

Thiết kế cấu kiện sàn bê tông lắp ghép dự ứng lực theo tiêu chuẩn BS EN 1992-1-1

Prestressed precast concrete slab design based on BS EN 1992-1-1

> PGS.TS NGUYỄN ANH DŨNG¹; NGUYỄN NGỌC KỲ²

¹Trường Đại học Thủy Lợi; Email: dung.kcct@tlu.edu.vn

²Công ty Cổ phần AVT International; Email: nguyennngocky155@gmail.com

TÓM TẮT

Sàn bê tông lắp ghép dự ứng lực là một giải pháp kết cấu hiện đại trong ngành xây dựng dân dụng, vì tận dụng được các ưu điểm của công nghệ lắp ghép, đó là thân thiện với môi trường, thi công nhanh, chất lượng cấu kiện được đảm bảo ... Bài báo nghiên cứu đặc điểm làm việc của cấu kiện sàn dựa trên sự phụ thuộc vào tải trọng và nhịp làm việc của sàn, rút ra các nguyên tắc chung chung khi thiết kế. Sau đó, dựa theo tiêu chuẩn thiết kế BS EN 1992-1-1, các chỉ dẫn tính toán được phân tích, trình bày chi tiết. Cuối cùng, một quy trình tính toán quy trình tính toán kèm ví dụ cụ thể cho sàn bê tông lắp ghép dự ứng lực theo trạng thái giới hạn sử dụng được đề xuất theo các quy định của BS EN 1992-1-1. Đây là các thông tin hữu ích cho các kỹ sư khi thiết kế kết cấu bê tông dự ứng lực nói chung và cấu kiện sàn bê tông dự ứng lực theo tiêu chuẩn Châu Âu nói riêng.

Từ khóa: Sàn bê tông lắp ghép dự ứng lực; tiêu chuẩn BS EN 1992-1-1; công nghệ hiện đại.

ABSTRACT

Prestressed precast concrete floors are a modern structural solution in the civil construction industry, because they have the advantages of precast technology, which are environmentally friendly, fast construction, and guaranteed quality of units... This paper is devoted to study the working characteristics of precast concrete slabs based on the dependence on the load and the span of the slabs, and the drawing general principles are drawn to design these slabs. After that, based on BS EN 1992-1-1 design standards, calculation instructions are analyzed and presented in detail. Finally, a calculation procedure with specific examples for prestressed precast concrete slabs according to service limit states is proposed according to the provisions of BS EN 1992-1-1. This information is useful for engineers when applying precast structures to construction works, especially prestressed precast concrete slabs.

Keywords: Prestressed precast concrete slabs, BS EN 1992-1-1, modern technology.

1. GIỚI THIỆU CHUNG

Sàn bê tông lắp ghép mang đến một giải pháp kinh tế và linh hoạt cho sàn trệt và sàn tầng trong bất kỳ loại công trình xây dựng nào. Ở Châu Âu, khoảng một nửa số sàn được sử dụng trong các tòa nhà thương mại và gia đình và hơn 3/4 số tầng trong bãi đỗ xe là của bê tông lắp ghép [1]. Sàn lắp ghép mang lại cả lợi thế về thiết kế và chi phí so với các phương pháp truyền thống như sàn bê tông đổ tại chỗ, sàn liên hợp thép-bê tông và sàn gỗ. Có rất nhiều loại sàn có sẵn để cung cấp giải pháp kinh tế nhất phù hợp cho tất cả các trường hợp tải và nhịp. Sàn mang lại hiệu suất kết cấu tối đa với trọng lượng tối thiểu và có thể được sử dụng có hoặc không có lớp phủ kết cấu, lớp hoàn thiện không chịu lực (chẳng hạn như gạch, lớp láng đá granit) hoặc sàn gỗ nâng. Sàn bê tông lắp ghép có hai ưu điểm chính:

1. Sản xuất trong nhà máy nên các sản phẩm có cường độ lớn, các cấu kiện có độ bền cao

2. Thi công nhanh các sàn có nhịp dài trên công trường

Để giảm trọng lượng bản thân của cấu kiện sàn, các cấu kiện sàn bê tông lắp ghép thường được chế tạo dưới dạng lõi rỗng, đặc biệt

với các sàn vượt nhịp lớn như Hình 1. Thông thường trọng lượng bản thân của cấu kiện lõi rỗng bằng khoảng một nửa phần đặc có cùng chiều cao/độ dày. Nó được cho là có 'tỷ lệ rỗng' là 50%. Các cấu kiện lõi rỗng cao hơn, chẳng hạn như các cấu kiện cao 1000 mm mới được phát triển được hiển thị trong Hình 2 từ Italy, có tỷ lệ khoảng rỗng gần 70%. Các cấu kiện có chiều cao này thường được sử dụng hạn chế cho các đường hầm đào và lắp. Chiều cao tiết diện phổ biến nhất nằm trong khoảng từ 150 đến 400 mm. Hầu hết các cấu kiện đều rộng 1200 mm.



Hình 1. Các cấu kiện sàn lõi rỗng bê tông dự ứng lực [1]



Hình 2. Cấu kiện lõi rỗng cao 1000 mm [1]

Các cấu kiện lõi rỗng được phát triển vào những năm 1950 khi các kỹ thuật kép về dự ứng lực và sản xuất bê tông thông qua máy móc đã được phát triển bởi các công ty như Spiroll ở Hoa Kỳ và Roth ở Châu Âu.

Hơn 90% bê tông lắp ghép dùng làm sàn tại các nước phát triển được kéo ứng suất trước, phần còn lại được đặt cốt thép thông thường [1]. Các bản sàn được thiết kế phù hợp với quy tắc thực hành quốc gia cùng với các tài liệu chọn lọc khác để giải quyết các trường hợp đặc biệt (Walraven và Mercx 1983 [2], Khuyến nghị FIP 1988 [3], Sổ tay PCI 1991 [4], Girhammer 1992 [5], Pajari 1998 [6], Hiệp hội các nhà sản xuất bê tông (Nam Phi) 2013 [7], fib Khuyến nghị 2000 [8]).

Mặc dù đã được sử dụng tại Việt Nam từ khá lâu và hiện nay đang phát triển mạnh với sự tham gia của nhiều công ty lớn, nhưng các tiêu chuẩn thiết kế cũng như chỉ dẫn kỹ thuật về tính toán kết cấu bê tông lắp ghép nói chung và cấu kiện sàn bê tông lắp ghép nói riêng vẫn chưa có nhiều. Vì vậy trên cơ sở hội nhập và chuẩn bị cho sự thay đổi của hệ thống TCVN trong thời gian tới, các tác giả đã nghiên cứu tính toán sàn bê tông lắp ghép theo tiêu chuẩn Châu Âu BS EN 1992-1-1 [9] và BS EN 1168 [10]. Đây sẽ là tài liệu hữu ích cho các kỹ sư trong thực hành thiết kế công trình bê tông lắp ghép phù hợp với hệ thống tiêu chuẩn hiện đại, tiên tiến.

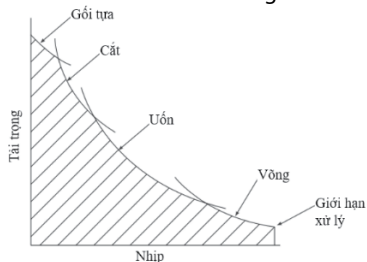
2. THIẾT KẾ CẤU KIỆN SÀN BÊ TÔNG LẮP GHEP DỰ ỨNG LỰC

2.1.1 Các nguyên tắc thiết kế chung

Nguyên tắc chung là cần kiểm tra tất cả các dạng hư hỏng có thể xảy ra với cấu kiện, sàn là cấu kiện chịu uốn nên sự làm việc của sàn phụ thuộc vào chiều dài của nhịp bản, tương ứng từ nhịp ngắn tới nhịp dài thì các yêu cầu sau cần kiểm tra:

- Khả năng chịu lực gối tựa F_{Rd}
- Khả năng chịu cắt $V_{Rd,c}$ và $V_{Rd,cr}$
- Khả năng chịu uốn, ở trạng thái sử dụng M_{sR} và ở trạng thái giới hạn cực hạn M_{Rd}
- Độ võng giới hạn, δ tổng và δ sau khi hoàn thiện
- Giới hạn xử lý (do nhà sản xuất đặt ra)

Các cấu kiện lõi rỗng và trường phạm vi bản sàn cũng được thiết kế để chịu các hư hỏng cục bộ do cắt thủng và tải phân bố một phần ở giữa chiều rộng và ở các cạnh của các cấu kiện lõi rỗng. Phương pháp tính toán chi tiết cho vấn đề này được quy định tại Mục 4.3.3.2.4 và Mục 4.3.3.2.5 trong BS EN 1168 [10]. Các dạng hư hỏng của cấu kiện sàn phụ thuộc vào tải trọng và nhịp của sàn có thể được chỉ ra trong Hình 3. Theo đó với cấu kiện có nhịp nhỏ thì hư hỏng có thể xảy ra ở gối tựa rồi tới hư hỏng do cắt, khi nhịp tăng lên thì hư hỏng sẽ do uốn, rồi biến dạng. Sự phụ thuộc vào tải trọng thì có xu hướng ngược lại khi tăng tải trọng dạng phá hoại chuyển từ uốn, sang cắt và gối tựa. Mối quan hệ này có tính tương đối vì còn phụ thuộc vào hai biến số nhịp và tải trọng, nên khi tính toán vẫn cần kiểm tra tất cả khả năng để đảm bảo an toàn.



Hình 3. Ảnh hưởng của tải trọng tác dụng và nhịp lên sự làm việc của cấu kiện chịu uốn

Mặt cắt ngang và số lượng cốt thép được tiêu chuẩn hóa được thiết kế để sử dụng cho tất cả các tổ hợp tải trọng sàn và nhịp. Kích thước mặt cắt được chọn theo chiều cao tầng dần, thường là 50 mm và một tổ hợp các mẫu cốt thép được chọn. Ví dụ: trong cấu kiện cao 1200 mm rộng \times 300 mm, có bảy lỗ mở và tám bản bụng nơi có thể đặt cốt thép. Sự kết hợp có thể có của các mẫu sợi cáp như sau:

- 8 Sợi 9,3 mm, tổng diện tích = $8 \times 52 = 416 \text{ mm}^2$
- 8 Sợi 12,5 mm, tổng diện tích = $8 \times 93 = 744 \text{ mm}^2$
- 8 sợi hàng 1 + 2 sợi hàng 2, sợi 12,5 mm, tổng diện tích = $10 \times 93 = 930 \text{ mm}^2$

Có thể lên đến tối đa là 8 sợi hàng 1 + 6 sợi hàng 2 loại 12.5 mm sợi, tổng diện tích = $14 \times 93 = 1302 \text{ mm}^2$ tại thời điểm đó, yêu cầu về bề dự ứng lực và thiết bị bị vượt quá hoặc ứng suất bề mặt cho phép khi các sợi cáp bị giãn trong vòng 24 giờ đầu tiên sau khi đổ bê tông bị vi phạm.

Khả năng chịu mômen, khả năng chịu lực cắt và độ cứng uốn, tức là các giới hạn về độ võng, trước tiên được tính toán và sau đó được so sánh với các yêu cầu thiết kế. Các kỹ sư thiết kế thường có từ 4 đến 8-10 lựa chọn về chiều cao và cốt thép khác nhau - phương án tiết kiệm nhất là cấu kiện chiều cao bé nhất và được gia cố chắc chắn nhất. Ưu điểm nữa là chiều cao của 'vùng kết cấu sàn' được giữ ở mức tối thiểu.

a) Khả năng chịu uốn của cấu kiện sàn bê tông lắp ghép

Ứng xử uốn của bê tông lắp ghép dự ứng lực không khác với bất kỳ loại bê tông dự ứng lực nào khác. Trên thực tế, việc cải thiện việc kiểm soát chất lượng bê tông đúc tại nhà máy thực sự có thể cải thiện mọi thứ và chắc chắn giúp giải thích mối tương quan tuyệt vời giữa kết quả thí nghiệm và lý thuyết được tìm thấy trong các cấu kiện lắp ghép. Ứng xử uốn của vật liệu lắp ghép được gia cường cốt thép chắc chắn không khác gì so với vật liệu đúc tại chỗ, tất cả các yếu tố khác đều như nhau. Vì vậy, chỉ cần thảo luận thêm về các thông số, cả vật liệu và hình học, dành riêng cho bê tông lắp ghép.

Sự khác biệt chính trong ứng xử của các cấu kiện đúc sẵn là do hình học phức tạp được tìm thấy trong các cấu kiện rỗng như lõi rỗng và sàn bóng, có độ dày giảm nhanh về gần trục trung hòa. Chịu mô men uốn M_s , bê tông ở mặt chịu kéo không được vượt quá cường độ chịu kéo trung bình của bê tông, $M_s/Z_b > f_{ctm}$, trong đó Z_b là mô đun tiết diện tại mặt chịu kéo và $f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$ (đối với bê tông $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$, nếu không thì $2,12 \ln(1 + f_{cm}/10)$). Tuy nhiên, với biên độ khoảng 1,5 thì giá trị đo thực tế sẽ gần với $f_t = 0,75 \sqrt{f_{ck}}$ hơn, ví dụ đối với C45/55 $f_{ctm} = 3,80 \text{ N/mm}^2$ so với $f_t = 5,5 \text{ N/mm}^2$. Giới hạn của f_{ctm} dựa trên yêu cầu trong BS EN 1992-1-1 [9], khoản 7.3.2(4) để bảo vệ chống đứt gãy đột ngột do không thể xác định diện tích cốt thép tối thiểu trong phần tử dự ứng lực, do đó hạn chế khả năng chịu kéo ứng suất tới $\sigma_{cp} = f_{ctm}$ trong điều 7.3.2(2). Hơn nữa, f_{ctm} chỉ thích hợp cho lớp tiếp xúc XC1 (tiếp xúc bên trong với độ ẩm thấp hoặc ẩm ướt thường xuyên) theo [9], Bảng 7.1N khi M_s là tổ hợp đặc trưng của tải trọng $g_k + q_k$. Đối với các lớp từ XC2 đến XC4, lực căng giới hạn bằng 0 (gọi là 'sự giảm nén' trong Bảng 7.1N) và M_s là tải trọng dài hạn $g_k + \psi_2 q_k$. Đối với độ bền, XD1/XS1 hoặc lớn hơn $f_{ctm} = 0$ và M_s là tải ngắn hạn $g_k + \psi_1 q_k$. Chiều rộng vết nứt đối với bê tông dự ứng lực được giới hạn $w_{max} \leq 0,2 \text{ mm}$. Các giới hạn về tải trọng, ứng suất kéo và độ rộng vết nứt được tóm tắt trong Bảng 1 [9].

Bảng 1. Trạng thái giới hạn sử dụng tải trọng, ứng suất kéo và giới hạn độ rộng vết nứt

Lớp tiếp xúc	Dự ứng lực bằng các sợi cáp			Bê tông cốt thép	
	Tải sử dụng	Ứng suất kéo cho phép	Bề rộng vết nứt (mm)	Tải sử dụng	Bề rộng vết nứt (mm)
XC0-1	đặc trưng $g_k + q_k$	f_{ctm}	0,2	Dài hạn $g_k + \psi_2 q_k$	0,3 (Ghi chú 1)
XC2-3-4	đặc trưng $g_k + q_k$	f_{ctm}	0,2		0,3
Ghi chú 2	Dài hạn $g_k + \psi_2 q_k$	0	N/A		
XD1-2-3	Ngắn hạn	0	N/A		
XS1-2-3	$g_k + \psi_1 q_k$				

Ghi chú 1. Có thể tăng lên nếu hình thức bề ngoài không hạn chế.

Chi chú 2. Cần kiểm tra cả hai điều kiện, mặc dù hiếm khi ứng suất tải sử dụng dưới tải đặc trưng với f_{ctm} sẽ tới hạn trừ khi f_{ctm} rất thấp và q_k cao.

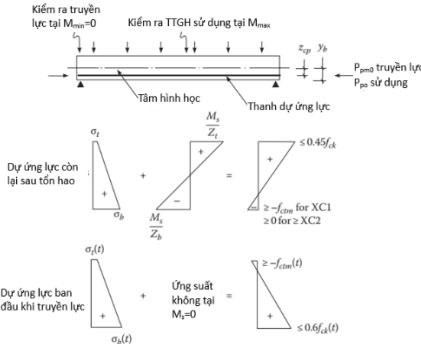
N/A: không áp dụng vì không được phép nứt

Sau khi nứt, độ cứng chịu kéo của bê tông (do tính đàn hồi của cốt thép) cho phép giảm ứng suất kéo ở vùng này, nhưng khi ứng suất kéo đến phần hẹp của bản bụng, các vết nứt mở rộng nhanh chóng qua mặt cắt và độ cứng uốn của tiết diện giảm đến mức lớn hơn nhiều so với tiết diện hình chữ nhật. Trạng thái giới hạn sử dụng phải được kiểm tra để ngăn chặn điều này, do đó cần có điều khoản 7.3.2(4) trong [9]. Lý do thứ hai khiến điều kiện sử dụng được tính theo cách này là vì tỷ số giữa mô men kháng cực hạn M_{Rd} và mô men kháng sử dụng M_{sR} thường là khoảng 1,6–1,8. Do đó, với việc sử dụng hệ số tải trọng cục bộ ($\gamma_G = 1,25$ hoặc $1,35$ và $\gamma_Q = 1,50$ hoặc $1,5\psi_Q$), điều kiện nghiêm ngặt về sử dụng sẽ được sử dụng để khống chế lượng ứng suất trước vừa đủ. Cuối cùng, vấn đề nứt ở vùng không có cốt thép là đặc biệt quan trọng đối với khả năng chống cắt không bị nứt. Vì vậy cần phải đảm bảo rằng ứng suất kéo không được vượt quá.

b) Trạng thái giới hạn sử dụng

Mô men khoáng uốn ở trạng thái giới hạn sử dụng M_{sR} được tính bằng cách giới hạn ứng suất nén và ứng suất kéo trong bê tông cả trong điều kiện vận chuyển và xử lý tại nhà máy cũng như trong sử dụng. Hình 4 cho thấy các điều kiện ứng suất ở các giai đoạn này đối với mô men dương được áp dụng – biểu đồ có thể đảo ngược đối với các cấu kiện đúc hẫng chịu mô men âm.

Ứng suất nén giới hạn tuân theo BS EN 1992-1-1, khoản 7.2(3) là $\leq 0,45f_{ck}$, một giới hạn được thực hiện để tránh việc cần tính tới hiện tượng từ biến phi tuyến trong tính bề rộng vết nứt và biến dạng bằng cách sử dụng tải trọng dài hạn. Trong trường hợp không có thông tin trực tiếp về ứng suất trước tải trọng tiêu chuẩn '+', giá trị tương tự được lấy mặc dù điều 7.2(3) gợi ý rằng giá trị này có thể được lấy đến $\leq 0,6f_{ck}$ ngay cả đối với các điều kiện độ bền kém nhất. Lưu ý rằng $0,45f_{ck}$ gần giống với giới hạn cho trong BS 8110 là $0,33f_{cu}$. Khi điều đó xảy ra, giới hạn này ít khi là quan trọng đối với các bản sàn ngoại trừ điều kiện tạm thời trong các cấu kiện bản sàn đặc dự ứng lực. Độ bền kéo uốn giới hạn được cho trong Bảng 1. Để tối ưu hóa thiết kế, rõ ràng từ Hình 4, ứng suất giới hạn khi truyền phải có giá trị tới hạn như nhau với ứng suất làm việc giới hạn, và ứng suất bề mặt trên, dưới phải đạt giá trị tối đa cùng một lúc. Trong thực tế, điều này là không thể thực hiện được ở mặt cắt hình chữ nhật đối xứng cũng như cấu kiện lõi rỗng nhưng có thể đạt được tốt hơn ở mặt cắt chữ T đôi. Ngoài ra, sự cân bằng giữa ứng suất giới hạn của bê tông khi vận chuyển và trong sử dụng được quyết định bởi tuổi của bê tông và sự cần thiết giảm lực căng của cốt thép trong vòng 12–18 giờ sau khi đúc.



Hình 4. Nguyên tắc giới hạn ứng suất sử dụng của cấu kiện bê tông dự ứng lực

Ứng suất truyền được biểu thị theo cách thông thường là cường độ đặc trưng $f_{ak}(t)$ (trong đó (t) tượng trưng cho cường độ ban đầu < 28 ngày) hoặc là hàm số của cường độ bê tông sau cùng f_{ck} theo khoản 3.1.2.(5) và (6) hoặc được đo bởi nhà sản xuất quy đổi cường độ cấu kiện thành $f_{ak}(t)$ theo BS EN 1992-1-1, Bảng 3.1. Cường độ nén giới hạn ở زیر

dưới cùng khi truyền theo điều 5.10.2.2.(5) $0,6f_{ak}(t)$, và quan trọng hơn ở sợi trên cùng bởi độ bền kéo $f_{ctm}(t)$, được xác định bởi điều khoản 3.1.2.(6) và (9) là

$$f_{ctm}(t) = f_{ctm}f_{cm}(t)/f_{cm} \tag{1}$$

Ví dụ $f_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$, $f_{cm} = 45 + 8 = 53 \text{ N/mm}^2$, $f_{ctm} = 0,3 \times 452/3 = 3,80 \text{ N/mm}^2$, $f_{ak}(t) = 30 \text{ N/mm}^2$, $f_{cm} = 30 + 8 = 38 \text{ N/mm}^2$ thì $f_{ctm}(t) = 3,80 \times 38/53 = 2,72 \text{ N/mm}^2$. Đối với $f_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$ (cường độ điển hình), $f_{ak}(t)$ phải ở khoảng 28–30 N/mm^2 (cường độ cấu kiện 35–40). Việc sử dụng xi măng đông cứng nhanh, hỗn hợp bản khô và điều kiện bảo dưỡng ẩm trong nhà có lợi cho việc tăng cường độ sớm.

Một nhà máy sản xuất bản sàn lõi rỗng điển hình được trình bày trong Hình 1. Cốt thép, 'sợi cáp' như dây hay bó dây xoắn có tổng diện tích A_p , được căng giữa các thiết bị kích ở hai đầu thép dài, dài khoảng 100–150 m, sau đó bê tông được đổ xung quanh các sợi. Các sợi được đặt lệch tâm so với trọng tâm của mặt cắt để tạo ra ứng suất dự ứng lực mong muốn được hiển thị trong Hình 4. Ứng suất trước ban đầu (do nhà sản xuất đặt ra) là khoảng 70%–75% cường độ giới hạn $f_{pk} = 1670\text{--}1770 \text{ N/mm}^2$ đối với sợi và $f_{pk} = 1750\text{--}1860 \text{ N/mm}^2$ đối với bó sợi. Nhiều loại sợi khác nhau hiện có đơn giản hóa thành sợi xoắn ốc 7 dây đường kính 9,3 mm, 10,9 mm và 12,5 mm hoặc dây trơn hoặc dây lõm có đường kính 5 và 7 mm.

Các cáp không giữ được ứng suất ban đầu vì những lý do sau:

1. Trong quá trình căng, các sợi ngay lập tức giãn ra, khoảng 0,5%–1% ứng suất ban đầu bị mất đi, một phần trong số này có thể là do các cáp ở đầu neo bị trượt nhẹ. Về lâu dài, cáp mất thêm 2%. Phân loại giảm nhẹ được đưa ra là $\rho_{1000} = 2,5\%$ cho cáp giảm nhẹ 2 theo BS EN 1992-1-1, khoản 3.3.2.(6) và (7). Giá trị thử nghiệm độ giãn 1000 giờ được cung cấp bởi nhà sản xuất (hoặc như được nêu trong BS 5896). Tổn thất hồi phục ban đầu tại thời điểm chuyển giao theo các phương trình từ 3.28 đến 3.30 trong [9]. Tổn thất hồi phục ban đầu là khoảng 0,5% và được trừ vào ứng suất ban đầu trước khi tính toán tổn thất tiếp theo. Tổn thất do hồi phục ra sau cùng là khoảng 2%.

2. Sau khi bê tông xung quanh cốt thép đã cứng lại và các thanh được nhả ra khỏi thiết bị kích, lực trong các thanh sẽ được truyền tới bê tông bằng liên kết. Bê tông co lại một cách đàn hồi - điều này có thể được tính toán khi biết mô đun đàn hồi của bê tông tại thời điểm chuyển giao này. Điều này được gọi là 'sự co ngắn đàn hồi' và vì cốt thép phải co lại tương đương với bê tông nên ứng suất trong nó cũng giảm, khoảng 4%–6% tùy thuộc vào tổng lực ứng suất trước. Khoản tổn thất 1 và 2 được gọi là "tổn thất do truyền lực".

3. Sự làm khô của bê tông sau đó sẽ gây ra hiện tượng hao hụt do co ngót dài hạn. Đây là tích của độ co ngót trên một đơn vị chiều dài (khoảng 400×10^{-6} đối với trong nhà và 250×10^{-6} đối với phơi ngoài trời) và mô đun đàn hồi của sợi $E_p = 195 \text{ kN/mm}^2$ (tao cáp) và 205 kN/mm^2 (sợi cáp). Điều này tạo ra tổn thất do co ngót từ 55 đến 70 N/mm^2 , khoảng 4,0%–5,5%.

4. Cuối cùng, biến dạng từ biến được phép sử dụng biến dạng từ biến cụ thể (tức là từ biến trên một đơn vị chiều dài trên một đơn vị ứng suất) khoảng 2.0 để bảo dưỡng và chất tải trong nhà sau 90 ngày ở Vương quốc Anh. Từ biến ảnh hưởng đến các cáp theo cách tương tự như sự co ngắn đàn hồi vì tác động của nó không chỉ được đo ở tâm của các thanh mà còn bị ảnh hưởng bởi hình dạng của phần tử, được gọi là kích thước danh nghĩa (hoặc chiều cao hoặc chiều dày) h_0 (tỷ lệ diện tích trên chu vi) và f_{ck} . Do đó, tổn hao từ biến gấp khoảng 1,5 lần tổn hao co ngắn đàn hồi, từ 7%–9%.

Tổng tổn thất dao động từ khoảng $\eta = 18\%$ –25% đối với mức ứng suất trước tối thiểu đến tối đa. Ứng suất trước ban đầu = σ_{pi} , sau tổn thất ban đầu = σ_{pm0} , sau tổn thất ngắn hạn khi lắp đặt = σ_{pmi} và ứng suất trước hiệu dụng thiết kế sau tất cả tổn thất = σ_{po} (lưu ý EC2 sử dụng σ_{ps} cho ứng suất trước sau cùng và một số vẫn bản sử dụng f cho các ứng suất này). Lực sau cùng trong cáp $P_{po} = A_p\sigma_{po}$.

3. QUY TRÌNH TÍNH TOÁN THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG

Có thể thấy trong thiết kế cầu kiện sàn bê tông lắp ghép dự ứng lực, việc tính toán theo trạng thái giới hạn sử dụng là quan trọng và phức tạp hơn, đồng thời là sự khác biệt so với cấu kiện sàn bê tông cốt thép thông thường. Để thuận tiện cho người đọc thuận tiện khi tính toán thiết kế, một quy trình tính toán sàn bê tông dự ứng lực theo trạng thái giới hạn sử dụng được đề xuất theo các quy định của BS EN 1992-1-1 như sau. Các dữ liệu ban đầu để phân tích bao gồm:

- Chiều cao cấu kiện = h ; lớp bảo vệ của cấp = c
- Chiều cao đến trọng tâm tao cấp $y_s = c + \phi/2$; Chiều cao đến tâm bê tông = y_b

- Tổng diện tích bê tông (không bao gồm phần đổ sau) A_c ; Độ lệch tâm của tao cấp $z_{cp} = y_b - y_s$

- Momen thứ cấp của tiết diện I_c ; Mô đun mặt cắt ở đáy $Z_b = I_c/y_b$
- Mô đun mặt cắt tại đỉnh $Z_t = I_c/(h - y_b)$; Z tại trọng tâm cấp $Z_z = I_c/Z_{cp}$
- Kích thước danh nghĩa = h_0

Bước 1

Theo BS EN 1992-1-1 mục 5.10.3 Tổn thất khi truyền lực:

3.3.2(7) Sự chùng ứng suất tức thời tại t giờ

Biểu thức (3.29) trong tiêu chuẩn $\mu =$ tỷ lệ ứng suất ban đầu η (thường là 0,7)

Ứng suất ban đầu sau ma sát và trượt nêm $\sigma_{pi} = \eta f_{pk}$ (2)

Biểu thức (3.29) cho loại 2. $\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \times 0,66 \times 2,5e^{9,1 \times \mu(t/1000)^{0,75(1-\mu)}} \times 10^{-5}$ (3)

Ứng suất trước lúc nhả $\sigma_r = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{pr}$

Lực ứng suất trước khi nhả $P_r = \sigma_r A_p$

Bước 2

5.10.4 Biến dạng tức thời do co ngắn đàn hồi xác định sau tổn thất hồi phục.

Ứng suất của bê tông ở cao độ cấp $\sigma_c = P_r/A_c + P_r z_{cp}/Z_z \{-M_{self}/Z_z$ nếu trọng lượng bản thân được xét đến tổn thất ở giữa nhịp khi cất giữ trong kho}

Biểu thứ (5.44) trong tiêu chuẩn: Tổn thất $\Delta\sigma_{el} = \sigma_c E_p/E_{cm}(t)$ (4)

5.10.3(2) Sau tổn thất ban đầu, $\sigma_{pm0} = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{pr} - \Delta\sigma_{el} \leq k_r f_{pk} = 0,75 f_{pk}$ (5)

Lực dự ứng lực khi truyền $P_{pm0} = \sigma_{pm0} A_p$

$R_{tr} = \sigma_{pm0}/\sigma_{pi}$

Không có hệ số từng phần nào đối với những thay đổi có thể có của ứng suất trước được áp dụng cho P_{pm0} theo Phụ lục của Vương quốc Anh theo BS EN 1992-1-1, khoản 5.10.9(1)P, $r_{sup} = 1,0$ (trong khi EN 1992-1-1 cho $r_{sup} = 1,05$). Một số văn bản (ví dụ Bhatt 2011) áp dụng $\gamma_{sup} = 1,05$ từ EN 1992-1-1 cho P_{pm0} . Hơn nữa, thông thường các nhà sản xuất thường đo trực tiếp ứng suất trước bằng máy đo độ giãn dài, dây rung hoặc máy đo lực căng hình cánh cung, cho phép $r_{sup} = 1,0$ đến chính EN 1992-1-1.

Kiểm tra ứng suất bề mặt lớn nhất khi truyền:

Ở đáy $\sigma_b(t) = P_{pm0}/A_c + P_{pm0} z_{cp}/Z_b$ (6)

5.10.2.2(5) giới hạn $\sigma_b(t) \leq \sigma_c = 0,6 f_{ck}(t)$

Lưu ý nếu $\sigma_b(t) > 0,45 f_{ck}(t)$ được xem xét để tính toán sự võng lên theo ngày trong đó lấy $\sigma_b(t) = 0,45 f_{ck}$, tức là xấp xỉ ba ngày và cũng chỉ ở các điểm đầu-cuối của cấu kiện nơi có ứng suất kéo do trọng lượng bản thân nhỏ. Trong những trường hợp này, từ biến phi tuyến tính là không đáng kể.

Tại đỉnh

$\sigma_t(t) = P_{pm0}/A_c - P_{pm0} z_{cp}/Z_t$ (7)

Giới hạn $\sigma_t(t) \geq \sigma_{ct} = -f_{ctm}(t)$ (cho sự căng)

Ứng suất (nén) dương do trọng lượng bản thân của bản sàn ở cuối vùng truyền tải có thể được trừ khỏi ứng suất trên, trừ khi bản sàn được giữ trong quá trình chuyển bằng các đối trọng, do đó triệt tiêu hóa trọng lượng bản thân dạng cấu kiện võng lên. Không có các đối trọng, công thức (4.7) trở thành

$\sigma_t(t) = P_{pm0}/A_c - P_{pm0} z_{cp}/Z_t - M_{sw}/Z_t$ (8)

trong đó $M_{sw} = w_0 l_{pt}/2 - w l_{pt}^2/2$, trong đó $w_0 =$ trọng lượng bản thân, $l_{pt} =$ chiều dài truyền cơ bản = $l_{pt2}/1,2$

Bước 3(a)

Tổng tổn hao ngắn hạn có thể được tính toán theo thời gian dụng lắp t_t với độ ẩm tương đối được lấy là $RH = 70\%$ với tất cả các mặt tiếp xúc và đến 500000 giờ (57 năm) thời hạn khi sử dụng $RH_s = 50\%$ (trong nhà) hoặc 70% (ngoài trời) với các mặt chỉ lộ ra ngoài (các mặt khác được bảo vệ bằng lớp hoàn thiện, ánh sáng, v.v.).

5.10.6(1a) Tổn thất do từ biến khi dựng đặt. Xem Phụ lục B.1. Mặc dù cường độ của bê tông tại một ngày sẽ là cường độ truyền $f_{ck}(t)$ N/mm², nhưng sau một vài ngày nó sẽ đạt cường độ 28 ngày f_{ck} N/mm², và do đó cường độ trung bình f_{cm} được lấy cho các hệ số cường độ trong tính toán này. Chiều cao định nghĩa trong giai đoạn này là cho tất cả các mặt lộ ra phía ngoài $h_0 = 2A_c/u$ (bỏ qua các lõi trong lõi rỗng trong các bản sàn)

Biểu thức B.1 Hệ số từ biến $\phi(t, t_0) = \phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) \beta_c(t_i, t_+)$ (9)

với t_i = thời điểm lắp đặt, t_0 = tuổi truyền lực (ngày) và $RH = 70\%$

Biểu thức B.3b/B.8c Hệ số độ ẩm tương đối $\phi_{RH} = [1 + (1 - RH/100)/(0,1 h_0^{1/3}) \alpha_1] \alpha_2$ (10)

trong đó $\alpha_1 = (35/f_{cm})0,7$ và $\alpha_2 = (35/f_{cm})0,2$

Biểu thức B.4 Hệ số bền $\beta(f_{cm}) = 16,8/\sqrt{f_{cm}}$ (11)

Biểu thức B.5 Hệ số tuổi tại thời điểm giải phóng tải $\beta(t_0) = 1/(0,1 + t_0 T^{0,2})$ (12)

Biểu thức B9 sử dụng $t_0 T = [(9/(2 + t^{1,2}_T) + 1)]^a \geq 0,5$ ngày (13)

trong đó $a = 1, 0, -1$ đối với xi măng loại R, N, S

Biểu thức B10 Tuổi tương đương khi truyền lực $t_T = t_0 e^{-[4000/(273+T) - 13,65]}$ (14)

trong đó $T =$ nhiệt độ bảo dưỡng trung bình °C trong thời gian bảo dưỡng tính bằng ngày, lấy bằng 50°C.

Biểu thức B.7 $\beta_c(t_i, t_0) = [(t_i - t_0)/(\beta_H + t_i - t_0)]0,3$ (15)

Với t_0 là tuổi truyền lực/thời điểm truyền lực

Biểu thức B.8b RH hệ số β_H (ngày) = $1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3$ (16)

trong đó $\alpha_3 = (35/f_{cm})^{0,5}$

Sau tổn thất ban đầu $\sigma_c = P_{pm0}/A_c + P_{pm0} z_{cp}/Z_z \{-M_{self}/Z_z\}$ (17)

Biểu thức 5.46 $\Delta\sigma_{pci} = [E_p \phi(t, t_0) \sigma_c / E_{cm}] / [1 + [E_p A_p (1 + A_c z_{cp}^2 / I_c) (1 + 0,8 \phi(t, t_0) / E_{cm} A_c)]]$ (18)

Ứng suất trước sau tổn hao từ biến ngắn hạn $\sigma_{pmi} = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{pci}$

Lực dự ứng lực lúc lắp đặt $P_{pmi} = \sigma_{pmi} A_p$

Bước 3(b)

5.10.6(1a) Tổn thất do từ biến đến $t = 500000$ h; RH sử dụng = 50%.

Chiều cao danh nghĩa chỉ dành cho thứ dưới $h_0 = 2A_c/b$

Biểu thức B.2 Hệ số từ biến $\phi(t, t_0) = \phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) \beta_c(t, t_0)$ (19)

Biểu thức B.3b/B.8c $\phi_{RH} = [1 + (1 - RH_s/100)/(0,1 h_0^{1/3}) \alpha_1] \alpha_2$ (20)

Biểu thức B.7 $\beta_c(t, t_0) = [(20833 - t_0)/(\beta_H + 20833 - t_0)]^{0,3}$ (21)

Biểu thức B.8b RH hệ số β_H (ngày) = $1,5 [1 + (0,012 RH_s)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3$ (22)

$\sigma_{c,q-p} = P_{pm0}/A_c + P_{pm0} z_{cp}/Z_z \{-(M_{self} + M_G + \psi_2 M_Q) Z_z$ trong lượng bản thân cộng

tải tĩnh và tải hoạt dài hạn} (23)

$\Delta\sigma_{p,c} = [E_p \phi(t, t_0) \sigma_{c,q-p} / E_{cm}] / [1 + [E_p A_p (1 + A_c z_{cp}^2 / I_c) (1 + 0,8 \phi(t, t_0) / E_{cm} A_c)]]$ (24)

Bước 4

5.10.6(1a) Tổn hao do co ngót từ $t_s =$ tuổi truyền lực $t = 500000$ h. Xem Phụ lục B.2

RH trong thời gian co ngót khi sử dụng = RH_s

Chiều cao danh nghĩa chỉ dành cho thứ dưới $h_0 = 2A_c/b$

Biểu thức B.12 RH hệ số $\beta_{RH} = 1,55 [1 - (RH_s/100)^3]$ (25)

Loại xi măng (sử dụng đồng cứng nhanh) = Loại R ($\alpha_{ds1} = 6, \alpha_{ds2} = 0,11$)

Biểu thức B.1 $\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \times (220 + 110 \times 6) e^{-0,11 f_{cm}/10} \beta_{RH}$ (26)

Hệ số kích thước $k_n = 1 - 0,0015(h_0 - 100)$ với $100 \leq h_0 < 200\text{mm}$
 $0,85 - 0,001(h_0 - 200)$ với $200 \leq h_0 < 300\text{mm}$
 $0,75 - 0,0005(h_0 - 300)$ với $300 \leq h_0 < 500\text{mm}$

Biểu thức 3.10 Hệ số tuổi $\beta_{ds}(t, t_s) = (20833 - t_s) / (20833 - t_s + 0,04 h_0^{3/2})$ (27)

Biểu thức 3.9 Biến dạng co ngót khi sấy $\epsilon_{cd} = \beta_{ds}(t, t_s) k_n \epsilon_{cd,0}$

10.3.1.2(3) Biến dạng co rút tự sinh được lấy bằng 0 nếu sử dụng phương pháp xử lý nhiệt.

Biểu thức 3.8 Biến dạng co ngót tổng cộng $\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd}$

Hệ số từ biến $\varphi(t, t_0) = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) \beta_H$ sử dụng các giá trị nói trên

Biểu thức 5.46

$$\Delta\sigma_{p,s} = (E_p \epsilon_{cs}) / [1 + [E_p A_p (1 + A_c Z_{cp}^2 / I_c) (1 + 0,8\varphi(t, t_0) / E_{cm} A_c)] \quad (28)$$

Bước 5

5.10.6(1b) Tổn hao dài hạn do chùng ứng suất được tính theo σ_{pm0}

$$\text{Biểu thức 3.29 } \mu = \sigma_{pm0} / f_{pk} \quad (29)$$

$$\text{Biểu thức 3.29 } \Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pm0} 0,66 p_{1000} e^{9,1m(500000/1000)^{0,75(1-\mu)}} \quad (30)$$

$$\text{Biểu thức 5.46 } \Delta\sigma_{p,r} = 0,8 \Delta\sigma_{pr} / [1 + [E_p A_p (1 + A_c Z_{cp}^2 / I_c) (1 + 0,8\varphi(t, t_0) / E_{cm} A_c)] \quad (31)$$

Ứng suất trước sau tổn hao sau cùng $\sigma_{po} = \sigma_{pi} - (\Delta\sigma_{pr} + \Delta\sigma_{el} + \Delta\sigma_{p,c} + \Delta\sigma_{p,s} + \Delta\sigma_{p,r})$

Lực dự ứng lực sau cùng $P_{po} = \sigma_{po} A_p$

Tổng Hệ số tổn hao $R_{wk} = 1 - \sigma_{po} / \sigma_{pi}$

Không có hệ số từng phần nào đối với sự thay đổi ứng suất trước và tổn thất được áp dụng cho P_{po} theo Phụ lục của Vương quốc Anh theo BS EN 1992-1-1, điều khoản 5.10.9(1)P, $r_{if} = 1,0$ (trong khi EN 1992-1-1 cho $r_{inf} = 0,95$). Một số văn bản (ví dụ Bhatt 2011) áp dụng $r_{inf} = 0,95$ từ EN 1992-1-1 cho P_{po} .

Kiểm tra ứng suất bề mặt lớn nhất khi sử dụng:

$$\text{Ở thớ đáy } \sigma_b = P_{po} / A_c + P_{po} Z_{cp} / Z_b \quad (32)$$

$$7.2(3) \text{ Giới hạn } \sigma_b \leq \sigma_{c,p} = 0,45 f_{ck}$$

$$\text{Tại thớ trên } \sigma_t = P_{po} / A_c - P_{po} Z_{cp} / Z_t \quad (33)$$

7.3.2(4) & (2) Giới hạn $\sigma_t \geq -\sigma_{ct,p} = -f_{ctm}$ (hoặc bằng 0 theo BS EN 1882-1-1, Bảng 7.1N)

Để tính M_{sR} , tiết diện được coi là không bị nứt và diện tích tiết diện thực A_c , mô men thứ cấp của tiết diện I_c được sử dụng để tính ứng suất sợi lớn nhất σ_b và σ_t ở thớ dưới và thớ trên tiết diện. M_{sR} được cung cấp cho mức độ tiếp xúc với XC1 ít hơn:

$$M_{sR} = (\sigma_b + f_{ctm}) Z_{b,co} \quad (34)$$

$$\text{hoặc } M_{sR} = \sigma_b Z_{b,co} \text{ (nếu độ bền > XC1)} \quad (35)$$

$$\text{hoặc } M_{sR} = (\sigma_t + 0,45 f_{ck}) Z_{t,co} \quad (36)$$

M_{sR} trong Công thức (34) là khả năng được kiểm tra theo tải sử dụng tiêu chuẩn $g_{kx} + q_k$. M_{sR} trong Công thức (35) được kiểm tra theo tải trọng dài hạn $g_k + y_2 q_k$ đối với các cấp tiếp xúc độ bền XC2 đến XC4 và tải trọng ngắn hạn $g_k + y_1 q_k$ đối với XD và XS. M_{sR} trong Công thức (36) được kiểm tra dựa trên tải trọng dài hạn đối với tất cả các cấp độ bền để tránh hiện tượng từ biến phi tuyến tính (BS EN 1992-1-1, điều 7.2.(3)) và nếu bề mặt trên cùng lộ ra trong thời gian dài. XD hoặc XS M_{sR} có khả năng $\leq (\sigma_t + 0,6 f_{ck}) Z_{t,co}$ cho tải sử dụng tiêu chuẩn (BS EN 1992-1-1, khoản 7.2.(2)).

Trong đó $Z_{b,co}$ và $Z_{t,co}$ là mô đun tiết diện liên hợp sử dụng diện tích biến đổi của cáp dựa trên tỷ số mô đun, không có hiệu ứng từ biến, $m = E_p / E_{cm}$. Điều này chỉ áp dụng cho ứng suất khi uốn, không áp dụng cho ứng suất trước.

Diện tích tiết diện liên hợp $A_{c,co} = A_c + (m - 1) A_p$

$$y_{b,co} = (A_c y_b + (m - 1) A_p y_s) / A_{c,co}$$

$I_{c,co} = I_c + A_c (y_{b,co} - y_b)^2 + \sum (m - 1) A_p (y_s - y_{b,co})^2$ trên mỗi lớp cáp

$$Z_{b,co} = I_{c,co} / y_{b,co}$$

$$Z_{t,co} = I_{c,co} / (h - y_{b,co})$$

Bản sàn T đôi là một trường hợp đặc biệt. Do mặt cắt ngang của nó, trọng tâm của cấu kiện nằm sát với bản cánh trên, và do đó mô đun mặt cắt Z_t với sợi trên cùng rất lớn, thường gấp 3 lần Z_b . Do đó,

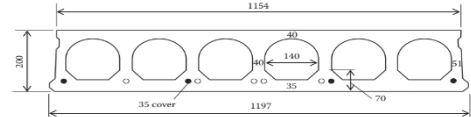
vì sợi trên cùng không đưa ra giá trị giới hạn cho M_{sR} nên ảnh hưởng của f_{ck} là rất nhỏ, như cho trong phương trình (1). Ảnh hưởng không chế trong phương trình (1) là σ_b nên ứng suất truyền trở nên rất quan trọng. Do đó, các cấu kiện chữ T đôi cần phải đạt được cường độ truyền tối đa có thể, chẳng hạn như $f_{ck}(t) = 35 \text{ N/mm}^2$.

Ví dụ tính toán:

Tính toán M_{sR} tại gối tựa và giữa nhịp cho cấu kiện cầu kiện lõi rỗng dự ứng lực cao 200 mm được trình bày trong Hình 5. Lực ứng suất trước ban đầu có thể được lấy bằng 70% cường độ tiêu chuẩn của tao xoắn 7 sợi "tiêu chuẩn". Dữ liệu của nhà sản xuất cho biết sự chùng ứng suất Loại 2 được xác định ở 20 giờ sau khi bảo dưỡng ở nhiệt độ trung bình 50°C. Lớp tiếp xúc là XC1. Nhịp của cấu kiện = 8 m. Lớp hoàn thiện của sàn = 1,5 kN/m². Dữ liệu hình học và vật liệu được nhà sản xuất đưa ra như sau:

Diện tích = 152 × 103 mm²; $I = 697 \times 106 \text{ mm}^4$; $y_b = 99 \text{ mm}$; $f_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$; $f_{ck}(t) = 30 \text{ N/mm}^2$; $f_{pk} = 1770 \text{ N/mm}^2$; $E_p = 195 \text{ kN/mm}^2$; $A_p = 52$ và 93 mm^2 trên đường kính tao cáp là 9,3 và 12,5 mm. lớp bảo vệ tao cáp = 35 mm. Tỷ trọng bê tông = 24,5 kN/m³. Cốt liệu sỏi. Xi măng CEM I cấp 52,5R. Diện tích mỗi nối đỡ tại chỗ = 7500 mm².

Ứng suất tối hạn của sợi ở phía trên hay phía dưới của cấu kiện?



Hình 5. Tiết diện ngang cấu kiện sàn lõi rỗng cho ví dụ. Các tao cáp được biểu thị bằng các chấm đen (đường kính 9,3 mm) và các chấm trắng (đường kính 12,5 mm)

Lời giải:

Đặc trưng vật liệu

$$f_{cm} = 45 + 8 = 53 \text{ N/mm}^2; f_{cm}(t) = 30 + 8 = 38 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 22 \times (53/10)^{0,3} = 36,283 \text{ N/mm}^2; E_{cm}(t) = 36,283 \times (38/53)^{0,3} = 32837 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,3 \times 452/3 = 3,80 \text{ N/mm}^2; f_{ctm}(t) = 3,8 \times 38/53 = 2,72 \text{ N/mm}^2$$

$$A_p = 6 \times 93 + 4 \times 52 = 766 \text{ mm}^2$$

Đặc trưng tiết diện

Trọng lượng bản thân cấu kiện = $152 \times 103 \times 24,5 \times 10^{-6} = 3,724 \text{ kN/m}$.

$$Z_b = 697 \times 10^6 / 99 = 7,040 \times 106 \text{ mm}^3; Z_t = 697 \times 10^6 / 101 = 6,901 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$y_s = (6 \times 93 \times 41,25 + 4 \times 52 \times 39,65) / 766 = 40,8 \text{ mm}$$

$$Z_{cp} = 99 - 40,8 = 58,2 \text{ mm}; Z_z = 697 \times 10^6 / 58,2 = 11,979 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Đặc trưng mặt cắt của mặt cắt thay đổi có diện tích cáp biến đổi

$$m - 1 = (195000/36283) - 1 = 4,37$$

$$A_{c,co} = 152000 + 4,37 \times 766 = 155351 \text{ mm}^2; y_{b,co} = 97,7 \text{ mm}; I_{c,co} = 708,1 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$Z_{b,co} = 7,244 \times 10^6 \text{ mm}^3; Z_{t,co} = 6,924 \times 10^6 \text{ mm}^3; Z_{z,co} = 708,1 \times 106 / 58,2 = 12,17 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Các giá trị này chỉ được sử dụng để tính toán ứng suất do tải trọng (không phải cho ứng suất trước) và cho M_{sR} , độ võng.

Dự ứng lực

$$\text{Ứng suất ban đầu } \sigma_{pi} = 0,7 \times 1770 = 1239 \text{ N/mm}^2$$

$$P_{pi} \text{ ban đầu} = 1239 \times 766 \times 10^{-3} = 949074 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 1239 \times 0,66 \times 2,5 \times e^{(9,1 \times 0,7)} \times (20/1000)^{(0,75 \times (1-0,7))} \times 10^{-5} = 4,95 \text{ N/mm}^2$$

$$P_{mo} = (1239 - 4,95) \times 766 = 945281 \text{ N}$$

$$\sigma_{cp} = (945281/152000) + (945281 \times 58,2/11,979 \times 10^6) = 10,81 \text{ N/mm}^2$$

Ở giữa nhịp, mô men uốn do trọng lượng bản thân $M_{s0} = 3,724 \times 8,0^2/8 = 29,79 \text{ kNm}$

$$\text{Do } M_{s0} \text{ nên } \sigma_{cp0} = -29,79 \times 12,17 = -2,45 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Khi đó tại giữa nhịp } \sigma_{cp} = 10,81 - 2,45 = 8,36 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{el} = 195000 \times 10,81/32837 = 64,20 \text{ N/mm}^2. \text{ Tại giữa nhịp} = 49,66 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_{pm0} = 1169,9 \text{ N/mm}^2$ và ở giữa nhịp $\sigma_{pm0} = 1184 \text{ N/mm}^2 < 0,75 \times 1770 = 1328 \text{ N/mm}^2$ OK

$$P_{pm0} = 1169,9 \times 766 = 896106 \text{ N}$$

Kiểm tra truyền ứng suất gối tựa

$\sigma_b(t) = (896106/152000) + (896106 \times 58,2/7,040 \times 10^6) = 13,30 \text{ N/mm}^2 < 0,6 \times 30 = 18,0 \text{ OK}$

$\sigma_t(t) = (896106/152000) - (896106 \times 58,2/6,901 \times 10^6) = -1,66 \text{ N/mm}^2 > -2,72 \text{ OK}$

(Lưu ý rằng trọng lượng bản thân của cấu kiện ở cuối chiều dài truyền tải có thể được xem xét nếu $\sigma_b(t)$ hoặc $\sigma_t(t)$ không thỏa).

Sự phát triển của bê tông trong quá trình bảo dưỡng

Nhiệt độ trung bình trong 20 giờ bảo dưỡng = 50°C

$$t_T = (20/24) e^{-[4000/(273+50)] - 13,65} = 2,96 \text{ ngày}$$

Hệ số xi măng loại R = 1

$$t_{OT} = 2,96 \times [9/(2 + 2,96^{1,2}) + 1] = 7,65 \text{ ngày}$$

Tổn thất trong thời gian dài khi sử dụng RH = 50% ở phần thứ đáy bị phơi ra

$$h_o = 2 \times \text{diện tích}/\text{thứ đáy} = 2 \times 152000/1200 = 254,0 \text{ mm}$$

$$\varphi_{RH} = [1 + (1 - (50/100) \times 0,75/(0,1 \times 254,0^{1,3}))] \times 0,92 = 1,464$$

$$\beta(f_{cm}) = 16,8/\sqrt{53} = 2,308$$

$$\beta(t_o) = 1/(0,1 + 7,65^{0,2}) = 0,624$$

$$\beta_H = ((1,5 \times (1 + (0,012 \times 50)^{18}) \times 254,0) + (250 \times 0,81)) = 584 \text{ ngày}$$

$$\beta_c(t, t_o) = [(20833 - 1)/(584 + 20833 - 1)]^{0,3} = 0,992$$

$$\varphi(t, t_o) = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_o) \beta_c(t, t_o) = 1,464 \times 2,308 \times 0,624 \times 0,992 = 2,091$$

$$\sigma_{cp} = (896106/152000) + (896106 \times 58,22/697 \times 10^6) = 10,25 \text{ N/mm}^2.$$

Ở giữa nhịp sau khi trừ đi trọng lượng bản thân ($3,72 + 7500 \times 24,5 \times 10^{-6} = 3,91 \text{ kN/m}$) và tính tải phân bố đều ($1,5 \times 1,2 = 1,8 \text{ kN/m}$)

Ở giữa nhịp, mô men uốn do trọng lượng bản thân $M_{s0} = 5,71 \times 8,02/8 = 45,68 \text{ kNm}$

$$\text{Do } M_{s0} \text{ nên } \sigma_{cp0} = -45,68 \times 12,17 = -3,75 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Khi đó } \sigma_{cp} = 10,25 - 3,75 = 6,62 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Mẫu số trong Biểu thức 5.46} = 1,126$$

$$\Delta\sigma_{p,c} = 195000 \times 2,091 \times 10,25/(36,283 \times 1,126) = 102,3 \text{ N/mm}^2.$$

Ở giữa nhịp = $66,12 \text{ N/mm}^2$

Độ co ngót của bê tông

$$k_n = 0,80$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \times (1 - (50/100)^3) = 1,356$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = (20833 - 1)/[(20833 - 1) + 0,04 \times 254,0^{1,5}] = 0,992$$

$$\varepsilon_{cs} = \beta_{ds}(t, t_s) k_n \varepsilon_{cd,o} = 0,992 \times 0,80 \times 0,85 \times (220 + 110 \times 6) \times e^{-0,11 \times 53/10} \times 1,356 \times 10^{-6} = 0,000447$$

$$\varphi(t, t_o) = 2,091$$

$$\Delta\sigma_{p,s} = 0,000447 \times 195000/1,126 = 77,5 \text{ N/mm}^2$$

Sự chùng ứng suất của tạo cáp

$$\mu = 1169,9/1770 = 0,661. \text{ Ở giữa nhịp} = 1184/1770 = 0,669$$

$$\sigma_{pr} = 1169,9 \times 0,66 \times 2,5 \times e^{(0,661 \times 9,11)} \times [(500000/1000)^{(0,75 \times (1-0,661))}] \times 10^{-5} = 38,37 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Tại giữa nhịp } \sigma_{pr} = 40,29 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{p,r} = 0,8 \times 38,37/1,126 = 27,27 \text{ N/mm}^2$$

Tại giữa nhịp $\Delta\sigma_{p,r} = 28,63 \text{ N/mm}^2$ (lớn hơn một chút do tổn hao nhỏ hơn)

Ứng suất trước cuối cùng

$$\sigma_{po} = 1169,9 - 102,3 - 77,5 - 27,3 = 962,8 \text{ N/mm}^2. \text{ Tại giữa nhịp } \sigma_{po} = 1012,2 \text{ N/mm}^2$$

$$P_{po} = 962,8 \times 766 = 737511 \text{ N. Ở giữa nhịp} = 775318 \text{ N}$$

$$R_{wk} = 737511/949074 = 0,777. \text{ Ở giữa nhịp tỷ lệ } R_{wk} = 0,817$$

Ứng suất trước cuối cùng ở giữa nhịp

$$\sigma_b = (775318/152000) + (775318 \times 58,2/7,040 \times 10^6) = 11,51 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \times 45 = 20,25 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_t = (775318/152000) - (775318 \times 58,2/6,900 \times 10^6) = -1,44 \text{ N/mm}^2 > -3,80 \text{ N/mm}^2$$

M_{SR} ở giữa nhịp là giá trị nhỏ hơn trong số:

Ở sợi phía thứ dưới. $M_{SR,b} = (11,51 + 3,80) \times 7,244 = 110,9 \text{ kNm}$

Ở sợi phía trở trên. $M_{SR,t} = (20,25 + 1,44) \times 6,924 = 150,2 \text{ kNm} > 110,9 \text{ kNm}$

7.2(3) Nhưng trong thiết kế $M_{SR,t}$ chỉ cần được kiểm tra đối với tải trọng sử dụng dài hạn.

Ứng suất trước cùng tại gối tựa

$$\sigma_b = (737511/775318) \times 11,51 = 10,95 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_t = (737511/775318) \times -1,44 = -1,37 \text{ N/mm}^2$$

M_{SR} ở gối tựa là giá trị nhỏ hơn trong số:

$$M_{SR,b} = (10,95 + 3,80) \times 7,244 = 106,8 \text{ kNm}$$

$$M_{SR,t} = (20,25 + 1,37) \times 6,924 = 149,7 \text{ kNm} > 106,8 \text{ kNm}$$

Sợi thứ dưới cùng rất quan trọng trong cả hai trường hợp.

Sự phân bố M_{SR} tại gối tựa và giữa nhịp được coi là parabol để giống sự phân bố parabol của ứng suất uốn do trọng lượng bản thân và tính tải.

4. KẾT LUẬN

Dựa trên các dạng phá hoại có thể xảy ra với cấu kiện sàn khi làm việc, các nguyên tắc thiết kế chung của sàn bê tông lắp ghép được bài báo phân tích, trình bày thông qua sự phụ thuộc của khả năng làm việc của sàn vào tải trọng tác động và nhịp của cấu kiện sàn. Các cấu tạo cơ bản của cáp dự ứng lực trong sàn cũng được trình bày, đây là các thông tin hữu ích cho các kỹ sư tham khảo khi tính toán thiết kế sàn bê tông dự ứng lực.

Bên cạnh đó, dựa theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép của Châu Âu BS EN 1992-1-1 [9], các chỉ dẫn tính toán theo các trạng thái giới hạn cũng được trình bày chi tiết. Trên cơ sở phân tích tính toán, một quy trình tính toán sàn bê tông dự ứng lực theo trạng thái giới hạn sử dụng được đề xuất theo các quy định của BS EN 1992-1-1. Đây là chỉ dẫn chi tiết, rõ ràng cho các kỹ sư khi thiết kế cấu kiện sàn bê tông dự ứng lực theo tiêu chuẩn châu Âu.

Lời cảm ơn: Nội dung nghiên cứu của bài báo thuộc đề tài nghiên cứu cấp Bộ Xây dựng có mã số RD 24-24: "Nghiên cứu xây dựng hướng dẫn thiết kế kết cấu khung và sàn bê tông lắp ghép theo tiêu chuẩn EN 1992-1-1". Nhóm tác giả xin trân trọng cảm ơn sự hỗ trợ từ cơ quan quản lý và Bộ Xây dựng đã tạo điều kiện, cấp kinh phí cho nghiên cứu này.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Kim S. Elliott, 2017. Precast Concrete Structures, 2nd ed., Taylor & Francis Group, 6000 Broken Sound Parkway NW, Florida-USA.
- [2] Walraven, J. C. and Mercx, W. 1983. The Bearing Capacity of Prestressed Hollow Core Slabs, Heron, 28, No. 3, University of Delft, Delft, the Netherlands
- [3] FIP Recommendations. 1988. Precast Prestressed Hollow Cored Floors, FIP Commission on Prefabrication, Thomas Telford, London, UK.
- [4] PCI. 1991. PCI Manual for the Design of Hollow Core Slabs, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL
- [5] Girhammer, U. A. 1992. Design principles for simply supported prestressed hollow core slabs, Structural Engineering Review, Oxford, UK., 4(4), 301–316.
- [6] Pajari, M. 1998. Shear resistance of PHC slabs supported on beams, Journal of Structural Engineering, 124(9), Part 1: Tests, 1050–1061. Part 2: Analysis, 1062–1073
- [7] Concrete Manufacturers' Association. 2013. Hollow Core Slab Systems Information Manual, Concrete Manufacturers' Association, Johannesburg, South Africa.
- [8] FIP Recommendations. 2000. Bond of Reinforcement in concrete, Thomas Telford, London, UK
- [9] BS EN 1992-1-1. 2004. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, BSI, London, UK., February 2014.
- [10] BS EN 1168. 2005. Precast concrete products – Hollow core slabs, +A3:2011, BSI, London, UK.