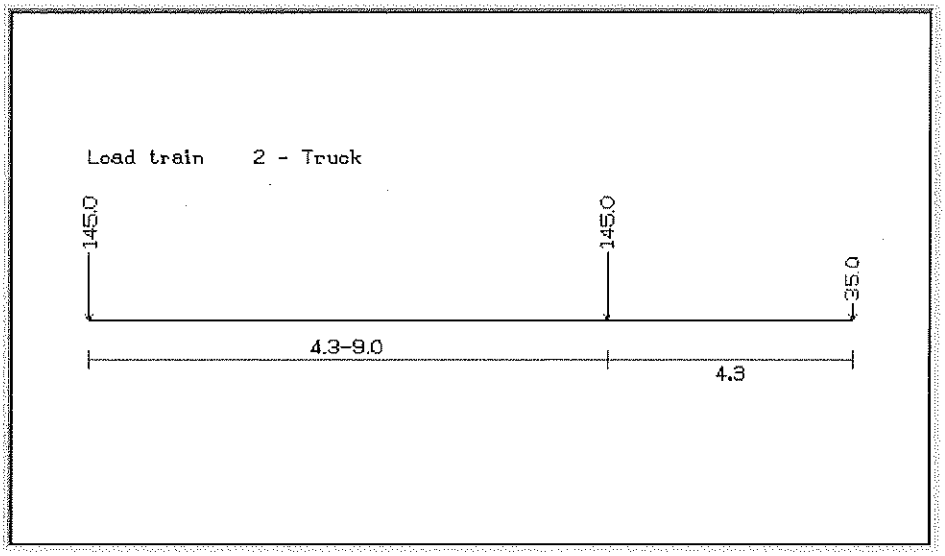
Hình 12.15. Khai báo tải trọng

Number	Npos	Ninfl	Length	Output file	Infl. file	Surface	Offset	Description
1	96	2016	147.132	lane0001.lst	lane0001.inf			LANE1
2	96	2016	147.000	lane0002.lst	lane0002.inf			LANE2
3	96	2016	147.113	lane0003.lst	lane0003.inf			LANE3

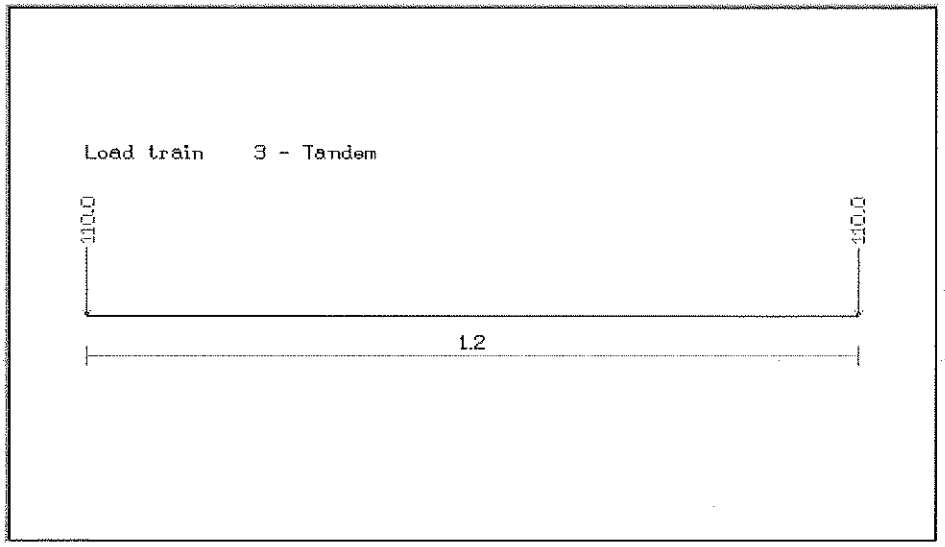
Hình 12.16. Khai báo làn xe



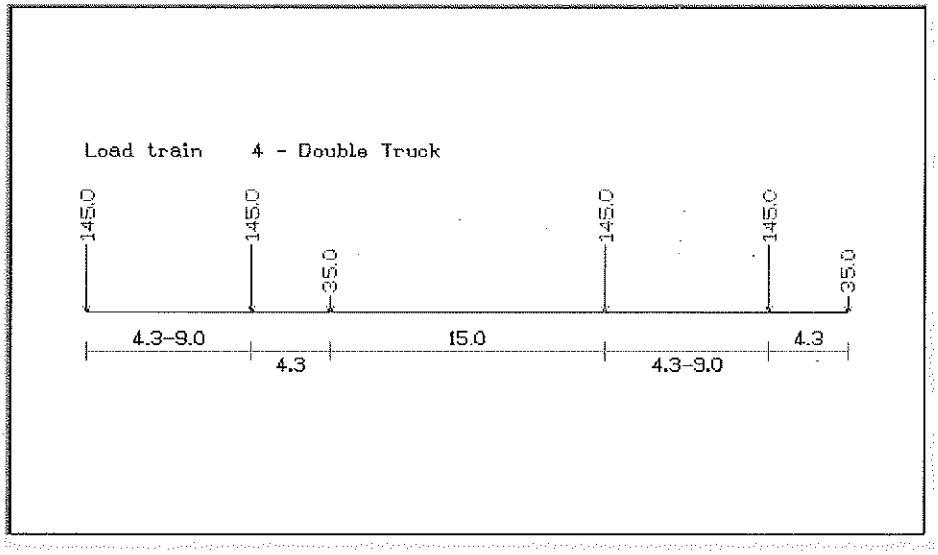
Hình 12.17. Tải trọng làn



Hình 12.18. xe 3 trục



Hình 12.19. Xe 2 trục



Hình 12.20. Hai xe 3 trục

12.3.7. Khai báo các giai đoạn thi công:

- Giai đoạn 0 đến giai đoạn 10: K0, K1,K2….,K10 làm việc.

Lấy điển hình của một số giai đoạn:

Status	Name	Date	Time (Day)	Duration (Day)	Make camber	Description
Ok	STG-0	29/11/2019	0.0	12	Beg+End	K0 BAT DAU LAM VIEC
Ok	STG-1	11/12/2019	12	7	Beg+End	K1 BAT DAU LAM VIEC
Ok	STG-2	18/12/2019	19	7	Beg+End	K2 BAT DAU LAM VIEC
Ok	STG-3	25/12/2019	26	7	Beg+End	K3 BAT DAU LAM VIEC
Ok	STG-4	01/01/2020	33	7	Beg+End	K4 BAT DAU LAM VIEC
Ok	STG-5	08/01/2020	40	7	Beg+End	K5 BAT DAU LAM VIEC
Ok	STG-6	15/01/2020	47	7	Beg+End	K6 BAT DAU LAM VIEC
Ok	STG-7	22/01/2020	54	7	Beg+End	K7 BAT DAU LAM VIEC
Ok	STG-8	29/01/2020	61	7	Beg+End	K9 BAT DAU LAM VIEC-DOT DUC TREN DA GIAO
Ok	STG-9	05/02/2020	68	7	Beg+End	K8 BAT DAU LAM VIEC (HLB)-CANG CAP NHIP 1-3
Ok	STG-10	12/02/2020	75	7	Beg+End	GO BO DA GIAO, XE DUC HLB, THANH BAR O 2 TRU GIUA
Ok	STG-11	19/02/2020	82	7	Beg+End	ADD TAI XE DUC-BT UOT CHO DOT K10 (HLG)
Ok	STG-12	26/02/2020	89	7	Beg+End	K10 BAT DAU LAM VIEC (HLG)-CANG CAP NHIP 2

Construction stage STG-0 (TINH TOAN TLBT DOT K0) Run action

Status	Command	Inp1	Inp2	Inp3	Out1	Out2	Delta-T	Time
Ok	Calc	lcSW-0					0.0	0.0
Ok	Stress		K0stressing				0.0	0.0
Ok	Calc	lcPT-0					0.0	0.0
Ok	Grout		K0stressing				0.0	0.0
Ok	LcInit	STG-SUM			STGE0-SUM		0.0	0.0
Ok	Calc	lcTR-1					0.0	0.0
Ok	Calc	lcCLL-K0					0.0	0.0
Ok	Calc	lcWC-1					0.0	0.0
Ok	Creep	1			lcCS-0		12	12
Ok	LcInit	STG-SUM			STGe0-SUM		0.0	12
Ok	DgmSet	StressBotK0-STG0					0.0	12
Ok	DgmSet	StressTopK0-STG0					0.0	12

Hình 12.21. Giai đoạn thi công các đốt hẫng (Điển hình giai đoạn K0 bắt đầu làm việc)

Status	Name	Date	Time (Day)	Duration (Day)	Make camber	Description
Ok	STG-0	29/11/2019	0.0	12	Beg+End	K0 BAT DAU LAM VIEC
Ok	STG-1	11/12/2019	12	7	Beg+End	K1 BAT DAU LAM VIEC
Ok	STG-2	18/12/2019	19	7	Beg+End	K2 BAT DAU LAM VIEC
Ok	STG-3	25/12/2019	26	7	Beg+End	K3 BAT DAU LAM VIEC
Ok	STG-4	01/01/2020	33	7	Beg+End	K4 BAT DAU LAM VIEC
Ok	STG-5	08/01/2020	40	7	Beg+End	K5 BAT DAU LAM VIEC
Ok	STG-6	15/01/2020	47	7	Beg+End	K6 BAT DAU LAM VIEC
Ok	STG-7	22/01/2020	54	7	Beg+End	K7 BAT DAU LAM VIEC
Ok	STG-8	29/01/2020	61	7	Beg+End	K9 BAT DAU LAM VIEC-DOT DUC TREN DA GIAO
Ok	STG-9	05/02/2020	68	7	Beg+End	K8 BAT DAU LAM VIEC (HLB)-CANG CAP NHIP 1-3
Ok	STG-10	12/02/2020	75	7	Beg+End	GO BO DA GIAO, XE DUC HLB, THANH BAR O 2 TRU GIUA
Ok	STG-11	19/02/2020	82	7	Beg+End	ADD TAI XE DUC-BT UOT CHO DOT K10 (HLG)
Ok	STG-12	26/02/2020	89	7	Beg+End	K10 BAT DAU LAM VIEC (HLG)-CANG CAP NHIP 2

Status	Name	Date	Time (Day)	Duration (Day)	Make camber	Description
Ok	STG-11	19/02/2020	82	7	Beg+End	ADD TAI XE DUC-BT UOT CHO DOT K10 (HLG)
Ok	STG-12	26/02/2020	89	7	Beg+End	K10 BAT DAU LAM VIEC (HLG)-CANG CAP NHIP 2
Ok	STG-13	04/03/2020	96	4	Beg+End	GO BO XE DUC DOT K10 (HLG)
Ok	STG-14	08/03/2020	100	7	Beg+End	ADD TAI GIAI DOAN 2 VAO
Ok	STG-15	15/03/2020	107	10000	Beg+End	TU BIEN O CUOI THOI KI KHAI THAC
Ok	STG-AutoDocamber	02/01/2037	10107	0.0		TINH TOAN DO VONG TU DONG
Ok	STG-TrafficCalc	02/01/2037	10107	0.0		Traffic Calculations
Ok	STG-TrafficSup	02/01/2037	10107	0.0		Superpostion of Traffic Loads
Ok	STG-Otherload	02/01/2037	10107	0.0		Caculation TU, TG, Settlement, WL, WS, BR, CE
Ok	STG-Perm1	02/01/2037	10107	0.0		Fibre stress check in Permanent load (GD TRUYEN LUC)
Ok	STG-SLS	02/01/2037	10107	0.0		Fibre stress check in service limit state (KT US TTGHSD)
Ok	STG-ULS	02/01/2037	10107	0.0		Ultimate limit state (KT Momen TTGHCD)
Ok	STG-ULS-check	02/01/2037	10107	0.0		Ultimate limit state (KT Momen TTGHCD)

Hình 12.22. Trình tự các giai đoạn thi công

12.4. Tổ hợp nội lực:

Lấy điển hình cho tổ hợp nội lực giai đoạn khai thác ở TTGHCD và TTGHSD:

SW-SUM	SupAddLc	1.00	1.00	0.90	1.25
TR-SUM	SupAddLc	1.00	1.00	1.50	1.50
PT-SUM	SupAddLc	1.00	1.00	1.00	1.00
WC-SUM	SupAddLc	1.00	1.00	1.00	1.00
CS-SUM	SupAddLc	1.00	1.00	1.00	1.00
DC3-SUM	SupAddLc	1.00	1.00	0.90	1.25
DW-SUM	SupAddLc	1.00	1.00	0.65	1.50
REMOVE-SUM	SupAddLc	1.00	1.00	1.00	1.00
RmTR-SUM	SupAddLc	1.00	1.00	1.50	1.50
RmWC-SUM	SupAddLc	1.00	1.00	1.00	1.00
live.sup	SupAndSup		1.00		1.75
BR.sup	SupAndSup		1.00		1.75
Settle.sup	SupAndSup		1.00		1.00
WindL.sup	SupAndSup		1.00		
WindS.sup	SupAndSup		0.30		
CE.sup	SupAndSup		1.00		1.75
CS-Inf.sup	SupAndSup		1.00		0.50
TU.sup	SupAndSup		1.00		0.50
TG.sup	SupAndSup		0.50		
Descriptions of combinations		TAI TRONG GD KHAI THAC (TTGHSD)		TAI TRONG GD KHAI THAC (TTGHCD1)	

Hình 12.23. Tổ hợp nội lực giai đoạn khai thác ở TTGHSD và TTGHCD



$\Sigma Y = 0 \Rightarrow P = R_1 + R_2$ (1)

$\Sigma M_A = 0 \Rightarrow P \cdot a = R_2 * l$ (2)

$\Sigma M_O = 0 \Leftrightarrow P\left(a+\frac{b}{2}\right) + R_1 * \frac{b}{2} - R_2 \cdot \frac{b}{2} = 0$ (2')

(1) $R_1 = P + R_2$

$\Rightarrow P\left(a+\frac{b}{2}\right) - (R_2+P)\cdot\frac{b}{2} - R_2\cdot\frac{b}{2} = 0$

$P \cdot a + P\cdot\frac{b}{2} - R_2\cdot\frac{b}{2} - P\cdot\frac{b}{2} - R_2\cdot\frac{b}{2} = 0$

$P \cdot a = R_2 \cdot b$ (2)