

TRƯỜNG ĐẠI HỌC GIAO THÔNG VẬN TẢI TP HỒ CHÍ MINH
KHOA CÔNG TRÌNH GIAO THÔNG



KL 20003082 - 20

THUYẾT MINH
ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP KỸ SƯ

ĐỀ TÀI:

THIẾT KẾ CẦU DÀM BÊ TÔNG CỐT THÉP
DỰ ỨNG LỰC NHỊP GIẢN ĐƠN TIẾT DIỆN
SUPER T CĂNG TRƯỚC

Ngành : KỸ THUẬT XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH GIAO THÔNG

Chuyên ngành : XÂY DỰNG CẦU ĐƯỜNG

Giáo viên hướng dẫn: ThS. PHẠM ĐỆ

Sinh viên thực hiện : NGÔ QUÝ BÁCH

Mã số sinh viên : 1151110009

Lớp : CD11A

TP. Hồ Chí Minh, Tháng 6 Năm 2019

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).....Ngô Quý Bách..... MSSV: 115.111.0009..... Lớp: CD11A.....

(2)..... MSSV: Lớp:

(3)..... MSSV: Lớp:

Ngành :xây dựng cầu đường.....

Chuyên ngành :

2. Tên đề tài :Thiết kế cầu dầm BTCT DVL, nhịp giản đơn, tiết diện Super T, công thức.....

3. Các dữ liệu ban đầu :Chiều dài toàn dầm : 30m ; Cấp sông : VI.....

.....Bề rộng phần xe chạy : 11,5m.....

.....Bề rộng lề bộ hành : 2 x 1,5m ; Mặt địa chất : 24 địa chất.....

.....Tải trọng thiết kế : 0,65 HL 93 và tải trọng bộ hành 500 kg/m².....

4. Các yêu cầu chủ yếu :

.....Thiết kế 2 phương án sơ bộ. So sánh và chọn phương án để thiết kế kỹ thuật.....

.....Thiết kế kỹ thuật phương án đã chọn. Thiết kế kết cấu nhịp, móng, trụ, móng.....

.....Thiết kế tổ chức thi công.....

5. Kết quả tối thiểu phải có:

1)Hồ sơ thuyết minh tính toán.....

2)Hồ sơ bản vẽ.....

3)

4)

Ngày giao đề tài: 26/03/2019. Ngày nộp báo cáo: 10h ngày 19/06/2019 tại P. D303

TP. HCM, ngày 26 tháng 3 năm 2019....

Giảng viên hướng dẫn

(Ký và ghi rõ họ tên)

Phạm Đức

TRƯỞNG BỘ MÔN

(Ký và ghi rõ họ tên)

Mai Lưu



TRƯỞNG KHOA

(Ký và ghi rõ họ tên)

KT. TRƯỞNG KHOA
PHÓ TRƯỞNG KHOA
TS. Vũ Văn Nghi

BM-TN-02



TRƯỜNG ĐẠI HỌC GIAO THÔNG VẬN TẢI TP.HCM
KHOA CÔNG TRÌNH GIAO THÔNG

Bộ môn Cầu hầm

-----o0o-----

PHỤ LỤC GIAO SỔ LIỆU LUẬN VĂN TỐT NGHIỆP
CHUYÊN NGÀNH THIẾT KẾ CẦU
LỚP CD16LT2 & CH13

Họ và tên SV : Ngô Quý Bách Mã số SV : 1151110009 Lớp : CD11A

I. SỐ LIỆU BẮT BUỘC

Tải trọng thiết kế : 0.65HL93 và tải trọng bộ hành 300Kg/m²
Mã đề địa chất : 24_Dia Chat

II. SỐ LIỆU TỰ CHỌN: GVHD và SV chọn một trong các phương án sau: (đánh dấu để chọn)

II.1 Nhóm cầu cơ bản :

Tên đề tài :		Thiết kế cầu dầm BTCT DUL, nhịp giản đơn, tiết diện Super T căng trước.		☐
Chiều dài toàn dầm	: 30m	Cấp sông	: V	
Bề rộng phần xe chạy	: 11.5m	Bề rộng lề bộ hành	: 2x1.5m	

II.2 Nhóm cầu nâng cao : đánh dấu vào ô để chọn một trong các đề tài sau:

11.2 Nhóm câu năng cao : đánh dấu vào ô để chọn một trong các

♦ Thiết kế cầu dầm dầm hộp phân đoạn lắp ghép trên đà giáo di động, nhịp giản đơn.				☐
Chiều dài toàn dầm	: 27m	Cấp sông	: Sông cấp V	
Bề rộng phần xe chạy	: 10m	Bề rộng lề bộ hành	: 2x1m	
♦ Thiết kế cầu dầm bản lắp ghép nhịp giản đơn.				☐
Chiều dài toàn dầm	: 24m	Cấp sông	: Sông cấp VI	
Bề rộng phần xe chạy	: 8.5m	Bề rộng lề bộ hành	: 2x1m	
♦ Thiết kế cầu BTCTDUL nhịp liên tục thi công theo phương pháp đúc hẫng cân bằng.				☐
Chiều dài nhịp chính	: 75m	Cấp sông	: Sông cấp II	
Bề rộng phần xe chạy	: 11.5m	Bề rộng lề bộ hành	: Không có lề đi bộ	
♦ Thiết kế cầu dầm thép liên hợp bản BTCT nhịp liên tục.				☐
Chiều dài nhịp chính	: 62m	Cấp sông	: Sông cấp III	
Bề rộng phần xe chạy	: 14m	Bề rộng lề bộ hành	: 2x0.75m	
♦ Thiết kế cầu vòm ống thép nhồi bê tông.				☐
Chiều dài nhịp chính	: 89m	Cấp sông	: Sông cấp II	
Bề rộng phần xe chạy	: 11m	Bề rộng lề bộ hành	: 2x1.25m	
♦ Thiết kế cầu dàn thép.				☐
Chiều dài nhịp chính	: 80m	Cấp sông	: Sông cấp II	
Bề rộng phần xe chạy	: 12m	Bề rộng lề bộ hành	: 2x1.25m	
♦ Thiết kế cầu dầm BTCT DUL nhịp liên tục, đúc trên đà giáo di động.				☐
Chiều dài nhịp chính	: 50m	Cấp sông	: Sông cấp IV	
Bề rộng phần xe chạy	: 13.5m	Bề rộng lề bộ hành	: Không có lề đi bộ	

♦ **Thiết kế cầu dây văng.**

Chiều dài nhịp chính : 232m
Bề rộng phần xe chạy : 15.5m

Cấp sông : Sông cấp I
Bề rộng lề bộ hành : 2x1.25m

♦ **Thiết kế cầu dây vồng.**

Chiều dài nhịp chính : 258m
Bề rộng phần xe chạy : 14.5m

Cấp sông : Sông cấp I
Bề rộng lề bộ hành : 2x1.5m

II.3 Loại cầu khác : Theo đề xuất của giáo viên hướng dẫn.

Tên đề tài :

Chiều dài Bề rộng xe chạy : Bề rộng lề bộ hành :

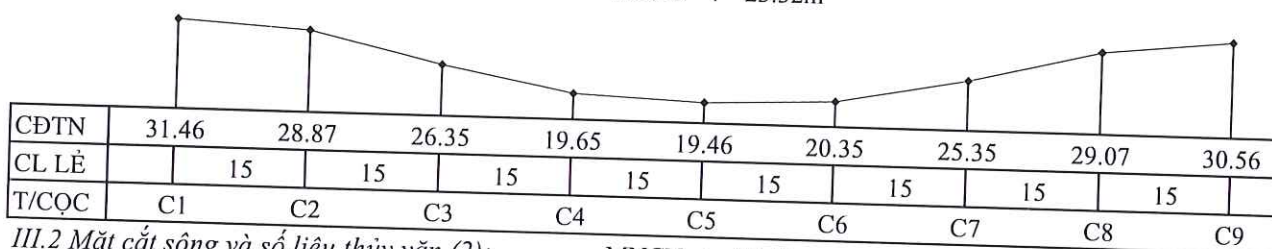
III. MẶT CẮT NGANG SÔNG: GVHD và SV chọn một trong các mặt cắt sông sau:

III.1 Mặt cắt sông và số liệu thủy văn (1):

MNCN : 30.13m

MNTT : 27.60m

MCTN : 23.32m



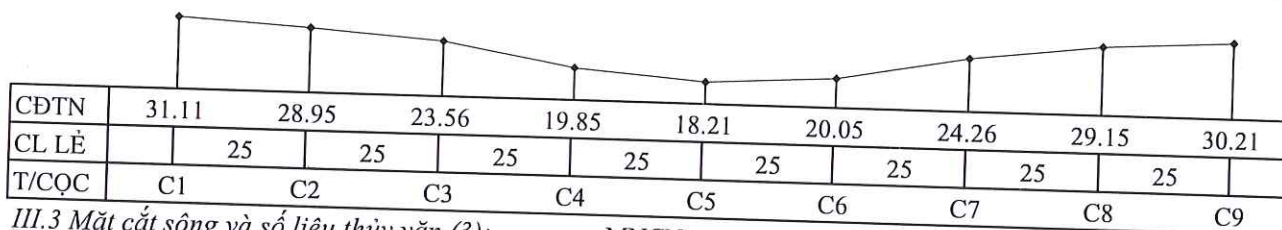
III.2 Mặt cắt sông và số liệu thủy văn (2):

MNCN : 30.03m

MNTT : 26.26m

MCTN : 21.71m

E



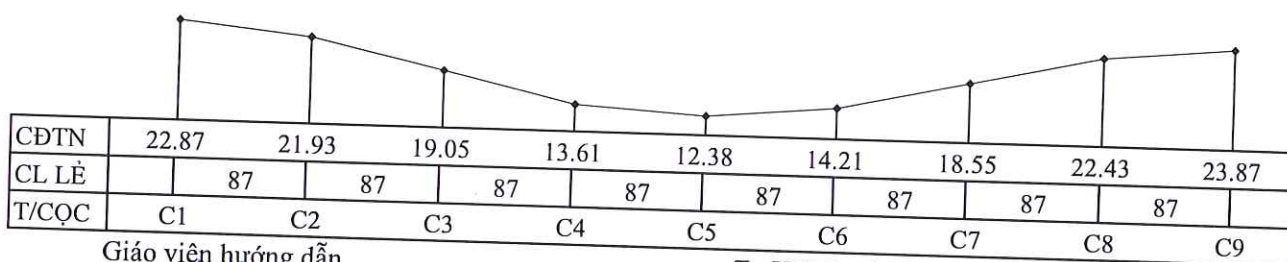
III.3 Mặt cắt sông và số liệu thủy văn (3):

MNCN : 22.4m

MNTT : 20.49m

MCTN : 19.65m

□



Giáo viên hướng dẫn

Tp.HCM ngày 26 tháng 03 năm 2019

Bộ môn Cầu hầm

Phạm Đức

MỤC LỤC

LỜI CẢM ƠN.....	i
DANH MỤC CÁC TỪ VIẾT TẮT.....	iv
DANH MỤC CÁC BẢNG BIỂU.....	v
DANH MỤC CÁC HÌNH ẢNH.....	ix
PHẦN MỞ ĐẦU: TỔNG QUAN ĐỒ ÁN	
CHƯƠNG 1: TỔNG QUA.....	1
1.1 Đặc điểm địa hình:	
1.2 Đặc điểm khí tượng thủy văn:.....	1
1.2.1 Thủy văn:	1
1.2.2 Khí tượng	1
1.3 Đặc điểm địa chất công trình:	2
CHƯƠNG 2: SỐ LIỆU THIẾT KẾ	3
2.1 Tên đề tài:	3
2.2 Số liệu:	3
2.3 Nhiệm vụ:	4
CHƯƠNG 3: KHUNG TIÊU CHUẨN ÁP DỤNG	4
CHƯƠNG 4: CÁC PHƯƠNG ÁN THIẾT KẾ	5
4.1 Phương án thứ nhất:	5
4.2 Phương án thứ 2:	5
CHƯƠNG 1: THIẾT KẾ SƠ BỘ PHƯƠNG ÁN 1.....	7
1.2 Số liệu thiết kế kết cấu nhịp chính:	7
1.3 Vật liệu sử dụng:	8
1.3.1 Bê tông:.....	8
1.3.2 Cốt thép:.....	8
1.4 Giải pháp kết cấu:.....	9
1.5 Phương án thi công:.....	9
1.5.1 Thi công cọc khoan nhồi:	9
1.5.2 Thi công vòng vây cọc ván thép và đổ bê tông bịt đáy	9

1.5.3 Thi công mố, trụ:	10
1.5.4 Thi công kết cấu nhịp:	10
1.6 Trụ cầu:	10
1.7 Mố cầu:	11
1.8 Gối cầu:	13
1.9 Ván khuôn:	13
1.10 Khe co giãn:	14
1.11 Lan can, lễ bộ hành:	15
1.12 Bản mặt cầu:	16
1.13 Dầm ngang:	17
1.14 Dầm chính:	17
1.14.1 Cấu tạo dầm chính:	17

DANH MỤC HÌNH ẢNH

Hình 1.1: Bố trí chung phương án 1	7
Hình 1.2: Mặt cắt ngang cầu phương án 1	8
Hình 1.3: Mặt bằng vòng vây cọc ván thép.....	10
Hình 1.4: Phương án lao dầm bằng giá 3 chân.....	10
Hình 1.5: Cấu tạo sơ bộ trụ cầu	11
Hình 1.6: ½ Xà Mũ và ½ Bệ Trụ.....	11
Hình 1.7: Cấu tạo sơ bộ mố cầu.....	12
Hình 1.8: ½ Bệ mố và ½ Mặt Trên Mố.....	13
Hình 1.9: Chi tiết gối cao su.....	13
Hình 1.10: Cấu tạo sơ bộ ván khuôn.....	14
Hình 1.11: Khe co giãn dạng răng lược	15
Hình 1.12: Môđun lan can trên mố và ½ cầu	15
Hình 1.13: Cấu tạo lễ bộ hành	15
Hình 1.14: Cấu tạo cột lan can.....	16
Hình 1.15: Mặt cắt ngang cầu.....	16
Hình 1.16: Chi tiết ống thoát nước	17

Hình 1.17: Dầm ngang	17
Hình 1.18: Mặt cắt ngang đầu dầm.....	17
Hình 1.19: Mặt cắt ngang đoạn dầm đặc.....	18
Hình 1.20: Mặt cắt ngang tiết diện hở.....	18
Hình 1.21: Vách ngăn dầm.....	19

DANH MỤC BẢNG BIỂU

Bảng 1.2: Cường độ bê tông các bộ phận	8
--	---

CHƯƠNG 2: PHƯƠNG ÁN CẦU DẦM THÉP LIÊN HỢP BÊ TÔNG CỐT THÉP NHỊP GIẢN ĐƠN.....

2.3 Sơ đồ kết cấu nhịp:	24
2.4 Giải pháp kết cấu:.....	25
2.5 Phương án thi công:.....	25
2.5.1 Thi công cọc khoan nhồi:	25
2.5.2 Thi công vòng vây cọc ván thép và đổ bê tông bọt đáy	25
2.5.3 Thi công mố, trụ:	26
2.5.4 Thi công kết cấu nhịp:	26
2.6 Trụ cầu:	27
2.7 Mố cầu:	27
2.8 Gối cầu:.....	29
2.9 Ván khuôn:.....	29
2.10 Khe co giãn:	29
2.11 Lan can, lề bộ hành:	30
2.12 Bản mặt cầu:.....	31
2.13 Dầm thép liên hợp bê tông cốt thép:	32
2.13.1 Kích thước dầm:	32
2.13.2 Sườn tăng cường.....	33
2.13.3 Liên kết ngang:.....	34

DANH MỤC HÌNH ẢNH

Hình 2.1: Bố trí chung phương án 2	24
Hình 2.2: Mặt cắt ngang cầu phương án 2	25
Hình 2.3: Mặt bằng vòng vây cọc ván thép.....	26
Hình 2.4: Công nghệ giá 3 chân	26
Hình 2.5: Cấu tạo sơ bộ trụ cầu phương án 2.....	27
Hình 2.6: ½ Xà Mũ và ½ Bệ Trụ phương án 2.....	27
Hình 2.7: Cấu tạo sơ bộ móng cầu phương án 2	28
Hình 2.8: ½ Bệ móng và ½ Mặt Trên Mố.....	28
Hình 2.9: Gối cao su.....	29
Hình 2.10: Kích thước ván khuôn.....	29
Hình 2.11: Chi tiết khe co giãn dạng răng lược.....	30
Hình 2.12: Mô đun lan can trên mố và ½ cầu	30
Hình 2.13: Cấu tạo lề bộ hành	31
Hình 2.14: Cấu tạo thanh lan can.....	31
Hình 2.15: Mặt cắt ngang cầu phương án 2	32
Hình 2.16: Chi tiết các sườn tăng cường.....	34
Hình 2.17: Chi tiết các thanh giằng	34
Hình 2.18: Chi tiết dầm ngang.....	35

CHƯƠNG 3: SO SÁNH LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN.....

3.2 Về kinh tế:.....	39
3.2.1 Cầu dầm super T:	39
3.2.2 Cầu thép liên hợp:	39
3.3 Về kỹ thuật:.....	39
3.3.1 Cầu dầm super T:	39
3.3.2 Cầu thép liên hợp:	40
3.4 Về mỹ quan:	40
3.4.1 Cầu dầm super T:	40
3.4.2 Cầu thép liên hợp:	40

3.5 Về duy tu bảo dưỡng:	40
3.5.1 Cầu dầm super T:	40
3.5.2 Cầu thép liên hợp:	41
3.6 Kết luận:.....	41
3.7 Khái toán chi phí 2 phương án:.....	41
3.7.1 Cầu dầm super T:	41
3.7.2 Cầu dầm thép liên hợp:.....	43

DANH MỤC BẢNG BIỂU

Bảng 2.1: Khái toán chi phí cầu dầm super T	41
Bảng 2.2: Khái toán chi phí cầu dầm thép liên hợp.....	43

CHƯƠNG 1: THIẾT KẾ LAN CAN, LỀ BỘ HÀNH	46
1.1 Số liệu thiết kế:	46
1.2 Thiết kế thanh lan can:	47
1.2.2 Nội lực trong thanh lan can:.....	47
1.2.3 Kiểm tra khả năng chịu lực của thanh lan can:.....	48
1.3 Thiết kế cột lan can:	49
1.3.1 Tải trọng tác dụng lên cột lan can:	49
1.3.2 Nội lực trong cột lan can:	50
1.3.3 Kiểm tra khả năng chịu lực cột lan can:	51
1.3.3.1 Tính toán các đặc trưng hình học:.....	51
1.3.3.2 Tính toán tỷ số chiều rộng/ chiều dài giới hạn đối với nén dọc trục:	52
1.3.3.3 Sức kháng nén danh định của cột lan can:.....	53
1.3.3.4 Tổ hợp nén uốn kết hợp:	53
1.4 Bố trí bu lông cột lan can:	54
1.4.1 Kiểm tra khả năng chịu cắt của 1 bu lông:	54
1.4.2 Kiểm tra khả năng chịu cắt và kéo kết hợp:	55
1.5 Thiết kế lề bộ hành:.....	57
1.5.1 Kích thước lề bộ hành:	57

1.5.2 Tải trọng tác dụng lên lễ bộ hành:.....	57
1.5.3 Nội lực trong lễ bộ hành:	57
1.5.4 Bố trí cốt thép cho lễ bộ hành:	58
1.5.5 Kiểm tra ở TTGH sử dụng (kiểm tra nứt):	59
1.6 Thiết kế bó vỉa lễ bộ hành:	60
1.6.2 Sức kháng của tường đối với trục thẳng đứng M_wH :.....	61
1.6.3 Sức kháng của tường đối với trục thẳng đứng M_c :.....	62
1.6.4 Kiểm tra bó vỉa:.....	63
1.6.4.1 Trường hợp xe va vào giữa tường:.....	63
1.6.4.2 Trường hợp xe va vào đầu tường:.....	63
1.6.5 Kiểm tra trượt giữa lan can và bản mặt cầu:.....	64
1.6.6 Tính toán chiều dài đoạn neo cốt thép vào bản mặt cầu:	65

DANH MỤC HÌNH ẢNH

Hình 1.1: Sơ đồ tính thanh lan can.....	47
Hình 1.2: Cột lan can	49
Hình 1.3: Sơ đồ tính cột lan can	50
Hình 1.4: Mặt cắt ngang cột lan can	51
Hình 1.5: Sơ đồ tính toán khả năng chịu cắt và kéo cột lan can	55
Hình 1.6: Cấu tạo lễ bộ hành	57
Hình 1.7: Sơ đồ tính lễ bộ hành	57
Hình 1.8: Bố trí cốt thép lễ bộ hành.....	66

DANH MỤC CÁC BẢNG BIỂU

Bảng 2.1: Lực và chiều dài đường tác dụng lên lan can	61
---	----

CHƯƠNG 2: THIẾT KẾ BẢN MẶT CẦU.....

2.1 Số liệu thiết kế:	68
2.2 Tính toán bản hẫng:	69
2.2.1 Tải trọng tác dụng:	69
2.2.1.1 Tĩnh tải:.....	69

2.2.1.2 Hoạt tải:.....	69
2.2.2 Nội lực trong bản hẫng:	70
2.3 Tính toán bản biên:.....	70
2.3.1 Nội lực do tĩnh tải:.....	70
2.3.2 Nội lực do hoạt tải:	72
2.3.3 Tổ hợp moment đầm biên:	73
2.4 Tính toán bản dầm:.....	73
2.4.1 Nội lực do tĩnh tải:.....	73
2.4.2 Nội lực do hoạt tải:	74
2.4.2.1 Trường hợp một bánh xe giữa nhịp:.....	74
2.4.2.2 Trường hợp đặt 2 bánh xe của 2 xe khác nhau:	75
2.4.3 Tổ hợp moment bản dầm:	76
2.5 Thiết kế cốt thép bản mặt cầu:	77
2.5.1 Thiết kế cốt thép cho phần bản chịu moment âm:	77
2.5.2 Thiết kế cốt thép cho phần bản chịu moment dương:	78
2.6 Kiểm toán ở TTGH sử dụng (kiểm tra nứt):.....	79

DANH MỤC CÁC HÌNH ẢNH

Hình 2.1: Mặt cắt ngang cầu.....	69
Hình 2.2: Sơ đồ tính phần hẫng	70
Hình 2.3: Sơ đồ tính tĩnh tải bản biên	71
Hình 2.4: Sơ đồ tính hoạt tải bản biên	72
Hình 2.5: Sơ đồ tính tĩnh tải bản dầm	73
Hình 2.6: Sơ đồ tính hoạt tải bản dầm (đặt 1 bánh xe)	74
Hình 2.7: Sơ đồ tính hoạt tải bản dầm (khi đặt 2 bánh xe)	75
Hình 2.8: Bố trí cốt thép bản mặt cầu	79

CHƯƠNG 3: THIẾT KẾ DẦM NGANG.....83

3.1 Số liệu thiết kế:	83
3.2 Nội lực do tĩnh tải:	84

3.3 Nội lực do hoạt tải:	85
3.4 Tổ hợp nội lực:	88
3.5 Thiết kế cốt thép dầm ngang:	89
3.5.1 Thiết kế cốt thép cho moment âm:	89
3.5.2 Thiết kế cốt thép cho moment dương:	90
3.6 Kiểm toán ở TTGH sử dụng:	91
3.7 Thiết kế cốt đai dầm ngang:	92

DANH MỤC CÁC HÌNH ẢNH

Hình 3.1: Kích thước dầm ngang	84
Hình 3.2: Sơ đồ tính tĩnh tải dầm ngang	84
Hình 3.3: Đường ảnh hưởng hoạt tải xe 3 trục	85
Hình 3.4: Đường ảnh hưởng hoạt tải xe 2 trục	86
Hình 3.5: Đường ảnh hưởng hoạt tải làn	86
Hình 3.6: Đường ảnh hưởng moment, lực cắt của hoạt tải xe(TH 1 đặt 1 bánh)..	87
Hình 3.7: Đường ảnh hưởng moment, lực cắt của hoạt tải xe(TH 1 đặt 2 bánh)..	87
Hình 3.8: Đường ảnh hưởng moment, lực cắt của hoạt tải làn	88
Hình 3.9: Bố trí cốt thép dầm ngang	91

CHƯƠNG 4: THIẾT KẾ DẦM CHÍNH

4.1 Số liệu thiết kế kết cấu nhịp chính:	96
4.2 Thiết kế cấu tạo:	96
4.2.1 Cấu tạo dầm chính:	96
4.2.2 Tính toán các đặc trưng hình học dầm chính:	99
4.2.2.1 Mặt cắt tại gối:	99
4.2.2.1.1 Qui đổi tiết diện:	99
4.2.2.1.2 Đặc trưng hình học:	100
4.2.2.2 Mặt cắt tại tiết diện đặc:	100
4.2.2.2.1 Qui đổi tiết diện:	100

4.2.2.2.2 Đặc trưng hình học:	101
4.2.2.3 Mặt cắt tiết diện hờ:	102
4.2.2.3.1 Qui đổi tiết diện:	102
4.2.2.3.2 Đặc trưng hình học:	103
4.3 Tính toán hệ số phân bố ngang:	103
4.3.1 Phương pháp dầm đơn:	103
4.3.2 Phương pháp nén lệch tâm:	104
4.3.2.1 Hệ số phân bố ngang dầm biên:	105
4.3.2.2 Trường hợp đặt 1 làn xe:	105
4.3.2.3 Trường hợp đặt 2 làn xe:	106
4.3.2.4 Trường hợp đặt 3 làn xe:	107
4.3.2.5 Trường hợp tính tải dầm biên:	108
4.3.2.6 Hệ số phân bố ngang dầm trong:	108
4.3.2.7 Trường hợp đặt 1 làn xe:	109
4.3.2.8 Trường hợp đặt 2 làn xe:	110
4.3.2.9 Trường hợp đặt 3 làn xe:	111
4.3.2.10 Trường hợp tính tải dầm trong:	112
4.4 Nội lực tại các mặt cắt:	113
4.4.1 Tĩnh tải tác dụng :	113
4.4.1.1 Nội lực do tĩnh tải:	115
4.4.1.1.1 Lực cắt do tĩnh tải:	115
4.4.1.1.2 Moment do tĩnh tải:	116
4.4.2 Hoạt tải tác dụng:	117
4.4.2.1 Lực cắt do hoạt tải:	118
4.4.2.2 Moment do hoạt tải:	121
4.4.2.3 Tổ hợp nội lực ở TTGH cường độ 1:	124
4.4.2.3.1 Tổ hợp moment do tĩnh tải và hoạt tải:	124
4.4.2.3.2 Tổ hợp lực cắt do tĩnh tải và hoạt tải:	125
4.4.2.4 Tổ hợp nội lực ở TTGH sử dụng:	126
4.4.2.4.1 Tổ hợp moment do tĩnh tải và hoạt tải:	126

4.4.2.4.2 Tổ hợp lực cắt do tĩnh tải và hoạt tải:.....	127
4.5 Tính toán và bố trí cáp dự ứng lực:.....	128
4.5.1 Chọn cáp thiết kế:.....	128
4.5.2 Chọn sơ bộ lượng cáp thiết kế:	128
4.6 Đặc trưng hình học của các mặt cắt đầm:.....	130
4.7 Tính toán mất mát ứng suất:	133
4.7.1 Mất mát ứng suất do nén đàn hồi:.....	133
4.7.2 Mất mát ứng suất theo thời gian:	134
4.7.2.1 Xác định các hệ số từ biến và biến dạng co ngót:.....	134
4.7.2.2 Mất mát ứng suất do co ngót xảy ra trong GĐ 1 Δf_{pSR} :	136
4.7.2.3 Mất mát ứng suất do từ biến xảy ra trong GĐ 1 Δf_{pCR} :	137
4.7.2.4 Mất mát ứng suất do chùng nhão trong GĐ 1 Δf_{pR1} và GĐ 2 Δf_{pR2} :	138
4.7.2.5 Mất mát ứng suất do co ngót xảy ra trên tiết diện liên hợp Δf_{pSD} :	138
4.7.2.6 Mất mát ứng suất do từ biến xảy ra ở tiết diện liên hợp Δf_{pCD} :	139
4.7.2.7 Ứng suất gia tăng trong cáp do co ngót của bản mặt cầu Δf_{pSS} :.....	140
4.8 Kiểm toán đảm chính:	141
4.8.1 Kiểm toán trong giai đoạn truyền lực:.....	141
4.8.2 Kiểm toán đầm ở TTGH sử dụng:	142
4.8.3 .Kiểm toán ở TTGH cường độ:.....	143
4.8.4 Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:	145
4.8.5 Kiểm tra độ võng, độ võng:	147
4.8.5.1 Kiểm tra độ võng:.....	147
4.8.5.2 Độ võng do hoạt tải:	147
4.9 Thiết kế cốt đai:.....	148
Hình 4.1: Mặt cắt ngang cầu.....	96
Hình 4.2: Mặt cắt ngang đầu đầm.....	97
Hình 4.3: Mặt cắt ngang đoạn đầm đặc.....	97
Hình 4.4: Mặt cắt ngang tiết diện hở	97
Hình 4.5: Mặt cắt ngang đầm ngang.....	98

Hình 4.6: Vách ngăn dầm.....	98
Hình 4.7: Đoạn đầu dầm.....	99
Hình 4.8: Tiết diện qui đổi đoạn đầu dầm.....	99
Hình 4.9: Tiết diện qui đổi đoạn dầm đặc.....	101
Hình 4.10: Tiết diện qui đổi đoạn dầm hở.....	102
Hình 4.11: Đ.A.H PP nén lệch tâm (khi đặt 1 làn xe-dầm biên).....	105
Hình 4.12: Đ.A.H PP nén lệch tâm (khi đặt 2 làn xe-dầm biên).....	106
Hình 4.13: Đ.A.H PP nén lệch tâm (khi đặt 3 làn xe-dầm biên).....	107
Hình 4.14: Đ.A.H PP nén lệch tâm (tính tải-dầm biên).....	108
Hình 4.15: Đ.A.H PP nén lệch tâm (khi đặt 1 làn xe- dầm trong).....	109
Hình 4.16: Đ.A.H PP nén lệch tâm (khi đặt 2 làn xe- dầm trong).....	110
Hình 4.17: Đ.A.H PP nén lệch tâm (khi đặt 3 làn xe- dầm trong).....	111
Hình 4.18: Đ.A.H PP nén lệch tâm (tính tải- dầm trong).....	112
Hình 4.19: Đ.A.H lực cắt do tính tải.....	115
Hình 4.20: Đ.A.H moment do tính tải.....	116
Hình 4.21: Đ.A.H lực cắt do hoạt tải.....	119
Hình 4.22: Đ.A.H moment do tính tải.....	122
Hình 4.23: Bố trí cáp dự ứng lực các mặt cắt.....	129
Hình 4.24: Sơ đồ tính độ võng do hoạt tải.....	147

DANH MỤC BẢNG BIỂU

Bảng 4.1: Tung độ đ.a.h khi đặt 1 làn xe- dầm biên.....	105
Bảng 4.2: Tung độ đ.a.h khi đặt 2 làn xe dầm biên.....	106
Bảng 4.3: Tung độ đ.a.h khi đặt 3 làn xe- dầm biên.....	107
Bảng 4.4: Tung độ đ.a.h khi đặt 1 làn xe- dầm biên.....	109
Bảng 4.5: Tung độ đ.a.h khi đặt 2 làn xe- dầm trong.....	110
Bảng 4.6: Tung độ đ.a.h khi đặt 3 làn xe- dầm trong.....	111
Bảng 4.7: Bảng tổng hợp HSPBN theo PP nén lệch tâm:.....	112
Bảng 4.8: Bảng tổng hợp hệ số phân bố ngang:.....	112
Bảng 4.9: Giá trị lực cắt do hoạt tải.....	120

Bảng 4.10: Giá trị moment do hoạt tải.....	123
Bảng 4.11: Tổng hợp nội lực do tĩnh tải tác dụng (không hệ số):.....	124
Bảng 4.12: Tổng hợp nội lực do hoạt tải tác dụng (không hệ số):	124
Bảng 4.13: Tổ hợp moment do tĩnh tải và hoạt tải dầm biên- TTGH CD 1	124
Bảng 4.14: Tổ hợp moment do tĩnh tải và hoạt tải dầm trong- TTGH CD1.....	125
Bảng 4.15: Tổ hợp lực cắt do tĩnh tải và hoạt tải dầm biên- TTGH CD1	125
Bảng 4.16: Tổ hợp lực cắt do tĩnh tải và hoạt tải dầm trong- TTGH CD 1	125
Bảng 4.17: Tổ hợp moment do tĩnh tải và hoạt tải dầm biên- TTGH SD	126
Bảng 4.18: Tổ hợp moment do tĩnh tải và hoạt tải dầm trong- TTGH SD.....	127
Bảng 4.19: Tổ hợp lực cắt do tĩnh tải và hoạt tải dầm biên- TTGH SD.....	127
Bảng 4.20: Tổ hợp lực cắt do tĩnh tải và hoạt tải dầm trong- TTGH SD	128
Bảng 4.21: Tọa độ cáp dính bám:	129
Bảng 4.22: Tọa độ trọng tâm cáp dự ứng lực.....	130
Bảng 4.23: Tổng hợp đặc trưng hình học các mặt cắt:	133
Bảng 4.24: Mất mát ứng suất do nén đàn hồi.....	134
Bảng 4.25: Mất mát ứng suất do co ngót giai đoạn 1	137
Bảng 4.26: Mất mát ứng suất do từ biến giai đoạn 1	138
Bảng 4.27: Mất mát ứng suất cho chùng nhão giai đoạn 1 và 2	139
Bảng 4.28: Mất mát ứng suất do từ biến giai đoạn 2.....	140
Bảng 4.29: Ứng suất trong cáp gia tăng do từ biến	141
Bảng 4.30: Tổng hợp mất mát ứng suất:	141
Bảng 4.31: Ứng suất của các mặt cắt trong giai đoạn truyền lực.....	142
Bảng 4.32: Giá trị ứng suất của các mặt cắt ở TTGH sử dụng	143
Bảng 4.33: Moment kháng uốn của các mặt cắt ở TTGH cường độ.....	145
Bảng 4.34: Kiểm tra hàm lượng cốt thép	146
Bảng 4.35: Thiết kế cốt đai dầm chính	151
 CHƯƠNG 6: THIẾT KẾ BẢN LIÊN TỤC NHIỆT	 174
6.1 Giới thiệu về bản liên tục nhiệt:.....	174
6.2 Số liệu thiết kế:	175

6.3 Tính toán nội lực:	175
6.3.1 Moment do chuyển vị góc và chuyển vị uốn do tĩnh tải GD 2:.....	175
6.3.2 Moment do chuyển vị góc và uốn do hoạt tải:.....	177
6.3.2.1 Do xe 2 trục:.....	177
6.3.2.2 Do xe 3 trục:.....	178
6.3.2.3 Do tải trọng làn:.....	180
6.3.3 Nội lực do nhiệt độ thay đổi:	181
6.3.4 Nội lực do lực hãm xe:	182
6.3.5 Nội lực do tĩnh tải:.....	182
6.3.6 Nội lực do hoạt tải:	183
6.4 Tính toán cốt thép bản liên tục nhiệt:	183
6.4.1 Nội lực tính toán:.....	183
6.4.2 Tính toán cốt thép:.....	184
6.5 Kiểm toán ở TTGH sử dụng:	185

DANH MỤC CÁC HÌNH ẢNH

Hình 6.1: MỘT SỐ CẤU TẠO BẢN NỐI.....	174
Hình 6.1: Sơ đồ tính moment do chuyển vị góc và chuyển vị uốn GD 1	176
Hình 6.2: Sơ đồ tính moment do chuyển vị uốn và góc của xe 2 trục.....	177
Hình 6.3: Sơ đồ tính moment do hoạt tải	178
Hình 6.4: Sơ đồ tính tải moment do tải trọng làn	180
CHƯƠNG 7: THIẾT KẾ MỐ CẦU	189
7.1 Số liệu thiết kế:	189
7.2 Tải trọng tác dụng lên mố:.....	190
7.2.1 Tĩnh tải:.....	190
7.2.1.1 Tĩnh tải của kết cấu phần trên:	190
7.2.1.2 Kích thước hình học mố cầu:	190
7.2.1.3 Nội lực do TLBT mố	192
7.2.2 Hoạt tải :.....	194

7.2.2.1 Hoạt tải xe và tải trọng làn:.....	194
7.2.2.2 Tải trọng bộ hành:	195
7.2.2.3 Moment sinh ra do hoạt tải:	195
7.2.3 Lực hãm xe BR:	196
7.2.4 Lực ma sát FR:	197
7.2.5 Lực ly tâm CE:	197
7.2.6 Tải trọng gió WS, WL:	197
7.2.6.1 Tải trọng gió tác động lên công trình WS:	197
7.2.6.2 Tải trọng gió tác động lên xe cộ WL:.....	199
7.2.7 Nội lực do áp lực đất EH, LS:.....	199
7.2.7.1 Áp lực ngang của đất EH:.....	200
7.2.7.2 Áp lực ngang do hoạt tải sau mố LS:	200
7.3 Tổ hợp nội lực:.....	201
7.3.2 Mặt cắt đáy bộ A-A:	202
7.3.3 Mặt cắt đỉnh bộ B-B:	203
7.3.4 Mặt cắt tường đỉnh C-C:.....	203
7.3.5 Mặt cắt tường cánh D-D:.....	204
7.4 Thiết kế cốt thép mố cầu:	204
7.4.1 Thiết kế cốt thép tường thân:	204
7.4.1.1 Thiết kế cốt thép chịu lực:	204
7.4.1.2 Kiểm toán nứt tường thân:	207
7.4.1.3 Thiết kế cốt đai tường thân:	210
7.4.2 Thiết kế cốt thép tường đỉnh:	211
7.4.2.1 Thiết kế cốt thép chịu lực:	211
7.4.2.2 Kiểm toán nứt tường đỉnh:.....	212
7.4.2.3 Thiết kế cốt đai tường đỉnh:.....	213
7.4.3 Thiết kế cốt thép tường cánh:	214
7.4.3.1 Thiết kế cốt thép chịu lực:	214
7.4.3.2 Kiểm toán nứt tường cánh:	215
7.4.3.3 Thiết kế cốt đai tường cánh:.....	216

7.5 Thiết kế bộ móng:.....	217
7.5.1 Số liệu địa chất:.....	217
7.5.2 Lựa chọn các thông số cơ bản của cọc khoan nhồi:.....	218
7.5.3 Tính toán sức chịu tải của cọc:.....	218
7.5.3.1 Sức chịu tải theo vật liệu:	218
7.5.3.2 Sức chịu tải theo đất nền:.....	219
7.5.3.3 Tính toán số lượng cọc khoan nhồi:	221
7.5.4 Tính toán nội lực đầu cọc:	222
7.5.4.2 Theo phương dọc cầu-TTGH CĐ 1:	222
7.5.4.3 Theo phương ngang cầu-TTGH CĐ 1:.....	225
7.5.4.4 Theo phương dọc cầu- TTGH SD:.....	226
7.5.4.5 Theo phương ngang cầu-TTGH SD:.....	228
7.5.5 Kiểm toán móng:.....	229
7.5.5.1 Kiểm toán sức chịu tải của móng:	229
7.5.5.2 Kiểm tra ứng suất tại mặt phẳng mũi cọc (kiểm tra MKQU).....	230
7.5.5.2.1 Kích thước móng khối qui ước (MKQU):.....	230
7.5.5.2.2 Chuyển toàn bộ tải trọng về trọng tâm MKQU-TTGH CĐ 1:	231
7.5.5.2.3 Sức chịu tải của đất nền tại đáy MKQU:.....	232
7.5.5.2.4 Kiểm tra ứng suất:	233
7.5.5.3 Kiểm tra lún MKQU:.....	233
7.5.6 Thiết kế cốt thép bộ móng:	234
7.5.6.1 Thiết kế cốt thép chịu lực:	234
7.5.6.2 Kiểm toán nứt bê tông:	235
7.5.6.3 Kiểm tra chọc thủng bê tông:.....	236

Danh Sách bảng biểu

Bảng 7.1: Kích thước hình học trụ cầu:	191
Bảng 7.2: Trọng lượng bản thân móng	192
Bảng 7.3: Moment lệch tâm do tĩnh tải móng xét tại m/c A-A.....	193
Bảng 7.4: Moment lệch tâm do tĩnh tải móng xét tại m/c B-B	193

Bảng 7.5: Moment lệch tâm do tĩnh tải mố xét tại m/c B-B	193
Bảng 7.6: Giá trị tung độ do hoạt tải.....	194
Bảng 7.7: Moment lệch tâm do hoạt tải	196
Bảng 7.8: Lực hãm xe khi xét đến mặt cắt A-A, B-B.....	197
Bảng 7.9: Lực ma sát khi xét đến các mặt cắt	197
Bảng 7.10: Độ lệch tâm và diện tích chịu tải trọng gió khi xét mặt cắt A-A, B-B	198
Bảng 7.11: Tải trọng gió ngang khi xét đến mặt cắt A-A.....	198
Bảng 7.12: Tải trọng gió ngang khi xét đến mặt cắt B-B	199
Bảng 7.13: Tải trọng gió ngang tác động vào xe cộ	199
Bảng 7.14: Tải trọng gió ngang tác động vào xe cộ	199
Bảng 7.15: Áp lực ngang của đất EH khi xét đến các mặt cắt	200
Bảng 7.16: Áp lực ngang do hoạt tải sau mố LS khi xét đến các mặt cắt	201
Bảng 7.17: Hệ số tải trọng	201
Bảng 7.18: Tổ hợp tải trọng mặt cắt A-A.....	202
Bảng 7.19: Tổ hợp nội lực mặt cắt A-A ở các TTGH	202
Bảng 7.20: Tổ hợp tải trọng mặt cắt B-B	203
Bảng 7.21: Tổ hợp nội lực mặt cắt B-B ở các TTGH.....	203
Bảng 7.22: Tổ hợp tải trọng mặt cắt C-C	203
Bảng 7.23: Tổ hợp nội lực mặt cắt C-C ở các TTGH.....	203
Bảng 7.24: Tổ hợp tải trọng mặt cắt C-C	204
Bảng 7.25: Tổ hợp nội lực mặt cắt C-C ở các TTGH.....	204
Bảng 7.26: Bảng tính sức kháng thành bên.....	220
Bảng 7.27: Nội lực đầu cọc, phương dọc cầu, TTGH CD1	224
Bảng 7.28: Nội lực đầu cọc, phương dọc cầu, TTGH CD1	226
Bảng 7.29: Nội lực đầu cọc, phương dọc cầu, TTGH SD	227
Bảng 7.30: Nội lực đầu cọc, phương dọc cầu, TTGH CD1	229
Bảng 7.31: Độ lún móng khối qui ước.....	234

Danh mục hình ảnh

Hình 7.1: Kích thước hình học mố	191
--	-----

Hình 7.2: Sơ đồ tính phản lực do hoạt tải	194
Hình 7.3: Đường ảnh hưởng hoạt tải	195
Hình 7.4: Bố trí cốt thép tường thân, tường đỉnh, tường cánh.....	217
Hình 7.5: Mặt bằng cọc khoang nhồi.....	221
Hình 7.6: Chiều dài chịu nén và chịu uốn.....	222
Hình 7.7: Kích thước MKQU	230
Hình 7.8: Cánh tay đòn xác định moment lên bộ mô	234

CHƯƠNG 8: THIẾT KẾ TRỤ CẦU.....	242
8.1 Số liệu thiết kế:	242
8.2 Tải trọng tác dụng lên trụ:	243
8.2.1 Tĩnh tải:.....	243
8.2.1.1 Tĩnh tải kết cấu phần trên:	243
8.2.1.2 Kích thước hình học trụ cầu:.....	244
8.2.1.3 Nội lực do tĩnh tải trụ cầu:	244
8.2.2 Hoạt tải:.....	245
8.2.2.1 Phản lực do hoạt tải xe và tải trọng làn:	247
8.2.2.2 Phản lực do tải trọng bộ hành:	248
8.2.2.3 Moment sinh ra do hoạt tải đặt lệch tâm:	249
8.2.3 Lực hãm xe BR:	250
8.2.4 Tải trọng gió WS, WL:	250
8.2.4.1 Tải trọng gió ngang tác động vào công trình WS:	251
8.2.4.2 Tải trọng gió tác động vào xe cộ WL:.....	252
8.2.5 Tải trọng do lực nước WA:.....	253
8.2.5.1 Lực đẩy nổi :	253
8.2.5.2 Áp lực dòng chảy:	253
8.2.5.3 Áp lực thủy tĩnh:.....	254
8.2.6 Lực va do tàu CV:	254
8.3 Tổ hợp nội lực:.....	255
8.3.1 Tổ hợp nội lực phần hẫng của xà mũ trụ:.....	255

8.3.2 Tổ hợp nội lực tại mặt cắt đáy bộ A-A, đỉnh bộ B-B	256
8.3.3 Mặt cắt đáy bộ A-A:	256
8.3.4 Mặt cắt đỉnh bộ B-B:	257
8.4 Thiết kế cốt thép :	258
8.4.1 Thiết kế cốt thép xà mũ trụ:	258
8.4.1.1 Thiết kế cốt thép ở TTGH CĐ 1:	258
8.4.1.2 Kiểm tra nứt ở TTGH SD:	259
8.4.1.3 Thiết kế cốt thép đai xà mũ trụ:	261
8.4.2 Thiết kế cốt thép thân trụ:	262
8.4.2.1 Thiết kế cốt thép ở TTGH CĐ 1	262
8.4.2.2 Thiết kế cốt đai theo TTGH đặc biệt:	267
8.5 Thiết kế bộ móng:	269
8.5.1 Số liệu địa chất:	269
8.5.2 Lựa chọn các thông số cơ bản của cọc khoan nhồi:	269
8.5.3 Tính toán sức chịu tải của cọc:	270
8.5.3.1 Sức chịu tải theo vật liệu:	270
8.5.3.2 Sức chịu tải theo đất nền:	270
8.5.3.3 Tính toán số lượng cọc khoan nhồi:	272
8.5.4 Tính toán nội lực đầu cọc:	273
8.5.4.1 Theo phương dọc cầu- TTGH CĐ 1:	273
8.5.4.2 Theo phương ngang cầu- TTGH CĐ 1:	276
8.5.4.3 Theo phương dọc cầu- TTGH ĐB:	278
8.5.4.4 Theo phương ngang cầu- TTGH ĐB:	280
8.5.4.5 Theo phương dọc cầu- TTGH SD	281
8.5.4.6 Theo phương ngang cầu-TTGH SD:	283
8.5.5 Kiểm toán móng:	284
8.5.5.1 Kiểm tra sức chịu tải của cọc:	284
8.5.5.2 Kiểm tra ứng suất tại mặt phẳng mũi cọc (kiểm tra móng khối qui ước):	285
8.5.5.2.1 Kích thước móng khối qui ước:	285
8.5.5.2.2 Chuyển toàn bộ tải trọng về trọng tâm MKQU-TTGH CĐ 1:	286

8.5.5.2.3 Sức chịu tải đất nền tại đáy MKQU:	287
8.5.5.2.4 Kiểm tra ứng suất:	288
8.5.5.3 Kiểm tra lún MKQU:.....	289
8.5.5.4 Thiết kế cốt thép bộ móng:.....	290
8.5.5.5 Kiểm toán nứt bộ móng:	292
8.5.5.6 Kiểm tra chọc thủng đài cọc:	294
Danh sách bảng biểu	
Bảng 8.1: Kích thước hình học trụ.....	244
Bảng 8.2: Tĩnh tải các bộ phận kết cấu trụ.....	245
Bảng 8.3: Tĩnh tải các bộ phận kết cấu trụ tại các mặt cắt.....	245
Bảng 8.4: Tung độ đường ảnh hưởng hoạt tải.....	247
Bảng 8.5: Moment lệch tâm do hoạt tải	250
Bảng 8.6: Lực hãm xe khi xét đến mặt cắt A-A và B-B	250
Bảng 8.7: Độ lệch tâm và diện tích chịu tải trọng gió khi xét mặt cắt A-A, B-B ..	252
Bảng 8.8: Tải trọng gió ngang khi xét đến mặt cắt A-A.....	252
Bảng 8.9: Tải trọng gió ngang khi xét đến mặt cắt B-B	252
Bảng 8.10: Tải trọng gió ngang tác động vào xe cộ	252
Bảng 8.11: Tải trọng gió ngang tác động vào xe cộ	253
Bảng 8.12: Lực đẩy nổi khi xét đến mặt cắt A-A, B-B:	253
Bảng 8.13: Áp lực dòng chảy theo trục x.....	253
Bảng 8.14: Áp lực dòng chảy theo trục x.....	254
Bảng 8.15: Áp lực dòng chảy theo trục x.....	254
Bảng 8.16: TLBT và mũ tác dụng lên phần hẫng.....	255
Bảng 8.17: Hệ số tải trọng.....	256
Bảng 8.18: Tổng hợp tải trọng khi xét đến mặt cắt A-A	256
Bảng 8.19: Tổ hợp nội lực mặt cắt A-A ở các TTGH	257
Bảng 8.20: Tổng hợp tải trọng khi xét đến mặt cắt B-B	257
Bảng 8.21: Tổ hợp nội lực mặt cắt B-B ở các TTGH.....	258
Bảng 8.22: Bảng tính sức kháng thành bên.....	271
Bảng 8.23: Nội lực đầu cọc, phương dọc cầu, TTGH CĐ1	276

Bảng 8.24: Nội lực đầu cọc, phương ngang cầu, TTGH CD1	277
Bảng 8.25: Nội lực đầu cọc, phương dọc cầu, TTGH DB	279
Bảng 8.26: Nội lực đầu cọc, phương ngang cầu, TTGH DB	281
Bảng 8.27: Nội lực đầu cọc, phương dọc cầu, TTGH SD	282
Bảng 8.28: Nội lực đầu cọc, phương ngang cầu, TTGH SD	284
Bảng 8.29: Tải trọng tại trọng tâm MKQU:	287
Bảng 8.30: Độ lún móng khối qui ước	289
Bảng 8.31: Moment tính toán cốt thép phương dọc cầu	290
Bảng 8.32: Moment tính toán cốt thép phương ngang cầu	292
Danh sách hình ảnh	
Hình 8.1: Cầu tạo trụ	244
Hình 8.2: Sơ đồ tính khi xếp một xe và tải trọng làn (một nhịp)	247
Hình 8.3: Sơ đồ tính khi xếp 2 xe và tải trọng làn (hai nhịp)	247
.....	249
Hình 8.4: Xếp tải tìm moment lệch tâm lớn nhất	249
Hình 8.5: Tải trọng gió ngang	251
Hình 8.6: Cánh tay đòn phân hăng xà mũ trụ	255
Hình 8.7: Bố trí cốt thép xà mũ trụ	262
Hình 8.8: Bố trí cốt thép thân trụ	268
Hình 8.9: Mặt bằng bố trí cọc	273
Hình 8.10: Chiều dài chịu nén và chịu uốn	273
Hình 8.11: Kích thước MKQU	285
Hình 8.12: Mặt bằng cọc trong bệ	290
Hình 8.13: Mặt bằng cọc trong bệ	292
Hình 8.14: Kiểm tra điều kiện chọc thủng	294
CHƯƠNG 1: THI CÔNG KẾT CẤU PHẦN DƯỚI	299
1.1 Trình tự thi công cọc khoan nhồi:	299
1.1.1 Thiết bị phục vụ khoan:	299
1.1.2 Trình tự thi công:	299
1.1.3 Công tác ống vách:	299

1.1.4 Vữa khoan Bentonite:	300
1.1.5 Công tác làm sạch đáy lỗ khoan :.....	301
1.1.6 Công tác chế tạo lồng thép:.....	301
1.1.7 Công tác đổ bê tông:.....	302
1.1.8 Công tác đập đầu cọc:.....	303
1.2 Trình tự thi công mố:.....	303
1.3 Trình tự thi công trụ:	304
1.3.1 Thi công bệ trụ:	304
1.3.2 Thi công thân trụ:	304
1.3.3 Thi công xà mũ trụ:	305
 CHƯƠNG 2: THI CÔNG KẾT CẤU PHẦN TRÊN	308
2.1 Trình tự lao lắp bằng giá ba chân:.....	308
2.2 Trình tự thi công kết cấu phần trên:	309
2.2.1 Thi công mặt cầu và hệ lan can:.....	309
2.2.2 Thi công lớp bê tông nhựa:	310
2.3 Công tác hoàn thiện:.....	310
 CHƯƠNG 3: THI CÔNG CHI TIẾT	312
3.1 Số liệu thiết kế:	312
3.2 Thiết kế vòng vây cọc ván thép:	312
3.2.1 Tính toán bề dày lớp bê tông bọt đáy:.....	313
3.2.2 Tính toán chiều sâu cọc ván thép dựa vào điều kiện ổn định chống lật:.....	314
3.2.3 Kiểm toán cường độ cọc ván thép:.....	316
3.2.4 Kiểm toán tầng khung chống:	317
3.2.5 Lựa chọn búa đóng cọc ván thép:	318
3.3 Thiết kế ván khuôn:	319
3.3.1 Loại ván khuôn:.....	319
3.3.2 Chọn máy đầm và thiết bị đổ bê tông:.....	319
3.3.3 Tính toán ván khuôn:.....	320
3.3.3.1 Chiều cao bê tông bê tông tác dụng:	320

3.3.3.2 Áp lực ngang của bê tông tươi tác dụng lên ván khuôn:.....	321
3.3.3.3 Kiểm toán tôn lát:	322
3.3.3.4 Kiểm tra khả năng chịu lực của thép sườn ngang:.....	324
3.3.3.5 Kiểm toán khả năng chịu lực của thép sườn đứng:.....	325
3.3.3.6 Kiểm tra khả năng chịu lực của thanh giằng:	327

LỜI CẢM ƠN



Sau hơn 2 tháng làm đồ án tốt nghiệp, được sự giúp đỡ nhiệt tình của giáo viên hướng dẫn là thầy Phạm Đệ, quý thầy cô trong tổ bộ môn và bạn bè, ... cùng với việc vận dụng những kiến thức đã được học từ trước đến nay, em đã hoàn thành đồ án tốt nghiệp của mình.

Trong quá trình làm đồ án, em nhận thấy các kiến thức thầy cô đã truyền đạt là hết sức cần thiết và quý báu. Đó chính là hành trang cho em vững bước vào cuộc sống và chấp cánh cho em thực hiện những ước mơ của mình.

Để vững chắc hơn trong bước đường kế tiếp của mình thì em cần phải khẳng định mình thông qua lần bảo vệ này. Chính vì thế em rất mong nhận được sự ủng hộ và giúp đỡ của quý thầy cô, bạn bè... để đồ án tốt nghiệp của em được hoàn thiện. Trong quá trình làm đề tài, mặc dù em đã cố gắng hết sức nhưng hạn chế về kiến thức bản thân cũng như về thời gian nên không tránh khỏi có những sai sót.

Cuối cùng, em xin chân thành cảm ơn sự chỉ bảo ân cần của thầy Phạm Đệ, cùng toàn thể quý thầy cô trong bộ môn và bạn bè đã nhiệt tình giúp đỡ và hướng dẫn em trong thời gian làm đồ án tốt nghiệp.

Về phần mình em xin hứa sẽ hết sức cố gắng mang những kiến thức đã được học để vận dụng vào thực tế góp phần công sức nhỏ bé của mình vào công cuộc xây dựng và đổi mới của ngành giao thông vận tải nước nhà.

Tp Hồ Chí Minh, ngày tháng năm 2019

Sinh viên

Ngô Quý Bách

TRƯỜNG ĐẠI HỌC GIAO THÔNG VẬN TẢI
THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH
KHOA CÔNG TRÌNH GIAO THÔNG
NGÀNH XÂY DỰNG CẦU ĐƯỜNG



NHẬN XÉT CỦA GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

Tp.HCM, ngày tháng năm

Giáo viên hướng dẫn

TH.S Phạm Độ

DANH MỤC CÁC TỪ VIẾT TẮT

Phương án	P.A
Mặt cắt ngang	MCN
Bản mặt cầu	BMC
Trọng lượng bản thân	TLBT
Trạng thái giới hạn	TTGH
Hệ số phân bố ngang	HSPBN
Đường ảnh hưởng	ĐAH
Dự ứng lực	DUL
Ứng suất	U/S
Liên tục nhiệt	LTN

PHẦN MỞ ĐẦU: TỔNG QUAN ĐỒ ÁN

CHƯƠNG 1: TỔNG QUAN

1.1 Đặc điểm địa hình:

Khu vực xây dựng cầu có địa hình bằng phẳng, là khu vực tập trung dân cư đông đúc. Khi thi công phải lựa chọn các biện pháp thi công phù hợp nhằm hạn chế ảnh hưởng đến đời sống và sinh hoạt của người dân ở khu vực xây dựng công trình.

1.2 Đặc điểm khí tượng thủy văn:

1.2.1 Thủy văn:

Sông Vị trí xây dựng cầu nằm trên kênh Đất Sét thuộc phụ lưu sông Cần Thơ. Qua kết quả khảo sát và tham khảo số liệu trạm Cần Thơ, Mỹ Thuận và Đại Ngãi, số liệu mực nước tính toán tại cầu Đất Sét như sau:

Mực nước cao nhất	: 30,13 m
Mực nước thông thuyền	: 27,6m
Lưu lượng Q	: 229,6m ³ /s
Vận tốc V _{1%}	: 1,83m/s

1.2.2 Khí tượng

Độ ẩm không khí:

Biến trình độ ẩm trong năm tương ứng với biến trình mưa và ngược với biến trình nhiệt độ. Thời kỳ mưa nhiều độ ẩm lớn và ngược lại.

Độ ẩm trung bình năm khoảng 84%. Vào mùa mưa, độ ẩm không khí tương đối cao. trung bình khoảng 87%. Mùa khô độ ẩm giảm xuống trung bình khoảng 78%.

Mưa:

Tỉnh Hậu Giang nằm trong vùng mưa XVIII. Phân bố mưa trong năm tập trung từ tháng 5 đến tháng 11, là thời kỳ thịnh của gió mùa Tây – Nam; tổng lượng mưa của các tháng này chiếm từ 90÷95% lượng mưa năm. Ngược lại, từ tháng 7 đến tháng 4 năm sau là thời kỳ thịnh của gió Đông; lượng mưa tương đối ít, chỉ chiếm 5÷10% tổng lượng mưa năm.

Số ngày mưa trung bình trong năm là 120 ngày đêm.

Lượng mưa trung bình năm tại tỉnh Hậu Giang là 1712,4mm. Lượng mưa ngày lớn nhất là 182mm.

Gió:

Tốc độ gió trung bình trong khu vực thay đổi từ 1÷4m/s. Hướng gió chính là hướng Tây - Nam. Mùa khô có ảnh hưởng của gió mùa Đông - Bắc. Mùa mưa, gió Tây - Nam mang theo hơi nước gây ra mưa nhiều. Tốc độ gió lớn nhất đo được tại trạm là 24m/s.

1.3 Đặc điểm địa chất công trình:

Trong bước thiết kế kỹ thuật, Công ty Tư vấn đầu tư và xây dựng đã khoan khảo sát địa chất tại 12 lỗ khoan. Trong đó có 10 lỗ khoan trên cạn sâu 25m và 2 lỗ khoan dưới nước sâu 50m (DS4) và (DS3).

Kết hợp với kết quả khảo sát địa chất trong bước BCNCKT, địa tầng khu vực xây dựng cầu từ trên xuống dưới phân bố như sau:

- Lớp 1: Sét hữu cơ, sét hữu cơ lẫn cát. Chiều dày trung bình 3.8m.

Các chỉ tiêu cơ lý như sau:

+ Lực dính: $C = 0.05 \text{ Kg/cm}^2$

+ Góc nội ma sát: $\phi = 03^{\circ}03'$

+ Dung trọng: $\gamma = 1.54 \text{ g/cm}^3$

- Lớp TK1: Cát pha, màu xám đen. Kết cấu bờ rời. Chiều dày 4.0m.

- Lớp 1: Sét hữu cơ, sét hữu cơ lẫn cát màu xám đen. Chiều dày khoảng 15.7m.

Các chỉ tiêu cơ lý của lớp đất này như sau:

+ Lực dính: $C = 0.05 \text{ Kg/cm}^2$

+ Góc nội ma sát: $\phi = 05^{\circ}17'$

+ Dung trọng: $\gamma = 1.57 \text{ g/cm}^3$

- Lớp TK2: Cát pha màu xám đen, kết cấu bờ rời chặt vừa. Chiều dày 2.3m

- Lớp 2: Sét gầy pha cát, sét béo lẫn cát màu nâu, vàng, xám xanh, dẻo cứng-nửa cứng. Chiều dày 13.2m.

Các chỉ tiêu cơ lý của lớp đất này như sau:

+ Lực dính: $C = 0.309 \text{ Kg/cm}^2$

+ Góc nội ma sát: $\phi = 16^{\circ}62'$

+ Dung trọng: $\gamma = 1.9 \text{ g/cm}^3$

- Lớp 2A: Sét béo pha cát màu xám đen. Trạng thái dẻo mềm, nửa cứng. Chiều dày từ 6.5m.

Các chỉ tiêu cơ lý của lớp đất này như sau:

+ Lực dính: $C = 0.33 \text{ Kg/cm}^2$

+ Góc nội ma sát: $\phi = 16^{\circ}05'$

+ Dung trọng: $\gamma = 1.87 \text{ g/cm}^3$

- Lớp 2: Sét gầy pha cát, sét béo lẫn cát. Màu nâu vàng, xám xanh. Trạng thái dẻo cứng, nửa cứng. Chiều dày từ 2.3m.

Các chỉ tiêu cơ lý của lớp đất này như sau:

+ Dung trọng: $\gamma = 1.94 \text{ g/cm}^3$

- Lớp 3: Cát pha màu xám vàng, xám đen. Kết cấu chặt vừa, rất chặt.

CHƯƠNG 2: SỐ LIỆU THIẾT KẾ

2.1 Tên đề tài:

Thiết kế cầu dầm BTCT dự ứng lực, nhịp giản đơn, tiết diện Super T căng trước

2.2 Số liệu:

- Khổ cầu: $B = 11,5 \text{ m}$ (phần xe chạy) + $2 \times 1,5 \text{ m}$ (lề bộ hành) + $2 \times 0,3 \text{ m}$ (lan can) = $15,1 \text{ m}$
- Chiều dài toàn dầm: $L = 30 \text{ m}$
- Cấp sông: sông cấp V
- Tải trọng thiết kế: 0,65 HL93 và tải trọng bộ hành 300 Kg/m^2
- Mã địa chất: 24_Dia Chat

Lớp đất	Loại đất	H	C	φ	γ
		(m)	KN/m ²	(độ)	kN/m ³
Lớp 1	Sét hữu cơ, sét hữu cơ lẫn cát	3,8	5,0	3° 3'	15,7
Lớp TK1	Cát pha, màu xám đen	4,0			
Lớp 1	Sét hữu cơ, sét hữu cơ lẫn cát màu xám đen	15,7	5,0	5° 17'	15,7
Lớp TK2	Cát pha màu xám đen	2,3			
Lớp 2	Sét gầy pha cát, sét béo lẫn cát màu nâu, vàng, xám xanh	13,2	30,9	16° 62'	19,0
Lớp 2A	Sét béo pha cát màu xám đen	6,5	33,0	16° 05'	18,7
Lớp 2	Sét gầy pha cát, sét béo lẫn cát	2,3			19,4

Lớp 3	Cát pha màu xám vàng, xám đen	>2.2m			
-------	-------------------------------	-------	--	--	--

- Tiêu chuẩn thiết kế: TCVN 11823:2017

2.3 Nhiệm vụ:

- Thiết kế sơ bộ hai phương án. (so sánh phương án)
- Thiết kế kỹ thuật kết cấu nhịp phương án đã chọn.
- Thiết kế kỹ thuật 1 móng và 1 trụ, bao gồm cả phần móng.
- Thiết kế kỹ thuật tổ chức thi công.

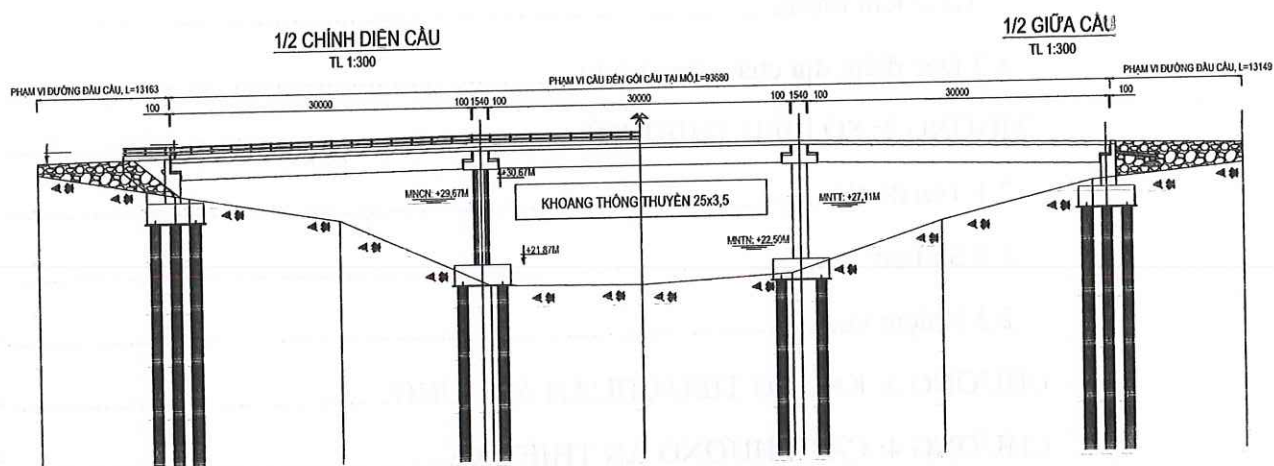
CHƯƠNG 3: KHUNG TIÊU CHUẨN ÁP DỤNG

- Quy định khoan thăm dò địa chất 22 TCN 259-2000.
- Quy phạm đo vẽ địa hình 96 TCN 43-900.
- Tính toán dòng chảy lũ 22 TCN 220-95.
- Quy trình thiết kế áo đường mềm 22 TCN 211-06.
- Tham khảo Tiêu chuẩn thiết kế cầu 11823-2017
- Tham khảo Tiêu chuẩn thiết kế đường TCVN 4054-05.
- Quy trình công nghệ thi công và nghiệm thu mặt đường bê tông nhựa – Yêu cầu kỹ thuật 22TCN 249 - 98
- Công tác đất - Thi công và nghiệm thu TCVN 4447-87
- Quy trình thi công và nghiệm thu lớp cấp phối đá dăm trong kết cấu áo đường ô tô 22 TCN 251-98
- Quy trình thi công và nghiệm thu dầm cầu bê tông cốt thép dự ứng lực 22 TCN 247-98
- Quy trình thi công và nghiệm thu cọc khoan nhồi 22 TCN 257-2000 và TCXDVN 326-2004

CHƯƠNG 4: CÁC PHƯƠNG ÁN THIẾT KẾ

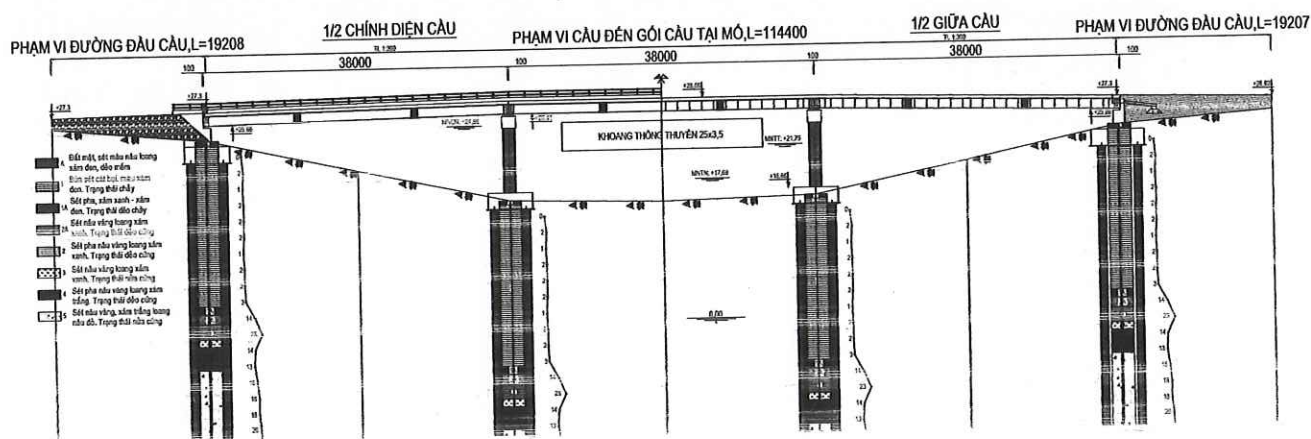
4.1 Phương án thứ nhất:

Thiết kế cầu dầm super T nhịp giản đơn, chiều dài toàn dầm 30m



4.2 Phương án thứ 2:

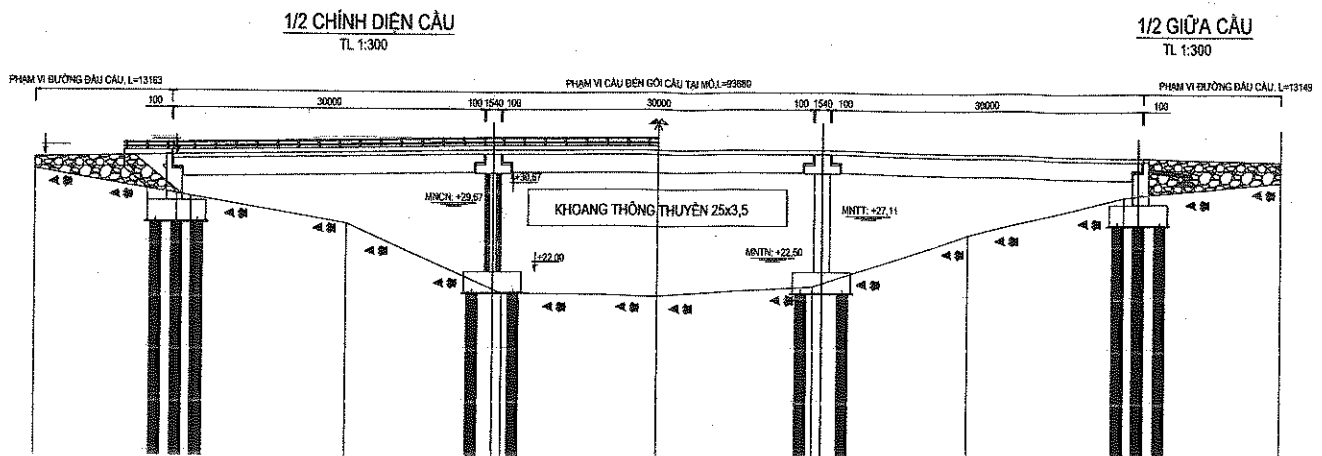
Thiết kế cầu dầm thép liên hợp nhịp giản đơn, chiều dài toàn dầm 30m



CHƯƠNG 1: TỔNG QUAN.....	
1.1 Đặc điểm địa hình:	1
1.2 Đặc điểm khí tượng thủy văn:	1
1.2.1 Thủy văn:	1
1.2.2 Khí tượng	1
1.3 Đặc điểm địa chất công trình:.....	2
CHƯƠNG 2: SỐ LIỆU THIẾT KẾ.....	3
2.1 Tên đề tài:	3
2.2 Số liệu:.....	3
2.3 Nhiệm vụ:	4
CHƯƠNG 3: KHUNG TIÊU CHUẨN ÁP DỤNG	4
CHƯƠNG 4: CÁC PHƯƠNG ÁN THIẾT KẾ	5
4.1 Phương án thứ nhất:	5
4.2 Phương án thứ 2:.....	5

PHẦN II: THIẾT KẾ SƠ BỘ 2 PHƯƠNG ÁN

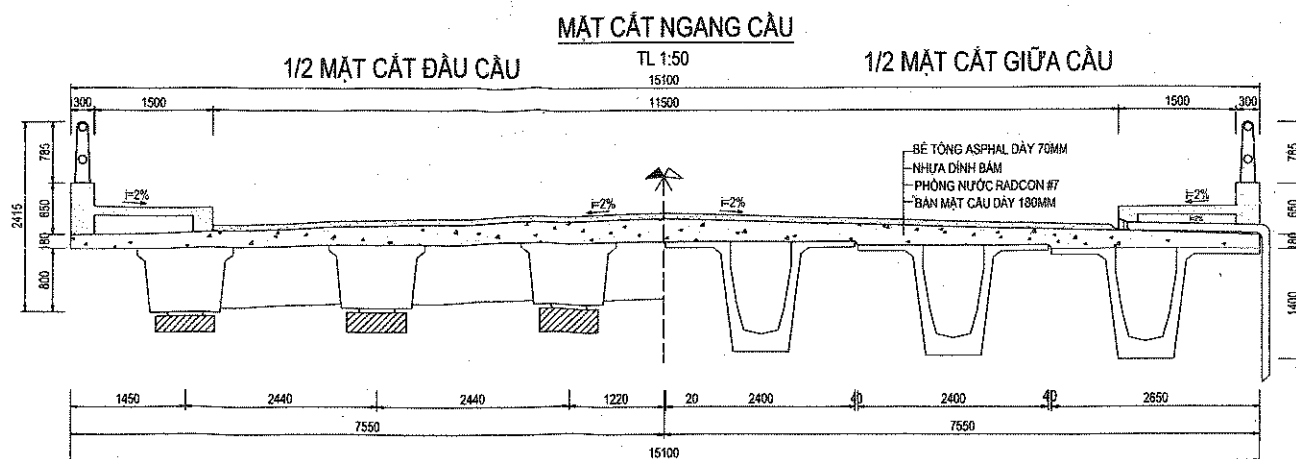
CHƯƠNG 1: THIẾT KẾ SƠ BỘ PHƯƠNG ÁN 1



Hình 1.1: Bố trí chung phương án 1

1.2 Số liệu thiết kế kết cấu nhịp chính:

Chiều dài toàn dầm:	$L=30\text{m}$
Khoảng cách từ đầu dầm đến tim gối:	$a=0,35\text{m}$
Chiều dài tính toán:	$L_n = L - 2a = 30 - 2 \cdot 0,35 = 29,3\text{m}$
Tiêu chuẩn thiết kế:	TCVN 11823:2017
Tải trọng thiết kế:	0,65HL93
Chiều rộng phần xe chạy:	$B=11,5\text{m}$
Chiều rộng lề bộ hành:	$K=2 \times 1,5\text{m}$
Bề rộng cột lan can:	$b=2 \times 0,3\text{m}$
Tổng bề rộng toàn cầu:	$B+K+b=11,5+2 \cdot 1,5+2 \cdot 0,3=15,1\text{m}$
Kết cấu nhịp:	Giản đơn
Loại dầm:	Super T căng trước



Hình 1.2: Mặt cắt ngang cầu phương án 1

1.3 Vật liệu sử dụng:

1.3.1 Bê tông:

Cường độ bê tông thiết kế được nêu trong bảng sau:

Bảng 1.2: Cường độ bê tông các bộ phận

Kết Cấu	Cường độ f_c (MPa)
Cột lan can, lề bộ hành, bó vỉa	28
Bản mặt cầu, móng trụ, dầm ngang	35
Dầm chính	50
Bê tông lót	10

1.3.2 Cốt thép:

Thanh và cột lan can sử dụng thép M270, cấp 250

Cốt thép thường:

Thép tròn có gờ cấp AII (CII) có giới hạn chảy 280 MPa, TCVN1651:1985

Thép tròn có gờ cấp AIII (CIII) có giới hạn chảy 400 MPa, TCVN 1651:1985

Cốt thép dự ứng lực

Cáp sử dụng là cáp dự ứng lực của VSL có đường kính 15,2mm và có độ chùng thấp, diện tích 1 tao cáp $A = 143,3 \text{ mm}^2$

Cường độ chịu kéo tiêu chuẩn $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$

Giới hạn chảy $f_y = 1674 \text{ MPa}$

Modul đàn hồi của cáp $E_{ps} = 19600 \text{ MPa}$

1.4 Giải pháp kết cấu:

Chiều rộng phần xe chạy: $B=11,5\text{m}$

Chiều rộng lề bộ hành: $K=2\times 1,5\text{m}$

Bề rộng cột lan can: $b=2\times 0,3\text{m}$

Tổng bề rộng toàn cầu: $B+K+b=11,5+2.1,5+2.0,3=15,1\text{m}$

Sông cấp V

Với yêu cầu để bãi và mặt cắt ngang sông, ta sẽ thiết kế cầu gồm 3 nhịp, mỗi nhịp gồm 6 dầm super T, khoảng cách giữa 2 dầm là 2,44m

Các dầm super T được thiết kế căng trước ở nhà máy và vận chuyển đến công trường

Với nền đất tương đối yếu nên ta sử dụng giải pháp móng cọc khoan nhồi

1.5 Phương án thi công:

Để tăng nhanh tốc độ thi công, ta chọn 2 hướng thi công song song từ 2 bờ

1.5.1 Thi công cọc khoan nhồi:

Các thiết bị thi công cọc khoan nhồi như cần cẩu, máy khoan, ống vách,...sẽ được đưa đến vị trí thi công bằng sà lan

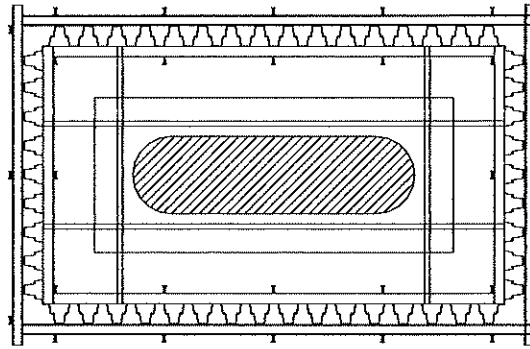
Đóng khung sàn đạo định vị, sau khi định vị ta tiến hành các bước thi công cọc khoan nhồi

1.5.2 Thi công vòng vây cọc ván thép và đổ bê tông bọt đáy

Do kết cấu móng trụ được thi công dưới nước nên ta sẽ thi công vòng vây cọc ván thép đầu tiên

Cọc ván thép và máy ép cọc sẽ được vận chuyển đến địa điểm thi công bằng xà lan

Sau khi thi công vòng vây cọc ván thép sẽ tiến hành bơm hút nước bằng máy bơm và tiến hành đổ bê tông bọt đáy



Hình 1.3: Mặt bằng vòng vây cọc ván thép

1.5.3 Thi công móng trụ:

Trước khi thi công móng trụ, ta tiến hành đập đầu cọc, vệ sinh hố móng

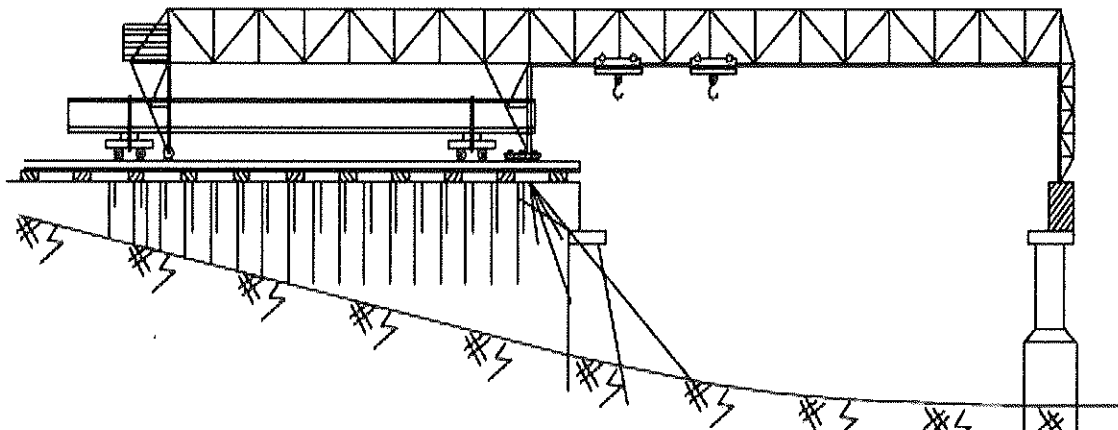
Bố trí cốt thép móng, trụ, lắp đặt ván khuôn....đổ bê tông móng, trụ

Bê tông móng sẽ được đổ bằng xe bơm có vòi từ 2 bên bờ; bê tông trụ cầu được đổ bằng cần cẩu trên sà lan.

1.5.4 Thi công kết cấu nhịp:

Dầm super T sẽ được đúc ở nhà máy, vận chuyển đến công trường sau đó lao lắp bằng công nghệ giá 3 chân,

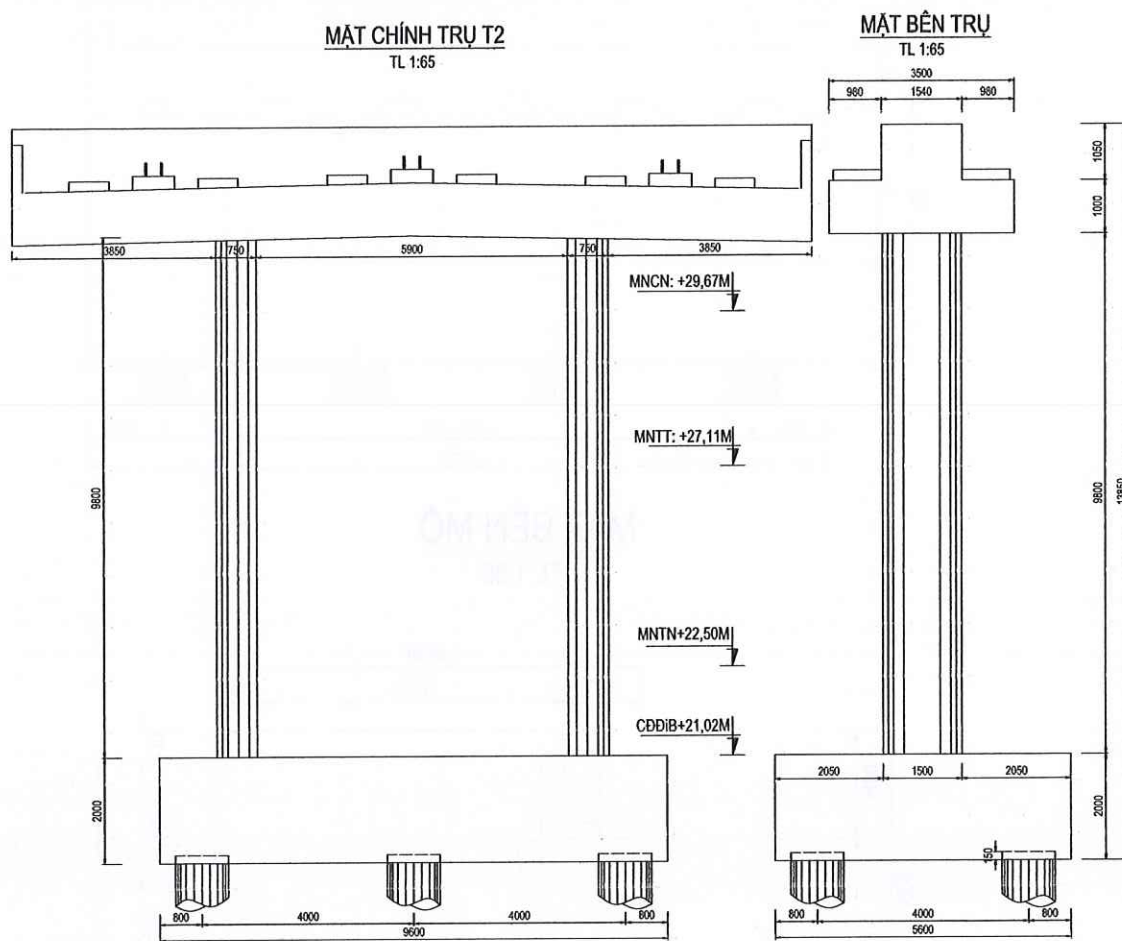
Ưu điểm của công nghệ là thời gian thi công nhanh và giảm được chi phí xây dựng do không phải xây dựng hệ đà giáo trụ tạm, không gây cản trở giao thông đường thủy trong quá trình thi công



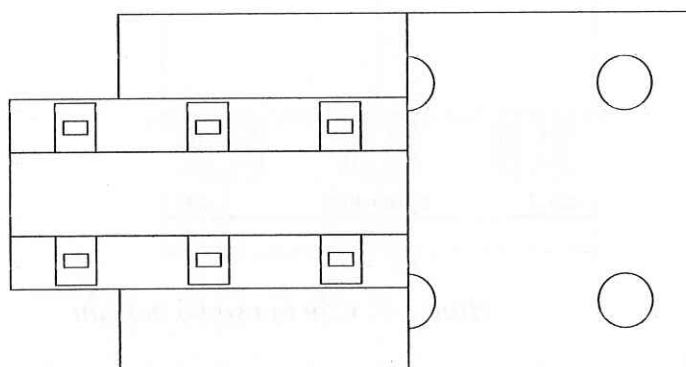
Hình 1.4: Phương án lao dầm bằng giá 3 chân

1.6 Trụ cầu:

Trụ cầu chọn loại trụ tường thân hẹp, hai đầu trụ được vát tròn để tạo dạng rẽ nước tốt, tránh tạo thành các dòng xoáy nước gần trụ, giảm làm xói lở bờ sông



Hình 1.5: Cấu tạo sơ bộ trụ cầu

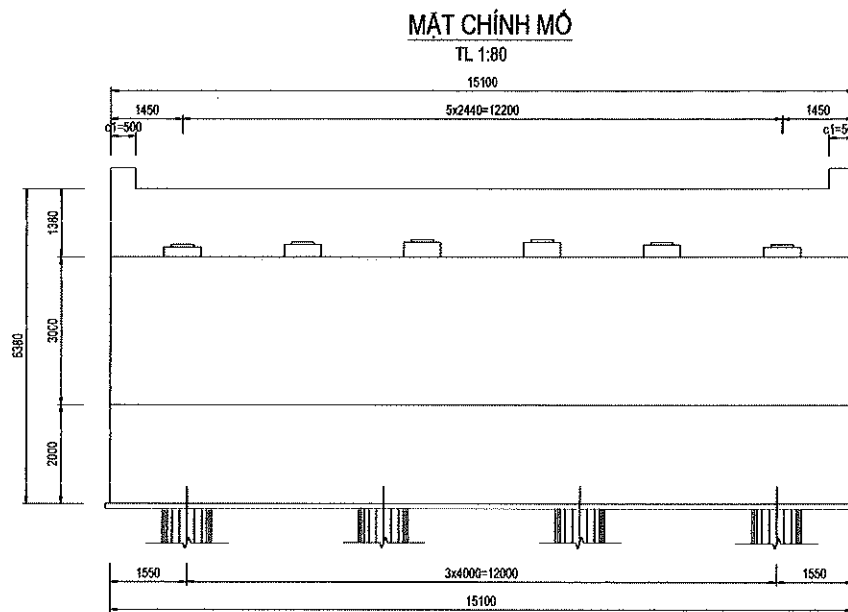
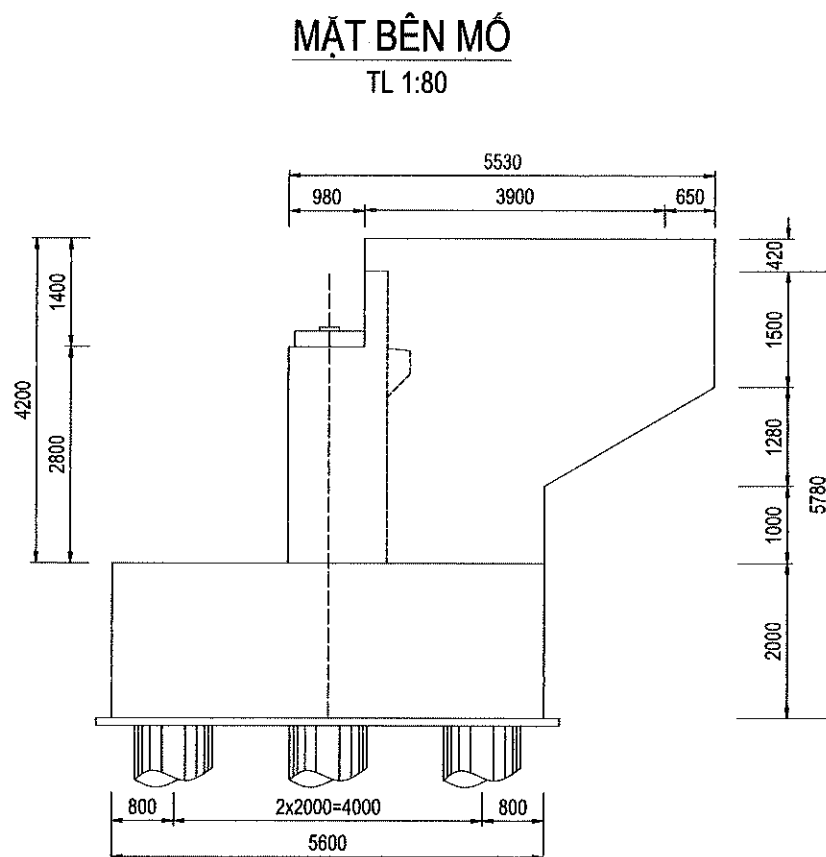


Hình 1.6: 1/2 Xà Mũ và 1/2 Bệ Trụ

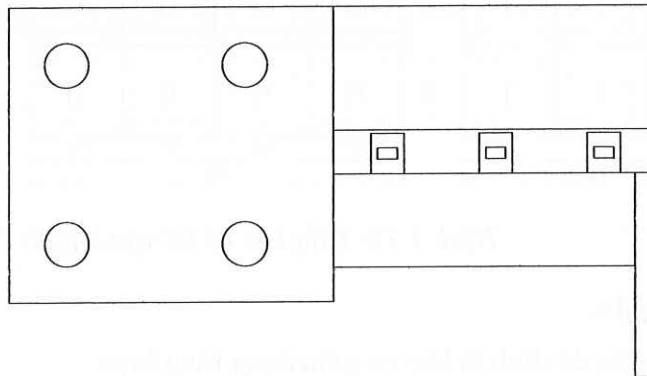
1.7 Mố cầu:

Mố cầu chữ U bằng bê tông cốt thép, cho phép giảm bề dày các tường do bố trí cốt thép để các tường có thể chịu uốn được

Bệ mố dự định bố trí 8 cọc khoan nhồi



Hình 1.7: Cấu tạo sơ bộ móng cầu

Hình 1.8: $\frac{1}{2}$ Bề mặt và $\frac{1}{2}$ Mặt Trên Mổ**1.8 Gối cầu:**

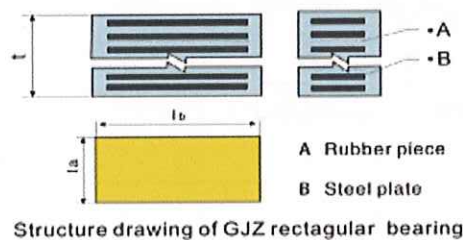
Gối cầu dự định sử dụng gối cao su bản thép, là loại gối có các bản thép dày 5mm nằm giữa các lớp cao su, nhờ các tính chất của cao su mà tiết diện dầu dằm có chuyển vị xoay và chuyển vị trượt

Kích thước gối : 250x450x52 mm

Trọng lượng gối: 17,5 kg

Chịu được lực dọc $V = 1000\text{kN}$, góc xoay $R = 0,002\text{ rad}$

Chuyển vị tối đa $A_m = 16\text{mm}$

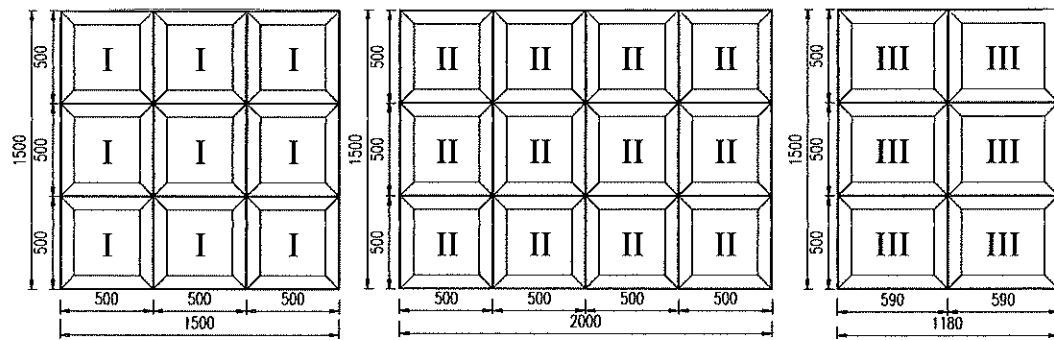


La: Total width;
 Lb: Total length;
 T : Total thickness;
 A_m : Maximum horizontal displacement;
 W : Weight;
 V : Vertical force;
 R : Rotation

Hình 1.9: Chi tiết gối cao su

1.9 Ván khuôn:

Dự kiến sử dụng ván khuôn thép được ghép từ các tấm dày từ 4-5mm, có kích thước được thiết phù hợp với các cầu kiện

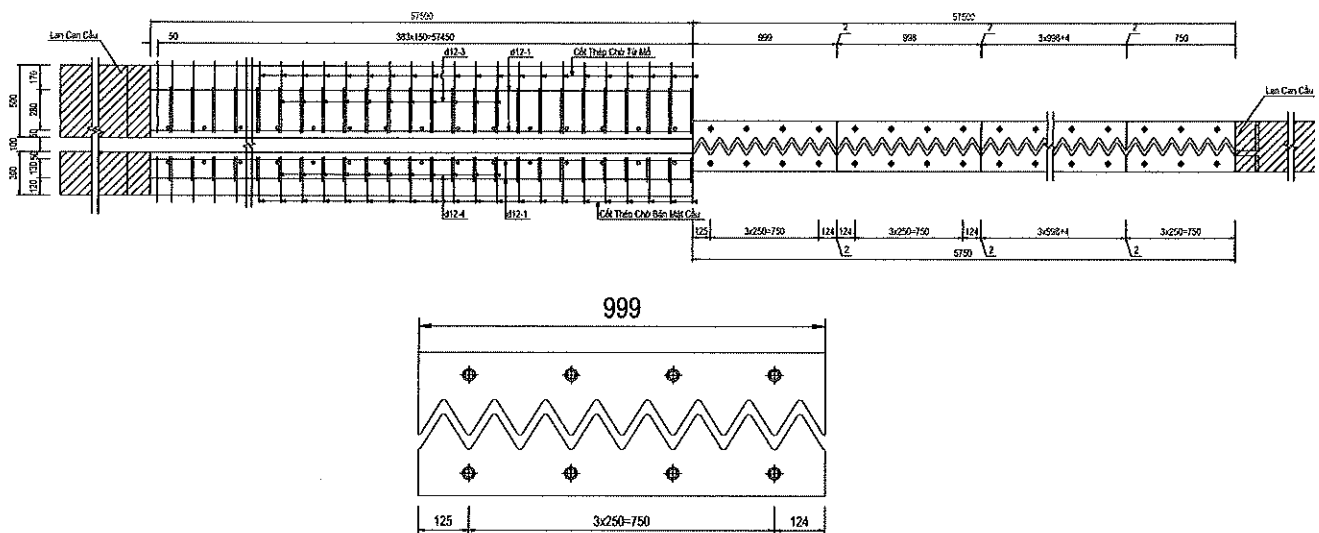


Hình 1.10: Cấu tạo sơ bộ ván khuôn

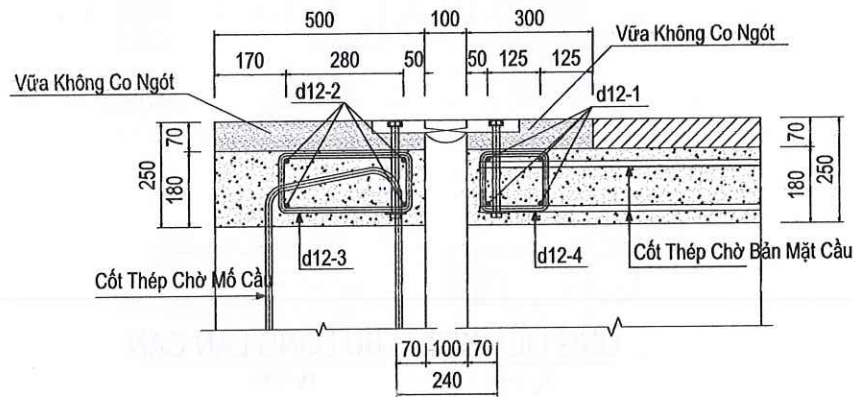
1.10 Khe co giãn:

Khe co giãn dự định là khe co giãn dạng răng lược

Loại khe co giãn này có nhiều đặc tính tốt .Ví dụ : xe chạy qua êm thuận, sức kháng ẩm tốt, dễ lắp đặt và thay thế, các đặc tính và còn nhiều ưu điểm như: tuổi thọ cao, lắp đặt dễ dàng, tiếng ồn thấp, xe chạy qua êm thuận, chức năng chống nước tốt, áp dụng với các chuyển vị đến 320mm



CHI TIẾT KHE CO GIẼN

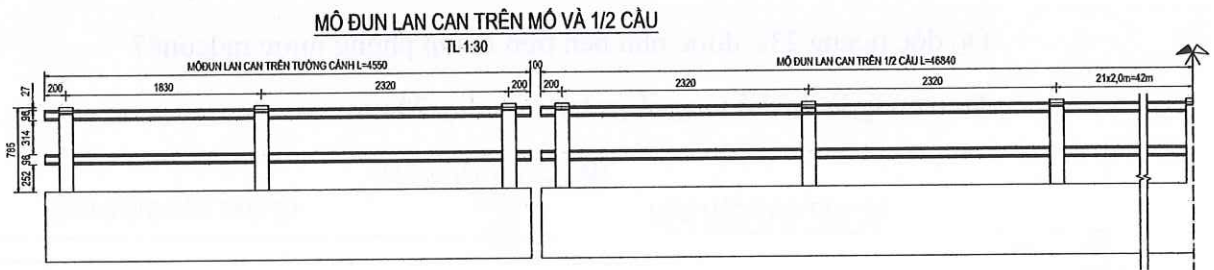


Hình 1.11: Khe co giãn dạng răng lược

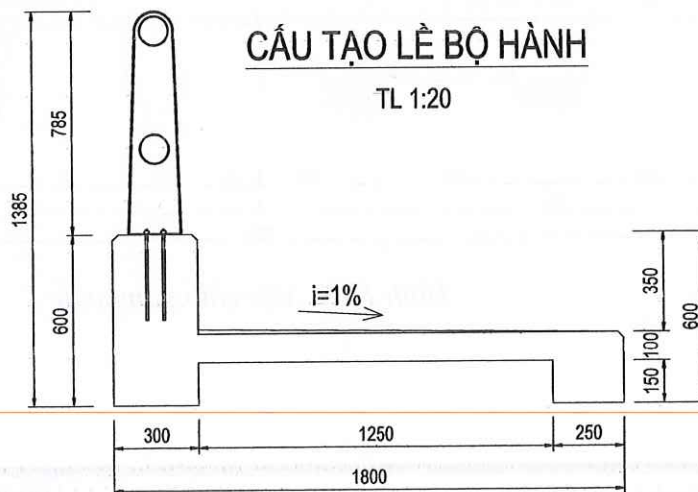
1.11 Lan can, lề bộ hành:

Thanh lan can và cột lan can được làm bằng thép CT3 mạ kẽm. Cột lan can được cố định vào tường nhờ bu lông

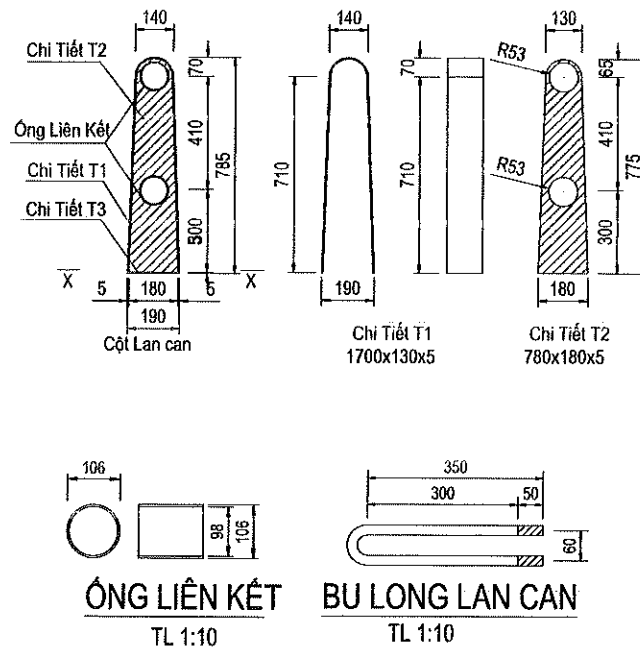
Lề bộ hành rộng 1500mm



Hình 1.12: Mô đun lan can trên mố và 1/2 cầu



Hình 1.13: Cấu tạo lề bộ hành



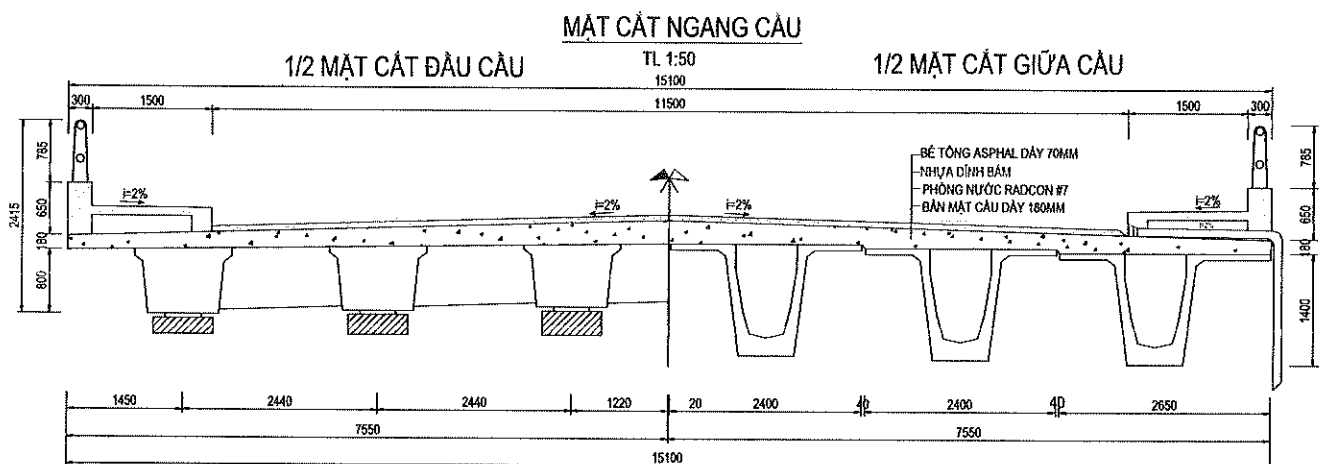
Hình 1.14: Cấu tạo cột lan can

1.12 Bản mặt cầu:

Bản mặt cầu sử dụng bê tông có cường độ $f_c=35$ MPa, bề dày 180mm

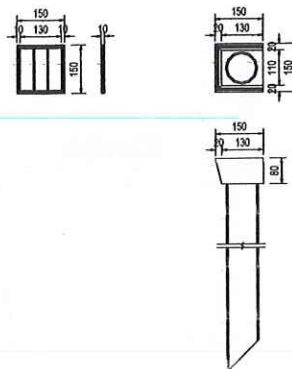
Độ dốc ngang 2%, được phủ bên trên là lớp phòng nước radcon#7

Trên cùng là lớp bê tông nhựa hạt mịn dày 70mm



Hình 1.15: Mặt cắt ngang cầu

LƯỚI CHẮN RÁC ỐNG THOÁT NƯỚC



Hình 1.16: Chi tiết ống thoát nước

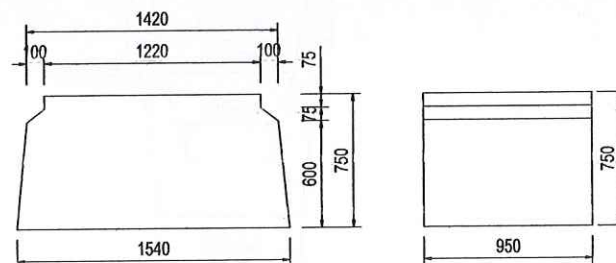
1.13 Dầm ngang:

Dầm ngang sử dụng bê tông có cường độ $f_c=35\text{MPa}$.

Cốt thép AII, giới hạn chảy $f_y=280\text{MPa}$

Dầm ngang sẽ được thi công sau khi lắp đặt dầm chính, cốt thép dầm ngang sẽ được nối vào dầm chính bằng các ống nối

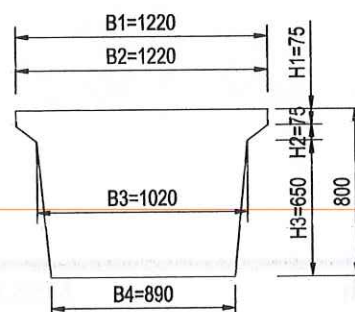
Cấu tạo dầm ngang:



Hình 1.17: Dầm ngang

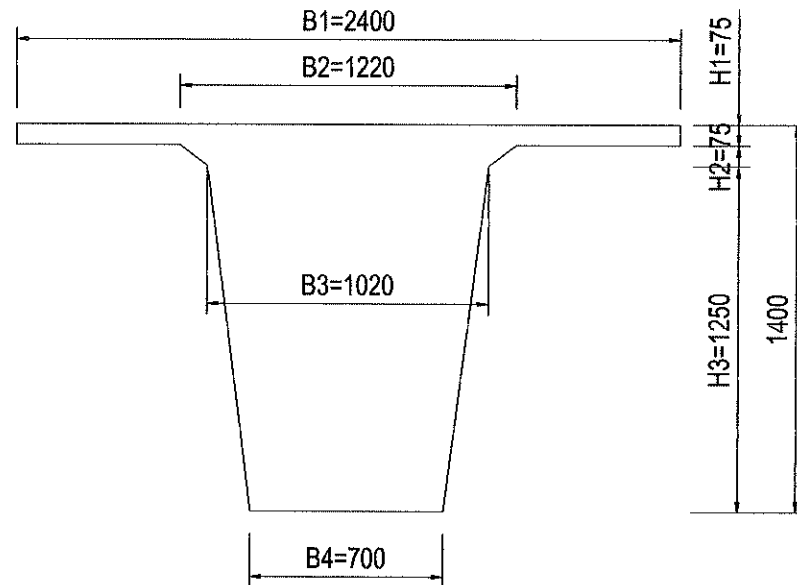
1.14 Dầm chính:**1.14.1 Cấu tạo dầm chính:**

Mặt cắt đầu dầm:



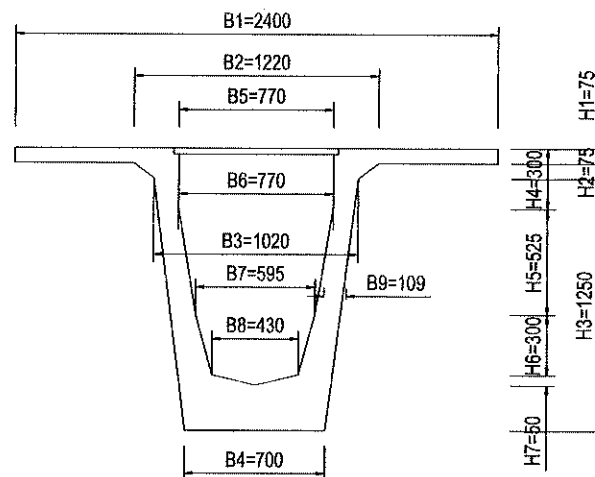
Hình 1.18: Mặt cắt ngang đầu dầm

Mặt cắt tại đoạn dầm đặc:



Hình 1.19: Mặt cắt ngang đoạn dầm đặc

Mặt cắt tiết diện giữa dầm:

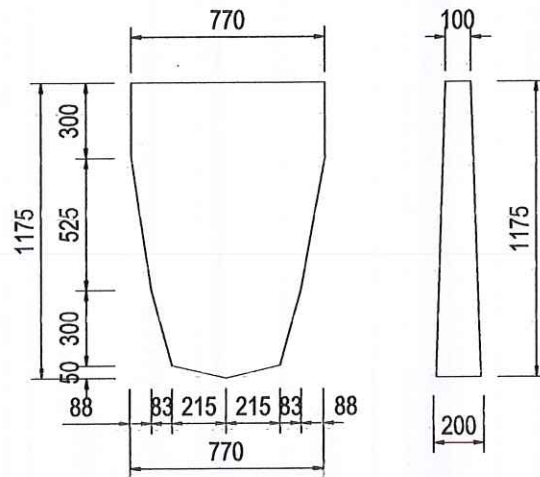


Hình 1.20: Mặt cắt ngang tiết diện hở

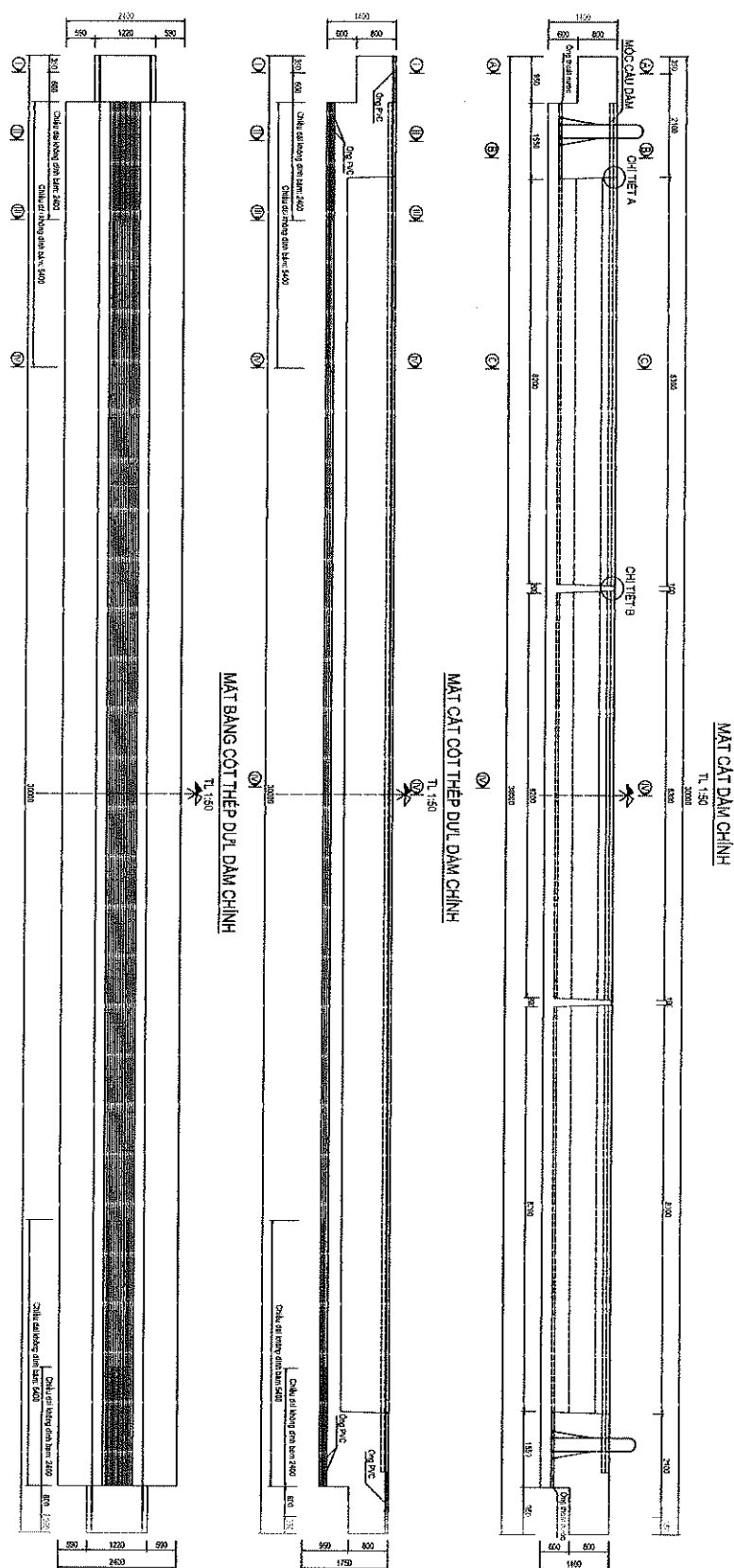
Cấu tạo vách ngăn:

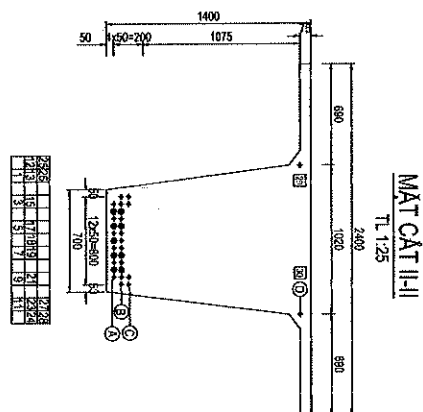
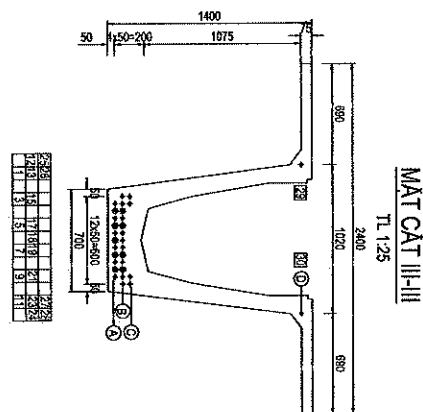
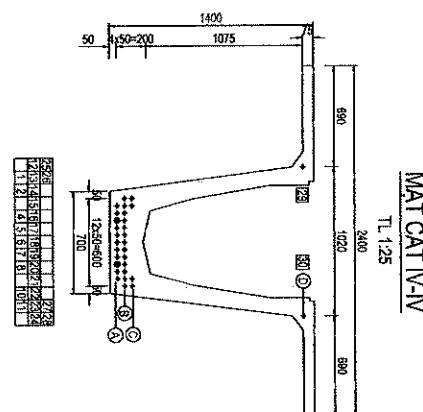
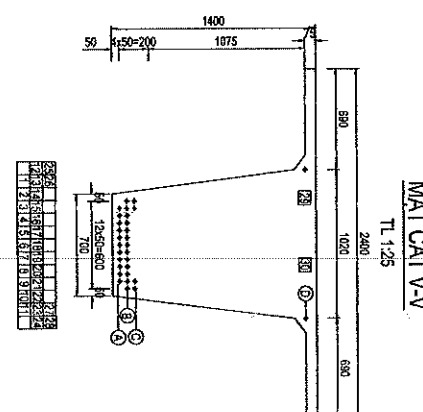
VÁCH NGĂN

TL 1:30



Vách ngăn đầm





CHƯƠNG 1: THIẾT KẾ SƠ BỘ PHƯƠNG ÁN 1	7
1.2 Số liệu thiết kế kết cấu nhịp chính:.....	7
1.3 Vật liệu sử dụng:	8
1.3.1 Bê tông:.....	8
1.3.2 Cốt thép:.....	8
1.4 Giải pháp kết cấu:	9
1.5 Phương án thi công:	9
1.5.1 Thi công cọc khoan nhồi:	9
1.5.2 Thi công vòng vây cọc ván thép và đổ bê tông bọt đáy	9
1.5.3 Thi công mố, trụ:.....	10
1.5.4 Thi công kết cấu nhịp:	10
1.6 Trụ cầu:.....	10
1.7 Mố cầu:.....	11
1.8 Gối cầu:	13
1.9 Ván khuôn:	13
1.10 Khe co giãn:.....	14
1.11 Lan can, lề bộ hành:	15
1.12 Bản mặt cầu:	16
1.13 Dầm ngang:.....	17
1.14 Dầm chính:	17
1.14.1 Cấu tạo dầm chính:.....	17

DANH MỤC HÌNH ẢNH

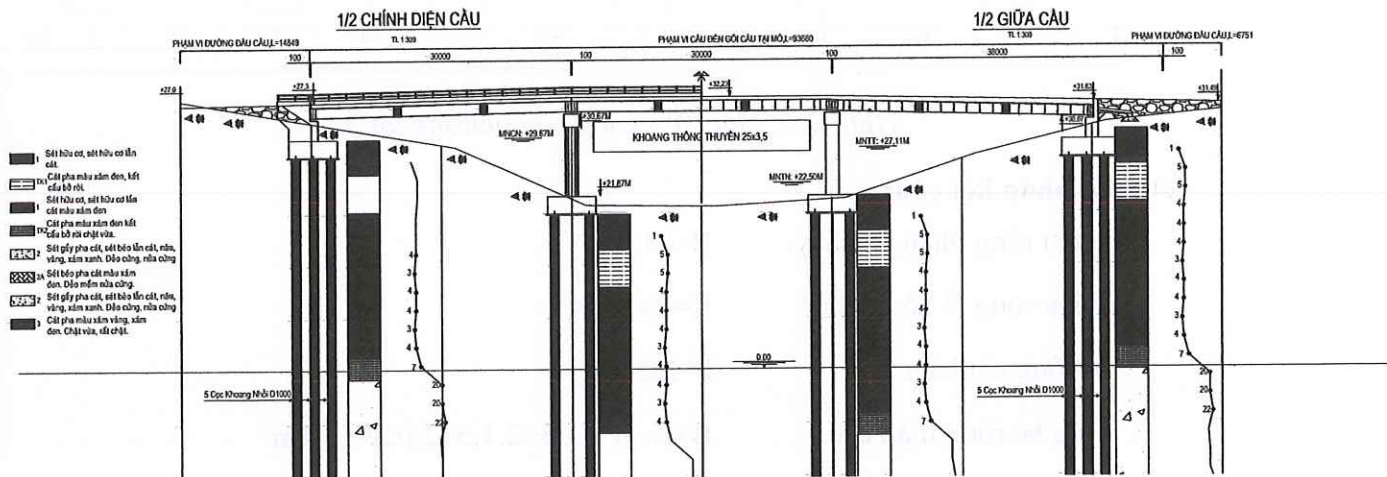
Hình 1.1: Bố trí chung phương án 1	7
Hình 1.2: Mặt cắt ngang cầu phương án 1	8
Hình 1.3: Mặt bằng vòng vây cọc ván thép	10
Hình 1.4: Phương án lao dầm bằng giá 3 chân	10
Hình 1.5: Cấu tạo sơ bộ trụ cầu.....	11
Hình 1.6: ½ Xà Mũ và ½ Bệ Trụ.....	11

Hình 1.7: Cấu tạo sơ bộ mố cầu	12
Hình 1.8: $\frac{1}{2}$ Bệ mố và $\frac{1}{2}$ Mặt Trên Mố	13
Hình 1.9: Chi tiết gối cao su.....	13
Hình 1.10: Cấu tạo sơ bộ ván khuôn	14
Hình 1.11: Khe co giãn dạng răng lược.....	15
Hình 1.12: Môđun lan can trên mố và $\frac{1}{2}$ cầu.....	15
Hình 1.13: Cấu tạo lề bộ hành.....	15
Hình 1.14: Cấu tạo cột lan can	16
Hình 1.15: Mặt cắt ngang cầu	16
Hình 1.16: Chi tiết ống thoát nước	17
Hình 1.17: Dầm ngang.....	17
Hình 1.18: Mặt cắt ngang đầu dầm	17
Hình 1.19: Mặt cắt ngang đoạn dầm đặc	18
Hình 1.20: Mặt cắt ngang tiết diện hở	18
Hình 1.21: Vách ngăn dầm	19

DANH MỤC BẢNG BIỂU

Bảng 1.2: Cường độ bê tông các bộ phận	8
---	---

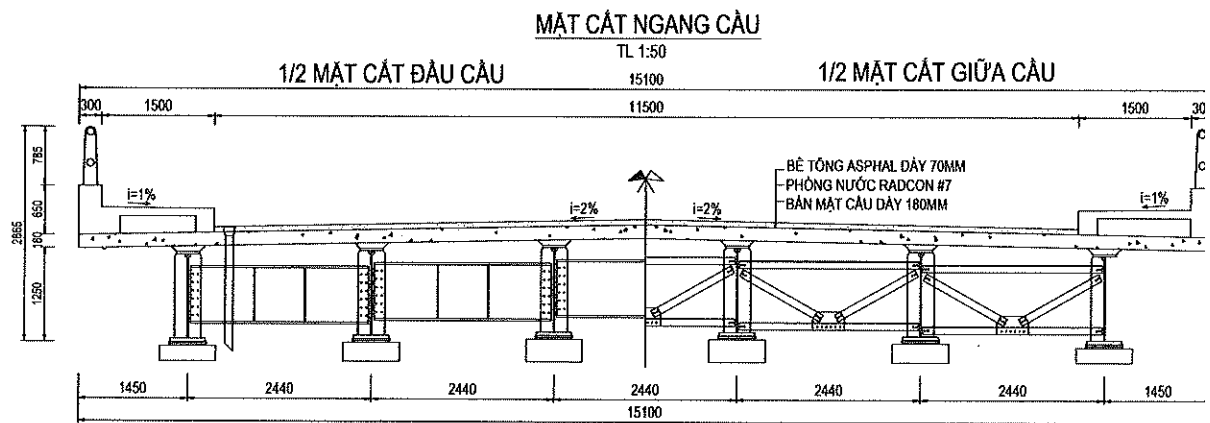
CHƯƠNG 2: PHƯƠNG ÁN CẦU DÀM THÉP LIÊN HỢP BÊ TÔNG CỐT THÉP NHỊP GIẢN ĐƠN



Hình 2.1: Bố trí chung phương án 2

2.3 Sơ đồ kết cấu nhịp:

Chiều dài toàn dầm:	$L=30\text{m}$
Khoảng cách từ đầu dầm đến tim gối:	$a=0,35\text{m}$
Chiều dài tính toán:	$L_{tt} = L - 2a = 30 - 2 \cdot 0,35 = 29,3\text{m}$
Tiêu chuẩn thiết kế:	TCVN 11832:2017
Tải trọng thiết kế:	0,65HL93
Chiều rộng phần xe chạy:	$B=11,5\text{m}$
Chiều rộng lề bộ hành:	$K=2 \times 1,5\text{m}$
Bề rộng cột lan can:	$b=2 \times 0,3\text{m}$
Tổng bề rộng toàn cầu:	$B+K+b=11,5+2 \cdot 1,5+2 \cdot 0,3=15,1\text{m}$
Kết cấu nhịp:	Giản đơn
Loại dầm:	Dầm Thép liên hợp



Hình 2.2: Mặt cắt ngang cầu phương án 2

2.4 Giải pháp kết cấu:

Chiều rộng phần xe chạy: $B=11,5\text{m}$

Chiều rộng lề bộ hành: $K=2 \times 1,5\text{m}$

Bề rộng cột lan can: $b=2 \times 0,3\text{m}$

Tổng bề rộng toàn cầu: $B+K+b=11,5+2.1,5+2.0,3=15,1\text{m}$

Sông cấp V

Với yêu cầu để bài và mặt cắt ngang sông, ta sẽ thiết kế cầu gồm 3 nhịp, mỗi nhịp gồm 6 dầm thép, khoảng cách giữa 2 dầm là 2,44m

Các dầm được gia công, lắp ráp tại công trường

Với nền đất tương đối yếu nên ta sử dụng giải pháp móng cọc khoan nhồi

2.5 Phương án thi công:

Để tăng nhanh tốc độ thi công, ta chọn 2 hướng thi công song song từ 2 bờ

2.5.1 Thi công cọc khoan nhồi:

Các thiết bị thi công cọc khoan nhồi như cần cẩu, máy khoan, ống vách,...sẽ được đưa đến vị trí thi công bằng sà lan

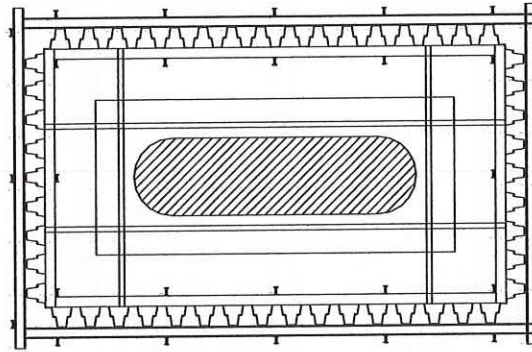
Đóng khung sàn đạo để định vị, sau khi định vị ta tiến hành các bước thi công cọc khoan nhồi

2.5.2 Thi công vòng vây cọc ván thép và đổ bê tông bít đáy

Do kết cấu mố, trụ được thi công dưới nước nên ta sẽ thi công vòng vây cọc ván thép đầu tiên

Cọc ván thép và máy ép cọc sẽ được vận chuyển đến địa điểm thi công bằng xà lan

Sau khi thi công vòng vây cọc ván thép sẽ tiến hành bơm hút nước bằng máy bơm và tiến hành đổ bê tông bọt đáy



Hình 2.3: Mặt bằng vòng vây cọc ván thép

2.5.3 Thi công móng trụ:

Trước khi thi công móng trụ, ta tiến hành đập đầu cọc, vệ sinh hố móng

Bố trí cốt thép móng, trụ, lắp đặt ván khuôn....đổ bê tông móng, trụ

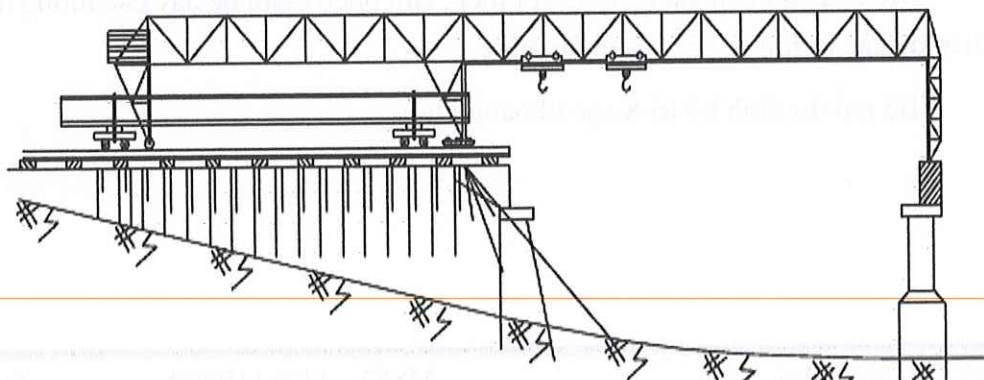
Bê tông móng sẽ được đổ bằng xe bơm có vòi từ 2 bên bờ; bê tông trụ cầu được đổ bằng cần cẩu trên sà lan.

2.5.4 Thi công kết cấu nhịp:

Dầm thép sẽ được lắp bằng công nghệ giá 3 chân

Sau khi lắp đặt sẽ tiến hành thi công các hạng mục như lắp đặt liên kết ngang, v.v..

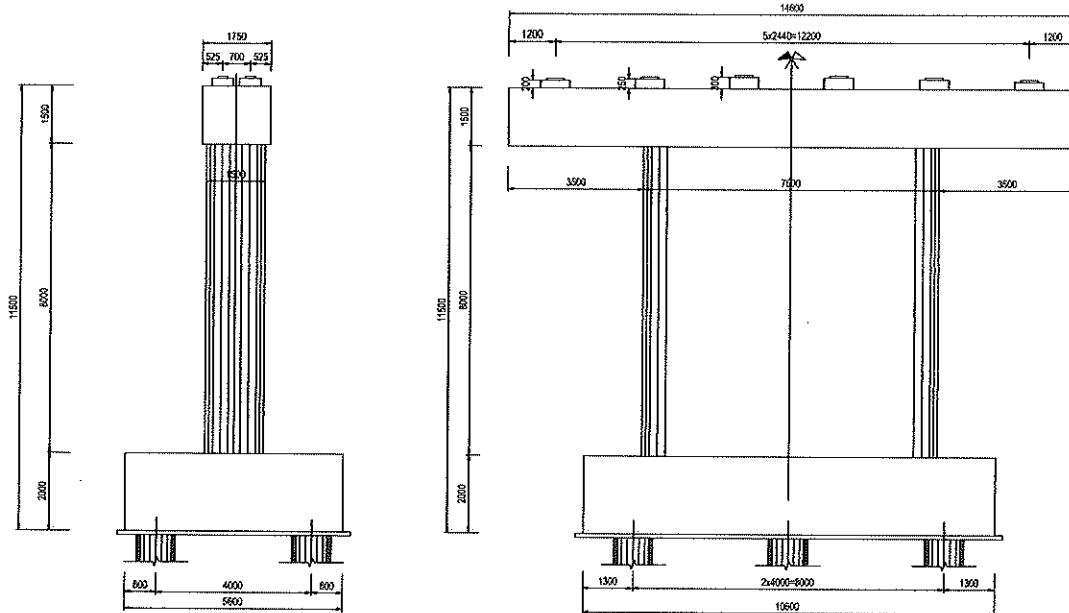
Ưu điểm của công nghệ là thời gian thi công nhanh và giảm được chi phí xây dựng do không phải xây dựng hệ đà giáo trụ tạm, không gây cản trở giao thông đường thủy trong quá trình thi công



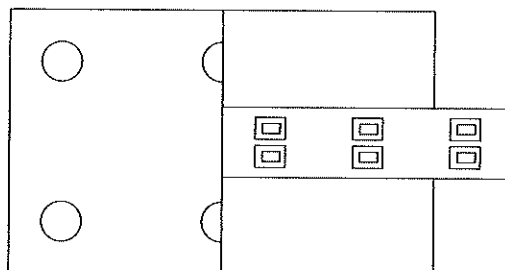
Hình 2.4: Công nghệ giá 3 chân

2.6 Trụ cầu:

Trụ cầu chọn loại trụ tường thân hẹp, hai đầu trụ được vát tròn để tạo dạng rẽ nước tốt, tránh tạo thành các dòng xoáy nước gần trụ, giảm làm xói lở bờ sông



Hình 2.5: Cấu tạo sơ bộ trụ cầu phương án 2

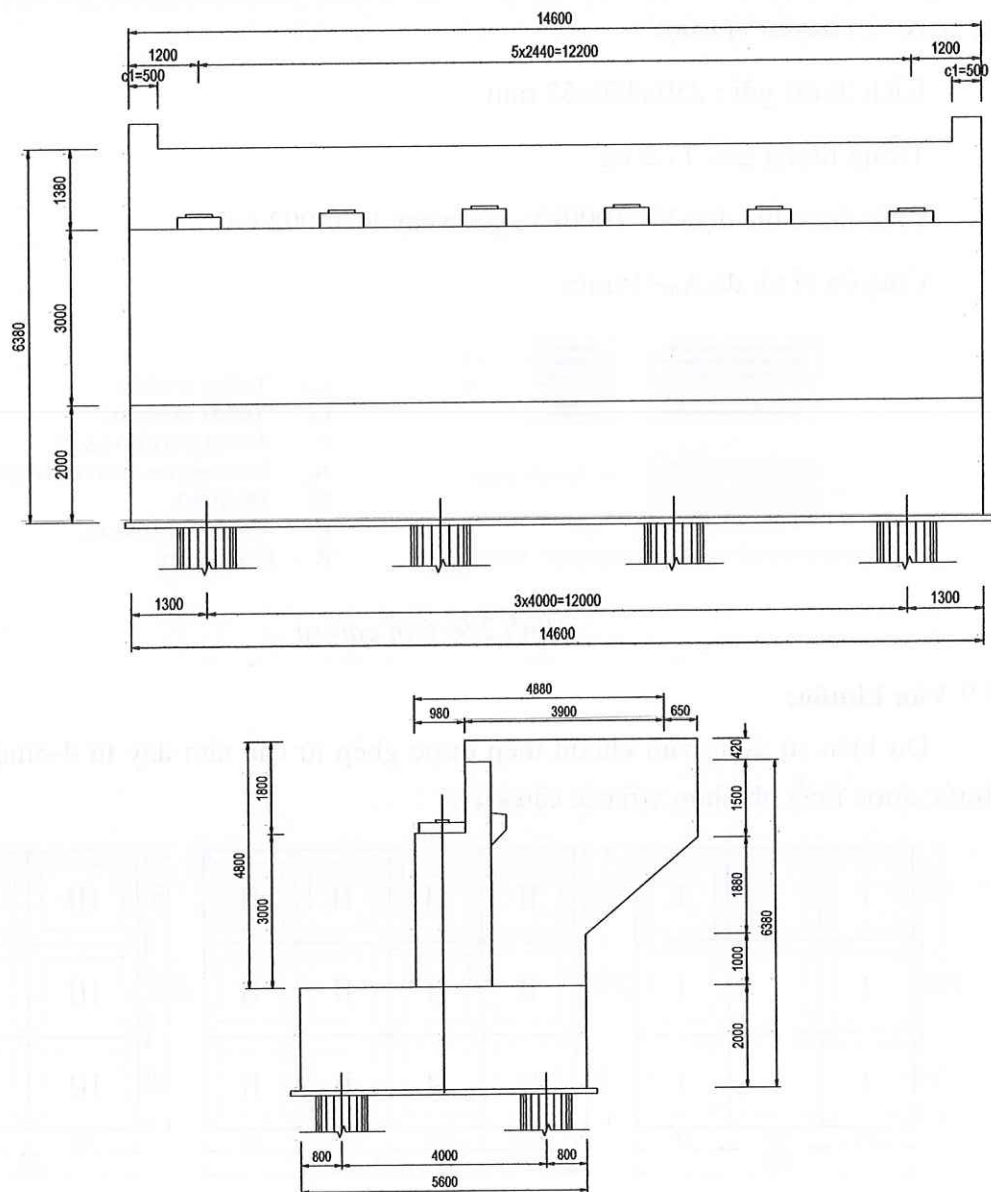


Hình 2.6: $\frac{1}{2}$ Xà Mũ và $\frac{1}{2}$ Bệ Trụ phương án 2

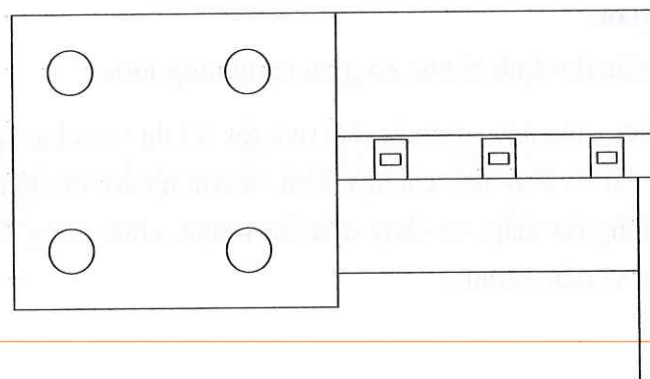
2.7 Mố cầu:

Mố cầu chữ U bằng bê tông cốt thép, cho phép giảm bề dày các tường do bố trí cốt thép để các tường có thể chịu uốn được

Bệ mố dự định bố trí 8 cọc khoan nhồi



Hình 2.7: Cấu tạo sơ bộ móng cầu phương án 2



Hình 2.8: 1/2 Bệ móng và 1/2 Mặt Trên Móng

2.8 Gối cầu:

Gối cầu dự định sử dụng gối cao su bản thép, là loại gối có các bản thép dày 5mm nằm giữa các lớp cao su, nhờ các tính chất của cao su mà tiết diện dầu dằm có chuyển vị xoay và chuyển vị trượt

Kích thước gối : 250x450x52 mm

Trọng lượng gối: 17,5 kg

Chịu được lực dọc $V = 1000\text{kN}$, góc xoay $R = 0,002\text{ rad}$

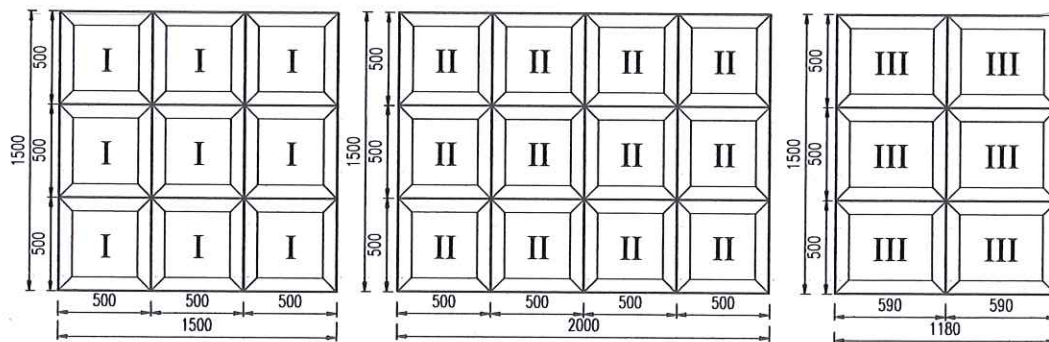
Chuyển vị tối đa $A_m = 16\text{mm}$



Hình 2.9: Gối cao su

2.9 Ván khuôn:

Dự kiến sử dụng ván khuôn thép được ghép từ các tấm dày từ 4-5mm, có kích thước được thiết phù hợp với các cấu kiện

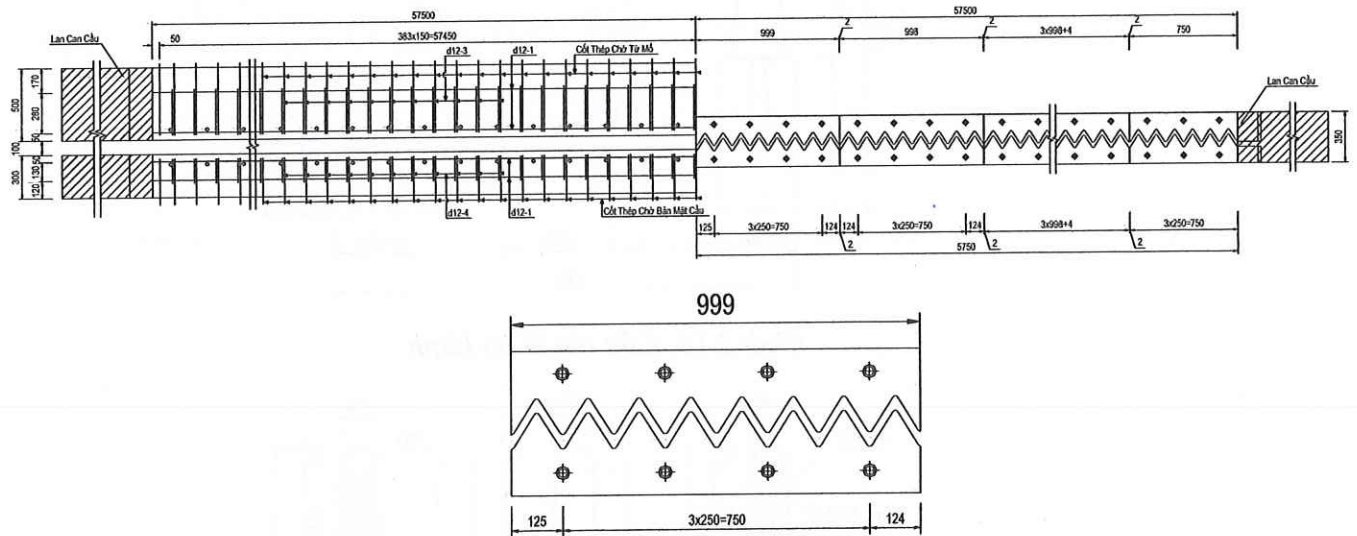


Hình 2.10: Kích thước ván khuôn

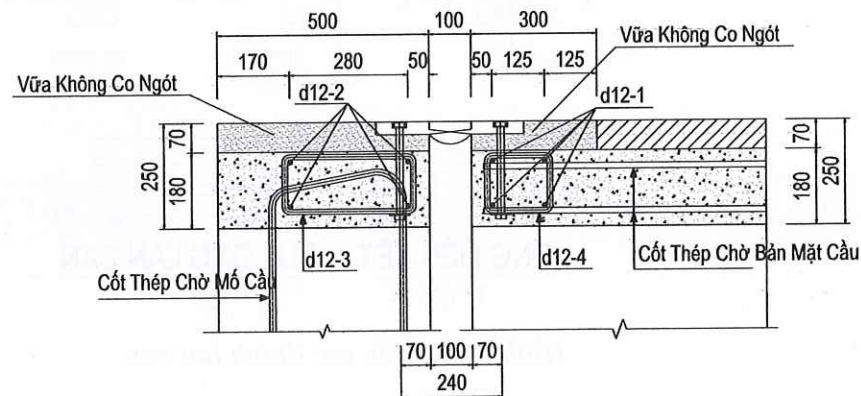
2.10 Khe co giãn:

Khe co giãn dự định là khe co giãn dạng răng lược

Loại khe co giãn này có nhiều đặc tính tốt. Ví dụ: xe chạy qua êm thuận, sức kháng ẩm tốt, dễ lắp đặt và thay thế, các đặc tính và còn nhiều ưu điểm như: tuổi thọ cao, lắp đặt dễ dàng, tiếng ồn thấp, xe chạy qua êm thuận, chức năng chống nước tốt, áp dụng với các chuyển vị đến 320mm



CHI TIẾT KHE CO GIỮ

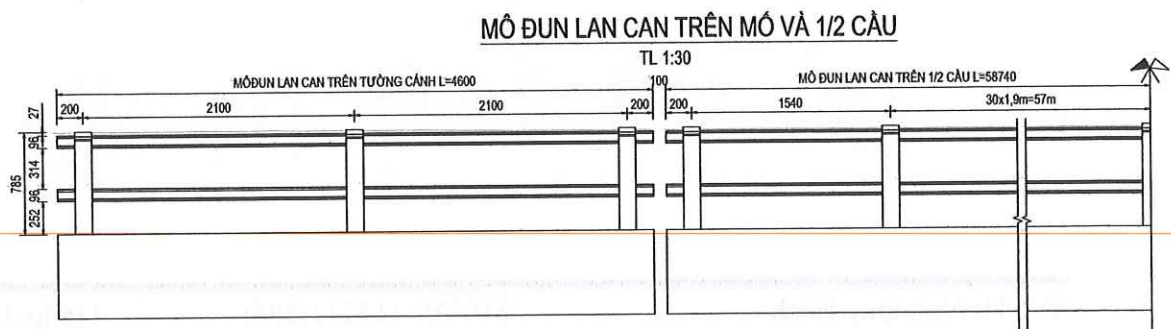


Hình 2.11: Chi tiết khe co giãn dạng răng lược

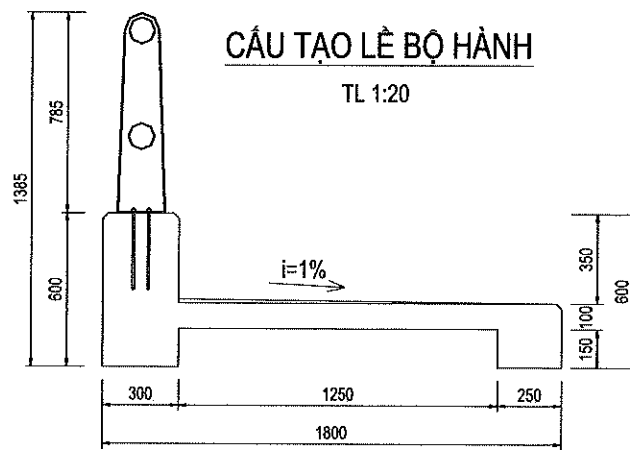
2.11 Lan can, lề bộ hành:

Thanh lan can và cột lan can được làm bằng thép CT3 mạ kẽm. Cột lan can được cố định vào tường nhờ bu lông

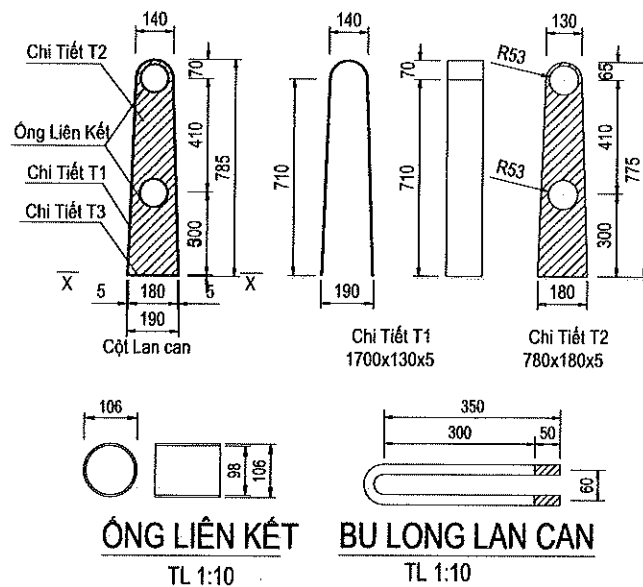
Lề bộ hành rộng 1250mm



Hình 2.12: Môđun lan can trên mố và 1/2 cầu



Hình 2.13: Cấu tạo lờ bộ hành



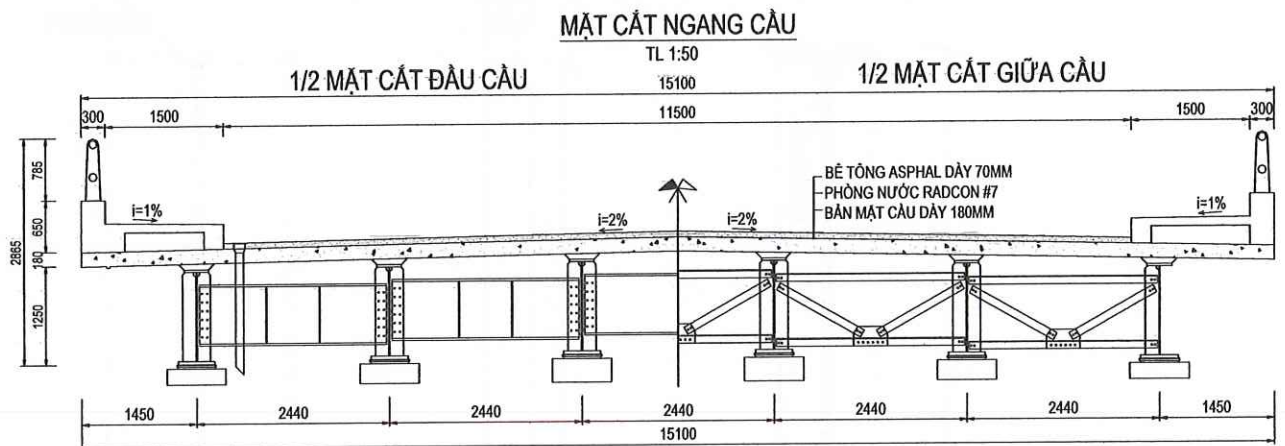
Hình 2.14: Cấu tạo thanh lan can

2.12 Bản mặt cầu:

Bản mặt cầu sử dụng bê tông có cường độ $f'c=35$ MPa, bề dày 180mm

Độ dốc ngang 2%, được phủ bên trên là lớp phòng nước radcon#7

Trên cùng là lớp bê tông nhựa hạt mịn dày 70



Hình 2.15: Mặt cắt ngang cầu phương án 2

2.13 Dầm thép liên hợp bê tông cốt thép:

2.13.1 Kích thước dầm:

— Chiều cao dầm được chọn theo kinh nghiệm như sau:

$$\begin{cases} d = 0,033L_{tt} = 0,033.29300 = 966,9,2\text{mm} \\ H \geq 0,04L = 0,04.30000 = 1200\text{mm} \\ H = \frac{1}{25}L \div \frac{1}{20}L = \frac{1}{25}30000 \div \frac{1}{20}30000 = 1200 \div 1500\text{mm} \end{cases}$$

— Ta chọn:

Chiều cao dầm thép liên hợp: 1480mm

Chiều cao dầm thép: 1250mm

Chiều dày bản bê tông: 180mm

Chiều cao phần vút: 50mm

Chiều rộng cánh trên: 310mm

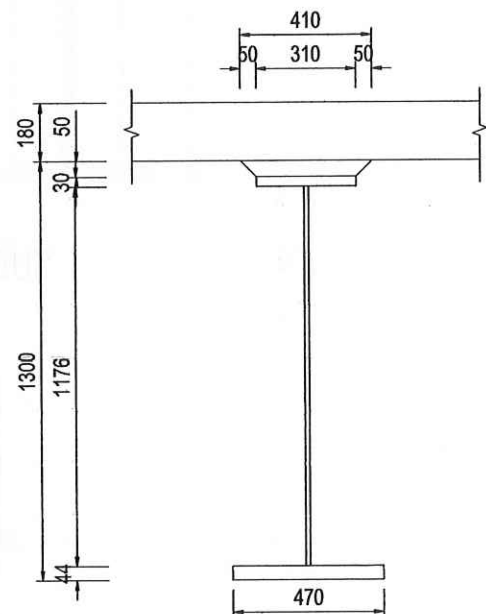
Bề dày cánh trên: 30mm

Bề dày sườn dầm: 14 mm

Chiều cao sườn dầm: 1176mm

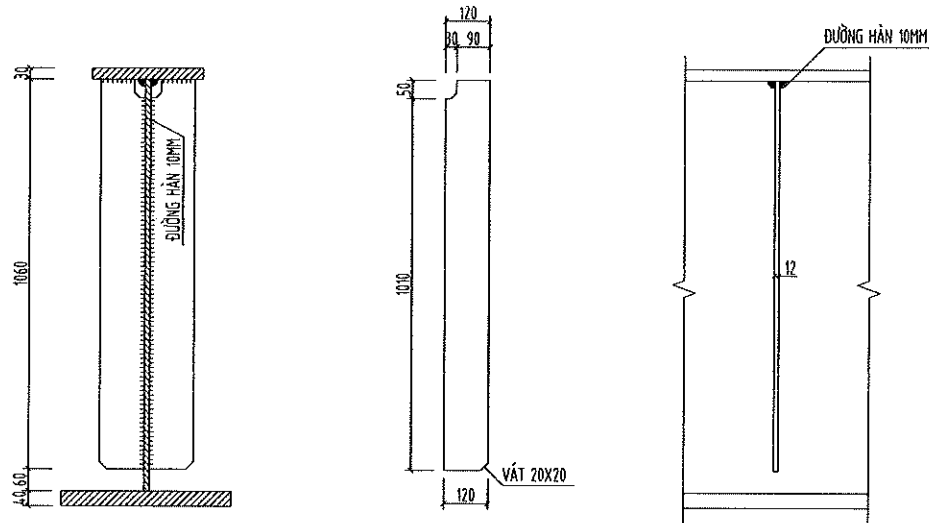
Chiều rộng cánh dưới: 470mm

Bề dày cánh dưới: 44mm

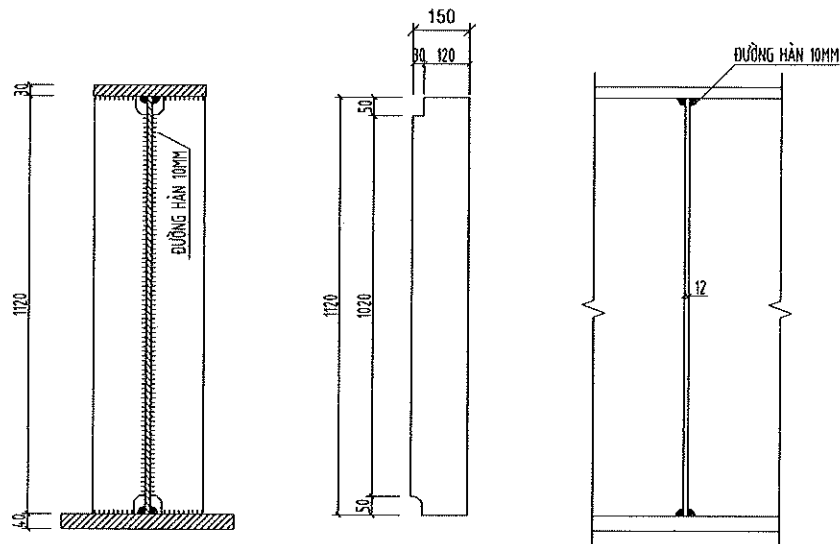


2.13.2 Sườn tăng cường

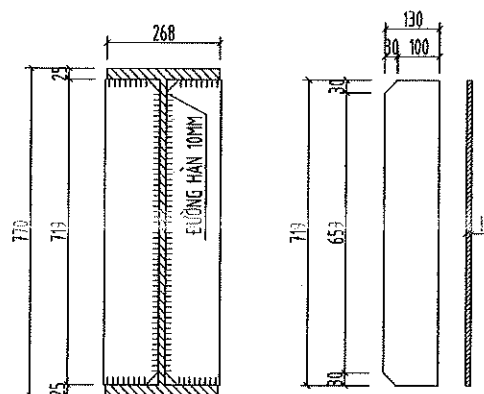
SƯỜN TĂNG CƯỜNG TRUNG GIAN



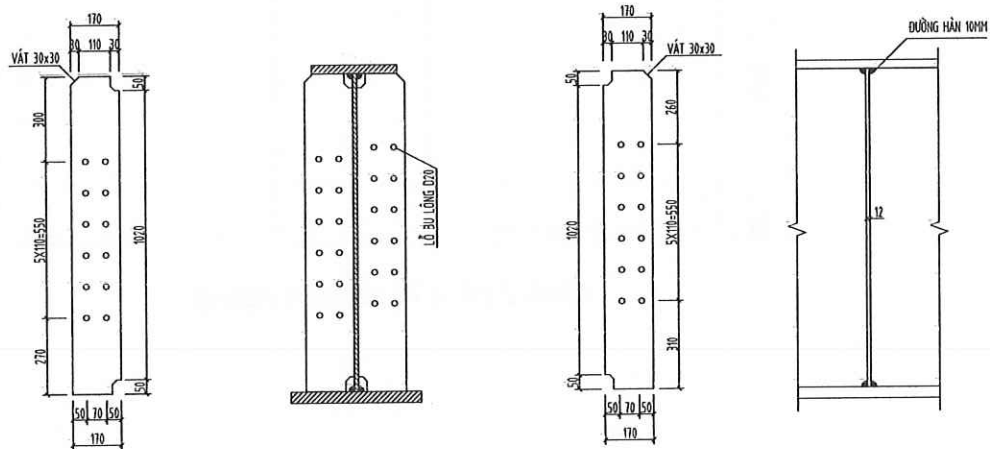
SƯỜN TĂNG CƯỜNG GỐI



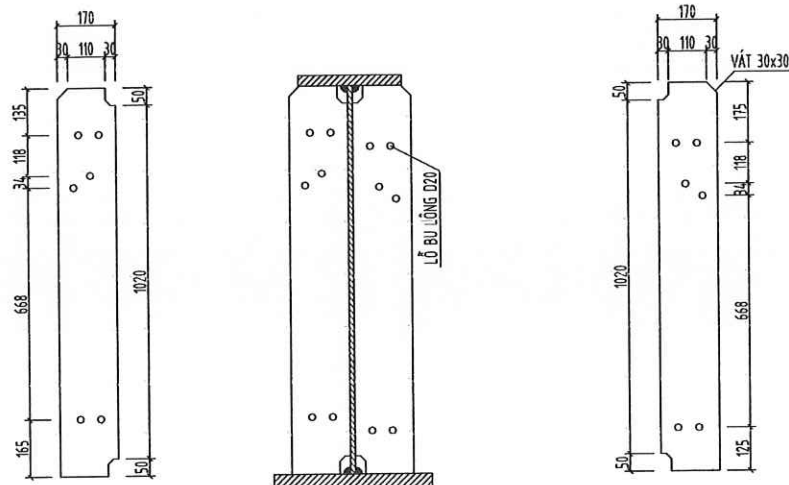
SƯỜN TĂNG CƯỜNG DẦM NGANG



SƯỜN TĂNG CƯỜNG TẠI VỊ TRÍ CÓ DẦM NGANG



SƯỜN TĂNG CƯỜNG TẠI VỊ TRÍ CÓ KHUNG NGANG

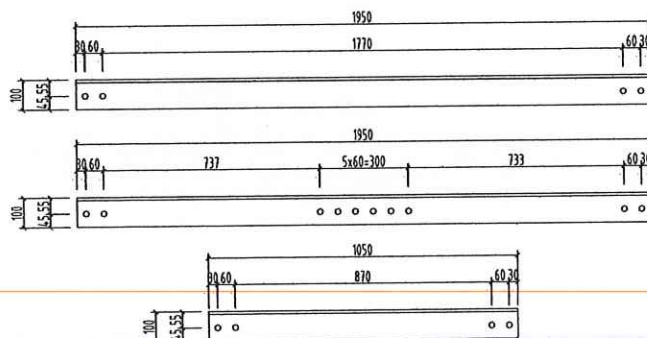


Hình 2.16: Chi tiết các sườn tăng cường

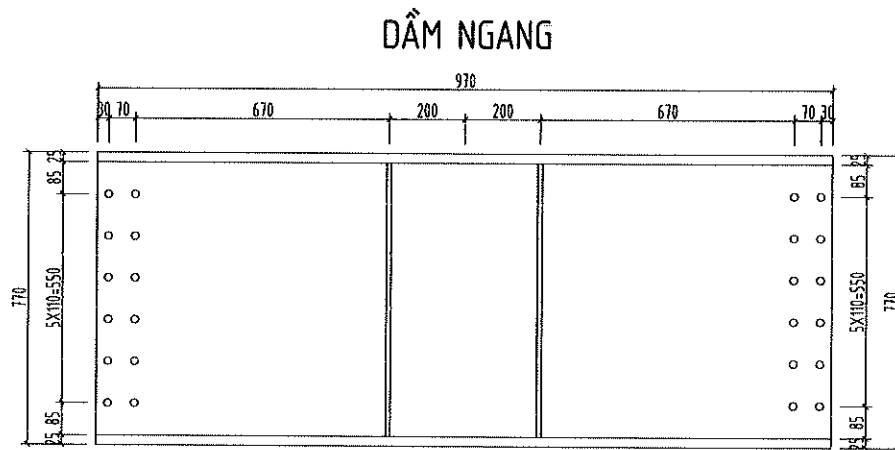
2.13.3 Liên kết ngang:

THANH GIẺNG TRÊN, DƯỚI, XIÊN L100X100X10

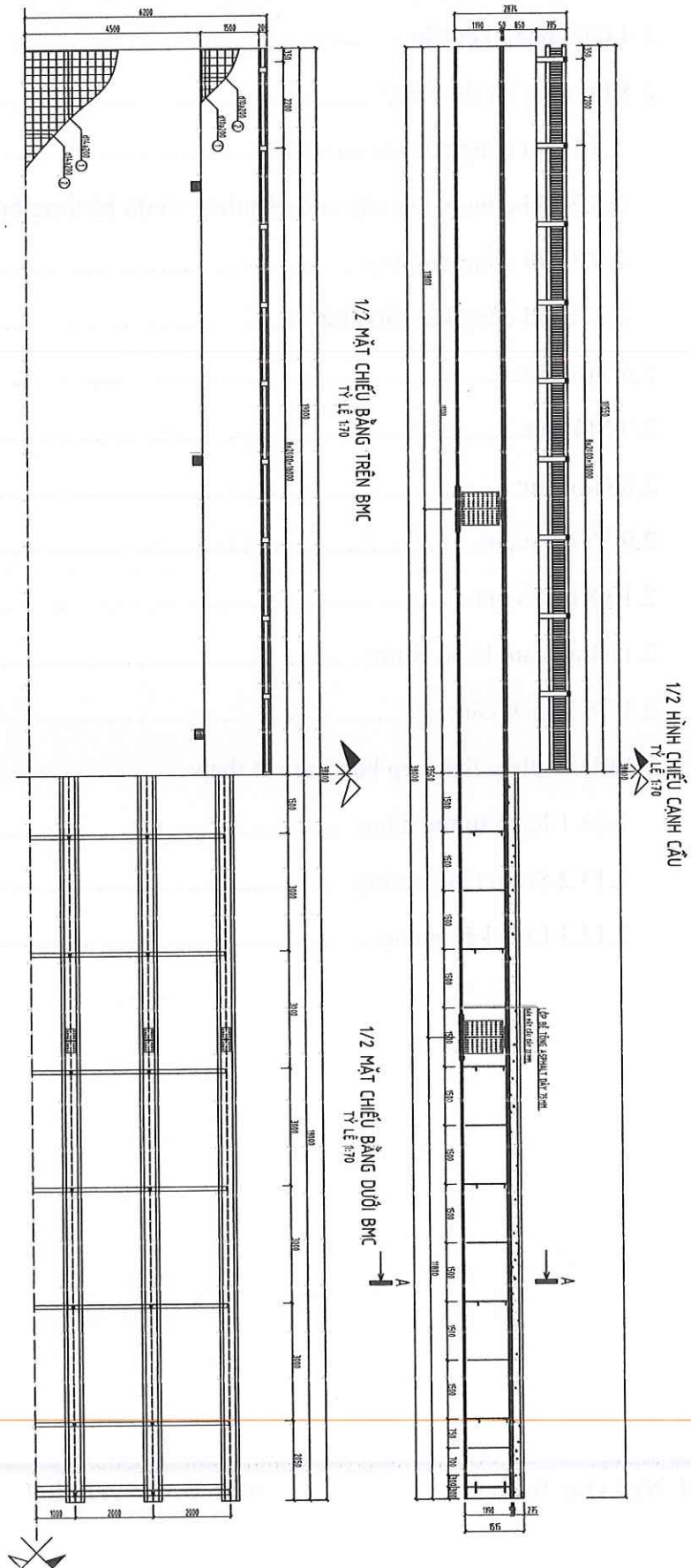
TỶ LỆ 1:15



Hình 2.17: Chi tiết các thanh giằng



Hình 2.18: Chi tiết dầm ngang



CHƯƠNG 2: PHƯƠNG ÁN CẦU DẦM THÉP LIÊN HỢP BÊ TÔNG CỐT THÉP NHỊP GIẢN ĐƠN	24
2.3 Sơ đồ kết cấu nhịp:.....	24
2.4 Giải pháp kết cấu:	25
2.5 Phương án thi công:	25
2.5.1 Thi công cọc khoan nhồi:	25
2.5.2 Thi công vòng vây cọc ván thép và đổ bê tông bọt đáy.....	25
2.5.3 Thi công mố, trụ:.....	26
2.5.4 Thi công kết cấu nhịp:	26
2.6 Trụ cầu:.....	27
2.7 Mố cầu:.....	27
2.8 Gối cầu:	29
2.9 Ván khuôn:	29
2.10 Khe co giãn:.....	29
2.11 Lan can, lề bộ hành:	30
2.12 Bản mặt cầu:	31
2.13 Dầm thép liên hợp bê tông cốt thép:	32
2.13.1 Kích thước dầm:.....	32
2.13.2 Sườn tăng cường	33
2.13.3 Liên kết ngang:.....	34

DANH MỤC HÌNH ẢNH

Hình 2.1: Bố trí chung phương án 2	24
Hình 2.2: Mặt cắt ngang cầu phương án 2	25
Hình 2.3: Mặt bằng vòng vây cọc ván thép	26
Hình 2.4: Công nghệ giá 3 chân	26
Hình 2.5: Cấu tạo sơ bộ trụ cầu phương án 2	27
Hình 2.6: ½ Xà Mũi và ½ Bê Trụ phương án 2	27
Hình 2.7: Cấu tạo sơ bộ mố cầu phương án 2	28
Hình 2.8: ½ Bê mố và ½ Mặt Trên Mố	28
Hình 2.9: Gối cao su	29
Hình 2.10: Kích thước ván khuôn	29
Hình 2.11: Chi tiết khe co giãn dạng răng lược	30
Hình 2.12: Môđun lan can trên mố và ½ cầu	30
Hình 2.13: Cấu tạo lề bộ hành	31
Hình 2.14: Cấu tạo thanh lan can	31
Hình 2.15: Mặt cắt ngang cầu phương án 2	32
Hình 2.16: Chi tiết các sườn tăng cường	34
Hình 2.17: Chi tiết các thanh giằng	34
Hình 2.18: Chi tiết dầm ngang	35

CHƯƠNG 3: SO SÁNH LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN

Để lựa chọn một phương án tốt nhất ta phải tiến hành so sánh chúng về các chỉ tiêu Kinh Tế – Kỹ Thuật – Mỹ Quan và điều kiện duy tu bảo dưỡng cũng như khai thác khả năng của chúng.

3.2 Về kinh tế:

Tham khảo dự toán vật tư, công, ca máy,... của công trình đúc dầm bê tông cốt thép super T dự ứng lực căng trước năm 2011

3.2.1 Cầu dầm super T:

Như đã tính toán trong phần thiết kế sơ bộ và khai toán công trình :

Chiều dài cầu : 93,68 m

Bề rộng cầu : 15,1 m

Tổng mức đầu tư : 47,529,129,166VNĐ đồng.

Suất đầu tư : 33,599,748 VNĐ đồng/m²

3.2.2 Cầu thép liên hợp:

Như đã tính toán trong phần thiết kế sơ bộ và khai toán công trình :

Chiều dài cầu : 90,4 m

Bề rộng cầu : 15,1 m

Tổng mức đầu tư : 58,497,494,248 VNĐ đồng.

Suất đầu tư : 41,480,524 VNĐ đồng/m²

3.3 Về kỹ thuật:

3.3.1 Cầu dầm super T:

Thi công kết cấu nhịp bằng giá 3 chân : ưu điểm của nó là thi công rất an toàn nhưng công kênh và khá phức tạp.

Bản cánh dầm cứng tạo sàn công tác cho các công việc dưới mặt cầu ngay sau khi dầm được đặt vào vị trí, tạo sự an toàn cho công nhân.

Do tiết diện có dạng hộp nên khả năng chống xoắn tốt và momen uốn ngang khá lớn có tính ổn định cao khi lắp đặt so với các tiết diện khác.

Mặt khác cấu trúc đầu dầm dạng khác nên chiều cao đầu dầm giảm do đó so với dầm thép thì chiều cao kiến trúc cầu của dầm Super – T nhỏ hơn.

Ngoài ra do kích thước tiết diện nhỏ nên có thể đúc trực tiếp ngoài công trường hoặc tại các xưởng rồi vận chuyển đến chính vì thế dầm có tính cơ giới hoá, tiêu chuẩn hoá cao hạn chế được nhiều khuyết tật trong cầu kiện do được bảo dưỡng tốt.

3.3.2 Cầu thép liên hợp:

Thi công bằng phương pháp kéo dầm và lao dầm bằng cần cầu thì cũng cần một hệ thống thiết bị phức tạp nhưng không an toàn bằng phương pháp giá 3 chân của phương án 1.

Do là nhịp dầm thép nên chi phí duy tu bảo dưỡng cao trong quá trình khai thác sau này, tuổi thọ công trình không đảm bảo trong thời gian dài.

Tính thẩm mỹ của công trình chưa cao, không phù hợp với không gian kiến trúc và khu vực vùng đồng bằng.

3.4 Về mỹ quan:

3.4.1 Cầu dầm super T:

Dầm có dạng mặt đáy dạng dầm hộp với ít góc cạnh nên được xem như tương đương với các dầm hộp hay bản có lỗ đúc tại chỗ đang được ưa chuộng. Đáy các nhịp và xà mũ liên tục tạo hiệu quả cao về mỹ quan.

Ngoài ra nó còn có nhiều ưu điểm về khả năng sử dụng như : giao thông êm thuận, tránh được tiếng ồn.

3.4.2 Cầu thép liên hợp:

Không có được những góc vát cạnh, và có nhiều chi tiết và liên kết hàn, liên kết đinh tán hoặc bulông nên tính thẩm mỹ của nó không cao.

3.5 Về duy tu bảo dưỡng:

3.5.1 Cầu dầm super T:

Ngày nay chúng ta hiểu BTCT và BTCT dự ứng lực là loại vật liệu lý tưởng có khả năng cạnh tranh với thép trong lĩnh vực xây dựng nói chung và trong xây dựng cầu nói riêng. Tính bền cơ học của bê tông tuy có thua kém thép nhưng bê tông lại có khả năng chịu môi tốt, có khả năng chống lại các tác động của môi trường tốt hơn thép nên trong quá trình sử dụng tránh được chi phí duy tu bảo dưỡng

3.5.2 Cầu thép liên hợp:

Các loại cầu thép – bê tông liên hợp do ảnh hưởng của môi trường, do lão hóa của vật liệu, do bị khai thác liên tục nên dẫn đến nhiều hư hỏng.

Những hư hỏng chủ yếu thường gặp trên bề mặt các kết cấu thép thường là do sự phá hoại bởi rỉ ăn mòn kim loại, sự giảm cấp đó thường kéo theo sự giảm khả năng chịu lực của vật liệu tạo thành, phát sinh sự phá hoại do các loại tải trọng đi lại và do sự quá tải trong quá trình sử dụng công trình.

Các hư hỏng do gỉ là chủ yếu khi các dầm thép ở các vùng môi trường khí hậu nhiệt đới nói chung và vùng ven biển thường có độ ẩm rất cao. Ngoài ra còn do công tác bố trí hệ thống thoát nước không hợp lý và công tác sử dụng sơn chống gỉ không đúng theo quy định. Đặc biệt là nhân lực có đủ trình độ để sơn bảo dưỡng một cách hoàn hảo và tiết kiệm nhất.

Ngoài ra còn cần phải quan tâm đặc biệt đến các liên kết giữa dầm chủ, dầm ngang, sườn tăng cường như liên kết hàn, liên kết bulông, đinh tán ...

3.6 Kết luận:

Xét về tổng mức đầu tư thì 2 phương án cầu xấp xỉ nhau nhưng tính đến hết giai đoạn khai thác của công trình thì chi phí duy tu bảo dưỡng cầu thép lại lớn hơn rất nhiều so với cầu bê tông. Thêm nữa lại khó khăn cho đơn vị quản lý trong việc duy tu bảo dưỡng hàng năm. Về mỹ thuật và kỹ thuật thì phương án cầu dầm super T đều tốt hơn phương án cầu dầm thép.

Với các phương diện so sánh như trên và mong muốn nghiên cứu về kết cấu cầu dầm super T nên em chọn phương án 1 – dầm Super-T làm phương án chính và sẽ thiết kế chi tiết phương án này.

3.7 Khái toán chi phí 2 phương án:

3.7.1 Cầu dầm super T:

Bảng 2.1: Khái toán chi phí cầu dầm super T

STT	Hạng mục xây lắp	Đơn vị	Khối lượng	Đơn giá	Thành tiền
A	Kết Cấu Phần Trên				25,426,370,875
I	Dầm Chính				15,428,739,181
1	Bê tông cốt thép C50	m ³	913.23	9,361,312	8,549,030,958
2	Cốt thép thường các loại	tấn	70.18	20,559,683	1,442,878,553
3	Cáp dự ứng lực	tấn	30.01	32,314,550	969,775,793
4	Ván khuôn thép	m ²	6723	664,444	4,467,053,877

II	Gối Cầu				
1	Gối	gối	36	11,331,000	407,916,000
III	Dầm Ngang				856,343,314
1	Bê tông cốt thép C35	m ³	48.08	8,920,547	428,892,687
2	Cốt thép thường các loại	tấn	14.741	20,559,683	303,066,798
3	Ván khuôn thép	m ²	187.2	664,444	124,383,830
IV	Bản Mặt Cầu				6,875,395,543
1	Bê tông cốt thép C35	m ³	299.59	8,920,547	2,672,524,652
2	Cốt thép thường các loại	tấn	66.949	20,559,683	1,376,445,719
3	Ván khuôn thép	m ²	3369.8	664,444	2,239,068,398
4	Bê tông nhựa hạt mịn	100m ²	17.152	15,731,555	269,828,893
5	Phòng nước	m ²	1715.2	185,125	317,527,881
V	Khe Co Giãn				
1	Khe co giãn	m	23	11,582,766	266,403,626
VI	Lan Can, Lễ Bộ Hành				1,591,573,211
1	Bê tông cốt thép 28	m ³	85.98	1,220,062	104,900,931
2	Cốt thép thường các loại	tấn	20.836	20,559,683	428,378,890
3	Ván khuôn thép	m ²	1083.5	664,444	719,951,147
4	Lan can thép	tấn	7.256	46,632,288	338,342,244
B	Kết Cấu Phần Dưới				16,372,499,080
I	Mố Cầu				7,825,057,229
1	Bê tông cốt thép C35	m ³	509.66	8,920,547	4,546,446,214
2	Cốt thép thường các loại	tấn	67.7	20,559,683	1,391,892,621
3	Ván khuôn thép	m ²	467.66	664,444	310,733,663
4	Bê tông lót C10	m ³	16.34	494,496	8,080,065
5	Cọc khoan nhồi D1000	m	706.68	2,218,691	1,567,904,666
II	Trụ Cầu				8,547,441,851
1	Bê tông cốt thép C35	m ³	558.52	8,920,547	4,982,304,163
2	Cốt thép thường các loại	tấn	89.59	20,559,683	1,841,931,754
3	Ván khuôn thép	m ²	588.84	664,444	391,250,930
4	Bê tông lót C10	m ³	11.37	494,496	5,621,431

5	Cọc khoan nhồi D1000	m	597.8	2,218,691	1,326,333,573
C	Thi Công Phụ Trợ				5,730,259,211
I	<i>Kết cấu phần trên</i>		5%		1,910,086,404
II	<i>Kết cấu phần dưới</i>		10%		3,820,172,807
				Tổng VNĐ	47,529,129,166
Tỷ suất vốn đầu tư VNĐ/m²					33,599,748

Bảng 2.2:

3.7.2 Cầu dầm thép liên hợp:

Bảng 2.3: Khái toán chi phí cầu dầm thép liên hợp

STT	Hạng mục xây lắp	Đơn vị	Khối lượng	Đơn giá	Thành tiền
A	Kết Cấu Phần Trên				34,159,871,487
I	Dầm Chính				15,650,892,469
1	Thép dầm chính	tấn	249.66	49,944,294	12,469,092,440
2	Thép sườn tăng cường	tấn	21.549	49,944,294	1,076,265,174
3	Bulong cường độ cao	cái	39744	10,000	397,440,000
4	Thép mối nối	tấn	34.2	49,944,294	1,708,094,855
II	Gối cầu				
	Gối cầu	gối	36	11,331,000	407,916,000
III	Dầm ngang+ giằng gió				5,163,164,346
1	Thép hình	tấn	166.392	26,944,293	4,483,314,738
2	Thép tấm	tấn	16.41	26,944,293	442,249,608
3	Bulong cường độ cao	cái	23760	10,000	237,600,000
IV	Bản mặt cầu				3,814,654,345
1	Bê tông cốt thép C35	m ³	299.592	1,751,711	524,798,535
2	Cốt thép thường các loại	tấn	66.949	19,274,483	1,290,403,147
3	Ván khuôn thép	m ²	3369.840	419,039	1,412,095,889
4	Bê tông nhựa hạt mịn	100m ²	17.152	15,731,555	269,828,893
5	Phòng nước	m ²	1715.208	185,125	317,527,881
V	Khe Co Giãn				
1	Khe co giãn	m	23.000	11,582,766	266,403,626
VI	Lan Can, Lễ Bộ Hành				1,094,630,617

1	Bê tông cốt thép 28	m ³	85.98	876,593	75,369,492
2	Cốt thép thường các loại	tấn	20.83587	19,274,483	401,600,630
3	Ván khuôn thép	m ²	1083.54	419,039	454,046,002
4	Lan can thép	tấn	7.255536	22,550,297	163,614,493
B	Kết Cấu Phần Dưới				<u>7,274,797,606</u>
I	Mố Cầu				3,513,317,284
1	Bê tông cốt thép C35	m ³	509.66	1,751,711	892,776,915
2	Cốt thép thường các loại	tấn	52.077	19,274,483	1,003,757,271
3	Ván khuôn thép	m ²	467.66	100,885	47,179,741
4	Bê tông lót C10	m ³	16.34	3,216,603	52,559,300
5	Cọc khoan nhồi D1000	m	706.68	2,146,720	1,517,044,059
II	Trụ Cầu				3,761,480,321
1	Bê tông cốt thép C35	m ³	620.61	1,751,711	1,087,129,225
2	Cốt thép thường các loại	tấn	68.915	19,274,483	1,328,301,022
3	Ván khuôn thép	m ²	259.45	100,885	26,174,536
4	Bê tông lót C10	m ³	11.368	3,216,603	36,566,347
5	Cọc khoan nhồi D1000	m	597.8	2,146,720	1,283,309,190
C	Thi Công Phụ Trợ				<u>7630107945</u>
I	<i>Kết cấu phần trên</i>		5%		2543369315
II	<i>Kết cấu phần dưới</i>		10%		5086738630
				Tổng VNĐ	58,497,494,248
Tỷ suất vốn đầu tư VNĐ/m²					41,480,524

CHƯƠNG 3: SO SÁNH LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN	39
3.2 Về kinh tế:	39
3.2.1 Cầu dầm super T:	39
3.2.2 Cầu thép liên hợp:	39
3.3 Về kỹ thuật:	39
3.3.1 Cầu dầm super T:	39
3.3.2 Cầu thép liên hợp:	40
3.4 Về mỹ quan:.....	40
3.4.1 Cầu dầm super T:	40
3.4.2 Cầu thép liên hợp:	40
3.5 Về duy tu bảo dưỡng:.....	40
3.5.1 Cầu dầm super T:	40
3.5.2 Cầu thép liên hợp:	41
3.6 Kết luận:	41
3.7 Khái toán chi phí 2 phương án:	41
3.7.1 Cầu dầm super T:	41
3.7.2 Cầu dầm thép liên hợp:.....	43

DANH MỤC BẢNG BIỂU

Bảng 2.1: Khái toán chi phí cầu dầm super T	41
Bảng 2.2: Khái toán chi phí cầu dầm thép liên hợp.....	43

PHẦN III: THIẾT KẾ KỸ THUẬT PHƯƠNG ÁN CHỌN

CHƯƠNG 1: THIẾT KẾ LAN CAN, LỀ BỘ HÀNH

1.1 Số liệu thiết kế:

- _ Thanh lan can và cột lan can sử dụng thép M270, cấp 250 có:
 - + Khối lượng riêng : $\gamma_s = 7,85 \cdot 10^{-5} \text{ N/mm}^2$.
 - + Cường độ chảy : $f_y = 250 \text{ MPa} = 250 \text{ N/mm}^2$.
 - + Cường độ chịu kéo : $F_u = 400 \text{ MPa}$.
 - + Môđun đàn hồi thép : $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$.
- _ Cường độ bê tông : $f'_c = 28 \text{ MPa}$.
- _ Khối lượng riêng bê tông : $\gamma_c = 2,5 \cdot 10^{-5} \text{ N/mm}^3$.
- _ Môđun đàn hồi bê tông:

$$f'_c = 28 \text{ MPa} \Rightarrow E_c = 0,0043 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f'_c} = 0,043 \cdot 2500^{1,5} \cdot \sqrt{28} = 28\,441,8 \text{ MPa}.$$
- _ Bu lông liên kết giữa cột lan can và phần bê tông có cường độ chịu kéo $F_{ub} = 420 \text{ MPa}$.
- _ Cốt thép lề bộ hành AII, có $f_y = 280 \text{ MPa}$
- _ Hệ số điều chỉnh tải trọng ở TTGH cường độ 1:

$$\eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I \geq 0,95 \quad (\text{A1.3.2.1-2})$$

Trong đó:

- + Hệ số xét đến tính dẻo : $\eta_D = 0,95$.
- + Hệ số xét đến tính dư thừa : $\eta_R = 0,95$.
- + Hệ số xét đến tính quan trọng : $\eta_I = 1,05$.

Vậy hệ số điều chỉnh tải trọng $\eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 0,95 \cdot 0,95 \cdot 1,05 = 0,95$

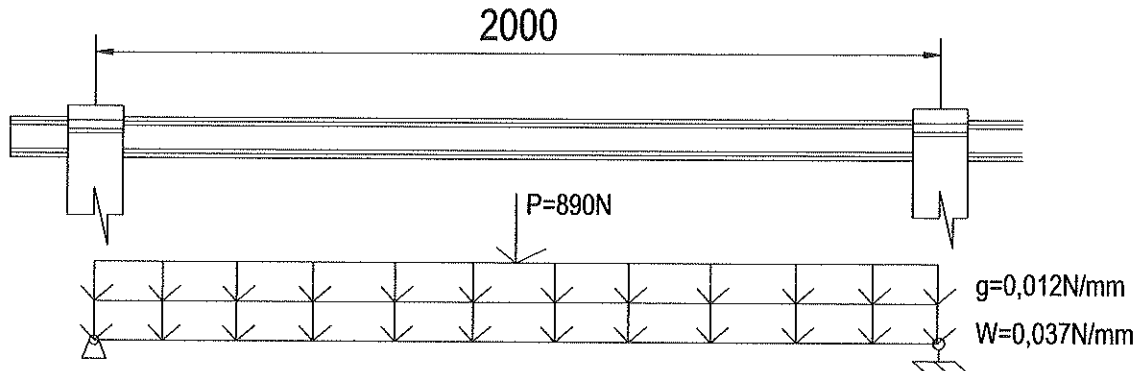
- _ Hệ số tải trọng ở TTGH cường độ 1:

$$\gamma_{DC} = 1,25 \quad \gamma_{DW} = 1,5 \quad \gamma_{LL} = 1,75$$

1.2 Thiết kế thanh lan can:

_ Chọn thanh lan can có đường kính ngoài $D = 96\text{mm}$, đường kính trong $d = 86\text{mm}$

_ Khoảng cách giữa 2 cột lan can $L = 2000\text{mm}$



Hình 1.1: Sơ đồ tính thanh lan can

a. Theo phương thẳng đứng:

_ Tĩnh tải:

$$\text{TLBT thanh lan can } g = \gamma_s \cdot \frac{\pi \cdot (D^2 - d^2)}{4} = 7,85 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{\pi \cdot (96^2 - 86^2)}{4} = 0,112 \text{ N/mm.}$$

_ Hoạt tải:

+ Tải trọng phân bố đều: $w = 0,37 \text{ N/mm}$

+ Tải tập trung: $P = 890 \text{ N}$.

b. Theo phương ngang:

_ Hoạt tải:

+ Tải phân bố đều: $w = 0,37 \text{ N/mm}$

+ Tải tập trung: $P = 890 \text{ N}$.

1.2.2 Nội lực trong thanh lan can:

a. Theo phương thẳng đứng:

_ Moment do tĩnh tải tại mặt cắt giữa nhịp:

$$M_g = \frac{g \cdot L^2}{8} = \frac{0,112 \cdot 2000^2}{8} = 56000 \text{ Nmm.}$$

_ Moment do hoạt tải tại mặt cắt giữa nhịp:

$$M_w^y = \frac{w.L^2}{8} = \frac{0,37.2000^2}{8} = 185\,000 \text{ Nmm.}$$

$$M_p^y = \frac{P.L}{4} = \frac{890.2000}{4} = 445\,000 \text{ Nmm.}$$

b. Theo phương ngang:

_ Moment do hoạt tải tại mặt cắt giữa nhịp:

$$M_w^x = \frac{w.L^2}{8} = \frac{0,37.2000^2}{8} = 185\,000 \text{ Nmm.}$$

$$M_p^x = \frac{P.L}{4} = \frac{890.2000}{4} = 445\,000 \text{ Nmm.}$$

_ Tổ hợp nội lực tác dụng lên thanh lan can ở TTGH cường độ 1:

$$\begin{aligned} M_u &= \eta \cdot \sqrt{\gamma_{DC} \cdot M_g^y + \gamma_{LL} \cdot (M_w^y + M_p^y)^2 + \gamma_{LL} \cdot (M_w^x + M_p^x)^2} \\ &= 0,95 \cdot \sqrt{1,25 \cdot 56\,000 + 1,75 \cdot (185\,000 + 445\,000)^2 + 1,75 \cdot (185\,000 + 445\,000)^2} \\ &= 1\,119\,691 \text{ Nmm.} \end{aligned}$$

_ Moment tại mặt cắt giữa nhịp ở TTGH cường độ 1:

$$M_u^m = 0,5 \cdot M_u = 0,5 \cdot 1\,119\,691 = 559\,845,5 \text{ Nmm.}$$

_ Moment tại 2 gối ở TTGH cường độ 1:

$$M_u^b = 0,7 \cdot M_u = 0,7 \cdot 1\,119\,691 = 783\,783,7 \text{ Nmm.}$$

1.2.3 Kiểm tra khả năng chịu lực của thanh lan can:

$$\text{Điều kiện: } \phi \cdot M_n \geq M_u$$

_ Moment kháng uốn của tiết diện thanh lan can:

$$S = \frac{\pi \cdot (D^3 - d^3)}{32} = \frac{\pi \cdot (96^3 - 86^3)}{32} = 24\,414,1 \text{ mm}^3$$

$$\Rightarrow M_n = f_y \cdot S = 250 \cdot 24\,414,1 = 6\,103\,525 \text{ Nmm.}$$

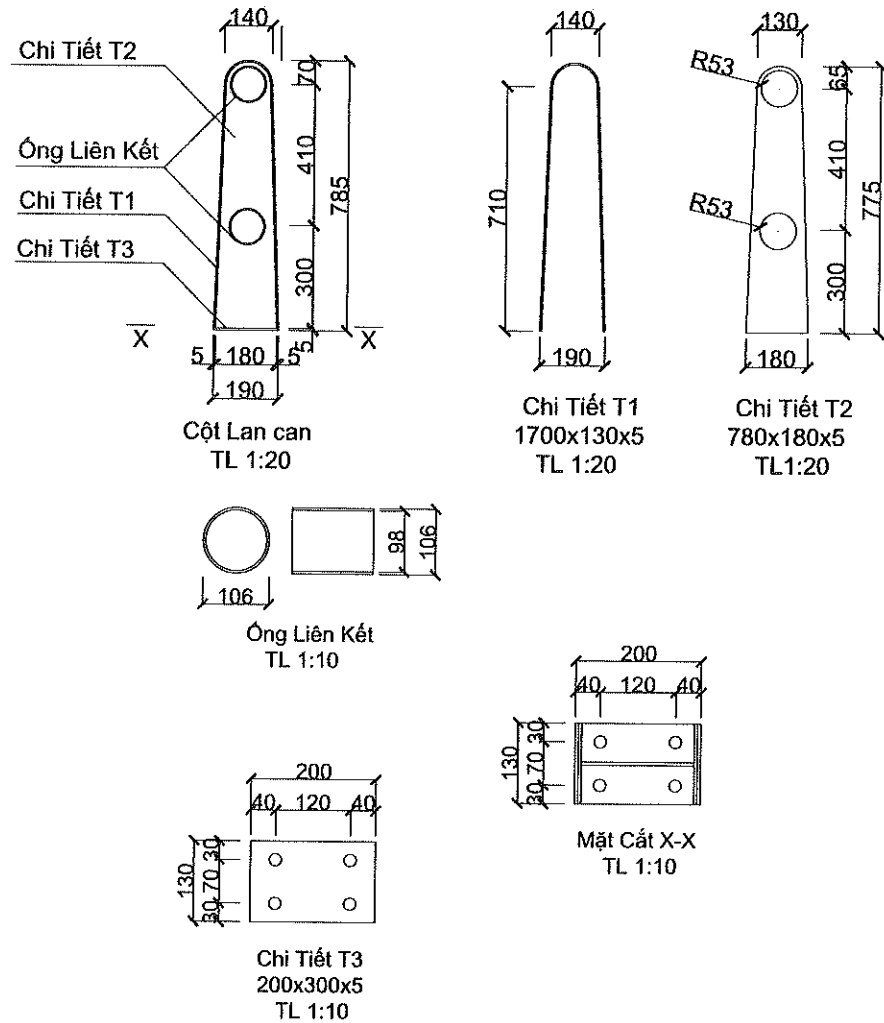
_ Hệ số sức kháng: $\phi = 0,9$ (A 5.5.4.2)

$$\Rightarrow \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 6\,103\,525 = 5\,493\,172,5 \text{ Nmm.}$$

Ta có: $\Rightarrow \phi \cdot M_n = 5\,493\,172,5 \text{ Nmm} > M_u = M_u^b = 783\,783,7 \text{ Nmm}$. nên thanh lan can đảm bảo khả năng chịu lực.

1.3 Thiết kế cột lan can:

1.3.1 Tải trọng tác dụng lên cột lan can:



Hình 1.2: Cột lan can

a. Tĩnh tải:

— TLBT cột lan can: $P_{\text{cột}} = P_1 + P_2 + P_3 + P_{L/K}$

Trong đó:

+ TLBT tấm thép T1: $P_1 = a_1 \cdot b_1 \cdot d_1 \cdot \gamma_s = 1700 \cdot 130 \cdot 5 \cdot 7,85 \cdot 10^{-5} = 86,74 \text{ N}$.

+ TLBT tấm thép T2: $P_2 = a_2 \cdot b_2 \cdot d_2 \cdot \gamma_s = 780 \cdot 180 \cdot 5 \cdot 7,85 \cdot 10^{-5} = 55,12 \text{ N}$.

+ TLBT tấm thép T3: $P_3 = a_3 \cdot b_3 \cdot d_3 \cdot \gamma_s = 200 \cdot 130 \cdot 5 \cdot 7,85 \cdot 10^{-5} = 10,21 \text{ N}$.

+ TLBT 2 ống liên kết:

$$P_{L/K} = 2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot (D^2 - d^2)}{4} \cdot h \right) \cdot \gamma_s = 2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot (106^2 - 98^2)}{4} \cdot 130 \right) \cdot 7,85 \cdot 10^{-5} = 26,16 \text{ N.}$$

$$\Rightarrow P_{\text{cột}} = P_1 + P_2 + P_3 + P_{L/K} = 86,74 + 55,12 + 10,21 + 26,16 = 178,23 \text{ N.}$$

_ TLBT 2 thanh tay vịn:

$$P_{T/V} = 2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot (D^2 - d^2)}{4} \cdot L \right) \cdot \gamma_s = 2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot (96^2 - 86^2)}{4} \cdot 2000 \right) \cdot 7,85 \cdot 10^{-5} = 448,84 \text{ N.}$$

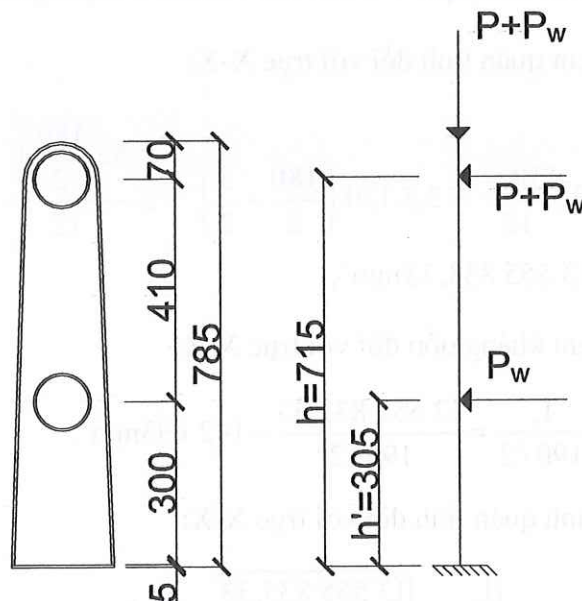
b. Hoạt tải:

_ Hoạt tải từ 2 thanh lan can truyền vào: $P_w = 0,37 \cdot 2000 = 740 \text{ N.}$

_ $P = 890 \text{ N}$

1.3.2 Nội lực trong cột lan can:

Sơ đồ tính cột lan can là dầm консол, mặt ngàm tại mặt bê tông lề bộ hành:



Hình 1.3: Sơ đồ tính cột lan can

_ Lực nén dọc trục P_u :

$$P_u = \eta \cdot [\gamma_{LL} \cdot (P + 2 \cdot P_w) + \gamma_{DC} \cdot (P_{\text{cột}} + P_{L/C})] \\ = 0,95 \cdot [1,75 \cdot (890 + 2 \cdot 740) + 1,25 \cdot (178,23 + 448,84)] = 4684,77 \text{ N.}$$

_ Lực cắt V_u :

$$V_u = \eta \cdot \gamma_{LL} \cdot (P + 2 \cdot P_w) = 0,95 \cdot 1,75 \cdot (445 + 2 \cdot 370) = 1970,06 \text{ N}$$

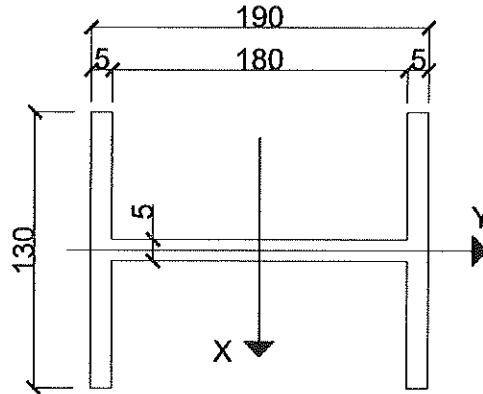
_ Moment uốn M_{ux} :

$$M_{ux} = \eta \cdot [\gamma_{LL} \cdot h \cdot (P + P_w) + \gamma_{LL} \cdot h' \cdot P_w]$$

$$= 0,95 \cdot [1,75.715 \cdot (445 + 370) + 1,75.305.370] = 1\,156\,393,45 \text{ Nmm}.$$

1.3.3 Kiểm tra khả năng chịu lực cột lan can:

1.3.3.1 Tính toán các đặc trưng hình học:



Hình 1.4: Mặt cắt ngang cột lan can

_ Diện tích tiết diện: $F = 2.5.130 + 5.180 = 2\,200 \text{ mm}^2$.

_ Moment quán tính đối với trục X-X:

$$I_x = 2 \cdot \frac{130.5^3}{12} + 2.5.130 \cdot \left(\frac{180}{2} + \frac{5}{2} \right)^2 + 2 \cdot \frac{5 \cdot \left(\frac{180}{2} \right)^3}{12} + 2.5 \cdot \left(\frac{180}{2} \right) \cdot \left(\frac{180}{4} \right)^2$$

$$= 13\,555\,833,33 \text{ mm}^4.$$

_ Moment kháng uốn đối với trục X-X:

$$S_x = \frac{I_x}{190/2} = \frac{13\,555\,833,33}{190/2} = 142\,693 \text{ mm}^3.$$

_ Bán kính quán tính đối với trục X-X:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{F}} = \sqrt{\frac{13\,555\,833,33}{2\,200}} = 78,5 \text{ mm}.$$

_ Moment quán tính đối với trục Y-Y:

$$I_y = 2 \cdot \frac{5.130^3}{12} + \frac{1}{12} \cdot 180.5^3 = 1\,832\,708,33 \text{ mm}^4.$$

_ Moment kháng uốn đối với trục Y-Y:

$$S_y = \frac{I_y}{130/2} = \frac{1\,832\,708,33}{130/2} = 28\,195,5 \text{ mm}^3.$$

_ Bán kính quán tính đối với trục Y-Y:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{F}} = \sqrt{\frac{1\,832\,708,33}{2\,200}} = 28,86 \text{ mm}$$

1.3.3.2 Tính toán tỷ số chiều rộng/ chiều dài giới hạn đối với nền dọc trục:

a. Đối với bản cánh:

_ Độ mảnh của bản cánh phải thỏa mãn yêu cầu:

$$\frac{b}{t} < k \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} \quad (\text{A 6.9.4.2.1})$$

Trong đó:

+ k: hệ số uốn của bản, theo Bảng 6.9.4.2.1, vì là bản cánh nên $k=0,56$.

+ b: chiều rộng của bản, theo Bảng 6.9.4.2.1, chiều rộng bản lấy bằng phân nửa

bản cánh nên $b = \frac{130}{2} = 65 \text{ mm}$.

+ t: bề dày bản.

Ta có: $\frac{b}{t} < k \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} \Leftrightarrow \frac{65}{5} = 13 < 0,56 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5}{250}} = 15,84$ nên bản cánh thỏa mãn điều

kiện.

b. Đối với bản bụng:

_ Độ mảnh của bản bụng phải thỏa mãn yêu cầu:

$$\frac{b}{t} < k \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} \quad (\text{A 6.9.4.2.1})$$

Trong đó:

+ k: hệ số uốn của bản, theo Bảng 6.9.4.2.1, vì là bản cánh nên $k=1,49$.

+ b: chiều rộng của bản, theo Bảng 6.9.4.2.1, chiều rộng bản lấy bằng bản bụng

nên $b = 180 \text{ mm}$.

+ t: bề dày bản.

Ta có : $\frac{b}{t} < k \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} \Leftrightarrow \frac{180}{5} = 36 < 1,49 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5}{250}} = 42,14$ nên bản bụng thỏa mãn điều kiện.

1.3.3.3 Sức kháng nén danh định của cột lan can:

_ Tính toán hệ số $\lambda = \left[\frac{K \cdot l}{r_s \cdot \pi} \right]^2 \cdot \frac{f_y}{E_s}$ (A6.9.5.1 – 61)

Trong đó:

+ K: hệ số chiều dài hiệu dụng, theo A 4.6.2.5 cột lan can được liên kết bằng bu lông nên lấy $K=0,75$.

+ l: chiều dài không giằng, $l=785\text{mm}$.

+ r_s : bán kính hồi chuyển, lấy bằng bán kính quán tính đối với trục mất ổn định nhất, $r_s = r_y = 28,86\text{mm}$.

$$\Rightarrow \lambda = \left[\frac{K \cdot l}{r_s \cdot \pi} \right]^2 \cdot \frac{f_y}{E_s} = \left[\frac{0,75 \cdot 785}{28,86 \cdot \pi} \right]^2 \cdot \frac{250}{2 \cdot 10^5} = 0,05$$

_ Theo A 6.9.5.1 $\lambda = 0,05 < 2,25$ nên P_n được tính như sau:

$$P_n = 0,66^\lambda \cdot f_y \cdot A_s = 0,66^{0,04} \cdot 250 \cdot 2 \cdot 200 = 540 \, 934,21\text{N} \text{ (A6.9.5.1 – 59)}$$

_ Theo A 6.5.4.2, hệ số sức kháng đối với nén dọc trục, liên hợp:

$$\varphi_c = 0,9 \Rightarrow P_r = \varphi_c \cdot P_n = 0,9 \cdot 540 \, 934,21 = 486 \, 840,8\text{N}.$$

Vậy ta có : $P_r = 486 \, 840,8\text{N} > P_u = 4 \, 684,77\text{N}$

1.3.3.4 Tổ hợp nén uốn kết hợp:

_ Theo A 6.9.2.2, trường hợp nén và uốn kết hợp ta có:

$$\frac{P_u}{P_r} = \frac{4684,77}{486 \, 840,8} = 0,01 < 0,02$$

_ Nền tải trọng nén dọc trục P_u và các moment xảy ra đồng thời M_{ux} và M_{uy} phải thỏa mãn điều kiện sau :

$$\frac{P_u}{2 \cdot P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1 \text{ (A 6.9.2.2 – 21)}$$

Trong đó:

+ M_{rx} : sức kháng uốn tính toán theo trục x, $\varphi_f = 1$ theo A 6.5.4.2

$$\Rightarrow M_{rx} = \varphi_f \cdot f_y \cdot S_x = 1.250.142\,693 = 35\,673\,250 \text{ Nmm.}$$

+ M_{ry} : sức kháng uốn tính toán theo trục Y:

$$\Rightarrow M_{ry} = \varphi_f \cdot f_y \cdot S_y = 1.250.28\,195,5 = 7\,048\,875 \text{ Nmm.}$$

+ M_{ux} : moment uốn tính toán theo trục X, $M_{ux} = 1\,156\,393,44 \text{ Nmm.}$

+ M_{uy} : moment uốn tính toán theo trục Y, $M_{uy} = 0 \text{ Nmm.}$

Ta có:

$$\frac{P_u}{2 \cdot P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{4\,684,77}{2.486\,840,8} + \left(\frac{1156393,44}{35\,673\,250} + \frac{0}{7\,048\,875} \right) = 0,03 < 1$$

Nên thỏa mãn điều kiện trên.

Và $\Rightarrow M_{rx} = 35\,673\,250 \text{ Nmm} > M_{ux} = 1\,156\,393,44 \text{ Nmm}$ nên cũng thỏa mãn điều kiện về sức kháng uốn.

1.4 Bố trí bu lông cột lan can:

Ta bố trí 4 bu lông để liên kết cột lan can tường lề bộ hành.

1.4.1 Kiểm tra khả năng chịu cắt của 1 bu lông:

_ Khả năng chịu cắt của 1 bu lông:

$$R_{n1} = 0,38 \cdot A_b \cdot F_{ub} \cdot N_s \quad (\text{A 6.13.2.7-322})$$

Trong đó:

+ A_b : diện tích bu lông ứng với đường kính danh định

$$A_b = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 20^2}{4} = 314,16 \text{ mm}^2.$$

+ F_{ub} : cường độ kéo nhỏ nhất của bu lông, $F_{ub} = 420 \text{ MPa}$ (A 6.4.3.1)

+ N_s : số mặt phẳng chịu cắt tính cho mỗi bu lông, $N_s = 1$.

$$\text{Vậy } R_{n1} = 0,38 \cdot A_b \cdot F_{ub} \cdot N_s = 0,38 \cdot 314,16 \cdot 420 \cdot 1 = 50\,140 \text{ N}$$

_ Sức kháng ép mặt danh định của tấm thép:

$$R_{n2} = 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \quad (\text{A 6.13.2.9-324})$$

Trong đó:

+ d: đường kính bu lông, d=20mm.

+ t: chiều dày của tấm thép, t=5mm.

+ F_u : cường độ chịu kéo của tấm thép, $F_u = 400\text{MPa}$.

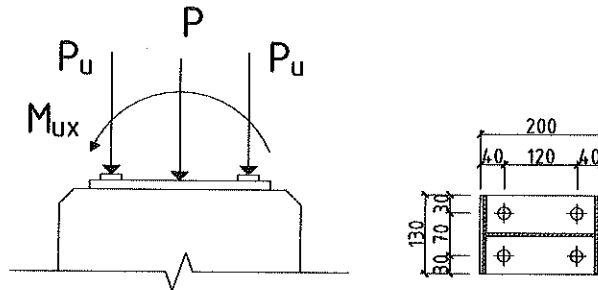
Vậy $R_{n2} = 2,4.d.t.F_u = 2,4.20.5.400 = 96\ 000\text{N}$.

Sức kháng cắt của bu lông: $R_n = \min[R_{n1}; R_{n2}] = \min[50\ 140; 96\ 000] = 50\ 140\text{N}$.

_ Lực cắt tác dụng lên 1 bu lông: $P_u = \frac{V_u}{4} = \frac{3\ 940,13}{4} = 985,03\text{N}$.

Ta có $R_n = 50\ 140\text{N} > P_u = 985,03\text{N}$ nên bu lông đảm bảo khả năng chịu cắt.

1.4.2 Kiểm tra khả năng chịu cắt và kéo kết hợp:



Hình 1.5: Sơ đồ tính toán khả năng chịu cắt và kéo cột lan can

_ Lực kéo do tác dụng nhỏ:

$$Q_u = \left[\frac{3.b}{8.a} - \frac{t^3}{328\ 000} \right] . P_u \quad (\text{A 6.13.2.10.4 - 1})$$

Trong đó:

+ b: khoảng cách từ trục bu lông đến chân đường hàn của bộ phân liên kết, b=30mm.

+ a: khoảng cách từ trục của bu lông đến mép của thép tấm, a=30mm.

+ t: bề dày của thép tấm, t=5mm.

+ P_u : Lực kéo trực tiếp trên 1 bu lông

. Cân bằng moment quanh trục bu lông bên trái, ta được:

$$M_{ux} = P_u \cdot \frac{120}{2} + 2.P_u \cdot 120 \Rightarrow P_u = \frac{M_{ux} - P_u \cdot \frac{120}{2}}{2.120} = \frac{1\ 156\ 393,44 - 4\ 700,61 \cdot \frac{120}{2}}{2.120} = 3\ 643,15\text{N}$$

$$\text{Vậy } Q_u = \left[\frac{3.b}{8.a} - \frac{t^3}{328\,000} \right] P_u = \left[\frac{3.30}{8.30} - \frac{5^3}{328\,000} \right] . 3\,643,15 = 1\,364,79\text{N}.$$

_ Sức kháng kéo và cắt đồng thời của 1 bu lông:

Theo A 6.13.2.11, ta có:

$$\frac{P_u}{R_n} = \frac{3\,643,15}{50\,140} = 0,07 < 0,33 \text{ nên } T_n = 0,76.A_b.F_{ub} \cdot \sqrt{1 - \left[\frac{P_u}{\phi_s.R_n} \right]^2}$$

Trong đó:

+ A_b : diện tích bu lông ứng với đường kính danh định

$$A_b = \frac{\pi.d^2}{4} = \frac{\pi.20^2}{4} = 314,16\text{mm}^2.$$

+ F_{ub} : cường độ kéo nhỏ nhất của bu lông, $F_{ub} = 420\text{MPa}$ (A 6.4.3.1)

+ P_u : lực cắt tác động lên bu lông, $P_u = \frac{V_u}{4} = \frac{3\,940,13}{4} = 985,03\text{N}.$

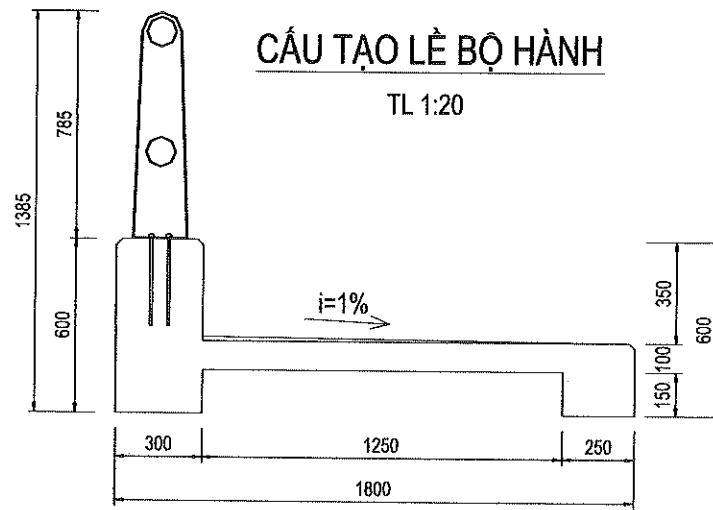
+ ϕ_s : hệ số sức kháng đối với bu lông chịu cắt, theo A 6.5.4.2 $\phi_s = 0,65.$

+ R_n : sức kháng danh định của bu lông, $R_n = 50\,140\text{N}$

Vậy sức kháng cắt và kéo đồng thời của 1 bu lông:

$$T_n = 0,76.A_b.F_{ub} \cdot \sqrt{1 - \left[\frac{P_u}{\phi_s.R_n} \right]^2} = 0,76.314,16.420 \cdot \sqrt{1 - \left[\frac{985,03}{0,65.50\,140} \right]^2} = 100\,234,06\text{N}$$

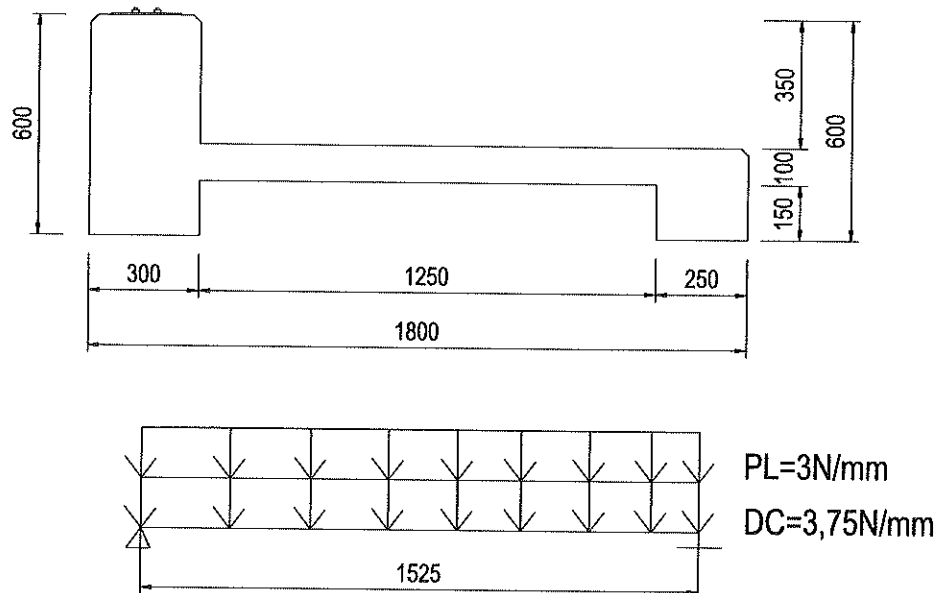
Ta có $T_n = 100\,234,06\text{N} > Q_u = 1\,364,79$ nên bu lông thỏa mãn điều kiện chịu cắt và kéo kết hợp.

1.5 Thiết kế lề bộ hành:**1.5.1 Kích thước lề bộ hành:***Hình 1.6: Cấu tạo lề bộ hành***1.5.2 Tải trọng tác dụng lên lề bộ hành:**

Xét tải trọng tác dụng lên dải lề bộ hành rộng 1000mm theo phương dọc cầu.

_ Tĩnh tải: TLBT lề bộ hành $DC = \gamma_c \cdot h_b \cdot K = 2,5 \cdot 10^{-5} \cdot 100 \cdot 1500 = 3,75 \text{ N/mm}$.

_ Hoạt tải: Tải trọng người đi bộ $PL = 3 \cdot 10^{-3} \cdot 1000 = 3 \text{ N/mm}$.

*Hình 1.7: Sơ đồ tính lề bộ hành***1.5.3 Nội lực trong lề bộ hành:**

_ Ở trạng thái giới hạn cường độ 1:

$$M_u = \eta \cdot \left(\gamma_{DC} \cdot \frac{DCL^2}{8} + \gamma_{LL} \cdot \frac{PLL^2}{8} \right)$$

$$= 0,95 \cdot \left(1,25 \cdot \frac{3,75 \cdot 1525^2}{8} + 1,75 \cdot \frac{3 \cdot 1525^2}{8} \right) = 2\,744\,419,19 \text{ Nmm.}$$

_ Ở trạng thái giới hạn sử dụng:

$$M_s = \frac{DCL^2}{8} + \frac{PLL^2}{8} = \frac{3,75 \cdot 1525^2}{8} + \frac{3 \cdot 1525^2}{8} = 1\,962\,246,09 \text{ Nmm.}$$

_ Xét đến sự liên tục của lề bộ hành, ta nhân với các hệ số quy đổi 0,5 và 0,7:

+ Moment tại mặt cắt giữa nhịp

$$M_u^m = 0,5 \cdot M_u = 0,5 \cdot 2\,744\,419,19 = 1\,372\,209,60 \text{ Nmm.}$$

$$M_s^m = 0,5 \cdot M_s = 0,5 \cdot 1\,962\,246,09 = 981\,123,05 \text{ Nmm.}$$

+ Moment tại mặt cắt ở gối:

$$M_u^b = 0,7 \cdot M_u = 0,7 \cdot 2\,744\,419,19 = 1\,921\,093,43 \text{ Nmm.}$$

$$M_s^b = 0,7 \cdot M_s = 0,7 \cdot 1\,962\,246,09 = 1\,373\,572,26 \text{ Nmm.}$$

1.5.4 Bố trí cốt thép cho lề bộ hành:

Cắt 1 đoạn 1000mm lề bộ hành theo phương dọc cầu để tính toán:

_ Moment tính toán ở TTGH cường độ 1:

$$M_u = \max(M_u^m; M_u^b) = 1\,921\,093,43 \text{ Nmm.}$$

_ Tiết diện : $b \times h = 100 \times 1500 \text{ mm.}$

_ Sử dụng cốt dọc $d_{10} \text{ mm}$ và cốt đai $d_6 \text{ mm.}$

_ Hệ số sức kháng $\phi = 0,9$ (A 5.5.4.2.1)

_ Chọn lớp bê tông bảo vệ: $c = 30 \text{ mm.}$

_ Chiều cao làm việc: $d_s = 100 - 30 - 10 - \frac{10}{2} = 55 \text{ mm.}$

_ Chiều cao vùng nén quy ước:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b}} = 55 - \sqrt{55^2 - \frac{2 \cdot 1\,921\,093,43}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 28 \cdot 1525}} = 1,08 \text{ mm.}$$

_ Hệ số quy đổi: $\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05}{7} \cdot (f'_c - 28) = 0,85 - \frac{0,05}{7} \cdot (28 - 28) = 0,85$

$$\text{– Chiều cao vùng nén thực tế: } c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1,07}{0,85} = 1,27 \Rightarrow \frac{c}{d_s} = \frac{1,27}{55} = 0,023 < 0,42$$

nên thỏa mãn điều kiện về hàm lượng cốt thép tối đa.

$$\text{– Diện tích cốt thép: } A_s = 5 \cdot \frac{\pi \cdot 10^2}{4} = 392,7 \text{ mm}^2.$$

$$\text{– Hàm lượng cốt thép của tiết diện: } \rho = \frac{A_s}{b \cdot d_s} = \frac{392,7}{1575 \cdot 55} = 0,45\%.$$

$$\text{– Hàm lượng cốt thép tối thiểu: } \rho_{\min} = 0,03 \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0,03 \cdot \frac{28}{280} = 0,3\%.$$

Bảng 2.1: Ta có $\rho = 0,45\% > \rho_{\min} = 0,3\%$ nên đảm bảo điều kiện về hàm lượng cốt thép nhỏ nhất.

1.5.5 Kiểm tra ở TTGH sử dụng (kiểm tra nứt):

Điều kiện:

$$f_s \leq f_{sa}$$

Trong đó:

+ f_s : ứng suất kéo trong cốt thép.

+ f_{sa} : ứng suất cho phép trong thanh cốt thép.

$$\text{– Ứng suất kéo cho phép trong thanh cốt thép } f_{sa} = \min \left(0,6 \cdot f_y; \frac{Z}{(d_c \cdot A_c)^{\frac{1}{3}}} \right):$$

Trong đó:

+ Z : thông số phụ thuộc vào môi trường, chọn $Z=2300\text{N/mm}$ đối với khí hậu khắc nghiệt.

+ d_c : khoảng cách từ trọng tâm của lớp thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài bê tông chịu kéo, $d_c = 30 + 6 + \frac{10}{2} = 41\text{mm}$.

+ A_c : diện tích bê tông trung bình bọc quanh 1 thanh thép chịu kéo

$$A_c = \frac{(a_1 + a_1) \cdot b}{n} = \frac{(41 + 41) \cdot 1525}{5} = 25\,010 \text{ mm}^2.$$

Vậy ứng suất kéo cho phép :

$$f_{sa} = \min \left(0,6.f_y; \frac{Z}{(d_c.A_c)^{\frac{1}{3}}} \right) = \min \left(0,6.280; \frac{23\,000}{(41.25\,010)^{\frac{1}{3}}} \right) = \min(168; 228,08) = 168 \text{ MPa.}$$

– Ứng suất kéo trong cốt thép $f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \cdot (d_s - x) \cdot n$:

Trong đó:

+ M_s : moment tính toán ở TTGH sử dụng

$$M_s = \max(M_s^m; M_s^b) = 1\,373\,572,26 \text{ Nmm.}$$

+ n : tỷ số quy đổi thép về bê tông, $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.10^5}{28\,441,8} = 7,03$.

+ d_s : chiều cao làm việc của tiết diện, $d_s = 55 \text{ mm}$.

+ x : khoảng cách từ trục trung hòa đến mép chịu nén của bê tông

$$x = n \cdot \frac{A_s}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot d_s \cdot b}{n \cdot A_s}} - 1 \right) = 7,03 \cdot \frac{392,7}{1525} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 55 \cdot 1525}{7,03 \cdot 392,7}} - 1 \right) = 12,42 \text{ mm.}$$

+ I_{cr} : moment quán tính của tiết diện

$$I_{cr} = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d_s - x)^2 = \frac{1525 \cdot 12,42^3}{3} + 7,03 \cdot 392,7 \cdot (55 - 12,42)^2 = 5\,979\,168,13 \text{ mm}^4.$$

$$\text{Vậy } f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \cdot (d_s - x) \cdot n = \frac{1\,373\,572,26}{5\,979\,168,14} \cdot (55 - 12,42) \cdot 7,03 = 68,76 \text{ MPa}$$

Ta có $f_s = 68,76 \text{ MPa} < f_{sa} = 168 \text{ MPa}$ nên thỏa mãn điều kiện về vết nứt.

1.6 Thiết kế bó vỉa lề bộ hành:

Chọn lan can cấp L4 dùng cho cầu có xe tải và xe nặng để thiết kế, ta có bảng sau

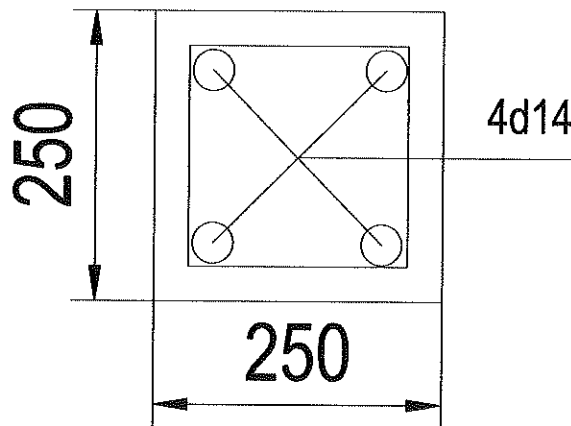
Bảng 2.2: Lực và chiều dài đường tác dụng lên lan can

Phương tác dụng	Lực tác dụng	Chiều dài đường tác dụng
Ngang	$F_t = 240\text{kN}$	$L_t = 1\,070\text{mm}$
Đứng	$F_v = 80\text{kN}$	$L_v = 5\,500\text{mm}$
Dọc cầu	$F_L = 80\text{kN}$	$L_L = 1\,070\text{mm}$

_ Chiều dài đường chảy: $L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8 \times H \cdot (M_w \cdot H)}{M_c}} \geq L_t$

_ Sức kháng bó vỉa: $R_w = \frac{2 \cdot L_c}{2 \cdot L_c - L_t} \cdot \left(\frac{8 \cdot M_w \cdot H}{L_c} + \frac{M_c \cdot L_c}{H} \right) \geq F_t$

1.6.2 Sức kháng của tường đối với trục thẳng đứng $M_w H$:



_ Tiết diện tính toán $b \times h = 250 \times 250 \text{ mm}$.

_ Ta bố trí 2d14 $\Rightarrow A_s = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 14^2}{4} = 307,88 \text{ mm}^2$.

_ Lớp bê tông bảo vệ $c = 30 \text{ mm}$.

_ chiều cao làm việc $d_s = 250 - 30 - 16 - \frac{14}{2} = 197 \text{ mm}$.

_ Chiều cao vùng nén qui ước: $a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{307,88 \cdot 280}{0,85 \cdot 28 \cdot 250} = 14,49 \text{ mm}$.

_ Hệ số qui đổi: $\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05}{7} \cdot (f'_c - 28) = 0,85 - \frac{0,05}{7} \cdot (28 - 28) = 0,85$.

Chiều cao vùng nén thực tế:
 $c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{14,49}{0,85} = 17,05 \Rightarrow \frac{c}{d_s} = \frac{17,05}{197} = 0,086 < 0,42$ nên thỏa mãn điều kiện về hàm lượng cốt thép tối đa.

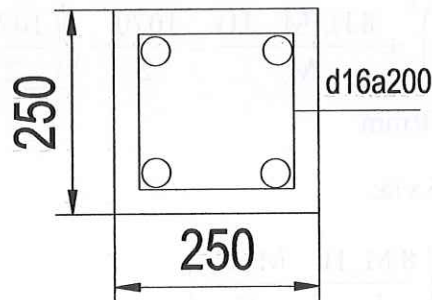
Hàm lượng cốt thép của tiết diện: $\rho = \frac{A_s}{b.d_s} = \frac{307,88}{250.197} = 0,63\%$.

Hàm lượng cốt thép tối thiểu: $\rho_{\min} = 0,03 \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0,03 \cdot \frac{28}{280} = 0,3\%$.

Ta có $\rho = 0,63\% > \rho_{\min} = 0,3\%$ nên đảm bảo điều kiện về hàm lượng cốt thép nhỏ nhất.

Vậy $M_w H = \phi . A_s . f_y . \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = 0,9 . 307,88 . 280 . \left(197 - \frac{14,49}{2} \right) = 14\,722\,285,89 \text{ Nmm}$.

1.6.3 Sức kháng của tường đối với trục thẳng đứng M_c :



Tiết diện tính toán $b \times h = 1 \times 250 \text{ mm}$.

Ta bố trí d16a200, diện tích 1 thanh thép d16 $A_s = \frac{\pi . 16^2}{4} = 201,06 \text{ mm}^2$.

Lớp bê tông bảo vệ $c = 30 \text{ mm}$.

chiều cao làm việc $d_s = 250 - 30 - \frac{16}{2} = 212 \text{ mm}$.

Chiều cao vùng nén qui ước: $a = \frac{A_s . f_y}{0,85 . f'_c . b} = \frac{201,06 . 280}{0,85 . 28 . 1} = 11,83 \text{ mm}$.

Hệ số qui đổi: $\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05}{7} . (f'_c - 28) = 0,85 - \frac{0,05}{7} . (28 - 28) = 0,85$.

_ Chiều cao vùng nén thực tế:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{11,83}{0,85} = 13,92 \Rightarrow \frac{c}{d_s} = \frac{13,92}{212} = 0,066 < 0,42 \text{ nên thỏa mãn điều kiện về hàm}$$

lượng cốt thép tối đa.

_ Hàm lượng cốt thép của tiết diện: $\rho = \frac{A_s}{b.d_s} = \frac{201,06}{250.1.212} = 0,37\%.$

_ Hàm lượng cốt thép tối thiểu: $\rho_{\min} = 0,03 \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0,03 \cdot \frac{28}{280} = 0,3\%.$

Ta có $\rho = 0,37\% > \rho_{\min} = 0,3\%$ nên đảm bảo điều kiện về hàm lượng cốt thép nhỏ nhất.

$$\text{Vậy } M_c = \phi . A_s . f_y . \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \cdot \frac{201,06}{250} \cdot 280 \cdot \left(212 - \frac{11,83}{2} \right) = 41\,766,93 \text{ Nmm.}$$

1.6.4 Kiểm tra bó vỉa:

1.6.4.1 Trường hợp xe va vào giữa tường:

_ Chiều dài đường chảy:

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{8.H.(M_w.H)}{M_c}} = \frac{1070}{2} + \sqrt{\left(\frac{1070}{2} \right)^2 + \frac{8.250.14\,722\,285,89}{41\,766,93}} = 1\,530,59 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow L_c > L_t = 1070 \text{ mm}$$

_ Sức kháng của bó vỉa:

$$\begin{aligned} R_w &= \frac{2.L_c}{2.L_c - L_t} \cdot \left(\frac{8.M_w.H}{L_c} + \frac{M_c.L_c}{H} \right) \\ &= \frac{2.1\,530,59}{2.1\,530,59 - 1070} \cdot \left(\frac{8.14\,722\,285,89}{1\,530,59} + \frac{41\,766,93.1\,530,59}{250} \right) = 511\,424,18 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow R_w > F_t = 240\,000 \text{ N}$$

Vậy bó vỉa đảm bảo khả năng chịu lực khi xe va vào giữa tường.

1.6.4.2 Trường hợp xe va vào đầu tường:

_ Chiều dài đường chảy:

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{H \cdot (M_w \cdot H)}{M_c}} = \frac{1070}{2} + \sqrt{\left(\frac{1070}{2}\right)^2 + \frac{250 \cdot 14\,722\,285,89}{41\,766,93}} = 1146,84 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow L_c > L_t = 1070 \text{ mm}$$

_ Sức kháng của bó vỉa:

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

$$= \frac{2}{2 \cdot 1146,84 - 1070} \cdot \left(14\,722\,285,89 + \frac{41\,766,93 \cdot 1146,84^2}{250} \right) = 383\,199,47 \text{ N}$$

$$\Rightarrow R_w > F_t = 240\,000 \text{ N}$$

Vậy bó vỉa đảm bảo khả năng chịu lực khi xe va vào đầu tường.

1.6.5 Kiểm tra trượt giữa lan can và bản mặt cầu:

_ Sức kháng cắt danh định R_w được truyền qua mối nối bởi ma sát cắt.

_ Giả thuyết R_w phát triển theo góc nghiêng 1:1 bắt đầu từ L_c . Lực cắt tại chân tường do va xe V_{ct} trở thành lực kéo T trên 1 đơn vị chiều dài trên bản mặt cầu:

$$T = V_{ct} = \frac{R_w}{L_c + 2 \cdot H} = \frac{383\,199,47}{1146,84 + 2 \cdot 250} = 232,69 \text{ N / mm}$$

_ Theo A 5.8.4.1, sức kháng cắt danh định phải lấy bằng:

$$V_n = c \cdot A_{cv} + \mu \cdot [A_{vf} \cdot f_y + P_c]$$

Và không được vượt quá $\begin{bmatrix} 0,2 \cdot f'_c \cdot A_{cv} \\ 5,5 \cdot A_{cv} \end{bmatrix}$

Trong đó:

+ A_{cv} : diện tích bê tông tham gia truyền lực cắt, $A_{cv} = 250 \cdot 1 = 250 \text{ mm}^2$.

+ A_{vf} : diện tích cốt thép chịu cắt đi qua mặt phẳng cắt

$$A_{vf} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 16^2}{4} \cdot \frac{1}{250} = 1,61 \text{ mm}^2.$$

+ P_c : lực nén tĩnh thường xuyên thẳng góc với mặt phẳng cắt

$$P_c = \gamma_c \cdot \left(b \cdot h + 100 \cdot \frac{1200 - 200}{2} \right) = 2,5 \cdot 10^{-5} \cdot \left(250 \cdot 250 + 100 \cdot \frac{1250 - 250}{2} \right) = 2,8125 \text{ N / mm}.$$

+ c: hệ số dính bám, lấy bằng 0,52 Mpa (A 5.8.4.2).

+ μ : hệ số ma sát, lấy bằng $0,6 \cdot \lambda = 0,6 \cdot 1 = 0,6$ (A 5.8.4.2)

Vậy

$$V_n = c \cdot A_{cv} + \mu \cdot [A_{vf} \cdot f_y + P_c] = 0,52 \cdot 250 + 0,6 \cdot [1,61 \cdot 280 + 2,8125] = 402,17 \text{ N/mm}.$$

$$\text{Kèm theo điều kiện } V_n \leq \begin{cases} 0,2 \cdot f'_c \cdot A_{cv} = 0,2 \cdot 28 \cdot 250 = 1400 \text{ N/mm} \\ 5,5 \cdot A_{cv} = 5,5 \cdot 250 = 1375 \text{ N/mm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow V_n = 402,17 \text{ N/mm}.$$

$$\text{Hệ số sức kháng } \phi = 0,9 \Rightarrow 0,9 \cdot 402,17 = 361,95 \text{ N/mm}$$

Ta có $\phi \cdot V_n = 361,95 \text{ N/mm} > V_{ct} = 183,61 \text{ N/mm}$ nên lan can đảm bảo khả năng chống trượt.

1.6.6 Tính toán chiều dài đoạn neo cốt thép vào bản mặt cầu:

_ Đường kính cốt thép: $d_b = d = 16 \text{ mm}$.

_ Chiều dài đoạn neo:

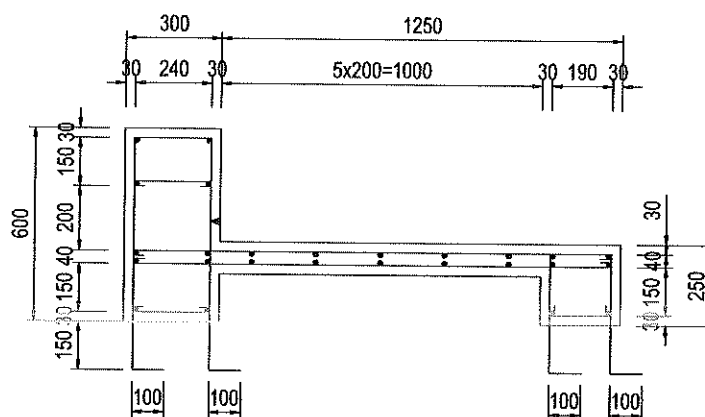
$$l_{hb} = \frac{100 \cdot d_b}{\sqrt{f'_c}} \geq \begin{cases} 8 \cdot d_b \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \Leftrightarrow \frac{100 \cdot 16}{\sqrt{50}} = 226,3 \text{ mm} > \begin{cases} 8 \cdot 16 = 128 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$$

Với f'_c là cường độ bê tông bản mặt cầu.

Ta chọn $l_{hb} = 250 \text{ mm}$.

Đoạn móc 90° dài $6 \cdot d_b = 6 \cdot 16 = 96 \text{ mm}$, chọn 100 mm .

Chôn vào bản mặt cầu $250 - 100 = 150 \text{ mm}$.



Hình 1.8: Bố trí cốt thép lề bộ hành

CHƯƠNG 1: THIẾT KẾ LAN CAN, LỀ BỘ HÀNH	46
1.1 Số liệu thiết kế:	46
1.2 Thiết kế thanh lan can:	47
1.2.2 Nội lực trong thanh lan can:	47
1.2.3 Kiểm tra khả năng chịu lực của thanh lan can:.....	48
1.3 Thiết kế cột lan can:	49
1.3.1 Tải trọng tác dụng lên cột lan can:.....	49
1.3.2 Nội lực trong cột lan can:	50
1.3.3 Kiểm tra khả năng chịu lực cột lan can:.....	51
1.3.3.1 Tính toán các đặc trưng hình học:.....	51
1.3.3.2 Tính toán tỷ số chiều rộng/ chiều dài giới hạn đối với nền dọc trục:	52
1.3.3.3 Sức kháng nén danh định của cột lan can:.....	53
1.3.3.4 Tổ hợp nén uốn kết hợp:	53
1.4 Bố trí bu lông cột lan can:	54
1.4.1 Kiểm tra khả năng chịu cắt của 1 bu lông:.....	54
1.4.2 Kiểm tra khả năng chịu cắt và kéo kết hợp:	55
1.5 Thiết kế lề bộ hành:.....	57
1.5.1 Kích thước lề bộ hành:	57
1.5.2 Tải trọng tác dụng lên lề bộ hành:	57
1.5.3 Nội lực trong lề bộ hành:.....	57
1.5.4 Bố trí cốt thép cho lề bộ hành:.....	58
1.5.5 Kiểm tra ở TTGH sử dụng (kiểm tra nứt):	59
1.6 Thiết kế bó vỉa lề bộ hành:	60
1.6.2 Sức kháng của tường đối với trục thẳng đứng M_wH :.....	61
1.6.3 Sức kháng của tường đối với trục thẳng đứng M_c :	62
1.6.4 Kiểm tra bó vỉa:.....	63
1.6.4.1 Trường hợp xe va vào giữa tường:.....	63
1.6.4.2 Trường hợp xe va vào đầu tường:.....	63

1.6.5 Kiểm tra trượt giữa lan can và bản mặt cầu:	64
1.6.6 Tính toán chiều dài đoạn neo cốt thép vào bản mặt cầu:	65

DANH MỤC HÌNH ẢNH

Hình 1.1: Sơ đồ tính thanh lan can	47
Hình 1.2: Cột lan can	49
Hình 1.3: Sơ đồ tính cột lan can	50
Hình 1.4: Mặt cắt ngang cột lan can	51
Hình 1.5: Sơ đồ tính toán khả năng chịu cắt và kéo cột lan can	55
Hình 1.6: Cấu tạo lề bộ hành	57
Hình 1.7: Sơ đồ tính lề bộ hành	57
Hình 1.8: Bố trí cốt thép lề bộ hành	65

DANH MỤC CÁC BẢNG BIỂU

Bảng 2.1: Lực và chiều dài đường tác dụng lên lan can	61
--	----

CHƯƠNG 2: THIẾT KẾ BẢN MẶT CẦU

2.1 Số liệu thiết kế:

_ Cường độ bê tông : $f_c' = 35 \text{ MPa}$.

_ Khối lượng riêng bê tông : $\gamma_c = 2,5 \cdot 10^{-5} \text{ N/mm}^3$.

_ Môđun đàn hồi bê tông:

$$f_c' = 35 \text{ MPa} \Rightarrow E_c = 0,0043 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c'} = 0,043 \cdot 2500^{1,5} \cdot \sqrt{35} = 31\,798,93 \text{ MPa}.$$

_ Cốt thép sử dụng có $f_y = 280 \text{ MPa}$

_ Hệ số điều chỉnh tải trọng ở TTGH cường độ 1:

$$\eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I \geq 0,95 \quad (\text{A1.4.2.1-2})$$

Trong đó:

+ Hệ số xét đến tính dẻo : $\eta_D = 0,95$.

+ Hệ số xét đến tính dư thừa : $\eta_R = 0,95$.

+ Hệ số xét đến tính quan trọng : $\eta_I = 1,05$.

Vậy hệ số điều chỉnh tải trọng $\eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 0,95 \cdot 0,95 \cdot 1,05 = 0,95$

_ Hệ số tải trọng ở TTGH cường độ 1:

$$\gamma_{DC} = 1,25 \quad \gamma_{DW} = 1,5 \quad \gamma_{LL} = 1,75$$

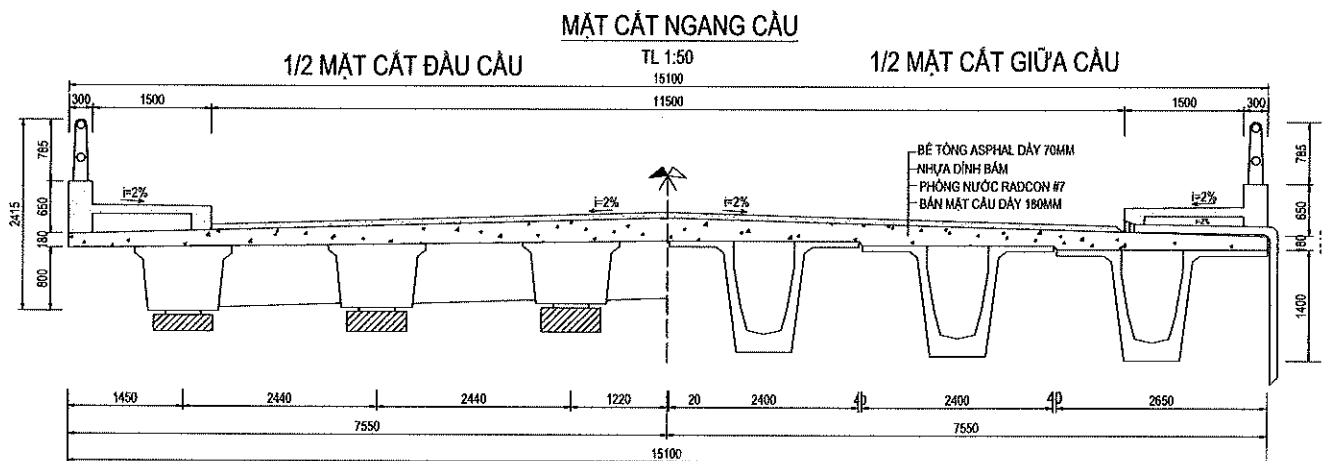
_ Hệ số xung kích ở TTGH cường độ 1 và sử dụng: $1 + IM = 1 + 0,33$

_ Khoảng cách giữa 2 tim dầm chính $S = L_2 = 2440 \text{ mm}$.

_ Chọn lớp phủ : bê tông asphalt dày 70 mm.

_ Độ dốc bản mặt cầu 2%.

_ Khi tính toán bản mặt cầu ta tính toán theo sơ đồ dầm giản đơn, sau đó nhân với các hệ số xét đến tính liên tục để quy đổi về dầm liên tục.



Hình 2.1: Mặt cắt ngang cầu

2.2 Tính toán bản hẫng:

2.2.1 Tải trọng tác dụng:

2.2.1.1 Tĩnh tải:

Xét tĩnh tải tác dụng lên dầm bản rộng 1000mm theo phương dọc cầu.

_ Trọng lượng bản thân lan can và lề bộ hành DC_3 :

+ TLBT lan can gồm : 16 cột lan can, 15 cặp tay vịn mỗi cặp dài 2,0m

$$P_{LC} = 16.P_{cot} + 15.P_{T/V} = 16.178,23 + 15.448,84 = 9\,584,28N.$$

Quy về tải phân bố đều: $q_{LC} = \frac{P_{LC}}{30000} = \frac{9\,584,28}{30000} = 0,319N/mm$

+ Trọng lượng bản thân lề bộ hành:

$$.P_1 = \gamma_c . a_1 . b_1 . l = 2,5 . 10^{-5} . 650 . 300 . 1000 = 4\,875N.$$

$$.P_2 = \gamma_c . a_2 . b_2 . l = 2,5 . 10^{-5} . 1500 . 100 . 1000 = 3750N.$$

Vậy trọng lượng bản thân lan can và lề bộ hành:

$$DC_3 = q_{LC} . 1000 + P_1 + P_2 + P_3 = 0,318 . 1000 + 4875 + 3750 = 8943N.$$

_ TLBT bản mặt cầu: $DC_2' = \gamma_c . h_f . 1000 = 2,5 . 10^{-5} . 180 . 1000 = 4,5N/mm.$

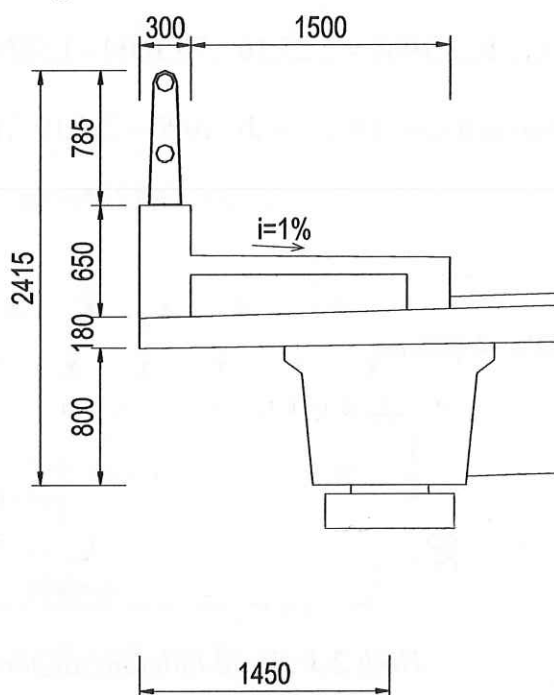
2.2.1.2 Hoạt tải:

_ Hoạt tải tác dụng lên bản hẫng chỉ do hoạt tải người đi bộ truyền xuống là tải trọng phân bố đều: $PL = 3 . 10^{-3} N/mm^2.$

Vậy khi cắt dải bản rộng 1000mm thì

$$P_{PL} = \frac{PL \cdot 1000 \cdot K}{2} = \frac{3 \cdot 10^{-3} \cdot 1000 \cdot 1500}{2} = 2250 \text{ N}$$

2.2.2 Nội lực trong bản hẫng:



Hình 2.2: Sơ đồ tính phần hẫng

_ Moment tính toán ở trạng thái giới hạn cường độ 1:

$$M_u = \eta \cdot \left[\gamma_{DC} \cdot \frac{DC'_2 \cdot L_C^2}{2} + \gamma_{DC} \cdot DC_3 \cdot L_C + \gamma_{LL} \cdot P_{PL} \cdot L_C \right]$$

$$= 0,95 \cdot \left[1,25 \cdot \frac{4,5 \cdot 1450^2}{2} + 1,25 \cdot 8943 \cdot 1450 + 1,75 \cdot 2250 \cdot 1450 \right] = 26440251,56 \text{ Nmm.}$$

_ Moment tính toán ở trạng thái giới hạn sử dụng:

$$M_s = \frac{DC'_2 \cdot L_C^2}{2} + DC_3 \cdot L_C + P_{PL} \cdot L_C$$

$$= \frac{4,5 \cdot 1450^2}{2} + 8943 \cdot 1450 + 2250 \cdot 1450 = 20960475 \text{ Nmm.}$$

2.3 Tính toán bản biên:

2.3.1 Nội lực do tĩnh tải:

_ Trọng lượng bản thân lề bộ hành và bó vỉa DC'_3 :

+ TLBT lề bộ hành truyền xuống bó vỉa

$$P' = \frac{\gamma_c \cdot a_2 \cdot K \cdot l}{2} = \frac{2,5 \cdot 10^{-5} \cdot 100 \cdot 1500 \cdot 1000}{2} = 1875 \text{ N.}$$

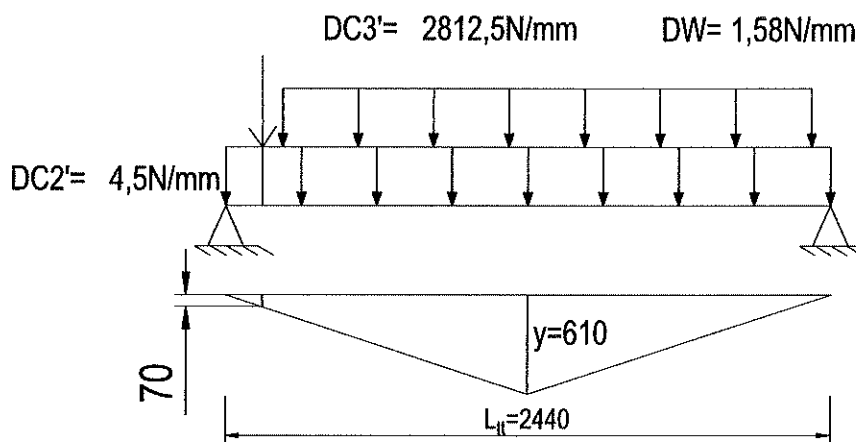
+ TLBT bó vỉa: $P_3 = \gamma_c \cdot a_3 \cdot b_3 \cdot l = 2,5 \cdot 10^{-5} \cdot 150 \cdot 250 \cdot 1000 = 937,5 \text{ N.}$

$$\Rightarrow DC'_3 = P' + P_3 = 1875 + 937,5 = 2812,5 \text{ N.}$$

_ Trọng lượng bản thân lớp phủ DW :

$$DW = \gamma_{DW} \cdot h_{DW} \cdot 1000 = 2,25 \cdot 10^{-5} \cdot 70 \cdot 1000 = 1,58 \text{ N/mm.}$$

_ TLBT bản mặt cầu: $DC'_2 = \gamma_c \cdot h_f \cdot 1000 = 2,5 \cdot 10^{-5} \cdot 180 \cdot 1000 = 4,5 \text{ N/mm.}$



Hình 2.3: Sơ đồ tính tĩnh tải bản cầu

_ Ta có:

$$w_1 = \frac{1}{2} \cdot 610 \cdot 1220 + \frac{1}{2} \cdot (610 + 70) \cdot 1642 = 930\,380 \text{ mm}^2.$$

$$w_2 = 610 \cdot 2440 = 1\,488\,400 \text{ mm}^2.$$

_ Moment tính toán ở trạng thái giới hạn cường độ 1:

$$\begin{aligned} M_u^{DL} &= \eta \cdot [\gamma_{DC} \cdot DC'_3 \cdot y_2 + \gamma_{DC} \cdot DC'_2 \cdot w_2 + \gamma_{DW} \cdot DW \cdot w_1] \\ &= 0,95 \cdot [1,25 \cdot 2812,5 \cdot 70 + 1,25 \cdot 4,5 \cdot 1\,488\,400 + 1,5 \cdot 1,58 \cdot 930\,380] = 10\,282\,177,13 \text{ Nmm.} \end{aligned}$$

_ Moment tính toán ở trạng thái giới hạn sử dụng:

$$\begin{aligned} M_s^{DL} &= DC'_3 \cdot y_2 + DC'_2 \cdot w_2 + DW \cdot w_1 \\ &= 2812,5 \cdot 70 + 4,5 \cdot 1\,488\,400 + 1,58 \cdot 930\,380 = 8\,364\,675,4 \text{ Nmm.} \end{aligned}$$

2.3.2 Nội lực do hoạt tải:

Hoạt tải gồm tải trọng xe 3 trục và tải trọng do người đi bộ truyền xuống bản mặt cầu thông qua bó vỉa .

_ Tải trọng do người đi bộ truyền xuống bản mặt cầu:

$$P_{PL} = \frac{3 \cdot 10^{-3} \cdot 1000 \cdot 1500}{2} = 2250 \text{ N.}$$

_ Tải trọng xe 3 trục:

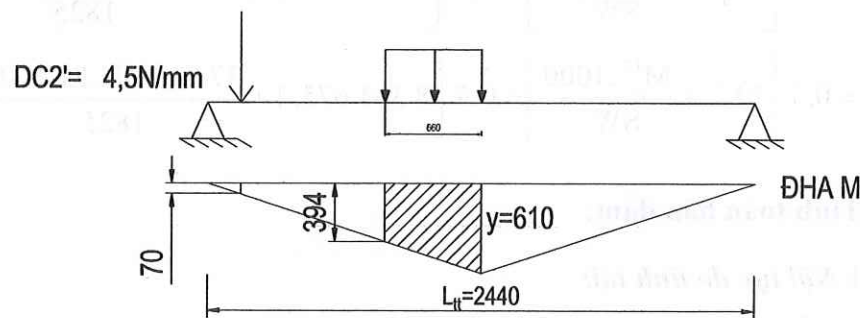
$$+ \text{Bề rộng vệt bánh xe: } b_1 = 510 + 2 \cdot h_{DW} = 510 + 2 \cdot 70 = 660 \text{ mm.}$$

$$+ \text{Hoạt tải xe: } p = \frac{P}{2 \cdot b_1} = \frac{0,65 \cdot 145000}{2 \cdot 660} = 71,40 \text{ N/mm.}$$

+ Bề rộng dải bản làm việc:

$$SW^+ = 660 + 0,5 \cdot L_2 = 660 + 0,5 \cdot 2440 = 1870 \text{ mm.}$$

$$SW^- = 1220 + 0,25 \cdot L_2 = 1220 + 0,25 \cdot 2440 = 1825 \text{ mm.}$$



Hình 2.4: Sơ đồ tính hoạt tải bản biên

Ta có : $W = 331\,320 \text{ mm}^2$.

_ Moment tính toán ở trạng thái giới hạn cường độ 1:

$$M_u^{LL} = \eta \cdot [\gamma_{LL} \cdot P_{PL} \cdot y_2 + \gamma_{LL} \cdot (1 + IM) \cdot m \cdot p \cdot W]$$

$$= 0,95 \cdot [1,75 \cdot 2250 \cdot 70 + 1,75 \cdot (1 + 0,33) \cdot 1 \cdot 2 \cdot 71,40 \cdot 331\,320] = 63\,030\,149,38 \text{ Nmm.}$$

Hệ số làn $m=1,2$ do ta đang xếp 1 làn xe.

_ Moment tính toán ở trạng thái giới hạn sử dụng:

$$M_s^{LL} = P_{PL} \cdot y_2 + (1 + IM) \cdot m \cdot p \cdot W$$

$$= 2250 \cdot 70 + (1 + 0,33) \cdot 1 \cdot 2 \cdot 71,40 \cdot 331\,320 = 37\,912\,871,81 \text{ Nmm.}$$

2.3.3 Tổ hợp moment dầm biên:

Do tính toán với sơ đồ dầm giản đơn nên ta nhân với hệ số 0,5 và 0,7 để chuyển về sơ đồ dầm liên tục

_ Moment tại mặt cắt giữa nhịp ở TTGH cường độ 1 và sử dụng:

$$M_u^m = 0,5 \cdot \left[M_u^{DL} + \frac{M_u^{LL} \cdot 1000}{SW^+} \right]$$

$$= 0,5 \cdot \left[10\,282\,177,13 + \frac{63\,030\,149,38 \cdot 1000}{1870} \right] = 21\,994\,069,68 \text{ Nmm}$$

$$M_s^m = 0,5 \cdot \left[M_s^{DL} + \frac{M_s^{LL} \cdot 1000}{SW^+} \right]$$

$$= 0,5 \cdot \left[8\,364\,675,4 + \frac{37\,912\,871,81 \cdot 1000}{1870} \right] = 14\,319\,469,20 \text{ Nmm}$$

_ Moment tại mặt cắt gối ở TTGH cường độ 1 và sử dụng:

$$M_u^b = 0,7 \cdot \left[M_u^{DL} + \frac{M_u^{LL} \cdot 1000}{SW^-} \right] = 0,7 \cdot \left[10\,282\,177,13 + \frac{63\,030\,149,38 \cdot 1000}{1825} \right] = 31\,373\,471,70 \text{ Nmm}$$

$$M_s^b = 0,7 \cdot \left[M_s^{DL} + \frac{M_s^{LL} \cdot 1000}{SW^-} \right] = 0,7 \cdot \left[8\,364\,675,4 + \frac{37\,912\,871,81 \cdot 1000}{1825} \right] = 20\,397\,196,21 \text{ Nmm}$$

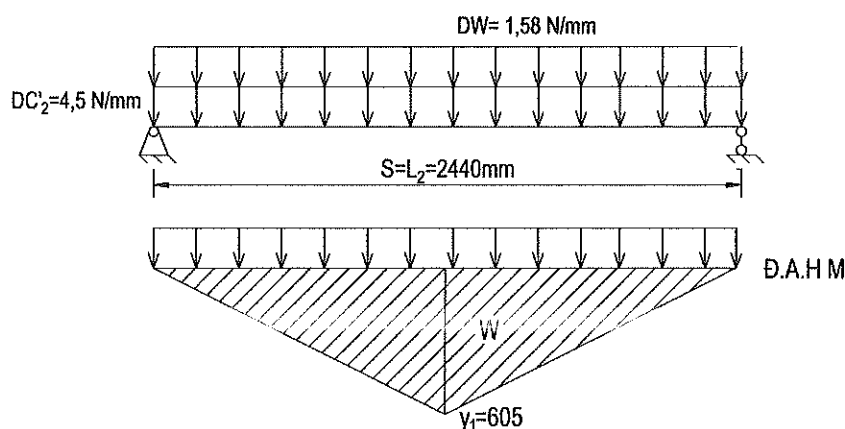
2.4 Tính toán bản dầm:

2.4.1 Nội lực do tĩnh tải:

_ Trọng lượng bản thân lớp phủ bê tông asphalt:

$$DW = \gamma_{DW} \cdot h_{DW} \cdot 1000 = 2,25 \cdot 10^{-5} \cdot 70 \cdot 1000 = 1,58 \text{ N/mm}$$

_ TLBT bản mặt cầu: $DC_2' = \gamma_c \cdot h_f \cdot 1000 = 2,5 \cdot 10^{-5} \cdot 180 \cdot 1000 = 4,5 \text{ N/mm}$



Hình 2.5: Sơ đồ tính tĩnh tải bản dầm

Moment tính toán ở trạng thái giới hạn cường độ 1:

$$M_u^{DL} = \eta \cdot \left[\gamma_{DC} \cdot \frac{DC'_2 \cdot L_2^2}{8} + \gamma_{DW} \cdot \frac{DW \cdot L_2^2}{8} \right]$$

$$= 0,95 \cdot \left[1,25 \cdot \frac{4,5 \cdot 2440^2}{8} + 1,5 \cdot \frac{1,58 \cdot 2440^2}{8} \right] = 5\,633\,124,75 \text{ Nmm.}$$

_ Moment tính toán ở trạng thái giới hạn sử dụng :

$$M_s^{DL} = \frac{DC'_2 \cdot L_2^2}{8} + \frac{DW \cdot L_2^2}{8} = \frac{4,5 \cdot 2440^2}{8} + \frac{1,58 \cdot 2440^2}{8} = 4\,502\,107,5 \text{ Nmm.}$$

2.4.2 Nội lực do hoạt tải:

2.4.2.1 Trường hợp một bánh xe giữa nhịp:

_ Tải trọng xe 3 trục:

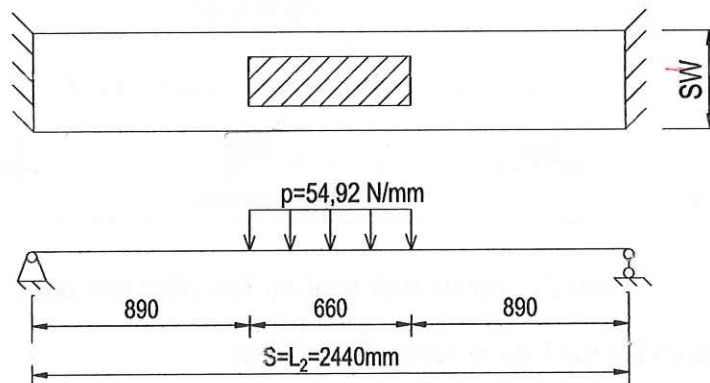
+ Bề rộng vệt bánh xe: $b_1 = 510 + 2 \cdot h_{DW} = 510 + 2 \cdot 70 = 660 \text{ mm.}$

+ Hoạt tải xe: $p = \frac{P}{2 \cdot b_1} = \frac{0,65 \cdot 145000}{2 \cdot 660} = 71,40 \text{ N/mm.}$

+ Bề rộng dải bản làm việc:

$$SW^+ = 660 + 0,5 \cdot L_2 = 660 + 0,5 \cdot 2440 = 1870 \text{ mm.}$$

$$SW^- = 1220 + 0,25 \cdot L_2 = 1220 + 0,25 \cdot 2440 = 1825 \text{ mm.}$$



Hình 2.6: Sơ đồ tính hoạt tải bản dầm (đặt 1 bánh xe)

_ Hệ số làn $m=1,2$ do ta đang xếp 1 làn xe.

Moment tính toán ở trạng thái giới hạn cường độ 1:

$$M_u^{LL} = \eta \cdot \left[\gamma_{LL} \cdot (1 + IM) \cdot m \cdot \frac{p \cdot b_1}{4} \cdot \left(L_2 - \frac{b_1}{2} \right) \right]$$

$$= 0,95 \cdot \left[1,75 \cdot (1 + 0,33) \cdot 1,2 \cdot \frac{71,4 \cdot 660}{4} \cdot \left(2440 - \frac{660}{2} \right) \right] = 65\,956\,735,5 \text{ Nmm.}$$

_ Moment tính toán ở trạng thái giới hạn sử dụng :

$$M_s^{LL} = (1 + IM) \cdot m \cdot \frac{p \cdot b_1}{4} \cdot \left(L_2 - \frac{b_1}{2} \right)$$

$$= (1 + 0,33) \cdot 1,2 \cdot \frac{71,4 \cdot 660}{4} \cdot \left(2440 - \frac{660}{2} \right) = 39\,673\,224,36 \text{ Nmm.}$$

2.4.2.2 Trường hợp đặt 2 bánh xe của 2 xe khác nhau:

_ Tải trọng xe 3 trục:

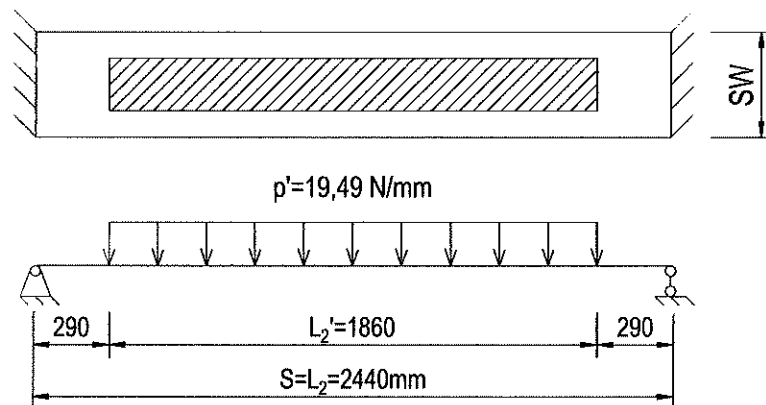
$$+ \text{Bề rộng vệt bánh xe: } b'_1 = 1200 + b_1 = 1200 + 660 = 1860 \text{ mm.}$$

$$+ \text{Hoạt tải xe: } p' = \frac{P}{2 \cdot b'_1} = \frac{0,65 \cdot 145000}{2 \cdot 1860} = 25,33 \text{ N/mm.}$$

+ Bề rộng dải bản làm việc:

$$SW^+ = 660 + 0,5 \cdot L_2 = 660 + 0,5 \cdot 2440 = 1870 \text{ mm.}$$

$$SW^- = 1220 + 0,25 \cdot L_2 = 1220 + 0,25 \cdot 2440 = 1825 \text{ mm.}$$



Hình 2.7: Sơ đồ tính hoạt tải bản dầm (khi đặt 2 bánh xe)

_ Hệ số làn $m=1$ do ta đang xếp 2 làn xe.

_ Moment tính toán ở trạng thái giới hạn cường độ 1:

$$M_u^{LL} = \eta \cdot \left[\gamma_{LL} \cdot (1 + IM) \cdot m \cdot \frac{p' \cdot L_2'}{8} \right]$$

$$= 0,95 \cdot \left[1,75 \cdot (1 + 0,33) \cdot 1 \cdot \frac{25,33 \cdot 1860^2}{8} \right] = 24\,191\,885,46 \text{ Nmm.}$$

_ Moment tính toán ở trạng thái giới hạn cường độ 1:

$$M_s^{LL} = (1 + IM) \cdot m \cdot \frac{p' \cdot L_2'}{8} = (1 + 0,33) \cdot 1 \cdot \frac{25,33 \cdot 1860^2}{8} = 14\,568\,764,81 \text{ Nmm.}$$

Kết Luận: trường hợp gây ra hiệu ứng lớn nhất là trường hợp đặt một bánh xe giữa nhịp.

2.4.3 Tổ hợp moment bản dầm:

Do tính toán với sơ đồ dầm giản đơn nên ta nhân với hệ số 0,5 và 0,7 để chuyển về sơ đồ dầm liên tục

_ Moment tại mặt cắt giữa nhịp ở TTGH cường độ 1 và sử dụng:

$$M_u^m = 0,5 \cdot \left[M_u^{DL} + \frac{M_u^{LL} \cdot 1000}{SW^+} \right]$$

$$= 0,5 \cdot \left[5\,633\,124,75 + \frac{65\,956\,735,5 \cdot 1000}{1870} \right] = 20\,452\,053,15 \text{ Nmm}$$

$$M_s^m = 0,5 \cdot \left[M_s^{DL} + \frac{M_s^{LL} \cdot 1000}{SW^+} \right]$$

$$= 0,5 \cdot \left[4\,502\,107,5 + \frac{39\,673\,224,36 \cdot 1000}{1870} \right] = 12\,858\,867,75 \text{ Nmm}$$

_ Moment tại mặt cắt gối ở TTGH cường độ 1 và sử dụng:

$$M_u^b = 0,7 \cdot \left[M_u^{DL} + \frac{M_u^{LL} \cdot 1000}{SW^-} \right]$$

$$= 0,7 \cdot \left[5\,633\,124,75 + \frac{65\,956\,735,5 \cdot 1000}{1825} \right] = 29\,241\,661,22 \text{ Nmm}$$

$$M_s^b = 0,7 \cdot \left[M_s^{DL} + \frac{M_s^{LL} \cdot 1000}{SW^-} \right]$$

$$= 0,7 \cdot \left[4\,502\,107,5 + \frac{39\,673\,224,36 \cdot 1000}{1825} \right] = 18\,368\,602,40 \text{ Nmm}$$

2.5 Thiết kế cốt thép bản mặt cầu:**2.5.1 Thiết kế cốt thép cho phần bản chịu moment âm:**

_ Tiết diện tính toán $b \times h = 1000 \times 180$.

_ Moment tính toán ở TTGH cường độ 1:

$$M_u = \max M_u^b = \max(20\,452\,053,15; 29\,241\,661,22 \text{ Nmm}) = 29\,241\,661,22 \text{ Nmm}.$$

_ Khoảng cách từ mép ngoài bê tông chịu kéo đến trọng tâm cốt thép $a' = 37 \text{ mm}$.

_ Chiều cao làm việc: $d_s = h - a' = 180 - 37 = 143 \text{ mm}$.

_ Chiều cao vùng nén quy ước:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b}} = 143 - \sqrt{143^2 - \frac{2 \cdot 29\,241\,661,22}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 35 \cdot 1000}} = 7,85 \text{ mm}.$$

_ Hệ số qui đổi: $\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05}{7} \cdot (f'_c - 28) = 0,85 - \frac{0,05}{7} \cdot (35 - 28) = 0,8$

_ Chiều cao vùng nén thực tế: $c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7,85}{0,8} = 9,81 \text{ mm}$

_ Tính lại ϕ : $\phi = 0,65 + 0,15 \cdot \left(\frac{d_s}{c} - 1 \right) = 0,65 + 0,15 \cdot \left(\frac{143}{9,81} - 1 \right) = 2,69 > 0,9$

Chọn $\phi = 0,9$ là phù hợp với giá trị ban đầu

_ Kiểm tra điều kiện: $\frac{c}{d_s} = \frac{9,81}{143} = 0,07 < 0,6$

_ Hàm lượng cốt thép: $A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 5,88 \cdot 1000}{280} = 624,75 \text{ mm}^2$.

_ Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

$$\begin{aligned} M_{cr} &= \gamma_1 \cdot \gamma_3 \cdot S_c \cdot f_r = \gamma_1 \cdot \gamma_3 \cdot \left(\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 \right) \cdot (0,63 \cdot \sqrt{f'_c}) \\ &= 1,6 \cdot 0,67 \cdot \left(\frac{1}{6} \cdot 1000 \cdot 180^2 \right) \cdot (0,63 \cdot \sqrt{35}) = 21\,575\,611,67 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \min} &= \frac{\min[1,2 \cdot M_{cr}; 1,33 \cdot M_u]}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2} \right)} = \frac{\min[25\,890\,734; 38\,891\,409,42]}{0,9 \cdot 280 \cdot \left(143 - \frac{7,85}{2} \right)} \\ &= 645,87 \text{ mm}^2 > A_s = 624,75 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Vậy bố trí theo hàm lượng cốt thép tối thiểu.

_ Bố trí thép 7 thanh d14 cách mép dưới bản mặt cầu 30mm, khoảng cách giữa các thanh thép là 150mm

$$A_s = 7 \cdot \frac{\pi \cdot 14^2}{4} = 1077,6 \text{ mm}^2.$$

_ Kiểm tra điều kiện $\frac{c}{d_t} = \frac{9,81}{150} = 0,07 < 0,6$ do đó lượng thép thiết kế phù hợp

2.5.2 Thiết kế cốt thép cho phần bản chịu moment dương:

_ Tiết diện tính toán $b \times h = 1000 \times 200$.

_ Moment tính toán ở TTGH cường độ 1:

$$M_u = \max M_u^m = \max(20\,452\,053,15; 12\,858\,867,75) = 20\,452\,053,15 \text{ Nmm}.$$

_ Bố trí d14a150, vậy trong 1000mm có 7 thanh d14 : $A_s = 7 \cdot \frac{\pi \cdot 14^2}{4} = 1077,6 \text{ mm}^2$.

_ Kiểm tra khả năng chịu lực của tiết diện:

$$+ \text{Chiều cao làm việc } d_s = 180 - 30 - \frac{14}{2} = 143 \text{ mm}.$$

$$+ \text{Chiều cao vùng nén qui ước: } a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{1077,6 \cdot 280}{0,85 \cdot 35 \cdot 1000} = 10,14 \text{ mm}.$$

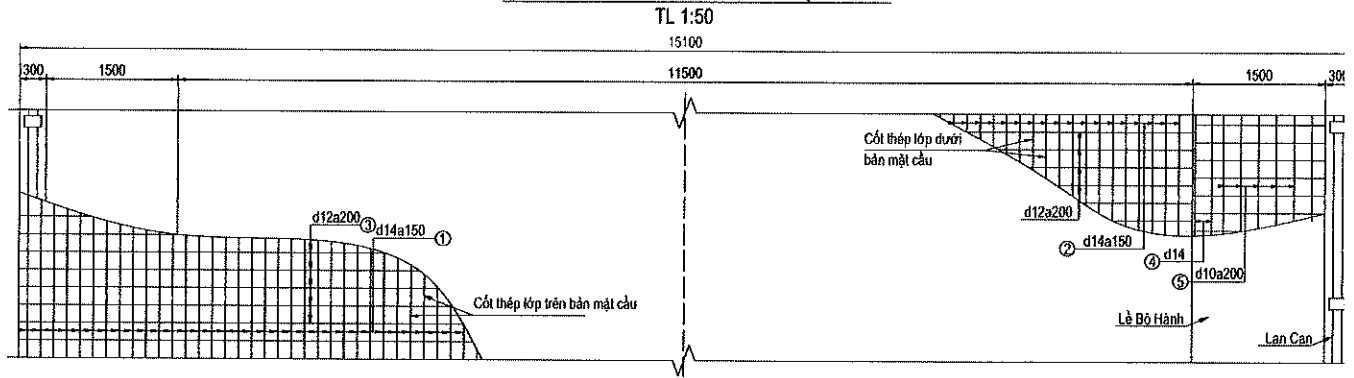
$$+ \text{Chiều cao vùng nén thực tế: } c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{10,14}{0,8} = 12,68 \Rightarrow \frac{c}{d_s} = \frac{12,68}{143} = 0,089 < 0,42$$

nên thỏa mãn điều kiện về hàm lượng cốt thép tối đa.

+ Sức kháng tính toán M_n :

$$M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \cdot 1077,6 \cdot 280 \cdot \left(143 - \frac{10,14}{2} \right) = 37\,455\,608,74 \text{ Nmm}.$$

Ta có : $M_n > M_u = 20\,452\,053,15 \text{ Nmm}$ nên đảm bảo khả năng chịu lực.

BỐ TRÍ CỐT THÉP BẢN MẶT CẦU

Hình 2.8: Bố trí cốt thép bản mặt cầu

2.6 Kiểm toán ở TTGH sử dụng (kiểm tra nứt):

Điều kiện:

$$f_s \leq f_{sa}$$

Trong đó:

+ f_s : ứng suất kéo trong cốt thép.+ f_{sa} : ứng suất cho phép trong thanh cốt thép.

$$\text{Ứng suất kéo cho phép trong thanh cốt thép } f_{sa} = \min \left(0,6.f_y; \frac{Z}{(d_c.A_c)^{\frac{1}{3}}} \right) :$$

Trong đó:

+ Z : thông số phụ thuộc vào môi trường, chọn $Z=2300\text{N/mm}$ đối với khí hậu khắc nghiệt.+ d_c : khoảng cách từ trọng tâm của lớp thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài bê tông chịu kéo, $d_c = 30 + \frac{14}{2} = 37\text{mm}$.+ A_c : diện tích bê tông trung bình bọc quanh 1 thanh thép chịu kéo

$$A_c = \frac{(a_l + a_i).b}{n} = \frac{(37 + 37).1000}{7} = 10\,571,43\text{ mm}^2.$$

Vậy ứng suất kéo cho phép :

$$f_{sa} = \min \left(0,6.f_y; \frac{Z}{(d_c.A_c)^{\frac{1}{3}}} \right) = \min \left(0,6.280; \frac{23\,000}{(37.10\,571,43)^{\frac{1}{3}}} \right) = \min(168; 314,5) = 168 \text{ MPa.}$$

– Ứng suất kéo trong cốt thép $f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \cdot (d_s - x) \cdot n$:

Trong đó:

+ M_s : moment tính toán ở TTGH sử dụng

$$M_s = \max(M_s^m; M_s^b) = 18\,368\,602,40 \text{ Nmm.}$$

+ n : tỷ số quy đổi thép về bê tông, $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.10^5}{31\,798,93} = 6,29$

+ d_s : chiều cao làm việc của tiết diện, $d_s = 143 \text{ mm}$.

+ x : khoảng cách từ trục trung hòa đến mép chịu nén của bê tông

$$x = n \cdot \frac{A_s}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot d_s \cdot b}{n \cdot A_s}} - 1 \right) = 6,29 \cdot \frac{1077,6}{1000} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 143 \cdot 1000}{6,29 \cdot 1077,6}} - 1 \right) = 37,77 \text{ mm.}$$

+ I_{cr} : moment quán tính của tiết diện

$$I_{cr} = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d_s - x)^2 = \frac{1000 \cdot 37,77^3}{3} + 6,29 \cdot 1077,6 \cdot (143 - 37,77)^2 = 93\,016\,890,4 \text{ mm}^4.$$

$$\text{Vậy } f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \cdot (d_s - x) \cdot n = \frac{18\,368\,602,40}{93\,016\,890,4} \cdot (143 - 37,77) \cdot 6,29 = 130,79 \text{ MPa}$$

Ta có: $f_s = 130,76 \text{ MPa} < f_{sa} = 168 \text{ MPa}$ nên thỏa mãn điều kiện về vết nứt.

CHƯƠNG 2: THIẾT KẾ BẢN MẶT CẦU	68
2.1 Số liệu thiết kế:	68
2.2 Tính toán bản hằng:.....	69
2.2.1 Tải trọng tác dụng:	69
2.2.1.1 Tĩnh tải:.....	69
2.2.1.2 Hoạt tải:.....	69
2.2.2 Nội lực trong bản hằng:.....	70
2.3 Tính toán bản biên:	70
2.3.1 Nội lực do tĩnh tải:	70
2.3.2 Nội lực do hoạt tải:.....	72
2.3.3 Tổ hợp moment đầm biên:.....	73
2.4 Tính toán bản dầm:	73
2.4.1 Nội lực do tĩnh tải:	73
2.4.2 Nội lực do hoạt tải:.....	74
2.4.2.1 Trường hợp một bánh xe giữa nhịp:.....	74
2.4.2.2 Trường hợp đặt 2 bánh xe của 2 xe khác nhau:	75
2.4.3 Tổ hợp moment bản dầm:.....	76
2.5 Thiết kế cốt thép bản mặt cầu:.....	77
2.5.1 Thiết kế cốt thép cho phần bản chịu moment âm:	77
2.5.2 Thiết kế cốt thép cho phần bản chịu moment dương:.....	78
2.6 Kiểm toán ở TTGH sử dụng (kiểm tra nứt):	79

DANH MỤC CÁC HÌNH ẢNH

Hình 2.1: Mặt cắt ngang cầu	69
Hình 2.2: Sơ đồ tính phần hằng.....	70
Hình 2.3: Sơ đồ tính tĩnh tải bản biên.....	71
Hình 2.4: Sơ đồ tính hoạt tải bản biên.....	72
Hình 2.5: Sơ đồ tính tĩnh tải bản dầm.....	73
Hình 2.6: Sơ đồ tính hoạt tải bản dầm (đặt 1 bánh xe).....	74
Hình 2.7: Sơ đồ tính hoạt tải bản dầm (khi đặt 2 bánh xe).....	75
Hình 2.8: Bố trí cốt thép bản mặt cầu.....	79

CHƯƠNG 3: THIẾT KẾ DẦM NGANG

3.1 Số liệu thiết kế:

_ Cường độ bê tông : $f'_c = 35\text{MPa}$.

_ Khối lượng riêng bê tông : $\gamma_c = 2,5 \cdot 10^{-5} \text{ N/mm}^3$.

_ Môđun đàn hồi bê tông:

$$f'_c = 35\text{MPa} \Rightarrow E_c = 0,0043 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f'_c} = 0,043 \cdot 2500^{1,5} \cdot \sqrt{35} = 31\,798,93\text{MPa}.$$

_ Cốt thép sử dụng có $f_y = 280\text{MPa}$

_ Hệ số điều chỉnh tải trọng ở TTGH cường độ 1:

$$\eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I \geq 0,95 \quad (\text{A1.4.2.1-2})$$

Trong đó:

+ Hệ số xét đến tính dẻo : $\eta_D = 0,95$.

+ Hệ số xét đến tính dư thừa : $\eta_R = 0,95$.

+ Hệ số xét đến tính quan trọng : $\eta_I = 1,05$.

Vậy hệ số điều chỉnh tải trọng $\eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 0,95 \cdot 0,95 \cdot 1,05 = 0,95$

_ Hệ số tải trọng ở TTGH cường độ 1:

$$\gamma_{DC} = 1,25 \quad \gamma_{DW} = 1,5 \quad \gamma_{LL} = 1,75$$

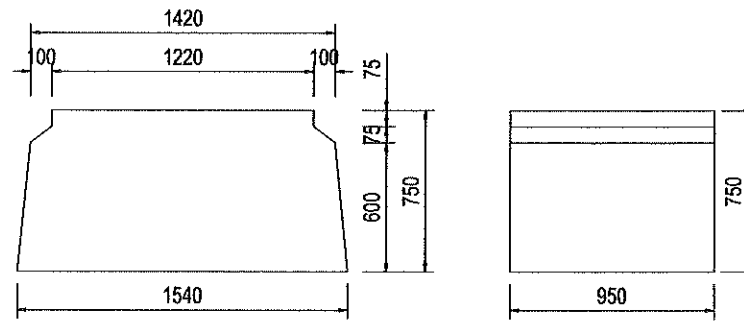
_ Hệ số xung kích ở TTGH cường độ 1 và sử dụng: $1 + \text{IM} = 1 + 0,33$

_ Khoảng cách giữa 2 tim dầm chính $S = L_2 = 2440\text{mm}$.

_ Chọn lớp phủ : bê tông asphalt dày 70 mm.

_ Độ dốc bản mặt cầu 2%.

_ Kích thước dầm ngang:



Hình 3.1: Kích thước dầm ngang

Chiều cao dầm ngang trước khi đổ bê tông BMC: $h=750\text{mm}$

Chiều cao dầm ngang sau khi đổ bê tông BMC: $h'=750+180=930\text{mm}$

Chiều dài tính toán: $L_{tt}=S=2440\text{mm}$

Bề rộng : $b=950\text{mm}$

Diện tích mặt cắt ngang: $A_{dn}=1\,078\,500\text{ mm}^2$

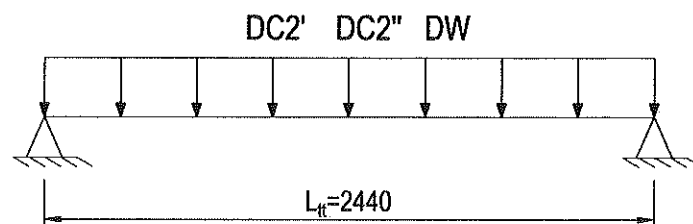
3.2 Nội lực do tĩnh tải:

TLBT dầm ngang:

$$DC_2' = \frac{\gamma_c \cdot A_d \cdot b}{L_{dn}} = \frac{2,5 \cdot 10^{-5} \cdot 1\,078\,500 \cdot 950}{2440} = 10,49 \text{ N/mm.}$$

TLBT lớp phủ: $DW = \gamma_{DW} \cdot h_{DW} \cdot b = 2,25 \cdot 10^{-5} \cdot 70 \cdot 950 = 1,5 \text{ N/mm}$

TLBT bản mặt cầu: $DC2' = \gamma_c \cdot ts \cdot b = 2,5 \cdot 10^{-5} \cdot 180 \cdot 950 = 4,28 \text{ N/mm}$



Hình 3.2: Sơ đồ tính tĩnh tải dầm ngang

Moment do tĩnh tải tác dụng ở TTGH cường độ 1:

$$\begin{aligned} M_u^{DL} &= \eta \cdot \left[\gamma_{DC} \cdot \frac{(DC2' + DC2'') \cdot L_{tt}^2}{8} + \gamma_{DW} \cdot \frac{DW \cdot L_{tt}^2}{8} \right] \\ &= 0,95 \cdot \left[1,25 \cdot \frac{(4,28 + 10,49) \cdot 2440^2}{8} + 1,5 \cdot \frac{1,5 \cdot 2440^2}{8} \right] = 14\,643\,530,38 \text{ Nmm.} \end{aligned}$$

Moment do tĩnh tải tác dụng ở TTGH sử dụng:

$$M_s^{DL} = \frac{(DC2' + DC2'').L_{tt}^2}{8} + \frac{DW.L_{tt}^2}{8}$$

$$= \frac{(4,28 + 10,49).2440^2}{8} + \frac{1,5.2440^2}{8} = 12\,108\,134 \text{ Nmm}$$

Lực cắt do tĩnh tải tác dụng ở TTGH cường độ 1:

$$V_u^{DL} = \eta \cdot \left[\gamma_{DC} \cdot \frac{(DC2' + DC2'').L_{tt}}{2} + \gamma_{DW} \cdot \frac{DW.L_{tt}}{2} \right]$$

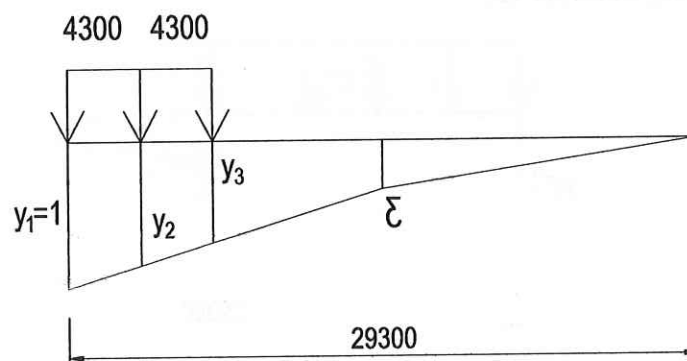
$$= 0,95 \cdot \left[1,25 \cdot \frac{(4,28 + 10,49).2440}{2} + 1,5 \cdot \frac{1,5.2440}{2} \right] = 24\,092,71 \text{ N.}$$

3.3 Nội lực do hoạt tải:

$$\text{Hệ số } \xi = 0,5 \cdot \frac{L_{dn}^3}{L_{dn}^3 + L_{tt}^3} = 0,5 \cdot \frac{2440^3}{2440^3 + 29300^3} = 2,89 \cdot 10^{-4}$$

Xác định tải trọng trục tính toán

a. Xe tải 3 trục:



Hình 3.3: Đường ảnh hưởng hoạt tải xe 3 trục

$$y_1 = 1$$

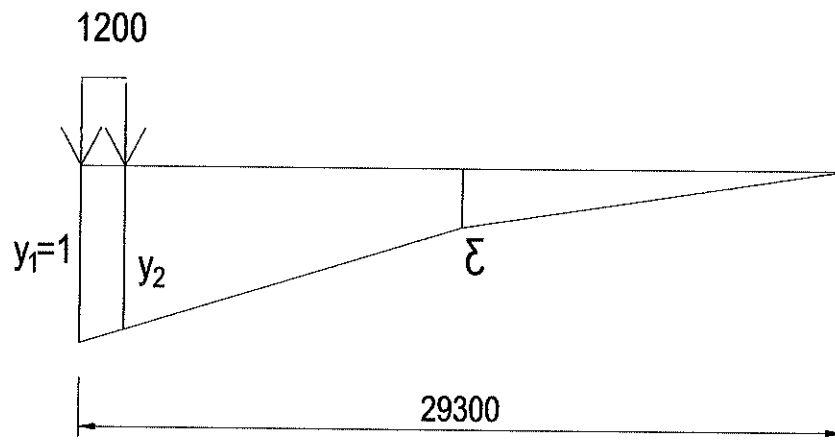
$$y_2 = 1 - \frac{4300 \cdot 2 \cdot (1 - \xi)}{L_{tt}} = 1 - \frac{4300 \cdot 2 \cdot (1 - 2,89 \cdot 10^{-4})}{29300} = 0,73$$

$$y_3 = 1 - \frac{(4300 + 4300) \cdot 2 \cdot (1 - \xi)}{L_{tt}} = 1 - \frac{(4300 + 4300) \cdot 2 \cdot (1 - 2,89 \cdot 10^{-4})}{29300} = 0,41$$

$$P_0^{\text{Truck}} = 0,65 \cdot (P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3)$$

$$= 0,65 \cdot (72500 \cdot 1 + 72500 \cdot 0,73 + 17500 \cdot 0,41) = 86\,190 \text{ N}$$

b. Xe 2 trục:



Hình 3.4: Đường ảnh hưởng hoạt tải xe 2 trục

$$y_1=1$$

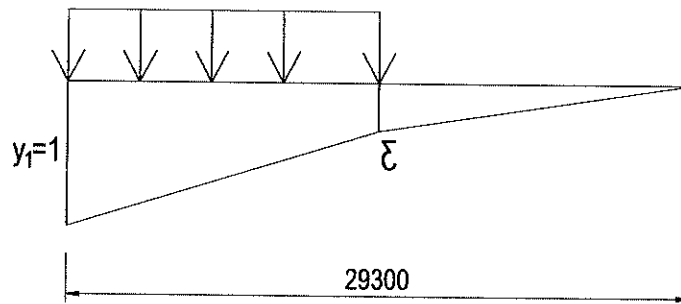
$$y_2 = 1 - \frac{1200 \cdot 2 \cdot (1 - \xi)}{L_n} = 1 - \frac{1200 \cdot 2 \cdot (1 - 2,89 \cdot 10^{-4})}{29300} = 0,92$$

$$P_0^{2\text{trục}} = 0,65 \cdot (P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2) = 0,65 \cdot (55000 \cdot 1 + 55000 \cdot 0,92) = 68\,640 \text{ N}$$

Vậy tải trọng trục thiết kế:

$$P_0 = \max(P_0^{\text{Truck}}, P_0^{2\text{trục}}) = \max(86\,190; 68\,640) = 86\,190 \text{ N}$$

Tải trọng làn thiết kế:

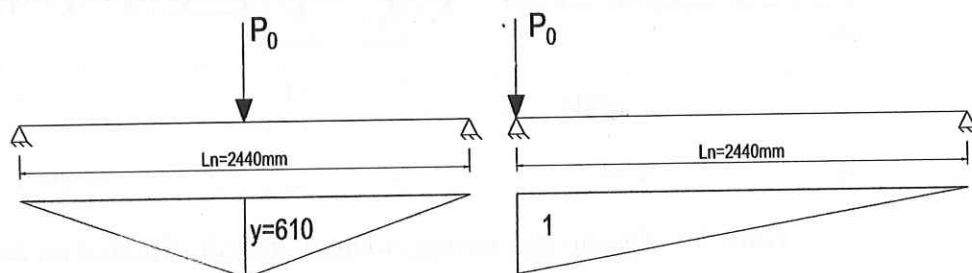


Hình 3.5: Đường ảnh hưởng hoạt tải làn

$$q = \frac{q}{3000} \cdot \Omega = \frac{9,3}{3000} \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(1 \cdot \frac{29300}{2}\right) = 22,71 \text{ N/mm}$$

Theo phương ngang cầu:

a. Trường hợp đặt 1 bánh xe:



Hình 3.6: Đường ảnh hưởng moment, lực cắt của hoạt tải xe(TH 1 đặt 1 bánh)

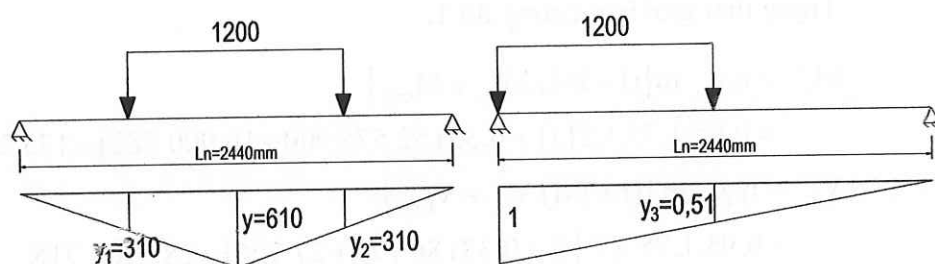
Moment do hoạt tải:

$$M_1^{LL} = P_0 \cdot y = 86\,190 \cdot 610 = 52\,575\,900 \text{ Nmm}$$

Lực cắt do hoạt tải:

$$V_1^{LL} = P_0 \cdot 1 = 86\,190 \cdot 1 = 86\,190 \text{ N}$$

b.Trường hợp đặt 2 bánh xe:



Hình 3.7: Đường ảnh hưởng moment, lực cắt của hoạt tải xe(TH 1 đặt 2 bánh)

Moment do hoạt tải:

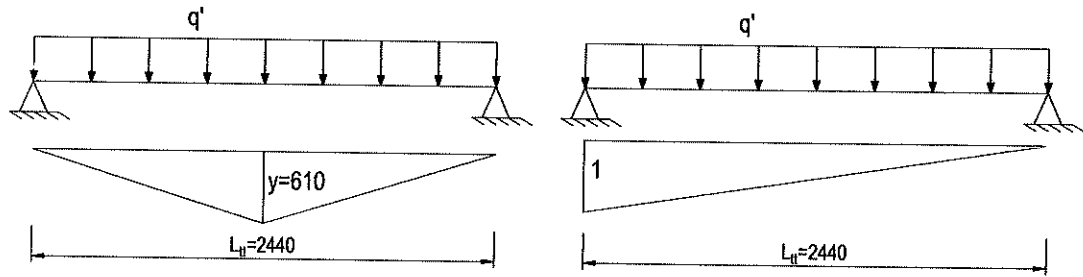
$$M_2^{LL} = P_0 \cdot (y_1 + y_2) = 86\,190 \cdot (310 + 310) = 53\,437\,800 \text{ Nmm}$$

Lực cắt do hoạt tải:

$$V_2^{LL} = P_0 \cdot (1 + y_3) = 86\,190 \cdot (1 + 0,51) = 130\,146,9 \text{ N}$$

Vậy trường hợp gây ra hiệu ứng lớn nhất là trường hợp đặt một bánh xe khi xét thêm hệ số làn m.

c. Tải trọng làn:



Hình 3.8: Đường ảnh hưởng moment, lực cắt của hoạt tải làn

Moment do tải trọng làn:

$$M_{Lane} = q' \cdot \Omega_{Lane} = 22,71 \cdot \frac{1}{2} \cdot 610 \cdot 2440 = 16\,900\,782 \text{ Nmm}$$

Lực cắt do tải trọng làn:

$$V_{Lane} = q' \cdot \Omega_{Lane} = 22,71 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 2440 = 27\,706,2 \text{ N}$$

Tổ hợp nội lực do hoạt tải:

_ Trạng thái giới hạn cường độ 1:

$$\begin{aligned} M_u^{LL} &= \eta \cdot \gamma_{LL} \cdot m \left[(1 + IM) \cdot M_{LL} + M_{lane} \right] \\ &= 0,95 \cdot 1,75 \cdot 1,2 \left[(1 + 0,33) \cdot 52\,575\,900 + 16\,900\,782 \right] = 173\,219\,324,4 \text{ Nmm} \\ V_u^{LL} &= \eta \cdot \gamma_{LL} \cdot m \left[(1 + IM) \cdot V_{LL} + V_{Lane} \right] \\ &= 0,95 \cdot 1,75 \cdot 1,2 \left[(1 + 0,33) \cdot 86\,190 + 27\,706 \right] = 283\,965,71 \text{ N} \end{aligned}$$

_ Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$\begin{aligned} M_s^{LL} &= m \left[(1 + IM) \cdot M_{LL} + M_{lane} \right] \\ &= 1,2 \left[(1 + 0,33) \cdot 52\,575\,900 + 16\,900\,782 \right] = 104\,192\,074,8 \text{ Nmm} \\ V_s^{LL} &= m \left[(1 + IM) \cdot V_{LL} + V_{Lane} \right] \\ &= 1,2 \left[(1 + 0,33) \cdot 86\,190 + 27\,706 \right] = 170\,806,44 \text{ N} \end{aligned}$$

3.4 Tổ hợp nội lực:

Dầm ngang làm việc như một dầm liên tục trên các gối dầm hồi là các dầm chủ, khi tính toán ta giả thuyết dầm ngang như một dầm giản đơn, nhịp tính toán là khoảng cách giữa 2 dầm chính sau đó nhân với hệ số 0,5 và 0,7 để chuyển đổi về dầm liên tục.

Tổ hợp moment tại gối:

$$M_u^{LL} = 0,7 \cdot (M_{LL}^{DL} + M_{Lane}^{LL})$$

$$\text{MSSV: } 1151110009$$

$$= 0,7 \cdot (14\,643\,530,38 + 173\,219\,324,4) = 131\,503\,998,3 \text{ Nmm}$$

$$M_s^b = 0,7(M_s^{DL} + M_s^{LL})$$

$$= 0,7.(12\,108\,134 + 104\,192\,074,8) = 81\,410\,146,16 \text{ Nmm}$$

Tổ hợp moment tại giữa nhịp:

$$M_u^m = 0,5(M_u^{DL} + M_u^{LL})$$

$$= 0,5.(14\,643\,530,38 + 173\,219\,324,4) = 93\,931\,427,39 \text{ Nmm}$$

$$M_s^m = 0,5(M_s^{DL} + M_s^{LL})$$

$$= 0,5.(12\,108\,134 + 104\,192\,074,8) = 58\,150\,104,4 \text{ Nmm}$$

Tổ hợp lực cắt ở TTGH cường độ:

$$V_u = V_u^{DL} + V_u^{LL} = 24\,092,71 + 283\,965,71 = 308\,058,42 \text{ N}$$

3.5 Thiết kế cốt thép dầm ngang:

3.5.1 Thiết kế cốt thép cho moment âm:

_ Moment tính toán: $M_u = 131\,503\,998,3 \text{ Nmm}$

_ Tiết diện tính toán: $b \times h' = 950 \times 930 \text{ mm}$

_ Khoảng cách từ mép ngoài bê tông chịu kéo đến trọng tâm cốt thép $a' = 50 \text{ mm}$.

_ Chiều cao làm việc: $d_s = h' - a' = 930 - 50 = 880 \text{ mm}$.

_ Chiều cao vùng nén quy ước:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2.M_u}{\phi \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot b}} = 880 - \sqrt{880^2 - \frac{2 \cdot 131\,503\,998,3}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 35 \cdot 950}} = 5,89 \text{ mm}.$$

_ Hệ số qui đổi: $\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05}{7} \cdot (f_c' - 28) = 0,85 - \frac{0,05}{7} \cdot (35 - 28) = 0,8$

_ Chiều cao vùng nén thực tế: $c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5,89}{0,8} = 7,37 \text{ mm}$

_ Tính lại ϕ : $\phi = 0,65 + 0,15 \cdot \left(\frac{d_s}{c} - 1 \right) = 0,65 + 0,15 \cdot \left(\frac{880}{7,37} - 1 \right) = 18,41 > 0,9$

Chọn $\phi = 0,9$ là phù hợp với giá trị ban đầu

_ Kiểm tra điều kiện: $\frac{c}{d_s} = \frac{7,37}{880} = 0,008 < 0,6$

_ Hàm lượng cốt thép: $A_s = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 5,89 \cdot 950}{280} = 549,52 \text{ mm}^2$.

$$\text{Hàm lượng cốt thép tối thiểu: } \rho_{\min} = 0,03 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{h'}{d_s} = 0,03 \cdot \frac{35}{280} \cdot \frac{930}{880} = 0,004$$

$$\Rightarrow A_{s\min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d_s = 0,0004 \cdot 950 \cdot 880 = 3344 \text{ mm}^2$$

Vậy ta bố trí cốt thép theo hàm lượng cốt thép tối thiểu

Chọn 7d25 có $A_s = 3426,12 \text{ mm}^2 > A_{s\min}$

3.5.2 Thiết kế cốt thép cho moment dương:

_ Moment tính toán: $M_u = 93\,931\,427,39 \text{ Nmm}$

_ Tiết diện tính toán: $b \times h' = 950 \times 930 \text{ mm}$

_ Khoảng cách từ mép ngoài bê tông chịu kéo đến trọng tâm cốt thép $a' = 50 \text{ mm}$.

_ Chiều cao làm việc: $d_s = h' - a' = 930 - 50 = 880 \text{ mm}$.

_ Chiều cao vùng nén quy ước:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b}} = 880 - \sqrt{880^2 - \frac{2 \cdot 93\,931\,427,39}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 35 \cdot 950}} = 4,21 \text{ mm}.$$

$$\text{Hệ số qui đổi: } \beta_1 = 0,85 - \frac{0,05}{7} \cdot (f'_c - 28) = 0,85 - \frac{0,05}{7} \cdot (35 - 28) = 0,8$$

$$\text{Chiều cao vùng nén thực tế: } c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{4,21}{0,8} = 5,25 \text{ mm}$$

$$\text{Tính lại } \phi : \phi = 0,65 + 0,15 \cdot \left(\frac{d_s}{c} - 1 \right) = 0,65 + 0,15 \cdot \left(\frac{880}{5,25} - 1 \right) = 25,64 > 0,9$$

Chọn $\phi = 0,9$ là phù hợp với giá trị ban đầu

$$\text{Kiểm tra điều kiện: } \frac{c}{d_s} = \frac{5,25}{880} = 0,006 < 0,6$$

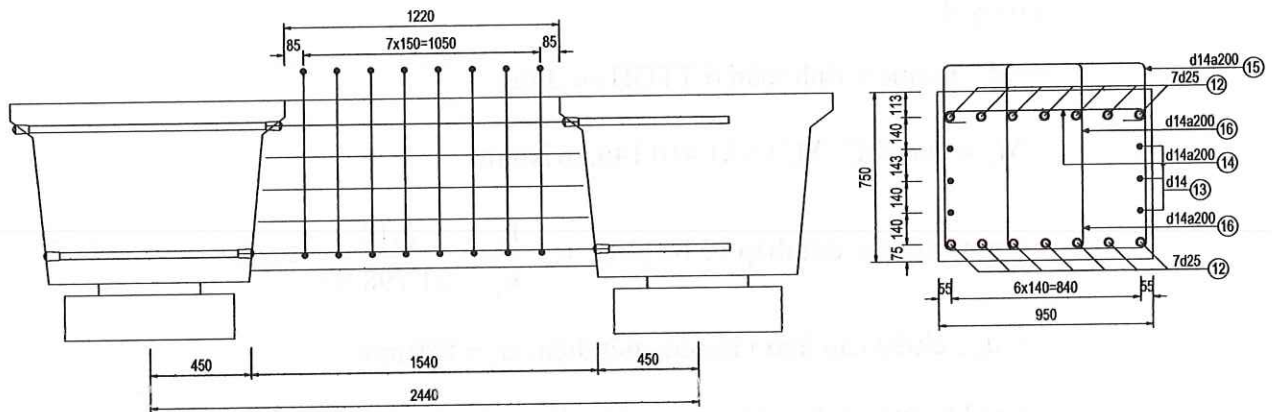
$$\text{Hàm lượng cốt thép: } A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 4,21 \cdot 950}{280} = 424,95 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Hàm lượng cốt thép tối thiểu: } \rho_{\min} = 0,03 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{h'}{d_s} = 0,03 \cdot \frac{35}{280} \cdot \frac{930}{880} = 0,004$$

$$\Rightarrow A_{s\min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d_s = 0,0004 \cdot 950 \cdot 880 = 3344 \text{ mm}^2$$

Vậy ta bố trí cốt thép theo hàm lượng cốt thép tối thiểu

Chọn 7d25 có $A_s = 3426,12 \text{ mm}^2 > A_{smin}$



Hình 3.9: Bố trí cốt thép dầm ngang

3.6 Kiểm toán ở TTGH sử dụng:

Điều kiện:

$$f_s \leq f_{sa}$$

Trong đó:

- + f_s : ứng suất kéo trong cốt thép.
- + f_{sa} : ứng suất cho phép trong thanh cốt thép.

$$\text{Ứng suất kéo cho phép trong thanh cốt thép } f_{sa} = \min \left(0,6.f_y; \frac{Z}{(d_c.A_c)^{\frac{1}{3}}} \right) :$$

Trong đó:

+ Z : thông số phụ thuộc vào môi trường, chọn $Z=2300 \text{ N/mm}$ đối với khí hậu khắc nghiệt.

+ d_c : khoảng cách từ trọng tâm của lớp thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài bê tông chịu kéo, $d_c = 50 \text{ mm}$

+ A_c : diện tích bê tông trung bình bọc quanh 1 thanh thép chịu kéo

$$A_c = \frac{(a_1 + a_2).b}{n} = \frac{(50 + 50).1000}{7} = 14\,285,71 \text{ mm}^2.$$

Vậy ứng suất kéo cho phép :

$$f_{sa} = \min \left(0,6.f_y; \frac{Z}{(d_c.A_c)^{\frac{1}{3}}} \right) = \min \left(0,6.280; \frac{23\,000}{(50.13\,571,43)^{\frac{1}{3}}} \right) = \min(168; 261,74) = 168 \text{ MPa}$$

_ Ứng suất kéo trong cốt thép $f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \cdot (d_s - x) \cdot n$:

Trong đó:

+ M_s : moment tính toán ở TTGH sử dụng

$$M_s = \max(M_s^m; M_s^b) = 81\,410\,146,16 \text{ Nmm.}$$

+ n: tỷ số quy đổi thép về bê tông, $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.10^5}{31\,798,93} = 6,29$

+ d_s : chiều cao làm việc của tiết diện, $d_s = 880 \text{ mm}$.

+ x: khoảng cách từ trục trung hòa đến mép chịu nén của bê tông

$$x = n \cdot \frac{A_s}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot d_s \cdot b}{n \cdot A_s}} - 1 \right) = 6,29 \cdot \frac{3426,12}{950} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 880 \cdot 950}{6,29 \cdot 3426,12}} - 1 \right) = 178,41 \text{ mm.}$$

+ I_{cr} : moment quán tính của tiết diện

$$I_{cr} = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d_s - x)^2 = \frac{950 \cdot 178,41^3}{3} + 6,29 \cdot 3426,12 \cdot (880 - 178,41)^2 = 12\,405\,960\,720,1$$

Vậy $f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \cdot (d_s - x) \cdot n = \frac{81\,410\,146,16}{12\,405\,960\,720} \cdot (880 - 178,41) \cdot 6,29 = 28,95 \text{ MPa}$

Ta có: $f_s = 28,95 \text{ MPa} < f_{sa} = 168 \text{ MPa}$ nên thỏa mãn điều kiện về vết nứt.

3.7 Thiết kế cốt đai dầm ngang:

_ Lực cắt tính toán: $V_u = 308\,058,42 \text{ N}$.

_ Moment tính toán: $M_u = 131\,503\,998,3 \text{ Nmm}$

_ Bước 1: Xác định chiều cao chịu cắt hữu hiệu d_v :

. Để đơn giản hóa việc tính toán, khoảng cách từ trọng tâm vùng nén đến trọng tâm cốt thép chịu kéo lấy như sau :

$$d_v = \max \begin{cases} d_s - 0,5.a = 880 - 0,5.5,89 = 877,06 \text{ mm} \\ 0,9.d_s = 0,9.880 = 792 \text{ mm} \\ 0,72.h' = 0,72.930 = 669,6 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow d_v = 877,05 \text{ mm}$$

_ Bước 2: Tính toán ứng suất cắt danh định v và kiểm tra ứng suất cắt v/f_c :

$$v = \frac{\frac{V_u}{\phi_v} - V_p}{b.d_v} = \frac{\frac{308\,058,42}{0,9} - 0}{950.877,05} = 0,41 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tỷ số : } \frac{v}{f_c'} = \frac{0,41}{35} = 0,011 < 0,25$$

_ Bước 3: Tính toán biến dạng dọc ϵ_x :

. Giả sử : $\theta = 30^\circ$

. Dầm ngang không sử dụng cáp dự ứng lực nên biến dạng dọc ϵ_x :

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0,5.V_u.\cot g\theta - A_{ps}.f_{po}}{A_s.E_s + A_{ps}.E_p} \\ &= \frac{\frac{131\,503\,998,3}{877,05} + 0,5.308\,058,42.\cot g30^\circ - 0}{3426,12.200000 + 0} = 0,00061 \end{aligned}$$

_ Bước 4: Từ giá trị $\frac{v}{f_c'} = 0,011$ và $\epsilon_x.1000 = 0,00061.1000 = 0,61$ ta tra bảng 4

TCVN 11823-5:2017 ta tìm được giá trị góc nghiêng $\theta = 33,7^\circ$, $\beta = 2,38^\circ$

_ Bước 5: Xác định cường độ của cốt thép vách theo phương trình:

. Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_c = \frac{\beta}{12} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b.d_v = \frac{2,38}{12} \cdot \sqrt{35} \cdot 950.877,05 = 977\,670,58 \text{ N}$$

. Khả năng chịu cắt của cốt đai:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_v} - V_c = \frac{308\,058,42}{0,9} - 977\,670 = -635\,382,87 \text{ N}$$

$V_s < 0$ nên ta bố trí đai cấu tạo, chọn cốt đai d16, $f_y = 280 \text{ Mpa}$.

_ Bước 6: Tính toán bước đai theo cấu tạo:

. Ta có : $\frac{V_u}{f'_c \cdot b \cdot d_v} = \frac{308\,058,42}{35.950.877,05} = 0,010 < 0,1$

. Kiểm tra bước đai theo yêu cầu về cấu tạo:

$$S \leq \begin{cases} \frac{A_v \cdot f_y}{0,083 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b} = \frac{2 \cdot \frac{\pi \cdot 16^2}{4} \cdot 280}{0,083 \cdot \sqrt{35.950}} = 241,37 \text{ mm} \Rightarrow S \leq 241,37 \text{ mm} \\ \min(0,8 \cdot d_v; 600) = (701,64; 600) = 600 \text{ mm} \end{cases}$$

Chọn bước đai cấu tạo $s = 150 \text{ mm}$.

_ Bước 7: kiểm tra khả năng chịu kéo của cốt đai:

. Tính lại khả năng chịu cắt cốt đai:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cot g 31^\circ}{s} = \frac{2 \cdot \frac{\pi \cdot 16^2}{4} \cdot 280 \cdot 877,05 \cdot \cot g 33,7^\circ}{150} = 987\,140,83 \text{ N}$$

. Kiểm tra điều kiện:

$$A_s \cdot f_y \geq \frac{M_u}{\phi_f \cdot d_v} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - V_p - 0,5 \cdot V_s \right) \cdot \cot g \theta$$

$$VT = A_s \cdot f_y = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 16^2}{4} \cdot 280 = 112\,594,68$$

$$\begin{aligned} VP &= \frac{M_u}{\phi_f \cdot d_v} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - V_p - 0,5 \cdot V_s \right) \cdot \cot g \theta \\ &= \frac{131\,503\,998,3}{0,9 \cdot 877,05} + \left(\frac{308\,058,42}{0,9} - 0 - 0,5 \cdot 987\,140,83 \right) \cdot \cot g(33,7) = -60\,240,71 \end{aligned}$$

$VT > VP$ nên thỏa mãn điều kiện

Vậy ta bố trí cốt đai d16 với bước đai $a = 150 \text{ mm}$.

CHƯƠNG 3: THIẾT KẾ DẦM NGANG	83
3.1 Số liệu thiết kế:	83
3.2 Nội lực do tĩnh tải:	84
3.3 Nội lực do hoạt tải:.....	85
3.4 Tổ hợp nội lực:.....	88
3.5 Thiết kế cốt thép dầm ngang:	89
3.5.1 Thiết kế cốt thép cho moment âm:.....	89
3.5.2 Thiết kế cốt thép cho moment dương:.....	90
3.6 Kiểm toán ở TTGH sử dụng:.....	91
3.7 Thiết kế cốt đai dầm ngang:	92

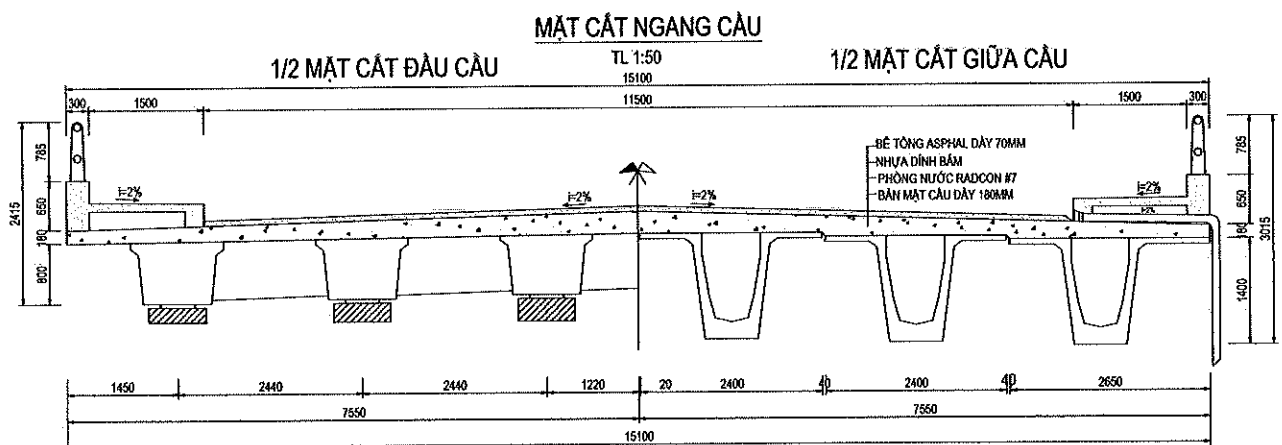
DANH MỤC CÁC HÌNH ẢNH

Hình 3.1: Kích thước dầm ngang	84
Hình 3.2: Sơ đồ tính tĩnh tải dầm ngang.....	84
Hình 3.3: Đường ảnh hưởng hoạt tải xe 3 trục	85
Hình 3.4: Đường ảnh hưởng hoạt tải xe 2 trục	86
Hình 3.5: Đường ảnh hưởng hoạt tải làn	86
Hình 3.6: Đường ảnh hưởng moment, lực cắt của hoạt tải xe(TH 1 đặt 1 bánh) 87	
Hình 3.7: Đường ảnh hưởng moment, lực cắt của hoạt tải xe(TH 1 đặt 2 bánh) 87	
Hình 3.8: Đường ảnh hưởng moment, lực cắt của hoạt tải làn.....	88
Hình 3.9: Bố trí cốt thép dầm ngang	91

CHƯƠNG 4: THIẾT KẾ DẦM CHÍNH

4.1 Số liệu thiết kế kết cấu nhịp chính:

Chiều dài toàn dầm:	$L=30\text{m}$
Khoảng cách từ đầu dầm đến tim gối:	$a=0,35\text{m}$
Chiều dài tính toán:	$L_{tt} = L - 2a = 30 - 2 \cdot 0,35 = 29,3\text{m}$
Tiêu chuẩn thiết kế:	TCVN 11823:2017
Tải trọng thiết kế:	0,65HL93
Chiều rộng phần xe chạy:	$B=11,5\text{m}$
Chiều rộng lề bộ hành:	$K=2 \times 1,5\text{m}$
Bề rộng cột lan can:	$b=2 \times 0,3\text{m}$
Tổng bề rộng toàn cầu:	$B+K+b=11,5+2 \cdot 1,5+2 \cdot 0,3=15,1\text{m}$
Kết cấu nhịp:	Giản đơn
Loại dầm:	Super T căng trước

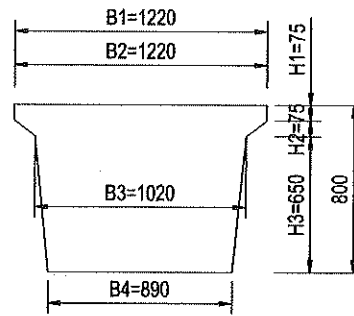


Hình 4.1: Mặt cắt ngang cầu

4.2 Thiết kế cấu tạo:

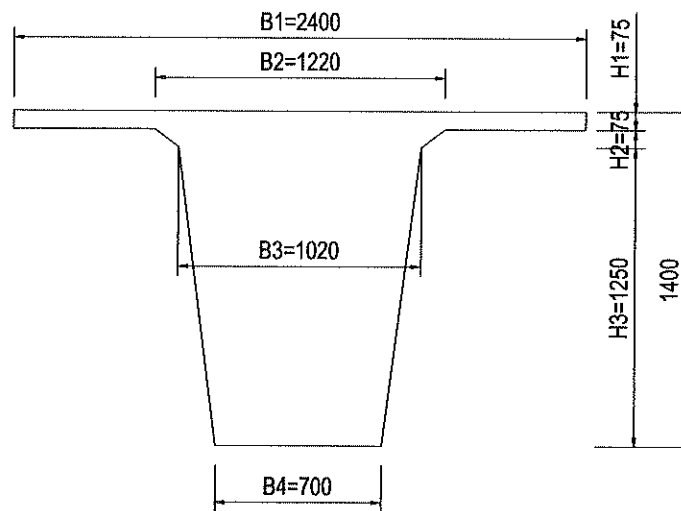
4.2.1 Cấu tạo dầm chính:

Mặt cắt đầu dầm:



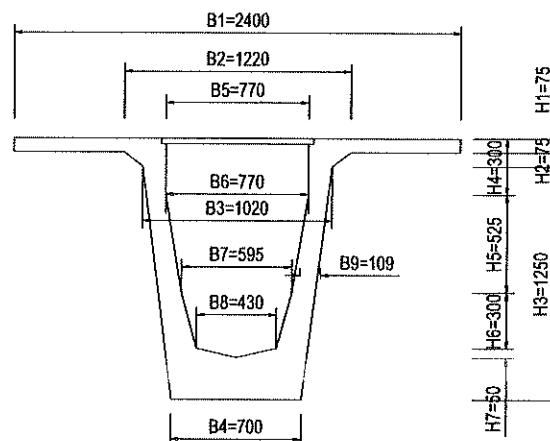
Hình 4.2: Mặt cắt ngang đầu dầm

Mặt cắt tại đoạn dầm đặc:



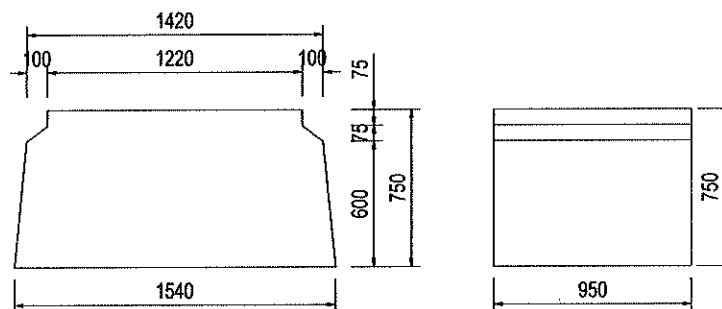
Hình 4.3: Mặt cắt ngang đoạn dầm đặc

Mặt cắt tiết diện hở:



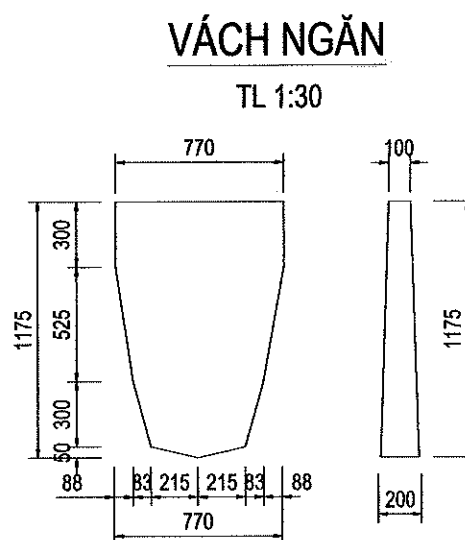
Hình 4.4: Mặt cắt ngang tiết diện hở

Cấu tạo dầm ngang:



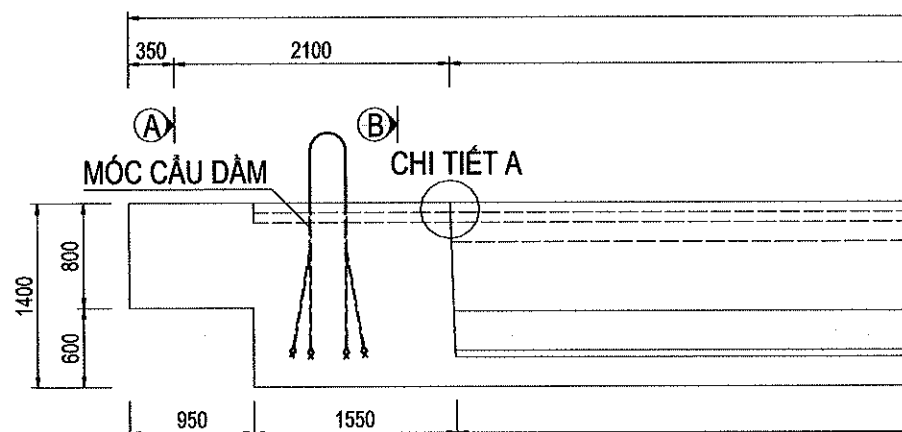
Hình 4.5: Mặt cắt ngang dầm ngang

Cấu tạo vách ngăn:



Hình 4.6: Vách ngăn dầm

Cấu tạo phần đầu dầm:



Hình 4.7: Đoạn đầu dầm

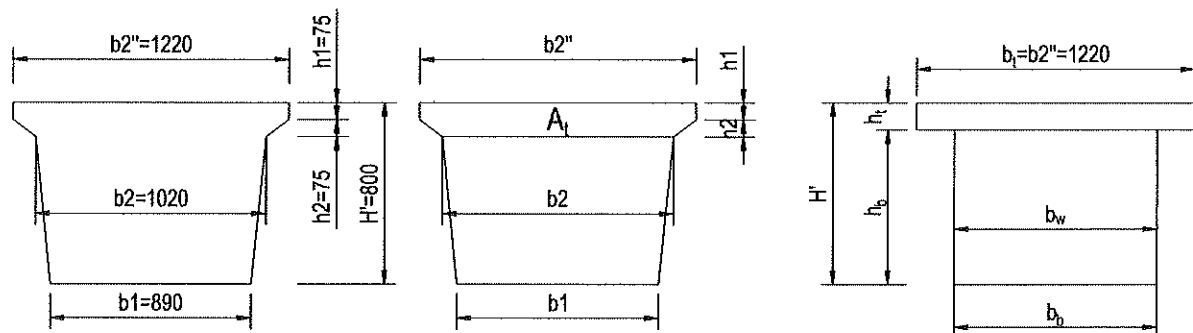
4.2.2 Tính toán các đặc trưng hình học dầm chính:

Xét các mặt cắt đặc trưng gồm:

- Mặt cắt gối: $X_0 = 0\text{mm}$
- Mặt cắt cách gối d_v (kiểm tra lực cắt): $X_1 = 0,7.h = 0,7.1600 = 1120\text{mm}$
- Mặt cắt không dính bám 3m: $X_2 = 3000\text{mm}$
- Mặt cắt không dính bám 6m: $X_3 = 6000\text{mm}$
- Mặt cắt tại vị trí giữa dầm: $X_4 = 14650\text{mm}$

4.2.2.1 Mặt cắt tại gối:

4.2.2.1.1 Quy đổi tiết diện:



Hình 4.8: Tiết diện quy đổi đoạn đầu dầm

Diện tích toàn bộ mặt cắt: $A = 796\,250\text{ mm}^2$

Diện tích phần mặt cắt trên: $A_t = 175\,500\text{ mm}^2$

Diện tích phần mặt cắt dưới: $A_b = 620\,750\text{ mm}^2$

Bề rộng phần bản cánh trên: $b_t = b_2'' = 1220\text{ mm}$

Chiều cao dầm tại gối: $H' = 800\text{mm}$

Kích thước sau quy đổi:

$$h_t = \frac{A_t}{b_t} = \frac{175\,500}{1220} = 143,85\text{mm}$$

$$b_w = \frac{F_b}{H' - h_t} = \frac{620\,750}{800 - 143,85} = 946,05\text{mm}$$

4.2.2.1.2 Đặc trưng hình học:

Tọa độ trọng tâm:

$$\begin{aligned}
 Y_{b0} &= \frac{b_t \cdot h_t \cdot \left(H' - \frac{h_t}{2} \right) + b_w \cdot \frac{(H' - h_t)^2}{2}}{F} \\
 &= \frac{1220 \cdot 143,85 \cdot \left(800 - \frac{143,85}{2} \right) + 946,05 \cdot \frac{(800 - 143,85)^2}{2}}{796\,250} = 416,24 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Moment quán tính đối với trục x-x

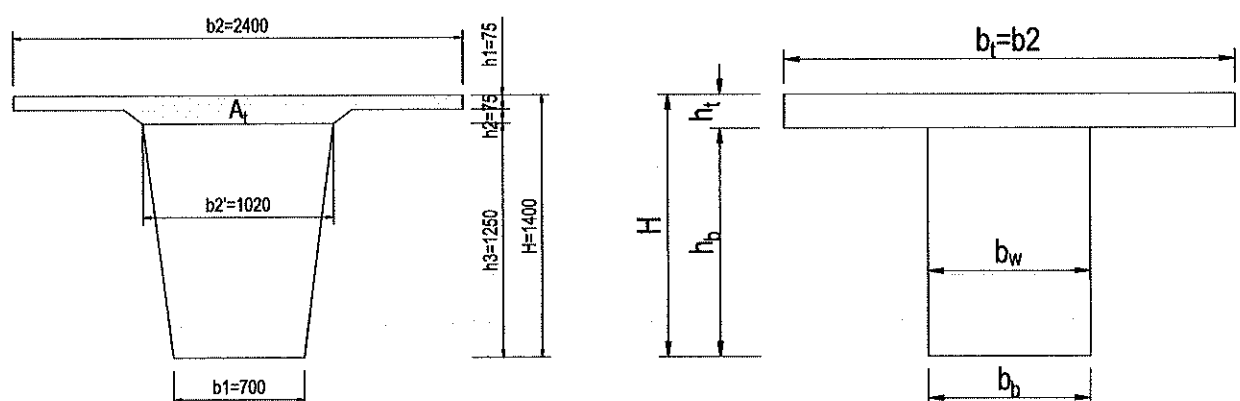
$$\begin{aligned}
 I_{x0} &= \frac{b_t \cdot h_t^3}{12} + b_t \cdot h_t \cdot \left(\frac{h_t}{2} + H' - h_t \right)^2 + \frac{b_w \cdot (H' - h_t)^3}{3} \\
 &= \frac{1220 \cdot 143,85^3}{12} + 1220 \cdot 143,85 \cdot \left(\frac{143,85}{2} + 800 - 143,85 \right)^2 + \frac{946,05 \cdot (800 - 143,85)^3}{3} \\
 &= 271\,501\,430\,800 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

Moment quán tính đối với trục trung hòa:

$$I_0 = I_{x0} - Y_{b0}^2 \cdot A_0 = 271\,501\,430\,800 - 416,24^2 \cdot 796\,250 = 133\,546\,549\,700 \text{ mm}^3$$

4.2.2.2 Mặt cắt tại tiết diện đặc:

4.2.2.2.1 Qui đổi tiết diện:



Hình 4.9: Tiết diện qui đổi đoạn dầm đặc

Diện tích toàn bộ mặt cắt: $A = 1\,339\,000\text{ mm}^2$

Diện tích phần mặt cắt trên: $A_t = 264\,000\text{ mm}^2$

Bề rộng phần cánh trên: $b_t = b_2 = 2400\text{ mm}$

Chiều cao dầm: $H = 1400\text{ mm}$

Kích thước sau quy đổi:

$$b_w = b_b = \frac{b_1 + b_2'}{2} = \frac{1020 + 700}{2} = 860\text{ mm}$$

$$h_t = \frac{A_t - b_w(h_1 + h_2)}{b_t - b_w} = \frac{264\,000 - 860 \cdot (75 + 75)}{2400 - 860} = 87,66\text{ mm}$$

$$h_b = H - h_t = 1400 - 87,66 = 1312,34\text{ mm}$$

4.2.2.2.2 Đặc trưng hình học:

Tọa độ trọng tâm:

$$\begin{aligned} Y_{b0} &= \frac{b_t \cdot h_t \cdot \left(H - \frac{h_t}{2}\right) + b_w \cdot \frac{h_b^2}{2}}{F} \\ &= \frac{2400 \cdot 87,66 \cdot \left(1400 - \frac{87,66}{2}\right) + 860 \cdot \frac{1312,34^2}{2}}{1\,399\,000} = 765,15\text{ mm} \end{aligned}$$

Moment quán tính đối với trục x-x:

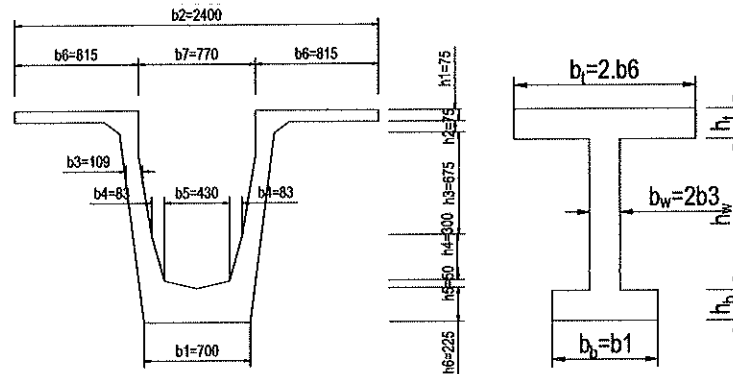
$$\begin{aligned} I_{x0} &= \frac{b_t \cdot h_t^3}{12} + b_t \cdot h_t \cdot \left(\frac{h_t}{2} + h_b\right)^2 + \frac{b_w \cdot h_b^3}{3} \\ &= \frac{2400 \cdot 87,66^3}{12} + 2400 \cdot 87,66 \cdot \left(\frac{87,66}{2} + 1312,34\right)^2 + \frac{860 \cdot 1312,34^3}{3} \\ &= 1\,034\,984\,762\,000\text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Moment quán tính đối với trục trung hòa:

$$I_0 = I_{x0} - Y_{b0}^2 \cdot A_0 = 1\,034\,984\,762\,000 - 867,55^2 \cdot 1339000 = 27\,195\,781\,650\text{ mm}^3$$

4.2.2.3 Mặt cắt tiết diện hơ:

4.2.2.3.1 Quy đổi tiết diện:



Hình 4.10: Tiết diện quy đổi đoạn dầm hơ

Diện tích toàn bộ mặt cắt: $A = 585\,211,4 \text{ mm}^2$

Diện tích phần mặt cắt trên: $A_t = 183\,120 \text{ mm}^2$

Diện tích phần mặt cắt dưới: $A_d = 280\,338,9 \text{ mm}^2$

Chiều cao dầm: $H = 1400 \text{ mm}$

Bề rộng bản cánh trên quy đổi: $b_t = 2.b_6 = 2.815 = 1630 \text{ mm}$

Bề rộng bầu dầm dưới quy đổi: $b_b = b_1 = 700 \text{ mm}$

Bề rộng sườn quy đổi: $b_w = 2.b_3 = 2.109 = 218 \text{ mm}$

Kích thước sau quy đổi:

$$h_t = \frac{A_t - b_w.(h_1 + h_2)}{b_t - b_w} = \frac{183\,750 - 218.(75 + 75)}{1630 - 218} = 106,98 \text{ mm}$$

$$h_b = \frac{A_b - b_w.(h_4 + h_5 + h_6)}{b_b - b_w} = \frac{274\,482,7 - 218.(300 + 50 + 225)}{700 - 218} = 309,40 \text{ mm}$$

$$h_w = H - h_t - h_b = 1400 - 106,98 - 309,40 = 983,62 \text{ mm}$$

4.2.2.3.2 Đặc trưng hình học:

Tọa độ trọng tâm:

$$Y_{b0} = \frac{b_t \cdot h_t \cdot \left(H - \frac{h_t}{2}\right) + b_w \cdot h_w \cdot \left(h_b + \frac{h_w}{2}\right) + b_b \cdot \frac{h_b^2}{2}}{A}$$

$$= \frac{1630 \cdot 106,98 \cdot \left(1400 - \frac{106,98}{2}\right) + 218.983,62 \cdot \left(309,40 + \frac{983,62}{2}\right) + 700 \cdot \frac{309,40^2}{2}}{585\,211,4}$$

$$= 752,05 \text{ mm}$$

Moment quán tính đối với trục x-x:

$$I_{x0} = \frac{b_t \cdot h_t^3}{12} + b_t \cdot h_t \cdot \left(H - \frac{h_t}{2}\right)^2 + \frac{b_w \cdot h_w^3}{12} + b_w \cdot h_w \cdot \left(h_b + \frac{h_w}{2}\right)^2 + \frac{b_b \cdot h_b^3}{3}$$

$$= \frac{1630 \cdot 106,98^3}{12} + 1630 \cdot 106,98 \cdot \left(1400 - \frac{106,98}{2}\right)^2 + \frac{218.983,62^3}{12}$$

$$+ 218.983,62 \cdot \left(309,4 + \frac{983,62}{2}\right)^2 + \frac{700 \cdot 309,4^3}{3} = 478\,177\,645\,600 \text{ mm}^4$$

Moment quán tính đối với trục trung hòa:

$$I_0 = I_{x0} - Y_{b0}^2 \cdot A_0 = 478\,177\,645\,600 - 863,11^2 \cdot 585\,211,4 = 42\,219\,221\,120 \text{ mm}^4$$

4.3 Tính toán hệ số phân bố ngang:

4.3.1 Phương pháp dầm đơn:

Kiểm tra điều kiện:

.Số lượng dầm chính: $n=6 > 4$ dầm

.Khoảng cách giữa các dầm: $1,1\text{m} < S=2,44\text{m} < 4,9\text{m}$

.Nhịp dầm chính: $6\text{m} < L=30\text{m} < 73\text{m}$

.Phần hẫng mặt đường xe chạy: $l=690\text{mm} < 910\text{mm}$

.Bề dày bản mặt cầu: $110\text{mm} < t_s=180\text{mm} < 300\text{mm}$

Vậy dầm trong có thể áp dụng phương pháp dầm đơn

.Khoảng cách d_e : $-350\text{mm} < d_e=-225\text{mm} < 1700\text{mm}$

Vậy dầm biên không thể áp dụng phương pháp dầm đơn

Hệ số phân bố moment:

Một lần thiết kế chịu tải:

$$(m.g)_M^{SI} = \left(\frac{S}{910}\right)^{0,35} \cdot \left(\frac{S.H}{L_u^2}\right)^{0,25} = \left(\frac{2440}{910}\right)^{0,35} \cdot \left(\frac{2440.1600}{29300^2}\right)^{0,25} = 0,367$$

Hai hoặc hơn hai lần thiết kế chịu tải:

$$(m.g)_M^{MI} = \left(\frac{S}{1900}\right)^{0,6} \cdot \left(\frac{S.H}{L_u^2}\right)^{0,125} = \left(\frac{2440}{1900}\right)^{0,6} \cdot \left(\frac{2440.1600}{29300^2}\right)^{0,125} = 0,592$$

Hệ số phân bố lực cắt:

Một lần thiết kế chịu tải:

$$(m.g)_V^{SI} = \left(\frac{S}{3050}\right)^{0,6} \cdot \left(\frac{d}{L_u}\right)^{0,1} = \left(\frac{2440}{3050}\right)^{0,6} \cdot \left(\frac{1600}{29300}\right)^{0,1} = 0,654$$

Hai hoặc hơn hai lần thiết kế chịu tải:

$$(m.g)_V^{MI} = \left(\frac{S}{2250}\right)^{0,8} \cdot \left(\frac{d}{L_u}\right)^{0,1} = \left(\frac{2440}{2250}\right)^{0,8} \cdot \left(\frac{1600}{29300}\right)^{0,1} = 0,798$$

4.3.2 Phương pháp nén lệch tâm:

Kiểm tra điều kiện

Tỉ số giữa bề rộng phần xe chạy trên chiều dài nhịp tính toán:

$$\frac{B}{L_u} = \frac{11500}{29300} = 0,39 < 0,5 \quad (1)$$

Momen quán tính ngang trên 1m dài: (chỉ gồm bản mặt cầu)

$$\overline{J}_n = \frac{1000.180^3}{12} = 4,86 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Hệ số mềm: $\alpha = \frac{12,8.d^3.J}{L^4.\overline{J}_n}$

Trong đó:

J: Momen quán tính của dầm chủ; $J = 42\,219\,221\,120 \text{ mm}^4$

$\overline{J}_n$: Momen quán tính ngang trên 1m dài; $\overline{J}_n = 4,86.10^8 \text{ mm}^4$

d: Khoảng cách giữa hai dầm chủ; $d = 2440 \text{ mm}$

L: Khẩu độ nhịp tính toán; $L_{tt}=29300$ mm

Thay các giá trị vào công thức trên ta có hệ số mềm:

$$\alpha = \frac{12,8.2440^3.42.219.221.120}{29300^4.4,86.10^8} = 0,00002 < 0,005 \quad (2)$$

Từ (1) và (2) thì ta có thể áp dụng phương pháp nén lệch tâm.

4.3.2.1 Hệ số phân bố ngang dầm biên:

Tung độ đường ảnh hưởng cho dầm biên:

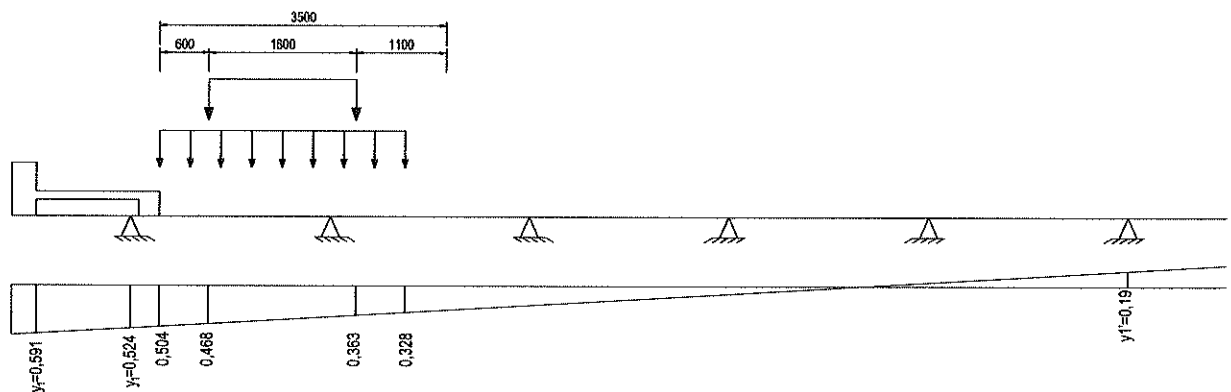
$$\begin{cases} y_1 = \frac{1}{n} + \frac{1}{2} \times \frac{a_0 \cdot a_i}{\sum a_i^2} = \frac{1}{6} + \frac{1}{2} \cdot \frac{12200 \cdot 12200}{12200^2 + 7320^2 + 2440^2} = 0,524 \\ y_{1'} = \frac{1}{n} - \frac{1}{2} \times \frac{a_0 \cdot a_i}{\sum a_i^2} = \frac{1}{6} - \frac{1}{2} \cdot \frac{12200 \cdot 12200}{12200^2 + 7320^2 + 2440^2} = -0,19 \end{cases}$$

$$m \cdot g_{xe} = m \cdot \frac{1}{2} \cdot \sum y_i$$

$$m \cdot g_{lane} = m \cdot \frac{\sum w_i}{3000}$$

$$g_{PL} = \frac{w_{PL}}{K}$$

4.3.2.2 Trường hợp đặt 1 làn xe:



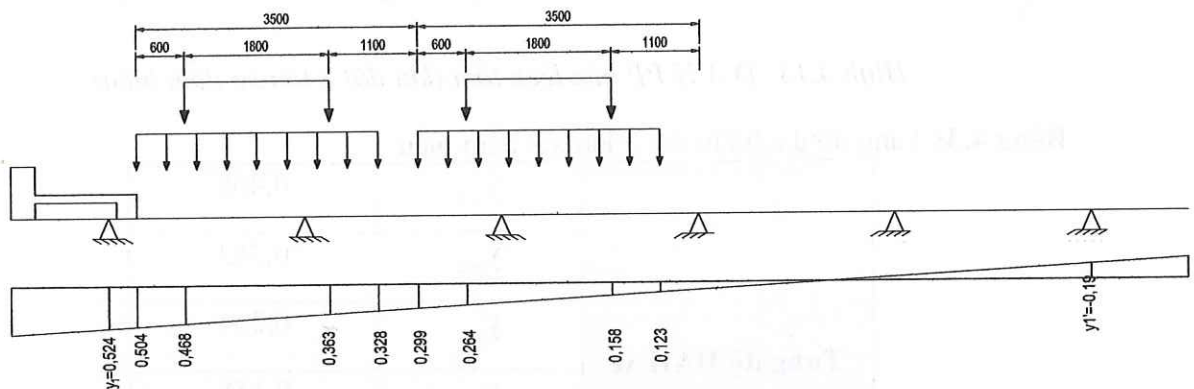
Hình 4.11: Đ.A.H PP nén lệch tâm (khi đặt 1 làn xe-dầm biên)

Bảng 4.1: Tung độ đ.a.h khi đặt 1 làn xe- dầm biên

Tung độ ĐAH xe	y_{xe1}	0,468
	y_{xe2}	0,363
Hệ số PBN xe	$m \cdot g^{LL}$	0,499
Tung độ ĐAH làn	y_{lane1}	0,504

	$y_{\text{lane } 2}$	0,328
Hệ số PBN làn	$m g_{\text{lane}}$	0,499
Tung độ ĐAH người đi bộ	y_{PL1}	0,591
	y_{H2}	0,504
Hệ số PBN người đi bộ	g_{PL}	0,548

4.3.2.3 Trường hợp đặt 2 làn xe:



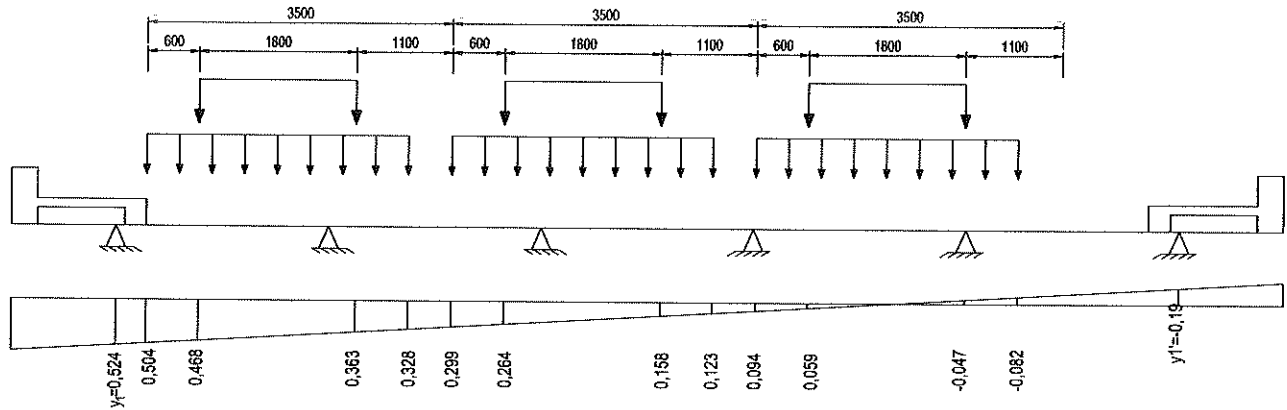
Hình 4.12: ĐA.H PP nén lệch tâm (khi đặt 2 làn xe-dầm biên)

Bảng 4.2: Tung độ đ.a.h khi đặt 2 làn xe dầm biên

Tung độ ĐAH xe	y_{xe1}	0,468
	y_{xe2}	0,363
	y_{xe3}	0,264
	y_{xe4}	0,158
Hệ số PBN xe	$m.g^{\text{LL}}$	0,627
Tung độ ĐAH làn	$y_{\text{lane } 1}$	0,504
	$y_{\text{lane } 2}$	0,328
	$y_{\text{lane } 3}$	0,299
	$y_{\text{lane } 4}$	0,123
Hệ số PBN làn	$m g_{\text{lane}}$	0,627
	y_{PL1}	0,591

Tung độ ĐAH người đi bộ	y_{H2}	0,504
Hệ số PBN người đi bộ	g_{PL}	0,548

4.3.2.4 Trường hợp đặt 3 làn xe:



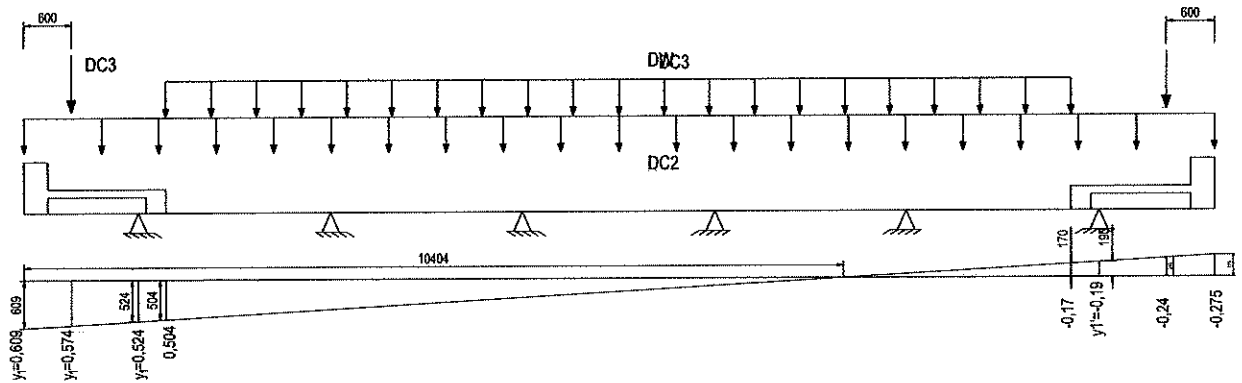
Hình 4.13: Đ.A.H PP nén lệch tâm (khi đặt 3 làn xe-dầm biên)

Bảng 4.3: Tung độ đ.a.h khi đặt 3 làn xe- dầm biên

Tung độ ĐAH xe	y_{xe1}	0,468
	y_{xe2}	0,363
	y_{xe3}	0,264
	y_{xe4}	0,158
	y_{xe5}	0,059
	y_{xe6}	-0,047
Hệ số PBN xe	$m.g^{LL}$	0,538
Tung độ ĐAH làn	y_{lane1}	0,504
	y_{lane2}	0,328
	y_{lane3}	0,299
	y_{lane4}	0,123
	y_{lane5}	0,094
	y_{lane6}	-0,082
Hệ số PBN làn	$m.g_{lane}$	0,538

Tung độ ĐAH người đi bộ	y_{PL1}	0,591
	y_{PL2}	0,504
Hệ số PBN người đi bộ	g_{PL}	0,548

4.3.2.5 Trường hợp tĩnh tải dầm biên:



Hình 4.14: Đ.A.H PP nén lệch tâm (tĩnh tải-dầm biên)

$$+ \omega_{DC2} = \frac{1}{2} \cdot 0,609 \cdot 10404 - \frac{1}{2} \cdot 0,275 \cdot 4696 = 2522,32$$

$$g_{DC2} = \frac{\omega_{DC2}}{B_{tc}} = \frac{2522,32}{15100} = 0,167$$

$$+ \omega_{DW} = \frac{1}{2} \cdot 0,504 \cdot 8604 - \frac{1}{2} \cdot 0,17 \cdot 2897 = 1921,96$$

$$g_{DW} = \frac{\omega_{DW}}{B} = \frac{1921,96}{11500} = 0,167$$

$$+ y_{DC3+} = 0,574 \quad y_{DC3-} = -0,24$$

$$g_{DC3} = y_{DC3+} - y_{DC3-} = 0,334$$

4.3.2.6 Hệ số phân bố ngang dầm trong:

Tung độ đường ảnh hưởng cho dầm biên:

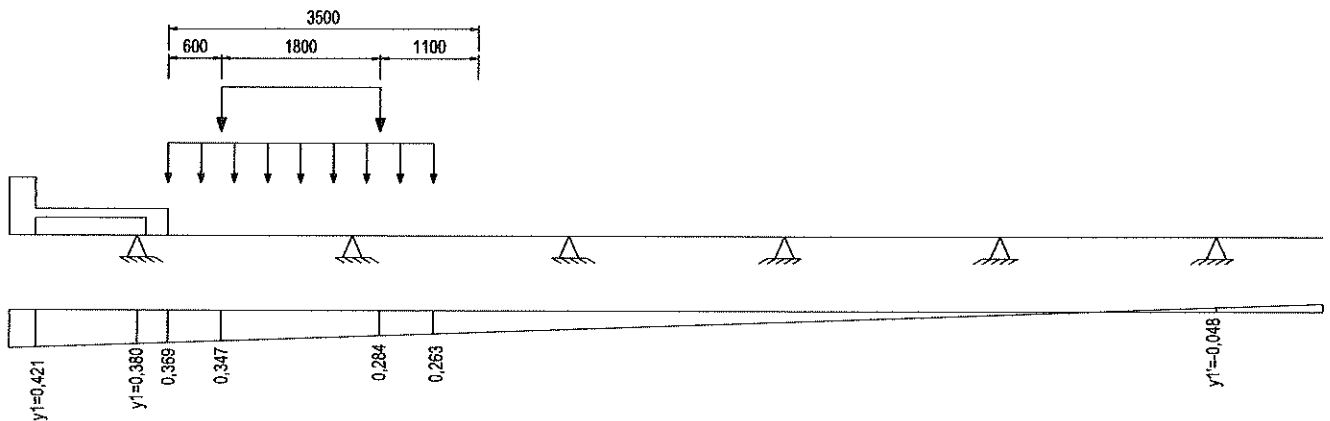
$$\begin{cases} y_1 = \frac{1}{n} + \frac{1}{2} \times \frac{a_0 \cdot a_i}{\sum a_i^2} = \frac{1}{6} + \frac{1}{2} \cdot \frac{12200 \cdot 7320}{12200^2 + 7320^2 + 2440^2} = 0,381 \\ y_{1'} = \frac{1}{n} - \frac{1}{2} \times \frac{a_0 \cdot a_i}{\sum a_i^2} = \frac{1}{6} - \frac{1}{2} \cdot \frac{12200 \cdot 7320}{12200^2 + 7320^2 + 2440^2} = -0,048 \end{cases}$$

$$m \cdot g_{xe} = m \cdot \frac{1}{2} \cdot \sum y_i$$

$$m \cdot g_{lane} = m \cdot \frac{\sum w_i}{3000}$$

$$g_{PL} = \frac{w_{PL}}{K}$$

4.3.2.7 Trường hợp đặt 1 làn xe:

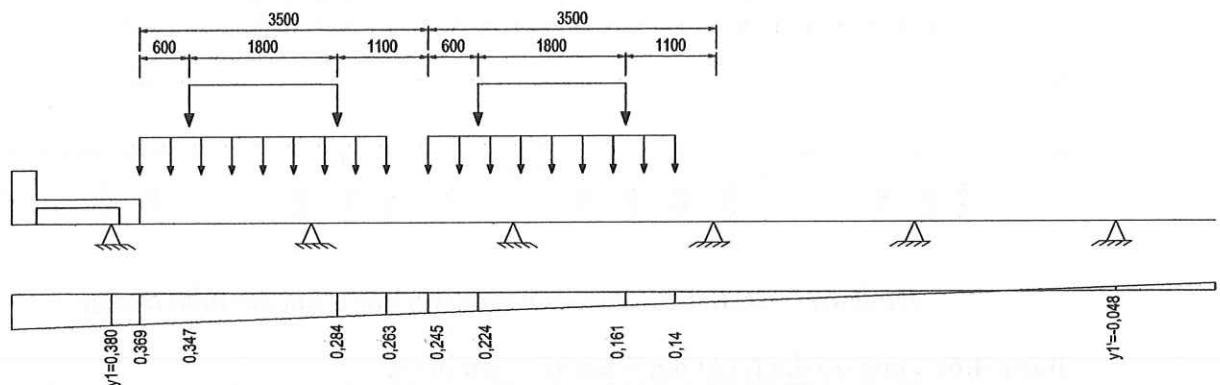


Hình 4.15: Đ.A.H PP nén lệch tâm (khi đặt 1 làn xe- dầm trong)

Bảng 4.4: Tung độ đ.a.h khi đặt 1 làn xe- dầm biên

Tung độ ĐAH xe	y_{xe1}	0,347
	y_{xe2}	0,284
Hệ số PBN xe	$m \cdot g^{LL}$	0,379
Tung độ ĐAH làn	y_{lane1}	0,369
	y_{lane2}	0,263
Hệ số PBN làn	$m g_{lane}$	0,379
Tung độ ĐAH người đi bộ	y_{PL1}	0,421
	y_{PL2}	0,369
Hệ số PBN người đi bộ	g_{PL}	0,395

4.3.2.8 Trường hợp đặt 2 làn xe:

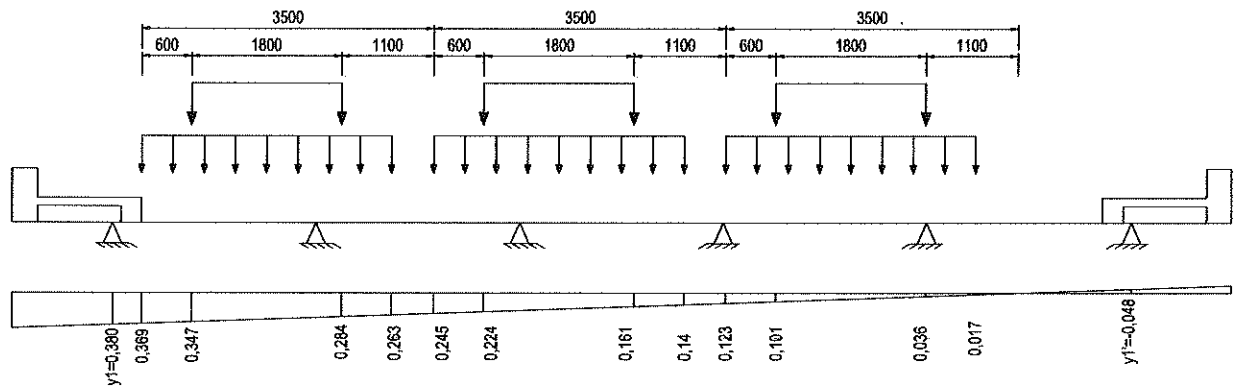


Hình 4.16: Đ.A.H PP nén lệch tâm (khi đặt 2 làn xe- dầm trong)

Bảng 4.5: Tung độ đ.a.h khi đặt 2 làn xe- dầm trong

Tung độ ĐAH xe	y_{xe1}	0,347
	y_{xe2}	0,284
	y_{xe3}	0,224
	y_{xe4}	0,161
Hệ số PBN xe	$m.g^{LL}$	0,508
Tung độ ĐAH làn	y_{lane1}	0,369
	y_{lane2}	0,263
	y_{lane3}	0,245
	y_{lane4}	0,14
Hệ số PBN làn	mg_{lane}	0,509
Tung độ ĐAH người đi bộ	y_{PL1}	0,421
	y_{PL2}	0,369
Hệ số PBN người đi bộ	g_{PL}	0,395

4.3.2.9 Trường hợp đặt 3 làn xe:

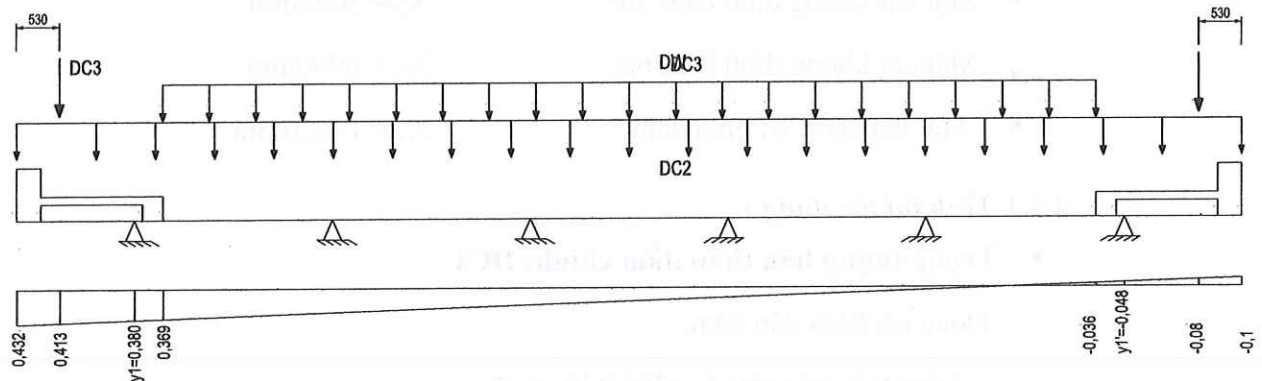


Hình 4.17: Đ.A.H PP nén lệch tâm (khi đặt 3 làn xe- dầm trong)

Bảng 4.6: Tung độ đ.a.h khi đặt 3 làn xe- dầm trong

Tung độ ĐAH xe	y_{xe1}	0,347
	y_{xe2}	0,284
	y_{xe3}	0,224
	y_{xe4}	0,161
	y_{xe5}	0,101
	y_{xe6}	0,036
Hệ số PBN xe	$m.g^{LL}$	0,49
Tung độ ĐAH làn	y_{lane1}	0,369
	y_{lane2}	0,263
	y_{lane3}	0,245
	y_{lane4}	0,14
	y_{lane5}	0,123
	y_{lane6}	0,017
Hệ số PBN làn	$m.g_{lane}$	0,492
Tung độ ĐAH người đi bộ	y_{PL1}	0,421
	y_{PL2}	0,369
Hệ số PBN người đi bộ	g_{PL}	0,395

4.3.2.10 Trường hợp tĩnh tải dầm trong:



Hình 4.18: Đ.A.H PP nén lệch tâm (tĩnh tải- dầm trong)

$$+ \omega_{DC2} = \frac{1}{2} \cdot 0,432 \cdot 12285 - \frac{1}{2} \cdot 0,12815 = 2512,81$$

$$g_{DC2} = \frac{\omega_{DC2}}{B_{tc}} = \frac{2429,98}{15100} = 0,167$$

$$+ \omega_{DW} = \frac{1}{2} \cdot 0,369 \cdot 10485 - \frac{1}{2} \cdot 0,091015 = 1921,96$$

$$g_{DW} = \frac{\omega_{DW}}{B} = \frac{1921,96}{11500} = 0,167$$

$$+ y_{DC3+} = 0,409 \quad y_{DC3-} = -0,076$$

$$g_{DC3} = y_{DC3+} - y_{DC3-} = 0,333$$

Bảng 4.7: Bảng tổng hợp HSPBN theo PP nén lệch tâm:

	DC2	DC3	DW	XE	LÀN	PL
D.Biên	0,167	0,334	0,167	0,627	0,627	0,548
D.Trong	0,166	0,333	0,167	0,508	0,509	0,395

Bảng 4.8: Bảng tổng hợp hệ số phân bố ngang:

	Phương Pháp	DC2	DC3	DW	XE	LÀN	PL
D.Biên	Nén Lệch Tâm	0,167	0,334	0,167	0,627	0,627	0,548
D.Trong	Nén Lệch Tâm	0,166	0,333	0,167	0,508	0,509	0,395
	Đòn Bẩy	Moment			0,367	0,592	
		Lực Cắt			0,654	0,798	

4.4 Nội lực tại các mặt cắt:

- Mặt cắt gối: $X_0 = 0\text{mm}$
- Mặt cắt cách gối d_v (kiểm tra lực cắt): $X_1 = 0,7.h = 0,7.1600 = 1120\text{mm}$
- Mặt cắt không dính bám 3m: $X_2 = 3000\text{mm}$
- Mặt cắt không dính bám 6m: $X_3 = 6000\text{mm}$
- Mặt cắt tại vị trí giữa dầm: $X_4 = 14650\text{mm}$

4.4.1 Tĩnh tải tác dụng :

- **Trọng lượng bản thân dầm chính: DC1**

.Đoạn cắt nhất đầu dầm:

Diện tích mặt cắt: $A_1 = 796\,250\text{ mm}^2$

Chiều dài đoạn cắt nhất: $L_1 = 2.950 = 1900\text{mm}$

.Đoạn dầm đặc:

Diện tích mặt cắt: $A_2 = 1\,339\,000\text{ mm}^2$

Chiều dài đoạn dầm đặc: $L_2 = 2.1550 = 3100\text{mm}$

.Đoạn dầm hở:

Diện tích mặt cắt: $A_3 = 585\,211,4\text{ mm}^2$

Chiều dài đoạn dầm hở: $L_3 = 3.8200 = 24\,600\text{mm}$

.Vách ngăn dầm:

Diện tích mặt cắt: $A_4 = A_2 - A_3 = 1339000 - 585\,211,4 = 753\,788,6\text{ mm}^2$

Bề dày trung bình: $t = 150\text{mm}$

Số lượng vách: $n = 2$

$$\begin{aligned}
 DC1 &= \frac{\gamma_c \cdot (A_1 \cdot L_1 + A_2 \cdot L_2 + A_3 \cdot L_3 + A_4 \cdot t \cdot 3)}{L_{tt}} \\
 &= \frac{2,5 \cdot 10^{-5} \cdot (796\,250 \cdot 1900 + 1\,339\,000 \cdot 3100 + 585\,211,4 \cdot 24\,600 + 753\,788,6 \cdot 150 \cdot 2)}{29\,300} \\
 &= 17,31\text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

- **Trọng lượng bản thân dầm ngang: DC2''**

Diện tích mặt cắt ngang dầm ngang: $A_{DC2''} = 1\,078\,500\text{ mm}^2$

Bề dày dầm ngang: $t_{dn} = 850\text{ mm}$

Số lượng dầm ngang: $n_{dn}=2$ dầm

$$DC2'' = \frac{\gamma_c \cdot A_{DC2''} \cdot t_{dn} \cdot n_{dn}}{L_{tt}} = \frac{2,5 \cdot 10^{-5} \cdot 1\,078\,500 \cdot 850 \cdot 2}{29300} = 1,56 \text{ N/mm}$$

▪ **Trọng lượng bản thân bản mặt cầu và tấm ván: DC2'**

Kích thước tấm ván: $b_{vk} \times t_{vk}=800 \times 20 \text{ mm}$, $A_v=800 \cdot 20=16\,000 \text{ mm}^2$

Chiều dài tấm ván: $l_{vk}=8300 \text{ mm}$

Số tấm ván: $n_{vk}=18$ tấm

Tải trọng tấm ván

$$DC_{vk} = \frac{\gamma_s \cdot A_{vk} \cdot l_{vk} \cdot n_{vk}}{L_{tt}} = \frac{7,85 \cdot 10^{-5} \cdot 16000 \cdot 8300 \cdot 18}{29300} = 6,40 \text{ N/mm}$$

Diện tích BMC: $A_{DC2'} = B_{tc} \cdot H_{DC2'} = 15100 \cdot 180 = 2\,718\,000 \text{ mm}^2$

$$DC_{BMC} = \gamma_c \cdot A_{BMC} = 2,5 \cdot 10^{-5} \cdot 2\,718\,000 = 67,95 \text{ N/mm}$$

$$\Rightarrow DC2' = DC_{vk} + DC_{BMC} = 6,40 + 67,95 = 74,35 \text{ N/mm}$$

▪ **Trọng lượng bản thân lớp phủ: DW**

Diện tích lớp phủ: $A_{DW} = h_{DW} \cdot B = 70 \cdot 11500 = 805\,000 \text{ mm}^2$

$$DW = \gamma_{DW} \cdot A_{DW} = 2,25 \cdot 10^{-5} \cdot 805\,000 = 18,11 \text{ N/mm}$$

▪ **Trọng lượng bản thân lan can, lề bộ hành:**

TLBT lan can gồm : 16 cột lan can, 15 cặp tay vịn mỗi cặp dài 1,9m

$$P_{LC} = 16 \cdot P_{cot} + 15 \cdot P_{T/V} = 16 \cdot 178,23 + 15 \cdot 448,84 = 9\,584,28 \text{ N}$$

$$\text{Qui về tải phân bố đều: } q_{LC} = \frac{P_{LC}}{30000} = \frac{9\,584,28}{30000} = 0,319 \text{ N/mm}$$

Trọng lượng bản thân lề bộ hành: (trên/mm)

$$P_1 = \gamma_c \cdot a_1 \cdot b_1 \cdot l = 2,5 \cdot 10^{-5} \cdot 650 \cdot 300 \cdot 1 = 4,875 \text{ N}$$

$$P_2 = \gamma_c \cdot a_2 \cdot b_2 \cdot l = 2,5 \cdot 10^{-5} \cdot 1500 \cdot 100 \cdot 1 = 3,75 \text{ N}$$

$$P_3 = \gamma_c \cdot a_3 \cdot b_3 \cdot l = 2,5 \cdot 10^{-5} \cdot 150 \cdot 250 \cdot 1 = 0,94 \text{ N}$$

$$DC3 = q_{LC} + P_1 + P_2 + P_3 = 0,319 + 4,875 + 3,75 + 0,94 = 9,88 \text{ N}$$

Tính tọa độ trọng tâm DC3:

$$x_{\text{lan can}} = 150\text{mm}; x_1 = 150\text{mm}; x_2 = 800\text{mm}; x_3 = 1425\text{mm}$$

Vị trí đặt trọng tâm DC3 (từ mép ngoài vào):

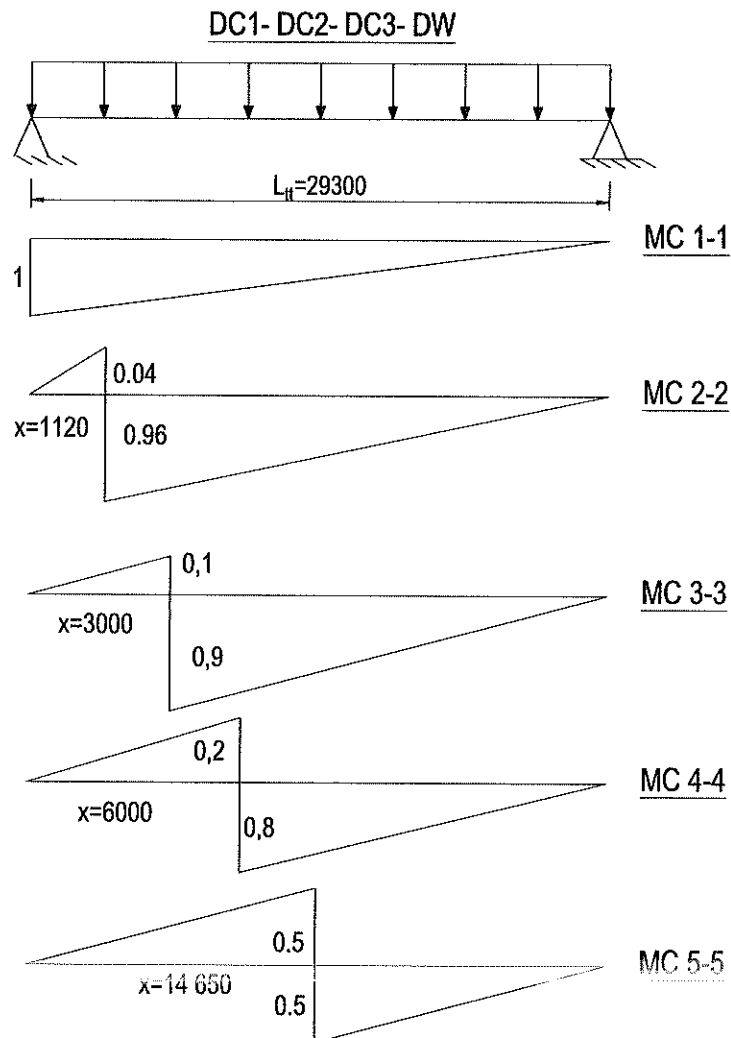
$$x = \frac{q_{LC} \cdot x_{\text{lan can}} + x_1 \cdot P_1 + x_2 \cdot P_2 + x_3 \cdot P_3}{DC3} = \frac{150 \cdot 0,319 + 150 \cdot 4,875 + 925 \cdot 3,75 + 1675 \cdot 0,94}{9,88} = 589,31\text{mm}$$

Để tiện cho việc tính toán, chọn $x=600\text{mm}$

4.4.1.1 Nội lực do tĩnh tải:

4.4.1.1.1 Lực cắt do tĩnh tải:

Lấy mặt cắt I-I làm đại diện tính toán



Hình 4.19: Đ.A.H lực cắt do tĩnh tải

Diện tích đường ảnh hưởng mặt cắt 1-1: $\Omega_{V+} = 14650 \text{ mm}^2$ $\Omega_{V-} = 0 \text{ mm}^2$

$$V_{DC1} = DC1.(\Omega_{V+} + \Omega_{V-}) = 17,31.(14650 + 0) = 253\,591,5 \text{ N}$$

$$V_{DC2'} = DC2'.(\Omega_{V+} + \Omega_{V-}) = 74,35.(14650 + 0) = 1\,089\,288 \text{ N}$$

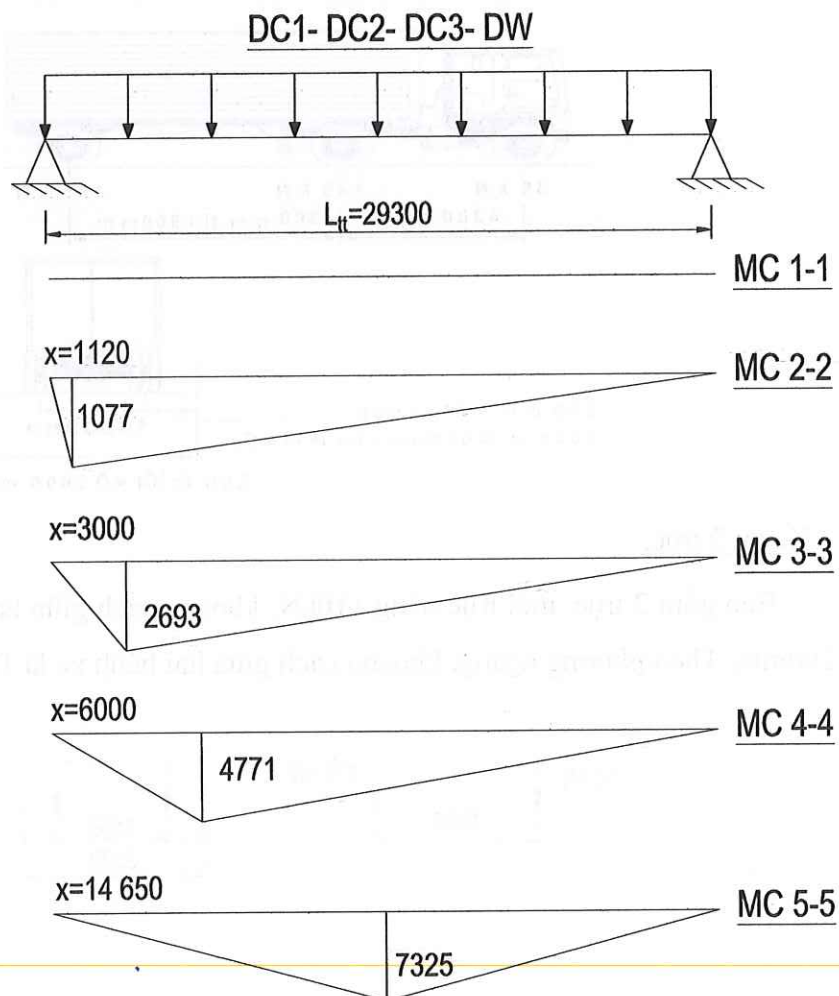
$$V_{DC2''} = DC2''.(\Omega_{V+} + \Omega_{V-}) = 1,56.(14650 + 0) = 22\,854 \text{ N}$$

$$V_{DC3} = DC3.(\Omega_{V+} + \Omega_{V-}) = 9,88.(14650 + 0) = 144\,742 \text{ N}$$

$$V_{DW} = DW.(\Omega_{V+} + \Omega_{V-}) = 18,11.(14650 + 0) = 265\,311,5 \text{ N}$$

4.4.1.1.2 Moment do tĩnh tải:

Lấy mặt cắt V-V làm đại diện tính toán



Hình 4.20: Đ.A.H moment do tĩnh tải

Diện tích đường ảnh hưởng mặt cắt 5-5: $\Omega_M = 107\,311\,250\text{ mm}^2$

$$M_{DC1} = DC1 \cdot \Omega_M = 17,31 \cdot 107\,311\,250 = 1\,857\,557\,738\text{ Nmm}$$

$$M_{DC2'} = DC2' \cdot \Omega_M = 74,35 \cdot 107\,311\,250 = 7\,978\,591\,438\text{ Nmm}$$

$$M_{DC2''} = DC2'' \cdot \Omega_M = 1,56 \cdot 107\,311\,250 = 167\,405\,550\text{ Nmm}$$

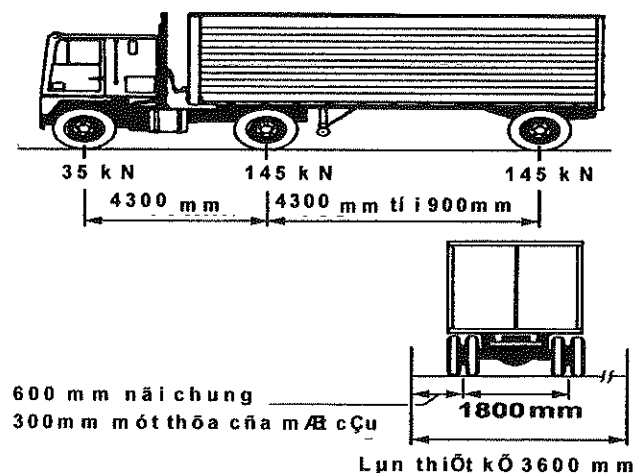
$$M_{DC3} = DC3 \cdot \Omega_M = 9,88 \cdot 107\,311\,250 = 1\,060\,235\,150\text{ Nmm}$$

$$M_{DW} = DW \cdot \Omega_M = 18,11 \cdot 107\,311\,250 = 1\,943\,406\,738\text{ Nmm}$$

4.4.2 Hoạt tải tác dụng:

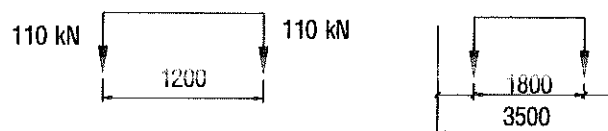
Xe tải thiết kế:

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



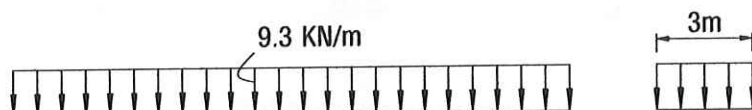
Xe tải 2 trục:

Bao gồm 2 trục, mỗi trục nặng 110kN, khoảng cách giữa hai trục là không đổi là 1200mm. Theo phương ngang, khoảng cách giữa hai bánh xe là 1800mm.



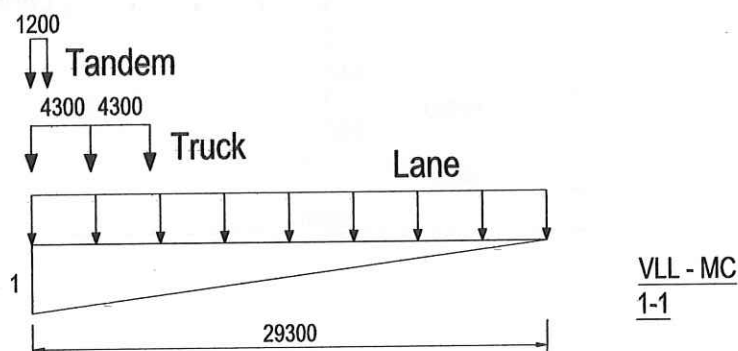
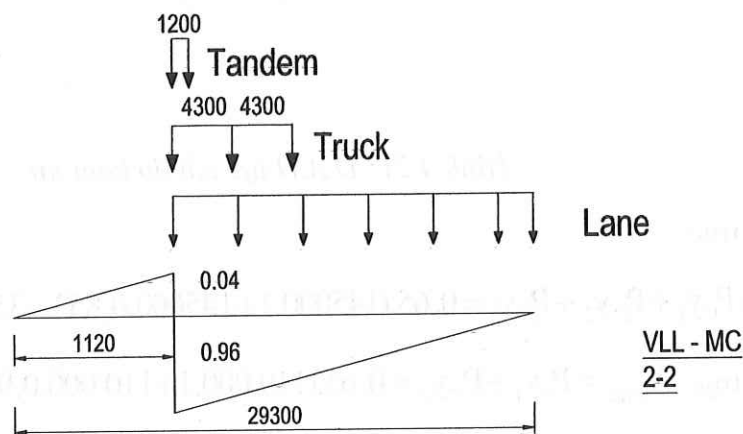
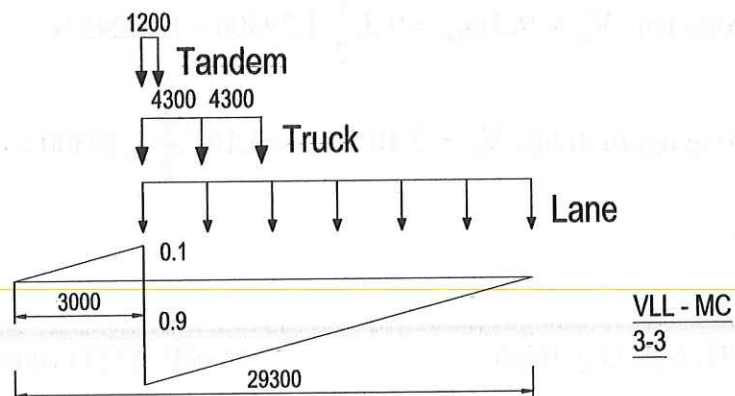
Tải trọng làn:

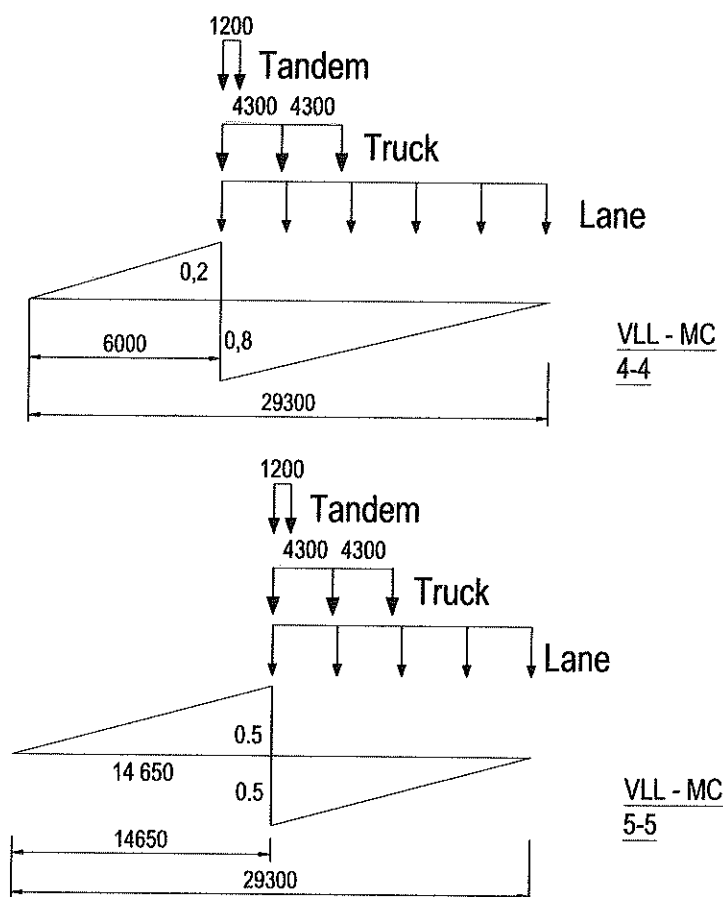
Tải trọng làn bao gồm tải rộng rãi đều 9.3N/mm xếp theo phương dọc cầu. Theo phương ngang cầu, tải trọng này phân bố theo chiều rộng 3000mm , tải trọng làn có thể dịch chuyển để gây ra nội lực lớn nhất.



4.4.2.1 Lực cắt do hoạt tải:

Lấy mặt cắt I-I làm đại diện tính toán:





Hình 4.21: Đ.A.H lực cắt do hoạt tải

+ Xe 3 trục:

$$V_{3\text{trục}} = P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3 = 0,65 \cdot (145000 \cdot 1 + 145000 \cdot 0,853 + 35000 \cdot 0,706) = 190\,706,75 \text{ N}$$

+ Xe 2 trục: $V_{2\text{trục}} = P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 = 0,65 \cdot (110\,000 \cdot 1 + 110\,000 \cdot 0,959) = 140\,068,5 \text{ N}$

+ Tải trọng làn: $V_{\text{làn}} = 9,3 \cdot \omega_{\text{làn}} = 9,3 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 29300 = 136\,245 \text{ N}$

+ Tải trọng người đi bộ: $V_{\text{PL}} = 3 \cdot 10^{-3} \cdot \omega_{\text{PL}} = 3 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 29300 = 43,95 \text{ N}$

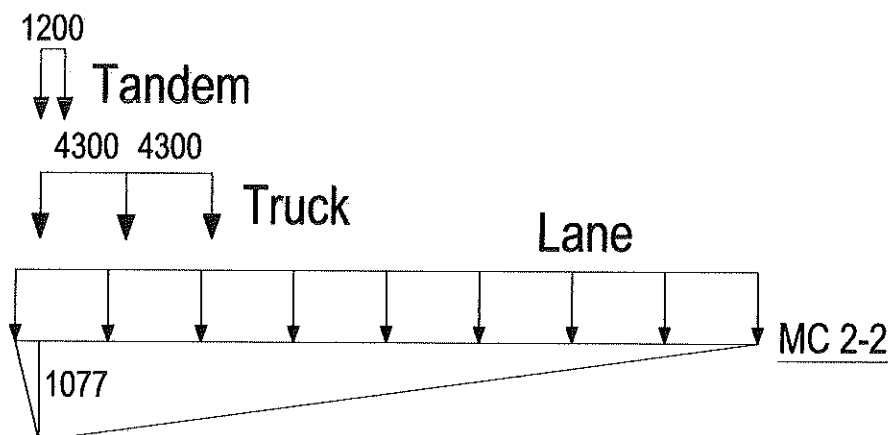
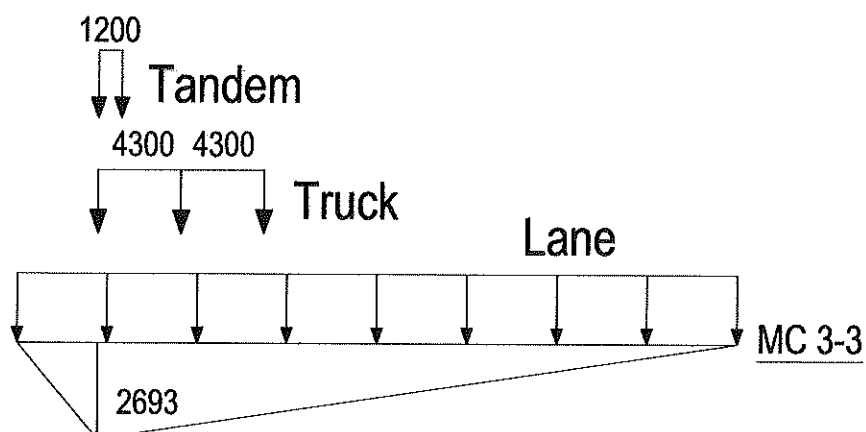
Bảng 4.9: Giá trị lực cắt do hoạt tải

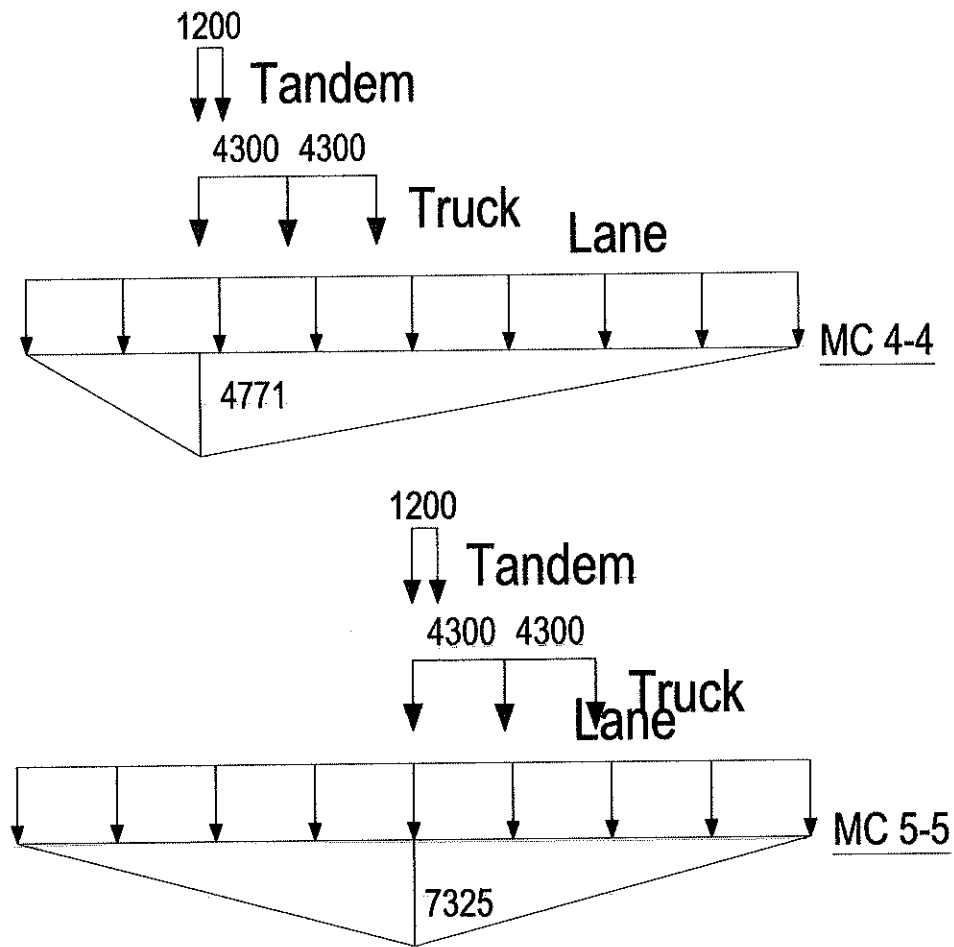
Mặt cắt	Hoạt tải	Tải trọng	Tung độ	Giá trị tung độ	Lực cắt(V)
I-I	Xe 3 trục	94250	y1	1	190 706,75
		94250	y2	0,85	
		22750	y3	0,71	
	Xe 2 trục	71500	y1	1	140 068,5
		71500	y2	0,96	
	Làn N/mm	9.3	Diện tích	14650	136 245
	Người N/mm	$3 \cdot 10^{-3}$	Diện tích	14650	43,95
II-II	Xe 3 trục	94250	y1	0,92	183 007,5
		94250	y2	0,82	
		22750	y3	0,67	
	Xe 2 trục	71500	y1	0,96	134 420
		71500	y2	0,92	
	Làn N/mm	9.3	Diện tích	17 496,38	125 795,52
	Người N/mm	$3 \cdot 10^{-3}$	Diện tích	17 496,38	40,58
III-III	Xe 3 trục	94250	y1	0,90	169 162,5
		94250	y2	0,75	
		22750	y3	0,6	
	Xe 2 trục	71500	y1	0,9	125 840
		71500	y2	0,86	
	Làn N/mm	9.3	Diện tích	11 835	110 065,5
	Người N/mm	$3 \cdot 10^{-3}$	Diện tích	11 835	35,51
IV-IV	Xe 3 trục	94250	y1	0,8	148 037,5
		94250	y2	0,65	
		22750	y3	0,5	
	Xe 2 trục	71500	y1	0,8	110 825
		71500	y2	0,75	
	Làn N/mm	9.3	Diện tích	9 320	86 676
	Người N/mm	$3 \cdot 10^{-3}$	Diện tích	9 320	27,96
V-V	Xe 3 trục	94250	y1	0,5	84 890
		94250	y2	0,35	
		22750	y3	0,21	

	Xe 2 trục	71500	y1	0,5	68 640
		71500	y2	0,46	
	Làn N/mm	9.3	Diện tích	3 662,5	34 061,25
	Người N/mm	$3 \cdot 10^{-3}$	Diện tích	3 662,5	10,99

4.4.2.2 Moment do hoạt tải:

Lấy đại diện mặt cắt V-V làm đại diện tính toán:





Hình 4.22: D.A.H moment do tĩnh tải

+ Xe 3 trục:

$$M_{3\text{trục}} = P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3 = 94250 \cdot 7325 + 94250 \cdot 5140 + 22750 \cdot 3020 = 1\,243\,531\,250 \text{ Nmm}$$

+ Xe 2 trục:

$$M_{2\text{trục}} = P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 = 71\,500 \cdot 7325 + 71\,500 \cdot 6730 = 1\,004\,932\,500 \text{ Nmm}$$

$$+ \text{Tải trọng làn: } M_{\text{lan}} = 9,3 \cdot \omega_{\text{lan}} = 9,3 \cdot \frac{1}{2} \cdot 7325 \cdot 29300 = 997\,994\,625 \text{ Nmm}$$

+ Tải trọng người đi bộ:

$$M_{\text{PL}} = 3 \cdot 10^{-3} \cdot \omega_{\text{PL}} = 3 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1}{2} \cdot 7325 \cdot 29300 = 321\,933,75 \text{ Nmm}$$

Bảng 4.10: Giá trị moment do hoạt tải

Mặt cắt	Hoạt tải	Tải trọng	Tung độ	Giá trị tung độ	Moment Nmm
I-I	Xe 3 trục	94250	y1	0	0
		94250	y2	0	
		22750	y3	0	
	Xe 2 trục	71500	y1	0	0
		71500	y2	0	
	Làn N/mm	9.3	Diện tích	0	0
	Người N/mm	3.10^{-3}	Diện tích	0	0
II-II	Xe 3 trục	94250	y1	1077	204 574 500
		94250	y2	913	
		22750	y3	748	
	Xe 2 trục	71500	y1	1077	150 722 000
		71500	y2	1031	
	Làn N/mm	9.3	Diện tích	15174930	141 126 849
	Người N/mm	3.10^{-3}	Diện tích	15174930	45 524,79
III-III	Xe 3 trục	94250	y1	2693	507 055 250
		94250	y2	2250	
		22750	y3	1810	
	Xe 2 trục	71500	y1	2693	379 164 500
		71500	y2	2610	
	Làn N/mm	9.3	Diện tích	35412950	329 340 435
	Người N/mm	3.10^{-3}	Diện tích	35412950	106 238, 85
IV-IV	Xe 3 trục	94250	y1	4771	884 776 750
		94250	y2	3890	
		22750	y3	3010	
	Xe 2 trục	71500	y1	4771	665 021 500
		71500	y2	4530	
	Làn N/mm	9.3	Diện tích	55582150	516 913 995
	Người N/mm	3.10^{-3}	Diện tích	55582150	166 746,45
V-V	Xe 3 trục	94250	y1	7325	1 243 531 250
		94250	y2	5140	
		22750	y3	3020	

	Xe 2 trục	71500	y1	7325	1 004 932 500
		71500	y2	6730	
	Làn N/mm	9.3	Diện tích	107311250	997 994 625
	Người N/mm	3.10^{-3}	Diện tích	107311250	321 933,75

Bảng 4.11: Tổng hợp nội lực do tĩnh tải tác dụng (không hệ số):

		I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
DC1	M	0	273118045.5	682921910	1209885047	1.858E+09
	V	253591.5	233754.24	202267.35	150943.2	0
DC2'	M	0	1173098018	2933289658	5196704403	7.979E+09
	V	1089288	1004022.4	868779.75	648332	0
DC2''	M	0	24613758	61545822	109036434	167405550
	V	22854	21066.24	18228.6	13603.2	0
DC3	M	0	155887134	389790206	690564082	1.06E+09
	V	144742	133419.52	115447.8	86153.6	0
DW	M	0	285740485.5	714483870	1265801167	1.943E+09
	V	265311.5	244557.44	211615.35	157919.2	0

Bảng 4.12: Tổng hợp nội lực do hoạt tải tác dụng (không hệ số): Tổ hợp nội lực ở TTGH cường độ 1:

Hệ số điều chỉnh tải trọng: $\eta = 0,95$

Hệ số tải trọng: $\gamma_{LL} = 1,75; \gamma_{DC} = 1,25; \gamma_{DW} = 1,5$

Hệ số xung kích: $1+IM=1+0,33$

4.4.2.2.2 Tổ hợp moment do tĩnh tải và hoạt tải:

$$M_u^{DC1} = \eta \cdot \gamma_{DC} \cdot M_{DC1}; \quad M_u^{DC2'} = \eta \cdot \gamma_{DC} \cdot g_{DC2'} \cdot M_{DC2'}; \quad M_u^{DC2''} = \eta \cdot \gamma_{DC} \cdot g_{DC2''} \cdot M_{DC2''};$$

$$M_u^{DC3} = \eta \cdot \gamma_{DC} \cdot g_{DC3} \cdot M_{DC3}; \quad M_u^{DW} = \eta \cdot \gamma_{DW} \cdot g_{DW} \cdot M_{DW}$$

$$M_u^{LL} = \eta \cdot \gamma_{LL} \cdot m g^{LL} \left((1+IM) \cdot M^{xe} + M^{LL} \right); \quad M_u^{PL} = \eta \cdot \gamma_{LL} \cdot g_{PL} \cdot M_{PL}$$

Bảng 4.13: Tổ hợp moment do tĩnh tải và hoạt tải dầm biên- TTGH CĐ 1

	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
DC1	0	324327679.0	810969768.1	1436738493.3	2206375000.0
DC2'	0	232640000.6	581708005.3	1030571441.9	1582254414.5
DC2''	0	4881215.9	12205305.8	21623287.8	33198613.1
DC3	0	61828734.5	154600540.5	273894979.0	420515766.4
DW	0	67999092.0	170029298.8	301229032.7	462482218.5

LL	0	430725912.5	1046269265.1	1765457385.5	2764298225.2
PL	0	62213.0	145183.4	227871.5	439946.6
M _u	0	1122464847.6	2775927367.0	4829742491.9	7469564184.4

Bảng 4.14: Tổ hợp moment do tĩnh tải và hoạt tải dầm trong- TTGH CĐ1

	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
DC1	0	324327679.0	810969768.1	1436738493.3	2206375000.0
DC2'	0	232640000.6	581708005.3	1030571441.9	1582254414.5
DC2''	0	4881215.9	12205305.8	21623287.8	33198613.1
DC3	0	61828734.5	154600540.5	273894979.0	420515766.4
DW	0	67999092.0	170029298.8	301229032.7	462482218.5
LL	0	348977294.3	847695034.5	1430386526.1	2239654702.4
PL	0	44843.3	104648.6	164250.5	317114.8
M _u	0	1040698859.7	2577312601.7	4494608011.3	6944797829.7

Tổ hợp lực cắt do tĩnh tải và hoạt tải

$$V_u^{DC1} = \eta \cdot \gamma_{DC} \cdot V_{DC1}; \quad V_u^{DC2'} = \eta \cdot \gamma_{DC} \cdot g_{DC2'} \cdot V_{DC2'};$$

$$V_u^{DC2''} = \eta \cdot \gamma_{DC} \cdot g_{DC2''} \cdot V_{DC2''}; \quad V_u^{DC3} = \eta \cdot \gamma_{DC} \cdot g_{DC3} \cdot V_{DC3}; \quad V_u^{DW} = \eta \cdot \gamma_{DW} \cdot g_{DW} \cdot V_{DW}$$

$$V_u^{LL} = \eta \cdot \gamma_{LL} \cdot m g^{LL} ((1 + IM) \cdot V^{xe} + V^{LL}); \quad V_u^{PL} = \eta \cdot \gamma_{LL} \cdot g_{PL} \cdot V_{PL}$$

Bảng 4.15: Tổ hợp lực cắt do tĩnh tải và hoạt tải dầm biên- TTGH CĐ1

	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
DC1	301139.91	277583.16	240192.48	179245.05	0.00
DC2'	216019.43	199110.19	172289.88	128572.34	0.00
DC2''	4532.23	4177.70	3614.96	2697.68	0.00
DC3	57408.30	52917.52	45789.48	34170.67	0.00
DW	63137.50	58198.56	50359.16	37580.82	0.00
LL	406411.23	384844.77	349253.63	295585.52	153194.43
PL	40.04	36.97	32.35	25.47	10.01
V _u	1048688.63	976868.86	861531.95	677877.56	153204.44

Bảng 4.16: Tổ hợp lực cắt do tĩnh tải và hoạt tải dầm trong- TTGH CĐ 1

	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
DC1	301139.91	277583.16	240192.48	179245.05	0.00
DC2'	214725.90	197917.92	171258.21	127802.45	0.00
DC2''	4505.09	4152.68	3593.31	2681.53	0.00
DC3	57236.41	52759.08	45652.39	34068.36	0.00

DW	63137.50	58198.56	50359.16	37580.82	0.00
LL	329277.36	311804.06	282967.85	239485.56	124119.25
PL	28.86	26.65	23.32	18.36	7.22
V _u	970051.04	902442.10	794046.72	620882.13	124126.47

4.4.2.3 Tổ hợp nội lực ở TTGH sử dụng:

Hệ số điều chỉnh tải trọng: $\eta = 1$

Hệ số tải trọng: $\gamma_{LL} = 1; \gamma_{DC} = 1; \gamma_{DW} = 1$

Hệ số xung kích: $1 + IM = 1 + 0,33$

4.4.2.3.1 Tổ hợp moment do tĩnh tải và hoạt tải:

$$M_s^{DC1} = M_{DC1}; \quad M_s^{DC2'} = g_{DC2'} \cdot M_{DC2'}; \quad M_s^{DC2''} = g_{DC2''} \cdot M_{DC2''};$$

$$M_s^{DC3} = g_{DC3} \cdot M_{DC3}; \quad M_s^{DW} = g_{DW} \cdot M_{DW}$$

$$M_s^{LL} = m g^{LL} ((1 + IM) \cdot M^{xe} + M^{LL}); \quad M_s^{PL} = g_{PL} \cdot M_{PL}$$

Bảng 4.17: Tổ hợp moment do tĩnh tải và hoạt tải dầm biên- TTGH SD

	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
DC1	0	273118045.5	682921910.0	1209885047.0	1858000000.0
DC2'	0	195907368.9	489859372.9	867849635.3	1332424770.1
DC2''	0	4110497.6	10278152.3	18209084.5	27956726.9
DC3	0	52066302.8	130189928.8	230648403.4	354118540.1
DW	0	47718661.1	119318806.2	211388794.9	324548925.2
LL	0	259083255.6	629334896.3	1061929254.5	1662735774.6
PL	0	37421.4	87328.3	137065.6	264629.5
M _s	0	832041552.8	2061990394.8	3600047285.1	5560049366.4

Bảng 4.18: Tổ hợp moment do tĩnh tải và hoạt tải dầm trong- TTGH SD

	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
DC1	0	273118045.5	682921910.0	1209885047.0	1858000000.0
DC2'	0	195907368.9	489859372.9	867849635.3	1332424770.1
DC2''	0	4110497.6	10278152.3	18209084.5	27956726.9
DC3	0	52066302.8	130189928.8	230648403.4	354118540.1
DW	0	47718661.1	119318806.2	211388794.9	324548925.2
LL	0	209911154.5	509891750.1	860382872.8	1347160723.3
PL	0	26973.4	62946.5	98797.3	190745.7
Ms	0	782859003.8	1942522866.8	3398462635.2	5244400431.3

Tổ hợp lực cắt do tĩnh tải và hoạt tải:

$$V_s^{DC1} = V_{DC1}; \quad V_s^{DC2'} = g_{DC2'} \cdot V_{DC2'}; \quad V_s^{DC2''} = g_{DC2''} \cdot V_{DC2''};$$

$$V_s^{DC3} = g_{DC3} \cdot V_{DC3}; \quad V_s^{DW} = g_{DW} \cdot V_{DW}$$

$$V_s^{LL} = mg^{LL} ((1 + IM) \cdot V^{xe} + V^{LL}); \quad V_s^{PL} = g_{PL} \cdot V_{PL}$$

Bảng 4.19: Tổ hợp lực cắt do tĩnh tải và hoạt tải dầm biên- TTGH SD

	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
DC1	253591.50	233754.24	202267.35	150943.20	0.00
DC2'	181911.10	167671.74	145086.22	108271.44	0.00
DC2''	3816.62	3518.06	3044.18	2271.73	0.00
DC3	48343.83	44562.12	38559.57	28775.30	0.00
DW	44307.02	40841.09	35339.76	26372.51	0.00
LL	244457.88	231485.58	210077.37	177795.80	92147.02
PL	24.08	22.24	19.46	15.32	6.02
Vs	776452.03	721855.07	634393.90	494445.31	92153.05

Bảng 4.20: Tổ hợp lực cắt do tĩnh tải và hoạt tải dầm trong- TTGH SD

	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
DC1	253591.50	233754.24	202267.35	150943.20	0.00
DC2'	180821.81	166667.72	144217.44	107623.11	0.00
DC2''	3793.76	3497.00	3025.95	2258.13	0.00
DC3	48199.09	44428.70	38444.12	28689.15	0.00
DW	44307.02	40841.09	35339.76	26372.51	0.00
LL	198061.57	187551.31	170206.23	144051.46	74658.19
PL	17.36	16.03	14.03	11.04	4.34
V _s	728792.11	676756.09	593514.87	459948.61	74662.54

Tính toán và bố trí cáp dự ứng lực:

4.4.3 Chọn cáp thiết kế:

Cáp sử dụng là cáp dự ứng lực của VSL có đường kính 15.2mm và có độ chùng thấp, diện tích 1 tao cáp $A_{sp} = 143,3 \text{ mm}^2$

Cường độ chịu kéo tiêu chuẩn

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

Giới hạn chảy

$$f_y = 0,9f_{pu} = 0,9.1860 = 1674 \text{ MPa}$$

Modul đàn hồi của cáp

$$E_{ps} = 197\,000 \text{ MPa}$$

4.4.4 Chọn sơ bộ lượng cáp thiết kế:

Diện tích thép DUL theo công thức kinh nghiệm

$$A_{sb} = \frac{M_u}{\Phi \cdot 0,855 \cdot f_{pu} \cdot h} = \frac{7\,469\,564\,184}{1,0 \cdot 0,855 \cdot 1860 \cdot 1580} = 2972,75 \text{ mm}^2$$

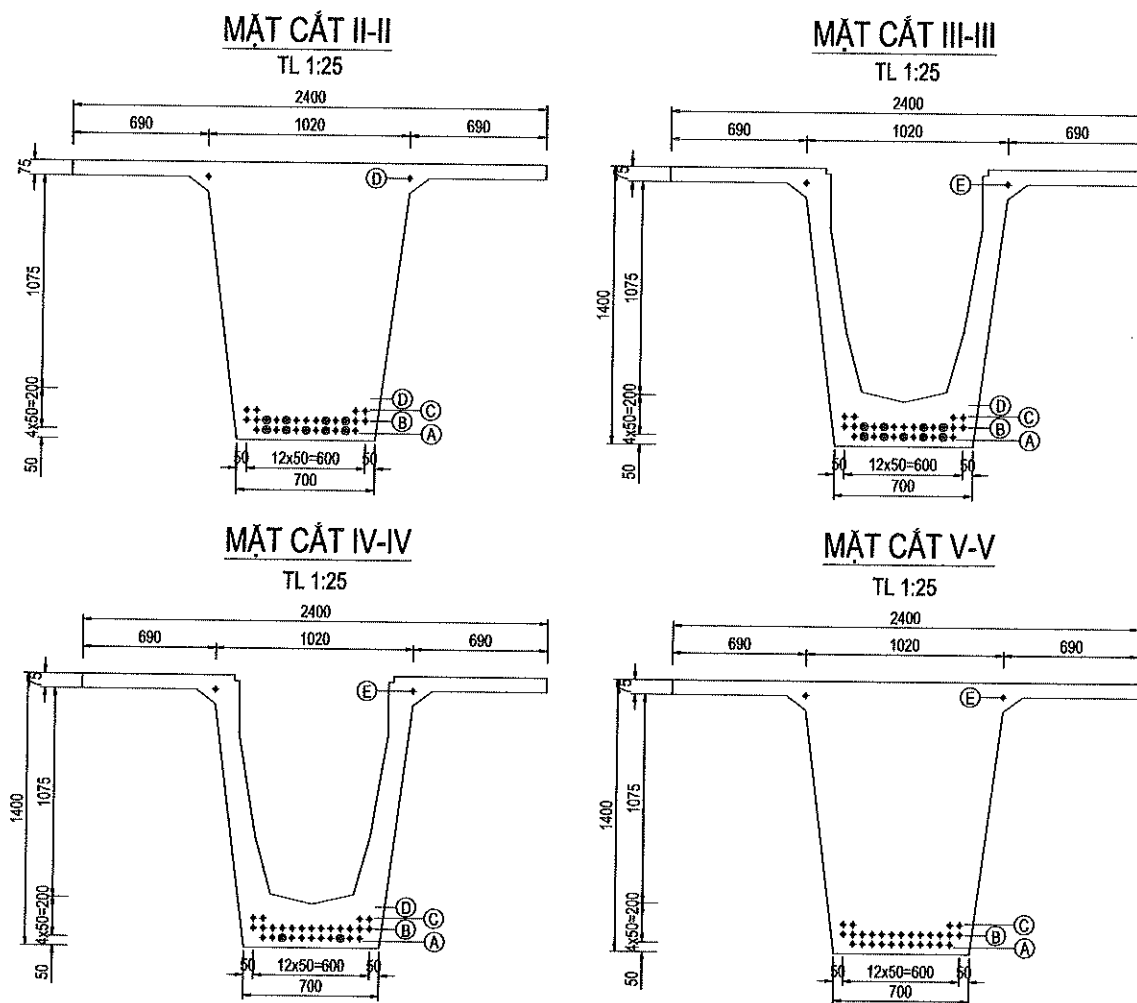
$$\text{Số tao cáp DUL cần thiết: } n = 1,3 \cdot \frac{A_{sb}}{A_{ps1}} = 1,3 \cdot \frac{2972,75}{143,3} = 26,96 \text{ tao cáp}$$

Dự kiến bố trí 28 tao cáp ở đáy dầm và 2 tao cáp ở hai bên cánh dầm

Số hàng cáp bố trí là 3 hàng, khoảng cách mỗi tao cáp là 50mm

Bảng 4.21: Tọa độ cáp dính bám:

Hàng	Tọa độ	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
A	50	0	6	6	9	11
B	100	0	9	9	13	13
C	150	0	4	4	4	4
D	1400	0	2	2	2	2
Σn_i			21	21	28	30

*Hình 4.23: Bố trí cáp dự ứng lực các mặt cắt*

Tọa độ trọng tâm các nhóm cáp dự ứng lực:

Tính đại diện mặt cắt II-II, các giá trị còn lại cho vào bảng bên dưới:

Diện tích cáp dự ứng lực:

$$A_{ps} = \sum_{i=1}^5 (A_{ps_i} \times n_{ps_i}) = 143,3 \cdot (6 + 9 + 4) = 2722,7 \text{ mm}^2$$

Tọa độ trọng tâm:

$$C_{ps} = \frac{\sum_{i=1}^5 (y_{ps_i} \cdot n_{ps_i})}{\sum_{i=1}^5 n_{ps_i}} = \frac{6.50 + 9.100 + 4.150}{19} = 94,73 \text{ mm}$$

Khoảng cách từ trọng tâm cáp dự ứng lực đến thớ trên:

$$d_{ps} = H - C_{ps} = 1400 - 94,73 = 1305,26 \text{ mm}$$

Bảng 4.22: Tọa độ trọng tâm cáp dự ứng lực

M/cắt	X mm	$\Sigma y_i \cdot n_i$	Σn_i	ΣA_{ps_i}	C_{ps}	d_{ps}
I-I	0	0	0	0	0	0
II-II	1120	1800	21	2722.7	94.73	1305.26
III-III	3000	1800	21	2722.7	94.73	1305.26
IV-IV	6000	2350	28	3725.8	90.38	1309.61
V-V	14650	2450	30	4012.4	87.5	1312.5

4.5 Đặc trưng hình học của các mặt cắt dầm:

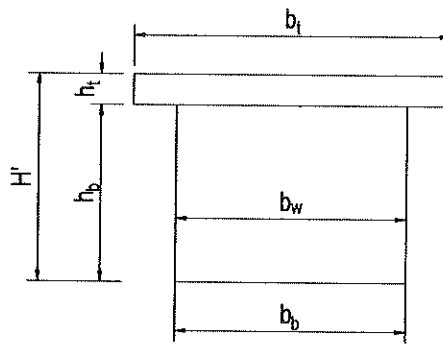
Môđun đàn hồi của bê tông $E_c = 38007 \text{ MPa}$

Môđun đàn hồi của cáp dự ứng lực $E_{ps} = 197\,000 \text{ MPa}$

$$\text{Hệ số qui đổi } n = \frac{E_{ps}}{E_c} = \frac{197000}{38007} = 5,18$$

Tính đại diện cho mặt cắt I-I, các mặt cắt còn lại cho vào bảng bên dưới

Giai Đoạn 1



Bề rộng BMC tham gia làm việc với dầm chính:

$$b_2 = \min \left\{ \begin{array}{l} S \\ 12.t_s + \frac{b_f}{2} \\ \frac{L_{tt}}{4} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2440 \text{ mm} \\ 12.180 + \frac{1220}{2} = 2770 \text{ mm} = 2440 \text{ mm} \\ \frac{29300}{4} = 7325 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Diện tích tiết diện:

$$A_g = A + (n-1).A_{ps} = 796\,250 + (5,18-1).0 = 796\,250 \text{ mm}^2$$

Moment quán tính đối với trục x-x:

$$\begin{aligned} K^{x-x} &= b_b.H'.\frac{H'}{2} + (b_f - b_b).h_f.\left(H' - \frac{h_f}{2}\right) + (n-1).A_{ps}.C_{ps} \\ &= 946,05.800.\frac{800}{2} + (1220 - 946,05).143,85.\left(800 - \frac{143,85}{2}\right) + (5,18-1).0 \\ &= 331\,427\,766,6 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Khoảng cách từ trọng tâm đến mép dưới dầm:

$$y_{bg} = \frac{K^{x-x}}{A_g} = \frac{331\,427\,766,6}{796\,250} = 416,24 \text{ mm}$$

Khoảng cách từ trọng tâm đến mép trên dầm:

$$y_{tg} = H' - y_{bg} = 800 - 416,24 = 383,76 \text{ mm}$$

Moment quán tính tiết diện chưa liên hợp

$$\begin{aligned}
 I_g &= \frac{b_b \cdot y_{tg}^3}{3} + \frac{b_b \cdot y_{bg}^3}{3} + \frac{(b_t - b_b) \cdot h_t^3}{12} + (b_t - b_b) \cdot h_t \cdot \left(y_{tg} - \frac{h_t}{2} \right)^2 + (n-1) \cdot A_{ps} \cdot (d_{ps} - y_{tg})^2 \\
 &= \frac{946,05 \cdot 383,76^3}{3} + \frac{946,05 \cdot 143,85^3}{3} \\
 &\quad + \frac{(1220 - 946,05) \cdot 143,85^3}{12} + (1220 - 946,05) \cdot 143,85 \cdot \left(383,76 - \frac{143,85}{2} \right)^2 \\
 &= 44\,464\,409\,418,11 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Giai Đoạn 2:

Bề rộng BMC tham gia làm việc với dầm chính:

$$b_2 = \text{Min} \begin{cases} S \\ 12 \cdot t_s + \frac{b_t}{2} \\ \frac{L_{tt}}{4} \end{cases} = \text{Min} \begin{cases} 2440 \text{ mm} \\ 12 \cdot 180 + \frac{1220}{2} = 2770 \text{ mm} \\ \frac{29300}{4} = 9325 \text{ mm} \end{cases} = 2440 \text{ mm}$$

Tỷ số môđun đàn hồi của bê tông bản mặt cầu và bê tông dầm chủ:

$$n' = \frac{E_{BMC}}{E_c} = \frac{28441,8}{38007} = 0,75$$

Diện tích tiết diện liên hợp:

$$A_c = A_g + n' \cdot t_s \cdot b_2 = 796\,250 + 0,75 \cdot 180 \cdot 2440 = 1\,124\,916,79 \text{ mm}^2$$

Moment tính đối với trục trung hòa giai đoạn 1:

$$K^{I-I} = n' \cdot t_s \cdot b_2 \cdot \left(\frac{t_s}{2} + y_{tg} \right) = 0,75 \cdot 180 \cdot 2440 \cdot \left(\frac{180}{2} + 383,76 \right) = 155\,710\,552,7 \text{ mm}^4$$

Tọa độ trọng tâm:

$$c = \frac{K^{I-I}}{A_c} = \frac{155\,710\,552,7}{1\,124\,916,79} = 138,42 \text{ mm}$$

$$y_{tc} = y_{tg} - c = 383,76 - 138,42 = 245,34 \text{ mm}$$

$$y_{bc} = H' - y_{tc} = 800 - 245,34 = 554,66 \text{ mm}$$

Moment quán tính của tiết diện liên hợp:

$$\begin{aligned}
 I_c &= I_g + A_g \cdot c^2 + n' \cdot \left[\frac{1}{12} \cdot b_s \cdot t_s^3 + b_s \cdot t_s \cdot \left(y_{tc} + \frac{t_s}{2} \right)^2 \right] \\
 &= 44\,464\,409\,418,11 + 796250 \cdot 138,42^2 \\
 &\quad + 0,75 \cdot \left[\frac{1}{12} \cdot 2440 \cdot 180^3 + 2440 \cdot 180 \cdot \left(245,34 + \frac{180}{2} \right)^2 \right] = 97\,568\,497\,718,02 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Bảng 4.23: Tổng hợp đặc trưng hình học các mặt cắt:

Mặt cắt	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
GD 1	Ag	796250	1350380.886	596592.286	600785.244
	K _{x-x}	331427766.6	1416474358	341333843.5	341663296.2
	y _{bg}	416.24	1048.94	572.14	568.69
	y _{tg}	383.76	351.06	827.86	831.31
	I _g	44464409418	366359298886.49	215735299944.35	218477897479.88
GD 2	A _c	1124916.79	1679780.886	925992.286	930185.244
	K _{i-i}	155710552.7	145283741.6	302343341.9	303478014
	c	138.42	86.49	326.51	326.26
	y _{tc}	245.34	264.57	501.35	505.05
	y _{bc}	554.66	1135.43	898.65	894.95
	I _c	97568497718	418761351682.84	395416435258.34	399951865780.87

Tính toán mất mát ứng suất:

Đối với dầm super T căng trước thì tổng mất mát ứng suất gồm mất mát ứng suất do nén đàn hồi và mất mát ứng suất theo thời gian: $\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$

4.5.2 Mất mát ứng suất do nén đàn hồi:

$$\text{Ta có: } \Delta f_{pES} = \frac{A_{ps} \cdot f_{pj} \cdot \left[I_g + (d_{ps} - y_{tg})^2 \cdot A_g \right] - (d_{ps} - y_{tg}) \cdot M_{DCI} \cdot A_g}{A_{ps} \cdot \left[I_g + (d_{ps} - y_{tg})^2 \cdot A_g \right] + \frac{E_c}{E_{ps}} \cdot A_g \cdot I_g}$$

Chọn mặt cắt V-V làm đại diện tính toán

A_{ps} : diện tích cáp DUL, $A_{ps}=5445,4 \text{ mm}^2$

f_{pj} : ứng suất lúc kích, $f_{pj}=0,75f_{pu}=0,75 \cdot 1860=1395 \text{ MPa}$

I_g : moment quán tính của tiết diện, $I_g=219\,316\,022\,886,77 \text{ mm}^4$

M_{DCI} : moment do TLBT dầm ở TTGH sử dụng, $M_{DCI}=1\,858\,000\,000 \text{ Nmm}$

E_p : Modun đàn hồi của cáp DUL, $E_p=197000 \text{ MPa}$

E_c : Modun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực, $E_c=38007 \text{ MPa}$

Mất mát ứng suất do nén đàn hồi:

Bảng 4.24: Mất mát ứng suất do nén đàn hồi

	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
A_{ps}	0	2722.7	2722.7	3725.8	4012.4
d_{ps}	0	1305.26	1305.26	1309.61	1312.5
y_{tg}	383.76	351.06	827.86	831.31	832.34
A_g	796250	1350380.886	596592.286	600785.244	601983.232
I_g	44464409418	3.66359E+11	2.15735E+11	2.18478E+11	2.19316E+11
M_{DC1}^s	0	273118046	682921910	1.21E+09	1858000000
Δf_{pES}	0	57.21	44.26	56.37	54.53

4.5.3 Mất mát ứng suất theo thời gian:

4.5.3.1 Xác định các hệ số từ biến và biến dạng co ngót:

▪ Hệ số từ biến từ lúc dầm bắt đầu chịu lực đến khi thi công BMC: 56 ngày

$$\Psi_b(t_d, t_i) = 1,9 \cdot k_c \cdot k_{hc} \cdot k_f \cdot k_{td} \cdot t_i^{-0,118}$$

. t_i : tuổi bê tông bắt đầu chịu lực, $t_i = 7$

. k_c : hệ số kích thước

$$k_c = 1,45 - 0,0051 \cdot \frac{V}{S} = 1,45 - 0,0051 \cdot 0,083 = 1,45$$

Với :

$$\begin{aligned} \frac{V}{S} &= \frac{A \cdot L_{tt}}{L_{tt} \cdot [b_t + b_b + 2 \cdot h_w + 2 \cdot h_t + 2 \cdot h_b + (b_t - b_w) + (b_b - b_w)]} \\ &= \frac{0,585}{1,63 + 0,7 + 2 \cdot 0,983 + 2 \cdot 0,106 + 2 \cdot 0,309 + (1,63 - 0,218) + (0,7 - 0,218)} \\ &= 0,083 \end{aligned}$$

. k_{hc} : Hệ số độ ẩm do quá trình từ biến, $k_{hc} = 1,56 - 0,008 \cdot H = 1,56 - 0,008 \cdot 70 = 1$

. k_f : Hệ số xét ảnh hưởng cường độ của bê tông khi kết cấu chịu tải

$$k_f = \frac{35}{7 + f_{ci}'} = \frac{35}{7 + 50} = 0,61$$

. k_{td} : Hệ số xét đến ảnh hưởng phát triển cường độ bê tông lên biến dạng co ngót

$$k_{td} = \frac{t}{61 - 0,58 \cdot f_{ci}' + t} = \frac{56 - 1}{61 - 0,58 \cdot 50 + (56 - 1)} = 0,63$$

$$\text{Vậy } \Psi_b(t_d, t_i) = 1,9.k_c.k_{hc}.k_f.k_{td}.t_f^{-0,118} = 1,9.1,45.1,0.61.0,63.1^{-0,118} = 1,06$$

▪ **Hệ số từ biến từ của dầm từ lúc truyền lực đến cuối thời kỳ khai thác:**

$$\Psi_b(t_f, t_i) = \Psi_{bif} = 1,9.k_c.k_{hc}.k_f.k_{td}.t_i^{-0,118}$$

Tương tự như hệ số từ biến từ lúc dầm bắt đầu chịu lực, ta có:

$$k_{hc} = 1$$

$$k_c = 1,45 - 0,0051 \cdot \frac{V}{S} = 1,45 - 0,0051 \cdot 0,083 = 1,45$$

$$k_f = \frac{35}{7 + f_{ci}} = \frac{35}{7 + 50} = 0,61$$

$$k_{td} = \frac{t}{61 - 0,58.f_{ci} + t} = \frac{36500 - 1}{61 - 0,58.50 + (36500 - 1)} = 1$$

$$\text{Vậy } \Psi_b(t_f, t_i) = 1,9.k_c.k_{hc}.k_f.k_{td}.t_i^{-0,118} = 1,9.1,45.1,0.61.1.1^{-0,118} = 1,68$$

▪ **Hệ số từ biến từ của dầm từ lúc thi công BMC đến cuối thời kỳ khai thác:**

$$\Psi_b(t_f, t_d) = \Psi_{bdf} = 1,9.k_c.k_{hc}.k_f.k_{td}.t_i^{-0,118}$$

Tương tự như hệ số từ biến từ lúc dầm bắt đầu chịu lực, ta có:

$$k_{hc} = 1$$

$$k_c = 1,45 - 0,0051 \cdot \frac{V}{S} = 1,45 - 0,0051 \cdot 0,083 = 1,45$$

$$k_f = \frac{35}{7 + f_{ci}} = \frac{35}{7 + 50} = 0,61$$

$$k_{td} = \frac{t}{61 - 0,58.f_{ci} + t} = \frac{36500 - 56}{61 - 0,58.50 + (36500 - 56)} = 1$$

$$\text{Vậy } \Psi_b(t_f, t_d) = 1,9.k_c.k_{hc}.k_f.k_{td}.t_d^{-0,118} = 1,9.1,45.1,0.61.1.56^{-0,118} = 1,05$$

▪ **Hệ số từ biến từ của BMC đến cuối thời kỳ khai thác:**

$$\Psi_d(t_f, t_d) = \Psi_{ddf} = 1,9.k_c.k_{hc}.k_f.k_{td}.t_i^{-0,118}$$

Tương tự như hệ số từ biến từ lúc dầm bắt đầu chịu lực, ta có:

$$k_{hc} = 1$$

$$k_c = 1,45 - 0,0051 \cdot \frac{V}{S} = 1,45 - 0,0051 \cdot 0,5 = 1,45$$

$$\text{Với } \frac{V}{S} = \frac{B_{tc} \cdot L_u}{2 \cdot L_u \cdot B_{tc} + 2 \cdot L_u \cdot t_s} = \frac{15,1 \cdot 29,3}{2 \cdot 29,3 \cdot 15,1 + 2 \cdot 29,3 \cdot 3,018} = 0,5$$

$$k_f = \frac{35}{7 + f_{ci}'} = \frac{35}{7 + 50} = 0,61$$

$$k_{td} = \frac{t}{61 - 0,58 \cdot f_{ci}' + t} = \frac{36500 - 56}{61 - 0,58 \cdot 35 + (36500 - 56)} = 1$$

$$\text{Vậy } \Psi_d(t_f, t_d) = 1,9 \cdot k_c \cdot k_{hc} \cdot k_f \cdot k_{td} \cdot t_d^{-0,118} = 1,9 \cdot 1,45 \cdot 1,0 \cdot 0,61 \cdot 1 \cdot 56^{-0,118} = 1,05$$

4.5.3.2 Mật mát ứng suất do co ngót xảy ra trong GD 1 Δf_{pSR} :

$$\Delta f_{pSR} = \epsilon_{bid} \cdot E_{ps} \cdot K_{id}$$

Tính đại diện mặt cắt V-V

Trong đó:

+ E_{ps} : mô-đun đàn hồi của cáp dự ứng lực, $E_{ps} = 197000 \text{ MPa}$

+ K_{id} : Hệ số mặt cắt chuyển đổi, $K_{id} = 0,89$

$$K_{id} = \frac{1}{1 + \frac{E_{ps}}{E_{ci}} \cdot \frac{A_{ps}}{A_g} \cdot \left(1 + \frac{A_g \cdot (d_{ps} - y_{tg})^2}{I_g} \right) \cdot [1 + 0,7 \cdot \Psi_b(t_f, t_i)]}$$

+ ϵ_{bid} : Biến dạng do co ngót tính từ lúc căng cáp đến thi công BMC

$$k_s = 1,45 - 0,0051 \cdot \frac{V}{S} = 1,45 - 0,0051 \cdot 0,083 = 1,45$$

$$k_{hs} = 2 - 0,0143 \cdot H = 2 - 0,0143 \cdot 70 = 1$$

$$k_f = \frac{35}{7 + f_{ci}'} = \frac{35}{7 + 50} = 0,61$$

$$k_{td} = \frac{t}{61 - 0,58 \cdot f_{ci}' + t} = \frac{56 - 1}{61 - 0,58 \cdot 50 + (56 - 1)} = 0,63$$

$$\Rightarrow \epsilon_{bid} = k_s \cdot k_{hs} \cdot k_f \cdot k_{td} \cdot 0,48 \cdot 10^{-3} = 1,45 \cdot 1,0 \cdot 0,61 \cdot 0,63 \cdot 0,48 \cdot 10^{-3} = 0,0003 \text{ mm}$$

Vậy mật mát ứng suất do co ngót ở GD 1 :

$$\Delta f_{psR} = \varepsilon_{bid} \cdot E_{ps} \cdot K_{id} = 0,0003.197000.0,89 = 52,64 \text{ MPa}$$

Bảng 4.25: Mất mát ứng suất do co ngót giai đoạn 1

	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
K_{id}	1	0.91	0.92	0.90	0.89
Δf_{psR}	59.1	53.77	54.52	53.05	52.64

Mất mát ứng suất do từ biến xảy ra trong GD 1 Δf_{pCR} :

$$\Delta f_{pCR} = \frac{E_{ps}}{E_{ci}} \cdot |f_{cgp}| \cdot \Psi_b(t_d, t_i) \cdot K_{id}$$

Tính đại diện mặt cắt V-V

Trong đó:

+ E_{ps} : Mô-đun đàn hồi của cốt thép dự ứng lực, $E_{ps} = 197000 \text{ MPa}$

+ E_{ci} : Mô-đun đàn hồi của bê tông, $E_c = 38007 \text{ MPa}$

+ f_{cgp} : Ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép DƯL do lực kích và trọng lượng của dầm

$$P_i = f_{pi} \cdot A_{ps} = (f_{pj} - \Delta f_{pES}) \cdot A_{ps} = (1395 - 54.53) \cdot 4012,4 = 5\,378\,501,828 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} f_{cgp} &= -\frac{P_i}{A_g} - \frac{P_i \cdot (d_{ps} - y_{tg})^2}{I_g} + \frac{M_{DCI}^s}{I_g} \cdot (d_{ps} - y_{tg}) \\ &= -\frac{5\,378\,501,828}{601\,983.232} - \frac{5\,378\,501,828 \cdot (1312.5 - 832.34)^2}{219\,316\,022\,886.77} \\ &\quad + \frac{3\,265\,674\,374,0}{219\,316\,022\,886.77} \cdot (1312.5 - 832.34) = -10,52 \text{ MPa} \end{aligned}$$

+ K_{id} : Hệ số chuyển đổi mặt cắt

$$K_{id} = \frac{1}{1 + \frac{E_{ps}}{E_{ci}} \cdot \frac{A_{ps}}{A_g} \cdot \left(1 + \frac{A_g \cdot (d_{ps} - y_{tg})^2}{I_g}\right) \cdot [1 + 0,7 \cdot \Psi_b(t_f, t_i)]} = 0,891$$

Vậy mất mát ứng suất do từ biến trong giai đoạn 1 :

$$\Delta f_{pCR} = \frac{E_{ps}}{E_{ci}} \cdot |f_{cgp}| \cdot \Psi_b(t_d, t_i) \cdot K_{id} = \frac{197000}{38007} \cdot |-10,52| \cdot 1,06 \cdot 0,891 = 51,48 \text{ MPa}$$

Bảng 4.26: Mất mát ứng suất do từ biến giai đoạn 1

	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
K_{id}	1.000	0.910	0.923	0.898	0.891
P_i	0	3642388.851	3677668.2	4987468.3	5378491.284
f_{cgp}	0	-11.04	-8.54	-10.88	-10.52
Δf_{pCR}	0	55.18	43.28	53.64	51.48

4.5.3.3 Mất mát ứng suất do chùng nhão trong GD 1 Δf_{pR1} và GD 2 Δf_{pR2} :

$$\Delta f_{pR1} = \Delta f_{pR2} = \frac{f_{pj}}{K_L} \cdot \left(\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0,55 \right)$$

Trong đó:

. f_{pj} : Ứng suất trong cáp sau khi truyền lực, lấy bằng

$$0,75.f_{pu} = 0,75.1860 = 1395 \text{ MPa}$$

. f_{py} : Cường độ chảy dẻo của cáp dự ứng lực

$$f_{py} = 0,9.f_{pu} = 0,9.1860 = 1674 \text{ MPa}$$

. K_L : lấy bằng 30 cho cáp dự ứng lực có độ chùng thấp

Vậy mất mát ứng suất do chùng nhão :

$$\Delta f_{pR1} = \Delta f_{pR2} = \frac{f_{pj}}{K_L} \cdot \left(\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0,55 \right) = \frac{1395}{30} \cdot \left(\frac{1395}{1674} - 0,55 \right) = 13,18 \text{ MPa}$$

4.5.3.4 Mất mát ứng suất do co ngót xảy ra trên tiết diện liên hợp Δf_{pSD} :

$$\Delta f_{pSD} = \epsilon_{bfl} \cdot E_{ps} \cdot K_{df}$$

Tính đại diện mặt cắt V-V

Trong đó:

+ E_{ps} : mô-đun đàn hồi của cáp dự ứng lực, $E_{ps} = 197000 \text{ MPa}$

+ K_{df} : Hệ số mặt cắt chuyển đổi, K_{df}

$$K_{df} = \frac{1}{1 + \frac{E_{ps}}{E_{ci}} \cdot \frac{A_{ps}}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c \cdot (d_{ps} - y_{cg})^2}{I_c} \right) \cdot [1 + 0,7 \cdot \Psi_b(t_f, t_i)]} = 0,936$$

+ ϵ_{bfd} : Biến dạng do co ngót của dầm tính từ lúc tiết diện liên hợp đến cuối thời kì khai thác

$$.k_s = 1,45 - 0,0051 \cdot \frac{V}{S} = 1,45 - 0,0051 \cdot 0,083 = 1,45$$

$$.k_{hs} = 2 - 0,0143 \cdot H = 2 - 0,0143 \cdot 70 = 1$$

$$.k_f = \frac{35}{7 + f_{ci}} = \frac{35}{7 + 50} = 0,61$$

$$.k_{td} = \frac{t}{61 - 0,58 \cdot f_{ci} + t} = \frac{36500 - 56}{61 - 0,58 \cdot 50 + (36500 - 56)} = 1$$

$$\Rightarrow \epsilon_{bfd} = k_s \cdot k_{hs} \cdot k_f \cdot k_{td} \cdot 0,48 \cdot 10^{-3} = 1,45 \cdot 1 \cdot 0,61 \cdot 1 \cdot 0,48 \cdot 10^{-3} = 0,0004$$

$$\text{Vậy } \Delta f_{pSD} = \epsilon_{bfd} \cdot E_{ps} \cdot K_{df} = 0,0004 \cdot 197000 \cdot 0,936 = 73,76 \text{ MPa}$$

Bảng 4.27: Mất mát ứng suất cho co ngót GĐ 2

	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
K_{df}	1	0.980	0.956	0.941	0.936
Δf_{pSD}	78.8	77.22	75.33	74.11	73.76

4.5.3.5 Mất mát ứng suất do từ biến xảy ra ở tiết diện liên hợp Δf_{pCD} :

$$\Delta f_{pCD} = \frac{E_{ps}}{E_{ci}} \cdot |f_{cgp}| \cdot [\Psi_b(t_f, t_i) - \Psi_b(t_d, t_i)] \cdot K_{df} + \frac{E_{ps}}{E_{ci}} \cdot \Delta f_{cd} \cdot \Psi_b(t_f, t_d) \cdot K_{df}$$

Tính đại diện mặt cắt II-II

Trong đó:

Δf_{cd} : độ thay đổi ứng suất trên bê tông tại trọng tâm cáp DUL do DC2 và DC3, DW

$$\begin{aligned} \Delta f_{cd} &= \frac{M_{DC2+DC3}^s}{I_g} \cdot (d_{ps} - y_{tg}) + \frac{M_{DC3} + M_{DW}}{I_c} \cdot (d_{ps} - y_{tc}) \\ &= \frac{195907368,9 + 4110497,6,46}{44464409418} \cdot (1305,26 - 351,06) + \frac{52066302,8 + 47718661,1}{418761351682,84} \cdot (1305,26 - 351,06) \approx 0,769 \end{aligned}$$

Vậy mất mát ứng suất do từ biến ở GĐ 2:

$$\Delta f_{pCD} = \frac{197000}{38007} \cdot |-11,4| \cdot (1,68 - 1,06) \cdot 0,98 + \frac{197000}{38007} \cdot 0,769 \cdot 1,05 \cdot 0,98 = 38,87 \text{ MPa}$$

Bảng 4.28: Mất mát ứng suất do từ biến giai đoạn 2

	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
K_{df}	1	0.980	0.956	0.941	0.936
Δf_{cd}	0	0.769	1.614	2.829	4.342
Δf_{pCD}	0	38.87	34.63	47.35	53.77

4.5.3.6 Ứng suất gia tăng trong cáp do co ngót của bản mặt cầu Δf_{pss} :

$$\Delta f_{pss} = \frac{E_{ps}}{E_{ci}} \cdot \Delta f_{cdf} \cdot K_{df} \cdot [1 + 0,7 \cdot \Psi_b(t_f, t_d)]$$

Tính đại diện mặt cắt V-V:

Độ thay đổi ứng suất:

$$\Delta f_{cdf} = \frac{\varepsilon_{ddf} \cdot A_d \cdot E_{cd}}{[1 + 0,7 \cdot \Psi_d(t_f, t_d)]} \cdot \left(-\frac{1}{A_c} + \frac{(d_{ps} - y_{tc}) \cdot e_d}{I_c} \right)$$

Trong đó:

$+\varepsilon_{ddf} = \varepsilon_{bfd}$: Biến dạng co ngót của BMC từ lúc liên hợp đến cuối kì khai thác

$$.k_s = 1,45 - 0,0051 \cdot \frac{V}{S} = 1,45 - 0,0051 \cdot 0,089 = 1,45$$

$$\text{Với: } \frac{V}{S} = \frac{B_{tc} \cdot t_s \cdot L_{tt}}{L_{tt} \cdot (2 \cdot B_{tc} + 2 \cdot t_s)} = \frac{15,1 \cdot 0,18}{2 \cdot 15,1 + 2 \cdot 0,18} = 0,089$$

$$.k_{hs} = 2 - 0,0143 \cdot H = 2 - 0,0143 \cdot 70 = 1$$

$$.k_f = \frac{35}{7 + f_{ci}} = \frac{35}{7 + 35} = 0,83$$

$$.k_{td} = \frac{t}{61 - 0,58 \cdot f_{ci} + t} = \frac{36500 - 56}{61 - 0,58 \cdot 35 + (36500 - 56)} = 1$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{bfd} = k_s \cdot k_{hs} \cdot k_f \cdot k_{td} \cdot 0,48 \cdot 10^{-3} = 1,45 \cdot 1 \cdot 0,83 \cdot 1 \cdot 0,48 \cdot 10^{-3} = 0,0006$$

$+A_d$: diện tích có hiệu của BMC với dầm dọc, $A_d = b_2 \cdot t_s = 2440 \cdot 180 = 439200 \text{ mm}^2$.

$+E_{cd}$: mô đun đàn hồi của bê tông BMC, $E_{cd} = 28441,8 \text{ MPa}$

$+e_d$: K/cách từ trọng tâm BMC đến trọng tâm dầm liên hợp, $e_d = y_{tc} = 506,14 \text{ mm}$

$$+\Psi_d(t_f, t_d) = 1,05$$

$$\Delta f_{cdf} = \frac{0,0006.439200.28441,8}{[1+0,7.1,05]} \cdot \left(-\frac{1}{931383,232} + \frac{(1312,5-506,16).506,16}{401\,322\,466\,249,08} \right) = -0,245$$

Vậy độ tăng ứng suất:

$$\Delta f_{pSS} = \frac{197000}{38007} \cdot (-0,245) \cdot 0,936 \cdot [1+0,7.1,05] = -2,06 \text{ MPa}$$

Bảng 4.29: Ứng suất trong cáp gia tăng do từ biến

	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
Δf_{cdf}	-6.505	0.269	-0.262	-0.255	-0.245
Δf_{pSS}	-58.50	2.37	-2.25	-2.16	-2.06

Tổng hợp mất mát ứng suất:

$$\Delta f_{pLT} = (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{id} + (\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS})_{df}$$

	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
Δf_{pES}	0	57.21	44.26	56.37	54.53
Δf_{pSR}	59.1	53.77	54.52	53.05	52.64
Δf_{pCR}	0	55	43	54	51
Δf_{pR1}	13.18	13.18	13.18	13.18	13.18
Δf_{pSD}	78.80	77.22	75.33	74.11	73.76
Δf_{pCD}	0.00	38.87	34.63	47.35	53.77
Δf_{pR2}	13.18	13.18	13.18	13.18	13.18
Δf_{pSS}	-58.50	2.37	-2.25	-2.16	-2.06
Δf_{pT}	222.76	249.04	236.38	256.68	260.07

4.6 Kiểm toán dầm chính:

4.6.1 Kiểm toán trong giai đoạn truyền lực:

_ Ứng suất kéo cho phép của bê tông:

$$[f_{ct}] = 0,5 \cdot \sqrt{f'_{ci}} = 0,5 \cdot \sqrt{45,75} = 3,38 \text{ MPa}$$

_ Ứng suất nén cho phép của bê tông: $[f_{cc}] = 0,6 \cdot f'_{ci} = 0,6 \cdot 45,75 = 27,45 \text{ MPa}$

_ Ứng suất cáp trong giai đoạn truyền lực là: $f_{pi} = f_{pj} - \Delta f_{pES}$

_ Lực cáp: $P_i = f_{pi} \cdot \sum A_{ps}^i \cdot \cos \alpha_i$

Tính đại diện mặt cắt II-II:

$$f_{pi} = f_{pj} - \Delta f_{pES} = 1395 - 57,21 = 1337,79 \text{ MPa}$$

$$P_i = f_{pi} \cdot \sum A_{ps}^i \cdot \cos \alpha_i = 1337,79 \cdot 2722,7 = 3\,642\,388,85 \text{ MPa}$$

Ứng suất thớ trên:

$$f_t = -\frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i \cdot (d_{ps} - y_{tg}) \cdot y_{tg}}{I_g} - \frac{M_s^{DCI} \cdot y_{tg}}{I_g}$$

$$= 0,371 \text{ MPa}$$

Ứng suất thớ dưới:

$$f_b = -\frac{P_i}{A_g} - \frac{P_i \cdot (d_{ps} - y_{tg}) \cdot y_{tg}}{I_g} + \frac{M_s^{DCI} \cdot y_{tg}}{I_g}$$

$$= -11,866 \text{ MPa}$$

Bảng 4.30: Ứng suất của các mặt cắt trong giai đoạn truyền lực

	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
f_{pi}	1395.00	1337.79	1350.74	1338.63	1340.47
P_i	-	3642388.851	3677668.231	4987468.303	5378491.284
f_t	-	0.371	-2.048	-3.828	-6.185
Kết luận	-	Đạt	Đạt	Đạt	Đạt
f_b	-	-11.866	-9.010	-11.362	-10.810
Kết luận	-	Đạt	Đạt	Đạt	Đạt

4.6.2 Kiểm toán dầm ở TTGH sử dụng:

– Ứng suất kéo cho phép của bê tông: $[f_{ct}] = 0,5 \cdot \sqrt{f'_c} = 0,5 \cdot \sqrt{50} = 3,54 \text{ MPa}$

– Ứng suất nén cho phép của bê tông: $[f_{cc}] = 0,45 \cdot f'_c = 0,45 \cdot 50 = 22,5 \text{ MPa}$

– Ứng suất cáp: $f_{pf} = f_{pj} - \Delta f_{pT}$

– Lực cáp: $P_f = f_{pf} \cdot \sum A_{ps}^i \cdot \cos \alpha_i$

Tính đại diện mặt cắt V-V:

$$f_{pf} = f_{pj} - \Delta f_{pT} = 1395 - 260,07 = 1134,93 \text{ MPa}$$

$$P_f = f_{pf} \cdot \sum A_{ps}^i \cdot \cos \alpha_i = 1134,93 \cdot 4012,4 = 4\,553\,793,132 \text{ MPa}$$

Ứng suất thớ trên:

$$\begin{aligned}
 f_t &= -\frac{P_f}{A_g} + \frac{P_f \cdot (d_{ps} - y_{tg}) \cdot y_{tg}}{I_g} - \frac{(M_s^{DC1} + M_s^{DC2'} + M_s^{DC2''}) \cdot y_{tg}}{I_g} \\
 &\quad - \frac{(M_s^{DC3} + M_s^{DW} + M_s^{LL} + M_s^{PL}) \cdot y_{tc}}{I_c} \\
 &= -\frac{4\,553\,793,132}{601\,983,232} + \frac{4\,553\,793,132 \cdot (1312,5 - 832,34) \cdot 832,34}{219\,316\,022\,886,77} \\
 &\quad - \frac{(1858000000 + 1332424770 + 27956726,9) \cdot 832,34}{219\,316\,022\,886,77} \\
 &\quad - \frac{(354118540,1 + 324548925,2 + 1662735775 + 176419,7) \cdot 506,14}{401\,322\,466\,249,08} = -22,4 \text{ MPa} < [f_{cc}]
 \end{aligned}$$

Ứng suất thớ dưới:

$$\begin{aligned}
 f_b &= -\frac{P_f}{A_g} - \frac{P_f \cdot (d_{ps} - y_{tg}) \cdot y_{bg}}{I_g} + \frac{(M_s^{DC1} + M_s^{DC2'} + M_s^{DC2''}) \cdot y_{bg}}{I_g} \\
 &\quad + \frac{(M_s^{DC3} + M_s^{DW} + M_s^{LL} + M_s^{PL}) \cdot y_{bc}}{I_c} \\
 &= -\frac{4\,553\,792,61}{601\,983} - \frac{4\,553\,792,61 \cdot (1312,5 - 832,34) \cdot 567,66}{219\,316\,022\,886,77} \\
 &\quad + \frac{(1858000000 + 1332424770 + 27956726,9) \cdot 567,66}{219\,316\,022\,886,77} \\
 &\quad + \frac{(354118540,1 + 324548925,2 + 1662735775 + 176419,7) \cdot 893,86}{401\,322\,466\,249,08} = 0,32 \text{ MPa} < [f_{ct}]
 \end{aligned}$$

Bảng 4.31: Giá trị ứng suất của các mặt cắt ở TTGH sử dụng

	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
f_{pr}	1172.24	1145.96	1158.62	1138.32	1134.93
P_f	0	3120113.306	3154569.633	4241163.201	4553792.609
f_t	0	-2.98	-10.93	-16.92	-22.4
Kết luận	-	Đạt	Đạt	Đạt	Đạt
f_b	0	-8.51	-4.15	-3.52	0.32
Kết luận	-	Đạt	Đạt	Đạt	Đạt

Bảng 4.32: Kiểm toán ở TTGH cường độ:

Điều kiện:

$$\phi M_n \geq M_u$$

Trong đó:

ϕ : Hệ số sức kháng.

M_n : Sức kháng uốn danh định của bản thân tiết diện.

M_u : Mômen ngoại lực tác dụng, $M_u = 7\,469\,564\,184.4$ Nmm

Cường độ kéo đứt của cáp dự ứng lực: $f_{pu} = 1860$ MPa

Cường độ chảy của cáp dự ứng lực: $f_{py} = 0.9.f_{pu} = 0.9.1860 = 1674$ MPa

Hệ số: $k = 2 \cdot \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) = 2 \cdot \left(1.04 - \frac{1674}{1860} \right) = 0.28$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \cdot (f'_c - 28) = 0.85 - \frac{0.05}{7} \cdot (50 - 28) = 0.69$$

Tiết diện tính toán lúc này là tiết diện liên hợp:

Bề rộng cánh trên bt cũng được thay bằng bề rộng quy đổi về cường độ bê tông

$$\text{dầm, } b'_t = b_z \cdot \frac{E_{bmc}}{E_d}$$

Tính đại diện mặt cắt V-V:

$$\text{Bề rộng BMC qui đổi: } b'_t = b_z \cdot \frac{E_{bmc}}{E_d} = 2440.0.75 = 1830 \text{ mm}$$

Chiều cao vùng nén

$$c = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} - \beta_1 \cdot (b'_t - b_w) \cdot t_s \cdot 0.85 \cdot f'_c}{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_w + \frac{k \cdot A_{ps} \cdot f_{pu}}{d_{ps}}} = \frac{4012.4.1860 - 0.69 \cdot (1830 - 218) \cdot 180 \cdot 0.85 \cdot 50}{0.85 \cdot 50 \cdot 0.69 \cdot 218 + \frac{0.28 \cdot 4012.4.50}{1312.5}} = -130.98 \text{ mm}$$

cao vùng nén $c < t_s$ tính lại theo tiết diện hình chữ nhật với

$$c' = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu}}{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b'_t + \frac{k \cdot A_{ps} \cdot f_{pu}}{d_{ps}}} = 135.061 \text{ mm}$$

Ứng suất trong cáp ở mức sức kháng danh định f_{ps}

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - k \cdot \frac{c}{d_{ps}} \right) = 1860 \cdot \left(1 - 0,28 \cdot \frac{135,061}{1312,5} \right) = 1806,41 \text{ MPa}$$

Moment kháng uốn:

$$\begin{aligned} M_r &= \phi \cdot M_n = \phi \cdot \left[A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_{ps} - \frac{a}{2} \right) + 0,85 \cdot f'_c \cdot (b'_t - b_w) \cdot t_s \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{t_s}{2} \right) \right] \\ &= 1 \cdot \left[4012,4 \cdot 1806,41 \cdot \left(1312,5 - \frac{93,19}{2} \right) + 0,85 \cdot 50 \cdot (1830 - 218) \cdot 180 \cdot \left(\frac{93,19}{2} - \frac{180}{2} \right) \right] \\ &= 9\,447\,521\,496 \text{ Nmm.} \end{aligned}$$

Ta có $M_u = 7\,469\,564\,184,4 \text{ Nmm} < M_r$ nên thỏa mãn điều kiện kiểm tra dầm ở TTGH cường độ

Bảng 4.33: Moment kháng uốn của các mặt cắt ở TTGH cường độ

	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
b't	1830	1830	1830	1830	1830
b_w	946.05	860	218	218	218
c		-2.13	-460.57	-200.51	-130.98
		c<ts	c<ts	c<ts	c<ts
c'	-	92.495	92.495	125.665	135.061
c/d_s	-	0.071	0.071	0.096	0.103
φ	-	1	1	1	1
f_{ps}	-	1823.09	1823.09	1810.03	1806.41
a	0	63.82	63.82	86.71	93.19
M_n	-	6448522582	6448522582	8775135315	9447521496
M_r	-	6448522582	6448522582	8775135315	9447521496
M_u	0	1122464848	2775927367	4829742492	7469564184
Kết luận	-	Đạt	Đạt	Đạt	Đạt

4.6.3 Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

Điều kiện kiểm tra (5.7.3.3.2):

$$M_r = \phi M_n \geq \min(1,2M_{cr}; 1,33M_u)$$

Trong đó:

M_r : Sức kháng uốn tính toán

M_u Momen do tải trọng gây ra ở TTGHCD 1 của dầm biên

M_{cr} : Momen nứt

$$M_{cr} = M_{DC1} + M_{DC2} + M_{DC3} + M_{DW} + M$$

M: mô men phụ thêm ($M_{DC1, DC2, DC3, DW}$ ở TTGH SD của dầm biên)

$$M = \frac{f_r + \frac{P_f}{A_g} + \frac{P_f(d_{ps} - y_{tg})}{I_g} \cdot y_{bg} - \frac{M_{DC1} + M_{DC2}}{I_g} \cdot y_{bg} - \frac{M_{DC3} + M_{DW}}{I_c} \cdot y_{bc}}{y_{bc}} \cdot I_c$$

Với f_r : cường độ chịu kéo khi uốn của bê tông (Mpa)

$$f_r = 0,63\sqrt{f'_c} = 0,63\sqrt{50} = 4,45 \text{ Mpa}$$

Bảng 4.34: Kiểm tra hàm lượng cốt thép

	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
MsDC1	0	273118045.5	682921910	1209885047	1858000000
MsDC 2'	0	195907368.9	489859372.9	867849635.3	1332424770
MsDC 2''	0	4110497.6	10278152.3	18209084.5	27956726.9
MsDC 3	0	52066302.8	130189928.8	230648403.4	354118540.1
Ms^{DW}	0	47718661.1	119318806.2	211388794.9	324548925.2
d_{ps}	0	1305.26	1305.26	1309.61	1312.5
y_{tg}	383.76	351.06	827.86	831.31	832.34
y_{bg}	416.24	1048.94	572.14	568.69	567.66
I_g	4446440941 8.00	36635929888 6.49	21573529994 4.35	21847789747 9.88	21931602288 6.77
y_{bc}	554.66	1135.434016	898.646626	894.950013	893.8632765
I_c	97568497718. 00	418761351682. 84	395416435258. 34	399951865780. 87	401322466249. 08
M	0	5037815852	4412022827	4623105431	3516536925
M_{cr}	0	5610736728	5844590997	7161086397	7413585887
1,2M_{cr}	0	6732884074	7013509197	8593303676	8896303065
1,33M_u	0	1492850666	3691919033	6423456491	9934325322
Mr	-	6448522582	6448522582	8775135315	9447521496
Kết Luận	-	Đạt	Đạt	Đạt	Đạt

Bảng 4.35:

4.6.4 Kiểm tra độ võng, độ võng:

4.6.4.1 Kiểm tra độ võng:

Xét tại mặt cắt giữa nhịp có độ võng lớn nhất

Quy ước : độ võng xuống mang dấu dương, võng lên mang dấu âm

Mômen quán tính:

$$\text{Dầm nguyên khối: } I_g = 219\,316\,022\,886,77 \text{ mm}^4$$

$$\text{Dầm liên hợp: } I_c = 401\,322\,466\,249,08 \text{ mm}^4$$

Độ võng do dự ứng lực

$$\Delta_{ps} = -\frac{P_i \cdot (d_{ps} - y_{bg}) L_{tt}^2}{8 \cdot E_{ci} \cdot I_g} = -\frac{5378491 \cdot (1312,5 - 567,66) \cdot 29300^2}{8 \cdot 38007 \cdot 219\,316\,022\,886,77} = -51,57 \text{ mm}$$

Độ võng do TLBT dầm

$$\Delta_{DCI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{DCI \cdot L_{tt}^4}{E_{ci} \cdot I_g} = \frac{5}{384} \cdot \frac{18,54 \cdot 29300^4}{38007 \cdot 219\,316\,022\,886,77} = 21,34 \text{ mm}$$

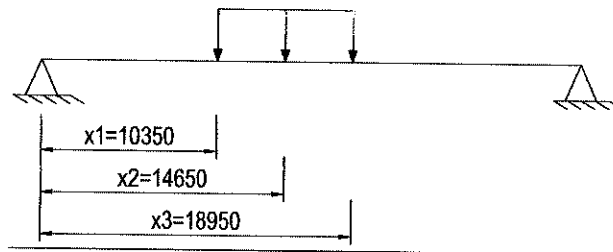
Độ võng của dầm ở giai đoạn truyền lực:

$$C_i = \Delta_{ps} + \Delta_{DCI} = -51,57 + 21,34 = -30,23 \text{ mm}$$

4.6.4.2 Độ võng do hoạt tải:

$$\text{Điều kiện không chế: } \Delta = \frac{L_{tt}}{800} = \frac{29300}{800} = 36,63 \text{ mm}$$

Xét tổ hợp 1: độ võng do xe 3 trục



Hình 4.24: Sơ đồ tính độ võng do hoạt tải

$$\Delta_i = \frac{P_i \cdot x}{12 \cdot E_c \cdot I_c} \cdot \left(\frac{3}{4} \cdot L_{tt}^2 - x^2 \right) \text{ với } x \text{ là khoảng cách từ gối đến trục xe}$$

$$\Delta_1 = \frac{94250 \cdot 10350}{12 \cdot 38007 \cdot 401\,322\,466\,249,08} \cdot \left(\frac{3}{4} \cdot 29300^2 - 10350^2 \right) = 2,861 \text{ mm}$$

$$\Delta_2 = \frac{94250 \cdot 14650}{12 \cdot 38007 \cdot 401\,322\,466\,249,08} \cdot \left(\frac{3}{4} \cdot 29300^2 - 14650^2 \right) = 3,238 \text{ mm}$$

$$\Delta_3 = \frac{22750.18950}{12.38007.401\,322\,466\,249.08} \cdot \left(\frac{3}{4} \cdot 29300^2 - 18950^2 \right) = 0,671\text{mm}$$

Hệ số phân bố ngang để tính độ võng:

$$\Delta g = \frac{N_L}{N_g} = \frac{3}{6} = 0,5$$

Với $N_L=3$: số làn xe chất tải

$N_g=6$: số dầm chủ

Vậy độ võng của một dầm

$$\Delta_I = \Delta_T \cdot m(g_\Delta) \cdot (1 + IM) = (2,861 + 3,238 + 0,671) \cdot 0,5 \cdot (1 + 0,33) = 4,50\text{mm}$$

Xét tổ hợp 2: độ võng do tải làn phân bố đều và 25% độ võng do xe 3 trục

$$\Delta_{Lane} = \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L_n^4}{E_c \cdot I_c} \right) \cdot m(g_\Delta) = \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{9,3 \cdot 29300^4}{38007.401\,322\,466\,249.08} \right) \cdot 0,5 = 2,93\text{mm}$$

$$\Delta_{II} = 0,25 \cdot \Delta_I + \Delta_{Lane} = 0,25 \cdot (2,861 + 3,238 + 0,671) + 2,93 = 4,62\text{mm}$$

Độ võng do hoạt tải

$$\Delta_{IL} = \max(\Delta_I, \Delta_{II}) = \max(4,50; 4,62) = 4,62\text{mm} < [\Delta] = 36,63\text{mm}$$

Vậy thỏa mãn điều kiện về độ võng do hoạt tải.

4.7 Thiết kế cốt đai:

Tính đại diện mặt cắt II-II:

Chiều cao chịu cắt hữu hiệu d_v :

$$d_v = \max \begin{cases} d_s - 0,5 \cdot a = 1305,26 - 0,5 \cdot 63,82 = 1273,35\text{mm} \\ 0,9 \cdot d_s = 0,9 \cdot 1305,26 = 1174,73\text{mm} \\ 0,72 \cdot h = 0,72 \cdot 1400 = 1008\text{mm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow d_v = 1273,35\text{mm}$$

Tính toán ứng suất cắt danh định v và kiểm tra ứng suất cắt v/f_c :

$$\text{. Lực cắt do ứng lực tạo ra: } V_p = \sum V_p^i = A_{pi} \cdot f_{pf} \cdot \sin(\gamma) = 0$$

$$v = \frac{V_u - V_p}{\phi_v \cdot b \cdot d_v} = \frac{976868,86 - 3120113}{0,9 \cdot 860 \cdot 1273,35} = -2,17\text{ Mpa}$$

Ta có: $\frac{v}{f'_c} = \frac{-2,17}{50} = 0,043 < 0,25$ nên không cần thay đổi tiết diện.

Tính toán biến dạng dọc:

. Giả sử: $\theta = 24^\circ$

$$\begin{aligned} f_{pc} &= -\frac{P_f}{A_g} - \frac{P_f \cdot (d_{ps} - y_{tg})^2}{I_g} + \frac{M_{DCI} \cdot (d_{ps} - y_{tg})}{I_g} \\ &= -\frac{3\,120\,113.306}{1\,350\,380.886} - \frac{3\,120\,113.306 \cdot (1305,26 - 351,06)^2}{366\,359\,298\,886.49} \\ &\quad + \frac{324\,327\,679 \cdot (1305,26 - 351,06)}{366\,359\,298\,886.49} = -9,22 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$f_{p0} = f_{pf} + \frac{|f_{pc}|}{E_c} \cdot E_p = 1145,96 + \frac{|-9,22|}{38007} \cdot 197000 = 1193,75 \text{ MPa}$$

_ Tính ϵ_x :

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0,5 \cdot (V_u - V_p) \cdot \cot \theta - A_{ps} \cdot f_{p0}}{2 \cdot (A_s \cdot E_s + A_{ps} \cdot E_p)} \\ &= \frac{\frac{1\,122\,444\,110}{1273,35} + 0,5 \cdot (976868.86 - 3120113.31) \cdot \cot(24) - 2722,7 \cdot 1193,75}{2 \cdot 2722,7 \cdot 197000} = -0,04 \end{aligned}$$

Vì $\epsilon_x < 0$ nên ta tính lại $\epsilon_x = F_\epsilon \cdot \epsilon_x$

$$F_\epsilon = \frac{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps} + A_c \cdot E_c} = \frac{0 + 197000 \cdot 2722,7}{0 + 197000 \cdot 2722,7 + 1\,679\,780.886.38007} = 0,008$$

$$\Rightarrow \epsilon_x = \epsilon_x \cdot F_\epsilon = 0,045 \cdot 0,008 = 0,00037$$

Tra bảng 6.3, ta được $\theta = 24^\circ$, $\beta = 3,24$

Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_c = \frac{\beta}{12} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d_v = \frac{3,24}{12} \cdot \sqrt{50} \cdot 860 \cdot 1273,35 = 2\,090\,714.383 \text{ N}$$

Khả năng chịu cắt của cốt đai:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_v} - V_c - V_p = \frac{976\,868.86}{0.9} - 2\,090\,714.383 - 3\,120\,113.31 = -4\,125\,417.844\text{ N}$$

Vì $V_s < 0$ nên ta chỉ cần bố trí cốt đai theo cấu tạo

Bố trí đai d16 với $f_y = 420\text{ MPa}$, $A_v = \frac{\pi \cdot 16^2}{4} = 201,06\text{ mm}^2$

Kiểm tra bước đai theo cấu tạo:

$$\frac{V_u}{f'_c \cdot b \cdot d_v} = \frac{1\,244\,695,87}{50.218.1458,33} = 0,019 < 0,125$$

$$\Rightarrow s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_v \cdot f_y}{0,083 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b} = \frac{201,06 \cdot 420}{0,083 \cdot \sqrt{50.860}} = 167\text{ mm} \\ \min(0,8 \cdot d_v; 600) = (1018,68; 600) = 600\text{ mm} \end{array} \right.$$

Ta chọn bước đai $s = 150\text{ mm}$

Kiểm tra cốt thép dọc:

$$A_{ps} \cdot f_{ps} \geq \frac{M_u}{\phi_f \cdot d_v} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - V_p - 0,5 \cdot V_s \right) \cdot \cot g \theta$$

VT: $A_{ps} \cdot f_{ps} = 2722,7.1823,09 = 4\,963\,738,78\text{ N}$

VP:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{vy} \cdot d_v \cdot \cot g \theta}{s} = \frac{201,06 \cdot 420 \cdot 1273,35 \cdot \cot g(24)}{150} = 1\,614\,406.551\text{ N}$$

$$\begin{aligned} & \frac{M_u}{\phi_f \cdot d_v} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - V_p - 0,5 \cdot V_s \right) \cdot \cot g \theta \\ &= \frac{1\,122\,444\,110}{0,9 \cdot 1273,35} + \left(\frac{976\,868.86}{0,9} - 0,5 \cdot 1\,614\,406.551 - 3\,120\,113.31 \right) \cdot \cot g(24) = -5\,403\,5 \end{aligned}$$

Ta có VT > VP nên đai đảm bảo khả năng chịu lực:

Bảng 4.36: Thiết kế cốt đai dầm chính

	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
dv	1008.00	1273.35	1273.35	1266.26	1265.90
Vp	0.00	3120113.31	3154569.63	4241163.20	4553792.61
v	1.2219	-2.1746	-9.1784	-14.3427	-17.7178
v/f_c	0.0244	-0.0435	-0.1836	-0.2869	-0.3544
f_{pc}	0.00	-9.22	-6.83	-8.36	-7.52
f_{p0}	1172.24	1193.75	1194.00	1181.63	1173.91
θ	22	24	24	21	30
ϵ_x	0	-0.045	-0.034	-0.036	-0.017
$F\epsilon$	-	0.008	0.015	0.021	0.022
ϵ_x	-	0.0003737	0.0005172	0.0007381	0.0003694
β	-	3.24	3.34	3.75	2.59
Vc	-	2090714.383	546328.9394	609976.1536	421173.2079
Vs	-	-4125417.844	-2743640.85	-4097942.066	-4804738.661
KL	-	Đai cấu tạo	Đai cấu tạo	Đai cấu tạo	Đai cấu tạo
DKKT	-	0.0178	0.0621	0.0491	0.0111
s c.tạo	-	167.31	600	600	600
s chọn	-	150	400	400	400
VT	-	4963738.78	4963738.78	6743794.82	7248030.181
VP	-	-5403594.05	-3192918.50	-5758065.08	-1438439.04
KT	-	ĐẠT	ĐẠT	ĐẠT	ĐẠT

CHƯƠNG 4: THIẾT KẾ DẦM CHÍNH	96
4.1 Số liệu thiết kế kết cấu nhịp chính:.....	96
4.2 Thiết kế cấu tạo:.....	96
4.2.1 Cấu tạo dầm chính:.....	96
4.2.2 Tính toán các đặc trưng hình học dầm chính:	99
4.2.2.1 Mặt cắt tại gối:.....	99
4.2.2.1.1 Qui đổi tiết diện:	99
4.2.2.1.2 Đặc trưng hình học:	100
4.2.2.2 Mặt cắt tại tiết diện đặc:.....	100
4.2.2.2.1 Qui đổi tiết diện:.....	100
4.2.2.2.2 Đặc trưng hình học:	101
4.2.2.3 Mặt cắt tiết diện hở:.....	102
4.2.2.3.1 Qui đổi tiết diện:	102
4.2.2.3.2 Đặc trưng hình học:	103
4.3 Tính toán hệ số phân bố ngang:.....	103
4.3.1 Phương pháp dầm đơn:.....	103
4.3.2 Phương pháp nén lệch tâm:	104
4.3.2.1 Hệ số phân bố ngang dầm biên:	105
4.3.2.2 Trường hợp đặt 1 làn xe:.....	105
4.3.2.3 Trường hợp đặt 2 làn xe:.....	106
4.3.2.4 Trường hợp đặt 3 làn xe:.....	107
4.3.2.5 Trường hợp tính tải dầm biên:	108
4.3.2.6 Hệ số phân bố ngang dầm trong:.....	108
4.3.2.7 Trường hợp đặt 1 làn xe:.....	109
4.3.2.8 Trường hợp đặt 2 làn xe:.....	110
4.3.2.9 Trường hợp đặt 3 làn xe:.....	111
4.3.2.10 Trường hợp tính tải dầm trong:	112
4.4 Nội lực tại các mặt cắt:.....	113

4.4.1 Tĩnh tải tác dụng :	113
4.4.1.1 Nội lực do tĩnh tải:	115
4.4.1.1.1 Lực cắt do tĩnh tải:	115
4.4.1.1.2 Moment do tĩnh tải:	116
4.4.2 Hoạt tải tác dụng:	117
4.4.2.1 Lực cắt do hoạt tải:	118
4.4.2.2 Moment do hoạt tải:	121
4.4.2.3 Tổ hợp nội lực ở TTGH cường độ 1:	124
4.4.2.3.1 Tổ hợp moment do tĩnh tải và hoạt tải:	124
4.4.2.3.2 Tổ hợp lực cắt do tĩnh tải và hoạt tải	125
4.4.2.4 Tổ hợp nội lực ở TTGH sử dụng:	126
4.4.2.4.1 Tổ hợp moment do tĩnh tải và hoạt tải:	126
4.4.2.4.2 Tổ hợp lực cắt do tĩnh tải và hoạt tải:	127
4.5 Tính toán và bố trí cáp dự ứng lực:	128
4.5.1 Chọn cáp thiết kế:	128
4.5.2 Chọn sơ bộ lượng cáp thiết kế:	128
4.6 Đặc trưng hình học của các mặt cắt dầm:	130
4.7 Tính toán mất mát ứng suất:	133
4.7.1 Mất mát ứng suất do nén đàn hồi:	133
4.7.2 Mất mát ứng suất theo thời gian:	134
4.7.2.1 Xác định các hệ số từ biến và biến dạng co ngót:	134
4.7.2.2 Mất mát ứng suất do co ngót xảy ra trong GĐ 1 Δf_{pSR} :	136
4.7.2.3 Mất mát ứng suất do từ biến xảy ra trong GĐ 1 Δf_{pCR} :	137
4.7.2.4 Mất mát ứng suất do chùng nhão trong GĐ 1 Δf_{pR1} và GĐ 2 Δf_{pR2} :	138
4.7.2.5 Mất mát ứng suất do co ngót xảy ra trên tiết diện liên hợp Δf_{pSD} :	138
4.7.2.6 Mất mát ứng suất do từ biến xảy ra ở tiết diện liên hợp Δf_{pCD} :	139
4.7.2.7 Ứng suất gia tăng trong cáp do co ngót của bản mặt cầu Δf_{pSS} :	140

4.8 Kiểm toán dầm chính:	141
4.8.1 Kiểm toán trong giai đoạn truyền lực:	141
4.8.2 Kiểm toán dầm ở TTGH sử dụng:	142
4.8.3 .Kiểm toán ở TTGH cường độ:.....	143
4.8.4 Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:	145
4.8.5 Kiểm tra độ võng, độ võng:	146
4.8.5.1 Kiểm tra độ võng:.....	146
4.8.5.2 Độ võng do hoạt tải:	147
4.9 Thiết kế cốt đai:	148

Hình 4.1: Mặt cắt ngang cầu	96
Hình 4.2: Mặt cắt ngang đầu dầm	97
Hình 4.3: Mặt cắt ngang đoạn dầm đặc	97
Hình 4.4: Mặt cắt ngang tiết diện hở	97
Hình 4.5: Mặt cắt ngang dầm ngang	98
Hình 4.6: Vách ngăn dầm	98
Hình 4.7: Đoạn đầu dầm	99
Hình 4.8: Tiết diện qui đổi đoạn đầu dầm	99
Hình 4.9: Tiết diện qui đổi đoạn dầm đặc.....	101
Hình 4.10: Tiết diện qui đổi đoạn dầm hở	102
Hình 4.11: Đ.A.H PP nén lệch tâm (khi đặt 1 làn xe-dầm biên)	105
Hình 4.12: Đ.A.H PP nén lệch tâm (khi đặt 2 làn xe-dầm biên)	106
Hình 4.13: Đ.A.H PP nén lệch tâm (khi đặt 3 làn xe-dầm biên)	107
Hình 4.14: Đ.A.H PP nén lệch tâm (tính tải-dầm biên)	108
Hình 4.15: Đ.A.H PP nén lệch tâm (khi đặt 1 làn xe- dầm trong).....	109
Hình 4.16: Đ.A.H PP nén lệch tâm (khi đặt 2 làn xe- dầm trong).....	110
Hình 4.17: Đ.A.H PP nén lệch tâm (khi đặt 3 làn xe- dầm trong).....	111
Hình 4.18: Đ.A.H PP nén lệch tâm (tính tải- dầm trong)	112
Hình 4.19: Đ.A.H lực cắt do tĩnh tải	115
Hình 4.20: Đ.A.H moment do tĩnh tải	116
Hình 4.21: Đ.A.H lực cắt do hoạt tải.....	119
Hình 4.22: Đ.A.H moment do tĩnh tải	122
Hình 4.23: Bố trí cáp dự ứng lực các mặt cắt	129
Hình 4.24: Sơ đồ tính độ võng do hoạt tải.....	147

DANH MỤC BẢNG BIỂU

Bảng 4.1: Tung độ đ.a.h khi đặt 1 làn xe- dầm biên.....	105
Bảng 4.2: Tung độ đ.a.h khi đặt 2 làn xe dầm biên	106
Bảng 4.3: Tung độ đ.a.h khi đặt 3 làn xe- dầm biên.....	107
Bảng 4.4: Tung độ đ.a.h khi đặt 1 làn xe- dầm biên.....	109
Bảng 4.5: Tung độ đ.a.h khi đặt 2 làn xe- dầm trong	110
Bảng 4.6: Tung độ đ.a.h khi đặt 3 làn xe- dầm trong	111
Bảng 4.7: Bảng tổng hợp HSPBN theo PP nén lệch tâm:.....	112
Bảng 4.8: Bảng tổng hợp hệ số phân bố ngang:.....	112
Bảng 4.9: Giá trị lực cắt do hoạt tải.....	120
Bảng 4.10: Giá trị moment do hoạt tải.....	122
Bảng 4.11: Tổng hợp nội lực do tĩnh tải tác dụng (không hệ số):.....	124
Bảng 4.12: Tổng hợp nội lực do hoạt tải tác dụng (không hệ số):	124
Bảng 4.13: Tổ hợp moment do tĩnh tải và hoạt tải dầm biên- TTGH CD 1	124
Bảng 4.14: Tổ hợp moment do tĩnh tải và hoạt tải dầm trong- TTGH CD1	125
Bảng 4.15: Tổ hợp lực cắt do tĩnh tải và hoạt tải dầm biên- TTGH CD1	125
Bảng 4.16: Tổ hợp lực cắt do tĩnh tải và hoạt tải dầm trong- TTGH CD 1.....	125
Bảng 4.17: Tổ hợp moment do tĩnh tải và hoạt tải dầm biên- TTGH SD	126
Bảng 4.18: Tổ hợp moment do tĩnh tải và hoạt tải dầm trong- TTGH SD.....	127
Bảng 4.19: Tổ hợp lực cắt do tĩnh tải và hoạt tải dầm biên- TTGH SD.....	127
Bảng 4.20: Tổ hợp lực cắt do tĩnh tải và hoạt tải dầm trong- TTGH SD	128
Bảng 4.21: Tọa độ cấp dính bám:.....	129
Bảng 4.22: Tọa độ trọng tâm cấp dự ứng lực.....	130
Bảng 4.23: Tổng hợp đặc trưng hình học các mặt cắt:	133
Bảng 4.24: Mật mát ứng suất do nén đàn hồi.....	134
Bảng 4.25: Mật mát ứng suất do co ngót giai đoạn 1	137
Bảng 4.26: Mật mát ứng suất do từ biến giai đoạn 1	138
Bảng 4.27: Mật mát ứng suất cho chùng nhão giai đoạn 1 và 2	139

Bảng 4.28: Mất mát ứng suất do từ biến giai đoạn 2.....	140
Bảng 4.29: Ứng suất trong cáp gia tăng do từ biến	141
Bảng 4.30: Tổng hợp mất mát ứng suất:.....	141
Bảng 4.31: Ứng suất của các mặt cắt trong giai đoạn truyền lực.....	142
Bảng 4.32: Giá trị ứng suất của các mặt cắt ở TTGH sử dụng	143
Bảng 4.33: Moment kháng uốn của các mặt cắt ở TTGH cường độ.....	145
Bảng 4.34: Kiểm tra hàm lượng cốt thép.....	146
Bảng 4.35: Thiết kế cốt đai dầm chính	151

CHƯƠNG 5: THIẾT KẾ KHE CO GIÃN

Độ giãn dài vì nhiệt của vật rắn được tính toán như sau:

$$\Delta_{\text{Temp}} = \alpha \cdot \Delta T \cdot L$$

Trong đó: α : H số giãn nở nhiệt. Với bê tông thường $\alpha = 10,8 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

L: Chiều dài cấu kiện (vật rắn)

ΔT : Biên độ nhiệt môi trường xung quanh vật rắn.

Theo bản thông kê nhiệt độ đặc trưng khu vực thi công công trình, biên độ dao động nhiệt độ trong bê tông vào khoảng $+21^\circ\text{C} = > +36.5^\circ\text{C}$, nhiệt độ trung bình vào khoảng 28.7°C .

Chênh lệch nhiệt độ lớn nhất $\Delta T = 7,8^\circ\text{C}$

Chiều dài nhịp của cầu dầm Super T nhịp giãn đơn là 30 m. Một đầu dầm đặt lên gối cố định, đầu còn lại đặt trên gối di động nên dầm sẽ chuyển vị về phía gối di động.

Độ giãn nở vì nhiệt của dầm: $\Delta_{\text{Temp}} = 10,8 \cdot 10^{-6} \cdot 7,8 \cdot 30000 = 18,72 \text{ mm}$

Chuyển vị của dầm khá nhỏ, nhưng để thuận tiện hơn trong thi công ta chọn khoảng hở giữa 2 đầu dầm và giữa dầm với tường đỉnh mố là 100 mm.

Lựa chọn khe co giãn: Ta lựa chọn khe co giãn dạng răng lược.

Khe co giãn răng lược được cấu tạo từ các bản thép hình răng lược, hệ thống ngăn nước và các bu lông xiết chặt, Loại khe co giãn này có nhiều đặc tính tốt. Ví dụ: xe chạy qua êm thuận, sức kháng ẩm tốt, dễ lắp đặt và thay thế, các đặc tính và còn nhiều ưu điểm như: tuổi thọ cao, lắp đặt dễ dàng, tiếng ồn thấp, xe chạy qua êm thuận, chức năng chống nước tốt, áp dụng với các chuyển vị đến 320mm

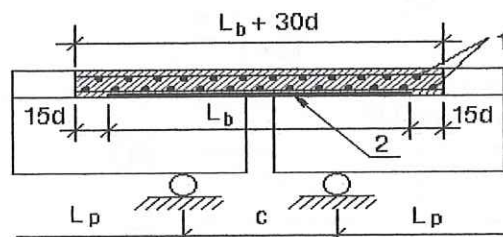
CHƯƠNG 6: THIẾT KẾ BẢN LIÊN TỤC NHIỆT

6.1 Giới thiệu về bản liên tục nhiệt:

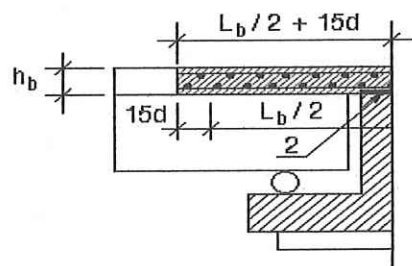
Trong xây dựng cầu, người ta đã sử dụng rộng rãi kết cấu nhịp có số lượng khe biến dạng ít nhất với loại hình cầu có sơ đồ tổ hợp từ các nhịp dầm giản đơn. Dầm giản đơn được sử dụng rất rộng rãi ở nước ta bởi tính cơ giới hoá, tiêu chuẩn hoá, tính dễ lắp đặt, lao lắp và vận chuyển phù hợp với trình độ của các đơn vị thi công trong nước hiện nay. Nhưng thực tế thì các công trình cầu giản đơn có các khe co giãn thường bị bong bật, làm giảm khả năng khai thác, tạo ra các xung kích lớn khi xe cộ chạy qua các vị trí này.

Để đảm bảo về điều kiện xe chạy, tạo thuận lợi tối đa cho việc khai thác công trình cầu, cần phải giảm số lượng khe co giãn và chi phí bảo dưỡng khe co giãn. Giải pháp liên tục nhiệt là một trong những giải pháp được dùng phổ biến hiện nay.

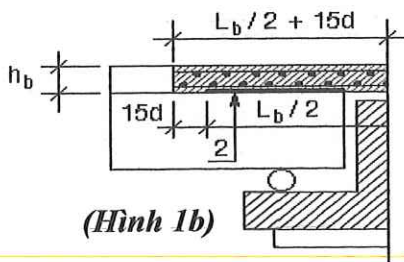
Kết cấu nhịp liên tục – nhiệt là kết cấu được tạo ra bằng cách nối kết cấu nhịp dầm hoặc bản giản đơn với nhau ở mức bản mặt cầu, sao cho dưới tác dụng của lực ngang và nhiệt độ, cầu làm việc như dầm liên tục, còn dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng vẫn làm việc như dầm giản đơn.



(Hình 1a)



(Hình 1c)



(Hình 1b)

Hình 6.1: MỘT SỐ CẤU TẠO BẢN NỐI

1a – Nối khi trụ có dạng bình thường

1b – Nối khi xà mũ có dạng chữ T ngược

1c – Bản nổi kê lên lớp đệm xà mũ

6.2 Số liệu thiết kế:

Chiều dài bản nối liên tục nhiệt, $L_n=3600\text{mm}$

Chiều dày bản liên tục nhiệt, $h_b=t_s=180\text{mm}$

Bề rộng tính toán, $B_n=1000\text{mm}$

Moment quán tính của bản: $I_n = \frac{B_n \cdot h_n^3}{12} = \frac{1000 \cdot 180^3}{12} = 486\,000\,000\text{mm}^4$

Moment quán tính của tiết diện dầm liên hợp, $I_d=I_c= 406235729560.61\text{mm}^4$

Môđun đàn hồi bê tông dầm, $E_c=38007\text{MPa}$

Khoảng cách giữa 2 tim tối ở trụ, $c=2440\text{mm}$

Chiều dài nhịp tính toán, $L_{tt}=29300\text{mm}$

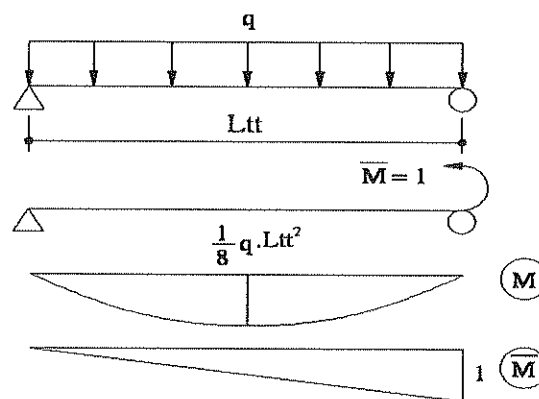
Chiều dài toàn dầm, $L=30000\text{mm}$

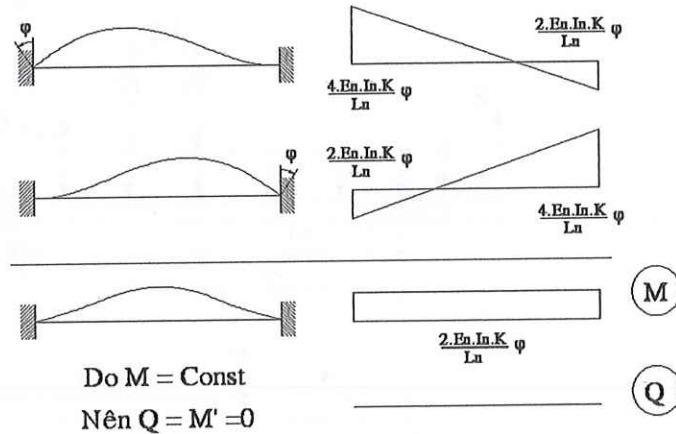
TLBT lan can lề bộ hành, $DC3=9,88\text{ N/mm}$

TLBT lớp phủ, $DW= 18,11\text{ N/mm}$

6.3 Tính toán nội lực:**6.3.1 Moment do chuyển vị góc và chuyển vị uốn do tĩnh tải GĐ 2:**

Góc φ do tĩnh tải GĐ 2 được xác định bằng phương pháp nhân biểu đồ:





Hình 6.1: Sơ đồ tính moment do chuyển vị góc và chuyển vị uốn GD 1

Hệ số chiết giảm độ cứng $K=1$

Góc xoay đầu dầm do TLBT lớp phủ DW:

$$\Omega_{DW} = \frac{2}{3} \cdot L_{tt} \cdot \frac{q_{DW} L_{tt}^2}{8} \Rightarrow \varphi_{DW} = \Omega_{DW} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{L_{tt}}{E_c I_c}$$

$$\rightarrow \varphi_{DW} = \frac{1}{24} \cdot \frac{q_{DW} \cdot L_{tt}^3}{E_c I_c} = \frac{1}{24} \cdot \frac{18,11 \cdot 29300^3}{38007.406 \cdot 235 \cdot 729 \cdot 560.61} = 0,0012 \text{ rad}$$

Góc xoay đầu dầm do TLBT lan can DC3:

$$\Omega_{DC3} = \frac{2}{3} \cdot L_{tt} \cdot \frac{q_{DC3} L_{tt}^2}{8} \Rightarrow \varphi_{DC3} = \Omega_{DC3} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{L_{tt}}{E_c I_c}$$

$$\rightarrow \varphi_{DC3} = \frac{1}{24} \cdot \frac{q_{DC3} \cdot L_{tt}^3}{E_c I_c} = \frac{1}{24} \cdot \frac{9,88 \cdot 29300^3}{38007.406 \cdot 235 \cdot 729 \cdot 560.61} = 0,00064 \text{ rad}$$

Moment trong bản liên tục nhiệt ở TTGH cường độ 1:

$$M_{DC3+DW}^u = \gamma_{DW} \cdot \frac{4EI_n}{L_n^2} \cdot \varphi_{DW} + \gamma_{DC} \cdot \frac{4EI_n}{L_n^2} \cdot \varphi_{LC}$$

$$= 1,5 \cdot \frac{4 \cdot 38007.486000000}{3600^2} \cdot 0,0012 + 1,25 \cdot \frac{4 \cdot 38007.486000000}{3600^2} \cdot 0,00064$$

$$= 14 \, 822,73 \text{ Nmm}$$

Moment trong bản liên tục nhiệt ở TTGH sử dụng :

$$M_{DC3+DW}^u = \frac{4EI_n}{L_n^2} \cdot \varphi_{DW} + \frac{4EI_n}{L_n^2} \cdot \varphi_{LC}$$

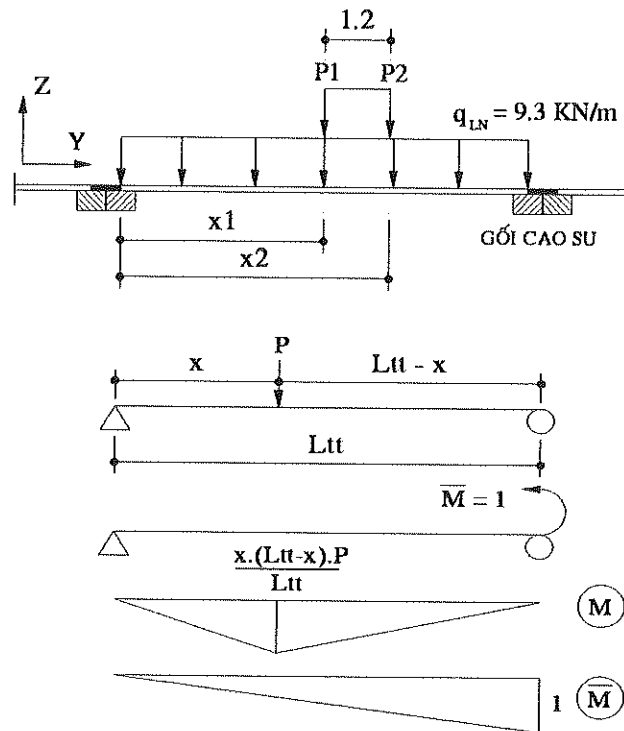
$$= \frac{4 \cdot 38007.486000000}{3600^2} \cdot 0,0012 + \frac{4 \cdot 38007.486000000}{3600^2} \cdot 0,00064$$

$$= 10 \, 489,93 \text{ Nmm}$$

6.3.2 Moment do chuyển vị góc và uốn do hoạt tải:

6.3.2.1 Do xe 2 trục:

Sơ đồ đặt tải theo phương dọc cầu để nội lực gây ra tại bản nối lớn nhất:



Hình 6.2: Sơ đồ tính moment do chuyển vị uốn và góc của xe 2 trục

Sử dụng phương pháp nhân biểu đồ để xác định góc xoay do hoạt tải gây ra:

$$\varphi = \frac{1}{E_c I_c} \frac{x \cdot (L_{tt}^2 - x^2) \cdot P}{L_{tt}} \cdot D_f \quad \text{Với } D_f = \text{số làn} / \text{số dầm} = 3/6 = 0,5$$

Trục thứ nhất: $x_1 = L_{tt}/2 = 29300/2 = 14650\text{mm}$

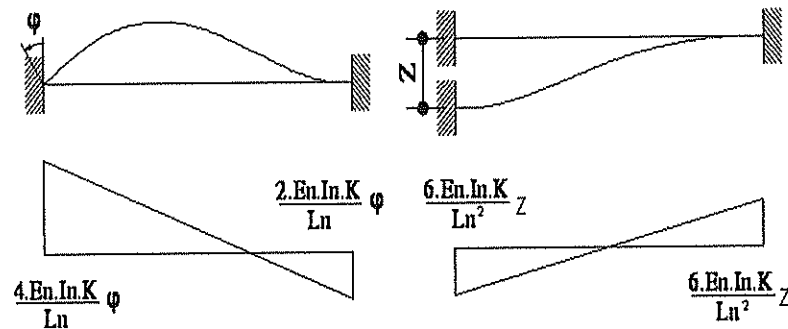
$$\begin{aligned} \varphi_1 &= \frac{1}{E_c I_c} \frac{x_1 \cdot (L_{tt}^2 - x_1^2) \cdot P}{L_{tt}} \cdot D_f \\ &= \frac{1}{38007.406 \cdot 235 \cdot 729 \cdot 560.61} \cdot \frac{14650 \cdot (29300^2 - 14650^2) \cdot 71500}{29300} \cdot 0,5 = 7,4 \cdot 10^{-4} \text{ rad} \end{aligned}$$

Trục thứ hai: $x_2 = x_1 + 1200 = 15850\text{mm}$

$$\begin{aligned} \varphi_2 &= \frac{1}{E_c I_c} \frac{x_2 \cdot (L_{tt}^2 - x_2^2) \cdot P}{L_{tt}} \cdot D_f \\ &= \frac{1}{38007.406 \cdot 235 \cdot 729 \cdot 560.61} \cdot \frac{15850 \cdot (29300^2 - 15850^2) \cdot 71500}{29300} \cdot 0,5 = 7,6 \cdot 10^{-4} \text{ rad} \end{aligned}$$

Tổng góc xoay: $\varphi = \varphi_1 + \varphi_2 = 1,5 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$

Chuyển vị: $y = \varphi \cdot \frac{L_n - c}{2} = 1,5 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{3600 - 2440}{2} = 0,87 \text{ mm}$



Hình 6.3: Sơ đồ tính moment do hoạt tải

Moment trong bản ở TTGH cường độ 1:

$$\begin{aligned} M^{2tr}_u &= (1 + IM) \cdot \gamma_{LL} \cdot 0,4 \cdot \left(\frac{6 \cdot E_c \cdot I_n}{L_n^2} \cdot y + 1 \cdot \frac{2 \cdot E_c \cdot I_n}{L_n^2} \cdot \varphi \right) \\ &= (1 + 0,75) \cdot 1,75 \cdot 0,4 \cdot \left(\frac{6 \cdot 38007,486000000}{3600^2} \cdot 0,87 + \frac{2 \cdot 38007,486000000}{3600^2} \cdot 1,5 \cdot 10^{-3} \right) \\ &= 9\,119\,097,13 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Moment trong bản ở TTGH sử dụng:

$$\begin{aligned} M^{2tr}_s &= 0,4 \cdot \left(\frac{6 \cdot E_c \cdot I_n}{L_n^2} \cdot y + 1 \cdot \frac{2 \cdot E_c \cdot I_n}{L_n^2} \cdot \varphi \right) \\ &= 0,4 \cdot \left(\frac{6 \cdot 38007,486000000}{3600^2} \cdot 0,87 + \frac{2 \cdot 38007,486000000}{3600^2} \cdot 1,5 \cdot 10^{-3} \right) \\ &= 2\,977\,658,49 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

6.3.2.2 Do xe 3 trục:

Trục thứ hai: $x_2 = L_u/2 = 29300/2 = 14650 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \varphi_2 &= \frac{1}{E_c I_c} \cdot \frac{x_2 \cdot (L_u^2 - x_2^2) \cdot P}{L_u} \cdot D_f \\ &= \frac{1}{38007,406\,235\,729\,560,61} \cdot \frac{14650 \cdot (29300^2 - 14650^2) \cdot 94250}{29300} \cdot 0,5 = 0,98 \cdot 10^{-3} \text{ rad} \end{aligned}$$

Trục thứ nhất: $x_1 = x_2 - 4300 = 10350 \text{ mm}$

$$\varphi_1 = \frac{1}{E_c I_c} \frac{x_1 \cdot (L_{tt}^2 - x_1^2) \cdot P}{L_{tt}} \cdot D_f$$

$$= \frac{1}{38007.406 \cdot 235 \cdot 729 \cdot 560.61} \cdot \frac{10350 \cdot (29300^2 - 10350^2) \cdot 94250}{29300} \cdot 0,5 = 8,1 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$$

Trục thứ hai: $x_3 = L_{tt}/2 + 4300 = 29300/2 + 4300 = 18950 \text{ mm}$

$$\varphi_3 = \frac{1}{E_c I_c} \frac{x_3 \cdot (L_{tt}^2 - x_3^2) \cdot P}{L_{tt}} \cdot D_f$$

$$= \frac{1}{38007.406 \cdot 235 \cdot 729 \cdot 560.61} \cdot \frac{18950 \cdot (37300^2 - 18650^2) \cdot 22750}{29300} \cdot 0,5 = 4,9 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$$

Tổng góc xoay: $\varphi = \varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3 = 2,28 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$

$$\text{Chuyển vị: } y = \varphi \cdot \frac{L_n - c}{2} = 2,28 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{3600 - 2440}{2} = 1,3224 \text{ mm}$$

Moment trong bản ở TTGH cường độ 1:

$$M^{3tr}_u = (1 + IM) \cdot \gamma_{LL} \cdot 0,4 \cdot \left(\frac{6 \cdot E_c \cdot I_n}{L_n^2} \cdot y + 1 \cdot \frac{2 \cdot E_c \cdot I_n}{L_n^2} \cdot \varphi \right)$$

$$= (1 + 0,75) \cdot 1,75 \cdot 0,4 \cdot \left(\frac{6 \cdot 38007.486000000}{3600^2} \cdot 1,3224 + \frac{2 \cdot 38007.486000000}{3600^2} \cdot 2,28 \cdot 10^{-3} \right)$$

$$= 13 \, 860 \, 999,9 \text{ Nmm}$$

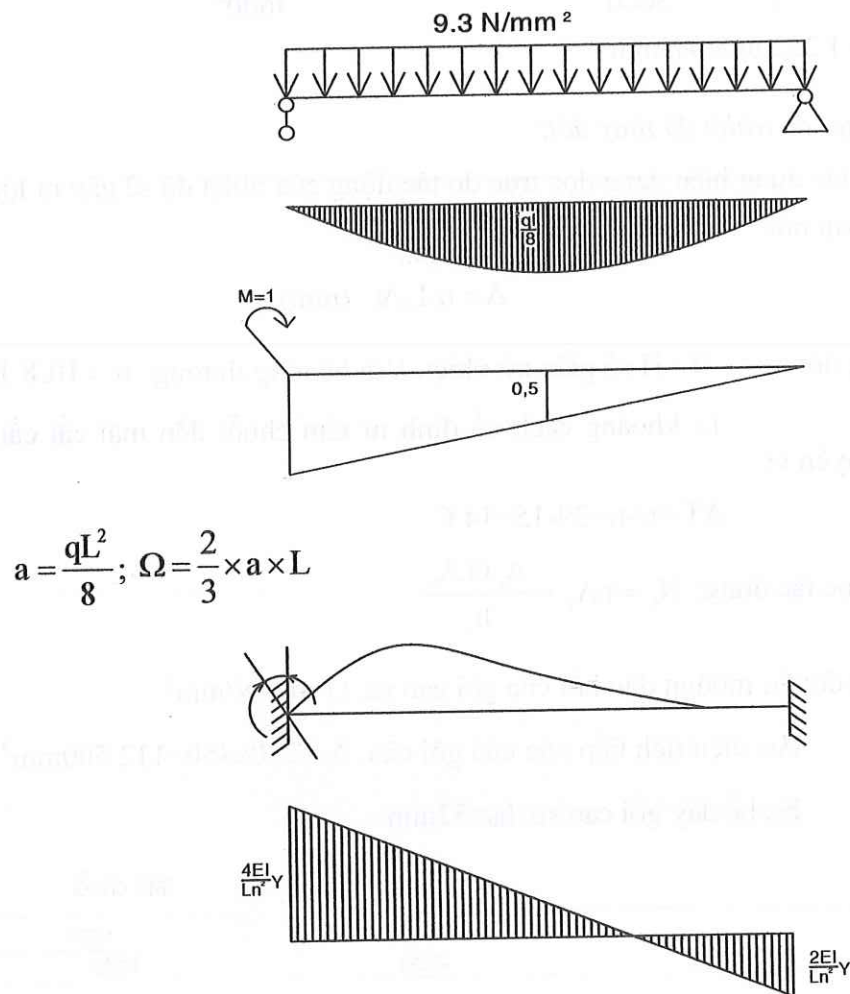
Moment trong bản ở TTGH sử dụng:

$$M^{3tr}_s = 0,4 \cdot \left(\frac{6 \cdot E_c \cdot I_n}{L_n^2} \cdot y + 1 \cdot \frac{2 \cdot E_c \cdot I_n}{L_n^2} \cdot \varphi \right)$$

$$= 0,4 \cdot \left(\frac{6 \cdot 38007.486000000}{3600^2} \cdot 1,3224 + \frac{2 \cdot 38007.486000000}{3600^2} \cdot 2,28 \cdot 10^{-3} \right)$$

$$= 4 \, 526 \, 040,79 \text{ Nmm}$$

6.3.2.3 Do tải trọng làn:



Hình 6.4: Sơ đồ tính tải moment do tải trọng làn

Góc xoay tại đầu bản nổi:

$$\varphi_{LN} = \frac{1}{24} \cdot \frac{q_{Lane} \cdot L_{tt}^3}{E_c I_c} = \frac{1}{24} \cdot \frac{9,3 \cdot 29300^3}{38007,406 \cdot 235 \cdot 729 \cdot 560,61} = 0,63 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\text{Chuyển vị: } Y = \frac{\varphi \cdot (L_n - c)}{2} = \frac{0,63 \cdot 10^{-3} \cdot (3600 - 2440)}{2} = 0,366 \text{ mm}$$

Moment trong bản ở TTGH cường độ 1:

$$\begin{aligned} M_{u}^{Lane} &= \gamma_{LL} \cdot 0,4 \cdot \left(\frac{6 \cdot E_c \cdot I_n}{L_n^2} \cdot y + 1 \cdot \frac{2 \cdot E_c \cdot I_n}{L_n^2} \cdot \varphi \right) \\ &= 1,75 \cdot 0,4 \cdot \left(\frac{6 \cdot 38007,486000000}{3600^2} \cdot 0,366 + \frac{2 \cdot 38007,486000000}{3600^2} \cdot 0,63 \cdot 10^{-3} \right) \\ &= 2192170,59 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Moment trong bản ở TTGH sử dụng:

$$\begin{aligned}
 M_{Lanc_s} &= 0,4 \cdot \left(\frac{6 \cdot E_c \cdot I_n}{L_n^2} \cdot y + 1 \cdot \frac{2 E_c \cdot I_n}{L_n^2} \cdot \varphi \right) \\
 &= 0,4 \cdot \left(\frac{6 \cdot 38007,486000000}{3600^2} \cdot 0,366 + \frac{2 \cdot 38007,486000000}{3600^2} \cdot 0,63 \cdot 10^{-3} \right) \\
 &= 1\,252\,668,9 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

6.3.3 Nội lực do nhiệt độ thay đổi:

Dưới tác dụng biến dạng dọc trục do tác động của nhiệt độ sẽ gây ra lực kéo hoặc nén trong bản nổi

$$\Delta = \alpha \cdot L \cdot \Delta t \quad (\text{mm})$$

Trong đó: α : H số giãn nở nhiệt. Với bê tông thường $\alpha = 10,8 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

L: khoảng cách cố định từ tâm chuỗi đến mặt cắt cần xác định chuyển vị

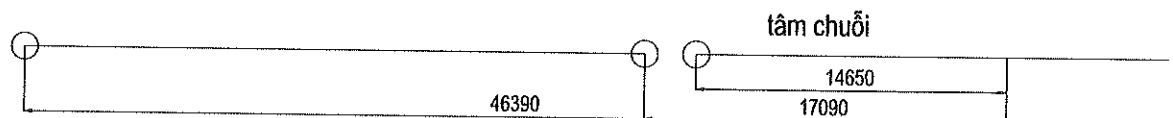
$$\Delta T = t_2 - t_1 = 29 - 15 = 14 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\text{Lực dọc tác dụng: } N_i = \tau \cdot A_b = \frac{\Delta_i \cdot G \cdot A_b}{h_b}$$

Trong đó: G: mô đun đàn hồi của gối cao su, $G = 0,8 \text{ N/mm}^2$

A_b : diện tích tiếp xúc của gối cầu, $A_b = 250 \times 450 = 112\,500 \text{ mm}^2$

h_b : bề dày gối cao su, $h_b = 52 \text{ mm}$



Bảng 6.1: Nội lực do nhiệt độ

Vị trí	L mm	Δ_i mm	N_i N
1	46390	7.01	12132.69
2	17090	2.58	4465.38
3	18650	2.22	3842.31

Lực dọc xét trên Bn:

$$N_B = \frac{n \cdot \sum N_i \cdot B_n}{B_{tc}} = \frac{6 \cdot (12132,69 + 4465,38 + 3842,31) \cdot 1000}{15100} = 8\,122,01 \text{ N}$$

6.3.4 Nội lực do lực hãm xe:

Lực hãm phanh trên một chuỗi dầm:

$$BR = 25\%.m.n.\Sigma P_i$$

Trong đó: m: Hệ số làn xe, $m=0,85$ (xếp 3 làn xe)

n: Số làn xe, $n=3$

P_i : tải trọng trục xe

$$BR = 25\%.m.n.\Sigma P_i = 25\%.0,85.3.(2.94250 + 22750) = 134\,671,88 \text{ N}$$

$$\text{Lực dọc tác dụng vào bản: } N_{BR} = \frac{BR.B_n}{B} = \frac{134\,671,88.1000}{15100} = 8\,918,67 \text{ N}$$

6.3.5 Nội lực do tĩnh tải:

a. Do TLBT bản liên tục nhiệt:

$$DC2'' = \gamma_c.B_n.H_n = 2,5.10^{-5}.1000.(180-5) = 4,38 \text{ N/mm}$$

Giá trị moment tại ngàm:

$$M_f^{DC2''} = -\frac{DC2''.L_n^2}{12} = -\frac{4,38.3600^2}{12} = 4\,730\,400 \text{ Nmm}$$

Giá trị moment tại giữa nhịp

$$M_m^{DC2''} = \frac{DC2''.L_n^2}{24} = \frac{4,38.3600^2}{24} = 2\,365\,200 \text{ Nmm}$$

Giá trị lực cắt tại ngàm:

$$V_f^{DC2''} = \frac{DC2''.L_n}{2} = \frac{4,38.3600}{2} = 7884 \text{ N}$$

b. Do TLBT lớp phủ :

$$DC2'' = \gamma_c.B_n.H_{DW} = 2,25.10^{-5}.1000.70 = 1,58 \text{ N/mm}$$

Giá trị moment tại ngàm:

$$M_f^{DW} = -\frac{DW.L_n^2}{12} = -\frac{1,58.3600^2}{12} = 1\,701\,000 \text{ Nmm}$$

Giá trị moment tại giữa nhịp

$$M_m^{DW} = \frac{DW.L_n^2}{24} = \frac{1,58.3600^2}{24} = 850\,500 \text{ Nmm}$$

Giá trị lực cắt tại ngàm:

$$V_f^{DW} = \frac{DW.L_n}{2} = \frac{1,58.3600}{2} = 2835 \text{ N}$$

6.3.6 Nội lực do hoạt tải:

Bề rộng của dải bản:

$$SW^+ = 660 + 0,55.L_n = 660 + 0,55.3600 = 2640 \text{ mm}$$

$$SW^- = 1220 + 0,255.L_n = 1220 + 0,255.3600 = 2120 \text{ mm}$$

$$\text{Tải trọng trực tính toán: } P'_0 = \frac{0,65.145000}{2} = 47125 \text{ N}$$

Giá trị moment tại vị trí ngàm:

$$\begin{aligned} M_u^{LL} &= 1,75 \cdot \left[(1 + IM) \cdot \frac{m.P'_0.L_n}{8} + m \cdot \frac{q.L_n^2}{24} \right] \cdot \frac{1}{SW^-} \cdot B_n \\ &= 1,75 \cdot \left[(1 + 0,75) \cdot \frac{1,2.47125.3600}{8} + 1,2 \cdot \frac{9,3.3600^2}{24} \right] \cdot \frac{1000}{2120} = 41735456,96 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_s^{LL} &= \left[(1 + IM) \cdot \frac{m.P'_0.L_n}{8} + m \cdot \frac{q.L_n^2}{24} \right] \cdot \frac{1}{SW^-} \cdot B_n \\ &= \left[(1 + 0,75) \cdot \frac{1,2.47125.3600}{8} + 1,2 \cdot \frac{9,3.3600^2}{24} \right] \cdot \frac{1000}{2120} = 23\,848\,832,55 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Giá trị moment tại vị trí giữa nhịp:

$$\begin{aligned} M_u^{LL} &= -1,75 \cdot \left[(1 + IM) \cdot \frac{m.P'_0.L_n}{8} + m \cdot \frac{q.L_n^2}{12} \right] \cdot \frac{1}{SW^+} \cdot B_n \\ &= -1,75 \cdot \left[(1 + 0,75) \cdot \frac{1,2.47125.3600}{8} + 1,2 \cdot \frac{9,3.3600^2}{12} \right] \cdot \frac{1000}{2640} = 37\,509\,609,38 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

6.4 Tính toán cốt thép bản liên tục nhiệt:

6.4.1 Nội lực tính toán:

Trường hợp 1:

.Moment do chuyển vị góc và uốn do hoạt tải và tĩnh tải giai đoạn 2

.Moment do tĩnh tải phần 2

$$\begin{aligned} M_u &= 14\,822,73 + 13\,860\,999,9 + 2\,192\,170,59 + 1,25.4730400 + 1,5.1701000 \\ &= 24\,532\,493,22 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

.Nội lực do lực hãm BR

.Nội lực do tác dụng của nhiệt độ

$$N = N_B + N_{BR} = 17\,040,68 \text{ N}$$

Trường hợp 2:

.Moment do chuyển vị góc và uốn do hoạt tải và tĩnh tải giai đoạn 2

.Moment do tĩnh tải phần 2 và hoạt tải

$$\begin{aligned} M_u &= 14\,822,73 + 13\,860\,999,9 + 2\,192\,170,59 + 1,25 \cdot 4730400 + 1,5 \cdot 1701000 \\ &\quad + 41735456,96 \\ &= 66\,267\,950,18 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_s &= 10\,489,93 + 4\,526\,040,79 + 1\,252\,668,9 + 4730400 \\ &\quad + 1701000 + 23\,848\,832,55 = 36\,069\,432,17 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

.Nội lực do lực hãm BR

.Nội lực do tác dụng của nhiệt độ

$$N = N_B + N_{BR} = 17\,040,68 \text{ N}$$

Nhận thấy tổ hợp nội lực ở TH 2 gây ra hiệu ứng lớn nhất, nên chọn làm giá trị tính toán.

6.4.2 Tính toán cốt thép:

_ Tiết diện tính toán: $b \times h' = 1000 \times 180 \text{ mm}$

_ Khoảng cách từ mép ngoài bê tông chịu kéo đến trọng tâm cốt thép $a = 30 \text{ mm}$

_ Chọn 18d18 để bố trí cho bản liên tục nhiệt, với $A_s = 1458 \text{ mm}^2$

_ Chiều cao làm việc: $d_s = h - a = 180 - 30 - \frac{18}{2} = 141 \text{ mm}$.

_ Chiều cao vùng nén thực tế:

$$c = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} = \frac{1458 \cdot 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 0,80 \cdot 1000} = 25,73 \text{ mm}$$

Ta có: $\frac{c}{d_s} = \frac{25,73}{141} = 0,19 < 0,42$ nên thỏa hàm lượng cốt thép tối đa

_ Chiều cao vùng nén qui ước: $a = \beta_1 \cdot c = 0,8 \cdot 25,73 = 20,58 \text{ mm}$

_ Hàm lượng cốt tối thiểu:

$$A_{smin} = 0,03 \cdot b \cdot h \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0,03 \cdot 1000 \cdot 180 \cdot \frac{35}{420} = 450 \text{ mm}^2$$

Ta có $A_s > A_{smin}$ nên thỏa mãn hàm lượng cốt thép tối thiểu

Kiểm tra điều kiện:

$$M_u \leq \phi \cdot M_n \left(1 - \frac{P_u}{\phi \cdot P_n} \right)$$

_ Moment kháng uốn danh định:

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = 1458.420 \left(141 - \frac{20,58}{2} \right) = 80\,040\,494,96 \text{ Nmm}$$

$$P_n = (A_s + A_s) \cdot f_y = 2 \cdot 1458.420 = 1\,224\,720 \text{ N}$$

$$P_u = N = 17\,040,68 \text{ N}$$

$$\Rightarrow \phi \cdot M_n \left(1 - \frac{P_u}{\phi \cdot P_n} \right) = 0,9 \cdot 80\,040\,494,96 \cdot \left(1 - \frac{17\,040,68}{0,9 \cdot 1\,224\,720} \right) = 70\,922\,766,86 \text{ Nmm}$$

$$M_u = 66\,267\,950,18 \text{ Nmm} \leq \phi \cdot M_n \left(1 - \frac{P_u}{\phi \cdot P_n} \right) \text{ nên thỏa mãn điều kiện}$$

6.5 Kiểm toán ở TTGH sử dụng:

Điều kiện:

$$f_s \leq f_{sa}$$

Trong đó:

+ f_s : ứng suất kéo trong cốt thép.

+ f_{sa} : ứng suất cho phép trong thanh cốt thép.

$$\text{__ Ứng suất kéo cho phép trong thanh cốt thép } f_{sa} = \min \left(0,6 \cdot f_y; \frac{Z}{(d_c \cdot A_c)^{\frac{1}{3}}} \right) :$$

Trong đó:

+ Z : thông số phụ thuộc vào môi trường, chọn $Z=2300 \text{ N/mm}$ đối với khí hậu khắc nghiệt.

+ d_c : khoảng cách từ trọng tâm của lớp thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài bê tông chịu kéo, $d_c = 39 \text{ mm}$

+ A_c : diện tích bê tông trung bình bọc quanh 1 thanh thép chịu kéo

$$A_c = \frac{(a_1 + a_2).b}{n} = \frac{(39 + 39).100}{18} = 4333,3 \text{ mm}^2.$$

Vậy ứng suất kéo cho phép:

$$f_{sa} = \min \left(0,6.f_y; \frac{Z}{(d_c.A_c)^{\frac{1}{3}}} \right) = \min \left(0,6.420; \frac{23\,000}{(39.4333,3)^{\frac{1}{3}}} \right) = \min(252; 416) = 252 \text{ MPa}.$$

— Ứng suất kéo trong cốt thép $f_s = \frac{M_s}{I_{cr}}.(d_s - x).n$:

Trong đó:

+ M_s : moment tính toán ở TTGH sử dụng $M_s = 36\,069\,432,17 \text{ Nmm}$.

+ n : tỷ số quy đổi thép về bê tông, $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.10^5}{31\,798,93} = 6,29$

+ d_s : chiều cao làm việc của tiết diện, $d_s = 141 \text{ mm}$.

+ x : khoảng cách từ trục trung hòa đến mép chịu nén của bê tông

$$x = n \cdot \frac{A_s}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2.d_s.b}{n.A_s}} - 1 \right) = 6,29 \cdot \frac{1458}{1000} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2.141.1000}{6,29.1458}} - 1 \right) = 42,5 \text{ mm}.$$

+ I_{cr} : moment quán tính của tiết diện

$$I_{cr} = \frac{b.x^3}{3} + n.A_s.(d_s - x)^2 = \frac{1000.42,5^3}{3} + 6,29.1458.(141 - 42,5)^2 = 114\,566\,130 \text{ mm}^4.$$

$$\text{Vậy } f_s = \frac{M_s}{I_{cr}}.(d_s - x).n = \frac{36\,069\,432,17}{114\,566\,130} \cdot (141 - 42,5) \cdot 6,29 = 195,06 \text{ MPa}$$

Ta có: $f_s = 195,06 \text{ MPa} < f_{sa} = 252 \text{ MPa}$ nên thỏa mãn điều kiện về vết nứt.

CHƯƠNG 6: THIẾT KẾ BẢN LIÊN TỤC NHIỆT	174
6.1 Giới thiệu về bản liên tục nhiệt:	174
6.2 Số liệu thiết kế:	175
6.3 Tính toán nội lực:.....	175
6.3.1 Moment do chuyển vị góc và chuyển vị uốn do tĩnh tải GĐ 2:	175
6.3.2 Moment do chuyển vị góc và uốn do hoạt tải:	177
6.3.2.1 Do xe 2 trục:.....	177
6.3.2.2 Do xe 3 trục:.....	178
6.3.2.3 Do tải trọng làn:.....	180
6.3.3 Nội lực do nhiệt độ thay đổi:	181
6.3.4 Nội lực do lực hãm xe:	182
6.3.5 Nội lực do tĩnh tải:	182
6.3.6 Nội lực do hoạt tải:.....	183
6.4 Tính toán cốt thép bản liên tục nhiệt:.....	183
6.4.1 Nội lực tính toán:	183
6.4.2 Tính toán cốt thép:	184
6.5 Kiểm toán ở TTGH sử dụng:.....	185

DANH MỤC CÁC HÌNH ẢNH

Hình 6.1: MỘT SỐ CẤU TẠO BẢN NỐI.....	174
Hình 6.1: Sơ đồ tính moment do chuyển vị góc và chuyển vị uốn GĐ 1.....	176
Hình 6.2: Sơ đồ tính moment do chuyển vị uốn và góc của xe 2 trục	177
Hình 6.3: Sơ đồ tính moment do hoạt tải.....	178
Hình 6.4: Sơ đồ tính tải moment do tải trọng làn.....	180

CHƯƠNG 7: THIẾT KẾ MÓ CẦU

7.1 Số liệu thiết kế:

_ Cường độ bê tông : $f'_c = 35 \text{ MPa}$.

_ Khối lượng riêng bê tông : $\gamma_c = 2,5 \cdot 10^{-5} \text{ N / mm}^3$.

_ Mô đun đàn hồi bê tông:

$$f'_c = 35 \text{ MPa} \Rightarrow E_c = 0,0043 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f'_c} = 0,043 \cdot 2500^{1,5} \cdot \sqrt{35} = 31\,798,93 \text{ MPa}.$$

_ Cốt thép sử dụng có $f_y = 420 \text{ MPa}$

_ Mô đun đàn hồi cốt thép $E_s = 200000 \text{ MPa}$

_ Hệ số điều chỉnh tải trọng ở TTGH cường độ 1:

$$\eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I \geq 0,95 \text{ (A1.4.2.1-2)}$$

Trong đó:

+ Hệ số xét đến tính dẻo : $\eta_D = 0,95$.

+ Hệ số xét đến tính dư thừa : $\eta_R = 0,95$.

+ Hệ số xét đến tính quan trọng : $\eta_I = 1,05$.

Vậy hệ số điều chỉnh tải trọng $\eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 0,95 \cdot 0,95 \cdot 1,05 = 0,95$

_ Hệ số tải trọng ở TTGH cường độ 1:

$$\gamma_{DC} = 1,25 \quad \gamma_{DW} = 1,5 \quad \gamma_{LL} = 1,75$$

_ Hệ số xung kích ở TTGH cường độ 1 và sử dụng: $1 + IM = 1 + 0,33$

_ Số lượng dầm chính, $n = 6$ dầm

_ Mức nước thấp nhất : $+23,32 \text{ m}$

_ Mức nước cao nhất : $+30,13 \text{ m}$

_ Mức nước thông thuyền : $+27,6 \text{ m}$

7.2 Tải trọng tác dụng lên mô:**7.2.1 Tĩnh tải:****7.2.1.1 Tĩnh tải của kết cấu phần trên:**

Theo số liệu đã được tính toán từ Chương 4: Thiết Kế Dầm Chính

DC1	DC2'	DC2''	DC3	DW
18,54	74,35	1,56	9,88	18,11

(Đơn vị: N/mm)

Một nửa tĩnh tải kết cấu nhịp tác dụng lên mô

.Trọng lượng bản thân dầm chính:

$$DC' = n.DC1.0,5.\left(\frac{1}{2}.L.1\right) = 6.18,54.0,5.\left(\frac{1}{2}.30000.1\right) = 834\,300\text{ N}$$

.Trọng lượng bản thân bản mặt cầu, lan can, lề bộ hành:

$$\begin{aligned} DC'' &= (DC2' + DC2'' + DC3).0,5.\left(\frac{1}{2}.L.1\right) \\ &= (74,35 + 1,56 + 9,88).0,5.\left(\frac{1}{2}.30000.1\right) = 643\,425\text{ N} \end{aligned}$$

Phản lực tác dụng lên gối

.Do tổng tĩnh tải một nửa kết cấu nhịp

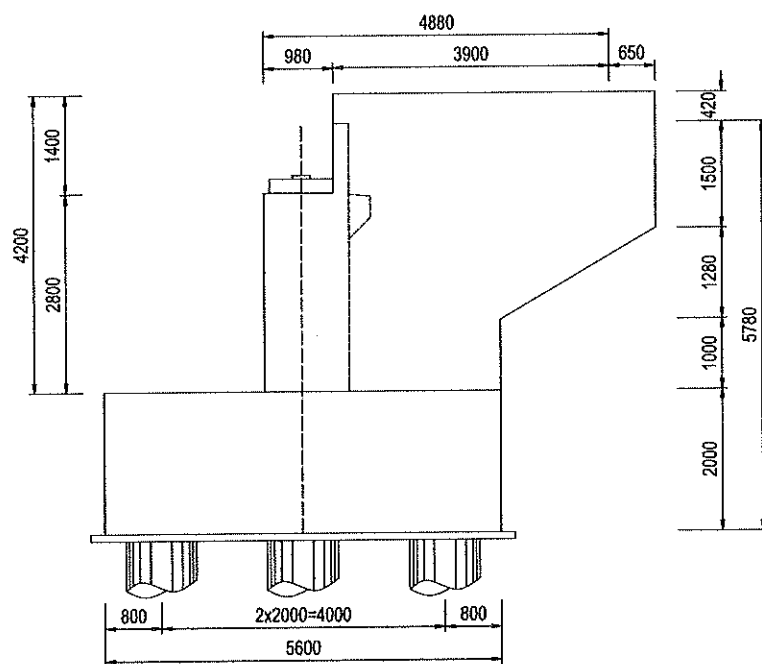
$$DC = DC' + DC'' = 1\,070\,460 + 836\,390,04 = 1\,906\,850,04\text{ N}$$

.Do trọng lượng lớp phủ:

$$DW = DW.0,5.\frac{1}{2}.L.1 = 18,11.0,5.\frac{1}{2}.38000.1 = 172\,068,75\text{ N}$$

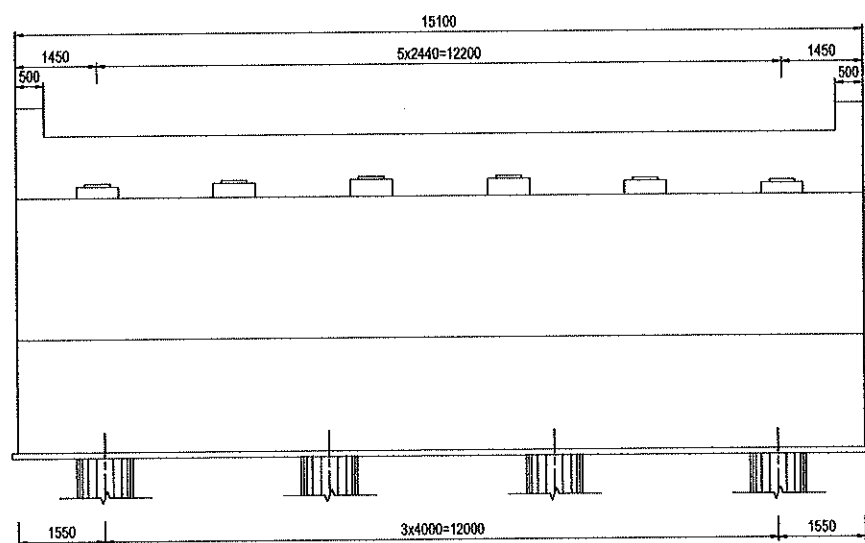
$$\text{.Tổng cộng: } DC + DW = 1\,906\,850,04 + 172\,068,75 = 2\,078\,918,79\text{ N}$$

7.2.1.2 Kích thước hình học mô cầu:



MẶT CHÍNH MÓ

TL 1:80



Hình 7.1: Kích thước hình học mố

Bảng 7.1: Kích thước hình học trụ cầu:

Kết cấu	Ký hiệu	Giá trị (m)
Chiều rộng bề mố (dọc cầu)	a1	5.6
Bề rộng tường cánh (phần dưới)	a2	2.13
Bề dày tường thân	a3	1.2
Khoảng cách từ tường thân đến mép ngoài bề	a4	2.27
Bề rộng tường cánh (phần đuôi)	a5	2.2
Bề rộng tường cánh (toàn bộ)	a6	4.55

Bề rộng tường tai	a7	0.98
Bề dày tường đầu	a8	0.3
Kích thước phần đỡ bản dẫn	a9	0.3
Khoảng cách từ tim gối đến mép ngoài tg.thân	a10	0.53
Kích thước đá kê gối theo phương dọc cầu	a11	0.9
Chiều rộng đất đắp trước móng	a12	0
Chiều dày bệ móng	b1	2
Kích thước tường cánh (phần 1)	b2	1
Kích thước tường cánh (phần 2)	b3	1.28
Kích thước tường cánh (phần 3)	b4	1.5
Chiều cao móng (từ đáy bệ đến đỉnh tường đầu)	b5	75.8
Chiều cao tường thân	b6	2.8
Chiều cao tường đầu	b7	1.4
Tổng chiều cao tường thân và tường đầu	b8	4.2
Chiều cao đá kê gối	b9	0.2
Kích thước mẫu đỡ bản quá độ	b11	0.3
Chiều cao tai che	htt	1
Chiều rộng tai che	btt	0.98
Phương ngang cầu		
Bề dày tường cánh	c1	0.5
Chiều rộng bệ móng	c2	15.1
Chiều rộng móng	c3	15.1
Bề rộng đá kê gối	c4	0.9
Số lượng đá kê gối	ng	6
Chiều rộng móng chịu tác dụng của đất phía sau	c5	14,1

7.2.1.3 Nội lực do TLBT móng

Tính tải do TLBT $P = V \cdot \gamma_c$ với $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Bảng 7.2: Trọng lượng bản thân móng

Tên kết cấu	Công thức	V (m ³)	P (kN)
Bệ móng	$V_{P1} = b1 \cdot a1 \cdot c2$	169.12	4228.00
Tường thân	$V_{P2} = a3 \cdot b6 \cdot c3$	50.74	1268.40
Tường đỉnh	$V_{P3} = a8 \cdot b7 \cdot c3$	6.34	158.55

Mẫu đỡ bản quá độ		$V_{P4}=(b_{11}+a_9/2).a_9.(c_3-2.c_1)$	1.90	47.59
Tường cánh	Thân	$V_{P5'}=2.(b_2+ b_3 + b_4).a_2.c_1$	8.05	201.29
	Vút	$V_{P5''}=2.(0,5.b_3 + b_4).a_5.c_1$	4.71	117.70
Đá kê gối		$V_{P6}=n_g.(a_{11}.b_9.c_4)$	0.97	24.30
Tường tai		$V_{P7}=2.(h_{tt}.b_{tt}.t_{tt})$	0.29	7.25
			Tổng	6053.07

Moment do TLBT mố: $M=P.e$

Với e là độ lệch tâm của điểm đặt lực so với trục trung hòa của mặt cắt cần tính

Qui ước dấu “+” bên phải trục, dấu “-” bên trái trục

Bảng 7.3: Moment lệch tâm do tĩnh tải mố xét tại m/c A-A

Kết cấu		Mặt cắt A-A		
		P (kN)	e(m)	M _x (kNm)
Bệ mố	P1	4228.00	0.00	0.00
Tường thân	P2	1268.40	0.07	88.79
Tường đỉnh	P3	158.55	0.56	88.79
Mẫu đỡ bản quá độ	P4	47.59	0.82	39.02
Tường cánh	P5'	201.29	1.74	349.23
	P5''	117.70	3.90	459.03
Đá kê gối	P6	24.30	0.00	0.00
Tường tai	P7	7.25	0.00	0.00
Tổng		6053.07		1024.86

Moment lệch tâm do tĩnh tải mố xét tại m/c B-B

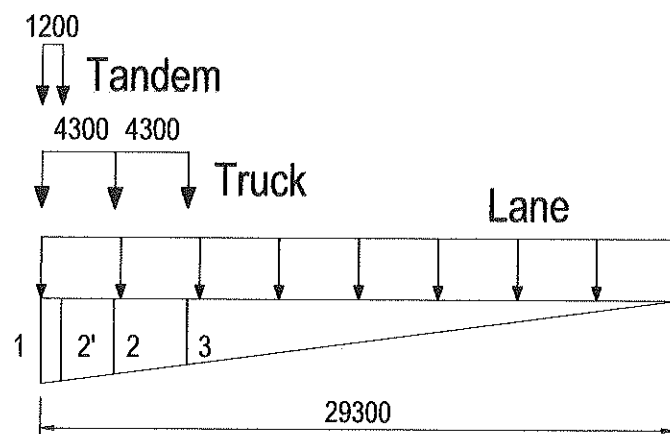
Kết cấu		Mặt cắt B-B		
		P (kN)	e(m)	M _x (kNm)
Tường thân	P2	1268.40	0.00	0.00
Tường đỉnh	P3	158.55	0.49	77.69
Mẫu đỡ bản quá độ	P4	47.59	0.75	35.69
Tường cánh	P5'	201.29	1.67	335.14
	P5''	117.70	3.69	434.31
Đá kê gối	P6	24.30	-0.07	-1.70
Tường tai	P7	7.25	-0.25	-1.81
Tổng		556.67		879.32

Bảng 7.4: Moment lệch tâm do tĩnh tải mố xét tại m/c C-C

7.2.2 Hoạt tải :

Kết cấu		Mặt cắt C-C		
		P (kN)	e(m)	M _x (kNm)
Tường đỉnh	P3	158.55	0.00	0.00
Mẫu đỡ bản quá độ	P4	47.59	0.26	12.37
Tổng		206.14		12.37

7.2.2.1 Hoạt tải xe và tải trọng làn:



Hình 7.2: Sơ đồ tính phản lực do hoạt tải

Bảng 7.5: Giá trị tung độ do hoạt tải

TẢI TRỌNG	TUNG ĐỘ	GIÁ TRỊ	V(N)
TRUCK	1.00	1.00	94250.00
	2.00	0.85	80395.25
	3.00	0.71	16084.25
TANDEN	1.00	1.00	71500.00
	2.00	0.96	68568.50
LANE	DTICH	14650.00	136245.00

Nhận thấy hiệu ứng do hoạt tải xe 3 trục gây ra là lớn nhất

Phản lực do hoạt tải xe và tải trọng làn

$$\begin{aligned}
 LL + IM &= n.m.((1 + IM).V_{Truck} + V_{Lane}) \\
 &= 3.0,85.((1 + 0,23).(94250 + 80395,25 + 16084,25) + 136245) \\
 &= 994\,283,85\text{ N} = 994,283\text{ kN}
 \end{aligned}$$

7.2.2.2 Tải trọng bộ hành:

$$PL = n_{ng} \cdot K \cdot PL \cdot \frac{L_u}{2}$$

Trong đó:

.PL: Tải trọng bộ hành, $PL=3.10^{-3}$ N/mm

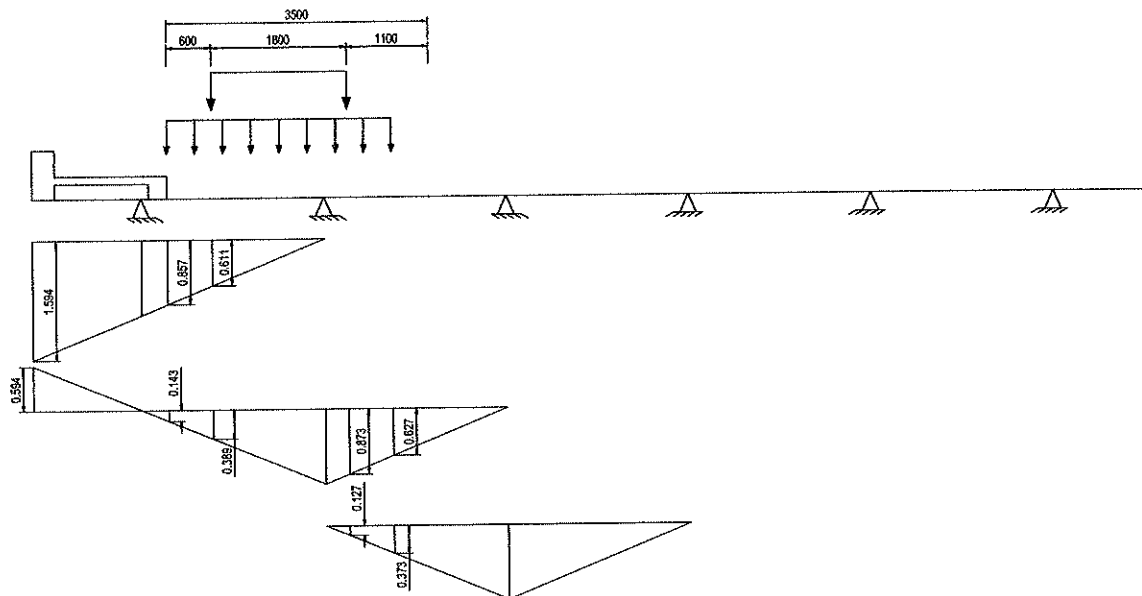
. n_{ng} : Số làn bộ hành, $n_{ng}=2$

.K: Bề rộng làn bộ hành, $K=1,5m$

$$PL = n_{ng} \cdot K \cdot PL \cdot \frac{L_u}{2} = 2 \cdot 1500 \cdot 3 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{29300}{2} = 131\,850\,N$$

7.2.2.3 Moment sinh ra do hoạt tải:

Nhận thấy trường hợp đặt một làn xe và trên cả 2 nhịp lệch tâm lớn nhất nên chọn trường hợp này để tính toán



Hình 7.3: Đường ảnh hưởng hoạt tải

Phản lực do tải trọng bộ hành khi xếp 1 bên

$$R_{PL} = PL \cdot K \cdot \frac{L_u}{2} = 3 \cdot 1,2 \cdot \frac{29,3}{2} = 52,74\,kN$$

Phản lực do tải trọng xe 3 trục:

$$R_{Truck} = P1 \cdot y_1 + P2 \cdot y_2 + P3 \cdot y_3 = 94,25 \cdot 1 + 94,25 \cdot 0,85 + 22,75 \cdot 0,71 = 190,73\,kN$$

Phản lực do tải trọng làn:

$$R_{Lane} = q \cdot \frac{1}{2} \cdot L_{tt} \cdot 1 = 9,3 \cdot \frac{1}{2} \cdot 29,3 \cdot 1 = 136,25 \text{ kN}$$

Ta có công thức:

$$V_{Lane}^L = V_{Lane}^R = \frac{m \cdot R_{Lane} \cdot \Omega_{Lane}}{3}$$

$$V_{PL}^L = V_{PL}^R = \frac{m \cdot R_{PL} \cdot \Omega_{PL}}{1,25}$$

$$V_{Truck}^L = m \cdot R_{Truck}^L \cdot 0,5 \cdot (y_1 + y_2) ; V_{Truck}^R = m \cdot R_{Truck}^R \cdot 0,5 \cdot (y_1 + y_2)$$

Bảng 7.6: Moment lệch tâm do hoạt tải

Gối	1.00	2.00	3.00
Độ lệch tâm e (m)	6.10	3.66	1.22
Xe	0.61	0.39	0.13
	0.00	0.87	0.00
Làn Ω_{Lane}	0.90	2.02	0.15
PL Ω_{PL}	1.83	0.00	0.00
V_{lane}	49.05	110.09	8.17
V_{PL}	64.45	0.00	0.00
V_{Truck}	69.92	144.42	14.53
Tổng V (kN)	183.42	254.51	22.71
$M_{yi} = \sum V_i \cdot e$ (kNm)	1118.85	931.49	27.70
Tổng moment $\sum M_{yi}$ (kNm)	2078.05		

Lực hãm xe BR:

Lấy bằng 25% trọng lượng các trục xe tải hay xe 2 trục thiết kế trên tất cả các làn xe chạy cùng một hướng hoặc 5% tải trọng làn và xe. Lực hãm xe nằm ngang theo phương dọc cầu và cách mặt cầu 1,8m

$$\begin{aligned} BR &= m \cdot n \cdot 25\% \cdot \sum P_{Truck} \\ &= 0,85 \cdot 3 \cdot 25\% \cdot (2.94 \cdot 250 + 22 \cdot 750) = 134 \cdot 670,75 \text{ N} = 134,67 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} BR &= \sum P_{Truck} + Lane \cdot 5\% \\ &= 190,73 + (0,05 \cdot 136,25) = 145,78 \text{ kN} \end{aligned}$$

Bảng 7.7: Lực hãm xe khi xét đến mặt cắt A-A, B-B

Mặt cắt	Công thức e	e (m)	BR (kN)	M _x (kNm)
A-A	$b_1+b_6+b_9+h_{pt}-0.65+1,8$	7.78	145.78	1134.18
B-B	$b_6+b_9+h_{pt}-0.65+1,8$	5.78	145.78	842.62

Lực ma sát FR:

Lực ma sát gối cầu được xác định dựa trên cơ sở giá trị cực đại của hệ số ma sát giữa các mặt trượt. FR được xác định như sau:

$$FR = f_{\max} \cdot N \quad (N)$$

Trong đó:

$f_{\max}$: Hệ số ma sát giữa bê tông và gối cầu (di động), $f_{\max}=0,3$

N : phản lực gối do tĩnh tải và hoạt tải (không kể xung kích gây ra)

$$N = N_{tt} + N_{ht}$$

$$N_{tt} = DC + DW = 1\,613\,550\,N$$

$$N_{ht} = m.n.(V_{Truck} + V_{Lane})$$

$$= 0,85.3.[144,42 + 110,09] = 648,9\,KN = 648\,901,16\,N$$

$$\Rightarrow N = 1\,613\,550,0 + 648\,991,16 = 2\,262\,541\,N = 2\,262,54\,kN$$

$$\text{Vậy lực ma sát } FR = f_{\max} \cdot N = 0,3.2\,262,54 = 678,76\,kN$$

Bảng 7.8: Lực ma sát khi xét đến các mặt cắt

Mặt cắt	Công thức e	e (m)	FR (kN)	M _x (kNm)
A-A	$b_1+b_6+b_9=2+2.8+0,2$	5.00	678.76	3393.81
B-B	$b_6+b_9=2.8+0.2$	3.00	678.76	2036.29

7.2.3 Lực ly tâm CE:

Lực ly tâm được lấy bằng tích số của tải trọng trục của xe thiết kế với hệ số C

Do bán kính cong của làn xe lớn nên hệ số C gần bằng 0

Lực ly tâm CE=0

7.2.4 Tải trọng gió WS, WL:

7.2.4.1 Tải trọng gió tác động lên công trình WS:

a.Tải trọng gió dọc:

Đối với mô, trụ kết cấu phần trên là giàn hay các dạng kết cấu khác có một bề mặt cản gió song song với trục dọc của kết cấu thì phải xét tải trọng gió dọc, vì vậy ở đây ta không phải tính đến tải trọng gió dọc.

b. Tải trọng gió ngang P_D :

Tải trọng gió ngang được lấy theo chiều tác dụng nằm ngang và đặt tại trọng tâm của các phần diện tích thích hợp:

$$P_D = 0,0006.V^2.A_t.C_d \geq 1,8.A_t \text{ kN}$$

Trong đó:

.V: tốc độ gió thiết kế, $V=V_B.S$

V_B : tốc độ gió giật cơ bản trong 3 giây với chu kỳ 100 năm, theo Bảng 13.8.1-TCVN 11823:2017, chọn vùng gió II nên $V_B=45\text{m/s}$

S: hệ số điều chỉnh với khu đất chịu gió, theo Bảng 14 TCVN 11823-2017 với độ cao mặt cầu 10m và ở khu vực mặt thoáng nước nên $S=1,09$

Vậy tốc độ gió thiết kế $V=45.1,09=49,05 \text{ m/s}$

. C_d : hệ số cản, phụ thuộc vào tỷ số $b/d=15100/3385=5,01$

b: chiều rộng toàn bộ cầu giữa các bề mặt lan can, $b=15100\text{mm}$

d: chiều cao toàn bộ KCPT bao gồm lan can đặc $d=1400+180+650=2230\text{mm}$

Vậy $b/d=15100/2230=6,77$. Tra toán đồ Hình 3.8.1.2.1.1 ta được $C_d=1,33$

. A_t : diện tích hay cấu kiện phải tính tải trọng gió ngang (m^2)

Ta xét thêm tải trọng gió khi tốc độ gió là 25m/s

Bảng 7.9: Độ lệch tâm và diện tích chịu tải trọng gió khi xét mặt cắt A-A, B-B

Kết cấu	Công thức e	e (m)	A-A	B-B
Trụ	$b1+0,5.(b2+b3+h4)$	3.89	3.89	1.89
KCPT	$b1+b2+b3+b4+hpt/2$	6.60	6.60	4.60
Kết cấu	Công thức A_t	$A_t (\text{m}^2)$		
Trụ	$a6.(b2+b3+b4)+a7.b6-0,5.(2.b2+b3).2,2$	16.34		
KCPT	$hpt.L.0,5$	24.45		

Bảng 7.10: Tải trọng gió ngang khi xét đến mặt cắt A-A

K/C	$1,8.A_t$ (kN)	P_D (kN)	M_y (kNm)	P_{D25} (kN)	M_{y25} (kNm)
Trụ	29.40	31.36	122.00	8.15	31.69
KCPT	44.01	46.94	309.58	12.19	80.42

Tổng	78.30	431.58	20.34	112.11
------	-------	--------	-------	--------

Bảng 7.11: Tải trọng gió ngang khi xét đến mặt cắt B-B

K/C	1,8.At (kN)	P _D (kN)	M _y (kNm)	P _{D25} (kN)	M _{y25} (kNm)
Trụ	29.40	31.36	59.27	8.15	15.40
KCPT	44.01	46.94	215.70	12.19	56.03
Tổng		78.30	274.97	20.34	71.43

7.2.4.2 Tải trọng gió tác động lên xe cộ W_L:**a. Gió ngang:**

Áp lực gió ngang tác dụng lên xe cộ lấy bằng 1,5kN/m, tác dụng theo hướng nằm ngang, ngang với tim dọc kết cấu và đặt cách mặt đường 1,8m

$$W_{L_N} = 1,5 \cdot \frac{L}{2} = 1,5 \cdot \frac{30}{2} = 22,5 \text{ kN}$$

Với L: chiều dài toàn dầm

Bảng 7.12: Tải trọng gió ngang tác động vào xe cộ

Mặt cắt	Công thức e	e (m)	W _{L_N} (kN)	M _y (kNm)
A-A	b1+b6+b9+hpt- 0,65+1,8	7.78	22.50	175.05
B-B	b6+b9+hpt- 0,65+1,8	5.78	22.50	130.05

b. Gió dọc

Áp lực gió ngang tác dụng lên xe cộ lấy bằng 0,75kN/m, tác dụng theo hướng nằm ngang, song song với tim dọc kết cấu và đặt cách mặt đường 1,8m

$$W_{L_D} = 0,75 \cdot \frac{L}{2} = 0,75 \cdot \frac{30}{2} = 11,25 \text{ kN}$$

Bảng 7.13: Tải trọng gió dọc tác động vào xe cộ

Mặt cắt	Công thức e	e (m)	W _{L_D} (kN)	M _y (kNm)
A-A	b1+b6+b9+hpt- 0,65+1,8	7.78	11.25	87.53
B-B	b6+b9+hpt- 0,65+1,8	5.78	11.25	65.03

Nội lực do áp lực đất EH, LS:

Chọn đất đắp phía sau móng có các chỉ tiêu như sau:

Trọng lượng riêng của đất đắp $\gamma = 1800 \text{ kG / m}^3 = 17,7 \text{ kN / m}^3$

Góc ma sát trong $\varphi' = 28^\circ$

Góc ma sát giữa đất và tường móng $\delta = 22^\circ$

7.2.4.3 Áp lực ngang của đất EH:

Áp lực ngang của đất được tính bằng công thức:

$$EH = \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \cdot \frac{1}{2} \text{ (kN/m)}$$

Lực tập trung : $H_y = EH \cdot c_5 \text{ (kN)}$

Trong đó:

c_5 : Chiều rộng móng chịu tác dụng của đất phía sau, $c_5 = 14,1\text{m}$

γ : Trọng lượng riêng của đất đắp, $\gamma = 17,7 \text{ kN/m}^3$

H : Chiều cao đất đắp tại vị trí cần tính toán

K_a : Hệ số áp lực ngang của đất $K_a = \frac{\sin^2(\theta + \varphi')}{T \cdot \sin^2 \theta \cdot \sin(\theta - \delta)}$

$$\text{Với } T = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi' - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \cdot \sin(\theta + \beta)}} \right] = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(28 + 22) \cdot \sin(28 - 0)}{\sin(90 - 22) \cdot \sin(90 + 0)}} \right] = 2,633$$

$$\Rightarrow K_a = \frac{\sin^2(90 + 28)}{2,633 \cdot \sin^2(90) \cdot \sin(90 - 22)} = 0,319$$

Bảng 7.14: Áp lực ngang của đất EH khi xét đến các mặt cắt

Mặt cắt	H (m)	EH (kN/m)	H_y (kN)	$E=0,4H$	M_x (kNm)
A-A	5.78	94.32	1329.87	-2.31	-3074.66
B-B	3.78	40.34	568.77	-1.51	-859.98
C-C	1.50	6.35	89.56	-0.60	-53.74
D-D	3.78	40.34	40.34	1.51	60.99

Áp lực ngang do hoạt tải sau móng LS:

$$LS = K \cdot h_{eq} \cdot \gamma \cdot H \cdot c_5 \text{ (kN)}$$

Khi hoạt tải đứng sau móng trọng phạm vi bằng với chiều cao tường chắn, tác dụng của hoạt tải có thể lấy bằng lớp đất tương đương có chiều cao h_{eq}

Trong đó:

h_{eq} : Chiều cao lớp đất tương đương phụ thuộc chiều cao tường chắn, nội suy từ Bảng 3-23

.Vị trí đặt hợp lực tại 0,5H

Bảng 7.15: Áp lực ngang do hoạt tải sau mố LS khi xét đến các mặt cắt

Mặt cắt	H (m)	Hheq (m)	LS (kN)	M _x (kNm)
A-A	5.78	0.62	286.22	-827.18
B-B	3.78	0.82	247.37	-467.53
C-C	1.50	1.20	143.30	-107.48
D-D	3.78	0.82	247.37	-467.53

Ngoài áp lực ngang còn xét thêm áp lực thẳng đứng VS do lớp đất tương đương tác dụng đến mặt cắt A-A khi thiết kế mố, với VS được tính như sau

$$VS = h_{eq} \cdot \gamma \cdot L \cdot c_s \quad (\text{kN})$$

L: Chiều dài cột đất tương đương heq gây ra áp lực thẳng đứng đến m/c A-A

$$L = a_1 - a_3 - a_4 = 5,6 - 1,2 - 2,27 = 2,13\text{m}$$

$$\text{Vậy } VS = h_{eq} \cdot \gamma \cdot L \cdot c_s = 0,62 \cdot 2,13 \cdot 17,7 \cdot 1 = 330,65\text{ kN}$$

$$\text{Điểm đặt lực } e = 0,5 \cdot a_1 - 0,5 \cdot a_2 = 1,74\text{m}$$

$$\text{Moment sinh ra: } M_x = VS \cdot e = 330,65 \cdot 1,74 = 573,67\text{ kNm}$$

7.3 Tổ hợp nội lực:

Bảng 7.16: Hệ số tải trọng

	DC	DW	LL	BR	WS	WS25	WL	WL25	EH	FR	LS	VS
SD	1	1	1	1	0,3	0,3	1	1	1	1	1	1
CD1	1,25	1,5	1,75	1,75	0	0	0	0	1,5	1	1,75	1,75
CD2	1,25	1,5	0	0	1,4	0	0	0	1,5	1	0	0
CD3	1,25	1,5	1,35	1,35	0	0,4	0	1	1,5	1	1,35	1,35

7.3.2 Mặt cắt đáy bộ A-A:

Bảng 7.17: Tổ hợp tải trọng mặt cắt A-A

Tải trọng		ΣV kN	ΣH_x kN	ΣH_y kN	ΣM_x kNm	ΣM_y kNm
Tĩnh tải nhịp và mố:DC+DC mố A-A		7530.80			1024.86	
Lớp phủ : DW		135.83			0.00	
Áp lực ngang của đất:EH				1329.87	-3074.66	
Hoạt tải: LL		994.28				2078.05
Tải trọng bộ hành: PL		131.85			0.00	
Lực hãm xe: BR				145.78	1134.18	
Lực ma sát:FR				678.76	3393.81	
Áp lực ngang do hoạt tải sau mố :LS				286.22	-827.18	
Áp lực thẳng đứng do hoạt tải: VS		330.65			573.67	
Gió lên kết cấu:WS (phương ngang cầu)	V_{tk}		78.30			431.58
	V 25m/s		20.34			112.11
Gió lên kết cấu:WS (phương dọc cầu)	V_{tk}			0.00	0.00	
	V 25m/s			0.00	0.00	
Gió lên xe cộ:WL (phương ngang cầu)	V_{tk}					
	V 25m/s		22.50			175.05
Gió lên xe cộ:WL (phương dọc cầu)	V_{tk}					
	V 25m/s			11.25	87.53	

Tổ hợp nội lực mặt cắt A-A ở các TTGH

TTGH	ΣV (kN)	ΣH_x (kN)	ΣH_y (kN)	ΣM_x (kNm)	ΣM_y (kNm)
Sử dụng	9123.40	52.09	2451.88	2312.21	2416.20
Cường độ 1	12166.60	0.00	3429.57	1604.07	2597.56
Cường độ 2	9617.23	109.62	2673.57	62.90	3201.77
Cường độ 3	11583.89	30.64	3256.77	1339.33	2642.40

7.3.3 Mặt cắt đỉnh bộ B-B:

Bảng 7.18: Tổ hợp tải trọng mặt cắt B-B

Tải trọng	ΣV kN	ΣH_x kN	ΣH_y kN	ΣM_x kNm	ΣM_y kNm
Tĩnh tải nhịp và mố:DC+DC mố B-B	2034.3975			879.32	
Lớp phủ : DW	135.83				
Áp lực ngang của đất:EH			568.77	-859.98	
Hoạt tải: LL	994.28				2078.05
Tải trọng bộ hành: PL	131.85				
Lực hãm xe: BR			145.78	842.62	
Lực ma sát:FR			678.76	2036.29	
Áp lực ngang do hoạt tải sau mố :LS			247.37	-467.53	
Gió lên kết cấu:WS (phương ngang cầu)	V_{tk}	78.30			274.97
	V 25m/s	20.34			71.43
Gió lên kết cấu:WS (phương dọc cầu)	V_{tk}		0	0	
	V 25m/s		0	0	
Gió lên xe cộ:WL (phương ngang cầu)	V_{tk}				
	V 25m/s	11.25			130.05
Gió lên xe cộ:WL (phương dọc cầu)	V_{tk}				
	V 25m/s		11.25	65.03	

Tổ hợp nội lực mặt cắt B-B ở các TTGH

TTGH	ΣV (kN)	ΣH_x (kN)	ΣH_y (kN)	ΣM_x (kNm)	ΣM_y (kNm)
Sử dụng	3296.36	40.84	1404.56	2495.74	2312.02
Cường độ 1	4717.47	0.00	1787.03	2501.87	2597.56
Cường độ 2	2746.73	109.62	1531.92	1845.47	2982.52
Cường độ 3	4267.02	19.39	1739.97	2416.86	2626.13

7.3.4 Mặt cắt tường đỉnh C-C:

Bảng 7.19: Tổ hợp tải trọng mặt cắt C-C

Tải trọng	ΣV kN	ΣH_x kN	ΣH_y kN	ΣM_x kNm	ΣM_y kNm
Tĩnh tải DC mố C-C	1683.86			-53.74	
Áp lực ngang của đất:EH			89.56	-40.4	
Áp lực ngang do hoạt tải sau mố :LS			143.30	-107.48	

Bảng 7.20: Tổ hợp nội lực mặt cắt C-C ở các TTGH

TTGH	ΣV (kN)	ΣH_x (kN)	ΣH_y (kN)	ΣM_x (kNm)	ΣM_y (kNm)
Sử dụng	1683.86	0	232.87	-201.62	0
Cường độ 1	2104.83	0	385.13	-315.86	0
Cường độ 2	2104.83	0	134.35	-127.77	0
Cường độ 3	2104.83	0	327.81	-272.87	0

Mặt cắt tường cánh D-D:

Bảng 7.21: Tổ hợp tải trọng mặt cắt D-D

Tải trọng	ΣH_x kN	ΣM_z kNm
Áp lực ngang của đất:EH	40.34	60.99
Áp lực ngang do hoạt tải sau móng:LS	247.37	-467.53

Bảng 7.22: Tổ hợp nội lực mặt cắt D-Dở các TTGH

TTGH	ΣH_x (kN)	ΣM_z (kNm)
Sử dụng	287.71	-406.54
Cường độ 1	493.40	-726.69
Cường độ 2	60.51	91.49
Cường độ 3	394.46	-539.68

Thiết kế cốt thép móng cầu:

7.3.5 Thiết kế cốt thép tường thân:

7.3.5.1 Thiết kế cốt thép chịu lực:

a.Theo phương dọc cầu:

Tải trọng tác dụng gồm H_y và M_x được tổ hợp tại mặt cắt đỉnh bộ B-B

$$M_u = M_x = 2,501,869,670.27 \text{ Nmm}$$

$$P_u = V_u = 4,717,468.61 \text{ N}$$

Tiết diện tính toán $b \times h \Leftrightarrow a3 \times c5 \Leftrightarrow 1200 \times 14100 \text{ mm}$.

Moment quán tính theo phương x:

$$J_x = \frac{c5.a3^3}{12} = \frac{14100.1200^3}{12} = 2\,030\,400\,000\,000.00 \text{ mm}^4$$

Bán kính quán tính:

$$r_y = \sqrt{\frac{J_y}{F}} = 346.41 \text{ mm}$$

$$\text{Xét tỷ số: } \frac{K.b6}{r_y} = 16,17$$

Trong đó:

K : là hệ số phụ thuộc vào điều kiện liên kết 2 đầu cột : $K = 2$

b_6 : chiều cao tường thân

Tính toán cốt thép:

_ Khoảng cách từ mép ngoài bê tông chịu kéo đến trọng tâm cốt thép $a' = 90\text{mm}$.

_ Chiều cao làm việc: $d_s = a_3 - a' = 1200 - 90 = 1110\text{mm}$

_ Chiều cao vùng nén ở trạng thái phá hoại cân bằng:

$$a_b = \frac{0,003.E_s}{f_y + 0,003.E_s} \beta_1 d_s = \frac{0,003.2.10^5}{420 + 0,003.2.10^5} \cdot 0,8.1110 = 522,35\text{mm}$$

_ Cường độ nén thép ở trạng thái phá hoại cân bằng :

$$f'_s = 0,003 \cdot \frac{a_b - a' \cdot \beta_1}{a_b} \cdot E_s = 0,003 \cdot \frac{522,35 - 0,8.90}{522,35} \cdot 2.10^5 = 517,3\text{MPa}$$

Ta có $f'_s = 517,3 > f_y = 420\text{MPa}$ nên $f'_s = f_y = 420\text{MPa}$

_ Sức kháng thiết kế ở trạng thái phá hoại cân bằng :

$$P_b = \phi \cdot P_n = \phi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot b) = 0,75 \cdot (0,85 \cdot 35 \cdot 522,35 \cdot 1200) = 13\,986\,000\text{N}$$

Ta có $P_b > P_u = 4\,717\,468,61\text{N}$ nên hàm lượng cốt thép tính theo PT Whitney :

$$P_u = \phi \cdot \left[\frac{A_s' \cdot f_y}{\frac{e}{d_s - a'} + 0,5} + \frac{b \cdot h \cdot f'_c}{\frac{3 \cdot h \cdot e}{d_s^2} + 1,18} \right]$$

$$\text{Với } e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{2\,501\,869\,670,27}{4717468,61} = 530,34\text{mm}$$

Thay số vào PT trên, ta được

$$A'_s = -511591,13\text{mm}^2$$

Vậy chỉ cần sức kháng của bê tông đã đảm bảo chịu được tải trọng nên ta chỉ cần bố trí cốt thép theo hàm lượng cốt thép nhỏ nhất

$$A_{s\min} = 0,03 \cdot c_5 \cdot a_3 \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0,03 \cdot 14100 \cdot 1200 \cdot \frac{35}{420} = 42\,300,00\text{mm}^2$$

$$\text{Bố trí 75d30 với bước cốt thép là } a = 200\text{mm}, A_s = 75 \cdot \frac{\pi \cdot 30^2}{4} = 52\,987,50\text{mm}^2$$

b.Theo phương ngang cầu:

Tải trọng tác dụng gồm Hy và My được tổ hợp tại mặt cắt đỉnh bộ B-B

$$M_u = M_y = 2\,597\,558\,232.2 \text{ Nmm}$$

$$P_u = V_u = 4\,717\,468.6 \text{ N}$$

Tiết diện tính toán $h \times b \Leftrightarrow a3 \times c5 \Leftrightarrow 1200 \times 14100 \text{ mm}$.

Moment quán tính theo phương y:

$$J_y = \frac{c5^3 \cdot a3}{12} = \frac{14100^3 \cdot 1200}{12} = 2,80 \cdot 10^{14} \text{ mm}^4$$

Bán kính quán tính:

$$r_y = \sqrt{\frac{J_y}{F}} = \sqrt{\frac{3,8 \cdot 10^{14}}{14100 \cdot 1200}} = 4070,32 \text{ mm}$$

$$\text{Xét tỷ số: } \frac{K \cdot b6}{r_y} = \frac{2 \cdot 2800}{4070,32} = 1,38$$

Trong đó:

K : là hệ số phụ thuộc vào điều kiện liên kết 2 đầu cột : K = 2

b6 : chiều cao tường thân

Tính toán cốt thép:

_ Khoảng cách từ mép ngoài bê tông chịu kéo đến trọng tâm cốt thép $a' = 90 \text{ mm}$.

_ Chiều cao làm việc: $d_s = c5 - a' = 14100 - 90 = 14010 \text{ mm}$

_ Chiều cao vùng nén ở trạng thái phá hoại cân bằng:

$$a_b = \frac{0,003 \cdot E_s}{f_y + 0,003 \cdot E_s} \cdot \beta_1 \cdot d_s = \frac{0,003 \cdot 2 \cdot 10^5}{420 + 0,003 \cdot 2 \cdot 10^5} \cdot 0,8 \cdot 14010 = 6592,94 \text{ mm}$$

_ Cường độ nén thép ở trạng thái phá hoại cân bằng :

$$f'_s = 0,003 \cdot \frac{a_b - \beta_1 \cdot a'}{a_b} \cdot E_s = 0,003 \cdot \frac{6592,94 - 0,8 \cdot 90}{6592,94} \cdot 2 \cdot 10^5 = 593,45 \text{ MPa}$$

Ta có $f'_s = 593,45 > f_y = 420 \text{ MPa}$ nên $f'_s = f_y = 420 \text{ MPa}$

_ Sức kháng thiết kế ở trạng thái phá hoại cân bằng :

$$P_b = \phi \cdot P_n = \phi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot b) = 0,75 \cdot (0,85 \cdot 35 \cdot 6592,94 \cdot 14010) = 2,074,180,500.00 \text{ N}$$

Ta có $P_b > P_u = 4,717,468.6 \text{ N}$ nên hàm lượng cốt thép tính theo PT Whitney :

$$P_u = \phi \cdot \left[\frac{A_s' \cdot f_y}{\frac{e}{d_s - a'} + 0.5} + \frac{b \cdot h \cdot f_c'}{\frac{3 \cdot h \cdot e}{d_s^2} + 1.18} \right]$$

$$\text{Với } e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{2,597,558,232.2}{4,717,468.6} = 550,63 \text{ mm}$$

Thay số vào PT trên, ta được

$$A_s' = -577 \ 732.6186 \text{ mm}^2$$

Vậy chỉ cần sức kháng của bê tông đã đảm bảo chịu được tải trọng nên ta chỉ cần bố trí cốt thép theo hàm lượng cốt thép nhỏ nhất, bố trí giống như phương dọc cầu

7.3.5.2 Kiểm toán nứt tường thân:

a. Theo phương dọc cầu:

Điều kiện:

$$f_s \leq f_{sa}$$

Trong đó:

- + f_s : ứng suất kéo trong cốt thép.
- + f_{sa} : ứng suất cho phép trong thanh cốt thép.

$$\text{-- Ứng suất kéo cho phép trong thanh cốt thép } f_{sa} = \min \left(0.6 \cdot f_y; \frac{Z}{(d_c \cdot A_c)^{\frac{1}{3}}} \right) :$$

Trong đó:

- + Z : thông số phụ thuộc vào môi trường, chọn $Z=2300 \text{ N/mm}$ đối với khí hậu khắc nghiệt.
- + d_c : khoảng cách từ trọng tâm của lớp thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài bê tông chịu kéo, $d_c = 50 \text{ mm}$.
- + A_c : diện tích bê tông trung bình bọc quanh 1 thanh thép chịu kéo

$$A_c = \frac{A}{n} = \frac{2.50.14100 - 52\,987,5}{75} = 18\,093,50 \text{ mm}^2$$

Vậy ứng suất kéo cho phép :

$$f_{sa} = \min \left(0,6.f_y; \frac{Z}{(d_c.A_c)^{\frac{1}{3}}} \right) = \min \left(0,6.420; \frac{23\,000}{(50.18\,093,5)^{\frac{1}{3}}} \right)$$

$$= \min(252; 237,81) = 237,81 \text{ MPa.}$$

— Ứng suất kéo trong cốt thép $f_s = \frac{M_s}{I_{cr}}.(d_s - x).n$:

Trong đó:

+ M_s : moment tính toán ở TTGH sử dụng

$$M_s = 2,495,738,986.31 \text{ Nmm.}$$

+ n : tỷ số quy đổi thép về bê tông, $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.10^5}{31\,798,93} = 6,29$

+ d_s : chiều cao làm việc của tiết diện, $d_s = 1110 \text{ mm.}$

+ x : khoảng cách từ trục trung hòa đến mép chịu nén của bê tông

$$x = n \cdot \frac{A_s}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2.d_s.b}{n.A_s}} - 1 \right) = 6,29 \cdot \frac{51\,600,66}{13600} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2.1110.14100}{6,29.52987,50}} - 1 \right) = 206,65 \text{ mm.}$$

+ I_{cr} : moment quán tính của tiết diện

$$I_{cr} = \frac{b.x^3}{3} + n.A_s.(d_s - x)^2 = \frac{1200.206,65^3}{3} + 6,29.52\,987.50.(1110 - 206,65)^2$$

$$= 2,75.10^{11} \text{ mm}^4.$$

Vậy $f_s = \frac{M_s}{I_{cr}}.(d_s - x).n = \frac{2495738986.31}{2,75.10^{11}}.(1110 - 206,65).6,29 = 51,47 \text{ MPa}$

Ta có: $f_s = 51,47 \text{ MPa} < f_{sa} = 238,56 \text{ MPa}$ nên thỏa mãn điều kiện về vết nứt.

b.Theo phương ngang cầu:

Điều kiện:

$$f_s \leq f_{sa}$$

Trong đó:

+ f_s : ứng suất kéo trong cốt thép.

+ f_{sa} : ứng suất cho phép trong thanh cốt thép.

$$\text{— Ứng suất kéo cho phép trong thanh cốt thép } f_{sa} = \min \left(0,6.f_y; \frac{Z}{(d_c.A_c)^{\frac{1}{3}}} \right) :$$

Trong đó:

+ Z : thông số phụ thuộc vào môi trường, chọn $Z=2300\text{N/mm}$ đối với khí hậu khắc nghiệt.

+ d_c : khoảng cách từ trọng tâm của lớp thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài bê tông chịu kéo, $d_c = 50\text{mm}$.

+ A_c : diện tích bê tông trung bình bọc quanh 1 thanh thép chịu kéo

$$A_c = \frac{A}{n} = \frac{2.50.1200}{7} = 16537,29\text{mm}^2$$

Vậy ứng suất kéo cho phép :

$$f_{sa} = \min \left(0,6.f_y; \frac{Z}{(d_c.A_c)^{\frac{1}{3}}} \right) = \min \left(0,6.420; \frac{23\,000}{(50.16537,29)^{\frac{1}{3}}} \right) = \min(252; 245,05) = 245,05\text{MPa}.$$

$$\text{— Ứng suất kéo trong cốt thép } f_s = \frac{M_s}{I_{cr}}.(d_s - x).n:$$

Trong đó:

+ M_s : moment tính toán ở TTGH sử dụng

$$M_s = 2\,312\,017\,392,77\text{Nmm}.$$

$$+ n: \text{tỷ số quy đổi thép về bê tông, } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.10^5}{31\,798,93} = 6,29$$

+ d_s : chiều cao làm việc của tiết diện, $d_s = 14010\text{mm}$.

+ x : khoảng cách từ trục trung hòa đến mép chịu nén của bê tông

$$x = n \cdot \frac{A_s}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2.d_s.b}{n.A_s}} - 1 \right) = 6,29 \cdot \frac{4239,0}{1200} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2.14010.1200}{6,29.4239,0}} - 1 \right) = 767,11\text{mm}.$$

+ I_{cr} : moment quán tính của tiết diện

$$I_{cr} = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d_s - x)^2 = \frac{1200 \cdot 767,11^3}{3} + 6,29 \cdot 4239 \cdot (14010 - 767,11)^2$$

$$= 4,856 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4.$$

$$\text{Vậy } f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \cdot (d_s - x) \cdot n = \frac{2,312,017,392.77}{4,856 \cdot 10^{12}} \cdot (14010 - 767,11) \cdot 6,29 = 39,65 \text{ MPa}$$

Ta có: $f_s = 39,65 \text{ MPa} < f_{sa} = 252 \text{ MPa}$ nên thỏa mãn điều kiện về vết nứt.

7.3.5.3 Thiết kế cốt đai tường thân:

Nội lực tính toán ở TTGH cường độ 1: $V_u = H_y = 1,787,034.90 \text{ N}$

Khả năng chịu cắt của thép đai được xem là nhỏ nhất khi góc nghiêng của vết nứt $\theta = 45^\circ$ và $\beta = 2$, do đó để đơn giản trong thiết kế lực cắt, bước thép đai sẽ tính trong trường hợp này.

Lớp bê tông bảo vệ $a' = 50 \text{ mm}$.

Chiều cao làm việc: $d_s = a_3 - a' = 1200 - 50 = 1150 \text{ mm}$

Chiều cao chịu cắt hữu hiệu d_v :

$$d_v = \max \begin{cases} d_s - 0,5 \cdot a = 1150 - 0,5 \cdot 50 = 1125 \text{ mm} \\ 0,9 \cdot d_s = 0,9 \cdot 1150 = 1035 \text{ mm} \\ 0,72 \cdot h = 0,72 \cdot 1200 = 864 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow d_v = 1125 \text{ mm}$$

Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d_v = 0,083 \cdot 2 \cdot \sqrt{35} \cdot 14100 \cdot 1125 = 15,578,073.38 \text{ N}$$

Khả năng chịu cắt của cốt đai:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_v} - V_c = \frac{1,787,034.90}{0,9} - 15,578,073.38 = -13592479.05 \text{ N}$$

Vì $V_s < 0$ nên ta chỉ cần bố trí cốt đai theo cấu tạo

Bố trí đai d16 với $f_y = 280 \text{ MPa}$, $A_v = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 16^2}{4} = 402,12 \text{ mm}^2$

Kiểm tra bước đai theo cấu tạo:

$$\frac{V_u}{f'_c \cdot b \cdot d_v} = \frac{1,787,034.90}{35.1200.1125} = 0,038 < 0,1$$

$$\Rightarrow s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_v \cdot f_y}{0,083 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b} = \frac{402,12.280}{0,083 \cdot \sqrt{35} \cdot 1200} = 191,08 \text{ mm} \\ \min(0,8 \cdot d_v; 600) = (1124; 600) = 600 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Ta chọn bước đai $s=150\text{mm}$

7.3.6 Thiết kế cốt thép tường đỉnh:

7.3.6.1 Thiết kế cốt thép chịu lực:

Tiết diện tính toán $b \times h \Leftrightarrow c5 \times a8 \Leftrightarrow 14100 \times 300 \text{ mm}$.

Moment tính toán ở TTGH CD 1, mặt cắt C-C

$$M_u = 315\,858\,636.19 \text{ Nmm}$$

Khoảng cách từ mép ngoài bê tông chịu kéo đến trọng tâm cốt thép $a' = 50 \text{ mm}$.

Chiều cao làm việc: $d_s = h - a' = 300 - 50 = 250 \text{ mm}$.

Chiều cao vùng nén quy ước:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b}} = 450 - \sqrt{450^2 - \frac{2 \cdot 315\,858\,636.19}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 35 \cdot 14100}} = 3,37 \text{ mm}.$$

$$\text{Hệ số qui đổi: } \beta_1 = 0,85 - \frac{0,05}{7} \cdot (f'_c - 28) = 0,85 - \frac{0,05}{7} \cdot (35 - 28) = 0,8$$

$$\text{Chiều cao vùng nén thực tế: } c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3,37}{0,8} = 4,21 \text{ mm}$$

$$\text{Kiểm tra điều kiện: } \frac{c}{d_s} = \frac{4,21}{450} = 0,02 < 0,6$$

Hàm lượng cốt thép tối thiểu:

$$A_{s \min} = 0,03 \cdot b \cdot h \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0,03 \cdot 14100 \cdot 300 \cdot \frac{35}{420} = 10575 \text{ mm}^2$$

Bố trí thép 75 thanh d18 cách mép ngoài 50mm, khoảng cách giữa các thanh thép là 200mm; $A_s = 75 \cdot \frac{\pi \cdot 18^2}{4} = 19\,075,5 \text{ mm}^2$.

7.3.6.2 Kiểm toán nứt tường đỉnh:

Điều kiện:

$$f_s \leq f_{sa}$$

Trong đó:

+ f_s : ứng suất kéo trong cốt thép.

+ f_{sa} : ứng suất cho phép trong thanh cốt thép.

$$\text{— Ứng suất kéo cho phép trong thanh cốt thép } f_{sa} = \min \left(0,6.f_y; \frac{Z}{(d_c.A_c)^{\frac{1}{3}}} \right) :$$

Trong đó:

+ Z : thông số phụ thuộc vào môi trường, chọn $Z=2300\text{N/mm}$ đối với khí hậu khắc nghiệt.

+ d_c : khoảng cách từ trọng tâm của lớp thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài bê tông chịu kéo, $d_c = 50\text{mm}$.

+ A_c : diện tích bê tông trung bình bọc quanh 1 thanh thép chịu kéo

$$A_c = \frac{A}{n} = \frac{2.50.14100 - 19\,075,5}{75} = 18\,545,66\text{mm}^2$$

Vậy ứng suất kéo cho phép :

$$\begin{aligned} f_{sa} &= \min \left(0,6.f_y; \frac{Z}{(d_c.A_c)^{\frac{1}{3}}} \right) = \min \left(0,6.420; \frac{23\,000}{(50.18\,545,66)^{\frac{1}{3}}} \right) \\ &= \min(252; 235,86) = 235,86\text{MPa}. \end{aligned}$$

$$\text{— Ứng suất kéo trong cốt thép } f_s = \frac{M_s}{I_{cr}}.(d_s - x).n:$$

Trong đó:

+ M_s :moment tính toán ở TTGH sử dụng

$$M_s = 201\,615\,980.75\text{Nmm}.$$

$$+ n: \text{tỷ số quy đổi thép về bê tông, } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.10^5}{31\,798,93} = 6,29$$

+ d_s : chiều cao làm việc của tiết diện, $d_s = 250\text{mm}$.

+ x : khoảng cách từ trục trung hòa đến mép chịu nén của bê tông

$$x = n \cdot \frac{A_s}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot d_s \cdot b}{n \cdot A_s}} - 1 \right) = 6,29 \cdot \frac{19\,075,5}{14100} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 250 \cdot 14100}{6,29 \cdot 19\,075,5}} - 1 \right) = 57,27\text{mm}.$$

+ I_{cr} : moment quán tính của tiết diện

$$I_{cr} = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d_s - x)^2 = \frac{14100 \cdot 57,27^3}{3} + 6,29 \cdot 19\,075,5 \cdot (250 - 57,27)^2 = 5,39 \cdot 10^9 \text{mm}^4.$$

$$\text{Vậy } f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \cdot (d_s - x) \cdot n = \frac{201\,615\,980,75}{5,39 \cdot 10^{10}} \cdot (250 - 57,27) \cdot 6,29 = 45,77\text{MPa}$$

Ta có: $f_s = 45,77\text{MPa} < f_{sa} = 236,59\text{MPa}$ nên thỏa mãn điều kiện về vết nứt.

7.3.6.3 Thiết kế cốt đai tường đỉnh:

Nội lực tính toán ở TTGH cường độ 1: $V_u = H_y = 385,127.07\text{N}$

Khả năng chịu cắt của thép đai được xem là nhỏ nhất khi góc nghiêng của vết nứt $\theta = 45^\circ$ và $\beta = 2$, do đó để đơn giản trong thiết kế lực cắt, bước thép đai sẽ tính trong trường hợp này.

Lớp bê tông bảo vệ $a' = 50\text{mm}$.

Chiều cao làm việc: $d_s = a_3 - a' = 1200 - 50 = 1150\text{mm}$

Chiều cao chịu cắt hữu hiệu d_v :

$$d_v = \max \begin{cases} d_s - 0,5 \cdot a = 1150 - 0,5 \cdot 50 = 1125\text{mm} \\ 0,9 \cdot d_s = 0,9 \cdot 1150 \\ 0,72 \cdot h = 0,72 \cdot 1450 \end{cases}$$

$$\Rightarrow d_v = 1125\text{mm}$$

Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d_v = 0,083 \cdot 2 \cdot \sqrt{35} \cdot 14100 \cdot 1125 = 15\,578\,073.38\text{N}$$

Khả năng chịu cắt của cốt đai:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_v} - V_c = \frac{385\,127.07}{0,9} - 15,578,073.38 = -15150154.42\text{N}$$

Vì $V_s < 0$ nên ta chỉ cần bố trí cốt đai theo cấu tạo

$$\text{Bố trí đai d16 với } f_y=280\text{MPa, } A_v = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 16^2}{4} = 402,12\text{mm}^2$$

Kiểm tra bước đai theo cấu tạo:

$$\frac{V_u}{f'_c \cdot b \cdot d_v} = \frac{385\,127,07}{35 \cdot 300 \cdot 1125} = 0,03 < 0,1$$

$$\Rightarrow s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_v \cdot f_y}{0,083 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b} = \frac{401,92 \cdot 280}{0,083 \cdot \sqrt{35} \cdot 300} = 763,94\text{mm} \\ \min(0,8 \cdot d_v; 600) = (900; 600) = 600\text{mm} \end{array} \right.$$

Ta chọn bước đai $s=200\text{mm}$

7.3.7 Thiết kế cốt thép tường cánh:

7.3.7.1 Thiết kế cốt thép chịu lực:

Tiết diện tính toán $b \times h \Leftrightarrow b \times c_1 \Leftrightarrow 3780 \times 500 \text{ mm}$.

Moment tính toán ở TTGH CD 1, mặt cắt D-D

$$M_u = M_z = 726\,688\,359,98 \text{ Nmm}$$

Khoảng cách từ mép ngoài bê tông chịu kéo đến trọng tâm cốt thép $a' = 90\text{mm}$.

Chiều cao làm việc: $d_s = h - a' = 500 - 90 = 410\text{mm}$.

Chiều cao vùng nén quy ước:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b}} = 410 - \sqrt{410^2 - \frac{2 \cdot 726\,688\,359,98}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 35 \cdot 3780}} = 15,4 \text{ mm}.$$

$$\text{Hệ số qui đổi: } \beta_1 = 0,85 - \frac{0,05}{7} \cdot (f'_c - 28) = 0,85 - \frac{0,05}{7} \cdot (35 - 28) = 0,8$$

$$\text{Chiều cao vùng nén thực tế: } c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15,4}{0,8} = 19,25 \text{ mm}$$

$$\text{Kiểm tra điều kiện: } \frac{c}{d_s} = \frac{19,25}{410} = 0,05 < 0,6$$

Hàm lượng cốt thép tối thiểu:

$$A_{s\min} = 0,03 \cdot b \cdot h \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0,03 \cdot 3780 \cdot 500 \cdot \frac{35}{420} = 4725\text{mm}^2$$

Bố trí thép 19 thanh d18 cách mép ngoài 90mm, khoảng cách giữa các thanh thép là 200mm; $A_s = 19 \cdot \frac{\pi \cdot 18^2}{4} = 4832,46 \text{ mm}^2$.

7.3.7.2 Kiểm toán nứt tường cánh:

Điều kiện:

$$f_s \leq f_{sa}$$

Trong đó:

+ f_s : ứng suất kéo trong cốt thép.

+ f_{sa} : ứng suất cho phép trong thanh cốt thép.

$$\text{-- Ứng suất kéo cho phép trong thanh cốt thép } f_{sa} = \min \left(0,6.f_y; \frac{Z}{(d_c \cdot A_c)^{\frac{1}{3}}} \right) :$$

Trong đó:

+ Z : thông số phụ thuộc vào môi trường, chọn $Z=2300\text{N/mm}$ đối với khí hậu khắc nghiệt.

+ d_c : khoảng cách từ trọng tâm của lớp thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài bê tông chịu kéo, $d_c = 50\text{mm}$.

+ A_c : diện tích bê tông trung bình bọc quanh 1 thanh thép chịu kéo

$$A_c = \frac{A}{n} = \frac{2.50.3780 - 4832,46}{19} = 19\,640,40 \text{ mm}^2$$

Vậy ứng suất kéo cho phép :

$$\begin{aligned} f_{sa} &= \min \left(0,6.f_y; \frac{Z}{(d_c \cdot A_c)^{\frac{1}{3}}} \right) = \min \left(0,6.420; \frac{23\,000}{(50.19\,640,40)^{\frac{1}{3}}} \right) \\ &= \min(252; 231,40) = 231,40 \text{ MPa.} \end{aligned}$$

$$\text{-- Ứng suất kéo trong cốt thép } f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \cdot (d_s - x) \cdot n :$$

Trong đó:

+ M_s : moment tính toán ở TTGH sử dụng $M_s = 406537419.38 \text{ Nmm}$.

+ n: tỷ số quy đổi thép về bê tông, $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.10^5}{31\,798,93} = 6,29$

+ d_s : chiều cao làm việc của tiết diện, $d_s = 410\text{mm}$.

+ x: khoảng cách từ trục trung hòa đến mép chịu nén của bê tông

$$x = n \cdot \frac{A_s}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot d_s \cdot b}{n \cdot A_s}} - 1 \right) = 6,29 \cdot \frac{4832,46}{3780} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 410 \cdot 3780}{6,29 \cdot 4832,46}} - 1 \right) = 73,56\text{mm}.$$

+ I_{cr} : moment quán tính của tiết diện

$$I_{cr} = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d_s - x)^2 = \frac{3780 \cdot 73,56^3}{3} + 6,29 \cdot 4832,46 \cdot (410 - 73,56)^2 = 3,9 \cdot 10^9 \text{mm}^4.$$

$$\text{Vậy } f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \cdot (d_s - x) \cdot n = \frac{406537419,38}{3,9 \cdot 10^9} \cdot (410 - 73,56) \cdot 6,29 = 218,24 \text{MPa}$$

Ta có: $f_s = 218,24 \text{MPa} < f_{sa} = 231,34 \text{MPa}$ nên thỏa mãn điều kiện về vết nứt.

7.3.7.3 Thiết kế cốt đai tường cánh:

Nội lực tính toán ở TTGH cường độ 1: $V_u = H_x = 493\,404,60 \text{N}$

Khả năng chịu cắt của thép đai được xem là nhỏ nhất khi góc nghiêng của vết nứt $\theta = 45^\circ$ và $\beta = 2$, do đó để đơn giản trong thiết kế lực cắt, bước thép đai sẽ tính trong trường hợp này.

Lớp bê tông bảo vệ $a' = 50\text{mm}$.

Chiều cao làm việc: $d_s = c1 - a' = 500 - 50 = 450\text{mm}$

Chiều cao chịu cắt hữu hiệu d_v :

$$d_v = \max \begin{cases} d_s - 0,5 \cdot a = 450 - 0,5 \cdot 50 = 425\text{mm} \\ 0,9 \cdot d_s = 0,9 \cdot 450 = 405\text{mm} \\ 0,72 \cdot h = 0,72 \cdot 450 = 360\text{mm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow d_v = 425\text{mm}$$

Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d_v = 0,083 \cdot 2 \cdot \sqrt{35} \cdot 3780 \cdot 425 = 1\,577\,694,24 \text{N}$$

Khả năng chịu cắt của cốt đai:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_v} - V_c = \frac{493\,404,60}{0,9} - 1\,577\,694,24 = -1\,029\,466,91\text{N}$$

Vì $V_s < 0$ nên ta chỉ cần bố trí cốt đai theo cầu tạo

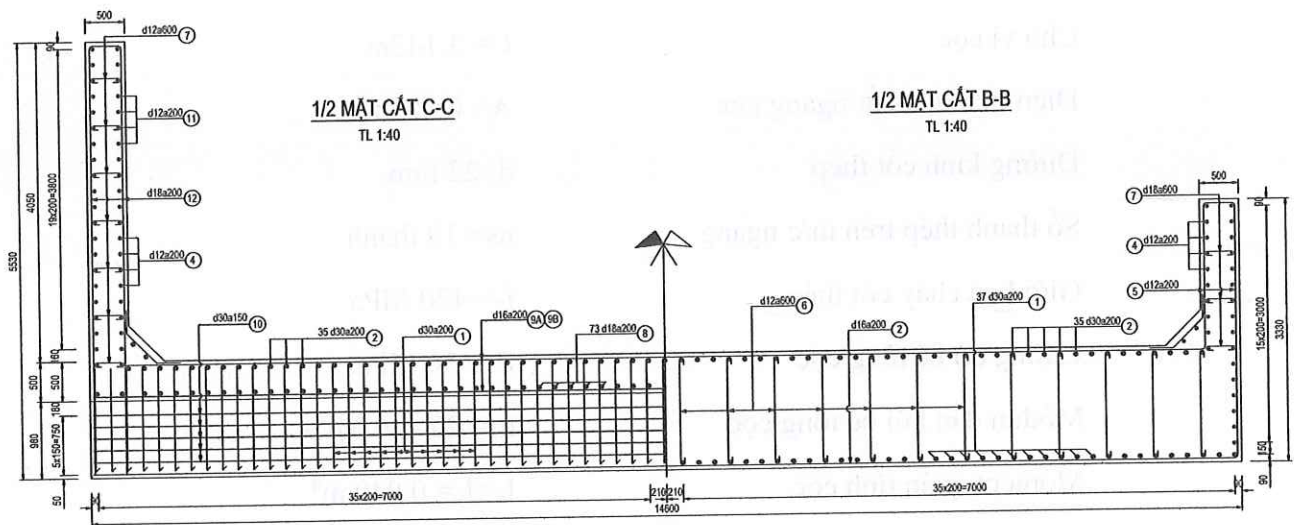
$$\text{Bố trí đai } d16 \text{ với } f_y = 280\text{MPa}, A_v = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 16^2}{4} = 402,12\text{mm}^2$$

Kiểm tra bước đai theo cầu tạo:

$$\frac{V_u}{f'_c \cdot b \cdot d_v} = \frac{493\,404,60}{35 \cdot 3780 \cdot 425} = 0,008 < 0,1$$

$$\Rightarrow s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_v \cdot f_y}{0,083 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b} = \frac{402,12 \cdot 280}{0,083 \cdot \sqrt{35} \cdot 500} = 257,96\text{mm} \\ \min(0,8 \cdot d_v; 600) = (340; 600) = 340\text{mm} \end{array} \right.$$

Ta chọn bước đai $s = 200\text{mm}$



Hình 7.4: Bố trí cốt thép tường thân, tường đỉnh, tường cánh

7.4 Thiết kế bộ móng:

7.4.1 Số liệu địa chất:

Lớp đất	Loại đất	H (m)	C KN/m ²	φ (độ)	γ kN/m ³
Lớp 1	Sét hữu cơ. sét hữu cơ lẫn cát	3.8	5	3.3	15.7
Lớp TK1	Cát pha. màu xám đen	4			
Lớp 1	Sét hữu cơ. sét hữu cơ lẫn cát màu xám đen	15.7	5	5.17	15.7

Lớp TK2	Cát pha màu xám đen	2.3			
Lớp 2	Sét gầy pha cát. sét béo lẫn cát màu nâu. vàng. xám xanh	13.2	30.9	16.62	19
Lớp 2A	Sét béo pha cát màu xám đen	6.5	33	16.05	18.7
Lớp 2	Sét gầy pha cát. sét béo lẫn cát	2.3			19.4
Lớp 3	Cát pha màu xám vàng. xám đen	>2.2m			

7.4.2 Tổ hợp nội lực tại mặt cắt đáy bộ A-A:

TTGH	ΣV (kN)	ΣH_x (kN)	ΣH_y (kN)	ΣM_x (kNm)	ΣM_y (kNm)
Sử dụng	9123.40	52.09	2451.88	2312.21	2416.20
Cường độ 1	12166.60	0.00	3429.57	1604.07	2597.56
Cường độ 2	9617.23	109.62	2673.57	62.90	3201.77
Cường độ 3	11583.89	30.64	3256.77	1339.33	2642.40

Lựa chọn các thông số cơ bản của cọc khoan nhồi:

Chiều dài toàn cọc	$L = 49,16\text{m}$
Tổng số cọc	5 cọc
Đường kính cọc	$D = 1\text{m}$
Chu vi cọc	$C = 3,142\text{m}$
Diện tích mặt cắt ngang cọc	$A = 0,785\text{m}^2$
Đường kính cốt thép	$d = 22\text{ mm}$
Số thanh thép trên m/c ngang	$n_s = 19\text{ thanh}$
Giới hạn chảy cốt thép	$f_y = 420\text{ MPa}$
Cường độ bê tông cọc	$f'_c = 30\text{ MPa}$
Môđun đàn hồi bê tông cọc	$E_c = 29\,440\text{ MPa}$
Moment quán tính cọc	$J_x = J_y = 0,049\text{ m}^4$

7.4.3 Tính toán sức chịu tải của cọc:

7.4.3.1 Sức chịu tải theo vật liệu:

Sức chịu tải của cọc theo vật liệu được tính bằng công thức:

$$Q_{\text{cọc}} = \varphi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot A_c + f_y \cdot A_s)$$

Trong đó:

f'_c : Cường độ bê tông, $f'_c = 30\text{ MPa}$

. f_y : Giới hạn chảy cốt thép, $f_y = 420 \text{ MPa}$

. A_s : Diện tích cốt thép, $A_s = 19 \cdot \frac{\pi \cdot 22^2}{4} = 7\,222,52 \text{ mm}^2$

. A_c : Diện tích phần bê tông, $A_c = A - A_s = \frac{\pi \cdot 1000^2}{4} - 7\,222,52 = 778\,175,64 \text{ mm}^2$

Vậy sức chịu tải cọc theo vật liệu

$$Q_{\text{coc}} = \varphi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot A_c + f_y \cdot A_s) \\ = 0,75 \cdot (0,85 \cdot 30 \cdot 778\,175,64 + 420 \cdot 7\,222,52) = 17\,157\,703,4 \text{ N} = 17\,157,7 \text{ kN}$$

7.4.3.2 Sức chịu tải theo đất nền:

Sức chịu tải theo đất nền được tính bằng công thức:

$$R_R = \eta (\varphi_{pq} \cdot R_p + \varphi_{ps} \cdot R_s) - W$$

Trong đó:

. R_p : Sức kháng mũi, $R_p = q_p \cdot A_p$ với A_p là diện tích mũi cọc

. R_s : Sức kháng thành bên, $R_s = q_s \cdot A_s$ với A_s là diện tích xung quanh cọc

. η : Hệ số nhóm cọc, $\eta = 0,8$

. φ_{pq} : Hệ số sức kháng mũi trong sét, tra Bảng 10.5.5-3 ta được $\varphi_{pq} = 0,55$

. φ_s : Hệ số sức kháng bên trong sét, tra Bảng 10.5.5-3 ta được $\varphi_s = 0,5$

a. Sức kháng đơn vị quanh cọc q_s :

Đất cát : (Tính theo Reese và Wright) (điều 10.8.3.4.2)

$$q_s = 0,0028 \times N \quad (\text{với } N \leq 53)$$

$$q_s = 0,00021 \times (N - 53) + 0,15 \quad (\text{với } 53 < N \leq 100)$$

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)

$$S_u = c + \delta \times \tan \varphi$$

α : Hệ số dính bám. (10.5.5-3)

Tính toán theo các quy tắc trên ta có kết quả sức kháng thân cọc như sau:

Bỏ qua sức kháng thành bên tại 1m đầu cọc và tại một đoạn bằng đường kính cọc ở đầu cọc

Đáy đài cọc nằm dưới mặt đất tự nhiên 1m

Bảng 7.23: Bảng tính sức kháng thành bên

Lớp	Cao độ (m)	Bề dày (m)	γ (kN/m ³)	δ (kN/m ²)	Su (kN/m ²)	α	qs (kPa)	As (m ²)
1	0		15.7					
	-2	2	15.7	31.4	6.81	1	6.81	6.28
	-3.8	1.8	15.7	41.66	7.40	1	7.40	6.28
TK1	-5.8	2		41.66		1	0.00	6.28
	-7.8	2		41.66		1	0.00	6.28
1	-9.8	2	15.7	53.06	8.06	0.91	7.33	6.28
	-11.8	2	15.7	64.46	8.72	0.9	7.85	6.28
	-13.8	2	15.7	75.86	9.37	0.9	8.44	6.28
	-15.8	2	15.7	87.26	10.03	0.89	8.93	6.28
	-17.8	2	15.7	98.66	10.69	0.89	9.51	6.28
	-19.8	2	15.7	110.06	11.35	0.88	9.98	4.27
	-21.8	2	15.7	121.46	12.00	0.81	9.72	3.14
	-23.5	1.7	15.7	131.15			0.00	
TK2	-25.5	2		131.15			0.00	
	-25.8	0.3		131.15			0.00	
2	-27.8	2	19.0	149.15	86.55	0.7	60.59	6.28
	-29.8	2	19.0	167.15	93.27	0.7	65.29	2.83
	-31.8	2	19.0	185.15	99.98	0.64	63.99	6.28
	-33.8	2	19.0	203.15	106.70	0.62	66.15	6.28
	-35.8	2	19.0	221.15	113.41	0.61	69.18	6.28
	-37.8	2	19.0	239.15	120.13	0.55	66.07	6.28
	-39	1.2	19.0	249.95	124.16	0.59	73.25	6.28
2A	-41	2	18.7	267.35	129.1	0.59	76.19	6.28
	-43	2	18.7	284.75	135.4	0.58	78.53	6.28
	-45	2	18.7	302.15	141.7	0.57	80.74	6.28
	-45.5	0.5	18.7	306.5	143.2	0.57	81.64	6.28
2	-47.5	2	19.4	325.3	152.27	0.56	85.27	6.28
	-47.8	0.3	19.4	328.12	153.33	0.55	84.33	6.28

3	-49.8	2		328.12				
	-51.8	2		328.12				

Sức kháng thành bên cọc khoang nhồi: $Q_s = \sum q_{si} \cdot A_{si} = 7767,77 \text{ kN}$

b. Sức kháng đơn vị tại mũi cọc q_p :

Đối với đất dính thì sức kháng đơn vị tại mũi cọc $q_p = 9 \cdot S_u$ với S_u là cường độ sức kháng tại mũi cọc $q_p = 9 \cdot S_u = 9 \cdot 153,33 = 1379,94 \text{ kN/m}^2$

Vậy sức kháng mũi cọc : $Q_p = q_p \cdot A = 1379,94 \cdot 0,785 = 1081,35 \text{ kN}$

c. Lực đẩy nổi của cọc:

Khối lượng phần cọc ngập nước $W = \gamma_w \cdot A \cdot L = (25 - 10) \cdot 0,785 \cdot 16 = 189,68 \text{ kN}$

Vậy sức chịu tải của cọc theo đất nền:

$$Q_R = \eta (\varphi_{pq} \cdot Q_p + \varphi_{ps} \cdot Q_s) - W$$

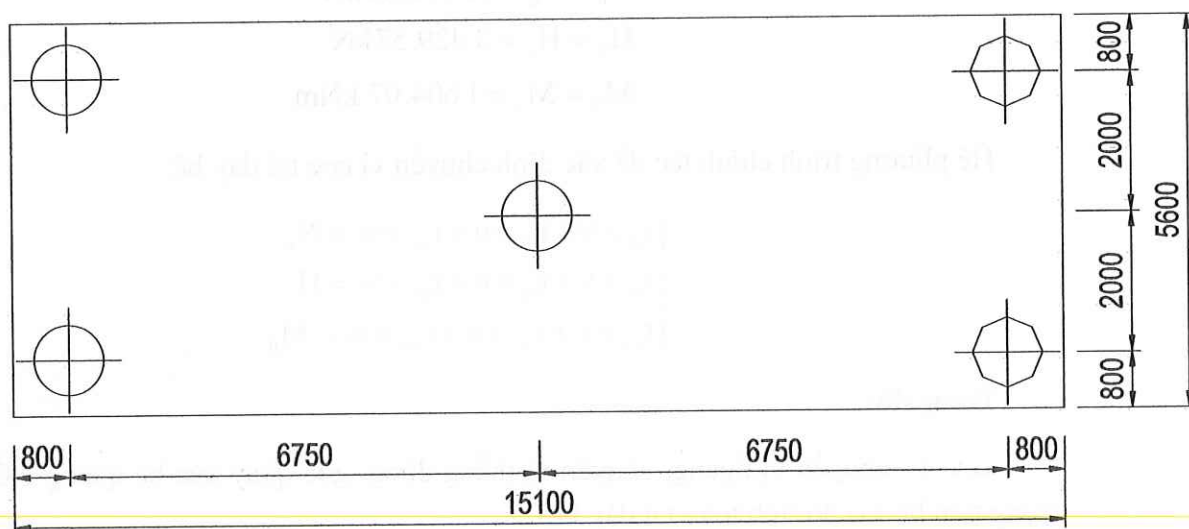
$$= 0,8 \cdot (0,55 \cdot 1081,35 + 0,65 \cdot 7767,77) - 189,68 = 4073,86 \text{ kN}$$

7.4.3.3 Tính toán số lượng cọc khoang nhồi:

Sau khi tính toán ta nhận thấy SCT của cọc theo vật liệu lớn hơn SCT theo đất nền nên ta dùng SCT theo đất nền để tính toán số lượng cọc

$$n = \beta \cdot \frac{V}{Q_R} = 1,5 \cdot \frac{12166}{4073,86} = 4,48 \text{ cọc, chọn 5 cọc}$$

Với V là lực dọc lớn nhất ở TTGH CD tổ hợp tại mặt cắt đáy bộ A-A



Hình 7.5: Mặt bằng cọc khoang nhồi

7.4.4 Tính toán nội lực đầu cọc:

Chiều dài chịu uốn : $L_M = L_o + (5 \div 7).D = 1 + 7.1 = 8 \text{ m}$

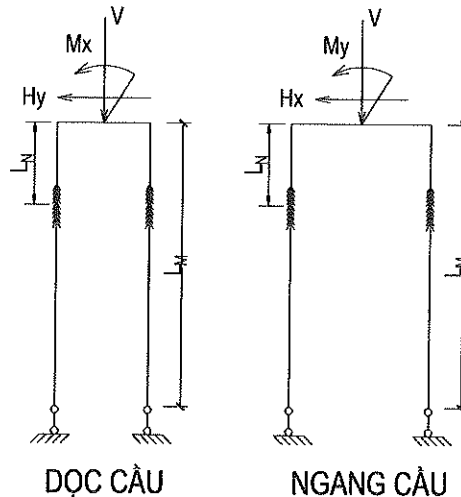
Chiều dài chịu nén: $L_N = L \cdot \cos \alpha = 49,16 \cdot \cos(0) = 49,16 \text{ m}$

Trong đó:

.Cao độ mặt đất sau xói $L_o = 1 \text{ m}$

.Chiều dài cọc, $L = 49,16 \text{ m}$

.Góc nghiêng của cọc, $\alpha = 0$ độ



Hình 7.6: Chiều dài chịu nén và chịu uốn

7.4.4.2 Theo phương dọc cầu-TTGH CD 1:

a. Tính toán các tham số:

Nội lực tính toán ở TTGH CD 1, mặt cắt A-A theo phương dọc cầu:

$$N_u = V_u = 12\,166,60 \text{ kN}$$

$$H_u = H_y = 3\,429,57 \text{ kN}$$

$$M_u = M_x = 1\,604,07 \text{ kNm}$$

Hệ phương trình chính tắc để xác định chuyển vị cọc tại đáy bệ:

$$\begin{cases} r_{vv} \times v + r_{vu} \times u + r_{vw} \times w = N_u \\ r_{uv} \times v + r_{uu} \times u + r_{uw} \times w = H_u \\ r_{wv} \times v + r_{wu} \times u + r_{ww} \times w = M_u \end{cases}$$

Trong đó:

. u, v, w : chuyển vị ngang, chuyển vị thẳng đứng, góc quay của bộ quang điểm O (trọng tâm hệ tọa 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

Một vài đại lượng sẽ bị triệt tiêu do sơ đồ cọc có dạng đối xứng như: $r_{uv} = r_{vu} = r_{vw} = r_{vw} = 0$

Khi đó phương trình chính tắc được viết lại thành:
$$\begin{cases} r_{vv} \cdot v = N_t \\ r_{uu} \cdot u + r_{u\omega} \cdot \omega = H_t \\ r_{\omega u} \cdot u + r_{\omega\omega} \cdot \omega = M_t \end{cases}$$

Ta có các hệ số r_{ik} :

$$r_{vv} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \cos^2 \beta_i$$

$$r_{uu} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \sin^2 \beta_i + 12 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}^3} \times \cos^2 \beta_i$$

$$r_{ww} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times x_i^2 \times \cos^2 \beta_i + 4 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}}$$

$$r_{uv} = r_{vu} = E \times \sum \frac{A}{L_{Ni}} \times \sin \beta \times \cos \beta = 0$$

$$r_{uw} = r_{wu} = E \times \sum \frac{A_i}{L_n} \times x_i \times \sin \beta_i \times \cos \beta_i - 6 \times E \times \sum \frac{J}{L_m^2} \times \cos \beta_i$$

$$\text{Đặt: } \rho_{PP} = \frac{E \cdot A}{L_N} = \frac{29440 \cdot 0,785}{49,16} = 470\,344,22$$

$$\rho_{MM} = \frac{4 \cdot E \cdot A}{L_M} = 4 \cdot \frac{29440 \cdot 0,785}{8} = 11\,561\,060,97$$

$$\rho_{HH} = \frac{12 \cdot E \cdot A}{L_M^3} = 12 \cdot \frac{29440 \cdot 0,785}{8^3} = 541\,924,73$$

$$\rho_{HM} = \rho_{MH} = \frac{6 \cdot E \cdot A}{L_M^2} = 6 \cdot \frac{29440 \cdot 0,785}{8^2} = 2\,167\,698,93$$

Khi đó các hệ số r_{ik} được viết lại như sau:

$$r_{u\omega} = r_{\omega u} = \rho_{PP} \cdot \sum_{i=1}^5 \cos \alpha_i \cdot \sin \alpha_i - \rho_{HM} \cdot \sum_{i=1}^5 \cos \alpha_i$$

$$r_{\omega\omega} = \rho_{PP} \cdot \sum_{i=1}^5 x^2 \cdot \cos^2 \alpha + \sum_{i=1}^5 \rho_{MM} ; r_{v\omega} = r_{\omega v} = \rho_{PP} \sum_{i=1}^5 x i^2 \cdot \cos \alpha i$$

$$r_{vv} = \rho_{PP} \cdot \sum_{i=1}^5 \cos^2 \alpha ; r_{uu} = \rho_{PP} \cdot \sum_{i=1}^5 \sin^2 \alpha + \rho_{HH} \cdot \sum_{i=1}^5 \cos^2 \alpha$$

Ta có:

$$r_{vv} = \rho_{PP} \cdot \sum_{i=1}^5 \cos^2 \alpha = 5.470\,344,22 = 2\,351\,721,11$$

$$r_{uu} = \rho_{PP} \cdot \sum_{i=1}^5 \sin^2 \alpha + \rho_{HH} \cdot \sum_{i=1}^5 \cos^2 \alpha = 5.470\,344,22.0 + 5.541\,924,73 = 2\,709\,623,66$$

$$r_{u\omega} = r_{\omega u} = \rho_{PP} \cdot \sum_{i=1}^5 \cos \alpha \cdot \sin \alpha - \rho_{HM} \cdot \sum_{i=1}^5 \cos \alpha$$

$$= 5.470\,344,22.1.0 - 5.2167\,698,93.1 = -10\,838\,494,65$$

Cọc	P1	P2	P3	P4	P5
Tọa độ xi	-6,75	-6,75	-6,75	-6,75	0

$$r_{\omega\omega} = \rho_{PP} \cdot \sum_{i=1}^5 x^2 \cdot \cos^2 \alpha + \sum_{i=1}^5 \rho_{MM}$$

$$= 470\,344,22.(-6,75)^2.1 + 470\,344,22.6,75^2.1 + 470\,344,22.(-6,75)^2.1$$

$$+ 470\,344,22.6,75^2.1 + 470\,344,22.0^2.1 + 5.11\,561\,060,97 = 143\,525\,538,9$$

Thay vào phương trình chính tắc, ta được:

$$\begin{cases} r_{vv} \cdot v = N_{tt} \\ r_{uu} \cdot u + r_{u\omega} \cdot \omega = H_{tt} \\ r_{\omega u} \cdot u + r_{\omega\omega} \cdot \omega = M_{tt} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 2351721,11 \cdot v = 12\,166,6 \\ 2\,709\,623,66 \cdot u - 10\,838\,494,65 \cdot \omega = 3429,57 \\ -10\,838\,494,65 \cdot u + 143\,525\,538,9 \cdot \omega = 1604,07 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} v = 0,0051\text{m} \\ u = 0,0018\text{m} \\ \omega = 0,0001525\text{rad} \end{cases}$$

b. Tính toán nội lực đầu cọc:

$$\text{Lực dọc đầu cọc: } N_i = \rho_{PP} \cdot [u \cdot \sin \alpha i + (v + \omega \cdot x_i) \cdot \cos \alpha i]$$

$$\text{Lực cắt đầu cọc: } H_i = \rho_{HH} \cdot [u \cdot \cos \alpha i - (v + \omega \cdot x_i) \cdot \sin \alpha i] - \rho_{HM} \cdot \omega$$

$$\text{Moment đầu cọc: } M_i = \rho_{MH} \cdot [u \cdot \cos \alpha i - (v + \omega \cdot x_i) \cdot \sin \alpha i] - \rho_{MM} \cdot \omega$$

Bảng 7.24: Nội lực đầu cọc, phương dọc cầu, TTGH CD1

STT	xi	Ni (kN)	Hi (kN)	Mni (kNm)	Ni.xi.cosα
1	-6.75	1949.118	682.825	2290.531	-13156.5
2	6.75	2917.439	682.825	2290.531	19692.71
3	-6.75	1949.118	682.825	2290.531	-13156.5

4	6.75	2917.439	682.825	2290.531	19692.71
5	0	2433.279	682.825	2290.531	0
Tổng		12166.39	3414.13	11452.65	13072.34

Bảng 7.25: c.Kiểm tra lại điều kiện cân bằng

$$\sum Y = 0 \Leftrightarrow \sum N_i \cdot \cos \alpha_i - \sum H_i \cdot \sin \alpha_i = N_{tt}$$

$$\Leftrightarrow 12\,166,39 - 0 = 12\,166,39 \text{ kN}$$

$$\sum X = 0 \Leftrightarrow \sum H_i \cdot \sin \alpha_i + \sum H_i \cdot \cos \alpha_i = H_{tt}$$

$$\Leftrightarrow 0 + 3441,22 \approx 3429,57 \text{ kN}$$

$$\sum M = 0 \Leftrightarrow \sum N_i \cdot x_i \cdot \cos \alpha_i - \sum H_i \cdot x_i \cdot \sin \alpha_i - \sum M_{ni} = M_{tt}$$

$$\Leftrightarrow 13072,03 - 0 - 11452,65 = 1619,68 \approx 1604,07 \text{ kN}$$

7.4.4.3 Theo phương ngang cầu-TTGH CD 1:**a.Tính toán các tham số:**

Nội lực tính toán ở TTGH CD 1, mặt cắt A-A theo phương ngang cầu:

$$N_{tt} = V_u = 12166,6 \text{ kN}$$

$$H_{tt} = H_x = 0 \text{ kN}$$

$$M_{tt} = M_y = 2597,56 \text{ kNm}$$

Ta có:

$$r_{vv} = \rho_{pp} \cdot \sum_{i=1}^5 \cos^2 \alpha = 5.470\,344,22 = 2\,351\,721,11$$

$$r_{uu} = \rho_{pp} \cdot \sum_{i=1}^5 \sin^2 \alpha + \rho_{HH} \cdot \sum_{i=1}^5 \cos^2 \alpha = 5.470\,344,22 \cdot 0 + 5.541\,924,73 = 2\,709\,623,66$$

$$r_{u0} = r_{0u} = \rho_{pp} \cdot \sum_{i=1}^5 \cos \alpha \cdot \sin \alpha - \rho_{HM} \cdot \sum_{i=1}^5 \cos \alpha$$

$$= 5.470\,344,22 \cdot 1 \cdot 0 - 5.2167\,698,93 \cdot 1 = -10\,838\,494,65$$

Cọc	P1	P2	P3	P4	P5
Tọa độ xi	2	2	-2	-2	0

$$r_{00} = \rho_{pp} \cdot \sum_{i=1}^5 x^2 \cdot \cos^2 \alpha + \sum_{i=1}^5 \rho_{MM}$$

$$= 470\,344,22 \cdot (-2)^2 \cdot 1 + 470\,344,22 \cdot 2^2 \cdot 1 + 470\,344,22 \cdot (-2)^2 \cdot 1$$

$$+ 470\,344,22 \cdot 2^2 \cdot 1 + 470\,344,22 \cdot 0^2 \cdot 1 + 5.11\,561\,060,97 = 65\,330\,812,37$$

Thay vào phương trình chính tắc, ta được:

$$\begin{cases} r_{vv} \cdot v = N_{tt} \\ r_{uu} \cdot u + r_{u\omega} \cdot \omega = H_{tt} \\ r_{\omega u} \cdot u + r_{\omega\omega} \cdot \omega = M_{tt} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 2351721,11 \cdot v = 12166,81 \\ 2709623,66 \cdot u - 10838494,65 \cdot \omega = 0 \\ -10838494,65 \cdot u + 65330812,37 \cdot \omega = 2597,56 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} v = 0,00517 \text{ m} \\ u = 0,00049 \text{ m} \\ \omega = 0,00012 \text{ rad} \end{cases}$$

b. Tính toán nội lực đầu cọc:

$$\text{Lực dọc đầu cọc: } N_i = \rho_{pp} \cdot [u \cdot \sin \alpha_i + (v + \omega \cdot x_i) \cdot \cos \alpha_i]$$

$$\text{Lực cắt đầu cọc: } H_i = \rho_{HH} \cdot [u \cdot \cos \alpha_i - (v + \omega \cdot x_i) \cdot \sin \alpha_i] - \rho_{HM} \cdot \omega$$

$$\text{Moment đầu cọc: } M_i = \rho_{MH} \cdot [u \cdot \cos \alpha_i - (v + \omega \cdot x_i) \cdot \sin \alpha_i] - \rho_{MM} \cdot \omega$$

Bảng 7.26: Nội lực đầu cọc, phương ngang cầu, TTGH CĐ1

STT	x_i	N_i (kN)	H_i (kN)	M_{ni} (kNm)	$N_i \cdot x_i \cdot \cos \alpha$
1	2	2544.562	0	-325.158	5089.124
2	2	2544.562	0	-325.158	5089.124
3	-2	2318.797	0	-325.158	-4637.59
4	-2	2318.797	0	-325.158	-4637.59
5	0	2431.68	0	-325.158	0
Tổng		12158.4	0	-1625.79	903.0609

c. Kiểm tra lại điều kiện cân bằng

$$\begin{aligned} \sum Y = 0 &\Leftrightarrow \sum N_i \cdot \cos \alpha_i - \sum H_i \cdot \sin \alpha_i = N_{tt} \\ &\Leftrightarrow 12158,4 - 0 = 12158,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum X = 0 &\Leftrightarrow \sum H_i \cdot \sin \alpha_i + \sum H_i \cdot \cos \alpha_i = H_{tt} \\ &\Leftrightarrow 0 + 0 = 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M = 0 &\Leftrightarrow \sum N_i \cdot x_i \cdot \cos \alpha_i - \sum H_i \cdot x_i \cdot \sin \alpha_i - \sum M_{ni} = M_{tt} \\ &\Leftrightarrow 903,06 - 0 - (-1625,79) = 2528,85 \approx 2597 \text{ kN} \end{aligned}$$

7.4.4.4 Theo phương dọc cầu- TTGH SD:

a. Tính toán các tham số:

Nội lực tính toán ở TTGH SD, mặt cắt A-A theo phương ngang cầu:

$$N_{tt} = V_u = 9123,4 \text{ kN}$$

$$H_{tt} = H_y = 2451,88 \text{ kN}$$

$$M_{tt} = M_x = 2312,21 \text{ kNm}$$

Ta có:

$$r_{vv} = \rho_{pp} \cdot \sum_{i=1}^5 \cos^2 \alpha = 5.470\,344,22 = 2\,351\,721,11$$

$$r_{uu} = \rho_{pp} \cdot \sum_{i=1}^5 \sin^2 \alpha + \rho_{HH} \cdot \sum_{i=1}^5 \cos^2 \alpha = 5.470\,344,22 \cdot 0 + 5.541\,924,73 = 2\,709\,623,66$$

$$\begin{aligned} r_{\omega\omega} = r_{\omega u} &= \rho_{pp} \cdot \sum_{i=1}^5 \cos \alpha \cdot \sin \alpha - \rho_{HM} \cdot \sum_{i=1}^5 \cos \alpha \\ &= 5.470\,344,22 \cdot 1 \cdot 0 - 5.216\,769,93 \cdot 1 = -10\,838\,494,65 \end{aligned}$$

Cọc	P1	P2	P3	P4	P5
Tọa độ xi	-6,75	-6,75	-6,75	-6,75	0

$$\begin{aligned} r_{\omega\omega} &= \rho_{pp} \cdot \sum_{i=1}^5 x^2 \cdot \cos^2 \alpha + \sum_{i=1}^5 \rho_{MM} \\ &= 470\,344,22 \cdot (-6,75)^2 \cdot 1 + 470\,344,22 \cdot 6,75^2 \cdot 1 + 470\,344,22 \cdot (-6,75)^2 \cdot 1 \\ &\quad + 470\,344,22 \cdot 6,75^2 \cdot 1 + 470\,344,22 \cdot 0^2 \cdot 1 + 5.115\,610\,60,97 = 143\,525\,838,9 \end{aligned}$$

Thay vào phương trình chính tắc, ta được:

$$\begin{cases} r_{vv} \cdot v = N_H \\ r_{uu} \cdot u + r_{\omega\omega} \cdot \omega = H_H \\ r_{\omega u} \cdot u + r_{\omega\omega} \cdot \omega = M_H \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 2351721,11 \cdot v = 9123,4 \\ 2\,709\,623,66 \cdot u - 10\,838\,494,65 \cdot \omega = 2451,88 \\ -10\,838\,494,65 \cdot u + 137\,293\,478,3 \cdot \omega = 2312,21 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} v = 0,003879\text{m} \\ u = 0,00142\text{m} \\ \omega = 0,000129\text{rad} \end{cases}$$

b. Tính toán nội lực đầu cọc:

$$\text{Lực dọc đầu cọc: } N_i = \rho_{pp} \cdot [u \cdot \sin \alpha_i + (v + \omega \cdot x_i) \cdot \cos \alpha_i]$$

$$\text{Lực cắt đầu cọc: } H_i = \rho_{HH} \cdot [u \cdot \cos \alpha_i - (v + \omega \cdot x_i) \cdot \sin \alpha_i] - \rho_{HM} \cdot \omega$$

$$\text{Moment đầu cọc: } M_i = \rho_{MH} \cdot [u \cdot \cos \alpha_i - (v + \omega \cdot x_i) \cdot \sin \alpha_i] - \rho_{MM} \cdot \omega$$

Bảng 7.27: Nội lực đầu cọc, phương dọc cầu, TTGH SD

STT	xi	Ni (kN)	Hi (kN)	Mni (kNm)	Ni.xi.cosα
1	-6.75	1414.875	489.874	1586.613	-9550.41
2	6.75	2234.055	489.874	1586.613	15079.87
3	-6.75	1414.875	489.874	1586.613	-9550.41
4	6.5	2218.885	489.874	1586.613	14422.76
5	0	1824.465	489.874	1586.613	0
Tổng		9107.156	2449.37	7933.065	10401.82

c. Kiểm tra lại điều kiện cân bằng

$$\begin{aligned} \sum Y &= 0 \Leftrightarrow \sum N_i \cdot \cos \alpha_i - \sum H_i \cdot \sin \alpha_i = N_H \\ &\Leftrightarrow 9107,16 - 0 = 9107,16 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\sum X = 0 \Leftrightarrow \sum H_i \cdot \sin \alpha_i + \sum H_i \cdot \cos \alpha_i = H_u$$

$$\Leftrightarrow 0 + 2449,37 \approx 2451,88 \text{ kN}$$

$$\sum M = 0 \Leftrightarrow \sum N_i \cdot x_i \cdot \cos \alpha_i - \sum H_i \cdot x_i \cdot \sin \alpha_i - \sum M_{ni} = M_u$$

$$\Leftrightarrow 10\,401 - 0 - 7933,065 = 2468,75 \approx 2312,21 \text{ kN}$$

7.4.4.5 Theo phương ngang cầu-TTGH SD:

Nội lực tính toán ở TTGH SD, mặt cắt A-A theo phương ngang cầu:

$$N_u = V_u = 9123,4 \text{ kN}$$

$$H_u = H_x = 52,09 \text{ kN}$$

$$M_u = M_y = 2416,2 \text{ kNm}$$

Ta có:

$$r_{vv} = \rho_{pp} \cdot \sum_{i=1}^5 \cos^2 \alpha = 5.470\,344,22 = 2\,351\,721,11$$

$$r_{uu} = \rho_{pp} \cdot \sum_{i=1}^5 \sin^2 \alpha + \rho_{HH} \cdot \sum_{i=1}^5 \cos^2 \alpha = 5.470\,344,22 \cdot 0 + 5.541\,924,73 = 2\,709\,623,66$$

$$r_{u\omega} = r_{\omega u} = \rho_{pp} \cdot \sum_{i=1}^5 \cos \alpha \cdot \sin \alpha - \rho_{HM} \cdot \sum_{i=1}^5 \cos \alpha$$

$$= 5.470\,344,22 \cdot 1 \cdot 0 - 5.216\,769,93 \cdot 1 = -10\,838\,494,65$$

Cọc	P1	P2	P3	P4	P5
Tọa độ xi	2	2	-2	-2	0

$$r_{\omega\omega} = \rho_{pp} \cdot \sum_{i=1}^5 x_i^2 \cdot \cos^2 \alpha + \sum_{i=1}^5 \rho_{MM}$$

$$= 470\,344,22 \cdot (-2)^2 \cdot 1 + 470\,344,22 \cdot 2^2 \cdot 1 + 470\,344,22 \cdot (-2)^2 \cdot 1$$

$$+ 470\,344,22 \cdot 2^2 \cdot 1 + 470\,344,22 \cdot 0^2 \cdot 1 + 5.11\,561\,060,97 = 65\,330\,812,37$$

Thay vào phương trình chính tắc, ta được:

$$\begin{cases} r_{vv} \cdot v = N_u \\ r_{uu} \cdot u + r_{u\omega} \cdot \omega = H_u \\ r_{\omega u} \cdot u + r_{\omega\omega} \cdot \omega = M_u \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 2351721,11 \cdot v = 9123,4 \\ 2\,709\,623,66 \cdot u - 10\,838\,494,65 \cdot \omega = 52,09 \\ -10\,838\,494,65 \cdot u + 65\,330\,812,37 \cdot \omega = 2416,2 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} v = 0,00387 \text{ m} \\ u = 0,000496 \text{ m} \\ \omega = 0,000119 \text{ rad} \end{cases}$$

b. Tính toán nội lực đầu cọc:

$$\text{Lực dọc đầu cọc: } N_i = \rho_{pp} \cdot [u \cdot \sin \alpha_i + (v + \omega \cdot x_i) \cdot \cos \alpha_i]$$

$$\text{Lực cắt đầu cọc: } H_i = \rho_{HH} \cdot [u \cdot \cos \alpha_i - (v + \omega \cdot w_i) \cdot \sin \alpha_i] - \rho_{HM} \cdot \omega$$

$$\text{Moment đầu cọc: } M_i = \rho_{MH} \cdot [u \cdot \cos \alpha_i - (v + \omega \cdot x_i) \cdot \sin \alpha_i] - \rho_{MM} \cdot \omega$$

Bảng 7.28: Nội lực đầu cọc, phương dọc cầu, TTGH SD

STT	x_i	N_i (kN)	H_i (kN)	M_{ni} (kNm)	$N_i \cdot x_i \cdot \cos \alpha$
1	2	1936.783	9.97141	-305.216	3873.567
2	2	1936.783	9.97141	-305.216	3873.567
3	-2	1712.147	9.97141	-305.216	-3424.29
4	-2	1712.147	9.97141	-305.216	-3424.29
5	0	1824.465	9.97141	-305.216	0
Tổng		9122.326	49.8571	-305.216	1797.091

c. Kiểm tra lại điều kiện cân bằng

$$\begin{aligned} \sum Y = 0 &\Leftrightarrow \sum N_i \cdot \cos \alpha_i - \sum H_i \cdot \sin \alpha_i = N_u \\ &\Leftrightarrow 9122,32 - 0 = 9122,32 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum X = 0 &\Leftrightarrow \sum H_i \cdot \sin \alpha_i + \sum H_i \cdot \cos \alpha_i = H_u \\ &\Leftrightarrow 0 + 49,85 \approx 52,09 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M = 0 &\Leftrightarrow \sum N_i \cdot x_i \cdot \cos \alpha_i - \sum H_i \cdot x_i \cdot \sin \alpha_i - \sum M_{ni} = M_u \\ &\Leftrightarrow 1797,09 - 0 - (-305,216) = 2102,3 \approx 2416 \text{ kN} \end{aligned}$$

7.4.5 Kiểm toán móng:

7.4.5.1 Kiểm toán sức chịu tải của móng:

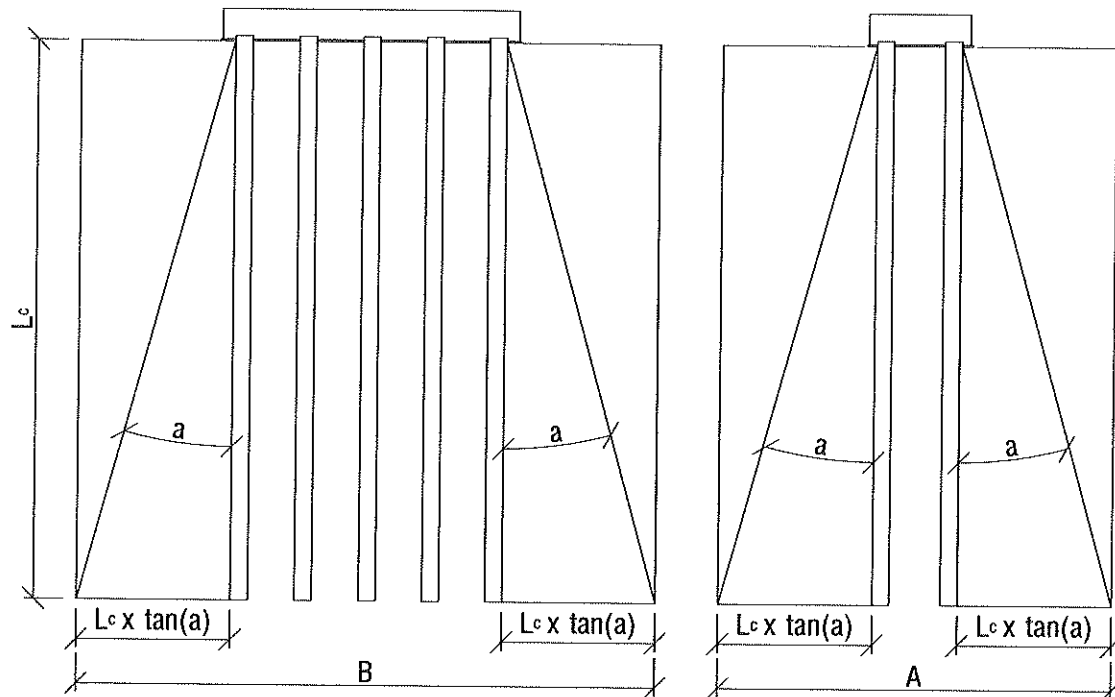
Lực dọc đầu cọc lớn nhất ở TTGH CD 1: $N_{i\max} = 2917,43 \text{ kN}$

Sức chịu tải của cọc theo đất nền: $Q_R = 4593,86 \text{ kN}$

Ta có : $N_{i\max} < Q_R$ nên cọc đảm bảo sức chịu tải

7.4.5.2 Kiểm tra ứng suất tại mặt phẳng mũi cọc (kiểm tra MKQU)

7.4.5.2.1 Kích thước móng khối qui ước (MKQU):



Hình 7.7: Kích thước MKQU

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

$$\Rightarrow \varphi_{tb} = 13,05^\circ \Rightarrow \alpha = \frac{13,05^\circ}{4} = 3,263^\circ$$

Theo phương dọc cầu: $A_1 = a \times (n - 1) + d + 2 \times L_c \times \tan \alpha$

Theo phương ngang 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 $a = 4\text{m}$

n: số hàng cọc theo phương dọc cầu, $n = 2$

d đường kính cọc, $d = 1.0\text{ m}$

L_c chiều sâu cọc ngàm trong đất, $L_c = 49,16\text{ m}$

b khoảng cách tim giữa hai hàng cọc theo phương ngang cầu $b = 6,75\text{ m}$

m số hàng cọc theo phương ngang cầu $m = 3$

Thay số vào tính ta được:

$$A_1 = 4 \cdot (2 - 1) + 1 + 2 \cdot 49,16 \cdot \tan(3,263^\circ) = 10,6\text{ m}$$

$$B_1 = 6,75 \cdot (3 - 1) + 1 + 2 \cdot 49,16 \cdot \tan(3,262^\circ) = 20,1\text{ m}$$

Diện tích móng khối quy ước được tính theo công thức:

$$F_{qu} = A_1 \cdot B_1 = 10,6 \cdot 20,1 = 213,09\text{ m}^2$$

Thể tích móng khối qui ước:

$$V_{qu} = F_{qu} \cdot L_c = 213,09 \cdot 49,16 = 10475,94\text{ m}^3$$

Moment kháng uốn ngang cầu của MKQU:

$$W_n = \frac{A_1 \cdot B_1^2}{6} = \frac{10,6 \cdot 20,1^2}{6} = 713,75\text{ m}^3$$

Moment kháng uốn dọc cầu của MKQU:

$$W_d = \frac{A_1^2 \cdot B_1}{6} = \frac{10,6^2 \cdot 20,1}{6} = 376,46\text{ m}^3$$

7.4.5.2.2 Chuyển toàn bộ tải trọng về trọng tâm MKQU-TTGH CD 1:

Khối lượng riêng trung bình của các lớp đất:

$$\gamma_{tb} = \frac{\sum \gamma_i \cdot l_i}{\sum l_i} = \frac{15,7 \cdot 3,8 + 15,7 \cdot 15,7 + 19,13 \cdot 2 + 18,7 \cdot 6,5 + 19,4 \cdot 2,3}{3,8 + 15,7 + 13,2 + 6,5 + 2,3} = 17,4\text{ kN/m}^3$$

Khối lượng thể tích MKQU:

$$\gamma_{qu} = \gamma_{tb} + \frac{n_c \cdot F_c \cdot L_c \cdot \gamma_c}{V_{qu}} = 17,4 + \frac{5,0 \cdot 785 \cdot 49,16 \cdot 25}{10475,94} = 17,86\text{ kN/m}^3$$

Tải trọng thẳng đứng tiêu chuẩn:

$$N_{qu}'' = V + \gamma_{qu} \cdot V_{qu} = 12166,6 + 17,86 \cdot 10475,94 = 199\,266,88 \text{ kN}$$

Tải trọng theo phương ngang cầu: $H_{qu}''x = 0 \text{ kN}$

Tải trọng theo phương dọc cầu: $H_{qu}''y = 3\,429,57 \text{ kN}$

Moment tính toán theo phương ngang cầu:

$$M_{qu}''x = M_x + H_{qu}''x \cdot L_c = 1604,07 + 0 \cdot 49,16 = 1604,07 \text{ kNm}$$

Moment tính toán theo phương dọc cầu

$$M_{qu}''y = M_y + H_{qu}''y \cdot L_c = 2597 + 3429,57 \cdot 49,16 = 171\,194,66 \text{ kNm}$$

7.4.5.2.3 Sức chịu tải của đất nền tại đáy MKQU:

Sức chịu tải đất nền tại đáy MKQU được tính bằng công thức:

$$R_{II} = \frac{m_1 \cdot m_2}{k_{tc}} \cdot (A \cdot b \cdot \gamma_{II} + B \cdot L_c \cdot \gamma_{II} + D \cdot c_{II})$$

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 1.22 (Nền móng, Châu Ngọc Ân)

$$m_1 = 1,1 \quad m_2 = 1,2$$

b : cạnh ngắn của MKQU, $b = A_1 = 10,6 \text{ m}$

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

$$16^\circ 05' : A = 0,474 ; B = 2,9 ; D = 5,49$$

L_c chiều sâu chôn móng, $L_c = 49,16 \text{ m}$

γ_{II} trọng lượng đơn vị thể tích của đất từ đáy móng trở xuống, $\gamma_{II} = 16,05 \text{ kN/m}^3$

$$R_{II} = \frac{1,1 \cdot 1,2}{1} \cdot (0,474 \cdot 10,6 \cdot 16,05 + 2,9 \cdot 49,16 \cdot 16,05 + 5,49 \cdot 55) = 3\,525,38 \text{ kN/m}^2$$

7.4.5.2.4 Kiểm tra ứng suất:

Ứng suất nén lớn nhất:

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{qu}}{F_{qu}} + \frac{M_{qu}^x}{W_d} + \frac{M_{qu}^y}{W_n} = \frac{199\,266,88}{213,09} + \frac{1604,07}{376,66} + \frac{171\,194,66}{713,75} = 1179,24 \text{ kN/m}^2$$

Ta thấy $\sigma_{\max} < 1,2.R_{II} = 1,2.3525,38 = 4230,46 \text{ kN/m}^2$ nên thỏa mãn điều kiện

Ứng suất nén nhỏ nhất:

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{qu}}{F_{qu}} + \frac{M_{qu}^x}{W_d} + \frac{M_{qu}^y}{W_n} = \frac{199\,266,88}{213,09} - \frac{1604,07}{376,66} - \frac{171\,194,66}{713,75} = 691,01 \text{ kN/m}^2$$

Ta thấy $\sigma_{\min} > 0$ nên thỏa mãn điều kiện

Ứng suất nén trung bình:

$$\sigma_{tb} = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} = \frac{1179,24 + 691,01}{2} = 935,13 \text{ kN/m}^2$$

Ta thấy $\sigma_{tb} < R_{II} = 3525,38 \text{ kN/m}^2$ nên thỏa mãn điều kiện

7.4.5.3 Kiểm tra lún MKQU:

Tải trọng gây lún ở TTGH SD $N_{tc} = V_s = 9123,4 \text{ kN}$

Khối lượng cọc: $Q = \gamma_w \cdot A \cdot L = 25 \cdot 0,785 \cdot 49,16 = 965,25 \text{ kN}$

Ứng suất gây lún:

Ứng suất gây lún tổng cộng: $\sigma_{oi} = K \cdot \sigma_0$

Với K là hệ số phụ thuộc vào $z/A1$ và $B1/A1 = 19,6/10,6 = 1,85$

Độ lún tổng cộng được tính bằng công thức:

$$S = \sum S_i = \sum \frac{\beta}{E_i} \cdot \Delta p_i \cdot h_i$$

Trong đó:

β : hệ số poisson của đất sét MKQU

h_i : bề dày lớp tính toán, chọn mỗi lớp là 1m

E_i : môđun biến dạng của lớp đất, phụ thuộc vào chỉ số SPT, $E_i = 7460 \cdot \frac{N_i}{8}$

Tính lún đến khi ứng suất do TLBT đất > 10 lần ứng suất tải trọng ngoài

Bảng 7.29: Độ lún móng khối qui ước

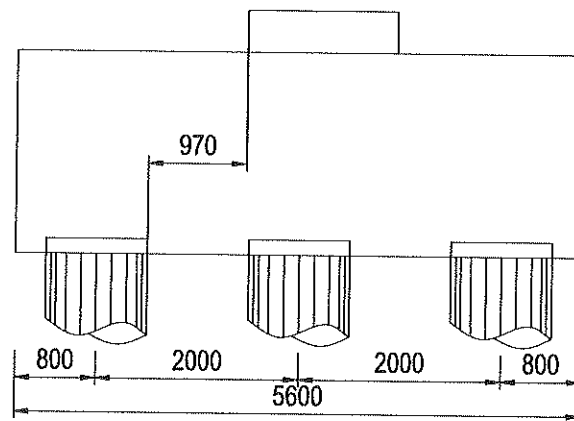
STT	Độ sâu z(m)	z/A1	K	σ_{oi} (kN/m ²)	σ_{bt} (kN/m ²)	Δp_i	Ei	Si (m)
0	0	0	1	51.97	0			
1	1	0.094	0.07	3.64	9.40	4.70	30772.5	9.16E-05
2	2	0.189	0.89	3.24	18.80	14.10	32637.5	2.59E-04
3	3	0.283	0.88	2.85	28.20	23.50	32637.5	4.32E-04
4	4	0.377	0.814	2.32	37.60	32.90	34502.5	5.72E-04

Vậy độ lún tổng cộng $\sum Si = 0,00136 \text{ m} = 0,14 \text{ cm} < [S] = 1,5 \cdot \sqrt{37,3} = 9,2 \text{ cm}$

7.4.6 Thiết kế cốt thép bộ móng:

7.4.6.1 Thiết kế cốt thép chịu lực:

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 7.8: Cánh tay đòn xác định moment lên bộ móng

Chọn phương ngang cầu để tính toán, phương dọc cầu bố trí cốt thép như phương ngang, moment tính toán ở TTGH CĐ 1

Phản lực tải đầu cọc số 1 và 2: $N_1 = N_2 = 2554,56 \text{ kN}$

Từ hình trên, cánh tay đòn $r = 0,97 \text{ m}$

Moment uốn: $M = 2 \cdot N \cdot r = 2 \cdot 2554,56 \cdot 0,97 = 4955,85 \text{ kNm} = 4955846400 \text{ Nmm}$

Tiết diện tính toán $b \times h = a \times b_1 = 5600 \times 2000 \text{ mm}$

Khoảng cách từ mép ngoài bê tông chịu kéo đến trọng tâm cốt thép $a' = 220 \text{ mm}$.

Chiều cao làm việc: $d_s = h - a' = 2000 - 220 = 1780 \text{ mm}$.

Chiều cao vùng nén quy ước:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2.M_u}{\phi.0,85.f'_c.b}} = 1780 - \sqrt{1780^2 - \frac{2.4\,955\,846\,400}{0,9.0,85.35.5600}} = 18,66 \text{ mm.}$$

$$\text{Hệ số qui đổi: } \beta_1 = 0,85 - \frac{0,05}{7} \cdot (f'_c - 28) = 0,85 - \frac{0,05}{7} \cdot (35 - 28) = 0,8$$

$$\text{Chiều cao vùng nén thực tế: } c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{18,66}{0,8} = 23,33 \text{ mm}$$

$$\text{Kiểm tra điều kiện: } \frac{c}{d_s} = \frac{23,33}{1780} = 0,01 < 0,42$$

$$\text{Hàm lượng cốt thép: } A_s = \frac{0,85.f'_c.a.b}{f_y} = \frac{0,85.35.18,66.5600}{420} = 7\,401,8 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Hàm lượng tối thiểu: } A_{s\min} = 0,03.b.h.\frac{f'_c}{f_y} = 0,03.5600.2000.\frac{35}{420} = 28\,000 \text{ mm}^2.$$

Vậy bố trí theo hàm lượng cốt thép tối thiểu

Bố trí thép 73 thanh d25 cách mép 220mm, khoảng cách $a = 200\text{mm}$,

$$A_s = 73 \cdot \frac{\pi.25^2}{4} = 35\,833,79 \text{ mm}^2$$

7.4.6.2 Kiểm toán nứt bề mặt:

Điều kiện:

$$f_s \leq f_{sa}$$

Trong đó:

+ f_s : ứng suất kéo trong cốt thép.

+ f_{sa} : ứng suất cho phép trong thanh cốt thép.

$$\text{— Ứng suất kéo cho phép trong thanh cốt thép } f_{sa} = \min \left(0,6.f_y; \frac{Z}{(d_c.A_c)^{\frac{1}{3}}} \right) :$$

Trong đó:

+ Z : thông số phụ thuộc vào môi trường, chọn $Z=2300\text{N/mm}$ đối với khí hậu khắc nghiệt.

+ d_c : khoảng cách từ trọng tâm của lớp thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài bê tông chịu kéo, $d_c = 50\text{mm}$.

+ A_c : diện tích bê tông trung bình bọc quanh 1 thanh thép chịu kéo

$$A_c = \frac{A}{n} = \frac{5600.50.2 - 35\,833,79}{28} = 7180,36 \text{ mm}^2$$

Vậy ứng suất kéo cho phép :

$$f_{sa} = \min \left(0,6.f_y; \frac{Z}{(d_c.A_c)^{\frac{1}{3}}} \right) = \min \left(0,6.420; \frac{23\,000}{(50.7180,36)^{\frac{1}{3}}} \right) = \min(252; 323,6) = 252 \text{ MPa.}$$

_ Ứng suất kéo trong cốt thép $f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \cdot (d_s - x) \cdot n$:

Trong đó:

+ M_s : moment tính toán ở TTGH sử dụng

Nội lực đầu cọc 1 và 2 ở TTGHSD: $N_1=N_2= 1936,78 \text{ kN}$

$$M_s = 2.1936,78.0,97 = 3557,35 \text{ kNm} = 3\,757\,353\,200 \text{ Nmm}$$

+ n: tỷ số quy đổi thép về bê tông, $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.10^5}{31\,798,93} = 6,29$

+ d_s : chiều cao làm việc của tiết diện, $d_s = 1780 \text{ mm}$.

+ x: khoảng cách từ trục trung hòa đến mép chịu nén của bê tông

$$x = n \cdot \frac{A_s}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2.d_s.b}{n.A_s}} - 1 \right) = 6,29 \cdot \frac{35\,833,79}{5600} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2.1780.15100}{6,29.35\,833,79}} - 1 \right) = 582,63 \text{ mm.}$$

+ I_{cr} : moment quán tính của tiết diện

$$I_{cr} = \frac{b.x^3}{3} + n.A_s.(d_s - x)^2 = \frac{5600.582,63^3}{3} + 6,29.35833,79.(1780 - 582,63)^2$$

$$= 6,923.10^{11} \text{ mm}^4.$$

Vậy $f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \cdot (d_s - x) \cdot n = \frac{3\,757\,353\,200}{6,923.10^{11}} \cdot (1780 - 582,63) \cdot 6,29 = 40,87 \text{ MPa}$

Ta có: $f_s = 40,87 \text{ MPa} < f_{sa} = 252 \text{ MPa}$ nên thỏa mãn điều kiện về chống nứt.

7.4.6.3 Kiểm tra chọc thủng bê tông:

Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_c = 1,06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \text{ (kips)}$$

Trong đó:

b_o : Chu vi theo tiết diện giới hạn, $b_o = 14600\text{mm} = 594,48 \text{ In}$

d : Chiều cao bộ mố, $d = 2000\text{mm} = 78,74 \text{ In}$

f'_c : Cường độ bê tông, $f'_c = 35 \text{ MPa} = 5076,32 \text{ Psi}$

$$V_c = 1,06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 1,06 \cdot \sqrt{5076,32} \cdot 78,74 \cdot 594,48 = 3\,535\,192,11 \text{ kips} = 768\,060,88 \text{ kN}$$

Lực dọc ở TTGH CĐ 1, tại mặt cắt A-A: $V_u = 12\,166 \text{ kN}$

Ta có, $V_u < V_c$ nên bộ mố đảm bảo không bị chọc thủng

Mục lục

CHƯƠNG 7: THIẾT KẾ MÔ CẦU	189
7.1 Số liệu thiết kế:	189
7.2 Tải trọng tác dụng lên mô:	190
7.2.1 Tĩnh tải:.....	190
7.2.1.1 Tĩnh tải của kết cấu phần trên:.....	190
7.2.1.2 Kích thước hình học mô cầu:.....	190
7.2.1.3 Nội lực do TLBT mô.....	192
7.2.2 Hoạt tải :	194
7.2.2.1 Hoạt tải xe và tải trọng làn:.....	194
7.2.2.2 Tải trọng bộ hành:	195
7.2.2.3 Moment sinh ra do hoạt tải:	195
7.2.3 Lực hãm xe BR:	196
7.2.4 Lực ma sát FR:.....	197
7.2.5 Lực ly tâm CE:.....	197
7.2.6 Tải trọng gió WS, WL:.....	197
7.2.6.1 Tải trọng gió tác động lên công trình WS:	197
7.2.6.2 Tải trọng gió tác động lên xe cộ WL:	199
7.2.7 Nội lực do áp lực đất EH, LS:	199
7.2.7.1 Áp lực ngang của đất EH:.....	200
7.2.7.2 Áp lực ngang do hoạt tải sau mô LS:	200
7.3 Tổ hợp nội lực:.....	201
7.3.2 Mặt cắt đáy bộ A-A:	201
7.3.3 Mặt cắt đỉnh bộ B-B:	203
7.3.4 Mặt cắt tường đỉnh C-C:.....	203
7.3.5 Mặt cắt tường cánh D-D:.....	204
7.4 Thiết kế cốt thép mô cầu:	204
7.4.1 Thiết kế cốt thép tường thân:	204
7.4.1.1 Thiết kế cốt thép chịu lực:	204

7.4.1.2 Kiểm toán nứt tường thân:	207
7.4.1.3 Thiết kế cốt đai tường thân:	210
7.4.2 Thiết kế cốt thép tường đỉnh:	211
7.4.2.1 Thiết kế cốt thép chịu lực:	211
7.4.2.2 Kiểm toán nứt tường đỉnh:	212
7.4.2.3 Thiết kế cốt đai tường đỉnh:	213
7.4.3 Thiết kế cốt thép tường cánh:	214
7.4.3.1 Thiết kế cốt thép chịu lực:	214
7.4.3.2 Kiểm toán nứt tường cánh:	215
7.4.3.3 Thiết kế cốt đai tường cánh:	216
7.5 Thiết kế bộ móng:	217
7.5.1 Số liệu địa chất:	217
7.5.2 Lựa chọn các thông số cơ bản của cọc khoan nhồi:	218
7.5.3 Tính toán sức chịu tải của cọc:	218
7.5.3.1 Sức chịu tải theo vật liệu:	218
7.5.3.2 Sức chịu tải theo đất nền:	219
7.5.3.3 Tính toán số lượng cọc khoan nhồi:	221
7.5.4 Tính toán nội lực đầu cọc:	222
7.5.4.2 Theo phương dọc cầu-TTGH CD 1:	222
7.5.4.3 Theo phương ngang cầu-TTGH CD 1:	225
7.5.4.4 Theo phương dọc cầu- TTGH SD:	226
7.5.4.5 Theo phương ngang cầu-TTGH SD:	228
7.5.5 Kiểm toán móng:	229
7.5.5.1 Kiểm toán sức chịu tải của móng:	229
7.5.5.2 Kiểm tra ứng suất tại mặt phẳng mũi cọc (kiểm tra MKQU):	230
7.5.5.2.1 Kích thước móng khối qui ước (MKQU):	230
7.5.5.2.2 Chuyển toàn bộ tải trọng về trọng tâm MKQU-TTGH CD 1: ...	231
7.5.5.2.3 Sức chịu tải của đất nền tại đáy MKQU:	232
7.5.5.2.4 Kiểm tra ứng suất:	233

7.5.5.3 Kiểm tra lún MKQU:	233
7.5.6 Thiết kế cốt thép bộ móng:	234
7.5.6.1 Thiết kế cốt thép chịu lực:	234
7.5.6.2 Kiểm toán nứt bộ móng:	235
7.5.6.3 Kiểm tra chọc thủng bộ móng:.....	236

Danh Sách bảng biểu

Bảng 7.1: Kích thước hình học trụ cầu:	191
Bảng 7.2: Trọng lượng bản thân móng	192
Bảng 7.3: Moment lệch tâm do tĩnh tải móng xét tại m/c A-A.....	193
Bảng 7.4: Moment lệch tâm do tĩnh tải móng xét tại m/c B-B	193
Bảng 7.5: Moment lệch tâm do tĩnh tải móng xét tại m/c B-B	193
Bảng 7.6: Giá trị tung độ do hoạt tải.....	194
Bảng 7.7: Moment lệch tâm do hoạt tải.....	196
Bảng 7.8: Lực hãm xe khi xét đến mặt cắt A-A, B-B.....	197
Bảng 7.9: Lực ma sát khi xét đến các mặt cắt.....	197
Bảng 7.10: Độ lệch tâm và diện tích chịu tải trọng gió khi xét mặt cắt A-A, B-B	198
Bảng 7.11: Tải trọng gió ngang khi xét đến mặt cắt A-A.....	198
Bảng 7.12: Tải trọng gió ngang khi xét đến mặt cắt B-B	199
Bảng 7.13: Tải trọng gió ngang tác động vào xe cộ	199
Bảng 7.14: Tải trọng gió ngang tác động vào xe cộ	199
Bảng 7.15: Áp lực ngang của đất EH khi xét đến các mặt cắt.....	200
Bảng 7.16: Áp lực ngang do hoạt tải sau móng LS khi xét đến các mặt cắt	201
Bảng 7.17: Hệ số tải trọng.....	201
Bảng 7.18: Tổ hợp tải trọng mặt cắt A-A	201
Bảng 7.19: Tổ hợp nội lực mặt cắt A-A ở các TTGH	202
Bảng 7.20: Tổ hợp tải trọng mặt cắt B-B.....	203
Bảng 7.21: Tổ hợp nội lực mặt cắt B-B ở các TTGH.....	203

Bảng 7.22: Tổ hợp tải trọng mặt cắt C-C.....	203
Bảng 7.23: Tổ hợp nội lực mặt cắt C-C ở các TTGH.....	203
Bảng 7.24: Tổ hợp tải trọng mặt cắt C-C.....	204
Bảng 7.25: Tổ hợp nội lực mặt cắt C-C ở các TTGH.....	204
Bảng 7.26: Bảng tính sức kháng thành bên.....	220
Bảng 7.27: Nội lực đầu cọc, phương dọc cầu, TTGH CĐ1	224
Bảng 7.28: Nội lực đầu cọc, phương dọc cầu, TTGH CĐ1	226
Bảng 7.29: Nội lực đầu cọc, phương dọc cầu, TTGH SD	227
Bảng 7.30: Nội lực đầu cọc, phương dọc cầu, TTGH CĐ1	229
Bảng 7.31: Độ lún móng khối qui ước.....	234

Danh mục hình ảnh

Hình 7.1: Kích thước hình học móng	191
Hình 7.2: Sơ đồ tính phản lực do hoạt tải	194
Hình 7.3: Đường ảnh hưởng hoạt tải.....	195
Hình 7.4: Bố trí cốt thép tường thân, tường đỉnh, tường cánh.....	217
Hình 7.5: Mặt bằng cọc khoan nhồi	221
Hình 7.6: Chiều dài chịu nén và chịu uốn.....	222
Hình 7.7: Kích thước MKQU.....	230
Hình 7.8: Cánh tay đòn xác định moment lên bộ móng	234

CHƯƠNG 8: THIẾT KẾ TRỤ CẦU

8.1 Số liệu thiết kế:

_ Chiều dài dầm : $L = 30000 \text{ mm}$

_ Chiều dài dầm tính toán : $L_u = 29300 \text{ mm}$

_ Số nhịp cầu : 3 nhịp

_ Số dầm trên một m/c ngang : 6 dầm

_ Cấp tải thiết kế : 0,65HL93

_ Cường độ bê tông : $f'_c = 35 \text{ MPa}$.

_ Khối lượng riêng bê tông : $\gamma_c = 2,5 \cdot 10^{-5} \text{ N / mm}^3$.

_ Môđun đàn hồi bê tông:

$$f'_c = 35 \text{ MPa} \Rightarrow E_c = 0,0043 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f'_c} = 0,043 \cdot 2500^{1,5} \cdot \sqrt{35} = 31\,798,93 \text{ MPa}.$$

_ Cốt thép sử dụng có $f_y = 420 \text{ MPa}$

_ Môđun đàn hồi cốt thép $E_s = 200000 \text{ MPa}$

_ Hệ số điều chỉnh tải trọng ở TTGH cường độ 1:

$$\eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I \geq 0,95 \quad (\text{A1.3.2.1-2})$$

Trong đó:

+ Hệ số xét đến tính dẻo : $\eta_D = 0,95$.

+ Hệ số xét đến tính dư thừa : $\eta_R = 0,95$.

+ Hệ số xét đến tính quan trọng : $\eta_I = 1,05$.

$$\text{Vậy hệ số điều chỉnh tải trọng } \eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 0,95 \cdot 0,95 \cdot 1,05 = 0,95$$

_ Hệ số tải trọng ở TTGH cường độ 1:

$$\gamma_{DC} = 1,25 \quad \gamma_{DW} = 1,5 \quad \gamma_{LL} = 1,75$$

_ Hệ số xung kích ở TTGH cường độ 1 và sử dụng: $1 + \text{IM} = 1 + 0,33$

_ Số lượng dầm chính : $n = 6$ dầm

_ Mực nước thấp nhất : $+23,32 \text{ m}$

_ Mức nước cao nhất	:+30,13 m
_ Mức nước thông thuyền	:+27,6 m
_ Cao độ đỉnh bệ trụ	:+21,52 m

8.2 Tải trọng tác dụng lên trụ:

8.2.1 Tĩnh tải:

8.2.1.1 Tĩnh tải kết cấu phần trên:

Theo số liệu đã được tính toán từ Chương 4: Thiết Kế Dầm Chính

DC1	DC2'	DC2''	DC3	DW
18,54	74,35	1.56	9.88	18,11

(Đơn vị: N/mm)

.Trọng lượng bản thân dầm chính:

$$DC' = n.DC1 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot L \cdot 1 \right) = 6.18,54 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 30000 \cdot 1 \right) = 1\,668\,600 \text{ N}$$

.Trọng lượng bản thân bản mặt cầu, lan can, lề bộ hành:

$$\begin{aligned} DC'' &= (DC2' + DC2'' + DC3) \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot L \cdot 1 \right) \\ &= (74,35 + 1,56 + 9,88) \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 30000 \cdot 1 \right) = 1\,286\,850 \text{ N} \end{aligned}$$

Phản lực tác dụng lên gối

.Do tổng tĩnh tải một nửa kết cấu nhịp

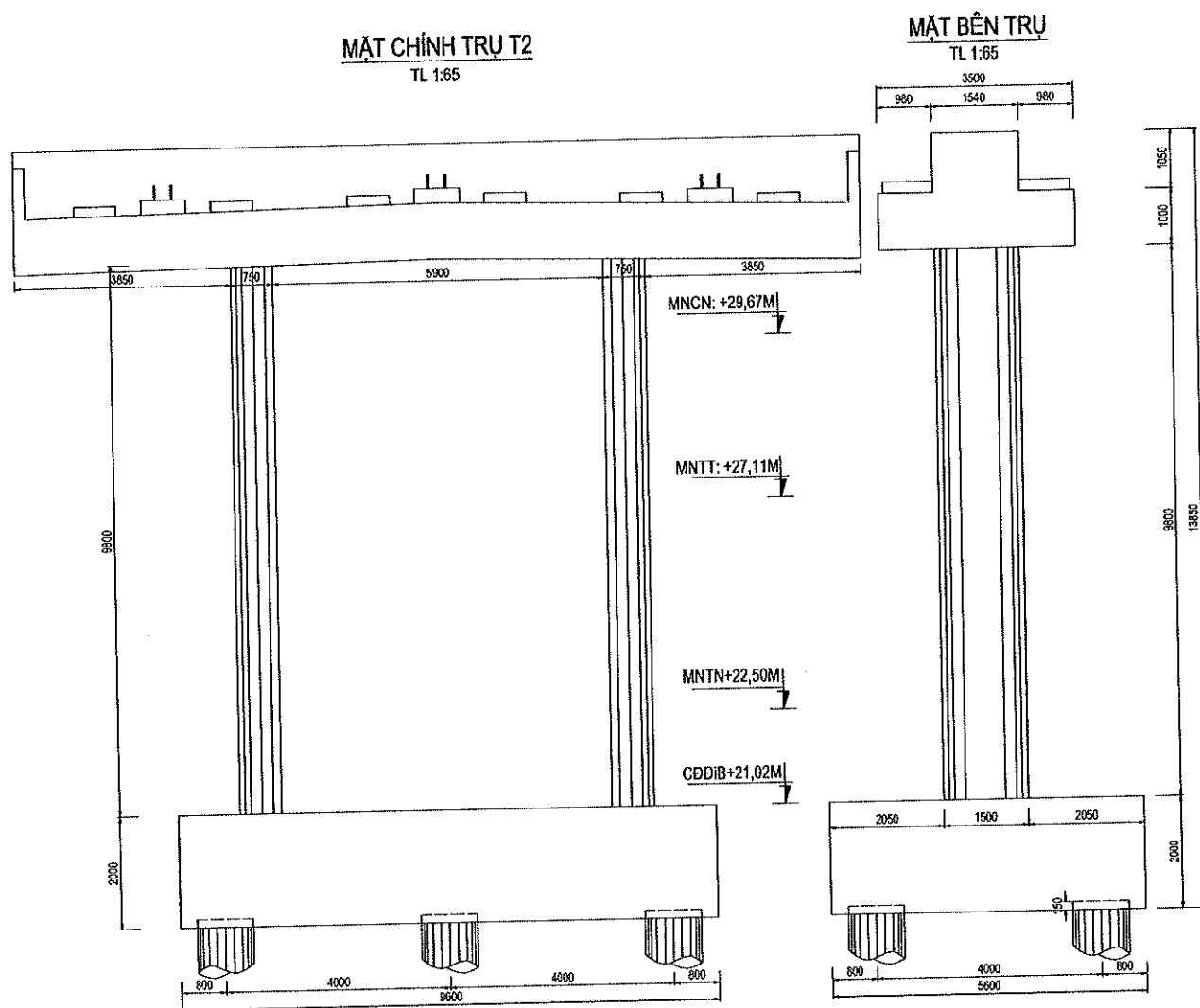
$$DC = DC' + DC'' = 1\,668\,600 + 1\,286\,850 = 2\,955\,450 \text{ N}$$

.Do trọng lượng lớp phủ:

$$DW = DW \cdot \frac{1}{2} \cdot L \cdot 1 = 18,11 \cdot \frac{1}{2} \cdot 30000 \cdot 1 = 271\,650 \text{ N}$$

$$\text{.Tổng cộng: } DC + DW = 2\,955\,450 + 271\,650,0 = 3\,227\,100,0 \text{ N}$$

8.2.1.2 Kích thước hình học trụ cầu:



Hình 8.1: Cấu tạo trụ

Bảng 8.1: Kích thước hình học trụ

Kết cấu	Ký hiệu	Giá trị m
Chiều rộng xà mũ 1 (dọc cầu)	d1	1.54
Chiều rộng xà mũ 2 (dọc cầu)	dh	3.5
Chiều rộng thân trụ (dọc cầu)	dc	1.5
Chiều rộng bộ móng (dọc cầu)	d	5.6
Chiều cao xà mũ 1	h1	1.05
Chiều cao xà mũ 2	h2	1
Chiều cao thân trụ	hc	9.8
Chiều cao bộ móng	h	2
Chiều cao đá kê	b9	0.2

Chiều rộng đá kê (dọc cầu)	c4'	0.9
Bán kính cong thân trụ	R	0.75
Chiều cao của kết cấu phần trên(gồm lan can)	hpt	1.615
Phương ngang cầu		
Chiều rộng xà mũ	bh	15.1
Chiều rộng phần hẫng	b1	3.85
Chiều rộng thân trụ	bc	7.4
Chiều rộng bộ móng	b	9.6
Số lượng đá kê gối	ng	12
Chiều rộng đá kê	c4	0.9

Nội lực do tĩnh tải trụ cầu:

Gọi A-A: mặt cắt đáy bộ

B-B: mặt cắt đỉnh bộ

Tĩnh tải kết cấu trụ: $P = V \cdot \gamma_c$ với $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Bảng 8.2: Tĩnh tải các bộ phận kết cấu trụ

Kết cấu	Công thức	V (m ³)	P (kN)
Bộ móng	$V_{P1}=b.d.h$	107.52	2688
Thân trụ	$V_{P2}=dc.bc.hc$	108.78	2719.5
Xà mũ 1	$V_{P3}=d1.h1.bh$	24.4167	610.4175
Xà mũ 2	$V_{P4}=dh.h2.bh$	52.85	1321.25
Đá kê gối	$V_{P5}=ng.b9.c4.c4'$	1.84	46

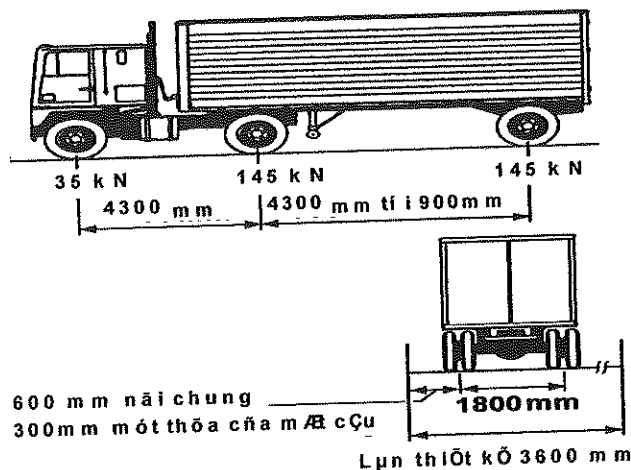
Bảng 8.3: Tĩnh tải các bộ phận kết cấu trụ tại các mặt cắt

Kết cấu	A-A (kN)	B-B (kN)
Bộ móng	2688	0
Thân trụ	2719.5	2719.5
Xà mũ 1	610.4175	610.4175
Xà mũ 2	1321.25	1321.25
Đá kê gối	46	46
Tổng cộng	7385.1675	4697.1675

8.2.2 Hoạt tải:

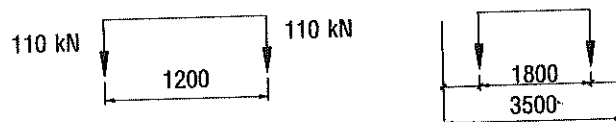
Xe tải thiết kế:

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



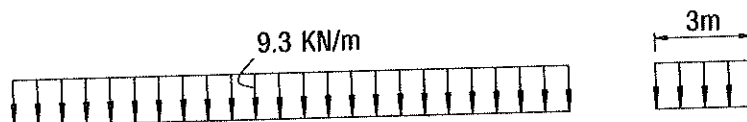
Xe tải 2 trục:

Bao gồm 2 trục, mỗi trục nặng 110kN, khoảng cách giữa hai trục là không đổi là 1200mm. Theo phương ngang, khoảng cách giữa hai bánh xe là 1800mm.

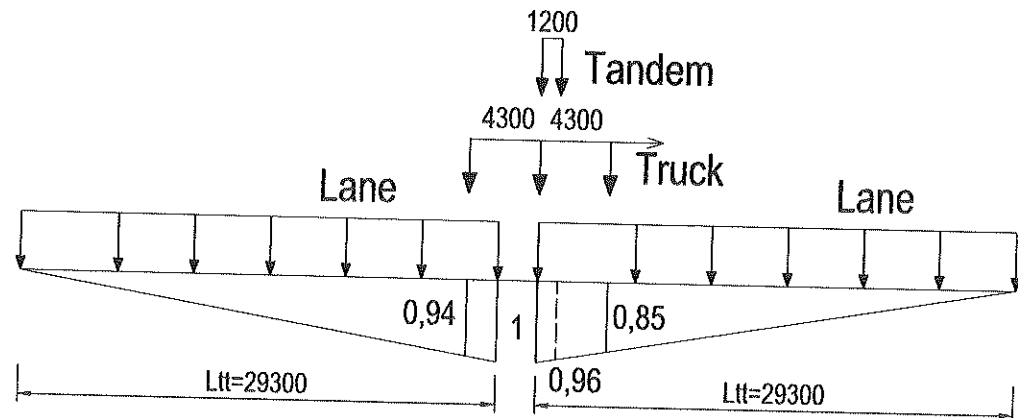


Tải trọng làn:

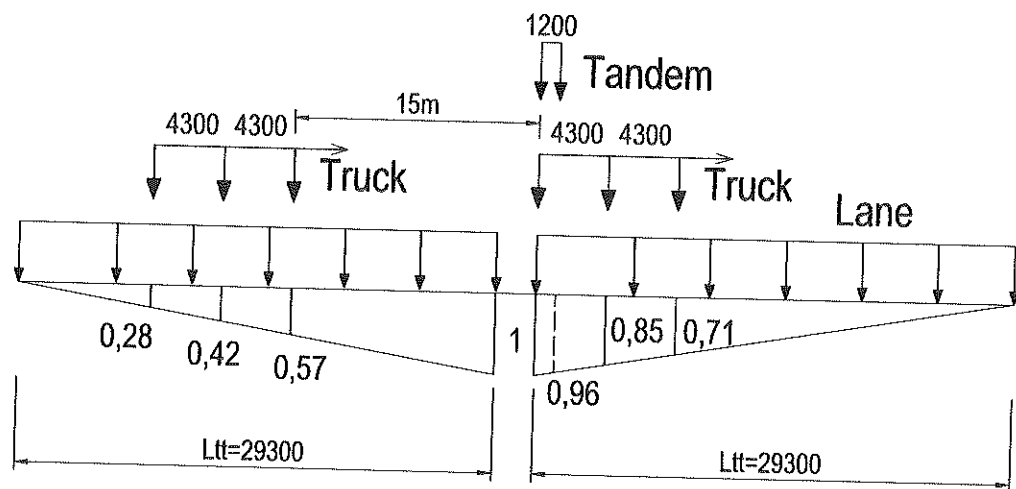
Tải trọng làn bao gồm tải rộng rãi đều 9.3N/mm xếp theo phương dọc cầu. Theo phương ngang cầu, tải trọng này phân bố theo chiều rộng 3000mm, tải trọng làn có thể dịch chuyển để gây ra nội lực lớn nhất.



8.2.2.1 Phản lực do hoạt tải xe và tải trọng làn:



Hình 8.2: Sơ đồ tính khi xếp một xe và tải trọng làn (một nhịp)



Hình 8.3: Sơ đồ tính khi xếp 2 xe và tải trọng làn (hai nhịp)

Gọi y_1, y_2, y_3 là tung độ đường ảnh hưởng của xe tải 3 trục

y_1', y_2' là tung độ đường ảnh hưởng của xe tải 2 trục

Bảng 8.4: Tung độ đường ảnh hưởng hoạt tải

Hoạt tải	Tung độ	Nhịp phải	Nhịp trái
Xe 3 trục	y_1	1	0.28
	y_2	0.85	0.42
	y_3	0.71	0.57
Xe 2 trục	y_1'	1	
	y_2'	0.96	
Tải trọng làn	Ω_{lane}	14.65	14.65

a. Trường hợp khi xếp xe trên 1 nhịp

Phản lực do tải trọng làn:

$$R_{Lane} = q \cdot \Omega_{Lane} = 9,3 \cdot 14,65 = 136,245 \text{ kN}$$

Phản lực do tải trọng xe 2 trục:

$$R_{\text{Tandem}} = P1.y_1' + P2.y_2' = 71,5.1 + 71,5.0,96 = 140,14 \text{ kN}$$

Phản lực do tải trọng xe 3 trục:

$$R_{\text{Truck}}^L = P1.y_1 + P2.y_2 + P3.y_3 = 94,25.1 + 94,25.0,85 + 22,75.0,71 = 190,515 \text{ kN}$$

Chọn tổ hợp xe 3 trục và tải trọng làn để xác định phản lực trong TH này:

$$R = R_{\text{Lane}} + R_{\text{Truck}}^L = 326,76 \text{ kN}$$

b. Trường hợp khi xếp xe trên 2 nhịp

Phản lực do tải trọng làn:

$$R_{\text{Lane}} = 2.q.\Omega_{\text{Lane}} = 2.9,3.14,65 = 272,49 \text{ kN}$$

Phản lực do tải trọng xe 3 trục:

$$R_{\text{Truck}}^R = P1.y_1 + P2.y_2 + P3.y_3 = 94,25.0,28 + 94,25.0,42 + 22,75.0,57 = 78,9 \text{ kN}$$

X'

Chọn trường hợp 2 để xác định phản lực do hoạt tải

n: Số làn xe, n=3

m: Hệ số làn xe, m=0,85 do xếp 3 làn xe

$$\begin{aligned} R &= n.m.0,9 \cdot \left[(1 + IM) \cdot (R_{\text{Truck}}^L + R_{\text{Truck}}^R) + R_{\text{Lane}} \right] \\ &= 3.0,85.0,9 \cdot \left[(1 + 0,33) \cdot (190,5 + 78,9) + 272,49 \right] = 1447,84 \text{ kN} \end{aligned}$$

8.2.2.2 Phản lực do tải trọng bộ hành:

$$PL = 2 \cdot \left(n_{\text{ng}} \cdot K \cdot PL \cdot \frac{L_{\text{tt}}}{2} \right)$$

Trong đó:

.PL: Tải trọng bộ hành, $PL = 3.10^{-3} \text{ N/mm}$

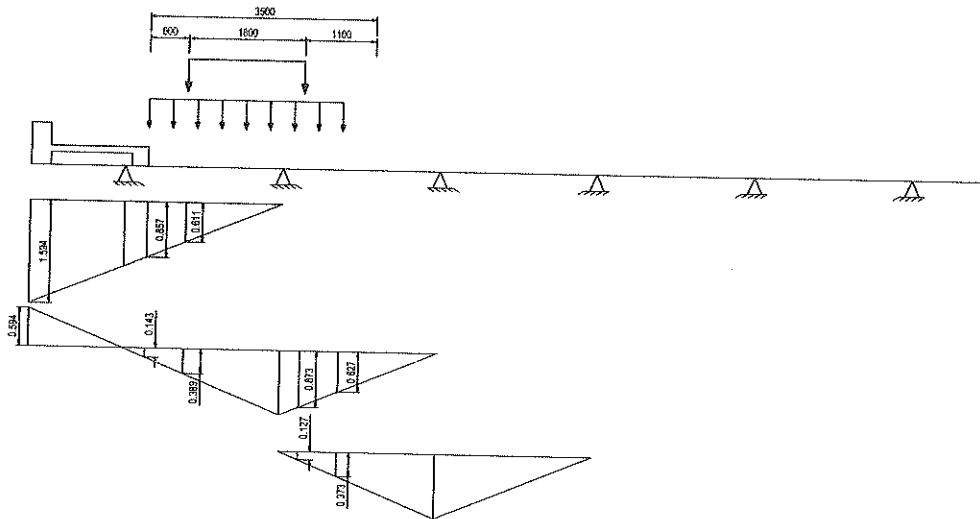
. n_{ng} : Số làn bộ hành, $n_{\text{ng}} = 2$

.K: Bề rộng lề bộ hành, $K = 1,5 \text{ m}$

$$. PL = 2 \cdot \left(n_{\text{ng}} \cdot K \cdot PL \cdot \frac{L_{\text{tt}}}{2} \right) = 2 \cdot \left(2.1500.3.10^{-3} \cdot \frac{29300}{2} \right) = 263700 \text{ N} = 263,7 \text{ kN}$$

8.2.2.3 Moment sinh ra do hoạt tải đặt lệch tâm:

Nhận thấy trường hợp đặt một làn xe và trên cả 2 nhịp lệch tâm lớn nhất nên chọn trường hợp này để tính toán



Hình 8.4: Xếp tải tìm moment lệch tâm lớn nhất

Phản lực do tải trọng bộ hành khi xếp 1 bên

$$R_{PL} = PL.K. \frac{\Omega_{Lane}}{2} = 3.10^{-3}.1500. \frac{14,65}{2} = 65,9 \text{ kN}$$

Phản lực do tải trọng làn:

$$R_{Lane} = q.\Omega_{Lane} = 9,3.14,65 = 136,245 \text{ kN}$$

Phản lực do tải trọng xe 3 trục:

$$R_{Truck}^L = 190,5 \text{ kN}$$

$$R_{Truck}^R = 78,9 \text{ kN}$$

Ta có công thức:

$$V_{Lane}^L = V_{Lane}^R = \frac{m.R_{Lane}.\Omega_{Lane}}{3}$$

$$V_{PL}^L = V_{PL}^R = \frac{m.R_{PL}.\Omega_{PL}}{1,25}$$

$$V_{Truck}^L = m.R_{Truck}^L.0,5.(y_1 + y_2); V_{Truck}^R = m.R_{Truck}^R.0,5.(y_1 + y_2)$$

Bảng 8.5: Moment lệch tâm do hoạt tải

Goi		1	2	3
Độ lệch tâm e (m)		6.1	3.66	1.22
Xe	y1	0.61	0.39	0.2
	y2	0	0.87	0
Làn Ω_{Lane}		0.9	1.97	0.15
PL Ω_{PL}		1.746	0	0
$V_{lane}^L = V_{lane}^R$		49.0	107.4	8.2
$V_{PL}^L = V_{PL}^R$		92.1	0.0	0.0
V_{Truck}^L		69.7	144.0	22.9
V_{Truck}^R		28.9	59.7	9.5
Tổng V (kN)		380.9	418.4	48.7
$M_{yi} = \sum V_i \cdot e$ (kNm)		2323.4	1531.5	59.4
Tổng moment $\sum M_{yi}$ (kNm)		3914.3		

Lực hãm xe BR:

Lực hãm xe lấy bằng 25% trọng lượng các trục xe tải hai xe tải 2 trục thiết kế trên tất cả các làn xe chạy cùng một hướng hoặc 5% xe và làn. Lực hãm xe nằm ngang theo phương dọc cầu và cách mặt cầu 1,8m

$$BR = m.n.25\% \cdot \sum P_i$$

Trong đó:

n: Số làn xe, n=3

m: Hệ số làn xe, m=0,85 do xếp 3 làn xe

$$BR = m.n.25\% \cdot \sum P_i = 0,85.3.25\% \cdot (94,25 + 94,25 + 22,75) = 134,67 \text{ kN}$$

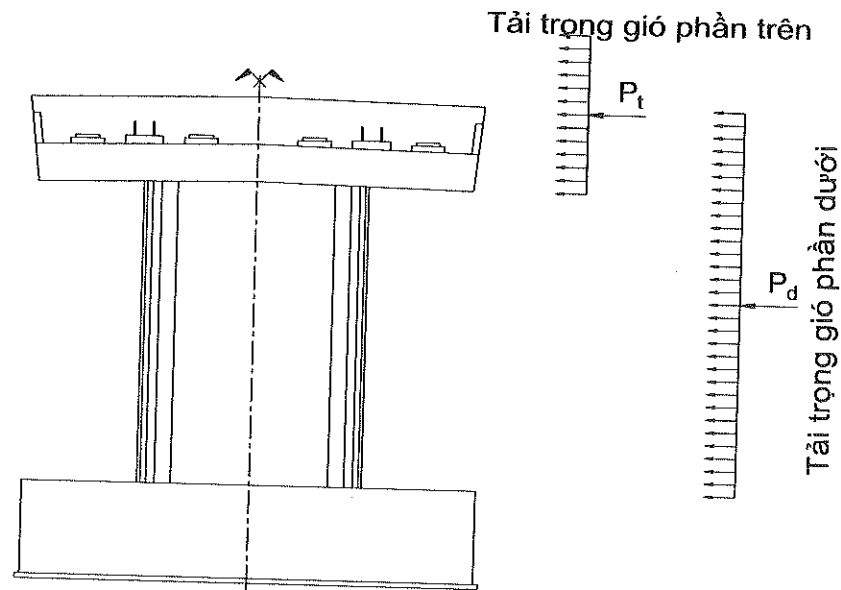
$$BR = 5\% \cdot P + Lane = 0,05.190,5 + 136,2 = 145,7 \text{ kN}$$

Bảng 8.6: Lực hãm xe khi xét đến mặt cắt A-A và B-B

Mặt cắt	e (m)	BR (kN)	Mx (kNm)
A-A	14.65	145.77	2135.5
B-B	12.65	145.77	1844.0

Tải trọng gió WS, WL:

8.2.2.4 Tải trọng gió ngang tác động vào công trình WS:



Hình 8.5: Tải trọng gió ngang

Tải trọng gió ngang 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 công thức sau:

$$P_D = 0,0006.V^2.A_t.C_d \geq 1,8.A_t \text{ (kN)}$$

Trong đó:

V : Tốc độ gió thiết kế, $V = V_B.S$

V_B : Tốc độ gió giật cơ bản trong 3 giây với chu kỳ xuất hiện 100 năm, $V_B = 45 \text{ m/s}$

S : Hệ số hiệu chỉnh đối với khu đất chịu gió và độ cao mặt cầu, $S = 1,09$

$$V = V_B.S = 45.1,09 = 49,05 \text{ m/s}$$

A_t : Diện tích của kết cấu chịu tải trọng gió ngang m^2

C_d : Hệ số cản phụ thuộc vào tỷ số b/d

b : Chiều rộng của cầu giữa các bề mặt lan can, $b = 15,1 \text{ m}$

d : Chiều cao kết cấu phần trên bao gồm lan can đặc, $d = 2,23 \text{ m}$

Vậy $b/d = 6,77$. Tra toán đồ Hình 3.8.1.2.1.1 ta được $C_d = 1,33$

Ta xét thêm tải trọng gió khi tốc độ gió là 25 m/s

Bảng 8.7: Độ lệch tâm và diện tích chịu tải trọng gió khi xét mặt cắt A-A, B-B

K/C	Công thức e	e (m)	A-A	B-B	Công thức A_t	$A_t(m^2)$
Trụ	$h+0,5.(h_c+h_2+h_1)$	7.93	7.93	5.93	$d_c.h_c+d_h.h_2+d_1.h_1$	19.817
KCPT	$h+h_c+0,8+h_{pt}/2$	13.41	13.41	11.41	$h_{pt}.L$	48.45

Bảng 8.8: Tải trọng gió ngang khi xét đến mặt cắt A-A

K/C	$1,8.A_t$ (kN)	P_D (kN)	M_y (kNm)	P_{D25} (kN)	M_{y25} (kNm)
Trụ	35.67	38.05	301.5	9.88	78.33
KCPT	87.21	93.02	1247.4	24.16	324.05
Tổng	122.88		1548.9	34.0	402.4

Bảng 8.9: Tải trọng gió ngang khi xét đến mặt cắt B-B

K/C	35.67	P_D (kN)	M_y (kNm)	P_{D25} (kN)	M_{y25} (kNm)
Trụ	35.67	38.05	225.43	9.88	58.56
KCPT	87.21	93.02	1061.35	24.16	275.72
Tổng	122.88		1286.78	34.05	334.28

Tải trọng gió tác động vào xe cộ WL:

a. Tải trọng gió ngang :

Áp lực gió ngang tác dụng lên xe cộ lấy bằng 1,5 kN/m, tác dụng theo hướng nằm ngang, ngang với tim dọc kết cấu và đặt cách mặt đường 1,8m

$$W_{LN} = 1,5.L = 1,5.30 = 45 \text{ kN}$$

Bảng 8.10: Tải trọng gió ngang tác động vào xe cộ

Mặt cắt	e (m)	WLN (kN)	M_y (kNm)
A-A	14.65	45	659.25
B-B	12.65	45	569.25

b. Tải trọng gió dọc :

Áp lực gió ngang tác dụng lên xe cộ lấy bằng 0,75 kN/m, tác dụng theo hướng nằm ngang, ngang với tim dọc kết cấu và đặt cách mặt đường 1,8m

$$W_{LD} = 0,75.L = 0,75.30 = 22,5 \text{ kN}$$

Bảng 8.11: Tải trọng gió ngang tác động vào xe cộ

Mặt cắt	e (m)	WLN (kN)	My (kNm)
A-A	14.65	22.5	329.625
B-B	12.65	22.5	284.625

Tải trọng do lực nước WA:

8.2.2.5 Lực đẩy nổi :

Lực đẩy nổi của nước là một lực đẩy hướng lên trên, được lấy bằng tổng của các thành phần thẳng đứng của áp lực tĩnh tác dụng lên tất cả các bộ phận nằm dưới mực nước thiết kế, áp lực nước đẩy nổi được tính theo công thức:

$$B = \gamma_w \cdot V$$

Trong đó: V: Thể tích phần ngập nước

γ_w : Trọng lượng riêng của nước, $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

CĐĐiB thấp hơn MNTN là 1,48m

Bảng 8.12: Lực đẩy nổi khi xét đến mặt cắt A-A, B-B:

Mặt cắt	Công thức	V (m ³)	B (kN)
A-A	$V = bc \cdot dc \cdot 1,48$	16.428	-164.28
B-B	$V = d \cdot h \cdot b + bc \cdot dc \cdot 1,48$	123.948	-1239.48

Áp lực dòng chảy:

a. Tác dụng theo phương dọc của trụ (trục X qui ước):

Chiều cao cột nước từ MNCN đến CĐĐiB là 8,64m

Áp lực nước được tính theo công thức:

$$p = 5,14 \cdot 10^{-4} \cdot C_D \cdot V^2 = 5,14 \cdot 10^{-4} \cdot 0,7 \cdot 2,5^2 = 2,25 \cdot 10^{-3} \text{ kN/m}^2$$

Lực nước tác dụng: $P = p \cdot S$, đặt tại trọng tâm của mặt tác dụng

Trong đó:

V: Vận tốc nước chảy, chọn $V = 2,5 \text{ m/s}$

C_D : Hệ số cản của thân trụ, tra Bảng 3.7.3.1-1 đối với trụ đầu tròn $C_D = 0,7$

Bảng 8.13: Áp lực dòng chảy theo trục x

Mặt cắt	Lệch tâm e (m)	S (m ²)	Px (kN)	My (kNm)
B-B	4.32	12.96	29.16	125.97
A-A	5.32	24.16	54.36	289.20

b. Tác dụng theo phương ngang của trụ (trục Y qui ước):

Chiều cao cột nước từ NMCN đến CĐĐiB là 8,64m

Áp lực nước được tính theo công thức:

$$p = 5,14.10^{-4} \cdot C_L \cdot V^2 = 5,14.10^{-4} \cdot 1,2 \cdot 5^2 = 3,21.10^{-3} \text{ kN/m}^2$$

Lực nước tác dụng: $P = p \cdot S$, đặt tại trọng tâm của mặt tác dụng

Trong đó:

V: Vận tốc nước chảy, chọn $V=2,5\text{m/s}$

C_D : Hệ số cản của thân trụ, tra Bảng 3.7.3.2-1 góc 90 độ nên $C_L=1$

Bảng 8.14: Áp lực dòng chảy theo trục x

Mặt cắt	Lệch tâm e (m)	S (m ²)	Px (kN)	My (kNm)
B-B	4.32	63.936	143.86	621.46
A-A	5.32	75.136	169.06	899.38

Áp lực thủy tĩnh:

Áp lực giả thuyết tác động thẳng vào mặt cản nước. Tính bằng tích chiều cao mực nước, chiều cao cột nước từ MNCN đến CDDiB là h' 8,64m

$$P = \frac{1}{2} \cdot h' \cdot \gamma_w \cdot S (\text{kN})$$

Bảng 8.15: Áp lực dòng chảy theo trục x

Mặt cắt	Lệch tâm e (m)	S (m ²)	Px (kN)	My (kNm)
B-B	4.32	12.96	559.87	2418.65
A-A	5.32	24.16	1043.71	5552.55

Lực va do tàu CV:

Cầu được thiết kế qua sông cấp V nên theo ta được

Tấn trọng tải thiết kế: DWT= 100 Mg

Kích thước tàu

Chiều dài lớn nhất LOA= 15 m

Chiều rộng lớn nhất 5 m

Mớn nước đầy tải 1 m

Theo Bảng 3.14.3-1, ta có

Vận tốc va thiết kế $V=2,5+ V_s=2,5+ 1,83= 4,33 \text{ m/s}$

Lực va tàu vào trụ

$$PS = 1,2.10^5 \cdot V \cdot \sqrt{DWT} \cdot \frac{1}{1000} = 1,2.10^5 \cdot 4,33 \cdot \sqrt{100} \cdot \frac{1}{1000} = 5196 \text{ (kN)}$$

Phương va tàu là phương X với 50% lực va thiết kế nên $H_x=50\%.PS= 2598 \text{ kN}$

Khoảng cách từ MNTT đến CDDiB là 6,09m

Moment do lực va tàu khi xét mặt cắt A-A:

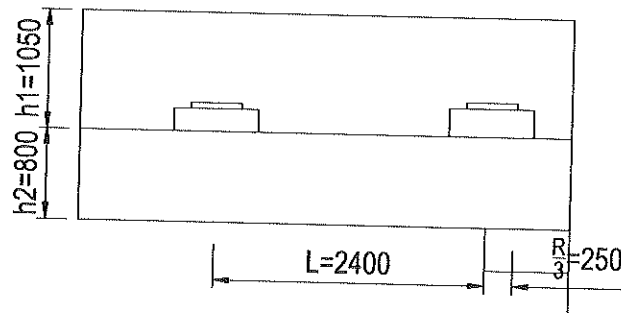
$$M_y = H_x \cdot (h + 6,09) = 2598 \cdot (2 + 6,09) = 21017,82 \text{ kNm}$$

Moment do lực va tàu khi xét mặt cắt B-B:

$$M_y = H_x \cdot 6,09 = 2598 \cdot 6,09 = 15821,82 \text{ kNm}$$

8.3 Tổ hợp nội lực:

8.3.1 Tổ hợp nội lực phần hẫng của xà mũ trụ:



Hình 8.6: Cánh tay đòn phần hẫng xà mũ trụ

a. Tính tải:

.Tĩnh tải của kết cấu phần trên tác dụng lên phần hẫng

$$DC' = 2 \cdot \frac{DC}{6} = 2 \cdot \frac{2\,955\,450,0}{6} = 985,15 \text{ kN}$$

$$DW = 2 \cdot \frac{DW}{6} = 2 \cdot \frac{271\,650,0}{6} = 90,5 \text{ kN}$$

.Trọng lượng bản thân xà mũ trụ

Chiều dài tính toán phần hẫng: $y = L + \Delta L = 2,65 \text{ m}$

Trong đó:

L: Khoảng cách từ thân trụ đến tim gối biên, $L=2,4 \text{ m}$

$$\Delta L = R/3 = 0,75/3 = 0,25 \text{ m}$$

Bảng 8.16: TLBT cả mũ tác dụng lên phần hẫng

Kết cấu	Công thức V	V (m ³)	P (kN)
Xà mũ 1	$V = (b1 + \Delta L) \cdot h1 \cdot d1$	6.63	165.74
Xà mũ 2	$V = (b1 + \Delta L) \cdot h2 \cdot dh$	14.35	358.75
		Tổng P	524.49

b. Hoạt tải:

Dựa vào số liệu **Bảng 8.5**, ta có:

Phản lực	Gối 1
$V_{lane}^L = V_{lane}^R$	49.0
V_{Truck}^L	69.7
V_{Truck}^R	28.9
Tổng V (kN)	147.7

c. Tổ hợp nội lực phần hằng xà mũ:

Trạng thái giới hạn cường độ 1:

$$V_u = 1. \left[\gamma_{DC} \cdot (DC' + P) + \gamma_{DW} \cdot DW' + \gamma_{LL} \cdot (0.9 \cdot (1 + IM) \cdot V_1^{Tr} + V_1^{Lane}) \right]$$

$$= 1. \left[1.25 \cdot (985,15 + 524,49) + 1.5 \cdot 90,55 + 1.75 \cdot (0.9 \cdot (1 + 0,33) \cdot (69,7 + 28,9) + 2.49,0) \right]$$

$$= 2\,267,04 \text{ kN}$$

$$M_u = V_u \cdot y = 2\,267,04 \cdot 2,65 = 6\,007,65 \text{ kNm}$$

Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$V_s = \gamma_{DC} \cdot (DC' + P) + \gamma_{DW} \cdot DW' + \gamma_{LL} \cdot (0.9 \cdot (1 + IM) \cdot V_1^{Tr} + V_1^{Lane})$$

$$= 1. \cdot (985,55 + 524,49) + 1.90,55$$

$$+ 1. \cdot [0.9 \cdot (1 + 0,33) \cdot (69,7 + 28,9) + 2.49,0] = 1781,75 \text{ kN}$$

$$M_s = V_s \cdot y = 1781,75 \cdot 2,65 = 4\,721,64 \text{ kNm}$$

8.3.2 Tổ hợp nội lực tại mặt cắt đáy bộ A-A, định bộ B-B

Bảng 8.17: Hệ số tải trọng

	DC	DW	LL	BR	WS	WS25	WL	WL25	WAZ	WAX	WAY	WA	CV
SD	1	1	1	1	0,3	0,3	1	1	1	1	1	1	0
CD1	1,25	1,5	1,75	1,75	0	0	0	0	0	0	0	0	0
CD2	1,25	1,5	0	0	1,4	0	0	0	1	1	1	1	0
CD3	1,25	1,5	1,35	1,35	0	0,4	0	1	1	1	1	1	0
ĐB	1,25	1,5	0,5	0,5	0	0	0	0	1	1	1	1	1

8.3.3 Mặt cắt đáy bộ A-A:

Bảng 8.18: Tổng hợp tải trọng khi xét đến mặt cắt A-A

Tải trọng	ΣV kN	ΣH_x kN	ΣH_y kN	ΣM_x kNm	ΣM_y kNm
Tính tải nhịp và trụ: DC+DC trụ A-A	10340.618				

Lớp phủ : DW		271.65				
Hoạt tải: LL		1447.8				3914.3
Tải trọng bộ hành: PL		263.7				
Lực hãm xe: BR				145.77	2135.5	
Gió lên kết cầu: WS (phương ngang cầu)	V_{tk}		122.88			1548.9
	V 25m/s		34.0			402.4
Gió lên kết cầu: WS (phương dọc cầu)	V_{tk}			0	0	
	V 25m/s			0	0	
Gió lên xe cộ: WL (phương ngang cầu)	V_{tk}					
	V 25m/s		45			659.25
Gió lên xe cộ: WL (phương dọc cầu)	V_{tk}					
	V 25m/s			22.5	329.625	
Lực đẩy nổi		-164.28				
Áp lực dòng chảy: X			54.36			289.20
Áp lực dòng chảy: Y				169.06	899.38	
Áp lực thủy tĩnh			1043.71			5552.55
Lực va tàu: CV			2598			21017.82

Bảng 8.19: Tổ hợp nội lực mặt cắt A-A ở các TTGH

TTGH	ΣV (kN)	ΣH_x (kN)	ΣH_y (kN)	ΣM_x (kNm)	ΣM_y (kNm)
Sử dụng	12159.53	1190.1506	337.33	3364.54	11000.64
Cường độ 1	16328.45	0	255.10	3737.20	6849.96
Cường độ 2	13168.97	1270.1048	169.06	899.38	8010.22
Cường độ 3	15479.55	1156.6913	388.35	4111.98	11946.19
Đặc biệt	14024.74	3696.072	241.94	1967.15	28816.69

Mặt cắt đỉnh bộ B-B:

Bảng 8.20: Tổng hợp tải trọng khi xét đến mặt cắt B-B

Tải trọng	ΣV kN	ΣH_x kN	ΣH_y kN	ΣM_x kNm	ΣM_y kNm
Tĩnh tải nhịp và trụ: DC+DC trụ B-B	7652.6175				
Lớp phủ : DW	271.65				

Hoạt tải: LL		1447.8				3914.3
Tải trọng bộ hành: PL		263.7				
Lực hãm xe: BR				145.77	1844.0	
Gió lên kết cấu: WS (phương ngang cầu)	V_{uk}		122.88			1286.78
	$V_{25m/s}$		34.05			334.28
Gió lên kết cấu: WS (phương dọc cầu)	V_{uk}			0	0	
	$V_{25m/s}$			0	0	
Gió lên xe cộ: WL (phương ngang cầu)	V_{uk}					
	$V_{25m/s}$		45			569.25
Gió lên xe cộ: WL (phương dọc cầu)	V_{uk}					
	$V_{25m/s}$			22.5	284.625	
Lực đẩy nổi		-1239.48				
Áp lực dòng chảy: X			126.0			125.97
Áp lực dòng chảy: Y				143.86	621.46	
Áp lực thủy tĩnh			559.87			2418.65
Lực va tàu: CV			2598			15821.82

Bảng 8.21: Tổ hợp nội lực mặt cắt B-B ở các TTGH

TTGH	ΣV (kN)	ΣH_x (kN)	ΣH_y (kN)	ΣM_x (kNm)	ΣM_y (kNm)
Sử dụng	8396.33	777.92	312.13	2750.08	7514.446062
Cường độ 1	12968.45	0.00	255.10	3227.00	6849.955126
Cường độ 2	8733.77	857.88	143.86	621.46	4346.112819
Cường độ 3	11044.35	744.46	363.15	3395.48	8531.830267
Đặc biệt	9589.54	3283.84	216.74	1543.46	20323.56828

Thiết kế cốt thép :

8.3.4 Thiết kế cốt thép xà mũ trụ:

8.3.4.1 Thiết kế cốt thép ở TTGH CD 1:

Tiết diện tính toán $b \times h \Leftrightarrow d_n \times (h_1 + h_2) \Leftrightarrow 3500 \times 2050$ mm.

Moment tính toán ở TTGH CD 1, mặt cắt phần hẫng:

$$M_u = 6\,007\,651\,440,48 \text{ Nmm}$$

Khoảng cách từ mép ngoài bê tông chịu kéo đến trọng tâm cốt thép $a' = 90\text{mm}$.

Chiều cao làm việc: $d_s = h - a' = 2050 - 90 = 1960\text{mm}$.

Chiều cao vùng nén quy ước:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2.M_u}{\phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b}} = 1960 - \sqrt{1960^2 - \frac{2 \cdot 6\,007\,651\,440,48}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 35 \cdot 3500}} = 32,99\text{mm}.$$

$$\text{Hệ số qui đổi: } \beta_1 = 0,85 - \frac{0,05}{7} \cdot (f'_c - 28) = 0,85 - \frac{0,05}{7} \cdot (35 - 28) = 0,8$$

$$\text{Chiều cao vùng nén thực tế: } c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{32,99}{0,8} = 41,23 \text{ mm}$$

$$\text{Tính lại } \phi : \phi = 0,65 + 0,15 \cdot \left(\frac{d_s}{c} - 1 \right) = 0,65 + 0,15 \cdot \left(\frac{1960}{41,23} - 1 \right) = 7,6 > 0,9$$

Chọn $\phi = 0,9$ là phù hợp với giá trị ban đầu

$$\text{Kiểm tra điều kiện: } \frac{c}{d_s} = \frac{41,23}{1960} = 0,02 < 0,6$$

$$\text{Hàm lượng cốt thép: } A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 32,99 \cdot 3500}{420} = 7\,943,97\text{mm}^2.$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

$$\begin{aligned} M_{cr} &= \gamma_1 \cdot \gamma_3 \cdot S_c \cdot f_r = \gamma_1 \cdot \gamma_3 \cdot \left(\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 \right) \cdot (0,63 \cdot \sqrt{f'_c}) \\ &= 1,6 \cdot 0,67 \cdot \left(\frac{1}{6} \cdot 3500 \cdot 2050^2 \right) \cdot (0,63 \cdot \sqrt{35}) = 9794761671\text{Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s\min} &= \frac{\min[1,2.M_{cr}; 1,33.M_u]}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2} \right)} = \frac{\min[1,2 \cdot 9794761671; 1,33 \cdot 6\,007\,651\,440,48]}{0,9 \cdot 420 \cdot \left(1960 - \frac{32,99}{2} \right)} \\ &= 14\,137,17\text{mm}^2 > A_s = 7\,943,97\text{mm}^2 \end{aligned}$$

Vậy bố trí theo hàm lượng cốt thép tối thiểu.

Bố trí thép 20 thanh d30 cách mép ngoài 90mm, khoảng cách giữa các thanh thép là 150mm; $A_s = 20 \cdot \frac{\pi \cdot 30^2}{4} = 14\,137,17\text{mm}^2$.

8.3.4.2 Kiểm tra nứt ở TTGH SD:

Điều kiện:

$$f_s \leq f_{sa}$$

Trong đó:

+ f_s : ứng suất kéo trong cốt thép.

+ f_{sa} : ứng suất cho phép trong thanh cốt thép.

$$\text{— Ứng suất kéo cho phép trong thanh cốt thép } f_{sa} = \min \left(0,6.f_y; \frac{Z}{(d_c.A_c)^{\frac{1}{3}}} \right) :$$

Trong đó:

+ Z : thông số phụ thuộc vào môi trường, chọn $Z=2300\text{N/mm}$ đối với khí hậu khắc nghiệt.

+ d_c : khoảng cách từ trọng tâm của lớp thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài bê tông chịu kéo, $d_c = 50\text{mm}$.

+ A_c : diện tích bê tông trung bình bọc quanh 1 thanh thép chịu kéo

$$A_c = \frac{A}{n} = \frac{1540.90.2 - 14\,137,17}{20} = 13\,153,14 \text{ mm}^2$$

Vậy ứng suất kéo cho phép :

$$f_{sa} = \min \left(0,6.f_y; \frac{Z}{(d_c.A_c)^{\frac{1}{3}}} \right) = \min \left(0,6.420; \frac{23\,000}{(50.13\,153,14)^{\frac{1}{3}}} \right) = \min(252; 264,48) = 252\text{MPa}.$$

$$\text{— Ứng suất kéo trong cốt thép } f_s = \frac{M_s}{I_{cr}}.(d_s - x).n:$$

Trong đó:

+ M_s : moment tính toán ở TTGH sử dụng $M_s = 4\,721\,647\,841,7\text{Nmm}$.

$$+ n: \text{ tỷ số quy đổi thép về bê tông, } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.10^5}{31\,798,93} = 6,29$$

+ d_s : chiều cao làm việc của tiết diện, $d_s = 1960\text{mm}$.

+ x : khoảng cách từ trục trung hòa đến mép chịu nén của bê tông

$$x = n \cdot \frac{A_s}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot d_s \cdot b}{n \cdot A_s}} - 1 \right) = 6,29 \cdot \frac{14\,137,17}{3500} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 1960 \cdot 3500}{6,29 \cdot 14\,137,17}} - 1 \right) = 291,2 \text{ mm.}$$

+ I_{cr} : moment quán tính của tiết diện

$$I_{cr} = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d_s - x)^2 = \frac{3500 \cdot 291,2^3}{3} + 6,29 \cdot 14\,137,17 \cdot (1960 - 291,2)^2$$

$$= 2,764 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4.$$

$$\text{Vậy } f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \cdot (d_s - x) \cdot n = \frac{4\,721\,647\,841,7}{2,764 \cdot 10^{11}} \cdot (1960 - 291,2) \cdot 6,29 = 179,28 \text{ MPa}$$

Ta có: $f_s < f_{sa} = 252 \text{ MPa}$ nên thỏa mãn điều kiện về chống nứt.

8.3.4.3 Thiết kế cốt thép đai xà mũ trụ:

Khả năng chịu cắt của thép đai được xem là nhỏ nhất khi góc nghiêng của vết nứt $\theta = 45^\circ$ và $\beta = 2$, do đó để đơn giản trong thiết kế lực cắt, bước thép đai sẽ tính trong trường hợp này.

Chiều cao chịu cắt hữu hiệu d_v :

$$d_v = \max \begin{cases} d_s - 0,5 \cdot a = 1960 - 0,5 \cdot 32,99 = 1943,5 \text{ mm} \\ 0,9 \cdot d_s = 0,9 \cdot 1960 = 1764 \text{ mm} \\ 0,72 \cdot h = 0,72 \cdot 2050 = 1476 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow d_v = 1943,5 \text{ mm}$$

Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d_v = 0,083 \cdot 2 \cdot \sqrt{35} \cdot 3500 \cdot 1943,5 = 6\,680\,305,7 \text{ N}$$

Khả năng chịu cắt của cốt đai:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_v} - V_c = \frac{2\,267\,040}{0,9} - 6\,680\,305,7 = -4\,161\,374,28 \text{ N}$$

Vì $V_s < 0$ nên ta chỉ cần bố trí cốt đai theo cấu tạo

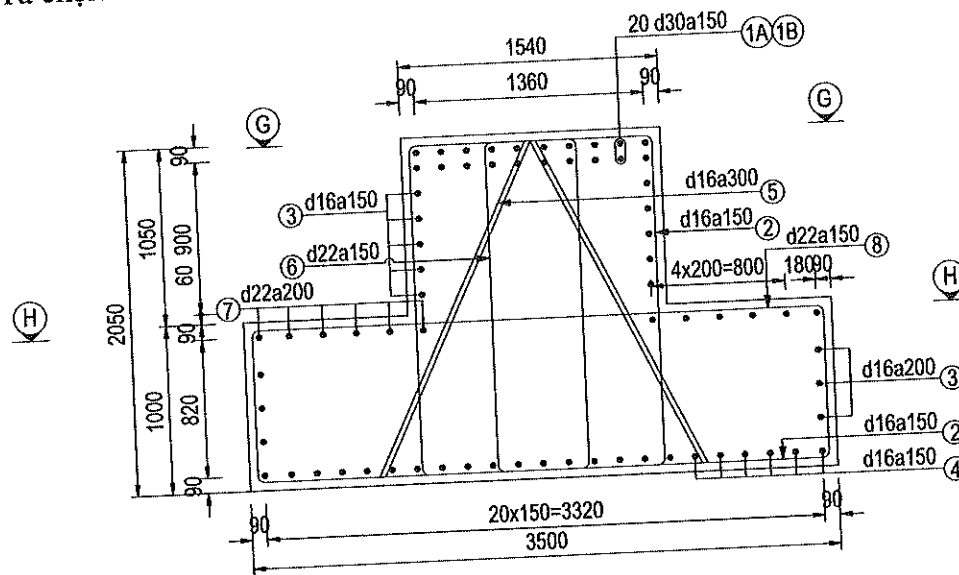
$$\text{Bố trí đai d16 với } f_y = 280 \text{ MPa, } A_v = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 16^2}{4} = 402,12 \text{ mm}^2$$

Kiểm tra bước đai theo cấu tạo:

$$\frac{V_u}{f'_c \cdot b \cdot d_v} = \frac{2\,267\,040}{35.1540.1943,5} = 0,02 < 0,1$$

$$\Rightarrow s = \min \begin{cases} \frac{A_v \cdot f_y}{0,083 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b} = \frac{402,12.280}{0,083 \cdot \sqrt{35} \cdot 1540} = 148,9 \text{ mm} \\ \min(0,8 \cdot d_v; 600) = (1551,9; 600) = 600 \text{ mm} \end{cases}$$

Ta chọn bước đai $s=150\text{mm}$



Hình 8.7: Bố trí cốt thép xà mũ trụ

8.3.5 Thiết kế cốt thép thân trụ:

8.3.5.1 Thiết kế cốt thép ở TTGH CĐ I

Diện tích mặt cắt ngang thân trụ:

$$F = d_c \cdot (b_c - d_c) + \frac{\pi \cdot 0,5 \cdot d_c^2}{4} = 1500 \cdot (7400 - 1500) + \frac{\pi \cdot 0,5 \cdot 1500^2}{4} = 9\,733\,572,93 \text{ mm}^2$$

Tiết diện qui đổi:

$$B = d_c = 1500 \text{ mm}$$

$$L = \frac{F}{B} = \frac{9\,733\,572,93}{1500} = 6489 \text{ mm}$$

a. Theo phương dọc cầu:

Tải trọng tác dụng gồm H_y và M_x được tổ hợp tại mặt cắt đỉnh bộ B-B

$$M_u = 3\,226\,999\,978 \text{ Nmm}$$

$$H_y = 255\,098,81 \text{ N}$$

Moment quán tính theo phương x:

$$J_x = \frac{L.B^3}{12} = \frac{6489.1500^3}{12} = 1,82.10^{12} \text{ mm}^4$$

Bán kính quán tính:

$$r_y = \sqrt{\frac{J_x}{F}} = \sqrt{\frac{1,82.10^{12}}{9\,733\,572,93}} = 433,01 \text{ mm}$$

$$\text{Xét tỷ số: } \frac{K.h_c}{r_y} = \frac{2.9800}{433,01} = 45,26$$

Trong đó:

K : là hệ số phụ thuộc vào điều kiện liên kết 2 đầu cột : K = 2

h_c : chiều dài thân trụ

Thiết kế cột phải xét đến ảnh hưởng độ mảnh

Mômen khêch đại do ảnh hưởng độ mảnh: $M_c = \delta_b \times M_{2b} + \delta_s \times M_{2s}$

$$\text{Xác định } \delta_b: \delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi.P_e}} \geq 1$$

Phản lực tại mặt cắt đỉnh bộ $P_u = V_u = 12\,968\,447,39 \text{ N}$

Đối với trụ cầu được xem là dạng kết cấu không giằng theo phương dọc, $C_m = 1$

$$\text{Xác định lực Euler } P_e \text{ theo công thức: } P_e = \frac{\pi^2 \times EJ}{(K \times L)^2}$$

$$\text{Độ cứng: } EJ = \frac{\frac{E_c \times I_g}{2,5}}{1 + \beta_d} = \frac{\frac{31\,799.1,82.10^{12}}{2,5}}{1 + 0} = 2,32.10^{16} \text{ MPa}$$

$$E_c = 0,0043.\gamma_c^{1,5}.\sqrt{f'_c} = 0,043.2500^{1,5}.\sqrt{35} = 31\,799 \text{ MPa.}$$

$$\beta_d = \frac{M_{DC+DW}}{M_{total}} = 0, \text{ do mômen theo phương dọc do tĩnh tải bằng 0}$$

$$\text{Vậy } P_e = \frac{\pi^2.2,32.10^{16}}{(2.9000)^2} = 707\,134\,047 \text{ N}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{12\,968\,447,39}{0,75 \cdot 707\,134\,047}} = 1,03 \geq 1$$

Moment khuếch đại:

$$M_c = \delta_b \cdot (M_{2b} + M_{2s}) = \delta_b \cdot M_u = 1,02 \cdot 3\,226\,999\,978 = 3\,307\,886\,387 \text{ Nmm}$$

Tính toán cốt thép:

_ Khoảng cách từ mép ngoài bê tông chịu kéo đến trọng tâm cốt thép $a' = 80 \text{ mm}$.

_ Chiều cao làm việc: $d_s = d_c - a' = 1500 - 80 = 1420 \text{ mm}$

_ Chiều cao vùng nén ở trạng thái phá hoại cân bằng:

$$a_b = \frac{0,003 \cdot E_s}{f_y + 0,003 \cdot E_s} \cdot \beta_1 \cdot d_s = \frac{0,003 \cdot 2 \cdot 10^5}{420 + 0,003 \cdot 2 \cdot 10^5} \cdot 0,8 \cdot 1420 = 668,24 \text{ mm}$$

_ Cường độ nén thép ở trạng thái phá hoại cân bằng :

$$f'_s = 0,003 \cdot \frac{a_b - \beta_1 \cdot d_s}{a_b} \cdot E_s = 0,003 \cdot \frac{668,24 - 0,8 \cdot 1420}{668,24} \cdot 2 \cdot 10^5 = -420 \text{ MPa}$$

$$f'_s = f_y = 420 \text{ MPa}$$

_ Sức kháng thiết kế ở trạng thái phá hoại cân bằng :

$$P_b = \phi \cdot P_u = \phi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot b) = 0,75 \cdot (0,85 \cdot 35 \cdot 668,24 \cdot 6489) = 22\,365\,000 \text{ N}$$

Ta có $P_b > P_u = 12\,690\,947,39 \text{ N}$ nên hàm lượng cốt thép tính theo PT Whitney :

$$P_u = \phi \cdot \left[\frac{A_s' \cdot f_y}{\frac{e}{d_s - a'} + 0,5} + \frac{b \cdot h \cdot f'_c}{\frac{3 \cdot h \cdot e}{d_s^2} + 1,18} \right]$$

$$\text{Với } e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{3\,226\,999\,978}{12\,690\,947,39} = 248,83 \text{ mm}$$

Thay số vào PT trên, ta được:

$$12\,690\,947,39 = 0,75 \cdot \left[\frac{A_s' \cdot 420}{248,83} + \frac{1500 \cdot 6489 \cdot 35}{3 \cdot 1500 \cdot 248,83} \right] \Rightarrow A_s' = -292\,281,06 \text{ mm}^2$$

Vậy chỉ cần sức kháng của bê tông đã đảm bảo chịu được tải trọng nên ta chỉ cần bố trí cốt thép theo hàm lượng cốt thép nhỏ nhất

$$A_{s\min} = 0,03 \cdot L \cdot B \cdot \frac{f_c'}{f_y} = 0,03 \cdot 6489 \cdot 1500 \cdot \frac{35}{420} = 24\,333,93 \text{ mm}^2$$

Bố trí 42d30 với bước cốt thép là $a = 140 \text{ mm}$, $A_s = 42 \cdot \frac{\pi \cdot 30^2}{4} = 29\,688,05 \text{ mm}^2$

b. Theo phương ngang cầu:

Tải trọng tác dụng gồm H_y và M_x được tổ hợp tại mặt cắt đỉnh bộ B-B

$$M_u = M_y = 6\,849\,955\,125,83 \text{ Nmm}$$

Moment quán tính theo phương x:

$$J_y = \frac{L^3 \cdot B}{12} = \frac{6489^3 \cdot 1500}{12} = 3,42 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4$$

Bán kính quán tính:

$$r_x = \sqrt{\frac{J_y}{F}} = \sqrt{\frac{3,42 \cdot 10^{13}}{1500 \cdot 6489}} = 1873,22 \text{ mm}$$

Xét tỷ số: $\frac{K \cdot h_c}{r_y} = \frac{2,9,8}{1873,22} = 10,46$

Trong đó:

K : là hệ số phụ thuộc vào điều kiện liên kết 2 đầu cột : $K = 2$

h_c : chiều dài thân trụ

Thiết kế cột phải xét đến ảnh hưởng độ mảnh

Mômen khêch đại do ảnh hưởng độ mảnh: $M_c = \delta_b \times M_{2b} + \delta_s \times M_{2s}$

Xác định δ_b : $\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi \cdot P_e}} \geq 1$

Phản lực tại mặt cắt đỉnh bộ $P_u = V_u = 12\,968\,447,39 \text{ N}$

Đối với trụ cầu được xem là dạng kết cấu không giằng theo phương dọc, $C_m = 1$

Xác định lực Euler P_e theo công thức: $P_e = \frac{\pi^2 \times EJ}{(K \times L)^2}$

$$\text{Độ cứng: } EJ = \frac{E_c \times I_g}{1 + \beta_d} = \frac{31799.3.42^{13}}{1 + 0} = 4.34.10^{17} \text{ MPa}$$

$$E_c = 0.0043 \cdot \gamma_c^{1.5} \cdot \sqrt{f'_c} = 0.043.2500^{1.5} \cdot \sqrt{35} = 31\,799 \text{ MPa.}$$

$$\beta_d = \frac{M_{DC+DW}}{M_{total}} = 0, \text{ do mômen theo phương dọc do tĩnh tải bằng } 0$$

$$\text{Vậy } P_e = \frac{\pi^2 \cdot 4.34.10^{17}}{(2.9000)^2} = 1.32.10^{10} \text{ N}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi \cdot P_e}} = \frac{1}{1 - \frac{12\,968\,447.39}{0.75 \cdot 1.32.10^{10}}} = 1.001 \geq 1$$

Moment khuếch đại:

$$M_c = \delta_b \cdot (M_{2b} + M_{2s}) = \delta_b \cdot M_u = 1.001 \cdot 6\,849\,955\,125.83 = 6\,858\,917\,044.2 \text{ Nmm}$$

Tính toán cốt thép:

_ Khoảng cách từ mép ngoài bê tông chịu kéo đến trọng tâm cốt thép $a' = 80 \text{ mm}$.

_ Chiều cao làm việc: $d_s = bc - a' = 7400 - 80 = 7320 \text{ mm}$

_ Chiều cao vùng nén ở trạng thái phá hoại cân bằng:

$$a_b = \frac{0.003 \cdot E_s}{f_y + 0.003 \cdot E_s} \cdot \beta_1 \cdot d_s = \frac{0.003 \cdot 2.10^5}{420 + 0.003 \cdot 2.10^5} \cdot 0.8 \cdot 7320 = 3\,444.71 \text{ mm}$$

_ Cường độ nén thép ở trạng thái phá hoại cân bằng :

$$f'_s = 0.003 \cdot \frac{a_b - \beta_1 \cdot d_s}{a_b} \cdot E_s = 0.003 \cdot \frac{3\,444.71 - 0.8 \cdot 7320}{3\,444.71} \cdot 2.10^5 = -420 \text{ MPa}$$

Ta có $f'_s = f_y = 420 \text{ MPa}$

_ Sức kháng thiết kế ở trạng thái phá hoại cân bằng :

$$P_b = \phi.P_n = \phi.(0,85.f'_c.a_b.b) = 0,75.(0,85.35.3\,444,71.1500) = 115\,290\,000\text{ N}$$

Ta có $P_b > P_u = 12\,690\,947,39\text{ N}$ nên hàm lượng cốt thép tính theo PT Whitney :

$$P_u = \phi \cdot \left[\frac{A_s' \cdot f_y}{\frac{e}{d_s - a'} + 0,5} + \frac{b \cdot h \cdot f'_c}{\frac{3 \cdot h \cdot e}{d_s^2} + 1,18} \right]$$

$$\text{Với } e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{6\,849\,955\,125,83}{12\,690\,947,39} = 528,20\text{ mm}$$

Thay số vào PT trên, ta được

$$P_u = 0,75 \cdot \left[\frac{A_s' \cdot 420}{\frac{528,20}{7320 - 80} + 0,5} + \frac{1500 \cdot 7400 \cdot 35}{\frac{3 \cdot 7400 \cdot 528,20}{7320^2} + 1,18} \right] \Rightarrow A_s' = -409\,278,06\text{ mm}^2$$

Vậy chỉ cần sức kháng của bê tông đã đảm bảo chịu được tải trọng nên ta chỉ cần bố trí cốt thép theo hàm lượng cốt thép nhỏ nhất và giống như phương dọc cầu.

8.3.5.2 Thiết kế cốt đai theo TTGH đặc biệt:

Nội lực tính toán ở TTGH ĐB:

$$M_u = M_y = 20\,323\,568\,275,95\text{ Nmm}$$

$$H_x = 9\,589\,538,45\text{ N}$$

Khả năng chịu cắt của thép đai được xem là nhỏ nhất khi góc nghiêng của vết nứt $\theta = 45^\circ$ và $\beta = 2$, do đó để đơn giản trong thiết kế lực cắt, bước thép đai sẽ tính trong trường hợp này.

Lớp bê tông bảo vệ $a' = 50\text{ mm}$.

Chiều cao làm việc: $d_s = L - a' = 6489 - 50 = 6439\text{ mm}$

Chiều cao vùng nén quy ước:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b}} = 6439 - \sqrt{6439^2 - \frac{2 \cdot 20\,323\,568\,275,95}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 35 \cdot 1500}} = 79,07\text{ mm}.$$

$$a_{\max} = 0,75 \cdot a_b = 0,75 \cdot \frac{0,003 \cdot E_s}{0,003 \cdot E_s + f_y} \beta_1 \cdot d_s$$

$$= 0,75 \cdot \frac{0,003 \cdot 2 \cdot 10^5}{0,003 \cdot 2 \cdot 10^5 + 280} \cdot 0,8 \cdot 6439 = 2\,654,61\text{ mm}$$

Chiều cao chịu cắt hữu hiệu d_v :

$$d_v = \max \begin{cases} d_s - 0,5.a = 6439 - 0,5.79,07 = 6399,51\text{mm} \\ 0,9.d_s = 0,9.6439 = 5795,1\text{mm} \\ 0,72.h = 0,72.6489 = 4672,08\text{mm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow d_v = 6399,51\text{mm}$$

Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_c = 0,083.\beta.\sqrt{f'_c}.b.d_v = 0,083.2.\sqrt{35}.1500.6399,51 = 9\,427\,145,49\text{ N}$$

Khả năng chịu cắt của cốt đai:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_v} - V_c = \frac{3\,283\,843,2}{0,9} - 9\,427\,145,49 = -5\,778\,430,82\text{ N}$$

Vì $V_s < 0$ nên ta chỉ cần bố trí cốt đai theo cầu tạo

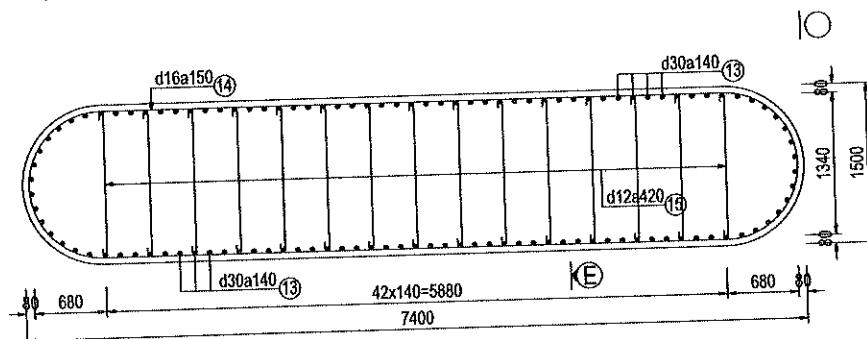
$$\text{Bố trí đai } d16 \text{ với } f_y = 280\text{MPa}, A_v = 2.\frac{\pi.16^2}{4} = 402,12\text{mm}^2$$

Kiểm tra bước đai theo cầu tạo:

$$\frac{V_u}{f'_c.b.d_v} = \frac{3\,283\,843,2}{35.1500.6399,51} = 0,009 < 0,1$$

$$\Rightarrow s = \min \begin{cases} \frac{A_v.f_y}{0,083.\sqrt{f'_c}.b} = \frac{402,12.280}{0,083.\sqrt{35}.1500} = 152,87\text{mm} \\ \min(0,8.d_v; 600) = (5124,45; 600) = 600\text{mm} \end{cases}$$

Ta chọn bước đai $s=150\text{mm}$



Hình 8.8: Bố trí cốt thép thân trụ

8.4 Thiết kế bộ móng:**8.4.1 Số liệu địa chất:**

Lớp đất	Loại đất	H (m)	C KN/m ²	φ (độ)	γ kN/m ³
Lớp 1	Sét hữu cơ. sét hữu cơ lẫn cát	3.8	5	3.3	15.7
Lớp TK1	Cát pha. màu xám đen	4			
Lớp 1	Sét hữu cơ. sét hữu cơ lẫn cát màu xám đen	15.7	5	5.17	15.7
Lớp TK2	Cát pha màu xám đen	2.3			
Lớp 2	Sét gầy pha cát. sét béo lẫn cát màu nâu. vàng. xám xanh	13.2	30.9	16.62	19
Lớp 2A	Sét béo pha cát màu xám đen	6.5	33	16.05	18.7
Lớp 2	Sét gầy pha cát. sét béo lẫn cát	2.3			19.4
Lớp 3	Cát pha màu xám vàng. xám đen	>2.2 m			

Tổ hợp nội lực tại mặt cắt đáy bê A-A:

TTGH	ΣV (kN)	ΣH_x (kN)	ΣH_y (kN)	ΣM_x (kNm)	ΣM_y (kNm)
Sử dụng	12159.53	1190.1506	337.33	3364.54	11000.64
Cường độ 1	16328.45	0	255.10	3737.20	6849.96
Cường độ 2	13168.97	1270.1048	169.06	899.38	8010.22
Cường độ 3	15479.55	1156.6913	388.35	4111.98	11946.19
Đặc biệt	14024.74	3696.072	241.94	1967.15	28816.69

Lựa chọn các thông số cơ bản của cọc khoan nhồi:

Chiều dài toàn cọc	$L = 49,16\text{m}$
Tổng số cọc	4 cọc
Đường kính cọc	$D = 1\text{m}$
Chu vi cọc	$C = 3,142\text{m}$
Diện tích mặt cắt ngang cọc	$A = 0,785\text{m}^2$
Đường kính cốt thép	$d = 22\text{ mm}$
Số thanh thép trên m/c ngang	$n_s = 19\text{ thanh}$

Giới hạn chảy cốt thép	$f_y = 420 \text{ MPa}$
Cường độ bê tông cọc	$f'_c = 30 \text{ MPa}$
Môđun đàn hồi bê tông cọc	$E_c = 29\,440 \text{ MPa}$
Moment quán tính cọc	$J_x = J_y = 0,049 \text{ m}^4$

8.4.2 Tính toán sức chịu tải của cọc:

8.4.2.1 Sức chịu tải theo vật liệu:

Sức chịu tải của cọc theo vật liệu được tính bằng công thức:

$$Q_{\text{coc}} = \varphi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot A_c + f_y \cdot A_s)$$

Trong đó:

f'_c : Cường độ bê tông, $f'_c = 30 \text{ MPa}$

f_y : Giới hạn chảy cốt thép, $f_y = 420 \text{ MPa}$

A_s : Diện tích cốt thép, $A_s = 19 \cdot \frac{\pi \cdot 22^2}{4} = 7\,222,52 \text{ mm}^2$

A_c : Diện tích phần bê tông, $A_c = A - A_s = \frac{\pi \cdot 1000^2}{4} - 7222,52 = 778\,175,64 \text{ mm}^2$

Vậy sức chịu tải cọc theo vật liệu

$$\begin{aligned} Q_{\text{coc}} &= \varphi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot A_c + f_y \cdot A_s) \\ &= 0,75 \cdot (0,85 \cdot 30 \cdot 778\,175,64 + 420 \cdot 7222,52) = 17\,157\,703,4 \text{ N} = 17\,157,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

8.4.2.2 Sức chịu tải theo đất nền:

Sức chịu tải theo đất nền được tính bằng công thức:

$$Q_R = \eta (\varphi_{pq} \cdot Q_p + \varphi_{ps} \cdot Q_s) - W$$

Trong đó:

Q_p : Sức kháng mũi, $Q_p = q_p \cdot A_p$ với A_p là diện tích mũi cọc

Q_s : Sức kháng thành bên, $Q_s = q_s \cdot A_s$ với A_s là diện tích xung quanh cọc

η : Hệ số nhóm cọc, $\eta = 0,8$

φ_{pq} : Hệ số sức kháng mũi trong sét, tra Bảng 10.5.5-3 ta được $\varphi_{pq} = 0,55$

φ_s : Hệ số sức kháng bên trong sét, tra Bảng 10.5.5-3 ta được $\varphi_s = 0,65$

a. Sức kháng đơn vi quanh cọc q_s :

Đất cát : (Tính theo Reese và Wright) (điều 10.8.3.4.2)

$$q_s = 0.0028 \times N \quad (\text{với } N \leq 53)$$

$$q_s = 0.00021 \times (N - 53) + 0.15 \quad (\text{với } 53 < N \leq 100)$$

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)

$$S_u = c + \delta \times \tan \phi$$

α : Hệ số dính bám. (10.5.5-3)

Tính toán theo các quy tắc trên ta có kết quả sức kháng thân cọc như sau:

Bỏ qua sức kháng thành bên tại 1m đầu cọc và tại một đoạn bằng đường kính cọc ở đầu cọc

Đáy đài cọc nằm dưới mặt đất tự nhiên 1m

Bảng 8.22: Bảng tính sức kháng thành bên

Lớp	Cao độ (m)	Bề dày (m)	γ (kN/m ³)	δ (kN/m ²)	S_u (kN/m ²)	α	q_s (kPa)	A_s (m ²)
1	0		15.7					
	-2	2	15.7	31.4	6.81	1	6.81	6.28
	-3.8	1.8	15.7	41.66	7.40	1	7.40	6.28
TK1	-5.8	2		41.66		1	0.00	6.28
	-7.8	2		41.66		1	0.00	6.28
	-9.8	2	15.7	53.06	8.06	0.91	7.33	6.28
1	-11.8	2	15.7	64.46	8.72	0.9	7.85	6.28
	-13.8	2	15.7	75.86	9.37	0.9	8.44	6.28
	-15.8	2	15.7	87.26	10.03	0.89	8.93	6.28
	-17.8	2	15.7	98.66	10.69	0.89	9.51	6.28
	-19.8	2	15.7	110.06	11.35	0.88	9.98	4.27
	-21.8	2	15.7	121.46	12.00	0.81	9.72	3.14
	-23.5	1.7	15.7	131.15			0.00	
	-25.5	2		131.15			0.00	
TK2	-25.5	2		131.15			0.00	

	-25.8	0.3		131.15			0.00	
2	-27.8	2	19.0	149.15	86.55	0.7	60.59	6.28
	-29.8	2	19.0	167.15	93.27	0.7	65.29	2.83
	-31.8	2	19.0	185.15	99.98	0.64	63.99	6.28
	-33.8	2	19.0	203.15	106.70	0.62	66.15	6.28
	-35.8	2	19.0	221.15	113.41	0.61	69.18	6.28
	-37.8	2	19.0	239.15	120.13	0.55	66.07	6.28
	-39	1.2	19.0	249.95	124.16	0.59	73.25	6.28
2A	-41	2	18.7	267.35	129.1424	0.59	76.19	6.28
	-43	2	18.7	284.75	135.3997	0.58	78.53	6.28
	-45	2	18.7	302.15	141.6569	0.57	80.74	6.28
	-45.5	0.5	18.7	306.5	143.2212	0.57	81.64	6.28
2	-47.5	2	19.4	325.3	152.27	0.56	85.27	6.28
	-47.8	0.3	19.4	328.12	153.33	0.55	84.33	6.28
3	-49.8	2		328.12				
	-51.8	2		328.12				

Sức kháng thành bên cọc khoang nhồi: $Q_s = \sum q_{si} \cdot A_{si} = 7767,77 \text{ kN}$

b. Sức kháng đơn vị tại mũi cọc q_p :

Đối với đất dính thì sức kháng đơn vị tại mũi cọc $q_p = 9 \cdot S_u$ với S_u là cường độ sức kháng tại mũi cọc $q_p = 9 \cdot S_u = 9 \cdot 153,33 = 1379,94 \text{ kN/m}^2$

Vậy sức kháng mũi cọc: $Q_p = q_p \cdot A = 1379,94 \cdot 0,785 = 1081,35 \text{ kN}$

c. Lực đẩy nổi của cọc:

Khối lượng phần cọc ngập nước $W = \gamma_w \cdot A \cdot L = (25 - 10) \cdot 0,785 \cdot 49,16 = 579,15 \text{ kN}$

Vậy sức chịu tải của cọc theo đất nền:

$$Q_R = \eta (\varphi_{pq} \cdot Q_p + \varphi_{ps} \cdot Q_s) - W$$

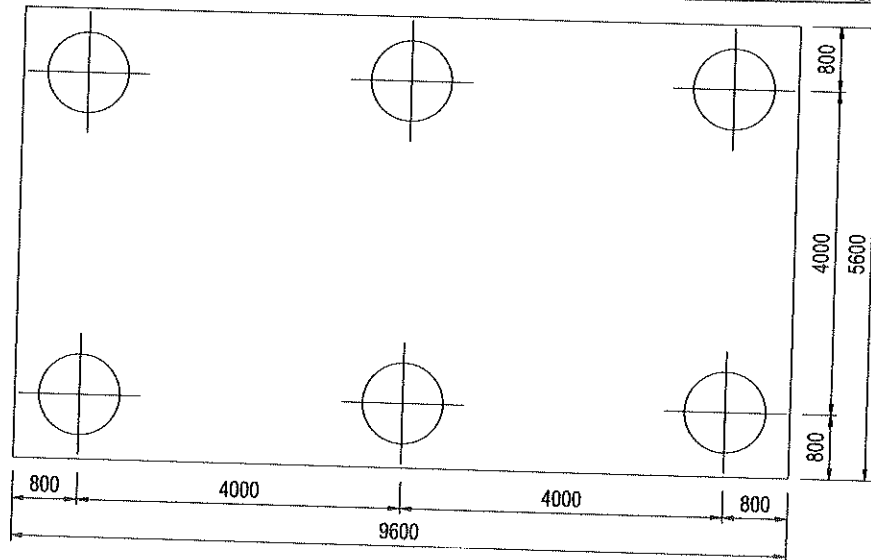
$$= 0,8 \cdot (0,55 \cdot 1081,35 + 0,65 \cdot 7767,77) - 579,15 = 4073,8684 \text{ kN}$$

8.4.2.3 Tính toán số lượng cọc khoang nhồi:

Sau khi tính toán ta nhận thấy SCT của cọc theo vật liệu lớn hơn SCT theo đất nền nên ta dùng SCT theo đất nền để tính toán số lượng cọc

$$n = \beta \cdot \frac{V}{Q_R} = 1,5 \cdot \frac{16050,95}{4073,86} = 5,9 \text{ cọc}$$

Với V là lực dọc lớn nhất ở TTGH CD tổ hợp tại mặt cắt đáy bộ A-A



Hình 8.9: Mặt bằng bố trí cọc

8.4.3 Tính toán nội lực đầu cọc:

Chiều dài chịu uốn : $L_M = L_o + (5 \div 7).D = 1 + 7.1 = 8\text{m}$

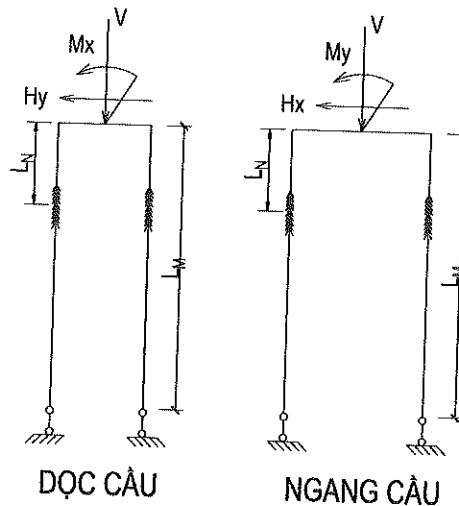
Chiều dài chịu nén: $L_N = L \cdot \cos \alpha = 49,16 \cdot \cos(0) = 49,16\text{m}$

Trong đó:

.Cao độ mặt đất sau xói $L_o = 1\text{ m}$

.Chiều dài cọc, $L = 49,16\text{ m}$

.Góc nghiêng của cọc, $\alpha = 0^\circ$



Hình 8.10: Chiều dài chịu nén và chịu uốn

8.4.3.1 Theo phương dọc cầu- TTGH CD 1:

a. Tính toán các tham số:

Nội lực tính toán ở TTGH CD 1, mặt cắt A-A theo phương dọc cầu:

$$N_u = V_u = 16\,328,45 \text{ kN}$$

$$H_u = H_y = 255,1 \text{ kN}$$

$$M_u = M_x = 3737,2 \text{ kNm}$$

Hệ phương trình chính tắc để xác định chuyển vị cọc tại đáy bệ:

$$\begin{cases} r_{vv} \times v + r_{vu} \times u + r_{vw} \times w = N_u \\ r_{uv} \times v + r_{uu} \times u + r_{uw} \times w = H_u \\ r_{wv} \times v + r_{wu} \times u + r_{ww} \times w = M_u \end{cases}$$

Trong đó:

u, v, w : chuyển vị ngang, chuyển vị thẳng đứng, góc quay của bộ quang điểm O (trọng tâm hệ tọa 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

Một vài đại lượng sẽ bị triệt tiêu do sơ đồ cọc có dạng đối xứng như: $r_{uv} = r_{vu} = r_{vw} = r_{wv} = 0$

Khi đó phương trình chính tắc được viết lại thành:
$$\begin{cases} r_{vv} \cdot v = N_u \\ r_{uu} \cdot u + r_{ww} \cdot w = H_u \\ r_{wu} \cdot u + r_{ww} \cdot w = M_u \end{cases}$$

Ta có các hệ số r_{ik} :

$$r_{vv} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \cos^2 \beta_i$$

$$r_{uu} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \sin^2 \beta_i + 12 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}^3} \times \cos^2 \beta_i$$

$$r_{ww} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times x_i^2 \times \cos^2 \beta_i + 4 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}}$$

$$r_{uv} = r_{vu} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \sin \beta_i \times \cos \beta_i = 0$$

$$r_{uw} = r_{wu} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times x_i \times \sin \beta_i \times \cos \beta_i - 6 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}^2} \times \cos \beta_i$$

$$\text{Đặt: } \rho_{pp} = \frac{E \cdot A}{L_N} = \frac{29440 \cdot 0,785}{49,16} = 470\,344,22$$

$$\rho_{MM} = \frac{4.E.A}{L_M} = 4. \frac{29440.0,785}{8} = 11\,561\,060,97$$

$$\rho_{HH} = \frac{12.E.A}{L_M^3} = 12. \frac{29440.0,785}{8^3} = 541\,924,73$$

$$\rho_{HM} = \rho_{MH} = \frac{6.E.A}{L_M^2} = 6. \frac{29440.0,785}{8^2} = 2\,167\,698,93$$

Khi đó các hệ số r_{ik} được viết lại như sau:

$$r_{uo} = r_{ou} = \rho_{PP} \cdot \sum_{i=1}^4 \cos \alpha \cdot \sin \alpha - \rho_{HM} \cdot \sum_{i=1}^4 \cos \alpha$$

$$r_{oo} = \rho_{PP} \cdot \sum_{i=1}^4 x^2 \cdot \cos^2 \alpha + \sum_{i=1}^4 \rho_{MM} ; r_{vo} = r_{ov} = \rho_{PP} \sum_{i=1}^4 x_i^2 \cdot \cos \alpha_i$$

$$r_{vv} = \rho_{PP} \cdot \sum_{i=1}^4 \cos^2 \alpha ; r_{uu} = \rho_{PP} \cdot \sum_{i=1}^4 \sin^2 \alpha + \rho_{HH} \cdot \sum_{i=1}^4 \cos^2 \alpha$$

Ta có:

$$r_{vv} = \rho_{PP} \cdot \sum_{i=1}^6 \cos^2 \alpha = 6.470\,344,22 = 2\,822\,065,33$$

$$r_{uu} = \rho_{PP} \cdot \sum_{i=1}^6 \sin^2 \alpha + \rho_{HH} \cdot \sum_{i=1}^6 \cos^2 \alpha = 6.470\,344,22.0 + 6.541\,924,73 = 3\,251\,548,4$$

$$\begin{aligned} r_{uo} = r_{ou} &= \rho_{PP} \cdot \sum_{i=1}^6 \cos \alpha \cdot \sin \alpha - \rho_{HM} \cdot \sum_{i=1}^6 \cos \alpha \\ &= 6.470\,344,22.1.0 - 6.2\,167\,698,93.1 = -13\,006\,193,59 \end{aligned}$$

Cọc	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Tọa độ xi	-4	0	4	-4	0	4

$$\begin{aligned} r_{oo} &= \rho_{PP} \cdot \sum_{i=1}^6 x^2 \cdot \cos^2 \alpha + \sum_{i=1}^6 \rho_{MM} \\ &= 470\,344,22.(-4)^2.1 + 470\,344,22.4^2.1 + 470\,344,22.(-4)^2.1 \\ &\quad + 470\,344,22.4^2.1 + 2.470\,344,22.0^2.1 + 6.11\,561\,060,97 = 99\,468\,395,97 \end{aligned}$$

Thay vào phương trình chính tắc, ta được:

$$\begin{cases} r_{vv} \cdot v = N_{tt} \\ r_{uu} \cdot u + r_{u\omega} \cdot \omega = H_{tt} \\ r_{\omega u} \cdot u + r_{\omega\omega} \cdot \omega = M_{tt} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 2\,822\,065,33 \cdot v = 16\,328,45 \\ 3\,251\,548,4 \cdot u - 13\,006\,193,59 \cdot \omega = 255,1 \\ -13\,006\,193,59 \cdot u + 99\,468\,395,97 \cdot \omega = 3737,2 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} v = 0,00578\text{ m} \\ u = 0,0004795\text{ m} \\ \omega = 0,0001002\text{ rad} \end{cases}$$

b. Tính toán nội lực đầu cọc:

$$\text{Lực dọc đầu cọc: } N_i = \rho_{pp} \cdot [u \cdot \sin \alpha_i + (v + \omega \cdot x_i) \cdot \cos \alpha_i]$$

$$\text{Lực cắt đầu cọc: } H_i = \rho_{HM} \cdot [u \cdot \cos \alpha_i - (v + \omega \cdot x_i) \cdot \sin \alpha_i] - \rho_{HM} \cdot \omega$$

$$\text{Moment đầu cọc: } M_i = \rho_{MH} \cdot [u \cdot \cos \alpha_i - (v + \omega \cdot x_i) \cdot \sin \alpha_i] - \rho_{MM} \cdot \omega$$

Bảng 8.23: Nội lực đầu cọc, phương dọc cầu, TTGH CD1

STT	x_i	N_i (kN)	H_i (kN)	M_{ni} (kNm)	$N_i \cdot x_i \cdot \cos \alpha$
1	-4	2530.07552	42.64948	119.009678	-10120.30208
2	0	2718.58948	42.64948	119.009678	0
3	4	2907.10343	42.64948	119.009678	11628.41373
4	-4	2530.07552	42.64948	119.009678	-10120.30208
5	0	2718.58948	42.64948	119.009678	0
6	4	2907.10343	42.64948	119.009678	11628.41373
Tổng		16311.5369	255.8969	-714.05807	3016.223286

c. Kiểm tra lại điều kiện cân bằng

$$\begin{aligned} \sum Y = 0 &\Leftrightarrow \sum N_i \cdot \cos \alpha_i - \sum H_i \cdot \sin \alpha_i = N_{tt} \\ &\Leftrightarrow 16311,53 - 0 = 16311,53 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum X = 0 &\Leftrightarrow \sum H_i \cdot \sin \alpha_i - \sum N_i \cdot \cos \alpha_i = H_{tt} \\ &\Leftrightarrow 0 - 255,89 \approx 255,10 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M = 0 &\Leftrightarrow \sum N_i \cdot x_i \cdot \cos \alpha_i - \sum H_i \cdot x_i \cdot \sin \alpha_i - \sum M_{ni} = M_{tt} \\ &\Leftrightarrow 3016,22 - 0 - 714,05 = 3730 \approx 3737 \text{ kN} \end{aligned}$$

8.4.3.2 Theo phương ngang cầu- TTGH CD 1:**a. Tính toán các tham số:**

Nội lực tính toán ở TTGH CD 1, mặt cắt A-A theo phương ngang cầu:

$$N_u = V_u = 16\,328,45 \text{ kN}$$

$$H_u = H_x = 0 \text{ kN}$$

$$M_u = M_y = 6\,849,96 \text{ kNm}$$

Ta có:

$$r_{vv} = \rho_{pp} \cdot \sum_{i=1}^6 \cos^2 \alpha = 6.470\,344,22 = 2\,822\,065,33$$

$$r_{uu} = \rho_{pp} \cdot \sum_{i=1}^6 \sin^2 \alpha + \rho_{HH} \cdot \sum_{i=1}^6 \cos^2 \alpha = 6.470\,344,22 \cdot 0 + 6.541\,924,73 = 3\,251\,548,4$$

$$\begin{aligned} r_{u\omega} = r_{\omega u} &= \rho_{pp} \cdot \sum_{i=1}^6 \cos \alpha \cdot \sin \alpha - \rho_{HM} \cdot \sum_{i=1}^6 \cos \alpha \\ &= 6.470\,344,22 \cdot 1 \cdot 0 - 6.2167\,698,93 \cdot 1 = -13\,006\,193,59 \end{aligned}$$

Cọc	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Tọa độ xi	2	2	2	-2	-2	-2

$$\begin{aligned} r_{\omega\omega} &= \rho_{pp} \cdot \sum_{i=1}^6 x^2 \cdot \cos^2 \alpha + \sum_{i=1}^6 \rho_{MM} \\ &= 3.470\,344,22 \cdot (-2)^2 \cdot 1 + 3.470\,344,22 \cdot 2^2 \cdot 1 + 6.11\,561\,060,97 = 80\,654\,627,11 \end{aligned}$$

Thay vào phương trình chính tắc, ta được:

$$\begin{cases} r_{vv} \cdot v = N_u \\ r_{uu} \cdot u + r_{u\omega} \cdot \omega = H_u \\ r_{\omega u} \cdot u + r_{\omega\omega} \cdot \omega = M_u \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 2\,822\,065,33 \cdot v = 16\,328,45 \\ 3\,251\,548,4 \cdot u - 13\,006\,193,59 \cdot \omega = 0 \\ -13\,006\,193,59 \cdot u + 80\,654\,627,11 \cdot \omega = 6849,96 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} v = 0,00578 \text{ m} \\ u = 0,000957 \text{ m} \\ \omega = 0,000239 \text{ rad} \end{cases}$$

b. Tính toán nội lực đầu cọc:

$$\text{Lực dọc đầu cọc: } N_i = \rho_{pp} \cdot [u \cdot \sin \alpha_i + (v + \omega \cdot x_i) \cdot \cos \alpha_i]$$

$$\text{Lực cắt đầu cọc: } H_i = \rho_{HH} \cdot [u \cdot \cos \alpha_i - (v + \omega \cdot x_i) \cdot \sin \alpha_i] - \rho_{HM} \cdot \omega$$

$$\text{Moment đầu cọc: } M_i = \rho_{MH} \cdot [u \cdot \cos \alpha_i - (v + \omega \cdot x_i) \cdot \sin \alpha_i] - \rho_{MM} \cdot \omega$$

Bảng 8.24: Nội lực đầu cọc, phương ngang cầu, TTGH CĐ1

STT	xi	Ni (kN)	Hi (kN)	Mni (kNm)	Ni.xi.cosα
-----	----	---------	---------	-----------	------------

1	2	2943.414	0.541922	- 688.612866	5886.828007
2	2	2943.414	0.541922	- 688.612866	5886.828007
3	2	2943.414	0.541922	- 688.612866	5886.828007
4	-2	2493.76495	0.541922	- 688.612866	-4987.529897
5	-2	2493.76495	0.541922	- 688.612866	-4987.529897
6	-2	2493.76495	0.541922	- 688.612866	-4987.529897
Tổng		16311.5369	3.251534	- 4131.67719	2697.894331

c. Kiểm tra lại điều kiện cân bằng

$$\sum Y = 0 \Leftrightarrow \sum N_i \cdot \cos \alpha_i - \sum H_i \cdot \sin \alpha_i = N_{tt}$$

$$\Leftrightarrow 16\,311,53 - 0 = 16\,311,53 \text{ kN}$$

$$\sum X = 0 \Leftrightarrow \sum H_i \cdot \sin \alpha_i + \sum H_i \cdot \cos \alpha_i = H_{tt}$$

$$\Leftrightarrow 0 + 3,25 = 3,25 \text{ kN}$$

$$\sum M = 0 \Leftrightarrow \sum N_i \cdot x_i \cdot \cos \alpha_i - \sum H_i \cdot x_i \cdot \sin \alpha_i - \sum M_{ni} = M_{tt}$$

$$\Leftrightarrow 2697,89 - 0 - (-4131,67) = 6829,57 \approx 6849,96 \text{ kN}$$

8.4.3.3 Theo phương dọc cầu- TTGH DB:

Nội lực tính toán ở TTGH DB, mặt cắt A-A theo phương dọc cầu:

$$N_{tt} = V_u = 14\,024,74 \text{ kN}$$

$$H_{tt} = H_y = 241,94 \text{ kN}$$

$$M_{tt} = M_x = 1\,967,15 \text{ kNm}$$

Ta có:

$$r_{vv} = \rho_{pp} \cdot \sum_{i=1}^6 \cos^2 \alpha = 6.470\,344,22 = 2\,822\,065,33$$

$$r_{uu} = \rho_{pp} \cdot \sum_{i=1}^6 \sin^2 \alpha + \rho_{HH} \cdot \sum_{i=1}^6 \cos^2 \alpha = 6.470\,344,22 \cdot 0 + 6.541\,924,73 = 3\,251\,548,4$$

$$r_{u\omega} = r_{\omega u} = \rho_{PP} \cdot \sum_{i=1}^6 \cos \alpha_i \cdot \sin \alpha_i - \rho_{HM} \cdot \sum_{i=1}^6 \cos \alpha_i$$

$$= 6.470\,344,22 \cdot 1,0 - 6.2\,167\,698,93 \cdot 1 = -13\,006\,193,59$$

Cọc	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Tọa độ xi	-4	0	4	-4	0	4

$$r_{\omega\omega} = \rho_{PP} \cdot \sum_{i=1}^6 x_i^2 \cdot \cos^2 \alpha_i + \sum_{i=1}^6 \rho_{MM}$$

$$= 470\,344,22 \cdot (-4)^2 \cdot 1 + 470\,344,22 \cdot 4^2 \cdot 1 + 470\,344,22 \cdot (-4)^2 \cdot 1$$

$$+ 470\,344,22 \cdot 4^2 \cdot 1 + 2 \cdot 470\,344,22 \cdot 0^2 \cdot 1 + 6 \cdot 11\,561\,060,97 = 99\,468\,395,97$$

Thay vào phương trình chính tắc, ta được:

$$\begin{cases} r_{vv} \cdot v = N_{tt} \\ r_{uu} \cdot u + r_{u\omega} \cdot \omega = H_{tt} \\ r_{\omega u} \cdot u + r_{\omega\omega} \cdot \omega = M_{tt} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 2\,822\,065,33 \cdot v = 14\,024,74 \\ 3\,251\,548,4 \cdot u - 13\,006\,193,59 \cdot \omega = 241,94 \\ -13\,006\,193,59 \cdot u + 99\,468\,395,97 \cdot \omega = 1967,15 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} v = 0,00496\text{m} \\ u = 0,000321\text{m} \\ \omega = 0,0000618\text{rad} \end{cases}$$

Tính toán nội lực đầu cọc:

Lực dọc đầu cọc: $N_i = \rho_{PP} \cdot [u \cdot \sin \alpha_i + (v + \omega \cdot x_i) \cdot \cos \alpha_i]$

Lực cắt đầu cọc: $H_i = \rho_{HH} \cdot [u \cdot \cos \alpha_i - (v + \omega \cdot x_i) \cdot \sin \alpha_i] - \rho_{HM} \cdot \omega$

Moment đầu cọc: $M_i = \rho_{MH} \cdot [u \cdot \cos \alpha_i - (v + \omega \cdot x_i) \cdot \sin \alpha_i] - \rho_{MM} \cdot \omega$

Bảng 8.25: Nội lực đầu cọc, phương dọc cầu, TTGH ĐB

STT	xi	Ni (kN)	Hi (kN)	Mni (kNm)	Ni.xi.cosα
1	-4	2216.63815	39.99404	-18.6440654	-8866.552583
2	0	2332.90723	39.99404	-18.6440654	0
3	4	2449.17632	39.99404	-18.6440654	9796.705273
4	-4	2216.63815	39.99404	-18.6440654	-8866.552583
5	0	2332.90723	39.99404	-18.6440654	0
6	4	2449.17632	39.99404	-18.6440654	9796.705273
Tổng		13997.4434	239.9643	-111.864392	1860.30538

c. Kiểm tra lại điều kiện cân bằng

$$\sum Y = 0 \Leftrightarrow \sum N_i \cdot \cos \alpha_i - \sum H_i \cdot \sin \alpha_i = N_{tt}$$

$$\Leftrightarrow 13997,12 - 0 = 14\,024,74 \text{ kN}$$

$$\sum X = 0 \Leftrightarrow \sum H_i \cdot \sin \alpha_i + \sum H_i \cdot \cos \alpha_i = H_{tt}$$

$$\Leftrightarrow 0 + 239,64 \approx 241,94 \text{ kN}$$

$$\sum M = 0 \Leftrightarrow \sum N_i \cdot x_i \cdot \cos \alpha_i - \sum H_i \cdot x_i \cdot \sin \alpha_i - \sum M_{ni} = M_{tt}$$

$$\Leftrightarrow 1860,78 - 0 - (-111,86) = 1972,02 \approx 1967,15 \text{ kN}$$

8.4.3.4 Theo phương ngang cầu- TTGH ĐB:

Nội lực tính toán ở TTGH CĐ 1, mặt cắt A-A theo phương ngang cầu:

$$N_{tt} = V_u = 14\,024,74 \text{ kN}$$

$$H_{tt} = H_x = 3696,07 \text{ kN}$$

$$M_{tt} = M_y = 28816,69 \text{ kNm}$$

Ta có:

$$r_{vv} = \rho_{PP} \cdot \sum_{i=1}^6 \cos^2 \alpha = 6.470\,344,22 = 2\,822\,065,33$$

$$r_{uu} = \rho_{PP} \cdot \sum_{i=1}^6 \sin^2 \alpha + \rho_{HH} \cdot \sum_{i=1}^6 \cos^2 \alpha = 6.470\,344,22 \cdot 0 + 6.541\,924,73 = 3\,251\,548,4$$

$$r_{u\omega} = r_{\omega u} = \rho_{PP} \cdot \sum_{i=1}^6 \cos \alpha \cdot \sin \alpha - \rho_{HM} \cdot \sum_{i=1}^6 \cos \alpha$$

$$= 6.470\,344,22 \cdot 1 \cdot 0 - 6.2167\,698,93 \cdot 1 = -13\,006\,193,59$$

Cọc	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Tọa độ xi	2	2	2	-2	-2	-2

$$r_{\omega\omega} = \rho_{PP} \cdot \sum_{i=1}^6 x_i^2 \cdot \cos^2 \alpha + \sum_{i=1}^6 \rho_{MM}$$

$$= 3.470\,344,22 \cdot (-2)^2 \cdot 1 + 3.470\,344,22 \cdot 2^2 \cdot 1 + 6.11\,561\,060,97 = 80\,654\,627,11$$

Thay vào phương trình chính tắc, ta được:

$$\begin{cases} r_{vv} \cdot v = N_{tt} \\ r_{uu} \cdot u + r_{u\omega} \cdot \omega = H_{tt} \\ r_{\omega u} \cdot u + r_{\omega\omega} \cdot \omega = M_{tt} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 2\,822\,065,33 \cdot v = 14\,024,74 \\ 3\,251\,548,4 \cdot u - 13\,006\,193,59 \cdot \omega = 3696,07 \\ -13\,006\,193,59 \cdot u + 80\,654\,627,11 \cdot \omega = 28816,69 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} v = 0,00496 \text{ m} \\ u = 0,00723 \text{ m} \\ \omega = 0,00152 \text{ rad} \end{cases}$$

b. Tính toán nội lực đầu cọc:

$$\text{Lực dọc đầu cọc: } N_i = \rho_{pp} \cdot [u \cdot \sin \alpha_i + (v + \omega \cdot x_i) \cdot \cos \alpha_i]$$

$$\text{Lực cắt đầu cọc: } H_i = \rho_{HH} \cdot [u \cdot \cos \alpha_i - (v + \omega \cdot x_i) \cdot \sin \alpha_i] - \rho_{HM} \cdot \omega$$

$$\text{Moment đầu cọc: } M_i = \rho_{MH} \cdot [u \cdot \cos \alpha_i - (v + \omega \cdot x_i) \cdot \sin \alpha_i] - \rho_{MM} \cdot \omega$$

Bảng 8.26: Nội lực đầu cọc, phương ngang cầu, TTGH ĐB

STT	x_i	N_i (kN)	H_i (kN)	M_{ni} (kNm)	$N_i \cdot x_i \cdot \cos \alpha$
1	2	3762.7536	623.2134	- 1900.39501	7525.5072
2	2	3762.7536	623.2134	- 1900.39501	7525.5072
3	2	3762.7536	623.2134	- 1900.39501	7525.5072
4	-2	903.060864	623.2134	- 1900.39501	-1806.121728
5	-2	903.060864	623.2134	- 1900.39501	-1806.121728
6	-2	903.060864	623.2134	- 1900.39501	-1806.121728
Tổng		13997.4434	3739.281	- 11402.3701	17158.15642

c. Kiểm tra lại điều kiện cân bằng

$$\begin{aligned} \sum Y = 0 &\Leftrightarrow \sum N_i \cdot \cos \alpha_i - \sum H_i \cdot \sin \alpha_i = N_u \\ &\Leftrightarrow 13997,43 - 0 = 14024,74 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum X = 0 &\Leftrightarrow \sum H_i \cdot \sin \alpha_i + \sum H_i \cdot \cos \alpha_i = H_u \\ &\Leftrightarrow 0 + 3739,28 \approx 3696,07 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M = 0 &\Leftrightarrow \sum N_i \cdot x_i \cdot \cos \alpha_i - \sum H_i \cdot x_i \cdot \sin \alpha_i - \sum M_{ni} = M_u \\ &\Leftrightarrow 17158,15 - 0 - (-11402,37) = 28560,52 \approx 28816,69 \text{ kN} \end{aligned}$$

8.4.3.5 Theo phương dọc cầu- TTGH SD

Nội lực tính toán ở TTGH ĐB, mặt cắt A-A theo phương dọc cầu:

$$N_u = V_u = 12\,159,53 \text{ kN}$$

$$H_u = H_y = 337,33 \text{ kN}$$

$$M_u = M_x = 3\,364,54 \text{ kNm}$$

Ta có:

$$r_{vv} = \rho_{pp} \cdot \sum_{i=1}^6 \cos^2 \alpha = 6.470\,344,22 = 2\,822\,065,33$$

$$r_{uu} = \rho_{pp} \cdot \sum_{i=1}^6 \sin^2 \alpha + \rho_{HH} \cdot \sum_{i=1}^6 \cos^2 \alpha = 6.470\,344,22.0 + 6.541\,924,73 = 3\,251\,548,4$$

$$r_{u\omega} = r_{\omega u} = \rho_{pp} \cdot \sum_{i=1}^6 \cos \alpha \cdot \sin \alpha - \rho_{HM} \cdot \sum_{i=1}^6 \cos \alpha$$

$$= 6.470\,344,22.1.0 - 6.2167\,698,93.1 = -13\,006\,193,59$$

Cọc	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Tọa độ xi	-4	0	4	-4	0	4

$$r_{\omega\omega} = \rho_{pp} \cdot \sum_{i=1}^6 x^2 \cdot \cos^2 \alpha + \sum_{i=1}^6 \rho_{MM}$$

$$= 470\,344,22.(-4)^2.1 + 470\,344,22.4^2.1 + 470\,344,22.(-4)^2.1$$

$$+ 470\,344,22.4^2.1 + 2.470\,344,22.0^2.1 + 6.11\,561\,060,97 = 99\,468\,395,97$$

Thay vào phương trình chính tắc, ta được:

$$\begin{cases} r_{vv} \cdot v = N_{tt} \\ r_{uu} \cdot u + r_{u\omega} \cdot \omega = H_{tt} \\ r_{\omega u} \cdot u + r_{\omega\omega} \cdot \omega = M_{tt} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 2\,822\,065,33 \cdot v = 12\,159,53 \\ 3\,251\,548,4 \cdot u - 13\,006\,193,59 \cdot \omega = 337,33 \\ -13\,006\,193,59 \cdot u + 99\,468\,395,97 \cdot \omega = 3364,54 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} v = 0,0043\,m \\ u = 0,000501\,m \\ \omega = 0,0000993\,rad \end{cases}$$

Tính toán nội lực đầu cọc:

$$\text{Lực dọc đầu cọc: } N_i = \rho_{pp} \cdot [u \cdot \sin \alpha_i + (v + \omega \cdot x_i) \cdot \cos \alpha_i]$$

$$\text{Lực cắt đầu cọc: } H_i = \rho_{HH} \cdot [u \cdot \cos \alpha_i - (v + \omega \cdot x_i) \cdot \sin \alpha_i] - \rho_{HM} \cdot \omega$$

$$\text{Moment đầu cọc: } M_i = \rho_{MH} \cdot [u \cdot \cos \alpha_i - (v + \omega \cdot x_i) \cdot \sin \alpha_i] - \rho_{MM} \cdot \omega$$

Bảng 8.27: Nội lực đầu cọc, phương dọc cầu, TTGH SD

STT	xi	Ni (kN)	Hi (kN)	Mni (kNm)	Ni.xi.cosα
1	-4	1835.65934	56.25179	61.9991694	-7342.637375
2	0	2022.48006	56.25179	61.9991694	0
3	4	2209.30078	56.25179	61.9991694	8837.203105
4	-4	1835.65934	56.25179	61.9991694	-7342.637375
5	0	2022.48006	56.25179	61.9991694	0
6	4	2209.30078	56.25179	61.9991694	8837.203105

Tổng	12134.8804	337.5107	- 371.995016	2989.13146
------	------------	----------	-----------------	------------

c. Kiểm tra lại điều kiện cân bằng

$$\begin{aligned}\sum Y = 0 &\Leftrightarrow \sum N_i \cdot \cos \alpha_i - \sum H_i \cdot \sin \alpha_i = N_u \\ &\Leftrightarrow 12134,88 - 0 = 12159 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sum X = 0 &\Leftrightarrow \sum H_i \cdot \sin \alpha_i + \sum H_i \cdot \cos \alpha_i = H_u \\ &\Leftrightarrow 0 + 337,51 \approx 337,33 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sum M = 0 &\Leftrightarrow \sum N_i \cdot x_i \cdot \cos \alpha_i - \sum H_i \cdot x_i \cdot \sin \alpha_i - \sum M_{m_i} = M_u \\ &\Leftrightarrow 2989,13 - 0 - (-371,99) = 3361,12 \approx 3364,54 \text{ kN}\end{aligned}$$

8.4.3.6 Theo phương ngang cầu-TTGH SD:

Nội lực tính toán ở TTGH SD, mặt cắt A-A theo phương ngang cầu:

$$N_u = V_u = 12\,159,53 \text{ kN}$$

$$H_u = H_x = 1190,15 \text{ kN}$$

$$M_u = M_y = 11\,000,64 \text{ kNm}$$

Ta có:

$$r_{vv} = \rho_{pp} \cdot \sum_{i=1}^6 \cos^2 \alpha = 6.470\,344,22 = 2\,822\,065,33$$

$$r_{uu} = \rho_{pp} \cdot \sum_{i=1}^6 \sin^2 \alpha + \rho_{HH} \cdot \sum_{i=1}^6 \cos^2 \alpha = 6.470\,344,22 \cdot 0 + 6.541\,924,73 = 3\,251\,548,4$$

$$\begin{aligned}r_{\omega\omega} = r_{\omega u} &= \rho_{pp} \cdot \sum_{i=1}^6 \cos \alpha \cdot \sin \alpha - \rho_{HM} \cdot \sum_{i=1}^6 \cos \alpha \\ &= 6.470\,344,22 \cdot 1 \cdot 0 - 6.2167\,698,93 \cdot 1 = -13\,006\,193,59\end{aligned}$$

Cọc	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Tọa độ xi	2	2	2	-2	-2	-2

$$\begin{aligned}r_{\omega\omega} &= \rho_{pp} \cdot \sum_{i=1}^6 x^2 \cdot \cos^2 \alpha + \sum_{i=1}^6 \rho_{MM} \\ &= 3.470\,344,22 \cdot (-2)^2 \cdot 1 + 3.470\,344,22 \cdot 2^2 \cdot 1 + 6.11\,561\,060,97 = 80\,654\,627,11\end{aligned}$$

Thay vào phương trình chính tắc, ta được:

$$\begin{cases} r_{vv} \cdot v = N_{tt} \\ r_{uu} \cdot u + r_{u\omega} \cdot \omega = H_{tt} \\ r_{\omega u} \cdot u + r_{\omega\omega} \cdot \omega = M_{tt} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 2\,822\,065,33 \cdot v = 12\,159,53 \\ 3\,251\,548,4 \cdot u - 13\,006\,193,59 \cdot \omega = 1190,15 \\ -13\,006\,193,59 \cdot u + 80\,654\,627,1 \cdot \omega = 11000,64 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} v = 0,00430\text{m} \\ u = 0,00256\text{m} \\ \omega = 0,000550\text{rad} \end{cases}$$

b. Tính toán nội lực đầu cọc:

$$\text{Lực dọc đầu cọc: } N_i = \rho_{pp} \cdot [u \cdot \sin \alpha_i + (v + \omega \cdot x_i) \cdot \cos \alpha_i]$$

$$\text{Lực cắt đầu cọc: } H_i = \rho_{HH} \cdot [u \cdot \cos \alpha_i - (v + \omega \cdot x_i) \cdot \sin \alpha_i] - \rho_{HM} \cdot \omega$$

$$\text{Moment đầu cọc: } M_i = \rho_{MH} \cdot [u \cdot \cos \alpha_i - (v + \omega \cdot x_i) \cdot \sin \alpha_i] - \rho_{MM} \cdot \omega$$

Bảng 8.28: Nội lực đầu cọc, phương ngang cầu, TTGH SD

STT	x_i	N_i (kN)	H_i (kN)	M_{ni} (kNm)	$N_i \cdot x_i \cdot \cos \alpha_i$
1	2	2539.85868	195.0929	-809.290773	5079.71736
2	2	2539.85868	195.0929	-809.290773	5079.71736
3	2	2539.85868	195.0929	-809.290773	5079.71736
4	-2	1505.10144	195.0929	-809.290773	-3010.20288
5	-2	1505.10144	195.0929	-809.290773	-3010.20288
6	-2	1505.10144	195.0929	-809.290773	-3010.20288
Tổng		12134.8804	1170.557	4855.74464	6208.54344

c. Kiểm tra lại điều kiện cân bằng

$$\begin{aligned} \sum Y = 0 &\Leftrightarrow \sum N_i \cdot \cos \alpha_i - \sum H_i \cdot \sin \alpha_i = N_{tt} \\ &\Leftrightarrow 12134,88 - 0 = 12134,88 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum X = 0 &\Leftrightarrow \sum H_i \cdot \sin \alpha_i + \sum H_i \cdot \cos \alpha_i = H_{tt} \\ &\Leftrightarrow 0 + 1070,55 \approx 1090,15 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M = 0 &\Leftrightarrow \sum N_i \cdot x_i \cdot \cos \alpha_i - \sum H_i \cdot x_i \cdot \sin \alpha_i - \sum M_{ni} = M_{tt} \\ &\Leftrightarrow 6208,54 - 0 - (-4855,74) = 11064,29 \approx 11000,64 \text{ kN} \end{aligned}$$

8.4.4 Kiểm toán móng:

8.4.4.1 Kiểm tra sức chịu tải của cọc:

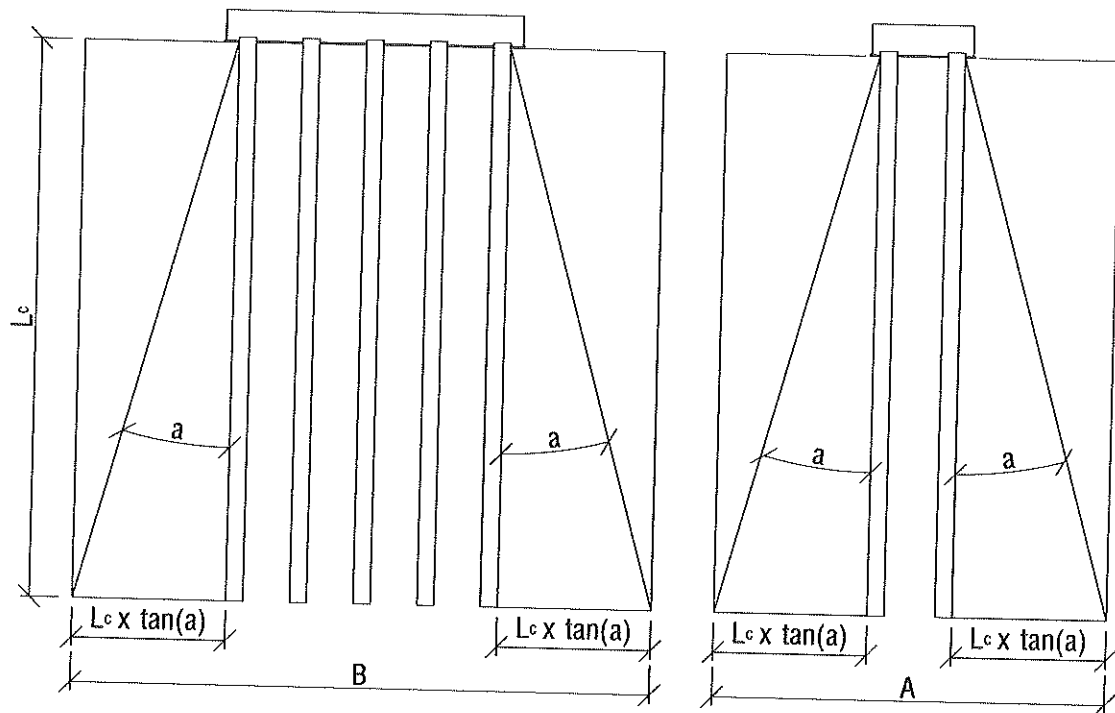
$$\text{Lực dọc đầu cọc lớn nhất ở TTGH CD 1: } N_{i\max} = 2852,11 \text{ kN}$$

$$\text{Sức chịu tải của cọc theo đất nền: } Q_R = 4073,86 \text{ kN}$$

Ta có : $N_{\max} < Q_R$ nên cọc đảm bảo sức chịu tải

8.4.4.2 Kiểm tra ứng suất tại mặt phẳng mũi cọc (kiểm tra móng khối qui ước):

8.4.4.2.1 Kích thước móng khối qui ước:



Hình 8.11: Kích thước MKQU

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

$$\Rightarrow \varphi_{tb} = 13,05^\circ \Rightarrow \alpha = \frac{13,05^\circ}{4} = 3,263^\circ$$

Theo phương dọc cầu: $A_t = a \times (n-1) + d + 2 \times L_c \times \tan \alpha$

Theo phương ngang 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 $a = 4\text{m}$

n: số hàng cọc theo phương dọc cầu, $n = 2$

d đường kính cọc, $d = 1.0\text{ m}$

L_c chiều sâu cọc ngầm trong đất, $L_c = 49,16\text{ m}$

b khoảng cách tim giữa hai hàng cọc theo phương ngang cầu $b = 4\text{ m}$

m số hàng cọc theo phương ngang cầu $m = 3$

Thay số vào tính ta được:

$$A_1 = 4 \cdot (2 - 1) + 1 + 2 \cdot 49,16 \cdot \tan(3,263^\circ) = 10,6\text{ m}$$

$$B_1 = 4 \cdot (3 - 1) + 1 + 2 \cdot 49,16 \cdot \tan(3,262^\circ) = 14,6\text{ m}$$

Diện tích móng khối quy ước được tính theo công thức:

$$F_{qu} = A_1 \cdot B_1 = 10,6 \cdot 14,6 = 154,87\text{ m}^2$$

Thể tích móng khối qui ước:

$$V_{qu} = F_{qu} \cdot L_c = 154,87 \cdot 49,16 = 7613,62\text{ m}^3$$

Moment kháng uốn ngang cầu của MKQU:

$$W_n = \frac{A_1 \cdot B_1^2}{6} = \frac{10,6 \cdot 14,6^2}{6} = 376,98\text{ m}^3$$

Moment kháng uốn dọc cầu của MKQU:

$$W_d = \frac{A_1^2 \cdot B_1}{6} = \frac{10,6^2 \cdot 14,6}{6} = 273,73\text{ m}^3$$

8.4.4.2 Chuyển toàn bộ tải trọng về trọng tâm MKQU-TTGH CD 1:

Khối lượng riêng trung bình của các lớp đất:

$$\gamma_{tb} = \frac{\sum \gamma_i \cdot l_i}{\sum l_i} = \frac{15,7 \cdot 3,8 + 15,7 \cdot 15,7 + 19,13 \cdot 2 + 18,7 \cdot 6,5 + 19,4 \cdot 2,3}{3,8 + 15,7 + 13,2 + 6,5 + 2,3} = 17,4\text{ kN/m}^3$$

Khối lượng thể tích MKQU:

$$\gamma_{qu} = \gamma_{tb} + \frac{n_c \cdot F_c \cdot L_c \cdot \gamma_c}{V_{qu}} = 17,4 + \frac{6 \cdot 0,785 \cdot 49,16 \cdot 25}{7613,62} = 18,16\text{ kN/m}^3$$

Bảng 8.29: Tải trọng tại trọng tâm MKQU:

Nội lực	TTGH CĐ 1	TTGH ĐB	Đơn vị
Tải trọng thẳng đứng tiêu chuẩn	154591.79	152288.0777	kN
Tải trọng theo phương ngang cầu	0	3696.072	kN
Tải trọng theo phương dọc cầu	255.10	241.94	kN
Moment t/t theo phương ngang cầu	3737.20	183666.0482	kNm
Moment t/t theo phương dọc cầu	19390.61	40710.53107	kNm

Sức chịu tải đất nền tại đáy MKQU:

Sức chịu tải đất nền tại đáy MKQU được tính bằng công thức:

$$R_{II} = \frac{m_1 \cdot m_2}{k_{tc}} \cdot (A \cdot b \cdot \gamma_{II} + B \cdot L_c \cdot \gamma_{II} + D \cdot c_{II})$$

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 1.22 (Nền móng, Châu Ngọc Ân)

$$m_1 = 1,1 \quad m_2 = 1,2$$

b: cạnh ngắn của MKQU, $b = A_1 = 10,6\text{m}$

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

$$19^\circ 02' : A = 0,474 ; B = 2,9 ; D = 5,49$$

L_c chiều sâu chôn móng, $L_c = 49,16\text{ m}$

γ_{II} trọng lượng đơn vị thể tích của đất từ đáy móng trở xuống, $\gamma_{II} = 19,4\text{kN/m}^3$

$$R_{II} = \frac{1,1 \cdot 1,2}{1} \cdot (0,474 \cdot 10,6 \cdot 19,4 + 2,9 \cdot 49,16 \cdot 19,4 + 5,49 \cdot 55) = 3\,971,7\text{kN/m}^2$$

8.4.4.2.3 Kiểm tra ứng suất:

a. Trạng thái giới hạn cường độ 1:

Ứng suất nén lớn nhất:

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{qu}}{F_{qu}} + \frac{M_{qu}^x}{W_d} + \frac{M_{qu}^y}{W_n} = \frac{154591,79}{154,87} + \frac{3737,2}{273,73} + \frac{19390,61}{376,98} = 1063,29 \text{ kN/m}^2$$

Ta thấy $\sigma_{\max} < 1,2.R_{II} = 1,2.3971,7 = 4766,04 \text{ kN/m}^2$ nên thỏa mãn điều kiện

Ứng suất nén nhỏ nhất:

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{qu}}{F_{qu}} - \frac{M_{qu}^x}{W_d} - \frac{M_{qu}^y}{W_n} = \frac{154591,79}{154,87} - \frac{3737,2}{273,73} - \frac{19390,61}{376,98} = 933,11 \text{ kN/m}^2$$

Ta thấy $\sigma_{\min} > 0$ nên thỏa mãn điều kiện

Ứng suất nén trung bình:

$$\sigma_{tb} = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} = \frac{1063,29 + 933,11}{2} = 998,2 \text{ kN/m}^2$$

Ta thấy $\sigma_{tb} < R_{II} = 3971,7 \text{ kN/m}^2$ nên thỏa mãn điều kiện

b. Trạng thái giới hạn đặc biệt:

Ứng suất nén lớn nhất:

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{qu}}{F_{qu}} + \frac{M_{qu}^x}{W_d} + \frac{M_{qu}^y}{W_n} = \frac{152288,07}{154,87} + \frac{183666,18}{273,73} + \frac{40710,53}{376,98} = 1762,29 \text{ kN/m}^2$$

Ta thấy $\sigma_{\max} < 1,2.R_{II} = 1,2.3971,7 = 4766,04 \text{ kN/m}^2$ nên thỏa mãn điều kiện

Ứng suất nén nhỏ nhất:

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{qu}}{F_{qu}} - \frac{M_{qu}^x}{W_d} - \frac{M_{qu}^y}{W_n} = \frac{152288,07}{154,87} - \frac{183666,18}{273,73} - \frac{40710,53}{376,98} = 204,36 \text{ kN/m}^2$$

Ta thấy $\sigma_{\min} > 0$ nên thỏa mãn điều kiện

Ứng suất nén trung bình:

$$\sigma_{tb} = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} = \frac{1762,29 + 204,36}{2} = 983,33 \text{ kN/m}^2$$

Ta thấy $\sigma_{tb} < R_{II} = 3971,7 \text{ kN/m}^2$ nên thỏa mãn điều kiện

8.4.4.3 Kiểm tra lún MKQU:

Tải trọng gây lún ở TTGH SD $N_{tc}=V_s=12129 \text{ kN}$

Khối lượng cọc: $Q=\gamma_w \cdot AL=25.0,785.49,16=965,25 \text{ kN}$

Ứng suất gây lún: $\sigma_0 = \frac{N_{tc} + Q}{F_{qu}} = \frac{12026,33 + 965,25}{133,67} = 97,19 \text{ kN/m}^2$

Ứng suất gây lún tổng cộng: $\sigma_{0i} = K \cdot \sigma_0$

Với K là hệ số phụ thuộc vào $z/A1$ và $B1/A1=12,6/10,6=1,19$

Độ lún tổng cộng được tính bằng công thức:

$$S = \sum S_i = \sum \frac{\beta}{E_i} \cdot \Delta p_i \cdot h_i$$

Trong đó:

β : hệ số poisson của đất sét MKQU

h_i : bề dày lớp tính toán, chọn mỗi lớp là 1m

E_i : môđun biến dạng của lớp đất, phụ thuộc vào chỉ số SPT, $E_i = 7460 \cdot \frac{N_i}{8}$

Tính lún đến khi ứng suất do TLBT đất > 10 lần ứng suất tải trọng ngoài

Bảng 8.30: Độ lún móng khối qui ước

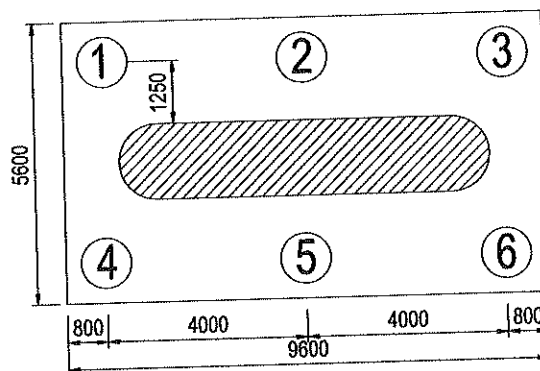
STT	Độ sâu z(m)	z/A1	K	σ_{0i} (kN/m ²)	σ_{bt} (kN/m ²)	Δp_i	E_i	S_i (m)
0	0	0	1	83.46	0			
1	1	0.09	0.97	80.96	9.4	4.7	30772.5	9.16E-05
2	2	0.19	0.89	72.05	18.8	14.1	32637.5	0.000259
3	3	0.28	0.82	59.08	28.2	23.5	32637.5	0.000432
4	4	0.38	0.74	43.84	37.6	32.9	34502.5	0.000572
5	5	0.47	0.67	29.42	47	42.3	34502.5	0.000736
6	6	0.57	0.61	18.03	56.4	51.7	36367.5	0.000853
7	7	0.66	0.57	10.26	65.8	61.1	36367.5	0.001008
8	8	0.75	0.52	5.37	75.2	70.5	38232.5	0.001106

Vậy độ lún tổng cộng $\sum S_i = 0,0051 \text{ m} = 0,51 \text{ cm} < [S] = 1,5 \cdot \sum 37,3 = 9,2 \text{ cm}$

8.4.4.4 Thiết kế cốt thép bê móng:

a. Theo phương dọc cầu:

Moment tính toán được xác định bằng phản lực đầu cọc nằm ngoài phạm vi thân trụ, theo phương dọc cầu:



Hình 8.12: Mặt bằng cọc trong bê

Bảng 8.31: Moment tính toán cốt thép phương dọc cầu

Cọc	Phản lực N_i (kN)	r (m)	$M=N_i.r$ (kNm)
1	2530.08	1.25	3162.594401
2	2718.59	1.25	3398.236845
3	2907.10	1.25	3633.879289
		Tổng (kNm)	10194.71054

Tiết diện tính toán $b \times h \Leftrightarrow b \times h \Leftrightarrow 9600 \times 2000 \text{ mm}$.

$$M_u = 10\,194\,710\,535 \text{ Nmm}$$

Khoảng cách từ mép ngoài bê tông chịu kéo đến trọng tâm cốt thép $a' = 220 \text{ mm}$.

$$\text{Chiều cao làm việc: } d_s = h - a' = 2000 - 220 = 1780 \text{ mm}$$

Chiều cao vùng nén quy ước:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b}} = 1780 - \sqrt{1780^2 - \frac{2 \cdot 10\,194\,710\,535}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 35 \cdot 9600}} = 22,4 \text{ mm}$$

$$\text{Hệ số qui đổi: } \beta_1 = 0,85 - \frac{0,05}{7} \cdot (f'_c - 28) = 0,85 - \frac{0,05}{7} \cdot (35 - 28) = 0,8$$

$$\text{Chiều cao vùng nén thực tế: } c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{22,4}{0,8} = 28,02 \text{ mm}$$

$$\text{Tính lại } \phi : \phi = 0,65 + 0,15 \cdot \left(\frac{d_s}{c} - 1 \right) = 0,65 + 0,15 \cdot \left(\frac{1780}{28,02} - 1 \right) = 10,02 > 0,9$$

Chọn $\phi = 0,9$ là phù hợp với giá trị ban đầu

$$\text{Kiểm tra điều kiện : } \frac{c}{d_s} = \frac{28,02}{1780} = 0,015 < 0,6$$

$$\text{Hàm lượng cốt thép : } A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 41,23 \cdot 9600}{420} = 16\,273,87 \text{ mm}^2.$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

$$\begin{aligned} M_{cr} &= \gamma_1 \cdot \gamma_3 \cdot S_c \cdot f_r = \gamma_1 \cdot \gamma_3 \cdot \left(\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 \right) \cdot (0,63 \cdot \sqrt{f'_c}) \\ &= 1,6 \cdot 0,67 \cdot \left(\frac{1}{6} \cdot 9600 \cdot 2000^2 \right) \cdot (0,63 \cdot \sqrt{35}) = 2,557 \cdot 10^{10} \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{smin} &= \frac{\min[1,2 \cdot M_{cr}; 1,33 \cdot M_u]}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2} \right)} = \frac{\min[1,2 \cdot 2,557 \cdot 10^{10}; 1,33 \cdot 10\,194\,710\,535]}{0,9 \cdot 280 \cdot \left(1780 - \frac{22,4}{2} \right)} \\ &= 30\,419,16 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

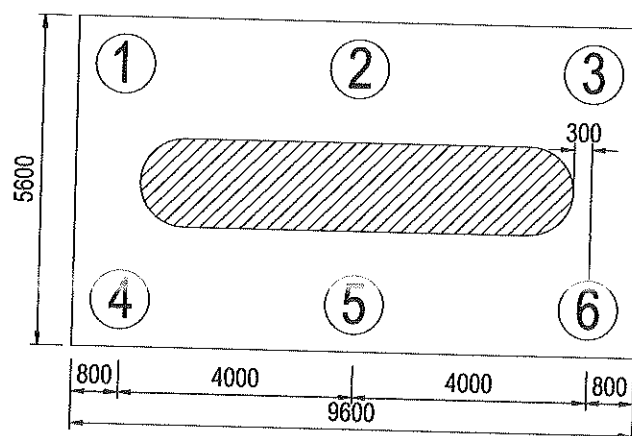
Vậy bố trí theo hàm lượng cốt thép tối thiểu

Bố trí thép 48 thanh d30 cách mép dưới 220mm, khoảng cách $a = 200\text{mm}$,

$$A_s = 48 \cdot \frac{\pi \cdot 30^2}{4} = 33\,929,2 \text{ mm}^2$$

b. Theo phương ngang cầu:

Moment tính toán được xác định bằng phản lực đầu cọc nằm ngoài phạm vi thân trụ, theo phương ngang cầu:



Hình 8.13: Mặt bằng cọc trong bộ

Bảng 8.32: Moment tính toán cốt thép phương ngang cầu

Cọc	Phản lực Ni (kN)	r (m)	M=Ni.r (kNm)
1	2943.41	0.3	883.0242011
2	2943.41	0.3	883.0242011
3	2943.41	0.3	883.0242011
		Tổng (kNm)	2649.072603

Vậy nội lực tại mặt cắt ngang theo phương ngang cầu nhỏ hơn nội lực phương

8.4.4.5 Kiểm toán nứt bê móng:

Điều kiện:

$$f_s \leq f_{sa}$$

Trong đó:

+ f_s : ứng suất kéo trong cốt thép.

+ f_{sa} : ứng suất cho phép trong thanh cốt thép.

$$\text{— Ứng suất kéo cho phép trong thanh cốt thép } f_{sa} = \min \left(0,6.f_y; \frac{Z}{(d_c.A_c)^{\frac{1}{3}}} \right) :$$

Trong đó:

+ Z: thông số phụ thuộc vào môi trường, chọn $Z=2300\text{N/mm}$ đối với khí hậu khắc nghiệt.

+ d_c : khoảng cách từ trọng tâm của lớp thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài bê tông chịu kéo, $d_c=50\text{mm}$.

+ A_c : diện tích bê tông trung bình bọc quanh 1 thanh thép chịu kéo

$$A_c = \frac{A}{n} = \frac{5600.50.2 - 22518,94}{28} = 19\,195,75\text{mm}^2$$

Vậy ứng suất kéo cho phép :

$$f_{sa} = \min \left(0,6.f_y; \frac{Z}{(d_c.A_c)^{\frac{1}{3}}} \right) = \min \left(0,6.420; \frac{23\,000}{(50.19\,195,75)^{\frac{1}{3}}} \right)$$

$$= \min(252; 233,17) = 233,17 \text{ MPa.}$$

_ Ứng suất kéo trong cốt thép $f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \cdot (d_s - x) \cdot n$:

Trong đó:

+ M_s : moment tính toán ở TTGH sử dụng $M_s = 7\,584\,300\,225 \text{ Nmm}$

Cọc	Phản lực Ni (kN)	r (m)	M=Ni.r (kNm)
1	1835.7	1.25	2294.57418
2	2022.5	1.25	2528.100075
3	2209.3	1.25	2761.62597
		Tổng (kNm)	7584.300225
		Tổng Nmm	7584300225.00

+ n: tỷ số quy đổi thép về bê tông, $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.10^5}{31\,798,93} = 6,29$

+ d_s : chiều cao làm việc của tiết diện, $d_s = 1780 \text{ mm}$

+ x: khoảng cách từ trục trung hòa đến mép chịu nén của bê tông

$$x = n \cdot \frac{A_s}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot d_s \cdot b}{n \cdot A_s}} - 1 \right) = 6,29 \cdot \frac{22518,94}{5600} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 1780 \cdot 5600}{6,29 \cdot 22518,94}} - 1 \right) = 275,85 \text{ mm.}$$

+ I_{cr} : moment quán tính của tiết diện

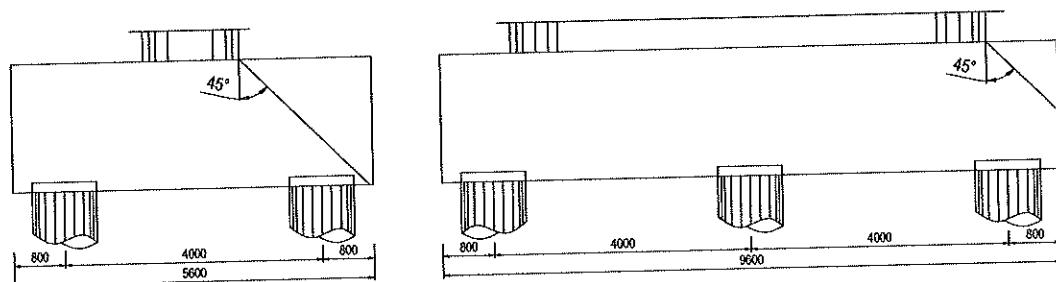
$$I_{cr} = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d_s - x)^2 = \frac{5600 \cdot 275,85^3}{3} + 6,29 \cdot 22518,94 \cdot (1780 - 275,85)^2$$

$$= 3,596 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4.$$

$$\text{Vậy } f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \cdot (d_s - x) \cdot n = \frac{7\,513\,748\,595}{3,596 \cdot 10^{11}} \cdot (1780 - 275,85) \cdot 6,29 = 196,66 \text{ MPa}$$

Ta có: $f_s = 196,66 \text{ MPa} < f_{sa} = 233,17 \text{ MPa}$ nên thỏa mãn điều kiện về chống nứt.

8.4.4.6 Kiểm tra chọc thủng đài cọc:



Hình 8.14: Kiểm tra điều kiện chọc thủng

Do cọc nằm trong vùng tháp xuyên của thân trụ nên bộ cọc không bị chọc thủng.

Mục lục

CHƯƠNG 8: THIẾT KẾ TRỤ CẦU	242
8.1 Số liệu thiết kế:	242
8.2 Tải trọng tác dụng lên trụ:	243
8.2.1 Tĩnh tải:	243
8.2.1.1 Tĩnh tải kết cấu phần trên:	243
8.2.1.2 Kích thước hình học trụ cầu:	244
8.2.1.3 Nội lực do tĩnh tải trụ cầu:	244
8.2.2 Hoạt tải:	245
8.2.2.1 Phản lực do hoạt tải xe và tải trọng làn:	247
8.2.2.2 Phản lực do tải trọng bộ hành:	248
8.2.2.3 Moment sinh ra do hoạt tải đặt lệch tâm:	249
8.2.3 Lực hãm xe BR:	250
8.2.4 Tải trọng gió WS, WL:	250
8.2.4.1 Tải trọng gió ngang tác động vào công trình WS:	251
8.2.4.2 Tải trọng gió tác động vào xe cộ WL:	252
8.2.5 Tải trọng do lực nước WA:	253
8.2.5.1 Lực đẩy nổi :	253
8.2.5.2 Áp lực dòng chảy:	253
8.2.5.3 Áp lực thủy tĩnh:	254
8.2.6 Lực va do tàu CV:	254
8.3 Tổ hợp nội lực:	255
8.3.1 Tổ hợp nội lực phần hẫng của xà mũ trụ:	255
8.3.2 Tổ hợp nội lực tại mặt cắt đáy bộ A-A, đỉnh bộ B-B	256
8.3.3 Mặt cắt đáy bộ A-A:	256
8.3.4 Mặt cắt đỉnh bộ B-B:	257
8.4 Thiết kế cốt thép :	258
8.4.1 Thiết kế cốt thép xà mũ trụ:	258
8.4.1.1 Thiết kế cốt thép ở TTGH CD 1:	258

8.4.1.2 Kiểm tra nứt ở TTGH SD:	259
8.4.1.3 Thiết kế cốt thép đai xà mũ trụ:	261
8.4.2 Thiết kế cốt thép thân trụ:	262
8.4.2.1 Thiết kế cốt thép ở TTGH CD 1	262
8.4.2.2 Thiết kế cốt đai theo TTGH đặc biệt:	267
8.5 Thiết kế bộ móng:	269
8.5.1 Số liệu địa chất:	269
8.5.2 Lựa chọn các thông số cơ bản của cọc khoan nhồi:	269
8.5.3 Tính toán sức chịu tải của cọc:	270
8.5.3.1 Sức chịu tải theo vật liệu:	270
8.5.3.2 Sức chịu tải theo đất nền:	270
8.5.3.3 Tính toán số lượng cọc khoan nhồi:	272
8.5.4 Tính toán nội lực đầu cọc:	273
8.5.4.1 Theo phương dọc cầu- TTGH CD 1:	273
8.5.4.2 Theo phương ngang cầu- TTGH CD 1:	276
8.5.4.3 Theo phương dọc cầu- TTGH DB:	278
8.5.4.4 Theo phương ngang cầu- TTGH DB:	280
8.5.4.5 Theo phương dọc cầu- TTGH SD	281
8.5.4.6 Theo phương ngang cầu-TTGH SD:	283
8.5.5 Kiểm toán móng:	284
8.5.5.1 Kiểm tra sức chịu tải của cọc:	284
8.5.5.2 Kiểm tra ứng suất tại mặt phẳng mũi cọc (kiểm tra móng khối qui ước):	285
8.5.5.2.1 Kích thước móng khối qui ước:	285
8.5.5.2.2 Chuyển toàn bộ tải trọng về trọng tâm MKQU-TTGH CD 1:	286
8.5.5.2.3 Sức chịu tải đất nền tại đáy MKQU:	287
8.5.5.2.4 Kiểm tra ứng suất:	288
8.5.5.3 Kiểm tra lún MKQU:	289

8.5.5.4 Thiết kế cốt thép bộ móng:	290
8.5.5.5 Kiểm toán nứt bộ móng:	292
8.5.5.6 Kiểm tra chọc thủng đài cọc:	294
Danh sách bảng biểu	
Bảng 8.1: Kích thước hình học trụ	244
Bảng 8.2: Tĩnh tải các bộ phận kết cấu trụ	245
Bảng 8.3: Tĩnh tải các bộ phận kết cấu trụ tại các mặt cắt	245
Bảng 8.4: Tung độ đường ảnh hưởng hoạt tải	247
Bảng 8.5: Moment lệch tâm do hoạt tải.....	250
Bảng 8.6: Lực hãm xe khi xét đến mặt cắt A-A và B-B.....	250
Bảng 8.7: Độ lệch tâm và diện tích chịu tải trọng gió khi xét mặt cắt A-A, B-B	252
Bảng 8.8: Tải trọng gió ngang khi xét đến mặt cắt A-A	252
Bảng 8.9: Tải trọng gió ngang khi xét đến mặt cắt B-B.....	252
Bảng 8.10: Tải trọng gió ngang tác động vào xe cộ.....	252
Bảng 8.11: Tải trọng gió ngang tác động vào xe cộ.....	253
Bảng 8.12: Lực đẩy nổi khi xét đến mặt cắt A-A, B-B:	253
Bảng 8.13: Áp lực dòng chảy theo trục x	253
Bảng 8.14: Áp lực dòng chảy theo trục x	254
Bảng 8.15: Áp lực dòng chảy theo trục x	254
Bảng 8.16: TLBT cả mũ tác dụng lên phần hẫng	255
Bảng 8.17: Hệ số tải trọng	256
Bảng 8.18: Tổng hợp tải trọng khi xét đến mặt cắt A-A	256
Bảng 8.19: Tổ hợp nội lực mặt cắt A-A ở các TTGH.....	257
Bảng 8.20: Tổng hợp tải trọng khi xét đến mặt cắt B-B	257
Bảng 8.21: Tổ hợp nội lực mặt cắt B-B ở các TTGH	258
Bảng 8.22: Bảng tính sức kháng thành bên	271
Bảng 8.23: Nội lực đầu cọc, phương dọc cầu, TTGH CĐ1.....	276
Bảng 8.24: Nội lực đầu cọc, phương ngang cầu, TTGH CĐ1.....	277

Bảng 8.25: Nội lực đầu cọc, phương dọc cầu, TTGH ĐB	279
Bảng 8.26: Nội lực đầu cọc, phương ngang cầu, TTGH ĐB.....	281
Bảng 8.27: Nội lực đầu cọc, phương dọc cầu, TTGH SD	282
Bảng 8.28: Nội lực đầu cọc, phương ngang cầu, TTGH SD	284
Bảng 8.29: Tải trọng tại trọng tâm MKQU:	287
Bảng 8.30: Độ lún móng khối qui ước	289
Bảng 8.31: Moment tính toán cốt thép phương dọc cầu.....	290
Bảng 8.32: Moment tính toán cốt thép phương ngang cầu.....	292
Danh sách hình ảnh	
Hình 8.1: Cầu tạo trụ	244
Hình 8.2: Sơ đồ tính khi xếp một xe và tải trọng làn (một nhịp).....	247
Hình 8.3: Sơ đồ tính khi xếp 2 xe và tải trọng làn (hai nhịp)	247
.....	249
Hình 8.4: Xếp tải tìm moment lệch tâm lớn nhất.....	249
Hình 8.5: Tải trọng gió ngang	251
Hình 8.6: Cánh tay đòn phản hẫng xà mũ trụ	255
Hình 8.7: Bố trí cốt thép xà mũ trụ.....	262
Hình 8.8: Bố trí cốt thép thân trụ.....	268
Hình 8.9: Mặt bằng bố trí cọc	273
Hình 8.10: Chiều dài chịu nén và chịu uốn.....	273
Hình 8.11: Kích thước MKQU.....	285
Hình 8.12: Mặt bằng cọc trong bệ.....	290
Hình 8.13: Mặt bằng cọc trong bệ.....	292
Hình 8.14: Kiểm tra điều kiện chọc thủng.....	294

PHẦN IV: THIẾT KẾ TỔ CHỨC THI CÔNG

CHƯƠNG 1: THI CÔNG KẾT CẤU PHẦN DƯỚI

1.1 Trình tự thi công cọc khoan nhồi:

1.1.1 Thiết bị phục vụ khoan:

Trước khi khoan máy khoan phải được bảo dưỡng và vận hành thử để đảm bảo không bị trục trặc trong quá trình khoan (phải có phụ tùng dự phòng : mũi khoan, cần nối ...).

Cần khoan phải được điều chỉnh cho thẳng đứng, độ nghiêng của cần khoan không được vượt quá 1.5%.

Độ văng ngang của cần khoan cũng như của gầu khoan trong khi khoan không được vượt quá 2,5cm.

1.1.2 Trình tự thi công:

Khoan tạo lỗ đến cao độ thiết kế: để giữ ổn định thành vách lỗ khoan cần sử dụng Bentonite. Riêng đối với các trụ ngập trong nước, cần sử dụng một đoạn ống vách thép dài 30m cao trên mực nước thi công khoảng 80cm và xuyên vào lớp đất mặt lòng sông khoảng 8m để ngăn nước.

Làm sạch lỗ khoan bằng xối hút.

Hạ khung cốt thép cọc vào bên trong ống vách.

Kiểm tra cao độ mũi cọc, mức độ sạch bùn và tạp chất ở đáy lỗ khoan.

Bơm vữa bê tông lấp lòng cọc bằng phương pháp ống rút thẳng đứng.

1.1.3 Công tác ống vách:

Ống vách được chế tạo trong xưởng hoặc nhà máy theo đúng bản vẽ thiết kế.

Ống vách trước khi đưa vào rung hạ không bị móp méo, sai số đường kính ở tất cả các mặt cắt không được vượt quá 1cm (phải được TVGS, Phòng KT-ĐA kiểm tra tại hiện trường).

Việc hạ ống vách phải được đảm bảo khi ống vách hạ đến cao độ yêu cầu độ nghiêng $< 0,1\%$. Ống vách bằng tole bản 10mm.

Tổ hợp mũi 18 mét, đỉnh 12 mét. Các tổ hợp cần ráp thử và đánh dấu các tổ hợp bằng sơn vàng.

Dùng cần cẩu và khóa chữ thập cẩu đưa đốt 1 vào vị trí. Khi cẩu lưu ý giữ ổn định thẳng đứng và hạ ống vách từ từ, tránh va làm mất ổn định khung định vị và sai lệch vị trí đã xác định trên khung định vị.

Treo đốt số 1 của ống vách dài 12 mét trên khung định vị. Ống vách tự lún hoặc run hạ để cao độ đỉnh ống vách cao hơn 1 mét so với thanh giằng ngang trên khung định vị. Sử dụng các tai hàn trên thành ống, giữ đốt 1 của ống vách cho thật ổn định, thẳng đứng.

Tiếp tục cẩu đốt 2 dài 12 mét, lắp ráp và chỉnh 2 đốt thẳng đứng, hàn liên kết.

Chỉnh đúng vị trí, kiểm tra độ thẳng đứng.

Rung hạ ống vách bằng búa rung có công suất 90 đến 160 tấn.

Có thể hạ 4 ống vách của 4 cọc sát nhau xong, mới tiến hành khoan lấy đất và thi công bê tông theo trình tự quy định để giảm thiểu sự chấn động cho các cọc bên khi đã đổ bê tông.

Khoan tạo lỗ giữ thành bằng phương pháp đóng vách ống thép qua tầng bùn tới cao độ - 20,5 mét, kết hợp vữa Bentonite khi qua tầng địa chất sét dẻo cứng và cát hạt thô chặt vừa.

Trong quá trình khoan tạo lỗ phải thường xuyên theo dõi các lớp địa chất mà mũi khoan đi qua và đối chứng với tài liệu khảo sát địa chất.

Trong quá trình khoan tạo lỗ phải thường xuyên bổ sung vữa Bentonite vào trong hố khoan sao cho mặt vữa trong hố khoan phải luôn luôn cao hơn mực nước ngoài ống vách tối thiểu là 1 mét.

Phải thường xuyên kiểm tra độ thẳng đứng của cần khoan, độ sai lệch tọa độ trên mặt bằng và độ mở rộng hố khoan để kịp thời xử lý.

Để đảm bảo cho hố khoan ổn định không bị sụt lở cần hạn chế đến mức tối đa các lực xung kích tác dụng vào hố khoan.

Công tác khoan phải tiến hành liên tục và không được phép nghỉ nếu không có sự cố gì về máy móc và thiết bị khoan.

1.1.4 Vữa khoan Bentonite:

Bentonite phải được tính toán đủ số lượng và phải được tập kết tại công trường đủ số lượng mới bắt đầu công tác khoan.

Bentonite phải được giữ ở trong kho khô ráo không ẩm thấp.

Vữa Bentonite phải được trộn bằng thiết bị trộn chuyên dùng và chứa trong bể chứa có máy khuấy.

Trong quá trình khoan vữa Bentonite phải được cấp bổ sung liên tục vào hố khoan.

Chuẩn bị vữa Bentonite, trộn vữa Bentonite bằng thiết bị trộn chuyên dùng, kiểm tra các chỉ tiêu pH, độ nhớt, trọng lượng của Bentonite phải được khống chế như sau :

- . Hàm lượng cát : < 5%.
- . Dung trọng : 1.01-1.05 (T/m³).
- . Độ nhớt: ± 35 sec.
- . Độ PH: 9.5-12.

Bơm vữa Bentonite vào lỗ khoan cao hơn mực nước 1m.

1.1.5 Công tác làm sạch đáy lỗ khoan :

Công tác rửa và vệ sinh hố khoan bằng cách thay và bổ sung vữa Bentonite mới theo phương pháp tuần hoàn nghịch cho đến khi hàm lượng cát trong vữa Bentonite < 6% và độ nhớt cũng như tỷ trọng của vữa Bentonite đạt đến yêu cầu trong bảng 1 (Mẫu Bentonite lấy tại ống hút và trước khi qua máy tách cát).

Lượng chất bồi lắng đáy hố khoan sau khi đã vệ sinh hố khoan không được dày quá 4 cm.

Kiểm tra độ lắng đọng của các chất bồi lắng bằng cách đặt hộp thép không có nắp xuống đáy hố khoan ngay sau khi đã vệ sinh xong, sao đó trước khi đổ bê tông lấy hộp thép lên kiểm tra độ dày của lớp lắng đọng.

Nếu độ dày của lớp lắng đọng lớn quá quy định, phải tiến hành vệ sinh lại.

Sau khi nghiệm thu lỗ khoan đã rửa đạt yêu cầu kỹ thuật, tiến hành hạ lồng thép ngay.

1.1.6 Công tác chế tạo lồng thép:

Cốt thép đưa vào sử dụng phải đúng kích thước và chủng loại theo đúng yêu cầu của thiết kế.

Cốt thép phải được thí nghiệm để xác nhận các chỉ tiêu cơ lý theo đúng quy định.

Khung cốt thép cọc được chế tạo sẵn thành các khung theo đúng hồ sơ thiết kế sau đó đưa ra vị trí thi công tổ hợp và hạ xuống độ cao thiết kế.

Công tác hạ lồng cốt thép phải được làm khẩn trương để giảm tối đa lượng chất lắng đọng xuống đáy hố khoan cũng như khả năng sụt lở thành vách.

Do cọc khoan nhồi chịu tải trọng nén, các mối nối dùng dây thép 2mm buộc hoặc dùng cóc thép để bắt : phải tuân thủ quy trình về mối nối buộc của TCXD-VN.

Toàn bộ thời gian cho công tác hạ lồng cốt thép không nên vượt quá 4 giờ.

Việc hạ lồng cốt thép phải làm hết sức nhẹ nhàng tránh va đập mạnh vào thành hố khoan làm sụt lở vách.

Lồng thép được chế tạo đúng bản vẽ thiết kế. 50% số thanh cốt thép chủ (bố trí cách khoảng) được sản xuất dài liên tục và được nối đưa lên cao độ miệng lỗ khoan và cố định vào thanh thép hình đặt trên miệng lỗ.

Chi tiết ống thép phục vụ công tác siêu âm kiểm tra chất lượng cọc, khoan lấy lõi gồm 4 ống đk 60mm và 1 ống đk 106mm dày 5mm được cố định vào lồng thép bằng các cóc thép. Các mối nối phải có Colie ren và được xiết hết ren, trong ống chứa đầy nước, 2 đầu đáy nắp kín. Bảo đảm ống thép thẳng đứng, không bị vắn cong, nghiêng v.v... Cao độ đỉnh ống cao hơn cao độ đáy bệ 2,00 mét.

Đối với cọc đầu tiên phải đưa ống lên khỏi mực nước thi công để kiểm tra thông công, rút kinh nghiệm cho các cọc sau.

Để cho khung cốt thép được đặt đúng vào tâm hố khoan, trên khung cốt thép phải đặt sẵn các con kê có kích thước phù hợp và có khoảng cách giữa các tầng con kê từ 2–3m.

Chồng nối cốt thép chủ bằng dây thép buộc, đầu nối cốt thép phải chịu được trọng lượng bản thân của các khung thép thả trước đó.

Mối hàn cấu tạo giữa cốt thép đai và cốt thép chủ cần đảm bảo để không gây ra cháy cốt thép.

Khung cốt thép cọc phải luôn duy trì được khe hở với thành bên theo thiết kế, do đó cần làm các dụng cụ định vị cốt thép, để tránh lệch tâm, số lượng định vị cốt thép trên một mặt cắt là từ 4-6 cái, cự ly tương đối thích hợp giữa các mặt cắt định vị nên lấy từ 3-6 m.

Sau khi lắp khung cốt thép xong nhất thiết phải kiểm tra cao độ đầu của cốt thép chủ.

1.1.7 Công tác đổ bê tông:

Cường độ chịu nén của mẫu bê tông sau 28 ngày cần được tăng thêm 10% so với cường độ tiêu chuẩn.

Nhất thiết phải đổ hết bê tông trong thời gian 1 giờ sau khi trộn xong nhằm tránh hiện tượng tắc ống dẫn do tính lưu động của bê tông giảm dần.

Tốc độ đổ bê tông thích hợp vào khoảng $0.6\text{m}^3/\text{phút}$. Trong 1 giờ tối thiểu phải đổ xong 4m dài cọc.

Trong quá trình đổ bê tông đáy ống dẫn cần được cắm sâu vào trong bê tông không dưới 2m để đề phòng bê tông chảy từ đáy ống dẫn ra không bị trộn lẫn đất bùn trên bề mặt bê tông cọc. Tuy nhiên tránh cắm sâu quá làm bê tông khó thoát khỏi ống dẫn.

Trong quá trình đổ bê tông cần thường xuyên thực hiện các công việc kiểm tra :

Đo cao độ dâng lên của mặt bê tông trong lỗ sau mỗi lần đổ xong 1 xe bê tông. Từ đó xem xét để quyết định mức độ nhắc ống dẫn lên.

Thường xuyên kiểm tra dây đo mặt dâng lên của bê tông tránh trường hợp dây bị giãn dài ra trong quá trình đo.

1.1.8 Công tác đập đầu cọc:

Phần bê tông cuối cùng trên đầu cọc thường có lẫn tạp chất và bùn nên thường cần được đổ cao hơn tối thiểu khoảng 1m so với cao độ đáy bệ. Sau khi bê tông đã đạt được đủ cường độ thiết kế, lớp bê tông xấu bên trên và phần thừa được đục bỏ hết đến cao độ thiết kế, sau đó dùng nước rửa sạch mặt đá và cát bụi trên đầu cọc, phần ống vách thép được cắt đến mép bê tông đập bỏ.

1.2 Trình tự thi công móng:

Mô cầu có cấu tạo là móng chữ U, bệ móng là bệ BTCT có chiều cao 2 m nằm trên nền móng cọc khoan nhồi đường kính 1.0 m, hệ móng cọc này có cấu tạo gồm 6 cọc chia thành 2 hàng theo mặt cắt dọc tim cầu.

Trình tự thi công móng gồm các bước sau:

. 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, Tiến hành đổ bê tông bệ bằng gầu.

. Đổ bê tông bệ móng, dùng bê tông M350 đổ theo từng đợt. Bê tông được sản xuất tại trạm trộn, sau đó được chuyển bằng xe chuyên dụng đến bệ móng. Trong quá trình đổ phải kiểm tra (chiều cao rơi tự do, công tác đầm . . .) chặt chẽ.

. Thi công bệ móng xong, lắp đặt đà giáo thi công các bộ phận của móng. Công tác lắp đặt ván khuôn cốt thép, đổ bê tông cũng tiến hành tương tự như thi công bệ móng.

. Lắp dựng ván khuôn đổ bê tông tường đỉnh và tường cánh.

. Gia cố đất đắp ở hai bên đầu cầu, trước khi đắp nền tiến hành hút nước, vét bùn và lớp đất hữu cơ ở trên (khoảng 1.5 m), sau đó tiến hành đắp đất theo từng lớp kết hợp với lu lèn chặt.

. Sau khi đắp đất xong, đổ bê tông bản quá độ và hoàn thiện móng.

1.3 Trình tự thi công trụ:

Trụ cầu có cấu tạo là trụ đặc BTCT thân hẹp, bệ trụ là bệ BTCT có chiều cao là 2.0(m) nằm trên nền móng cọc khoan nhồi $\Phi 1.0\text{m}$, hệ móng cọc này có cấu tạo gồm 2 hàng theo mặt cắt dọc cầu. Trụ này đỡ phần dầm thông qua các gối cao su có cấu tạo đặc biệt.

1.3.1 Thi công bệ trụ:

Sau khi thi công hết các cọc trong móng tiến hành rung hạ cọc ván thép. Lắp đặt hệ thanh giằng

Đổ lớp cát đệm đến cao độ. Đổ bê tông bệ đáy bằng phương pháp nâng ống thẳng đứng

Bê tông đạt cường độ, hút nước hồ móng. Lắp đặt tầng khung chống.

Trắc đạc để lấy cao độ đập đầu cọc. Đập đầu cọc, vệ sinh hồ móng, đổ bê tông tạo phẳng dày 10cm.

Lắp dựng đà giáo, cốp pha, bệ móng.

Tiến hành đổ bê tông (bê tông được vận chuyển từ trạm trộn đến vị trí thi công bằng xe Mix và dùng máy bơm bơm vào vị trí) kết hợp với việc đầm. Sau khi đổ bê tông xong, tiến hành làm mặt, tạo nhám tại khớp chân trụ để chờ đổ bê tông thân trụ.

Cắm sắt chờ để chống cốp pha thân.

Tiến hành bảo dưỡng bằng cách phủ các lớp vải bố có tưới ẩm.

Theo qui định thì khoảng 3 ngày có thể tháo cốp pha.

Chú ý luôn đảm bảo có tấm che trong lúc đổ bê tông (phòng khi trời mưa).

1.3.2 Thi công thân trụ:

Thân trụ được chia thành từng đợt tương ứng với khả năng thi công.

Vệ sinh cốp pha thân, tra dầu chống dính.

Tiến hành cắt, uốn, bo cốt thép, làm lồng thép định hình ở mặt đất, làm các thanh giằng để lồng thép ổn định.

Dùng xe cẩu cẩu lồng thép vào vị trí chân bệ, tiến hành nối buộc.

Dùng cẩu lắp đặt cốp pha thân, lắp xong cốp pha nào thì tháo thanh giằng ở đó.

Lắp đặt các thanh chống; các ống nhựa và các ti bulông để cố định khuôn và thuận Trắc đạc, kiểm tra hướng, cự ly, điều chỉnh cho đúng thiết kế bằng cách điều chỉnh các thanh chống.

Dùng keo silicon trét bít các khe hở của khuôn, lắp các kê bê tông.

Gắn các nẹp chỉ (chỗ dừng của bê tông)

Tưới nước vào bê tông thân trụ đã làm nhám.

Dùng máy bơm bê tông bơm vào vị trí, bê tông được đổ đến vị trí nẹp chỉ, kết hợp với việc đầm.

Chú ý luôn đảm bảo có tấm che khi trời mưa.

Tạo nhám bề mặt trụ, sau đó bảo dưỡng.

Khoảng 3 ngày có thể tháo cốp pha thân, bảo dưỡng (tưới nước lên thân trụ).

Vệ sinh cốp pha, tra dầu để chống dính với bê tông để chuẩn bị cho đợt đổ kế tiếp.

1.3.3 Thi công xà mũ trụ:

Tiến hành cắt uốn, bo cốt thép, bố trí các thành giằng.

Lắp đặt conxon chữ A vào ti thép đã chờ ở phần thân trụ.

Lắp đặt các thép chữ I lên conxon.

Vệ sinh các cốp pha, tra dầu lên cốp pha để không dính với bê tông.

Lắp đặt cốp pha đáy đã định hình từ trước ở mặt đất, dùng cầu cẩu lên, sau đó hàn cố định lại.

Trắc dọc, lấy hướng, cự li, cao độ.

Dùng đội cân chỉnh chỗ I với conxon.

Lồng thép được lắp đặt ở mặt đất như thiết kế. Dùng cầu trên xà lan cầu lồng thép, bẫy vào đúng vị trí thiết kế.

Lắp đặt các cốp pha bên còn lại. Dùng thước thủy cân chỉnh cốp pha thẳng đứng.

Sau đó hàn các cốp pha lại, dùng các thanh thép chống cốp pha nhằm cố định cốp pha và cũng hàn lại.

Trắc đạc lấy vị trí tim gối và tim xà mũ, dùng dây kéo thẳng để xác định vị trí đường tim gối. Xác định cao độ đổ bê tông.

Dùng silicon trét bít kín các khe hở của cốp pha, lắp các cục kê bê tông.

Dùng máy bơm bê tông bơm vào vị trí.

Quy tắc đổ là đổ từ giữa ra, kết hợp với việc đầm. Việc đổ bê tông xà mũ chia làm 2 giai đoạn.

Sau khi đổ xong đợt 1 (có cấm sắt chờ để dựng cốp pha đổ đợt 2), tạo nhám phần tiếp xúc giữa 2 giai đoạn đổ, song song đó làm mặt, bảo dưỡng phần còn lại.

Theo qui định thì cốp pha bên của giai đoạn 1 có thể tháo sau 3 ngày kể từ lúc đổ (trừ cốp pha đáy)

Tiến hành tháo cốp pha, vệ sinh khuôn, tra dầu.

Trắc đạc lấy chân khuôn đợt 2, tìm dọc, ngang, cao độ đổ bê tông.

Lắp đặt khuôn, hàn các thanh chống để cố định khuôn, dùng thước thủy để chỉnh cốp pha cho thẳng đứng, lắp các kê bê tông.

Kiểm tra toàn diện.

Tiến hành bơm bê tông, làm mặt xà mũ.

Cấm sắt chờ để chống trượt đầu dầm về phía thấp

Sau 3 ngày có thể tháo cốp pha và tiến hành bảo dưỡng.

Còn cốp pha đáy thì sau 7 ngày kể từ ngày đổ mới được tháo.

CHƯƠNG 1: THI CÔNG KẾT CẤU PHẦN DƯỚI	299
1.1 Trình tự thi công cọc khoan nhồi:.....	299
1.1.1 Thiết bị phục vụ khoan:.....	299
1.1.2 Trình tự thi công:	299
1.1.3 Công tác ống vách:.....	299
1.1.4 Vữa khoan Bentonite:.....	300
1.1.5 Công tác làm sạch đáy lỗ khoan :	301
1.1.6 Công tác chế tạo lồng thép:	301
1.1.7 Công tác đổ bê tông:.....	302
1.1.8 Công tác đập đầu cọc:	303
1.2 Trình tự thi công mố:	303
1.3 Trình tự thi công trụ:	304
1.3.1 Thi công bệ trụ:	304
1.3.2 Thi công thân trụ:	304
1.3.3 Thi công xà mũ trụ:	305

CHƯƠNG 2: THI CÔNG KẾT CẤU PHẦN TRÊN

2.1 Trình tự lao lắp bằng giá ba chân:

Bước 1 : Bắt đầu cho 1 nhịp :

Hệ thống lao lắp đặt trên 1 nhịp mới.

❖ Các dầm thép ngang phía trước và phía sau của hệ thống lao được lắp đặt an toàn chính xác trên đỉnh các xà mũ.

❖ Dàn lao được lắp đặt chính xác trên các dầm ngang này, lắp đặt thiết bị David ở 2 đầu dàn lao để nâng dầm và kích để sang ngang. Các chốt an toàn được hạ xuống.

Dầm Super T đầu tiên được vận chuyển tới vị trí lao, dưới dàn lao trên các xe chở dầm.

Hệ thống lao sẵn sàng nâng dầm lên.

Bước 2 : Lắp đặt các dầm - Giai đoạn nâng.

Nối kết hệ thống cáp của dàn lao với dầm Super T tại vị trí móc dúc sẵn ở 2 đầu dầm Super T.

Nâng đầu dầm ở phía các trụ tới các độ cao phù hợp để đảm bảo độ nghiêng dọc của dầm đạt 4.5% theo thiết kế. Điều chỉnh nếu cần thiết.

Tiếp tục nâng dầm cho tới khi dầm cao hơn vị trí mặt trên của gối 10mm.

Bước 3 : Lắp đặt dầm – Giai đoạn sàng ngang.

Khóa hệ thống dây cáp nâng- khởi động hệ thống kích cho sàng ngang.

Vận chuyển dầm theo phương ngang tới vị trí yêu cầu.

Thay đổi hệ thống kích (thay kích sàng ngang bằng kích nâng) hạ dầm lên trên 2 gối ở 2 đầu.

Cố định dầm nhờ vào các thanh gỗ tạm, tháo rời hệ thống nâng. Hoàn thành lao 1 dầm trong 1 nhịp.

Bước 4 : Lắp đặt dầm – Giai đoạn di chuyển dàn lao về vị trí ban đầu.

Di chuyển dàn lao lùi về phía trước, nhờ hệ thống kích sàng ngang tới vị trí nâng dầm ban đầu.

Bước 5 : Hoàn thành 1 nhịp.

Thực hiện các bước 1 tới 4 cho tới khi đủ số dầm trong nhịp.

Bước 6 : Di dời dàn lao – Sử dụng thiết bị nâng David.

Sử dụng 2 cần cẩu 70T hạ dàn lao xuống xe đầu kéo để chuyển tới nhịp kế tiếp.

Bước 7 : Di dời dầm thép ngang của hệ thống lao của nhịp kế tiếp.

Tháo bu lông dầm ngang đảm bảo trọng tâm của thanh không vượt quá cạnh ngoài của xà mũ.

Dùng cần cẩu 70T dời dầm ngang từ trụ đã lao phóng hoàn chỉnh về lắp đặt trên đỉnh trụ mới kế tiếp.

Bước 8 : Lắp đặt dầm thép ngang lên xà mũ nhịp kế tiếp.

Lắp đặt dầm thép ngang và liên kết với đỉnh trụ bằng bulông chôn sẵn.

Bước 9 : Lắp đặt dàn lao.

Xe đầu kéo vận chuyển dàn lao tới nhịp kế cận, cần cẩu 70T nâng dàn lao đặt trên hệ dầm ngang đã lắp sẵn trên các đỉnh trụ. Một chu trình lao dầm mới lại bắt đầu.

2.2 Trình tự thi công kết cấu phần trên:

Thi công phần trên gồm có thi công bê tông giữa các khe dọc dầm để liên kết giữa các dầm, bản mặt cầu, bệ và cột lan can. Lưu ý trước khi đổ BT bản mặt cầu cần trải 1 lớp bao tải tấm nhựa dày 1cm để chống thấm.

Sau khi lao dầm hoàn tất, tiến hành công tác lắp dựng ván khuôn đổ bê tông bản mặt cầu. Bê tông liên kết dầm bản.

Lắp dựng ván khuôn bệ và trụ lan can bằng thép. Cốt thép bệ và trụ lan can đã được gia công trước tại công trường và tiến hành lắp đặt rồi đổ bê tông. Lắp thanh lan can ống thép.

2.2.1 Thi công mặt cầu và hệ lan can:

Công tác đúc bê tông mặt cầu được thực hiện ngay sau khi từng nhịp cầu lao phóng xong, mặt cầu được thi công từng nhịp một và từ hai đầu cầu vào. Công việc gia công cốt thép được thực hiện tại xưởng gia công cốt thép và vận chuyển đến mặt cầu lắp đặt vào vị trí, công tác định vị các cốt thép mặt cầu nhờ các mẫu kê bê tông đúc sẵn và các mẫu thép D14 hàn định vị khoảng cách hai lớp cốt thép mặt cầu.

Bê tông được trộn tại trạm trộn bê tông và vận chuyển đến mặt cầu bằng xe chuyên dùng, sau khi kiểm tra độ sụt bê tông đạt yêu cầu, bê tông được bơm bằng máy bơm có cần hướng dẫn theo đường ống từ vị trí máy bơm đến vị trí mặt sàn cần đổ với chiều dày sàn 200 mm.

Bê tông được rải đều bằng vôi xẻ bê tông và thủ công, đầm nén bằng đầm dùi, tạo phẳng bằng đầm thước, bê tông mặt cầu được tạo nhám để tạo dính bám bê tông xi măng với bê tông nhựa.

Sau khi bê tông ninh kết công tác bảo dưỡng bê tông được tiến hành bằng cách phủ kín mặt một lớp vải bố có tưới nước thường xuyên và không để tình trạng khô mặt bê tông. Công tác bảo dưỡng tiến hành đến khi bê tông đạt 100% cường độ thiết kế.

Công tác thi công hệ lan can và gờ chắn được thực hiện sau khi bê tông mặt cầu đạt cường độ thiết kế, lắp ráp hệ lan can sử dụng cần cẩu 40 tấn. Công tác thảm bê tông nhựa mặt cầu được thực hiện sau cùng.

2.2.2 Thi công lớp bê tông nhựa:

a. Trình tự thi công:

Lớp BTNN dày 7 cm được thi công sau khi thi công đổ BT bản mặt cầu.

Vệ sinh bản mặt cầu trước khi rải BTNN.

Rải nhựa bằng máy.

Lu lên lớp BTNN hạt mịn.

b. Biện pháp tổ chức thi công:

Chọn chiều dài thi công và bề rộng của 1 dãy hợp lý.

Tưới nhựa dính bám khi bản mặt cầu đã hoàn toàn sạch sẽ và khô ráo.

Vận chuyển BT nhựa nóng từ trạm trộn đến công trường (phải đảm bảo khi rải nhiệt độ của BTNN không nhỏ hơn 120°C).

Dùng máy rải chuyên dùng để rải hỗn hợp BTNN.

Tiến hành lu lên: Máy rải chạy đến đâu thì máy lu phải tiến theo đến đó để lu. Đầu tiên dùng lu bánh nhẵn nặng từ 5–8 tấn đi qua 4–6 lần/1 điểm, tốc độ lu từ 1,5–2 km/h. Máy lu phải đi dần từ mép mặt đường vào tim đường, vệt bánh xe chồng lên nhau từ 20–30cm. Trong quá trình lu cần phải bôi dầu thường xuyên nhằm tránh việc nhựa dính vào bánh xe lu. Tiếp theo dùng lu bánh hơi nặng từ 10–15 tấn lu từ 8–10 lần/1 điểm. Dùng lu bánh nhẵn nặng từ 10–15 tấn lu từ 2–4 lần/1 điểm. Tiếp theo dùng lu bánh hơi lu từ 10–12 lần/1 điểm và cuối cùng dùng lu bánh nhẵn nặng lu từ 2–3 lần/1 điểm.

Trong quá trình lu lên, sau 2–3 lượt đầu của máy lu nhẹ cần kiểm tra lại độ dốc ngang và độ bằng phẳng của mặt đường bằng thước mẫu và thước dài 3 mét. Phải bổ sung nhựa ngay những chỗ lõm và cào bỏ những chỗ lồi.

2.3 Công tác hoàn thiện:

Lắp đặt hệ đèn chiếu sáng, tường phòng vệ.

Khi thi công xong công trình, Công tác nghiệm thu bàn giao chỉ được thực hiện khi mặt bằng đã được vệ sinh sạch sẽ, khu vực nhà văn phòng đã được thu dọn.

CHƯƠNG 2: THI CÔNG KẾT CẤU PHẦN TRÊN	308
2.1 Trình tự lao lắp bằng giá ba chân:	308
2.2 Trình tự thi công kết cấu phần trên:.....	309
2.2.1 Thi công mặt cầu và hệ lan can:	309
2.2.2 Thi công lớp bê tông nhựa:.....	310
2.3 Công tác hoàn thiện:	310

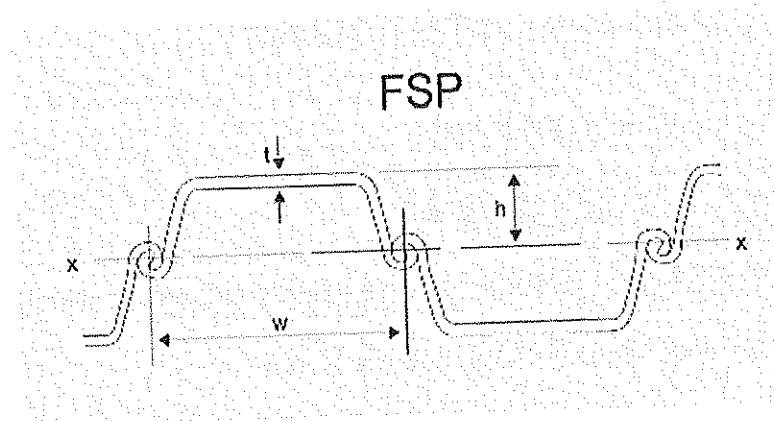
THI CÔNG CHI TIẾT

3.1 Số liệu thiết kế:

Cao độ đỉnh bộ:	+21,52m
Cao độ đáy bộ:	+19,52m
Cao độ mực nước thi công:	+27,6m
Chiều dài bộ móng:	9,6m
Chiều rộng bộ móng:	5,6m

3.2 Thiết kế vòng vây cọc ván thép:

Chọn cọc ván thép của công ty cổ phần xây dựng và dịch vụ Vinaser



Chủng loại	Kích thước			Một cọc				Một M ngang cọc vây			
	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 - I A	400	85	8.0	45.21	598	88.0	35.5	113.0	4500	529	88.8
FSP - II	400	100	10.5	61.18	1240	152	48.0	153.0	8740	874	120
FSP - III	400	125	13.0	76.42	2220	223	60.0	191.5	16890	1340	150
FSP - IV	400	170	15.5	96.99	4670	362	76.1	242.5	38600	2270	190
FSP - VL	500	200	24.3	133.8	7960	520	105	267.6	63000	3150	210

Chọn cọc ván thép loại VL có thông số như trong Catalog để thi công

Chiều sâu cọc ván thép sẽ được tính toán cùng với bê tông bịt đáy

3.2.1 Tính toán bề dày lớp bê tông bọt đáy:

Trọng lượng lớp bê tông bọt đáy phải lớn hơn sức đẩy của nước. Xét cho trường hợp có kể đến lực ma sát của cọc và lớp bê tông bọt đáy.

Bề dày lớp bê tông bọt đáy:

$$h_{bt} \geq \frac{H.S.\gamma_n}{(n.S_o.\gamma_c + k.U.\tau).m}$$

Trong đó:

H: chiều cao cột nước tính từ đáy lớp BT bọt đáy đến mặt nước thi công.

$H_b = 2m$: chiều cao đài cọc

$H = (MNTC - CDDiB) + H_b + h_{bt} = (27,11 - 21,02) + 2 + h_{bt} = 8,09 + h_{bt} (m)$

S : Diện tích hồ móng

$$S = 9,6.5,6 = 53,76m^2$$

S_o : Diện tích lớp bê tông bọt đáy

$$S_o = 53,76 - \left(6 \cdot \frac{\pi \cdot 1^2}{4} \right) = 49,05m^2$$

$$\gamma_n = 1 T/m^3 = 10kN/m^3$$

$$\gamma_c = 2,5 T/m^3 = 25kN/m^3$$

$$\tau = 15 T/m^2 = 150kN/m^2 : \text{ma sát đơn vị giữa cọc và bê tông bọt đáy}$$

$$U = D.\pi = 1.\pi = 3,141m : \text{chu vi 1 cọc}$$

$K = 6$: số cọc trong móng

$m = 0,9$: hệ số điều kiện làm việc

$n = 0,9$: hệ số giảm tải

Thay vào phương trình trên, ta được:

$$h_{bt} \geq \frac{H.S.\gamma_n}{(n.S_o.\gamma_c + k.U.\tau).m}$$

$$h_{bt} \geq \frac{(8,09 + h_{bt}).53,76.10}{(0,9.49,05.25 + 6.3,14.150).0,9}$$

$$h_{bt} \geq 1,45m$$

Vậy chọn bề dày lớp bê tông bọt đáy là $h_{bt} = 1,45 m$

3.2.2 Tính toán chiều sâu cọc ván thép dựa vào điều kiện ổn định chống lật:

Để thi công vòng vây cọc ván thép người ta chế tạo sẵn các vòng vành đai trên bờ sau đó đưa ra vị trí thi công bằng cần cẩu, và các cọc định vị. Tường cọc ván được gia cố bằng các vành đai hình chữ nhật và bằng các thanh chống ngang dọc, thanh chéo ở góc cùng với các tầng van chống ổn định.

Để hạ cọc ván thép vào đất ta sử dụng hệ thống búa đóng đặt trên xà lan, để tránh các hàng cọc không bị nghiêng kép kín theo chu kì thì đặt toàn bộ tường hay một đoạn vào khung dẫn hướng đóng, quá trình đóng cọc ván thép được chia từng giai đoạn, các bộ phận tiếp xúc giữ cọc với cọc được bôi trơn trước khi đóng, các khe hở thì được bôi đất sét vào.

Nguyên tắc tính toán vòng vây cọc ván thép:

Vòng vây cọc ván thép được coi là tuyệt đối cứng.

Gồm 2 giai đoạn:

Giai đoạn 1: Hồ móng đã đào tới cao độ của đáy lớp bê tông bọt đáy, tuy nhiên trong quá trình đổ bê tông bằng phương pháp vữa dâng thì không hút nước trong hồ móng.

Giai đoạn 2: Bê tông bọt đáy hình thành cường độ, hút nước trong hồ móng từ từ, hút tới đâu hạ tầng khung chống đến đó cho tới khi tầng khung chống đạt cao độ thiết kế.

Tính cho giai đoạn 2, hồ móng đã được đổ lớp bê tông bọt đáy và nước trong hồ móng đã được hút cạn, vòng vây cọc ván thép có xu hướng xoay quanh điểm O tại vị trí cách tầng khung chống cuối cùng.

_ Hệ số vượt tải của áp lực đất chủ động: $n_a = 1,2$

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

_ Hệ số vượt tải của áp lực đất chủ động: $n_b = 0,8$

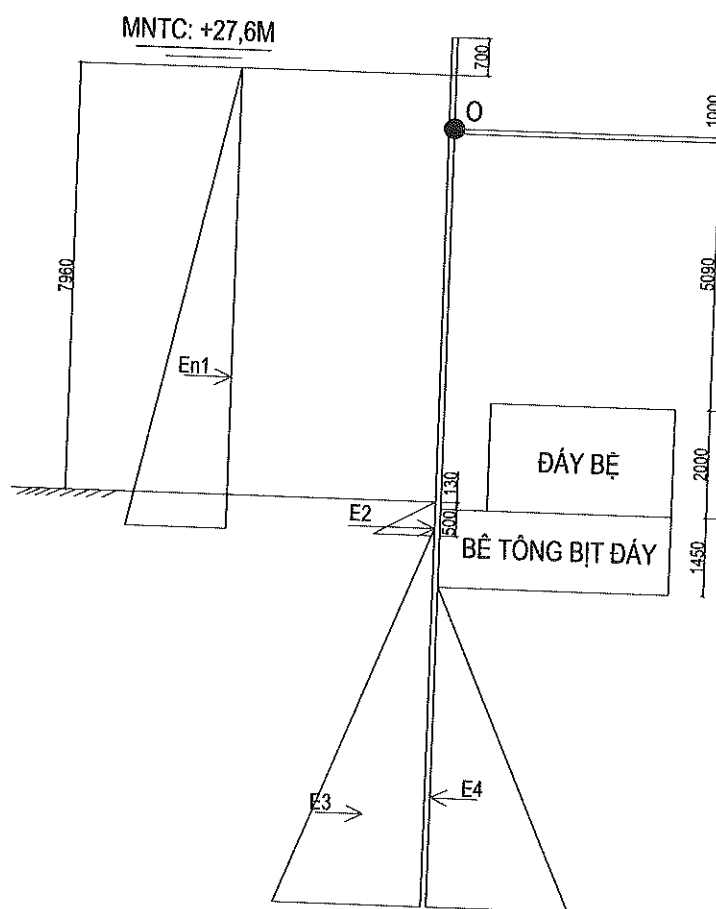
$$\lambda_b = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

_ Phạm vi cọc ván thép chỉ nằm trong lớp 1: Bùn sét lẫn cát bụi, màu xám đen

$$\gamma_{dn1} = \gamma_1 - \gamma_n = 1,57 - 1 = 0,57 \text{ T/m}^3$$

$$\lambda_{a1} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{3^\circ 3'}{2} \right) = 0,898$$

$$\lambda_{bl} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_1}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{3^\circ 3'}{2} \right) = 1,11$$



_ Phân tích lực:

.Áp lực thủy tĩnh : E_{n1}

.Áp lực đất chủ động: E_2, E_3

.Áp lực đất bị động: E_4

.Lực gây lật: E_{n1}, E_{n2}, E_3

.Lực giữ: E_4

_ Cường độ áp lực:

$$P_{n1} = \gamma_n \cdot h_{n1} = 1 \cdot (6,09 + 2 + 0,5) = 8,59 \text{ T/m}^2$$

$$P_2 = \gamma_{dn1} \cdot h_2 \cdot \lambda_a \cdot n_a = 0,57 \cdot (0,5 + 0,13) \cdot 1,2 \cdot 0,898 = 0,387 \text{ T/m}^2$$

$$P_3 = \gamma_{dn1} \cdot h_3 \cdot \lambda_a \cdot n_a = 0,57 \cdot (t + 1,45 - 0,13) \cdot 1,2 \cdot 0,898 = 0,614t + 0,81 \text{ T/m}^2$$

$$P_4 = \gamma_{dn1} \cdot t \cdot \lambda_b \cdot n_b = 0,57 \cdot t \cdot 1,11 \cdot 0,8 = 0,506t \text{ T/m}^2$$

— Tính cho 1m cọc ván thép. Áp lực đất tác dụng vào cọc ván thép là:

$$E_{n1} = \frac{1}{2} P_{n1} \cdot h_{n1} = \frac{1}{2} \cdot 8,59 \cdot 8,59 = 36,89 \text{ T}$$

$$E_2 = \frac{1}{2} P_2 \cdot h_2 = \frac{1}{2} \cdot 0,387 \cdot (0,5 + 0,13) = 0,122 \text{ T}$$

$$E_3 = 0,5 \cdot P_3 \cdot h_3 = 0,5 \cdot (0,614t + 0,81) \cdot (t + 1,45 - 0,5) = 0,307t^2 + 0,69t + 0,6385 \text{ T}$$

$$E_4 = \frac{1}{2} P_4 \cdot h_4 = \frac{1}{2} \cdot 0,506t \cdot t = 0,253t^2 \text{ T}$$

— Cánh tay đòn:

$$y_{n1} = \frac{2}{3} \cdot 8,59 - 1 = 4,72 \text{ m}$$

$$y_2 = \frac{2}{3} (0,5 + 0,13) + (5,09 + 2 - 0,13) = 7,38 \text{ m}$$

$$y_3 = \frac{2}{3} (t + 1,45 - 0,5) + 0,5 + 2 + 5,09 = \frac{2}{3}t + 8,22 \text{ m}$$

$$y_4 = t + 1,45 + 2 + 5,09 = t + 8,54 \text{ m}$$

— Tính toán các moment:

$$M_{n1} = E_{n1} \cdot y_{n1} = 36,89 \cdot 4,72 = 174,12 \text{ Tm}$$

$$M_2 = E_2 \cdot y_2 = 0,122 \cdot 7,38 = 0,9 \text{ Tm}$$

$$M_3 = E_3 \cdot y_3 = (0,307t^2 - 0,69t - 0,638) \cdot \left(\frac{2}{3}t + 8,22 \right) = 0,205t^3 + 2,06t^2 - 6,09t - 5,244$$

$$M_4 = E_4 \cdot y_4 = 0,253t^2 \cdot (t + 8,54) = 0,253t^3 + 2,16t^2$$

— Chiều sâu cọc ván thép được tính theo công thức:

$$\sum M_L = m \times \sum M_G$$

$$\Leftrightarrow M_{n1} + M_2 + M_3 = m \cdot M_4$$

(Với

$$\Leftrightarrow 0,205t^3 + 2,06t^2 - 6,09t + 169,776 = m(0,253t^3 + 2,16t^2)$$

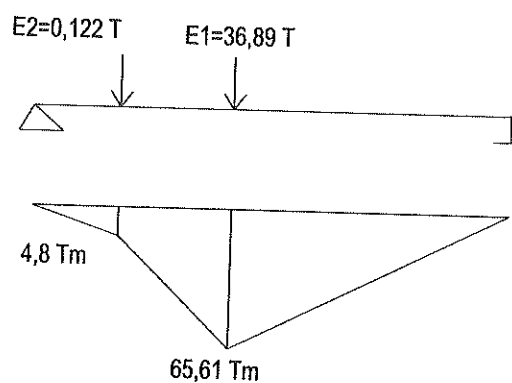
$$M_m = \frac{h_n}{h_n + h_m} = \frac{5,09}{5,09 + (0,13 + 1,45)} = 0,763 \Rightarrow m = 1,2$$

$$\Leftrightarrow 0,099t^3 + 0,532t^2 + 6,09t - 169,776 = 0 \Rightarrow t = 8,9 \text{ m}, \text{ chọn } t = 9 \text{ m}$$

Vậy tổng chiều dài cọc ván thép $L = 19,24 \text{ m}$, chọn $L = 20 \text{ m}$

3.2.3 Kiểm toán cường độ cọc ván thép:

Ta có sơ đồ:

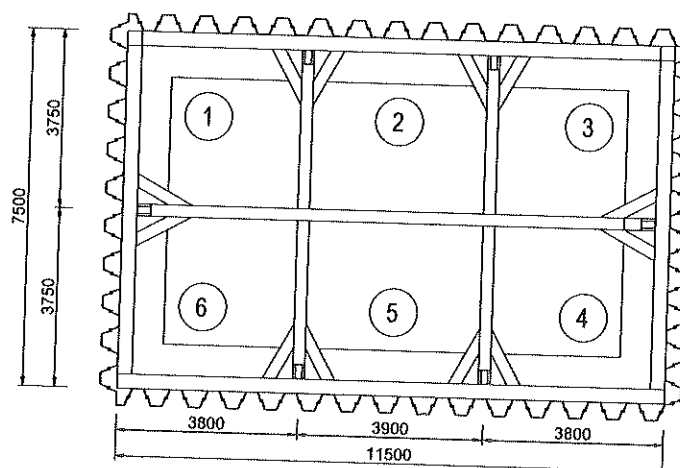


- Ta có: $M_{\max} = 65,61 \text{ Tm}$

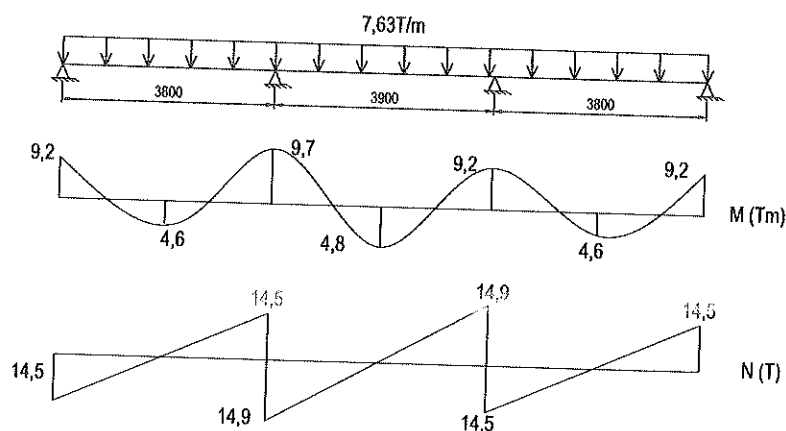
$$\Rightarrow \sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{65,61 \cdot 10^5}{3150} = 2082,8 (\text{kG} / \text{cm}^2) < R_u = 2100 (\text{kG} / \text{cm}^2)$$

Thỏa mãn điều kiện chịu mômen.

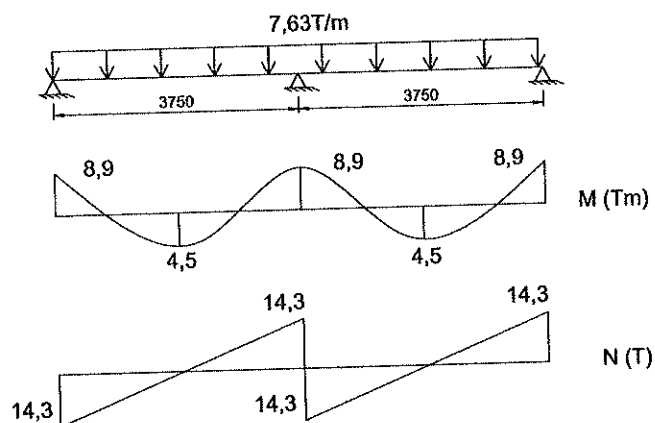
3.2.4 Kiểm toán tầng khung chống:



_ Theo phương ngang:



_ Theo phương dọc:



_ Từ 2 kết quả trên, chọn ra: Mômen lớn nhất $M_{\max} = 9,7 \text{ Tm}$

Lực dọc lớn nhất $N_{\max} = 14,9 \text{ T}$

_ Chọn thép CCT34 làm vành đai và có tiết diện I250x150:

Mômen quán tính: $I_x = 7310 \text{ cm}^4$

Diện tích tiết diện: $F = 70,73 \text{ cm}^2$

Mômen kháng uốn: $W_x = 585 \text{ cm}^3$

Tính toán ứng suất lớn nhất:

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W} + \frac{N}{F} = \frac{9,7 \cdot 10^5}{585} + \frac{14,9 \cdot 10^3}{70,73} = 1868,8 \left(\frac{\text{kG}}{\text{cm}^2} \right) < [\sigma] = 2100 \left(\frac{\text{kG}}{\text{cm}^2} \right)$$

Vậy thỏa mãn điều kiện về ứng suất

3.2.5 Lựa chọn búa đóng cọc ván thép:

Hãng sản xuất	Mã hiệu	Công suất động cơ kW	n_{quay} vòng/ph	M_{max} kGf.cm	F_{tung} tấn	Biên độ dao động A_0 , mm	Kích thước giới hạn, m			Trọng lượng, tấn
							cao	dài	rộng	
KENSETSU KIKAI CHOSA	KM2-700E	15	1200	690	11	6,2	2,07	0,68	0,993	1,384
	VM2-1200E	30	1250	1320	23,2	6,8	2,553	0,809	1,125	2,363
	VM2-5000E III	90	1100	5000	67,6	9	2,874	1,251	1,523	6,606
	V4M-10000A	150		170000	135	11,8	6,066	1,373	1,296	10,006
NIPPEPIND	NVA-20SS	15	1200	800	12,8	7,3	2,3	0,61	0,81	1,2
	NVA-40SS	30		1500	24,1	8,6	2,58	0,79	0,88	1,95
	NVA-60SS	45		2200	35,4	7,9	2,95	1,01	1,06	3,25
	NVC-80SS	60	1100	4100	55,3	9,5	3,27	1,09	1,06	4,7
	NVC-1200SS	90		5000	68,0	8,3	3,71	1,23	1,17	6,92
	NVC200L	150	620	25000	107	25,3	3,17	1,575	1,59	10,9

- Chọn Model NVA-60ss của NOPPEPIND để thi công và kiểm tra theo một số điều kiện.

Trọng lượng búa: $Q=3,25$ (T)

Momen lệch tâm lớn nhất: $M=2200$ (kGcm)

Tốc độ góc: $\omega=1200$ (vòng/phút) $=125,664$ (rad/s)

Biên độ dao động: $A_0=7,9$ (mm)

- Điều kiện: Lực kích động phải đủ lớn để hạ cọc vào trong đất

$$Q_d > \alpha.T$$

Trong đó:

$$T = u \sum_{i=1}^n h_i \times \tau_i' = 1,8 \cdot 10,58 \cdot 1,2 = 22,85 \text{ (T)} : \text{lực cản của đất tác dụng vào}$$

cọc khi đóng đến chiều sâu tối đa. Với :

$U = 1,8$ m chu vi tiết diện cọc ván thép

$\tau_1' = 1,2$ T/m² : lực ma sát đơn vị

$h_i = 10,58$ 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 :

$$\alpha.T = 1.22,85 = 22,85 \text{ (T)}$$

Với búa đã chọn :

$$Q_d = \frac{M \cdot \omega^2}{g} = \frac{2200 \cdot 10^{-5} \cdot 125,664^2}{9,81} = 35,414 \text{ (T)} > \alpha \cdot T = 22,85 \text{ (T)} \Rightarrow \text{Thỏa}$$

3.3 Thiết kế ván khuôn:

3.3.1 Loại ván khuôn:

- _ Ta sử dụng ván khuôn thép có bề dày 4mm
- _ Các nẹp đứng và nẹp ngang bằng thép hình L75x75x5
- _ Các thanh căng bằng thép d10 đặt tại vị trí giao nhau giữa nẹp đứng và nẹp ngang

3.3.2 Chọn máy đầm và thiết bị đổ bê tông:

Dùng đầm rung có các thông số sau:

- . Bán kính ảnh hưởng của đầm rung : $R = 100\text{cm}$.
- . Bước di chuyển của đầm rung không quá $1.5R = 1.5\text{m}$.

Chọn máy trộn bê tông:

_ Năng suất của máy trộn:

$$N = V_{sx} \cdot f \cdot n_{ck} \cdot K_{tg}$$

Trong đó:

- . V_{sx} : dung tích sản xuất của thùng trộn, $V = 1\text{m}^3$
- . f : hệ số xuất liệu, $f = 0.7$.
- . $K_{tg} = 0.8$: hệ số sử dụng thời gian.
- . $n_{ck} = \frac{3600}{t_{ck}}$: số mẻ trộn được trong một giờ

$$t_{ck} = t_1 + t_2 + t_3$$

Trong đó:

- t_1 : thời gian đổ vật liệu vào thùng, $t_1 = 20\text{(s)}$
- t_2 : thời gian trộn vật liệu, $t_2 = 150\text{(s)}$
- t_3 : thời gian đổ bê tông ra, $t_3 = 20\text{(s)}$
- $\Rightarrow n_{ck} = 19 \text{ (mẻ trộn/h)}$.
- $\Rightarrow N = 1.0 \cdot 7.19 \cdot 0.8 = 10,64 \text{ m}^3/\text{h}$

3.3.3 Tính toán ván khuôn:

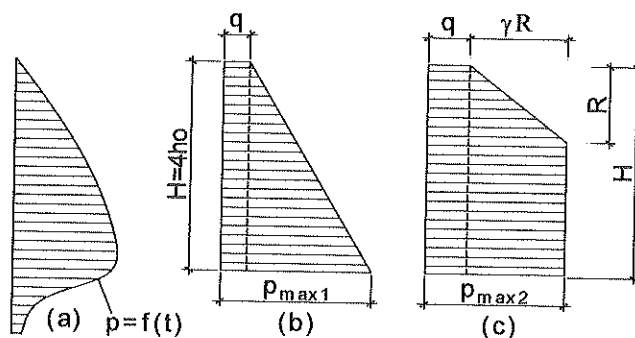
3.3.3.1 Chiều cao bê tông bê tông tác dụng:

Ván khuôn chịu áp lực của bê tông tươi. Cường độ áp lực có thể thay đổi trong phạm vi lớn, phụ thuộc vào nhiều yếu tố khác nhau như độ sệt của bê tông, trọng lượng cốt thép, phương pháp đổ và đầm bê tông.

Trong quá trình đầm bê tông cường độ áp lực ngang tại vùng ảnh hưởng của đầm sẽ tăng lên.

Áp lực bê tông tươi thay đổi rõ rệt khi thay đổi công cụ và phương pháp đầm. Trong quá trình đông kết thì áp lực của bê tông sẽ giảm dần và sau một thời gian bê tông hình thành cường độ thì áp lực đó mất đi hoàn toàn. Song ứng suất và biến dạng trong các bộ phận của ván khuôn do áp lực ngang của bê tông tươi gây ra vẫn giữ nguyên.

Hỗn hợp bê tông tươi được tác dụng của đầm rung có tác dụng như đất á cát bão hòa, không có kết dính, chiều cao H của biểu đồ áp lực ngang phụ thuộc vào thời gian đông kết và chiều cao của lớp bê tông tươi.



(a): Áp lực bê tông giả định

(b): Áp lực bê tông khi không đầm rung

(c): Áp lực bê tông khi có đầm rung

Tốc độ tăng chiều cao lớp bê tông ván khuôn phụ thuộc vào công suất máy trộn và diện tích đổ bê tông. Thời gian đông kết của bê tông phụ thuộc vào chất lượng xi măng, các tạp chất hóa học, nhiệt độ không khí và các yếu tố khác. Khi tính ván khuôn ta lấy thời gian đông kết là $4h$ kể từ lúc trộn. Như vậy chiều cao $H=4h_0$

Với h_0 : Chiều cao của lớp bê tông đổ trong 1 giờ

$$h_0 = \frac{N}{F} = \frac{1.10,64}{84,56} = 0,13 \text{ m (Dùng 1 máy trộn bê tông)}$$

Trong đó:

F : Diện tích đổ bê tông. $F = 15,1.5,6 = 84,56 \text{ (m}^2\text{)}$

N: Năng suất của máy trộn bê tông có dung tích thùng trộn 1 m^3 .

$N = 10,64 \text{ (m}^3\text{/h)}$

Vậy chiều cao biểu đồ áp lực $H = 4.h_0 = 4.0,13 = 0,52 \text{ m}$

3.3.3.2 Áp lực ngang của bê tông tươi tác dụng lên ván khuôn:

Do sử dụng đầm rung khi đổ bê tông tươi nằm trong vùng tác động của đầm có những tính chất gần giống với tính chất của chất lỏng có nghĩa là sự liên kết giữa các phân tử bị phá vỡ, hỗn hợp bê tông trong vùng này hoàn toàn lỏng và gây ra một áp lực ngang lên ván khuôn giống như áp lực thủy tĩnh của nước.

Áp lực của hỗn hợp bê tông phía dưới vùng tác động của đầm phụ thuộc vào độ sệt và các tính chất khác của hỗn hợp, song trị số áp lực này không thể lớn hơn giá trị cực đại của áp lực bê tông trong vùng bị tác động của đầm. Vì thế có thể lấy bằng giá trị cực đại nói trên, khi đổ bê tông những kết cấu lớn hoặc tường móng mà dùng đầm thì áp lực ngang của bê tông được tính theo công thức sau:

$$P_{\max} = n. (q + \gamma.R)$$

Trong đó:

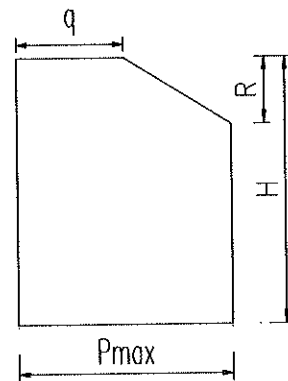
+ $q = 400 \text{ (kG/m}^2\text{)}$: áp lực xung kích do đổ bê tông.

+ $\gamma = 2500 \text{ (kG/m}^3\text{)}$: trọng lượng riêng của bê tông

+ $R = 1 \text{ (m)}$: bán kính tác động của đầm.

+ $n = 1,3$: hệ số vượt tải.

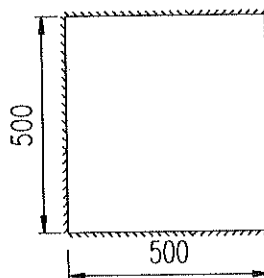
$$\Rightarrow P_{\max} = 1,3.(400 + 2500.1) = 3770 \text{ kG/m}^2$$



3.3.3.3 Kiểm toán tôn lát:

Ta có: $H = 0,52 \text{ (m)} > l = 0,5 \text{ m}$.

Bản thép của ván khuôn được tính như bản kê bốn cạnh ngàm cứng vào momen uốn lớn nhất tại giữa nhịp được xác định theo công thức:



Momen uốn tại trọng tâm của ô sườn ($a \times b$)

$$M_{\max}'' = \alpha \cdot n \cdot P_{\text{td}} \cdot a^2$$

Trong đó:

. α : hệ số phụ thuộc vào tỷ số. Ta có: $a/b = 0,5/0,5 = 1$

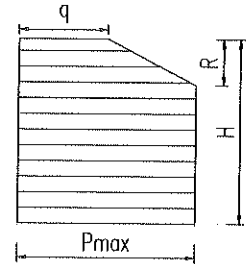
Tra Bảng 4.5 Giáo trình xây dựng cầu ta được $\alpha = 0,0513$

. P_{td} : Áp lực ngang qui đổi trên chiều cao biểu đồ áp lực. $P_{\text{td}} = \frac{F_{\text{td}}}{H}$

. $n = 1,3$: hệ số vượt tải

Trong đó:

F_{td} : Diện tích biểu đồ áp lực



$$F_{\text{td}} = P_{\max} \cdot (H - R) + \frac{1}{2} \cdot (q + P_{\max}) \cdot R$$

$$= 3770 \cdot (0,52 - 1) + \frac{1}{2} \cdot (400 + 3770) \cdot 1 = 275,4 \text{ kG / m}$$

$$\Rightarrow P_{\text{td}} = \frac{F_{\text{td}}}{H} = \frac{275,4}{0,52} = 529,62 \text{ kG/m}^2 = 0,0529 \text{ kG/cm}^2$$

Momen uốn tại của ô sườn cạnh $a \times b$ tính theo bản kê 4 cạnh (tính cho 1m dài)

$$M_{\max}'' = \alpha \cdot n \cdot P_{\text{td}} \cdot a^2 = 0,0513 \cdot 1,3 \cdot 529,62 \cdot 0,5^2 = 8,829 \text{ kG.m} = 882,99 \text{ kG.cm}$$

Momen kháng uốn của 1m bề rộng tấm thép bản:

$$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{100 \cdot 0,4^2}{6} = 2,67 \text{ cm}^2$$

Kiểm tra cường độ của bản thép:

Điều kiện:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} \leq R_u$$

(Với R_u : là cường độ tính toán của thép khi chịu uốn, $R_u = 2100 \text{ kG/cm}^2$)

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{882,99}{2,67} = 330,45 \text{ kG / cm}^2$$

Ta có $\sigma_{\max} = 330,45 \text{ kG/cm}^2 < R_u = 2100 \text{ kG/cm}^2$

Vậy thỏa mãn điều kiện cường độ bản thép

Kiểm tra độ võng của thép bản:

$$f = \beta \cdot \frac{P_{td} \cdot a^4}{E \cdot \delta^3} \text{ (đối với mặt bên)}$$

Trong đó:

. P_{td} : áp lực quy đổi không tính lực xung kích

. β là hệ số phụ thuộc tỷ số $a/b = 0,5/0,5 = 1$

Tra Bảng 4.5 Giáo trình xây dựng cầu ta được $\beta = 0,0138$

. $b = 50\text{cm}$

. $\delta = 0,4\text{cm}$ Chiều dày thép bản

. E mô-đun đàn hồi của ván thép $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{Ta có: } f = \beta \cdot \frac{P_{td} \cdot a^4}{E \cdot \delta^3} = 0,0138 \cdot \frac{0,1553 \cdot 50^4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 0,4^3} = 0,1 \text{ cm} < [f] = \frac{l}{250} = \frac{50}{250} = 0,2 \text{ cm}$$

Vậy thỏa mãn điều kiện về độ võng giữa nhịp của thép bản.

3.3.3.4 Kiểm tra khả năng chịu lực của thép sườn ngang:

Các thép sườn ngang được xem như là dầm liên tục kê trên các gối là các thép sườn đứng

Thép sườn ngang chịu áp lực của bê tông lớn nhất cả chiều dài thanh thép. Vì vậy momen uốn ở các tiết diện của nó (trên 1m bề rộng) được xác định theo công thức sau:

$$M''_{\max} = n \times q_l \times \left(\frac{a^2 - b^2}{8} \right) + n \times q \times \frac{b^2}{12} = n \times P_{\max} \times b \times \left(\frac{3a^2 - b^2}{24} \right)$$

Trong đó:

. a : Khoảng cách giữa các thép sườn đứng $a = 50\text{cm} = 0,5\text{m}$

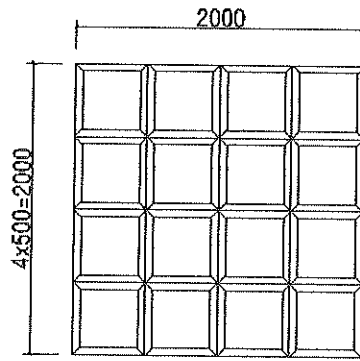
. b : Khoảng cách giữa các thép sườn ngang $b = 50\text{cm} = 0,5\text{m}$

. $q_l = P_{\max} \times b$

. $P_{\max}$: Áp lực lớp nhất của bê tông tác dụng lên sườn ngang.

Momen lớn nhất tại giữa nhịp là:

$$M''_{\max} = n \cdot P_{\max} \cdot b \cdot \left(\frac{3a^2 - b^2}{24} \right) = 1,3 \cdot 3770,5 \cdot 5 \cdot \left(\frac{3 \cdot 0,5^2 - 0,5^2}{24} \right) = 51,05 \text{ kG.m}$$



Chọn thép sườn ngang là loại thép góc L75x75x5 có các thông số sau đây:

$$+ F = 7,39 \text{ cm}^2$$

$$+ J_x = 39,5 \text{ cm}^4$$

$$+ i_x = 2,31 \text{ cm}$$

$$+ W_x = 17,1 \text{ cm}^3$$

$$+ z = 2,02 \text{ cm}$$

Kiểm tra điều kiện về cường độ:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} \leq R_u$$

(Với R_u : là cường độ tính toán của thép khi chịu uốn: $R_u = 2100 \text{ kG/cm}^2$)

$$\Rightarrow \sigma_{\max} = \frac{51,05 \cdot 10^2}{17,1} = 298,54 \text{ kG / cm}^2 < R_u = 2100 \text{ kG / cm}^2$$

Vậy sườn ngang đảm bảo thỏa mãn điều kiện về cường độ

3.3.3.5 Kiểm toán khả năng chịu lực của thép sườn đứng:

Các thép sườn đứng được xem như là dầm liên tục kê trên các gối là các thép sườn đứng

Phản lực gối do sườn ngang tác dụng lên sườn đứng

$$R = q_1 \cdot (2a - b) = P_{\max} \cdot b \cdot (2a - b) = 3770 \cdot 0,5 \cdot (2 \cdot 0,5 - 0,5) = 942,5 \text{ kG} = 9,425 \text{ kN}$$

Lực phân bố có hình răng cưa gồm các biểu đồ tam giác cân chiều rộng đáy b và chiều cao là $P_{td} \cdot b$ để đơn giản ta quy đổi về hình chữ nhật.

$$q_2 = \frac{P_{td} \cdot b}{2} = \frac{529,62 \cdot 0,5}{2} = 132,4 \text{ kG / m}$$

Momen uốn tại giữa nhịp được xác định theo công thức sau đây;

$$M''_{\max} = n.R. \left[\frac{B.(i-1)}{4} - b. \left(\frac{i^2}{4} - \frac{i+3}{8} \right) \right] + n.q_2. \frac{B^2}{8}$$

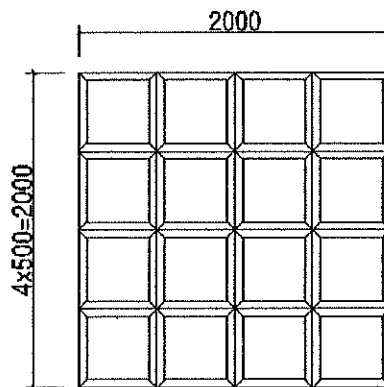
Trong đó:

. i: Số khoang trong chiều rộng B $\Rightarrow i = B/0,5 = 2/0,5 = 4$

. B: Khoảng cách mà ta cần tính B = 2m

Momen lớn nhất tại giữa nhịp là:

$$M''_{\max} = 1,3.942,5. \left[\frac{2.(4-1)}{4} - 0,5 \times \left(\frac{4^2}{4} - \frac{4+3}{8} \right) \right] + 1,3.132,4. \frac{2^2}{8} = 9,48 \text{ kG.m}$$



Chọn thép sườn ngang là loại thép góc L75x75x5 có các thông số sau đây:

$$+ F = 7,39 \text{ cm}^2$$

$$+ J_x = 39,5 \text{ cm}^4$$

$$+ i_x = 2,31 \text{ cm}$$

$$+ W_x = 17,1 \text{ cm}^3$$

$$+ z = 2,02 \text{ cm}$$

Kiểm tra điều kiện về cường độ:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} \leq R_u$$

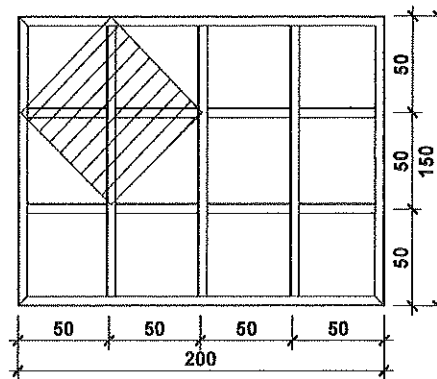
+ R_u : là cường độ tính toán của thép khi chịu uốn: $R_u = 2100 (\text{kG/cm}^2)$

$$\sigma_{\max} = \frac{9,48.10^2}{17,1} = 55,44 \text{ kG/cm}^2 < R_u = 2100 \text{ kG/cm}^2$$

Vậy thỏa sườn đứng thỏa mãn điều kiện về cường độ

3.3.3.6 Kiểm tra khả năng chịu lực của thanh giằng:

Thanh căng được bố trí tại các vị trí giao nhau của sườn đứng và ngang (Bố trí theo dạng hoa mai)



Diện tích chịu phản lực ngang của bê tông tươi của thanh căng:

$$F_{al} = 2.a.l = 2.0,5.0,5 = 0,5 \text{ m}^2$$

Lực kéo tác dụng lên thanh căng:

$$T = n.P_{td}.F = 1,3.529,62.0,5 = 344,253 \text{ kG}$$

Chọn thanh căng $\Phi = 12$ có $F_a = 1,13 \text{ cm}^2$; $R_0 = 1900 \text{ kG/cm}^2$

Điều kiện bền của thanh căng:

$$\sigma = \frac{T}{F_a} \leq R_0 = 1900 (\text{kG / cm}^2)$$

$$\sigma = \frac{344,253}{1,13} = 304,65 \text{ kG / cm}^2 < R_0 = 1900 \text{ kG / cm}^2$$

Vậy thanh căng đảm bảo khả năng chịu lực.

CHƯƠNG 3: THI CÔNG CHI TIẾT	312
3.1 Số liệu thiết kế:	312
3.2 Thiết kế vòng vây cọc ván thép:	312
3.2.1 Tính toán bề dày lớp bê tông bọt đáy:	313
3.2.2 Tính toán chiều sâu cọc ván thép dựa vào điều kiện ổn định chống lật:	314
3.2.3 Kiểm toán cường độ cọc ván thép:	317
3.2.4 Kiểm toán tầng khung chống:	317
3.2.5 Lựa chọn búa đóng cọc ván thép:	319
3.3 Thiết kế ván khuôn:	320
3.3.1 Loại ván khuôn:	320
3.3.2 Chọn máy đầm và thiết bị đổ bê tông:	320
3.3.3 Tính toán ván khuôn:	321
3.3.3.1 Chiều cao bê tông bê tông tác dụng:	321
3.3.3.2 Áp lực ngang của bê tông tươi tác dụng lên ván khuôn:	322
3.3.3.3 Kiểm toán tôn lát:	322
3.3.3.4 Kiểm tra khả năng chịu lực của thép sườn ngang:	324
3.3.3.5 Kiểm toán khả năng chịu lực của thép sườn đứng:	325
3.3.3.6 Kiểm tra khả năng chịu lực của thanh giằng:	327