

GS. TS. NGUYỄN VIỆT TRUNG
PGS. TS HOÀNG HÀ - ThS. ĐÀO DUY LÂM

CÁC VÍ DỤ TÍNH TOÁN
DÀN CẦU CHỮ I, T, SUPER-T
BÊ TÔNG CỐT THÉP DỰ ỨNG LỰC
THEO TIÊU CHUẨN 22TCN 272 - 05

(Tái bản)

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2011

LỜI NÓI ĐẦU

Từ tháng 6-2005 Bộ Giao thông vận tải chính thức ban hành Tiêu chuẩn thiết kế cầu mới mang ký hiệu 22TCN 272-05. Tiêu chuẩn này thay thế cho quy trình 22TCN 18-79 và tiêu chí thử nghiệm 22TCN 272-01 để thiết kế tất cả các cầu đường ô tô trong cả nước.

Để giúp bạn đọc vận dụng tốt nội dung thiết kế theo Tiêu chuẩn mới, chúng tôi biên soạn cuốn "**Các ví dụ tính toán dầm cầu chữ I, T, Super-T BTCT dự ứng lực theo tiêu chuẩn 22TCN 272-05**"; cuốn sách như một tài liệu tham khảo dành cho các kỹ sư cầu đường và các sinh viên năm cuối của chuyên ngành đào tạo kỹ sư cầu đường.

Nội dung cuốn sách gồm 5 chương. Chương 1 hệ thống hoá lý thuyết, trình bày các bước thiết kế cầu dầm bê tông cốt thép dự ứng lực nhịp đơn theo 22TCN 272-05. Chương 2 trình bày lý thuyết và ví dụ tính toán bản mặt cầu và dầm ngang. Chương 3 4 và 5 liên quan đến các hướng dẫn tính toán và ví dụ tính toán các loại dầm bê tông cốt thép dự ứng lực mặt cắt chữ I, T và Super-T.

Sách được biên soạn lần đầu tiên, chắc không tránh khỏi thiếu sót. Nhà xuất bản và các tác giả xin chân thành cảm ơn và tiếp thu ý kiến đóng góp, phê bình của bạn đọc.

Mọi ý kiến góp ý xin gửi về Nhà xuất bản Xây dựng hoặc trực tiếp cho các tác giả theo địa chỉ email: nguyenviettrung@uct.edu.vn.
ĐT: 0913555194.

Các tác giả

Chương 1

TRÌNH TỰ THIẾT KẾ CẦU DẦM GIẢN ĐƠN DỰ ỨNG LỰC

1.1. TRIẾT LÝ THIẾT KẾ TỔNG QUÁT

1.1.1. Mục đích thiết kế

Các phân tích và tính toán thiết kế cầu theo tiêu chuẩn 22TCN 272-05 (*trong sách này viết tắt là TCN*) phải hướng các mục tiêu dưới đây:

- Đảm bảo an toàn cho người và phương tiện tham gia giao thông.
- Đáp ứng yêu cầu khai thác chủ yếu về các mặt: độ bền, dễ kiểm tra, thuận tiện duy tu, thuận tiện thông xe, các tiện ích công cộng khác (như tải đường ống dẫn nước, đường điện...), độ cứng (khả năng chống biến dạng), xét tới khả năng mở rộng cầu trong tương lai.

- Khả năng thi công.
- Tính kinh tế.
- Mỹ quan, kiến trúc.

Như vậy ngoài các công năng thông thường, công trình cầu còn có yêu cầu như một công trình kiến trúc để làm đẹp cảnh quan ở vị trí được xây dựng. Các công trình cầu hiện đại đều có các công đoạn thiết kế mỹ thuật rất cần trọng.

1.1.2. Triết lý thiết kế tổng quát

1.1.2.1. Tổng quát

Mục đích thiết kế của tiêu chuẩn nêu trên được cụ thể hoá bằng hai khái niệm:

+ *Trạng thái giới hạn*: tình huống nguy hiểm đặc trưng dự kiến có thể xảy ra cho kết cấu. Khi vượt qua trạng thái giới hạn ngừng thỏa mãn yêu cầu thiết kế. *Các trạng thái giới hạn được coi ngang nhau.*

+ *Điều kiện đảm bảo an toàn*: đối với mọi trạng thái giới hạn phải thỏa mãn bất phương trình sau:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (\text{TCN 1.3.2.1-1})$$

với ý nghĩa tổng các tác động có thể xảy ra trong tình huống cụ thể đều phải nhỏ hơn sức kháng của kết cấu được thiết kế.

Đây chính là nội dung cơ bản của phương pháp thiết kế cầu theo hệ số tải trọng và hệ số sức kháng (Load and Resistance factor Design).

trong đó:

ϕ - hệ số sức kháng được xác định trên cơ sở thống kê ($\Phi \leq 1$) nhằm tăng mức độ an toàn. Hệ số sức kháng được lấy theo điều 5.5.4.2 và bảng 5.5.4.2.2-1 phụ thuộc vào phương pháp thi công, vật liệu kết cấu, mức độ dự ứng lực (một phần hay toàn phần).

R_n - sức kháng danh định của vật liệu.

ϕR_n - sức kháng tính toán.

Q_i - ứng lực.

γ_i - hệ số tải trọng lấy theo các bảng 3.4.1.1 và 3.4.1.2.

η_i - hệ số điều chỉnh tải trọng theo điều 1.3.2.1

- Tuổi thọ thiết kế của các công trình cầu là 100 năm. Gần đây đưa ra khái niệm về chi phí vòng đời (life cycle cost) gắn liền với việc thiết kế công trình theo tuổi thọ.

Triết lý này cơ bản giống như các Tiêu chuẩn thiết kế khác. Các hiệu ứng lực được tính toán theo các lý thuyết phân tích kết cấu và đưa thêm vào các hệ số tải trọng để xét tới các khả năng bất lợi đồng thời đưa vào hệ số sức kháng để chiết giảm khả năng chịu lực của vật liệu. Nhờ việc đưa vào các hệ số tải trọng và hệ số sức kháng mà mức độ an toàn của kết cấu được đảm bảo.

1.1.2.2. Các trạng thái giới hạn

Các cấu kiện và các liên kết của cầu phải thỏa mãn phương trình 1.3.2.1.1 cho các tổ hợp thích hợp của ứng lực cực hạn tính toán, được quy định tương ứng với 6 trạng thái giới hạn cơ bản dưới đây:

1. *Trạng thái giới hạn về cường độ I:* Tổ hợp tải trọng liên quan đến việc sử dụng xe tiêu chuẩn của cầu không xét đến gió. Như vậy có thể hiểu là tổ hợp tải trọng chính theo phương thẳng đứng.

2. *Trạng thái giới hạn cường độ II:* Tổ hợp tải trọng liên quan đến cầu chịu gió với vận tốc vượt quá 25 m/s. Như vậy có thể hiểu không xét hoạt tải ở trạng thái này vì trong bảng 3-4-1-1 không có hệ số tải trọng γ_i tương ứng

3. *Trạng thái giới hạn cường độ III:* Tổ hợp tải trọng liên quan đến việc sử dụng xe tiêu chuẩn của cầu với gió có vận tốc 25 m/s.

Mục đích: Các trạng thái giới hạn cường độ - để đảm bảo cường độ và ổn định, cục bộ và tổng thể, đảm bảo để cầu có thể chịu được các tổ hợp tải trọng lớn có thể xảy ra trong phạm vi tuổi thọ thiết kế (vòng đời cầu). Các tác động chưa tới trạng thái giới hạn cường độ vẫn có thể làm phát sinh các hư hỏng nhưng tính tổng thể của công trình vẫn được duy trì.

4. *Trạng thái giới hạn đặc biệt:* Tổ hợp tải trọng liên quan đến động đất, lực va của tàu và xe cộ và đến một số hiện tượng thủy lực với hoạt tải đã triết giảm khác với khi là một thành phần của tải trọng xe và xô, (CT).

Mục đích: Trạng thái giới hạn đặc biệt nhằm đảm bảo cho sự tồn tại của kết cấu dưới tác dụng của các sự cố như động đất, va xô của tàu thủy, va chạm của xe cộ gồm cả tàu hoả và xe ô tô hoặc xói lở khi có lũ đặc biệt lớn. Vấn đề này được đúc kết kinh nghiệm từ các sự cố công trình và mục tiêu là giữ cho kết cấu không sập đổ dù có thể phát sinh các biến dạng lớn. Sau sự cố công trình vẫn có khả năng sửa chữa để sử dụng tiếp.

5. *Trạng thái giới hạn sử dụng:* Tổ hợp tải trọng có liên quan đến khai thác bình thường của cầu với gió có vận tốc 25 m/s (90 km/h) với tất cả các tải trọng lấy theo giá trị danh định. Dùng để kiểm tra độ võng, bề rộng vết nứt trong kết cấu bê tông cốt thép và bê tông cốt thép dự ứng lực, sự chảy dẻo của kết cấu thép và trượt của các liên kết có nguy cơ trượt do tác dụng của hoạt tải xe. Tổ hợp này cũng dùng để khảo sát ổn định mái dốc.

Mục đích: Các trạng thái giới hạn sử dụng nhằm hạn chế các trị số về ứng suất, biến dạng, chiều rộng vết nứt ... đảm bảo cho công trình làm việc bình thường trong suốt tuổi thọ thiết kế của nó.

6. *Trạng thái giới hạn mỏi:* Tổ hợp tải trọng gây mỏi và đứt gãy liên quan đến hoạt tải xe cộ trùng phục và xung kích dưới tác dụng của một xe tải đơn có cự ly trục được quy định trong điều 3-6-1-4-1.

Mục đích: Trạng thái giới hạn mỏi và phá hoại giòn với các giới hạn về biên ứng suất trong điều kiện khai thác bình thường, để ngăn chặn vết nứt phát triển dưới tác dụng của tải trọng lặp nhằm đề phòng kết cấu bị phá hoại giòn trong tuổi thọ của kết cấu (chủ yếu đảm bảo tính bền mỏi của vật liệu)

1.2. TRÌNH TỰ THIẾT KẾ KẾT CẤU NHỊP DẦM GIẢN ĐƠN DỰ ỨNG LỰC

Gồm các bước cơ bản sau:

Bước 1: Chuẩn bị các số liệu thiết kế ban đầu (được đưa ra trong nhiệm vụ thiết kế cầu): chiều dài nhịp, khổ cầu, tải trọng thiết kế, ...

Bước 2: Xác định các đặc trưng vật liệu của cầu. Lựa chọn sơ bộ hình dạng, bố trí và kích thước mặt cắt ngang của kết cấu nhịp (tại gối, tại giữa nhịp,...) và của dầm chủ, của dầm ngang, chọn chiều dài nhịp tính toán, số lượng dầm chủ, dầm ngang, khoảng cách dầm, chiều cao dầm, chiều dày bản mặt cầu, kích thước dầm ngang, kiểu và kích thước của vỉa hè, lan can, lớp phủ mặt cầu, ống nước, đèn chiếu sáng...

Bước 3: Phân tích kết cấu, xây dựng mô hình tính toán, xác định các đặc trưng hình học của dầm chủ qua các giai đoạn thi công và khai thác.

Bước 4: Phân tích tác động của các thành phần tải trọng lên cầu. Tính toán các hệ số phân bố tải trọng cho mômen và lực cắt của các thành phần hoạt tải đối với dầm biên và dầm giữa

Bước 5: Tính các trị số nội lực thành phần chưa nhân hệ số và nội lực đã nhân hệ số lần lượt do: từng thành phần tĩnh tải, hoạt tải cho dầm giữa và dầm biên. Chọn ra các trị số nội lực bất lợi nhất. Phải tính cho các mặt cắt đặc trưng của dầm chủ ở các vị trí $L/2$, $L/4$, mặt cắt gối, mặt cắt tiết diện thay đổi, mặt cắt bất lợi về lực cắt (thường chọn mặt cắt cách gối một khoảng d_v).

Bước 6: Tổ hợp nội lực cho các mặt cắt theo các trạng thái giới hạn (TTGH): TTGH Cường độ I, II, III; TTGH Sử dụng; TTGH Mỏi; TTGH Đặc biệt. Xác định dầm bất lợi cần kiểm toán (nên kiểm toán cả dầm giữa và dầm biên).

Bước 7: Lựa chọn số lượng cốt thép chủ DƯL và bố trí chúng trong mặt cắt giữa dầm. Hiệu chỉnh lại kích thước đầu dầm cho phù hợp với cách bố trí cốt thép. Nếu có thay đổi nhiều về kích thước mặt cắt thì phải tính lại tĩnh tải và quay về tính lại bước 5. Nếu kích thước dầm phù hợp giả định ban đầu ở bước 2 thì tính duyệt mặt cắt giữa dầm về mômen theo TTGH Cường độ I hoặc III. Nếu duyệt không đạt phải lặp lại bước 7. Nếu duyệt đạt thì tính bước 8.

Bước 8: Bố trí cốt thép DƯL dọc dầm. Xác định số bó uốn cong (uốn gãy khúc) và vị trí uốn của chúng, vị trí các neo ở đầu dầm. Tính tọa độ các trọng tâm của từng cốt thép rồi tính tọa độ trọng tâm chung của các cốt thép DƯL và cốt thép thường trong từng mặt cắt đặc trưng đã nêu trên. Tính toán các giá trị mất mát ứng suất tức thời và mất mát theo thời gian.

Bước 9: Tính duyệt dầm kiểm toán theo mômen cho các mặt cắt (mặt cắt nguy hiểm nhất là $L/2$). Tính duyệt theo TTGH Sử dụng: kiểm tra độ mở rộng vết nứt trong dầm BTCT chịu uốn, kiểm tra biến dạng dầm BTCT, kiểm tra ứng suất đối với bê tông, kiểm tra giới hạn sử dụng đối với cốt thép dự ứng lực... Tính duyệt theo TTGH Cường độ: tính duyệt về mômen kháng tính toán của mặt cắt $M_r \geq$ mômen uốn tính toán M_u , kiểm tra các giới hạn tối đa, tối thiểu của cốt thép...

Nếu không đạt phải chọn một trong các biện pháp sau:

- + Tăng chiều cao dầm, quay về bước 2.
- + Tăng số lượng cốt thép chủ dự ứng lực, quay về bước 7.

Bước 10: Tính độ võng do DƯL, tính kiểm tra độ võng lớn nhất do tĩnh tải và hoạt tải lớn nhất, độ võng trước.

Bước 11: Tính duyệt dầm kiểm toán theo lực cắt. Lựa chọn mô hình tính toán. Kiểm tra sức kháng cắt của các mặt cắt kiểm toán (thường là mặt cắt cách gối d_v và mặt cắt gối). Bố trí tính duyệt cốt đai chịu cắt. Kiểm tra cốt thép dọc chịu cắt bổ sung. (Bạn đọc

có thể tham khảo phân trình bày chi tiết về tính duyệt lực cắt trong sách "Các ví dụ tính toán Cầu bê tông cốt thép theo tiêu chuẩn mới 22TCN 272-01" NXB Xây dựng - 11/2004).

Bước 12: Kiểm toán mặt cắt dầm chủ của kết cấu nhịp có dầm ngang khi chịu mômen xoắn cục bộ. Kiểm tra cốt thép dọc chịu cắt xoắn kết hợp.

Bước 13: Tính duyệt theo TTGH mới (thường làm với dầm cầu đường sắt) và TTGH đặc biệt theo yêu cầu thiết kế.

Bước 14: Duyệt cường độ và ổn định trong giai đoạn tạo dựng ứng lực nén bê tông. Bố trí cốt thép chịu DUL cục bộ ở đầu dầm, nơi đặt mấu neo và ở bên trên gối. Duyệt ứng suất cục bộ trong khu vực đầu dầm do dựng ứng lực tập trung gây ra.

Bước 15: Tính toán hiệu ứng co ngót, từ biến. Bố trí cốt đai, cốt thép chống co ngót. Tính duyệt kiểm tra.

Bước 16: Tính toán, thiết kế bản mặt cầu và dầm ngang: xác định các mô hình tính toán, tính duyệt theo các TTGH cường độ và sử dụng. Bố trí chi tiết cốt thép.

Bài toán thiết kế kết cấu thường phải thỏa mãn nhiều yêu cầu về tính kinh tế kỹ thuật vì vậy cần lựa chọn cấu tạo, bố trí vật liệu và tính duyệt vài lần để có được cấu tạo kết cấu đáp ứng các yêu cầu chịu lực, chống biến dạng, có đủ mức độ dự trữ an toàn đồng thời không quá dư thừa vật liệu. Về chi tiết của từng bước cần xem lại giáo trình Cầu Bê tông cốt thép, sau đây sẽ chỉ hướng dẫn chi tiết một số nội dung căn bản.

1.2.1. Thiết kế cấu tạo các bộ phận của kết cấu nhịp cầu (bước 2)

Đây là nội dung rất quan trọng quyết định tính hợp lý chịu lực và độ an toàn của công trình.

Căn cứ để thiết kế cấu tạo là dựa trên yêu cầu sử dụng: cầu đường sắt, cầu đường ô tô, cầu đường sắt, đường ô tô đi chung, yêu cầu phân đường cho người đi bộ. Các yêu cầu này thường được quy định trong nhiệm vụ thiết kế cầu đã xác định trong bước 1 như khổ xe chạy, số làn xe thiết kế, chiều rộng phân đường người đi bộ. Thiết kế cấu tạo cũng phải dựa trên dạng kết cấu lựa chọn (dầm I, T, hộp, ...) và công nghệ thi công dự kiến (đổ tại chỗ hay lắp ghép...). Các cấu tạo cũng cần thỏa mãn các chỉ dẫn trong Tiêu chuẩn thiết kế và tham khảo các công trình tương tự đã xây dựng trong thực tế, các thiết kế điển hình.

1.2.1.1. Chiều dài tính toán

Chiều dài tính toán cầu dầm giản đơn một nhịp:

$$l_{\text{tính toán}} = L_{\text{toàn dầm}} - 2a$$

a - khoảng cách từ đầu dầm đến tim gối

- Nếu $L = 24 \div 33\text{m}$ nên lấy $a = 30 \div 40\text{cm}$.

- Nếu $L = 15 \div 24\text{m}$ nên lấy $a = 20 \div 30\text{cm}$.

1.2.1.2. Số lượng và khoảng cách giữa các dầm chủ

Các thông số thiết kế thường gồm:

- + Chiều rộng phần xe chạy B_1 (m)
- + Chiều rộng phần người đi bộ B_3 (cm)

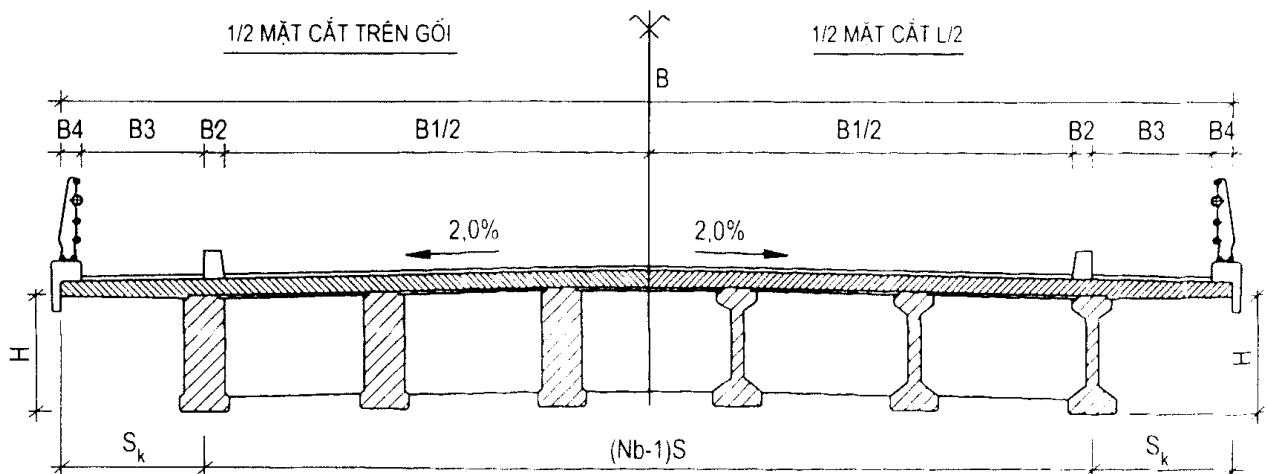
Ví dụ: Khố cầu $8 + 2 \times 1,5$ tức là $B_1 = 8\text{m}$ (2 làn xe); $B_3 = 1,5\text{m}$

+ Chọn dạng bố trí phần lề người đi bộ cùng mức hoặc khác mức với phần xe chạy. Nếu bố trí cùng mức có thể chọn dùng gờ phân cách rộng $B_2 = 20 \div 30\text{cm}$ hoặc dùng vạch sơn rộng 20cm (cần lưu ý vạch sơn sẽ bố trí trên cả phần xe chạy và phần lề đi bộ và không tính vào tổng bề rộng mặt cầu B).

+ Gọi chiều rộng cột lan can là B_4 , thường lấy $B_4 = 20 \div 50\text{cm}$.

+ Chiều rộng toàn cầu có thể được xác định theo công thức:

$$B = B_1 + 2.B_3 + 2.B_2 + 2.B_4$$



Hình 1-1: Minh họa kích thước mặt cắt ngang kết cấu nhịp

+ Số lượng dầm chủ: N_b

Căn cứ trên khố cầu, tải trọng khai thác, dạng kết cấu dầm và công nghệ thi công để dự tính khoảng cách giữa các dầm chủ từ đó chọn số lượng dầm chủ: $N_b \approx \frac{B}{S_{\text{dự tính}}}$. Nên

ưu tiên chọn số dầm là chẵn (do số dầm lẻ thì dầm chính ở giữa thường không phát huy hết tác dụng).

+ Khoảng cách S giữa các dầm chủ có thể tính theo các công thức sau:

$$S \approx \frac{B}{N_b}$$

Công thức trên sẽ cho đáp số là số thập phân, chúng ta nên làm tròn số đến đơn vị cm và có thể tăng lên hay giảm đi trong phạm vi 5cm, phần lẻ có thể dồn sang phần cánh

hãng d_k ($d_k = \frac{B - (N_b - 1)S}{2}$). Cần lưu ý chọn cự ly tìm các dầm chủ (chọn khoảng cách các dầm chủ bằng nhau: S , d_k nên chọn $\approx S/2$) sao cho ván khuôn của các dầm biên và của các dầm phía trong gần giống nhau để thuận tiện cho thi công.

Nên xét đến các kinh nghiệm sau:

+ Cầu đường ô tô lấy: $S = 1.8 \text{ m} \div 2.5 \text{ m}$

+ Cầu đường sắt lấy: $S = 1.5 \text{ m} \div 2.0 \text{ m}$ (còn tùy thuộc khổ đường sắt)

Ở dầm biên thì phần bản hẫng đỡ vỉa hè có thể lấy rộng hơn phần bản hẫng hướng về phía mặt xe chạy.

1.2.1.3. Chiều cao dầm chủ

Theo các tài liệu giáo khoa, chiều cao dầm chủ nhịp giản đơn, bê tông cốt thép dự ứng lực (BTCT DƯ'L) nên chọn như sau:

Đối với cầu dầm ô tô: $h/L = 1/18 \div 1/22$

Đối với cầu đường sắt: $h/L = 1/10$

Chiều cao dầm chủ còn có liên quan chặt chẽ đến khoảng cách giữa các dầm chủ, nếu khoảng cách lớn thì phải chọn chiều cao dầm chủ lớn và ngược lại.

Tiêu chuẩn 22TCN 272-05 có đưa ra quy định về chiều cao tối thiểu của kết cấu:

Bảng 1-1. Chiều cao tối thiểu thông thường dùng cho các bộ phận của kết cấu nhịp BTCT (trích bảng TCN 2.5.2.6.3.1)

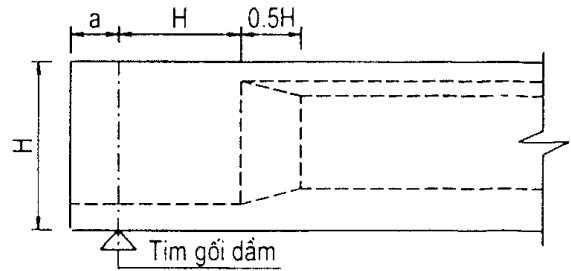
Kết cấu phân trên		Chiều cao tối thiểu (gồm cả mặt cầu) khi dùng cấu kiện có chiều cao thay đổi thì phải hiệu chỉnh các giá trị có tính đến những thay đổi về độ cứng tương đối của các mặt cắt mômen dương và âm	
Vật liệu	Loại hình	Dầm giản đơn	Dầm liên tục
Bê tông cốt thép	Bản có cốt thép chủ song song với phương xe chạy	$\frac{1.2(S + 3000)}{30}$	$\frac{(S + 3000)}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Dầm T	0,070 L	0,065 L
	Dầm hộp	0,060 L	0,055 L
	Dầm kết cấu cho người đi bộ	0,035 L	0,033 L
Bê tông cốt thép dự ứng lực	Bản	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
	Dầm hộp đúc tại chỗ	0,045 L	0,040 L
	Dầm I đúc sẵn	0,045 L	0,040 L
	Dầm hộp cho người đi bộ	0,033 L	0,030 L
	Dầm hộp liền kề	0,030 L	0,025 L

1.2.1.4. Chiều rộng sườn dầm

- Cầu ô tô $b = 16 \div 20\text{cm}$ (với công nghệ DUL kéo trước cốt đơn chọn giá trị nhỏ, kéo sau dùng bó cáp chọn giá trị lớn).

- Cầu đường sắt $b = 20 \div 30\text{cm}$.

- Sườn dầm BTCT DUL ở gần gối phải được mở rộng để tăng khả năng chịu cắt và đủ diện tích bố trí neo, chịu lực cục bộ do neo (tốt nhất là mở rộng và vuốt về trong khoảng từ gối đến 1,5 lần chiều cao)



Hình 1-2: Bố trí đoạn mở rộng dầm

1.2.1.5. Chiều dày bản mặt cầu

Tùy theo kiểu bản có thể lấy đối với:

- Cầu ô tô: $h_f = 14 \div 20\text{cm}$ (chú ý rằng TCN 9.7.1.1 quy định chiều dày tối thiểu của bản mặt cầu là 175cm).

- Cầu đường sắt: $h_f = 16 \div 18\text{cm}$.

1.2.1.6. Kích thước bầu dầm

Muốn chọn sơ bộ kích thước cầu dầm hợp lý cần phải biết số lượng sơ bộ các bó cốt thép chủ DUL và cách bố trí chúng trong mặt cắt ngang bầu dầm. Nhưng ngay từ đầu lúc chưa tính toán thì chúng ta lại chưa biết được số lượng cốt thép đó, vì vậy cần phải tham khảo các đồ án cũ và đồ án định hình có nội dung tương tự về chiều dài nhịp và cấp tải trọng, khổ cầu, dạng kết cấu và công nghệ thi công (đổ tại chỗ hay lắp ghép).

1.2.1.7. Về cấu tạo vỉa hè, lan can, ống thoát nước, lớp phủ mặt cầu

Tham khảo ở Giáo trình cầu BTCT.

1.2.2. Phân tích cấu tạo, xây dựng mô hình tính toán

Nhìn chung các bộ phận kết cấu được phân tích trên cơ sở tính toán kết cấu trong trạng thái làm việc đàn hồi. Trong một số trường hợp có thể áp dụng thêm các nội dung phân tích không đàn hồi hoặc vấn đề phân bố lại hiệu ứng lực trong một số kết cấu nhịp dầm liên tục. Trong Tiêu chuẩn 22TCN 272-05 đã quy định rõ việc phân tích không đàn hồi đối với một số cấu kiện chịu nén làm việc ở trạng thái không đàn hồi và được coi như là một trường hợp của các trạng thái giới hạn đặc biệt (cực hạn).

1.2.2.1. Các phương pháp phân tích kết cấu được chấp nhận theo 22TCN 272-05

Có thể sử dụng bất cứ phương pháp phân tích kết cấu phù hợp với loại vật liệu và mối quan hệ tương tác giữa ứng suất - biến dạng của kết cấu. Các phương pháp được chấp thuận bao gồm:

Phương pháp chuyển vị và phương pháp lực cố định.
 Phương pháp sai phân hữu hạn.
 Phương pháp phần tử hữu hạn.
 Phương pháp bán gập.
 Phương pháp giải hữu hạn.
 Phương pháp mạng dầm tương đương.
 Phương pháp chuỗi hoặc các phương pháp điều hòa khác.
 Phương pháp đường chảy dẻo.

1.2.2.2. Mô hình tính toán

Nguyên tắc chung để xây dựng các mô hình phải dựa vào các trạng thái giới hạn đang xét, định lượng, hiệu ứng lực đang xét và độ chính xác yêu cầu.

Trong bài toán thiết kế công trình cầu nếu không có các yêu cầu đặc biệt thường sử dụng các phương pháp phân tích gần đúng với việc xây dựng các mô hình phù hợp.

Theo phương pháp phân tích gần đúng bản bê tông cốt thép mặt cầu được chia thành các dải nhỏ vuông góc với các cấu kiện đỡ

1.2.3. Tính toán hệ số phân bố ngang do hoạt tải

Trên mặt cắt ngang có nhiều dầm cùng tham gia chịu lực nhưng mức độ chịu lực của các dầm không đồng đều, phụ thuộc vào các yếu tố:

- Vị trí tải trọng
- Cấu tạo kết cấu
- Độ cứng của kết cấu
- Liên kết giữa chúng

Do vậy cần tính toán mức độ phân bố của một lần tải trọng cho 1 dầm

Trong tiêu chuẩn 22TCN 272-05, áp dụng cho cầu BTCT có hướng dẫn phương pháp sử dụng các công thức kinh nghiệm trong mục 4.6.2. như sau.

1.2.3.1. Tính toán phân bố hoạt tải theo làn cho dạng dầm chữ I, T, T kép, T bèo

1.2.3.1.1. Tính toán phân bố tải trọng của tải trọng ô tô cho mômen

+ Khi số dầm chủ $n \leq 3$ dầm: dùng phương pháp đòn bẩy (xem mục 1.2.3.4)

+ Khi số dầm chủ $n \geq 4$ dầm: dùng công thức

- Đối với các dầm chủ bên trong:

- Khi cầu thiết kế chịu tải cho một làn xe ô tô:

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0.4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Ll_s^3} \right)^{0.1}$$

- Khi cầu thiết kế chịu tải cho 2 hoặc hơn 2 làn xe ô tô:

$$g = 0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,1}$$

trong đó:

g- hệ số phân bố tải trọng

S - khoảng cách giữa các dầm chủ (mm)

L - chiều dài nhịp tính toán (mm)

t_s - chiều dày bản mặt cầu (mm)

$$K_g - \text{hệ số, } K_g = n(I + A e_g^2)$$

với:

n - tỷ số giữa môđun đàn hồi bê tông của bản mặt cầu (E_B) / trên môđun đàn hồi bê tông của dầm (E_D) - không có đơn vị. (lưu ý: đơn vị đo của E là MPa).

I - mômen quán tính chống uốn của tiết diện phần dầm chủ (không tính bản mặt cầu - mm²).

A - diện tích mặt cắt ngang của phần dầm chủ (không tính bản mặt cầu - mm²)

e_g - khoảng cách từ trọng tâm của bản mặt cầu đến trọng tâm của dầm.

Trong thiết kế sơ bộ cho phép lấy tỷ số $\frac{K_g}{L t_s^3} = 1,0$

- Phạm vi áp dụng của các công thức tra bảng bao gồm tất cả các điều kiện sau: (đơn vị khoảng cách là mm)

$$+ 1100 \leq S \leq 4900$$

$$+ 110 \leq t_s \leq 300$$

$$+ 6000 \leq L \leq 73000$$

$$+ N_b \geq 4$$

+ Nếu dầm là dầm cầu phải nhân thêm các hệ số độ giảm hệ số phân bố tải trọng đối với mômen của dầm dọc trên gối tựa chéo quy định trong bảng TCN4.6.2.2.2d-1.

- Đối với các dầm chủ phía ngoài (dầm biên):

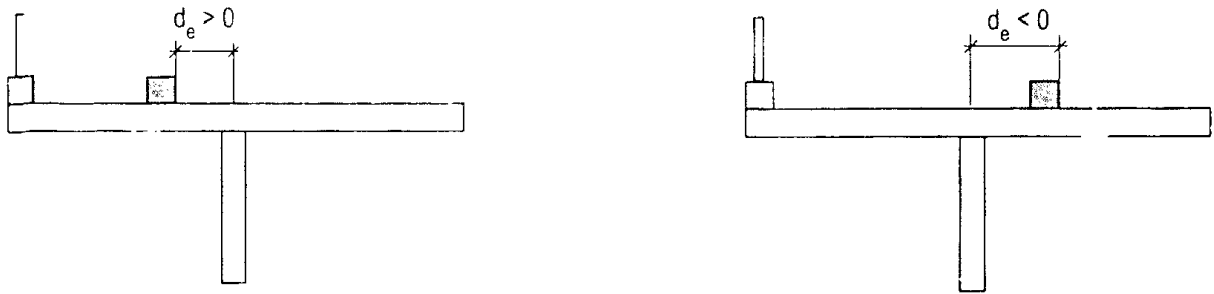
+ Khi cầu thiết kế chịu tải cho 1 làn xe ô tô: dùng nguyên lý đòn bẩy

+ Khi cầu thiết kế chịu tải cho 2 hoặc lớn hơn 2 làn xe ô tô

$$g = e g_{\text{trong}}$$

với e - hệ số điều chỉnh, $e = 0,77 + \frac{d_c}{2800}$

trong đó: d_c - khoảng cách từ tim dầm biên đến mép đá vữa (hình 1-3):



Hình 1-3: Minh họa khoảng cách d_e

- Phạm vi áp dụng của các công thức trên bao gồm tất cả các điều kiện sau: (đơn vị khoảng cách là mm).

$$+ -300 \leq d_e \leq 1700$$

$$+ N_b \geq 4$$

+ Nếu là dầm cầu chéo phải nhân thêm các hệ số độ giảm hệ số phân bố tải trọng đối với mômen của dầm dọc trên gối tựa chéo quy định trong bảng TCN 4.6.2.2.2d-1.

1.2.3.1.2. Tính toán phân bố tải trọng của tải trọng ô tô để tính lực cắt

+ Khi số dầm chủ $n \leq 3$ dầm: dùng phương pháp đòn bẩy.

+ Khi số dầm chủ $n \geq 4$ dầm: dùng công thức.

- Đối với các dầm chủ phía trong:

- Khi cầu có một làn thiết kế chịu tải:

$$g = 0,36 + \left(\frac{S}{7600} \right)$$

- Khi cầu có hai hoặc hơn hai làn thiết kế chịu tải:

$$g = 0,20 + \left(\frac{S}{3600} \right) \left(\frac{S}{10700} \right)^{2,0}$$

- Phạm vi áp dụng của các công thức tra bảng này bao gồm tất cả các điều kiện sau. (đơn vị khoảng cách là mm)

$$1100 \leq S \leq 4900$$

$$6000 \leq L \leq 73000$$

$$110 \leq t_s \leq 300$$

$$4 \cdot 10^9 \leq K_g \leq 3 \cdot 10^{12}$$

$$N_b \geq 4$$

Nếu là dầm cầu chéo phải nhân thêm các hệ số điều chỉnh cho các hệ số phân bố tải trọng đối với lực cắt tại góc tựa quy định trong bảng TCN 4.6.2.2.3c-1.

- Đối với các dầm chủ ngoài biên:

+ Khi cầu có một làn thiết kế chịu tải: dùng nguyên lý đòn bẩy.

+ Khi cầu có 2 hoặc hơn 2 làn thiết kế chịu tải:

$$g = e g_{\text{trong}}$$

với e - hệ số điều chỉnh, $e = 0,60 + \frac{d_c}{3000}$

trong đó: d_c - khoảng cách từ tim dầm biên đến mép đá vữa

+ Phạm vi áp dụng của các công thức tra bảng này bao gồm tất cả các điều kiện sau: (đơn vị khoảng cách là mm)

. - $300 \leq d_c \leq 1700$

. $N_b \geq 4$

. Nếu là dầm cầu chéo phải nhân thêm các hệ số điều chỉnh cho các hệ số phân bố tải trọng đối với lực cắt tại góc tù quy định trong bảng TCN 4.6.2.2.3c-1.

1.2.3.2. Tính toán phân bố tải trọng của người bộ hành cho mômen và lực cắt

+ Người bộ hành được chất đầy cả 2 bên lề người đi và phân bố chủ yếu cho các dầm biên và dầm chủ liền kề (có thể sử dụng phương pháp đòn bẩy).

1.2.3.3. Tính toán phân bố tải trọng của ô tô áp dụng trong trường hợp kết cấu nhịp có dạng Super-T

1.2.3.3.1. Hệ số phân bố tải trọng cho mômen

* Đối với các dầm chủ phía trong:

- Khi cầu có một làn thiết kế chịu tải:

$$g = \left(\frac{S}{910} \right)^{0,35} \left(\frac{S d}{L^2} \right)^{0,25}$$

- Khi cầu có hai hoặc hơn hai làn thiết kế chịu tải:

$$g = \left(\frac{S}{1900} \right)^{0,6} \left(\frac{S d}{L^2} \right)^{0,125}$$

trong đó:

d - chiều cao dầm (mm)

các ký hiệu khác đã giải thích ở các công thức trên.

- Phạm vi áp dụng của các công thức tra bảng bao gồm tất cả các điều kiện sau: (đơn vị khoảng cách là mm)

+ $1800 \leq S \leq 3500$

$$+ 450 \leq d \leq 1700$$

$$+ 6000 \leq L \leq 73000$$

$$+ N_b \geq 3$$

+ Nếu dầm là dầm cầu phải nhân thêm các hệ số độ giảm hệ số phân bố tải trọng đối với mômen của dầm dọc trên gối tựa chéo quy định trong bảng TCN 4.6.2.2.2d-1.

* Đối với các dầm ngoài biên:

+ Khi cầu có 1 làn thiết kế chịu tải: dùng nguyên lý đòn bẩy.

+ Khi cầu có 2 hoặc hơn 2 làn thiết kế chịu tải.

$$g = e g_{\text{trong}}$$

$$\text{với } e - \text{hệ số điều chỉnh } e = 0,97 + \frac{d_c}{8700}$$

+ Phạm vi áp dụng của các công thức trên bao gồm tất cả các điều kiện sau: (đơn vị khoảng cách là mm).

$$. 0 \leq d_c \leq 1400$$

$$. 1800 \leq S \leq 3500$$

. Nếu là dầm cầu chéo phải nhân thêm các hệ số độ giảm hệ số phân bố tải trọng đối với mômen của dầm dọc trên gối tựa chéo quy định trong bảng TCN 4.6.2.2.2d-1.

1.2.3.3.2. Hệ số phân bố tải trọng của xe ô tô để tính lực cắt

* Đối với các dầm chủ phía trong:

- Khi cầu có một làn thiết kế chịu tải:

$$g = \left(\frac{S}{3050} \right)^{0,6} \left(\frac{d}{L} \right)^{0,1}$$

- Khi cầu có hai hoặc hơn hai làn thiết kế chịu tải:

$$g = \left(\frac{S}{2250} \right)^{0,8} \left(\frac{d}{L} \right)^{0,1}$$

+ Phạm vi áp dụng của các công thức tra bảng này bao gồm tất cả các điều kiện sau: (đơn vị khoảng cách là mm).

$$. 1800 \leq S \leq 3500$$

$$. 6000 \leq L \leq 43000$$

$$. 450 \leq d \leq 1700$$

$$. N_b \geq 3$$

. Nếu là dầm cầu chéo phải nhân thêm các hệ số điều chỉnh cho các hệ số phân bố tải trọng đối với lực cắt tại góc tù quy định trong bảng TCN 4.6.2.2.3c-1.

* Đối với các dầm ngoài:

+ Khi cầu có 1 làn thiết kế chịu tải: dùng nguyên lý đòn bẩy.

+ Khi cầu có hai hoặc hơn hai làn thiết kế chịu tải:

$$g = e \cdot g_{\text{trong}}$$

với e - hệ số điều chỉnh, $e = 0.80 + \frac{d_c}{3050}$

+ Phạm vi áp dụng của các công thức tra bảng này bao gồm tất cả các điều kiện sau: (đơn vị khoảng cách là mm)

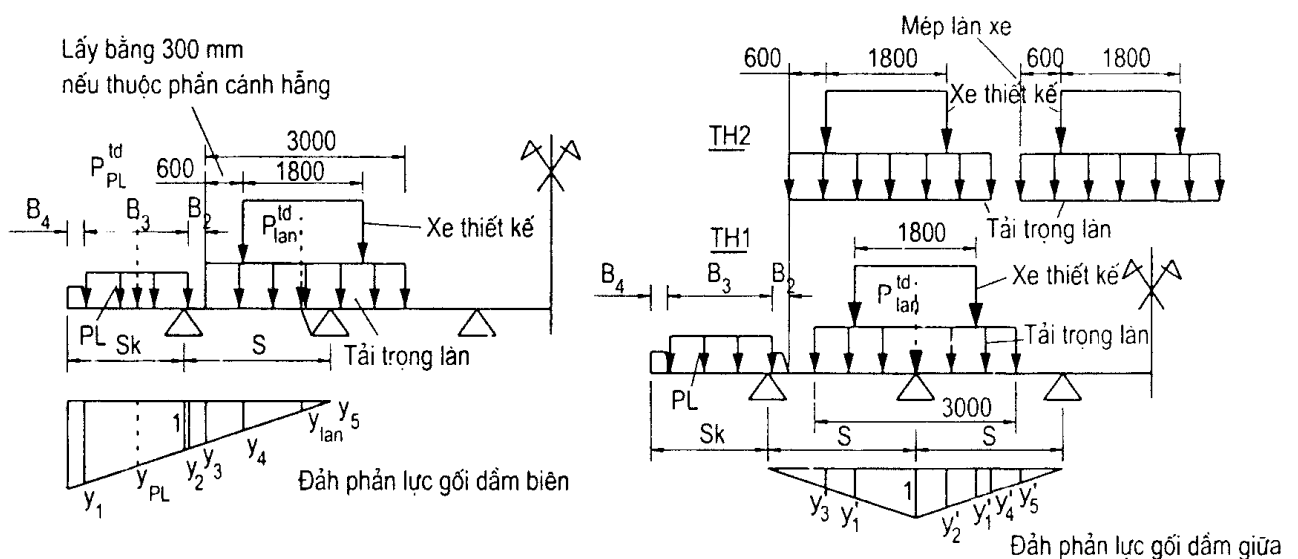
$$0 \leq d_c \leq 1400$$

. Nếu là dầm cầu chéo phải nhân thêm các hệ số điều chỉnh cho các hệ số phân bố tải trọng đối với lực cắt tại góc tù quy định trong bảng TCN 4.6.2.2.3c-1.

1.2.3.4. Phương pháp đòn bẩy

+ Khi thiết kế nằm ngoài phạm vi sử dụng của các công thức tính hệ số phân bố hoạt tải nêu trên hoặc trong một số trường hợp quy định trong bảng tra thì người thiết kế phải lựa chọn các phương pháp khác để phân tích kết cấu được tiêu chuẩn cho phép. Phương pháp đòn bẩy là một phương pháp đơn giản, hay được lựa chọn và thiên về an toàn.

Hệ số phân bố tải trọng cho dầm chủ (hình 1-4):



Hình 1-4: Sơ đồ tính hệ số phân bố tải trọng theo phương pháp đòn bẩy

Về quan điểm xếp xe theo phương ngang cầu chính thống của tiêu chuẩn thì xe và tải trọng làn chỉ được phép xếp trong phạm vi làn với các khoảng cách tối thiểu tới mép bản cánh hẫng (300mm) và tới mép làn (600mm) như quy định của điều 3.6.1.3. Việc xếp vị trí xe bất lợi theo phương ngang cầu được phân tích như sau:

+ Điều 3.6.1.2.2 quy định về xe tải thiết kế có ghi rõ chiều rộng làn xe thiết kế là 3500 mm.

+ Điều 3.6.1.1.1 chỉ dẫn cách xác định số làn xe thiết kế là $W/3500\text{mm}$ với W là chiều rộng cầu. Đồng thời chỉ dẫn hai điểm đáng chú ý sau:

- Chiều rộng làn xe thiết kế có thể nhỏ hơn 3500 mm.

- Cầu có chiều rộng từ 6000 ÷ 7000 mm phải thiết kế với 2 làn xe, mỗi làn bằng một nửa cầu.

Như vậy có các trường hợp bố trí số làn xe theo phương ngang cầu như sau:

* Chiều rộng cầu $W < 6000$ mm: chỉ có một làn xe, chiều rộng chuẩn của làn xe thiết kế là 3500 mm. Tuy nhiên vị trí làn xe trên mặt cắt ngang có thể xô dịch sao cho tạo ra ứng lực lớn nhất.

* Chiều rộng cầu $6000 \text{ mm} \leq W < 7000$ mm cầu có 2 làn xe chiều rộng mỗi làn là $W/2$

* Chiều rộng $7000 \text{ mm} \leq W < 10\,500$ mm cầu cũng chỉ có 2 làn xe và chiều rộng mỗi làn là 3500 mm tính từ tim ra hai bên, theo quan điểm chính thống thì phần dư của chiều rộng cầu không đặt tải trọng xe (thường là phần dành cho xe hai bánh, xe thô sơ hoặc người đi bộ). Với trường hợp này vị trí làn xe cũng được xô dịch để tạo ra nội lực cực đại trong phạm vi làn xe. Tuy nhiên cũng có quan điểm xét tới khả năng xe chạy lấn làn và xếp xe lệch ngoài phạm vi làn, trong một số trường hợp nếu thiên về an toàn người thiết kế cũng có thể theo quan điểm này nhưng đây không phải là quan điểm chính thống vì theo luật đường bộ các làn xe trên cầu luôn được phân cách bằng vạch sơn liền hoặc dải phân cách giữa nên không cho phép xe chạy vượt lấn làn trên cầu.

* Chiều rộng $10\,500 \text{ mm} \leq W$ số làn xe lấy bằng phần nguyên của $W/3500\text{mm}$.

Hình 1-4 thể hiện một số trường hợp xếp xe bất lợi tính hệ số phân bố tải trọng theo phương pháp đòn bẩy cho dầm biên và một dầm giữa, theo đúng quan điểm của tiêu chuẩn 22TCN 272-05, xe chỉ được phép di chuyển trong phạm vi làn để tạo ra hiệu ứng bất lợi nhất chứ không xếp lệch tối đa như trong quy trình 79. Thực ra trong tiêu chuẩn cũng không quy định rõ ràng về việc bắt buộc xếp xe như trên hình vẽ nên việc lựa chọn sơ đồ xếp xe bất lợi nhất hoàn toàn tùy thuộc vào quan điểm an toàn của người thiết kế. Trong sách này chỉ trình bày cách xếp xe theo quan điểm về làn xe của tiêu chuẩn và một số tài liệu hướng dẫn của AASHTO.

Thiên về an toàn có thể quy đổi tải trọng làn và người đi về các tải trọng tập trung, tuy nhiên người thiết kế cũng có thể xếp như tải trọng dải đều theo phương ngang cầu, trong trường hợp này hệ số phân bố được lấy bằng diện tích đường ảnh hưởng.

- Do xe ô tô: $g_{LL} = \sum y_i$ (y_i là tung độ đường ảnh hưởng tương ứng)

- Do tải trọng làn hoặc người đi bộ: $g_{PL} = \sum \omega_i$ (ω_i là diện tích phần đường ảnh hưởng tương ứng)

Cần chú ý là các mũi tên trong hình vẽ là thể hiện cho tải trọng của một hàng bánh xe theo phương ngang cầu nên khi tính nội lực phải lấy hệ số phân bố g_{LL} tính theo công thức trên nhân với tải trọng một hàng bánh xe (bằng nửa tải trọng trục xe).

1.2.4. Tính toán các thành phần nội lực dầm chủ tại các mặt cắt đặc trưng

- Sơ đồ tính: Dầm giản đơn chiều dài nhịp L_{tt}
- Để tiện tính toán cần phải lập thành các bản tính (xem phần này ở các ví dụ mẫu về tính dầm giản đơn BTCT dự ứng lực). Cơ bản gồm các bản tính sau:
 - *Bản 1*: Các đặc trưng của các đường ảnh hưởng M , V , R .
 - *Bản 2*: Xác định các nội lực chưa nhân hệ số do tĩnh tải (DC và DW).
 - *Bản 3*: Xác định nội lực chưa nhân hệ số do các loại hoạt tải (xe tải, xe 2 trục, tải trọng làn, người đi bộ).
 - *Bản 4*: Tổ hợp nội lực theo các trạng thái giới hạn.
 - *Bản 5*: Xác định nội lực đã nhân hệ số lớn nhất theo các trạng thái giới hạn.

1.2.3.1. Tĩnh tải

- + Tải trọng rải đều trên 1m dầm chủ do trọng lượng bản thân dầm chủ DC_1 (kN/m)
 - + Tải trọng rải đều trên 1m dầm chủ do trọng lượng của dầm ngang DC_2 (kN/m)
 - + Tải trọng rải đều trên 1m dầm chủ do gờ chắn bánh xe DC_3 (kN/m)
 - + Tải trọng rải đều trên 1m dầm chủ do lan can và lề người đi DC_4 (kN/m)
- Tổng tĩnh tải của bản thân kết cấu và các bộ phận phi kết cấu

$$DC = DC_1 + DC_2 + DC_3 + DC_4 \text{ (kN/m)}$$

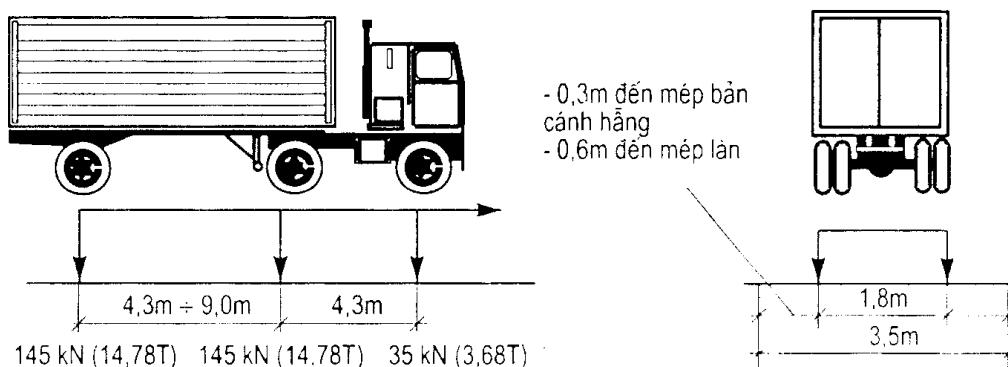
Lưu ý: trong một số thiết kế cụ thể có thể coi tải trọng do gờ chắn bánh và lan can lề người đi là hoàn toàn do dầm biên chịu.

- + Tải trọng rải đều trên 1m chiều dài dầm chủ do lớp phủ mặt cầu DW_1 (kN/m)
- + Tải trọng rải đều trên 1m chiều dài dầm chủ do các tiện ích công cộng (cột đèn, biển báo, ...) DW_2 (kN/m)

1.2.3.2. Hoạt tải

1.2.3.2.1. Các thành phần hoạt tải thiết kế: (TCN 3.6.1.1)

- + *Xe tải thiết kế*: Xe tải thiết kế có cấu tạo như trên hình 1-5



Hình 1-5: Cấu tạo xe tải thiết kế

Khoảng cách trục sau cùng thay đổi từ 4.3m đến 9.0 m sao cho tạo ra ứng lực lớn nhất cho bộ phận kết cấu cần xét.

Đối với đường có cấp thấp hơn tải trọng trục có thể nhân với các hệ số 0.5 và 0.65 tương tự như các cấp hoạt tải H 10 và H 13 theo Quy trình 1979.

+ Xe 2 trục thiết kế

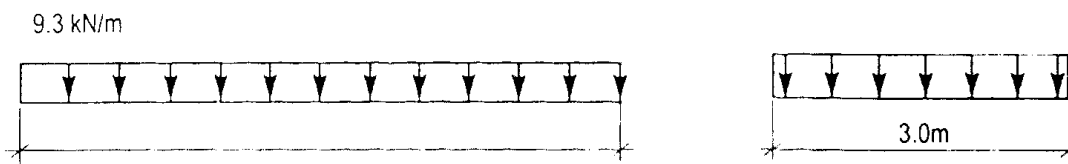


Hình 1-6: Mô hình xe 2 trục thiết kế

Xe 2 trục có trọng lượng trục tải nhỏ hơn xe tải thiết kế nhưng cự ly các trục gần hơn nên có thể khống chế hiệu ứng lực phát sinh trong các cấu kiện ngắn.

Đối với đường có cấp thấp hơn tải trọng trục có thể nhân với các hệ số 0.5 và 0.65 như các xe tải thiết kế.

+ Tải trọng làn thiết kế: là một làn tải trọng phân bố $q = 9.3 \text{ N/mm}$



Hình 1-7: Mô hình tải trọng làn

Diện phân bố: rộng 3,0 m, dài không hạn chế (chất tải hết chiều dài làn thiết kế).

Ý nghĩa của tải trọng làn thể hiện tác dụng của các xe khác trong đoàn xe có thể xuất hiện đồng thời trên cầu.

+ Lực xung kích do hoạt tải xe (IM):

Lực xung kích IM lấy thống nhất bằng % của xe tải hoặc xe 2 trục thiết kế. Lực xung kích được đưa ngay vào thành phần của tải trọng xe với bất kỳ tổ hợp tải trọng nào có xe tải hoặc xe 2 trục (kể cả tính mỗi). Trị số của lực xung kích lấy theo bảng 3.6.2.1-1.

Bảng TCN 3.6.2.1-1: Lực xung kích IM

Cấu kiện	IM
Mỗi nơi bán mặt cầu - Khi tính theo tất cả các trạng thái giới hạn	75%
Tất cả các cấu kiện khác - Trạng thái giới hạn mỏi và đứt gãy - Tất cả các trạng thái giới hạn khác	15% 25%

Lực xung kích đối với xe 2 trục thiết kế lấy như đối với xe tải thiết kế.

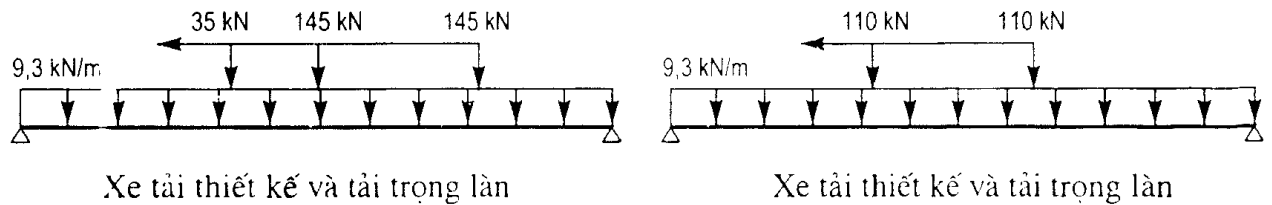
Tải trọng làn không xét phần lực xung kích.

1.2.3.2.2. Hoạt tải xe thiết kế HL-93 (LL)

HL93 bao gồm:

- Xe tải thiết kế hoặc xe hai trục thiết kế và
- Tải trọng làn thiết kế

Có thể mô tả mô hình của hoạt tải HL-93 như sau:



Hình 1-8: Mô hình hoạt tải thiết kế HL-93

Như vậy tác động lực theo phương thẳng đứng do hoạt tải tác dụng lên kết cấu gồm:

[Hoạt tải xe thiết kế (LL) + Lực xung kích (IM)] + Tải trọng làn (Làn)

1.2.3.2.3. Tải trọng người đi bộ (PL)

- Lấy bằng $3 \times 10^{-3} \text{ MPa} \approx 300 \text{ kG/m}^2$ tương tự như đối với Quy trình 1979.
- Tải trọng người đi không xét xung kích.

Tải trọng người đi phải tính đồng thời với hoạt tải xe thiết kế. Chú ý ở đây dùng hoạt tải xe thiết kế tức là bao gồm cả xe tải thiết kế và xe 2 trục thiết kế.

- Đối với cầu chỉ dành riêng cho người đi bộ và / hoặc đi xe đạp phải thiết kế với tải trọng người đi bằng $4.1 \times 10^{-3} \text{ MPa} \approx 410 \text{ kG/m}^2$

- Hệ số phân bố tải trọng người đi bộ nên tính riêng theo phương pháp đôn bẩy.

1.2.3.3. Cách tổ hợp hoạt tải HL-93 theo các trạng thái giới hạn

Tổ hợp hoạt tải xe HL-93 cho một làn đơn được tính phụ thuộc vào các trạng thái giới hạn như quy định trong điều 1.3.2.2 của TCN. Trong bài toán thiết kế cần chọn trị số lớn nhất trong các tổ hợp sau đây:

Đối với tổ hợp tải trọng để tính theo các trạng thái giới hạn I, III, đặc biệt (và xe) và trạng thái giới hạn sử dụng (nhưng không kể duyệt vĩnh):

a) Hiệu ứng của xe 2 trục (có xung kích 25%) tổ hợp với hiệu ứng của tải trọng làn thiết kế, hoặc

b) Hiệu ứng của xe tải thiết kế (có xung kích 25%) tổ hợp với tải trọng làn thiết kế. Tuy nhiên trị số của các thành phần lực trong tổ hợp này lại thay đổi như sau:

b1) Thông thường, (trừ trường hợp b2 dưới đây) chỉ dùng 1 xe tải thiết kế đặt tại vị trí bất lợi nhất với cự ly giữa 2 trục sau thay đổi từ 4,3 đến 9,0 m sao cho tạo được ứng lực cực trị kết hợp với tải trọng làn.

b2) Riêng khi tính mômen và phản lực cho trụ 1 gối (trụ của dầm liên tục) thì dùng hai xe tải thiết kế đặt cách nhau 15 m, bỏ qua những trục không gây hiệu ứng cực đại (trục chiếm sang phần ĐAH ngược dấu). Lấy 90% hiệu ứng của hai xe nêu trên kết hợp với 90% tải trọng làn.

So sánh a, b1 và b2 để tìm giá trị cực đại.

Đối với tổ hợp tải trọng tính theo các trạng thái giới hạn sử dụng về độ võng:

c) Hiệu ứng của một xe tải thiết kế (có xung kích 25% -theo điều 2.5.2.6.2) hoặc

Kết quả tính toán của hiệu ứng của 25% xe tải thiết kế (có xét xung kích 25%) tổ hợp với tải trọng làn thiết kế

Đối với tổ hợp tải trọng để tính theo các trạng thái giới hạn mỏi và đứt gãy:

d) Hiệu ứng của một xe tải thiết kế (có xung kích 15%) nhưng với khoảng cách các trục nặng là 9,0 m. Không xét tải trọng làn

e) Đối với tổ hợp tải trọng để tính theo các trạng thái giới hạn cường độ II: không xét hoạt tải HL-93.

Như vậy hoạt tải HL-93 được biểu diễn dưới 6 dạng a, b1, b2, c, d, e có mức độ tác động khác nhau.

1.2.3.4. Tổ hợp nội lực theo các trạng thái giới hạn

Tổ hợp nội lực do các thành phần tải trọng tĩnh tải và hoạt tải theo các trạng thái giới hạn theo hướng dẫn của điều 1.3.2.1 và 3.4.

Ví dụ: Tính toán hiệu ứng lực do tải trọng và các tác động theo trạng thái giới hạn cường độ I

a) Tính mômen

+ Mômen do tĩnh tải: do DC và DW gây ra:

$$M_D = (1,2 DC + 1,4 DW)\Omega_M$$

+ Mômen do hoạt tải:

Xét lấy giá trị lớn hơn trong 2 tác động của:

$$PL + HL93M = PL + Xe tải + Tải trọng làn$$

$$PL + HL93K = PL + Xe 2 trục + Tải trọng làn$$

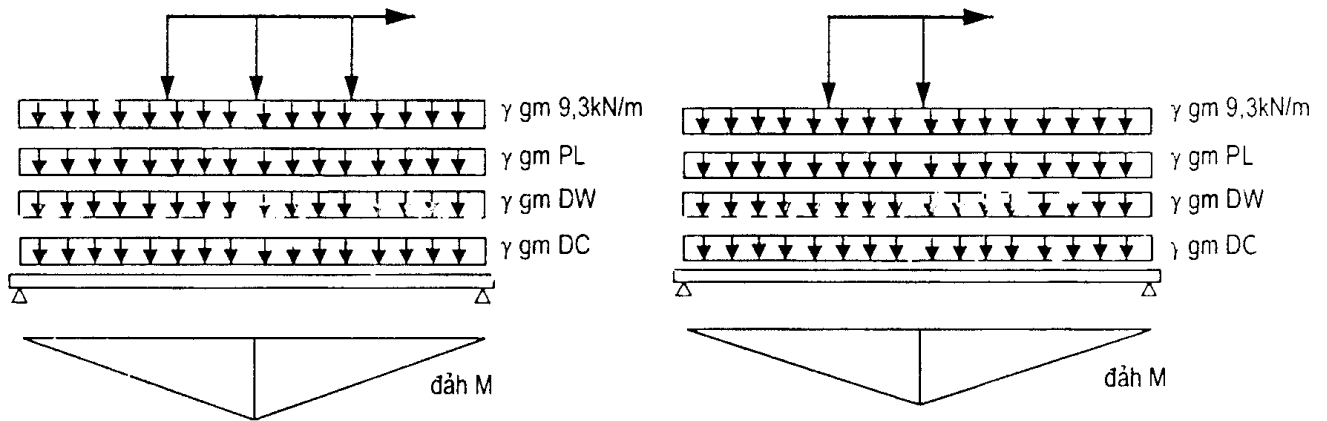
Công thức:

$$M_{PM} = 1,75 m_{g_{PL}} PL\Omega_M + 1,75 m_{g_{LL}} (145 y_1 + 145 y_2 + 35 y_3)(1+IM) + 1,75 m_{g_{LL}} 9.3 \Omega_M$$

$$M_{PK} = 1,75 m_{g_{PL}} PL\Omega_M + 1,75 m_{g_{LL}} (110 y_1 + 110 y_2)(1+IM) + 1,75 m_{g_{LL}} 9.3 \Omega_M$$

So sánh M_{PM} và M_{PK} chọn giá trị max. Mômen tính toán theo trạng thái giới hạn cường độ I bằng

$$M_{I-L/2} = M_D + \max (M_{PM} \text{ và } M_{PK})$$



Hình 1-9: Ví dụ tính mômen

b) Tính lực cắt:

+ Lực cắt do tĩnh tải: do DC và DW gây ra

$$V_D = (1,2 \text{ DC} + 1,4 \text{ DW}) \Sigma \Omega_V$$

+ Lực cắt do hoạt tải:

Xét lấy 4 tác động của:

PL + HL93M = [PL + Xe tải + Tải trọng làn] đặt trên phần (+) của ĐAH

PL + HL93M = [PL + Xe tải + Tải trọng làn] đặt trên phần (-) của ĐAH

PL + HL93K = [PL + Xe 2 trục + Tải trọng làn] đặt trên phần (+) của ĐAH

PL + HL93K = [PL + Xe 2 trục + Tải trọng làn] đặt trên phần (-) của ĐAH

Công thức:

$$V_{PM-1} = 1,75 \text{ m } g_{PL} \text{ PL } \Omega_{V(+)} + 1,75 \text{ m } g_{LL} (145 y_1 + 145 y_2 + 35 y_3)(1+IM)(\text{đặt phần + của ĐAH}) + 1,75 \text{ m } g_{LL} 9.3 \Omega_{V(+)}$$

$$V_{PM-2} = 1,75 \text{ m } g_{PL} \text{ PL } \Omega_{V(-)} + 1,75 \text{ m } g_{LL} (145 y_1 + 145 y_2 + 35 y_3)(1+IM)(\text{đặt phần - của ĐAH}) + 1,75 \text{ m } g_{LL} 9.3 \Omega_{V(-)}$$

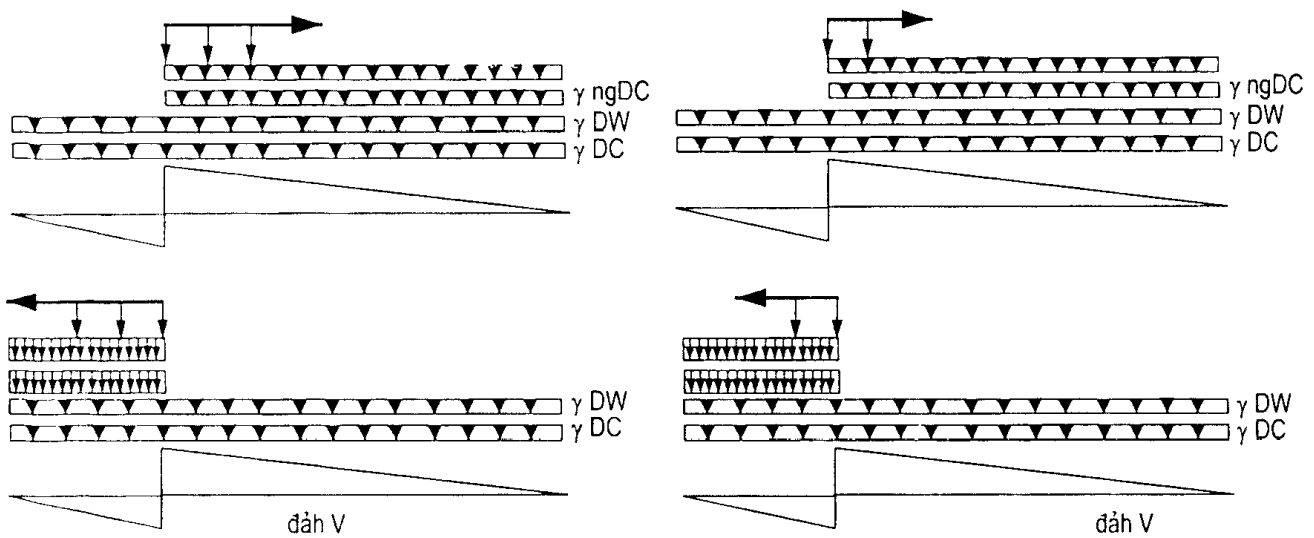
$$V_{PK-1} = 1,75 \text{ m } g_{PL} \text{ PL } \Omega_{V(+)} + 1,75 \text{ m } g_{LL} (110 y_1 + 110 y_2)(1+IM)(\text{đặt phần + của ĐAH}) + 1,75 \text{ m } g_{LL} 9.3 \Omega_{V(+)}$$

$$V_{PK-1} = 1,75 \text{ m } g_{PL} \text{ PL } \Omega_{V(-)} + 1,75 \text{ m } g_{LL} (110 y_1 + 110 y_2)(1+IM)(\text{đặt phần - của ĐAH}) + 1,75 \text{ m } g_{LL} 9.3 \Omega_{V(-)}$$

So sánh chọn giá trị max trong 4 giá trị lực cắt được tổ hợp sau đây:

$$V_{I-L/4} = V_D + V_{PM-1}; \quad V_{I+L/4} = V_D + V_{PM-2}$$

$$V_{I-L/4} = V_D + V_{PK-1}; \quad V_{I+L/4} = V_D + V_{PK-2}$$



Hình 1-10. Ví dụ xếp tải trọng tính lực cắt

Chú ý: nếu hệ số phân bố tải trọng được tính theo công thức bảng tra của TCN 4.6.2 thì không phải nhân thêm hệ số làn m trong các công thức tổ hợp nội lực nêu trên.

1.2.4. Lựa chọn cốt chủ, chọn loại, kích thước mặt cắt

Nội dung cơ bản của bước này là căn cứ vào trị số mômen đã nhân hệ số lớn nhất vừa tìm được ở bước trên để chọn sơ bộ số lượng cốt chủ, sắp xếp chúng trong bầu dầm, hiệu chỉnh kích thước bầu dầm cho đủ chỗ đặt cốt chủ và neo, tính toán lại tĩnh tải, so sánh giả thiết ban đầu về tĩnh tải. Nếu sai quá 10% thì phải tính lại từ đầu.

Chọn sơ bộ diện tích cốt thép theo công thức gần đúng

- Lựa chọn diện tích cốt thép

Căn cứ vào điều kiện cân bằng mômen:

$$M_u = A_{pS} f_{pS} Z$$

trong đó:

M_u - mômen lớn nhất do tải trọng ở mặt cắt giữa nhịp

Z - cánh tay đòn nội ngẫu lực.

$$Z \approx d_{pS} - \frac{c}{2}$$

$d_{pS} = d - 300\text{mm}$ (300mm là khoảng cách dự kiến từ trọng tâm cốt thép DƯỠ đến mép dưới dầm)

c - chiều cao vùng bê tông chịu nén chưa biết cầu dự kiến theo kinh nghiệm $c = 0,09 d_{ps}$
 có: $Z = d_{ps} (1 - 0,09 / 2) = 0,955 d_{ps}$

A_{ps} và f_{ps} - diện tích và cường độ trung bình của cốt thép DUL ở thời điểm phá hoại.

Căn cứ vào cường độ chịu lực của cốt thép dự ứng lực. Chú ý phụ thuộc vào loại cốt thép của các hãng sản xuất. Ví dụ chọn loại cáp có độ chùng thấp theo tiêu chuẩn ASTM có các đặc trưng sau:

- + Cường độ phá hoại: $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$.
- + Giới hạn chảy : $f_{py} = 0,85 \times f_{pu} = 0,85 \times 1860 = 1581 \text{ MPa}$.
- + Cường độ cho TTGH sử dụng: $f_{pe} = 0,85 \times f_{py} = 0,8 \times 1581 = 1343 \text{ MPa}$.
- + Cường độ trung bình:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_{ps}} \right) = f_{pu} (1 - 0,09k)$$

với: $k = 2 \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) = 2 \left(1,04 - \frac{1581}{1860} \right) = 0,38$

thay vào có $f_{ps} \approx 0,966 f_{pu}$

Diện tích cốt thép DUL cần thiết:

$$A_{ps} = \frac{M_u}{Z f_{ps}}$$

Theo kinh nghiệm thiết kế để đảm bảo điều kiện về hàm lượng cốt thép tối thiểu, lượng cốt thép tính được cần nhân với hệ số 1,33.

Cũng có thể xác định diện tích cốt thép theo công thức kinh nghiệm sau:

$$A_{ps} \geq \frac{M_u}{\phi 0,85 f_{pu} (0,9h)} \quad \text{với } h \text{ là chiều cao dầm chủ}$$

Sau khi chọn được diện tích cốt thép tiến hành bố trí \rightarrow xác định các giá trị d_{ps} và d_p tại các mặt cắt đặc trưng.

1.2.5. Bố trí các tao và bó cáp dự ứng lực trong mặt cắt ngang

- Phải tham khảo bảng kích thước mẫu neo, đường kính tao cáp và bó cáp trong Catalogue của Hãng sản xuất hoặc các đồ án tương tự. Đối với công nghệ DUL kéo trước thường bố trí các tao cáp hoặc sợi cáp riêng lẻ để tăng độ dính bám với bê tông, còn đối với công nghệ DUL kéo sau thường sử dụng các bó cáp bọc trong ống gen.

- Khoảng cách nhỏ nhất giữa hai bó cáp gần nhau đo theo chiều thẳng đứng cũng như đo theo chiều nằm ngang phải bằng chiều rộng cạnh neo.

- Nếu bó gồm 20 sợi 5mm và 24 sợi 5mm thì nên đặt tim các bó này cách nhau ít nhất 10 cm, tim bó cáp ngoài biên cách mép mặt cắt dầm ít nhất 8cm.

- Nếu bố trí riêng rẽ các tao xoắn 7 sợi loại 12,7 mm hoặc 15,2 mm thì nên đặt tim các tao cấp cách nhau một khoảng không nhỏ hơn 1,33 lần kích cỡ lớn nhất của cốt liệu cấp phối và cũng không được nhỏ hơn cự ly tim đến tim được quy định trong Bảng 5.10.3.3.1-1 với các giá trị sau:

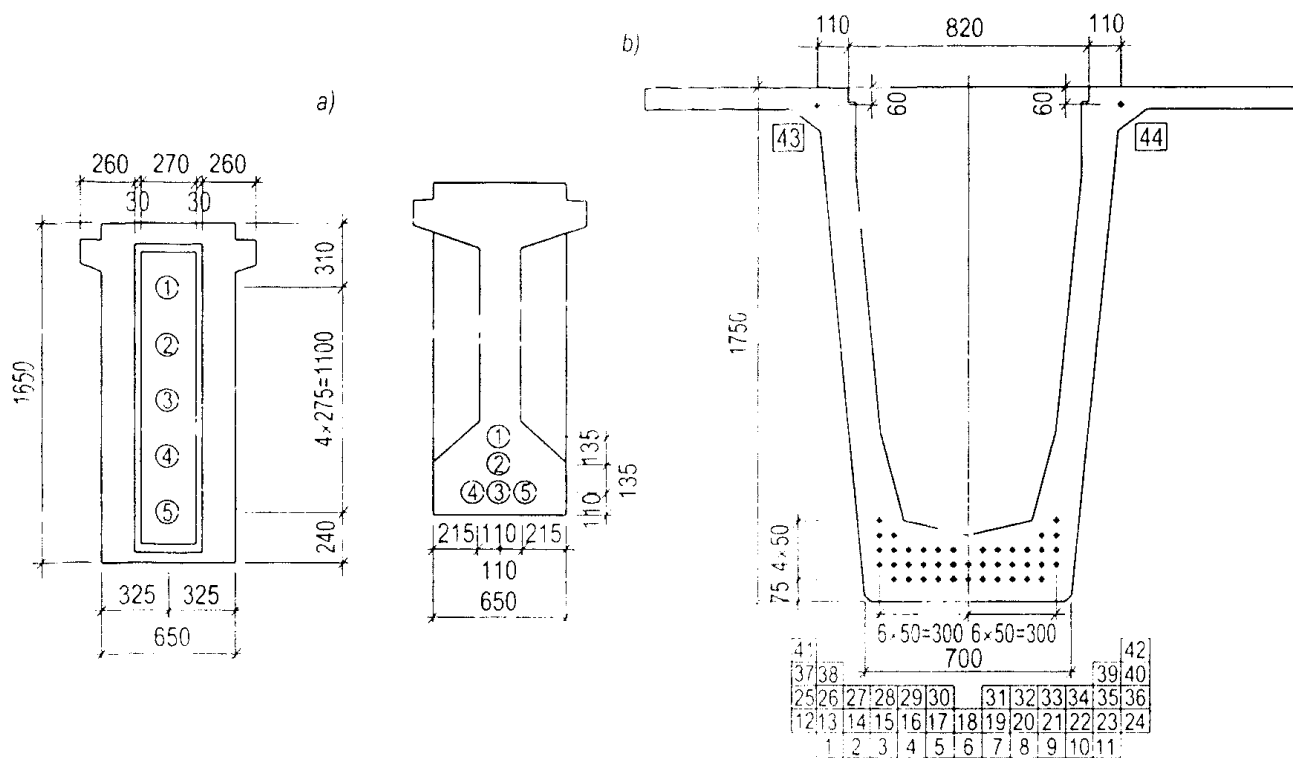
Bảng TCN 5.10.3.3.1-1: Cự ly tim đến tim

Kích cỡ tao thép (mm)	Cự ly (mm)
15,24	51
14,29 đặc biệt	
14,29	
12,70 đặc biệt	
12,70	44
11,11	
9,53	38

Tim tao cấp ngoài biên nên cách mép mặt cắt đầm tối thiểu 4,5 cm. Có thể ghép 7 tao 7 sợi thành loại bó tao cấp 7T13. Khoảng trống tối thiểu giữa các nhóm bó không được nhỏ hơn hoặc 1,33 lần kích thước tối đa của cấp phối hoặc 25mm.

- Các bó cấp có thể đặt thành nhiều hàng trong bầu đầm, mỗi hàng nhiều nhất là 5 bó hoặc 3 bó. Nói chung bầu đầm chỉ nên rộng $b_f = 30 \div 70$ cm.

- Sau đây là gợi ý hai cách bố trí cốt thép:



Hình 1-11. Gợi ý vài sơ đồ đặt cốt thép DƯ'L đơn giản.

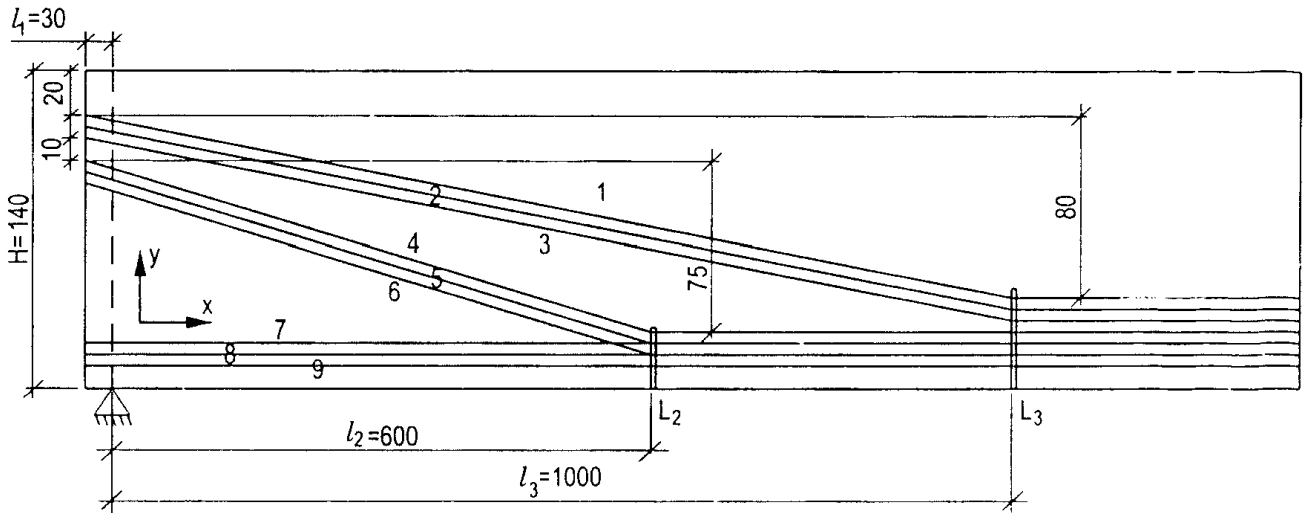
a) Bó cấp Đầm I DƯ'L kéo sau (mặt cắt đầu đầm và giữa đầm); b) Tao cấp $\phi 15,2$ Đầm Super T

- Sau khi bố trí xong cốt thép, phải so sánh các kích thước bầu dầm với các kích thước giả định lúc đầu và so sánh tĩnh tải theo mặt cắt với giả định lúc đầu. Nếu sai lệch quá 10% cần phải tính lại nội lực từ đầu.

1.2.6. Bố trí đường cong trục cáp dự ứng lực

1.2.6.1. Đối với dầm kéo trước

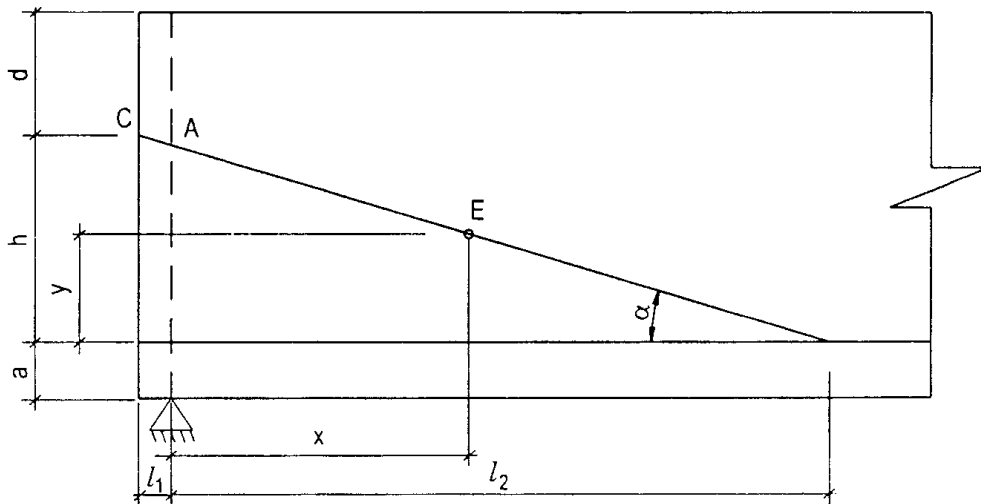
- Nếu chiều dài dầm $L < 24m$ thường chỉ có 2 điểm uốn cốt thép nghiêng đối xứng. Nếu dầm dài hơn thường có 4 điểm uốn như hình 1-12:



Hình 1-12. Ví dụ bố trí điểm uốn cáp dầm DUL kéo trước

- Vị trí điểm uốn cách đầu dầm l_2, l_3 trong khoảng $0,4 L$ đến $0,2 L$; điểm l_3 cách l_2 cấu tạo khoảng 2 - 3 m.

- Tại các điểm uốn đều có bộ kẹp định vị, như đã giới thiệu trong Giáo trình cầu bê tông



Hình 1-13. Sơ đồ tính chiều dài đoạn CE

Bằng các quan hệ hình học dễ dàng xác định tọa độ cốt thép $(y + a)$ theo các công thức sau:

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{h}{(l_1 + l_2)}$$

Chiều cốt thép từ đầu đến điểm E (dùng để tính mất mát dự ứng suất do ma sát ở E)

$$CE = \sqrt{(h - y)^2 + (l_1 + x)^2}$$

Tên bó cốt thép	Toạ độ mặt cắt dầm x	l_1	l_2	d	h	α	$\operatorname{tg}\alpha$	y	CE
1	$x_1 =$								
2									
3									
...									
1	$x_2 =$								
2									
3									
...									
1	$x_3 =$								
2									
3									
...									

- Trong mặt cắt ngang dầm, các cốt thép phải được uốn lên một cách đối xứng qua trục thẳng đứng của mặt cắt để chống xoắn dầm vì vậy các bó cáp có tim bó nằm trên trục thẳng đứng đó sẽ được uốn lên, thường số bó ở đó bằng khoảng 1/3 tổng số bó là hợp lý. Nếu dầm có các tao 7 sợi đường kính 12,7 mm hoặc 15,2 mm thì có thể cùng lúc uốn các tao đối xứng nhau qua trục thẳng đứng đó.

- Góc nghiêng của cốt thép được xác định như sau:

+ Xét mặt cắt đầu dầm, đối với các bó cáp neo cao nhất có thể đặt cách đỉnh dầm 20 cm, các neo thấp hơn sẽ đặt cách nhau 15 cm theo chiều thẳng đứng. Sau khi đã định xong vị trí tâm các neo, chỉ việc nối các đường thẳng từ tâm neo đó đến điểm uốn đã xác định trước là được các đường nghiêng cốt thép. Đối với loại cốt thép tao 7 sợi, khoảng cách neo có thể được lấy giảm đến 5 -10 cm.

- Số bó uốn nghiêng tại các điểm L_1 , L_2 được xác định tùy theo nội lực (M, V) ở các mặt cắt của dầm. Đại thể có thể lấy chúng bằng nhau.

1.2.6.2. Đối với dầm dự ứng lực kéo sau

Có 3 cách chọn dạng đường cong.

a) Đường cong parabol bậc 2

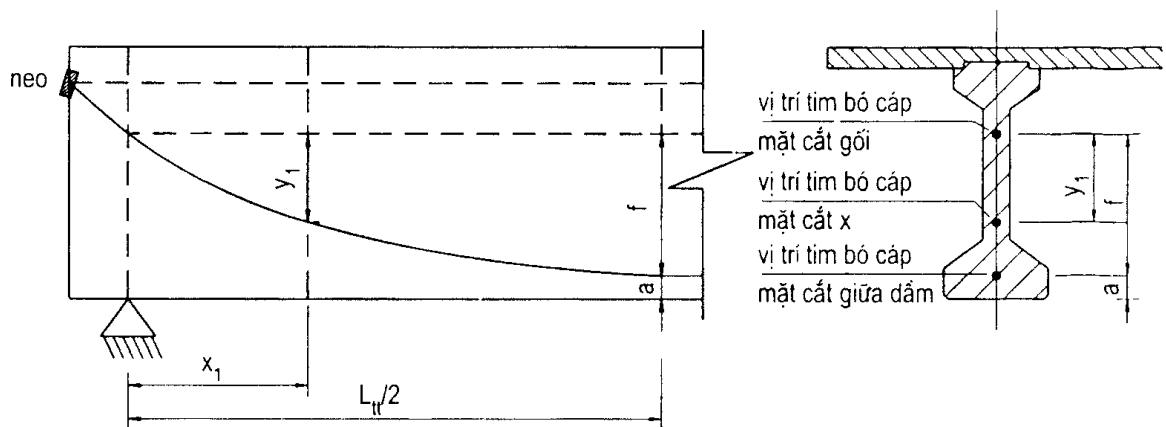
- Vẽ đường trục thẳng đứng đi qua tim gối. Đối với mỗi bó phải lần lượt xác định như hình 1-14. Sau khi bố trí neo thì:

- Quyết định trị số f (đường tên của bó).

+ Đối với mỗi mặt dầm cách tim gối một khoảng x thì tính tung độ y (xem hình 1-14) theo công thức:

$$y = \frac{4f}{L^2} x(L - x)$$

với $L = L_{tt}$ (chiều dài nhịp tính toán của dầm).



Hình 1-14: Sơ đồ dạng đường cong Parabol của cáp DƯL

Sau đó lập bảng theo mẫu sau:

Bảng các tung độ đường trục các bó cốt thép

Toạ độ mặt cắt dầm cần xét x	Số liệu cốt thép uốn cong									
	1		2		3		4		5	
	f	y	f	y	f	y	f	y	f	y
$x_1 =$										
$x_2 =$										
$x_3 =$										

Số lượng cột và dòng của bảng là tùy theo cấu tạo dầm đã chọn.

+ Sau đó tính góc nghiêng trục bó với đường nằm ngang tại mặt cắt x theo công thức:

$$\frac{dy}{dx} = \operatorname{tg}\alpha = \frac{4f}{L} \left(1 - \frac{2x}{L}\right)$$

Rồi lập thành bảng theo mẫu sau:

Bảng các đặc trưng các góc α

Số hiệu bó uốn cong	x (cm)	L (cm)	f (cm)	tg α	α	sin α	y	a	Toạ độ cốt thép (y+a)
1	$x_1 =$								
2									
3									
...									
1	$x_2 =$								
2									
3									
...									
1	$x_3 =$								
2									
3									
...									

b) Đường cong gãy khúc có vuốt tròn

- Trước tiên chọn vị trí neo ở đầu dầm.
- Chọn vị trí điểm gãy của đường trục đó là điểm B. Như vậy cũng định ra l_2 .
- Nối BC, suy ra vị trí điểm A cũng tức là biết h.
- Quyết định bán kính vuốt cong R (hoặc đoạn t) ($T_1A = T_2B$) rồi suy ra t (hay R) theo các công thức lượng giác:

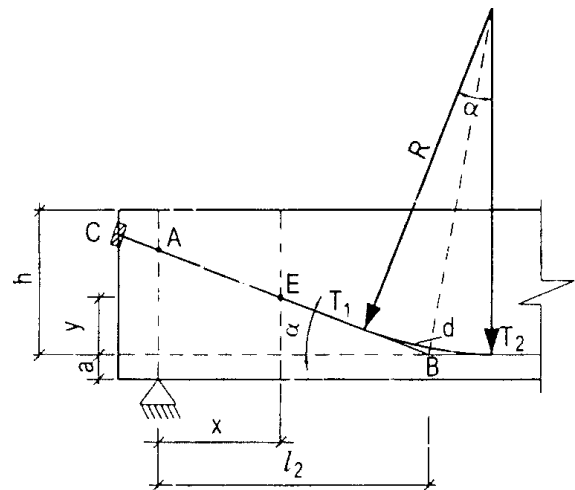
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{l_2} \rightarrow \alpha = \arctg \frac{h}{l_2}$$

$$\frac{t}{R} = \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} \rightarrow t = R \cdot \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}$$

- Chiều dài cung tròn $d = \frac{2\pi \cdot R}{360^\circ} \cdot \alpha^\circ$

- Tung độ tại mặt cắt cách một khoảng x (phần nghiêng của bó) là:

$$y = (l_2 - x) \operatorname{tg} \alpha$$



Hình 1-15. Bố trí cáp theo đường gãy khúc có vuốt tròn

Kết quả có thể lập thành bảng theo mẫu sau:

Số hiệu bó uốn nghiêng	Vị trí điểm uốn l_2	h	a	α	$\alpha/2$	R	t	d	y	Toạ độ cốt thép $(a+y)$
1										
2	$y_1 =$									
3										
...	$y_2 =$									

Dựa vào bảng này có thể tính được chiều dài từ đầu neo đến điểm E bất kỳ (dùng để mất mát dự ứng lực do ma sát).

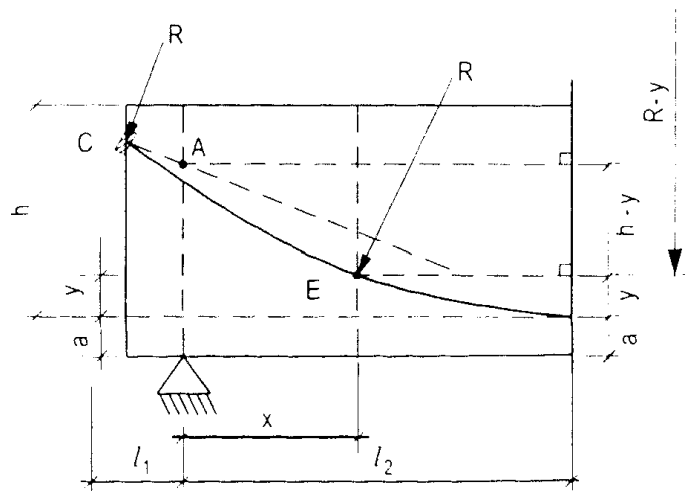
c) Đường cong tròn nối với đường thẳng

$$\frac{(l_1 + l_2)}{(R - h)} = \operatorname{tg} \alpha$$

- Trước tiên định vị trí neo ở đầu dầm (điểm C).

- Biết a , tính ra h .

Quyết định bán kính cung tròn R và vị trí điểm bắt đầu uốn (điểm B) tức là chọn trước R và l_2 rồi suy ra α theo các quan hệ dưới đây. Tung độ y của bó cốt thép tại mặt cắt dầm cách gối một khoảng x tính theo công thức sau:



Hình 1-16. Bố trí cáp theo đường cong tròn nối với đường thẳng

$$\frac{R}{\sin 90^\circ} = \frac{(l_2 - x)}{\sin \beta}$$

$$\sin \beta = \frac{(l_2 - x) \sin 90^\circ}{R}$$

$$(R - y)^2 = R^2 - (l_2 - x)^2$$

- Góc uốn của cốt thép kể từ đầu neo đến địa điểm ở mặt cắt cách gối khoảng x (điểm E) sẽ là:

$$\gamma = \alpha - \beta$$

Góc này dùng để sau này tính mất mát dự ứng lực Δf_{pF} do ma sát bó với thành ống gen bọc cáp.

Kết quả lập thành bảng theo mẫu sau

Số hiệu bó uốn cong	Toạ độ mặt cắt dầm đang xét	l_2	R	h	$\text{tg}\alpha$	α	$\sin\beta$	β	γ	\widehat{CE}	y	a	Toạ độ cốt thép (a+y)
1	$x_1 =$												
2													
3													
...													
1	$x_2 =$												
2													
3													
...													

Khoảng cong từ đầu neo đến điểm E là chiều dài cung tròn với góc γ_0 và bán kính R bằng.

$$CE = \frac{2\pi R}{360^\circ} \gamma_0$$

1.2.6 3. Tính toán lại các đặc trưng hình học

Sau khi bố trí xong cốt thép DUL phải tính lại các đặc trưng hình học tại các mặt cắt đặc trưng có xét đến cốt thép DUL lập thành các bảng tương ứng. Các công thức tính trên có thể tham khảo ở các cuốn Giáo trình và Các Ví dụ tính toán.

- Toạ độ trọng tâm cốt thép dự ứng lực so với đáy dầm ($y_{b,PS}$) có thể được xác định theo công thức sau:

$$y_{b,PS} = \frac{\sum n_i \cdot y_i}{\sum n_i}$$

trong đó:

n_i - số bó cốt thép hàng thứ i;

y_i - khoảng cách từ tim cốt thép hàng i đến đáy dầm.

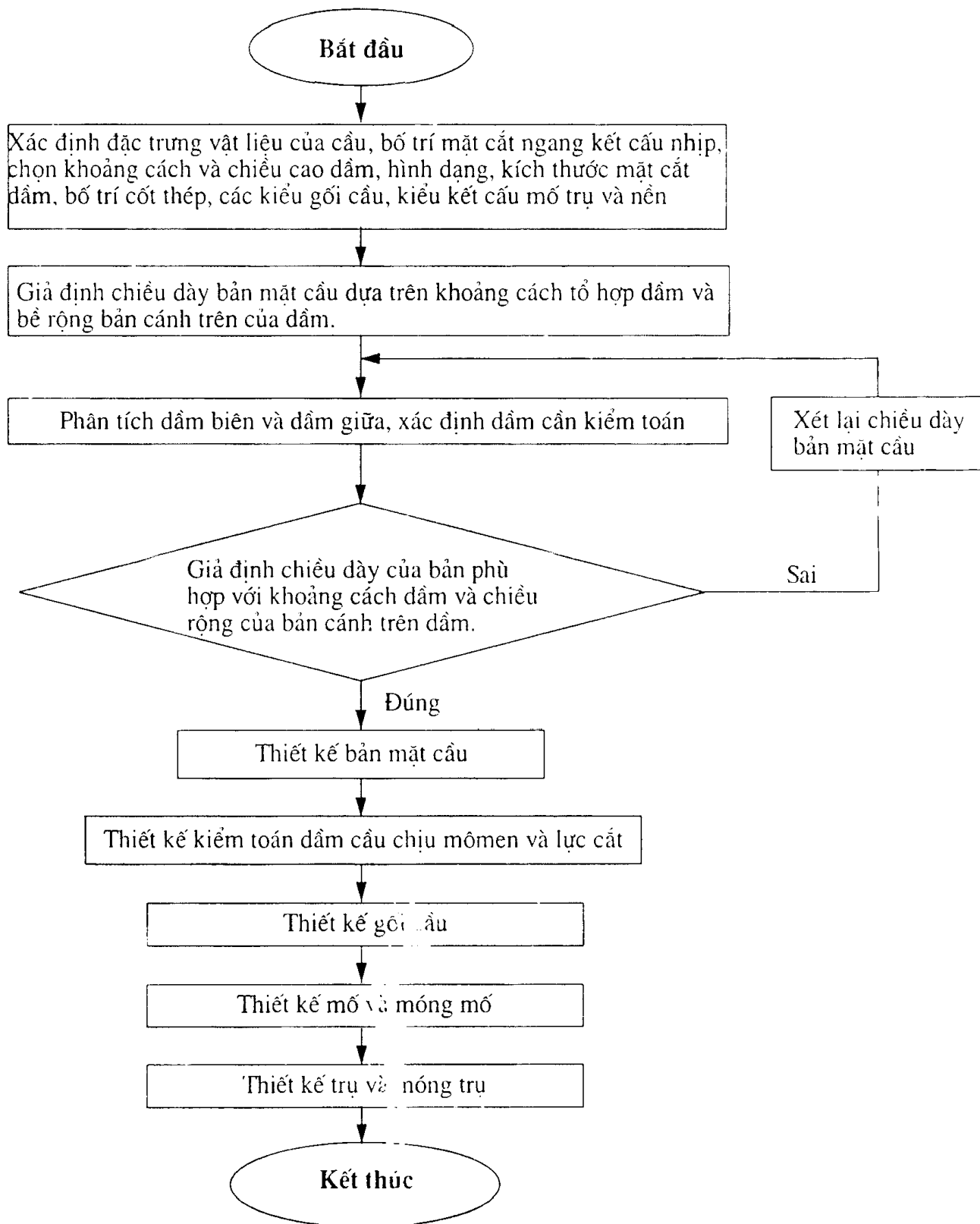
1.2.7. Tính duyệt theo các trạng thái giới hạn và các bước còn lại

Tham khảo các nội dung tương ứng trong Giáo trình Cầu Bê tông, Tiêu chuẩn và Các Ví dụ tính toán. Trong quá trình tính duyệt nếu không đạt phải hay đổi về cấu tạo như tăng lượng cốt thép DUL và cốt thép thường, thay đổi chiều cao dầm...

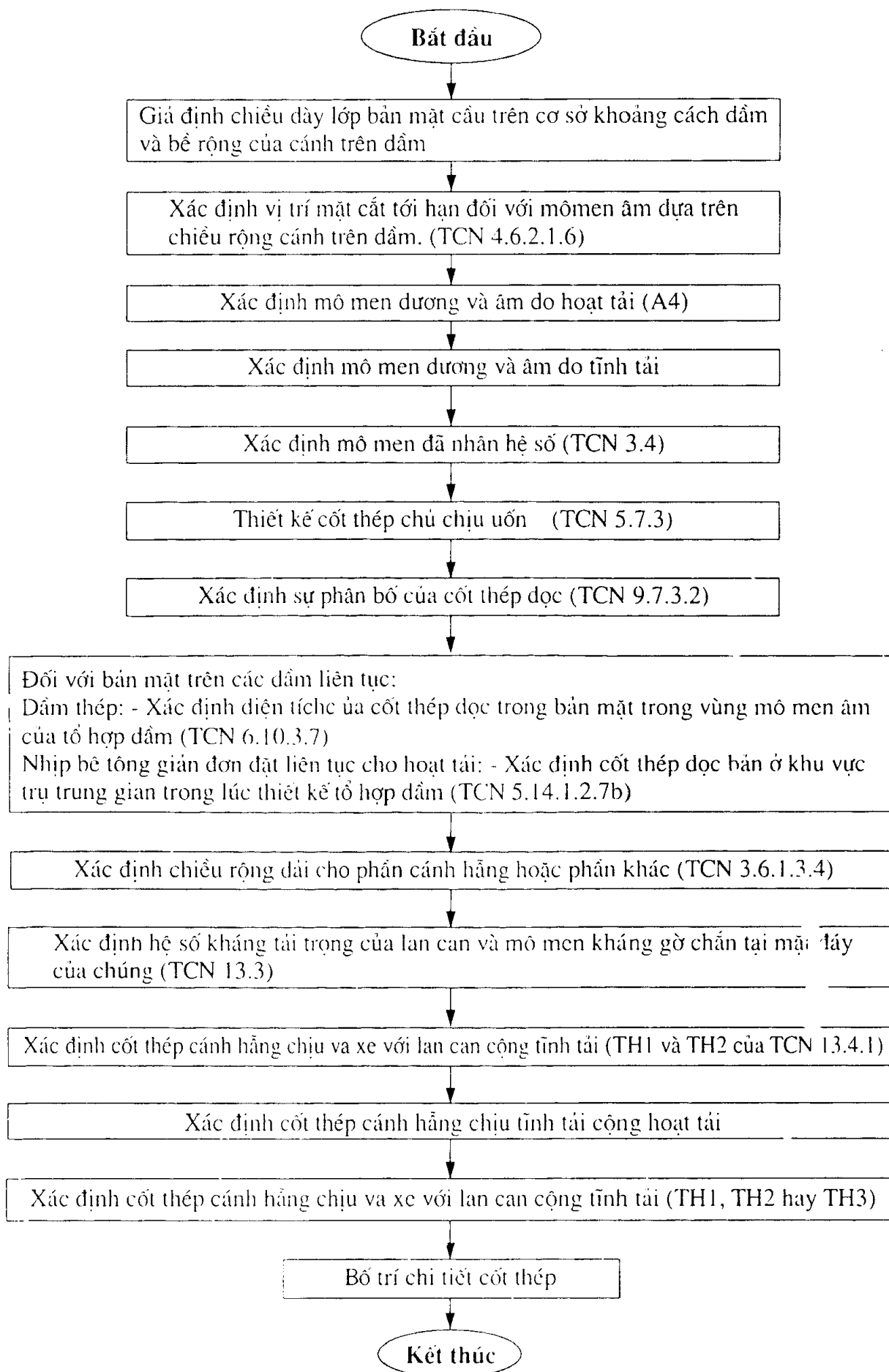
1.3. SƠ ĐỒ TÍNH TOÁN THIẾT KẾ

Để xây dựng chương trình thiết kế cần xây dựng sơ đồ tính toán đầy đủ, chặt chẽ và hợp lý. Sau đây ta hãy xét sơ đồ tính toán một cầu dầm I liên hợp BTCT DƯL nhịp giản đơn theo tiêu chuẩn 22TCN 272-05:

1.3.1. Các bước thiết kế chính

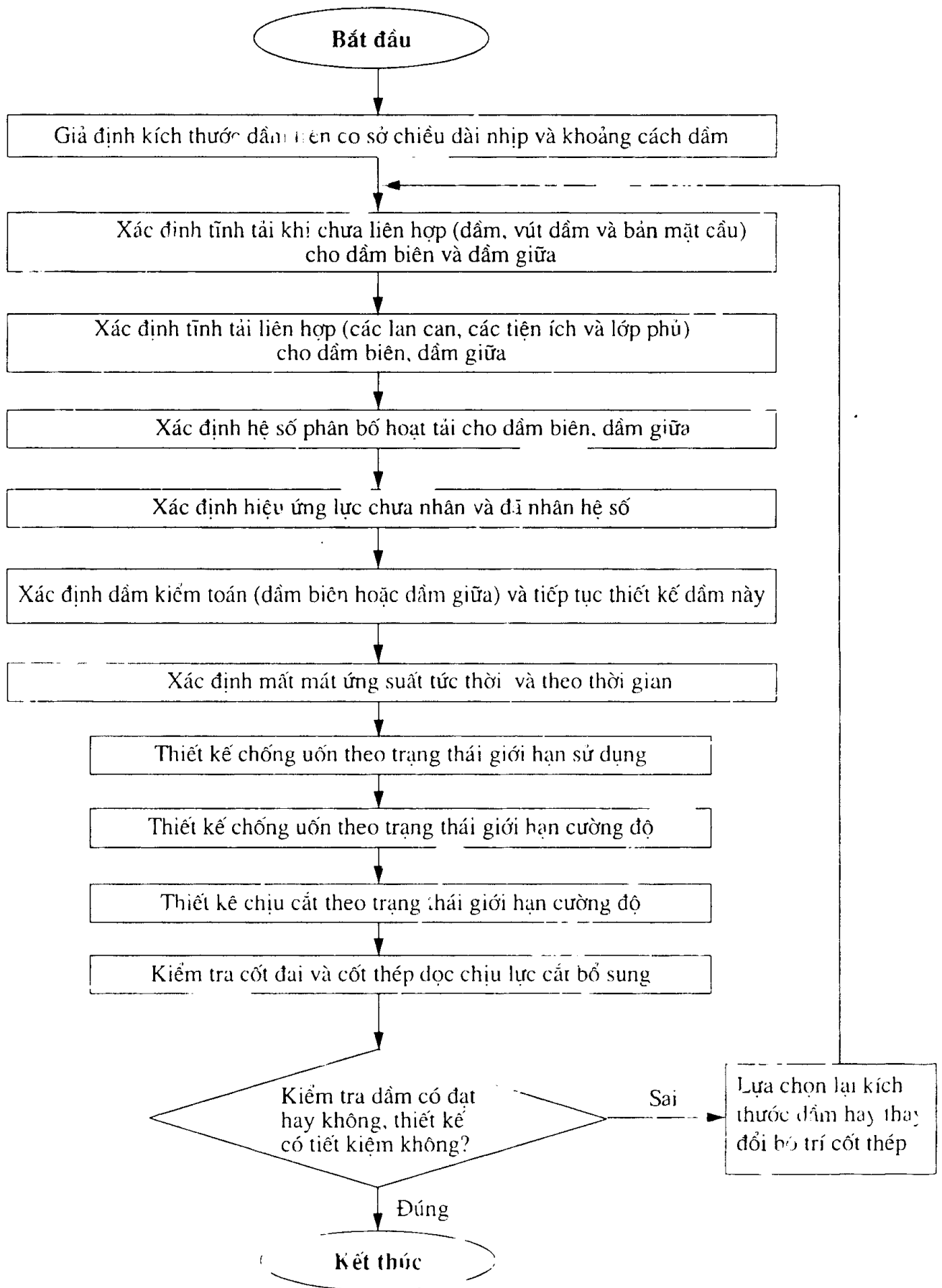


1.3.2. Thiết kế bản mặt cầu

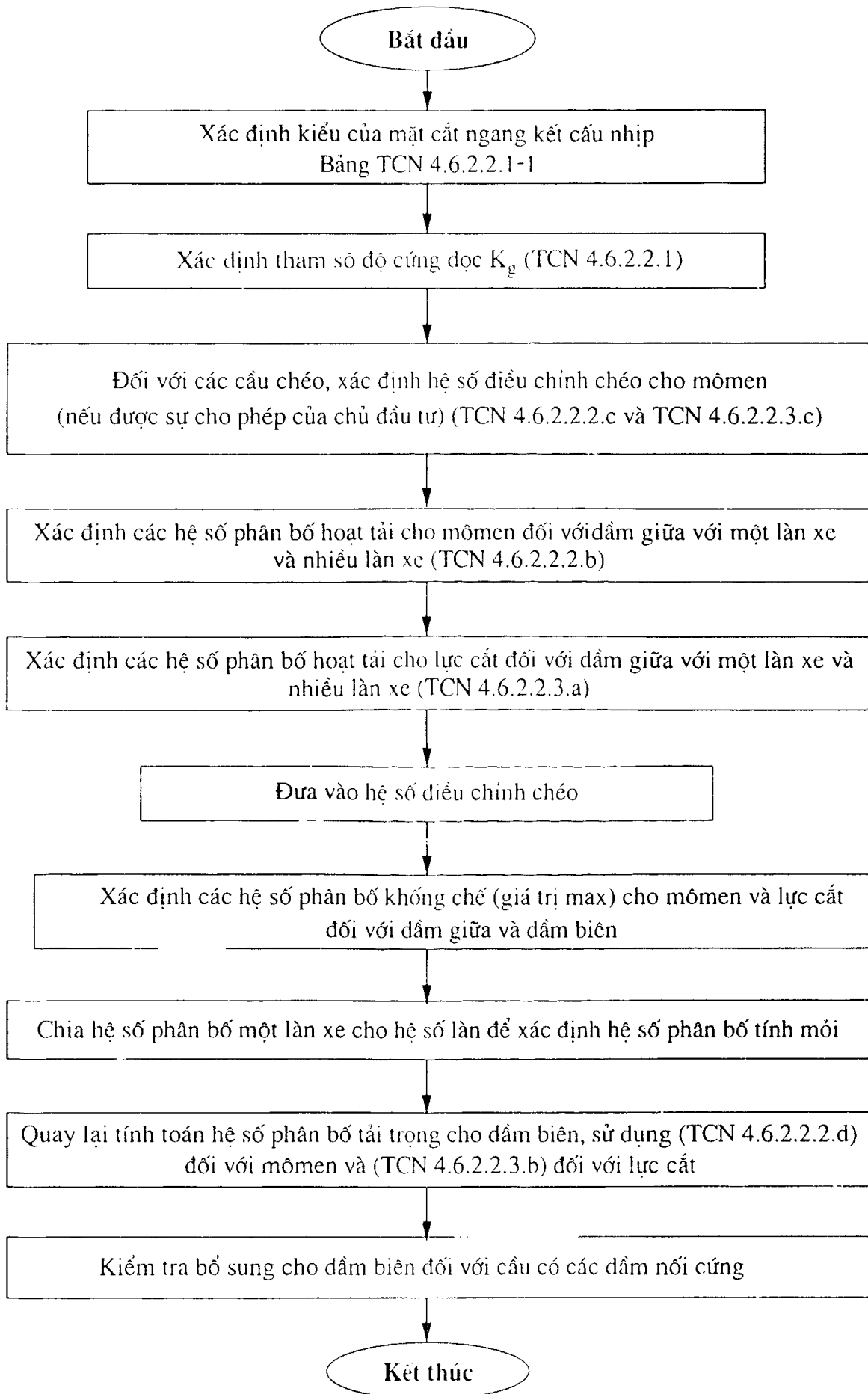


1.3.3. Tổng quan thiết kế phần trên

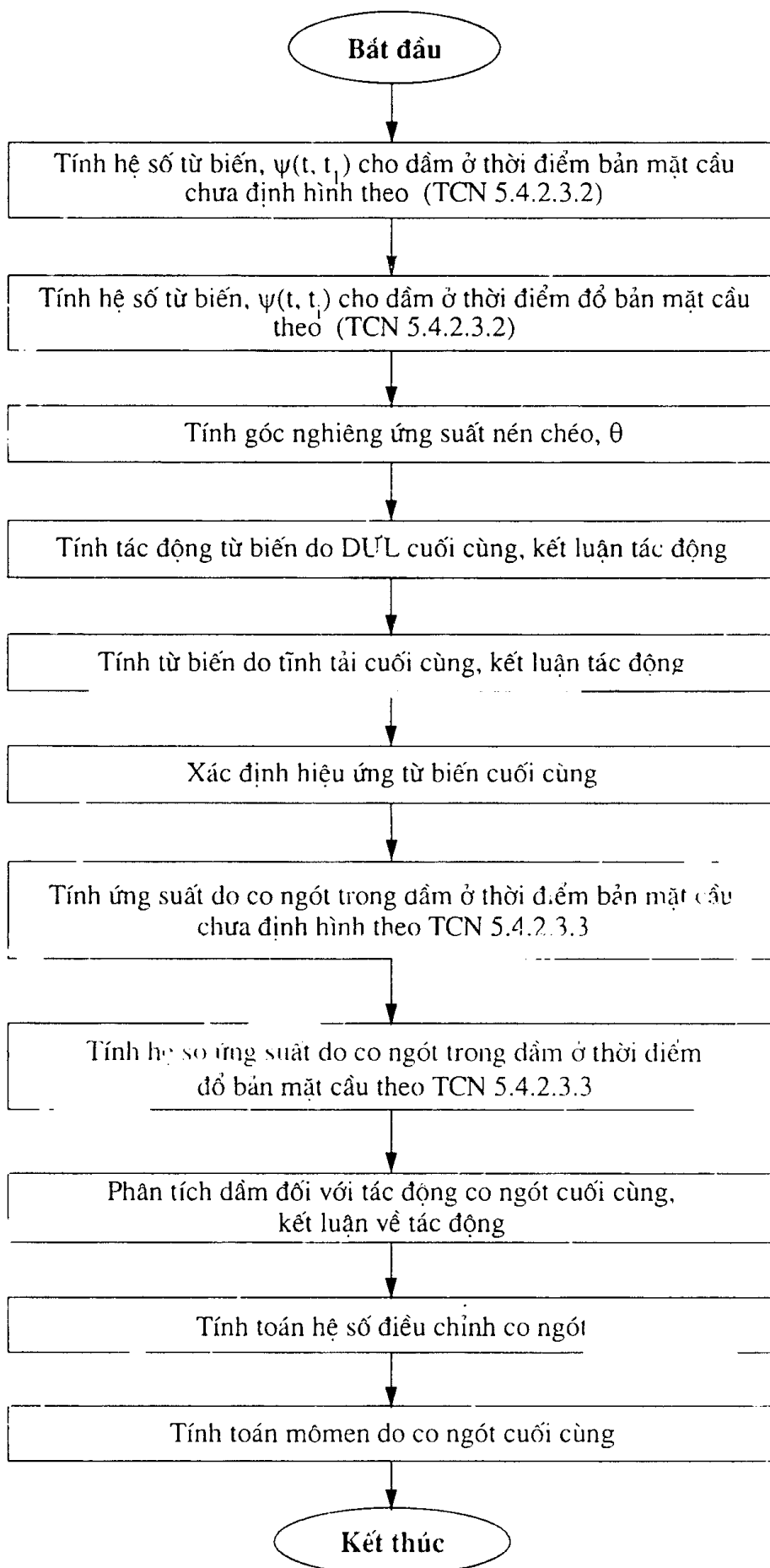
Đây là bước cơ bản trong hệ thống sơ đồ này. Sơ đồ chi tiết như sau:



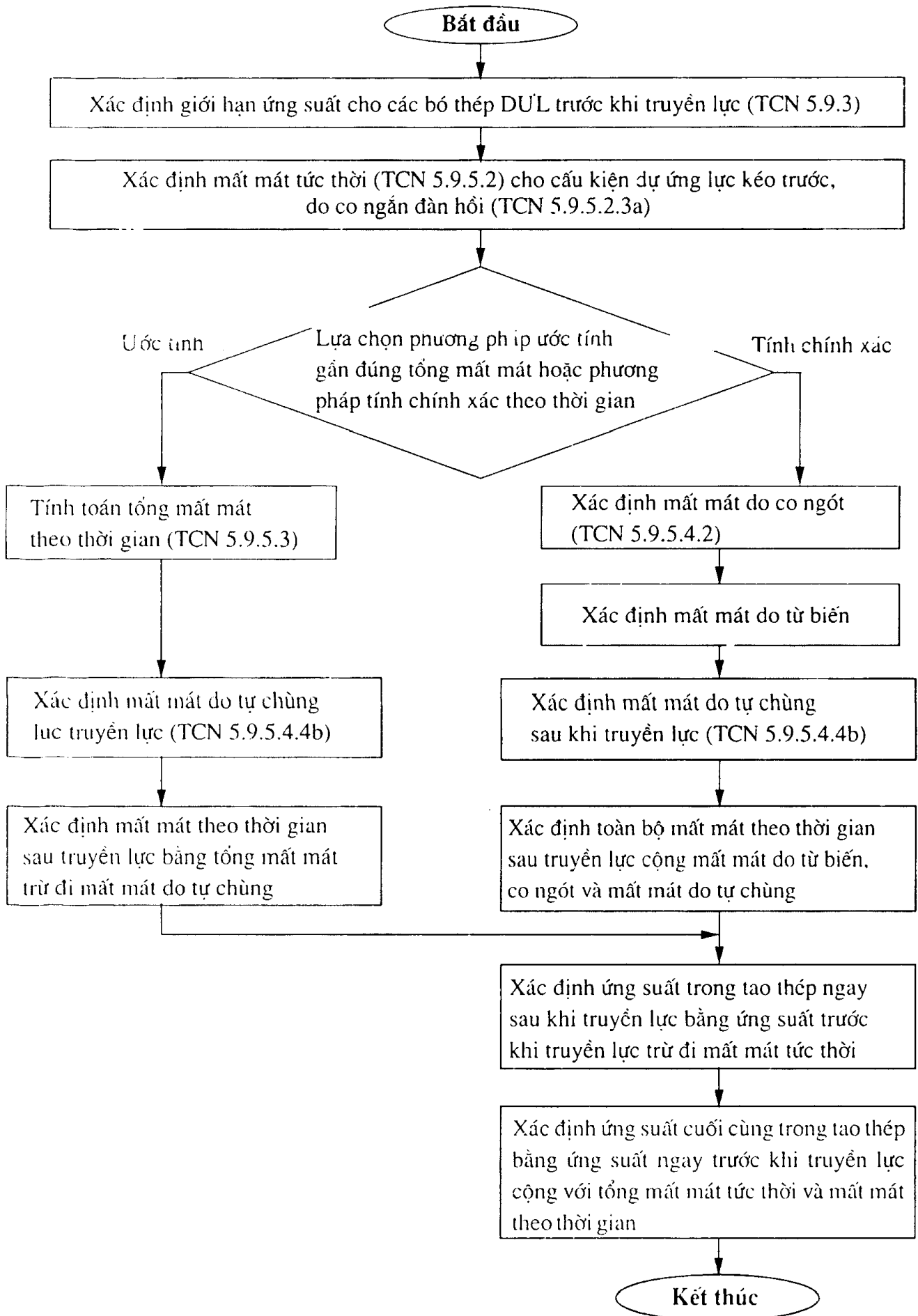
1.3.4. Tính toán hệ số phân bố hoạt tải



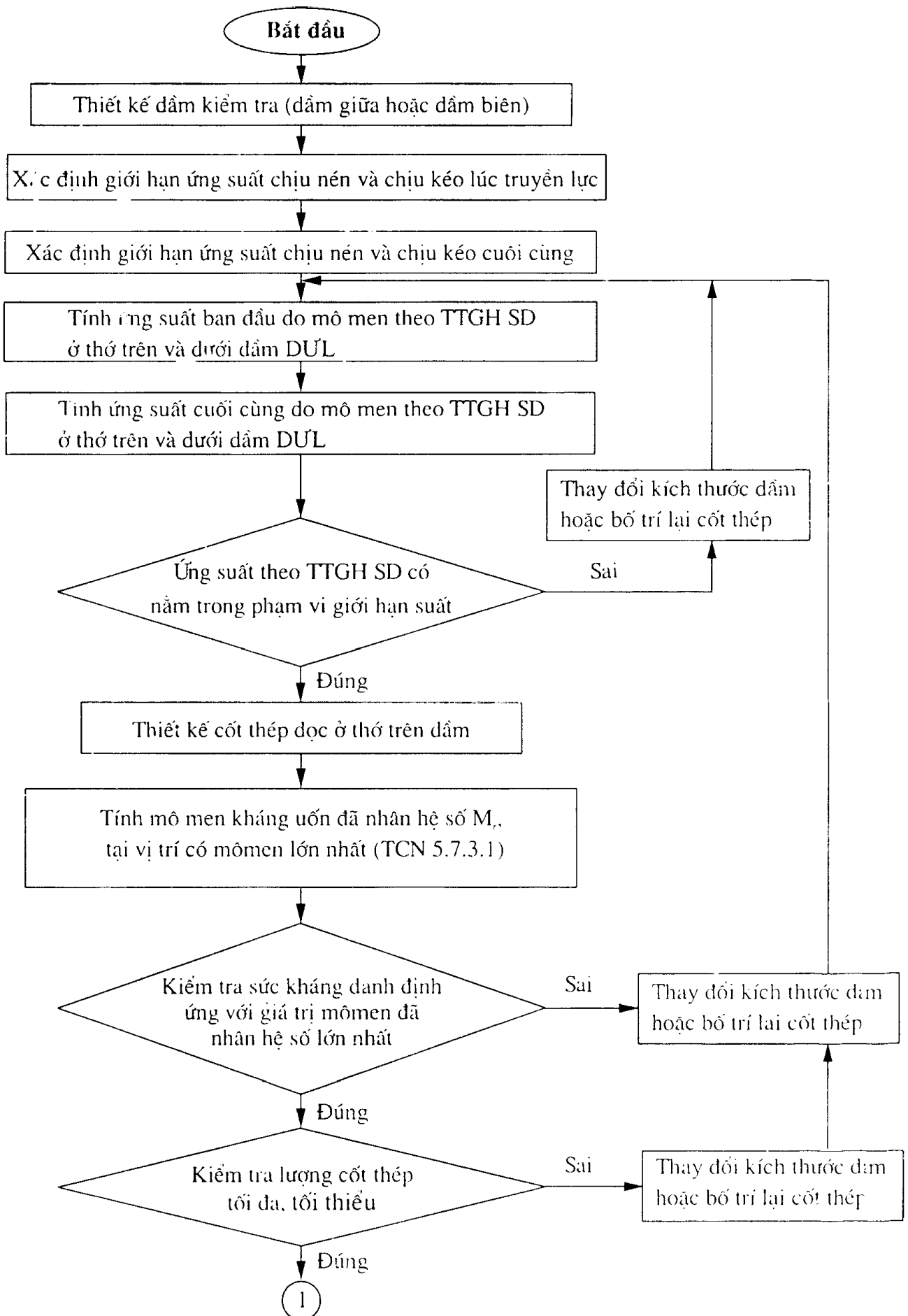
1.3.5. Tính toán từ biến và co ngót



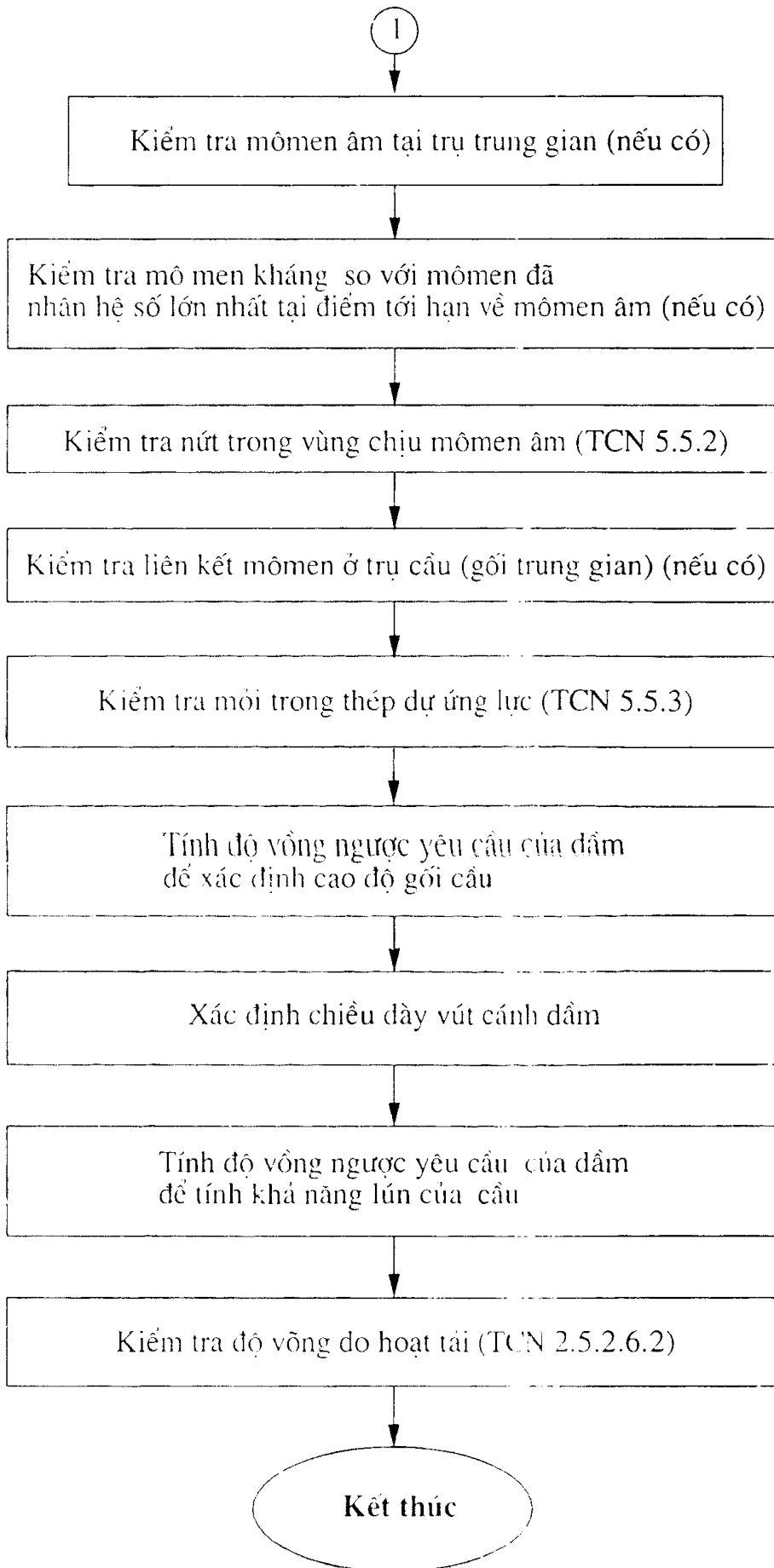
1.3.6. Tính toán mất mát ứng suất trước



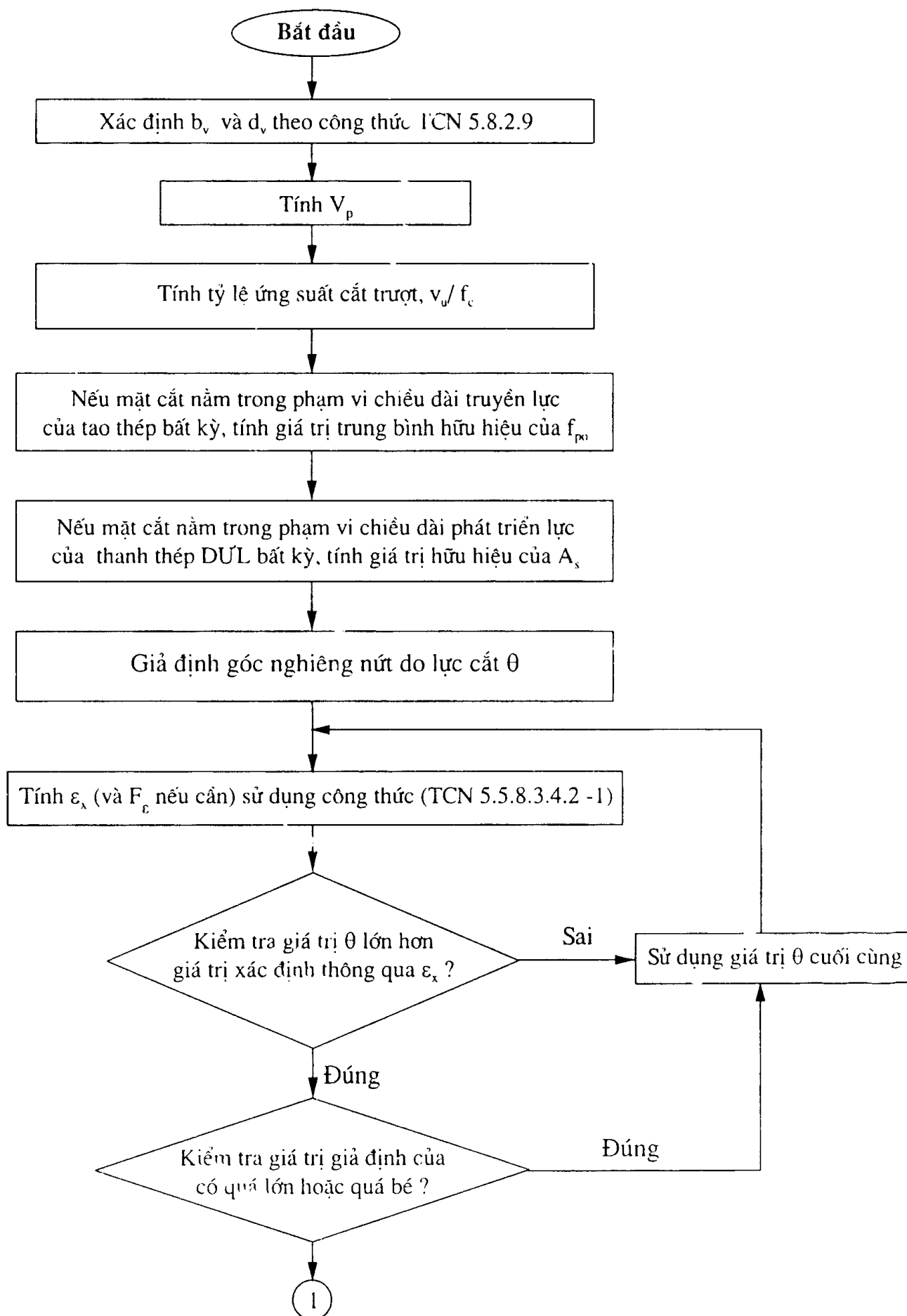
1.3.7. Thiết kế chống uốn



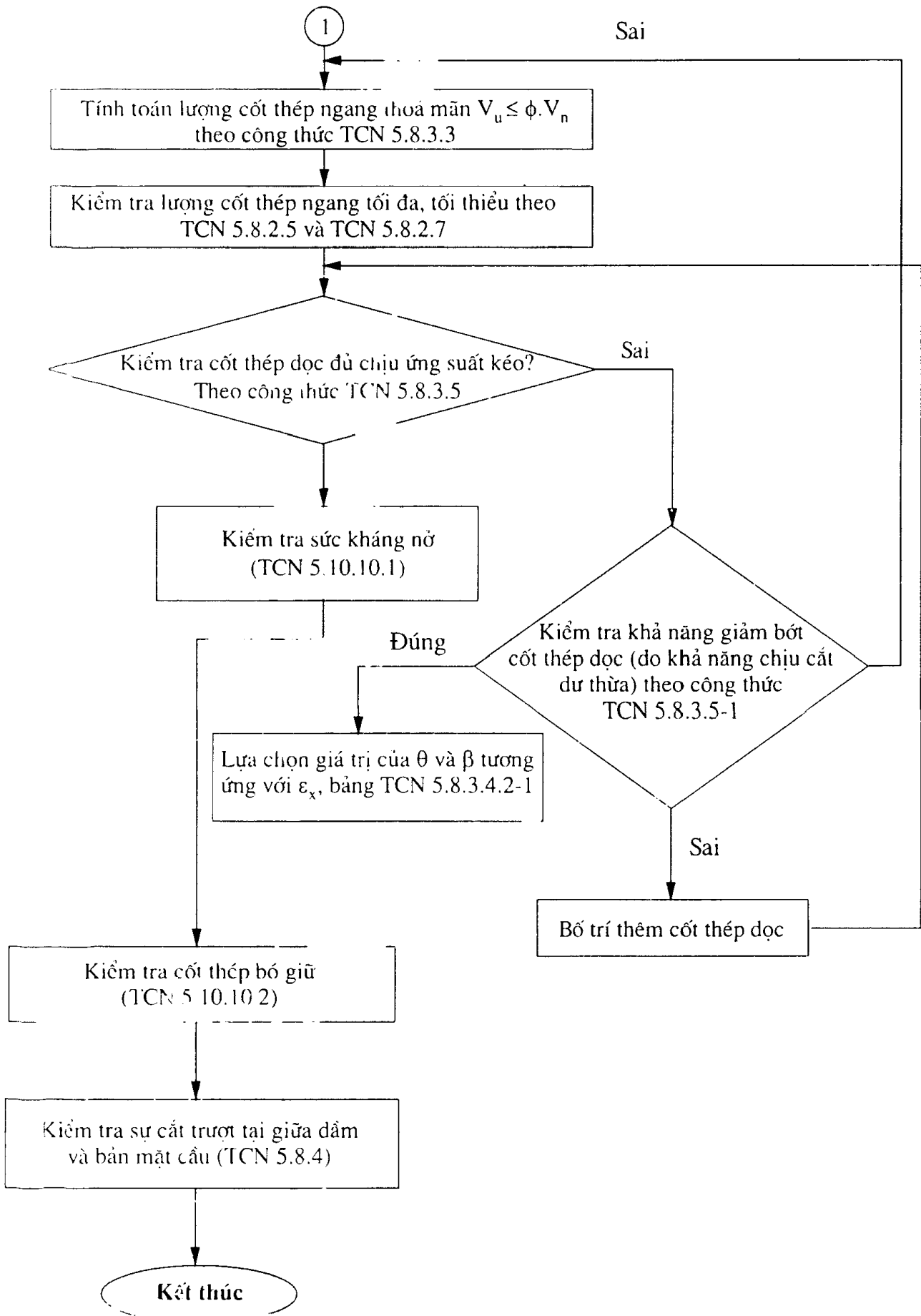
Thiết kế chống uốn: (tiếp)



1.3.8. Thiết kế chống xoắn



Thiết kế chống xoắn (tiếp)



Chương 2

THIẾT KẾ BẢN MẶT CẦU VÀ DẦM NGANG

2.1. THIẾT KẾ BẢN MẶT CẦU

2.1.1. Phân tích cấu tạo chọn sơ đồ tính toán

- Các yêu cầu về cấu tạo bản mặt cầu:

+ Chiều dày tối thiểu của bản mặt cầu: Điều 5.13.1 chỉ dẫn các yêu cầu cầu về bản mặt cầu trong phần 5 của 22TCN 272-05 phải tuân theo các quy định trong phần 9 của 22TCN 272-05.

+ Chiều dày tối thiểu của bản mặt cầu BTCT quy định ở điều 9.7.1.1 là 175 mm (không kể lớp hao mòn)

+ Khi chọn chiều dày bản phải cộng thêm lớp hao mòn 15 mm.

+ Đối với bản hẫng của dầm ngoài cùng do phải thiết kế chịu tải trọng va chạm vào rào chắn nên chiều dày bản phải tăng thêm 25 mm (chiều dày tối thiểu ở mút hẫng bằng 200 mm) (điều 13.7.3.5.1)

+ Chiều dày tối thiểu của bản còn chọn theo tỷ lệ với chiều dài nhịp tính toán của bản để đảm bảo yêu cầu về độ cứng quy định ở điều 2.5.2.6.3-1:

$$h_{\min} = \frac{S + 3000}{30} \quad (\text{mm})$$

trong đó: S là khẩu độ nhịp của bản

+ Riêng đối với các dầm hộp và dầm chữ T BTCT đúc tại chỗ yêu cầu chiều dày bản cánh trên (bản mặt cầu) phải lớn hơn: 1/20 lần khoảng cách giữa các nách dầm hoặc các sườn dầm.

- Sơ đồ tính toán

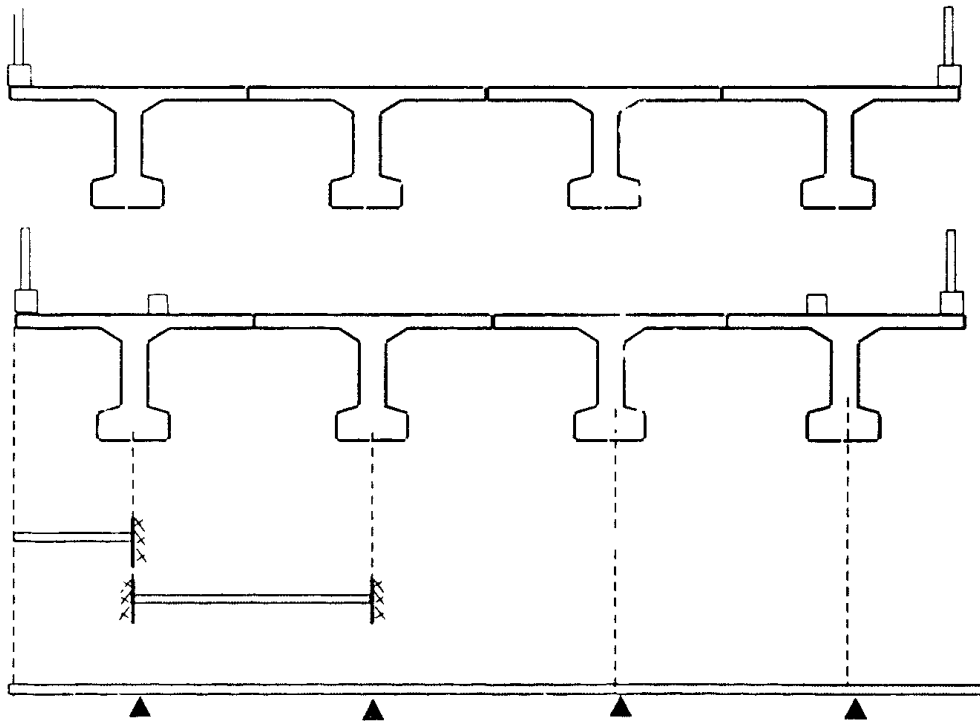
+ Xét các dải bản kê trên các cấu kiện đỡ. Các cấu kiện đỡ là dầm chủ hay các dầm ngang. Nhịp của dải bản được coi là song song với hướng chính (hướng có khoảng cách các gối đỡ ngắn hơn). Các bản hẫng chiều dài hẫng được tính từ tim sườn dầm biên đến mút hẫng.

+ Các dải bản có thể tính theo hai sơ đồ: Sơ đồ bản hẫng; Sơ đồ bản kiểu dầm liên tục kê trên các dầm chủ .

+ Trong thực tế bản mặt cầu được kê trên cả dầm chủ và các dầm ngang. Khi khoảng cách giữa các dầm ngang lớn hơn 1,5 lần khoảng cách giữa các dầm chủ thì hướng chịu lực chính của bản sẽ theo phương ngang cầu. Dải bản tương đương sẽ được coi ngầm tại

hai dầm chủ và chịu toàn bộ lực. Nếu tỷ lệ trên nhỏ hơn 1,5 thì phải xét mô hình bản giao nhau.

+ Lực tác dụng lên các sơ đồ tùy thuộc vào cấu tạo



Hình 2-1: Các sơ đồ tính toán bản mặt cầu

2.1.2. Nguyên tắc tính toán

- Phương pháp phân tích:
 - + Phương pháp chính xác
 - + Phương pháp gần đúng (thường dùng)
 - + Phương pháp kinh nghiệm theo điều 9.7.2 nội dung chính quy định chi tiết về kích thước cấu tạo, số lớp cốt thép, số lượng cốt thép tối thiểu, cấp cốt thép...Sau khi các yêu cầu cấu tạo thỏa mãn có thể không cần tính toán.

- + Phương pháp truyền thống (điều 9.7.3): quy định chiều dày, lớp cốt thép... tính lượng cốt thép chính để chịu momen sau đó quy định phân bố cốt thép theo hướng phụ vuông góc với hướng chính

2.1.3. Thiết kế theo phương pháp gần đúng

Sử dụng phương pháp phân tích gần đúng để thiết kế bản mặt cầu BTCT đúc tại chỗ và đúc liền khối (Điều 4.6.2.1.6).

Mô hình tính toán coi mặt cầu như các dải bản vuông góc với các cấu kiện kê đỡ.

Khi tính toán hiệu ứng lực trong bản, phân tích một dải rộng 1m theo chiều ngang cầu. Các cấu kiện kê được giả thiết là cứng tuyệt đối. Ta có hai sơ đồ tính, phân cảnh hằng ở dầm biên được tính theo sơ đồ công son, các bản mặt cầu phía trong tính theo sơ

đồ dầm liên tục kê trên các gối cứng tại vị trí các dầm chủ. Cũng có thể sử dụng sơ đồ bản ngàm tại hai sườn dầm chủ với đường lồi phân tích gần đúng như sơ đồ bản giản đơn kê 2 cạnh được tính như dầm giản đơn sau đó xét hệ số điều chỉnh cho ngàm.

Chiều rộng của dải bản chịu ảnh hưởng của bánh xe được gọi là chiều rộng dải bản tương đương được lấy như trong bảng TCN 4.6.2.1.3-1. Đối với cầu BTCT:

Ta có:

+ Đối với phần hẫng: $E = 1140 + 0,833.x$ (mm)

+ Đối với vị trí có mômen dương: $E+ = 660 + 0,55.S$ (mm)

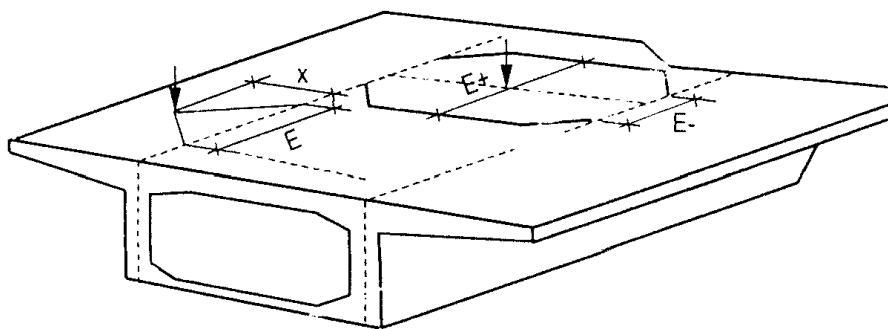
+ Đối với vị trí có mômen âm: $E- = 1220 + 0,25.S$ (mm)

trong đó:

x - khoảng cách từ tâm gối đến điểm đặt tải.

S - khoảng cách giữa các cấu kiện đỡ. Trong các cầu dầm thường là khoảng cách giữa các dầm chủ.

E - chiều rộng của dải tương đương. Có thể hiểu là chiều rộng ảnh hưởng của tải trọng (làm phát sinh nội lực)



Hình 2-2: Xác định chiều rộng dải bản tương đương

Đường lồi phân tích mô hình là xác định lực tác động lên dải bản tương đương sau đó quy về các lực tác động lên dải bản có chiều rộng 1 m theo phương xác định E. Như vậy đưa bài toán về mô hình phẳng để tính toán nội lực và bố trí vật liệu.

2.1.4. Tính toán nội lực bản hẫng

Xét cấu tạo thực tế có thể xảy ra 3 trường hợp:

- + Bản hẫng chỉ chịu tĩnh tải và người đi bộ
- + Bản chỉ có tĩnh tải và tải trọng ô tô
- + Bản chịu cả tĩnh tải, bánh xe ô tô và người đi bộ.

Sau đây trình bày trường hợp tổng quát cho trường hợp bản hẫng chịu cả tĩnh tải, bánh xe ô tô và người đi bộ.

a) Tĩnh tải tác dụng:

Các bộ phận kết cấu được tính cho 1m chiều rộng bản (phương dọc cầu). Hệ số vượt tải tĩnh tra theo bảng 3.4.1-2.

Bảng 3.4.1-2. Hệ số tải trọng cho tải trọng thường xuyên

TT	Loại tải trọng	Kí hiệu	Dạng tác động	Hệ số tải trọng γ_p	
				max	min
01	Trọng lượng bản thân	DC_1	Phân bố	1.25	0,9
02	Lan can	DC_2	Tập trung	1.25	0,9
03	Gờ chắn bánh xe	DC_3	Tập trung	1.25	0,9
04	Lớp phủ mặt cầu	DW	Phân bố	1.50	0,65

b) Hoạt tải tác dụng

Hoạt tải tác dụng gồm tất cả các tải trọng được quy định như trong điều 3.6.1, trong đó các tải trọng bánh xe được mô hình hoá như tải trọng tập trung hoặc tải trọng vệt mà chiều dài dọc theo nhịp sẽ là chiều dài của diện tích tiếp xúc của lốp xe với mặt đường được chỉ ra trong điều 3.6.1.2.5, cộng với chiều cao của bản mặt cầu h_f (theo điều 4.6.2.1.6). Các dải được thiết kế theo lí thuyết dầm cổ điển.

Để đơn giản tính toán nên chọn tải trọng bánh xe được mô hình hoá như tải trọng tập trung.

Diện tích tiếp xúc của bánh xe với mặt đường:

- Chiều rộng (ngang cầu) $b = 510 \text{ mm}$
- Chiều dài (dọc cầu)

$$l = 2.28 \times 10^3 \gamma_n + \left(1 + \frac{IM}{100}\right) P \quad (\text{TCN 3.6.1.2.5-1})$$

trong đó:

γ_n - hệ số tải trọng của ô tô lấy theo bảng 3.4.1.1

IM - lực xung kích (%) lấy theo bảng 3.6.2.1.1

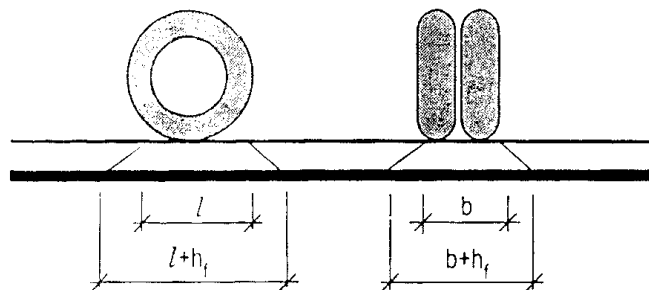
P - tải trọng bánh xe

$$P =: P_{tr} = 145\,000/2$$

$$= 72\,500 \text{ N}$$

$$= 72,5 \text{ kN (cho xe tải)}$$

$$= P_{ta} = 110\,000/2 = 55\,000 \text{ N} = 55,0 \text{ kN (cho xe 2 trục)}$$



Hình 2.3: Phân bố tải trọng bánh xe

Diện tích phân bố của bánh xe lên bề mặt bản:

- Chiều rộng (ngang cầu) $b + h_f$

- Chiều dài (dọc cầu) $l = 2.28 \times 10^3 \gamma + \left(1 + \frac{IM}{100}\right) P + h_f$

Để thuận lợi cho mô hình tính toán theo sơ đồ phẳng, tác dụng của tải trọng bánh xe có thể quy về một băng tải chiều dài $(b + h_f)$ theo phương ngang cầu có cường độ phân bố cho 1 m chiều rộng bản:

$$LL = \frac{P}{(b + h_f) E} \text{ với } E \geq 1000 \text{ mm}$$

Vị trí tác động của bánh xe lên bản hẫng: tìm bánh xe cách mép đá vĩa 300 mm (3.6.1.3.1).

Khi tính toán thiết kế bản hẫng thường chỉ bố trí một làn xe nên phải nhân thêm với hệ số làn xe $m = 1,2$

Theo điều 3.6.1.3.4 khi chiều dài hẫng không quá 1800 mm = 1,8 m và có lan can bằng bê tông liên tục, tải trọng của dãy bánh xe ngoài cùng được thay thế bằng một băng tải phân bố đều có cường độ 14,6 N/mm = 1460 N/m đặt cách bề mút hẫng 0,3 m.

Tải trọng ngang do va xe vào rào chắn trên bản hẫng tính theo quy định ở Phần 13 của Tiêu chuẩn thiết kế

c) Do người đi: PL = 3 kPa có thể quy về tải trọng rải đều theo phương ngang lực tập trung đặt ở tim lề người đi.

Công thức tính toán nội lực bản hẫng:

Mômen tại ngàm:

$$M^- = \eta \sum \gamma_i Q_i = \eta \left[\gamma_{p1} DC_1 \frac{L_1^2}{2} + \gamma_{p1} DC_2 L_2 + \gamma_{p1} DC_3 L_3 + \gamma_{p2} DW \frac{L_4^2}{2} + m \gamma_n (LL + IM) \frac{L_5^2}{2} + m \gamma_{pl} PL L_6 \right]$$

Lực cắt tại ngàm:

$$V = \eta \left[\gamma_{p1} DC_1 L_1 + \gamma_{p1} DC_2 + \gamma_{p1} DC_3 + \gamma_{p2} DW L_4 + m \gamma_n (LL + IM) L_5 + m \gamma_{pl} PL \right]$$

trong đó:

γ_{p1} - hệ số tải trọng của tĩnh tải bản thân kết cấu $\gamma_{p1} = 1,25$

γ_{p2} - hệ số tải trọng của tĩnh tải bản thân kết cấu $\gamma_{p2} = 1,5$

γ_n - hệ số tải trọng của hoạt tải xe $\gamma_n = 1,75$

γ_{pl} - hệ số tải trọng của hoạt tải người $\gamma_{pl} = 1,75$

m - hệ số làn chất tải

L_1 - chiều dài bản hẫng

L_2 - khoảng cách từ tim lan can đến ngàm

L_3 - khoảng cách từ tim đá vĩa hay gờ chắn bánh xe đến ngàm

- L_1 - chiều dài phần có lớp phủ mặt cầu
- L_5 - chiều dài đoạn phân bố tải trọng bánh xe
- L_6 - khoảng cách từ tim lề người đi đến ngàm.
- η - hệ số điều chỉnh tải trọng (điều 1.3.2.1)

2.1.5. Ví dụ tính toán nội lực bản hằng theo trạng thái giới hạn cường độ I

Tính toán nội lực tại mặt cắt ngàm của bản hằng của cầu BTCT mặt cắt ngang dạng hộp có chiều dài phần cánh hằng $L = 2,85$ m chịu tác dụng đồng thời của tĩnh tải, người đi bộ và tải trọng bánh xe, kính thước như hình 2.4.

2.1.5.1. Tĩnh tải tác dụng cho dải bản rộng 1m theo phương ngang cầu

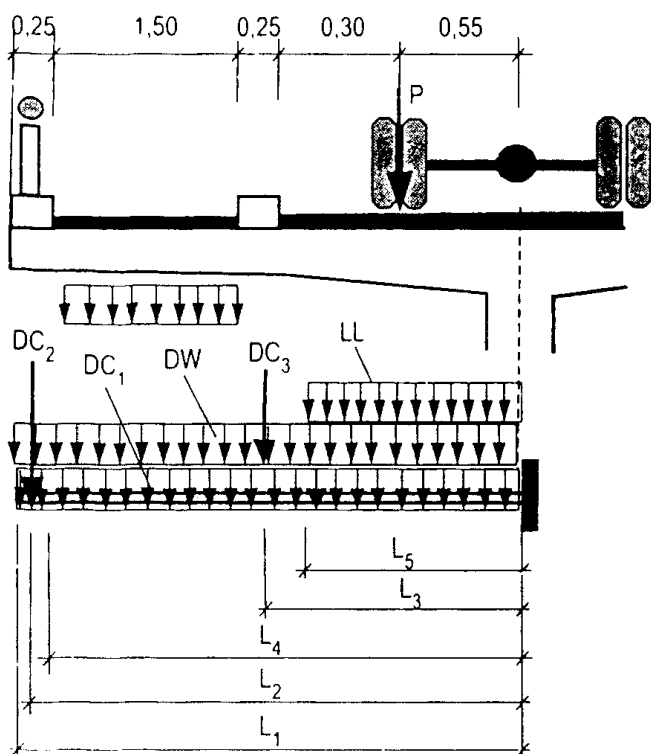
- Do trọng lượng bản thân: chiều dày bản tại đầu công xôn $h_1 = 200$ mm = 0,2 m; tại ngàm $h_1 = 550$ mm = 0,55 m; chiều dày trung bình 0,375 m.

$$DC_1 = 1m \times h_1 \times \gamma = 1,0 \times 0,4 \times 2400 = 960 \text{ kg/m} = 9,6 \text{ kN/m}.$$

- Do trọng lượng lan can $DC_2 = 1,38$ kN (tập trung)
- Do gờ chắn bánh xe:

$$DC_3 = 1m \times h \times b \times \gamma = 1,0 \times 0,3 \times 0,25 \times 2400 = 180 \text{ kg} = 1,80 \text{ kN (tập trung)}$$

- Do lớp phủ mặt cầu



Hình 2.4: Mô hình tải trọng tác dụng lên cánh hằng

Các tham số chủ yếu:

Chiều dài (m)

L_1	L_2	L_3	L_4	L_5	L_6
2,85	2,725	0,975	2,60	0,85	1,85

Tĩnh tải

DC_1	DC_2	DC_3	DW
9,6 (kN/m)	1,38 (kN)	1,80 (kN)	2,26 (kN/m)

Hoạt tải

LL	PL
51,26 (kN/m)	4,5 kN

Hệ số tải trọng

γ_n	γ_{pl}	γ_{pl}	γ_{p2}
1,75	1,75	1,25	1,50

Tính toán theo bảng sau:

STT	Lớp	Chiều dày (m)	γ (kN/m ³)	DW (kN/m)
1	Lớp phủ asphan	0,05	23	1,15
2	Bê tông bảo vệ	0,02	24	0,48
3	Chống thấm	0,01	15	0,15
4	Mui luyến	0,02	24	0,48
	Cộng	0,10		2,26

Vậy DW = 2.26 kN/m.

2.1.5.2. Hoạt tải tác dụng cho dải bản rộng 1m theo phương ngang cầu

Do xe tải thiết kế (Design Truck)

Xét một bánh xe nặng của xe tải thiết kế có trọng lượng P đặt cách mép gờ chắn bánh xe 300mm = 0,3m; (lưu ý rằng ở đây đang xét bản hằng) Khoảng cách từ tim bánh xe tới ngàm x = 550mm = 0,55m. Chiều rộng tiếp xúc bánh xe b = 510mm = 0,51m; chiều dày trung bình của bản mặt cầu $h_f = 375\text{mm} = 0,375\text{m}$.

Chiều rộng dải tương đương:

$$E = 1140 + 0,833 \times x = 1140 + 0,833 \times 550 = 1598,15\text{mm} = 1,59815\text{m} > 1,00\text{m}$$

$$L.L = \frac{P_{tr}}{(b + h_f)E} = \frac{72,5}{(0,51 + 0,375) \times 1,59815} = 51,26 \text{ kN/m}$$

• Do người đi

Chiều rộng lề người đi 1,50m. Tải trọng người đi bằng $300 \text{ kg/m}^2 = 3 \text{ kN/m}^2$. Lực tập trung do tải trọng người đi đặt tại tim lề người đi:

$$PL = 3 \times 1,5 = 4,5 \text{ kN}$$

2.1.5.3. Nội lực tại ngàm

Xét hệ số điều chỉnh tải trọng trường hợp sử dụng các giá trị cực đại của γ_i :

$$\eta = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1$$

trong đó:

η_D - tính dẻo, trường hợp thiết kế thông thường $\eta_D = 1$;

η_R - tính dư, bản hằng không có tính dư $\eta_R = 1,05$;

η_I - tầm quan trọng, cầu trên quốc lộ $\eta_I = 1,05$;

$$\eta = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} = \frac{1}{1 \times 1,05 \times 1,05} = 0,907 \leq 1$$

Mômen tại ngàm:

$$\begin{aligned}
 M^- &= \eta \left[\gamma_{pl} DC_1 \frac{L_1^2}{2} + \gamma_{pl} DC_2 L_2 + \gamma_{pl} DC_3 L_3 + \gamma_{p2} DW \frac{L_4^2}{2} + \right. \\
 &\quad \left. + m \gamma_n (LL + IM) \frac{L_5^2}{2} + \gamma_{pl} PL L_6 - \right] \\
 &= 0,907 \left[1,25(9,6 \times \frac{2,85^2}{2} + 1,38 \times 2,725 + 1,8 \times 0,975) + 1,50 \times 2,26 \times \frac{2,60^2}{2} + \right. \\
 &\quad \left. + 1,2 \times 1,75 \times (1 + 0,25) \times 51,26 \times \frac{0,85^2}{2} + 1,75 \times 4,5 \times 1,85 - \right] = 115,883 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Lực cắt tại ngàm:

$$\begin{aligned}
 V &= \eta \left[\gamma_{pl} DC_1 L_1 + \gamma_{pl} DC_2 + \gamma_{pl} DC_3 + \gamma_{p2} DW L_4 + m \gamma_n (LL + IM) L_5 + m \gamma_{pl} PL \right] \\
 V &= \eta \left[\gamma_{pl} DC_1 L_1 + \gamma_{pl} DC_2 + \gamma_{pl} DC_3 + \gamma_{p2} DW L_4 + m \gamma_n (LL + IM) L_5 + \gamma_{pl} PL \right] \\
 &= 0,907 \left[1,25(9,6 \times 2,85 + 1,38 + 1,8) + 1,50 \times 2,26 \times 2,60 + \right. \\
 &\quad \left. + 1,2 \times 1,75 \times (1 + 0,25) \times 51,26 \times 0,85 + 1,75 \times 4,5 \right] = 153,499 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2.1.6. Tính toán nội lực bản kiểu dầm

2.1.6.1. Tính toán mômen dương

Đối với bản của cầu dầm có thể phân tích như mô hình dầm liên tục kê trên các dầm chủ.

Đối với bản mặt cầu của các dầm có mặt cắt hình hộp có thể phân tích theo mô hình dầm bán ngàm 2 đầu và tính theo phương pháp gần đúng với đường lồi tính toán mômen dương ở mặt cắt giữa nhịp của mô hình bản giản đơn kê trên 2 gối khớp. Trị số mômen tại mặt cắt giữa nhịp của bản 2 đầu ngàm xác định theo công thức:

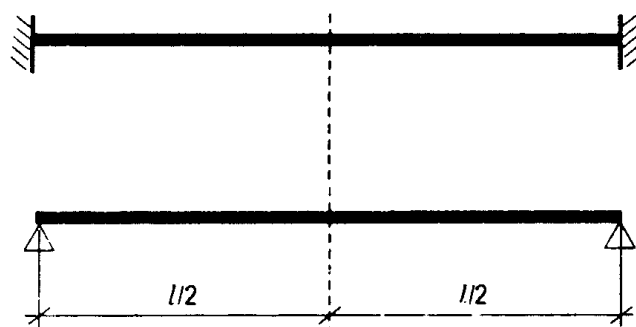
$$M_{0,5L}^+ = k M_{0,5L}^0$$

với: $M_{0,5L}^0$ - mômen do ngoại tải gây ra tại mặt cắt giữa nhịp bản giản đơn

k - hệ số điều chỉnh lấy bằng 0.5

a) Tính tải tác dụng:

Các bộ phận kết cấu được tính cho 1m chiều rộng bản (phương dọc cầu). Hệ số tải trọng tính tra theo bảng 3.4.1.2.



Hình 2.5: Sơ đồ đơn giản hoá

Bảng 3.4.1.2

TT	Loại tải trọng	Kí hiệu	Dạng tác động	Hệ số vượt tải γ_p	
				≥ 1	≤ 1
01	Trọng lượng bản thân	DC ₁	Phân bố	1,25	0,9
04	Lớp phủ mặt cầu	DW	Phân bố	1,50	0,65

b) Hoạt tải tác dụng

Dải bản chịu lực theo phương ngang cầu, chiều rộng của dải bản tương đương theo phương dọc cầu tính theo bảng 4.6.2.1.3-1:

Đối với vị trí có mômen dương: $E^+ = 660 + 0,55.S$ (mm)

- Tác dụng của bánh xe tải thiết kế:

Theo mô hình tính toán theo sơ đồ phẳng, tác dụng của tải trọng bánh xe có thể quy về một băng tải dài $(b + h_f)$ theo phương ngang cầu có cường độ phân bố cho 1m chiều rộng bản:

$$LL = \frac{P_{tr}}{(b + h_f) E} \text{ với } E \geq 1000 \text{ mm}$$

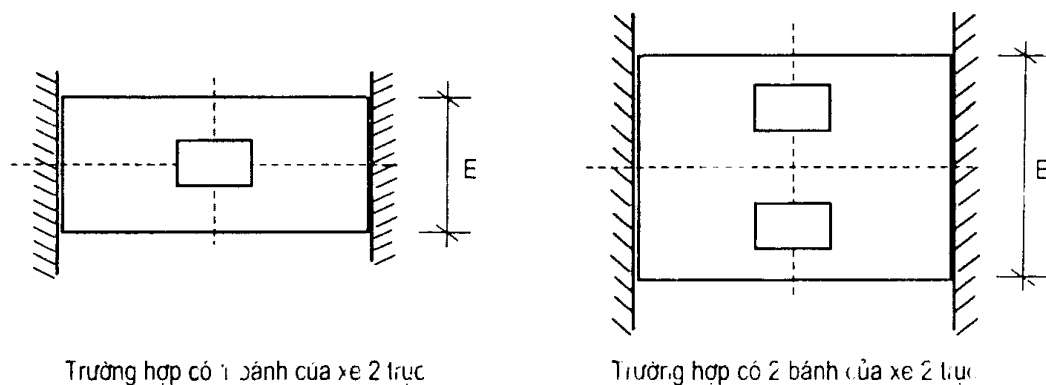
- Tác dụng của bánh xe hai trục: tùy thuộc vào trị số chiều rộng của dải bản tương đương E:

+ Nếu $E < 1,2$ m chỉ có 1 bánh xe của xe 2 trục đặt trong phạm vi chiều rộng của dải bản tương đương nên cường độ của tải trọng băng do bánh xe gây ra bằng:

$$LL = \frac{P_{ta}}{(b + h_f) E} \text{ với } E \geq 1000 \text{ mm}$$

+ Nếu $E \geq 1,2$ m có 2 bánh xe của xe 2 trục đặt trong phạm vi chiều rộng của dải bản tương đương nên cường độ của tải trọng băng do bánh xe gây ra bằng:

$$LL = \frac{2P_{ta}}{(b + h_f) E}$$



Hình 2.6: Phân bố bánh xe trên dải mặt cầu

So sánh chọn giá trị lớn của áp lực bánh xe trong các trường hợp trên để đưa vào tính toán thiết kế.

- Tác dụng của tải trọng làn:

Điều 3.6.1.3.3 quy định:

+ Khi các dải cơ bản là ngang (chịu lực chủ yếu theo phương ngang cầu) có chiều dài nhịp tính toán không vượt quá 4600 mm - các dải bản ngang phải được thiết kế theo các bánh xe của trục nặng xe tải 145 kN.

+ Khi các dải cơ bản là ngang có chiều dài nhịp tính toán vượt quá 4600 mm - các dải bản ngang phải được thiết kế theo các bánh xe của trục nặng xe tải 145 kN và tải trọng làn.

+ Khi các dải cơ bản là dọc - các dải ngang phải được thiết kế với tất cả các tải trọng quy định trong điều 3.6.1.2 bao gồm cả tải trọng làn.

Vị trí tác động của bánh xe lên bản: tìm bánh xe cách mép đá vữa 300 mm và cách mép làn 600 mm (3.6.1.3.1). Cần xô dịch vị trí trục xe theo phương ngang cầu để tìm ra vị trí gây nội lực bất lợi nhất nhưng chỉ được phép xô dịch trong phạm vi làn.

Trên hình vẽ thể hiện cách xếp tải theo phương ngang cầu để tính toán mômen dương tại mặt cắt giữa nhịp của bản khi bản có chiều dài nhịp lớn hơn 4600 mm.

Việc xếp vị trí xe bất lợi theo phương ngang cầu được phân tích tương tự như trong mục 1.2.3.1 của chương I:

+ Điều 3.6.1.2.2 quy định về xe tải thiết kế có ghi rõ chiều rộng làn xe thiết kế là 3500 mm.

+ Điều 3.6.1.1.1 chỉ dẫn cách xác định số làn xe thiết kế là $W/3500$ mm với W là chiều rộng cầu. Đồng thời chỉ dẫn hai điểm đáng chú ý sau:

- Chiều rộng làn xe thiết kế có thể nhỏ hơn 3500 mm.
- Cầu có chiều rộng từ 6000 ÷ 7000 mm phải thiết kế với 2 làn xe, mỗi làn bằng một nửa cầu.

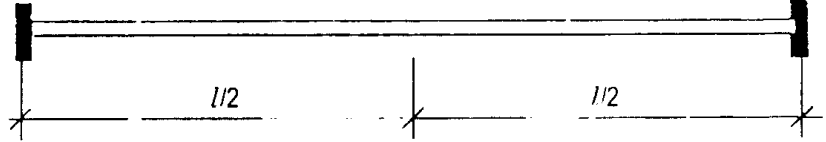
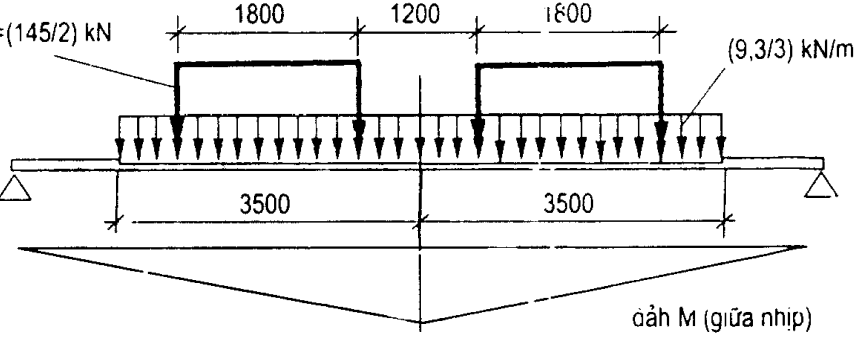
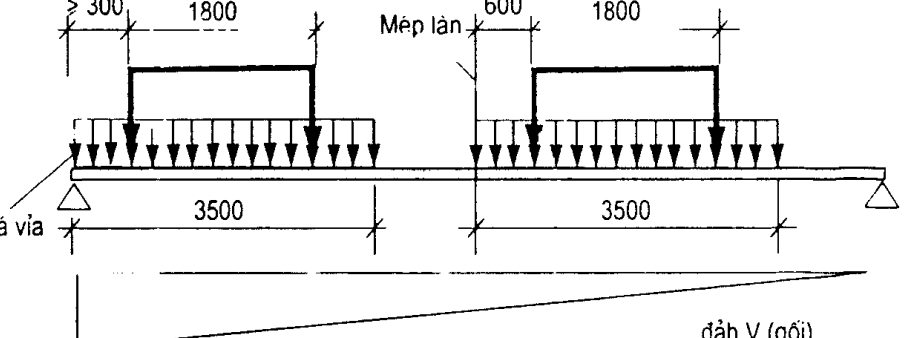
Như vậy có các trường hợp bố trí số làn xe theo phương ngang cầu như sau:

* Chiều rộng cầu $W < 6000$ mm: chỉ có một làn xe, chiều rộng chuẩn của làn xe thiết kế là 3500 mm. Tuy nhiên vị trí làn xe trên mặt cắt ngang có thể xô dịch sao cho tạo ra ứng lực lớn nhất.

* Chiều rộng cầu $6000 \leq W < 7000$ mm cầu có 2 làn xe chiều rộng mỗi làn là $W/2$.

* Chiều rộng $7000 \leq W < 10500$ mm cầu cũng chỉ có 2 làn xe và chiều rộng mỗi làn là 3500 mm tính từ tim ra hai bên, phần dư của chiều rộng cầu không đặt tải trọng xe. Như vậy với trường hợp này vị trí làn xe cũng được xô dịch để tạo ra nội lực cực đại trong phạm vi làn xe.

* Chiều rộng $W \geq 10500$ mm lấy số làn xe là phần nguyên của tỷ số $W/3500$.

Cấu tạo bản ngàm 2 đầu	
Sơ đồ tính mômen tại mặt cắt giữa nhịp của dầm giản đơn	
Sơ đồ tính toán lực cắt tại gối	

Công thức tính toán mômen dương tại mặt cắt giữa nhịp bản kiểu dầm:

Mômen tại mặt cắt giữa nhịp dầm giản đơn:

$$M_0^+ = \eta \left[\gamma_{p1} DC_1 \Omega_D^M + \gamma_{p2} DW \Omega_D^M + m \gamma_n \sum (LL + IM) \Omega_P^M + m \gamma_n \sum LL_1 \Omega_L^M \right]$$

trong đó:

γ_{p1} - hệ số tải trọng của tĩnh tải bản thân kết cấu $\gamma_{p1} = 1,25$

γ_{p2} - hệ số tải trọng của tĩnh tải bản thân kết cấu $\gamma_{p2} = 1,5$

γ_n - hệ số tải trọng của hoạt tải $\gamma_n = 1,75$

m - hệ số làn chất tải

Ω_D^M - diện tích phân đường ảnh hưởng mômen dưới tác dụng của tĩnh tải.

Ω_P^M - diện tích phân đường ảnh hưởng mômen dưới tác dụng của bánh xe tải thiết kế.

Ω_L^M - diện tích phân đường ảnh hưởng mômen dưới tác dụng của tải trọng làn thiết kế.

LL_1 - cường độ tải trọng làn theo phương ngang cầu bằng (9,3/3) kN/m

Các tham số khác đã trình bày ở phần trên.

Mômen tại mặt cắt giữa nhịp khi xét tới hiệu ứng ngàm tại 2 đầu bản:

$$M_{L/2}^+ = 0,5 M_0^+$$

2.1.6.2. Tính toán mômen âm

Trình tự tính toán hoàn toàn tương tự như tính toán mômen dương nhưng thay trị số chiều rộng dải bản tương đương E tính theo công thức:

$$E^- = 1220 + 0,25.S \text{ (mm)}$$

Sau khi tính được mômen tại mặt cắt giữa nhịp của mô hình dầm bản giản đơn trên 2 gối khớp M_0^+ , mômen âm tại gối được suy ra nhờ kết với hệ số điều chỉnh do tính chất ngàm của bản:

$$M_{\text{gối}}^- = -0.8 M_0^+$$

2.1.6.3. Lực cắt tại ngàm

Lực cắt được xác định theo nguyên lý cơ học thông thuộc. Điểm cần lưu ý là khi đặt tải theo phương ngang cầu để tạo ra hiệu ứng bất lợi nhất cần thỏa mãn các quy định về vị trí tải trọng tới mép đá vữa và mép làn xe thiết kế. Công thức tính toán lực cắt:

$$V = \eta \left[\gamma_{p1} DC_1 \Omega_D^V + \gamma_{p2} DW \Omega_D^V + m\gamma_n \sum (LL + IM) \Omega_P^V + m\gamma_p \sum LL_1 \Omega_L^V \right]$$

trong đó:

γ_{p1} - hệ số tải trọng của tĩnh tải bản thân kết cấu $\gamma_{p1} = 1,25$

γ_{p2} - hệ số tải trọng của tĩnh tải bản thân kết cấu $\gamma_{p2} = 1,5$

γ_n - hệ số tải trọng của hoạt tải $\gamma_n = 1,75$

m - hệ số làn chất tải

Ω_D^V diện tích phần đường ảnh hưởng lực cắt dưới tác dụng của tĩnh tải.

Ω_P^V diện tích phần đường ảnh hưởng lực cắt dưới tác dụng của bánh xe tải thiết kế.

Ω_L^V diện tích phần đường ảnh hưởng lực cắt dưới tác dụng của tải trọng làn thiết kế.

LL_1 - cường độ tải trọng làn theo phương ngang cầu bằng (9,3/3) kN /m.

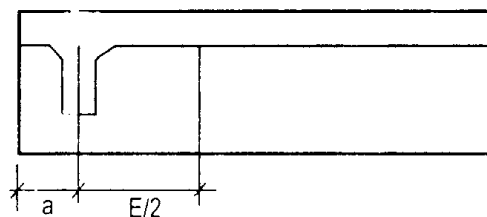
Các tham số khác đã trình bày ở phần trên.

1.2.6.4. Tính toán bản mặt cầu ở đầu nhịp

Các bản mặt cầu ở đầu nhịp có thể không có sự nâng đỡ của dầm ngang tại đó nên phạm vi ảnh hưởng của tải trọng bánh xe bị thu hẹp dẫn đến chiều rộng dải bản tương đương giảm đi.

Chiều rộng của dải bản tương đương lấy theo chỉ dẫn ở mục 4.6.2.1.4c và mô tả trên hình 2.7, tính theo công thức:

$$E_b = a + E/2$$



Hình 2.7: Bản mặt cầu ở đầu nhịp

2.1.7. Tính toán bản mặt cầu khi có chiều dài làm việc theo phương dọc cầu

Căn cứ tính toán được quy định ở điều 4.6.2.1.2: Đối với các cầu bản và bản bê tông cốt thép có nhịp lớn hơn 4600 mm và có hướng nhịp tính toán song song với hướng xe chạy, phải áp dụng điều 4.6.2.3.

Chiều rộng của dải bản tương đương tính toán như sau:

+ Khi xếp tải một làn xe:

$$E = 250 + 0.42\sqrt{L_1 W_1} \quad (\text{TCN 4.6.2.3-1})$$

+ Khi xếp tải nhiều làn xe:

$$E = 2100 + 0.12\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{N_L} \quad (\text{TCN 4.6.2.3-2})$$

trong đó:

W - chiều rộng cầu (mép tới mép)

N_L - số làn xe thiết kế

L_1 - chiều dài nhịp quy ước, lấy trị số nhỏ hơn giữa chiều dài nhịp tính toán của bản và 18000 mm.

W_1 - chiều rộng quy ước của cầu, lấy trị số nhỏ giữa chiều rộng thực tế của cầu (W) và 9 000 mm.

Đối với các dải bản ở biên (khi cầu không có lề người đi hay có lề người đi nhưng không có gờ chắn bánh xe phía trong), chiều rộng của dải bản tương đương xét như chỉ dẫn ở điều 4.6 2.1.4b.

$$E_b = \text{chiều rộng gờ chắn} + 300 + E/2 \leq 1800 \text{ mm.}$$

2.1.8. Ví dụ tính toán nội lực bản chịu lực theo phương dọc cầu

Tính toán nội lực cho bản mặt cầu của một cầu dây văng có khoảng cách giữa các dầm ngang là $S = 4800$ mm, chiều dày bản 300 mm. Chiều rộng toàn cầu (mép tới mép) $W = 16 000$ mm

2.1.8.1. Tính toán chiều rộng dải bản tương đương

Kiểm tra điều kiện cấu tạo:

$$h_f = 300 \text{ mm} > h_{\min} = \frac{(S + 3000)}{30} = \frac{4800 + 3000}{30} = 260 \text{ mm} \text{ đạt yêu cầu}$$

Chiều rộng dải bản tương đương

+ Với dải biên (vì chiều rộng dải bản tương đương ≤ 1800 mm nên chỉ có thể bố trí một làn xe:

$$E = 250 + 0.42\sqrt{L_1 W_1} = 250 + 0.42\sqrt{4800 \times 9000} = 3010 \text{ mm}$$

$$E_b = \text{chiều rộng gờ chắn} + 300 + E/2 \leq 1800 \text{ mm} = 250 + 300 + 3010/2 = 2055 > 1800 \text{ mm}$$

Chọn $E_b = 1800 \text{ mm}$

+ Với dải trong:

- Khi xếp tải một lần xe:

$$E = 250 + 0,42\sqrt{L_1 W_1} = 250 + 0,42\sqrt{4800 \times 9000} = 3010 \text{ mm}$$

- Khi xếp tải hai lần xe:

$$E = 2100 + 0,12\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{N_L} = 2100 + 0,12\sqrt{4800 \times 16000} = 3151,6 \text{ mm}$$

2.1.8.2. Tính tải tác dụng cho dải bản rộng 1m theo phương ngang cầu

Tính toán theo bảng sau:

S.T	Lớp	Chiều dày (m)	γ (T/m ³)	DW (T/m)
	Lớp phủ	0,05	2,3	0,115
2	Bê tông bảo vệ	0,02	2,4	0,048
3	Chống thấm	0,01	1,5	0,015
4	Mui luyện	0,02	2,4	0,048
5	Bản bê tông	0,3	2,4	0,72

Vậy

$$DW = 2,26 \text{ kN/m}$$

$$DC = 7,20 \text{ kN/m}$$

$$P_{\text{lancan}} = 1,38 \text{ kN/m}, P_{\text{gòchán}} = 1,864 \text{ kN/m}$$

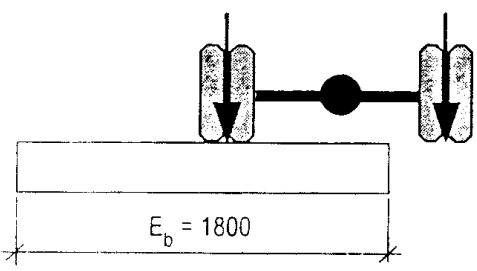
2.1.8.3. Hoạt tải tác dụng

Tải trọng bánh xe được mô hình hoá như tải trọng tập trung (không quy đổi thành tải trọng phân bố). Tuỳ theo chiều rộng của dải bản tương đương để có thể xếp một dãy bánh xe trên phạm vi dải bản tương đương.

c) Đối với dải biên

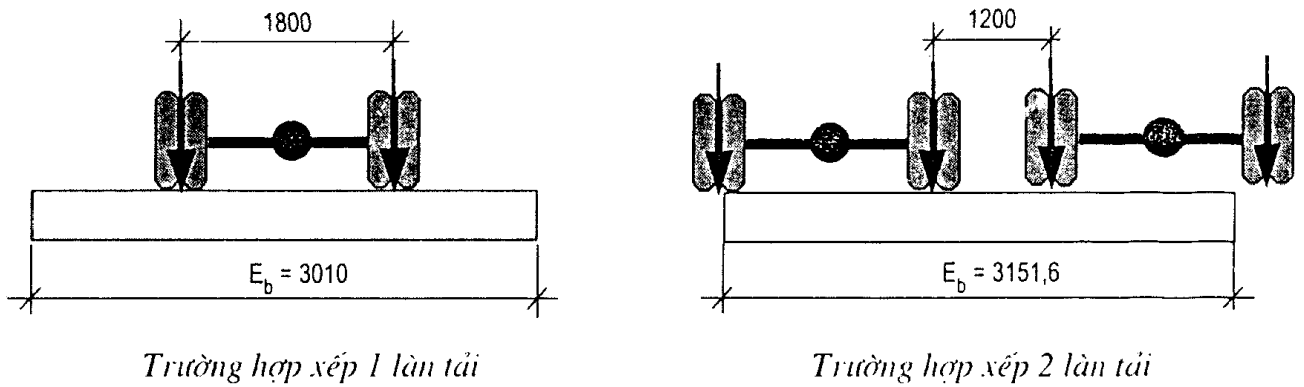
Chiều rộng dải bản tương đương $E_b = 1800 \text{ mm}$, xếp một lần tải trọng.

Giá trị áp lực của tải trọng bánh xe lên dải bản có chiều rộng 1m:

Do xe tải (Truck)		
Do xe tải (Truck)	Do xe 2 trục (Tandem)	
$P = \frac{P}{2 \times 1,8} = \frac{145}{2 \times 1,8}$ $= 40,278 \text{ kN}$	$P^* = \frac{P}{2 \times 1,8} = \frac{110}{2 \times 1,8}$ $= 30,555 \text{ kN}$	

b) Đối với dải trong

Chiều rộng dải bản tương đương tính toán như trên trong cả hai trường hợp xếp 1 làn và 2 làn tải đều đủ để xếp hai hàng bánh xe theo phương ngang cầu, (hình 2.8).



Hình 2.8

Trị số áp lực của tải trọng bánh xe lên dải bản có chiều rộng 1m:

Do xe tải (Truck)		Do xe 2 trục (Tandem)	
Khi xếp tải 1 làn	Khi xếp tải 2 làn	Khi xếp tải 1 làn	Khi xếp tải 2 làn
$P^* = \frac{2P}{3,01} = \frac{145}{3,01}$	$P^* = \frac{2P}{3,01} = \frac{145}{3,1516}$	$P^* = \frac{2P}{3,01} = \frac{110}{3,01}$	$P^* = \frac{2P}{3,01} = \frac{110}{3,156}$
= 48,17kN	= 46,01kN	= 36,67kN	= 34,90kN

Trường hợp xếp tải 1 làn có trị số lớn hơn, mặt khác khi xếp tải 1 làn xe còn phải nhân thêm với hệ số làn $m = 1,2$. Như vậy chọn trường hợp xếp tải một làn để tính toán.

- Tải trọng làn thiết kế: (9,3/3,01) kN/m.

- Tải trọng người PL = 3,0 kN/m². Chiều rộng lề người đi 1,5 m vì vậy tải trọng người đi theo phương dọc cầu là 4,5 kN/m

2.1.8.4. Tính toán nội lực bản phía trong

2.1.8.4.1. Tính theo sơ đồ bản ngàm

2 cạnh.

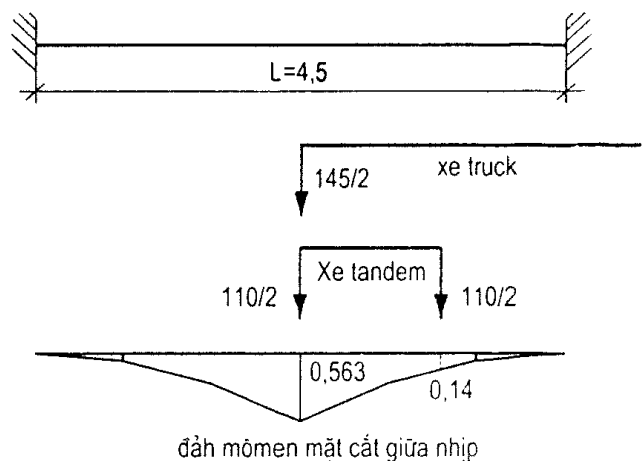
a) Đối với mômen dương M_0 (tại mặt cắt giữa nhịp)

- Diện tích đường ảnh hưởng:

$$\omega = 0,891\text{m}^2.$$

- Do tĩnh tải:

$$\begin{aligned} M_{DC} &= \gamma_{p1} DC\omega \\ &= 1,25 \times 7,2 \times 0,891 \\ &= 8,019 \text{ kNm} \end{aligned}$$



Hình 2.9: Sơ đồ xếp tải dọc cầu

$$M_{DW} = \gamma_{p2} DW \omega$$

$$= 1,50 \times 2,26 \times 0,891 = 3,0205 \text{ kNm}$$

- Do xe tải thiết kế (Truck):

$$M_{tr} = m \gamma_n (P^* + IM) \sum y_i$$

$$= 1,2 \times 1,75 \times 1,25 \times 48,17 \times (0,563) = 71,19 \text{ kNm}$$

- Do xe 2 trục (Tandem):

$$M_{ta} = m \gamma_n (P^* + IM) \sum y_i$$

$$= 1,2 \times 1,75 \times 1,25 \times 36,67 \times (0,563 + 0,14) = 67,67 \text{ kNm}$$

- Do tải trọng làn:

$$M_{LL} = m \gamma_n \frac{LL}{3,01} \omega$$

$$= 1,2 \times 1,75 \times \frac{9,3}{3,01} \times 0,891 = 5,781 \text{ kNm}$$

Tổ hợp mômen tại mặt cắt giữa nhịp theo trạng thái giới hạn cường độ I:

+ Do tổ hợp: tĩnh tải + xe tải thiết kế + tải trọng làn:

$$M_{S/2} = M_{DC} + M_{DW} + M_{tr} + M_{LL}$$

$$= 8,019 + 3,0205 + 71,19 + 5,781 = 88,0105 \text{ kNm}$$

+ Do tổ hợp: tĩnh tải + xe 2 trục thiết kế + tải trọng làn:

$$M_{S/2} = M_{DC} + M_{DW} + M_{ta} + M_{LL}$$

$$= 8,019 + 3,0205 + 67,67 + 5,781 = 84,4905 \text{ kNm}$$

Như vậy chọn tổ hợp tĩnh tải + xe tải thiết kế + tải trọng làn đưa vào thiết kế.

b) Đối với mômen $M_{gõi}$ (tại mặt cắt gối)

- Diện tích đường ảnh hưởng:

$$\omega = 1,641 \text{ m}^2$$

- Do tĩnh tải:

$$M_{DC} = \gamma_{p1} DC \cdot \omega$$

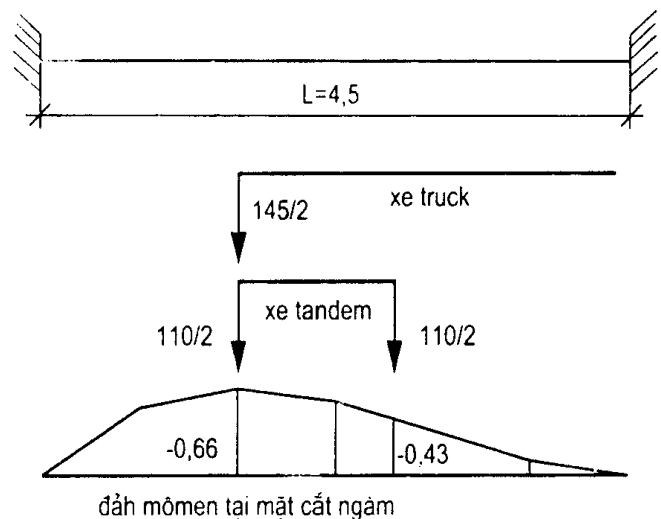
$$= 1,25 \times 7,2 \times 1,641$$

$$= 14,769 \text{ kNm}$$

$$M_{DW} = \gamma_{p2} DW \omega$$

$$= 1,50 \times 2,26 \times 1,641$$

$$= 5,563 \text{ kNm}$$



Hình 2.10: Sơ đồ xếp tải dọc cầu

- Do xe tải thiết kế (Truck):

$$M_{tr} = m\gamma_n (P^* + IM) \sum y_i$$

$$= 1,2 \times 1,75 \times 1,25 \times 48,17 \times (0,66) = 83,455 \text{ kNm}$$

- Do xe 2 trục (Tandem):

$$M_{ta} = m\gamma_n (P^* + IM) \sum y_i$$

$$= 1,2 \times 1,75 \times 1,25 \times 36,67 \times (0,66 + 0,43) = 104,922 \text{ kNm}$$

- Do tải trọng làn:

$$M_{LL} = m\gamma_n \frac{LL}{3,01} \omega$$

$$= 1,2 \times 1,75 \times \frac{9,3}{3,01} \times 1,641 = 10,647 \text{ kNm}$$

Tổ hợp mômen tại mặt cắt giữa nhịp theo trạng thái giới hạn cường độ I:

+ Do tổ hợp: tĩnh tải + xe tải thiết kế + tải trọng làn:

$$M_{g\ddot{o}i} = M_{DC} + M_{DW} + M_{tr} + M_{LL}$$

$$= 14,769 + 5,563 + 83,455 + 10,647 = 114,529 \text{ kNm}$$

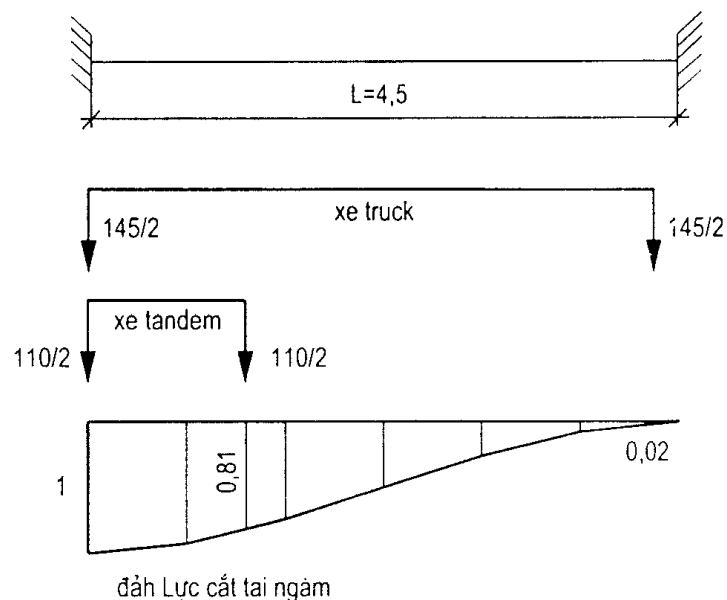
+ Do tổ hợp: tĩnh tải + xe 2 trục + tải trọng làn:

$$M_{g\ddot{o}i} = M_{DC} + M_{DW} + M_{ta} + M_{LL}$$

$$= 14,769 + 5,563 + 104,922 + 10,647 = 144,901 \text{ kNm}$$

Như vậy chọn tổ hợp tĩnh tải + xe 2 trục + tải trọng làn đưa vào thiết kế.

c) Đối với lực cắt, tính tại mặt cắt ngàm



Hình 2.11: Xếp xe tính lực cắt

- Diện tích đường ảnh hưởng:

$$\omega = 2,248 \text{ m}^2$$

- Do tĩnh tải:

$$V_{DC} = \gamma_{p1} DC \cdot \omega = 1,25 \times 7,2 \times 2,248 = 20,232 \text{ kN}$$

$$V_{DW} = \gamma_{p2} DW \omega = 1,50 \times 2,26 \times 2,248 = 7,6207 \text{ kN}$$

- Do xe tải thiết kế (Truck):

$$V_{tr} = m \gamma_n (P^* + IM) \sum y_i = 1,2 \times 1,75 \times 1,25 \times 48,17 \times (1 + 0,06) = 134,03 \text{ kN}$$

- Do xe 2 trục (Tandem):

$$V_{ta} = m \gamma_n (P^* + IM) \sum y_i = 1,2 \times 1,75 \times 1,25 \times 36,67 \times (1,0 + 0,81) = 174,228 \text{ kN}$$

- Do tải trọng làn:

$$V_{ll} = m \gamma_n \frac{LL}{3,01} \omega = 1,2 \times 1,75 \times \frac{9,3}{3,01} \times 2,248 = 14,586 \text{ kN}$$

Tổ hợp lực cắt tại mặt cắt giữa nhịp theo trạng thái giới hạn cường độ I:

+ Do tổ hợp: tĩnh tải + xe tải thiết kế + tải trọng làn:

$$V_{gõi} = V_{DC} + V_{DW} + V_{tr} + V_{LL} = 20,232 + 7,6207 + 134,03 + 14,586 = 176,4507 \text{ kN}$$

+ Do tổ hợp: tĩnh tải + xe 2 trục + tải trọng làn:

$$V_{gõi} = V_{DC} + V_{DW} + V_{ta} + V_{LL} = 20,232 + 7,6207 + 174,228 + 14,586 = 216,6407 \text{ kN}$$

Như vậy chọn tổ hợp tĩnh tải + xe 2 trục + tải trọng làn đưa vào thiết kế.

Vậy nội lực để kiểm toán bản phía trong là:

Tên mặt cắt	M (kNm)	V (kN)
Mặt cắt gối	-144,901	216,6407
Mặt cắt giữa	88,0105	

2.1.8.4.2. Tính theo sơ đồ bản hằng:

a) Đối với mômen $M_{gõi}$

- Do tĩnh tải

$$M_{DC} = DC \frac{l^2}{2} = 0,72 \times \frac{3,25^2}{2} = 3,8025 \text{ T.m/m}$$

$$M_{DW} = DW \frac{l^2}{2} = 0,226 \times \frac{3,25^2}{2} = 1,193 \text{ T.m/m}$$

$$M_{lc} = 3,25 \cdot P_{lc} = 3,25 \times 0,138 = 0,4485 \text{ T.m/m}$$

$$M_{gc} = (0,375 + 1,625) \cdot P_{gc} = (0,375 + 1,625) \times 0,864 = 1,728 \text{ T.m/m}$$

- Do hoạt tải người:

$$M_{PL} = PL \times 1,5 \times \left(3,25 - \frac{1,5}{2}\right) = 0,3 \times 1,5 \times 2,5 = 1,125 \text{ T.m/m}$$

Tổ hợp mômen tại mặt cắt ngàm theo trạng thái giới hạn cường độ I:

$$M_{ngàm} = 1,75 \times (PL + IM) + 1,5DW + 1,25DC$$

$$M_{ngàm} = -11,72 \text{ T.m/m}$$

b) Đối với lực cắt

$$V_{lc} = 1 \times (3,25DC + P_{lc} + 2P_{gc}) = 4,206 \text{ T/m}$$

$$V_{DW} = 3,25 \times 0,226 = 0,7345 \text{ T/m}$$

$$V_{PL} = 1,5 \times 0,3 = 0,45 \text{ T/m}$$

Tổ hợp lực cắt tại mặt cắt ngàm theo trạng thái giới hạn cường độ I:

$$V_{ngàm} = 1,75(PL + IM) + 1,5DW + 1,25DC$$

$$V_{ngàm} = 7,34 \text{ T.m/m}$$

Vậy nội lực để kiểm toán bản hằng là:

Tên mặt cắt	M (T.m/m)	V (T/m)
Mặt cắt ngàm	-11,72	7,34

2.1.8.5. Tính toán cốt thép và kiểm toán bản

- Ta tiến hành tính toán cho 2 tiết diện tại gối và giữa nhịp

Chọn cốt thép bản là $\Phi 14 \text{ mm} \rightarrow f = \frac{\pi d^2}{4} = 1,5386 \text{ cm}^2, f_y = 4000 \text{ kG/cm}^2.$

Mác bê tông M400, có $f'_c = 400 \text{ kG/cm}^2$

2.1.8.5.1. Bố trí cốt thép bản kê 2 cạnh và kiểm toán

- Chọn lớp bê tông bảo vệ phía trên: 50mm.

- Chọn lớp bê tông bảo vệ phía dưới: 50mm.

a) Với mặt cắt giữa nhịp

a.1) Kiểm toán mặt cắt theo điều kiện mômen kháng uốn

$$+ M = 4,585 \text{ Tm/m.}$$

$$+ \text{Chọn 8 thanh thép để bố trí tại mặt cắt này} \Rightarrow A_s = 12,3 \text{ cm}^2$$

$$+ \text{Chọn 8 thanh thép để bố trí tại vùng nén} \Rightarrow A'_s = 12,3 \text{ cm}^2$$

$$c = \frac{A_s f_y - A'_s f'_y}{0,85 f'_c \beta_1 b_w}$$

trong đó:

A_s - diện tích cốt thép thường chịu kéo (mm^2)

A'_s - diện tích cốt thép thường chịu nén (mm^2)

$f_y = 4000 \text{ kG/cm}^2$ - giới hạn chảy của cốt thép chịu kéo

$f'_y = 4000 \text{ kG/cm}^2$ - giới hạn chảy của cốt thép chịu nén

c - khoảng cách từ trục trung hoà đến mép chịu nén

β_1 - hệ số quy đổi hình khối ứng suất theo điều 5.7.2.2. ta có

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05(40 - 28)/7 = 0,764$$

$$\Rightarrow c = 0 \text{ cm}$$

+ Mômen kháng uốn danh định của mặt cắt

$$M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right)$$

trong đó:

d_s - khoảng cách từ thớ ngoài cùng chịu nén đến trọng tâm cốt thép chịu kéo.

$$d_s = 30 - 5 = 25 \text{ cm.}$$

d'_s - khoảng cách từ thớ ngoài cùng chịu nén đến trọng tâm cốt thép chịu nén.

$$d'_s = 30 - 25 = 5 \text{ cm.}$$

$a = \beta_1 c = 0$ - chiều dày của khối ứng suất tương đương.

Các kí hiệu khác tương tự

Vậy $M_n = 9,85 \text{ T.m/m}$

+ Mômen kháng uốn thực tế của mặt cắt là:

$$M = \phi M_n = 9,85 \text{ T.m/m}$$

ϕ - hệ số sức kháng: $\phi = 1$.

Vậy $M = 9,85 > 4,585 \text{ T.m} \Rightarrow$ Đạt

a.2) Kiểm toán bản theo các giới hạn cốt thép:

a.2.1) Lượng cốt thép tối đa:

Hàm lượng thép dự ứng lực và thép không dự ứng lực tối đa phải được giới hạn sao cho:

$$\frac{c}{d_c} \leq 0,42 \quad (\text{TCN 5.7.3.3.1-1})$$

trong đó:

$$d_c = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \quad (\text{TCN 5.7.3.3.1-2})$$

ở đây:

c - khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trục trung hoà (mm), $c = 0$

d_e - khoảng cách hữu hiệu tương ứng từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trọng tâm lực kéo của cốt thép chịu kéo (mm)

Nếu Phương trình 1 không thoả mãn, mặt cắt sẽ bị coi là quá nhiều thép. Mặt cắt quá nhiều thép có thể được dùng trong các cấu kiện dự ứng lực hay dự ứng lực một phần chỉ khi phân tích và thực nghiệm chứng tỏ có thể thực hiện được độ dẻo đầy đủ của kết cấu. Không cho phép các mặt cắt bê tông cốt thép quá nhiều thép. Với mục đích của điều quy định này, các cấu kiện sẽ được coi như là kết cấu bê tông cốt thép nếu tỷ lệ dự ứng lực một phần, như quy định trong Điều 5.5.4.2.1, nhỏ hơn 50%.

Vậy ta có $c/d_e = 0 < 0,42 \Rightarrow$ Thoả mãn.

a.2.1) Lượng cốt thép tối thiểu

Đối với các cấu kiện không có thép dự ứng lực thì lượng cốt thép tối thiểu quy định ở đây có thể coi là thoả mãn nếu:

$$P_{\min} \geq 0,03 \frac{f'_c}{f_y} \quad (\text{TCN 5.7.3.3.2-1})$$

trong đó:

P_{\min} - tỷ lệ giữa thép chịu kéo và diện tích nguyên

f'_c - cường độ quy định của bê tông (MPa)

f_y - cường độ chảy dẻo của thép chịu kéo (MPa)

$$P_{\min} = \frac{A_s}{A_g} = \frac{12,3}{30.100} = 0,0041$$

$$0,03 \frac{f'_c}{f_y} = 0,03 \frac{40}{400} = 0,003$$

Vậy $P_{\min} > 0,03 \frac{f'_c}{f_y} \Rightarrow$ Thoả mãn

b) Với mặt cắt ở ngàm

b.1) Kiểm toán mặt cắt theo điều kiện mômen kháng uốn

+ $M = -8,85 \text{ Tm/m}$.

+ Chọn 8 thanh thép để bố trí tại mặt cắt này $\Rightarrow A_s = 12,3 \text{ cm}^2$

+ Chọn 8 thanh thép để bố trí tại vùng nén $\Rightarrow A'_s = 12,3 \text{ cm}^2$

$$c = \frac{A_s f_y - A'_s f'_c}{0,85 f'_c \beta_1 b_w}$$

+ Mômen kháng uốn danh định của mặt cắt:

$$M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right)$$

trong đó:

d_s - khoảng cách từ thớ ngoài cùng chịu nén đến trọng tâm cốt thép chịu kéo.

$$d_s = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

d'_s - khoảng cách từ thớ ngoài cùng chịu nén đến trọng tâm cốt thép chịu nén.

$$d'_s = 30 - 25 = 5 \text{ cm}$$

$a = \beta_1 c = 0$ = chiều dày của khối ứng suất tương đương.

Các kí hiệu khác tương tự

Vậy $M_n = 9,85 \text{ T.m/m}$

+ Mômen kháng uốn thực tế của mặt cắt là:

$$M_r = \phi M_n = 9,85 \text{ T.m/m}$$

ϕ - hệ số sức kháng: $\phi = 1$.

Vậy $M_r = 9,85 > 8,85 \text{ T.m/m} \Rightarrow \text{Đạt}$

b.2) Kiểm toán theo giới hạn cốt thép: Cốt thép ở mặt cắt này bố trí giống cốt thép ở mặt cắt giữa nhịp nên cũng thoả mãn điều kiện này.

b.3) Kiểm toán bản theo điều kiện kháng cắt

Kiểm toán theo công thức:

$$V \leq \phi V_n$$

trong đó:

V - lực cắt tính toán.

ϕ - hệ số sức kháng cắt được lấy theo bảng 5.5.4.2-1, $\phi = 0,9$.

V_n - sức kháng cắt danh định được tính theo điều 5.8.3.3.

Sức kháng cắt danh định V_n phải được xác định bằng trị số nhỏ hơn của:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (\text{TCN 5.8.3.3-1})$$

$$V_n = 0,25 f'_c b_v d_v + V_p \quad (\text{TCN 5.8.3.3-2})$$

trong đó: $V_c = 0,083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (\text{TCN 5.8.3.3-3})$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (\text{TCN 5.8.3.3-4})$$

ở đây:

b_v - bề rộng bản bụng hữu hiệu lấy bằng bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong chiều cao d_v được xác định trong Điều 5.8.2.7 (mm).

d_v - chiều cao chịu cắt hữu hiệu được xác định trong Điều 5.8.2.7 (mm).

s - cự ly cốt thép đai (mm).

β - hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo truyền lực kéo được quy định trong Điều 5.8.3.4.

θ - góc nghiêng của ứng suất nén chéo được xác định trong Điều 5.8.3.4 (độ).

α - góc nghiêng của cốt thép ngang đối với trục dọc (độ).

A_v - diện tích cốt thép chịu cắt trong cự ly s (mm^2).

V_p - thành phần lực dự ứng lực hữu hiệu trên hướng lực cắt tác dụng. là dương nếu ngược chiều lực cắt (N).

Vì bản không bố trí cốt thép dự ứng lực nên ta bỏ qua thành phần V_p .

+ Có $b_v = 1000$ mm.

+ $d_v =$ chiều cao chịu cắt hữu hiệu, được lấy bằng cự ly đo thẳng góc với trục trung hoà giữa hợp lực kéo và lực nén do uốn, nhưng không cần lấy ít hơn trị số lớn hơn của $0,9 d_e$ hoặc $0,72h$ (mm)

Chọn d_v max từ 3 giá trị sau: $0,9d_e = 0,9 \times (300 - 50) = 225\text{mm}$

$$0,72h = 0,72 \times 300 = 216 \text{ mm}$$

$$300 - 50 - 50 = 200 \text{ mm}$$

Vậy $d_v = 225$ mm

Ta có V_n xác định theo 5.8.3.3-3 là:

$$V_{nl} = 0,25 f'_c b_v d_v = 0,25 \cdot 40 \cdot 1000 \cdot 225 = 2250000\text{N} = 225\text{T}$$

+ Xác định β và θ

Phương pháp đơn giản đối với những mặt cắt không dự ứng lực

Đối với các mặt cắt bê tông không dự ứng lực không chịu kéo dọc trục và có ít nhất một lượng cốt thép ngang tối thiểu quy định trong Điều 5.8.2.5, hoặc khi có tổng chiều cao thấp hơn 400 mm, có thể dùng các giá trị sau đây:

$$\beta = 2,0$$

$$\theta = 45^\circ$$

Ta có $h = 300\text{mm}$ nên $\beta = 2,0$; $\theta = 45^\circ$.

+ $\alpha = 90^\circ$.

$$V_c = 0,083 \cdot 2 \cdot \sqrt{40} \cdot 1000 \cdot 225 = 236222,14\text{N} = 23,62\text{T}$$

$V_c = 23,62 > V_u = 11,53 \Rightarrow$ không phải tính V_s nữa \Rightarrow Đạt về sức kháng cắt.

2.1.8.5.2. Bố trí cốt thép bản kê 2 cạnh và kiểm toán

a) Kiểm toán bản theo điều kiện mômen kháng uốn

+ $M = 11,72$ Tm/m.

+ Chọn 8 thanh thép $\phi 14$ để bố trí tại mặt cắt này $\Rightarrow A_s = 12,3\text{cm}^2$

+ Chọn 8 thanh thép $\phi 8$ để bố trí tại vùng nén $\Rightarrow A'_s = 4,0192\text{cm}^2$

$$c = \frac{A_s f_y - A'_s f'_y}{0,85 f'_c \beta_1 b_w} = 1,28\text{cm}$$

+ Mômen kháng uốn danh định của mặt cắt:

$$M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right)$$

trong đó:

d_s - khoảng cách từ thớ ngoài cùng chịu nén đến trọng tâm cốt thép chịu kéo.

$$d_s = 50 - 5 = 45\text{cm}$$

d'_s - khoảng cách từ thớ ngoài cùng chịu nén đến trọng tâm cốt thép chịu nén.

$$d'_s = 50 - 25 = 25\text{cm}$$

$a = \beta_1 c = 0,98$ = chiều dày của khối ứng suất tương đương.

Các kí hiệu khác tương tự

Vậy $M_n = 17,97 \text{ T.m/m}$

+ Mômen kháng uốn thực tế của mặt cắt là:

$$M_r = \phi M_n = 17,97 \text{ T.m/m}$$

ϕ - hệ số sức kháng: $\phi = 1$.

Vậy $M_r = 17,97 > 11,72 \text{ T.m/m} \Rightarrow \text{Đạt.}$

b) Kiểm toán bản theo giới hạn cốt thép

b.1) Lượng cốt thép tối đa:

Hàm lượng thép dự ứng lực và thép không dự ứng lực tối đa phải được giới hạn sao cho:

$$\frac{c}{d_c} \leq 0,42 \quad (\text{TCN 5.7.3.3.1-1})$$

trong đó:

$$d_c = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \quad (\text{TCN 5.7.3.3.1-2})$$

ở đây:

c - khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trục trung hoà (mm), $c = 1,28\text{cm}$.

d_c - khoảng cách hữu hiệu tương ứng từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trọng tâm lực kéo của cốt thép chịu kéo (mm)

$$d_c = d_s = 45\text{cm}$$

Vậy ta có $c/d_c = 0,0284 < 0,42 \Rightarrow \text{Thoả mãn.}$

b.2) Lượng cốt thép tối thiểu

Đối với các cấu kiện không có thép dự ứng lực thì lượng cốt thép tối thiểu quy định ở đây có thể coi là thoả mãn nếu:

$$P_{\min} \geq 0,03 \frac{f'_c}{f'_y} \quad (\text{TCN 5.7.3.3.2-1})$$

trong đó:

P_{\min} - tỷ lệ giữa thép chịu kéo và diện tích nguyên

f'_c - cường độ quy định của bê tông (MPa)

f'_y - cường độ chảy dẻo của thép chịu kéo (MPa)

$$P_{\min} = \frac{A_s}{A_g} = \frac{12,3}{50 \times 100} = 0,0034$$

$$0,03 \frac{f'_c}{f'_y} = 0,03 \frac{40}{400} = 0,003$$

Vậy $P_{\min} > 0,03 \frac{f'_c}{f'_y} \Rightarrow$ Thoả mãn

c) Kiểm toán bản theo điều kiện kháng cắt

Kiểm toán theo công thức:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

trong đó:

V_u - lực cắt tính toán $V_u = 7,34$ T.

ϕ - hệ số sức kháng cắt được lấy theo bảng 5.5.4.2-1; $\phi = 0,9$.

V_n - sức kháng cắt danh định được tính theo điều 5.8.3.3

Sức kháng cắt danh định, V_n phải được xác định bằng trị số nhỏ hơn của:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (\text{TCN 5.8.3.3-1})$$

$$V_n = 0,25 f'_c b_v d_v + V_p \quad (\text{TCN 5.8.3.3-2})$$

trong đó: $V_c = 0,083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (\text{TCN 5.8.3.3-3})$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (\text{TCN 5.8.3.3-4})$$

ở đây:

b_v - bề rộng bản bụng hữu hiệu lấy bằng bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong chiều cao d_v được xác định trong Điều 5.8.2.7 (mm)

d_v - chiều cao chịu cắt hữu hiệu được xác định trong Điều 5.8.2.7 (mm)

s - cự ly cốt thép đai (mm)

β - hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo truyền lực kéo được quy định trong Điều 5.8.3.4.

θ - góc nghiêng của ứng suất nén chéo được xác định trong Điều 5.8.3.4 (độ)

α - góc nghiêng của cốt thép ngang đối với trục dọc (độ)

A_v - diện tích cốt thép chịu cắt trong cự ly s (mm^2).

V_p - thành phần lực dự ứng lực hữu hiệu trên hướng lực cắt tác dụng, là dương nếu ngược chiều lực cắt (N)

Vì bản không bố trí cốt thép dự ứng lực nên ta bỏ qua thành phần V_p .

+ Có $b_v = 1000$ mm.

+ d_v = chiều cao chịu cắt hữu hiệu, được lấy bằng cự ly đo thẳng góc với trục trung hoà giữa hợp lực kéo và lực nén do uốn, nhưng không cần lấy ít hơn trị số lớn hơn của $0,9 d_c$ hoặc $0,72h$ (mm)

Chọn d_v max từ 3 giá trị sau:

$$0,9.d_c = 0,9 \times (500 - 50) = 405\text{mm.}$$

$$0,72h = 0,72 \times 500 = 360 \text{ mm.}$$

$$500 - 50 - 50 = 400 \text{ mm.}$$

Vậy $d_v = 405$ mm.

Ta có V_n xác định theo 5.8.3.3-3 là:

$$V_{n1} = 0,25 f'_c b_v d_v = 0,25 \times 40 \times 1000 \times 405 = 4050000\text{N} = 405\text{T.}$$

+ Xác định β và θ

Phương pháp chung

Đối với các mặt cắt có cốt thép ngang, các giá trị β và θ phải lấy theo quy định trong hình TCN 5.8.3.4.2-1 bảng TCN 5.8.3.4.2-1, còn với các mặt cắt không có cốt thép ngang thì lấy theo quy định trong hình TCN 5.8.3.4.2-2 và bảng TCN 5.8.3.4.2-2.

Khi dùng những bảng hoặc hình này:

Ứng suất cắt trong bê tông phải xác định theo:

$$v = \frac{V_u}{\phi b_v d_v} \quad (\text{TCN 5.8.3.4.2-1})$$

Ứng biến trong cốt thép ở phía chịu kéo do uốn của cấu kiện phải xác định theo:

$$\epsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0,5V_u \cot \theta}{E_s A_s} \leq 0,002 \quad (\text{TCN 5.8.3.4.2-2})$$

$$v = 0,2 \text{ MPa} \Rightarrow v/f'_c = 0,005$$

$$\epsilon_x = 0,001176$$

Tỉa biểu đồ ta có: $\theta = 37^\circ$; $\beta = 2,2$.

$$V_c = 0,083.2,2.\sqrt{40}.1000.405 = 467719,8N = 46,78T .$$

$V_c = 46,78T > V_u = 7,34T \Rightarrow$ không phải tính V_s nữa \Rightarrow Đạt về sức kháng cắt.

2.2. TÍNH TOÁN DẦM NGANG

2.2.1. Giả thuyết tính toán

- Dầm ngang chịu lực rất phức tạp. Mỗi nối giữa dầm dọc và dầm ngang có tính ngàm chặt, tính chất này có phụ thuộc vào độ cứng chống xoắn của dầm dọc. Dầm ngang làm việc như một dầm hai đầu ngàm chịu uốn dưới tác dụng của lực thẳng đứng.

- Để tính dầm ngang ta cần xác định lực từ bản mặt cầu truyền xuống.
- Khẩu độ tính toán của dầm ngang là khoảng cách tim giữa hai dầm dọc.

2.2.2. Tải trọng tác dụng lên dầm ngang

2.2.2.1. Xác định phản lực từ bản mặt cầu truyền xuống dầm ngang

a) *Tính tải của lớp phủ và bản mặt cầu:*

Để thiên về an toàn ta giả thiết mỗi dầm ngang chịu tĩnh tải của bản mặt cầu và lớp phủ mặt cầu trong 1 khoang dầm ngang (khoảng cách giữa hai dầm ngang $L_1 = 4,5$ m).

$$DC_{\text{bản}} = 2,4 \times 0,3 \times 4,5 = 3,24 \text{ T/m}$$

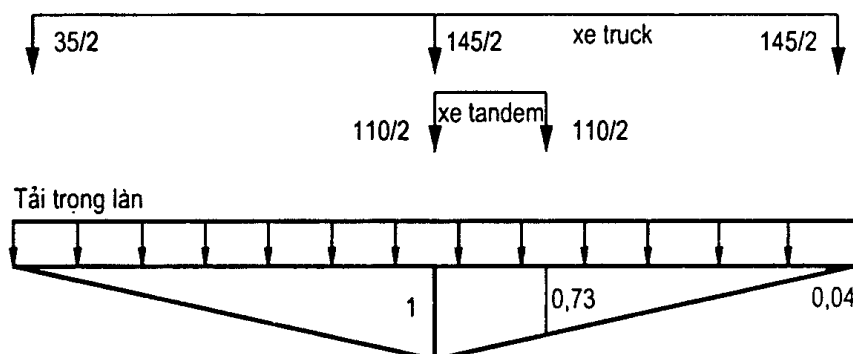
Lớp phủ lấy trung bình = 10 cm có $\gamma = 2,3 \text{ T/m}^3$

$$\Rightarrow DW = 2,3 \times 0,1 \times 4,5 = 1,035 \text{ T/m}$$

Tĩnh tải bản thân dầm ngang: $DC_d = A_d \gamma = 1 \times 0,3 \times 2,4 = 0,72 \text{ T/m}$

b) *Phản lực truyền xuống dầm ngang do hoạt tải*

Vẽ đường ảnh hưởng phản lực truyền xuống dầm ngang:



Hình 2.12: Xếp xe lên đường ảnh hưởng phản lực tính dầm ngang

+ Phản lực do tải trọng làn: $R_{\text{làn}} = 9,3/9,81 \omega = 9,3/9,81 \times 4,5 = 4,266T$.

+ Phản lực do dây bánh xe truck:

$$R_k = \frac{145(1+0,04) + 35 \times 0,04}{2 \times 9,81} = 7,757T$$

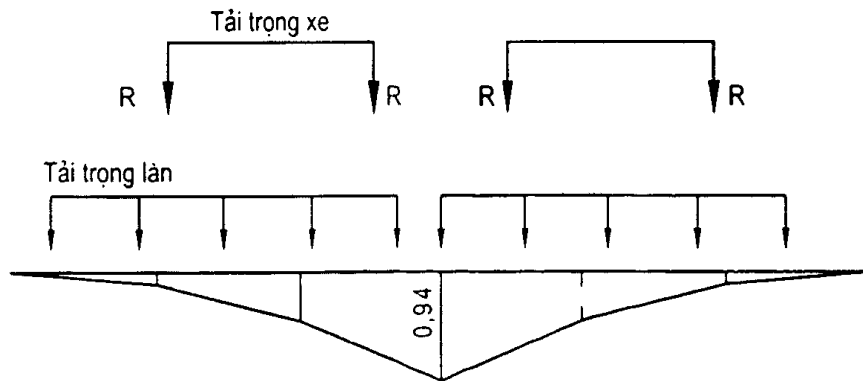
+ Phản lực do hàng bánh xe tandem:

$$R_m = \frac{110(1+0,73)}{2 \times 9,81} = 9,7T$$

2.2.2.2. Xác định nội lực trong dầm ngang

Dầm ngang được coi như dầm hai đầu ngàm, vẽ đường ảnh hưởng nội lực trong dầm ta xác định mômen và lực cắt trong dầm.

a) Đối với mặt cắt giữa nhịp



Hình 2.13: Xếp tải lên đường ảnh hưởng mômen tính dầm ngang

+ Diện tích đường ảnh hưởng: $\omega = 2,475$.

+ Mômen do tĩnh tải:

- Lớp phủ: $M_{DW} = 1,035 \times 2,475 = 2,562 \text{ T.m}$

- Bản mặt cầu: $M_{DCh} = 3,24 \times 2,475 = 8,019 \text{ T.m}$

- Dầm ngang: $M_{DCd} = 0,72 \times 2,475 = 1,782 \text{ T.m}$

+ Mômen do hoạt tải:

Xe truck: tung độ đường ảnh hưởng dưới các bánh xe:

$$y_1 = 0,13; \quad y_2 = 0,69; \quad y_3 = 0,69; \quad y_4 = 0,13$$

$$M_k = R_k \cdot \Sigma y_i = 7,757(0,13 + 0,69) \cdot 2 = 12,72T.m$$

- Xe tandem: tung độ đường ảnh hưởng dưới các bánh xe:

$$y_1 = 0,13; \quad y_2 = 0,69; \quad y_3 = 0,69; \quad y_4 = 0,13$$

$$M_m = 9,7 \cdot 2(0,13 + 0,69) = 15,9 \text{ T.m}$$

Tải trọng làn: tung độ đường ảnh hưởng dưới các mép làn:

$$y_1 = 0,03; \quad y_2 = 0,77; \quad y_3 = 0,94; \quad y_4 = 0,06$$

$$\rightarrow M_L = R_l \cdot \frac{\sum y_i}{2} = 4,266 \cdot \frac{0,03 + 0,77 + 0,94 + 0,06}{2} = 3,839 \text{ T.m}$$

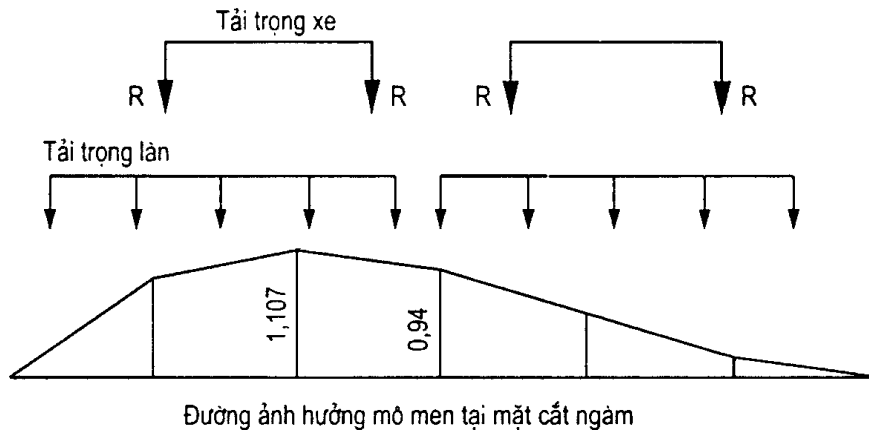
Tổ hợp mômen tại mặt cắt giữa nhịp theo trạng thái giới hạn cường độ I:

$$M_{g\ddot{u}ra} = 1,75(LL + IM) + 1,5DW + 1,25DC$$

$$M_{g\ddot{u}ra} = 87,12 \text{ T.m}$$

b) Đối với mặt cắt ngàm

Tính mômen:



Hình 2.14: Xếp tải lên đường ảnh hưởng mômen tại mặt cắt ngàm

+ Diện tích đường ảnh hưởng: $\omega = 4,5562 \text{ m}^2$

+ Mômen do tĩnh tải:

- Lớp phủ: $M_{DW} = 1,035 \times 4,5562 = 4,72 \text{ T.m}$

- Bản mặt cầu: $M_{DCb} = 3,24 \times 4,5562 = 14,76 \text{ T.m}$

- Dầm ngang: $M_{DCd} = 0,72 \times 4,5562 = 3,28 \text{ T.m}$

+ Mômen do hoạt tải:

Xe truck: tung độ đường ảnh hưởng dưới các bánh xe:

$$y_1 = 0,88; \quad y_2 = 1,02; \quad y_3 = 0,76; \quad y_4 = 0,21$$

$$M_k = R_k \sum y_i = 7,757(0,88 + 1,02 + 0,76 + 0,21) = 22,26 \text{ T.m}$$

- Xe tandem: tung độ đường ảnh hưởng dưới các bánh xe:

$$y_1 = 0,88; \quad y_2 = 1,02; \quad y_3 = 0,76; \quad y_4 = 0,21$$

$$M_m = 9,7(0,88 + 1,02 + 0,76 + 0,21) = 27,84 \text{ T.m}$$

Tải trọng làn: tung độ đường ảnh hưởng dưới các mép làn:

$$y_1 = 0,24; \quad y_2 = 0,99; \quad y_3 = 0,76; \quad y_4 = 0,21$$

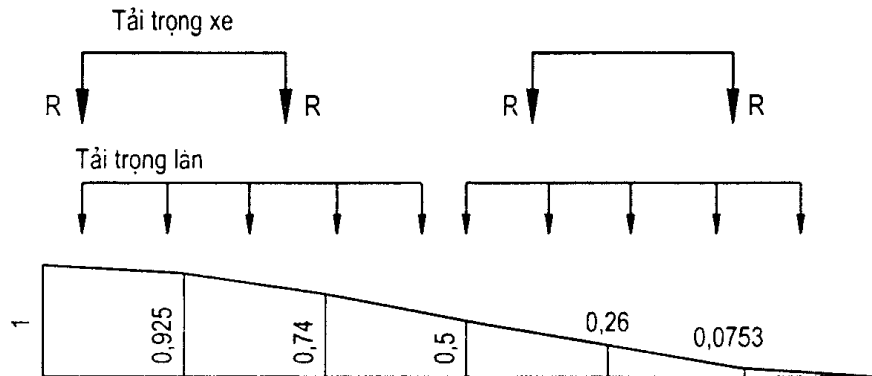
$$\Rightarrow M_L = R_l \cdot \frac{\sum y_i}{2} = 4,266 \cdot \frac{0,24 + 0,99 + 0,76 + 0,21}{2} = 4,69 \text{ T.m}$$

Tổ hợp mômen tại mặt cắt giữa nhịp theo trạng thái giới hạn cường độ I:

$$M_{ng\grave{a}m} = 1,75(LL + IM) + 1,5DW + 1,25DC$$

$$M_{ng\grave{a}m} = 149,5 \text{ T.m}$$

Tính lực cắt:



Hình 2.15: Xếp tải lên đường ảnh hưởng mặt cắt ng\grave{a}m

+ Diện tích đường ảnh hưởng: $\omega = 3,75\text{m}^2$

+ Lực cắt do tĩnh tải:

- Lớp phủ: $V_{DW} = 1,035 \times 3,75 = 3,88 \text{ T}$

- Bản mặt cầu: $V_{DCb} = 3,24 \times 3,75 = 14,76 \text{ T}$

- Dầm ngang: $V_{DCd} = 0,72 \times 3,75 = 2,7 \text{ T}$

+ Lực cắt do hoạt tải:

- Xe truck: tung độ đường ảnh hưởng dưới các bánh xe:

$$y_1 = 0,98; y_2 = 0,79; y_3 = 0,4; y_4 = 0,09$$

$$V_k = R_k \cdot \sum y_i = 7,757(0,98 + 0,79 + 0,4 + 0,09) = 17,53\text{T}$$

- Xe tandem: tung độ đường ảnh hưởng dưới các bánh xe:

$$y_1 = 0,98; y_2 = 0,79; y_3 = 0,4; y_4 = 0,09$$

$$V_m = 9,7(0,98 + 0,79 + 0,4 + 0,09) = 21,92 \text{ T}$$

Tải trọng làn: tung độ đường ảnh hưởng dưới các mép làn:

$$y_1 = 0,98; y_2 = 0,58; y_3 = 0,5; y_4 = 0,01$$

$$\Rightarrow M_L = R_l \cdot \frac{\sum y_i}{2} = 4,266 \cdot \frac{0,98 + 0,58 + 0,5 + 0,01}{2} = 4,42\text{T}$$

Tổ hợp lực cắt tại mặt cắt giữa nhịp theo trạng thái giới hạn cường độ I:

$$V_{gi\ddot{u}a} = 1,75(LL + IM) + 1,5DW + 1,25DC$$

$$V_{gi\ddot{u}a} = 123,6 \text{ T}$$

2.2.3. Bố trí cốt thép và kiểm toán dầm ngang

- Ta tiến hành tính toán cho 2 tiết diện tại gối và giữa nhịp
- Chọn 10 thanh thép $\Phi 24$ để bố trí ở thớ trên.
- Chọn 10 thanh thép $\Phi 20$ để bố trí ở thớ dưới.
- Cốt thép CT5 có $f_y = 4000 \text{ kG/cm}^2$.
- Mác bê tông M400, có $f_c = 400 \text{ kG/cm}^2$
- Chọn lớp bê tông bảo vệ phía trên: 50mm.
- Chọn lớp bê tông bảo vệ phía dưới: 50mm.

2.2.3.1. Với mặt cắt giữa nhịp

a) Kiểm toán mặt cắt theo điều kiện mômen kháng uốn

$$+ M = 87,12 \text{ Tm.}$$

$$+ \text{Chọn 10 thanh thép } \Phi 20 \text{ để bố trí tại mặt cắt này } \Rightarrow A_s = 31, \text{ 'cm}^2$$

$$+ \text{Chọn 10 thanh thép } \Phi 24 \text{ để bố trí tại vùng nén } \Rightarrow A'_s = 45,2 \text{ cm}^2$$

Bố trí cốt thép như vậy nhằm thỏa mãn kiểm toán mômen âm tại mặt cắt ngàm:

$$c = \frac{A_s f_y - A'_s f'_y}{0,85 f'_c \beta_1 b_w} = 2,12 \text{ cm}$$

trong đó:

A_s - diện tích cốt thép thường chịu kéo (mm^2)

A'_s - diện tích cốt thép thường chịu nén (mm^2)

f_y - 4000 kG/cm^2 = giới hạn chảy của cốt thép chịu kéo

f'_y - 4000 kG/cm^2 = giới hạn chảy của cốt thép chịu nén

c - khoảng cách từ trục trung hoà đến mép chịu nén

β_1 - hệ số quy đổi hình khối ứng suất theo điều 5.7.2.2. ta có:

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05(40 - 28)/7 = 0,764$$

$$\Rightarrow c = -2,12 \text{ cm.}$$

+ Mômen kháng uốn danh định của mặt cắt:

$$M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right)$$

trong đó:

d_s - khoảng cách từ thớ ngoài cùng chịu nén đến trọng tâm cốt thép chịu kéo:

$$d_s = 100 - 10 = 90 \text{ cm}$$

d'_s - khoảng cách từ thớ ngoài cùng chịu nén đến trọng tâm cốt thép chịu nén.

$$d'_s = 100 - 90 = 10 \text{ cm.}$$

$a = \beta_1 c = -1,625\text{cm} =$ chiều dày của khối ứng suất tương đương.

Các kí hiệu khác tương tự

Vậy $M_n = 94,5 \text{ T.m}$

+ Mômen kháng uốn thực tế của mặt cắt là:

$$M_r = \phi M_n = 94,5 \text{ T.m}$$

ϕ - hệ số sức kháng: $\phi = 1$.

Vậy $M_r = 94,5 \text{ T.m} > M_u = 87,12 \text{ T.m} \Rightarrow$ Đạt

b) Kiểm toán mặt cắt theo giới hạn cốt thép

b.1) Lượng cốt thép tối đa:

Hàm lượng thép dự ứng lực và thép không dự ứng lực tối đa phải được giới hạn sao cho:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42 \quad (\text{TCN 5.7.3.3.1-1})$$

trong đó:

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \quad (\text{TCN 5.7.3.3.1-2})$$

ở đây:

c - khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trục trung hoà (mm): $c = -2,12\text{cm}$.

d_e - khoảng cách hữu hiệu tương ứng từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trọng tâm lực kéo của cốt thép chịu kéo (mm): $d_e = d_s = 90\text{cm}$

Vậy ta có: $c/d_e = 0,0235 < 0,42 \Rightarrow$ Thoả mãn

b.2) Lượng cốt thép tối thiểu

Đối với các cấu kiện không có thép dự ứng lực thì lượng cốt thép tối thiểu quy định ở đây có thể coi là thoả mãn nếu:

$$P_{\min} \geq 0,03 \frac{f'_c}{f_y} \quad (\text{TCN 5.7.3.3.2-1})$$

trong đó:

P_{\min} - tỷ lệ giữa thép chịu kéo và diện tích nguyên

f'_c - cường độ quy định của bê tông (MPa)

f_y - cường độ chảy dẻo của thép chịu kéo (MPa)

$$P_{\min} = \frac{A_s}{A_g} = \frac{31,4}{30 \times 100} = 0,0105$$

$$0,03 \frac{f'_c}{f_y} = 0,03 \frac{40}{400} = 0,003$$

Vậy $P_{\min} > 0,03 \frac{f'_c}{f_y} \Rightarrow$ Thoả mãn.

2.2.3.2. Với mặt cắt ở ngàm

a) Kiểm toán mặt cắt theo điều kiện mômen kháng uốn

+ $M_u = -149,5 \text{Tm}$.

+ Chọn 10 thanh thép $\Phi 24$ để bố trí tại mặt cắt này $\Rightarrow A_s = 45,2 \text{cm}^2$

+ Chọn 10 thanh thép $\Phi 20$ để bố trí tại vùng nén $\Rightarrow A'_s = 31,4 \text{cm}^2$

$$c = \frac{A_s f_y - A'_s f'_y}{0,85 f'_c \beta_1 b_w} = 2,12 \text{cm}$$

+ Mômen kháng uốn danh định của mặt cắt:

$$M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right)$$

trong đó:

d_s - khoảng cách từ thớ ngoài cùng chịu nén đến trọng tâm cốt thép chịu kéo.

$$d_s = 100 - 10 = 90 \text{cm}.$$

d'_s - khoảng cách từ thớ ngoài cùng chịu nén đến trọng tâm cốt thép chịu nén.

$$d'_s = 100 - 90 = 10 \text{cm}.$$

$a = \beta_1 c = 1,625 \text{cm}$ - chiều dày của khối ứng suất tương đương.

Các kí hiệu khác tương tự

Vậy $M_n = 150 \text{T.m}$

+ Mômen kháng uốn thực tế của mặt cắt là:

$$M_r = \phi M_n = 150 \text{T.m}$$

ϕ - hệ số sức kháng: $\phi = 1$.

Vậy $M_r = 150 > M_u = 149,5 \text{T.m} \Rightarrow$ Đạt.

b) Kiểm toán mặt cắt theo giới hạn cốt thép

b.1) Lượng cốt thép tối đa:

Hàm lượng thép dự ứng lực và thép không dự ứng lực tối đa phải được giới hạn sao cho:

$$\frac{c}{d_c} \leq 0,42 \quad (\text{TCN 5.7.3.3.1-1})$$

trong đó:

$$d_c = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \quad (\text{TCN 5.7.3.3.1-2})$$

ở đây:

c - khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trục trung hoà (mm): $c = 2,12\text{cm}$.

d_c - khoảng cách hữu hiệu tương ứng từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trọng tâm lực kéo của cốt thép chịu kéo (mm): $d_c = d_s = 90\text{cm}$

Vậy ta có: $c/d_c = 0,0235 < 0,42 \Rightarrow$ Thoả mãn.

b.2) Lượng cốt thép tối thiểu

Đối với các cấu kiện không có thép dự ứng lực thì lượng cốt thép tối thiểu quy định ở đây có thể coi là thoả mãn nếu:

$$P_{\min} \geq 0,03 \frac{f'_c}{f_y} \quad (\text{TCN 5.7.3.3.2-1})$$

trong đó:

P_{\min} - tỷ lệ giữa thép chịu kéo và diện tích nguyên

f'_c - cường độ quy định của bê tông (MPa)

f_y - cường độ chảy dẻo của thép chịu kéo (MPa)

$$P_{\min} = \frac{A_s}{A_g} = \frac{45,2}{30 \times 100} = 0,015$$

$$0,03 \frac{f'_c}{f_y} = 0,03 \frac{40}{400} = 0,003$$

Vậy $P_{\min} > 0,03 \frac{f'_c}{f_y} \Rightarrow$ Thoả mãn.

c) Kiểm toán mặt cắt theo điều kiện kháng cắt

Kiểm toán theo công thức:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

trong đó:

V_u - lực cắt tính toán $V_u = 123,6\text{T}$.

ϕ - hệ số sức kháng cắt được lấy theo bảng 5.5.4.2-1: $\phi = 0,9$.

V_n - sức kháng cắt danh định được tính theo điều 5.8.3.3.

Sức kháng cắt danh định V_n phải được xác định bằng trị số nhỏ hơn của:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (\text{TCN 5.8.3.3-1})$$

$$V_n = 0,25 f'_c b_v d_v + V_p \quad (\text{TCN 5.8.3.3-2})$$

trong đó:

$$V_c = 0,083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (\text{TCN 5.8.3.3-3})$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (\text{TCN 5.8.3.3-4})$$

ở đây:

b_v - bề rộng bản bụng hữu hiệu lấy bằng bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong chiều cao d_v được xác định trong Điều 5.8.2.7 (mm).

d_v - chiều cao chịu cắt hữu hiệu được xác định trong Điều 5.8.2.7 (mm).

s - cự ly cốt thép đai (mm).

β - hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo truyền lực kéo được quy định trong Điều 5.8.3.4.

θ - góc nghiêng của ứng suất nén chéo được xác định trong Điều 5.8.3.4 (độ).

α - góc nghiêng của cốt thép ngang đối với trục dọc (độ).

A_v - diện tích cốt thép chịu cắt trong cự ly s (mm²).

V_p - thành phần lực dự ứng lực hữu hiệu trên hướng lực cắt tác dụng, là dương nếu ngược chiều lực cắt (N).

Vì bản không bố trí cốt thép dự ứng lực nên ta bỏ qua thành phần V_p .

+ Có $b_v = 300$ mm.

+ $d_v =$ chiều cao chịu cắt hữu hiệu, được lấy bằng cự ly đo thẳng góc với trục trung hoà giữa hợp lực kéo và lực nén do uốn, nhưng không cần lấy ít hơn trị số lớn hơn của $0,9 d_e$ hoặc $0,72h$ (mm).

Chọn d_v max từ 3 giá trị sau:

$$0,9d_e = 0,9(1000 - 100) = 810\text{mm}$$

$$0,72h = 0,72 \times 1000 = 720 \text{ mm}$$

$$1000 - 100 - 100 = 800 \text{ mm}$$

Vậy $d_v = 810$ mm

Ta có V_n xác định theo 5.8.3.3-2 là:

$$V_{n1} = 0,25 f'_c b_v d_v = 0,25 \times 40 \times 300 \times 810 = 2430000\text{N} = 243\text{T}$$

+ Xác định β và θ

Dùng bảng hoặc hình tra của tiêu chuẩn.

Ứng suất cắt trong bê tông phải xác định theo:

$$v = \frac{V_u}{\phi b_v d_v} \quad (\text{TCN 5.8.3.4.2-1})$$

Ứng biến trong cốt thép ở phía chịu kéo do uốn của cấu kiện phải xác định theo:

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0,5V_u \cot \theta}{E_s A_s} \leq 0,002 \quad (\text{TCN 5.8.3.4.2-2})$$

$$v = 0,56 \text{ MPa} \Rightarrow v/f'_c = 0,1412$$

$$\varepsilon_x = 0,000205$$

Tra biểu đồ ta có: $\theta = 28,8^\circ$; $\beta = 2,45$

$$V_c = 0,083 \cdot 2,45 \cdot \sqrt{40} \cdot 300 \cdot 810 = 312521,9 \text{ N} = 31,25 \text{ T}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

$$\alpha = 0; \theta = 28,8^\circ; d_v = 810 \text{ mm}; f_y = 4000 \text{ kG/cm}^2$$

Chọn bước cốt đai $s = 200 \text{ mm} \Rightarrow A_v = 31,4 + 45,2 = 76,6 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow V_s = 2257,7 \text{ T}$$

$$\Rightarrow V_{n2} = V_c + V_s = 2288,95 \text{ T}$$

Vậy $V_n = \min(V_{n1}, V_{n2}) = 243 \text{ T}$

$$\Rightarrow V_r = 0,9 \times 243 = 218,7 \text{ T} > V_u = 143,6 \text{ T} \Rightarrow \text{Đạt về sức kháng cắt.}$$

Chương 3

VÍ DỤ TÍNH TOÁN THIẾT KẾ DẦM CHỮ I BÊ TÔNG CỐT THÉP DỰ ỨNG LỰC NHỊP GIẢN ĐƠN

Chương trình thiết kế dầm I bê tông cốt thép dự ứng lực kéo trước. Quy ước sử dụng:

+ Nhập số liệu vào các ô xám màu.

+ Di chuyển đến phần tính duyệt nếu tất cả các mục đều hiện "Đạt" là thiết kế thỏa mãn. Nếu hiện "Không đạt" thì cần thay đổi số liệu đầu vào (kích thước dầm, đặc trưng vật liệu...). Tuy nhiên nếu các giá trị nội lực, ứng suất quá nhỏ so với các giá trị giới hạn thì cần thay đổi số liệu để có một thiết kế tối ưu.

+ Một số ký hiệu trong bản tính MathCad:

- Gán giá trị: ':=' VD: $L := 33\text{m}$

- Kết quả tính của chương trình thể hiện sau dấu '='

VD: $L_{tt} := L - 2 \cdot 0.3\text{m}$ từ đó $L_{tt} = 29.4\text{m}$

- Trong ví dụ này các giá trị tại các mặt cắt sẽ được thể hiện dưới dạng véc tơ:

VD: các mặt cắt lần lượt là gối ($x = 0$), $L/4$, $L/2$, mômen tương ứng tại các mặt cắt là M_0 , M_1 , M_2 . Chương trình sẽ thể hiện dưới dạng:

$$x_{mc} := \begin{pmatrix} 0\text{m} \\ \frac{L}{4} \\ \frac{L}{2} \end{pmatrix} \quad M_{mc} := \begin{pmatrix} M_0 \\ M_1 \\ M_2 \end{pmatrix}$$

3.1. SỐ LIỆU THIẾT KẾ

Chiều dài toàn dầm

$L := 33\text{m}$

Khoảng cách đầu dầm đến tim gối:

$a := 0.4\text{m}$

Khẩu độ tính toán:

$L_{tt} := L - 2 \cdot a$ $L_{tt} = 32.2\text{m}$

Tải trọng thiết kế :

+ Hoạt tải HL 93

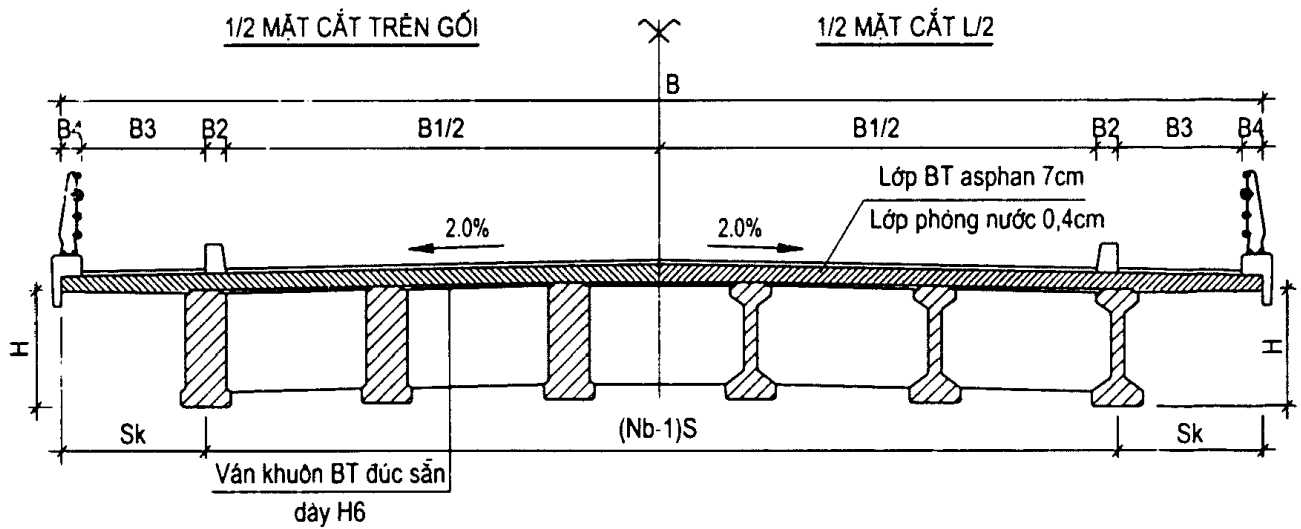
+ Tải trọng người đi 3kPa

Mặt xe chạy:	$B_1 := 10.5\text{m}$
Dải phân cách:	$B_2 := 0.25\text{m}$
Lề người đi:	$B_3 := 1.5\text{m}$
Lan can:	$B_4 := 0.25\text{m}$
Tổng bề rộng cầu :	$B := B_1 + 2 \cdot B_2 + 2 \cdot B_3 + 2 \cdot B_4 \quad B = 14.5\text{m}$
Dạng kết cấu nhịp:	Cầu dầm
Dạng mặt cắt :	Chữ I
Vật liệu kết cấu:	BTCT dự ứng lực
Công nghệ chế tạo:	Căng trước
Cấp bê tông :	dầm chủ: $f_{c1} := 45\text{MPa};$ bản mặt cầu $f_{c2} := 35\text{MPa}$
Tỷ trọng bê tông:	$\gamma_c := 2500\text{kg/m}^3$
Loại cốt thép DƯỠ: tao thép Tao 7 sợi xoắn đường kính	$D_{ps} := 15.2\text{mm};$
Cường độ chịu kéo tiêu chuẩn:	$f_{pu} := 1860\text{MPa} \quad (\text{ASTM A461M})$
Thép thường: G60	$f_u := 620\text{MPa} \quad f_y := 420\text{MPa}$
Quy trình thiết kế:	22TCN 272 - 05

3.2. THIẾT KẾ CẤU TẠO

3.2.1. Lựa chọn kích thước mặt cắt ngang cầu

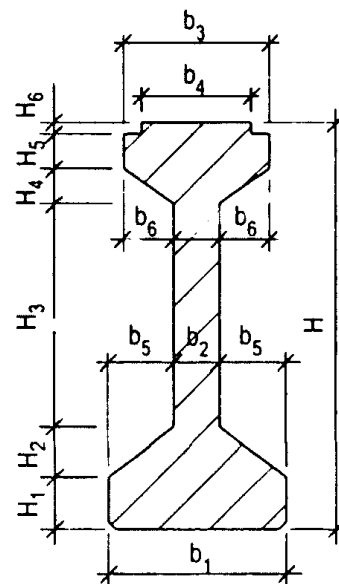
- Số lượng dầm chủ: $N_b := 6$
- Khoảng cách giữa 2 dầm chủ: $S := 2300\text{mm}$
- Lề người đi đồng mức với mặt cầu phần xe chạy, và được ngăn cách với nhau bằng gờ phân cách
- Bố trí dầm ngang tại các vị trí gối cầu, $L/4, L/8, L/2$: 5 mặt cắt
- Số lượng dầm ngang : $N_n := (N_b - 1) \cdot 5 \quad N_n = 25$
- Phần cánh hẫng: $S_k := \frac{B - (N_b - 1)S}{2} \quad S_k = 1.5\text{m}$
- Chiều dày trung bình của bản: $h_f := 18\text{cm}$
- Lớp bê tông atphan: $t_1 := 0.07\text{m}$
- Lớp phòng nước: $t_2 := 0.004\text{m}$



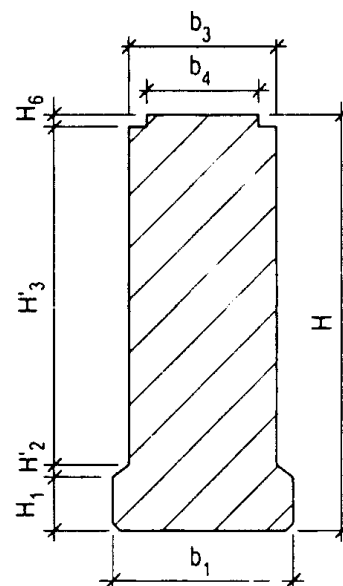
Hình 3.1: Mặt cắt ngang kết cấu nhịp

3.2.2. Thiết kế dầm chủ

- Chiều cao dầm chủ: $H := 140\text{cm}$
- Chiều cao bầu dưới: $H_1 := 18\text{cm}$
- Chiều cao vút dưới: $H_2 := 17\text{cm}$
- Chiều cao sườn: $H_3 := 77\text{cm}$
- Chiều cao vút trên: $H_4 := 12\text{cm}$
- Chiều cao gờ trên: $H_5 := 12\text{cm}$
- Chiều cao gờ trên cùng: $H_6 := 4\text{cm}$
- Bề rộng bầu dầm dưới: $b_1 := 61\text{cm}$
- Bề rộng của sườn: $b_2 := 16\text{cm}$
- Bề rộng bản cánh trên: $b_3 := 50\text{cm}$
- Bề rộng gờ trên cùng: $b_4 := 38\text{cm}$
- Bề rộng vút dưới: $b_5 := \frac{b_1 - b_2}{2}$
 $b_5 = 22.5\text{cm}$
- Bề rộng vút trên: $b_6 := \frac{b_3 - b_2}{2}$
 $b_6 = 17\text{cm}$
- Chiều cao dầm liên hợp: $h := H + h_f$
 $h = 1.58\text{m}$



Hình 3.2: Mặt cắt ngang dầm vị trí L/2



Hình 3.3: Mặt cắt ngang dầm vị trí trên gờ

3.2.3. Cấu tạo dầm ngang

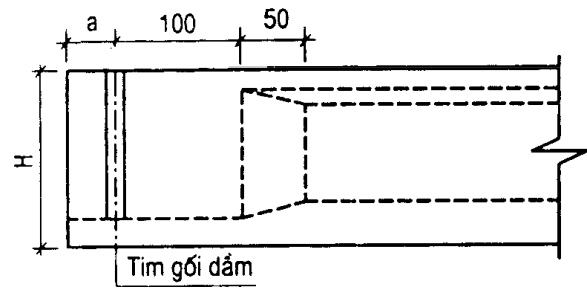
- Chiều cao dầm ngang:

$$H_n := H_3 + H_2 + H_4 + H_5$$

$$H_n = 1.18\text{m}$$

- Bề rộng dầm ngang: $b_n := 20\text{cm}$

- Chiều dài dầm ngang: $l_n := 220\text{cm}$



Hình 3.4: Bố trí dầm I

3.3. TÍNH TOÁN ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC DẦM I, HỆ SỐ PHÂN BỐ TẢI TRỌNG

3.3.1. Tính đặc trưng hình học mặt cắt dầm I chưa liên hợp

Xét các mặt cắt đặc trưng gồm:

+ Mặt cắt gối: $x_0 := 0\text{m}$

+ Mặt cắt cách gối $0.72H$ (kiểm tra lực cắt) $x_1 := 0.72 \cdot h$

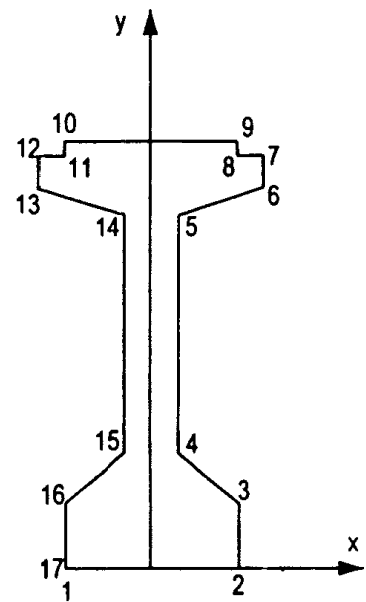
+ Mặt cắt thay đổi tiết diện $x_2 := 1.5\text{m}$

+ Mặt cắt $L/4$ $x_3 := \frac{L_{tt}}{4}$

+ Mặt cắt $L/2$ $x_4 := \frac{L_{tt}}{2}$

Lập véc tơ tọa độ các mặt cắt đặc trưng:

$$x_{mc} := \begin{pmatrix} x_0 \\ x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ x_4 \end{pmatrix} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{m}$$



Hình 3.5: Mặt cắt dầm I chưa liên hợp

3.3.1.1. Xét mặt cắt trên gối x_0

$$\text{Bề rộng sườn: } H'_3 := H_2 + H_3 + H_4 - \frac{b_1 - b_3}{b_1 - b_2} (H_2 + H_4)$$

Toạ độ các điểm đặc trưng của mặt cắt :

$$X_1 := \frac{-b_1}{2} \quad Y_1 := 0 \quad X_2 := \frac{b_1}{2} \quad Y_2 := 0$$

$$X_3 := \frac{b_1}{2} \quad Y_3 := H_1 \quad X_4 := \frac{b_3}{2} \quad Y_4 := H_1 + H_2 \cdot \frac{b_1 - b_3}{b_1 - b_2}$$

$$\begin{array}{llll}
X_5 := X_4 & Y_5 := Y_4 + H'_3 & X_6 := \frac{b_3}{2} & Y_6 := Y_5 + H_4 \cdot \frac{b_1 - b_3}{b_1 - b_2} \\
X_7 := X_6 & Y_7 := Y_6 + H_5 & X_8 := \frac{b_4}{2} & Y_8 := Y_7 \\
X_9 := X_8 & Y_9 := Y_8 + H_6 & X_{10} := -X_8 & Y_{10} := Y_9 \\
X_{11} := -X_8 & Y_{11} := Y_8 & X_{12} := -X_7 & Y_{12} := Y_7 \\
X_{13} := -X_6 & Y_{13} := Y_6 & X_{14} := -X_5 & Y_{14} := Y_5 \\
X_{15} := -X_4 & Y_{15} := Y_4 & X_{16} := -X_3 & Y_{16} := Y_3 \\
X_{17} := \frac{-b_1}{2} & Y_{17} := 0 & &
\end{array}$$

Diện tích mặt cắt:

$$A_0 := \frac{1}{2} \left[\sum_{i=0}^{16} [(X_i - X_{i+1}) \cdot (Y_i + Y_{i+1})] \right] \quad A_0 = 0.717 \text{m}^2$$

Toạ độ trọng tâm mặt cắt:

$$Y_{c_0} := \frac{1}{6 \cdot A_0} \sum_{i=0}^{16} [(X_i - X_{i+1}) \cdot [(Y_i)^2 + Y_i \cdot Y_{i+1} + (Y_{i+1})^2]] \quad Y_{c_0} = 0.677 \text{m}$$

Mômen tĩnh của mặt đối với trục X:

$$S_{x_0} := \frac{1}{6} \cdot \sum_{i=0}^{16} [(X_i - X_{i+1}) \cdot [(Y_i)^2 + Y_i \cdot Y_{i+1} + (Y_{i+1})^2]] \quad S_{x_0} = 0.486 \text{m}^3$$

Mômen quán tính đối với trục X:

$$J_{x_0} := \frac{1}{12} \cdot \sum_{i=0}^{16} [(X_i - X_{i+1}) \cdot [(Y_i)^3 + (Y_i)^2 \cdot Y_{i+1} + Y_i \cdot (Y_{i+1})^2 + (Y_{i+1})^3]]$$

$$J_{x_0} = 0.448 \text{m}^4$$

Mômen quán tính đối với trục trung hoà:

$$I_{d_0} := (J_{x_0} - Y_{c_0}^2 \cdot A_0) \quad I_{d_0} = 1.197 \times 10^{11} \text{mm}^4$$

3.3.1.2. Xét mặt cắt bất lợi về lực cắt cách gối đỡ

Bề rộng sườn dầm của mặt cắt nằm trong khoảng 1 - 1.5m kể từ mặt cắt gối:

$$b(x) := 3b_3 - 2 \cdot \frac{x}{m} \cdot (b_3 - b_2) - 2b_2$$

Bề rộng sườn tại mặt cắt x_1 :

$$b'_2 := \begin{cases} b_3 & \text{if } 0m \leq x_1 \leq 1m \\ b(x_1) & \text{if } 1m \leq x_1 \leq 1.5m \\ b_2 & \text{otherwise} \end{cases} \quad b'_2 = 0.406m$$

$$H'_3 := H_2 + H_3 + H_4 - \frac{b_1 - b'_2}{b_1 - b_2} (H_2 + H_4)$$

Toạ độ các điểm đặc trưng của mặt cắt:

$$\begin{array}{llll} X_1 := \frac{-b_1}{2} & Y_1 := 0 & X_2 := \frac{b_1}{2} & Y_2 := 0 \\ X_3 := \frac{b_1}{2} & Y_3 := H_1 & X_4 := \frac{b'_2}{2} & Y_4 := H_1 + H_2 \cdot \frac{b_1 - b'_2}{b_1 - b_2} \\ X_5 := X_4 & Y_5 := Y_4 + H'_3 & X_6 := \frac{b_3}{2} & Y_6 := Y_5 + H_4 \cdot \frac{b_1 - b'_2}{b_1 - b_2} \\ X_7 := X_6 & Y_7 := Y_6 + H_5 & X_8 := \frac{b_4}{2} & Y_8 := Y_7 \\ & & & \vdots \\ X_9 := X_8 & Y_9 := Y_8 + H_6 & X_{10} := -X_8 & Y_{10} := Y_9 \\ X_{11} := -X_8 & Y_{11} := Y_8 & X_{12} := -X_7 & Y_{12} := Y_7 \\ X_{13} := -X_6 & Y_{13} := Y_6 & X_{14} := -X_5 & Y_{14} := Y_5 \\ X_{15} := -X_4 & Y_{15} := Y_4 & X_{16} := -X_3 & Y_{16} := Y_3 \\ X_{17} := \frac{-b_1}{2} & Y_{17} := 0 & & \end{array}$$

Diện tích mặt cắt:

$$A_1 := \frac{1}{2} \left[\sum_{i=0}^{16} [(X_i - X_{i+1}) \cdot (Y_i + Y_{i+1})] \right] \quad A_1 = 0.626m^2$$

Toạ độ trọng tâm mặt cắt:

$$Y_{cl} := \frac{1}{6 \cdot A_1} \cdot \sum_{i=0}^{16} [(X_i - X_{i+1}) \cdot [(Y_i)^2 + Y_i \cdot Y_{i+1} + (Y_{i+1})^2]] \quad Y_{cl} = 0.67m$$

Mômen tĩnh của mặt đối với trục X:

$$S_{x1} := \frac{1}{6} \cdot \sum_{i=0}^{16} \left[(X_i - X_{i+1}) \cdot \left[(Y_i)^2 + Y_i \cdot Y_{i+1} + (Y_{i+1})^2 \right] \right] \quad S_{x1} = 0.19 \text{m}^3$$

Mômen quán tính đối với trục X:

$$J_{x1} := \frac{1}{12} \cdot \sum_{i=0}^{16} \left[(X_i - X_{i+1}) \cdot \left[(Y_i)^3 + (Y_i)^2 \cdot Y_{i+1} + Y_i \cdot (Y_{i+1})^2 + (Y_{i+1})^3 \right] \right]$$

$$J_{x1} = 0.393 \text{m}^4$$

Mômen quán tính đối với trục trung hoà:

$$I_{d1} := (J_{x1} - Y_{cl}^2 \cdot A_1) \quad I_{d1} = 1.123 \times 10^{11} \text{mm}^4$$

3.3.1.3. Xét mặt cắt x_2, x_3, x_4

Toạ độ các điểm đặc trưng của mặt cắt:

$X_1 := \frac{-b_1}{2}$	$Y_1 := 0$	$X_2 := \frac{b_1}{2}$	$Y_2 := 0$
$X_3 := \frac{b_1}{2}$	$Y_3 := H_1$	$X_4 := \frac{b_2}{2}$	$Y_4 := H_1 + H_2$
$X_5 := X_4$	$Y_5 := Y_4 + H_3$	$X_6 := \frac{b_3}{2}$	$Y_6 := Y_5 + H_4$
$X_7 := X_6$	$Y_7 := Y_6 + H_5$	$X_8 := \frac{b_4}{2}$	$Y_8 := Y_7$
$X_9 := X_8$	$Y_9 := Y_8 + H_6$	$X_{10} := -X_8$	$Y_{10} := Y_9$
$X_{11} := -X_8$	$Y_{11} := Y_8$	$X_{12} := -X_7$	$Y_{12} := Y_7$
$X_{13} := -X_6$	$Y_{13} := Y_6$	$X_{14} := -X_5$	$Y_{14} := Y_5$
$X_{15} := -X_4$	$Y_{15} := Y_4$	$X_{16} := -X_3$	$Y_{16} := Y_3$
$X_{17} := \frac{-b_1}{2}$	$Y_{17} := 0$		

Diện tích mặt cắt:

$$A := \frac{1}{2} \left[\sum_{i=0}^{16} \left[(X_i - X_{i+1}) \cdot (Y_i + Y_{i+1}) \right] \right] \quad A = 0.413 \text{m}^2$$

Toạ độ trọng tâm mặt cắt:

$$Y_c := \frac{1}{6 \cdot A} \sum_{i=0}^{16} \left[(X_i - X_{i+1}) \cdot \left[(Y_i)^2 + Y_i \cdot Y_{i+1} + (Y_{i+1})^2 \right] \right] \quad Y_c = 0.636\text{m}$$

Mômen tĩnh của mặt đối với trục X:

$$S_x := \frac{1}{6} \cdot \sum_{i=0}^{16} \left[(X_i - X_{i+1}) \cdot \left[(Y_i)^2 + Y_i \cdot Y_{i+1} + (Y_{i+1})^2 \right] \right] \quad S_x = 0.263\text{m}^3$$

Mômen quán tính đối với trục X:

$$J_x := \frac{1}{12} \cdot \sum_{i=0}^{16} \left[(X_i - X_{i+1}) \cdot \left[(Y_i)^3 + (Y_i)^2 \cdot Y_{i+1} + Y_i \cdot (Y_{i+1})^2 + (Y_{i+1})^3 \right] \right]$$

Mômen quán tính đối với trục trung hoà:

$$I_{dl} := (J_{x1} - Y_c^2 \cdot A) \quad I_d = 9.745 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

3.3.2. Hệ số làn

Số làn thiết kế:

$$n_{lan} := \begin{cases} \frac{B_l}{3.5\text{m}} & \text{if } B_l \geq 7\text{m} \\ 2 & \text{if } 6\text{m} \leq B_l < 7\text{m} \\ 1 & \text{if } B_l < 6\text{m} \end{cases} \quad n_{lan} = 3$$

Hệ số làn:

$$m_{lan} := \begin{cases} 1.2 & \text{if } n_{lan} = 1 \\ 1 & \text{if } n_{lan} = 2 \\ 0.85 & \text{if } n_{lan} = 3 \\ \text{"xem lai so lieu"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad m_{lan} = 0.85$$

3.3.3. Phân bố hoạt tải theo làn đối với mômen

3.3.3.1. Hệ số phân bố hoạt tải đối với mômen trong các dầm giữa

Khoảng cách giữa trọng tâm của dầm không liên hợp tới trọng tâm của bản mặt:

$$e_g := (H - Y_c) - \frac{h_f}{2} \quad e_g = 0.674\text{m}$$

Tỷ lệ môđun giữa dầm và bản mặt:

Cường độ chịu nén của bê tông làm dầm: $f'_{cl} = 45\text{MPa}$

Môđun đàn hồi của dầm: $E_{cdam} := 0.043 \cdot \left(\gamma_c \cdot \frac{m^3}{kg} \right)^{1.5} \sqrt{f'_{c1} MPa}$

$$E_{cdam} = 3.606 \times 10^4 \text{ MPa}$$

Cường độ chịu nén của bê tông làm bản mặt: $f'_{c2} := 35 \text{ MPa}$

Môđun đàn hồi của bản mặt: $E_{cban} := 0.043 \cdot \left(\gamma_c \cdot \frac{m^3}{kg} \right)^{1.5} \sqrt{f'_{c2} MPa}$

$$E_{cban} = 3.18 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$n := \frac{E_{cdam}}{E_{cban}} \quad n = 1.134$$

Tham số độ cứng dọc: $K_g := n \cdot (I_d + A \cdot e_g^2) \quad K_g = 3.234 \times 10^{11} \text{ mm}^4$

Với dầm chữ I, hệ số phân bố ngang được tính theo công thức sau:

Với một lần thiết kế chịu tải:

$$g_{mg1} := 0.06 + \left(\frac{S}{4300mm} \right)^{0.4} \cdot \left(\frac{S}{L_{tt}} \right)^{0.3} \cdot \left(\frac{K_g}{L_{tt} h_f^3} \right)^{0.1} \quad g_{mg1} = 0.432$$

Hai hoặc nhiều lần thiết kế chịu tải:

$$g_{mg2} := 0.075 + \left(\frac{S}{2900mm} \right)^{0.6} \cdot \left(\frac{S}{L_{tt}} \right)^{0.2} \cdot \left(\frac{K_g}{L_{tt} h_f^3} \right)^{0.1} \quad g_{mg2} = 0.617$$

Phạm vi áp dụng:

Chọn giá trị cực đại làm phân bố hệ số mômen thiết kế của các dầm giữa:

$$g_{mg} := \max(g_{mg1}, g_{mg2}) \quad g_{mg} = 0.617$$

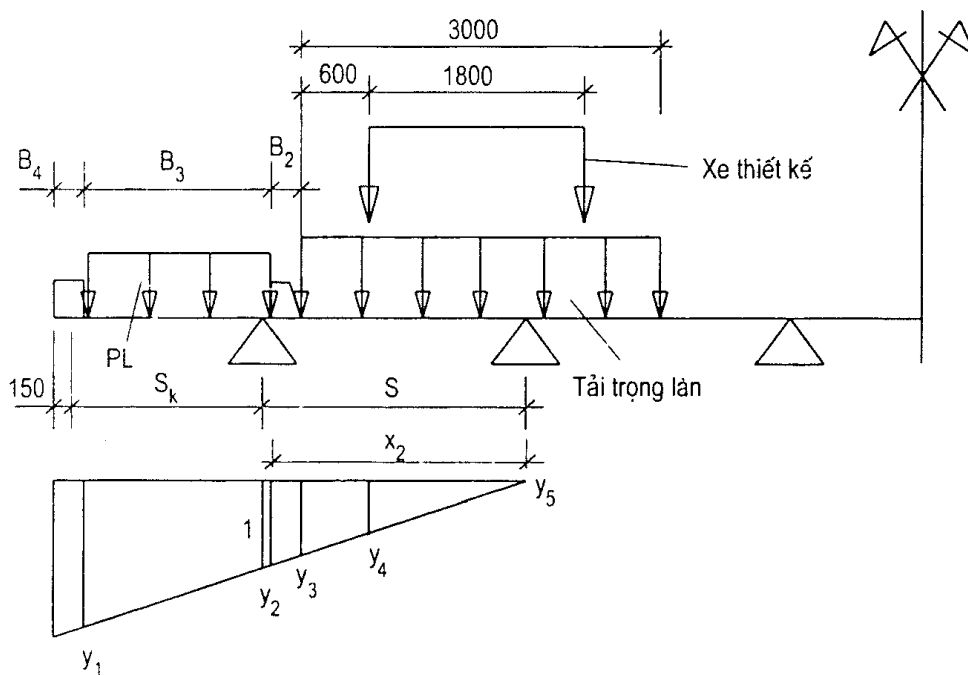
Kiểm tra hệ số phân bố thỏa mãn tiêu chuẩn 22TCN 272-05 đối với phạm vi áp dụng:

$$g_{mg} := \begin{cases} S \leftarrow (S \geq 1100mm) \cdot (S \leq 4900mm) \\ h_f \leftarrow (h_f \geq 110mm) \cdot (h_f \leq 300mm) \\ L_{tt} \leftarrow (L_{tt} \geq 6000mm) \cdot (L_{tt} \leq 73000mm) \\ N_b \leftarrow N_b \geq 4 \\ g_{mg} \text{ if } S \cdot h_f \cdot L_{tt} \cdot N_b \\ \text{"Không nằm trong phạm vi áp dụng"} \text{ otherwise} \end{cases}$$

$$g_{mg} = 0.617$$

3.3.3.2. Hệ số phân bố hoạt tải đối với mômen của dầm biên

- Một làn thiết kế chịu tải: dùng phương pháp đòn bẩy.



Hình 3.6: Sơ đồ tính theo phương pháp đòn bẩy cho dầm biên

Phương trình tung độ đường ảnh hưởng: $y_{db}(x) := \frac{x}{S}$

Một làn thiết kế hệ số làn = 1.2

$$y_1 := y_{db}(S + S_k - B_4)$$

$$y_2 := y_{db}(S + S_k - B_4 - B_3)$$

$$y_3 := y_{db}(S + S_k - B_4 - B_3 - B_2)$$

$$y_4 := y_{db}(S + S_k - B_4 - B_3 - B_2 - 0.6m)$$

$$y_5 := \begin{cases} 0 & \text{if } S \leq B_3 + B_2 + B_4 - S_k + 2.4m \\ y_{db}(S + S_k - B_4 - B_3 - B_2 - 2.4m) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$y_5 = 0$$

Với xe tải thiết kế:

$$g_{HL1} := 1.2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (y_4 + y_5)$$

$$g_{HL1} = 0.313$$

Với tải trọng người đi:

$$g_{PL1} := \frac{1.2}{B_3} \cdot \frac{1}{2} \cdot (y_1 + y_2) \cdot B_3$$

$$g_{PL1} = 1.461$$

Với tải trọng làn: thiên về an toàn coi tải trọng làn theo phương ngang cầu là tải trọng tập trung:

$$g_{Lan1} := \frac{1.2}{3m} \cdot \frac{1}{2} y_3 \cdot (S + S_k - B_4 - B_3 - B_2) \quad g_{Lan1} = 0.282$$

- Hai hoặc nhiều làn thiết kế

Khoảng cách giữa tim bản bụng phía ngoài của dầm biên và mép trong bó vỉa hoặc lan can chắn xe:

$$d_e := S_k - B_4 - B_3 - B_2 \quad d_e = -0,5m$$

$$g_{mb2} := g_{mg} \cdot \left(0.77 + \frac{d_e}{2800mm} \right) \quad g_{mb2} = 0.365$$

Phạm vi áp dụng:

$$g_{mb} := \begin{cases} d_e \leftarrow (d_e \geq -300mm) \cdot (d_e \leq 1700mm) \\ g_{mb2} \text{ if } d_e \\ \text{"Khong nam trong pham vi ap dung"} \text{ otherwise} \end{cases}$$

$$g_{mb} = \text{"Khong nam trong pham vi ap dung"}$$

$$g_{mbHL} := \begin{cases} \max(g_{mb}, g_{HL1}) \text{ if } g_{mb} = g_{mb2} \\ g_{HL1} \text{ otherwise} \end{cases} \quad g_{mbHL} = 0.313$$

$$g_{mblan} := \begin{cases} \max(g_{mb}, g_{Lan1}) \text{ if } g_{mb} = g_{mb2} \\ g_{Lan1} \text{ otherwise} \end{cases} \quad g_{mblan} = 0.282$$

$$g_{mbPL} := \begin{cases} \max(g_{mb}, g_{PL1}) \text{ if } g_{mb} = g_{mb2} \\ g_{PL1} \text{ otherwise} \end{cases} \quad g_{mbPL} = 1.461$$

3.3.4. Hệ số phân bố hoạt tải theo làn đối với lực cắt

3.3.4.1. Hệ số phân bố hoạt tải đối với lực cắt trong các dầm dọc giữa

- Với một làn thiết kế chịu tải:

$$g_{vg1} := 0.36 + \frac{S}{7600mm} \quad g_{vg1} = 0.663$$

- Với hai hoặc nhiều làn thiết kế chịu tải:

$$g_{vg2} := 0.2 + \frac{S}{3600mm} - \left(\frac{S}{10700mm} \right)^{2.0} \quad g_{vg2} = 0.793$$

Phạm vi áp dụng:

Giá trị cực đại được chọn cho sự phân bố hệ số lực cắt thiết kế của các dầm giữa:

$$g_{vg} := \max(g_{vg1}, g_{vg2})$$

$$g_{vg} = 0.793$$

Kiểm tra hệ số phân bố thoả mãn tiêu chuẩn 22TCN 272-05 đối với phạm vi áp dụng:

$$g_{vg} := \begin{cases} S \leftarrow (S \geq 1100\text{mm}) \cdot (S \leq 4900\text{mm}) \\ h_f \leftarrow (h_f \geq 110\text{mm}) \cdot (h_f \leq 300\text{mm}) \\ L_{II} \leftarrow (L_{II} \geq 6000\text{mm}) \cdot (L_{II} \leq 73000\text{mm}) \\ N_b \leftarrow N_b \geq 4 \\ g_{vg} \text{ if } S \cdot h_f \cdot L_{II} \cdot N_b \\ \text{"Không nằm trong phạm vi áp dụng" otherwise} \end{cases} \quad g_{vg} = 0.793$$

3.3.4.2. Hệ số phân bố hoạt tải đối với lực cắt của dầm dọc biên

- Một làn thiết kế chịu tải : Dùng phương pháp đòn bẩy.

Đã tính trong phần trên:

$$g_{HL1} = 0.313$$

$$g_{PL1} = 1.461$$

$$g_{Lan1} = 0.282$$

- Hai hoặc nhiều làn thiết kế chịu tải:

$$g_{vb2} := g_{vg} \cdot \left(0.6 \frac{d_c}{3000\text{mm}} \right) \quad g_{vb2} = 0.343$$

Phạm vi áp dụng:

Kiểm tra hệ số phân bố thoả mãn tiêu chuẩn 22 TCN-272-05 đối với phạm vi áp dụng:

$$g_{vb} := \begin{cases} d_c \leftarrow (d_c \geq -300\text{mm}) \cdot (d_c \leq 1700\text{mm}) \\ g_{vb2} \text{ if } d_c \\ \text{"Không nằm trong phạm vi áp dụng" otherwise} \end{cases}$$

$$g_{vb} = \text{"Không nằm trong phạm vi áp dụng"}$$

Chọn giá trị cực đại làm hệ số phân bố lực cắt thiết kế của các dầm biên:

$$g_{vbHL} := \begin{cases} \max(g_{vb}, g_{HL1}) \text{ if } g_{vb} = g_{vb2} \\ g_{HL1} \text{ otherwise} \end{cases} \quad g_{vbHL} = 0.313$$

$$g_{vbLan} := \begin{cases} \max(g_{vb}, g_{Lan1}) \text{ if } g_{vb} = g_{vb2} \\ g_{Lan1} \text{ otherwise} \end{cases} \quad g_{vbLan} = 0.282$$

$$g_{vbPL} := \begin{cases} \max(g_{vb}, g_{PL1}) \text{ if } g_{vb} = g_{vb2} \\ g_{PL1} \text{ otherwise} \end{cases} \quad g_{vbPL} = 1.461$$

3.3.5. Hệ số điều chỉnh tải trọng

Ta có

- η_D : hệ số dẻo
- $\eta_D := 1$ đối với các bộ phận và liên kết thông thường.
- η_R : hệ số dư thừa
- $\eta_R := 1$ đối với mức dư thừa thông thường.
- η_I : hệ số quan trọng
- $\eta_I := 1.05$ cầu thiết kế là quan trọng.

Hệ số điều chỉnh của tải trọng:

$$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I \quad \eta := \begin{cases} \eta & \text{if } \eta > 0.95 \\ 0.95 & \text{otherwise} \end{cases} \quad \eta = 1.05$$

3.4. XÁC ĐỊNH NỘI LỰC TẠI CÁC MẶT CẮT ĐẶC TRUNG

3.4.1. Xác định tĩnh tải

3.4.1.1. Tĩnh tải dầm chủ

+ Xét đoạn dầm từ đầu dầm đến mặt cắt thay đổi tiết diện

Lấy diện tích tiết diện : $A_0 = 0.717\text{m}^2$

Tỷ trọng bê tông dầm chủ: $\gamma_c = 2.5 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$

Trọng lượng đoạn dầm:

$$DC_{d0} := \gamma_c \cdot \left[A_0 \cdot (a + 1\text{m}) + (x_2 - 1\text{m}) \frac{A_0 + A}{2} \right] \cdot 2$$

$$DC_{d0} = 6.434 \times 10^3 \text{ kg}$$

+ Xét đoạn dầm còn lại:

Lấy diện tích tiết diện : $A = 0.413\text{m}^2$

Trọng lượng đoạn dầm:

$$DC_d := \gamma_c \cdot A \cdot (L_{tt} - 2 \cdot x_2) \quad DC_d = 3.017 \times 10^4 \text{ kg}$$

+ Tĩnh tải dầm chủ coi là tải trọng dải đều trên suốt chiều dài dầm

$$DC_{dc} := \frac{DC_{d0} + DC_d}{L} \quad DC_{dc} = 1.109 \times 10^3 \text{ kg/m}$$

3.4.1.2. Tính tải bản mặt cầu

+ Dầm giữa:

$$A_{bmg} := S \cdot h_f$$

$$DC_{bmg} := \gamma_c \cdot A_{bmg} \quad DC_{bmg} = 1.035 \times 10^3 \text{ kg/m}$$

+ Dầm biên:

$$A_{bmb} := \left(\frac{S}{2} + S_k \right) \cdot h_f$$

$$DC_{bmb} := \gamma_c \cdot A_{bmb} \quad DC_{bmb} = 1.192 \times 10^3 \text{ kg/m}$$

3.4.1.3. Tính tải dầm ngang

$$DC_{dn} := \gamma_c \cdot \frac{(H_n \cdot b_n \cdot l_n) \cdot N_n}{N_b \cdot L_{tt}} \quad DC_{dn} = 167.961 \text{ kg/m}$$

3.4.1.4. Tính tải ván khuôn lắp ghép

$$DC_{vk} := \gamma_c \cdot (S - b_4) \cdot H_6 \quad DC_{vk} = 192 \text{ kg/m}$$

3.4.1.5. Lan can có tay vịn

Phần thép có trọng lượng: $DC_t := 15 \text{ kg/m}$ bó vỉa cao $h_{B4} := 0.3\text{m}$

Phần bê tông có trọng lượng: $DC_{bt} := B_4 \cdot h_{B4} \cdot \gamma_c$ (Tính gần đúng)

Tổng: $DC_{lc} := DC_t + DC_{bt}$ $DC_{lc} = 202.5 \text{ kg/m}$

- Gờ chắn: $DC_{gc} := \gamma_c \cdot B_2 \cdot h_{B4}$ $DC_{gc} = 187.5 \text{ kg/m}$

3.4.1.6. Trọng lượng lớp phủ mặt cầu và tiện ích công cộng

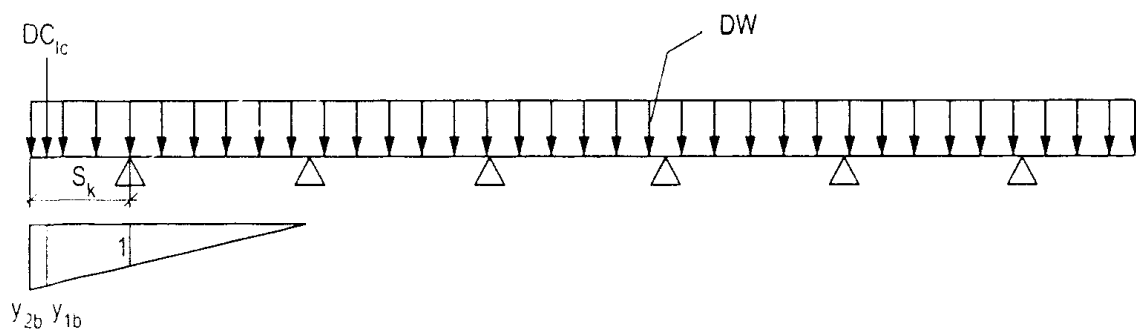
Lớp bê tông atphan: $t_1 = 0.07\text{m}$ $\gamma_1 := 2400 \text{ kg/m}^3$

Lớp phòng nước: $t_2 = 4 \times 10^{-3} \text{ m}$ $\gamma_2 := 1800 \text{ kg/m}^3$

Tổng trọng lượng lớp phủ mặt cầu: $DW_{lp} := (t_1 \cdot \gamma_1 + t_2 \cdot \gamma_2) \cdot S$

Các tiện ích (trang thiết bị trên cầu): $DW_{ti} := 5\text{kg/m}$

$$DW := DW_{lp} + DW_{ti} \quad DW = 407.96 \text{ kg/m}$$



Hình 3.7: Phân bố tải cho các dầm

- Dầm biên:

$$y_{1b} := \frac{S + \left(S_k - \frac{B_4}{2} \right)}{S}$$

$$y_{2b} := \frac{S + S_k}{S}$$

$$DC_{lcb} := DC_{lc} \cdot y_{1b}$$

$$DC_{lcb} = 323.56 \text{ kg/m}$$

$$DW_b := \frac{DW_{lp}}{S} \cdot \left(S_k - B_4 - B_2 + \frac{S}{2} \right) + DW_{ti}$$

- Dầm dọc giữa: $DC_{lcg} := 0 \text{ kg/m}$

$$DW_g := DW$$

3.4.1.7. Tổng cộng tĩnh tải tác dụng lên các dầm dọc chủ

3.4.1.7.1. Dầm giữa

+ Giai đoạn chưa liên hợp

$$DC_{dc} = 1.109 \times 10^3 \text{ kg/m}$$

+ Giai đoạn khai thác: mặt cắt liên hợp

$$DC_g := DC_{dc} + DC_{bmg} + DC_{dn} + DC_{lcg} + DC_{vk}$$

$$DC_g = 2.504 \times 10^3 \text{ kg/m} \quad DW_g = 407.96 \text{ kg/m}$$

3.4.1.7.2. Dầm biên

+ Giai đoạn chưa liên hợp

$$DC_{dc} = 1.109 \times 10^3 \text{ kg/m}$$

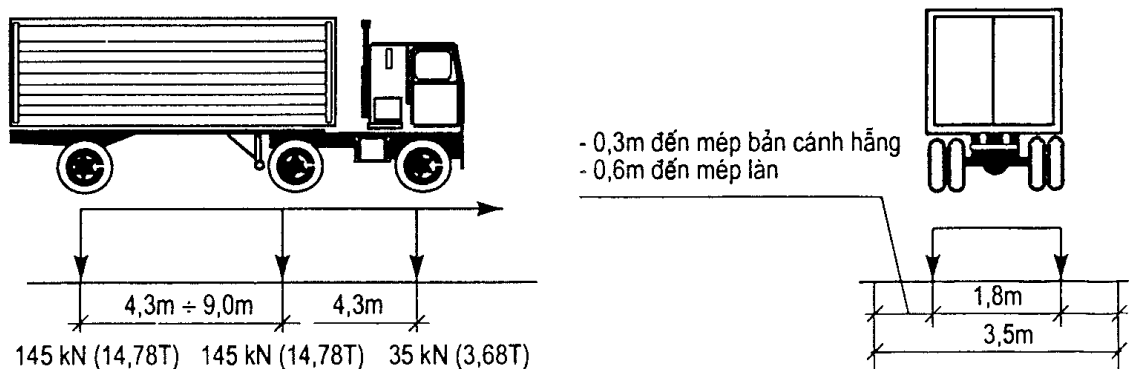
+ Giai đoạn khai thác: mặt cắt liên hợp

$$DC_b := DC_{dc} + DC_{bmb} + DC_{dn} + DC_{gc} + DC_{lcb} + \frac{DC_{vk}}{2}$$

$$DC_b = 3.077 \times 10^3 \text{ kg/m} \quad DW_b = 381.68 \text{ kg/m}$$

3.4.2. Hoạt tải HL93

3.4.2.1. Xe tải thiết kế



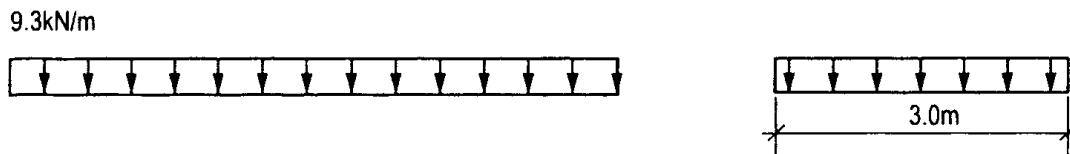
Hình 3.8: Cấu tạo xe tải thiết kế

3.4.2.2. Xe hai trục thiết kế



Hình 3.9: Cấu tạo Xe hai trục thiết kế

3.4.2.3. Tải trọng làn



Hình 3.10: Tải trọng làn

3.4.3. Đường ảnh hưởng mômen và lực cắt tại các mặt cắt đặc trưng

3.4.3.1. Xác định các mặt cắt đặc trưng

- + Mặt cắt gối $x_0 = 0\text{m}$
- + Mặt cắt cách gối $0.72h$ (kiểm tra lực cắt) $x_1 = 1.138\text{m}$
- + Mặt cắt thay đổi tiết diện $x_2 = 1.5\text{m}$
- + Mặt cắt $L/4$ $x_3 = 8.05\text{m}$
- + Mặt cắt $L/2$ $x_4 = 16.1\text{m}$

Véc tơ tọa độ các mặt cắt đặc trưng:

$$x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

3.4.3.2. Xác định đường ảnh hưởng nội lực tại các mặt cắt

3.4.3.2.1. Phương trình đường ảnh hưởng

Phương trình đường ảnh hưởng mômen tại mặt cắt x_k như sau

$$+ \text{Trên đoạn } x = 0 \rightarrow x_k : f_1(x, x_k) := \frac{L_{II} - x_k}{L_{II}} (-x)$$

+ Trên đoạn $x = x_k \rightarrow L_{tt}$: $f_2(x, x_k) := \frac{x_k}{L_{tt}}(x - L_{tt})$

Dưới dạng phương trình có thể viết :

$$y_M(x, x_k) := \begin{cases} f_1(x, x_k) & \text{if } 0 \leq x \leq x_k \\ f_2(x, x_k) & \text{if } x_k < x \leq L_{tt} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Phương trình đường ảnh hưởng lực cắt

Trên đoạn $x = 0 \rightarrow x_k$ $f_3(x, x_k) := \frac{-x}{L_{tt}}$

Trên đoạn $x > x_k \rightarrow L_{tt}$ $f_4(x, x_k) := 1 - \frac{x}{L_{tt}}$

Dưới dạng phương trình có thể viết:

$$y_V(x, x_k) := \begin{cases} f_3(x, x_k) & \text{if } 0 \leq x \leq x_k \\ f_4(x, x_k) & \text{if } x_k \leq x \leq L_{tt} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\omega_{Mk} = -\frac{1}{2} L_{tt} \cdot y_M(x_k, x_k)$$

Diện tích phần ảnh dương:

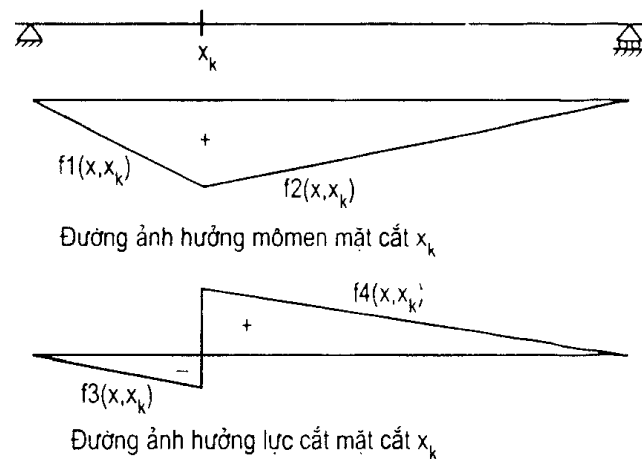
$$\omega_{Vkd} = \frac{1}{2} (L_{tt} - x_k) \cdot y_V(x_k, x_k)$$

Diện tích phần ảnh âm:

$$\omega_{Vka} = \frac{1}{2} x_k \cdot f_3(x_k, x_k)$$

Tổng diện tích đường ảnh hưởng:

$$\omega_{Vk} = \omega_{Vkd} + \omega_{Vka}$$



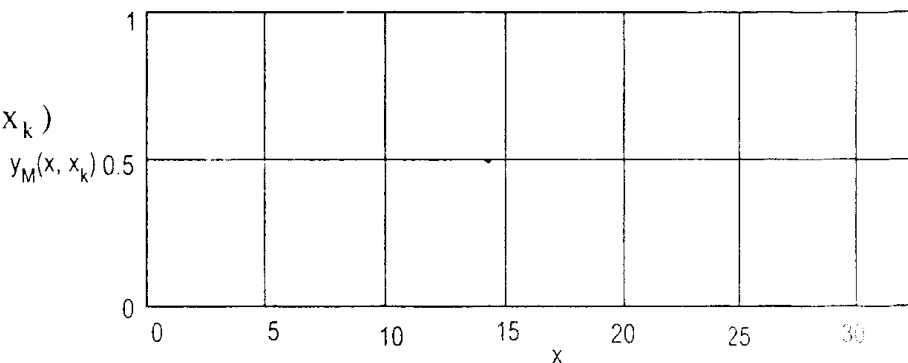
Hình 3.11

3.4.3.2.2. Tại mặt cắt đặc trưng thứ 0 (mặt cắt gối)

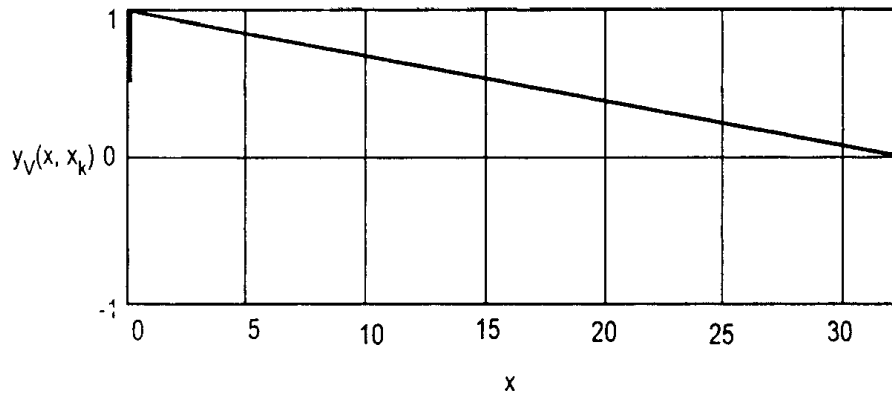
$$x_k := x_0$$

$$\omega_{M0} := -\frac{1}{2} \cdot L_{tt} \cdot y_M(x, x_k)$$

$$\omega_{M0} = 0 \text{ m}^2$$



Đường ảnh hưởng mômen



Đường ảnh hưởng lực cắt

$$\omega_{V0d} := \frac{1}{2} \cdot (L_{tt} - x_k) \cdot y_V(x_k, x_k) \quad \omega_{V0d} = 8.05\text{m}$$

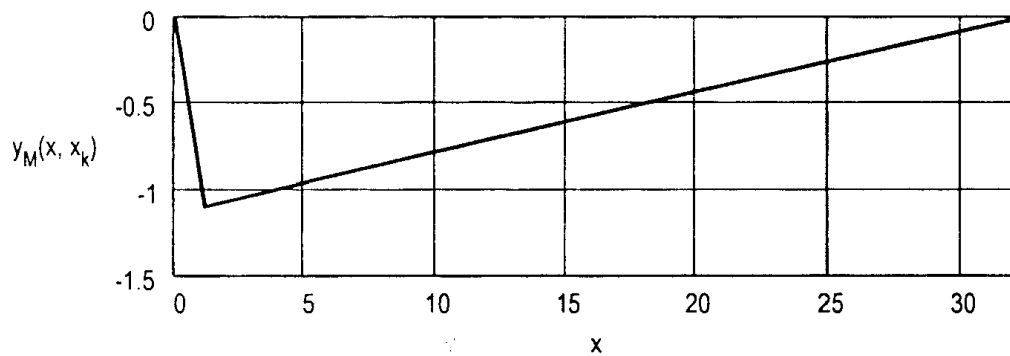
$$\omega_{V0a} := \frac{1}{2} \cdot x_k \cdot f_3(x_k, x_k) \quad \omega_{V0a} = 0$$

$$\omega_{V0} := \omega_{V0d} + \omega_{V0a} \quad \omega_{V0} = 8.05\text{m}$$

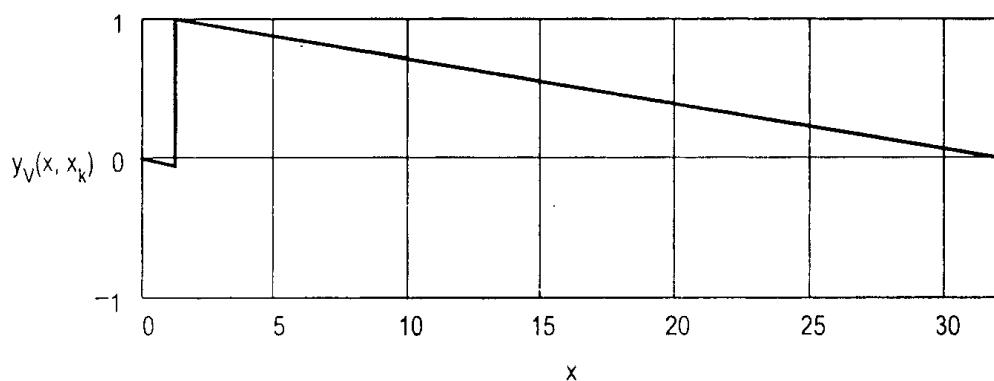
3.4.3.2.3. Tại mặt cắt đặc trưng thứ 1 (cách gối dV)

$$x_k := x_1 \quad x_1 = 1.138\text{ m}$$

$$\omega_{M1} := \frac{1}{2} \cdot L_{tt} \cdot y_3(x_k, x_k) \quad \omega_{M1} = 17.668\text{ m}^2$$



Đường ảnh hưởng mômen



Đường ảnh hưởng lực cắt

$$\omega_{V1d} := \frac{1}{2} \cdot (L_{II} - x_k) \cdot y_V(x_k, x_k) \quad \omega_{V1d} = 7.217\text{m}$$

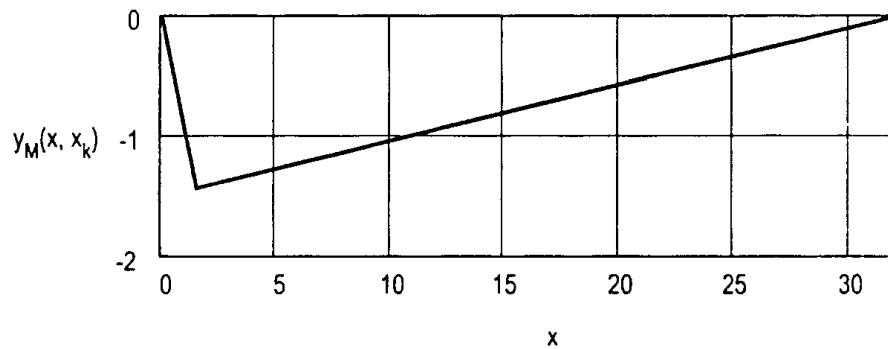
$$\omega_{V1a} := \frac{1}{2} \cdot x_k \cdot f_3(x_k, x_k) \quad \omega_{V1a} = -0.02\text{m}$$

$$\omega_{V1} := \omega_{V1d} + \omega_{V1a} \quad \omega_{V1} = 7.197\text{m}$$

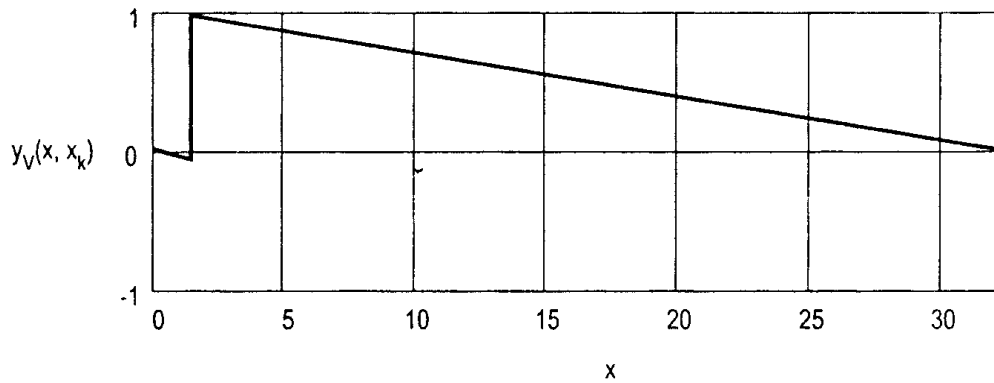
3.4.3.2.4. Tại mặt cắt đặc trưng thứ 2 (mặt cắt thay đổi tiết diện)

$$x_k := x_2 \quad x_k = 15 \text{ m}$$

$$\omega_{M2} := -\frac{1}{2} \cdot L_{II} \cdot y_M(x_k, x_k) \quad \omega_{M2} = 23.025\text{m}^2$$



Đường ảnh hưởng mômen



Đường ảnh hưởng lực cắt

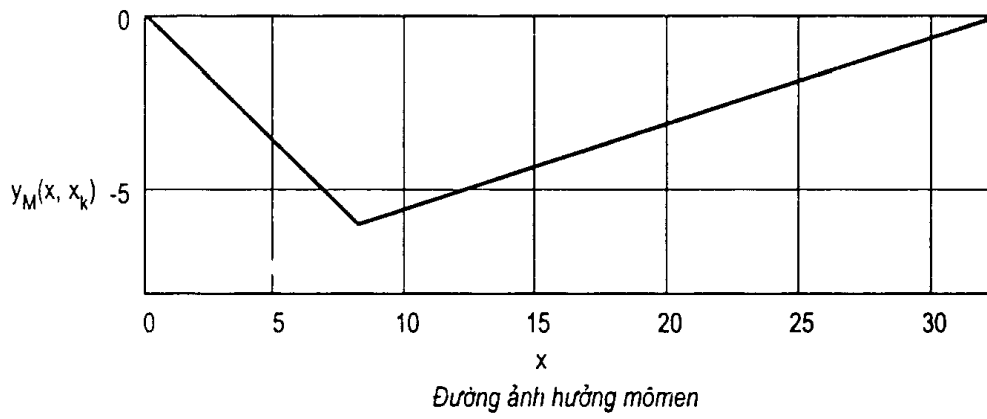
$$\omega_{V2d} := \frac{1}{2} \cdot (L_{II} - x_k) \cdot y_V(x_k, x_k) \quad \omega_{V2d} = 6.96\text{m}$$

$$\omega_{V2a} := \frac{1}{2} \cdot x_k \cdot f_3(x_k, x_k) \quad \omega_{V2a} = -0.035\text{m}$$

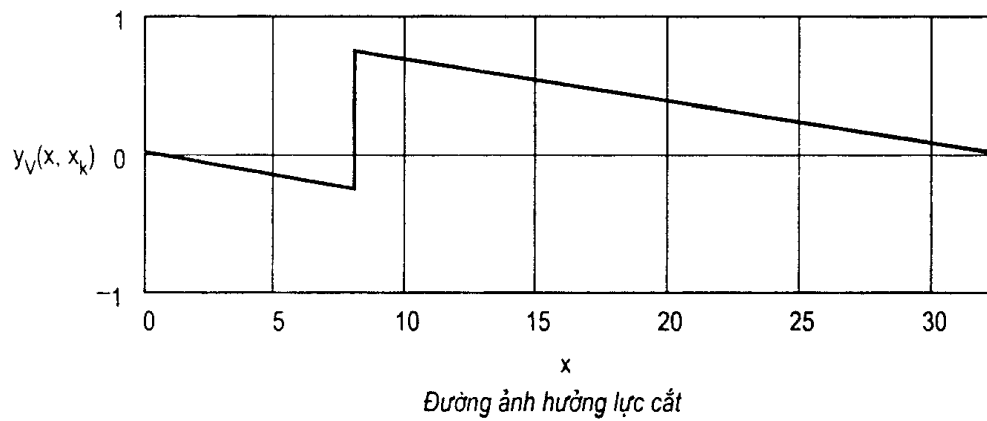
$$\omega_{V2} := \omega_{V2d} + \omega_{V2a} \quad \omega_{V2} = 6.925\text{m}$$

3.4.3.2.5. Tại mặt cắt đặc trưng thứ 3 (mặt cắt $L_{II}/4$)

$$x_k := x_3 \quad x_k = 8.05 \text{ m}$$



$$\omega_{M3} := -\frac{1}{2} \cdot L_{tt} \cdot y_M(x_k, x_k) \quad \omega_{M3} = 97.204 \text{m}^2$$



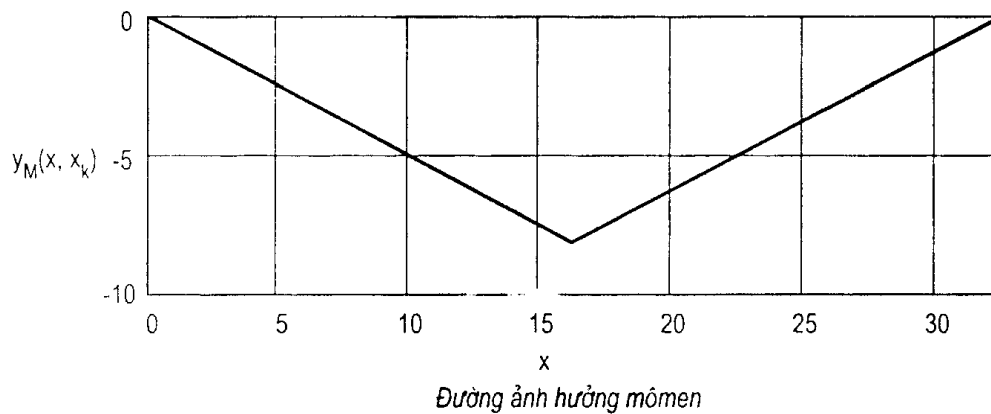
$$\omega_{V3d} := \frac{1}{2} \cdot (L_{tt} - x_k) \cdot y_V(x_k, x_k) \quad \omega_{V3d} = 3.019 \text{m}$$

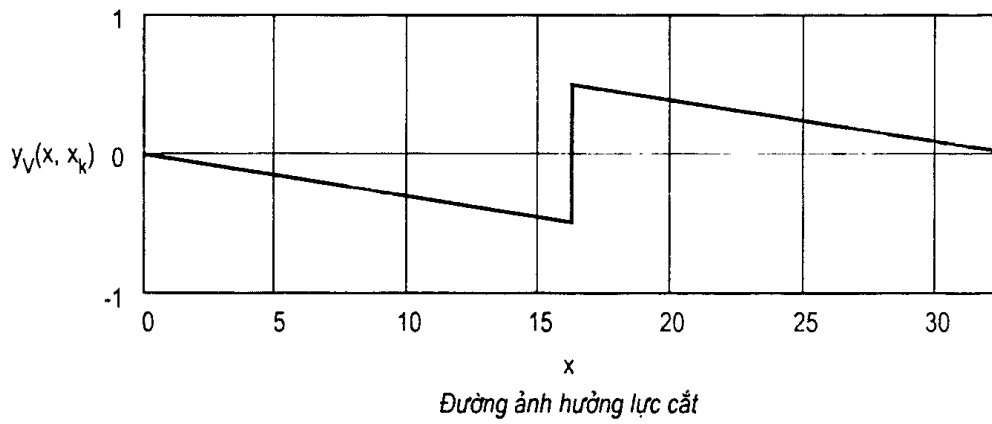
$$\omega_{V3a} := \frac{1}{2} \cdot x_k \cdot f_3(x_k, x_k) \quad \omega_{V3a} = -1.006 \text{m}$$

$$\omega_{V3} := \omega_{V3d} + \omega_{V3a} \quad \omega_{V3} = 2.013 \text{m}$$

3.4.3.2.6. Tại mặt cắt đặc trưng thứ 4 (mặt cắt L/2)

$$x_k := x_4 \quad x_k = 16.1 \text{ m}$$





$$\omega_{M4} := -\frac{1}{2} \cdot L_{tt} \cdot y_M(x_k, x_k) \quad \omega_{M4} = 129.605 \text{ m}^2$$

$$\omega_{V4d} := \frac{1}{2} \cdot (L_{tt} - x_k) \cdot y_V(x_k, x_k) \quad \omega_{V4d} = -1.228 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\omega_{V4a} := \frac{1}{2} \cdot x_k \cdot f_3(x_k, x_k) \quad \omega_{V4a} = -4.025 \text{ m}$$

$$\omega_{V4} := \omega_{V4d} + \omega_{V4a} \quad \omega_{V4} = -4.025 \text{ m}$$

3.4.3.2.2.7. Véc tơ diện tích ảnh tại các mặt cắt đặc trưng

$$\omega_M := \begin{pmatrix} \omega_{M0} \\ \omega_{M1} \\ \omega_{M2} \\ \omega_{M3} \\ \omega_{M4} \end{pmatrix} \quad \omega_M = \begin{pmatrix} 0 \\ 17.668 \\ 23.025 \\ 97.204 \\ 129.605 \end{pmatrix} \text{ m}^2 \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$\omega_{V_{it}} := \begin{pmatrix} \omega_{V0a} \\ \omega_{V1a} \\ \omega_{V2a} \\ \omega_{V3a} \\ \omega_{V4a} \end{pmatrix} \quad \omega_{V_d} := \begin{pmatrix} \omega_{V0d} \\ \omega_{V1d} \\ \omega_{V2d} \\ \omega_{V3d} \\ \omega_{V4d} \end{pmatrix} \quad \omega_V := \begin{pmatrix} \omega_{V0} \\ \omega_{V1} \\ \omega_{V2} \\ \omega_{V3} \\ \omega_{V4} \end{pmatrix}$$

$$\omega_{V_a} = \begin{pmatrix} 0 \\ -0.02 \\ -0.035 \\ -1.006 \\ -4.025 \end{pmatrix} \text{ m} \quad \omega_{V_d} = \begin{pmatrix} 8.05 \\ 7.217 \\ 6.96 \\ 3.019 \\ -1228 \times 10^{-4} \end{pmatrix} \quad \omega_V = \begin{pmatrix} 8.05 \\ 7.197 \\ 6.925 \\ 2.013 \\ -4.025 \end{pmatrix}$$

3.4.4. Tính nội lực do tĩnh tải tác dụng lên dầm giữa và dầm biên

Công thức tính là lấy giá trị tải trọng nhân với diện tích đường ảnh hưởng tại mặt cắt đang xét. Ta có nội lực tại các mặt cắt đặc trưng biểu diễn dưới dạng véc tơ:

3.4.4.1. Mômen do tĩnh tải tác dụng lên dầm biên

3.4.4.1.1. Giai đoạn chưa liên hợp

$$M_{DCdc} := DC_{dc} \cdot g \cdot \omega_M \quad M_{DCdc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 192.176 \\ 250.44 \\ 1.057 \times 10^3 \\ 1.41 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

3.4.4.1.2. Giai đoạn khai thác: mặt cắt liên hợp

$$M_{DCb} := DC_b \cdot g \cdot \omega_M \quad M_{DCb} = \begin{pmatrix} 0 \\ 533.082 \\ 694.703 \\ 2.933 \times 10^3 \\ 3.91 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

$$M_{DWb} := DW_b \cdot g \cdot \omega_M \quad M_{DWb} = \begin{pmatrix} 0 \\ 66.132 \\ 86.183 \\ 363.834 \\ 485.112 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

3.4.4.2. Mômen tác dụng lên dầm giữa do tĩnh tải

3.4.4.2.1. Giai đoạn chưa liên hợp

$$M_{DCdc} := DC_{dc} \cdot g \cdot \omega_M \quad M_{DCdc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 192.176 \\ 250.44 \\ 1.057 \times 10^3 \\ 1.41 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

3.4.4.2.2. Giai đoạn khai thác: mặt cắt liên hợp

$$M_{DCg} := DC_g \cdot g \cdot \omega_M \quad M_{DCg} = \begin{pmatrix} 0 \\ 433.876 \\ 565.42 \\ 2.387 \times 10^3 \\ 3.183 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

$$M_{DW_g} := DW_g \cdot g \cdot \omega_M$$

$$M_{DW_g} = \begin{pmatrix} 0 \\ 70.686 \\ 92.117 \\ 388.885 \\ 518.513 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

3.4.4.3. Lực cắt của dầm biên do tĩnh tải

3.4.4.3.1. Giai đoạn chưa liên hợp

$$V_{DCdc} := DC_{dc} \cdot g \cdot \omega_V$$

$$V_{DCdc} = \begin{pmatrix} 87.559 \\ 78.279 \\ 75.322 \\ 21.89 \\ -43.781 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

3.4.4.3.2. Giai đoạn khai thác: mặt cắt liên hợp

$$V_{DCb} := DC_b \cdot g \cdot \omega_V$$

$$V_{DCb} = \begin{pmatrix} 242.882 \\ 217.139 \\ 208.939 \\ 60.72 \\ -121.445 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

$$V_{DWb} := DW_b \cdot g \cdot \omega_V$$

$$V_{DWb} = \begin{pmatrix} 30.131 \\ 26.938 \\ 25.92 \\ 7.533 \\ -15.066 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

3.4.4.4. Lực cắt dầm giữa do tĩnh tải

3.4.4.4.1. Giai đoạn chưa liên hợp

$$V_{DCdc} := DC_{dc} \cdot g \cdot \omega_V$$

$$V_{DCdc} = \begin{pmatrix} 87.559 \\ 78.279 \\ 75.322 \\ 21.89 \\ -43.781 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

3.4.14. G_i : Loại khai thác: mặt cắt liên hợp

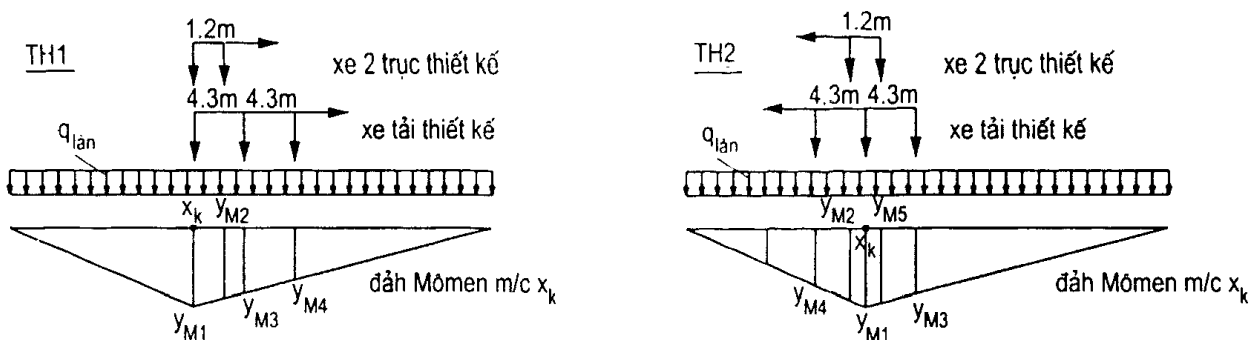
$$V_{DCg} := DC_g \cdot g \cdot \omega_V \quad V_{DCg} = \begin{pmatrix} 197.682 \\ 176.73 \\ 170.056 \\ 49.421 \\ -98.844 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

$$V_{DWg} := N_g \cdot g \cdot \omega_V \quad V_{DWg} = \begin{pmatrix} 32.206 \\ 28.792 \\ 27.705 \\ 8.051 \\ -16.103 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

3.4.5. Nội lực do hoạt tải tác dụng lên dầm giữa và dầm biên

3.4.5.1. Mômen do hoạt tải HL93 và PL tác dụng tại các mặt cắt dầm

Đối với các mặt cắt đặc trưng trong phạm vi từ gối đến $L_u/2$ ta xét 2 trường hợp xếp xe bất lợi nhất lên đường ảnh hưởng mômen của mặt cắt đó như hình vẽ sau:



Hình 3.12: Xếp xe lên đường ảnh hưởng mômen

Nội lực do xe thiết kế sẽ được lấy bằng giá trị max của 2 trường hợp trên.

$$M_{x_{tk}} = \max(M_{x_{tk1}}, M_{x_{tk2}})$$

3.4.5.1.1. Mômen do xe tải thiết kế

$$M_{truck1}(x) = 145\text{kN} \cdot y_{M1} + 145\text{kN} \cdot y_{M3} + 35\text{kN} \cdot y_{M4}$$

$$M_{truck1}(x) := 145\text{kN} \cdot -y_M(x, x) + 145\text{kN} \cdot -y_M(x + 4.3\text{m}, x) + 35\text{kN} \cdot -y_M(x + 8.6\text{m}, x)$$

$$M_{truck2}(x) = 145\text{kN} \cdot y_{M1'} + 145\text{kN} \cdot y_{M3'} + 35\text{kN} \cdot y_{M4'}$$

$$M_{truck2}(x) := 145\text{kN} \cdot -y_M(x, x) + 145\text{kN} \cdot -y_M(x + 4.3\text{m}, x) + 35\text{kN} \cdot -y_M(x - 4.3\text{m}, x)$$

$$M_{truck}(x) := \max(M_{truck1}(x), M_{truck2}(x))$$

$$M_{truckx} := \begin{pmatrix} M_{truck}(x_0) \\ M_{truck}(x_1) \\ M_{truck}(x_2) \\ M_{truck}(x_3) \\ M_{truck}(x_4) \end{pmatrix} \quad M_{truckx} = \begin{pmatrix} 0 \\ 323.996 \\ 421.724 \\ 1.731 \times 10^3 \\ 2.229 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

3.4.5.1.2. Mômen do xe 2 trục thiết kế

$$M_{tandem1}(x) = 110 \text{ kN} \cdot (y_{M1} + y_{M2})$$

$$M_{tandem1}(x) := 110 \text{ kN} \cdot (-y_M(x, x) - y_M(x + 0.6 \text{ m}, x))$$

$$M_{tandem2}(x) = 110 \text{ kN} \cdot (y_{M2'} + y_{M5'})$$

$$M_{tandem2}(x) := 110 \text{ kN} \cdot (-y_M(x - 0.6 \cdot \text{ m}, x) - y_M(x + 0.6 \cdot \text{ m}, x))$$

$$M_{tandem1}(x) := \max(M_{tandem1}(x), M_{tandem2}(x))$$

$$M_{tandemx} := \begin{pmatrix} M_{tandem}(x_0) \\ M_{tandem}(x_1) \\ M_{tandem}(x_2) \\ M_{tandem}(x_3) \\ M_{tandem}(x_4) \end{pmatrix} \quad M_{tandemx} = \begin{pmatrix} 0 \\ 239.098 \\ 311.553 \\ 1.312 \times 10^3 \\ 1.738 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

Véc tơ mômen chưa nhân hệ số tại các mặt cắt do xe thiết kế gây ra có dạng như sau:

$$M_{xetk} := \begin{pmatrix} \max(M_{truck}(x_0), M_{tandem}(x_0)) \\ \max(M_{truck}(x_1), M_{tandem}(x_1)) \\ \max(M_{truck}(x_2), M_{tandem}(x_2)) \\ \max(M_{truck}(x_3), M_{tandem}(x_3)) \\ \max(M_{truck}(x_4), M_{tandem}(x_4)) \end{pmatrix} \quad M_{xetk} = \begin{pmatrix} 0 \\ 323.996 \\ 421.724 \\ 1.731 \times 10^3 \\ 2.229 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

3.4.5.1.3. Mômen gây ra do tải trọng làn

Theo 3.6.1.2.4, tải trọng làn rải đều suốt chiều dài cầu và có độ lớn như sau:

$$q_{lan} := 9.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Mômen do tải trọng làn gây ra tại các mặt cắt xác định bằng phương pháp đường ảnh hưởng, nhân giá trị của tải trọng làn với diện tích đường ảnh hưởng.

Giá trị diện tích đường ảnh hưởng mômen tại các mặt cắt đặc trưng được tính sẵn ở trên

Véc tơ diện tích dầm tại các mặt cắt đặc trưng:

$$\omega_M = \begin{pmatrix} 0 \\ 17.668 \\ 23.025 \\ 97.204 \\ 129.605 \end{pmatrix} \text{ m}^2$$

Vậy, vectơ giá trị mômen (chưa nhân hệ số) do tải trọng làn gây ra tại các mặt cắt như sau:

$$M_{lanx} := q_{lan} \cdot \omega_M \quad M_{lanx} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.643 \times 10^5 \\ 2.141 \times 10^5 \\ 9.04 \times 10^5 \\ 1.205 \times 10^6 \end{pmatrix} \text{ Nm}$$

3.4.5.1.4. Mômen do tải trọng người đi gây ra ở dầm biên

Coi như dầm biên chịu toàn bộ tải trọng người đi

$$PL := 3000 \text{ Pa}$$

Vectơ mômen cho tải trọng người đi tác dụng lên dầm biên là:

$$M_{PLx} := PL \cdot B_3 \cdot \omega_M \quad M_{PLx} = \begin{pmatrix} 0 \\ 7.951 \times 10^4 \\ 1.036 \times 10^5 \\ 4.374 \times 10^5 \\ 5.832 \times 10^5 \end{pmatrix} \text{ Nm}$$

3.4.5.1.5. Tổ hợp mômen do hoạt tải (đã nhân hệ số phân bố g_m)

+ Tại các mặt cắt của dầm biên:

$$IM := 25\%$$

$$M_{LLb} := g_{mbHL} \cdot (1 + IM) M_{xctk} + g_{mblan} \cdot M_{lanx} + g_{mbPL} \cdot M_{PLx}$$

$$x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m} \quad M_{LLb} = \begin{pmatrix} 0 \\ 289.225 \\ 376.716 \\ 1.571 \times 10^3 \\ 2.064 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

+ Tại các mặt cắt của dầm giữa:

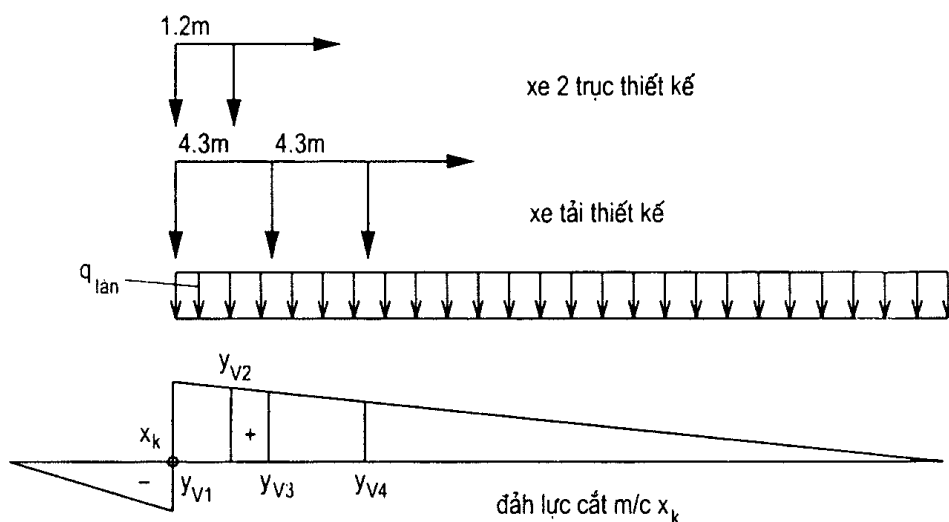
$$IM = 25\%$$

$$M_{LLg} := g_{mg} \cdot (1 + IM) M_{xetk} + g_{mg} \cdot M_{lanx}$$

$$M_{LLg} = \begin{pmatrix} 0 \\ 351.249 \\ 457.354 \\ 1.893 \times 10^3 \\ 2.463 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

3.4.5.2. Lực cắt do hoạt tải HL93 và PL

Đối với các mặt cắt đặc trưng trong phạm vi từ gối đến $L_{tt}/2$ trường hợp xếp xe bất lợi nhất lên đường ảnh hưởng lực cắt của mặt cắt đó thể hiện trong hình vẽ sau:



Hình 3.13:
Xếp xe lên đường ảnh hưởng lực cắt

3.4.5.2.1. Lực cắt do xe tải thiết kế

$$V_{truck}(x) = 145\text{kN} \cdot y_{V1} + 145\text{kN} \cdot y_{V3} + 35\text{kN} \cdot y_{V4}$$

$$V_{truck}(x) := 145\text{kN} \cdot y_V(x, x) + 145\text{kN} \cdot y_V(x + 4.3\text{m}, x) + 35\text{kN} \cdot y_V(x + 8.6\text{m}, x)$$

$$V_{truckx} := \begin{pmatrix} V_{truck}(x_0) \\ V_{truck}(x_1) \\ V_{truck}(x_2) \\ V_{truck}(x_3) \\ V_{truck}(x_4) \end{pmatrix} \quad V_{truckx} = \begin{pmatrix} 223.789 \\ 212.307 \\ 208.649 \\ 142.539 \\ 61.287 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

3.4.5.2.2. Lực cắt xe hai trục thiết kế

$$V_{tandem}(x) = 110\text{kN} \cdot (y_{V1} + y_{V2})$$

$$V_{tandem}(x) := 110\text{kN} \cdot (y_V(x, x) + y_V(x + 4.3\text{m}, x))$$

$$V_{\text{tandemx}} := \begin{pmatrix} V_{\text{tandem}}(x_0) \\ V_{\text{tandem}}(x_1) \\ V_{\text{tandem}}(x_2) \\ V_{\text{tandem}}(x_3) \\ V_{\text{tandem}}(x_4) \end{pmatrix} \quad V_{\text{tandemx}} = \begin{pmatrix} 150.311 \\ 142.538 \\ 140.062 \\ 95.311 \\ 40.309 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

Véc tơ lực cắt chưa nhân hệ số tại các mặt cắt do xe thiết kế gây ra có dạng như sau:

$$V_{\text{xetk}} := \begin{pmatrix} \max(V_{\text{truck}}(x_0), V_{\text{tandem}}(x_0)) \\ \max(V_{\text{truck}}(x_1), V_{\text{tandem}}(x_1)) \\ \max(V_{\text{truck}}(x_2), V_{\text{tandem}}(x_2)) \\ \max(V_{\text{truck}}(x_3), V_{\text{tandem}}(x_3)) \\ \max(V_{\text{truck}}(x_4), V_{\text{tandem}}(x_4)) \end{pmatrix} \quad V_{\text{xetk}} = \begin{pmatrix} 223.789 \\ 212.307 \\ 208.649 \\ 142.539 \\ 61.287 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

3.4.5.2.3. Lực cắt gây ra do tải trọng làn

Lực cắt do tải trọng làn gây ra tại các mặt cắt xác định bằng phương pháp đường ảnh hưởng, nhân giá trị của q_{lan} với diện tích đường ảnh hưởng phần dương (đối với các mặt cắt từ gối trái đến $L_{\text{tt}}/2$):

Giá trị diện tích đường ảnh hưởng lực cắt phần diện tích dương tại các mặt cắt đặc trưng được tính sẵn ở trên

Véc tơ diện tích ảnh hưởng tại các mặt cắt đặc trưng:

$$\omega_{\text{Vd}} = \begin{pmatrix} 8.05 \\ 7.217 \\ 6.96 \\ 3.019 \\ -1.228 \times 10^{-4} \end{pmatrix} \text{ m}$$

Véc tơ giá trị lực cắt (chưa nhân hệ số) do tải trọng làn gây ra tại các mặt cắt như sau:

$$V_{\text{lanx}} := q_{\text{lan}} \cdot \omega_{\text{Vd}} \quad V_{\text{lanx}} = \begin{pmatrix} 74.865 \\ 67.117 \\ 64.727 \\ 28.074 \\ -1.142 \times 10^{-3} \end{pmatrix} \text{ kN}$$

3.4.5.2.4. Lực cắt do tải trọng người đi gây ra ở dầm biên

Coi như dầm biên chịu toàn bộ tải trọng người đi: $PL = 3 \times 10^3 \text{ Pa}$

Vectơ lực cắt cho tải trọng người đi tác dụng lên dầm biên là:

$$V_{PLx} := PL \cdot B_3 \cdot \omega_{Vd} \quad V_{PLx} = \begin{pmatrix} 36.225 \\ 32.476 \\ 31.32 \\ 13.584 \\ -5.527 \times 10^{-4} \end{pmatrix} \text{ kN}$$

3.4.5.2.5. Tổ hợp lực cắt do hoạt tải (đã nhân hệ số phân bố g_v)

+ Tại các mặt cắt dầm biên:

$$IM = 0.25$$

$$V_{LLb} := g_{vbHL} \cdot (1 + IM) V_{xetk} + g_{vblan} \cdot V_{lanx} + g_{vbPL} \cdot V_{PLx}$$

$$V_{LLb} = \begin{pmatrix} 161.582 \\ 149.429 \\ 145.636 \\ 83.531 \\ 23.981 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

+ Tại các mặt cắt dầm giữa:

$$IM = 0.25$$

$$V_{LLg} := g_{vg} \cdot (1 + IM) V_{xetk} + g_{vg} \cdot V_{lanx}$$

$$V_{LLg} = \begin{pmatrix} 161.582 \\ 149.429 \\ 145.636 \\ 83.531 \\ 23.981 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

3.4.6. Tổ hợp tải trọng tại các mặt cắt đặc trưng

Các mặt cắt đặc trưng bao gồm:

+ Mặt cắt gối	$L_{tt} = 32.2\text{m}$
	$x_0 = 0$
+ Mặt cắt cách gối dv	$x_1 = 1.138\text{m}$
+ Mặt cắt thay đổi tiết diện	$x_2 = 1.5\text{m}$
+ Mặt cắt $L_{tt}/4$	$x_3 = 8.05\text{m}$
+ Mặt cắt $L_{tt}/2$	$x_4 = 16.1\text{m}$

3.4.6.1. Tổ hợp nội lực theo các TTGH tại các mặt cắt dầm giữa

3.4.6.1.1. Trạng thái giới hạn cường độ I

$$\text{Mômen: } M_{uCD1g} := \eta \cdot (1.75 \cdot M_{LLg} + 1.25 \cdot M_{DCg} + 1.5 \cdot M_{DWg})$$

$$M_{uCD1g} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.326 \times 10^3 \\ 1.728 \times 10^3 \\ 7.223 \times 10^3 \\ 9.519 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Lực cắt: $V_{uCD1g} := \eta \cdot (1.75 \cdot V_{LLg} + 1.25 \cdot V_{DCg} + 1.5 \cdot V_{DWg})$

$$V_{uCD1g} = \begin{pmatrix} 826.678 \\ 761.612 \\ 740.999 \\ 377.957 \\ -43.513 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

3.4.6.1.2. Trạng thái giới hạn cường độ II

Mômen: $M_{uCD2g} := \eta \cdot (0 \cdot M_{LLg} + 1.25 \cdot M_{DCg} + 1.5 \cdot M_{DWg})$

$$M_{uCD2g} = \begin{pmatrix} 0 \\ 680.793 \\ 887.197 \\ 3.745 \times 10^3 \\ 4.994 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Lực cắt: $V_{uCD2g} := \eta \cdot (0 \cdot V_{1.1g} + 1.25 \cdot V_{DCg} + 1.5 \cdot V_{DWg})$

$$V_{uCD2g} = \begin{pmatrix} 310.182 \\ 277.306 \\ 266.833 \\ 77.545 \\ -155.096 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

3.4.6.1.3. Trạng thái giới hạn cường độ III

Mômen: $M_{uCD3g} := \eta \cdot (1.35 \cdot M_{LLg} + 1.25 \cdot M_{DCg} + 1.5 \cdot M_{DWg})$

$$M_{uCD3g} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.179 \times 10^3 \\ 1.535 \times 10^3 \\ 6.428 \times 10^3 \\ 8.485 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Lực cắt: $V_{uCD3g} := \eta \cdot (1.35 \cdot V_{LLg} + 1.25 \cdot V_{DCg} + 1.5 \cdot V_{DWg})$

$$V_{uCD3g} = \begin{pmatrix} 708.622 \\ 650.913 \\ 632.618 \\ 309.292 \\ -69.018 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

3.4.6.1.4. Trạng thái giới hạn sử dụng

Mômen: $M_{uSDg} := \eta \cdot (1 \cdot M_{LLg} + 1 \cdot M_{DCg} + 1 \cdot M_{DWg})$

$$M_{uSDg} = \begin{pmatrix} 0 \\ 898.602 \\ 1.171 \times 10^3 \\ 4.920 \times 10^3 \\ 6.472 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Lực cắt: $V_{uSDg} := \eta \cdot (1 \cdot V_{LLg} + 1 \cdot V_{DCg} + 1 \cdot V_{DWg})$

$$V_{uSDg} = \begin{pmatrix} 536.523 \\ 492.545 \\ 478.6 \\ 232.009 \\ -56.933 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

3.4.6.1.5. Trạng thái giới hạn đặc biệt

Mômen: $M_{uDBg} := \eta \cdot (0.5 \cdot M_{LLg} + 1.25 \cdot M_{DCg} + 1.5 \cdot M_{DWg})$

$$M_{uDBg} = \begin{pmatrix} 0 \\ 865.199 \\ 1.127 \times 10^3 \\ 4.739 \times 10^3 \\ 6.287 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Lực cắt: $V_{uDBg} := \eta \cdot (0.5 \cdot V_{LLg} + 1.25 \cdot V_{DCg} + 1.5 \cdot V_{DWg})$

$$V_{uDBg} = \begin{pmatrix} 457.752 \\ 415.679 \\ 402.309 \\ 163.377 \\ -123.215 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

3.4.6.2. Tổ hợp nội lực theo các TTGH tại các mặt cắt của dầm biên

3.4.6.2.1. Trạng thái giới hạn cường độ I

Mômen: $M_{uCD1b} := \eta \cdot (1.75 \cdot M_{LLb} + 1.25 \cdot M_{DCb} + 1.5 \cdot M_{DWB})$

$$M_{uCD1b} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.335 \times 10^3 \\ 1.74 \times 10^3 \\ 7.309 \times 10^3 \\ 9.689 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Lực cắt: $V_{uCD1b} := \eta \cdot (1.75 \cdot V_{LLb} + 1.25 \cdot V_{DCb} + 1.5 \cdot V_{DWB})$

$$V_{uCD1b} = \begin{pmatrix} 663.146 \\ 601.998 \\ 582.662 \\ 245.047 \\ -139.061 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

3.4.6.2.2. Trạng thái giới hạn cường độ II

Mômen: $M_{uCD2b} := \eta \cdot (0 \cdot M_{LLb} + 1.25 \cdot M_{DCb} + 1.5 \cdot M_{DWB})$

$$M_{uCD2b} = \begin{pmatrix} 0 \\ 803.829 \\ 1.048 \times 10^3 \\ 4.422 \times 10^3 \\ 5.896 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Lực cắt: $V_{uCD2b} := \eta \cdot (0 \cdot V_{LLb} + 1.25 \cdot V_{DCb} + 1.5 \cdot V_{DWB})$

$$V_{uCD2b} = \begin{pmatrix} 366.239 \\ 327.422 \\ 315.056 \\ 91.56 \\ -183.125 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

3.4.6.2.3. Trạng thái giới hạn cường độ III

Mômen: $M_{uCD3b} := \eta \cdot (1.35 \cdot M_{LLb} + 1.25 \cdot M_{DCb} + 1.5 \cdot M_{DWB})$

$$M_{uCD3b} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.214 \times 10^3 \\ 1.582 \times 10^3 \\ 6.649 \times 10^3 \\ 8.822 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Lực cắt: $V_{uCD3b} := \eta \cdot (1.35 \cdot V_{LLb} + 1.25 \cdot V_{DCb} + 1.5 \cdot V_{DWb})$

$$V_{uCD3b} = \begin{pmatrix} 595.282 \\ 539.238 \\ 521.495 \\ 209.965 \\ -149.133 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

3.4.6.2.4. Trạng thái giới hạn sử dụng

Mômen: $M_{uSDb} := \eta \cdot (1 \cdot M_{LLb} + 1 \cdot M_{DCb} + 1 \cdot M_{DWb})$

$$M_{uSDb} = \begin{pmatrix} 0 \\ 932.861 \\ 1.215 \times 10^3 \\ 5.111 \times 10^3 \\ 6.782 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Lực cắt: $V_{uSDb} := \eta \cdot (1 \cdot V_{LLb} + 1 \cdot V_{DCb} + 1 \cdot V_{DWb})$

$$V_{uSDb} = \begin{pmatrix} 456.325 \\ 413.181 \\ 399.519 \\ 159.373 \\ -118.157 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

3.4.6.2.5. Trạng thái giới hạn đặc biệt

Mômen: $M_{uDBb} := \eta \cdot (0.5 \cdot M_{LLb} + 1.25 \cdot M_{DCb} + 1.5 \cdot M_{DWb})$

$$M_{uDBb} = \begin{pmatrix} 0 \\ 955.672 \\ 1.245 \times 10^3 \\ 5.247 \times 10^3 \\ 6.98 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Lực cắt: $V_{uDBb} := \eta \cdot (0.5 \cdot V_{LLb} + 1.25 \cdot V_{DCb} + 1.5 \cdot V_{DWb})$

$$V_{uDBb} = \begin{pmatrix} 451.07 \\ 405.872 \\ 391.515 \\ 135.413 \\ -170.535 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Căn cứ trên các giá trị nội lực tính toán thì dầm biên là dầm bất lợi hơn nên trong ví dụ này ta sẽ chọn dầm biên là dầm tính duyệt.

$$\begin{aligned} \max(M_{uCD1b}) &= 9.689 \times 10^3 \text{ kN.m} & \max(M_{uSDb}) &= 6.782 \times 10^3 \text{ kN.m} \\ \max(M_{uCD1g}) &= 9.519 \times 10^3 \text{ kN.m} & \max(M_{uSDg}) &= 6.472 \times 10^3 \text{ kN.m} \\ \max(M_{uDBb}) &= 6.98 \times 10^3 \text{ kN.m} & \max(M_{uDBg}) &= 6.287 \times 10^3 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

3.5. TÍNH TOÁN VÀ BỐ TRÍ CỐT THÉP

3.5.1. Tính toán diện tích cốt thép

- Dùng loại tạo tự chùng thấp $D_{ps} = 15.2 \text{ mm}$ tiêu chuẩn ASTM A416M G270.

- Loại tạo thép DƯL: 1: Tạo thép đã khử ứng suất dư
- 2: Tạo thép có độ tự chùng thấp

Chọn loại: $\text{loai}_{ps} := \begin{cases} 1 \\ 2 \end{cases} \quad \text{loai}_{ps} = 1$

- Cường độ chịu kéo tiêu chuẩn: $f_{pu} = 1.86 \times 10^9 \text{ Pa}$

- Hệ số quy đổi ứng suất: $\phi_1 := 0.9$

- Cấp của thép: 270

- Giới hạn chảy (TCN 5.9.4.4.1):

$$f_{py} := \begin{cases} 0.85 \cdot f_{pu} & \text{if } \text{loai}_{ps} = 1 \\ 0.90 \cdot f_{pu} & \text{if } \text{loai}_{ps} = 2 \end{cases} \quad f_{py} = 1.581 \times 10^3 \text{ MPa}$$

- Ứng suất trong thép DƯL khi kích (TCN 5.9.3.1)

$$f_{pj} := \begin{cases} 0.7 \cdot f_{pu} & \text{if } \text{loai}_{ps} = 1 \\ 0.75 \cdot f_{pu} & \text{if } \text{loai}_{ps} = 2 \end{cases} \quad f_{pj} = 1.302 \times 10^3 \text{ MPa}$$

- Diện tích một tạo cáp: $A_{ps1} := 140 \text{ mm}^2$

- Môđun đàn hồi cáp: $E_p := 197000 \text{ MPa}$

Bê tông dầm cáp: $f'_{cl} = 45 \text{ MPa}$

Mômen tính toán: $M_u := \max(M_{uCD1g}, M_{uCD1b}) \quad M_u = 9.689 \times 10^6 \text{ N.m}$

(lấy bằng mômen tính toán lớn nhất theo TTGH cường độ)

Đối với cấu kiện BTCT chịu uốn và chịu kéo DƯL thì hệ số sức kháng: $\phi := 1.00$

Ta có:

A_{ps} : diện tích mặt cắt ngang cốt thép DƯL.

A_{psg} : diện tích mặt cắt ngang cốt thép DƯL tính theo kinh nghiệm.

Có thể tính gần đúng diện tích cốt thép theo công thức kinh nghiệm sau:

$$A_{psg} := \frac{M_u}{0.85 \cdot f_{pu} \cdot 0.9 \cdot H} \quad A_{psg} = 4.864 \times 10^3 \text{ mm}^2 \quad A_{ps} \geq A_{psg}$$

Số tạo cáp DƯL cần thiết theo công thức trên là: $n_{cg} := \frac{A_{psg}}{A_{psl}} \quad n_{cg} = 34.741$

Vậy chọn : $n_c := 44$ tạo thép $D_{ps} = 15.2\text{mm}$

Diện tích thép dự ứng lực trong dầm: $A_{ps} := n_c \cdot A_{psl} \quad A_{ps} = 6.16 \times 10^3 \text{ mm}^2$

Kiểm tra điều kiện: $A_{ps} \geq A_{psg}$

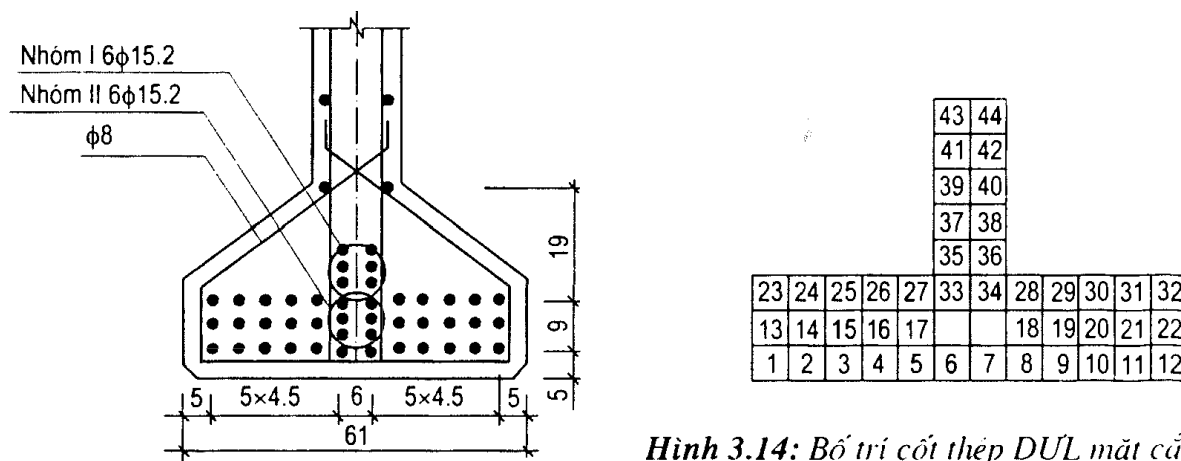
$$\text{KETQUA} := \begin{cases} \text{"DAT"} & \text{if } A_{ps} \geq A_{psg} \\ \text{"KHONGDAT"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

KETQUA = "DAT"

3.5.2. Bố trí cốt thép DƯL

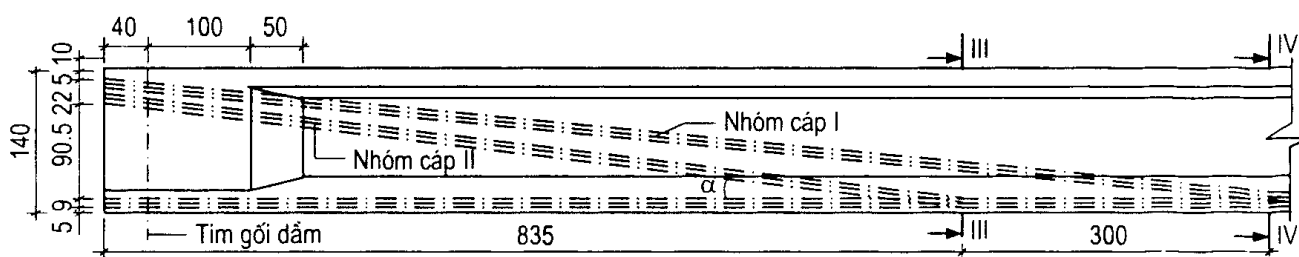
3.5.2.1. Bố trí cốt thép DƯL tại mặt cắt ngang dầm

Tại mặt cắt giữa dầm bố trí cốt thép DƯL như sau



Hình 3.14: Bố trí cốt thép DƯL mặt cắt L12

3.5.2.2. Bố trí cốt thép theo phương dọc dầm



Hình 3.15: Bố trí cốt thép theo phương dọc dầm

Từ bố trí như trên ta có bảng xác định các yếu tố và góc của cốt thép:

bang :=

Tao số	L (mm)	α (độ)	Tg(α)	Sin(α)	cos(α)
1...12	33000	0	0.000	0.000	1.000
13..22	33000	0	0.000	0.000	1.000
23..32	33000	0	0.000	0.000	1.000
33, 34	33120.4	6.859	0.120	0.119	0.993
35, 36	33123.30	6.940	0.122	0.121	0.993
37, 38	33126.20	7.021	0.123	0.122	0.993
39, 40	33096.90	5.284	0.092	0.092	0.996
41, 42	33099.1	5.345	0.094	0.093	0.996
43, 44	33101.4	5.405	0.095	0.094	0.996

Toạ độ các nhóm cốt thép dự ứng lực tính đến đáy dầm (mm):

Tdps:=

	0	1	2	3	4	5
0	"So cap"	"Goi"	"d _v "	"1,5m"	"L _{tt} /4"	"L _{tt} /2"
1	12	50	50	50	50	50
2	10	95	95	95	95	95
3	10	140	140	140	140	140
4	2	1.027×10 ³	905.64	846.45	70.6	70.6
5	2	1.071×10 ³	948.61	888.72	103.6	103.6
6	2	1.116×10 ³	991.59	930.99	136.6	136.6
7	2	1.173×10 ³	1.08×10 ³	1.034×10 ³	428.53	160.3
8	2	1.218×10 ³	1.123×10 ³	1.077×10 ³	464.6	193.3
9	2	1.262×10 ³	1.167×10 ³	1.12×10 ³	500.66	226.3

Tính toạ độ trọng tâm cốt thép DƯL tại các mặt cắt:

+ Mặt cắt trên gối x₀ = 0m

$$y_{ps0} := Tdps^{(1)}$$

$$n_{ps} := Tdps^{(0)}$$

y_{ps0} =

	0
0	"Goi"
1	50
2	95
3	140
4	1.027×10 ³
5	1.071×10 ³
6	1.116×10 ³
7	1.173×10 ³
8	1.218×10 ³
9	1.262×10 ³

n_{ps} =

	0
0	"So cap"
1	12
2	10
3	10
4	2
5	2
6	2
7	2
8	2
9	2

Toạ độ trọng tâm cốt thép DUL tại gối:

$$C_{ps0} := \frac{\left[\sum_{i=1}^9 (y_{ps0_i} \cdot n_{ps_i}) \right]}{\sum_{i=1}^9 n_{ps_i}} \text{ mm} \quad C_{ps0} = 379.181 \text{ mm}$$

Khoảng cách từ toạ độ trọng tâm cốt thép đến thớ trên dầm I:

$$d_{p0} := H - C_{ps0} \quad d_{p0} = 1.021 \text{ m}$$

+ Mặt cắt dv $x_1 := 1.138 \text{ m}$ $y_{ps1} := Tdps^{(2)}$

Toạ độ trọng tâm cốt thép DUL:

$$C_{ps1} := \frac{\left[\sum_{i=1}^9 (y_{ps1_i} \cdot n_{ps_i}) \right]}{\sum_{i=1}^9 n_{ps_i}} \text{ mm} \quad C_{ps1} = 349.59 \text{ mm}$$

Khoảng cách từ toạ độ trọng tâm cốt thép đến thớ trên dầm I:

$$d_{p1} := H - C_{ps1} \quad d_{p1} = 1.05 \text{ m}$$

+ Mặt cắt $x_2 = 1.5 \text{ m}$ $y_{ps2} := Tdps^{(3)}$

Toạ độ trọng tâm cốt thép DUL:

$$C_{ps2} := \frac{\left[\sum_{i=1}^9 (y_{ps2_i} \cdot n_{ps_i}) \right]}{\sum_{i=1}^9 n_{ps_i}} \text{ mm} \quad C_{ps2} = 335.146 \text{ mm}$$

Khoảng cách từ toạ độ trọng tâm cốt thép đến thớ trên dầm I:

$$d_{p2} := H - C_{ps2} \quad d_{p2} = 1.065 \text{ m}$$

+ Mặt cắt $L_{tt}/4$ $x_3 = 8.05 \text{ m}$ $y_{ps3} := Tdps^{(4)}$

Toạ độ trọng tâm cốt thép DUL

$$C_{ps3} := \frac{\left[\sum_{i=1}^9 (y_{ps3_i} \cdot n_{ps_i}) \right]}{\sum_{i=1}^9 n_{ps_i}} \text{ mm} \quad C_{ps3} = 144.527 \text{ mm}$$

Khoảng cách từ toạ độ trọng tâm cốt thép đến thớ trên dầm I:

$$d_{p3} := H - C_{ps3}$$

$$d_{p3} = 1.255\text{m}$$

+ Mặt cắt $L_{II}/2$ $x_4 = 16.1\text{m}$

$$y_{ps4} := Tdps^{(5)}$$

Toạ độ trọng tâm cốt thép DUL tại gối:

$$C_{ps4} := \frac{\left[\sum_{i=1}^9 (y_{ps4_i} \cdot n_{ps_i}) \right]}{\sum_{i=1}^9 n_{ps_i}} \text{mm}$$

$$C_{ps4} = 107.532 \text{ mm}$$

Khoảng cách từ toạ độ trọng tâm cốt thép đến thớ trên dầm I:

$$d_{p4} := H - C_{ps4}$$

$$d_{p4} = 1.292\text{m}$$

Toạ độ cốt thép DUL tại các mặt cắt:

$$C_{ps} := \begin{pmatrix} C_{ps0} \\ C_{ps1} \\ C_{ps2} \\ C_{ps3} \\ C_{ps4} \end{pmatrix} \quad C_{ps} = \begin{pmatrix} 0.379 \\ 0.35 \\ 0.335 \\ 0.145 \\ 0.108 \end{pmatrix} \text{ m} \quad d_{pl} := \begin{pmatrix} d_{p0} \\ d_{p1} \\ d_{p2} \\ d_{p3} \\ d_{p4} \end{pmatrix} \quad d_{pl} = \begin{pmatrix} 1.021 \\ 1.05 \\ 1.065 \\ 1.255 \\ 1.292 \end{pmatrix} \text{ m}$$

3.6. ĐẶC TRUNG HÌNH HỌC CỦA CÁC MẶT CẮT DẦM

3.6.1. Đặc trưng hình học mặt cắt tính đối của dầm chưa liên hợp

Quy đổi thép DUL thành diện tích A_{ps} đặt tại trọng tâm dầm thép DUL

Chiều cao dầm:

$$A = 4.133 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$I_d = 9.745 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$H = 1.4\text{m}$$

Đặc trưng hình học mặt cắt dầm I giai đoạn I

Môđun đàn hồi của bê tông:

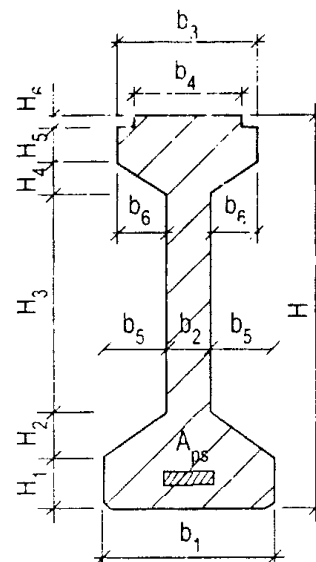
$$E_{cdam} = 3.606 \times 10^4 \text{ MPa}$$

Môđun đàn hồi của thép:

$$E_p = 1.97 \times 10^5 \text{ MPa}$$

Hệ số quy đổi thép sang bê tông:

$$n_1 := \frac{E_p}{E_{cdam}} \quad n_1 = 5.464$$



Hình 3.16: Mặt cắt dầm I giai đoạn I

Ta có diện tích mặt cắt dầm I giai đoạn 1 tính đối (tính cả cốt thép):

$$A_{eq} := A_{mc} + (n_1 - 1) \cdot A_{ps}$$

$$A_{eq} = \begin{pmatrix} 7.448 \times 10^5 \\ 6.537 \times 10^5 \\ 4.407 \times 10^5 \\ 4.407 \times 10^5 \\ 4.407 \times 10^5 \end{pmatrix} \text{ mm}^2 \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Mômen tĩnh của tiết diện đối với đáy dầm:

$$S_{eq} := \begin{bmatrix} A_0 \cdot Y_{c0} + (n_1 - 1) \cdot A_{ps} \cdot C_{ps0} \\ A_1 \cdot Y_{c1} + (n_1 - 1) \cdot A_{ps} \cdot C_{ps1} \\ A \cdot Y_c + (n_1 - 1) \cdot A_{ps} \cdot C_{ps2} \\ A \cdot Y_c + (n_1 - 1) \cdot A_{ps} \cdot C_{ps3} \\ A \cdot Y_c + (n_1 - 1) \cdot A_{ps} \cdot C_{ps4} \end{bmatrix} \quad S_{eq} = \begin{pmatrix} 0.496 \\ 0.429 \\ 0.272 \\ 0.267 \\ 0.266 \end{pmatrix} \text{ m}^3$$

Khoảng cách từ trọng tâm của tiết diện chưa liên hợp đến đáy dầm:

$$i := 0.4$$

$$y_{ce_i} := \frac{S_{eq_i}}{A_{eq_i}} \quad y_{ce} = \begin{pmatrix} 0.666 \\ 0.656 \\ 0.617 \\ 0.605 \\ 0.603 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Mômen quán tính mặt cắt tính đối:

$$I_{eq} := \begin{bmatrix} I_{d0} + A_0 \cdot (Y_{c0} - y_{ce0})^2 + (n_1 - 1) \cdot A_{ps} \cdot (y_{ce0} - C_{ps0})^2 \\ I_{d1} + A_1 \cdot (Y_{c1} - y_{ce1})^2 + (n_1 - 1) \cdot A_{ps} \cdot (y_{ce1} - C_{ps1})^2 \\ I_d + A \cdot (Y_c - y_{ce2})^2 + (n_1 - 1) \cdot A_{ps} \cdot (y_{ce2} - C_{ps2})^2 \\ I_d + A \cdot (Y_c - y_{ce3})^2 + (n_1 - 1) \cdot A_{ps} \cdot (y_{ce3} - C_{ps3})^2 \\ I_d + A \cdot (Y_c - y_{ce4})^2 + (n_1 - 1) \cdot A_{ps} \cdot (y_{ce4} - C_{ps4})^2 \end{bmatrix} \quad I_{eq} = \begin{pmatrix} 0.122 \\ 0.115 \\ 0.1 \\ 0.104 \\ 0.105 \end{pmatrix} \text{ m}^4$$

3.6.2. Bề rộng bản cánh hữu hiệu [TCN4.6.2.6]

3.6.2.1. Dầm giữa

Bề rộng bản cánh hữu hiệu được lấy là giá trị nhỏ nhất trong 3 giá trị sau:

- 1/4 chiều dài nhịp...

$$B_{\text{ban1}} := \frac{L_{\text{tt}}}{4} \quad B_{\text{ban1}} = 8.05 \text{ m}$$

- 2 lần bề dày trung bình của bản cộng giá trị lớn hơn trong hai giá trị bề rộng sườn dầm và nửa bề rộng bản trên dầm I.....

$$b_w = \text{bề dày bản bụng :} \quad b_w := \begin{pmatrix} b_3 \\ b'_2 \\ b_2 \\ b_2 \\ b_2 \end{pmatrix} \quad b_w = \begin{pmatrix} 0.5 \\ 0.406 \\ 0.16 \\ 0.16 \\ 0.16 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$i := 0..4$$

$$B_{\text{ban2}_i} := 12 \cdot h_f + \max\left(b_{w_i}, \frac{b_3}{2}\right) \quad b_{\text{ban2}} = \begin{pmatrix} 2.66 \\ 2.566 \\ 2.41 \\ 2.41 \\ 2.41 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$B_{\text{ban3}} := S$$

Khoảng cách trung bình giữa các dầm.....

$$B_{\text{ban3}} := 2.3 \text{ m}$$

$$b_{\text{hh.g}_i} := \min(B_{\text{ban1}}, B_{\text{ban2}_i}, B_{\text{ban3}})$$

Bề rộng bản hữu hiệu của dầm giữa...

$$b_{\text{hh.g}} = \begin{pmatrix} 2.3 \\ 2.3 \\ 2.3 \\ 2.3 \\ 2.3 \end{pmatrix} \text{ m} \quad x_{\text{mc}} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

3.6.2.2. Dầm biên

Đối với dầm biên, bề rộng hữu hiệu của bản có thể lấy bằng nửa bề rộng hữu hiệu dầm giữa cộng giá trị nhỏ hơn trong các giá trị sau:

$$\text{- 1/8 chiều dài nhịp.....} \quad B_{\text{ban1}} := \frac{L_{\text{tt}}}{8} \quad B_{\text{ban1}} = 4.025 \text{ m}$$

- 6 lần bề dày trung bình của bản cộng giá trị lớn hơn trong hai giá trị bề rộng sườn dầm và 1/4 bề rộng bản trên dầm I.....

$$B_{\text{ban}2_i} := 6 \cdot h_f + \max\left(\frac{b_{w1}}{2}, \frac{b_3}{4}\right) \quad B_{\text{ban}2} = \begin{pmatrix} 1.33 \\ 1.283 \\ 1.205 \\ 1.205 \\ 1.205 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Bề rộng cánh hằng..... $B_{\text{ban}3} := S_k$ $B_{\text{ban}3} = 1.5\text{m}$

Bề rộng bản hữu hiệu của dầm biên...

$$b_{\text{hh},b_i} := \frac{b_{\text{hh},g_i}}{2} + \min(B_{\text{ban}1}, B_{\text{ban}2_i}, B_{\text{ban}3})$$

$$b_{\text{hh},b} = \begin{pmatrix} 2.48 \\ 2.433 \\ 2.355 \\ 2.355 \\ 2.355 \end{pmatrix} \text{ m} \quad x_{\text{mc}} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

3.6.2.3. Bề rộng quy đổi

Chuyển đổi bề rộng bản sang bề rộng dầm:

$$n' := \frac{E_{\text{chan}}}{E_{\text{cdam}}} \quad n' = 0.882$$

Bề rộng bản quy đổi cho dầm giữa:

$$b_{\text{ban},g} := n' \cdot (b_{\text{hh},g})$$

Bề rộng bản quy đổi cho dầm biên:

$$b_{\text{ban},b} := n' \cdot (b_{\text{hh},b})$$

$$b_{\text{ban},g} = \begin{pmatrix} 2.028 \\ 2.028 \\ 2.028 \\ 2.028 \\ 2.028 \end{pmatrix} \text{ m} \quad b_{\text{ban},b} = \begin{pmatrix} 2.187 \\ 2.146 \\ 2.077 \\ 2.077 \\ 2.077 \end{pmatrix} \text{ m}$$

3.6.3. Đặc trưng hình học giai đoạn 2 (mặt cắt liên hợp)

Đặc trưng hình học mặt cắt dầm biên:

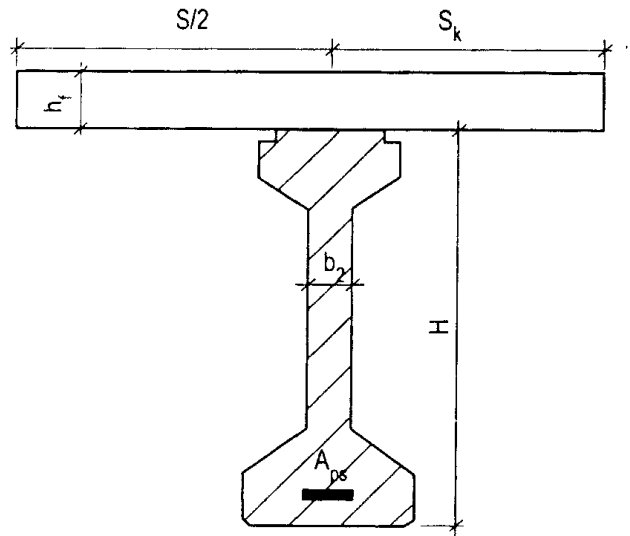
Chiều dày của bản: $h_f = 0.18 \text{ m}$

Khoảng cách từ trọng tâm của bản tới thớ dưới của dầm là:

$$y_{bm} := \frac{h_f}{2} + H \quad y_{bm} = 1.49 \text{ m}$$

Bề rộng tính toán của bản: lấy bằng bề rộng hữu hiệu cho dầm biên

$$b_{\text{ban.b}} = \begin{pmatrix} 2.187 \\ 2.146 \\ 2.077 \\ 2.077 \\ 2.077 \end{pmatrix} \text{ m}$$



Diện tích phần bản mặt cầu:

$$A_{bm} := h_f \cdot b_{\text{ban.b}}$$

$$A_{bm} = \begin{pmatrix} 0.394 \\ 0.386 \\ 0.374 \\ 0.374 \\ 0.374 \end{pmatrix} \text{ m}^2$$

Hình 3.17: Mặt cắt liên hợp quy đổi tính toán

Mômen quán tính của bản đối với TTH của bản:

$$I_{bm} := \frac{b_{\text{ban.b}} \cdot h_f^3}{12} \quad I_{bm} = \begin{pmatrix} 1.063 \times 10^9 \\ 1.043 \times 10^9 \\ 1.009 \times 10^9 \\ 1.009 \times 10^9 \\ 1.009 \times 10^9 \end{pmatrix} \text{ mm}^4$$

Vậy diện tích tiết diện mặt cắt liên hợp:

Mặt cắt nguyên (không tính đến cốt thép DƯL):

$$A_{\text{lh.bt}} := A_{mc} + A_{bm}$$

Mặt cắt tính đổi có cốt thép DƯL:

$$A_{\text{lh}} := A_{\text{cql}} + A_{bm}$$

$$A_{\text{lh.bt}} = \begin{pmatrix} 1.111 \\ 1.012 \\ 0.787 \\ 0.787 \\ 0.787 \end{pmatrix} \text{ m}^2$$

$$A_{\text{lh}} = \begin{pmatrix} 1.138 \\ 1.04 \\ 0.815 \\ 0.815 \\ 0.815 \end{pmatrix} \text{ m}^2$$

$$x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

+ Khoảng cách từ trọng tâm của tiết diện liên hợp đến đáy dầm:

$$i := 0.4$$

$$S_{lh.bt_i} := A_{mc_i} \cdot Y_{cmc_i} + A_{bm_i} \cdot y_{bm}$$

$$S_{lh_i} := A_{eq_i} \cdot y_{ce_i} + A_{bm_i} \cdot y_{bm}$$

$$y_{cl.bt_i} := \frac{S_{lh.bt_i}}{A_{lh.bt_i}}$$

$$y_{cl_i} := \frac{S_{lh_i}}{A_{lh_i}}$$

$$S_{lh.bt} = \begin{pmatrix} 1.072 \\ 0.995 \\ 0.82 \\ 0.82 \\ 0.82 \end{pmatrix} m^3$$

$$S_{lh} = \begin{pmatrix} 1.083 \\ 1.005 \\ 0.829 \\ 0.824 \\ 0.823 \end{pmatrix} m^3$$

$$y_{cl.bt} = \begin{pmatrix} 0.965 \\ 0.983 \\ 1.042 \\ 1.042 \\ 1.042 \end{pmatrix} m$$

$$y_{cl} = \begin{pmatrix} 0.951 \\ 0.966 \\ 1.018 \\ 1.011 \\ 1.01 \end{pmatrix} m$$

Mômen quán tính mặt cắt liên hợp tính đối: (đối với trục trọng tâm mặt cắt liên hợp)

$$I_{lh.bt_i} := I_{dmc_i} + I_{bm_i} + A_{mc_i} \cdot (y_{cl.bt_i} - Y_{cmc_i})^2 + A_{bm_i} \cdot (y_{cl.bt_i} - y_{bm})^2$$

$$I_{lh_i} := I_{eq_i} + I_{bm_i} + A_{eq_i} \cdot (y_{cl_i} - y_{ce_i})^2 + A_{bm_i} \cdot (y_{cl_i} - y_{bm})^2$$

$$I_{lh.bt} = \begin{pmatrix} 0.289 \\ 0.274 \\ 0.242 \\ 0.242 \\ 0.242 \end{pmatrix} m^4$$

$$I_{lh} = \begin{pmatrix} 0.298 \\ 0.285 \\ 0.255 \\ 0.263 \\ 0.265 \end{pmatrix} m^4$$

d_p - khoảng cách từ thớ nén mép trên dầm liên hợp đến trọng tâm cốt thép DƯL:

$$d_p := d_{pl} + h_f$$

$$d_p = \begin{pmatrix} 1.201 \\ 1.23 \\ 1.245 \\ 1.435 \\ 1.472 \end{pmatrix} m$$

$$x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} m$$

3.7. TÍNH TOÁN CÁC MẮT MÁT DỰ ỨNG SUẤT

Tổng mắt mát ứng suất (đối với DƯL kéo trước):

$$\Delta f_{pl} := \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR} \quad (\text{TCN 5.9.5.1-1})$$

trong đó:

Δf_{pES} - mắt mát ứng suất do co ngắn đàn hồi, MPa

Δf_{pSR} - mất mát ứng suất do co ngót, MPa

Δf_{pCR} - mất mát do từ biến của bê tông, MPa

Δf_{pR} - mất mát tự chùng của CT DUL, MPa

Mất mát ứng suất tại các mặt cắt được xác định như sau:

3.7.1. Mất mát do co ngắn đàn hồi

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

trong đó:

E_p - môđun đàn hồi của thép DUL: $E_p = 1.97 \times 10^{11}$ Pa

E_{ci} - môđun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực

$$E_{ci} := 4800 \cdot \sqrt{f'_{cl}} \cdot \text{MPa} \qquad E_{ci} = 3.22 \times 10^{10} \text{ Pa}$$

n_c - số lượng các tao thép ứng suất trước giống nhau, $n_c = 44$

f_{cgp} - tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép DUL do lực dự ứng lực sau khi truyền và tự trọng của cấu kiện ở các mặt cắt có mômen max (MPa).

Ứng suất trong cốt thép DUL do lực dự ứng lực

$$f_{ps} := 0.7 \cdot f_{py} \qquad f_{ps} = 1.107 \times 10^3 \text{ MPa}$$

Độ lệch tâm của cốt thép DUL đối với mặt cắt dầm I chưa liên hợp:

$$e_{psl} := Y_{cmc} - C_{ps} \qquad e_{psl} = \begin{pmatrix} 0.298 \\ 0.32 \\ 0.301 \\ 0.491 \\ 0.528 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Mômen tĩnh tại trọng tâm cốt thép DUL của mặt cắt dầm I chưa liên hợp:

$$i := 0.4$$

$$S_{psl_i} := \frac{I_{dmc_i}}{e_{psl_i}} \qquad S_{psl} = \begin{pmatrix} 0.402 \\ 0.351 \\ 0.324 \\ 0.198 \\ 0.184 \end{pmatrix} \text{ m}^3$$

Tổng lực DUL: $F_{ps} := f_{ps} \cdot A_{ps}$

$$i := 0.4$$

$$f_{cgp_i} := \frac{F_{ps}}{A_{mc_i}} + \frac{F_{ps} \cdot e_{psl_i}}{S_{psl_i}} - \frac{M_{DCdc_i}}{S_{psl_i}} \quad f_{cgp} = \begin{pmatrix} 14.554 \\ 16.567 \\ 22.054 \\ 28.06 \\ 28.387 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

Vậy : $\Delta f_{pES} := \frac{E_p}{E_{ci}} \cdot f_{cgp}$ $\Delta f_{pES} = \begin{pmatrix} 89.043 \\ 101.357 \\ 134.928 \\ 171.674 \\ 173.674 \end{pmatrix} \text{ MPa}$

3.7.2. Mất mát ứng suất do co ngót

$$\Delta f_{pSR} := 117 - 1.03 \cdot H_a$$

H_a là độ ẩm tương ứng môi trường khu vực cầu, lấy trung bình năm (%), lấy $H_a := 80\%$

$$\Delta f_{pSR} := (117 - 1.03 \cdot H_a) \text{ MPa} \quad \Delta f_{pSR} = 34.6 \text{ MPa}$$

3.7.3. Mất mát ứng suất do từ biến

$$\Delta f_{pCR} = 12 \cdot f_{cgp} - 7 \cdot \Delta f_{cdp} \quad f_{cgp} = \begin{pmatrix} 1.455 \times 10^7 \\ 1.657 \times 10^7 \\ 2.205 \times 10^7 \\ 2.806 \times 10^7 \\ 2.839 \times 10^7 \end{pmatrix} \text{ Pa}$$

Độ lệch tâm của cốt thép DUL đối với mặt cắt dầm I liên hợp:

$$e_{pslh.bt} := y_{cl.bt} - C_{ps} \quad e_{pslh.bt} = \begin{pmatrix} 0.586 \\ 0.633 \\ 0.706 \\ 0.897 \\ 0.934 \end{pmatrix} \text{ m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Mômen do tải trọng thường xuyên tác dụng lên dầm biên chưa liên hợp (tính từ biến):

$$M_{1x} := (DC_{bmb} + DC_{vk}) \cdot \omega_M \cdot g$$

Mômen do tải trọng thường xuyên tác dụng lên dầm biên liên hợp (tính từ biến):

$$M_{txlh} := (DC_{lcb} + DC_{gc}) \cdot \omega_M \cdot g + M_{Dwb}$$

Δf_{cdp} : thay đổi ứng suất bê tông tại trọng tâm cốt thép DƯL do tải trọng thường xuyên, trừ tải trọng tác dụng vào lúc thực hiện DƯL

$$\Delta f_{cdp_i} := \frac{M_{tx_i}}{S_{psl_i}} + \frac{M_{txlh_i}}{S_{pslh.bt_i}} \quad \Delta f_{cdp} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.042 \\ 1.554 \\ 9.815 \\ 13.929 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pCR} := 12 \cdot f_{cgp} - 7 \cdot \Delta f_{cdp} \quad \Delta f_{pCR} = \begin{pmatrix} 174.648 \\ 191.508 \\ 253.765 \\ 268.012 \\ 243.142 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

3.7.4. Mất mát do chùng ứng suất lúc truyền lực

3.7.4.1. Mất mát do chùng ứng suất lúc truyền lực

Có thể tính mất mát này theo công thức sau:

$$\Delta f_{pR1} = \begin{cases} \frac{\log(24.0 \cdot t)}{10.0} \cdot \left(\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right) \cdot f_{pj} & \text{if } \text{loai}_{ps} = "1" \\ \frac{\log(24.0 \cdot t)}{40.0} \cdot \left(\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right) \cdot f_{pj} & \text{if } \text{loai}_{ps} = "2" \end{cases}$$

trong đó: Thời gian từ lúc căng cốt thép đến lúc truyền lực (cắt cốt thép): $t := 3$

$t = 3$ ngày

$$\Delta f_{pR1} = \begin{cases} \frac{\log(24.0 \cdot t)}{10.0} \cdot \left(\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right) \cdot f_{pj} & \text{if } \text{loai}_{ps} = 1 \\ \frac{\log(24.0 \cdot t)}{40.0} \cdot \left(\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right) \cdot f_{pj} & \text{if } \text{loai}_{ps} = 2 \end{cases}$$

$$\Delta f_{pR1} = 66.146 \text{ MPa}$$

3.7.4.2. Mất mát do chùng ứng suất sau khi truyền lực

$$\Delta f_{pR2} := \begin{cases} 138\text{MPa} - 0.4 \cdot \Delta f_{pES} - 0.2 \cdot (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) & \text{if } \text{loai}_{ps} = 1 \\ \left[138\text{MPa} - 0.4 \cdot \Delta f_{pES} - 0.2 \cdot (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \right] \cdot (30\%) & \text{if } \text{loai}_{ps} = 2 \end{cases}$$

$$\Delta f_{pR2} = \begin{pmatrix} 60.533 \\ 52.236 \\ 26.356 \\ 8.808 \\ 12.982 \end{pmatrix} \text{MPa}$$

$$\Delta f_{pR} := \Delta f_{pR1} + \Delta f_{pR2} \quad \Delta f_{pR} = \begin{pmatrix} 126.679 \\ 118.382 \\ 92.502 \\ 74.954 \\ 79.128 \end{pmatrix} \text{MPa}$$

3.7.5. Tổng mất mát dự ứng suất

$$\Delta f_{pT} := \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR}$$

$$x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{m} \quad \Delta f_{pT} = \begin{pmatrix} 424.971 \\ 445.846 \\ 515.795 \\ 549.24 \\ 530.544 \end{pmatrix} \text{MPa}$$

Số phần trăm (%) mất mát:

$$\text{Loss} := \frac{\Delta f_{pT}}{f_{pj}} \quad f_{pj} = 1.302 \times 10^9 \text{Pa}$$

$$x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{m} \quad \text{Loss} = \begin{pmatrix} 32.64 \\ 34.243 \\ 39.616 \\ 42.184 \\ 40.748 \end{pmatrix} \%$$

3.8. TÍNH DUYỆT THEO MÔMEN

3.8.1. Tính duyệt theo TTGH sử dụng

3.8.1.1. Điều kiện kiểm toán ứng suất trong bê tông

Mômen do tải trọng thường xuyên giai đoạn chưa làm việc liên hợp có xét đến bản mặt cầu và dầm ngang tác dụng lên dầm biên:

$$M_{DC1b} := \left(DC_{dc} + DC_{bmb} + DC_{dn} + \frac{DC_{vk}}{2} \right) \cdot g \cdot \omega_M$$

Mômen do tải trọng thường xuyên giai đoạn sau khi liên hợp tác dụng lên bản mặt cầu:

$$M_{DC2b} := (DC_{gc} + DC_{lcb})G \cdot \omega_M \quad M_{DWb}$$

Khoảng cách từ trọng tâm dầm I chưa liên hợp đến thớ nén ngoài cùng:

$$y_{nl} := H - y_{ce}$$

Khoảng cách từ trọng tâm dầm I liên hợp đến thớ nén ngoài cùng dầm I:

$$y_{nlh} := H - y_{cl}$$

Khoảng cách từ trọng tâm dầm I liên hợp đến thớ ngoài cùng của bản:

$$y_{nb} := H + h_f - y_{cl}$$

Khoảng cách từ trọng tâm dầm I chưa liên hợp đến thớ chịu kéo ngoài cùng:

$$y_{kl} := y_{ce}$$

Khoảng cách từ trọng tâm dầm I liên hợp đến thớ kéo ngoài cùng dầm I:

$$y_{klh} := y_{cl}$$

Điều kiện về ứng suất trong bê tông: Bảng TCN 5.9.4.2.1-1 & 5.9.4.2.2-1

Quy ước: ứng suất kéo mang dấu "-"; ứng suất nén mang dấu "+"

(1) Do tổng dự ứng lực hữu hiệu và tải trọng thường xuyên:

Giới hạn ứng suất nén của bản mặt cầu..... $f_{cf1.nb} := 0.45 \cdot f'_{c2} \rightarrow 15.75 \text{ MPa}$

Giới hạn ứng suất nén của thớ trên dầm I..... $f_{cf1.nd} := 0.45 \cdot f'_{c1} \rightarrow 20.25 \text{ MPa}$

(2) Do tổng hoạt tải, dự ứng lực hữu hiệu và 1/2 tải trọng thường xuyên:

Giới hạn ứng suất nén của bản mặt cầu..... $f_{cf2.nb} := 0.40 \cdot f'_{c2} \rightarrow 14.0 \text{ MPa}$

Giới hạn ứng suất nén của thớ trên dầm I: $f_{cf2.nd} := 0.40 \cdot f'_{c1} \rightarrow 18.0 \text{ MPa}$

(3) Do tổng dự ứng lực hữu hiệu, tải trọng thường xuyên, nhất thời và vận chuyển:

Giới hạn ứng suất nén của bản mặt cầu..... $f_{cf3.nb} := 0.60 \cdot f'_{c2} \rightarrow 21.0 \text{ MPa}$

Giới hạn ứng suất nén của thớ trên dầm I: $f_{cf3.nd} := 0.60 \cdot f'_{c1} \rightarrow 27.0 \text{ MPa}$

(4) Ứng suất kéo thớ dưới dầm:

Giới hạn ứng suất kéo của thớ dưới dầm I DƯỠ có dính bám trong điều kiện ăn mòn thông thường:

$$f_{cf4.kd} := -0.5 \cdot \sqrt{f'_{cl}} \text{ MPa}$$

$$f_{cf4.kd} = -3.354 \text{ MPa}$$

Lực thực sự trong cáp DƯỠ:

$$F_{pe} = f_{pe} \cdot A_{ps}$$

$$f_{pe} := f_{pj} - \Delta f_p T$$

$$F_{pe} := f_{pe} \cdot A_{ps} \quad F_{pe} = \begin{pmatrix} 5.403 \times 10^3 \\ 5.274 \times 10^3 \\ 4.843 \times 10^3 \\ 4.637 \times 10^3 \\ 4.752 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

+ Ứng suất cho phép trong cốt thép dự ứng lực:

$$f_{pe.cf} := 0.80 \cdot f_{py}$$

$$f_{pe.cf} = 1.265 \times 10^3 \text{ MPa}$$

$$TCN_{5.9.3} := \begin{cases} \text{"Đạt"} & \text{if } \max(f_{pe}) \leq f_{pe.cf} \\ \text{"Không Đạt, kiểm tra lại"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$TCN_{5.9.3} = \text{"Đạt"}$$

+ Ứng suất thớ trên dầm do dự ứng lực:

$$i := 0 .. 4$$

$$\sigma_{pe.td_i} := \frac{F_{pe_i}}{A_{eq_i}} - F_{pe_i} \cdot \frac{e_{psl_i}}{I_{eq_i}} \cdot y_{nl_i}$$

$$x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$\sigma_{pe.td} = \begin{pmatrix} -2.42 \\ -2.86 \\ -0.44 \\ -6.95 \\ -8.34 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

+ Ứng suất thớ dưới dầm do dự ứng lực:

$$\sigma_{pe.dd_i} := \frac{F_{pe_i}}{A_{eq_i}} - F_{pe_i} \cdot \frac{e_{psl_i}}{I_{eq_i}} \cdot y_{kl_i}$$

$$x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$\sigma_{pe.dd} = \begin{pmatrix} 16.03 \\ 17.71 \\ 20 \\ 23.83 \\ 25.25 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

3.8.1.2. Kiểm tra ứng suất nén trong bê tông khi khai thác

Khi khai thác, dầm có thể bị nứt do ứng suất nén ở thớ chịu nén phía trên của dầm vượt quá khả năng chịu nén cho phép.

f_n - ứng suất nén lớn nhất ở biên chịu nén của dầm (ở đây tính cho dầm biên vì dầm biên chịu mômen uốn lớn hơn)

$$f_n = \frac{F_{pc}}{A_{mc}} - F_{pc} \cdot \frac{e_{psl}}{I_{eq}} \cdot y_{nl} + \frac{M_{uSDb}}{I} \cdot y_n$$

Theo TTGH sử dụng, ứng suất nén trong dầm được kiểm tra theo các trường hợp sau:

3.8.1.2.1. Do tác động của ứng suất do DUL và tải trọng thường xuyên

+ Ứng suất thớ trên bản:

$$\sigma_{l_{tb_i}} := \frac{M_{DC2b_i} + M_{DWB_i}}{I_{tb_i}} \cdot y_{nb_i} \quad \sigma_{l_{tb}} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0.334 \\ 0.445 \\ 1.84 \\ 2.442 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

+ Ứng suất thớ trên dầm:

$$\sigma_{l_{td_i}} := \frac{M_{DC2b_i} + M_{DWB_i}}{I_{tb_i}} \cdot y_{nb_i} + \frac{M_{DC1b_i}}{I_{eq_i}} \cdot y_{nl_i} + \sigma_{pc.td_i}$$

$$\sigma_{l_{td}} = \begin{pmatrix} -2.42 \\ 0.25 \\ 4.41 \\ 13.06 \\ 18.16 \end{pmatrix} \text{ MPa} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Kiểm tra ứng suất thớ trên bản:

$$KT_{banl} := \text{if} (\max (\sigma_{l_{tb}}) \leq f_{cf1.nb}, \text{"Đạt"}, \text{"Không đạt"})$$

$$KT_{banl} = \text{"Đạt"} \quad \text{với } f_{cf1.nb} = 15.75 \text{ MPa}$$

Kiểm tra ứng suất thớ trên dầm:

$$KT_{daml} := \text{if} (\max (\sigma_{l_{td}}) \leq f_{cf1.nd}, \text{"Đạt"}, \text{"Không đạt"})$$

$$KT_{daml} = \text{"Đạt"} \quad \text{với } f_{cf1.nd} = 20.25 \text{ MPa}$$

3.8.1.2.2. Do tác động của hoạt tải và 1/2 tải trọng thường xuyên

Ứng suất thớ trên bản.....

$$\sigma_{2_{tb_i}} := 0.5 \cdot (\sigma_{1_{tb_i}}) + \frac{M_{LLb_i}}{I_{lh_i}} \cdot y_{nb_i} \quad \sigma_{2_{tb}} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0.79 \\ 1.053 \\ 4.317 \\ 5.663 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

Ứng suất thớ trên dầm.....

$$\sigma_{2_{ld_i}} := 0.5 \cdot \sigma_{1_{ld_i}} + \frac{M_{LLb_i}}{I_{lh_i}} \cdot y_{nlh_i} \quad \sigma_{2_{ld}} = \begin{pmatrix} -1.21 \\ 0.568 \\ 2.768 \\ 8.851 \\ 12.121 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

Kiểm tra ứng suất thớ trên bản:

$$KT_{ban2} := \text{if} (\max (\sigma_{2_{tb}}) \leq f_{cf2.nb}, \text{"Đạt"}, \text{"Không đạt"})$$

$$KT_{ban2} = \text{"Đạt"} \quad \text{với } f_{cf2.nb} = 14 \text{ MPa}$$

Kiểm tra ứng suất thớ trên dầm:

$$KT_{dam2} := \text{if} (\max (\sigma_{2_{ld}}) \leq f_{cf2.nd}, \text{"Đạt"}, \text{"Không đạt"})$$

$$KT_{dam2} = \text{"Đạt"} \quad \text{với } f_{cf2.nd} = 18 \text{ MPa}$$

3.8.1.2.3. Do tổng dự ứng lực hữu hiệu, tải trọng thường xuyên và tải trọng nhất thời

Trong ví dụ này không xét tải trọng khi vận chuyển

Ứng suất thớ trên bản.....

$$\sigma_{3_{tb_i}} := (\sigma_{1_{tb_i}}) + \frac{M_{LLb_i}}{I_{lh_i}} \cdot y_{nb_i} \quad \sigma_{3_{tb}} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0.957 \\ 1.276 \\ 5.237 \\ 6.884 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

Ứng suất thớ trên dầm.....

$$\sigma_{3_{ld_i}} := (\sigma_{1_{ld_i}}) + \frac{M_{LLb_i}}{I_{lh_i}} \cdot y_{nlh_i} \quad \sigma_{3_{ld}} = \begin{pmatrix} -2.419 \\ 0.696 \\ 4.971 \\ 15.38 \\ 21.202 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

Kiểm tra ứng suất thớ trên bản:

$$KT_{\text{ban3}} := \text{if} (\max(\sigma_{3_{\text{tb}}}) \leq f_{\text{cf3.nb}}, \text{"Đạt"}, \text{"Không đạt"})$$

$$KT_{\text{ban3}} = \text{"Đạt"} \quad \text{với } f_{\text{cf3.nb}} = 21 \text{ MPa}$$

Kiểm tra ứng suất thớ trên dầm:

$$KT_{\text{dam3}} := \text{if} (\max(\sigma_{3_{\text{td}}}) \leq f_{\text{cf3.nd}}, \text{"Đạt"}, \text{"Không đạt"})$$

$$KT_{\text{dam3}} = \text{"Đạt"} \quad \text{với } f_{\text{cf3.nd}} = 27 \text{ MPa}$$

+ Để phòng trường hợp thớ trên dầm các mặt cắt gần gối có thể bị kéo ta kiểm tra ứng suất kéo:

$$KT_{\text{keol}} := \begin{cases} \text{"Đạt"} & \text{if } \min(\sigma_{1_{\text{tb}}}, \sigma_{1_{\text{td}}}, \sigma_{2_{\text{tb}}}, \sigma_{2_{\text{td}}}, \sigma_{3_{\text{tb}}}, \sigma_{3_{\text{td}}}) \geq f_{\text{cf4.kd}} \\ \text{"Không đạt"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\min(\sigma_{1_{\text{tb}}}, \sigma_{1_{\text{td}}}, \sigma_{2_{\text{tb}}}, \sigma_{2_{\text{td}}}, \sigma_{3_{\text{tb}}}, \sigma_{3_{\text{td}}}) = -2.419 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{cf4.kd}} = -3.354 \text{ MPa}$$

$$KT_{\text{keol}} = \text{"Đạt"}$$

3.8.1.3. Kiểm tra ứng suất kéo trong hệ tòn khi khai thác

Cũng trong trạng thái giới hạn về sử dụng, khi dầm đang chịu tải, thớ dưới sẽ chịu kéo.

Điều kiện để dầm không nứt là ứng suất kéo không vượt quá ngưỡng cho phép

$$\text{Điều kiện} \quad f_k \geq f_{\text{cf4.kd}} \quad f_{\text{cf4.kd}} = -3.354 \text{ MPa}$$

f_k - ứng suất nén lớn nhất ở biên chịu nén của dầm (ở đây tính cho dầm biên vì dầm biên chịu mômen uốn lớn hơn)

$$f_k = \frac{F_{\text{pc}}}{A_{\text{eq}}} + F_{\text{pc}} \cdot \frac{e_{\text{psl}}}{I_{\text{eq}}} \cdot y_{\text{kl}} - \frac{M_{\text{uSDB}}}{I_{\text{lh}}} \cdot y_{\text{klh}}$$

$$\sigma_{4_{\text{dd}_i}} := \sigma_{\text{pe.dd}_i} - \frac{M_{\text{uSDB}_i}}{I_{\text{lh}_i}} \cdot y_{\text{klh}_i} \quad \sigma_{4_{\text{dd}}} = \begin{pmatrix} 16.031 \\ 14.546 \\ 15.146 \\ 4.172 \\ -0.619 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

Kiểm tra ứng suất thớ dưới dầm:

$$KT_{\text{dam4}} := \text{if} \left(\max(\sigma_{4\text{dd}}) \leq f_{\text{cf4.kd}}, \text{"Đạt"}, \text{"Không đạt"} \right)$$

$$KT_{\text{dam4}} = \text{"Đạt"} \quad \text{với } f_{\text{cf4.kd}} = -3.354 \text{ MPa}$$

3.8.1.4. Kiểm toán ứng suất trong bê tông giai đoạn thi công

3.8.1.4.1. Kiểm toán ứng suất thớ trên trong quá trình thi công

Khi dầm vừa chế tạo xong, lúc này, dự ứng lực trong cốt thép là lớn nhất trong khi chưa có hoạt tải mà mới chỉ có tải trọng bản thân của dầm chống lại lực nén của dự ứng lực. Dầm có khả năng bị nứt thớ trên.

$$\text{Điều kiện } f_t \geq -0.58 \cdot \sqrt{f'_{ci}}$$

f_t - ứng suất thớ trên của dầm (có thể là ứng suất kéo do DUL)

f'_{ci} - cường độ chịu nén của bê tông dầm khi truyền lực

$$f'_{ci} := 0.8 \cdot f'_{ci} \quad f'_{ci} = 36 \text{ MPa}$$

Tải trọng tác dụng lên dầm khi thi công:

$$f_t = \frac{F_{pe}}{A_{eq}} - F_{pe} \cdot \frac{e_{psl}}{I_{eq}} \cdot y_{nl} + \frac{M_{DCdc}}{I_{eq}} \cdot y_{nl}$$

Lực thực sự trong cáp DUL:

$$F_{\text{petc}} = f_{\text{petc}} \cdot A_{ps}$$

$$f_{\text{petc}} := f_{pj} - \Delta f_{\text{pES}} - \Delta f_{\text{pRI}}$$

$$F_{\text{petc}} := f_{\text{petc}} \cdot A_{ps} \quad F_{\text{petc}} = \begin{pmatrix} 7.064 \times 10^3 \\ 6.989 \times 10^3 \\ 6.782 \times 10^3 \\ 6.555 \times 10^3 \\ 6.543 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad x_{\text{mc}} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$f_{t_i} := \frac{F_{\text{petc}_i}}{A_{\text{eq}_i}} - F_{\text{petc}_i} \cdot \frac{e_{\text{psl}_i}}{I_{\text{eq}_i}} \cdot y_{\text{nl}_i} + \frac{M_{\text{DCdc}_i}}{I_{\text{eq}_i}} \cdot y_{\text{nl}_i} \quad f_t = \begin{pmatrix} -3.163 \\ -2.541 \\ 1.347 \\ -1.716 \\ -0.751 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

$$KT_{us5} := \begin{cases} \text{"Đạt"} & \text{if } \min(f_t) \geq -0.58 \sqrt{f'_{ci}} \cdot \text{MPa} \\ \text{"Không đạt"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$0.58 \sqrt{f'_{ci}} \cdot \text{MPa} = 3.48 \text{ MPa} \quad KT_{us5} = \text{"Đạt"}$$

3.8.1.4.2. Kiểm toán ứng suất thớ dưới trong giai đoạn thi công

Đồng thời với khả năng nứt thớ trên, nếu như dự ứng lực vượt quá khả năng chịu nén của bê tông thì bê tông sẽ bị nứt dọc ở thớ dưới.

Kiểm tra khả năng này bằng phương trình dưới đây:

$$\text{Điều kiện} \quad f_d \leq f_{cf3.nd} \quad f_{cf3.nd} = 27 \text{ MPa}$$

f_d - ứng suất thớ dưới của dầm (ở đây tính cho dầm biên vì dầm biên chịu mômen uốn lớn hơn)

$$f_d = \frac{F_{petc}}{A_{eq}} + F_{petc} \cdot \frac{e_{psl}}{I_{eq}} \cdot y_{klc} - \frac{M_{DCdc}}{I_{eq}} \cdot y_{kl}$$

$$f_{d_i} = \frac{F_{petc_i}}{A_{eq_i}} + F_{petc_i} \cdot \frac{e_{psl_i}}{I_{eq_i}} \cdot y_{kl_i} - \frac{M_{DCdc_i}}{I_{eq_i}} \cdot y_{kl_i} \quad f_d = \begin{pmatrix} 20.962 \\ 22.371 \\ 26.456 \\ 26.509 \\ 26.645 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

$$f_{cf3.nd} = 27 \text{ MPa}$$

$$KT_{us6} := \begin{cases} \text{"Đạt"} & \text{if } \max(f_d) \leq f_{cf3.nd} \\ \text{"Không đạt"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad KT_{us6} = \text{"Đạt"}$$

3.8.1.5. Kiểm tra độ võng, độ võng dầm

Xét tại mặt cắt giữa nhịp (có độ võng lớn nhất)

Quy ước: Độ võng xuống mang dấu dương, võng lên mang dấu âm

Mômen quán tính của mặt cắt nguyên đối với trọng tâm (không xét cốt thép):

Tại mặt cắt giữa nhịp:

+ Đối với dầm I chưa liên hợp: $I_d = 9.745 \times 10^{10} \text{ mm}^4$

+ Đối với dầm liên hợp: $I_g := I_{lh.bt4} \quad I_g = 2.416 \times 10^{11} \text{ mm}^4$

3.8.1.5.1. Độ võng do DƯL

Độ võng do DƯL có thể xác định theo công thức sau:

$$f_{v.ps} := \frac{-F_{ps} \cdot e_{ps14} \cdot L^2}{8 \cdot E_{ci} \cdot I_d} \quad f_{v.ps} = -156.283 \text{ mm}$$

3.8.1.5.2. Độ võng do trọng lượng dầm

$$f_{v.DC1} := \frac{5 \cdot DC_{dc} \cdot g \cdot L_{tt}^4}{384 \cdot E_{cdam} \cdot I_d} \quad f_{v.DC1} = 43.333 \text{ mm}$$

3.8.1.5.3. Độ võng do bản mặt cầu dầm ngang, ván khuôn

$$f_{v.DC2} := \frac{5 \cdot \left(DC_{bmb} + DC_{dn} + \frac{DC_{vk}}{2} \right) \cdot g \cdot L_{tt}^4}{384 \cdot E_{cdam} \cdot I_d} \quad f_{v.DC2} = 56.902 \text{ mm}$$

3.8.1.5.4. Độ võng do gờ chắn, lan can

$$f_{v.DC3} := \frac{5 \cdot (DC_{gc} + DC_{lcb}) \cdot g \cdot L_{tt}^4}{384 \cdot E_{cdam} \cdot I_g} \quad f_{v.DC3} = 8.053 \text{ mm}$$

3.8.1.5.5. Độ võng do lớp phủ và trang bị trên cầu

$$f_{v.DW} := \frac{5 \cdot (DW_b) \cdot g \cdot L_{tt}^4}{384 \cdot E_{cdam} \cdot I_g} \quad f_{v.DW} = 6.014 \text{ mm}$$

3.8.1.5.6. Độ võng của dầm sau khi căng cáp DƯL

$$f_{v.TC} := f_{v.ps} + f_{v.DC1} \quad f_{v.TC} = -112.951 \text{ mm (vồng lên)}$$

3.8.1.5.7. Độ võng của dầm khi khai thác dưới tác dụng các tải trọng thường xuyên

$$f_{v.TTTX} := f_{v.ps} + f_{v.DC1} + f_{v.DC2} + f_{v.DC3} + f_{v.DW}$$

$$f_{v.TTTX} = -41.982 \text{ mm (vồng lên)}$$

3.8.1.5.7. Độ võng của dầm khi khai thác dưới tác dụng các hoạt tải

Điều kiện kiểm toán:

$$f_{v.LL} \leq \frac{L_{tt}}{800} \quad \text{và} \quad f_{v.LL+PL} \leq \frac{L_{tt}}{1000}$$

trong đó:

L_{tt} - chiều dài nhịp tính toán, $L_{tt} = 32.2 \text{ m}$

$f_{v,LL}$ - độ võng lớn nhất tại giữa nhịp do xe. Lấy bằng trị số lớn hơn của:

Kết quả tính của xe tải thiết kế đơn

25% của xe tải thiết kế cùng tải trọng làn

$f_{v,LL,MPL}$ - độ võng lớn nhất tại giữa nhịp do xe và người đi

Hệ số phân bố độ võng có thể lấy bằng số làn/số dầm, vì tất cả các làn thiết kế đều chất tải và tất cả các dầm đỡ đều giả thiết võng như nhau.

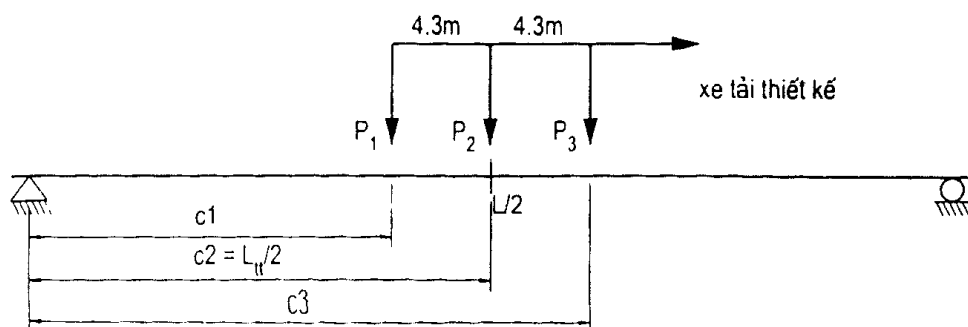
$$D_f := \frac{n_{\text{làn}}}{N_b} \quad D_f = 0.5 \quad N_b = 6 \quad n_{\text{làn}} = 3$$

Tính độ võng do xe tải đơn:

$$P_1 := D_f \cdot 145 \text{ kN} \quad P_1 = 7.25 \times 10^4 \text{ N} \quad P_2 := P_1$$

$$P_3 := D_f \cdot 35 \text{ kN} \quad P_3 = 1.75 \times 10^4 \text{ N}$$

Bố trí xe tại vị trí bất lợi nhất như hình vẽ:



Hình 3.18: Xếp xe tính duyệt độ võng

Khoảng cách từ trục xe đến gối:

$$c1 := \frac{L_{II}}{2} - 4.3\text{m} \quad c2 := \frac{L_{II}}{2} \quad c3 := \frac{L_{II}}{2} + 4.3\text{m}$$

$$f_{v,1} := \frac{P_1 \cdot c_1}{48 \cdot E_{\text{cdam}} \cdot I_g} \cdot (3 \cdot L_{II}^2 - 4 \cdot c1^2) \quad f_{v,1} = 5.224 \text{ mm}$$

$$f_{v,2} := \frac{P_2 \cdot c_2}{48 \cdot E_{\text{cdam}} \cdot I_g} \cdot (3 \cdot L_{II}^2 - 4 \cdot c2^2) \quad f_{v,2} = 5.788 \text{ mm}$$

$$f_{v,3} := \frac{P_3 \cdot c_3}{48 \cdot E_{\text{cdam}} \cdot I_g} \cdot (3 \cdot L_{II}^2 - 4 \cdot c3^2) \quad f_{v,3} = 1.234 \text{ mm}$$

Độ võng do xe tải thiết kế:

$$f_{v,\text{truck}} := f_{v,1} + f_{v,2} + f_{v,3} \quad f_{v,\text{truck}} = 12.246 \text{ mm}$$

Tính độ võng do tải trọng làn

$$f_{v.lan} := \frac{5 \cdot q_{lan} \cdot L_{tt}^4}{384 \cdot E_{cdam} \cdot I_g} \quad f_{v.lan} = 14.942 \text{ mm}$$

Tính độ võng do tải trọng người đi

$$f_{v.PL} := \frac{5 \cdot (PL \cdot B_3) \cdot L_{tt}^4}{384 \cdot E_{cdam} \cdot I_g} \quad f_{v.lan} = 14.942 \text{ mm}$$

Độ võng do 25% xe tải thiết kế với tải trọng làn thiết kế

$$f_{v.xc} := 25\% \cdot f_{v.truck} + f_{v.lan} \quad f_{v.xc} = 18.004 \text{ mm}$$

$$f_{v.kt} := \max(f_{v.xc}, f_{v.truck}) \quad f_{v.kt} = 18.004 \text{ mm}$$

Kiểm tra độ võng do xe nói chung:

$$KT_{vong1} := \text{if} \left(f_{v.kt} \leq \frac{L_{tt}}{800}, \text{"Đạt"}, \text{"Không Đạt"} \right) \quad \frac{L_{tt}}{800} = 40.25 \text{ mm}$$

$$KT_{vong1} = \text{"Đạt"}$$

Kiểm tra độ võng do xe và tải trọng người đi:

$$f_{v.kt} + f_{v.PL} = 25.234 \text{ mm}$$

$$KT_{vong2} := \text{if} \left[(f_{v.kt} + f_{v.PL}) \leq \frac{L_{tt}}{1000}, \text{"Đạt"}, \text{"Không Đạt"} \right] \quad \frac{L_{tt}}{1000} = 32.2 \text{ mm}$$

$$KT_{vong2} = \text{"Đạt"}$$

3.8.2. Tính duyệt theo TTGH cường độ

3.8.2.1. Tính duyệt mômen uốn

3.8.2.1.1. Sức kháng uốn

Sức kháng uốn tính toán M_r được tính như sau:

$$M_r = \psi \cdot M_n$$

trong đó:

M_n - sức kháng uốn danh định

ψ - hệ số sức kháng

Theo quy định của điều 5.5.4.2 ta có: $\psi := 0.9$

Coi thứ dưới chỉ có cốt thép DƯL chịu lực. Với mặt cắt hình chữ T quy đổi sức kháng danh định M_n được xác định như sau (TCN 5.7.3.2.2.1):

$$M_n = \left[A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a_{td}}{2} \right) \right] + A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s \cdot f'_y \cdot \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) \dots +$$

$$+ 0.85 \cdot f'_{cl} \cdot \beta_1 \cdot h_f \cdot (b - b_w) \cdot \left(\frac{a_{td}}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

Với mặt cắt hình chữ nhật sức kháng danh định M_n được xác định như sau:
(TCN 5.7.3.2.3):

$$M_n = \left[A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a_{td}}{2} \right) \right] + A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

trong công thức trên:

A_{ps} - diện tích thép dự ứng lực: $A_{ps} = 6.16 \times 10^3 \text{ mm}^2$

Bỏ qua diện tích cốt thép thường: $A_s := 0 \text{ m}^2$ $A'_s = 0 \text{ m}^2$

d_p - khoảng cách từ thớ nén mọt trên dầm liên hợp đến trong tâm cốt thép DUL.

b - bề rộng mặt cắt chịu nén của cầu kiện: $b := b_{ban \ b}$

$$b_w - \text{bề dày bản bụng: } b_w = \begin{pmatrix} 0.5 \\ 0.406 \\ 0.16 \\ 0.16 \\ 0.16 \end{pmatrix} \text{ m}$$

h_f - chiều dày cánh chịu nén $h_f = 0.18 \text{ m}$

β_1 - hệ số chuyển đổi biểu đồ ứng suất quy định trong điều 5.7.2.2 :

$$\beta_1 := \begin{cases} 0.85 & \text{if } f'_{cl} \leq 28 \text{ MPa} \\ 0.85 - 0.05 \frac{f'_{cl} - 28 \text{ MPa}}{7 \text{ MPa}} & \text{if } (28 \text{ MPa}) < f'_{cl} < 56 \text{ MPa} \\ 0.65 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\beta_1 = 0.729$$

f_{pu} - cường độ chịu kéo quy định của thép DUL: $f_{pu} = 1.86 \times 10^3 \text{ MPa}$

f_{py} - giới hạn chảy của thép DUL: $f_{py} = 1.581 \times 10^3 \text{ MPa}$

$$\text{Hệ số } k : k := 2 \cdot \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$$

c - khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trục trung hòa với giả thiết là thép DƯL của bó tào thép đã bị chảy dẻo (TCN 5.7.3.1.1).

$$i := 0.4$$

$$c_{1_i} := \frac{A_{ps} f_{pu} - 0.85 \beta_1 f'_{c1} (b_i - b_{w_i}) \cdot h_f}{0.85 f'_{c1} \cdot \beta_1 \cdot b_{w_i} + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_{p_i}}}$$

$$c_{2_i} := \frac{A_{ps} f_{pu}}{0.85 f'_{c1} \cdot \beta_1 \cdot b_i + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_{p_i}}}$$

$$c_1 = \begin{pmatrix} 0.171 \\ 0.184 \\ 0.232 \\ 0.246 \\ 0.248 \end{pmatrix} \text{ m} \quad c_2 = \begin{pmatrix} 0.177 \\ 0.181 \\ 0.187 \\ 0.188 \\ 0.188 \end{pmatrix} \text{ m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$i := 0.4 \quad c_i := \begin{cases} c_{1_i} & \text{if } c_{1_i} \geq h_f \\ c_{2_i} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Chiều dày của khối ứng suất tương đương:

$$a_{td} := c \cdot \beta_1 \quad a_{td} = \begin{pmatrix} 0.129 \\ 0.134 \\ 0.169 \\ 0.179 \\ 0.181 \end{pmatrix} \text{ m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

f_{ps} - ứng suất trung bình trong cốt thép DƯL với sức kháng uốn danh định tính theo TCN 5.7.3.1.1-1:

$$f_{ps_i} := f_{pu} \cdot \left(1 - k \cdot \frac{c_i}{d_{p_i}} \right) \quad f_{ps} = \begin{pmatrix} 1.756 \times 10^3 \\ 1.754 \times 10^3 \\ 1.729 \times 10^3 \\ 1.739 \times 10^3 \\ 1.741 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

Thay các giá trị vào ta có:

$$i := 0.4$$

$$M_{nT_i} := A_{ps} \cdot f_{ps_i} \cdot \left(d_{p_i} - \frac{a_{td_i}}{2} \right) + 0.85 \cdot f'_{cl} \cdot \beta_1 \cdot h_f (b_i - b_{w_i}) \cdot \left(\frac{a_{td_i}}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$M_{nb_i} := A_{ps} \cdot f_{ps_i} \cdot \left(d_{p_i} - \frac{a_{td_i}}{2} \right)$$

$$M_{n_i} := \begin{cases} M_{nT_i} & \text{if } c_{l_i} \geq h_f \\ M_{nb_i} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$M_n = \begin{pmatrix} 1.229 \times 10^4 \\ 1.237 \times 10^4 \\ 1.23 \times 10^4 \\ 1.441 \times 10^4 \\ 1.482 \times 10^4 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

Sức kháng uốn:

$$M_r := \psi \cdot M_n$$

$$M_r = \begin{pmatrix} 1.106 \times 10^4 \\ 1.114 \times 10^4 \\ 1.107 \times 10^4 \\ 1.297 \times 10^4 \\ 1.334 \times 10^4 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

3.8.2.1.2. Mômen uốn tính duyệt

Ta lấy giá trị lớn nhất của mômen uốn tính toán theo TTGH CD1

$$M_{uid} := \begin{pmatrix} \max(M_{uCD1g_0}, M_{uCD1b_0}) \\ \max(M_{uCD1g_1}, M_{uCD1b_1}) \\ \max(M_{uCD1g_2}, M_{uCD1b_2}) \\ \max(M_{uCD1g_3}, M_{uCD1b_3}) \\ \max(M_{uCD1g_4}, M_{uCD1b_4}) \end{pmatrix}$$

$$M_{uid} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.335 \times 10^3 \\ 1.74 \times 10^3 \\ 7.309 \times 10^3 \\ 9.689 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

3.8.2.1.3. Điều kiện duyệt mômen uốn

$$KT_{CD} := \begin{cases} \text{"Đạt"} & \text{if } \min(M_r - M_{uld}) \geq 0 \\ \text{"Không đạt"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$KT_{CD} = \text{"Đạt"}$$

3.8.2.2. Kiểm tra hàm lượng cốt thép DUL

3.8.2.2.1. Cốt thép tối đa (TCN 5.7.3.3.1)

Coi diện tích cốt thép thường $A_s = 0$ theo TCN 5.7.3.3.1-2 ta có:

$$d_e = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot d_p + A_s \cdot f_y \cdot d_s}{A_{ps} \cdot f_{ps} + A_s \cdot f_y}$$

$$d_{e_i} := \frac{A_{ps} \cdot f_{ps_i} \cdot d_{p_i}}{A_{ps} \cdot f_{ps_i}} \quad d_e = \begin{pmatrix} 1.201 \\ 1.23 \\ 1.245 \\ 1.435 \\ 1.472 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Kiểm tra điều kiện : $\frac{c}{d_e} \leq 0.42$

$$TCN_{5.7.3.3.1} := \begin{cases} \text{"Đạt"} & \text{if } \max(c - 0.42d_e) \leq 0 \\ \text{"Không đạt"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$TCN_{5.7.3.3.1} = \text{"Đạt"}$$

3.8.2.2.2. Cốt thép tối thiểu (TCN 5.7.3.3.2)

Cốt thép tối thiểu phải đảm bảo mômen kháng uốn tính toán giá trị nhỏ hơn trong 2 giá trị sau:

+ 1.2 lần sức kháng nứt,

+ 1.33 lần mômen tính toán cần thiết dưới tổ hợp tải trọng - cường độ.

Cường độ chịu kéo khi uốn:

$$f_r := -0.63 \cdot \sqrt{f'_{cl}} \text{ MPa}$$

$$f_r = -4.226 \text{ MPa}$$

Ứng suất thớ dưới dầm I:

$$\sigma_{4dd} = \begin{pmatrix} 16.031 \\ 14.546 \\ 15.146 \\ 4.172 \\ -0.619 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

Tổng ứng suất gây nứt: $\Delta\sigma := \sigma_{dd} - f_r$

$$\Delta\sigma = \begin{pmatrix} 20.3 \\ 18.8 \\ 19.4 \\ 8.4 \\ 3.6 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

$$x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Mômen tính đối với đáy dầm.....

$$S_{mc} = \begin{pmatrix} 0.5 \\ 0.4 \\ 0.3 \\ 0.3 \\ 0.3 \end{pmatrix} \text{ m}^3$$

Tổng mômen gây nứt :

$$\Delta M_i := \Delta\sigma_i \cdot S_{mc_i}$$

$$\Delta M = \begin{pmatrix} 9836.8 \\ 7873.8 \\ 5091.1 \\ 2207.0 \\ 947.9 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

Mômen theo TTGH sử dụng:

$$M_{uSDB} = \begin{pmatrix} 0 \\ 932.861 \\ 1.215 \times 10^3 \\ 5.111 \times 10^3 \\ 6.782 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

Mômen gây ra bởi lực DƯL.....

$$M_{ps} = -9.545 \times 10^3 \text{ kN.m}$$

$$M_{ps} := -(F_{px} \cdot e_{psl})$$

Mômen nứt.....

$$M_{cr} := (M_{uSDB} + M_{ps}) + \Delta M$$

$$M_{cr} = \begin{pmatrix} 292.127 \\ -737.986 \\ -3.238 \times 10^3 \\ -2.227 \times 10^3 \\ -1.814 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

$$x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Mômen kháng uốn yêu cầu.....

$$M_{r.yc_i} := \min(1.2 \cdot M_{cr_i} \cdot 1.33M_{uCD1b_i})$$

$$M_{r.yc} = \begin{pmatrix} 0 \\ -885.583 \\ -3.886 \times 10^3 \\ -2.672 \times 10^3 \\ -2.177 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

Kiểm tra mômen kháng, $M_r = \begin{pmatrix} 11058.3 \\ 11135.4 \\ 11072.4 \\ 12971.7 \\ 13341.5 \end{pmatrix}$ kN.m, thoả mãn yêu cầu cốt thép tối thiểu:

$$M_{r.yc} = \begin{pmatrix} 0 \\ -885.583 \\ -3.886 \times 10^3 \\ -2.672 \times 10^3 \\ -2.177 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$TCN_{5.7.3.3.2} := \begin{cases} \text{"Đạt"} & \text{if } \min(M_r - M_{r.yc}) \geq 0 \\ \text{"Không đạt, cốt thép không thoả mãn yêu cầu tối thiểu"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$TCN_{5.7.3.3.2} = \text{"Đạt"}$$

3.9. TÍNH DUYỆT THEO LỰC CẮT VÀ XOẮN

3.9.1. Xác định sức kháng cắt danh định

Sức kháng danh định lấy giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị sau:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0.25 \cdot f_c \cdot b_v \cdot d_v + V_p$$

Sức kháng cắt có thể chia thành, V_c - do ứng suất kéo trong bê tông, V_s - do cốt thép chịu cắt, V_p - do thành phần dự ứng lực thẳng đứng.

Sức kháng danh định của mặt cắt bê tông: $V_c = 0.0316 \cdot \beta \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_v \cdot d_v$

Sức kháng danh định do cốt thép chịu cắt: $V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cot(\theta)}{s}$

Sức kháng danh định do thành phần dự ứng lực thẳng đứng tại mặt cắt x_1 ứng suất trong tao cáp sau khi trừ mất mát:

$$f_{pc1} = 856.154 \text{ MPa}$$

+ góc xiên cáp dự ứng lực:

$$\sin(a) := \begin{pmatrix} 0.119 \\ 0.121 \\ 0.122 \\ 0.092 \\ 0.093 \\ 0.094 \end{pmatrix} \quad \text{số tao ứng với góc xiên } n_{ix} := \begin{pmatrix} 2 \\ 2 \\ 2 \\ 2 \\ 2 \\ 2 \end{pmatrix}$$

$$V_p := \sum_{k=0}^5 \left(\sin(a)_k \cdot n_{ix_k} \cdot f_{pc1} \cdot A_{ps1} \right) \quad V_p = 153.662 \text{ kN}$$

Bỏ qua cốt thép thường chịu kéo: $d_s := 0 \text{ m}$

Chiều cao chịu cắt hữu hiệu.....

$$d_v := \max \left(d_s - \frac{a_{ld1}}{2}, 0.9 \cdot d_{c1}, 0.72 \cdot h \right) \quad d_v = 1.138 \text{ m}$$

(Chú ý: Đây là cơ sở để xác định mặt cắt duyệt lực cắt $x_1 = 1.138 \text{ m}$)

3.9.1.1. Xác định thông số β và θ [TCN 5.8.3.4.2]

Tra bảng TCN để xác định β từ thông số ứng suất cắt $\frac{V}{f'_c}$

Ứng biến dọc trong cốt thép phía chịu uốn

$$\epsilon_x = \frac{M_u + 0.5 \cdot V_u \cdot \cot(\theta) - A_{ps} \cdot f_{ps}}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}}$$

Bề rộng hữu hiệu..... $b_v := b_w$ vậy $b_v = \begin{pmatrix} 0.5 \\ 0.406 \\ 0.16 \\ 0.16 \\ 0.16 \end{pmatrix} \text{ m}$

Chiều cao chịu cắt hữu hiệu..... $d_v = 1.138 \text{ m}$

Hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo truyền lực kéo β

Góc nghiêng của ứng suất nén chéo θ

Ứng suất cắt trong bê tông được xác định theo công thức TCN 5.8.2.9-1:

$$v = \frac{V_u - \phi \cdot V_p}{\phi \cdot b_v \cdot d_v}$$

Lực cắt đã nhân hệ số tại mặt cắt kiểm tra lực cắt $x_1 = 1.138\text{m}$

$$V_u := V_{uCD1b_1}$$

Tại mặt cắt đang xét:

$$V_u = 6.02 \times 10^5 \text{ N}$$

Hệ số sức kháng cắt (TCN 5.5.4.2): $\phi_v := 0.9$

Ứng suất cắt trong bê tông: $v := \frac{V_u - \phi_v \cdot V_p}{\phi_v \cdot b_{v_1} \cdot d_v} \quad v = 1.11 \text{ MPa}$

Lực dọc do DƯL:

$$F_{ps.d_1} := \left[\left(n_c - \sum_{k=0}^5 n_{tx_k} \right) + \sum_{k=0}^5 \left[\sqrt{1 - (\sin(a)_k)^2} \cdot n_{tx_k} \right] \right] \cdot A_{ps1} \cdot f_{pe1}$$

$$F_{ps.d_1} = 5.266 \times 10^6 \text{ N}$$

Ứng suất trong thép DƯL khi ứng suất bê tông xung quanh nó bằng 0:

$$f_{p(0)} := f_{pe1} - \frac{F_{pe1}}{A_{lh_1}} \cdot \frac{E_p}{E_{cdam}} \quad f_{p(0)} = 828.446 \text{ MPa}$$

Bảng TCN5.8.3.4.2-1: Thể hiện giá trị của θ và β cho mặt cắt có cốt thép ngang

$\frac{V}{f'_c}$	$\epsilon_x \times 1000$										
	-0,2	-0,15	-0,1	0	0,125	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2
$\leq 0,05$	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	28,5	29,0	33,0	36,0	41,0	43,0
	6,78	6,17	5,63	4,88	3,99	3,49	2,51	2,37	2,23	1,95	1,72
0,075	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,5	30,0	33,5	36,0	40,0	42,0
	6,78	6,17	5,63	4,88	3,65	3,01	2,47	2,33	2,16	1,90	1,65
0,1	23,5	23,5	23,5	23,5	24,0	26,5	30,5	34,0	36,0	38,0	39,0
	6,50	5,87	5,31	3,26	2,61	2,54	2,41	2,28	2,09	1,72	1,45
0,125	20,0	21,0	22,0	23,5	26,0	28,0	31,5	34,0	36,0	37,0	38,0
	2,71	2,71	2,71	2,60	2,57	2,50	2,37	2,18	2,01	1,60	1,35
0,15	22,0	22,5	23,5	25,0	27,0	29,0	32,0	34,0	36,0	36,5	37,0
	2,66	2,61	2,61	2,55	2,50	2,45	2,28	2,06	1,93	1,50	1,24
0,175	23,5	24,0	25,0	26,5	28,0	30,0	32,5	34,0	36,0	35,5	36,0
	2,59	2,58	2,54	2,50	2,41	2,39	2,20	1,95	1,74	1,21	1,00
0,2	25,0	25,5	26,5	27,5	29,0	31,0	33,0	34,0	34,5	35,0	36,0
	2,55	2,49	2,48	2,45	2,37	2,33	2,10	1,82	1,58	1,21	1,00
0,225	26,5	27,0	27,5	29,0	30,5	32,0	33,0	34,0	34,5	36,5	39,0
	2,45	2,38	2,43	2,37	2,33	2,27	1,92	1,67	1,43	1,18	1,14
0,25	28,0	28,5	29,0	30,0	31,0	32,0	33,0	34,0	35,5	38,5	41,5
	2,36	2,32	2,36	2,30	2,28	2,01	1,64	1,52	1,40	1,30	1,25

Chiều dài truyền lực hữu hiệu của thép DƯL.....

$$L_{tl} := 60 \cdot D_{ps}$$

$$L_{tl} = 0.912m$$

Vì chiều dài truyền lực, $L_{tl} = 0.912m$, nhỏ hơn khoảng cách đến mặt cắt tính duyệt lực cắt, $x_1 = 1.138 m$, nên toàn bộ ứng suất trong thép DƯL tại mặt cắt đó là hữu hiệu.

Mômen có nhân hệ số tại mặt cắt:

$$M_u := \max(M_{uCD1b1}, V_u \cdot d_v)$$

$$M_u = 1.335 \times 10^3 \text{ kN.m}$$

Để xác định ứng biến trong thép dọc ta giả định thông số: $\theta := 27.\text{deg}$

$$\text{Ứng biến } \dots \dots \dots \varepsilon_x := \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5 \cdot V_u \cdot \cot(\theta) - A_{ps} \cdot f_{p0}}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}} \quad \varepsilon_x = -2.751 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_x := \begin{cases} \varepsilon_x & \text{if } 0 \leq \varepsilon_x \leq 0.002 \\ \text{"Không đạt, tính lại"} & \text{if } \varepsilon_x < 0 \end{cases}$$

Ứng biến có giá trị âm thì phải tính lại theo công thức TCN 5.8.3.4.2-3

$$\text{với } \varepsilon_x := \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5 \cdot V_u \cdot \cot(\theta) - A_{ps} \cdot f_{p0}}{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}}$$

Diện tích bê tông phía chịu uốn của dầm (hình TCN 5.8.3.4.2-3)

$$A_c := \frac{A_l \cdot h}{2}$$

(Có thể lấy bằng diện tích dầm không liên hợp chia chiều cao nhân với nửa chiều cao dầm liên hợp).

$$A_c = 3.533 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

Tính lại giá trị ứng biến:

$$\varepsilon_x := \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5 \cdot V_u \cdot \cot(\theta) - A_{ps} \cdot f_{p0}}{E_{cdam} \cdot A_c + E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}}$$

$$\varepsilon_x = -0.2410^{-3}$$

$$\text{Thông số } \frac{v}{f'_c} \dots \dots \dots \frac{v}{f'_c} = 0.025$$

Tra bảng TCN 5.8.3.4.2-1, các giá trị của θ và β có thể lấy như sau:

Góc xiên ứng suất nén: $\theta := 27.\text{deg}$ (tra bảng lấy các thông số)

Hệ số: $\beta := 6.78$

Góc xiên ứng suất nén phù hợp với giả thiết tiếp tục sử dụng để tính toán nếu khác nhiều với giả thiết phải giả thiết lại và tính lại

Sức kháng cắt danh định của mặt cắt:

$$V_c := 0.083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_{cl} \cdot \text{MPa}} \cdot b_{v1} \cdot d_v$$

$$V_c = 1.7 \times 10^3 \text{ kN}$$

3.9.1.2. Chọn cốt thép đai chống cắt

Để thuận lợi cho thi công chọn đường kính cốt đai không đổi nhưng khoảng cách thay đổi theo sự giảm lực cắt theo chiều dài dầm:

$$D_{ctd} := 16 \text{ mm}$$

Bước cốt đai:

$$s_{ctd} := \begin{pmatrix} 100 \\ 150 \\ 200 \\ 250 \\ 250 \end{pmatrix} \text{ mm} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Diện tích cốt đai tại các mặt cắt trong cự ly s_{ctd} : $i := 0..4$

$$A_{v_i} := 0.083 \cdot \sqrt{f'_{cl} \cdot \text{MPa}} \cdot \frac{b_{v_i} \cdot s_{ctd_i}}{f_y} \quad A_v = \begin{pmatrix} 66.283 \\ 80.819 \\ 42.421 \\ 53.027 \\ 53.027 \end{pmatrix} \text{ mm}^2$$

Góc nghiêng cốt đai $\alpha := 0$

$$V_s := \frac{A_{v1} \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cot(\theta)}{s_{ctd1}} \quad V_s = 5.052 \times 10^5 \text{ N}$$

3.9.2. Tính duyệt lực cắt theo TTGH cường độ

Cường độ kháng cắt danh định tại mặt cắt x1:

$$V_n := V_c + V_p + V_s \quad V_n = 2.404 \times 10^3 \text{ kN}$$

Cường độ kháng cắt phải thoả mãn điều kiện $V_n \cdot \phi_v \geq V_u$

$$KT_v := \text{if}(V_n \cdot \phi_v \geq V_u, \text{"Đạt"}, \text{"Không đạt"}) \quad KT_v = \text{"Đạt"}$$

3.9.3. Kiểm tra lại bố trí cốt đai

Khoảng cách tối đa:

Nội tính toán tại các mặt cắt

$$i := 0..4 \quad V_{u_i} := V_{uCDIb_i} \quad M_{u_i} := M_{uCDIb_i}$$

$$s_{\max_i} := \text{if} \left[V_{u_i} < (0.1 \cdot f'_{cl} \cdot b_{v_i} \cdot d_v), \min(0.8 \cdot d_v, 0.6\text{m}), \min(0.4 \cdot d_v, 0.3\text{m}) \right]$$

$$s_{\max} = \begin{pmatrix} 600 \\ 600 \\ 600 \\ 600 \\ 600 \end{pmatrix} \text{ mm}$$

Chọn khoảng cách cốt đai: $s_{cd_i} := \text{if}(s_{\max_i} > s_{ctd_i}, s_{\max_i})$

$$s_{cd} = \begin{pmatrix} 100.0 \\ 150.0 \\ 200.0 \\ 250.0 \\ 250.0 \end{pmatrix} \text{ mm} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.138 \\ 1.5 \\ 8.05 \\ 16.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

3.9.4. Tính duyệt cốt thép dọc chịu xoắn

Để mặt cắt không bị xoắn cốt thép dọc phải được bố trí cân xứng sao cho tại mỗi mặt cắt khả năng chịu kéo của cốt thép phân chịu kéo uốn của cấu kiện có tính đến các trường hợp không phát huy hết của cốt thép này.

Phương trình lực yêu cầu trong cốt thép dọc:

$$T = \frac{M_u}{d_v \cdot \phi} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0.5 \cdot V_s - V_p \right) \cdot \cot(\theta)$$

3.9.4.1. Tại mặt cắt kiểm tra lực cắt $x_1 = 1.138 \text{ m}$

$$T_1 := \frac{M_{u1}}{d_v \cdot \phi} + \left(\frac{V_{u1}}{\phi_v} - 0.5 \cdot V_s - V_p \right) \cdot \cot(\theta) \quad T_1 = 1.689 \times 10^3 \text{ kN}$$

Diện tích cốt thép chịu mômen dương: $A_{ps} = 6.16 \times 10^3 \text{ mm}^2$

Lực dọc tương đương trong cốt thép..... $T_{d1} := F_{ps \cdot d1}$

(Bỏ qua cốt thép thường $A_s = 0$)

$$TCN_{5.8.3.5} := \begin{cases} \text{"Đạt, đủ diện tích cốt thép dọc"} & \text{if } T_{d_1} \geq T_1 \\ \text{"Không đạt, thiếu cốt thép dọc chịu xoắn"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

TCN_{5.8.3.5} = "Đạt, đủ diện tích cốt thép dọc"

3.9.4.2. Tại mặt cắt gối

$$T = \frac{M_u}{d_v \cdot \phi} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0.5 \cdot V_s - V_p \right) \cdot \cot(\theta)$$

$$M_u := M_{uCD1b_0} \quad M_u = 0 \text{ kN.m}$$

với..... $V_s := \min \left(\frac{A_{v_0} \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cot(\theta)}{s_{cd_0}}, \frac{V_{u_0}}{\phi_v} \right) \quad V_s = 621.6 \text{ kN}$

Tại gối

$$V_p := \sum_{k=0}^5 \left(\sin(a)_k \cdot n_{tx_k} \cdot f_{pc_0} \cdot A_{ps1} \right) \quad V_p = 157.409 \text{ kN}$$

Lực dọc do DƯỠ

$$F_{ps.d_0} := \left[\left(n_c - \sum_{k=0}^5 n_{tx_k} \right) + \sum_{k=0}^5 \left[\sqrt{1 - (\sin(a)_k)^2} \cdot n_{tx_k} \right] \right] \cdot A_{ps1} \cdot f_{pc_0}$$

$$F_{ps.d_0} = 5.394 \times 10^6 \text{ N}$$

vậy..... $T_0 := \left(\frac{V_{u_0}}{\phi_v} - 0.5 \cdot V_s - V_p \right) \cdot \cot(\theta)$

$$T_0 = 527.242 \text{ kN}$$

Chiều dài truyền lực..... $L_{tl} = 0.912 \text{ m}$

Khoảng cách từ tim gối đến đầu dầm $a = 0.4 \text{ m}$

Chiều dài bản đệm gối cầu..... $L_{dg} := 0.3 \text{ m}$

Xác định lực hữu hiệu tại mặt trong vùng gối:

Hệ số để tính lực hữu hiệu..... $Heso := \frac{a + \frac{L_{dg}}{2}}{L_{tl}} \quad Heso = 0.603$

Lực dọc tương đương trong cốt thép..... $T_{d_0} := F_{ps.d_0} \cdot Heso$

$$T_{d_0} = 3.253 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$TCN_{5.8.3.5} := \begin{cases} \text{"Đạt, đủ diện tích cốt thép dọc"} & \text{if } T_{d_0} \geq T_0 \\ \text{"Không đạt, thiếu cốt thép dọc chịu xoắn"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$TCN_{5.8.3.5} = \text{"Đạt, đủ diện tích cốt thép dọc"}$

3.10. TÍNH DUYỆT BẢN MẶT CẦU VÀ DẦM NGANG

Lý thuyết và ví dụ tính toán bản mặt cầu và dầm ngang đã được trình bày trong chương II nên để giảm bớt khối lượng tính toán trong ví dụ này sẽ không trình bày nữa.

3.11. THIẾT KẾ MỘT SỐ NỘI DUNG KHÁC

Để giảm bớt khối lượng tính toán của ví dụ này nên một số thiết kế kiểm tra khác cũng sẽ không được trình bày như:

- + Lựa chọn và thiết kế bề mặt cốt thép và neo cốt thép, vùng neo cốt thép.
- + Thiết kế độ vồng trước.
- + Thiết kế co ngót từ biển.
- + Thiết kế vận chuyển thi công.
- + Tính duyệt mới.
- + Tính duyệt với các tổ hợp tải trọng đặc biệt (gió, động đất, ...).

Đối với các thiết kế cụ thể người kỹ sư phải đảm bảo các nội dung thiết kế này ở mức tối thiểu.