

TS. MAI LỰU (Chủ biên) - TS. LÊ HỒNG LAM

CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP

TS. MAI LỰU (Chủ biên)  
TS. LÊ HỒNG LAM

# CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP

(THIẾT KẾ THEO TCVN 11823:2017)

ISBN: 978-604-76-1391-5



Giá: 115.000đ

NHÀ XUẤT BẢN  
GIAO THÔNG VẬN TẢI



NHÀ XUẤT BẢN  
GIAO THÔNG VẬN TẢI

TS. MAI LỰU (Chủ biên)  
ThS. LÊ HỒNG LAM

# CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP

NHÀ XUẤT BẢN GIAO THÔNG VẬN TẢI



## LỜI NÓI ĐẦU

Tài liệu được biên soạn theo Tiêu chuẩn thiết kế cầu TCVN 11823:2017. Nội dung tài liệu gồm có 9 chương, trình bày từ tổng quan về cấu tạo các bộ phận trên kết cấu nhịp cầu và các quy định tiêu chuẩn chung, đến các phân tích chi tiết về thiết kế như tính toán nội lực cho các bộ phận kết cấu, các kiểm toán cần thiết cho kết cấu nhịp cầu bê tông cốt thép thường và dự ứng lực.

Tài liệu này phù hợp cho sinh viên ngành xây dựng Cầu đường, xây dựng Cầu hầm của tất cả các hệ đào tạo Cao đẳng, Đại học và cũng là tài liệu tham khảo phù hợp cho kỹ sư thuộc các chuyên ngành trên. Tuy nhiên, tài liệu này chỉ nêu các trường hợp tổng quát, hay gặp cho công trình trong thực tế. Sẽ có một số trường hợp tính toán không gặp trong tài liệu.

Sách gồm 9 chương và được phân công biên soạn như sau: ThS. Lê Hồng Lam biên soạn các chương 1, 2, 3, 4 và 5; TS. Mai Lựu biên soạn các chương 6, 7, 8 và 9.

Mặc dù đã có nhiều cố gắng nhưng khó tránh khỏi sai sót. Nhóm tác giả mong nhận được sự phê bình và góp ý của bạn đọc để hoàn thiện hơn trong lần tái bản sau.

Mọi ý kiến đóng góp xin gửi về: Bộ môn Cầu hầm – Khoa Công Trình Giao Thông – Trường Đại học Giao thông Vận tải TP.HCM. Số 2D3 Văn Thánh Bắc – Quận Bình Thạnh – TP.HCM.

Email: [mluuqn@gmail.com](mailto:mluuqn@gmail.com)



# MỤC LỤC

<b>DANH MỤC BẢNG BIỂU .....</b>	<b>A</b>
<b>DANH MỤC HÌNH ẢNH .....</b>	<b>C</b>
<b>BẢNG VIẾT TẮT.....</b>	<b>I</b>
<b>Chương 1 GIỚI THIỆU CHUNG.....</b>	<b>1</b>
1.1. Khái niệm công trình cầu bê tông cốt thép (BTCT):.....	1
1.1.1. Công trình cầu là gì? .....	1
1.1.2. Kết cấu nhịp cầu BTCT:.....	1
1.2. Đặc điểm của cầu BTCT: .....	1
1.3. Phân loại cầu BTCT: .....	1
1.3.1. Phân loại theo sơ đồ tĩnh học của kết cấu chịu lực chính: .....	1
1.3.2. Phân loại theo mục đích sử dụng: .....	3
1.4. Ưu, nhược điểm của cầu bê tông cốt thép: .....	5
1.4.1. Ưu điểm:.....	5
1.4.2. Nhược điểm:.....	5
1.5. Một số tiết diện dầm bê tông cốt thép phổ biến trên đường ô tô: ...	5
1.5.1. Tiết diện dầm chữ I, T:.....	6
1.5.2. Tiết diện dầm bản rộng lắp ghép, T-ngược: .....	7
1.5.3. Tiết diện super-T: .....	7
1.5.4. Tiết diện dầm hộp:.....	8
1.6. Xu hướng phát triển trong lĩnh vực cầu BTCT hiện đại:.....	9
<b>Chương 2 THIẾT KẾ KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP.....</b>	<b>11</b>
2.1. Vật liệu bê tông:.....	11
2.1.1. Cường độ chịu nén của bê tông:.....	11
2.1.2. Cường độ chịu kéo của bê tông:.....	11
2.1.3. Cường độ bê tông theo thời gian: .....	12
2.1.4. Mô đun đàn hồi của bê tông:.....	12
2.1.5. Co ngót của bê tông:.....	13
2.1.6. Từ biến của bê tông:.....	15
2.2. Cốt thép thường: .....	16
2.2.1. Chỉ tiêu cơ lý của cốt thép:.....	16
2.2.2. Cách bố trí và cấu tạo cốt thép: .....	16
2.3. Nguyên lý thiết kế bê tông cốt thép:.....	19
2.3.1. Nguyên lý thiết kế theo hệ số sức kháng và hệ số tải trọng (LRFD - Load Resistance Factor Design): .....	19
2.3.2. Tải trọng thiết kế: .....	19
2.3.3. Các trạng thái giới hạn (TTGH) và hệ số tải trọng: .....	26
2.3.4. Xác định số làn xe tối đa thiết kế: .....	30
2.3.5. Diện tích tiếp xúc của vệt bánh xe: .....	30
2.4. Thiết kế kết cấu bê tông theo AASHTO:.....	30
2.4.1. Giả thiết cơ bản: .....	30
2.4.2. Các giai đoạn làm việc của dầm BTCT thường:.....	31

2.4.3.	Tính toán cường độ chịu uốn cho tiết diện chữ nhật: .....	32
2.4.4.	Bài toán cốt thép đơn cho tiết diện hình chữ nhật: .....	37
2.4.5.	Tính toán cốt thép đơn cho tiết diện chữ T: .....	39
2.4.6.	Thiết kế theo TTGH sử dụng (khống chế vết nứt và biến dạng): .....	41
2.5.	Ví dụ: .....	44
<b>Chương 3</b>	<b>THIẾT KẾ LAN CAN VÀ LỀ BỘ HÀNH .....</b>	<b>49</b>
3.1.	Khái niệm chung: .....	49
3.2.	Cấu tạo lan can lề bộ hành: .....	49
3.3.	Sơ đồ tính các cấu kiện lan can và lề bộ hành: .....	49
3.3.1.	Thanh lan can: .....	49
3.3.2.	Cột lan can: .....	50
3.3.3.	Lề bộ hành: .....	50
3.4.	Lan can đường xe đạp: .....	51
3.4.1.	Quy định chung: .....	51
3.4.2.	Tải trọng tác dụng: .....	51
3.5.	Lan can đường ô tô: .....	52
3.5.1.	Quy định chung: .....	52
3.5.2.	Sức kháng của lan can dạng tường: .....	54
3.5.3.	Sức kháng của lan can loại thanh và cột kết hợp: .....	56
3.5.4.	Sức kháng của lan can loại tường, loại thanh và cột kết hợp: .....	60
3.6.	Ví dụ: .....	62
<b>Chương 4</b>	<b>THIẾT KẾ BẢN MẶT CẦU .....</b>	<b>70</b>
4.1.	Khái niệm chung: .....	70
4.2.	Cấu tạo bản mặt cầu: .....	70
4.3.	Xác định nội lực trong bản mặt cầu: .....	70
4.3.1.	Xác định chiều dài nhịp tính toán của bản mặt cầu: .....	70
4.3.2.	Tính toán: .....	70
4.3.3.	Xác định nội lực trong bản hẫng: .....	71
4.3.4.	Xác định nội lực trong bản dầm: .....	73
4.4.	Ví dụ: .....	76
<b>Chương 5</b>	<b>THIẾT KẾ DẦM NGANG .....</b>	<b>86</b>
5.1.	Khái niệm chung: .....	86
5.2.	Cấu tạo dầm ngang: .....	86
5.2.1.	Mỗi nối khô: .....	87
5.2.2.	Mỗi nối ướt: .....	87
5.3.	Xác định nội lực trong dầm ngang: .....	88
5.3.1.	Dầm ngang nhiều nhịp: .....	88
5.3.2.	Nội lực trong dầm ngang 1 nhịp: .....	94
5.4.	Ví dụ: .....	96
<b>Chương 6</b>	<b>THIẾT KẾ DẦM BÊ TÔNG CỐT THÉP DỰ ỨNG LỰC NHỊP GIẢN ĐƠN .....</b>	<b>104</b>

6.1.	Khái niệm chung:.....	104
6.1.1.	Tác dụng của dự ứng lực:.....	104
6.1.2.	Các phương pháp tạo dự ứng lực cho dầm bê tông cốt thép:.....	104
6.1.3.	Bố trí cốt thép dự ứng lực trong dầm giản đơn:.....	106
6.2.	Vật tư và thiết bị cho dầm dự ứng lực:.....	110
6.2.1.	Các loại cốt thép dự ứng lực:.....	110
6.2.2.	Một số loại neo:.....	111
6.3.	Xác định hệ số phân bố ngang:.....	113
6.3.1.	Phương pháp dầm đơn.....	113
6.3.2.	Phương pháp đòn bẩy:.....	116
6.3.3.	Phương pháp nén lệch tâm:.....	118
6.3.4.	Phương pháp gối tựa đàn hồi:.....	121
6.3.5.	Phương pháp lực cho cầu dầm bản dạng panel lắp ghép: ...	123
6.4.	Đặc trưng hình học:.....	126
6.4.1.	Bề rộng có hiệu của bản mặt cầu:.....	126
6.4.2.	Dầm nguyên khối căng trước (dầm điển hình là T căng trước):.....	127
6.4.3.	Dầm liên hợp căng trước (dầm điển hình là I căng trước):.....	128
6.4.4.	Dầm nguyên khối căng sau (dầm điển hình là dầm T căng sau):.....	129
6.4.5.	Dầm liên hợp căng sau (dầm điển hình là dầm chữ I căng sau):.....	130
6.5.	Tính toán các mất mát ứng:.....	131
6.5.1.	Các loại mất mát ứng suất:.....	131
6.5.2.	Các mất mát tức thời:.....	131
6.5.3.	Tính mất mát ứng suất theo thời gian bằng phương pháp xấp xỉ:.....	137
6.5.4.	Tính các mất mát ứng suất theo thời gian bằng phương pháp tính chi tiết từng phần:.....	138
6.6.	Kiểm tra dầm trong giai đoạn truyền lực:.....	148
6.6.1.	Các giới hạn ứng suất (5.9.4.1.1):.....	148
6.6.2.	Các tải trọng tác dụng:.....	148
6.6.3.	Tính toán ứng suất do tải trọng gây ra:.....	149
6.7.	Kiểm tra dầm ở TTGH sử dụng:.....	149
6.7.1.	Các giới hạn ứng suất:.....	149
6.7.2.	Các tải trọng tác dụng:.....	150
6.7.3.	Tính toán ứng suất do tải trọng gây ra:.....	150
6.8.	Kiểm tra dầm ở TTGH cường độ:.....	151
6.8.1.	Điều kiện giới hạn:.....	151
6.8.2.	Các tải trọng tác dụng:.....	152
6.8.3.	Tính toán ứng suất do tải trọng gây ra:.....	152
6.9.	Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:.....	153
6.9.1.	Điều kiện kiểm tra:.....	153
6.9.2.	Xác định mô men gây nứt $M_{cr}$ theo momen phụ thêm $M$ : ..	154



6.10.	Kiểm tra dầm ở trạng thái giới hạn mới: .....	155
6.11.	Kiểm tra độ võng và độ võng: .....	156
6.11.1.	Độ võng:.....	156
6.11.2.	Độ võng do hoạt tải:.....	157
6.12.	Thiết kế lực cắt theo trường nén cái tiến: .....	159
6.12.1.	Lý thuyết tính toán: .....	159
6.12.2.	Thiết kế cốt đai chịu lực cắt: .....	163
6.13.	Tính lực cắt theo mô hình giàn chống (mô hình giàn ảo): ....	165
6.13.1.	Tổng quát: .....	165
6.13.2.	Vùng không liên tục và vùng liên tục .....	166
6.13.3.	Xây dựng hệ giàn giàn chống .....	168
6.13.4.	Các phương pháp xây dựng hệ giàn ảo .....	172
6.13.5.	Trình tự thiết kế mô hình giàn chống.....	177
6.14.	Ví dụ: .....	182
<b>Chương 7</b>	<b>LIÊN TỤC HÓA CÁC DẦM GIẢN ĐƠN.....</b>	<b>213</b>
7.1.	Mục đích liên tục hóa: .....	213
7.2.	Các biện pháp liên tục: .....	213
7.2.1.	Liên tục nhiệt: .....	213
7.2.2.	Liên tục hóa:.....	213
7.3.	Bản liên tục nhiệt:.....	214
7.3.1.	Giải pháp cấu tạo: .....	214
7.3.2.	Sơ đồ tính bản liên tục nhiệt: .....	215
7.3.3.	Tải trọng và nội lực trong bản liên tục nhiệt:.....	215
	Xếp tải trọng làn: .....	219
7.4.	Liên tục hoá bằng cấp dự ứng lực: .....	225
7.4.1.	Giải pháp cấu tạo: .....	225
7.4.2.	Sơ đồ tính: .....	226
7.4.3.	Tải trọng và nội lực: .....	227
7.4.4.	Các kiểm toán cho kết cấu nhịp: .....	233
<b>Chương 8</b>	<b>THIẾT KẾ CẦU THEO CÔNG NGHỆ ĐÚC HẰNG CÂN</b>	
<b>BẢNG</b>	<b>.....</b>	<b>234</b>
8.1.	Giới thiệu công nghệ: .....	234
8.2.	Cấu tạo kết cấu nhịp: .....	234
8.3.	Các nội dung thiết kế:.....	235
8.3.1.	Tính đặc trưng hình học tiết diện theo các giai đoạn thi công:.....	235
8.3.2.	Tính giá trị nội lực trong các giai đoạn thi công:.....	239
8.3.3.	Kiểm toán các giai đoạn thi công:.....	240
8.3.4.	Sự phân phối lại nội lực do từ biến: .....	242
8.3.5.	Kiểm toán trạng thái giới hạn sử dụng:.....	246
8.3.6.	Kiểm toán trạng thái giới hạn cường độ: .....	248
8.3.7.	Biến dạng trong giai đoạn đúc hẫng: .....	248

<b>Chương 9</b>	<b>GIỚI THIỆU CẦU VÒM ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG VÀ CẦU TREO DÂY VĂNG.....</b>	<b>258</b>
9.1.	Giới thiệu chung về cầu vòm ống thép nhồi bê tông:.....	258
9.1.1.	Giới thiệu chung:.....	258
9.1.2.	Các loại kết cấu ống thép nhồi bê tông:.....	258
9.1.3.	Đặc điểm làm việc của kết cấu ống thép tròn nhồi bê tông chịu nén:.....	259
9.1.4.	Giới thiệu khái quát về 1 công trình cụ thể cầu vòm ống thép nhồi bê tông:.....	261
9.1.5.	Tính toán sườn vòm ống thép nhồi bê tông:.....	265
9.1.6.	Tính toán nội lực vòm cầu bằng sơ đồ cơ học kết cấu:.....	268
9.1.7.	Nghiên cứu sự làm việc của ống thép nhồi bê tông:.....	273
9.1.8.	Khả năng chịu lực của kết cấu ống thép nhồi bê tông theo CECS28-90:.....	274
9.1.9.	Khả năng chịu tải của cột tổ hợp:.....	278
9.1.10.	Tính toán ổn định kết cấu vành vòm:.....	280
9.1.11.	Kiểm toán thanh treo:.....	283
9.2.	Giới thiệu cầu treo dây văng dầm cứng:.....	283
9.2.1.	Khái niệm chung:.....	283
9.2.2.	Các sơ đồ cầu dây văng:.....	286
9.2.3.	Cấu tạo các bộ phận cầu treo dây văng:.....	287
	<b>TÀI LIỆU THAM KHẢO:.....</b>	<b>292</b>
	<b>PHỤ LỤC 1:.....</b>	<b>294</b>
	<b>PHỤ LỤC 2:.....</b>	<b>297</b>



## DANH MỤC BẢNG BIỂU

Bảng 2.1: Đường kính tối thiểu đoạn cong .....	17
Bảng 2.2: Giá trị của $V_B$ cho các vùng tính gió ở Việt Nam.....	23
Bảng 2.3: Các giá trị của $S$ .....	23
Bảng 2.4: Hệ số tải trọng ( $\gamma$ ) ở TTGH cường độ.....	27
Bảng 2.5: Hệ số tải trọng ( $\gamma$ ) ở TTGH sử dụng .....	27
Bảng 2.6: Hệ số tải trọng ( $\gamma$ ) ở TTGH mỗi.....	28
Bảng 2.7: Hệ số tải trọng ( $\gamma$ ) ở TTGH đặc biệt .....	28
Bảng 2.8: Giá trị hiệu ứng xung kích IM .....	29
Bảng 2.9: Hệ số $\gamma_e$ [Điều 7.3.4 Phần 5 tiêu chuẩn] .....	42
Bảng 3.1: Quy định về lan can đường ô tô .....	53
Bảng 5.1: Tung độ đường ảnh hưởng phản lực gối $R_i$ theo phương pháp nén lệch tâm .....	91
Bảng 5.2: Bảng xác định tung độ đường ảnh hưởng mô men $M$ của dầm ngang theo phương pháp nén lệch tâm .....	92
Bảng 5.3: Bảng xác định tung độ đường ảnh hưởng lực cắt $V$ dầm ngang theo phương pháp nén lệch tâm .....	93
Bảng 5.4: Kết quả tính giá trị đường ảnh hưởng các $R_i$ .....	98
Bảng 5.5: Bảng tính tung độ đường ảnh hưởng $M_3, V^{ph}_3$ :.....	99
Bảng 5.6: Bảng tổ hợp nội lực cho $M_3$ và $V_3$ .....	103
Bảng 6.1: Một số mặt cắt điển hình.....	114
Bảng 6.2: Hệ số ma sát cho các bó thép kéo sau.....	133
Bảng 6.3: Giá trị $\theta$ và $\beta$ với mặt cắt có thép ngang lớn hơn lượng thép ngang tối thiểu.....	161
Bảng 6.4: Nội lực trong hệ giàn .....	203
Bảng 6.5: Diện tích thép của các thanh giằng .....	205
Bảng 7.1: Thống kê các tải trọng tương ứng với giai đoạn làm việc .....	226
Bảng 7.2: Tải trọng và sơ đồ tương ứng.....	233



## DANH MỤC HÌNH ẢNH

Hình 1.1: Các loại cầu dầm .....	1
Hình 1.2: Cầu khung liên tục.....	2
Hình 1.3: Cầu giàn Serepok Quốc lộ 14- Đắc lắk.....	2
Hình 1.4: Cầu vòm có đường xe chạy dưới.....	3
Hình 1.5: Cầu treo dây văng Mỹ Thuận .....	3
Hình 1.6: Cầu bê tông cốt thép cho xe ô tô .....	3
Hình 1.7: Cầu bê tông cốt thép dùng cho đường sắt .....	4
Hình 1.8: Cầu bê tông cốt thép cho người đi bộ.....	4
Hình 1.9: Cầu bê tông cốt thép cho ô tô và người đi bộ.....	4
Hình 1.10: Cầu bê tông dùng để dẫn ống nước .....	5
Hình 1.11: Kết cấu nhịp giản đơn tiết diện chữ I, T.....	6
Hình 1.12: Kết cấu nhịp giản đơn tiết diện bản lắp ghép và T-ngược .....	7
Hình 1.13: Cấu tạo dầm Super-T căng trước.....	8
Hình 1.14: Tiết diện dầm hộp.....	8
Hình 2.1: Mẫu thí nghiệm cường độ chịu nén của bê tông .....	11
Hình 2.2: Đường cong ứng suất - biến dạng của thép thường .....	16
Hình 2.3: Hình dạng móc cốt thép.....	17
Hình 2.4: Cụ ly tối thiểu của cốt thép thường .....	18
Hình 2.5: Kích thước và tải trọng của xe 3 trục .....	20
Hình 2.6: Xếp xe 3 trục theo phương ngang cầu.....	20
Hình 2.7: Kích thước và tải trọng của xe 2 trục .....	20
Hình 2.8: Phân bố tải trọng làn trên phương ngang cầu.....	21
Hình 2.9: Trường hợp xếp hai xe 3 trục trên cầu .....	21
Hình 2.10: Hệ số cản $C_d$ dùng cho kết cấu phần trên có mặt hứng gió đặc .....	24
Hình 2.11: Kích thước vệt bánh xe.....	30
Hình 2.12: Ứng suất và biến dạng trên mặt cắt chịu uốn .....	31
Hình 2.13: Biểu đồ biến dạng với các trường hợp phá hoại.....	31
Hình 2.14: Biểu đồ biến dạng với các giai đoạn làm việc.....	31
Hình 2.15: Biểu đồ ứng suất ở trạng thái giới hạn cường độ .....	32
Hình 2.16: Sơ đồ tính ở trạng thái phá hoại cân bằng .....	33
Hình 2.17: Sơ đồ biến dạng của tiết diện dầm .....	33
Hình 2.18: Phân bố biến dạng cho mặt cắt không chế kéo và nén.....	35
Hình 2.19: Hệ số sức kháng $\phi$ theo biến dạng của thép chịu kéo $\epsilon_t$ .....	36
Hình 2.20: Sơ đồ tính toán tiết diện chữ T .....	39
Hình 2.21: Sơ đồ tính ứng suất $f_s$ .....	43
Hình 2.22: Sơ đồ tải trọng tác dụng trên cầu.....	45
Hình 3.1: Quy định kích thước và tải trọng lan can người đi bộ.....	49
Hình 3.2: Sơ đồ tính toán lề bộ hành.....	51
Hình 3.3: Tải trọng tác dụng lan can đường xe đạp .....	52
Hình 3.4: Chiều cao tối thiểu lan can đường ô tô.....	53

Hình 3.5: Tải trọng tác dụng lên lan can đường ô tô .....	53
Hình 3.6: Sơ đồ tính khi xe va giữa tường .....	54
Hình 3.7: Trường hợp va tại đầu tường .....	56
Hình 3.8: Lan can dạng cột và thanh chắn dọc .....	56
Hình 3.9: Sơ đồ tính sức kháng của cột lan can .....	57
Hình 3.10: Sơ đồ tính khi xe va tại cột .....	57
Hình 3.11: Sơ đồ va tại đầu lan can .....	59
Hình 3.12: Chuyển vị cột lan can thứ i .....	59
Hình 3.13: Sơ đồ tính toán lan can dạng tường, thanh và cột kết hợp .....	61
Hình 3.14: Mặt cắt ngang cầu tại giữa dầm và đầu dầm 24,54m .....	62
Hình 3.15: Bố trí cốt thép lan can ví dụ 3.6 .....	63
Hình 4.1: Sơ đồ tính bản mặt cầu trường hợp bản hẫng .....	71
Hình 4.2: Sơ đồ tính trường hợp bánh xe đặt ngay trên đỉnh dầm .....	73
Hình 4.3: Sơ đồ tính bản mặt cầu loại dầm .....	74
Hình 4.4: Bề rộng vệt bánh xe trong trường hợp 2 xe kề nhau .....	75
Hình 4.5: Kết cấu nhịp cầu cho ví dụ 4.4 .....	76
Hình 4.6: Tương tác giữa lan can và bản mặt cầu .....	77
Hình 4.7: Sơ đồ tính tải tác dụng lên cánh hẫng .....	78
Hình 4.8: Sơ đồ hoạt tải xe tác dụng lên cánh hẫng .....	79
Hình 4.9: Lực va xe truyền xuống bản mặt cầu .....	80
Hình 4.10: Tải trọng tác dụng lên bản mặt cầu sơ đồ hẫng .....	80
Hình 4.11: Sơ đồ tác dụng tĩnh tải .....	82
Hình 4.12: Sơ đồ tính khi xếp 1 làn xe .....	83
Hình 4.13: Sơ đồ tính khi xếp 2 làn xe .....	83
Hình 5.1: Các dạng dầm ngang cơ bản .....	86
Hình 5.2: Cấu tạo mối nối khô .....	87
Hình 5.3: Nối cốt thép trong mối nối ướt .....	88
Hình 5.4: Sơ đồ xác định áp lực trên phương dọc với mạng dầm đơn giản .....	88
Hình 5.5: Sơ đồ xác định áp lực trên phương dọc với mạng dầm phức tạp .....	89
Hình 5.6: Đường ảnh hưởng $R_i$ , $M$ , $V$ trong dầm ngang khi xem tải trọng phân bố ngang theo phương pháp nén lệch tâm. ....	91
Hình 5.7: Đường ảnh hưởng mô men dầm ngang .....	92
Hình 5.8: Đường ảnh hưởng lực cắt dầm ngang .....	93
Hình 5.9: Đường ảnh hưởng dầm ngang sơ đồ giản đơn .....	95
Hình 5.10: Sơ đồ tính toán dầm ngang một nhịp .....	95
Hình 5.11: Kết cấu nhịp cầu cho ví dụ 5.4 .....	96
Hình 5.12: Hiệu ứng tải trọng trên phương dọc .....	97
Hình 5.13: Tĩnh tải tác dụng lên đường ảnh hưởng $M_3$ , $V_3$ .....	100
Hình 5.14: Hoạt tải xe tác dụng lên đường ảnh hưởng $M_3$ , $V_3$ .....	101
Hình 5.15: Tải trọng làn tác dụng lên đường ảnh hưởng $M_3$ , $V_3$ .....	102
Hình 6.1: Sơ đồ căng cáp dự ứng lực căng trước .....	105
Hình 6.2: Sơ đồ căng cáp dự ứng lực căng sau .....	105
Hình 6.3: Sơ đồ căng cáp dự ứng lực ngoài .....	106

Hình 6.4: Sơ đồ cáp dự ứng lực kéo trước .....	107
Hình 6.5: Sơ đồ cáp dự ứng lực kéo sau.....	108
Hình 6.6: Biểu đồ ứng suất trong dầm khi tạo DUL theo sơ đồ thẳng.....	110
Hình 6.7: Cầu tạo tao xoắn 7 sợi .....	110
Hình 6.8: Cầu tạo bó sợi song song.....	111
Hình 6.9: Neo quả chóp cụt dùng cho bó sợi song song căng sau .....	111
Hình 6.10: Neo quả trám dùng cho bó sợi song song căng trước .....	111
Hình 6.11: Neo thụ động (neo chết) dùng cho bó cáp nhiều tao.....	112
Hình 6.12: Neo chủ động dùng cho các bó có nhiều tao kéo sau.....	112
Hình 6.13: Bộ chuyển hướng cáp cho dự ứng lực căng trước.....	112
Hình 6.14: Ống bọc cáp cho dự ứng lực căng sau.....	113
Hình 6.15: Các đường ảnh hưởng trong phương pháp đòn bẩy.....	117
Hình 6.16: Đường ảnh hưởng trong phương pháp nén lệch tâm.....	119
Hình 6.17: Đường ảnh hưởng phương pháp gối tựa đàn hồi.....	122
Hình 6.18: Sơ đồ tính áp lực cho các panel dầm bản .....	124
Hình 6.19: Đường ảnh hưởng $X_i$ và $N_i$ .....	125
Hình 6.20: Mặt cắt ngang chịu lực của dầm.....	126
Hình 6.21: Mặt cắt ngang chịu lực của dầm nguyên khối căng trước.....	127
Hình 6.22: Mặt cắt ngang chịu lực của dầm liên hợp căng trước .....	128
Hình 6.23: Mặt cắt ngang chịu lực của dầm nguyên khối căng sau .....	129
Hình 6.24: Mặt cắt ngang chịu lực của dầm liên hợp căng sau.....	131
Hình 6.25: Mặt cắt ứng suất do ma sát ở đoạn cong.....	132
Hình 6.26: Sơ đồ tính trường hợp căng một đầu.....	134
Hình 6.27: Sơ đồ tính mặt cắt ở trạng thái giới hạn cường độ .....	152
Hình 6.28: Biểu đồ mô men tính độ võng của cáp đặt thẳng .....	156
Hình 6.29: Biểu đồ mô men tính độ võng trong của cáp đặt xiên.....	157
Hình 6.30: Các điều kiện cân bằng của lý thuyết trường nén cải tiến.....	159
Hình 6.31: Kiểm toán lực cắt khi có dự ứng lực .....	162
Hình 6.32: Các đường đồng ứng suất cho vùng B và vùng D.....	166
Hình 6.33: Xây dựng mô hình giằng chống cho dầm.....	167
Hình 6.34: Một số vùng D trong kết cấu bê tông cốt thép .....	167
Hình 6.35: Các thanh giằng, chống và nút trong mô hình STM .....	168
Hình 6.36: Thanh chống .....	169
Hình 6.37: Các thanh chống trong kết cấu dầm cao.....	170
Hình 6.38: Kích thước hình học của nút CCT.....	170
Hình 6.39: Nút trong mô hình giằng chống.....	171
Hình 6.40: Các loại nút cơ bản.....	171
Hình 6.41: Góc nghiêng trong mô hình giằng chống .....	172
Hình 6.42: Phương pháp dòng lực.....	172
Hình 6.43: Phân bố ứng suất đàn hồi và sơ đồ hệ thanh thay thế .....	173
Hình 6.44: Phân bố ứng suất đàn hồi (ForcePAD) của dầm xà mũ và đầu dầm SuperT .....	174
Hình 6.45: Hai mô hình giằng cho một vùng D .....	178



Hình 6.46: Kích thước nút CCC.....	180
Hình 6.47: Sơ đồ bó cáp tính mất mát ứng suất.....	183
Hình 6.48: Kết cấu nhịp cầu cho ví dụ 2 của 6.14.....	186
Hình 6.49: Cấu tạo mặt cắt ngang và bố trí cáp DUL dầm 24,54m.....	186
Hình 6.50: Cấu tạo dầm I24.54.....	187
Hình 6.51: Đầu dầm có mặt cắt khác.....	203
Hình 6.52: Thiết lập mô hình giằng chống.....	204
Hình 6.53: Bố trí thép cơ bản.....	205
Hình 7.1: Cấu tạo chuỗi liên tục nhiệt.....	214
Hình 7.2: Liên tục nhiệt khi cầu dốc về 2 phía.....	214
Hình 7.3: Liên tục nhiệt khi cầu dốc về một phía.....	214
Hình 7.4: Cấu tạo mối nối liên tục nhiệt.....	215
Hình 7.5: Chuyển vị và nội lực của các phần tử mẫu.....	216
Hình 7.6: Tiết diện tính toán bản nối.....	217
Hình 7.7: Sơ đồ tính tải trọng và nội lực do bản thân bản liên tục nhiệt ..	217
Hình 7.8: Sơ đồ tính tải trọng và nội lực do trọng lượng lớp phủ.....	218
Hình 7.9: Sơ đồ xếp hoạt tải theo phương ngang cầu.....	218
Hình 7.10: Sơ đồ xếp hoạt tải theo phương dọc cầu.....	219
Hình 7.11: Sơ đồ xếp tải trọng làn theo phương ngang cầu.....	219
Hình 7.12: Sơ đồ xếp tải trọng làn theo phương dọc cầu.....	219
Hình 7.13: Lực dọc trên bản liên tục nhiệt do nhiệt độ gây ra.....	223
Hình 7.14: Số gối cao su trong chuỗi.....	223
Hình 7.15: Liên tục hóa bằng cốt thép thường.....	225
Hình 7.16: Liên tục hoá bằng cốt thép dự ứng lực.....	226
Hình 7.17: Sơ đồ dầm làm việc giai đoạn 1.....	226
Hình 7.18: Sơ đồ dầm làm việc giai đoạn 2.....	227
Hình 7.19: Sơ đồ tính biến dạng do từ biến.....	227
Hình 7.20: Sơ đồ tính góc xoay.....	227
Hình 7.21: Sơ đồ tính mô men do từ biến khi liên tục hoá dầm hẫng.....	229
Hình 7.22: Sơ đồ tính toán $\beta$ do từ biến khi liên tục hoá dầm hẫng.....	229
Hình 7.23: Sơ đồ tính toán biến dạng khi liên tục hoá dầm hẫng.....	230
Hình 7.24: Thay đổi nội lực trong dầm qua 2 giai đoạn.....	230
Hình 7.25: Nội lực thay đổi qua 2 giai đoạn liên tục hoá.....	231
Hình 7.26: Thể hiện biến dạng do co ngót.....	232
Hình 7.27: Biểu đồ mô men từ biến do co ngót sinh ra.....	232
Hình 7.28: Biểu đồ mô men tổng cộng.....	232
Hình 8.1: Tiết diện dầm điển hình được đánh số tại các điểm.....	235
Hình 8.2: Cách quy đổi diện tích tương đương.....	239
Hình 8.3: Sơ đồ tải trọng thời điểm 1.....	240
Hình 8.4: Sơ đồ tải trọng thời điểm 2.....	241
Hình 8.5: Sơ đồ tải trọng thi công đót hợp long biên.....	241
Hình 8.6: Sơ đồ tải trọng thi công tháo ván khuôn trên đà giáo.....	241
Hình 8.7: Sơ đồ tải trọng thi công hợp long giữa (chưa kéo cáp).....	242

Hình 8.8: Sơ đồ tải trọng thi công hợp long giữa (đã kéo cáp) .....	242
Hình 8.9: Sơ đồ tính $M_{cr}$ .....	243
Hình 8.10: Sơ đồ dầm giả .....	243
Hình 8.11: Phương pháp nhân biểu đồ .....	245
Hình 8.12: Sơ đồ tính từ biến hợp long nhịp biên .....	245
Hình 8.13: Tính biến dạng bằng biểu đồ .....	249
Hình 8.14: Biểu đồ mô men $M_i$ do tải trọng $P_i$ tác dụng thời điểm $t_i$ .....	250
Hình 8.15: Tải trọng bản thân và mô men do các đốt đúc .....	251
Hình 8.16: Tải trọng thiết bị thi công và mô men .....	252
Hình 8.17: Biểu đồ Mô men do dự ứng lực tạo ra và trạng thái K .....	253
Hình 8.18: Sơ đồ tính biến dạng đàn hồi do xe đúc .....	255
Hình 8.19: Biểu đồ nội lực tính toán biến dạng do xe đúc .....	256
Hình 8.20: Biến dạng từ biến do xe đúc .....	257
Hình 9.1: Các dạng kết cấu ống thép nhồi bê tông .....	258
Hình 9.2: Trạng thái ứng suất của cấu kiện ống thép tròn nhồi bê tông chịu nén .....	259
Hình 9.3: Mặt cắt vành vòm .....	262
Hình 9.4: Mặt cắt ngang thanh giằng chống gió .....	263
Hình 9.5: Mặt cắt dầm ngang giữa nhịp .....	263
Hình 9.6: Mặt cắt dầm ngang đầu vòm .....	263
Hình 9.7: Mặt cắt dầm dọc .....	264
Hình 9.8: Mặt cắt ngang dầm T bản mặt cầu giữa nhịp .....	264
Hình 9.9: Mặt cắt ngang dầm T bản mặt cầu đầu nhịp .....	264
Hình 9.10: Mặt cắt ngang dầm bản mặt cầu biên .....	264
Hình 9.11: Mặt cắt ngang cầu .....	265
Hình 9.12: Sơ đồ phẳng tính toán kết cấu vòm không thanh kéo. ....	267
Hình 9.13: Sơ đồ phẳng tính toán kết cấu vòm có thanh kéo .....	267
Hình 9.14: Hệ cơ bản .....	268
Hình 9.15: Sơ đồ tính nội lực vòm. ....	271
Hình 9.16: Các dạng mất ổn định của vòm. ....	272
Hình 9.17: Mô hình cầu vòm bằng chương trình MIDAS / Civil V7.0.1 .	273
Hình 9.18: Sơ đồ tính toán cột tổ hợp .....	275
Hình 9.19: Cột khung không có chuyển vị ngang .....	278
Hình 9.20: Sơ đồ tính toán ổn định ngoài mặt phẳng vòm .....	282
Hình 9.21: Sơ đồ dây đồng quy của cầu Rio Parana ở Achentina (1978).	284
Hình 9.22: Sơ đồ dây song song cầu Dusseldorf .....	285
Hình 9.23: Sơ đồ bố trí dây hình rẽ quạt cầu Annacis Tây Ban Nha .....	285
Hình 9.24: Sơ đồ dây liên hợp đồng quy – rẽ quạt .....	285
Hình 9.25: Sơ đồ cầu dây văng một nhịp .....	286
Hình 9.26: Sơ đồ cầu dây văng có hai nhịp bằng nhau .....	286
Hình 9.27: Sơ đồ cầu dây văng ba nhịp đối xứng .....	286
Hình 9.28: Tháp cầu cho hai mặt phẳng dây .....	288
Hình 9.29: Tháp cầu cho một mặt phẳng dây .....	288

Hình 9.30: Dầm chủ tiết diện I đơn có bản mặt cầu trục hướng .....	289
Hình 9.31: Tiết diện I đơn trong cầu Stromsund (Thụy Điển).....	289
Hình 9.32: Mặt cắt ngang cầu Sechnu.....	290
Hình 9.33: Cầu Nhị Kiều ở Trùng Khánh .....	290
Hình 9.34: Cầu Mỹ Thuận Việt Nam.....	290
Hình 9.35: Mặt cắt ngang cầu Saint Nazaire.....	291
Hình 9.36: Mặt cắt ngang cầu Normandie .....	291
Hình 9.37: Tiết diện ngang cầu Yunyang ở Hanjiang.....	291
Hình 9.38: Tiết diện ngang cầu Barrio de Luna (Tây Ban Nha).....	291

## BẢNG VIẾT TẮT

BTCT	: Bê tông cốt thép
DUL	: Dự ứng lực
KCPT	: Kết cấu phần trên
ĐAH	: Đường ảnh hưởng
ĐGDD	: Đà giáo di động
ĐG-VK	: Đà giáo ván khuôn
HL	: Hợp long
HLB	: Hợp long biên
HLG	: Hợp long giữa
KCPT	: Kết cấu phần trên
MSS	: Đà giáo di động (Movable Scaffolding System)
TTGH	: Trạng thái giới hạn



# Chương 1 GIỚI THIỆU CHUNG

## 1.1. Khái niệm công trình cầu bê tông cốt thép (BTCT):

### 1.1.1. Công trình cầu là gì?

Cầu là một công trình nhân tạo để cho đường giao thông vượt qua các chướng ngại vật: sông, suối, khe núi, vực sâu....

Theo tiêu chuẩn thiết kế cầu thì định nghĩa cầu là “Một kết cấu bất kỳ vượt khẩu độ không dưới 6100mm tạo thành một phần của con đường”.

### 1.1.2. Kết cấu nhịp cầu BTCT:

Là dạng kết cấu trong đó bộ phận chịu lực chính của cầu (dầm, hệ dầm, giàn...) được tạo thành từ sự kết hợp của vật liệu bê tông và cốt thép.

## 1.2. Đặc điểm của cầu BTCT:

Cầu BTCT có thể tạo mọi hình dạng một cách dễ dàng, cầu thẳng, cầu cong, cong trong không gian. BTCT có thể thích hợp với nhiều loại cầu, đối với các cầu tương đối ngắn (nhỏ hơn 12m), cầu bản tỏ ra có nhiều ưu điểm về kinh tế, đặc biệt là về thi công. Dầm tiết diện T có thể dùng có lợi cho nhịp đến 20m, hoặc có thể dài hơn nếu dùng hệ liên tục.

Cầu dầm BTCTDUL tạo khả năng chống nứt, nâng cao tuổi thọ của kết cấu, có thể sử dụng được vật liệu cường độ cao và có thể đạt được các nhịp tới 250m.

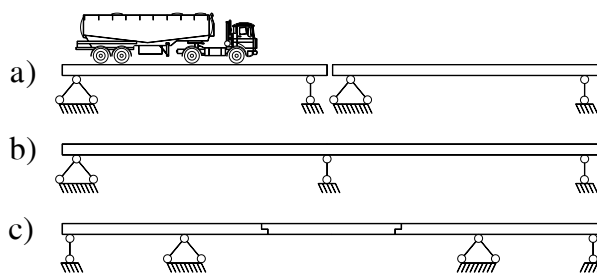
BTCT có thể thích hợp với nhiều loại kết cấu như dầm, vòm khung và treo, BTCT, bê tông dự ứng lực có thể cạnh tranh được với kết cấu thép đặc biệt về chống ăn mòn và tính kinh tế.

Nhược điểm của bê tông là tính giòn, khả năng chịu cắt và kéo kém nên thường bị nứt. Vết nứt là nguyên nhân thấm nhập nước và khí, làm ăn mòn cốt thép và bê tông, giảm tiết diện chịu lực giảm tuổi thọ cầu.

## 1.3. Phân loại cầu BTCT:

### 1.3.1. Phân loại theo sơ đồ tĩnh học của kết cấu chịu lực chính:

#### 1.3.1.1. Cầu dầm:



Hình 1.1: Các loại cầu dầm

a) Dầm giản đơn; b) Dầm liên tục; c) Dầm nút thừa nhịp đeo

### 1.3.1.2. Cầu khung:

Dạng kết cấu nhịp cầu khung thường có các sơ đồ: khung T dầm đeo, khung T có chốt, khung T liên tục nhiều nhịp, khung T chân kiểu chống, chân kiểu xiên.



**Hình 1.2: Cầu khung liên tục**

### 1.3.1.3. Cầu giàn:

Kết cấu nhịp giàn BTCT ngày nay ít được sử dụng, kết cấu thép tỏ ra ưu thế hơn.



**Hình 1.3: Cầu giàn Serepok Quốc lộ 14- Đắc Lắc**

### 1.3.1.4. Cầu vòm:

Theo hình dạng cầu vòm được chia làm 3 loại: đường xe chạy dưới, đường xe chạy giữa và chạy trên.

Hoặc cũng có thể phân loại theo đặc điểm làm việc giữa vòm và dầm, có 2 sơ đồ: vòm cứng - dầm mềm; vòm mềm - dầm cứng.

Khi đó, tiết diện dầm cũng phải thay đổi cho phù hợp với điều kiện làm việc của các kết cấu này. Đối với kết cấu bê tông cốt thép thì tiết diện hộp chứng tỏ được ưu thế hơn.

Sau đây là các loại tiết diện bê tông cốt thép hay được áp dụng hiện nay cho kết cấu nhịp cầu:

### 1.5.1. Tiết diện dầm chữ I, T:

Tiết diện cơ bản chữ I, T hiện nay được sử dụng phổ biến cho kết cấu nhịp giản đơn. Tiết diện I, T áp dụng công nghệ dự ứng lực căng trước và căng sau. Nổi bật tại khu vực miền Nam là dầm đúc sẵn với tiết diện định hình I-33m; I-24,54m dùng công nghệ dự ứng lực căng trước. Đối với các công trình khu vực miền núi, do không thể vận chuyển dầm đúc sẵn thì có thể áp dụng tiết diện I, T công nghệ dự ứng lực căng sau.



**Hình 1.11: Kết cấu nhịp giản đơn tiết diện chữ I, T**

a) Dầm chữ I-căng trước; b) Dầm chữ I-căng sau; c) Dầm chữ T-căng sau; d) Kết cấu nhịp đã lắp xong dầm chủ tiết diện chữ I.



### 1.5.2. Tiết diện dầm bản rộng lắp ghép, T-ngược:



**Hình 1.12: Kết cấu nhịp giản đơn tiết diện bản lắp ghép và T-ngược**

a) Dầm bản lắp ghép; b) Dầm T-ngược

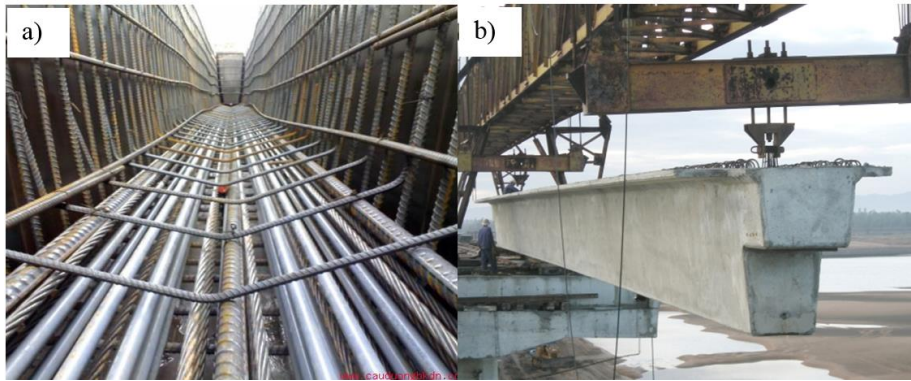
Đối với dầm bản rộng lắp ghép và T-ngược thì ưu điểm của loại tiết diện này là có chiều cao dầm thấp, nhược điểm chiều dài vượt khẩu độ không lớn. Vì chiều cao dầm thấp nên thông thường áp dụng cho nhịp ngắn và dùng công nghệ dự ứng lực căng trước. Hai loại tiết diện này chỉ phù hợp cho công trình cầu vượt đường bộ trong thành phố, không phù hợp cho công trình cầu vượt sông.

### 1.5.3. Tiết diện super-T:

Công trình cầu đầu tiên tại Việt Nam kết cấu nhịp sử dụng dầm Super-T là công trình cầu dẫn Mỹ Thuận. Dầm Super-T kế thừa những ưu điểm của dầm bê tông cốt thép dự ứng lực đúc sẵn, tiết diện làm việc như dầm máng hờ.

Hiện nay dầm Super-T được áp dụng rất phổ biến và đáp ứng được hiệu quả kinh tế kỹ thuật. Dầm Super-T có tiết diện dạng máng hờ, nếu áp dụng công nghệ căng sau sẽ khó khăn trong việc bảo vệ cáp trong lòng dầm. Do đó, hiện nay dầm Super-T hầu như chỉ áp dụng công nghệ dự ứng lực căng trước.

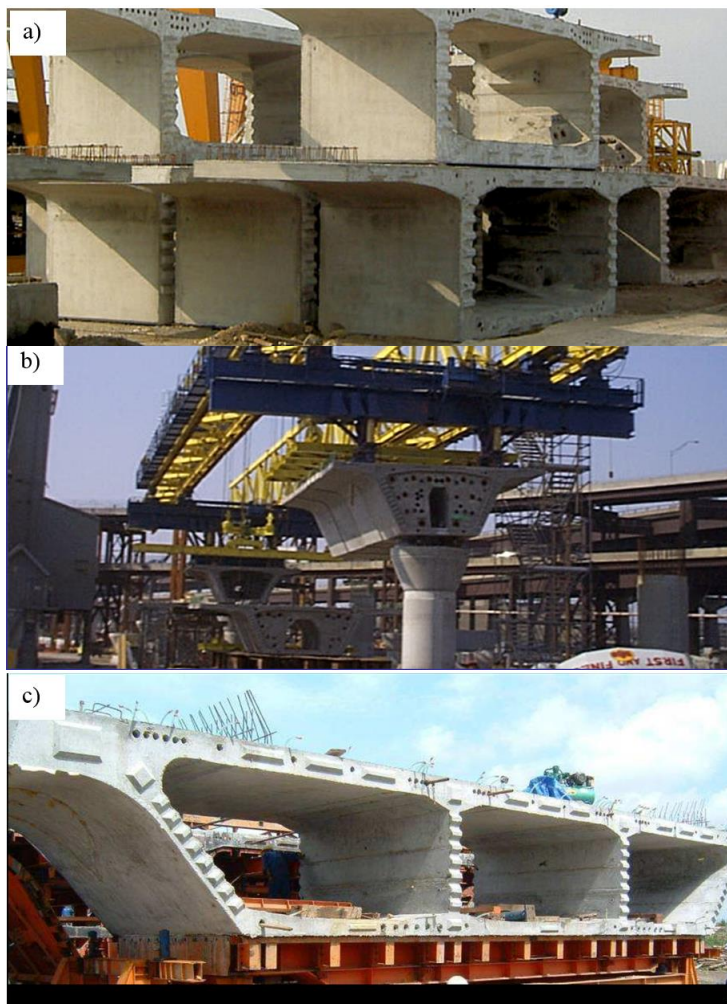
Dầm Super-T hiệu quả với khả năng vượt nhịp lớn hơn dầm I, T, chiều dài tối ưu có thể 40m đến 50m. Đặc biệt dầm Super-T được cắt khác dầm dầm, kết hợp với xà mũ trụ kiểu chữ T ngược tạo được nét hài hòa mỹ quan cho kết cấu tổng thể cầu.



**Hình 1.13: Cấu tạo dầm Super-T căng trước**

a) Bố trí cáp dự ứng lực trong dầm Super-T căng trước; b) Tiết diện Super-T hoàn thiện với cắt khắc đầu dầm

#### 1.5.4. Tiết diện dầm hộp:



**Hình 1.14: Tiết diện dầm hộp**

a) Tiết diện hộp 1 ngăn vách đứng; b) Tiết diện hộp 1 ngăn vách xiên; c) Tiết diện hộp nhiều ngăn (3 ngăn) vách xiên.

Nhìn chung, các tiết diện dầm I, T, Super-T ... dùng cho kết cấu nhịp giản đơn và chúng chỉ phát huy tác dụng với kết cấu có chiều dài vượt nhịp nhỏ. Để đảm bảo cho công trình có yêu cầu nhịp lớn thì tiết diện hộp là phù hợp nhất.

Tiết diện hộp có mô men chống xoắn lớn, giảm độ xoay của tiết diện khi chịu lực lệch tâm.

Tiết diện hộp thuận tiện cho việc bố trí cáp trong lòng hộp, dễ thi công và sửa chữa. Hiện nay công nghệ dự ứng lực ngoài được áp dụng trong lòng hộp vừa đảm bảo mỹ quan vừa giảm kích thước tiết diện dầm nên trọng lượng dầm chủ giảm.

Tiết diện hộp phù hợp cho tất cả các dạng kết cấu nhịp và công nghệ thi công hiện đại: Kết cấu nhịp dầm liên tục-công nghệ thi công đúc hẫng cân bằng (Cầu Nguyễn Tri Phương-TP.HCM), kết cấu nhịp dầm liên tục-công nghệ thi công đúc đẩy (Cầu Hiền Lương-Quảng trị), kết cấu dầm liên tục - công nghệ thi công đà giáo di động (Cầu Thanh Trì-Hà Nội), Cầu dây văng-công nghệ thi công lắp hẫng (Cầu Kiên-Hải Phòng), ...

Tùy theo bề rộng cầu có thể chọn số ngăn cho phù hợp, lựa chọn kiểu vách dầm thẳng đứng hoặc xiên, chiều cao hộp có thể thay đổi hoặc không thay đổi theo chiều dọc cầu còn phụ thuộc vào công nghệ thi công kết cấu nhịp.

### **1.6. Xu hướng phát triển trong lĩnh vực cầu BTCT hiện đại:**

Trong các công trình giao thông trên đường ô tô thì cầu thuộc loại công trình phức tạp nhất vì có thể sử dụng nhiều phương án kết cấu, nhiều loại vật liệu.

Nhiều công nghệ xây dựng cầu khác nhau do đó luôn luôn xem xét nghiên cứu đưa khoa học kỹ thuật giải quyết các vấn đề thực tiễn trong ngành đặt ra.

Cầu BTCT trong những năm gần đây nổi bật các hướng phát triển sau:

Tăng cường độ bê tông: nâng cao chất lượng vật liệu...

Về mặt cốt thép vấn đề chủ yếu là chống ăn mòn. Tạo lớp phủ mặt ngoài cốt thép. Các lớp phủ có thể là mạ kẽm, phủ epôcxyl. Dùng thép không gỉ.

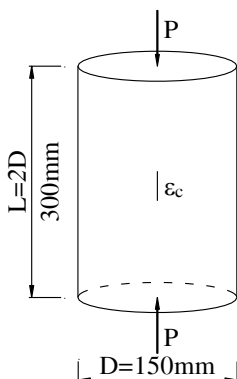
Về mặt kết cấu, thì kết cấu liên hợp dầm và dây trong cầu treo, cầu dây văng. Các kết cấu liên hợp thường là hệ siêu tĩnh nhiều bậc, tạo độ dũ trừ an toàn khi chịu tải, tạo khả năng điều chỉnh theo hướng tối ưu hoá nội lực.

## Chương 2 THIẾT KẾ KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP

### 2.1. Vật liệu bê tông:

#### 2.1.1. Cường độ chịu nén của bê tông:

Để xác định cường độ chịu nén của bê tông ( $f'_c$ ) sử dụng mẫu thí nghiệm hình trụ kích thước  $D \times L = 150\text{mm} \times 300\text{mm}$ , bảo dưỡng và thí nghiệm phù hợp với tiêu chuẩn **Hình 2.1**.



**Hình 2.1: Mẫu thí nghiệm cường độ chịu nén của bê tông**

Cường độ chịu nén của bê tông cần phân biệt theo ba trạng thái ứng suất: một trục, hai trục và ba trục.

Trạng thái ứng suất một trục đại diện cho thí nghiệm nén chuẩn không kiểm chế, dùng để xác định cường độ chịu nén 28 ngày của bê tông.

Cường độ chịu nén của bê tông xác định theo công thức:

$$f'_c = \frac{P}{A} \text{ (MPa)} \quad (2.1)$$

Trong đó:

P: Lực tác dụng lên mẫu bị phá hoại (N);

A: Diện tích tiếp xúc của mẫu ( $\text{mm}^2$ ).

#### 2.1.2. Cường độ chịu kéo của bê tông:

##### 2.1.2.1. Cường độ chịu kéo thuần túy:

Nằm trong khoảng (8 ÷ 15%) cường độ chịu nén:

$$f_{cr} = 0,33\sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (2.2)$$

##### 2.1.2.2. Cường độ chịu kéo khi uốn:

Đối với bê tông tỷ trọng trung bình:

$$f_r = 0,63\sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (2.3)$$

Đối với bê tông cát tỷ trọng thấp:

$$f_r = 0,52\sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (2.4)$$

Đối với bê tông tỷ trọng thấp các loại:

$$f_r = 0,45\sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (2.5)$$

2.1.2.3. Cường độ chịu kéo của bê tông khi có cốt thép:

$$f_1 = \frac{\alpha_1 \alpha_2 f_{cr}}{1 + \sqrt{500 \varepsilon_1}} \text{ (MPa)} \quad (2.6)$$

Trong đó:

$\varepsilon_1$ : Biến dạng tương đối theo dọc trục;

$\alpha_1$ : Hệ số xét tới đặc trưng dính kết của cốt thép;

$\alpha_1=1$ : Cho cốt thép có gờ;

$\alpha_1=0,7$ : Cho cốt thép trơn;

$\alpha_1=0$ : Cho cốt thép không dính kết;

$\alpha_2$ : Hệ số xét tới tải trọng thường xuyên (lặp);

$\alpha_2=1$ : Tải trọng ngắn hạn và phân bố đều;

$\alpha_2=0,7$ : Tải trọng thường xuyên (lặp).

### 2.1.3. Cường độ bê tông theo thời gian:

Cường độ của bê tông tăng theo thời gian. Tuy nhiên, cường độ của bê tông sau 28 ngày tuổi tăng chậm. Mối quan hệ giữa cường độ của bê tông và thời gian được biểu diễn qua biểu thức thực nghiệm sau đây:

$$f'_{ci} = \frac{t}{\alpha + \beta t} f'_c \text{ (MPa)} \quad (2.7)$$

Trong đó:

Khi bảo dưỡng ẩm:  $\alpha=4$ ;  $\beta=0,85$

Khi bảo dưỡng bằng hơi nước:  $\alpha=1$ ;  $\beta=0,95$

t: Tuổi bê tông (ngày).

### 2.1.4. Mô đun đàn hồi của bê tông:

2.1.4.1. Mô đun đàn hồi của bê tông xác định theo công thức sau:

$$E_c = 0,0017 \times K_1 \times w_c^2 \times (f'_c)^{0,33} \text{ (MPa)} \quad (2.8)$$

Trong đó:

$K_1$ : Hệ số điều chỉnh nguồn cốt liệu được lấy bằng 1,0 trừ khi được xác định bằng cách kiểm tra vật lý, và được phê duyệt bởi cơ quan có thẩm quyền;

$w_c$ : Khối lượng riêng bê tông ( $\text{kg/m}^3$ ) lấy bằng 2320 đối với bê tông thường với  $f'_c \leq 35\text{MPa}$  và bằng  $(2240 + 2,29f'_c)$  với  $35\text{MPa} < f'_c \leq 55\text{MPa}$ .

$f'_c$ : Cường độ chịu nén của bê tông (MPa).

2.1.4.2. Mô đun đàn hồi của bê tông theo thời gian:

$$E_c = 0,0017 \times K_1 \times w_c^2 \times (f'_{ci})^{0,33} \quad (\text{MPa}) \quad (2.9)$$

$f'_{ci}$ : Cường độ chịu nén của bê tông tại thời điểm  $t_i$  (ngày).

### 2.1.5. Co ngót của bê tông:

Khi bê tông ninh kết, thì quá trình bay hơi nước xảy ra làm cho bê tông bị co ngót. Co ngót của bê tông phụ thuộc rất lớn vào tỷ lệ N/XM và độ ẩm. Biến dạng do co ngót  $\varepsilon_{sh} = 0,0002 - 0,0007$ , co ngót sẽ sinh ra các vết nứt nếu cấu kiện bị “kiềm chế” sự co ngót tự do và sẽ sinh ra ứng suất phụ.

Để hạn chế vết nứt do co ngót, có thể áp dụng các biện pháp sau:

- Sử dụng cốt liệu không có lỗ rỗng.
- Bảo dưỡng cho bê tông.
- Giới hạn diện tích và chiều dài đổ bê tông.
- Sử dụng mạch ngừng và khe giãn nở để không chế vị trí vết nứt.
- Bổ sung cốt thép nhằm giới hạn bề rộng vết nứt. Có thể dùng cốt thép phân bố hay lưới thép để giảm chiều rộng khe nứt.

#### Tính toán:

Đối với bê tông được bảo dưỡng ẩm, cốt liệu không co ngót, ứng biến do co ngót,  $\varepsilon_{sh}$ , tại thời điểm  $t$ , có thể xác định như sau:

$$\varepsilon_{sh} = -k_s k_{hs} k_f k_{td} 0,48 \times 10^{-3} \quad (2.10)$$

Trong đó:

$k_s$ : Hệ số kích thước và được xác định như sau:

$$k_s = 1,45 - 0,0051(V/S) \geq 1,0 \quad (2.11)$$

Để đánh giá biến dạng co ngót chính xác hơn, hệ số  $k_s$  được xác định chi tiết hơn theo thời gian như sau:

$$k_s = \left[ \frac{\frac{t}{26e^{0,0142(V/S)} + t}}{\frac{t}{45 + t}} \right] \left[ \frac{1064 - 3,7(V/S)}{923} \right] \quad (2.12)$$

Với V/S (mm) là tỉ lệ giữa thể tích bê tông và diện tích xung quanh; t (ngày) là tuổi của bê tông tại thời điểm khảo sát;

$k_{hs}$ : Hệ số xét ảnh hưởng độ ẩm cho co ngót,  $k_{hs}=2,00-0,014H$ ;

H: Độ ẩm tương đối (%);

$k_f$ : Hệ số xét ảnh hưởng cường độ của bê tông khi kết cấu chịu tải

$$k_f = \frac{35}{7 + f'_{ci}} \quad (2.13)$$

Với  $f'_{ci}$  (MPa) là cường độ nén của bê tông lúc truyền lực cấp dự ứng lực vào dầm cho dầm ứng suất trước và lúc dầm chịu tải trọng đầu tiên cho dầm bê tông cốt thép thường. Nếu tuổi bê tông lúc chịu tải trọng lần đầu tiên không xác định được thì có thể lấy  $f'_{ci}=0,8f'_c$ .

$k_{td}$ : Hệ số xét đến ảnh hưởng phát triển cường độ bê tông lên biến dạng co ngót

$$k_{td} = \frac{t}{12 \left( \frac{100 - 0,58f'_{ci}}{0,145f'_{ci} + 20} \right) + t} \quad (2.14)$$

t: Thời gian xem xét để tính co ngót.

Phương trình (2.10) dùng để xác định biến dạng co ngót cho bê tông có cốt liệu không co ngót với các cấu kiện đúc sẵn và đúc tại chỗ trong điều kiện bảo dưỡng ẩm và bảo dưỡng làm bê tông đông cứng nhanh. Phương trình này giả thiết rằng biến dạng co ngót cực hạn là 0,00048 mm/mm. Các hệ số hiệu chỉnh k là xét tới các điều kiện khác nhau ảnh hưởng đến biến dạng co ngót. Hệ số  $k_s$  hiệu chỉnh theo tỉ số V/S là xét ảnh hưởng tốc độ thoát hơi nước khác nhau của các cấu kiện dày và mỏng. Thông số này ảnh hưởng đáng kể trong thời kỳ đầu đông cứng của bê tông. Hệ số  $k_{hs}$  xét đến ảnh hưởng độ ẩm môi trường lên co ngót, cụ thể, trong môi trường ẩm ướt thì biến dạng co ngót sẽ nhỏ hơn trong môi trường khô ráo. Khi độ ẩm môi trường 70% thì  $k_{hs}$  được chuẩn hóa bằng 1. Hệ số hiệu chỉnh theo cường độ bê tông  $k_f$  sẽ chiết giảm biến dạng co ngót theo sự gia tăng cường độ bê tông theo thời gian. Hệ số này được chuẩn hóa bằng 1 đối

1800 mm so với mặt đường và tác dụng vào kết cấu.

Khi gió tác dụng trên xe cộ không vuông góc với kết cấu, thành phần vuông góc và song song tác dụng lên hoạt tải có thể lấy theo quy định trong bảng 15 Phần 3 tiêu chuẩn TCVN11823-17 với góc chéo lấy vuông góc với bề mặt.

Phải đặt tải lực gió ngang và dọc lên xe cộ cho từng trường hợp đặt tải riêng rẽ, nếu thích hợp, phải kiểm toán kết cấu bằng hợp lực gió có xét ảnh hưởng của các góc hướng gió trung gian.

#### **Tải trọng gió thẳng đứng:**

Phải lấy tải trọng gió thẳng đứng  $P_v$  tác dụng vào trọng tâm của diện tích thích hợp theo công thức:

$$P_v = 0,00045 V^2 A_v \text{ (kN)} \quad (2.21)$$

Trong đó:

V: Tốc độ gió thiết kế xác định theo phương trình (2.19) (m/s)

$A_v$ : Diện tích phẳng của mặt cầu hay cấu kiện dùng để tính tải trọng gió thẳng đứng ( $m^2$ ).

Chỉ tính tải trọng này cho các TTGH cường độ III và Sử dụng IV không liên quan đến gió lên hoạt tải, và chỉ tính khi lấy hứng gió vuông góc với trục dọc của cầu. Đường lực này phải đặt ở điểm 1/4 chiều rộng mặt cầu ở phía có gió cùng với lực gió nằm ngang quy định theo Điều 8.1 Phần 3 tiêu chuẩn TCVN11823-17.

Có thể dùng (2.21) với điều kiện góc nghiêng của gió tác dụng vào kết cấu ít hơn  $5^0$ ; nếu vượt quá  $5^0$ , hệ số “nâng bốc” phải được xác định bằng thí nghiệm.

### **2.3.3. Các trạng thái giới hạn (TTGH) và hệ số tải trọng:**

#### *2.3.3.1. Trạng thái giới hạn cường độ:*

Trạng thái giới hạn này nhằm đảm bảo kết cấu tránh bị phá hoại do không đủ cường độ hoặc mất ổn định trong suốt tuổi thọ công trình. Bao gồm 5 trường hợp sau:

TTGH cường độ I: Tổ hợp tải trọng cơ bản liên quan đến việc sử dụng cho xe tiêu chuẩn của cầu không xét đến gió.

TTGH cường độ II: Tổ hợp tải trọng liên quan đến việc sử dụng cầu cho các loại xe đặc biệt theo quy định Chủ đầu tư hoặc đánh giá cầu để cấp phép cho xe đặc biệt, không xét đến gió trong cả hai trường hợp.

TTGH cường độ III: Tổ hợp tải trọng liên quan đến cầu chịu gió với vận tốc vượt quá 25m/s.



TTGH cường độ IV: Tổ hợp tải trọng liên quan đến cầu có tỷ lệ giữa ứng lực do tĩnh tải trên hoạt tải rất lớn.

TTGH cường độ V: Tổ hợp tải trọng liên quan đến việc sử dụng xe tiêu chuẩn của cầu với gió có vận tốc 25m/s.

**Bảng 2.4: Hệ số tải trọng ( $\gamma$ ) ở TTGH cường độ**

Tải trọng	DC		DW		LL, PL	WS	WL
	Max	Min	Max	Min			
Tổ hợp TTGH							
Cường độ I	1,25	0,90	1,50	0,65	1,75		
Cường độ II	1,25	0,90	1,50	0,65	1,35		
Cường độ III	1,25	0,90	1,50	0,65		1,40	
Cường độ IV	1,50	0,90	1,50	0,65			
Cường độ V	1,25	0,90	1,50	0,65	1,35	0,40	1,00

2.3.3.2. *Trạng thái giới hạn sử dụng:*

Kết cấu chưa bị phá hoại nhưng có khả năng không sử dụng được.

Hiện tượng thông thường như: độ võng lớn, vết nứt lớn gây ăn mòn cốt thép...

TTGH sử dụng I: Tổ hợp tải trọng liên quan đến khai thác bình thường của cầu với gió có vận tốc 25m/s với tất cả tải trọng lấy theo giá trị danh định, sử dụng kiểm soát bề rộng vết nứt trong kết cấu bê tông cốt thép thường, và kiểm tra kéo trong phân tích theo chiều ngang của dầm bê tông phân đoạn.

TTGH sử dụng II: Tổ hợp tải trọng dự kiến để kiểm soát giới hạn chảy của kết cấu thép và trượt của mối nối bu lông cường độ cao chịu ma sát tới hạn do hoạt tải xe.

TTGH sử dụng III: Tổ hợp tải trọng trong phân tích dọc liên quan đến kéo trong kết cấu phần trên bê tông cốt thép dự ứng lực để kiểm soát nứt và liên quan đến ứng suất kéo chủ trong bản bụng của dầm bê tông phân đoạn.

TTGH sử dụng IV: Tổ hợp tải trọng chỉ liên quan đến kéo trong cột bê tông dự ứng lực để kiểm soát nứt.

**Bảng 2.5: Hệ số tải trọng ( $\gamma$ ) ở TTGH sử dụng**

Tải trọng	DC	DW	LL,PL	WA	WS	WL
Tổ hợp TTGH						
Sử dụng I	1,00	1,00	1,00	1,0	0,30	1,0
Sử dụng II	1,00	1,00	1,30	1,0		
Sử dụng III	1,00	1,00	0,80	1,0		

Tải trọng	DC	DW	LL,PL	WA	WS	WL
Tổ hợp TTGH						
Sử dụng IV	1,00	1,00		1,0	0,07	

### 2.3.3.3. Trạng thái giới hạn mới:

Tải trọng gây mới là một xe tải đơn 3 trục. Khoảng cách giữa 2 trục xe sau 9m (Điều 6.1.4.1 Phần 3 tiêu chuẩn). Các tải trọng khác không xét. Trạng thái giới hạn này nhằm hạn chế vết nứt do tải trọng lặp gây ra.

TTGH mới I: Tổ hợp tải trọng gây mới và đứt gãy dòn, với tuổi thọ chịu mới vô hạn.

TTGH mới II: Tổ hợp tải trọng gây mới và đứt gãy dòn, với tuổi thọ chịu mới hữu hạn.

**Bảng 2.6: Hệ số tải trọng ( $\gamma$ ) ở TTGH mới**

Tải trọng	LL, IM, CE
Tổ hợp TTGH	
Mới I	1,50
Mới II	0,75

### 2.3.3.4. Trạng thái giới hạn đặc biệt:

Có 2 tổ hợp trạng thái giới hạn đặc biệt bao gồm:

TTGH đặc biệt I: Tổ hợp tải trọng có tải trọng động đất. Hệ số tải trọng động đất  $\gamma_{EQ}$  được xác định trên cơ sở quy định của dự án.

TTGH đặc biệt II: Tổ hợp tải trọng liên quan đến lực va của tàu thuyền (CV) và xe cộ (CT), lũ kiểm tra và đến một số hiện tượng thủy lực với hoạt tải đã chiết giảm mà chính là một phần của tải trọng xe va xô.

**Bảng 2.7: Hệ số tải trọng ( $\gamma$ ) ở TTGH đặc biệt**

Tải trọng	DC		DW		LL, PL	EQ	CV, CT
	Max	Min	Max	Min			
Đặc biệt I	1,25	0,90	1,50	0,65		$\gamma_{EQ}$	
Đặc biệt II	1,25	0,90	1,50	0,65	0,50		1

Trường hợp thiết kế tổ hợp TTGH đặc biệt II cho phần hằng bản mặt cầu, hệ số tải trọng  $\gamma$  của tĩnh tải lấy bằng 1 (Điều 7.3.5.1 Phần 13 tiêu chuẩn).

### 2.3.3.5. Hiệu ứng xung kích (IM):

Tác động tĩnh học của xe tải hay xe hai trục thiết kế không kể lực ly tâm và lực hãm, phải được tăng thêm một tỷ lệ phần trăm được quy định

#### 2.4.2.1. Giai đoạn đàn hồi và cấu kiện chưa có vết nứt:

Ứng suất kéo ở thớ biên nhỏ hơn độ bền chịu kéo khi uốn ( $f_t$ ) nên không có xuất hiện vết nứt.

#### 2.4.2.2. Giai đoạn ứng suất đàn hồi và tiết diện có vết nứt:

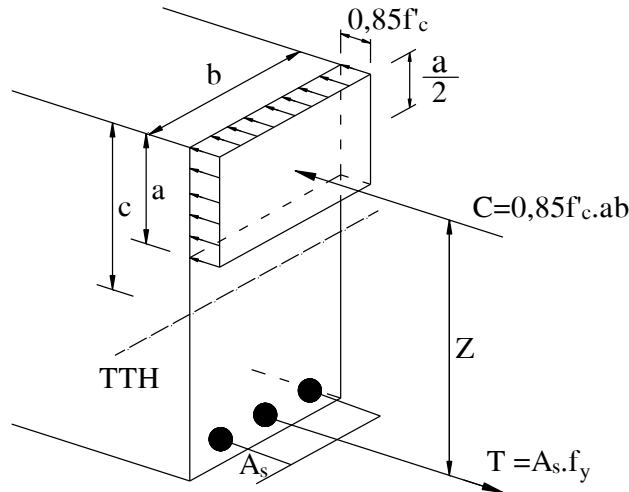
Ứng suất kéo ở thớ biên lớn hơn độ bền chịu kéo khi uốn ( $f_t$ ) nên xuất hiện vết nứt.

#### 2.4.2.3. Giai đoạn phá hoại:

Khi kết cấu tiến đến trạng thái giới hạn, biểu đồ ứng suất nén trong bê tông có dạng đường cong parabol. Khi đó các phương pháp tính với trạng thái giới hạn của vật liệu không còn thích hợp.

### 2.4.3. Tính toán cường độ chịu uốn cho tiết diện chữ nhật:

#### 2.4.3.1. Giả thiết khi tính toán:



**Hình 2.15: Biểu đồ ứng suất ở trạng thái giới hạn cường độ**

Biến dạng trong cốt thép và bê tông tỷ lệ thuận với khoảng cách từ trục trung hòa đến điểm xác định biến dạng và ứng suất.

Biến dạng cực hạn tại mép biên vùng bê tông chịu nén  $\epsilon_c=0,003$ .

Bỏ qua khả năng chịu kéo của vùng bê tông chịu kéo.

Ứng suất phân bố trong vùng nén của bê tông xem là hình chữ nhật.

Nếu  $f'_c \leq 70\text{Mpa}$  thì giá trị ứng suất trung bình của vùng bê tông chịu nén bằng  $\alpha_1 f'_c$  với  $\alpha_1=0,85$ ; và chiều cao vùng nén quy đổi “a” bằng  $\beta_1 c$  tính từ mép vùng nén.

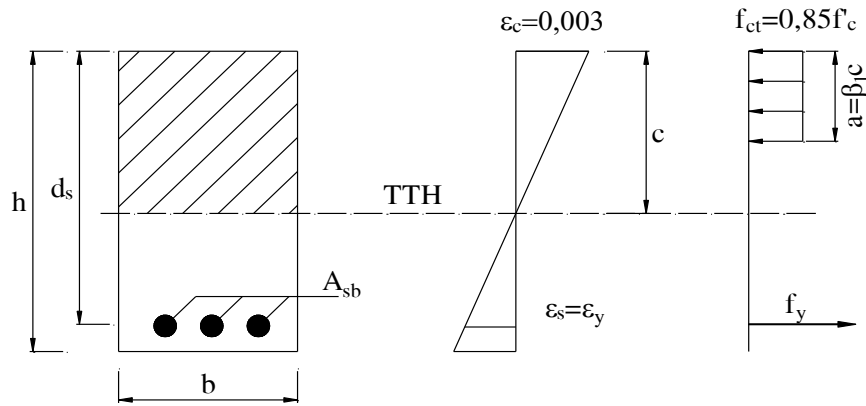
#### 2.4.3.2. Phương pháp tính toán:

#### **Xác định hàm lượng cốt thép cân bằng $A_{sb}$ cho bài toán cốt đơn:**

Hàm lượng cốt thép cân bằng được thiết lập trên cơ sở nhằm

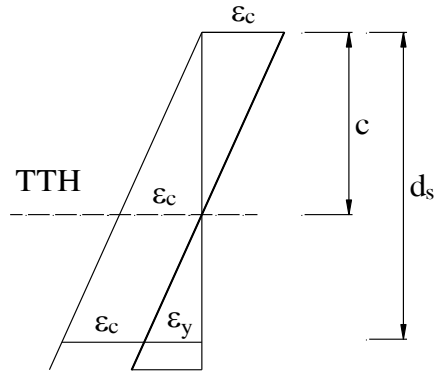
kiểm soát các trường hợp phá hoại của cấu kiện bê tông cốt thép. Trong đó biến dạng trong cốt thép  $\varepsilon_y$  xảy ra đồng thời khi biến dạng trong bê tông vùng nén đạt:  $\varepsilon_c=0,003$ . Hệ số quy đổi  $\beta_1$  được xác định như sau:

$$\beta_1 = \begin{cases} 0,85 & f'_c \leq 28 \text{ MPa} \\ 0,65 & f'_c \geq 56 \text{ MPa} \\ 0,85 - \frac{0,05}{7}(f'_c - 28) & 28 < f'_c < 56 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.24)$$



**Hình 2.16: Sơ đồ tính ở trạng thái phá hoại cân bằng**

Xác định chiều cao vùng nén c:



**Hình 2.17: Sơ đồ biến dạng của tiết diện dầm**

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_y} = \frac{c}{d_s - c} \Leftrightarrow \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} = \frac{c}{d_s} \quad (2.25)$$

$$\Leftrightarrow c = d_s \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} = d_s \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + f_y / E_s}$$

Trong đó:  $d_s$  là khoảng cách từ trọng tâm nhóm thép kéo đến mép

ngoài bê tông chịu nén;  $A_{sb}$  là diện tích thép kéo ứng với phá hoại cân bằng.

Vì giả thiết phá hoại cân bằng nên ứng suất của cốt thép nằm trong vùng chịu kéo đạt đến giá trị  $f_y$ , lúc đó bê tông đạt đến độ mở rộng vết nứt cho phép thì biến dạng trong cốt thép  $\varepsilon_y \approx 0,002$  (được lấy theo cốt thép Grade-60 có  $f_y=410\text{Mpa}$  và  $E_s=200000\text{Mpa}$ ).

$$c = d_s \frac{0,003}{0,003 + 0,002} = 0,6d_s \quad (2.26)$$

Từ điều kiện cân bằng  $C=T$ , tính được lượng thép lớn nhất  $A_{sb}$  như sau:

$$\begin{aligned} 0,85f'_c ab &= A_{sb} f_y \\ A_{sb} &= 0,51\beta_1 d_s b \frac{f'_c}{f_y} \end{aligned} \quad (2.27)$$

Vậy hàm lượng thép cân bằng:

$$\rho_b = \frac{A_{sb}}{bd_s} = 0,51\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \quad (2.28)$$

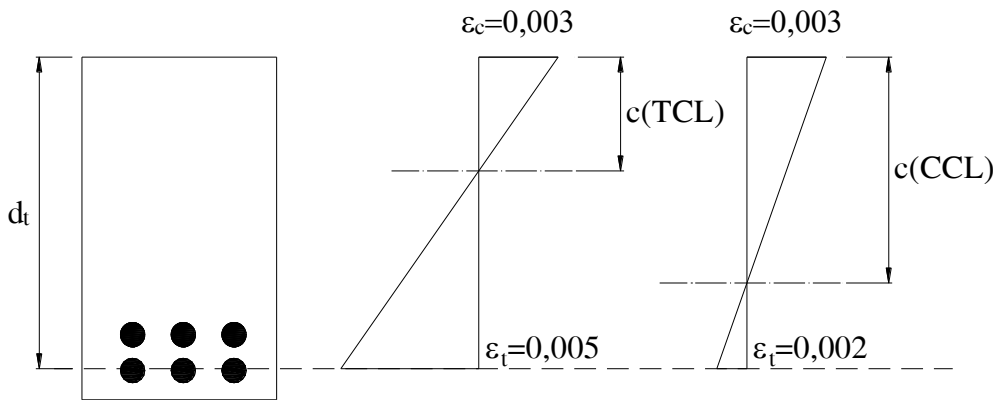
Khi đó, nếu lượng thép bố trí lớn hơn lượng cốt thép cân bằng thì dầm có khả năng phá hoại giòn và ngược lại dầm có khả năng phá hoại dẻo.

### **Mặt cắt không chế kéo và không chế nén:**

Xét trường hợp mặt cắt dầm đạt đến sức kháng uốn danh định và nếu như biến dạng của lớp thép chịu kéo ngoài cùng lớn hơn hoặc bằng 0,005 thì được gọi là mặt cắt không chế kéo (TC). Có nghĩa là biến dạng của lớp thép chịu kéo ngoài cùng xấp xỉ bằng 2,5 lần biến dạng chảy  $\varepsilon_y$ . Từ biểu đồ biến dạng cho mặt cắt không chế kéo được thể hiện như **Hình 2.18**, chiều cao vùng nén cho trường hợp này được xác định  $c=3/8d_t=0,375d_t$ , với  $d_t$  là khoảng cách từ lớp thép chịu kéo ngoài cùng đến thớ nén của tiết diện. Điều này cho thấy rằng nếu  $c \leq 3/8d_t$  thì biến dạng  $\varepsilon_t \geq 0,005$  và đây là điều kiện kiểm soát mặt cắt dầm đang làm việc trong miền không chế kéo.

Trong trường hợp tại mặt cắt dầm khảo sát có biến dạng của lớp thép chịu kéo ngoài cùng nhỏ hơn hoặc bằng biến dạng chảy  $\varepsilon_y=0,002$  thì được gọi là mặt cắt không chế nén (CC). Tương tự như trên, từ biểu đồ biến dạng cho mặt cắt không chế nén được thể hiện như **Hình 2.18**, chiều cao vùng nén cho trường hợp này được xác định  $c=3/5d_t=0,6d_t$ . Điều này cho thấy rằng nếu  $c \geq 3/5d_t$  thì biến dạng  $\varepsilon_t \leq 0,002$  và đây là điều kiện kiểm

soát mặt cắt dầm đang làm việc trong miền không chế nén.



**Hình 2.18: Phân bố biến dạng cho mặt cắt không chế kéo và nén**

Nếu tại mặt cắt có biến dạng của lớp thép chịu kéo ngoài cùng nằm trong vùng  $0,002 < \varepsilon_t < 0,005$  thì được gọi là mặt cắt làm việc trong vùng chuyển tiếp TZ (transition zone).

Mặt cắt không chế kéo cho thấy khả năng dẻo dai của kết cấu khi bị quá tải, vì vậy trong trường hợp này hệ số sức kháng được lấy bằng 0,9 cho dầm bê tông cốt thép thường và bằng 1,0 cho dầm BTCT dự ứng lực. Đối với tiết diện không chế nén cho thấy khả năng xảy ra phá hoại giòn của kết cấu nên hệ số sức kháng lấy bằng 0,75. Khu vực chuyển tiếp hệ số sức kháng được xác định theo các phương trình sau:

- Đối với bê tông cốt thép thường:

$$\phi = 0,75 + \frac{0,15(\varepsilon_t - \varepsilon_{cl})}{\varepsilon_{t1} - \varepsilon_{cl}} = 0,65 + 0,15 \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right) \quad (2.29)$$

- Đối với bê tông cốt dự ứng lực:

$$\phi = 0,75 + \frac{0,25(\varepsilon_t - \varepsilon_{cl})}{\varepsilon_{t1} - \varepsilon_{cl}} = 0,583 + 0,25 \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right) \quad (2.30)$$

$\varepsilon_t$ : Ứng biến kéo thực trong cốt thép chịu kéo ngoài cùng ở sức kháng danh định(mm./mm)

$\varepsilon_{cl}$ : Giới hạn ứng biến kiểm soát nén trong cốt thép chịu kéo ngoài cùng(mm./mm)

$\varepsilon_{t1}$ : Giới hạn ứng biến kiểm soát nén trong cốt thép chịu kéo ngoài cùng (mm./mm)

Hệ số sức kháng  $\phi$  được biểu diễn theo biến dạng  $\varepsilon_t$  như **Hình 2.19**.

$\gamma_3$  là tỉ số giữa cường độ chảy dẻo và cường độ kéo cực hạn của thép và lấy bằng 0,67 đối với loại thép A615 cấp 420 (Grade 60 theo phân loại trong tiêu chuẩn ASTM), bằng 0,75 đối với loại thép A706 cấp 420 và bằng 1,0 đối với kết cấu dự ứng lực.

#### 2.4.4. Bài toán cốt thép đơn cho tiết diện hình chữ nhật:

2.4.4.1. Xác định lượng thép  $A_s$  cho trường hợp mặt cắt không chế kéo hoặc chuyển tiếp

Biết:  $b, h, f'_c, f_y, d_s, M_u \Rightarrow A_s = ?$

Giải:

$$(\phi R_n \geq \eta \sum \gamma_i Q_i \quad \Leftrightarrow \quad \phi M_n \geq \eta M_u)$$

Giả sử hệ số sức kháng:  $\phi=0,9$ .

Lấy mô men tại tâm cốt thép chịu kéo  $A_s f_y$ :

$$\phi \left[ 0,85 f'_c a b \left( d_s - \frac{a}{2} \right) \right] = M_u \Rightarrow a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}}; \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

Tính lại  $\phi$ :

$$0,75 \leq \phi = 0,65 + 0,15 \left( \frac{d_s}{c} - 1 \right) \leq 0,9$$

Nếu  $\phi$  khác nhiều so với giá trị ban đầu thì tính lại  $a$  với  $\phi$  vừa tìm.

Kiểm tra điều kiện  $c/d_s$ :

1) Nếu  $\frac{c}{d_s} \leq 0,6$ :

$$A_s = \frac{0,85 f'_c a b}{f_y}$$

Kiểm tra hàm lượng thép tối thiểu:

$$A_s \geq \frac{\min[1, 2M_{cr}; 1,33M_u]}{\phi f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right)}$$

Chọn và bố trí thép. Tính lại  $d_s$ . Nếu  $d_s$  khác nhiều so với giá trị ban đầu thì thiết kế lại từ đầu với  $d_s$  vừa tìm được.

Kiểm tra điều kiện  $c/d_t$ : nếu  $c/d_t \leq 0,6$  thì kết thúc bài toán thiết kế. Nếu  $c/d_t > 0,6$  nên tăng tiết diện  $(b, h)$ , tăng cường độ bê tông.

2) Nếu  $\frac{c}{d_s} > 0,6$ : nên tăng tiết diện (b,h), tăng cường độ bê tông.

#### 2.4.4.2. Xác định khả năng chịu lực

Biết: b, h,  $f'_c$ ,  $f_y$ ,  $d_s$ ,  $d_t$ ,  $A_s \Rightarrow M_r = ?$

Giải: Lấy phương trình cân bằng lực

$$\sum X = 0 \Leftrightarrow A_s f_y = 0,85 f'_c ab$$

$$\Rightarrow a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} \Rightarrow c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\text{Tính } \phi: 0,75 \leq \phi = 0,65 + 0,15 \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0,9$$

Kiểm tra lượng thép tối thiểu:

$$A_s \geq \frac{\min[1,2M_{cr}; 1,33M_u]}{\phi f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right)}$$

Xét các trường hợp phá hoại của tiết diện khi tới hạn:

$$1) \text{ Nếu } \frac{c}{d_s} \leq 0,6 \text{ thì } M_r = \phi \cdot 0,85 f'_c ab \left( d_s - \frac{a}{2} \right)$$

$$2) \text{ Nếu } \frac{c}{d_s} > 0,6:$$

Tính lại chiều cao vùng nén c như sau:

$$c = \frac{0,588 \cdot 10^{-3} \left( \sqrt{10200 \beta_1 f'_c b d_s A_s E_s + (3 A_s E_s)^2} - 3 A_s E_s \right)}{\beta_1 f'_c b}$$

$$\text{và } a = \beta_1 c$$

$$\text{Tính } \phi: 0,75 \leq \phi = 0,65 + 0,25 \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0,9$$

$$\Rightarrow M_r = \phi E_s A_s \frac{0,003(d_s - c)}{c} \left( d_s - \frac{a}{2} \right)$$



$$\sum X = 0 \Leftrightarrow A_s f_y = 0,85f'_c a b_w + 0,85f'_c h_f (b_f - b_w)$$

$$a = \frac{A_s f_y - 0,85f'_c h_f (b_f - b_w)}{0,85f'_c b_w} \Rightarrow c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\text{Tính } \phi: 0,75 \leq \phi = 0,65 + 0,25 \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0,9$$

$$\text{Kiểm tra lượng thép tối thiểu: } A_s \geq \frac{\min[1, 2M_{cr}; 1, 33M_u]}{\phi f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right)}$$

Xét các trường hợp phá hoại của tiết diện khi tới hạn:

- Nếu  $\frac{c}{d_s} \leq 0,6$  thì:

$$M_r = \phi \left[ 0,85f'_c a b_w \left( d_s - \frac{a}{2} \right) + 0,85f'_c (b_f - b_w) h_f \left( d_s - \frac{h_f}{2} \right) \right]$$

- Nếu  $\frac{c}{d_s} > 0,6$  thì:

Tính lại chiều cao vùng nén c bằng cách giải phương trình sau:

$$0,003A_s E_s \left( \frac{d_s - c}{c} \right) = 0,85f'_c \beta_1 c b_w + 0,85f'_c (b_f - b_w) h_f \text{ và } a = \beta_1 c$$

$$\text{Tính } \phi: 0,75 \leq \phi = 0,65 + 0,25 \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0,9$$

$$\Rightarrow M_r = \phi E_s A_s \frac{0,003(d_s - c)}{c} \left( d_s - \frac{a}{2} \right)$$

#### 2.4.6. Thiết kế theo TTGH sử dụng (không chế vết nứt và biến dạng):

Tải trọng được tổ hợp ở trạng thái giới hạn sử dụng.

Sơ đồ ứng suất trên tiết diện tính toán: Đàn hồi + nứt.

Bề rộng vết nứt do uốn trong dầm bê tông cốt thép được kiểm soát bằng cách giới hạn khoảng cách của cốt thép ở lớp ngoài cùng chịu kéo dưới tác dụng của tải trọng ở trạng thái giới hạn sử dụng như sau:

$$s \leq [s] = \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c \quad (2.34)$$

Trong đó:

$d_c$  hay  $d_t$  là khoảng cách từ trọng tâm của lớp thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài bê tông chịu kéo;

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0,7(h - d_c)}$$

Với:

$\gamma_e$ : hệ số xét tới điều kiện tiếp xúc giữa kết cấu với môi trường xung quanh và được xác định như sau:

**Bảng 2.9: Hệ số  $\gamma_e$  [Điều 7.3.4 Phần 5 tiêu chuẩn]**

Điều kiện môi trường	$\gamma_e$	Bề rộng vết nứt (mm)
Cấp 1	1,0	0,432
Cấp 2	0,75	0,330

Điều kiện phơi lộ bề mặt cấp 1 là bề mặt các kết cấu bê tông trong điều kiện thông thường, cho phép nứt nhiều do ít quan tâm đến hình thức bề mặt. Điều kiện phơi lộ bề mặt cấp 2 là trường hợp bề mặt bản mặt cầu hoặc bề mặt kết cấu phần dưới ngâm trong nước; bề mặt phơi lộ cấp 2 cũng áp dụng cho thiết kế theo phương ngang của dầm hộp bê tông phân đoạn cho bất kỳ loại tải trọng tác dụng trước khi bê tông đạt cường độ danh định và ở các vị trí kết cấu cần quan tâm đến hình thức bề mặt bê tông và/hoặc ăn mòn.

$h$ : chiều dày của cấu kiện (mm).

$f_s$ : ứng suất trong thanh thép chịu kéo được xác định ở trạng thái giới hạn sử dụng (Mpa). Đối với dầm có tiết diện chữ nhật và bố trí thép đơn thì ứng suất  $f_s$  có thể xác định như sau:

Mô men tĩnh đối với trục cách thớ trên một đoạn  $x$ :

$$S_x = 0 \quad \Leftrightarrow \quad bx \frac{x}{2} = nA_s (d_s - x)$$

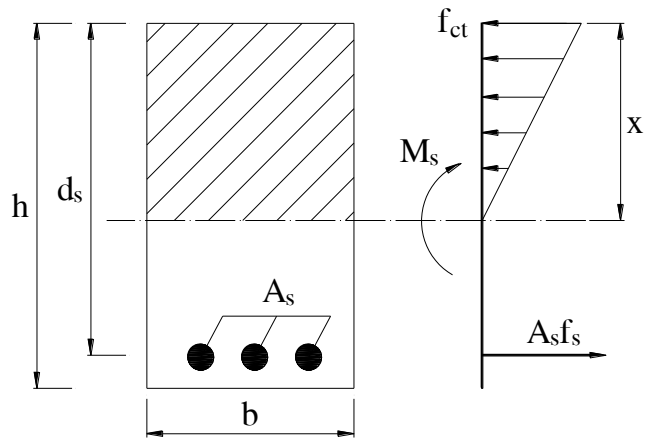
$$\Leftrightarrow bx^2 + 2nA_s x - 2nA_s d_s = 0$$

$$\Leftrightarrow x = \frac{nA_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{2d_s b}{nA_s}} - 1 \right]$$

Trong đó:

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

$n = E_s/E_c$  : Tỷ số quy đổi thép về bê tông.



**Hình 2.21: Sơ đồ tính ứng suất  $f_s$**

Mô men quán tính cho tiết diện bị nứt:

$$I_{cr} = \frac{1}{3}bx^3 + nA_s(d_s - x)^2$$

Khi đó, ứng suất trong cốt thép được xác định như sau:

$$f_s = \frac{M}{I} y.n = \frac{M_s}{I_{cr}} (d_s - x)n$$

Một cách hiệu quả để thỏa mãn điều kiện trên là sử dụng nhiều thanh nhỏ ở khoảng cách vừa phải hơn là ít thanh có đường kính lớn với cùng diện tích tương đương. Khoảng cách lớn nhất và nhỏ nhất giữa các thanh thép cũng được quy định tại Điều 10.3.1 và 10.3.2 của Phần 5.

Đối với các dầm T và dầm hộp thì thép chịu lực được bố trí trong phạm vi bề rộng có hiệu của bản cánh hoặc bề rộng bằng 1/10 chiều dài nhịp. Nếu chiều rộng có hiệu vượt quá 1/10 chiều dài nhịp thì nên bổ sung thép dọc chịu uốn với diện tích không nhỏ hơn 0,4% diện tích của phần cánh nhô ra và được bố trí trên vùng này.

Đối với các dầm cao, thì cốt thép nên phân bố trên mặt đứng trong vùng kéo để kiểm soát vết nứt trong dầm. Nếu chiều cao sườn dầm hơn 900mm thì nên bố trí thép phân bố chủ yếu trên chiều cao  $d/2$  gần thép chịu kéo chính. Diện tích thép phân bố này ( $A_{sk}$ ,  $\text{mm}^2/\text{mm}$ ) được phân bố trên chiều cao cho mỗi mặt bên dầm được xác định như sau:

$$A_{sk} \geq \min \left[ 0,001(d_e - 760); \frac{A_s + A_{ps}}{1200} \right] \quad (2.35)$$

Trong đó:

$A_{ps}$  là diện tích cáp dự ứng lực và  $A_s$  diện tích thép thường chịu kéo

thi công bản mặt cầu được xác định như sau:

$$\varepsilon_{sh} = -k_s k_{hs} k_f k_{td} 0,48 \times 10^{-3}$$

Trong đó:

$$k_{td} = \frac{t}{12 \left( \frac{100 - 0,58 f'_{ci}}{0,145 f'_{ci} + 20} \right) + t} = \frac{56 - 1}{12 \left( \frac{100 - 0,58 \times 39,29}{0,145 \times 39,29 + 20} \right) + (56 - 1)} = 0,59$$

$$k_s = 1,45 - 0,0051V / S = 1,45 - 0,0051.84,84 = 1,02$$

$$k_f = \frac{35}{7 + f'_{ci}} = \frac{35}{7 + 39,29} = 0,75$$

$$k_{hs} = 2,00 - 0,0143H = 2,00 - 0,0143.70 = 1,00$$

Thế các hệ số k vào công thức trên, khi đó biến dạng co ngót:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sh} &= -k_s k_{hs} k_f k_{td} 0,48.10^{-3} = -1,02.1,00.0,75.0,59.0,48.10^{-3} \\ &= -217 \times 10^{-6} \end{aligned}$$

Hệ số từ biến từ lúc căng cáp đến khi thi công bản mặt cầu:

$$\begin{aligned} \psi(t, t_i) &= 1,9 k_c k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0,118} = 1,9.1,02.1,00.0,75.0,59.1^{-0,118} = \\ &= 0,85 \end{aligned}$$

Trong đó:  $t_i = 1$  ngày;

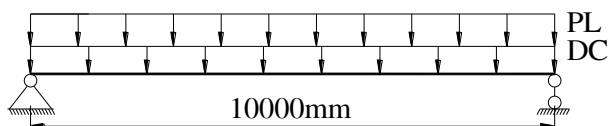
$$k_c = 1,45 - 0,0051V / S = 1,45 - 0,0051.84,84 = 1,02;$$

$$k_{hc} = 1,56 - 0,008H = 1,56 - 0,008.70 = 1,00.$$

Ví dụ 2:

Thiết kế một cầu dầm giản đơn bê tông cốt thép thường, dành cho người đi bộ với nhịp dài 10000mm, có mặt cắt ngang hình chữ nhật  $b \times h = 300 \times 500$ mm. Bê tông có cường độ chịu nén là 32MPa,  $\gamma_{bt} = 2,50.10^{-5} \text{N/mm}^3$ . Thép có giới hạn chảy là 420MPa,  $E_s = 210000 \text{MPa}$ . Tải trọng bộ hành  $PL = 1,5 \text{N/mm}$ . Hệ số điều chỉnh tải trọng  $\eta = 1,05$ . Thiết kế cốt thép chịu mô men uốn.

Giải:



**Hình 2.22:** Sơ đồ tải trọng tác dụng trên cầu

**Nội lực tác dụng:**

Trọng lượng bản thân dầm:

$$DC_1 = \gamma_{bt} \cdot A_d = 2,50 \cdot 10^{-5} \cdot 300 \cdot 500 = 3,75 \text{ N/mm}$$

Mô men ở trạng thái giới hạn cường độ I:

$$\begin{aligned} M_u &= \eta \left( \gamma_{DC} \frac{DC \cdot L^2}{8} + \gamma_{PL} \frac{PL \cdot L^2}{8} \right) \\ &= 1,05 \cdot \left( 1,25 \cdot \frac{3,75 \cdot 10000^2}{8} + 1,75 \cdot \frac{1,50 \cdot 10000^2}{8} \right) = \\ &= 9,60 \cdot 10^7 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Mô men ở trạng thái giới hạn sử dụng:

$$\begin{aligned} M_s &= \eta \left( \gamma_{DC} \frac{DC \cdot L^2}{8} + \gamma_{PL} \frac{PL \cdot L^2}{8} \right) \\ &= 1,00 \cdot \left( 1,0 \cdot \frac{3,75 \cdot 10000^2}{8} + 1,0 \cdot \frac{1,50 \cdot 10000^2}{8} \right) = \\ &= 6,56 \cdot 10^7 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

**Thiết kế cốt thép:**

Giả sử hệ số sức kháng  $\phi = 0,9$  và khoảng cách từ trọng tâm nhóm thép chịu kéo đến mép ngoài bê tông kéo  $a_s = 50 \text{ mm}$ .

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

$$d_s = h - a_s = 500 - 50 = 450 \text{ mm}$$

Xác định hệ số  $\beta_1$ :

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(32 - 28)}{7} = 0,82$$

Phương trình cân bằng mô men:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 450 - \sqrt{450^2 - \frac{2 \cdot 9,60 \cdot 10^7}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 32 \cdot 300}} = 30,04 \text{ mm}$$

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

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{30,04}{0,82} = 36,63 \text{ mm}$$

Tính lại  $\phi$  với  $d_t = d_s$ :

$$\phi = 0,65 + 0,15 \left( \frac{d_s}{c} - 1 \right) = 0,65 + 0,15 \left( \frac{450}{36,63} - 1 \right) = 2,34 > 0,9$$

Chọn  $\phi = 0,9$  và phù hợp với giá trị giả sử ban đầu.

$$\text{Kiểm tra điều kiện: } \frac{c}{d_s} = \frac{36,63}{450} = 0,08 < 0,6$$

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

$$A_s = \frac{0,85 f_c' ab}{f_y} = \frac{0,85 \times 32 \times 30,04 \times 300}{420} = 583,63 \text{ mm}^2$$

Kiểm tra lượng cốt thép tối thiểu:

$$\begin{aligned} M_{cr} &= \gamma_1 \gamma_3 S_c f_r = \gamma_1 \gamma_3 \left( \frac{1}{6} b h^2 \right) \left( 0,63 \sqrt{f_c'} \right) = \\ &= 1,6 \cdot 0,67 \cdot \left( \frac{1}{6} \cdot 300 \cdot 500^2 \right) \cdot \left( 0,63 \sqrt{32} \right) = 4,77 \cdot 10^7 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \min} &= \frac{\min[1,2M_{cr}; 1,33M_u]}{\phi f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right)} = \\ &= \frac{\min[1,2 \cdot 4,77 \cdot 10^7; 1,33 \cdot 9,60 \cdot 10^7]}{0,9 \cdot 420 \cdot \left( 450 - \frac{30,04}{2} \right)} = 348,53 < A_s = 583,63 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Thỏa mãn hàm lượng cốt thép tối thiểu.

Bố trí 3 thanh thép D16 cách đáy dầm 50mm, khoảng cách giữa 2 thanh là 100mm, diện tích mỗi thanh 200,96mm<sup>2</sup>.

$$\text{Tổng diện tích cốt thép bố trí: } A_s = 3 \cdot 200,96 = 602,88 \text{ mm}^2$$

Kiểm tra điều kiện  $c/d_t = 36,63/450 = 0,08 < 0,6$  do đó lượng thép thiết kế phù hợp.

**Kiểm tra điều kiện nứt ở trạng thái giới hạn sử dụng**

$$\text{Điều kiện: } s \leq [s] = \frac{123000 \gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c$$

Trong đó:

$$\text{Tiết diện tính toán: } b = 300\text{mm}; h = 500\text{mm};$$

Hệ số xét tới điều kiện tiếp xúc giữa kết cấu với môi trường xung quanh  $\gamma_e=1,0$ ;

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

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0,7(h - d_c)} = 1 + \frac{50}{0,7(500 - 50)} = 1,16$$

Momen ở trạng thái giới hạn sử dụng:  $M_s = 6,56 \cdot 10^7 \text{ Nmm}$

$$\text{Tỷ số môđun đàn hồi: } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000}{28600} = 7,34$$

Chiều dày của bê tông vùng nén sau khi nứt:

$$x = \frac{nA_s}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2d_s b}{nA_s}} - 1 \right) = \frac{7,34 \times 602,88}{300} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 450 \times 300}{7,34 \times 602,88}} - 1 \right) \\ = 101,43\text{mm}$$

Mô men quán tính của tiết diện nứt:

$$I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d_s - x)^2 = \frac{300 \times 101,43^3}{3} + 7,34 \times 602,88 \times (450 - 101,43)^2 \\ = 6,42 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

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

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} (d_s - x)n = \frac{6,56 \cdot 10^7 \cdot (450 - 101,43) \cdot 7,34}{6,42 \cdot 10^8} = 261,44 \text{ N/mm}^2$$

Khi đó khoảng cách tối thiểu giữa các thanh thép:

$$[s] = \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c = \frac{123000 \cdot 1,0}{1,16 \cdot 261} - 2 \cdot 50 = 306\text{mm}$$

Vậy  $s = 100\text{mm} < [s]$ : đảm bảo điều kiện nứt ở TTGH sử dụng.

## Chương 3 THIẾT KẾ LAN CAN VÀ LỀ BỘ HÀNH

### 3.1. Khái niệm chung:

Cấu tạo lan can lề người đi trên cầu ô tô rất đa dạng: lắp ghép hoặc bê tông đổ tại chỗ.

Trên bề mặt vỉa hè cần rải lớp bê tông nhựa mỏng hoặc láng vữa xi măng mỏng 2-2,5cm, với độ dốc ngang 1% về phía xe chạy.

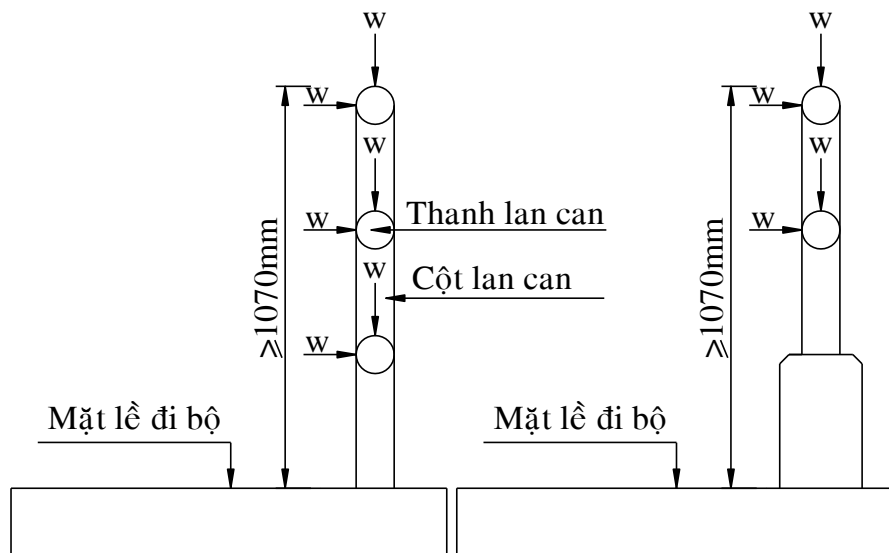
Lan can trên cầu ô tô nhỏ có thể làm bằng gạch xây, đá xây hoặc thép, bê tông cốt thép. Các dạng lan can được sáng tạo ra tùy theo quan điểm kỹ thuật an toàn sử dụng cầu và vẻ đẹp kiến trúc.

### 3.2. Cấu tạo lan can lề bộ hành:

Chiều cao lề bộ hành thường dùng 150mm, lớn nhất 200mm (Điều 7.1.1 Phần 13 TCVN11823-17).

Chiều cao nhỏ nhất của lan can đường người đi không nhỏ hơn 1070mm tính từ mặt đường người đi bộ.

Thông khoảng giữa 2 thanh lan can không quá 150mm. Khi dùng cả hai loại cấu kiện ngang và thẳng đứng khoảng hở tịnh 150mm phải áp dụng đối với phần lan can thấp hơn 685mm và khoảng hở tịnh phía trên là 200mm.



Hình 3.1: Quy định kích thước và tải trọng lan can người đi bộ

### 3.3. Sơ đồ tính các cấu kiện lan can và lề bộ hành:

#### 3.3.1. Thanh lan can:

Thanh lan can làm việc theo sơ đồ dầm liên tục với nhịp tính toán là



khoảng cách giữa tim hai trụ lan can.

Nếu tính toán với sơ đồ dầm giản đơn thì có thể sử dụng hệ số 0,5 và 0,7 để điều chỉnh biểu đồ momen để xét tính lên tục kết cấu.

### 3.3.1.1. Tải trọng tác dụng:

Tĩnh tải: Trọng lượng thanh lan can.

$$\text{Hoạt tải: } \begin{cases} w = 0,37 (\text{N} / \text{mm}) \\ P = 890 (\text{N}) \end{cases}$$

Trong đó:

w: Là tải phân bố đều, tác dụng lên cả hai phương đứng và phương nằm ngang;

P: Là tải trọng tập trung tác dụng đặt tại vị trí bất lợi nhất.

### 3.3.2. Cột lan can:

Cột lan can làm việc như một cấu kiện chịu nén lệch tâm.

#### Tải trọng tác dụng:

Tĩnh tải: Trọng lượng thanh lan can và cột lan can.

Hoạt tải:

Từ thanh lan can truyền vào.

Và lực tập trung P theo hướng ngang tại trọng tâm của bộ phận theo hướng dọc; hoặc với lan can cao hơn 1500mm thì tại vị trí cao hơn bề mặt người đi bộ có hoạt tải  $P_{LL}$  như sau:

$$P_{LL} = 890 + 0,73L (\text{N})$$

L: Cự ly cột lan can (mm)

#### Chú ý:

Một lan can được thiết kế cho nhiều mục đích sử dụng phải được chứng minh đủ an toàn khi va chạm với có hoặc không có lề đi bộ. Việc dùng lan can kết hợp xe ô tô người đi bộ thể hiện trong Hình 2 Phần 13 TCVN11823-17 phải được hạn chế đối với các đường ấn định tốc độ 70km/h hoặc nhỏ hơn và cần được kiểm tra ở cấp thử nghiệm 1 hoặc cấp thử nghiệm 2 Điều 7.2 Phần 13 TCVN11823-17.

### 3.3.3. Lề bộ hành:

Lề bộ hành làm việc theo sơ đồ dầm giản đơn.

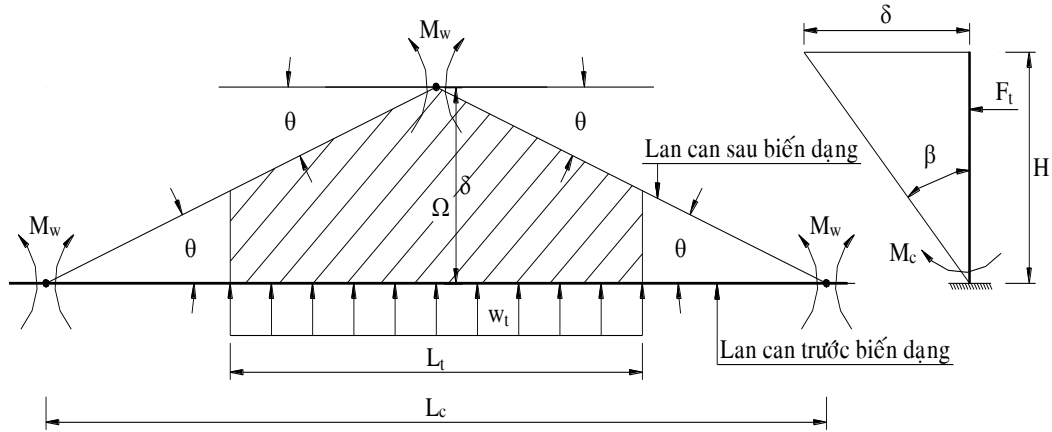
#### Tải trọng tác dụng:

Tĩnh tải: Trọng lượng bản thân;

Các lực thiết kế và kí hiệu	Các cấp thử nghiệm lan can				
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5
H chiều cao nhỏ nhất của lan can	685	685	685	810	1070

### 3.5.2. Sức kháng của lan can dạng tường:

#### 3.5.2.1. Trường hợp xe va vào giữa tường:



**Hình 3.6: Sơ đồ tính khi xe va giữa tường**

Trong đó:

$M_c$ : Là khả năng chịu lực của tiết diện bê tông cốt thép đứng trên một đơn vị chiều dài theo phương dọc cầu (sức kháng uốn cực hạn của tường đối với trục nằm ngang (M.mm/mm)).

$M_w$ : Là khả năng chịu lực của tiết diện bê tông cốt thép ngang được tính trên một đơn vị chiều đứng của lan can (sức kháng uốn cực hạn của tường đối với trục đứng (M.mm/mm)). Các thông số khác xem **Hình 3.6**.

Tiến hành cân bằng công của nội lực và ngoại lực.

Công của nội lực:

$$U = U_w + U_c \quad (3.1)$$

$$U_w = 4\theta M_w H \quad (3.2)$$

$$\text{tg}\theta \approx \frac{2\delta}{L_c}$$

$$U_c = \beta M_c L_c = \frac{\delta}{H} M_c L_c \quad (3.3)$$

$$U = \frac{8M_w H \delta}{L_c} + \frac{M_c L_c \delta}{H} \quad (3.4)$$

Công của ngoại lực:

$$W = w_t \Omega = \frac{F_t}{L_t} 2 \left[ \frac{1}{2} \frac{L_t}{2} \left( \delta + \frac{L_c - L_t}{L_c} \delta \right) \right] = \frac{F_t \delta}{2L_c} (2L_c - L_t) \quad (3.5)$$

Cân bằng công của nội lực và ngoại lực:

$$U = W \Leftrightarrow \frac{8M_w H \delta}{L_c} + \frac{M_c L_c \delta}{H} = \frac{F_t \delta}{2L_c} (2L_c - L_t)$$

$$\Rightarrow F_t = \frac{2L_c}{(2L_c - L_t)} \left( \frac{8M_w H}{L_c} + \frac{M_c L_c}{H} \right) \quad (3.6)$$

Gọi  $R_w$  là sức kháng của tường, khi đó:

$$R_w = \frac{2L_c}{2L_c - L_t} \left( \frac{8M_w H}{L_c} + \frac{M_c L_c}{H} \right) \geq F_t \quad (3.7)$$

Chiều dài đường chảy  $L_c$  được xác định bằng cách tìm cực trị  $R_w$ :

$$\frac{dR_w}{dL_c} = 0$$

Kết quả chiều dài đường chảy được tìm thấy như sau:

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left( \frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{8H(M_w H)}{M_c}} \quad (3.8)$$

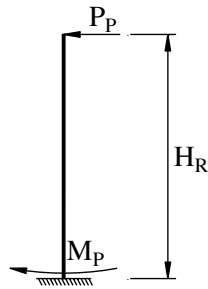
### 3.5.2.2. Trường hợp xe va vào đầu tường:

Sức kháng của tường:

$$R_w = \frac{2}{2L_c - L_t} \left( M_w H + \frac{M_c L_c^2}{H} \right) \geq F_t \quad (3.9)$$

Tương tự, lấy đạo hàm  $R_w$ :

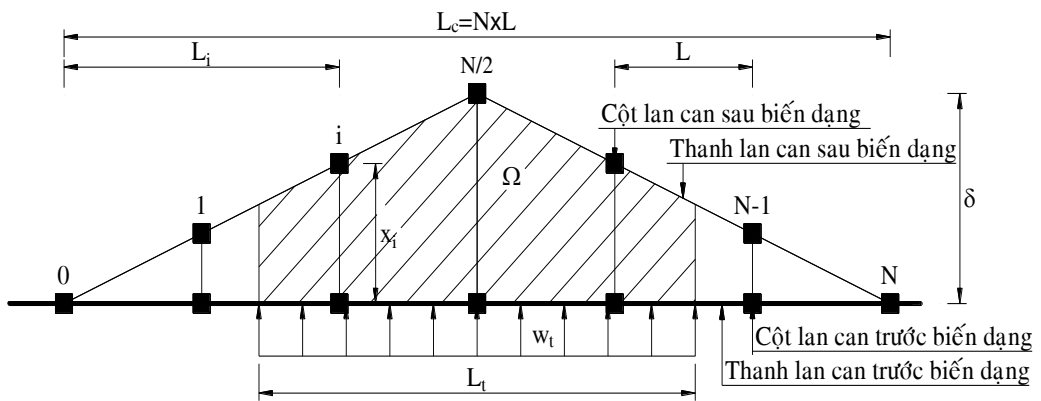
$$\frac{dR_w}{dL_c} = 0$$



**Hình 3.9: Sơ đồ tính sức kháng của cột lan can**

Trong đó:  $M_P$  được xác định như  $M_R$ .

$$\text{Vậy: } P_P = \frac{M_P}{H_R} \quad (3.13)$$



**Hình 3.10: Sơ đồ tính khi xe va tại cột**

Sức kháng của hệ thanh và cột kết hợp được xác định bằng cách cân bằng công của ngoại lực và nội lực.

Công của ngoại lực:

$$W = w_t \Omega = \frac{F_t \delta}{2L_c} (2L_c - L_t) = \frac{F_t \delta}{2NL_c} (2NL - L_t) \quad (3.14)$$

Công của nội lực:

$$U = U_P + U_R \quad (3.15)$$

$$\text{Công nội lực của thanh lan can: } U_R = \frac{8M_R \delta}{L_c}$$

Công nội lực của cột lan can  $U_P$  được phân tích như sau:

Xét cột thứ  $i$ :

$$x_i = \frac{2i\delta}{n} \Rightarrow \beta_i = \frac{2i\delta}{nH_R}$$

$$U_P^i = M_P \frac{2i\delta}{nH_R} = P_P \frac{2i\delta}{n} \quad (3.16)$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow U_P &= 2 \sum_{i=1}^{\frac{n}{2}-1} \left( P_P \cdot \frac{2i\delta}{n} \right) + P_P \delta \\ &= 4P_P \cdot \frac{\delta}{n} \left[ 1 + 2 + \dots + \left( \frac{n}{2} - 1 \right) \right] + P_P \delta \\ &= 4P_P \cdot \frac{\delta}{n} \left( \frac{n}{2} - 1 \right) \frac{n}{4} + P_P \delta = \frac{P_P \delta n}{2} \end{aligned} \quad (3.17)$$

Cân bằng công của ngoại lực và nội lực:

$$U = W \Leftrightarrow \frac{8M_R \delta}{L_c} + \frac{P_P N \delta}{2} = \frac{F_t \delta}{2NL} (2NL - L_t) \quad (3.18)$$

$$2NL \left( \frac{8M_R \delta}{L_c} + \frac{P_P N \delta}{2} \right) = F_t \delta (2NL - L_t)$$

$$R = \frac{16M_R + P_P N^2 L}{2NL - L_t} \geq F_t \quad (3.19)$$

Lấy đạo hàm (3.19):  $\frac{dR}{dL_c} = 0$

$$N = \begin{cases} \frac{1}{2P_P L} \left[ P_P L_t + \sqrt{(P_P L_t)^2 + 64P_P M_P} \right] \\ N \in \mathbb{N} \end{cases} \quad (3.20)$$

Và N được lấy giá trị chẵn.

3.5.3.2. Va tạt giữa nhịp:

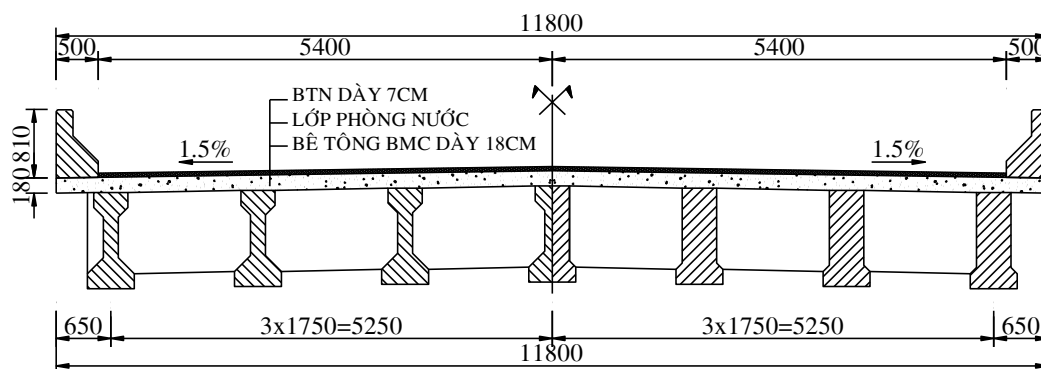
$$R = \frac{16M_p + (N-1)(N+1)P_p L}{2NL - L_t} \geq F_t \quad (3.21)$$

$R'_w$ : Khả năng chịu lực của tường, được giảm để chịu tải trọng cột;

$H_e$ : Điểm đặt lực  $F_t$ .

### 3.6. Ví dụ:

Cho công trình cầu trên đường ô tô có kết cấu nhịp giản đơn dầm I căng trước như **Hình 3.14** với bề rộng phần xe chạy 10,8m. Bố trí 4 dầm ngang cách nhau 8m. Lan can cấp TL-4. Hoạt tải xe HL93.



**Hình 3.14: Mặt cắt ngang cầu tại giữa dầm và đầu dầm 24,54m**

Thiết kế một lan can bê tông cốt thép chống va xe, cấp lan can cấp thử nghiệm 4 (TL-4) với các thông số sau:

Kích thước và bố trí thép trong lan can như **Hình 3.15**.

Giới hạn chảy của thép  $f_y=420$  Mpa.

Cường độ bê tông lan can:  $f'_c=30$  Mpa.

Mô đun đàn hồi của bê tông:  $E_c=29440$  Mpa.

Mô đun đàn hồi của thép:  $E_s=210000$  Mpa.

Giải:

Các thông số thiết kế tương ứng:

- Lực ngang:  $F_t = 240$  kN

- Lực dọc:  $F_L = 80$  kN

- Lực đứng, hướng xuống:  $F_V = 80$  kN

- Chiều dài tác dụng lực:  $L_t$  và  $L_L = 1070$  mm

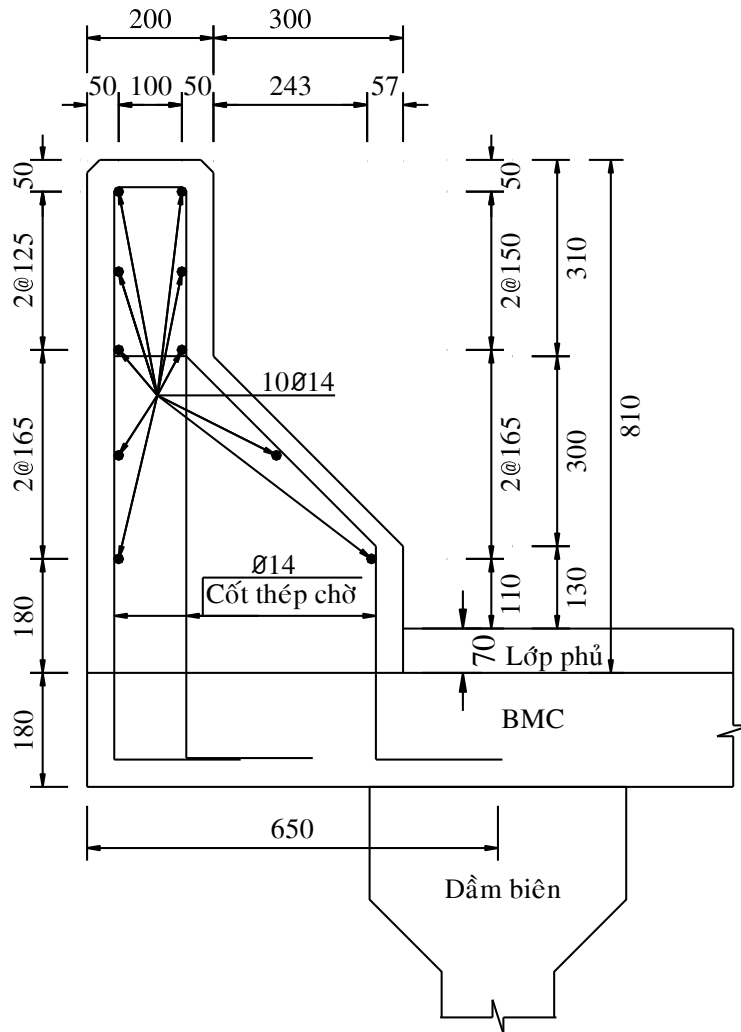
- Chiều dài tác dụng lực:  $L_V = 5500$  mm

- Điểm đặt lực:  $H_e = 810$  mm

- Chiều cao nhỏ nhất lan can:  $H = 810$  mm

- Trong các cầu thông thường lực  $F_V$  và  $F_L$  không gây nguy hiểm cho lan can nên chỉ xét tải trọng  $F_t$ .

- Chọn chiều cao lan can:  $H = 810\text{mm}$
- Diện tích mặt cắt ngang lan can:  $A_{lc} = 267000\text{ mm}^2$



**Hình 3.15: Bố trí cốt thép lan can ví dụ 3.6**

### Tính sức kháng của tường đối với trục thẳng đứng $M_w H$

Sức kháng danh định chịu tải trọng ngang  $R_w$ :

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

Trong đó:

$R_w$ : Tổng sức kháng ngang của lan can;

$M_b$ : Sức kháng uốn của dầm đỉnh (nếu có) ( $M_b = 0$ );

$M_w$ : Sức kháng uốn của tường (sức kháng uốn của thép ngang trên 1 đơn vị chiều dài);

$M_c$ : Sức kháng uốn của tường hẫng (sức kháng uốn thép đứng trên 1 đơn vị chiều dài).

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

- Đoạn I (Trên): chiều cao là 310 mm.
- Đoạn II (Giữa): chiều cao là 300 mm.
- Đoạn III (Dưới): chiều cao là 200 mm.

### Kiểm toán:

Trong việc xác định momen kháng uốn của tường, phần cốt thép nén sẽ bỏ qua nên đây là bài toán xác định khả năng chịu lực (sức kháng momen tới hạn) cho dầm bê tông cốt thép tiết diện chữ nhật và bố trí thép đơn đã được trình bày trong **Chương 2**.

- *Đoạn I*: Chiều dày tường  $h = 200\text{mm}$ , và thép mặt bên trái và phải giống nhau nên sức kháng uốn dương và âm của đoạn I bằng nhau.

Bề rộng đoạn I:  $b = 310\text{ mm}$ .

Cốt thép gồm 3 thanh đường kính 14mm cho mỗi phía,  $A_s = 153,94 \times 3 = 461,81\text{ mm}^2$ .

$d_s = 200 - 50 = 150\text{mm}$ ;  $d_t = 150\text{mm}$ ;

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05}{7}(f'_c - 28) = 0,85 - \frac{0,05}{7}(30 - 28) = 0,836$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{461,81 \times 420}{0,85 \times 30 \times 310} = 24,53\text{mm};$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{24,53}{0,836} = 29,34\text{mm}$$

Hệ số sức kháng:

$$\phi = 0,65 + 0,15 \left( \frac{d_s}{c} - 1 \right) = 0,65 + 0,15 \left( \frac{150}{29,34} - 1 \right) = 1,27 > 0,9$$

Chọn  $\phi = 0,9$  để tính toán.

$$\begin{aligned} \phi M_{n1} &= \phi A_s f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \times 416,81 \times 420 \left( 150 - \frac{24,53}{2} \right) \\ &= 2,40 \times 10^7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

- *Đoạn II*: do độ nghiêng bên phải lớn nên sức kháng momen âm và momen dương sẽ được tính riêng biệt, sau đó lấy trung bình.

Phần dương (căng thớ bên trái):



## Chương 4 THIẾT KẾ BẢN MẶT CẦU

### 4.1. Khái niệm chung:

Mặt cầu là bộ phận trực tiếp chịu tải trọng giao thông và chủ yếu quyết định chất lượng khai thác của cầu vì vậy mặt cầu cần bằng phẳng, đủ độ nhám, đảm bảo thoát nước, khai thác thuận tiện, ít hư hỏng nhất và an toàn tối đa cho các phương tiện tham gia giao thông.

### 4.2. Cấu tạo bản mặt cầu:

Mặt cầu gồm: Phần đường xe chạy, có chiều rộng phụ thuộc vào số làn xe thiết kế, mỗi làn rộng tối thiểu 3600mm (thông thường tùy theo yêu cầu giao thông mà có thể thiết kế 1 hay nhiều làn xe); và chiều rộng đường xe thô sơ và đường người đi bộ.

Chiều dày bê tông bản mặt cầu không kể lớp hao mòn không được nhỏ hơn 175mm. Ngoài ra, chiều dày bản theo điều kiện chịu lực thường lấy theo bảng 2 Phần 2 TCVN11823-17. Nếu không có lớp phủ phải tăng thêm 10mm (theo Điều 5.2.4 Phần 2 tiêu chuẩn).

Chiều dày bản mặt cầu theo kinh nghiệm  $h_f = \left( \frac{1}{8} \div \frac{1}{12} \right) S$ , với S là khoảng cách giữa hai dầm dọc.

Cấp bê tông tối thiểu sử dụng cho bản mặt cầu là 28Mpa.

Khi nhịp của bản mặt cầu nhỏ hơn 4600mm thì hoạt tải thiết kế cho bản mặt cầu chỉ xét xe 3 trục (không xét tải trọng làn, xe 2 trục).

### 4.3. Xác định nội lực trong bản mặt cầu:

#### 4.3.1. Xác định chiều dài nhịp tính toán của bản mặt cầu:

Đối với bản đúc liền khối và kê trên nhiều dầm dọc thì nhịp tính toán S là khoảng cách giữa hai tim dầm đỡ.

Đối với nhịp hẫng thì chiều dài dầm tính toán  $L_c$  là chiều dài cánh hẫng tính từ đầu ngoài của bản mặt cầu đến tim dầm biên.

#### 4.3.2. Tính toán:

Khi có tỷ số cạnh dài trên cạnh ngắn lớn hơn 1,5 thì bản được xem như làm việc một phương, kê trên hai cạnh ngắn. Nếu ngược lại thì bản mặt cầu sẽ làm việc theo bản kê 4 cạnh.

Trong thực tế gần như các công trình cầu giản đơn bản mặt cầu làm việc theo phương ngang (Cạnh dài là khoảng cách 2 dầm ngang, cạnh ngắn khoảng cách 2 dầm chủ, nhịp tính toán là khoảng cách 2 dầm chủ).

Tài liệu này chỉ giới thiệu phương pháp tính gần đúng cho một số trường hợp như sau:

#### 4.3.3. Xác định nội lực trong bản hẫng:

Bản hẫng được xem như một dải bản một đầu ngàm vào dầm chủ, một đầu tự do và có chiều rộng làm việc bằng SW.

Xác định SW như sau:

$$SW=1140+0,833X \quad (4.1)$$

Trong đó: X là khoảng cách từ điểm đặt tải trọng tới tim dầm chủ ngoài cùng.

##### 4.3.3.1. Tải trọng tác dụng:

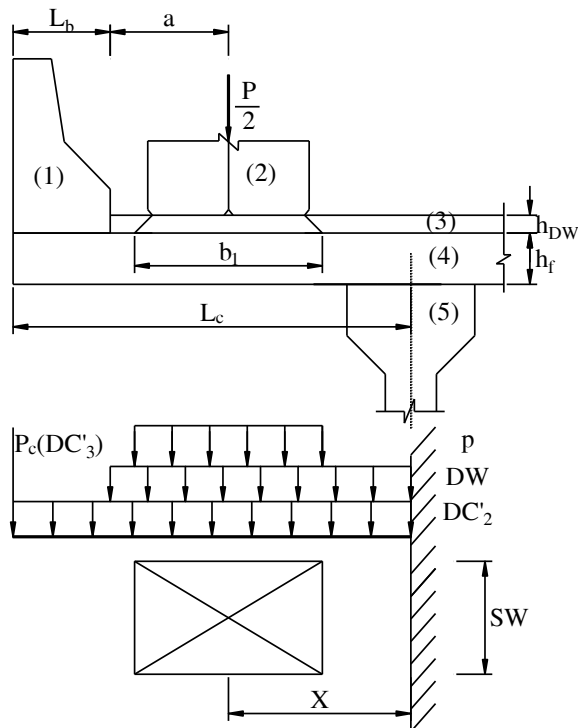
Trọng lượng lan can:  $P_c$  hay  $DC_3$ .

$$\text{Trọng lượng lớp phủ: } DW=h_{DW}\gamma_w \quad (4.2)$$

$$\text{Trọng lượng bản mặt cầu: } DC'_2=h_f\gamma_c \quad (4.3)$$

Bề rộng của bánh xe 3 trục:

$$b_1=510+2h_{DW} \quad (4.4)$$



**Hình 4.1: Sơ đồ tính bản mặt cầu trường hợp bản hẫng**

(1) Lan can, (2) bánh xe, (3) Lớp phủ, (4) Bản mặt cầu, (5) Dầm chủ

$$\text{Áp lực lên bản mặt cầu: } p = P / (2b_1SW) \quad (4.5)$$

Trong đó:

$h_{DW}$ : Chiều dày lớp phủ

$h_f$ : Chiều dày bản mặt cầu

**Chú ý:**

Tải trọng tác dụng lên bản hẫng nên xét 2 trường hợp như sau:

- Tải trọng do tĩnh tải + hoạt tải tác dụng theo phương đứng;
- Tải trọng do tĩnh tải + tải trọng ngang do xe va vào lan can.

Nghĩa là bản hẫng cần thiết kế theo trạng thái giới hạn cường độ I và trạng thái giới hạn đặc biệt II. Trạng thái giới hạn cường độ là để xét đến tác dụng của các lực thẳng đứng và thường không nguy hiểm, trừ trường hợp có đoạn hẫng qua dài. Trạng thái giới hạn đặc biệt để xét đến lực ngang do va chạm của xe cộ vào lan can và trường hợp này thường không chế.

#### 4.3.3.2. Công thức xác định mô men ở các trạng thái kiểm toán:

Trạng thái giới hạn cường độ I:

$$M_u = \eta \left[ \begin{aligned} &\gamma_{DC} P_c L_c + \gamma_{DW} \frac{DW}{2} (L_c - L_b)^2 + \gamma_{DC} \frac{DC'_2 L_c^2}{2} \\ &+ \gamma_{PL} (1 + IM).m.p.b_1.X \end{aligned} \right] \quad (4.6)$$

Trạng thái giới hạn sử dụng I:

$$M_s = P_c L_c + \frac{DW}{2} (L_c - L_b)^2 + \frac{DC'_2 L_c^2}{2} + (1 + IM)mpb_1X \quad (4.7)$$

Trong đó:

Hệ số điều chỉnh tải trọng  $\eta = 1$  đối với trạng thái giới hạn sử dụng;

Hệ số làn xe  $m = 1,2$  và hệ số xung kích  $IM = 0,33$ ;

Hệ số tải trọng  $\gamma_{DC} = 1,25$ ;  $\gamma_{DW} = 1,5$ ;  $\gamma_{LL} = 1,75$ ;  $\gamma_{LL} = 1,75$ .

Chú ý có thể bỏ qua lực cắt khi kiểm toán bản mặt cầu.

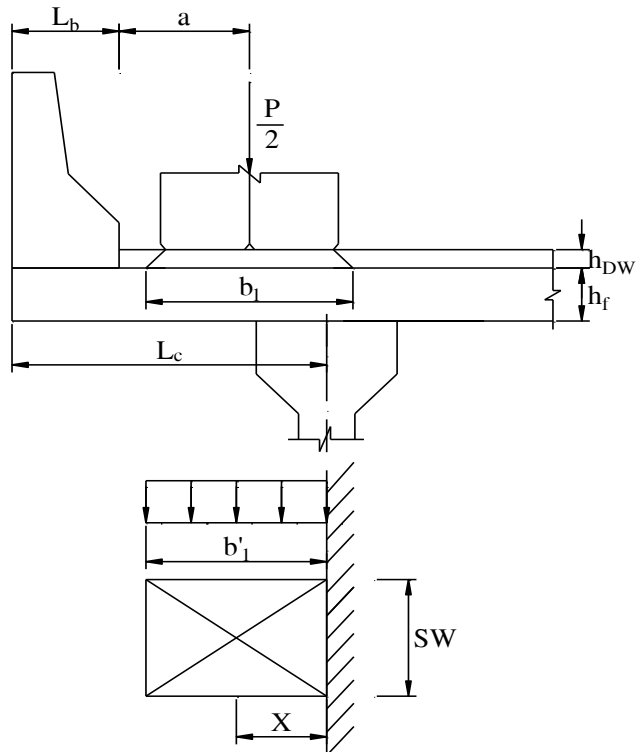
#### 4.3.3.3. Trường hợp một phần bánh xe đặt trên dầm cứng

Chú ý vị trí trọng tâm vệt bánh xe  $X = \frac{b'_1}{2}$  như **Hình 4.2**.

Công thức xác định mô men ở các trạng thái kiểm toán:

Mô men do hoạt tải xe gây ra ở TTGH cường độ I:

$$\begin{aligned} M_u^{LL} &= \eta \left[ \gamma_{LL} (1 + IM) mp b_1' X \right] \\ &= \eta \left[ \gamma_{LL} (1 + IM) mp (2X) X \right] \end{aligned} \quad (4.8)$$



**Hình 4.2: Sơ đồ tính trường hợp bánh xe đặt ngay trên đỉnh dầm**

Mô men do hoạt tải xe gây ra ở TTGH sử dụng:

$$M_s^{LL} = \left[ (1 + IM) mp b_1' X \right] = \left[ (1 + IM) mp (2X) X \right] \quad (4.9)$$

#### 4.3.4. Xác định nội lực trong bản dầm:

Trong trường hợp này, bản mặt cầu làm việc theo sơ đồ dầm liên tục trên các gối đàn hồi là các dầm chủ, để đơn giản trong tính toán ta tính với sơ đồ dầm giản đơn sau đó nhân hệ số quy đổi momen 0,5 và 0,7 để xét tính liên tục của dầm.

##### 4.3.4.1. Tải trọng tác dụng:

Trọng lượng lớp phủ:  $DW = h_{DW} \gamma_{DW}$

Trọng lượng bản mặt cầu:  $DC'_2 = h_f \gamma_c$

Hoạt tải xe:  $p = P / (2b_1)$  (4.10)

Bề rộng vệt bánh xe:  $b_1 = 510 + 2h_{DW}$

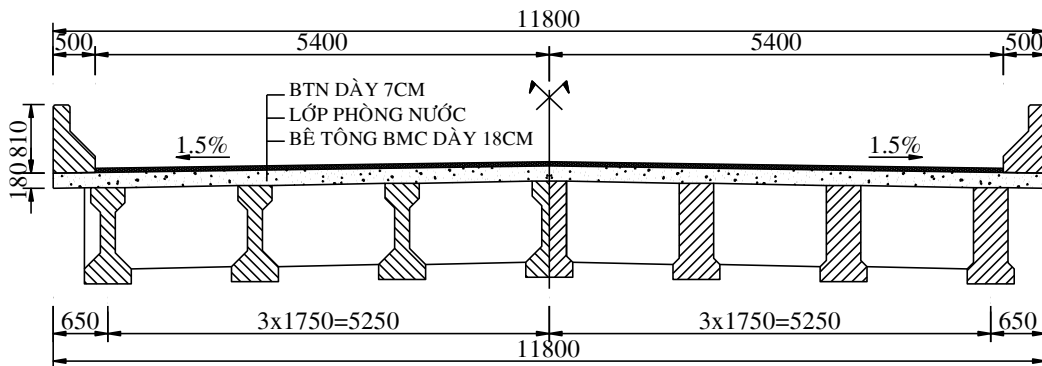
bố trí cốt thép bản mặt cầu sẽ được tính theo hệ khung sau khi quy đổi tiết diện ngang dầm hộp.

Trường hợp bản mặt cầu có lề bộ hành thì tải trọng tác dụng lên bản mặt cầu sẽ khác 2 trường hợp trên.

#### 4.4. Ví dụ:

Cho công trình cầu trên đường ô tô có kết cấu nhịp giản đơn dầm I căng trước như **Hình 4.5** với bề rộng phần xe chạy 10,8m. Bố trí 4 dầm ngang cách nhau 8m. Lan can cấp TL-4. Hoạt tải xe HL93.

Lớp bê tông nhựa dày 7cm và  $q_{DW} = 0,0019\text{N/mm}^2$ . Bản mặt cầu đổ tại chỗ dày 180mm và  $q_{DC2} = 0,0045\text{N/mm}^2$ . Trọng lượng bản thân của lan can quy đổi  $w_{DC3} = 2,45\text{N/mm}$ , vị trí trọng tâm lan can cách mép ngoài 190mm.



**Hình 4.5: Kết cấu nhịp cầu cho ví dụ 4.4**

1. Tìm sự truyền lực cắt giữa lan can và bản mặt cầu.
2. Tính nội lực bản mặt cầu.

Giải:

#### **1. Tìm sự truyền lực cắt giữa lan can và bản mặt cầu:**

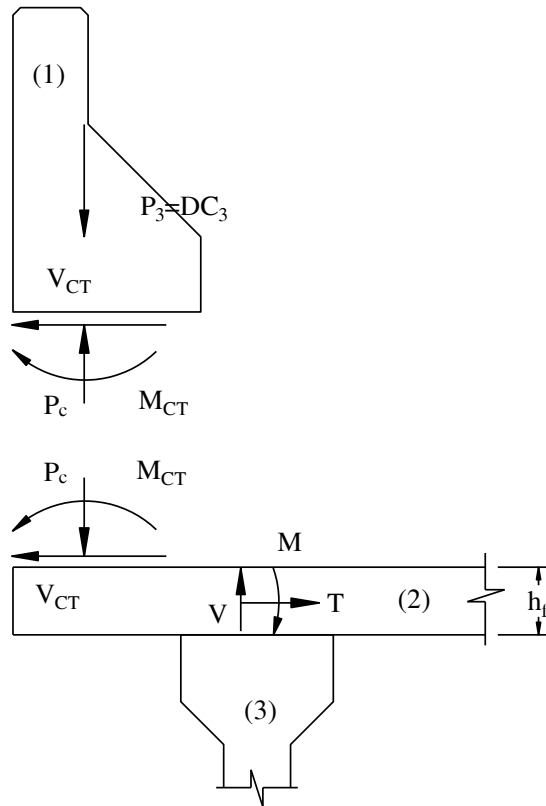
Sức kháng  $R_w$  phải truyền qua mỗi nối bởi ma sát cắt, biểu đồ phân tích lực truyền từ lan can xuống bản hằng như **Hình 4.6**.

Giả định  $R_w$  phát triển theo góc nghiêng 1:1 bắt đầu từ  $L_c$ . Lực cắt tại chân tường do va chạm xe cộ  $V_{CT}$  trở thành lực kéo  $T$  trên một đơn vị chiều dài bản hằng:

$$T = V_{CT} = \frac{R_w}{(L_c + 2H)} = \frac{903188}{(2258 + 2 \times 810)} = 233 \text{ N/mm}$$

Sức kháng cắt danh định của mặt phẳng tiếp xúc giữa lan can với bản mặt cầu phải được tính theo phương thức truyền lực cắt tiếp xúc – ma sát cắt (Điều 8.4 Phần 5 TCVN11823-17):

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



**Hình 4.6: Tương tác giữa lan can và bản mặt cầu**

(1) Lan can; (2) Bản mặt cầu; (3) Dầm chủ

Sức kháng cắt danh định dùng trong thiết kế không được vượt quá:

$$V_n \leq 0,2f'_cA_{cv} \text{ hoặc } V_n \leq 5,5A_{cv}$$

Trong đó:

$A_{cv}$ : Diện tích bê tông tham gia truyền lực cắt (diện tích tiếp xúc)

$$A_{cv} = 500 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$A_{vf}$ : Diện tích cốt thép chịu cắt đi qua mặt phẳng cắt 3 thanh, đường kính 14mm, khoảng cách 100mm,  $A_{vf} = \frac{3 \times 153,9}{100} = 4,62 \text{ mm}^2/\text{mm}$ .

$P_c$ : Lực nén tĩnh thường xuyên với mặt phẳng cắt

$P_c = \gamma A_{lc} = 24,5 \times 10^{-6} \times 267000 = 6,54 \text{ N/mm}$  (trọng lượng bản thân lan can)

Hệ số dính bám:  $c = 0,52$

Hệ số ma sát:  $m = 0,60 \cdot 1 = 0,60$  ( $l = 1$  đối với bê tông tỷ trọng thông thường)

Ta có:  $V_n = 0,52 \times 500 + 0,6 \times [4,62 \times 420 + 6,54] = 1428,16 \text{ N/mm}$

$$V_n \leq 0,2f'_c A_{cv} = 0,2 \times 30 \times 500 = 3000 \text{ N/mm}$$

$$V_n \leq 5,5A_{cv} = 5,5 \times 500 = 2750 \text{ N/mm}$$

Vậy:  $V_n = 1428,16 \text{ N/mm} > V_{CT} = 233 \text{ N/mm} \rightarrow$  Đạt

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$A_{vf} \geq \frac{0,35b_v}{f_y} = \frac{0,35 \times 500}{420} = 0,42 \text{ mm}^2 \quad (b_v = 500 \text{ mm} \text{ bề rộng mặt}$$

tiếp xúc)

$$A_{vf} = 0,42 \text{ mm}^2 < A_s = 4,62 \text{ mm}^2 \rightarrow$$
 Đạt

**2. Tính nội lực bản mặt cầu: Tính dải bản theo phương dọc cầu là  $b=1\text{mm}$ .**

**Trọng lượng các bộ phận:**

Trọng lượng bản thân bản mặt cầu:

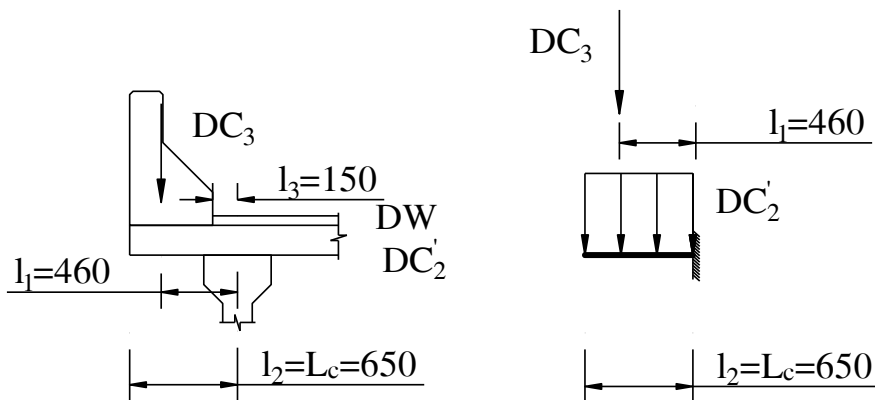
$$DC'_2 = q_{DC'2} \cdot b = 0,0045 \cdot 1 = 4,5 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}$$

Trọng lượng bản thân lan can:

$$DC_3 = w_{DC_3} \cdot b = 2,45 \cdot 1 = 2,45 \text{ (N)}$$

Trọng lượng lớp phủ bê tông nhựa:

$$DW = q_{DW} \cdot b = 0,0019 \cdot 1 = 1,90 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}$$



**Hình 4.7: Sơ đồ tính tải tác dụng lên cánh hẫng**

**Hệ số điều chỉnh tải trọng:**

$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0,95$  đối với các tải trọng dùng hệ số tải trọng  $\gamma_i$  max,

và  $\eta = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1$  đối với các tải trọng dùng hệ số tải trọng  $\gamma_i$  min.

## Chương 5 THIẾT KẾ DÀM NGANG

### 5.1. Khái niệm chung:

Đối với các loại cầu dầm, kể cả đơn giản và liên tục, ở 2 đầu dầm nhất thiết phải có dầm ngang để đảm bảo ổn định ngang và tăng cường cho dải biên của mặt cầu.

Dầm ngang cho kết cấu làm việc không gian tốt hơn, phân bố tải trọng tốt hơn.

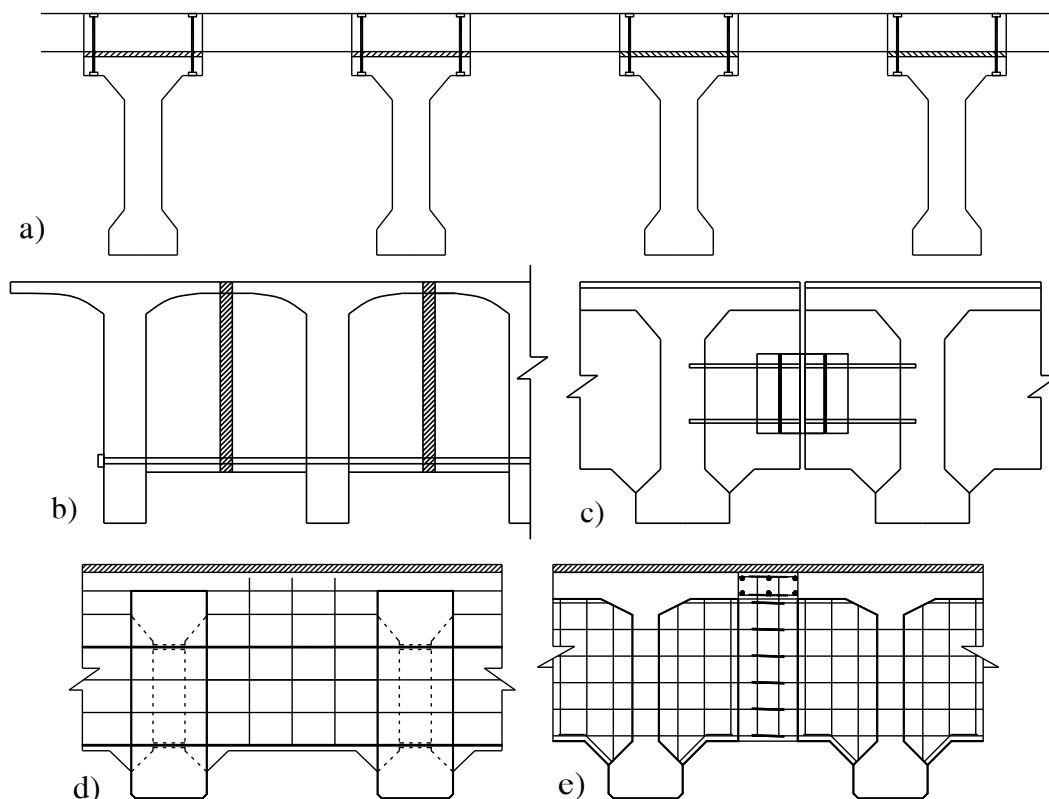
Dầm ngang đảm bảo độ cứng ngang, cùng dầm chủ tạo độ cứng chống xoắn.

Nếu cầu không có dầm ngang thì bản mặt cầu thay dầm ngang phân bố tải trọng, nhưng vì bản mặt cầu mỏng nên hiệu quả kém hơn.

Chiều cao dầm ngang khoảng  $2/3$  chiều cao dầm chủ.

Khoảng cách giữa các dầm ngang nên bố trí từ 3000mm-8000mm.

### 5.2. Cấu tạo dầm ngang:



**Hình 5.1: Các dạng dầm ngang cơ bản**

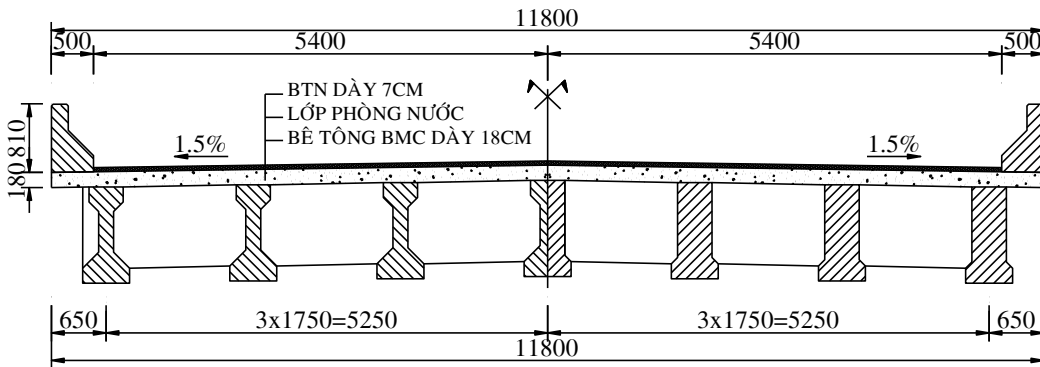
- a) Cầu không có dầm ngang; b) Dầm ngang đúc sẵn với dầm chủ, liên kết bằng cáp; c) Dầm ngang được nối bằng các bản thép chờ sẵn; d) Dầm ngang của dầm I được thi công bằng bê tông cốt thép thường tại hiện trường; e) Dầm ngang của dầm T được nối bằng bê tông cốt thép thường ngoài hiện trường



#### 5.4. Ví dụ:

Cho công trình cầu trên đường ô tô có kết cấu nhịp giản đơn dầm I căng trước như **Hình 5.11** với bề rộng phần xe chạy 10,8m. Bố trí 4 dầm ngang cách nhau 8m.

Lớp bê tông nhựa dày 7cm và  $q_{DW} = 0,0019\text{N/mm}^2$ . Bản mặt cầu đổ tại chỗ dày 18cm và  $q_{DC} = 0,0045\text{N/mm}^2$ . Dầm ngang có kích thước  $20\text{cm} \times 72\text{cm}$ , trọng lượng  $w_{DC} = 3,6\text{N/mm}$ . Trọng lượng bản thân của lan can quy đổi  $w_{DC3} = 2,45\text{N/mm}$ , vị trí trọng tâm lan can cách mép ngoài 19cm. Hoạt tải HL93.



**Hình 5.11: Kết cấu nhịp cầu cho ví dụ 5.4**

Tính toán nội lực dầm ngang tại vị trí dầm chủ số 3 ( $M_3$  và  $V^{ph}_3$ ).

Giải:

Kết cấu nhịp là mạng dầm đơn giản, nên tính toán theo sơ đồ:

**Phương dọc cầu:**

Sử dụng sơ đồ tính **Hình 5.4** cho dạng mạng dầm đơn giản:

$$\text{Giá trị } \xi: \xi = 0,5 \times \frac{S^3}{L_1^3 + S^3} = 0,5 \times \frac{1750^3}{8000^3 + 1750^3} = 0,0052$$

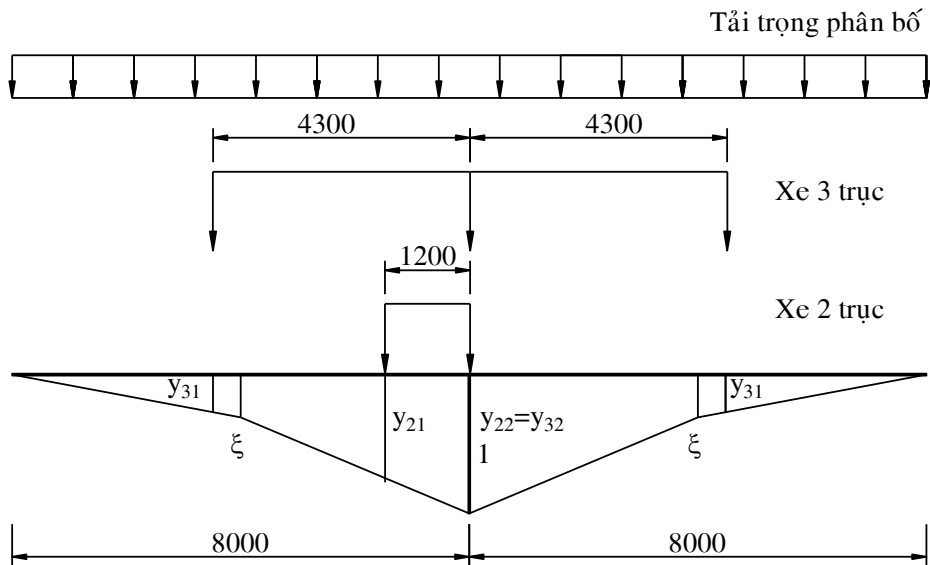
Diện tích đường ảnh hưởng:

$$\begin{aligned} \Omega &= 2 \times \left( 0,5 \times \frac{L_1}{2} \times \xi + 0,5 \times \frac{L_1}{2} \times (1 + \xi) \right) = \\ &= 2 \times \left( 0,5 \times 4000 \times 0,0052 + 0,5 \times 4000 \times (1 + 0,0052) \right) = 4041,60 \end{aligned}$$

Áp lực tĩnh tải truyền lên dầm ngang:

Lớp phủ bê tông nhựa DW:

$$DW = q_{DW} \times \Omega = 0,0019 \times 4041,60 = 7,679\text{N/mm}$$



**Hình 5.12: Hiệu ứng tải trọng trên phương dọc**

Tính tải bản mặt cầu:

$$DC'_2 = q_{DC2} \times \Omega = 0,0045 \times 4041,60 = 18,187N / mm$$

Tính tải dầm ngang:

$$DC''_2 = 3,60N / mm$$

Tính tải bản mặt cầu và dầm ngang  $DC_2$ :

$$DC_2 = DC'_2 + DC''_2 = 18,187 + 3,60 = 21,787N / mm$$

Tính tải lan can  $DC_3$ :

$$DC_3 = w_{DC3} \times \Omega = 2,45 \times 4041,60 = 9901,920N$$

*Áp lực hoạt tải lên dầm ngang:*

Hoạt tải xe:

Nội suy giá trị đường ảnh hưởng cho xe 3 trục và 2 trục:

$$y_{31}=0,005; y_{32}=1; y_{33}=0,005;$$

$$y_{21}=0,702; y_{22}=1$$

$$P'_{03} = 0,5 \sum P_i y_i = 0,5 \cdot (0,005 \times 35 + 1 \times 145 + 0,005 \times 145) \cdot 10^3 = 72950N$$

$$P'_{02} = 0,5 \sum P_i y_i = 0,5 \cdot (0,702 \times 110 + 1 \times 110) \cdot 10^3 = 93610N$$

Áp lực lên dầm do 1 dãy bánh xe gây ra là  $\max(P'_{03}, P'_{02})$ : (Chọn hiệu ứng do xe 2 trục gây ra lớn hơn).

$$P'_0 = 93,610N$$

Tải trọng làn:

$$w_{\text{Lan}} = \frac{q}{3000} \Omega = \frac{9,30}{3000} 4041,60 = 12,53 \text{ N / mm}$$

**Phương ngang cầu:**

*Giá trị đường ảnh hưởng phân lực gối:*

Tính toán phân bố tải trọng theo phương pháp nén lệch tâm. Tiến hành vẽ đường ảnh hưởng  $R_1$ ,  $R_2$ , và  $R_3$ . Các giá trị đường ảnh hưởng theo công thức trong **Bảng 5.1** ta được bảng kết quả:

**Bảng 5.4: Kết quả tính giá trị đường ảnh hưởng các  $R_i$**

Nội lực	$y_{1;n}^i$
$R_1$	$y_1^1 = \frac{1}{n} + \frac{a_1^2}{2 \sum a_i^2} = \frac{1}{7} + \frac{10500^2}{2 \sum (3500^2 + 7000^2 + 10500^2)} = 0,464$
	$y_n^1 = \frac{1}{n} - \frac{a_1^2}{2 \sum a_i^2} = \frac{1}{7} - \frac{10500^2}{2 \sum (3500^2 + 7000^2 + 10500^2)} = -0,179$
$R_2$	$y_1^2 = \frac{1}{n} + \frac{a_1 a_2}{2 \sum a_i^2} = \frac{1}{7} + \frac{7000 \times 10500}{2 \sum (3500^2 + 7000^2 + 10500^2)} = 0,357$
	$y_n^2 = \frac{1}{n} - \frac{a_1 a_2}{2 \sum a_i^2} = \frac{1}{7} - \frac{7000 \times 10500}{2 \sum (3500^2 + 7000^2 + 10500^2)} = -0,071$
$R_3$	$y_1^3 = \frac{1}{n} + \frac{a_1 a_3}{2 \sum a_i^2} = \frac{1}{7} + \frac{3500 \times 10500}{2 \sum (3500^2 + 7000^2 + 10500^2)} = 0,250$
	$y_n^3 = \frac{1}{n} - \frac{a_1 a_3}{2 \sum a_i^2} = \frac{1}{7} - \frac{3500 \times 10500}{2 \sum (3500^2 + 7000^2 + 10500^2)} = 0,036$

Đường ảnh hưởng trên phương ngang cầu:

Căn cứ giá trị đường ảnh hưởng  $R_1$ ,  $R_2$ , và  $R_3$  từ **Bảng 5.4**. Tính giá trị đường ảnh hưởng theo công thức (5.4), (5.5), được bảng kết quả:

**Bảng 5.5: Bảng tính tung độ đường ảnh hưởng  $M_3$ ,  $V^{ph_3}$ :**

Nội lực	$z_i$
$M_3$	$z_1 = y_1^1 \cdot 2.S + y_1^2 \cdot S = (0,464 \cdot 2.1750 + 0,357 \cdot 1.1750) = 2249$
	$z_n = y_n^1 \cdot 2.S + y_n^2 \cdot 1.S = -0,190 \cdot 2.175 - 0,071 \cdot 1.1750 = -751$
$V^{ph_3}$	$z_1 = y_1^1 + y_1^2 + y_1^3 = 0,464 + 0,357 + 0,250 = 1,071$
	$z_n = y_n^1 + y_n^2 + y_n^3 = -0,179 - 0,071 + 0,036 = -0,214$

Từ bảng giá trị  $z$  tiến hành vẽ đường ảnh hưởng  $M$  và  $V$  và xếp hoạt tải HL93 lên đường như **Hình 5.13**, **Hình 5.14**:

Trường hợp này bố trí 2 làn xe trên cầu sẽ cho nội lực lớn nhất.

Tung độ đường ảnh hưởng tại đầu mút thừa được xác định theo tỷ lệ đường thẳng (xem **Hình 5.13**, **Hình 5.14**).

Căn cứ trên sơ đồ xếp tải, tiến hành tính toán nội lực do nội lực tạo ra trong dầm ngang như sau.

*Nội lực tính toán:*

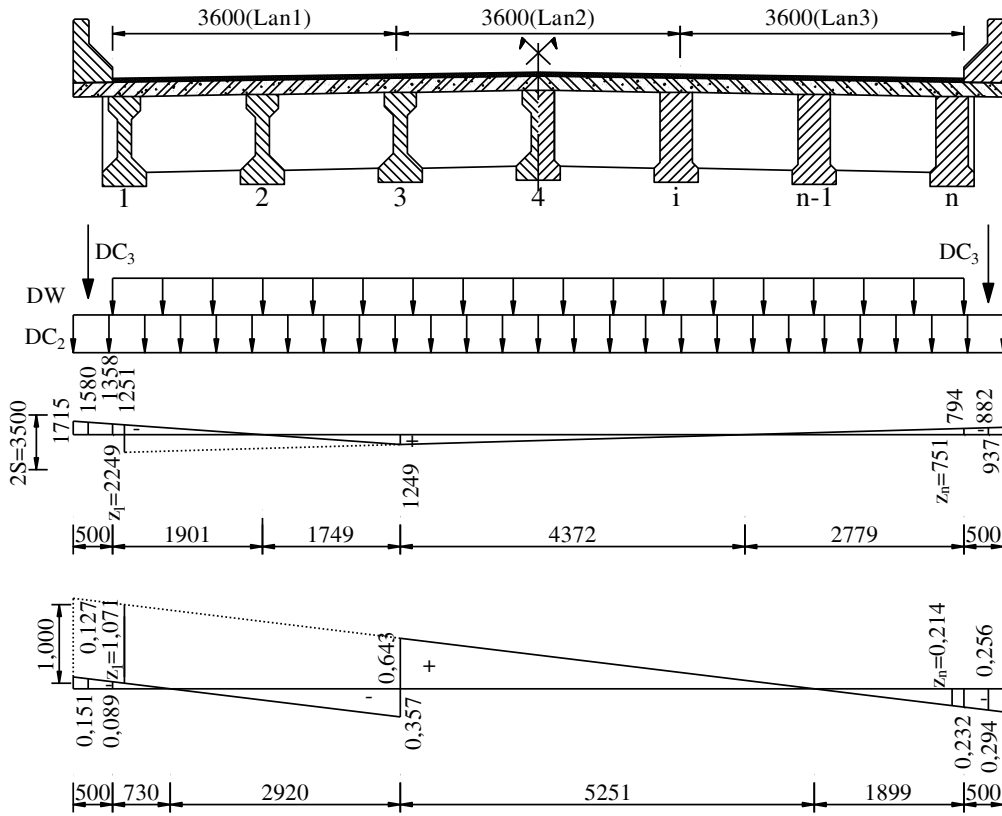
Lốp phủ:

$$\begin{aligned} M_{DW}^{\max} &= \left( \gamma_{DW}^{\max} \cdot DW \cdot \omega_{M-DW}^+ + \gamma_{DW}^{\min} \cdot DW \cdot \omega_{M-DW}^- \right) = \\ &= 1,5 \times 7,679 \times 3822565 + 0,65 \times 7,679 \times (-2394042) \\ &= 3,21 \times 10^7 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{DW}^{\min} &= \left( \gamma_{DW}^{\min} \cdot DW \cdot \omega_{M-DW}^+ + \gamma_{DW}^{\max} \cdot DW \cdot \omega_{M-DW}^- \right) = \\ &= 0,65 \times 7,679 \times 3822565 + 1,5 \times 7,679 \times (-2394042) \\ &= -8,45 \times 10^6 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{DW}^s &= DW \cdot \left( \omega_{M-DW}^+ + \omega_{M-DW}^- \right) = 7,679 \times (3822565 - 2394042) \\ &= 1,10 \times 10^7 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{DW}^{\max} &= \left( \gamma_{DW}^{\max} \cdot DW \cdot \omega_{V-DW}^+ + \gamma_{DW}^{\min} \cdot DW \cdot \omega_{V-DW}^- \right) = \\ &= 1,5 \times 7,679 \times 1721 + 0,65 \times 7,679 \times (-742) = 1,61 \times 10^4 \text{ N} \end{aligned}$$



**Hình 5.13: Tính tải tác dụng lên đường ảnh hưởng  $M_3$ ,  $V_3$**

$$V_{DW}^{\min} = \left( \gamma_{DW}^{\min} \cdot DW \cdot \omega_{V-DW}^+ + \gamma_{DW}^{\max} \cdot DW \cdot \omega_{V-DW}^- \right) =$$

$$= 0,65 \times 7,679 \times 1721 + 1,25 \times 7,679 \times (-742) = 0,04 \times 10^3 \text{ N}$$

Tải trọng  $DC_2$ :

$$M_{DC_2}^{\max} = \left( \gamma_{DC}^{\max} \cdot DC_2 \cdot \omega_{M-DC_2}^+ + \gamma_{DC}^{\min} \cdot DC_2 \cdot \omega_{M-DC_2}^- \right) =$$

$$= 1,25 \times 21,787 \times 3822565 + 0,9 \times 21,787 \times (-3595069)$$

$$= 3,36 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

$$M_{DC_2}^{\min} = \left( \gamma_{DC}^{\min} \cdot DC_2 \cdot \omega_{M-DC_2}^+ + \gamma_{DC}^{\max} \cdot DC_2 \cdot \omega_{M-DC_2}^- \right) =$$

$$= 0,9 \times 21,787 \times 3822565 + 1,25 \times 21,787 \times (-3595069)$$

$$= -2,30 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

$$M_{DC_2}^s = DC_2 \cdot \left( \omega_{M-DC_2}^+ + \omega_{M-DC_2}^- \right) =$$

$$= 21,787 \times (3822565 - 3595069) = 4,96 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$V_{DC_2}^{\max} = \left( \gamma_{DC}^{\max} \cdot DC_2 \cdot \omega_{V-DC_2}^+ + \gamma_{DC}^{\min} \cdot DC_2 \cdot \omega_{V-DC_2}^- \right) =$$

$$= 1,25 \times 21,787 \times 1781 + 0,9 \times 21,787 \times (-874) = 3,14 \times 10^4 \text{ N}$$

## Chương 6 THIẾT KẾ DÀM BÊ TÔNG CỐT THÉP DỰ ỨNG LỰC NHỊP GIẢN ĐƠN

### 6.1. Khái niệm chung:

#### 6.1.1. Tác dụng của dự ứng lực:

Đặc điểm cơ học của bê tông là chịu nén tốt và chịu kéo kém; thép thì vừa chịu nén và chịu kéo tốt. Do đó bê tông và thép được kết hợp tạo thành bê tông cốt thép trong đó thép chịu kéo và bê tông chịu nén.

Một hạn chế lớn nhất trong bê tông cốt thép thường đó là xuất hiện vết nứt trong bê tông vùng chịu kéo rất sớm trong khi ứng suất chịu kéo trong cốt thép rất nhỏ (chỉ mới bằng 15-20% giới hạn chảy của cốt thép thường). Điều này có nghĩa là không tận dụng hết khả năng chịu lực của cốt thép. Vì vậy bằng cách nào đó xây dựng phương án thiết kế là làm cho bê tông vùng kéo không xuất hiện vết nứt quá sớm để tận dụng tối đa khả năng chịu lực bê tông vùng nén đó là phương pháp tạo dự ứng lực trong bê tông.

Mục đích của việc tạo dự ứng lực là để triệt tiêu ứng suất kéo trong bê tông, bằng cách tạo ứng suất nén nhân tạo và như vậy đảm bảo được ổn định chống nứt cho dầm dưới tác dụng ứng suất pháp trên tiết diện thẳng góc với trục dầm do mô men uốn gây ra.

Một trong những khó khăn trong thiết kế là phải khắc phục các ứng suất trong dầm cầu trên cùng một tiết diện với mô men và lực cắt có thể có nhiều trị số khác nhau do có hoặc không có hoạt tải tác dụng. Ngoài ra, nội lực còn thay đổi khá nhiều theo chiều dài dầm. Vì vậy, triệt tiêu hoặc giảm bớt ứng suất trong một tiết diện nào đó của dầm, hay trong một thớ nào đó của tiết diện, cũng có thể gây ra các tổ hợp ứng suất bất lợi trên những tiết diện hoặc những thớ khác. Do đó, khi tính toán phải xét các biểu đồ  $M_{max}$  và  $M_{min}$ , và phải lưu ý đến cách làm việc của những thớ trên, cũng như thớ dưới của các tiết diện dầm.

#### 6.1.2. Các phương pháp tạo dự ứng lực cho dầm bê tông cốt thép:

Nguyên tắc chung dự ứng lực là bằng cách kéo căng cốt thép cường độ cao và khi đó do ma sát của cốt thép cường độ cao với bê tông và các neo cáp nên lực kéo này được truyền vào trong bê tông làm cho bê tông được dự ứng lực nén. Có nhiều phương pháp kéo căng cốt thép như bằng biện pháp nhiệt hoặc bằng biện pháp cơ khí. Một số trình tự thi công bê tông và cốt thép dự ứng lực như sau:

##### 6.1.2.1. Phương pháp căng cốt thép trên bệ trước khi đổ bê tông:

Cốt thép được kéo căng trên bệ cố định nhờ kích hoặc dùng phương pháp nhiệt điện và được neo vào bệ căng thông qua các neo ngoài tạm thời. Sau đó tiến hành đổ bê tông dầm. Khi bê tông đạt cường độ thì tháo bỏ các

cốt thép ở gần mỗi nôi, chống xâm thực và ăn mòn, ...

Các nguyên tắc về bố trí cốt thép dự ứng lực như khoảng cách hở giữa các cốt thép dự ứng lực, chiều dày lớp bê tông bảo hộ, bán kính uốn cong của các cốt thép dự ứng lực, điểm chuyển hướng cốt thép dự ứng lực phải tuân theo các quy định của quy trình và tính toán đưa ra.

Tất cả các cốt thép dự ứng lực trong các dầm cầu đường sắt đều phải có neo. Trong các cầu đường ô tô cho phép không làm mấu cốt thép dự ứng lực (đối với dầm kéo trước) khi:

- Cốt thép dự ứng lực là cáp xoắn hay cốt thép sợi dây đàn.
- Cốt thép tròn có gờ  $\phi < 32$  và đã được kiểm toán.

Các neo dự ứng lực của các cốt thép uốn cong được neo trong vùng chịu nén của mặt cắt. Trong trường hợp phải đặt neo vào vùng chịu kéo phải tuân theo các quy định của quy trình.

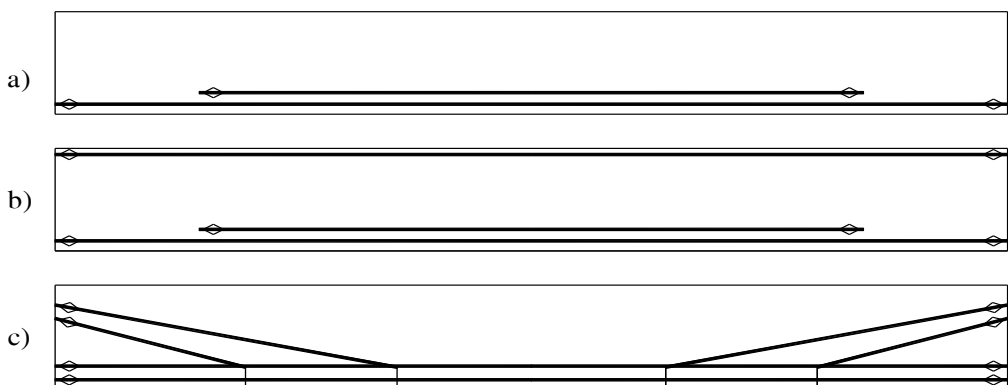
Khi cốt thép dự ứng lực không kéo dài suốt dầm thì cần phải kéo dài quá điểm kết thúc theo tính toán ít nhất là  $15d$ .

#### 6.1.3.2. Các sơ đồ bố trí cốt thép dự ứng lực:

##### **Dầm dự ứng lực kéo trước:**

Một số sơ đồ bố trí cáp thường gặp như sau:

Sơ đồ a (Hình 6.4): Đây là dạng đơn giản nhất, cốt thép dự ứng lực được đặt thẳng trong vùng chịu kéo của dầm. Hàng dưới được kéo thẳng suốt chiều dài dầm, hàng bên trên được kéo trên một đoạn giữa dầm. Mục đích nhằm hạn chế ứng suất ở đầu dầm. Loại này có cấu tạo và thi công đơn giản thích hợp với cầu bản có chiều cao thấp và đặt các cốt thép dự ứng lực không cần mấu neo. Phương pháp này cũng có thể áp dụng đối với cầu dầm có sườn.



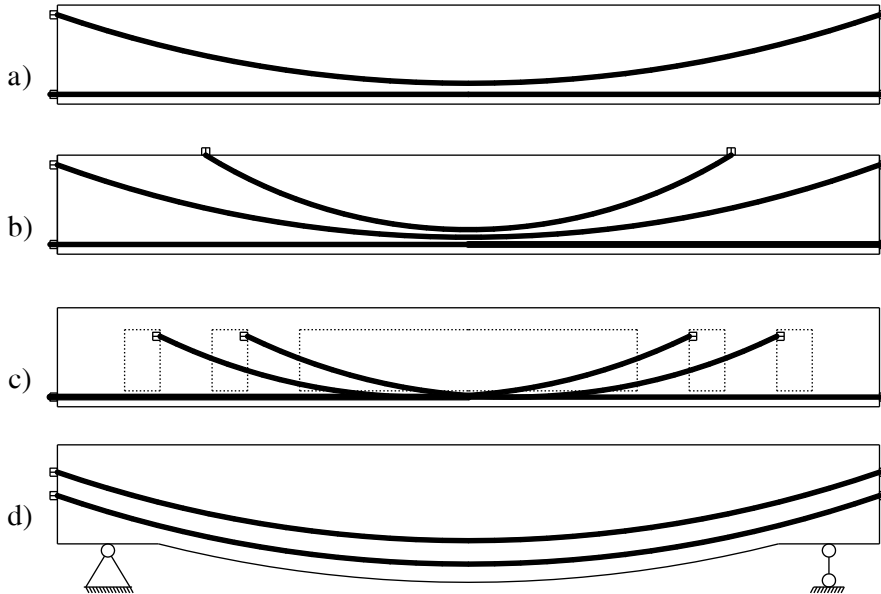
**Hình 6.4: Sơ đồ cáp dự ứng lực kéo trước**

Sơ đồ b: cốt thép dự ứng lực đặt thêm vào vùng chịu nén để giảm bớt ứng suất kéo thớ trên do dự ứng lực gây ra. Thông thường hàm lượng

cốt thép dự ứng lực thớ trên:  $A'_{ps}=10-15\%$  tổng lượng cốt thép dự ứng lực cho toàn dầm.

Sơ đồ c: Được dùng phổ biến nhất, trong đó các cốt thép dự ứng lực được uốn nghiêng. Số lượng các điểm uốn nghiêng nên bằng 2 nếu chiều dài dầm  $L < 18m$  và  $> 4$  nếu  $L > 18m$ . Thông thường điểm uốn đầu tiên cách đầu dầm khoảng  $(0,2-0,4)L$  và điểm uốn thứ 2 cách điểm uốn thứ nhất khoảng 2-3m.

**Dầm dự ứng lực kéo sau:** Thường có các sơ đồ bố trí cấp sau:



**Hình 6.5: Sơ đồ các dự ứng lực kéo sau**

Sơ đồ a: Đây là sơ đồ thông dụng nhất. Trong dầm đặt 2 loại cốt thép dự ứng lực: một loại theo sơ đồ thẳng và một loại theo sơ đồ cong. Hàng cốt thép dự ứng lực thẳng nên đặt ở dưới và cốt thép dự ứng lực cong đặt ở bên trên. Số bó cốt thép uốn cong lên thường lấy từ  $1/4-1/5$  tổng số bó cốt thép. Thường bắt đầu từ chỗ cách đầu dầm là  $(0,3-0,4)L$ . Loại này áp dụng khi số bó cốt thép không nhiều nhưng trong mỗi bó có nhiều sợi và lực căng mỗi bó lớn  $> 40$  Tấn.

Sơ đồ b: Gồm cốt thép dự ứng lực đặt thẳng và cốt thép dự ứng lực đặt cong. Trong đó có một số bó neo ở mặt trên của dầm. Nó phù hợp với biểu đồ quỹ đạo ứng suất kéo trong dầm, do đó triệt tiêu ứng suất tốt hơn sơ đồ a. Thường áp dụng khi dầm có nhiều bó, số sợi trong một bó ít. Lực kéo dự ứng lực nhỏ (8-20T). Loại này thi công khó khăn hơn loại a.

Sơ đồ c: Tiết kiệm vật liệu hơn sơ đồ b. Trong đó các cốt thép uốn cong được neo vào dầm ngang hoặc các sườn dầm ngang.

Sơ đồ d: Đây là sơ đồ tạo hiệu quả dự ứng lực nén và triệt tiêu ứng suất kéo và ứng suất kéo chủ tốt nhất. Nhưng ít áp dụng trong thực tế vì cấu



tạo ván khuôn dầm phức tạp và khó thi công.

6.1.3.3. *Hiệu ứng trong dầm dự ứng lực do DUL tạo ra theo sơ đồ bố trí cáp thẳng:*

Để triệt tiêu ứng suất kéo trong các thớ dưới của dầm cốt thể bố trí cốt thép thẳng ở đáy dầm. Do đó, tại các tiết diện của dầm sẽ xuất hiện lực nén và mô men âm do DUL tạo ra. Trên toàn bộ chiều dài của thớ dưới và thớ trên sẽ xuất hiện các ứng suất:

$$f_t^P = -\frac{P_f}{A} + \frac{P_f \cdot e}{I} y_t > 0 \quad (\text{Kéo})$$

$$f_b^P = -\frac{P_f}{A} - \frac{P_f \cdot e}{I} y_b < 0 \quad (\text{Nén})$$

Dưới tác dụng của mô men lớn nhất do ngoại lực gây ra, các ứng suất kéo nguy hiểm sẽ xuất hiện thớ dưới:

$$f_t^L = -\frac{M_L}{I} y_t < 0 \quad (\text{Nén})$$

$$f_b^L = +\frac{M_L}{I} y_b > 0 \quad (\text{Kéo})$$

Trong đó:

$M_L$ : Mô men do tải trọng tạo ra;

$P_f$ : Lực nén do DUL;

$f_t$ : Ứng suất thớ trên;

$f_b$ : Ứng suất thớ dưới;

$I$ : Mô men quán tính của tiết diện.

Do đó, điều kiện để các thớ dưới không có ứng suất kéo sẽ là:

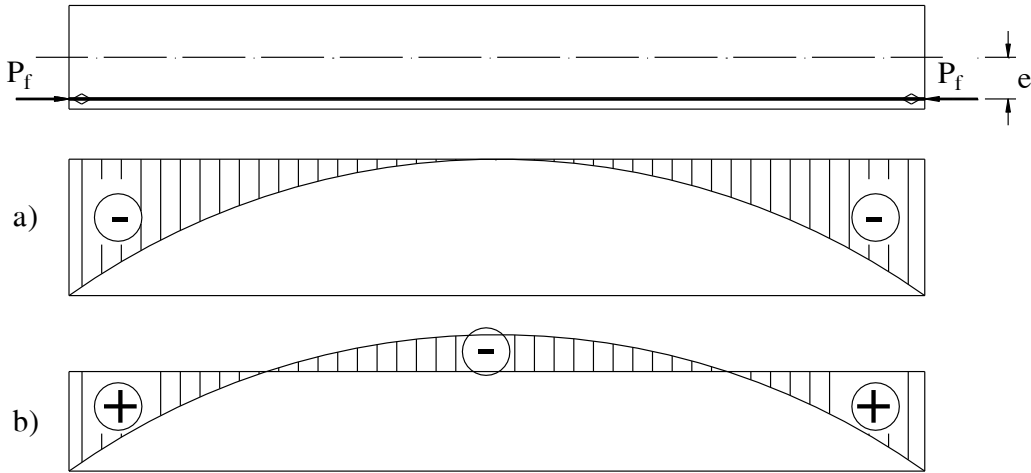
$$-\frac{P_f}{A} - \frac{P_f \cdot e}{I} y_b + \frac{M_L}{I} y_b \leq 0$$

Thông thường lựa chọn giá trị  $P_f$  sao cho các thớ dưới không có ứng suất kéo.

Như vậy nếu cốt thép DUL trong dầm chỉ bố trí theo sơ đồ thẳng thì trong thớ trên khu vực gần gối không thể tránh khỏi có ứng suất kéo xuất hiện **Hình 6.6b**.

Muốn khắc phục nhược điểm này thì ngoài phương án bố trí cốt thép DUL thẳng còn có thể dùng các phương án khác hiệu quả hơn. Uốn xiên cáp ở khu vực đầu dầm, thường dùng cho dầm I, T (giảm độ lệch tâm cáp  $e$  làm cho mô men âm  $M_f = P_f \cdot e$  giảm). Bọc cáp ở đầu dầm, thường dùng

cho dầm Super T, dầm bản lắp ghép (giảm lực  $P_f$  khu vực đầu dầm dẫn đến  $M_f$  cũng giảm theo). Cả 2 phương án này đều giảm được ứng suất kéo do DUL tạo ra tại khu vực đầu dầm.



**Hình 6.6: Biểu đồ ứng suất trong dầm khi tạo DUL theo sơ đồ thẳng**

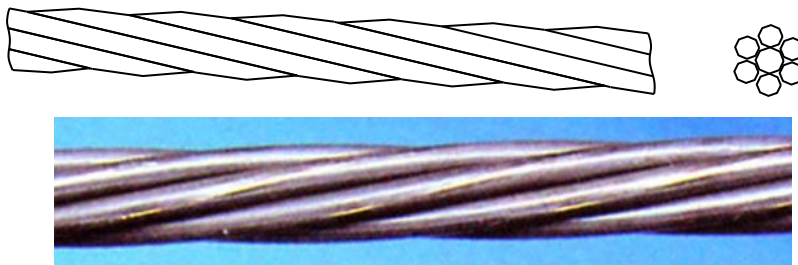
a) Ứng suất thớ dưới; b) Ứng suất thớ trên

## 6.2. Vật tư và thiết bị cho dầm dự ứng lực:

### 6.2.1. Các loại cốt thép dự ứng lực:

Sợi đơn cường độ cao: các sợi cốt thép cường độ cao tròn nhẵn hoặc có gờ đường kính 3-5mm được đặt phân bố đều trong kết cấu nhịp dầm dự ứng lực.

Tao cáp hay bó các sợi xoắn cường độ cao: gồm các sợi xoắn lại thành bó, có loại 7 hoặc nhiều sợi. Loại bó xoắn 7 sợi được dùng rộng rãi nhất (còn có tên gọi là tao cáp 7 sợi xoắn). Mỗi tao cáp có một sợi lõi thẳng ở giữa, các sợi ngoài có đường kính giống nhau xếp thành hàng một hay hai lớp. Đường kính sợi ngoài bằng 1,5-5mm, riêng sợi lõi có đường kính lớn hơn 10%.



**Hình 6.7: Cấu tạo tao xoắn 7 sợi**

Bó các sợi song song cường độ cao: trước những năm 1990, ở miền Bắc nước ta thường dùng loại bó có 20-24 sợi cốt thép tròn 5mm xếp song song thành một lớp bao quanh một lõi thép kiểu lò xo đã uốn sẵn từ sợi thép

$R_{i0}^P, R_{in}^P$ : Phản lực tại gối  $i$  khi  $P=1$  đặt tại dầm biên 0 và dầm thứ  $n$  (tra theo **Phụ lục 1**);

$R_{i0}^M, R_{in}^M$ : Phản lực tại gối  $i$  khi mômen bằng 1 đặt tại dầm biên 0 và dầm thứ  $n$ ;

$dR_{i0}^M, dR_{in}^M$ : Trị số được tra theo **Phụ lục 2**. Vì tính chất đối xứng, nên đại lượng  $dR_{in}^M$  được tra theo đại lượng  $dR_{(n-i)0}^M$ .

Vẽ đường ảnh hưởng theo các tung độ đã tra và đã tính **Hình 6.17**.

Xếp tải trên đường ảnh hưởng và tính hệ số phân bố ngang.

#### 6.3.4.4. Ưu, khuyết điểm:

Ưu điểm: Tính toán tương đối đơn giản vì tra bảng.

Khuyết điểm: Đường ảnh hưởng là đường cong nên việc xác định các tung độ ứng dưới các tải trọng phức tạp, kém chính xác.

#### 6.3.4.5. Phạm vi áp dụng:

Áp dụng khi  $B/L > 0,5$  hoặc  $\alpha > 0,005$ ;

Kết cấu nhịp không có dầm ngang.

### 6.3.5. Phương pháp lực cho cầu dầm bản dạng panel lắp ghép:

Các dầm được liên kết với nhau thông qua bản mặt cầu và các khóa chống cắt. Do đó, các dầm được xem là liên kết khớp với nhau, truyền lực cắt theo phương đứng và trong phạm vi một panel dầm, trên mặt cắt ngang được xem là tuyệt đối cứng.

Các khớp được ký hiệu từ 1 đến  $n$  và các dầm từ 1 đến  $(n+1)$ . Thay các khớp bằng các ản lực  $X_i$  tương ứng. Cân bằng chuyển vị tại nút, hệ phương trình chính tắc được xây dựng như sau:

$$\begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \delta_{13} & \dots & \delta_{1n} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \delta_{23} & \dots & \delta_{2n} \\ \delta_{31} & \delta_{32} & \delta_{33} & \dots & \delta_{3n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \delta_{n1} & \delta_{n2} & \delta_{n3} & \dots & \delta_{nn} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ \dots \\ X_n \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \Delta_{1P} \\ \Delta_{2P} \\ \Delta_{3P} \\ \dots \\ \Delta_{nP} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ \dots \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (6.26)$$

Trong đó:  $\delta_{ij}$  và  $\Delta_{iP}$  là chuyển vị tại khớp  $i$  do lực  $P=1$  và lực  $P$  đặt tại khớp  $j$  gây ra trên hệ cơ bản.

Để xác định các hệ số của phương trình trên, xét 1 panel thứ “ $i$ ” như **Hình 6.18**.

Khi  $P=1$  đặt bên mép phải dầm tạo ra một thành phần chuyển vị đi xuống  $\xi$  và góc xoắn dầm  $\varphi$  tương ứng với chuyển vị  $\eta = \frac{b}{2}\varphi$  với  $b$  là bề rộng dầm dọc như được thể hiện chi tiết trên **Hình 6.18**.

Chuyển vị  $\xi$  được xác định theo chuyển vị dầm giản đơn có  $P=1$  đặt giữa nhịp, do đó:  $\xi = \frac{L^3}{48EI}$ .

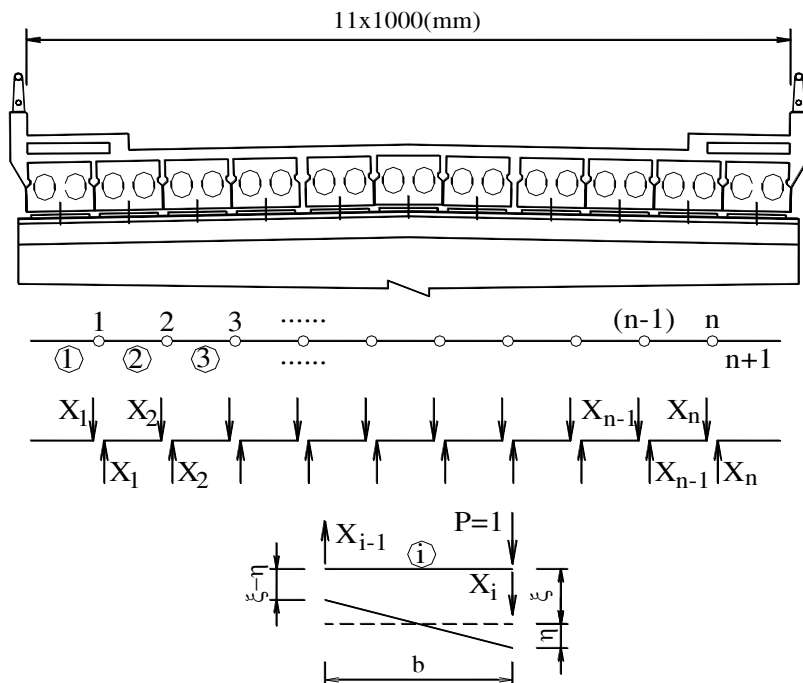
Góc xoắn  $\varphi$  tương ứng với mô men xoắn  $M_k = P \frac{b}{2} = \frac{b}{2}$  tại giữa nhịp dầm, tạo mô men xoắn hai đầu  $\frac{M_k}{2}$ , do đó góc xoắn tại giữa nhịp là:

$$\varphi = \frac{M_k L}{4GI_k}, \text{ trong đó:}$$

$L$ : Chiều dài nhịp dầm chủ.

$EI$ : Độ cứng chống uốn

$GI_k$ : Độ cứng chống xoắn



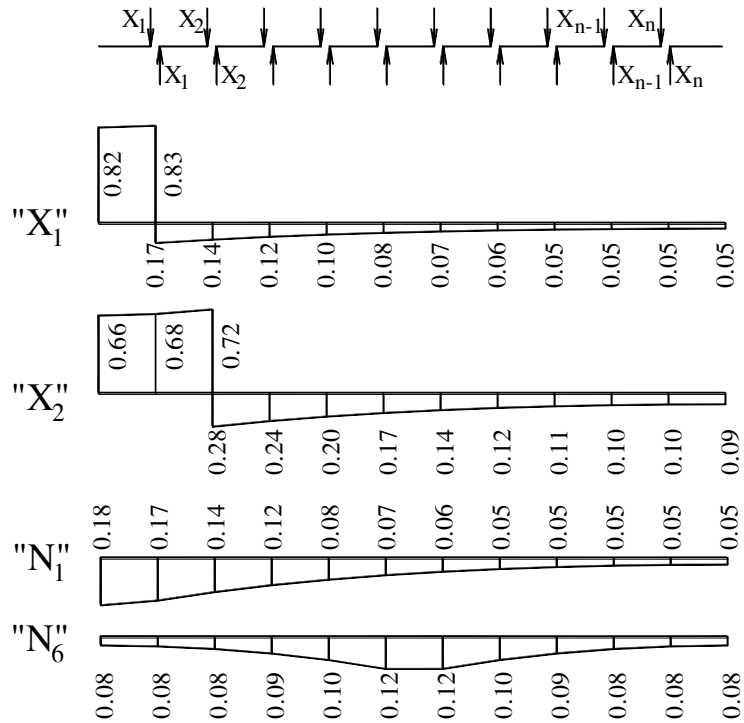
**Hình 6.18: Sơ đồ tính áp lực cho các panel dầm bản**

Các giá trị  $\delta_{ij}$ ,  $\Delta_{iP}$  được xác định theo công thức tổng quát sau:

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 2(\xi + \eta) & \text{khi } i = j \\ -(\xi - \eta) & \text{khi } |i-j| = 1 \\ 0 & \text{khi } i \neq j, |i-j| \neq 1 \end{cases} \quad (6.27)$$

Nếu lực P đặt bên phải nút “i”:

$$\{\Delta_P\} = P \cdot \begin{pmatrix} 0 \\ \dots \\ -(\xi + \eta) \\ (\xi - \eta) \\ \dots \\ 0 \end{pmatrix} \begin{matrix} 1 \\ \dots \\ i \\ (i+1) \\ \dots \\ n \end{matrix} \quad (6.28)$$



**Hình 6.19: Đường ảnh hưởng  $X_i$  và  $N_i$**

Nếu lực P đặt bên trái nút “i”:

tham gia làm việc với dầm chủ:

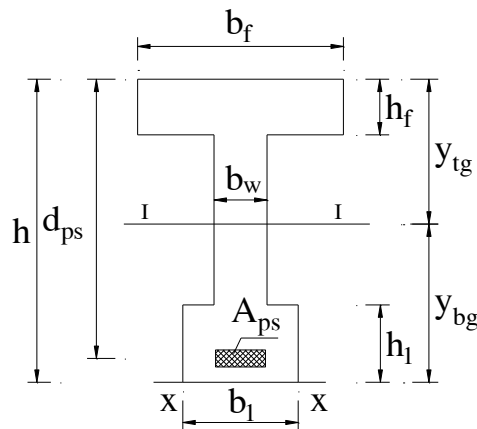
$$b_2 = \text{Min} \begin{cases} S \\ 12t_s + \frac{b_f}{2} \\ \frac{L_{TT}}{4} \end{cases} \quad (6.2.6.1) \text{ Phần 4 tiêu chuẩn} \quad (6.31)$$

Để đơn giản trong tính toán, các phần vát của tiết diện có thể quy đổi về hình chữ nhật tương đương trên nguyên tắc diện tích không thay đổi.

$$h' = \frac{A}{\frac{b_1 - b_w}{2}} \quad (6.32)$$

Trong đó: A là diện phần vát quy đổi.

#### 6.4.2. Dầm nguyên khối căng trước (dầm điển hình là T căng trước):



**Hình 6.21: Mặt cắt ngang chịu lực của dầm nguyên khối căng trước**  
Diện tích tiết diện dầm:

$$A_g = (b_f - b_w)h_f + hb_w + (b_1 - b_w)h_1 + nA_{ps} \quad (6.33)$$

Mô men tĩnh đối với trục x-x qua đáy tiết diện:

$$k_{xx} = (b_f - b_w)h_f \left( h - \frac{h_f}{2} \right) + hb_w \frac{h}{2} + (b_1 - b_w)h_1 \frac{h_1}{2} + nA_{ps}(h - d_{ps}) \quad (6.34)$$

Toạ độ trọng tâm:

$$\Rightarrow y_{bg} = \frac{k_x}{A_g} \quad (6.35)$$

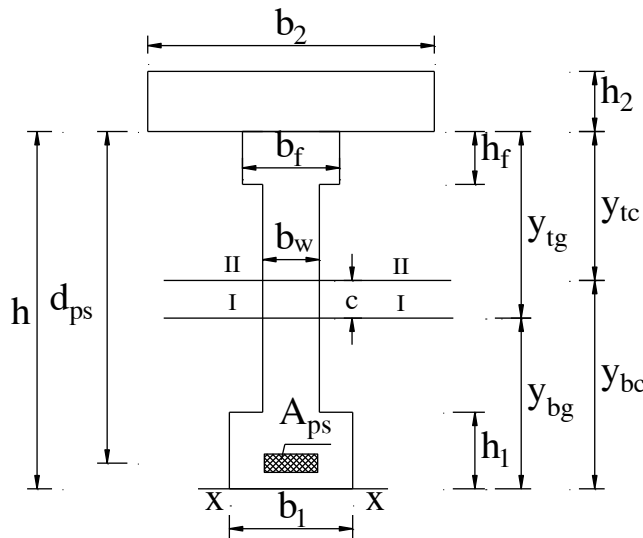
Mô men quán tính của tiết diện dầm:

$$\begin{aligned}
 I_g = & \frac{(b_f - b_w)h_f^3}{12} + (b_f - b_w)h_f \left( y_{tg} - \frac{h_f}{2} \right)^2 + \frac{(b_1 - b_w)h_1^3}{12} \\
 & + (b_1 - b_w)h_1 \left( y_{bg} - \frac{h_1}{2} \right)^2 + \frac{b_w y_{tg}^3}{3} + \frac{b_w y_{bg}^3}{3} \\
 & + nA_s(d_{ps} - y_{tg})^2
 \end{aligned} \tag{6.36}$$

Trong đó:  $n$  là tỷ số mô đun đàn hồi của cáp dự ứng lực và mô đun đàn hồi của bê tông dầm chủ  $n = \frac{E_{ps}}{E_c}$ .

### 6.4.3. Dầm liên hợp cứng trước (dầm điển hình là I cứng trước):

**Giai đoạn 1:** Tiết diện dầm đặc như dầm nguyên khối cứng trước (giống mục 6.4.2).



**Hình 6.22: Mặt cắt ngang chịu lực của dầm liên hợp cứng trước**

**Giai đoạn 2:** Tiết diện liên hợp với bản mặt cầu.

Diện tích tiết diện dầm liên hợp:

$$A_c = A_g + n'b_2h_2 \tag{6.37}$$

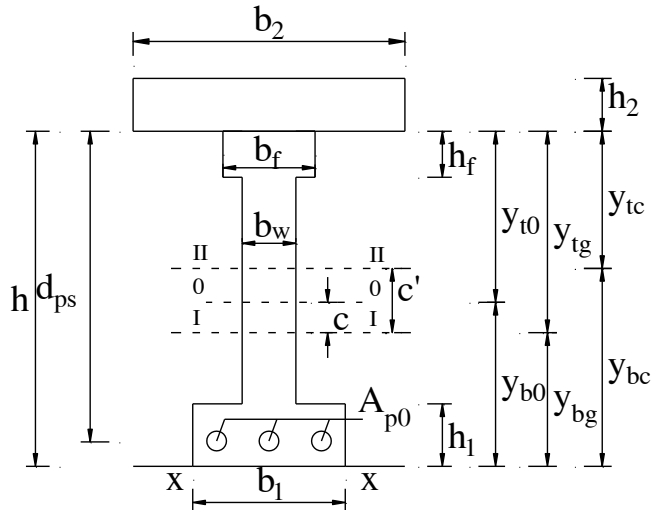
Trong đó:

$n' = \frac{E'_c}{E_c} < 1$ : Tỷ số mô đun đàn hồi của bê tông bản mặt cầu và mô đun đàn hồi của dầm chủ.

$$\Rightarrow c' = \frac{k_{I-I}}{A_c} \Rightarrow \begin{cases} y_{tc} = y_{tg} - c' \\ y_{bc} = h - y_{tc} \end{cases} \quad (6.52)$$

Mô men quán tính của tiết diện liên hợp:

$$I_c = I_g + A_g c'^2 + n' \left[ \frac{1}{12} b_2 h_2^3 + b_2 h_2 \left( \frac{h_2}{2} + y_{tc} \right)^2 \right] \quad (6.53)$$



Hình 6.24: Mặt cắt ngang chịu lực của dầm liên hợp căng sau

## 6.5. Tính toán các mất mát ứng:

### 6.5.1. Các loại mất mát ứng suất:

Đối với dầm căng trước:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} \quad (6.54)$$

Đối với dầm căng sau:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pLT} \quad (6.55)$$

Trong đó:

$\Delta f_{pLT}$ : tổng mất mát ứng suất theo thời gian;

$\Delta f_{pA}$ : mất mát ứng suất do ép sít neo (trượt thép trong neo);

$\Delta f_{pES}$ : mất mát ứng suất do co ngắn đàn hồi của bê tông;

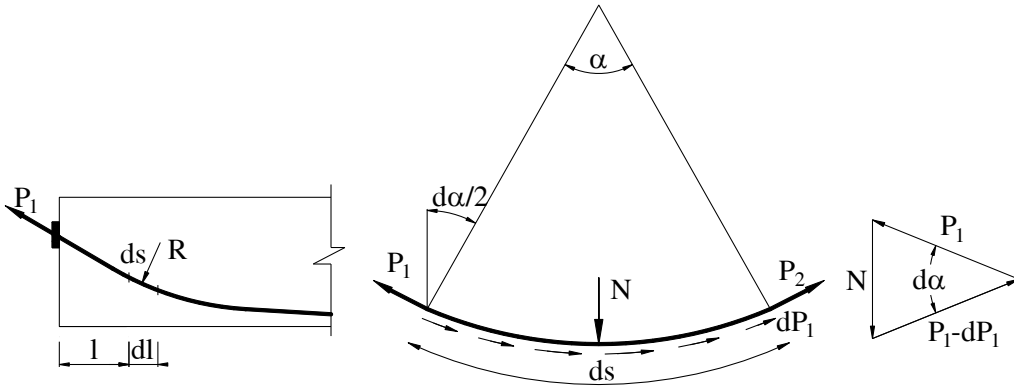
$\Delta f_{pF}$ : mất mát ứng suất do ma sát.

### 6.5.2. Các mất mát tức thời:

#### 6.5.2.1. Mất mát do ma sát $\Delta f_{pF}$ :

Phân tích lực gây ra  $\Delta f_{pF}$  cho một dầm căng sau như Hình 6.25.





**Hình 6.25: Mất mát ứng suất do ma sát ở đoạn cong**

Mất mát ứng suất do ma sát được xét trong kết cấu dầm căng sau. Khi căng cáp dự ứng lực, chúng có khuynh hướng duỗi thẳng và tạo ma sát dọc theo vách ống gen sinh ra mất mát do ma sát trong cáp dự ứng lực.

Xét một phân tố chiều dài  $ds$  của đoạn cáp cong như hình trên:

Độ chênh lệch giữa  $P_1$  và  $P_2$  là do thành phần ma sát  $dP_1$ :

$$P_1 - P_2 = dP_1 \text{ với } dP_1 = \mu \cdot N \quad (6.56)$$

$$\sum Y = 0 \Leftrightarrow P_1 \sin \frac{d\alpha}{2} + (P_1 - dP_1) \sin \frac{d\alpha}{2} - N = 0 \quad (6.57)$$

Vì  $d\alpha$  rất nhỏ  $\rightarrow \sin \frac{d\alpha}{2} \approx \frac{d\alpha}{2}$  phương trình (6.57) trở thành:

$$N = P_1 \cdot \frac{d\alpha}{2} + (P_1 - dP_1) \frac{d\alpha}{2} = 2 \cdot P_1 \cdot \frac{d\alpha}{2} + dP_1 \frac{d\alpha}{2} \quad (6.58)$$

$d\alpha, dP_1$  rất nhỏ  $\rightarrow dP_1 \cdot \frac{d\alpha}{2} \approx 0$  thay vào công thức (6.58):

$$\begin{aligned} N &= P_1 d\alpha \\ dP_1 &= P_1 \mu d\alpha \end{aligned} \quad (6.59)$$

Xét tới sự lệch cục bộ của ống gen, mất mát cục bộ là:

$$dP_1 = P_1 \cdot k \cdot dx \quad (6.60)$$

Kết hợp công thức (6.59), (6.60):

$$dP_1 = P_1 \mu d\alpha + P_1 \cdot k \cdot dx \quad (6.61)$$

Trong đó:

$\mu$ : Hệ số ma sát;

k: Hệ số ma sát lắ.

Biến đổi công thức (6.61) để xác định  $\Delta f_{pF}$ :

$$\frac{dP_1}{P_1} = \mu d\alpha + k \cdot dx \quad \Leftrightarrow \quad \int_{P_1}^{P_2} \frac{dP_1}{P_1} = \int_0^\alpha \mu d\alpha + \int_0^x k dx$$

$$\Leftrightarrow \ln P_1 \Big|_{P_1}^{P_2} = (\mu\alpha + kx) ; P_2 < P_1 \rightarrow \ln P_2 - \ln P_1 = -(\mu\alpha + kx)$$

$$\Leftrightarrow P_2 = P_1 e^{-(\mu\alpha + kx)} \quad (6.62)$$

$$\Leftrightarrow \Delta P = P_1 - P_2 = P_1 - P_1 e^{-(\mu\alpha + kx)} = P_1 \left[ 1 - e^{-(\mu\alpha + kx)} \right]$$

$$\Leftrightarrow \frac{\Delta P}{A_{ps}} = \frac{P_1}{A_{ps}} \left[ 1 - e^{-(\mu\alpha + kx)} \right] \quad (6.63)$$

$$\text{hay } \Delta f_{pF} = f_{pj} \left[ 1 - e^{-(\mu\alpha + kx)} \right]$$

Vậy mất mát ứng suất do ma sát giữa bó thép dự ứng lực và ống gen được xác định như sau:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \left[ 1 - e^{-(\mu\alpha + kx)} \right] \quad (6.64)$$

Trong đó:

$f_{pj}$ : Ứng suất trong thép dự ứng lực khi kích (Mpa);

x: Độ dài bó thép dự ứng lực từ đầu kích đến điểm bất kỳ đang xét (mm);

k: Hệ số ma sát lắ;

$\mu$ : Hệ số ma sát;

$\alpha$ : Tổng giá trị tuyệt đối của các góc chuyển hướng đường cáp dự ứng lực từ đầu kích đến điểm đang xét (radian). Nếu căng 2 đầu cáp thì tính từ đầu căng gần nhất.

**Bảng 6.2: Hệ số ma sát cho các bó thép kéo sau**

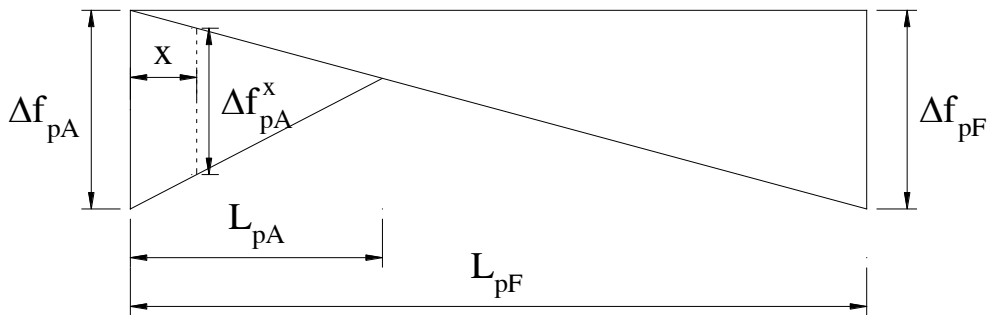
Loại thép	Các ống bọc	K	$\mu$
Sợi hay tao	Ống thép mạ cứng hay nửa cứng	$6,6 \times 10^{-7}$	0,15 - 0,25
	Vật liệu	$6,6 \times 10^{-7}$	0,23

Loại thép	Các ống bọc	K	$\mu$
	Polyethylene		
	Các ống chuyển hướng bằng thép cứng cho bó thép ngoài	$6,6 \times 10^{-7}$	0,25
Thanh cường độ cao	Ống thép mạ	$6,6 \times 10^{-7}$	0,30

### 6.5.2.2. Mất mát do ép sát neo $\Delta f_{pA}$ :

Mất mát ứng suất do ép sát neo có thể được tính toán hoặc lấy theo kiến nghị của nhà sản xuất. Dưới đây nêu ra một số trường hợp tính toán của mất mát này.

Trường hợp căng cáp một đầu: Bó cáp dự ứng lực chịu mất mát ứng suất do ma sát tăng dần theo chiều dài cáp tính từ điểm căng kéo.



**Hình 6.26: Sơ đồ tính trường hợp căng một đầu.**

Sau khi nhả kích, bó cáp dự ứng lực sẽ trượt do ép sát neo đầu dầm nhưng do càng vào trong nhịp mất mát ma sát  $\Delta f_{pF}$  càng lớn nên đến một vị trí nào đó nó sẽ dừng lại và đó chính là chiều dài ảnh hưởng ép sát neo  $L_{pA}$  như thể hiện chi tiết trên **Hình 6.26**.

Tính độ tụt neo của cáp :

$$\Delta_A = \int_0^{L_{pA}} \frac{\Delta f_{pA}^x A_{psi}}{E_{ps} A_{psi}} dx = \frac{\Delta f_{pA} L_{pA}}{2E_{ps}} \quad (6.65)$$

Giả thiết độ biến thiên của  $\Delta f_{pA}$  bằng với độ biến thiên của  $\Delta f_{pF}$ :

$$\frac{(\Delta f_{pA} / 2)}{\Delta f_{pF}} = \frac{L_{pA}}{L_{pF}} \quad (6.66)$$

$E_{ps}$ : Mô đun đàn hồi của thép dự ứng lực(MPa);

$E_{ci}$  : Mô đun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực (MPa)

Đối với dầm căng sau:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_{ps}}{E_c} f_{cgp} \quad (6.74)$$

Khi căng kéo các bó cáp không đồng thời thì các bó căng kéo càng về sau sẽ ảnh hưởng tới diễn biến ứng suất và biến dạng của các bó kéo trước đó.

Công thức trên có thể được diễn giải như sau: sau khi căng xong N lần thì biến dạng của dầm là  $\varepsilon$ . Giả sử các bó cáp có các đặc trưng giống nhau, khi đó biến dạng trung bình của dầm sau mỗi lần căng là  $\varepsilon/N$ .

Biến dạng các bó cáp được xác định một cách chi tiết như sau:

Bó cáp thuộc lần căng thứ nhất bị biến dạng một lượng:  $\frac{\varepsilon}{N}(N-1)$ ;

Bó cáp thuộc lần căng thứ hai bị biến dạng một lượng :  $\frac{\varepsilon}{N}(N-2)$ ;

Bó cáp thuộc lần căng thứ i bị biến dạng một lượng:  $\frac{\varepsilon}{N}(N-i)$ ;

Bó cáp thuộc lần căng thứ (N-1) bị biến dạng một lượng:  $\frac{\varepsilon}{N}$ ;

Các bó cáp thuộc lần căng thứ N không bị biến dạng.

Vậy biến dạng trung bình của 1 bó cáp sau N lần căng:

$$\varepsilon_{av} = \frac{1}{N} \left[ \frac{\varepsilon}{N}(N-1) + \frac{\varepsilon}{N}(N-2) + \dots + \frac{\varepsilon}{N} + 0 \right] \quad (6.75)$$

$$\varepsilon_{av} = \frac{\varepsilon}{N^2} [1 + 2 + \dots + (N-2) + (N-1)]$$

$$\varepsilon_{av} = \frac{\varepsilon}{N^2} \frac{(N-1)N}{2} = \varepsilon \frac{N-1}{2N} \quad (6.76)$$

$$\frac{\Delta f_{pES}}{E_{ps}} = \frac{N-1}{2N} \frac{f_{cgp}}{E_c} \rightarrow \Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_{ps}}{E_c} f_{cgp} \quad (6.77)$$

Trong đó:

N: số lần căng cáp có các đặc trưng hoàn toàn giống nhau căng tại các thời điểm khác nhau làm cho dầm biến dạng.

$f_{cgp}$ : ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép dự ứng lực do lực dự ứng lực sau khi nhả kích và trọng lượng của dầm cho dầm căng sau:

$$f_{cgp} = -\frac{P_i}{A_0} - \frac{P_i(d_{ps} - y_{t0})^2}{I_0} + \frac{M_{DCI}}{I_0}(d_{ps} - y_{t0})$$

Để tránh giải lặp khi xác định  $\Delta f_{pES}$ , bằng cách thế công thức (6.73) vào (6.70) và (6.71):

**Đối với dầm căng trước:**

$$\Delta f_{pES} = \frac{A_{ps} f_{pj} [I_g + (d_{ps} - y_{tg})^2 A_g] - (d_{ps} - y_{tg}) M_{DCI} A_g}{A_{ps} [I_g + (d_{ps} - y_{tg})^2 A_g] + \frac{E_{ci}}{E_{ps}} A_g I_g} \quad (6.78)$$

**Đối với dầm căng sau:**

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \times \frac{A_{ps} (f_{pj} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pA}) [I_0 + (d_{ps} - y_{t0})^2 A_0] - (d_{ps} - y_{t0}) M_{DCI} A_0}{A_{ps} [I_0 + (d_{ps} - y_{t0})^2 A_0] + \frac{E_{ci}}{E_{ps}} A_0 I_0} \quad (6.79)$$

Việc xác định mất mát ứng suất theo thời gian, tiêu chuẩn đưa ra 2 phương pháp tính toán như sau: phương pháp tính xấp xỉ và phương pháp tính chi tiết từng phần.

### 6.5.3. Tính mất mát ứng suất theo thời gian bằng phương pháp xấp xỉ:

Đối với loại dầm căng trước đúc sẵn, chịu tác dụng của tải trọng và điều kiện môi trường bình thường, cụ thể như sau:

- Dầm được chế tạo từ bê tông nặng thông thường;
- Bê tông được bảo dưỡng bằng hơi nước hoặc bảo dưỡng ẩm;
- Dự ứng lực có thể bằng thép thanh hoặc cáp có độ chùng thấp;
- Điều kiện môi trường bình thường.

Khi đó, mất mát ứng suất dài hạn do từ biến, co ngót của bê tông và chùng nhão của cáp dự ứng lực được xác định bằng công thức đơn giản như

sau:

$$\Delta f_{pLT} = 10 \frac{f_{pj} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 83 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_{pR} \quad (6.80)$$

Trong đó:

Hệ số hiệu chỉnh xét tới độ ẩm tương đối của môi trường  
 $\gamma_h = 1,7 - 0,01H$ ;

$$\text{Hệ số xét ảnh hưởng cường độ bê tông khi truyền lực } \gamma_{st} = \frac{35}{7 + f'_{ci}};$$

Mất mát ứng suất do chùng nhão  $\Delta f_{pR}$  được lấy bằng 17MPa đối với tao cáp có độ chùng thấp.

Việc xác định tổng mất mát ứng suất theo thời gian bằng công thức (6.80) khá đơn giản. Tuy nhiên, công thức này đã sử dụng rất nhiều giả thiết để tính xấp xỉ các mất mát ứng suất trong mục 6.5.4, cụ thể như: ứng suất có hiệu của cáp được lấy bằng 80% của ứng suất cáp ban đầu; hệ số  $k_s$  luôn lấy bằng 1 với bất kỳ tỉ số V/S; các hệ số chuyển đổi mặt cắt  $K_{id}$  và  $K_{df}$  là khác nhau và biến đổi theo hình dạng mặt cắt và tuổi của bê tông theo các giai đoạn thi công được trình bày chi tiết trong mục trong mục 6.5.4, tuy nhiên chúng được lấy bằng hằng số 0,8 ...

Đối với các loại dầm thi công theo phương pháp phân đoạn thì công thức (6.80) có thể được sử dụng để tính toán sơ bộ.

#### 6.5.4. Tính các mất mát ứng suất theo thời gian bằng phương pháp tính chi tiết từng phần:

Xét trường hợp dầm có tiết diện liên hợp dự ứng lực căng trước, tổng mất mát ứng suất theo thời gian được xác định bằng tổng của các mất mát ứng suất từng phần, gồm: do từ biến, co ngót và chùng nhão. Các mất mát ứng suất này được chia ra thành 2 giai đoạn để phân tích. Giai đoạn 1 tính từ lúc căng cáp đến khi thi công bản mặt cầu và giai đoạn 2 tính từ khi bản mặt cầu được liên hợp cho đến cuối thời kỳ khai thác. Khi đó, tổng mất mát ứng suất theo thời gian cho dầm liên hợp căng trước được xác định như sau:

$$\Delta f_{pLT} = \left( \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1} \right)_{id} + \left( \Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS} \right)_{df} \quad (6.81)$$

Trong đó:

$\Delta f_{pSR}$  mất mát ứng suất do co ngót của bê tông dầm giai đoạn 1;

$\Delta f_{pCR}$  mất mát ứng suất do từ biến của bê tông dầm giai đoạn 1;

- $\Delta f_{pR1}$  mất mát ứng suất do chùng nhão xảy ra giai đoạn 1;
- $\Delta f_{pSD}$  mất mát ứng suất do co ngót của bê tông dầm giai đoạn 2;
- $\Delta f_{pCD}$  mất mát ứng suất do từ biến của bê tông dầm giai đoạn 2;
- $\Delta f_{pR2}$  mất mát ứng suất do chùng nhão xảy ra giai đoạn 2;
- $\Delta f_{pSS}$  độ gia tăng ứng suất trong cáp do co ngót của bản mặt cầu.

#### 6.5.4.1. Mất mát ứng suất do co ngót xảy ra trong giai đoạn 1 ( $\Delta f_{pSR}$ )

Hiện tượng co ngót của bê tông làm mất mát ứng suất trong cáp dự ứng lực biến đổi theo thời gian và phụ thuộc vào: phương pháp bảo dưỡng bê tông, tỉ lệ giữa thể tích/diện tích bề mặt (V/S), lượng nước khi trộn bê tông, cường độ bê tông khi truyền lực và độ ẩm của môi trường. Biến dạng tổng cộng do co ngót thường nằm trong khoảng 0,01 mm/mm đến 0,02 mm/mm và xảy ra khoảng 90% ở năm đầu tiên.

Sự co ngắn của bê tông do co ngót gây ra mất mát ứng suất trong các tao cáp dự ứng lực trong giai đoạn 1 được xác định như sau:

$$\Delta f_{pSR} = \varepsilon_{bid} E_{ps} K_{id} \quad (6.82)$$

Trong đó:

$K_{id}$  là hệ số mất mát cốt chuyển đổi dùng để xét thời gian tương tác giữa bê tông và cáp dính bám xảy ra trong giai đoạn 1. Hệ số này được xác định như sau:

$$K_{id} = \frac{1}{1 + \frac{E_{ps}}{E_{ci}} \frac{A_{ps}}{A_g} \left( 1 + \frac{A_g (d_{ps} - y_{tg})^2}{I_g} \right) [1 + 0,7 \Psi_b(t_f, t_i)]} \quad (6.83)$$

$\varepsilon_{bid}$  là biến dạng co ngót của bê tông dầm xảy ra từ lúc căng cáp đến khi thi công bản mặt cầu và được xác định như trong **Chương 2**.

$\Psi_b(t_f, t_i)$  là hệ số từ biến của dầm cho tải trọng giai đoạn 1 (gồm lực cáp và trọng lượng bản thân) và được xét từ thời điểm căng cáp  $t_i$  (ngày) đến cuối thời kỳ khai thác  $t_f$  (ngày).

Trong phương trình (6.83), việc xác định hệ số  $K_{id}$  có sử dụng đại lượng môđun đàn hồi có hiệu được điều chỉnh tuổi bê tông như sau:

$$E_{ci}'' = \frac{E_{ci}}{1 + \chi \Psi_b(t_f, t_i)} \quad (6.84)$$

Trong đó:  $\chi$  là hệ số xét đến sự thay đổi cường độ bê tông dầm và thường lấy bằng 0,7. Bằng cách sử dụng môđun  $E_{ci}''$ , biến dạng đàn hồi và từ biến có thể được kết hợp lại và xem như biến dạng đàn hồi cho đơn giản trong quá trình tính toán.

Phương trình xác định mất mát ứng suất do co ngót (6.82) được xây dựng bằng cách cân bằng sự thay đổi biến dạng trong cáp  $\Delta\varepsilon_p$  và trong bê tông tại trọng tâm cáp dự ứng lực  $\Delta\varepsilon_c$  do biến đổi lực cáp tương ứng  $\Delta P_p$  tính từ lúc truyền lực đến lúc thi công bản mặt cầu:

$$\Delta\varepsilon_p = \Delta\varepsilon_c$$

$$\frac{\Delta P_p}{A_{ps} E_{ps}} = \varepsilon_{bid} - \left( \frac{\Delta P_p}{E_{ci}'' A_g} + \frac{\Delta P_p}{E_{ci}''} \frac{(d_{ps} - y_{tg})^2}{I_g} \right)$$

hay

$$\frac{\Delta P_p}{A_{ps}} \left[ 1 + \frac{E_{ps} A_{ps}}{E_{ci}'' A_g} \left( 1 + \frac{A_g (d_{ps} - y_{tg})^2}{I_g} \right) \right] = \varepsilon_{bid} E_{ps} \quad (6.85)$$

Bằng cách thế (6.84) vào (6.85) và lấy  $\chi=0,7$  khi đó mất mát ứng suất do co ngót được xác định như sau:

$$\begin{aligned} \Delta f_{pSR} &= \frac{\Delta P_p}{A_{ps}} = \frac{\varepsilon_{bid} E_{ps}}{1 + \frac{E_{ps} A_{ps}}{E_{ci}'' A_g} \left( 1 + \frac{A_g (d_{ps} - y_{tg})^2}{I_g} \right) [1 + 0,7\psi_b(t_f, t_i)]} \\ &= \varepsilon_{bid} E_{ps} K_{id} \end{aligned}$$

Đây là kết quả của phương trình (6.82).

#### 6.5.4.2. Mất mát ứng suất do từ biến xảy ra trong giai đoạn I ( $\Delta f_{pCR}$ )

Biến dạng từ biến do tải trọng dài hạn có thể gây ra một lượng mất mát ứng suất đáng kể và thậm chí biến dạng này có thể lớn gấp đôi biến dạng đàn hồi ở thời điểm tải trọng tác dụng. Mất mát ứng suất do từ biến xảy ra từ lúc truyền lực cáp đến khi thi công bản mặt cầu có thể được xác định như sau:

$$\Delta f_{pCR} = \frac{E_{ps}}{E_{ci}} \left| f_{cgp} \right| \psi_b(t_d, t_i) K_{id} \quad (6.86)$$

Trong đó:

$\psi_b(t_d, t_i)$  là hệ số từ biến của dầm tính tới thời điểm thi công bản mặt cầu và  $t_d$  là tuổi bê tông khi thi công bản mặt cầu.



$$\Delta f_{pCR} = \frac{\Delta P_p}{A_{ps}} = \frac{E_{ps}}{E_{ci}} \left| f_{cgp} \right| \Psi_b(t_d, t_i) K_{id} \quad (6.92)$$

#### 6.5.4.3. Mất mát ứng suất do chùng nhão trong giai đoạn 1 ( $\Delta f_{pR1}$ )

Đây cũng là một trong các mất mát ứng suất theo thời gian từ lúc truyền lực cáp vào dầm đến lúc thi công bản mặt cầu và được xác định như sau:

$$\Delta f_{pR1} = \frac{f_{pj}}{K_L} \left( \frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0,55 \right) \quad (6.93)$$

Trong đó:

$f_{pj}$  là ứng suất trong cáp sau khi truyền lực;

$f_{py}$  cường độ chảy dẻo của cáp dự ứng lực;

$K_L$  lấy bằng 30 cho cáp dự ứng lực có độ chùng thấp và bằng 7 cho các loại cáp dự ứng lực khác trừ khi có dữ liệu chính xác hơn do nhà sản xuất cung cấp.

Mất mát ứng suất do chùng nhão xảy ra trong giai đoạn 1 ( $\Delta f_{pR1}$ ) có thể lấy bằng 8MPa cho tạo cáp có độ chùng thấp.

Phương trình (6.93) chỉ phù hợp cho vùng nhiệt độ trung bình. Mất mát ứng suất do chùng nhão sẽ gia tăng cùng với sự gia tăng của nhiệt độ (C5.9.5.4.2c).

#### 6.5.4.4. Mất mát ứng suất do co ngót xảy ra trên tiết diện liên hợp (giai đoạn 2) ( $\Delta f_{pSD}$ )

Mất mát ứng suất do co ngót của dầm bê tông tính từ lúc tiết diện được liên hợp đến cuối thời kỳ khai thác ( $\Delta f_{pSD}$ ) được xác định như sau:

$$\Delta f_{pSD} = \varepsilon_{bdf} E_{ps} K_{df} \quad (6.94)$$

$$K_{df} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} \frac{A_{ps}}{A_c} \left( 1 + \frac{A_c e_{pc}^2}{I_c} \right) \left[ 1 + 0,7 \Psi_b(t_f, t_i) \right]} \quad (6.95)$$

Trong đó:

$\varepsilon_{bdf}$  biến dạng co ngót của dầm tính từ lúc tiết diện được liên hợp đến cuối thời kỳ khai thác;

$K_{df}$  hệ số mất cắt chuyển đổi dùng để xét thời gian tương tác giữa bê tông và cáp dính bám trên mặt cắt xảy ra trong giai đoạn 2;

$e_{pc} = d_{ps} - y_{tc}$  là độ lệch tâm giữa trọng tâm chung của nhóm cáp dự ứng lực đến trọng tâm của tiết diện liên hợp;

$A_c, I_c$  diện tích và momen quán tính của tiết diện liên hợp.

Phương trình (6.94) được xác định bằng cách cân bằng sự thay đổi biến dạng trong cáp dự ứng lực và trên bê tông tại trọng tâm của cáp do co ngót của dầm xảy ra từ lúc thi công bản mặt cầu đến cuối thời kỳ khai thác, cụ thể như sau:

$$\Delta \varepsilon_p = \Delta \varepsilon_c \quad (6.96)$$

$$\frac{\Delta P_p}{A_{ps} E_{ps}} = \varepsilon_{bdf} - \left( \frac{\Delta P_p}{E_{ci} A_c} + \frac{\Delta P_p e_{pc}^2}{E_{ci} I_c} \right) \quad (6.97)$$

Nhân 2 vế của phương trình trên cho  $E_{ps}$  và sắp xếp lại như sau:

$$\frac{\Delta P_p}{A_{ps}} \left[ 1 + \frac{E_{ps}}{E_{ci}} \frac{A_{ps}}{A_c} \left( 1 + \frac{A_c e_{pc}^2}{I_c} \right) \right] = \varepsilon_{bdf} E_{ps} \quad (6.98)$$

Bằng cách thế (6.84) vào (6.98) và lấy  $\chi=0,7$  khi đó mất mát ứng suất do co ngót xảy ra trong giai đoạn 2 được xác định như sau:

$$\begin{aligned} \Delta f_{pSD} &= \frac{\Delta P_p}{A_{ps}} = \frac{\varepsilon_{bdf} E_{ps}}{1 + \frac{E_{ps}}{E_{ci}} \frac{A_{ps}}{A_c} \left( 1 + \frac{A_c e_{pc}^2}{I_c} \right) [1 + 0,7 \Psi_b(t_f, t_i)]} \\ &= \varepsilon_{bdf} E_{ps} K_{df} \end{aligned} \quad (6.99)$$

*6.5.4.5. Mất mát ứng suất do từ biến xảy ra trên tiết diện liên hợp (giai đoạn 2) ( $\Delta f_{pCD}$ )*

Mất mát ứng suất do từ biến của dầm bê tông tính từ lúc tiết diện được liên hợp đến cuối thời kỳ khai thác ( $\Delta f_{pCD}$ ) được xác định như sau:

$$\begin{aligned} \Delta f_{pCD} &= \frac{E_{ps}}{E_{ci}} f_{cgp} \left[ \Psi_b(t_f, t_i) - \Psi_b(t_d, t_i) \right] K_{df} \\ - \frac{E_{ps}}{E_{ci}} \Delta f_{cd} \Psi_b(t_f, t_d) K_{df} &\geq 0,0 \end{aligned} \quad (6.100)$$

Trong đó:

$\Delta f_{cd}$  là độ thay đổi ứng suất trên bê tông tại trọng tâm cáp dự ứng lực do trọng lượng bản thân bản mặt cầu ( $DC_2$ ) và tĩnh tải giai đoạn 3

(DC<sub>3</sub>+DW):

$$\Delta f_{cd} = \frac{M_{DC2}}{I_g} (d_{ps} - y_{tg}) + \frac{M_{DC3} + M_{DW}}{I_c} (d_{ps} - y_{tc}) \quad (6.101)$$

Các thành phần momen  $M_{DC2}$ ,  $M_{DC3}$  và  $M_{DW}$  có xu hướng làm giảm ứng suất nén của bê tông tại trọng tâm cáp dự ứng lực và làm tăng ứng suất trong các tao cáp. Ngoài ra, các mất mát ứng suất xảy ra trong giai đoạn 1 gồm:  $\Delta f_{pSR}$ ,  $\Delta f_{pCR}$  và  $\Delta f_{pR1}$  cũng làm giảm ứng suất nén trên bê tông tại vị trí này. Vì vậy, công thức (6.101) có thể được hiệu chỉnh như sau:

$$\Delta f_{cd} = \frac{M_{DC2}}{I_g} (d_{ps} - y_{tg}) + \frac{M_{DC3} + M_{DW}}{I_c} (d_{ps} - y_{tc}) + (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1}) \frac{A_{ps}}{A_g} \left( 1 + \frac{A_g e_{pg}^2}{I_g} \right) \quad (6.102)$$

Hệ số từ biến  $\Psi_b(t_f, t_d)$  được tính từ lúc thi công bản mặt cầu đến cuối thời kỳ khai thác.

Điều kiện không âm của phương trình (6.100) là cần thiết bởi vì thành phần thứ 2 của phương trình có thể làm cho  $\Delta f_{pCD}$  có giá trị âm. Tuy nhiên, thành phần mất mát ứng suất  $\Delta f_{pCD}$  không nên lấy giá trị âm.

Mất mát ứng suất do từ biến của dầm bê tông tính từ lúc tiết diện được liên hợp đến cuối thời kỳ khai thác ( $\Delta f_{pCD}$ ) được thiết lập bằng cách chia tải trọng dài hạn thành 2 nhóm: (1) lực cáp ( $P_i$ ) và trọng lượng bản thân dầm (DC1); và (2) trọng lượng bản thân bản mặt cầu (DC<sub>2</sub>) và tĩnh tải giai đoạn hai (DC<sub>3</sub>+DW). Khi đó, biến dạng từ biến trên bê tông tại trọng tâm cáp dự ứng lực do nhóm tải trọng thứ nhất được tính xấp xỉ như sau:

$$\varepsilon_{pc1} = \frac{|f_{cgp}|}{E_{ci}} [\Psi_b(t_f, t_i) - \Psi_b(t_d, t_i)] \quad (6.103)$$

Trong đó:

$\Psi_b(t_d, t_i)$  và  $\Psi_b(t_f, t_i)$  là các hệ số từ biến của dầm tính từ lúc căng cáp tới thời điểm thi công bản mặt cầu và cuối thời kỳ khai thác.

Cân bằng sự thay đổi biến dạng trong cáp dự ứng lực  $\Delta \varepsilon_p$  và trong bê tông tại trọng tâm cáp dự ứng lực  $\Delta \varepsilon_{pc1}$  do lực cáp và trọng lượng bản thân dầm:

$$\Delta \varepsilon_p = \Delta \varepsilon_{pc1} \quad (6.104)$$

6.5.4.7. Ứng suất gia tăng trong cáp dự ứng lực do co ngót của bản mặt cầu ( $\Delta f_{pSS}$ ) [9.5.4.3.4 Phần 5 TCVN11823-17]

Độ gia tăng ứng suất trong cáp dự ứng lực do co ngót của bản mặt cầu được xác định theo mục [A5.9.5.4.3d] như sau:

$$\Delta f_{pSS} = \frac{E_{ps}}{E_{ci}} \Delta f_{cdf} K_{df} [1 + 0,7\psi_b(t_f, t_d)] \quad (6.116)$$

Trong đó: Độ thay đổi ứng suất trên bê tông tại trọng tâm cáp dự ứng lực do co ngót của bản mặt cầu  $\Delta f_{cdf}$  là:

$$\Delta f_{cdf} = \frac{\varepsilon_{ddf} A_d E_{cd}}{[1 + 0,7\psi_d(t_f, t_d)]} \left( -\frac{1}{A_c} + \frac{e_{pc} e_d}{I_c} \right) \quad (6.117)$$

$\varepsilon_{ddf}$  là biến dạng co ngót của bản mặt cầu xảy ra trong giai đoạn 2;

$A_d$  là diện tích có hiệu của bản mặt cầu liên hợp với dầm dọc;

$E_{cd}$  là môđun đàn hồi của bê tông bản mặt cầu;

$e_d$  là khoảng cách từ trọng tâm bản mặt cầu đến trọng tâm của dầm liên hợp và lấy giá trị dương;

$\psi_d(t_f, t_d)$  là hệ số từ biến của bê tông bản mặt cầu.

Phương trình (6.116) được thiết lập dựa trên lực co ngót  $P_{sd}$  đặt tại trọng tâm bản mặt cầu do biến dạng co ngót  $\varepsilon_{ddf}$  tạo ra và được xác định như sau:

$$P_{sd} = \frac{\varepsilon_{ddf} A_d E_{cd}}{1 + 0,7\psi_d(t_f, t_d)} \quad (6.118)$$

Ứng suất trên bê tông tại trọng tâm cáp dự ứng lực do lực co ngót bản mặt cầu:

$$\Delta f_{cdf} = -\frac{P_{sd}}{A_c} + \frac{P_{sd} e_d}{I_c} e_{pc} \quad (6.119)$$

Thành phần ứng suất  $\Delta f_{cdf}$  tạo ra biến dạng đàn hồi và từ biến trên bê tông tại trọng tâm cáp dự ứng lực như sau:

$$\Delta \varepsilon_{cdf} = \frac{\Delta f_{cdf}}{E_{c2}} = \frac{\Delta f_{cdf}}{E_c} [1 + 0,7\psi_d(t_f, t_d)] \quad (6.120)$$

Cân bằng thay đổi biến dạng của bê tông và cáp dự ứng lực có thể xác định độ thay đổi lực trong cáp:

$$\Delta \varepsilon_p = \Delta \varepsilon_c$$

$$\frac{\Delta P_p}{A_{ps} E_p} = \frac{\Delta f_{cdf}}{E_c} [1 + 0,7 \psi_b(t_f, t_d)] - \left( \frac{\Delta P_p}{E_{ci}'' A_c} + \frac{\Delta P_p}{E_{ci}''} \frac{e_{pc}^2}{I_c} \right) \quad (6.121)$$

Bằng cách thế (6.84) vào (6.121) và nhân 2 vế cho  $E_p$ :

$$\begin{aligned} & \frac{\Delta P_p}{A_{ps}} \left\{ 1 + \frac{E_p A_{ps}}{E_{ci}'' A_c} \left( 1 + \frac{A_c e_{pc}^2}{I_c} \right) [1 + 0,7 \psi_b(t_f, t_d)] \right\} \\ &= \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{cdf} [1 + 0,7 \psi_b(t_f, t_d)] \end{aligned} \quad (6.122)$$

Khi đó, độ gia tăng ứng suất trong cáp dự ứng lực do co ngót của bê tông bản mặt cầu được xác định như phương trình (6.116).

Đối với các loại dầm nguyên khối, dầm căng sau ... các công thức trên nên được điều chỉnh theo các giai đoạn phát triển ứng suất và đặc trưng hình học tương ứng như hướng dẫn trong Điều 9.5.4.4 và 9.5.4.5 Phần 5 TCVN11823-17.

## 6.6. Kiểm tra dầm trong giai đoạn truyền lực:

### 6.6.1. Các giới hạn ứng suất (5.9.4.1.1):

Ứng suất nén:  $0,6 f'_{ci}$  Mpa;

Ứng suất kéo:  $0,25 \sqrt{f'_{ci}} \leq 1,38$  Mpa.

Với  $f'_{ci}$ : Cường độ chịu nén bê tông thời điểm đang xét.

### 6.6.2. Các tải trọng tác dụng:

Trọng lượng bản thân dầm ( $\gamma_{DC}=1$ ).

$$\text{Lực căng cáp: } P_i = f_{pi} \cdot A_{ps} \quad (6.123)$$

$$\text{Nếu cáp xiên: } P_i = \sum_{j=1}^n f_{pi} \cdot A_{ps}^j \cdot \cos \alpha_j \quad (6.124)$$

Trong đó:

$n$ : Số tao cáp trong dầm căng trước hoặc số bó cáp dầm căng sau.

$\alpha_j$ : Góc nghiêng của bó hoặc tao cáp tương ứng so với phương ngang.

$$\text{Dầm căng trước: } f_{pi} = f_{pj} - \Delta f_{pES} \quad (6.125)$$

$$\text{Dầm căng sau: } f_{pi} = f_{pj} - \Delta f_{pA} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pES} \quad (6.126)$$

$f_{pj}$ : Ứng suất của cáp dự ứng lực chưa mất mát.

### 6.6.3. Tính toán ứng suất do tải trọng gây ra:

#### 6.6.3.1. Dầm nguyên khối căng trước:

Ứng suất thớ trên:

$$f_t = -\frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i(d_{ps} - y_{tg})}{I_g} y_{tg} - \frac{M_{DC1}}{I_g} y_{tg} \quad (6.127)$$

Ứng suất thớ dưới:

$$f_b = -\frac{P_i}{A_g} - \frac{P_i(d_{ps} - y_{tg})}{I_g} y_{bg} + \frac{M_{DC1}}{I_g} y_{bg} \quad (6.128)$$

#### 6.6.3.2. Dầm liên hợp căng trước:

Ứng suất thớ trên:

$$f_t = -\frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i(d_{ps} - y_{tg})}{I_g} y_{tg} - \frac{M_{DC1}}{I_g} y_{tg} \quad (6.129)$$

Ứng suất thớ dưới:

$$f_b = -\frac{P_i}{A_g} - \frac{P_i(d_{ps} - y_{tg})}{I_g} y_{bg} + \frac{M_{DC1}}{I_g} y_{bg} \quad (6.130)$$

#### 6.6.3.3. Dầm nguyên khối căng sau, liên hợp căng sau:

Ứng suất thớ trên:

$$f_t = -\frac{P_i}{A_0} + \frac{P_i(d_{ps} - y_{t0})}{I_0} y_{t0} - \frac{M_{DC1}}{I_0} y_{t0} \quad (6.131)$$

Ứng suất thớ dưới:

$$f_b = -\frac{P_i}{A_0} - \frac{P_i(d_{ps} - y_{t0})}{I_0} y_{b0} + \frac{M_{DC1}}{I_0} y_{b0} \quad (6.132)$$

## 6.7. Kiểm tra dầm ở TTGH sử dụng:

### 6.7.1. Các giới hạn ứng suất:

Ứng suất nén:  $0,45f_c$  Mpa;

Ứng suất kéo:  $0,5\sqrt{f_c}$  Mpa.

$$\gamma_1 f_r = \gamma_2 \left[ -\frac{P_f}{A_g} - \frac{P_f (d_{ps} - y_{tg})}{I_g} y_{bg} \right] + \frac{M_{DC1} + M_{DC2}}{I_g} y_{bg} + \frac{M_{DC3} + M_{DW} + M}{I_c} y_{bc} \quad (6.155)$$

6.9.2.3. Dầm nguyên khối căng sau:

$$M_{cr} = M_{DC1} + M_{DC2} + M_{DC3} + M_{DW} + M$$

$$\gamma_1 f_r = \gamma_2 \left[ -\frac{P_f}{A_0} - \frac{P_f (d_{ps} - y_{t0})}{I_0} y_{b0} \right] + \frac{M_{DC1}}{I_0} y_{b0} + \frac{M_{DC2}}{I_g} y_{bg} + \frac{M_{DC3} + M_{DW} + M}{I'_g} y'_{bg} \quad (6.156)$$

6.9.2.4. Dầm liên hợp căng sau:

$$M_{cr} = M_{DC1} + M_{DC2} + M_{DC3} + M_{DW} + M$$

$$\gamma_1 f_r = \gamma_2 \left[ -\frac{P_f}{A_0} - \frac{P_f (d_{ps} - y_{t0})}{I_0} y_{b0} \right] + \frac{M_{DC1}}{I_0} y_{b0} + \frac{M_{DC2}}{I_g} y_{bg} + \frac{M_{DC3} + M_{DW} + M}{I_c} y_{bc} \quad (6.157)$$

## 6.10. Kiểm tra dầm ở trạng thái giới hạn mới:

Mỏi là thuộc tính của vật liệu mà các hư hỏng của nó có thể được tích lũy dần dưới tải trọng lặp và khi đó sự phá hoại có thể xảy ra ở mức ứng suất nhỏ hơn ứng suất tác dụng tĩnh. Trong trường hợp thiết kế cầu trên đường cao tốc, tải trọng lặp gây phá hoại mỏi là tải trọng xe 3 trục được tổ hợp ở trạng thái phá hoại mỏi như được đề cập trong **Chương 2**.

Không cần kiểm toán mỏi cho bản mặt cầu bê tông trong các cấu kiện nhiều dầm.

Trong vùng chịu nén do tải trọng thường xuyên và dự ứng lực trong các kết cấu BTCT và BTCT DUL chỉ kiểm toán mỏi nếu ứng suất nén nhỏ hơn ứng suất kéo lớn nhất gây ra do hoạt tải tổ hợp tải trọng tĩnh mỏi I.

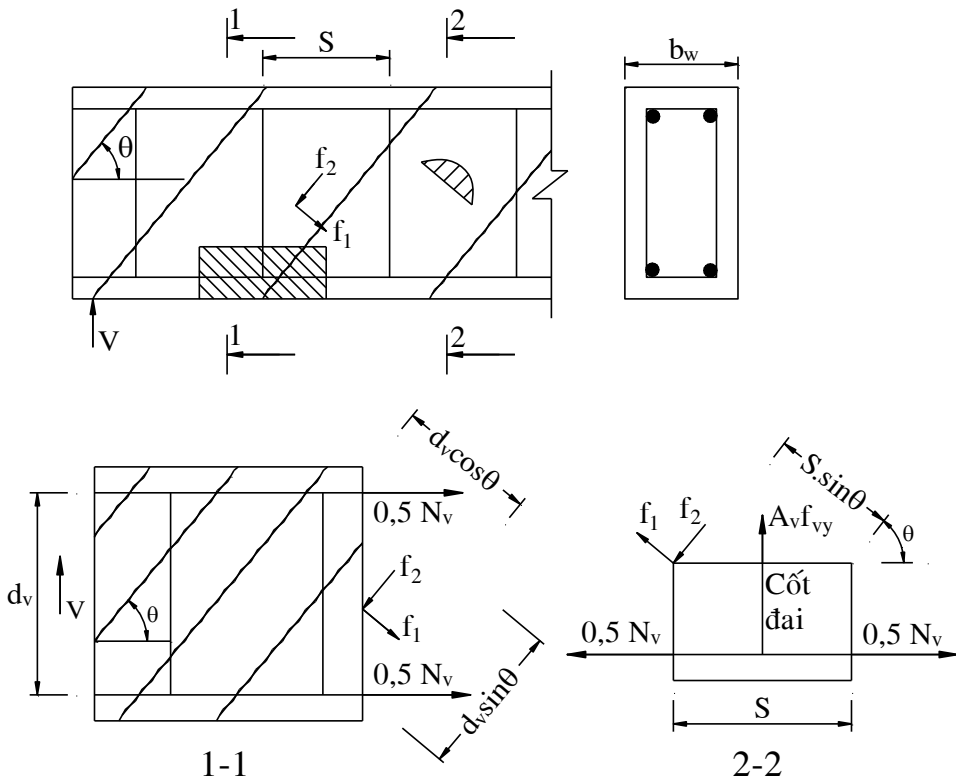
Không cần kiểm toán mỏi của cốt thép trong trường hợp cấu kiện bê tông dự ứng lực toàn phần được thiết kế đảm bảo cho ứng suất kéo ở thứ ngoài cùng theo trạng thái giới hạn sử dụng III không vượt quá ứng suất kéo quy định trong bảng 4 Phần 5 TCVN11823-17.

## 6.12. Thiết kế lực cắt theo trường nén cải tiến:

### 6.12.1. Lý thuyết tính toán:

$$\text{Xét mặt cắt tại gôi} \begin{cases} M = 0 \\ V \neq 0 \end{cases}$$

Tiến hành phân tích lực và thể hiện chi tiết như **Hình 6.30**, trong đó  $f_1, f_2$  là các thành phần ứng suất chính của vách dầm;  $\theta$  là góc nghiêng của vết nứt;  $S$  là khoảng cách thép đai,  $d_v$  là khoảng cách từ thép kéo đến thép nén;  $N_v$  và  $A_v f_{vy}$  là lực kéo trong cốt thép dọc và trong thép đai.



**Hình 6.30:** Các điều kiện cân bằng của lý thuyết trường nén cải tiến

Các phương trình cân bằng lực:

$$\begin{aligned} \Sigma Y_{(1-1)} = 0 \Leftrightarrow V = f_2 d_v \cos \theta \cdot b_w \cdot \sin \theta + \\ + f_1 d_v \sin \theta \cdot b_w \cdot \cos \theta \end{aligned} \quad (6.167)$$

$$\begin{aligned} \Sigma Y_{(2-2)} = 0 \Leftrightarrow A_v f_{vy} = f_2 S \sin \theta \cdot b_w \cdot \sin \theta \\ - f_1 S \cos \theta \cdot b_w \cdot \cos \theta \end{aligned} \quad (6.168)$$

Từ (6.168)  $\Rightarrow f_2 = \frac{A_v f_{vy} + f_1 \cos^2 \theta \cdot S \cdot b_w}{\sin^2 \theta \cdot S \cdot b_w}$  thay vào (6.167):



$$\begin{aligned}
V &= \frac{A_v f_{vy}}{S} d_v \cot g\theta + f_1 \frac{\cos^3 \theta}{\sin \theta} b_w d_v - f_1 d_v \sin \theta b_w \cdot \cos \theta \\
&= \frac{A_v f_{vy}}{S} d_v \cot g\theta + f_1 b_w d_v \left( \frac{\cos^3 \theta}{\sin \theta} - \sin \theta \cdot \cos \theta \right) \\
&= \underbrace{\frac{A_v f_{vy}}{S} d_v \cot g\theta}_{V_s} + \underbrace{f_1 b_w d_v \cot g\theta}_{V_c}
\end{aligned}$$

$$V = V_s + V_c \quad (6.169)$$

$$\text{Trong đó: } V_c = f_1 b_w d_v \cot g\theta \approx \frac{1}{12} \beta \sqrt{f_c'} \cdot b_w d_v \quad (6.170)$$

$$\text{Với } \beta = f\left(\frac{v}{f_c'}; \varepsilon_x\right) \quad (6.171)$$

$$\text{và } v = \frac{V_u}{\phi b_w d_v} \quad (6.172)$$

$V$  là ứng suất tiếp trung bình trên mặt cắt ngang;

$\varepsilon_x$  là biến dạng dọc trung bình của sườn dầm do tổng tải trọng tác dụng, trị số này có thể được lấy bằng  $\frac{1}{2}$  biến dạng tại trọng tâm của cốt thép chịu kéo. Có thể xác định  $\varepsilon_x$  bằng cách gần đúng như sau:

Xét tại mặt cắt gồm các nội lực  $M_u$ ,  $V_u$ ,  $N_u$ .

$M_u$  tác dụng lên cốt thép chịu kéo một lực dọc  $M_u / d_v$ ;

$N_u$  tác dụng lên cốt thép chịu kéo một lực dọc  $0,5N_u$ . Xét  $V_u$ :

$$\begin{aligned}
\sum F_{[\text{theo phương } f_1, (1-1)]} &= 0 \\
\Leftrightarrow -V_u \cos \theta + f_1 d_v \sin \theta b_w + N_u \sin \theta &= 0 \quad (6.173)
\end{aligned}$$

$$\Leftrightarrow N_u = V_u \cot g\theta - f_1 d_v b_w$$

$$\Leftrightarrow 0,5N_u = 0,5V_u \cot g\theta - 0,5f_1 d_v b_w \approx 0,5V_u \cot g\theta \quad (6.174)$$

Tính được biến dạng tại trọng tâm thép chịu kéo  $\varepsilon_s$  và sườn dầm  $\varepsilon_x$ :

Sau khi xác định  $\theta$ , tra tiếp **Bảng 6.3** tìm  $\beta$ .

**Bước 5:**

Xác định khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_c = \frac{1}{12} \beta \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d_v$$

Khả năng chịu cắt của cốt thép đai:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p \quad (6.187)$$

**Bước 6:**

Tính khoảng cách các bước đai:

$$s = \frac{A_v f_{vy} d_v \cot g\theta}{V_s} \quad (6.188)$$

$A_v$ : tổng diện tích các nhánh đai.

**Bước 7:**

Kiểm tra bước đai theo điều kiện cấu tạo:

$$s \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_v f_{vy}}{0,083 \sqrt{f'_c} b_w} \\ \text{Min}(0,8d_v; 600\text{mm}) \quad \text{nếu } \frac{V_u}{f'_c b_w d_v} < 0,125 \\ \text{Min}(0,4d_v; 300\text{mm}) \quad \text{nếu } \frac{V_u}{f'_c b_w d_v} \geq 0,125 \end{array} \right. \quad (6.189)$$

**Bước 8:**

Kiểm tra cốt thép dọc:

$$A_{ps} \cdot f_{ps} + A_s f_y \geq \frac{M_u}{\phi_f d_v} + \frac{0,5N_u}{\phi_\alpha} + \left( \frac{V_u}{\phi_v} - 0,5V_s - V_p \right) \cot g\theta \quad (6.190)$$

**6.13. Tính lực cắt theo mô hình giằng chống (mô hình giàn ảo):**

**6.13.1. Tổng quát:**

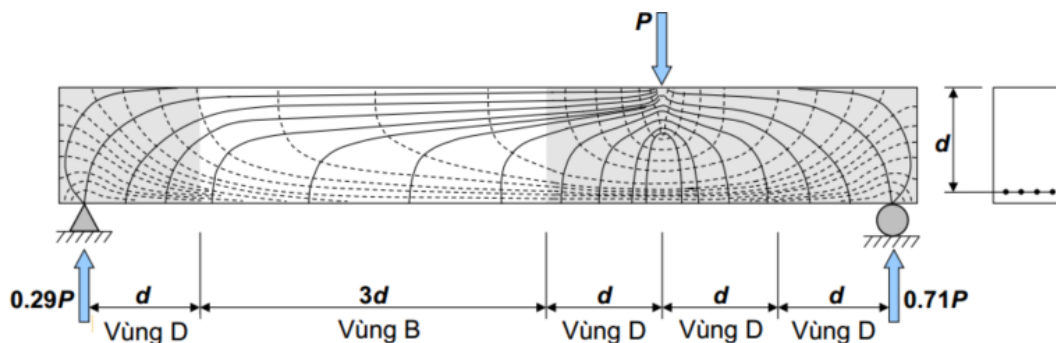
Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép theo mô hình giằng chống là phương pháp thiết kế linh hoạt và được sử dụng khá phổ biến để thiết kế những vùng kết cấu phức tạp về ứng suất và biến dạng. Sự không liên tục về kết cấu và tải trọng tạo ra các phân bố biến dạng phi tuyến. Vì vậy giả

thiết về biến dạng phẳng đang được sử dụng trong hầu hết các phương pháp thiết kế hiện nay không còn phù hợp và do đó mô hình hệ giằng chống là một giải pháp để phân tích các vùng không liên tục này.

Việc thay thế một kết cấu hay một bộ phận kết cấu bê tông cốt thép bằng hệ giằng chống thực chất là việc đi tìm một trạng thái nội lực trong kết cấu sao cho sơ đồ giằng chống thỏa mãn điều kiện cân bằng và điều kiện cường độ. Như vậy, khả năng chịu lực của kết cấu bê tông cốt thép sẽ được khẳng định thông qua việc kiểm tra khả năng chịu lực của hệ giằng chống hay hệ giàn ảo. Hệ giằng chống thường có cấu tạo đơn giản và tĩnh định nên giải bài toán tìm nội lực hệ thanh khá đơn giản. Việc kiểm toán khả năng chịu lực của hệ thống qua kiểm toán các phần tử của hệ thanh gồm thanh kéo, thanh nén và nút giàn. Như vậy tính toán khả năng chịu lực của kết cấu đã được đơn giản hóa bằng cách sử dụng một hệ thanh.

### 6.13.2. Vùng không liên tục và vùng liên tục

Hình 6.32 thể hiện các đường đồng ứng suất trên dầm do tải trọng tập trung  $P$  tác dụng và phản lực các gối tựa. Ứng suất tại các vùng gần lực tập trung tác dụng có phân bố không mềm mại và khá phức tạp. Đây là những vùng D điển hình của dầm.



**Hình 6.32: Các đường đồng ứng suất cho vùng B và vùng D**

Vùng B thường xuất hiện giữa các vùng D và cũng được thể hiện như Hình 6.32. Giả thiết về tiết diện phẳng được chấp nhận trong vùng này, nghĩa là sự phân bố về biến dạng là tuyến tính trên suốt chiều cao dầm. Việc thiết kế chịu uốn của vùng B, ứng suất nén được thể hiện bằng các đường đồng ứng suất liên tục và thường thể hiện là một khối ứng suất phân bố hình chữ nhật, trong khi đó ứng suất kéo tương ứng với các đường nét khuất thường được thiết kế cho cốt thép dọc.

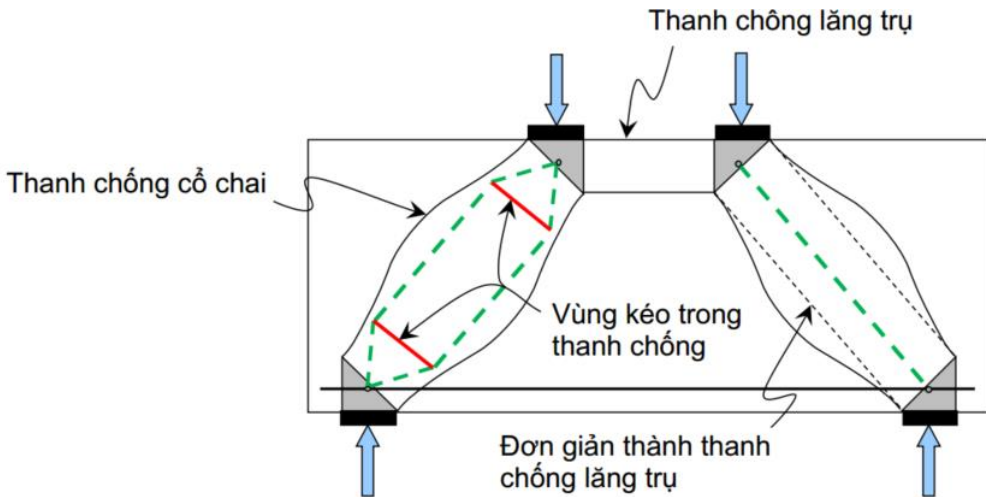
Sự phân bố biến dạng trên vùng D là phi tuyến. Do đó, phương pháp thiết kế theo mặt cắt không thể áp dụng trên vùng này. Theo nguyên lý Saint-Venant, vùng phi tuyến này kéo dài khoảng từ 1 đến 2 lần kích thước đặc trưng của cấu kiện. Do đó, trên Hình 6.32, các vùng D có kích thước bằng chiều cao có hiệu của dầm tính từ vị trí đặt lực tập trung.

giằng,  $d_b$  là đường kính thép và  $d_c$  là chiều dày bê tông bảo vệ đến mép cốt thép trong thanh giằng;  $w_{t,max}$  được xác định như sau:

$$w_{t,max} = \frac{F_{nt}}{f_{c,eff} b_s} \quad (6.192)$$

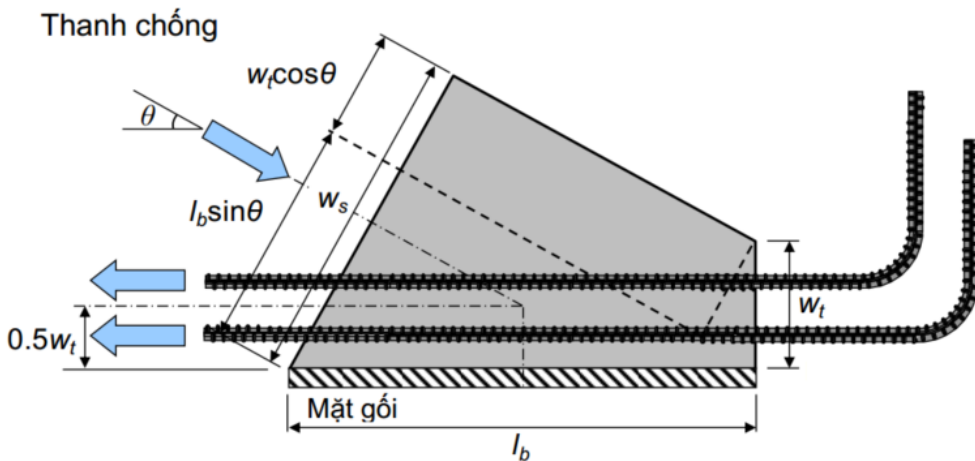
$F_{nt}$  : là lực danh định của thanh giằng chịu kéo

$f_{c,eff}$  : cường độ nén có hiệu của nút và  $b_s$  là chiều rộng tính toán của thanh chống.



**Hình 6.37: Các thanh chống trong kết cấu dầm cao**

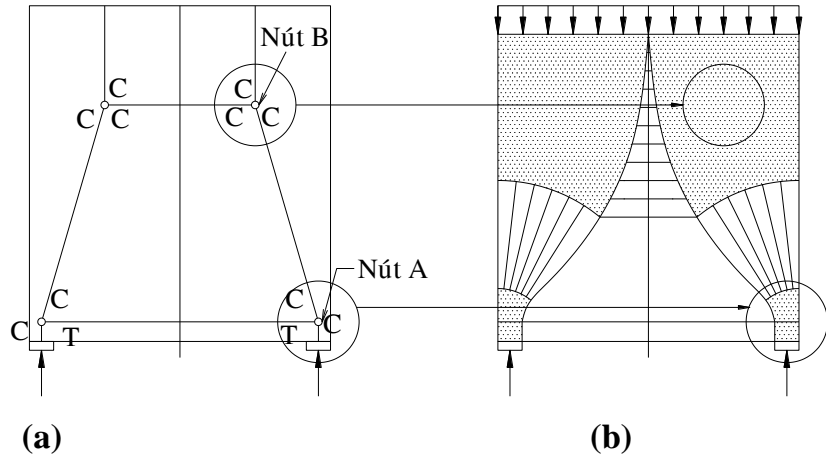
**Nút giằng:** các nút trong mô hình giằng chống là các giao điểm của các thanh chống và thanh giằng. Khái niệm về nút thực tế đã được đơn giản hóa: một nút biểu diễn sự thay đổi đột ngột phương của các lực. Tuy nhiên, khuynh hướng trong thực tế không xảy ra đột ngột mà thường dần dần. Có 2 loại nút:



**Hình 6.38: Kích thước hình học của nút CCT**

Nút tập trung: nếu một trong những thanh chống hay thanh giằng đại diện một trường ứng suất tập trung, khuynh hướng là tập trung cục bộ.

Nút phân tán: các trường ứng suất bê tông rộng nối với nhau hay với các thanh giằng kéo mà bao gồm nhiều thanh phân bố sít nhau.

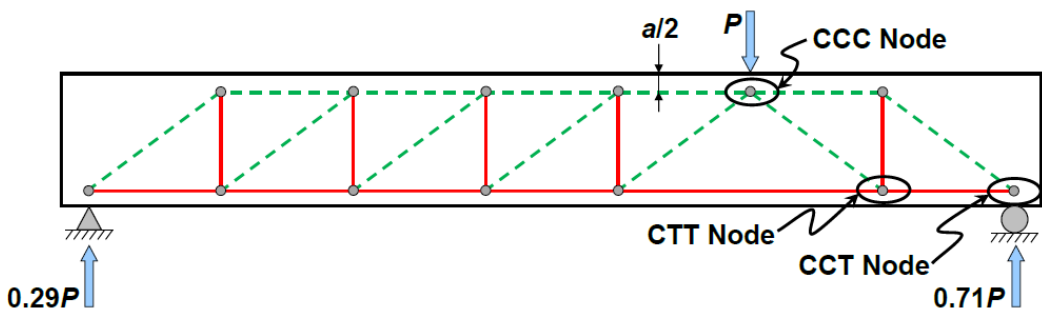


**Hình 6.39: Nút trong mô hình giằng chống**

Trong thực tế, đối với nút tập trung có thể có 3 dạng nút như sau:

- Nút CCC: nén-nén-nén gặp nhau tại một nút.
- Nút CCT: nén-nén-kéo gặp nhau tại một nút.
- Nút CTT: nén-kéo-kéo gặp nhau tại một nút.

Loại nút TTT (kéo-kéo-kéo) gần như không có trong thực tế.



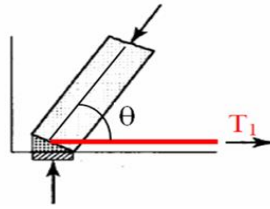
**Hình 6.40: Các loại nút cơ bản**

Giá trị góc nghiêng trong mô hình giằng chống là góc tạo bởi 2 thanh nén hoặc kéo với nhau và được quy định như sau:

Theo tiêu chuẩn Thụy Sĩ (Swiss code):  $26^{\circ} \leq \theta \leq 64^{\circ}$

Theo tiêu chuẩn Châu Âu (European code):  $31^{\circ} \leq \theta \leq 59^{\circ}$

Theo tiêu chuẩn Mỹ (ACI 2002):  $25^{\circ} \leq \theta \leq 65^{\circ}$



**Hình 6.41: Góc nghiêng trong mô hình giằng chống**

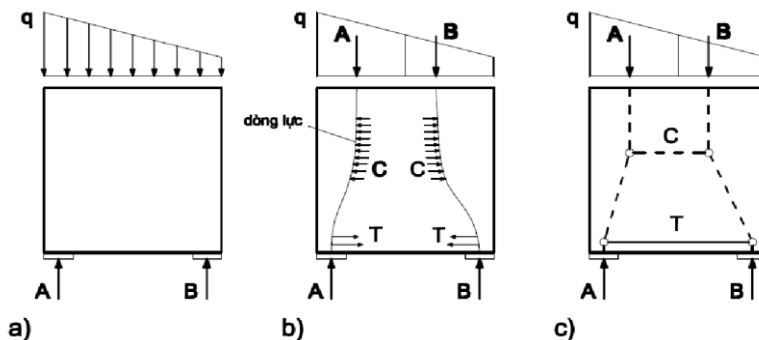
#### 6.13.4. Các phương pháp xây dựng hệ giằng ảo

Trong xây dựng sơ đồ hệ giằng ảo, các phương pháp phổ biến hiện nay là: phương pháp dòng lực, phương pháp dựa trên trường ứng suất đàn hồi, phương pháp dựa trên sơ đồ ứng suất thanh mẫu và phương pháp dựa trên tối ưu Topology.

##### *Phương pháp dòng lực*

Theo phương pháp dòng lực hay phương pháp đường tải trọng, bước đầu tiên là xác định tất cả các lực tác dụng lên vùng D nhằm đảm bảo sự cân bằng trên mặt ngoài của vùng D. Trên **Hình 6.42**, vùng D chịu ứng suất không đối xứng  $q$ . Biểu đồ ứng suất được phân chia theo cách mà hợp tải trọng bên trên của kết cấu được cân bằng với phản lực ở mặt đối diện. Các đường cong thu được khi vẽ một đường nối giữa các lực ngược chiều nhau được gọi là dòng lực.

Các dòng lực không giao nhau. Chúng bắt đầu và kết thúc ở trọng tâm của biểu đồ ứng suất tương ứng và có phương của tải trọng tác dụng hoặc của phản lực. Chúng có khuynh hướng là con đường ngắn nhất có thể ở giữa các lực tác dụng. Độ cong của dòng lực gây ra lực chuyển hướng C biểu diễn nằm ngang. Cuối cùng các dòng lực được thay thế bằng các đường gãy khúc mà điểm gãy của chúng là điểm giao với các lực chuyển hướng.



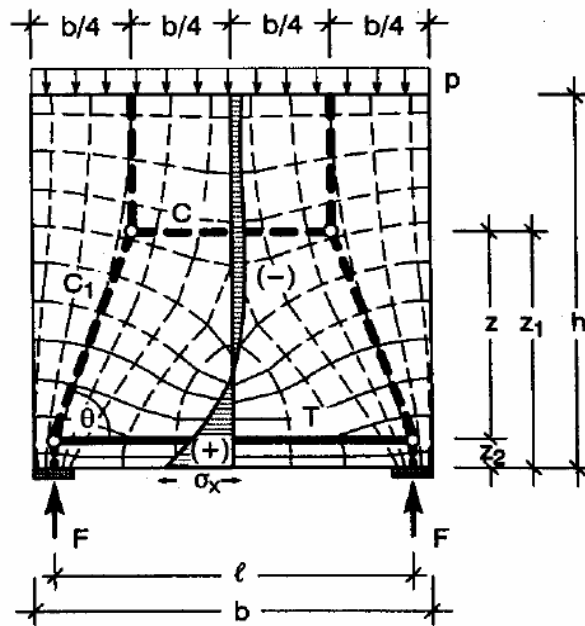
**Hình 6.42: Phương pháp dòng lực**

(a) Kết cấu và tải trọng; (b) Dòng lực ; (c) Hệ giằng ảo

Mô hình đã xây dựng ở phía trên phản ánh dòng lực chính và minh họa ứng xử chịu lực của kết cấu. Các thanh chịu kéo và chịu nén là đại diện tiêu biểu cho của trường ứng suất cong hai chiều và ba chiều với dòng

chính của ứng suất hư-ớng theo đường trục của chúng. Các nút của các thanh không phải là nút thực mà là các vùng nơi mà các nội lực (ứng suất) được chuyển hướng hoặc đi vào trong (được neo).

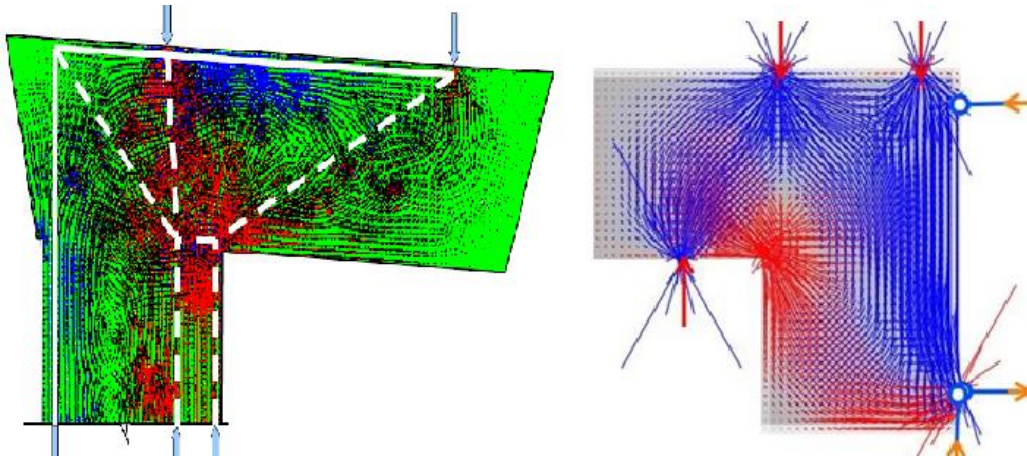
**Phương pháp trường ứng suất đàn hồi**



**Hình 6.43: Phân bố ứng suất đàn hồi và sơ đồ hệ thanh thay thế**

Trong trường hợp trình bày ở trên, vị trí vật lý của điểm gãy của tổ hợp tải trọng hoặc tương đương vị trí của lực chuyển hướng đã được chọn hoặc quyết định căn cứ vào độ cong của dòng lực. Nếu biết được phân bố ứng suất của một vùng  $D$  đã cho, ví dụ bằng phân tích phần tử hữu hạn như **Hình 6.43** thì điều này có thể được sử dụng trong việc mô hình hoá bằng việc định hướng dòng lực dọc theo phương của ứng suất chính bằng việc xác định vị trí của hợp lực chuyển hướng từ sự phân bố ứng suất trong từng mặt cắt.

Cách tiếp cận này cho phép xác định khoảng cách tới mép dưới cấu kiện  $z_1$  của lực nén nằm ngang  $C$  như **Hình 6.43** từ trọng tâm của diện tích biểu đồ ứng suất nén trong một mặt cắt thẳng đứng  $x = l/2$ . Khoảng cách tương ứng  $z_2$  của hợp lực kéo nằm ngang  $T$  có thể được xác định tương tự. Phải chú ý rằng, sự thay đổi mặt cắt thẳng đứng sẽ làm thay đổi vị trí của hợp lực. Từ đó dẫn đến, sẽ có một số khả năng cho người thiết kế để lựa chọn cách bố trí các thanh nén và thanh kéo trong sơ đồ giàn ảo. Một trường hợp khác cũng sử dụng phương pháp trường ứng suất đàn hồi để xây dựng hệ giàn ảo như **Hình 6.44**. Dựa vào trường ứng suất thu được từ phần mềm ForcePAD, các thanh giằng và chống được đặt trong các trường ứng suất kéo và nén tương ứng.



**Hình 6.44: Phân bố ứng suất đàn hồi (ForcePAD) của dầm xà mũ và đầu dầm SuperT**

***Phương pháp dựa trên các sơ đồ mẫu***

Trong quá trình nghiên cứu xây dựng mô hình giằng chống, các tác giả đều nhận xét rằng, một số mô hình tiêu biểu xuất hiện lặp đi lặp lại trong nhiều trường hợp và tổ hợp khác nhau, thậm chí trong những kết cấu rất khác biệt. Nguyên nhân của hiện tượng trên là do trong thực tế, có một số lượng rất hạn chế các vùng không liên tục có dòng ứng suất thực sự khác nhau. Sự hình dung và hiểu rõ các đặc điểm thường gặp của kết cấu là điều có ý nghĩa công cụ quan trọng đối với kỹ sư thiết kế. Dựa trên những hiểu biết này, người thiết kế sẽ mô tả các trường hợp rất khác biệt về cội nguồn thông thường của chúng và sẽ có thể hạn chế được sai lầm.

***Phương pháp dựa trên tối ưu Topology***

Mô hình giằng chống thể hiện cơ cấu truyền lực của kết cấu bê tông cốt thép ở trạng thái giới hạn cường độ, nghĩa là kết cấu bị nứt hoặc chảy dẻo. Do đó, mục tiêu chính của bài toán tối ưu Topology là xác định cơ cấu này để gia cường đảm bảo kết cấu đủ khả năng chịu lực. Thực tế, một số vùng trong kết cấu bê tông cốt thép không hiệu quả để kháng tải trọng. Khi đó, hệ truyền lực chính có thể được xác định bằng cách loại bỏ những vùng này. Nghĩa là bài toán thiết lập hệ giàn ảo có thể được xem như bài toán tối ưu hình học kết cấu hay tối ưu Topology và được chi tiết như sau:

Bài toán tối ưu Topology cho một vật thể biến dạng có thể tích  $\Omega$  dưới tác dụng của lực khối  $\mathbf{f}$  và lực mặt  $\mathbf{t}$  trên phần mặt biên  $\Gamma_t$  có các điều kiện biên trên phần biên  $\Omega_b$  được định nghĩa như sau:



$$\begin{aligned}
& \min l(\rho, \mathbf{u}) \\
& \text{s.t.: } a_\rho(\mathbf{u}, \mathbf{v}) = l(\rho, \mathbf{u}) \quad \forall \mathbf{v} \in U \\
& \quad \rho \in \{0, 1\} \\
& \quad \int_{\Omega} \rho d\Omega = V \leq \gamma V_0
\end{aligned} \tag{6.193}$$

Trong đó:

$$\begin{aligned}
l(\rho, \mathbf{u}) &= \int_{\Omega} \mathbf{f}^T \mathbf{u} d\Omega + \int_{\Gamma_t} \mathbf{t}^T \mathbf{u} ds \\
a_\rho(\mathbf{u}, \mathbf{v}) &= \int_{\Omega} \rho \frac{\partial u_i}{\partial x_j} E_{ijkl} \frac{\partial v_k}{\partial x_l} d\Omega
\end{aligned}$$

và  $\mathbf{u}$  là trường chuyển vị của vật thể biến dạng,  $\mathbf{v}$  trường chuyển vị khả dĩ ảo,  $U$  là tập của các chuyển vị khả dĩ,  $V$  là thể tích giới hạn,  $V_0$  là tổng thể tích miền khảo sát và  $\gamma$  là hệ số thể tích.

Biểu diễn các tính chất vật liệu như là hàm số mật độ  $\rho$  với lũy thừa  $p$ :  $E(\rho) = \rho^p E_0$ , trong đó  $E_0$  là môđun đàn hồi Young của vật liệu. Khi đó, bài toán tối ưu (6.193) được viết lại như sau:

$$\begin{aligned}
& \min l(\rho, \mathbf{u}) \\
& \text{s.t.: } a_\rho(\mathbf{u}, \mathbf{v}) = l(\rho, \mathbf{u}) \quad \forall \mathbf{v} \in U \\
& \quad 0 < \bar{\rho} \leq \rho \leq \underline{\rho} \\
& \quad \int_{\Omega} \rho d\Omega = V \leq \gamma V_0
\end{aligned} \tag{6.194}$$

Với  $\bar{\rho}$  và  $\underline{\rho}$  là cận trên và cận dưới của mật độ vật liệu.

Sau khi rời rạc hóa bài toán bằng thủ tục phân tích phần tử hữu hạn, bài toán tối ưu (6.194) được viết dưới dạng rời rạc như sau:

$$\begin{aligned}
& \min J(\rho) = \mathbf{U}^T \mathbf{K} \mathbf{U} = \sum_{e=1}^N (\rho_e)^p \mathbf{u}_e^T \mathbf{K}_e \mathbf{u}_e \\
& \text{s.t.: } \sum_{e=1}^N (\rho_e)^p \mathbf{K}_e \mathbf{u}_e = \mathbf{F} \\
& \quad 0 < \bar{\rho} \leq \rho_e \leq \underline{\rho} \\
& \quad \sum_{e=1}^N \rho_e V_e = \gamma V_0
\end{aligned} \tag{6.195}$$

Trong đó:  $\rho$  là vector biến thiết kế;  $J(\rho)$  là hàm mục tiêu;  $\mathbf{U}$  là

vector chuyển vị tổng thể;  $\mathbf{K}$  là ma trận độ cứng tổng thể;  $\mathbf{u}_e$  và  $\mathbf{K}_e$  là vector chuyển vị và ma trận độ cứng của phần tử thứ  $e$ ;  $\rho_e$  là mật độ phần tử thứ  $e$ ;  $N$  là tổng số phần tử được rời rạc từ miền  $\Omega$ ;  $v_e$  là thể tích của phần tử và  $\mathbf{F}$  là vector tải tổng thể.

Để tìm giá trị nhỏ nhất theo phương pháp tiệm cận gradient, độ nhạy của hàm mục tiêu được xác định như sau:

$$\frac{\partial J}{\partial \rho_i} = -\mathbf{U}^T \frac{\partial \mathbf{K}}{\partial \rho_i} \mathbf{U} = -p(\rho_i)^{p-1} \mathbf{u}_i^T \mathbf{K}_i \mathbf{u}_i \quad (6.196)$$

Bài toán tối ưu Topology trong phương trình (6.195) có thể được giải bằng nhiều cách khác nhau. Trong tài liệu này sẽ trình bày phương pháp OC (Optimality Criteria). Biến thiết kế  $\rho_e$  được cập nhật như sau:

$$\rho_e^{\text{new}} = \begin{cases} \max(\underline{\rho}, \rho_e - m) & \text{if } \rho_e(\mathbf{B}_e)^\eta \leq \max(\underline{\rho}, \rho_e - m) \\ \rho_e(\mathbf{B}_e)^\eta & \text{if } \max(\underline{\rho}, \rho_e - m) < \rho_e(\mathbf{B}_e)^\eta < \max(\bar{\rho}, \rho_e + m) \\ \min(\bar{\rho}, \rho_e + m) & \text{if } \rho_e(\mathbf{B}_e)^\eta \geq \max(\bar{\rho}, \rho_e + m) \end{cases} \quad (6.197)$$

Trong đó:  $\rho_e^{\text{new}}$  là mật độ phần tử thứ  $e$  được cập nhật;  $\rho_e$  là mật độ phần tử đã được lọc;  $m$  là giới hạn dịch chuyển của biến mật độ;  $\mathbf{B}_e$  có thể được xác định từ điều kiện tối ưu thông qua độ nhạy  $\partial J / \partial \rho_e$  và hệ số Lagrange như sau:

$$\mathbf{B}_e = -\frac{\frac{\partial J}{\partial \rho_e}}{\lambda v_e} \quad (6.198)$$

Để bài toán (6.195) có khả năng hội tụ, Sigmund đã hiệu chỉnh độ nhạy của hàm mục tiêu như sau:

$$\frac{\partial J}{\partial \rho_e} = \frac{1}{\rho_e \sum_{f=1}^N H_f} \sum_{f=1}^N H_f \rho_f \frac{\partial J}{\partial \rho_f} \quad (6.199)$$

Trong đó: trọng số  $H_f = r_{\min} - \text{dist}(e, f)$ ,  $\{f \in N \mid \text{dist}(e, f) \leq r_{\min}\}$  là khoảng cách giữa trọng tâm phần tử  $e$  và phần tử  $f$ .

Khi đó, giải bài toán tối ưu (6.195) kết hợp các điều kiện ràng buộc, mô hình giằng chống có thể được xác định.

### 6.13.5. Trình tự thiết kế mô hình giằng chống

Để thiết kế bê tông cốt thép vùng D theo mô hình giằng chống, Williams đã đề xuất các bước như sau:

- Phân biệt vùng B và vùng D trên kết cấu thiết kế.
- Xác định trường hợp tải trọng.
- Phân tích điều kiện biên của vùng D.
- Kiểm tra sơ bộ kích thước các thành phần kết cấu.
- Phát triển mô hình giằng chống : vị trí của thanh giằng và chống sao cho đại diện cho các dòng lực. Xác định nội lực hệ giằng chống.
- Xác định cốt thép cho các thanh giằng.
- Kiểm tra cường độ cho các nút giàn.
- Kiểm tra cường độ cho thanh chống.

#### ***Phân biệt vùng B và vùng D***

Bước đầu tiên trong tiến trình thiết kế là sử dụng nguyên lý Sant Venant chia kết cấu thành các vùng B và vùng D. Vùng B dùng phương pháp mặt cắt và vùng D dùng phương pháp hệ giàn ảo. Chi tiết chia vùng đã được trình bày trong mục 6.13.2.

#### ***Xác định tải trọng tác dụng***

Các tải trọng được tổ hợp ở trạng thái giới hạn cường độ và được quy đổi thành lực tập trung tác dụng tại các nút giàn. Mô hình giàn có thể thay đổi theo các trường hợp tải trọng khác nhau. Một số gợi ý để làm đơn giản các tải trọng tác dụng lên hệ giàn:

- Thành phần tải trọng momen có thể được thay thế bằng một cặp ngẫu lực tương đương tác dụng tại các nút giàn.
- Các lực tập trung gần nhau nên gộp thành một lực để đơn giản trong việc xây dựng hệ giàn.
- Các lực phân bố và kể cả trọng lượng bản thân nên quy đổi thành các lực tập trung tác dụng tại nút giàn.

#### ***Phân tích điều kiện biên vùng D***

Các lực tác dụng tại biên vùng D hay các phản lực cân phải được xác định để phát triển sơ đồ hình học hệ giàn và nội lực cho các thanh giàn. Nếu kết cấu có cả vùng B và vùng D, thì việc xét tương tác với vùng B sẽ được thay bằng một hệ lực tương đương với các nội lực tại mặt cắt phân chia giữa vùng B và vùng D.

### Kiểm tra sơ bộ kích thước các thành phần kết cấu

Các kích thước sơ bộ của kết cấu nên được chọn để hạn chế xuất hiện các vết nứt dưới tác dụng tải trọng ở trạng thái giới hạn sử dụng. Mục đích của việc kiểm tra trong bước này để đánh giá khả năng xuất hiện vết nứt xiên trong vùng D. Khả năng chịu cắt của vùng D khi các vết nứt bắt đầu xuất hiện,  $V_{cr}$ , được xác định theo phương trình:

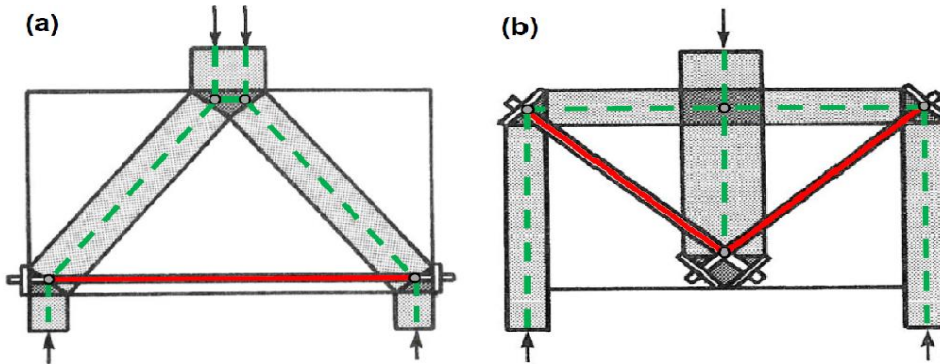
$$V_{cr} = 0.083 \left[ 6.5 - 3 \left( \frac{a}{d} \right) \right] \sqrt{f'_c} b_w d \text{ (N)} \quad (6.200)$$

$$\text{với } 0.166 \sqrt{f'_c} b_w d \leq V_{cr} \leq 0.415 \sqrt{f'_c} b_w d$$

Trong đó:  $a$  là chiều dài nhịp chịu cắt (mm);  $d$  và  $b_w$  chiều cao và chiều rộng chịu cắt có hiệu (mm);  $f'_c$  cường độ chịu nén của bê tông.

Khả năng chịu cắt  $V_{cr}$  được so sánh với lực cắt do tải trọng được tổ hợp ở trạng thái giới hạn sử dụng  $V_s$ . Nếu  $V_{cr} < V_s$  thì các vết nứt xiên có khả năng xảy ra. Khi đó, tăng kích thước thiết diện hoặc cường độ bê tông.

### Xây dựng mô hình giàn chống



Hình 6.45: Hai mô hình giàn cho một vùng D

Đây là bước quan trọng và có nhiều thách thức cho người thiết kế. Các phương pháp phổ biến hiện nay như đã trình bày ở trên là: phương pháp dòng lực, phương pháp dựa trên trường ứng suất đàn hồi và phương pháp dựa trên sơ đồ ứng suất thanh mẫ. Đối với một vùng D cùng một hệ tải trọng cho trước, thì có thể có vô số hệ giàn ảo đại diện cho dòng lực của kết cấu. Theo Schlaich, một mô hình tốt nhất nếu số thanh kéo ít nhất và chiều dài ngắn nhất. Nghĩa là chỉ số  $H = \sum_{i=1}^N T_i L_i$  đạt giá trị nhỏ nhất, trong

đó:  $N$  là số thanh giằng chịu kéo,  $T_i$  và  $L_i$  là lực kéo và chiều dài của thanh giằng thứ  $i$ . Biểu thức trên phù hợp với nguyên lý năng lượng biến dạng nhỏ nhất cho ứng xử đàn hồi nhưng được sửa đổi cho bê tông cốt thép đã

nút. Chỉ số này có ý nghĩa trợ giúp trong loại bỏ các mô hình kém hợp lý, ví dụ như **Hình 6.45**: mô hình giàn (a) cho thấy số lượng thanh giằng ít hơn và phù hợp với dòng lực tác dụng hơn mô hình giàn (b).

### ***Xác định cốt thép cho thanh giằng***

Bằng cách giải hệ giàn dưới tác dụng của tải trọng ở trạng thái giới hạn cường độ, nội lực của các thanh giàn có thể được xác định. Trong trường hợp hệ giàn là siêu tĩnh, thì nội lực của các thanh được giải theo phương pháp lập do kích thước của các thanh chưa được xác định.

Diện tích thép cần thiết trong các thanh giằng sao cho ứng suất trong cốt thép không vượt quá cường độ chảy dẻo, khi đó:

$$A_{st} = \frac{F_u}{\phi f_y} \quad (6.201)$$

Trong đó,

$F_u$  lực trong thanh giàn do tải trọng có hệ số;

$f_y$  cường độ chảy dẻo của thép; hệ số sức kháng  $\phi = 0,9$  theo A.5.6.3.4.1 của tiêu chuẩn.

Trường hợp có áp dụng lực, công thức (6.201) được hiệu chỉnh như sau:

$$F_u = \phi \left[ A_{st} f_y + A_{ps} (f_{pe} + f_y) \right] \quad (6.202)$$

Với  $A_{ps}$  và  $f_{pe}$  là diện tích và ứng suất có hiệu trong cáp dự ứng lực.

### ***Kiểm tra cường độ cho các nút giàn***

Các nút giàn được kiểm tra để đảm bảo không bị phá hoại dưới tác dụng tải trọng. Nói chung, ứng suất trong nút giàn thường khá lớn do nơi quy tụ các thanh giàn trong khi thể tích bề tông của nút giàn khá nhỏ. Kích thước hình học của nút có thể được xác định như sau:

Xác định kích thước nút giàn:

#### ***Nút giàn loại CCT***

Loại nút này hay gặp ở khu vực đầu dầm có gối hoặc nơi đặt lực tập trung ở các dầm cao. Về mặt chịu lực nút này có 2 thanh nén và 1 thanh kéo. Chiều rộng nút theo thanh chống  $w_s$  được xác định như sau:

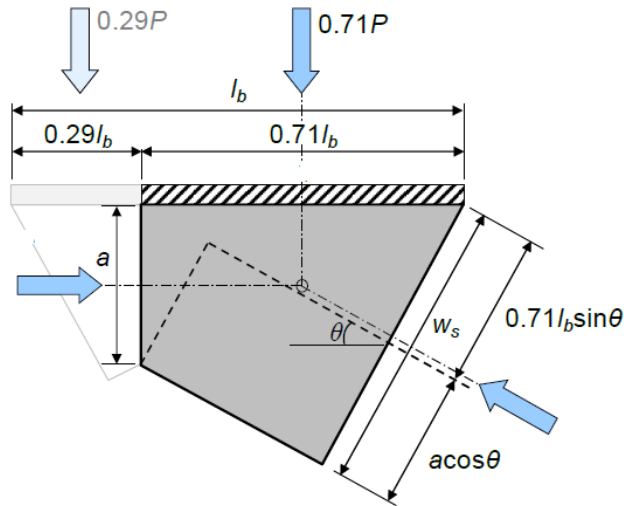
$$w_s = l_b \sin \theta + w_t \cos \theta \quad (6.203)$$

Trong đó:  $w_t$  được xác định như phương trình (6.191);  $l_b$  bề rộng

tầm gối và  $\theta$  góc nghiêng của thanh chống.

#### Nút giàn loại CCC

Kích thước hình học của nút được thể hiện như Hình 6.46. Thông thường nút này được chia làm 2 phần theo tỉ lệ lực nén của các thanh chống truyền vào nút. Phần nút bên trái trên Hình 6.46 có kích thước  $0.29l_b$  và bên phải  $0.71l_b$  vì tỉ lệ lực nén của thanh chống bên trái là 29% và bên phải là 71%.



**Hình 6.46: Kích thước nút CCC**

Chiều cao  $a$  được lấy bằng chiều cao chịu nén quy đổi của khối ứng suất hình chữ nhật và được xác định như sau:

$$a = \frac{A_s f_s - A'_s f'_s}{0.85 f'_c b_w} \quad (6.204)$$

Trong đó:  $A_s f_s$  và  $A'_s f'_s$  tổng lực dọc trong thép chịu kéo và thép nén;  $b_w$  chiều rộng có hiệu;  $f'_c$  cường độ chịu nén của bê tông (MPa).

Chiều rộng nút theo thanh chống  $w_s$  được xác định như sau:

$$w_s = l_b \sin \theta + a \cos \theta \quad (6.205)$$

Trong đó:  $a$  được xác định như phương trình (6.204);  $l_b$  bề rộng tầm gối và  $\theta$  góc nghiêng của thanh chống.

#### Nút giàn loại CTT

Loại nút này được xếp vào loại nút phân tán và vì vậy nó không có kích thước hình học rõ ràng như loại nút CCT và CCC. Lực nén của thanh chống truyền vào nút thường bị phát tán trên một thể tích bê tông khá lớn

$$l_3 = (L_{tt}/2 + a) - L_2 = (33500/2 + 300) - 13544 = 3506 \text{ mm}$$

Chiều dài bó cáp từ đầu neo đến mặt cắt  $1/2 L_{tt}$ :

$$x_3 = l_1 + l_2 + l_3 = 6689 + 6884 + 3506 = 17079 \text{ mm}$$

**Mất mát do ma sát.**

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \left[ 1 - e^{-(\mu\alpha + kx)} \right]$$

Với:  $\mu = 0,2$ ;  $k = 6,6 \cdot 10^{-7}$

$$f_{pj} = 0,74 \cdot f_{pu} = 0,74 \cdot 1860 = 1376 \text{ Mpa}$$

Tính tại mặt cắt gôi:

$$\alpha = 0 \text{ (rad)}, x = 301 \text{ (mm)}$$

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \left[ 1 - e^{-(\mu\alpha + kx)} \right] = 1376 \left[ 1 - e^{(0,2 \cdot 0 + 6,6 \cdot 10^{-7} \cdot 301)} \right] = 0,27 \text{ Mpa}$$

Tính tại mặt cắt  $1/4$  nhịp:

$$\alpha = 0,024 \text{ (rad)}, x = 8707 \text{ (mm)}$$

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \left[ 1 - e^{-(\mu\alpha + kx)} \right] = 1376 \left[ 1 - e^{(0,2 \cdot 0,024 + 6,6 \cdot 10^{-7} \cdot 8675)} \right] = 14,35 \text{ Mpa}$$

Tính tại mặt cắt  $1/2$  nhịp:

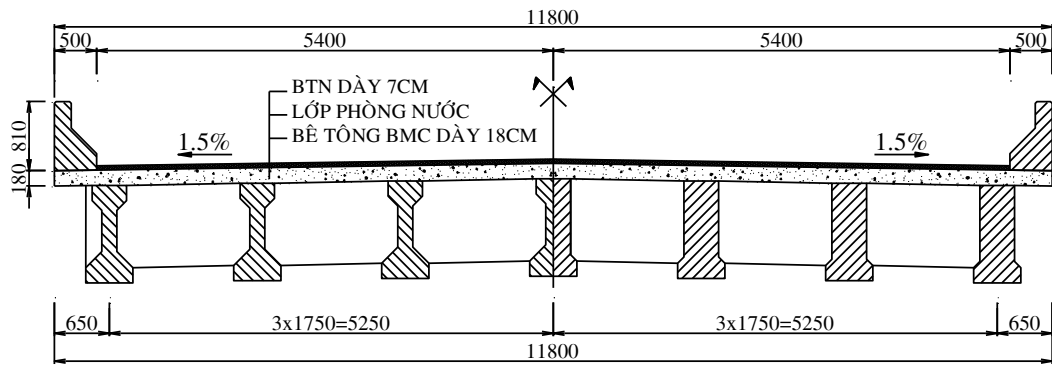
$$\alpha = 0,081 \text{ (rad)}, x = 17050 \text{ (mm)}$$

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \left[ 1 - e^{-(\mu\alpha + kx)} \right] = 1376 \left[ 1 - e^{(0,2 \cdot 0,081 + 6,6 \cdot 10^{-7} \cdot 17050)} \right] = 37,26 \text{ Mpa}$$

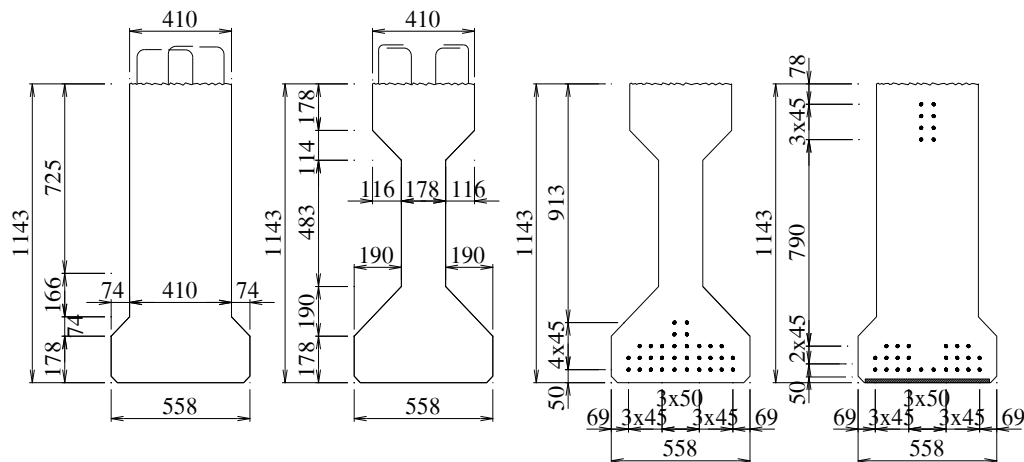
Ví dụ 2:

Thiết kế một dầm bê tông cốt thép dự ứng lực căng trước tiết diện chữ I có chiều dài 24,54m và chiều dài nhịp 24,24m cho một công trình cầu trên đường ô tô với bề rộng phần xe chạy 10,8m (xem **Hình 6.48**, **Hình 6.49**, **Hình 6.50**). Bản mặt cầu đổ tại chỗ dày 18cm. Bố trí 4 dầm ngang cách nhau 8m.

Tải trọng của bản mặt cầu và dầm ngang tác dụng lên dầm chủ có dạng lực phân bố  $w_{DC2} = 9,315 \text{ N/mm}$ . Lớp bê tông nhựa dày 7cm và  $w_{DW} = 3,375 \text{ N/mm}$ . Trọng lượng bản thân của lan can quy đổi  $w_{DC3} = 2,45 \text{ N/mm}$ . Trọng lượng bản thân dầm chủ  $w_{DC1} = 9,67 \text{ N/mm}$ .



**Hình 6.48: Kết cấu nhịp cầu cho ví dụ 2 của 6.14**



**Hình 6.49: Cấu tạo mặt cắt ngang và bố trí cáp DUL dài 24,54m**

**Các tính chất vật liệu như sau:**

Bê tông của dầm dự ứng lực:

- Cường độ nén của bê tông 28 ngày, mẫu 15x30:  $f'_c=42\text{Mpa}$ ;  
 môđun đàn hồi tương ứng:  $E_c = 0,0017 \cdot (2336)^2 \cdot (42)^{0,33} = 3,19 \cdot 10^4 \text{ Mpa}$ ;

- Cường độ nén của bê tông khi cắt cáp:  $f'_{ci}=38\text{Mpa}$ ; môđun đàn  
 hồi tương ứng:  $E_{ci} = 3,08 \cdot 10^4 \text{ Mpa}$ ;

- Bê tông của bản mặt cầu:  $f'_c=30\text{Mpa}$ ; môđun đàn hồi tương ứng:  
 $E_d = 2,81 \cdot 10^4 \text{ Mpa}$ .

Cáp dự ứng lực:

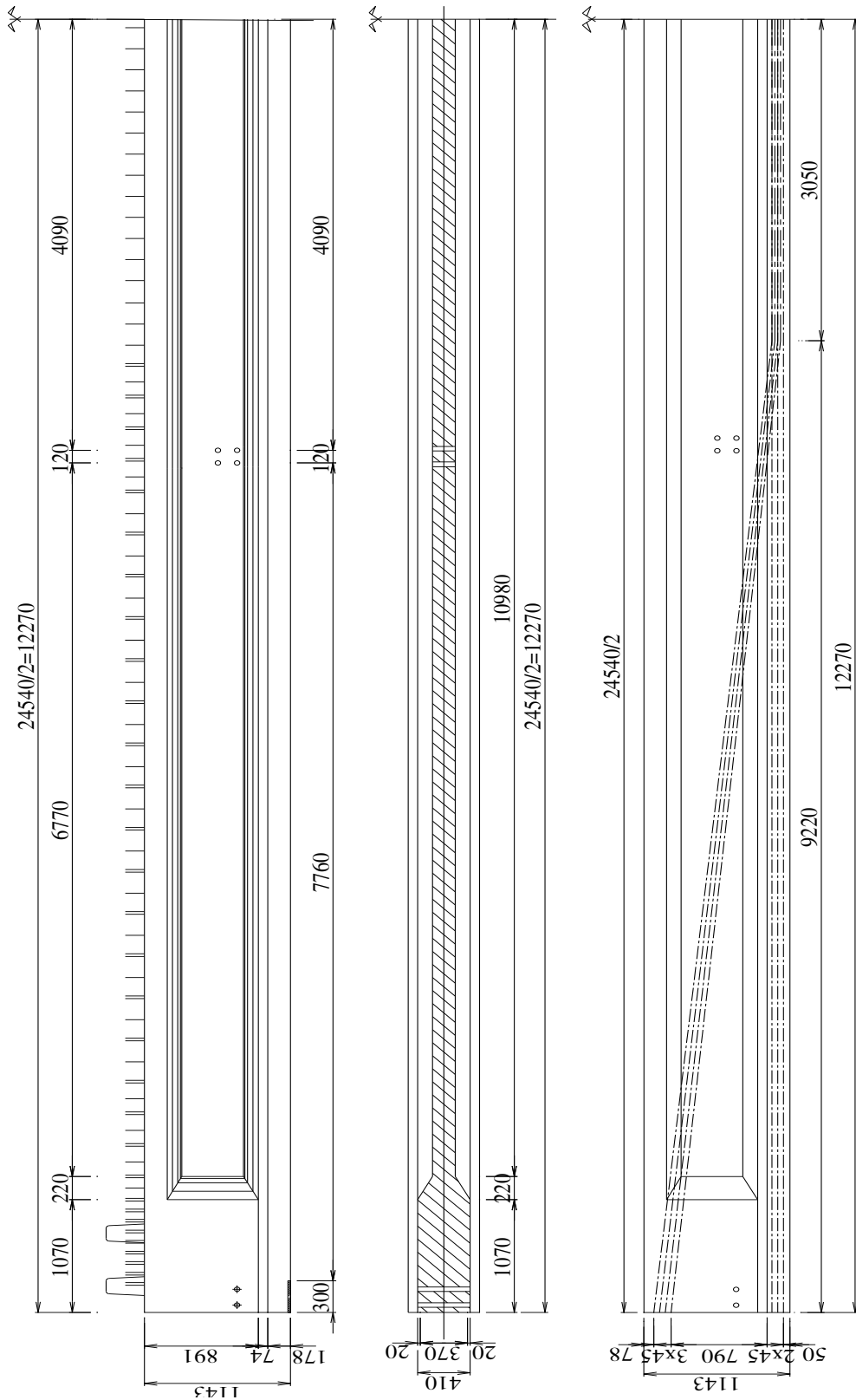
- Bố trí 32 tao cáp loại 12,7mm có độ chùng thấp; chuyển hướng  
 lên đầu dầm 8 tao và điểm chuyển hướng cách đầu dầm 9220mm;

- Diện tích tiết diện 1 tao cáp:  $98,71\text{mm}^2$ ;

- Các thông số cường độ cáp:  $f_{pu}=1860\text{Mpa}$ ;  $f_{py}=0,9f_{pu}$ ;  $f_{pj}=0,75f_{pu}$ ;  
 $E_{ps}=197000\text{Mpa}$ .

Cốt thép đai sử dụng thép có đường kính 14mm và  $f_y=280\text{MPa}$ .





**Hình 6.50: Cấu tạo dầm I24.54**

Trong ví dụ này sẽ thiết kế cho dầm giữa và kiểm toán tại 2 mặt cắt

Hệ số điều chỉnh tải trọng:  $\eta = \eta_I \cdot \eta_D \cdot \eta_R = 1.1.1 = 1 > 0,95$

Trong đó:

$\eta_I$ : Hệ số xét đến mức độ quan trọng của công trình và lấy bằng 1;

$\eta_D$ : Hệ số xét đến tính chất dẻo của vật liệu và lấy bằng 1;

$\eta_R$ : Hệ số xét đến mức độ dư thừa liên kết của công trình và lấy bằng 1.

### Hệ số phân bố tải trọng cho dầm giữa:

Kiểm tra điều kiện sử dụng phương pháp dầm đơn:

- Số lượng dầm  $7 > 4$  (thỏa);
- Khoảng cách giữa các dầm dọc  $S = 1750\text{mm}$  thỏa:  $1100\text{mm} \leq S \leq 4900\text{mm}$ ;
- Nhịp các dầm dọc  $L = 24240\text{mm}$  thỏa:  $6000\text{mm} \leq L \leq 73000\text{mm}$ ;
- Bề rộng mặt cầu không đổi;
- Phân hẫng  $S(\text{hẫng}) = 750 (\text{mm}) \leq 910 (\text{mm})$ .

Tham số độ cứng dọc:

$$K_g = n(I_g + A_g e_{g0}^2)$$

Trong đó:

$$n = \frac{E_B}{E_D} = \frac{0,0017 \times 2343^2 \times (45)^{0,33}}{0,0017 \times 2320^2 \times (30)^{0,33}} = 1,18$$

Khoảng cách giữa trọng tâm dầm và bản mặt cầu xét cho tiết diện giữa nhịp:

$$e_{g0} = y_{tg} + \frac{h_2}{2} = 647,8 + \frac{180}{2} = 737,8\text{mm}$$

$$\Rightarrow K_g = 1,18 \times (5,56 \times 10^{10} + 380710 \times 737,8^2) = 3,11 \times 10^{11} (\text{mm}^4)$$

Hệ số phân bố tải trọng cho mômen dầm khi 1 làn xe chất tải:

$$\begin{aligned} m_{gM}^{SI} &= 0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \times \left(\frac{S}{L_{tt}}\right)^{0,3} \times \left(\frac{K_g}{L_{tt} \times t_s^3}\right)^{0,1} \\ &= 0,06 + \left(\frac{1750}{4300}\right)^{0,4} \times \left(\frac{1750}{24240}\right)^{0,3} \times \left(\frac{3,11 \times 10^{11}}{24240 \times 180^3}\right)^{0,1} \\ &= 0,403 \end{aligned}$$

- Hệ số phân bố tải trọng cho mômen đầm khi nhiều làn xe chất tải:

$$mg_M^{MI} = 0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \times \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \times \left(\frac{K_g}{L \times t_s^3}\right)^{0,1}$$

$$= 0,075 + \left(\frac{1750}{2900}\right)^{0,6} \times \left(\frac{1750}{24240}\right)^{0,2} \times \left(\frac{3,11 \times 10^{11}}{24240 \times 180^3}\right)^{0,1} = 0,547$$

Hệ số phân bố tải trọng cho mômen của hoạt tải thiết kế:

$$mg_M = \max(mg_M^{SI}; mg_M^{MI}) = 0,547$$

Hệ số phân bố tải trọng cho lực cắt khi xếp 1 làn xe chất tải:

$$mg_V^{SI} = 0,36 + \frac{S}{7600} = 0,36 + \frac{1750}{7600} = 0,590$$

Hệ số phân bố tải trọng cho lực cắt khi xếp nhiều làn xe chất tải:

$$mg_V^{MI} = 0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2 = 0,2 + \frac{1750}{3600} - \left(\frac{1750}{10700}\right)^2 = 0,659$$

Hệ số phân bố tải trọng cho lực cắt của hoạt tải thiết kế:

$$mg_V = \max(mg_V^{SI}; mg_V^{MI}) = 0,659$$

Tiến hành xếp hoạt tải HL-93 và tính tải lên đường ảnh hưởng để xác định nội lực của dầm chủ.

Momen và lực cắt tại các mặt cắt do tĩnh tải và hoạt tải tổ hợp ở trạng thái giới hạn sử dụng và cường độ được tổng hợp như sau:

Mặt cắt	TTGH sử dụng I					TTGH cường độ I	
	M <sub>DC1</sub>	M <sub>DC2</sub>	M <sub>DC3</sub>	M <sub>DW</sub>	M <sub>LL</sub>	M <sub>u</sub>	V <sub>u</sub>
x=L/2	710,16	684,16	179,94	247,88	1526	5010,4	223,4
x=0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	956,4

Ghi chú: đơn vị của momen là KN.m và của lực cắt là KN.

**Tính toán các mặt cắt ứng suất:**

**Mặt cắt ứng suất tức thời:**

Mặt cắt ứng suất do nén đàn hồi được xác định tại mặt cắt giữa

nhịp:

$$\Delta f_{pES} = \frac{A_{ps} f_{pj} [I_g + (d_{ps} - y_{tg})^2 A_g] - (d_{ps} - y_{tg}) M_{DCI} A_g}{A_{ps} [I_g + (d_{ps} - y_{tg})^2 A_g] + \frac{E_{ci}}{E_{ps}} A_g I_g} =$$

$$= \frac{3158,7.1395[5,56.10^{10} + 380,5^2.3,8.10^5] - 380,5.710,16.10^6.3,8.10^5}{3158,7.[5,56.10^{10} + 380,5^2.3,8.10^5] + \frac{3,11.10^4}{197000} 3,8.10^5.5,56.10^{10}}$$

$$= 104,064 \text{Mpa}$$

**Xác định các mất mát ứng suất dài hạn theo phương pháp từng phần:**

Giả sử tuổi bê tông đầm khi bắt đầu chịu tải là  $t=1$  ngày và thi công bản mặt cầu là  $t=56$  ngày, độ ẩm môi trường nơi công trình  $H=75\%$ , tỉ lệ  $V/S=127,6\text{mm}$ .

Biến dạng co ngót của dầm từ lúc truyền lực cấp dự ứng lực lên dầm đến khi thi công bản mặt cầu được xác định như sau:

$$\varepsilon_{bid} = k_s k_{hs} k_f k_{td} 0,48 \times 10^{-3}$$

Trong đó:

$$k_{td} = \frac{56 - 1}{12 \left( \frac{100 - 0,58 \times 38}{0,145 \times 38 + 20} \right) + 56 - 1} = 0,585$$

$$k_s = 1,45 - 0,0051V/S = 1,45 - 0,0051.127,6 = 0,799$$

$$k_f = \frac{35}{7 + f_{ci}} = \frac{35}{7 + 38} = 0,778$$

$$k_{hs} = 2,00 - 0,0143H = 2,00 - 0,0143.75 = 0,927$$

Thế các hệ số  $k$  vào công thức trên, khi đó biến dạng co ngót:

$$\varepsilon_{bid} = k_s k_{hs} k_f k_{td} 0,48 \times 10^{-3} =$$

$$= 0,799 \times 0,927 \times 0,778 \times 0,58 \times 0,48 \times 10^{-3} = 162 \times 10^{-6}$$

Tương tự, biến dạng co ngót của dầm và của bản mặt cầu tính từ lúc thi công bản mặt cầu cho đến cuối thời kỳ khai thác:  $\varepsilon_{ddf} = 114 \times 10^{-6}$  và  $\varepsilon_{ddf} = 436 \times 10^{-6}$ .

Hệ số từ biến của dầm từ lúc căng cáp đến khi thi công bản mặt cầu:

$$\Psi_b(t_d, t_i) = \Psi_{bid} = 1,9k_s k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0,118} =$$

$$= 1,9 \times 0,799 \times 0,96 \times 0,778 \times 0,585 \times 1^{-0,118} = 0,664$$

Trong đó:  $t_i=1$  ngày

$$k_s = 1,45 - 0,0051V/S = 1,45 - 0,0051 \times 127,6 = 0,799$$

$$k_{hc} = 1,56 - 0,008H = 1,56 - 0,008 \times 75 = 0,96$$

Tương tự, hệ số từ biến của dầm tính từ lúc truyền lực cho đến cuối thời kỳ khai thác:  $\Psi_b(t_f, t_i) = \Psi_{bif} = 1,134$ ; và tính từ lúc thi công bản mặt cầu cho đến cuối thời kỳ khai thác:  $\Psi_b(t_f, t_d) = \Psi_{bdf} = 0,705$ ; hệ số từ biến của bản mặt cầu tính đến cuối thời kỳ khai thác:  $\Psi_d(t_f, t_d) = \Psi_{ddf} = 1,788$ .

*Mất mát ứng suất do co ngót xảy ra trong giai đoạn I ( $\Delta f_{pSR}$ ):*

$$K_{id} = \frac{1}{1 + \frac{E_{ps}}{E_{ci}} \frac{A_{ps}}{A_g} \left( 1 + \frac{A_g (d_{ps} - y_{tg})^2}{I_g} \right) [1 + 0,7\Psi_b(t_f, t_i)]} =$$

$$= \frac{1}{1 + \frac{19700}{3,11 \times 10^4} \frac{3158}{3,8 \times 10^5} \left( 1 + \frac{3,8 \times 10^5 \times 380,5^2}{5,56 \times 10^{10}} \right) [1 + 0,7 \times 1,133]} =$$

$$= 0,842$$

$$\Delta f_{pSR} = \varepsilon_{bid} E_{ps} K_{id} = 162 \times 10^{-6} \times 197000 \times 0,842 = 26,88 \text{Mpa}$$

*Mất mát ứng suất do từ biến xảy ra trong giai đoạn I ( $\Delta f_{pCR}$ )*

Lực cấp sau khi chiết giảm mất mát ứng suất tức thời:

$$P_i = f_{pi} A_{ps} = (f_{pj} - \Delta f_{pES}) A_{ps} = (1395 - 104,06) 3158,7 = 4077,10^3 \text{N}$$

$$f_{cgp} = -\frac{P_i}{A_g} - \frac{P_i (d_{ps} - y_{tg})^2}{I_g} + \frac{M_{DCl}}{I_g} (d_{ps} - y_{tg}) =$$

$$= -\frac{4077 \times 10^6}{3,8 \cdot 10^5} - \frac{4077 \times 10^6 \times 380,5^2}{5,56 \cdot 10^{10}} + \frac{710,16 \cdot 10^6}{5,56 \cdot 10^{10}} \cdot 380,5 =$$

$$= -16,46 \text{Mpa}$$

$$\Delta f_{pCR} = \frac{E_{ps}}{E_{ci}} |f_{cgp}| \Psi_b(t_d, t_i) K_{id} = \frac{19700}{3,11 \times 10^4} 16,46 \times 0,664 \times 0,842 =$$

$$= 58,17 \text{Mpa}$$

*Mất mát ứng suất do chùng nhão trong giai đoạn I ( $\Delta f_{pR1}$ )*

$$\Delta f_{pR1} = \frac{f_{pj}}{K_L} \left( \frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0,55 \right) = \frac{1395}{30} \left( \frac{1395}{1674} - 0,55 \right) = 13,17 \text{Mpa}$$

Mất mát ứng suất do co ngót xảy ra trên tiết diện liên hợp (giai đoạn 2) ( $\Delta f_{pSD}$ )

$$K_{df} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} \frac{A_{ps}}{A_c} \left( 1 + \frac{A_c e_c^2}{I_c} \right) [1 + 0,7 \Psi_b(t_f, t_i)]} =$$

$$= \frac{1}{1 + \frac{19700}{31166} \frac{3158}{6,46 \times 10^5} \left( 1 + \frac{6,46 \times 10^5 \times 684^2}{1,41 \times 10^{11}} \right) [1 + 0,7 \times 1,134]} =$$

$$= 0,852$$

$$\Delta f_{pSD} = \varepsilon_{bdf} E_{ps} K_{df} = 114 \times 10^{-6} \times 197000 \times 0,85 = 19,26 \text{Mpa}$$

Mất mát ứng suất do từ biến xảy ra trên tiết diện liên hợp (giai đoạn 2) ( $\Delta f_{pCD}$ )

$$\Delta f_{cd} = \frac{M_{DC2}}{I_g} (d_{ps} - y_{tg}) + \frac{M_{DC3} + M_{DW}}{I_c} (d_{ps} - y_{tc}) =$$

$$= \frac{684 \cdot 10^6}{5,56 \cdot 10^{10}} 380,5 + \frac{179,94 \cdot 10^6 + 247 \cdot 10^6}{1,14 \cdot 10^{11}} 684,12 = 8,36 \text{Mpa}$$

$$\Delta f_{pCD} = \frac{E_{ps}}{E_{ci}} |f_{cgp}| \left[ \Psi_b(t_f, t_i) - \Psi_b(t_d, t_i) \right] K_{df} - \frac{E_{ps}}{E_{ci}} \Delta f_{cd} \Psi_b(t_f, t_d) K_{df}$$

$$= \frac{19700}{31166} 16,46 [1,134 - 0,664] 0,852 - \frac{19700}{31166} 8,36 \times 0,705 \times 0,852 =$$

$$= 9,91 \text{Mpa}$$

Mất mát ứng suất do chùng nhão xảy ra trên tiết diện liên hợp (giai đoạn 2) ( $\Delta f_{pR2}$ )

$$\Delta f_{pR2} = \Delta f_{pR1} = 13,17 \text{Mpa}$$

Ứng suất gia tăng trong cáp dự ứng lực do co ngót của bản mặt cầu ( $\Delta f_{pSS}$ )

Độ thay đổi ứng suất trên bê tông tại trọng tâm cáp dự ứng lực do co ngót của bản mặt cầu  $\Delta f_{cdf}$  là:

$$\Delta f_{cdf} = \frac{\varepsilon_{ddf} A_d E_{cd}}{[1 + 0,7 \psi_d(t_f, t_d)]} \left( -\frac{1}{A_c} + \frac{e_{pc} e_d}{I_c} \right) =$$

$$\Delta f_{cdf} = \frac{436 \cdot 10^{-6} \times 315000 \times 27691}{[1 + 0,7 \times 1,788]} \left( -\frac{1}{6,46 \cdot 10^5} + \frac{684 \times 434}{1,14 \cdot 10^{11}} \right) =$$

$$= 0,93 \text{Mpa}$$

$$\Delta f_{pSS} = \frac{19700}{31166} 0,93 \times 0,852 [1 + 0,7 \times 0,705] = 7,495 \text{Mpa}$$

Tổng mất mát ứng suất theo thời gian:

$$\Delta f_{pLT} = (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{id} + (\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS})_{df}$$

$$= (26,88 + 58,17 + 13,17) + (19,26 + 9,91 + 13,17 - 7,49) =$$

$$= 133,08 \text{Mpa}$$

**Xác định mất mát ứng suất dài hạn theo phương pháp xấp xỉ:**

$$\Delta f_{pLT} = 10 \frac{f_{pj} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 83 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_{pR}$$

Trong đó: Hệ số hiệu chỉnh xét tới độ ẩm tương đối của môi trường  
 $\gamma_h = 1,7 - 0,01H = 1,7 - 0,01 \times 75 = 0,95$ ;

Hệ số xét ảnh hưởng cường độ bê tông khi truyền lực  
 $\gamma_{st} = \frac{35}{7 + f'_{ci}} = \frac{35}{7 + 38} = 0,778$ ;

Mất mát ứng suất do chùng nhão  $\Delta f_{pR}$  được lấy bằng 17MPa đối với tao cáp có độ chùng thấp.

Do đó, tổng mất mát ứng suất theo thời gian được xác định bằng cách xấp xỉ như sau:

$$\Delta f_{pLT} = 10 \frac{f_{pj} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 83 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_{pR} =$$

$$= 10 \frac{1395 \times 3158,7}{3,8 \cdot 10^5} 0,95 \times 0,778 + 83 \times 0,95 \times 0,778 + 17$$

$$= 163,8 \text{Mpa}$$

Kết quả cho thấy phương pháp xấp xỉ cho mất mát ứng suất dài hạn lớn hơn khoảng 18% so với phương pháp tính chi tiết từng phần. Trong ví dụ này, giá trị  $\Delta f_{pLT} = 133,08 \text{Mpa}$  từ phương pháp từng phần sẽ được sử dụng trong các kiểm toán tiếp theo.

$$f_t = \frac{-P_i}{A_g} + \frac{P_i \times (d_{ps} - y_{tg})}{I_g} \times y_{tg} - \frac{M_{DC1}}{I_g} \times y_{tg} =$$

$$f_t = \frac{-4,07.10^6}{3,80.10^5} + \frac{4,07.10^6 \times 380,50}{5,56.10^{10}} \times 647,80 - \frac{710,16.10^6}{5,56.10^{10}} \times 647,80$$

$$= -0,918 \text{ Mpa}$$

Giá trị ứng suất âm có nghĩa là thớ đang xét chịu nén nên so sánh với ứng suất nén cho phép. Như ở trên đã tính, ứng suất nén cho phép là 22,8Mpa và thỏa điều kiện ứng suất cho phép.

- Ứng suất thớ dưới:

$$f_b = \frac{-P_i}{A_g} - \frac{P_i \times (d_{ps} - y_{tg})}{I_g} \times y_{bg} + \frac{M_{DC1}}{I_g} \times y_{bg}$$

$$= \frac{-4,07.10^6}{3,80.10^5} - \frac{4,07.10^6 \times 380,50}{5,56.10^{10}} \times 495,19 +$$

$$+ \frac{710,16.10^6}{5,56.10^{10}} \times 495,19 = -18,197 \text{ Mpa}$$

Ứng suất nén cho phép là 22,8Mpa.

⇒ Thỏa điều kiện trong giai đoạn truyền lực của thớ dưới.

*Mặt cắt tại gối:*

- Ứng suất cáp trong giai đoạn truyền lực là:

$$f_{pi} = f_{pj} - \Delta f_{pES} = 1395 - 104,06 = 1290,9 \text{ Mpa}$$

- Lực cáp:

$$P_i = f_{pi} \times \Sigma A_{ps}^i \cos \alpha_i = 1290,9 \times 3155,7 = 4,07.10^6 \text{ N}$$

- Ứng suất thớ trên:

$$f_t = \frac{-P_i}{A_g} + \frac{P_i \times (d_{ps} - y_{tg})}{I_g} \times y_{tg} - \frac{M_{DC1}}{I_g} \times y_{tg}$$

$$= \frac{-4,07.10^6}{5,19.10^5} + \frac{4,07.10^6 \times 218,69}{5,85.10^{10}} \times 609,3 -$$

$$- \frac{0}{5,85.10^{10}} \times 609,3 = 1,437 \text{ Mpa}$$

Trị số ứng suất dương có nghĩa là thớ đang xét chịu kéo nên so



sánh với ứng suất kéo cho phép. Như ở trên đã tính, ứng suất kéo cho phép là 1,38Mpa nên không thỏa điều kiện ứng suất cho phép. Tuy nhiên, độ chênh lệch rất bé khoảng 3% nên kết quả có thể chấp nhận được.

- Ứng suất thớ dưới:

$$\begin{aligned} f_b &= \frac{-P_i}{A_g} - \frac{P_i \times (d_{ps} - y_{tg})}{I_g} \times y_{bg} + \frac{M_{DC1}}{I_g} \times y_{bg} \\ &= \frac{-4,07.10^6}{5,19.10^5} - \frac{4,07.10^6 \times 218,69}{5,85.10^{10}} \times 533,69 \\ &= + \frac{0}{5,85.10^{10}} \times 533,69 = -15,97\text{Mpa} \end{aligned}$$

Ứng suất nén cho phép là 22,8Mpa.

⇒ Thỏa điều kiện trong giai đoạn truyền lực của thớ dưới.

**Kiểm toán ở trạng thái giới hạn sử dụng:**

- Ứng suất kéo cho phép của bê tông:

$$[f_{ct}] = 0,5 \times \sqrt{f'_c} = 0,5 \times \sqrt{42} = 3,24\text{Mpa}$$

- Ứng suất nén cho phép của bê tông:

$$[f_{cc}] = 0,6 \times f'_c = 18,9\text{Mpa}$$

*Mặt cắt giữa nhịp:*

- Ứng suất cáp trong giai đoạn truyền lực là:

$$f_{pf} = f_{pj} - \Delta f_{pT} = 1395 - 327,15 = 1157,8 \text{ Mpa}$$

- Lực cáp:

$$P_f = f_{pf} \times \sum A_{ps}^i \cos \alpha_i = 1157,8 \times 3158,7 = 3,65.10^6 \text{ N}$$

- Ứng suất thớ trên:

$$\begin{aligned} f_t &= \frac{-P_f}{A_g} + \frac{P_f \times (d_{ps} - y_{tg})}{I_g} \times y_{tg} - \frac{(M_{DC1} + M_{DC2})}{I_g} \times y_{tg} \\ &\quad - \frac{M_{DC3} + M_{DW} + M_{LL}}{I_c} \times y_{tc} = \\ f_t &= -\frac{3,65.10^6}{3,80.10^5} + \frac{3,65.10^6 \times 380,50}{5,56.10^{10}} \times 647,80 \end{aligned}$$

$$V_P = \frac{M_u}{\phi_f d_v} + \frac{0,5N_u}{\phi_\alpha} + \left( \frac{V_u}{\phi_v} - 0,5V_s - V_p \right) \cot g\theta =$$

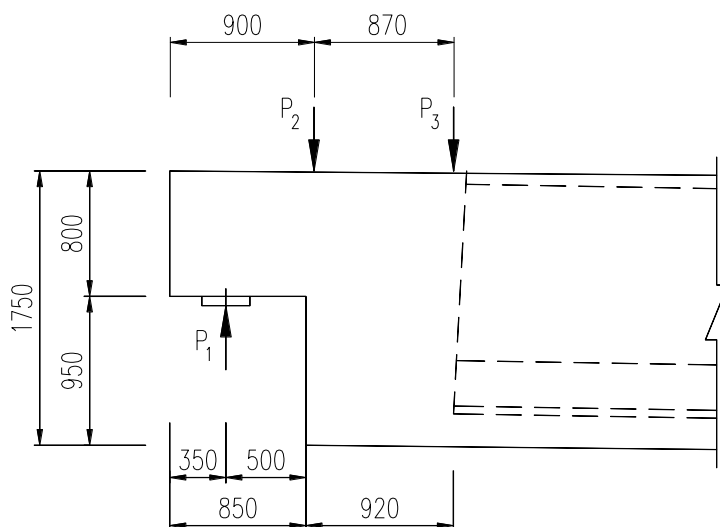
$$\frac{8,2 \cdot 10^8}{1050} + \left( \frac{1167 \cdot 10^3}{0,9} - 0,5 \cdot 486 \cdot 10^3 - 344 \cdot 10^3 \right) \cot g22,3 = 2489 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Vậy:

$$V_P = 2489 \cdot 10^3 \text{ N} < V_T = A_{ps} f_{ps} = 7921 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Thỏa điều kiện lực kéo trong thép dọc.

Ví dụ 4:



**Hình 6.51: Đầu dầm có mặt cắt khắc**

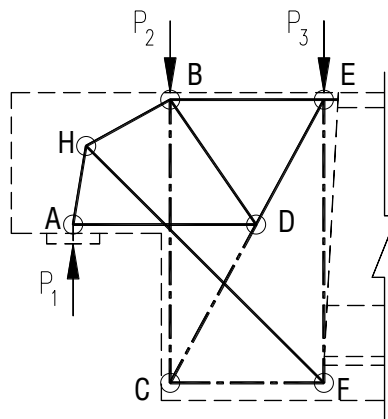
Khảo sát bài toán dầm bê tông cốt thép với cường độ bê tông  $f_c' = 40 \text{ MPa}$  và có các kích thước khu vực đầu dầm như **Hình 6.51**. Chiều rộng trung bình của sườn dầm tại khu vực đầu dầm là 810 mm. Sau khi tổ hợp tải trọng ở trạng thái giới hạn cường độ, phản lực tại gối dầm là  $P_1 = 1560 \text{ KN}$ . Các tải trọng trực, tải trọng lán và trọng lượng bản thân được quy đổi thành các lực tập trung  $P_2 = 267 \text{ KN}$  và  $P_3 = 44,7 \text{ KN}$ .

Hệ giằng chống được thiết lập **Hình 6.52** và nội lực như **Bảng 6.4**.

**Bảng 6.4: Nội lực trong hệ giằng**

Nhóm	Tên thanh giằng	Lực dọc (KN)	Góc nghiêng (độ)
Thanh giằng	BC	792,33	90
	EF	440,78	90

Nhóm	Tên thanh giằng	Lực dọc (KN)	Góc nghiêng (độ)
	CF	428,65	0
	AD	370,55	0
	HF	1138,47	45
Thanh chống	AH	-1603,40	81
	CD	-900,85	62
	DE	-557,42	62
	BE	-968,43	0
	BD	-366,25	56
	HB	-1397,12	29



**Hình 6.52: Thiết lập mô hình giằng chống**

Dựa trên kết quả nội lực trong **Bảng 6.4**, diện tích thép của các thanh giằng được xác định như sau:

*Thanh giằng HF*

Với  $f_y=420$  MPa và  $\phi=0,9$ , diện tích thép yêu cầu:

Diện tích thép yêu cầu:

$$A_{st} = \frac{F_u}{\phi f_y} = \frac{1138470}{0,9 \times 420} = 3011,8 \text{ mm}^2$$

## Chương 7 LIÊN TỤC HÓA CÁC DẦM GIẢN ĐƠN

### 7.1. Mục đích liên tục hóa:

Ưu điểm kết cấu nhịp giản đơn:

- Dễ dàng cơ giới hóa và tiêu chuẩn hóa dẫn đến giảm giá thành.
- Lao lắp vận chuyển dễ dàng phù hợp trình độ các đơn vị thi công.

Nhược điểm kết cấu nhịp giản đơn:

- Khe co dãn thường bị bong bật tạo xung kích lớn cho xe và duy tu bảo dưỡng.
- Phân phối nội lực không đều.
- Khó có khả năng vượt khẩu độ lớn.

Mục đích của việc liên tục hóa: Sử dụng các phương pháp liên tục hoá để tận dụng các ưu điểm trong quá trình thi công của kết cấu nhịp giản đơn, nhưng sau khi liên tục hoá thì kết cấu sẽ làm việc tốt hơn kết cấu giản đơn.

### 7.2. Các biện pháp liên tục:

#### 7.2.1. Liên tục nhiệt:

Được tạo ra từ các chuỗi kết cấu nhịp dầm hoặc dầm bản giản đơn nối với nhau ở mức bản mặt cầu, sau đó dưới tác dụng của lực dọc và nhiệt độ thì cầu làm việc như hệ dầm liên tục, còn dưới tác dụng thẳng đứng hệ làm việc như hệ dầm giản đơn (tức là khi tính dầm thì tính như dầm không có tác dụng của bản mặt cầu, còn khi tính bản liên tục thì có sự tham gia của dầm).

Bảo đảm liên tục các lớp áo đường, tạo êm thuận khi lưu thông.

Không gây cản trở các biến dạng vốn có của dầm giản đơn.

Thi công dễ dàng.

#### 7.2.2. Liên tục hóa:

Là kết cấu dầm được nối liên tục từ các dầm giản đơn thành dầm liên tục thuần túy dưới tác dụng khi nối, như lực dọc, nhiệt độ, tĩnh tải giai đoạn 2, hoạt tải, các tải trọng thứ cấp và cầu làm việc như dầm liên tục.

Khai thác được những ưu điểm của dầm liên tục khi đưa vào khai thác.

Cho phép giảm từ 5-15% cốt thép dự ứng lực so với thiết kế dầm giản đơn.

### 7.3. Bản liên tục nhiệt:

#### 7.3.1. Giải pháp cấu tạo:

Chỗ nối kết cấu nhịp gọi là liên kết chốt.

Phần bản để nối kết cấu nhịp gọi là bản nối.

Chiều dài bản nối còn gọi là chiều dài bản liên tục nhiệt.

Một nhóm dầm giản đơn được nối lại với nhau gọi là chuỗi, còn chiều dài các dầm giản đơn được nối với nhau gọi là chiều dài chuỗi.

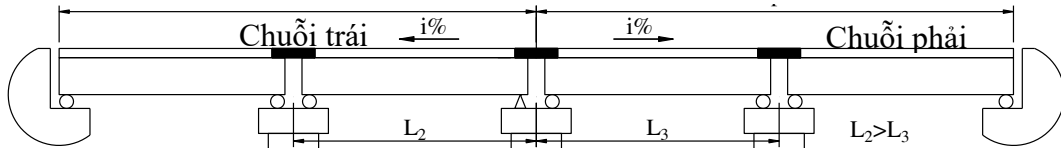
Bản liên tục nhiệt thường sử dụng trong dầm có tiết diện liên hợp.

##### 7.3.1.1. Cấu tạo chuỗi hợp lý:

Chuyển vị do nhiệt độ xảy ra tính 2 phía kể từ tâm chuỗi.

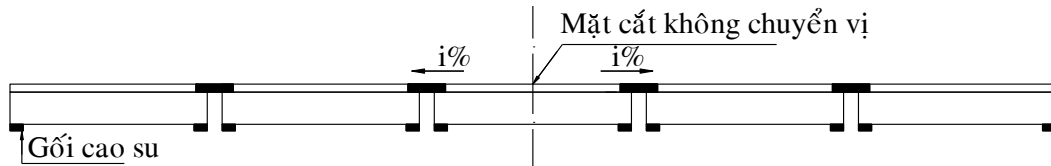
Sử dụng tối đa khả năng kết cấu của khe biến dạng.

Bố trí gối tựa cho các dầm giản đơn trong một chuỗi.

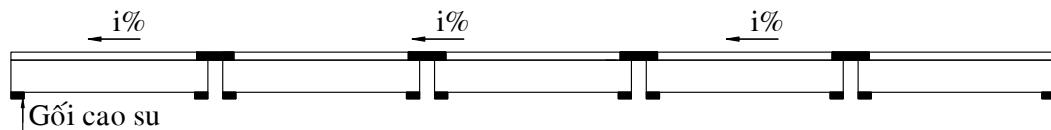


**Hình 7.1: Cấu tạo chuỗi liên tục nhiệt**

Bố trí cầu chủ yếu làm nhịp lẻ nên khi đặt liên tục nhiệt ta chỉ cần đặt mặt cắt giữa cố định là đủ.



**Hình 7.2: Liên tục nhiệt khi cầu dốc về 2 phía**



**Hình 7.3: Liên tục nhiệt khi cầu dốc về một phía**

##### 7.3.1.2. Cấu tạo bản liên tục nhiệt trong dầm có tiết diện liên hợp:

Chiều dài bản liên tục nhiệt  $L_n$  thông thường từ  $1,8 \div 2,2m$ .

Chiều dài bản mặt cầu với chiều dài bản liên tục nhiệt tối thiểu  $L_n + 30d$ .

## Chương 8 THIẾT KẾ CẦU THEO CÔNG NGHỆ ĐÚC HẪNG CÂN BẰNG

### 8.1. Giới thiệu công nghệ:

Phương pháp thi công hẫng nói chung và phương pháp thi công đúc hẫng cân bằng nói riêng thường dùng để thi công các loại cầu dầm liên tục, cầu khung... Trong phương pháp đúc hẫng cân bằng, kết cấu nhịp được chia thành nhiều đốt đối xứng nhau qua mặt cắt đỉnh trụ. Đốt đỉnh trụ được đúc đầu tiên trên đà giáo mở rộng trụ dùng để làm mặt bằng lắp thiết kế bị đúc (xe đúc hay ván khuôn treo). Sau khi có xe đúc các đốt tiếp theo sẽ được đúc ở trên xe đúc về 2 phía của đỉnh trụ đúc hẫng đối xứng.

Dù sơ đồ tĩnh học của cầu có dạng nào đi nữa thì trong quá trình đúc hẫng cân bằng luôn luôn làm việc như một công son (có mô men âm tại mặt cắt đỉnh trụ). Trọng lượng các đốt dầm thi công tiếp theo, kể cả ván khuôn đà giáo sẽ được đỡ bởi các đốt dầm trước đó. Từng đốt dầm sẽ được liên kết với phần đã thi công trước đó bằng các bó cáp ứng suất trước ngay khi bản thân đốt dầm đó đã đủ cường độ theo dự kiến thiết kế.

Cầu đúc hẫng nói chung và cầu đúc hẫng cân bằng nói riêng do có đặc điểm là hệ đà giáo phần lớn được treo trên dầm và luân chuyển nên tạo ra những ưu điểm cơ bản sau: giảm đáng kể khối lượng ván khuôn đà giáo, cơ giới hóa thi công, cho phép triển khai đồng thời nhiều mũi thi công, tăng năng suất lao động, không cản trở giao thông đường thủy, đường bộ phía dưới cầu trong thời gian thi công. Kết cấu này rất thích hợp khi phải xây dựng trụ rất cao vượt qua thung lũng sâu.

### 8.2. Cấu tạo kết cấu nhịp:

Có ba dạng cơ bản: nhịp liên tục, cầu khung và khung dầm liên tục.

Dầm liên tục: Dầm nhịp liên tục so với dạng có khớp tại giữa nhịp thì không tạo gãy góc tại giữa nhịp, mặt cầu êm thuận, biến dạng thẳng đứng tại giữa nhịp do co ngót từ biến nhỏ hơn. Dầm có khả năng co giãn theo phương dọc dưới tác dụng của biến thiên nhiệt độ, co ngót, từ biến. Nói chung khi chiều cao trụ mô thấp. Công tác duy tu bảo dưỡng gôỉ so với cầu khung phức tạp hơn.

Cầu khung: Dạng kết cấu này thích hợp khi trụ cao, có thể giảm chiều cao dầm so với phương án dầm liên tục, không gãy góc tại nhịp giữa, mặt cầu êm thuận, dễ duy tu bảo dưỡng. Phát sinh nội lực siêu tĩnh khi chịu tác dụng của biến thiên nhiệt độ, co ngót, từ biến. Tuy nhiên do dầm ngàm vào trụ khả năng chịu lực ngang do động đất tốt, đồng thời do không có gôỉ nên chi phí xây dựng có thể giảm so với dầm liên tục. Điều đặc biệt quan trọng là khi có một phần kết cấu đạt đến trạng thái chảy vẫn có sự phân bố lực và chưa dẫn đến phá hoại công trình.

Dạng kết cấu khung dầm liên tục là giải pháp kết cấu trung gian giữa hai dạng kết cấu nêu trên (có một số trụ ngàm, một số trụ đặt gối) do đó sẽ có một số ưu điểm của cả hai loại kết cấu này.

### 8.3. Các nội dung thiết kế:

#### 8.3.1. Tính đặc trưng hình học tiết diện theo các giai đoạn thi công:

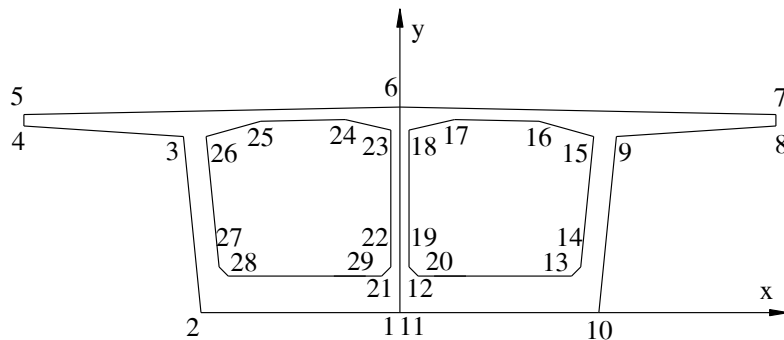
Đường cong đáy dầm thường được xác định theo phương trình bậc hai:  $y=ax^2+bx+c$ .

Thông qua tọa độ của 2 điểm tại mặt cắt đỉnh trụ và mặt cắt giữa nhịp, lấy điểm tại mặt cắt giữa nhịp làm đỉnh parabol, bỏ qua đoạn hợp long giữa vì đoạn này nằm ngang.

Đường cong bản đáy dầm hộp xác định tương tự từ tọa độ các điểm thuộc bản đáy tại mặt cắt đỉnh trụ và mặt cắt giữa nhịp, lấy điểm tại mặt cắt giữa nhịp làm đỉnh parabol, bỏ qua đoạn hợp long giữa vì đoạn này nằm ngang.

##### 8.3.1.1. Công thức xác định đặc trưng hình học của tiết diện nguyên:

Giả sử có một tiết diện dầm như sau:



**Hình 8.1:** Tiết diện dầm điển hình được đánh số tại các điểm

Diện tích mặt cắt ngang:

$$A = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{10} (x_{i+1} - x_i)(y_i + y_{i+1}) - 2 \cdot \frac{1}{2} \sum_{i=21}^{28} (x_{i+1} - x_i)(y_i + y_{i+1}) \quad (8.1)$$

Mô men tĩnh của dầm đối với trục x-x:

$$S_x = \frac{1}{6} \sum_{i=1}^{10} (x_{i+1} - x_i) (y_i^2 + y_{i+1} \cdot y_i + y_{i+1}^2) - 2 \cdot \frac{1}{2} \sum_{i=21}^{28} (x_{i+1} - x_i) (y_i^2 + y_{i+1} \cdot y_i + y_{i+1}^2) \quad (8.2)$$

Mô men quán tính đối với trục x-x:

$$I_x = \frac{1}{12} \sum_{i=1}^{10} (x_{i+1} - x_i) (y_i^3 + y_{i+1}^2 \cdot y_i + y_{i+1} \cdot y_i^2 + y_{i+1}^3) - 2 \cdot \frac{1}{2} \sum_{i=21}^{28} (x_{i+1} - x_i) (y_i^3 + y_{i+1}^2 \cdot y_i + y_{i+1} \cdot y_i^2 + y_{i+1}^3) \quad (8.3)$$

Trong đó:

$i, i+1 \dots$  là các điểm gập khúc tạo nên dầm hộp.

Nhận xét:

Cách đánh số trên thuận tiện cho việc lập trình tính toán tự động khi tính đặc trưng hình học của tiết diện, hơn nữa đơn giản và cho kết quả chính xác hơn cách chia nhỏ ra để tính.

### 8.3.1.2. Đặc trưng hình học tiết diện nguyên có xét đến giảm yếu:

Vì quá trình thi công cầu đúc hẫng bao gồm nhiều giai đoạn nên đặc trưng hình học bị thay đổi liên tục trong các giai đoạn thi công, ở mỗi thời điểm căng cáp thì đặc trưng hình học lại thay đổi và đặc trưng hình học lại bị giảm yếu bởi ống gen cáp dự ứng lực.

Diện tích tiết diện tại mặt cắt bất kỳ (i-i) có xét đến giảm yếu:

$$A_{i-i} = A - \sum A_{\text{gen}}^{\text{capam}} - \sum A_{\text{gen}}^{\text{capHLB}} - \sum A_{\text{gen}}^{\text{capHLG}} \quad (8.4)$$

Trong đó:

$A_{i-i}$  : Diện tích tiết diện nguyên có xét đến giảm yếu do ống gen tại mặt cắt đang xét (i-i);

$A$  : Diện tích tiết diện nguyên tại mặt cắt đang xét (i-i);

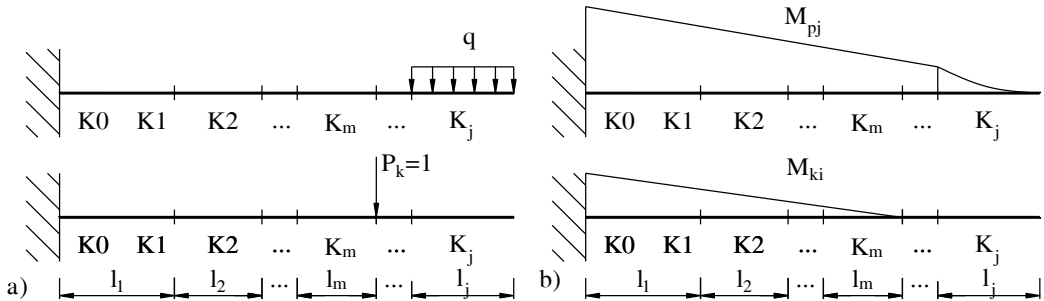
$A_{\text{gen}}^{\text{capam}}$  : Diện tích ống gen của cáp dự ứng lực chịu mô men âm tại mặt cắt đang xét (i-i);

$A_{\text{gen}}^{\text{capHLB}}$  : Diện tích ống gen của cáp dự ứng lực hợp long biên(HLB) tại mặt cắt đang xét (i-i);



công thức sau tổng quát bằng cách lấy tích phân trong phạm vi từng đốt:

$$\alpha_{mj} = \sum_{i=1}^j \int_{l_i} \frac{M_{pj}^i \cdot M_{lkj}^i}{E_{ci} I_i} \cdot ds \quad (8.35)$$



**Hình 8.15: Tải trọng bản thân và mô men do các đốt dúc**

a) Tải trọng bản thân; b) Biểu đồ mô men

Trong đó:

$M_{pj}^i$ : Biểu đồ mô men do tải trọng bản thân khối  $K_j$  tác dụng trong đoạn đốt  $K_i$  ;

$M_{lkj}^i$ : Biểu đồ mô men đơn vị do tải trọng  $P = 1$  đơn vị đặt tại đầu đốt  $K_m$  trong phạm vi đốt  $K_i$  ;

$E_{ci}$ : Mô đun đàn hồi của đốt  $K_i$  vào thời điểm tải trọng khối  $K_j$  tác dụng

$I_i$ : Mô men quán tính trung bình trong đoạn đốt  $K_i$  vào thời điểm tải trọng khối  $K_j$  tác dụng;

$l_i$ : Chiều dài đốt  $K_i$ .

*Biến dạng từ biến do tải trọng bản thân các đốt dúc hằng:*

Tải trọng bản thân của các đốt dúc hằng gây ra một biến dạng từ biến đối với các đốt khác.

Gọi  $\alpha_i^{cr}$  là biến dạng từ biến tại mặt cắt đầu đốt  $K_i$  vào thời điểm bắt đầu căng cáp cho đốt hợp long biên.

$$\alpha_i^{cr} = \sum_{j=1}^9 \alpha_{ij}^{cr} = \alpha_{i1}^{cr} + \alpha_{i2}^{cr} + \dots + \alpha_{i8}^{cr} + \alpha_{i9}^{cr} \quad (8.36)$$

Trong đó:

$\alpha_{ij}^{cr}$ : Biến dạng từ biến tại đầu đốt  $K_i$  do tải trọng bản thân đốt  $K_j$  tác dụng.  $\alpha_{ij}^{cr} = \alpha_{ij} \times \psi(t, t_i)$

## Chương 9 GIỚI THIỆU CẦU VÒM ỚNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG VÀ CẦU TREO DÂY VẮNG

### 9.1. Giới thiệu chung về cầu vòm ống thép nhồi bê tông:

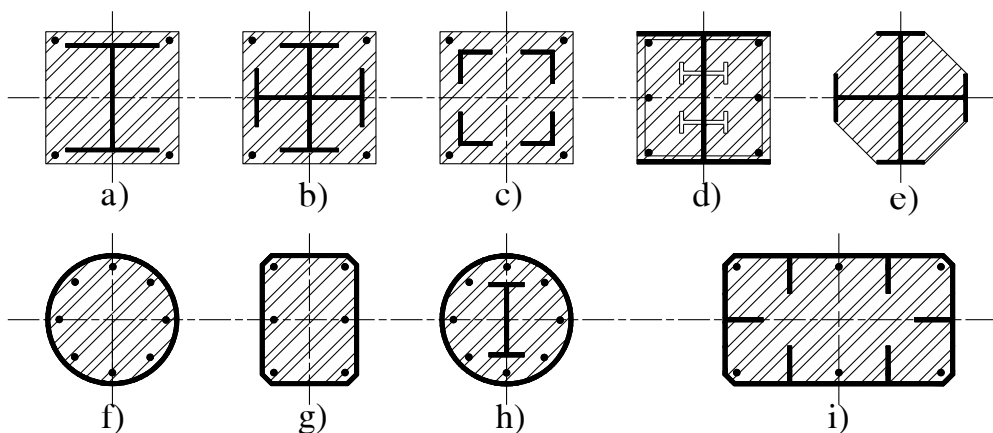
#### 9.1.1. Giới thiệu chung:

Cầu vòm ống thép nhồi bê tông đã được xây dựng tại Liên Xô từ những năm 1930 với 2 cầu khẩu độ 140m qua sông Ixet và 101m qua sông Neva. Trong thời gian từ năm 1990 đến nay, cầu vòm ống thép nhồi bê tông đã được phát triển mạnh mẽ ở Trung Quốc, với nhiều loại hình kết cấu nhịp vòm chạy trên, chạy dưới, chạy giữa, kết cấu có hoặc không có thanh cằng. Với các tiết diện tổ hợp từ 3 ống thép trở lên, cầu vòm ống thép nhồi bê tông có thể vượt nhịp lên tới 360m. Hiện nay, các nước khác trên thế giới còn sử dụng kết cấu ống thép nhồi bê tông trong lĩnh vực xây dựng. Nga, Pháp, Mỹ, Cannada, và nhiều nước khác cũng đã quan tâm đến kết cấu này.

Tại Việt Nam cũng đã xây dựng xong 3 cầu vòm ống thép nhồi trên đường Nguyễn Văn Linh – thành phố Hồ Chí Minh do tư vấn nước ngoài thiết kế. Ở phía Bắc cũng có một số cầu được thiết kế như cầu Hàn, cầu Đông Trù ... do các chuyên gia và kỹ sư Việt Nam chủ trì.

#### 9.1.2. Các loại kết cấu ống thép nhồi bê tông:

Cột thép bê tông liên hợp được định nghĩa như là kết cấu chịu nén hoặc có thể thép được bọc trong bê tông hoặc bê tông nhồi trong ống thép. Tùy thuộc các chủng loại và hình dạng có thể chia ra làm 3 loại cột liên hợp thường dùng trong xây dựng như sau:



Hình 9.1: Các dạng kết cấu ống thép nhồi bê tông

Loại 1: Thép kết cấu (cốt cứng) được bọc bằng bê tông (hình a, b, c). Đáp ứng đầy đủ các yêu cầu kỹ thuật về phòng cháy, đơn giản khi cần tăng cường độ bằng cách thêm cốt thép ở lớp bê tông ngoài. Tuy nhiên việc kiểm tra và xử lý kết cấu thép bên trong không thể thực hiện. Chủng loại