

VIETCONS
ALWAYS BESIDE YOUR SUCCESS

PGS. TS. LÊ THANH HUẤN (Chủ biên)
TS. NGUYỄN HỮU VIỆT - ThS. NGUYỄN TẤT TÂM

TRUNG TÂM ĐÀO TẠO XÂY DỰNG VIETCONS
CHƯƠNG TRÌNH - MỖI NGÀY MỘT CUỐN SÁCH

KẾT CẤU BÊ TÔNG ỨNG LỰC TRƯỚC CĂNG SAU TRONG NHÀ NHIỀU TẦNG



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

VIETCONS
ALWAYS BESIDE YOUR SUCCESS

PGS. TS. LÊ THANH HUẤN (Chủ biên)
TS. NGUYỄN HỮU VIỆT - THS. NGUYỄN TẤT TÂM

KẾT CẤU BÊ TÔNG ỨNG LỰC TRƯỚC CĂNG SAU TRONG NHÀ NHIỀU TẦNG

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2010

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

LỜI NÓI ĐẦU

Kết cấu bê tông ứng lực trước (BTƯLT) là một dạng kết cấu đặc biệt trong kết cấu bê tông cốt thép đã và đang được sử dụng rộng rãi trong xây dựng nhà và công trình. Trong công tác thiết kế, thi công đòi hỏi phải tuân thủ: ngoài những quy định cơ bản đối với kết cấu bê tông thường còn những chỉ dẫn riêng đã được thể hiện trong các tiêu chuẩn hiện hành trong và ngoài nước.

Kết cấu bê tông ứng lực trước được thực hiện theo 2 công nghệ khác nhau tuỳ thuộc vào phương thức sản xuất và thi công công trình. Đó là công nghệ căng trước và công nghệ căng sau. Cuốn sách này chỉ đề cập tới những nội dung về tính toán, thiết kế, cấu tạo và thi công các kết cấu dầm, sàn nhà nhiều tầng theo công nghệ căng sau trên bê tông đổ tại chỗ.

Cuốn sách được biên soạn dựa theo Tiêu chuẩn Thiết kế Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép TCXDVN356 : 2005 cùng một số tiêu chuẩn, tài liệu khác trong đó có những kết quả nghiên cứu, kinh nghiệm thiết kế, giám sát và thi công các thể loại kết cấu bê tông ứng lực trước trong những năm qua.

Sách được dùng làm tài liệu tham khảo cho học viên ngành xây dựng dân dụng và công nghiệp, đồng thời cũng có ích đối với kỹ sư thiết kế, giám sát và thi công kết cấu bê tông ứng lực trước trong công trình xây dựng nói chung.

Phân công biên soạn như sau: PGS TS Lê Thanh Huấn, chủ biên viết chương 1, 2, 5. Cùng với TS Nguyễn Hữu Việt và Th.s Nguyễn Tất Tâm viết chương 3 và chương 4.

Nhân đây chúng tôi xin chân thành cảm ơn các giảng viên Bộ môn Kết cấu bê tông - Gạch đá Khoa Xây dựng Trường Đại học Kiến trúc Hà nội đã đóng góp nhiều công sức trong quá trình hợp tác nghiên cứu và biên soạn.

Chắc rằng xuất bản lần này không tránh khỏi thiếu sót, chúng tôi mong được bạn đọc góp ý, phê bình. Mọi ý kiến đóng góp xin gửi về: Phòng biên tập sách Khoa học kỹ thuật - công nghệ. Nhà xuất bản Xây dựng, 37 Lê Đại Hành - Hà Nội. Điện thoại: 043.9741954.

Các Tác giả

THUẬT NGỮ VÀ KÝ HIỆU

1. Thuật ngữ

Bê tông ứng lực trước (viết tắt: BT ULT) là dạng kết cấu bê tông cốt thép đặc biệt được gây ứng suất trong quá trình chế tạo trước khi có tải trọng sử dụng.

Căng trước hay căng trên bệ là phương pháp gây ứng suất trước cho kết cấu bằng việc căng cốt thép trên 2 trụ (bệ, mố) trước khi đổ bê tông.

Căng sau hay căng trên bê tông là phương pháp gây ứng suất trước cho kết cấu bằng việc căng cốt thép sau khi đổ bê tông.

Cốt sợi là cốt thép có đường kính nhỏ hơn 6mm.

Cốt thanh là cốt thép có đường kính lớn hơn 5mm.

Bó thép bao gồm nhiều sợi thép được bó lại.

Bện hay tao thép bao gồm các sợi thép được bện hoặc xoắn vào nhau.

Cáp dùng để chỉ các loại cốt thép sợi dạng bó hoặc bện.

Cốt căng là các loại cốt thép (cáp) cường độ cao dùng để tạo ứng suất trước rồi cùng chịu lực với côt thép thường trong kết cấu BTULT.

Neo là thiết bị hoặc các chi tiết dùng để giữ, hãm cốt thép kéo căng trong và sau khi tạo ứng suất trước trong kết cấu.

Bộ nối là các chi tiết dùng để nối các cốt thép kéo căng trong kết cấu.

2. Ký hiệu

A diện tích toàn phần mặt cắt ngang cấu kiện kết cấu, cm^2.

A_b diện tích phần bê tông đã trừ đi toàn bộ diện tích cốt thép choán chỗ, cm^2.

A_{red} diện tích tiết diện quy đổi bao gồm diện tích tiết diện bê tông A_b và phần diện tích tiết diện cốt thép đã được quy đổi ra diện tích bê tông tương đương.

A_{sp} diện tích tiết diện cốt căng đặt trong vùng kéo, cm^2.

A'_{sp} diện tích tiết diện cốt căng đặt trong vùng nén, cm^2.

A_s, A'_s tương ứng là diện tích tiết diện cốt thép thường đặt trong vùng kéo và vùng nén tiết diện.

E_b môđun đàn hồi ban đầu của bê tông khi nén, MPa.

E_{sp}, E_s tương ứng là môđun đàn hồi của cốt căng và cốt thép thường, MPa.

J mômen quán tính tiết diện, cm^4.

S mômen tĩnh tiết diện, cm^3.

b chiều rộng tiết diện chữ nhật, chiều rộng sườn tiết diện chữ T và chữ I.

b_f, b'_s chiều rộng cánh tiết diện chữ T và chữ I tương ứng trong vùng chịu kéo và nén.

h chiều cao của tiết diện chữ nhật, chữ T và chữ I,cm.

h_f, h'_f phần chiều cao của cánh tiết diện chữ T và chữ I tương ứng trong vùng chịu kéo và nén.

a, a' khoảng cách từ hợp lực của cốt thép đặt trong vùng kéo và nén đến biên gần nhất của tiết diện;

h_0, h'_0 chiều cao làm việc của tiết diện tương ứng bằng h-a và h-a';

x chiều cao vùng bê tông chịu nén;

ξ chiều cao tương đối của vùng bê tông chịu nén, bằng x/h_0;

s khoảng cách cốt thép đai theo chiều dài cấu kiện;

M mômen uốn tính toán do tải trọng tính toán tác dụng.

M_{tc} mômen uốn tiêu chuẩn do tải trọng tiêu chuẩn tác dụng.

M_u mômen kháng uốn của tiết diện.

M_{cr} mômen kháng nứt của tiết diện.

Q lực cắt.

$R_b, R_{b,ser}$ cường độ chịu nén tính toán dọc trục của bê tông ứng với trạng thái giới hạn thứ nhất và thứ 2 (cường độ lăng trụ).

R_{bn} cường độ chịu nén tiêu chuẩn dọc trục của bê tông ứng với trạng thái giới hạn thứ nhất (cường độ lăng trụ).

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

R_{bt}, $R_{bt,ser}$ cường độ chịu kéo tính toán dọc trục của bê tông ứng với trạng thái giới hạn thứ nhất và thứ 2.

$R_{btn\ kc}$ cường độ chịu kéo tiêu chuẩn của bê tông ứng với trạng thái giới hạn thứ nhất.

R_{bp} cường độ chịu nén của bê tông tại thời điểm gây ứng lực trước.

R_s, $R_{s,ser}$ cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép ứng với trạng thái giới hạn thứ nhất và thứ 2.

R'_s cường độ tính toán của cốt thép thường đặt trong vùng nén.

R_{sp}, R'_{sp} cường độ chịu kéo tính toán của cốt căng đặt trong vùng kéo và trong vùng nén.

R_{sw} cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép ngang (đai).

σ_b ứng suất nén trước trong bê tông.

σ_{bp}, σ'_{bp} ứng suất nén trước trong bê tông ngang mức trọng tâm cốt thép căng trong vùng kéo và vùng nén.

P hợp lực của các ứng lực trong cốt căng và cốt thép thường trong tiết diện.

σ_0 ứng suất giới hạn đối với cốt căng, MPa.

σ_1 ứng suất hao do chùng cốt thép, MPa.

σ_2 ứng suất hao do chênh lệch nhiệt độ giữa cốt thép và thiết bị căng trong trường hợp bê tông được chưng hấp bằng nhiệt, MPa.

σ_3 ứng suất hao do biến dạng neo, MPa.

σ_4 ứng suất hao do cốt thép bị uốn cong trong các ống luồn cáp, MPa.

σ_5 ứng suất hao do biến dạng của khuôn đúc cấu kiện, MPa.

σ_6 ứng suất hao do từ biến nhanh của bê tông ngay sau khi được truyền ứng lực, MPa.

σ_7 ứng suất hao do co ngót.

σ_8 ứng suất hao do từ biến theo thời gian chất tải, MPa.

σ_{con2}, σ'_{con2} tương ứng là ứng suất khống chế của cốt căng S và S' theo công nghệ căng sau.

ε_b biến dạng tỷ đối của bê tông, %.

f độ võng toàn phần, cm.

f_{ngh} độ võng do tải trọng tác động ngắn hạn của tải trọng, cm.

f_{dh} độ võng do tải trọng tác động dài hạn của tải trọng, cm.

f_v độ vồng do lực nén trước, cm.

$f_{v.th}$ độ vồng do từ biến, cm.

B_i độ cứng uốn của cấu kiện ứng với các trường hợp xác định độ võng và độ vồng có xét tới các biến dạng ngoài đàn hồi hoặc khi có nứt, $kg.cm^2$.

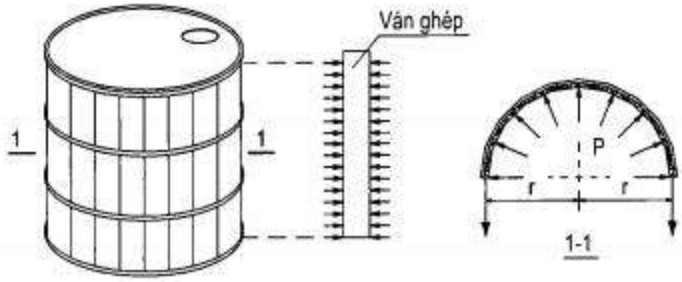
VIETCONS
ALWAYS BESIDE YOUR SUCCESS

Chương 1

TÌNH HÌNH ỨNG DỤNG KẾT CẤU BÊ TÔNG ỨNG LỰC TRƯỚC TRONG CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG

1.1. SƠ LƯỢC LỊCH SỬ PHÁT TRIỂN KẾT CẤU BÊ TÔNG ỨNG LỰC TRƯỚC

Nguyên lý gây ứng lực trước (ƯLT) đã được ứng dụng trong thực tế đời sống từ hàng trăm năm trước đây. Khi chế tạo những thùng chứa chất lỏng như nước, rượu ... hay khi làm trống (hình1.1), các thanh gỗ phẳng hoặc cong được ghép lại thật khít nhờ những đai bằng dây thừng hay bằng kim loại. Khi xiết chặt các vành đai trong thành thùng xuất hiện các ứng lực nén vòng ngược chiều tác dụng với các ứng suất kéo gây ra do áp lực thuỷ tĩnh hay áp lực hơi. Nhờ vậy trong thành thùng còn lại những ứng suất nén hoặc kéo vòng với giá trị nhỏ so với khả năng chịu nén, kéo của vật liệu đồng thời tạo nên sự khít chặt giữa các mảnh ghép thành thùng. Kết quả thùng có thể chịu được áp lực lớn của chất lỏng bên trong mà không bị thấm hay rò rỉ.



Hình 1.1. *Phương pháp gây ứng lực trước đơn giản trong chế tạo các thùng chứa chất lỏng*

Nguyên lý này đã được P G. Jackson (Mỹ) đưa vào áp dụng thành công cho vòm gạch, đá, bê tông từ năm 1886. Tiếp theo K.During (Đức) đã gây được ứng suất nén trong bản bê tông bằng việc căng trước cốt thép thường. Tuy vậy phương pháp này không đem lại hiệu quả mong muốn vì chỉ một

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

thời gian ngắn sau khi căng và bê tông đã đông cứng thì trong bê tông hầu như không còn ứng suất nén nữa. Hiện tượng này được gọi là sự tổn hao ứng suất. Thực vậy khi dùng cốt thép thông thường có cường độ thấp không vượt quá 1225 kg/cm^2 và biến dạng (độ dãn dài tỷ đối) chỉ đạt tới giá trị bằng:

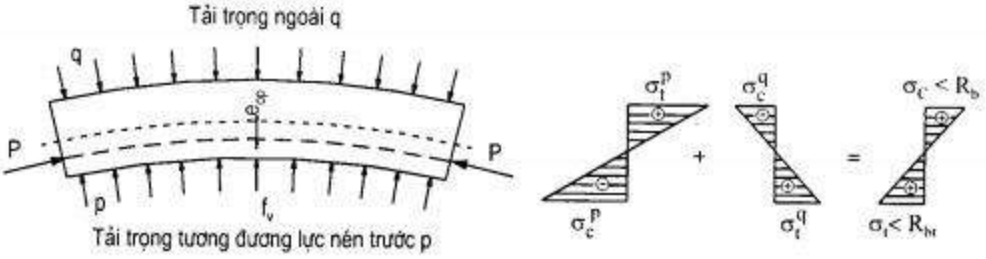
$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{1225}{2100000} = 0,0006 \qquad (1.1)$$

Với trị biến dạng này chỉ vừa đủ cân bằng các biến dạng theo hướng ngược chiều sảy ra trong quá trình chùng cốt thép, bê tông co ngót và từ biến khi kết cấu chịu tải hoặc do các nguyên nhân khác.

Trong những năm 1928-1929 kỹ sư nổi tiếng người Pháp E. Freyssinet đã lần đầu tiên chứng minh được có thể và cần sử dụng loại thép có cường độ cao để nâng cao lực gây ứng suất trước trong bê tông lên tới trên 4000 kg/cm^2 mới có thể triệt tiêu được toàn bộ các tổn hao ứng suất do các nguyên nhân xảy ra trong quá trình thi công và sử dụng kết cấu. Ông đã căng các sợi thép có giới hạn bền (trước thời điểm bị kéo đứt) f_u = 17 000 kg^2 và để gây ứng lực trước trong bê tông. Ứng suất trong cốt căng đã đạt đến giá trị f_p = 10000 kg/cm^2 bằng 70%-80% giới hạn bền (f_u). Trong trường hợp này biến dạng của thép căng sau khi đã bị trừ đi tổng các giá trị biến dạng do các tổn hao xảy ra trong quá trình căng và chịu lực có thể lên tới 0,0008 (0,08%), vậy biến dạng còn lại trong cốt thép căng có giá trị: 0,0050 – 0,0008 = 0,0042 tương ứng với ứng suất còn tồn tại trong cốt thép để gây ứng lực trước trong bê tông là:

$$\sigma = E.\sigma = 2100000 \times 0,0042 = 8600 \text{ kG/cm}^2 (860 \text{ MPa})$$

Kết quả thí nghiệm trên cho thấy ứng suất nén trước trong bê tông vẫn còn tồn tại với một giá trị đủ để cân bằng từng phần hay toàn bộ các ứng suất kéo trong kết cấu khi chịu tải (hình 1.2).



Hình 1.2. *Sơ đồ gây ứng suất trước trong cấu kiện bê tông chịu nén bằng cốt thép cường độ cao*

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Thành công trong việc gây ứng lực trước bằng việc sử dụng cốt thép cường độ cao đã nhanh chóng đưa kết cấu bê tông ứng lực trước vào các công trình xây dựng. Đến năm 1939 E. Freyssinet đã sáng chế ra công cụ căng thép bằng loại kích rỗng 2 thì và bộ neo hình côn có độ tin cậy cao trong việc giữ hai hoặc một đầu cốt thép được căng không bị tuột đảm bảo cho sự truyền lực căng vào kết cấu trong quá trình thi công và sử dụng.

Song song với việc hoàn thiện các công nghệ gây ứng lực trước - căng trước (căng trên bệ) hay căng sau (căng trên bê tông) các công trình nghiên cứu về lý thuyết tính toán cũng được tiến hành ở nhiều nước.

Các Viện nghiên cứu kết cấu bê tông, thuộc Viện hàn lâm khoa học Xây dựng Liên Xô trước đây đã đạt nhiều thành công trong lĩnh vực lý thuyết, thực nghiệm và triển khai các công nghệ sản xuất, ứng dụng các dạng kết cấu bê tông ứng lực trước trong công trình xây dựng. Các nhà khoa học Xô Viết A.A. Gvodiep, B.B.Mikhailôp, P.L.Pasternăc... từ năm 1930 đã công bố những công trình đầu tiên trên thế giới về kết cấu bê tông ứng lực trước. B.B.Mikhailôp đã thành công trong hàng loạt các công trình nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm các kết cấu bê tông ứng lực trước đúc sẵn theo phương pháp ly tâm cho cột, trụ, ống cao áp... và đến năm 1940 đã đưa vào ứng dụng máy căng thép liên tục gây ứng lực trước cho các thành bể, tháp chứa cỡ lớn, (hình 1.3). Đặc biệt, sau thế chiến thứ hai, loại kết cấu có hiệu quả cao về kinh tế, kỹ thuật này đã góp phần quan trọng trong việc xây dựng mới và khôi phục các thành phố, nhà máy bị tàn phá ở Liên Xô và các nước Đông Âu trước đây.

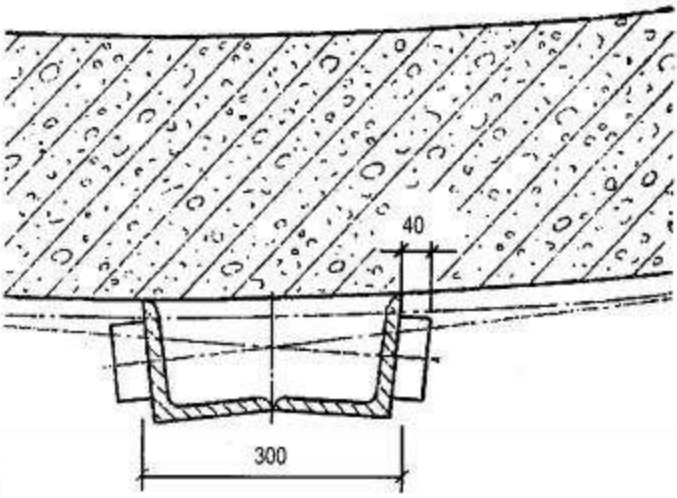
Tại châu Âu kết cấu BTULT phát triển nhanh chóng ở Pháp, Bỉ, rồi đến Anh, Đức, Thuỵ Sỹ, Hà Lan. Trong gần 500 cầu được xây dựng ở Đức từ 1949 đến 1953 đã có 350 cầu bê tông ứng lực trước. Ở Liên Xô trước đây và CH Liên bang Nga hiện nay các cấu kiện bê tông đúc sẵn như tấm sàn từ 6m, dầm, dàn khẩu độ từ 18m trở lên đều quy định dùng bê tông ULT. Trong các nhà máy bê tông đúc sẵn thường sử dụng các bệ đúc có chiều dài từ 30m đến 180m rất tiện lợi cho chế tạo hàng loạt cấu kiện bê tông ULT theo công nghệ căng trước.

Những kết cấu có khẩu độ lớn tới 100m tỏ ra rất có hiệu quả khi dùng bê tông ULT.

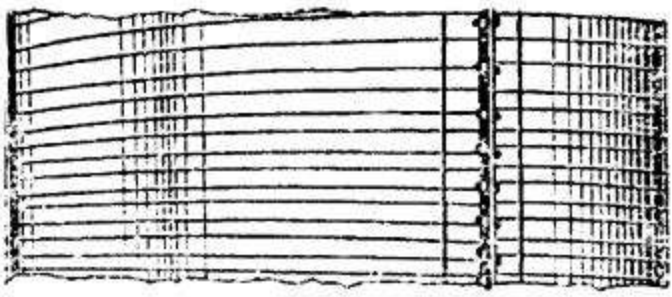
Tại Mỹ chú trọng ứng dụng bê tông ULT vào xây dựng các bể chứa nhiên liệu có dung tích từ 10 000m^3 trở lên.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

a)



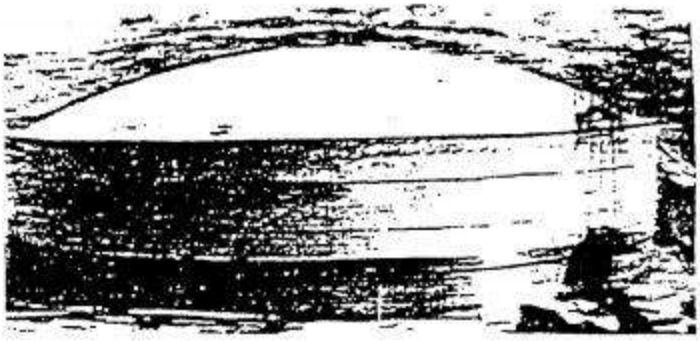
b)



c)

Hình 1.3. *Bể chứa bê tông cốt thép được gây ƯLT:*
a) Bằng thiết bị căng thép liên tục ngoài thành bể;
b, c) Bằng thép rời từng đoạn được neo vào trụ thép hoặc sườn bê tông.

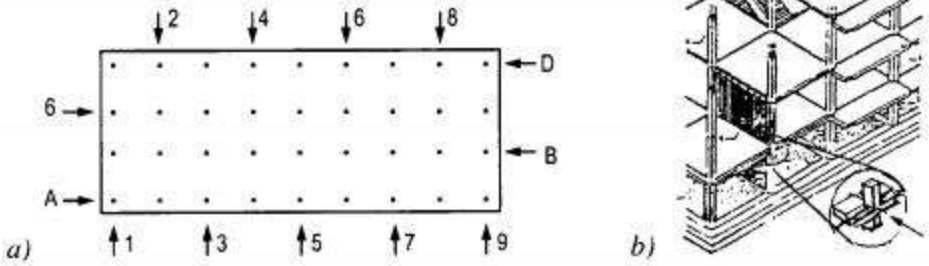
Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org



Hình 1.4. *Bể chứa nhiên liệu bê tông ƯLT khối tích 11350m³ tại California Mỹ.*

Công nghệ căng cốt thép cũng được được cải tiến, ngày một hiện đại. Các kích thuỷ lực có công suất lớn cho phép căng đồng thời hàng chục bện, bó cáp với lực căng từ 200tấn đến 600tấn có hành trình của kích từ 1,25m đến 1,5m. Thậm chí cùng một lúc có thể căng cho 2,3 bệ với tổng lực căng tới 1200tấn và 2400tấn.

Trong lĩnh vực xây dựng nhà cao tầng, sử dụng bê tông ƯLT cho phép tăng kích thước lưới cột, hoặc giảm chiều dày sàn, khối lượng thép cũng được giảm đáng kể. Các ô sàn phẳng không dầm khẩu độ tới 15,6m mà chiều dày bê tông ƯLT không quá 15cm dầm đã sớm được ứng dụng ở Mỹ. Trong phương pháp thi công bằng hệ kích nâng sàn bê tông ƯLT đúc sẵn, mỗi tấm sàn phẳng có trọng lượng từ 300tấn đến 800tấn cũng được áp dụng phổ biến ở châu Âu.



Hình 1.5. *a) Sơ đồ bố trí căng cáp trên mặt bằng dọc theo các trục ngang và dọc công trình; b) Sơ đồ các cấu kiện đã được lắp ghép trước khi căng cáp.*

Hệ kết cấu IMS có xuất xứ từ Cộng hòa Liên bang Nam Tư trước đây rồi phát triển đến các nước khác trong đó có Cuba. Hệ này được hợp thành từ

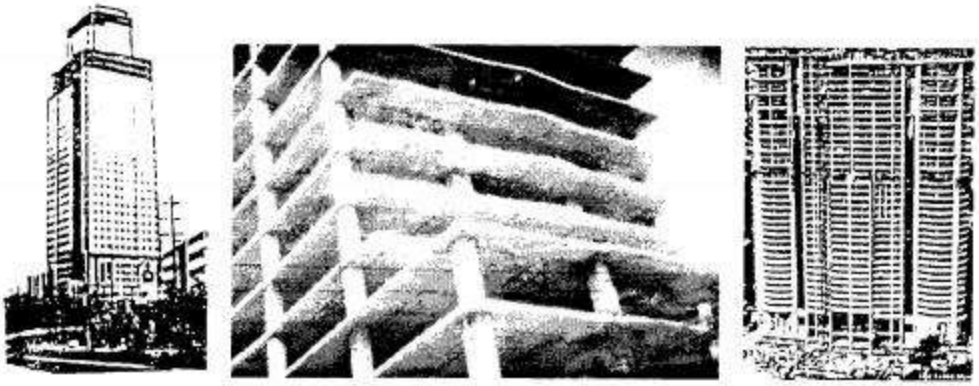
các cấu kiện bê tông đúc sẵn và được gây ứng lực trước bởi việc căng cốt thép dọc theo các trục lưới cột sau khi hoàn thành phần lắp ghép từng tầng. (xem hình 1.5).

Ngoài nhà cửa, bê tông ứng lực trước còn được sử dụng rất hiệu quả trong việc xây dựng các kết cấu chuyên dụng như đường băng cho máy bay hạng nặng, các tháp vô tuyến truyền hình chiều cao lớn, vỏ lò phản ứng hạt nhân v.v...

Ở châu Á, nhất là các nước trong khu vực, các kết cấu bê tông ứng lực trước được ứng dụng phổ biến một phần nhờ đã sản xuất được các loại thép cường độ cao, các loại cáp ứng lực trước, các loại neo và phụ kiện kèm theo phù hợp với các tiêu chuẩn tiên tiến có giá thành hợp lý như Trung Quốc, Singapore, Indônexia, Thái Lan... Chẳng hạn ở Indonexia có tới 80% khối lượng kết cấu sàn nhà cao tầng được sử dụng bê tông ứng lực trước. Nhiều ngôi nhà 30 - 40 tầng xây dựng ở Thái Lan được sử dụng hệ sàn phẳng không dầm bê tông ứng lực trước.

Ngôi nhà 41 tầng Parnpat Center có diện tích sàn 56000m^2 với 12 tầng hầm dùng làm gara ôtô và dịch vụ công cộng đều dùng bê tông ứng lực trước với kết cấu bản sàn phẳng có chiều dày 16cm đến 20cm và hệ dầm bản rộng chiều cao 45cm cho khẩu độ tới 13m, (hình 1.6a).

Ngay ở Mỹ là nước thường xây dựng nhà cao tầng bằng kết cấu thép kể cả sàn, nhưng gần đây cũng đã xây dựng một chung cư 52 tầng với 10000m^2 sàn bê tông ứng lực trước (toà nhà Santa Maria Condominimum), (hình 1.6c).

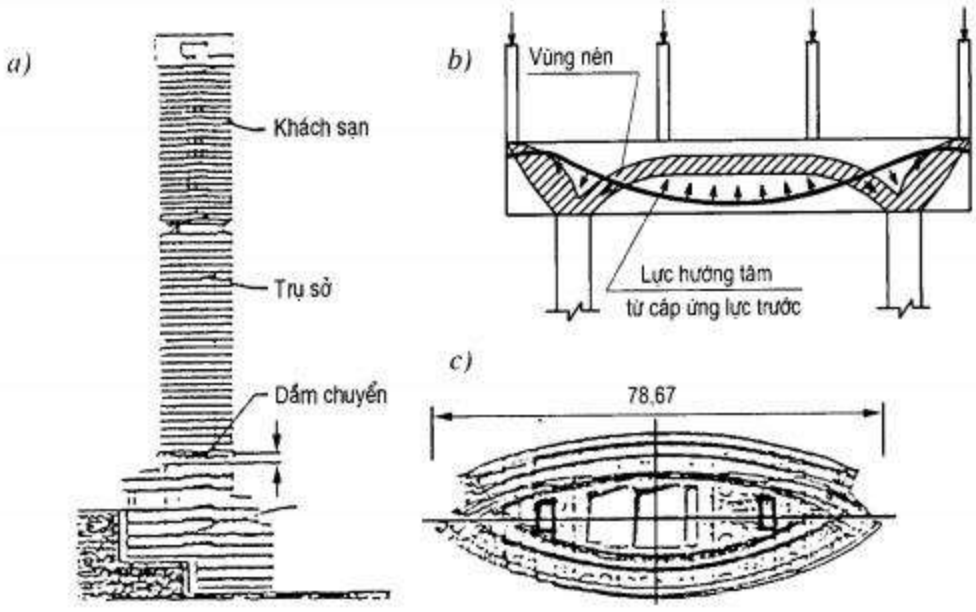


a) *b)* *c)*

Hình 1.6. *a, b) Parnpat Center và những ngôi nhà cao tầng dùng sàn phẳng bêtông ULT tại Thái Lan; c) Ngôi nhà Santa Maria Condominimum tại Mỹ.*

Tại Singapore ngoài các chung cư, khách sạn, trụ sở cao tầng còn dùng sàn bê tông ứng lực trước trong công trình bệnh viện, trường học với lưới cột thông dụng 8m × 8m.

Những ngôi nhà cao tầng ở Hồng Kông được xây dựng với các thể loại kết cấu chịu lực khá độc đáo với việc sử dụng các tầng cứng (tầng chuyển) bê tông ứng lực trước, (hình 1.7). Tầng chuyển có chiều cao 5m đỡ khối cao tầng.



Hình 1.7. *a) Mặt cắt công trình: b) Sơ đồ đặt cáp trong sàn tầng chuyển có chiều cao 5m; c) Mặt bằng bố trí cáp trong sàn tầng điển hình.*

1.2. ỨNG DỤNG KẾT CẤU BÊ TÔNG ỨNG LỰC TRƯỚC Ở VIỆT NAM

Kết cấu bê tông ứng lực trước được nghiên cứu ứng dụng ở Việt Nam khá sớm, từ những năm 60 thế kỷ XX. Cầu Phú Lỗ và các kết cấu chịu lực nhà máy đóng tàu Bạch Đằng là những công trình ứng dụng công nghệ bê tông ứng lực trước đầu tiên do các nhà thiết kế và xây dựng Việt Nam thực hiện từ những năm đó. Tuy nhiên do hoàn cảnh chiến tranh nên không có điều kiện tiếp tục nghiên cứu và phát triển công nghệ này.

Tại miền Nam thời kỳ trước năm 1975 đã có những xưởng đúc dầm bê tông ứng lực trước. Đặc biệt đã sử dụng bê tông ứng lực trước vào xây dựng 8 thủy đài có dung tích lớn tại Sài Gòn. Các công trình này do các công ty của Pháp thiết kế và xây dựng, tư vấn giám sát là Hàn Quốc. Rất tiếc cả 8

thuỷ đài này đều không đảm bảo chất lượng thi công và không thể đưa vào sử dụng được từ đó đến nay.

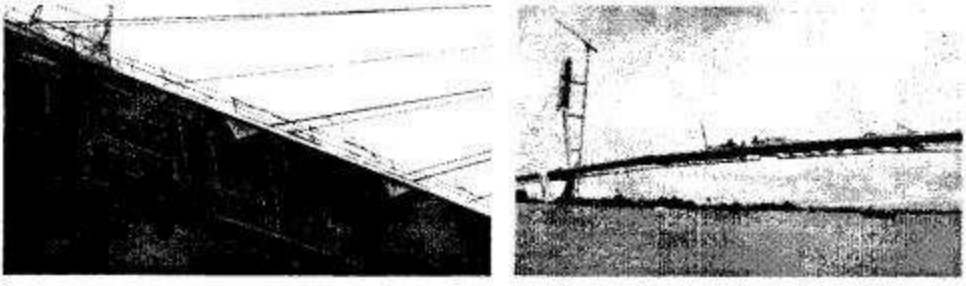
Công trình Khách sạn Thắng Lợi, quà tặng của nhân dân Cuba được xây dựng từ năm 1973, (hình 1.8). Đây là hai dãy nhà nhiều tầng đầu tiên được sử dụng hệ kết cấu bê tông ứng lực trước lắp ghép tại Việt Nam.



Hình 1.8. *Một trong hai dãy nhà Khách sạn Thắng Lợi*

Các tấm sàn, tấm tường, dầm đều dùng bê tông ứng lực trước được đúc sẵn tại Cuba và chuyên chở trên quãng đường dài nửa vòng trái đất đến lắp ghép trên mặt nước Hồ Tây thơ mộng của Hà Nội trong những năm đất nước còn chiến tranh.

Từ những năm 80 thế kỷ trước đến nay, công nghệ bê tông ứng lực trước đã lại du nhập vào Việt Nam và phát triển khá nhanh chóng với trình độ tiên tiến thế giới. Các cầu bắc qua các sông lớn như sông Gianh, sông Tiền, sông Hậu và Cầu Bãi Cháy, trừ nhịp giữa dùng kết cấu dây văng, các nhịp còn lại đều dùng bê tông ứng lực trước căng sau, hình (1.9).



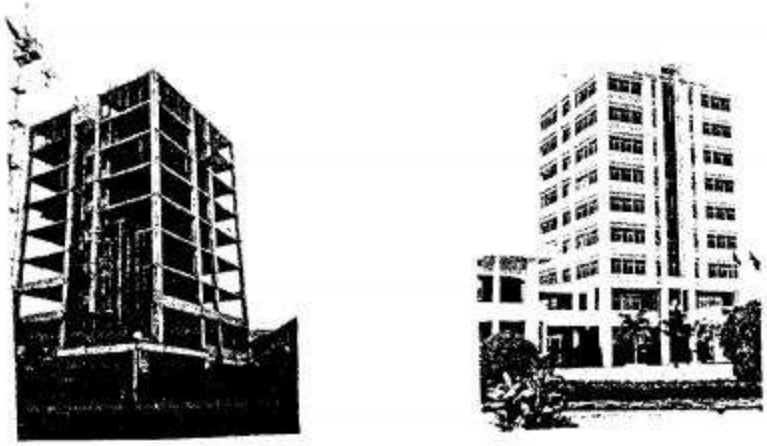
a) *b)*

Hình 1.9. *a) Cầu Cần Thơ vào thời điểm hợp long;*
b) Các dây văng được neo vào bản bê tông mặt cầu.

Trong xây dựng công trình công nghiệp sản xuất xi măng, hàng loạt các silô, tháp chứa trong các nhà máy xi măng Hoàng Thạch, Sao Mai, Hà Tiên, Bút Sơn đều có đường kính lớn từ 24 đến 30m và cao tới 63m, đều được thiết kế dùng bê tông ứng lực trước căng sau. Nhờ vậy chiều dày thành silô giảm đáng kể từ 30cm xuống 20-25cm so với các silô dùng bê tông thường (từ 40cm đến 50cm). Trước đây công tác thiết kế và gây ứng lực trước các silô chứa xi măng đều do các hãng nước ngoài thực hiện. Đến nay các đơn vị thi công ngành xây dựng đã hoàn toàn làm chủ được các công nghệ căng cáp cũng như đổ bê tông các tháp chứa xi măng cỡ lớn bằng ván khuôn trượt.

Trước đây một vài dự án nhà cao tầng ở Hà Nội, thành phố Hồ Chí Minh do các công ty nước ngoài thiết kế kết cấu sàn bê tông ƯLT căng sau. Từ năm 1995 khi công trình Nhà Điều hành Đại học Quốc Gia Hà Nội được Công ty Tư vấn xây dựng dân dụng Việt Nam, Viện Khoa học công nghệ Xây dựng và Công ty xây dựng số 9 Bộ Xây dựng lần đầu tiên đã thiết kế, giám sát và thi công thành công 9 tầng sàn phẳng không dầm bê tông ứng lực theo công nghệ căng sau, hình 1.10 đánh dấu bước phát triển mới trong lĩnh vực xây dựng nhà cao tầng ở Việt Nam.

Cho đến nay nhiều nhà cao tầng, các công trình công nghiệp, công trình công cộng đã và đang được các đơn vị thiết kế, xây dựng trong nước ứng dụng công nghệ bê tông ứng lực trước ngày càng có hiệu quả:



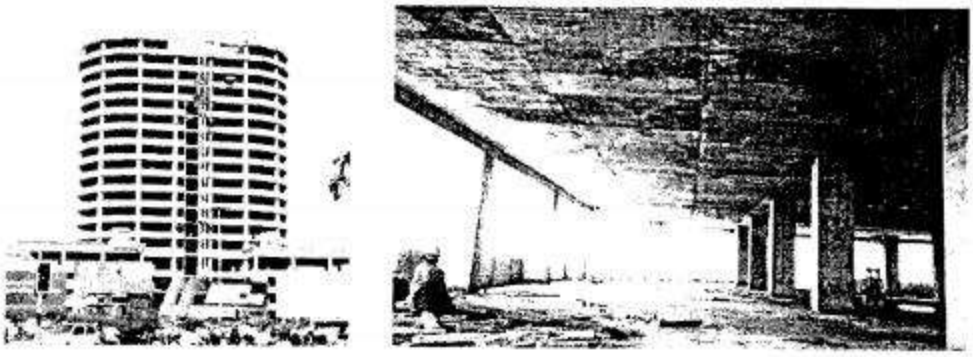
Hình 1.10. *Công trình nhà Điều hành Đại học quốc gia Hà Nội*

Trung tâm Thông tin Thương mại Hàng hải Quốc tế 21 tầng trong đó có 2 tầng hầm với tổng diện tích trên10 000m^2, (hình 1.11). Hệ khung côngxon

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

có độ vươn tới 8m và 12m đỡ khán đài Cung Thể thao tổng hợp Quần ngựa Hà Nội, các chung cư cao tầng 27 Huỳnh Thúc Kháng, nhà A4, B4 Làng Quốc tế Thăng Long v.v..., cũng như nhiều cao ốc được xây dựng tại thành phố Hồ Chí Minh, Đà Nẵng, Vinh, Vũng Tàu... đều sử dụng bê tông ƯLT căng sau.

Có thể nói hệ sàn bê tông ƯLT đã và đang là một nhu cầu không thể thiếu trong xây dựng các nhà nhiều tầng tại các đô thị và thành phố trong nước.



Hình 1.11. *Công trình Trung tâm Thông tin Thương mại Hàng hải Quốc tế với hệ sàn không dầm lưới cột 8m×8m.*

1.3. CÁC CÔNG NGHỆ GÂY ỨNG LỰC TRƯỚC

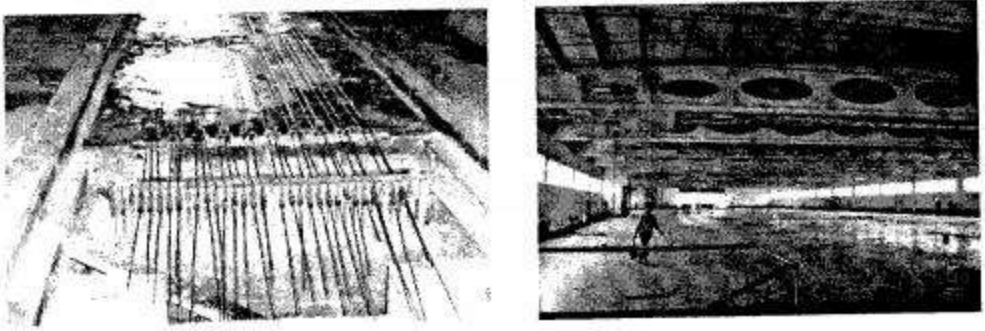
1. Công nghệ căng trước

Công nghệ căng trước được thực hiện bằng biện pháp căng các loại cốt thép cường độ cao đặt trong phạm vi khuôn đúc cấu kiện. Cốt đã được căng phải được neo và chốt hai đầu vào 2 mố tuyệt đối cứng theo phương tác động của lực căng. Sau đó tiến hành đổ bê tông. Khi bê tông đạt 80-90% cường độ chịu nén thiết kế mới được cắt hai đầu cốt căng khỏi mố neo.

Công nghệ căng trước khi đổ bê tông thường được sử dụng trong các xưởng hoặc bãi đúc các sản phẩm bê tông lắp ghép. Sử dụng công nghệ căng trước trong các công xưởng cho phép sản xuất hàng loạt các cấu kiện với chất lượng được kiểm soát chặt chẽ. Nếu bê tông được chưng hấp trong điều kiện nhiệt - ẩm cao thì sau 24 đến 36 giờ bê tông có thể đạt mọi cấp độ bền thiết kế. Nhờ ứng dụng công nghệ mới này từ năm 2000 đến nay hàng loạt chung cư cao tầng và các nhà công nghiệp nhiều tầng, các công trình công cộng như sân vận động, nhà để xe ngầm khẩu độ lớn đã được Công ty Cổ

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

phần bê tông và xây dựng Vinaconex Xuân Mai, sản xuất và lắp dựng với hiệu quả kinh tế, kỹ thuật, năng suất, chất lượng cao.



a) b)

Hình 1.12. *a) Bệ đúc các tấm sàn bê tông ứng lực trước. Các cốt căng đã được neo vào các mố; b) Dầm mái bê tông ULT khẩu độ 32m đúc sẵn Trung tâm thương mại Mê Linh Plaza.*

2. Công nghệ căng sau

Công nghệ căng sau được thực hiện việc căng cốt thép gây ứng lực trước trong kết cấu chỉ sau khi bê tông đổ tại chỗ đạt cường độ ít nhất 80% cấp độ bền thiết kế. Điểm tỳ của thiết bị căng nằm ngay trên cạnh hay trên mặt kết cấu nên còn được gọi là căng trên bê tông. Để đảm bảo cho việc căng cốt thép được thuận lợi, cốt căng phải được luồn trong rãnh hoặc các loại ống chuyên dụng trước khi đổ bê tông.

Tùy thuộc vào thể loại kết cấu, loại cốt thép và phương pháp thi công trong công nghệ căng sau còn được phân biệt như sau:

- Phương pháp căng ngoài kết cấu

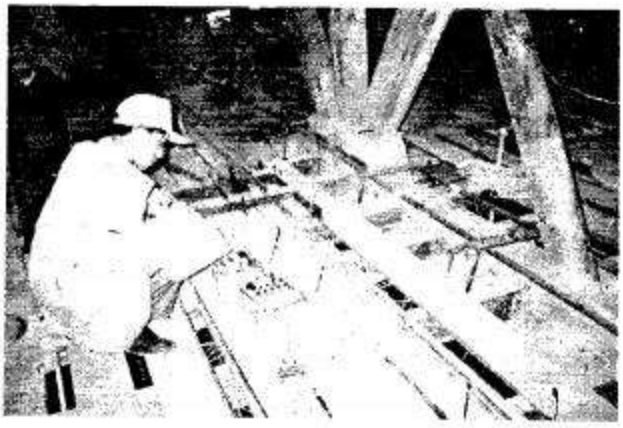
Phương pháp này được sử dụng cho các kết cấu chịu kéo như thành bể chứa, tháp chứa với việc căng thép liên tục theo vòng xoắn ốc; trong gia cường, sửa chữa kết cấu, kể cả những kết cấu đặc biệt như tháp vô tuyến truyền hình (hình 1.12; 1.13; 1.14):

* *Hệ thống vì kèo Hội trường Ba Đình* trước đây được xây dựng bằng bê tông cốt thép có khẩu độ 21m mác 250 từ thập kỷ 60 thế kỷ trước. Do quá trình tăng tải mái khi sửa chữa, chống thấm nên các thanh chịu kéo bị nứt hàng loạt. Nhằm khắc phục việc phát triển vết nứt đã tiến hành gây ứng lực nén ngoài cho các thanh chéo và thanh cánh hạ. Việc gây ứng lực nén trong bê tông được tiến hành theo các bước:

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

- Xác định lực căng cần thiết sao cho đủ để không cho các vết nứt phát triển và mở rộng. Bằng tính toán với nhiều sơ đồ tải trọng trong đó có các lực nén sau, để lựa chọn phương án tối ưu trong trình tự căng mà không ảnh hưởng đến biến dạng của cả hệ vì kèo.

- Lựa chọn cốt thép căng. Vì lực căng thiết kế không quá lớn nên có thể dùng thép thanh nhóm AIII, (hình 1.13).



Hình 1.13. *Gia cố hệ vì kèo Hội trường Ba đình bằng biện pháp căng ngoài*

- Trong quá trình căng phải kiểm tra được lực căng trong cốt thép căng ngoài và biến dạng của bê tông các thanh gia cường. Do vậy trên các thanh cốt căng và trên vùng gần gối tựa dán các phiến điện trở để có thể xác định ngay được biến dạng thêm trong kết cấu.

- Tiến hành có trình tự căng cho toàn bộ vì kèo.

- Kiểm tra kết quả gây ứng lực trước trong thời gian 3 tháng sau xử lý trước khi có quyết định được phép đưa vào sử dụng tiếp tục công trình.

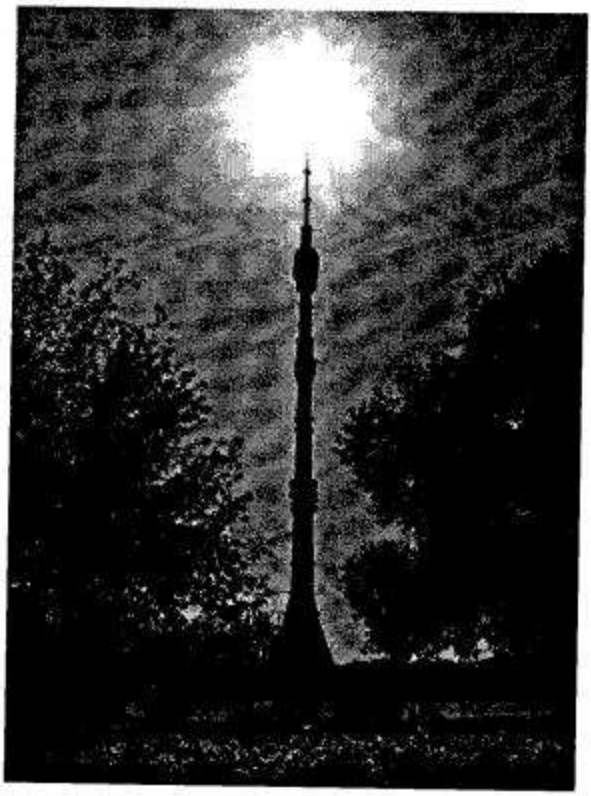
Kết quả phương án gia cường hệ vì kèo bằng phương pháp căng ngoài đã hoàn toàn đạt được mục đích đề ra: không chỉ sau 3 tháng mà sau 12 năm sử dụng và theo rõi có định kỳ cho kết quả rất khả quan. Trên toàn bộ hệ thống vì kèo mái của công trình quan trọng này không hề xuất hiện thêm một vết nứt nào, chiều dài và chiều rộng hàng trăm vết nứt không phát triển tiếp. Phương pháp gây ứng lực bằng căng ngoài sau này còn được áp dụng cho việc chống lún, nứt có kết quả cho một số công trình trong đó có các ngôi nhà lớp học Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội.

* *Tháp VTTH Ostankino Moskva* được khánh thành vào năm 1967 nhân dịp kỷ niệm 50 năm thắng lợi Cách mạng Tháng Mười Nga vĩ đại. Vào thời

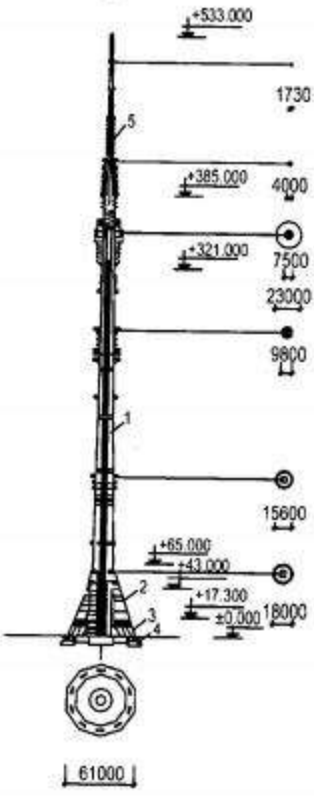
Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

điểm này đây là ngọn tháp cao nhất thế giới được xây dựng bằng kết cấu bê tông ứng lực trước kể cả móng, (hình 1.14).

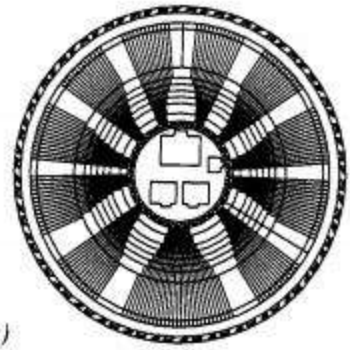
a)



b)



c)



Hình 1.14. *a) Tháp VTTH Ôstankinô Moskva; b) Mặt cắt tháp; c) Mặt bằng chiếu cáp ứng lực trước trong thân tháp;*
1- thân tháp; 2- đế tháp; 3- chân tháp; 4- móng tháp; 5- trụ thép

- Chiều cao đến đỉnh ngọn tháp là 533m kể từ cao độ san nền.
- Thân tháp dạng côn có chiều dày lớn nhất 400mm và nhỏ nhất là 200 mm;

Từ cao độ + 65m đến cao độ +321m vỏ hình côn;

Từ cao độ + 325m đến cao độ +385m vỏ trụ tròn;

Tháp tựa trên 10 chân nghiêng dạng hình côn có chiều cao 16m;

Từ cao độ 43m đến 65m là vành đai lớn liên tục dạng nón cụt cùng độ nghiêng với chân tháp.

Thân tháp dùng bê tông ứng lực trước căng ngoài. Dùng 150 bó cáp đặt đều trong thân tháp, hình (1.12b). Mỗi bó gồm 259 sợi thép với đường kính mỗi sợi d = 1,8mm, tổng cộng 7×37 = 259 sợi cho mỗi bó cáp. Bê tông thân tháp M400.

Các bó cáp để trần đều được mạ kẽm chống rỉ và được neo vào từng sàn ngang và vào các bản sàn cứng có chiều dày lớn ở cao độ 43m và 65m.

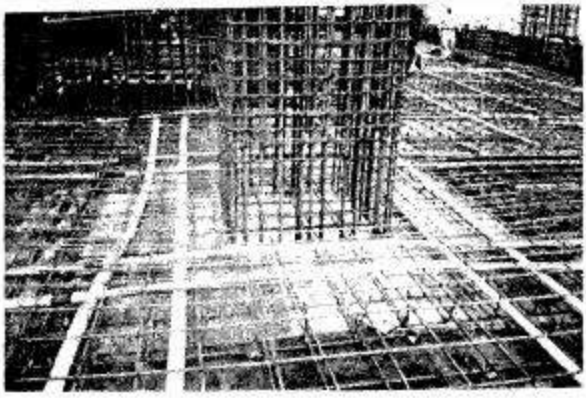
Lực căng mỗi bó cáp là 720kN. Cách 7m theo chiều cao mỗi bó cáp lại được cố định vào thân tháp bằng các liên kết đặc biệt.

Liên kết giữa đỉnh thân tháp với cột ăngten nhằm giảm tới mức tối thiểu mô men uốn sinh ra tại tiết diện nối.

Móng tháp hình vành khuyên 10 cạnh chiều rộng bản móng 9,5m; chiều cao bản 3m. Toàn bộ bản móng được gây ứng lực trước căng sau bởi 108 bó, mỗi bó 24 sợi. và đặt trên nền thiên nhiên.

- Phương pháp căng sau dùng cáp có bám dính (cáp để trần)

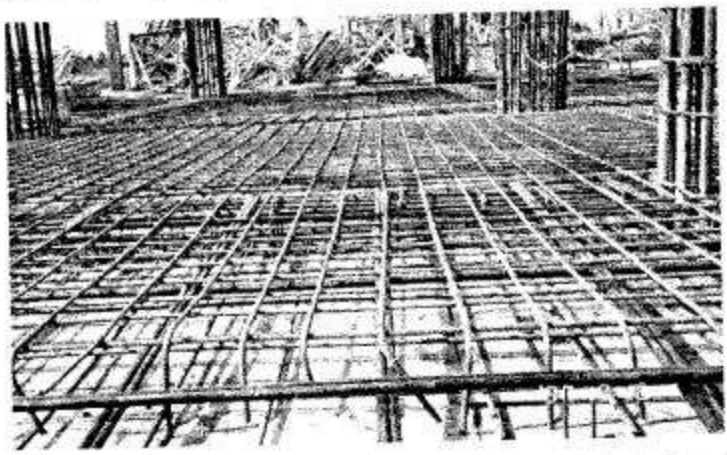
Đặc điểm của phương pháp này là từ 3 đến 5 bện cáp phải luồn vào trong ống thép có đủ độ cứng để khi đầm và đổ bê tông cũng như khi bê tông co ngót và đông cứng ống không bị biến dạng. Sau khi căng, ống phải được nhồi vữa thật đầy không để lọt khoảng không. Phương pháp này thích hợp cho các dầm chiều cao lớn. Trong sàn phẳng việc tập trung cáp vào ống dễ gây ra sự truyền lực cục bộ.



Hình 1.15. *Cáp tập trung vào các ống kim loại trải xung quanh cột.*

Trong sàn rất cần gây ứng lực trước cho dải bản trên đầu cột (chương 2) nhưng khi dùng cáp trần đặt trong ống thường không thực hiện được khi cốt thép bố trí như trên hình 1.15.

- Phương pháp căng sau dùng cáp không bám dính (cáp có vỏ bọc). Cáp không bám dính thường là cáp 7 sợi có vỏ nhựa mềm cho mỗi bện. Cáp được luồn sẵn trong môi trường chống rỉ là loại mỡ không bị ô xi hóa (mỡ trung tính). Loại cáp này rất thuận tiện cho việc gây ứng lực đều trên diện tích rộng của các loại sàn. Việc bố trí cáp tương tự như bố trí cốt thép hường trong sàn. Có thể bố trí rời rạc hay chập đôi từng 2 bện cáp làm một, (hình 1.16).



Hình 1.16*. Bố trí cáp không bám dính theo phương pháp chập đôi giữa 2 lớp thép thường cấu tạo trong sàn.*

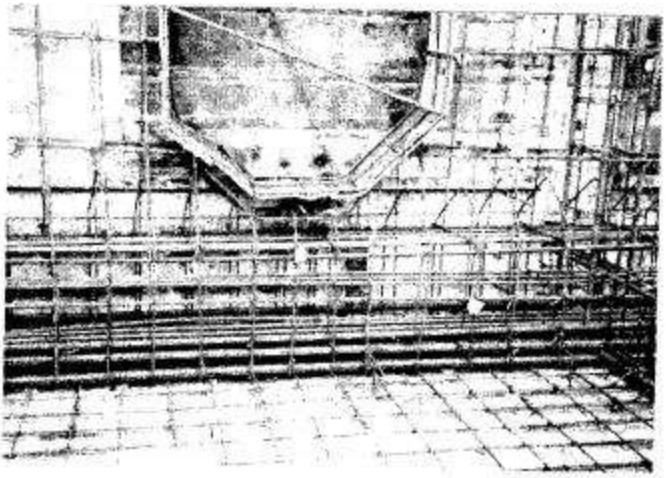
Khi sử dụng cáp không bám dính trong sàn và dầm sau khi căng cốt thép và đóng neo không phải bơm vữa vào ống như trường hợp dùng cáp có bám dính.

- Phương pháp gây ứng lực trước không toàn phần

Khi thiết kế các kết cấu bê tông ứng lực trước có khẩu độ lớn hay chịu tải trọng sử dụng lớn nhưng tác động không thường xuyên, việc phải tính toán với các tổ hợp nội lực bất lợi thường phải bố trí số lượng lớn cốt thép ứng lực trước. Kết quả là sau khi đã được truyền ứng lực trước mà kết cấu mới chịu một phần tải trọng tính toán sẽ xảy ra hiện tượng kết cấu có độ võng lớn sẽ ảnh hưởng đến quá trình sử dụng. Cho nên thay vì phải đưa toàn bộ cốt thép ULT vào kết cấu, ta có thể đưa một lượng cốt thép thường (không căng) vào cùng chịu lực. Sử dụng phương pháp gây ứng lực trước không toàn phần cho một số kết cấu như hệ dầm côngxon đỡ khán đài Cung Thể thao tổng hợp

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Quần ngựa và hệ dầm mái khẩu độ 27m ở Hà Nội trong thời gian qua đã mang lại những kết quả nhất định, (hình 1,17).



***Hình 1.17**. Dầm khẩu độ lớn được gây ứng lực trước không toàn phần*

1.4. HIỆU QUẢ KINH TẾ KỸ THUẬT

Qua thời gian sử dụng kết cấu dầm sàn bê tông ứng lực trước căng sau trong xây dựng nhà nhiều tầng và các công trình xây dựng khác trong nước cho thấy:

- Cho phép sử dụng các lưới cột mở rộng đồng thời tăng chiều cao hữu ích tầng nhà tạo điều kiện thuận lợi cho các giải pháp kiến trúc, kết cấu và không gian sử dụng.

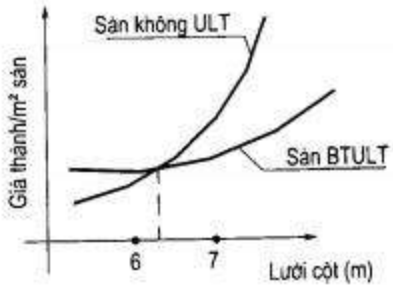
- Nâng cao khả năng chịu lực (chống uốn và chống nứt) của kết cấu mà không tăng chi phí vật liệu so với kết cấu bê tông thường (trọng lượng thép giảm trung bình 50%, bê tông giảm tới 10-15%).

- Góp phần giảm nhẹ trọng lượng kết cấu và tải trọng truyền xuống móng. Điều này thực sự có ý nghĩa khi số tầng càng nhiều và lưới cột càng mở rộng.

- Giảm chi phí ván khuôn, cây chống và rút ngắn đáng kể thời gian thi công kết cấu sàn và công trình.

Tổng hợp các ưu việt của việc sử dụng sàn phẳng bê tông ULT, theo số liệu của các hãng xây dựng nước ngoài và một số công trình xây dựng trong nước gần đây cho thấy giá thành xây dựng công trình có thể giảm từ 7 đến 12% (so với kết cấu bê tông thường) tuỳ thuộc vào tổng diện tích sàn được sử dụng bê tông ứng lực trước.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org



Hình 1.18

Hiệu quả kinh tế trong việc sử dụng sàn bê tông ứng lực trước trong nhà nhiều tầng có thể thấy rõ trên đồ thị so sánh với kết cấu dầm sàn thông thường không gây ứng lực trước, (hình 1.18). Thực tế cho thấy hệ sàn không dầm với lưới cột trung bình 8m×8m và hoạt tải tiêu chuẩn trên sàn từ 400kg/m^2 đến 600kg/m^2 thì trọng lượng cáp hợp lý về chịu lực cũng như giá thành là 5 đến 7kg/m^2. Trường hợp cốt căng đặt vượt quá yêu cầu thiết kế thường cho độ vồng vượt quá mức quy định, không quá 3cm sau khi căng. Khi hoạt tải sử dụng chưa đạt tới 100% giá trị tính toán dễ gây ra những biến dạng không mong muốn cho các lớp trát trần và lát sàn.

Tuy nhiên sử dụng kết cấu bê tông ứng lực trước nói chung và công nghệ căng sau nói riêng đều đòi hỏi các nhà tư vấn thiết kế, tư vấn giám sát, nhà thầu xây dựng cần có những kiến thức và kinh nghiệm nhất định mới đem lại hiệu quả mong muốn.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Chương 2

HỆ KẾT CẤU DẦM SÀN BÊ TÔNG ỨNG LỰC TRƯỚC TRONG NHÀ NHIỀU TẦNG

2.1. ĐẶC ĐIỂM KẾT CẤU DẦM SÀN NHÀ NHIỀU TẦNG

Các giải pháp kiến trúc nhà nhiều tầng, nhất là nhà cao tầng được sử dụng rộng rãi trong xây dựng các đô thị lớn trong và ngoài nước thường có các đặc điểm sau:

- Diện tích các tầng sàn điển hình về kiến trúc cũng như kết cấu chiếm tỷ lệ 70-80% tổng diện tích sàn toàn ngôi nhà.

- Lưới cột tầng điển hình thường không nhỏ hơn 6m×6m, phổ biến là 7,2m×7,2m và 8,1m×8,1m.

- Trừ các ô thang máy, còn các tường - vách cứng, các cột khung thường bị ngắt quãng để tạo không gian lớn cho các tầng dưới, kể cả các tầng hầm. Kích thước lưới cột các tầng dưới thường gấp 2 đến 3 lần kích thước lưới cột tầng điển hình.

- Chiều cao tầng điển hình thường không quá 3,3m nên không thích hợp với giải pháp kết cấu dầm sàn thông thường có lưới cột lớn.

- Giá trị nội lực trong hệ kết cấu thường rất lớn, đòi hỏi phải có những giải pháp kết cấu và sử dụng vật liệu tương ứng trong đó có kết cấu bê tông ứng lực trước chất lượng cao.

2.2. HỆ KẾT CẤU DẦM SÀN BÊ TÔNG ỨNG LỰC TRƯỚC

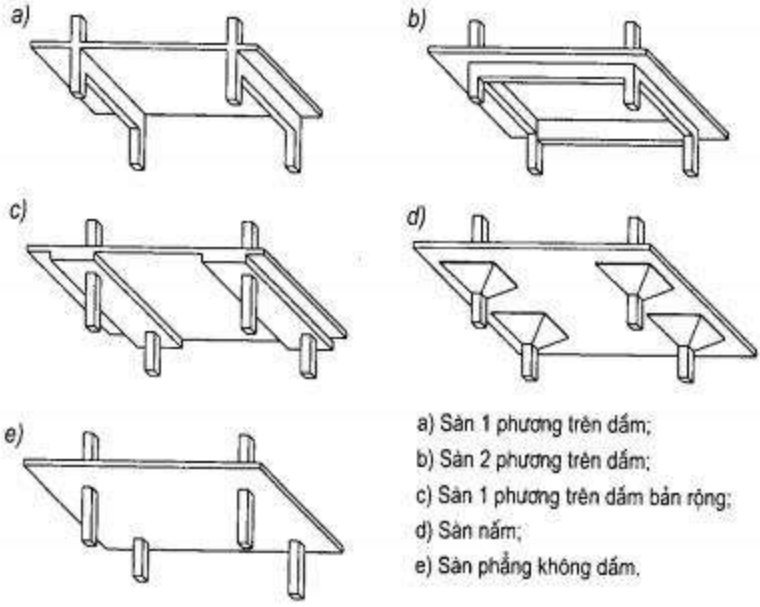
2.2.1. Phân loại hệ dầm sàn

Hệ kết cấu dầm sàn bê tông ứng lực trước là một trong những giải pháp kỹ thuật hợp lý, đem lại hiệu quả cao về kinh tế và sử dụng. Với lưới cột lớn đến 12m khi dùng hệ sàn bê tông ứng lực trước không dầm hoặc dầm bản rộng luôn bảo đảm chiều cao hữu ích của tầng nhà có hạn. Việc gây ứng lực trước nhằm tăng khả năng chống nứt, chống uốn đồng thời giảm trong lượng bản thân kết cấu, điều này có ý nghĩa lớn trong xây dựng nhà nhiều tầng.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Tuỳ theo giải pháp kiến trúc, sơ đồ kết cấu, kích thước lưới cột và tải trọng sàn bê tông ứng lực trước được thiết kế chịu lực theo một hay hai phương với, (hình 2.1):

- Bản sàn có dầm (dầm cao hoặc dầm bản rộng);
- Bản sàn không dầm có mũ cột (sàn nấm);
- Sàn phẳng không dầm.



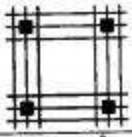
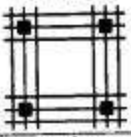
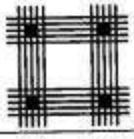
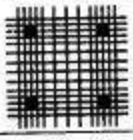
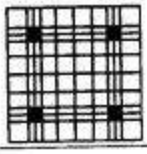
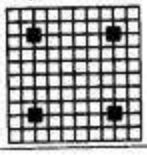
Hình 2.1. *Các dạng dầm sàn dùng trong nhà cao tầng*

Khi lựa chọn kết cấu sàn làm việc theo một hay hai phương nên tham khảo các sơ đồ phân loại với các chú thích về ưu nhược điểm của từng loại, bảng (2.1) và bảng (2.2).



Hình 2.2. *Công trình nhà để xe 3 tầng Bệnh viện Bạch Mai dùng sàn có dầm bản rộng bê tông ứng lực trước căng sau lưới cột 7,50m×(9,30+8,40+9,30 = 27m). Tổng diện tích sàn kể cả đường trượt là 8000 m² được gây ứng lực trước bằng cáp không bám dính. Chiều cao tầng 2,70m.*

Bảng 2.1.

1	Hệ sàn và sự sắp xếp sơ đồ của cáp ứng lực trước			Phù hợp với khẩu độ (từ tim cột đến tim cột)	Phù hợp với tải trọng nhẹ/trung bình/nặng
2	a. Sàn phẳng không mũ 	b. Sàn phẳng không mũ 	b. Sàn phẳng không mũ 	7-10m	Nhẹ đến trung bình
3	a. Sàn phẳng với mũ cột 	b. Sàn phẳng có mũ cột với sự bố trí cáp căng như 1b	c. Sàn phẳng có mũ cột với sự bố trí cáp căng như 1c	8-13m	Nhẹ đến trung bình
4	a. Sàn phẳng có lỗ 	b. Sàn phẳng có lỗ 	Chú ý: - Dải cáp dày theo một hướng - Dải cáp dày theo 2 hướng	7-12m	Nhẹ đến trung bình
5	a. Sàn và dầm một phương 	b. Sàn sườn và dầm 	c. Như a nhưng đối với dầm	Dầm 8-16m Sàn 7-12m Sàn sườn 9-14m	Nhẹ đến trung bình
6	a. Mái với máng thép 	b. Mái với máng thép dầm bê tông đúc sẵn	c. Mái với máng thép dầm thép	Dầm 8-16m Sàn 7-12m	Nhẹ đến trung bình
7	a. Sàn và dầm 2 phương 	b. Sàn sườn và dầm 2 phương 	c. Như a nhưng đối với dầm	8-16m	Trung bình đến nặng
8	a. Sàn kê 4 cạnh + dầm 	b. Sàn kê 4 cạnh + mũ cột 		10-20m	Trung bình đến nặng

Bảng 2.2.

Ưu điểm	Nhược điểm	Ghi chú
Ván khuôn tốn ít. Linh hoạt trong việc bố trí cột, trần phẳng, đặc biệt là bố trí hệ thống kỹ thuật dưới trần - Cáp dạng a và b dễ đặt. - Dạng b và c cho sự cân bằng tải trọng tốt nhất (ví dụ như kiểm soát độ võng tốt hơn).	Khả năng chịu lực cắt kém, không hợp lý cho các khẩu độ lớn và khẩu độ theo hai phương x,y không bằng nhau. Độ võng lớn hơn các loại khác - Cáp dạng c dễ đặt. - Dạng a kém hiệu quả cho sự cân bằng tải trọng.	
So sánh với 1: Khả năng chịu cắt tốt hơn, tốn ít bê tông hơn cho khẩu độ dài hơn hoặc tải trọng lớn hơn tí bị dòng cứng bê tông tại đỉnh cốt thép trên cột - Việc bố trí cáp căng xem 1	Ván khuôn đắt hơn - Với việc sắp xếp cáp căng xem (1) - Nhạy cảm với tải trọng mẫu	Mũ cột điển hình là 1/3 của chiều dài khẩu độ với độ dày tổng cộng là 1,5-2 lần độ dày của sàn
Có tất cả những ưu điểm của (1) nhưng nhẹ hơn (quan trọng vùng động đất) hoặc cùng trọng lượng nhưng khẩu độ có thể lớn hơn, cùng trọng lượng, tải trọng và khẩu độ khả năng chịu lực cắt và độ võng tốt hơn so với (1). Sắp xếp cáp căng (A) dễ dàng	-Việc lắp đặt, tháo dỡ và chi phí vật liệu. - Việc bố trí cáp căng (B) dễ dàng	Phù hợp khi kết hợp với việc đúc trước
Giống như (2), khẩu độ dài hơn có thể theo 1 phương, sàn nhẹ hơn hoặc khẩu độ sàn dài hơn có thể với sàn sườn. Cáp căng dễ dàng bố trí và rất hiệu quả cho việc cân bằng tải trọng	Ván khuôn đắt hơn (1), thậm chí đắt hơn so với sàn sườn, việc bố trí các dịch vụ kém linh hoạt hơn (1) và (2), cụ thể đối với sàn sườn và dầm, ví dụ các loại (C), (D).	Loại A và B: dầm và sườn nền có cùng độ dày, dầm quy ước hẹp có thể đúc sẵn hoặc cũng có thể căng sau hay gia cường cốt thép quy ước
Tiết kiệm ván khuôn, không cần dải kim loại ngược lại thì giống như (4)	Giảm chống cháy cho mái, bố trí dịch vụ kém linh hoạt hơn so với (1), (2), cụ thể với kết cấu tổ hợp hoặc dầm thép (B), (C).	Cáp căng đặt giữa mái và dải thép

Ưu điểm	Nhược điểm	Ghi chú
Cho phép khẩu độ dài theo cả 2 phương và tải trọng lớn, độ võng có thể giữ nhỏ, có thể chịu lực tập trung - Với (A) cáp căng dễ đặt - Với (B) rất hiệu quả với cân bằng tải	Ván khuôn đắt hơn (2), (4) dầm ảnh hưởng tốt các dịch vụ, cụ thể với dầm vi dụ dạng (C) và (D) - Với (A) ít hiệu quả với việc cân bằng tải - Với (B) cáp khó bố trí	Dầm hẹp quy ước có thể đổ trước cũng như có thể căng sau hay gia cường cốt thép thường
Dạng (A) và (B) nhẹ hơn dạng (6) và (2) Với cùng khẩu độ dầm và tải trọng rất phù hợp với trần trang trí, rất linh hoạt trong bố trí dịch vụ kỹ thuật. Cáp dễ dàng đặt, thậm chí cho việc sắp xếp với B	Độ sâu kết cấu tốt hơn không cần đường dẫn cho dịch vụ (xung quanh mũ cột hoặc giữa các dầm), hiệu quả trong tầng cao hoặc giảm chiều cao tầng, bộ khung đắt. Dạng (A) ít hiệu quả với cân bằng tải	Chú ý Dầm và mũ cột có cùng độ dày như sườn kê 4 cạnh

2.2.2. Lựa chọn sơ bộ kích thước tiết diện các loại dầm, sàn bê tông ứng lực trước đổ tại chỗ

Hệ dầm sàn phẳng

Chiều dày bản sàn có dầm làm việc theo một hay hai phương lấy theo tỷ lệ $h_s = (1/30 - 1/40)l$, ở đây l là chiều dài cạnh dài bản sàn, đồng thời:

- Không nhỏ hơn 18cm cho khẩu độ 6-8m;

- Không nhỏ hơn 22cm cho khẩu độ 9-12m cho tầng điển hình và 25cm cho sàn tầng hầm, nhà để xe nhiều tầng.

Sàn có dầm bản rộng (khi $h_d/b_d < 0,5$) thường dùng cho lưới cột 9-12m chịu lực theo một hoặc 2 phương với các kích thước:

- Chiều rộng dầm: $b_d = (0,25 - 0,50)l$;

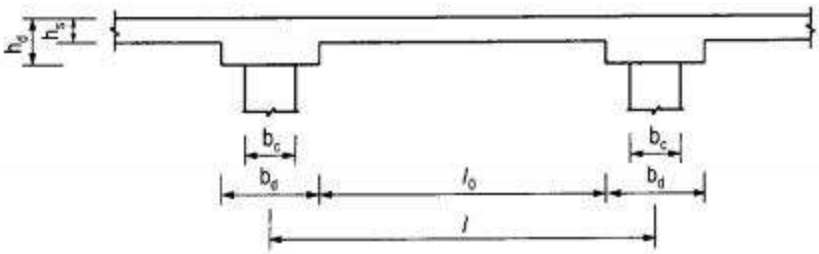
- Chiều cao dầm: $h_d = (1/20 - 1/25)l$.

Chiều dày phần bản sàn còn lại lấy: $h_s = (1/25 - 130)l_0$.

Ở đây:

l - khoảng cách từ tim đến tim cột (hình 2.3);

l_0 - khoảng cách thông thuỷ giữa hai mép dầm.



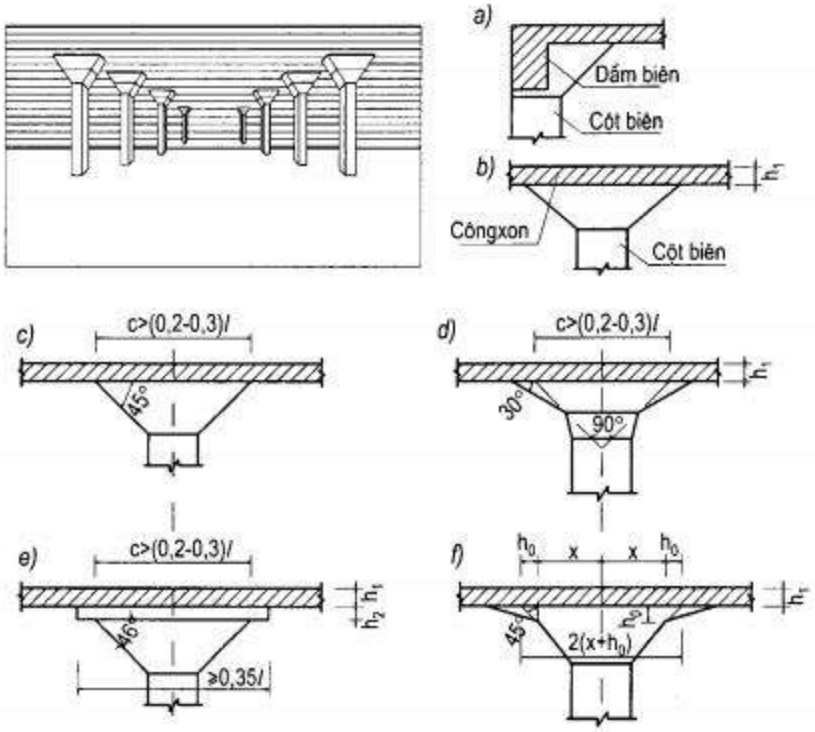
Hình 2.3. Sơ đồ kích thước sàn dầm bản rộng

2.2.3. Hệ sàn không dầm có mũ cột (sàn nấm)

Sàn nấm thường dùng cho lưới cột vuông hay chữ nhật với tỷ lệ cạnh $l_2/l_1 \leq 1,5$.

Chiều dày bản sàn có mũ cột xác định từ điều kiện chống chọc thủng tại tiết diện quanh chu vi mũ cột đồng thời bảo đảm điều kiện liên kết giữa bản với mũ cột nhưng không nhỏ hơn 180 mm.

Hình dạng và kích thước mũ cột chọn tuỳ theo giá trị tải trọng và được lấy theo hình 2.4.



Hình 2.4. Hình dạng và kích thước mũ cột trong sàn không dầm

Kích thước mũ cột dạng nấm theo hai phương x và y cần thoả mãn điều kiện chọc thủng sau đây:

$$Q \le 0,75R_{bt}bh_0 + 0,80.(R_{sw}A_{sw} + R_{s,inc}A_{s,inc}\sin 45°) \quad (2.1)$$

Ở đây:

R_{sw}, $R_{s,inc}$ - tương ứng là cường độ tính toán cốt đai và cốt xiên cắt ngang các mặt tháp chọc thủng;

A_{sw}, $A_{s,inc}$ - tương ứng là tổng diện tích cốt đai và cốt xiên;

b - chu vi trung bình của tháp chọc thủng được xác định như sau, (hình 2.5):

$$b = 4 \times (x + y + h_0) \quad (2.2)$$

$$Q = q \times [l_1 \times l_2 - 4 \times (x + h_0)(y + h_0)] \quad (2.3)$$

Trong đó: h_0 - chiều cao tính toán;

R_{bt} - cường độ chịu kéo tính toán của bê tông;

q - tổng tải trọng phân bố đều trên sàn;

l_1, l_2 - kích thước ô lưới cột.

2.2.4. Sàn phẳng không dầm

Chiều dày sàn phẳng không dầm được chọn theo điều kiện chọc thủng của chu vi tiết diện trung bình của tháp chọc thủng kể từ tiết diện mép cột, hình (2.5) theo công thức (2.4), ở đây chưa xét tới cốt xiên và lực nén trước do các tao cáp đặt trong phạm vi tháp chọc thủng:

$$Q \le 0,75R_{bt}bh_0 + 0,80.R_{sw}A_{sw} \quad (2.4)$$

Trong đó:

R_{sw} A_{sw} - khả năng chống cắt của toàn bộ cốt đai cắt ngang các mặt tháp chọc thủng khi bố trí các dầm chìm trên đầu cột như trên hình (2.6c, d, e).

R_{bt} - cường độ chịu kéo tính toán của bê tông sàn.

b - chu vi trung bình của tháp chọc thủng được xác định:

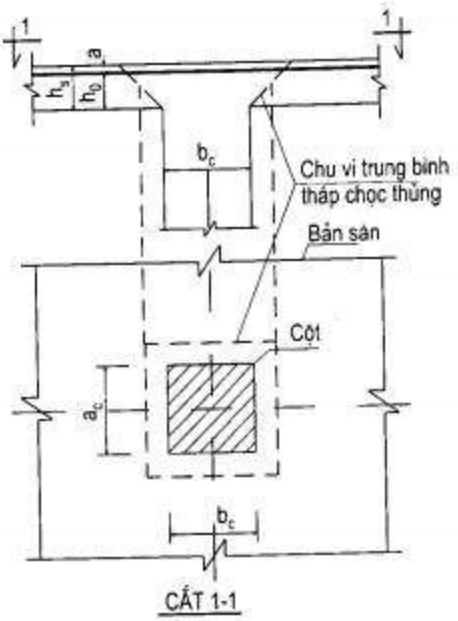
$$b = 2 \times (a_c + b_b + 2h_0) \quad (2.5)$$

$$h_0 = h_s - a$$

h_s - chiều dày sàn;

a - khoảng cách từ mép trên sàn tới trọng tâm cốt thép chịu *kéo;*

a_c, b_c - kích thước tiết diện cột đỡ sàn.



Hình 2.5. Sơ đồ tính toán chọc thủng sàn không dầm

Khi vùng đầu cột được bố trí các dầm chìm trong sàn, (hình 2.13) thì khả năng chống chọc thủng được xác định như như trường hợp sàn có mũ cột[1].

2.3. VẬT LIỆU VÀ PHỤ KIỆN DÙNG TRONG SÀN BÊ TÔNG ĐỔ TẠI CHỖ ỨNG LỰC TRƯỚC CĂNG SAU

2.3.1. Bê tông

Bê tông dùng cho sàn bê tông ULT là loại bê tông nặng hoặc bê tông hạt nhỏ có khối lượng riêng nằm trong khoảng từ 2400 kg/m^3 đến 2500kg/m^3.

Thông thường kết cấu sàn bê tông ULT căng sau sử dụng bê tông cấp độ bền nén không thấp hơn B25 (M350).

Cường độ nén bê tông tại thời điểm khi truyền ứng lực trước R_0 không thấp hơn 30MPa hay không nhỏ hơn 0,8$R_{b,28}$ ($R_{b,28}$ - cường độ chịu nén của mẫu chuẩn lập phương ở tuổi 28 ngày và được bảo dưỡng trong điều kiện tự nhiên).

Chất lượng, sự đồng nhất cao của bê tông đổ tại chỗ dùng cho sàn bê tông ứng lực trước là một trong những yêu cầu quan trọng trong quá trình thi công và sử dụng kết cấu.

---

[1] Theo kết quả nghiên cứu thực nghiệm [4], khi xét ảnh hưởng của ứng lực trước, khả năng chịu cắt chọc thủng tăng lên 20÷30%.

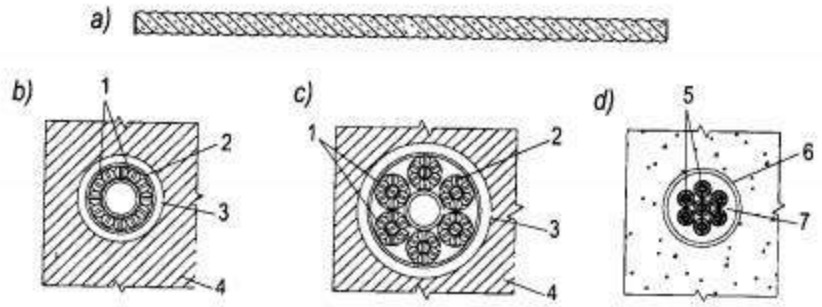
2.3.2. Cốt thép

Cốt thép dùng cho kết cấu bê tông ứng lực trước - gọi tắt là cốt thép căng hay cốt căng, là loại cốt thép cường độ cao ở dạng thanh, sợi, bện, bó được quy định trong TCVN 6284 - 97. Cường độ kéo tính toán cốt sợi ở dạng bện, bó thường dùng cho kết cấu dầm sàn có giá trị bằng (0,8- 0,85) R_u - giới hạn bền và bằng 1900 MPa.

Cốt thép căng dùng trong dầm sàn đổ liền khối thường sử dụng dưới dạng bó, bện (cáp) các sợi thép, mỗi sợi có đường kính từ 5mm trở xuống và được nhập từ nước ngoài.

Các đặc trưng cơ lý của cốt thép cường độ cao dùng cho bê tông ứng lực trước đã được chỉ dẫn trong các tiêu chuẩn Việt Nam: TCVN 1651-1:2008 và TCVN 1651- 2:2008, TCXDVN 356:2005 hay phụ lục (7, 8, 11, 12).

Chú ý: Khi dùng thép thường và thép cường độ cao nhập ngoại được giới thiệu trong phụ lục 5 cần được kiểm tra giới hạn bền (σ_{pu}), là giá trị cường độ chịu kéo tại thời điểm trước khi đứt cốt thép) và độ dãn dài khi kéo đứt không nhỏ hơn 3,5%.



Hình 2.6. *Các chế phẩm sợi thép, bó bện cáp: a) Thép bện; b) Bó sợi không bện; c) Bó cáp gồm sáu bện, mỗi bện bảy sợi; d) Cáp đơn được bện từ 7 sợi có vỏ nhựa bọc và được bảo vệ bằng chất bôi trơn, không bám dính:*

1- Sợi thép ϕ5; 2- Sợi thép ϕ1 quấn ngoài bó sợi; 3- Thành ống rãnh;
4- Cấu kiện; 5-Thép sợi 7ϕ5; 6-Vỏ nhựa bọc cáp; 7- Mỡ chống bám dính

Hiện nay trong xây dựng nhà cao tầng thường dùng hai loại cáp 7 sợi với tổng đường kính là 12,7mm và 15,2mm. Các loại cáp này được sản xuất từ nước ngoài dưới dạng để trần hay có vỏ bọc một hoặc nhiều lớp.

Bện (tao) cáp để trần hay còn gọi là *cốt có bám dính* vì sau khi luồn vào ống thép mềm đặt vào kết cấu và được căng trên bê tông đã đông cứng thì bơm vữa vào ống bảo vệ cốt thép.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Bện cáp được luồn sẵn trong vỏ nhựa mềm được bảo vệ trong môi trường không gỉ (mỡ trung tính) ngay từ khi sản xuất nên gọi là *cáp không bám dính* (hình 2.6d).

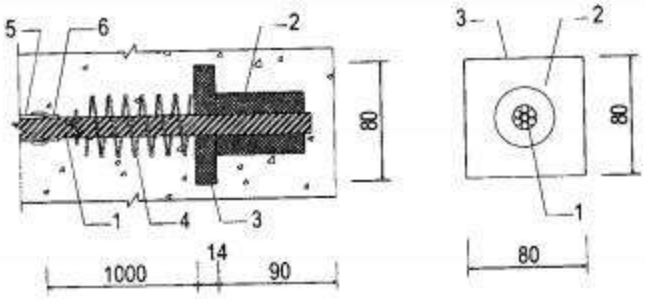
2.3.3. Neo

Trong kết cấu sàn nhà bê tông đúc sẵn hoặc đổ tại chỗ các loại neo dùng cho cốt thép căng được phân biệt theo chức năng: neo ma sát, neo cố định, neo kéo căng (neo công tác) tuỳ thuộc vào phương pháp gây ULT, không kể loại neo công cụ chuyên dùng lắp vào một đầu kích kéo cáp.

Neo ma sát là những chi tiết đặt sẵn dọc theo cốt thép căng là sợi, thanh được dùng chế tạo các dầm, bản, tấm sàn bê tông ULT theo công nghệ căng trước.

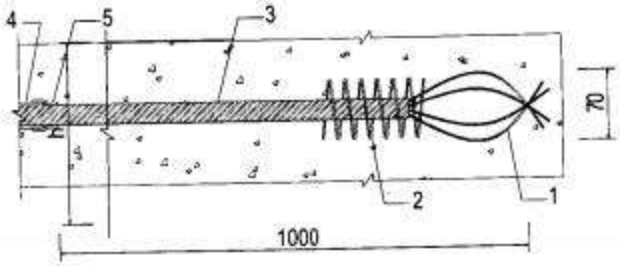
Neo cố định (neo hãm, neo chết) thường dùng trong kết cấu sàn bê tông ULT căng sau với chức năng cố định một đầu cáp trong bê tông có thể có dạng ống kẹp (neo ép kẹp) hay dạng hoa thị một hay nhiều lớp, (phụ lục 6).

Để ép kẹp các đầu cáp vào ống neo cố định, (hình 2.7) hay tạo ra các "hoa thị" ở đầu các sợi cáp cần phải dùng các thiết bị chuyên dùng, (hình 2.8). Để tăng khả năng neo giữ cáp trong bê tông ở đầu neo cố định cần để trần phần cáp trực tiếp tiếp xúc với bê tông một khoảng không nhỏ hơn 1000mm.



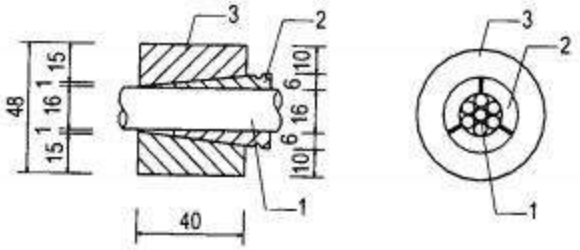
***Hình 2.7.** Cấu tạo neo cố định kiểu ép dập*

1- Cốt thép; 2- Neo cố định; 3- Đế neo (bản đệm); 4- Thép xoắn lò xo; 5- Vỏ bọc; 6- Băng dính



***Hình 2.8.** Cấu tạo neo cố định dạng hoa thị:* 1- Đầu neo cố định dạng hoa thị; 2- Cốt thép; 3- Thép xoắn lò xo; 4- Vỏ bọc cốt thép dự ứng lực; 5- Băng dính

Neo công tác dùng để cố định một hoặc hai đầu cốt thép sau khi đã được căng và tựa trên đế neo truyền lực vào bê tông. Neo công tác trong sàn ULT đổ toàn khối thường dùng loại neo đơn một lỗ bao gồm các bộ phận: bao neo là một vòng thép có lỗ hình côn, các nêm neo hay lá neo (2 hay 3 lá) bằng hợp kim có răng khía với chiều dày thay đổi theo lỗ hình côn của bao neo, hình 2.9.



Hình 2.9. *Hình dạng kích thước một trong những dạng neo kéo căng dùng cho cáp d=15,2mm. Cáp 7 sợi; 2-Lá neo; 3-Bao neo*

Chiều dày, kích thước thép bản đế neo phụ thuộc vào lực căng, số lượng neo đặt lên nó.

2.4. YÊU CẦU CẤU TẠO DẦM SÀN BÊ TÔNG ỨNG LỰC TRƯỚC

Kết cấu dầm sàn bê tông ứng lực trong nhà và công trình cần được cấu tạo đảm bảo các yêu cầu về chịu lực, về sử dụng bình thường, tạo điều kiện thuận tiện cho thi công và bảo vệ kết cấu chống ăn mòn và chống cháy.

2.4.1. Bố trí cốt thép căng trong sàn

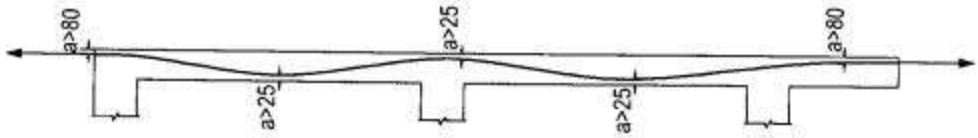
Cốt thép căng có thể được bố trí riêng lẻ hoặc thành từng bó gồm nhiều bện được đặt trong kết cấu phải bảo đảm các yêu cầu về:

- Chiều dày lớp bảo vệ cốt thép thường và thép ứng lực trước;
- Tính an toàn chống nứt dọc theo cáp, bó, bện thép căng sau;
- Thuận tiện trong khi đổ và đầm bê tông;
- Khoảng cách thông thuỷ nhỏ nhất giữa các bó thép căng, giữa các ống gen, hoặc giữa ống gen với các bó thép căng khác được xác định như sau:

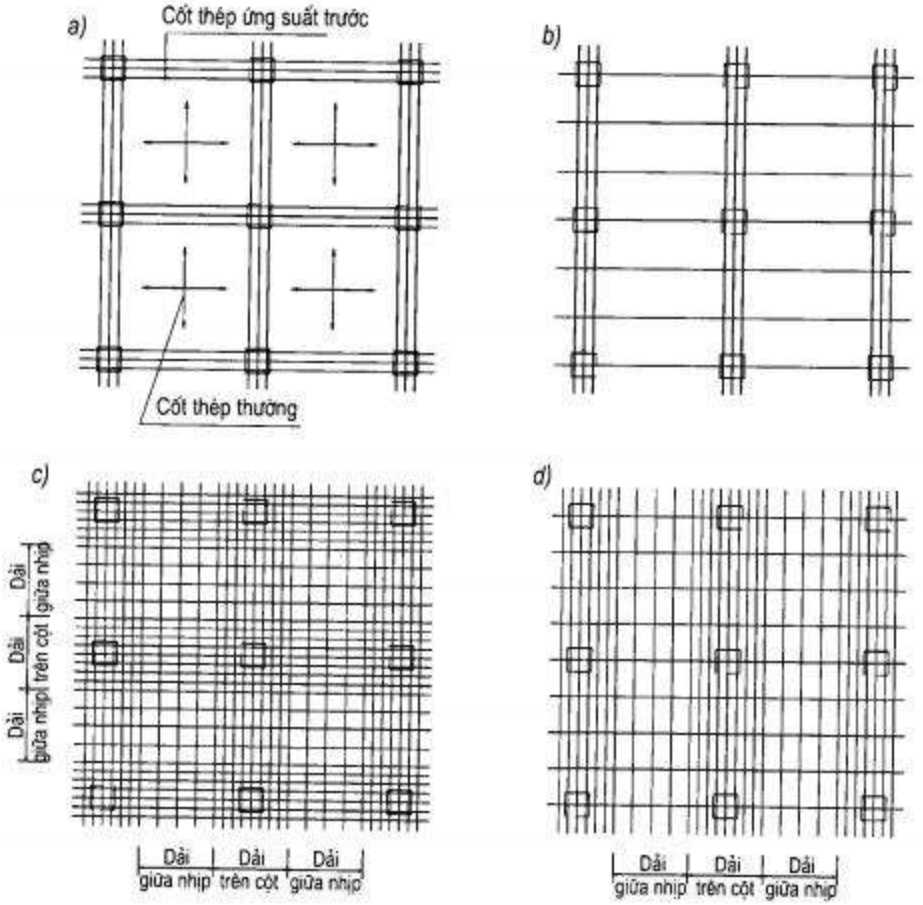
+ Theo phương thẳng đứng là giá trị lớn hơn từ hai trị số: kích thước lớn nhất của vật liệu thô cộng thêm 5mm và kích thước bên trong ống gen hoặc bó thép căng theo phương thẳng đứng;

+ Theo phương ngang là giá trị lớn hơn từ hai trị số: kích thước lớn nhất của vật liệu thô cộng thêm 5mm và kích thước bên trong ống gen hoặc bó thép căng theo phương ngang.

- Cốt thép ứng lực trước trong sàn liên tục được bố trí liên tục và thẳng hàng ở cả vùng nén và vùng kéo hoặc chỉ bố trí ở vùng kéo rồi uốn cong theo biểu đồ mô men uốn tính toán, hình (2.10).



Hình 2.10. *Sơ đồ bố trí cốt căng trong sàn nhiều nhịp*



Hình 2.11. *Mặt bằng bố trí cốt thép trong sàn.*
a) 100% cốt thép ULT đặt trên cột theo 2 phương có cả cốt thép thường;
b) 100% cốt thép ULT đặt trên cột theo 1 phương còn lại cốt thép phân bố đều;
c) 75% cốt thép ULT tập trung ở các dải trên 25% cho các dải giữa nhịp theo 2 phương; d) 75% cốt thép ULT tập trung ở các dải trên 25% cho các dải giữa nhịp theo 1 phương, phương còn lại phân bố đều.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

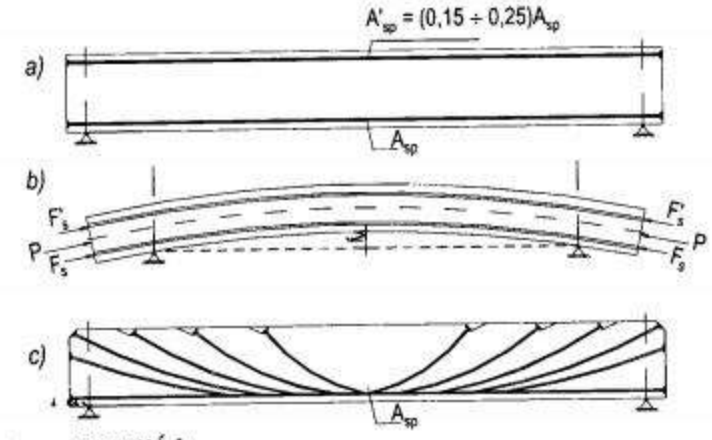
- Số lượng cốt thép ULT được xác định theo tính toán và được phân phối trong từng dải bản sàn theo các chỉ dẫn như hình (2.11).

Cốt căng có vỏ bọc không bám dính được phân bố trên mặt bằng sàn phẳng không dầm và không có mũ cột nên theo tỷ lệ như trên hình (2.11c, d) tùy thuộc vào phương chịu lực của sàn và theo các dải bản tính toán.

2.4.2. Bố trí cốt căng trong dầm

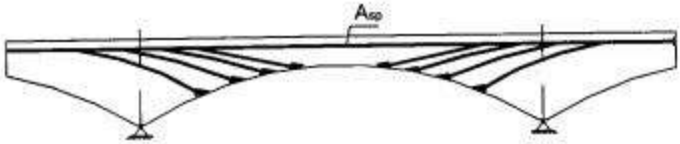
Đối với dầm đơn không phải là dầm bản rộng, cốt căng có thể cả ở vùng kéo và vùng nén, nhưng diện tích cốt căng S' ở vùng nén không được vượt quá $(0,15 - 0,25)A_{sp}$ nhằm đảm bảo hiệu quả của việc gây ứng lực trước (2.12a, b).

Nhằm giảm lượng cốt căng đưa vào vùng gối tựa và làm tăng khả năng chống cắt theo tiết diện nghiêng, một phần cốt căng có thể uốn vào vùng gối tựa đơn, (hình 2.12c).



Hình 2.12. *Bố trí cốt căng trong dầm đơn*

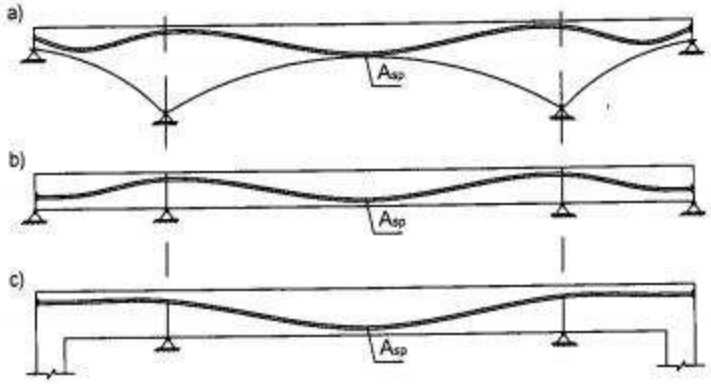
Đối với các dầm một nhịp có đầu côngxon, chiều cao thay đổi có thể bố trí và neo cấp theo sơ đồ hình 2.13.



Hình 2.13. *Dầm một nhịp có đầu thừa côngxon*

Đối với dầm nhiều nhịp chiều cao tiết diện thay đổi hoặc không thay đổi tùy thuộc vào biểu đồ bao mô men uốn có thể uốn cốt căng theo các sơ đồ như trên hình 2.14.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org



Hình 2.14. *a) Dầm liên tục chiều cao thay đổi;*
b) Dầm liên tục chiều cao không đổi; c) Dầm khung nhiều nhịp

Khi dùng cốt căng có bám dính (tập trung từ 3 đến 5 bện cáp đặt trong mỗi ống mềm bằng kim loại) phải tuân thủ theo đúng sơ đồ chia dải tính toán.

Trong kết cấu bê tông ứng lực trước căng sau dùng cáp không bám dính hàm lượng cốt thép lấy như sau:

- Không nhỏ hơn $0,0020A_b$ đối với bản sàn,
- Không ít hơn $0,0030A_b$ đối với dầm (không kể cốt thép đai).

Cốt thép thường bổ sung trong kết cấu bê tông ứng lực trước nên sử dụng cốt có gờ với đường kính lấy như sau:

- Không nhỏ hơn 12 mm đối với bản sàn,
- Không nhỏ hơn 14 mm đối với dầm và được bố trí gần mép của tiết diện.

Khoảng cách giữa các thanh thép được lấy như sau:

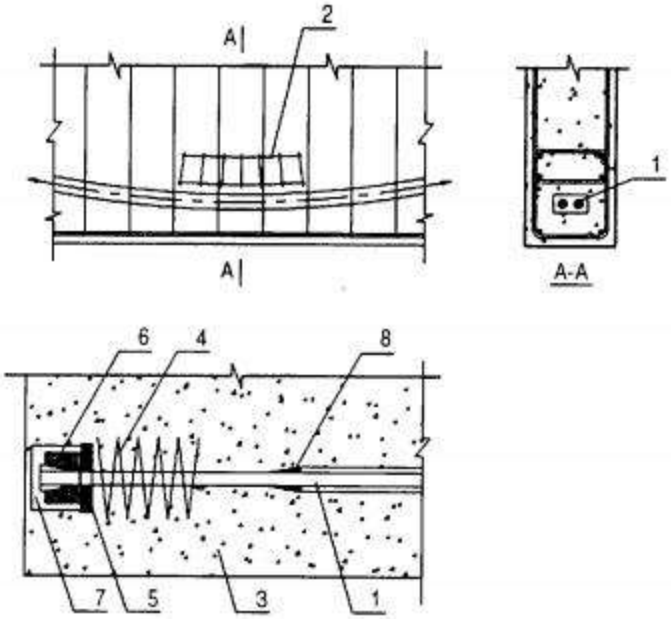
- Đối với bản sàn không lớn hơn 300mm hoặc $2h_s$(h_s - chiều dày bản sàn)
- Đối với dầm không lớn hơn 400mm hoặc hai lần kích thước nhỏ nhất của tiết diện.

Đường kính thép đai trong dầm bê tông ứng lực trước được lấy như sau:

- Khi chiều cao $h_d \leq 800$mm, đường kính cốt thép đai không được nhỏ hơn $h_d/100$;
- Khi chiều cao $h_d > 800$mm, đường kính cốt thép đai không được nhỏ hơn 8mm;

Cần bố trí các lưới thép hoặc các vòng xoắn đường kính thanh 6-8mm tại hai đầu neo và tại nơi cốt thép căng có độ cong lớn hoặc thay đổi hướng, với chiều dài không dưới 200 mm (hình 2.15).

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org



***Hình 2.15**. Bố trí lưới thép và vòng xoắn*

1- Cáp ULT; 2- Lưới thép; 3- Bêtông kết cấu; 4- Vòng xoắn; 5- Đế neo
6- Bao neo; 7- Mỡ bảo vệ đầu neo; 8- Băng dính bịt đầu vỏ cáp.

2.4.3. Cốt thép thường trong sàn bê tông ứng lực trước

Trong sàn bê tông ứng lực trước căng sau có bám dính hàm lượng cốt thép thường không ít hơn 0,0015 A_h và được phân bố đều thành hai lớp trên và lớp dưới.

Cốt thép thường cấu tạo được đặt theo cả hai phương (kể cả khi sàn tính theo một phương) trong sàn dùng thép nhóm CII trở lên đường kính không nhỏ hơn 14mm, và khoảng cách không lớn hơn 300mm.

Tại vùng mũ cột hoặc vùng đầu cột sàn phẳng không có mũ cốt thép bố trí theo tính toán.

Kích thước, chiều dày bản thép đế neo phải được tính toán theo điều kiện bền và khả năng chịu ép cục bộ của bê tông vào thời điểm căng cốt thép.

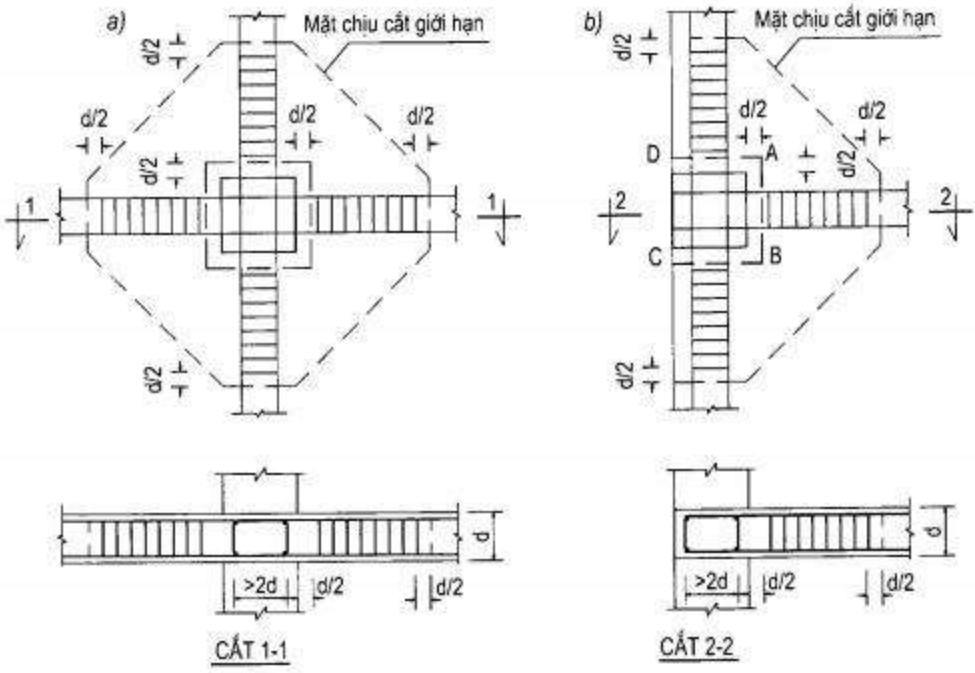
Đối với sàn phẳng không dầm cần bố trí ít nhất 2 dầm chìm giao nhau trên đầu cột với:

- Cốt dọc đặt đối xứng ($A_s = A'_s$) có đường kính không nhỏ hơn 12mm, cốt ngang 4 nhánh có đường kình không nhỏ hơn 6mm. Chiều dài kể từ mép cột ra mỗi bên không ít hơn hai lần kích thước tiết diện lớn nhất của cột dưới.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

- Có thể dùng cốt thép cứng giao nhau trên đầu cột khi kích thước cột nhỏ hơn 500mm, hoặc chịu tải trọng lớn.

Khi dùng dầm chìm gia cố trên đầu cột không có mũ, cho phép tính chu vi tháp chọc thủng lấy bằng chiều dài đường nối các điểm mút ngoài các dầm đó (đường đứt quãng trên hình 2.16).



Hình 2.16. *Cấu tạo các dầm chìm chống cắt trong sàn phẳng không dầm (d: chiều dày sàn)*

2.4.4. Bố trí neo và bộ nối

Neo và bộ nối phải được bố trí tại các vị trí thoả mãn các yêu cầu bảo vệ và điều kiện thi công kết cấu. Trong kết cấu bê tông ứng lực trước căng sau có bám dính, neo và bộ nối phải được đặt tại các vị trí sao cho khoảng cách từ chúng đến vị trí bó thép căng đạt trạng thái giới hạn khả năng chịu lực không nhỏ hơn độ dài truyền lực l_p

Vị trí đặt neo và bộ nối trong kết cấu bê tông ứng lực trước không bám dính chịu tác dụng của tải trọng lặp đi lặp lại nhiều lần cần xét đến các yếu tố mỏi của vật liệu.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

2.5. LỚP BÊ TÔNG BẢO VỆ CỐT THÉP

Lớp bê tông bảo vệ cốt thép căng không được nhỏ hơn:

- 20mm trong điều kiện làm việc bình thường.

- 35mm trong điều kiện làm việc không thuận lợi.

- 50mm trong điều kiện môi trường khắc nghiệt.

- Trường hợp cốt thép căng được đặt thành bó trong các ống gen thì lớp bê tông bảo vệ ống gen tối thiểu là 50 mm (thép có vỏ bọc).

Đối với bó thép căng có dạng đường cong, lớp bê tông bảo vệ theo phương uốn cong của cốt căng phải được tăng lên một lượng cần thiết, phụ thuộc vào độ lớn của lực kéo căng và độ cong của tuyến đặt bó thép căng.

Lớp bê tông bảo vệ cốt thép tối thiểu theo yêu cầu chịu lửa của kết cấu bê tông ứng lực trước được quy định như trong bảng 2.3.

Neo và bộ nối trong kết cấu bê tông ứng lực trước phải được bảo vệ chống ăn mòn. Trường hợp neo và bộ nối được bảo vệ bằng lớp bê tông thì độ dày của bê tông bảo vệ này không được bé hơn độ dày lớp bê tông bảo vệ bó thép căng tương ứng.

Bảng 2.3. Chiều dày lớp bê tông bảo vệ cốt thép theo yêu cầu chịu lửa của kết cấu

Thời gian chịu lửa (giờ)	Độ dày tối thiểu lớp bê tông bảo vệ cốt thép (mm)					
	Dầm BTƯLT		Sàn BTƯLT		Sườn BTƯLT	
	Đơn giản	Liên tục	Đơn giản	Liên tục	Đơn giản	Liên tục
0,5	20	20	20	20	20	20
1	20	20	25	20	35	20
1,5	35	20	30	25	45	35
2	60	35	40	35	55	45
3	70	60	55	45	65	55
4	80	70	65	55	75	65

Đối với kết cấu bê tông cốt thép thường hay bê tông ứng lực trước xây dựng trong vùng ven biển cần tuân thủ thêm các chỉ dẫn trong TCXDVN 327:2004 - *Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép. Yêu cầu bảo vệ và chống ăn mòn trong môi trường biển.*

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Chương 3

TÍNH TOÁN KẾT CẤU DẦM, SÀN BÊ TÔNG ỨNG LỰC TRƯỚC

Các kết cấu bê tông ứng lực trước nói chung, kết cấu dầm sàn bê tông ứng lực trước nói riêng được chế tạo theo phương pháp căng trước hay căng sau, đổ liền khối hay lắp ghép, bán lắp ghép đều được tính toán theo hai trạng thái giới hạn như đối với kết cấu bê tông thường phù hợp với các tiêu chuẩn hiện hành trong và ngoài nước. Nghĩa là mọi cấu kiện kết cấu đều phải đảm bảo:

- *Trạng thái giới hạn về khả năng chịu lực của cấu kiện*: khi kết cấu không còn khả năng chịu lực và bắt đầu bị phá hoại, mất ổn định, hư hỏng do mỏi của vật liệu.

- *Trạng thái giới hạn về sử dụng bình thường*: đảm bảo cho cấu kiện, kết cấu không bị biến dạng, võng, võng, nứt với các giá trị không vượt quá các giá trị được quy định trong giai đoạn chế tạo cũng như giai đoạn sử dụng.

Trong các tiêu chuẩn hiện hành thường chỉ đưa ra các chỉ dẫn tính toán cho các loại cấu kiện bê tông ứng lực trước cụ thể, còn tính toán cả hệ kết cấu chịu lực bằng bê tông ứng lực trước như các hệ dầm sàn khác nhau thường gặp trong thực tế còn ít được đề cập tới.

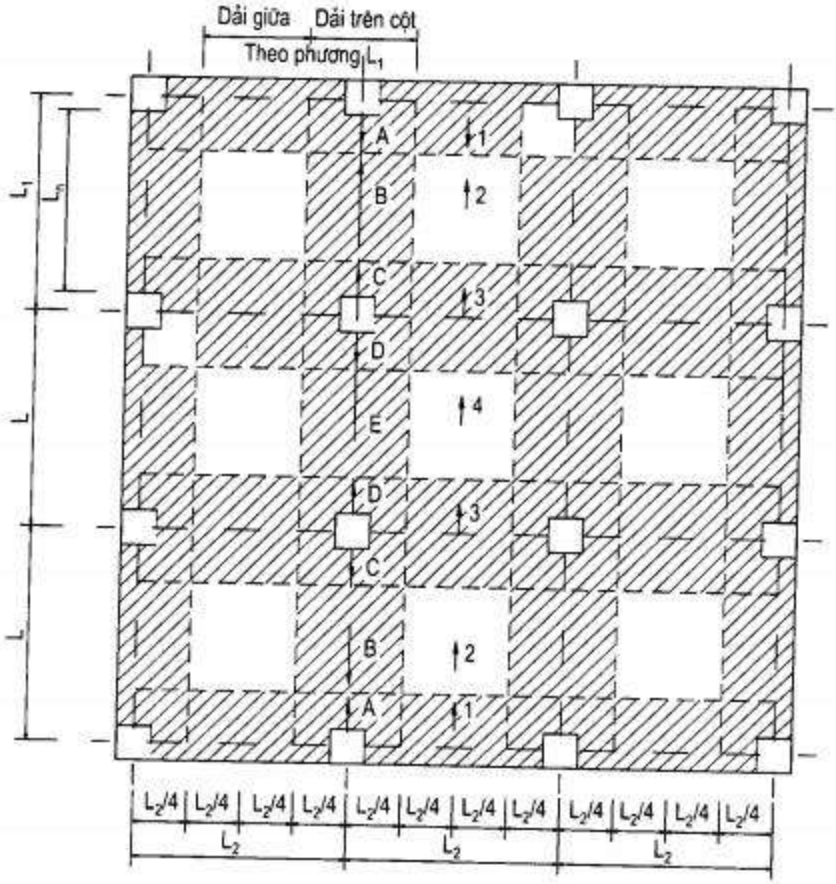
3.1. CÁC PHƯƠNG PHÁP THỰC HÀNH XÁC ĐỊNH NỘI LỰC VÀ CHUYỂN VỊ TRONG KẾT CẤU SÀN PHẲNG

Thông thường nội lực trong kết cấu dầm sàn được xác định theo tính toán cả hệ chịu lực của nhà hay công trình bằng các phần mềm máy tính chuyên dụng. Đối với hệ kết cấu thanh như dầm cột việc thao tác tương đối thuận tiện và cho kết quả chính xác cao. Đối với hệ bản sàn, tường độ chính xác của kết quả tính toán lại phụ thuộc vào việc phân chia bản sàn thành các phần tử thanh tương đương. Bởi vậy hệ sàn phẳng không dầm thường được chia thành các dải trên cột và dải giữa để tính toán, theo một hay hai phương như một hệ khung phẳng hay hệ khung không gian.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Đối với kết cấu bê tông ứng lực trước việc tính toán giai đoạn đầu truyền ứng lực và giai đoạn chịu tác dụng ngắn hạn hay dài hạn của các tải trọng thẳng đứng là hết sức cần thiết. Trong trường hợp này có thể sử dụng những phương pháp tính toán thực hành để xác định nội lực cho kết cấu sàn phẳng không dầm như phương pháp thiết kế trực tiếp, phương pháp khung tương đương và phương pháp cân bằng tải trọng.

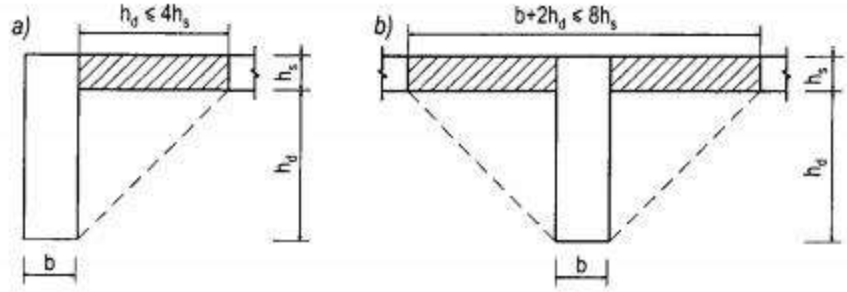
Khi dùng một trong 3 phương pháp trên, việc phân chia hệ sàn không dầm thành các hệ khung, dầm liên tục cần thực hiện các yêu cầu dưới đây, (hình 3.1):



Hình 3.1. *Sơ đồ phân chia các dải bản sàn*

Dải trên đỉnh cột (dải cột) là dải có bề rộng về mỗi phía kể từ trục cột không nhỏ hơn $0,25l_1$ hoặc $0,25l_2$. Trong đó l_1 và l_2 là kích thước ô sàn kể từ trục đến trục, đi qua tim cột. Dải cột bao gồm cả dầm, khung dầm, có thể xét thêm phần sàn hai bên hay một bên như dầm chữ T và chữ L, (hình 3.2).

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org



Hình 3.2

Dải giữa bản là dải được giới hạn bởi hai dải cột, thường có chiều rộng lớn.

Trong trường hợp bản sàn được chia theo hai chiều trực giao nhau tạo thành từng ô bản được kê lên các dải bản trên cột và được tính toán như những bản kê thông thường.

3.1.1. Phương pháp thiết kế trực tiếp

Phạm vi áp dụng:

- Khi sàn có tối thiểu ba nhịp liên tục theo mỗi hướng.
- Các dải trên cột, dầm có tỷ lệ chiều dài trên chiều rộng không lớn hơn 2.
- Chiều dài các nhịp đều nhau hoặc không chênh nhau quá 1/3 chiều dài nhịp lớn.
- Vị trí các cột có thể xê dịch không quá 10% chiều dài nhịp.
- Hoạt tải không vượt quá 1,5 lần tĩnh tải.
- Tỷ số độ cứng uốn của các tiết diện các dải có dầm theo hai phương không nhỏ hơn 0,2 hoặc không lớn hơn 5,0.

Các giá trị mômen gối và mômen nhịp được xác định như sau:

Tổng tuyệt đối của mômen dương và mômen âm tính toán trung bình trên mỗi phương không được nhỏ hơn:

$$M_0 = \frac{q l_2 l_n^2}{8} \qquad (3.1)$$

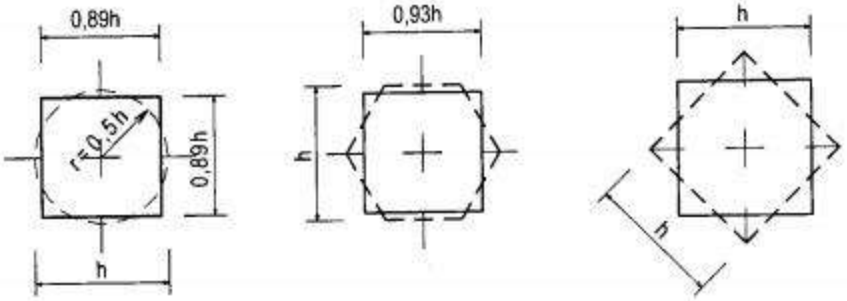
Trong đó: q = 1,1g + 1,2p;

g - tải trọng bản thân;

p - hoạt tải tiêu chuẩn;

l_n - nhịp thông thuỷ giữa các mép cột, mũ cột, côngxon hoặc tường nhưng giá trị này không được nhỏ hơn 0,65l.

- Gối tựa là cột tiết diện tròn tròn hoặc đa giác đều có thể quy đổi về tiết diện vuông tương đương theo diện tích, hình (3.3).



Hình 3.3. *Quy đổi các tiết diện tròn, đa giác về tiết diện vuông*

Tổng mômen tính toán M_0 xác định theo công thức (3.1) được phân phối như sau:

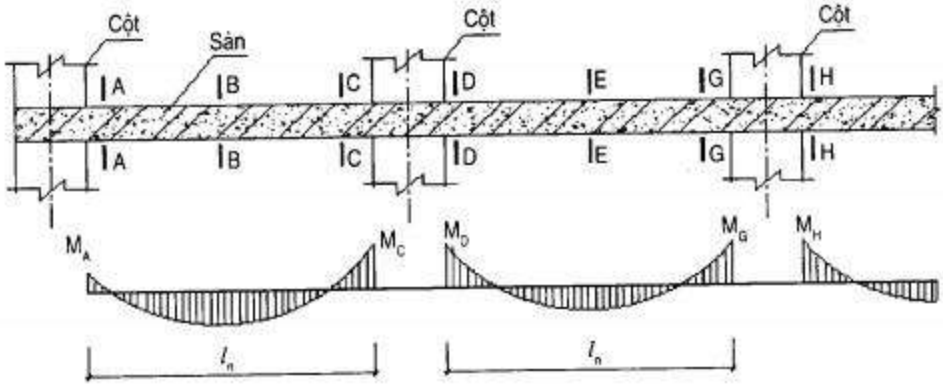
Đối với các tiết diện ở các nhịp bên trong của dải trên cột, hình (3.4).

- Mômen âm tại tiết diện mép cột: $M_D = M_G = M_H = -0,65.M_0$
- Mômen dương giữa nhịp lấy bằng: $M_E = 0,35.M_0$

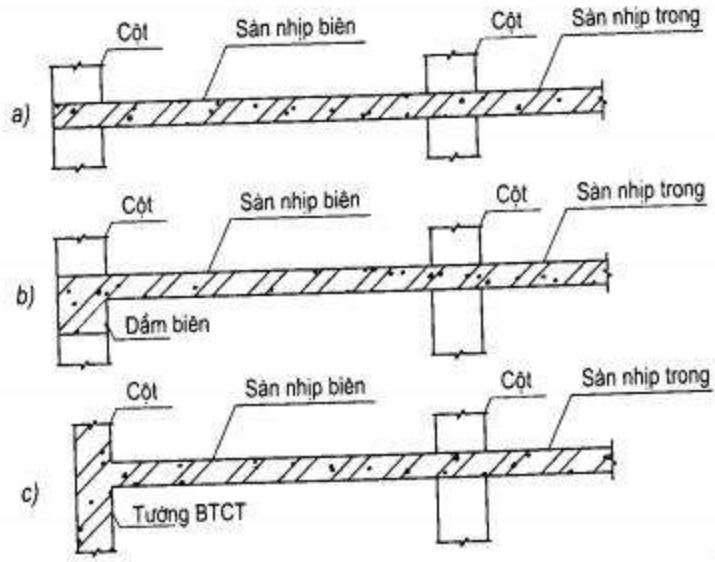
Đối với các tiết diện ở các nhịp bên trong dải giữa nhịp, (hình 3.1):

- Mômen âm $M_3 = -0,25M_0$, mômen dương $M_4 = 0,45M_0$.
- Mômen nhịp biên $M_1 = -0,15M_0$, mômen dương $M_2 = 0,35M_0$

Đối với các nhịp biên dải trên cột mômen tổng M_0 được phân phối cho 3 tiết diện tại gối tựa biên là M_A mang dấu âm, mômen nhịp M_B mang dấu dương và mômen âm tại mép trái gối tựa trong đầu tiên M_C theo các hệ số cho trong bảng 3.1.



Hình 3.4. *Biểu đồ mômen âm và mômen dương tại các tiết diện*



***Hình 3.5** (a, b, c): Sơ đồ gối tựa biên cho sàn phẳng không dầm*

Bảng 3.1. Hệ số phân phối cho các mômen M_A, M_B, M_C tại nhịp biên dải trên cột

Gối tựa	Sàn trên cột	Sàn trên dầm	Sàn ngàm vào tường BTCT
Sơ đồ trên hình (3.5)	(1)	(2)	(3)
Mômen âm mép gối biên M_A	0,26	0,30	0,65
Mômen nhịp dương M_B	0,52	0,50	0,35
Mômen âm M_C	0,70	0,70	0,65

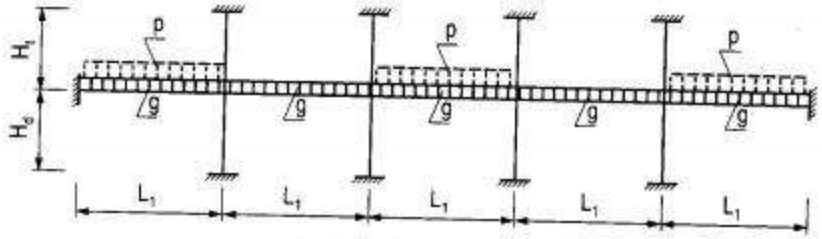
Tương tự như trên có thể tiến hành phân phối mômen cho các dải theo phương L_2 nhưng với giá trị mômen tổng $M_0 = q l_1 l_n^2/8$ và $l_n \geq 0,65 l_2$.

3.1.2. Phương pháp khung tương đương

Phương pháp khung tương đương là hệ khung phẳng hay khung không gian với các thanh ngang là các dải bản tương đương nên có thể tính toán bằng sự trợ giúp của các phần mềm tính toán kết cấu chuyên dụng.

Có thể không nhất thiết phải tính theo hệ khung không gian thay vì tính hai hệ khung phẳng riêng biệt theo hai phương.

Hệ sàn tính theo phương pháp khung tương đương chỉ xét tới độ cứng của cột tầng trên và tầng dưới kề nó. Các cột được giả thiết ngàm chặt vào sàn trên và sàn dưới của sàn đang xét (hình 3.6).



Hình 3.6. *Sơ đồ chất tải trong khung tương đương*

Dầm khung tương đương là mặt cắt ngang của dải trên cột và được lấy như sau:

- Khi sàn phẳng không dầm có hoặc không có bản mũ cột, chiều rộng dầm tương đương cho mỗi phương lấy bằng khoảng cách l_1 và l_2

- Khi có dầm bản rộng lấy bằng chiều rộng dầm

- Chiều cao cột khung lấy bằng chiều cao tầng nhà tương ứng.

- Mômen quán tính của cột tại mặt cắt ngang bất kỳ ở ngoài nút hoặc mũ cột phải xác định theo tiết diện toàn phần của bê tông.

- Tải trọng sử dụng (hoạt tải - p) cần được sắp xếp trên các nhịp khung theo các trường hợp bất lợi nhất, và các cặp nội lực bất lợi tại các dải dầm trên cột để tính toán.

- Không dùng sơ đồ khung tương đương để tính sàn chịu tải trọng ngang

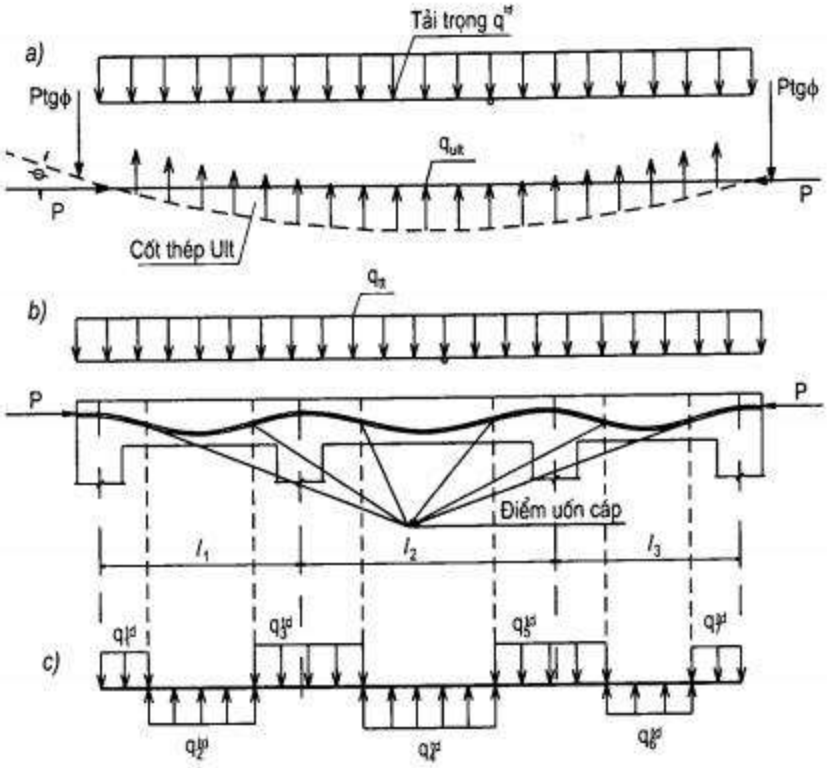
3.1.3. Phương pháp cân bằng tải trọng

Phương pháp cân bằng tải trọng sử dụng cho việc xác định nội lực và chuyển vị cho kết cấu, dầm, sàn chịu tác dụng của tải trọng bản thân và lực gây ứng suất trước trong kết cấu.

- Cốt thép ứng lực trước thường được bố trí theo cả hai phương, kể cả đối với sàn phẳng làm việc theo một phương và được đặt lệch tâm so với trục trung gian của sàn, dầm, tạo ra một "Tải trọng tương đương – q^{td}" tác dụng lên cấu kiện suốt chiều dài cốt thép căng. Tải trọng này ngược với hướng tác dụng của tải trọng ngoài, hình (3.7).

- Hình dạng và lực căng cốt thép ứng lực trước cần được lựa chọn sao cho tải trọng tương đương triệt tiêu một phần hoặc toàn bộ tải trọng tính toán (toàn bộ tĩnh tải và một phần hoạt tải dài hạn).

- Đối với sàn bê tông ƯLT căng sau làm việc hai phương, tải trọng ngoài bao gồm tĩnh tải và hoạt tải sử dụng phân bố đều, với hình dạng cốt thép ứng lực trước như ở trên hình vẽ thì lực căng tính toán trong cốt thép ứng lực trước được xác định như sau:



Hình 3.7. *Sơ đồ xác định tải trọng tương đương*
a) Cho dầm đơn; b) Đường cong uốn cáp trong dầm khung hoặc trong dải bản sàn nhiều nhịp; c) Sơ đồ tính toán theo tải trọng tương đương.

+ Cho phương thứ nhất:

$$P_1 = \frac{q^{td}.l_1^2}{8Z_1} \tag{3.2}$$

Từ đó ta xác định được giá trị tải trọng tương đương phân bố đều cho từng đoạn dầm hay bản có đường cong cáp hướng về một phía trên hay dưới theo công thức:

$$q_1^{td} = \frac{8P_1Z_1}{l_1^2} \tag{3.3}$$

+ Tương tự như trên ta có:

$$P_2 = \frac{q^{td}.l_2^2}{8Z_2} \tag{3.4}$$

và

$$q_2^{td} = \frac{8P_2Z_2}{l_2^2} \tag{3.5}$$

Trong các công thức (3.2 ÷ 3.5):

P_1, P_2 - tổng lực nén trước nằm trong dải bản tính toán ứng với phương l_1 và l_2, được xác định như sau:

$$P_1 = n_1 P_0 \text{ và } P_2 = n_2 P_0 \quad (3.6)$$

Ở đây:

n_1, n_2 - số lượng cốt căng trong dầm hay trong dầm hay trong từng dải bản tương ứng với từng phương tính toán trên mặt bằng sàn;

P_0- lực nén trước trong từng cốt căng hoặc bện cáp đã trừ đi các hao tổn ứng suất;

Z_1, Z_2 - độ lệch tâm tính toán của cốt thép ứng lực trước tương ứng theo phương thứ nhất và thứ hai kể từ trọng tâm cốt căng đến đường trọng tâm tiết diện quy đổi;

l_1, l_2 - nhịp tính toán của sàn tương ứng theo phương thứ nhất và thứ hai;

q^{td} - tải trọng tính toán tương đương.

Trình tự tính toán theo phương pháp cân bằng tải trọng được trình bầy cụ thể trong thí dụ 1 chương 4.

3.2. XÁC ĐỊNH GIÁ TRỊ GIỚI HẠN ỨNG SUẤT TRƯỚC VÀ TỔN HAO ỨNG SUẤT TRONG CỐT THÉP CĂNG

3.2.1. Giá trị giới hạn của ứng suất trước

σ_{sp} và σ'_{sp} tương ứng trong cốt thép căng S và S', chưa kể đến những tổn hao, cần được chọn với độ sai lệch p sao cho thỏa mãn các điều kiện sau đây:

$$\sigma_{sp}(\sigma'_{sp}) + p \le R_{s,ser} \quad (3.7)$$

$$\sigma_{sp}(\sigma'_{sp}) - p \ge 0,3R_{s,ser} \quad (3.8)$$

Trong đó: p - tính bằng MPa được xác định như sau:

- Trong trường hợp căng bằng cơ học (dùng kích thủy lực chuyên dụng): $p = 0,05\sigma_{sp}$.
- Trong trường hợp không có số liệu về công nghệ chế tạo kết cấu, giá trị σ_{sp} và σ'_{sp} lấy bằng 700MPa đối với thép cán nóng, và 550MPa đối với thép tăng cường độ bằng gia nhiệt.
- Đối với thép sợi bị uốn, ứng suất không được vượt quá $0,85R_{s,ser}$.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

3.2.2. Các tổn hao ứng suất trong cốt thép căng

Ngay từ giai đoạn căng thép, do nhiều nguyên nhân, ứng suất trong cốt căng sẽ giảm đi từ từ theo thời gian. Bởi vậy trong tính toán các kết cấu bê tông ULT, trước tiên phải xác định các giá trị tổn hao ứng suất trong cốt căng.

Theo tiêu chuẩn hiện hành có 11 loại tổn hao ứng suất với ký hiệu từ σ_1 đến σ_{11}. Trong công nghệ căng sau ta không xét toàn bộ các tổn hao.

Theo công nghệ căng sau gồm các tổn hao ứng suất sau đây:

- ***Tổn hao do chùng ứng suất trong cốt căng*** σ_1 xảy ra trong cả 2 phương pháp căng trên bệ hay căng trên bê tông được xác định theo công thức:

+ Đối với cốt thép sợi:

$$\sigma_{ch} = (0,22\frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1)\sigma_{sp} \qquad (3.9)$$

+ Đối với cốt thép thanh:

$$\sigma_{ch} = 0,1\sigma_{sp} - 20 \qquad (3.10)$$

Ở đây: σ_{sp}, MPa, được lấy không kể đến tổn hao ứng suất. Nếu giá trị hao tổn hao tính được mang dấu "–" thì lấy giá trị bằng 0.

- ***Tổn hao do chênh lệch nhiệt độ,*** σ_t giữa cốt căng trong vùng bị nung nóng và thiết bị nhận lực căng khi bê tông bị nung nóng (đối với bê tông được dưỡng hộ nhiệt), không dùng trong công nghệ căng sau nên khi căng trên bê tông $\sigma_t = 0$.

- ***Tổn hao ứng suất do biến dạng của neo đặt ở thiết bị căng*** σ_{neo} (neo công tác), do ép sát các tấm thép đệm, do ép cục bộ các đầu neo:

$$\sigma_{neo} = \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l} E_{sp} \qquad (3.11)$$

Trong đó: Δl_1 - biến dạng của êcu hay các bản đệm giữa các neo và bê tông, lấy bằng 1 mm;

Δl_2 - biến dạng của neo hình côn, êcu, lấy bằng 1 mm;

l - chiều dài cốt thép căng (một sợi), hoặc cấu kiện, mm.

- ***Tổn hao do ma sát của cốt thép với thành ống rãnh hay bề mặt bê tông,*** σ_{ms}

$$\sigma_{ms} = \sigma_{sp}\left(1 - \frac{1}{e^{\varpi\chi+\delta\theta}}\right) \quad (3.12)$$

Trong đó: e - cơ số lôgarit tự nhiên;

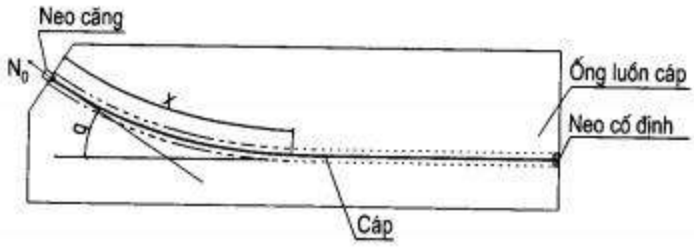
δ, ϖ - hệ số xác định theo bảng (3.2);

χ - chiều dài của cốt thép tính từ thiết bị căng đến tiết diện tính toán, (m), hình (3.8);

θ - tổng góc chuyển hướng của trục cốt thép, radian, khi có nhiều góc chuyển hướng cốt thép góc θ lấy bằng tổng các góc này.

Giá trị $\left(1 - \frac{1}{e^{\varpi\chi+\delta\theta}}\right)$ có thể lấy theo phụ lục 1.

σ_{sp} - được lấy không kể đến tổn hao ứng suất.



Hình 3.8

Bảng 3.2. Các hệ số ϖ và δ để tính tổn hao ứng suất

Đặc tính kết cấu	Cốt thép kéo căng	Hệ số ϖ (1/m)	Hệ số δ (1/rad)
Cốt thép kéo căng trong ống thép gợn sóng	- Bó sợi thép	0,0033-0,0049	0,15-0,25
	- Cốt thép xoắn	0,0016-0,0066	0,15-0,25
	- Thanh thép	0,0003-0,0020	0,08-0,30
Cốt thép kéo căng trong vỏ bọc bằng chất dẻo	- Bó sợi thép	0,0033-0,0066	0,05-0,15
	- Cốt thép xoắn	0,0033-0,0066	0,05-0,15
Cốt thép kéo căng trong vỏ bọc bằng chất dẻo có bôi trơn	- Bó sợi thép	0,0015	0,05-0,15
	- Cốt thép xoắn	0,0010- 0,0066	0,05-0,15

- Tổn hao do biến dạng của khuôn thép khi chế tạo kết cấu σ_{kh} thường chỉ kể đến cho trường hợp căng trước, nên khi căng sau có thể lấy $\sigma_{kh} = 0$.

- Tổn hao do từ biến nhanh của bê tông σ_{tbn}, chỉ xét đến trường hợp căng trên bệ, nên khi căng trên bê tông lúc bê tông đã đông cứng thì $\sigma_{tbn} = 0$.

- ***Tổn hao do co ngót của bê tông*** σ_{co} lấy theo bảng 3.3.

Bảng 3.3. Tổn hao ứng suất do co ngót bê tông, σ_7

Loại và Mác bê tông	Trị số σ_{co} MPa ứng với		
	Trường hợp căng trên bệ		Trường hợp căng trên bê tông
	Bê tông khô cứng tự nhiên	Bê tông được dưỡng hộ nhiệt	
Bê tông nặng			
B35 và thấp hơn	40	35	30
B40	50	40	35
B 45 và lớn hơn	60	50	40

- ***Tổn hao do từ biến của bê tông xảy ra trong quá trình chịu nén lâu dài,*** σ_{tb}, phụ thuộc vào cấp ứng suất trong cốt thép căng và được xác định như sau cho cả 2 phương pháp căng cốt thép:

$$\sigma_{tb} = \frac{150\alpha\sigma_{bp}}{R_{bp}} \text{ khi } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \le 0,75 \qquad (3.14)$$

$$\sigma_{tb} = 300\alpha(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0,375) \text{ khi } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0,75 \qquad (3.15)$$

Trong đó: α - hệ số, lấy bằng 1 với bê tông khô cứng tự nhiên.

- ***Tổn hao do ép cục bộ bề mặt bê tông*** do cốt căng có dạng đai xoắn hay đai tròn khi kết cấu có đường kính nhỏ hơn 3m, chỉ xét đến cho trường hợp căng sau – căng trên bê tông:

$$\sigma_{cp} = 70\text{-}0,22d_{ext} \qquad (3.16)$$

Trong đó: d_{ext} - đường kính ngoài của kết cấu, cm.

- ***Tổn hao ứng suất của cốt căng sau*** đi qua các khe nối bị ép lại giữa các cấu kiện, các blốc lắp ghép, được xác định như sau:

$$\sigma_{lgh} = n\frac{\Delta l}{l}E_{sp} \qquad (3.17)$$

Trong đó:

n - số lượng khe nối giữa các cấu kiện, kết cấu và thiết bị khác theo chiều dài cốt căng;

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Δl - biến dạng ép sát tại mỗi khe:

+ với khe được nhồi bê tông, lấy Δl = 0,3mm;

+ với khe ghép trực tiếp, lấy Δl = 0,5mm;

l - chiều dài cốt căng, mm.

Khi tính toán tổn hao ứng suất trước cho cốt căng S' được xác định giống như trong cốt căng S.

Các tổn hao ứng suất được chia thành hai nhóm:

σ_{l1} - tổn hao nhóm thứ nhất bao gồm các tổn hao sảy ra trong quá trình chế tạo cấu kiện cũng như khi căng cốt thép;

σ_{l2} - tổn hao nhóm thứ 2 xảy ra khi kết thúc ép bê tông.

Khi căng trước:

$$\sigma_{l1} = \sigma_{ch} + \sigma_{t} + \sigma_{neo} + \sigma_{ms} + \sigma_{kh} + \sigma_{tbo} \quad (3.18)$$

$$\sigma_{l2} = \sigma_{th} + \sigma_{ep} \quad (3.19)$$

Khi căng sau:

$$\sigma_{l1} = \sigma_{neo} + \sigma_{ms} \quad (3.20)$$

$$\sigma_{l2} = \sigma_{co} + \sigma_{th} + \sigma_{ep} \quad (3.21)$$

Trong tính toán tổng hao tổn ứng suất $\sigma_{l1} + \sigma_{l2}$ không được lấy nhỏ hơn 100MPa.

Khi xác định tổn hao ứng suất trước do co ngót và từ biến của bê tông cần kể đến các yếu tố sau:

Nếu biết trước thời gian chất tải của công trình thì các giá trị σ_{co} được nhân với hệ số β xác định theo công thức sau nhưng không lớn hơn 1.

$$\beta = \frac{\Delta_t}{100 + 3t} \quad (3.22)$$

t - thời gian tính bằng ngày, khi tính σ_{co} - kể từ lúc kết thúc đổ bê tông, khi tính σ_{th} - kể từ lúc nén bê tông.

Khi biết rõ loại xi măng, thành phần bê tông, điều kiện chế tạo và sử dụng kết cấu cho phép dùng những phương pháp chính xác hơn để xác định các hao tổn do co ngót σ_7 và do từ biến σ_8.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Trị số ứng suất trước trong cốt thép căng dùng trong tính toán cần được nhân với hệ số chính xác khi căng γ_{sp}:

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma \tag{3.23}$$

Trong đó: $\Delta\gamma = 0{,}1$ cho trường hợp tạo ứng suất trước bằng cơ học ($\Delta\gamma = 1{,}1$); dấu cộng "+" được lấy khi có ảnh hưởng bất lợi của ứng suất trước (tức là trong giai đoạn làm việc của kết cấu, ứng suất trước làm giảm khả năng chịu lực thúc đẩy sự hình thành vết nứt, v.v...).

Khi xác định các tổn hao tổn ứng suất cũng như khi tính toán kiểm tra bề rộng khe nứt và kiểm tra độ võng cho phép lấy hệ số chính xác $\gamma_{sp} = 1$.

Trị số ứng suất trước trong cốt thép căng σ_{sp} và trong cốt thép thường σ_s được xác định tuỳ theo giai đoạn tính toán có kể đến các tổn hao ứng suất tương ứng.

Với ứng suất trong cốt thép căng:

- Ở giai đoạn nén bê tông kể đến tổn hao σ_{l1};
- Ở giai đoạn sử dụng kể đến tổn hao σ_{l1} và σ_{l2}

Với ứng suất trong cốt thép thường:

- Ở giai đoạn nén bê tông kể đến hao tổn σ_{thn}
- Ở giai đoạn sử dụng kể đến hao tổn $\sigma_{thn} + \sigma_{cu} + \sigma_{th}$

3.3. ỨNG LỰC TRƯỚC TRONG TIẾT DIỆN

Lực nén trước P tác dụng lên tiết diện cấu kiện lấy bằng tổng đại số nội lực trong cốt thép căng và cốt thép thường. Tuỳ theo việc bố trí cốt thép thường và ứng suất trước có trong từng cốt căng lực P có thể tác dụng đúng tâm hoặc lệch tâm trên tiết diện, được xác định từ phương trình cân bằng lực:

$$P = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma_s A'_s \tag{3.24}$$

Độ lệch tâm của lực P đối với trọng tâm tiết diện quy đổi được xác định từ điều kiện cân bằng mômen các lực thành phần, hình (3.9):

$$e_{op} = \frac{\sigma_{sp} A_{sp} y_{sp} - \sigma'_{sp} A'_{sp} y_{sp} - \sigma_s A_s y_s + \sigma'_{sp} A'_s y_s}{P} \tag{3.25}$$

Trong các công thức (3.24) và (3.25):

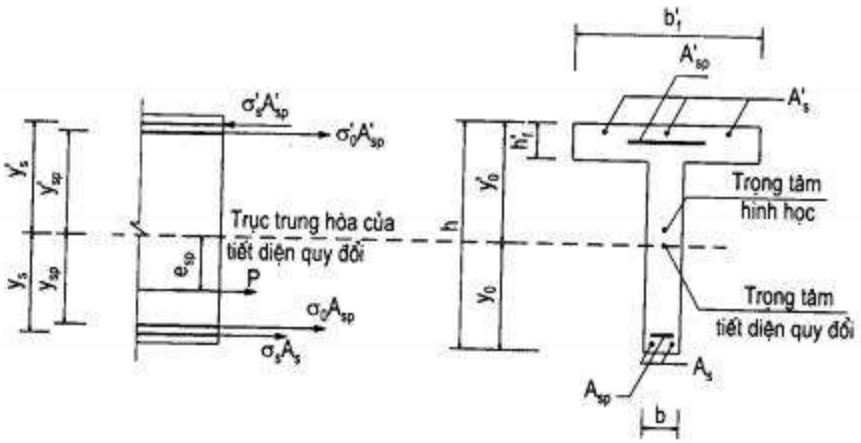
σ_{sp}, σ'_{sp} - tương ứng là cốt thép căng S và S' của tiết diện sinh ra do tải trọng sau khi đã kể đến các hao tổn ứng suất thuộc nhóm 1 cho giai đoạn nén trước và các hao tổn toàn phần cho giai đoạn sử dụng;

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

σ_s, σ'_s - tương ứng là ứng suất trong cốt thép thường S và S' trong vùng kéo và nén;

A_{sp}, A'_{sp}, A_{sp}, A'_{sp} - tương ứng là diện tích cốt thép căng và cốt thép thường trong vùng kéo và vùng nén;

y_{sp}, y'_{sp}, y_s, y'_s - tương ứng là khoảng cách từ trọng tâm hợp lực cốt thép căng và cốt thép thường đến trọng tâm của tiết diện quy đổi.



Hình 3.9

Trong trường hợp cốt thép căng được uốn cong, các giá trị σ_{sp}, σ'_{sp} cần nhân với $\cos\theta$ và $\cos\theta'$ của các góc nghiêng của trục cốt căng với trục dọc cấu kiện tại tiết diện đang xét.

Các ứng suất σ_{sp}, σ'_{sp} được lấy như sau:

- Trong giai đoạn nén trước: có kể đến các hao tổn thứ nhất.
- Trong giai đoạn sử dụng: có kể đến các hao tổn thứ nhất và thứ hai.

Giá trị các ứng suất σ_s, σ'_s lấy như sau:

- Trong giai đoạn nén trước bê tông: lấy bằng tổn hao ứng suất do từ biến nhanh, σ_6.
- Trong giai đoạn sử dụng: lấy bằng tổng các tổn hao ứng suất trước do co ngót và từ biến của bê tông, σ_8.

Đối với cốt thép không căng S' nằm trong vùng chịu kéo khi nén trước, ứng suất σ'_s lấy bằng không.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Nếu diện tích tiết diện toàn bộ cốt thép không căng chiếm dưới 15% diện tích toàn bộ cốt thép căng thì lực P đối với các tiết diện trên đoạn truyền ứng suất cho phép giảm xuống bằng cách nhân với tỷ số l_x/l_p.

3.4. TIẾT DIỆN QUY ĐỔI, A_{red}

Khi tính toán kết cấu bê tông ULT theo giai đoạn chưa xuất hiện vết nứt tiết diện tính toán cần lấy theo tiết diện quy đổi A_{red}.

Tiết diện quy đổi bao gồm tiết diện bê tông có kể đến phần giảm yếu do các ống rãnh để luồn cáp cũng như tiết diện toàn bộ cốt thép căng và không căng, nhân với tỷ số mô đun đàn hồi α của cốt thép và bê tông. Nếu những tiết diện bê tông bao gồm bê tông có cấp hoặc loại khác nhau, cần quy đổi về một loại dựa theo tỷ số giữa mô đun của bê tông đó. Diện tích quy đổi của một loại hoặc một cấp bê tông được xác định theo công thức:

Với cốt thép đã được quy đổi ra tiết diện bê tông tương đương theo tỷ số $\alpha_{sp} = E_{sp}/E_b$ và $\alpha_s = E_s/E_b$ ta có:

$$A_{red} = A_b + \alpha_{sp}(A_{sp} + A'_{sp}) + \alpha_s(A_s + A'_s) \qquad (3.26)$$

Trong đó:

A_b - diện tích tiết diện bê tông đã được trừ toàn bộ diện tích choán chỗ của cốt thép và ống, rãnh.

Khoảng cách từ trục nằm ngang chùng cạnh dưới tiết diện đến trọng tâm của tiết diện quy đổi hình (3.9) được xác định theo công thức:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{S + \alpha_{sp}A_{sp} + \alpha_{sp}A'_{sp}(h - a'_p) + \alpha_s A_s a_s + \alpha_s A'_s(h - a_s)}{A_{red}} \qquad (3.27)$$

Ở đây: S_{qd} - mômen tĩnh của tiết diện lấy đối với trục cạnh dưới của tiết diện được xác định như sau:

$$S_{red} = \sum A_i y_i \qquad (3.28)$$

Mômen quán tính tiết diện quy đổi được xác định:

$$I_{red} = \sum[I_i + A_i(y_0 - y_i)^2] \qquad (3.29)$$

Triển khai ta có:

$$I_{red} = I + \alpha_{sp}A_{sp}y_{sp}^2 + \alpha_{sp}A'_{sp}y'^2_{sp} + \alpha_s A_s y_s^2 + \alpha_s A'_{sp}y'^2_{sp} \qquad (3.30)$$

Trong các công thức (3.29), (3.30): y_i, F_i, J_i - tương ứng là khoảng cách, diện tích tiết diện và mômen quán tính của từng phần tiết diện chia nhỏ.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Khoảng các từ trọng tâm tiết diện quy đổi đến đỉnh trên và dưới của lõi nén được xác định, xem hình (3.19):

$$r_{top} = \frac{I_{red}}{A_{red} y_0}; \quad r_{dow} = \frac{I_{red}}{A_{red}(h - y_0)} \tag{3.31}$$

3.5. ỨNG SUẤT TRƯỚC TRONG BÊ TÔNG

Khi kết cấu chưa chịu tải trọng ngoài trừ tải trọng bản thân, ứng lực P được xem như ngoại lực, ứng suất trước trong bê tông σ_{bp} được xác định theo giả thiết tiết diện làm việc trong giai đoạn đàn hồi theo tiết diện quy đổi với biểu đồ ứng suất pháp tuyến tính tại vị trí cách trọng tâm tiết diện quy đổi khoảng cách y được xác định theo công thức:

$$\sigma_b = \frac{P}{A_{red}} \pm \frac{Pe_0 y}{I_{red}} \mp \frac{My}{I_{red}} \tag{3.32}$$

Trong đó:

y - khoảng cách từ trọng tâm tiết diện quy đổi đến thớ đang xét;

M - mômen uốn trong giai đoạn làm việc đang xét. Trong trường hợp căng trên bê tông tuy đã rắn chắc nhưng còn nằm trong ván khuôn và dàn dáo chưa bị dỡ thì lấy M = 0.

Ứng suất trong bê tông tại:

- Ngang mức cốt thép căng ở vùng kéo:

$$\sigma_b = \frac{P}{A_{red}} + \frac{Pe_{0p} y_p}{J_{red}} - \frac{My}{J_{red}} \tag{3.33}$$

- Ngang mức cốt thép căng ở vùng nén:

$$\sigma'_b = \frac{P}{A_{red}} - \frac{Pe_{0p} y'_b}{J_{red}} + \frac{My}{J_{red}} \tag{3.34}$$

Trong các công thức (3.33), (3.34):

y_p, y'_p - khoảng cách từ trọng tâm tiết diện quy đổi đến trục trọng tâm cốt thép căng ở vùng kéo và vùng nén.

Để kiểm tra ứng suất cực hạn của bê tông khi chưa chịu tải trọng ngoài thì lấy giá trị ứng suất tại mép ngoài vùng nén theo công thức (3.32) nhưng

với dấu (+). Để tính các hao tổn ứng suất trong cốt căng thì dùng các công thức 3.33), (3.34) nhưng P phải trừ đi các hao ứng suất thuộc nhóm 1 và không kể tổn hao do từ biến nhanh σ_6 đồng thời có giá trị không được vượt quá giá trị γR_0. Trị số γ lấy trong bảng (3.4).

Bảng 3.4. Giá trị γ

Trạng thái của ứng suất trong bê tông	Phương pháp căng cốt thép	Giá trị γ khi lực *P* tác dụng	
		Trung tâm	Lệch tâm
Giảm xuống khi kết cấu chịu tác dụng của ngoại lực	Căng trước	0,65	0,75
	Căng sau	0,55	0,65
Tăng lên khi kết cấu chịu tác dụng của ngoại lực	Căng trước	0,50	0,55
	Căng sau	0,45	0,50

Chú thích:

- Trị số ứng suất trước được kiểm tra như trên là ứng suất tĩnh tại thớ chịu nén ngoài cùng và khi tính không cần xét đến hệ số γ_{sp} của cốt thép căng.

- Giá trị R_0 cần khống chế không lớn hơn tỷ số σ_{bp}/ R_0 còn gọi là cấp độ ứng suất nhằm hạn chế các hao tổn do từ biến và các hao tổn khác.

- Trị số ứng suất khống chế σ_{con1} và σ_{con2}

Để kiểm tra ứng suất trong cốt căng ở thời điểm kết thúc việc căng trên bệ hay tại vị trí đặt lực khi căng cốt thép trên bê tông, tiêu chuẩn đưa vào khái niệm ứng suất khống chế σ_{con1} (căng trước) và σ_{con2} (căng sau).

Các giá trị ứng suất khống chế trong cốt thép S và S' được căng trên bê tông đã rắn chắc và được xác định từ điều kiện đảm bảo các ứng suất σ_{sp} và σ_{sp} trong tiết diện tính toán theo công thức:

$$\sigma_{con2} = \sigma_{sp} - \alpha \sigma_b \quad (3.35)$$

$$\sigma'_{con2} = \sigma'_{sp} - \alpha \sigma'_b \quad (3.36)$$

Trong các công thức 10,11:

σ_{sp}, σ'_{sp} - các ứng suất giới hạn không kể đến các hao tổn ứng suất

σ_b, σ'_b - tương ứng là ứng suất trước trong bê tông ngang mức đặt cốt thép căng;

S và S' - do tác dụng của lực nén trước P xác định theo công thức (3.32) hay (3.33), (3.34); có kể đến các tổn hao ứng suất nhóm thứ nhất.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Hệ số chuyển đổi cốt thép: $\alpha = E_{sp}/E_b$.

Khi sử dụng, trong kết cấu, cấu kiện nhiều bó, bện cáp được căng không đồng thời trên bê tông, ứng suất kiểm soát trong mỗi bó, bện được xác định có kể đến ảnh hưởng của co đàn hồi gây ra do lực nén do cốt được căng sau đó.

Ứng suất kiểm soát của nhóm cốt thép căng đợt thứ k được xác định theo công thức:

$$\sigma_{conk} = \sigma_{con2} \pm \sum_{i=1} \sigma_{bki} \qquad (3.37)$$

Trong đó:

σ_{con2} - ứng suất trong cốt thép nhóm k, xác định theo công thức (3.35);

σ_{bki} - ứng suất trung bình trong bê tông trên dọc theo chiều dài cốt thép nhóm đang xét k tại mức trọng tâm tiết diện do nén đàn hồi bê tông bằng lực nén nhóm thép nhóm i, được căng sau:

l - số lượng nhóm thép được căng sau nhóm k.

Trong công thức (3.37), khi bị nén ứng suất σ_{bki} lấy dấu "+" còn khi bị kéo lấy dấu "– ".

Đối với cấu kiện có tiết diện thay đổi (dạng công xon) hoặc trong các dầm liên tục có tiết diện thay đổi theo chiều dài lấy ứng suất trung bình,được xác định theo công thức:

$$\sigma_{bki} = \frac{\sum_{i=j} \sigma_{bki(j)} l_j}{l} \sum \sigma_{bki} \qquad (3.38)$$

Trong đó:

$\sigma_{bki\,(j)}$ - ứng suất trong bê tông tại tiết diện giữa của đoạn j;

l_j - chiều dài đoạn j;

l - chiều dài cấu kiện trong phạm vi bó hoặc tao cáp đang xét.

Khi các bó, bện cáp được bố trí tảng và song song với trục dọc cấu kiện và tiết diện ngang không đổi, $\Sigma\sigma_{bki}$ được xác định theo công thức (3.38) sau khi tính P (và giá trị e_0 tương ứng) do toàn bộ cốt thép căng sau nhóm *k* đang xét.

Trong trường hợp căng trước hoặc căng sau có đoạn cốt thép phía đầu neo cố định dạng neo ép hay neo hoa thị dùng cáp không bám dính thì đoạn truyền lực từ cốt thép sang bê tông thông qua lực dính kiểu neo ma sát được xác định theo công thức:

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$$L_1 = m_1 \left(\frac{\sigma_{oi}}{R_o} + \Delta_n \right) d \qquad (3.39)$$

σ_{oi} - ứng suất trong cốt thép căng đã trừ đi σ_{h1}. Khi tính toán về khả năng chịu lực khi $R_0 > \sigma_{oi}$ thì trong công thức (3.39) thay σ_{oi} bằng R_s;

m_{tr} và Δ_n - các hệ số lấy theo bảng 3.5.

Trong đoạn L_{tr} xem ứng suất trong cốt thép và bê tông tăng theo quy luật tuyến tính.

Bảng 3.5. Các hệ số m_{tr} và Δ_n

Dạng và loại cốt thép	m_{tr}	Δn
Thép thanh có gờ	0,3	10
Dây thép có gờ đường kính 5mm	1,8	40
Dây thép có gờ đường kính 4mm	1,8	50
Dây thép có gờ đường kính 3mm	1,8	60
Thép bện 7 sợi, đường kính bện 15mm	1,25	25
Thép bện 7 sợi, đường kính bện 12mm	1,4	25
Thép bện 7 sợi, đường kính bện 9mm	1,6	30
Thép bện 7 sợi, đường kính bện 7,5mm đến 4,5mm	1,8	40

Chú thích: Trong đoạn truyền lực L không cho phép xuất hiện vết nứt khi tính toán với tải trọng tiêu chuẩn.

3.6. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN BÊ TÔNG ỨNG LỰC TRƯỚC THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN THỨ NHẤT

Tính toán cấu kiện ứng lực trước theo cường độ - trạng thái giới hạn thứ nhất trong trường hợp tổng quát cần thực hiện theo các trường hợp:

- Kết cấu chịu tác dụng của tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn và ngắn hạn, ngoài các tải trong tạm thời ngắn hạn tác dụng tức thời với tổng thời gian tác dụng là nhỏ so với toàn bộ thời gian sử dụng công trình (tải trọng gió, cầu trục, tải trọng do các phương tiện vận chuyển, xây dựng), cũng như chịu tác dụng của các tải trọng đặc biệt gây nên bởi biến dạng của nền đất yếu; trong trường hợp này cường độ tính toán của bê tông chịu kéo và chịu nén R_b, R_{bt} được lấy nhân với hệ số $\gamma_{b2} = 0,9$.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

- Kết cấu chịu tác dụng của tất cả các tải trọng kể cả các tải trọng tác dụng tức thời như tải trọng động đất, hệ số γ_{b2} được lấy bằng đơn vị (γ_{b2} =1).

Khả năng chịu lực cũng được tiến hành theo các tiết diện thẳng góc, tiết diện nghiêng và tiết diện vênh tuỳ theo nội lực tác dụng. Kết cấu được kiểm tra về cường độ theo trạng thái giới hạn thứ nhất, làm việc theo giai đoạn 2, sau khi xuất hiện nứt. Tại vùng nén bê tông đạt tới giới hạn bền về nén, bỏ qua sự làm việc của bê tông vùng kéo, còn cốt thép căng cũng như cốt thép thường đều đạt tới giới hạn về cường độ tính toán.

Tính toán tiết diện được thực hiện theo các tổ hợp tải trọng tính toán.

- Tính toán cường độ đối với cấu kiện bê tông ƯLT cần được thực hiện đối với tiết diện thẳng góc với trục dọc cấu kiện, cũng như đối với tiết diện nghiêng nguy hiểm nhất. Khi có mômen xoắn cần kiểm tra tiết diện không gian được giới hạn bởi các vết nứt nghiêng trong vùng kéo nguy hiểm nhất có thể xảy ra.

- Cần tiến hành tính toán cấu kiện chịu nén cục bộ (dập vỡ bê tông, kể cả trường hợp bê tông dưới neo của của cốt thép căng, ép mặt, kéo đứt) theo các chỉ dẫn của TCXDVN 356:2005 đối với bê tông cốt thép thông thường.

3.6.1. Tính toán tiết diện thẳng góc với trục dọc cấu kiện chịu uốn

Trường hợp tổng quát khi tính các dải bản, dầm tiết diện chữ nhật, trong vùng nén và vùng kéo đều có cốt thép căng.

Phương trình cân bằng hình chiếu lực:

$$R_s A_s + \gamma_{sp} R_{sp} A_{sp} - R_b x b - R'_s A'_s - \sigma'_{sp} A'_{sp} = 0 \qquad (3.40)$$

Phương trình cân bằng mômen lấy đối với trục đi qua trọng tâm thép căng vùng kéo, hình (3.10):

$$M \le R_b x b Z_b + R'_s A'_s (h_o - a') + \sigma'_{sp} A'_{sp} (h_o - a'_{sp}) \qquad (3.41)$$

Trong đó: σ'_{sp} - ứng suất giới hạn quy ước trong cốt căng chịu nén xác định theo công thức:

$$\sigma'_{sp} = 400 - \gamma_{sp} \sigma'_h \text{ (MPa)} \qquad (3.42)$$

Trong đó: γ_{sp} - hệ số chính xác căng cốt thép lấy bằng 1,1.

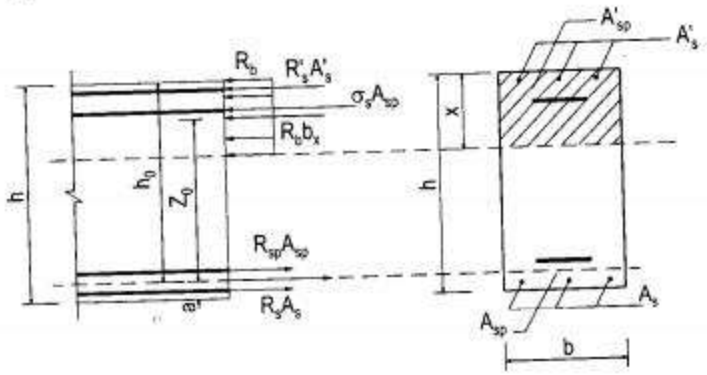
R_s, R'_s, R_{sp} - tương ứng là cường độ tính toán chịu kéo, nén của cốt thép thường và cốt căng được xác định theo phụ lục 4.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

σ_l - tổng tổn hao ứng suất cho cốt căng trên bê tông lấy bằng:

$$\sigma_l = \sigma_{l1} + \sigma_{l2} = \sigma_{nco} + \sigma_{ms} + \sigma_{cu} + \sigma_{th} \quad (3.43)$$

Trong kết cấu liên tục như dầm, sàn bê tông đổ tại chỗ cốt căng sau phải đặt theo quỹ đạo đường cong uốn do vậy cốt căng vùng giữa nhịp được kéo toàn bộ lên vùng có mômen âm ở 2 bên mép cột, nên trong vùng nén thường không có cốt căng mà chỉ có thép thường. Tại các tiết diện này $\sigma'_{sp} = 0$ và $\sigma_s \neq 0$.



Hình 3.10. *Sơ đồ tính toán tiết diện chữ nhật theo trạng thái giới hạn thứ nhất.*

400 MPa - giá trị ứng suất nén trong cốt vùng nén tương ứng với biến dạng giới hạn nén của bê tông

$$400MP_a = \varepsilon_b^{gh} E_{aH} \approx 0,0020.200000 = 400MPa = 4000kg/cm^2$$

Nên khi $\gamma_{sp}\sigma'_{sp} < 400MP_a$ cốt căng S' chịu nén

Khi $\gamma_{sp}\sigma'_{sp} > 400$ MPa cốt căng S' chịu kéo

Chiều cao vùng nén trong các phương trình (3.40) và (3.41) phải thỏa mãn điều kiện:

$$x \leq \xi_R h_o \quad (3.44)$$

Trong đó: $h_0 = h - a$ (a là khoảng cách từ hợp lực của cốt căng và cốt thường tới mép vùng nén của tiết diện), và ξ_R được xác định theo công thức:

$$\xi_R = \frac{\varpi}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}}\left(1 - \frac{\varpi}{1,1}\right)} \quad (3.45)$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Ở đây: $$\varpi = \alpha - 0,008R_b \quad (3.46)$$

α - được lấy như sau: bê tông nặng bằng 0,85;

R_b - tính bằng MPa;

σ_{sR} - ứng suất giới hạn quy ước trong cốt thép căng cường độ cao dạng sợi. Cáp không có thềm chảy ứng với biến dạng dư bằng 0,2% được xác định như sau:

$$\sigma_{SR} = R_S + 400 - \sigma_{SP}\ \sigma_{SR} = R_S + 400 - \sigma_{SP} \quad (3.47)$$

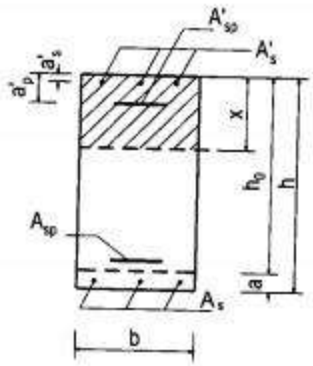
Ở đây: R_S - cường độ chịu kéo tính toán có kể đến các hệ số điều kiện làm việc tương ứng γ_{SI} ngoại trừ γ_{S6};

σ_{SP} - được lấy với $\gamma_{SP}<1$;

$\sigma_{SC.U}$ - ứng suất giới hạn của cốt thép ở vùng chịu nén, được lấy như sau:

- Với loại tải trọng tác dụng như mục a: 500MPa;
- Với loại tải trọng tác dụng như mục b: 400 MPa.

Hệ số ξ_R còn có thể xác định trong bảng 3.5.



Hình 3.11. *Tiết diện chữ nhật của cấu kiện bêtông ứng lực trước chịu uốn*

• *Tiết diện chữ nhật chịu uốn*

Tính toán cấu kiện tiết diện chữ nhật ở vùng kéo và vùng nén được thực hiện theo đại lượng:

$$\xi_1 = \frac{R_S A_{sp} + R_s A_{sp} - R_{sc} A'_S - \sigma_{sc} A'_{sp}}{R_b b h_0} \quad (3.48)$$

Có thể xảy ra các trường hợp sau:

Nếu $\xi_1 \le \xi_R$ thì điều kiện bảo dảm cường độ của tiết diện là:

$$M \le R_b bx(h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p) \quad (3.49)$$

Trong đó: $$x = \frac{\gamma_{S6} R_{Sp} A_{sp} + R_S A_S - R_{SC} A'_S - \sigma_{sc} A'_{SP}}{R_b b} \quad (3.50)$$

Ở đây: hệ số γ_{s6} γ_{s6} được xác định theo:

$$\gamma_{s6} = \frac{2\eta - 1 + 2(\eta - 1)\alpha_c / \xi_R}{1 + 2(\eta - 1)(\xi_1 + \alpha_c)/\xi_R} \quad (3.51)$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Trong đó: $$\alpha_c = \frac{R_{sc}A'_S + \sigma_{sc}A'_{SP} - R_sA_s}{R_b b h_0} \quad (3.52a)$$

η - hệ số lấy tùy thuộc vào loại cốt thép, đối với cốt sợi nhóm K-7 (D12-15), B-II (D5; 6); Bp-II (D4;5) lấy bằng 1,15 và nếu thỏa mãn điều kiện $\xi = \frac{x}{h_0} \le \xi_R$ cường độ tính toán R_s của cốt thép được nhân với hệ số điều kiện làm việc γ_{s6}, xác định như sau:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2\frac{\xi}{\xi_R} - 1) \le \eta \quad (3.52b)$$

Ở đây: $\mu \rightleftharpoons 1,15$.

- Nếu $\xi_l > \xi_R$ thì điều kiện đảm bảo cường độ của tiết diện là:

$$M \le \frac{\alpha_R + \alpha_m}{2} R_b b h_0^2 + R_{sc}A'_s(h_0 - a'_s) + \sigma_{sc}A'_{sp}(h_0 - a'_p) \quad (3.53)$$

Trong đó: $\alpha_R = \xi_R(1 - 0,5\xi_R); \alpha_m = \xi_l(1 - 0,5\xi_l)$ hoặc lấy theo bảng 6.3.

- Nếu theo công thức 3.50) nhận được x < 0 thì cường độ của tiết diện được kiểm tra theo điều kiện:

$$M \le (\eta R_s A_{sp} + R_s A_s)(h_0 - a'_s) \quad (3.54)$$

Với mục đích sử dụng tiết kiệm cốt thép chịu kéo của cấu kiện chịu uốn, nên thiết kế sao cho thỏa mãn điều kiện: $\xi_l < \xi_R$.

Cốt thép dọc S không có cốt thép căng ở vùng nén được chọn như sau:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_o^2} \quad (3.55)$$

Nếu $\alpha_m \le \alpha_R = \xi_R(1 - \frac{\xi_R}{2})$ $\alpha_m \le \alpha_R = \xi_R(1 - \frac{\xi_R}{2})$, theo tính toán không yêu cầu cốt thép thường chịu nén. Trong trường hợp này diện tích tiết diện của cốt thép căng trong vùng kéo với diện tích cốt thép không căng đã biết A_s được xác định theo công thức:

$$A_{sp} = \frac{M - R_S A_S \zeta . h_0}{\gamma_{s6} R \zeta . h_0} \quad (3.56)$$

Trong đó giá trị ζ và ξ được xác định theo bảng (3.5) căn cứ giá trị α_m.

Nếu $\alpha_m > \alpha_R$ thì cần tăng tiết diện hoặc tăng cấp cường độ bê tông hoặc đặt thêm cốt thép thường ở vùng chịu nén.

Chú ý: Với cốt không căng có giới hạn chảy thực, khi đảm bảo điều kiện $R_sA_s > 0,2\ R_sA_{sp}$ các giá trị ξ_R và α_R được xác định theo cốt không căng.

Diện tích tiết diện yêu cầu của cốt thép thường chịu nén khi đã biết diện tích cốt thép căng , được xác định theo công thức:

$$A'_S = \frac{M - \sigma_{pc}A'_{sp}(h_0 - a') - \alpha_R R_b h_0^2}{R_{sc}(h_0 - a')} \qquad (3.57)$$

Nếu cốt thép thường lấy xấp xỉ với giá trị A'_S, được tính theo công thức (3.57) thì diện tích yêu cầu của cốt thép căng ở vùng kéo được xác định theo công thức:

$$A_{sp} = \frac{\xi_R . R_b b h_0 + \sigma_{sc}A'_{sp} + R_{sc}A'_S - R_sA_s}{R_0} \qquad (3.58)$$

Nếu diện tích cốt thép chịu nén A'_S được bố trí lớn hơn diện tích được tính theo công thức (3.57) thì diện tích cốt thép căng trong vùng kéo được xác định có kể đến A'_S.

Trong mọi trường hợp khi đưa vào tính toán giá trị cốt S', diện tích cốt thép căng được xác định theo công thức sau:

$$A_{sp} = \frac{\xi . R_b b h_0 + \sigma_{sc}A'_S + R_{sc}A'_s - R_sA_s}{\gamma_{sc} . R_s} \qquad (3.59)$$

Trong đó: đại lượng ξ ($\xi < \xi_R$), được xác định theo bảng 3.5, phụ thuộc vào giá trị:

$$\alpha_m = M - R_{sc}A'_s(h_o - a'_s) - \sigma_{sc}A'_{sp}(h_o - a'_s) \qquad (3.60)$$

Nếu $\alpha_m < 0$, giá trị A_{SP} được xác định theo công thức:

$$A_{sp} = \frac{M - R_sA_s.(h_o - a'_s)}{\eta R_s.(h_o - a'_s)} \qquad (3.61)$$

Ở đây: $\eta = 1,15$.

Bảng 3.5. Các giá trị ξ (ξ_R), ζ, α_m (α_R)

ξ (ξ_R)	ζ	α_m (α_R)	ξ (ξ_R)	ζ	α_m (α_R)	ξ (ξ_R)	ζ	α_m (α_R)
0,01	0,995	0,010	0,26	0,870	0,226	0,51	0,745	0,380
0,02	0,990	0,020	0,27	0,865	0,234	0,52	0,740	0,385
0,03	0,985	0,030	0,28	0,860	0,241	0,53	0,735	0,390
0,04	0,980	0,039	0,29	0,855	0,243	0,54	0,730	0,394
0,05	0,975	0,049	0,30	0,850	0.255	0,55	0,725	0,399
0,06	0,970	0,058	0,31	0,845	0,262	0,56	0,720	0,403
0,07	0,965	0,068	0,32	0,840	0,269	0,57	0,715	0,407
0,08	0,960	0,077	0,33	0,835	0,276	0,58	0,710	0,412
0,09	0,955	0,086	0,34	0,830	0,282	0,59	0,705	0,416
0,10	0,950	0,095	0,35	0,825	0,289	0,60	0,700	0,420
0,11	0,945	0,104	0,36	0,820	0,295	0,62	0,690	0,428
0,12	0,940	0,113	0,37	0,815	0,302	0,64	0,680	0,435
0,13	0,935	0,122	0,38	0,810	0,308	0,66	0,670	0,442
0,14	0,930	0,130	0,39	0,805	0,314	0,68	0,660	0,449
0,15	0,925	0,139	0,40	0,800	0,320	0,70	0,650	0,455
0,16	0,920	0,147	0,41	0,795	0,326	0,72	0,640	0,461
0,17	0,915	0,156	0,42	0,790	0,332	0,74	0,630	0,466
0,18	0,910	0,164	0,43	0,785	0,338	0,76	0,620	0,471
0,19	0,905	0,172	0,44	0,780	0,343	0,78	0,610	0,476
0,20	0,900	0,180	0,45	0,775	0,349	0,80	0,600	0,480
0,21	0,895	0,188	0,46	0,770	0,354	0,85	0,575	0,489
0,22	0,890	0,196	0,47	0,765	0,360	0,90	0,550	0,495
0,23	0,885	0,204	0,48	0,760	0,365	0,95	0,525	0,499
0,24	0,880	0,211	0,49	0,755	0,370	1,00	0,500	0,500
0,25	0,875	0,219	0,50	0,750	0,375	-	-	-

• ***Tiết diện chữ I và chữ T chịu uốn***

Trong kết cấu sàn đổ liền khối dùng tiết diện chữ T có cánh nằm trong vùng nén, hình (3.12) cần thoả mãn các điều kiện sau:

Chiều rộng cánh chịu nén b'_f không được lớn hơn 1/6 nhịp và không được lớn hơn:

- Khi có sườn ngang hoặc khi $h'_f \geq 0,1h$.....1/2 khoảng cách thông thủy giữa các sườn dọc.

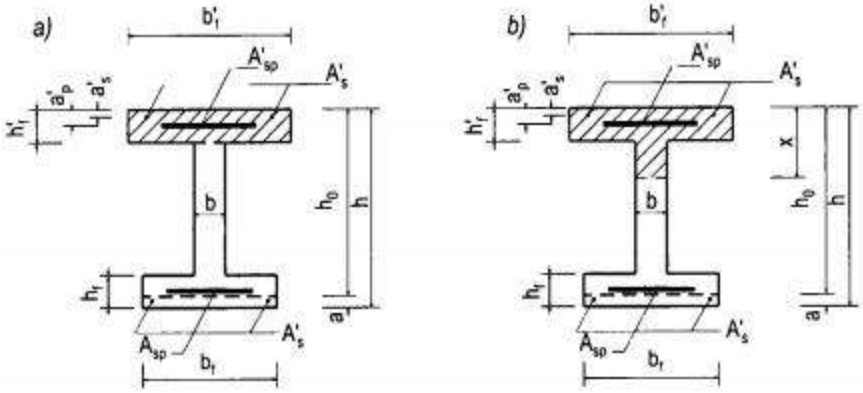
- Khi không có sườn ngang hoặc khi khoảng cách giữa chúng lớn hơn khoảng cách giữa các sườn dọc và $h'_f < 0,1h$ .....$6\,h'_f$

- Khi cánh có dạng côngxon với:

+ $h'_f \geq 0,1h$..... $6\,h'_f$;

+ $0,05h \leq h'_f < 0,1h$..... $3\,h'_f$;

+ $h'_f \leq 0,05h$..... không kể đến cánh.



Hình 3.12. *Hình dạng vùng nén trong tiết diện chữ I cấu kiện bê tông ứng lực trước a) Khi biên vùng nén nằm trong cánh; b) Khi biên vùng nén nằm trong sườn.*

• ***Điều kiện tính toán***

- Khi biên vùng nén nằm trong cánh, (hình 3.12a), sẽ phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$\gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s \leq R_b b'_f + R_{sc} A'_s + \sigma_{sc} A'_{sp} \qquad (3.62)$$

Trong đó: γ_{s6} được xác định theo công thức (3.51-3.52) với $\xi = h'_f / h_0$ tính toán được thực hiện như đối với tiết diện chữ nhật rộng b'_f phù hợp với các yêu cầu trong chương 2.

- Khi biên vùng nén nằm trong sườn, hình (3.12b) tức là điều kiện (3.62) không thỏa mãn, việc tính toán phụ thuộc vào đại lượng sau:

$$\xi_1 = \frac{R_s A_{sp} + R_s A_s - R_b (b'_f - b) h'_f - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp}}{R_b b h_0} \qquad (3.63)$$

Nếu $\xi_1 \le \xi_R$ thì điều kiện bảo đảm cường độ chịu lực là:

$$M \le R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h') + \\ + R_{cs} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{cs} A'_{sp} (h_0 - a'_p) \qquad (3.64)$$

Trong đó:

$$x = \frac{\gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A'_s - R_b (b'_f - b) h'_f - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp}}{R_b b} \qquad (3.65)$$

γ_{s6}: được xác định theo công thức:

$$\left.\begin{aligned} \gamma_{s6} &= \frac{2\eta - 1 + 2(\eta - 1)\dfrac{\alpha_{ov}}{\xi_R}}{1 + 2(\eta - 1)\dfrac{(\xi_1 + \alpha_{ov})}{\xi_R}} \le \eta \\ \alpha_{ov} &= \frac{R_b (b'_f - b) h'_f - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp} - R_{sc} A_s}{R_b b h_0} \end{aligned}\right\} \qquad (3.66)$$

Nếu $\xi_1 > \xi_R$ thì điều kiện đảm bảo chịu lực là:

$$M \le \frac{\alpha_R + \alpha_m}{2} R_b b h_0^2 (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + \\ + R_{sc} A'_s (h_0 - 0,5a'_s) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p) \qquad (3.67)$$

Diện tích tiết diện yêu cầu của cốt thép thường chịu nén được xác định theo công thức:

$$A'_s = \frac{M - \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p) - \alpha_R R_b b h_0^2 + R_c A'_s (b'_f - b)(h_0 - h'_f)}{R_{sc} (h_0 - a'_s)} \qquad (3.68)$$

Ở đây: $\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5\xi_R)$.

Nếu $\xi_R < h'_f / h_0$ giá trị A'_s được xác định như đối với tiết diện chữ nhật với $b = b'_f$.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

• ***Diện tích yêu cầu của cốt căng trong vùng kéo được xác định như sau:***

- Nếu biên vùng nén nằm trong cánh, tức là tuân theo điều kiện:

$$M \le R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - 0,5a'_s) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p) \quad (3.69)$$

Diện tích cốt chịu kéo được xác định như đối với tiết diện chữ nhật rộng b'_f. Nếu biên vùng nén nằm trong sườn tức là điều (3.69) không thỏa mãn, diện tích cốt thép căng được xác định theo công thức:

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_0 + R_b (b'_f - b) h'_f + \sigma_{sc} A'_{sp} + R_{sc} A'_s - R_s A_s}{\gamma_{s6} R_s} \quad (3.70)$$

Trong đó: ξ được xác định theo bảng (3.5) công thức phụ thuộc vào giá trị:

$$\alpha_m = M - R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) - \\ - R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p) \quad (3.71)$$

đồng thời cũng cần đảm bảo $\xi \le \xi_R$.

3.6.2. Tính toán cấu kiện chịu uốn theo tiết diện nghiêng

Việc tính toán cấu kiện nhằm đảm bảo không xuất hiện các vết nứt xiên do tác dụng của lực nén trước, do lực cắt và mômen uốn, được thực hiện cho các kết cấu bê tông ƯLT về cơ bản giống như đối với kết cấu bê tông không có cốt căng. Việc tính toán theo tiết diện nghiêng được thực hiện để đảm bảo độ bền khi chịu tác dụng của:

- Lực cặt lực cắt trên giải giữa các vết nứt xiên;

- Lực cắt trên vết nứt xiên: lực cắt trên dải nghiêng chịu nén giữa vị trí đặt tải trọng và gối tựa (đối với côngxon ngắn của cột);

- Mômen uốn trên vết nứt xiên.

• ***Trường hợp tổng quát:***

Khi khi tính toán tiết diện nghiêng theo mômen M và lực cắt Q được bố trí cốt căng dọc, cốt căng ngang, cốt căng xiên và cốt không căng cần được bảo đảm các điều kiện sau đây:

Khả năng chịu mômen của tiết diện nghiêng:

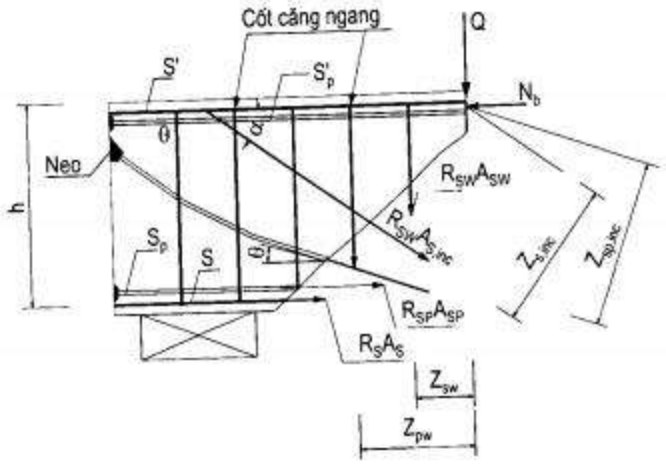
$$M \le R_{sp} A_{sp} Z_{sp} + R_s A_s Z_s + \sum R_{sp} A_{sp,inc} Z_{sp,inc} + \sum R_s A_{s,inc} Z_{s,inc} + \\ + \sum R_{sw,p} A_{sw,p} Z_{sp,sw} + \sum R_{sw} A_{sw} Z_{sw} \quad (3.72)$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Khả năng chịu cắt của tiết diện nghiêng:

$$Q \le Q_b + \sum R_{sp,inc} A_{sp,inc} A_{sp,inc} \text{Sin}\theta_{i,sp} + \sum R_{s,inc} A_{s,inc} \sin\theta_{i,s} + \\ + \sum R_{sw} A_{sw} Z_{sw} + \sum R_{sp,sw} A_{sp,sw} \quad (3.73)$$

Các ký hiệu trong các công thức (3.72), (3.73) tương ứng là cường độ tính toán của cốt căng dọc, cốt căng xiên, cốt căng ngang và cột chịu kéo, cốt đai, cốt xiên không căng, (hình 3.13).



Hình 3.13. Sơ đồ tính toán cấu kiện chịu uốn theo tiết diện nghiêng

Trong thực tế, việc tính toán theo tiết diện nghiêng đồng thời theo 2 điều kiện về lực cắt và mômen uốn là phức tạp nên theo tiêu chuẩn hiện hành cho phép xét riêng biệt cho từng trường hợp.

• ***Trường hợp dầm chịu tải trọng phân bố đều và chỉ có cốt đai***

Trước hết phải kiểm tra độ bền của bê tông trên dải nghiêng giữa các cốt đai theo điều kiện:

$$Q \le 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1} R_b b h_0 \quad (3.74)$$

Trong đó:

φ_{w1} - hệ số xét đến ảnh hưởng của cốt đai, được xác định theo công thức:

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \quad (3.75)$$

nhưng không lớn hơn 1,3;

$$\alpha = \frac{E_S}{E_b}, \mu_w = \frac{A_{SW}}{bs} \quad (3.76)$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

φ_{b1} được xác định theo công thức:

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b \tag{3.77}$$

Trong đó: β - hệ số lấy bằng 0,01 đối với bê tông nặng, bê tông hạt nhỏ.

Trong các kết cấu bê tông ULT có cốt căng được uốn từ nhịp lên vùng gối tựa, được xem như các cốt xiên cùng tham gia chống nứt xiên .

Trong trường hợp dầm được đặt cốt đai và cốt xiên thì khoảng cách giữa cốt đai không được lớn hơn giá trị sau đây:

$$s_{max} = \frac{\varphi_{b4}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0}{Q} \tag{3.78}$$

Trong đó: φ_n - hệ số xét đến ảnh hưởng của cốt căng ở vùng kéo, được xác định theo công thức:

$$\varphi_n = 0,1\frac{P}{R_{bt}} \le 0,5 \tag{3.79}$$

Trong đó: $$P = \sigma_{sp}A_{sp} - \sigma_S A_S \quad (3.80)$$

φ_{b4} - lấy theo bảng 3.6.

Bảng 3.6. Bảng giá trị φ_{b2}, φ_{b3}, φ_{b4}

Bê tông	Hệ số		
	φ_{b2}	φ_{b3}	φ_{b4}
1. Nặng	2,00	0,6	1,5
2. Cốt liệu nhỏ	1,70	0,5	1,2

Ngoài ra còn cần thỏa mãn các yêu cầu cấu tạo như sau:

- Khoảng cách giữa cốt đai còn phụ thuộc vào cường độ chịu nén của cốt thép thường, cho bê tông nặng, bê tông hạt nhỏ.

+ Khi $R_{sc} \le 400$ MPa: không lớn hơn: 15d đối với khung buộc;
20d đối với khung hàn;

+ Khi $R_{sc} \ge 50$MPa: không lớn hơn: 12d đối với khung buộc;
15d đối với khung hàn.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

- Tại các vị trí cốt thép chịu lực nối buộc không hàn, khoảng cách giữa các cốt đai của cấu kiện chịu nén lệch tâm không lớn hơn 10 d;

- Nếu hàm lượng cốt dọc chịu nén S' cao hơn 1,5% cũng như toàn bộ tiết diện chịu nén, và hàm lượng cốt thép lớn hơn 3% thì khoảng cách giữa cốt đai không được lớn hơn 10d và không được lớn hơn 300 mm.

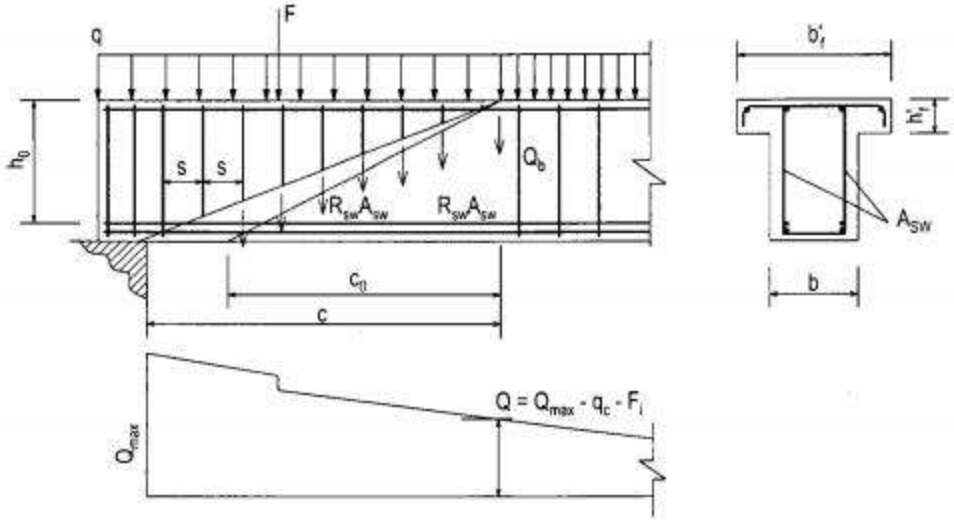
- Theo chiều cao h dầm, khoảng cách cốt đai lấy như sau:

Khi h ≤ 450 mm: không lớn hơn h/2 và không lớn hơn 150 mm;

Khi h > 450 mm: không lơn hơn h/3 và không lớn hơn 500 mm.

- Cốt thép đai được bố trí đều ở vùng gối tựa dầm một khoảng 1/4 nhịp khi có tải trọng phân bố đều, còn khi có lực tập trung lấy bằng khoảng cách từ gối tựa đến lực tập trung gần nhất, nhưng không ít hơn ở nhịp. Trên phần còn lại của nhịp khi chiều cao tiết diện lớn hơn 300 mm, bước cốt đai lấy không lớn hơn 3/4h và không lớn hơn 500 mm.

- Trong vùng chịu nén thủng của bản sàn phẳng không dầm (xung quanh cột) khi đặt các dầm chìm hoặc có đài cột. Bước cốt đai không được lớn hơn $h_f/3$ và không lớn hơn 200 mm. Chiều rộng vùng đặt cốt đai, cốt ngang (một nhánh) không nhỏ hơn $1,5h_f$ với h_f là chiều dày bản.



Hình 3.14. *Sơ đồ nội lực trong tiết diện nghiêng của cấu kiện được đặt cốt đai và không có cốt xiên khi tính toán chịu lực cắt Q*

Điều kiện bền (41) tiết diện nghiêng chịu lực cắt Q được viết như sau:

$$Q \leq Q_b + q_{sw}c_0 \qquad (3.81)$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Trong đó:

Q - lực cắt do tải trọng phân bố đều đặt ở một phía của tiết diện nghiêng đang xét;

Q_b - lực cắt do bê tông chịu, lấy bằng:

$$Q_b = \frac{M_b}{c} \tag{3.82}$$

Trong đó: $M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2$ (3.83)

φ_{b2} - hệ số xét đến loại bê tông và được xác định theo bảng (3.6);

φ_f - hệ số xét đến ảnh hưởng của cánh chịu nén, được xác định theo công thức:

$$\varphi_f = \frac{0,75(b'_f - b)h'_f}{bh_0} \tag{3.84}$$

nhưng không lớn hơn 0,5; đại lượng $(b'_f - b)$ lấy không nhỏ hơn $3h'_f$.

φ_n - hệ số xét đến ảnh hưởng của cốt căng trong vùng kéo, được xác định theo công thức:

$$\varphi_n = 0,1\frac{P}{R_{bt}bh_0} \le 0,5 \tag{3.84a}$$

Trong đó: $P = \sigma_{sp}A_{sp} - \sigma_s A_s$;

Hệ số tổng cộng $1 + \varphi_f + \varphi_n$ được lấy không lớn hơn 1,5;

c- chiều dài hình chiếu tiết diện nghiêng lên trục dọc cấu kiện.

Đồng thời Q_b được lấy không nhỏ hơn:

$$Q_{b,min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0 \tag{3.85}$$

φ_{b3} - xác định theo bảng 3.6;

q_{sw} - nội lực trong cốt đai trên một đơn vị chiều dài cấu kiện trong khoảng tiết diện nghiêng, được xác định theo công thức:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s} \tag{3.86}$$

s- khoảng cách (bước) giữa cốt đai.

c_0 - chiều dài hình chiếu vết nứt nghiêng lên trục dọc cấu kiện, trong trường hợp tổng quát có cốt đai và cốt xiên được xác định từ điều kiện cực tiểu của biểu thức:

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$$\min (Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc}) \tag{3.87}$$

Trường hợp chỉ có cốt đai, c_0 được xác định theo công thức:

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}}, \tag{3.88}$$

Trong đó: M_b xác định theo công thức (3.83) nhưng c_0 không lớn hơn c và không lớn hơn $2h_0$, đồng thời $c_0 \geq h_0$, nghĩa là: $h_0 \leq c_0 \leq \begin{cases} c \\ 2h_0 \end{cases}$.

Nếu $c > h_0$, cốt đai phải xác định theo tính toán và phải tuân theo điều kiện:

$$q_{sw} \geq \frac{Q_{b,min}}{2h_0} \tag{3.89}$$

Chú ý: Có thể điều kiện (3.89) không đảm bảo, nếu trong công thức (3.83) xét đến giá trị $R_{bt}.b$ sao cho điều kiện này chuyển thành đẳng thức, tức là lấy $M_b = 2h_0^2 q_{sw} \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}}$; trong trường hợp này $c_0 = 2h_0$, nhưng không lớn hơn c.

Khi tính toán cấu kiện chịu tải trọng phân bố đều q, giá trị c được lấy bằng $\sqrt{M_b / q_1}$, còn nếu $q_1 > 0{,}56q_{sw}$, cần lấy $c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 + q_{sw}}}$, ở đây q_1 được lấy như sau:

- Nếu tải trọng q là phân bố đều và là tổng tải trọng tác dụng thường xuyên thì $q = q_1$

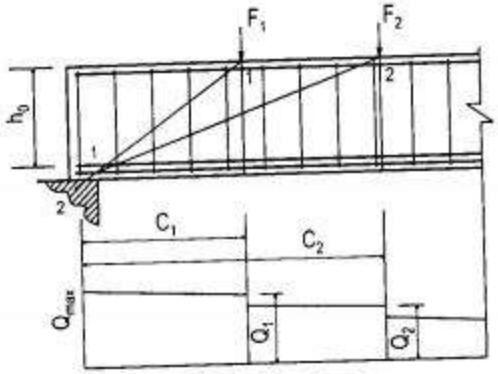
- Nếu tải trọng bao gồm tải trọng thường xuyên g và tải trọng tạm thời P (mà có thể quy đổi tương đương về mômen với tải trọng phân bố đều) thì điều kiện cường độ sẽ là:

$$Q_{max} \leq \frac{M_b}{c} + (q_{sw} + q_1)c \tag{3.90}$$

Trong đó: Q_{max}- lực cắt ở mép gối tựa.

• ***Trường hợp có lực tập trung và chỉ có cốt đai***

Các điều kiện đều được lấy giống như trường hợp chịu tải trọng phân bố đều nhưng giá trị c được lấy bằng khoảng cách từ gối tựa đến điểm đặt các lực này, (hình 3.15).



Hình 3.15. Vị trí các tiết diện nghiêng bất lợi nhất khi có tải trọng tập trung.

• ***Trường hợp cấu kiện có cốt đai và cốt xiên***

Điều kiện cường độ theo tiết diện nghiêng theo lực cắt:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc} \tag{3.91}$$

So với công thức (3.81) ta chỉ thêm vế phải đại lượng $Q_{s,inc}$, được xác định theo công thức:

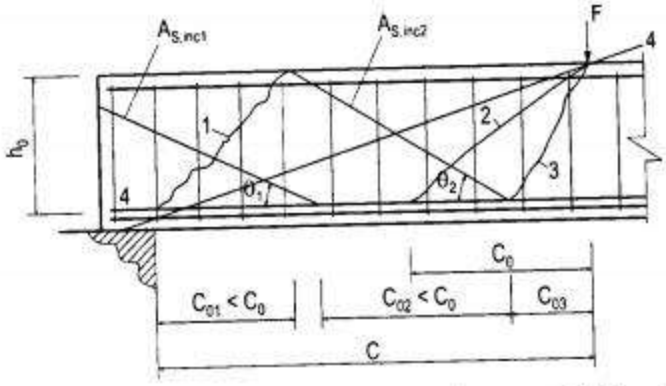
$$Q_{s,inc} = A_{s,inc} R_{sw} \sin\theta \tag{3.92}$$

Trong đó: $A_{s,inc}$ - diện tích cốt xiên cắt vết nứt nghiêng nguy hiểm có chiều dài hình chiếu c_0;

θ - góc nghiêng của cốt xiên với trục dọc cấu kiện.

Giá trị c_0 được lấy bằng chiều dài đoạn cấu kiện nằm trong khoảng tiết diện nghiêng đang xét sao cho biểu thức:

$$q_{sw} + Q_{s,inc} + M_b/c_0 \text{ có giá trị tối thiểu.}$$



Hình 3.16. Sơ đồ xác định vết nứt nghiêng nguy hiểm cho cấu kiện có cốt thép xiên
1, 2, 3 - Các vết nứt nghiêng có thể xảy ra; 4 - Tiết diện nghiêng đang xét.

Để đạt được điều đó xét đoạn từ điểm cuối tiết diện nghiêng hoặc từ điểm uốn cuối của cốt xiên nằm trong khoảng chiều dài c đến điểm bắt đầu uốn gần gối hơn cả hoặc đến gối (hình 3.16), đồng thời chiều dài đoạn được lấy không được lớn hơn giá trị xác định theo công thức (3.88).

Tiết diện nguy hiểm nhất trên hình 3.16 tương ứng với giá trị nhỏ nhất được xác định theo các biểu thức sau:

$$q_{sw}c_{01} + R_{sw}A_{s,inc1} + M_b/c_{01} \quad (3.93)$$

$$q_{sw}c_0 + R_{sw}A_{s,inc2}\sin\theta_2 + M_b/c_0 \quad (3.94)$$

Ở đây: c_0 - theo công thức (3.88);

$$q_{sw}c_{03} + M_b/c_{03} \quad (3.95)$$

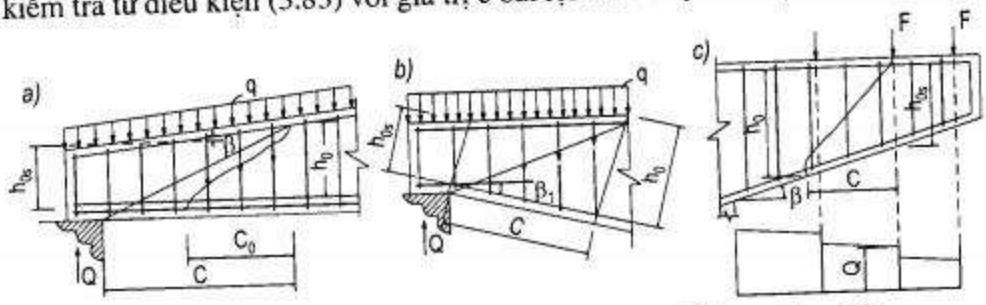
Giá trị c được lấy bằng khoảng cách từ gối đến điểm cuối đoạn uốn xiên hoặc là đến điểm đặt lực tập trung (hình 3.16); ngoài ra cần kiểm tra các tiết diện nghiêng nằm trong khoảng chiều dài c_0 tính theo công thức (3.88), được bắt đầu từ điểm cuối của thanh cốt xiên trước đến điểm đầu của thanh cốt xiên liền kề.

• ***Trường hợp chiều cao cấu kiện thay đổi***

Tính toán cấu kiện có cạnh nghiêng bị nén chịu lực cắt được thực hiện theo các điều trên đây với chiều cao làm việc h_0 lớn nhất trong khoảng tiết diện nghiêng đang xét, (hình 3.17a, 3.17b).

Tính toán cấu kiện có cạnh nghiêng bị kéo (thí dụ dầm mái trong khung) chịu lực cắt cũng được thực hiện theo các công thức (3.83 -3.90) và cũng lấy giá trị chiều cao làm việc bằng giá trị h_0 lớn nhất trong khoảng tiết diện nghiêng đang xét ở vùng kéo, (hình 3.17b).

Đối với dầm không có cốt xiên, có chiều cao tăng đều từ gối tựa vào nhịp, (hình 3.17a và 3.17b), được tính chịu tải phân bố đều q, tiết diện nghiêng được kiểm tra từ điều kiện (3.83) với giá trị c bất lợi nhất được xác định như sau:



Hình 3.17. *Tiết diện nghiêng của cấu kiện có chiều cao thay đổi*

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

- Nếu thỏa mãn điều kiện:

$$q_1 < 0{,}56q_{sw} - \sqrt{q_{inc}q_{sw}} \tag{3.96}$$

giá trị c được tính theo công thức:

$$c = \sqrt{\frac{M_{bs}}{q_{inc} + \sqrt{q_{inc}q_{sw}} + q_1}} \tag{3.97}$$

- Nếu điều kiện (3.96) không thỏa mãn, giá trị c được tính theo công thức:

$$c = \sqrt{\frac{M_{bs}}{q_{inc} + q_{sw} + q_1}} \tag{3.98}$$

và sau đó lấy $c_0 = c$.

- Nếu $q_{sw} < M_{bs} / (4h_0^2)$, áp dụng công thức:

$$c = \sqrt{\frac{M_{bs}}{q_{inc} + 2q_{sw}tg\beta + q_1}} \tag{3.99}$$

và sau đó lấy $c_0 = 2h_0$ trong công thức (3.99):

$$q_{inc} = \beta\ \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0tg^2\beta \tag{3.100}$$

M_{bs} - đại lượng M_b, được xác định theo công thức (3.83)cho tiết diện ở gối của dầm có chiều cao làm việc h_{0s}, không kể đến phần mở rộng ở gối;

β - góc giữa các cạnh chịu kéo và chịu nén của dầm;

φ_{fs} , φ_{ns} - các hệ số φ_f và φ_n khi $h_0 = c$.

Chiều cao làm việc h_0:

$$h_0 = h_{0s} + ctg\beta \tag{3.101}$$

Khi giảm mật độ cốt thép đai từ gối vào nhịp đối với tiết diện nghiêng đi vào phần có mật độ cốt đai bé hơn có xét đến các chỉ dẫn.

Khi dầm chịu lực tập trung, tiết diện nghiêng được kiểm tra với giá trị c được xác định theo công thức (3.98) nếu $tg\beta > 0{,}1$ với $q_1 = 0$.

3.6.3. Tính toán tiết diện nghiêng chịu mômen uốn

Tính toán tiết diện nghiêng chịu mômen uốn (hình 3.18) đặt cốt đai và cốt xiên không căng, có cốt căng S, cốt xiên căng được tiến hành theo điều kiện:

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$$M \le \sum R_{sp}A_{sp}z_{sp} + \sum R_sA_sZ_s + \sum R_sA_{sw}Z_{sw} +$$

$$+\sum R_{sw}A_{s,inc}z_{s,inc} + \sum R_{sp}A_{sp,inc}Z_{sp,inc} \qquad (102)$$

Trong đó:

M - mômen uốn do ngoại lực đặt ở một phía của tiết diện đang xét đối với trục vuông góc với mặt phẳng tác dụng của mômen và đi qua điểm đặt của hợp lực trong vùng nén (hình 3.18);

$\Sigma R_sA_sz_s$, $\Sigma R_{sp}A_{sp}z_{sp}$, $\Sigma R_{sw}A_{sw}z_{sw}$, $\Sigma R_{sw}A_{s,inc}z_{s,inc}$, $\Sigma R_{sp}A_{sp,inc}z_{sp,inc}$ - lần lượt là tổng mômen đối với trục này của các nội lực trong cốt S_scốt đai cốt xiên không căng và cốt căng S_p, cốt xiên căng cắt qua vùng chịu kéo của tiết diện nghiêng;

z_s, z_{sw},$z_{s,inc}$;... - khoảng cách từ mặt phẳng của cốt dọc, cốt đai và cốt xiên căng và không căng đến trục nói trên.

Chiều cao vùng nén của tiết diện nghiêng được tính thẳng góc với trục dọc cấu kiện và được xác định từ điều kiện cân bằng hình chiếu nội lực trong bê tông vùng nén và trong cốt thép cắt qua vùng kéo của tiết diện nhiêng lên trục dọc cấu kiện, trong đó lấy $\gamma_{s6} = 1$.

Trường hợp cấu kiện có cốt xiên, trong biểu thức tính toán giá trị x cần bổ sung thêm biểu thức $\Sigma R_sA_{s,inc}\cos\theta$ (ở đây θ là góc nghiêng của thanh xiên và cốt căng uốn xiên đối với trục dọc cấu kiện).

Đại lượng z_s cho phép lấy bằng $h_0 - 0{,}5x$, nhưng không lớn hơn $h_0 - a'$, nếu giá trị của x được tính toán có xét đến cốt thép chịu nén.

Đại lượng $\Sigma R_{sw}A_{sw}z_{sw}$ khi cốt thép đai có bước không đổi được xác định theo công thức:

$$\Sigma R_{sw}A_{sw}z_{sw} = 0{,}5q_{sw}\,c^2 \qquad (3.103)$$

Ở đây: q_{sw} - xác định theo công thức (3.89);

c - chiều dài hình chiếu tiết diện nghiêng lên trục dọc cấu kiện, bằng khoảng cách giữa các điểm đặt của hợp lực cân bằng trong cốt thép vùng kéo và vùng nén.

Đại lượng $z_{s,inc}$ cho mỗi mặt phẳng của thanh xiên được xác định theo công thức:

$$z_{s,inc} = z_s\cos\theta + (c-a)\sin\theta \qquad (3.104)$$

Trong đó: a - khoảng cách từ điểm đầu của tiết diện nghiêng đến chỗ bắt đầu uốn trong vùng kéo, hình (3.17).

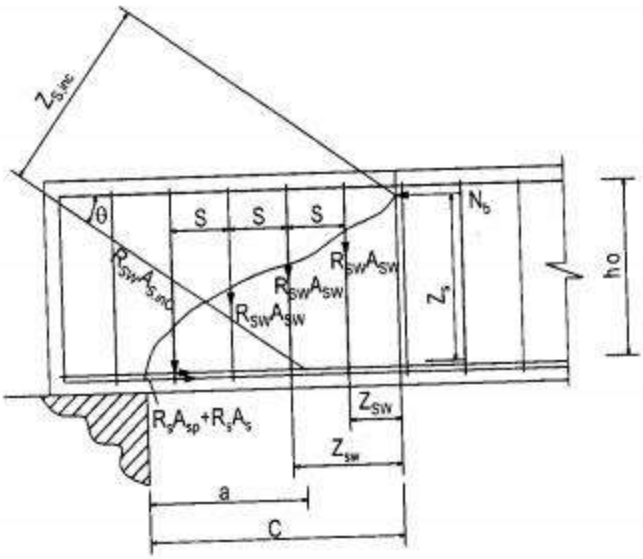
- Đối với dầm có gối tựa tự do, tiết diện nghiêng bất lợi nhất bắt đầu từ mép gối và có chiều dài hình chiếu "c" bằng:

$$c = \frac{Q - F_1 - \sum R_s A_{s,inc} \sin\theta}{q_{sw} + q} \qquad (3.105)$$

và không lớn hơn: l_1 - chiều dài phần gối có $Q \geq Q_{crc}$ hoặc nếu trên đoạn đó có hình thành vết nứt thẳng góc có $Q \geq Q_{bt}$.

Q - lực cắt tại tiết diện gối;

F_1, q - lần lượt là tải trọng tập trung và tải phân bố trong khoảng tiết diện nghiêng.



Hình 3.18*. Sơ đồ nội lực trong tiết diện nghiêng tính toán theo mômen uốn*

- Đối với dầm chịu tải trọng phân bố đều q, có mật độ cốt đai không đổi và không có cốt xiên, điều kiện bền được viết như sau:

$$Q \leq \sqrt{2\left[(R_s A_{sp} + R_s A_s) z_s - M_0\right](q_{sw} + q)} \qquad (3.106)$$

M_0 - mômen tại gối tựa;

- Đối với côngxon hay gối tựa dầm liên tục có *tiết diện không đổi chịu lực tập trung* tiết diện nghiêng bất lợi nhất bắt đầu từ vị trí đặt lực tập trung gần đầu tự do và có chiều dài hình chiếu c được lấy bằng:

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$$c = \frac{Q_1 - \sum R_{sw} A_{s,inc} \sin\theta}{q_{sw}} \qquad (3.107)$$

nhưng không lớn hơn khoảng cách từ điểm đầu tiết diện nghiêng đến gối;

Q - lực cắt tại vị trí bắt đầu tiết diện nghiêng.

- ***Đối với côngxon hay gối tựa dầm liên tục chịu lực phân bố đều*** tiết diện nghiêng bất lợi nhất kết thúc ở tiết diện gối và có chiều dài hình chiếu c được lấy bằng:

$$c = \frac{\left(R_s A_{sp} / l_p + R_s A_s / l_{an}\right) z_s}{q_{sw} + q} \qquad (3.108)$$

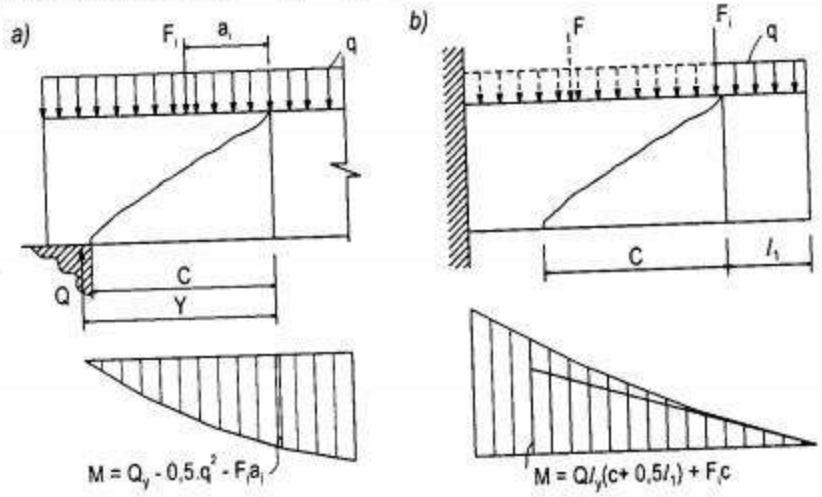
Trong đó: nếu $c < (l - l_{an})$ hoặc $c < (l - l_p)$ thì trong công thức (3.110) lấy tương ứng $R_s A_s = 0$ hoặc $R_s A_{sp} = 0$;

A_{sp}, A_s - diện tích cốt thép kéo dài đến đầu tự do;

l_p, l_{an} - lần lượt là chiều dài đoạn truyền ứng suất và đoạn neo;

z_s - được xác định đối với tiết diện tại gối.

Đối với cấu kiện có chiều cao tiết diện tăng lên cùng với việc tăng mômen uốn, khi xác định chiều dài hình chiếu của tiết diện bất lợi nhất theo công thức (3.105) hoặc (3.107) tử số của các công thức này được giảm đi một lượng $(R_s A_{sp} + R_s A_s)\text{tg}\beta$ khi cạnh nghiêng chịu nén và giảm một lượng $(R_s A_{sp} + R_s A_s)\sin\beta$ khi cạnh nghiêng bị kéo, ở đây β là góc nghiêng của cạnh.



Hình 3.19. *Xác định giá trị tính toán của mômen khi tính toán tiết diện nghiêng: a) Cho dầm một đầu tự do; b) Cho dầm côngxon hay gối tựa dầm liên tục.*

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Để đảm bảo độ bền tiết diện nghiêng chịu tác dụng của mômen uốn thì điểm uốn của cốt xiên trong vùng kéo cần phải cách tiết diện thẳng góc mà tại đó thanh bị uốn được sử dụng chịu mômen không nhỏ hơn $h_0/2$, còn điểm cuối của cốt xiên cần được đặt gần tiết diện thẳng góc mà tại đó cốt xiên không yêu cầu theo tính toán.

Tính toán tiết diện nghiêng chịu mômen không cần thực hiện nếu đảm bảo điều kiện khi không có cốt thép ngang chịu cắt như sau:

$$Q_{max} \leq 2,5\ R_{bt} b h_0 \qquad 3.109)$$

Ở đây: Q_{max} - lực cắt lớn nhất tại mép gối:

$$Q \leq Q_{bt} \qquad (3.110)$$

Ở đây: Q - lực cắt ở đầu tiết diện nghiêng, bắt đầu từ gối tựa có hình chiếu c.

3.7. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN BÊ TÔNG ỨNG LỰC TRƯỚC THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN THỨ HAI

3.7.1. Yêu cầu chung

Kết cấu bê tông ƯLT được tính toán theo sự hình thành vết nứt trong hai trường hợp sau:

- Thẳng góc với trục dọc cấu kiện (trên tiết diện thẳng góc).

- Xiên góc với trục dọc cấu kiện trên tiết diện nghiêng với mục đích không cho xuất hiện vết nứt:

- Trong các cấu kiện có yêu cầu chống nứt cấp 1 (theo bảng 1 và bảng 2 thuộc TCXDVN 356 : 2005).

Các kết cấu dầm sàn bê tông ƯLT làm việc trong môi trường xâm thực mạnh, có yêu cầu chống thấm đều được tính toán về khả năng chống nứt cấp 1. Việc tính toán này được tiến hành đối với cả tiết diện thẳng góc và tiết diện nghiêng.

- Trong các cấu kiện có yêu cầu chống nứt cấp 2 nếu theo tính toán không đảm bảo chắc chắn vết nứt được khép lại.

- Tại các đầu cấu kiện trong khoảng truyền ứng suất của cốt thép không có neo (trường hợp căng trước).

Khả năng chống nứt được xác định với các giả thiết sau:

- Tiết diện vẫn coi là phẳng sau khi biến dạng;

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

- Biến dạng tương đối của thớ bê tông chịu kéo ngoài cùng đạt đến giá trị:

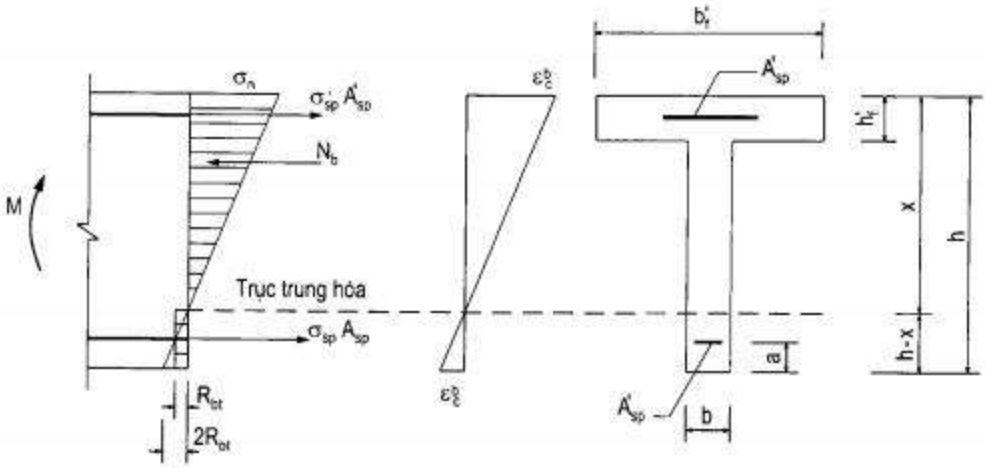
$$\varepsilon_c = \frac{2R_{bt,ser}}{E_b} \qquad (3.111)$$

- Ứng suất trong bê tông vùng kéo phân bố đều và có giá trị bằng $R_{bt,ser}$;

- Ứng suất trong cốt không căng bằng tổng đại số ứng suất, tương ứng với số gia biến dạng của bê tông bao quanh nó, và ứng suất gây ra do co ngót và từ biến của bê tông;

- Ứng suất trong cốt căng bằng tổng đại số ứng lực trước của nó (có kể đến tất cả các tổn hao) và ứng suất ứng với số gia biến dạng của bê tông bao quanh nó.

- Ứng suất trước trong cốt thép căng được xác định với hệ số chính xác $\gamma = 0,9$ và xét đến toàn bộ tổn hao.



***Hình 3.20**. Sơ đồ ứng suất biến dạng của tiết diện trước khi hình thành vết nứt*

3.7.2. Tính toán theo sự hình thành vết nứt thẳng góc với trục dọc cấu kiện

Điều kiện không xuất hiện vết nứt đối với các kết cấu dầm sàn chịu uốn:

$$M_r \leq M_{crc} \qquad (3.112)$$

Ở đây: M_r - mômen ngoại lực đặt ở một phía của tiết diện đang xét, lấy đối với trục song song với trục trung hòa và đi qua điểm lõi cách xa vùng chịu kéo nhất;

M_{crc} - mômen kháng nứt của tiết diện trước khi hình thành vết nứt được xác định theo công thức:

$$M_{crcn} = R_{bt,ser} W_{pl} \pm M_{rp} \quad (3.113)$$

Trong đó:

W_{crc}- mômen kháng nứt của tiết diện tương đương đối với mép chịu kéo được xác định theo công thức:

$$W_{pl} = \frac{2(I_b + \alpha I_s + \alpha I'_s)}{h - x_o} + S_x \quad (3.114)$$

Ở đây: S_x - mômen tĩnh của tiết diện đối với trục qua trong tâm vùng kéo;

I_b, I_s, I'_s - mômen quán tính của tiết diện bê tông vùng nén, của cốt thép S, S' đối với trục trung hòa.

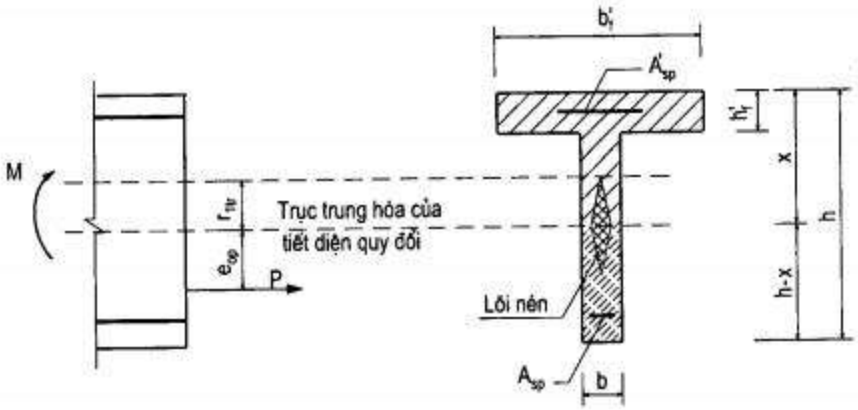
h_0- x_0 - khoảng cách từ trục trung hoà đến mép vùng nén;

M_{rp} - mômen do lực nén trước P gây ra lấy đối với trục đi qua đỉnh lõi (hình 3.21) nằm xa nhất so với vùng bê tông chịu kéo cần kiểm tra chống nứt.

$$M_{rp} = P\left(e_{0p} \pm r_1\right) \quad (1.115)$$

r_1 - khoảng cách từ đỉnh lõi đến với trọng tâm tiết diện tương đương; lấy dấu (+) trước r_1, khi tính kiểm tra vùng kéo do tải trọng ngoài gây ra; lấy dấu (–) khi tính kiểm tra vùng kéo do ứng lực trước gây ra.

e_{01} - độ lệch tâm của lực P đối với trọng tâm tiết diện tương đương.



Hình 3.21. *Sơ đồ xác định mômen M_{rp}*

Khi xét đến các biến dạng ngoài đàn hồi (từ biến nhanh, co ngót...) của bê tông vùng nén ở giai đoạn nén trước mômen kháng nứt của tiết diện có thể xác định theo công thức:

$$W'_{pl} = 0,75W_{pl};\ W'_{pl} = 0,75W_{pl} \tag{3.116}$$

$$r_y = 0,8\frac{W_{pl}}{A_{red}} \tag{3.117}$$

Ở đây: W_{pl} - mômen kháng nứt đàn hồi xác định theo công thức (3.108).

Đối với cấu kiện dầm, sàn bê tông ULT đúc sẵn trong giai đoạn chế tạo, vận chuyển, cẩu lắp vùng nén khi chịu lực trở thành kéo, mômen kháng nứt được xác định như sau:

$$M_{crc} = R_{bt,ser}W_{crc} - P\,(e_{0p} - r_y) \tag{3.118}$$

Ở đây: W_{crc} và r_y lấy đối với mép chịu kéo do lực nén trước P.

$R_{bt,ser}$ - cường độ chịu kéo tiêu chuẩn của bê tông.

Mômen M theo điều kiện (3.108) được xác định theo tải trọng là trọng lượng bản thân và một phần tải trọng thi công không kể tới các hệ số vượt tải.

3.7.3. Tính toán theo sự hình thành vết nứt nghiêng với trục dọc cấu kiện

Kết quả nghiên cứu thực nghiệm trên các mẫu bê tông nén 2 trục cho thấy, khi một phương chịu nén đồng thời làm giảm khả năng chịu kéo phương kia. Đặc điểm này càng rõ nét đối với bê tông có cấp độ bền từ B40 trở nên. Đối với các cấu kiện dầm trong kết cấu sàn nhà cao tầng thường xuất hiện các lực cắt lớn và mômen uốn lớn tại các tiết diện mép cột - tạo nên vùng chịu tác động của các ứng suất kéo chính và nén chính gây ra các vết nứt nghiêng cần được khống chế. Bởi vậy, trong tính toán không chỉ xét tới các ứng suất kéo chính mà phải xét cả các ứng suất nén chính.

Điều kiện để không hình thành vết nứt xiên do ứng suất kéo chính σ_{mt} phải là:

$$\sigma_{mt} \le \gamma_{b4}R_{bt,ser} \tag{3.119}$$

Trong đó:

γ_{b4} - hệ số điều kiện làm việc của bê tông được các định theo công thức:

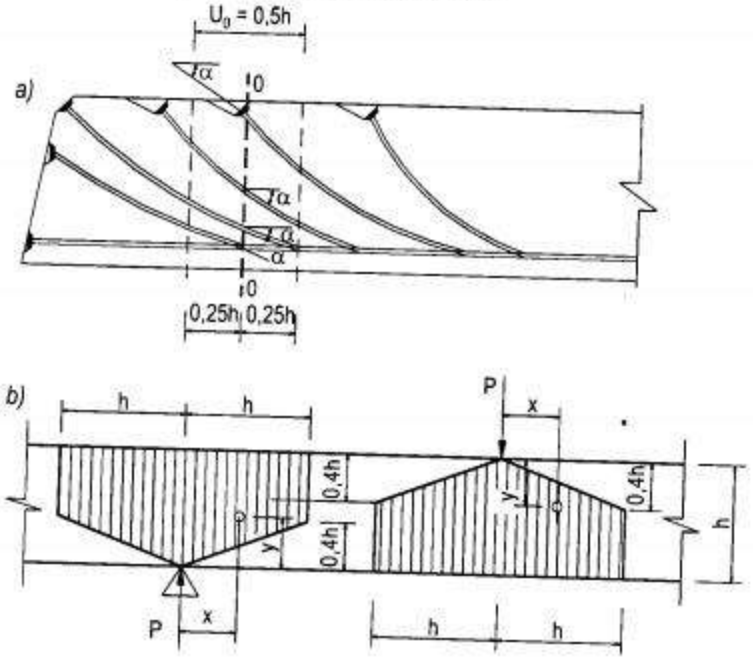
$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc}/R_{bt,ser}}{0,2 + \alpha B} \tag{3.120}$$

nhưng không lớn hơn 1,0;

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Ở đây: α - hệ số lấy bằng 0,01 đối với bê tông nặng, bằng 0,02 đối với bê tông hạt nhỏ, bê tông nhẹ;

B - cấp độ bền chịu nén của bê tông, MPa.



Hình 3.22; *a) Cốt căng uốn xiên; b) Ứng suất nén cục bộ trong bê tông.*

Giá trị ứng suất kéo chính và nén chính trong bê tông σ_{mt} và σ_{mc} được xác định theo công thức:

$$\sigma_{mt(mc)} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}} \qquad (3.121)$$

Trong đó: Các ứng suất σ_x, σ_y là kéo lấy dấu "+", và dấu "–" khi ứng suất là kéo.

σ_x - ứng suất pháp trong bê tông theo phương song song với trục cấu kiện do ngoại lực và lực nén trước P gây ra, được xác định theo công thức sau:

$$\sigma_x = \pm\frac{My}{J_{red}} \pm \frac{Pe_{0p}y}{J_{red}} - \frac{P}{A_{red}} \qquad (3.122)$$

σ_y - ứng suất pháp trong bê tông trên tiết diện song song với trục dọc cấu kiện, do tác dụng cục bộ của phản lực gối tựa, do tác dụng của

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

lực tập trung và phân bố đều, cũng như do lực nén trước của cốt uốn xiên, hình (3.26), được xác định theo công thức sau:

$$\sigma_y = \sigma_{y0} + \sigma_{ym} \tag{3.123}$$

Ở đây: σ_{y0} - ứng suất trong bê tông do lực nén trước của cốt đai căng và cốt xiên căng, được xác định theo công thức:

$$\sigma_{yo} = \frac{\sigma_{sw(p)} A_{sw(p)}}{s_w b} + \frac{\sigma_{inc(p)} A_{inc(p)}}{s_{inc} b} \sin\theta \tag{3.124}$$

Ở đây: $A_{sw(p)}$ - diện tích tiết diện cốt ngang căng nằm trong mặt phẳng thẳng góc với trục cấu kiện trong đoạn đang xét;

$A_{inv(p)}$ - điện tích cốt thép căng xiên, kết thúc trên đoạn chiều dài $s_0 = h/2$, và ở vị trí đối xứng qua tiết diện 0 – 0' đang xét;

$\sigma_{sw,(p)}$ - ứng suất trước trong cốt ngang căng đã trừ đi toàn bộ tổn hao;

s - bước cốt đai;

s_0 - khoảng cách giữa các mặt phẳng chứa các cốt căng xiên tính theo đường trực giao với các mặt phẳng đó;

b - chiều rộng tiết diện đang xét;

$\sigma_{inc,(p)}$ - ứng suất trong cốt căng xiên đa trừ đi các tổn hao;

θ - góc nghiêng giữa trục dọc cấu kiện và tiếp tuyến với cốt căng trong mặt cắt 0-0';

$\sigma_{y,m}$ - ứng suất trong bê tông do nén cục bộ của phản lực gối tựa và lực tập trung trên dầm (hình 3.26) được xác định như sau:

- Khi $y \le 0,4h$ và $x \le 0,2h$:

$$\sigma_{y,m} = -\frac{0,4P}{bh}\left(\frac{h}{y} - 1\right)\left(1 - \frac{0,4x}{y}\right) \tag{3.125}$$

- Khi khi $y > 0,4h$ và $x \le 0,2h$:

$$\sigma_{y,m} = -\frac{P}{bh}\left(1 - \frac{y}{h}\right)\left(1 - \frac{x}{y}\right) \tag{3.126}$$

Ở đây: x, y - tương ứng là khoảng cách (song song với trục dọc và thẳng góc với trục dọc) kể từ điểm đặt lực tập trung tới điểm xác định ứng suất.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

- Ứng suất tiếp trong bê tông do ngoại lực và do ứng lực trước trong cốt xiên căng được xác định theo công thức sau:

$$\tau_{xy} = \frac{(Q - \sum P \sin\theta) S_{red}}{b J_{red}} \quad (3.127)$$

Ở đây: Q - lực cắt do tải trọng;

S_{red} - mômen tĩnh phần tiết diện được tách ra đối với trọng tâm tiết diện quy đổi;

P- lực nén trước của cốt căng xiên kết thúc tại gối hay tại khoảng cách giữa gối tựa và tiết diện cách mặt cắt 0- 0 một đoạn h/4;

$\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ - tương ứng là ứng suất pháp và ứng suất tiếp trong bê tông.

3.7.4. Tính toán theo sự khép lại vết nứt thẳng góc với trục dọc cấu kiện

Trong kết cấu dầm sàn bê tông ƯLT khi chỉ cho phép các cấu kiện dầm có khe nứt theo cấp độ 2 (có khả năng khép lại khe nứt), bề rộng khe nứt thẳng góc với trục cấu kiện được xác định như đối với kết cấu bê tông không ứng lực trước theo các chỉ dẫn trong TCXDVN 356 : 2005. Tuy nhiên còn cần xác định giá trị σ_s là mức tăng ứng suất kéo trong cốt thép kể từ khi ứng suất trước tại mép bê tông giảm đến không (do tải trọng ngoài tác dụng) cho đến lúc kết cấu chịu tác dụng của toàn bộ tải trọng tiêu chuẩn theo công thức sau:

$$\sigma_s = \frac{M - P(Z_1 - e_{0p})}{(A_s + A_{sp}) Z_1} \quad (3.128)$$

e_{op} - khoảng cách từ điểm đặt lực P_0 đến trọng tâm cốt thép chịu kéo;

Z_b - khoảng cách từ tổng hợp lực của bê tông và cốt thép vùng nén S' đến đường hợp lực của cốt thép vùng kéo S, hình (3.10).

Các kết cấu này cần được kiểm tra khả năng khép lại khe nứt chịu tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn. Điều này được bảo đảm khi:

- Trong cốt thép căng S chịu tác dụng của tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn, để tránh biến dạng không phục hồi được là phải thoả mãn điều kiện sau:

$$\sigma_{sp} + \sigma_s \le 0,8 R_{s,sew} \quad (3.129a)$$

Trong đó: σ_s - độ tăng ứng suất đối với cấu kiện chịu uốn xác định theo công thức:

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$$\sigma_s = \frac{M - P(z - e_{sp})}{A_s z} \qquad (3.129b)$$

Ở đây: z - khoảng cách từ trọng tâm diện tích tiết diện cốt thép S đến điểm đặt của hợp lực trong vùng chịu nén của tiết diện bê tông phía trên vết nứt.

- Tiết diện có vết nứt trong vùng kéo do tác dụng của tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời ngắn hạn và tạm thời dài hạn cần phải luôn bị nén dưới tác dụng của tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn và có ứng suất nén pháp σ_b tại biên chịu kéo do ngoại lực gây ra không nhỏ hơn 0,5MPa. Đại lượng σ_b được xác định như đối với vật thể đàn hồi chịu tác dụng của ngoại lực và ứng lực nén trước.

Để đảm bảo khép kín vết nứt xiên với trục dọc cấu kiện một cách chắc chắn, cả hai ứng suất chính trong bê tông, xác định theo công thức ở mức trọng tâm tiết diện quy đổi khi chịu tác dụng của tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn, phải là ứng suất nén và có giá trị nhỏ hơn 0,6MPa.

Yêu cầu trên được đảm bảo nhờ cốt thép ngang (cốt đai hoặc cốt xiên) ứng lực trước.

3.7.5. Xác định độ vồng, độ võng dầm, sàn bê tông ứng lực trước

Độ võng toàn phần của kết cấu dầm, sàn bê tông ULT được xác định với điều kiện chưa hình thành vết nứt:

$$f = f_{ngh} + f_{dh} - f_v - f_{tb} \qquad (3.130)$$

Ở đây: f_{ngh} - độ võng do tác dụng của tải trọng ngắn hạn;

f_{dh} - độ võng do tải trọng thường xuyên tác động dài hạn;

f_v - độ vồng do tác động tức thời của lực nén trước P đặt lệch tâm;

$f_{v,th}$ - độ vồng do tác động của các biến dạng từ biến.

Xác định các độ vồng thành phần:

- Độ vồng do lực nén trước:

$$f_v = \frac{Pe_{op} l^2}{8B_v} \qquad (3.131)$$

- Độ vồng do từ biến:

$$f_{tb} = \frac{1}{\rho_{TB}} \frac{l^2}{8} \qquad (3.132)$$

Ở đây:

$$\frac{1}{\rho_{tb}} = \frac{\varepsilon_{tb} - \varepsilon'_{tb}}{h_0} = \frac{\sigma_{tb} - \sigma'_{tb}}{h_0 E_{sp}} \quad (3.133)$$

σ_{tb}, σ'_{tb} - lấy bằng tổng tổn hao ứng suất do từ biến nhanh và lâu dài tại ngang mức cốt thép căng trong vùng nén và vùng kéo nên công thức (3.127) có thể viết:

$$f_{tb} = \frac{\sigma_{rbn} + \sigma_{tb} - \sigma'_{tbn} - \sigma'_{tb}}{h_0 E_{sp}} \quad (3.134)$$

B_v - độ cứng tiết diện khi không có vết nứt nhưng đã xét tới các biến dạng ngoài đàn hồi được xác định theo công thức:

$$B_v = 0{,}85\, E_{red} \quad (3.135)$$

- Độ võng f_{ngh} và f_{dh}

Ứng với tác động ngắn hạn và dài hạn của tải trọng được xác định theo công thức:

$$f = s l^2 \frac{M}{B_i} \quad (3.136)$$

Trong đó:

B_i - độ cứng của tiết diện khi đã xuất hiện vết nứt do tác động dài hạn hoặc ngắn hạn của tải trọng;

s - phụ thuộc vào dạng tải trọng và sơ đồ kết cấu lấy theo các giá trị trong phụ lục 2;

l - chiều dài tính toán cấu kiện bản, dầm đơn, hoặc là khoảng cách;

l_i - giữa các đoạn có mômen cùng dấu trong bản, dầm liên tục;

Độ võng, độ vồng của sàn ULT căng sau có thể xác định theo phương pháp tải trọng tương đương với yêu cầu:

- Lực căng ban đầu P_0 dùng để quy đổi ra tải trọng tương đương đã được trừ đi các hao tổn theo tính toán hay lấy theo các giá trị tính toán theo các số liệu đo độ dãn dài đã được trừ đi độ tụt neo thực tế cho từng bó hay bện cáp.

- Các giá trị độ cứng B hay B_i lấy tuỳ thuộc vào yêu cầu tính toán theo từng giai đoạn làm việc của kết cấu trước hay sau khi có khe nứt.

Đối với kết cấu sàn nếu được tính với khả năng chống nứt cấp 2 hoặc cấp 3 theo TCXDVN 356 : 2005 thì tổng độ võng được xác định theo công thức (3.124) nhưng các độ võng thành phần được xác định như sau:

- Các độ vồng f_v và $f_{v,th}$ được xác định theo các công thức (3.125), (3.128) ứng với độ cứng B_v.

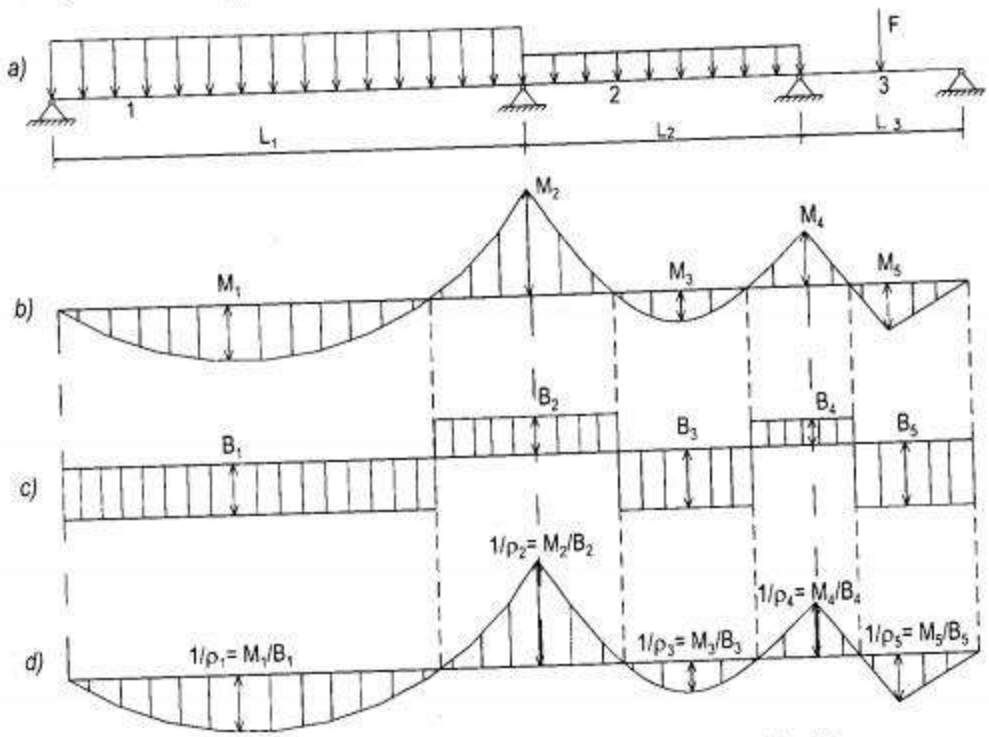
- Các độ võng f_{ngh}, f_{dh} được xác định theo công thức (3.130) nhưng với độ cứng B_i của tiết diện bê tông giữa hai khe nứt liền kề được xác định theo công thức chung sau đây:

$$B_i = \frac{h_0 Z_b}{\frac{\Psi_s}{E_s(A_S + A_{sp})} + \frac{\Psi_b}{(y' + \xi)\nu E_b b h_0}} \qquad (3.137)$$

Ở đây: Z_b- cánh tay đòn nội ngẫu lực xác định theo công thức:

$$Z_b = (1 - \frac{\lambda\gamma' + \phi^2}{2(\gamma' + \phi)})h_0 \qquad (3.138)$$

Ở đây: $\lambda = 2a'/h_0$ cho tiết diện chữ nhật và $\lambda = h_f'/h_0$ cho tiết diện chữ T.



Hình 3.23. *Sơ đồ xác định chiều dài tính toán trong dầm liên tục*

Khi $\phi \le h_f'/h_0$ trục trung hoà nằm trong cánh được tính theo tiết diện chữ nhật.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(L+T)}{10\mu\alpha}} \quad (3.139)$$

$$\mu = (A_s + A_{sp})/bh_0 \quad (3.140)$$

$$\alpha = \frac{E_{sp}}{E_s} \quad (3.141)$$

$$T = \gamma''(1 - \frac{h'_f}{2\alpha}) \quad (3.142)$$

$$\gamma' = \frac{(b'_f - b)h'_f + (\alpha/\nu)A'_{sp}}{bh_0} \quad (3.143)$$

$$L = \frac{M_{red}}{bh_0 R_b} \quad (3.144)$$

$$M_{red} = M_r + Pe_{0p} \quad (3.145)$$

$\Psi_b = 0,9.$

hệ số Ψ_s được xác định như sau:

$$\psi_s = 1 - \eta\frac{M_{crc}}{M - M_{loi}} \quad (3.146)$$

Trong đó: - M_{crc} xác định theo công thức:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp} \quad (3.147)$$

- $M_{lõi}$ xác định theo công thức:

$$M_{rp} = P(e_{0p} \pm r_i) \quad (3.148)$$

Ở đây: r_i - khoảng cách từ trọng tâm tiết diện quy đổi đến đỉnh lõi nén, hình (3.21). Dấu (+) khi kiểm tra vùng kéo do tải trọng ngoài gây ra, dấu (-) khi kiểm tra vùng kéo do lực nén trước gây ra;

η = 0,8 khi tải trọng tác động ngắn hạn và η = 0,4 khi tải trọng tác động dài hạn.

Độ võng, độ vồng của sàn có thể được xác định theo phương pháp tải trọng tương đương sau khi tính toán được các lực căng của toàn bộ các cốt thép có kể đến các tổn hao theo lý thuyết hay từ các số liệu thực tế.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Chương 4

CÁC VÍ DỤ TÍNH TOÁN

4.1. VÍ DỤ 1: TÍNH TOÁN THIẾT KẾ SÀN PHẲNG KHÔNG DẦM, TẦNG ĐIỂN HÌNH CHUNG CƯ 17 TẦNG

4.1.1. Số liệu ban đầu

Tính toán tải trọng tác dụng lên sàn: Tĩnh tải: Tĩnh tải sàn đã tính:

g_{tc} = 732,8 (kG/m^2);

g_{tt} = 820,74 (kG/m^2)

Hoạt tải đứng: giá trị hoạt tải sàn tầng điển hình sau khi đã tính đến hệ số giảm tải (Theo TCVN 2737-95) là:

p_{tc} = 148 (kG/m^2);

p_{tt} = 181 (kG/m^2).

Hoạt tải ngang: có xét tới tải trọng gió (có kể thành phần động của tải trọng gió) và tải trọng động đất.

4.1.2. Kiểm tra điều kiện chọc thủng

Điều kiện chọc thủng của sàn tại vùng cột khi không xét tới lực nén trước: sàn trên cột C2 (là giao điểm của trục C và trục 2), tầng 8-12.

- Kích thước tiết diện cột: b×h = 70×70 cm.
- Chiều dày sàn: h_o = 21 cm.
- Bê tông cấp độ bền B25 có: R_{bt} = 10,5 (kG/m^2)
- Điều kiện chọc thủng: $Q \le 0,75.R_{bt}.b_{tb}.h_o$.

Với: $b_{tb} = 4.(\frac{1}{2}.b_c + \frac{1}{2}.h_c + h_o)$,

Trong đó: $\frac{1}{2}.b_c$; $\frac{1}{2}.h_c$ là khoảng cách từ điểm đang xét ở mép cột đến hai trục vuông góc nhau qua tim cột.

$h_0 = 21 - 2 = 19$ cm là chiều cao có ích tính từ trọng tâm cốt thép phía trên đến mép phía dưới sàn, ta có:

$$b_{th} = 4.(\frac{1}{2}.70 + \frac{1}{2}.70 + 19) = 356 \text{ cm}$$

$$Q = (g + p).\{l_1.l_2 - 4.(x+h_0).(y+h_0)\}$$

$$= (820,74+181).\{7,8.\frac{1}{2}.(7,8+5,35) - 4.(0,4+0,19).(0,4+0,19)\}$$

$$= 42869,1 \text{ kG}.$$

$$0,75.R_{bt}.b_{th}.h_0 = 0,75.10,5.356.19 = 53266,5 \text{ kg} > Q = 42869,1 \text{ kG}.$$

Vậy sàn đảm bảo điều kiện chống đâm thủng khi không có ứng lực trước.

4.1.3. Xác định nội lực. Sơ đồ các dải tính

Do mặt bằng sàn đối xứng theo hai phương nên chỉ cần tính nội lực, cốt thép cho một nửa sàn rồi bố trí cho toàn sàn theo cả hai phương theo nguyên tắc đối xứng. Chia các dải tính toán như sau:

- Nhịp giữa (trục B-C):

Dải trên cột trục B, C: bề rộng

$$b = \frac{1}{2}.l = \frac{1}{2}.7800 = 3900\text{mm}$$

Dải giữa nhịp: bề rộng

$$b = \frac{1}{2}.l = \frac{1}{2}.7800 = 3900\text{mm}$$

- Nhịp biên (trục A-B):

Dải trên cột trục A: bề rộng

$$b = \frac{1}{4}.l = \frac{1}{4}.7800 = 1950\text{mm}$$

Dải giữa nhịp: bề rộng

$$b = \frac{1}{2}.l = \frac{1}{2}.7800 = 3900\text{mm}.$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Bảng tính nội lực do gió và động đất tác dụng lên sàn tầng 9 (T.m)

Phần tử	Nội lực	Tên nút	NL do động đất dạng 1	NL do động đất dạng 2	NL do động đất dạng 3	NL do gió động dạng 1	NL do gió động dạng 2	NL do gió tĩnh phải	NL do gió tĩnh trái	Tổng bình phương NL do gió động	Tổng bình phương NL do động đất	NL do tải gió phải	NL do tải gió trái	NL do động đất
2484	M- (Tm)	3226	-0.165	-0.0173	-1.67	-0.0225	-0.0017	-3.15	-0.045	0	2.82	-3.15	-0.05	1.68
2493	M+ (Tm)	3234	-0.0774	-0.0216	-0.564	-0.227	1.91	3.86	-0.152	3.7	0.32	5.78	1.77	0.57
	M- (Tm)		-13.95	-3.91	0.117	-1.91	-0.374	-3.85	0.654	3.79	209.9	-1.9	2.6	14.49
2497	M- (Tm)	3266	6.42	1.8	-3.36	0.88	0.172	-7.05	1.79	0.8	55.75	-6.16	2.68	7.47
2518	M- (Tm)	3261	-9.25	-2.59	0.172	0.023	-0.248	-6.59	1.73	0.06	92.3	-6.35	1.97	9.61
2537	M- (Tm)	3267	1.48	0.442	-1.5	0.203	0.0423	-2.86	-0.206	0.04	4.64	-2.66	-0.01	2.15
2547	M+ (Tm)	4115	0.522	0.14	0.0044	0.0333	0.0059	0.00839	0.067	0	0.29	0.01	0.07	0.54
2577	M+ (Tm)	4154	1.33	0.402	-0.0204	0.0685	0.0136	0.139	-0.0087	0	1.93	0.14	-0.01	1.39
	M- (Tm)		0.135	0.035	-0.195	0.0185	0.003	-0.139	0.00818	0	0.06	-0.14	0.01	0.24
2585	M+ (Tm)	4157	3.14	0.886	0.0383	0.43	0.085	0.16	0.139	0.19	10.65	0.6	0.57	3.26
	M- (Tm)		-0.576	-0.176	-0.0701	-0.0788	-0.0168	-0.872	-0.0824	0.01	0.37	-0.77	0.02	0.61
2591	M+ (Tm)	4159	2.65	0.789	-0.007	0.363	0.0755	0.256	0.197	0.14	7.65	0.63	0.57	2.77
	M- (Tm)		-0.92	-0.254	-0.09	-0.126	-0.0244	-0.736	0.0178	0.02	0.92	-0.59	0.16	0.96
2654	M+ (Tm)	4199	1.44	0.426	-0.0118	0.157	0.0308	-0.0218	0.399	0.03	2.26	0.15	0.57	1.5
	M- (Tm)		0.0797	0.0195	-0.209	0.0109	0.00187	-0.399	0.0217	0	0.05	-0.4	0.02	0.22
2657	M- (Tm)	4200	0.363	0.104	-0.175	0.0497	0.01	-0.361	0.1	0	0.17	-0.36	0.1	0.41
	M+ (Tm)		1.3	0.355	-0.0512	0.178	0.034	0.147	0.00836	0.03	1.82	0.32	0.18	1.35
2674	M- (Tm)	4212	-1.48	-0.384	-0.1285	-0.202	-0.0368	-0.279	-0.411	0.04	2.35	-0.08	-0.21	1.53
	M+ (Tm)		0.998	0.286	0.183	0.137	0.0274	0.411	0.279	0.02	1.11	0.55	0.42	1.05
2679	M+ (Tm)	4220	2.79	0.772	0.1278	0.382	0.074	0.975	0.597	0.15	8.4	1.36	0.98	2.9
2682	M- (Tm)	3279	-27.05	-7.63	0.473	-3.7	-0.731	-1.69	0.428	14.22	790.14	2.08	4.2	28.11

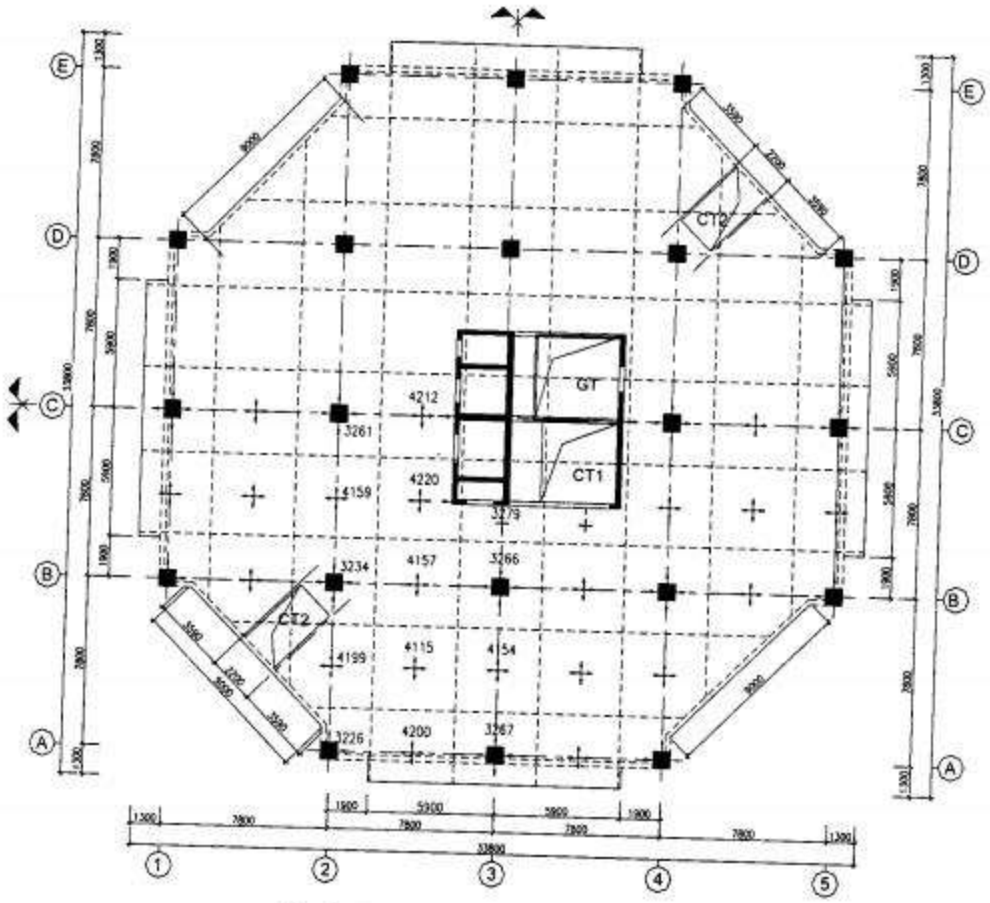
Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Bảng tổ hợp nội lực sàn tầng 9 (T.m)

Phần tử	Tên nút	Nội lực	NL do Tĩnh tải	NL do hoạt tải đứng	NL do		NL do động đất	Tổ hợp cơ bản 1	Tổ hợp cơ bản 2	Tổ hợp đặc biệt
					Gió phải	Gió trái	Hệ số 0.8			
								3,4	3,4,5	3,4,7
2484	3226	M-(Tm)	-15.720	-3.520	-3.150	-0.050	1.344	-19.240	-21.723	-20.584
								3,4	3,4,5	3,4,7
2493	3234	M-(Tm)	-9.060	-1.990	-1.900	2.600	11.592	-11.050	-12.561	-22.642
		M+(Tm)	-7.540	-1.590	5.780	1.770	0.456	-1.760	-1.760	-7.084
								3,5	3,4,5	3,4,7
2497	3266	M-(Tm)	-6.080	-1.300	-6.160	2.680	5.976	-12.240	-12.794	-13.356
								3,5	3,4,5	3,4,7
2518	3261	M-(Tm)	-7.750	-1.690	-6.350	1.970	7.688	-14.100	-14.986	-17.128
								3,4	3,4,5	3,4,7
2537	3267	M-(Tm)	-13.950	-3.120	-2.660	-0.010	1.720	-17.070	-19.152	-18.790
								3,4	3,4,6	3,4,7
2547	4115	M+(Tm)	2.400	0.535	0.010	0.070	0.432	2.935	2.945	3.367
								3,4	3,4,5	3,4,7
2577	4154	M+(Tm)	3.770	0.836	0.140	-0.010	1.112	4.606	4.648	5.718
								3,4	3,4,5	3,4,7

Phần tử	Tên nút	Nội lực	NL do Tinh tải	NL do hoạt tải đứng	NL do		NL do động đất	Tổ hợp cơ bản 1	Tổ hợp cơ bản 2	Tổ hợp đặc biệt
					Gió phải	Gió trái	Hệ số 0.8			
2585	4157	M+(Tm)	2.970	0.662	0.600	0.570	2.608	3.632	4.106	6.240
		M-(Tm)	0.256	0.068	-0.770	0.020	0.488	-0.514	-0.514	-0.232
								3,5	3,4,5	3,4,7
2591	4159	M+(Tm)	2.700	0.597	0.630	0.570	2.216	3.330	3.804	5.513
								3,4	3,4,6	3,4,7
2654	4199	M+(Tm)	3.450	0.762	0.150	0.570	1.200	4.212	4.649	5.412
								3,4	3,4,5	3,4,7
2657	4200	M+(Tm)	2.800	0.618	0.320	0.180	1.080	3.418	3.644	4.498
		M-(Tm)	-0.321	-0.077	-0.36	0.1	0.328	-0.681	-0.714	-0.726
								3,5	3,4,5	3,4,7
2674	4212	M+(Tm)	1.700	0.378	0.55	0.42	0.84	2.250	2.535	2.918
		M-(Tm)	-1.310	-0.295	-0.08	-0.21	1.224	-1.605	-1.765	-2.829
								3,5	3,4,5	3,4,7
2679	4220	M+(Tm)	2.550	0.572	1.360	0.980	2.320	3.910	4.289	5.442
								3,4	3,4	3,4,7
2682	3279	M-(Tm)	-7.380	-1.770	2.080	4.200	22.488	-9.150	-9.150	-31.638

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org



Hình 4.1. Ký hiệu phần tử trên sàn

4.1.4. Phương pháp tính

Sử dụng phần mềm SAP2000 (Mỹ) cho bài toán không gian với các trường hợp tải trọng đã nêu. Sàn các tầng sau khi được chia thành các dải có bề rộng như mục 3.1 được nhập vào dưới dạng phần tử Shell, sự phân chia này phải hợp lý để thuận lợi khi lấy kết quả tính sàn, bao gồm các phần tử trên cột và các phần tử giữa nhịp. Tải trọng nhập vào như đã nêu trên, để có đánh giá đầy đủ nội lực thì ngoài tải trọng gió, tải trọng động đất vẫn được nhập vào máy.

Sau khi vào đầy đủ số liệu hình học và tải trọng tiến hành chạy nội lực và in trích nội lực sàn tầng 9 (cao trình Z = 26,7m). Kết quả nội lực do gió động, động đất được đưa vào tổ hợp theo TCVN 2737-95. Do phần tử sàn là dạng phần tử Shell, nên ta có nội lực tại 4 nút. Tuy nhiên để tính thép thì cần

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

lấy nội lực tại một số nút cần thiết, khi tính thép trên gối của dải trên cột, dải giữa nhịp thì cần lấy giá trị mômen âm có trị tuyệt đối lớn nhất (M_{min}); khi tính thép ở nhịp của dải trên cột, dải giữa nhịp thì cần lấy giá trị mômen dương lớn nhất (M_{max}); Các giá trị nội lực này là các nội lực chính trong bảng tổ hợp nội lực tầng 9.

Tính cốt thép sàn ứng lực trước: Chọn cốt thép.

Chọn thép cường độ cao T15 được bện thành bó, mỗi bó có 7 sợi, đường kính các sợi thép Φ5. Cường độ tiêu chuẩn R_{sn} = 1680 MPa, cường độ chịu kéo tính toán R_{sp} = 1400 MPa, môđun đàn hồi $E_{sp} = 2\times10^5$ MPa. Do sàn có bề dày h = 21 cm nên dự kiến chỉ đặt một lớp thép ứng lực trước, quỹ đạo thép uốn theo biểu đồ mômen của các dải, (hình 4.2).

Bê tông sử dụng loại cấp độ bền B25 có:

R_b = 14,5 MPa với γ_{b2} = 1; $R_{b,ser}$ = 18,5 MPa;

R_{bt} = 1,05 MPa; $R_{bt,ser}$ = 1,6 MPa; $E_b = 30.10^3$ MPa

Hàm lượng cốt thép thường trong kết cấu sàn ứng lực trước được bố trí nhằm đảm bảo khả năng chống nứt và tăng khả năng chịu lực của kết cấu.

Do thép ứng lực được căng sau và căng trong ống gen (công nghệ không bám dính) nên cốt thép thường trong bản chọn với hàm lượng không ít hơn $0{,}0015A_b$. Mặt khác, cốt thép thường chọn loại có đường kính d≥12 mm, khoảng cách không lớn hơn 2.h hoặc 30 cm.

Với sàn đang tính ta có: A_b = b. h = 3,9. 0,21 = 0,819 m^2.

$$A_s^{ct} = 0{,}002.\ 0{,}819.\ 10^4 = 16{,}38\ cm^2.$$

Trong sàn không dầm, cốt thép thường phải đặt hai lớp; chọn thép AII có $R_s = R'_s$ = 280 MPa, E_s=21.10^4 MPa, đường kính Φ12 khoảng cách a300, diện tích chọn:

$$A_s^{ch} = 2.\frac{3,9}{0,3}.1,131 = 29,406\,cm^2 > A_s^{ct} = 16,38\ cm^2$$

Vậy ta đặt thép thường theo cấu tạo: Φ12 a300.

1. Xác định các tổn hao ứng suất

- Do chùng ứng suất của cốt thép: σ_{ch}.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Ứng suất hao đối với thép sợi cường độ cao theo:

$$\sigma_{ch} = \left(0,22.\frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1\right).\sigma_{sp},$$

Trong đó: σ_{sp} - trị số ứng suất trước giới hạn trong thép kéo căng thoả mãn các điều kiện:

$$1,05.\sigma_{sp} = \sigma_{sp} + P \le 0,8.R_{sn} \text{ và } \sigma_{sp} - P \ge 0,2.R_{sn},$$

Trong đó: P - độ chênh lệch cho phép lấy bằng $0,05.\sigma_{sp}$

Thay vào ta có: $0,21.R_{sn} \le \sigma_{sp} \le 0,762.R_{sn} = 0,762.1680 = 1280,16$ MPa

Chọn $\sigma_{sp} = 1250$ MPa.

$$\sigma_{ch} = \left(0,22.\frac{1250}{1680} - 0,1\right).1250 = 79,61 \text{ MPa}$$

Do sự biến dạng của neo và sự ép sát các tấm đệm: σ_{neo} theo công thức:

$$\sigma_{neo} = \frac{\lambda}{L}.E_{sp},$$

Trong đó:

L - chiều dài của cốt thép căng, mm. Trong phương pháp căng sau thì L là chiều dài đoạn thép trong cấu kiện. Để thiên về an toàn ta tính hao tổn σ_{neo} lớn nhất trong các đoạn thép bằng cách chọn $L = L_{min}$; L_{min} là đoạn thép ngắn nhất trong các đoạn thép ứng suất trước. Với các đoạn có chiều dài L<30m thì căng thép ứng lực trước ở một đầu; khi L>30m thì căng thép ở hai đầu. Với đoạn có L_{min} = 13,4 m nên căng cáp ở một đầu neo.

λ - tổng số biến dạng của bản thân neo, của khe hở tại neo, của sự ép sát các tấm đệm, lấy theo số hiệu thực nghiệm λ = 2mm cho mỗi đầu neo;

Thay số ta có: $\sigma_{neo} = \frac{2}{13400}.2.10^5 = 29,85$ MPa

Do ma sát của cốt thép với thành ống: σ_{ms}.

Trong phương pháp căng sau, σ_{ms} được tính theo công thức:

$\sigma_{ms} = \sigma_{sp}.\left(1 - \frac{1}{e^{\omega\chi+\delta\theta}}\right)$, trong đó: e = 2,7183 là cơ số logarit tự nhiên.

Do cốt thép đặt trong ống nhựa, ống với bề mặt bê tông là bó sợi tạo nên lõi mềm, nên theo bảng 3.2 ta có: $\omega = 0{,}0015$ (1/m); $\delta = 0{,}05$ (1/rad).

χ (m): chiều dài đoạn ống kể từ thiết bị căng gần nhất tới tiết diện tính toán; Do ứng suất hao tổn tính trên toàn sợi cáp nên để thiên về an toàn ta tính cho sợi dài nhất có $L_{max} = 33{,}8m > 30m$, cáp căng hai đầu nên hao tổn chỉ tính đến giữa nhịp, ta có $\chi = 33{,}8/2 = 16{,}9$ m.

θ (rad): tổng số góc chuyển hướng của trục cốt thép từ đầu đến giữa quỹ đạo. Có thể đo trực tiếp bằng thước tỷ lệ hoặc tính gần đúng bằng cách sau: coi các đoạn cáp uốn cong là cạnh huyền của các tam giác tương ứng. Ta có: $\theta = \theta_1 + 4.\theta_2 + 4.\theta_3$, trong đó: θ_1, θ_2, θ_3 là góc xoay của trục cốt thép trong đoạn AB, BC, CD (xem quỹ đạo căng thép ULT). Cáp ứng lực trước được căng theo cả hai phương, lớp song song theo phương các trục A-E đặt dưới, lớp song song theo phương các trục 1-5 đặt trên, giả thiết lớp bảo vệ ống cáp phía trên (phía ngoài) là 30mm (trong đó đường kính thép thường lớp trên là 12mm, chiều dày lớp bảo vệ thép thường là $a_{bv} = 18$mm).

Khoảng cách lớn nhất từ trục cáp đến trục trung hoà của dải sàn:

- Đối với lớp cáp nằm dưới (song song trục A-E):

+ Tại gối tựa: $e_1 = \frac{210}{2} - 12 - 18 - 20 - \frac{1}{2}.20 = 45$ mm = 4,5 cm.

+ Tại giữa nhịp: $e_2 = \frac{210}{2} - 12 - 18 - \frac{1}{2}.20 = 65$ mm = 6,5 cm.

- Đối với lớp cáp nằm trên (song song trục 1-5):

+ Tại gối tựa: $e_1 = \frac{210}{2} - 12 - 18 - \frac{1}{2}.20 = 65$ mm = 6,5 cm.

+ Tại giữa nhịp: $e_2 = \frac{210}{2} - 12 - 18 - 20 - \frac{1}{2}.20 = 45$ mm = 4,5 cm.

Dựa vào sơ đồ ta có giá trị các góc xoay sau:

$$\theta_1 = tg\theta_1 = \frac{10{,}5 - 6}{130} = 0{,}0346 \text{ rad};$$

$$\theta_2 = tg\theta_2 = \frac{10{,}5 - 6}{195} = 0{,}02308 \text{ rad};$$

$$\theta_3 = tg\theta_3 = \frac{10{,}5 - 3}{195} = 0{,}03846 \text{ rad};$$

Vậy có: $\theta = 0{,}0346+4.0{,}02308+4.0{,}03846 = 0{,}281$ rad. Thay số ta có:

$$\sigma_{ms} = 1250\times\left(1-\frac{1}{2{,}7183^{0{,}0015\times16{,}9+0{,}05\times0{,}281}}\right) = 48{,}29\ \text{MPa}$$

- Do từ biến của bê tông: σ_{tb}.

Xảy ra sau một quá trình chịu nén lâu dài; đối với bê tông nặng theo công thức:

$$\sigma_{tb} = 200.k.\frac{\sigma_{bp}}{R_0} \text{ khi } \frac{\sigma_{bp}}{R_0} \le 0{,}6$$

$$\sigma_{tb} = 400.k.(\frac{\sigma_{bp}}{R_0} - 0{,}3) \text{ khi } \frac{\sigma_{bp}}{R_0} \ge 0{,}6,$$

Trong đó: k = 1 đối với bê tông đông cứng tự nhiên;

R_0 - cường độ khối vuông của bê tông lúc truyền ứng lực (buông cốt thép);

σ_{bp} - ứng sức nén trước trong bê tông ở ngang mức trọng tâm của cốt thép kéo căng; tính σ_{bp} có kể đến các ứng suất hao đã có: σ_{ch}, σ_{mco}, σ_{ms}.

Trong trường hợp sử dụng phương pháp căng sau, sơ bộ chọn :

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_0} = 0{,}65 > 0{,}6$$

Do đó: $\sigma_{tb} = 400\times1\times(0{,}65 - 0{,}3) = 140$ MPa.

- Tổng tổn hao ứng suất σ_h bao gồm:

+ Tổn hao trong quá trình chế tạo:

$$\sigma_{h1} = \sigma_{mco} + \sigma_{ms} = 29{,}85 + 48{,}29 = 78{,}14\ \text{MPa}.$$

+ Tổn hao trong quá trình sử dụng:

$$\sigma_{h2} = \sigma_{ch} + \sigma_{tb} = 79{,}61 + 140 = 219{,}61\ \text{MPa}.$$

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2} = 78{,}14 + 219{,}61 = 297{,}75\ \text{MPa}.$$

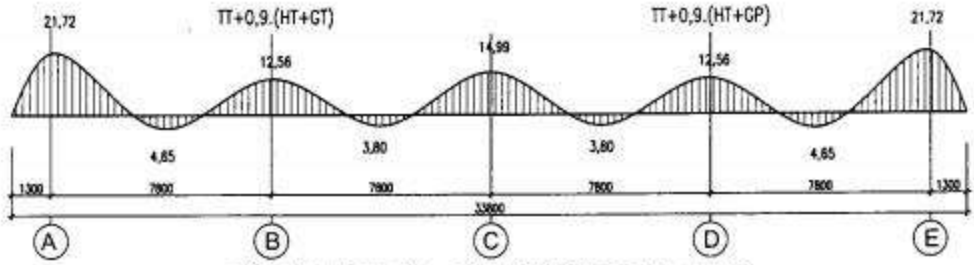
2. Tính thép ứng lực trước cho sàn

Dựa vào giá trị nội lực trong bảng và trên biểu đồ tại các tiết diện ta nhận thấy: để đơn giản tính toán và thi công, đồng thời thiên về an toàn thì chỉ cần tính cốt thép ứng lực trước cho các tiết diện trên gối và giữa nhịp. Tiết diện chọn tính toán có giá trị nội lực lớn nhất trong các tiết diện trên biểu đồ.

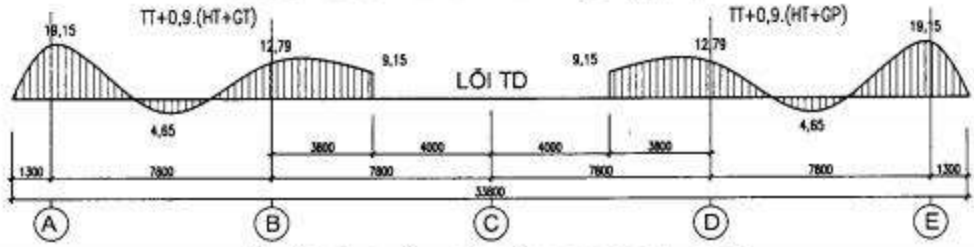
Cụ thể chỉ cần tính thép cho hai mặt cắt sau:

- Mặt cắt chọn tính thép cho dải trên cột có: $M_{min} = 21,72$ T.m

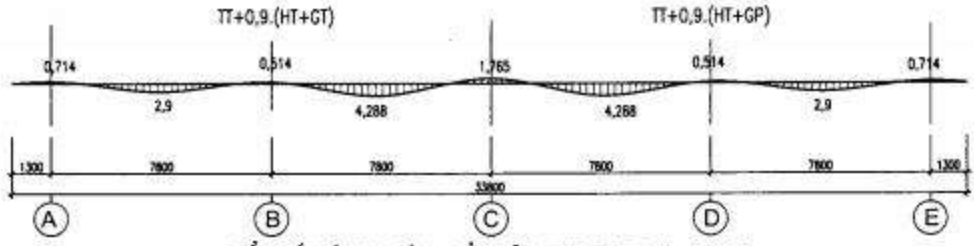
- Mặt cắt chọn tính thép cho dải giữa nhịp có: $M_{max} = 4,288$ T.m



BIỂU ĐỒ MÔMEN SÀN - DẢI TRÊN TRỤC 2 (T.m) - THCB2



BIỂU ĐỒ MÔMEN SÀN - DẢI TRÊN TRỤC 3 (T.m) - THCB2



BIỂU ĐỒ MÔMEN SÀN - DẢI GIỮA NHỊP 2-3 (T.m) - THCB2

***Hình 4.2**. Biểu đồ mô men các dải sàn*

- Tính thép ứng lực trước cho dải trên cột trục 2, 3:

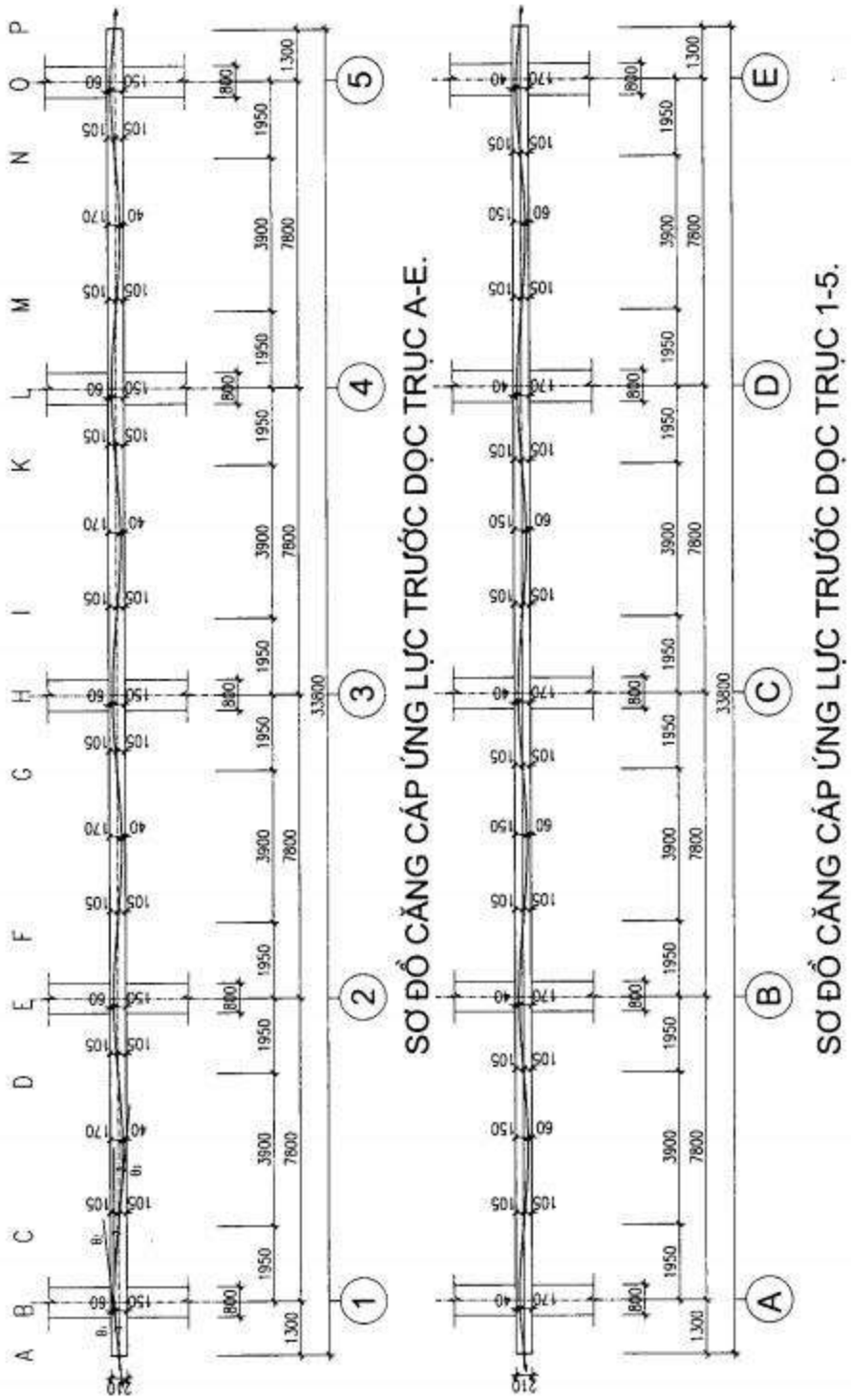
Do tính chất của thép ứng lực trước kéo dài suốt cả dải nên cốt thép được tính chọn theo nội lực lớn nhất và đặt theo cả hai phương.

- Tính toán thép ứng lực trước theo điều kiện cường độ:

Điều kiện cường độ của cấu kiện tiết diện chữ nhật chịu uốn với trường hợp không có cốt căng vùng nén:

$$M \le R_b.b.x.(h_o - 0,5.x) + R'_s.A'_s\,(h_o - a')$$

$$R_b.b.x = R_s.A_s + R_{sp}.A_{sp} - R'_s.A'_s$$



***Hình 4.3**. Sơ đồ bố trí cáp trong các tiết diện sàn*

Cốt thép thường đặt đối xứng Φ12 a300 nên có: $A_s = A'_s = 14,7\ cm^2$

Thép AII có: $R_s = R'_s = 280$ MPa.

Vậy chiều cao vùng nén xác định theo: $R_b.b.x = R_{sp}.A_{sp}$.

Lớp bảo vệ cốt thép thường đã chọn là $a_{bv} = 1,8$cm, vậy:

$$a = a' = 1,8 + \frac{12}{2} = 2,4 \text{ cm};$$

do có hai lớp xen kẽ nhau nên:

$$a_{sp} = 1,8 + 1,2 + \frac{2}{2} = 4 \text{ cm}$$

và chiều cao làm việc của thép ULT, $h_o = 21 - 4 = 17$ cm (khi thép ULT đặt trên)

và $a_{sp} = 1,8 + 1,2 + 2 + \frac{2}{2} = 6$ cm và $h_o = 21 - 6 = 15$ cm (khi thép ULT đặt dưới).

Hệ số hạn chế chiều cao vùng nén theo công thức (38):

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{400}.(1 - \frac{\omega}{1,1})},$$

Trong đó: $\omega = \alpha - 0,008.R_b = 0,85 - 0,008.14,5 = 0,734$ ($\alpha = 0,85$ với bê tông nặng).

σ_{sR} - ứng suất trong cốt thép; $\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp}$ (MPa). Giá trị σ_{sp} được xác định với hệ số $\gamma_{sp} = 0,9 < 1$ và kể đến các tổn hao ứng suất.

$$\sigma_{sp} = 0,9.(1400 - 298) = 992 \text{ MPa, ta có:}$$

$$\sigma_{sR} = 1400 + 400 - 992 = 808 \text{ MPa.}$$

Vậy: $$\xi_R = \frac{0,734}{1 + \frac{808}{400}.(1 - \frac{0,734}{1,1})} = 0,43.$$

Tiết diện tính toán có b×h = 390×21 cm. Sơ bộ chọn 11 bó cáp T15, mỗi bó 7 sợi Φ5, khoảng cách các bó là a = 390mm; Để thiên và an toàn ta tính cáp cho lớp đặt dưới, tại vị trí trên cột thì bó này có chiều cao làm việc nhỏ hơn.

Ta có: $$A_{sp} = 11 \times 7 \times 3,14 \times (\frac{0,5}{2})^2 = 15,11\ cm^2.$$

Điều kiện chiều cao vùng nén: $R_b.b.x = R_{sp}.A_{sp}$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$$x = \frac{R_{sp}.A_{sp}}{R_b.b} = \frac{1400.15,11}{14,5.390} = 3,5 \text{ cm} < \xi_R h_0 = 0,43 \times 15 = 6,45 \text{ cm}$$: Thoả mãn.

Điều kiện cường độ: $M \le R_b.b.x.(h_0 - 0,5.x) + R'_s . A'_s .(h_0 - a')$

Ta nhận thấy giá trị các vế của biểu thức trên như sau:

$$R_b.b.x.(h_0 - 0,5.x) + R'_s . A'_s .(h_0 - a')$$

$$= 145 \times 390 \times 3,5 \times (15 - 0,5 \times 3,5) + 2800 \times 14,7 \times (15 - 2,4)$$

$$= 3321984,75 \text{ (kG.cm)} = 33,22 \text{ (T.m)}$$

$$M = 21,72 \text{ (T.m)}.$$

Nhận thấy: điều kiện cường độ thoả mãn.

Tính toán kiểm tra cường độ ở giai đoạn sau khi căng (lúc chưa dỡ ván khuôn)

Coi bê tông và cốt thép như 1 thể thống nhất, tính toán bê tông và cốt thép trong giai đoạn đàn hồi.

Khi buông cốt thép ứng lực trước thì bê tông bị nén lại, ta phải kiểm tra khả năng chịu nén của bê tông khi chưa chịu tải trọng (chưa dỡ ván khuôn).

Xét tiết diện của sàn b×h = 390×21 cm, tính toán sàn như 1 một cấu kiện chịu nén lệch tâm với lực gây nén có độ lớn như sau:

$$P_0 = \sigma_{sp1} \times A_{sp}$$

Trong đó: $A_{sp} = 15,11 \text{ cm}^2$;

σ_{sp} - giá trị ứng suất trong cáp, lấy giá trị ứng lực trước ngay sau khi chế tạo, có kể đến các hao tổn trong quá trình chế tạo là $\sigma_{h1} = 78,14$ MPa.

Ta có: $\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{h1} = 1250 - 78,14 = 1171,86$ MPa

Thay số: $P_0 = 11718,6 \times 15,11 = 177068,05 \text{ (kG)} = 177,07 \text{ (T)}$.

Tính toán ứng suất trong bê tông theo công thức (31) cho các mép tiết diện với y = h/2:

$$\sigma_{max}^{(\pm)} = \pm \frac{P_0.e_{sp}}{I_b} \times \frac{h}{2} + \frac{P_0}{A},$$

Trong đó: $$e_{sp} = \frac{h}{2} - a_{sp} = \frac{21}{2} - 6 = 4,5 \text{ (cm)}$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$I_b = \frac{b.h^3}{12} = \frac{390.21^3}{12} = 300983$ (cm^4): mômen quán tính của tiết diện.

$A = b \times h = 390 \times 21 = 8190$ (cm^2): diện tích của tiết diện.

$$\sigma_{max,min} = \pm\frac{177068 \times 4,5}{300983} \times 10,5 - \frac{177068}{8190} = \pm 27,8 - 21,62$$

$$\sigma_{min} = -49,42\ (kG/cm^2) < R_0 = 94,3\ kG/cm^2$$

$$\sigma_{max} = 6,18\ (kG/cm^2)$$

với: R_0- cường độ khối vuông của bê tông lúc truyền ứng lực (buông cốt thép), lấy R_0=0,65 cường độ mác bê tông thiết kế: $R_0 = 0,65 \times 145 = 94,3\ kG/cm^2$).

Khi bê tông đạt 75% cường độ thì:

$0,75 \times R_0 = 0,75 \times 94,3 = 70,69\ (kG/cm^2) > \sigma_{min} = -49,42\ (kG/cm^2)$.

Vậy khi bê tông đạt 75% cường độ ta có thể tiến hành căng ứng lực trước.

Tính toán tiết diện theo khả năng chống nứt

Kết cấu sàn của công trình được tính theo yêu cầu không xuất hiện vết nứt. Giá trị nội lực kiểm tra khả năng chống nứt là giá trị tiêu chuẩn: $M^{tc} = 19,75$ (T.m). Khả năng chống nứt theo tiết diện thẳng góc của cấu kiện chịu uốn xác định theo công thức (44):

$$M_{crc} = R_{bt,ser}.W_{pl} + M_{rp}$$

Trong đó:

$R_{bt,ser}$ - cường độ chịu kéo của bê tông khi tính theo trạng thái giới hạn hai, với bê tông cấp độ bền B25 có: $R_{bt,ser} = 16,0\ (kG/cm^2)$;

W_{pl} - mômen kháng chống nứt của tiết diện tương đương đối với mép chịu kéo;

M_{rp} - mômen do ứng lực trước N_0 gây ra lấy đối với trục đi qua đỉnh lõi nằm xa nhất so với vùng bê tông chịu kéo cần kiểm tra chống nứt:

$$M_{rp} = N_0.(e_{01} + r_1)$$

theo công thức (46):

r_1 - khoảng cách từ đỉnh lõi nói trên tới trọng tâm tiết diện tương đương.

e_{01} - độ lệch tâm của lực N_0 lấy đối với trọng tâm tiết diện tương đương.

Giá trị W_{pl} xác định theo công thức (45):

$$W_{pl} = \frac{2(I_b + \alpha.I_s + \alpha.I'_s)}{h - x_o} + S_k$$

Trong đó:

I_b, I_s, I'_s - mômen quán tính của tiết diện bê tông vùng nén, của cốt thép A_s và A'_s lấy đối với trục trung hoà;

S_k - mômen tĩnh của diện tích vùng bê tông chịu kéo lấy đối với trục trung hoà;

x_o = 3,5cm - chiều cao của vùng nén khi chưa xuất hiện vết nứt.

Vị trí trục trung hoà được xác định từ điều kiện bằng không của mômen tĩnh của tiết diện tương đương:

$$S_b + \alpha.S_{s'} - \alpha.S_s - 0,5.(h - x_o).A_k = 0$$

Trong đó: α - hệ số quy đổi diện tích của cốt thép ra bê tông:

$$\alpha = \frac{E_S}{E_b} = \frac{21.10^4}{30.10^3} = 7.$$

E_s, E_b - môđun đàn hồi của thép thường và của bê tông;

S_b, S_s và $S_{s'}$ - mômen tĩnh của diện tích bê tông vùng nén, của diện tích cốt thép A_s và A'_s lấy đối với trục trung hoà;

A_k - diện tích bê tông vùng kéo.

Gọi l_1, l_2 (cm) là khoảng cách từ trục trung hoà đến thớ chịu nén và chịu kéo ngoài cùng, ta có:

$$S_b = b.x_o.(l_1 - \frac{x_o}{2}) \text{ cm}^3.$$

$$S_s = A_s.(l_2 - a) = A_s.(h - l_1 - a) \text{ cm}^3.$$

$$S_{s'} = A'_s.(l_1 - a) \text{ cm}^3.$$

$$A_k = (h - x_o).b \text{ cm}^2.$$

Thay vào trên ta có:

$$bx_o(l_1 - \frac{x_o}{2}) + \alpha A'_s.(l_1 - a) - \alpha A_s.(h - l_1 - a) - b.(h - x_o).(h - l_1 - \frac{h - x_o}{2}) = 0$$

$$\Leftrightarrow 390\times3,5\times(l_1-\frac{3,5}{2})+7\times14,7\times(l_1-2,4)-7\times14,7\times(21-l_1-2,4)-$$

$$390\times(21-3,5)\times(21-l_1-\frac{21-3,5}{2})=0$$

Giải ra: $l_1 = l_2 = 10,5$ cm. Vậy có:

$$I_s = I'_s = A_s\times Z_s^2 = 14,7\times(10,5-2,4)^2 = 964,47 \text{ cm}^4.$$

$$J_h = \frac{1}{12}\times390\times3,5^3 + 390\times3,5\times(10,5-\frac{3,5}{2})^2 = 105901,3 \text{ cm}^4.$$

$$S_k = A_k\times Z_k = (h-x_o)\times b\times(l_2-\frac{h-x_o}{2}) =$$

$$= (21-3,5)\times390\times(10,5-\frac{21-3,5}{2}) = 11943,8 \text{ cm}^3.$$

Giá trị W_{pl} xác định như sau:

$$W_{pl} = \frac{2\times(105901,3+7\times964,47+7\times964,47)}{21-3,5}+11943,8 = 25540,14 \text{ cm}^3.$$

Giá trị mômen do ứng lực trước N_o gây ra (có kể đến các tổn hao ứng suất), lấy đối với trục đi qua đỉnh lõi nằm xa nhất so với vùng bê tông chịu kéo cần kiểm tra chống nứt theo (46):

$M_{rp} = N_o.(e_{o1} + r_1)$, với:

$r_1 = l_1 - a = 10,5 - 2,4 = 8,1$ cm

$e_{o1} = l_2 - a_{sp} = 10,5 - 6,0 = 4,5$ cm

$N_o = A_{sp}\times\sigma_{sp}^{\text{thực tế}} = A_{sp}\times(\sigma_{sp}-\sigma_h) = 15,11\times(12500-2977,5) = 143885$(kG)

Thay số: $M_{rp} = 143885\times(4,5+8,1) = 1812951$ (kG.cm)

Khả năng chống nứt theo tiết diện thẳng góc của cấu kiện chịu uốn:

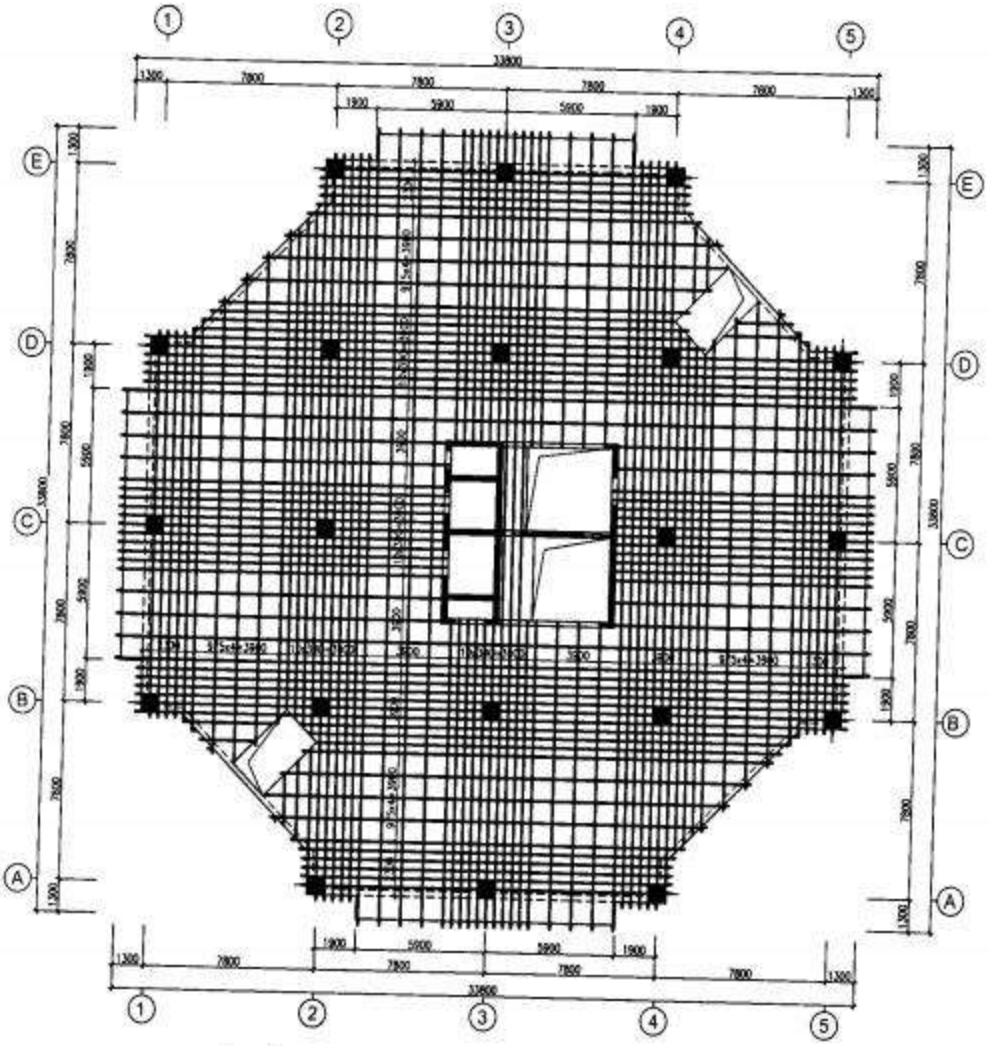
$$M_{crc} = R_{bt,ser}.W_{pl} + M_{rp} = 16\times25540,14+1812951 = 2221593,2 \text{ (Kg.cm)}$$

Ta nhận thấy: $M_{crc} = 22,22$ (Tm) > $M^{tc} = 19,75$ (Tm)

Nhận thấy: Cấu kiện đảm bảo khả năng chống nứt.

Vậy các dải trên cột chọn 11 bó cáp T15, mỗi bó gồm 7 sợi Φ5, khoảng cách a = 390mm.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org



Hình 4.4. Mặt bằng bố trí cáp trên sàn

Tính toán kiểm tra độ võng toàn phần của sàn

- Xác định tải trọng:

Kích thước dải sàn: b×h = 390×21 (cm)

Tĩnh tải: g_{tc} = 732,8 kG/m^2; g_{tt} = 820,75 kG/m^2

Hoạt tải: p_{tc} = 148,0 kG/m^2; p_{tt} = 181,0 kG/m^2

(phần dài hạn của hoạt tải là 30 kG/m^2).

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Tải trọng tiêu chuẩn tác dụng dài hạn:

$$g_{tc}^{dh} = 732,8+30,0 = 762,8 \text{ kG/m}^2$$

Tải trọng tiêu chuẩn tác dụng ngắn hạn:

$$p_{tc}^{ngh} = 148,0-30,0 = 118,0 \text{ kG/m}^2$$

Các tính toán không kể đến tải trọng ngang.

Với dải bản rộng b = 3,9 m ta có tải trọng phân bố theo chiều dài:

$$q_{tc}^{dh} = 762,8\times3,9 = 2975,0 \text{ kG/m}$$

$$q_{tc}^{ngh} = 118,0\times3,9 = 460,2 \text{ kG/m}$$

Vật liệu sử dụng:

Bê tông sử dụng loại cấp độ bền B25 có:

$$R_{b,ser} = 18,5\text{MPa}; R_{bt,ser} = 1,6\text{MPa}; E_b = 30.10^3 \text{ MPa}.$$

Cốt thép thường nhóm AII có: $E_s = 21.10^4$ MPa.

Cốt thép ứng suất trước có: $E_{sp} = 20.10^4$ MPa.

- Xác định nội lực:

Mômen uốn do tải trọng tiêu chuẩn tác dụng ngắn hạn: M_1

Xác định tổng mômen tính toán của nhịp:

$$M_1^o = \frac{q_{tc}^{ngh}\times l^2}{8} = \frac{460,2\times7,8^2}{8} = 3500 \text{ kG.m}$$

Mômen âm tại tiết diện mép cột: $M^{(-)} = 0,65.M^o_1$

Mômen dương tại tiết diện giữa nhịp: $M^{(+)} = 0,35.M^o_1$

Khi tính võng, tại giữa nhịp có thể lấy:

$$M_1 = 0,4.M^o_1 = 0,4.3500 = 1400 \text{ kG.m}$$

Mômen uốn do tải trọng tiêu chuẩn tác dụng dài hạn: M_2

Xác định theo (3.2.3), tổng mômen tính toán của nhịp:

$$M_2^o = \frac{q_{tc}^{dh}\times l^2}{8} = \frac{2975\times7,8^2}{8} = 22624,88 \text{ kG.m}$$

Khi tính võng, tại giữa nhịp có thể lấy:

$$M_2 = 0,4.M^o_2 = 0,4.22624,88 = 9050 \text{ kG.m}$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Tính độ võng toàn phần

Độ võng toàn phần được xác định theo công thức (3.130):

$$f = f_1 + f_2 - f_v - f_{vtb}$$

** Tính f_1: độ võng do tác dụng ngắn hạn của tải trọng.*

- Tính ξ với $\nu = 0,45$ theo điều (8.2.2):

$$\delta = \frac{M_1}{R_{b,ser} b h_0^2} = \frac{140000}{185.390.17^2} = 0,0067$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21.10^4}{30.10^3} = 7$$

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{14,7}{390.17} = 0,00222$$

$$\phi_f = \frac{\alpha.A'_s}{2\upsilon bh_0} = \frac{7.14,7}{2.0,45.390.17} = 0,0173$$

$$\lambda = \phi_f(1 - \frac{h'_f}{2h_0}) = \phi_f = 0,0173$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10\mu\alpha}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5\times(0,0067+0,0173)}{10\times 0,00222\times 7}} = 0,111$$

- Tính $A_{b,red}$:

$$A_{b,red} = (\phi_f + \xi).bh_0 = (0,0173 + 0,111).390.17 = 850,6\,(cm^2)$$

- Tính Z_b:

$$Z_b = \left(1 - \frac{\xi^2}{2(\phi_f + \xi)}\right).h_0 = \left(1 - \frac{0,111^2}{2(0,0173+0,111)}\right).17 = 16,2\,(cm)$$

- Tính ψ_s với $\varphi_{ls} = 1,0$ (cốt thép sợi):

$$\psi_s = 1,25 - \phi_{ls}\frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_1}$$

theo mục 5.1.3 của thí dụ này ta có: $W_{pl} = 25540,14\ cm^3$

$$\psi_s = 1,25 - 1.\frac{16\times 25540,14}{140000} = -1,67$$

vùng kéo không xuất hiện vết nứt, vậy ta lấy giá trị $\frac{R_{bt,ser}W_{pl}}{M_l}=1$ để tính toán.

Lúc này ta có: $\psi_s = 1,25 - 1.1 = 0,25$

- Tính độ cong ở giữa nhịp do tác dụng ngắn hạn của tải trọng với $\psi_b = 0,9$:

$$\frac{1}{r_l} = \frac{M_l}{h_o Z_b}\left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{\nu E_b A_{b,red}}\right] =$$

$$= \frac{14\times 10^4}{17\times 16,2}\left[\frac{0,25}{21.10^5\times 14,7} + \frac{0,9}{0,45\times 30\times 10^4\times 850,6}\right]$$

$$= 8,1.10^{-6}(1/mm)$$

- Tính f_1: $f_1 = \frac{1}{48}\times\frac{1}{r_l}\times L^2 = \frac{1}{48}\times 8,1\times 10^{-6}\times 7,8\times 10^6 = 1,32$ (mm)

* *Tính f_2: độ võng do tác dụng dài hạn của tải trọng*

- Tính ξ với $\nu = 0,15$ theo điều (8.2.2):

$$\delta = \frac{M_2}{R_{b,ser} b h_0^2} = \frac{905000}{185.390.17^2} = 0,0434$$

$$\alpha = 7;\ \mu = 0,00222$$

$$\phi_f = \frac{\alpha.A_s'}{2\upsilon b h_0} = \frac{7.14,7}{2.0,15.390.17} = 0,0517$$

$$\lambda = \phi_f = 0,0517$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10\mu\alpha}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5\times(0,0434+0,0517)}{10\times 0,00222\times 7}} = 0,089$$

- Tính $A_{b,red}$:

$$A_{b,red} = (\phi_f + \xi).bh_0 = (0,0517 + 0,089).390.17 = 932,8\ (cm^2)$$

- Tính Z_b:

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$$Z_b = \left(1 - \frac{\xi^2}{2(\phi_f + \xi)}\right).h_0 = \left(1 - \frac{0,089^2}{2\times(0,0517+0,089)}\right).17 = 16,52\,(cm)$$

Tính ψ_s với $\varphi_{ls} = 0,8$:

$$\psi_s = 1,25 - 0,8\times\frac{16\times 25540,14}{905000} = 0,89$$

Tính độ cong ở giữa nhịp do tác dụng ngắn hạn của tải trọng với $\psi_b = 0,9$:

$$\frac{1}{r_2} = \frac{M_2}{h_o Z_b}\left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{\nu E_b A_{b,red}}\right] =$$

$$= \frac{90,5\times 10^4}{17\times 16,5}\left[\frac{0,89}{21.10^5\times 14,7} + \frac{0,9}{0,15\times 30\times 10^4\times 932,8}\right]$$

$$= 162.10^{-6}(1/mm)$$

- Tính f_2: $\quad f_2 = \frac{1}{48}\times\frac{1}{r_2}\times L^2 = \frac{1}{48}\times 162\times 10^{-6}\times 7,8\times 10^6 = 26,33$ (mm)

- Tính f_{vtb}:

Công thức tính độ vồng gây ra do từ biến của bê tông khi cấu kiện vồng lên do tác dụng của ứng suất trước theo công thức (1.133):

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon_{tb} - \varepsilon'_{tb}}{h_0}\text{; trong đó: } \varepsilon_{tb} = \frac{\sigma_{tb}}{E_H};$$

Ta có: $\quad \sigma_{tb} = 1400\,(Kg/cm^2)$

Vậy có: $\quad \frac{1}{\rho} = \frac{\sigma_{tb}}{E_{sp} h_0} = \frac{1400}{2\times 10^6\times 17} = 41,176\times 10^{-6}$ (1/cm)

- Tính f_{vtb}: $\quad f_{vtb} = \frac{1}{\rho_{tb}}.\frac{l^2}{8} = 41,176\times 10^{-6}\times\frac{780^2}{8} = 3,13\,(cm)$

** Tính f_v do lực nén trước theo phương pháp cân bằng tải trọng với việc sử dụng phần mềm Sap2000 theo trình tự sau:*

- Tính mô men do lực căng cáp gây ra: $\quad M_T = n\times z_0\times p$

- Tính lực phân bố do lực căng cáp ở nhịp: $\quad q_n^T = \frac{8.M_T}{l_n^2}$

- Tính lực phân bố do lực căng cáp ở gối:

$$q_g^T = \frac{2.M_T}{l_g'^2}$$

Trong đó: n - số sợi cáp trong dải tính toán;

z_{t1} - khoảng cách giữa trục đặt lực kéo và trọng tâm cáp ở giữa nhịp;

p - lực kéo cáp trong tiết diện khảo sát; $p = \sigma_{sp2} \times A_{sp2}$;

$A_{sp2} = 1{,}374\ cm^2$ - diện tích 1 bện cáp cường độ cao.

σ_{sp2} - giá trị ứng suất trong cáp, lấy giá trị ứng lực trước ngay sau khi chế tạo, có kể đến các hao tổn trong quá trình chế tạo:

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{h1} = 1250 - 78{,}14 = 1171{,}86\ MPa = 11718{,}6\ kG/cm^2.$$

Thay số: $p = 11718{,}6 \times 1{,}374 = 16102\ (kG) = 16{,}1(T)$.

l_n - chiều dài nhịp dầm quy ước ở nhịp;

l_g - chiều dài nhịp dầm quy ước ở gối.

Trọng lượng bản thân: $g = b \times h \times \gamma$

b - chiều rộng của dải bản;

h - chiều cao của bản;

γ - trọng lượng riêng của bê tông.

Bảng 4.3. Kết quả tính toán tải phân bố đều theo các dải bản

		z_0=0,07		P = 16100		Gối biên		Giữa nhịp		Gối giữa	
	n	M_T	l/d	h	g	l	q	l	q	l	q
Dải biên	5	5233	2.00	0.21	1050	2.00	3666	3.80	1849	2.00	3666
Dải giữa	5	5233	3.80	0.21	1995	2.00	4611	3.80	904	2.00	4611
Dải trên cột	9	9419	2.00	0.21	1050	2.00	5759	3.80	4168	2.00	5759

Bảng 4.4. Tải trọng cáp kéo đặt tại trọng tâm các dải bản

	n	p (1 sợi)	P (cả dải)	
Dải biên	5	16100	80500	kG
Dải giữa	5	16100	80500	kG
Dải trên cột	9	16100	144900	kG

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Bảng 4.4. Sơ đồ tính toán bằng chương trình Sap2000

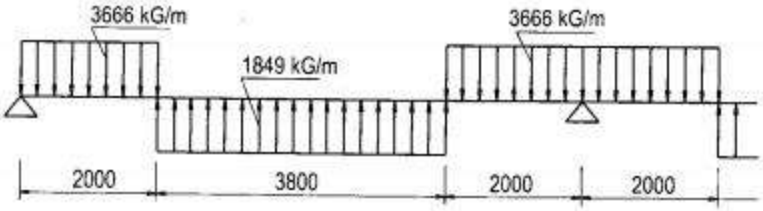
Dải trục	Vị trí	Tải	Gối	Nhịp	Gối	Nhịp	Gối	Nhịp	Gối	Nhịp	Gối
E	Gối				**3273**	**-1411**	**3273**	**-1411**	**3273**		
Biên		q_x			3666	-1849	3666	-1849	3666		
		l_x			*2*	*2*	*2*	*2*	*2*		
		q_y			5759	-1849	5759	-1849	5759		
		l_y			*4.0*	*3.8*	*4.0*	*3.8*	*4.0*		
E-D	Nhịp				**-2139**	**-476**	**-2139**	**-476**	**-2139**		
Giữa		q_x			-4168	-904	-4168	-904	-4168		
		l_x			*4*	*3.8*	*4*	*3.8*	*4*		
		q_y			-4168	-904	-4168	-904	-4168		
		l_y			*3.8*	*3.8*	*3.8*	*3.8*	*3.8*		
D	Gối		**3349**	**-2139**	**2880**	**-2139**	**2880**	**-2139**	**2880**	**-2139**	**3273**
Giữa		q_x	5759	-4168	5759	-4168	5759	-4168	5759	-4168	5759
		l_x	*3.8*	*4.0*	*4.0*	*4.0*	*4.0*	*4.0*	*4.0*	*4.0*	*4.0*
		q_y	3666	-4168	5759	-4168	5759	-4168	5759	-4168	3666
		l_y	*2.0*	*3.8*	*4.0*	*3.8*	*4.0*	*3.8*	*4.0*	*3.8*	*2.0*
D-C	Nhịp		**-1411**	**-476**	**-2139**	**-2427**	**-2139**	**-2427**	**-2139**	**-476**	**-1411**
Giữa		q_x	-1849	-904	-4168	-4611	-4168	-4611	-4168	-904	-1849
		l_x	*3.8*	*3.8*	*3.8*	*3.8*	*3.8*	*3.8*	*3.8*	*3.8*	*3.8*
		q_y	-1849	-904	-4168	-4611	-4168	-4611	-4168	-904	-1849
		l_y	*2.0*	*3.8*	*4.0*	*3.8*	*4.0*	*3.8*	*4.0*	*3.8*	*2.0*
C	Gối		**3273**	**-2139**	**2880**	**-2139**			**2880**	**-2139**	**3273**
Giữa		q_x	5759	-4168	5759	-4168			5759	-4168	5759
		l_x	*4.0*	*4.0*	*4.0*	*4.0*			*4.0*	*4.0*	*4.0*
		q_y	3666	-4168	5759	-4168			5759	-4168	3666
		l_y	*2.0*	*3.8*	*4.0*	*3.8*			*4.0*	*3.8*	*2.0*
C-B	Nhịp		**-1411**	**-476**	**-2139**	**-2427**	**-2139**	**-2427**	**-2139**	**-476**	**-1411**
Giữa		q_x	-1849	-904	-4168	-4611	-4168	-4611	-4168	-904	-1849
		l_x	*3.8*	*3.8*	*3.8*	*3.8*	*3.8*	*3.8*	*3.8*	*3.8*	*3.8*
		q_y	-1849	-904	-4168	-4611	-4168	-4611	-4168	-904	-1849
		l_y	*2.0*	*3.8*	*4.0*	*3.8*	*4.0*	*3.8*	*4.0*	*3.8*	*2.0*
B	Gối		**3349**	**-2139**	**2880**	**-2139**	**2880**	**-2139**	**2880**	**-2139**	**3273**
Giữa		q_x	5759	-4168	5759	-4168	5759	-4168	5759	-4168	5759
		l_x	*3.8*	*4.0*	*4.0*	*4.0*	*4.0*	*4.0*	*4.0*	*4.0*	*4.0*
		q_y	3666	-4168	5759	-4168	5759	-4168	5759	-4168	3666
		l_y	*2.0*	*3.8*	*4.0*	*3.8*	*4.0*	*3.8*	*4.0*	*3.8*	*2.0*

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

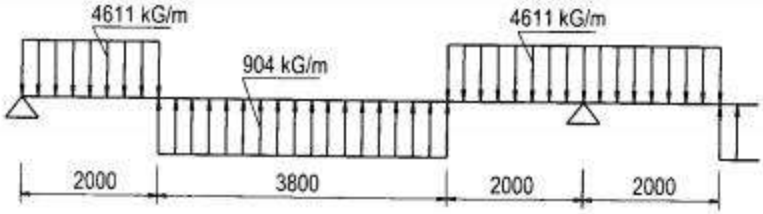
Dải trục	Vị trí	Tải	Gối	Nhịp	Gối	Nhịp	Gối	Nhịp	Gối	Nhịp	Gối
B-A	Nhịp				**-2139**	**-476**	**-2139**	**-476**	**-2139**		
Giữa		q_x			-4168	-904	-4168	-904	-4168		
		l_x			*3.8*	*3.8*	*3.8*	*3.8*	*3.8*		
		q_y			-4168	-904	-4168	-904	-4168		
		l_y			*4.0*	*3.8*	*4.0*	*3.8*	*4.0*		
A	Gối				**3273**	**-1411**	**3273**	**-1411**	**3273**		
Biên		q_x			3666	-1849	3666	-1849	3666		
		l_x			*2.0*	*2.0*	*2.0*	*2.0*	*2.0*		
		q_y			5759	-1849	5759	-1849	5759		
		l_y			*4.0*	*3.8*	*4.0*	*3.8*	*4.0*		

- Sơ đồ tải phân bố đều theo các dải:

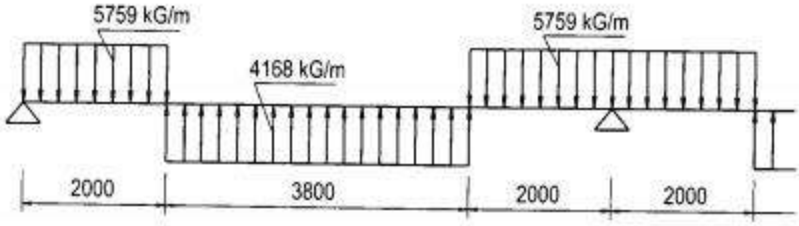
Dải gối biên:



Dải nhịp giữa:



Dải gối giữa:



***Hình 4.5**. Sơ đồ tải trọng tương đương trên các dải bản do lực căng*

JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	LOAD	U1	U2	U3	R1	R2	R3
1	TAISAN	0.0000	0.0000	0.5191	-2.027E-04	-3.625E-05	0.0000
17	TAISAN	0.0000	0.0000	5.734E-04	4.056E-04	-3.868E-05	0.0000
20	TAISAN	0.0000	0.0000	7.593E-03	7.879E-05	-6.934E-05	0.0000
23	TAISAN	0.0000	0.0000	7.746E-03	0.0000	8.549E-05	0.0000
26	TAISAN	0.0000	0.0000	7.593E-03	-7.879E-05	-6.934E-05	0.0000
29	TAISAN	0.0000	0.0000	5.734E-04	-4.056E-04	-3.868E-05	0.0000
62	TAISAN	0.0000	0.0000	0.5490	-3.700E-05	-1.275E-04	0.0000
73	TAISAN	0.0000	0.0000	0.5879	3.174E-04	1.740E-03	0.0000
76	TAISAN	0.0000	0.0000	0.4351	9.087E-04	-1.197E-03	0.0000
79	TAISAN	0.0000	0.0000	0.3522	-1.320E-03	-6.912E-04	0.0000
89	TAISAN	0.0000	0.0000	0.4529	9.683E-04	8.548E-04	0.0000
90	TAISAN	0.0000	0.0000	0.4320	-1.163E-03	7.613E-04	0.0000
93	TAISAN	0.0000	0.0000	0.4320	1.163E-03	7.613E-04	0.0000
94	TAISAN	0.0000	0.0000	0.4529	-9.683E-04	8.548E-04	0.0000
96	TAISAN	0.0000	0.0000	0.3506	1.424E-03	-1.480E-04	0.0000
99	TAISAN	0.0000	0.0000	0.4659	-1.105E-03	-7.217E-04	0.0000
112	TAISAN	0.0000	0.0000	0.4659	1.105E-03	-7.217E-04	0.0000
115	TAISAN	0.0000	0.0000	0.3506	-1.424E-03	-1.480E-04	0.0000
116	TAISAN	0.0000	0.0000	0.3522	1.320E-03	-6.912E-04	0.0000
119	TAISAN	0.0000	0.0000	0.4351	-9.087E-04	-1.197E-03	0.0000
124	TAISAN	0.0000	0.0000	0.2217	-1.090E-03	-5.097E-04	0.0000
125	TAISAN	0.0000	0.0000	0.0438	-1.693E-03	-2.743E-04	0.0000
131	TAISAN	0.0000	0.0000	0.2409	1.270E-03	-4.781E-04	0.0000
134	TAISAN	0.0000	0.0000	0.2395	-4.822E-04	1.253E-03	0.0000
136	TAISAN	0.0000	0.0000	0.3392	-1.707E-03	-1.739E-04	0.0000
137	TAISAN	0.0000	0.0000	0.3173	-1.377E-04	-1.535E-03	0.0000
150	TAISAN	0.0000	0.0000	0.3201	1.733E-03	2.463E-04	0.0000

JOINT	LOAD	U1	U2	U3	R1	R2	R3
156	TAISAN	0.0000	0.0000	0.3209	0.0000	1.622E-03	0.0000
157	TAISAN	0.0000	0.0000	0.3201	-1.733E-03	2.463E-04	0.0000
158	TAISAN	0.0000	0.0000	0.1699	0.0000	-4.187E-04	0.0000
168	TAISAN	0.0000	0.0000	0.3392	1.707E-03	-1.739E-04	0.0000
174	TAISAN	0.0000	0.0000	0.2395	4.822E-04	1.253E-03	0.0000
175	TAISAN	0.0000	0.0000	0.3173	1.377E-04	-1.535E-03	0.0000
181	TAISAN	0.0000	0.0000	0.2409	-1.270E-03	-4.781E-04	0.0000
185	TAISAN	0.0000	0.0000	0.2217	1.090E-03	-5.097E-04	0.0000
188	TAISAN	0.0000	0.0000	0.0438	1.693E-03	-2.743E-04	0.0000
229	TAISAN	0.0000	0.0000	0.1554	-7.129E-04	-1.047E-04	0.0000
233	TAISAN	0.0000	0.0000	0.1554	7.129E-04	-1.047E-04	0.0000
236	TAISAN	0.0000	0.0000	0.2479	1.678E-04	1.547E-04	0.0000
238	TAISAN	0.0000	0.0000	0.2479	-1.678E-04	1.547E-04	0.0000
248	TAISAN	0.0000	0.0000	0.5191	2.027E-04	-3.625E-05	0.0000
253	TAISAN	0.0000	0.0000	0.5879	-3.174E-04	1.740E-03	0.0000
260	TAISAN	0.0000	0.0000	0.5490	3.700E-05	-1.275E-04	0.0000

- Từ kết quả tính ta xác định được độ vồng do ứng lực trước gây ra là: $f_v = 3,13$cm (xấp xỉ độ vồng cho phép sau căng).

Độ võng toàn phần được xác định theo công thức (3.133):

$$f = f_1 + f_2 - f_v - f_{vtb}$$

Dựa vào các kết quả tính toán trên ta có:

$f_1 = 0,132$ cm

$f_2 = 2,63$ cm

$f_{vtb} = 3,13$ cm

$f_v = 0,32$ cm (Điểm 157)

Vậy ta có độ võng toàn phần tại tiết diện giữa nhịp của dải sàn tính toán là:

$$f = 0,132+2,63-0,32-3,13 = -0,69\text{cm} < l/200 = 780/200 = 3,60\text{cm}.$$

Kết luận chung: Sàn ứng lực trước, được thiết kế thoả mãn điều kiện cường độ và biến dạng về nứt và uốn.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

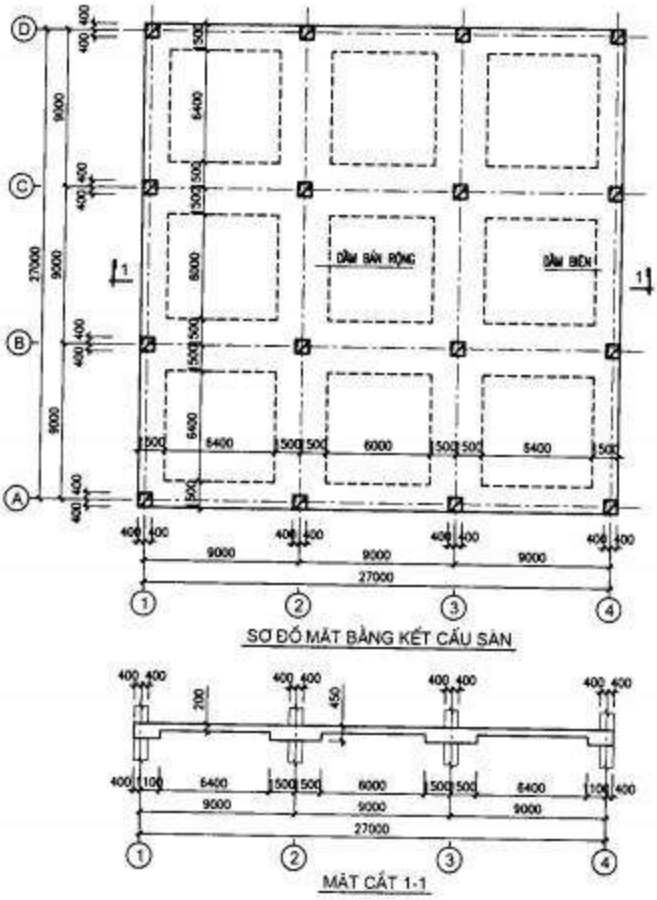
4.2. VÍ DỤ 2. TÍNH TOÁN DẦM BẢN RỘNG TRONG SÀN

4.2.1. Các số liệu ban đầu

Tính toán dầm bản rộng trong hệ sàn lưới cột 9×9 (m), ngoài tải trọng bản thân còn chịu tải trọng tường xây tính trung bình g_1 = 200 kG/m^2 và hoạt tải p = 150 kG/m^2. Cốt thép ứng lực trước lấy như ví dụ 1, thép thường lấy theo yêu cầu cấu tạo. Bê tông sử dụng loại cấp độ bền B25 có: R_b = 14,5 MPa với γ_{b2} = 1; $R_{b,ser}$ = 18,5 MPa; R_{bt} = 1,05 MPa; $R_{bt,ser}$ = 1,6 MPa; $E_b = 30.10^3$ MPa.

- Xác định kích thước hình học dầm bản rộng;
- Chọn số lượng cáp ƯLT và cốt thép thường;
- Kiểm tra khả năng chịu lực;
- Kiểm tra khả năng chống nứt.

Sơ đồ mặt bằng kết cấu sàn:



Hình 4.6. Mặt bằng và mặt cắt kết cấu

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

- Chọn kích thước tiết diện dầm, bản sàn:

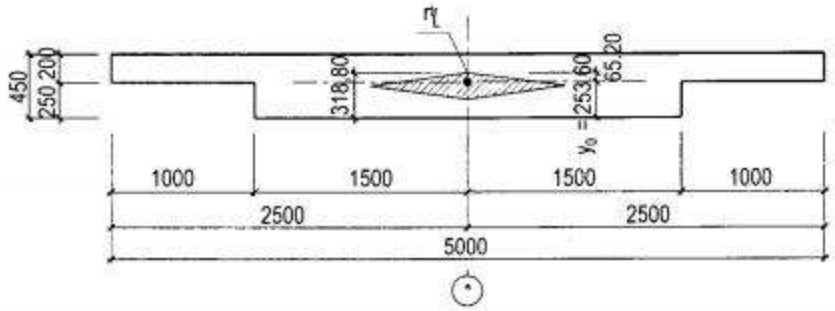
Dầm: $h_d = \left(\frac{1}{15} - \frac{1}{20}\right).l = \frac{900}{20} = 45$ cm

$b_d = (0,2-0,5).l = (0,2-0,5).900 = 180 \sim 450$ cm; chọn $b_d = 300$cm.

Chiều cao phần bản sàn còn lại 6×6m:

$$h_s = \left(\frac{1}{25} - \frac{1}{35}\right).l = \frac{600}{30} = 20\,\text{cm}$$

Tiết diện giữa nhịp các dầm có xét tới cánh chịu lực trong vùng nén, bề rộng cánh chọn như sau: $b'_f \le 6h_f = 6\times20 = 120$cm; lấy $b'_f = 100$ cm.



Hình 4.7. Tiết diện tính toán dầm

4.2.2. Xác định tải trọng, nội lực

Bảng 4.5

Tải trọng	Diễn dải	Tải trọng tiêu chuẩn (T/m)	Hệ số vượt tải	Tải trọng tính toán (T/m)
Dầm và cánh	2,5×5×0,2 + 2,5×3×0,25	4,375	1,1	4,813
Trát lát	0,06×1,8×5	0,540	1,2	0,648
Tường	0,200×5	1,00	1,1	1,100
Sàn	$\frac{5}{8}$ ×(0,5+0,108)×4×2	3,04	1,1	3,400
Tải trọng tác động dài hạn: q^{tc} = 8,955 T/m; q^{tt} = 9,961 T/m				
Hoạt tải (Tác động ngắn hạn)	0,15×5+0,15×4×$\frac{5}{8}$ ×2	1,50	1,2	1,80
Tổng tải trọng:		10,455		11,761

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Mômen uốn tính toán tại tiết diện giữa nhịp và gối (nhịp bên trong) xác định theo công thức (3.1) và bảng (3.1).

$$M_{nh}^{tt} = 0,4.\frac{11,761.9^2}{8} = 47,632 \text{ Tm}$$

$$M_{g}^{tt} = 0,6.\frac{11,761.9^2}{8} = 71,448 \text{ Tm}$$

$$M_{nh}^{tc} = 0,4.\frac{10,455.9^2}{8} = 37,638 \text{ Tm}$$

$$M_{g}^{tc} = 0,6.\frac{10,455.9^2}{8} = 56,457 \text{ Tm}$$

4.2.3. Xác định sơ bộ số lượng cốt thép căng và cốt thép thường

- Trước hết xác định trọng tâm hình học tiết diện bê tông:

$$A_b = 300.45 + 2.100.20 = 135000 + 4000 = 17500 \text{ cm}^2$$

$$S = 13500.\frac{45}{2} + 4000.\left(25 + \frac{20}{2}\right) = 443750 \text{ cm}^3$$

- Khoảng cách từ mép dưới tiết diện đến trọng tâm:

$$y_0 = \frac{\Sigma S}{A_b} = \frac{443750}{17500} = 25,36 \text{ cm}$$

- Xác định khoảng cách từ trọng tâm đến đỉnh lõi nén tiết diện theo công thức:

$$r_{top} = \frac{I}{A_b.y_0}$$

$$I = \frac{300.45^3}{12} + 13500.2,86^2 + 2.\left(\frac{100.20^3}{12} + 2000.9,64^2\right) = 2893602 \text{ cm}^4$$

$$r_{top} = \frac{2893602}{17500.25,36} = 6,52 \text{ cm}$$

- Chọn thép cường độ cao T15 được bện thành bó, mỗi bó có 7 sợi, đường kính các sợi thép Φ5. Cường độ tiêu chuẩn R_{sn} = 1680MPa, cường độ chịu kéo tính toán R_{sp} = 1400MPa, môđun đàn hồi $E_{sp} = 2\times10^5$MPa. Giả thiết tạm thời hao tổn 20%, ta có cường độ tính toán của cáp: $R_{aH} = 0,8.R_{sp} = 0,8.1400 = 1120$ MPa (tương đương giá trị cho trong phụ lục 4).

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

- Lực căng tính toán (ổn định) cho mỗi bện cáp là:

$$P_u = 11200.1,4 = 15680 \text{ kG} = 15,68 \text{ T}$$

- Số cáp cần thiết tính theo khả năng không gây nứt của tiết diện là:

$$n = \frac{M_{nh}^{tt}}{P_{tt}.Z_0}$$

Trong đó: Z_0 - cánh tay đòn từ trọng tâm cốt căng đến đỉnh lõi:

$$Z_0 = 31,88 - 5 = 26,88 \text{ cm}$$

$$n = \frac{47,632}{15,68.0,2688} = 11,3 \text{ sợi}$$

- Nếu xét đến cốt thép thường có thể chọn số cáp là 10 sợi, ta có:

$$A_{sp} = 10.1,4 = 14 \text{ cm}^2.$$

- Bố trí cốt thép trong tiết diện và tính lại tiết diện quy đổi:

Cốt thép thường: lấy theo tỷ lệ bằng $0,003.A_b$

$$(A_s + A'_s) = 0,003.17500 = 52,5 \text{ cm}^2$$

Bố trí: A_s chọn 10 Φ14; $A_s = 15,40 \text{ cm}^2$

A'_s chọn 22 Φ14; $A'_s = 33,88 \text{ cm}^2$

Tổng cộng: $A_s + A'_s = 49,28 \text{ cm}^2 \approx 0,003.A_b$

Ngoài cốt thép kéo căng A_{sp} trong vùng kéo, còn xét tới các cốt căng đặt trong cánh, gồm có: 2×3 = 6 tao Φ15.

Cốt thép căng và thép thường bố trí như hình 7.9:

- Xác định diện tích tiết diện quy đổi theo các công thức sau (27):

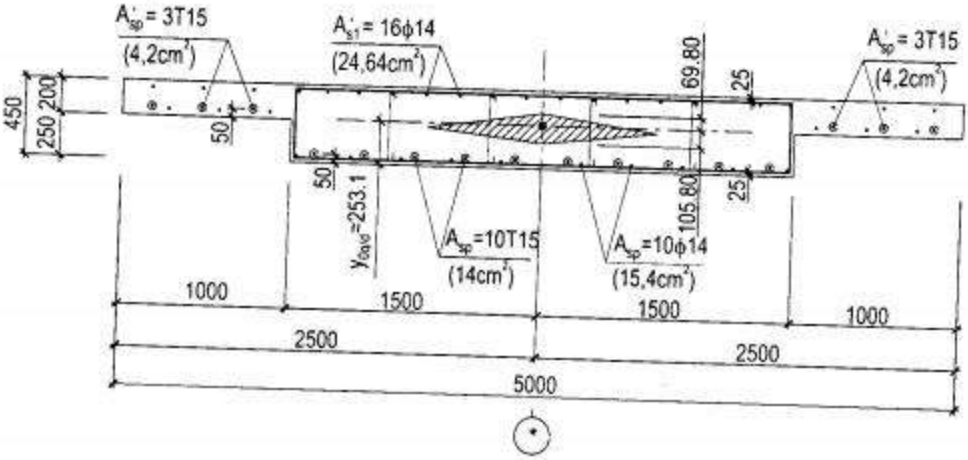
Tính: $\alpha = \frac{E_S}{E_b} = \frac{21.10^4}{30.10^3} = 7.$

$$\alpha_{sp} = \frac{E_{sp}}{E_b} = \frac{20.10^4}{30.10^3} = 6,67$$

$$A_{red} = A_b + \alpha.(A_s + A'_s) + \alpha_{sp}.(A_{sp} + A'_{sp})$$

$$= 17500+7.(33,88+15,40)+6,67.(14+8,4) = 17988 \text{ cm}^2$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org



***Hình 4.8.** Bố trí cốt thép căng và thép thường*

- Xác định trọng tâm tiết diện quy đổi:

Mômen tĩnh lấy đối với trục qua mép dưới tiết diện:

$$S_{red} = 443750 + 26,64.6,774.42,5 + 8,4.6,29.30 +$$
$$+ 9,24.6,774.27,5 + 14.6,29.5 + 15,4.6,774.2,5 = 455426,69 cm^3$$

$$y_{0red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{455426,69}{17988} = 25,33 cm$$

- Xác định mômen quán tính tiết diện tương đương đối với trục trọng tâm:

$$I_{red} = 2.\left(\frac{100.20^3}{12} + 2000.6,9^2\right) + \frac{300.45^3}{12} + 300.45.(2,5+3,1)^2 +$$
$$+180,459.14,40^2 + 52,836.(5-3,1)^2 + 62,592.0,6^2 + 88,06.23,1^2 +$$
$$+104,32.25,33^2 = 3178248,4 \ cm^4.$$

Khoảng cách từ trọng tâm đến đỉnh lõi nén xác định theo công thức (30):

$$r_{top} = \frac{I_{red}}{A_{red}.y_{0red}} = \frac{3178248,4}{17988.25,33} = 6,98 \ cm$$

$$r_{dow} = \frac{I_{red}}{A_{red}.(h-y_{0red})} = \frac{3178248,4}{17988.(45-25,33)} = 10,582 \ cm$$

4.2.4. Xác định các tổn hao ứng suất

- Do tính chùng ứng suất của cốt thép: σ_{ch}

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Ứng suất hao đối với thép sợi cường độ cao:

$$\sigma_{ch} = \left(0,22.\frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1\right).\sigma_{sp}$$

Trong đó: σ_{sp} - trị số ứng suất trước giới hạn trong thép kéo căng thoả mãn các điều kiện:

$$1,05.\sigma_{sp} = \sigma_{sp} + P \le 0,8.R_{sn} \text{ và } \sigma_{sp} - P \ge 0,2.R_{sn}$$

Trong đó: p - độ chênh lệch cho phép lấy bằng $0,05.\sigma_{sp}$.

Thay vào ta có: $0,21.R_{sn} \le \sigma_{sp} \le 0,762.R_{sn} = 0,762.1680 = 1280,16$ MPa

Chọn: $\sigma_{sp} = 1250$ MPa.

$$\sigma_{ch} = \left(0,22.\frac{1250}{1680} - 0,1\right).1250 = 79,61 \text{ MPa.}$$

- Do sự biến dạng của neo và sự ép sát các tấm đệm:

$$\sigma_{neo} = \frac{\lambda}{L}.E_{sp}$$

Trong đó: L - chiều dài của cốt thép căng, mm;

λ - tổng số biến dạng của bản thân neo, $\lambda = 2$mm;

$$\sigma_{neo} = \frac{2}{27800}.2.10^5 = 14,39 \text{ MPa}$$

- Do ma sát của cốt thép với thành ống theo (15):

Trong phương pháp căng sau, σ_{ms}:

$\sigma_{neo} = \sigma_{sp}.\left(1 - \frac{1}{e^{\omega\chi+\delta\theta}}\right)$, trong đó: e = 2,7183 là cơ số logarit tự nhiên.

Do cốt thép đặt trong ống nhựa, ống với bề mặt bê tông là bó sợi tạo nên lõi mềm, nên theo bảng 4, ta có: $\omega = 0,0015$ (1/m); $\delta = 0,05$ (1/rad).

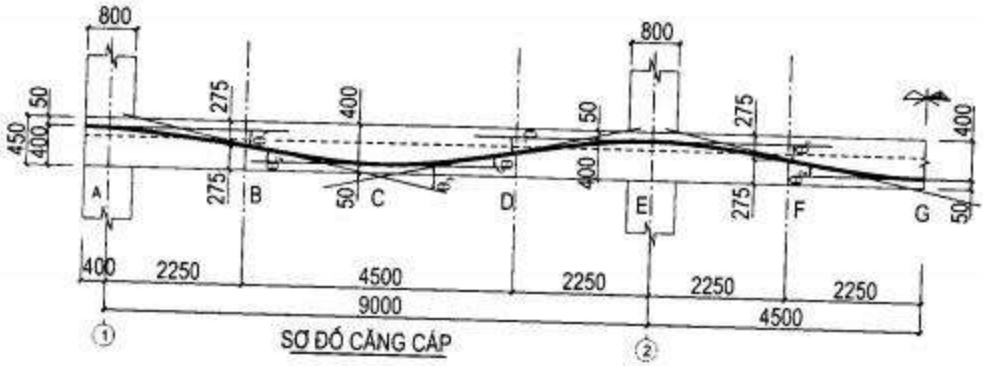
χ (m) - chiều dài đoạn ống (m) kể từ thiết bị căng gần nhất tới tiết diện tính toán; ta có: x = 27,8 m.

θ (rad) - tổng số góc quay của trục cốt thép từ đầu đến giữa quỹ đạo. Có thể đo trực tiếp bằng thước tỷ lệ hoặc tính gần đúng bằng cách sau: Coi các đoạn cáp uốn cong là cạnh huyền của các tam giác tương ứng.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Ta có: $\theta = 6.\theta_1 + 6.\theta_2 + 3.\theta_3$

Trong đó: θ_1, θ_2, θ_3 là góc xoay của trục cốt thép trong đoạn AB, BC, CD (Xem quỹ đạo căng thép ƯLT).



Hình 4.9. *Sơ đồ xác định các góc chuyển hướng cáp.*

Khoảng cách từ trục cáp đến trục trung hoà của dải sàn:

+ Tại gối tựa: $e_1 = \frac{450}{2} - 14 - 25 - \frac{1}{2}.20 = 176 \text{ mm} = 17,6 \text{ cm}.$

+ Tại giữa nhịp: $e_2 = \frac{450}{2} - 14 - 25 - \frac{1}{2}.20 = 176 \text{ mm} = 17,6 \text{ cm}.$

Dựa vào sơ đồ ta có giá trị các góc xoay sau:

$$\theta_1 = tg\theta_1 = \frac{17,6}{225} = 0,0782 \text{ rad};$$

$$\theta_2 = tg\theta_2 = \frac{17,6}{225} = 0,0782 \text{ rad};$$

$$\theta_3 = 2.\theta_2 = 2.0,0782 = 0,1564 \text{ rad};$$

Vậy có: $\theta = 6.0,0782 + 6.0,0782 + 3.0,1564 = 1,408$ rad.

Ta có:

$$\sigma_{ms} = 1400.\left(1 - \frac{1}{2,7183^{0,0015.27,8+0,05.1,408}}\right) = 145,32 \text{ MPa}$$

- Do từ biến của bê tông, σ_{th}:

Xảy ra sau một quá trình chịu nén lâu dài; đối với bê tông nặng:

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$$\sigma_{tb} = 200.k.\frac{\sigma_{bp}}{R_0} \text{ khi } \frac{\sigma_{bp}}{R_0} \le 0,6$$

$$\sigma_{tb} = 400.k.(\frac{\sigma_{bp}}{R_0} - 0,3) \text{ khi } \frac{\sigma_{bp}}{R_0} \ge 0,6$$

Trong đó: k = 1 đối với bê tông đông cứng tự nhiên.

R_0 - cường độ khối vuông của bê tông lúc truyền ứng lực (buông cốt thép).

σ_{bp} - ứng sức nén trước trong bê tông ở ngang mức trọng tâm cốt thép kéo căng; tính σ_{bp} có kể đến các ứng suất hao đã có: σ_{ch}, σ_{neo}, σ_{ms}.

Trong trường hợp sử dụng phương pháp căng sau, sơ bộ chọn (bảng 7):

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_0} = 0,65 > 0,6; \text{ do đó: } \sigma_{tb} = 400\times1\times(0,65 - 0,3) = 140 \text{ MPa}$$

- Tổng tổn hao ứng suất:

+ Tổn hao trong quá trình chế tạo:

$$\sigma_{h1} = \sigma_{neo}+\sigma_{ms} = 14,39 + 145,32 = 159,71\text{MPa}.$$

+ tổn hao trong quá trình sử dụng:

$$\sigma_{h2} = \sigma_{ch}+\sigma_{tb} = 79,61 + 140 = 219,61 \text{ MPa}.$$

Tổng tổn hao ứng suất:

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2} = 159,71 + 219,61 = 379,32 \text{ MPa}.$$

4.2.5. Kiểm tra chiều cao vùng nén

Chiều cao tương đối giới hạn vùng nén theo công thức (3.45):

$$\xi_R = \frac{\omega}{1+\frac{\sigma_{sR}}{400}.(1-\frac{\omega}{1,1})},$$

Trong đó: $\omega = \alpha - 0,008.R_b = 0,85 - 0,008.14,5 = 0,734$

($\alpha = 0,85$ với bê tông nặng).

σ_{sR} - ứng suất trong cốt thép; $\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp}$(MPa). Giá trị σ_{sp} được xác định với hệ số $\gamma_{sp} = 0,9<1$; kể đến các hao tổn ứng suất.

$$\sigma_{sp} = 0,9.(1400 - 298) = 992 \text{ MPa},$$

ta có: $\sigma_{sR} = 1400 + 400 - 992 = 808$ MPa.

Vậy: $$\xi_R = \frac{0,734}{1 + \frac{808}{400}.(1 - \frac{0,734}{1,1})} = 0,43.$$

Điều kiện chiều cao vùng nén: $R_b.b.x = R_{sp}.A_{sp}$

Giả thiết vùng nén thuộc cánh nén ($x \leq 20$ cm), ta có: b = 500 (cm)

$$x = \frac{R_{sp}.A_{sp}}{R_b.b} = \frac{1400.14}{14,5.500} = 2,53\,cm < \xi_R h_0 = 0,43 \times 40 = 17,2\ cm$$: Thoả mãn.

Ta nhận thấy vùng nén thuộc cánh và chiều cao vùng nén đạt yêu cầu.

4.2.6. Kiểm tra tiết diện theo khả năng chống nứt

Giá trị nội lực kiểm tra khả năng chống nứt là giá trị tiêu chuẩn:

$$M^{tc} = 37,638Tm.$$

Khả năng chống nứt theo tiết diện thẳng góc của cấu kiện chịu uốn:

$$M_{crc} = R_{bt,ser}.W_{pl} + M_{rp},$$

Trong đó: $R_{bt,ser} = 16$ (kG/cm^2).

W_{pl} - mômen kháng chống nứt của tiết diện tương đương đối với mép chịu kéo;

M_{rp} - mômen do ứng lực trước P gây ra lấy đối với trục đi qua đỉnh lõi nằm xa nhất so với vùng bê tông chịu kéo cần kiểm tra chống nứt:

$$M_{rp} = P(e_{o1} + r_1)$$

e_{o1} - độ lệch tâm của lực P lấy đối với trọng tâm tiết diện tương đương.

Giá trị W_{pl} xác định:

$$W_{pl} = \frac{2(I_b + \alpha.I_s + \alpha.I'_s)}{h - x_o} + S_k$$

Trong đó:

I_b, I_s, I'_s - mômen quán tính của tiết diện bê tông vùng nén, của cốt thép A_s và A'_s lấy đối với trục trung hoà;

S_k - mômen tĩnh của diện tích vùng bê tông chịu kéo lấy đối với trục trung hoà;

$x_o = 2,53$cm - chiều cao của vùng nén khi chưa xuất hiện vết nứt.

Vị trí trục trung hoà được xác định từ điều kiện bằng không của mômen tĩnh của tiết diện tương đương:

$$S_b + \alpha.S_s' - \alpha.S_s - 0,5.(h - x_o).A_k = 0$$

Trong đó: α - hệ số quy đổi diện tích của cốt thép ra bê tông:

$$\alpha = \frac{E_S}{E_b} = \frac{21.10^4}{30.10^3} = 7.$$

E_s, E_b - môđun đàn hồi của thép thường và của bê tông;

S_b, S_s và S_s' - mômen tĩnh của diện tích bê tông vùng nén, của diện tích cốt thép A_s và A_s' lấy đối với trục trung hoà;

A_k - diện tích bê tông vùng kéo.

$$I_s = A_s \times Z_s^2 = 15,4 \times (25,31 - 2,5)^2 = 8.012,6 cm^4.$$

$$I_s' = A_s' \times Z_3'^2 = 15,4 \times (45 - 25,31 - 2,5)^2 = 10.011,4 cm^4.$$

$$I_h = \frac{1}{12} \times 500 \times 2,53^3 + 500 \times 2,53 \times (22,5 - \frac{2,53}{2})^2 = 570.687 cm^4.$$

$$S_k = A_k \times Z_k = (h - x_o) \times b \times (y_{ored} - \frac{h - x_o}{2}) =$$

$$= (45 - 2,53) \times 500 \times (25,33 - \frac{45 - 2,53}{2}) = 86.532,6 cm^3.$$

Giá trị W_{pl} xác định như sau:

$$W_{pl} = \frac{2 \times (570687 + 7 \times 8012,6 + 7 \times 10011,4)}{45 - 2,53} + 86.532,6 = 119.157,12 \text{ cm}^3.$$

Giá trị mômen do ứng lực trước P gây ra (có kể đến các tổn hao ứng suất), lấy đối với trục đi qua đỉnh lõi nằm xa nhất so với vùng bê tông chịu kéo cần kiểm tra chống nứt:

$$M_{rp} = N_o.(e_{o1} + r_1)$$

với: $r_1 = 6,98cm$ - khoảng cách từ đỉnh lõi nói trên tới trọng tâm tiết diện tương đương:

$$e_{o1} = y_{ored} - a_{sp} = 25,33 - 5 = 20,33 \text{ cm}$$

$$P = A_{sp} \times \sigma_{sp}^{\text{thực tế}} = A_{sp} \times (\sigma_{sp} - \sigma_h) = 14 \times (12500 - 3793,2) = 121.895 \text{ (kG)}$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Thay số: $M_{rp} = 121.895 \times (20,33 + 6,98) = 3.328.952,5$ (kG.cm)

Khả năng chống nứt theo tiết diện thẳng góc của cấu kiện chịu uốn:

$$M_{crc} = R_{bt,ser}.W_{pl} + M_{rp} =$$

$$= 16 \times 119.157,12 + 3.328.952,5 = 56.592.192,5 \text{ (kG.cm)}$$

Ta nhận thấy: $M_{crc} = 56,59$ (Tm) > $M^{tc} = 37,638$ (Tm)

Kết luận chung: Dầm đảm bảo về cường độ và khả năng chống nứt.

4.3. VÍ DỤ 3. TÍNH TOÁN DẦM KHUNG VƯỢT NHỊP (DẦM CHUYỂN) TRONG NHÀ NHIỀU TẦNG

4.3.1. Các số liệu ban đầu

Dầm được thiết kế vượt 2 nhịp của hệ khung đỡ 5 tầng trên với khẩu độ $l = 17,10$ m, (hình 4.10).

Tiết diện dầm bê tông ứng lực trước: 700×1200mm. Kết quả tính toán với tổ hợp nội lực có kể đến tải trọng động đất như sau:

$M^{tr}_{mep} = 394$tm. $M^{nhip}_{max} = 339,78$ (Tm);

$Q_{max} = 128$t tại mép cột; $Q_{min} = 116$T (tại nhịp, dưới chân cột trên dầm.

+ Bê tông cấp độ bền nén B25 (M350):

$R_b = 14,5$ MPa với $\gamma_{b2} = 1$; $R_{bser} = 18,5$MPa;

$R_{bt} = 1,05$ MPa; $R_{btser} = 1,6$ MPa; $E_b = 30.10^3$MPa

+ Bê tông tại thời điểm căng cáp ULT đạt cấp độ bền nén B22,5 (M300):

$R_{bp} = 13$ MPa; $R_{bpser} = 16,7$ MPa;

$R_{btp} = 0,97$ MPa; $E_b = 28,5.10^3$ MPa

+ Cốt thép:

Cốt thép không căng: Thép dọc chịu lực nhóm CIII có:

$R_s = R'_s = 365$ MPa; $E_s = 2,1.10^6$

Cốt đai, cốt treo nhóm CII có:

$R_s = R'_s = 280$ MPa; $R_{sw} = 225$ MPa;

Cốt thép căng:

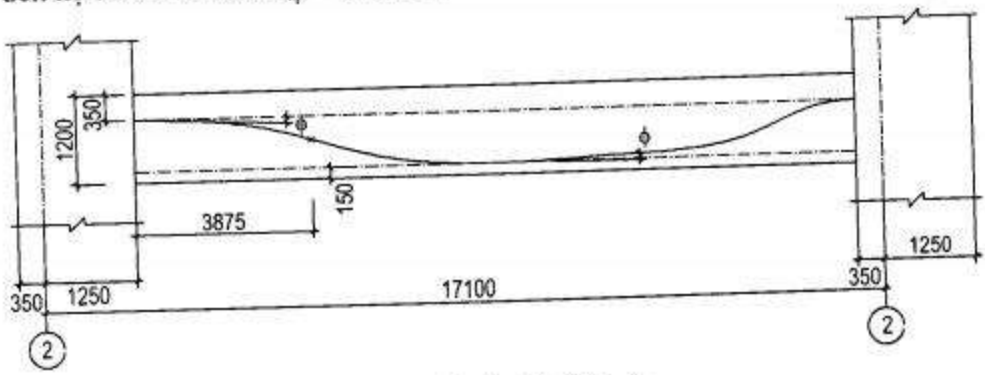
Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Dùng loại cáp 7 sợi có vỏ bọc mềm PVC trong môi trường mỡ chống rỉ loại T15 có đường kính một bện: d =15,24mm, A_{sp} = 140 mm^2 = 1,4cm^2.

Giới hạn bền: f_u = 1860 MPa, giới hạn chảy quy ước thấp nhất: f_y = 1680 MPa, tương tự loại cáp 7 sợi được sản xuất theo tiêu chuẩn Mỹ: ASTM A416M-98 (Phụ lục) Có thể chuyển đổi theo TCVN như sau:

Cường độ chịu kéo tiêu chuẩn R_{sn} ($R_{s,ser}$)= 1680MPa và

Cường độ chịu kéo tính toán với hệ số độ tin cậy cho cốt sợi γ_s = 1,2: $R_s = R_{sn}/\gamma_k$ = 1680 /1,2 = 1400 MPa. Ứng suất được căng trong cáp chưa kể đến hệ số chính xác σ_{sp} = 1400 MPa.



Hình 4.10. Sơ đồ tính toán

4.3.2. Sơ bộ chọn cốt thép căng

Giả thiết chỉ đặt cốt căng, cốt thép thường đặt cấu tạo.

Giả thiết tổng hao tổn là: (0,2 – 0,25) R_s.

Lực căng lý thuyết: $P_i = A_{sp}.R_{sp}$ = 1,4. 14000 = 19600 kG.

Đã trừ tổn hao, lực căng tính toán:

$$P_u = 19600.0,8 = 15680 \text{ kG} = 15,68 \text{ T/bện cáp.}$$

Xác định cánh tay đòn nội lực căng của mỗi sợi bằng cách xác định khoảng cách từ trọng tâm cốt thép căng đến đỉnh trên của lõi nén.

$$A_b = 70 \times 120 = 8400 \text{ cm}^2$$

$$S = A_b.\frac{h}{2} = 8400.\frac{120}{2} = 50400 \text{cm}^3$$

$$y_0 = \frac{S}{A_b} = \frac{504000}{8400} = 60 \text{cm}$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$$r^{top} = \frac{J}{A_b.y_0} = \frac{70.120^3}{12.8400.60} = 20cm$$

Cánh tay đòn nội lực tại trọng tâm cáp giả thiết: $a_p = 20cm$:

$$Z_o = \frac{h}{2} + r^{top} - a_p = \frac{120}{20} + 20 - 20 = 60cm = 0,6m.$$

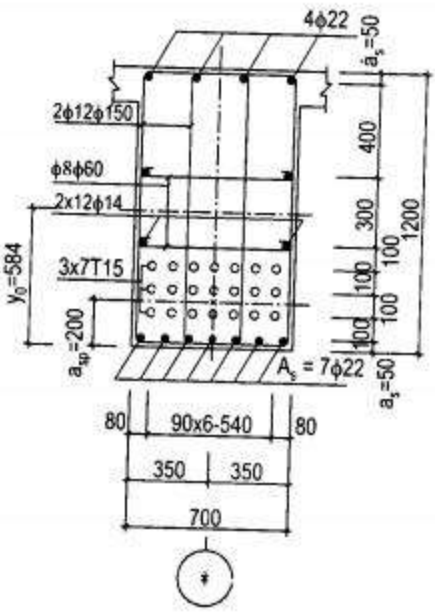
Số lượng cáp tại nhịp:

$$n_{nhịp} = \frac{339,78}{15,68.0,6} = 36,1 \text{ (bện)}$$

Số lượng cáp tại gối:

$$n_{gối} = \frac{394,97}{15,68.0,6} = 42 \text{ (bện)}$$

Với số lượng cáp lớn như trên sẽ khó bố trí cho dù với chiều cao lớn. Hơn nữa đây là nội lực của tổ hợp bất lợi nhất, có xét đến tải trọng động đất, nên phần gây ứng lực trước nhằm giảm biến dạng và nứt của dầm chủ yếu xảy ra do tác động dài hạn của tải trọng thẳng đứng và tải trọng gió. Vì vậy trường hợp này có thể sử dụng phương pháp gây ứng lực trước không toàn phần, đó là kết hợp giữa cốt căng và cốt thép không căng.



Hình 4.11. *Sơ đồ bố trí thép trong tiết diện nhịp 1-1*

Giả thiết tại giữa nhịp bố trí cốt thép như trên hình (4.11):

+ 3 hàng cốt thép căng, mỗi hàng 7 cáp: $3 \times 7 = 21$ cáp T15.

+ 1 hàng cốt thép không căng: $7\ \phi\ 22$ CIII.

4.3.3. Xác định tổn hao ứng suất từ sau khi căng đến giai đoạn sử dụng

** Do chùng ứng suất*

$$\sigma_{ch} = (0,22.\frac{\sigma_{sp}}{R_{sserv}} - 0,1).\sigma_{sp} = (0,22.\frac{1400}{1680} - 0,1).1400 = 116,67 \text{ MPa}$$

** Do biến dạng neo đặt trong thiết bị căng và đế neo*

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$$\sigma_{neo} = \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{L.E_{sp}} \text{ (căng sau)}$$

Δl_1 - biến dạng đế neo: 1mm.

Δl_2 - biến dạng neo: 1mm.

L - chiều dài cáp: 16000 + 4.2870 + 5700 = 18780 mm.

$$\sigma_{neo} = \frac{2}{18780} . 1,95.10^5 = 21,30 \text{ MPa.}$$

* *Hao tổn do ma sát do cáp bị uốn cong:*

$$\sigma_{ms} = \sigma_{sp}\left(1 - \frac{1}{e^{(\omega\chi + \delta\theta)}}\right)$$

$\omega = 0,0015$

$\chi = \sqrt{3,875^2 + 0,35^2} = 3,89 \text{ m} = 3890 \text{ mm}$

$\delta = 0,55$

Tổng góc chuyển hướng $\theta = 4.\theta_1$

$$\theta_1 = 4.tg\theta_1 = \frac{4.0,35}{3,85} = 0,3612 \text{ rad}$$

$$\Rightarrow \sigma_{ms} = 1400.(1 - /e^{0,0015.3,89 + 0,55.0,361}) = 253 \text{ MPa}$$

- Do biến dạng ván khuôn khi căng kết cấu vẫn còn nằm trên ván khuôn và cây chống: $\sigma_{kh} = 30$ MPa.

- Do co ngót: $\sigma_{co} = 0$.

Tổng tổn hao:

$$\sigma_h = \sigma_{ch} + \sigma_{neo} + \sigma_{ms} + \sigma_{kh} = 116,67 + 21,30 + 253 + 30 = 420,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} + \sigma_h = 1400 - 420,97 = 979,03 \text{ MPa}$$

- Lực nén trước: $P = \sigma_{sp}.\sum A_{sp} = 979,03.21.140 = 2878348$ N

- Xác định độ lệch tâm e_0 theo công thức (3.27):

$$y_0 = (S + \alpha_p.A_{sp}.a_p + \alpha_s.A'_s(h - a'_s) + \alpha_s.A_s.a_s) / A_{red}$$

$$A_{red} = A_b + \alpha_p.A_{sp} + \alpha_s.A_s + \alpha_s.A'_s)$$

$$\alpha_p = \frac{E_{sp}}{E_b} = \frac{1,95.10^5}{3.10^4} = 6,5$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1.10^5}{3.10^4} = 7,0$$

Ở đây: lấy $E_b = 3.10^4$MPa cho bê tông sau khi căng có B25 (M350). Quy đổi diện tích từ $A_{sp} = 21\times140 = 2940mm^2$; $A_s = 8\times491 = 3928mm^2$;

$A'_s = 4.\ 491 = 1964\ mm^2$.

Vậy diện tích tiết diện quy đổi:

$$A_{red} = 700.1200 + 6,5.21.140 + 7.12.491 = 900354\ mm^2$$

$$y_0 = (840000.\frac{1200}{2} + 6,5.2940\,250 + 7.4.491(1200-50) +$$

$$+ 7.8491\ \frac{50}{900354} = 584\ mm.$$

Mô men quán tính tiết diện quy đổi:

$$I_{red} = I_b + \alpha_p.\ A_{sp}.\ y_{sp}^2 + \alpha_s.\ A_s.\ y_s^2 + \alpha_s.\ A'_s.\ y'^2_s$$

$$= 700.1200^3/12 + 700.1200.(600-584)^2 + 7.3928.(584-50)^2 +$$

$$+ 7.1964.\ (1200-50-584)^2 = 11326.\ 10^7\ mm^4$$

Ứng suất trong bê tông sau khi căng tại trọng tâm tiết diện theo công thức:

$$\sigma'_{bp} = \frac{P}{A_{red}} \pm P.e_{op}.\frac{y}{I_{red}}$$

Trong đó: $e_{op} = 584 - 250 = 324$ mm; $y = 324$ mm

$$\sigma_{bp} = \frac{2825340}{900354} \pm 2878348\,324.\frac{324}{11326}.\ 10^7 = 5,864\ MPa < R^p_b = 13\ MPa.$$

- Xác định tổn hao ứng suất do từ biến nhanh:

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{5,864}{13} = 0,451;$$

$$\alpha = 0,25 + 0,025.R_{bp} = 0,25 + 0,025.13 = 0,575;$$

như vậy: $\sigma_{bp} / R_{bp} < \alpha$. Do đó có thể xác định hao ứng suất do từ biến nhanh theo công thức:

$$\sigma_{tbo} = 40.\ \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 40.\ 0{,}451 = 18{,}04 \text{ MPa};$$

* *Xác định hao ứng suất do từ biến theo thời gian:*

Nếu kể đến tổn hao ứng suất do từ biến nhanh thì ứng suất trong cốt căng còn là:

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp1} - \sigma_{tbo} = 979{,}03 - 18{,}04 = 961 \text{ MPa};$$

Vậy lực nén lệch tâm P còn là:

$$P = \sigma_{sp2}.\ A_{sp} = 961.\ 2940 = 2825340 \text{ N};$$

Lúc này vẫn lấy: $e_{op} = 584 - 250 = 324$ mm; $y = 324$ mm

Ứng suất nén trong bê tông:

$$\sigma''_{bp} = \frac{P}{A_{red}} \pm P.e_{op}.\frac{y}{I_{red}}$$

Trong đó: $e_{op} = 584 - 250 = 324$ mm; $y = 324$ mm

$$\sigma_{bp} = \frac{2825340}{900354} \pm 2825340\,324.\frac{324}{11326}.10^{7} = 5{,}80 \text{ MPa} < R_b = 14{,}5 \text{ MPa}.$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{5{,}80}{14{,}5} = 0{,}4 < 0{,}75$$

Do đó có thể xác định hao ứng suất theo công thức:

$$\sigma_{th} = 150.\ \alpha\ .\ \frac{\sigma'_{bp}}{(R_{bp}.0{,}85)}$$

$$\alpha = 0{,}25 + 0{,}025.\ R_{bp} = 0{,}25 + 0{,}025.\ 14{,}5 = 0{,}61;$$

$$\Rightarrow \qquad \sigma_{th} = 150.0{,}61.0{,}4.\ 0{,}85 = 31{,}11 \text{ MPa}$$

Vậy ứng suất kéo còn lại trong cốt thép căng trong giai đoạn sử dụng là:

$$\sigma_{sp3} = 961 - 31{,}11 = 930 \text{ MPa}.$$

4.3.4. Kiểm tra cường độ theo tiết diện thẳng góc trong giai đoạn sử dụng

Giả thiết chọn thép thường và thép căng như sau cho cả tiết diện mép cột $M_{mép}^{tr}$ và $M_{mép}^{ph}$

$$A_s = 26{,}61 \text{ cm}^2 \ (7\phi 22)$$

$$A'_s = 15{,}20 \text{ cm}^2 \ (4\phi 22)$$

$$A_s - A'_s = 26,61 - 15,20 = 11,41\ cm^2$$

$$h_0 = 120 - 20 = 100\ cm$$

$$a_{sp} = 50 + 150 = 200\ mm = 20\ cm$$

$$R_s = 3650\ Kg/cm^2\ (CIII)$$

$$R_{sp} = 14000\ Kg/cm^2,\ A_{sp} = 21 \times 1,4\ cm^2 = 29,40 cm^2$$

$$a_s = a_s' = 50\ mm = 5\ cm$$

Điều kiện bền (trong vùng nén của tiết diện mép cột và ở nhịp không có cốt căng) nên được xác định theo công thức:

$$M_u < M_{td} = R_b b.\ x.\ (h_0 - \frac{x}{2}) + R'_s.A'_s\ (h_0 - a')$$

Trước hết xác định chiều tương đối vùng nén:

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{A_{sp}.R_{sp} + A_s.R_s - A'_s.R'_s}{R_b.bh_0} =$$

$$= \frac{14000.29,4 + 3650.11,41}{145.70.100} = 0,446 cm$$

Xác định chiều cao tương đối vùng nén:

$$\xi = \frac{R_{sp}A_{sp} + R_sA_s - R_{sc}A}{R_b bh_0} =$$

$$= \frac{14000.29,4 + 3650(26,60 - 15,20)}{145.70.100} = 0,446$$

Vậy chiều cao vùng nén: $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{44.65}{100} = 0,446$

Xác định chiều cao tương đối giới hạn vùng nén theo công thức:

$$\xi_R = \frac{\varpi}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}}(1 - \frac{\varpi}{1,1})}$$

Ở đây:

$$\varpi = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \times 14,50 = 0,734$$

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp}$$

Ở đây: σ_{sp} được lấy có kể đến hệ số $\gamma_{sp} < 1$ được xác định theo công thức: $\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}$, ở đây lấy dấu trừ vì có lợi cho kết cấu và $\Delta\gamma_{sp} = 0,1$ vậy:

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$\gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9$ do đó $\sigma_{sp} = 1400 + 400 - 1400 \times 0,9 = 540MPa$.

$\sigma_{sc,u}$ - ứng suất cốt thép trong vùng nén, ở đây không có cốt căng và xét tới điều kiện làm việc có động đất lấy bằng 400MPa. Đưa các giá trị vừa tính được vào công thức trên ta được:

$$\xi_R = \frac{0,734}{1 + \frac{540}{400}(1 - \frac{0,734}{1,1})} = 0,506$$

Vậy thỏa mãn điều kiện: $\xi = 0,446 < \xi_R = 0,506$

Khả năng chịu lực của tiết diện xác định:

$$M_{td} = R_s bx(h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s)$$

với: $x = \xi h_0 = 0,4465 \times 100 = 44,65cm$

$M_{td} = 145 \times 70 \times 44,65(100 - 0,5 \times 44,65)$

$+3650 \times 15,2(100 - 5) = 40474.892$ kGcm = 404,75Tm

đều lớn hơn giá trị môn men nhịp và tại mép cột là:

$M_{nh} = 339,78$Tm và $M_{mep} = 394,97$Tm.

Kết luận: *Điều kiện cường độ theo tiết diện thẳng góc của dầm và cốt căng, cốt không căng đã chọn được đảm bảo.*

4.3.5. Kiểm tra cường độ theo tiết diện nghiêng

$Q_{max} = 128$T; Căn cứ yêu cầu cấu tạo chọn cốt đai ϕ10; 3 nhánh thép nhóm CII với $A_{sw} = 3.0,785 = 2,355cm^2$; $R_{sw} = 2250$ kG/cm^2.

Xác định khoảng cách đai lớn nhất:

$$s_{max} = \varphi_{b4}(1 + \varphi_n).R_{bt} b.\frac{h_0^2}{Q}$$

Ở đây: $\varphi_{b4} = 1,5$.

$$\varphi_n = 0,1.\frac{0,1.P}{R_{bt}.b.h_0}$$

Trong đó: P - lực nén trước ở giai đoạn sử dụng có xét tới cốt dọc không căng lấy bằng:

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$$P = A_{sp}\sigma_{sp} - A_s R_s = 29,4.9300 - 26,61 \times 3650 = 176074 \text{ kG}$$

$$\varphi_n = 0,1.176074/(10,5.70.100) = 0,239 < 0,5 \Rightarrow \text{Đạt.}$$

$$s_{max} = 1,5(1+0,239).10,5.70.100^2/\ 128000 = 107\text{cm}$$

Chọn bước đai: $s = 15$ cm $<< s_{max} = 107$cm.

$$q_{sw} = A_{sw}R_{sw}/s = 2,355.2250/15 = 353,25 \text{ kG/cm}$$

$$M_b = \varphi_{b2}R_{bt}b.h_0^2 = 2.10,5.70.100^2 = 1470.10^4 \text{ kG/cm}$$

$$C_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{1470.10^4}{353,25}} = 204\text{cm} \cong 2.h_0 = 2.\ 100 = 200\text{cm}$$

$$Q_u = \frac{\phi_{b2}(1+\phi_u).R_{bt}.b.h_0^2}{C_0} + q_{sw}.C_0 =$$

$$= \frac{1,5.(1+0,372).10,5.70.100^2}{204} + 353,25.203 = 146122\text{kG}$$

Vậy: $Q_u = 146,12\text{ T} > Q_{max} = 128\text{ T} \Rightarrow$ Đạt.

Khả năng chịu ứng suất nén chính được xác định theo điều kiện, công thức (3.74)

$$Q_{max} \le 0,3\ \varphi_{w1}\varphi_{b1}.R_b b.h_0$$

$$\varphi_{w1} = 1+5.\alpha.\mu_w$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1.10^6}{3.10^5} = 7$$

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b.s};\qquad \text{Ở đây: a = 15 cm}$$

$$\mu_w = \frac{2,355}{70.15} = 0,002$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5.7.0,002 = 1,07 < 1,3$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta.R_b;\qquad \text{Ở đây: } R_b = 14,5 \text{ MPa}, \beta = 0,01.$$

nên:

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01.14,5 = 0,855$$

$$0,3.\varphi_{w1}.\varphi_{b1}.R_b b.h_0 = 0,3.1,07.14,5.70.100$$

$$= 325815\text{ Kg} = 325,82\text{ T} > Q_{max} = 128\text{T} = 128000\text{ kG}$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Vậy điều kiện ứng suất nén chính do ảnh hưởng của mômen được bảo đảm.

4.3.6. Tính cốt treo

Lực $P_{max} = Q_{min} = 116T$.

$$\sum A_{sw} = \frac{P_{max}}{R_{sw}} = \frac{116000}{2250} = 51,6cm^2$$

Dùng đai 3 nhánh: $A_{sw} = 2,355cm^2$. Mỗi bên đặt 5 đai ϕ10a50 có tổng diện tích cốt thép treo ngang là:

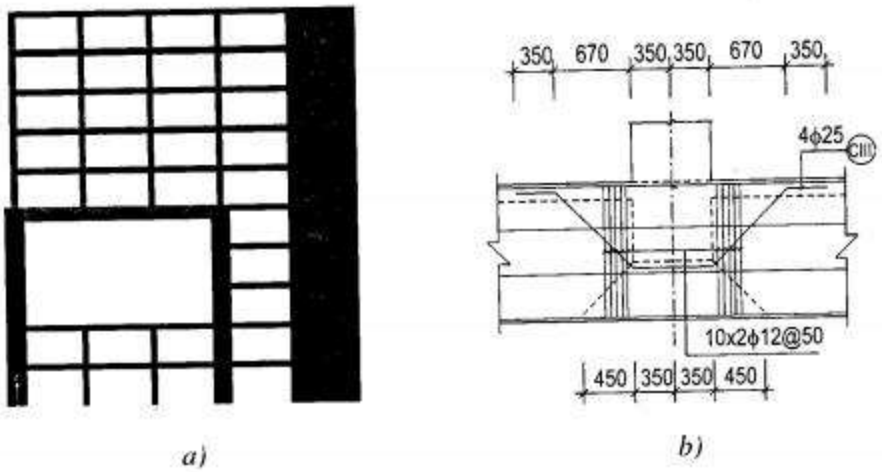
$$\Sigma A_{sw} = 2,355 .2 . 5 = 23,55cm^2$$

Vậy còn cần đặt cốt xiên (thép vai bò)với tổng diện tích là:

$$\Sigma A'_{sw} = 51,60 - 23,55 = 28,05cm^2$$

với góc nghiêng: $\alpha = 45°$; $\cos \alpha = 0,707$.

vậy phải dùng 4ϕ25 có: $\Sigma A'_{sw} = 8.4,909.0,707 = 27,76cm^2 \approx 28,05cm^2$



a) *b)*

Hình 4.12. *a) Sơ đồ kết cấu dầm vượt nhịp; b) Sơ đồ bố trí cốt treo dưới chân cột*

Kết quả tính toán cho thấy dầm được gây ứng lực trước không toàn phần đủ khả năng chịu lực và tại vùng mép cột chỉ cần đặt cốt đai là đủ chống vết nứt xiên. Tuy nhiên toàn bộ cốt căng đều được uốn lên vùng gối hai đầu dầm khung đều tham gia chống nứt xiên như trường hợp tổng quát tính toán theo vết nứt xiên, (hình 3.13, chương 3) góp phần nâng cao độ an toàn của kết cấu.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Chương 5

YÊU CẦU KỸ THUẬT THI CÔNG KẾT CẤU BÊ TÔNG ỨNG LỰC TRƯỚC CĂNG SAU

5.1. YÊU CẦU CHUNG

Công nghệ bê tông ƯLT đổ tại chỗ căng sau đòi hỏi kỹ thuật thi công, giám sát, kiểm tra chất lượng riêng, ngoài những yêu cầu đối với kết cấu bê tông thường. Những yêu cầu đặc biệt này đều được thể hiện trong thuết minh thiết kế hay các hướng dẫn thi công cho từng từng kết cấu công trình cụ thể.

Công tác ván khuôn, công tác cốt thép thường và công tác bê tông đều phải tuân thủ TCVN 4453:1995. *Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép toàn khối. Quy phạm thi công và nghiệm thu.*

Công tác ứng lực trước bao gồm:

- Kiểm tra chất lượng cốt thép căng, chất lượng các loại neo và phụ kiện;

- Cắt cốt thép chính xác theo quỹ đạo cáp cộng với đoạn thừa bên ngoài kết cấu phục vụ cho công tác căng (tùy thuộc vào một hay hai đầu căng và kích thước của thiết bị căng);

- Gia công các đầu neo cố định.

- Nối các đoạn ống bằng hàn đính rồi quấn băng cách nước khi dùng cáp có bám dính.

- Luồn cáp vào ống hay đặt và cố định cáp trên các cữ theo đúng quỹ đạo thiết kế.

- Kiểm tra, nghiệm thu công tác thép trước khi đổ bê tông. Chú ý việc cố định các đầu neo kéo vào ván khuôn thành.

- Kỹ thuật viên ƯLT theo rõi vị trí cáp trong quá trình đổ và đầm bê tông.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

- Tiến hành căng cáp sau khi có số liệu ép mẫu hoặc kết quả thí nghiệm hiện trường trên kết cấu. (Kết quả nén mẫu thường cho giá trị cường độ lớn hơn giá trị thử trên kết cấu. Cần kiểm tra cường độ bê tông tại vùng đầu neo bằng thiết bị cơ đã được kiểm nghiệm theo quy định).

- Tính toán số liệu giãn dài từng đầu cáp và yêu cầu thiết kế kiểm tra, chỉ định những vị trí cần kéo lại. Các số liệu kéo lại phải được thiết kế kiểm tra và đồng ý mới được kết thúc công tác căng.

- Bơm vữa vào ống khi dùng cáp có bám dính cần tiến hành ngay sau khi kết thúc căng.

- Cắt thép thừa ngoài đầu neo.

- Kiểm tra toàn bộ các hốc neo trước khi tiến hành bịt đầu neo bằng vữa không co. Thời gian bịt đầu neo không được tiến hành chậm hơn 5 đến 7 ngày sau khi hoàn thành công tác căng tùy thuộc vào độ ẩm không khí và môi trường xâm thực (vùng biển).

5.2. CÔNG TÁC CỐT THÉP

Trong mọi kết cấu bê tông ULT đều có cốt thép thường và cốt thép ULT.

- Cốt thép thường bao gồm cốt dọc, cốt đai và cốt xiên trong dầm và cốt thép cấu tạo đặt trên và dưới trong sàn đều được gia công theo các tiêu chuẩn hiện hành.

- Cốt thép căng đều được đặt trong khung cốt thép dầm, hoặc giữa thép cấu tạo trên và dưới trong sàn.



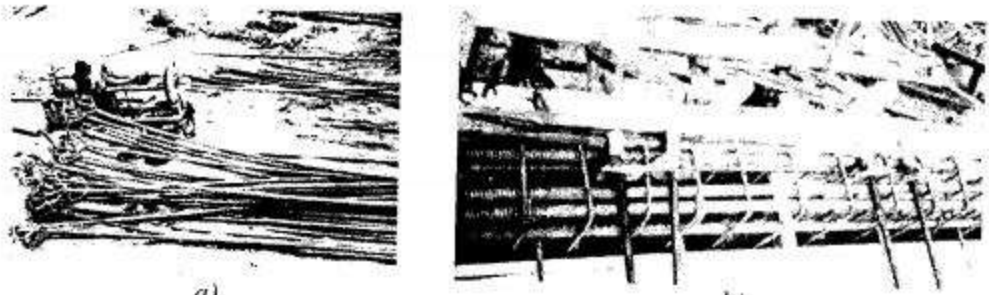
Hình 5.1. *Căng cáp kết hợp thử độ ngàm của neo*

Cốt thép căng trước khi đưa vào gia công phải được kiểm tra chất lượng trong phòng thí nghiệm.

Có thể kết hợp việc kéo thép với việc kiểm tra độ tụt neo, hình (5.1).

Đối với đầu neo cố định cũng phải tiến hành thí nghiệm như đối với neo công tác. Việc gia công neo cố định kiểu "hoa thị" cần bảo đảm chiều cao không nhỏ hơn 10cm và chiều dài hoa không nhỏ hơn 15cm.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org



a) *b)*

***Hình 5.2**. a) Gia công đầu neo "hoa thị";*
b) Neo ép cần được cố định vào cốt thép thường.

5.3. CÔNG TÁC BÊ TÔNG

Bê tông dùng trong kết cấu bê tông ƯLT kể cả trường hợp dùng cốt thép có hay không có vỏ bảo vệ không được có hàm lượng ion clo(Cl) hoặc SO_4^{--} vượt giá trị 0,1% so với khối lượng xi măng.

Khi thi công, ngoài số mẫu thử cho bê ông thường còn phải lấy thêm một số lượng cần thiết để nén kiểm tra cường độ bê tông trước khi được phép căng cáp.

Công tác ván khuôn còn phải xét đến các tác động do quá trình gây ứng lực trước, nhất là về độ an toàn của hành lang thao tác căng thép vươn ra mép ngoài sàn hay dầm. Độ vươn của hành lang này không nhỏ hơn 1m và nhất thiết phải có lan can chiều cao không nhỏ hơn 0, 8m.

Khi thi công các kết cấu bê tông ứng lực trước bằng phương pháp căng sau bê tông cần được thi công liên tục cho mỗi sàn, không có mạch ngừng trong từng kết cấu.

5.4.THI CÔNG CÁP CÓ BÁM DÍNH

5.4.1. Đặt cáp

Cáp có bám dính hay còn gọi là cáp trần dùng trong công nghệ căng sau được đặt trong các ống kim loại mềm trước khi đổ bê tông.

- Kích thước và vị trí ống đặt cốt thép hoặc cáp phải chọn lớn hơn đường kính số lượng cốt thép căng và thuận tiện cho việc luồn cáp và việc bơm vữa sau khi kéo căng.

- Bản đế neo ở hai đầu phải đặt vuông góc với trục của đường ống.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

- Bố trí các thép kê có đường kính 6-8 mm (con kê) dọc theo chiều dài cáp và neo (chỉ được buộc không hàn) vào cốt thép thường để không bị xê dịch trong quá trình đổ bê tông. Khoảng cách giữa các cốt kê định vị, không được:

+ Lớn hơn 1m đối với ống thép trơn;

+ Không được lớn hơn 0,8m đối với ống gợn sóng;

+ Không quá 0,5m đối với ống nhựa.

- Bố trí các ống thông hơi và thoát nước tại các vị trí đỉnh cao và ở đầu cuối của ống. Khoảng cách các lỗ bơm vữa không nên quá 30m đối với ống có gợn sóng và không quá 12m đối với các loại ống khác.

- Bố trí các đầu neo, các đầu kéo căng phải phù hợp với yêu cầu thiết kế. Trường hợp thiết kế không có yêu cầu cụ thể thì nhà thầu phải đề xuất trình tự căng cáp, nhưng phải đảm bảo các yêu cầu sau:

- Đối với cốt thép đặt trong ống kim loại có gợn sóng dạng cong và thẳng có chiều dài không quá 30m thì có thể kéo một đầu.

- Đối với cốt thép trong ống kim loại không có gợn sóng đặt cong hay đặt thẳng có chiều dài lớn hơn 30m thì phải thực hiện căng hai đầu.

- Khi cốt căng gồm nhiều bện cáp thì cần căng cả hai đầu cho dù chiều dài không quá 30m.

- Trong mọi trường hợp không để các ống luồn cáp bị các tia lửa điện tác động.

5.4.2. Bơm vữa vào ống luồn cáp

Sau khi căng cáp phải kịp thời bơm vữa vào ống luồn cáp. Thời gian kể từ khi đặt cốt thép ƯLT vào ống đến khi kết thúc bơm vữa không được vượt quá 10 ngày. Nếu quá thời hạn nêu trên nhà thầu phải có biện pháp chống rỉ kịp thời cho cốt thép.

Công tác bơm vữa chỉ được tiến hành sau khi được kiểm tra chất lượng theo những yêu cầu nhất định.

Vữa bơm bảo vệ thép ứng lực trước cần thỏa mãn các yêu cầu:

- Vữa bơm bảo vệ cốt thép căng bao gồm xi măng, nước, phụ gia có thể thêm cát. Tỷ lệ theo khối lượng nước và xi măng trong vữa bơm không được vượt giá trị 0,45.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

- Vữa bơm không được chứa các ion Cl^- và SO_4^{--} và gia các thành phần khác lớn hơn các hàm lượng cho phép có thể gây hư hại cho bê tông và cốt thép cũng như các loại vật liệu khác trong kết cấu.

- Các tính năng cơ lí quan trọng của vữa bơm được quy định như sau:

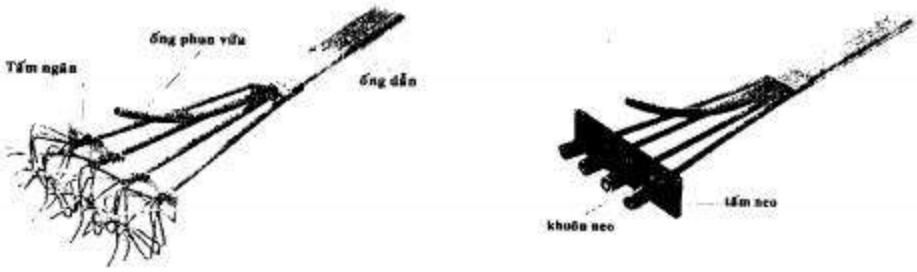
+ Cường độ nén không thấp hơn 30 MPa.

+ Cường độ kéo uốn không thấp hơn 4 MPa.

+ Độ tách nước sau 2h không lớn hơn 2% theo thể tích, sau 24h thì hút hết.

+ Độ co ngót không lớn hơn 0,003.

+ Độ nhớt không lớn hơn 25 giây.



***Hình 5.3.** Đầu neo cố định kiểu hoa thị và kiểu ép có đặt ống bơm vữa*

- Công tác thí nghiệm kiểm tra bơm vữa tại hiện trường được thực hiện như sau:

+ Thí nghiệm kiểm tra phù hợp của vữa bơm được thực hiện tại thời điểm trước khi bơm ít nhất 24h.

+ Thí nghiệm kiểm tra độ nhớt của vữa bơm được tiến hành không ít hơn 3 lần trong mỗi ca bơm.

+ Vữa bơm được trộn bằng máy và được khuấy liên tục cho đến khi bơm.

- Vỏ bọc và chất bôi trơn - chống rỉ cho cốt thép kéo căng trong công nghệ kéo sau không bám dính phải đảm bảo không thay đổi tính năng cơ học khi nhiệt độ thay đổi trong khoảng -20°C đến +70°C, không gây tác hại đến bê tông, cốt thép cũng như các vật liệu khác trong kết cấu.

Không được bơm vữa trong điều kiện nhiệt độ môi trường thấp hơn 5°C.

- Khi kiểm tra thấy trong ống đầy vữa mới được ngừng bơm. Nếu phát hiện những sai sót trong quá trình bơm thì phải tiến hành lấy vữa ra khỏi ống và lập lại tiến trình bơm.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

- Quá trình bơm cần được tiến hành từ dưới lên trên. Đối với ống đứng và ống xiên thì điểm bơm phải đặt ở vị trí thấp nhất của đường ống.

- Áp lực bơm không được vượt quá 1,5 MPa, vận tốc bơm cần duy trì ở mức 6m/phút. Trong quá trình bơm phải mở các lỗ thoát khí và kiểm tra độ thông suốt của vữa chảy trong ống.

5.5. THI CÔNG CÁP KHÔNG BÁM DÍNH (CÁP CÓ VỎ BỌC)

5.5.1. Yêu cầu chung

Công nghệ căng sau dùng cho trường hợp cáp không bám dính, ngoài các yêu cầu chung cho công nghệ căng sau còn cần tuân thủ các yêu cầu sau đây:

- Cốt thép trước khi đưa vào sử dụng cần được kiểm tra từng sợi cáp nhằm đảm bảo tính nguyên vẹn của vỏ bọc. Cần loại bỏ những sợi cáp có vỏ bọc bị dập vỡ có hiện tượng mỡ đã chảy ra.

- Khi đặt cốt thép cần sử dụng các con kê bằng các thanh thép thường đường kính từ 6-8mm và được neo chắc vào các cốt thép thường. Khoảng cách các con kê không được vượt quá 1m hoặc 60 lần đường kính cốt thép căng.

Neo và các phụ kiện đầu cuối của cốt thép phải được bảo vệ chống gỉ, xâm thực của môi trường trong suốt quá trình trước và sau khi bịt đầu neo. Các biện pháp bảo vệ cốt thép, neo, các phụ kiện phải tuân thủ các yêu cầu của thiết kế nhất là khi thi công ở những địa điểm chịu ảnh hưởng của môi trường xâm thực như nơi có độ ẩm cao thường xuyên, nơi sản xuất các hoá chất ăn mòn kim loại, vùng ven biển.

5.5.2. Công tác giám sát, kiểm tra

Việc kiểm tra, giám sát chất lượng công tác đặt thép, căng thép, ghi chép số liệu và cắt thép, bịt đầu neo phải được tiến hành thật nghiêm chỉnh theo đúng các yêu cầu của thiết kế và các tiêu chuẩn kỹ thuật hiện hành.

Việc lắp đặt cốt thép thường và cốt thép ƯLT phải tuân thủ các yêu cầu của thiết kế.

Các sai lệch cho phép về vị trí của cốt thép ƯLT hoặc của ống đặt cốt thép so với thiết kế được quy định như sau:

+ Nhỏ hơn 5mm đối với chiều dày lớp bảo vệ cốt thép ƯLT,

+ Kích thước vị trí từng điểm đặt cốt thép ƯLT (chiều cao đặt cáp) sai số cho phép được tính theo kích thước thiết kế như sau:

- 5mm khi chiều cao đặt cáp h ≤ 250mm,

- h/50 khi 250 mm ≤ h≤ 2000mm,

- 40mm khi h > 2000 mm.

5.6. CÔNG TÁC CĂNG THÉP ỨNG LỰC TRƯỚC

5.6.1. Yêu cầu về thiết bị

Thiết bị kéo căng thường dùng kích thuỷ lực tương ứng với lực căng cáp. Thiết bị đo áp lực kích phải có cấp chính xác 1.5.

Thiết bị kéo căng phải được kiểm định để xác định đường cong quan hệ giữa lực căng và số đọc trên đồng hồ. Thời gian kiểm định đồng hồ đo áp lực là 3 tháng hoặc sau 200 lần căng cáp, nhưng khoảng thời gian giữa hai lần kiểm tra toàn bộ thiết bị căng cáp không được quá 6 tháng.

Trong khi thi công nếu phát hiện những biểu hiện bất thường thì phải dừng việc căng và tiến hành kiểm định lại thiết bị.

Tại mỗi công trình cần tiến hành một bước kéo thử ít nhất 3 sợi, hay bện cáp nhằm kiểm tra hệ số truyền lực khi kéo căng. Các số liệu kéo thử so sánh với các số liệu thiết kế quy định làm cơ sở cho việc kéo đại trà.

Khi lắp kích phải đảm bảo cho phương lực trùng với đường tâm ống luồn cáp trong trường hợp ống thẳng, hay trùng với tiếp tuyến của tâm ống trong trường hợp ống cong.

5.6.2. Căng cốt thép ứng lực trước

- Tuỳ thuộc vào yêu cầu của thiết kế hoặc công nghệ mà công tác căng thép có thể được tiến hành theo phương pháp kéo khống chế hoặc kéo vượt lực. Khi kéo vượt lực chỉ được kéo tới ứng suất không vượt quá 5% yêu cầu thiết kế đồng thời ứng suất trong cốt thép không được vượt quá 0,9 giới hạn chảy hoặc 0,8 giới hạn bền.

- Khi căng cáp, thép sợi, thép thanh phải tiến hành đo độ dãn dài của từng cốt thép. Sai số cho phép so với tính toán của thiết kế là - 5% và +10%. Nếu vượt quá các giá trị trên đây thì phải tạm dừng công việc căng để tìm nguyên nhân và biện pháp khắc phục.

- Công tác căng thép phải tiến hành trình tự ít nhất theo 3 cấp lực thiết kế F:

+ cấp 0 - 10% F rồi trở về 0,

+ cấp 1 - 30%F,

+ cấp 2 - 50% F hoặc 70% F,

+ cấp 3 - 100% F

- Sai số cho phép giá trị ứng suất thực tế sau khi neo giữ cốt thép so với giá trị kiểm tra không được vượt quá ± 5%.

- Độ co lại của cốt thép khi đóng neo (độ tụt neo) phải được đo và không được vượt quá các giá trị cho phép đối với loại neo được sử dụng nhưng không quá 6mm. Các giá trị này phải được xác định khi kéo kiểm tra loại neo sử dụng.



***Hình 5.4**. Hình ảnh nhóm 3 người đang căng cáp trên công trình.*

** Nếu độ tụt neo hoặc sai số ứng suất kéo vượt quá các giá trị cho phép phải tiến hành biện pháp nhả neo và kéo lại.*

- Số lượng sợt thép trong một tao cáp, hay cốt thanh bị đứt hoặc bị tuột neo không được vượt quá 1% tổng số cốt thép trên cùng một tiết diện kết cấu. Không có quá 1 sợi bị đứt trong 2 tao cáp kề nhau.

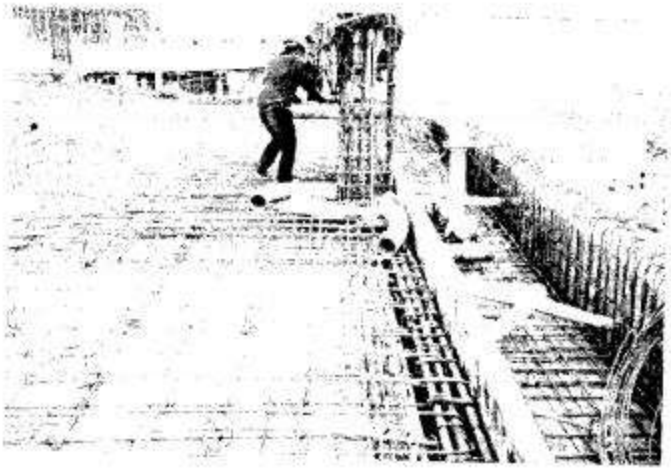
- Tổng lực kéo căng trên cùng tiết diện kết cấu bị giảm do cốt thép bị đứt hay bị tuột không được vượt quá 2% so với lực căng thiết kế.

- Công tác kéo căng và các số đo độ dãn dài, độ tụt neo phải được ghi chép trung thực và đầy đủ theo các biểu mẫu chuẩn hay do thiết kế đưa ra.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

5.7. CÔNG TÁC BỊT ĐẦU NEO

Công tác bịt đầu neo phải được tiến hành kịp thời sau khi kết thúc công tác bơm vữa bảo vệ cốt thép ƯLT.



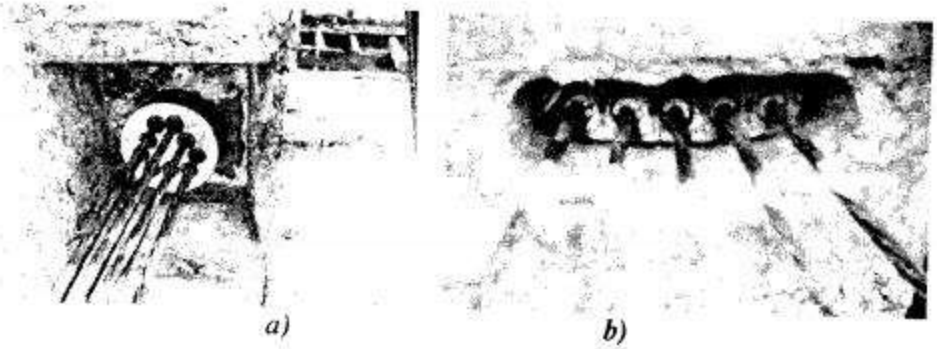
Hình 5.5. Đặt cáp có vỏ bọc trong sàn

Trước khi chám vữa hốc neo, hình (5.6) phải:

+ cắt đoạn cáp thừa cách mặt neo từ 3mm đến 5mm, bằng máy mài tốc độ cao lắp lưỡi cưa cắt thép, không được dùng que hàn để cắt cáp;

+ lau sạch và làm khô hốc neo bằng khăn sạch, đặc biệt đối với các hốc neo từng bện cáp không bám dính còn nhiều mỡ thừa sau khi chụp cốc nhựa vào đầu neo.

- Vữa bịt đầu neo phải có cường độ nén không thấp hơn 30 MPa.



a) *b)*

***Hình 5.6.** a) Hốc đầu neo 9 cáp có bám dính trong 1 ống tròn;*
b) Hốc đầu neo 5 cáp có bám dính trong 1 ống dẹt.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

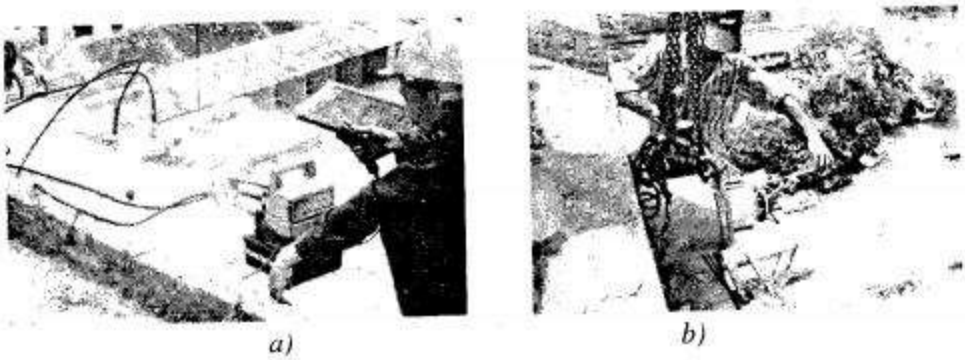
5.8. CÔNG TÁC AN TOÀN VÀ NGHIỆM THU

- Công nhân thao tác việc căng cáp chỉ được tiến hành trên sàn công tác có độ bền và độ ổn định được tính toán kiểm tra. Chiều rộng hành lang công tác (ván khuôn côngxon) dọc theo chu vi sàn không nhỏ hơn 1m và phải có lan can bảo vệ.

- Các thiết bị dùng cho thi công bê tông ULT phải được kiểm tra và vận hành thử đảm bảo độ an toàn và độ chính xác cao trong suốt quá trình thi công.

- Công nhân vận hành thiết bị phải tuân thủ nghiêm ngặt các quy trình và hướng dẫn kỹ thuật về công nghệ thi công bê tông ULT.

- Trong khi tiến hành căng tuyệt đối không ai được đứng phía sau kích.



a) b)

***Hình 5.7**. a) Thao tác kích có sức căng tới 300 tấn trên sàn công tác không đúng quy định an toàn, b) Thao tác kích có sức căng 30 tấn tại vị trí an toàn.*

Người làm công tác cắt thép bằng máy mài tốc độ cao, trộn vữa, bịt đầu neo trong công nghệ căng sau tại công trình phải đeo dây an toàn và đeo kính bảo hiểm cũng như các yêu cầu khác về an toàn khi làm việc trên cao, khi sử dụng điện, khi sử dụng thiết bị nâng v.v...

Các phần việc về thi công bê tông ứng lực trước được nghiệm thu theo đúng các trình tự như đối với các kết cấu bê tông thường ngoài ra còn phải đảm bảo sự chính sác của các văn bản sau đây:

- Các chứng chỉ hợp chuẩn về chất lượng của vật liệu (cốt thép, neo...), về độ chính xác và độ tin cậy, độ an toàn của thiết bị...

- Các bản ghi kết quả căng thép có xác nhận của thiết kế.

- Các bản vẽ hoàn công và biên bản xử lý kỹ thuật hoặc các sự cố nếu có tại hiện trường.

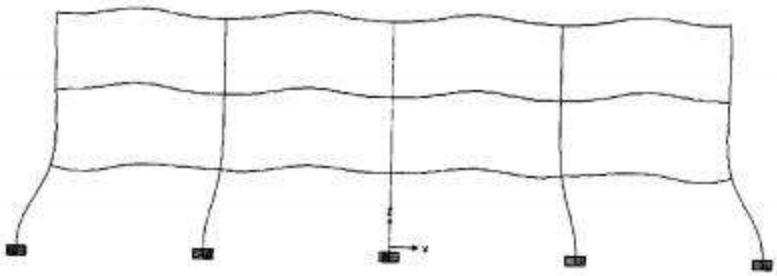
Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

- Văn bản kiểm tra neo và cáp tại phòng thí nghiệm.

5.9. ẢNH HƯỞNG QUÁ TRÌNH GÂY ỨNG LỰC TRƯỚC DẦM SÀN ĐẾN HỆ CỘT, TƯỜNG

Những kết quả nghiên cứu lý thuyết [6] và khảo sát các biến dạng thực [4] của các sàn bê tông ứng lực trước được xây dựng gần đây cho thấy trong quá trình gây ứng lực trước căng sau cho những kết cấu như bể chứa, tháp chứa, hệ dầm sàn trong nhà nhiều tầng có ảnh hưởng nhất định tới nội lực và biến dạng của cả hệ. Các ảnh hưởng này phụ thuộc vào trình tự căng và độ cứng của các kết cấu liền kề hoặc được neo giữ.

Những nội lực và chuyển vị phát sinh trong cột khi gây ứng lực, dầm, sàn trong nhà nhiều tầng rất đáng kể đối với các kết cấu tầng dưới (1đến 3 tầng). Bởi vậy trong tổ hợp nội lực tính toán cần xét đến trường hợp tải trọng do thi công căng cáp. Các nội lực chuyển vị của hệ dưới tác dụng của tải trọng tương đương do căng cáp, có thể xác định theo phương pháp cân bằng tải trọng (chương 2).



Hình 5.8. Biến dạng của khung trong quá trình căng cáp

Trên hình 5.8 cho thấy biến dạng các cột biên và dầm của khung nhiều tầng khi gây ứng lực đến tầng thứ 3 là đáng kể. Trong tải trọng tính toán bao gồm tải trọng tương đương và tải trọng bản thân kết cấu.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

PHỤ LỤC

Phụ lục 1

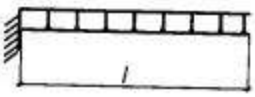
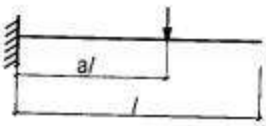
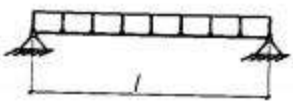
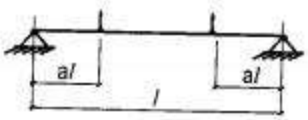
CÁC GIÁ TRỊ $\left(1-\frac{1}{e^{kx+\mu\theta}}\right)$

$kx+\mu\theta$	$\left(1-\frac{1}{e^{kx+\mu\theta}}\right)$	$kx+\mu\theta$	$\left(1-\frac{1}{e^{kx+\mu\theta}}\right)$	$kx+\mu\theta$	$\left(1-\frac{1}{e^{kx+\mu\theta}}\right)$
0	0	1	0,632	2	0,865
0,05	0,049	1,05	0,65	2,05	0,871
0,1	0,095	1,1	0,667	2,1	0,877
0,15	0,139	1,15	0,683	2,15	0,883
0,2	0,181	1,2	0,699	2,2	0,889
0,25	0,221	1,25	0,713	2,25	0,895
0,3	0,259	1,3	0,727	2,3	0,9
0,35	0,295	1,35	0,741	2,35	0,905
0,4	0,33	1,4	0,754	2,4	0,909
0,45	0,362	1,45	0,766	2,45	0,914
0,5	0,393	1,5	0,777	2,5	0,918
0,55	0,423	1,55	0,788	2,55	0,922
0,6	0,451	1,6	0,798	2,6	0,926
0,65	0,478	1,65	0,808	2,65	0,929
0,7	0,503	1,7	0,817	2,7	0,933
0,75	0,528	1,75	0,826	2,75	0,936
0,8	0,551	1,8	0,835	2,8	0,939
0,85	0,573	1,85	0,843	2,85	0,942
0,9	0,593	1,9	0,85	2,9	0,945
0,95	0,613	1,95	0,858	2,95	0,948

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Phụ lục 2

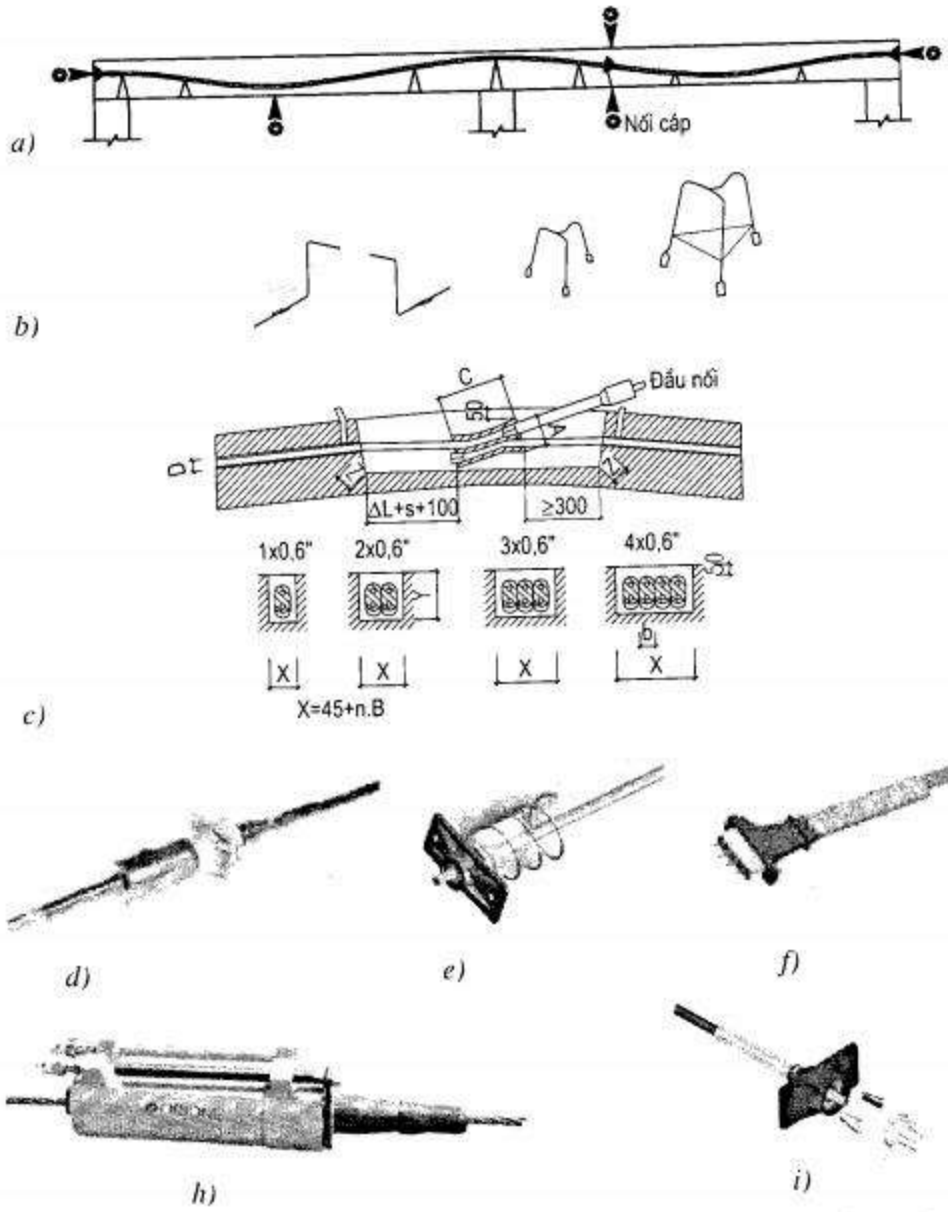
HỆ SỐ S ĐỂ TÍNH ĐỘ VÕNG CỦA DẦM ĐƠN GIẢN

Sơ đồ dầm và tải trọng	s
	$\frac{1}{4}$
	$\frac{1}{3}$
	$\frac{1}{2} - \frac{a}{6}$
	$\frac{5}{48}$
	$\frac{1}{12}$
	$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6}$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Phụ lục 3.

CÁC LOẠI NEO, BỘ NỐI, CON KÊ THƯỜNG DÙNG TRONG SÀN BÊ TÔNG ƯLT

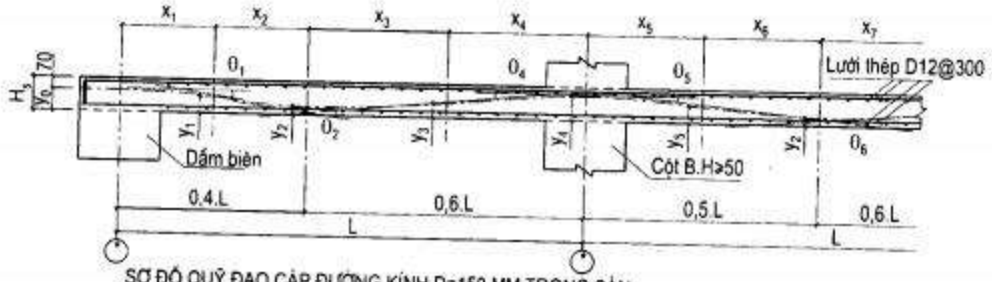


Hình pl03. *a) Sơ đồ nối cáp trong sàn; b) Các loại giá đỡ cáp; c) Sơ đồ đặt cáp trong dầm, tường cong; e) Bộ nối cáp; e) Lò xo gia cường bê tông chịu ép cục bộ; g) Bộ đầu neo liên kết với ống luồn cáp kim loại; h) Kích rỗng dùng căng cáp đơn; i) Chi tiết chốt 2 mảnh được đẩy vào đầu neo kéo căng.*

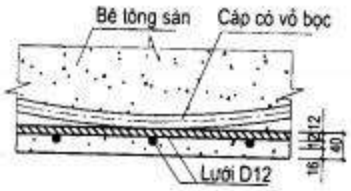
Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Phụ lục 4

SƠ ĐỒ QUỸ ĐẠO CÁP TRONG SÀN VÀ DẦM



SƠ ĐỒ QUỸ ĐẠO CÁP ĐƯỜNG KÍNH D=150 MM TRONG SÀN

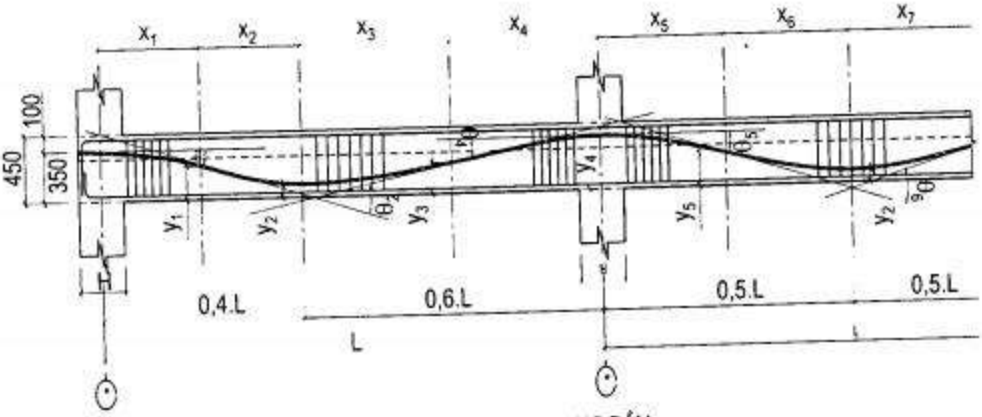


XÁC ĐỊNH CHIỀU DÀY LỚP BẢO VỆ CÁP TRONG SÀN

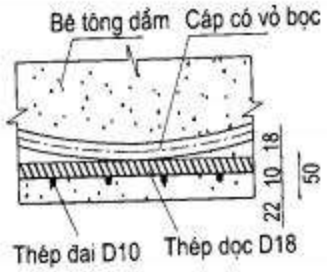
BẢNG TOẠ ĐỘ CÁC ĐIỂM KÊ TƯƠNG ỨNG CÁC CAO ĐỘ ĐẶT CÁP TRONG SÀN

		X1 (mm)	X2 (mm)	X3 (mm)	X4 (mm)	X5 (mm)	X6 (mm)
Phương án 1	X (mm)	1.440	2.880	5.040	7.200	9.000	10.800
Hs=200 mm	Y (mm)	100	50	100	150	100	50
l1xl2=7200x7200	q(P/180Rad)	3.5	6.2	*	2.7	1.98	3.96
Phương án 2	X (mm)	1.600	3.200	5.600	8.000	10.000	12.000
Hs=200 mm	Y (mm)	100	50	100	150	100	50
l1xl2=8000x8000	q(P/180Rad)	3.66	6.25	*	2.65	1.83	3.66
Phương án 3	X (mm)	1.680	3.360	5.880	8.400	10.500	12.600
Hs=220 mm	Y (mm)	110	50	110	170	110	50
l1xl2=8400x8400	q(P/180Rad)	3.59	5.76	*	2.17	2.4	4.79
Phương án 4	X (mm)	1.800	3.600	6.300	9.000	11.250	13.500
Hs=230 mm	Y (mm)	115	50	115	180	115	50
l1xl2=9000x9000	q(P/180Rad)	4.09	6.31	*	2.22	2.11	4.21
Phương án 5	X (mm)	1.800	3.600	6.300	9.000	11.250	13.500
Hs=250 mm	Y (mm)	125	50	125	200	125	50
l1xl2=9000x9000	q(P/180Rad)	4.24	6.76	*	2.52	2.35	4.69

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org



SƠ ĐỒ QUỸ ĐẠO CÁP ĐƯỜNG KÍNH D=150 MM TRONG DẦM



XÁC ĐỊNH CHIỀU DÀY LỚP BẢO VỆ CÁP TRONG DẦM

Bảng tọa độ các điểm kê tương ứng các cao độ đặt cát trong dầm

		X1 (mm)	X2 (mm)	X3 (mm)	X4 (mm)	X5 (mm)	X6 (mm)
Phương án 1 H=450 mm *l* = 7200	X (mm)	1.440	2.880	5.040	7.200	9.000	10.800
	Y (mm)	225	60	225	390	225	60
	q(P/180 Rad)	11.20	18.13	*	6.93	7.25	14.49
Phương án 2 H=450 mm *l* = 8400	X (mm)	1.680	3.360	5.880	8.400	10.500	12.600
	Y (mm)	225	60	225	390	225	60
	q(P/180 Rad)	9.42	15.38	*	5.96	6.19	12.39
Phương án 3 H=450 mm *l* = 9000	X (mm)	1.800	3.600	6.300	9.000	11.250	13.500
	Y (mm)	225	60	225	390	225	60
	q(P/180 Rad)	8.68	14.32	*	5.64	5.72	11.43

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Phụ lục 5

CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN CỦA BÊ TÔNG R_B, R_{BT} KHI TÍNH TOÁN THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN THỨ NHẤT, MPa THEO TIÊU CHUẨN TCXDVN 356-2005

Cấp độ bền (MPa) B	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Mác M, kG/cm²	100	150	150	200	250	350	400	450	500	600	700	750	800
Cường độ nén lăng trụ R_b	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
Kéo dọc trục R_{bt}	0,48	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65

Phụ lục 6

CƯỜNG ĐỘ TIÊU CHUẨN CỦA BÊ TÔNG NẶNG R_{BN}, R_{BTN} VÀ CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN CỦA BÊ TÔNG KHI TÍNH THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN THỨ HAI $R_{B.SER}$, $R_{BT.SER}$ (MPa) THEO TCXDVN 356:2005

Trạng thái	Cấp độ bền chịu nén của bê tông								
	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Nén dọc trục R_{bn} $R_{b.ser}$	15,0	18,0	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
Kéo dọc trục R_{btn}, $R_{bt.ser}$	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Phụ lục 7

CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN CỦA CỐT THÉP SỢI KHI TÍNH THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN THỨ NHẤT, MPa

Nhóm thép sợi	Đường kính thép sợi,mm	Cường độ chịu kéo tính toán		Cường độ chịu nén tính toán R_{sc}
		Cốt thép dọc R_s	Cốt thép ngang (cốt đai), cốt thép xiên, R_{sw}	
Bp -1	3;4;5	410	290*	375**
B-II có cấp độ bền				
1500	3	1250	1000	
1400	4;5	1170	940	
1300	6	1050	835	
1200	7	1000	785	
1100	8	915	730	
Bp-II có cấp độ bền				
1500	3	1250	1000	
1400	4;5	1170	940	
1300	6	1000	785	
1200	7	915	730	
1100	8	850	680	
K-7 có cấp độ bền				
1500	6;9;12	1250	1000	
1400	15	1160	945	
K-19	14	1250	1000	

* Khi sử dụng thép sợi trong khung thép buộc, giá trị R_{sw} cần lấy bằng 325MPa.

** Các giá trị R_{sc} nêu trên được lấy khi tính toán kết cấu làm từ bê tông nặng, bê tông nhẹ, bê tông chịu các tải trọng lấy thep mục 2a trong bảng 15 TCXDVN356:2005; khi tính toán kết cấu chịu các tải trọng lấy theo mục 2b trong bảng 15 thì giá trị R_{sc} = 400MPa cũng như khi tính toán các kết cấu làm từ bê tông tổ ong và bê tông rỗng chịu mọi loại tải trọng, giá trị $_{sc}$ lấy như sau: đối với thép loại Bp-I lấy bằng 340MPa, đối với B- II, Bp-II, K-7 và K-19 lấy bằng 400 MPa.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Phụ lục 8

CƯỜNG ĐỘ CHỊU KÉO TIÊU CHUẨN R_{SN} VÀ CƯỜNG ĐỘ CHỊU KÉO TÍNH TOÁN CỦA THÉP SỢI KHI TÍNH TOÁN THEO CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN THỨ HAI

Nhóm thép sợi	Cấp độ bền	Đường kính,mm	Giá trị R_{sn} và $R_{s,ser}$,MPa
Bp-I	-	3;4;5	490
B-II	1500	3	1500
	1400	4;5	1400
	1300	6	1300
	1200	7	1200
	1100	8	1100
Bp-II	1500	3	1500
	1400	4;5	1400
	1200	6	1200
	1100	7	1100
	1000	8	1000
K-7	1500	6;9;12	1500
	1400	15	1400
K-19	1500	14	1500

Ghi chú: 1. Cấp độ bền của thép sợi là giá trị của giới hạn chảy quy ước, tính bằng MPa.

2. Đối với thép sợi nhóm B-II, Bp-II, K-7 và K-9 trong ký hiệu chỉ rõ độ bền, ví dụ:

- Ký hiệu thép sợi nhóm B-II có đường kính 3 mm: ϕ3B1500
- Ký hiệu thép sợi nhóm Bp-II có đường kính 5 mm: ϕ5Bp1400
- Ký hiệu thép cáp nhóm K-7 có đường kính 12 mm: ϕ12K7-1500 .

Phụ lục 9

CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN CỦA CỐT THÉP THANH KHI TÍNH THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN THỨ NHẤT (MPa)

Nhóm thép thanh	Cường độ chịu kéo, MPa		Cường độ chịu nén R_{sc}
	Cốt thép dọc R_s	Cốt thép ngang (cốt đai, cốt thép xiên) R_{sw}	
CI, A-I	225	175	225
CII; A-II	280	225	280
A-III có đường kính 6÷ 8	355	285*	355
CIII; AIII có đường kính 10÷40	365	290*	365
CIV; A-IV	510	405	450**

* Trong khung thép hàn, đối với cốt thép đai dùng thép nhóm CII, A-III có đường kính nhỏ hơn 1/3 đường kính cốt thép dọc thì giá trị R_{sw} = 225MPa.

** Các giá trị R_{sc} nêu trên được lấy cho kết cấu làm từ bê tông nặng, bê tông hạt nhỏ, bê tông nhẹ khi kể đến trong tính toán các tải trọng lấy theo mục 2a trong phụ lục 4 (TCXDVN356:2005); khi kể đến tải trọng lấy theo mục 2b trong phụ lục 4 thì giá trị R_{sc}= 400MPa. Đối với bê tông tổ ong, bê tông rỗng, trong mọi trường hợp lấy R_{sc}= 400 MPa.

Phụ lục 10

MÔ ĐUN ĐÀN HỒI CỦA MỘT SỐ LOẠI CỐT THÉP

Nhóm cốt thép	$E_s.10^4$, MPa
CI; A-I; CII; A-II	21
CII; A-III	20
CIV, A-IV, A-V và A-VII	19
A-III	18
B-II; Bp-II	20
K-7; K-19	18
Bp-I	17

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Phụ lục 11

CÁC LOẠI CÁP 7 SỢI DÙNG CHO BÊTÔNG ULT
THEO TIÊU CHUẨN MỘT SỐ NƯỚC

Đường kính tao thép (mm)	13		15	
Tiêu chuẩn	EURONORM 138-79 hoặc BS 5896	ASTM A416-85 cấp 270 (Mỹ)	EURONORM 138-79 hoặc BS 5896-1980	ASTM A416-85 cấp 270 (Mỹ)
Đường kính tiêu chuẩn (mm)	12,9	12,7	15,7	15,2
Diện tích tiêu chuẩn (mm^2)	100	98,7	150	140
Trọng lượng tiêu chuẩn (kGm)	0,785	0,775	1,18	1,10
Giới hạn chảy quy ước (Cường độ tiêu chuẩn) (kG/cm^2)	15800	16700	15000	16800
Giới hạn bền kéo đứt (kG/cm^2)	18600	18600	17700	18600
Lực kéo đứt tối thiểu (kG)	18600	18370	26500	26040
Môđun đàn hồi (kG/cm^2)	$1,95.10^6$			
Độ dãn dài tương đối (%)	Max 2,5			

Phụ lục 12

CÁC LOẠI CÁP 7 SỢI CỦA HÃNG LIỄU CHÂU (TRUNG QUỐC)

Đường kính tao thép (mm)	12		15	
Tiêu chuẩn	GBJ 5524-85			
Diện tích (mm^2)	89,45	89,45	139,98	139,98
Trọng lượng tiêu chuẩn (kG/m)	0,70	0,70	1,10	1,10
Giới hạn chảy quy ước ứng với biến dạng 0,2% (kG/cm^2)	11917	12671	17439	18659
Giới hạn bền kéo đứt (kG/cm^2)	15700	16700	14700	15700
Lực kéo đứt tối thiểu (kG)	14024	14906	20580	21952
Độ dãn dài tương đối (%)	Max 3,5			

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

MỤC LỤC

	Trang
Lời nói đầu	3
Thuật ngữ và ký hiệu	5
Chương 1. Tình hình ứng dụng kết cấu bê tông ứng lực trước trong công trình xây dựng	
1.1. Sơ lược lịch sử phát triển kết cấu bê tông ứng lực trước	9
1.2. Ứng dụng kết cấu bê tông ứng lực trước ở Việt Nam	15
1.3. Các công nghệ gây ứng lực trước	18
1.4. Hiệu quả kinh tế kỹ thuật	24
Chương 2. Hệ kết cấu dầm sàn bê tông ứng lực trước trong nhà nhiều tầng	
2.1. Đặc điểm kết cấu dầm sàn nhà nhiều tầng	26
2.2. Hệ kết cấu dầm sàn bê tông ứng lực trước	26
2.2.1. Phân loại hệ dầm sàn	26
2.2.2. Lựa chọn sơ bộ kích thước tiết diện các loại dầm, sàn bê tông ứng lực trước đổ tại chỗ	30
2.2.3. Hệ sàn không dầm có mũ cột (sàn nấm)	31
2.2.4. Sàn phẳng không dầm	32
2.3. Vật liệu và phụ kiện dùng trong sàn bê tông đổ tại chỗ ứng lực trước căng sau	33
2.3.1. Bê tông	33
2.3.2. Cốt thép	34
2.3.3. Neo	35
2.4. Yêu cầu cấu tạo dầm sàn bê tông ứng lực trước	36
2.4.1. Bố trí cốt thép căng trong sàn	36
2.4.2. Bố trí cốt căng trong dầm	38
2.4.3. Cốt thép thường trong sàn bê tông ứng lực trước	40
2.4.4. Bố trí neo và bộ nối	41
2.5. Lớp bê tông bảo vệ cốt thép	42

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Chương 3. Tính toán kết cấu dầm, sàn bê tông ứng lực trước

3.1. Các phương pháp thực hành xác định nội lực và chuyển vị trong kết cấu sàn phẳng 43

3.1.1. Phương pháp thiết kế trực tiếp 45

3.1.2. Phương pháp khung tương đương 47

3.1.3. Phương pháp cân bằng tải trọng 48

3.2. Xác định giá trị giới hạn ứng suất trước và tổn hao ứng suất trong cốt thép căng 50

3.2.1. Giá trị giới hạn của ứng suất trước 50

3.2.3. Các tổn hao ứng suất trong cốt thép căng 51

3.3. Ứng lực trước trong tiết diện 55

3.4. Tiết diện quy đổi, A_{red} 57

3.5. Ứng suất trước trong bê tông 58

3.6. Tính toán cấu kiện bê tông ứng lực trước theo trạng thái giới hạn thứ nhất 61

3.6.1. Tính toán tiết diện thẳng góc với trục dọc cấu kiện chịu uốn 62

3.6.2. Tính toán cấu kiện chịu uốn theo tiết diện nghiêng 70

3.6.3. Tính toán tiết diện nghiêng chịu mômen uốn 78

3.7. Tính toán cấu kiện bê tông ứng lực trước theo trạng thái giới hạn thứ hai 82

3.7.1. Yêu cầu chung 82

3.7.2. Tính toán theo sự hình thành vết nứt thẳng góc với trục dọc cấu kiện 83

3.7.3. Tính toán theo sự hình thành vết nứt nghiêng với trục dọc cấu kiện 85

3.7.4. Tính toán theo sự khép lại vết nứt thẳng góc với trục dọc cấu kiện 88

3.7.5. Xác định độ vồng, độ võng dầm, sàn bê tông ứng lực trước 89

Chương 4. Các ví dụ tính toán

4.1. Ví dụ 1. Tính toán thiết kế sàn phẳng không dầm, tầng điển hình chung cư 17 tầng 93

4.1.1. Số liệu ban đầu 93

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

4.1.2. Kiểm tra điều kiện chọc thủng 93
4.1.3. Xác định nội lực. Sơ đồ các dải tính 94
4.1.4. Phương pháp tính 98
4.2. Ví dụ 2. Tính toán dầm bản rộng trong sàn 120
4.2.1. Các số liệu ban đầu 120
4.2.2. Xác định tải trọng, nội lực 121
4.2.3. Xác định sơ bộ số lượng cốt thép căng và cốt thép thường 122
4.2.4. Xác định các tổn hao ứng suất 124
4.2.5. Kiểm tra chiều cao vùng nén 127
4.2.6. Kiểm tra tiết diện theo khả năng chống nứt 128
4.3. Ví dụ 3. Tính toán dầm khung vượt nhịp (dầm chuyển) trong nhà nhiều tầng 130
4.3.1. Các số liệu ban đầu 130
4.3.2. Sơ bộ chọn cốt thép căng 131
4.3.3. Xác định tổn hao ứng suất từ sau khi căng đến giai đoạn sử dụng 132
4.3.4. Kiểm tra cường độ theo tiết diện thẳng góc trong giai đoạn sử dụng 135
4.3.5. Kiểm tra cường độ theo tiết diện nghiêng 137
4.3.6. Tính cốt treo 139

Chương 5. Yêu cầu kỹ thuật thi công kết cấu bê tông ULT căng sau 140
5.1. Yêu cầu chung 141
5.2. Công tác cốt thép 142
5.3. Công tác bê tông 142
5.4. Thi công cáp có bám dính 142
5.4.1. Đặt cáp 143
5.4.2. Bơm vữa vào ống luồn cáp 145
5.5. Thi công cáp không bám dính (cáp có vỏ bọc) 145
5.5.1. Yêu cầu chung 145
5.5.2. Công tác giám sát, kiểm tra 146
5.6. Công tác căng thép ứng lực trước 163

5.6.1. Yêu cầu về thiết bị 146
5.6.2. Căng cốt thép ứng lực trước 146
5.7. Công tác bịt đầu neo 148
5.8. Công tác an toàn và nghiệm thu 149
5.9. Ảnh hưởng quá trình gây ULT dầm sàn đến hệ cột, tường 150

Phụ lục

Phụ lục 1. Các giá trị $\left(1-\frac{1}{e^{kx+\mu\theta}}\right)$ 151
Phụ lục 2. Hệ số s để tính độ võng của dầm đơn giản 152
Phụ lục 3. Các loại neo, bộ nối, con kê thường dùng trong sàn bê tông ứng lực trước 153
Phụ lục 4. Sơ đồ quỹ đạo cáp trong sàn và dầm 154
Phụ lục 5. Cường độ tính toán của bêtông R_B, R_{BT} khi tính toán theo trạng thái giới hạn thứ nhất, MPa theo tiêu chuẩn TCXDVN356-2005 156
Phụ lục 6. Cường độ tiêu chuẩn của bêtông nặng R_{BN}, R_{BTN} và cường độ tính toán của bê tông khi tính theo trạng thái giới hạn thứ hai $R_{B.SER}$, $R_{BT.SER}$(MPa) theo TCXDVN356-2005 156
Phụ lục 7. Cường độ tính toán của cốt thép sợi khi tính theo trạng thái giới hạn thứ nhất, MPa 157
Phụ lục 8. Cường độ chịu kéo tiêu chuẩn R_{sn} và cường độ chịu kéo tính toán của thép sợi khi tính toán theo các trạng thái giới hạn thứ hai 158
Phụ lục 9. Cường độ tính toán của cốt thép thanh khi tính theo trạng thái giới hạn thứ nhất (MPa) 159
Phụ lục 10. Môđun đàn hồi của một số loại cốt thép 159
Phụ lục 11. Các loại cáp 7 sợi dùng cho bêtông ứng lực trước theo tiêu chuẩn một số nước 160
Phụ lục 12. Các loại cáp 7 sợi của hãng Liễu Châu (Trung Quốc) 160

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

KẾT CẤU BÊ TÔNG ỨNG LỰC TRƯỚC CĂNG SAU TRONG NHÀ NHIỀU TẦNG

Chịu trách nhiệm xuất bản:
TRỊNH XUÂN SƠN

Biên tập:	TRẦN CƯỜNG
Chế bản:	NGUYỄN CAO CƯỜNG
Sửa bản in:	HUY HOÀNG
Trình bày bìa:	VŨ BÌNH MINH

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org