

TRƯỜNG ĐẠI HỌC GIAO THÔNG VẬN TẢI
VIỆN KHOA HỌC VÀ CÔNG NGHỆ XÂY DỰNG GIAO THÔNG
BỘ MÔN KẾT CẤU XÂY DỰNG

BÀI GIẢNG
KẾT CẤU BÊ TÔNG DỰ ỨNG LỰC

Chủ biên
Ngô Đăng Quang

TRƯỜNG ĐẠI HỌC GIAO THÔNG VẬN TẢI
VIỆN KHOA HỌC VÀ CÔNG NGHỆ XÂY DỰNG GIAO THÔNG
BỘ MÔN KẾT CẤU XÂY DỰNG

BÀI GIẢNG
KẾT CẤU BÊ TÔNG DỰ ỨNG LỰC

Chủ biên
Ngô Đăng Quang

MỤC LỤC

CHƯƠNG 1 TỔNG QUAN VỀ BÊ TÔNG DỰ ỨNG LỰC	7
1.1 KHÁI NIỆM VỀ BÊ TÔNG DỰ ỨNG LỰC	7
1.2 CÁC NGUYÊN LÝ CƠ BẢN CỦA DỰ ỨNG LỰC.....	10
1.3 CÁC KẾT CẤU BÊ TÔNG DỰ ỨNG LỰC ĐIỂN HÌNH	12
1.4 So SÁNH BÊ TÔNG DỰ ỨNG LỰC VỚI BÊ TÔNG CỐT THÉP	16
CHƯƠNG 2 CÔNG NGHỆ DỰ ỨNG LỰC	19
2.1 THUẬT NGỮ	19
2.1.1 Công nghệ.....	19
2.1.2 Dính bám	19
2.1.3 Vị trí của cốt dự ứng lực.....	19
2.1.4 Cấp độ dự ứng lực	20
2.2 CÁC HỆ THỐNG DỰ ỨNG LỰC	21
2.2.1 Cốt dự ứng lực.....	21
2.2.2 Ống gen	22
2.2.3 Neo	23
2.3 DỰ ỨNG LỰC CĂNG TRƯỚC.....	24
2.3.1 Các thao tác tạo dự ứng lực căng trước	24
2.3.2 Các cấu kiện dự ứng lực căng trước tiêu chuẩn.....	25
2.4 DỰ ỨNG LỰC CĂNG SAU	27
2.4.1 Các thao tác tạo dự ứng lực căng sau	27
2.4.2 Các hệ thống tạo dự ứng lực căng sau	28
2.4.3 Bơm vữa cho các ống gen	35
2.4.4 Quỹ đạo của cốt dự ứng lực căng sau cho kết cấu dầm.....	36
2.5 CÁC MẤT MÁT DỰ ỨNG LỰC	40
2.5.1 Giới thiệu chung	40
2.5.2 Mất mát do ma sát Δf_{pF}	41
2.5.3 Mất mát do biến dạng neo và sự trượt của cáp dự ứng lực với các thiết bị neo Δf_{pA}	45
2.5.4 Mất mát do co ngắn đàn hồi Δf_{pES}	46
2.5.5 Mất mát do co ngót Δf_{pSR}	47
2.5.6 Mất mát do từ biến Δf_{pCR}	48
2.5.7 Mất mát do chùng của cốt dự ứng lực Δf_{pR}	49
2.5.8 Ví dụ về tính toán mất mát dự ứng lực do ma sát và biến dạng neo.....	50
2.6 BÀI TẬP 53	
CHƯƠNG 3 CỐT DỰ ỨNG LỰC	55
3.1 CÁC DẠNG CỐT THÉP	55
3.2 QUAN HỆ ỨNG SUẤT – BIẾN DẠNG CỦA CỐT THÉP.....	58

3.3	SỰ CHÙNG CỦA THÉP DỰ ỨNG LỰC	60
3.4	CÁC ĐẶC TÍNH MÔI CỦA CỐT THÉP	63
3.5	CÁC ĐẶC TÍNH NHIỆT CỦA CỐT THÉP	65
3.6	CÁC ĐẶC TÍNH DÍNH BẮM CỦA CỐT THÉP	65
CHƯƠNG 4 ỨNG XỬ CHỊU LỰC CỦA KẾT CẤU BÊ TÔNG DỰ ỨNG LỰC		68
4.1	ỨNG XỬ CHỊU UỐN	68
4.2	ỨNG XỬ CHỊU CẮT	70
4.3	ỨNG XỬ CHỊU XOẮN.....	72
4.4	ỨNG XỬ CHỊU KÉO.....	74
CHƯƠNG 5 TÍNH TOÁN NỘI LỰC TRONG BÊ TÔNG DO DỰ ỨNG LỰC ...		75
5.1	GIỚI THIỆU CHUNG	75
5.2	TÁC ĐỘNG CỦA DỰ ỨNG LỰC LÊN BÊ TÔNG	75
5.3	NỘI LỰC TRONG BÊ TÔNG CỦA DẦM TÍNH ĐỊNH DO DỰ ỨNG LỰC.	78
5.4	NỘI LỰC TRONG BÊ TÔNG CỦA DẦM SIÊU TÍNH DO DỰ ỨNG LỰC.	81
CHƯƠNG 6 TÍNH TOÁN ỨNG XỬ CHỊU LỰC CỦA CÁC CẤU KIỆN BÊ TÔNG DỰ ỨNG LỰC		88
6.1	CẤU KIỆN CHỊU LỰC DỌC	88
6.1.1	Giới thiệu.....	88
6.1.2	Các điều kiện tương thích về biến dạng	88
6.1.3	Các điều kiện cân bằng.....	90
6.1.4	Tính toán ứng xử của cấu kiện chịu lực dọc trục.....	90
6.1.5	Xem xét các tác động dài hạn.....	96
6.1.6	Tính toán ứng xử dài hạn của cấu kiện C	97
6.1.7	So sánh các ứng xử ngắn hạn và dài hạn	100
6.1.8	Ứng xử đàn hồi trước khi bê tông nứt	101
6.1.9	Ví dụ tính toán ứng xử đàn hồi chưa nứt.....	103
6.2	CẤU KIỆN CHỊU UỐN	106
6.2.1	Giới thiệu.....	106
6.2.2	Các điều kiện tương thích.....	107
6.2.3	Các điều kiện cân bằng.....	108
6.2.4	Tính toán ứng xử chịu uốn	109
6.2.5	Tính toán ứng xử dài hạn.....	113
6.2.6	Ứng xử đàn hồi trước khi nứt	116
6.2.7	Ví dụ tính toán ứng xử trong giai đoạn đàn hồi chưa nứt.....	120
6.2.8	Tính toán độ võng và độ võng.....	125
6.2.9	Ví dụ tính toán độ võng và độ võng	128
6.2.10	Xem xét đến quá trình thi công – Kết cấu liên hợp	132
6.2.11	Tính toán biến dạng do co ngót và thay đổi nhiệt độ không đều	139
6.2.12	Đánh giá khả năng chịu môi	144
6.2.13	Các cấu kiện dự ứng lực không dính bám.....	146
6.2.14	Ví dụ tính toán dầm bê tông dự ứng lực không dính bám	148

6.3 BÀI TẬP 153

CHƯƠNG 7	THIẾT KẾ KHÁNG UỐN	160
7.1	GIỚI THIỆU	160
7.2	CÁC CHỈ DẪN THIẾT KẾ TỔNG QUÁT	160
7.3	ỨNG SUẤT CHO PHÉP TRONG CỐT DỰ ỨNG LỰC	161
7.4	ỨNG SUẤT CHO PHÉP TRONG BÊ TÔNG	163
7.5	TÍNH TOÁN ỨNG SUẤT TRONG BÊ TÔNG	166
7.6	VÍ DỤ VỀ TÍNH TOÁN ỨNG SUẤT TRONG BÊ TÔNG	171
7.7	KHÔNG CHẾ NỨT	175
7.8	TÍNH TOÁN ĐỘ VÒNG VÀ ĐỘ VỖNG	176
7.9	MÔ MEN KHÁNG	176
7.9.1	Xác định ứng suất trong cốt dự ứng lực theo Tiêu chuẩn ACI 318-05	178
7.9.2	Xác định ứng suất trong cốt dự ứng lực và chiều cao vùng bê tông chịu nén theo Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05	181
7.9.3	Mô men kháng	185
7.10	YÊU CẦU VỀ TÍNH DẸO	185
7.11	QUÁ TRÌNH THIẾT KẾ	187
7.12	CÁC XEM XÉT BỔ SUNG CHO KẾT CẤU LIÊN HỢP	195
7.13	VÍ DỤ THIẾT KẾ DẦM SÀN CHỮ T KÉP (π)	199
7.14	VÍ DỤ THIẾT KẾ BÀN SÀN MỘT CHIỀU DỰ ỨNG LỰC KÉO SAU	205
CHƯƠNG 8	THIẾT KẾ KHÁNG CẮT VÀ XOẮN	215
8.1	GIỚI THIỆU CHUNG	215
8.2	THIẾT KẾ KHÁNG CẮT	215
8.2.1	Sức kháng cắt của bê tông trong các cấu kiện bê tông dự ứng lực	215
8.2.2	Ví dụ về tính toán lực cắt gây nứt nghiêng	218
8.2.3	Thiết kế kháng cắt theo mô hình của Tiêu chuẩn ACI 318-05	221
8.2.4	Thiết kế kháng cắt theo mô hình của Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05	223
8.2.5	Ví dụ thiết kế kháng cắt theo mô hình của Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05	228
8.3	THIẾT KẾ KHÁNG XOẮN	234
8.3.1	Tính toán mô men xoắn gây nứt	234
8.3.2	Ví dụ tính toán ứng xử chịu xoắn trước khi nứt	235
8.3.3	Phương pháp thiết kế cấu kiện chịu xoắn, cắt và uốn đồng thời	236
8.3.4	Ví dụ thiết kế dầm chịu xoắn, cắt và uốn đồng thời	237
CHƯƠNG 9	THIẾT KẾ CẦU TẠO	242
9.1	BỐ TRÍ CỐT DỰ ỨNG LỰC TRÊN MẶT CẮT NGANG	242
9.1.1	Chiều dày lớp bê tông bảo vệ	242
9.1.2	Khoảng cách giữa các cốt dự ứng lực	243
9.2	KIỂM CHẾ CỐT DỰ ỨNG LỰC	245
9.3	CÁC XEM XÉT ĐẶC BIỆT CHO VÙNG NEO	248
9.3.1	Khái niệm về vùng neo	248
9.3.2	Vùng neo của các cấu kiện dự ứng lực kéo sau	249

9.3.3 Tính toán khả năng chịu lực của vùng cục bộ	249
9.3.4 Xem xét vùng neo trung gian	251
9.3.5 Vùng neo của các cấu kiện dự ứng lực kéo trước.....	253
9.4 TRIỂN KHAI CỐT DỰ ỨNG LỰC.....	254
TÀI LIỆU THAM KHẢO	256

CHƯƠNG 1 **TỔNG QUAN VỀ BÊ TÔNG DỰ ỨNG LỰC**

1.1 **KHÁI NIỆM VỀ BÊ TÔNG DỰ ỨNG LỰC**

Bê tông có cường độ cao và dẻo dai khi chịu nén nhưng lại có cường độ thấp và giòn khi chịu kéo nên, để cải thiện sự làm việc của nó, người ta thường sử dụng biện pháp nén trước những vùng bê tông sẽ chịu kéo dưới các tác động bên ngoài. Việc nén trước bê tông như vậy đã tạo ra một dạng kết cấu bê tông mới – kết cấu bê tông dự ứng lực. Như vậy, kết cấu bê tông dự ứng lực là một dạng kết cấu bê tông, trong đó, bê tông đã được nén trước để cải thiện khả năng chịu lực. Phương pháp dự ứng lực phổ biến nhất hiện nay là kéo trước cốt thép để tạo ra lực nén trước trong bê tông. Tài liệu này cũng sẽ chỉ tập trung cho kết cấu bê tông được dự ứng lực bằng cách kéo căng cốt thép.

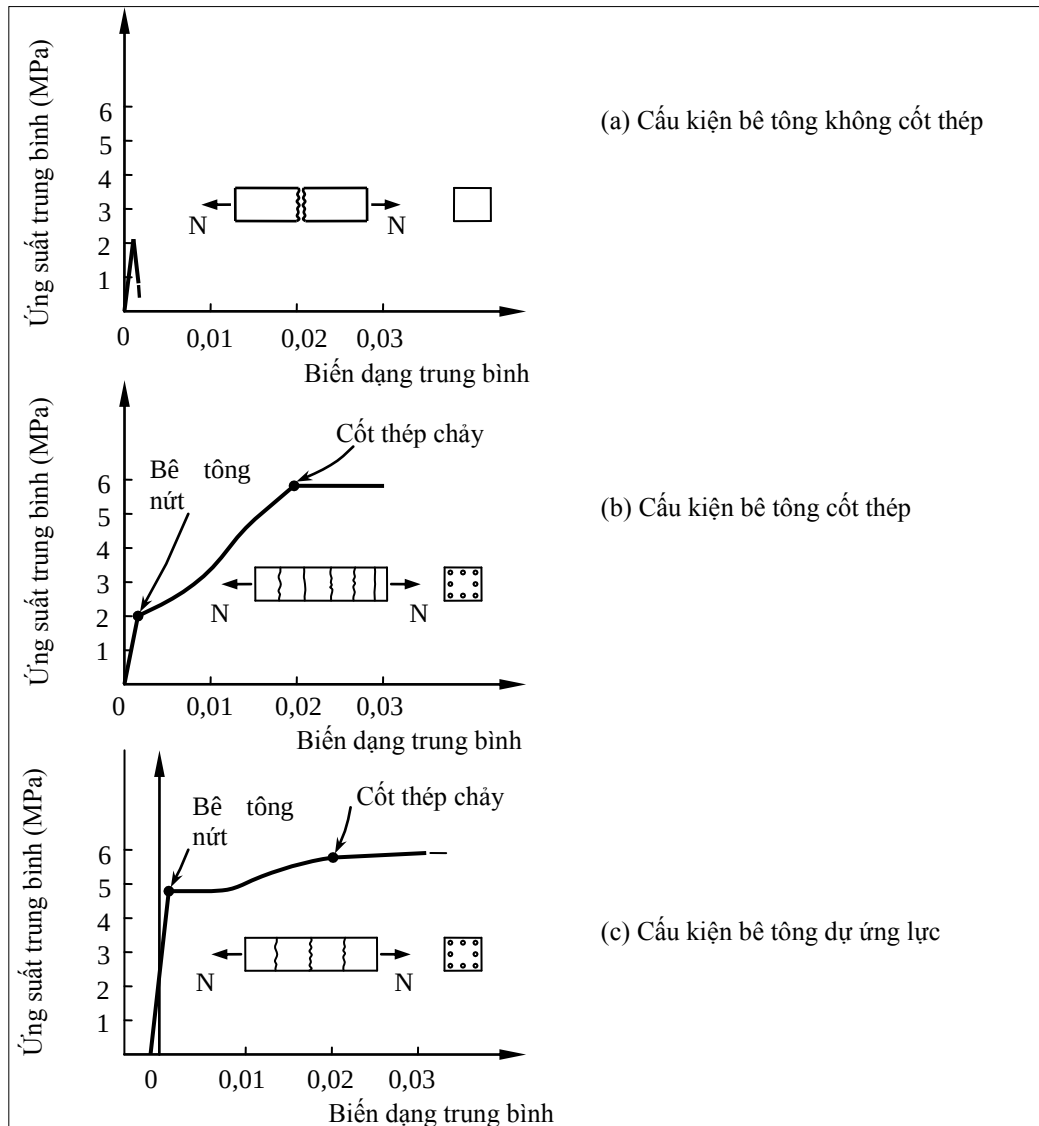
Nếu một cấu kiện chịu kéo được làm chỉ từ bê tông có cường độ chịu nén bằng 35 MPa thì bê tông sẽ bị nứt và phá hoại khi ứng suất kéo đạt đến giá trị của cường độ chịu kéo, khoảng 2 MPa (xem Hình 1.1a). Cường độ chịu kéo của bê tông có giá trị thấp và thường không ổn định. Ngoài ra, biến dạng ứng với khi bê tông nứt cũng rất nhỏ. Do đó, sự phá hoại thường là rất đột ngột – phá hoại giòn.

Nếu cấu kiện trên được tăng cường bằng các thanh cốt dọc thích hợp thì khả năng chịu kéo của nó sẽ được cải thiện. Ví dụ, khi cốt thép dọc có cường độ 400 MPa và hàm lượng khoảng 1,5% (tương đương với 120 kg thép/m³ bê tông) thì ứng xử chịu lực của cấu kiện có thể đạt được như trên Hình 1.1b. Thay cho việc bị phá hoại khi các vết nứt hình thành, cấu kiện có thể tiếp tục chịu lực cho đến khi cốt thép đi qua mặt cắt ngang bị chảy. Do cần phải có một năng lượng lớn (năng lượng ở đây là công và bằng diện tích phần nằm dưới đường cong quan hệ ứng suất – biến dạng) để phá hoại cấu kiện nên, có thể nói rằng, cấu kiện là dai và dẻo. Tuy nhiên, độ cứng của cấu kiện sẽ bị giảm đáng kể sau khi nứt.

Nếu cấu kiện có chứa cốt thép thường với hàm lượng khoảng 40 kg/m³ và cốt thép cường độ cao với hàm lượng khoảng 20 kg/m³ được kéo trước để tạo ra lực nén trước trong bê tông thì ứng xử chịu lực của cấu kiện này có thể đạt được như trên Hình 1.1c. Dự ứng lực nén làm tăng đáng kể khả năng chống nứt cho bê tông và, qua đó, tạo ra một cấu kiện dai và cứng hơn so với các cấu kiện không có dự ứng lực.

Người sáng tạo ra bê tông dự ứng lực ứng dụng là Eugene Freyssinet, một kỹ sư người Pháp. Ông là người năm 1928 đã bắt đầu sử dụng các sợi thép cường độ cao để nén bê tông. Các thử nghiệm trước đó về việc chế tạo bê tông dự ứng lực bằng cốt thép cường độ thường đã không thành công. Nguyên nhân là, sau khi được nén trước, bê tông tiếp tục co ngắn lại theo thời gian do từ biến và co ngót. Tổng hợp từ biến và co ngót có thể phát sinh một biến dạng co khoảng 1%. Cốt thép thường, do có cường độ thấp nên, không thể được kéo để tạo dự ứng lực với biến dạng giãn lớn hơn 1,5%. Như vậy, trong các lần thử ban đầu để tạo dự

ứng lực trong bê tông, 2/3 dự ứng lực trong cốt thép đã bị mất do từ biến và co ngót. Ngược lại, các sợi thép cường độ cao có thể được kéo đến biến dạng bằng khoảng 7‰ khi tạo dự ứng lực và, ngay cả khi bị mất đi 1‰, vẫn còn lại 6/7 dự ứng lực.



Hình 1.1 Sự làm việc của các cấu kiện bê tông không cốt thép, bê tông cốt thép và bê tông dự ứng lực chịu kéo đúng tâm

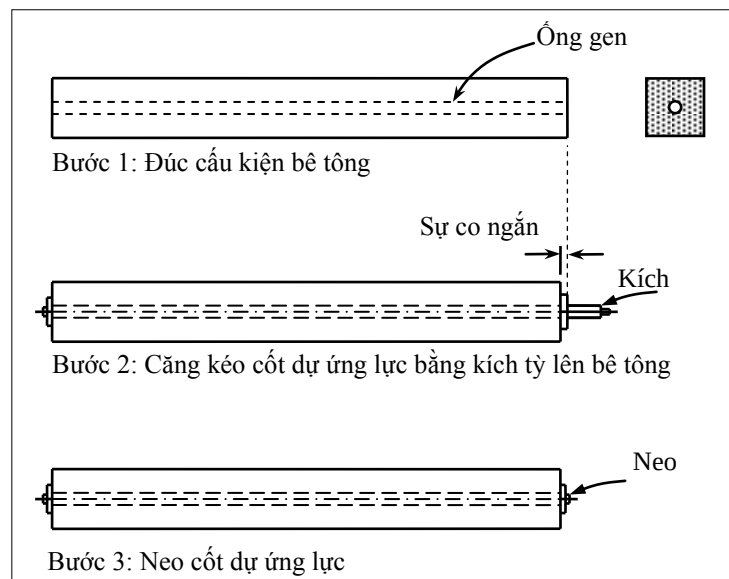
Để giảm mất mát do từ biến và co ngót và để có thể tạo ra dự ứng lực nén ở mức cao, Freyssinet khuyên không chỉ nên dùng cốt thép cường độ cao mà cả bê tông cường độ cao.



Hình 1.2 Eugene Freyssinet, người phát minh ra bê tông dự ứng lực ứng dụng

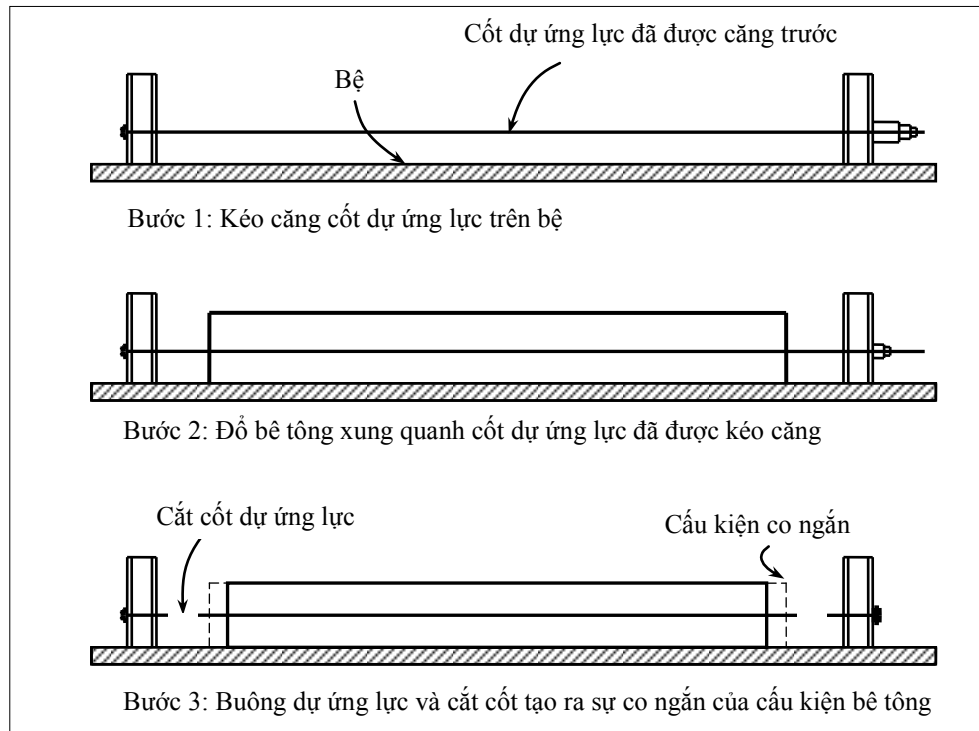
Sau công trình đầu tiên của Freyssinet, bê tông dự ứng lực được sử dụng ngày càng rộng rãi ở khắp nơi trên thế giới. Ở nước ta, hầu hết các công trình cầu lớn được xây dựng trong thời gian vừa qua đều sử dụng bê tông dự ứng lực.

Hai phương pháp tạo dự ứng lực khác nhau đã được phát triển là phương pháp dự ứng lực kéo sau và phương pháp dự ứng lực kéo trước. Hình 1.3 minh họa phương pháp tạo dự ứng lực kéo sau, trong đó, cốt thép sẽ được kéo căng và neo vào bê tông sau khi bê tông đã được đúc và đạt đến một cường độ nhất định. Đây chính là phương pháp đã được Freyssinet sử dụng.



Hình 1.3 Dự ứng lực kéo sau

Hình 1.4 minh họa phương pháp dự ứng lực kéo trước, theo đó, cốt thép được căng trên bệ trước khi đổ bê tông. Sau khi bê tông đạt đến cường độ mong muốn, cốt thép sẽ được cắt khỏi bệ và, thông qua lực dính bám, tạo ra lực nén trong bê tông. Một kỹ sư người Đức là E. Hoyer đã phát triển phương pháp dự ứng lực kéo trước thành một kỹ thuật ứng dụng vào năm 1938.



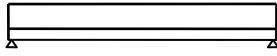
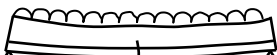
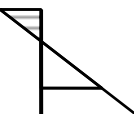
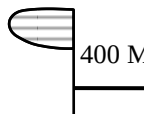
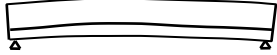
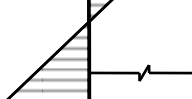
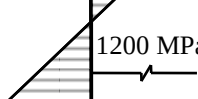
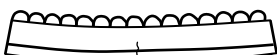
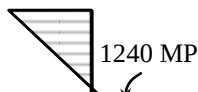
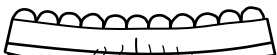
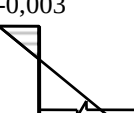
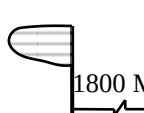
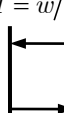
Hình 1.4 Dự ứng lực kéo trước

Từ những nghiên cứu đầu tiên này, bê tông dự ứng lực đã phát triển thành một ngành công nghiệp có doanh thu rất lớn. Hiện nay, hàng năm có hơn 600.000 tấn bê tông dự ứng lực được sử dụng trên toàn thế giới. Theo thống kê, trung bình trên toàn thế giới có khoảng 66% thép dự ứng lực được dùng trong xây dựng cầu và số còn lại được sử dụng cho công trình xây dựng dân dụng và các mục đích khác. Tuy nhiên, ở các nước phát triển như Bắc Mỹ, châu Âu, quan hệ này lại ngược lại, khoảng 59% thép dự ứng lực kéo sau được dùng trong xây dựng dân dụng và khoảng 26% được dùng trong xây dựng cầu.

1.2 CÁC NGUYÊN LÝ CƠ BẢN CỦA DỰ ỨNG LỰC

Nguyên lý cơ bản của bê tông cốt thép, cho cả bê tông dự ứng lực và bê tông không dự ứng lực, là cốt thép được đặt vào những vị trí của kết cấu nơi ứng suất kéo sẽ phát sinh. Trong bê tông dự ứng lực, cốt thép cường độ cao sẽ được sử dụng và được kéo căng trước khi ngoại lực tác dụng. Lực kéo ban đầu trong cốt thép này sẽ gây ra lực nén trong bê tông xung quanh và tạo ra khả năng chống nứt lớn hơn cho bê tông.

Hình 1.5 so sánh ứng xử của dầm một bê tông cốt thép thường (không dự ứng lực) với một dầm bê tông dự ứng lực. Ở dầm bê tông cốt thép thường, trong cả bê tông và cốt thép không có biến dạng và ứng suất trước khi ngoại lực tác dụng. Do bê tông có cường độ chịu kéo nhỏ nên, trước bê tông khi nứt, mô men uốn và, do đó, ứng suất kéo trong cốt thép cũng như ứng suất nén trong bê tông là rất nhỏ. Sau khi vết nứt hình thành, ứng suất kéo trong cốt thép sẽ tăng lên đáng kể và sẽ tiếp tục tăng khi tải trọng tăng. Tại thời điểm phá hoại, mô men uốn sẽ được chịu bởi ứng suất kéo lớn trong cốt thép và ứng suất nén lớn trong bê tông.

		Biến dạng	Ứng suất	Hợp lực
Bê tông cốt thép không dự ứng lực	 Khi không có có ngoại lực			 $M = 0$
	 Ngay trước khi nứt	 0,0001	 2 MPa	
	 Ngay trước khi phá hoại	 -0,003	 400 MPa	 $M = w/\ell^2$
Bê tông dự ứng lực	 Khi không có có ngoại lực		 1200 MPa	 $M = 0$
	 Ngay trước khi nứt	 0,0001	 2 MPa	
	 Ngay trước khi phá hoại	 -0,003	 1800 MPa	 $M = w/\ell^2$

Hình 1.5 Ứng xử của dầm bê tông dự ứng lực và không dự ứng lực

Trong khi đó, dự ứng lực sẽ tạo ra một hệ thống ứng suất tự cân bằng trong kết cấu bê tông. Các ứng suất tự cân bằng này bao gồm ứng suất kéo trong cốt dự ứng lực, sinh ra lực kéo P , và ứng suất nén cân bằng với nó ở trong bê tông, sinh ra lực nén cũng có độ lớn bằng P . Có thể thấy rằng, do hai lực này triệt tiêu nhau nên, đối với các kết cấu tĩnh định, dự ứng lực không gây ra lực dọc hay mômen uốn. Mặc dù không có lực dọc và mômen uốn nhưng cầu kiện vẫn bị co ngắn và uốn cong do dự ứng lực. Do bê tông đã có ứng suất nén trước khi chịu lực nên cầu kiện có thể chịu được các tải trọng lớn trước khi ứng suất ở thớ dưới của bê tông đạt đến cường độ chịu kéo, nghĩa là khả năng chống nứt của cầu kiện được tăng lên. Cũng như ở các kết cấu bê tông khác, tại thời điểm phá hoại, mômen sẽ được chịu bởi ứng suất kéo lớn trong cốt thép và ứng suất nén lớn trong bê tông.

Cốt thép không dự ứng lực sẽ biến dạng chỉ khi bê tông xung quanh biến dạng nên cốt thép này chỉ có thể có biến dạng lớn khi bê tông xung quanh đã bị nứt. Cốt thép không dự ứng lực được coi như chịu biến dạng một cách thụ động. Ngược lại, biến dạng trong cốt thép

dự ứng lực lớn hơn nhiều so với biến dạng của bê tông xung quanh, do đó, cốt thép dự ứng lực có thể có ứng suất kéo lớn trước khi bê tông bị nứt. Bằng việc tạo dự ứng lực trong cốt thép, người thiết kế có thể điều chỉnh một cách chủ động ứng suất trong cốt thép và biến dạng của kết cấu.

Hiện nay, bê tông cường độ cao đã được nghiên cứu chế tạo thành công ở nhiều nơi trên thế giới cũng như ở Việt Nam. Cũng như bê tông thường, bê tông cường độ cao cũng có cường độ chịu kéo nhỏ hơn rất nhiều so với cường độ chịu nén. Việc sử dụng bê tông cường độ cao trong các kết cấu bê tông cốt thép thường không mang lại các lợi thế đặc biệt nào. Ngược lại, thép cường độ cao cũng không thể được sử dụng hợp lý trong các kết cấu bê tông cốt thép thường do bê tông sẽ bị nứt rất nhiều trước khi cốt thép có thể được khai thác hết khả năng chịu lực. Dự ứng lực, do đó, là một trong những giải pháp có hiệu quả nhất để khai thác các lợi thế của bê tông cường độ cao và thép cường độ cao.

1.3 CÁC KẾT CẤU BÊ TÔNG DỰ ỨNG LỰC ĐIỂN HÌNH

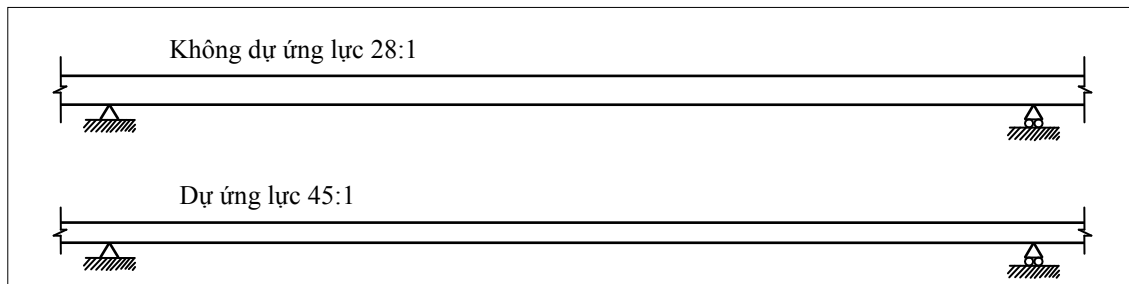
Do dự ứng lực có thể được sử dụng để giảm thiểu hoặc triệt tiêu nứt do tải trọng khai thác, nên nó có thể tạo ra các cấu kiện mảnh hơn. Ví dụ, các bản sàn một chiều có thể có tỷ lệ nhịp/chiều cao bằng 45/1 lớn hơn 60% so với tỷ lệ của bản sàn không dự ứng lực (Hình 1.6). Với một chiều dài nhịp cho trước, lượng bê tông trong bản dự ứng lực sẽ bằng khoảng 2/3 lượng bê tông trong bản không dự ứng lực. Sau đây là một số ví dụ về các kết cấu bê tông dự ứng lực điển hình.

Hơn 50% cầu được xây dựng hiện nay là bằng bê tông dự ứng lực. Cầu bê tông dự ứng lực có thể là từ dạng cầu đơn giản được xây dựng từ các dầm I đúc sẵn dự ứng lực kéo trước (Hình 1.7) đến các cầu dầm hộp dự ứng lực kéo sau đổ tại chỗ với nhịp đến 150 m (Hình 1.9), hay các cầu dây văng có nhịp đến hơn 500 m (Hình 1.10).

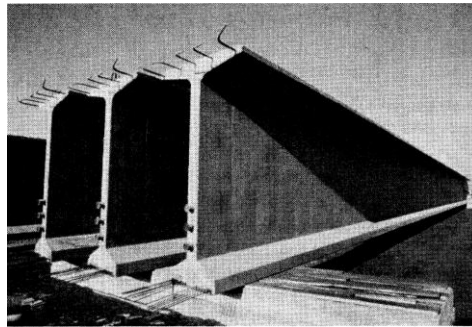
Các nhà đỗ xe có môi trường ăn mòn cao, do đó, nên sử dụng bê tông chất lượng cao cùng dự ứng lực để không chế nứt cho các công trình đó. Hình 1.11 minh họa một kết cấu nhà đỗ xe điển hình được xây dựng từ các cấu kiện bê tông dự ứng lực đúc sẵn. Hơn 35% các nhà đỗ xe hiện nay ở các nước phát triển được xây dựng bằng bê tông dự ứng lực đúc sẵn và có khoảng 40% được xây dựng từ bê tông dự ứng lực kéo sau, đổ tại chỗ.

Cũng ở các nước phát triển, hàng năm có đến hàng chục triệu m² sàn được xây dựng bằng bê tông dự ứng lực kéo sau. Dự ứng lực kéo sau cho phép sử dụng các bản mỏng hơn và do đó, làm giảm chiều cao xây dựng, trọng lượng bản thân, chi phí che phủ, chi phí làm nóng cũng như điều hoà nhiệt độ.

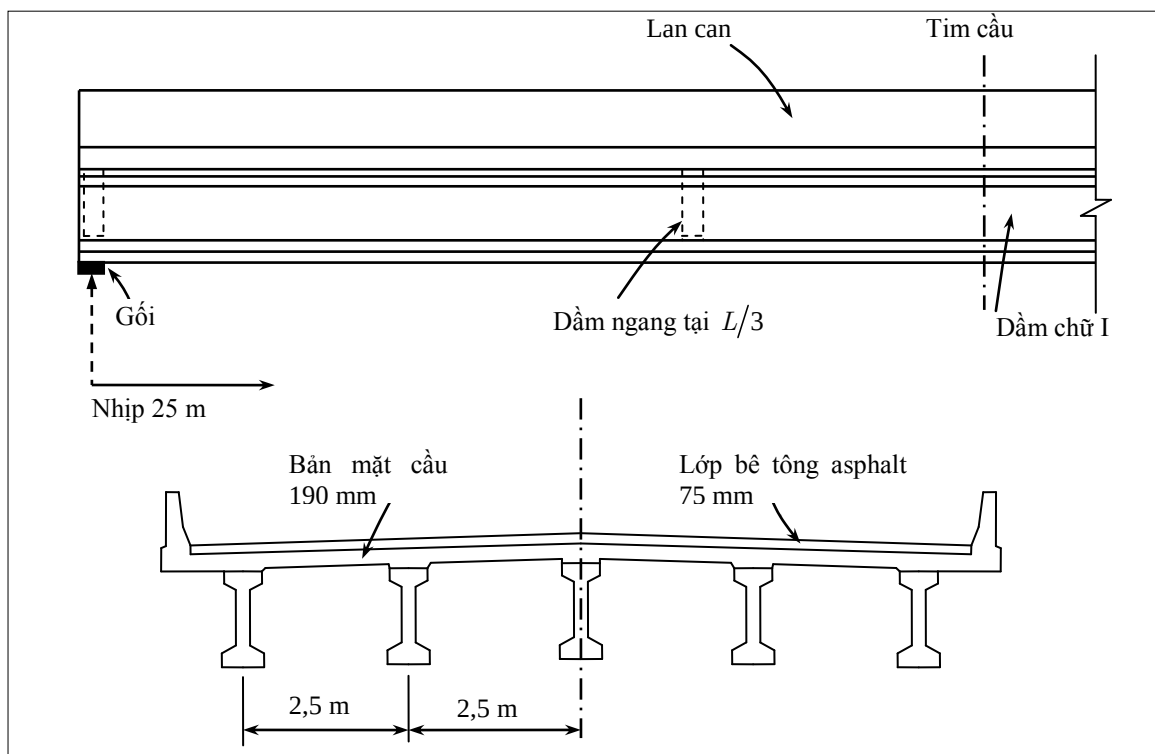
CHƯƠNG 1 - TỔNG QUAN VỀ BÊ TÔNG DỰ ỨNG LỰC



Hình 1.6 Các tỷ số nhịp/chiều cao điển hình của bản một chiều dự ứng lực và không dự ứng lực



Hình 1.7 Dầm I dự ứng lực đúc sẵn



Hình 1.8 Dạng điển hình của cầu trên đường ô tô

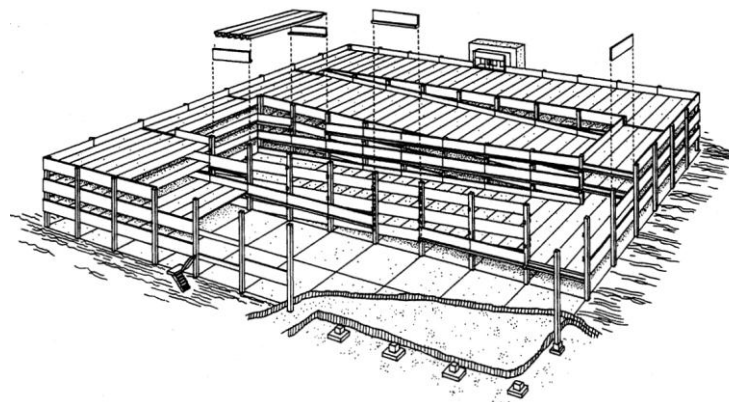
CHƯƠNG 1 - TỔNG QUAN VỀ BÊ TÔNG DỰ ỨNG LỰC



Hình 1.9 Cầu Vĩnh Tuy với kết cấu dầm hộp bê tông dự ứng lực



Hình 1.10 Cầu Bãi cháy – Cầu dây văng có dầm bằng bê tông dự ứng lực

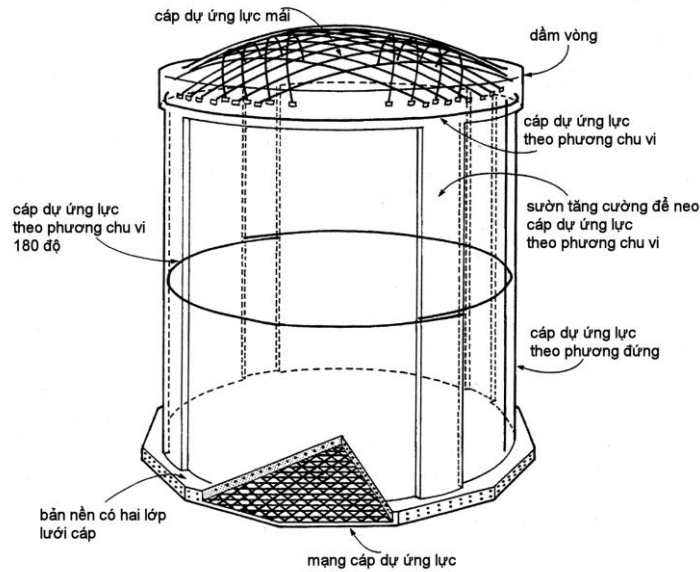


Hình 1.11 Kết cấu nhà đỡ xe bằng bê tông dự ứng lực

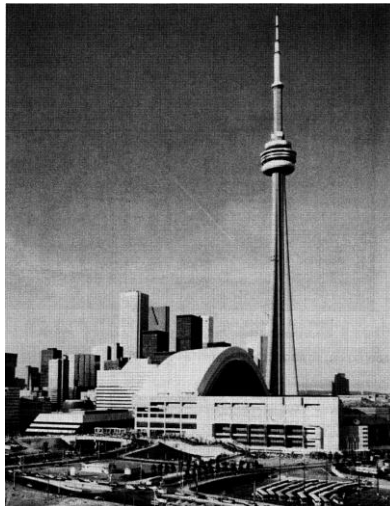
Trong khi kết cấu không dự ứng lực bị biến dạng rất nhiều trước khi chúng đạt đến giới hạn chịu lực thì kết cấu dự ứng lực có khả năng chịu lực tác dụng một cách chủ động mà không có biến dạng lớn. Dự ứng lực cho phép các kỹ sư có thể điều chỉnh một cách chủ động sự phân bố tải trọng và biến dạng nên nó được sử dụng rất rộng rãi để giải quyết các vấn đề cơ bản phức tạp.

Năm 1936, Freyssinet đã cho thấy rằng, các kết cấu dạng ống trụ bê tông dự ứng lực có thể chịu được các áp lực đáng kể bên trong mà không bị rò rỉ. Hiện nay, đã có rất nhiều bể chứa đã được xây dựng trên toàn thế giới. Khả năng của bê tông dự ứng lực trong việc chịu các áp lực cao đã cho phép nó được sử dụng trong các kết cấu chứa của các nhà máy điện hạt nhân.

Các kết cấu này cung cấp vòng bảo vệ ngoài cùng khi các tình huống tai nạn xảy ra (Hình 1.12).



Hình 1.12 Kết cấu chứa bằng bê tông dự ứng lực cho các nhà máy điện hạt nhân



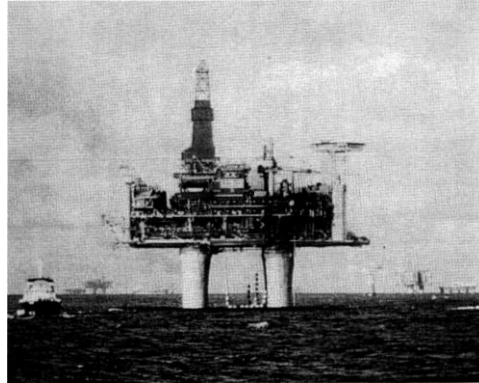
Hình 1.13 Tháp CN cao 553 m và sân vận động SkyDome ở Toronto

Các tháp cao và mảnh cho truyền hình, vi ba hay truyền thanh là các dạng kết cấu cũng thường được xây dựng bằng bê tông dự ứng lực. Hình 1.13 minh họa tháp CN ở Toronto, được làm bằng bê tông dự ứng lực với các cáp có chiều dài đến 450 m. Kết cấu này cần 1000 tấn thép dự ứng lực.

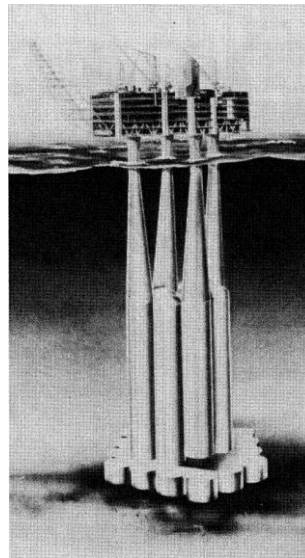
Hình 1.13 cũng minh họa SkyDome, sân vận động có nhip mái lên đến 205 m. Các khung dự ứng lực kéo sau đỡ mái chứa đến 700 tấn thép dự ứng lực. Các chỗ ngồi được đỡ bằng 20 000 m² tấm bê tông dự ứng lực đúc sẵn và mái bao gồm 84 000 m² dầm I dự ứng lực.

Việc khai thác dầu và khí ở dưới sâu dưới đáy biển đòi hỏi phải có các giàn đỡ lớn. Hiện nay có rất nhiều kết cấu giàn khoan có chiều cao hơn 100 m, trong số đó có khoảng hàng chục kết cấu làm bằng bê tông dự ứng lực (Hình 1.14). Các kết cấu này đã được thiết kế cho

chiều cao mực nước đến 330 m (Hình 1.15). Do các các bộ phận của các kết cấu này phải được chở nổi đến địa điểm lắp đặt nên trọng lượng là một vấn đề quan trọng và, do đó, người ta đã sử dụng các cấu kiện bê tông cường độ cao có mặt cắt nhỏ.



Hình 1.14 Giàn khoan dầu



Hình 1.15 Giàn khoan dầu bằng bê tông dự ứng lực cho chiều sâu nước 330 m

1.4 SO SÁNH BÊ TÔNG DỰ ỨNG LỰC VỚI BÊ TÔNG CỐT THÉP

Sự khác biệt quan trọng nhất giữa hai loại kết cấu này chính là việc sử dụng vật liệu cường độ cao cho bê tông dự ứng lực. Để khai thác được thép cường độ cao thì buộc phải sử dụng dự ứng lực. Việc kéo căng cốt thép và neo chúng vào bê tông sẽ tạo ra các trạng thái ứng suất và biến dạng mong muốn để qua đó, giảm thiểu hoặc triệt tiêu vết nứt trong bê tông. Nhờ đó, toàn bộ mặt cắt của kết cấu bê tông dự ứng lực trở thành mặt cắt có hiệu. Trong khi đó, ở kết cấu bê tông cốt thép thường chỉ một phần mặt cắt là có hiệu.

Việc sử dụng các cốt dự ứng lực có quỹ đạo cong sẽ giúp chịu thêm lực cắt. Ngoài ra, dự ứng lực trong bê tông có xu hướng làm giảm ứng suất kéo chính và qua đó, làm tăng sức kháng cắt trong các cấu kiện. Do đó, để chịu cùng một lực cắt, mặt cắt bằng bê tông dự ứng lực có thể nhỏ hơn mặt cắt bằng bê tông cốt thép thường. Vì lý do này, các mặt dạng chữ I có thành bụng mảnh hay được sử dụng trong các kết cấu bê tông dự ứng lực.

Bê tông cường độ cao vốn được coi là không kinh tế khi sử dụng trong các kết cấu bê tông cốt thép thường lại được mong muốn và, thậm chí, bắt buộc trong kết cấu bê tông dự ứng lực. Các cấu kiện có mặt cắt mảnh bằng bê tông cường độ cao không dự ứng lực đòi hỏi nhiều cốt thép thường dù vẫn không tránh được nứt và có độ cứng nhỏ. Trong khi đó, việc sử dụng bê tông cường độ cao trong các kết cấu dự ứng lực cho phép tạo lực dự ứng lực lớn, qua đó, làm tăng khả năng chống nứt cũng như độ cứng và từ đó, làm giảm kích thước mặt cắt.

Tuy nhiên, mỗi dạng kết cấu đều có điểm mạnh và điểm yếu khác nhau. Phần sau đây sẽ so sánh bê tông dự ứng lực và bê tông cốt thép thường ở các phương diện tính khai thác, độ an toàn và tính kinh tế.

Tính khai thác. Kết cấu bê tông dự ứng lực thích hợp với kết cấu nhịp lớn, chịu tải trọng lớn. Kết cấu bê tông dự ứng lực mảnh nên dễ phù hợp với các yêu cầu mỹ quan và cho phép tạo ra các khoảng tịnh không lớn. Bê tông dự ứng lực ít bị nứt và có khả năng phục hồi đóng vết nứt khi tải trọng đi qua. Độ võng do tĩnh tải nhỏ nhờ độ võng được tạo ra bởi dự ứng lực. Độ võng do hoạt tải cũng nhỏ do mặt cắt có hiệu không nứt có độ cứng lớn hơn hai đến ba lần mặt cắt đã nứt. Kết cấu bê tông dự ứng lực thích hợp hơn với kết cấu lắp ghép do có trọng lượng nhỏ hơn.

Trong một số trường hợp, kết cấu có yêu cầu trọng lượng và khối lượng lớn và khi này bê tông dự ứng lực không có lợi thế, kết cấu bê tông hoặc bê tông cốt thép sẽ thích hợp hơn.

Độ an toàn. Khó có thể nói rằng, dạng kết cấu này là an toàn hơn dạng kết cấu khác. Độ an toàn của một kết cấu phụ thuộc nhiều vào việc thiết kế và xây dựng hơn là dạng của nó. Tuy nhiên, đặc tính an toàn có tính kế thừa của bê tông dự ứng lực cũng cần được nêu lên ở đây. Trong quá trình tạo dự ứng lực, cả bê tông và cốt dự ứng lực đã được thử nghiệm. Ở nhiều kết cấu, trong quá trình tạo dự ứng lực, cả bê tông và cốt dự ứng lực đã phải chịu các ứng suất lớn nhất trong cả cuộc đời của chúng. Do đó, nếu vật liệu đã vượt qua được quá trình tạo dự ứng lực, chúng có đủ khả năng để chịu các tác động trong quá trình khai thác.

Nếu được thiết kế phù hợp bởi các phương pháp thiết kế hiện nay, kết cấu dự ứng lực có khả năng chịu các vượt tải bằng hoặc hơi cao hơn kết cấu bê tông cốt thép thường. Với các thiết kế thông thường, chúng có độ võng lớn trước khi bị phá hoại. Kết cấu bê tông dự ứng lực cũng có khả năng chịu các tác động va chạm, tác động lặp tương tự như kết cấu bê tông cốt thép thường. Khả năng chống rỉ của bê tông dự ứng lực cao hơn của bê tông cốt thép thường do chúng ít bị nứt và chất lượng của bê tông được dùng trong kết cấu dự ứng lực cao hơn. Tuy nhiên, nếu xuất hiện vết nứt, tác động của rỉ lên kết cấu bê tông dự ứng lực nghiêm trọng hơn so với kết cấu bê tông cốt thép thường. Thép chịu ứng suất cao trong các kết cấu bê tông dự ứng lực nhạy với các tác động hoá học hơn cốt thép thường.

So với kết cấu bê tông cốt thép thường, kết cấu bê tông dự ứng lực đòi hỏi phải cẩn thận hơn trong thiết kế và xây dựng do vật liệu có cường độ cao hơn, mặt cắt nhỏ hơn, kết cấu mảnh hơn, v.v.

Tính kinh tế. Dễ thấy rằng, kết cấu bê tông dự ứng lực sử dụng ít vật liệu hơn nhờ vật liệu có cường độ cao hơn. Cốt thép đai trong kết cấu bê tông dự ứng lực cũng được sử dụng ít hơn

do sức kháng cắt của bê tông cao hơn và cốt dự ứng lực xiên góp phần chịu lực cắt. Việc làm giảm kích thước mặt cắt dẫn đến làm giảm tĩnh tải và chiều cao kiến trúc dẫn đến việc tiết kiệm vật liệu ở các bộ phận khác của kết cấu. Ở các kết cấu lắp ghép, dự ứng lực làm giảm khối lượng vận chuyển.

Mặc dù có các lợi thế kinh tế trên, kết cấu bê tông dự ứng lực cũng không phải là có thể được sử dụng hợp lý cho mọi trường hợp. Trước hết, vật liệu cường độ cao có đơn giá cao hơn. Kết cấu dự ứng lực đòi hỏi nhiều thiết bị và vật liệu phụ trợ hơn như neo, ống gen, vữa bơm, v.v. Hệ thống ván khuôn cũng tốn kém hơn do mặt cắt của các cấu kiện dự ứng lực thường phức tạp hơn. Trong thiết kế cũng như thi công kết cấu bê tông dự ứng lực, trình độ nhân công đòi hỏi cao hơn, công tác giám sát trong thi công dự ứng lực cũng cần được thực hiện chu đáo, tỉ mỉ hơn. Các chi phí bổ sung còn có thể phát sinh phụ thuộc vào kinh nghiệm của kỹ sư và công nhân.

Từ những vấn đề nêu trên có thể rút ra kết luận là kết cấu bê tông dự ứng lực sẽ là kinh tế khi áp dụng cho các kết cấu nhịp lớn, chịu tải trọng lớn và khi công tác thiết kế và thi công được thực hiện bởi các kỹ sư và công nhân có kinh nghiệm. Kết cấu này cũng được coi là kinh tế khi được chế tạo ở dạng lắp ghép hay bán lắp ghép.

.

CHƯƠNG 2 CÔNG NGHỆ DỰ ỨNG LỰC

Người kỹ sư thiết kế kết cấu bê tông dự ứng lực cần phải nắm được các kỹ thuật và công nghệ có liên quan đến dự ứng lực và phải quen thuộc với các thuật ngữ. Chương này sẽ giới thiệu một số thuật ngữ dự ứng lực, cung cấp tóm tắt các kỹ thuật cơ sở của dự ứng lực cũng như chi tiết về một số hệ thống dự ứng lực đang được sử dụng phổ biến.

2.1 THUẬT NGỮ

2.1.1 Công nghệ

Hiện nay, có hai công nghệ dự ứng lực đang được sử dụng rộng rãi để chế tạo kết cấu bê tông dự ứng lực là

- *Dự ứng lực căng trước*, trong đó, cốt dự ứng lực được căng kéo trên bề trước khi đổ bê tông và
- *Dự ứng lực căng sau*, trong đó, cốt dự ứng lực được căng kéo trên cấu kiện bê tông sau khi bê tông đã đạt đến cường độ cần thiết có thể chịu được dự ứng lực.

2.1.2 Dính bám

Phụ thuộc vào sự dính bám giữa cốt dự ứng lực và bê tông, người ta phân biệt các dạng dự ứng lực:

- *Dự ứng lực có dính bám tức thời*. Theo dạng này, cốt dự ứng lực có dính bám với bê tông ngay khi truyền dự ứng lực. Thông thường, đây là dạng dự ứng lực ứng với công nghệ căng trước.
- *Dự ứng lực có dính bám sau*. Đây là dạng dự ứng lực ứng với công nghệ căng sau. Lực dính bám giữa cốt dự ứng lực và bê tông được tạo ra sau khi cốt dự ứng lực đã được neo và quá trình bơm vữa vào ống gen hoàn tất.
- *Dự ứng lực không có dính bám*. Đây cũng là dạng dự ứng lực ứng với công nghệ căng sau, cốt dự ứng lực không có dính bám với bê tông xung quanh. Kết cấu dự ứng lực có dính bám sau cũng làm việc như kết cấu dự ứng lực không dính bám trong giai đoạn chưa bơm vữa.

2.1.3 Vị trí của cốt dự ứng lực

Để chỉ vị trí của cốt dự ứng lực so với mặt cắt bê tông, người ta phân biệt

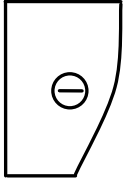
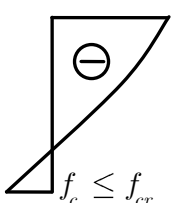
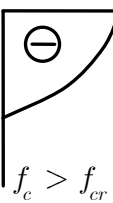
- *Dự ứng lực trong*, theo đó, cốt dự ứng lực nằm trong mặt cắt bê tông và có thể có hoặc không có dính bám với bê tông xung quanh.
- *Dự ứng lực ngoài* với cốt dự ứng lực nằm ngoài mặt cắt bê tông và không có dính bám với bê tông.

2.1.4 Cấp độ dự ứng lực

Phụ thuộc vào độ lớn của ứng suất do dự ứng lực tạo ra (còn gọi là cấp độ dự ứng lực), người ta phân biệt – theo truyền thống:

- *Dự ứng lực toàn phần* (full prestressing) là dự ứng lực mà, trong đó, ứng suất do dự ứng lực tạo ra đảm bảo cho trong bê tông không xuất hiện ứng suất kéo ở trạng thái giới hạn sử dụng. Ứng suất kéo được nói ở đây là ứng suất kéo do tải trọng gây ra theo phương chịu lực chính. Ở một số dạng cấu kiện, các ứng suất kéo chính do cắt, xoắn, ứng suất kéo tại vùng neo cũng như ứng suất kéo do sự thay đổi nhiệt độ gây ra là không thể tránh khỏi. Do đó, vết nứt cũng có thể quan sát thấy ở cả các cấu kiện dự ứng lực toàn phần.
- *Dự ứng lực hạn chế* (limited prestressing) với việc cho phép trong bê tông, dưới tác dụng của tải trọng ở trạng thái giới hạn về cường độ, có xuất hiện ứng suất kéo theo phương chịu lực chính nhưng ứng suất này được giới hạn dưới một giá trị xác định, thường là cường độ chịu kéo (bê tông không bị nứt).
- *Dự ứng lực một phần* (partial prestressing). Ở đây, ứng suất kéo và vết nứt theo phương chịu lực chính do tác dụng của tải trọng được phép xuất hiện trong bê tông.

Bảng 2.1 Trạng thái ứng suất và vai trò của cốt thép thường trong các dạng bê tông dự ứng lực

Cấp độ dự ứng lực	Biểu đồ ứng suất	Vai trò của cốt thép thường
<i>Dự ứng lực toàn phần</i> (tính toán trong giai đoạn I cho trạng thái giới hạn sử dụng)	 $ f_c \leq f'_c$	Đóng vai trò là cốt thép cấu tạo tối thiểu để chịu các lực kéo không dự đoán được. Theo tính toán lý thuyết, cốt thép thường là không cần thiết để chịu lực.
<i>Dự ứng lực hạn chế</i> (tính toán trong giai đoạn I cho trạng thái giới hạn sử dụng)	 $ f_c \leq f'_c$ $f_c \leq f_{cr}$	Cùng làm việc với cốt dự ứng lực để chịu lực kéo xuất hiện trong bê tông trong quá trình chịu lực cũng như chịu các lực kéo không dự đoán được.
<i>Dự ứng lực một phần</i> (tính toán trong giai đoạn II cho trạng thái giới hạn sử dụng)	 $ f_c \leq f'_c$ $f_c > f_{cr}$	Cùng làm việc với cốt dự ứng lực để chịu lực kéo xuất hiện trong bê tông trong quá trình chịu lực và chịu các lực kéo không dự đoán được.

Ngoài ra, người ta cũng còn sử dụng khái niệm *dự ứng lực cấu tạo* hay còn gọi là dự ứng lực yếu để chỉ dự ứng lực không nhằm mục đích cải thiện điều kiện chịu lực mà chỉ có tác dụng hạn chế độ mở rộng các khe co giãn hoặc các vết nứt tách giữa các bộ phận kết cấu.

Cấp độ dự ứng lực thường được định nghĩa như là tỷ số giữa ứng suất do dự ứng lực và ứng suất do ngoại lực tạo ra tại các thớ biên của mặt cắt.

$$\kappa = \frac{|f_{c1,p}|}{f_{c1,g+q}} \quad (2.1)$$

với $f_{c1,p}$ là ứng suất nén tại thớ biên của mặt cắt do dự ứng lực sinh ra và $f_{c1,g+q}$ là ứng suất tại vị trí đó do ngoại lực, bao gồm cả tĩnh tải và hoạt tải, sinh ra. Cấp độ dự ứng lực thay đổi từ $\kappa = 0$ đối với bê tông không dự ứng lực đến $\kappa \geq 1$ đối với dự ứng lực toàn phần. Tổng diện tích cốt thép thường A_s và diện tích cốt dự ứng lực A_p đạt giá trị nhỏ nhất ứng với khi $\kappa = 0,6$.

Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05 cũng như các Tiêu chuẩn AASHTO của Mỹ chỉ phân biệt hai cấp độ dự ứng lực là

- *Dự ứng lực toàn phần* (full prestressing) không cho phép có vết nứt trong bê tông, nghĩa là cho phép có ứng suất kéo nhưng giới hạn dưới cường độ chịu kéo của bê tông,
- *Dự ứng lực một phần* (partial prestressing) với việc cho phép bê tông có ứng suất kéo và vết nứt theo phương chịu lực chính do tác dụng của tải trọng.

2.2 CÁC HỆ THỐNG DỰ ỨNG LỰC

Phụ thuộc vào công nghệ, các hệ thống dự ứng lực có thể bao gồm các bộ phận khác nhau. Nếu sử dụng công nghệ căng trước và dính bám tức thời, hệ thống dự ứng lực chỉ gồm các cốt dự ứng lực. Nếu sử dụng công nghệ căng sau, hệ thống dự ứng lực sẽ bao gồm ống gen (ống tạo lỗ), cốt dự ứng lực, neo, các bộ nối cáp và một số bộ phận khác.

2.2.1 Cốt dự ứng lực

Vật liệu được sử dụng để làm cốt dự ứng lực phổ biến nhất hiện nay là thép cường độ cao. Bên cạnh đó, các cốt dự ứng lực được làm từ vật liệu khác như sợi các bon, sợi thủy tinh cũng đang dần được sử dụng ngày càng nhiều. Tuy nhiên, tài liệu này chỉ giới thiệu cốt dự ứng lực được làm từ thép cường độ cao.

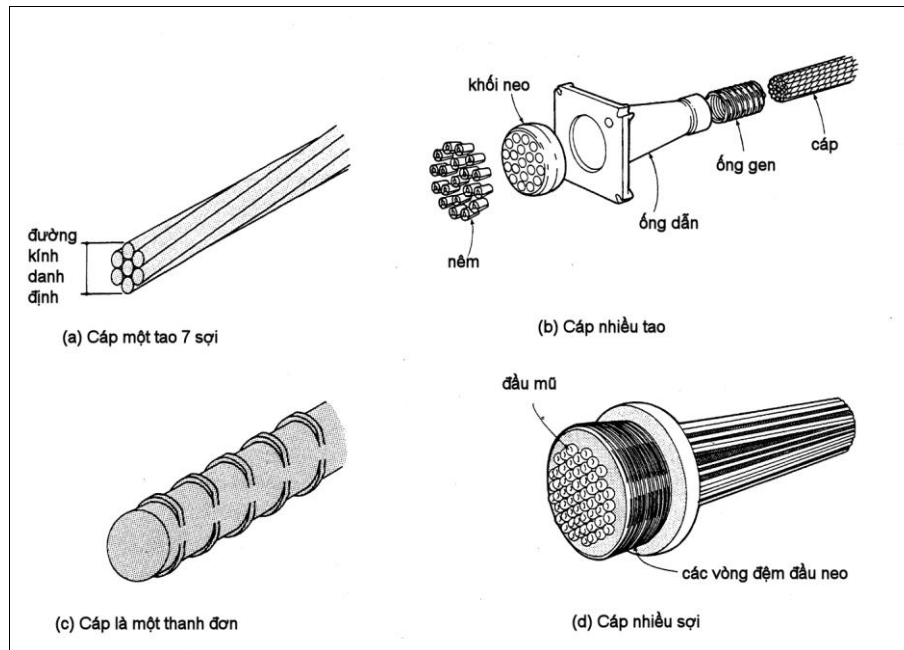
Thuật ngữ “cốt dự ứng lực” được sử dụng để chỉ các sợi riêng lẻ, các tào (là bó của các sợi), các thanh hay các nhóm của chúng (Hình 2.1). Dạng cốt dự ứng lực được sử dụng rộng rãi nhất là các tào 7 sợi. Do các tào 7 sợi được phát triển ở Mỹ nên các đường kính danh định được sử dụng trên thế giới được ghi ở đơn vị inchs (in.). Trong đó, các đường kính 3/8 in. (9,53 mm), 1/2 in. (12,7 mm) và 0,6 in. (15,2 mm) là được sử dụng rộng rãi hơn cả. Các tào thép này được sử dụng cả trong kết cấu dự ứng lực kéo trước và dự ứng lực kéo sau. Cường độ chịu kéo tới hạn của các tào này thay đổi trong khoảng từ 1720 MPa đến 1860 MPa.

Các thanh cốt thép có gờ là một dạng đặc biệt của cốt dự ứng lực, rất thích hợp trong một số kết cấu dự ứng lực kéo sau hoặc dự ứng lực tạm phục vụ thi công. Đường kính danh định

của chúng thay đổi từ 5/8 in. (15 mm) đến 1 3/8 in. (36 mm) và cường độ kéo cực hạn là khoảng 1030 MPa.

Các sợi riêng lẻ là dạng thành công đầu tiên của cốt thép dự ứng lực và vẫn đang được sử dụng đến ngày nay cho các ứng dụng đặc biệt như cho tà vẹt đường sắt hay panel sàn. Các sợi này có các đường kính điển hình là 5 mm và 7 mm và có cường độ tới hạn từ 1620 MPa đến 1720 MPa.

Các thông tin về cốt dự ứng lực sẽ được cung cấp đầy đủ hơn trong chương 3.



Hình 2.1 Các dạng cáp dự ứng lực điển hình

2.2.2 Ống gen

Ống gen (ống tạo lỗ) được đặt trước khi đổ bê tông, có tác dụng tạo ra không gian (lỗ) để đặt cốt thép dự ứng lực vào trong bê tông. Đối với dự ứng lực không dính bám, khoảng trống giữa cốt dự ứng lực và ống gen được bơm đầy bằng mỡ để chống rỉ. Đối với dự ứng lực có dính bám sau, khoảng trống này được bơm đầy bằng vữa. Ống gen được làm bằng nhựa cứng (HDPE – High Density Polyethylene) hoặc bằng kim loại ở dạng trơn hay lượn sóng (Hình 2.2). Ống gen làm bằng nhựa có độ bền mỏi cao hơn so với ống gen kim loại do có hệ số ma sát với cốt dự ứng lực nhỏ hơn. Ngoài ra, ống gen làm bằng nhựa ít bị rỉ hơn so với ống gen kim loại. Vì những lý do này, ống gen bằng nhựa đang được sử dụng ngày càng phổ biến mặc dù chúng đắt hơn ống gen kim loại.

Đối với các cốt dự ứng lực lớn, ống gen thường có mặt cắt dạng tròn. Ống gen có mặt cắt dạng này dễ chế tạo, dễ nối và tốn ít vật liệu làm đầy (vữa hoặc mỡ) để chống rỉ nhất. Đối với các cấu kiện có chiều cao nhỏ, cốt dự ứng lực nên được bố trí sao cho chúng có cánh tay đòn nội lực lớn nhất có thể. Do đó, ống gen cho trường hợp này thường có dạng hình chữ nhật hoặc ô van.



Hình 2.2 Ống gen (VSL)

2.2.3 Neo

Đối với các kết cấu bê tông dự ứng lực căng sau, hai đầu của cốt dự ứng lực cần được neo chắc chắn vào bê tông thông qua các thiết bị neo. Neo có tác dụng truyền lực từ cốt dự ứng lực vào bê tông. Các cốt dự ứng lực kéo sau phải có ít nhất một đầu neo chủ động, ở đó, cốt dự ứng lực được kéo. Đầu còn lại có thể là đầu neo cố định, ở đó, cốt dự ứng lực không được kéo mà chỉ được neo vào bê tông. Để giảm bớt mất mát dự ứng lực trong quá trình căng kéo, các cốt dự ứng lực có chiều dài lớn thường được kéo từ hai đầu và, như vậy, chúng có hai đầu neo chủ động. Neo chủ động đôi khi còn được gọi là “neo A” và neo cố định là “neo B” hay còn được gọi là “neo chết”.

Hình 2.3 minh họa cấu tạo của một dạng chủ động điển hình của hãng VSL được sử dụng để neo cốt dự ứng lực ở dạng các tao cáp. Các tao cáp dự ứng lực được neo nhờ các miếng chêm có dạng hình nón. Các miếng chêm có răng ở mặt trong để bám chặt và giữ cáp dự ứng lực. Lực nén tác dụng từ cáp dự ứng lực vào đầu neo được tạo ra nhờ dạng hình nón của các miếng chêm này.



Hình 2.3 Cấu tạo một neo điển hình của VSL

Đối với các neo nhỏ, neo một số lượng ít các tao cáp, chỉ cần tấm đệm neo (tấm truyền lực) một lớp là đủ. Tuy nhiên, nếu số lượng tao cáp được neo nhiều, lực truyền qua neo có thể là rất lớn và trong trường hợp này, tấm đệm neo phải có nhiều lớp để giảm kích thước của neo.

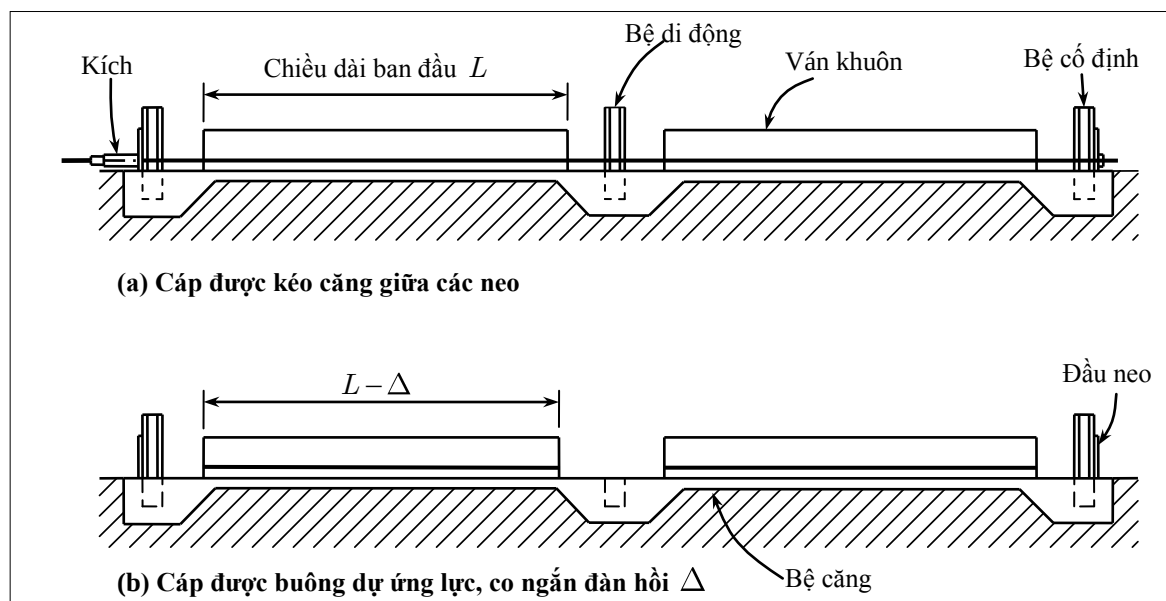
2.3 DỰ ỨNG LỰC CĂNG TRƯỚC

2.3.1 Các thao tác tạo dự ứng lực căng trước

Bước đầu tiên trong việc tạo dự ứng lực là kéo căng cáp dự ứng lực (thường là các tao 7 sợi) giữa các mỏ trên bệ căng dự ứng lực (Hình 2.4a). Sau đó, bê tông được đổ vào trong ván khuôn và khi bê tông đã đạt cường độ mong muốn, cốt thép dự ứng lực sẽ được thả khỏi các mỏ neo và cấu kiện bê tông được dự ứng lực (Hình 2.4b).

Các bệ căng dự ứng lực có khả năng làm việc đồng thời như các bệ đúc và bảo dưỡng bê tông. Dạng bố trí điển hình của các bệ tạo dự ứng lực căng trước thường gồm các mỏ ở hai đầu để kéo dự ứng lực và neo cáp. Các bệ dài có thể được chia thành các bệ ngắn hơn bằng việc sử dụng các mỏ tháo lắp được (di động) như trên hình Hình 2.4a. Cốt dự ứng lực có thể được kéo riêng từng tao hay được kéo đồng thời nhiều tao trên các giá căng. Để kéo được các cáp có chiều dài lớn, người ta phải sử dụng các kích có hành trình kích lớn dựa vào các mỏ neo cố định.

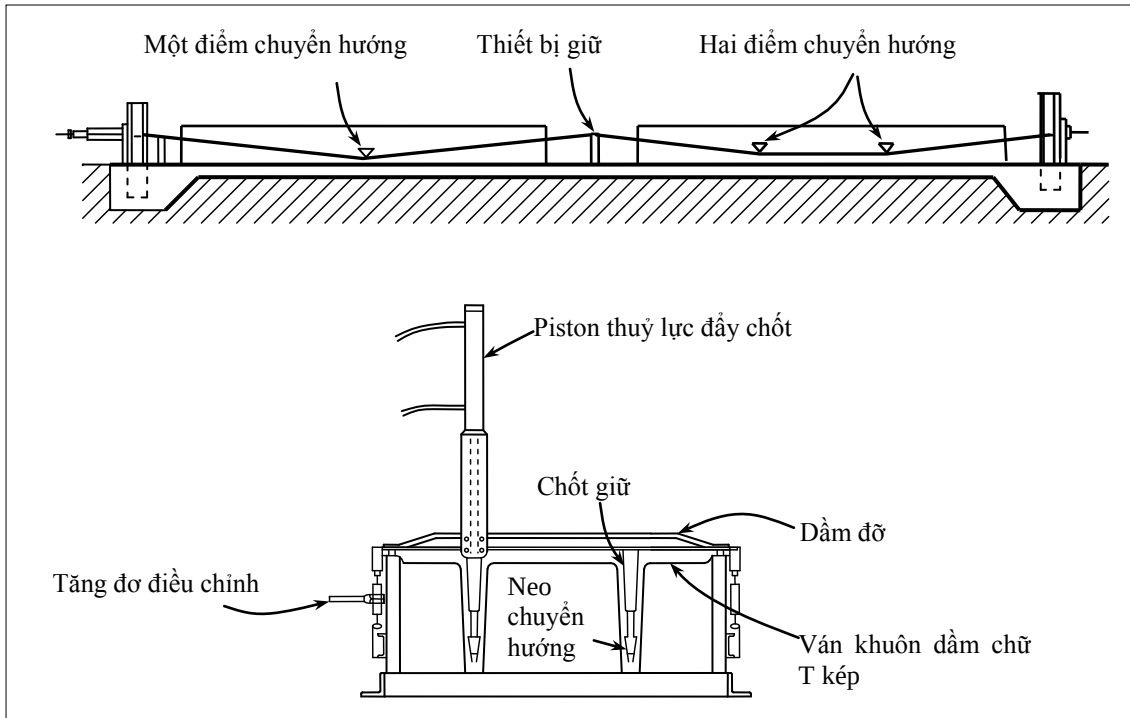
Các tao được căng riêng thường được cắt bằng hàn xì hay cưa. Trình tự cắt phải được thực hiện sao cho ứng suất sinh ra trong cấu kiện bê tông được giữ đối xứng đến mức có thể. Cốt thép cũng nên được cắt từ từ và càng sát cấu kiện càng tốt để giảm thiểu năng lượng truyền ở dạng xung khi cắt. Để giảm thiểu sự hư hỏng dính bám ở đầu các cấu kiện, người ta thường sử dụng các thiết bị neo cho phép nhả lực kéo đồng thời ở nhiều tao bằng kích thủy lực.



Hình 2.4 Dự ứng lực căng trước trên bệ căng

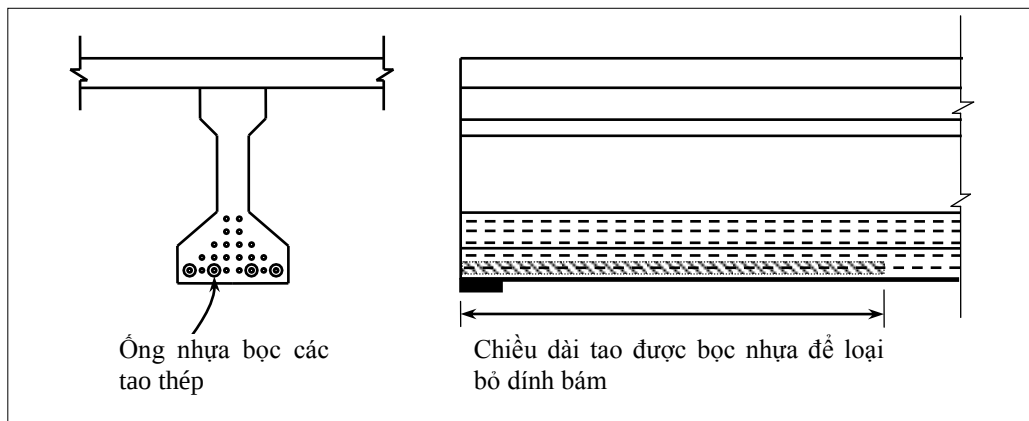
Để có được quỹ đạo thích hợp, cáp dự ứng lực thường được uốn như trên Hình 2.5. Các cấu kiện có chiều cao nhỏ, ví dụ như các dầm trong xây dựng dân dụng có mặt cắt dạng chữ T, chữ I hoặc chữ Π (còn được gọi là T kép), thường có cáp được uốn tại giữa nhịp, trong khi đó, các cấu kiện có chiều cao lớn như dầm cầu lại có hai điểm uốn. Các tao thép có thể ban đầu được kéo thẳng và sau đó được uốn bằng kích thủy lực hay chúng đã được uốn ở dạng

cần thiết trước khi kéo. Trong trường hợp thứ hai, các thiết bị giữ vị trí uốn cần phải có khả năng cho phép các tào có thể chuyển động dọc trong quá trình kéo.



Hình 2.5 Chuyển hướng cáp dự ứng lực

Việc uốn các bó cáp dự ứng lực sẽ làm giảm độ lệch tâm ở các đầu cấu kiện và, do đó, tránh cho bê tông bị nứt tại mặt trên ở gần các đầu đố. Một phương pháp khác để đạt được điều này là làm giảm dự ứng lực có hiệu tại vùng đầu cấu kiện bằng cách làm mất dính bám của một số tào thép qua việc bọc các tào này bằng các ống nhựa (Hình 2.6). Phương pháp này đặc biệt hữu ích trong các kết cấu có chiều cao hạn chế như bản hoặc dầm thấp.



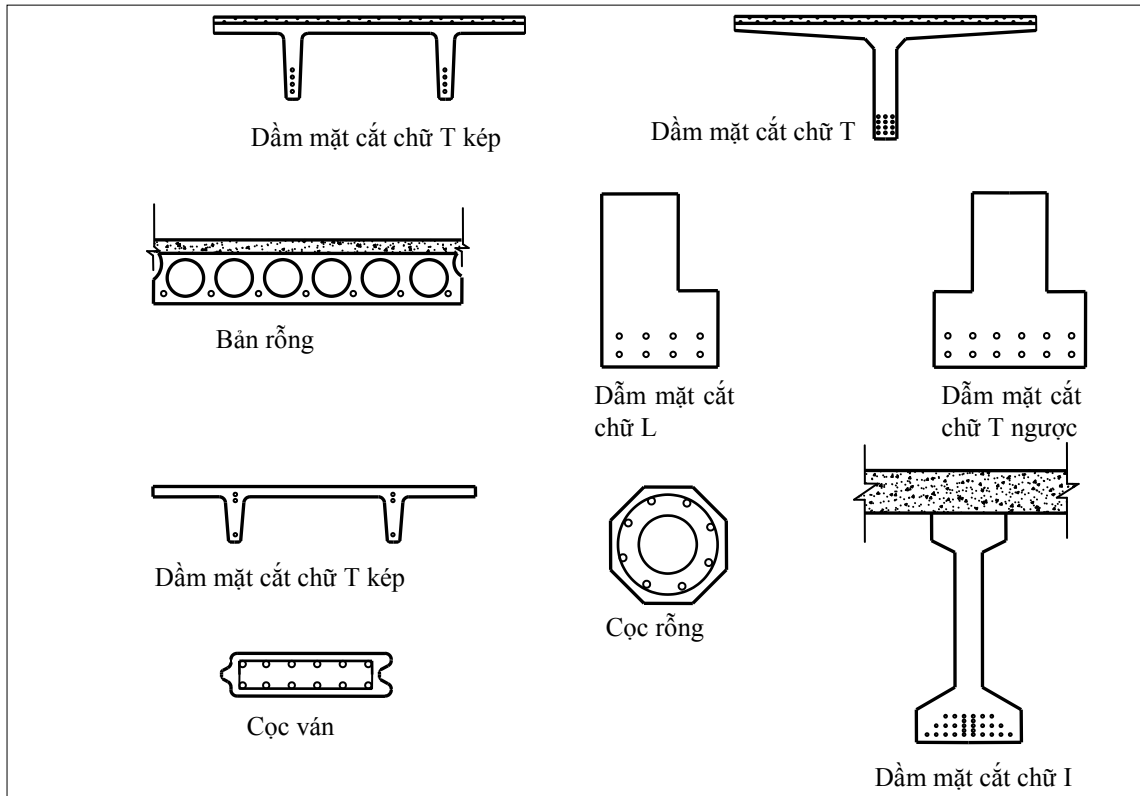
Hình 2.6 Bọc các tào dự ứng lực

2.3.2 Các cấu kiện dự ứng lực căng trước tiêu chuẩn

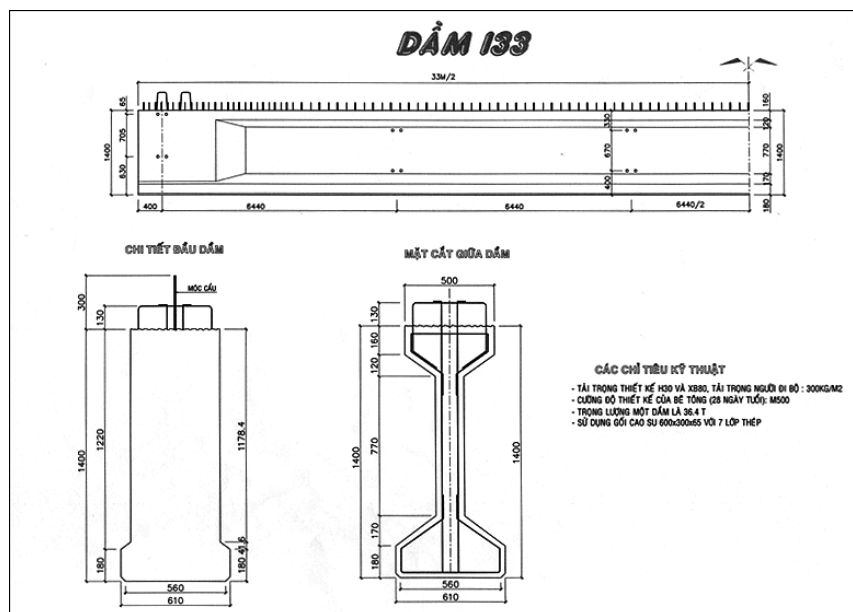
Hình 2.7 minh họa mặt cắt ngang điển hình của một số cấu kiện bê tông dự ứng lực đúc sẵn căng trước được sử dụng trong xây dựng dân dụng và xây dựng giao thông. Các dạng mặt cắt ngang tiêu chuẩn bao gồm: các cấu kiện dạng “bản có sườn” (các cấu kiện mặt cắt chữ T

CHƯƠNG 2 - CÔNG NGHỆ DỰ ỨNG LỰC

đơn hay T kép (II)), các cấu kiện bản phẳng (bản đặc, bản có lỗ rỗng), các tấm panel tường (tấm đặc, tấm chữ T kép (II), tấm tường có lỗ), các cấu kiện khung (dầm chữ nhật, dầm chữ L hay dầm chữ T ngược), các cấu kiện móng (cọc và cọc ván) và dầm cầu dạng chữ I. Hình 2.8 minh họa cấu tạo mặt cắt ngang của dầm cầu mặt cắt chữ I dài 33 m được thiết kế và chế tạo điển hình tại nhà máy Bê tông Châu thới.



Hình 2.7 Các cấu kiện dự ứng lực tiêu chuẩn



Hình 2.8 Cấu tạo dầm chữ I dài 33 m

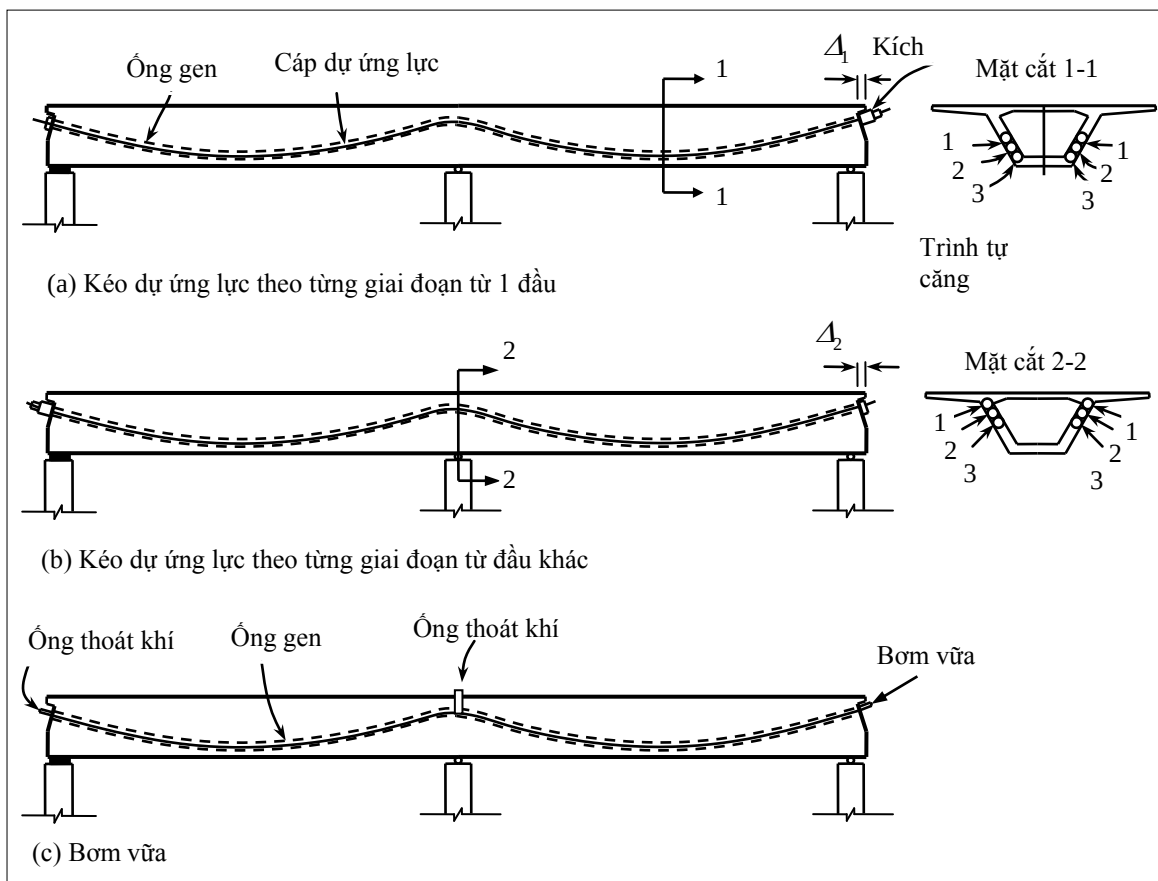
Các cầu kiện bản rộng được thể hiện trên Hình 2.7 thường được sản xuất có chiều dài rất lớn theo khả năng của bệ. Sau khi bê tông được bảo dưỡng và cáp dự ứng lực được cắt rời khỏi mô, bản rộng sẽ được cắt theo chiều dài mong muốn.

Mặc dù có một số mặt cắt ngang tiêu chuẩn được khuyến nghị nhưng cũng có rất nhiều mặt cắt ngang đặc biệt được chế tạo tại các nhà máy bê tông đúc sẵn khác nhau. Do đó, người thiết kế phải nghiên cứu các mặt cắt ngang đặc biệt có ở các nhà máy bê tông đúc sẵn địa phương ngay trong các giai đoạn đầu tiên của quá trình thiết kế.

2.4 DỰ ỨNG LỰC CĂNG SAU

2.4.1 Các thao tác tạo dự ứng lực căng sau

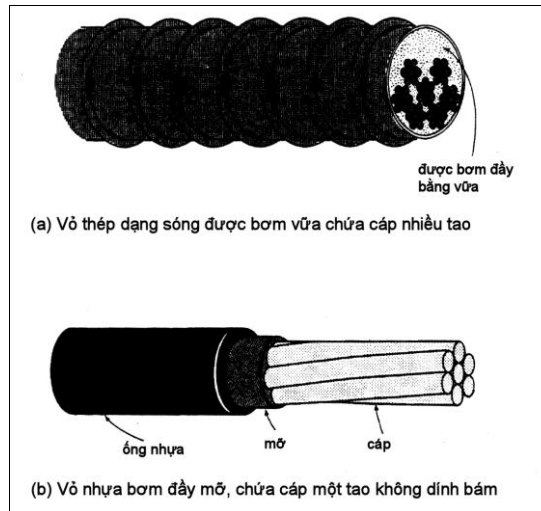
Bước đầu tiên trong việc sản xuất các cầu kiện dự ứng lực căng sau là đặt khung cốt thép thường và các ống gen cùng cốt dự ứng lực kéo sau vào ván khuôn. Sau khi đổ và bảo dưỡng bê tông, cáp dự ứng lực được kéo và neo bằng các kích dự ứng lực kéo sau đặc biệt tựa vào chính bê tông. Trừ khi sử dụng cáp không dính bám, thao tác tạo dự ứng lực sẽ kết thúc bằng việc bơm vữa vào ống gen (Hình 2.9).



Hình 2.9 Thao tác tạo dự ứng lực kéo sau

Hình 2.10 minh họa cốt dự ứng lực có dính bám và không có dính bám điển hình. Ở cốt dự ứng lực có dính bám, vữa sẽ dính bám, nối cốt dự ứng lực với bê tông xung quanh và tạo ra lớp bảo vệ chống rỉ cho cốt dự ứng lực. Cốt dự ứng lực không dính bám sẽ được gắn với bê

tông chỉ tại các đầu neo. Để bảo vệ chống rỉ cho cốt dự ứng lực không dính bám, người ta sử dụng các ống nhựa bơm đầy mỡ và các chi tiết đặc biệt tại các neo.



Hình 2.10 Cáp có và không có dính bám

Cốt dự ứng lực không dính bám thường được dùng trong các bản hai hướng được dự ứng lực kéo sau với các ống gen có đường kính nhỏ và ma sát giữa các tao thép với ống có bơm mỡ thấp. Do không cần bơm vữa nên kết cấu có tính kinh tế cao. Với các tao thép không dính bám, cần phải hết sức chú ý để đảm bảo rằng, các tao thép được bảo vệ khỏi bị rỉ trong quá trình sử dụng. Ngoài ra, cũng có thể phải sử dụng bổ sung các cốt thép thường để hạn chế nứt.

Hiện nay, dự ứng lực ngoài đang rất được ưu tiên nghiên cứu sử dụng do có những ưu thế về khả năng kiểm soát trạng thái của cốt dự ứng lực và khả năng thay thế chúng trong các trường hợp hư hỏng. Một lý do quan trọng khác thúc đẩy việc sử dụng dự ứng lực ngoài là sự phát triển của bê tông cường độ cao. Để tiết kiệm vật liệu và giảm thiểu khối lượng kết cấu, các cấu kiện bằng bê tông cường độ cao được chế tạo với mặt cắt ngang có kích thước nhỏ và việc bố trí cốt dự ứng lực trong mặt cắt bê tông trở nên không còn phù hợp nữa.

2.4.2 Các hệ thống tạo dự ứng lực căng sau

Có rất nhiều hệ thống dự ứng lực căng sau. Các hệ thống này được phân biệt với nhau bởi dạng cốt dự ứng lực mà chúng hỗ trợ, cách căng kéo cốt dự ứng lực và các thiết bị neo mà chúng sử dụng.

Việc lựa chọn hệ thống tạo dự ứng lực cần được căn cứ vào

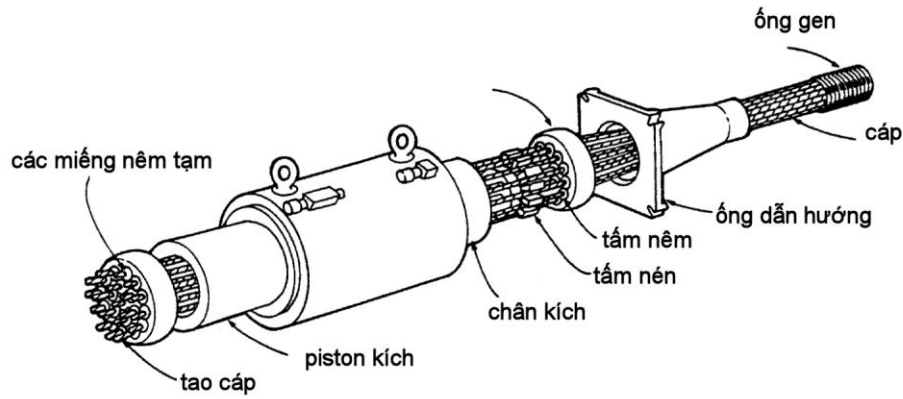
- Dự ứng lực yêu cầu,
- Tính nhỏ gọn của các thiết bị kích và neo,
- Tính dễ dàng trong việc nối và neo,
- Tính đa dạng, kinh tế và phổ biến của thiết bị và hệ thống.

Phần sau đây sẽ mô tả tóm tắt một số hệ thống đang được sử dụng rộng rãi trên thế giới.

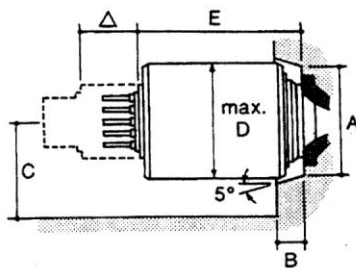
Hệ thống Freyssinet K-Range được mô tả trên Hình 2.11. Trong hệ thống nhiều tào này, mỗi tào được kẹp bởi 3 miếng đệm hình nêm (miếng nêm) nằm trong các lỗ hình nón của các khối neo. Việc kéo để tạo dự ứng lực được thực hiện bởi các kích xuyên tâm. Kích này kéo một cách đồng đều tất cả các tào của bó cáp (Hình 2.11b). Trước khi nhả kích, phần được kéo của bó cáp sẽ ăn khớp với các miếng nêm và các miếng nêm này sẽ neo các bó cáp. Sự mất mát độ giãn dài của cáp liên quan đến sự biến dạng neo cần phải được xem xét trong thiết kế. Các chi tiết cần thiết trong thiết kế như khoảng cách tâm tối thiểu, khoảng cách trống tối thiểu giữa các bó cáp, kích thước tối thiểu của các hốc neo và khoảng trống cần thiết cho các thiết bị neo cũng được cho trong Hình 2.11.

Hình 2.12 thể hiện các chi tiết cần thiết cho thiết kế của hệ thống nhiều tào VSL. Các thiết bị neo và kích cho hệ thống này tương tự như các thiết bị trong hệ thống Freyssinet. Các bó cáp nhiều tào có thể được kéo từ hai đầu để làm giảm mất mát do ma sát hay kéo từ một đầu với đầu còn lại được gắn vào neo cố định. Cả hai hệ thống Freyssinet và VSL đều sử dụng các tào 7 sợi với các đường kính danh định là 13 đến 15 mm với diện tích mặt cắt ngang mỗi tào tương ứng là 99 và 140 mm².

CHƯƠNG 2 - CÔNG NGHỆ DỰ ỨNG LỰC



(a) Các bộ phận của kích và neo



(b) Chi tiết kích

kiểu kích	A in. (mm)	B in. (mm)	C in. (mm)	D in. (mm)	E in. (mm)
4/0,5	5,38 (140)	4,5 (100)	4,5 (100)		
7/0,5 4/0,6	6,25 (180)	4,5 (100)	6,0 (135)	13 (325)	25 (630)
12/0,5 7/0,6	7,25 (250)	4,5 (120)	7,0 (175)	13 (325)	25 (630)
12/0,5	8,00 (300)	4,5 (125)	8,0 (200)	15 (390)	29 (750)
19/0,5	11,00 (500)	5,0 (140)	9,0 (250)	20 (510)	35 (900)

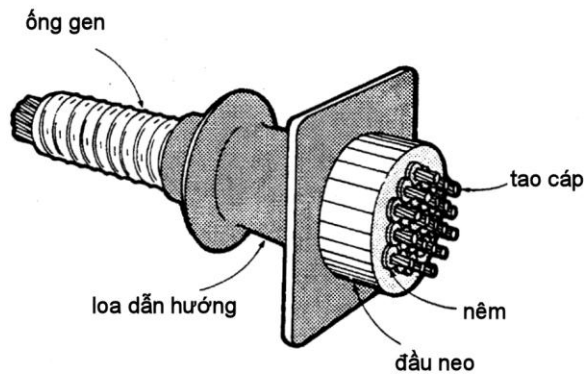
đơn vị	số tạo trong cáp	đ/k trong của ống gen in.(mm)	nội lực cáp kips (kN) $0.7 A_{ps} f_{pu}$
1/0,5	1	1,0 (25)	29,0 (129)
7/0,5	2 7	2,1 (54)	57,8 (257) 202,4 (900)
12/0,5	8 12	2,8 (69)	231,3 (1028) 346,9 (1543)
19/0,5	13 19	3,3 (84)	375,8 (1671) 549,3 (2443)
27/0,5	20 27	3,7 (94)	578,2 (2572) 780,5 (3472)
37/0,5	28 37	4,4 (113)	809,4 (3600) 1069,6 (4758)
55/0,5	38 55	5,0 (128)	1099,5 (4886) 1590,0 (7072)

(c) Sợi-ri 1/2 in. (13 mm) 270K

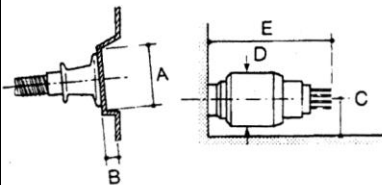
đơn vị	số tạo trong cáp	đ/k trong của ống gen in.(mm)	nội lực cáp kips (kN) $0.7 A_{ps} f_{pu}$
1/0,6	1	1,4 (35)	41,0 (182)
4/0,6	2 4	2,1 (55)	82,0 (365) 164,0 (730)
7/0,6	5 7	2,5 (70)	205,0 (912) 287,0 (1277)
12/0,6	8 12	3,2 (80)	328,0 (1459) 492,0 (2189)
19/0,6	13 19	4,3 (100)	533,0 (2371) 779,0 (3465)
27/0,6	20 27	4,7 (120)	820,0 (3648) 1107,0 (4924)
37/0,6	28 37	5,1 (130)	1148,0 (5107) 1517,0 (6748)

(d) Sợi-ri 0,6 in. (15 mm) 270K

Hình 2.11 Hệ thống nhiều tạo Freyssinet



(a) Chi tiết neo



kiểu kích	A in. (mm)	B in. (mm)	C in. (mm)	D in. (mm)	E in. (mm)
E5-3	14 (356)	5 (127)	7 (178)	13 (330)	51 (1295)
E5-7 E6-3	16 (406)	5 (127)	9 (229)	16 (406)	52 (1321)
E5-12 E6-7	18 (457)	5 (127)	10 (254)	18 (457)	52 (1321)
E5-19 E6-12	22 (559)	7 (178)	10 (254)	18 (457)	55 (1397)
E5-31 E6-19	27 (686)	7 (178)	11 (279)	20 (508)	57 (1448)
E5-55 E6-31	36 (914)	10 (254)	18 (457)	30 (762)	70 (1778)

(b) Chi tiết kích

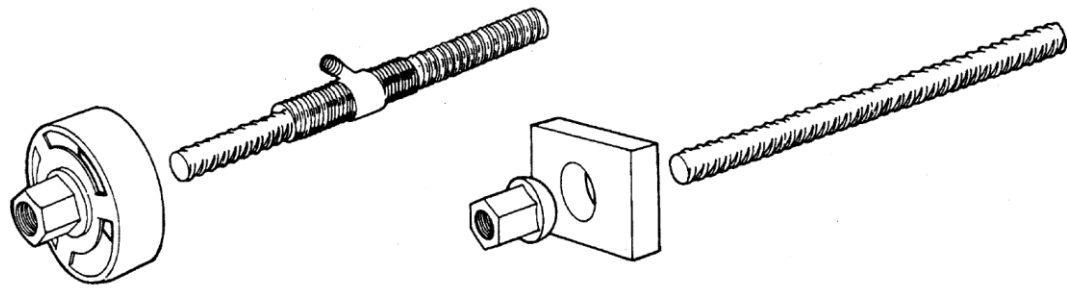
đơn vị	số lượng tạo	đ/k trong của ống gen in. (mm)	nội lực trong cáp $0.7 A_{ps} f_{pu}$
E5-3	2	1,25 (31)	57,8 (257)
	3	1,50 (38)	86,7 (386)
E5-4	4	1,63 (41)	115,6 (514)
E5-7	5	1,75 (44)	144,5 (643)
	7	2,00 (50)	202,4 (900)
E5-12	8	2,00 (50)	231,3 (1029)
	12	2,50 (63)	346,9 (1545)
E5-19	13	2,63 (66)	375,8 (1671)
	19	3,13 (78)	549,3 (2442)
E5-22	20	3,25 (81)	578,2 (2571)
	22	3,38 (85)	636,0 (2828)
E5-31	23	3,50 (88)	664,9 (2957)
	31	4,00 (100)	896,2 (3985)
E5-55	55	5,49 (138)	1590,4 (7070)

(c) VSL "E-Sơ-ri" 1/2 in. (13 mm) 270K

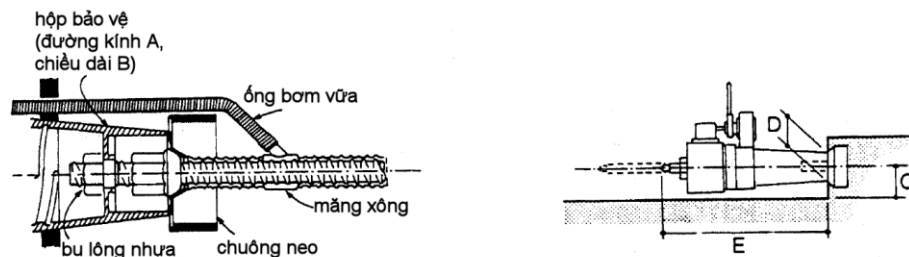
đơn vị	số lượng tạo	đ/k trong của ống gen in. (mm)	nội lực trong cáp $0.7 A_{ps} f_{pu}$
E6-3	2	1,50 (38)	82,0 (365)
	3	1,50 (38)	123,1 (547)
E6-4	4	2,00 (50)	164,1 (730)
E6-7	5	2,25 (57)	205,1 (912)
	7	2,25 (57)	287,1 (1277)
E6-12	8	2,81 (71)	328,2 (1459)
	12	3,00 (75)	492,2 (2189)
E6-19	13	3,25 (81)	533,3 (2371)
	19	3,75 (95)	779,4 (3465)
E6-22	20	4,00 (100)	820,4 (3648)
	22	4,00 (100)	902,4 (4012)
E6-31	23	4,50 (114)	943,5 (4195)
	31	5,00 (125)	1271,6 (5654)
E6-55	55	6,50 (165)	2256,1 (10031)

(d) VSL "E-Sơ-ri" 0,6 in. (15 mm) 270K

Hình 2.12 Hệ thống VSL nhiều tạo



(a) Neo dạng chuông và neo dạng tấm



đường kính danh định in. (mm)	kích thước neo dạng chuông in. (mm)	kích thước tấm đệm neo in. (mm)	A in. (mm)	B in. (mm)	C in. (mm)	D in. (mm)	E in. (mm)
5/8 (15)	3,25 $\times$ 1,50 (83 $\times$ 38)	3 $\times$ 3 $\times$ 0,75 (76 $\times$ 76 $\times$ 19)	3,13 (79)	4,75 (121)	3,25 (83)	2 (52)	24 (610)
1 (26)	5,50 $\times$ 2,63 (140 $\times$ 67)	5 $\times$ 5,50 $\times$ 1,25 (127 $\times$ 140 $\times$ 32)	5,13 (130)	7 (178)	4 (102)	4,13 (106)	26 (660)
1 1/4 (32)	6,75 $\times$ 2,63 (171 $\times$ 67)	6 $\times$ 7 $\times$ 1,50 (152 $\times$ 178 $\times$ 38)	6,50 (165)	8 (203)	4 (102)	4,13 (106)	26 (660)
1 3/8 (36)	7,75 $\times$ 3,13 (197 $\times$ 79)	7 $\times$ 7,50 $\times$ 1,75 (178 $\times$ 191 $\times$ 44)	6,50 (165)	8,63 (219)	6 (152)	4,75 (120)	30 (762)

(b) Chi tiết neo và kích

đường kính danh định in. (mm)	diện tích A_{ps} in ² (mm ²)	đ/k trong cửa ống gen in. (mm)	ứng suất tối hạn, f_{pu} ksi (MPa)	lực trong thanh kips (kN) $0,7 A_{ps} f_{pu}$
5/8 (15)	0,27 (177)	0,75 (19)	157 (1080)	30,5 (134)
1 (26)	0,85 (548)	1,25 (32)	150 (1030)	89,3 (398)
1 1/4 (32)	1,25 (806)	1,50 (38)	150 (1030)	131,3 (580)
1 3/8 (36)	1,58 (1018)	1,75 (44)	150 (1030)	165,9 (734)

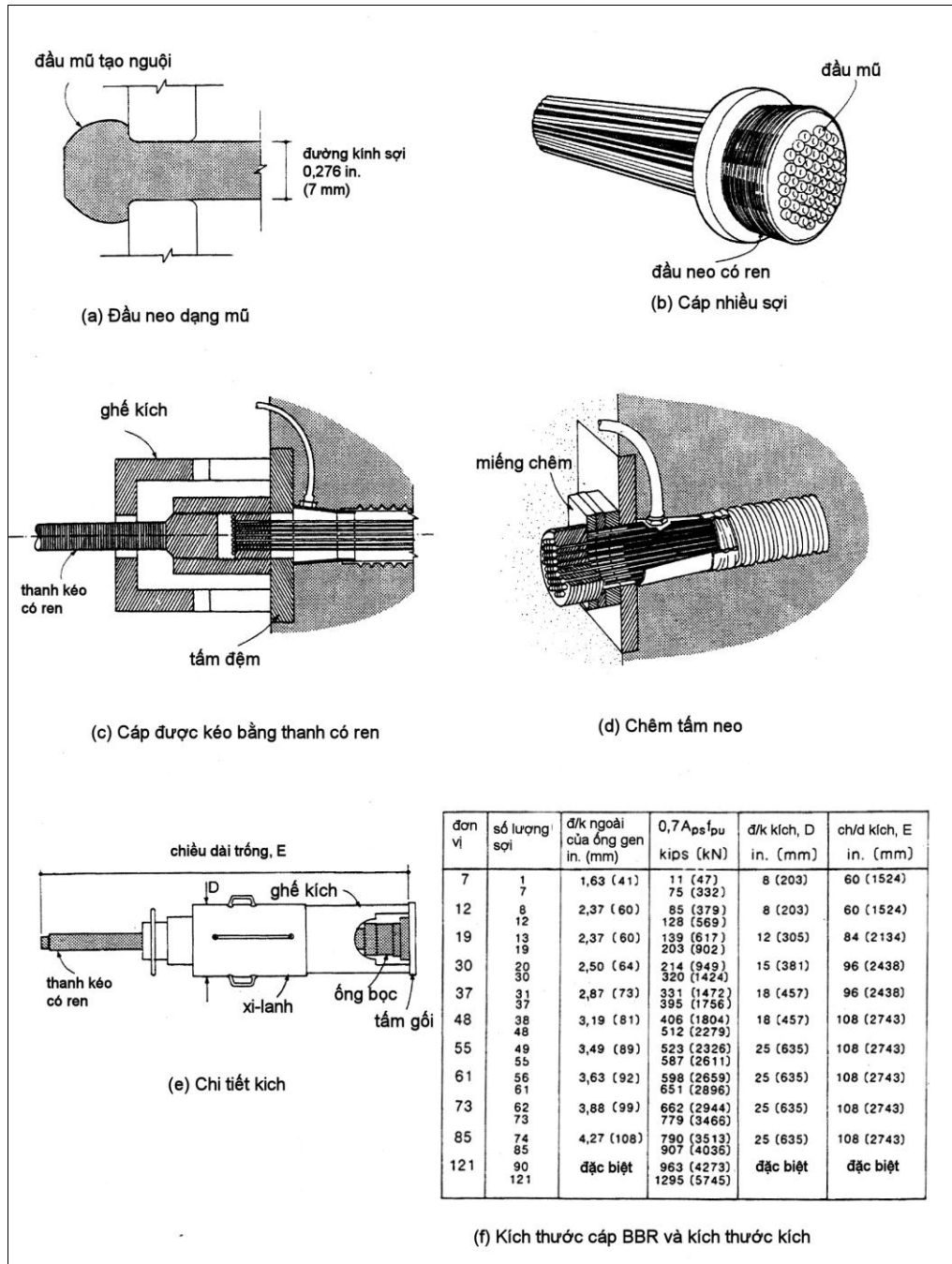
(c) Kích thước và thuộc tính của thanh

Hình 2.13 Hệ thống dự ứng lực kéo sau cho thép thanh của Dywidag

Hệ thống dự ứng lực kéo sau của hãng Dywidag, được giới thiệu trong Hình 2.13, sử dụng các thanh thép hợp kim cường độ cao có ren. Các thanh có ren có thể có chiều dài đến 18 m và có thể được nối một cách thuận tiện tại bất cứ vị trí nào và được neo chủ động bằng các

CHƯƠNG 2 - CÔNG NGHỆ DỰ ỨNG LỰC

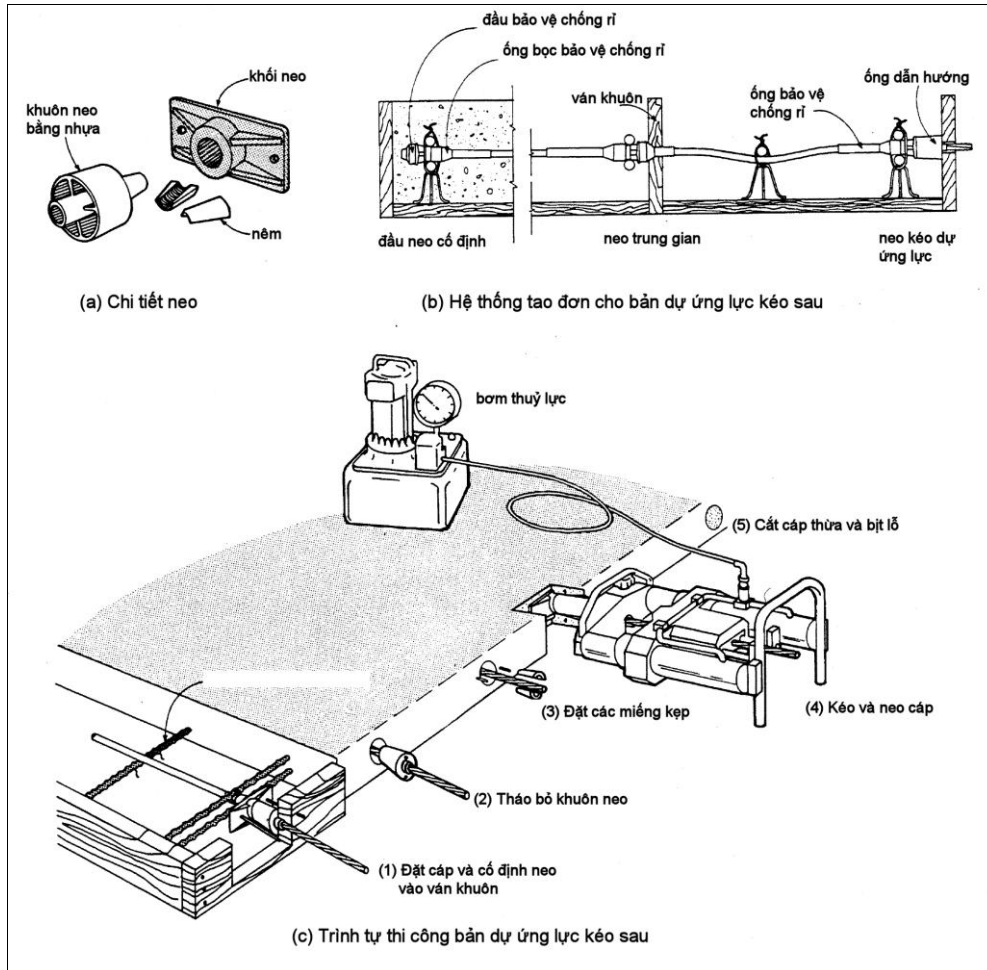
đai ốc có đầu hình côn. Đầu đai ốc được khớp vào các neo dạng tấm hay neo hình chuông. Mật mát do biến dạng neo ở hệ thống này thường rất nhỏ nên có thể bỏ qua.



Hình 2.14 Hệ thống nhiều sợi BBRV

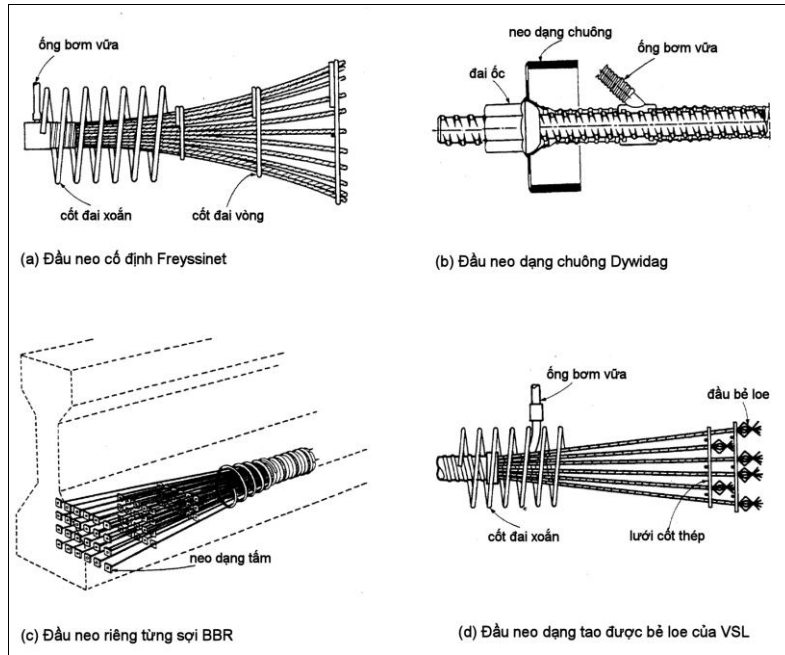
Nguyên tắc cơ bản của hệ thống BBRV, được minh họa trên Hình 2.14, là sử dụng các sợi thép mềm, cường độ cao được neo ở từng đầu bằng các đầu mũ được dập tạo hình nguội. Các sợi có đường kính 7 mm và có diện tích mặt cắt ngang là $38,5 \text{ mm}^2$. Tất cả các sợi song song của bó cáp đều đi qua một đầu neo chung (Hình 2.14b và Hình 2.14c). Trước khi nhả kích, các tấm nêm được chèn vào giữa đầu neo và tấm gối và cố định độ giãn dài vào tấm gối.

Các tao đơn, thường không có dính bám (xem Hình 2.15), cung cấp một phương tiện kinh tế và đa năng để tạo dự ứng lực kéo sau cho các bản mỏng và các cấu kiện hẹp. Các tao đơn, có thể được bố trí thành một lớp nằm ngang cùng với các ống gen có đường kính nhỏ, sẽ tạo ra một độ lệch tâm lớn nhất có thể. Hệ thống dự ứng lực kéo sau cũng sử dụng các neo và vòng “gioăng” nhỏ gọn kết hợp với các thiết bị kích nhẹ cho phép một người có thể được thực hiện được các thao tác dự ứng lực.

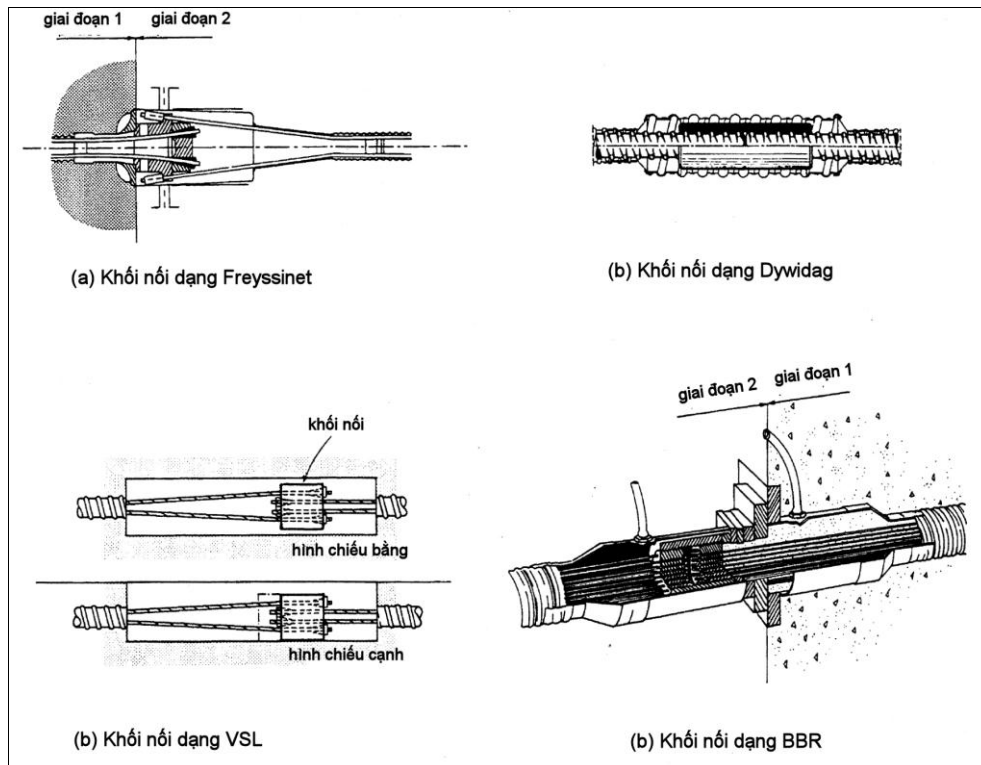


Hình 2.15 Hệ thống dự ứng lực kéo sau dạng tao đơn

Hình 2.16 minh họa một số các đầu neo cố định cho các hệ thống tạo dự ứng lực khác nhau. Đôi khi cũng cần nối các bó cáp dự ứng lực với nhau. Ví dụ, trong khi xây dựng các công trình theo phương pháp phân đoạn, có thể cần phải nối các bó cáp được kéo trong giai đoạn trước với với các bó cáp được kéo trong giai đoạn sau. Hình 2.17 minh họa các khối nối điển hình.



Hình 2.16 Các ví dụ về đầu neo cố định



Hình 2.17 Khối nối cáp dự ứng lực và neo xuyên tâm

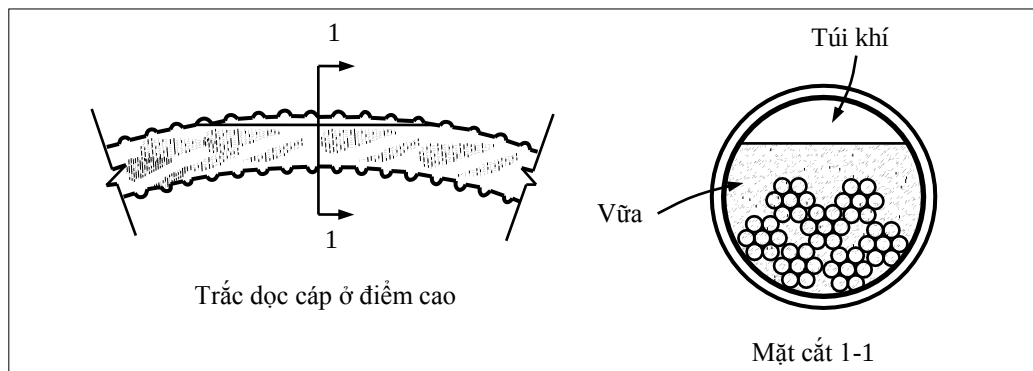
2.4.3 Bơm vữa cho các ống gen

Trong các kết cấu dự ứng lực có dính bám sau, các ống gen cần phải được bơm vữa càng sớm càng tốt sau khi cáp đã được neo. Tuổi thọ lâu dài của kết cấu dự ứng lực kéo sau có dính bám phụ thuộc vào sự thành công của công tác bơm vữa. Mục tiêu của việc bơm vữa là làm đầy ống gen bằng vật liệu có khả năng cung cấp môi trường kiềm để chống rỉ cho cốt

thép và có cường độ cần thiết để tạo lực dính bám giữa cáp với bê tông xung quanh. Để giảm thời gian các bó cáp nằm phơi trong môi trường ri, chỉ nên đưa chúng vào các ống gen ngay trước khi kéo dự ứng lực.

Thông thường, vữa bơm vào ống gen chứa một hỗn hợp xi măng và nước (tỷ lệ nước/xi măng khoảng 0,5) cùng các phụ gia giảm nước và phụ gia nở. Vữa dùng cho các ống gen có đường kính lớn cũng có thể chứa các cốt liệu như cát, tro bay hay pozzolans. Vữa thích hợp cần phải có đủ tính lưu động trong quá trình bơm, ít bị mất nước và phân rã, có độ co ngót thấp, có cường độ đầy đủ và không chứa các chất có hại như clo-rit, ni-trat, sun-fit hay các hợp chất khác có thể tham gia gây rỉ cốt thép.

Vữa được bơm vào tại các điểm thấp của cáp hay tại các đầu của cấu kiện. Các ống thông hơi được đặt ở các điểm cao của cáp như được thể hiện trên Hình 2.9c. Nếu ống gen không được thông hơi đầy đủ, các túi khí có thể bị kẹt lại tại các điểm cao của ống gen (xem Hình 2.18). Hơi nước có trong các túi khí này có thể làm cho cốt thép bị rỉ và ở các miền lạnh, hơi nước bị đóng băng và có thể gây ra các hư hỏng nghiêm trọng.



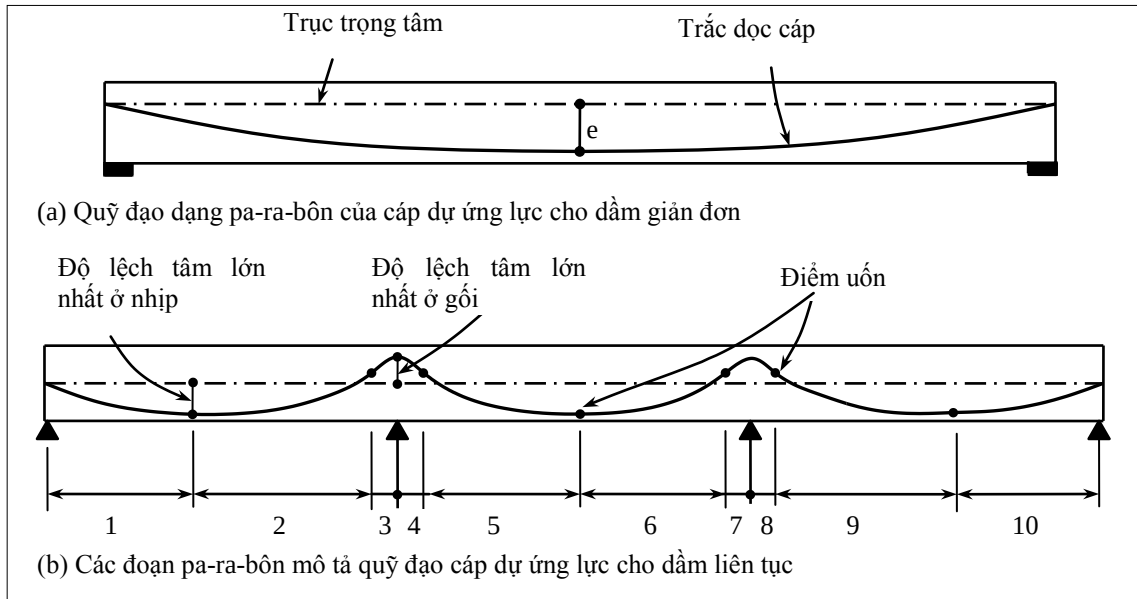
Hình 2.18 Túi khí hình thành tại điểm cao của cáp do sự thoát khí không thích hợp

Trước khi bơm vữa, các ống gen cần phải được thổi sạch các mảnh vụn và bụi bẩn bằng hơi ép không có dầu. Đôi khi, ống gen cũng phải được rửa bằng nước trước khi bơm vữa. Nếu ống gen bị tắc trong quá trình bơm vữa thì ngay lập tức phải rửa ống gen bằng nước, bơm vào từ ống thoát khí gần nhất theo chiều ngược với chiều bơm vữa.

Các bản ghi về áp lực bơm, lượng vữa đã sử dụng, nhiệt độ và các chi tiết khác của quá trình bơm vữa cần phải được lưu giữ. Áp lực bơm cao, ví dụ quá 1,5 MPa, có thể là dấu hiệu về sự tắc ống gen và có thể gây ra sự phân rã vữa hay làm vỡ tách bê tông xung quanh ống gen.

2.4.4 Quỹ đạo của cốt dự ứng lực căng sau cho kết cấu dầm

Trong các kết cấu dự ứng lực kéo sau dạng dầm giản đơn hay liên tục, quỹ đạo theo phương dọc của cốt dự ứng lực thường có dạng pa-ra-bôn. Nguyên tắc xác định quỹ đạo của cốt dự ứng lực sẽ được giới thiệu trong các chương sau. Quỹ đạo của cáp trong các dầm giản đơn thường có một đường cong pa-ra-bôn với độ lệch tâm lớn nhất ở giữa nhịp (xem Hình 2.19a). Quỹ đạo trong các dầm liên tục có thể được xác định bởi một số các đoạn đường cong pa-ra-bôn, cong lõm ở nhịp và cong lồi trên các gối (Hình 2.19b).



Hình 2.19 Quỹ đạo cáp dạng pa-ra-bôn

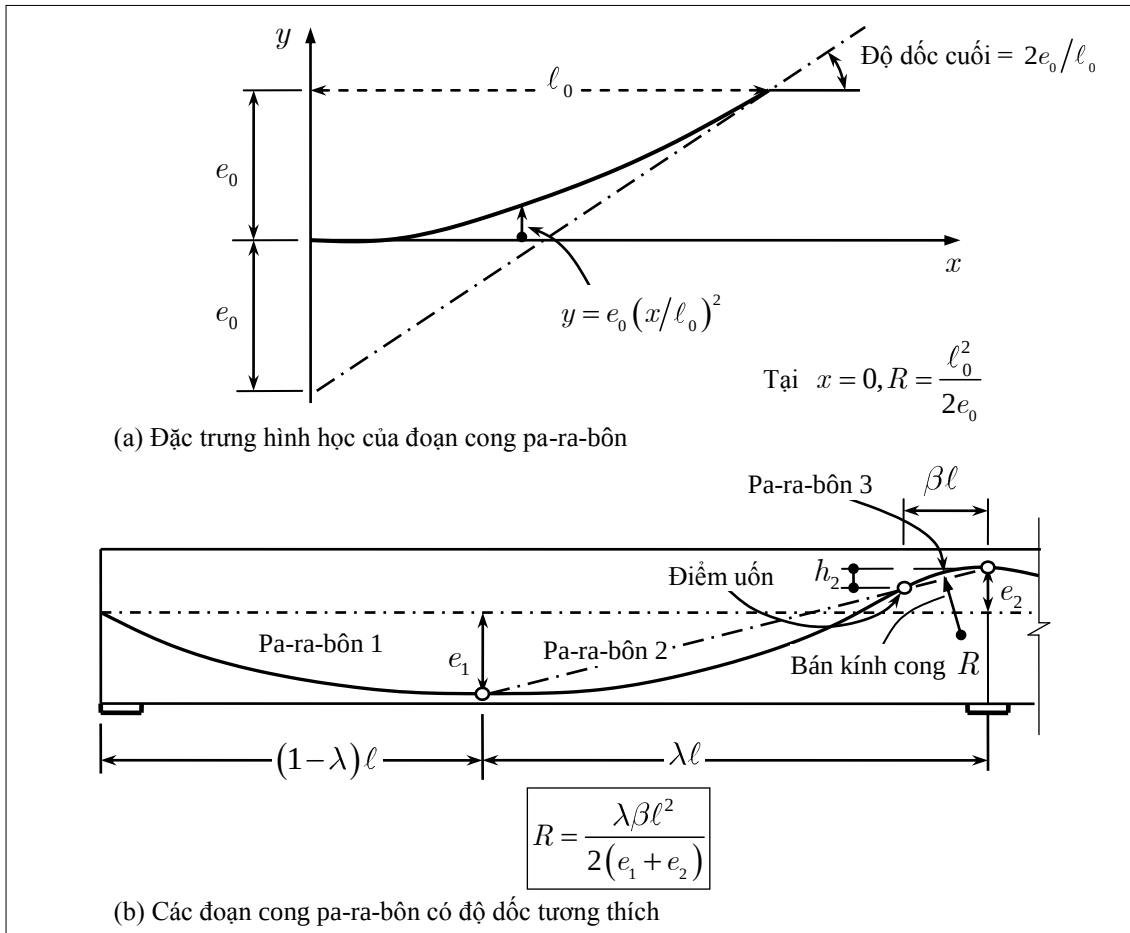
Các quan hệ hình học hợp lý cho các đoạn pa-ra-bôn được thể hiện trên Hình 2.20a. Hình 2.20b minh họa một số đoạn pa-ra-bôn ghép với nhau. Tại vị trí có độ lệch tâm lớn nhất, e_1 , pa-ra-bôn 1 và pa-ra-bôn 2 cùng có độ dốc bằng không và do đó, tương thích với nhau. Để các pa-ra-bôn 2 và pa-ra-bôn 3 tương thích, độ dốc của chúng tại điểm uốn phải bằng nhau và, do đó,

$$\frac{2(e_1 + e_2 - h_2)}{(\lambda - \beta)\ell} = \frac{2h_2}{\beta\ell}$$

Như vậy, điểm uốn phải được bố trí tại khoảng cách h_2 dưới điểm cao nhất, với

$$h_2 = \frac{\beta}{\lambda}(e_1 + e_2) \quad (2.2)$$

Cũng vì quan hệ hình học này, điểm uốn phải nằm trên đường thẳng nối các điểm có độ lệch tâm lớn nhất như được thể hiện trên Hình 2.20b.



Hình 2.20 Đặc trưng hình học của quỹ đạo pa-ra-bôn

Độ dốc chung của cả hai pa-ra-bôn gặp nhau tại điểm uốn là

$$\text{slope} = \frac{2(e_1 + e_2)}{\lambda \ell} \quad (2.3)$$

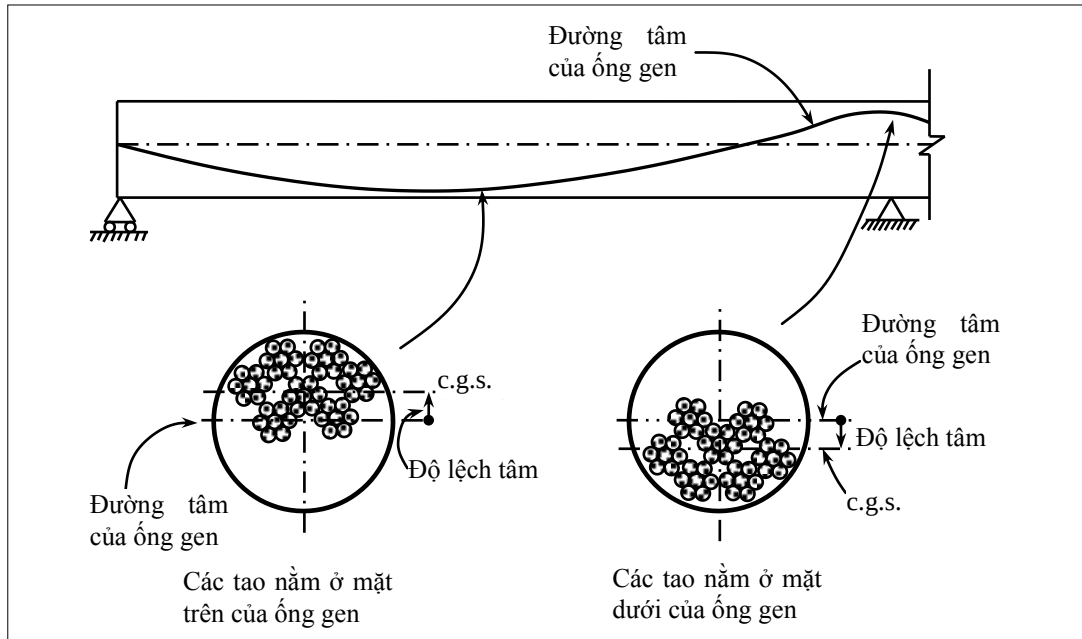
Đoạn cong lồi trên gối là cần thiết để tránh sự gãy khúc của cáp tại vị trí này. Chiều dài của đoạn cong lồi này, $\beta \ell$, (Hình 2.20b) phải được chọn sao cho, ở trên gối, bán kính cong R của cáp không nhỏ hơn bán kính cong tối thiểu được khuyến nghị cho từng cáp cụ thể. Ví dụ về bán kính cong nhỏ nhất được khuyến nghị đối với các hệ thống nhiều tào được cung cấp trong Bảng 2.2. Đối với các hệ thống tào đơn bán kính cong tối thiểu được khuyến nghị là 2,5 m cho các tào có đường kính 13 mm và 15 mm.

Bảng 2.2 Bán kính cong tối thiểu

Đường kính trong của ống gen	mm	45-55	65-80	85-95	100-110
Bán kính cong tối thiểu	m	3,5	4,5	5,0	7,0

Khi xác định các vị trí của ống gen, phải lưu ý là, trọng tâm của cáp, được gọi là trọng tâm của thép (c.g.s. – center of gravity of steel), có thể không phải bao giờ cũng trùng với tâm của ống gen. Khi cáp được tạo dự ứng lực, nó sẽ bị kéo vào phía trong của ống gen cong (xem Hình 2.21). Độ lệch tâm của cáp bên trong ống gen cho một hệ thống dự ứng lực kéo sau

được cung cấp trên Hình 2.21. Có thể thấy rằng, đối với các cáp lớn, độ lệch tâm này có thể là rất đáng kể.



	Đường kính ống gen (mm)	Độ lệch tâm (mm)
Số lượng tao 13 mm trong bó cáp		
3	32	7
4	41	7
7	51	8
12	64	11
19	80	13
22	86	12
31	102	14
55	140	23
Số lượng tao 15 mm trong bó cáp		
3	38	5
4	38	5
7	57	10
12	76	13
19	95	18
31	127	23
55	165	30

Hình 2.21 Vị trí và độ lệch tâm của cáp trong ống gen sau khi kéo

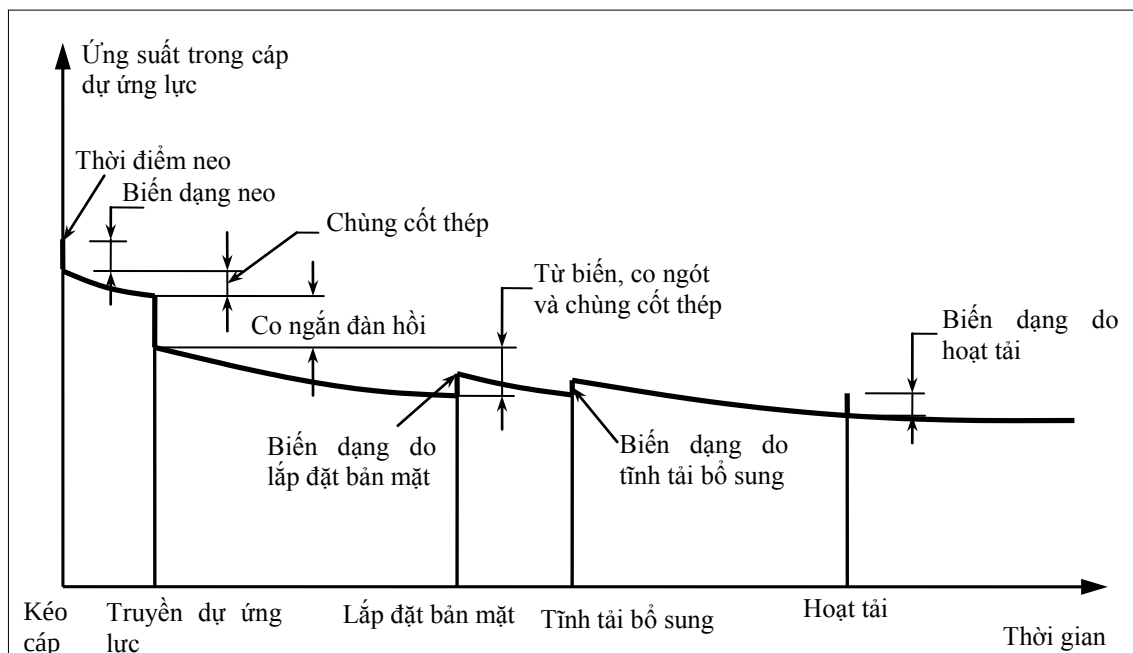
2.5 CÁC MẤT MẤT DỰ ỨNG LỰC

2.5.1 Giới thiệu chung

Trong và sau quá trình tạo dự ứng lực, một loạt các yếu tố có thể nảy sinh làm giảm độ lớn của dự ứng lực – gây mất mát dự ứng lực.

Tính toán mất mát dự ứng lực là một quá trình rất phức tạp, có liên quan đến rất nhiều yếu tố như thành phần và cường độ của bê tông, sự rão, chùng của thép dự ứng lực, các thông số môi trường như nhiệt độ, độ ẩm và điều kiện sử dụng kết cấu, v.v. Mặc dù là một công việc khó khăn nhưng việc xác định một cách tương đối chính xác các mất mát dự ứng lực là rất quan trọng. Nếu mất mát dự ứng lực được xác định nhỏ hơn thực tế, độ lớn của dự ứng lực còn lại có thể không đủ để đảm bảo cho kết cấu có những tính năng mong muốn. Ngược lại, nếu mất mát dự ứng lực được xác định quá lớn so với thực tế, người ta phải tìm cách tăng độ lớn của dự ứng lực ban đầu đến mức không cần thiết.

Hình 2.22 thể hiện các mất mát dự ứng lực điển hình trong các kết cấu bê tông dự ứng lực. Một số dự ứng lực xảy ra gần như ngay lập tức khi thực hiện việc truyền dự ứng lực, một số khác lại xảy ra và kéo dài trong một khoảng thời gian lớn. Các mất mát tức thời, xảy ra trong quá trình thi công, gồm mất mát do ma sát giữa cáp với thành ống gen Δf_{pF} , mất mát do sự trượt của cáp dự ứng lực với các thiết bị neo Δf_{pA} và mất mát do biến dạng đàn hồi của bê tông Δf_{pES} . Các mất mát dài hạn, xảy ra trong quá trình khai thác, bao gồm mất mát do co ngót của bê tông Δf_{pSR} , mất mát do từ biến của bê tông, Δf_{pCR} và mất mát do chùng cốt thép Δf_{pR} .



Hình 2.22 Các mất mát dự ứng lực trong công trình cầu [17]

Tổng mất mát dự ứng lực tại một thời điểm bất kỳ là

- Đối với cầu kiện bê tông dự ứng lực kéo trước

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR} \quad (2.4)$$

- Đối với cầu kiện bê tông dự ứng lực kéo sau

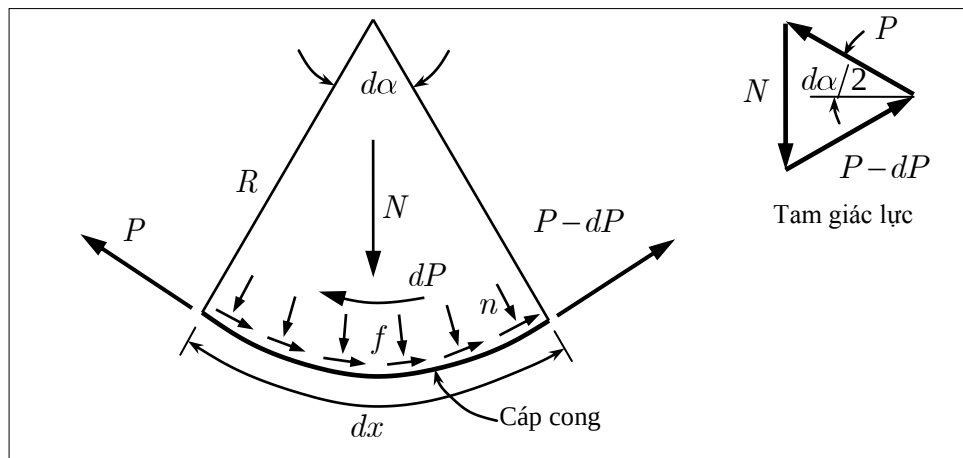
$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR} \quad (2.5)$$

2.5.2 Mất mát do ma sát Δf_{pF}

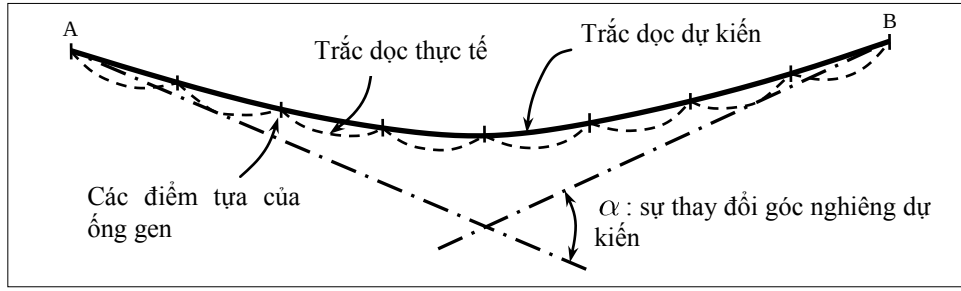
Khi cáp dự ứng lực kéo sau được kéo căng trên bê tông, do ảnh hưởng của ma sát giữa cáp và ống gen nên lực sinh ra không phải là hằng số theo chiều dài cáp. Ma sát này thường được phân biệt thành hai nguyên nhân: do sự chuyển hướng quỹ đạo cáp theo chủ định của người thiết kế (Hình 2.23) và sự thay đổi góc không mong muốn của cáp dọc theo chiều dài (Hình 2.24) do trọng lượng bản thân cáp và ống gen cũng như các nguyên nhân ngẫu nhiên khác. Tương ứng, hai thành phần mất mát do ma sát thường được gọi là mất mát do “ma sát cong” (curvature frictional loss) và mất mát do “ma sát lắc” (wobble frictional loss).

Nếu trên chiều dài dx cáp đổi hướng một góc là $d\alpha$ thì sự đổi hướng này sẽ sinh ra một lực vuông góc với tiếp tuyến của cáp là $N = 2P \sin(d\alpha/2)$ với P là lực trong cáp (Hình 2.23). Nếu hệ số ma sát giữa cáp và ống gen là μ thì mất mát do “ma sát cong” trên chiều dài dx sẽ là μN . Do góc lệch thường nhỏ nên $2\sin(d\alpha/2)$ bằng $d\alpha$ và, do đó, mất mát do “ma sát cong” ứng với góc chuyển hướng $d\alpha$ trở thành $\mu P d\alpha$.

Độ lớn của “ma sát lắc” phụ thuộc vào độ cứng của ống gen hay vỏ bọc, đường kính ống (ống càng rộng thì mất mát càng nhỏ), khoảng cách giữa các điểm gối tựa hoặc treo của ống, kiểu cáp, kiểu ống và phương pháp thi công. Mất mát do “ma sát lắc” trên chiều dài dx của cáp là $KPdx$ với K là hệ số “ma sát lắc” kinh nghiệm.



Hình 2.23 Mất mát do “ma sát cong”



Hình 2.24 Mất mát do “ma sát lắc”

Do đó, tổng mất mát do ma sát trên chiều dài dx là

$$dP = \mu P d\alpha + KP dx \quad (2.6)$$

Sự thay đổi lực trong cáp giữa các điểm A và B có thể được tính toán như sau

$$\int_{P_B}^{P_A} \frac{dP}{P} = \mu \int_0^\alpha d\alpha + K \int_0^x dx$$

Kết quả của việc giải phương trình này là

$$P_B = P_A e^{-(\mu\alpha + Kx)} \quad (2.7)$$

Ở đây, P_A là lực cáp tại điểm A

P_B là lực cáp tại điểm B

μ là hệ số ma sát

α là tổng góc thay đổi dự định giữa A và B, tính bằng radian

K là hệ số “ma sát lắc” trên đơn vị chiều dài cáp

x là chiều dài cáp giữa hai điểm A và B

Như vậy, tổng mất mát ứng suất trong cáp do ma sát trên chiều dài x kể từ đầu kích là

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \left[1 - e^{-(\mu\alpha + Kx)} \right] \quad (2.8)$$

Một cách gần đúng, đại lượng trên có thể được tính theo công thức sau

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} (\mu\alpha + Kx) \quad (2.9)$$

Trong các công thức trên, f_{pj} là ứng suất trong cáp ở đầu được kéo (chỉ số j có nghĩa là kích kéo – jacking).

Hệ số ma sát μ phụ thuộc vào các đặc trưng bề mặt của cáp và ống gen và có thể thay đổi từ 0,05 đến 0,50. Chi tiết các trị số này được cung cấp trong các tiêu chuẩn thiết kế. Hệ số “ma sát lắc” K phụ thuộc vào cả hệ số ma sát μ và độ cứng của ống và có thể thay đổi từ 0,003/m đến 0,0066/mét. Hệ số ma sát tăng khi bán kính cong giảm, lực kéo tăng và có sự rỉ bề mặt. Các Bảng 2.3, Bảng 2.4, Bảng 2.5 và Bảng 2.6 lần lượt cung cấp các giá trị hệ số ma

CHƯƠNG 2 - CÔNG NGHỆ DỰ ỨNG LỰC

sắt được khuyến nghị trong các Tiêu chuẩn ACI, CEB-FIP và 22 TCN 272-05 cũng như Tiêu chuẩn TCXDVN 356-2005.

Bảng 2.3 Phạm vi của hệ số ma sát được ACI khuyến nghị

Dạng cáp dự ứng lực	Hệ số ma sát do độ cong μ	Hệ số ma sát “lắc” K (Theo mét)
Cáp nằm trong các ống bọc kim loại mềm		
Cáp sợi	0,15-0,25	0,0033-0,0049
Tao 7 sợi	0,15-0,25	0,0016-0,0066
Thanh cường độ cao	0,08-0,30	0,0003-0,0020
Cáp nằm trong ống gen kim loại – tao 7 sợi	0,15-0,25	0,00066
Cáp bọc mỡ, không dính bám – tao 7 sợi	0,05-0,15	0,0010-0,0066
Cáp bọc matit – sợi và tao 7 sợi	0,05-0,15	0,0033-0,0066

Bảng 2.4 Các giá trị hệ số ma sát đại diện do CEB-FIP khuyến nghị cho cáp dự ứng lực có bán kính cong lớn hơn 6 m.

Dạng cáp dự ứng lực	Hệ số ma sát do độ cong μ	Hệ số ma sát “lắc” K (theo mét)
Cáp nằm trong ống gen	0,5	0,0050
Cáp nằm trong các ống bọc bằng kim loại		
Các sợi kéo nguội	0,20	0,0020
Tao	0,20	0,0020
Các sợi tròn trơn	0,25	0,0025
Các sợi có gờ	0,30	0,0030

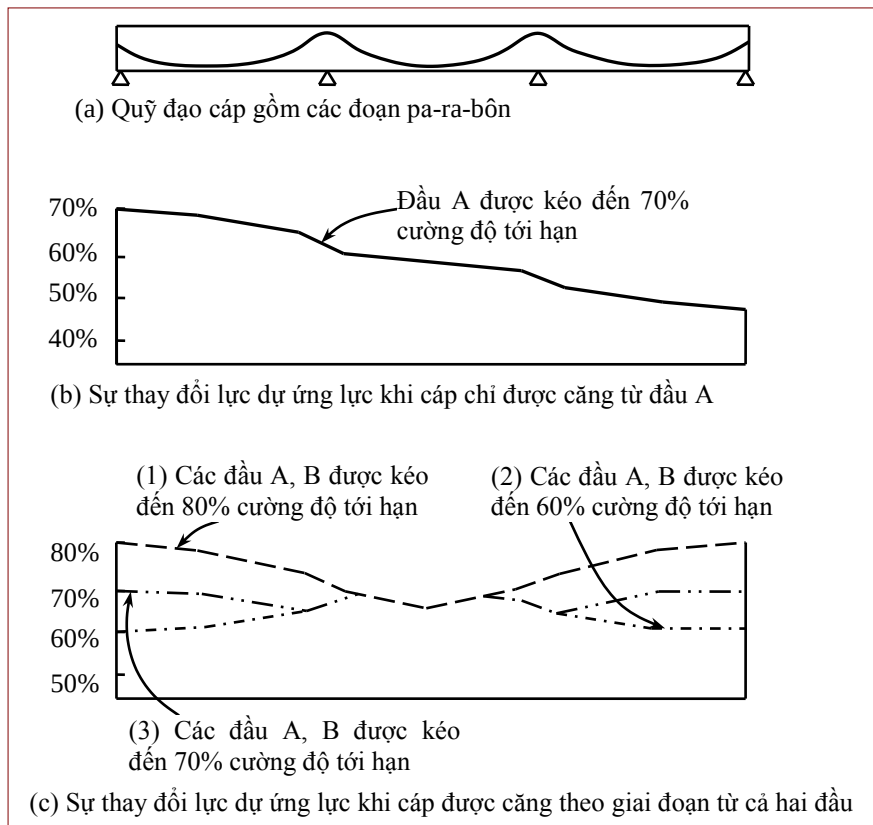
Bảng 2.5 Các giá trị hệ số ma sát do 22 TCN 272-05 khuyến nghị

Dạng cáp dự ứng lực	Các ống bọc	Hệ số ma sát do độ cong μ	Hệ số ma sát “lắc” K (theo mét)
Sợi hay tao	Ống thép mạ cứng hay nửa cứng	0,15 - 0,25	$6,6 \times 10^{-7}$
	Vật liệu Polyethylene	0,23	$6,6 \times 10^{-7}$
	Các ống chuyển hướng bằng thép cứng cho bó thép ngoài	0,25	$6,6 \times 10^{-7}$
Thanh cường độ cao	Ống thép mạ	0,30	$6,6 \times 10^{-7}$

CHƯƠNG 2 - CÔNG NGHỆ DỰ ỨNG LỰC

Bảng 2.6 Các giá trị hệ số ma sát do Tiêu chuẩn TCXDVN 356-2005 khuyến nghị

Ổng hay bề mặt tiếp xúc	Hệ số ma sát do độ cong μ		Hệ số ma sát “lắc” K (theo mét)
	Bó hay sợi thép	Thanh có gờ	
1. Loại ống rãnh			
Có bề mặt kim loại	0,35	0,4	0,003
Có bề mặt bê tông tạo bởi khuôn lõi cứng	0,55	0,65	0
Có bề mặt bê tông tạo bởi khuôn lõi mềm	0,55	0,65	0,0015
2. Bề mặt bê tông	0,55	0,65	0



Hình 2.25 Nội lực cáp thay đổi do mất mát do ma sát

Nếu một cáp dự ứng lực rất dài được kéo từ một đầu, như trên Hình 2.25 thì có thể sẽ có các mất mát ma sát rất lớn dọc theo chiều dài cấu kiện. Ảnh hưởng của mất mát do ma sát có thể được giảm đi nếu cấu kiện được dự ứng lực từ hai đầu. Một biện pháp có thể được áp dụng để giảm thiểu sự thay đổi lực trong cáp gây ra do ma sát là kéo cáp vượt quá ứng suất cần thiết sau đó thả kích rồi kéo lại (Hình 2.25c).

Cần phải thực hiện các đo đạc bổ sung nếu áp dụng kỹ thuật kéo vượt ứng suất với các hệ thống dự ứng lực kéo sau có các nêm tự neo, như dạng cáp nhiều tao. Trong quá trình dự ứng lực kéo sau, có thể cho phép cáp được kéo tạm thời đến 80% cường độ kéo quy định. Sau khi neo, ứng suất trong cáp tại neo và đầu nối (coupler) thường được giới hạn đến 70% cường độ kéo quy định.

Trong quá trình kéo cáp, cả lực kích và độ giãn dài tương ứng trong cáp cần được ghi lại. Độ giãn dài đo được cần phải được so sánh với độ giãn dài tính toán và độ chênh lệch phải nằm trong giới hạn cho phép (độ chênh lệch $\pm 5\%$ là chấp nhận được). Nếu giá trị đo được nhỏ hơn giá trị tính toán thì có thể là cáp bị mắc kẹt vào ống gen và chỉ có một phần chiều dài cáp được kéo hay mất mát do ma sát là lớn hơn thông thường. Độ giãn dài của cáp được tính toán như sau:

$$\Delta = \frac{P_{av} \ell}{A_{ps} E_p} \quad (2.10)$$

Với Δ là độ giãn dài tính toán, P_{av} là lực trung bình trong cáp, được xác định từ sự thay đổi lực tính toán dọc theo cáp, ℓ là chiều dài tổng cộng của cáp, A_{ps} là diện tích mặt cắt ngang của cáp và E_p là mô đun đàn hồi của cáp.

2.5.3 Mất mát do biến dạng neo và sự trượt của cáp dự ứng lực với các thiết bị neo Δf_{pA}

Sau khi được kéo căng đến ứng suất cần thiết, cáp dự ứng lực cần phải được neo vào bê tông thông qua các thiết bị neo. Đối với hầu hết các hệ thống dự ứng lực kéo sau, việc neo cáp sẽ làm phát sinh một số mất mát bổ sung nội lực (hay ứng suất) cáp do sự ép sát hay biến dạng của các khối nêm. Biến dạng neo gây ra sự co ngắn của chiều dài các bó cáp dạng tao thường thay đổi trong khoảng $\Delta_A = 3 \div 10 \text{ mm}$ và giá trị phổ biến là $\Delta_A = 6 \text{ mm}$.

Hình 2.26 thể hiện ảnh hưởng của biến dạng neo đến sự thay đổi lực cáp ở gần các neo. Chiều dài của cáp bị ảnh hưởng bởi sự tụt neo phụ thuộc vào ma sát giữa cáp và ống gen. Nếu ma sát nhỏ, chiều dài bị ảnh hưởng có thể là rất lớn. Chiều dài cáp bị ảnh hưởng bởi sự tụt neo được tính theo quan hệ sau (Hình 2.26):

$$\Delta_A = \frac{0,5 \Delta P \ell_{set}}{A_p E_p} \quad (2.11)$$

Trong đó, ΔP là mất mát nội dự ứng lực trong cáp. Với giả thiết là mất mát dự ứng lực do ma sát trên một đơn vị chiều dài cáp là hằng số và bằng p , mất mát lực dự ứng lực là

$$\Delta P = 2p \ell_{set} \quad (2.12)$$

Chiều dài ảnh hưởng bởi biến dạng neo là

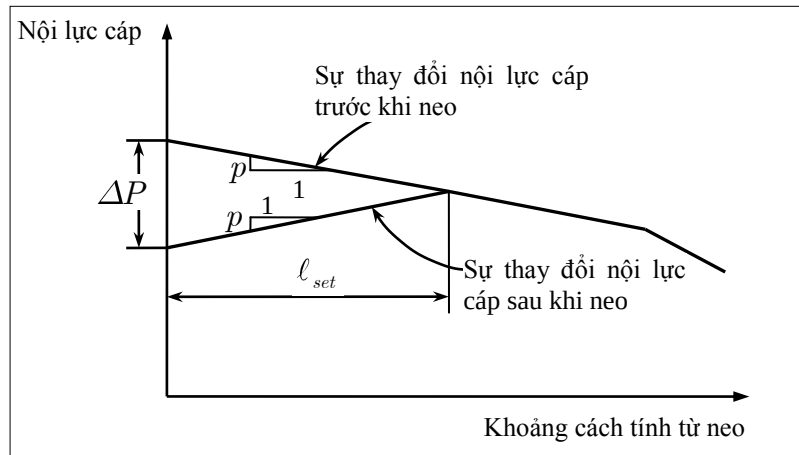
$$\ell_{set} = \sqrt{\frac{\Delta_A A_p E_p}{p}} \quad (2.13)$$

Giá trị p được tính từ biểu đồ thay đổi lực trong cáp.

Một cách đơn giản để tính toán mất mát dự ứng lực do sự trượt neo là, giả thiết chiều dài ảnh hưởng của sự trượt ở neo bằng chiều dài cáp, L , và sự trượt neo gây ra một biến dạng đều trên chiều dài này. Như vậy,

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta_A}{L} E_p \quad (2.14)$$

Độ lớn của mất mát dự ứng lực do biến dạng neo nằm trong khoảng 2 đến 6% của ứng suất trong cáp khi được kéo. Giá trị dự kiến được khuyến nghị là 3%.



Hình 2.26 Ảnh hưởng của sự biến dạng neo đến sự thay đổi nội lực cáp

2.5.4 Mất mát do co ngắn đàn hồi Δf_{pES}

a. Cấu kiện dự ứng lực kéo trước

Khi các cốt dự ứng lực kéo trước được buông khỏi bệ, thông qua lực dính bám, chúng sẽ gây ra lực nén trong bê tông. Lực nén này làm cho cấu kiện ngắn lại và kéo theo sự giảm chiều dài của cốt dự ứng lực, đồng thời, gây ra mất mát dự ứng lực được gọi là mất mát do co ngắn đàn hồi. Điều kiện tương thích về biến dạng giữa cốt dự ứng lực và bê tông xung quanh được thể hiện qua quan hệ

$$\frac{\Delta f_{pES}}{E_p} = \frac{f_{cgp}}{E_{ci}}$$

Trong đó, f_{cgp} là ứng suất trong bê tông ở cao độ trọng tâm của cốt dự ứng lực, E_{ci} là mô đun đàn hồi của bê tông ở thời điểm buông dự ứng lực và E_p là mô đun đàn hồi của cốt dự ứng lực.

Như vậy,

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (2.15)$$

Ứng suất trong bê tông ở cao độ trọng tâm cốt dự ứng lực có thể được xác định theo công thức sau

$$f_{cpg} = -\frac{P_i}{A_g} - \frac{(P_i e) e}{I_g} + \frac{M_g e}{I_g} \quad (2.16)$$

ở đây, e là độ lệch tâm của cốt dự ứng lực, I_g và A_g lần lượt là mô men quán tính và diện tích của mặt cắt nguyên, M_g là mô men do tĩnh tải tác dụng lên cầu kiện ở thời điểm truyền dự ứng lực và P_i là lực dự ứng lực tại thời điểm truyền dự ứng lực. Trong thực tế, P_i có thể được tính theo công thức sau [17]

$$P_i = A_{ps} (0,74 f_{pu} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pR1}) \quad (2.17)$$

Với Δf_{pR1} là mất mát do chùng cốt thép (xem mục 2.5.7).

b. Cầu kiện dự ứng lực kéo sau

Trong các cầu kiện kéo sau, mất mát do co ngắn đàn hồi sẽ không xảy ra nếu tất cả các cáp dự ứng lực được kéo đồng thời. Trong trường hợp ngược lại, sự căng kéo các cáp sau sẽ gây biến dạng bê tông và làm phát sinh mất mát dự ứng lực trong các cáp đã căng và được neo. Tính toán trung bình, mất mát dự ứng lực do co ngắn đàn hồi trong trường hợp này là

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (2.18)$$

Với N là số bó cáp dự ứng lực tương tự nhau được kéo và neo lần lượt.

2.5.5 Mất mát do co ngót Δf_{pSR}

Biến dạng co ngót của bê tông đã được giới thiệu trong các tài liệu [6], [39], v.v. Thông thường, độ lớn của biến dạng do co ngót là khoảng $\varepsilon_{sh} = 0,4 \times 10^{-3} \div 0,8 \times 10^{-3}$. Mất mát dự ứng lực do co ngót được xác định theo quan hệ

$$\Delta f_{pSR} = \varepsilon_{sh} E_p \quad (2.19)$$

Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05 cho phép sử dụng công thức đơn giản hoá sau để tính toán mất mát dự ứng lực do co ngót

$$\Delta f_{pSR} = 93 - 0,85H \quad (\text{MPa}) \quad (2.20)$$

Với H là độ ẩm tương đối của môi trường tính bằng %.

Theo Tiêu chuẩn TCXDVN 356-2005, mất mát dự ứng lực do co ngót với bê tông nặng được xác định theo Bảng 2.7:

Bảng 2.7 Mất mát dự ứng lực do co ngót của bê tông theo TCXDVN 356-2005

Cấp độ bền của bê tông	Mất mát cho từng loại bê tông (MPa)		
	Bê tông đóng rắn tự nhiên	Bê tông được dưỡng hộ nhiệt trong điều kiện áp suất khí quyển	Không phụ thuộc điều kiện đóng rắn của bê tông
B35 và thấp hơn	40	35	30
B40	50	40	35
B45 và cao hơn	60	50	40

2.5.6 Mất mát do từ biến Δf_{pCR}

Tương tự như đối với biến dạng do co ngót, biến dạng do từ biến đã được giới thiệu trong các tài liệu như [6], [39], v.v.

Đối với hầu hết các kết cấu, ứng suất trong bê tông được xác định tại hai thời điểm chính là thời điểm bắt đầu truyền dự ứng lực và thời điểm chất tải bổ sung do bản mặt và các tĩnh tải bổ sung khác. Ứng suất trong bê tông tại vị trí trọng tâm của cáp dự ứng lực thường được xác định theo công thức

$$f_{cp} = -f_{cgp} + \Delta f_{cdp} \quad (2.21)$$

ở đây, f_{cgp} là ứng suất trong bê tông tại vị trí trọng tâm của cáp dự ứng lực, được xác định tại thời điểm truyền dự ứng lực. Δf_{cdp} là số gia của ứng suất trong bê tông do các tĩnh tải bổ sung gây ra. Ứng suất trong cốt dự ứng lực được xác định dựa trên giả thiết về sự dính bám tuyệt đối giữa cốt thép và bê tông.

Như vậy, mất mát ứng suất trong cốt dự ứng lực do từ biến là

$$\Delta f_{pCR} = n_{CR,TR}(t, t_{i,TR})f_{cgp} - n_{CR,LT}(t, t_{i,LT})\Delta f_{cdp} \quad (2.22)$$

ở đây, $n_{CR,TR}$ là tỷ số giữa mô đun đàn hồi của cốt dự ứng lực và mô đun đàn hồi của bê tông ở thời điểm truyền dự ứng lực và $n_{CR,LT}$ là giá trị tương ứng, tính tại thời điểm chất tĩnh tải bổ sung. Các giá trị này được xác định theo các công thức sau

$$n_{CR,TR}(t, t_{TR}) = \frac{E_p}{E_{cTR}} \phi(t, t_{TR})$$

và

$$n_{CR,LT}(t, t_{LT}) = \frac{E_p}{E_{cLT}} \phi(t, t_{LT})$$

với t_{TR} là tuổi bê tông ở thời điểm truyền dự ứng lực vào bê tông và t_{LT} là tuổi bê tông ở thời điểm chất tải bổ sung. E_{cTR} và E_{cLT} lần lượt là mô đun đàn hồi của bê tông ở thời điểm truyền dự ứng lực và thời điểm chất tĩnh tải bổ sung.

Thông thường, mất mát ứng suất do từ biến được xác định theo công thức đơn giản của Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05 như sau

$$\Delta f_{pCR} = 12,0 f_{cgp} - 7,0 \Delta f_{cdp} \geq 0 \quad (2.23)$$

Theo Tiêu chuẩn TCXDVN 356-2005, mất mát do từ biến được xác định theo công thức sau

$$\begin{aligned} \Delta f_{pCR} &= 150 \alpha \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \quad \text{khi } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,75 \\ &= 300 \alpha \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0,375 \right) \quad \text{khi } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0,75 \end{aligned} \quad (2.24)$$

Trong đó, α là hệ số, $\alpha = 1$ với bê tông đóng rắn tự nhiên và $\alpha = 0,85$ với bê tông được bảo dưỡng nhiệt, σ_{bp} và R_{bp} lần lượt là ứng suất trong bê tông và cường độ bê tông ở thời điểm truyền dự ứng lực.

2.5.7 Mất mát do chùng của cốt dự ứng lực Δf_{pR}

Mất mát này xảy ra do sự giảm ứng suất trong cốt thép trong khi biến dạng của chúng không thay đổi. Mất mát do chùng ứng suất được chia thành hai thành phần như sau

$$\Delta f_{pR} = \Delta f_{pR1} + \Delta f_{pR2} \quad (2.25)$$

Với Δf_{pR1} là mất mát do chùng ứng suất xảy ra ngay trước khi truyền dự ứng lực vào bê tông tức là lúc cốt dự ứng lực vẫn được căng trên bệ và Δf_{pR2} là mất mát xảy ra sau đó. Theo Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05, đối với cáp dự ứng lực có ứng suất ban đầu tại thời điểm truyền dự ứng lực $f_{pt} > 0,5 f_{pu}$, Δf_{pR1} được xác định theo công thức Magura như sau:

- Đối với tao thép được khử ứng suất

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24t)}{10} \left[\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0,55 \right] f_{pi} \quad (2.26)$$

- Đối với tao thép có độ chùng thấp

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24t)}{40} \left[\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0,55 \right] f_{pi} \quad (2.27)$$

Trong các công thức trên, t là thời gian tính bằng ngày cốt thép được căng trên bệ, f_{pu} là ứng suất cực hạn cho phép trong cáp dự ứng lực và f_{py} là cường độ chảy danh định của cốt thép dự ứng lực và f_{pi} là ứng suất trong cáp dự ứng lực ngay sau khi truyền dự ứng lực. f_{pi} được xác định theo quan hệ sau

$$f_{pi} = f_{pt} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pR1} \quad (2.28)$$

Từ các công thức (2.26) và (2.28), có thể thấy rằng, cần phải thực hiện một quá trình tính toán thử dần với vài bước lặp để xác định Δf_{pR1} .

Δf_{pR2} được tính với giá trị cơ sở là 138 MPa và giá trị này giảm liên tục theo thời gian, phụ thuộc vào mất mát do co ngắn đàn hồi, mất mát do co ngót, mất mát do từ biến cũng như mất mát do ma sát. Theo Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05, Δf_{pR2} được xác định theo quan hệ sau (đơn vị tính là MPa):

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0,4\Delta f_{pES} - 0,3\Delta f_{pF} - 0,2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \quad (2.29)$$

Theo Tiêu chuẩn TCXDVN 356-2005, mất mát do chùng của cốt dự ứng lực trên bệ căng cũng như trên bê tông được xác định theo công thức sau (đơn vị tính là MPa):

Với thép sợi:

$$\Delta f_{pR} = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1 \right) \sigma_{sp} \quad (\text{MPa}) \quad (2.30)$$

Với thép thanh:

$$\Delta f_{pR} = 0,1\sigma_{sp} - 20 \quad (\text{MPa}) \quad (2.31)$$

Trong các công thức trên, σ_{sp} là ứng suất trong cốt dự ứng lực và $R_{s,ser}$ là cường độ của cốt dự ứng lực tính ở trạng thái giới hạn thứ hai.

2.5.8 Ví dụ về tính toán mất mát dự ứng lực do ma sát và biến dạng neo

Một dầm cầu 4 nhịp liên tục được thể hiện trên Hình 2.27 được dự ứng lực kéo sau với các bó cáp chứa 20 sợi đường kính 15 mm với $f_{pu} = 1860$ MPa. Các bó cáp đối xứng được kéo đồng thời đến ứng suất bằng $0,75f_{pu}$ ứng với lực bằng 3870 kN từ cả hai đầu và sau đó được neo lại.

Các thông số của cáp cần thiết trong tính toán là

$$\begin{aligned} A_{ps} &= 2800 \text{ mm}^2, E_p = 195000 \text{ MPa} \\ \mu &= 0,20, K = 0,0020/\text{m} \\ \Delta_A &= 6 \text{ mm} \end{aligned}$$

Yêu cầu:

1. Tính toán độ giãn dài của cáp do việc tạo dự ứng lực,
2. Tính toán sự thay đổi lực cáp sau khi neo.

(a) Xác định sự thay đổi lực cáp

Đầu tiên, xác định giá trị $\mu\alpha + Kx$ cho từng đoạn pa-ra-bôn. Do mỗi đoạn pa-ra-bôn đều có một đầu nằm ngang nên sự thay đổi góc α trong mỗi đoạn bằng độ dốc của đầu nghiêng. Công thức trên Hình 2.20a và công thức (2.3) sẽ được sử dụng để xác định các độ dốc này.

Trong quá trình kéo, lực tại vị trí x dọc theo cáp được cho bởi phương trình

$$P_x = P_A e^{-\sum(\mu\alpha + Kx)}$$

Sự thay đổi lực cáp sau khi kích được thể hiện trên Hình 2.27.

(b) Tính toán độ giãn dài

Lực trung bình trong cáp có thể được xác định gần đúng như sau

$$\begin{aligned} P_{av} &= \left[\frac{1}{2}(3874 + 3688)13,7 + \frac{1}{2}(3688 + 3474)13,7 + \frac{1}{2}(3474 + 3341)3 + \frac{1}{2}(3341 + 3225)3,7 \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{2}(3225 + 3038)15,2 + \frac{1}{2}(3038 + 2865)15,2 + \frac{1}{2}(3038 + 2762)3,7 \right] / 68,2 \\ &= 3351 \text{ kN} \end{aligned}$$

Trong tính toán trên, một giả thiết đã được sử dụng là, lực trong cáp thay đổi tuyến tính giữa các đầu của mỗi đoạn pa-ra-bôn. Từ phương trình (2.10), độ giãn dài tính toán của cáp là

$$\Delta = \frac{3351 \times 68,2}{2800 \times 10^{-6} \times 195000} = 0,419 \text{ m}$$

(c) Mất mát dự ứng lực do biến dạng neo

Trong phạm vi 13,7 m đầu tiên, mất mát do ma sát của nội lực dự ứng lực của cáp là $p = (3874 - 3688) / 13,7 = 13,6 \text{ kN/m}$. Độ dài của cáp bị ảnh hưởng bởi biến dạng neo được xác định theo công thức (2.13) là

$$\ell_{set} = \sqrt{\frac{6 \times 2800 \times 195000}{13,6}} = 15520 \text{ mm} = 15,52 \text{ m}$$

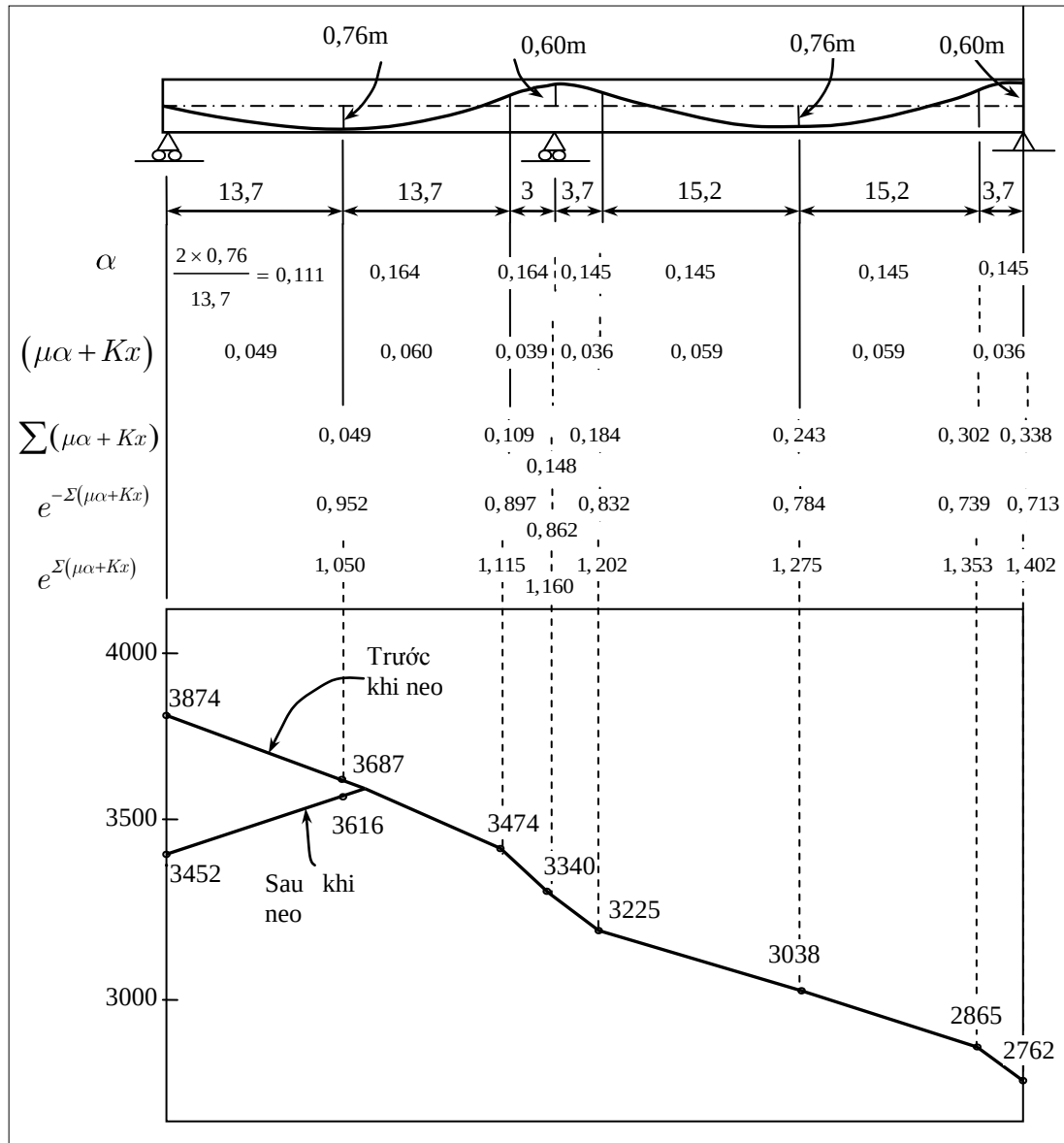
Do ℓ_{set} lớn hơn 13,7 m nên mất mát do ma sát trên đơn vị chiều dài, p , cần phải được tính toán lại nếu cần sự chính xác cao hơn. Tuy nhiên, trong trường hợp này, sai khác nhỏ nói trên có thể được bỏ qua.

Từ phương trình (2.12), mất mát lực trong cốt dự ứng lực là

$$\Delta P = 2 \times 13,6 \times 15,52 = 422 \text{ kN}$$

Do đó, sau khi neo, lực tại đầu neo là

$$3874 - 422 = 3452 \text{ kN}$$



Hình 2.27 Ví dụ về tính toán mất mát do ma sát

Lực này tương ứng với ứng suất bằng $0,67f_{pu}$ và nhỏ hơn giới hạn ứng suất $0,7f_{pu}$ tại các neo như được quy định trong Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05. Sự thay đổi lực sau khi neo được thể hiện trên Hình 2.27.

Nếu tính toán theo công thức (2.14) thì mất mát dự ứng lực do tụt neo là

$$\begin{aligned} \Delta f_{pA} &= \frac{\Delta A}{L} E_p \\ &= \frac{0,006}{78,2} 195000 = 14,96 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Mất mát dự ứng lực này gây ra sự giảm nội lực trong cáp, trên toàn bộ chiều dài, là

$$\Delta P = 14,96 \times 2800 = 41888 \text{ N} = 41,9 \text{ kN}$$

Nếu xét toàn bộ kết cấu thì hai cách tính nêu trên là tương đương. Theo cách tính thứ nhất, tính chính xác chiều dài ảnh hưởng do tụt neo, “công” gây ra do mất mát dự ứng lực là

$$W = \frac{1}{2} 422 \times 15,52 = 3274,72 \text{ kNm}$$

Theo cách tính thứ hai, coi toàn bộ chiều dài cáp bị ảnh hưởng bởi tụt neo, thì

$$W = 41,9 \times 68,2 = 2857,58 \text{ kNm}$$

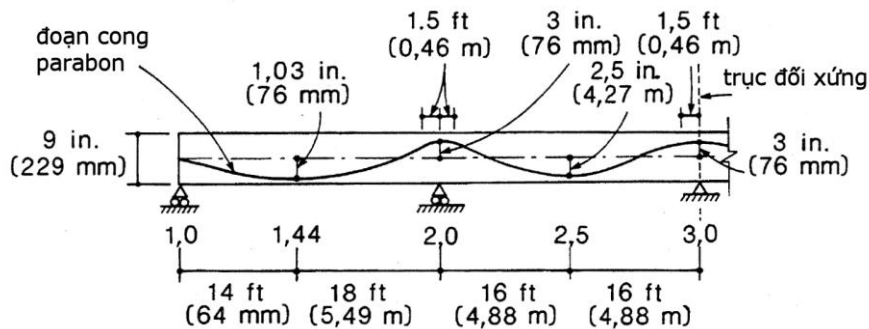
Tuy nhiên, việc tính gần đúng theo cách thứ hai có thể dẫn đến kết luận là ứng suất trong cáp dự ứng lực tại neo là khoảng $0,74f_{pu}$ và không thoả mãn các yêu cầu của Tiêu chuẩn thiết kế.

2.6 BÀI TẬP

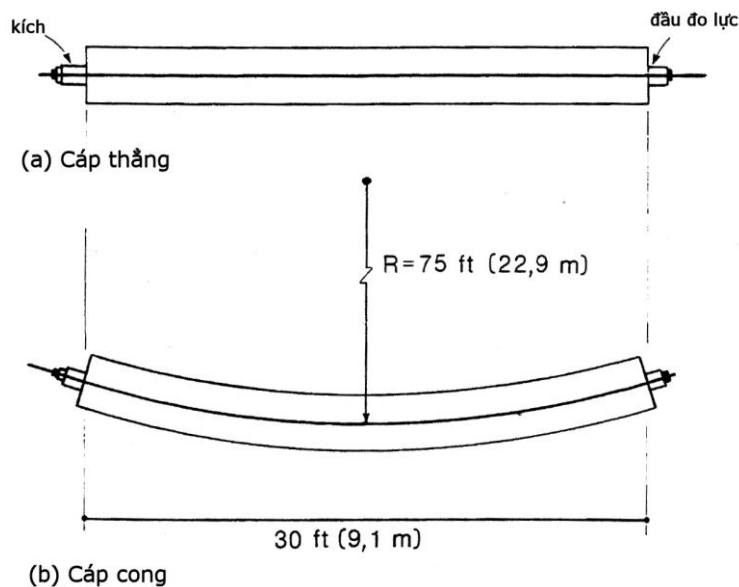
- 2.1 Định nghĩa các thuật ngữ sau: khối neo, sự biến dạng neo, tạo thép được bọc, khối nối, đầu neo cố định, đầu neo di động, ống gen, tạo thép, cáp, bộ căng trước, vỏ bọc, ống thoát hơi, ma sát “lắc”, ma sát “cong”.
- 2.2 Đường kính trong của các ống gen của cáp dự ứng lực kéo sau phải đủ lớn để có một không gian cần thiết xung quanh cáp cho việc bơm vữa. Hãy xây dựng một hình vẽ thể hiện quan hệ giữa tỷ số diện tích ống gen với diện tích cáp (A_{duct}/A_{ps}) với đường kính trong của ống cho hệ thống dự ứng lực kéo sau của VSL, nhiều tào. Bình luận về sự thay đổi quan sát được.
- 2.3 Khi xây dựng dầm cầu liên tục bốn nhịp như được mô tả trên Hình 2.27 cần phải đỡ ống gen với khoảng cách 1,0 m theo chiều dài dầm. Trọng tâm của bê tông trên Hình 2.27 cách mặt dưới 0,9 m. Hãy xây dựng một bảng cung cấp cao độ của đường tâm ống gen đối với mặt dưới của dầm tại các điểm treo ống trên đoạn AB. Các độ lệch tâm được cho trên Hình 2.27 được tính đối với tâm cáp. Chấp nhận thực tế là tâm cáp có thể không trùng với tâm của ống gen.
- 2.4 Một bản sàn một chiều, dự ứng lực kéo sau 4 nhịp được thể hiện trên Hình 2.28. Bản được dự ứng lực từ hai phía và quá trình dự ứng lực được thực hiện như sau: kéo đến 80% cường độ chịu kéo giới hạn (UTS – Ultimate Tension Strength), giảm lực đến còn 60% UTS, kích lại đến 70% UTS và neo. Giả thiết là $\mu = 0,25$, $K = 0,0005/\text{m}$, hãy tính toán (a) lực cáp tại các mặt cắt 1,44; 2; 2,5 và 3 và (b) lực trung bình trong cáp tại mỗi nhịp. Biểu diễn các lực như là tỷ số với UTS của cáp. Giả thiết là bỏ qua ảnh hưởng của tụt neo.
- 2.5 Một cốt thép dự ứng lực kéo sau thẳng có hệ số ma sát lắc, $K = 0,0033/\text{m}$. Cáp được kéo đến 1400 MPa tại đầu kích và sau đó được neo. Do các tấm neo lún vào nên cáp trượt một đoạn là 6 mm trong quá trình neo. Sự giảm ứng suất do sự lún neo sẽ xảy ra

trên chiều dài nào? Ứng suất cao nhất trong cáp ngay sau khi neo là bao nhiêu? Ứng suất trong cáp tại neo là bao nhiêu? Giả thiết là $E_p = 200000 \text{ MPa}$.

- 2.6 Một thùng hình trụ được dự ứng lực kéo sau trong các ống gen nhỏ nửa cứng với các hệ số ma sát $K = 0,005/\text{m}$, $\mu = 0,20$. Cáp được neo trên các sườn tăng cường và được kéo từ hai đầu. Quá trình dự ứng lực là kéo đến 80% UTS, giảm ứng suất còn 60%, kéo lại đến 70% và neo. Thùng có kích thước sao cho bán kính của quỹ đạo cáp là 19,8 m. Các sườn tăng cường phải đặt với khoảng cách bao nhiêu nếu lực trung bình trong cáp không nhỏ hơn 66% UTS. Bỏ qua sự mất mát do tụt neo.
- 2.7 Một người cung cấp thiết bị dự ứng lực kéo sau nghĩ ra một hệ thống thí nghiệm để xác định hệ số mất mát do ma sát cho các hệ thống dự ứng lực khác nhau. Có hai cấu kiện bê tông được đúc, một cấu kiện thẳng và một cấu kiện là cung cong với bán kính 22,9 m (xem Hình 2.29). Mất mát dự ứng lực đo được là 4,3% trong trường hợp cáp thẳng và 10,1% trong cáp cong. Hãy tìm các hệ số mất mát do ma sát, μ và K .



Hình 2.28 Tâm sàn một chiều dự ứng lực kéo sau



Hình 2.29 Xác định μ và K bằng thí nghiệm

CHƯƠNG 3 CỐT DỰ ỨNG LỰC

3.1 CÁC DẠNG CỐT THÉP

Cốt thép trong các kết cấu bê tông dự ứng lực gồm: cốt thép dự ứng lực, cốt thép thường hoặc các lưới cốt thép hàn. Như đã được giới thiệu trong chương 2, cốt dự ứng lực bao gồm các tao, các sợi hay các thanh thép cường độ cao. Thuộc tính của các tao, sợi và các thanh dự ứng lực phù hợp với các tiêu chuẩn ASTM A416, A421 và A722 được cung cấp trong Bảng 3.1. Các đặc trưng yêu cầu đối với cốt thép dự ứng lực được xác định theo tiêu chuẩn ASTM được tóm tắt trong Bảng 3.2. Trong Tiêu chuẩn Thiết kế cầu 22 TCN 272-05, cốt dự ứng lực được xác định theo các Tiêu chuẩn AASHTO M203M (ứng với ASTM A416M) và AASHTO M275M (ứng với ASTM A722).

Dạng cốt thép dự ứng lực được sử dụng phổ biến nhất là tao 7 sợi. Quá trình chế tạo tao thép 7 sợi được tóm tắt trong Hình 3.1. Có thể nhìn thấy là có hai dạng tao khác nhau được chế tạo: tao được khử ứng suất dư và tao có độ chùng thấp. Các tác động kéo nguội và quấn tao gây ra ứng suất dư lớn trong các tao. Các ứng suất dư này làm cho đường cong thể hiện quan hệ ứng suất – biến dạng trở nên rất tròn ứng với giới hạn đàn hồi thấp (xem Hình 3.2). Việc khử ứng suất dư (stress relieving) sẽ làm triệt tiêu ứng suất dư và làm cho các tao thép có giới hạn đàn hồi cao hơn. Sự tôi biến dạng (strain tempering) còn có hiệu quả hơn trong việc cải thiện các đặc trưng của quan hệ ứng suất – biến dạng và mang lại các lợi ích bổ sung trong việc giảm đáng kể các mất mát ứng suất theo thời gian do sự chùng cốt thép.

Bảng 3.1 Các tao, sợi và thanh cốt thép dự ứng lực theo tiêu chuẩn ASTM

Kiểu cốt thép dự ứng lực	Tên kích thước	Kích thước danh định		Khối lượng kg/m
		Đường kính mm	Diện tích mm ²	
Tao 7 sợi Cấp 1725 (250) (ASTM A416M)	6	6,4	23,2	0,182
	8	7,9	37,4	0,294
	9	9,5	51,6	0,405
	11	11,1	69,7	0,548
	13	12,7	92,9	0,730
	15	15,24	139,4	1,094
Tao 7 sợi Cấp 1860 (270) (ASTM A416M)	9	9,53	55	0,432
	11	11,13	74	0,582
	13	12,70	99	0,775
	15	15,24	140	1,109
Các thanh dự ứng lực có gờ (ASTM A722)	15	15,0	177	1,44
	20	26,5	551	4,48

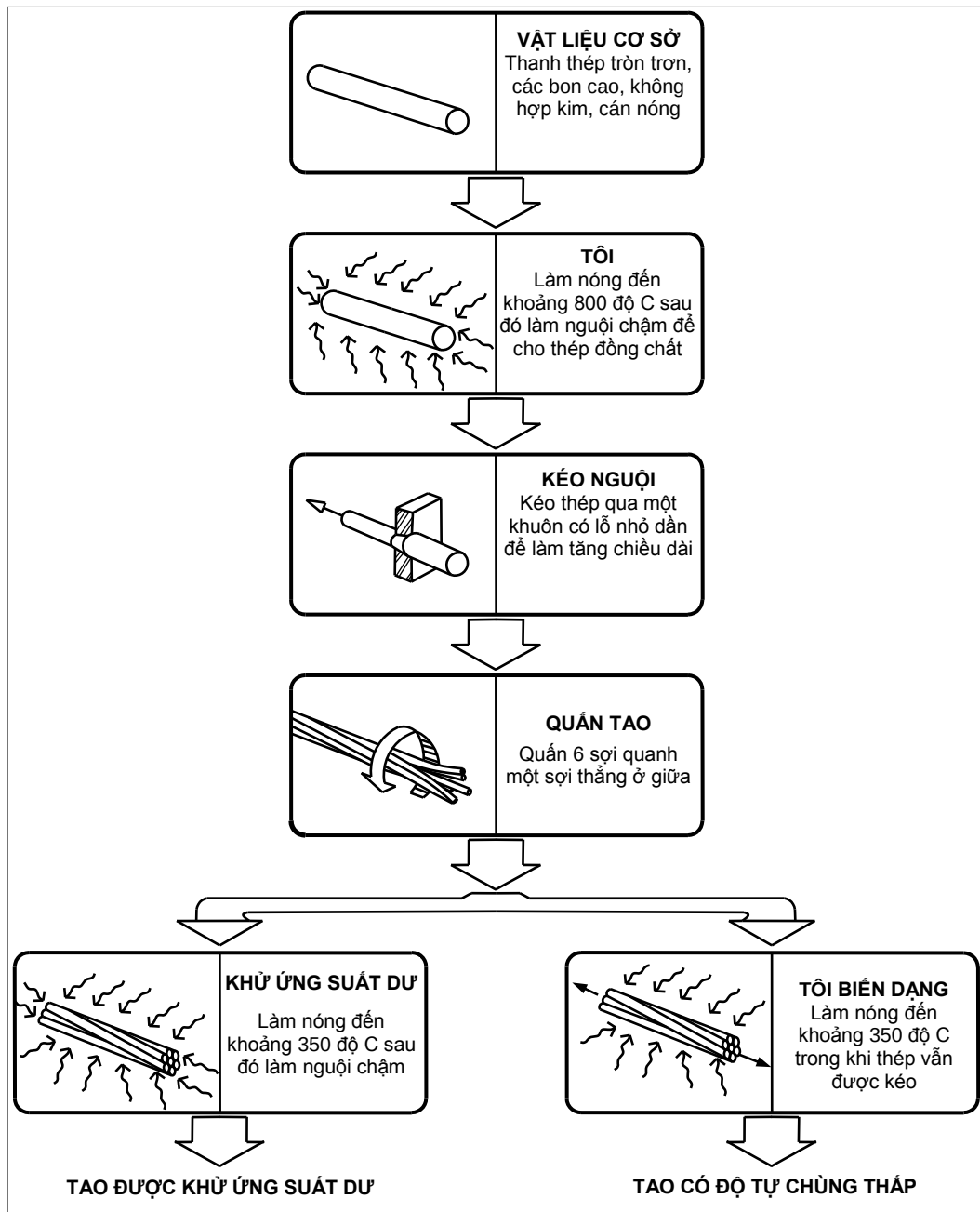
CHƯƠNG 3 - CỐT DỰ ỨNG LỰC

	26	26,5	551	4,48
	32	32	804	6,53
	36	36,0	1018	8,27
	46	46	1664	13,54
	65	65	3331	27,10
Các thanh dự ứng lực tron	19	19	284	2,23
	22	22	387	3,04
	25	25	503	3,97
	29	29	639	5,03
	32	32	794	6,21
	35	35	955	7,52
Các sợi		4,88	18,7	0,146
		4,98	19,5	0,149
		6,35	31,7	0,253
		7,01	38,6	0,298

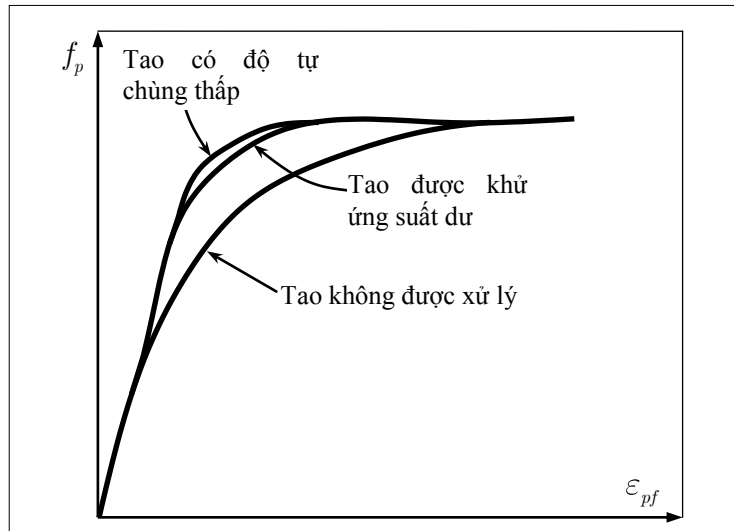
Bảng 3.2 Các quy định cho cáp dự ứng lực, xác định theo ASTM

Kiểu bó cáp	Cường độ kéo đứt tối thiểu	Cường độ chảy tối thiểu	Độ giãn dài tối thiểu lúc phá hoại	
	MPa	MPa	%	Chiều dài đo
Tao được khử ứng suất dư, đường kính 12,7 mm và 15,2 mm	1860	1580	3,5	609 mm
Tao có độ chùng thấp, đường kính 12,7 mm và 15,2 mm	1860	1680	3,5	609 mm
Sợi 7 mm	1620	1380	4,0	254 mm
Các thanh dự ứng lực có gờ 1 in. (25,4 mm); 1 ¼ in. (32 mm) và 1 3/8 in. (35 mm)	1030	827	4,0	$20 d_b^{**}$
* Cường độ chảy được lấy bằng ứng suất ứng với độ giãn dài bằng 1,0% cho các tao và sợi và $\pm 2\%$ cho các thanh thép				
** Đường kính danh định của thanh thép				

CHƯƠNG 3 - CỐT DỰ ỨNG LỰC



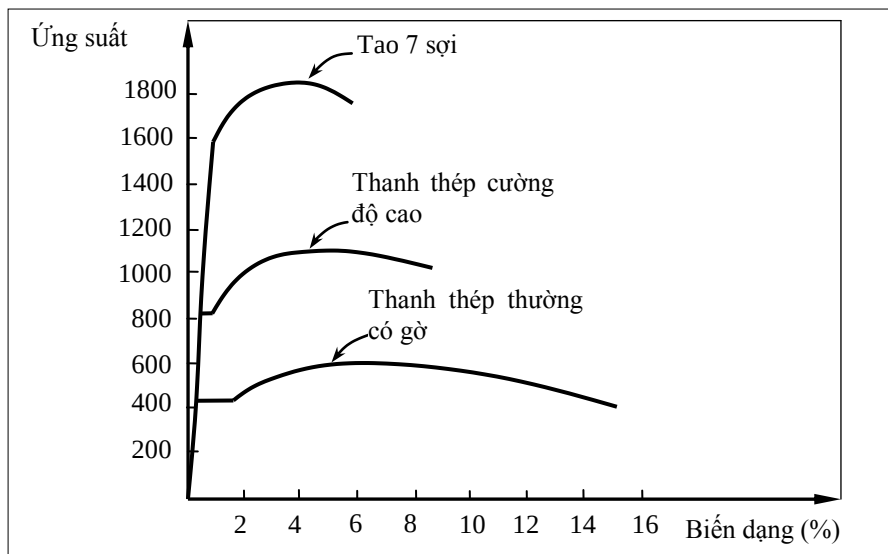
Hình 3.1 Chế tạo tạo 7 sợi



Hình 3.2 Sự cải thiện quan hệ ứng suất – biến dạng cho tảo 7 sợi

3.2 QUAN HỆ ỨNG SUẤT – BIẾN DẠNG CỦA CỐT THÉP

Hình 3.3 so sánh quan hệ ứng suất – biến dạng của ba dạng cốt thép. Trong khi tất cả các cốt thép, về bản chất, đều có cùng độ cứng (mô đun đàn hồi) xuất phát, cường độ của thép dùng cho dự ứng lực lại lớn hơn rất nhiều so với cốt thép thường.



Hình 3.3 Quan hệ ứng suất – biến dạng của các dạng cốt thép khác nhau

Quan hệ ứng suất – biến dạng của cốt thép dự ứng lực có thể được lấy gần đúng theo phương trình:

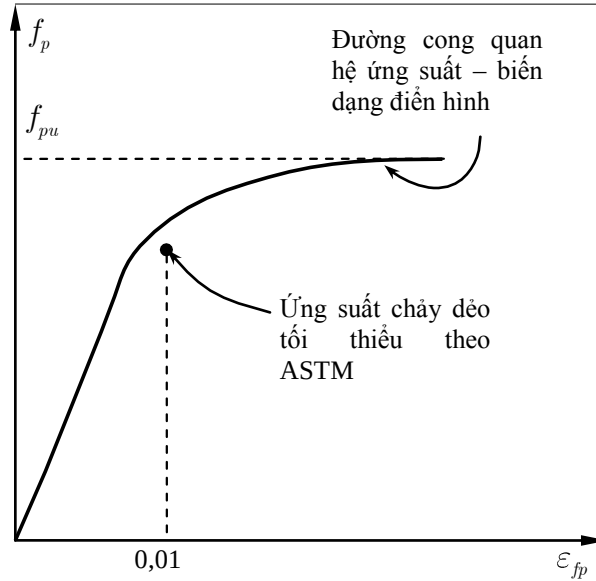
$$f_p = E_p \varepsilon_{pf} \leq f_{py} \quad (3.1)$$

Đối với các tảo và sợi không có thềm chảy, “cường độ chảy” tương đương được định nghĩa ứng với biến dạng 1% (Hình 3.4). Tỷ số giữa cường độ chảy dẻo, f_{py} , với cường độ tới hạn, f_{pu} , cho các loại thép dự ứng lực khác nhau được cung cấp trong Bảng 3.3.

CHƯƠNG 3 - CỐT DỰ ỨNG LỰC

Bảng 3.3 Các giá trị phổ biến của f_{py}/f_{pu}

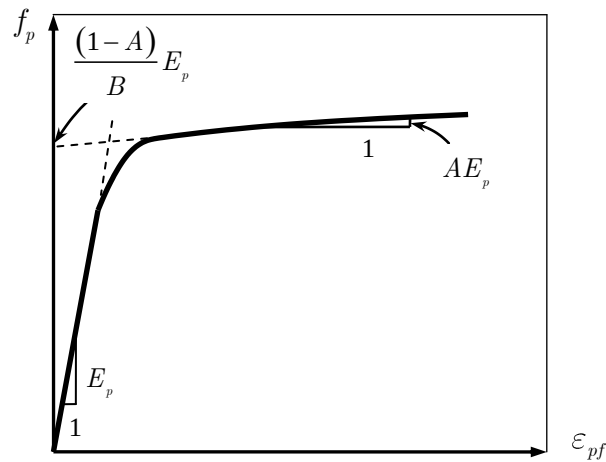
Kiểu bố dự ứng lực	f_{py}/f_{pu}
Tạo thép có độ chùng thấp	0,90
Tạo thép được khử ứng suất dư	0,85
Các thanh dự ứng lực trơn	0,85
Các thanh dự ứng lực có gờ	0,80



Hình 3.4 Ứng suất chảy dẻo tương đương cho cốt thép dự ứng lực

Một dạng đường cong thể hiện quan hệ ứng suất – biến dạng của các tạo dự ứng lực (Hàm Ramberg – Osgood sửa đổi) có dạng:

$$f_p = E_p \varepsilon_{pf} \left\{ A + \frac{1-A}{\left[1 + (B \varepsilon_{pf})^C \right]^{1/C}} \right\} \leq f_{pu} \quad (3.2)$$



Hình 3.5 Hàm Ramberg – Osgood sửa đổi

Như có thể thấy trên Hình 3.5, hàm này chứa hai đường thẳng và một đường cong chuyển tiếp và được xác định bởi 4 hằng số. Nếu có đường cong quan hệ ứng suất – biến dạng thực tế của tảo thép đang nghiên cứu thì 4 hệ số của công thức (3.2) có thể được xác định như sau:

1. Biểu diễn quan hệ ứng suất – biến dạng bởi hai đường thẳng được nối bằng một đường cong.
2. Xác định E_p từ độ dốc của đoạn thẳng đầu tiên.
3. Xác định A từ độ dốc của đường thẳng thứ hai. Độ dốc này chính là AE_p .
4. Xác định B từ giao của đường thẳng thứ hai với trục f_p . Giá trị của f_p tại điểm giao chính là $E_p(1-A)/B$.
5. Xác định C bằng cách thử dần để tìm được đường cong chuyển tiếp thích hợp. Giá trị lớn của C sẽ cho đường cong có độ cong nhỏ.

Đối với các tảo có độ bền thấp với $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$, biểu thức cho quan hệ ứng suất – biến dạng thích hợp sẽ là

$$f_p = 200 \times 10^3 \varepsilon_{pf} \left\{ 0,025 + \frac{0,975}{\left[1 + (118 \varepsilon_{pf})^{10} \right]^{0,10}} \right\} \leq 1860 \text{ MPa} \quad (3.3)$$

Trong khi đó, cho các tảo thép được khử ứng suất dư với $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$, biểu thức cho quan hệ ứng suất – biến dạng là

$$f_p = 200 \times 10^3 \varepsilon_{pf} \left\{ 0,03 + \frac{0,97}{\left[1 + (121 \varepsilon_{pf})^6 \right]^{0,167}} \right\} \leq 1860 \text{ MPa} \quad (3.4)$$

Các hệ số của các biểu thức (3.3) và (3.4) đã được chọn sao cho đường cong chuyển tiếp đi qua điểm “cường độ chảy” thấp nhất quy định ứng với biến dạng bằng 1%. Đường cong quan hệ ứng suất – biến dạng thực tế của các tảo thép nằm ở đâu đó phía trên các đường cong này.

3.3 SỰ CHÙNG CỦA THÉP DỰ ỨNG LỰC

Lực cần thiết để giữ các bó thép chịu ứng suất cao với một độ giãn dài cho trước sẽ giảm dần theo thời gian. Đây được gọi là hiện tượng chùng (xem Hình 3.6). Sự chùng được coi là nhỏ đến mức có thể bỏ qua nếu ứng suất ban đầu trong cốt dự ứng lực $f_{pi} < 0,55 f_{py}$. Hiện tượng chùng của thép, theo nhiều phương diện, tương tự như sự từ biến của bê tông và, cũng giống như từ biến, hiện tượng chùng chỉ có thể dự đoán chính xác nếu có đủ các thông tin về vật liệu trong các điều kiện xác định.

Các thí nghiệm của Magura [6] và một số nhà nghiên cứu đã chỉ ra rằng, sự chùng của các sợi hay tạo thép được khử ứng suất dư biến đổi theo dạng gần thẳng theo hàm log của thời gian chịu ứng suất (xem Hình 3.6). Biểu thức thể hiện sự biến thiên của dự ứng lực theo thời gian được khuyến nghị là

$$\frac{f_p}{f_{pi}} = 1 - \frac{\log t}{C} \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0,55 \right) \quad (3.5)$$

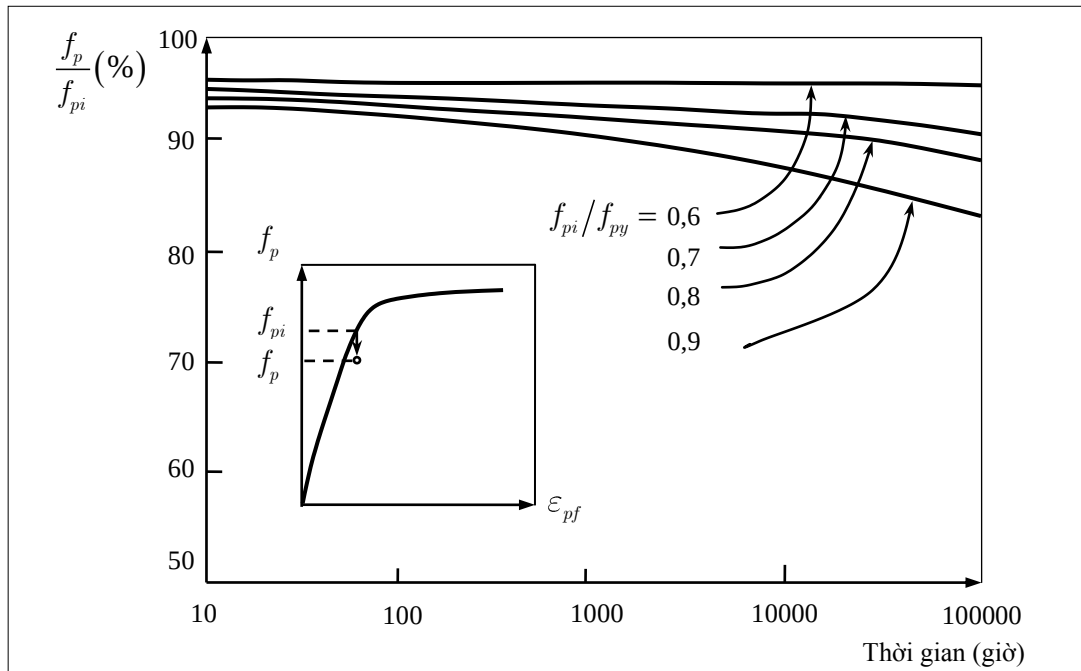
Ở đây, t là thời gian chịu ứng suất tính bằng giờ, C là hệ số chùng. Với cốt dự ứng lực được khử ứng suất dư, $C = 10$ và công thức trên trở thành

$$\frac{f_p}{f_{pi}} = 1 - \frac{\log t}{10} \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0,55 \right) \quad (3.6)$$

Đối với các tạo và thanh thép dự ứng lực có độ chùng thấp có thể sử dụng $C = 40$ và công thức (3.5) trở thành

$$\frac{f_p}{f_{pi}} = 1 - \frac{\log t}{40} \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0,55 \right) \quad (3.7)$$

Từ biểu thức này có thể thấy rằng, sự mất ứng suất xảy ra phần lớn trong một ít giờ chịu ứng suất đầu tiên. Ví dụ, sau 10 giờ ($\log t = 1$), mất mát ứng suất là một phần sáu của mất mát ứng suất xảy ra sau một triệu giờ (114 năm).



Hình 3.6 Sự thay đổi ứng suất theo thời gian do sự chùng

Nhiệt độ của thép ảnh hưởng lớn đến độ chùng. Các công thức (3.6) và (3.7) đã được xây dựng ứng với nhiệt độ tiêu chuẩn là 20°C. Khi nhiệt độ cao hơn nhiều so với 20°C cần phải

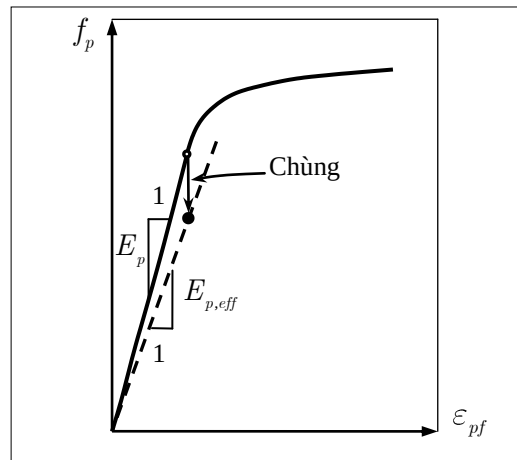
xét đến sự tăng độ chùng. Ví dụ, các mất mát do sự chùng ứng với nhiệt độ 40°C có thể lớn gấp hai lần so với khi nhiệt độ 20°C.

Tương tự như cách xem xét từ biến của bê tông bằng việc sử dụng mô đun đàn hồi chiết giảm của nó là $E_{c,eff}$, sự chùng của thép cũng có thể được xem xét thông qua việc sử dụng độ cứng chiết giảm của thép, $E_{p,eff}$ (xem Hình 3.7).

Mô đun đàn hồi chiết giảm, $E_{p,eff}$, có thể được xác định theo công thức sau

$$E_{p,eff} = \frac{f_p}{f_{pi}} E_p \quad (3.8)$$

ở đây, f_p/f_{pi} được cho bởi các công thức (3.6) và (3.7).

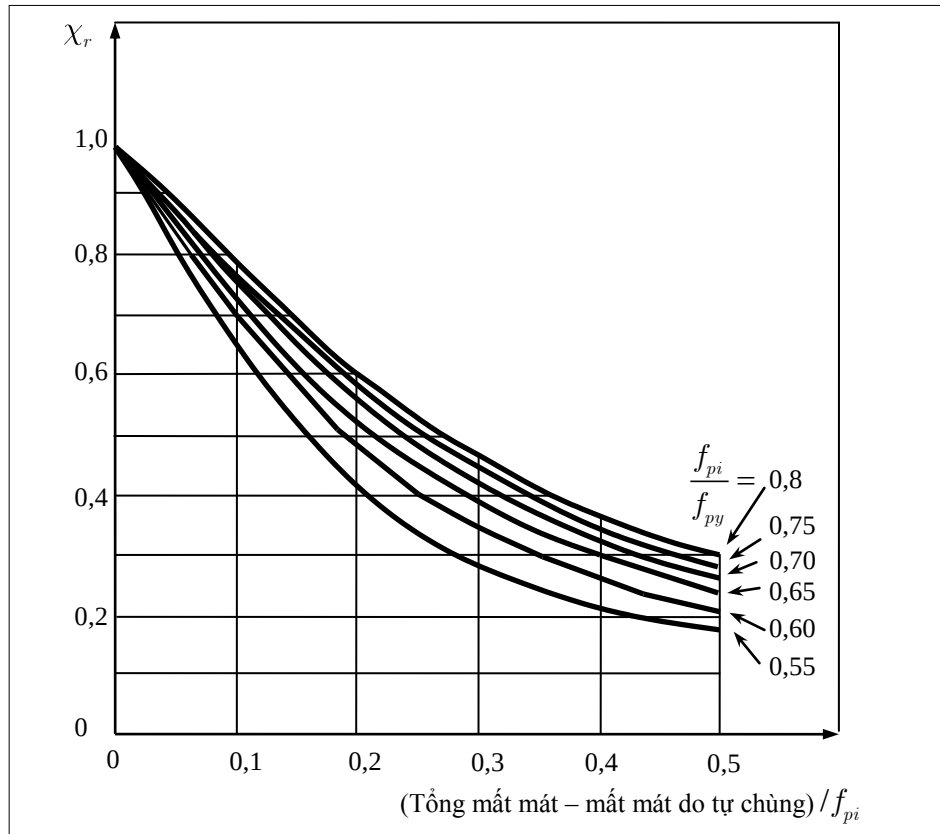


Hình 3.7 Mô đun đàn hồi có hiệu của cốt thép dự ứng lực

Ở các kết cấu bê tông dự ứng lực, biến dạng của cốt thép dự ứng lực ε_{pf} , thông thường, không phải là hằng số mà giảm dần theo thời gian do từ biến và co ngót của bê tông. Điều này có tác dụng làm giảm mất mát dự ứng lực gây ra bởi sự chùng cốt thép, tương tự như việc sử dụng một giá trị thấp của f_{pi}/f_{py} . Sự giảm mất mát ứng suất do sự chùng cốt thép gây ra bởi sự co ngót của cốt thép dự ứng lực có thể được biểu diễn ở dạng hệ số chiết giảm χ_r . Hình 3.8 thể hiện các giá trị của χ_r được các tác giả Ghali và Trevino cung cấp [...] (Hình 3.7). Trong nhiều trường hợp thực tế, χ_r có thể được lấy là 0,8 (tức là giảm mất mát do chùng cốt thép là 20%). Khi xét đến χ_r , mô đun đàn hồi có hiệu của thép trở thành

$$E_{p,eff} = \left[1 - \chi_r \left(1 - \frac{f_p}{f_{pi}} \right) \right] E_p \quad (3.9)$$

Ở đây, f_p/f_{pi} cũng được xác định theo phương trình (3.6) và (3.7).



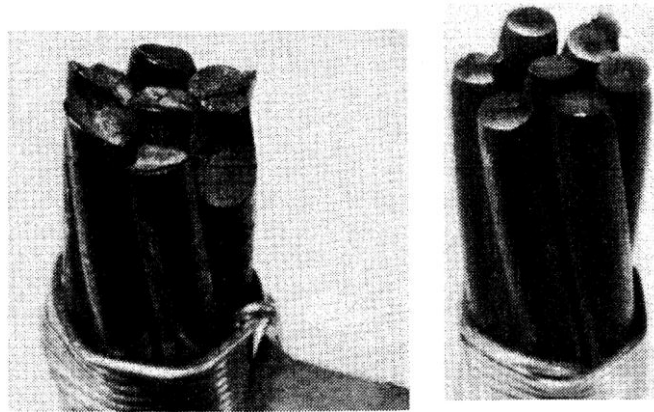
Hình 3.8 Hệ số giảm độ chùng χ_r với độ chùng có thể được xác định theo các công thức (3.6) và (3.7) – theo Ghali và Trevino [...]

3.4 CÁC ĐẶC TÍNH MỎI CỦA CỐT THÉP

Thông thường, các đặc trưng mỏi của cốt thép được định nghĩa dưới dạng quan hệ giữa phạm vi ứng suất ($f_{s,max} - f_{s,min}$) và số lượng lần lặp tải cần thiết để gây phá hoại (tức là đường cong S-N hay biểu đồ Wöhler) [39].

Các phá hoại mỏi của các thanh cốt thép thường bắt đầu với việc tạo ra các vết nứt nhỏ trên bề mặt thanh thép. Khi tải trọng được lặp lại, vết nứt ban đầu tiếp tục phát triển cho đến khi diện tích còn lại của thanh thép không đủ để chịu được tải trọng và phá hoại sẽ xảy ra. Các hư hỏng trên thanh cốt thép đóng vai trò như là một yếu tố làm tăng ứng suất và, do đó, là những vị trí mà phá hoại mỏi sẽ bắt đầu.

Các thí nghiệm mỏi trên cốt dự ứng lực đưa đến kết luận: “Đầu tiên, luôn có một trong sáu sợi ngoài cùng bị phá hoại do mỏi. Các phá hoại tiếp theo xảy ra ở các thanh ngoài cho đến khi các thanh còn lại bị phá hoại tĩnh học do ứng suất quá lớn. Các thanh bị phá hoại do mỏi có thể được phân biệt rõ ràng bởi bề mặt phá hoại điển hình có chứa vết nứt mỏi dạng hình trăng lưỡi liềm” (Hình 3.9).



Hình 3.9 Bề mặt phá hoại do mỏi và do kéo của các tảo thép: bên trái, phá hoại mỏi; bên phải, phá hoại dạng cổ chai do kéo

Dựa trên các kết quả thí nghiệm một số nhà nghiên cứu đã đề nghị quan hệ sau đây giữa phạm vi ứng suất, Δf_p , và tuổi thọ mỏi trung bình của các tảo thép dự ứng lực:

$$\log N = 10 - 3,6 \log \left(\frac{100 \Delta f_p}{f_{pu}} \right) \quad (3.10)$$

Như vậy, với biên độ ứng suất là 250 MPa và $f_{pu} = 1860$ MPa, tuổi thọ mỏi trung bình của các tảo thép là khoảng 892.000 lần lặp (với xác suất phá hoại khoảng 0,50).

Cần lưu ý rằng, các đặc trưng mỏi do bị ảnh hưởng bởi sự có mặt của các vết nứt nhỏ nên biến đổi rất nhiều và, do đó, các giá trị trung bình, như được đưa ra trong công thức (3.10), cần phải được xem xét rất cẩn thận.

fib Recommendations (khuyến nghị của *fib* – hiệp hội bê tông quốc tế) định nghĩa cường độ mỏi đặc trưng của thép dự ứng lực là biên độ ứng suất mà, ứng với nó, thép dự ứng lực có thể chịu được 2×10^6 lần lặp với ứng suất tối đa $0,85 f_{py}$ và xác suất phá hoại là 0,10. *fib Recommendations* cũng khuyến nghị, khi không có các kết quả thí nghiệm, cường độ mỏi đặc trưng có thể lấy là 200 MPa cho sợi và tảo thép và 80 MPa cho các thanh thép cường độ cao. Tài liệu này cũng lưu ý “các giá trị kể trên chỉ áp dụng được cho cốt thép trần. Cần phải lấy các giá trị thấp hơn cho cốt thép nằm trong ống gen có hay không có vữa bao bọc”.

Người ta cũng quan sát được là, tuổi thọ mỏi của cốt thép dự ứng lực trong cấu kiện cũng ngắn hơn so với khi được thí nghiệm trong không khí. Do có khoảng 80% số lần phá hoại của sợi xảy ra trong miền cáp bị uốn cong nên có thể cho rằng, các điểm uốn trong quỹ đạo của cáp là nguyên nhân chính làm cho cường độ mỏi của cốt dự ứng lực thấp.

Khi cốt thép nằm trong các ống gen được kéo dự ứng lực sau, chúng bị kéo dãn lên bề mặt trong của các ống gen. Dưới tác dụng lặp của lực đủ lớn để làm mở rộng vết nứt trong bê tông, cốt dự ứng lực có thể chuyển động tương đối so với vữa và ống gen xung quanh. Sự cọ sát này của cốt thép dự ứng lực với ống gen thép gây ra các hư hỏng ban đầu, đặc biệt, nếu ôxy có thể xâm nhập vào những nơi có cọ sát thì chúng sẽ sinh ra quá trình mỏi do ăn mòn. Đặc trưng của dạng phá hoại này là ri có thể bắt đầu trên bề mặt đã bị mài mòn.

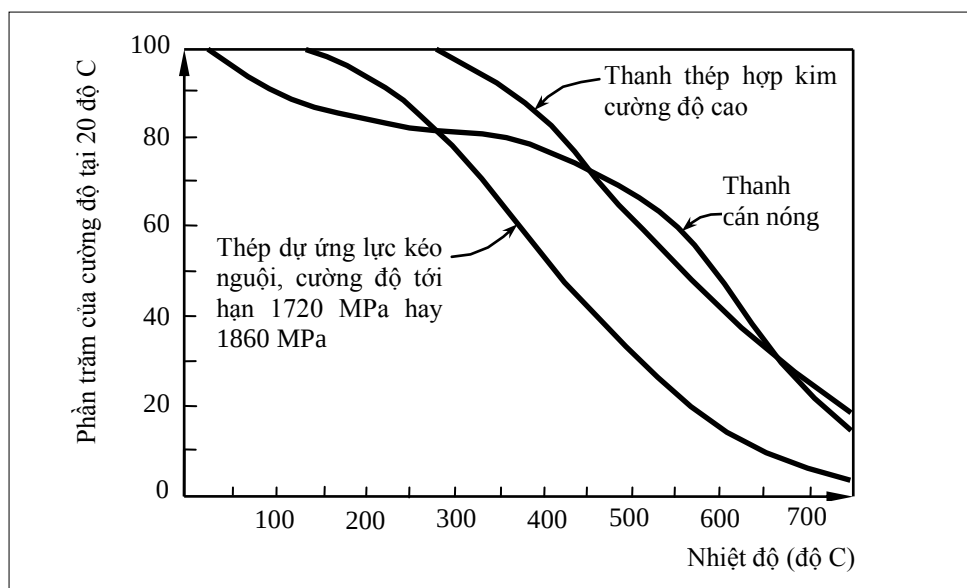
Do tuổi thọ mỏi của cốt thép dự ứng lực trong dầm thấp, cần sử dụng các cường độ mỏi đặc trưng thấp hơn những giá trị được cho trong *fib Recommendations*. Các giá trị cường độ mỏi như sau sẽ được coi là an toàn: 100 MPa cho các sợi hay tào thép, 60 MPa cho các thanh thép cường độ cao và 70 MPa cho các sợi hay tào nằm trong các ống gen bị uốn cong.

Khi nghiên cứu về khả năng chịu mỏi của cốt thép dự ứng lực, cần đặc biệt chú ý đến sự thay đổi bất thường của ứng suất tại các neo và điểm nối. Thông thường, các thiết bị đó có thể đáp ứng được hoàn toàn cường độ tĩnh của cốt thép nhưng chúng lại chỉ có cường độ mỏi chỉ bằng khoảng một nửa.

3.5 CÁC ĐẶC TÍNH NHIỆT CỦA CỐT THÉP

Mặc dù hệ số giãn nở nhiệt của thép là vào khoảng $11,5 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ nhưng trong các ứng dụng thông thường vẫn có thể lấy giá trị $10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ cho cả bê tông và cốt thép.

Ở nhiệt độ vượt quá 200°C sẽ có sự giảm đáng kể cả về độ cứng và cường độ của cốt thép. Ở 400°C , cường độ chịu kéo của sợi và tào thép dự ứng lực chỉ còn khoảng 50% cường độ ở nhiệt độ phòng (Hình 3.10). Tỷ nhiệt của cốt thép có thể lấy khoảng $480 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$ và độ dẫn nhiệt có thể lấy là $180 \text{ W}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})$.



Hình 3.10 Sự giảm cường độ của cốt thép ở nhiệt độ cao [6]

3.6 CÁC ĐẶC TÍNH DÍNH BẮM CỦA CỐT THÉP

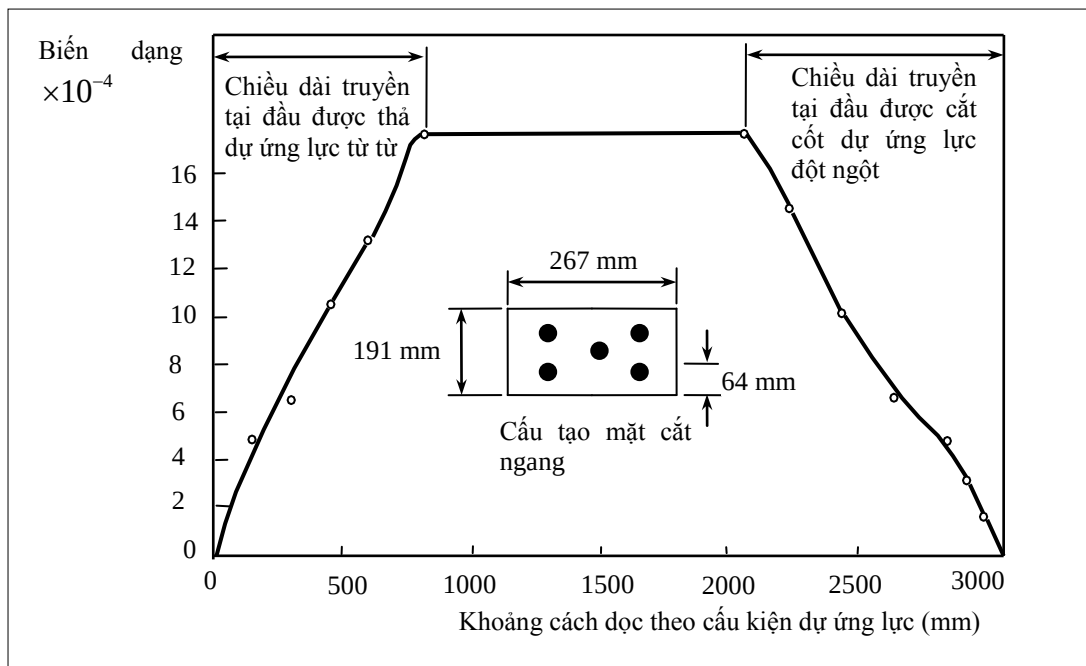
Các đặc tính dính bám của cáp dự ứng lực là một yếu tố cực kỳ quan trọng trong các cấu kiện dự ứng lực kéo trước do, ở các kết cấu này, cốt dự ứng lực chỉ được neo bằng lực dính bám. Tại đầu các cấu kiện dự ứng lực, lực trong cáp phát triển trên một chiều dài được gọi là chiều dài truyền.

Phần sau đây trình bày kết quả nghiên cứu ảnh hưởng của cường độ bê tông và phương pháp cắt cốt thép thép đến chiều dài truyền của các tào 7 sợi có đường kính thay đổi từ 6,4

mm đến 15 mm do các tác giả Kaar, La Fraugh và Mass thực hiện [6]. Các cầu kiện dự ứng lực được thiết kế với ứng suất nén trong bê tông đến khoảng $0,6f'_c$ với f'_c thay đổi trong khoảng từ 11 MPa đến 35 MPa. Ứng suất trong cốt thép dự ứng lực sau khi truyền là $0,7f_{pu} = 1207$ MPa. Biến dạng nén đo được trên bề mặt và dọc theo chiều dài của mẫu thử cho phép xác định sự phát triển dự ứng lực từ các đầu của cầu kiện đang được xem xét. Chiều dài truyền được lấy như là chiều dài cần thiết để phát triển đủ dự ứng lực trong bê tông. Hình 3.11 minh họa biến dạng nén đo được dọc theo chiều dài của một cầu kiện. Có thể thấy trên biểu đồ này là, tại đầu các tảo được cắt bằng hàn xì, chiều dài truyền là khoảng 1000 mm. Trong khi đó, đầu được thả dự ứng lực dần dần có chiều dài truyền là khoảng 825 mm. Sự thay đổi quan sát được về chiều dài truyền cho các cường độ bê tông khác nhau được thể hiện trên Hình 3.12.

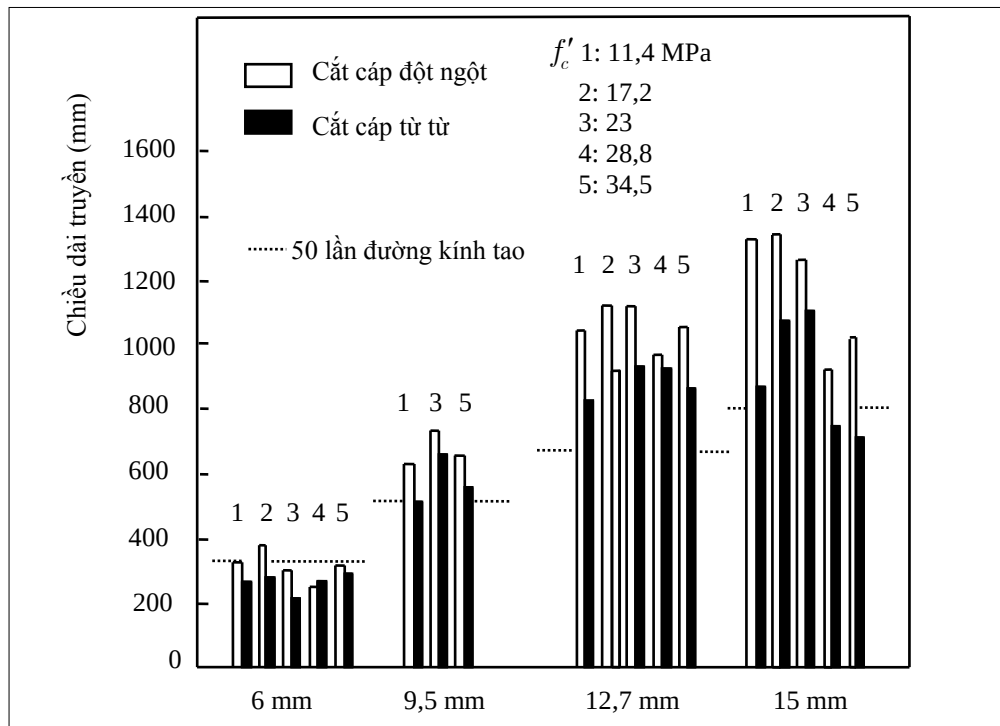
Tiêu chuẩn ACI đề xuất chiều dài truyền có thể lấy là 50 lần đường kính tảo cho các tảo thép và 100 lần đường kính sợi cho các sợi đơn. Tiêu chuẩn CEB-FIP lại đề xuất chiều dài truyền có thể biến đổi giữa 45 đến 90 lần đường kính tảo cho các tảo và 100 đến 140 lần đường kính sợi cho các sợi đơn.

Chi tiết về cách xác định chiều dài truyền và chiều dài triển khai cho cốt dự ứng lực theo các Tiêu chuẩn khác nhau sẽ được giới thiệu trong Chương 9.



Hình 3.11 Xác định chiều dài truyền trên mẫu thử có chiều dài 3 m với đường kính tảo là 15 mm

CHƯƠNG 3 - CỐT DỰ ỨNG LỰC



Hình 3.12 Chiều dài truyền dự ứng lực được xác định bằng thí nghiệm

CHƯƠNG 4 ỨNG XỬ CHỊU LỰC CỦA KẾT CẤU BÊ TÔNG DỰ ỨNG LỰC

Dự ứng lực có thể làm thay đổi đáng kể ứng xử của các cấu kiện bê tông. Để khai thác kết cấu bê tông dự ứng lực một cách hợp lý, người thiết kế cần nắm được các ứng xử cơ bản của kết cấu này.

Chương 4 trình bày các kết quả của thí nghiệm và quan sát được về các ứng xử chịu lực cơ bản của kết cấu bê tông dự ứng lực. Việc tính toán, dự đoán ứng xử sẽ được giới thiệu trong các chương sau.

4.1 ỨNG XỬ CHỊU UỐN

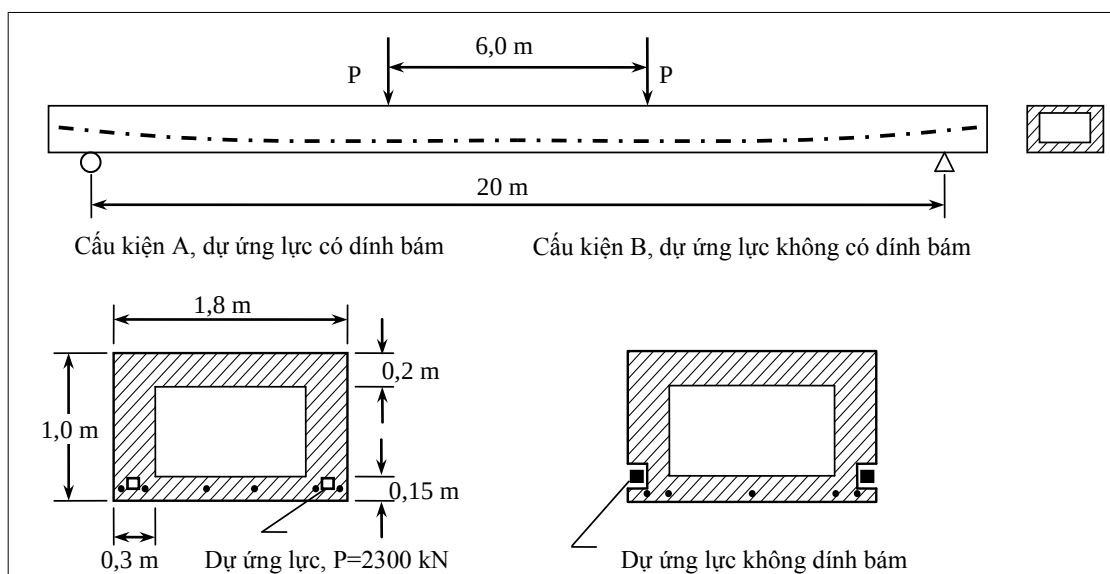
Ứng xử chịu uốn của các cấu kiện bê tông dự ứng lực kéo trước (có dính bám tức thời) rất gần với ứng xử của các cấu kiện bê tông cốt thép thường. Ở các cấu kiện này, lực dính bám đủ lớn để đảm bảo cho sự thay đổi biến dạng của bê tông và cốt thép là như nhau trong quá trình chịu lực. Việc tính toán các cấu kiện này, do đó, vẫn được thực hiện dựa trên giả thiết mặt cắt phẳng.

Ở các cấu kiện dự ứng lực kéo sau, lực dính bám giữa bê tông và cốt dự ứng lực được thực hiện thông qua vữa được bơm vào các ống gen sau khi đã căng kéo xong. Cường độ của vữa này, nói chung, là không cao như cường độ của bê tông. Bên cạnh đó, với việc sử dụng vật liệu cường độ cao, ứng suất trong bê tông và trong cốt dự ứng lực ở trạng thái giới hạn cường độ thường là rất cao nên cường độ của vữa có thể là không đủ để đảm bảo cho sự dính bám tuyệt đối giữa thép dự ứng lực và bê tông xung quanh.

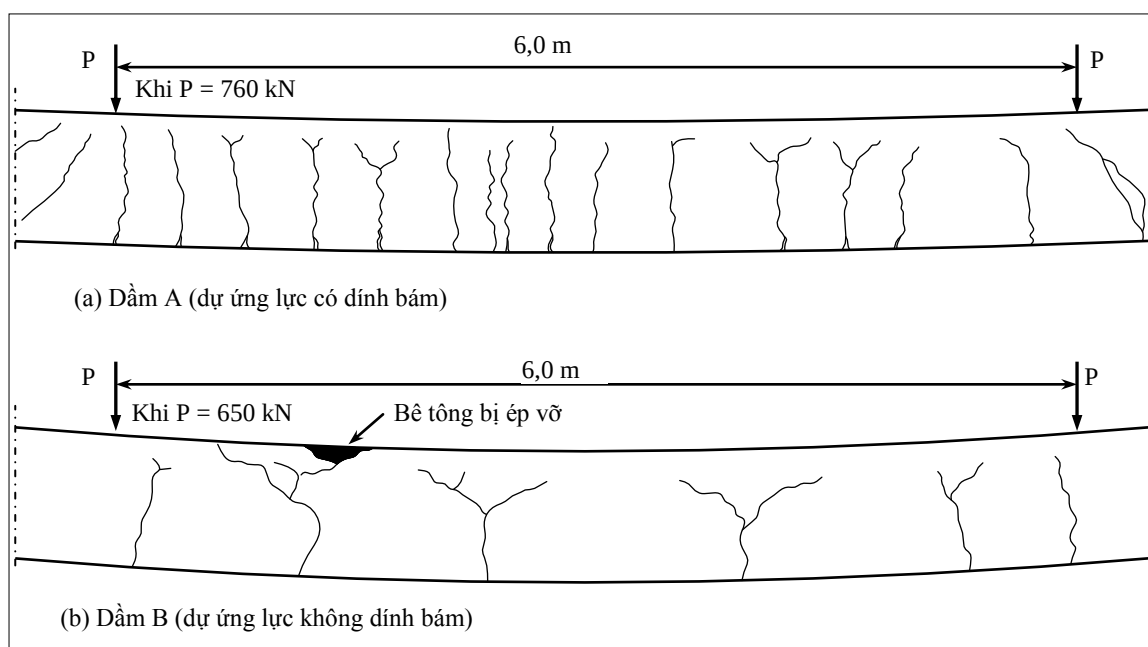
Một xu hướng đang được phát triển mạnh hiện nay là sử dụng dự ứng lực ngoài cũng như dự ứng lực không dính bám. Ở các cấu kiện dạng này, việc truyền lực giữa cốt dự ứng lực và bê tông chỉ được thực hiện ở các neo.

Lực dính bám đóng vai trò rất quan trọng đến độ mở rộng và khoảng cách giữa các vết nứt trong suốt quá trình chịu lực cũng như ở trạng thái giới hạn về cường độ của kết cấu bê tông cốt thép. Để đánh giá ảnh hưởng của lực dính bám đến sự phát triển vết nứt trong kết cấu bê tông dự ứng lực, rất nhiều thí nghiệm đã được thực hiện trên các cấu kiện bê tông dự ứng lực có và không có dính bám. Hình 4.1 minh họa cấu tạo của hai dầm bê tông dự ứng lực, một dầm có dính bám và một dầm không có dính bám, được sử dụng trong một thí nghiệm [5]. Như có thể thấy ở trên Hình 4.2, ở trạng thái giới hạn về cường độ, cấu kiện dự ứng lực có dính bám có cấu trúc vết nứt với khoảng cách gần nhau và, do đó, có bề rộng vết nứt nhỏ hơn. Ngược lại, ở cấu kiện dự ứng lực không có dính bám, các vết nứt mở rộng ngay sau khi hình thành nếu cốt thép thường có dính bám không được bố trí với hàm lượng đầy đủ để chúng không bị chảy ngay sau khi xuất hiện vết nứt. Vì lý do này, các cấu kiện dự ứng lực không có dính bám cũng như các cấu kiện dự ứng lực ngoài đòi hỏi nhiều cốt thép thường hơn để hạn chế độ mở rộng vết nứt.

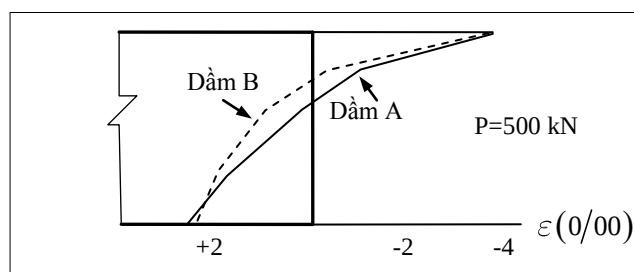
CHƯƠNG 4 - ỨNG XỬ CHỊU LỰC CỦA KẾT CẤU BÊ TÔNG DỰ ỨNG LỰC



Hình 4.1 Cầu tạo dầm được sử dụng trong thí nghiệm [5]



Hình 4.2 Cấu trúc vết nứt ở trạng thái phá hoại



Hình 4.3 Biểu đồ biến dạng theo trên mặt cắt ngang dầm ở khoảng 1,4 lần tải trọng khai thác

Hình 4.3 minh họa biểu đồ biến dạng trên mặt cắt ngang dầm ở giữa nhịp ở cấp tải trọng bằng khoảng 1,4 lần tải trọng sử dụng. Kết quả quan sát cho thấy rằng, sau khi vết nứt hình thành ở dầm không có dính bám, trục trung hoà dịch chuyển nhanh về mép chịu nén và biến

dạng trong bê tông vùng nén cũng tăng lên nhanh chóng trong khi biến dạng của cốt dự ứng lực hầu như không tăng. Biểu đồ biến dạng của dầm dự ứng lực có dính bám được giữ khá thẳng, trong khi biểu đồ biến dạng của dầm không có dính bám thể hiện rõ rệt các điểm gãy khúc. Sự phá hoại trong các dầm dự ứng lực không dính bám thường xảy ra do bê tông vùng nén bị ép vỡ mà không phải do sự phá hoại của cốt dự ứng lực ở vùng kéo. Kết quả đo đạc về quan hệ lực – chuyển vị cho thấy rằng, ở cùng một cấp tải trọng, độ võng của dầm dự ứng lực không dính bám lớn hơn nhiều so với dầm dự ứng lực có dính bám.

Kết quả thí nghiệm cũng cho thấy rằng, vết nứt trong các dầm bê tông dự ứng lực đều có thể được đóng lại nhờ quá trình giảm tải ngay ở các dầm có bố trí ít cốt thép thường và chịu lực lớn. Như vậy, các kết cấu bê tông dự ứng lực, sau khi chịu tải trọng bất thường tương đối lớn có khả năng hồi phục lại nếu các vết nứt chưa quá lớn.

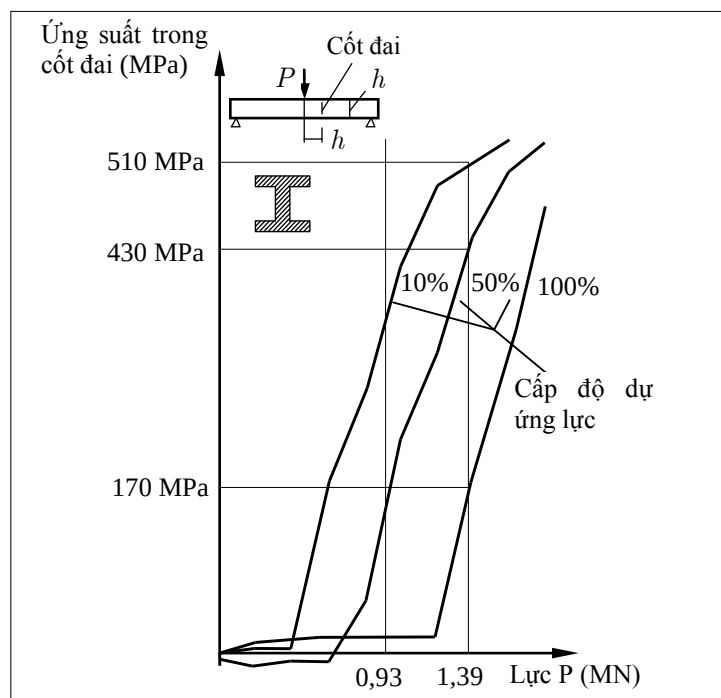
4.2 ỨNG XỬ CHỊU CẮT

Dự ứng lực theo phương dọc của dầm có tác dụng làm giảm ứng suất kéo chủ tác dụng theo phương nghiêng thông qua việc giảm thành phần ứng suất dọc trục và làm tăng độ dốc của phương ứng suất kéo chính đối với trục dầm. Vì lý do này, vết nứt nghiêng do cắt trong các dầm dự ứng lực thoải hơn so với vết nứt do cắt trong các dầm bê tông cốt thép thường. Thông thường, góc nghiêng của các thanh nén trong các dầm bê tông dự ứng lực nằm trong khoảng từ 25° đến 35° (so với khoảng 45° trong các dầm bê tông cốt thép thường) – xem Hình 4.5. Tuy nhiên, ở các khu vực gần điểm đặt của các lực tập trung cũng như ở các gối trung gian trong các dầm liên tục, góc nghiêng của thanh nén vẫn là khoảng 45° . Các thí nghiệm cũng cho thấy rằng, do dự ứng lực có tác dụng làm giảm độ lớn của ứng suất kéo chính trong các sườn dầm nên các dầm bê tông dự ứng lực thường yêu cầu ít cốt thép đai hơn so với các dầm bê tông cốt thép thường. Hình 4.4 thể hiện ứng suất trong cốt thép đai ở các dầm có cấp độ dự ứng lực khác nhau. Có thể thấy rằng, ở một mức tải trọng, cấp độ dự ứng lực càng cao thì ứng suất trong cốt thép đai càng nhỏ và tương ứng, diện tích cốt thép đai cần thiết cũng càng ít.

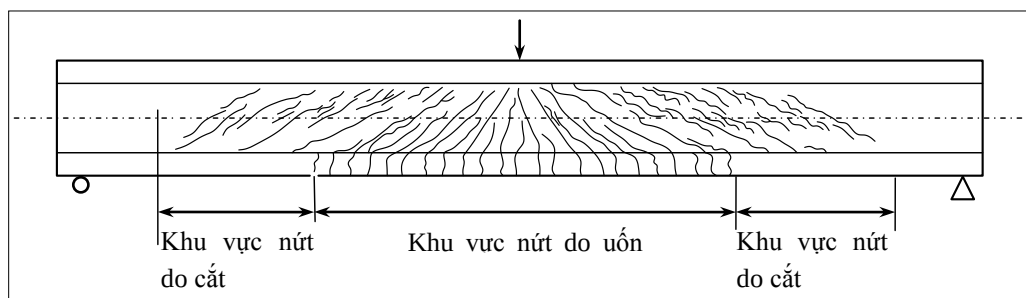
Độ nghiêng của cốt thép dự ứng lực có quỹ đạo dạng pa-ra-bôn hay gãy khúc có vai trò không đáng kể trong việc chịu lực cắt của cấu kiện nếu cốt thép dọc chịu kéo không có đủ độ cứng cần thiết để neo các thanh nén. Trong trường hợp cốt thép ở biên chịu kéo của dầm có độ cứng nhỏ, các thanh nén sẽ phải được phát triển đến các neo của cốt thép dự ứng lực. Khi cốt dự ứng lực có quỹ đạo được uốn cong, neo của chúng gần về biên chịu nén và làm cho các thanh nén thoải hơn và có khả năng chịu cắt kém hơn. (Hình 4.6) minh họa kết quả thí nghiệm về khả năng chịu cắt của hai dầm có cách bố trí cốt thép ở thớ chịu kéo khác nhau.

Khi có ít cốt thép dọc thường chịu kéo, ứng suất trong cốt thép đai của dầm có cốt dự ứng lực có quỹ đạo gấp khúc lớn hơn giá trị tương ứng trong dầm có cốt dự ứng lực có quỹ đạo thẳng. Ngược lại, khi có đủ cốt thép dọc chịu kéo, ứng suất trong cốt thép đai sẽ nhỏ hơn ở dầm có cốt dự ứng lực với quỹ đạo gấp khúc.

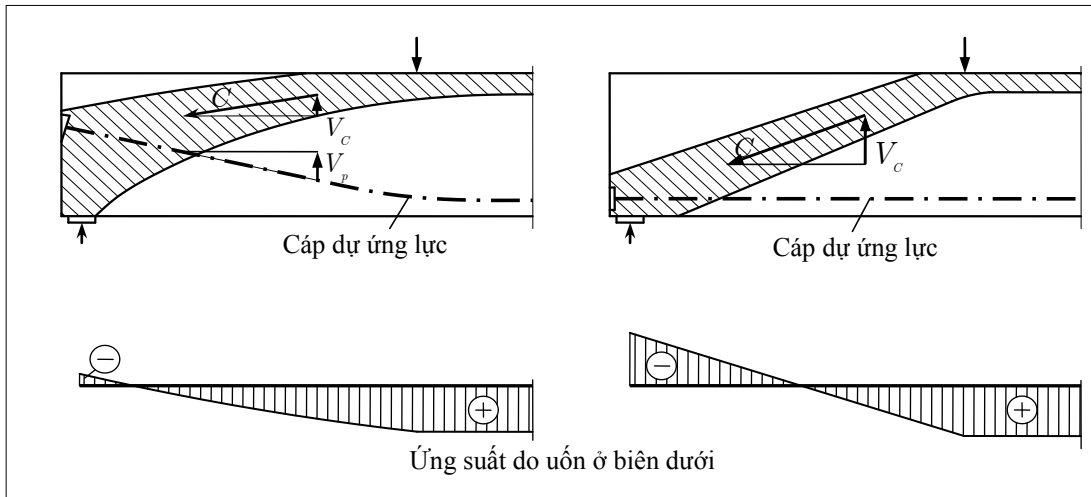
Vì lý do này, ở các dầm có cốt dự ứng lực được uốn khỏi biên chịu kéo, người ta phải bố trí một lượng cốt thép dọc thường đủ lớn để đảm bảo khả năng chịu cắt và để vết nứt không phát triển quá lớn. Lượng cốt thép thường ở gần gối nên được thiết kế đủ để chịu lực kéo có độ lớn bằng phản lực gối. Một biện pháp cũng rất có hiệu quả là sử dụng một phần các cốt dự ứng lực có quỹ đạo thẳng ở biên chịu kéo đến gối hoặc qua điểm có mô men bằng không.



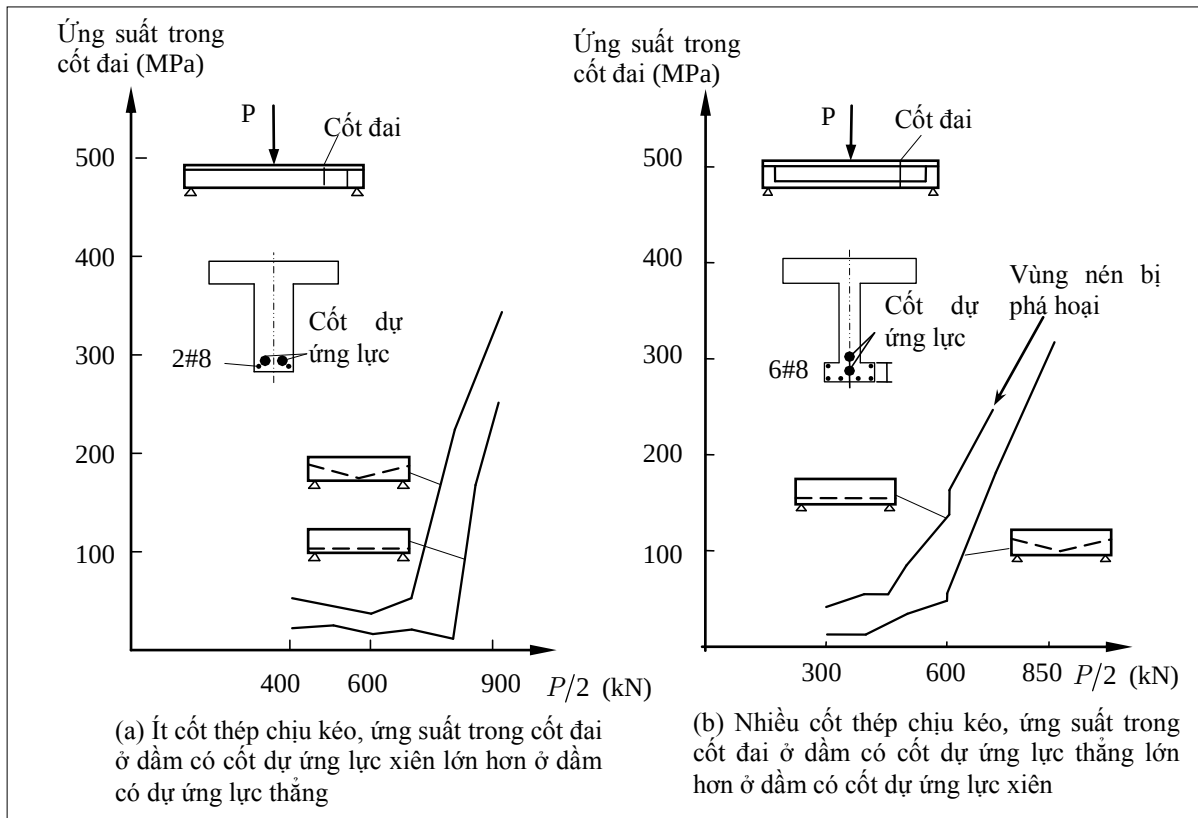
Hình 4.4 Sự ảnh hưởng của mức độ dự ứng lực đến ứng suất trong cốt đai [5]



Hình 4.5 Cấu trúc vết nứt của một dầm bê tông dự ứng lực chịu một lực tập trung ở giai đoạn gần phá hoại



Hình 4.6 Ảnh hưởng của độ nghiêng của cáp dự ứng lực đến hợp lực nén trong bê tông ở khu vực gần gối

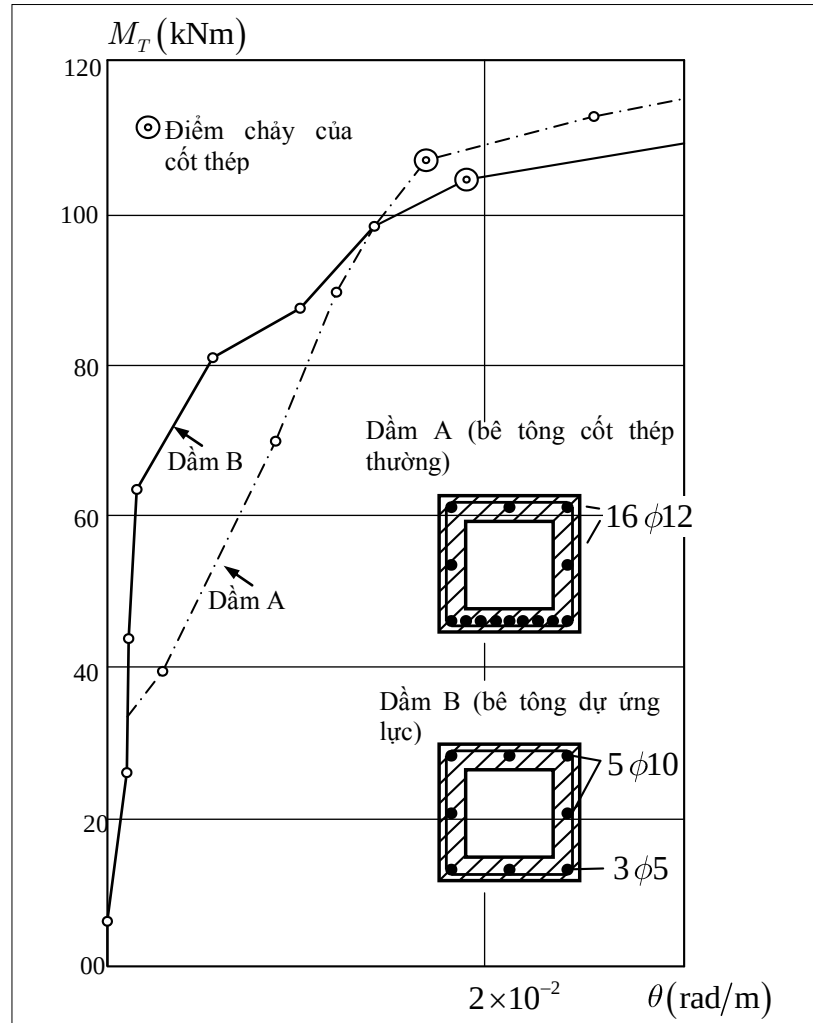


Hình 4.7 Ảnh hưởng của cốt thép dọc chịu kéo đến ứng suất trong cốt thép đai ở dầm có cốt dự ứng lực xiên và dầm có cốt dự ứng lực nằm ngang [5]

4.3 ỨNG XỬ CHỊU XOẮN

Tương tự như đối với trường hợp chịu cắt, dự ứng lực dọc làm giảm đáng kể ứng suất kéo chủ và làm thay đổi góc nghiêng của ứng suất này do làm giảm ứng suất kéo dọc trong bê tông. Dự ứng lực dọc, do đó, làm tăng độ lớn của mô men xoắn gây nứt trong cấu kiện. Tương tự như ở các trạng thái chịu lực khác, giai đoạn làm việc không nứt ở cấu kiện bê tông dự ứng lực chịu xoắn được duy trì ở cấp tải trọng lớn hơn so với ở cấu kiện bê tông cốt thép.

thường. Hình 4.8 minh họa quan hệ mô men xoắn – góc xoắn trong dầm bê tông dự ứng lực và dầm bê tông cốt thép thường. Người ta nhận thấy rằng, ở dầm có cấp độ dự ứng lực lớn, trạng thái làm việc không nứt được duy trì đến khoảng 0,6 lần tải trọng phá hoại.

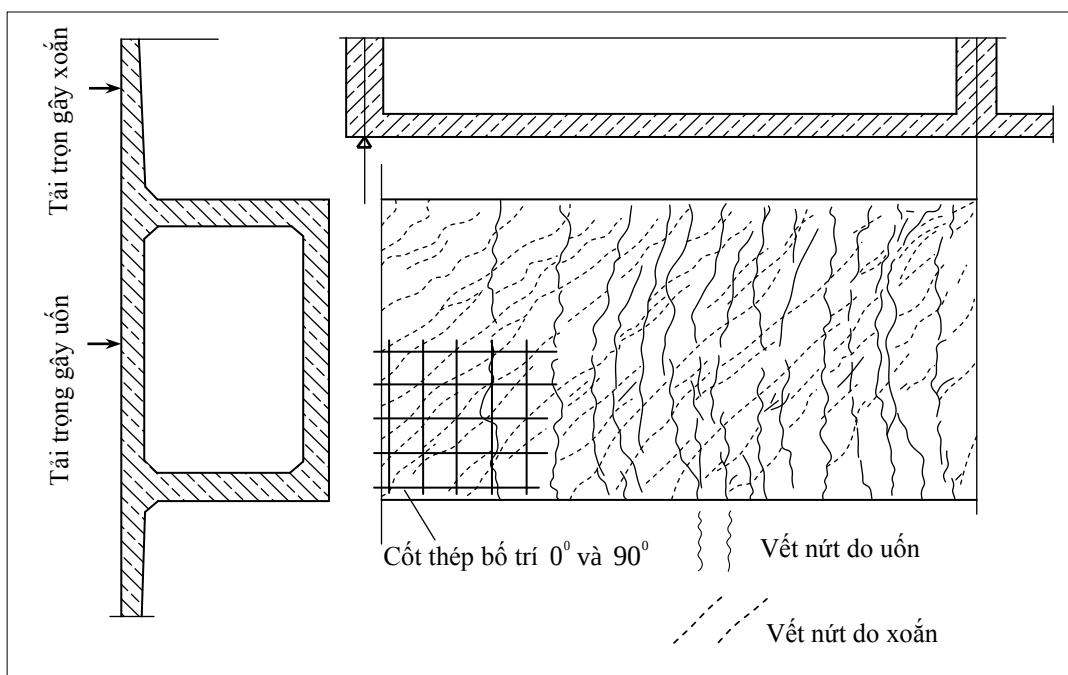


Hình 4.8 So sánh quan hệ mô men xoắn – góc xoắn của dầm bê tông dự ứng lực và bê tông thường [5]

Các thí nghiệm cũng cho thấy rằng, trong khi dự ứng lực dọc có ảnh hưởng đáng kể đến sự chịu xoắn của cấu kiện thì dự ứng lực ngang hầu như không có ảnh hưởng gì lớn. Do đó, cốt thép dọc có thể được thay thế bằng cốt dự ứng lực và điều này không áp dụng được cho cốt thép đai chịu xoắn đặt vuông góc với cốt dọc.

Ở gần trạng thái giới hạn chịu lực, vết nứt do xoắn sẽ chồng lên các vết nứt do uốn trong các cấu kiện bê tông dự ứng lực chịu uốn và xoắn đồng thời (Hình 4.9). Sự phát triển của vết nứt do xoắn hầu như không bị ảnh hưởng bởi các vết nứt do uốn đang có, nếu các vết nứt do uốn có bề rộng nhỏ để hiệu ứng cải cốt liệu vẫn còn phát huy tác dụng. Ở các cấu kiện chịu xoắn đôi chiều như các dầm cầu hình hộp, các vết nứt do xoắn được hình thành theo hai phương vuông góc với nhau. Kết hợp với các vết nứt do uốn, chúng làm cho bê tông ở mặt chịu kéo do uốn bị xé vụn ra. Do đó, ở các cấu kiện chịu xoắn đôi chiều, cấp độ dự ứng lực phải được lựa chọn sao cho, vết nứt do xoắn không được hình thành dưới tác dụng của các tải trọng thường xuyên. Tuy nhiên, các thí nghiệm cũng cho thấy rằng, ngay ở các cấu kiện đã có

các vết nứt đan ô với nhau, khả năng chịu xoắn do các thanh nén sinh ra cũng không thay đổi đáng kể.



Hình 4.9 Các vết nứt đan nhau ở bản đáy của dầm hộp chịu xoắn và uốn đồng thời [5]

4.4 ỨNG XỬ CHỊU KÉO

Các cấu kiện bê tông dự ứng lực có thể được sử dụng để chịu kéo và chúng có thể được thiết kế sao cho, dưới tác dụng của tải trọng khai thác, bê tông vẫn được duy trì ở trạng thái ứng suất nén.

Có thể nhận thấy rằng, sau khi ứng suất trong bê tông đạt đến cường độ chịu kéo dọc trục, các vết nứt sẽ hình thành và phát triển qua toàn bộ mặt cắt. Toàn bộ lực kéo, lúc này, sẽ do cốt thép chịu. Sự tăng ứng suất trong cốt thép là

$$\Delta f_s = \frac{A_c f_{cr}}{A_s}$$

Với A_c là diện tích mặt cắt ngang, f_{cr} là cường độ chịu kéo dọc trục của bê tông và A_s là diện tích cốt thép (bao gồm cả diện tích cốt thép thường và cốt dự ứng lực). Δf_s có thể là rất lớn và gây phá hoại dính bám giữa bê tông và cốt thép. Vì lý do này, ở các cấu kiện có dự ứng lực với dính bám sau, biến dạng sau khi nứt là rất lớn. Để đảm bảo hạn chế độ mở rộng vết nứt và sự chuyển tiếp êm thuận từ trạng thái chưa nứt sang trạng thái nứt, trong các cấu kiện dự ứng lực chịu kéo người ta phải bố trí một hàm lượng đủ lớn cốt thép thường và cốt thép đai.

CHƯƠNG 5 **TÍNH TOÁN NỘI LỰC TRONG BÊ TÔNG DO DỰ ỨNG LỰC**

5.1 **GIỚI THIỆU CHUNG**

Như đã giới thiệu trong chương 1, dự ứng lực tạo ra một trạng thái ứng suất tự cân bằng trong kết cấu với ứng suất nén trong bê tông và ứng suất kéo trong cốt dự ứng lực. Do đó, trong các kết cấu tĩnh định, dự ứng lực không gây ra nội lực. Tuy vậy, để phục vụ cho việc kiểm soát ứng suất trong bê tông trong quá trình thiết kế, người ta vẫn phải tính toán tác động của dự ứng lực lên bê tông ở dạng nội lực hoặc ứng suất. Việc tính toán các đại lượng này có thể được thực hiện theo nhiều phương pháp khác nhau, như phương pháp coi “dự ứng lực là ngoại lực”, phương pháp “tương thích biến dạng”, v.v.

Trong phương pháp coi “dự ứng lực là ngoại lực”, tác động của dự ứng lực lên bê tông được mô tả ở dạng ngoại lực và ứng xử của bê tông dưới tác động của ngoại lực này thường được tính toán trên cơ sở của giả thiết về sự làm việc đàn hồi của vật liệu. Bằng việc làm cân bằng hiệu ứng của dự ứng lực với toàn bộ hay một phần hiệu ứng các tác động bên ngoài, người ta sẽ có được cách bố trí dự ứng lực mong muốn. Vì lý do đó, phương pháp này còn được gọi là phương pháp “cân bằng lực” (“load balancing”).

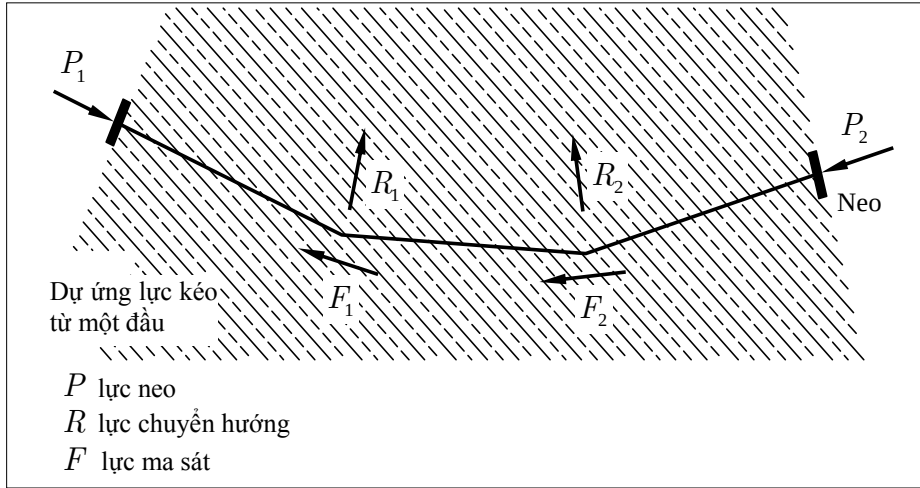
Phương pháp “tương thích biến dạng” xem xét vai trò của dự ứng lực thông qua biến dạng dự trữ ban đầu trong bê tông và, do đó, phù hợp với các phương pháp tính toán và thiết kế hiện nay là dựa trên biến dạng của vật liệu và không cần phải chấp nhận giả thiết về sự làm việc đàn hồi của vật liệu. Hơn nữa, cũng do dựa trên biến dạng của vật liệu, phương pháp này cho phép áp dụng các nguyên tắc tính toán như nhau cho cả kết cấu bê tông cốt thép thường cũng như bê tông dự ứng lực.

Chương này giới thiệu cách áp dụng phương pháp coi “dự ứng lực là ngoại lực” để tính toán nội lực trong bê tông của các cấu kiện bê tông dự ứng lực. Chương 6 trình bày cách áp dụng phương pháp “tương thích biến dạng” để tính toán ứng xử chịu lực và chương 7 sẽ giới thiệu cách áp dụng các phương pháp này để thiết kế các cấu kiện bê tông dự ứng lực.

5.2 **TÁC ĐỘNG CỦA DỰ ỨNG LỰC LÊN BÊ TÔNG**

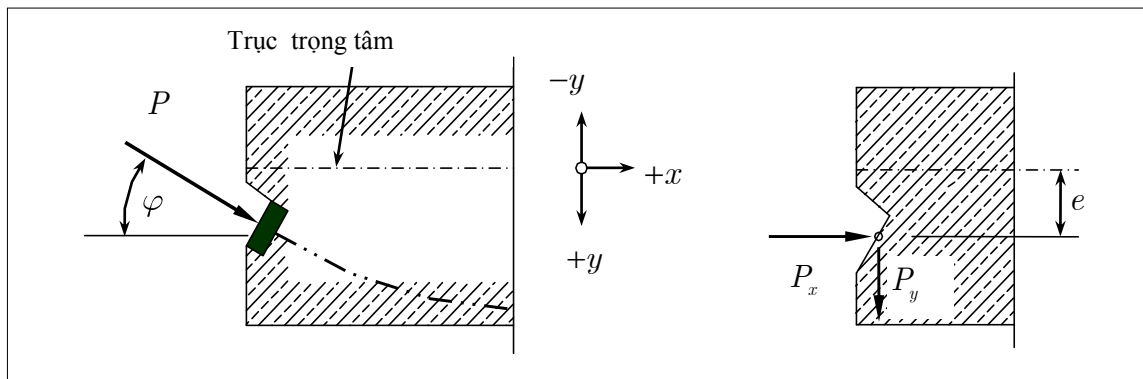
Sau khi được kéo căng và neo vào bê tông cốt dự ứng lực sẽ tác động lực nén lên bê tông tại các vị trí neo, chúng được gọi là lực neo. Ngoài ra, tại các điểm chuyển hướng (điểm uốn), cốt dự ứng lực cũng sinh ra các lực ép lên bê tông theo phương vuông góc với cốt dự ứng lực tại các điểm đó. Các lực này được gọi là lực chuyển hướng. Nếu cốt dự ứng lực và bê tông có chuyển vị tương đối với nhau thì tại các điểm chuyển hướng này còn phát sinh lực ma sát (Hình 5.1). Như vậy, dự ứng lực tác động lên bê tông thông qua các lực neo, lực chuyển hướng và lực ma sát. Đối với các kết cấu bê tông dự ứng lực căng trước, thay cho lực neo là lực dính bám giữa bê tông và cốt dự ứng lực.

Lực ma sát tác động lên cốt dự ứng lực ngược với chiều kéo của nó và tác động lên bê tông theo chiều ngược lại. Người ta thường chỉ quan tâm đến lực ma sát khi tính toán lực căng trong cốt dự ứng lực trong quá trình tạo dự ứng lực mà bỏ qua chúng khi tính toán lực tác động lên bê tông.



Hình 5.1 Dự ứng lực, lực chuyển hướng và lực ma sát cũng như tác động của chúng lên bê tông

Lực neo P có phương trùng với phương của cốt dự ứng lực tại neo. Đối với bê tông, lực này là lực nén còn với cốt dự ứng lực, nó là lực kéo. Để tính toán nội lực trong dầm, tại mặt cắt neo cũng như ở các mặt cắt bất kỳ, người ta thường phân tích lực P thành các thành phần ứng với lực cắt, lực dọc và mô men uốn (Hình 5.2):



Hình 5.2 Các thành phần lực tại vị trí neo

- $P_x = P \cos \varphi$ là thành phần tác dụng theo phương lực dọc N ,
- $P_y = P \sin \varphi$ là thành phần tác dụng theo phương lực cắt Q ,
- $M = P \cos \varphi \times e$ là mô men uốn đối với trục trọng tâm của mặt cắt đi qua neo.

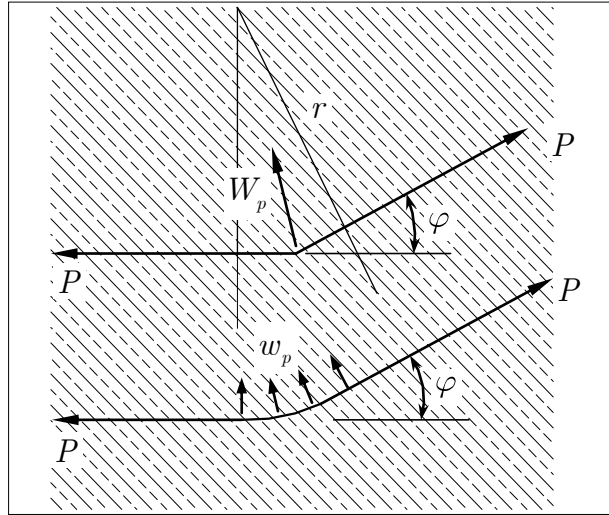
Ở các kết cấu mảnh, góc nghiêng của cốt dự ứng lực thường là rất nhỏ nên, một cách gần đúng, $\cos \varphi = 1$. Do đó, $P_x = P$, $P_y = P \sin \varphi$ và $M = P \times e$.

Lực chuyển hướng có phương tác dụng trùng với phân giác góc bù của góc chuyển hướng hay vuông góc tiếp tuyến của cốt dự ứng lực nếu cốt có quỹ đạo cong đều. Độ lớn của lực chuyển hướng tại vị trí gấp khúc là

$$W_p = 2P \sin(\varphi/2) \quad (5.1)$$

Do góc chuyển hướng thường là nhỏ nên

$$W_p = 2P \times \varphi/2 = P \times \varphi \quad (5.2)$$



Hình 5.3 Lực chuyển hướng và các thành phần tại điểm uốn

Nếu cốt dự ứng lực có quỹ đạo cong đều tại điểm chuyển hướng với bán kính cong là r thì độ lớn của lực chuyển hướng trên một đơn vị chiều dài là

$$w_p = \frac{P}{r} \quad (5.3)$$

Đối với các cấu kiện có chiều cao nhỏ, lực chuyển hướng gần như có phương vuông góc với trục cấu kiện và thành phần dọc trục có thể được bỏ qua. Do đó, thành phần vuông góc với trục của cấu kiện là

$$w_p = \frac{P}{r} \text{ hay } W_p = \frac{P}{r} \ell \quad (5.4)$$

Với ℓ là chiều dài cốt dự ứng lực trên đoạn chuyển hướng và $1/r$ là độ cong của đoạn chuyển hướng.

Cách tính toán gần đúng này cũng áp dụng cho quỹ đạo cốt dự ứng lực dạng pa-ra-bôn. Giả sử phương trình pa-ra-bôn có dạng

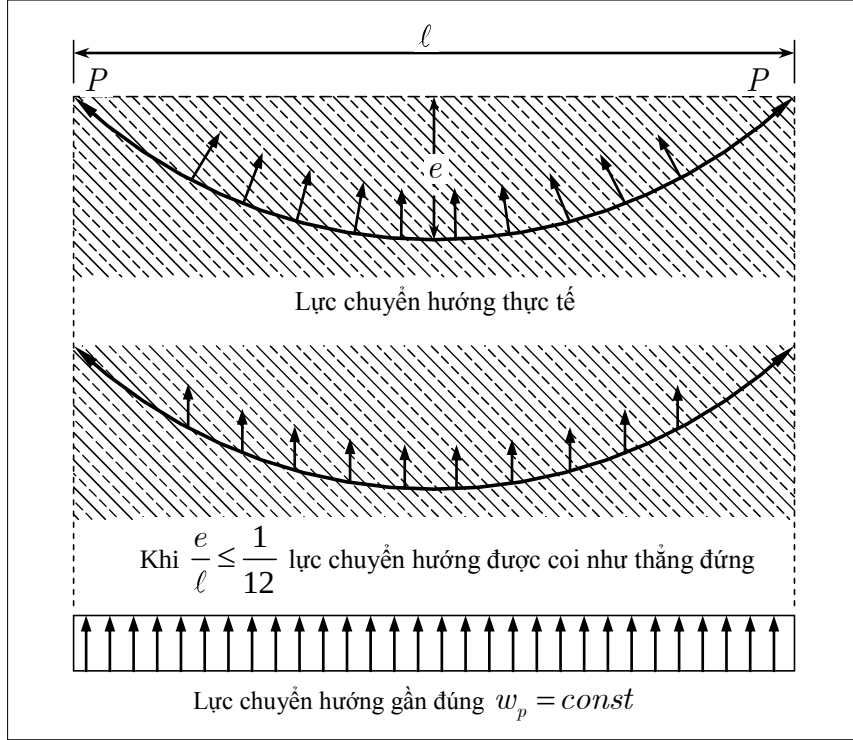
$$y = 4e \left[\left(\frac{x}{\ell} \right) - \left(\frac{x}{\ell} \right)^2 \right] \quad (5.5)$$

thì độ dốc của đường này là

$$\frac{dy}{dx} = \frac{4e}{\ell} \left(1 - \frac{2x}{\ell} \right) \quad (5.6)$$

và độ cong của nó là

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{8e}{\ell^2} = \varphi_p \quad (5.7)$$



Hình 5.4 Lực chuyển hướng thực tế và gần đúng

Phương trình (5.7) cho thấy rằng, độ cong của cốt dự ứng lực là hằng số dọc theo chiều dài của đoạn pa-ra-bôn. Độ cong φ_p là sự thay đổi của góc tiếp tuyến trên một đơn vị chiều dài. Theo công thức (5.4), lực chuyển hướng do dự ứng lực sinh ra trong trường hợp này là lực phân bố đều và có giá trị là $w_p = P\varphi_p$. Như vậy, đối với quỹ đạo cáp có dạng pa-ra-bôn bậc hai, lực chuyển hướng trên một đơn vị chiều dài là

$$w_p = P\varphi_p = \frac{8Pe}{\ell^2} \quad (5.8)$$

Nếu P là hằng số, hoặc thay đổi không quá 10% trên chiều dài ℓ thì w_p được coi là lực phân bố đều.

5.3 NỘI LỰC TRONG BÊ TÔNG CỦA DÀM TĨNH ĐỊNH DO DỰ ỨNG LỰC

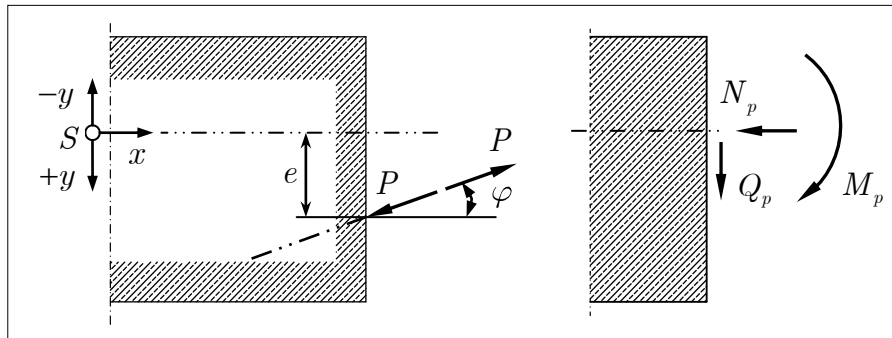
Như đã nêu ở trên, trong các kết cấu tĩnh định, dự ứng lực tạo ra trạng thái ứng suất tự cân bằng và, do đó, không làm phát sinh phản lực. Điều đó có nghĩa là, tại mọi mặt cắt, nội lực

trong bê tông cân bằng với nội lực trong cáp dự ứng lực. Vì vậy, nội lực trong bê tông do dự ứng lực gây ra trong các dầm tĩnh định có thể được xác định theo các thành phần lực neo và lực chuyển hướng đã trình bày ở trên hoặc theo điều kiện cân bằng giữa nội lực trong bê tông và nội lực trong cốt dự ứng lực.

Sau khi đã xác định được nội lực trong bê tông, người ta có thể dựa vào giả thiết mặt cắt phẳng để xác định một cách dễ dàng sự phân bố ứng suất trong nó. Tuy nhiên, tại điểm đặt neo và điểm chuyển hướng tập trung của cốt dự ứng lực, bê tông chịu các lực tập trung lớn. Các khu vực xung quanh các điểm này là các khu vực không liên tục với sự nhiễu loạn lớn của ứng suất và biến dạng. Các khu vực này, do đó, cần phải được tính toán và thiết kế theo các phương pháp thích hợp.

Các thành phần nội lực trong một mặt cắt bê tông bất kỳ được xác định từ các quan hệ cân bằng (Hình 5.5) bao gồm

- Lực dọc $N_p = P_x = P \cos \varphi$,
- Lực cắt $Q_p = P_y = P \sin \varphi$ là thành phần tác dụng theo phương lực cắt Q ,
- Mô men uốn $M_p = P \cos \varphi \times e = P_x \times e$ là mô men đối với trục trọng tâm của mặt cắt.

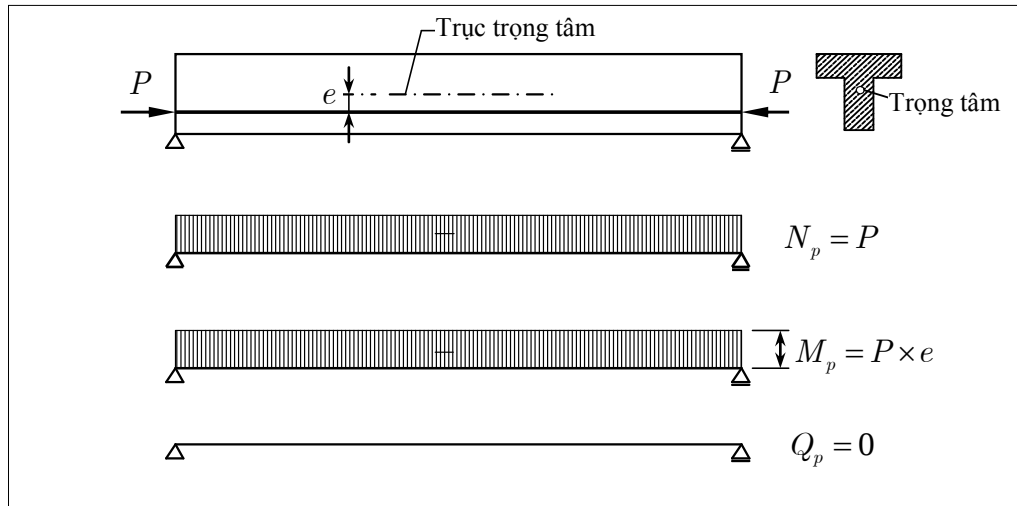


Hình 5.5 Các thành phần nội lực

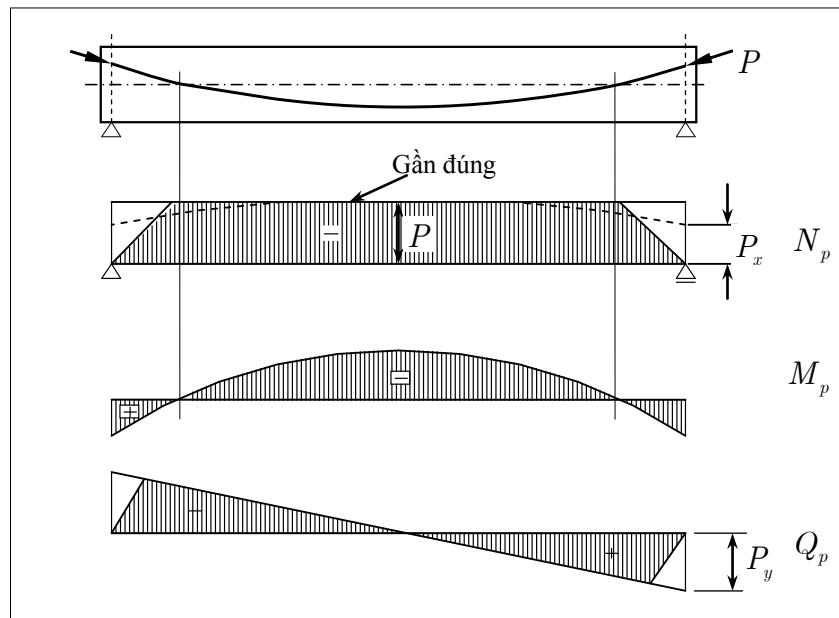
Ở các cấu kiện có chiều cao thấp với độ lệch tâm của cốt dự ứng lực $e \leq \ell/12$, các thành phần nội lực được xác định một cách gần đúng như sau:

$$\begin{aligned} N_p &= P \\ Q_p &= P \sin \varphi \\ M_p &= P \times e \end{aligned} \quad (5.9)$$

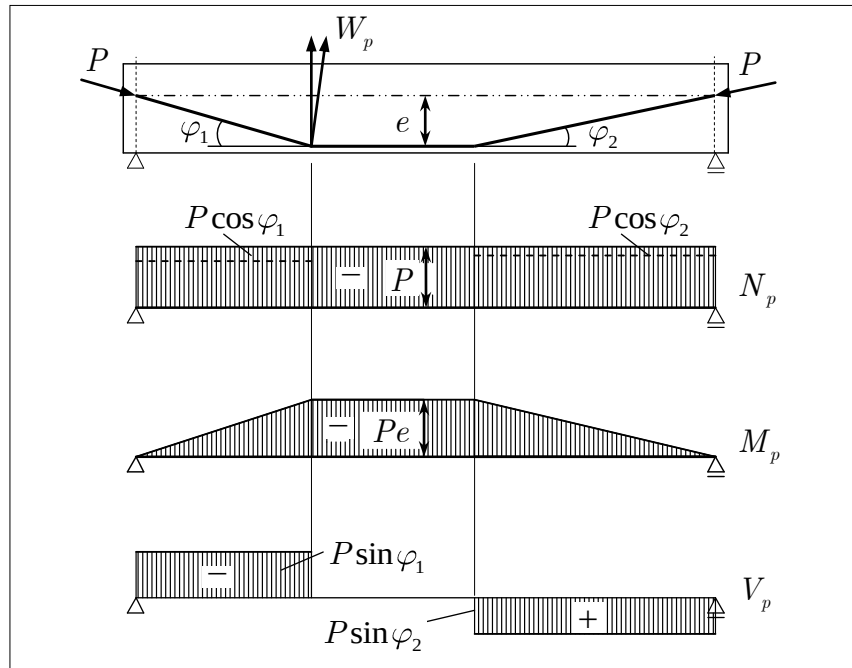
Các Hình 5.6 đến Hình 5.9 minh họa các biểu đồ nội lực của dầm giản đơn ứng với các cách bố trí cốt dự ứng lực khác nhau. Mô men uốn M_p sẽ xuất hiện khi cốt dự ứng lực bố trí lệch tâm khỏi vị trí trọng tâm của mặt cắt. Mô men xoắn cũng sẽ tồn tại ở những mặt cắt mà, ở đó, hợp lực của dự ứng lực nằm lệch khỏi tâm cắt của mặt cắt.



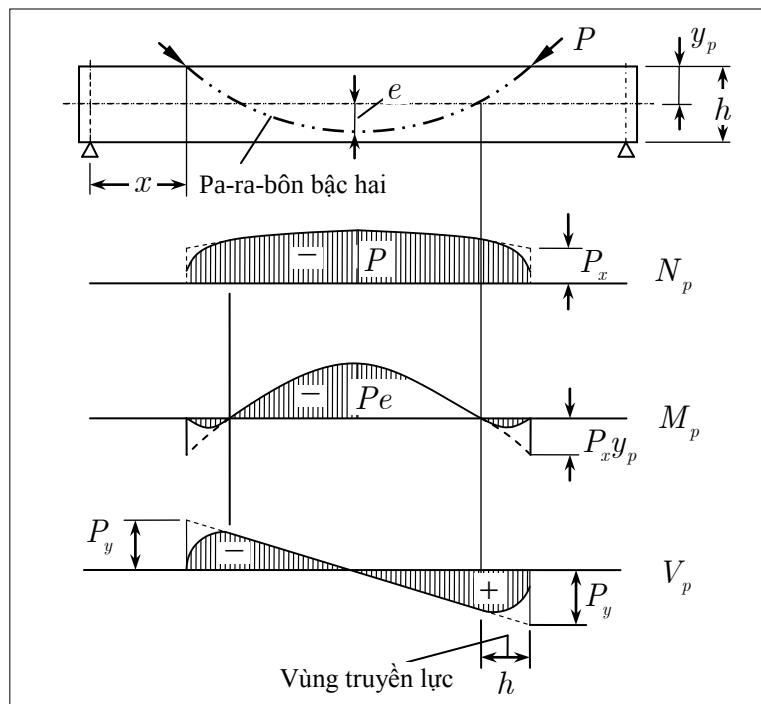
Hình 5.6 Dầm giản đơn, quỹ đạo cốt dự ứng lực thẳng



Hình 5.7 Dầm giản đơn, quỹ đạo cốt dự ứng lực dạng pa-ra-bôn



Hình 5.8 Dầm giản đơn, quỹ đạo dự ứng lực dạng đường gấp khúc

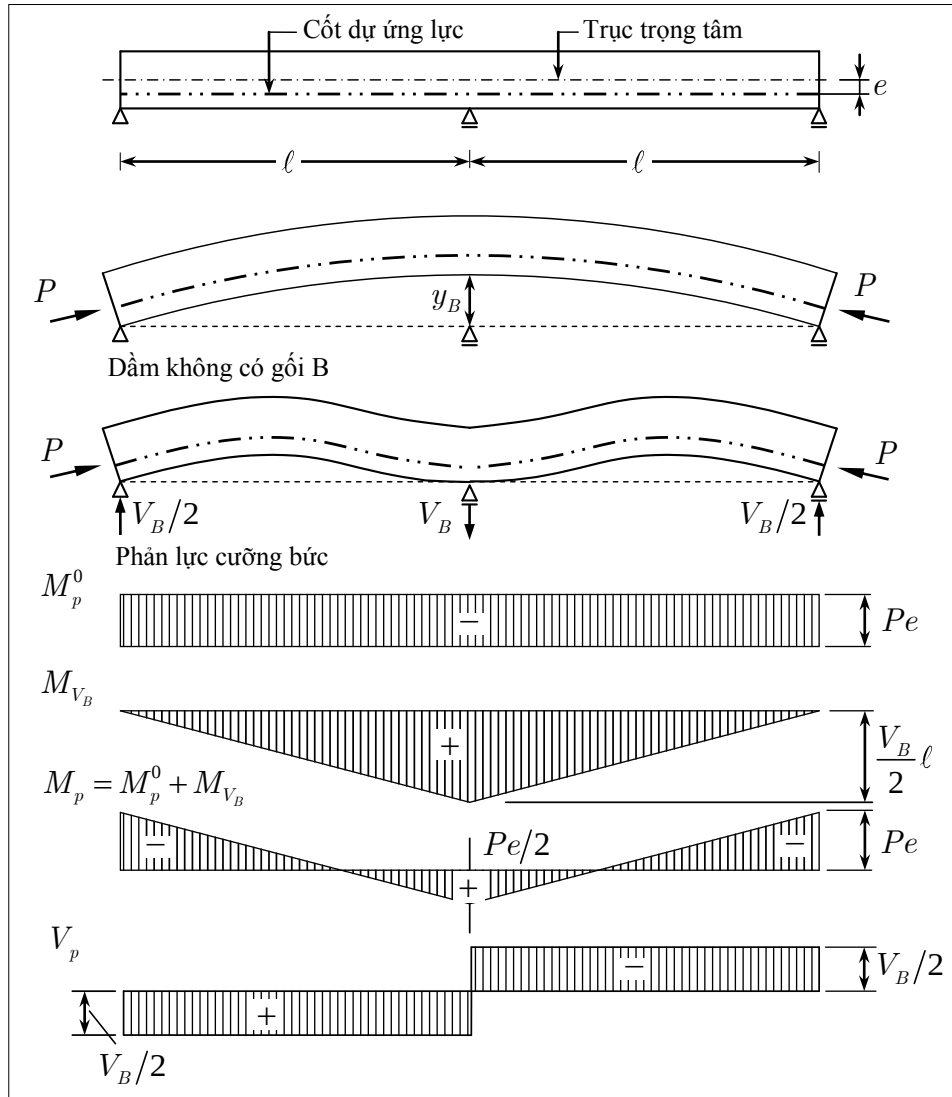


Hình 5.9 Dầm giản đơn, quỹ đạo cốt dự ứng lực dạng pa-ra-bôn, neo ở trong nhịp

5.4 NỘI LỰC TRONG BÊ TÔNG CỦA DẦM SIÊU TĨNH DO DỰ ỨNG LỰC

Dự ứng lực gây ra các biến dạng dọc, biến dạng trượt và biến dạng uốn trong kết cấu. Ở các kết cấu tĩnh định, các biến dạng này không gây ra các phản lực. Ngược lại, trong các kết cấu siêu tĩnh, các biến dạng này làm phát sinh các phản lực cưỡng bức. Độ lớn của phản lực

cường bức phụ thuộc vào biến dạng do dự ứng lực và, do đó, phụ thuộc vào độ lớn và cách bố trí cốt dự ứng lực trong kết cấu. Ví dụ trên Hình 5.10 minh hoạ cơ chế phát sinh phản lực cường bức này.



Hình 5.10 Cơ chế xuất hiện phản lực cường bức do dự ứng lực trong kết cấu siêu tĩnh

Do dự ứng lực lệch tâm nên trong dầm phát sinh biến dạng uốn, làm cho dầm có xu hướng cong lên và tách khỏi gối B. Để giữ cho dầm không có chuyển vị thẳng đứng ở đó, tại gối B phải phát sinh một phản lực V_B có độ lớn nhất định, được gọi là phản lực cường bức. Việc tính toán các phản lực cường bức này cũng như nội lực trong kết cấu siêu tĩnh có thể được thực hiện theo các phương pháp của cơ học như phương pháp lực, phương pháp chuyển vị hay phương pháp phân phối mô men.

Trong ví dụ đơn giản trên Hình 5.10, cốt dự ứng lực được giả thiết bố trí theo dạng đường thẳng. Biểu đồ mô men do dự ứng lực gây ra trong trường hợp không có gối B là M_p^0 . Do cáp dự ứng lực được bố trí thẳng nên $M_p^0 = Pe$ và có giá trị không đổi trên toàn bộ chiều dài. Phản lực V_B được tính theo phương pháp lực và có độ lớn là $V_B = 3Pe/\ell$. Biểu đồ mô men

do dự ứng lực gây ra trên dầm siêu tĩnh là $M_p = M_p^0 + M_{V_B}$. Tương tự, lực cắt do dự ứng lực gây ra trong dầm siêu tĩnh được xác định theo công thức $V_p = V_p^0 + V_{V_B}$. Nội lực gây ra bởi các phản lực cưỡng bức được gọi là nội lực cưỡng bức hay còn được gọi là nội lực “thứ cấp”.

Hình 5.11 minh hoạ kết cấu dầm liên tục hai nhịp, có mặt cắt ngang không đổi và có cốt dự ứng lực được bố trí dạng pa-ra-bôn bậc hai. Cũng để đơn giản cho việc tính toán có tính chất ví dụ này, dự ứng lực được giả thiết là có độ lớn không đổi dọc theo chiều dài kết cấu. Ngoài ra, lực chuyển hướng của dự ứng lực ở phần trên gối giữa được quy về thành một lực tập trung đi qua tim gối. Giả thiết này làm đơn giản việc tính toán và gây sai số không quá 1%.

Nếu kéo dài các nhánh pa-ra-bôn của quỹ đạo cáp đến gối giữa, chúng sẽ gặp nhau ở tung độ f_B tính từ trọng tâm mặt cắt ngang. Các đường tên f_1 và f_2 được tính với các nhánh pa-ra-bôn kéo dài này. Lưu ý là nội lực thực tế phải được tính toán với độ lệch tâm thực tế ở gối là e_B .

Kết cấu được tính toán bằng phương pháp lực với ẩn là mô men uốn tại gối B, M'_{Bp} . Hình 5.11c và d thể hiện các biểu đồ mô men thành phần do lực chuyển hướng của dự ứng lực, do dự ứng lực lệch tâm tại mặt cắt gối B cũng như biểu đồ mô men uốn do ẩn lực đơn vị gây ra trên kết cấu cơ bản. Kết quả tính toán là

$$M'_{Bp} = P \left(\frac{\ell_1 f_1 + \ell_2 f_2}{\ell_1 + \ell_2} - f_B \right) \quad (5.10)$$

Như vậy, biểu đồ mô men do dự ứng lực gây ra được xác định theo quan hệ

$$M_p(x) = M_p^0(x) + M'_{Bp} \frac{x}{\ell} \quad (5.11)$$

Trong đó, $M_p^0(x)$ là mô men do dự ứng lực gây ra trên kết cấu cơ bản tại vị trí x bất kỳ tính từ gối biên. $M_p^0(x)$ có thể được xác định lực chuyển hướng hay từ công thức (5.9), với e_x là độ lệch tâm của cốt dự ứng lực tại toạ độ x .

$$M_p^0(x) = P \times e(x) \quad (5.12)$$

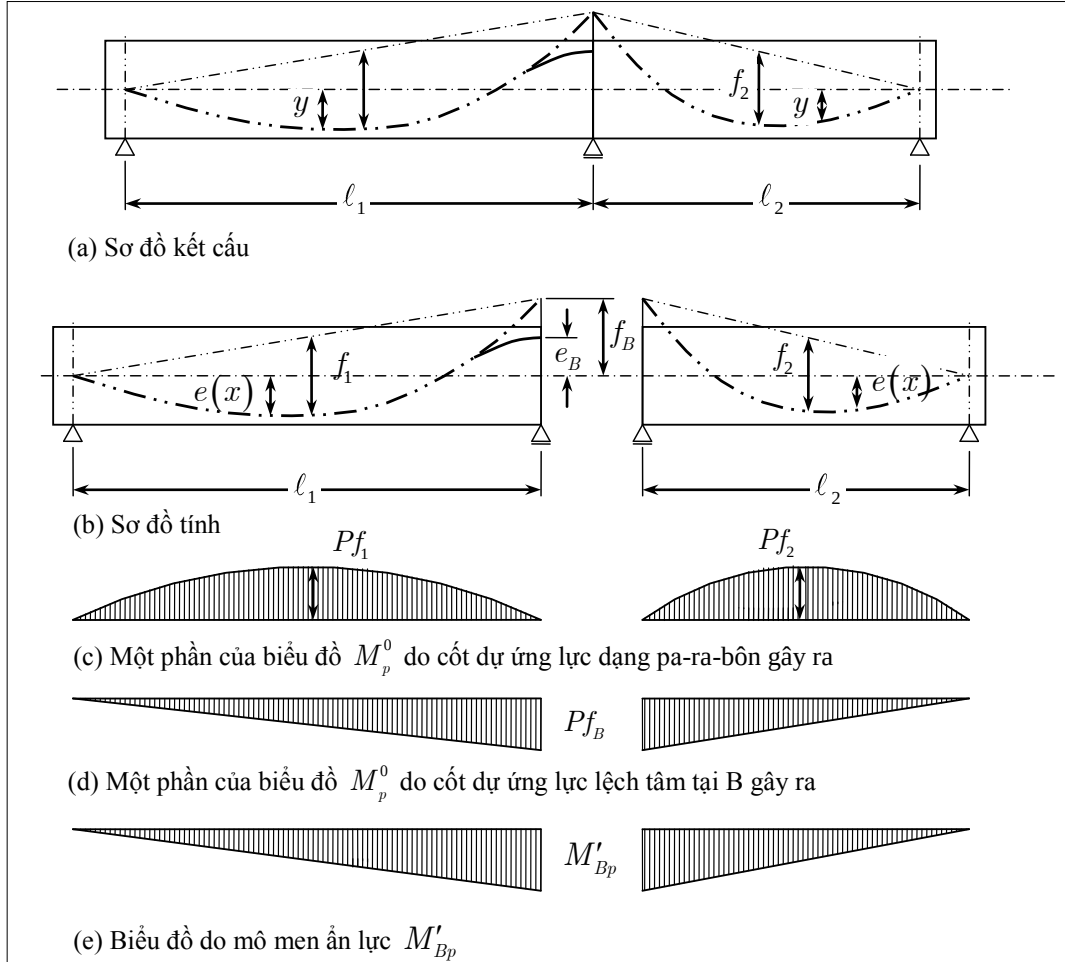
Mô men do dự ứng lực gây ra tại gối B, có xét đến độ lệch tâm thực tế của cốt dự ứng lực là

$$M_{Bp} = P \left(\frac{\ell_1 f_1 + \ell_2 f_2}{\ell_1 + \ell_2} - f_B \right) - P e_B \quad (5.13)$$

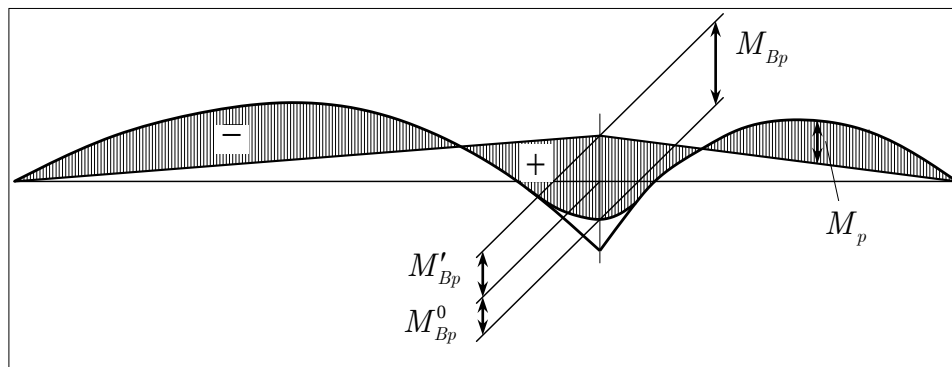
Hay

$$M_{Bp} = P \left(\frac{\ell_1 f_1 + \ell_2 f_2}{\ell_1 + \ell_2} - \Delta e \right) \quad (5.14)$$

Với $\Delta e = f_B - e_B$.



Hình 5.11 Tính toán mô men nội lực do dự ứng lực gây ra trong dầm siêu tĩnh



Hình 5.12 Biểu đồ mô men do dự ứng lực gây ra trong dầm siêu tĩnh hai nhịp

Với trường hợp dầm hai nhịp đối xứng và bố trí cốt dự ứng lực cũng đối xứng, công thức trên trở thành

$$M_{Bp} = P(f - \Delta e) \quad (5.15)$$

Quỹ đạo của cốt dự ứng lực có thể được lựa chọn sao cho mô men cường bức do dự ứng lực gây ra, $M'_{Bp} = 0$. Từ công thức (5.10), điều này trở thành

$$\frac{\ell_1 f_1 + \ell_2 f_2}{\ell_1 + \ell_2} - f_B = 0 \quad (5.16)$$

Điều kiện này có thể được thoả mãn khi các đường tên của cốt dự ứng lực có giá trị nhỏ. Tuy vậy, điều này, không có lợi cho sự làm việc chung của kết cấu. Để phát huy tác dụng của dự ứng lực, cốt dự ứng lực cần được bố trí xa trục trung hoà đến mức có thể, cả ở giữa nhịp cũng như ở trên các gối trung gian.

Biểu đồ lực cắt trong dầm siêu tĩnh có thể được xác định dựa trên biểu đồ mô men uốn đã được xây dựng theo các quan hệ đã được giới thiệu trong các tài liệu về cơ học.

Một phương pháp rất có hiệu quả để tính toán nội lực do dự ứng lực trong các dầm siêu tĩnh là phương pháp dựa trên lực chuyển hướng và đường ảnh hưởng. Cũng theo phương pháp này, người ta có thể thay đổi cách bố trí cốt dự ứng lực để đạt được nội lực mong muốn trong kết cấu một cách rất trực quan và đơn giản. Hình 5.13 minh hoạ một dầm liên tục hai nhịp cùng đường ảnh hưởng mô men gối. Tác động của dự ứng lực với quỹ đạo pa-ra-bôn bậc hai được thể hiện thông qua các lực chuyển hướng. Để đơn giản cho việc tính toán, phần lực chuyển hướng do cốt dự ứng lực hướng lên ở nhịp, w_{span} , được kéo dài đến tim gối và lực chuyển hướng do cốt dự ứng lực hướng xuống, w_{supp} , được tính tăng lên một lượng thích hợp. Trong ví dụ trên Hình 5.13,

$$w_{span} = \frac{8Pf}{\ell^2}$$

$$w_{supp} = \frac{8P\Delta e}{(2a)^2}$$

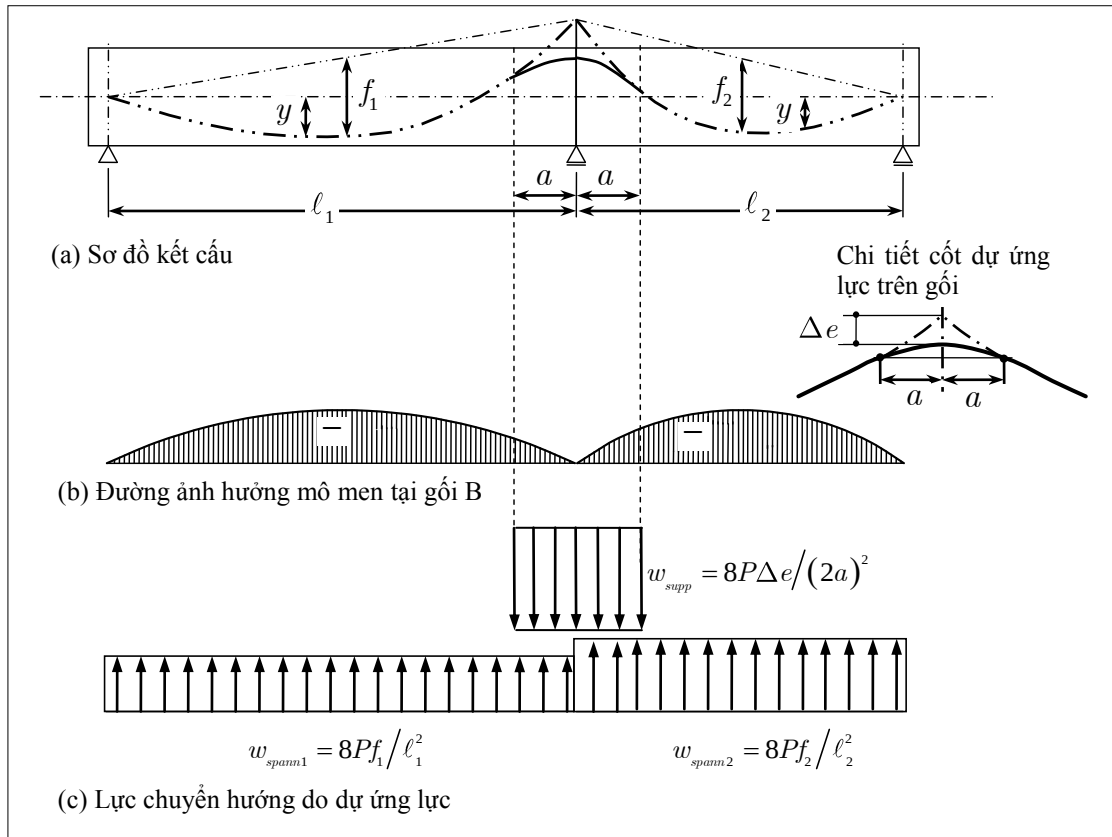
Xét ví dụ dầm hai nhịp đối xứng cùng quỹ đạo cốt dự ứng lực đối xứng, mô men tại B do dự ứng lực gây ra là

$$\begin{aligned} M_{Bp} &= w_{span} \frac{\ell^2}{8} - w_{supp} \frac{a^2}{8} \left(2 - \frac{a}{\ell}\right)^2 \\ &= Pf - \frac{P\Delta e}{4} \left(2 - \frac{a}{\ell}\right)^2 \\ &= P \left[f - \frac{\Delta e}{4} \left(2 - \frac{a}{\ell}\right)^2 \right] \end{aligned}$$

Do $a \ll \ell$ nên

$$M_{Bp} = P(f - \Delta e)$$

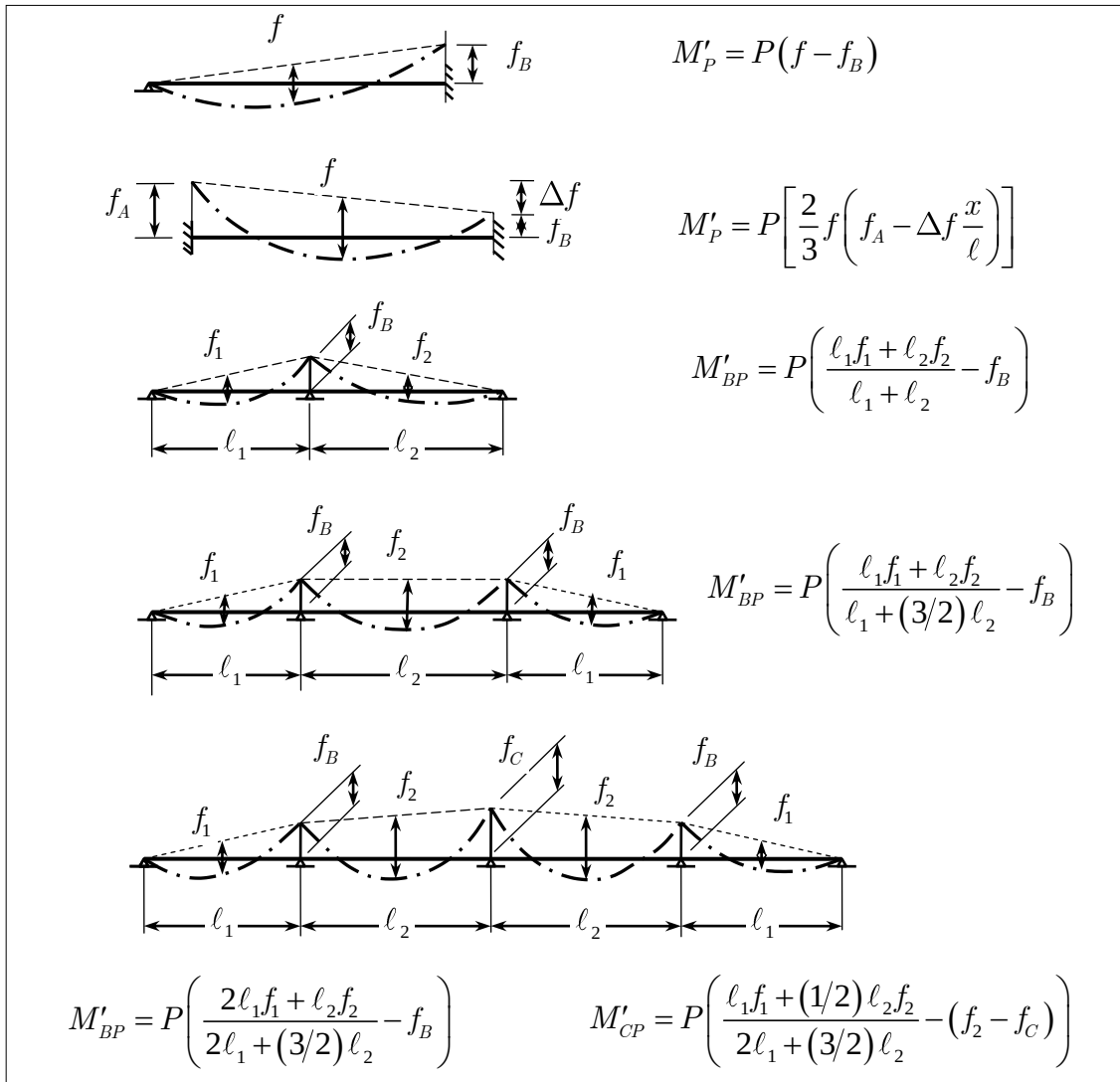
Đây chính là giá trị từ công thức (5.15) ở trên.



Hình 5.13 Tính toán nội lực do dự ứng lực bằng phương pháp đường ảnh hưởng

Hình 5.14 cung cấp các giá trị mô men gối ở một số dầm siêu tĩnh do tác động cường bức của dự ứng lực có quỹ đạo cấp dạng pa-ra-bôn bậc hai.

Đối với các dầm có chiều cao thay đổi, dầm có vút ở các gối trung gian, cáp dự ứng lực vẫn thường được bố trí như đối với các dầm có chiều cao không đổi (trục dầm là đường thẳng). Trong những trường hợp này, cần phải xét đến sự xuất hiện các lực chuyển hướng bổ sung tại các điểm gẩy trên quỹ đạo cáp đối với trục trọng tâm của dầm.



Hình 5.14 Mô men cường bức trên các gối của dầm siêu tĩnh do cốt dự ứng lực dạng pa-ra-bôn

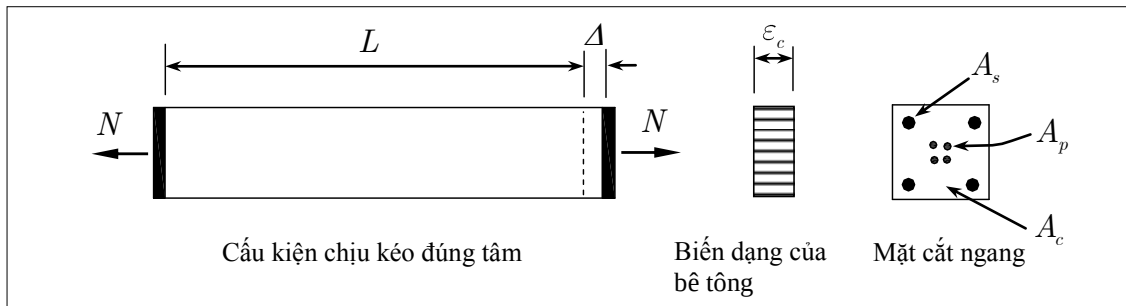
CHƯƠNG 6 TÍNH TOÁN ỨNG XỬ CHỊU LỰC CỦA CÁC CẤU KIỆN BÊ TÔNG DỰ ỨNG LỰC

Chương này trình bày cách tính toán để dự đoán ứng xử của các cấu kiện bê tông dự ứng lực theo phương pháp “tương thích biến dạng”. Đây là phương pháp cho phép nghiên cứu toàn bộ quá trình làm việc của kết cấu bê tông dự ứng lực khi chịu tác động của ngoại lực cũng như co ngót và từ biến.

6.1 CẤU KIỆN CHỊU LỰC DỌC

6.1.1 Giới thiệu

Mặc dù các cấu kiện bê tông chịu lực dọc trục thuần túy là rất ít gặp trong thực tế, nhưng việc nghiên cứu tương đối chi tiết trường hợp đơn giản này là cần thiết, vì nó cho phép trình bày các nguyên tắc cơ bản không chế sự làm việc của bê tông dự ứng lực. Hình 6.1 giới thiệu dạng cấu kiện chịu lực dọc sẽ được nghiên cứu trong chương này. Cấu kiện này có mặt cắt ngang đối xứng và có thể có cả cốt dự ứng lực (có diện tích A_p) và cốt thép thường (có diện tích A_s). Có thể giả thiết rằng bê tông (diện tích A_c) chỉ chịu biến dạng dọc trục và biến dạng này phân bố đều trên toàn bộ mặt cắt ngang. Ứng xử được quan tâm đối với cấu kiện dạng này là quan hệ lực dọc – biến dạng dọc.



Hình 6.1 Cấu kiện chịu lực dọc

6.1.2 Các điều kiện tương thích về biến dạng

Biến dạng trong bê tông được coi là bằng không khi bê tông được đúc. Như vậy, chiều dài của cấu kiện tại thời điểm đổ bê tông được định nghĩa là chiều dài không biến dạng, L , của cấu kiện. Biến dạng dọc trục tính từ trạng thái không biến dạng này được gọi là Δ .

Biến dạng của bê tông, được giả thiết là như nhau trên toàn bộ mặt cắt và trên toàn bộ chiều dài của cấu kiện, được tính toán theo quan hệ sau:

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta}{L} \quad (6.1)$$

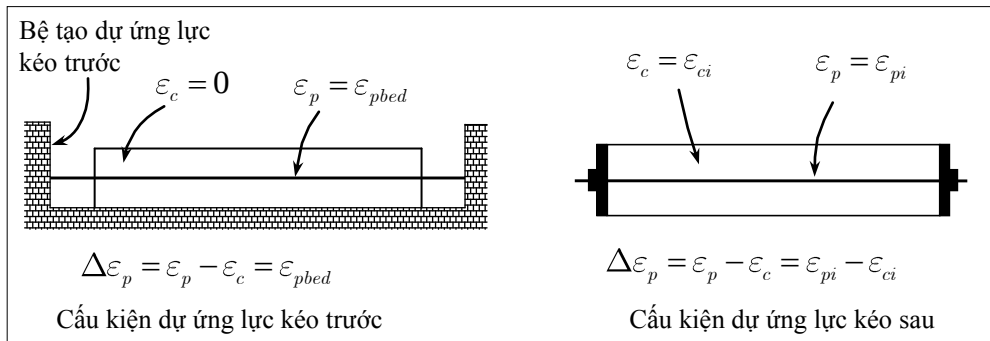
Cũng giả thiết là, bê tông cùng các thanh cốt thép thường và cốt dự ứng lực đều được neo chắc chắn ở đầu cấu kiện. Như vậy, mọi sự thay đổi về chiều dài của bê tông cũng sẽ là sự thay đổi về chiều dài của cốt thép.

Cốt thép thường (cốt thép không dự ứng lực) và bê tông đều có biến dạng bằng không tại thời điểm đổ bê tông. Vì cả hai vật liệu này đều có cùng biến dạng xuất phát ($=0$), có cùng chiều dài trước và sau khi biến dạng nên biến dạng của chúng phải luôn bằng nhau, do đó:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \quad (6.2)$$

Vì dự ứng lực trong cốt thép đồng nghĩa với sự làm giãn dài cốt thép, nên biến dạng ban đầu của cốt dự ứng lực khác với biến dạng ban đầu của bê tông xung quanh. Mặc dù hai vật liệu có biến dạng xuất phát khác nhau như vậy nhưng chúng lại cùng chịu một sự thay đổi biến dạng như nhau. Vì vậy, sự thay đổi của biến dạng có thể được coi là giống nhau. Điều đó có nghĩa là, sự chênh lệch về biến dạng ban đầu giữa cốt dự ứng lực và bê tông xung quanh, về bản chất, được giữ là hằng số trong suốt cuộc đời của cấu kiện. Sự chênh lệch về biến dạng này, được gọi là $\Delta\varepsilon_p$, là đặc trưng cơ bản của quá trình tạo dự ứng lực. Vì vậy, tại bất cứ giai đoạn nào trong cuộc đời của cấu kiện dự ứng lực, biến dạng của cốt dự ứng lực có thể được tính từ biến dạng của bê tông xung quanh như sau

$$\varepsilon_p = \varepsilon_c + \Delta\varepsilon_p \quad (6.3)$$



Hình 6.2 Tính toán sự chênh lệch biến dạng trong cốt dự ứng lực, $\Delta\varepsilon_p$

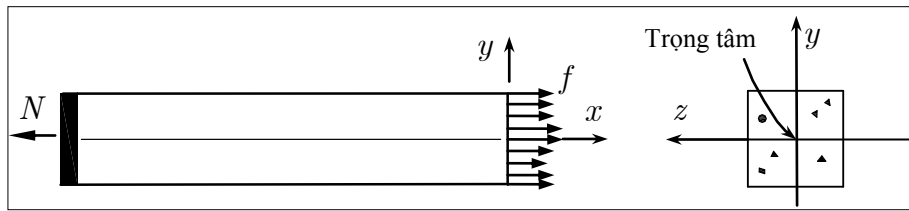
Sự chênh lệch về biến dạng của cốt dự ứng lực, $\Delta\varepsilon_p$, có thể được xác định từ các quá trình tạo dự ứng lực. Đối với các cấu kiện dự ứng lực kéo trước (Hình 6.2), khi cả hai vật liệu được gắn với nhau, biến dạng của bê tông bằng không, trong khi đó, cốt dự ứng lực lại có biến dạng kéo là ε_{pbed} . Như vậy, đối với các cấu kiện dự ứng lực kéo trước, sự chênh lệch về biến dạng bằng biến dạng kéo trong cốt dự ứng lực tại thời điểm đổ bê tông. Trong các cấu kiện dự ứng lực kéo sau có dính bám, bê tông có một biến dạng nén và cốt dự ứng lực có một biến dạng kéo tại thời điểm cả hai vật liệu được gắn với nhau. Trong trường hợp này, $\Delta\varepsilon_p$ được xác định từ sự chênh lệch của hai biến dạng này (Hình 6.2).

6.1.3 Các điều kiện cân bằng

Đối với trường hợp cấu kiện chịu lực dọc trục (Hình 6.3), điều kiện cân bằng là hợp lực dọc của ứng suất bằng lực tác dụng, nghĩa là

$$\int_{A_c} f_c dA_c + \int_{A_s} f_s dA_s + \int_{A_p} f_p dA_p = N \quad (6.4)$$

Với f_c, f_s, f_p lần lượt là ứng suất trong bê tông, cốt thép thường và cốt dự ứng lực và A_c, A_s, A_p lần lượt là diện tích mặt cắt bê tông, tổng diện tích cốt thép thường và tổng diện tích của cốt dự ứng lực.



Hình 6.3 Sơ đồ cân bằng của cấu kiện chịu lực dọc

Do đây là cấu kiện chịu lực dọc trục và giả thiết là biến dạng do co ngót và nhiệt độ thay đổi là như nhau nên ứng suất trong bê tông, f_c , được coi là bằng nhau trên toàn mặt cắt. Tương tự, ứng suất trong các thanh cốt thép thường cũng như trong các cốt dự ứng lực cũng được coi là bằng nhau và lần lượt là f_s và f_p . Như vậy, công thức (6.4) trở thành

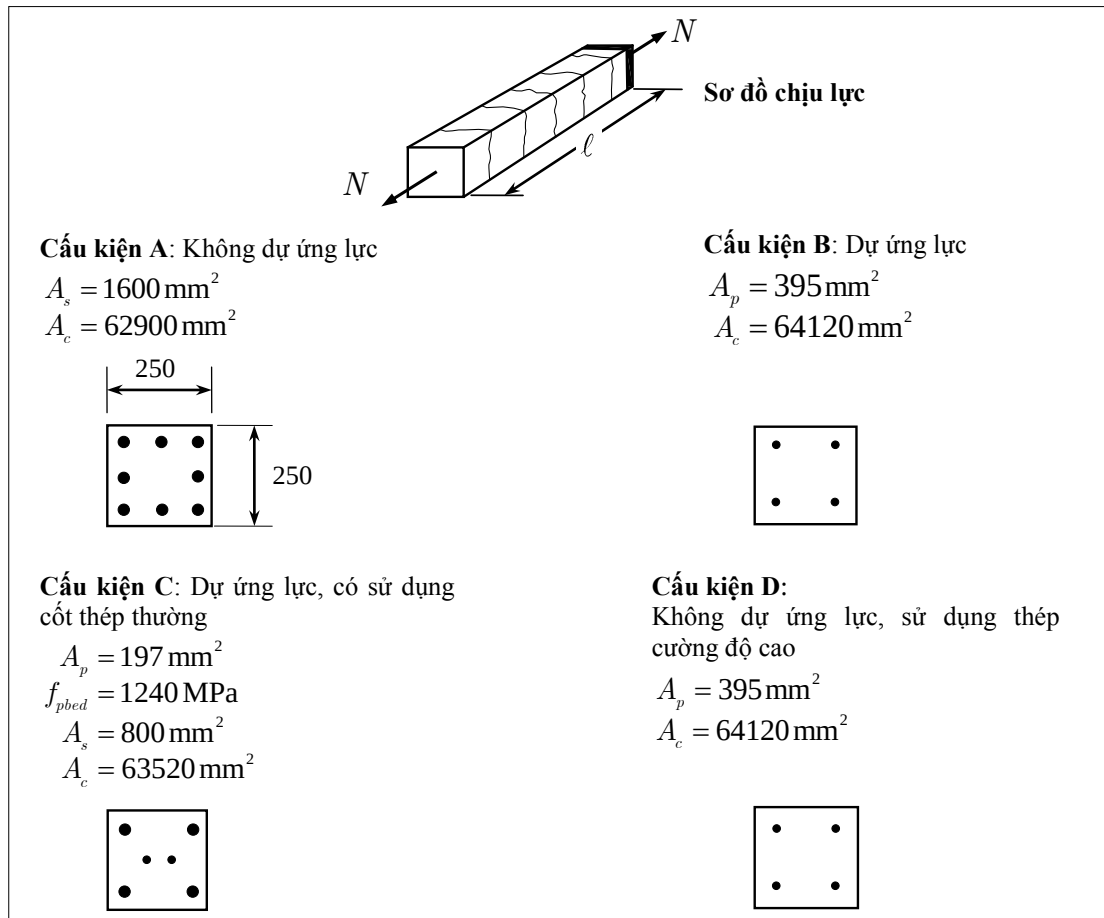
$$A_c f_c + A_s f_s + A_p f_p = N \quad (6.5)$$

6.1.4 Tính toán ứng xử của cấu kiện chịu lực dọc trục

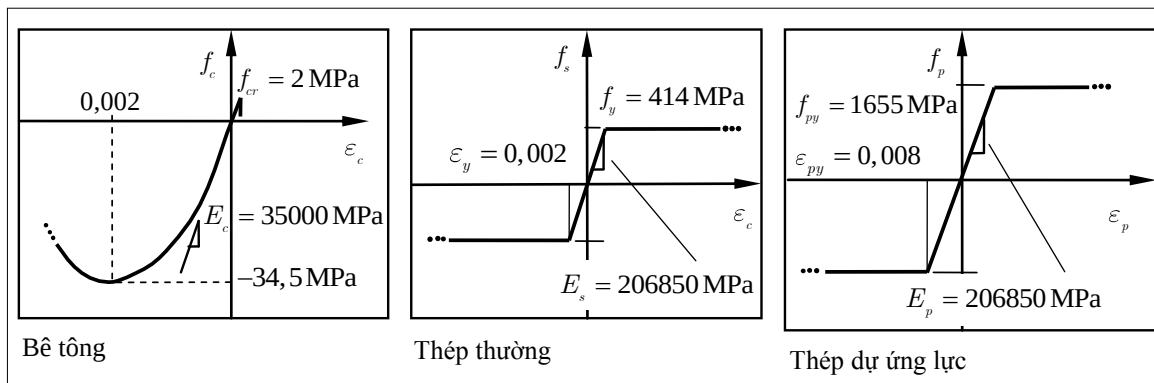
Ứng xử của các cấu kiện có biến dạng đồng đều trên mặt cắt có thể được tính toán thông qua việc sử dụng các điều kiện cân bằng và điều kiện tương thích như đã được mô tả ở trên cùng với quan hệ ứng suất – biến dạng của các vật liệu thành phần.

Để minh họa các quá trình tính toán và để nghiên cứu ảnh hưởng của dự ứng lực, phần sau đây sẽ trình bày cách tính toán quan hệ tải trọng – biến dạng của bốn cấu kiện như được mô tả trên Hình 6.4. Quan hệ ứng suất – biến dạng của các vật liệu thành phần được thể hiện trên Hình 6.5. Bốn cấu kiện này có các kích thước mặt cắt như nhau nhưng được đặt cốt thép theo các cách khác nhau nhưng đảm bảo cho cả 4 cấu kiện đều chịu được các lực dọc gần như nhau khi cốt thép chảy. Cấu kiện A là cấu kiện không dự ứng lực có chứa 8 thanh cốt thép số 16 có cường độ kéo chảy là 414 MPa. Cấu kiện dự ứng lực B chỉ có 4 thanh cốt dự ứng lực có đường kính 12,7 mm với cường độ chảy là 1655 MPa. Cấu kiện dự ứng lực một phần C có chứa cả cốt dự ứng lực với 2 thanh đường kính 12,7 mm, và cốt thép thường gồm 4 thanh số 16. Cấu kiện D có chứa 4 thanh đường kính 12,7 mm nhưng các thanh này không được dự ứng lực. Trong ví dụ này, quan hệ ứng suất – biến dạng của cả cốt thép thường và cốt dự ứng lực được giả thiết có dạng 2 đoạn thẳng và cốt dự ứng lực được kéo trên bề mặt đến ứng suất $f_{pbed} = 1240 \text{ MPa}$. Đối với bê tông có cường độ 34,5 MPa ở ví dụ này, quan hệ ứng suất –

biến dạng khi chịu nén được giả thiết là có dạng pa-ra-bôn bậc hai và quan hệ suất – biến dạng khi chịu kéo được giả thiết có dạng đường thẳng. Cũng để đơn giản, ví dụ này không xét đến ảnh hưởng của co ngót, nhiệt độ thay đổi cũng như từ biến.



Hình 6.4 Chi tiết cấu tạo của các cấu kiện trong ví dụ



Hình 6.5 Quan hệ ứng suất – biến dạng của các vật liệu

Để xác định trọn vẹn quan hệ tải trọng – biến dạng, ví dụ này sẽ tính toán sự thay đổi của lực dọc N theo sự thay đổi của biến dạng trong bê tông, ε_c . Trình tự thực hiện như sau:

- Giả định một giá trị có thể của ε_c ,

- Tìm biến dạng tương ứng trong cốt thép thường và cốt dự ứng lực dựa trên quan hệ tương thích về biến dạng giữa các vật liệu,
- Sử dụng quan hệ ứng suất – biến dạng của từng vật liệu để xác định ứng suất tương ứng với các biến dạng này và sau đó, tính toán lực dọc N tương ứng.

Trong suốt các tính toán này, quy ước ứng suất kéo và biến dạng kéo là dương và các giá trị nén tương ứng là âm.

Biến dạng của bê tông ε_c có thể được chọn một giá trị bất kỳ trong miền giới hạn của nó. Trong ví dụ này, biến dạng của bê tông được chọn trong khoảng $\varepsilon_c = -3 \times 10^{-3} \div 3 \times 10^{-3}$. Lưu ý là, biến dạng kéo lớn hơn biến dạng gây nứt của bê tông ($\varepsilon_c \geq \varepsilon_{cr}$) chỉ được sử dụng có tính giả định để tính toán biến dạng trong cốt thép còn ứng suất trong bê tông ứng với biến dạng đó được giả thiết là bằng không ($f_c = 0$).

(a) Tính toán ứng xử của cấu kiện A

1. Giả định giá trị ε_c .

Để minh họa, biến dạng của bê tông được chọn là $\varepsilon_c = -1,0 \times 10^{-3}$.

2. Tính biến dạng tương ứng trong cốt thép thường, ε_s

Từ phương trình (6.2), biến dạng trong cốt thép thường là

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c = -1,0 \times 10^{-3}$$

3. Tính ứng suất trong bê tông, f_c

Do giả thiết không có biến dạng do co ngót và nhiệt độ nên tất cả biến dạng của bê tông đều do ứng suất gây ra, vì vậy, biến dạng do ứng suất gây ra trong bê tông là

$$\varepsilon_{cf} = \varepsilon_c = -1,0 \times 10^{-3}$$

Từ quan hệ ứng suất – biến dạng theo phương trình pa-ra-bôn, ứng suất trong bê tông là

$$\begin{aligned} \frac{f_c}{f'_c} &= 2 \frac{\varepsilon_{cf}}{\varepsilon'_c} - \left(\frac{\varepsilon_{cf}}{\varepsilon'_c} \right)^2 \\ \Rightarrow f_c &= f'_c \left(2 \frac{\varepsilon_{cf}}{\varepsilon'_c} - \left(\frac{\varepsilon_{cf}}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right) \\ f_c &= -34,5 \left[2 \left(\frac{-0,001}{-0,002} \right) - \left(\frac{-0,001}{-0,002} \right)^2 \right] = -25,9 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4. Tính ứng suất trong cốt thép thường, f_s

Do không xét đến tác động của nhiệt độ nên tất cả biến dạng của cốt thép đều là biến dạng do ứng suất gây ra, vì vậy

$$\varepsilon_{sf} = \varepsilon_s = -1,0 \times 10^{-3}$$

Do $\varepsilon_{sf} < \varepsilon_y = 0,002$ nên cốt thép chưa chảy và quan hệ ứng suất – biến dạng là tuyến tính. Vì vậy, ứng suất trong cốt thép là

$$f_s = 206850 \times (-1,0 \times 10^{-3}) = -207 \text{ MPa}$$

5. Tính lực dọc tương ứng tác dụng lên cấu kiện, N

Từ phương trình cân bằng (6.5),

$$N = A_c f_c + A_s f_s = 62900(-25,9) + 1600(-207) = -1960310 \text{ N} = 1960 \text{ kN}$$

Như vậy, để có biến dạng của bê tông là $\varepsilon_c = -1,0 \times 10^{-3}$, cấu kiện A phải chịu một lực nén dọc là $N = 1960 \text{ kN}$.

Bảng 6.1 cung cấp các kết quả tính toán được thực hiện theo nguyên tắc trên cho các giá trị biến dạng của bê tông trong khoảng đã nêu.

(b) Tính toán ứng xử của cấu kiện B

1. Lựa chọn giá trị ε_c

Cũng tương tự như với cấu kiện A, chọn $\varepsilon_c = -1,0 \times 10^{-3}$.

2. Tính biến dạng tương ứng trong cốt dự ứng lực

Do các thanh thép đã được dự ứng lực đến ứng suất 1240 MPa trước khi đổ bê tông nên biến dạng ban đầu trong cốt dự ứng lực là

$$\Delta \varepsilon_p = \varepsilon_{pbed} = \frac{f_{p,bed}}{E_p} = \frac{1240}{206850} = 6,0 \times 10^{-3}$$

Từ phương trình (6.3), biến dạng trong cốt dự ứng lực là

$$\varepsilon_p = \varepsilon_c + \Delta \varepsilon_p = -1,0 \times 10^{-3} + 6,0 \times 10^{-3} = 5,0 \times 10^{-3}$$

3. Tính ứng suất trong bê tông, f_c

Cũng tương tự như khi tính toán cấu kiện A, biến dạng do ứng suất gây ra trong bê tông là $\varepsilon_{cf} = \varepsilon_c = -1,0 \times 10^{-3}$. Từ quan hệ ứng suất – biến dạng theo phương trình pa-ra-bôn đã nêu trên, ứng suất trong bê tông là

$$f_c = -25,9 \text{ MPa}$$

4. Tính ứng suất trong cốt dự ứng lực

Cũng do không có ảnh hưởng của nhiệt độ và từ biến nên biến dạng do ứng suất gây ra trong cốt dự ứng lực là

$$\varepsilon_{pf} = \varepsilon_p = 5,0 \times 10^{-3}$$

Do $\varepsilon_{pf} < \varepsilon_{py}$ nên cốt dự ứng lực chưa chảy nên ứng suất được xác định theo dạng tuyến tính của quan hệ ứng suất – biến dạng:

$$f_p = 206850 \times 5,0 \times 10^{-3} = 1034 \text{ MPa}$$

5. Tính toán lực dọc tác dụng lên cấu kiện, N

$$N = A_c f_c + A_p f_p = 64129(-29,5) + 395 \times 1034 = -1252511 \text{ N} = 1250 \text{ kN}$$

Như vậy, để có biến dạng trong bê tông là $\varepsilon_c = -0,001$, lực nén dọc tác dụng lên cấu kiện B là $N = 1250 \text{ kN}$.

Lặp lại các tính toán kể trên cho các giá trị ε_c khác nhau sẽ nhận được các giá trị như trong Bảng 6.1. Kết quả tính toán cho thấy rằng, với cấu kiện B, cần phải có một lực kéo dọc đáng kể để có được ứng suất bằng không trong bê tông ($f_c = 0$).

(c) Tính toán ứng xử của các cấu kiện C và D

Quan hệ tải trọng – biến dạng của các cấu kiện C và D có thể được tính toán theo trình tự đã được áp dụng cho các cấu kiện A và B. Kết quả của các tính toán này được trình bày trong Bảng 6.1. Có thể thấy rằng, cấu kiện D phải có độ giãn dài rất lớn trước khi cốt thép cường độ cao không dự ứng lực bị chảy dẻo do kéo.

(d) Nhận xét về ảnh hưởng của dự ứng lực đến ứng xử của các cấu kiện chịu lực dọc

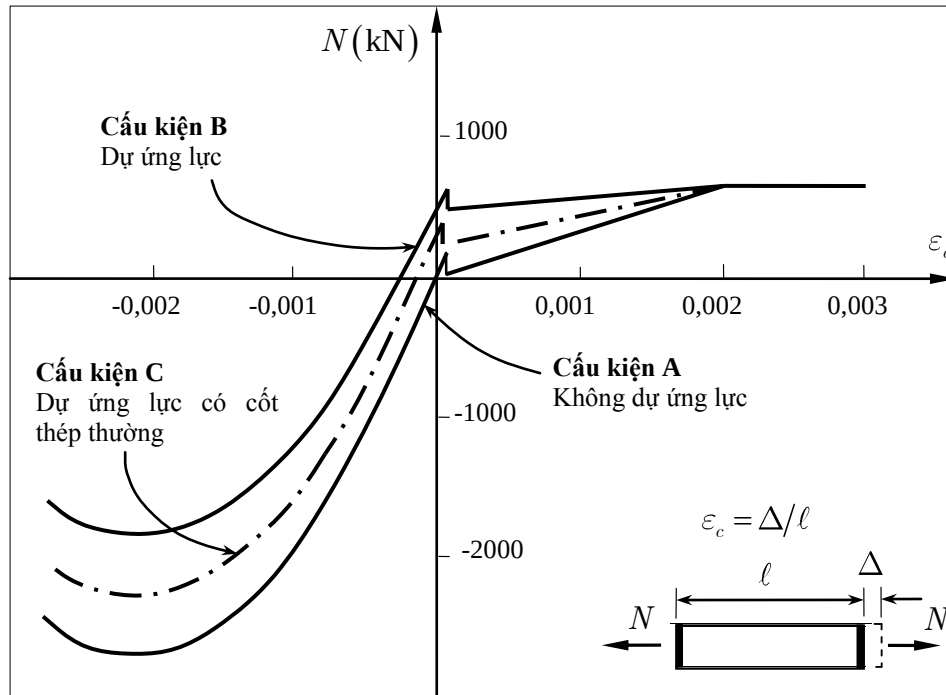
Ứng xử của bốn cấu kiện được so sánh trong các Hình 6.6 và Hình 6.7. Từ các hình này có thể nhận thấy:

1. Dự ứng lực không ảnh hưởng đến khả năng chịu kéo của cấu kiện. Khả năng này bằng tích của diện tích cốt thép với cường độ chảy của cốt thép.
2. Dự ứng lực làm tăng độ lớn của tải trọng gây nứt trong bê tông, nghĩa là làm tăng khả năng chống nứt của cấu kiện.
3. Dự ứng lực tạo ra đường cong quan hệ tải trọng – biến dạng dịch ra khỏi gốc tọa độ. Nghĩa là, đối với các cấu kiện dự ứng lực, khi $N = 0$, $\varepsilon_c \neq 0$.
4. Dự ứng lực làm giảm biến dạng kéo của bê tông tại các cấp tải trọng khai thác.
5. Dự ứng lực làm bất lợi cho ứng xử chịu nén thông qua việc làm giảm khả năng chịu nén và làm tăng biến dạng nén.
6. Dự ứng lực cho phép cốt thép cường độ cao có thể được sử dụng có hiệu quả khi chịu kéo. Hình 6.7 cho thấy rõ, cấu kiện có cốt thép cường độ cao không có dự ứng lực sẽ biến dạng rất lớn ứng với các tải trọng khai thác.

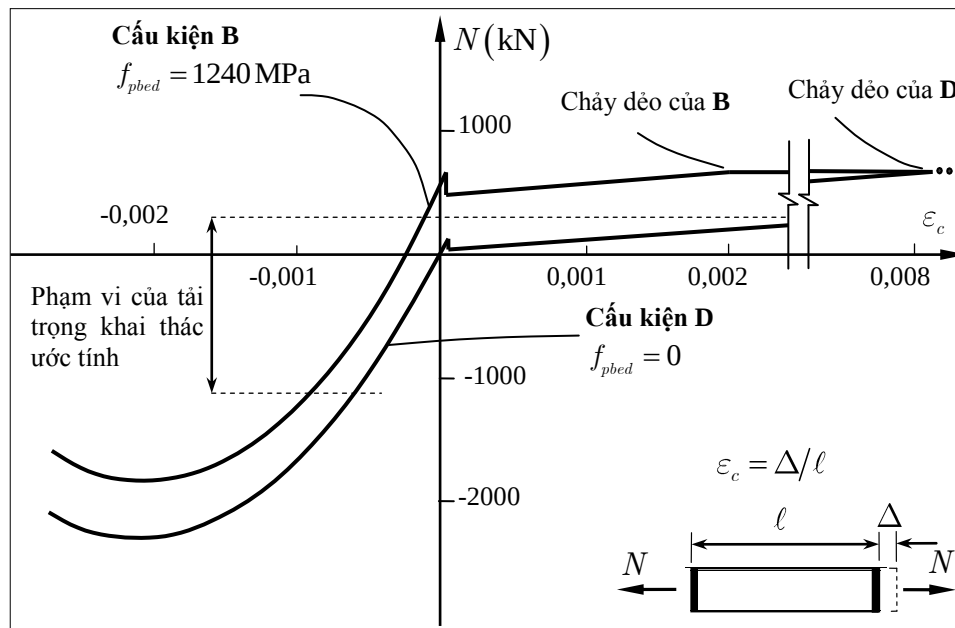
CHƯƠNG 6 – TÍNH TOÁN ỨNG XỬ CHỊU LỰC CỦA CÁC CẤU KIỆN BÊ TÔNG DỰ ỨNG LỰC

Bảng 6.1 Các giá trị mô tả ứng xử của các cấu kiện A, B, C và D

	Biến dạng	Ứng suất, MPa			Lực dọc trục, kN	Nhận xét
		Bê tông	Cốt thép thường	Cốt dự ứng lực		
A	-0,003	-25,9	-414		-2288	$f_c = f'_c$
	-0,002	-34,5	-414		-2830	
	-0,001	-25,9	-207		-1960	
	0,000	0,0	0		0	$f_c = f_{cr}$ $f_p = f_{py}$
	+0,00006	+ 2,0	+ 12		+150	
	+0,002	0,0	+414		+662	
	+0,003	0,0	+414		+662	
B	-0,003	-25,9		+621	-1413	$f_c = f'_c$
	-0,002	-34,5		+827	-1884	
	-0,001	-25,9		+1034	-1250	
	0,000	0,0		+1240	+ 490	$f_c = f_{cr}$ $f_p = f_{py}$
	+0,00006	+ 2,0		+1254	+628	
	+0,002	0,0		+1655	+ 653	
	+0,003	0,0		+1655	+ 653	
C	-0,003	-25,9	-414	+ 621	-1851	$f_c = f'_c$
	-0,002	-34,5	-414	+ 827	-2358	
	-0,001	-25,9	-207	+1034	-1604	
	0,000	0,0	0	+1240	+245	$f_c = f_{cr}$ Cốt thép chảy
	+0,00006	+ 2,0	+12	+1254	+389	
	+0,002	0,0	+414	+1655	+568	
	+0,003	0,0	+414	+1655	+568	
D	-0,003	-25,9	—	- 621	-1903	$f_c = f'_c$
	-0,002	-34,5	—	- 414	-2374	
	-0,001	-25,9	—	- 207	-1740	
	0,000	0,0	—	0	0	$f_c = f_{cr}$ $f_p = f_{py}$
	+0,00006	+ 2,0	—	+ 12	+138	
	+0,002	0,0	—	+ 414	+163	
	+0,008	0,0	—	+1655	+653	



Hình 6.6 Ảnh hưởng của dự ứng lực đến quan hệ tải trọng-biến dạng



Hình 6.7 Sự cần thiết phải dự ứng lực cho cốt thép cường độ cao

6.1.5 Xem xét các tác động dài hạn

Các tính toán được minh họa trên Hình 6.6 và Hình 6.7 được coi như là để trình bày ứng xử “ngắn hạn” do đã không xem xét đến các hiệu ứng liên quan đến thời gian như từ biến, co ngót, chùng cốt thép và sự thay đổi nhiệt độ. Như đã được giới thiệu trong tài liệu về kết cấu bê tông cơ bản [39], từ biến có thể được xem xét bằng việc sử dụng quan hệ ứng suất – biến dạng hiệu chỉnh cho bê tông và, theo Chương 3, chùng cốt thép được xem xét qua việc sử dụng mô đun đàn hồi có hiệu chiết giảm cho cốt dự ứng lực. Các biến dạng do co ngót và

hiệu ứng nhiệt độ thay đổi có thể được xem xét qua việc xác định các thành phần trong biến dạng tổng cộng.

Biến dạng tổng cộng của bê tông ε_c được coi như là tổng của biến dạng do ứng suất, ε_{cf} , biến dạng do co ngót, ε_{sh} và biến dạng do thay đổi nhiệt độ gây ra, ε_{cth} :

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cf} + \varepsilon_{sh} + \varepsilon_{cth} \quad (6.6)$$

Biến dạng tổng trong cốt thép không dự ứng lực, ε_s cũng được xác định như là tổng của biến dạng do ứng suất, ε_{sf} , và biến dạng do nhiệt độ thay đổi gây ra, ε_{sth} :

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{sf} + \varepsilon_{sth} \quad (6.7)$$

Cũng tương tự trên, biến dạng trong cốt dự ứng lực, ε_p , là tổng biến dạng gây ra bởi ứng suất, ε_{pf} , và nhiệt độ thay đổi, ε_{pth}

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{pf} + \varepsilon_{pth} \quad (6.8)$$

6.1.6 Tính toán ứng xử dài hạn của cấu kiện C

Để minh họa cách xem xét hiệu ứng liên quan đến thời gian, ứng xử dài hạn của cấu kiện C (Hình 6.4) sẽ được tính toán với các giả thiết sau:

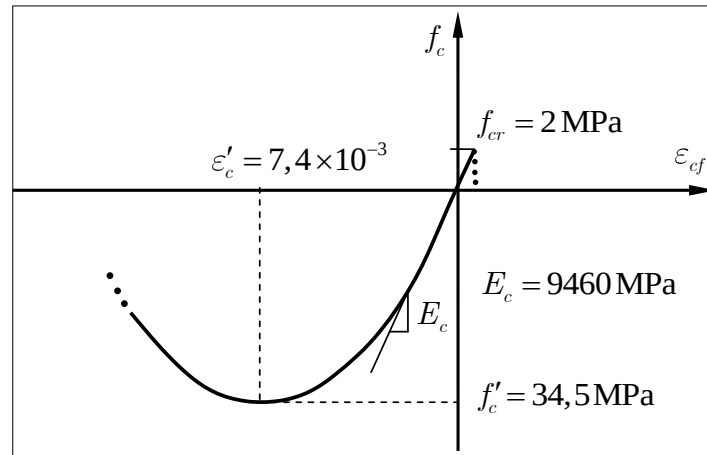
1. Hệ số từ biến là $\phi = 2,7$. Tương ứng với hệ số từ biến này, quan hệ ứng suất – biến dạng dài hạn cho bê tông được thể hiện trên Hình 6.8,
2. Biến dạng co ngót không bị kiểm chế của bê tông là $\varepsilon_{sh} = -0,4 \times 10^{-3}$.
3. Các thanh thép dự ứng lực có mất mát ứng suất do chùng cốt thép là 5%. Tương ứng, mô đun đàn hồi có hiệu của cốt dự ứng lực được xác định theo công thức (3.7) là

$$E_{p,eff} = 0,95 \times 206.850 = 197.000 \text{ MPa}$$

4. Nhiệt độ giảm $30^\circ C$ và các hệ số dẫn nở nhiệt, α_c , α_s và α_p đều là $10 \times 10^{-6} / ^\circ C$.

Thay cho việc xem xét chi tiết về lịch sử chất tải và biến dạng tương ứng, ở đây, chỉ tính toán ứng xử dài hạn. Như vậy, có thể quan niệm là, biến dạng do co ngót và nhiệt độ thay đổi đã xảy ra và sau đó, lực dọc trục tác động rất chậm để từ biến và chùng cốt thép có thời gian để xảy ra.

Cũng tương tự như với tác động ngắn hạn, cách tính sẽ là xác định các giá trị của lực dọc N ứng với các giá trị được chọn của biến dạng trong bê tông, ε_c , trong miền giá trị của nó.



Hình 6.8 Quan hệ ứng suất – biến dạng dài hạn của bê tông

1. Lựa chọn giá trị của ε_c

Chọn $\varepsilon_c = -1,0 \times 10^{-3}$

2. Tính biến dạng tương ứng trong cốt thép

Cho các thanh cốt thép thường,

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c = -1,0 \times 10^{-3}$$

Cho các tao thép dự ứng lực,

$$\varepsilon_p = \varepsilon_c + \Delta\varepsilon_p = -1,0 \times 10^{-3} + 6,0 \times 10^{-3} = 5,0 \times 10^{-3}$$

3. Tính ứng suất trong bê tông, f_c

Chỉ có một phần tổng biến dạng trong bê tông là được gây ra bởi ứng suất. Từ phương trình (6.6), biến dạng do ứng suất gây ra là

$$\varepsilon_{cf} = \varepsilon_c - \varepsilon_{sh} - \varepsilon_{cth} = -1,0 \times 10^{-3} - (-0,4 \times 10^{-3}) - (-30 \times 10 \times 10^{-6}) = -0,3 \times 10^{-3}$$

Từ quan hệ ứng suất – biến dạng dài hạn được thể hiện trên Hình 6.8, ứng suất trong bê tông là

$$\begin{aligned} f_c &= f'_c \left(2 \frac{\varepsilon_{cf}}{\varepsilon'_c} - \left(\frac{\varepsilon_{cf}}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right) \\ &= -34,5 \left[2 \left(\frac{-0,3}{-7,4} \right) - \left(\frac{-0,3}{-7,4} \right)^2 \right] = -2,7 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4. Tính ứng suất trong cốt thép không dự ứng lực, f_s , và trong cốt dự ứng lực, f_p

Từ phương trình (6.7), biến dạng do ứng suất gây ra trong cốt thép không dự ứng lực là

$$\varepsilon_{sf} = \varepsilon_s - \varepsilon_{sth} = -1,0 \times 10^{-3} - (-30 \times 10 \times 10^{-6}) = -0,7 \times 10^{-3}$$

Do $\varepsilon_{sf} < \varepsilon_y$ nên ứng suất trong cốt thép thường là

$$f_s = E_s \varepsilon_{sf} = 206.850 \times (-0,7 \times 10^{-3}) = -145 \text{ MPa}$$

Từ phương trình (6.8), biến dạng do ứng suất gây ra trong cốt dự ứng lực là

$$\varepsilon_{pf} = \varepsilon_p - \varepsilon_{pth} = 5,0 \times 10^{-3} - (-30 \times 10 \times 10^{-6}) = 5,3 \times 10^{-3}$$

Cũng do $\varepsilon_{pf} < \varepsilon_{py}$, nên ứng suất trong cốt dự ứng lực là

$$f_p = E_{p,eff} \varepsilon_{pf} = 197000 \times 5,3 \times 10^{-3} = 1044 \text{ MPa}$$

5. Tìm giá trị lực dọc tương ứng, N

$$\begin{aligned} N &= A_c f_c + A_s f_s + A_p f_p \\ &= 63520 \times (-2,7) + 800 \times (-145) + 197 \times 1044 \\ &\approx -82000 \text{ N} \approx 82 \text{ kN} \end{aligned}$$

Như vậy, với các điều kiện dài hạn đã nêu, biến dạng trong bê tông đạt giá trị $\varepsilon_c = -1 \times 10^{-3}$ khi chỉ một lực nén nhỏ, $N = 82 \text{ kN}$, tác động lên cầu kiện.

Lập lại các tính toán kể trên cho các giá trị ε_c khác nhau sẽ nhận được các kết quả như được liệt kê trong Bảng 6.2.

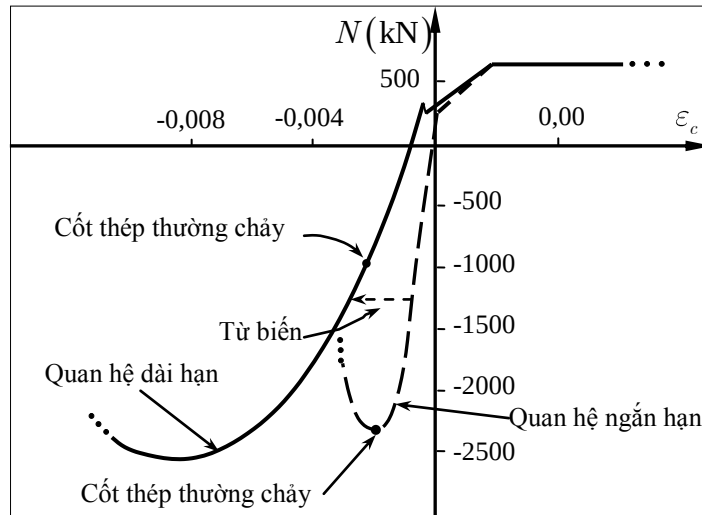
Bảng 6.2 Các giá trị mô tả ứng xử dài hạn của cầu kiện C

Biến dạng $\times 1000$				Ứng suất, MPa			Lực dọc, kN
ε_c	ε_{cf}	ε_{sf}	ε_{pf}	f_c	f_s	f_p	
-10,00	-9,30	-9,70	-3,70	-32,2	-414	-724	-2518
-8,10	-7,40	-7,80	-1,80	-34,5	-414	-352	-2589
-6,00	-5,30	-5,70	+4,30	-31,7	-414	+62	-2332
-4,00	-3,30	-3,70	+2,30	-23,9	-414	+455	-1760
-2,30	-1,60	-2,00	+4,00	-13,3	-414	+786	-1021
-1,0	-0,3	-0,7	+5,3	-2,7	-145	+1044	+82
-0,478	+4,222	-0,178	+5,822	+2,0	-36,8	+1145	+328
0	+4,70	+4,30	+4,30	0,0	+62,0	+1241	+294
+1,00	+1,70	+1,30	+7,30	0,0	+269	+1434	+498
+1,70	+2,40	+2,00	+8,00	0,0	+414	+1572	+641
+2,12	+2,82	+2,42	+8,42	0,0	+414	+1655	+657
+3,00	+3,70	+3,30	+9,30	0,0	+414	+1655	+657

6.1.7 So sánh các ứng xử ngắn hạn và dài hạn

Hình 6.9 so sánh các ứng xử (quan hệ tải trọng – biến dạng) dài hạn với ứng xử ngắn hạn của cấu kiện bê tông dự ứng lực.

Ứng xử “ngắn hạn” và ứng xử “dài hạn” được coi là các đường biên của một quan hệ thực tế. “Ngắn hạn” có nghĩa là không có các biến dạng do co ngót hay nhiệt độ và không có từ biến của bê tông cũng như sự chùng của cốt dự ứng lực. “Dài hạn” có nghĩa là tất cả các hiệu ứng từ biến, co ngót, và chùng cốt thép đều xảy ra và cấu kiện chịu sự giảm nhiệt độ tối đa. Như vậy, ứng xử “dài hạn” sẽ cung cấp sự co ngắn lớn nhất có thể.



Hình 6.9 Các quan hệ tải trọng – biến dạng ngắn hạn và dài hạn

Ứng xử thực tế nằm giữa hai trường hợp cực hạn này. Như vậy, nếu một cấu kiện chịu một lực nén, ví dụ $N = 1250 \text{ kN}$, và sau đó được giữ cố định, biến dạng sẽ tăng dần từ giá trị ngắn hạn đến giá trị dài hạn (Hình 6.9).

Việc so sánh các ứng xử ngắn hạn và dài hạn được thể hiện trên Hình 6.9 có thể dẫn đến các nhận xét sau:

1. Khi lực tác dụng bằng không ($N = 0$) vẫn có một sự biến dạng co ngắn đáng kể về chiều dài theo thời gian. Biến dạng co này là khoảng -1×10^{-3} và cần phải được xét đến khi thiết kế.
2. Dưới tác dụng của tải trọng dài hạn, các thanh cốt thép bị chảy khi cấu kiện chịu một lực nén rất nhỏ. Từ biến và co ngót làm cho một phần lớn tải trọng nén truyền lên các thanh cốt thép.
3. Khả năng chịu nén “dài hạn” của cấu kiện lớn hơn một chút so với khả năng chịu nén “ngắn hạn”. Lý do là, khi chịu lực ngắn hạn, các thanh cốt thép dự ứng lực vẫn bị kéo ngay cả khi bê tông đạt đến ứng suất nén tối đa của nó.
4. Đối với tải trọng dài hạn, bê tông vẫn bị nứt ngay cả khi tổng biến dạng của bê tông vẫn là “nén”. Trong khi tổng biến dạng của bê tông là nén, biến dạng gây ra bởi ứng

suất vẫn có thể là kéo. Như vậy, vết nứt vẫn được tạo ra ngay cả ở những phần của kết cấu bê tông dự ứng lực đang bị co ngắn nhiều.

6.1.8 Ứng xử đàn hồi trước khi bê tông nứt

Phương pháp tính toán nêu trên cho phép xác định lực dọc N tương ứng với biến dạng cho trước ε_c trong bê tông một cách thuận tiện. Mặc dù tính toán đơn giản nhưng quan hệ giữa N và ε_c vẫn là phi tuyến (Hình 6.10). Vì vậy, vẫn phải tính toán thử dần để tìm được biến dạng ứng với một lực dọc cho trước.

Trong khi bê tông chưa bị nứt và ứng suất trong bê tông và cốt thép còn nằm trong miền đàn hồi, quan hệ giữa N và ε_c , về bản chất, là tuyến tính (Hình 6.10). Trong phạm vi tải trọng này, có thể xây dựng được một biểu thức dạng đóng, cho phép xác định được ứng xử của cấu kiện ứng với một lực dọc cho trước mà không cần đến cách thử dần.

Các quan hệ được sử dụng để xác định ứng xử này được tóm tắt như sau:

Quan hệ cân bằng:

$$N = A_c f_c + A_s f_s + A_p f_p \quad (6.9)$$

Quan hệ tương thích về biến dạng:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \quad (6.10)$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_c + \Delta\varepsilon_p \quad (6.11)$$

Quan hệ ứng suất – biến dạng:

$$f_c = E_c \varepsilon_{cf} \quad (6.12)$$

$$f_s = E_s \varepsilon_{sf} \quad (6.13)$$

$$f_p = E_p \varepsilon_{pf} \quad (6.14)$$

Quan hệ biến dạng

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cf} + \varepsilon_{sh} + \varepsilon_{cth} \quad (6.15)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{sf} + \varepsilon_{sth} \quad (6.16)$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{pf} + \varepsilon_{pth} \quad (6.17)$$

Việc thay thế các quan hệ tương thích và quan hệ ứng suất – biến dạng vào phương trình cân bằng (6.9) sẽ cho kết quả

$$\begin{aligned}
 N &= A_c E_c (\varepsilon_c - \varepsilon_{sh} - \varepsilon_{cth}) + A_s E_s (\varepsilon_s - \varepsilon_{sth}) + A_p E_p (\varepsilon_c + \Delta\varepsilon_p - \varepsilon_{pth}) \\
 &= (A_c E_c + A_s E_s + A_p E_p) \varepsilon_c + A_p E_p \Delta\varepsilon_p \\
 &\quad - (A_c E_c \varepsilon_{sh} + A_c E_c \varepsilon_{cth} + A_s E_s \varepsilon_{sth} + A_p E_p \varepsilon_{pth})
 \end{aligned} \tag{6.18}$$

Để đơn giản cho cách biểu diễn, có thể đặt

$$N_0 = A_p E_p \Delta\varepsilon_p - (A_c E_c \varepsilon_{sh} + A_c E_c \varepsilon_{cth} + A_s E_s \varepsilon_{sth} + A_p E_p \varepsilon_{pth}) \tag{6.19}$$

Gọi A_{trans} là diện tích tính đổi của mặt cắt, trong đó, diện tích của cốt thép thường và cốt dự ứng lực được tính đổi thành diện tích bê tông thì

$$A_{trans} = A_c + \frac{E_s}{E_c} A_s + \frac{E_p}{E_c} A_p \tag{6.20}$$

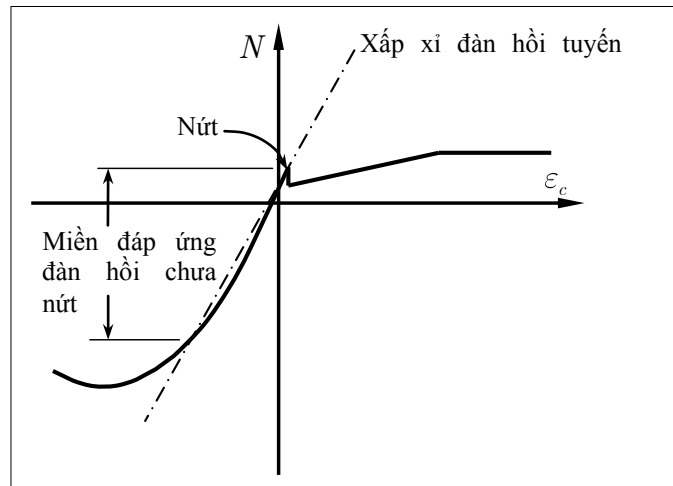
Với các ký hiệu này, phương trình (6.18) có thể được viết lại thành

$$\varepsilon_c = \frac{N - N_0}{E_c A_{trans}} \tag{6.21}$$

Như vậy, khi lực dọc tác dụng bằng N_0 thì biến dạng trong bê tông $\varepsilon_c = 0$. N_0 , do đó, được gọi là lực “giải nén” (decompression), nghĩa là lực cần thiết để tạo ra biến dạng bằng không trong bê tông.

Quan hệ tuyến tính nói trên giữa lực dọc N và tổng biến dạng của bê tông ε_c là một sự gần đúng của quan hệ phức tạp hơn như được thể hiện trên Hình 6.10.

Tất nhiên, quan hệ tuyến tính này chỉ được áp dụng thích hợp với lực kéo nhỏ hơn lực gây nứt và lực nén nhỏ hơn lực gây ra tính phi tuyến lớn.



Hình 6.10 Phạm vi áp dụng ứng xử đàn hồi tuyến tính

6.1.9 Ví dụ tính toán ứng xử đàn hồi chưa nứt

Ví dụ này trình bày cách tính toán ứng suất trong bê tông, f_c , ứng suất trong các tạo thép dự ứng lực, f_p , và ứng suất trong cốt thép thường, f_s , cho các ứng xử ngắn hạn và dài hạn cho cầu kiện C trên Hình 6.4 khi lực dọc $N = 0$.

(a) Tính toán ứng suất ngắn hạn

$$\begin{aligned} N_0 &= A_p E_p \Delta \varepsilon_p - (A_c E_c \varepsilon_{sh} + A_c E_c \varepsilon_{cth} + A_s E_s \varepsilon_{sth} + A_p E_p \varepsilon_{pth}) \\ &= 195 \times 206.850 \times 0,006 - 0 \\ &= 245 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{trans} &= A_c + \frac{E_s}{E_c} A_s + \frac{E_p}{E_c} A_p \\ &= 63520 + \frac{206850}{35000} \times 800 + \frac{206850}{35000} \times 197 = 69530 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Biến dạng tổng cộng trong bê tông khi lực dọc $N = 0$ dưới các điều kiện ngắn hạn, có thể được xác định từ phương trình (6.21) như sau

$$\begin{aligned} \varepsilon_c &= \frac{N - N_0}{E_c A_{trans}} \\ &= \frac{0 - 245000}{35000 \times 69530} = -0,100 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

Đối với đáp ứng ngắn hạn, ε_{cf} bằng ε_c nên ứng suất trong bê tông là

$$\begin{aligned} f_c &= E_c \varepsilon_{cf} \\ &= 35000 \times (-0,10 \times 10^{-3}) \\ &= -3,5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Từ phương trình (6.3),

$$\begin{aligned} \varepsilon_p &= \varepsilon_c + \Delta \varepsilon_p \\ &= -0,10 \times 10^{-3} + 6,0 \times 10^{-3} = 5,9 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

Đối với đáp ứng ngắn hạn, ε_{pf} bằng ε_p nên ứng suất trong các tạo thép là

$$\begin{aligned} f_p &= E_p \varepsilon_{pf} \\ &= 206.850 \times 5,9 \times 10^{-3} = 1220 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Do ứng suất của các tạo thép trên bộ căng là 1240 MPa nên có thể thấy rằng, sự co ngắn đàn hồi của cầu kiện khi được đưa ra khỏi bộ căng gây ra mất mát dự ứng lực là khoảng 2%.

Trong các thanh thép không dự ứng lực, đối với đáp ứng ngắn hạn, biến dạng do ứng suất gây ra sẽ bằng tổng biến dạng ($\varepsilon_{sf} = \varepsilon_s$) và đại lượng này lại bằng ε_c . Do đó, ứng suất trong các thanh thép là

$$\begin{aligned} f_s &= E_s \varepsilon_{sf} \\ &= 206.850 \times (-0,100 \times 10^{-3}) = -20,7 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(b) Tính toán ứng suất dài hạn

Các phương trình (6.19), (6.20) và (6.21) sẽ được sử dụng để tính toán ứng suất đàn hồi dài hạn, với giả thiết rằng, trong các phương trình này, E_c được thay thế bằng $E_{c,eff}$ và E_p bằng $E_{p,eff}$.

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \phi} = \frac{35000}{1 + 2,7} = 9459 \text{ MPa}$$

$$E_{p,eff} = 197000 \text{ MPa}$$

Từ phương trình (6.19), lực giải nén là

$$\begin{aligned} N_0 &= A_p E_{p,eff} \Delta \varepsilon_p - A_c E_{c,eff} (\varepsilon_{sh} + \varepsilon_{cth}) - A_s E_s \varepsilon_{sth} - A_p E_{p,eff} \varepsilon_{pth} \\ &= 197 \times 197000 \times 6 \times 10^{-3} - 63520 \times 9459 (-0,7 \times 10^{-3}) \\ &\quad - 800 \times 206850 (-0,3 \times 10^{-3}) - 197 \times 197000 \times (-0,3 \times 10^{-3}) \\ &= 714000 \text{ N} = 714 \text{ kN} \end{aligned}$$

Từ phương trình (6.20), diện tích tính đổi là

$$\begin{aligned} A_{trans} &= A_c + \frac{E_s}{E_{c,eff}} A_s + \frac{E_{p,eff}}{E_{c,eff}} A_p \\ &= 65320 + \frac{206850}{9459} \times 800 + \frac{197000}{9459} \times 197 = 86917 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Như vậy, từ phương trình (6.21) tổng biến dạng trong bê tông, ε_c , dưới các điều kiện dài hạn, khi $N = 0$ là

$$\begin{aligned} \varepsilon_c &= \frac{N - N_0}{E_{c,eff} A_{trans}} \\ &= \frac{0 - 714}{9459 \times 86917} = -0,870 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

Như vậy, có thể thấy rằng, biến dạng co ngắn dài hạn khi lực dọc trục bằng không là gần bằng -1×10^{-3} .

Do chỉ một phần của biến dạng tổng trong bê tông là do ứng suất gây ra nên, từ công thức,

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cf} &= \varepsilon_c - \varepsilon_{sh} - \varepsilon_{cth} \\ &= -0,870 \times 10^{-3} - (-0,4 \times 10^{-3}) - (-0,3 \times 10^{-3}) = -0,170 \times 10^{-3}\end{aligned}$$

Như vậy, ứng suất dài hạn trong bê tông khi lực dọc bằng không là

$$\begin{aligned}f_c &= E_{c,eff} \varepsilon_{cf} \\ &= 9459 \times (-0,170 \times 10^{-3}) = -1,61 \text{ MPa}\end{aligned}$$

So với giá trị ứng suất ngắn hạn tính được ở trên, có thể thấy rằng, do từ biến, co ngót và chùng của cốt thép, ứng suất nén trong bê tông giảm từ 3,50 MPa xuống còn 1,61 MPa. Nghĩa là mất mát ứng suất trong bê tông là khoảng 50%!

Từ phương trình (6.3),

$$\begin{aligned}\varepsilon_p &= \varepsilon_c + \Delta \varepsilon_p \\ &= -0,870 \times 10^{-3} + 6 \times 10^{-3} = 5,130 \times 10^{-3}\end{aligned}$$

Từ phương trình (6.17), biến dạng trong cốt dự ứng lực do ứng suất gây ra là

$$\begin{aligned}\varepsilon_{pf} &= \varepsilon_p - \varepsilon_{pth} \\ &= 5,110 \times 10^{-3} - (-0,3 \times 10^{-3}) = 5,410 \times 10^{-3}\end{aligned}$$

Như vậy, ứng suất trong cốt dự ứng lực trong điều kiện dài hạn khi lực dọc bằng không là

$$\begin{aligned}f_p &= E_{p,eff} \varepsilon_{pf} \\ &= 197000 \times 5,410 \times 10^{-3} = 1066 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Từ đó, có thể thấy rằng, do từ biến, co ngót và chùng của cốt thép, ứng suất kéo trong cốt dự ứng lực giảm từ 1220 MPa xuống còn 1063 MPa, tương ứng với mất mát khoảng 13%.

Từ phương trình (6.2), biến dạng trong cốt thép thường là

$$\begin{aligned}\varepsilon_s &= \varepsilon_c \\ &= -0,890 \times 10^{-3}\end{aligned}$$

Từ phương trình (6.7), biến dạng do ứng suất gây ra trong cốt thép thường là

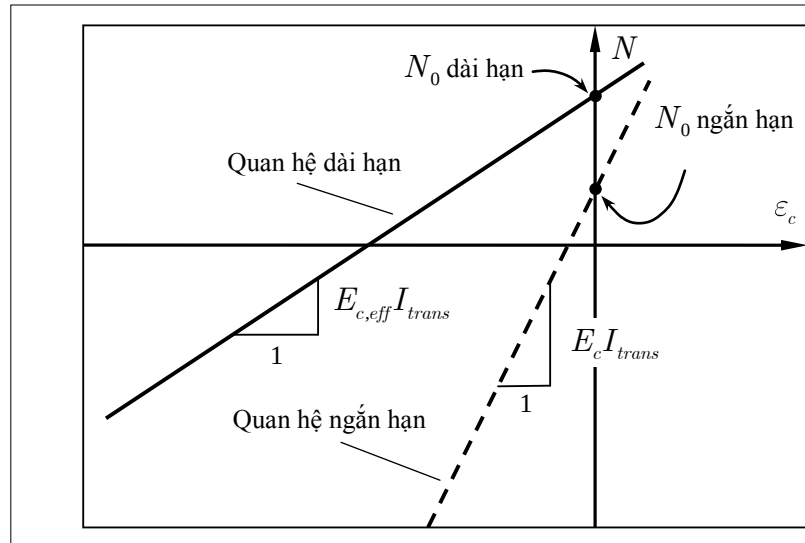
$$\begin{aligned}\varepsilon_{sf} &= \varepsilon_s - \varepsilon_{sth} \\ &= -0,870 \times 10^{-3} - (-0,3 \times 10^{-3}) = -0,570 \times 10^{-3}\end{aligned}$$

Ứng suất trong cốt thép thường ở trong điều kiện dài hạn là

$$\begin{aligned}f_s &= E_s \varepsilon_{sf} \\ &= 206850 \times (-0,570 \times 10^{-3}) = -118 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Như vậy, do từ biến, co ngót và chùng của cốt thép, ứng suất nén trong cốt thép tăng từ 21 MPa lên 118 MPa, một sự tăng đến 462%! Ví dụ này cho thấy rằng, sự có mặt của cốt thép

thường tạo ra một sự phân bố lại đáng kể ứng suất nén, làm tăng ứng suất nén trong cốt thép và giảm ứng suất nén trong bê tông.



Hình 6.11 So sánh các quan hệ tải trọng – biến dạng đàn hồi ngắn và dài hạn

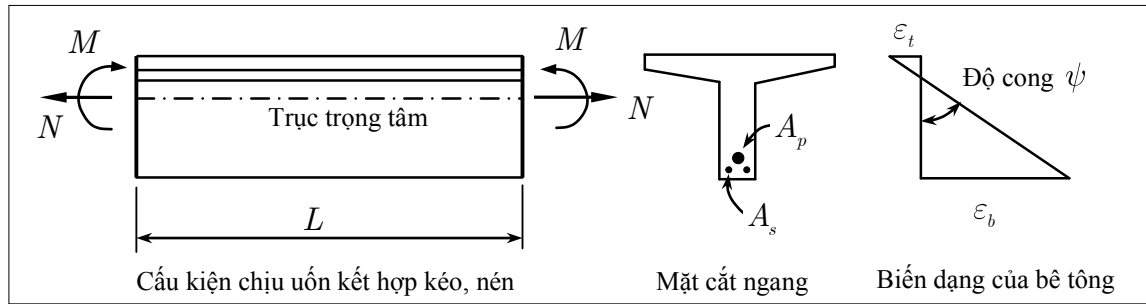
Các kết quả tính toán về quan hệ lực – biến dạng ngắn hạn và dài hạn của cấu kiện C với giả thiết ứng xử đàn hồi tuyến tính chưa nứt được so sánh trên Hình 6.11. Có thể nhận thấy rằng, do từ biến, co ngót và chùng cốt thép, độ cứng của cấu kiện bị giảm đáng kể, biến dạng ứng với lực dọc bằng không tăng nhiều và lực dọc cần thiết để tạo biến dạng bằng không trong bê tông cũng tăng.

6.2 CẤU KIỆN CHỊU UỐN

6.2.1 Giới thiệu

Quá trình làm việc của các cấu kiện chịu uốn được làm từ bê tông dự ứng lực có dính bám cũng tương tự như quá trình làm việc các cấu kiện bê tông cốt thép thường. Lực dính bám giữa bê tông và cốt dự ứng lực được giả thiết là đủ lớn để đảm bảo cho mặt cắt của cấu kiện vẫn phẳng cho đến khi cấu kiện bị phá hoại. Do đó, việc tính toán ứng xử của các cấu kiện chịu uốn bằng bê tông dự ứng lực cũng được thực hiện hoàn toàn tương tự như đối với các cấu kiện bằng bê tông cốt thép thường như đã được giới thiệu ở [39].

Hình 6.12 minh họa dạng cấu kiện sẽ được nghiên cứu trong chương này. Giả thiết rằng mặt cắt của cấu kiện là đối xứng quanh trục thẳng đứng và chứa cả cốt dự ứng lực (có diện tích A_p) và cốt thép không dự ứng lực (có diện tích A_s). Giả thiết rằng, bê tông chỉ chịu biến dạng theo phương dọc trục và các biến dạng này là bằng nhau trên cả chiều rộng nhưng biến thiên tuyến tính theo chiều cao của mặt cắt (nghĩa là mặt cắt vẫn phẳng).



Hình 6.12 Mặt cắt chịu mô men uốn và lực dọc

6.2.2 Các điều kiện tương thích

Điều kiện tương thích về biến dạng trong tính toán kết cấu bê tông dự ứng lực có dính bám cũng được xây dựng dựa trên giả thiết “mặt cắt phẳng” và giả thiết về sự dính bám tuyệt đối giữa bê tông và cốt thép. Điều kiện tương thích được sử dụng để tính toán kết cấu bê tông dự ứng lực không dính bám sẽ được giới thiệu trong mục 6.2.13 của chương này.

Áp dụng các kết quả đã được xây dựng với kết cấu bê tông thường, biến dạng của các phân tố vật liệu trên mặt cắt được xác định theo biến dạng đường tại một điểm gốc bất kỳ trên mặt cắt

ε_0 và độ cong ψ (xem

Hình 6.13) như sau:

- Biến dạng của bê tông tại cao độ y bất kỳ kể từ điểm gốc trên mặt cắt là

$$\varepsilon_c = \varepsilon_0 - \psi y \quad (6.22)$$

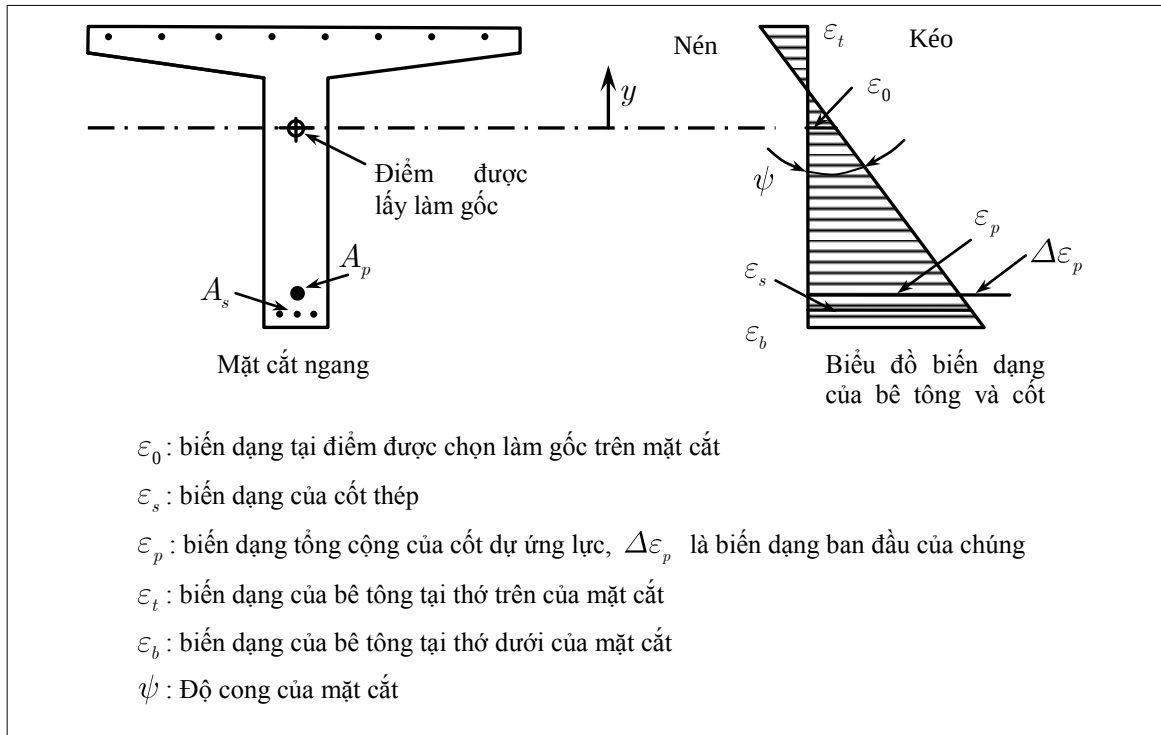
- Biến dạng của cốt thép thường tại cao độ y bằng biến dạng của bê tông xung quanh

$$\varepsilon_s = \varepsilon_0 - \psi y \quad (6.23)$$

- Biến dạng của cốt dự ứng lực tại cao độ y bất kỳ cũng bằng biến dạng của bê tông xung quanh cộng với chênh lệch biến dạng $\Delta\varepsilon_p$ tại cao độ đó và, như vậy

$$\varepsilon_p = \varepsilon_0 - \psi y + \Delta\varepsilon_p \quad (6.24)$$

Trong các công thức trên, biến dạng được giả thiết là dương khi chịu kéo và âm khi chịu nén và độ cong là dương khi mặt dưới có biến dạng (đại số) lớn hơn mặt trên (Hình 6.13).



Hình 6.13 Sự phân bố biến dạng trong mặt cắt dầm

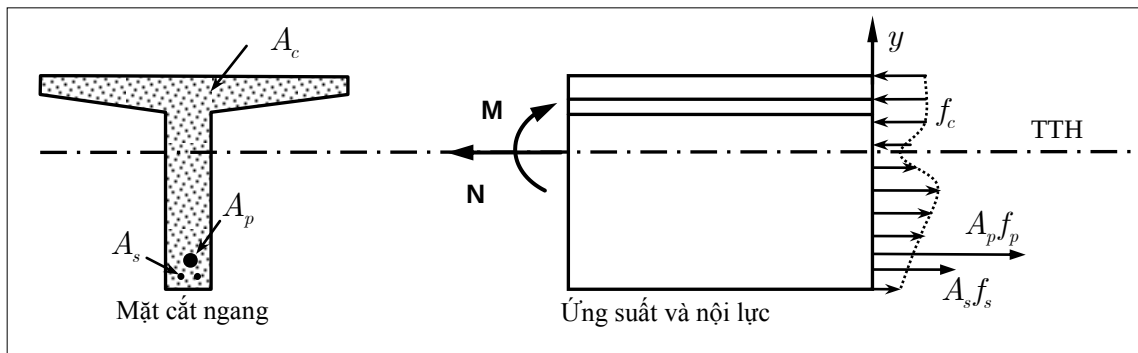
6.2.3 Các điều kiện cân bằng

Tại mọi mặt cắt, tổng tích phân các ứng suất trên toàn mặt cắt phải bằng các giá trị nội lực M và N (xem Hình 6.14). Vì vậy,

$$\int_{A_c} f_c dA_c + \int_{A_s} f_s dA_s + \int_{A_p} f_p dA_p = N \quad (6.25)$$

và

$$\int_{A_c} f_c y dA_c + \int_{A_s} f_s y dA_s + \int_{A_p} f_p y dA_p = -M \quad (6.26)$$



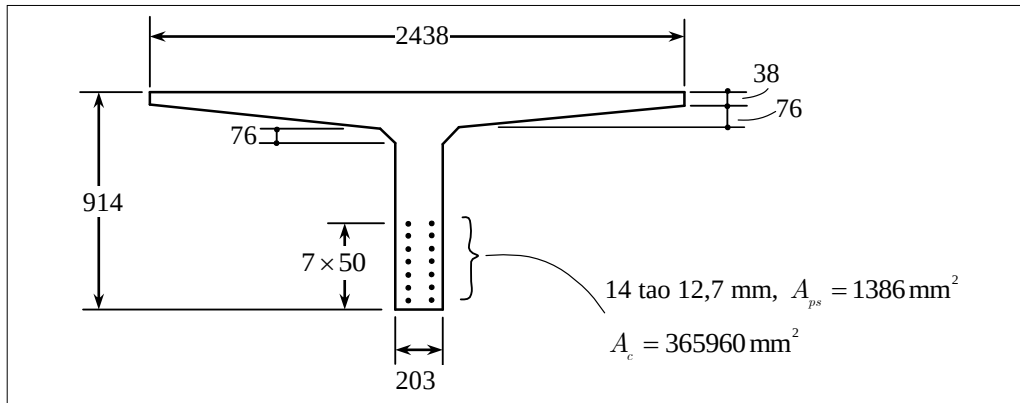
Hình 6.14 Ứng suất và nội lực trên mặt cắt ngang

Trong các công thức trên, ứng suất kéo mang dấu dương và ứng suất nén mang dấu âm. Lực dọc N mang dấu dương khi kéo và âm khi nén. Mô men M là dương khi làm cho mặt dưới có ứng suất kéo (Hình 6.14).

6.2.4 Tính toán ứng xử chịu uốn

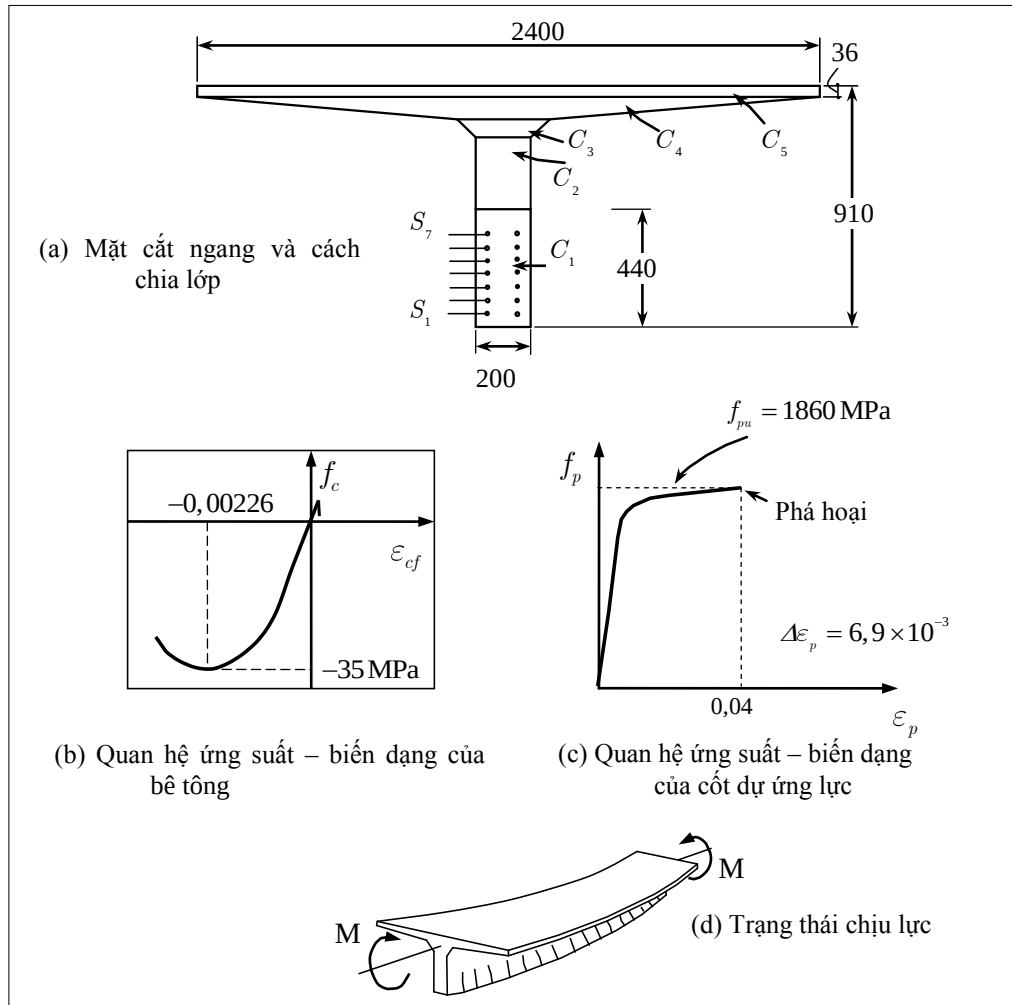
Dựa trên các phương trình tương thích về biến dạng và cân bằng nói trên, toàn bộ đáp ứng chịu lực của các cấu kiện chịu uốn sẽ được xác định. Chương 4, Tập 1 cũng đã giới thiệu một số phương pháp có thể được áp dụng để đơn giản hoá quá trình tính toán này như *phương pháp hệ số khối ứng suất* hay *phương pháp chia lớp*.

Phần sau đây giới thiệu kết quả tính toán ứng xử chịu uốn của dầm có mặt cắt như được thể hiện trên Hình 6.15 theo phương pháp chia lớp và được tính toán trên phần mềm Response 2000 [].



Hình 6.15 Các đặc trưng mặt cắt của dầm chữ T

Các thanh thép có độ bền thấp đã được kéo đến ứng suất 1379 MPa trên các bề mặt trước khi đổ bê tông (tức là $\Delta\epsilon_p = 1379/200000 = 0,00690$). Đường cong quan hệ ứng suất – biến dạng của các thanh thép này được xây dựng theo phương trình (3.3) với giả thiết là các thanh thép được bị phá hoại ở biến dạng 0,040 (tức 4%). Quan hệ ứng suất – biến dạng của bê tông được tính toán dựa trên phương trình Popovics – Thorenfeldt (phương trình 2.6 Tập 1). Hình 6.16 minh họa cách chia lớp mặt cắt cũng như các đường cong mô tả quan hệ ứng suất – biến dạng của bê tông và thép dự ứng lực. Mặt cắt ngang được chia thành 5 lớp bê tông ($C_1 \div C_5$) cùng 7 lớp thép ($S_1 \div S_7$).



Hình 6.16 Chi tiết của cầu kiện chữ T

Ứng xử tính toán của mặt cắt khi xét đến sự “tăng cứng khi kéo” (tension stiffening) được tổng kết lại trong Bảng 6.3 và được thể hiện trên Hình 6.17. Ba tập hợp giá trị đầu trong Bảng 6.3 thể hiện ứng xử của mặt cắt chịu mô men âm. Vì mặt cắt này không có cốt thép ở thớ trên nên nó bị phá hoại bởi một mô men âm nhỏ. Rõ ràng là, các cầu kiện như vậy sẽ bị phá hoại do trọng lượng bản thân nếu mặt trên của nó bị lật xuống dưới.

Bảng 6.3 Đáp ứng phá hoại của cầu kiện bê tông dự ứng lực

ε_t $\times 10^{-3}$	ε_b $\times 10^{-3}$	$\psi \times 10^3$	M	Nhận xét
		rad/m	kNm	
7,51	-4,00	- 12,58	- 121	Bê tông thớ dưới bị ép vỡ
4,84	-2,70	- 8,27	- 148	Mô men âm lớn nhất
0,52	-1,10	- 1,73	0	Mô men bằng không
0,20	-0,88	- 1,18	63	
0,077	-0,85	- 1,01	30	Bê tông thớ trên bị nứt
-0,19	-0,19	0	841	Độ cong bằng không

-0,30	0,077	0,41	1174	Bê tông thờ dưới bị nứt
-0,50	1,60	2,30	1469	
-0,75	5,28	6,60	1624	
-1,00	10,33	12,39	1665	
-1,25	16,30	19,20	1694	
-1,50	22,87	26,65	1721	
-1,95	35,15	40,57	1769	
-1,76	35, 16	40,38	1463	Các tao dưới bị phá hoại

Giả thiết là cường độ chịu kéo của bê tông là 2,07 MPa. Với mô đun đàn hồi của bê tông là 26800 MPa, bê tông sẽ bị nứt khi biến dạng do ứng suất gây ra đạt giá trị $0,077 \times 10^{-3}$. Có thể thấy rằng, thờ trên của bê tông sẽ đạt đến biến dạng này khi mô men bằng 30 kNm trong khi thờ dưới của bê tông sẽ bị nứt khi mô men đạt giá trị 1174 kNm. Giữa hai giá trị mô men này, mặt cắt sẽ chưa bị nứt và, sẽ là hợp lý, khi dựa trên giả thiết đàn hồi tuyến tính (ứng xử chưa nứt) để tính toán các đặc trưng của nó. Các phương pháp tính toán các đặc trưng làm việc trong miền chưa nứt này sẽ được giới thiệu trong mục 6.2.6.

Từ Hình 6.17, có thể thấy rằng, khi mặt trên bị nứt, sẽ có một sự thay đổi đột ngột trong quan hệ mô men – độ cong. Sự giảm độ cứng do nứt của mặt trên không có cốt thép gây ra điểm gãy trên đường cong mô men – độ cong.

Khi mô men lớn hơn 1174 kNm, các vết nứt do uốn sẽ tạo thành ở gần mặt dưới và việc phân biệt giữa ứng xử tại vết nứt (được tính toán khi bỏ qua ứng suất kéo trong bê tông) và ứng xử trung bình (được tính toán khi xét đến sự tăng cứng kéo) trở nên quan trọng. Bảng 6.4 tóm tắt kết quả tính toán ứng xử của mặt cắt tại một vết nứt. Đối với mặt cắt này, do có miền bê tông tương đối nhỏ ở khu vực chịu kéo nên sự tăng cứng kéo chỉ có một hiệu ứng nhỏ.

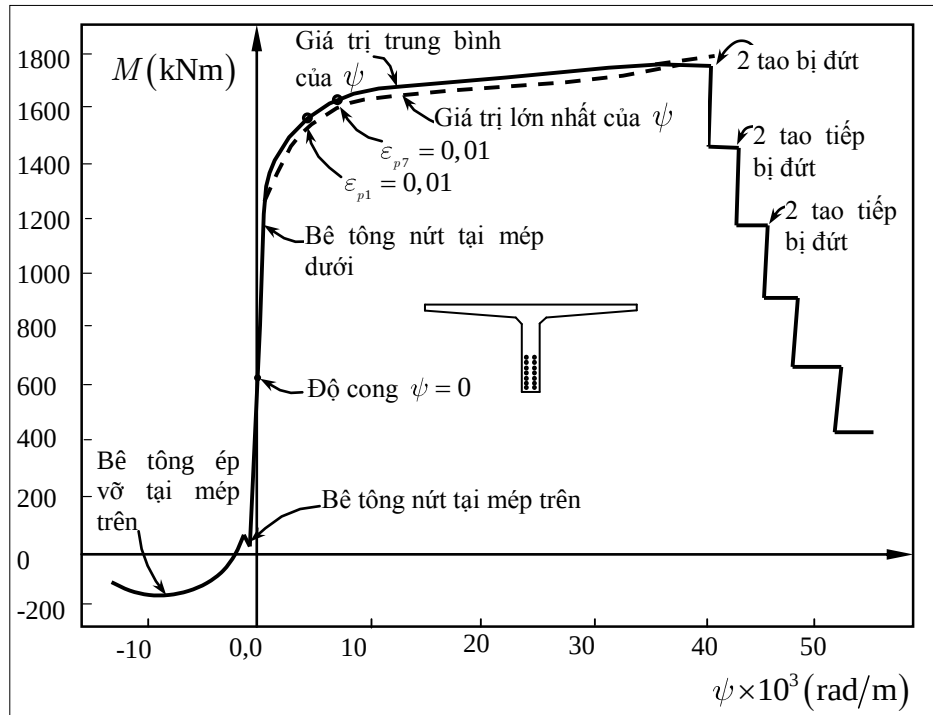
Bảng 6.4 Các đặc trưng mô tả ứng xử tính toán được của mặt cắt tại vết nứt

$\varepsilon_t \times 10^{-3}$	$\varepsilon_b \times 10^{-3}$	$\psi \times 10^3$	M	Nhận xét
		rad/m	kNm	
-0,50	1,76	2,47	1436	Mô men cực đại
-0,75	5,50	6,84	1591	
-1,00	10,59	12,67	1637	
-1,25	16,61	19,53	1670	
-1,50	23,22	27,03	1700	
-1,93	35, 15	40,58	1750	
-1,75	35, 16	40,36	1444	2 tao bị phá hoại
-1,83	37,45	42,95	1451	4 tao bị phá hoại
-1,62	37,45	42,73	1163	

-1,69	40,05	45,65	1170	6 tao bị phá hoại
- 1,48	40,03	45,40	899	
-1,55	42,99	48,70	904	
- 1,31	42,94	48,40	650	8 tao bị phá hoại
-1,37	46,34	52,18	654	

Từ Hình 6.17 có thể thấy rằng, sau khi các vết nứt ở mặt dưới đã được tạo ra, đường cong quan hệ mô men – độ cong bắt đầu thay đổi độ dốc, thậm chí ngay khi vết nứt vẫn còn tương đối nhỏ. Tính chất cong tròn của quan hệ mô men – độ cong sau khi nứt phản ánh một phần tính chất cong tròn của quan hệ ứng suất – biến dạng của cốt dự ứng lực. Biến dạng 1% đôi khi được xem như là “điểm chảy” của tao thép dự ứng lực. Các điểm, mà tại đó, các lớp thấp nhất và cao nhất của cốt dự ứng lực đạt đến biến dạng này đã được thể hiện trên Hình 6.17. Có thể nhận thấy rằng, sau khi tất cả các tao thép đã “bị chảy” độ cứng của cấu kiện bị giảm đáng kể.

Tại điểm mô men đạt giá trị 1750 kNm, biến dạng tại thớ thấp nhất của các tao dự ứng lực được dự đoán là 0,040 (biến dạng của bê tông xung quanh là $40 \times 10^{-3} - 6,9 \times 10^{-3} = 33,10 \times 10^{-3}$) tại vị trí vết nứt. Ở biến dạng này, các tao thép sắp sửa bị phá hoại. Biến dạng này, do đó, cũng quy định khả năng chịu mô men của cấu kiện. Khi hai tao ở lớp thấp nhất bị phá hoại, mặt cắt bị giảm khả năng chịu uốn đến mô men bằng 1444 kNm. Một sự tăng mô men nhỏ đến 1451 kNm sẽ gây ra sự phá hoại của lớp tao thép tiếp theo. Sự làm việc sau cực đại có dạng “răng cưa” gây ra bởi sự phá hủy của các lớp cốt dự ứng lực tiếp theo được thể hiện trên Hình 6.17. Các điểm xác định đáp ứng sau cực đại được tính toán bằng cách đặt tại các thớ dự ứng lực khác nhau giá trị biến dạng ngay dưới biến dạng phá hoại (chẳng hạn $33,09 \times 10^{-3}$) và sau đó giá trị ngay trên biến dạng phá hoại (chẳng hạn $33,11 \times 10^{-3}$).



Hình 6.17 Quan hệ mô men – độ cong ngắn hạn cho dầm chữ T

Ở Hình 6.17, trước khi mô men đạt đến giá trị lớn nhất mà mặt cắt có thể chịu, quan hệ mô men – độ cong đã được tính toán có xét sự tăng cứng kéo, nghĩa là có xét đến sự làm việc của bê tông giữa các vết nứt thông qua ứng suất trung bình của bê tông vùng kéo. Tuy nhiên, sau giới hạn này, sự tăng cứng kéo đã được bỏ qua do, lúc này, lực dính bám bị giảm đáng kể tại các vị trí phá hoại.

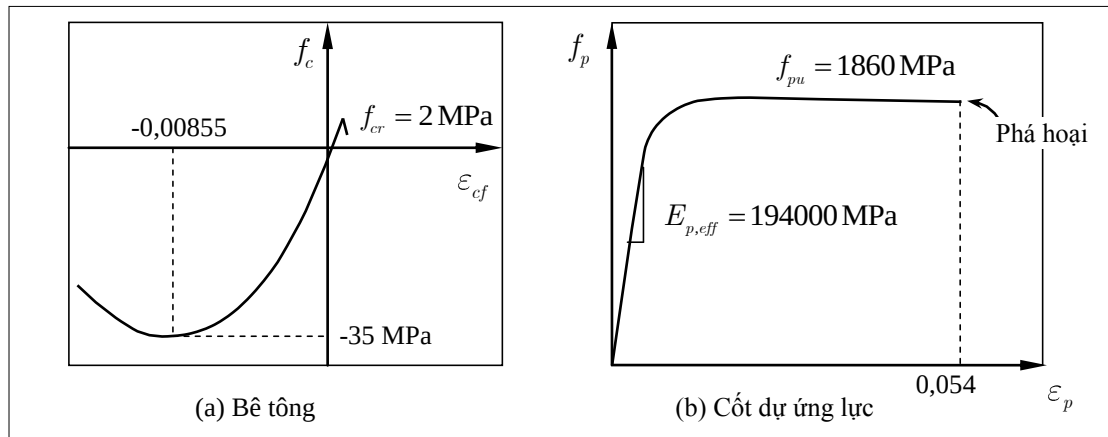
Do diện tích của bê tông ở phần cánh chữ T là khá lớn nên khả năng chịu uốn của mặt cắt bị khống chế bởi sự phá hoại của các tảo thép chịu kéo mà không phải là sự ép vỡ của bê tông chịu nén. Khi các tảo thép được dự ứng lực nhiều nhất sắp bị phá hoại, biến dạng nén lớn nhất trong bê tông là $-1,93 \times 10^{-3}$, gần ngay dưới giá trị ϵ'_c .

6.2.5 Tính toán ứng xử dài hạn

Để minh họa cách tính toán quan hệ mô men – độ cong dài hạn của mặt cắt, mục này sẽ trình bày cách tính toán ứng xử của một dầm chữ T như được mô tả trên Hình 6.15 khi xét đến cả từ biến, co ngót và chùng cốt thép.

Giả thiết là hệ số từ biến của bê tông là $\phi = 2,7$ và bê tông bắt đầu bị chất tải khi cường độ chịu nén là 24 MPa. Theo bảng 2.4, Tập 1, ứng với cường độ này, bê tông có mô đun đàn hồi ban đầu là 23200 MPa. Như vậy, mô đun đàn hồi có hiệu của bê tông, theo công thức (2.16), Tập 1, là $E_{c,eff} = E_c / (1 + \phi) = 23200 / (1 + 2,7) = 6270$ MPa. Có thể giả thiết rằng, với tải trọng dài hạn tác dụng chậm, cường độ của bê tông là 34,5 MPa. Như vậy, đường cong quan hệ ứng suất – biến dạng dài hạn có giá trị biến dạng cực đại tại $2,8 \times 34,5 / (6270 \times 1,8) = 8,55 \times 10^{-3}$ (xem hình 2.16, Tập 1). Cường độ chịu kéo dọc trục

được giả thiết là $f_{cr} = 2 \text{ MPa}$. Đường cong mô tả quan hệ ứng suất – biến dạng dài hạn cho bê tông được thể hiện trên Hình 6.18a.



Hình 6.18 Các quan hệ ứng suất – biến dạng dài hạn của vật liệu

Có thể giả thiết rằng, các tao thép dự ứng lực sẽ bị mất 3% ứng suất ban đầu do chùng cốt thép, do đó, mô đun có hiệu là $0,97 \times 200.000 = 194.000 \text{ MPa}$. Hàm Ramberg-Osgood sửa đổi cho theo phương trình (3.4) sẽ được sử dụng cho quan hệ ứng suất – biến dạng dài hạn của các tao thép ngoại trừ hệ số 200×10^3 sẽ được thay thế bằng 194×10^3 . Hơn nữa, cũng giả thiết rằng, dưới tác dụng dài hạn, tao thép sẽ bị phá hoại với biến dạng là 0,054 (tức là 5,4%). Đường cong ứng suất – biến dạng dài hạn kết quả cho tao thép được thể hiện trên Hình 6.18b. Bên cạnh từ biến và chùng ứng suất, cũng giả thiết rằng biến dạng co ngót của bê tông là $-0,48 \times 10^{-3}$.

Để xác định đáp ứng chịu uốn, giả thiết mặt cắt phẳng vẫn được áp dụng. Theo đó, biến dạng tổng cộng của bê tông thay đổi tuyến tính trên suốt chiều cao của mặt cắt ngang. Nếu biến dạng tổng cộng của bê tông là ε_c và biến dạng do co ngót là ε_{sh} tại một thớ là đã biết thì biến dạng của bê tông do ứng suất gây ra, ε_{cf} có thể tìm được từ phương trình

$$\varepsilon_{cf} = \varepsilon_c - \varepsilon_{sh} \quad (6.27)$$

Trong ví dụ này, có thể giả thiết là biến dạng co ngót là như nhau trên toàn mặt cắt.

Quan hệ mô men-độ cong dài hạn của dầm chữ T đơn cũng sẽ được tính toán bằng việc sử dụng phần mềm Response 2000. Kết quả của các tính toán này được tóm tắt trong các Bảng 6.5 và Bảng 6.6.

Bảng 6.5 Các thông số mô tả ứng xử dài hạn có xét đến khả năng chịu kéo trong bê tông giữa các vết nứt

$\varepsilon_t \times 10^{-3}$	$\varepsilon_b \times 10^{-3}$	$\psi \times 10^3$	M	Nhận xét
		rad/m	kNm	
16,39	-8,00	-26,67	-193	
12,35	-7,00	-21,16	-171	

CHƯƠNG 6 – TÍNH TOÁN ỨNG XỬ CHỊU LỰC CỦA CÁC CẤU KIỆN BÊ TÔNG DỰ ỨNG LỰC

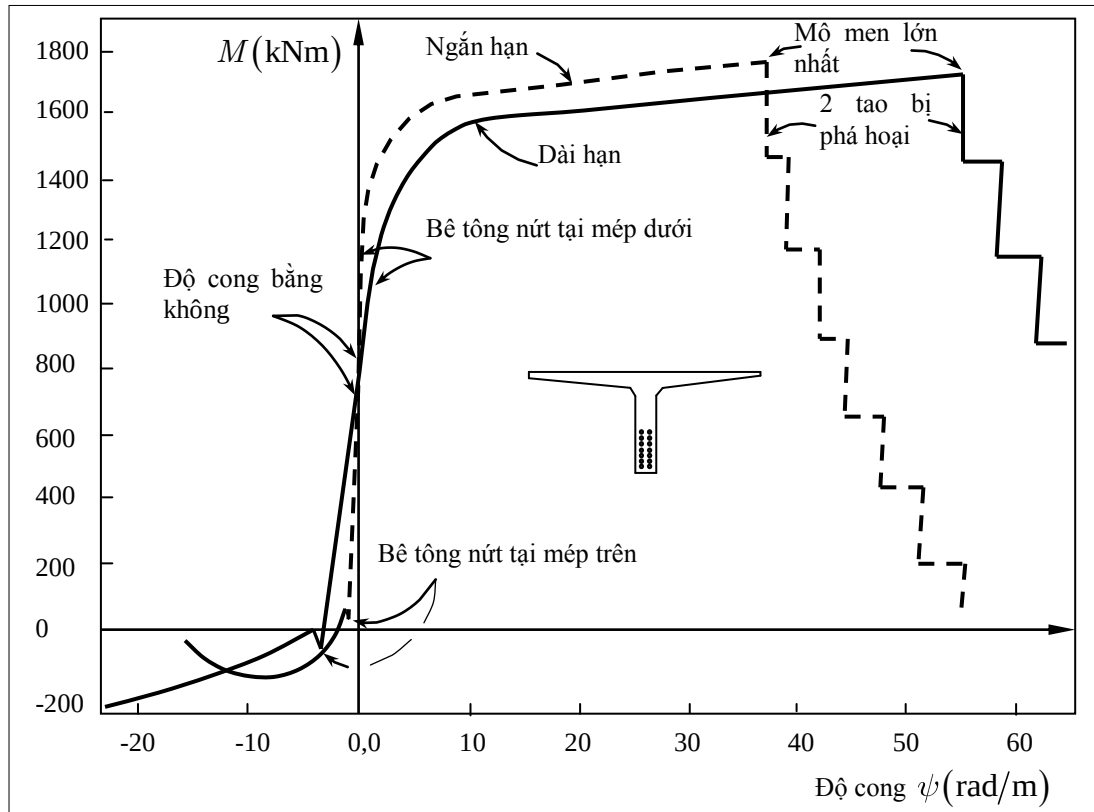
5,05	-5,00	-10,99	-105	
0,32	-3,25	-3,90	16	
-0,15	-3,22	-3,36	-61	Bê tông thứ trên bị nứt
-0,23	-3,05	-3,09	0	Mô men bằng không
-1,15	-1,15	0	708	Độ võng bằng không
-1,64	-0,15	1,62	1080	Bê tông thứ dưới bị nứt
-2,00	1,10	3,39	1283	
-2,50	4,18	7,31	1497	
-3,00	10,58	14,85	1573	
-4,00	27,73	34,70	1651	
-5,00	47,12	57,00	1730	

Lưu ý rằng dưới tải trọng dài hạn này, bê tông sẽ bị nứt khi tổng biến dạng trong bê tông là

$$\varepsilon_c = \frac{f_{cr}}{E_{c,eff}} + \varepsilon_{sh} = \frac{300}{910000} - 0,48 \times 10^{-3} = -0,150 \times 10^{-3}$$

Bảng 6.6 Các thông số mô tả ứng xử dài hạn khi bỏ qua lực kéo trong bê tông

$\varepsilon_t \times 10^{-3}$	$\varepsilon_b \times 10^{-3}$	$\psi \times 10^3$	M	Nhận xét
		rad/m	kNm	
-2,00	1,24	3,54	1270	
-3,00	10,98	15,29	1556	
-4,00	28,11	35,11	1639	
-5,00	47,53	57,45	1721	
-5,13	50,16	60,46	1730	Mô men lớn nhất
-4,71	50,16	60,01	1426	2 tao bị phá hoại
-4,86	53,58	63,92	1437	
-4,42	53,55	63,40	1150	4 tao bị phá hoại
-4,57	57,42	67,80	1159	
-4,09	57,35	67,19	889	6 tao bị phá hoại



Hình 6.19 So sánh các quan hệ mô men – độ cong ngắn và dài hạn

Quan hệ mô men – độ cong dài hạn này được so sánh với quan hệ ngắn hạn như được thể hiện trên Hình 6.19. Có thể nhận thấy từ hình này là, từ biến, co ngót và chùng cốt thép gây ra “sự làm nhỏ” quan hệ mô men – độ cong. Các mô men cần thiết để làm phá hủy mặt cắt, làm nứt mặt dưới của bê tông, gây ra độ cong bằng không và gây nứt mặt trên, tất cả đều nhỏ hơn. Sự giảm độ cứng chống uốn của mặt cắt chưa nứt dưới tác dụng của tải trọng dài hạn là điều cần đặc biệt lưu ý. Một điều quan trọng khác được quan sát thấy là, dưới tác dụng của tải trọng dài hạn, các tảo thép bị phá hoại ở mô men hơi nhỏ hơn (nhỏ hơn khoảng 1%) nhưng với một độ cong lớn hơn đáng kể so với trường hợp tải trọng ngắn hạn.

Như đã nêu trong mục 6.1.7, “ngắn hạn” và “dài hạn” được dùng để thể hiện các giới hạn trên một ứng xử cụ thể của một cấu kiện bê tông dự ứng lực. Cũng có thể thực hiện các tính toán chi tiết hơn để tính toán ứng xử cho một lịch sử chất tải nhất định.

6.2.6 Ứng xử đàn hồi trước khi nứt

Các cấu kiện bê tông dự ứng lực có thể làm việc không nứt trong một phạm vi mô men lớn (Hình 6.19). Trong phạm vi này, các tính toán về ứng xử của cấu kiện có thể được thực hiện với giả thiết rằng, quan hệ ứng suất – biến dạng của vật liệu là đàn hồi tuyến tính và bê tông chưa bị nứt. Với các giả thiết đó, tương tự như với cấu kiện chịu lực dọc, có thể xây dựng được các biểu thức dạng đóng và đơn giản, cho phép tính toán một cách nhanh chóng sự làm việc của cấu kiện. Cơ sở để xây dựng các biểu thức này là các quan hệ tương thích, quan hệ ứng suất – biến dạng và quan hệ cân bằng.

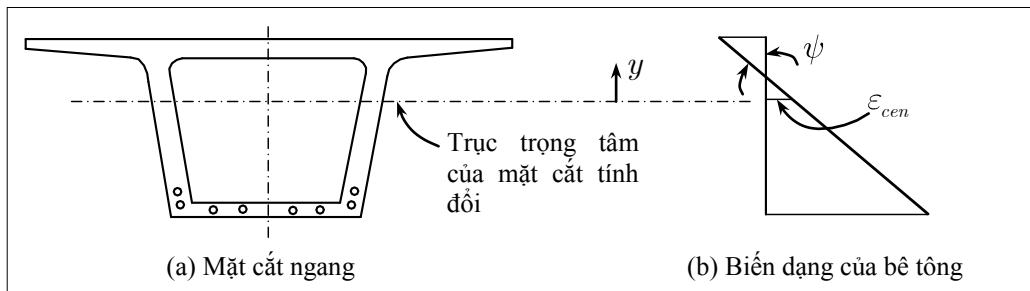
(a) Tính tương thích

Sự tương thích về biến dạng được xây dựng trên giả thiết mặt cắt phẳng như được thể hiện trên Hình 6.20. Đối với các tính toán này, sẽ là thuận tiện khi sử dụng trục trọng tâm của mặt cắt tính đối làm gốc. Biến dạng tại cao độ y trong bê tông, cốt thép thường và cốt dự ứng lực là

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cen} - \psi y \quad (6.28)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cen} - \psi y \quad (6.29)$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{cen} - \psi y + \Delta\varepsilon_p \quad (6.30)$$



Hình 6.20 Sự thay đổi của biến dạng bê tông trên mặt cắt ngang

(b) Các quan hệ ứng suất – biến dạng

Có thể giả thiết rằng, quan hệ giữa ứng suất và biến dạng gây ra bởi ứng suất đó là tuyến tính (xem Hình 6.21). Hơn nữa, các biến dạng không do ứng suất gây ra như biến dạng do nhiệt độ thay đổi và co ngót cũng có thể được xem xét đến. Các biến dạng không có quan hệ với ứng suất được gọi một cách thống nhất là $\varepsilon_{c0}, \varepsilon_{s0}$ và ε_{p0} (xem Hình 6.21). $\varepsilon_{c0} = \varepsilon_{sh} + \varepsilon_{cth}$,

$$\varepsilon_{s0} = \varepsilon_{sth} \text{ và } \varepsilon_{p0} = \varepsilon_{pth}.$$

Ứng suất tại cao độ y trở thành

$$f_c = E_c \varepsilon_{cf} \quad (6.31)$$

$$f_s = E_s \varepsilon_{sf} \quad (6.32)$$

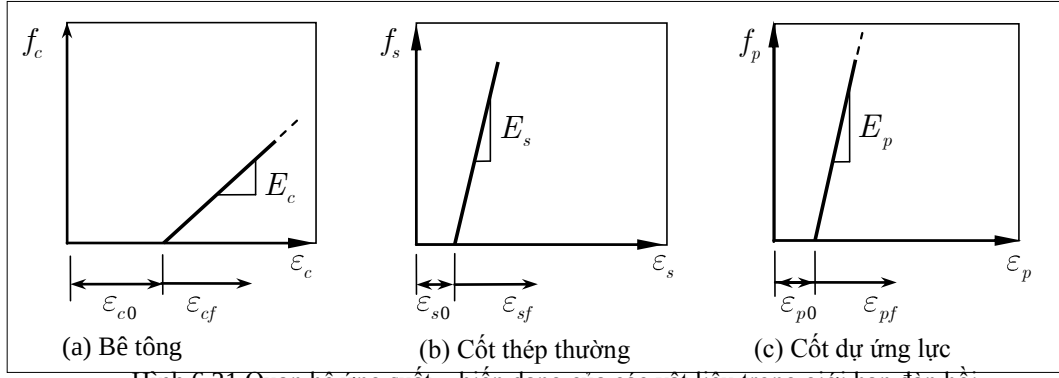
$$f_p = E_p \varepsilon_{pf} \quad (6.33)$$

Với

$$\varepsilon_{cf} = \varepsilon_c - \varepsilon_{c0} \quad (6.34)$$

$$\varepsilon_{sf} = \varepsilon_s - \varepsilon_{s0} \quad (6.35)$$

$$\varepsilon_{pf} = \varepsilon_p - \varepsilon_{p0} \quad (6.36)$$



Hình 6.21 Quan hệ ứng suất – biến dạng của các vật liệu trong giới hạn đàn hồi

(c) Điều kiện cân bằng

Tích phân của ứng suất trên toàn bộ diện tích phải cân bằng với lực dọc, N , như vậy

$$N = \int_{A_c} f_c dA_c + \int_{A_s} f_s dA_s + \int_{A_p} f_p dA_p \quad (6.37)$$

Thay thế các biểu thức tương thích và quan hệ ứng suất – biến dạng vào phương trình cân bằng, sẽ nhận được

$$\begin{aligned} N &= \int_{A_c} E_c [\varepsilon_{cen} - \phi y - \varepsilon_{c0}] dA_c + \int_{A_s} E_s [\varepsilon_{cen} - \phi y - \varepsilon_{s0}] dA_s \\ &\quad + \int_{A_p} E_p [\varepsilon_{cen} - \phi y + \Delta \varepsilon_p - \varepsilon_{p0}] dA_p \\ &= E_c \varepsilon_{cen} \left[A_c + \frac{E_s}{E_c} A_s + \frac{E_p}{E_c} A_p \right] + \int_{A_p} E_p \Delta \varepsilon_p dA_p \\ &\quad - E_c \phi \left[\int_{A_c} y dA_c + \frac{E_s}{E_c} \int_{A_s} y dA_s + \frac{E_p}{E_c} \int_{A_p} y dA_p \right] \\ &\quad - \left[\int_{A_c} E_c \varepsilon_{c0} dA_c + \int_{A_s} E_s \varepsilon_{s0} dA_s + \int_{A_p} E_p \varepsilon_{p0} dA_p \right] \end{aligned} \quad (6.38)$$

Đặt

$$A_{trans} = A_c + \frac{E_s}{E_c} A_s + \frac{E_p}{E_c} A_p \quad (6.39)$$

là diện tích tính đổi của mặt cắt. Đại lượng thứ 3 trong phương trình (6.38) bằng không do đây chính là mô men tĩnh của diện tích xung quanh trục trọng tâm của mặt cắt. Từ đó, phương trình (6.38) được biến đổi thành

$$\varepsilon_{cen} = \frac{N - N_0}{E_c A_{trans}} \quad (6.40)$$

Với

$$N_0 = \int_{A_p} E_p \Delta \varepsilon_p dA_p - \int_{A_c} E_c \varepsilon_{c0} dA_c - \int_{A_s} E_s \varepsilon_{s0} dA_s - \int_{A_p} E_p \varepsilon_{p0} dA_p \quad (6.41)$$

Yêu cầu về sự cân bằng thứ hai là tích phân của ứng suất trên đơn vị diện tích mặt cắt nhân với khoảng cách từ đơn vị diện tích đó đến trục trọng tâm cần phải cân bằng với mô men và vì vậy,

$$\int_{A_c} f_c y dA_c + \int_{A_s} f_s y dA_s + \int_{A_p} f_p y dA_p = -M \quad (6.42)$$

Từ phương trình này có thể được viết lại thành

$$\psi = \frac{M - M_0}{E_c I_{trans}} \quad (6.43)$$

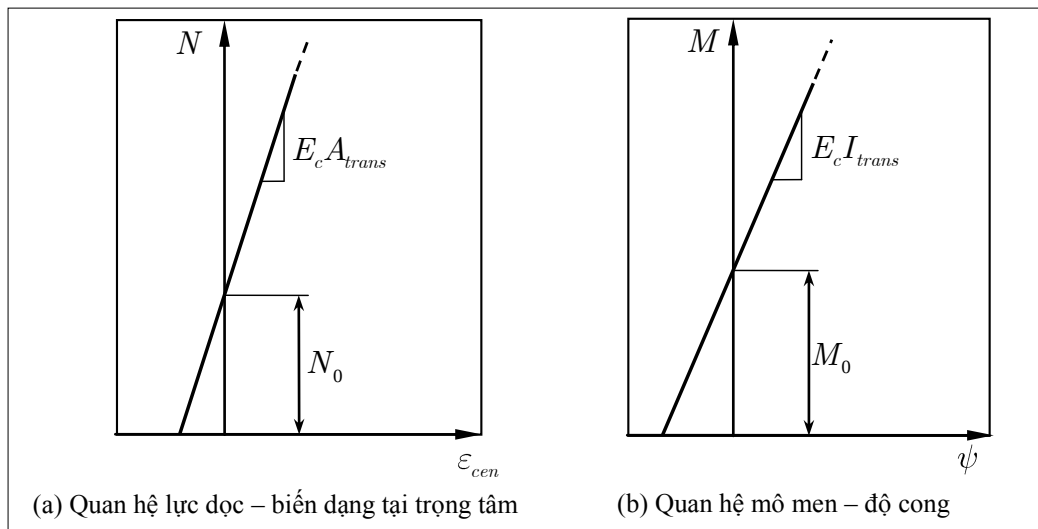
Với

$$M_0 = -\int E_p \Delta \varepsilon_p y dA_p + \int_{A_c} E_c \varepsilon_{c0} y dA_c + \int_{A_s} E_s \varepsilon_{s0} y dA_s + \int_{A_p} E_p \varepsilon_{p0} y dA_p \quad (6.44)$$

Hình 6.22 minh họa đáp ứng dự đoán của dầm bê tông dự ứng lực chịu lực dọc N và mô men uốn M . Như có thể dự đoán, các đáp ứng này có dạng đường thẳng. Dự ứng lực sinh ra sự dịch chuyển của các đường thẳng khỏi vị trí gốc tọa độ. Các biến dạng do co ngót và nhiệt cũng tham gia vào sự dịch chuyển này.

Lưu ý rằng, nếu mặt cắt chịu lực dọc bằng N_0 và mô men bằng M_0 thì ε_{cen} và ψ đều bằng không. Như vậy, dưới tác dụng đồng thời của cả hai tải trọng này, biến dạng sẽ bằng không ở trên toàn mặt cắt. Vì vậy, N_0 và M_0 có thể được coi như là các tác động cần thiết để gây ra biến dạng bằng không trong bê tông.

Trước khi xây dựng các biểu thức dạng đóng dựa trên giả thiết về đáp ứng đàn hồi trước nứt, cần xác định được các đặc trưng của mặt cắt tính đối. Nghĩa là, phải biết được vị trí của trọng tâm, diện tích mặt cắt A_{trans} và mô men quán tính I_{trans} của mặt cắt tính đối. Các nguyên tắc và phương pháp để xác định các đại lượng này đã được giới thiệu trong các tài liệu về Sức bền vật liệu.



Hình 6.22 Quan hệ lực – biến dạng, mô men – độ cong đàn hồi, chưa nứt

6.2.7 Ví dụ tính toán ứng xử trong giai đoạn đàn hồi chưa nứt

Để minh họa cho việc sử dụng các phương trình mô tả sự làm việc trong giai đoạn chưa nứt, các phương trình sẽ được sử dụng để tính toán một số thông số làm việc ngắn hạn và dài hạn của một dầm chữ T dự ứng lực đúc sẵn như được mô tả trên Hình 6.16.

(a) Tính toán ứng xử ngắn hạn

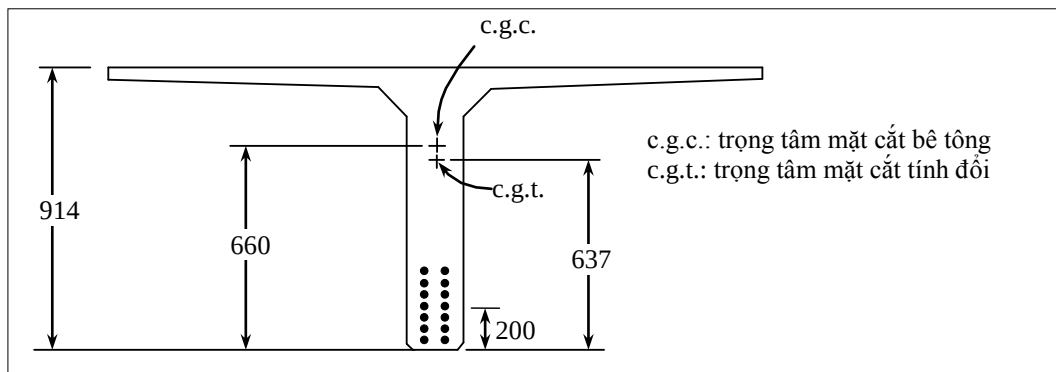
Công việc ở đây là tính toán ứng suất trong bê tông và trong cốt dự ứng lực ngay sau truyền dự ứng lực do ngoại lực $N = 0$ và $M = 644 \text{ kNm}$ gây ra. Đây là mô men do tĩnh tải gây ra ở giữa nhịp có chiều dài 24,4 m. Giả thiết là không có các biến dạng do từ biến, co ngót, chùng cốt thép cũng như nhiệt độ thay đổi và, tại thời điểm cắt cốt dự ứng lực, cường độ của bê tông là $f'_c = 24 \text{ MPa}$. Như vậy, dựa theo bảng 2.4, Tập 1, tại thời điểm đó, mô đun đàn hồi của bê tông là $E_c = 23200 \text{ MPa}$.

Bước 1: Tính toán các đặc trưng của mặt cắt tính đổi

Tỷ lệ mô đun đàn hồi là $n = 200000/23200 = 8,62$ và, vì vậy, $(n-1) = 7,62$. Các kích thước cần thiết của mặt cắt được thể hiện trên Hình 6.23.

Các đặc trưng của mặt cắt tính đổi tính được là

$$\begin{aligned} A_{trans} &= 365960 + 7,62 \times 1386 = 376521 \text{ mm}^2 \\ y_{bt} &= \frac{365960 \times 660 + 7,62 \times 1386 \times 200}{376521} = 648 \text{ mm} \\ I_{trans} &= 28685,6 \times 10^3 + 365960 \times (660 - 637)^2 + 7,62 \times 1386 \times (637 - 200)^2 \\ &= 30830 \times 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$



Hình 6.23 Các kích thước cần thiết để tính toán đáp ứng ngắn hạn (mm)

Bước 2: Tính toán N_0 và M_0

Như đã giả thiết ở trên, tất cả các thành phần biến dạng, ε_{c0} , ε_{s0} và ε_{p0} đều bằng không. Tất cả các tao thép dự ứng lực đều được kéo đến ứng suất 1380 MPa trước khi đổ bê tông và tạo ra một chênh lệch về biến dạng là

$$\Delta \varepsilon_p = \frac{1380}{200000} = 6,9 \times 10^{-3}$$

Từ phương trình (6.41),

$$\begin{aligned} N_0 &= E_p \Delta \varepsilon_p A_p \\ &= 200000 \times 6,9 \times 10^{-3} \times 1386 \\ &= 1912 \text{ kN} \end{aligned}$$

Vì ε_{c0} , ε_{s0} và ε_{p0} đều bằng không và $\Delta \varepsilon_p$ là hằng số nên phương trình (6.44) được rút gọn thành

$$\begin{aligned} M_0 &= E_p \Delta \varepsilon_p A_p (y_{bt} - y_{bs}) \\ &= N_0 (y_{bt} - y_{bs}) \end{aligned} \quad (6.45)$$

Từ Hình 6.23 và phương trình (6.45),

$$\begin{aligned} M_0 &= 1912(637 - 200) \\ &= 830000 \text{ kNmm} = 830 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Có thể nhận thấy rằng, mô men 830 kNm là khá gần với giá trị 841 kNm đã được liệt kê trong Bảng 6.3 như là mô men cần thiết để gây ra độ cong bằng không dưới tác dụng của tải trọng ngắn hạn.

Bước 3: Xác định biến dạng và ứng suất của bê tông

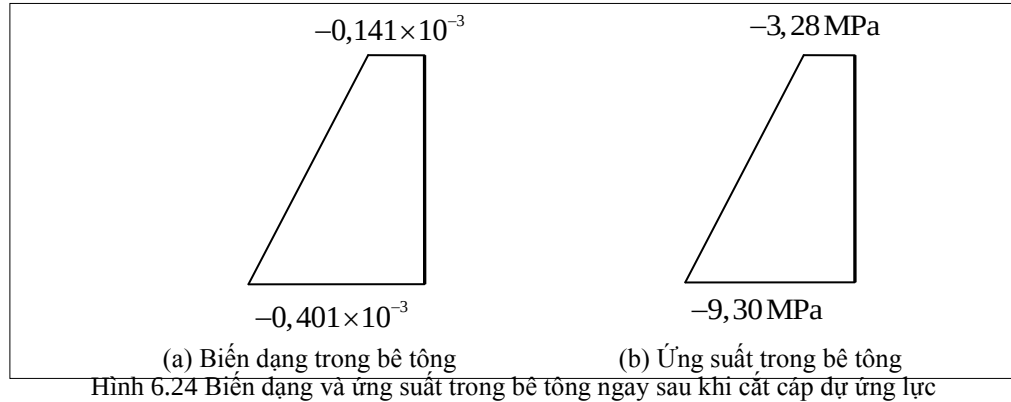
Biến dạng tại trọng tâm có thể được xác định từ phương trình (6.40) như sau

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cen} &= \frac{N - N_0}{E_c A_{trans}} \\ &= \frac{0 - 1912}{23200 \times 376251} = -0,219 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

Độ cong có thể được xác định từ phương trình (6.43) như sau

$$\begin{aligned} \phi &= \frac{M - M_0}{E_c I_{trans}} \\ &= \frac{644 \times 10^6 - 830 \times 10^6}{23200 \times 30830 \times 10^6} = -2,83^{-7} \text{ rad/mm} = -2,83^{-4} \text{ rad/m} \end{aligned}$$

Khi biết ε_{cen} và ϕ , biến dạng của bê tông tại một điểm bất kỳ trên dầm có thể được xác định từ phương trình (6.28). Sự phân bố biến dạng của bê tông được thể hiện trên Hình 6.24a. Vì $\varepsilon_{c0} = 0$ nên ứng suất trong bê tông bằng tích của biến dạng của bê tông với mô đun đàn hồi của nó, E_c . Kết quả của sự phân bố ứng suất được thể hiện trên Hình 6.24b.



Hình 6.24 Biểu dạng và ứng suất trong bê tông ngay sau khi cắt cáp dự ứng lực

Bước 4: Xác định ứng suất trong cốt dự ứng lực

Từ phương trình (6.30), biến dạng tại trọng tâm của cốt dự ứng lực là

$$\begin{aligned}\varepsilon_p &= \varepsilon_{cen} - \psi y + \Delta \varepsilon_p \\ &= -0,217 \times 10^{-3} - (-2,83 \times 10^{-4}) \times [-(0,637 - 0,203)] + 6,9 \times 10^{-3} \\ &= 6,8 \times 10^{-3}\end{aligned}$$

Vì $\varepsilon_{p0} = 0$ nên ứng suất trong cốt dự ứng lực tại trọng tâm của nó là

$$\begin{aligned}f_p &= 200000 \times 6,8 \times 10^{-3} \\ &= 1340 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Như vậy, sự co ngắn đàn hồi của dầm đã làm cho ứng suất trong các tao thép dự ứng lực giảm 60 MPa, tương đương với 4,3% ứng suất ban đầu trong chúng.

(b) Tính toán đáp ứng dài hạn

Ứng suất và biến dạng trong bê tông cũng như trong cốt dự ứng lực sẽ được tính toán sau khi từ biến, co ngót và chùng cốt thép đã xảy ra với ngoại lực tác dụng là $N=0$ và $M=644 \text{ kNm}$. Giả thiết rằng, hệ số từ biến là 2,7, biến dạng co ngót là $-0,48 \times 10^{-3}$ và mất mát do chùng cốt thép là 3%.

Bước 1: Tính toán các đặc trưng của mặt cắt tính đổi

Từ phương trình (2.16) Tập 1, mô đun đàn hồi có hiệu của bê tông là

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{(1+\phi)} = \frac{23200}{(1+2,7)} = 6270 \text{ MPa}$$

Mô đun đàn hồi có hiệu của cốt dự ứng lực là

$$E_{p,eff} = 0,970 \times 200000 = 194000 \text{ MPa}$$

Do đó, $(n-1) = (194000/6270 - 1) = 29,94$. Các đặc trưng của mặt cắt tính đổi là

$$\begin{aligned} A_{trans} &= 409000 \text{ mm}^2 \\ y_{bt} &= 614 \text{ mm} \\ I_{trans} &= 36450 \times 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Bước 2: Tính toán N_0 và M_0

Đối với trường hợp này, khi $\Delta\varepsilon_p$ và ε_{c0} là hằng số và ε_{s0} và ε_{p0} đều bằng không, phương trình (6.41) trở thành

$$N_0 = E_{p,eff} \Delta\varepsilon_p A_p - E_{c,eff} \varepsilon_{c0} A_c \quad (6.46)$$

$$\begin{aligned} N_0 &= 194000 \times 6,9 \times 10^{-3} \times 1386 - 6270 \times (-0,48 \times 10^{-3}) \times 365960 \\ &= 2955000 \text{ kN} = 2955 \text{ kN} \end{aligned}$$

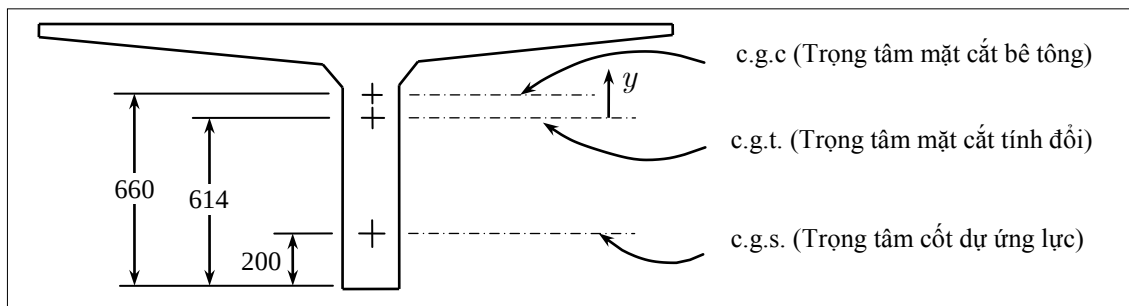
Lưu ý là, khi sử dụng phương trình (6.46), A_c đã được lấy gần đúng là diện tích nguyên của bê tông. Với $\Delta\varepsilon_p$ và ε_{c0} có các giá trị không đổi trên mặt cắt và ε_{p0} và ε_{s0} bằng không, phương trình (6.44) trở thành

$$M_0 = E_{p,eff} \Delta\varepsilon_p A_p (y_{bt} - y_{bs}) + E_{c,eff} \varepsilon_{c0} A_c (y_{bg} - y_{bt}) \quad (6.47)$$

Do đó, từ Hình 6.25 và phương trình (6.47),

$$\begin{aligned} M_0 &= 194000 \times 6,9 \times 10^{-3} \times 1386 (614 - 203) \\ &\quad + 6270 \times (-0,48 \times 10^{-3}) \times 365960 \times (660 - 614) \\ &= 709000000 \text{ Nmm} = 709 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Cũng có thể thấy rằng, mô men 709 kNm này rất gần với giá trị 708 kNm được liệt kê trong Bảng 6.5 như là mô men cần thiết để gây ra độ cong bằng không dưới tác dụng của tải trọng lâu dài.



Hình 6.25 Các kích thước cần thiết trong tính toán đáp ứng dài hạn (mm)

Bước 3: Tính toán ứng suất và biến dạng trong bê tông

Từ phương trình (6.40),

$$\varepsilon_{cen} = \frac{N - N_0}{E_{c,eff} A_{trans}} \quad (6.48)$$

$$\varepsilon_{cen} = \frac{0 - 2955}{6270 \times 409000} = -1,151 \times 10^{-3}$$

Từ phương trình (6.43),

$$\psi = \frac{M - M_0}{E_{c,eff} I_{trans}} \quad (6.49)$$

$$\begin{aligned} \psi &= \frac{644 \times 10^6 - 709 \times 10^6}{6270 \times 36450 \times 10^6} \\ &= -2,844 \times 10^{-7} \text{ rad/mm} = -2,844 \times 10^{-4} \text{ rad/m} \end{aligned}$$

Như vậy, biến dạng tổng cộng trong bê tông tại mép trên của cấu kiện là

$$\varepsilon_c = -1,151 \times 10^{-3} - (-2,844 \times 10^{-4}) \times (0,914 - 0,614) = -1,066 \times 10^{-3}$$

và biến dạng tổng cộng trong bê tông tại mép dưới là

$$\varepsilon_c = -1,151 \times 10^{-3} - (-2,844 \times 10^{-4}) \times (-0,614) = -1,325 \times 10^{-3}$$

Do biến dạng co ngót của bê tông là $-0,48 \times 10^{-3}$ nên biến dạng do ứng suất tại mép trên của bê tông là

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cf} &= \varepsilon_c - \varepsilon_{c0} = -1,066 \times 10^{-3} - (-0,48 \times 10^{-3}) \\ &= -0,586 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

Do đó, ứng suất tại mép trên của bê tông là

$$\begin{aligned} f_c &= E_{c,eff} \varepsilon_{cf} = 6270 \times (-0,586 \times 10^{-3}) \\ &= -3,67 \text{ MPa} \end{aligned}$$

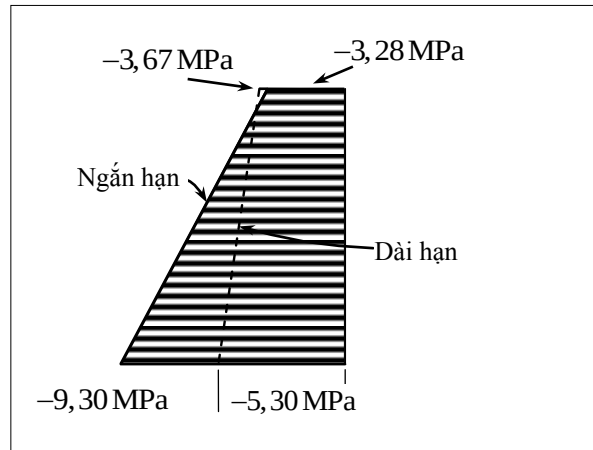
Biến dạng do ứng suất tại mép dưới là

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cf} &= -1,325 \times 10^{-3} - (-0,48 \times 10^{-3}) \\ &= -0,845 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

Do đó, ứng suất tại mép dưới của bê tông là

$$\begin{aligned} f_c &= 6270 \times (-0,845 \times 10^{-3}) \\ &= -5,30 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Hình 6.26 so sánh ứng suất trong bê tông ngay sau khi truyền dự ứng lực với ứng suất trong bê tông do các tác dụng dài hạn. Có thể thấy rằng, từ biến, co ngót và chùng cốt thép đã làm thay đổi đáng kể ứng suất trong bê tông. Ứng suất nén tại thớ trên của dầm đã tăng 12%, trong khi đó, ứng suất nén tại thớ dưới đã giảm còn 57% giá trị ban đầu của nó.



Hình 6.26 So sánh ứng suất ngắn hạn và dài hạn trong bê tông

Bước 4: Xác định ứng suất trong cốt dự ứng lực

Từ phương trình (6.30), biến dạng tại trọng tâm của cốt dự ứng lực là

$$\begin{aligned}\varepsilon_p &= \varepsilon_{cen} - \phi y + \Delta\varepsilon_p \\ &= -1,151 \times 10^{-3} - (-2,844 \times 10^{-4}) \times (-0,614) + 6,9 \times 10^{-3} \\ &= 5,633 \times 10^{-3}\end{aligned}$$

Do $\varepsilon_{p0} = 0$ nên ứng suất trong cốt dự ứng lực tại trọng tâm của nó là

$$\begin{aligned}f_p &= 194000 \times 5,633 \times 10^{-3} \\ &= 1093 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Có thể thấy rằng từ biến, co ngót và chùng cốt thép gây ra một sự giảm ứng suất trong các tao dự ứng lực là 220 MPa tương đương với 16% ứng suất ban đầu trong chúng. Như vậy, tổng mất mát dự ứng lực (mất mát do co ngót đàn hồi cộng mất mát do co ngót, từ biến và chùng) trong các tao thép là 21%.

6.2.8 Tính toán độ võng và độ võng

Do dự ứng lực lệch tâm nên các dầm bê tông dự ứng lực thường cong ngược khi mô men tác dụng nhỏ. Độ võng ngược được gọi là độ võng. Độ võng này có thể tăng hay giảm theo thời gian phụ thuộc vào sự phân bố ứng suất trên cấu kiện dưới tác dụng của lực tác dụng lâu dài. Lực cộng tác dụng bổ sung, tất nhiên, làm cho cấu kiện có độ võng xuống.

Khi thiết kế, cần phải kiểm tra xem, liệu độ võng và độ võng có vượt quá các giới hạn cho phép hay không. Việc tính toán độ võng có thể được thực hiện theo các phương pháp đã được giới thiệu trong các tài liệu về cơ học kết cấu hay sức bền vật liệu. Phần sau đây trình bày tóm tắt cách tính độ võng dựa trên độ cong.

Quan hệ mô men – độ cong có thể được sử dụng để tính toán độ cong dọc theo cấu kiện tương ứng với một sự phân bố mô men cho trước và độ võng có thể được xác định từ các độ

cong này. Quá trình tính toán cho một dầm bê tông dự ứng lực chịu lực phân bố đều được minh họa trên Hình 6.27.

Sự thay đổi góc quay giữa hai điểm bất kỳ dọc theo dầm bằng diện tích biểu đồ độ cong giữa hai điểm này, tức là

$$\theta_{BC} = \int_{x_c}^{x_b} \psi dx \quad (6.50)$$

Sự chênh lệch giữa điểm B và tiếp tuyến kẻ từ điểm C bằng mô men tĩnh của diện tích biểu đồ độ cong giữa điểm B và điểm C đối với điểm B.

$$\delta_{BC} = \int_{x_c}^{x_b} \psi (x_b - x) dx \quad (6.51)$$

Đối với dầm giản đơn chịu lực rải đều, độ võng tại giữa nhịp có thể tìm được từ phương trình (6.51) như sau

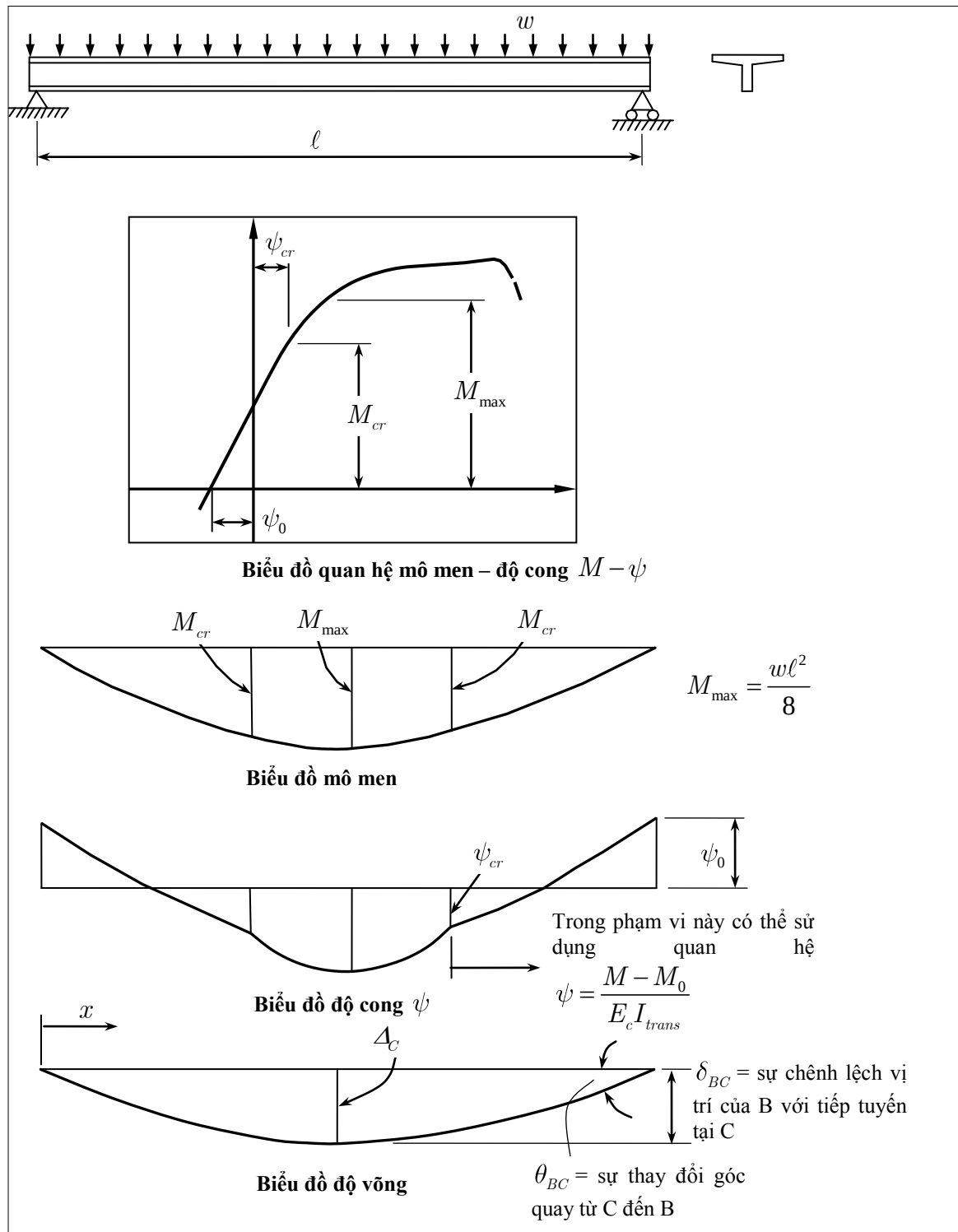
$$\Delta = \int_0^{0,5l} \psi x dx \quad (6.52)$$

Để tìm được độ võng, cách đơn giản nhất là thực hiện việc tích phân theo dạng số (xem Hình 6.28). Như vậy, phương trình (6.52) được gần đúng thành

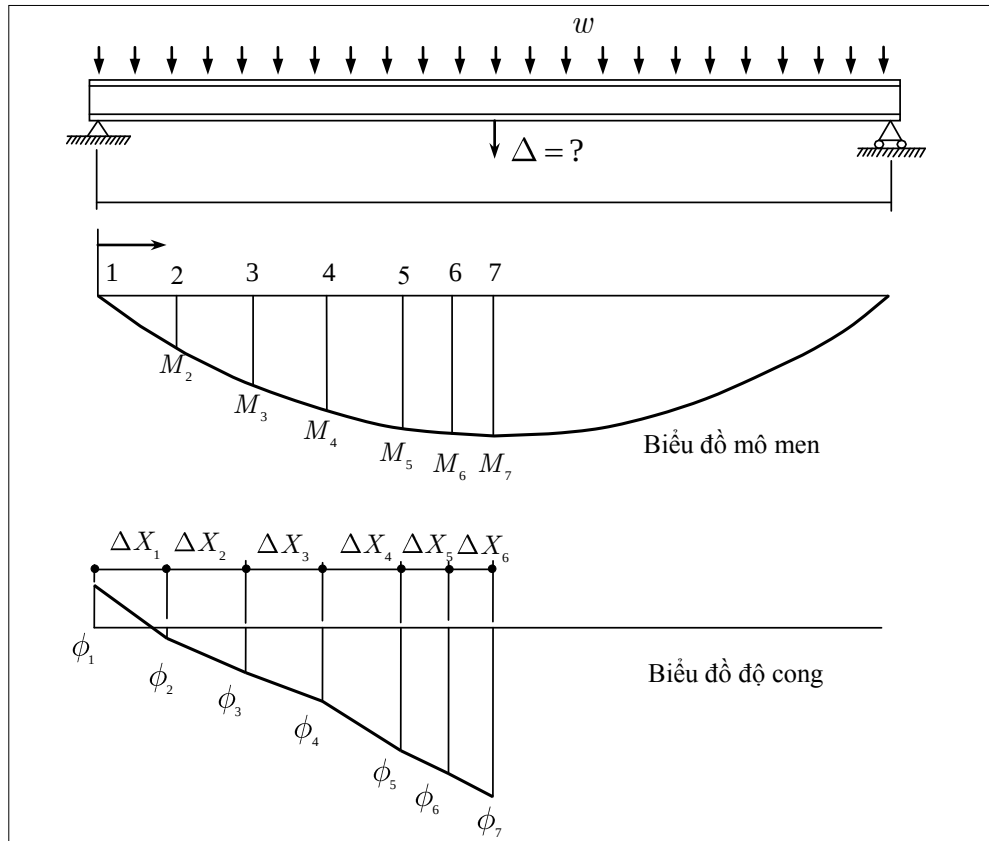
$$\Delta = \left(\frac{\psi_1 x_1 + \psi_2 x_2}{2} \Delta x_1 \right) + \left(\frac{\psi_2 x_2 + \psi_3 x_3}{2} \Delta x_2 \right) + \dots \quad (6.53)$$

Khi tính toán độ võng ứng với tải trọng khai thác, có thể giả thiết là kết cấu làm việc trong giai đoạn đàn hồi chưa nứt để tính toán độ cong. Giả thiết này làm đơn giản hoá quá trình tính toán nhưng vẫn đảm bảo độ chính xác cần thiết. Như vậy, từ phương trình (6.43),

$$\psi = \frac{M - M_0}{E_c I_{trans}}$$



Hình 6.27 Tính toán độ võng theo độ cong



Hình 6.28 Tích phân số độ cong để tính độ võng tại giữa nhịp

6.2.9 Ví dụ tính toán độ võng và độ võng

Ví dụ sau sẽ trình bày cách tính toán độ võng và độ võng của một dầm giản đơn dự ứng lực kéo trước, mặt cắt chữ T như được thể hiện trên Hình 6.15. Nội dung là tính toán độ võng ngắn hạn và dài hạn cho nhịp 24,4 m chỉ chịu tải trọng bản thân cũng như độ võng giữa nhịp tại thời điểm phá hoại khi dầm bị chất tải lớn. Giả thiết là, độ lệch tâm của cốt dự ứng lực không thay đổi dọc theo chiều dài cấu kiện. Trọng lượng bản thân của cấu kiện là 8,76 kN/m.

(a) Tính toán độ võng ngắn hạn

Với giả thiết về ứng xử đàn hồi chưa nứt, độ cong thường được biểu diễn dưới dạng

$$\psi = \frac{M}{E_c I_{trans}} - \frac{M_0}{E_c I_{trans}} \quad (6.54)$$

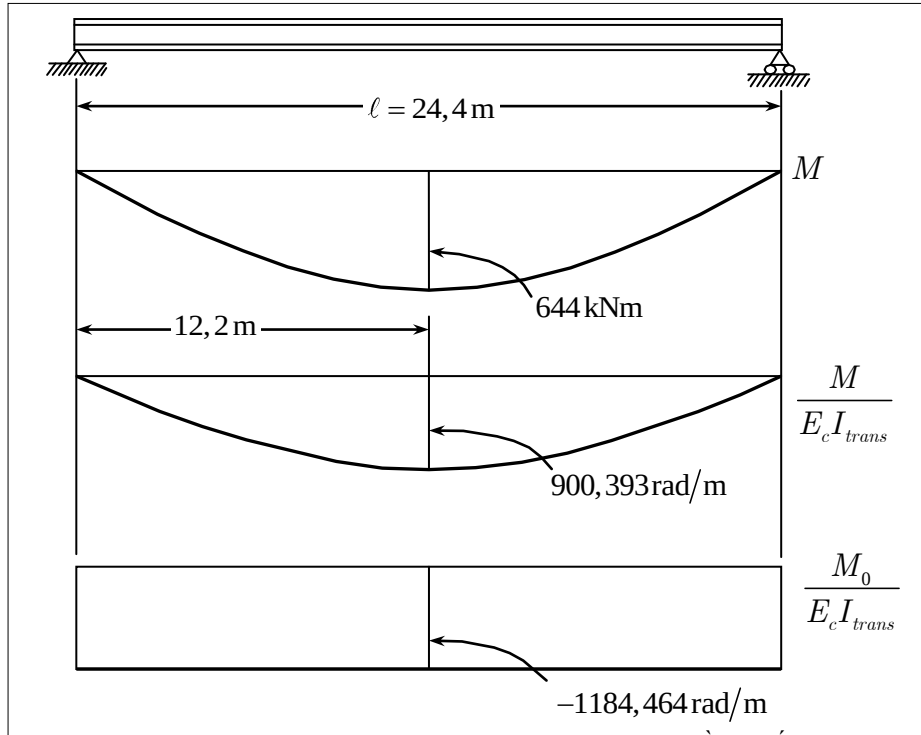
Dưới tác dụng ngắn hạn, các số liệu cho dầm đã được tính toán trong mục 6.2.6(a):

$$E_c = 23200 \text{ MPa}$$

$$I_{trans} = 30830 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$M_0 = 847 \text{ kNm}$$

Mô men do tĩnh tải ở giữa nhịp là 644 kNm. Độ cong dọc theo chiều dài nhịp được thể hiện trên Hình 6.29.



Hình 6.29 Độ cong được sử dụng trong tính toán độ võng ngắn hạn

Từ mô men tĩnh của diện tích của biểu đồ này, độ võng (độ võng ngược) tại điểm giữa nhịp ngay sau khi cắt cáp dự ứng lực là

$$\begin{aligned}\Delta &= 12,2 \times 1183,464 \times 10^{-6} \times 0,5 \times 12,2 - \frac{2}{3} \times 12,2 \times 900,393 \times 10^{-6} \times \frac{5}{8} \times 12,2 \\ &= 0,088 - 0,056 \\ &= 0,032 \text{ m}\end{aligned}$$

(b) Tính toán độ võng dài hạn

Với tác dụng dài hạn, các số liệu sau đã được tính toán trong mục 6.2.6(b):

$$E_{c,eff} = 6237 \text{ MPa}$$

$$I_{trans} = 36450 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$M_0 = 709 \text{ kNm}$$

Như vậy, sau khi co ngót, từ biến và chùng cốt thép đã xảy ra,

$$\begin{aligned}\frac{M}{E_{c,eff} I_{trans}} &= \frac{645,2214 \times 10^3}{6237 \times 10^6 \times 36450 \times 10^{-6}} \\ &= 2,8 \times 10^{-3} \text{ rad/m}\end{aligned}$$

Trong khi đó,

$$\frac{M_0}{E_{c,eff} I_{trans}} = \frac{709 \times 10^3}{6237 \times 10^6 \times 36450 \times 10^{-6}}$$

$$= 3,11 \times 10^{-3} \text{ rad/m}$$

Như vậy, độ võng dài hạn tại giữa nhịp là

$$\Delta = 12,2 \times 3,11 \times 10^{-3} \times 0,5 \times 12,2 - \frac{2}{3} \times 12,2 \times 2,80 \times 10^{-3} \times \frac{5}{8} \times 12,2$$

$$= 0,231 - 0,174$$

$$= 0,057 \text{ m}$$

Cũng phải lưu ý rằng, độ võng dài hạn thực tế có thể sai khác phần nào so với độ võng tính toán. Độ võng có thể bị ảnh hưởng bởi rất nhiều yếu tố như lịch sử chất tải, co ngót, từ biến và độ chùng cốt thép thực tế cũng như sự thay đổi tính chất của bê tông theo thời gian. Do đó, độ võng tính toán bao giờ cũng được coi là một ước tính.

Cũng phải nhận thấy là, trong ví dụ này, độ võng do trọng lượng bản thân cấu kiện đã tăng với hệ số $0,174/0,056 = 3,11$ trong khi đó, độ võng do ảnh hưởng của dự ứng lực lại tăng với hệ số $0,213/0,088 = 2,42$.

Sổ tay thiết kế của PCI (PCI Design Handbook) đã cung cấp “các hệ số đề xuất làm chỉ dẫn để ước tính độ võng và độ võng dài hạn của các cấu kiện phổ biến”. Các hệ số này cung cấp trong Bảng 6.7. Từ bảng này có thể thấy rằng, các hệ số dài hạn được tính toán ở trên lớn hơn một ít so với các giá trị được cung cấp trong PCI là 2,70 và 2,45.

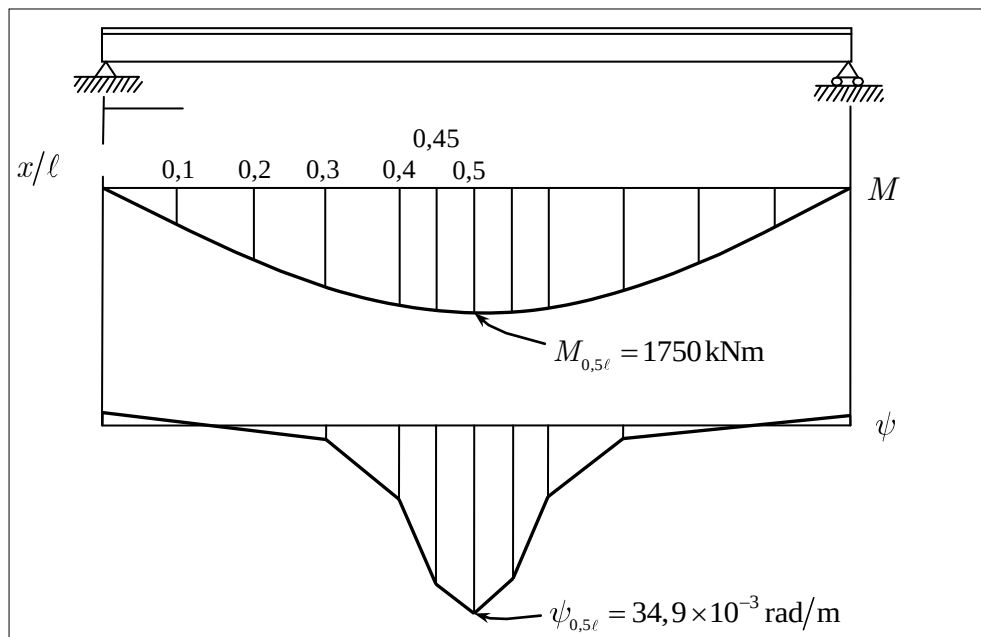
Bảng 6.7 Các hệ số kiến nghị được sử dụng để tham khảo khi tính toán độ võng và độ võng dài hạn cho các cấu kiện điển hình

	Không có bản liên hợp	Có bản liên hợp
Tại thời điểm xây dựng		
(1) Thành phần độ võng (hướng xuống) – áp dụng cho độ võng đàn hồi do trọng lượng bản thân cấu kiện lúc cắt cáp dự ứng lực	1,85	1,85
(2) Thành phần độ võng (hướng lên) – áp dụng cho độ võng đàn hồi do dự ứng lực lúc cắt cáp dự ứng lực	1,80	1,80
Cuối cùng		
(3) Thành phần độ võng (hướng xuống) – áp dụng cho độ võng đàn hồi do trọng lượng bản thân cấu kiện lúc cắt cáp dự ứng lực	2,70	2,40
(4) Thành phần độ võng (hướng lên) – áp dụng cho độ võng đàn hồi do dự ứng lực lúc cắt cáp dự ứng lực	2,45	2,20

(5) Thành phần độ võng (hướng xuống) – áp dụng cho độ võng đàn hồi chỉ do tĩnh tải bổ sung	3,00	3,00
(6) Thành phần độ võng (hướng xuống) – áp dụng cho độ võng đàn hồi gây ra bởi bản liên hợp	-	2,30

(c) Tính toán độ võng tại thời điểm phá hoại

Để ước tính độ võng của dầm mặt cắt chữ T tại thời điểm phá hoại, đáp ứng mô men-độ cong đã được xác định trong mục 6.2.4 sẽ được sử dụng. Hình 6.30 thể hiện biểu đồ mô men khi dầm chịu tác dụng của lực phân bố đều đủ lớn để tạo ra phá hủy ở giữa nhịp. Để tạo ra mô men phá hoại 1750 kNm ở giữa nhịp, cần phải đặt một tải trọng phân bố đều là 6,10 kN/m. Độ cong tương ứng với mô men tại thời điểm phá hoại được thể hiện trên Hình 6.30 và được liệt kê trong Bảng 6.8.



Hình 6.30 Sự phân bố mô men và độ cong tại thời điểm phá hoại

Từ phương trình (5-42), độ võng tại giữa nhịp là

$$\begin{aligned}
 \Delta \times 10^3 &= \left(\frac{-1,77 \times 0 - 0,26 \times 2,44}{2} \right) \times 2,44 \\
 &+ \left(\frac{-0,27 \times 2,44 + 0,35 \times 4,88}{2} \right) \times 2,44 \\
 &+ \left(\frac{0,35 \times 4,88 + 2,32 \times 7,32}{2} \right) \times 2,44 \\
 &+ \left(\frac{2,32 \times 7,32 + 15,6 \times 9,76}{2} \right) \times 2,44 \\
 &+ \left(\frac{15,6 \times 9,76 + 29,8 \times 10,98}{2} \right) \times 1,22 \\
 &+ \left(\frac{29,8 \times 10,98 + 34,9 \times 12,2}{2} \right) \times 1,22 \\
 &= -0,80 + 1,44 + 22,80 + 206,50 + 292,47 + 459,32 \\
 &= 980 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Như vậy, khi phá hoại, độ võng ở giữa nhịp là

$$\Delta = 980 \text{ mm}$$

và tỷ lệ độ võng/chiều dài nhịp là 1/25.

Bảng 6.8 Mômen và độ cong dọc theo dầm ứng với tải trọng phá hoại

x / L		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,45	0,50
$M / (wl^2/8)$		0	0,360	0,640	0,840	0,960	0,990	1,000
M	kNm	0	630	1119	1464	1679	1731	1750
$\psi \times 10^3$	rad/m	-1,76	-0,26	0,35	2,32	15,6	29,8	34,9

6.2.10 Xem xét đến quá trình thi công – Kết cấu liên hợp

Trong các phần đã trình bày ở trên, một giả thiết đã được chấp nhận là, bê tông trong các cấu kiện được xem như được đúc cùng một lúc. Tuy nhiên, nhiều cấu kiện bê tông dự ứng lực được thi công theo giai đoạn. Ví dụ, các dầm mặt cắt chữ I trong kết cấu cầu hoặc các dầm chữ T hoặc II trong các kết cấu xây dựng dân dụng thường có lớp mặt liên hợp được đổ bê tông tại chỗ.

Hình 6.31 minh họa các điều kiện tương thích về biến dạng cho một dầm liên hợp. Tại thời điểm đổ bê tông lớp mặt, bê tông trong cấu kiện bê tông đúc sẵn đã có biến dạng khá lớn ở nhưng biến dạng ở bê tông lớp mặt lại bằng không. Như vậy, trên bề mặt của hai loại bê tông sẽ phát sinh một sự không liên tục về biến dạng. Sau khi bê tông của lớp mặt đông cứng, cả hai bê tông ở bề mặt tiếp xúc sẽ có cùng một sự thay đổi về biến dạng và, do đó, sự không liên tục về biến dạng được giữ là hằng số trong suốt cuộc đời của cấu kiện.

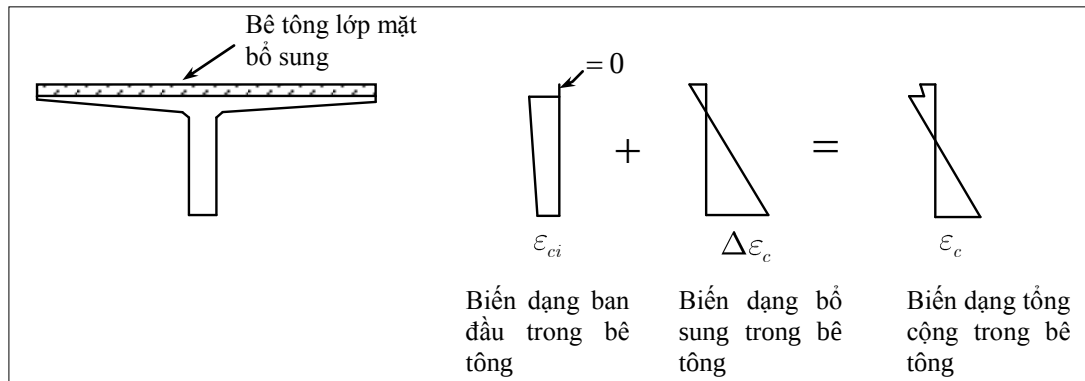
Biến dạng tổng cộng trong bê tông có thể được biểu diễn như là tổng của biến dạng ban đầu và biến dạng bổ sung. Như vậy, tại một cao độ bất kỳ, y , cho trước

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{ci} + \Delta\varepsilon_c \quad (6.55)$$

ở đây, ε_c = biến dạng tổng cộng tại cao độ y

ε_{ci} = biến dạng ban đầu tại cao độ y trước khi lớp mặt được đổ bê tông

$\Delta\varepsilon_c$ = biến dạng bổ sung tại cao độ y sau khi lớp mặt được đổ bê tông



Hình 6.31 Dầm chữ T đúc sẵn với bản bê tông đổ tại chỗ

Do biến dạng ban đầu được giả thiết là phân bố tuyến tính trên toàn mặt cắt ban đầu nên cần có hai biến số để mô tả sự phân bố này. Biến dạng bổ sung cũng được giả thiết là phân bố tuyến tính trên toàn mặt cắt ngang liên hợp. Do đó, cũng cần hai tham số bổ sung để mô tả sự phân bố biến dạng bổ sung. Nói cách khác, sự phân bố của biến dạng tổng cộng trong bê tông có thể được mô tả bởi 4 tham số (biến dạng tại mặt trên và tại mặt dưới của lớp mặt bê tông được đổ bổ sung, tại mặt trên của cấu kiện đúc sẵn và tại mặt dưới của cấu kiện).

Khi phân tích ứng xử của dầm liên hợp, cần phải xem xét đến lịch sử chất tải, nghĩa là, đầu tiên phải xác định được biến dạng ban đầu trong bê tông ε_{ci} của cấu kiện đúc sẵn ngay trước thời điểm đổ lớp bê tông bổ sung. Khi phân tích cấu kiện trong các giai đoạn sau, biến dạng ban đầu này được sử dụng để xác định sự phân bố biến dạng tổng cộng trong bê tông (xem Hình 6.31). Cũng như đối với các kết cấu bê tông bất kỳ, khi tính toán ứng suất trong bê tông theo biến dạng, chỉ được sử dụng những thành phần của biến dạng do ứng suất gây ra. Ví dụ sau sẽ trình bày cách xác định đáp ứng của cấu kiện liên hợp.

Dầm bê tông đúc sẵn dự ứng lực kéo trước có mặt cắt như được thể hiện trên Hình 6.15, có cường độ tại thời điểm truyền dự ứng lực là 24 MPa và cường độ ở tuổi 28 ngày là 34,5 MPa. Chiều dài nhịp của dầm đúc sẵn là 24,4 m. Sau khi lắp đặt dầm, lớp mặt bê tông có chiều dày 50 mm sẽ được đổ tại chỗ. Bê tông của lớp mặt có cường độ 28 ngày là 21 MPa. Yêu cầu tính toán quan hệ mô men – độ cong dài hạn của dầm liên hợp này.

Bước 1: Xác định ứng suất và biến dạng ngay trước khi đổ bê tông lớp mặt

Giả thiết là bản được đổ bê tông 50 ngày sau khi truyền dự ứng lực. Dầm dự ứng lực đúc sẵn được bảo dưỡng tăng tốc và có tuổi có hiệu, $t_i = 7$ ngày tại thời điểm truyền dự ứng lực.

(a) *Từ biến, co ngót và chùng ở thời điểm 50 ngày.* Tỷ lệ thể tích/ diện tích bề mặt của mặt cắt chữ T là $V/S = 55\text{mm}$. Do đó, theo Hình 2.18, Tập 1, hệ số điều chỉnh từ biến ứng với tỷ lệ thể tích/ diện tích bề mặt này sau 50 ngày dưới tác dụng của tải trọng là 0,83. Hệ số điều chỉnh cho cường độ bê tông là 0,82. Với giả thiết là, độ ẩm tương đối của môi trường bằng 70%, hệ số từ biến ở thời điểm 50 ngày được tính theo phương trình (2.14) Tập 1 là $\phi(57,7) = 0,96$. Mô đun đàn hồi của bê tông đúc sẵn tại thời điểm truyền dự ứng lực từ công thức (2.9), Tập 1 là 23200 MPa và, do đó, mô đun đàn hồi có hiệu của bê tông

$$E_{c,eff} = \frac{23200}{1 + 0,96} = 11840 \text{ MPa}$$

Hệ số điều chỉnh co ngót đối với tỷ lệ thể tích/ diện tích bề mặt $V/S = 55\text{mm}$ sau 50 ngày trong điều kiện khô là 0,87. Như vậy, biến dạng do co ngót ở thời điểm 50 ngày, được tính theo công thức (2.22), Tập 1 là

$$\varepsilon_{sh} = -0,23 \times 10^{-3}$$

Để xét đến mất mát do chùng trong các tạo thép dự ứng lực, ví dụ này sẽ sử dụng mô đun đàn hồi có hiệu, được tính toán với việc sử dụng công thức (3.8). Giả thiết rằng, hệ số chiết giảm là $\chi_r = 0,8$. Do đó,

$$\begin{aligned} E_{p,eff} &= [1 - 0,8(1 - 0,98)] \times 199000 \\ &= 197000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(b) *Các đặc trưng mặt cắt tính đối sau 50 ngày chịu tải.* Các đặc trưng mặt cắt tính đối ứng với $(n-1) = 15,62$ là

$$\begin{aligned} A_{trans} &= 389300 \text{ mm}^2 \\ y_{bt} &= 635 \text{ mm} \\ I_{trans} &= 32950 \times 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

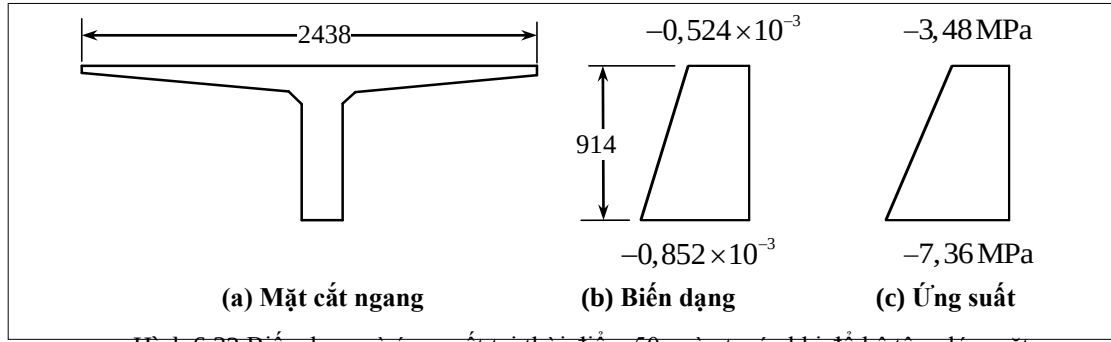
(c) *Ứng suất và biến dạng tại giữa nhịp.* Từ các công thức (6.46) và (6.47) có thể tính được $N_0 = 2880 \text{ kN}$ và $M_0 = 784 \text{ kNm}$. Vì lực dọc $N = 0$ nên biến dạng của bê tông tại trọng tâm của mặt cắt, theo phương trình (6.48), là

$$\varepsilon_{cen} = -0,624 \times 10^{-3}$$

Mô men giữa nhịp do trọng lượng bản thân của dầm T đúc sẵn là 644 kNm. Do đó, theo phương trình (6.49) độ cong của dầm T đúc sẵn ngay trước khi đổ bê tông lớp mặt là

$$\phi = -0,36 \times 10^{-3} \text{ rad/m}$$

Biến dạng tổng cộng của bê tông được thể hiện trên Hình 6.32.



Hình 6.32 Biến dạng và ứng suất tại thời điểm 50 ngày trước khi đổ bê tông lớp mặt

Bước 2: Xác định ứng suất và biến dạng bổ sung gây ra bởi trọng lượng bản thân của lớp mặt.

Giả thiết rằng, tại thời điểm đổ bê tông lớp mặt, bê tông đúc sẵn có cường độ là 34,5 MPa và mô đun đàn hồi ngắn hạn là $E_c = 26400 \text{ MPa}$. Đối với tải trọng ngắn hạn, $E_p = 200000 \text{ MPa}$ và do đó, $(n-1) = 6,58$. Từ đó, các đặc trưng của mặt cắt tính đối là

$$\begin{aligned} A_{trans} &= 377000 \text{ mm}^2 \\ y_{bt} &= 650 \text{ mm} \\ I_{trans} &= 30540 \times 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Khối lượng của lớp mặt bằng bê tông thường là $0,05 \times 2,438 \times 2,400 \times 9,8 = 2,90 \text{ kN/m}$. Do đó, mô men bổ sung tại giữa nhịp mà dầm đúc sẵn phải chịu do trọng lượng bê tông tươi bổ sung là

$$\begin{aligned} M &= \frac{wl^2}{8} \\ &= \frac{2,9 \times 24,4^2}{8} = 216 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Mô men bổ sung gây ra sự thay đổi độ cong của dầm là

$$\begin{aligned} \frac{M}{E_c I_{trans}} &= \frac{216 \times 10^3}{26400 \times 30540 \times 10^6 \times 10^{-12}} \\ &= 0,27 \times 10^{-3} \text{ rad/m} \end{aligned}$$

Sự thay đổi độ cong này gây ra sự thay đổi biến dạng ở thớ dưới của dầm là

$$-\phi y = -0,27 \times 10^{-3} \times (-0,65) = 0,175 \times 10^{-3}$$

Sự thay đổi về biến dạng này tương ứng với sự thay đổi ứng suất là

$$0,175 \times 10^{-3} \times 26400 = 4,61 \text{ MPa}$$

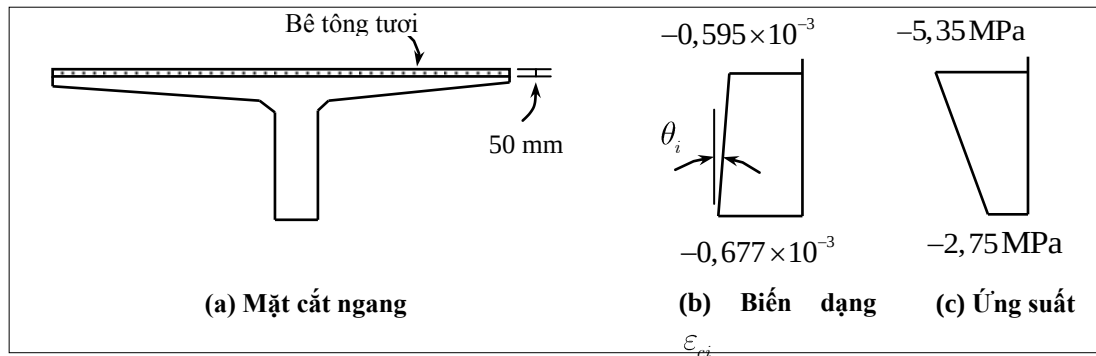
Tương tự, sự thay đổi biến dạng ở thớ trên là

$$-0,27 \times 10^{-3} \times (0,914 - 0,65) = -0,071 \times 10^{-3}$$

Và sự thay đổi ứng suất tương ứng là

$$-0,071 \times 10^{-3} \times 26400 = -1,87 \text{ MPa}$$

Biến dạng tổng cộng trong dầm đúc sẵn ngay sau khi đổ bê tông lớp mặt được thể hiện trên Hình 6.33b. Biến dạng này tương ứng với biến dạng ban đầu, $\varepsilon_{ci}(y)$ trong phương trình (6.55) và Hình 6.33. Độ cong ban đầu của dầm là $\phi_i = -0,36 \times 10^{-3} + 0,27 \times 10^{-3} = -0,09 \times 10^{-3} \text{ rad/m}$. Ứng suất của bê tông trong mặt cắt ngang tại thời điểm này được thể hiện trên Hình 6.33c. Lưu ý rằng, tại thời điểm này, biến dạng và ứng suất trong bê tông của lớp mặt được giả thiết là bằng không.



Hình 6.33 Biến dạng và ứng suất ngay sau khi đổ bê tông lớp mặt

Bước 3: Xác định các thông số vật liệu ứng với tải trọng dài hạn

Giả thiết rằng, dầm sẽ chịu lực trong thời gian 10.000 ngày (27 năm).

(a) *Dầm đúc sẵn.* Do bê tông bổ sung của lớp mặt, tỷ số thể tích/diện tích bề mặt của dầm T được thay đổi thành 91 mm. Do đó, từ công thức (2.14) Tập 1, $\phi(1007,7) = 1,76$ và mô đun đàn hồi có hiệu là

$$E_{c,eff} = \frac{23200}{1+1,76} = 8410 \text{ MPa}$$

Từ Hình 2.16 và bảng 2.4, Tập 1, biến dạng mà tại đó, đường cong ứng suất – biến dạng dài hạn đạt ứng suất cao nhất 34,5 MPa là

$$\varepsilon'_c = \frac{34,5 \times 2,8}{8410 \times (2,8 - 1)} = 6,38 \times 10^{-3}$$

Từ công thức (2.22), Tập 1, biến dạng do co ngót là $\varepsilon_{sh} = -0,43 \times 10^{-3}$. Giả thiết là cường độ chịu kéo của bê tông trong dầm đúc sẵn là 2,07 MPa.

(b) *Lớp mặt bê tông đổ tại chỗ.* Tỷ lệ thể tích/diện tích bề mặt của lớp mặt là 50 mm. Tuổi của bê tông lớp mặt ít hơn của dầm đúc sẵn là 50 ngày. Giả thiết là, bê tông của lớp mặt bắt đầu chịu lực sớm: 1 ngày sau khi bê tông được đúc. Như vậy, hệ số từ biến theo phương trình (2.14), Tập 1 là

$$\phi(9957,1) = 3,11$$

Giả thiết rằng, mô đun đàn hồi của bê tông lớp mặt sau 1 ngày tuổi bằng 70% mô đun đàn hồi 28 ngày. Do tất cả các ứng suất trong bê tông lớp mặt phát triển dần theo thời gian nên có thể sử dụng mô đun đàn hồi hiệu chỉnh, $E_{c,adj}$. Từ công thức (2.16) Tập 1,

$$E_{c,adj} = \frac{0,7 \times 22000}{1 + 0,8 \times 3,11} = 4420 \text{ MPa}$$

Từ công thức (2.7) và bảng 2.4 Tập 1, biến dạng mà tại đó ứng suất trong bê tông đạt đến cường độ của nó, 21 MPa, là

$$\varepsilon'_c = -9,38 \times 10^{-3}$$

Giả thiết rằng, lớp mặt được bảo dưỡng ẩm trong 3 ngày. Từ hình 2.22, Tập 1, hệ số điều chỉnh co ngót cho tỷ số thể tích / diện tích bằng 50 mm sau 9954 ngày trong điều kiện khô là 0,95. Biến dạng co ngót tính được theo công thức (2.21), Tập 1 là

$$\varepsilon_{sh} = -0,48 \times 10^{-3}$$

Giả thiết rằng, bê tông lớp mặt bị nứt khi ứng suất kéo đạt 1,52 MPa.

(c) *Thép dự ứng lực.* Từ các công thức (3.7) và (3.6), mô đun đàn hồi có hiệu của các tao thép là

$$E_{p,eff} = 196000 \text{ MPa}$$

Giả thiết rằng, dưới tác dụng dài hạn, các tao thép bị đứt tại biến dạng bằng 0,054.

Bước 4: Tính toán quan hệ mô men – độ cong dài hạn

Quan hệ mô men – độ cong dài hạn cho dầm liên hợp với biến dạng ban đầu như trên Hình 6.33b cũng được tính toán bằng phần mềm Response 2000. Kết quả tính toán được thể hiện trong các Bảng 6.9 và Bảng 6.10.

Bảng 6.9 Ứng xử dài hạn của mặt cắt liên hợp, được tính toán khi có xét đến lực kéo trong bê tông

$\Delta\varepsilon_t \times 10^{-3}$	$\Delta\varepsilon_b \times 10^{-3}$	$\Delta\phi \times 10^{-3}$	$\psi \times 10^{-3}$	M	Nhận xét
18,98	-7,00	-26,92	-27,00	-204	Độ cong bằng không
10,76	-5,00	-16,32	-16,41	-162	
2,06	-2,50	-4,72	-4,81	-32	
0,54	-1,96	-2,59	-2,68	-36	
-0,136	-0,85	-0,74	-0,83	442	Lớp mặt nứt
-0,38	-0,29	0,09	0	722	Mặt dưới nứt
-0,72	0,493	1,26	1,17	1118	
-1,00	1,54	2,63	2,54	1320	

CHƯƠNG 6 – TÍNH TOÁN ỨNG XỬ CHỊU LỰC CỦA CÁC CẤU KIỆN BÊ TÔNG DỰ ỨNG LỰC

-1,50	4,73	6,45	6,36	1562	
-2,00	9,57	12,00	11,91	1637	
-3,00	20,91	24,77	24,68	1711	
-4,00	33,83	39,19	39,10	1778	
-5,00	47,89	54,80	54,71	1842	Phá hoại tại vết nứt

Bảng 6.10 Ứng xử dài hạn của mặt cắt liên hợp, được tính toán không xét đến lực kéo trong bê tông

$\Delta\varepsilon_t \times 10^{-3}$	$\Delta\varepsilon_b \times 10^{-3}$	$\Delta\phi \times 10^{-3}$	$\phi \times 10^{-3}$	M	Nhận xét
-4,00	34,04	39,40	39,31	1765	
-5,17	50,71	57,90	57,82	1839	Mô men cực đại
-4,84	50,70	57,54	57,45	1523	2 tao bị phá hoại
-5,04	53,98	61,15	61,06	1532	
-4,67	53,94	60,72	60,63	1234	4 tao bị phá hoại
-4,87	57,63	64,76	64,67	1241	
-4,45	57,56	64,25	64,15	959	6 tao bị phá hoại

Như vậy, có thể thấy rằng, mô men gây nứt thớ dưới của dầm đúc sẵn sẽ ứng với biến dạng bổ sung tại thớ dưới của dầm là $0,493 \times 10^{-3}$. Giá trị này được tính toán như sau:

Biến dạng do ứng suất gây nứt trong bê tông là

$$\varepsilon_{cr} = \frac{f_{cr}}{E_{c,eff}} = \frac{2,07}{8410} = 0,246 \times 10^{-3}$$

Biến dạng tổng cộng trong bê tông được tính toán bằng việc cộng biến dạng co ngót với biến dạng phát sinh do ứng suất:

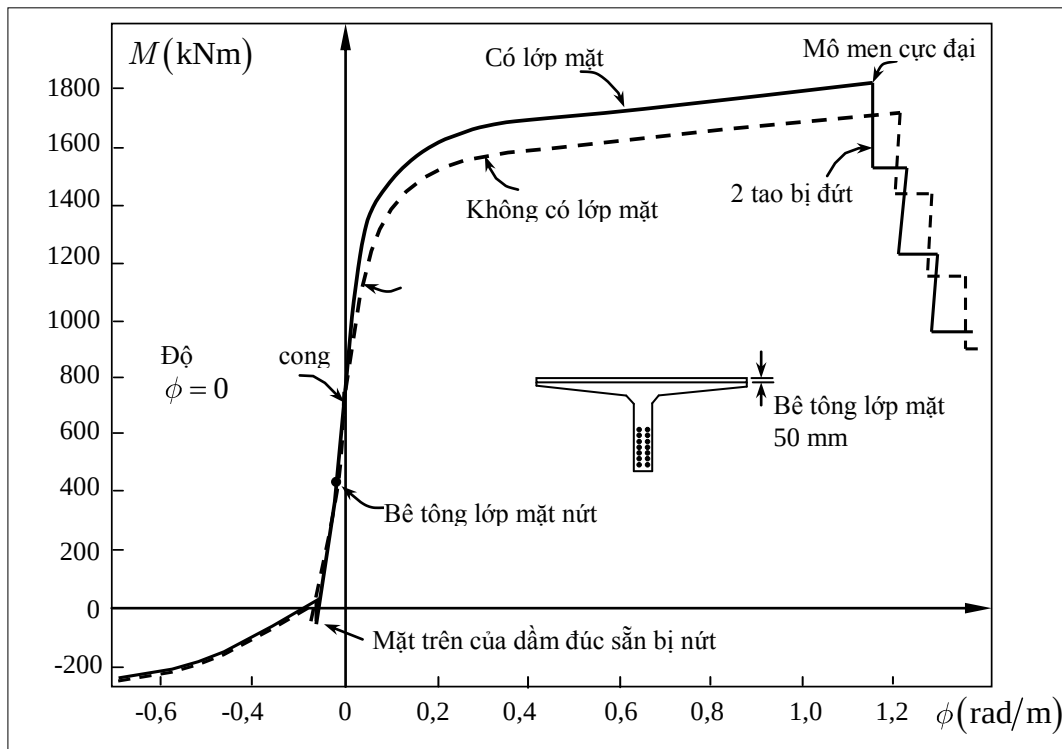
$$\begin{aligned}\varepsilon_c &= \varepsilon_{cf} + \varepsilon_{sh} \\ &= 0,246 \times 10^{-3} - 0,430 \times 10^{-3} \\ &= -0,184 \times 10^{-3}\end{aligned}$$

Tuy nhiên, do biến dạng ban đầu tại thớ dưới của dầm là $-0,677 \times 10^{-3}$ nên, từ công thức (6.55)

$$\begin{aligned}\Delta\varepsilon_c &= \varepsilon_c - \varepsilon_{ci} \\ &= -0,184 \times 10^{-3} - (-0,677 \times 10^{-3}) \\ &= 0,493 \times 10^{-3}\end{aligned}$$

Quan hệ mô men – độ cong dài hạn của dầm liên hợp được thể hiện trên Hình 6.34. Hình này cũng thể hiện ứng xử của dầm mặt cắt chữ T không có lớp bê tông mặt bổ sung đã được tính toán trong mục 6.2.4. Từ hình này, có thể rút ra các nhận xét sau:

1. Việc bổ sung lớp mặt làm tăng độ cứng chống uốn khoảng 6%. Giá trị này cũng tương ứng với sự tăng độ cao tổng cộng của cấu kiện.
2. Việc bổ sung lớp mặt làm tăng độ cứng của cấu kiện trong phạm vi chưa nứt.
3. Chỉ có một miền nhỏ mô men mà trong đó, dầm có lớp mặt không bị nứt. Dầm đúc sẵn kiểm chế biến dạng co ngót của lớp bê tông đổ tại chỗ và gây ra ứng suất kiểm chế làm nứt lớp mặt, nhất là ở vùng có mô men nhỏ.
4. Việc nứt lớp mặt làm giảm độ cứng của dầm liên hợp xuống bằng độ cứng của dầm đúc sẵn, là bộ phận vẫn được giữ chưa nứt.
5. Một sự thay đổi đáng kể về ứng xử xảy ra khi cánh trên không có cốt thép của dầm đúc sẵn bị nứt.



Hình 6.34 Quan hệ mô men – độ cong của dầm liên hợp

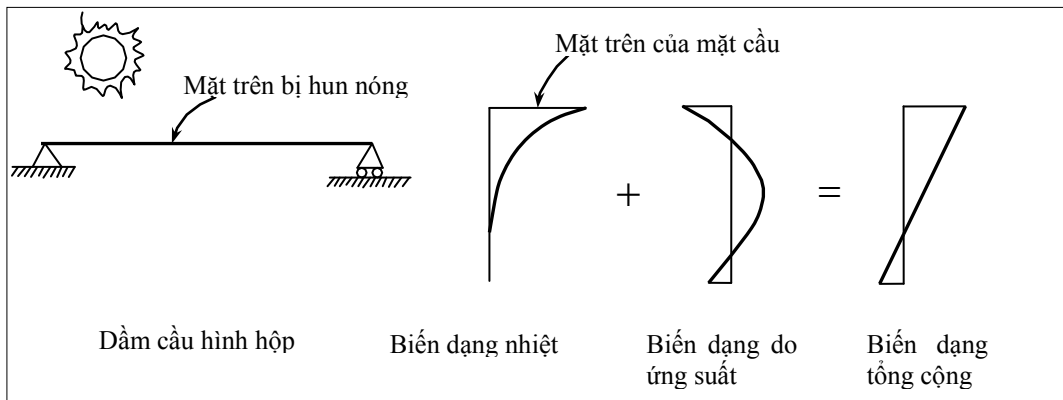
6.2.11 Tính toán biến dạng do co ngót và thay đổi nhiệt độ không đều

Các vết nứt trong các kết cấu bê tông thường được sinh ra bởi sự kiểm chế về biến dạng do nhiệt độ và co ngót. Đối với một số cầu bê tông dự ứng lực, sự thay đổi về ứng suất trên bề mặt gây ra bởi ánh nắng mặt trời còn lớn hơn giá trị bởi xe cộ. Leonhardt [] đã chỉ ra rằng, “nhiệt độ đóng vai trò quan trọng trong việc gây ứng suất nhiều hơn mức mà hầu hết các kỹ sư vẫn quan niệm”.

Nếu nhiệt độ trên dầm giản đơn trên Hình 6.35 tăng đều, thì sẽ không có ứng suất cường bức được sinh ra, dầm chỉ đơn giản là dài ra. Nếu kết cấu này chịu nhiệt độ thay đổi tuyến tính trên mặt cắt, cũng sẽ không có ứng suất cường bức được sinh ra. Dầm chỉ đơn giản là bị cong lên hay cong xuống cùng với sự thay đổi chiều dài. Nếu dầm không phải là dầm giản

đơn, nó sẽ bị các gối kiểm chế không cho dãn dài hoặc cong. Việc tính toán các hiệu ứng do cường bức trong các kết cấu siêu tĩnh đã được giới thiệu trong các tài liệu về Cơ học kết cấu. Phần sau đây chỉ xem xét các kết cấu tĩnh định, nghĩa là các kết cấu không có các liên kết thừa.

Nếu biến dạng nhiệt thay đổi phi tuyến trên mặt cắt ngang, ứng suất cường bức sẽ phát triển ngay cả trong kết cấu tĩnh định. Nếu các thớ riêng biệt của mặt cắt ngang không được liên kết với nhau, chúng sẽ tự do chịu các biến dạng nhiệt gây ra bởi sự phân bố phi tuyến của nhiệt độ. Các biến dạng phát sinh sẽ làm cho mặt cắt bị biến dạng (mặt cắt phẳng sẽ không còn được giữ là phẳng). Các thí nghiệm đã chỉ ra rằng, các biến dạng nhiệt không đều, trong thực tế, không làm biến dạng mặt cắt ngang. Thay cho điều đó, các biến dạng bổ sung sẽ phát triển do ứng suất tự cân bằng và tạo ra sự phân bố tuyến tính của biến dạng tổng cộng trong bê tông.



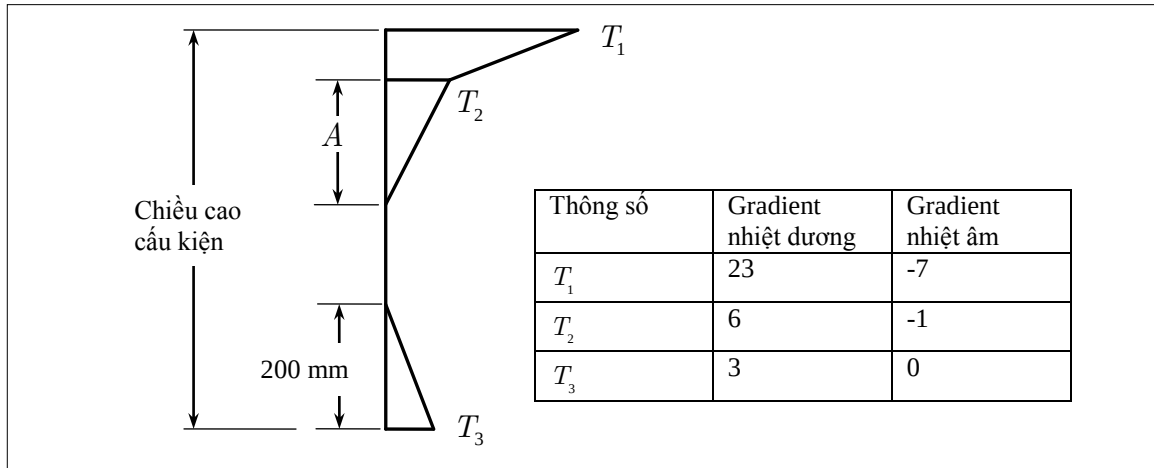
Hình 6.35 Biến dạng nhiệt trong dầm hình hộp

Các giá trị cụ thể của nhiệt độ trên mặt cắt ngang là rất quan trọng để xác định độ dẫn nhiệt của cấu kiện. Tuy nhiên, khi xác định ứng suất nhiệt thì sự phân bố của biến dạng nhiệt còn quan trọng hơn giá trị cụ thể của chúng. Hình 6.36 giới thiệu một sự phân bố nhiệt được 22 TCN 272-05 khuyến nghị để kiểm tra ứng suất nhiệt trên mặt cắt ngang cầu do ánh nắng mặt trời. Trong hình này, giá trị “A” được lấy như sau

- Bằng 300 mm cho các mặt cắt cầu có chiều cao lớn hơn hay bằng 400 mm,
- Bằng chiều cao thực tế của mặt cắt ngang trừ đi 100 mm.

Bên cạnh nhiệt độ thay đổi do ánh nắng mặt trời, nhiệt phát sinh do quá trình thủy hóa của xi măng cũng gây ra một sự phân bố rất không đồng đều, nhất là khi thi công bê tông trong mùa đông. Các tính toán và quan sát cho thấy rằng, gradient nhiệt đạt giá trị lớn nhất khoảng một ngày sau khi đổ bê tông.

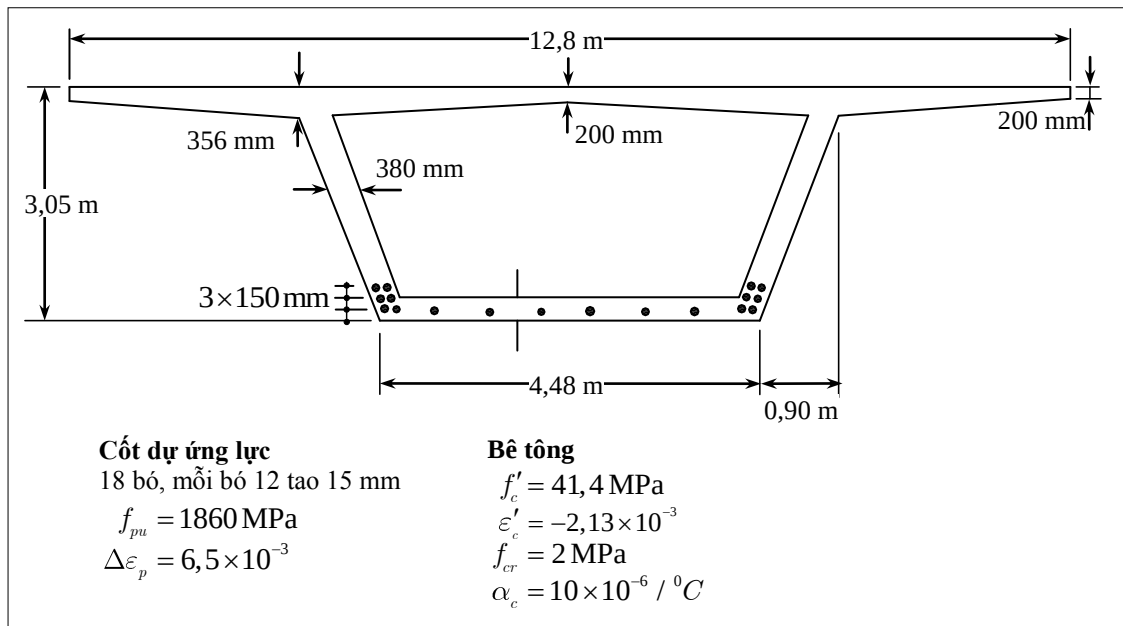
Biến dạng do co ngót cũng thể hiện sự phân bố phi tuyến theo chiều cao của mặt cắt do sự mất mát độ ẩm lớn ở gần bề mặt. Biến dạng co ngót phi tuyến sẽ gây ra ứng suất tự cân bằng tương tự như thành phần gây ra bởi biến dạng nhiệt phi tuyến. Như vậy, sự khô nhanh bề mặt bê tông non sẽ gây ra ứng suất kéo lớn trên bề mặt. Do cường độ chịu kéo của bê tông non còn thấp nên các ứng suất kéo này sẽ gây ra nứt trong bê tông.



Hình 6.36 Sự thay đổi nhiệt khuyến nghị cho mặt cắt dầm cầu theo 22 TCN 272-05

Sự có mặt của biến dạng do nhiệt và co ngót đã được kể đến trong các biểu thức về đáp ứng đàn hồi chưa nứt. Các biến dạng không do ứng suất gây ra này ($\varepsilon_{co}, \varepsilon_{so}, \varepsilon_{po}$) đã được xem xét bằng cách dịch chuyển các quan hệ ứng suất – biến dạng (xem Hình 6.21). Cùng với dự ứng lực, các biến dạng này làm cho quan hệ lực – biến dạng bị dịch chuyển khỏi vị trí gốc (xem Hình 6.22). Với sự phân bố đều của biến dạng nhiệt và co ngót, các tích phân liên quan đến các đại lượng này có thể được tính toán dễ dàng [xem các phương trình (6.46) và (6.47)]. Nếu sự phân bố của chúng là không đều, nên áp dụng tích phân số để tính toán N_0 và M_0 .

Khi tính toán đáp ứng chịu uốn của các cấu kiện có xét đến sự phân bố không đều của biến dạng nhiệt và co ngót, việc sử dụng phương pháp chia lớp sẽ làm cho công việc đơn giản hơn. Các giá trị biến dạng nhiệt và co ngót sẽ được nhập cho từng lớp và sự chuyển dịch biến dạng này ($\varepsilon_{co}, \varepsilon_{so}, \varepsilon_{po}$) sẽ được khấu trừ đi từ biến dạng tổng cộng ($\varepsilon_c, \varepsilon_s, \varepsilon_p$) để tính toán biến dạng do ứng suất gây ra ($\varepsilon_{cf}, \varepsilon_{sf}, \varepsilon_{pf}$).



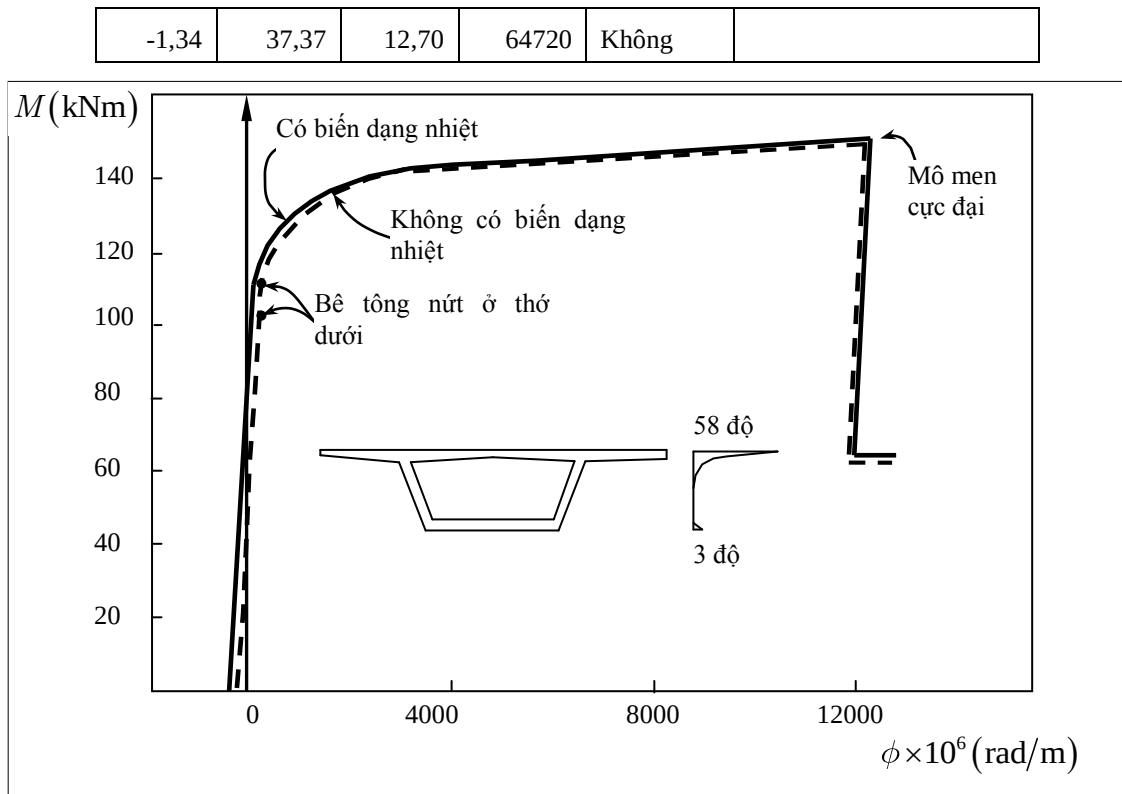
Hình 6.37 Mặt cắt ngang tại giữa nhịp của cầu dầm hộp

Ví dụ sau đây sẽ trình bày cách xem xét ảnh hưởng của biến dạng nhiệt không đều đến sự làm việc của một cầu dầm hình hộp, dự ứng lực kéo sau như được mô tả trên Hình 6.37. Dầm được gôỉ giản đơn với nhịp 61 m. Giả thiết rằng, không có lớp mặt asphalt (tức là $h = 0$).

Ứng xử của dầm hộp sẽ được tính toán bằng phần mềm Response 2000. Bảng 6.11 tổng kết các giá trị đáp ứng tính toán với giả thiết không có biến dạng nhiệt, Bảng 6.12 cung cấp các đáp ứng tính toán khi có xét đến biến dạng nhiệt. Hai bảng này và Hình 6.38 cho thấy rằng, biến dạng nhiệt có ảnh hưởng rất nhỏ đến đáp ứng mô men-độ cong tổng thể của dầm hộp.

Bảng 6.11 Đáp ứng của mặt cắt dầm hình hộp được tính toán khi bỏ qua biến dạng nhiệt

$\varepsilon_t \times 10^3$	$\varepsilon_b \times 10^3$	$\phi \times 10^3$	M	Sự tăng cứng kéo	Nhận xét
		rad/m	kNm		
0,068	-0,61	-0,22	0	có	Mô men bằng không
-0,24	-0,10	0,05	76320	có	Mô men do tĩnh tải
-0,35	0,073	0,14	890	có	Mặt dưới nứt
-0,50	1,13	0,54	119250	có	
-0,75	4,41	1,69	137590	có	
-1,00	9,11	3,32	450	có	
-1,50	20,30	7,15	146500	có	
-2,08	35,37	12,28	151 240	Không	Mô men cực đại
-1,30	35,33	12,02	64380	Không	10 tao bị đứt



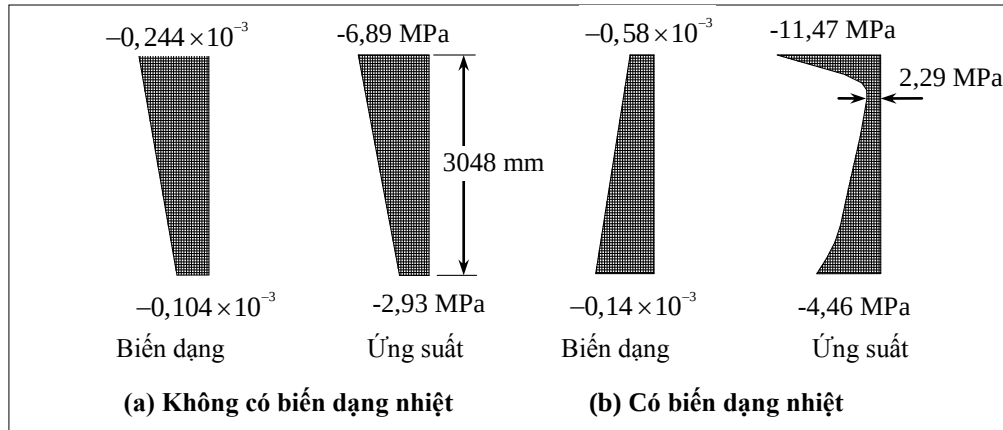
Hình 6.38 Ảnh hưởng của biến dạng nhiệt đến quan hệ mô men – độ cong

Bảng 6.12 Thông số mô tả ứng xử của mặt cắt dầm hộp được tính toán khi có kể đến biến dạng nhiệt

$\varepsilon_t \times 10^3$	$\varepsilon_b \times 10^3$	$\psi \times 10^3$ rad/m	M kNm	Sự tăng cứng kéo	Nhận xét
0,31	-0,66	-0,32	0	có	Mô men bằng không
-0,06	-0,14	-0,03	76320	có	Mô men do tĩnh tải
-0,20	0,09	0,09	110850	có	Mặt dưới nứt
-0,50	3,61	1,35	136550	có	
-0,75	8,28	2,96	141490	có	
-1,00	13,73	4,84	144020	có	
-1,25	19,76	6,90	146480	có	
-1,50	26,14	9,08	149010	có	
-1,70	31,32	10,84	151010	có	
-1,85	35,36	12,20	15170	Không	Mô men cực đại
-1,02	35,32	11,92	64440	Không	10 tao bị đứt
-1,06	37,34	12,60	64770	Không	

Trong khi biến dạng nhiệt có ảnh hưởng rất nhỏ đến ứng xử tổng thể và mô men phá hoại của dầm, nó lại ảnh hưởng lớn đến ứng suất của bê tông với tải trọng khai thác. Hình 6.39a thể hiện ứng suất trong bê tông ở giữa nhịp do trọng lượng bản thân và dự ứng lực. Hình 6.39b thể hiện ứng suất trong bê tông có kể thêm biến dạng nhiệt. Có thể thấy rằng, biến dạng nhiệt làm giảm đáng kể ứng suất nén trong vách hộp nhưng làm tăng ứng suất nén trong các

bản nắp. Các vết nứt đứng trong các vách của các cầu dầm hộp đã được quan sát thấy trong thực tế và chúng được quy cho là do ánh nắng mặt trời sinh ra.



Hình 6.39 Hiệu ứng của biến dạng nhiệt đến ứng suất trong bê tông ở mặt cắt dầm hộp chịu mô men tĩnh tải

6.2.12 Đánh giá khả năng chịu mỏi

Nếu cấu kiện chịu tác dụng của tải trọng lặp và nếu tải trọng vượt quá tải trọng gây nứt thì rất có thể sự phá hoại mỏi ở cấp dự ứng lực sẽ xảy ra.

Việc nghiên cứu khả năng chịu mỏi được thực hiện bằng cách tính toán phạm vi ứng suất Δf_p trong cốt dự ứng lực được sinh ra bởi tải trọng lặp và so sánh phạm vi ứng suất này với phạm vi có được từ đường cong $S-N$ của hệ thống dự ứng lực cụ thể. Vì phá hoại mỏi luôn xảy ra ở các vết nứt nên Δf_p được xác định bằng cách sử dụng đáp ứng mô men-độ cong cho mặt cắt đã nứt (xem Hình 6.40).

Khi đánh giá khả năng chịu mỏi của cấu kiện, cần xem xét các khía cạnh sau:

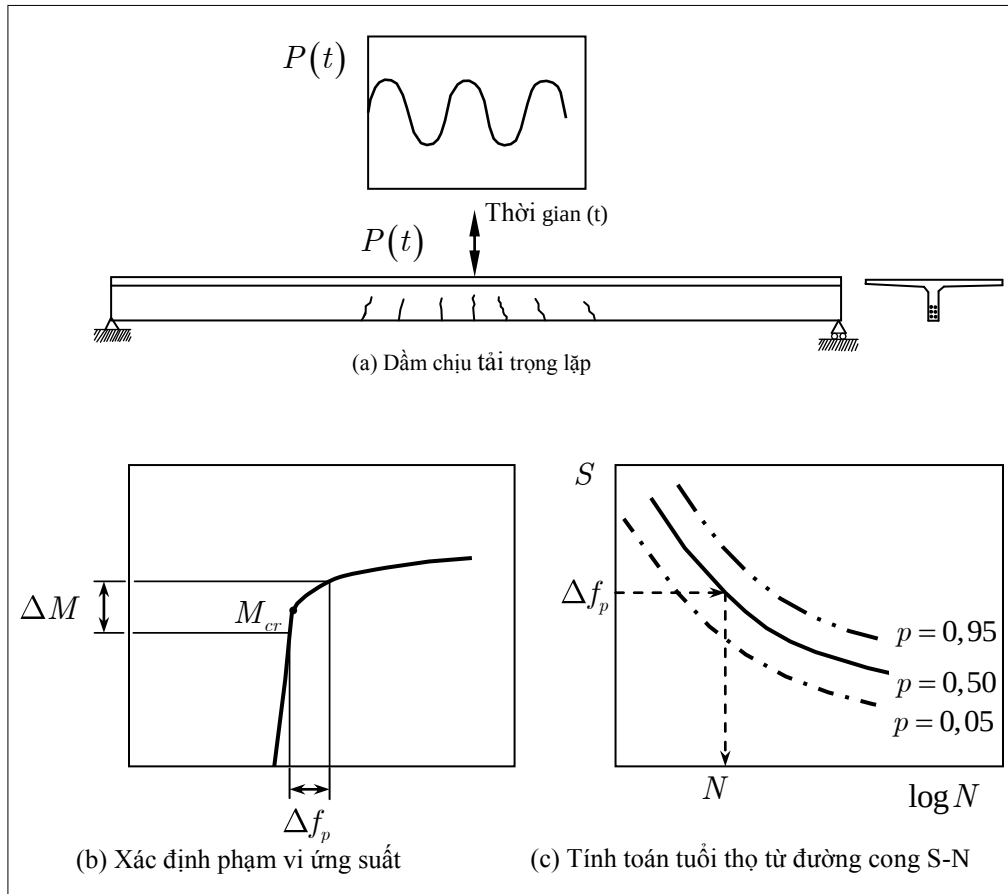
1. Hầu hết các kiến thức về khả năng chịu mỏi hiện nay đều dựa trên các thí nghiệm với các tải trọng lặp có biên độ là hằng số như trên Hình 6.40a. Tuy nhiên, việc chất tải thực tế phức tạp hơn một cách đáng kể. Để đánh giá tuổi thọ mỏi của cấu kiện chịu lực phức tạp, thông thường, người ta áp dụng quy tắc Miner. Theo quy tắc này, cần xác định số lần lặp của các biên độ khác nhau có thể xảy ra trong tải trọng thực tế. Với mỗi phạm vi biên độ, tính tỷ số giữa số lần lặp thực tế tại miền ứng suất này N_i với số lần lặp cần thiết để gây ra phá hoại N_{fi} trong thí nghiệm biên độ hằng số với miền ứng suất này. Giả thuyết của Miner là, dưới tác dụng của tải trọng phức hợp, phá hoại mỏi sẽ không xảy ra nếu

$$\sum \frac{N_i}{N_{fi}} < 1 \quad (6.56)$$

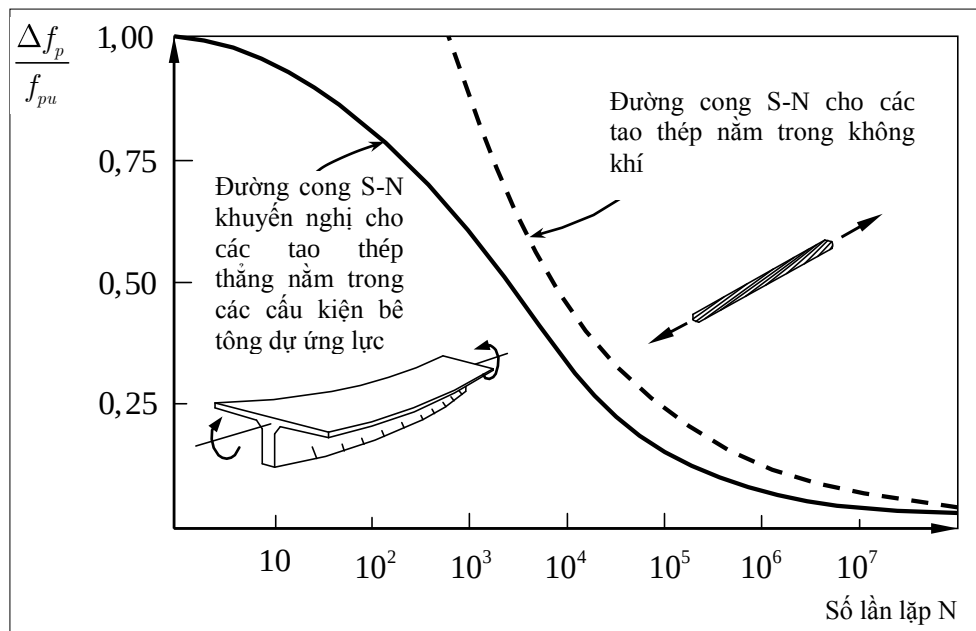
2. Đường cong $S-N$ không phải là các giới hạn chính xác mà chỉ thể hiện các xác suất phá hoại. Đường cong này dựa trên các số liệu thí nghiệm rất phân tán. Các quan hệ $S-N$ đã được xây dựng thông thường thể hiện tuổi thọ trung bình (tức là số lần lặp

mà ứng với nó, xác suất phá hủy là 50%). Để sử dụng trong thiết kế, các đường cong $S-N$ này cần được chiết giảm bởi một hệ số an toàn. FIP Recommendation khuyến nghị rằng đường cong $S-N$ thiết kế có thể nhận được bằng việc chia các miền ứng suất thí nghiệm với hệ số 1,5.

3. Các tao thép trong các dầm bê tông dự ứng lực khi được chất tải đến miền ứng suất đã cho sẽ bị phá hủy ở số lần lặp thấp hơn các tao thép cùng loại được thử trong không khí. Một đường cong $S-N$ khuyến nghị cho tuổi thọ mỗi trung bình của các tao thép thẳng trong các dầm bê tông dự ứng lực được cho trong Hình 6.40. Hình này cũng cung cấp đường cong $S-N$ cho các tao thép trong không khí được các nhà nghiên cứu Tide và Van Horn đề nghị. Miền ứng suất lớn nhất được dùng trong thí nghiệm của Tide và Van Horn là khoảng $0,4f_{pu}$.
4. Nếu bê tông bị nứt trong một giai đoạn bất kỳ của quá trình chất tải thì khả năng kháng kéo của bê tông tại vị trí các vết nứt đó sẽ bằng không. Do đó, khi xác định miền ứng suất Δf_p cho miền mô men ΔM đã cho, sẽ là thích hợp khi bỏ qua cường độ chịu kéo của bê tông.
5. Cho một lần lặp tải cụ thể có thể áp dụng tốc độ chất tải “ngắn hạn”, nhưng với nhiều lần lặp, quá trình chất tải sẽ trở thành “dài hạn”. Trong thời gian này, từ biến, co ngót và chùng cốt thép sẽ làm tăng miền ứng suất Δf_p ứng với phạm vi mô men đã cho. Do hiệu ứng này, sẽ là hợp lý, nếu sử dụng đáp ứng dài hạn của cấu kiện khi tính toán miền ứng suất Δf_p tương ứng với miền mô men đã cho ΔM .
6. Cần phải cẩn thận khi lựa chọn đường cong $S-N$ cho các tao thép dự ứng lực cong kéo sau. Sự ăn mòn có thể làm giảm đáng kể tuổi thọ mỗi của các cấu kiện loại này.



Hình 6.40 Nghiên cứu khả năng chịu môi



Hình 6.41 Đường cong S-N cho các tạo thép thẳng trong cấu kiện bê tông dự ứng lực

6.2.13 Các cấu kiện dự ứng lực không dính bám

Cho đến lúc này, tất cả các cấu kiện được xem xét ở trong các ví dụ của chương này đều là các cấu kiện có cốt dự ứng lực được dính bám với bê tông xung quanh. Giả thiết cơ sở

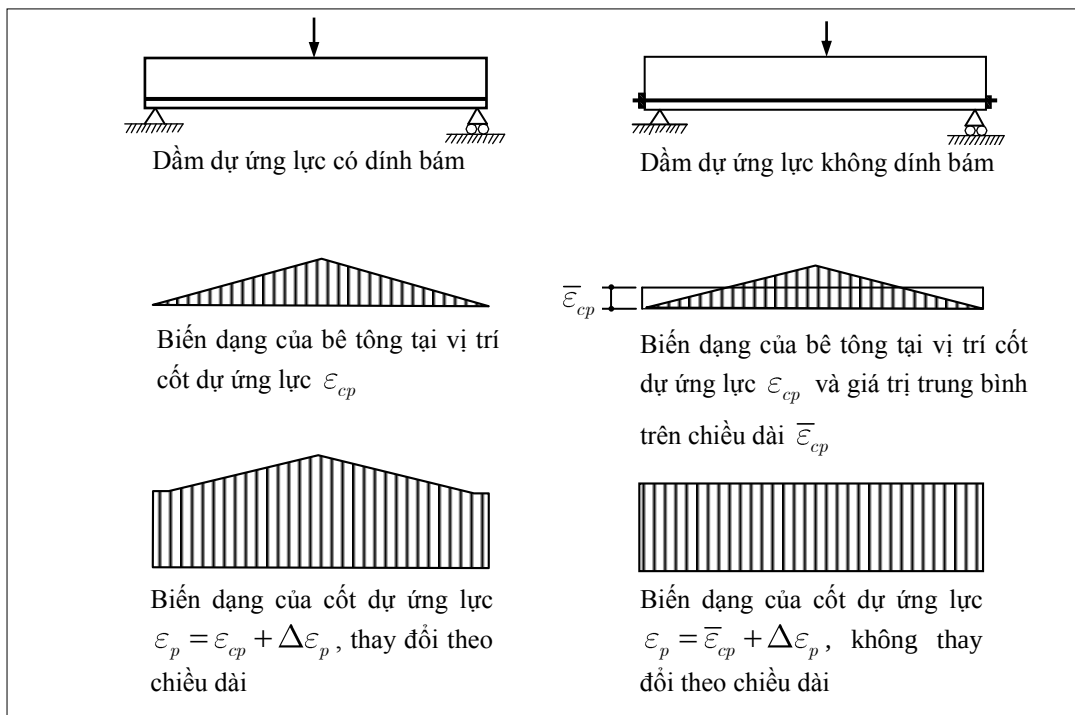
đã được áp dụng là, sự thay đổi biến dạng của cốt dự ứng lực bằng sự thay đổi biến dạng của bê tông xung quanh. Nghĩa là

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{cp} + \Delta\varepsilon_p \quad (6.57)$$

Cách tiếp cận này cần phải được chỉnh sửa cho dầm có cốt thép không dính bám. Trong dầm loại này, biến dạng của cốt dự ứng lực là hằng số trên suốt chiều dài của nó, trong khi đó, biến dạng của bê tông xung quanh lại thay đổi dọc theo chiều dài dầm. Điều kiện tương thích về biến dạng bây giờ là sự thay đổi chiều dài của cốt dự ứng lực giữa các neo phải bằng tổng thay đổi chiều dài của bê tông xung quanh từ một đầu neo đến đầu kia, nghĩa là

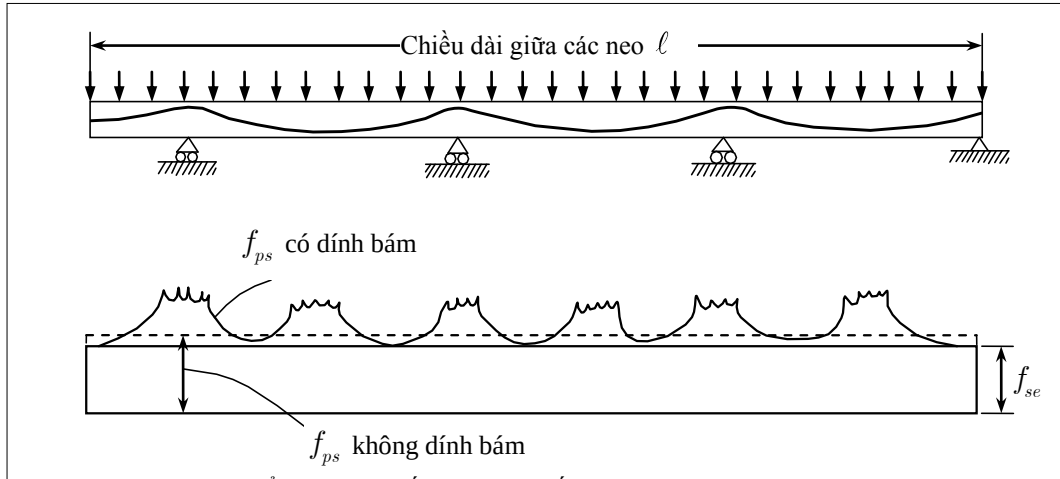
$$\varepsilon_p = \bar{\varepsilon}_{cp} + \Delta\varepsilon_p \quad (6.58)$$

ở đây, $\bar{\varepsilon}_{cp}$ là biến dạng trung bình của thớ bê tông tại cao độ của cốt dự ứng lực, lấy trung bình trên toàn bộ chiều dài giữa các neo của cốt dự ứng lực không dính bám (xem Hình 6.42).



Hình 6.42 So sánh trạng thái của dầm dự ứng lực có và không có dính bám

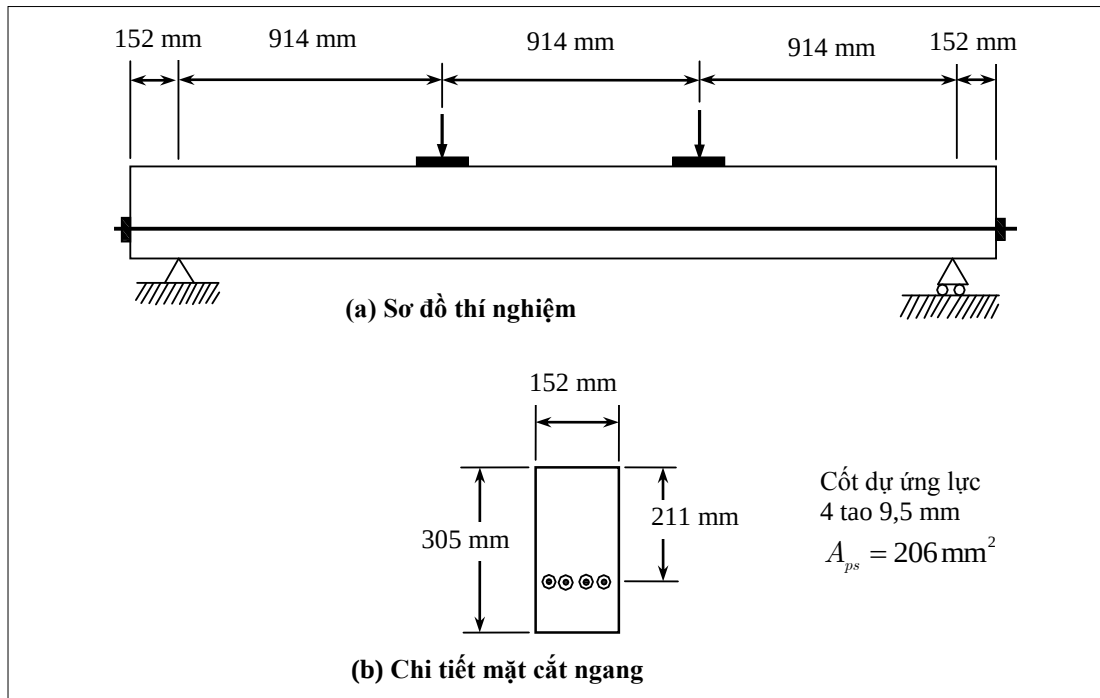
Hình 6.43 minh họa sự thay đổi ứng suất trong cốt dự ứng lực có và không có dính bám ở một dầm chịu tải trọng lớn. Cốt thép có dính bám có sự tăng ứng suất lớn ở vùng có mô men lớn (đặc biệt là nơi có vết nứt) trong khi đó, cốt thép không có dính bám có ứng suất là ứng suất không đổi trên toàn chiều dài giữa các neo.



Hình 6.43 Sự thay đổi của ứng suất trong cáp đối với cáp dự ứng lực có và không có dỉnh bám

6.2.14 Ví dụ tính toán dầm bê tông dự ứng lực không dỉnh bám

Để làm ví dụ, phần sau đây sẽ trình bày cách tính ứng xử chịu uốn của một dầm bê tông dự ứng lực không có dỉnh bám đã được Janney, Hognestad và McHenry thí nghiệm []. Cấu tạo chi tiết của dầm này được thể hiện trên Hình 6.44.



Hình 6.44 Dầm dự ứng lực kéo sau không dỉnh bám được Janney, Hognestad và McHenry thí nghiệm

Dầm được chế tạo từ bê tông có cường độ chịu nén là $f'_c = 34 \text{ MPa}$. Các tào thép có đường kính 9,5 mm và là cốt thép không được khử ứng suất dư và, do đó, có đường cong ứng suất – biến dạng rất tròn và có thể được biểu diễn rất phù hợp bằng hàm Ramberg-Osgood:

$$f_p = \frac{E_p \varepsilon_{pf}}{\left[1 + (106 \varepsilon_p)^2\right]^{0,5}}$$

Với $E_p = 192 \times 10^3$ MPa. Cường độ cực hạn của các tao thép là, $f_{pu} = 1655$ MPa. Trước khi chất tải dầm, các tao thép không dính bám đã được kéo đến ứng suất 897 MPa.

Yêu cầu ở đây là tính toán quan hệ giữa lực tác dụng P và độ võng ở giữa nhịp Δ . Vì lực tác dụng đủ nhanh nên chỉ cần tính toán đáp ứng ngắn hạn của cấu kiện.

(1) Xác định điều kiện ban đầu

Do quá trình dự ứng lực kéo sau, lực kéo trong cốt dự ứng lực là 185 kN. Tương ứng, mặt cắt bê tông chịu một lực nén là 185 kN đặt tại trọng tâm cốt dự ứng lực. Lực này gây ra ứng suất nén trong bê tông ở mặt dưới là 8,57 MPa và ứng suất kéo ở mặt trên là 0,46 MPa.

Vì mô đun đàn hồi của bê tông là khoảng 27600 MPa nên biến dạng ở mặt dưới của bê tông là $-0,311 \times 10^{-3}$ trong khi đó, biến dạng của mép trên là $0,017 \times 10^{-3}$. Như vậy, biến dạng của bê tông ở cao độ cốt dự ứng lực là $-0,21 \times 10^{-3}$.

Tương ứng với dự ứng lực bằng 897 MPa, biến dạng trong cốt dự ứng lực là $5,35 \times 10^{-3}$. Do đó,

$$\Delta \varepsilon_p = 5,35 \times 10^{-3} - (-0,21 \times 10^{-3}) = 5,56 \times 10^{-3}$$

Ở giai đoạn này, khi ngoại lực tác dụng $P = 0$, độ cong của dầm là

$$\begin{aligned} \psi &= \frac{-0,311 \times 10^{-3} - 0,017 \times 10^{-3}}{0,305} \\ &= -1,08 \times 10^{-3} \text{ rad/m} \end{aligned}$$

Độ cong này tương ứng với độ võng tại giữa nhịp là

$$\begin{aligned} \Delta &= \frac{\phi \ell^2}{8} = \\ &= -\frac{0,108 \times 10^{-3} \times 27,42^2}{8} = -1,0 \text{ mm} \end{aligned}$$

(2) Tìm ngoại lực P và độ võng Δ khi ứng suất trong cáp dự ứng lực là 948 MPa

Ứng xử của dầm sẽ được phân tích bằng việc tìm lực và biến dạng tương ứng với các giá trị ứng suất được chọn trong cốt dự ứng lực.

Khi ứng suất trong cốt dự ứng lực đạt 948 MPa, biến dạng kéo trong cốt dự ứng lực tương ứng là

$$\varepsilon_{pf} = 5,8 \times 10^{-3}$$

Do không có biến dạng nhiệt nên $\varepsilon_p = \varepsilon_{pf}$.

Biến dạng trung bình của bê tông tại cao độ của cốt dự ứng lực là

$$\begin{aligned}\bar{\varepsilon}_{cp} &= \varepsilon_p - \Delta\varepsilon_p \\ &= 5,80 \times 10^{-3} - 5,56 \times 10^{-3} = 0,24 \times 10^{-3}\end{aligned}$$

Lực kéo trong cốt dự ứng lực là

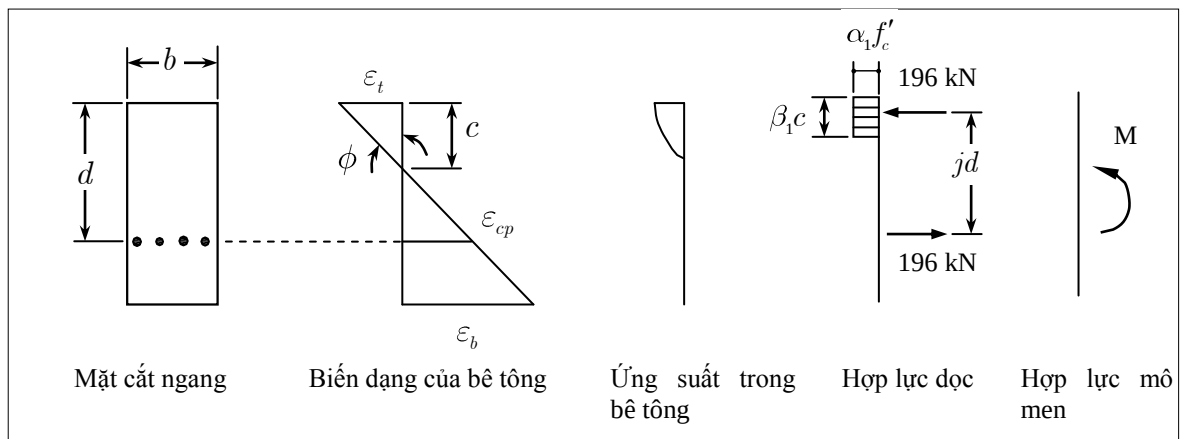
$$\begin{aligned}F &= A_{ps} f_p \\ &= 206 \times 10^{-6} \times 948 = 0,195 \text{ MN} = 195 \text{ kN}\end{aligned}$$

Lực kéo phải bằng nhưng ngược dấu với lực nén trong bê tông (xem Hình 6.45). Mô men M phải cân bằng với ngẫu lực kéo trong cốt dự ứng lực và lực nén trong bê tông. Do mô men thay đổi theo chiều dài của dầm nên khoảng cách jd giữa hai lực này cũng phải thay đổi. Do đó, biến dạng trong bê tông ở cao độ cốt dự ứng lực cũng phải thay đổi theo sự thay đổi của mô men.

Quan hệ giữa ε_{cp} và M sẽ được xác định theo các bước sau:

1. Lựa chọn ε_t .
2. Xác định các hệ số khối ứng suất α_1 và β_1 từ các công thức (4.6) và (4.8), Tập 1 với $\varepsilon'_c = -2,1 \times 10^{-3}$.
3. Tìm ε_b sao cho $\int_{A_c} f_c dA_c = 196 \text{ kN}$.
4. Xác định ε_{cp} và M .

Kết quả của các tính toán này được tổng kết trong Bảng 6.13.



Hình 6.45 Ảnh hưởng của mô men đến biến dạng, ε_{cp}

Do giá trị trung bình của ε_{cp} trên toàn chiều dài giữa các neo phải bằng $0,24 \times 10^{-3}$ nên, nếu mô men là hằng số giữa các neo, nó cần phải có giá trị nằm giữa 29,7 kNm và 33,1 kNm. Trong thực tế, mô men thay đổi dọc theo chiều dài dầm như được thể hiện trên Hình 6.46.

Đối với sự thay đổi mô men này, cần phải thử dần để tìm giá trị của mô men ở giữa nhịp để gây ra giá trị biến dạng cần thiết, $\bar{\varepsilon}_{cp}$.

Bảng 6.13 Các giá trị đáp ứng ứng với dự ứng lực bằng 196 kN

$\varepsilon_t \times 10^3$	$\varepsilon_b \times 10^3$	$\varepsilon_{cp} \times 10^3$	M	$\psi \times 10^3$
			kNm	rad/m
1,25	3,57	2,09	35,7	15,80
-1,00	2,24	1,24	34,8	10,63
-0,75	1,16	0,57	33,1	6,25
-0,50	0,39	0,11	29,7	2,90
-0,30	0,03	-0,07	22,9	1,08
-0,27	0	-0,08	21,0	0,88
-0,13	-0,13	-0,13	11,5	0
0	-0,27	-0,19	1,8	-0,88

Thử với mô men giữa nhịp bằng 34 kNm. Với giá trị này của mô men giữa nhịp, có thể xác định các giá trị của ε_{cp} tại các mặt cắt khác nhau dọc theo chiều dài dầm theo các giá trị có trong Bảng 6.13. Các giá trị nội suy được cung cấp trong Bảng 6.14.

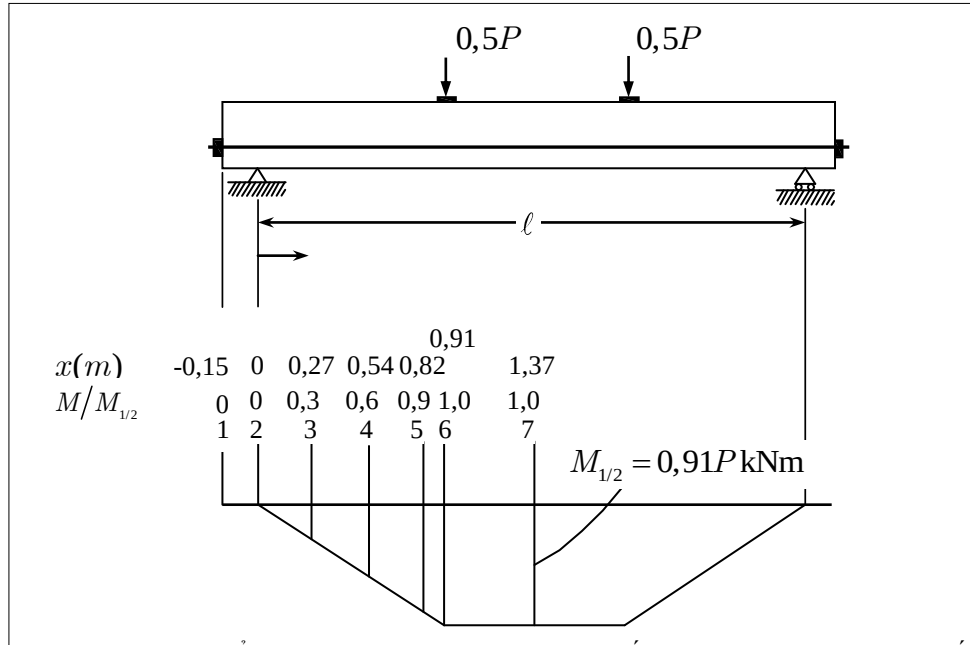
Bảng 6.14 Các giá trị của ε_{cp} ứng với mô men giữa nhịp bằng 34 kNm

Mặt cắt	1	2	3	4	5	6	7
M, kNm	0	0	10	20	31	34	34
$\varepsilon_{cp} \times 10^3$	-0,20	-0,20	-0,14	-0,08	0,22	0,91	0,91

Khi biết giá trị ε_{cp} tại 7 mặt cắt dọc theo chiều dài dầm, có thể tích phân số để tìm biến dạng trung bình $\bar{\varepsilon}_{cp} = 0,249 \times 10^{-3}$. Mô men giữa nhịp cần phải nhỏ hơn 34 kNm một chút để cho $\bar{\varepsilon}_{cp} = 0,24 \times 10^{-3}$ nhưng có thể chấp nhận giá trị này vì kết quả đủ chính xác.

Do đó, khi ứng suất trong cốt dự ứng lực đạt 948 MPa, lực tác dụng tổng cộng, P là

$$P = \frac{34}{0,914 \times 0,5} = 74,1 \text{ kN}$$



Hình 6.46 Sự thay đổi mô men giữa các neo và các mặt cắt được dùng trong tích phân số

Độ võng tương ứng với tải trọng này có thể được tìm được từ việc tích phân số độ cong của dầm từ gối đến giữa nhịp. Độ võng kết quả là

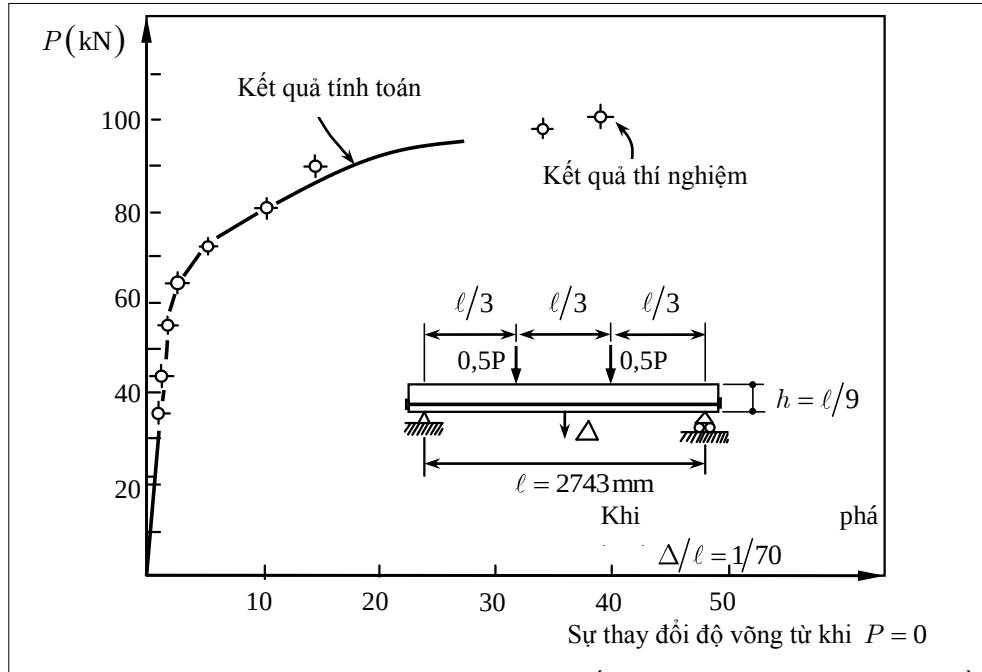
$$\Delta = 5,4 \text{ mm}$$

Bước 3: Lặp lại bước 2 cho các giá trị khác nhau của ứng suất trong cốt dự ứng lực.

Việc lặp lại các tính toán trong bước 2 cho các giá trị lựa chọn khác nhau của ứng suất trong cốt dự ứng lực sẽ cung cấp các giá trị được nêu trong Bảng 6.15.

Bảng 6.15 Tính toán các đặc trưng làm việc cho dầm có cốt dự ứng lực không dính bám

Ứng suất trong cáp	$\bar{\varepsilon}_{cp} \times 10^3$	P	Δ
MPa		kN	mm
948	0,24	74,1	5,4
993	0,64	81,8	10,0
1044	1,09	87,1	14,5
1141	2,09	95,9*	25,9
* Lực phá hoại dự đoán			



Hình 6.47 So sánh quan hệ tải trọng - độ võng tính toán với kết quả đo được từ thí nghiệm của dầm có dự ứng lực không dính bám []

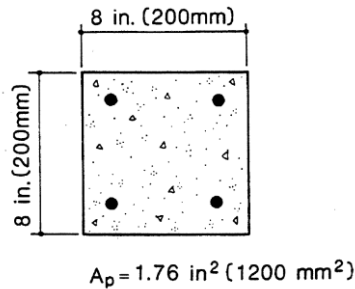
Khi ứng suất trong cốt dự ứng lực bằng 1141 MPa, dầm rất gần bị phá hoại. Ở vùng giữa chiều dài dầm, biến dạng của bê tông ở thớ trên cùng, ε_t , là $-2,7 \times 10^{-3}$ và biến dạng của thớ dưới là $\varepsilon_t = 10,61 \times 10^{-3}$. Tại giữa nhịp, biến dạng trong bê tông tại cao độ cốt dự ứng lực là $\bar{\varepsilon}_{cp} = 6,5 \times 10^{-3}$. Lưu ý rằng, biến dạng trung bình $\bar{\varepsilon}_{cp}$ bằng khoảng 1/3 giá trị của ε_{cp} ở giữa nhịp. Tỷ số này được giữ là hằng số suốt cả cuộc đời của cấu kiện và là một chỉ số về hình dạng của biểu đồ mô men.

Ứng xử tính toán đã được so sánh với ứng xử đo được từ thí nghiệm của Janney, Hognestad và McHenry trên Hình 6.47. Từ biến dạng đo được trên các tạo thép, các tính toán của Janney, Hognestad và McHenry cho thấy, ứng suất trong các tạo thép sẽ tăng lên 258 MPa trong quá trình chắt tải dầm. Từ Bảng 6.15 có thể thấy rằng, ứng suất dự đoán trong các tạo thép tại thời điểm phá hoại là 1141 MPa tương ứng với việc tăng ứng suất là 244 MPa.

6.3 BÀI TẬP

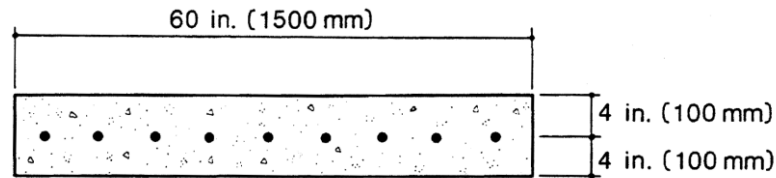
- 6.1 Trong mục 6.1.4, đáp ứng của cấu kiện B với lực dọc trục đã được tính toán dựa trên giả thiết là cường độ bê tông bằng 34,5 MPa và đường cong ứng suất-biến dạng có dạng parabol với biến dạng lớn nhất bằng 0,002. Hãy tính toán đáp ứng ngắn hạn của cấu kiện B nếu cường độ bê tông là 83 MPa. Sử dụng quan hệ ứng suất nén – biến dạng nén theo phương trình (2.7) – tập 1. Hãy nhận xét về ảnh hưởng của cường độ bê tông đến đáp ứng tải trọng – biến dạng của cấu kiện.

- 6.2 Tại thời điểm đầu thế kỷ 20, rất nhiều người đã dự định chế tạo bê tông dự ứng lực bằng việc kéo dự ứng lực các thanh cốt thép thường với f_y khoảng 300 MPa và đổ bê tông chất lượng thấp xung quanh cốt thép. Cho cấu kiện dự ứng lực trên Hình 6.48,



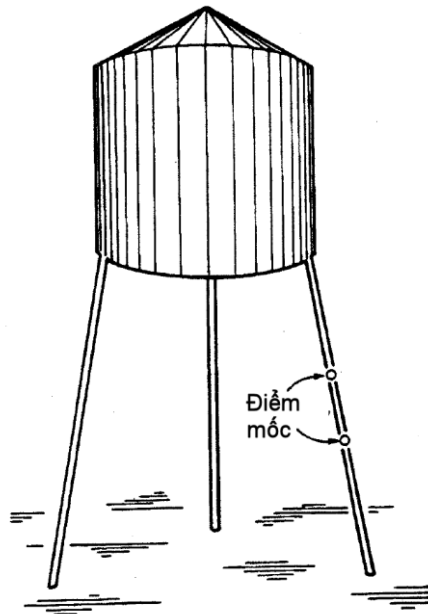
Hình 6.48 Cấu kiện dự ứng lực

- a. Tính toán ứng suất trong bê tông ngay sau khi cốt thép dự ứng lực với giả thiết rằng mô đun đàn hồi của bê tông là $E_c = 14000 \text{ MPa}$ và cốt thép được kéo đến ứng suất 250 MPa khi đổ bê tông.
 - b. Tính toán ứng suất trong bê tông sau khi từ biến và co ngót đã xảy ra với giả thiết là, trong trường hợp này, $E_{c,eff} = 4000 \text{ MPa}$ và biến dạng do co ngót tự do là -6×10^{-3} . Hãy nhận xét, tại sao những lần thử chế tạo bê tông đầu tiên này lại thất bại.
- 6.3 Mục 6.1.4 đã cho thấy rằng, đối với cấu kiện dự ứng lực một phần (cấu kiện C trên Hình 6.4), từ biến, co ngót và chùng cốt thép đã gây ra mất mát khoảng 50% ứng suất nén trong bê tông. Hãy tính toán mất mát theo % ứng suất nén trong cấu kiện dự ứng lực toàn phần (cấu kiện B, Hình 6.4) do từ biến, co ngót và chùng cốt thép. Hãy nhận xét tại sao mất mát theo % ở hai cấu kiện lại khác nhau rất lớn.
- 6.4 Có thể chế tạo các cấu kiện bê tông dự ứng lực mà không cần kéo thép theo cách cơ khí. Đây là quá trình làm nóng bằng điện và, sau đó, đổ bê tông lên thép trong khi thép vẫn nóng. Sau khi bê tông đã đông cứng, dòng điện làm nóng sẽ được ngắt và cốt thép nguội dần sinh ra lực nén trong bê tông. Bản mái dự ứng lực đúc sẵn trên Hình 6.49 đã được chế tạo theo phương pháp nhiệt này. Nếu, sau khi các mất mát do từ biến, co ngót và chùng cốt thép đã xảy ra, ứng suất nén trong bê tông là 2 MPa khi không có ngoại tải thì nhiệt độ tăng cần thiết trong thanh thép phải là bao nhiêu? Giả thiết là bỏ qua biến dạng nhiệt của bê tông và $A_p = 9 \times 140 \text{ mm}^2$, $E_{p,eff} = 190000 \text{ MPa}$, $\alpha_p = 10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$, $(10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C})$, $E_{c,eff} = 9310 \text{ MPa}$, $\varepsilon_{sh} = -3 \times 10^{-3}$.



Hình 6.49 Bản mái đúc sẵn

- 6.5 Một cột dự ứng lực đúc sẵn có kích thước $200\text{mm} \times 200\text{mm}$ đỡ một bể nước (xem Hình 6.50). Các tào thép được dự ứng lực đến 1450 MPa tại thời điểm đổ bê tông. Ngay trước khi cắt cáp dự ứng lực, là các tào độ chùng thấp, hai điểm móc cách nhau đúng 2032 mm được gắn lên mặt bê tông. Nhiệt độ tại thời điểm đó là 20°C . Khoảng 5 năm sau khi xây dựng, khi nhiệt độ bằng -10°C , khoảng cách giữa hai điểm móc đo được là 2028 mm .



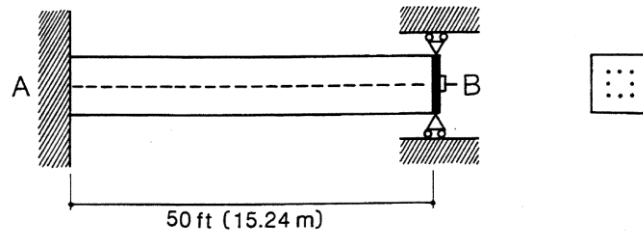
Hình 6.50 Các cột đỡ bể nước

Hãy tính toán lực dọc trong cột. Các đặc trưng của mặt cắt ngang cột là $A_p = 396\text{ mm}^2$, $A_s = 800\text{ mm}^2$, $f_y = 414\text{ MPa}$, $E_p = E_s = 200 \times 10^3\text{ MPa}$, $f'_c = 35\text{ MPa}$, $f_{py} = 1650\text{ MPa}$, $\alpha_s = \alpha_p = 6 \times 10^{-6} / ^\circ\text{F}$ ($10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$), $\alpha_c = 9 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$, $\varepsilon_{sh} = -0,4 \times 10^{-3}$.

- 6.6 Một dầm có chiều dài 15 m được thể hiện trên Hình 6.51 được dự ứng lực dọc trực bằng 8 tào đường kính 15 mm . Ứng suất nén đều trong bê tông sau khi neo và bơm vữa là $6,9\text{ MPa}$. Các đặc trưng mặt cắt: $A_c = 194 \times 10^3\text{ mm}^2$, $A_p = 1110\text{ mm}^2$, $E_p = 200000\text{ MPa}$.

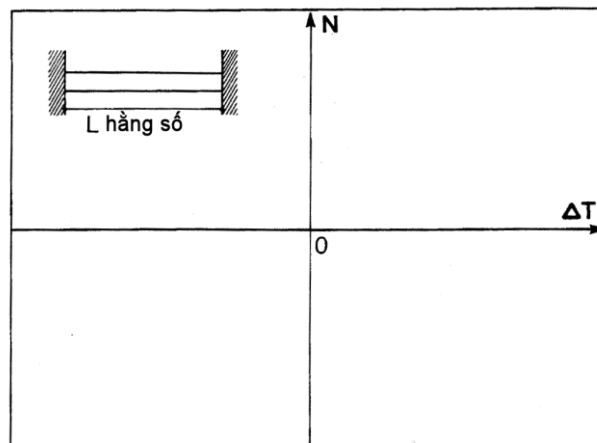
(a) Tính toán $\Delta\varepsilon_p$ với giả thiết là $E_c = 30 \times 10^3\text{ MPa}$.

- (b) Gối B dịch chuyển bao nhiêu trong quá trình tạo dự ứng lực kéo sau.
- (c) Tổng dịch chuyển của điểm B là bao nhiêu sau khi co ngót, từ biến và chùng cốt thép đã xảy ra. Giả thiết rằng $\varepsilon_{sh} = -0,4 \times 10^{-3}$, $E_{c,eff} = 0,27 E_c$ và $E_{p,eff} = 0,95 E_p$.
- (d) Nếu đầu B được cố định sau khi kéo các tạo, ứng suất trong bê tông sau khi xảy ra từ biến, co ngót và chùng cốt thép là bao nhiêu?
- (e) Lực tại đầu cố định là bao nhiêu?



Hình 6.51 Dầm dự ứng lực kéo sau

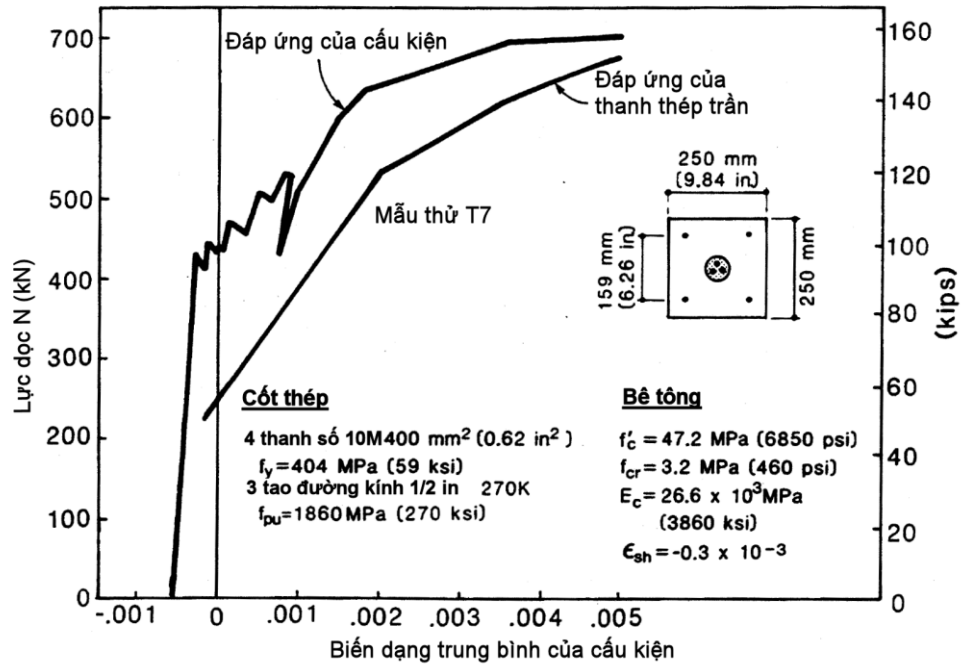
- 6.7 Sau khi cấu kiện dự ứng lực một phần trên Hình 6.4 (cấu kiện C) được cắt khỏi bộ dự ứng lực và được gắn vào một bộ cứng và sau đó chịu nhiệt độ thay đổi. Bỏ qua ảnh hưởng của nhiệt độ đến các đặc trưng ứng suất-biến dạng của vật liệu. Hãy vẽ quan hệ giữa sự thay đổi nhiệt độ và lực cho cấu kiện cho cả đáp ứng ngắn và dài hạn khi nhiệt độ thay đổi từ $-400^\circ C$ đến $600^\circ C$ (Hình 6.52).



Hình 6.52 Sự thay đổi của lực dọc theo nhiệt độ

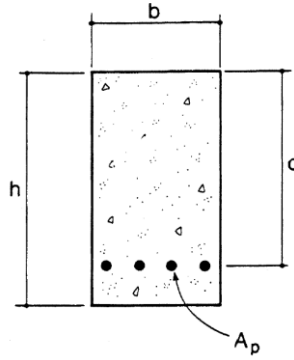
- 6.8 Hình 6.53 thể hiện đáp ứng quan sát được của một cấu kiện dự ứng lực một phần chịu kéo dọc trục. Cấu kiện đã được dự ứng lực tại thời điểm 30 ngày để tạo ra một sự chênh lệch về biến dạng là $\Delta\varepsilon_p = 4,2 \times 10^{-3}$. Tại thời điểm 68 ngày, cấu kiện chịu lực kéo. Các đặc trưng vật liệu là $f'_c = 47,2 \text{ MPa}$, $\varepsilon_{sh} = -0,3 \times 10^{-3}$, $E_c = 26,6 \text{ GPa}$, $f_y = 404 \text{ MPa}$ và $f_{cr} = 3,2 \text{ MPa}$. Hãy sử dụng phương trình (3.4) cho

quan hệ ứng suất-biến dạng của các tạo thép để tính toán đáp ứng tải trọng-biến dạng và so sánh chúng với kết quả quan sát được.



Hình 6.53 Quan hệ tải trọng – biến dạng cho cấu kiện dự ứng lực một phần

- 6.9 Tính toán quan hệ mô men-độ cong cho dầm chữ nhật dự ứng lực kéo trước như được thể hiện trên Hình 6.54. Giả thiết là $b = 300 \text{ mm}$, $h = 600 \text{ mm}$, $d = 500 \text{ mm}$ và $A_p = 1000 \text{ mm}^2$. Để đơn giản, hãy sử dụng đường cong ứng suất-biến dạng gồm hai đoạn thẳng cho thép dự ứng lực với $f_{pu} = 1650 \text{ MPa}$ và $E_p = 200000 \text{ MPa}$. Giả thiết là các tạo thép được kéo đến ứng suất 1300 MPa trước khi đổ bê tông và bê tông có quan hệ ứng suất-biến dạng dạng parabol với $f'_c = 35 \text{ MPa}$ và $\epsilon'_c = -0.002$. Bỏ qua cường độ chịu kéo của bê tông, tức là $f_{cr} = 0$. Với mặt cắt này, mô men tác dụng sẽ được chịu bởi một ngẫu lực gồm lực kéo T trong cốt thép và lực nén C trong bê tông. Như vậy, $M = Tjd$ với jd là cánh tay đòn của ngẫu lực. Trên hình vẽ thể hiện quan hệ mô men – độ cong hãy vẽ ngẫu lực cho các điểm tượng trưng nghĩa là vẽ các mũi tên thể hiện lực C và T cách nhau bởi jd . Hãy nhận xét sự thay đổi độ lớn của T và jd khi mô men tăng.



Hình 6.54 Dầm bê tông dự ứng lực mặt cắt chữ nhật

- 6.10 Hãy lặp lại các tính toán như cho bài tập 6.1 nhưng cho dầm chữ nhật không dự ứng lực có chứa 4700 mm^2 cốt thép thường với $f_y = 350 \text{ MPa}$ và $E_s = 200000 \text{ MPa}$. Tất cả các đặc trưng mặt cắt đều tương tự như trong bài tập 6.1. Hãy làm nổi bật sự tăng của T và jd trong mặt cắt không dự ứng lực so với mặt cắt dự ứng lực. Hãy nhận xét về sự giống nhau và khác nhau của hai quan hệ mô men-độ cong.
- 6.11 Trong thực tế ứng dụng hiện nay, mặt cắt chịu uốn được coi là bị phá hoại khi biến dạng của bê tông ở thớ biên chịu nén đạt đến giá trị $-0,003$. Hơn nữa, thông thường không có giới hạn trên cho biến dạng trong cốt dự ứng lực, nghĩa là ε_p cho phép vượt quá biến dạng phá hoại $0,04$. Hãy sử dụng các phương pháp này để tính toán khả năng chịu uốn của dầm chữ T được mô tả trên Hình 6.15. Hãy so sánh khả năng này với khả năng đã được tính toán trong mục 6.2.4. Hãy nhận xét về mức độ tăng của khả năng chịu uốn khi cho phép biến dạng trong cốt dự ứng lực vượt quá $0,04$.
- 6.12 Việc xác định khả năng chịu uốn của dầm bê tông dự ứng lực với giả thiết biến dạng của bê tông bằng $-0,003$ sẽ được thực hiện đơn giản hơn nếu đã biết ứng suất trong cốt dự ứng lực tại thời điểm phá hoại. Dầm hình chữ nhật dự ứng lực kéo trước được thể hiện trên Hình 6.54 chứa các tao thép có độ chùng thấp với đáp ứng ứng suất-biến dạng được cho theo công thức (3.4). Các tao thép được kéo dự ứng lực đến ứng suất bằng 1380 MPa trước khi đổ bê tông. Hãy xây dựng một đồ thị thể hiện quan hệ giữa ứng suất trong các tao thép tại thời điểm phá hoại do uốn, f_{ps} , với chỉ số cốt thép w , với

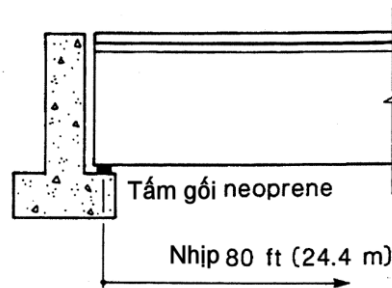
$$w = \frac{A_p f_{pu}}{b d f'_c}$$

Giả thiết là đường cong quan hệ ứng suất-biến dạng của bê tông có dạng parabol và $\varepsilon'_c = -0,002$. Hãy sử dụng các hệ số khối ứng suất hình chữ nhật, α_1 và β_1 cho $\varepsilon_t / \varepsilon'_c = 1,5$. Chỉ dẫn: giả định một giá trị của f_{ps} và xác định giá trị w tương ứng.

- 6.13 Nếu dầm có chứa một lượng rất nhỏ cốt thép, nó có thể bị phá hoại giòn ngay sau khi vết nứt đầu tiên hình thành. Bằng cách làm cân bằng khả năng chịu uốn với tải trọng

gây nứt, hãy xác định hàm lượng cốt thép, $\rho_p = A_p / (bd)$ mà dưới đó, phá hoại giòn sẽ xảy ra đối với dầm được cho trên Hình 6.54. Giả thiết rằng, $f'_c = 34,5 \text{ MPa}$, $f_{cr} = 2,07 \text{ MPa}$, $d/h = 0,8$, $\Delta\varepsilon_p = 6,9 \times 10^{-3}$.

- 6.14 Dầm chữ T được mô tả trên Hình 6.16 có nhịp bằng 24,4 m và được kê gối tại chân dầm như được thể hiện trên Hình 6.55. Hãy lựa chọn chiều dày thích hợp của tấm kê dầm neoprene (gối cao su) nếu biến dạng ngang tối đa của tấm do tĩnh tải là khoảng 0,5 lần chiều dày của nó. Chỉ dẫn: chuyển vị ngang của mặt dưới dầm có thể tìm được bằng cách tích phân biến dạng của mặt dưới dầm.



Hình 6.55 Dầm chữ T được gối lên tấm neoprene

- 6.15 Hãy sử dụng các biểu thức đàn hồi chưa nứt trong 6.2.6 để tính toán mô men cần thiết có thể gây nứt mặt dưới của dầm chữ T được mô tả trên Hình 6.15 dưới tác dụng của tải trọng ngắn hạn và dài hạn. Giả thiết là $f_{cr} = 2,07 \text{ MPa}$, $E_c = 26400 \text{ MPa}$, $E_{c,eff} = 6273 \text{ MPa}$, $E_p = E_s = 200000 \text{ MPa}$, $E_{p,eff} = 194000 \text{ MPa}$ và $\varepsilon_{sh} = -0,48 \times 10^{-3}$.

CHƯƠNG 7 THIẾT KẾ KHÁNG UỖN

7.1 GIỚI THIỆU

Kết cấu bê tông dự ứng lực đòi hỏi các vật liệu có chất lượng cao, công tác thiết kế được thực hiện cẩn thận và chế tạo chính xác. Việc sử dụng bê tông dự ứng lực yêu cầu các kỹ sư thiết kế phải kiểm tra ứng xử của kết cấu một cách cẩn thận tại tất cả các giai đoạn quan trọng trong quá trình hình thành và làm việc của nó.

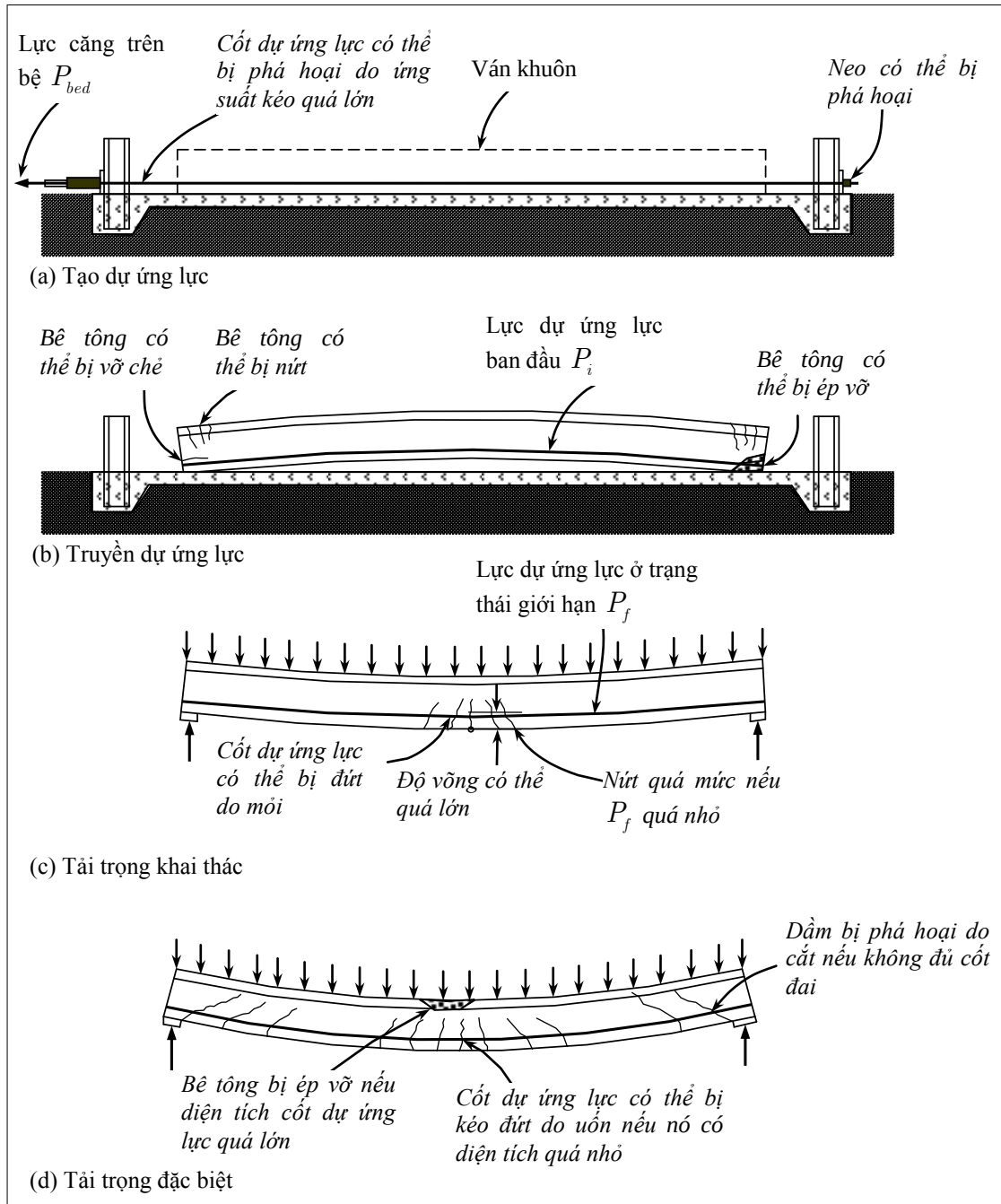
Chương này sẽ trình bày cách áp dụng những kiến thức về ứng xử của bê tông dự ứng lực vào thiết kế chịu uốn cho các dầm bê tông dự ứng lực. Nhằm mục đích giới thiệu các quan niệm cơ bản của công tác thiết kế nên các bài toán tập trung chủ yếu vào dầm giản đơn.

7.2 CÁC CHỈ DẪN THIẾT KẾ TỔNG QUÁT

Mục tiêu của dự ứng lực là cải thiện ứng xử của các cấu kiện chịu tác dụng của ngoại lực và sử dụng vật liệu cường độ cao một cách có hiệu quả. Dự ứng lực tạo ra một hệ thống tự cân bằng về ứng suất bên trong bao gồm ứng suất kéo trong cốt thép dự ứng lực và ứng suất nén trong bê tông. Do có các ứng suất tự cân bằng này nên quá trình thiết kế kết cấu bê tông dự ứng lực khác với quá trình thiết kế các kết cấu khác. Ở kết cấu bê tông dự ứng lực, cần lưu ý đến tất cả các giai đoạn cực hạn trong các giai đoạn hình thành và làm việc của cấu kiện với việc xem xét một cách cẩn thận sự có mặt của các ứng suất tự cân bằng này. Ví dụ, dầm bê tông dự ứng lực có thể bị phá hoại ngay trong quá trình tạo dự ứng lực, nghĩa là, nó có thể bị hư hỏng khi cả mô men và lực dọc do ngoại lực sinh ra bằng không. Để kiểm tra độ an toàn trong quá trình tạo dự ứng lực, cần phải so sánh các ứng suất tính được trong cốt thép dự ứng lực và bê tông với các giá trị giới hạn.

Hình 7.1 minh họa một vài giai đoạn quan trọng trong các quá trình hình thành và khai thác của một dầm dự ứng lực. Để đảm bảo an toàn trong quá trình tạo dự ứng lực, cần phải giới hạn ứng suất kéo trong các cốt dự ứng lực (Hình 7.1a). Cũng cần phải đảm bảo rằng, khi buông cốt dự ứng lực khỏi bệ căng, bê tông không bị vỡ hay nứt (Hình 7.1b). Ngoài ra, cũng phải đảm bảo rằng, sau khi các mất mát do từ biến, co ngót và chùng cốt thép đã xảy ra, dầm vẫn có khả năng chịu được tải trọng khai thác dự kiến mà không bị võng hay nứt quá mức (Hình 7.1c). Cuối cùng, cũng phải đảm bảo rằng dầm có thể chịu được mức tải thiết kế trước khi bị phá hoại (Hình 7.1d).

Các giá trị giới hạn và các phương pháp được sử dụng để nghiên cứu các giai đoạn đã được mô tả ở trên sẽ được tóm tắt trong các phần dưới đây.



Hình 7.1 Các vấn đề cần được xem xét trong quá trình thiết kế dầm dự ứng lực giản đơn

7.3 ỨNG SUẤT CHO PHÉP TRONG CỐT DỰ ỨNG LỰC

Ứng suất lớn nhất trong cốt thép dự ứng lực khi kích kéo và sau khi truyền dự ứng lực cần được giới hạn để tạo ra một biên an toàn nhằm tránh cho cốt thép dự ứng lực không bị đứt, các neo không bị phá hoại cũng như cốt dự ứng lực không bị biến dạng quá giới hạn đàn hồi và để hạn chế mất mát do chùng cốt thép. Các giới hạn về ứng suất trong cốt thép dự ứng lực theo Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05 trong Bảng 7.1.

CHƯƠNG 7 – THIẾT KẾ KHÁNG UỖN

Bảng 7.1 Các giới hạn về ứng suất trong cốt thép dự ứng lực theo tiêu chuẩn 22 TCN 272-05

Điều kiện	Loại thép dự ứng lực		
	Thép đã được khử ứng suất dư, các thanh cường độ cao trơn nhẵn	Tạo thép có độ tự chùng thấp	Các thanh có gờ cường độ cao
<i>Căng trước</i>			
Ngay trước khi truyền lực ($f_{pt} + \Delta_{pES}$)	$0,70f_{pu}$	$0,75f_{pu}$	-
Ở trạng thái giới hạn sử dụng, sau khi đã tính toàn bộ mất mát (f_{pe})	$0,8f_{py}$	$0,8f_{py}$	$0,8f_{py}$
<i>Căng sau</i>			
Trước khi đệm neo - Có thể cho phép dùng f_s ngắn hạn	$0,90f_{py}$	$0,90f_{py}$	$0,90f_{py}$
Tại các neo và các bộ nối cáp ngay sau bộ neo ($f_{pt} + \Delta_{pES} + \Delta_{pA}$)	$0,70f_{pu}$	$0,70f_{pu}$	$0,70f_{pu}$
Ở cuối vùng mất mát do trượt neo ngay sau bộ neo ($f_{pt} + \Delta_{pES} + \Delta_{pA}$)	$0,70f_{pu}$	$0,74f_{pu}$	$0,70f_{pu}$
Ở trạng thái giới hạn sử dụng sau toàn bộ mất mát	$0,80f_{py}$	$0,80f_{py}$	$0,80f_{py}$

Nếu có sự giảm đáng kể nhiệt độ của cốt thép dự ứng lực khi còn nằm trên bệ căng (ở các vùng lạnh) thì ứng suất trong các cốt thép đó có thể tăng lên nhiều và, do đó, phải xét đến sự tăng ứng suất này khi thực hiện các kiểm tra giới hạn ứng suất.

Theo Tiêu chuẩn ACI 318-05, các giới hạn về ứng suất trong cốt dự ứng lực là:

- Ứng suất do lực kéo cốt dự ứng lực không vượt quá $0,94f_{py}$ và không vượt quá $0,80f_{pu}$ cũng như giá trị lớn nhất cho phép được nhà sản xuất quy định cho cốt dự ứng lực cũng như các thiết bị,
- Ứng suất ngay sau khi truyền dự ứng lực không vượt quá $0,82f_{py}$ và không vượt quá $0,74f_{pu}$,
- Ứng suất ngay sau khi truyền dự ứng lực đối với cốt dự ứng lực kéo sau tại các thiết bị neo cũng như thiết bị nối không vượt quá $0,70f_{pu}$.

7.4 ỨNG SUẤT CHO PHÉP TRONG BÊ TÔNG

Ứng suất trong bê tông cần được xem xét tại các giai đoạn khác nhau trong quá trình làm việc của cầu kiện. Các ứng suất này có thể được tính toán dựa trên giả thiết là, bê tông chưa nứt và các vật liệu đều làm việc trong giai đoạn đàn hồi.

(a) Giai đoạn ban đầu

Ứng suất trong bê tông ngay sau khi truyền dự ứng lực (nghĩa là, trước khi xảy ra các mất mát theo thời gian) phải được giới hạn để tránh cho bê tông không bị vỡ hay nứt do dự ứng lực quá lớn (xem Bảng 7.2). Các dầm giản đơn được dự ứng lực bằng các tạo thép thẳng sẽ có ứng suất kéo lớn ở các thớ trên cùng gần các đầu dầm. Kinh nghiệm cho thấy rằng, một lượng nhỏ vết nứt ở vùng này có thể được phép bỏ qua, nghĩa là, cho phép có ứng suất kéo lớn có thể xuất hiện ở các vùng đó.

Các giới hạn về ứng suất kéo trong bê tông có thể được vi phạm nếu bố trí cốt thép thường một cách hợp lý để kiểm soát sự hình thành và phát triển vết nứt. Cốt thép không chế nứt nên là các thanh nhỏ và được phân bố hợp lý (Bảng 7.2).

(b) Giai đoạn cuối cùng

Ứng suất trong bê tông cũng cần được xem xét tại giai đoạn, khi tất cả các mất mát dự ứng lực đã xảy ra và cầu kiện chịu tác dụng của tải trọng khai thác. Vùng chịu kéo được xem xét chính là vùng có ứng suất nén do dự ứng lực nhưng có ứng suất kéo do tải trọng khai thác.

Hậu quả của nứt trong các kết cấu ở môi trường có tính ăn mòn cao, ví dụ như các công trình cầu, công trình ở vùng gần biển, nhà đỗ xe ô tô, v.v. là rất nghiêm trọng. Do đó, cần giới hạn ứng suất kéo ở mức thấp và tăng chiều dày lớp bê tông bảo vệ trong các kết cấu này. Các Bảng 7.3 đến Bảng 7.5 cung cấp các giá trị ứng suất giới hạn (nén và kéo) trong bê tông ở giai đoạn truyền dự ứng lực và giai đoạn khai thác.

Bảng 7.2 Các giới hạn ứng suất trong bê tông theo tiêu chuẩn ACI 318-05

	Giới hạn ứng suất nén	Giới hạn ứng suất kéo
Giai đoạn bắt đầu truyền dự ứng lực, cường độ của bê tông là f'_{ci}	$0,6f'_{ci}$	(a) $0,25\sqrt{f'_{ci}}$ (b) $0,50\sqrt{f'_{ci}}$ tại đầu gối giản đơn (c) Nếu vượt quá các giá trị trên, cần phải có cốt thép có dính bám có diện tích $A_s = N_c / 0,6f_y$ để chịu hợp lực của ứng suất kéo, N_c
Giai đoạn khai thác, sau khi tất cả các mất mát đã xảy ra. Cường độ bê tông được giả thiết	$0,45f'_c$	(a) $0,50\sqrt{f'_c}$ trong vùng chịu kéo được dự ứng lực nén (b) $\sqrt{f'_c}$ trong vùng chịu kéo được dự ứng lực nén với giả thiết rằng các độ võng ngắn và dài hạn được tính toán dựa trên mặt cắt đã nứt và giả thiết rằng lớp bê tông bảo vệ được tăng lên 50% nếu các cầu

CHƯƠNG 7 – THIẾT KẾ KHÁNG UỖN

$= f'_c$		kiện nằm trong đất, ngoài trời hay trong môi trường gây rỉ
----------	--	--

Bảng 7.3 Các giới hạn ứng suất kéo trong bê tông dự ứng lực hoàn toàn, ở giai đoạn truyền ứng suất (trước khi các mất mát dài hạn xảy ra) theo Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05

Loại cầu	Vị trí	Giới hạn ứng suất
Không phải các cầu được xây dựng theo phương pháp phân đoạn	Trong vùng chịu kéo được dự ứng lực nén, không có cốt thép có dính bám.	Không áp dụng
	Trong các vùng chịu kéo khác, không có cốt thép có dính bám.	$0,25\sqrt{f'_{ci}} \leq 1,38 \text{ MPa}$
	Trong các vùng có cốt thép dính bám, đủ để chịu 120% lực kéo khi bê tông bị nứt được tính toán trên cơ sở mặt cắt không nứt.	$0,58\sqrt{f'_{ci}} \text{ MPa}$
	Ứng suất cầu lắp trong các cọc dự ứng lực.	$0,415\sqrt{f'_{ci}} \text{ MPa}$
Các cầu được xây dựng phân đoạn	Ứng suất dọc thông qua các mối nối trong vùng chịu kéo được dự ứng lực nén	
	Các mối nối loại A với lượng tối thiểu cốt thép phụ có dính bám chạy qua các mối nối, đủ để chịu lực kéo tính toán ở ứng suất $0,5f_{sy}$ với các bó thép ở trong hoặc ở ngoài.	Ứng suất kéo lớn nhất $0,25\sqrt{f'_{ci}} \text{ MPa}$
	Các mối nối loại A không có lượng tối thiểu cốt thép phụ có dính bám chạy qua các mối nối.	Không có ứng suất kéo
	Các mối nối loại B với bó thép ở ngoài	Ứng suất nén nhỏ nhất là $0,7 \text{ MPa}$
	Ứng suất theo phương ngang qua các mối nối (Đối với mọi loại nối mối)	$0,25\sqrt{f'_{ci}} \text{ MPa}$
	Ứng suất trong các khu vực khác	
	Đối với các diện tích không có cốt thép thường dính bám.	Không có ứng suất kéo
	Cốt thép dính bám đủ để chịu lực kéo tính toán trong bê tông được tính theo giả thiết mặt cắt không bị nứt với ứng suất bằng $0,5f_{sy}$.	$0,50\sqrt{f'_{ci}} \text{ MPa}$

Bảng 7.4 Các giới hạn ứng suất nén trong bê tông dự ứng lực hoàn toàn, ở giai đoạn khai thác (sau khi các mất mát dài hạn xảy ra) theo Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05

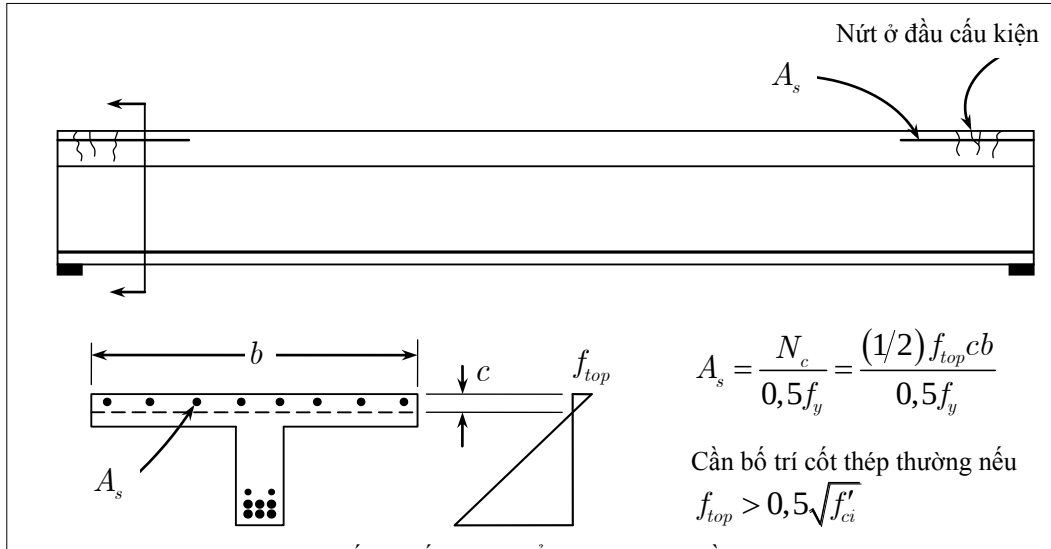
Vị trí	Giới hạn ứng suất
Đối với các cầu không được xây dựng theo phương pháp phân đoạn và do tổng của lực dự ứng lực hữu hiệu và các tải trọng thường xuyên gây ra.	$0,45f'_c \text{ MPa}$
Đối với các cầu được xây dựng theo phương pháp phân đoạn và do tổng của lực dự ứng lực hữu hiệu và các tải trọng thường xuyên gây ra.	$0,45f'_c \text{ MPa}$
Đối với các cầu không được xây dựng theo phương pháp phân đoạn và do hoạt tải cộng với 1/2 tổng của lực dự ứng lực hữu hiệu và các tải trọng thường xuyên gây ra.	$0,45f'_c \text{ MPa}$

CHƯƠNG 7 – THIẾT KẾ KHÁNG UỖN

Do tổng lực dự ứng lực hữu hiệu, tải trọng thường xuyên, các tải trọng nhất thời, và tải trọng tác dụng khi vận chuyển và bốc xếp.	$0,60\phi_w f'_c$ MPa
<i>Ghi chú</i> ϕ_w là hệ số chiết giảm xét đến tỷ lệ độ mảnh của bản bụng và bản cánh dầm	

Bảng 7.5 Các giới hạn ứng suất kéo trong bê tông dự ứng lực hoàn toàn, ở giai đoạn khai thác (sau khi các mất mát dài hạn xảy ra) theo Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05

Loại cầu	Vị trí	Giới hạn ứng suất
Các cầu không được xây dựng theo phương pháp phân đoạn	Lực kéo trong miền chịu kéo được nén trước với giả thiết mặt cắt không bị nứt: - Đối với các cầu kiện có các bó thép dự ứng lực hay cốt thép được dính bám trong điều kiện không xấu hơn các điều kiện bị ăn mòn thông thường. - Đối với các cầu kiện có các bó thép dự ứng lực hay cốt thép dính bám chịu các điều kiện ăn mòn nghiêm trọng. - Đối với các cầu kiện có các bó thép dự ứng lực không dính bám.	$0,50f'_c$ MPa $0,25f'_c$ MPa Không có ứng suất kéo
	Các ứng suất dọc ở các mối nối trong miền chịu kéo được nén trước: - Các mối nối loại A có lượng cốt thép phụ dính bám tối thiểu chạy qua các mối nối chịu lực kéo dọc với ứng suất $0,5f_{sy}$; các bó thép dự ứng lực trong. - Mối nối loại A không có lượng cốt thép phụ dính bám tối thiểu chạy qua các mối nối. - Các mối nối loại B; các bó thép ngoài	$0,25f'_c$ MPa Không có ứng suất kéo Ứng suất nén nhỏ nhất là 0,7 MPa
	Ứng suất ngang qua các mối nối Lực kéo theo hướng ngang trong vùng chịu kéo được nén trước	$0,25f'_c$ MPa
Các cầu xây dựng phân đoạn	Ứng suất trong các vùng khác - Đối với các vùng không có cốt thép dính bám - Có lượng cốt thép dính bám đủ chịu được lực kéo trong bê tông với giả thiết mặt cắt không bị nứt với ứng suất bằng $0,5f_{sy}$	Không có ứng suất kéo $0,50f'_c$ MPa



7.5 TÍNH TOÁN ỨNG SUẤT TRONG BÊ TÔNG

(a) Phương pháp tương thích biến dạng

Do ứng suất được tính toán trên cơ sở của giả thiết về bê tông chưa nứt và quan hệ ứng suất – biến dạng là tuyến tính nên có thể sử dụng các phương pháp tính toán dựa trên tính tương thích về biến dạng đã nêu trong Chương 6 với giả thiết rằng, cốt thép dự ứng lực có dính bám tuyệt đối với bê tông (dự ứng lực có dính bám). Trong quá trình tính toán này, biến dạng tổng cộng trong bê tông được xác định bằng thông qua biến dạng tại trọng tâm của mặt cắt tính đối, ε_{cen} , và độ cong, ψ , theo các công thức (6.40) và (6.43):

$$\varepsilon_{cen} = \frac{N - N_0}{E_c A_{trans}} \quad (7.1)$$

$$\psi = \frac{M - M_0}{E_c I_{trans}} \quad (7.2)$$

Với N : lực dọc tác dụng lên cầu kiện

N_0 : lực “giải nén”

E_c : mô đun đàn hồi của bê tông

A_{trans} : diện tích tính đối của mặt cắt

M : mô men tác dụng

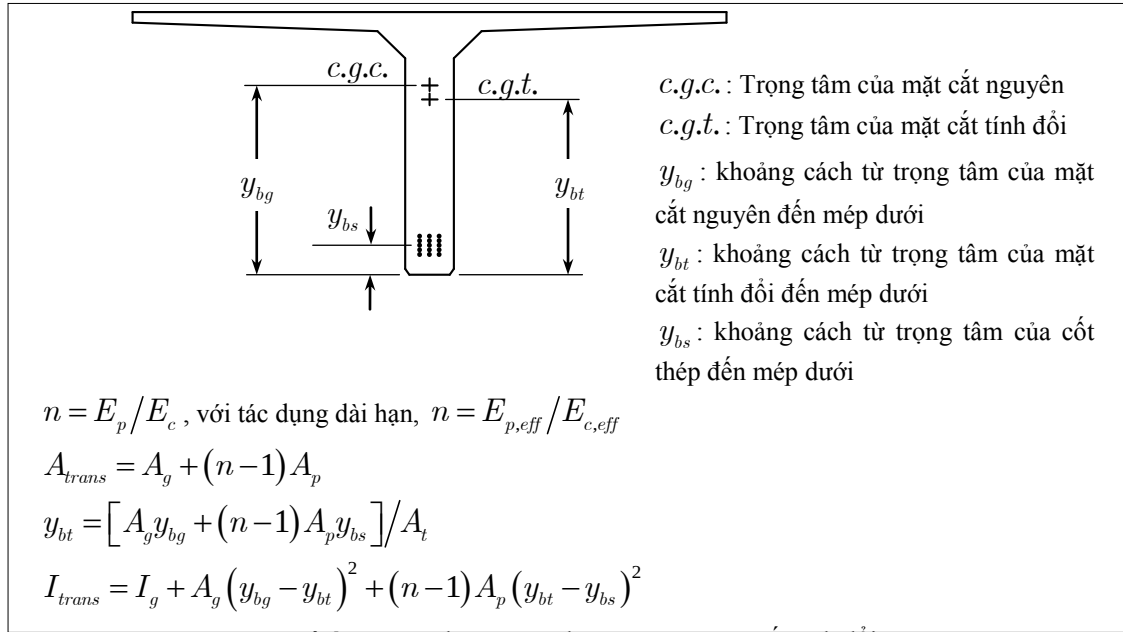
M_0 : mô men “giải nén”

I_{trans} : mô men quán tính của mặt cắt tính đối lấy đối với trục trọng tâm của mặt cắt tính đối

Như đã nêu trong mục 6.2.6 của Chương 6, các lực và mô men “giải nén” N_0 và M_0 xem xét đến ảnh hưởng của dự ứng lực. Nếu mặt cắt chịu tác dụng của một lực kéo bằng N_0 và mô men uốn bằng M_0 thì biến dạng của bê tông sẽ bằng không trên toàn bộ mặt cắt.

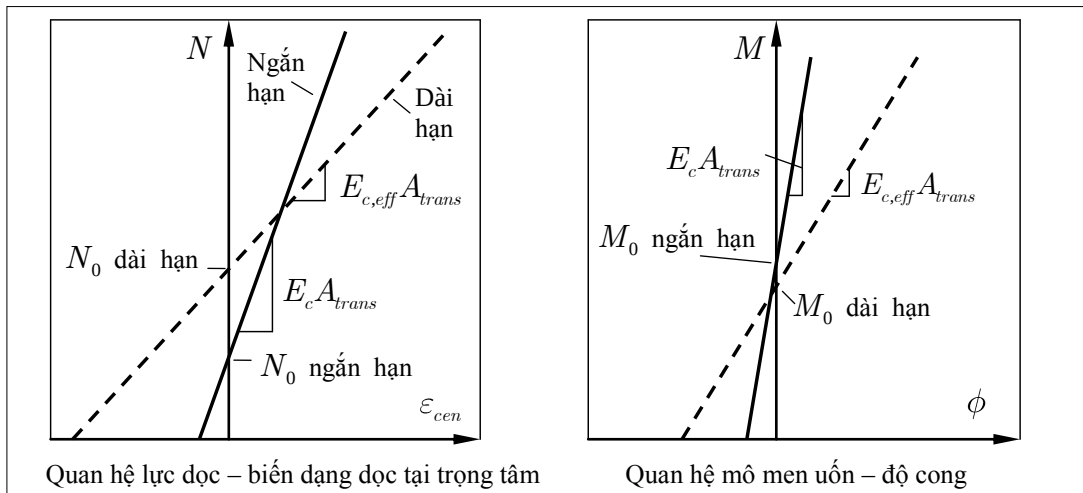
Các đặc trưng của mặt cắt tính đối A_{trans} và I_{trans} có thể được tính toán theo các nguyên tắc đã được trình bày trong [39] và trong các tài liệu về Sức bền vật liệu. Đối với mặt cắt chỉ có một diện tích cốt thép tập trung, các bước tính toán này được tóm tắt trong Hình 7.3. Một số vấn đề cần lưu ý khi tính toán các đặc trưng của mặt cắt tính đối là: *Khi xác định các đặc trưng của mặt cắt dưới tác dụng dài hạn, từ biến trong bê tông sẽ được xét đến thông qua việc sử dụng mô đun đàn hồi có hiệu là $E_{c,eff}$. Tương tự, sự chùng của cốt thép dự ứng lực sẽ được tính đến bằng việc sử dụng mô đun đàn hồi có hiệu là $E_{p,eff}$. Ảnh hưởng của co ngót sẽ được tính đến bằng việc điều chỉnh các lực giải nén, N_0 và M_0 .*

Nếu cốt dự ứng lực không dính bám với bê tông xung quanh (dự ứng lực không có dính bám hay dự ứng lực ngoài), biến dạng trong cốt dự ứng lực sẽ không được tính toán một cách trực tiếp từ biến dạng của bê tông quanh nó. Một phương pháp thiên về an toàn là coi biến dạng trong cốt thép dự ứng lực là hằng số và bằng $\Delta\varepsilon_p$ trong suốt cuộc đời của cầu kiện. Như vậy, có thể giả thiết rằng, với các tác động dài hạn, ứng suất trong cốt thép dự ứng lực không dính bám sẽ bằng $E_{p,eff}\Delta\varepsilon_p$. Vì những lý do này, diện tích của cốt dự ứng lực không dính bám có thể được bỏ qua khi tính toán các đặc trưng của mặt cắt tính đối. Tất nhiên là mặt cắt tính đối phải chứa các cốt thép thường và cốt dự ứng lực có dính bám. Nếu các ống gen chứa cốt thép dự ứng lực không dính bám tạo nên một phần đáng kể trên mặt cắt ngang thì sự thiếu hụt của bê tông trong phần này cũng cần phải được tính đến khi xác định các đặc trưng của mặt cắt tính đối. Cũng cần phải lưu ý là, trong các cầu kiện dự ứng lực kéo sau, cốt dự ứng lực không được dính bám với bê tông trong khi căng kéo nên cần áp dụng cách tính toán cho cốt dự ứng lực không dính bám trong giai đoạn này.

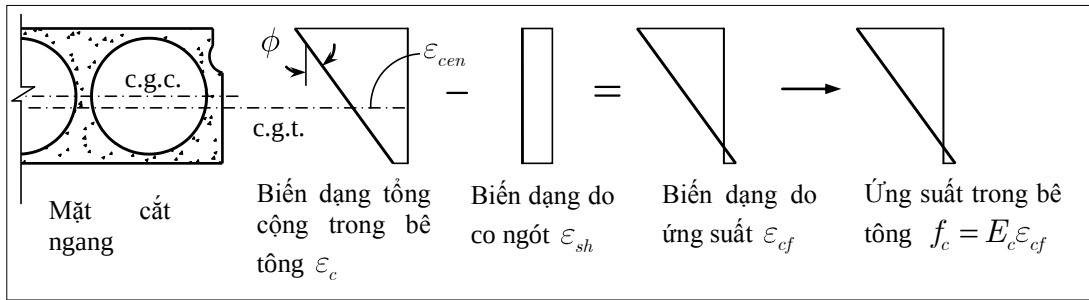


Hình 7.3 Tính toán các đặc trưng của mặt cắt tính đổi

Hình 7.4. minh hoạ ứng xử chịu lực ở dạng các quan hệ lực – biến dạng ngắn hạn và dài hạn của các cấu kiện dự ứng lực chịu uốn kết hợp kéo nén. Sau khi ε_{cen} và ϕ đã được xác định, sự phân bố của biến dạng tổng cộng trên toàn mặt cắt (Hình 7.5) cũng sẽ được xác định. Biến dạng do ứng suất gây ra, ε_{cf} , sẽ được tính bằng cách trừ bớt biến dạng do co ngót khỏi biến dạng tổng cộng của bê tông như được thể hiện trên Hình 7.5. Ứng suất trong bê tông sẽ bằng tích của biến dạng do ứng suất gây ra với mô đun đàn hồi của nó (tức là $f_c = E_c \varepsilon_{cf}$).



Hình 7.4 Các ứng xử đàn hồi ngắn và dài hạn

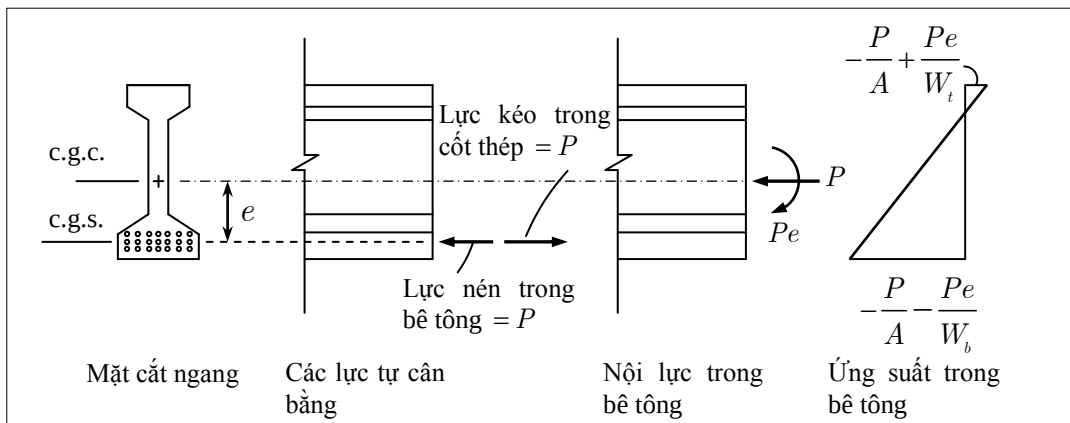


Hình 7.5 Xác định ứng suất trong bê tông từ biến dạng tổng cộng của nó

(b) Phương pháp coi “Dự ứng lực là ngoại lực”

Phương pháp dựa trên sự tương thích về biến dạng cho phép xác định biến dạng trong bê tông do dự ứng lực, ngoại lực, từ biến, co ngót, chùng cốt thép và ảnh hưởng của nhiệt độ tại một giai đoạn bất kỳ trong cuộc đời của cấu kiện. Một phương pháp khác, như đã được giới thiệu trong chương 5, là coi dự ứng lực là một dạng ngoại lực để xác định riêng nội lực và ứng suất tự cân bằng do dự ứng lực gây ra và, sau đó, cộng chúng với ứng suất do tác động bên ngoài.

Các lực tự cân bằng do dự ứng lực bao gồm lực kéo trong cốt dự ứng lực P và lực nén trong bê tông, bằng nhưng ngược chiều với P , tác dụng ở cùng một vị trí (xem Chương 5 và Hình 7.6). Như vậy, nếu nội lực trong cốt dự ứng lực là đã biết thì độ lớn và vị trí của hợp lực trong bê tông cũng sẽ biết. Ứng suất trong bê tông được coi như do lực nén P tác dụng tại trọng tâm mặt cắt bê tông và một mô men bằng $P \times e$ tác dụng quanh trục trọng tâm của mặt cắt bê tông với e là khoảng cách từ tâm của cốt thép dự ứng lực đến trọng tâm của mặt cắt bê tông (Hình 7.6). Trong hình này, W_t và W_b là mô men chống uốn để tính toán ứng suất do uốn tại thớ trên và thớ dưới của mặt cắt.



Hình 7.6 Các ứng suất tự cân bằng do dự ứng lực

Bước đầu tiên trong phương pháp này là tính toán lực trong cốt dự ứng lực. Đối với các cấu kiện dự ứng lực kéo sau, dự ứng lực ban đầu, $P_i = A_p f_{pi}$, phụ thuộc vào chi tiết cụ thể của các thao tác tạo dự ứng lực, như lực kéo, trình tự kéo và mất mát do ma sát. Đối với các cấu kiện dự ứng lực kéo trước tiêu chuẩn, sự sụt giảm lực trong cốt thép giữa lúc kích và lúc

truyền dự ứng lực thường được ước tính là 10% đối với cốt dự ứng lực được khử ứng suất dư và 7,5% đối với cáp có độ chùng thấp.

Để tính toán lực dự ứng lực cuối cùng trong cốt thép sau khi tất cả các mất mát dự ứng lực đã xảy ra, $P_f = A_p f_{pe}$, cần phải tính đến ảnh hưởng của từ biến, co ngót và chùng đến lực trong cốt dự ứng lực (xem mục 2.5 chương 2). Bảng 7.6 cung cấp các giá trị ước tính về mất mát dài hạn và các giá trị của f_{pi} và f_{pe} để thiết kế các cấu kiện bê tông dự ứng lực đúc sẵn.

Bảng 7.6 Các giá trị của f_{pi} và f_{pe} cho các cấu kiện dự ứng lực đúc sẵn

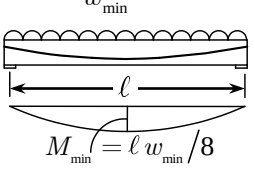
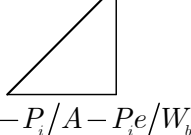
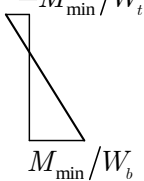
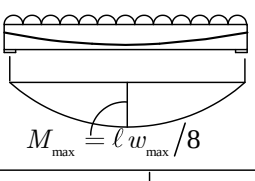
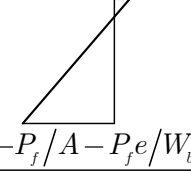
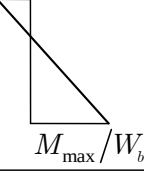
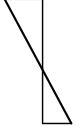
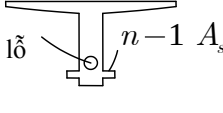
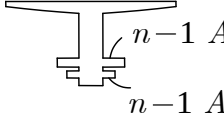
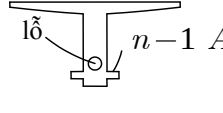
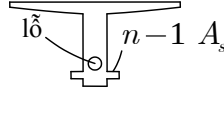
Dạng tạo thép $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$	$f_{p,bed}$	f_{pi} MPa	Các mất mát dài hạn MPa	f_{pe} MPa
Cốt thép được khử ứng suất dư	$0,7 f_{pu}$	1172	240	932
Cốt thép có độ chùng thấp	$0,75 f_{pu}$	1290	210	1080

Nếu đã tính được nội lực trong cốt dự ứng lực thì ứng suất trong bê tông do dự ứng lực gây ra cũng sẽ được xác định. Các ứng suất tự cân bằng do dự ứng lực này sẽ được cộng với ứng suất do ngoại lực để có được ứng suất tổng cộng trong bê tông (xem Hình 7.7). Ở kết cấu dự ứng lực căng sau, khi tính toán ứng suất tự cân bằng trong bê tông theo phương pháp “Dự ứng lực là ngoại lực”, diện tích của cốt dự ứng lực phải được bỏ qua khi xác định các đặc trưng hình học của mặt cắt. Trong khi đó, để tính toán ứng suất trong bê tông do ngoại lực gây ra, cần phải sử dụng mặt cắt tính đối có tính đến cốt dự ứng lực nếu chúng có dính bám với bê tông xung quanh (xem Hình 7.7).

Một điểm cần lưu ý nữa là, các đặc trưng của mặt cắt tính đối được sử dụng cho tải trọng ngắn hạn khác với cho tải trọng dài hạn. Như vậy, khi xác định ứng suất do ngoại lực, cần phải phân biệt giữa tải trọng dài hạn như tĩnh tải và hoạt tải dài hạn với tải trọng ngắn hạn.

Để đơn giản hoá việc tính toán ứng suất, các đặc trưng của mặt cắt nguyên thường được sử dụng để tính toán cả ứng suất tự cân bằng do dự ứng lực và ứng suất do ngoại lực. Cách tính toán này có thể là không thiên về an toàn cho các kết cấu dự ứng lực căng sau không dính bám nếu phần lỗ ống gen chiếm một phần đáng kể trên mặt cắt ngang. Đối với các kết cấu có dính bám, việc sử dụng các đặc trưng của mặt cắt nguyên sẽ thiên về an toàn. Mô men chống uốn của mặt cắt nguyên thường nhỏ hơn đáng kể so với mô men chống uốn của mặt cắt tính đối cho các cấu kiện bản có sườn đúc sẵn.

Các giá trị kinh nghiệm về ứng suất trong cốt thép dự ứng lực trong Bảng 7.6 chủ yếu là dành cho các tính toán dựa trên các đặc trưng hình học của mặt cắt nguyên nên phải cẩn thận khi dùng các giá trị này cho các tính toán dựa trên các đặc trưng hình học của mặt cắt tính đối.

		Ứng suất tự cân bằng	Ứng suất do ngoại lực	Ứng suất tổng cộng trong bê tông
Trạng thái ban đầu		$-P_i/A + P_e/W_t$ 	$-M_{\min}/W_t$ 	
Trạng thái sử dụng		$-P_f/A + P_e/W_t$ 	$-M_{\max}/W_t$ 	
Mặt cắt ngang để tính A, W_b, W_t $n = \frac{E_p}{E_c}$ (ngắn hạn) $n = \frac{E_{p,eff}}{E_{c,eff}}$ (dài hạn)	Trạng thái ban đầu	 Có dính bám	 Có dính bám	
	Trạng thái khai thác	 Không dính bám	 Không dính bám	

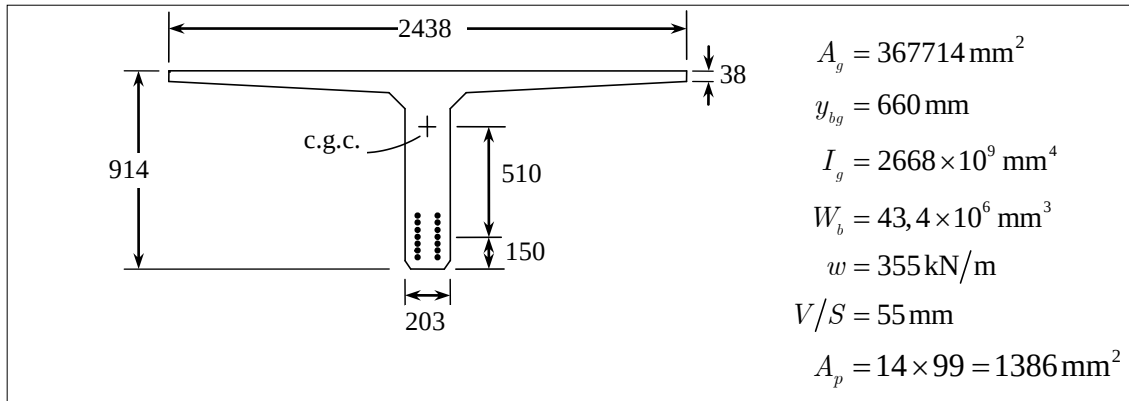
Hình 7.7 Tính toán ứng suất trong bê tông bằng phương pháp “dự ứng lực là ngoại lực”

7.6 VÍ DỤ VỀ TÍNH TOÁN ỨNG SUẤT TRONG BÊ TÔNG

Một dầm giản đơn chữ T có mặt cắt ngang như được thể hiện trên Hình 7.8. Dầm có 14 tao thép có độ chùng thấp, có đường kính 12,7 mm, diện tích mỗi tao là 99mm^2 . Các tao thép có độ lệch tâm 261 mm tại đầu dầm và có độ lệch tâm 572 mm tại điểm chuyển hướng ở giữa dầm. Dầm được sử dụng cho một hệ thống sàn với hoạt tải thiết kế là 19kN/m^2 và tĩnh tải là $0,48\text{kN/m}^2$. Cường độ chịu nén của bê tông tại thời điểm truyền dự ứng lực là $f_{ci} = 24\text{MPa}$ và cường độ 28 ngày là $f'_c = 34,5\text{MPa}$. Bê tông có khối lượng thể tích trung bình. Thép dự ứng lực được kéo đến ứng suất bằng $0,75f_{pu}$ trên bề căng. Yêu cầu kiểm tra các giới hạn về ứng suất kéo theo Bảng 7.2 dưới toàn bộ tải trọng khai thác. Giả sử rằng, hệ số từ biến là $\phi = 2,4$, biến dạng do co ngót là $\varepsilon_{sh} = -0,48 \times 10^{-3}$ và không xét đến biến dạng nhiệt.

Theo kinh nghiệm, khi tính toán ứng suất trong dầm dự ứng lực có một neo chuyển hướng ở giữa nhịp, mặt cắt ở khoảng 40% chiều dài nhịp thường là mặt cắt nguy hiểm hơn mặt cắt

giữa nhịp. Do đó, ví dụ này sẽ kiểm tra ứng suất ở mặt cắt tại $0,4\ell$. Các đặc trưng của mặt cắt ngang tại vị trí này được mô tả trên Hình 7.8.



Hình 7.8 Các đặc trưng của mặt cắt ngang chữ T tại vị trí $0,4\ell$, kích thước là mm

Theo kết quả tính toán nội lực, tại mặt cắt $0,4\ell$, mô men do tĩnh tải tổng cộng là $M_D = 702 \text{ kNm}$ và mô men do hoạt tải là $M_L = 416 \text{ kNm}$.

Để thỏa mãn giới hạn ứng suất trong bê tông theo Bảng 7.2, ứng suất tại thớ dưới của dầm phải không được vượt quá $0,5\sqrt{f'_c} = 0,5\sqrt{34,5} = 2,93 \text{ MPa}$.

(a) Tính toán theo phương pháp “Dự ứng lực là ngoại lực” với các đặc trưng của mặt cắt nguyên

Từ Bảng 7.6, ứng suất trong cốt thép dự ứng lực sau khi tất cả các mất mát đã xảy ra được giả định là 1080 MPa . Do đó, nội lực trong cốt dự ứng lực là

$$P_f = 1386 \times 10^{-6} \times 1080 = 1,496 \text{ MN}$$

Từ các công thức trong Hình 7.7, ứng suất kéo ở thớ dưới của mặt cắt là

$$\begin{aligned} f_b &= \frac{P_f}{A} + \frac{P_f e}{W_b} + \frac{M_{\max}}{W_b} \\ &= -\frac{1,496}{367741 \times 10^{-6}} - \frac{1,496 \times 0,510}{43,4 \times 10^{-3}} + \frac{0,702 + 0,416}{43,4 \times 10^{-3}} \\ &= -4,07 - 17,57 + 25,76 = 4,14 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Do đó, theo tính toán này, cần có nhiều cốt thép dự ứng lực hơn để đảm bảo thỏa mãn các giới hạn về ứng suất.

(b) Phương pháp “Dự ứng lực là ngoại lực” với các đặc trưng của mặt cắt tính đổi

Trong phương pháp sử dụng mặt cắt tính đổi, các đặc trưng của mặt cắt ngang khác nhau sẽ được sử dụng trong việc tính toán các thành phần ứng suất khác nhau. Các ứng suất tự cân bằng do dự ứng lực và ứng suất do tĩnh tải sẽ được tính toán với việc sử dụng mặt cắt tính đổi

không xét đến cốt dự ứng lực. Các ứng suất do hoạt tải sẽ được tính toán với các đặc trưng của mặt cắt tính đối có phân biệt giữa tải trọng ngắn hạn và dài hạn.

Đối với tải trọng ngắn hạn, mô đun đàn hồi của bê tông là

$$\begin{aligned} E_c &= 4730\sqrt{f'_c} \\ &= 4730\sqrt{34,5} = 27787 \text{ MPa} \end{aligned}$$

và mô đun đàn hồi của cốt dự ứng lực là

$$E_p = 200000 \text{ MPa}$$

Do đó,

$$n - 1 = \frac{200000}{27787} - 1 = 6,2$$

Đối với tải trọng dài hạn, tải trọng bắt đầu tác dụng khi cường độ bê tông là 34,5 MPa. Do hệ số từ biến được giả định là $\phi = 2,4$ nên mô đun đàn hồi có hiệu của bê tông là

$$\begin{aligned} E_{c,eff} &= \frac{E_{ci}}{1 + \phi \cdot t, t_i} \\ &= \frac{4730\sqrt{34,5}}{1 + 2,4} = 6840 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Và giả sử rằng, sự mất mát do chùng trong các tạo thép dự ứng lực là 3%, nên

$$\begin{aligned} E_{p,eff} &= 0,97 E_p \\ &= 194000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Do đó,

$$n - 1 = \frac{194000}{6840} - 1 = 27,36$$

Các đặc trưng của mặt cắt được cung cấp trong Bảng 7.7.

Bảng 7.7 Các đặc trưng mặt cắt của dầm chữ T

	Mặt cắt nguyên	Mặt cắt có xét đến diện tích chiếm chỗ của cốt thép	Mặt cắt tính đối	
			Ngắn hạn $n - 1 = 6,2$	Dài hạn $n - 1 = 27,36$
Diện tích mm^2	$A_g = 367741$	$A_n = 366451$	$A_t = 376128$	$A_{t\infty} = 405806$
Khoảng cách từ trọng tâm đến mép dưới mm	$y_{bg} = 661$	$y_{bn} = 663$	$y_{bt} = 649$	$y_{bt\infty} = 613$

Mô men chống uốn mm^3	$W_{bg} = 43,4 \times 10^6$	$W_{bn} = 42,8 \times 10^6$	$W_{bt} = 47,7 \times 10^6$	$W_{bt\infty} = 61,4 \times 10^6$
-----------------------------------	-----------------------------	-----------------------------	-----------------------------	-----------------------------------

Giả sử rằng 30% của hoạt tải là tải trọng dài hạn nên mô men do hoạt tải tác dụng dài hạn ở mặt cắt này là $0,3 \times 416 = 125 \text{ kNm}$ và mô men do hoạt tải hoạt tải tác dụng ngắn hạn là $0,7 \times 416 = 291 \text{ kNm}$. Do đó, ứng suất kéo tính toán ở thớ dưới là

$$\begin{aligned}
 f_b &= -\frac{P_f}{A_n} - \frac{P_f e}{W_{bn}} + \frac{M_D}{W_{bn}} + \frac{0,3M_L}{W_{bt\infty}} + \frac{0,7M_L}{W_{bt}} \\
 &= -\frac{1,496}{0,366451} - \frac{1,496 \times 0,663 - 0,150}{0,0428} + \frac{0,702}{0,0428} + \frac{0,125}{0,0614} + \frac{0,291}{0,0476} \\
 &= -4,082 - 17,931 + 16,402 + 2,035 + 6,113 \\
 &= 2,6 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Như vậy, các tính toán chính xác hơn này cho thấy rằng, ứng suất kéo ở thớ dưới nhỏ hơn giới hạn của tiêu chuẩn đã được nêu ở trên.

(c) Phương pháp tương thích về biến dạng

Đầu tiên, xác định ứng suất trong bê tông do tải trọng dài hạn bao gồm tĩnh tải và 30% hoạt tải gây ra. Các tính toán này sẽ được tóm tắt ở phần sau đây.

Do giả sử rằng, biến dạng do co ngót của bê tông là $\varepsilon_{sh} = -0,48 \times 10^{-3}$ và không xét đến biến dạng nhiệt nên tổng biến dạng ban đầu của bê tông là $\varepsilon_{c0} = \varepsilon_{sh} = -0,48 \times 10^{-3}$. Biến dạng ban đầu của cốt dự ứng lực là

$$\begin{aligned}
 \Delta\varepsilon_p &= \frac{f_{pi}}{E_p} = \frac{0,75f_{pu}}{E_p} \\
 &= \frac{0,75 \times 1860}{200000} = 6,98 \times 10^{-3}
 \end{aligned}$$

Từ công thức (6.41), “lực giải nén” là

$$\begin{aligned}
 N_0 &= E_{p,eff} \Delta\varepsilon_p A_p - E_{c,eff} \varepsilon_{c0} A_c \\
 &= 194000 \times 6,98 \times 10^{-3} \times 14 \times 99 \times 10^{-5} - 6840 \times -0,48 \times 10^{-3} \times 366451 \times 10^{-6} \\
 &= 1,87 + 1,20 = 3,07 \text{ MN}
 \end{aligned}$$

Từ công thức (6.44), “mô men giải nén” là

$$\begin{aligned}
 M_0 &= E_{p,eff} \Delta\varepsilon_p A_p y_{bt} - y_{bs} - E_{c,eff} \varepsilon_{c0} A_c y_{bg} - y_{bt} \\
 &= 1,87 \cdot 0,613 - 0,150 - 1,20 \cdot 0,663 - 0,613 \\
 &= 0,866 - 0,06 = 0,806 \text{ MNm}
 \end{aligned}$$

Theo công thức (7.1), biến dạng dọc trục tại trọng tâm của mặt cắt là

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cen} &= \frac{N - N_0}{E_{c,eff} A_{trans}} \\ &= \frac{0 - 3,07}{6480 \times 405806 \times 10^{-6}} = -1,1 \times 10^{-3}\end{aligned}$$

Theo công thức (7.2), độ cong của mặt cắt là

$$\begin{aligned}\psi &= \frac{M - M_0}{E_{c,eff} I_{trans}} \\ &= \frac{0,702 + 0,125 - 0,807}{6840 \times 61,4 \times 10^6 \times 613 \times 10^{-12}} = 76,8 \times 10^{-6} \text{ rad/m}\end{aligned}$$

Biến dạng tổng cộng trong bê tông ở mép dưới của mặt cắt do tải trọng dài hạn là

$$\begin{aligned}\varepsilon_c &= \varepsilon_{cen} - \psi y \\ &= -1,1 \times 10^{-3} - 76,8 \times 10^{-6} \times -0,613 = -1,05 \times 10^{-3}\end{aligned}$$

Vì biến dạng do co ngót là $-0,48 \times 10^{-3}$ nên biến dạng do ứng suất gây ra là

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cf} &= \varepsilon_c - \varepsilon_{c0} \\ &= -1,05 \times 10^{-3} - -0,48 \times 10^{-3} = -0,57 \times 10^{-3}\end{aligned}$$

Do đó, ứng suất ở thớ dưới do tải trọng dài hạn gây ra là

$$f_{cb\infty} = -0,57 \times 10^{-3} \times 6840 = -3,90 \text{ MPa}$$

Phần còn lại 70% của hoạt tải được coi như là tải trọng tác dụng ngắn hạn. Tác dụng này làm tăng ứng suất ở thớ dưới lên một lượng là

$$f_{cbL} = \frac{0,7M_L}{W_{bt}} = \frac{0,291}{47,7 \times 10^6 \times 10^{-9}} = 6,11 \text{ MPa}$$

Từ đó, ứng suất tổng cộng ở mép dưới của bê tông là

$$f_{cb} = f_{cb\infty} + f_{cbL} = -3,97 + 6,11 = 2,14 \text{ MPa}$$

Phương pháp này mặc dù đòi hỏi tính toán nhiều hơn nhưng không phụ thuộc vào cấp ứng suất giả định trong cốt thép dự ứng lực nên cung cấp các dự đoán chính xác hơn về ứng suất kéo trong bê tông.

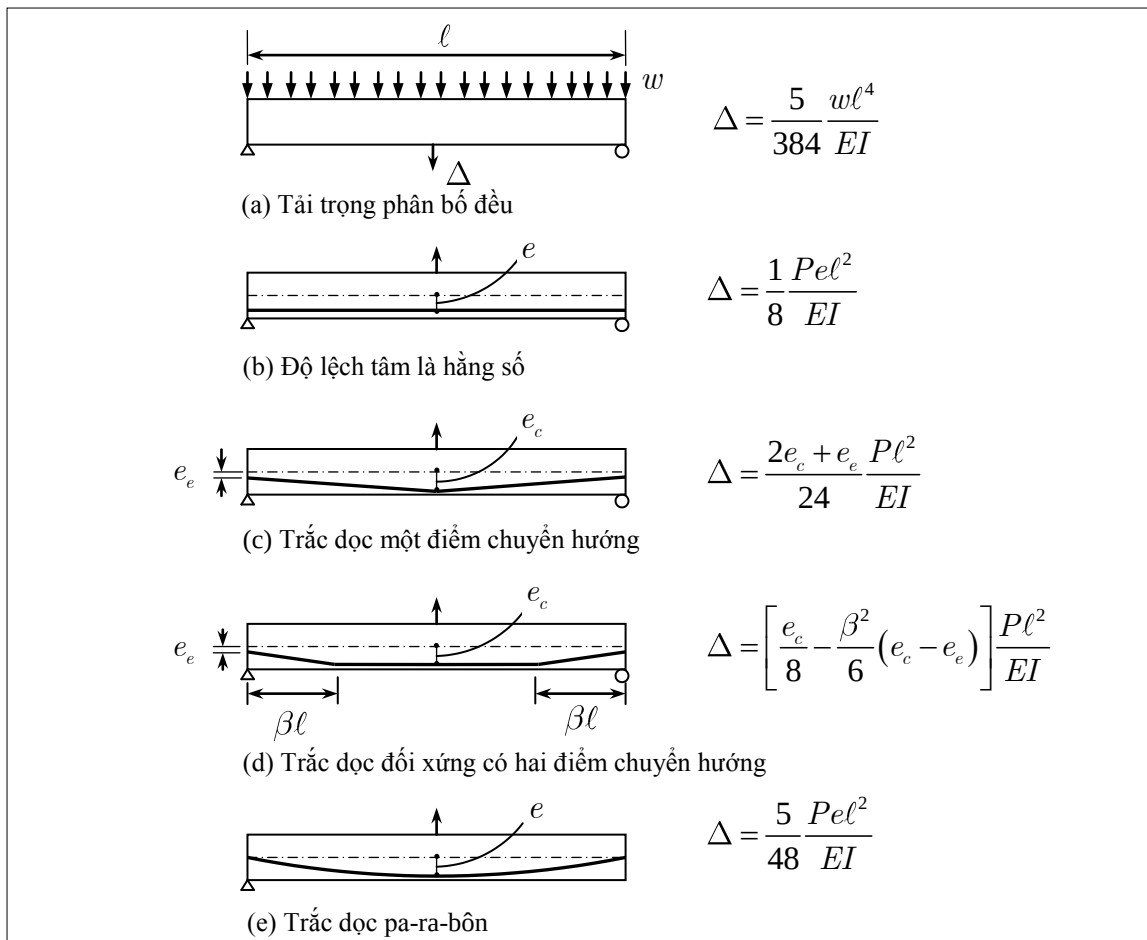
7.7 KHỔNG CHẾ NỨT

Độ mở rộng vết nứt chỉ cần tính toán ở các cấu kiện có dự ứng lực một phần hoặc không dự ứng lực. Các phương pháp tính toán độ mở rộng vết nứt cũng như các yêu cầu khống chế nứt đã được trình bày trong Chương 8, Tập 1. Cần lưu ý là, tải trọng được sử dụng để tính toán khống chế nứt theo Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05 là toàn bộ tải trọng khai thác.

7.8 TÍNH TOÁN ĐỘ VỒNG VÀ ĐỘ VỒNG

Độ võng của các kết cấu bê tông có thể được tính toán theo các phương pháp đã được giới thiệu trong Chương 8, Tập 1. Đối với các cầu kiện bê tông dự ứng lực một phần, độ võng có thể được tính toán theo công thức Branson. Đối với các cầu kiện được giữ không nứt dưới tải trọng khai thác, độ võng có thể được tính toán đơn giản hơn theo các quan hệ mô men – độ cong đã được trình bày trong Chương 6 hoặc các phương pháp được áp dụng cho các kết cấu có vật liệu đàn hồi tuyến tính.

Nếu sử dụng phương pháp dựa trên sự tương thích về dạng để tính ứng suất, độ cong có thể được xác định từ công thức (7.2). Nếu sử dụng phương pháp “Dự ứng lực là ngoại lực”, độ cong của dầm có thể xác định được từ việc cộng độ cong do mô men ngoại lực và độ cong do dự ứng lực lệch tâm. Hình 7.9 cung cấp một số công thức tính toán độ võng cho một số dạng kết cấu điển hình.



Hình 7.9 Các công thức tính toán độ võng do tải trọng phân bố đều w và độ võng do nội lực cáp P gây ra

7.9 MÔ MEN KHÁNG

Như đã giới thiệu trong Chương 4, Tập 1, để đánh giá khả năng chịu lực của kết cấu, hầu hết các Tiêu chuẩn thiết kế hiện nay đều sử dụng phương pháp hệ số an toàn riêng cho tác

động và cho sức kháng. Yêu cầu về cường độ khi chịu uốn là, sức kháng uốn tính toán của cầu kiện phải không nhỏ hơn mô men nội lực tính toán, tức là

$$\phi M_n \geq M_u$$

Với M_n là mô men kháng uốn danh định của mặt cắt, M_u là mô men uốn tính toán (mô men uốn đã nhân hệ số - factored moment) do tác động bên ngoài và ϕ là hệ số cường độ. Theo Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05, đối với các cầu kiện chịu uốn bằng bê tông dự ứng lực, $\phi = 1,0$. Theo Tiêu chuẩn ACI 318-05, ϕ được xác định phụ thuộc vào độ dẻo dai (ductility) của mặt cắt.

Mô men kháng uốn danh định, M_n , được tính toán với giả thiết là, các kích thước và chi tiết cấu tạo cùng với các thuộc tính của vật liệu tuân theo các chỉ dẫn trong hồ sơ thiết kế kết cấu. M_n có thể được xác định theo các phương pháp đã được trình bày trong Chương 6 và là mô men lớn nhất có được hoàn toàn thông qua các tính toán về ứng xử của cầu kiện.

Thay cho phương pháp dựa vào tính toán ứng xử như trên, M_n ở trạng thái giới hạn cường độ có thể được xác định một cách trực tiếp hơn bằng cách sử dụng phương pháp khối ứng suất như đã được trình bày trong Chương 4, Tập 1. Một số giả thiết khi áp dụng phương pháp này là:

- Bê tông bị phá hoại khi biến dạng nén đạt đến giá trị $\varepsilon_{cu} = -0,003$,
- Bỏ qua sự làm việc của bê tông vùng chịu kéo,
- Mặt cắt phẳng và cốt thép có dính bám tuyệt đối với bê tông xung quanh,
- Sự phân bố ứng trong bê tông vùng nén có dạng một khối hình chữ nhật với độ lớn của ứng suất là $f_c = \alpha_1 f'_c$ và chiều cao là $a = \beta_1 c$. α_1 và β_1 là các hệ số khối ứng suất, c là chiều cao vùng bê tông chịu nén.

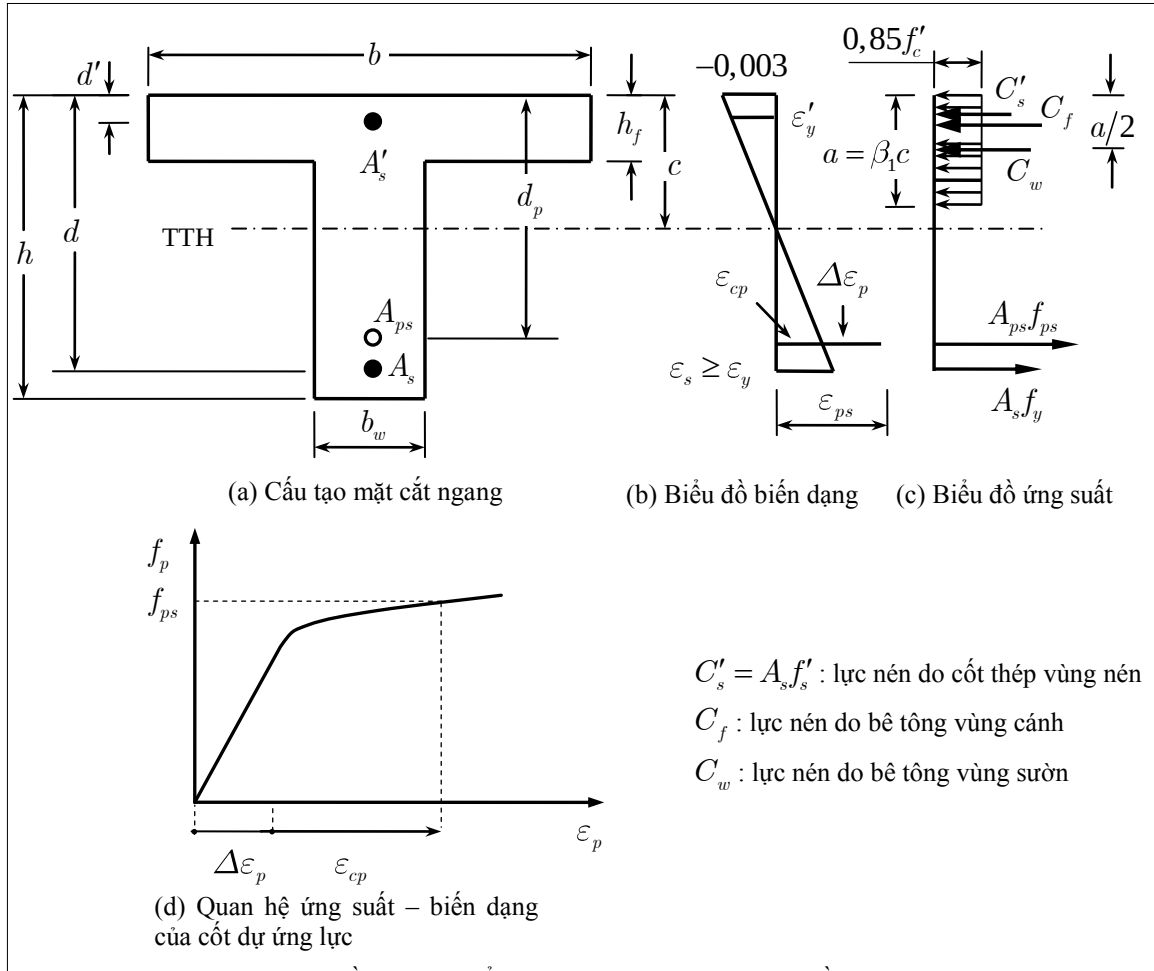
Các hệ số khối ứng suất được cho trong các Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05 và ACI 318-05 như sau

$$\alpha_1 = 0,85 \quad (7.3)$$

Và

$$\beta_1 = \begin{cases} 0,85 \text{ cho } f'_c \leq 28 \text{ MPa} \\ 0,85 - 0,05 \frac{f'_c - 28}{7} \text{ cho } 28 \text{ MPa} < f'_c \leq 56 \text{ MPa} \\ 0,65 \text{ cho } f'_c > 56 \text{ MPa} \end{cases} \quad (7.4)$$

Kết quả của tính toán dựa trên giả thiết về mặt cắt phẳng để xác định M_n được minh họa trên Hình 7.10.



Hình 7.10 Sơ đồ tính toán để xác định mô men kháng của dầm bê tông dự ứng lực

Chiều cao vùng bê tông chịu nén và, qua đó, sức kháng uốn của mặt cắt được xác định phụ thuộc vào độ lớn của ứng suất trong cốt dự ứng lực ở trạng thái giới hạn cường độ hay còn được gọi là cường độ danh định, f_{ps} . Đây là một quá trình tính toán thử dần dựa trên điều kiện tương thích về biến dạng như đã được giới thiệu trong Chương 6 hoặc Chương 4, Tập 1. Để đơn giản hoá quá trình thiết kế, các Tiêu chuẩn như ACI 318-05 và 22 TCN 272-05 cho phép xác định một cách trực tiếp độ lớn của ứng suất trong cốt dự ứng lực f_{ps} dựa trên các công thức kinh nghiệm phụ thuộc vào dạng dự ứng lực có hay không có dính bám. Sau khi xác định được độ lớn của ứng suất trong cốt dự ứng lực, cách tính toán mô men kháng của mặt cắt là như nhau cho cả trường hợp kết cấu dự ứng lực có dính bám và dự ứng lực không dính bám.

7.9.1 Xác định ứng suất trong cốt dự ứng lực theo Tiêu chuẩn ACI 318-05

(a) Dự ứng lực có dính bám

Ứng suất trong cốt dự ứng lực ở trạng thái giới hạn về cường độ - hay là cường độ danh định của cốt dự ứng lực, f_{ps} , được xác định theo công thức sau

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \omega - \omega' \right] \right) \quad (7.5)$$

Với γ_p là hệ số xét đến hình dạng của đường cong quan hệ ứng suất – biến dạng của cốt thép dự ứng lực. Với

$\gamma_p = 0,4$ khi $f_{py}/f_{pu} \geq 0,85$ cho các tảo được khử ứng suất dư,

$\gamma_p = 0,28$ khi $f_{py}/f_{pu} \geq 0,90$ cho các tảo có độ chùng thấp,

ρ_p là hàm lượng cốt thép dự ứng lực, $\rho_p = A_{ps} / bd_p$,

d là khoảng cách từ thớ chịu nén xa nhất đến trọng tâm của cốt thép không dự ứng lực,

d_p là khoảng cách từ thớ chịu nén xa nhất đến trọng tâm của cốt dự ứng lực,

$\omega = \rho f_y / f'_c$ với ρ là tỷ lệ của cốt thép không dự ứng lực, $\rho = A_s / bd$,

$\omega' = \rho' f_y / f'_c$ với ρ' là tỷ lệ của cốt thép chịu nén, $\rho' = A'_s / bd$.

Do công thức (7.5) là công thức kinh nghiệm nên nó chỉ được giới hạn cho các cấu kiện với ứng suất có hiệu f_{se} trong cốt dự ứng lực sau khi xảy ra tất cả các mất mát không nhỏ hơn $0,5f_{pu}$. Ngoài ra, nếu kể đến cả cốt thép chịu nén trong công thức (7.5), tức là $\omega' > 0$, thì đại lượng trong dấu ngoặc vuông phải không được lớn hơn 0,17. Do công thức (7.5) giả thiết rằng cốt thép chịu nén sắp bị chảy nên khoảng cách d' từ thớ chịu nén xa nhất đến trọng tâm của cốt thép chịu nén phải được giới hạn. Nếu d' lớn hơn $0,15d_p$ thì ω' được lấy bằng không ($\omega' = 0$).

Áp dụng công thức (7.5) cho dầm chữ T đã được xem xét trong mục 6.2.4 của Chương 6 thì ứng suất trong cốt dự ứng lực là

$$\begin{aligned} f_{ps} &= 1860 \left(1 - \frac{0,28}{0,8} \left[\frac{1386 \times 10^{-8}}{2,438 \times 0,7112} \times \frac{1860}{35} \right] \right) \\ &= 1859 \text{MPa} \end{aligned}$$

Với giá trị f_{ps} nói trên, có thể tính được chiều cao khối ứng suất và mô men kháng danh định như sau

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_p f_{ps}}{0,85 f'_c b} \\
 &= \frac{1386 \times 10^{-8} \times 1859}{0,85 \times 35 \times 2,438} = 0,035 \text{ m} \\
 M_n &= A_p f_{ps} d_p - a/2 \\
 &= 1386 \times 10^{-8} \times 1859 \left(0,7112 - \frac{0,035}{2} \right) = 1787 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Các tính toán về mô men kháng uốn của dầm chữ T này gần đúng với giá trị mô men lớn nhất đã tính toán trong mục 6.2.4, bảng 6.4 là 1750 kNm.

(b) Dự ứng lực không dính bám

Theo Tiêu chuẩn ACI 318-05, ứng suất f_{ps} trong các cốt thép dự ứng lực không dính bám với tỷ số chiều dài nhịp/chiều cao nhỏ hơn hay bằng 35 có thể được xác định như sau:

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100\rho_p} \text{ MPa} \quad (7.6)$$

Nhưng không lớn hơn f_{py} hay $f_{se} + 420 \text{ MPa}$.

Với các cầu kiện có tỷ số chiều dài nhịp/chiều cao lớn hơn, ACI 318-05 khuyến nghị sử dụng các công thức sau:

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{300\rho_p} \text{ MPa} \quad (7.7)$$

Nhưng không lớn hơn f_{py} hay $f_{se} + 210 \text{ MPa}$.

Các thành phần $70 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$ trong (7.6) hay $70 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$ trong (7.7) được coi là sự gia tăng ứng suất trong cốt dự ứng lực Δf_{ps} ở trạng thái giới hạn về cường độ.

Cả hai công thức (7.6) và (7.7) áp dụng hạn chế cho các cầu kiện mà, trong đó, ứng suất có hiệu f_{se} của cốt dự ứng lực không dính bám, sau khi tất cả các mất mát đã xảy ra, không được nhỏ hơn $0,5f_{pu}$.

Đối với dầm có mặt cắt hình chữ nhật không có dính bám đã được xem xét trong Chương 6, mục 6.2.14, tỷ lệ chiều dài nhịp/chiều cao dầm là $2,742/0,305 = 9$. Khi áp dụng công thức (7.6) cho cầu kiện này, sẽ nhận được sự tăng ứng suất là $70 + f'_c/100\rho_p$, với

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{bd_p} = \frac{206 \times 10^{-6}}{0,152 \times 0,211} = 0,00643$$

Do đó,

$$\Delta f_{ps} = 70 + 34 / 100 \times 0,00643 = 123,6 \text{ MPa}$$

Tuy nhiên, sự gia tăng ứng suất được xác định từ các đo đạc về biến dạng lại là 538 MPa.

7.9.2 Xác định ứng suất trong cốt dự ứng lực và chiều cao vùng bê tông chịu nén theo Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05

(a) Dự ứng lực có dính bám

Từ biểu đồ biến dạng trên Hình 7.10b, biến dạng trong cốt dự ứng lực ở trạng thái giới hạn cường độ ε_{ps} có thể được xác định theo công thức

$$\varepsilon_{ps} = \varepsilon_{cp} + \Delta\varepsilon_p = -\varepsilon_{cu} \left(\frac{d_p}{c} - 1 \right) + \Delta\varepsilon_p \quad (7.8)$$

Với ε_{cp} là biến dạng của bê tông ở cao độ cốt thép dự ứng lực cũng chính là sự gia tăng biến dạng của cốt dự ứng lực do ngoại lực và $\Delta\varepsilon_p$ là biến dạng ban đầu trong cốt dự ứng lực (xem Chương 6). Ở trạng thái giới hạn về cường độ, $\varepsilon_{cu} = -0,003$ và $\Delta\varepsilon_p$ được giả thiết là hằng số nên biến dạng và ứng suất trong cốt dự ứng lực chỉ phụ thuộc vào tỷ số d_p/c . Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05 khuyến nghị công thức sau để xác định ứng suất trong cốt dự ứng lực có dính bám:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (7.9)$$

Với

$$k = 2 \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \quad (7.10)$$

Đối với cốt dự ứng lực có độ chùng thấp, $f_{py}/f_{pu} \approx 0,9$, công thức (7.10) cho kết quả $k = 0,28$. Với giả thiết là $\varepsilon_{cu} = 0,003$, $E_p = 197000 \text{ MPa}$ và $f_{pe} = 0,56f_{pu}$, các công thức (7.8) và (7.9) trở thành

$$\varepsilon_p = 0,003 \frac{d_p}{c} + 0,0023 \quad (7.11)$$

$$f_{ps} = 1860 \left(1 - 0,28 \frac{c}{d_p} \right) \quad (7.12)$$

Áp dụng các nguyên tắc tương tự như đã được trình bày trong Chương 4, Tập 1, chiều cao vùng bê tông chịu nén đối với mặt cắt chữ T, khi giả thiết là trục trung hoà đi qua sườn, được xác định theo công thức

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f_y - 0,85\beta_1 f'_c b - b_w h_f}{0,85\beta_1 f'_c b_w + kA_{ps}f_{pu}/d_p} \geq h_f \quad (7.13)$$

(b) Dự ứng lực không dính bám

Như đã nêu trên, khi cốt dự ứng lực không dính bám với bê tông, không thể sử dụng sự tương thích về biến dạng ở từng mặt cắt để xác định biến dạng và, qua đó, ứng suất trong cốt dự ứng lực. Ở kết cấu này, người ta phải xác định biến dạng và ứng suất trong cốt dự ứng lực trên cơ sở xác định sự thay đổi tổng chiều dài của chúng. Các Tiêu chuẩn AASHTO và 22 TCN 272-05 sử dụng các phương pháp được McGregor [17] đề xuất từ năm 1989 như sau:

Ở trạng thái giới hạn về cường độ, kết cấu được coi như bao gồm một loạt các cầu kiện thẳng, được nối với nhau bởi các khớp dẻo nằm trên các gối và giữa các nhịp để tạo thành cơ cấu phá hoại. Cơ cấu phá hoại đơn giản nhất là một dầm giản đơn có các cốt dự ứng lực thẳng được neo ở hai đầu và có khớp dẻo ở giữa nhịp (Hình 7.12). Mô hình này được sử dụng để xác định một số thông số cơ bản, cần thiết cho tính toán. Sự thay đổi chiều dài của cốt dự ứng lực được giả thiết là chỉ xảy ra tại vết nứt của khớp dẻo và được xác định theo quan hệ sau

$$\delta = z_p \theta \quad (7.14)$$

Với z_p là khoảng cách từ trục trung hoà đến trọng tâm cốt dự ứng lực và θ là góc quay tại khớp dẻo. Sự tăng của biến dạng trong cốt dự ứng lực là

$$\Delta \varepsilon_{ps} = \frac{\delta}{L} = \frac{z_p \theta}{L} = \frac{d_{ps} - c}{L} \theta \quad (7.15)$$

ở đây, L là chiều dài của cốt dự ứng lực giữa các neo, d_{ps} là khoảng cách từ mép chịu nén đến trọng tâm cốt dự ứng lực và c là chiều cao vùng bê tông chịu nén. Sơ đồ này sử dụng giả thiết biến dạng nhỏ nên chiều dài của nhịp và chiều dài cốt dự ứng lực được coi là bằng nhau và bằng L .

Góc quay θ có thể được xác định bằng cách lấy tích phân của độ cong ψ trên chiều dài L_p của khớp dẻo, nghĩa là

$$\theta = \int_0^{L_p} \psi \, dx \quad (7.16)$$

Nếu độ cong được coi là hằng số, góc quay có thể được xác định theo công thức sau

$$\theta = L_p \psi = L_p \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad (7.17)$$

Công thức (7.15) lúc này trở thành

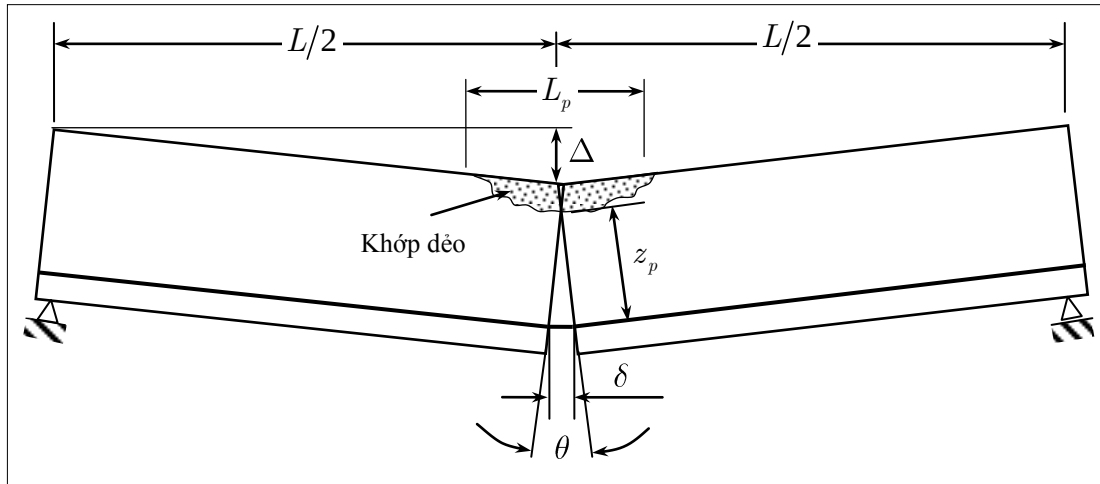
$$\Delta \varepsilon_{ps} = \frac{L_p}{c} \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_{ps} - c}{L} \right) = \varphi \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_{ps} - c}{L} \right) \quad (7.18)$$

Với $\varphi = L_p/c$. Giả thiết rằng, cốt dự ứng lực làm việc trong giai đoạn đàn hồi, sự thay đổi ứng suất trong cốt dự ứng lực là

$$\Delta f_{ps} = E_{ps} \varepsilon_{ps} = E_{ps} \varphi \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_{ps} - c}{L} \right) \quad (7.19)$$

Dựa trên các kết quả thí nghiệm quan sát được, McGregor khuyến nghị dùng $\varphi = 10,5$. Sử dụng các giá trị $E_{ps} = 200000 \text{ MPa}$ và $\varepsilon_{cu} = 0,003$, công thức (7.19) trở thành

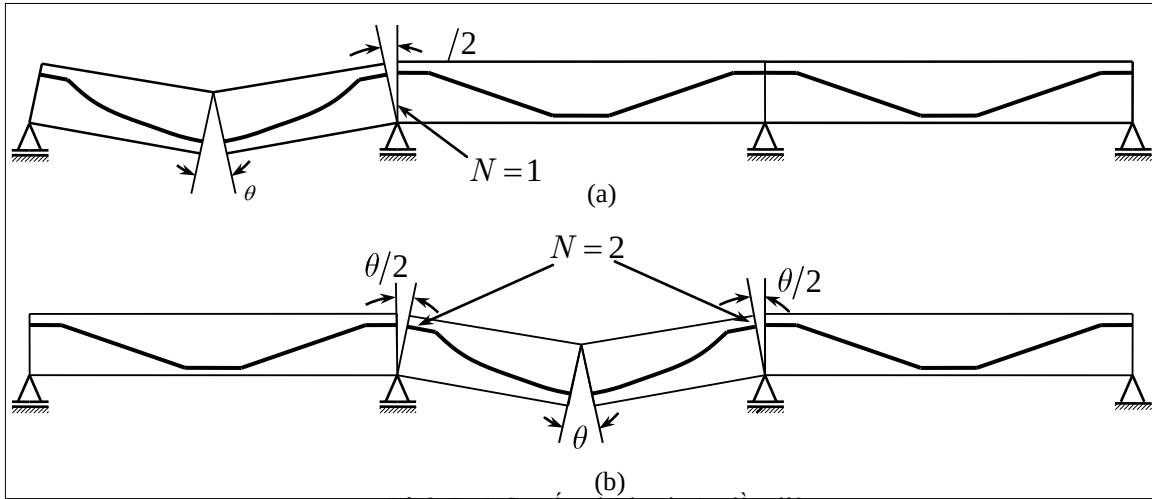
$$\Delta f_{ps} = 200000 \times 10,5 \times 0,003 \left(\frac{d_{ps} - c}{L} \right) = 6300 \left(\frac{d_{ps} - c}{L} \right) \quad (7.20)$$



Hình 7.11 Cơ cấu phá hoại của dầm giản đơn

Công thức (7.20) đã được xây dựng cho 1 dầm giản đơn. Các thí nghiệm trên dầm liên tục cho thấy rằng, góc quay của các khớp dẻo trên gối chỉ bằng một nửa so với ở giữa nhịp. Như vậy, tổng thay đổi chiều dài của cốt dự ứng lực có thể được xác định theo công thức

$$\delta_{total} = \delta_{midspan} \left(1 + \frac{N}{2} \right)$$



Hình 7.12 Cơ cấu phá hoại của dầm liên tục

Với N là số lượng các khớp dẻo trên gối cần thiết để tạo ra cơ cấu phá hoại. Mở rộng công thức (7.20) cho dầm liên tục sẽ cho kết quả

$$\begin{aligned}\Delta f_{ps} &= 6300 \left(\frac{d_{ps} - c}{L} \right) \left(1 + \frac{N}{2} \right) \\ &= 6300 \left(\frac{d_{ps} - c}{\ell_e} \right)\end{aligned}\quad (7.21)$$

Với

$$\ell_e = \frac{L}{\left(1 + \frac{N}{2} \right)} = \frac{2L}{2 + N} = \frac{2\ell_i}{2 + N}$$

ℓ_i là chiều dài của cốt dự ứng lực giữa các neo.

Chiều cao vùng bê tông chịu nén đối với cấu kiện mặt cắt chữ T có cáp không dính bám được xác định theo công thức

$$c = \frac{A_{ps} f_{ps} - A_s f_y - 0,85\beta_1 f'_c b_w h - w f}{0,85\beta_1 f'_c b_w} \geq h_f \quad (7.22)$$

Từ các công thức (7.21) và (7.22), có thể thấy rằng, chiều cao vùng bê tông chịu nén và ứng suất trong cáp dự ứng lực phụ thuộc qua lại lẫn nhau và chúng có thể được xác định bằng cách thử dần. Với lần thử đầu tiên, ứng suất trong cáp dự ứng lực có thể được ước tính theo công thức

$$f_{ps} = f_{pe} + 103 \text{ MPa} \quad (7.23)$$

7.9.3 Mô men kháng

Sau khi đã xác định được ứng suất trong cốt dự ứng lực, mô men kháng danh định của mặt cắt, không phụ thuộc vào dạng cốt dự ứng lực có hay không có dính bám, được xác định theo các phương pháp đã được nêu trong Chương 4, Tập 1. Theo Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05, mô men kháng danh định được xác định theo công thức

$$M_n = A_{ps}f_{ps}\left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_sy\left(d_s - \frac{a}{2}\right) + A'_s f'_s \left(\frac{a}{2} - d'_s\right) + 0,85\beta_1 f'_c b - b_w h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2}\right) \quad (7.24)$$

Tương tự, mô men kháng danh định được xác định theo Tiêu chuẩn ACI 318-05 là

$$M_n = A_{ps}f_{ps}\left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_sy\left(d_s - \frac{a}{2}\right) + A'_s f'_s \left(\frac{a}{2} - d'_s\right) + 0,85f'_c b - b_w h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2}\right) \quad (7.25)$$

Trong các công thức trên, ứng suất trong cốt thép vùng nén, f'_s , được xác định theo cách thử dần.

7.10 YÊU CẦU VỀ TÍNH DẪO

Tương tự như đối với kết cấu bê tông cốt thép thường, kết cấu bê tông dự ứng lực cũng cần phải được thiết kế thoả mãn các yêu cầu về tính dẻo dai là khả năng cung cấp được các cảnh báo về hư hỏng sắp xảy ra cũng như cung cấp khả năng tiêu tán một năng lượng nhất định trước khi bị phá hoại. Như được thể hiện trên Hình 7.13, cấu kiện sẽ có đáp ứng dẻo nếu nó có khả năng chịu lực nhất định sau nứt và cốt thép “chảy” trước khi bê tông bị ép vỡ.

Tính dẻo dai được đảm bảo bởi các yêu cầu:

- *Hàm lượng cốt thép tối thiểu.* Yêu cầu này đảm bảo cho *kết cấu không bị phá hoại đột ngột sau khi nứt*. Theo 22 TCN 272-05, hàm lượng cốt thép tối thiểu được xác định từ quan hệ

$$\phi M_n \geq \min \begin{cases} 1,2M_{cr} \\ 1,33M_u \end{cases} \quad (7.26)$$

Tiêu chuẩn ACI 318-05 cũng có yêu cầu tương tự (xem Chương 4, Tập 1).

Để thoả mãn giới hạn này, đôi khi cần phải bổ sung một lượng nhỏ cốt thép không dự ứng lực. Yêu cầu này có thể được bỏ qua nếu cường độ chịu uốn và chịu cắt của mặt cắt lớn hơn ít nhất hai lần cường độ yêu cầu. Ngoài ra, các dầm và bản một chiều chứa cốt dự ứng lực không dính bám cần có một diện tích cốt thép dính bám tối thiểu là

$$A_s = 0,004A_{ct}$$

Với A_{ct} là diện tích của phần mặt cắt ngang giữa trọng tâm của mặt cắt và thớ chịu kéo xa nhất. Diện tích tối thiểu của cốt thép dính bám này cần được phân bố đều trên toàn vùng chịu kéo được dự ứng lực nén và được đặt càng gần mép chịu kéo càng tốt.

- *Hàm lượng cốt thép tối đa.*

Yêu cầu về hàm lượng cốt thép tối đa cần được tuân thủ để đảm bảo cho kết cấu có biến dạng đủ lớn trước khi phá hoại xảy ra. Như đã giới thiệu trong Chương 4, Tập 1, Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05 quy định hàm lượng cốt thép chịu kéo tối đa thông qua tỷ số giữa chiều cao vùng bê tông chịu nén với chiều cao có hiệu của mặt cắt (c/d_e). Chiều cao này là khoảng cách từ mép chịu nén đến trọng tâm cốt thép chịu kéo. Đối với mặt cắt cấu kiện bê tông dự ứng lực, chiều cao có hiệu được xác định theo công thức

$$d_e = \frac{A_{ps}f_{ps}d_p + A_sf_yd_s}{A_{ps}f_{ps} + A_sf_y} \quad (7.27)$$

Yêu cầu về tính dẻo, theo Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05 là

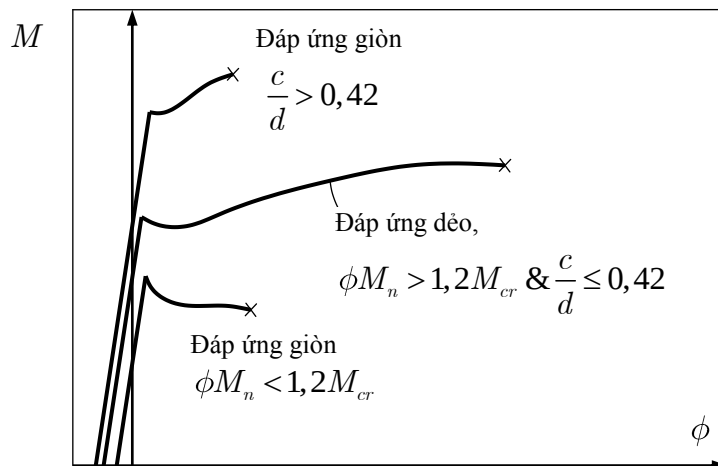
$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42 \quad (7.28)$$

Theo Tiêu chuẩn ACI 318-05, yêu cầu trên là

$$\frac{c}{d_t} \leq 0,375 \quad (7.29)$$

Với d_t là khoảng cách từ mép chịu nén xa nhất đến cốt thép chịu kéo xa nhất. Ngoài ra, ACI 318-05 còn ràng buộc hệ số chiết giảm cường độ ϕ với tỷ số c/d_t nói trên theo công thức

$$\begin{aligned} \text{các cấu kiện có cốt đai xoắn:} \quad & 0,65 \leq \left(\phi = 0,23 + \frac{0,25}{c/d_t} \right) \leq 0,90 \\ \text{các cấu kiện có cốt đai thường:} \quad & 0,70 \leq \left(\phi = 0,37 + \frac{0,20}{c/d_t} \right) \leq 0,90 \end{aligned} \quad (7.30)$$



Hình 7.13 Yêu cầu về tính dẻo đối với các cấu kiện bê tông cốt thép

7.11 QUÁ TRÌNH THIẾT KẾ

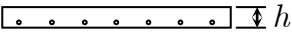
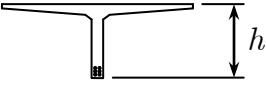
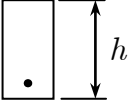
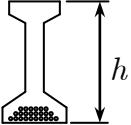
Thiết kế dầm bê tông dự ứng lực bao gồm việc xác định các kích thước của mặt cắt ngang, các tính chất vật liệu, quỹ đạo cốt thép dự ứng lực, độ lớn của dự ứng lực cần thiết, diện tích của cốt thép thường cũng như chi tiết cụ thể của việc bố trí cốt thép này.

Việc thiết kế phải đảm bảo rằng, các giới hạn về ứng suất phải không được vi phạm, độ võng nằm trong các giới hạn cho phép và cấu kiện có một khả năng chịu lực thích hợp. Phần sau đây sẽ trình bày cách làm thỏa mãn các yêu cầu thiết kế kể trên.

(a) Lựa chọn mặt cắt ngang

Thông thường, kiểu cấu kiện dự ứng lực và trình tự thi công sẽ được lựa chọn như là một phần trong thiết kế sơ bộ. Sau khi đã lựa chọn được dạng của cấu kiện, việc lựa chọn chiều cao của cấu kiện được dựa trên quan hệ tỷ lệ chiều dài nhịp/chiều cao như được liệt kê trên Hình 7.14 hoặc theo Bảng 7.8. Sau khi đã lựa chọn được sơ bộ mặt cắt ngang, tĩnh tải của cấu kiện có thể được tính toán và có thể tiến hành xem xét các giới hạn thiết kế.

CHƯƠNG 7 – THIẾT KẾ KHÁNG UỖN

	Hoạt tải (kN/m ²)	Tỷ lệ ℓ/h
	< Tĩnh tải	40
	2,4 4,8	40 – 50 32 – 42
	2,4 4,8	20 – 30 18 – 28
	2,4 4,8	23 – 32 19 – 24
	< Tĩnh tải	20
	< Tĩnh tải	30
	Tải trọng xe	18

Hình 7.14 Tỷ lệ nhịp/chiều cao điển hình cho các cấu kiện bê tông dự ứng lực giản đơn

Bảng 7.8 Một số quy định chiều cao tối thiểu h (tính bằng mm) cho các dạng mặt cắt cầu kiện cầu bê tông dự ứng lực theo Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05

Loại kết cấu	Dầm giản đơn	Dầm liên tục
Bản	$0,030 \ell > 165 \text{ mm}$	$0,027 \ell > 165 \text{ mm}$
Dầm hộp đổ bê tông tại chỗ	$0,045 \ell$	$0,040 \ell$
Dầm mặt cắt chữ I đúc sẵn	$0,045 \ell$	$0,040 \ell$
Dầm trong kết cấu cho người đi bộ	$0,033 \ell$	$0,030 \ell$
Dầm có mặt cắt là các hộp liên nhau	$0,030 \ell$	$0,025 \ell$
ℓ là chiều dài tính toán của cầu kiện		

(b) Bố trí quỹ đạo cốt dự ứng lực theo các giới hạn về ứng suất

Ứng suất trong cốt dự ứng lực cần nằm trong các giới hạn được cho trong Bảng 7.1. Điều này sẽ được thỏa mãn bằng việc chọn một giới hạn trên thiên về an toàn cho ứng suất phát sinh trong các cốt dự ứng lực trong khi căng kéo.

Để đảm bảo ứng suất trong bê tông nằm trong các giới hạn được cho trong Bảng 7.2, cần phải nghiên cứu các giai đoạn khác nhau trong các quá trình làm việc của dầm. Ví dụ, nếu xem xét các ứng suất tại giữa nhịp của dầm giản đơn thì cần phải xem xét hai giai đoạn sau:

1. *Giai đoạn ban đầu*, khi dự ứng lực có giá trị lớn nhất (do mới có ít mất mát xảy ra) là P_i , trong khi đó, bê tông vẫn có cường độ tương đối thấp là f'_{ci} và mô men có giá trị nhỏ nhất là M_{min} . Tại giai đoạn này, cần phải quan tâm đến việc giới hạn ứng suất kéo ở thớ trên và ứng suất nén ở thớ dưới của dầm.
2. *Giai đoạn cuối cùng*, khi dự ứng lực có giá trị nhỏ nhất là P_f , bê tông đạt đến cường độ chịu nén với giá trị tối thiểu là f'_c và mô men có giá trị lớn nhất là M_{max} . Tại giai đoạn này, cần phải quan tâm đến việc giới hạn ứng suất kéo ở mép dưới và ứng suất nén ở mép trên của dầm.

Để xác định các giá trị dự ứng lực và độ lệch tâm làm thoả mãn các giới hạn ứng suất, cần phải lưu ý là, các giới hạn ứng suất kéo trong bê tông thường là không chế. Để minh hoạ cách thoả mãn các giới hạn ứng suất kéo này, phần sau đây sẽ trình bày cách thiết kế cho trường hợp không cho phép kéo trong bê tông (bê tông dự ứng lực toàn phần).

Hình 7.15 minh hoạ các trạng thái ban đầu và trạng thái cuối cùng của mặt cắt, mà ở đó, trong bê tông không được xuất hiện ứng suất kéo. Mô men ban đầu, M_{min} , sẽ được chịu bởi một ngẫu lực bao gồm lực kéo P_i trong cốt thép dự ứng lực và lực nén cân bằng với nó trong bê tông. Với điều kiện ứng suất kéo bằng không ở thớ trên, lực nén trong bê tông cần phải được đặt ở điểm dưới của lõi mặt cắt, là điểm cách trọng tâm một khoảng $k_b = W_t/A$. Ở đây, W_t là mô men chống uốn của mặt cắt tính với mép trên và A là diện tích của mặt cắt. Do đó, điều kiện để ứng suất kéo không xuất hiện ở mép trên của dầm là

$$P_i \leq \frac{M_{min}}{e - k_b} \quad (7.31)$$

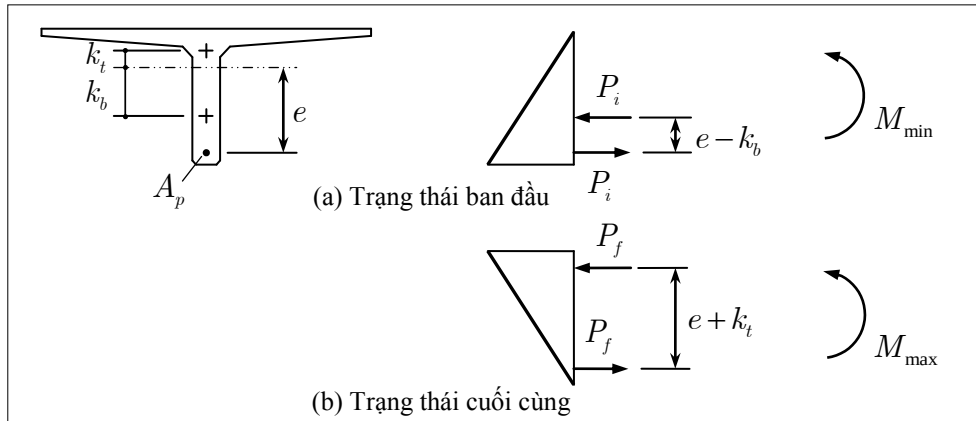
Ở trạng thái cuối cùng (Hình 7.15), mô men lớn tại giữa nhịp, M_{max} , sẽ được chịu bởi một ngẫu lực bao gồm lực kéo P_f trong cốt thép dự ứng lực và lực nén cân bằng với nó trong bê tông. Để thoả mãn điều kiện không có ứng suất kéo ở thớ dưới, hợp lực nén trong bê tông phải được đặt ở điểm trên của lõi mặt cắt, là điểm cách trọng tâm một khoảng là $k_t = W_b/A$ (W_b là mô men chống uốn ứng với mép dưới của mặt cắt). Như vậy, điều kiện để ứng suất kéo không xuất hiện ở mép dưới của dầm là

$$P_f \geq \frac{M_{max}}{e + k_t} \quad (7.32)$$

Khoảng cách $e + k_t$ trong công thức (7.32) là cánh tay đòn của nội ngẫu lực (xem Hình 7.15). Cánh tay đòn càng lớn thì giá trị cần thiết của dự ứng lực càng nhỏ và, do đó, mặt cắt sẽ càng hiệu quả. Hình 7.16 cung cấp các giá trị gần đúng của $e + k_t$ cho các mặt cắt bê tông dự ứng lực điển hình. Các giá trị này rất có ích cho thiết kế sơ bộ.

Các công thức (7.31) và (7.32) có thể được gộp lại và cho kết quả

$$P_f k_t + k_b \geq M_{\max} - \frac{P_f}{P_i} M_{\min} \quad (7.33)$$



Hình 7.15 Các trạng thái có ứng suất kéo bằng không trong bê tông

Dạng mặt cắt ngang	$e + k_t$	$k_t + k_b$
	$0,50h$	$0,33h$
	$0,47h$	$0,33h$
	$0,58h$	$0,49h$
	$0,70h$	$0,43h$
	$0,76h$	$0,48h$
	$0,64h$	$0,51h$
	$0,82h$	$0,56h$

Hình 7.16 Các giá trị gần đúng của cánh tay đòn chịu uốn để thiết kế sơ bộ theo tải trọng khai thác

Đại lượng $k_t + k_b$ là khoảng cách mà trong đó, lực nén trong bê tông có thể di chuyển khi mô men tăng mà không sinh ra ứng suất kéo trong bê tông và, do đó, là thước đo về giới hạn của sự thay đổi mô men mà mặt cắt có thể chấp nhận được. Giá trị $k_t + k_b$ của các mặt cắt bê tông dự ứng lực điển hình được cho trong Hình 7.16.

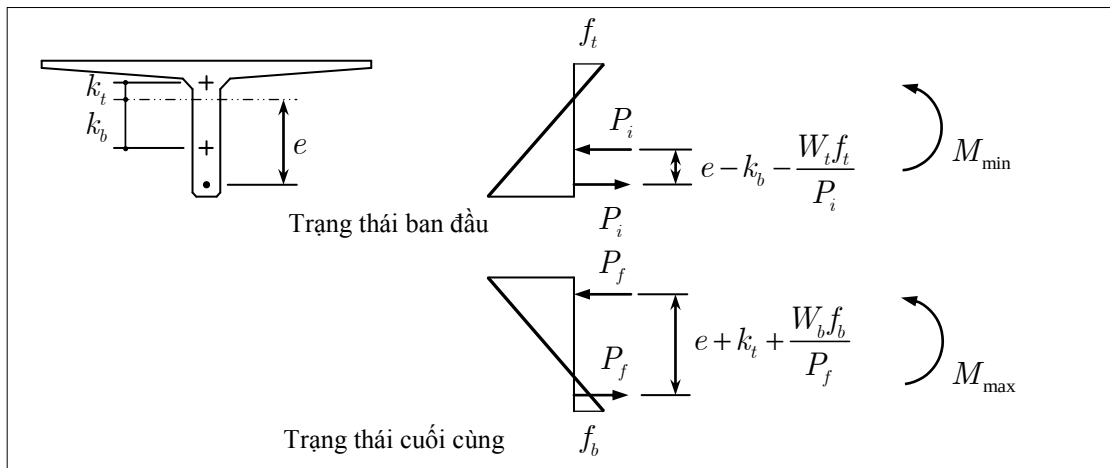
Trường hợp hay gặp là, giới hạn về ứng suất cực đại tại mặt cắt giữa nhịp của dầm giản đơn là giới hạn về ứng suất kéo ở thớ dưới ở trạng thái cuối cùng. Để thoả mãn giới hạn này, việc sử dụng độ lệch tâm lớn nhất có thể trong phạm vi mà mặt cắt cho phép sẽ là kinh tế. Với độ lệch tâm đã chọn, dự ứng lực nhỏ nhất cần thiết có thể được xác định từ công thức (7.32). Hình 7.17 minh hoạ cách điều chỉnh các trạng thái nếu ứng suất kéo nhỏ được phép xuất hiện trong bê tông (bê tông dự ứng lực một phần). Khi cho phép có ứng suất kéo trong bê tông, cánh tay đòn của nội ngẫu lực ở trạng thái ban đầu sẽ nhỏ hơn và ở trạng thái cuối cùng sẽ lớn hơn. Điều này cho phép phạm vi mô men mà mặt cắt có thể chịu được sẽ lớn hơn. Điều kiện để ứng suất kéo trong bê tông ở thớ dưới không vượt quá một giá trị giới hạn f_b có thể được viết thành

$$\frac{M_{\max}}{W_b} - \frac{P_f}{A} - \frac{P_f e}{W_b} \leq f_b \quad (7.34)$$

Và có thể được viết lại thành

$$P_f \geq \frac{M_{\max} - W_b f_b}{e + k_t} \quad (7.35)$$

Công thức (7.35) có thể được sử dụng để tính toán dự ứng lực cần thiết cho mặt cắt ngang với độ lệch tâm đã chọn.



Hình 7.17 Giới hạn ứng suất kéo trong bê tông

Sau khi thỏa mãn các giới hạn ứng suất ở giữa nhịp, người thiết kế phải xem xét các điều kiện ứng suất ở các vị trí khác trong nhịp. Ở các đầu dầm, ứng suất kéo ở thớ trên có thể là quá lớn. Điều kiện để ứng suất kéo tại thớ trên không vượt quá giá trị giới hạn f_t có thể được viết thành

$$\frac{P_i e}{W_t} - \frac{P_i}{A} - \frac{M_{\min}}{W_t} \leq f_t \quad (7.36)$$

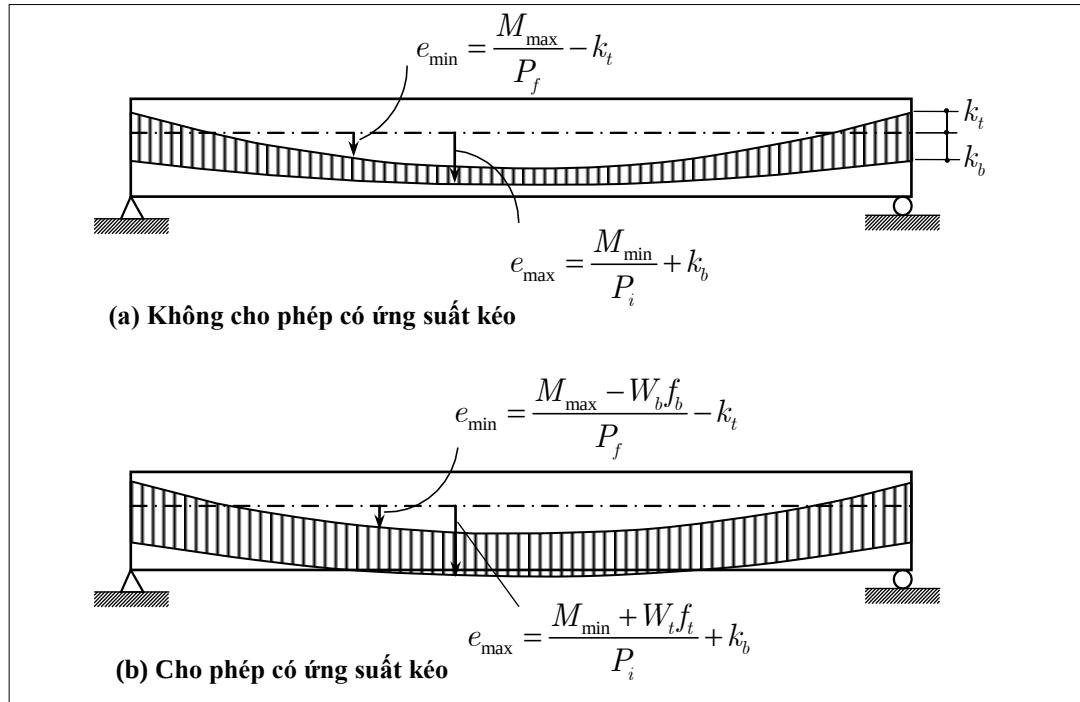
Và được viết lại thành

$$e \leq k_b + \frac{M_{\min} + W_t f_t}{P_i} \quad (7.37)$$

Công thức (7.37) có thể được sử dụng để tính toán độ lệch tâm lớn nhất cho phép dọc theo nhịp nếu muốn giới hạn ứng suất kéo ở thớ trên không quá f_t . Độ lệch tâm lớn hơn có thể được sử dụng nếu các cốt thép thường được bố trí hợp lý để không chế nứt (xem Hình 7.2).

Hình 7.18 minh họa phạm vi của độ lệch tâm của cốt thép dự ứng lực tương ứng với các giới hạn về ứng suất. Có thể thấy rằng, các cốt thép thẳng với độ lệch tâm không đổi từ đầu nọ đến đầu kia của dầm có thể làm cho các giới hạn về ứng suất bị vi phạm. Đối với cốt dự ứng lực kéo sau, quỹ đạo dạng parabol có thể thỏa mãn một cách có hiệu quả các giới hạn

ứng suất cả ở giữa nhịp cũng như ở các gối. Đối với cốt dự ứng lực kéo trước có thể cần phải có một điểm chuyển hướng ở giữa nhịp hay hai điểm ở một phần ba nhịp để có được quỹ đạo cáp thích hợp.



Hình 7.18 Phạm vi lệch tâm của cốt dự ứng lực tương ứng với các giới hạn ứng suất

(c) Giới hạn về độ võng

Việc tạo dự ứng lực dầm giản đơn tạo ra độ võng, trong khi đó, tĩnh tải và hoạt tải lại gây ra độ võng. Dự ứng lực và quỹ đạo của cốt dự ứng lực có thể được chọn sao cho, ở một cấp tải trọng nhất định, độ võng do dự ứng lực sẽ triệt tiêu độ võng do ngoại lực. Ví dụ, cho dầm giản đơn dự ứng lực kéo trước có một neo chuyển hướng ở giữa nhịp, độ lệch tâm hai đầu dầm bằng không, độ lệch tâm ở giữa là e , chiều dài nhịp là ℓ , dự ứng lực cuối cùng là P_f , nếu muốn triệt tiêu độ võng do tĩnh tải rải đều w_d gây ra, thì điều kiện là (theo Hình 7.9)

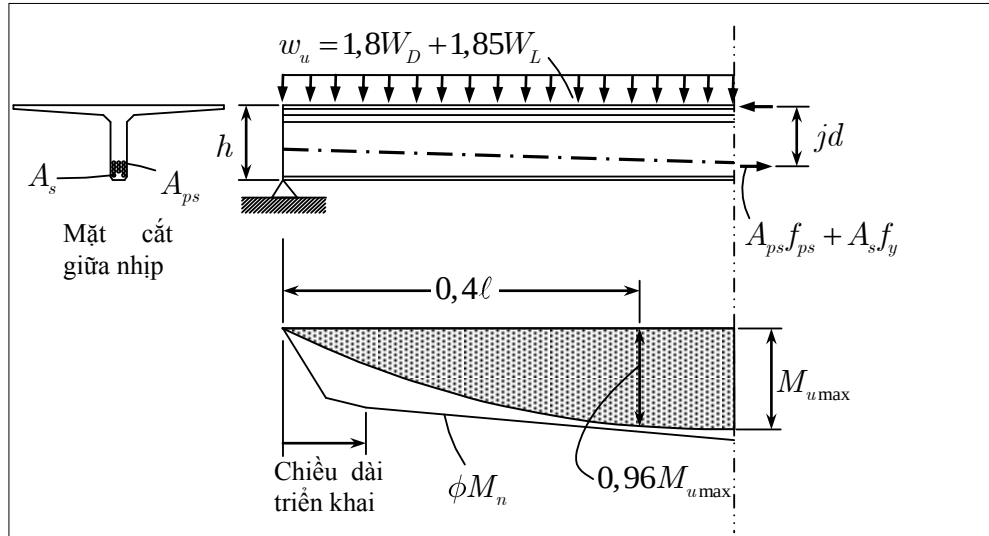
$$P_f e = \frac{5}{32} w_d \ell^2 \quad (7.38)$$

Đối với dầm dự ứng lực kéo sau có quỹ đạo cáp dạng parabol, yêu cầu trên trở thành

$$P_f e = \frac{w_d \ell^2}{8} \quad (7.39)$$

Đối với trường hợp này, sự thay đổi theo dạng parabol của độ cong dầm do dự ứng lực cuối cùng gây ra sẽ triệt tiêu độ cong do ngoại lực tác dụng rải đều dọc theo toàn bộ chiều dài và, do đó, dầm được giữ là thẳng. Tải trọng, mà ứng với nó, dầm được giữ là thẳng, được gọi là tải trọng cân bằng.

(d) Yêu cầu về cường độ



Hình 7.19 Kiểm tra để đảm bảo rằng ϕM_n lớn hơn M_u

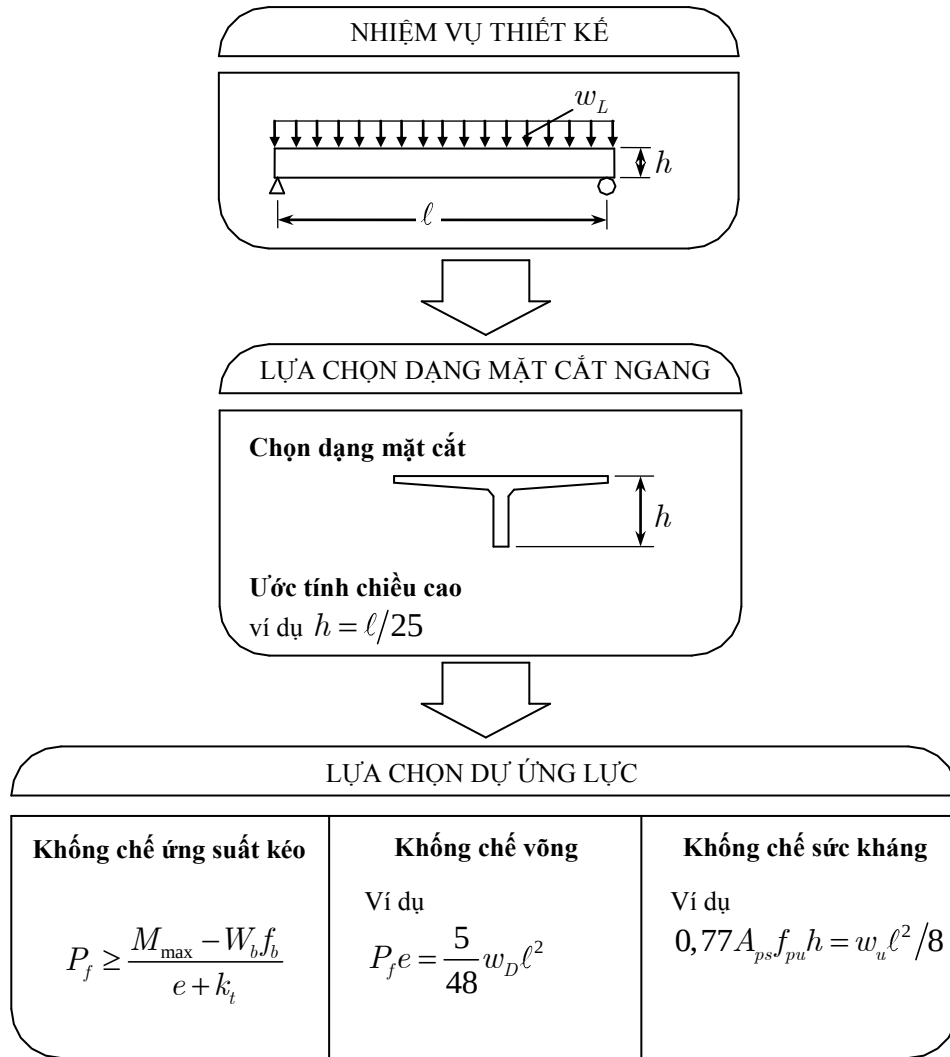
Hình 7.19 minh hoạ cách kiểm tra các yêu cầu về cường độ kháng uốn của dầm giản đơn. Sức kháng uốn danh định M_n của dầm được tạo ra bởi ngẫu lực gồm lực kéo trong cốt thép (cốt thép dự ứng lực và cốt thép thường) và lực nén trong bê tông ở gần mặt trên của dầm. Cánh tay đòn của ngẫu lực này, jd , là thước đo năng lực chịu uốn của mặt cắt. Đối với những mặt cắt có năng lực cao, như dầm chữ T hay T kép, jd có giá trị khoảng $0,9h$. Đối với những mặt cắt này, biểu thức gần đúng, rất có ích khi lựa chọn sơ bộ cốt thép là

$$\phi M_n = \phi A_{ps} 0,95f_{pu} + A_s f_y 0,9h \quad (7.40)$$

Khi xem xét các yêu cầu về cường độ chịu uốn của các dầm dự ứng lực kéo trước có một điểm neo chuyển hướng ở giữa nhịp cần phải đặc biệt lưu ý mặt cắt ở cách gối khoảng 40% chiều dài nhịp vì đây là mặt cắt nguy hiểm hơn mặt cắt giữa nhịp.

(e) Trình tự thiết kế

Việc thiết kế dầm bê tông dự ứng lực, tương tự như mọi bài toán thiết kế khác, là một quá trình lặp. Bước đầu tiên trong quá trình này là lựa chọn sơ bộ mặt cắt ngang và dự ứng lực cần thiết. Các lựa chọn sơ bộ này, sau đó, sẽ được tính duyệt lại. Trình tự của các thao tác trong quá trình thiết kế sơ bộ được thể hiện trên Hình 7.20. Quá trình thiết kế toàn bộ được minh hoạ trong các ví dụ được sẽ đưa ra trong các phần sau của chương này.



Hình 7.20 Chỉ dẫn thiết kế sơ bộ

7.12 CÁC XEM XÉT BỔ SUNG CHO KẾT CẤU LIÊN HỢP

Khi thiết kế các cầu kiện bê tông dự ứng lực, việc xem xét các giai đoạn làm việc khác nhau của cầu kiện là rất cần thiết (xem Hình 7.1). Trong các cầu kiện không liên hợp, ứng suất trong bê tông thường được kiểm tra chỉ ở hai giai đoạn là giai đoạn ban đầu và giai đoạn cuối cùng (xem Hình 7.17). Đối với các kết cấu liên hợp, cần phải kiểm tra ít nhất ba giai đoạn sau (xem Hình 7.21):

(a) Giai đoạn 1 – trạng thái ban đầu khi truyền dự ứng lực

Tại giai đoạn này, dự ứng lực có giá trị cao nhất, P_i , bê tông có cường độ tương đối thấp, f'_{ci} và mô men do ngoại lực nhỏ, thường là chỉ do trọng lượng bản thân của dầm gây ra.

Ứng suất ở mép trên của dầm là

$$f_t = -\frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i e_g}{W_{tg}} - \frac{M_{dg}}{W_{tg}} \quad (7.41)$$

Ứng suất ở thớ dưới của dầm là

$$f_b = -\frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i e_g}{W_{bg}} + \frac{M_{dg}}{W_{bg}} \quad (7.42)$$

Với A_g , e_g , W_{tg} , W_{bg} là các đặc trưng của mặt cắt nguyên của dầm. M_{dg} là mô men do trọng lượng bản thân dầm, các chỉ số t và b ứng với mép trên và mép dưới.

Các giá trị ứng suất tính toán này phải thỏa mãn các giới hạn về ứng suất cho bê tông dầm ở thời điểm tương ứng.

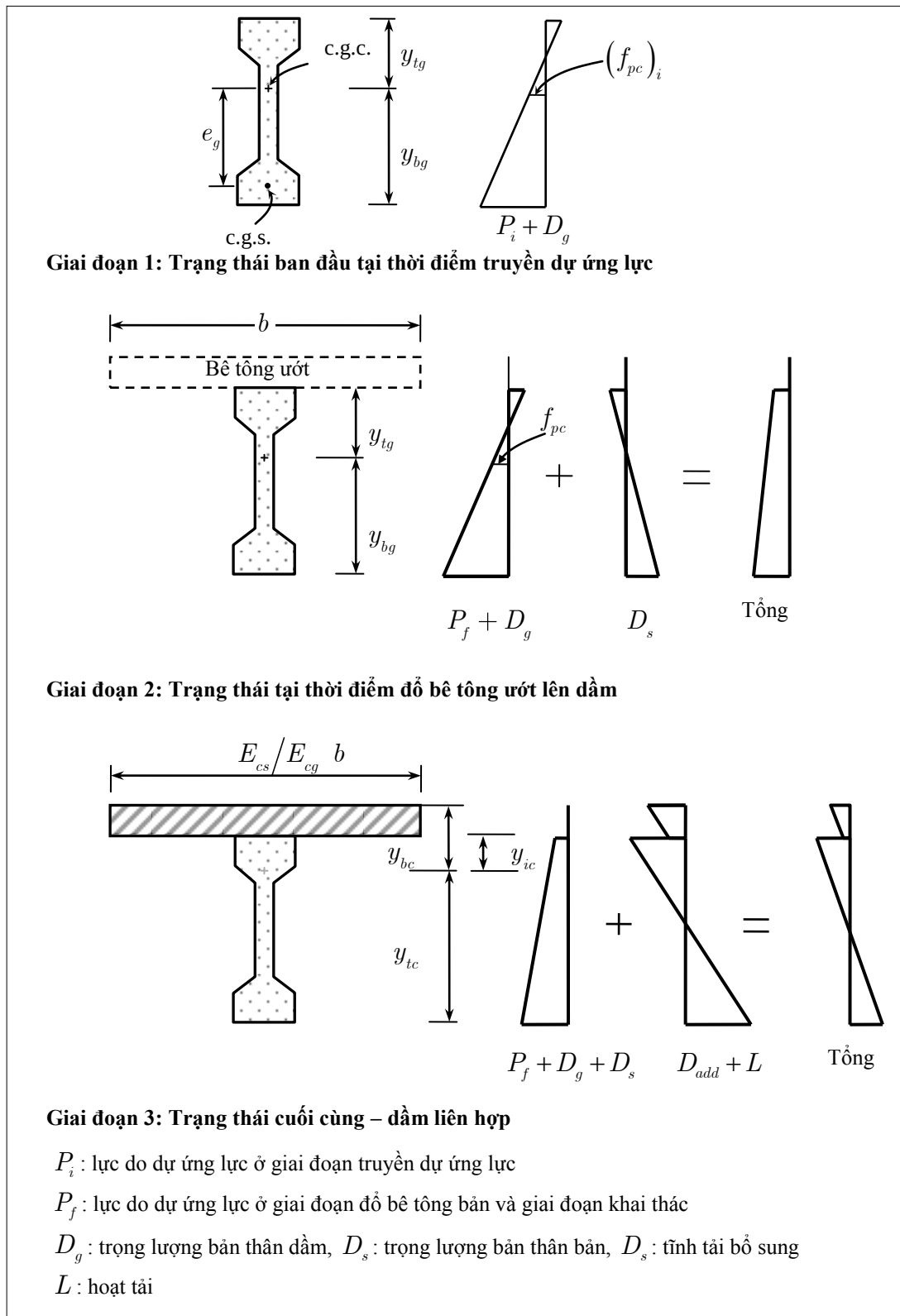
(b) Giai đoạn 2 – trạng thái đổ bê tông ướt (bê tông của bản) lên dầm

Trường hợp phổ biến là dầm không được chống đỡ trong quá trình xây dựng và dầm phải chịu trọng lượng bản thân cộng với trọng lượng của bê tông ướt. Tại giai đoạn này, đôi khi cũng là thời điểm ngay sau khi truyền dự ứng lực, bê tông đã đạt cường độ f'_c trong khi dự ứng lực nằm giữa giá trị lực ban đầu P_i và lực cuối cùng P_f . Để đơn giản và cũng thiên về an toàn, dự ứng lực được lấy bằng P_f . Do đó, ứng suất trong bê tông ở giai đoạn này có thể được tính như là

$$f_t = -\frac{P_f}{A_g} + \frac{P_f e_g}{W_{bg}} - \frac{M_{dg} + M_{ds}}{W_{bg}} \quad (7.43)$$

$$f_b = -\frac{P_f}{A_g} + \frac{P_f e_g}{W_{bg}} + \frac{M_{dg} + M_{ds}}{W_{bg}} \quad (7.44)$$

Với M_{ds} là mô men do tĩnh tải của bê tông ướt và ván khuôn đi cùng. Các giá trị ứng suất này phải thỏa mãn các giới hạn về ứng suất tại thời điểm tương ứng cho bê tông dầm (xem Bảng 7.2, Bảng 7.3).



Hình 7.21 Tính toán ứng suất trong bê tông dầm liên hợp

(c) Giai đoạn 3 – trạng thái cuối cùng

Bê tông đổ tại chỗ, sau khi đạt cường độ, sẽ tạo ra một mặt cắt liên hợp sẽ cùng chịu các tải trọng tương lai. Vì dầm đúc sẵn đã bị biến dạng trước khi lớp bê tông đổ tại chỗ nối với nó

nên sẽ có một sự không liên tục về biến dạng trên bề mặt tiếp xúc giữa hai lớp bê tông. Điều này cần phải được xét đến khi tính toán sự làm việc của dầm liên hợp.

Ứng xử cụ thể của dầm liên hợp là khá phức tạp. Cụ thể là, theo thời gian, sẽ có sự phân bố lại ứng suất giữa phần dầm đúc sẵn và phần bê tông đổ tại chỗ do co ngót không đều và từ biến. Các phương pháp để tính toán ứng xử phức tạp này đã được trình bày trong mục 6.2.10, Chương 6.

Thông thường, nhằm mục đích thiết kế, có thể sử dụng các phương pháp đơn giản hơn để tính toán ứng suất trong bê tông. Giả sử rằng, ứng suất trong dầm do dự ứng lực (P_f), trọng lượng bản thân dầm (D_g) và trọng lượng của bê tông đổ tại chỗ (D_s) được giữ không đổi từ các tính toán ở giai đoạn 2. Ứng suất do tĩnh tải bổ sung (D_{add}) và hoạt tải (L) được giả thiết là do mặt cắt liên hợp chịu. Như vậy, ứng suất cuối cùng được coi như là tổng của hai tập hợp ứng suất (xem Hình 7.21). Để tính toán ứng suất trong mặt cắt liên hợp, diện tích phần bê tông đổ tại chỗ với mô đun đàn hồi E_{cs} sẽ được tính đổi thành diện tích có độ cứng tương đương với độ cứng của bê tông dầm đúc sẵn với mô đun đàn hồi E_{cg} .

Ứng suất tại thớ trên của dầm liên hợp – cũng là thớ trên của bản, f_{ts} , là

$$f_{ts} = \frac{M_{da} + M_{\ell}}{W_{tc}} \cdot \frac{E_{cs}}{E_{cg}} \quad (7.45)$$

Với M_{da} là mô men do tĩnh tải bổ sung và M_{ℓ} là mô men do hoạt tải tác dụng lên kết cấu kết cấu liên hợp (sau khi phần bê tông đổ tại chỗ đã đạt cường độ), và W_{tc} là mô men chống uốn của mặt cắt liên hợp tính đổi.

Ứng suất tại thớ trên của dầm đúc sẵn là

$$f_{tg} = -\frac{P_f}{A_g} + \frac{P_f e_g}{W_{tg}} - \frac{M_{dg} + M_{ds}}{W_{tg}} - \frac{M_{da} + M_{\ell}}{W_{ic}} \quad (7.46)$$

Ứng suất tại thớ dưới của dầm đúc sẵn là

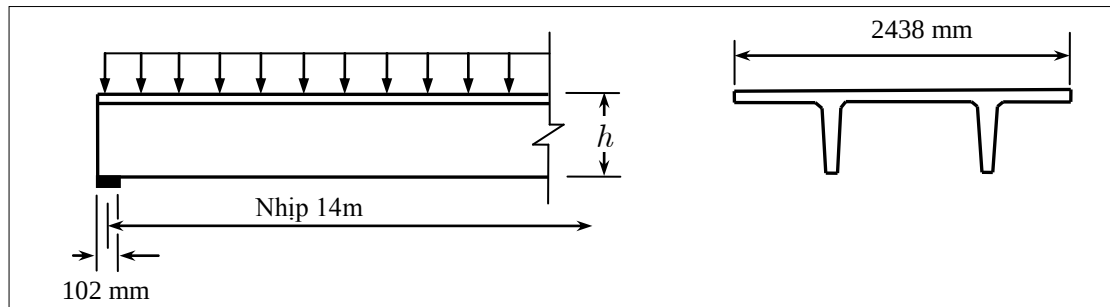
$$f_{bg} = -\frac{P_f}{A_g} - \frac{P_f e_g}{W_{bg}} + \frac{M_{dg} + M_{ds}}{W_{bg}} + \frac{M_{da} + M_{\ell}}{W_{bc}} \quad (7.47)$$

Với W_{ic} và W_{bc} lần lượt là mô men chống uốn của mặt cắt liên hợp tính đổi để tính toán ứng suất do uốn tại bề mặt tiếp xúc (*interface*) giữa hai lớp bê tông và tại mép dưới của dầm. Các giá trị ứng suất tính toán này phải thỏa mãn các giới hạn ứng suất ở thời điểm tương ứng cho cả hai bê tông khác nhau. Thông thường, yêu cầu về giới hạn ứng suất kéo ở thớ dưới của dầm sẽ khống chế việc lựa chọn dự ứng lực.

Ngoài việc xem xét giới hạn ứng suất tại ba giai đoạn kể trên, kết cấu cũng cần được kiểm tra về các điều kiện cường độ ở các giai đoạn 2 và giai đoạn 3. Để kiểm tra sức kháng uốn của mặt cắt liên hợp ở trạng thái cuối cùng (giai đoạn 3), thông thường, sự không liên tục về biến dạng trên mặt tiếp xúc của hai lớp bê tông được bỏ qua nhưng tất nhiên là phải xét đến cường độ thực tế của bê tông đổ tại chỗ khi tính toán chiều cao của vùng chịu nén. Để kiểm tra sức kháng cắt, có thể sử dụng toàn bộ chiều cao của mặt cắt liên hợp.

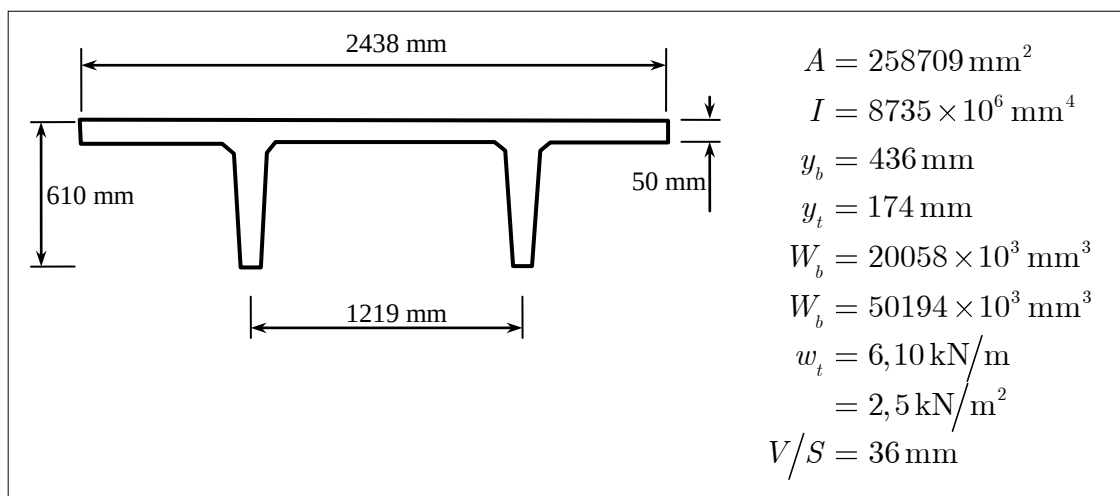
7.13 VÍ DỤ THIẾT KẾ DẦM SÀN CHỮ T KÉP (π)

Một dầm sàn dạng mặt cắt chữ π không có lớp bê tông mặt bổ sung, được thể hiện trên hình Hình 7.22, có chiều dài nhịp 14 m, được dùng trong nhà văn phòng với hoạt tải khai thác là $2,4 \text{ kN/m}^2$ và tĩnh tải là $0,72 \text{ kN/m}^2$. Cường độ bê tông tại thời điểm truyền dự ứng lực là $f'_{ci} = 24,1 \text{ MPa}$ và cường độ tại thời điểm 28 ngày là $34,5 \text{ MPa}$ (bê tông nặng trung bình). Cốt thép dự ứng lực là các tao có đường kính 12,7 mm có độ chùng thấp và có cường độ tối hạn là $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$ được căng trước trên bệ đến ứng suất bằng $0,75f_{pu}$. Yêu cầu thiết kế dầm này theo Tiêu chuẩn ACI 318-05 khi chỉ sử dụng các tao thép dự ứng lực làm cốt thép dọc trong cấu kiện.



Hình 7.22 Dầm sàn chữ π

Bước 1: Lựa chọn chiều cao



Hình 7.23 Mặt cắt ngang của dầm chữ π PCI

Từ Hình 7.14, tỷ lệ chiều dài nhịp/chiều cao dầm đối với dạng mặt cắt này nên nằm trong khoảng 20 đến 30. Nếu chọn chiều cao bằng 610 mm thì tỷ lệ trên là 23. Do đó, mặt cắt được chọn là mặt cắt chữ π , dự ứng lực đúc sẵn (theo Tiêu chuẩn PCI) có chiều cao 610 mm như hình Hình 7.23.

Bước 2: Lựa chọn dự ứng lực

Các biểu thức gần đúng trên Hình 7.20 sẽ được sử dụng để ước tính lượng cốt thép dự ứng lực cần thiết. Để sử dụng biểu thức này, cần có mô men do tải trọng khai thác lớn nhất, $M_{\max}$, và sức kháng mô men yêu cầu, M_n , tại giữa nhịp.

Trọng lượng bản thân dầm, $w_{sw} = 6,1 \text{ kN/m}$

Tĩnh tải bổ sung, $w_{ad} = 0,72 \times 2,438 = 1,75 \text{ kN/m}$

Hoạt tải, $w_L = 2,4 \times 2,438 = 5,85 \text{ kN/m}$

Mô men lớn nhất do tải trọng khai thác gây ra tại giữa nhịp là

$$\begin{aligned} M_{\max} &= w_{sw} + w_{ad} + w_L \frac{\ell^2}{8} \\ &= 6,1 + 1,75 + 5,85 \times \frac{14^2}{8} = 336 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Mô men uốn tính toán ở giữa nhịp là

$$\begin{aligned} M_u &= \left[1,4 w_{sw} + w_{ad} + 1,7 w_L \right] \frac{\ell^2}{8} \\ &= \left[1,4 \cdot 6,1 + 1,75 + 1,7 \times 5,85 \right] \frac{14^2}{8} = 514 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Theo Hình 7.16, đối với dầm chữ π , $e + k_t$ bằng khoảng $0,70h = 0,70 \times 610 = 427 \text{ mm}$.

Tính theo điều kiện giới hạn ứng suất

Để thỏa mãn giới hạn ứng suất kéo ở thớ dưới ($0,5\sqrt{34,5} = 2,93 \text{ MPa}$) (xem Bảng 7.2), dự ứng lực cần thiết được xác định từ công thức (7.35) là

$$\begin{aligned} P_f &\geq \frac{M_{\max} - W_b f_b}{e + k_t} \\ &\geq \frac{336 - 20058 \times 10^{-6} \times 2,93 \times 10^3}{427 \times 10^{-3}} \\ &\geq 649 \text{ kN} \end{aligned}$$

Từ Bảng 7.6, ứng suất trong các tao thép có độ chùng thấp sau khi các mất mát đã xảy ra là khoảng 1080 MPa. Do đó, diện tích cốt dự ứng lực cần thiết để thoả mãn yêu cầu ứng suất là

$$A_{ps} \geq \frac{649 \times 10^{-3}}{1080} = 0,0600 \text{ m}^2 = 600 \text{ mm}^2$$

Tính theo điều kiện giới hạn cường độ

Với giả định hệ số cường độ $\phi = 0,9$, từ công thức (7.40), độ lớn ϕM_n là

$$\phi M_n = 0,77 A_{ps} f_{pu} h$$

Do đó, để thoả mãn yêu cầu sức kháng uốn tại giữa nhịp,

$$0,77 A_{ps} f_{pu} h \geq 514 \text{ kNm}$$

Từ đó, diện tích cốt dự ứng lực cần thiết là

$$A_{ps} \geq \frac{514 \times 10^{-3}}{0,77 \times 1860 \times 0,610} = 0,0588 \text{ m}^2 = 588 \text{ mm}^2$$

Các tính toán sơ bộ cho thấy rằng, đối với ví dụ này, yêu cầu về giới hạn ứng suất sẽ là khống chế mà không phải là yêu cầu về sức kháng. Có thể lựa chọn tổng số 6 tao đường kính 12,7 mm với diện tích $A_{ps} = 6 \times 98,6 = 592 \text{ mm}^2$.

Bước 3: Lựa chọn quỹ đạo cốt dự ứng lực.

Tại giữa nhịp, độ lệch tâm sẽ chọn là lớn nhất có thể nhưng tại các đầu dầm, sẽ phải giảm độ lệch tâm để giới hạn ứng suất kéo ở thớ trên của dầm đến $0,5\sqrt{24,1} = 2,45 \text{ MPa}$ (xem Bảng 7.2). Tại đầu dầm, ứng suất trong cốt thép dự ứng lực bằng không. Vị trí cần xem xét ứng suất là mặt cắt cách đầu dầm một khoảng bằng chiều dài truyền, là nơi mà dự ứng lực trong cáp được giả thiết là đạt đến giá trị đầy đủ của nó. Trong ví dụ này, chiều dài truyền được lấy bằng 50 lần đường kính tao thép và mặt cắt tính toán cách đầu dầm 635 mm. Theo yêu cầu giới hạn ứng suất ở mặt trên, độ lệch tâm của cốt dự ứng lực phải thoả mãn công thức (7.37). Do đó,

$$e \leq k_b + \frac{M_{\min} + W_t f_t}{P_i}$$

$$\text{Với } k_b = \frac{W_t}{A} = \frac{50194 \times 10^{-6}}{258709 \times 10^6} = 0,194 \text{ m}$$

$M_{\min}$ là mô men do trọng lượng bản thân tại mặt cắt cách đầu dầm 635 mm, nghĩa là cách tim gối 584 mm.

$$M_{\min} = 6,1 \times 14 / 2 \times 0,584 - 6,1 \times 0,584^2 / 2 = 24 \text{ kNm}$$

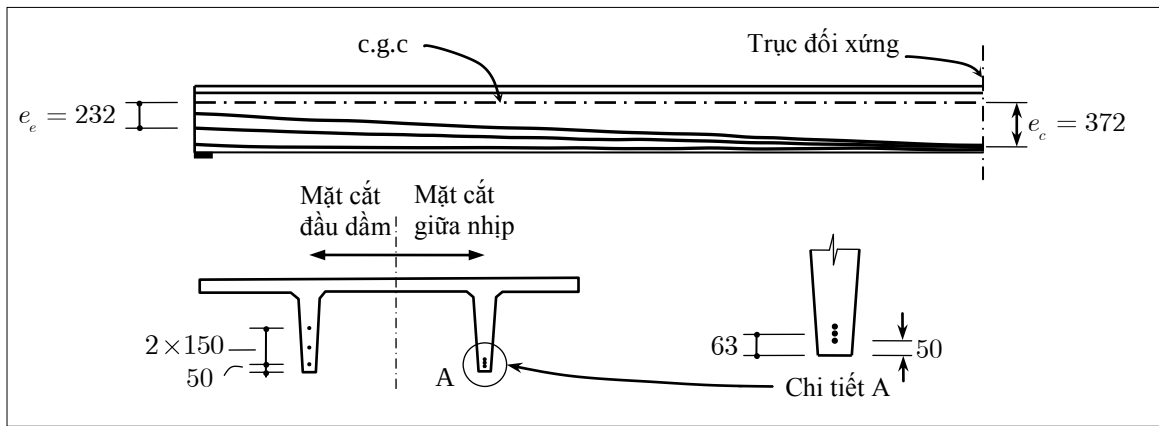
$$\begin{aligned} P_i &= A_{ps} f_{pi} \\ &= 592 \times 10^{-6} \times 1290 = 0,765 \text{ MN} = 765 \text{ kN} \end{aligned}$$

Từ đó,

$$e \leq 0,194 + \frac{24 + 50194 \times 10^{-6} \times 2,45 \times 10^3}{765} = 0,386 \text{ m} = 386 \text{ mm}$$

Giá trị lớn của giới hạn trên của e chỉ ra rằng, các giới hạn ứng suất tại đầu dầm không phải là khống chế. Một cách bố trí các tao thép thông thường như trên Hình 7.24 dễ dàng thoả mãn các giới hạn này.

Sau khi đã hoàn thành thiết kế sơ bộ, bước tiếp theo là kiểm tra một cách chi tiết tất cả các điều kiện mà cấu kiện phải thoả mãn.



Hình 7.24 Quỹ đạo cốt dự ứng lực

Bước 4: Kiểm tra ứng suất trong bê tông ứng với tải trọng khai thác.

Ứng suất sẽ được kiểm tra tại ba mặt cắt dọc theo chiều dài dầm: tại giữa nhịp, tại điểm cách gối $0,4l$ và tại điểm cách đầu dầm 50 lần đường kính tao thép nơi mà dự ứng lực được phát triển toàn bộ.

Ứng suất sẽ được kiểm tra theo hai trạng thái: *trạng thái ban đầu* lúc chỉ có trọng lượng bản thân của cấu kiện tác dụng, $w = 6,10 \text{ kN/m}$, và dự ứng lực có giá trị lớn nhất và *trạng thái cuối cùng*, là lúc toàn bộ tải trọng khai thác tác dụng, $w = 13,70 \text{ kN/m}$, và dự ứng lực có giá trị nhỏ nhất do tất cả mất mát dự ứng lực đã xảy ra.

Ứng suất có thể được tính toán bằng việc sử dụng phương pháp “Dự ứng lực là ngoại lực” với việc sử dụng các đặc trưng của mặt cắt nguyên như trên Hình 7.23. Các giá trị ứng suất được tính toán với các giả thiết này được thống kê trong Bảng 7.9. Có thể nhận thấy rằng, tất cả các ứng suất tính được đều thoả mãn các giới hạn về ứng suất. Ứng suất kéo tính toán lớn nhất xảy ra ở thớ dưới của dầm, tại mặt cắt $0,4l$ kể từ gối với giá trị là $2,63 \text{ MPa}$ và nhỏ hơn

giới hạn ứng suất là 2,92 MPa. Do đó, có thể cho rằng rằng cấu kiện được giữ không nứt dưới tải trọng khai thác.

Bảng 7.9 Ứng suất bê tông do tải trọng khai thác (MPa)

		Mặt cắt cách 50 lần đường kính từ đầu dầm		Tại 0,4ℓ $e = 0,344 \text{ m}$ $M_{\min} = 141 \text{ kNm}$ $M_{\max} = 289 \text{ kNm}$		Tại giữa nhịp $e = 0,37 \text{ m}$ $M_{\min} = 150 \text{ kNm}$ $M_{\max} = 336 \text{ kNm}$	
		Mép trên	Mép dưới	Mép trên	Mép dưới	Mép trên	Mép dưới
Trạng thái ban đầu Giới hạn kéo =1,22 MPa Giới hạn nén =-14,5 MPa $P_i = 765 \text{ kN}$	$-P_i/A$	-2,96	-2,96	-2,96	-2,96	-2,96	-2,96
	$\pm P_i e/W$	3,73	-9,34	5,25	-13,14	5,67	-14,20
	$\mp M_{\min}/W$	-0,25	0,63	2,87	7,18	3,00	7,47
	Tổng cộng	0,52	-11,67	-0,58	-8,92	-0,27	-9,68
Trạng thái khai thác Giới hạn kéo =2,92 MPa Giới hạn nén =-15,5 MPa $P_f = 649 \text{ kN}$	$-P_f/A$	-2,48	-2,48	-2,48	-2,48	-2,48	-2,48
	$\pm P_f e/W$	3,12	-7,82	4,39	-11,00	4,75	-11,89
	$\mp M_{\max}/W$	-0,56	1,40	-6,43	16,10	-6,70	16,77
	Tổng cộng	0,09	-8,89	-4,52	2,63	-4,43	2,41

Bước 5: Kiểm tra sức kháng uốn

Sức kháng uốn có thể được quyết định tại mặt cắt giữa nhịp hay tại mặt cắt cách gối 0,4ℓ (xem Hình 7.19). Chiều cao có hiệu, d_p , của cốt thép dự ứng lực tại các vị trí này được thể hiện trên Hình 7.25.

(a) Tại mặt cắt cách gối 0,4ℓ. Do tại mặt cắt này chỉ có cốt thép dự ứng lực nên công thức (7.5) được đơn giản hoá thành

$$\begin{aligned}
 f_{ps} &= f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} \right) \\
 &= 1860 \left(1 - \frac{0,28}{0,80} \times \frac{592 \times 10^{-6}}{2,438 \times 0,518} \times \frac{1860}{34,5} \right) \\
 &= 1852 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Chiều cao khối ứng suất hình chữ nhật tương đương là

$$a = \frac{A_{ps} f_{ps}}{0,85 f_c b} = \frac{592 \times 10^{-6} \times 1852}{0,85 \times 34,5 \times 2,438} = 0,015 \text{ m} = 15 \text{ mm}$$

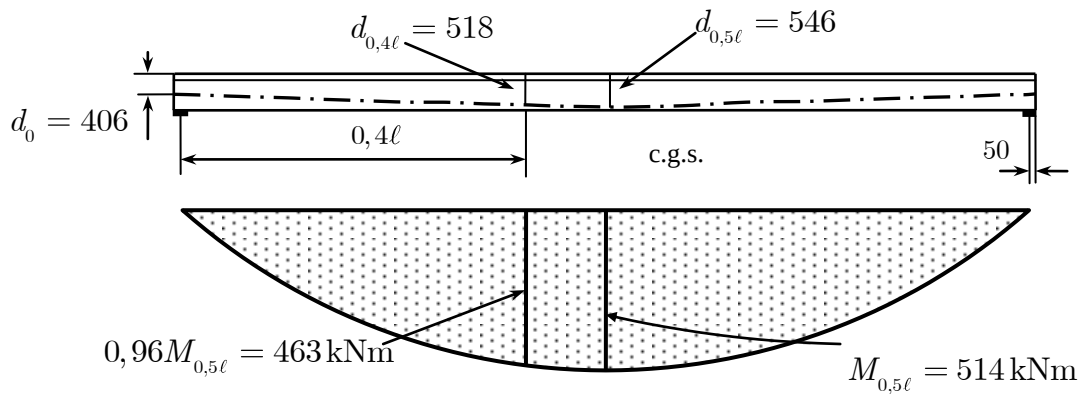
Áp dụng công thức (7.4), hệ số khối ứng suất $\beta_1 = 0,8$, do đó, chiều cao vùng bê tông chịu nén là $c = a/\beta_1 = 15/0,8 = 19 \text{ mm}$. $c/d_e = c/d_p = 0,019/0,518 = 0,037 < 0,375$ nên mặt cắt thỏa mãn tính dẻo và, do đó, đảm bảo rằng cốt thép dự ứng lực sẽ chảy trước khi bê tông bị vỡ.

Sức kháng uốn thiết kế là

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 592 \times 10^{-6} \times 1852 \left(0,518 - \frac{0,015}{2} \right) = 504 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Do $\phi M_n \geq M_u$ (xem Hình 7.25) nên khả năng chịu uốn của dầm là thỏa mãn.

(b) *Tại giữa nhịp*. Tại đây, $f_{ps} = 1846 \text{ MPa}$, $a = 15 \text{ mm}$, $\phi M_n = 532 \text{ kNm}$ lớn hơn M_u (xem Hình 7.25). Do đó, yêu cầu về khả năng chịu lực là thỏa mãn.



Hình 7.25 Chiều cao có hiệu và biểu đồ bao mô men nội lực

Bước 6: Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu

Bê tông được giả thiết là nứt khi ứng suất kéo đạt đến cường độ chịu kéo khi uốn hay mô đun phá hoại. Độ lớn của mô đun phá hoại của bê tông, theo công thức (2.1) của Chương 2 Tập 1 là,

$$\begin{aligned} f_r &= 0,63 \sqrt{f'_c} \\ &= 0,63 \sqrt{34,5} = 3,7 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Theo Bảng 7.9, ở trạng thái cuối cùng, ứng suất kéo ở thớ dưới của dầm tại giữa nhịp là 2,41 MPa. Do đó, để có thể bị nứt, bê tông tại vị trí này có thể chịu thêm một ứng suất là $3,70 - 2,41 = 1,29 \text{ MPa}$. Tương ứng với ứng suất này là mô men bổ sung bằng

$W_b \times 1,29 = 25 \text{ kNm}$. Như vậy, mô men gây nứt tại giữa nhịp là $M_{cr} = 336 + 25 = 361 \text{ kNm}$ và

$$\frac{\phi M_n}{M_{cr}} = \frac{532}{361} = 1,47 > 1,2$$

Do đó, dầm được bố trí thỏa mãn điều kiện cốt thép tối thiểu.

Bước 7: Kiểm tra điều kiện độ võng

Do cấu kiện không bị nứt dưới tải trọng khai thác nên độ võng của nó có thể được tính toán với việc sử dụng ứng xử đàn hồi không nứt. Giả thiết là chỉ cần kiểm tra độ võng do tải trọng ngắn hạn.

Đối với tải trọng ngắn hạn,

$$E_c = 4730 \sqrt{f'_c} = 4730 \sqrt{34,5} = 27800 \text{ MPa}$$

Do đó, từ công thức trong Hình 7.9,

$$\begin{aligned} \Delta_L &= \frac{5}{384} \frac{w \ell^4}{EI} \\ &= \frac{5 \times 5,85 \times 10^3 \times 14^4}{384 \times 27800 \times 10^6 \times 8735 \times 10^{-6}} = 0,012 \text{ m} = 12 \text{ mm} \end{aligned}$$

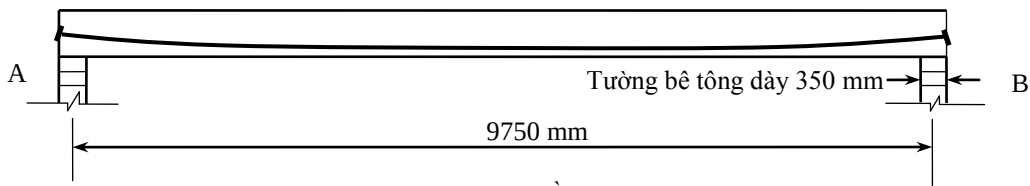
Tiêu chuẩn ACI giới hạn độ võng ngắn hạn đến

$$\frac{\ell}{360} = \frac{14}{360} = 0,039 \text{ m} = 39 \text{ mm}$$

Do đó, độ võng ngắn hạn do hoạt tải nằm dưới giới hạn cho phép.

7.14 VÍ DỤ THIẾT KẾ BÀN SÀN MỘT CHIỀU DỰ ỨNG LỰC KÉO SAU

Bàn sàn một chiều giản đơn, được thể hiện trên Hình 7.26, được dự ứng lực kéo sau bằng các tao thép có độ chùng thấp, có đường kính 15 mm trong các ống nhựa đường kính $\phi_{sh} = 19 \text{ mm}$. Diện tích mỗi tao là 140 mm^2 . Bàn sàn chịu hoạt tải $w_L = 2,4 \text{ kN/m}^2$ và tĩnh tải bổ sung $w_{add} = 0,5 \text{ kN/m}^2$. Bàn được thiết kế để đỡ các tường ngăn nên không được có độ võng lớn. Bàn sàn sẽ được kéo dự ứng lực khi bê tông đạt 7 ngày tuổi ứng với cường độ 24 MPa. Bê tông có khối lượng thể tích trung bình và có cường độ 28 ngày là $f'_c = 31 \text{ MPa}$. Yêu cầu thiết kế bàn sàn này thỏa mãn các quy định của Tiêu chuẩn ACI.



Hình 7.26 Bản sàn một chiều, dự ứng lực kéo sau

Bước 1: Lựa chọn chiều dày của bản.

Từ Hình 7.14, tỷ lệ nhịp/chiều dày điển hình cho các bản loại này là 40. Do đó, chiều dày bản được chọn là $h = 254 \text{ mm}$.

Bước 2: Chọn quỹ đạo cho cốt dự ứng lực.

Đối với bản chịu lực phân bố đều, nên lựa chọn quỹ đạo cốt thép dự ứng lực dạng parabol với độ lệch tâm bằng không ở gối và độ lệch tâm lớn nhất ở giữa nhịp. Theo Tiêu chuẩn ACI 318-05, chiều dày lớp bê tông bảo vệ cần thiết cho cốt thép chủ trong các đầm đúc sẵn là $c_c = 19 \text{ mm}$. Do đó, độ lệch tâm lớn nhất có thể ở giữa nhịp là

$$\begin{aligned} e &= \frac{h}{2} - c_c - \frac{\phi_{sh}}{2} \\ &= \frac{254}{2} - 19 - \frac{19}{2} = 98 \text{ mm} \end{aligned}$$

Bước 3: Ước tính ứng suất trong cốt thép dự ứng lực.

Mỗi cốt thép dự ứng lực sẽ được kéo dự ứng lực chỉ từ một đầu với đầu kia được gắn vào neo cố định. Từng cặp cốt dự ứng lực được bố trí đầu kéo xen kẽ: một cặp có đầu neo chủ động thì cặp tiếp có đầu neo cố định. Sau khi neo, ứng suất trong cốt dự ứng lực không được vượt quá $0,7f_{pu}$ tại các neo (xem mục 7.3). Do đó, các tao dự ứng lực sẽ được kéo đến $0,75f_{pu} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$ và sau đó được neo. Thông tin từ các nhà cung cấp cốt thép dự ứng lực cho thấy rằng, các hệ số ma sát thích hợp cho cốt thép dự ứng lực là $\mu = 0,06$ và $K = 0,002/\text{m}$. Độ tụt neo được lấy là 6 mm. Sự thay đổi góc dự tính từ một đầu đến đầu kia của bản là

$$\alpha = \frac{2 \times 2 \times 98}{9750 / 2} = 0,081 \text{ rad}$$

Khi cốt thép được kéo dự ứng lực từ đầu A thì độ lớn của dự ứng lực ở đầu B có thể được xác định từ công (2.7) như sau

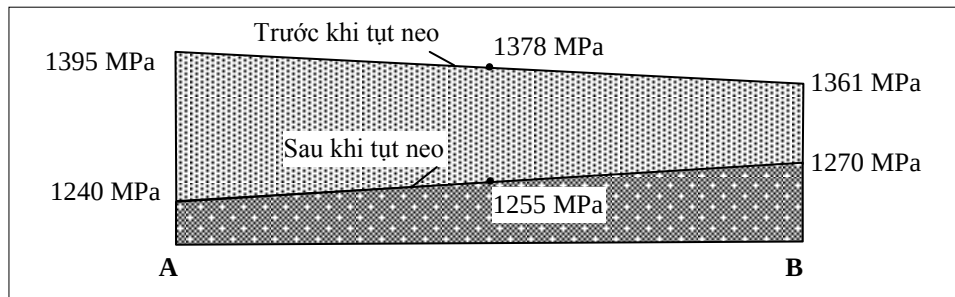
$$\begin{aligned} P_B &= P_A e^{-\mu\alpha + Kx} \\ &= P_A e^{-0,06 \times 0,081 + 0,002 \times 9,750} = 0,976 P_A \end{aligned}$$

Như vậy, ứng suất tại đầu B của cáp dự ứng lực là $0,976 \times 1395 = 1361 \text{ MPa}$

Thông thường, khi ước tính mất mát dự ứng lực do ma sát trong các bản dự ứng lực kéo sau không dính bám có thể giả thiết là mất mát bằng 2,5% cho 10 mét dài. Như vậy, có thể thấy rằng, với trường hợp này, tính toán trên là hợp lý. Sự thay đổi ứng suất dọc theo cốt thép dự ứng lực trước khi neo được thể hiện trên Hình 7.27. Có thể thấy rằng, ứng suất trung bình trong các tao thép là 1378 MPa, tương ứng với độ giãn dài là

$$\Delta = \frac{1378 \times 9,750}{200000} = 0,067 \text{ m} = 67 \text{ mm}$$

Do sự tụt neo, độ giãn dài của cáp bị giảm đi 6 mm và gây ra sự giảm ứng suất trung bình trong cốt thép dự ứng lực là $6/67 \times 1378 = 123 \text{ MPa}$. Do cốt thép trượt ngược lại, lực ma sát cũng có hướng ngược lại so với hướng ban đầu và ứng suất trong cốt thép dự ứng lực được thể hiện như trên Hình 7.27.



Hình 7.27 Sự thay đổi ứng suất trong cáp dọc theo nhịp đối với cáp được căng từ đầu A

Lưu ý là sau khi neo, ứng suất lớn nhất (ở đầu neo cố định) là 1270 MPa nhỏ hơn ứng suất giới hạn $0,7f_{pu} = 1302 \text{ MPa}$. Do thao tác tạo dự ứng lực (các đầu cốt thép được kéo xen kẽ nhau) nên ứng suất trung bình trong hai cốt thép kề nhau có một giá trị hằng số là 1255 MPa từ đầu A đến đầu B.

Ứng suất trung bình trong cốt dự ứng lực sẽ giảm dần cùng với thời gian do từ biến, co ngót và chùng cốt thép. Nếu giả sử rằng, sự mất mát dài hạn bằng 210 MPa thì ứng suất trung bình trong cốt thép dự ứng lực sau tất cả các mất mát sẽ là $1255 - 210 = 1045 \text{ MPa}$.

Bước 4: Lựa chọn khoảng cách giữa các cốt thép dự ứng lực

Do bản không được có độ võng lớn nên cần lựa chọn lượng cốt thép dự ứng lực sao cho, sau khi tất cả các mất mát đã xảy ra, 90% trọng lượng bản thân của bản, nghĩa là $0,9 \times 0,254 \times 24000 = 5,4 \text{ kN/m}^2$ sẽ “được cân bằng” bởi dự ứng lực. Do đó, từ công thức (7.39), với một mét chiều rộng bản, lực dự ứng lực cần thiết là

$$\begin{aligned} P_f &= \frac{w_d \ell^2}{8e} \\ &= \frac{5,4 \times 9,750^2}{8 \times 0,098} = 654 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Sau tất cả các mất mát, mỗi tảo thép có một lực là $140 \times 10^{-6} \times 1045 = 0,146 \text{ MN} = 146 \text{ kN}$. Với khoảng cách giữa các tảo là 200 mm, nghĩa là có 5 tảo cho 1 mét chiều rộng bản, lực trên sẽ tạo ra dự ứng lực trong bản là $P_f = 5 \times 146 = 730 \text{ kN/m}$ và diện tích cốt thép là $684 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Bước 5: Kiểm tra ứng suất trong bê tông

Ứng suất trong bê tông sẽ được xác định dựa trên phương pháp “Dự ứng lực là ngoại lực” với các đặc trưng của mặt cắt nguyên. Ứng với một dải rộng 1 m, diện tích mặt cắt ngang của bản là $A = 0,254 \text{ m}^2$ và mô men chống uốn là $W_b = 0,0107 \text{ m}^3$.

(a) *Trạng thái ban đầu.* Mô men do trọng lượng bản thân tại giữa nhịp là

$$M_{\min} = \frac{6,1 \times 9,750^2}{8} = 72,5 \text{ kNm}$$

Dự ứng lực cho mỗi mét rộng bản là

$$P_i = 684 \times 10^{-6} \times 1255 = 0,858 \text{ MN} = 858 \text{ kN}$$

Do đó, ứng suất ở mép dưới tại giữa nhịp là

$$\begin{aligned} f_b &= -\frac{P_i}{A} - \frac{P_e}{W_b} + \frac{M_{\min}}{W_b} \\ &= -\frac{858}{0,254} - \frac{858 \times 0,098}{0,0107} + \frac{72,5}{0,0107} \\ &= -3377 - 7858 + 6775 = -4460 \text{ kN/mm}^2 = -4,46 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Ứng suất tại thớ trên ở giữa nhịp là

$$f_t = -3377 + 7858 - 6775 = -2294 \text{ kN/m}^2 = -2,294 \text{ MPa}$$

Cả hai giá trị ứng suất tính toán này đều nằm trong giới hạn ứng suất của bê tông ở trạng thái ban đầu được cung cấp trong bảng Bảng 7.2.

(b) *Trạng thái cuối cùng.* Mô men tổng cộng ở giữa nhịp là

$$M_{\max} = \frac{6,1 + 2,4 + 0,5}{8} \frac{9,750^2}{8} = 107 \text{ kNm}$$

Theo kết quả tính toán ở trên, dự ứng lực cuối cùng là $P_f = 750 \text{ kN}$ cho mỗi mét bề rộng bản. Do đó, ứng suất tại mép dưới ở giữa nhịp là

$$\begin{aligned}
 f_b &= -\frac{P_f}{A} - \frac{P_f e}{W_b} + \frac{M_{\max}}{W_b} \\
 &= -\frac{730}{0,254} - \frac{730 \times 0,098}{0,0107} + \frac{107}{0,0107} \\
 &= -2874 - 6686 + 10000 = 440 \text{ kN/m}^2 \\
 &= -2,874 - 6,686 + 10,0 = 0,44 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Ứng suất tại thớ trên ở giữa nhịp là

$$f_t = -2,874 + 6,686 - 10,000 = -6,188 \text{ MPa}$$

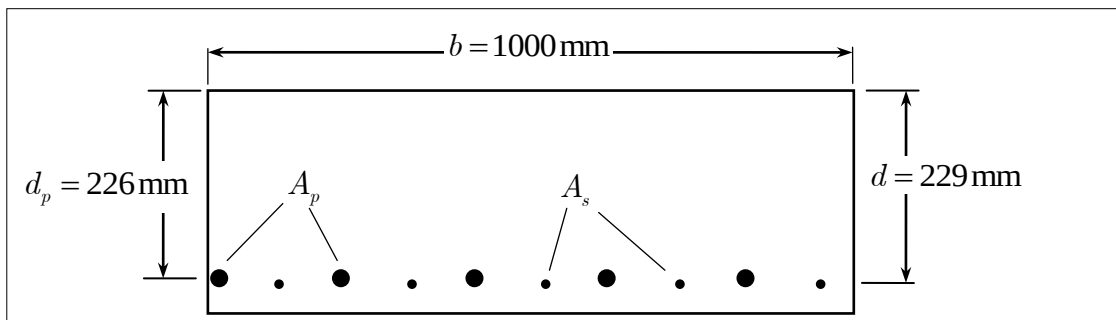
Cả hai giá trị ứng suất tính toán này cũng nằm trong giới hạn ứng suất cho trạng thái cuối cùng được cho trong Bảng 7.2 (với 2,78 MPa cho ứng suất kéo và 13,97 MPa cho ứng suất nén).

Bước 6: Tính toán cốt thép thường tối thiểu có dính bám

Tiêu chuẩn ACI quy định, các bản một chiều dự ứng lực kéo sau với cốt thép dự ứng lực không có dính bám phải chứa một lượng tối thiểu cốt thép thường có dính bám để không chế nứt. Diện tích cốt thép yêu cầu là

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0,004A \\
 &= 0,004 \times \frac{0,254}{2} = 0,000508 \text{ m}^2/\text{m} = 508 \text{ mm}^2/\text{m}
 \end{aligned}$$

Để đáp ứng diện tích này, có thể sử dụng các thanh thép số 13, có cường độ kéo chảy $f_y = 414 \text{ MPa}$ và diện tích mỗi thanh là 129 mm^2 đặt cách nhau tim đến tim là 200 mm. Cách bố trí này sẽ tạo ra diện tích cốt thép là $645 \text{ mm}^2/\text{m}$.



Hình 7.28 Mặt cắt ngang cho một 1 mét chiều rộng

Bước 7: Kiểm tra điều kiện cường độ chịu uốn

Mô men tính toán tại giữa nhịp cho một dải rộng 1 m là

$$M_u = \frac{w_f \ell^2}{8} = \frac{[1,4 \times 6,1 + 0,5 + 1,7 \times 2,4] \times 9,750^2}{8} = 158 \text{ kNm}$$

Đối với bản này, tỷ lệ nhịp/chiều cao là $9,750/0,254 = 38,4$ và do đó, ứng suất trong cốt thép dự ứng lực không dính bám tới hạn, theo công thức (7.7) và Hình 7.28 là

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{300\rho_p} = 1045 + 70 + \frac{31}{300 \times 636 \times 10^{-6} / 1 \times 0,226} = 1150 \text{ MPa}$$

Điều kiện

$$f_{ps} \leq f_{py} = 0,9 \times 1860 = 1674 \text{ MPa}$$

Và

$$f_{ps} \leq f_{se} + 210 = 1078 + 210 = 1288 \text{ MPa}$$

Do đó, ứng suất tới hạn trong cốt dự ứng lực là

$$f_{ps} = 1150 \text{ MPa}$$

Chiều cao của khối ứng suất hình chữ nhật tương đương cần thiết là

$$a = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_s}{0,85 f'_c b} = \frac{700 \times 10^{-6} \times 1150 + 645 \times 10^{-6} \times 414}{0,85 \times 31 \times 1} = 0,04 \text{ m} = 40 \text{ mm}$$

Theo công thức (7.4), hệ số khối ứng suất là $\beta_1 = 0,83$. Chiều cao vùng bê tông chịu nén là $c = a/\beta_1 = 40/0,83 = 48 \text{ mm}$. Tỷ số $c/d = 48/229 = 0,21 < 0,375$. Cấu kiện, do đó, thoả mãn điều kiện dẻo. Sức kháng uốn của dải rộng 1 mét là

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \left[A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] \\ &= 0,9 \left[700 \times 10^{-6} \times 1150 \left(0,226 - \frac{0,04}{2} \right) + 645 \times 10^{-6} \times 414 \left(0,229 - \frac{0,04}{2} \right) \right] \\ &= 0,199 \text{ MNm} = 199 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Do $199 \text{ kNm} > 158 \text{ kNm}$ nên khả năng chịu uốn của dầm là thoả mãn.

Bước 8: Kiểm tra lượng cốt thép tối thiểu (khả năng chịu uốn dự trữ sau khi nứt).

Để thỏa mãn yêu cầu độ dẻo của cầu kiện, phải đảm bảo rằng $\phi M_n > 1,2 M_{cr}$. Bê tông được giả thiết là bị nứt khi ứng suất kéo đạt đến mô đun phá hoại, $f_r = 0,63\sqrt{f'_c} = 0,63 \times \sqrt{31} = 3,5 \text{ MPa}$. Mô men cần thiết để gây ra ứng suất kéo này có thể được tính toán từ quan hệ

$$f_r = -\frac{P_f}{A} - \frac{P_f e}{W_b} + \frac{M_{cr}}{W_b}$$

$$3,5 = -2,874 - 6,686 + \frac{M_{cr}}{0,0107}$$

$$M_{cr} = 0,139 \text{ MNm} = 139 \text{ kNm}$$

Do đó, $\phi M_n / M_{cr} = 195 / 139 = 1,40$. Như vậy, cầu kiện thỏa mãn điều kiện cốt thép tối thiểu.

Bước 9: Kiểm tra điều kiện độ võng

Cần phải kiểm tra các điều kiện giới hạn độ võng được quy định trong Tiêu chuẩn ACI 318-05 (xem bảng 8.2 Chương 8, Tập 1). Do ứng suất kéo do tải trọng khai thác nằm dưới ứng suất gây nứt nên có thể sử dụng các thuộc tính của các mặt cắt không nứt khi tính toán độ võng.

(a) *Độ võng ngăn hạn do hoạt tải*

$$\Delta_L = \frac{5}{384} \frac{w \ell^4}{E_c I_g}$$

Với

$$E_c = 4730 \sqrt{f'_c}$$

$$= 4730 \sqrt{31} = 26370 \text{ MPa}$$

$$I_g = \frac{1 \times 0,254^3}{12} = 0,00137 \text{ m}^4$$

Do đó,

$$\Delta_L = \frac{5}{384} \times \frac{2,4 \times 10^{-3} \times 9,75^4}{26370 \times 0,00137}$$

$$= 0,0078 \text{ m} = 8 \text{ mm}$$

Độ võng này nhỏ hơn giới hạn $\ell / 360 = 9,750 / 360 = 0,027 \text{ m} = 27 \text{ mm}$. Như vậy, giới hạn độ võng là thỏa mãn.

(a) *Kiểm tra độ võng có thể gây hư hỏng cách vách ngăn.* Giả thiết rằng, các vách ngăn được lắp đặt khi bê tông đạt 28 ngày tuổi. Ngoài ra, cũng giả thiết là, 30% hoạt tải là tải trọng thường xuyên.

Để tính toán độ võng có thể ảnh hưởng đến các vách ngăn được lắp đặt, trước hết, cần ước tính độ võng của bản tại thời điểm lắp đặt vách ngăn. Mô đun đàn hồi của bê tông tại thời điểm 7 ngày là

$$E_c = 4730\sqrt{f'_{ci}} = 4730 \times \sqrt{24} = 23170 \text{ MPa}$$

Độ võng ngắn hạn do trọng lượng bản thân cấu kiện tác dụng vào thời điểm 7 ngày là

$$\begin{aligned}\Delta &= \frac{5}{384} \times \frac{w\ell^4}{E_c I_g} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{6,1 \times 10^{-3} \times 9,750^4}{23170 \times \frac{1 \times 0,254^3}{12}} \\ &= 0,022 \text{ m} = 22 \text{ mm}\end{aligned}$$

Trong khi đó, độ võng do dự ứng lực ban đầu, theo Hình 7.9, là

$$\begin{aligned}\Delta &= \frac{5}{48} \times \frac{P_i \ell^2}{E_c I_g} \\ &= \frac{5}{48} \times \frac{0,858 \times 0,098 \times 9,750^2}{23170 \times 0,00137} = 0,026 \text{ m} = 26 \text{ mm}\end{aligned}$$

Độ võng ngắn hạn do tĩnh tải bổ sung $0,5 \text{ kN/m}^2$ và hoạt tải dài hạn $0,3 \times 2,4 = 0,72 \text{ kN/m}^2$ tác dụng vào thời điểm 28 ngày là

$$\begin{aligned}\Delta &= \frac{5}{384} \frac{w\ell^4}{E_c I_g} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{0,5 + 0,72 \times 10^{-3} \times 9,750^4}{26370 \times 0,00137} \\ &= 0,0039 \text{ m} = 4 \text{ mm}\end{aligned}$$

Trong khi đó, độ võng ngắn hạn do phần hoạt tải còn lại, $0,7 \times 2,4 = 1,68 \text{ kN/m}^2$ là

$$\begin{aligned}\Delta &= 0,7 \times \Delta_L \\ &= 0,7 \times 8 = 5,6 \text{ mm}\end{aligned}$$

Đối với bản tương đối mỏng này, với tỷ số thể tích/bề mặt là 127 mm, các hệ số từ biến có thể được tính toán từ công thức (3-10) như sau

$$\begin{aligned}\psi(28,7) &= 0,32 \\ \psi(10000,7) &= 1,95 \\ \psi(10000,28) &= 1,66\end{aligned}$$

Do đó, độ võng do tĩnh tải và hoạt tải tác dụng sau khi lắp đặt vách ngăn là

$$\begin{aligned}\Delta &= 1,95 - 0,32 \times 22 + 1,66 \times 4 + 6 \\ &= 48,5\text{mm}\end{aligned}$$

Nếu dự ứng lực được giữ không đổi theo thời gian, độ võng do dự ứng lực sau 28 ngày là

$$\begin{aligned}\Delta &= 1,95 - 0,32 \times 26 \\ &= 42\text{mm}\end{aligned}$$

Do dự ứng lực giảm dần theo thời gian (851 kN/m lúc 7 ngày đến 711 kN/m sau khoảng 10000 ngày) nên độ võng do dự ứng lực có thể nhỏ hơn một chút so với giá trị kể trên. Mặc dù có thể ước tính việc giảm này bằng cách sử dụng mô đun đàn hồi có hiệu chỉnh từ công thức (2.19) Chương 2, Tập 1 nhưng để đơn giản có thể ước tính độ võng do dự ứng lực xảy ra sau 28 ngày là

$$\Delta = \frac{711}{851} \times 43 = 36\text{mm}$$

Độ võng có thể gây hư hỏng các vách ngăn, do đó, sẽ là

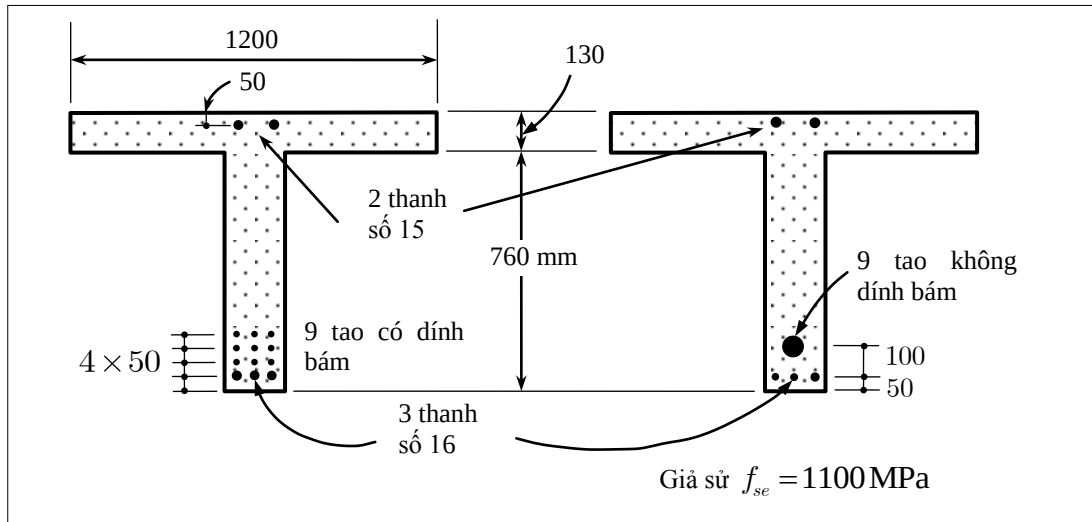
$$\Delta = 48,5 - 36 = 12,5\text{mm}$$

Giá trị này nhỏ hơn giới hạn được cho quy định trong Tiêu chuẩn ACI với $\ell/480 = 9,750/480 = 0,02\text{m} = 20\text{mm}$.

Do đó, thiết kế thoả mãn mọi yêu cầu.

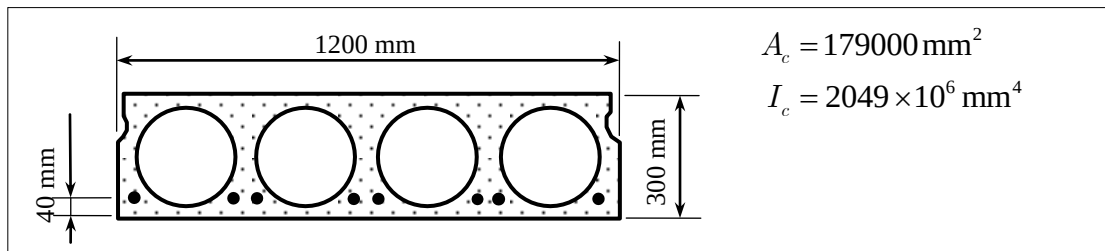
BÀI TẬP

- 7.1 Dầm giản đơn chữ T có nhịp 21 m. Với việc sử dụng các phương pháp đơn giản hoá của tiêu chuẩn cho f_{ps} khi chịu uốn hãy so sánh mô men kháng uốn danh định tại giữa nhịp của dầm dự ứng lực kéo trước, đúc sẵn và của dầm đúc tại chỗ, dự ứng lực kéo sau trên Hình 7.29. Các thanh thép có đường kính 12,7 mm và $f_{pu} = 1860\text{MPa}$. Cường độ bê tông cho cả hai dầm là $f'_c = 35\text{MPa}$ và cường độ kéo chảy của các thanh cốt thép thường là $f_y = 400\text{MPa}$.



Hình 7.29 Các chi tiết của các dầm dự ứng lực kéo trước và kéo sau, kích thước là mm

- 7.2 Hãy thiết kế một dầm giản đơn, dự ứng lực kéo sau mặt cắt chữ nhật có nhịp 8 m chịu tải trọng khai thác là $8,75 \text{ kN/m}$ ngoài trọng lượng bản thân của nó. Chiều rộng của dầm là 200 mm. Bê tông có cường độ là 35 MPa.
- 7.3 Một bản sàn có lỗ gối giản đơn có nhịp 11 m dùng trong hành lang khách sạn. Hoạt tải khai thác là $4,8 \text{ kN/m}^2$ và tĩnh tải bổ sung là $0,5 \text{ kN/m}^2$. Bê tông có khối lượng thể tích trung bình. Cường độ chịu nén của bê tông tại thời điểm truyền dự ứng lực là $f'_{ci} = 25 \text{ MPa}$ và ở tuổi 28 ngày là $f'_c = 35 \text{ MPa}$. Thép dự ứng lực là các tảo có độ chùng thấp, đường kính 12,7 mm, $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$. Giả sử rằng, dự ứng lực được truyền sau 1 ngày bảo dưỡng hơi nước. Mặt cắt ngang sơ bộ với tỷ lệ nhịp/chiều cao bằng 37 được cho trên hình Hình 7.30. Hãy thiết kế bản sàn này.



Hình 7.30 Bản sàn có lỗ

CHƯƠNG 8 THIẾT KẾ KHÁNG CẮT VÀ XOĂN

8.1 GIỚI THIỆU CHUNG

Việc thiết kế kháng cắt và kháng xoắn cho các cấu kiện bê tông cốt thép đã được trình bày trong các chương 5 và chương 6, Tập 1. Chương này sẽ xem xét một số nội dung bổ sung, xét đến ảnh hưởng của dự ứng lực trong việc tính toán sức kháng và thiết kế cấu kiện bê tông dự ứng lực chịu cắt cũng như chịu xoắn.

8.2 THIẾT KẾ KHÁNG CẮT

8.2.1 Sức kháng cắt của bê tông trong các cấu kiện bê tông dự ứng lực

Trong tất cả các kết cấu bê tông, bao gồm bê tông cốt thép thường và bê tông dự ứng lực, vết nứt được tạo thành vuông góc với phương của ứng suất kéo chính. Đối với các cấu kiện chỉ chịu kéo dọc trục hay chịu uốn, ứng suất kéo chính song song với trục dọc của cấu kiện và, do đó, vết nứt do các ứng suất này sinh ra sẽ vuông góc với trục của cấu kiện. Khi cấu kiện chịu cắt, hướng của ứng suất kéo chính nghiêng góc so với trục dọc của cấu kiện. Do đó, nếu vết nứt hình thành ở nơi có lực cắt tương đối lớn, chúng cũng sẽ nghiêng góc so với trục của cấu kiện. Các vết nứt này được gọi là vết nứt nghiêng. Như đã giới thiệu trong Tập 1, vết nứt nghiêng trong bê tông còn được phân thành hai loại là *vết nứt cắt sườn* và *vết nứt uốn cắt*. Vết nứt cắt sườn là vết nứt nghiêng, xuất hiện trong sườn dầm ở những nơi bê tông chịu cắt là chủ yếu. Vết nứt uốn cắt là vết nứt nghiêng, hình thành như là sự phát triển của vết nứt do uốn khi bê tông chịu đồng thời lực cắt và mô men uốn lớn. Tương ứng với các dạng vết nứt nghiêng này, sức kháng cắt của bê tông cũng được chia thành hai dạng là *sức kháng cắt sườn* và *sức kháng uốn cắt*. Sức kháng cắt tính toán của bê tông là giá trị nhỏ của hai giá trị trên.

Hình 8.1 minh họa một dầm bê tông dự ứng lực điển hình chịu cắt. Lực cắt do bê tông chịu sẽ cân bằng với lực cắt tác dụng V trừ đi thành phần thẳng đứng của lực kéo nghiêng do dự ứng lực gây ra, V_p . Tại trọng tâm của mặt cắt dầm, bê tông sẽ chịu ứng suất tiếp v do lực cắt $V - V_p$ và ứng suất nén dọc trục f_{pc} do dự ứng lực gây ra. Ứng suất kéo chính có thể được xác định từ vòng tròn Mohr ứng suất trên Hình 8.1 theo quan hệ

$$f_1 = \sqrt{v^2 + \left(\frac{f_{pc}}{2}\right)^2} - \frac{f_{pc}}{2} \quad (8.1)$$

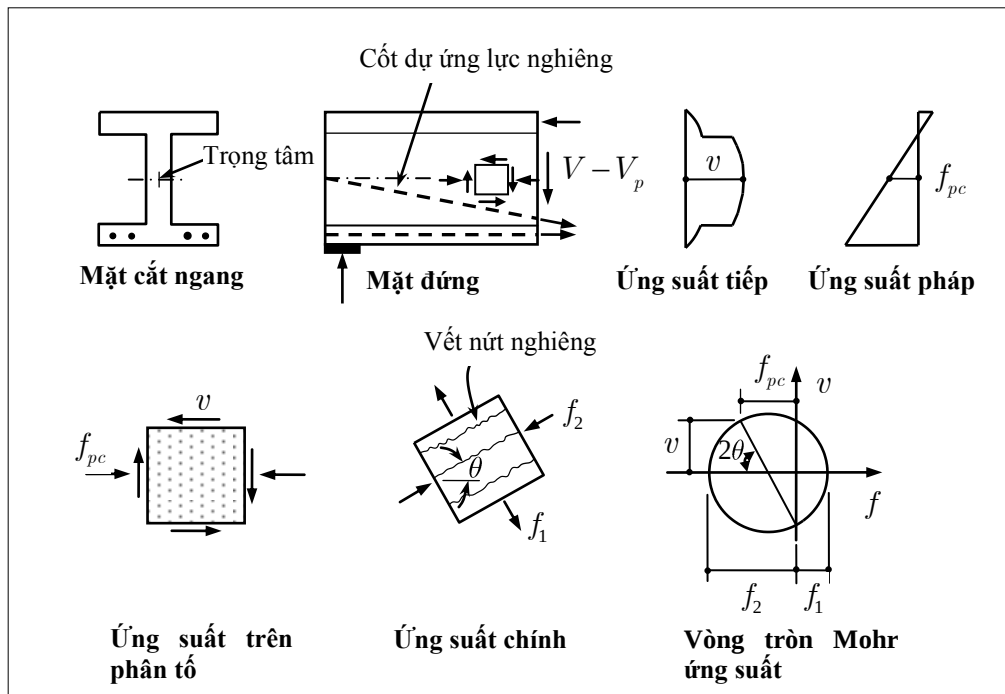
Giả thiết rằng, bê tông nứt khi ứng suất kéo chính f_1 đạt đến cường độ chịu kéo f_{cr} . Như vậy, ứng suất tiếp gây ra vết nứt nghiêng, v_{cr} , có thể được xác định từ việc biến đổi công thức (8.1) như sau

$$v_{cr} = f_{cr} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{f_{cr}}} \quad (8.2)$$

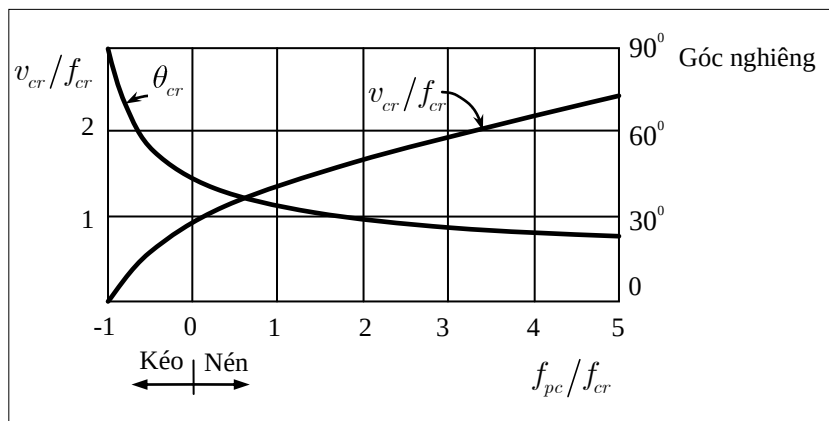
Vết nứt nghiêng sẽ được tạo ra vuông góc với phương của ứng suất kéo chính. Góc nghiêng θ của các vết nứt này đối với trục dọc cấu kiện có thể được tìm thấy từ vòng tròn Mohr ứng suất (Hình 8.1) theo quan hệ:

$$\tan 2\theta = \frac{2v}{f_{pc}} \quad (8.3)$$

Lưu ý rằng, trong các công thức trên, ứng suất nén do dự ứng lực gây ra trong bê tông, f_{pc} , được lấy như là một đại lượng dương. Khi ứng suất nén dọc trục tăng, ứng suất tiếp cần thiết để gây ra vết nứt nghiêng cũng sẽ tăng và độ nghiêng của vết nứt với trục dọc cấu kiện sẽ giảm (xem Hình 8.2).



Hình 8.1 Nứt nghiêng trong sườn dầm dự ứng lực



Hình 8.2 Sự thay đổi ứng suất tiếp gây nứt và góc nghiêng so với trục dọc theo độ lớn của dự ứng lực

Do cường độ chịu kéo của bê tông có thể được tính thông qua cường độ chịu nén nên *sức kháng cắt sườn* cũng có thể được xác định theo giá trị này. Một cách gần đúng, sức kháng cắt sườn trong các cầu kiện bê tông dự ứng lực có thể được xác định theo công thức của Tiêu chuẩn ACI 318-05 như sau

$$V_{cw} = (0,29\sqrt{f'_c} + 0,3f_{pc})b_w d_p + V_p \quad (8.4)$$

Trong đó, V_p là lực cắt do dự ứng lực gây ra (là thành phần chiếu theo phương vuông góc với trục dầm của lực dự ứng lực). d_p là khoảng cách từ mép chịu nén đến trọng tâm cốt dự ứng lực và không được lấy nhỏ hơn $0,8h$ và b_w là bề rộng sườn chịu cắt.

Tiêu chuẩn ACI khuyến nghị rằng, *sức kháng uốn cắt* trong các cầu kiện bê tông dự ứng lực không liên hợp có thể được xác định theo công thức

$$V_{ci} = 0,05\sqrt{f'_c}b_w d_p + V_p + \frac{V_i}{M_{\max}}M_{cr} \text{ (MPa)} \quad (8.5)$$

Với $V_i/M_{\max}$ là tỷ số lực cắt/mô men tại mặt cắt đang xem xét ứng với tổ hợp tải trọng gây ra mô men tính toán lớn nhất và M_{cr} là mô men gây nứt tại mặt cắt và được xác định theo công thức sau:

$$M_{cr} = \frac{I}{y_t} (0,5\sqrt{f'_c} + f_{pe}) \quad (8.6)$$

Trong công thức (8.6), f_{pe} là ứng suất trong bê tông do dự ứng lực có hiệu (sau khi đã xảy ra các mất mát), y_t là khoảng cách từ trọng tâm mặt cắt đến mép biên chịu kéo do ngoại lực và I là mô men quán tính của mặt cắt. Ở đây, một giả thiết được sử dụng là bê tông vùng kéo bắt đầu nứt khi ứng suất pháp đạt đến độ lớn $0,5\sqrt{f'_c}$.

Khi dự ứng lực có hiệu không nhỏ hơn 40% cường độ của cốt thép vùng kéo, công thức (8.5) được đơn giản hoá thành

$$V_{ci} = \left(0,05\sqrt{f'_c} + 4,8 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d_v \quad (8.7)$$

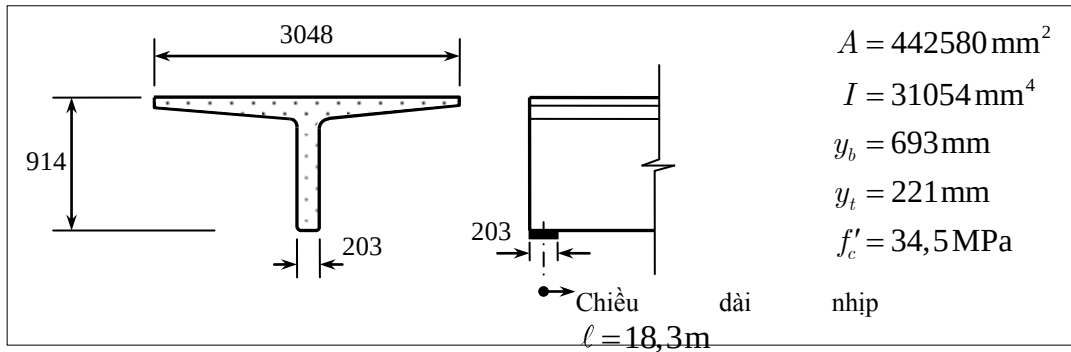
Nứt do uốn được giả thiết là sẽ xảy ra khi ứng suất kéo đạt đến giá trị $0,5\sqrt{f'_c}$ (MPa). Tuy nhiên, V_{ci} không được lấy nhỏ hơn $0,14\sqrt{f'_c}b_w d$ (MPa).

Sức kháng cắt của mặt cắt bê tông V_c được lấy là giá trị nhỏ của V_{ci} và V_{cw} , nghĩa là

$$V_c = \min \begin{cases} V_{ci} \\ V_{cw} \end{cases} \quad (8.8)$$

8.2.2 Ví dụ về tính toán lực cắt gây nứt nghiêng

Dầm sàn trên Hình 8.3 là một dầm PCI tiêu chuẩn mặt cắt chữ T (10ST36) với các tào thép được chuyển hướng một lần ở giữa nhịp, có chiều dài nhịp là 18,3 m và chịu lực phân bố đều. Cốt thép dự ứng lực bao gồm 12 tào đường kính 12,7 mm có độ tự chùng thấp với độ lệch tâm 380 mm ở đầu dầm và 610 mm ở giữa nhịp. Giả thiết rằng, ứng suất có hiệu trong các tào thép, sau tất cả các mất mát là $f_{pe} = 1046 \text{ MPa}$. Hãy tính toán tải trọng có thể gây ra vết nứt nghiêng theo các công thức của Tiêu chuẩn ACI.



Hình 8.3 Các chi tiết của mặt cắt

Để xác định độ lớn của lực phân bố đều w gây ra vết nứt nghiêng, cần phải tính toán sức kháng cắt sườn và sức kháng uốn cắt tại các mặt cắt khác nhau dọc theo chiều dài dầm. Chi tiết tính toán trong ví dụ này sẽ được trình bày cho mặt cắt cách đầu dầm một khoảng bằng chiều dài truyền, tức 50 lần đường kính tào thép, nghĩa là mặt cắt cách tim gối một khoảng bằng 0,53 m và cách mặt cắt giữa dầm 8,61 m

(a) Sức kháng cắt sườn

Sức kháng cắt sườn được xác định theo công thức (8.4) như sau

$$V_{cw} = (0,29\sqrt{f'_c} + 0,3f_{pc})b_w d_p + V_p$$

với

$$\begin{aligned} f_{pc} &= \frac{P}{A} = \frac{12 \times 99 \times 10^{-6} \times 1046}{442580 \times 10^{-6}} \\ &= \frac{1,24}{442580 \times 10^{-6}} \\ &= 2,8 \text{ MPa} \end{aligned}$$

và

$$\begin{aligned} d_p &= y_t + e \\ d_p &\geq 0,8h \\ y_t + e &= 0,221 + 0,380 = 0,601 \text{ m} \\ 0,8h &= 0,8 \times 0,914 = 0,73 \text{ m} \\ \Rightarrow d_p &= 0,73 \text{ m} \end{aligned}$$

Thành phần thẳng đứng, V_p của dự ứng lực là

$$\begin{aligned} V_p &= 12 \times 99 \times 10^{-6} \times 1046 \times \left(\frac{0,610 - 0,380}{18,3/2 + 0,1} \right) \\ &= 0,0309 \text{ MN} = 30,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Do cốt dự ứng lực có dạng đường thẳng nên thành phần V_p được coi là không đổi trên từng nửa dầm kể từ sau chiều dài truyền bằng 50 lần đường kính tao thép.

Sức kháng cắt sườn là

$$\begin{aligned} V_{cw} &= (0,29\sqrt{34,5} + 0,3 \times 2,8) \times 0,203 \times 0,73 + 0,0309 \\ &= 0,407 \text{ MN} = 407 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tải trọng phân bố đều để gây ra lực cắt bằng 407 kN tại mặt cắt tính toán, cách tim dầm 8,61 m là

$$w = \frac{407}{8,61} = 47,3 \text{ kN/m}$$

(a) Sức kháng uốn cắt

Sức kháng uốn cắt được xác định theo công thức (8.5):

$$V_{ci} = 0,05\sqrt{f'_c}b_w d + V_p + \frac{V_i}{M_{\max}} M_{cr}$$

Tỷ số (mô men/lực cắt) tại mặt cắt cách tâm gối 0,53 m là

$$\begin{aligned} \frac{M}{V} &= \frac{(18,3/2)w \times 0,53 - w \times 0,53^2/2}{(18,3/2)w - 0,53 \times w} \\ &= 0,55 \text{ m} = 550 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dự ứng lực gây ra một ứng suất nén ở thớ dưới của dầm là (độ lệch tâm của cốt dự ứng lực ở mặt cắt này là 0,395 m)

$$\begin{aligned} \frac{P}{A} + \frac{Pey_b}{I} &= \frac{1,24}{442580 \times 10^{-6}} + \frac{1,24 \times 0,395 \times 0,693}{31054 \times 10^{-6}} \\ &= 13,7 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Nứt do uốn được giả thiết là xảy ra khi ứng suất trong mép dưới của dầm đạt $0,5\sqrt{f'_c}$
 $= 0,5 \times \sqrt{34,5} = 2,93 \text{ MPa}$. Do đó, mô men gây nứt được xác định theo công thức (8.6) là

$$\begin{aligned} M_{cr} &= (13,7 + 2,93) \times \frac{31054 \times 10^{-6}}{0,693} \\ &= 0,745 \text{ MNm} = 745 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Do đó,

$$V_{ci} = 0,05\sqrt{34,5} \times 0,203 \times 0,732 + 0,0309 + 0,745/0,55 \\ = 1,43 \text{ MN}$$

Lực phân bố đều để gây ra lực cắt này là

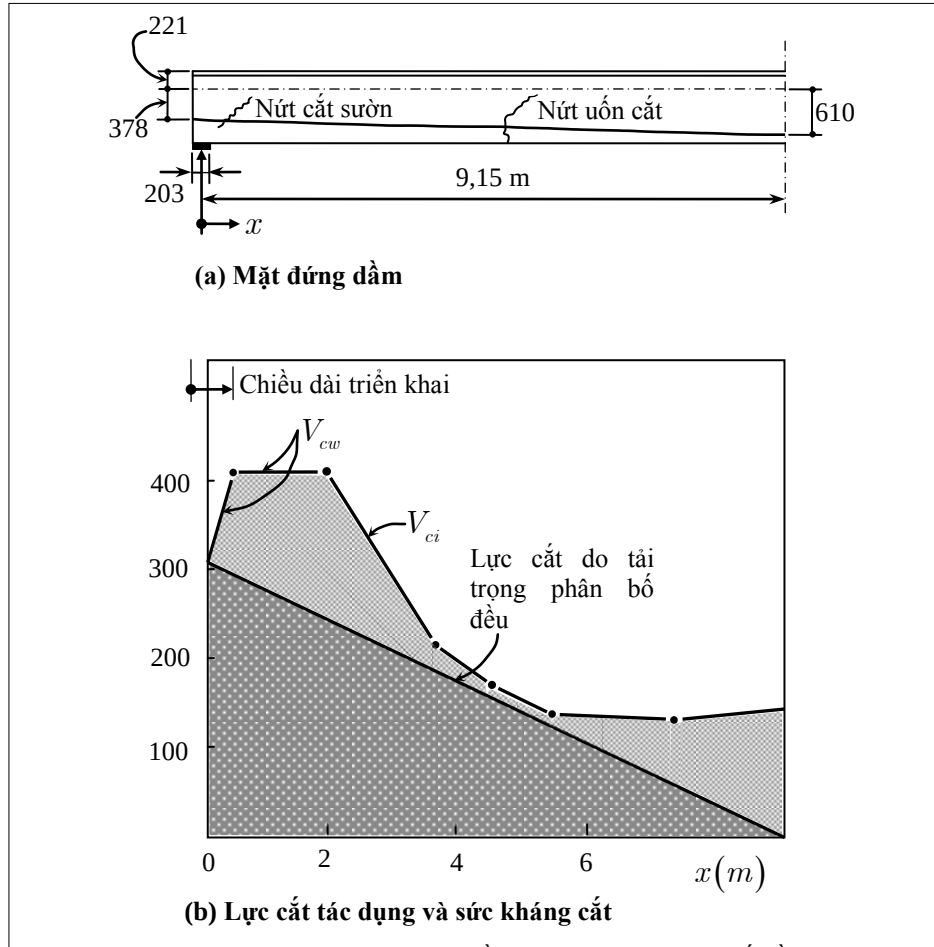
$$w = \frac{1,430}{8,61} = 0,166 \text{ MN/mm} = 166 \text{ kN/m}$$

Các giá trị được liệt kê trong Bảng 8.1 và được thể hiện trên Hình 8.4 có được bằng cách lặp lại các bước tính toán kể trên cho các mặt cắt khác nhau dọc theo chiều dài dầm.

Có thể nhận thấy rằng, vết nứt xiên sẽ xảy ra đầu tiên hoặc theo dạng nứt “cắt sườn” ở gần gối hay nứt “uốn cắt” ở điểm 1/4 nhịp. Đối với dầm cụ thể này, nứt “cắt sườn” được dự đoán là sẽ xảy ra khi tải trọng phân bố đều đạt giá trị 33,6 kN/m.

Bảng 8.1 Tính toán tải trọng phân bố gây nứt xiên trong dầm

x (m)	d (mm)	P (kN)	V_p (kN)	Nứt cắt sườn			Nứt uốn cắt				
				f_{pc} (MPa)	V_{cw} (kN)	w (kN/m)	M/V (mm)	e (mm)	M_{cr} (kNm)	V_{ci} (kN)	w (kN/m)
0,10	731	397	9,91	0,90	304	33,6	101	385	324	3260	360
0,53	731	1241	30,9	2,80	410	47,6	550	396	748	1430	166
1,83	731	1241	30,9	2,80	410	56,0	2057	428	788	456	62,4
3,66	731	1241	30,9	2,80	410	74,7	4877	473	844	247	45,0
4,57	731	1241	30,9	2,80	410	89,6	6858	496	873	201	44,0
5,49	741	1241	30,9	2,80	415	114	9601	519	901	168	46,0
7,32	786	1241	30,9	2,80	439	240	21946	565	957	163	89,5
9,15	832	1241	30,9	2,80	462	∞	∞	610	1014	170	∞



Hình 8.4 Nứt nghiêng trong dầm chịu tải trọng phân bố đều

8.2.3 Thiết kế kháng cắt theo mô hình của Tiêu chuẩn ACI 318-05

Như đã được trình bày chi tiết trong tài liệu Kết cấu bê tông cốt thép, mô hình thiết kế chịu cắt theo Tiêu chuẩn ACI 318-05 được xây dựng dựa trên giả thiết là lực cắt do bê tông và cốt thép sườn cùng chịu. Cốt thép sườn là cốt thép đai và, đôi khi, cả cốt thép xiên. Sức kháng cắt danh định V_n của mặt cắt được tính toán như sau:

$$V_n = V_c + V_s \quad (8.9)$$

Với V_c là sức kháng cắt danh định của bê tông như đã được tính toán ở trên và V_s là sức kháng cắt danh định của cốt thép sườn. V_c được xác định theo công thức (8.8). Như vậy, theo mô hình này, vai trò của dự ứng lực là làm tăng sức kháng cắt cho bê tông. Việc tính toán sức kháng cắt của cốt thép sườn được xác định hoàn toàn như đối với kết cấu bê tông cốt thép thường. Để có tính hệ thống, phần sau đây sẽ tóm tắt lại cách thiết kế cốt thép sườn theo Tiêu chuẩn ACI.

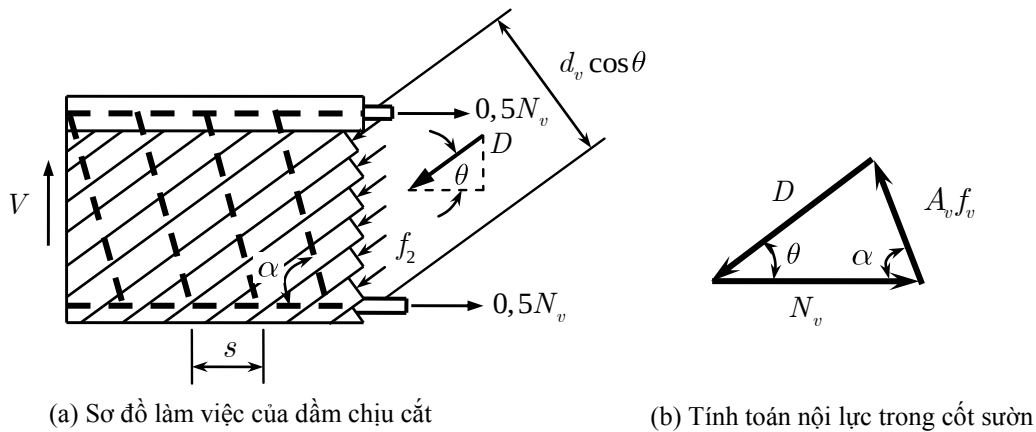
Sức kháng cắt danh định của cốt thép sườn V_s được xác định theo mô hình giàn bao gồm các thanh chống xiên bằng bê tông và các thanh kéo bằng cốt thép sườn và cốt thép dọc. Trong trường hợp tổng quát, cốt thép sườn được đặt nghiêng góc α so với trục dọc và

góc nghiêng của thanh chống xiên là θ (Hình 8.5) và giả thiết rằng, cốt thép sườn chảy, sức kháng cắt danh định của cốt thép này được xác định theo công thức sau

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s} \sin \alpha (\cot \theta + \cot \alpha) \quad (8.10)$$

Với giả thiết là góc nghiêng của thanh xiên tại thời điểm phá hoại là $\theta = 45^\circ$, công thức trên trở thành

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (8.11)$$



Hình 8.5 Sơ đồ làm việc của dầm chịu cắt và cách tính toán nội lực trong cốt thép đai theo mô hình tiêu chuẩn ACI 318-05

Trong trường hợp phổ biến, cốt thép sườn là cốt thép đai, được đặt vuông góc với trục dầm nên $\alpha = 90^\circ$ và công thức (8.11) trở thành dạng

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s} \quad (8.12)$$

Để tránh sự phá hoại giòn do sự vỡ nghiêng của bê tông bị gây ra bởi lực cắt tính toán trước khi cốt thép đai chảy và để giới hạn độ mở rộng vết nứt nghiêng dưới tải trọng khai thác, phần đóng góp của cốt thép sườn đến sức kháng cắt bị giới hạn đến

$$V_s \leq 0,66 \sqrt{f'_c} b_w d_v \quad (8.13)$$

Công thức (8.12) cho phép tính toán diện tích cốt thép đai A_v hay khoảng cách giữa chúng, s như sau

$$s = \frac{A_v f_y d_v}{V_s} = \frac{A_v f_y d_v}{V_n - V_c} = \frac{A_v f_y d_v}{V_u / \phi - V_c} = \frac{\phi A_v f_y d_v}{V_u - \phi V_c} \quad (8.14)$$

ϕ là hệ số sức kháng khi chịu cắt và $V_u / \phi = V_n$ là sức kháng cắt danh định yêu cầu. Theo Tiêu chuẩn ACI 318-05, độ lớn của hệ số sức kháng khi chịu cắt là $\phi = 0,75$. Tiêu chuẩn

ACI 318-05 yêu cầu phải bố trí một lượng cốt thép tối sừn tối thiểu ở tất cả các kết cấu chịu uốn nơi lực cắt tính toán (lực cắt đã nhân hệ số), V_u , vượt quá $\phi V_c/2$.

Diện tích cốt thép đai tối thiểu theo quy định của ACI 318-05 là

$$A_{v\min} = \max \begin{cases} 0,35 \frac{b_w s}{f_y} \\ 0,083 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y} \end{cases} \quad (\text{MPa, mm}) \quad (8.15)$$

Khi dự ứng lực không nhỏ hơn 40% lực kéo trong cốt thép dọc chịu kéo do uốn, diện tích cốt thép đai tối thiểu là

$$A_{v\min} = \frac{A_{ps} f_{pu} s}{80 f_{yt} d} \sqrt{\frac{d}{b_w}} \quad (8.16)$$

Khoảng cách tối đa giữa các cốt thép đai được quy định như sau

- Khi $V_n - V_c > 0,33 \sqrt{f'_c} b_w d_v$

$$s_{\max} = \min \begin{cases} d/4 \\ 300 \text{ mm} \end{cases} \quad (8.17)$$

- Khi $V_n - V_c \leq 0,33 \sqrt{f'_c} b_w d$

$$s_{\max} = \min \begin{cases} d/2 \\ 600 \text{ mm} \end{cases} \quad (8.18)$$

Trong các công thức (8.17) và (8.18), V_n là sức kháng cắt danh định yêu cầu ($V_n = V_u/\phi$). Tại các khu vực gần gối, lực cắt tính toán được lấy tại mặt cắt cách mặt gối một khoảng bằng chiều cao có hiệu, d đối với kết cấu không dự ứng lực và bằng $h/2$ cho các cấu kiện dự ứng lực.

8.2.4 Thiết kế kháng cắt theo mô hình của Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05

Việc thiết kế kháng cắt theo Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05 được thực hiện theo phương pháp “trường nén sửa đổi”. Nội dung chi tiết và trình tự thiết kế theo phương pháp này cũng đã được trình bày chi tiết trong tài liệu Kết cấu bê tông cốt thép []. Phần sau đây sẽ chỉ tóm tắt lại một số nội dung cơ bản.

Thông thường, trước khi bắt đầu thiết kế kháng cắt, kích thước của mặt cắt ngang, dự ứng lực và cường độ vật liệu đã được lựa chọn để thoả mãn các vấn đề thiết kế khác. Việc thiết kế kháng cắt, do đó, được đơn giản hoá thành việc kiểm tra tính thích hợp của các kích thước mặt cắt ngang và xác định lượng cốt thép đai (cốt thép sừn) cũng như cốt thép dọc bổ sung để đảm bảo cường độ kháng cắt của mặt cắt.

Sức kháng cắt danh định của mặt cắt bê tông dự ứng lực V_n có thể coi như được tạo bởi ba thành phần là sức kháng cắt của bê tông, của cốt thép thường và của cốt dự ứng lực

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (8.19)$$

Trong đó, V_c là sức kháng cắt danh định của bê tông, V_s là sức kháng cắt danh định do nội lực kéo trong cốt thép sườn và V_p là sức kháng cắt danh định do dự ứng lực sinh ra.

Sức kháng cắt của bê tông có thể được xác định theo công thức sau

$$V_c = \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (8.20)$$

ở đây, d_v là chiều cao chịu cắt có hiệu, bằng khoảng cách giữa trọng tâm vùng nén và trọng tâm cốt thép vùng kéo, d_v không được lấy nhỏ hơn $0,9d$ hoặc $0,72h$. b_v là bề rộng chịu cắt. Chiều cao chịu cắt có hiệu d_v có thể được xác định theo công thức sau

$$d_v = \frac{M_u}{A_s f_y + A_{ps} f_{ps}} \quad (8.21)$$

b_v là bề rộng chịu cắt có hiệu, bằng bề rộng sườn nhỏ nhất nằm giữa hợp lực vùng nén và vùng kéo do uốn và đo theo phương song song với trục trung hoà. Bề rộng có hiệu cần được chiết giảm đi 1/2 đường kính ống gen không dính bám hoặc 1/4 đường kính ống gen có dính bám nếu các ống này nằm ở cao độ sườn mà ở đó bề rộng có hiệu được xác định.

Hệ số β xét đến khả năng truyền lực cắt trong bê tông đã nứt nghiêng, do đó, phụ thuộc vào ứng suất kéo trung bình trong bê tông đã nứt. β được xác định theo công thức sau

$$\beta = \frac{0,33\alpha_1\alpha_2 \cot\theta}{1 + \sqrt{500\varepsilon_1}} \quad (8.22)$$

α_1 là hệ số xét đến đặc trưng dính bám của cốt thép và α_2 là hệ số xét đến đặc trưng của quá trình chất tải.

Để tránh cho bê tông không bị trượt giữa hai mặt của vết nứt, hệ số β được giới hạn bởi điều kiện:

$$\beta \leq \frac{0,18}{0,3 + \frac{24\varepsilon_1 s_{m\theta}}{a + 16}} \text{ (MPa, mm)} \quad (8.23)$$

Với a là kích thước hạt cốt liệu nhỏ nhất, $s_{m\theta}$ là khoảng cách giữa các vết nứt nghiêng. Có thể thấy các công thức (8.20) và (8.22) là, khi biến dạng kéo trong bê tông tăng (tức là ε_1 tăng), sức kháng cắt của bê tông V_c sẽ giảm và ngược lại. Giá trị của biến dạng kéo chính ε_1

phụ thuộc vào độ lớn của biến dạng dọc ε_x và góc nghiêng θ của ứng suất kéo chủ cũng như độ lớn của biến dạng nén chính ε_2 trong bê tông và có thể được xác định theo công thức sau

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + \left[\varepsilon_x + 0,002 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{v}{f'_c} (\operatorname{tg} \theta + \operatorname{cotg} \theta) (0,8 + 170\varepsilon_1)} \right) \right] \operatorname{cotg}^2 \theta \quad (8.24)$$

Từ phương trình này, có thể tìm được ε_1 nếu đã biết các giá trị ε_x , θ và v/f'_c . Và, sau khi đã biết ε_1 , thì có thể tính được hệ số β với điều kiện $s_{m\theta}$, a và các hệ số $\alpha_1\alpha_2$ đã biết.

Để đơn giản cho việc tính toán, người ta thường giả thiết rằng, đối với các cấu kiện có cốt thép sườn, khoảng cách vết nứt là $s_{m\theta} = 300\text{mm}$, $\alpha_1\alpha_2 = 1$ và a bằng 19 mm. Bảng 8.2 liệt kê các giá trị v/f'_c , ε_x , θ và các giá trị β ứng với chúng, được tính toán theo phương pháp kể trên. Khi sử dụng bảng này, ứng suất tiếp do lực cắt danh định sinh ra trong bê tông được tính theo công thức sau

$$v = \frac{V_n - V_p}{b_v d_v} \quad (8.25)$$

Bảng 8.2 Các giá trị của θ và β cho các cấu kiện có cốt thép sườn

$\frac{v}{f'_c}$		$\varepsilon_x \times 1000$										
		-0,2	-0,15	-0,1	0	0,125	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2
$\leq 0,050$	$\theta(^{\circ})$	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	28,5	29,0	33,0	36,0	41,0	43,0
	β	6,78	6,17	5,63	4,88	3,99	3,49	2,51	2,37	2,23	1,95	1,72
0,075	$\theta(^{\circ})$	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,5	30,0	33,5	36,0	40,0	42,0
	β	6,78	6,17	5,63	4,88	3,65	3,01	2,47	2,33	2,16	1,90	1,65
0,1	$\theta(^{\circ})$	23,5	23,5	23,5	23,5	24,0	26,5	30,5	34,0	36,0	38,0	39,0
	β	6,50	5,87	5,31	3,26	2,61	2,54	2,41	2,28	2,09	1,72	1,45
0,125	$\theta(^{\circ})$	20,0	21,0	22,0	23,5	26,0	28,0	31,5	34,0	36,0	37,0	38,0
	β	2,71	2,71	2,71	2,60	2,57	2,50	2,37	2,18	2,01	1,60	1,35
0,15	θ	22,0	22,5	23,5	25,0	27,0	29,0	32,0	34,0	36,0	36,5	37,0
	β	2,66	2,61	2,61	2,55	2,50	2,45	2,28	2,06	1,93	1,50	1,24
0,175	$\theta(^{\circ})$	23,5	24,0	25,0	26,5	28,0	30,0	32,5	34,0	36,0	35,5	36,0
	β	2,59	2,58	2,54	2,50	2,41	2,39	2,20	1,95	1,74	1,21	1,00
0,2	$\theta(^{\circ})$	25,0	25,5	26,5	27,5	29,0	31,0	33,0	64,0	34,5	35,0	36,0
	β	2,55	2,49	2,48	2,45	2,37	2,33	2,10	1,82	1,58	1,21	1,00
0,225	$\theta(^{\circ})$	26,5	27,0	27,5	29,0	30,5	32,0	33,0	34,0	34,5	36,5	39,0
	β	2,45	2,38	2,43	2,37	2,33	2,27	1,92	1,67	1,43	1,18	1,14

0,25	$\theta(^{\circ})$	28,0	28,5	29,0	30,0	31,0	32,0	33,0	34,0	35,5	38,5	41,5
	β	2,36	2,32	2,36	2,30	2,28	2,01	1,64	1,52	1,40	1,30	1,25

Ghi chú: Các giá trị β được nhân với hệ số 0,083 khi tính theo hệ thống đơn vị SI

Biến dạng dọc ε_x được lấy tại cao độ của cốt thép chịu kéo do uốn. Biến dạng này phụ thuộc vào độ lớn của mô men uốn, lực kéo dọc và lực cắt cũng như lượng cốt thép dọc thường và dự ứng lực. ε_x có thể được tính theo công thức sau

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0,5N_u + 0,5V_u \cotg \theta - A_{ps}f_{pe}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \quad (8.26)$$

Ở đây, f_{pe} là ứng suất có hiệu trong cốt dự ứng lực. Công thức (8.26) đã bỏ qua độ cứng của bê tông. Nếu ε_x được tính theo công thức trên có giá trị âm thì lực nén có thể là rất lớn và bê tông chưa bị nứt. Lúc này, mẫu số của công thức (8.26) nên được đổi thành $E_s A_s + E_p A_{ps} + E_c A_c$. Để thiên về an toàn, giá trị âm của ε_x nên được đổi thành $\varepsilon_x = 0$. Trong chiều dài truyền, f_{pe} được giả thiết là thay đổi tuyến tính từ bằng không ở neo đến giá trị cực đại ở vị trí hết chiều dài truyền lực.

Do lượng cốt thép dọc được dùng phải đủ để chúng không bị chảy nên cách đơn giản và thiên về an toàn là ước tính biến dạng của bê tông có quan hệ đến sự chảy của cốt thép. Như vậy,

$$\varepsilon_x \leq \frac{f_{py} - f_{pe}}{E_p} \quad (8.27)$$

Để tránh cho cốt thép dọc không bị chảy trong khi chịu lực kết hợp, cốt thép dọc ở mặt chịu kéo do uốn cần phải được bố trí cân đối sao cho

$$A_s f_y + A_p f_{ps} \geq \frac{M_u}{\phi_f d_v} + 0,5 \frac{N_u}{\phi_\alpha} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0,5V_s - V_p \right) \cotg \theta \quad (8.28)$$

Với ϕ_f, ϕ_α và ϕ_v lần lượt là hệ số sức kháng khi chịu uốn, chịu kéo nén và chịu cắt. Theo Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-05, các hệ số này đối với kết cấu bê tông dự ứng lực lần lượt là $\phi_f = 1,0$, $\phi_\alpha = 0,75$ và $\phi_v = 0,9$.

Sau khi đã xác định được sức kháng cắt danh định của bê tông, lực cắt danh định cần thiết của cốt thép sườn sẽ được xác định từ công thức (8.19):

$$V_s = V_n - V_c - V_p$$

Diện tích cốt thép sườn (thường là cốt thép đai) hay khoảng cách giữa chúng có thể được xác định từ công thức sau

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v \cotg \theta}{s} \quad (8.29)$$

Việc thiết kế chịu cắt cho các cầu kiện có cốt thép sườn theo phương pháp trường nén sửa đổi bao gồm những bước chính sau:

Bước 1:

Tính toán ứng suất tiếp danh định, v , từ phương trình (8.25) và chia giá trị này cho cường độ chịu nén của bê tông để nhận được tỷ số v/f'_c . Nếu $v/f'_c > 0,25$ thì mặt cắt quá nhỏ hoặc bê tông quá yếu và cần phải thay đổi tăng kích thước mặt cắt hoặc cường độ của bê tông.

Bước 2:

Tính toán biến dạng dọc ε_x hoặc trực tiếp từ các phương trình (8.27) hoặc bằng cách thử dần từ phương trình (8.26) với việc ước tính giá trị θ .

Bước 3:

Sử dụng các giá trị v/f'_c và ε_x đã tính được, tra Bảng 8.2 để tìm θ và β . Có thể sử dụng phương pháp nội suy tuyến tính hay sử dụng các giá trị lớn hơn gần nhất cho ε_x và v/f'_c .

Bước 4:

Tính toán sức kháng cắt danh định cần thiết của cốt thép đai, V_s

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v - V_p \quad (8.30)$$

Bước 5:

Tính toán khoảng cách cần thiết giữa các cốt đai từ công thức (8.29)

$$s \leq \frac{A_v f_y d_v \cotg \theta}{V_s} \quad (8.31)$$

Theo tiêu chuẩn 22 TCN 272-05, khoảng cách này đồng thời phải thỏa mãn các giới hạn sau

$$s \leq \frac{A_v f_y}{0,083 \sqrt{f'_c} \times b_w} \quad (8.32)$$

và

Khi $V_u < 0,1f_c b_w d_v$

$$s = \min \begin{cases} 0,8d_v \\ 600 \text{ mm} \end{cases}$$

(8.33)

Khi $V_u > 0,1f_c b_w d_v$

$$s = \min \begin{cases} 0,4d_v \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

Bước 6:

Kiểm tra điều kiện chảy của cốt thép dọc bằng cách sử dụng công thức (8.28). Nếu cần thiết, hoặc bổ sung thêm cốt thép dọc hoặc tăng cốt thép đai thông qua việc chỉnh lại các giá trị θ và β bằng cách sử dụng giá trị ε_x lớn hơn.

8.2.5 Ví dụ thiết kế kháng cắt theo mô hình của Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05

Để minh họa, ví dụ này sẽ sử dụng lý thuyết trường nén sửa đổi để thiết kế lại dầm PCI tiêu chuẩn mặt cắt chữ T như được mô tả trong mục 8.2.4.

Bước 1: Lựa chọn các mặt cắt cần thiết kế cốt đai

Lý thuyết trường nén sửa đổi có thể được sử dụng để tính toán các cốt đai cần thiết tại một mặt cắt cụ thể khi biết mô men và lực cắt tác dụng tại mặt cắt này. Tuy nhiên sự phá hoại do cắt gây ra bởi sự chảy của cốt thép đai sẽ kéo theo sự chảy của cốt thép dọc trên chiều dài dầm khoảng $d_v \cotg \theta$. Do đó, kết quả tính toán cho một mặt cắt có thể được lấy làm đại diện cho một chiều dài dầm bằng $d_v \cotg \theta$ khi mặt cắt tính toán nằm giữa chiều dài đó. Như vậy, mặt cắt đầu tiên cần được kiểm tra cách mặt gối một khoảng bằng $0,5d_v \cotg \theta$. Các mặt cắt tiếp theo sẽ được kiểm tra lần lượt cách mặt cắt trước đó một khoảng bằng $d_v \cotg \theta$ trên chiều dài dầm.

Nhằm mục đích lựa chọn mặt cắt thiết kế, cần phải ước tính một cách thiên về an toàn giá trị θ (nghĩa là giá trị lớn). Đối với dầm dự ứng lực, ε_x có thể gần bằng không ở gần gối. Từ Bảng 8.2, chọn $\theta = 30^\circ$. Như vậy, $d_v \cotg \theta = 0,72 \times 0,914 \times \cotg 30^\circ = 1,14\text{m}$. Do đó, mặt cắt đầu tiên cần được thiết kế sẽ cách mặt gối 570 mm hay cách tâm gối là $570 + 203/2 = 672\text{mm} = 0,67\text{m}$.

Các mặt cắt được kiểm tra và tổng kết lại trong Bảng 8.3. Bảng này cũng cung cấp các giá trị lực cắt V_u và mômen M_u đã nhân hệ số tại các mặt cắt này.

Bước 2: Xác định giá trị $(d - a/2)$ và d_v .

Trong dầm này, khoảng cách từ thớ chịu nén xa nhất đến trọng tâm cốt thép dự ứng lực thay đổi dọc theo chiều dài dầm như được thể hiện trên Hình 8.4.

Chiều cao chịu cắt có hiệu d_v có thể được lấy như là cánh tay đòn chịu uốn, nghĩa là $d_v = d - a/2$ nhưng không nhỏ hơn $0,9d$ hoặc $0,72h$. Một ước tính thiên về an toàn cho chiều cao vùng chịu nén với giả định là, ứng suất cốt thép dự ứng lực đạt đến ứng suất cực hạn của chúng là 1860 MPa. Như vậy,

$$a = \frac{12 \times 99 \times 10^{-6} \times 1860}{0,85 \times 34 \times 3,048} = 0,0225 \text{ m}$$

Các giá trị của cánh tay đòn chịu uốn, $d - a/2$, được tính toán với giá trị của a được liệt kê trong Bảng 8.3. Bảng này cũng cung cấp các giá trị của d_v .

Bảng 8.3 Thiết kế dầm chữ T theo phương pháp trường nền sửa đổi

Số hiệu mặt cắt	x (m)	V_u (kN)	M_u (kNm)	$d - a/2$ (mm)	d_v (mm)	$\frac{v}{f'_c}$	θ (độ)	ε_x $\times 10^{-3}$	β (MPa)	V_c (kN)	s (mm)	f_{ps}^* (MPa)
1	0,67	308	216	607	658	0,072	28	0	0,405	317	5000	764
2	1,82	266	544	638	658	0,061	28	0	0,405	317	∞	1154
3	2,96	225	824	665	665	0,050	36	0,63	0,218	173	886	1382
4	4,10	183	1058	693	693	0,038	43	161	0,143	118	658	1565
5	5,24	141	1243	721	721	0,027	45	2,34	0,128	110	1622	1702
6	6,39	100	1382	752	752	0,017	46	2,72	0,116	104	∞	1766
7	7,53	59	1472	780	780	0,007	46	2,85	0,116	107	∞	1772
8	8,67	17	1516	808	808	0	46	2,72	0,116	111	∞	1738
9	9,14	0	1520	820	820	0	46	2,58	0,116	113	∞	1738
f_{ps}^* ứng suất cần thiết trong cốt dự ứng lực												

Bước 3: Thiết kế cốt thép đai

Đối với mặt cắt đầu tiên,

$$\begin{aligned} \frac{v}{f'_c} &= \frac{V_u/0,85 - V_p}{b_v d_v f'_c} \\ &= \frac{0,308/0,85 - 0,004}{0,203 \times 0,658 \times 34} \\ &= 0,072 \end{aligned}$$

Từ Bảng 8.2 và giả thiết rằng $\varepsilon_x = 0$, chọn $\theta = 28^\circ$. Mặc dù có thể nội suy để lấy các giá trị trong Bảng 8.2 nhưng, thông thường, có thể lấy giá trị của cột và dòng cao tiếp theo.

Từ công thức (8.26),

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{0,216/0,658 + 0,5 \times 0,308 \times \cotg 28^\circ - 12 \times 99 \times 10^{-6} \times 1048}{2 \times 10^5 \times 12 \times 99 \times 10^{-6}} \\ &= -0,00264 = -2,64 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

Vì phương trình (8.26) đã bỏ qua độ cứng của bê tông nên biến dạng nén tính ra sẽ quá lớn. Do đó, giá trị thực tế của ε_x nằm giữa $\varepsilon_x = 0$ và $\varepsilon_x = -2,64 \times 10^{-3}$. Do đó, cột ứng với $\varepsilon_x = 0$ trong Bảng 8.2 sẽ được sử dụng. Từ đó, có thể thấy rằng, việc lựa chọn $\theta = 28^\circ$ là phù hợp.

Từ Bảng 8.2, với $\varepsilon_x = 0$ và $v/f'_c = 0,075$ sẽ tính được $\beta = 4,88/12 = 0,406$. Do đó, từ phương trình (8.20), sức kháng cắt danh định do bê tông cung cấp là

$$\begin{aligned} V_c &= \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v \\ &= 0,406 \times \sqrt{34} \times 0,203 \times 0,658 \\ &= 0,316 \text{ MPa} = 316 \text{ kN} \end{aligned}$$

Do đó, sức kháng cắt cần thiết của cốt đai là

$$\begin{aligned} V_s &= V_u / \phi - V_c - V_p \\ &= 0,308 / 0,85 - 0,316 - 0,031 \\ &= 0,016 \text{ MN} = 16 \text{ kN} \end{aligned}$$

Như vậy chỉ cần một lượng nhỏ cốt thép đai ở gần gối. Trong ví dụ này, cốt đai được làm từ các thanh số 10 (diện tích 71 mm^2) với $f_y = 414 \text{ MPa}$ dạng chữ U sẽ được sử dụng. Từ phương trình (8.31), khoảng cách giữa các thanh cốt thép đai là

$$\begin{aligned} s &\leq \frac{2 \times 71 \times 10^{-6} \times 414 \times 0,658 \cotg 28^\circ}{0,016} \\ &\leq 5,0 \text{ m} = 5000 \text{ mm} \end{aligned}$$

Như vậy, cốt đai đai tại mặt cắt này sẽ được khống chế bởi yêu cầu khoảng cách tối đa.

Lặp lại các bước tính toán kể trên cho các mặt cắt khác, sẽ nhận được các khoảng cách cốt đai như được liệt kê trong Bảng 8.3.

Hình 8.6 minh họa lượng cốt đai cần thiết tại các vị trí khác nhau trên nhịp. Điều thú vị cần nhận thấy là, những mặt cắt cách gối từ 6 m trở lên không yêu cầu cốt đai và mặt cắt cần nhiều cốt đai nhất cách gối khoảng 4 m. Kết quả dự đoán này rất phù hợp với tính toán dựa trên phương pháp của ACI (Hình 8.4).

Để thỏa mãn yêu cầu cốt thép chịu cắt tối thiểu, theo công thức (8.32),

$$\begin{aligned} s &\leq \frac{A_v f_y}{0,083 \sqrt{f'_c} \times b_w} \\ &= \frac{2 \times 71 \times 10^{-6} \times 414}{0,083 \times \sqrt{34} \times 0,203} = 0,6 \text{ m} \end{aligned}$$

Áp dụng điều kiện từ công thức (8.33)

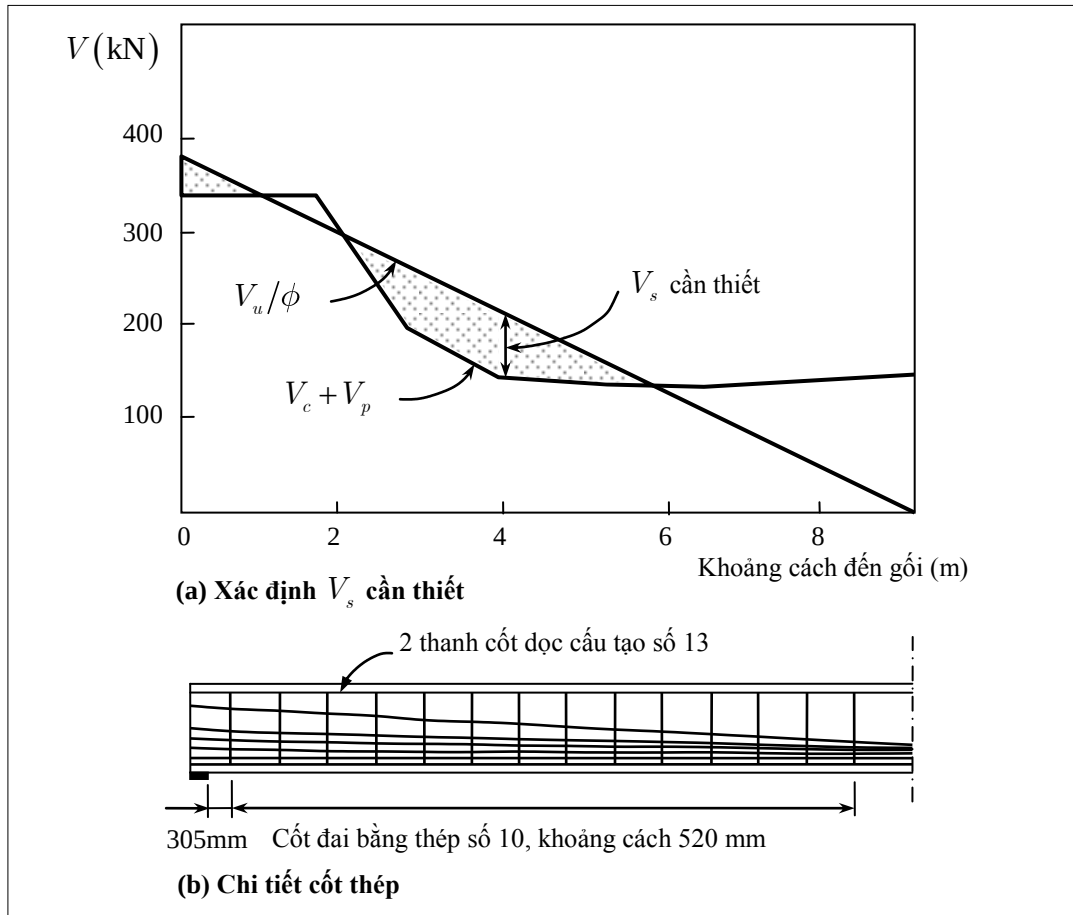
$$\begin{aligned} 0,1 f'_c b_w d_v &= 0,1 \times 34 \times 0,203 \times 0,658 \\ &= 0,454 \text{ MN} > V_u = 0,308 \text{ MN} \end{aligned}$$

Do đó,

$$s = \min \begin{cases} 0,8d_v = 0,8 \times 0,658 = 0,520 \text{ m} = 520 \text{ mm} \\ 600 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow s = 520 \text{ mm}$$

Do đó, cốt đai với khoảng cách bằng 520 mm sẽ thỏa mãn các yêu cầu về cường độ, cốt thép tối thiểu, khoảng cách tối đa. Như vậy, cốt thép đai sẽ được bố trí như minh họa trên Hình 8.6.



Hình 8.6 Thiết kế kháng cắt bằng lý thuyết trường nén sửa đổi

Bước 4: Kiểm tra khả năng chịu lực của cốt thép dọc

Cốt thép dọc cần có khả năng chịu mô men và lực dọc do lực cắt sinh ra. Nội lực kéo mà cốt thép dọc ở phần kéo do uốn của cầu kiện phải chịu được tính từ công thức (8.28)

$$A_s f_y + A_p f_{ps} \geq \frac{M_u}{\phi_f d_v} + 0,5 \frac{N_u}{\phi_n} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0,5 V_s - V_p \right) \cotg \theta$$

Do cốt đai đã được bố trí theo yêu cầu khoảng cách tối thiểu và lớn hơn yêu cầu chịu lực nên cần phải xác định các giá trị cụ thể của V_s tại mỗi mặt cắt vì việc tăng V_s sẽ làm giảm nội lực cần thiết trong cốt dọc. V_s được tính toán theo công thức (8.29). Tại mặt cắt đầu tiên, nơi $\theta = 28^\circ$,

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{A_v f_y d_v \cotg \theta}{s} \\
 &= \frac{2 \times 71 \times 10^{-6} \times 414 \times 0,658 \times \cotg 28^\circ}{0,520} \\
 &= 0,140 \text{ MN} = 140 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Như vậy,

$$\begin{aligned}
 A_{ps} f_{ps} &= \frac{0,216}{1 \times 0,658} + \left(\frac{0,308}{0,75} - 0,5 \times 0,14 - 0,031 \right) \cotg 28^\circ \\
 &= 0,9 \text{ MN} = 910 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Do đó, ứng suất cần thiết trong cốt dự ứng lực là

$$\begin{aligned}
 f_{ps} &= \frac{0,91}{12 \times 99 \times 10^{-6}} \\
 &= 766 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Việc lặp lại các tính toán này cho các mặt cắt khác sẽ cung cấp các ứng suất cần thiết được liệt kê trong Bảng 8.3. Từ các giá trị này có thể thấy, cốt thép dọc có ứng suất lớn nhất tại mặt cắt số 7.

Từ công thức (7.12) ứng suất tối thiểu mà các tao thép dự ứng lực tại vị trí này có thể cung cấp được tính một cách gần đúng như sau

$$\begin{aligned}
 f_{ps} &= 1860 \left(1 - 0,28 \frac{c}{d_p} \right) \\
 &= 1860 \left(1 - 0,28 \frac{0,028}{0,800} \right) = 1840 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Do các tao thép có thể cung cấp một ứng suất là 1840 MPa trong khi ứng suất cần thiết là 1772 MPa, nên cốt thép dọc tại khu vực giữa dầm là thỏa mãn điều kiện không chảy.

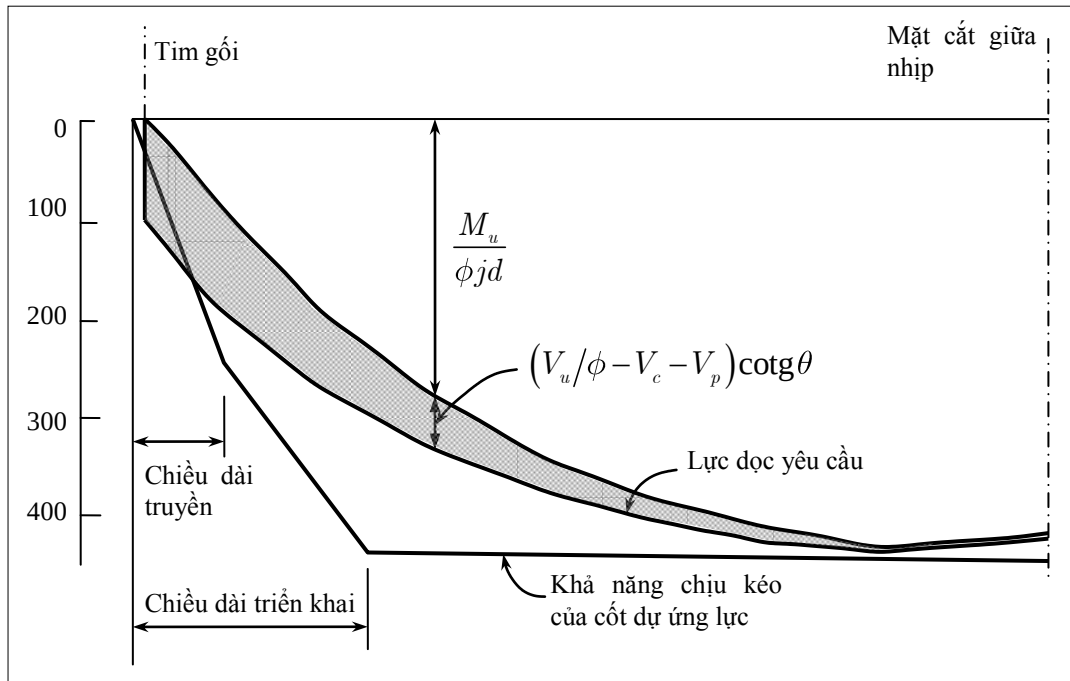
Hình 8.7 so sánh lực kéo yêu cầu trong cốt thép tại các vị trí khác nhau dọc theo chiều dài nhịp với lực kéo mà các tao thép dự ứng lực có thể cung cấp. Có thể thấy rằng, trong khu vực 1/3 chiều dài ở giữa nhịp, lực cắt gây ra một sự gia tăng rất nhỏ đến lực kéo dọc. Tuy nhiên, ở gần gối, chính lực cắt đã sinh ra hầu hết ứng suất kéo trong cốt thép dọc. Từ Hình 8.7 có thể thấy rằng, nếu chỉ riêng các cốt dự ứng lực sẽ không có khả năng cung cấp tất sức kháng kéo cần thiết tại mặt cắt sát gối. Tại mặt cắt này, nơi mômen rất nhỏ, lực kéo cần thiết là

$$T = \left(\frac{V_u}{\phi} - 0,5V_s - V_p \right) \cotg \theta \quad (8.34)$$

Mặc dù công thức (8.34) có thể được xây dựng từ công thức (8.28) bằng cách bỏ đi các đại lượng ứng với mô men và lực dọc, nó cũng có thể được xây dựng từ sơ đồ cân bằng lực như được thể hiện trên Hình 8.8 với việc lấy mômen quanh điểm O. Như vậy

$$T = \left(\frac{0,328}{0,85} - 0,5 \times 118 - 0,01 \right) \cotg 28^\circ$$

$$= 0,614 \text{ MN} = 614 \text{ kN}$$



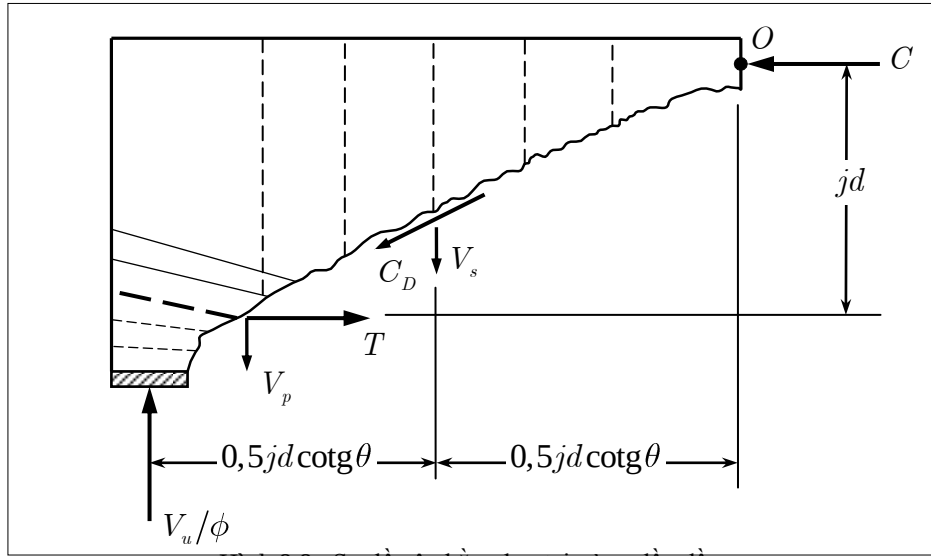
Hình 8.7 So sánh lực kéo yêu cầu trong cốt thép với khả năng chịu kéo của các tảo

Do đó, ứng suất kéo cần thiết trong các tảo thép dự ứng lực tại vị trí này là $0,614/12 \times 99 \times 10^{-6} = 518 \text{ MPa}$. Do vị trí này chỉ cách đầu dầm 203 mm và chiều dài dính bám còn nhỏ, nên ứng suất kéo trong các tảo thép có thể cũng có thể nhỏ hơn giá trị dự ứng lực có hiệu. Các Tiêu chuẩn thiết kế thường khuyến nghị là, trên chiều dài truyền bằng 50 lần đường kính tảo thép, ứng suất trong các tảo thép thay đổi tuyến tính từ giá trị bằng không tại đầu tự do đến giá trị giá trị dự ứng lực có hiệu, f_{pe} . Do đó, ứng suất mà tảo thép có thể chịu tại mặt trong của gối là

$$f_{ps} = 0,203 \times \frac{1048}{50 \times 0,0127}$$

$$= 335 \text{ MPa}$$

Như vậy, cốt dự ứng lực có thể chịu được lực kéo là $335 \times 12 \times 99 \times 10^{-6} = 0,397 \text{ MN} = 397 \text{ kN}$, tức còn thiếu 217 kN để đạt được lực kéo yêu cầu. Để chịu được lực kéo này, có thể sử dụng hai thanh số 19, diện tích mỗi thanh là 284 mm^2 hàn vào tấm neo chôn tại gối. Lực kéo bổ sung mà hai thanh này có thể chịu là $2 \times 28 \times 10^{-5} \times 400 = 0,224 \text{ MN} = 224 \text{ kN}$.



Hình 8.8 Sơ đồ cân bằng lực tại vùng đầu dầm

8.3 THIẾT KẾ KHÁNG XOẮN

8.3.1 Tính toán mô men xoắn gây nứt

Tương tự như với trường hợp cấu kiện chịu cắt, mô hình tính toán và thiết kế cấu kiện bê tông dự ứng lực chịu xoắn cũng hoàn toàn tương tự như mô hình cho cấu kiện bê tông cốt thép thường. Và cũng như khi chịu cắt, dự ứng lực làm tăng độ lớn của mô men xoắn gây nứt cấu kiện thông qua việc làm giảm ứng suất kéo dọc trục.

Các mặt cắt bất kỳ bê tông cốt thép chịu xoắn thường được tính toán trên sơ đồ ống thành mỏng tương đương có cùng kích thước ngoài như mặt cắt cần tính nhưng có chiều dày thành là t_{cp}

$$t_{cp} = \frac{3}{4} \frac{A_{cp}}{p_{cp}} \quad (8.35)$$

ở đây, A_{cp} là diện tích được tạo bởi chu vi ngoài của mặt cắt bê tông và p_{cp} là chu vi ngoài của mặt cắt này. Ứng suất tiếp do mô men xoắn T gây ra có thể được xác định theo quan hệ

$$v = \frac{T p_{cp}}{A_{cp}^2} \quad (8.36)$$

Các vết nứt nghiêng do xoắn sẽ xảy ra khi ứng suất kéo chính đạt đến cường độ chịu kéo dọc trục của bê tông, f_{cr} . Dựa trên các công thức (8.36) và (8.2) và giả thiết rằng, $f_{cr} = 0,33\sqrt{f'_c}$ (MPa), mô men xoắn gây nứt của cấu kiện bê tông dự ứng lực là

$$T_{cr} = \frac{A_c^2}{p_c} 0,33\sqrt{f'_c} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,33\sqrt{f'_c}}} \text{ MPa} \quad (8.37)$$

8.3.2 Ví dụ tính toán ứng xử chịu xoắn trước khi nứt

Hình 8.9 thể hiện quan hệ mômen xoắn-độ xoắn đo được ở ba dầm bê tông dự ứng lực. Sự khác biệt quan trọng của ba dầm này là mức độ dự ứng lực. Có thể thấy rằng, việc tăng hàm lượng cốt thép dự ứng lực sẽ làm tăng khả năng chịu xoắn trước khi nứt. Cũng dễ thấy rằng, độ cứng chống xoắn của các cầu kiện giảm đáng kể sau nứt. Ví dụ này trình bày cách tính toán mô men xoắn gây nứt và biến dạng xoắn khi nứt bằng cách sử dụng phương pháp mặt cắt ống thành mỏng tương đương.

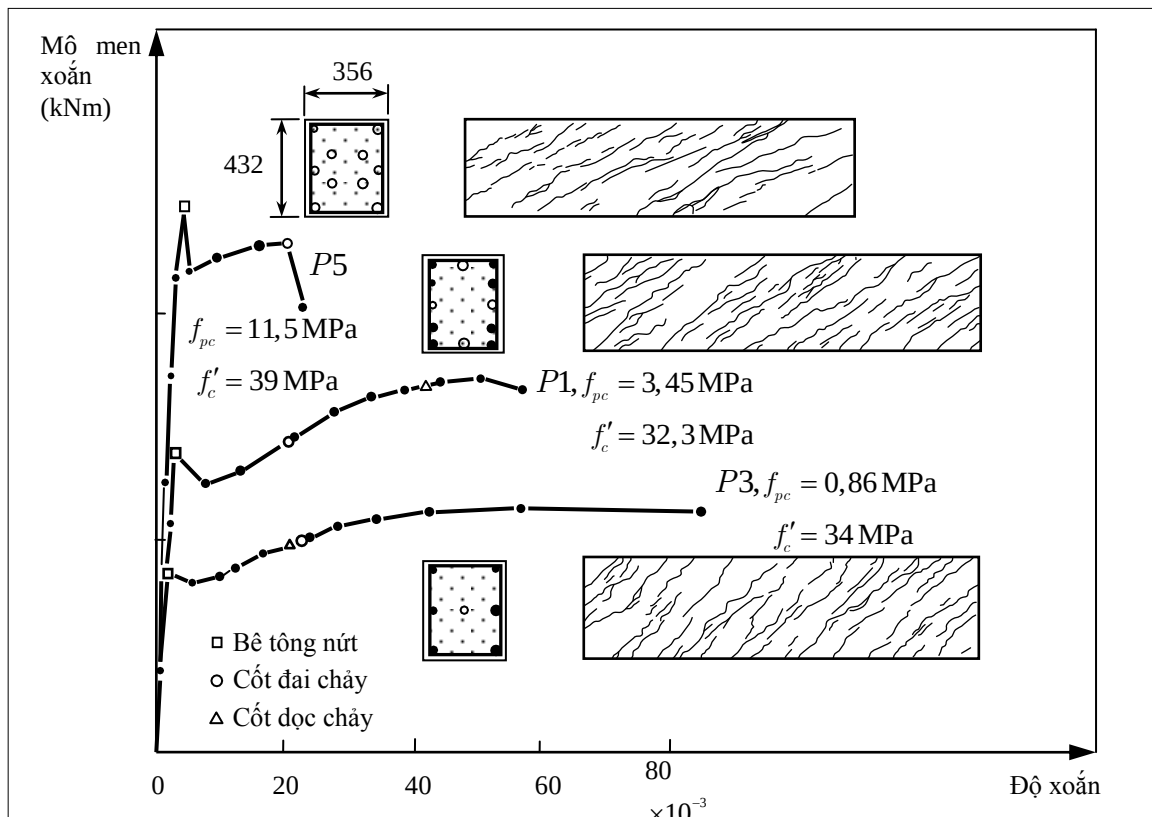
Từ công thức (8.37), T_{cr} cho cầu kiện P3 là

$$T_{cr} = \frac{(0,356 \times 0,432)^2}{2(0,356 + 0,432)} \times 0,33 \times \sqrt{34} \sqrt{1 + \frac{0,86}{0,33\sqrt{34}}} \\ = 0,0347 \text{ MNm} = 34,7 \text{ kNm}$$

Tương tự, mômen xoắn gây nứt dự đoán cho các cầu kiện P1 và P5 lần lượt là 48 kNm và 79 kNm.

Độ dày của ống tương đương cho cả ba dầm có thể được tính từ công thức (8.35) như sau

$$t_c = \frac{3}{4} \frac{0,356 \times 0,432}{2 \times (0,356 + 0,432)} \\ = 73 \text{ mm}$$



Hình 8.9 Đáp ứng chịu xoắn của ba dầm dự ứng lực

Diện tích được bao bởi ứng suất cắt và chu vi của dòng cắt đối với ống thành mỏng này là

$$A_0 = (0,356 - 0,073) \times (0,432 - 0,073) = 0,101 \text{ m}^2 = 101 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$\text{Và } p_0 = 2(0,356 - 0,073 + 0,432 - 0,073) = 1,280 \text{ m} = 1280 \text{ mm}$$

Nếu giả thiết rằng, mô đun kháng cắt của bê tông bằng $0,5E_c$ thì, từ phương trình (6.5) Tập 1, độ xoắn khi nứt do xoắn của dầm P3 là

$$\begin{aligned}\psi &= \frac{0,0347 \times 1,280}{4 \times 0,101^2 \times 0,5 \times 4730 \sqrt{34} \times 0,073} \\ &= 1,07 \times 10^{-3} \text{ rad/m}\end{aligned}$$

Tương tự, độ xoắn khi nứt của các dầm P1 và P5 lần lượt là $1,49 \times 10^{-3} \text{ rad/m}$, $2,28 \times 10^{-3} \text{ rad/m}$.

8.3.3 Phương pháp thiết kế cấu kiện chịu xoắn, cắt và uốn đồng thời

Các cấu kiện bê tông cốt thép thường cũng như bê tông dự ứng lực chịu xoắn, cắt và uốn kết hợp thường được thiết kế theo nguyên lý cộng tác dụng, nghĩa là cốt thép đai và cốt thép dọc được tính toán riêng rẽ cho từng trường hợp chịu lực và, sau đó, bố trí chung với nhau. Cốt thép đai được tính toán tập trung vào phía, nơi mà ứng suất do cắt và xoắn được cộng lại với nhau.

Đối với các mặt cắt dạng hình hộp, ứng suất tiếp danh định do lực cắt và xoắn cùng gây ra là

$$v = \frac{V_n - V_p}{b_w j d} + \frac{T_n p_h}{A_{0h}^2} \quad (8.38)$$

Đối với các mặt cắt đặc, biểu thức thích hợp hơn cho ứng suất cắt danh định là

$$v = \sqrt{\left(\frac{V_n - V_p}{b_w j d} \right)^2 + \left(\frac{T_n p_h}{A_{0h}^2} \right)^2} \quad (8.39)$$

Cũng như trường hợp lực cắt, góc nghiêng θ có thể được lựa chọn từ Bảng 8.2 và do đó, phụ thuộc vào các giá trị v/f'_c và ε_x . Biến dạng dọc ε_x được tính như sau

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d} + 0,5N_u + 0,5N_v - A_{ps}f_{p0}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \quad (8.40)$$

với N_v là lực kéo dọc tương đương do cắt và xoắn

$$N_v = \cot \theta \sqrt{(V_u - V_p)^2 + \left(\frac{0,9T_u p_h}{2A_0} \right)^2} \quad (8.41)$$

Biểu thức này giả thiết rằng, lực kéo dọc tương đương cho lực cắt và xoắn kết hợp là căn bậc hai của tổng bình phương của lực kéo do cắt và xoắn tác dụng riêng rẽ. Lực kéo không thể được cộng đơn giản lại với nhau do, ở một mặt của cấu kiện, ứng suất do xoắn và cắt tác dụng ngược chiều nhau và làm giảm lực dọc tổng cộng mong muốn.

Lượng cốt thép đai cần thiết được giả thiết là tổng của lượng cốt thép cần thiết cho cắt và lượng cốt thép cần thiết cho xoắn. Lượng cốt thép ngang kháng xoắn cần thiết được xác định theo công thức

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2A_0 f_{yv}} \operatorname{tg} \theta \quad (8.42)$$

Lượng cốt thép ngang kháng cắt cần thiết được xác định từ các công thức

$$V_n = \beta \sqrt{f_c} b_v d_v + \frac{A_v f_y}{s} d_v \cot \theta + V_p \quad (8.43)$$

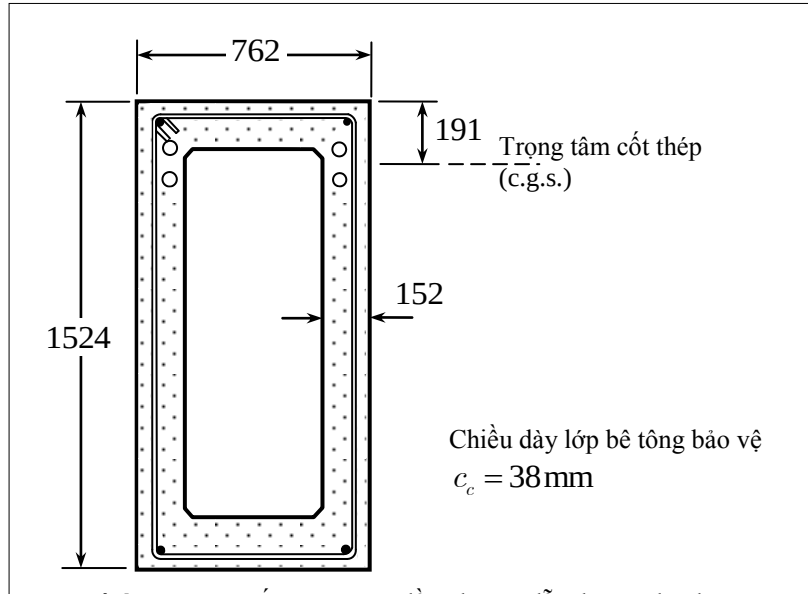
Cũng tương tự như khi thiết kế kháng cắt, để tránh sự chảy trong cốt thép dọc, cốt thép ở mặt chịu kéo do uốn cần phải bố trí thích hợp, sao cho

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \frac{M_u}{\phi_f d_v} + 0,5 \frac{N_u}{\phi_\alpha} + \cot \theta \sqrt{\left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0,5 V_s - V_p \right)^2 + \left(\frac{0,5 T_u p_h}{\phi_t 2 A_0} \right)^2} \quad (8.44)$$

Ở đây, $\phi_f, \phi_\alpha, \phi_v$ và ϕ_t lần lượt là hệ số sức kháng cho các trường hợp chịu uốn, nén, cắt và xoắn.

8.3.4 Ví dụ thiết kế dầm chịu xoắn, cắt và uốn đồng thời

Hình 8.10 minh họa cấu tạo một dầm cầu dẫn. Nội lực tại mặt cắt không chế do các tải trọng đã nhân hệ số (tải trọng tính toán) là $T_u = 251 \text{ kNm}$, $V_u = 667 \text{ kN}$ và mô men uốn âm $M_u = 4340 \text{ kNm}$.



Hình 8.10 Mặt cắt ngang của dầm đường dẫn dự ứng lực kéo sau

Đây là mặt cắt gần gối nên quỹ đạo của dự ứng lực gần như nằm ngang (tức $V_p = 0$). Dầm được dự ứng lực kéo sau với tổng số 32 tao thép đường kính 12,7 mm có độ chùng thấp và được đặt trong 4 ống có đường kính 50 mm. Thép dự ứng lực có cường độ tới hạn là 1860 MPa và được kéo đến biến dạng $\Delta\epsilon_p = 5,7 \times 10^{-3}$. Ứng suất có hiệu trong cốt thép sau khi mất mát là 1080 MPa. Cường độ bê tông ở tuổi 28 ngày được xác định là 41,4 MPa. Yêu cầu thiết kế cốt thép dọc và cốt thép ngang cần thiết cho mặt cắt này khi sử dụng cốt thép có cường độ 414 MPa.

Bước 1: Xác định các thông số của mặt cắt ngang

Các thông số mặt cắt cần thiết cho việc thiết kế cắt và xoắn là b_v, d_v, A_{0h}, p_h .

Sự có mặt của các ống gen dự ứng lực kéo sau trong sườn dầm có thể làm giảm chiều rộng có hiệu của sườn. Tiêu chuẩn TCN 272-05 quy định rằng, khi xác định chiều rộng có hiệu của sườn, cần phải trừ đi đường kính ống chưa bơm vữa hay 1/2 đường kính ống đã bơm vữa khỏi chiều rộng sườn. Như vậy,

$$b_v = 2 \times 0,152 - 2 \times 0,5 \times 0,05 = 0,254 \text{ m} = 254 \text{ mm}$$

Chiều cao chịu cắt có hiệu, d_v , được giả thiết bằng $0,9d$ nhưng không được nhỏ hơn $0,72h$. Do đó,

$$\begin{aligned} d_v &= 0,9 \times (1,524 - 0,191) \\ &= 1,2 \text{ m} = 1200 \text{ mm} \end{aligned}$$

Diện tích được bao bởi đường tâm của cốt đai xoắn, được giả thiết là các thanh số 13 (đường kính mặt cắt ngang thanh là 13 mm), là

$$\begin{aligned} A_{0h} &= (0,762 - 2 \times 0,038 - 0,013) \times (1,524 - 2 \times 0,038 - 0,013) \\ &= 0,673 \times 1,435 \\ &= 0,966 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Chu vi của đường tâm cốt đai là

$$\begin{aligned} p_h &= 2(0,673 + 1,435) \\ &= 4,216 \text{ mm} \end{aligned}$$

Bước 2: Chọn giá trị θ

Góc nghiêng θ được chọn từ Bảng 8.2 phụ thuộc vào các giá trị v/f'_c và ε_x . Từ phương trình (8.38)

$$\begin{aligned} v &= \frac{0,66/0,85 - 0}{0,254 \times 1,2} + \frac{0,251/0,85 \times 4,216}{0,966^2} \\ &= 2,547 + 1,334 \\ &= 3,9 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Do đó,

$$\frac{v}{f'_c} = \frac{3,9}{41,4} = 0,094$$

Biến dạng dọc, ε_x , có thể tìm được từ các phương trình (8.40). Trong khi sử dụng phương trình (8.41), có thể sử dụng giá trị gần đúng cho A_0 bằng $0,85A_{0h}$ và p_0 bằng $0,9p_h$. Do đó,

$$\begin{aligned} N_v &= \cotg \theta \sqrt{0,667^2 + \left(\frac{0,251 \times 4,216}{2 \times 0,85 \times 0,966} \right)^2} \\ &= 0,927 \cotg \theta \end{aligned}$$

Giả thiết là ở mỗi góc cốt đai có đặt một thanh cốt dọc số 25 (đường kính 25 mm), do đó

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\frac{4,340}{1,2} + 0,5 \times 0,927 \cotg \theta - 32 \times 99 \times 10^{-6} \times 1080}{0,20 \times 10^6 \times 2 \times 500 \times 10^{-6} + 0,20 \times 10^6 \times 32 \times 99 \times 10^{-6}} \\ &= 0,234 \times 10^{-3} + 0,56 \times 10^{-3} \cotg \theta \end{aligned}$$

Từ Bảng 8.2, với giá trị $v/f'_c = 0,100$ và $\varepsilon_x = 1 \times 10^{-3}$, giá trị θ nhận được là 36° và giá trị tương ứng của β là $2,08/12 = 0,173$. Thử với θ bằng 36° ,

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= 0,234 \times 10^{-3} + 0,56 \times 10^{-3} \cotg 36^\circ \\ &= 1,0 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

Do đó, giá trị $\theta = 36^\circ$ là phù hợp.

Bước 3: Xác định khoảng cách giữa các cốt đai

Từ phương trình (8.43),

$$V_n = \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v + \frac{A_v f_y}{s} d_v \cot \theta + V_p$$

$$\frac{0,667}{0,9} = 0,173 \sqrt{41,4} \times 0,254 \times 1,2 + \frac{A_v}{s} \times 41,4 \times 1,2 \times \cot 36^\circ$$

$$0,741 = 0,338 + 683,79 \frac{A_v}{s}$$

Do đó, cốt thép ngang cần thiết để kháng cắt là

$$\frac{A_v}{s} = 0,00060 \text{ m}^2/\text{m} = 0,60 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Trước khi tính toán lượng cốt đai cần thiết để chịu xoắn, diện tích được bao bởi dòng lực cắt, A_0 sẽ phải được xác định chính xác hơn. Từ phương trình (6.19), Tập 1:

$$a_0 = \frac{0,966}{4,216} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{0,251 \times 4,216 (\tan 36^\circ + \cot 36^\circ)}{0,85 \times 0,7 \times 41,4 \times 0,966^2}} \right]$$

$$= 0,011 \text{ mm (0,45 in.)}$$

Từ phương trình (6.14), Tập 1,

$$A_0 = 0,966 - \frac{0,011}{2} 4,216$$

$$= 0,942 \text{ m}^2 = 942000 \text{ mm}^2$$

Từ phương trình (6.15), Tập 1,

$$p_0 = 4,216 - 4 \times 0,011 = 4,172 \text{ m} = 4172 \text{ mm}$$

Từ phương trình (8.43),

$$\frac{0,251}{0,9} = \frac{A_t}{s} \times 414 \times 2 \times 0,942 \times \cot 36^\circ$$

$$\frac{A_t}{s} = 2,8 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} = 0,28 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Khi cộng lượng cốt thép ngang cần thiết cho chịu cắt và chịu xoắn và nhớ rằng, A_v là diện tích cốt thép hai phía còn A_t là diện tích cốt thép của một phía. Do đó, diện tích cốt thép cần thiết ở một phía là

$$0,5 \frac{A_v}{s} + \frac{A_t}{s} = 0,5 \times 0,60 + 0,28 = 0,58 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Do đó, đối với cốt đai 13 (đường kính 13 mm), khoảng cách tối đa, s , có thể được sử dụng là

$$s = \frac{130}{0,6} = 216 \text{ mm}$$

Do đó, chọn $s = 200 \text{ mm}$

Bước 4: Kiểm tra cốt thép dọc

Từ phương trình (8.44), khả năng chịu kéo dọc cần thiết của cốt thép dọc là

$$\begin{aligned} A_s f_y + A_{ps} f_{ps} &\geq \frac{4,340}{0,9 \times 1,2} + \cotg 36^\circ \sqrt{\left[\frac{0,667}{0,9} - 0,5(0,785 - 0,338) \right]^2 + \left[\frac{0,5 \times 0,251 \times 4,172}{0,9 \times 2 \times 0,942} \right]^2} \\ &\geq 4,018 + 0,893 \\ &\geq 4,911 \text{ MN} = 4911 \text{ kN} \end{aligned}$$

Như vậy, đối với cốt thép dọc ở phía chịu kéo

$$2 \times 500 \times 10^{-6} \times 41,4 + 32 \times 99 \times 10^{-6} \times f_{ps} \geq 4,911$$

Do đó,

$$f_{ps} \geq 1537 \text{ MPa}$$

Do cốt thép ít chủng có thể phát triển được ứng suất tại trạng thái giới hạn cao hơn nhiều so với 1537 MPa, nên khả năng chịu kéo của cốt thép dọc do đó là thoả mãn.

Mặc dù không cần cốt thép dọc bổ sung cho điều kiện cường độ nhưng để khống chế các vết nứt nghiêng vẫn nên bố trí các thanh số 13 (đường kính 13 mm) với khoảng cách 305 mm theo chu vi cốt thép đai.

CHƯƠNG 9 THIẾT KẾ CẤU TẠO

9.1 BỐ TRÍ CỐT DỰ ỨNG LỰC TRÊN MẶT CẮT NGANG

9.1.1 Chiều dày lớp bê tông bảo vệ

Trong bê tông dự ứng lực có dính bám, vai trò của lớp bê tông bảo vệ đối với cốt dự ứng lực cũng tương tự như đối cốt thép thường:

- Đảm bảo sự dính bám giữa bê tông và cốt thép,
- Bảo vệ cho cốt thép khỏi bị rỉ,
- Bảo vệ cho cốt thép không bị mất khả năng chịu lực sớm khi xảy ra hoả hoạn.

Trong cấu kiện, cốt dự ứng lực được nằm bao bọc bởi cốt thép đai và cốt thép dọc thường. Do cốt dự ứng lực nhạy với rỉ hơn nên chiều dày lớp bê tông bảo vệ chống rỉ cũng phải lớn hơn so với chiều dày của cốt thép thường.

Để đảm bảo lực dính bám, chiều dày lớp bê tông bảo vệ phải không nhỏ hơn

a) Đối với cốt dự ứng lực có dính bám tức thời

- $c_{\min,b} = 2,5d_p$ đối với cốt dạng sợi
- $c_{\min,b} = 3,0d_p$ đối với cốt dạng thanh

b) Đối với cốt dự ứng lực có dính bám sau

- $c_{\min,b} = d_h = d_{h,a}$ đường kính ống gen

Đối với cốt dự ứng lực không dính bám $c_{\min,b}$ được quy định phụ thuộc vào công nghệ. Nguyên tắc chung là, khoảng cách giữa cốt dự ứng lực, giữa các neo cũng như khoảng cách giữa các điểm đổi hướng phải đảm bảo sao cho việc thay thế một cốt dự ứng lực không làm ảnh hưởng đến các cốt bên cạnh. (xem bảng 4.3)

Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05 sử dụng các quy định thống nhất về chiều dày lớp bê tông bảo vệ theo điều kiện chống rỉ cho cốt thép như nhau cho cả cấu kiện bê tông cốt thép thường cũng như bê tông dự ứng lực.

Chiều dày lớp bê tông bảo vệ cho các gen kim loại được quy định là giá trị lớn của

- Chiều dày lớp bê tông bảo vệ của cốt thép chủ,
- $\frac{1}{2}$ lần đường kính ống.

Bảng 9.1 giới thiệu các quy định chiều dày lớp bê tông bảo vệ cho các cấu kiện bê tông dự ứng lực đổ tại chỗ theo tiêu chuẩn ACI 318-05.

CHƯƠNG 9 – THIẾT KẾ CẦU TẠO

Bảng 9.1 Quy định chiều dày lớp bê tông bảo vệ cho các cấu kiện bê tông dự ứng lực đồ bê tông tại chỗ theo tiêu chuẩn ACI 318-05

TRẠNG THÁI/DẠNG CẤU KIỆN	CHIỀU DÀY LỚP BÊ TÔNG BẢO VỆ (mm)
Cấu kiện được đúc áp vào đất và thường xuyên tiếp xúc với đất	75
Cấu kiện tiếp xúc với đất hoặc chịu ảnh hưởng trực tiếp với thời tiết - Panel tường, bản, xà - Các cấu kiện khác	25 40
Cấu kiện không tiếp xúc với đất hoặc chịu ảnh hưởng trực tiếp với thời tiết - Sàn, tường, - Dầm, cột - Cốt thép chủ - Cốt thép đai - Vỏ và các bản gập - Cốt thép là các thanh số 16 và nhỏ hơn - Các thanh cốt thép khác	25 40 40 20 10 d_b và không nhỏ hơn 20 mm

9.1.2 Khoảng cách giữa các cốt dự ứng lực

Khoảng cách giữa cốt dự ứng lực cần được phân biệt giữa các neo, các vị trí nổi, cũng như giữa các ống gen.

Tại các vị trí neo, bê tông chịu các lực rất lớn được truyền từ cốt dự ứng lực lên các neo. Khoảng cách tối thiểu giữa cốt dự ứng lực ở vị trí neo phải thoả mãn yêu cầu bố trí neo cũng như điều kiện chịu lực của bê tông ở các vị trí đó. Ngoài ra, cũng như đối với mọi kết cấu bê tông, khoảng cách giữa cốt dự ứng lực phải đủ lớn để cốt liệu lớn nhất có thể đi qua được trong quá trình đổ bê tông. Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05 khuyến nghị:

Đối với kết cấu bê tông dự ứng lực kéo trước:

- Khoảng trống giữa các tào thép *dự ứng lực kéo trước*, bao gồm cả các bó có ống bọc, ở đầu cấu kiện và trong phạm vi chiều dài triển khai không được lấy nhỏ hơn 1,33 lần kích cỡ lớn nhất của cốt liệu cấp phối và cũng không được nhỏ hơn cự ly tim đến tim được quy định trong Bảng 9.2.

Bảng 9.2 Cự ly tim đến tim giữa các tào thép

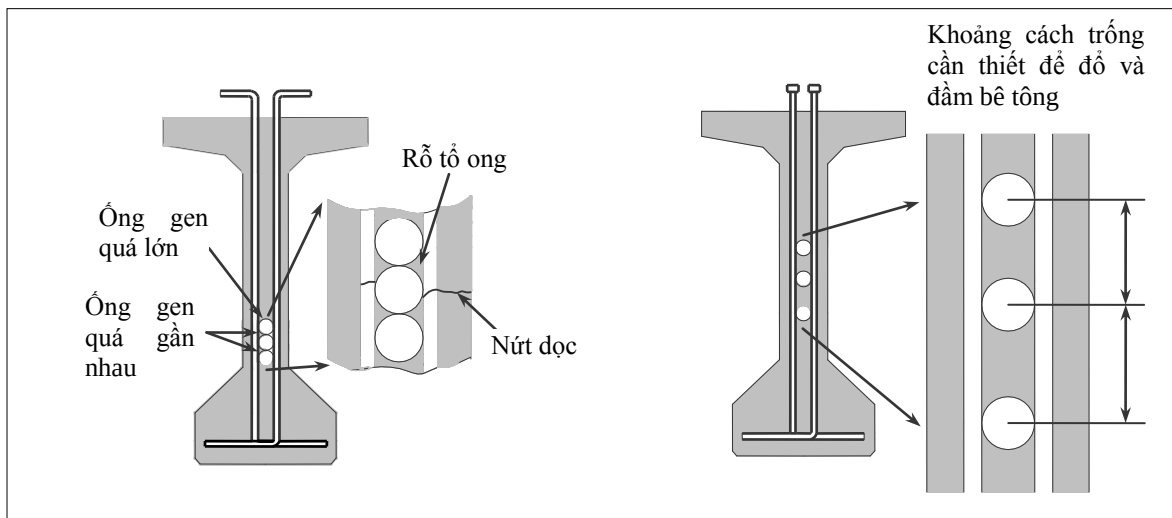
Kích cỡ tào thép (mm)	Cự ly (mm)
15,24	

14,29 Đặc biệt 14,29 12,70 Đặc biệt	51
12,70 11,11	44
9,53	38

- Khoảng cách trống giữa các nhóm của các tạo dự ứng lực được bó lại với nhau không được lấy nhỏ hơn 1,33 lần kích cỡ lớn nhất của cốt liệu thô hoặc 25 mm.

Đối với kết cấu bê tông dự ứng lực kéo sau:

- Khoảng trống giữa các ống gen thẳng trong các kết cấu dự ứng lực kéo sau không được nhỏ hơn 38 mm hoặc 1,33 lần kích thước lớn nhất của cấp phối thô.
- Đối với các kết cấu bê tông dự ứng lực đúc sẵn, kéo sau, thi công phân đoạn và cốt dự ứng lực đi qua mỗi nối epoxy, khoảng cách trống giữa các ống gen không được lấy nhỏ hơn đường kính trong của ống hoặc 100 mm.
- Các ống gen có thể được bó lại trong các nhóm không vượt quá ba, miễn là khoảng cách được quy định giữa các ống riêng rẽ được duy trì giữa mỗi ống nội trong vùng 900 mm của neo.
- Với các nhóm bó ống gen trong các kết cấu thi công không phải là phân đoạn, khoảng trống ngang giữa các bó liên kế không được nhỏ hơn 100 mm. Với các nhóm ống được đặt trong hai hoặc nhiều hơn mặt phẳng ngang, mỗi bó không được nhiều hơn hai ống trong cùng mặt phẳng ngang. Với kết cấu thi công đúc sẵn, khoảng trống tối thiểu theo phương ngang giữa các nhóm ống có thể giảm xuống 75 mm.
- Khoảng trống theo phương đứng tối thiểu giữa các bó ống không được nhỏ hơn 38 mm hoặc 1,33 lần kích thước lớn nhất của cốt liệu thô.

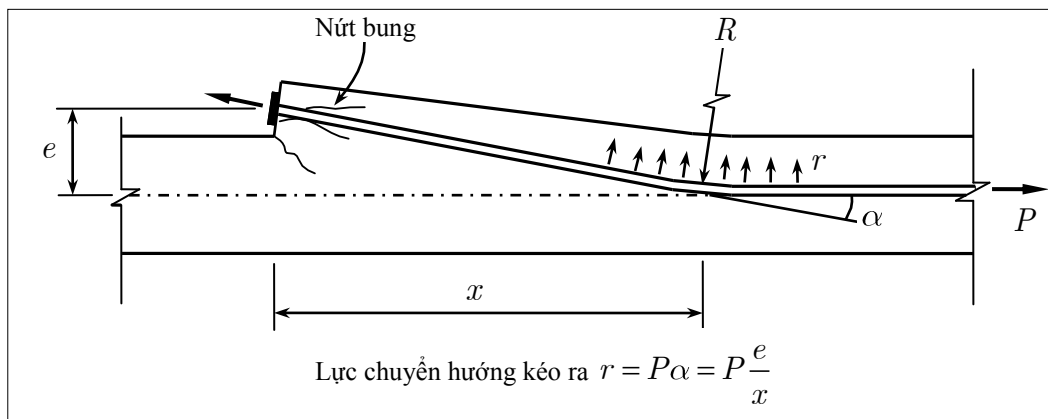


Hình 9.1 Khoảng cách tối thiểu giữa các thanh cốt thép

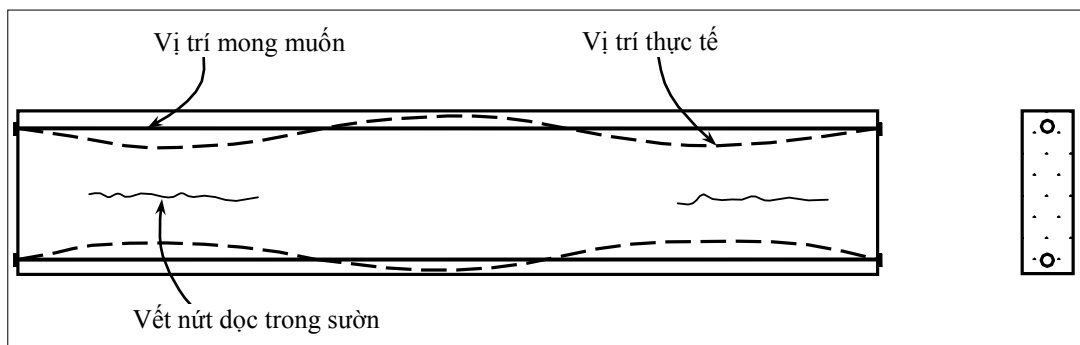
9.2 KIỂM CHẾ CỐT DỰ ỨNG LỰC

Như đã được giới thiệu trong các chương trước, cốt dự ứng lực cong hoặc gấp khúc làm phát sinh các lực chuyển hướng trong bê tông (Hình 9.2). Ngay cả cốt thép dự ứng lực kéo sau có dạng đường thẳng cũng có những độ lệch nhỏ và điều này cũng làm phát sinh lực chuyển hướng ngang trong bê tông (Hình 9.3). Những lực chuyển hướng này có xu hướng cắt bê tông trong mặt phẳng cốt thép và có thể đủ lớn để làm cho bê tông bị nứt, vỡ (xem Hình 9.4). Ngoài ra, do ảnh hưởng của lực nén lớn, trong bê tông ở các vùng gần neo xuất hiện các lực kéo có phương vuông góc với lực nén (xem Chương 9, Tập 1).

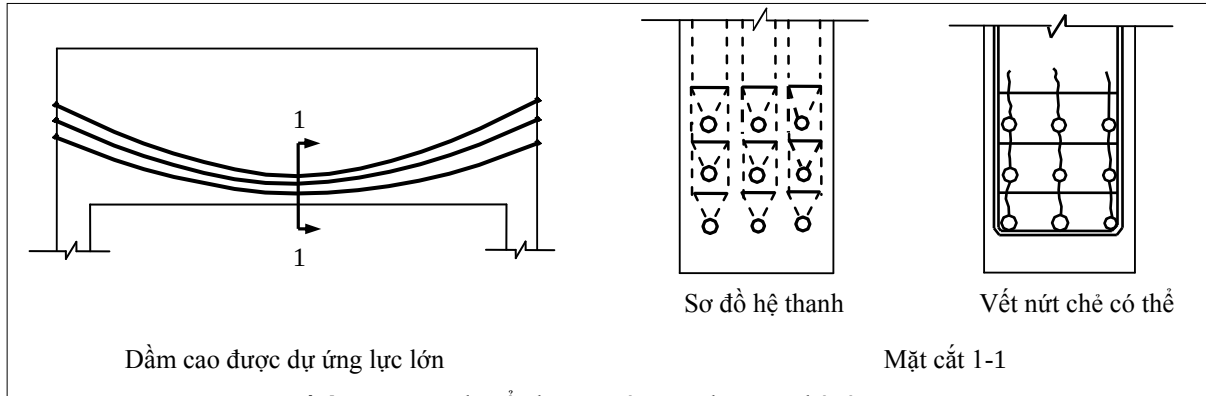
Vì những lý do này, cần phải bố trí các cốt thép thường bao bọc (“kiềm chế”) xung quanh cốt dự ứng lực để chịu các lực kéo có thể xuất hiện trong bê tông. Diện tích cũng như cách bố trí cốt thép này có thể được tính toán nhờ sơ đồ hệ thanh như được thể hiện trên Hình 9.4b. Những vị trí cần đặc biệt lưu ý trong khi bố trí cốt thép kiềm chế là nơi cốt dự ứng lực có độ chuyển hướng lớn, neo trung gian, v.v.



Hình 9.2 Lực chuyển hướng tại neo trung gian



Hình 9.3 Độ cong không mong muốn (“sự lắc”) gây ra bởi sự lệch hướng của cáp dự ứng lực, gây ra vết nứt trong sườn



Hình 9.4 Lực chuyển hướng gây nứt chèn trong bê tông

Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05 khuyến nghị cách bố trí cốt thép kiểm chế cốt dự ứng lực như sau:

- *Tổng quát*

Phải bố trí các bó thép nằm trong phạm vi cốt thép đai tăng cường trong bản bụng dầm, và nếu có thể được, nằm giữa các lớp cốt thép ngang trong bản cánh và bản mặt cầu. Đối với các ống gen nằm trong bản cánh dưới của các phân đoạn dầm có chiều cao thay đổi, phải bố trí các cốt thép kiểm chế danh định xung quanh ống bọc ở từng mặt của phân đoạn dầm. Không được bố trí ít hơn 2 hàng cốt thép thanh số 13 kiểu kẹp tóc ở hai bên của mỗi ống bọc với kích thước theo chiều thẳng đứng bằng chiều dày của bản, trừ đi các kích thước lớp bảo hộ trên và dưới.

- *Tác động “lắc” (sự lệch của cốt dự ứng lực khỏi vị trí thiết kế) trong các bản*

Các ống gen được đặt từ tim đến tim gần hơn 300 mm ở cả hai hướng phải được coi là đặt gần nhau. Ở nơi mà các ống gen ngang và dọc được đặt gần nhau trong các bản cánh dầm và không có các quy định để giảm thiểu sự lệch của ống, lưới cốt thép ở đỉnh và ở đáy phải được giăng với nhau bằng các thanh kẹp số 13. Cự ly giữa các thanh kẹp không được vượt quá hoặc 450 mm hoặc 1,5 lần chiều dày bản ở mỗi hướng.

- *Tác động của các bó cong*

Phải dùng cốt thép thường để giữ các bó cốt dự ứng lực cong. Cốt thép thường phải được thiết kế sao cho ứng suất trong chúng ở trạng thái giới hạn sử dụng không vượt quá $0,6f_y$ và giá trị giả định của f_y không vượt quá 400 MPa. Cự ly cốt thép neo giữ không vượt quá hoặc 3,0 lần đường kính ngoài của ống hoặc 600 mm.

Ở những nơi cốt dự ứng lực được đặt trong bản bụng hoặc bản cánh cong, hoặc được uốn cong theo và gần theo các góc lõm hoặc lỗ rỗng bên trong, phải có thêm lớp bảo vệ bê tông và/hoặc cốt thép neo giữ. Khoảng cách giữa một góc lõm và/hoặc lỗ rỗng và mép của ống gen gần đó không được nhỏ hơn 1,5 lần đường kính ống gen.

Khi cốt dự ứng lực cong trong hai mặt phẳng thì các lực trong và ngoài mặt phẳng phải được cộng véc tơ với nhau.

- *Các ứng lực trong mặt phẳng*

Lực trệch hướng trong mặt phẳng do cốt dự ứng lực đối hướng được lấy bằng

$$F_{u-in} = \frac{P_u}{R} \quad (9.1)$$

ở đây, F_{u-in} là lực chệch hướng trong mặt phẳng trên đơn vị chiều dài cốt dự ứng lực (N/mm), P_u là lực tính toán của cốt dự ứng lực (được tính bằng N) và R là bán kính cong của cốt dự ứng lực tại vị trí xem xét (mm). Lực chệch hướng tối đa phải được xác định trên cơ sở tất cả các bó thép, bao gồm bó thép dự phòng, đều được tạo dự ứng lực.

Sức kháng cắt của lớp bê tông bảo vệ chống lại lực trệch hướng đẩy ra, V_r , được xác định theo công thức

$$V_r = \phi V_n \quad (9.2)$$

Trong đó, sức kháng danh định trên một đơn vị chiều dài của lớp bê tông bảo vệ chống lại lực trệch hướng đẩy ra được xác định theo công thức

$$V_n = 0,33d_c\sqrt{f'_{ci}} \quad (9.3)$$

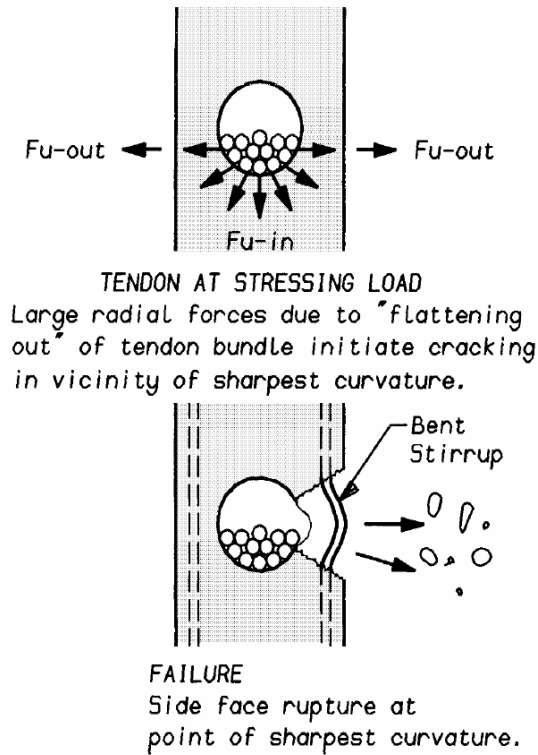
ở đây, ϕ là hệ số sức kháng cắt, d_c là chiều dày lớp bê tông bảo vệ nhỏ nhất trên ống gen và f'_{ci} là cường độ nén quy định của bê tông ở thời điểm đặt tải hoặc tạo dự ứng lực ban đầu (MPa).

Nếu lực trệch hướng tính toán trong mặt phẳng vượt quá cường độ cắt tính toán của lớp bảo vệ bê tông như chỉ ra trong phương trình thì phải đặt các giằng neo để chịu hoàn toàn các lực trệch hướng tính toán dưới dạng thép không dự ứng lực hoặc dự ứng lực.

- *Các ứng lực ngoài mặt phẳng*

Lực ngoài mặt phẳng do tác động ép của cốt dự ứng lực lên vách ống bọc có thể được tính như sau

$$F_{u-out} = \frac{P_u}{\pi R} \quad (9.4)$$



Hình 9.5 Lực ngoài mặt phẳng

ở đây, F_{u-out} là lực ngoài mặt phẳng trên đơn vị chiều dài cốt dự ứng lực (N/mm), P_u lực tính toán của cốt dự ứng lực (được tính bằng N) và R là bán kính cong của cốt dự ứng lực tại vị trí xem xét (mm).

Nếu cường độ cắt tính toán theo phương trình (9.3) là không đủ để chịu F_{u-out} , phải đặt cốt thép neo giữ cục bộ suốt các mặt cắt cốt dự ứng lực cong để chịu toàn bộ lực ngoài mặt phẳng và nên dùng cốt thép dạng lò xo.

9.3 CÁC XEM XÉT ĐẶC BIỆT CHO VÙNG NEO

9.3.1 Khái niệm về vùng neo

Phụ thuộc vào công nghệ tạo dự ứng lực, lực từ cốt dự ứng lực được truyền lên bê tông theo các cách khác nhau. Ở kết cấu bê tông dự ứng lực kéo trước, lực dự ứng lực truyền lên bê tông thông qua dính bám giữa bê tông và cốt dự ứng lực. Ở các kết cấu bê tông dự ứng lực kéo sau, lực này truyền lên bê tông thông qua các thiết bị neo. Neo có thể được bố trí ở các đầu của cấu kiện hoặc đầu các phân đoạn (neo cuối) cũng như ở giữa chiều dài của chúng (neo trung gian).

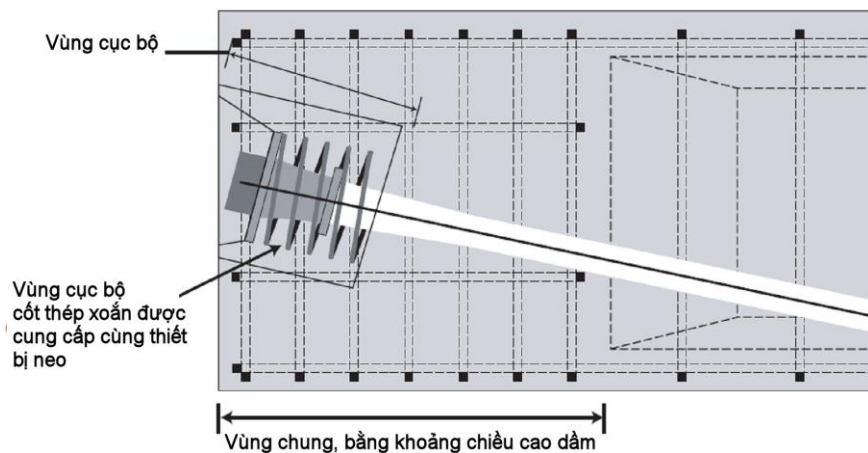
Trong cả hai trường hợp, lực truyền từ cốt dự ứng lực lên bê tông đều có tính tập trung và đều gây ra, có thể ở mức độ khác nhau, những sự nhiễu loạn của trạng thái ứng suất trong bê tông. Khu vực truyền lực, hay còn được gọi là vùng neo, do đó, cần được đặc biệt chú ý khi thiết kế kết cấu bê tông dự ứng lực.

9.3.2 Vùng neo của các cấu kiện dự ứng lực kéo sau

Đối với các kết cấu bê tông dự ứng lực kéo sau, lực dự ứng lực truyền lên diện tích neo khá nhỏ và có thể được coi như là các lực tập trung. Vùng neo, do đó, được xác định theo các nguyên tắc đã được trình bày cho vùng không liên tục (xem chương 9, Tập 1). Theo các phương ngang, kích thước của các vùng neo có thể được lấy bằng chiều cao và chiều rộng của mặt cắt ngang cấu kiện. Theo phương dọc, kích thước vùng neo thường được lấy bằng kích thước lớn nhất theo phương ngang. Để phục vụ cho mục đích thiết kế, vùng neo thường được phân chia thành *vùng cục bộ* và *vùng chung*.

Vùng cục bộ là vùng bê tông nằm ngay dưới neo, được định nghĩa là một khối bê tông có dạng hình lăng trụ chữ nhật bao quanh và nằm ngay trước các thiết bị neo và cốt thép kiểm chế đi cùng neo. Vùng cục bộ chịu ứng suất cục bộ lớn và truyền ứng suất này sang các phần còn lại của vùng neo. Ứng xử của vùng cục bộ chịu ảnh hưởng lớn bởi các đặc trưng của thiết bị neo và cốt thép kiểm chế nhưng ít chịu ảnh hưởng của cấu tạo hình học và đặc điểm chịu lực chung của kết cấu tổng thể. Việc nghiên cứu khu vực cục bộ tập trung vào việc xem xét ảnh hưởng của áp lực neo lớn cũng như sự phù hợp của các cốt thép kiểm chế, nếu được cung cấp, đến việc tăng khả năng của bê tông khi chịu lực ép này.

Vùng chung chính là vùng neo, có chứa cả vùng cục bộ. Việc tính toán và thiết kế vùng chung có thể được thực hiện theo các phương pháp đã được trình bày cho vùng không liên tục trong Chương 9, Tập 1.



Hình 9.6 Vùng chung và vùng cục bộ trong vùng neo

9.3.3 Tính toán khả năng chịu lực của vùng cục bộ

Vùng cục bộ, thông thường là vùng bê tông được kiểm chế bởi các vùng bê tông không chịu lực bao quanh hoặc các cốt thép kiểm chế. Như đã trình bày trong mục 2.1.4.13, Tập 1, việc kiểm chế biến dạng ngang (confinement) sẽ làm tăng đáng kể khả năng chịu nén của bê tông. Sự kiểm chế ngang này có thể được thực hiện nhờ cốt thép ngang hay sự có mặt của bê tông không chịu lực bao xung quanh.

Cường độ của bê tông dưới neo được kiểm chế bởi bê tông không chịu lực bao xung quanh được tính bằng biểu thức sau (Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05):

$$f_n = 0,7\phi f'_{ci} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (9.5)$$

với

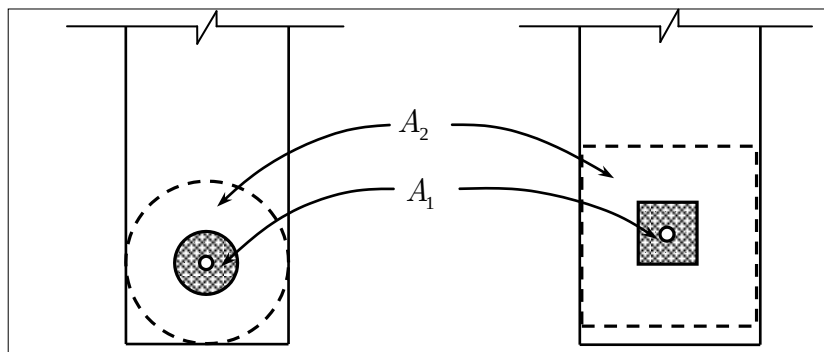
$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2,0$$

ở đây, f'_{ci} là cường độ chịu nén của bê tông ở thời điểm neo cốt dự ứng lực, A_1 là diện tích chịu lực trực tiếp và A_2 là diện tích tối đa của phần diện tích bê tông có hình dạng hình học tương tự như phần chịu lực trực tiếp và trùng tâm với phần này (Hình 9.7). Theo tiêu chuẩn CEB-FIP giới hạn trên của $\sqrt{A_1/A_2}$ là 3,3 mà không phải là 2,0. Theo Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05, hệ số chiết giảm cường độ đối với trường hợp chịu lực này là $\phi = 0,7$

Sức kháng của vùng bê tông dưới neo, do đó, có thể được xác định theo công thức

$$P_r = \phi f_n A_b \quad (9.6)$$

Với A_b là diện tích của vùng bê tông dưới neo trừ đi diện tích của các lỗ đặt cáp.



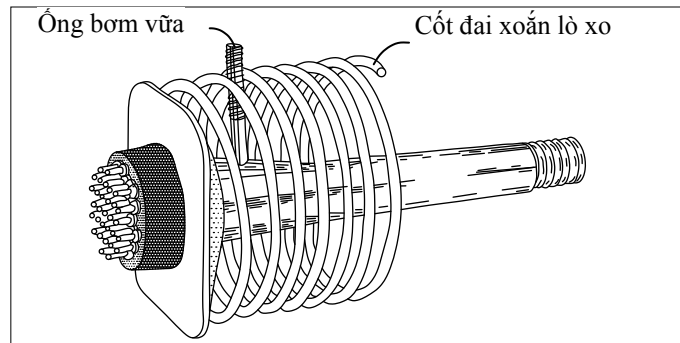
Hình 9.7 Định nghĩa A_2 để cường độ của bê tông dưới neo

Hầu hết các hệ thống dự ứng lực kéo sau đều có cốt thép lò-xo ở sau vùng neo để kiểm chế bê tông và do đó, cải thiện khả năng chịu lực của chúng (xem Hình 9.8). Cốt thép đặc biệt này, thường được sử dụng cho các neo nhiều tao, cho phép bê tông neo có thể chịu được ứng suất lớn hơn đáng kể so với giá trị cho ở công thức (9.5). Độ lớn của hiệu ứng có lợi do bê tông bao có thể được ước tính theo phương trình (2.24), Tập 1 như sau

$$f'_{cc} = f'_{c0} + k_1 f_l$$

f'_{cc} là cường độ của bê tông được kiểm chế với áp lực kiểm chế ngang f_l , f'_{c0} là cường độ nén của bê tông không kiểm chế và k_1 là hệ số.

Một nghiên cứu của Stone và Breen [1] đã cho thấy rằng, cốt thép lò-xo có thể làm tăng khả năng chịu lực của vùng bê tông dưới neo lên hơn 200%.



Hình 9.8 Cốt thép đai xoắn điển hình để kiểm chế vùng bê tông trước neo cho kết cấu bê tông dự ứng lực kéo sau

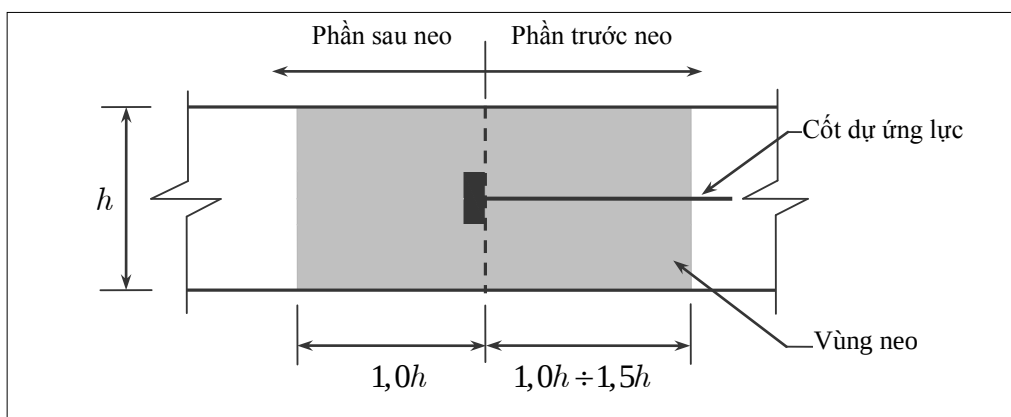
9.3.4 Xem xét vùng neo trung gian

Có rất nhiều trường hợp, trong đó, cốt dự ứng lực chỉ cần được bố trí trên một chiều dài nhất định của cấu kiện. Neo của các cốt dự ứng lực này, do đó, được bố trí không phải ở các đầu mà ở trong chiều dài của cấu kiện. Các neo này được gọi là neo trung gian. Hình 9.9 minh họa một neo trung gian và cách xác định vùng neo của nó. Do tác dụng của lực neo, phần bê tông ở trước neo chịu nén và phần sau neo chịu kéo. Hình 9.10 minh họa cấu tạo của một neo trung gian và sơ đồ hệ thanh kiến nghị để thiết kế khu vực này. Hình 9.11 minh họa một neo trung gian đối xứng để chuyển tiếp cốt dự ứng lực. Tiêu chuẩn TCN 272-05 khuyến nghị bố trí một lượng cốt thép thường đủ lớn để chịu lực kéo này. Lực kéo sau neo, T_{ia} được xác định theo công thức

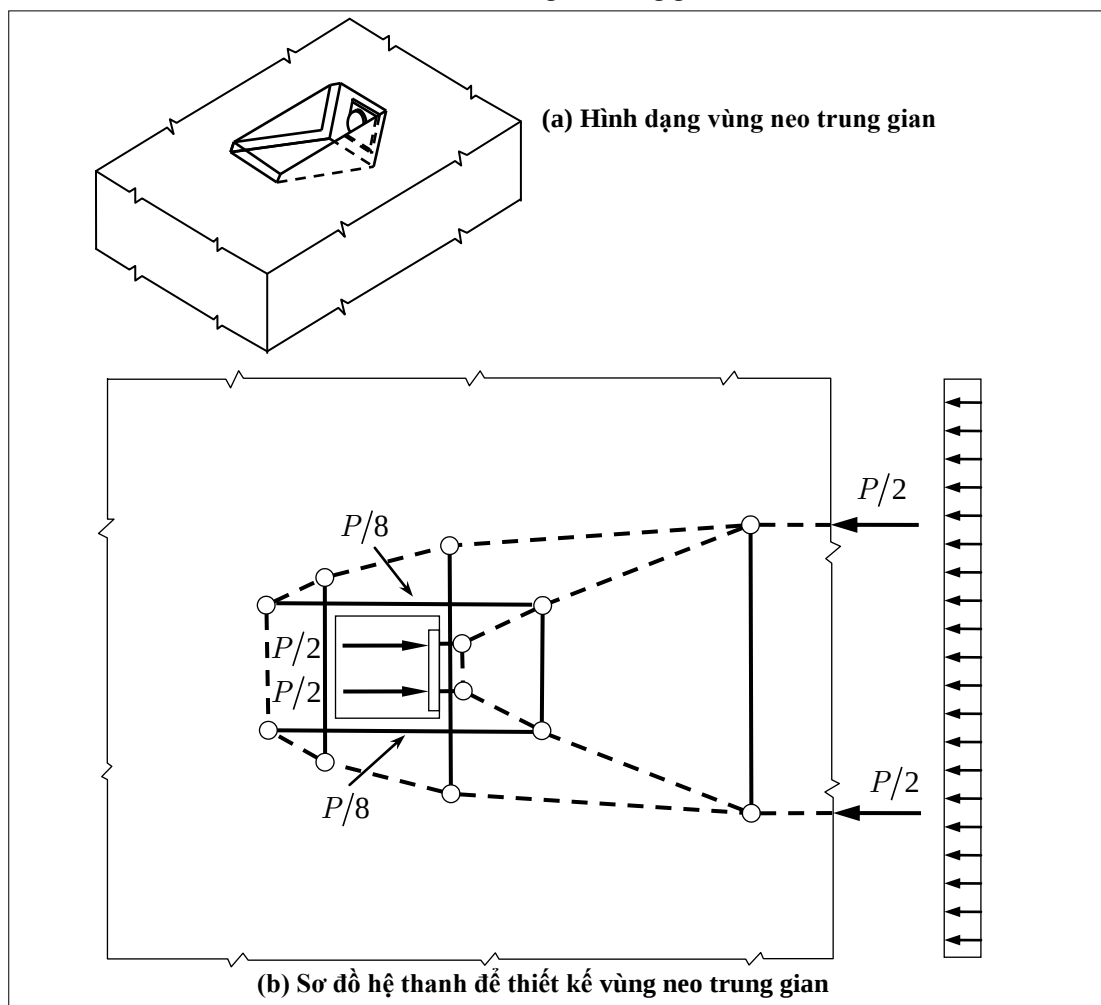
$$T_{ia} = 0,25P_s - f_{cb}A_{cb} \quad (9.7)$$

Với P_s là lực kích tác dụng lên neo, $f_{cb}A_{cb}$ là lực nén do tĩnh tải, nếu có, tác dụng ở phía sau neo.

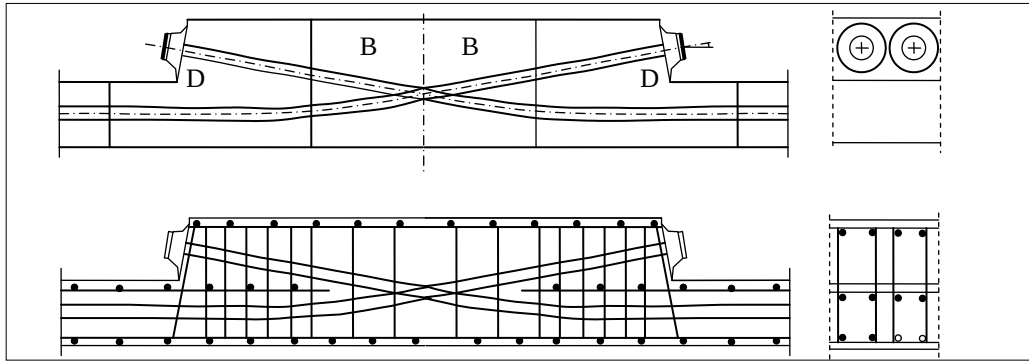
Cốt thép chịu kéo sau neo cần được bố trí một lượng đủ lớn sao cho ứng suất trong chúng không vượt quá $0,6f_y$ hoặc 240 MPa. Cốt thép này cần được bố trí cách tâm cốt dự ứng lực một khoảng cách không lớn hơn chiều rộng tấm bản.



Hình 9.9 Vùng neo trung gian



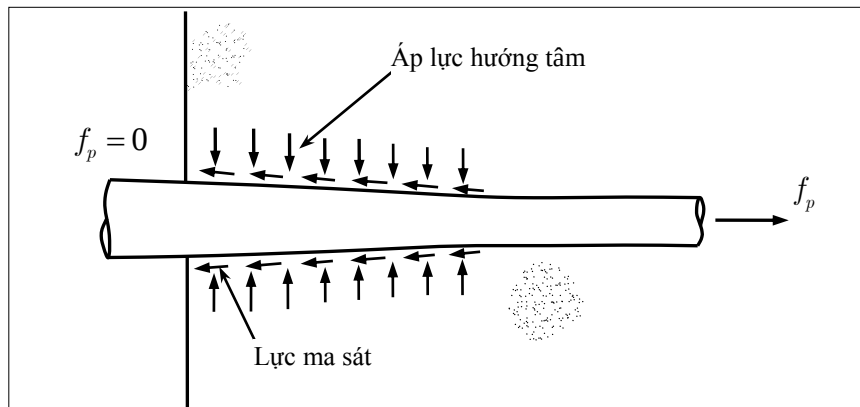
Hình 9.10 Sơ đồ hệ thanh để thiết kế vùng neo trung gian



Hình 9.11 Cầu tạo cốt thép cho vùng neo trung gian đối xứng

9.3.5 Vùng neo của các cấu kiện dự ứng lực kéo trước

Vùng neo đối với các cấu kiện bê tông dự ứng lực kéo trước là phần chiều dài truyền dự ứng lực, trên đó, ứng suất trong cốt dự ứng lực thay đổi từ bằng không, ở đầu neo, đến giá trị ứng suất thiết kế. Chiều dài truyền phụ thuộc vào độ lớn của lực dính bám và, do đó, phụ thuộc vào các yếu tố như chất lượng bê tông, bề mặt và đường kính cốt thép. Bên cạnh lực dính bám thông thường, dự ứng lực còn được truyền từ cốt thép sang bê tông thông qua một hiệu ứng gọi là “hiệu ứng Hoyer”. Khi cốt thép dự ứng lực được kéo căng trên bê, đường kính cốt thép sẽ bị giảm do hiệu ứng Poisson. Sau khi bê tông đông cứng, cốt thép được cắt rời khỏi bê và tại các đầu tự do của dầm, ứng suất trong cốt thép trở lại bằng không. Khi đó, đường kính của cốt thép tăng lên và nén vào bê tông xung quanh. Trên chiều dài truyền, cốt dự ứng lực có đường kính nhỏ dần và tạo thành một dạng “nêm” làm tăng lực dính bám giữa nó và bê tông (Hình 9.12) tại các đầu cấu kiện.



Hình 9.12 Hiệu ứng Hoyer

Để chống lại các vết nứt chẻ ở đầu các cấu kiện dự ứng lực kéo trước, cần phải bố trí cốt thép thường theo phương vuông góc với cốt dự ứng lực. Theo Tiêu chuẩn TCN 272-05, cần bố trí cốt thép để đảm bảo sức chống nứt chẻ không nhỏ hơn 4% lực khi truyền dự ứng lực. Sức chống nứt chẻ của cốt thép được xác định theo quan hệ

$$P_r = f_s A_s \quad (9.8)$$

Với f_s là ứng suất trong cốt thép, không lớn hơn 140 MPa và A_s là diện tích cốt thép theo phương vuông góc với cốt dự ứng lực được lấy trong phạm vi 1/5 chiều cao dầm kể từ đầu dầm.

9.4 TRIỂN KHAI CỐT DỰ ỨNG LỰC

Để có thể có được trạng thái dự ứng lực mong muốn, ứng suất trong các cốt dự ứng lực phải đạt đến một giá trị dự ứng lực có hiệu, f_{pe} , mong muốn. Ở trạng thái giới hạn về cường độ, ứng suất trong cốt dự ứng lực có giá trị rất lớn, có thể xấp xỉ f_{pu} đối với cốt có độ chùng thấp. Do trong kết cấu dự ứng lực kéo trước lực dính bám đóng vai trò neo cốt dự ứng lực vào bê tông nên các cốt này phải có một chiều dài neo đủ lớn để có thể đạt được các giá trị ứng suất nói trên.

Tiêu chuẩn TCN 272-05 phân biệt hai khái niệm chiều dài là *chiều dài truyền* và *chiều dài triển khai*. Chiều dài truyền là chiều dài mà trên đó, ứng suất trong cốt dự ứng lực phát triển từ giá trị bằng không ở đầu cốt dự ứng lực đến giá trị dự ứng lực có hiệu f_{pe} . Chiều dài triển khai là chiều dài mà trên đó, ứng suất trong cốt dự ứng lực tăng từ bằng không ở đầu cốt dự ứng lực đến cường độ chịu kéo danh định f_{ps} . Trong phạm vi chiều dài truyền, ứng suất trong cốt dự ứng lực được giả thiết là thay đổi tuyến tính và trong phạm vi giữa điểm cuối của chiều dài truyền và điểm cuối của chiều dài triển khai, ứng suất này được giả thiết thay đổi theo quan hệ pa-ra-bôn.

Chiều dài truyền thường được lấy bằng 60 lần đường kính tao thép. Chiều dài triển khai được xác định theo công thức

$$\ell_d = (0,15 f_{ps} - 0,097 f_{pe}) d_b \quad (9.9)$$

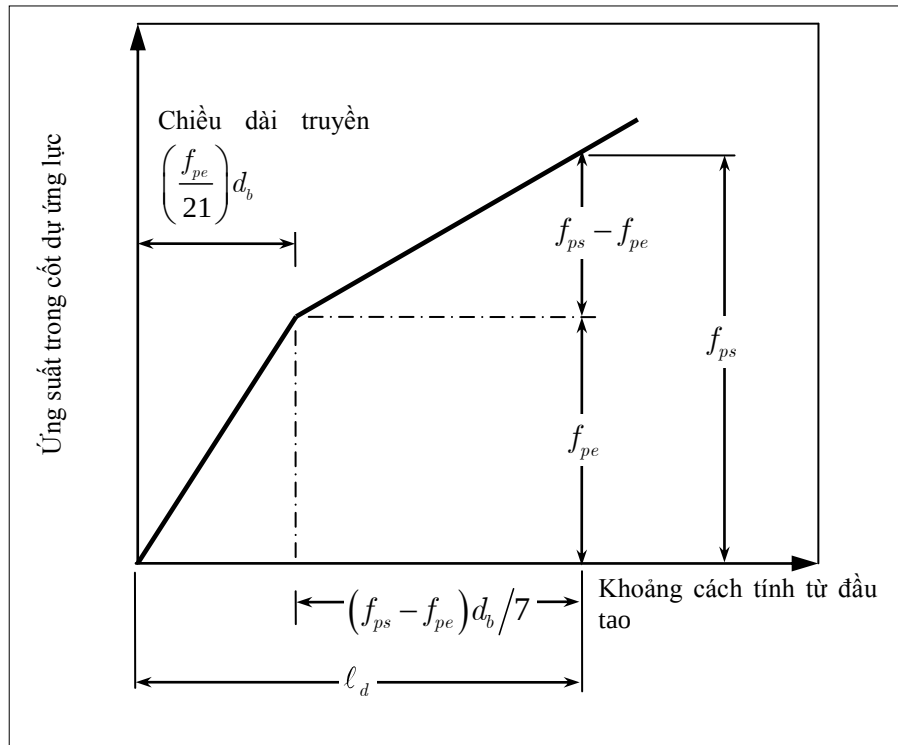
ở đây, d_b là đường kính danh định của tao thép tính bằng mm, f_{ps} là cường độ danh định của cốt dự ứng lực được sử dụng để xác định sức kháng danh định cần thiết của cấu kiện (MPa) và f_{pe} là ứng suất có hiệu trong cốt dự ứng lực (MPa).

Tương tự, Tiêu chuẩn ACI 318-05 khuyến nghị chiều dài triển khai của các tao thép dự ứng lực dạng 7 sợi là

$$\ell_d = \left(\frac{f_{pe}}{21} \right) d_b + \left(\frac{f_{ps} - f_{pe}}{7} \right) d_b \quad (9.10)$$

Số hạng thứ nhất trong công thức (9.10) ứng với chiều dài truyền, đảm bảo cho cốt dự ứng lực có thể đạt đến ứng suất có hiệu, f_{pe} , và số hạng thứ hai ứng với chiều dài bổ sung, đảm bảo cho ứng suất trong cốt dự ứng lực có thể tăng từ giá trị f_{pe} đến giá trị cường độ danh định f_{ps} .

Công thức (9.10) sử dụng cường độ dính bám bằng 5,21 MPa trong suốt chiều dài truyền và sau đó là 1,72 MPa cho phần tiếp theo của tào (xem Hình 9.13), ở đó, ứng suất dính bám được tính toán dựa trên chu vi danh định (tức là πd_b).



Hình 9.13 Các thành phần của chiều dài triển khai

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] ACI Committee 318, *ACI 318 Building Code*, ACI 318-05.
- [2] ACI Committee 318, *ACI 318 Building Code*, ACI 318-02.
- [3] AASHTO, *Standard Specifications for Highway Bridges*, 17th Edition.
- [4] Bộ Giao thông vận tải, *Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-05*, 2005
- [5] Fritz Leonhardt, *Vorlesung über Massivebau*, 6 Tập, Springer Verlag, Berlin, 1975.
- [6] Michael Collins, Denis Mitchell, *Prestressed Concrete Structures*, Response Publication, Toronto, 1997.
- [7] Gert König, Nguyễn Viết Tuệ, *Grundlage des Stahlbetonbaus*, Teubner, Stuttgart, 1998.
- [8] Ngô Thế Phong, Nguyễn Đình Cống, Trịnh Kim Đạm, Nguyễn Xuân Liên, Nguyễn Phần Tấn, *Kết cấu bê tông cốt thép – Phần cấu kiện cơ bản*, NXB Khoa học và Kỹ Thuật, Hà Nội, 2005.
- [9] Phan Quang Minh, Ngô Thế Phong, Nguyễn Đình Cống, *Kết cấu bê tông cốt thép – Phần cấu kiện cơ bản*, NXB Khoa học và Kỹ Thuật, Hà Nội, 2005.
- [10] Christian Menn, *Prestressed Concrete Bridges*, Birkhäuser Verlag, Basel, 1990.
- [11] Ngô Đăng Quang, Trần Ngọc Linh, Bùi Công Độ, Nguyễn Trọng Nghĩa, *Mô hình hoá và phân tích kết cấu cầu với MIDAS/Civil*, Tập 1, Nhà xuất bản xây dựng, Hà Nội, 2005.
- [12] Ngô Đăng Quang, Trần Ngọc Linh, Bùi Công Độ, Nguyễn Việt Anh, *Mô hình hoá và phân tích kết cấu cầu với MIDAS/Civil*, Tập 2, Nhà xuất bản xây dựng, Hà Nội, 2007.
- [13] Edward Nawy, *Reinforced Concrete, A Fundamental Approach*, Fifth Edition, Prince Hall, New Jersey, 2003.
- [14] Jack McCormac, *Design of Concrete Structure*, 5th Ed., John Wiley & Son, New York, 2001.
- [15] Vũ Đình Lai, Nguyễn Xuân Lựu, Bùi Đình Nghi, *Sức bền vật liệu*, NXB GTVT, Hà Nội, 2005.
- [16] Phạm Duy Hữu, Ngô Xuân Quảng, *Vật liệu xây dựng*, NXB GTVT, Hà Nội, 2006.
- [17] Richart Barker, Jay Puckett, *Design of Highway Bridges*, John Wiley & Son, New York, 1997.

- [18] Richart Barker, Jay Puckett, *Design of Highway Bridges*, Second Edition, John Wiley & Son, New York, 2007.
- [19] Wei-Fah Chen, Lian Duan, *Bridge Engineering Handbook*, CRC Press, New York, 1999.
- [20] Jörg Schlaich, Schäfer, *Konstruieren im Stahlbetonbau*, Beton Kalender 2001, Ernst & Sohn, Berlin, 2001.
- [21] Arthur Nilson, David Darwin, *Design of Prestressed Concrete*, 12th Ed. McGraw-Hill, New York, 1997.
- [22] Narendra Taly, *Design of Modern Highway Bridges*, McGraw-Hill, New York, 2001.
- [23] Lohmeyer, *Stahlbetonbau*, Teubner, Stuttgart, 1994.
- [24] Karl Heinz Holst, Ralph Holst, *Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton*, Ernst & Sohn, Berlin, 2004.
- [25] Trần Mạnh Tuấn, *Tính toán kết cấu Bê tông cốt thép theo Tiêu chuẩn ACI 318-02*, Nhà xuất bản xây dựng, Hà Nội, 2003.
- [26] Edward Nawy, *Fundamentals of High Strength High Performance Concrete*, Longman, London, 1996.
- [27] Nguyễn Đức Thanh, *Räumliche Stabwerkmodelle zur Bemessung von Betontragwerken*, Verlag Grauer, Stuttgart, 2002.
- [28] Erich Raue, *Nichtlineare Querschnittsberechnung und mathematische Optimierung, Anwendung der Optimierung in der nichtlinearen Tragwerksanalyse*, Bauhaus-Universität Weimar, 2005.
- [29] M. K. Thompson, J. O. Jirsa, J. E. Breen, R. E. Klingner, *Anchorage Behavior of Headed Reinforcement*, Report No FHWA/TX-0-1855-1.
- [30] Albin Kenel Lüthold, *Biegetragverhalten und Mindestbewehrung von Stahlbetonbauteilen*, Dissertation ETH Nr. 14874, Luận Án Tiến sỹ kỹ thuật, ETH, Zürich, 2002.
- [31] K. Gylltoft, B. Engström, L. Nilsson, N. Wiberg and P. Åhman, *Advanced Design of Concrete Structures*, CIMNE, 1997.
- [32] Eray Baran, Arturo E. Schultz, Catherine E. French, *Evaluation and Modifications of the AASHTO Procedures for Flexural Strength of Prestressed Concrete Flanged Sections*. Proceedings of the 2005 Mid-Continent Transportation Research Symposium, Ames, Iowa, August 2005. © 2005 by Iowa State University.
- [33] Michael D. Brown, Cameron L. Sankovich, Oguzhan Bayrak, James O. Jirsa, John E. Breen, Sharon L. Wood. *Design for Shear in Reinforced Concrete Using Strut-*

- and-Tie Models*. Report No. FHWA/TX-06/0-4371-2. Center for Transportation Research The University of Texas at Austin, July 2005, Rev. 2006.
- [34] Peter Grübl, Helmut Weigler, Sieghart Karl, *Beton*, Ernst & Sohn, Berlin, 2001.
- [35] Nguyễn Viết Trung, Hoàng Hà, Nguyễn Ngọc Long, *Cầu bê tông cốt thép*, Nhà xuất bản Giao thông vận tải, 2007.
- [36] Thomas T.C. Hsu, *Unified Theory of Reinforced Concrete*, CRC Press, Florida, 1993.
- [37] Kurt Schäfer, *Strut and Tie Models for the Design of Structural Concrete*, Workshop, Tainan, 1996.
- [38] J. Schlaich, K. Schäfer, M. Jenneweine, *Toward a consistent Design of Structural Concrete*, PCI Journal, May/June, 1987.
- [39] Ngô Đăng Quang, Nguyễn Duy Tiến, *Kết cấu bê tông cốt thép – Phần cấu kiện cơ bản*, Nhà xuất bản Giao thông vận tải, 2010.