

**DẠI HỌC QUỐC GIA THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH
TRƯỜNG ĐẠI HỌC BÁCH KHOA**

Võ Bá Tầm

**KẾT CẤU
BÊTÔNG CỐT THÉP
TẬP 2
(CẤU KIỆN NHÀ CỬA)
(THEO TCXDVN 356–2005)**

**NHÀ XUẤT BẢN ĐẠI HỌC QUỐC GIA
THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH - 2007**

GT .01. XD(V) **486-2007/70-34/DHQGTPHCM** **XD.G F.1017-07(T)**
DHQG.HCM-07

MỤC LỤC

LỜI NÓI DÀU.....	5
Chương 1. SÀN BÊTÔNG CỐT THÉP.....	7
1.1 Khái niệm	7
1.2 Bản Dầm (một phương).....	12
1.3 Sàn sườn toàn khối loại bản dầm	16
1.4 Sàn bản kê bốn cạnh	64
1.5 Tính dầm dọc (<i>trục B</i>) theo sơ đồ dẻo.....	93
1.6 Sàn có hệ dầm trực giao	95
1.7 Sàn ô cờ	106
1.8 Sàn gạch bọng	113
1.9 Sàn nấm.....	121
1.10 Sàn panen lắp ghép	131
Chương 2. KHUNG BÊTÔNG CỐT THÉP	153
2.1 Khái niệm	153
2.2 Khung bêtông cốt thép toàn khối	156
2.3 Khung bêtông cốt thép lắp ghép	203
2.4 Khe biến dạng	208
2.5 Khung không gian.....	245
Chương 3. MÓNG BÊTÔNG CỐT THÉP.....	260
3.1 Khái niệm	260
3.2 Móng đơn	261
3.3 Móng đơn lắp ghép	275
3.4 Móng băng	279
3.5 Tính móng (<i>cứng hữu hạn</i>) mềm	287
3.6 Móng băng dưới tường	292
3.7 Móng băng giao nhau.....	307
3.8 Móng bè	311

Chương 4. NHÀ CÔNG NGHIỆP MỘT TẦNG LẮP GHÉP.....	316
4.1 Khái niệm chung	316
4.2 Thiết kế khung ngang.....	318
4.3 Xác định tải trọng	323
4.4 Xác định nội lực trong cột	331
4.5 Tổ hợp nội lực.....	340
4.6 Tính cốt thép	341
4.7 Một số yêu cầu về cấu tạo.....	348
4.8 Cột hai nhánh	349
4.9 Xác định nội lực khi khung có số nhịp nhỏ hơn ba hoặc nhà lệch cao trình	351
4.10 Tính toán kiểm tra cột theo phương ngoài mặt phẳng khung.....	364
4.11 Tính toán kiểm tra cột khi vận chuyển, cấu lắp.....	364
4.12 Cấu tạo hệ giằng của nhà	365
Chương 5. KẾT CẤU MÁI	430
5.1 Dầm mái	430
5.2 Dàn mái	436
PHỤ LỤC	438
TÀI LIỆU THAM KHẢO.....	470

Lời nói đầu

KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP, Tập 2 trình bày những vấn đề về lý thuyết tĩnh toán, cấu tạo các kết cấu chính của công trình dân dụng và công nghiệp, nhằm giúp cho sinh viên:

- *Nắm vững lý thuyết;*
- *Chọn sơ đồ tĩnh;*
- *Xác định tải trọng;*
- *Tính nội lực, tổ hợp nội lực;*
- *Tính và bố trí cốt thép cũng như cách thể hiện bản vẽ các kết cấu cơ bản gồm các loại sàn, đầm, khung, móng....*

KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP, Tập 2 này được biên soạn theo TCXDVN 356-2005 thay cho TCVN-5574-1991.

Đây là giáo trình rất cơ bản, giúp ích cho sinh viên trong quá trình học tập, làm các đồ án môn học bêtông cốt thép 1 và 2, làm đồ án tốt nghiệp của sinh viên ngành Xây dựng. Sách cũng có thể làm tài liệu tham khảo cho các kỹ sư thiết kế công trình và làm phong phú thêm tủ sách của các bạn. Rất mong nhận được những ý kiến đóng góp quý báu, chân tình của bạn đọc để tiếp tục hoàn thiện cuốn sách này. Chân thành cảm ơn các thầy cô, các bạn đã nhiệt tình giúp đỡ và động viên tôi hoàn thành giáo trình này.

Mọi ý kiến đóng góp xin gửi về Bộ môn Công trình

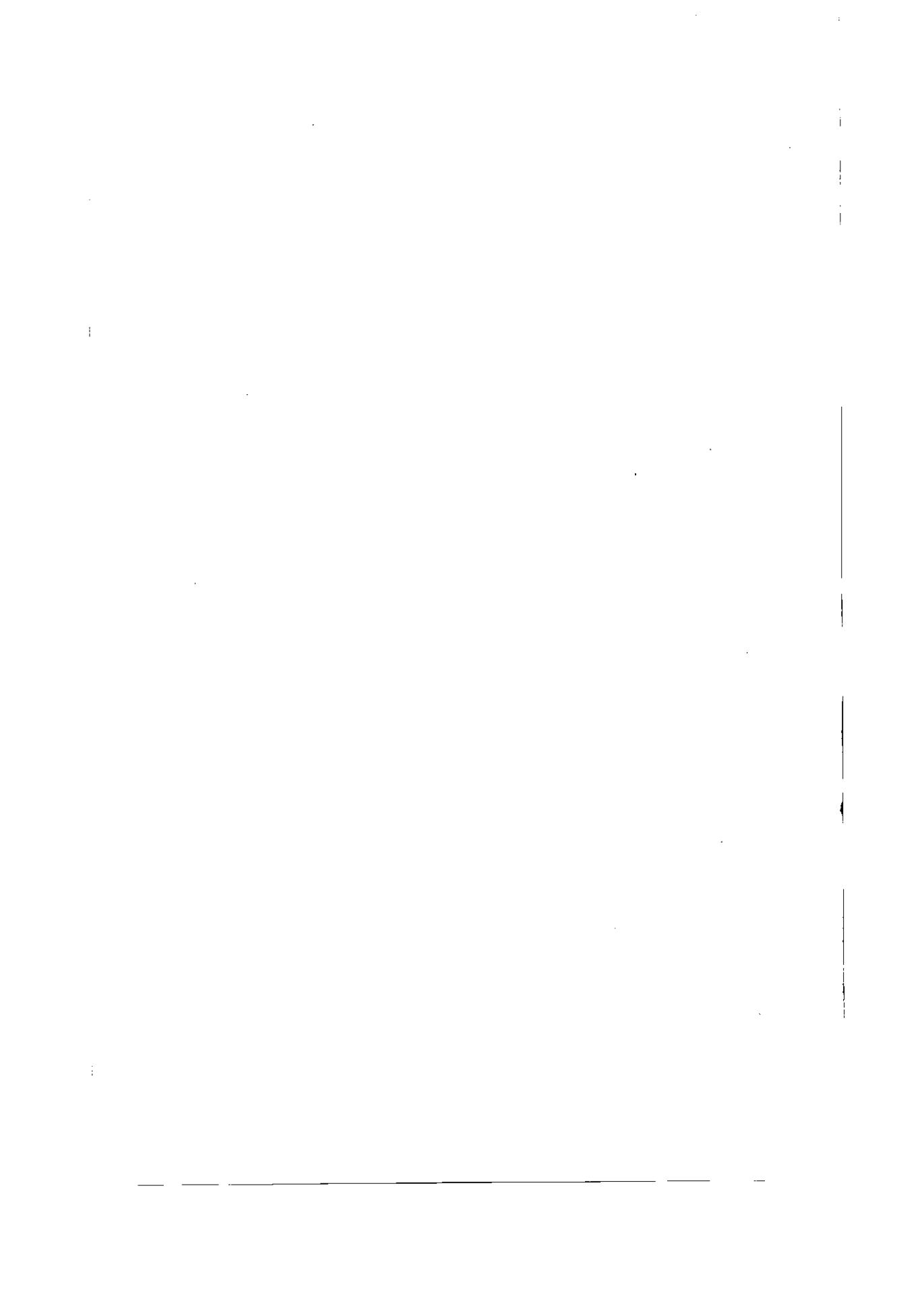
Khoa Kỹ thuật Xây dựng

Trường Đại học Bách khoa

Đại học Quốc gia TP Hồ Chí Minh

268 Lý Thường Kiệt, Q.10, ĐT: (08) 8 650 714.

**Tác giả
Võ Bá Tâm**



Chương 1

SÀN BÊTÔNG CỐT THÉP

1.1 KHÁI NIỆM

Sàn là một kết cấu chịu lực trực tiếp của tải trọng sử dụng tác dụng lên công trình, sau đó tải này sẽ truyền lên dầm, rồi từ dầm truyền lên cột, xuống móng.

Sàn bêtông cốt thép được dùng rất rộng rãi trong ngành xây dựng dân dụng – công nghiệp. Nó có những ưu điểm quan trọng như bền vững, có độ cứng lớn, có khả năng chống cháy tốt, chống thấm tương đối tốt, thỏa mãn các yêu cầu thẩm mỹ, vệ sinh và điều kiện kinh tế. Tuy nhiên, nó có khả năng cách âm không cao.

1.1.1 Phân loại sàn

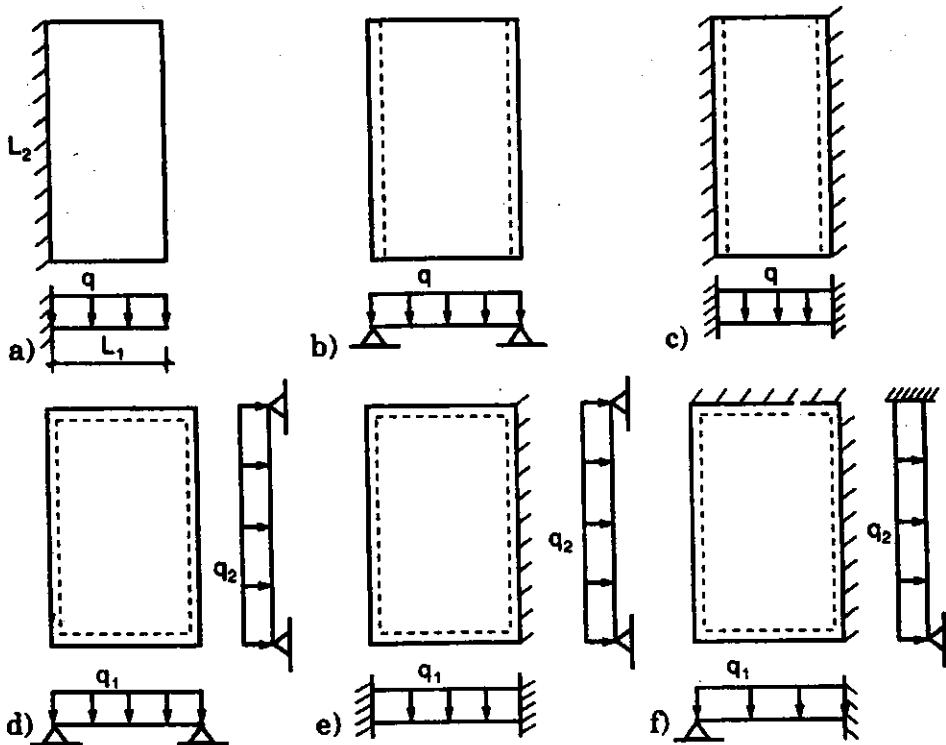
Theo phương pháp thi công

- *Sàn đổ toàn khối*: làm ván khuôn, đặt cốt thép, trộn đổ bêtông tại vị trí thiết kế.
- *Sàn lắp ghép*: cấu kiện sàn được đúc sẵn ở nhà máy hoặc tại công trường, được vận chuyển đến công trường, dùng các phương tiện cẩu và lắp vào đúng vị trí thiết kế.

Theo sơ đồ kết cấu

Có thể phân thành:

- *Bản loại dầm*: Khi bản sàn được liên kết (dầm hoặc tường) ở một cạnh (liên kết ngầm) hoặc ở hai cạnh đối diện (kê tự do hoặc ngầm) và chịu tải phân bố đều. Bản chỉ chịu uốn theo phương có liên kết, bản chịu lực một phương gọi là bản một phương hay bản loại dầm.
- *Bản kê bốn cạnh*: Khi bản có liên kết ở cả bốn cạnh (tựa tự do hoặc ngầm), tải trọng tác dụng trên bản truyền đến các liên kết theo cả hai phương. Bản chịu uốn hai phương được gọi là bản hai phương hay bản kê bốn cạnh.



Hình 1.1 a, b, c) Bản loại đầm; d, e, f) Bản kê bốn cạnh

- Sàn có hệ đầm trực giao khi các ô bản có kích thước lớn ($L_2, L_1 > 6m$). Nhằm giảm chiều dày sàn, giảm độ vồng của sàn và giảm hiện tượng bản sàn bị rung trong khi sử dụng, thường người ta bố trí thêm các đầm phụ (giảm kích thước của ô bản) theo hai phương thẳng góc, tại vị trí giao nhau của hai đầm và tại vị trí này không có cột đỡ. Loại sàn này được dùng rất rộng rãi trong các công trình dân dụng và công nghiệp.
- Sàn ô cờ là một dạng đặc biệt của sàn bản kê (khi $L_2, L_1 > 6 m$). Nó được cấu tạo bởi hệ đầm trực giao, chia mặt sàn thành các ô bản kê giống như bàn cờ, khoảng cách của các đầm không quá $2m$ và tỉ số L_2/L_1 của mặt bằng sàn không quá $1,5$. Hệ đầm trực giao này có thể bố trí song song với cạnh sàn hoặc xiên một góc 45° với cạnh sàn. Thường gặp trong các sảnh, thư viện, phòng họp...
- Sàn nấm (sàn không đầm): Sàn nấm gồm có bản sàn liên kết với cột. Để đảm bảo cường độ chống lại hiện tượng đầm thủng bản theo chu vi cột và làm giảm nhịp tính toán của bản, làm cho mômen được phân bố đều theo bề rộng bản, người ta bố trí thêm

mũ cột. Mũ cột được cấu tạo có hình dáng khác nhau tùy theo tải trọng tác dụng trên sàn.

- *Sàn gạch bọng*: là sàn dùng gạch bọng kết hợp với sàn bêtông. Được dùng trong các công trình có yêu cầu cách âm cao thích hợp cho bệnh viện, trường học, cơ quan...
- *Sàn panen lắp ghép*: Các tấm panen đặc hoặc rỗng được chế tạo sẵn, liên kết lại với nhau. Thường được dùng trong các công trình lắp ghép, có yêu cầu cách âm cao.

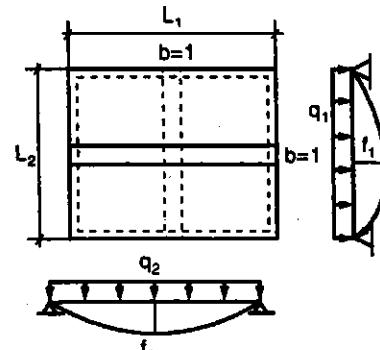
1.1.2 Xác định tải trọng truyền theo hai phương của bản kê kín cạnh

Xét ô bản kê tự do lên bốn cạnh, có kích thước L_1, L_2 chịu tải trọng phân bố đều $q(\text{daN/m}^2)$ làm ví dụ

$$\text{Đặt } \alpha = \frac{L_2}{L_1}$$

với L_2 - cạnh dài của ô bản;

L_1 - cạnh ngắn.



Hình 1.2 Sơ đồ để tính bản kê 4 cạnh

Xét hai dải giữa của bản theo hai phương L_1 và L_2 , có bề rộng $b = 1$ đơn vị.

Gọi q_1 và q_2 là tải trọng phân bố lên dải theo phương L_1 và L_2 .

$$\text{Vậy } q_1 + q_2 = q \quad (1.1)$$

Xem mỗi dải như một đầm đơn giản, độ vông tại điểm chính giữa của các dải bằng nhau.

$$\text{- Dải theo phương } L_1: \quad f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_1 L_1^4}{EI} \quad (1.2)$$

$$\text{- Dải theo phương } L_2: \quad f_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_2 L_2^4}{EI} \quad (1.3)$$

Tại điểm giữa, nơi hai dải giao nhau độ vông của chúng phải bằng nhau

$$f_1 = f_2 \Leftrightarrow q_1 L_1^4 = q_2 L_2^4 \quad (1.4)$$

Giải hệ phương trình (1.1) và (1.4) được:

$$q_1 = \frac{L_2^4}{L_1^4 + L_2^4} q; \quad q_2 = \frac{L_1^4}{L_1^4 + L_2^4} q \quad (1.5)$$

Từ (1.4) tìm được: $q_1 = \alpha^4 q_2$ (1.6)

Như vậy tải trọng chủ yếu truyền theo phương cạnh ngắn nếu hệ số α lớn.

Tùy theo quy phạm mỗi nước hệ số α lấy khác nhau, sự khác nhau này không quan trọng vì còn tùy thuộc vào cách đặt cốt thép cấu tạo theo phương cạnh dài.

Qui phạm Việt Nam lấy hệ số $\alpha = 2$. Nếu $\alpha > 2$ thì $q_1 > 16q_2$ (xem như toàn bộ tải trọng truyền hết cho phương cạnh ngắn).

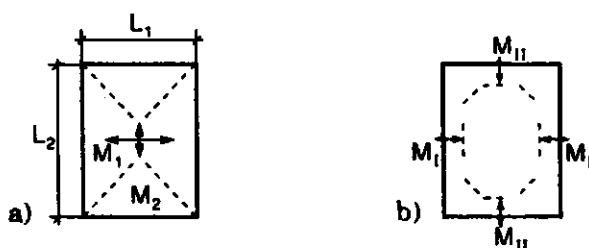
Kết luận

- Khi $\alpha = \frac{L_2}{L_1} > 2$: thuộc loại bản dầm, bản làm việc một phương theo phương cạnh ngắn. Thường được dùng trong các nhà công nghiệp có hoạt tải lớn.

theo phương cạnh ngắn. Thường được dùng trong các nhà công nghiệp có hoạt tải lớn.

- Khi $\alpha = \frac{L_2}{L_1} \leq 2$: thuộc loại bản kê bốn cạnh, bản làm việc theo hai phương (thường dùng khi $L_2, L_1 \leq 6m$). Dùng rất rộng rãi trong các công trình dân dụng, công nghiệp có hoạt tải nhỏ.

1.1.3 Sự phân bố tải trọng từ sàn bản kê bốn cạnh vào dầm xung quanh



Hình 1.3 Đường nứt ở bản kê bốn cạnh

Như đã phân tích ở trên, bản kê bốn cạnh chịu uốn theo hai phương. Ở giữa bản có mômen dương M_1, M_2 còn trên gối có mômen âm M_I, M_{II} .

Thí nghiệm cho biết khi chịu tải phân bố đều, ở mặt dưới của bản hình thành các đường nứt theo phương cạnh dài (ở giữa bản) và

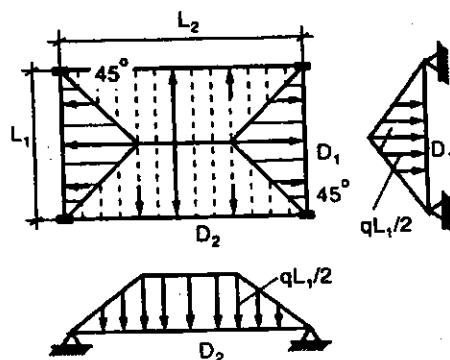
theo đường phân giác các góc (H.1.3a). Ở mặt trên của bản, nếu các cạnh bị ngầm sẽ có các đường nút chạy vòng theo chu vi (H.1.3b). Nếu các cạnh kê tự do, các góc bản sẽ bị vênh lên khỏi gối tựa.

Dựa vào sự phát triển của đường nút ở giữa nhịp, chia ô bản thành các hình tam giác và hình thang. Đó là diện truyền tải từ sàn vào các đầm bao quanh ô bản.

Dầm theo phương cạnh ngắn có diện truyền tải là hình tam giác.

Dầm theo phương cạnh dài có diện truyền tải là hình thang.

Giả thiết tải trọng phân bố đều tác dụng lên bản là q (daN/m^2) thì chiều cao của tải tam giác và hình thang có cường độ là $qL_1/2$ (daN/m).

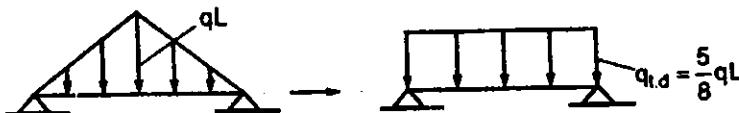


Hình 1.4 Sự phân bố tải trọng từ sàn bản kê bốn cạnh vào đầm xung quanh

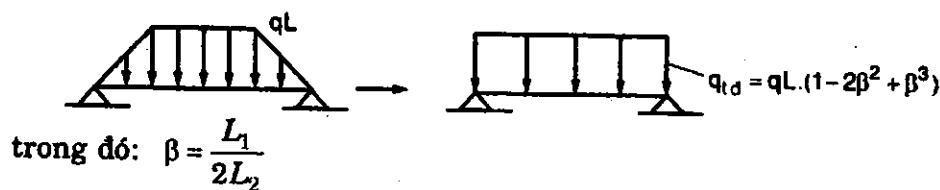
1.1.4 Tài tương đương

Trong một số trường hợp, dạng tải tam giác và hình thang sẽ gặp khó khăn khi tính nội lực trong đầm, vì thế có thể chuyển từ dạng tải tam giác hoặc hình thang sang tải dạng phân bố đều tương đương như sau để thuận tiện trong việc tính toán nội lực của đầm. Các công thức xác định tải tương đương

$$\text{Tải tam giác : } q_{t,d} = \frac{5}{8}qL \quad (1.7)$$



$$\text{Tải hình thang: } q_{t,d} = qL(1 - 2\beta^2 + \beta^3) \quad (1.8)$$

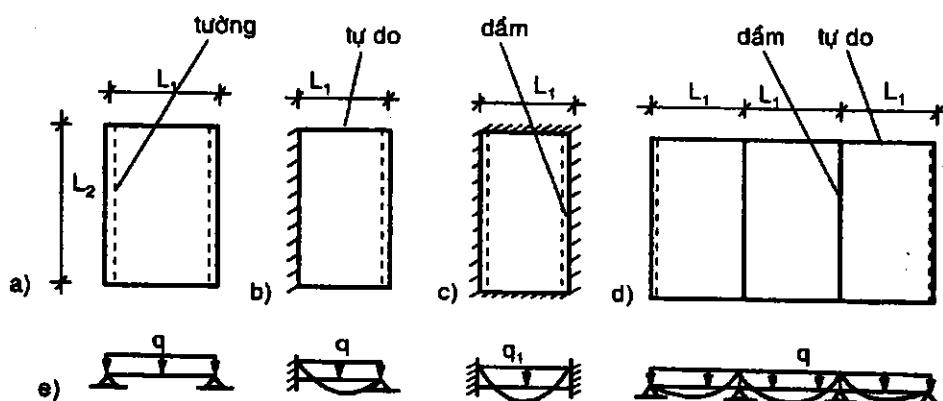


Hình 1.5 Xác định tải tương đương

Chú thích: Gọi là tải tương đương nhưng thực chất chỉ tương đương về mômen âm ở gối, còn bản thân tải không tương đương. Chính vì thế chỉ nên dùng tải tương đương khi thật sự cần thiết nếu không thể tính được nội lực từ hai dạng tải trên (vì dùng tải tương đương để tính thì nội lực tính được sẽ có sai số so với tải thực).

1.2 BẢN DÀM (MỘT PHƯƠNG)

Bản dầm hay bản một phương có thể là bản đơn hoặc liên tục.



Hình 1.6 Bản một phương
a, b, c) Bản đơn; d) Bản liên tục; e) Sơ đồ tính bản

Đặc điểm bản dầm (khi $\alpha = \frac{L_2}{L_1} > 2$), của bản một phương là bản liên kết với gối tựa chỉ một phương còn phương còn lại hoàn toàn tự do. Do đó tải trọng tác dụng trên bản truyền theo phương liên kết.

Để tính toán cắt một dải thẳng góc với phương liên kết có bề rộng $b = 1m$, xem bản như một dầm, tùy theo gối tựa là tường hay dầm mà chọn sơ đồ tính cho thích hợp.

1.2.1 Bản đơn (H.1.6a, b, c)

- Xác định sơ bộ chiều dày bản sàn

Việc chọn chiều dày bản sàn có ý nghĩa quan trọng vì khi chỉ thay đổi h_s một vài centimét thì khối lượng bêtông của toàn sàn cũng thay đổi đáng kể. Chọn chiều dày sàn phụ thuộc vào nhịp và tải trọng tác dụng, có thể xác định sơ bộ chiều dày h_s theo biểu thức sau

$$h_s = \frac{D}{m} L_1 \quad (1.9)$$

$m = 30 \div 35$ đối với bản dầm;

$D = 0,8 \div 1,4$ phụ thuộc vào tải trọng.

Chọn h_s là một số nguyên theo cm, đồng thời phải đảm bảo điều kiện cấu tạo.

$h_s \geq 50mm$ đối với mái bằng

$h_s \geq 60mm$ đối với sàn nhà dân dụng (thực tế thường chọn $h_s = 80mm$)

$h_s \geq 70mm$ đối với sàn nhà công nghiệp (thực tế thường chọn $h_s \geq 80mm$).

- Sơ đồ tính thể hiện trên hình 1.6e

Theo quy ước

Liên kết được xem là tựa đơn khi:

- Bản kê lên tường
- Bản tựa lên dầm bêtông cốt thép (đổ toàn khối) mà có $h_d/h_s < 3$.
- Bản lắp ghép.

Liên kết được xem là ngầm khi:

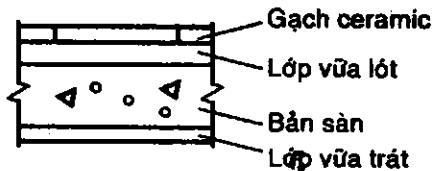
- Bản tựa lên dầm bêtông cốt thép (đổ toàn khối) có $h_d/h_s \geq 3$.

h_d - chiều cao dầm; h_s - chiều dày bản;

(từ đó chọn sơ đồ tính cho từng trường hợp cụ thể)

- Xác định tải trọng

Tính tải: gồm trọng lượng bản thân các lớp cấu tạo sàn:



Các lớp cấu tạo sàn:

Gọi g_i^c - trọng lượng bản thân của lớp cấu tạo sàn thứ i (daN/m^2)

δ_i , γ_i - chiều dày, khối lượng riêng của lớp thứ i

n_i - hệ số vượt tải của lớp sàn thứ i

Tải trọng tính toán của sàn / m^2

$$g_s = \sum_{i=1}^n g_i^c \cdot n_i = \sum_{i=1}^n \delta_i \gamma_i n_i \quad (daN/m^2) \quad (1.10)$$

Hoạt tải:

Gọi p_s^c (daN/m^2) - hoạt tải tiêu chuẩn tác dụng lên sàn

n_p - hệ số tin cậy của hoạt tải: tra trong "Tiêu chuẩn Tải trọng - tác động TCVN 27-37.1995" phụ thuộc vào chức năng sử dụng của sàn. Hoạt tải tính toán:

$$p_s = p_s^c \cdot n_p \quad (daN/m^2) \quad (1.11)$$

Tải trọng tác dụng lên bản sàn là

$$\text{Tính tải } G_s = g_s \cdot b \quad (daN/m) \quad (1.12)$$

$$\text{Hoạt tải } P_s = p_s \cdot b \quad (daN/m) \quad (b = 1 \text{ mét}) \quad (1.13)$$

$$\text{Tổng tải trọng tính toán: } Q_s = G_s + P_s \quad (daN/m) \quad (1.14)$$

+ **Xác định mômen**

Tính giá trị mômen ở nhịp và ở gối theo các công thức của cơ học kết cấu.

+ **Tính cốt thép:** Từ các giá trị mômen ở nhịp và ở gối tính cốt thép:

Giả thiết $a = 15 - 20mm$, tính $h_o = h - a$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b \cdot b h_o^2} \leq \alpha_R \quad (1.15)$$

tra bảng được ξ hoặc tính từ

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \quad (1.16)$$

$$A_s = \xi \cdot \gamma_b R_b \cdot b h_0 / R_s \quad (1.17)$$

Kết quả tính cốt thép được tóm tắt trong bảng:

Tiết diện	M (daNm)	α_m	ξ	A_{st} (mm ² /m)	A _s			$\mu = \frac{A_s}{bh_0}$
					d	@	A _s	
Nhập (gối)								

Chú thích: Tiết diện tính toán: ($b = 1m$; h_s);

cốt thép A_{st} (mm²/1m)

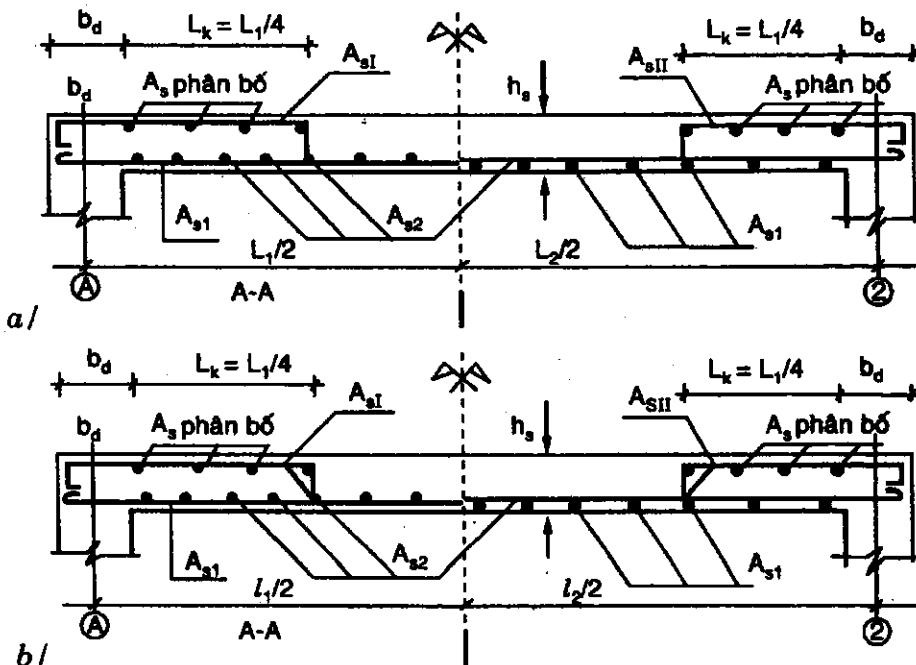
- Chọn và bố trí cốt thép

Chọn cốt thép sàn theo bảng phụ lục 12

- Cốt thép bố trí theo phương L_2 đặt theo cấu tạo như sau:

Khi $\frac{L_2}{L_1} \geq 3$ thì lấy $A_{s2} \geq 10\% A_s$

Khi $\frac{L_2}{L_1} = 2 \div 3$ thì lấy $A_{s2} \geq 20\% A_s$



Hình 1.7 Bố trí cốt thép trong bản đơn

- A_s phân bố chọn ($d_6 @ = 250 - 300$)

Bố trí cốt thép

a- Phương án 1: cốt thép ở gối và nhịp riêng biệt

b- Phương án 2: tận dụng cốt thép ở nhịp uốn lên gối

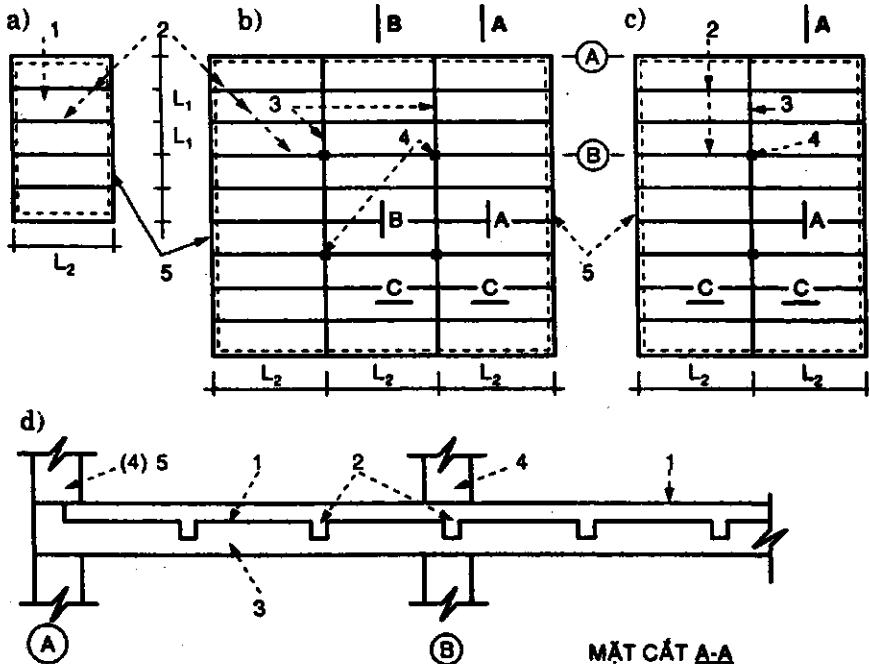
1.2.2 Bản liên tục (H.1.6d)

Tính toán hoàn toàn giống sàn sườn toàn khối loại bản dầm.

1.3 SÀN SƯỜN TOÀN KHỐI LOẠI BẢN DẦM

1.3.1 Các bộ phận của sàn

Sàn gồm có bản và hệ dầm đúc liền toàn khối, bản loại dầm khi tỷ số các cạnh ô bản $L_2 / L_1 > 2$. Về sơ đồ kết cấu xem bản kê lên dầm phụ, dầm phụ kê lên dầm chính, dầm chính kê cột hoặc tường.



1- Bản sàn; 2- Dầm phụ; 3- Dầm chính; 4- Cột; 5- Tường
 L_1 - Cạnh ngắn của ô bản thường từ 1,7 - 2,8 mét; L_2 - Cạnh dài của ô bản thường từ 5 - 7 mét

Hình 1.8 Sơ đồ kết cấu sàn toàn khối loại bản dầm

a) Sàn có dầm một phương; b, c) Sàn có dầm theo hai phương

d) Mật cắt ngang của sàn

Nhip của dầm chính hay khoảng cách giữa các cột trong khoảng $5 \div 8 m$, trong đoạn này có thể bố trí hai, ba hoặc nhiều dầm phụ, cần thiết phải có một dầm phụ kê lên cột.

Theo chu vi bản sàn, dầm có thể kê trực tiếp lên tường gạch hoặc dầm, cột bêtông cốt thép.

1.3.2 Tính toán sàn

Xác định sơ bộ chiều dày bản sàn

Chọn chiều dày sàn phụ thuộc vào nhịp và tải trọng tác dụng, có thể xác định sơ bộ chiều dày h_s theo biểu thức sau

$$h_s = \frac{D}{m} L_1 \quad (1.18)$$

$m = 30 \div 35$ đối với bản dầm;

$D = 0,8 \div 1,4$ phụ thuộc vào tải trọng.

Chọn h_s là một số nguyên theo cm, đồng thời phải đảm bảo điều kiện cấu tạo.

$h_s \geq 50mm$ đối với mái bằng

$h_s \geq 60mm$ đối với sàn nhà dân dụng (thực tế thường chọn $h_s = 80mm$)

$h_s \geq 70mm$ đối với sàn nhà công nghiệp (thực tế thường chọn $h_s \geq 80mm$).

Sàn có thể tính theo các phương pháp sau:

1. Tính theo sơ đồ có xét đến biến dạng dẻo

Xét sơ đồ sàn (H.1.8b) có mặt cắt ngang (H.1.9a)

Bản thuộc loại bản dầm ($L_2 / L_1 > 2$). Bản làm việc một phương theo cạnh ngắn. Cắt theo phương cạnh ngắn một dải có bề rộng $b = 1$ mét, xem bản như một dầm liên tục nhiều nhịp, gối tựa là tường và các dầm phụ.

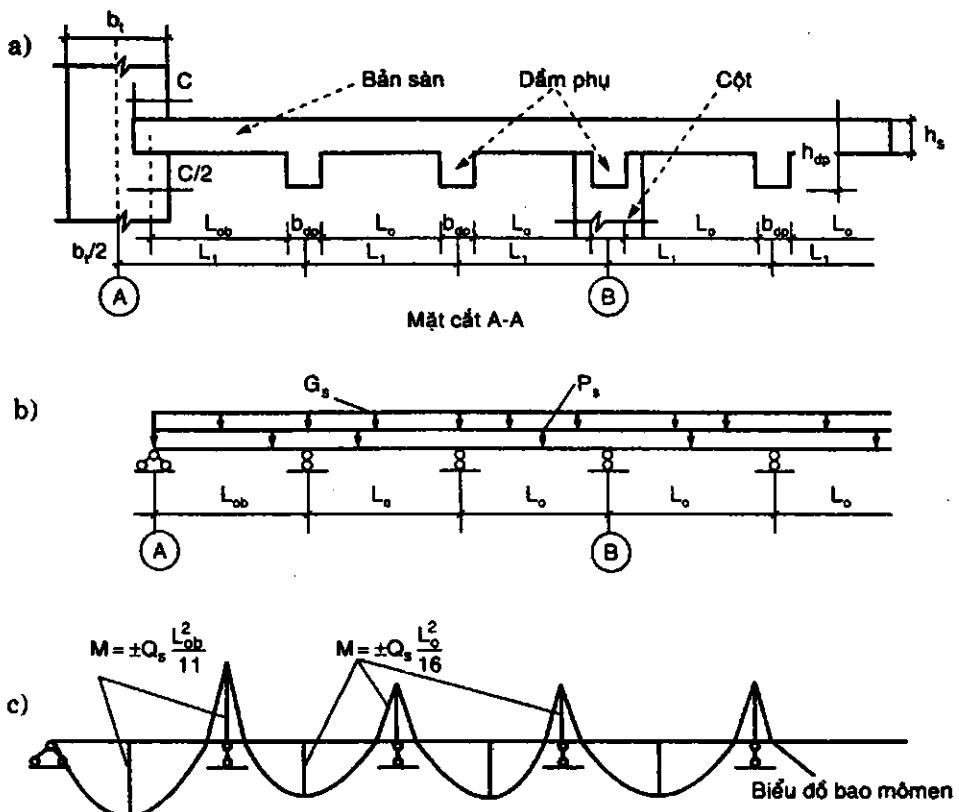
+ Sơ đồ tính (hình 1.9.b)

• Nhịp tính toán

Tính theo sơ đồ dẻo (nhịp tính toán lấy theo mép)

Đối với các nhịp giữa: L_o bằng khoảng cách nội giữa hai mép dầm phụ

$$L_o = L_1 - b_{dp} \quad (1.19)$$



Hình 1.9 Sơ đồ tính của bản sàn theo sơ đồ dèo

- a) *Mặt cắt ngang của bản sàn; b) Sơ đồ tính tải trọng tính toán
c) Biểu đồ bao mômen*

Đối với nhịp biên: L_{ob} bằng khoảng cách từ mép dầm phụ đến trọng tâm của đoạn bản ngầm vào tường

$$L_{ob} = L_1 - \frac{b_{dp}}{2} - \frac{b_t}{2} + \frac{C}{2} \quad (1.20)$$

trong đó: b_{dp} - bề rộng của dầm phụ

- Xác định sơ bộ kích thước của dầm phụ: theo công thức gần đúng như sau:

$$h_d = \frac{1}{(13+15)} L \quad \text{với } L \text{ - nhịp của dầm} \quad (1.21)$$

$$b_d = \frac{1}{(2+4)} h_d \quad (1.22)$$

Tuy nhiên, cần thiết phải chọn h_d, b_d là bội số của 50mm để

tiện trong việc thi công.

C - đoạn bắn ngầm vào tường, C chọn như sau:

$$C \geq 120\text{mm} \text{ và } C \geq h_s$$

b_t - chiều dày của tường: phụ thuộc vào kích thước của viên gạch.

$b_t = L_g; 1,5 L_g; 2 L_g$ với L_g - chiều dài của viên gạch

Có thể chọn sơ bộ $b_t = 220\text{mm}$

• Xác định tải trọng

Tính tải: gồm trọng lượng bản thân các lớp cấu tạo sàn:

Gọi g_i^c - trọng lượng bản thân của lớp cấu tạo sàn thứ i (daN/m^2)

n_{gi} - hệ số vượt tải của lớp cấu tạo sàn thứ i

Tải trọng tính toán của sàn $/\text{m}^2$

$$g_s = \sum^n g_i^c \cdot n_{gi} \quad (\text{daN}/\text{m}^2) \quad (1.23)$$

Hoạt tải

Gọi p_s^c (daN/m^2) - hoạt tải tiêu chuẩn tác dụng lên sàn

n_p - hệ số tin cậy của hoạt tải: tra trong "Tiêu chuẩn Tải trọng - tác động TCVN 27-37.1995" phụ thuộc vào chức năng sử dụng của sàn.

Hoạt tải tính toán:

$$p_s = p_s^c \cdot n_p \quad (\text{daN}/\text{m}^2) \quad (1.24)$$

Tải trọng tác dụng lên bản sàn là

$$\text{- Tính tải} \quad G_s = g_s \cdot b \quad (\text{daN}/\text{m}) \quad (1.25)$$

$$\text{- Hoạt tải} \quad P_s = p_s \cdot b \quad (\text{daN}/\text{m}) \quad (b = 1 \text{ mét}) \quad (1.26)$$

• Xác định mômen

Tính bắn theo sơ đồ dẻo, dùng các công thức tính toán đã lập sẵn, cho ta xác định được tung độ của biểu đồ bao mômen một cách nhanh chóng, tại một số tiết diện cần thiết như sau

Từ kết quả thực nghiệm:

Mômen lớn nhất ở nhịp biên và ở gối thứ hai

$$M_{\max} = \pm Q_s \frac{L_{ob}^2}{11} \quad (\text{daNm}) \quad (1.27)$$

Mômen lớn nhất ở các nhịp giữa và các gối giữa:

$$M_{\max} = \pm Q_s \frac{L_o^2}{16} \quad (\text{daNm}) \quad (1.28)$$

trong đó: $Q_s = G_s + P_s$ (1.29)

Chú thích: Tại gối thứ hai do $L_{ob} \neq L_o$, khi tính toán mômen âm tại gối đó nên chọn L_{\max} .

Trong bản thường luôn luôn đảm bảo điều kiện $Q \leq 0,6R_b b h_o$ nên không cần tính theo lực cắt trong bản.

+ *Tính cốt thép:* Từ các giá trị mômen ở nhịp và ở gối tính cốt thép:

Giả thiết $a = 15 - 20mm$, tính $h_o = h - a$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b \cdot b h_o^2} \leq \alpha_R \quad (1.30)$$

tra bảng được ξ hoặc tính từ

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \quad (1.31)$$

$$A_s = \xi \cdot \gamma_b R_b \cdot b h_o / R_s \quad (1.32)$$

Kết quả tính cốt thép được tóm tắt trong bảng:

Tiết diện	M (daNm)	α_m	ξ	A_{st} (mm^2/m)	A_s			$\mu = \frac{A_s}{b h_o}$
					d	@	A_s	
Nhịp (gối)								

Chú thích: Tiết diện tính toán: ($b = 1m$; h_s);

cốt thép A_{st} ($\text{mm}^2/1m$)

• Chọn và bố trí cốt thép

Chọn cốt thép sàn theo bảng phụ lục 12

- Cốt thép bố trí theo phương L_2 đặt theo cấu tạo như sau:

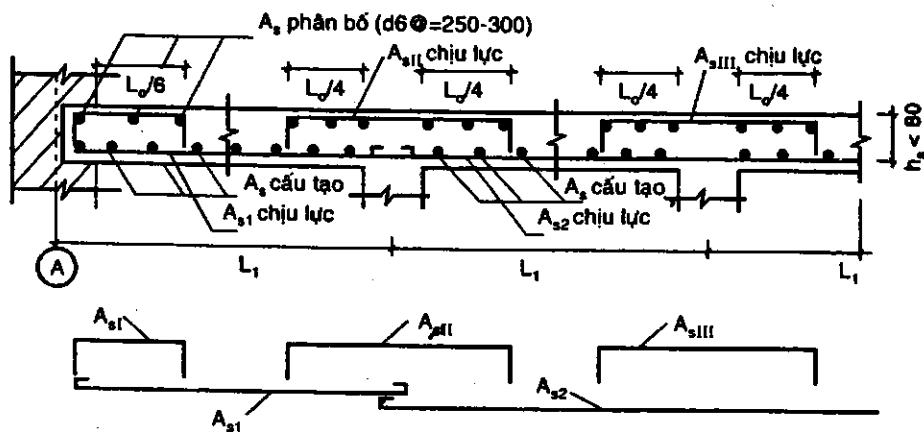
Khi $\frac{L_2}{L_1} \geq 3$ thì lấy $A_{s2} \geq 10\% A_s$

Khi $\frac{L_2}{L_1} = 2 + 3$ thì lấy $A_{s2} \geq 20\% A_s$

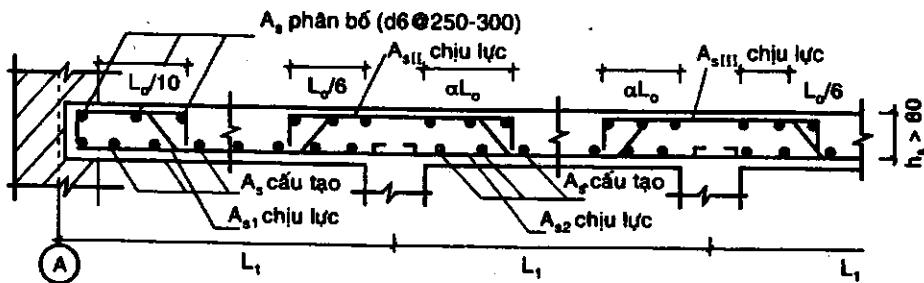
A_s phân bố chọn ($d6 @ = 250 - 300$)

Bố trí cốt thép

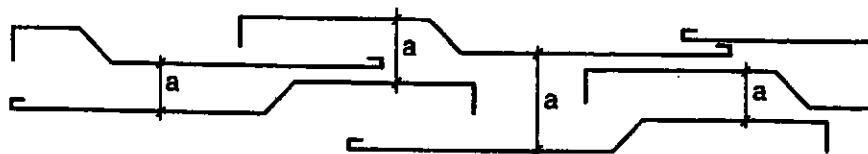
Phương án 1



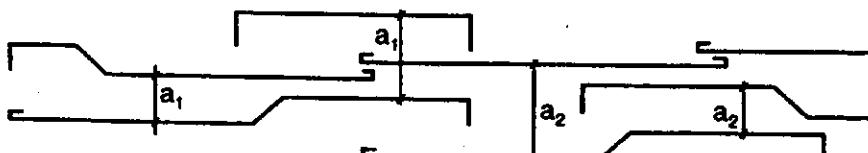
Phương án 2



Phương án 1



Phương án 2



(a₁ ≠ a₂)

Hình 1.10 Bố trí cốt thép bân

Chú thích:

- Bố trí cốt thép sàn phải tuân theo nguyên tắc: khoảng cách giữa các cốt thép @ ở nhịp phải giống nhau, ở gối cũng tương tự. Nếu chọn có hai loại đường kính khác nhau thì phải bố trí so le.
- Bố trí cốt thép như ở phương án 1 khi khoảng cách giữa các cốt thép ở nhịp 1 và nhịp 2 bằng nhau.
- Khi khoảng cách giữa các cốt thép ở hai nhịp 1 và nhịp 2 khác nhau thì phải bố trí theo phương án 2.
- Cốt thép bố trí theo phương L_2 đặt theo cấu tạo như sau:

$$\text{Khi } \frac{L_2}{L_1} \geq 3 \quad \text{thì lấy } A_{s2} \geq 10\%A_s$$

$$\text{Khi } \frac{L_2}{L_1} = 2 \div 3 \quad \text{thì lấy } A_{s2} \geq 20\%A_s$$

- Cốt thép sàn có d từ 6 đến 10mm, khoảng cách của cốt chịu lực:

$70 \leq @ \leq 200mm$ đối với cốt thép chịu mômen dương

$100 \leq @ \leq 200mm$ đối với cốt thép chịu mômen âm.

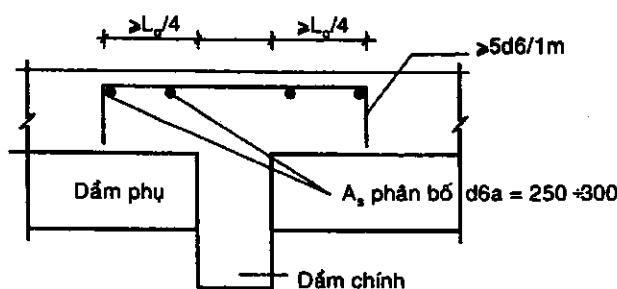
- Cốt thép ở nhịp sau khi uốn lên gối để chịu mômen âm. Các thanh này phải được kéo dài qua mép của đầm phụ mỗi bên một đoạn không bé hơn αL_o khi:

$$P_s \leq 3G_s \quad \text{lấy} \quad \alpha = 1/4$$

$$P_s > 3G_s \quad \text{lấy} \quad \alpha = 1/3$$

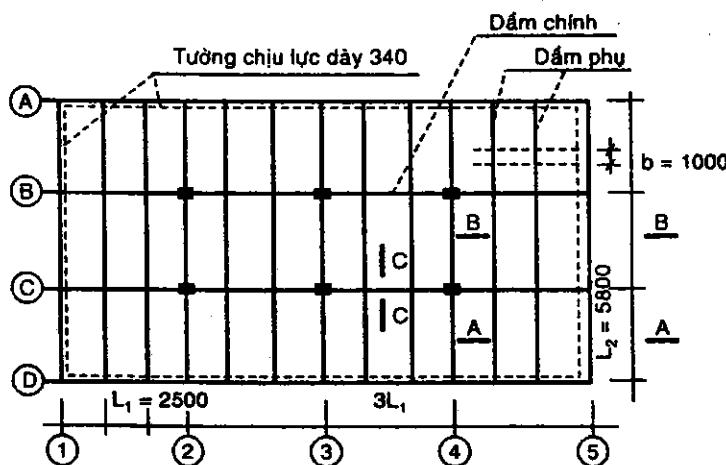
và số cốt thép còn lại ở nhịp (không được ít hơn 1/3 cốt thép ở nhịp và không ít hơn ba thanh / mỗi mét) phải kéo vào quá mép gối tựa một đoạn $\geq 10d$.

Ở phía trên của bản kẽ với đầm chính cần phải đặt cốt cấu tạo vuông góc với đầm chính để chịu mômen âm theo phương cạnh dài của ô bản do chưa xét đến trong tính toán. Diện tích cốt thép cấu tạo này không ít hơn 1/3 diện tích cốt thép chịu lực ở nhịp và không ít hơn năm thanh d6/1mét dài. Các thanh này phải được kéo dài qua mép của đầm chính mỗi bên một đoạn không bé hơn 1/4 nhịp tính toán của bản.



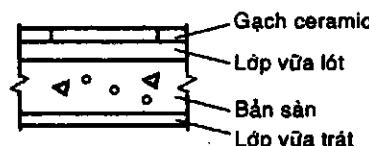
Hình 1.11 Đặt cốt thép
cấu tạo trong bản vuông
góc với đầm chính

Bài tập 1.1. Mặt bằng sàn của nhà công nghiệp như hình sau, chịu tác dụng của trọng lượng bản thân sàn (gồm các lớp cấu tạo sàn như (hình) và tải trọng tác dụng tạm thời (hoạt tải) là $p_s^c = 500daN/m^2$, $n_p = 1,2$. Tính và bố trí cốt thép cho bản sàn. Cho biết: cốt thép $d \leq 10mm$ dùng loại CI; cốt thép $d \geq 12mm$ dùng loại CII. Bê tông có cấp độ bền chịu nén B15, hệ số điều kiện làm việc của bê tông $\gamma_b = 0,9$.



Giải

Các lớp cấu tạo sàn như sau



Gạch ceramic $\gamma_g = 20 kN/m^3$, $\delta_g = 10mm$, $n = 1,2$

Lớp vữa lót $\gamma_v = 18 kN/m^3$, $\delta_v = 30mm$, $n = 1,1$

Bản sàn $\gamma_b = 25 kN/m^3$, $\delta_b = 80mm$, $n = 1,1$

Lớp vữa trát $\gamma_v = 18 \text{ kN/m}^3$, $\delta_v = 15 \text{ mm}$, $n = 1,1$

Xác định trọng lượng bản thân sàn

$$g_s = \sum g_{si} = \sum \delta_i n_i \gamma_i$$

$$g_s = 0,01 \times 1,2 \times 20 + 0,45 \times 1,1 \times 18 + 0,08 \times 1,1 \times 25 = 3,30 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Hoạt tải tính toán } p_s = p_s^c n_p = 5 \times 1,2 = 6 \text{ kN/m}^2$$

Tính toán sàn

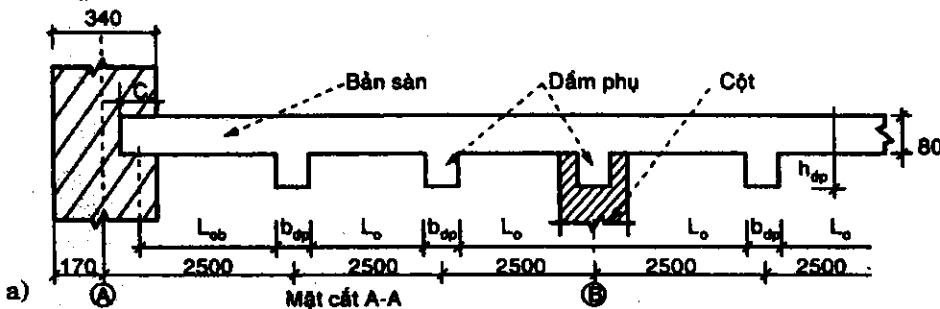
Xác định sơ bộ chiều dày của bản sàn:

$$h_s = \frac{D}{m} L_1 = \frac{2500}{30} = 83 \text{ mm} \text{ chọn } h_s = 80 \text{ mm}$$

1. Tính theo sơ đồ có biến dạng dẻo

Xét tỉ số $\frac{L_2}{L_1} = \frac{5,8}{2,5} > 2$ thuộc loại bản dầm, bản làm việc một

phương theo cạnh ngắn. Cắt theo phương cạnh ngắn một dải có bề rộng $b = 1 \text{ m}$, xem bản như một dầm liên tục nhiều nhịp, gối tựa là tường và các dầm phụ (hình a).



a) Xác định sơ bộ kích thước của dầm phụ

$$h_d = \frac{L_2}{15} = 386 \text{ chọn } h_{dp} = 400 \text{ mm}$$

$$b_d = \frac{h_d}{2} = 200 \text{ chọn } b_{dp} = 200 \text{ mm}$$

Xác định sơ bộ kích thước của dầm chính

$$h_d = \frac{3L_1}{13} = 576 \text{ chọn } h_{dc} = 600 \text{ mm}$$

$$b_d = \frac{h_d}{2} = 300 \text{ chọn } b_{dc} = 300 \text{ mm}$$

C- đoạn bắn ngầm vào tường, trong bài này chọn $C = 120mm$

Nhịp tính toán: Tính theo sơ đồ dẻo (nhịp tính toán lấy theo mép)

- Đối với các nhịp giữa: $L_o = L_1 - b_{dp} = 2500 - 200 = 2300mm$

$$\begin{aligned} \text{- Đối với nhịp biên: } L_{ob} &= L_1 - \frac{b_{dp}}{2} - \frac{b_t}{2} + \frac{C}{2} \\ &= 2500 - 100 - 170 + 60 = 2290mm \end{aligned}$$

L_{ob} ; L_o chênh lệch không đáng kể (0,5%), xem $L_{ob} = L_o$ để tính toán

Xác định tải trọng

Tổng tải trọng tác dụng lên bản sàn là

$$Q_s = (g_s + p_s) \cdot b = (3,3 + 6) \times 1 = 9,3kN/m$$

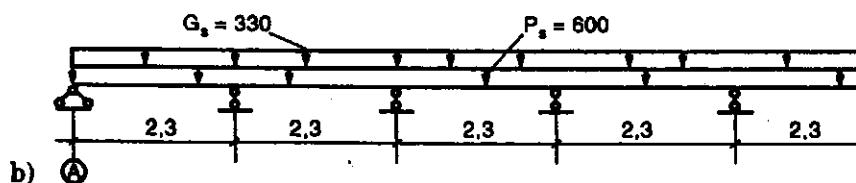
Xác định nội lực

Mômen lớn nhất ở nhịp biên và ở gối thứ hai

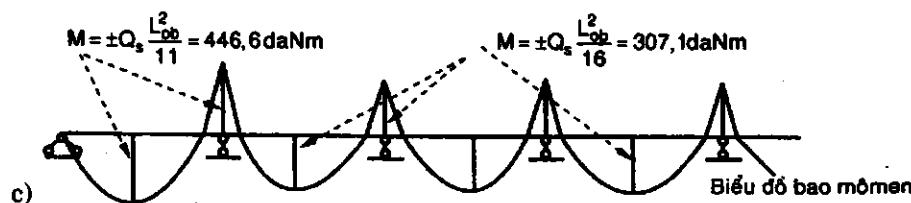
$$M_{\max} = \pm Q_s \frac{L_{ob}^2}{11} = \frac{9,3 \times 2,3^2}{11} = 4,466 kNm$$

Mômen lớn nhất ở các nhịp giữa và các gối giữa

$$M_{\max} = \pm Q_s \frac{L_o^2}{16} = \frac{9,3 \times 2,3^2}{16} = 3,071 kNm$$



b) Sơ đồ tính+ tải trọng tính toán



c) Biểu đồ bao mômen

Tính cốt thép

Từ các giá trị mômen ở nhịp và ở gối tính cốt thép, giả thiết $a = 15mm$, tính $h_o = h - a$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_o^2} \leq \alpha_R \text{ tra bảng được } \xi \text{ hoặc tính từ}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$$

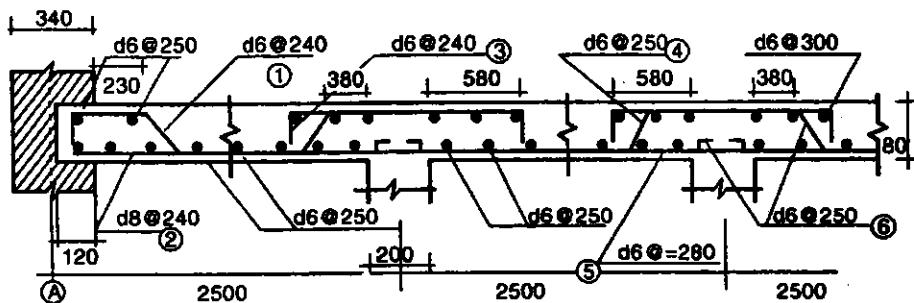
$$A_s = \xi \cdot \gamma_b R_b b h_o / R_s$$

Kết quả tính cốt thép được tóm tắt trong bảng sau:

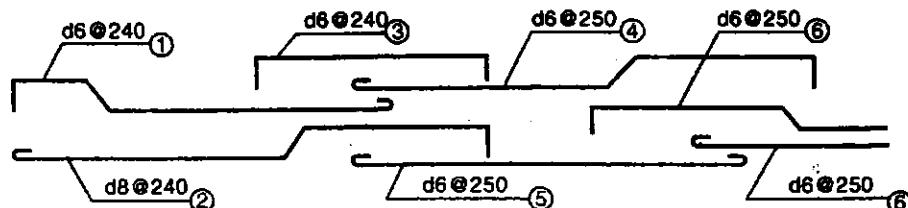
Tiết diện	M (kNm)	α_m	ξ	A_{st} (mm ² /m)	A_s			$\mu = \frac{A_s}{b h_o}$ (%)
					d	@	A_s	
Nhip biên (gối 2)	4,466	0,138	0,199	330	6/8	120	330	0,51
Nhip giữa (gối giữa)	3,071	0,095	0,10	221	6	125	230	0,34

Xét tỉ số: $\frac{P_s}{G_s} = \frac{600}{330} < 3$ chọn $\alpha = \frac{1}{4}$

$$\alpha L_o = 575 \text{ mm}; \text{ chọn } \alpha L_o = 580 \text{ mm}$$



MẶT CẮT A-A

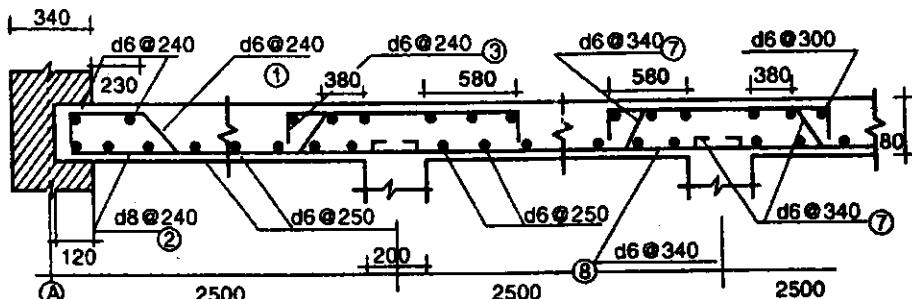


Bố trí cốt thép trong phạm vi được giảm 20% lượng cốt thép

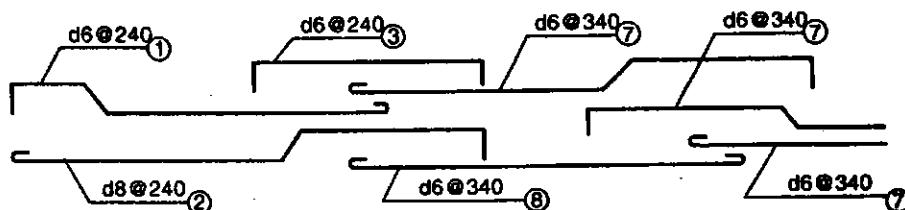
Ở các gối giữa và các nhịp giữa:

$$A_s = 0,8A_{s1} = 0,8 \times 230 = 176mm^2$$

chọn d6 @170 (xem mặt cắt B-B).

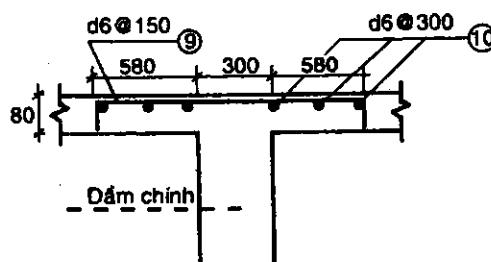


MẶT CẮT B-B



Bố trí cốt thép tại vị trí giao nhau giữa bản sàn và đầm chính

Chọn d6@150



MẶT CẮT C-C

2. Tính theo sơ đồ đàn hồi

+ **Sơ đồ tính:** tương tự như trường hợp tính nội lực theo sơ đồ dẻo, sơ đồ tính bänder vẫn là đầm liên tục có các gối tựa là tường biên và các cột.

+ **Nhịp tính toán:** khi tính theo sơ đồ đàn hồi nhịp tính toán là khoảng cách từ trục của gối tựa này đến trục gối tựa trên (lấy theo trục).

Đối với nhịp biên

$$L_{ob} = L_1 - b_t / 2 + C / 2 \quad (1.33)$$

Đối với các nhịp giữa

$$L_o = L_1 \quad (1.34)$$

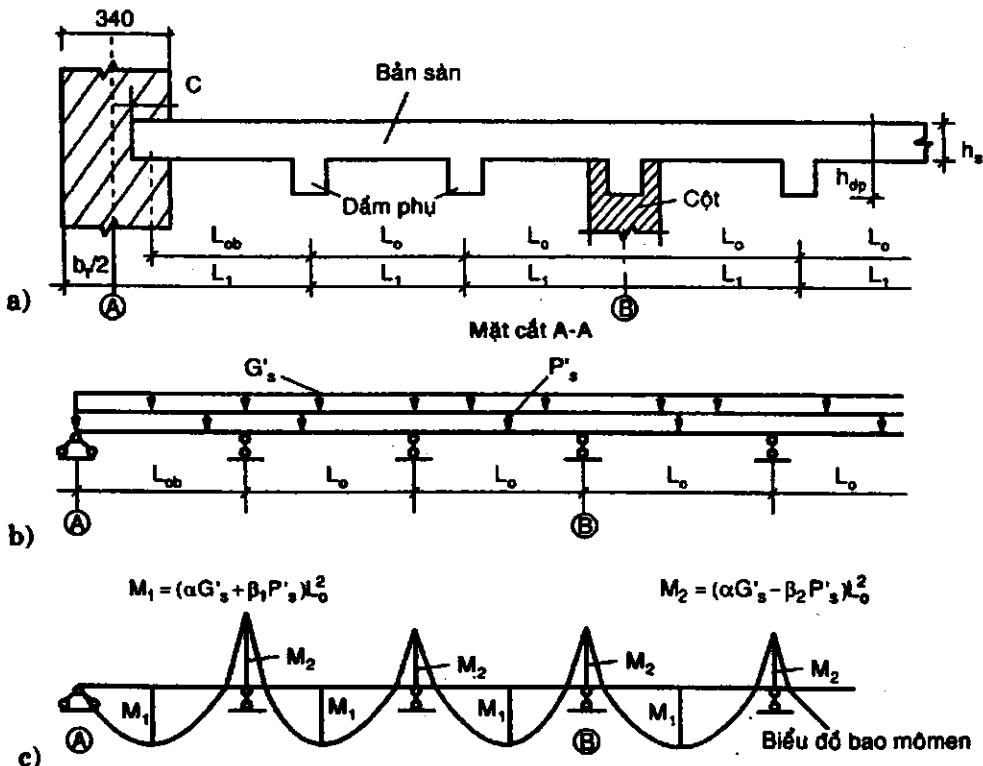
+ Xác định tải trọng

Do đặc điểm bê tông đổ toàn khối (sàn và đầm đổ bê tông cùng lúc), do đó đầm ngăn cản sự quay tự do của bản và do đó hạn chế tác dụng của hoạt tải từ nhịp này sang các nhịp lân cận, làm cho tác dụng của hoạt tải gần giống với tác dụng của tĩnh tải (tác dụng giảm tải) của đầm phụ đối với bản. Để kể đến ảnh hưởng giảm tải đó, trong tính toán đem chuyển một phần hoạt tải thành tĩnh tải và có dạng

$$\text{Hoạt tải để tính} \quad P'_s = P_s / 2 \quad (1.35)$$

$$\text{Tịnh tải để tính} \quad G'_s = G_s + P_s / 2 \quad (1.36)$$

+ Xác định nội lực



Hình 1.12 Sơ đồ tính của bản sàn theo sơ đồ dàn hồi

- a) Mặt cắt ngang của bản sàn; b) Sơ đồ tính tải trọng tính toán
- c) Biểu đồ bao mômen

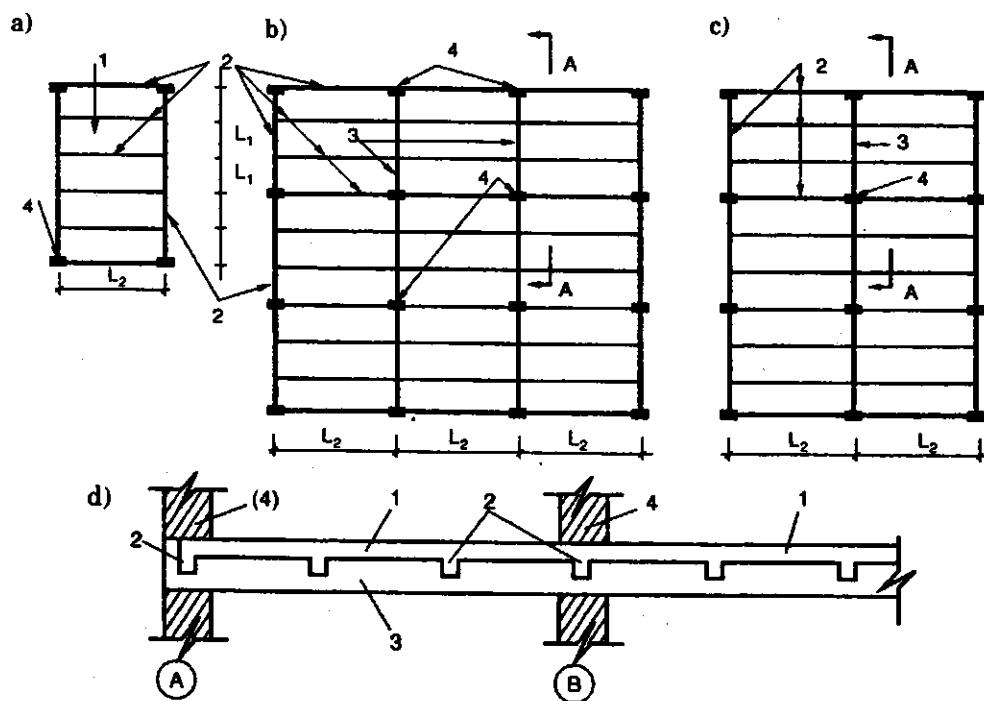
Để xác định nội lực nguy hiểm nhất tại mỗi tiết diện bất kì của bản, phải xác định biểu đồ bao mômen. Việc xác định biểu đồ bao mômen có nhiều cách, trong trường hợp này “dầm liên tục đều nhịp tải trọng phân bố đều là hằng số” ta dùng cách tra bảng (các công thức và các bảng tra đã được lập sẵn) để cho nhanh chóng (các trường hợp khác xem cách xác định biểu đồ bao mômen sẽ nói kỹ ở phần tính dầm).

Tung độ của biểu đồ bao mômen xác định theo công thức sau:

$$\text{- Đối với nhánh dương} \quad M_1 = (\alpha.G'_s + \beta_1.P'_s)L_o^2 \quad (1.37)$$

$$\text{- Đối với nhánh âm} \quad M_2 = (\alpha.G'_s - \beta_2.P'_s)L_o^2 \quad (1.38)$$

Các hệ số α , β_1 , β_2 phụ thuộc vào tỷ số x/L_o (tra phụ lục 16).



1- Bản sàn; 2- Dầm phụ; 3- Dầm chính; 4- Cột

L_1 - Cạnh ngắn của ô bản thường từ 1,7 - 2,8 mét;

L_2 - Cạnh dài của ô bản thường từ 5 - 7 mét

**Hình 1.13 Sơ đồ sàn trường hợp công trình có hệ khung chịu lực
(bản sàn liên kết với dầm bêtông cốt thép bao quanh)**

a, b, c) Sàn có dầm theo hai phương; d) Mặt cắt ngang của sàn

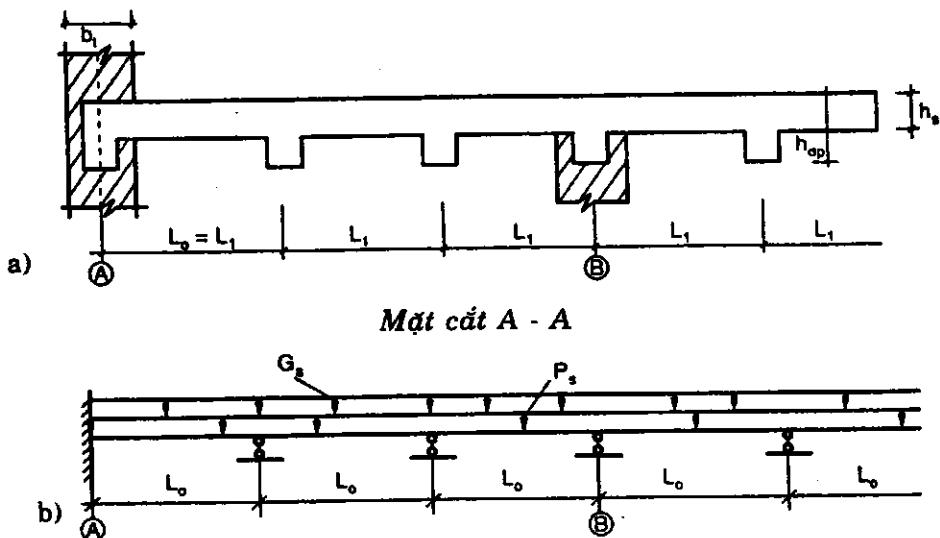
Chú thích: Tính theo sơ đồ dàn hồi, nhịp tính toán lấy theo trục nên giá trị mômen âm tính theo công thức (1.38) là tại trục của gối tựa. Về nguyên tắc, khi tính cốt thép tại gối phải tính với mômen tại mép của gối tựa (M_{mg}). Do nội lực trong bản sàn nhỏ, độ chênh lệch giữa mômen lấy theo trục và theo mép không nhiều, để đơn giản và thiên về an toàn, có thể dùng mômen ở trục để tính cốt thép.

Tính và bố trí cốt thép tương tự như tính theo sơ đồ dẻo.

Ghi chú: Hiện nay, hầu hết các công trình đều dùng hệ khung bêtông cốt thép chịu lực, do đó bao quanh sơ đồ sàn là các đầm bêtông cốt thép. Vì thế bản sàn không kê tự do lên tường như phần trên đã xét, mà liên kết bản sàn với đầm bêtông cốt thép bao quanh có thể là liên kết ngầm (H. 1.13).

Vì vậy không thể dùng sơ đồ tính như trên để tính toán bản sàn cho trường hợp này.

Sau đây ta xét cho trường hợp này: giả thiết ta có sơ đồ sàn như sau (Hình 1.14).



Hình 1.14 Sơ đồ tính của bản sàn theo sơ đồ dàn hồi

- a) *Mặt cắt ngang của bản sàn;*
- b) *Sơ đồ tính tải trọng tính toán*
- c) *Biểu đồ bao mômen*

Tính toán bản sàn trong trường hợp này cũng tương tự như cách tính ở phần trên. Chỉ khác là trong sơ đồ tính gối tựa đầu tiên không phải là khớp mà thay vào đó là liên kết ngầm (bản ngầm với đầm).

Trình tự tính toán tương tự như trường hợp trên: tính theo sơ đồ dàn hồi.

Để xác định biểu đồ bao mômen (lực cắt) dùng phương pháp tổ hợp nội lực (phương pháp này sẽ giải thích kỹ ở phần tính toán dầm chính).

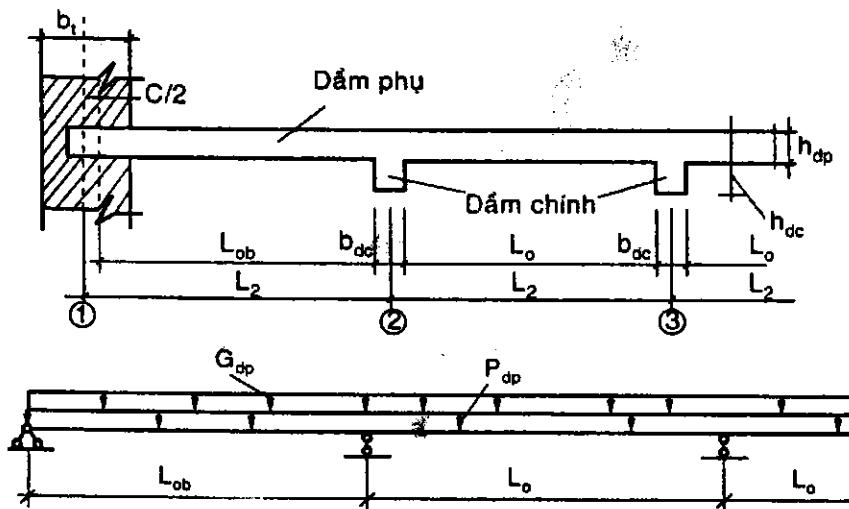
Tuy nhiên, để tìm nội lực trong dầm liên tục đều nhịp (hoặc không đều nhịp), chịu tải bất kỳ, có liên kết ngầm ở gối tựa đầu và gối tựa cuối, có thể dùng các phương pháp tính ở môn cơ học kết cấu để giải. Để nhanh chóng, đơn giản nên dùng các chương trình tính kết cấu được hỗ trợ bởi máy tính.

Sau khi đã tìm được biểu đồ bao mômen, tính và bố trí cốt thép bản sàn vẫn giống ở phần trên.

1.3.3 Tính dầm phụ (sàn sườn toàn khối loại bản dầm)

Giả sử yêu cầu tính dầm phụ (H.1.8)

1- Tính theo sơ đồ dẻo



Hình 1.15 Sơ đồ tính dầm phụ

- Nhịp tính toán: (lấy theo mép) tính tương tự như của bản

$$\text{Đối với nhịp biên} \quad L_{ob} = L_2 - \frac{b_{dc}}{2} - \frac{b_t}{2} + \frac{C}{2} \quad (1.39)$$

$$\text{Đối với các nhịp giữa} \quad L_o = L_2 - b_{dc} \quad (1.40)$$

- Sơ đồ tính là dầm liên tục nhiều nhịp có các gối tựa là tường biên và các dầm chính.

- Xác định tải trọng

Tính tải: gồm trọng lượng bản thân các lớp cấu tạo sàn và trọng lượng bản thân dầm phụ.

Về nguyên tắc, tải trọng từ sàn truyền vào dầm của bản kê bốn cạnh như sau: đối với dầm theo phương cạnh ngắn (L_1) có dạng tam giác, dầm theo phương cạnh dài (L_2) có dạng hình thang. Trường hợp này, bản thuộc loại bản dầm ($\frac{L_2}{L_1} > 2$), để đơn giản tính toán,

xem tải trọng từ sàn truyền toàn bộ cho dầm theo phương cạnh dài. Trên cơ sở đó:

$$\text{Tính tải tính toán } G_{dp} = g_s \cdot L_1 + g_{dp} \quad (\text{daN/m}) \quad (1.41)$$

$$\text{Hoạt tải tính toán } P_{dp} = p_s \cdot L_1 \quad (\text{daN/m}) \quad (1.42)$$

$$\text{Trong đó: } g_{dp} = b_{dp} (h_{dp} - h_s) n_g \gamma_b \quad (\text{daN/m}) \quad (1.43)$$

(trọng lượng bản thân của dầm phu, bỏ qua lớp trát)

- Xác định biểu đồ bao mômen

Tung độ của biểu đồ bao mômen tính theo công thức sau:

$$\text{Đối với nhánh dương } M = \beta_1 (G_{dp} + P_{dp}) L_o^2 \quad (1.44)$$

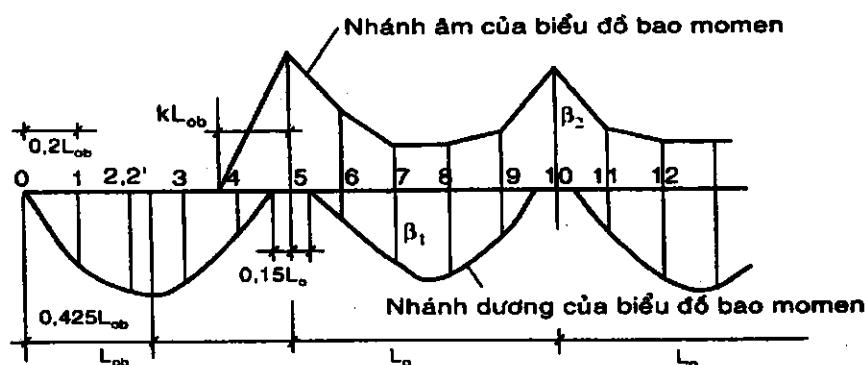
$$\text{Đối với nhánh âm } M = \beta_2 (G_{dp} + P_{dp}) L_o^2 \quad (1.45)$$

(đối với nhịp biên $L_o = L_{ob}$)

Trong đó: β_1 - hệ số cho trong bảng 1.1

β_2 - phụ thuộc vào tỷ số P_{dp}/G_{dp} cho trong bảng 1.2.

Biểu đồ bao mômen của dầm phu có dạng như hình 1.16.



Hình 1.16 Biểu đồ bao mômen của dầm phu

**Bảng 1.1 Hỗn số β_1 , để xác định tung độ nhánh dương
của biểu đồ bao mômen**

Tiết diện	1	2	2'	3	4	6(11)	7(12)	7'(12')	8(13)	9(14)
β_1	0,065	0,090	0,091	0,075	0,020	0,018	0,058	0,0625	0,058	0,018

**Bảng 1.2 Trị số β_2 để xác định tung độ nhánh âm
của biểu đồ bao mômen**

β_2 P_{dp}/G_{dp}	5	6	7	8	9
0,5	-0,0715	-0,010	0,022	0,024	-0,004
1,0	...	-0,020	0,016	0,009	-0,014
1,5	...	-0,026	-0,003	-0,000	-0,020
2,0	...	-0,030	-0,009	-0,006	-0,024
2,5	...	-0,033	-0,012	-0,009	-0,027
3,0	...	-0,035	-0,016	-0,014	-0,029
3,5	...	-0,037	-0,019	-0,017	-0,031
4,0	...	-0,038	-0,021	-0,018	-0,032
4,5	...	-0,039	-0,022	-0,020	-0,033
5,0	...	-0,040	-0,024	-0,021	-0,034
10	11	12	13	14	K
-0,0625	-0,003	0,028	0,028	-0,003	0,167
...	-0,013	0,013	0,013	-0,013	0,200
...	-0,019	0,004	0,004	-0,019	0,208
...	-0,023	-0,003	-0,003	-0,023	0,250
...	-0,025	-0,006	-0,006	-0,025	0,270
...	-0,028	-0,010	-0,010	-0,028	0,285
...	-0,029	-0,013	-0,013	-0,029	0,304
...	-0,030	-0,015	-0,015	-0,030	0,314
...	-0,032	-0,016	-0,016	-0,032	0,324
...	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	0,333

Xác định biểu đồ bao lực cắt

Tung độ của biểu đồ bao lực cắt được xác định theo công thức sau
Ở gối thứ 1

$$Q = 0,4(G_{dp} + P_{dp})L_{ob} \quad (1.46)$$

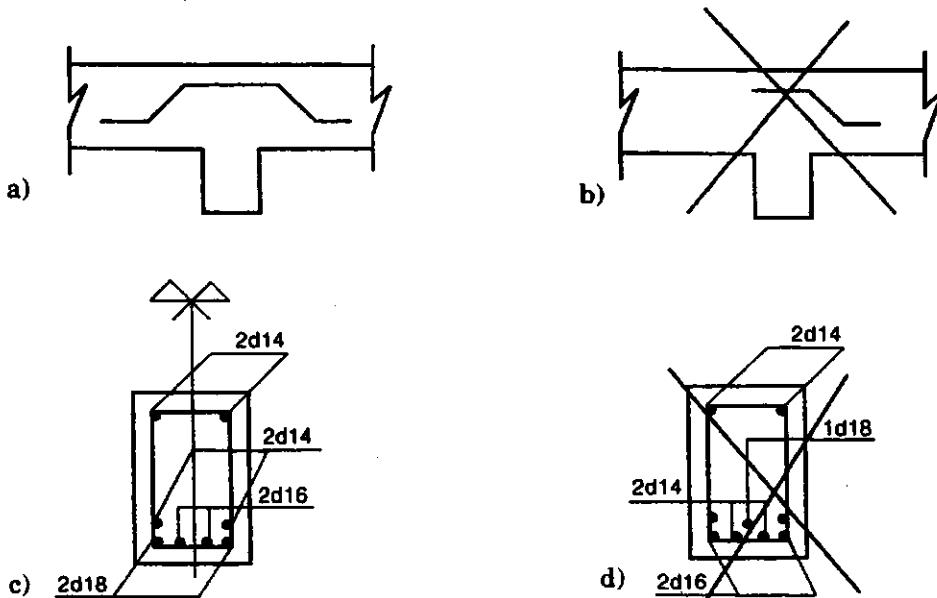
Ở bên trái gối thứ 2

$$Q = 0,6(G_{dp} + P_{dp})L_{ob} \quad (1.47)$$

Ở bên trái và bên phải các gối giữa $Q = 0,5(G_{dp} + P_{dp})L_o$

$$(1.48)$$

đoạn $L/2$ ở giữa dầm đặt theo cấu tạo, khoảng cách giữa các cốt dai(s) nên bố trí đều trong mỗi đoạn để tiện cho việc thi công.



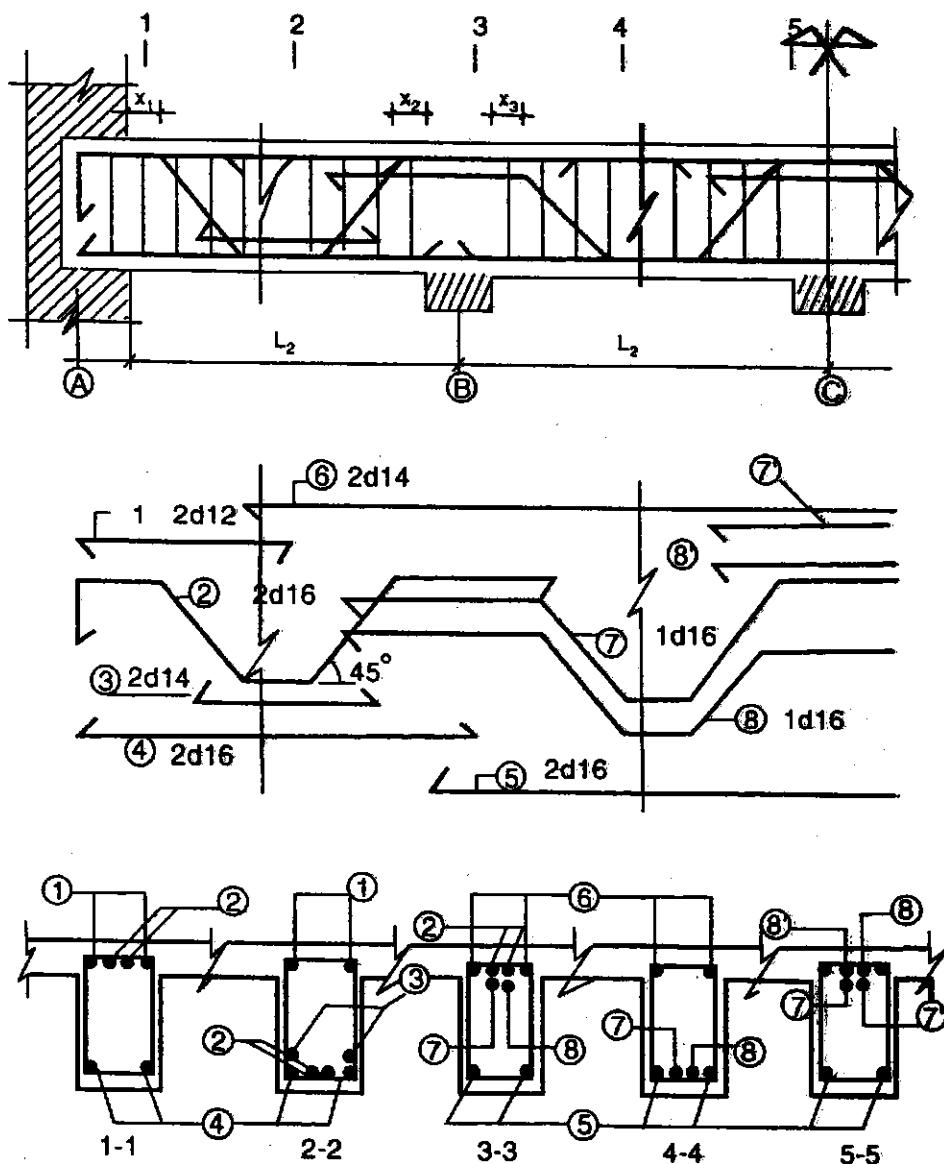
Hình 1.19 Cách bố trí cốt thép dầm

- a) Cốt xiên kiểu vai bò - nên dùng;
- b) Cốt xiên kiểu cổ ngỗng - không nên dùng
- c) Cốt thép phải bố trí đối xứng;
- d) Không dùng

- **Nối cốt thép:** trên lý thuyết ta có thể nối cốt thép tại bất kỳ tiết diện nào cũng được nếu ta bảo đảm đoạn nối chồng của hai thanh thép đó. Tuy nhiên trong thực tế chỉ nên nối cốt thép tại tiết diện có nội lực nhỏ nhất, nhằm bảo đảm an toàn cho kết cấu. Vì thế, cốt thép ở nhịp chịu mômen dương nên nối tại gối tựa, còn cốt thép ở gối chịu mômen âm nên nối tại nhịp.

Đối với dầm đối xứng, tải cũng đối xứng thì cốt thép phải bố trí đối xứng.

Ví dụ, cách bố trí cốt thép trong dầm bốn nhịp đối xứng.

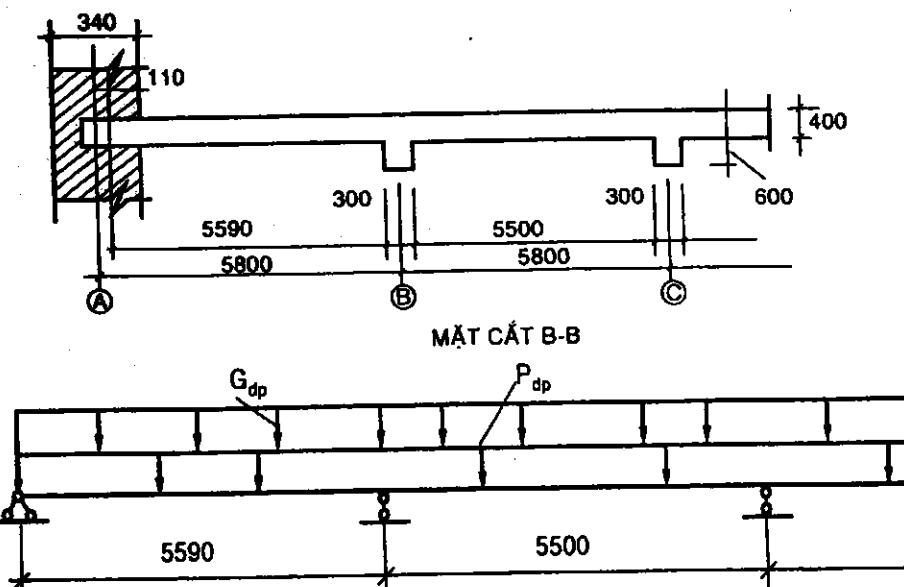


Hình 1.20 *Bố trí cốt thép trong đầm phụ*

Ghi chú: $x_i \geq h_o / 2$ khi cốt dọc chịu mômen

$x_i < s_{max}$ khi cốt xiên chịu lực cắt

Bài tập 1.2: (tính đầm phụ: tiếp theo bài tập 1.1)

**Sơ đồ tính đầm phụ**

Tính đầm phụ - (sàn sườn toàn khối có bản đầm)

Giả sử yêu cầu tính đầm phụ ở giữa

Tính theo sơ đồ dẻo

- Nhịp tính toán: (lấy theo mép) tính tương tự như của bản:

$$\text{Đối với nhịp biên } L_{ob} = L_2 - \frac{b_{dc}}{2} - \frac{b_t}{2} + \frac{C}{2}$$

$$\text{Chọn } C = 220\text{mm} \quad L_{ob} = 5800 - 150 - 170 + 110 = 5590\text{ mm}$$

$$\text{Đối với các nhịp giữa} \quad L_o = L_2 - b_{dc} = 5800 - 300 = 5500\text{ mm}$$

- Sơ đồ tính là đầm liên tục ba nhịp có các gối tựa là tường biên và đầm chính.

- Xác định tải trọng

Trọng lượng bản thân đầm phụ

$$g_{dp} = b_{dp} (h_{dp} - h_s) n \gamma_b = 0,2(0,4 - 0,08)1,1 \times 25 = 176\text{ daN/m}$$

Tính tải tính toán

$$G_{dp} = g_s L_1 + g_{dp} = 330 \times 2,5 + 176 = 1001\text{ daN/m}$$

$$\text{Hoạt tải tính toán} \quad P_{dp} = p_s \cdot L_1 = 600 \times 2,5 = 1500\text{ daN/m}$$

$$\text{Tải trọng toàn phần} \quad Q_{dp} = G_{dp} + P_{dp} = 1001 + 1500 = 2500\text{ daN/m}$$

$$\text{Tỉ số} \quad \frac{P_{dp}}{G_{dp}} = \frac{1500}{1001} = 1,5$$

Mômen âm triệt tiêu cách mép gối tựa một đoạn

$$x = kL_{ob} = 0,208 \times 5,59 = 1,15 \text{ m}$$

Mômen dương triệt tiêu cách mép gối tựa một đoạn

$$x_1 = 0,15 \times 5,59 = 0,838 \text{ m}$$

- Xác định biểu đồ bao mômen

Tung độ của biểu đồ bao mômen tính theo công thức sau

$$\text{Đối với nhánh dương} \quad M = \beta_1 (G_{dp} + P_{dp}) L_o^2$$

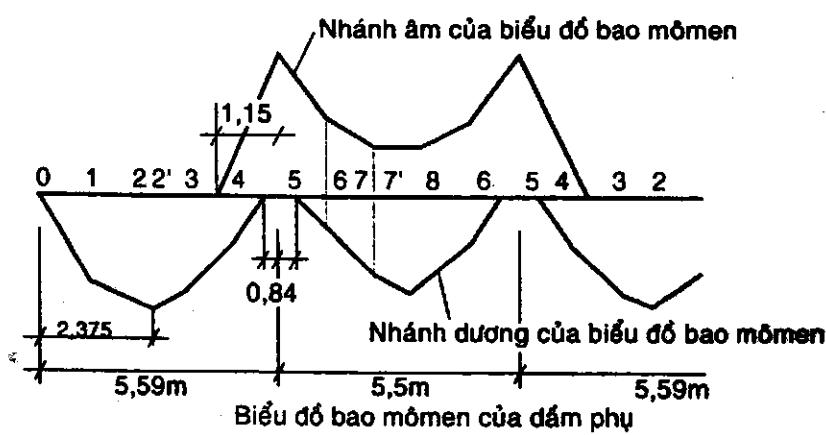
$$\text{Đối với nhánh âm} \quad M = \beta_2 (G_{dp} + P_{dp}) L_o^2$$

(đối với nhịp biên $L_o = L_{ob}$)

Tung độ của biểu đồ bao mômen được tóm tắt trong bảng sau.

Nhịp	Tiết diện	L_o	$G_{dp} L_o^2$	β_1	β_2	M^+ (daNm)	M^- (daNm)
Biên	0			0		0	
	1			0,065		5077,8	
	2			0,090		7030,8	
	2'	5,59	78120	0,091		7108,9	
	3			0,075		5859,0	
	4			0,020		1953,0	
Giữa	5				-0,0715		-5585,0
	6			0,018	-0,026	1361,2	-1966,2
	7	5,5	75625	0,058	-0,003	4386,2	-226,8
	7'			0,0625		4726,6	

Biểu đồ bao mômen của dầm phụ như sau (trị số tung độ tại từng tiết diện của biểu đồ bao mômen xem bảng trên).



Biểu đồ bao mômen của dầm phụ

- Xác định biểu đồ bao lực cắt

Tung độ của biểu đồ bao lực cắt được xác định theo công thức sau:

Gối thứ 1

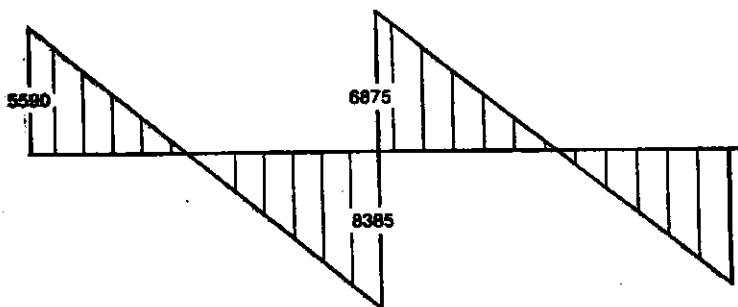
$$Q = 0,4(G_{dp} + P_{dp})L_{ob} = 0,4 \times 2500 \times 5,59 = 5590 \text{ daN}$$

Bên trái gối thứ 2

$$Q = 0,6(G_{dp} + P_{dp})L_{ob} = 0,6 \times 2500 \times 5,59 = 8385 \text{ daN}$$

Bên phải gối thứ 2

$$Q = 0,5(G_{dp} + P_{dp})L_o = 0,5 \times 2500 \times 5,5 = 6875 \text{ daN}$$



Biểu đồ bao lực cắt của đầm phu

Tính cốt thép dọc

- Tiết diện tính toán là tiết diện chữ T (bản cánh chịu nén)

Tại tiết diện ở nhịp (ứng với giá trị mômen dương)

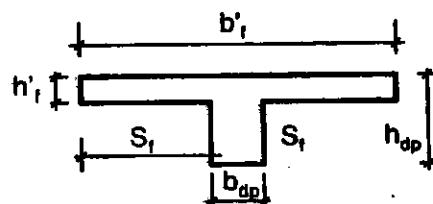
Xác định b'_f

$$h'_f = 80 > 0,1h = 40 \text{ mm}$$

$$s_f = 6h'_f = 480 \text{ mm}$$

$$s_f = \frac{L_{dp}}{6} = \frac{5500}{6} = 930 \text{ mm}$$

$$s_f = \frac{L_b}{2} = \frac{2300}{2} = 1150 \text{ mm}$$



Chọn $s_f = 480 \text{ mm}$

Bề rộng bản cánh $b'_f = 2s_f + b_{dp} = 960 + 200 = 1160 \text{ mm}$

Kích thước tiết diện chữ T

$$(b_f' = 1160; h_f' = 80; b = 200; h = 400\text{mm})$$

Xác định vị trí trục trung hòa

$$\begin{aligned} M_f &= \gamma_b R_b b_f' h_f' (h_o - h_f'/2) \\ &= 0,9 \times 8,5 \times 1160 \times 80 (360 - 40) = 227 kNm > M \end{aligned}$$

Trục trung hòa qua cánh, tính như tiết diện chữ nhật ($b_f' \times h_{dp}$)Giả thiết $a = 40\text{mm}$, tính $h_o = h - a$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b \cdot b h_o^2} \leq \alpha_R \text{ tra bảng được } \xi \text{ hoặc tính từ}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$$

$$A_s = \xi \cdot \gamma_b R_b \cdot b h_o / R_s$$

Tại tiết diện ở gối (ứng với giá trị mômen âm) bán cánh chịu kéo, tính như tiết diện chữ nhật ($b_{dp} \times h_{dp}$).

Giả thiết $a = 50\text{mm}$, tính $h_o = h - a$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b \cdot b h_o^2} \leq \alpha_R \text{ tra bảng được } \xi \text{ hoặc tính từ}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$$

$$A_s = \xi \cdot \gamma_b R_b \cdot b h_o / R_s$$

Kết quả tính cốt thép được tóm tắt trong bảng.

Tiết diện	M (kNm)	α_m	ξ	A_{st} (mm ²)	A _s		$\mu = \frac{A_s}{b h_o}$ (%)
					d	A _s	
Nhip biên (1160x400)	71,089	0,062	0,064	729	5d14	769	1,3
Nhip giữa (1160x400)	47,266	0,041	0,042	478	2d14+1d16	509	1,2
Gối 2 (200x400)	55,856	0,298	0,364	697	2d12+1d16+2d14	735	1

Vẽ biểu đồ vật liệu

Tính khả năng chịu lực tại từng tiết diện [M_{tr}]

Trình tự tính như sau:

Tại tiết diện đang xét có A_s , tính a_{tr} (chọn $a_o = 25 mm$, $t = 25mm$):

$$\xi = \frac{R_s A_s}{\gamma_b R_b b h_{o,tr}}; \quad \alpha_m = \xi(1 - \frac{\xi}{2})$$

$$[M_{tr}] = \alpha_m \gamma_b R_b b h_o^2$$

Tính $h_{o,tr} = h_{dp} - a_{tr}$

Kết quả tính toán được tóm tắt trong bảng sau.

Nhip	Diện tích cốt thép A_s (mm ²)	a_{tr} (mm)	h_{otr} (mm)	ξ	α_m	$[M_{tr}]$ (kNm)
Biên (1160x400)	5d14 ($A_s = 769$)	47,6	352,4	0,069	0,067	73,31
	cắt 1d14 còn 4d14 ($A_s = 615,6$)	45,5	355,5	0,055	0,053	59,62
	uốn 2d14 còn 2d14 ($A_s = 307,8$)	32	368	0,026	0,026	31,30
Giữa (1160x400)	2d14+1d16 ($A_s = 509$)	32,4	366	0,041	0,043	51,24
	uốn 1d16 còn 2d14 ($A_s = 307,8$)	32	368	0,026	0,026	31,30
Gối 2 bên trái (200x400)	2d12 + 1d16 +2d14 ($A_s = 735$)	49,1	350,8	0,383	0,310	58,37
	cắt 1d16 còn 2d12 +2d14 ($A_s = 534$)	46	354	0,276	0,238	45,63
	uốn 2d14 còn 2d12 ($A_s = 226$)	31	369	0,112	0,106	22,06
Gối 2 bên phải (200x400)	cắt 2d14 còn 1d16 +2d12 ($A_s = 427$)	32	368	0,212	0,190	39,35
	uốn 1d16 còn 2d12 ($A_s = 226$)	31	369	0,112	0,106	22,06

- Tính cốt dai (tính cho gối có Q_{max})

$$\Phi_b \gamma_b R_b b h_o = 0,6 \times 0,9 \times 0,75 \times 200 \times 360 = 2916 daN < Q_{max}$$

Nên phải tính cốt ngang

Tính cốt dai

Chọn cốt dai d6, số nhánh cốt dai $n = 2$, $R_{stu} = 175 MPa$

$$s_{\max} = \frac{\varphi_b \gamma_b R_{bt} b h_o^2}{Q_{\max}} = \frac{1,5 \times 0,9 \times 0,75 \times 200 \times 360^2}{83850} = 312 \text{mm}$$

$$s_{ct} = \frac{h_{dp}}{2} = 200 \text{mm} \text{ và } s_{ct} = 150 \text{mm}$$

$$s_{lt} = \frac{4\varphi_b \gamma_b R_{bt} b h_o^2}{Q^2} R_{sw} n A_w$$

$$= \frac{8 \times 0,9 \times 0,75 \times 200 \times 360^2}{83850^2} 175 \times 2 \times 28,3 = 197 \text{mm}$$

Chọn $s = 150 \text{mm}$

Kiểm tra: $\varphi_b = 1 - 0,01 \gamma_b R_b = 0,923$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \frac{E_s}{E_b} \frac{n A_w}{b s} = 1,086$$

$$Q = 83850 < 0,3 \varphi_b \varphi_{w1} \gamma_b R_b b h_o = 1,657 \times 10^5 \text{N} \text{ (đạt)}$$

Chọn $s = 150 \text{mm}$ bố trí trong đoạn $L/4$ đoạn đầu đầm, đoạn $L/2$ ở giữa đầm lấy $s = 250 \text{mm}$.

Xác định điểm cắt lý thuyết.

Thanh	Dạng biểu đồ mômen	x (m)
5	<p>$M_{id} = 5585$ $[M_{id}] = 4567$ $kL_{ob} = 1,15 \text{m}$</p>	0,94
4	<p>$M_{id} = 5585$ $[M_{id}] = 3606$ 0.2×5.50 $[M_{id}] = 1966$</p>	0,602
3	<p>$M_{id} = 5078$ $[M_{id}] = 5962$ 0.2×5.59 $[M_{id}] = 7031$</p>	0,714
2	<p>$M_{id} = 7108$ $[M_{id}] = 5859$ 0.2×5.9 $[M_{id}] = 5962$</p>	0,080

Xác định đoạn W: $W = \frac{0,8Q}{2q_{sw}} = \frac{0,8Q}{2 \times R_{su} n A_w} s + 5d \geq 20d$

Xác định lực cắt tại các điểm cắt lí thuyết

Đoạn đầm 1-2: $Q = \frac{7031 - 5078}{0,2 \times 5,59} = 1746,8 \text{ daN}$

Đoạn đầm 2'-3:

$$Q = \frac{7108 - 5859}{0,2 \times 5,59} = 1117,17 \text{ daN}$$

Đoạn đầm 4-5 (bên trái gối 2): $Q = \frac{5585}{1,15} = 4857 \text{ daN}$

Đoạn đầm 5-6 (bên phải gối 2) $Q = \frac{5585 - 1966}{0,2 \times 5,5} = 2994,5 \text{ daN}$

với

$$Q = 3989,3 \text{ daN}$$

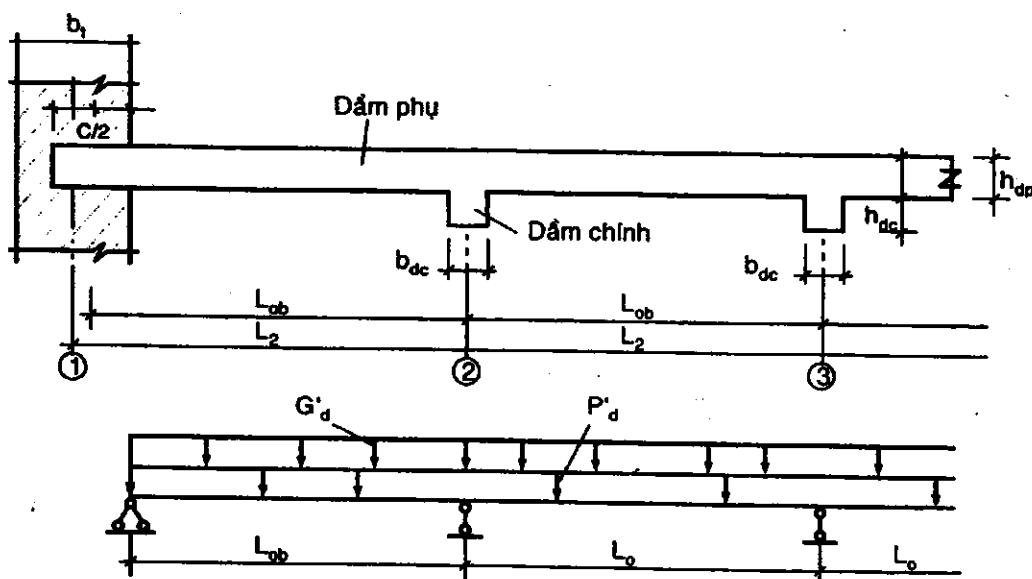
$$W = \frac{0,8 \times 39893}{2 \times 175 \times 2 \times 2,83} 300 + 5 \times 14 = 372 \text{ mm}$$

$$Q = 1746 \text{ daN}: W = 280 \text{ mm}$$

$$Q = 1117,17 \text{ daN}: W = 280 \text{ mm}$$

$$Q = 12994,5 \text{ daN}: W = 280 \text{ mm}$$

2. Tính đầm phụ theo sơ đồ đàm hồi



Hình 1.21. Sơ đồ tính đầm phụ

+ Nhịp tính toán: (lấy theo trục)

$$\text{Nhịp biên } L_{ob} = L_2 - \frac{b_t}{2} + \frac{C}{2} \quad (1.50)$$

$$\text{Nhịp giữa } L_o = L_2 \quad (1.51)$$

+ Sơ đồ tính cũng là dầm liên tục tựa lên các gối tựa là tường biên và các dầm chính.

+ Xác định tải trọng

(Tương tự như khi tính theo sơ đồ dẻo)

Để kể đến ảnh hưởng giảm tải của dầm chính đối với dầm phụ, trong tính toán dùng tải trọng qui ước sau:

$$\text{Tính tải tính toán } G'_d = G_{dp} + \frac{P_{dp}}{4} \quad (1.52)$$

$$\text{Hoạt tải tính toán } P'_d = \frac{3P_{dp}}{4} \quad (1.53)$$

+ Xác định biểu đồ bao mômen (lực cắt)

Dùng tải trọng tính toán qui ước để xác định biểu đồ bao mômen (lực cắt).

Có nhiều phương pháp: có thể dùng phương pháp tổ hợp tải trọng (sẽ giới thiệu kỹ ở phần tính dầm chính) hoặc dùng các bảng lập sẵn để xây dựng biểu đồ bao mômen (lực cắt) cho dầm.

Chú ý: Các bảng tra này chỉ đúng cho trường hợp dầm đều nhịp, tuy nhiên trong thực tế thường gặp là các nhịp không đều, để tận dụng các bảng tra này có thể cho phép chênh lệch các nhịp dầm không quá 10%.

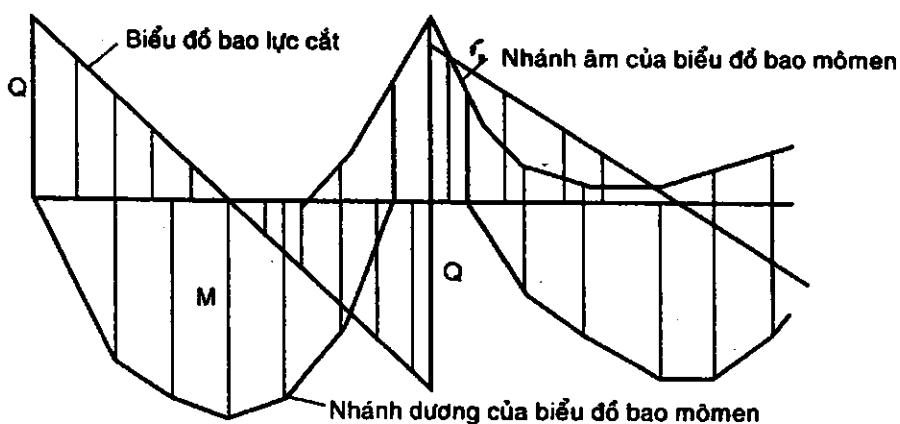
Sau đây sẽ giới thiệu phương pháp dùng bảng tra (phụ lục 16).

Tung độ của biểu đồ bao mômen và lực cắt xác định theo công thức sau

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \alpha \cdot G'_d \cdot L_o^2 + \beta_1 \cdot P'_d \cdot L_o^2 \\ M_{\min} &= \alpha \cdot G'_d \cdot L_o^2 - \beta_2 \cdot P'_d \cdot L_o^2 \\ Q_{\max} &= \gamma \cdot G'_d \cdot L_o + \delta_1 \cdot P'_d \cdot L_o \\ Q_{\min} &= \gamma \cdot G'_d \cdot L_o - \delta_2 \cdot P'_d \cdot L_o \end{aligned} \quad (1.54)$$

Các hệ số $\alpha, \beta, \beta_2, \gamma, \delta_1, \delta_2$ tra bảng phụ lục 16.

Biểu đồ bao mômen, bao lực cắt có dạng như sau.



Hình 1.22 Biểu đồ bao mômen - lực cắt (vẽ chồng)

+ Tính và bố trí cốt thép: tương tự như khi tính đầm theo sơ đồ ddeo.

Chú ý: Vì nhịp tính toán của đầm lấy theo trực, nên giá trị mômen âm tại gối là mômen tại trực của gối tựa, do đó giá trị mômen tính cốt thép tại gối đó phải lấy tại mép của gối tựa: mômen mép gối M_{mg} .

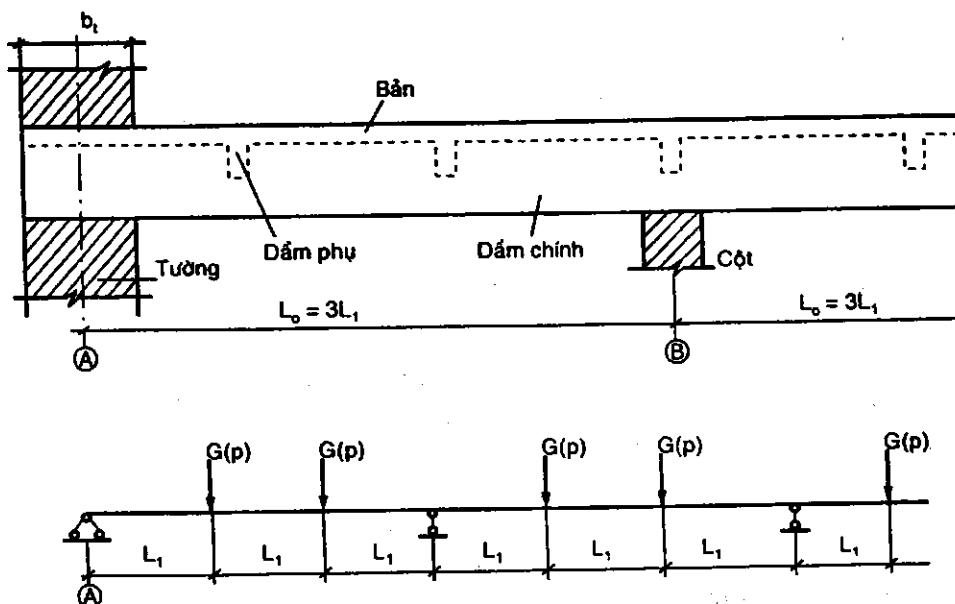
M_{mg} tính theo công thức (1.55) hoặc theo “tam giác đồng dạng”

$$M_{mg} = M - \frac{Q \cdot b_{dc}}{2} \quad (1.55)$$

+ Bố trí cốt thép tương tự như trên.

1.3.4 Đầm chính (tính theo sơ đồ đòn hồi)

1- Sơ đồ tính

**Hình 1.23 Sơ đồ tính dầm chính****2- Nhịp tính toán (lấy theo trục)**

$$\text{Nhịp biên} \quad L_{ob} = 3L_1 - \frac{b_t}{2} + \frac{C}{2} \quad (\text{thường lấy } b_t = C) \quad (1.56)$$

$$\text{Nhịp giữa} \quad L_o = 3L_1 \quad (1.57)$$

3- Tải trọng**Tính tải**

Tải trọng từ sàn truyền lên dầm phụ rồi từ dầm phụ truyền lên dầm chính dưới dạng lực tập trung.

Lực tập trung do dầm phụ truyền vào bằng:

$$G = G_1 + G_o \quad (1.58)$$

$$\text{Trong đó} \quad G_1 = G_{dp} \cdot L_2$$

$$G_o = b_{dc} (h_{dc} - b_h) L_1 n_g \gamma_b \quad (1.59)$$

$$n_g = 1,1; \gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$$

với G_o - trọng lượng bản thân của dầm chính trong đoạn L_1 .

(Trọng lượng bản thân của dầm chính là tải trọng phân bố đều, để đơn giản trong tính toán có thể qui tải phân bố trong đoạn L_1 thành lực tập trung).

Hoạt tải

$$P = P_{dp} L_2 \quad (\text{daN}) \quad (1.60)$$

4- Xác định nội lực

Biểu đồ bao mômen và bao lực cắt: dùng phương pháp tổ hợp.

- *Trình tự thành lập biểu đồ bao mômen như sau:*

- Đặt tĩnh tải lên toàn dầm.

- Đặt hoạt tải bất kỳ: có n trường hợp đặt hoạt tải.

Ứng với từng trường hợp đặt tải trên, dùng các phương pháp cơ học kết cấu, bằng các bảng tra (phụ lục 17) hoặc dùng chương trình tính kết cấu để tìm biểu đồ mômen (hay lực cắt) cho từng trường hợp đó. Ta ký hiệu:

- Biểu đồ bao mômen do tĩnh tải là M_g

- Biểu đồ mômen do hoạt tải ứng với trường hợp thứ i là:

$$M_{pi} \quad (i = 1 \text{ đến } n)$$

- Cộng biểu đồ M_g với một biểu đồ M_{pi} , ta được biểu đồ mômen M_i : gọi là biểu đồ mômen thành phần thứ i .

Như vậy có n trường hợp đặt hoạt tải thì có n biểu đồ mômen thành phần.

Để giảm bớt số trường hợp đặt hoạt tải có thể dùng cách như sau:

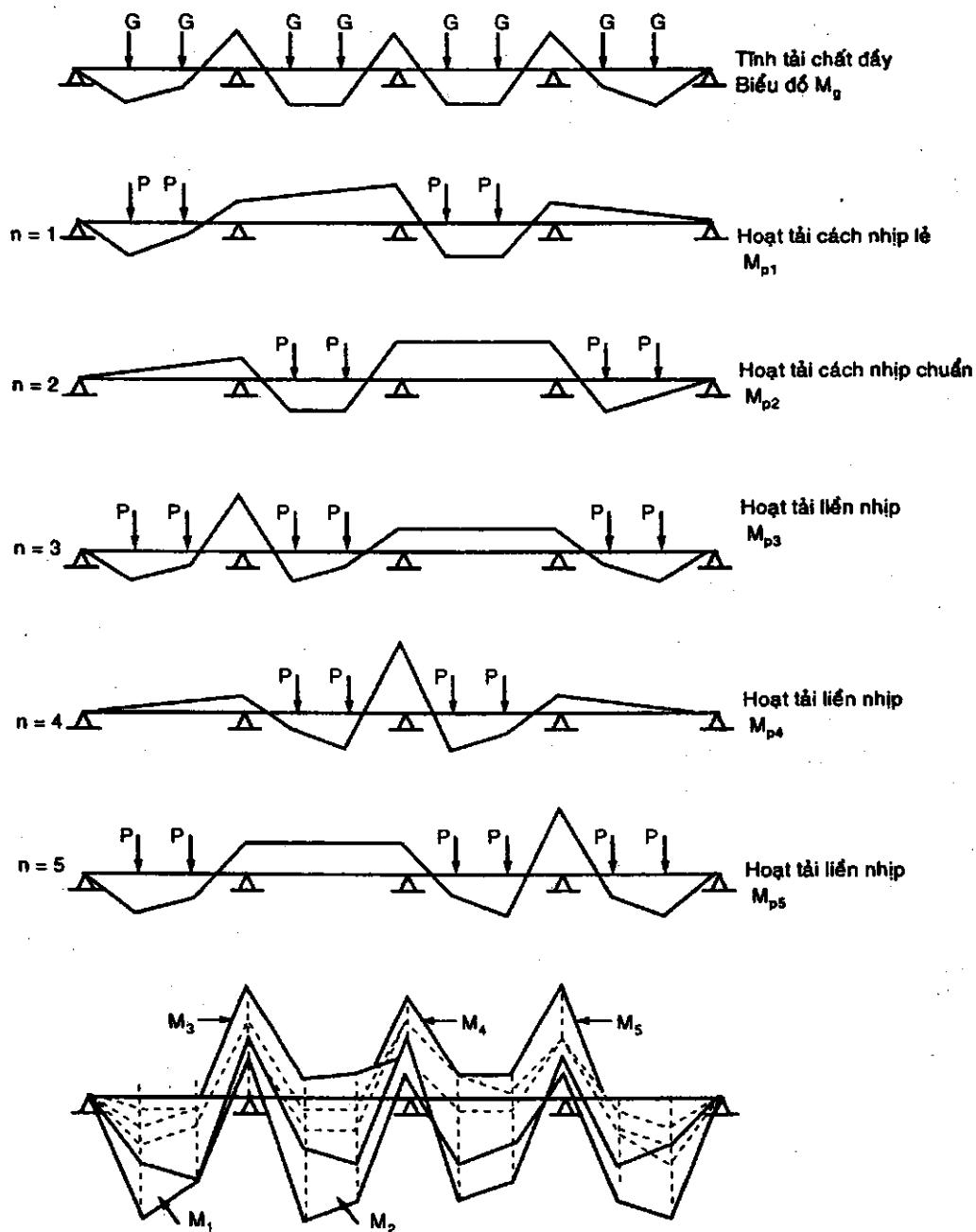
- Muốn tìm mômen lớn nhất ở nhịp nào đó thì đặt hoạt tải ở nhịp đó và cách nhịp đó một nhịp (đặt hoạt tải cách nhịp).

- Muốn tìm mômen lớn nhất ở gối đặt hoạt tải lên hai nhịp kề với gối đó (liền nhịp) và cách nhịp so với hai nhịp vừa kể.

- Vẽ chồng các biểu đồ mômen thành phần M_i , lên một trục cùng một tỷ lệ.

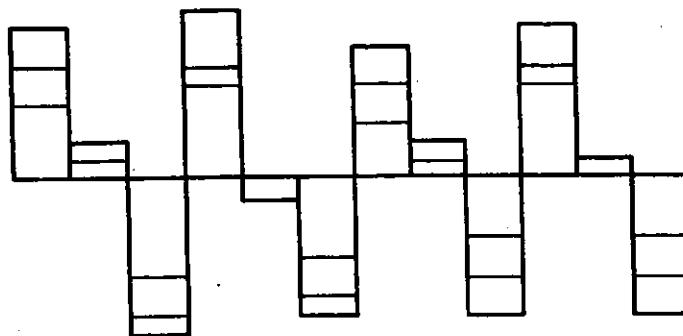
- Biểu đồ bao mômen là đường viền ngoài của các biểu đồ mômen thành phần.

Ví dụ, cho dầm bốn nhịp:

**Hình 1.24** Biểu đồ bao mômen đâm chính

- **Biểu đồ bao lực cắt**

Cách thành lập biểu đồ bao lực cắt tương tự như biểu đồ bao mômen.



Hình 1.25 Biểu đồ bao lực cắt

Chú thích: Để thành lập biểu đồ bao lực cắt một cách nhanh chóng mà mức độ chính xác có thể chấp nhận được. Dựa vào quan hệ “đạo hàm của mômen bằng lực cắt”. Từ biểu đồ bao mômen tìm dễ dàng biểu đồ bao lực cắt.

$$M' = Q = t \alpha \quad (1.61)$$

với: α - góc nghiêng của biểu đồ bao mômen.

5- Tính và bố trí cốt thép tương tự như ở đầm phụ

6- Tính toán giật đứt:

Tại nơi đầm phụ đặt lên đầm chính có lực tập trung do đầm phụ truyền vào. Thí nghiệm cho biết trong trường hợp này đầm chính có thể bị phá hoại cục bộ, khe nứt phát sinh và mở rộng theo đường abcd, cần đặt cốt treo trong đoạn ad và cd của đầm chính (Hình 1.26).

Gọi F – Lực giật đứt: là lực tập trung của đầm phụ tác dụng lên đầm chính, xét trường hợp bất lợi nhất gồm tĩnh tải và hoạt tải.

$$F = G + P - G_o = G_1 + P \quad (1.62)$$

a- *Cốt treo dạng cốt đai*: được tính toán từ điều kiện:

$$F \left(1 - \frac{h_s}{h_o} \right) \leq \sum R_{sw} A_w \Rightarrow x \geq \frac{F \left(1 - \frac{h_s}{h_o} \right)}{n \cdot A_w \cdot R_{sw}} \quad (1.63)$$

$$\text{trong đó: } h_o = h - a ; \quad h_s = h_{dc} - h_{dp} - a \quad (1.64)$$

n - số nhánh của cốt treo

A_w - diện tích tiết diện ngang của cốt treo dạng cốt dai

R_{sw} - cường độ tính toán chịu kéo của cốt treo

x - số lượng cốt treo cần phải bố trí ở hai bên.

Chú ý: cốt treo dạng dai dùng $d = 6 \div 10mm$ và có khoảng cách $@ \geq 50mm$.

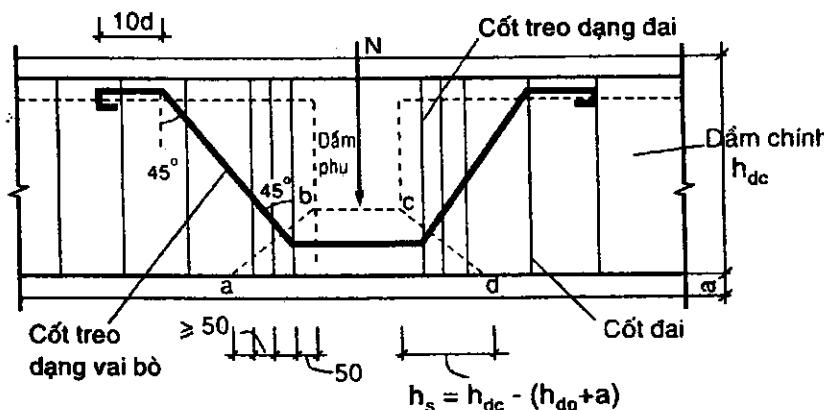
b- *Cốt treo dạng cốt vai bò:*

$$F\left(1 - \frac{h_s}{h_o}\right) \leq 2A_s \cdot R_s \sin 45^\circ \Rightarrow A_s \geq \frac{F\left(1 - \frac{h_s}{h_o}\right)}{2R_s \sin 45^\circ} \quad (1.65)$$

c- *Trường hợp cần phải bố trí cả hai loại cốt treo thì:*

$$F\left(1 - \frac{h_s}{h_o}\right) \leq \frac{x \cdot n \cdot A_w \cdot R_{sw}}{1 - \frac{h_s}{h_o}} + 2A_s \cdot R_s \sin 45^\circ \quad (1.66)$$

Trường hợp này phải chọn trước cốt treo dạng dai để tính cốt treo dạng vai bò.



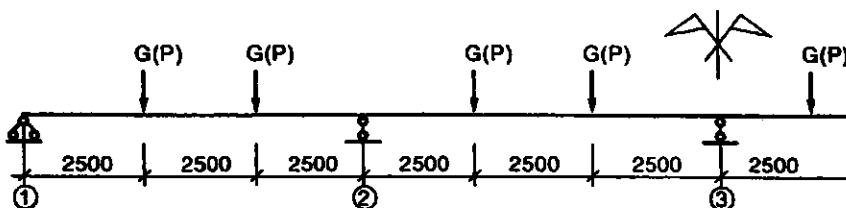
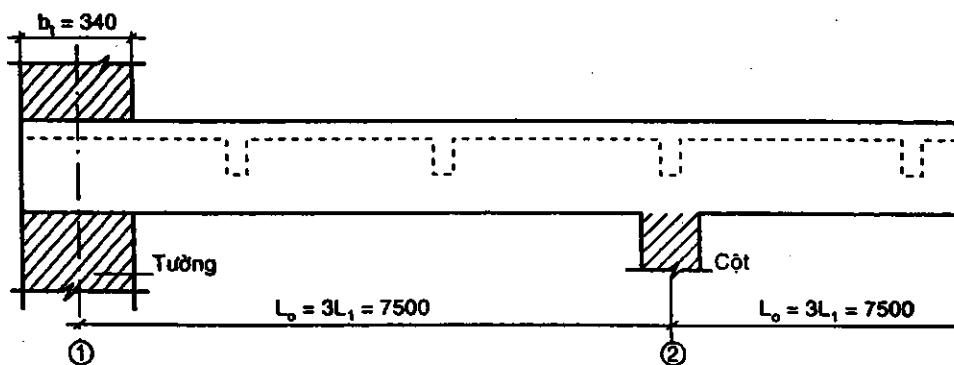
Hình 1.26 Bố trí cốt treo

Chú ý: Cốt treo không cần bố trí tại vị trí dầm chính kê lên cột.

Bài tập 1.3

Tính dầm chính (tiếp theo bài tập 1.2)

1- Sơ đồ tính



Sơ đồ tính đầm chính

2- Nhịp tính toán: (lấy theo trực)

Nhịp biên $L_{ob} = 3L_1 = 7500\text{mm}$

Nhịp giữa $L_o = 3L_1 = 7500\text{mm}$

3- Tải trọng

Tính tải: Tải trọng từ sàn truyền lên đầm phụ rồi từ đầm phụ truyền lên đầm chính dưới dạng lực tập trung.

Lực tập trung do đầm phụ truyền vào bằng

$$G = G_1 + G_o = 6872,5 \text{ daN}$$

Trong đó $G_1 = G_{dp} \cdot L_2 = 1000 \times 5,8 = 5800 \text{ daN}$

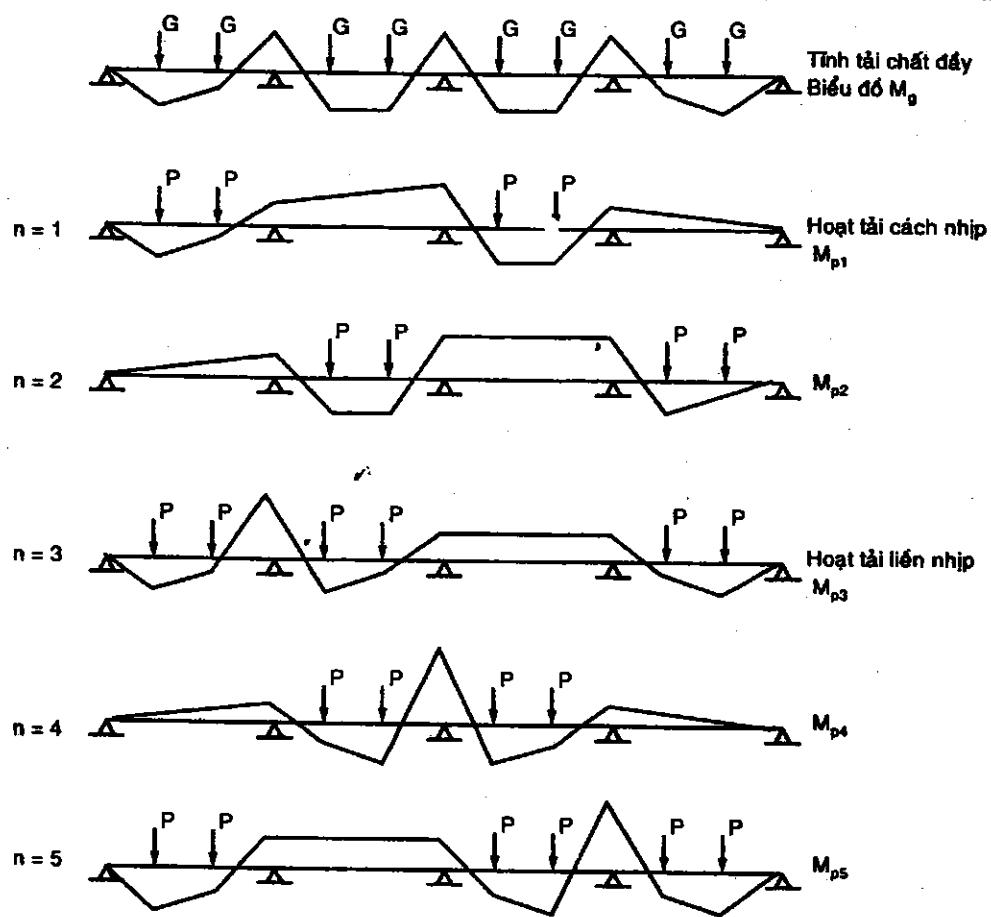
$$G_o = b_{dc}(h_{dc} - h_b)L_1 \cdot n_g \cdot \gamma_g = 0,3(0,6 - 0,08)2,5 \times 1,1 \times 25 = 1072,5 \text{ daN}$$

Hoạt tải

$$P = P_{dp}L_2 = 1500 \times 5,8 = 8700 \text{ daN}$$

Xác định nội lực

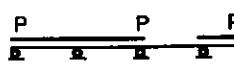
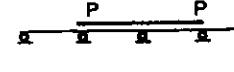
(Các trường hợp đặt tải)



Tung độ của biểu đồ mômen tại tiết diện bất kì của từng trường hợp đặt tải được xác định theo: $M_G = \alpha \cdot GL$; $M_P = \alpha \cdot GL$

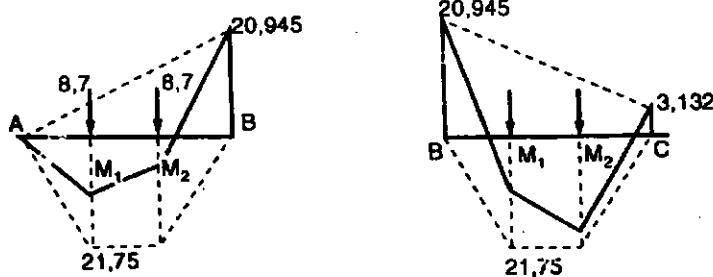
Bảng tính biểu đồ mômen cho từng trường hợp tải(kNm)

STT	Số số chất tải	Tiết diện	Nhịp 1		Nhịp 2		BSC
			1	2	1	2	
1		α	0,238	0,143	-0,286	0,079	-0,19
		M_G	122,67	73,71	-147,4	40,7	
2		α	0,286	0,238	-0,143	-0,127	-0,095
		M_{p1}	186,6	155,3	-93,3	-82,9	
3		α	-0,048	-0,095	-0,143	0,206	-0,095
		M_{p2}	-31,3	-62,0	-93,3	134,4	

		α_{MP_3}	147,7	72,5	-0,312			-0,048
4		α_{MP_4}	-20,6	-41,3	-0,095			-0,286
5						67,4	126,8	-31,3
						114,0	72,4	-86,6

Ghi chú: trong các sơ đồ 4 và 5 tra bảng không cho các trị số α , phải tính nội suy

Sơ đồ 4



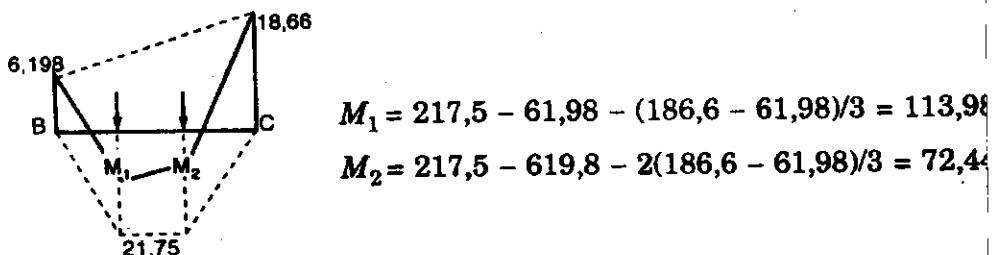
$$M_1 = 217,5 - 209,45/3 = 147,68$$

$$M_2 = 217,5 - 2 \times 209,45/3 = 72,5$$

$$M_1 = 217,5 - 31,32 - 2 \times (209,45 - 33,21)/3 = 67,4$$

$$M_2 = 217,5 - 33,21 - (209,45 - 33,21)/3 = 126,8$$

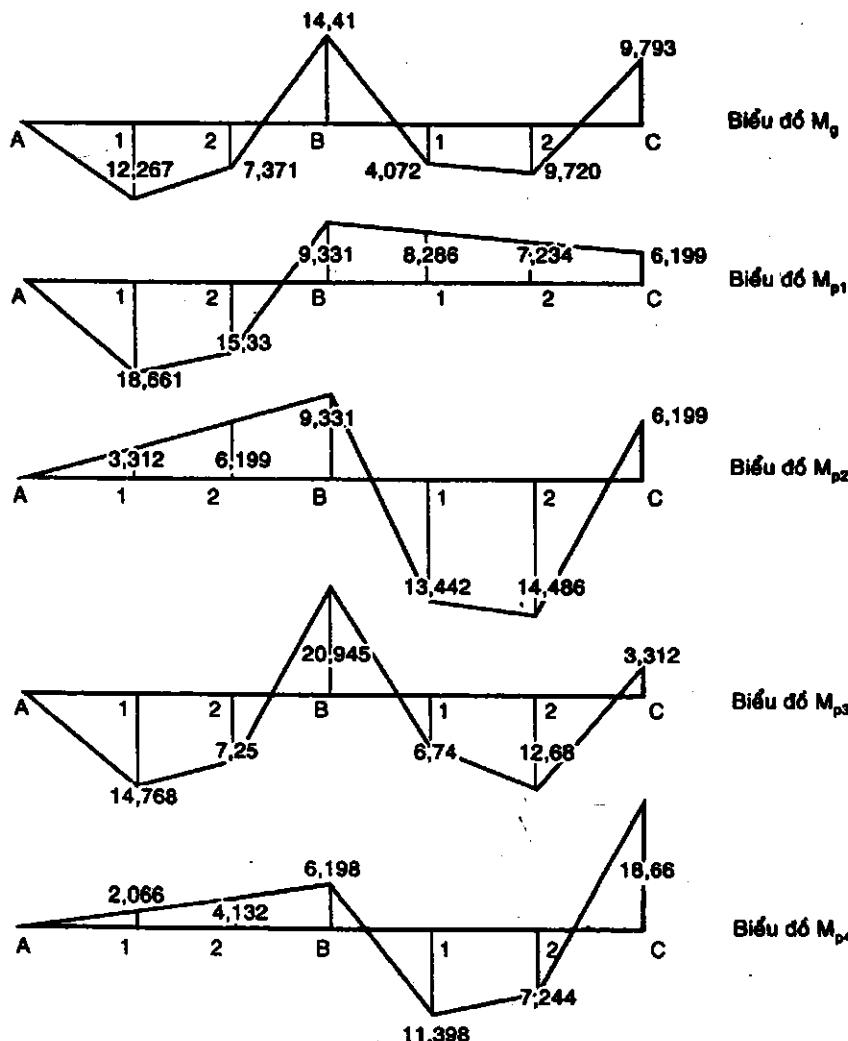
Sơ đồ 5



$$M_1 = 217,5 - 61,98 - (186,6 - 61,98)/3 = 113,98$$

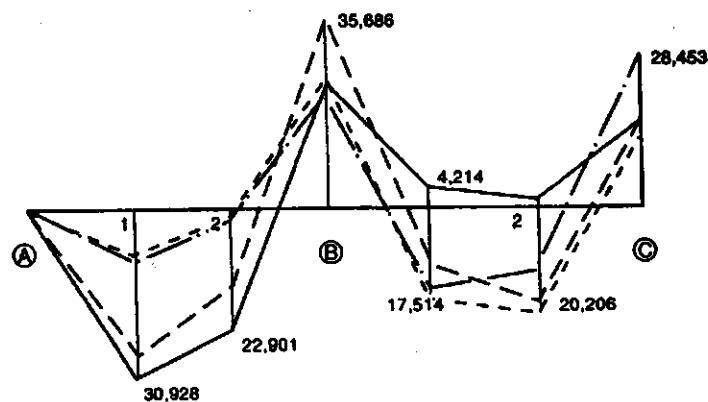
$$M_2 = 217,5 - 619,8 - 2(186,6 - 61,98)/3 = 72,44$$

Các biểu đồ mômen thành phần



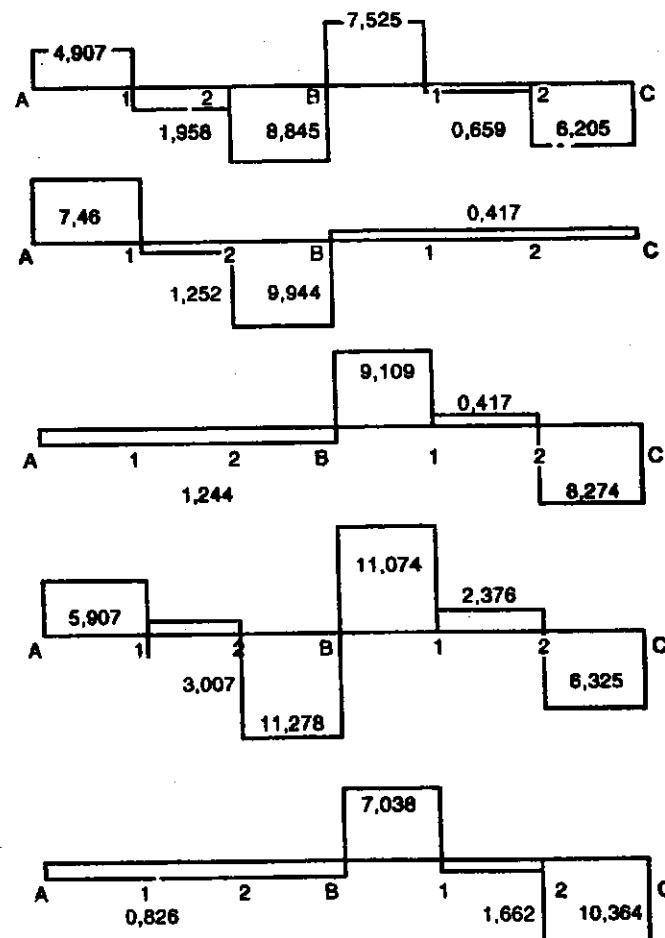
Bảng tính các biểu đồ mômen thành phần(kNm)

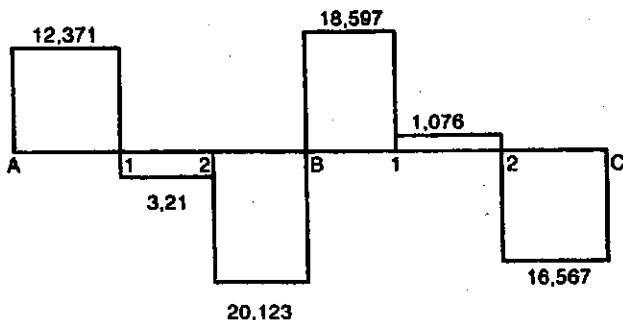
Nhip biến	1	2	Nhip giữa	1	2	Gối 3
Tổng diện			Gối 2			
$M_1 = M_g + M_{p1}$	309,28	229,01	-240,72	-42,14	-15,23	-159,92
$M_2 = M_g + M_{p2}$	89,55	11,72	-240,72	175,14	202,06	-159,92
$M_3 = M_g + M_{p3}$	270,35	146,21	-356,86	108,12	184,00	-129,25
$M_4 = M_g + M_{p4}$	102,01	32,39	-209,39	154,70	129,64	-284,53



Biểu đồ bao mômen đâm chính

- Biểu đồ $M_1 = M_G + M_{p1}$
- - - Biểu đồ $M_2 = M_G + M_{p2}$
- - - Biểu đồ $M_3 = M_G + M_{p3}$
- - - Biểu đồ $M_4 = M_G + M_{p4}$





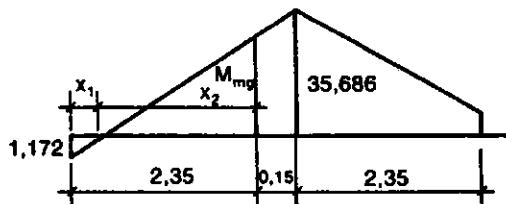
Xác định mômen tại mép gối

- Gối B

$$35,686(25 - x_2) = x_2 \times 1,172$$

$$x_2 = 2,42 \text{ m}$$

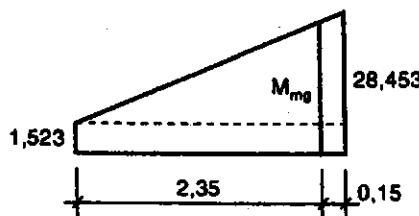
$$M_{mg} = 356,86(2,42 - 0,15)/2,42 \quad M_{mg} = 334,74 \text{ kNm}$$



- Gối C

$$M_{mg} = 152,3 + 2,35(284,53 - 15,23)/2,5$$

$$M_{mg} = 268,37 \text{ kNm}$$



Tính cốt thép dọc

Kiểm tra lại kích thước tiết diện dầm

$$h_o = r \sqrt{\frac{M_{max}}{R_n \cdot b}} = 2 \sqrt{\frac{309,28 \times 10^6}{0,9 \times 8,5 \times 300}} = 734 \text{ mm}$$

$$h = h_o + a = 734 + 60 = 800 \text{ mm, chênh lệch so với giả thiết ban}$$

đầu khá nhiều. Phải thay đổi kích thước tiết diện.

Chọn lại kích thước tiết diện dầm chính (300×650). Kích thước tiết diện dầm tăng không đáng kể nên không cần phải tính lại nội lực.

Tại tiết diện ở nhịp (ứng với giá trị mômen dương).

Tiết diện tính toán là tiết diện chữ T (bản cánh chịu nén).

Xác định b'_f

$$h'_f = 80 > 0,1h = 65 \text{ mm}$$

$$s_f = 6h'_f = 480 \text{ mm}$$

$$s_f = \frac{L_{dp}}{6} = \frac{5500}{6} = 930 \text{ mm}$$

$$s_f = \frac{L_b}{2} = \frac{2300}{2} = 1150 \text{ mm}$$

Chọn $s_f = 480 \text{ mm}$

$$\text{Bề rộng bản cánh } b'_f = 2s_f + b_{dp} = 960 + 300 = 1260 \text{ mm}$$

Kích thước tiết diện chữ T ($b'_f = 1260$; $h'_f = 80$; $b = 300$; $h = 650 \text{ mm}$)

Xác định vị trí trục trung hòa

$$M_f = \gamma_b R_b b'_f h'_f (h_o - h'_f / 2) = 0,9 \times 8,5 \times 1260 \times 80 (585 - 40) = 420,26 > M$$

Trục trung hòa qua cánh, tính như tiết diện chữ nhật ($b'_f \times h_{dc}$)

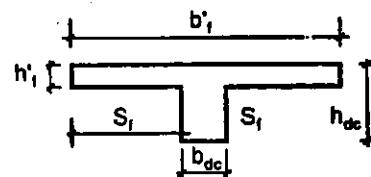
Giả thiết $a = 65 \text{ mm}$, tính $h_o = h - a$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_o^2} \leq \alpha_R \text{ tra bảng được } \xi \text{ hoặc tính từ}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}; A_s = \xi \cdot \gamma_b R_b \cdot b \cdot h_o / R_s.$$

Tiết diện ở gối: giả thiết $a = 75 \text{ mm}$

Kết quả tính cốt thép được tóm tắt trong bảng.



Tiết diện	M (kNm)	α_m	ξ	A_{st} (mm ²)	A_s		$\mu = \frac{A_s}{b h_o}$ (%)
					d	A_s	
Nhip biên (1260x650)	309,28	0,094	0,099	1986	4d22 + 2d20	2148	0,22
Nhip giữa (1260x650)	202,06	0,061	0,063	1274	2d22 + 2d18	1269	0,13
Gối 2 (300x650)	334,74	0,441	0,657	3096	8d22	3040,8	1,56
Gối 3 (300x650)	268,37	0,354	0,459	2163	4d22 + 2d20	2148,8	1,13

Tính cốt đai (tính cho gối có $Q_{max} = 201,23 \times 10^3 N$)

Chọn cốt đai d6, số nhánh cốt đai $n = 2$

$$s_{ct} = \frac{h_{dp}}{3} = 216mm$$

Chọn $s = 200mm$

Kiểm tra:

$$\varphi_b = 1 - 0,01\gamma_b R_{bt} = 1 - 0,01 \times 0,9 \times 0,75 = 0,923$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \frac{E_s}{E_b} \frac{n A_w}{bs} = 1 + 5 \frac{2,1 \times 10^5}{2,3 \times 10^4} \frac{2 \times 28,274}{300 \times 200} = 1,043$$

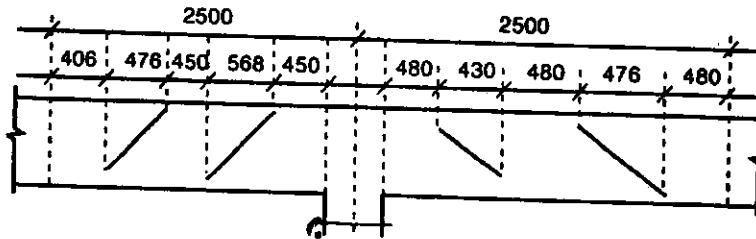
$$Q = 2,012 \times 10^5 < 0,3\varphi_b \varphi_{w1} \gamma_b R_b b h_o = 3,813 \times 10^5 \text{ (đạt)}$$

$$q_{sw} = R_{sw} n \frac{A_w}{s} = 175 \times 2 \times \frac{28,274}{200} = 49,48$$

$$\varphi_{b2} = 2 ; \varphi_f = 0,75 \frac{(b_f - b) h_f}{b h_o} = 0$$

$$Q_{wb} = 2 \sqrt{(\varphi_{b2}(1 - \varphi_f)\gamma_b R_{bt} b h_o^2 \cdot q_{sw}}} \\ = 2 \sqrt{2(1 - 0) \times 0,9 \times 0,75 \times 300 \times 575^2 \times 49,48} = 1,628 \times 10^5$$

Vì tại gối 2 cả hai bên trái có $Q > Q_{wb}$ nên phải tính cốt xiên.
Đoạn dầm cần phải bố trí cốt xiên là $x = 2500mm$, bố trí số lớp cốt xiên làm hai lớp như sau:



Diện tích tiết diện ngang của một lớp cốt xiên là

$$A_{s,inc1} = A_{s,inc2} = \frac{Q - Q_{wb}}{R_{s,inc} \sin 45^\circ} = \frac{201230 - 162800}{225 \times 0,707} = 170,8 \text{ mm}^2$$

Dùng các cốt dọc ở nhịp uốn lên gối vừa chịu mômen vừa làm cốt xiên chịu lực cắt. Ở đoạn $l/3$ ở giữa dầm lực cắt quá nhỏ cốt đai đặt theo cấu tạo $s = 300 \text{ mm}$.

Tính toán giật đứt (cốt treo)

- Cốt treo dạng đai: được tính toán từ

Gọi F là lực tập trung của dầm phụ tác dụng lên dầm chính, xét trường hợp bất lợi nhất gồm tĩnh tải và hoạt tải.

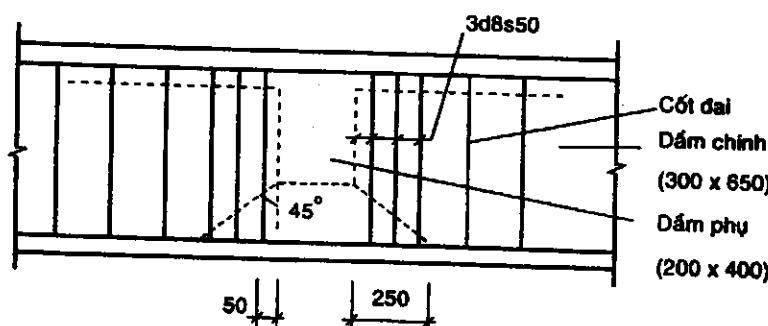
$$F = G + P = 5800 + 8700 = 14500 \text{ daN}$$

Số lượng cốt treo cần phải bố trí ở hai bên.

$$h_s = h_{dc} - h_{dp} - a = 650 - 400 - 40 = 210$$

$$x \geq \frac{F \left(1 - \frac{h_s}{h_o} \right)}{n \cdot A_w \cdot R_{sw}} = \frac{145000 \left(1 - \frac{210}{610} \right)}{2 \times 50,3 \times 175} = 5,4$$

chọn d8, $s = 50 \text{ mm}$, mỗi bên bố trí 3 thanh.



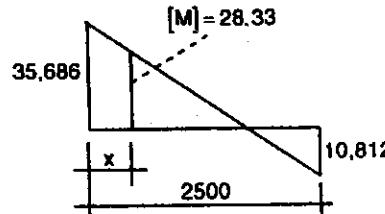
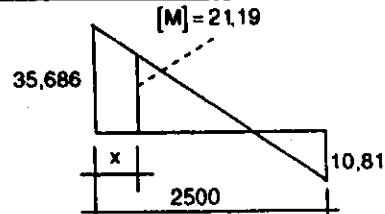
Bố trí cốt treo

Tính, vẽ biểu đồ vật liệu.

Kết quả tính toán được tóm tắt trong bảng sau.

Nhip	Diện tích cốt thép A_s (mm ²)	a_{tr} (mm)	h_{otr} (mm)	ξ	α_m	[M _r] (kN)
Biên (1260x650)	4d22 + 2d20 ($A_s = 2148$)	52,3	597	0,082	0,079	344,8
	uốn 2d22 còn 2d22 + 2d20 ($A_s = 1388$)	35,5	614	0,052	0,050	232,7
	uốn 2d22 còn 2d20 ($A_s = 628$)	35	615	0,023	0,023	106,9
Giữa (1260x650)	2d18 + 2d22 ($A_s = 1269$)	35	614	0,047	0,046	213,3
	uốn 2d22 còn 2d18 ($A_s = 508$)	34	616	0,019	0,019	86,9
Gối 2 bên trái (300x650)	8d22 ($A_s = 3041$)	59	590	0,628	0,431	344,8
	uốn 2d22 còn 6d22 ($A_s = 2281$)	63	582	0,478	0,364	283,3
	cắt 2d22 còn 4d22 ($A_s = 1521$)	59	590	0,314	0,265	211,9
	uốn 2d22 còn 2d22 ($A_s = 7,602$)	36	614	0,151	0,140	120,8
Gối 2 bên phải (300x650)	cắt 2d22 còn 6d22 ($A_s = 2281$)	67	582	0,478	0,364	283,3
	cắt 2d22 còn 4d22 ($A_s = 1521$)	59	590	0,314	0,265	211,9
	uốn 2d22 còn 2d22 ($A_s = 760$)	36	614	0,151	0,114	120,8
Gối 3 (300x650)	2d20 + 4d22 ($A_s = 2149$)	52	597	0,439	0,342	280,7
	cắt 2d22 còn 2d22+ 2d20 ($A_s = 1388$)	48	601	0,282	0,242	201,0
	uốn 2d22 còn 2d20 ($A_s = 628$)	35	615	0,125	0,117	101,5

Xác định lực cắt tại các điểm cắt lý thuyết của các thanh bị cắt:

Thanh	Vị trí điểm cắt lý thuyết	x(mm)
2(phải)		398
3(phải)		779

1.4 SÀN BẢN KÊ BỐN CẠNH

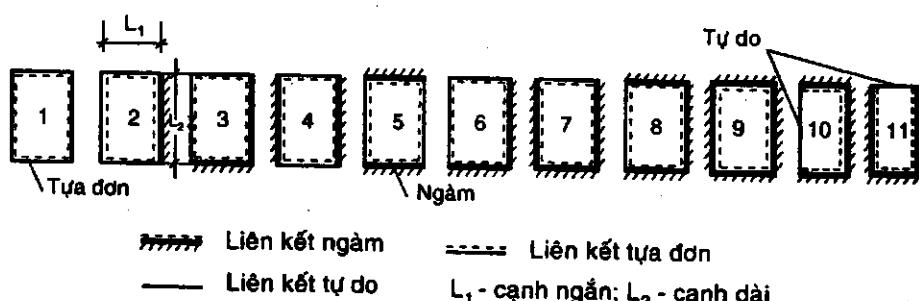
Sàn thuộc loại bản kê khi $L_2 / L_1 \leq 2$, bản làm việc hai phương.

1. Tính bản đơn

1- Theo sơ đồ đàm hồi

Tùy theo điều kiện liên kết của bản với các tường hoặc dầm bêtông cốt thép xung quanh mà chọn sơ đồ tính bản cho thích hợp.

Tổng quát có 11 loại ô bản có sơ đồ tính như sau:



Hình 1.27 Kí hiệu các ô bản theo liên kết

Theo qui ước

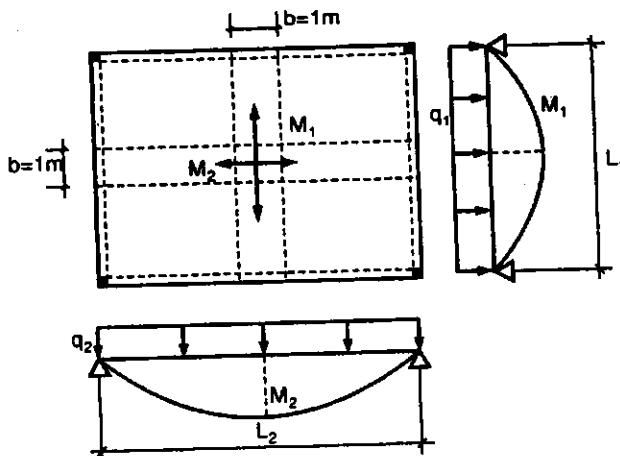
Liên kết được xem là tựa đơn (khớp)

- Khi bản kê lén tường
- Khi bản tựa lên dầm bêtông cốt thép (đổ toàn khối) mà có $h_d / h_s < 3$.
- Khi bản lắp ghép.

Liên kết được xem là ngảm: khi bản tựa lên dầm bêtông cốt thép (đổ toàn khối) có $h_d / h_s \geq 3$.

Liên kết là tự do khi bản hoàn toàn tự do (như ô số 10 và số 11), các bản này cũng làm việc theo hai phương.

a- Xét ô bản số 1 (tựa đơn bốn cạnh).



Hình 1.28

Xét dải bản ở giữa theo phương L_1 , mômen lớn nhất ở giữa nhịp:

$$M_1 = 9 \frac{q_1 \cdot L_1^2}{8} \quad (1.67)$$

trong đó $q_1 = \frac{L_2^4}{L_1^4 + L_2^4} q$ (theo 1.5)

Theo Markux, hệ số 9 là hệ số điều chỉnh, kể đến ảnh hưởng của hiện tượng xoắn làm giảm mômen uốn.

$$9 = 1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{L_1^2 \cdot L_2^2}{L_1^4 + L_2^4} \quad (1.68)$$

Đặt $\alpha = \frac{L_2}{L_1}$ (1.69)

Thay vào (1.47), và rút gọn (1.47) thành

$$M_1 = m_{11} \cdot P \quad (1.70)$$

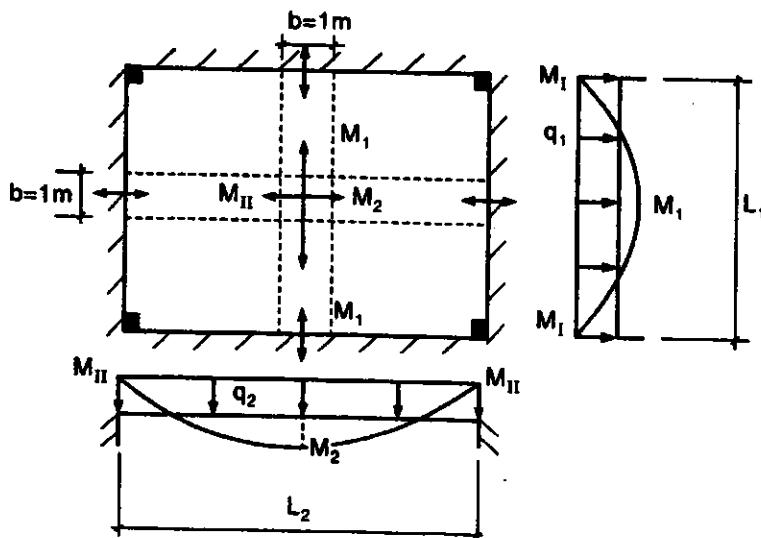
trong đó $m_{11} = \left(1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{\alpha^2}{\alpha^4 + 1} \right) \left(\frac{1}{(\alpha^4 + 1) 8\alpha} \right)$ (1.71)

$$P = q L_1 L_2 - \text{tổng tải trọng tác dụng lên ô bản} \quad (1.72)$$

Tương tự tính cho dải giữa nhịp theo phương L_2 .

$$M_2 = m_{12} \cdot P \quad (1.73)$$

b- Xét ô bản số 9 (bốn cạnh ngầm).



Hình 1.29

Trong trường hợp tổng quát, công thức tính cho tất cả các loại ô bản có dạng

Mômen dương lớn nhất ở giữa bản

$$M_1 = m_{i1}P \text{ (daNm)} \quad (i = 1, 2, \dots, 11) \quad (1.74)$$

$$M_2 = m_{i2}P \quad (1.75)$$

Mômen âm lớn nhất ở gối

$$M_I = k_{i1}P \quad (1.76)$$

$$M_{II} = k_{i2}P \quad (1.77)$$

Để tiện tính toán các hệ số $m_{i1}, m_{i2}, k_{i1}, k_{i2}$ đã được tính sẵn, phụ thuộc vào tỷ số L_2/L_1 , tra bảng phụ lục 15.

(Giải thích kí tự trong hệ số m_{i1})

Kí tự i - số kí hiệu ô bản đang xét ($i = 1, 2, \dots, 11$)

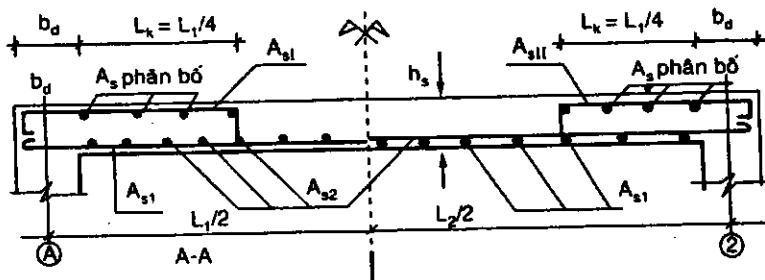
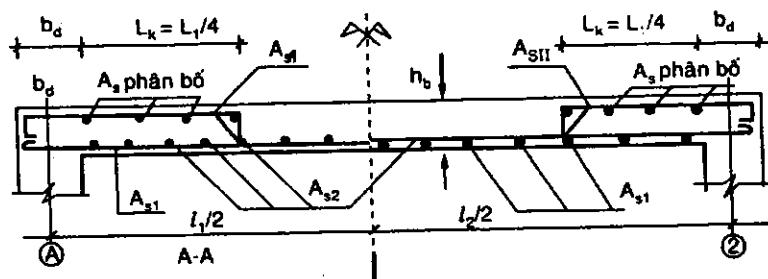
Kí tự 1, 2 - chỉ phương đang xét là L_1 hay L_2 .

Chú ý: L_1, L_2 : nhịp tính toán của ô bản là khoảng cách giữa các trục gối tựa.

Tính cốt thép: tương tự như bản dầm

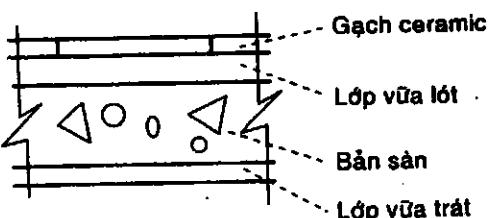
Bố trí cốt thép

• Phương án 1

**Phương án 2**(tận dụng cốt thép ở nhịp uốn lên gối để chịu M^-)**Hình 1.30****Bài tập 1.4.**

Một ô bản sàn có kích thước $L_2 = 5 m$, $L_1 = 4 m$, các đầm bao quanh có kích thước là (200×300) , chịu tác dụng của trọng lượng bản thân sàn (gồm các lớp cấu tạo sàn như hình) và tải trọng tác dụng tạm thời (hoạt tải) là $P_s^c = 300 daN/m^2$, $n_p = 1,2$. Tính và bố trí cốt thép cho bản sàn: biết bê tông B15 có $R_b = 8,5 MPa$, $\gamma_b = 1$; cốt thép loại CI có $R_s = 225 MPa$.

Giải: Các lớp cấu tạo sàn như sau



Gạch ceramic $\gamma_g = 20 kN/m^3$, $\delta_g = 10 mm$, $n = 1,2$

Lớp vữa lót $\gamma_v = 18kN/m^3$, $\delta_v = 30mm$, $n = 1,1$

Bản sàn $\gamma_b = 25kN/m^3$, $\delta_b = 80mm$, $n = 1,1$

Lớp vữa trát $\gamma_v = 18kN/m^3$, $\delta_v = 15mm$, $n = 1,1$

Xác định trọng lượng bản thân sàn

$$g_s = \sum g_{si} = \sum \delta_i n_i \gamma_i$$

$$g_s = 0,01 \times 1,2 \times 20 + 0,045 \times 1,1 \times 18 + 0,08 \times 1,1 \times 25 = 3,3kN/m^2$$

Hoạt tải tính toán: $p_s = p_s^c \cdot n_p = 30 \times 1,2 = 3,6kN/m^2$

Sơ đồ tính toán của bản sàn: $h_d = 300 > 3h_b = 3 \times 80 = 240$, do đó bản liên kết với các đầm bao quanh xem là liên kết ngầm. Vậy bản thuộc loại ô số 9, và tỉ số $L_2/L_1 = 1,25 < 2$, bản thuộc loại bản kê bốn cạnh.

Mômen dương lớn nhất ở giữa bản

$$M_1 = m_{91}P \text{ (kNm)}$$

$$M_2 = m_{92}P$$

Mômen âm lớn nhất ở gối

$$M_I = k_{91}P$$

$$M_{II} = k_{92}P$$

trong đó: $P = qL_1L_2 = (3,3 + 3,6) \times 5 \times 4 = 138kN$

$$L_2/L_1 = 1,25 \text{ tra bảng được}$$

$$m_{91} = 0,0207; m_{92} = 0,0133; k_{91} = 0,0473; k_{92} = 0,0303$$

Từ đó $M_1 = m_{91}P = 0,0207 \times 138 = 285,66 daNm$

$$M_2 = m_{92}P = 0,0207 \times 138 = 183,54$$

$$M_I = k_{91}P = 0,0473 \times 138 = 652,74$$

$$M_{II} = k_{92}P = 0,0303 \times 138 = 418,14$$

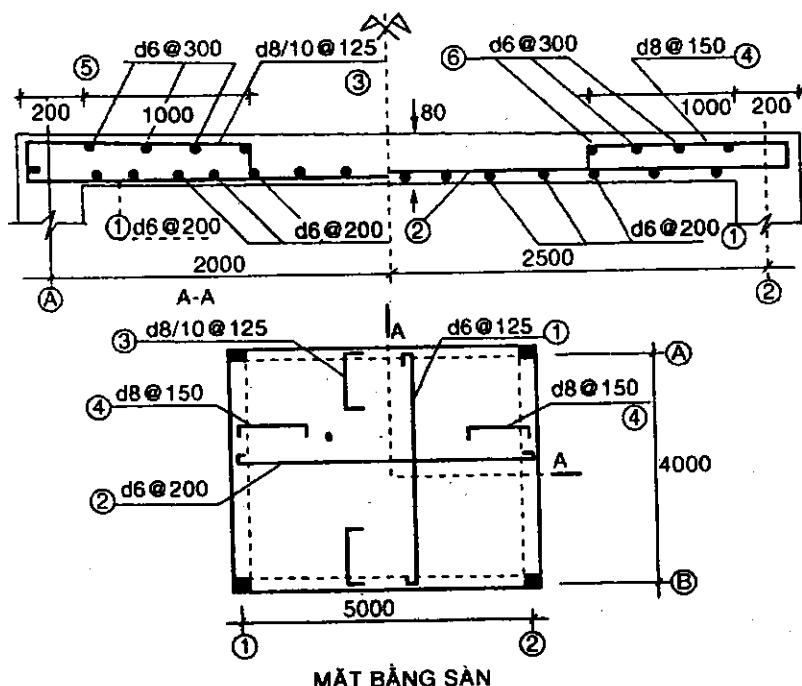
Tính cốt thép: từ M , giả thiết a , $h_o = h - a$, $b = 1m$ tính

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_o^2}; \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}; \quad A_s = \frac{\xi R_b b h_o}{R_s}$$

Kết quả tính toán được tóm tắt trong bảng sau.

Tiết diện	M_i (daNm/m)	h_0 (mm)	a_m	ξ	A_s (mm 2)	A_s (chọn)	μ %
Nhip L ₁	285,66	65	0,08	0,083	203,8	d6 @=125	0,31
Nhip L ₂	183,54	60	0,06	0,062	140,3	d6 @=200	0,23
Gối L ₁	652,74	65	0,182	0,202	496,5	d8/10 @=125	0,76
Gối L ₂	418,14	65	0,116	0,124	304,8	d8 @=150	0,47

Bố trí cốt thép



2- Tính bản theo sơ đồ có khớp dẻo

Ở trạng thái cân bằng giới hạn, bản được xem như gồm các miếng cứng nối lại với nhau bằng các khớp dẻo. Mômen tại các khớp dẻo phụ thuộc vào diện tích cốt thép cắt qua đường nứt hay nói cách khác mômen phụ thuộc vào cách cấu tạo cốt thép.

Tính toán bản bằng phương pháp động học: Công khả dĩ của ngoại lực bằng công khả dĩ của nội lực.

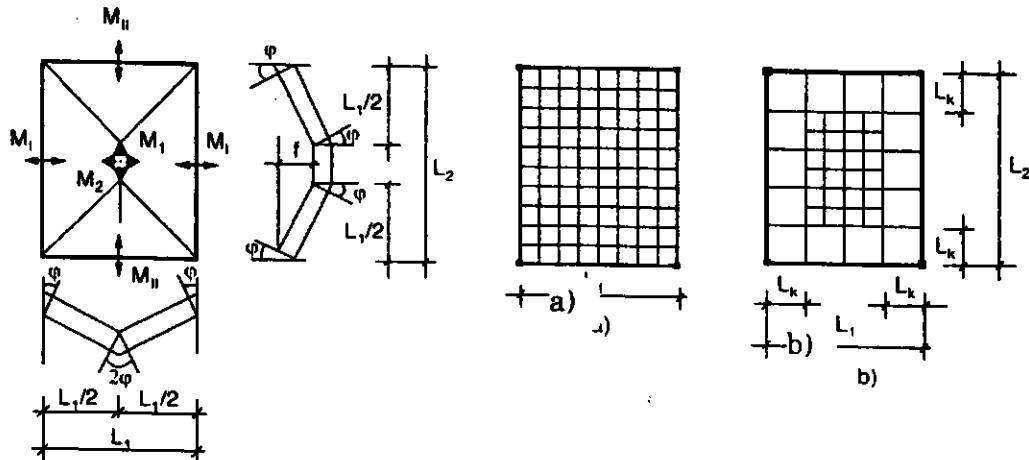
Trường hợp tổng quát, xét ô bản bất kì có 6 giá trị mômen liên quan nhau qua một biểu thức duy nhất sau

Khi cốt thép đặt đều

$$q \frac{L_1^2(3L_2 - L_1)}{12} = (2M_1 + M_I + M'_I)L_2 + (2M_2 + M_{II} + M'_{II})L_1 \quad (1.78)$$

Khi cốt thép đặt không đều

$$q \frac{L_1^2(3L_2 - L_1)}{12} = (2M_1 + M_I + M'_I)L_2 + (2M_2 + M_{II} + M'_{II})L_1 - (2M_1 + 2M_2)L_k \quad (1.79)$$



Hình 1.31 Sơ đồ tính bending có khớp dẻo

Cốt thép mặt dưới của bản kê bốn cạnh

a) *Đặt cốt thép đều;* b) *Đặt cốt thép không đều*

Trong mỗi công thức có sáu mômen uốn cần xác định. Để giải bài toán này phải loại bỏ 5 ẩn bằng cách chọn ẩn số chính là M_1 và cho tỉ số giữa các mômen khác đối với M_1 . Nếu bản có một số cạnh kê tự do (hoặc tự do hoàn toàn) thì mômen uốn tại gối đó bằng không.

Tỉ số giữa các mômen chọn theo bảng sau.

Giới hạn cho phép của tỉ số các mômen trong bản kê bốn cạnh.

$a = \frac{L_2}{L_1}$	$a_2 = \frac{M_2}{M_1}$	$a_I = \frac{M_I}{M_1}$ và $a'_I = \frac{M'_I}{M_1}$	$a_{II} = \frac{M_{II}}{M_1}$ và $a'_{II} = \frac{M'_{II}}{M_1}$
1 - 1,5	1 - 0,3	2,5 - 1,5	2,5 - 0,8
1,5 - 2	0,5 - 0,15	2 - 1	1,3 - 0,3

Đoạn L_k lấy như sau:

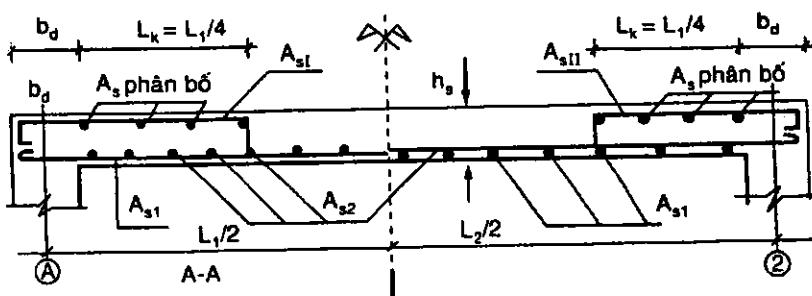
$$L_k = \frac{L_1}{4} \text{ nếu liên kết là ngầm}$$

$$L_k = \frac{L_1}{8} \text{ nếu liên kết là khớp}$$

Chiều dài tính toán L_1, L_2 là khoảng cách giữa các mép dầm.

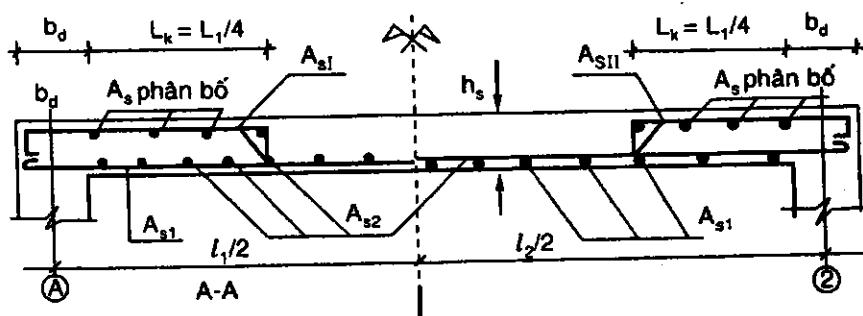
Bố trí cốt thép

a) Phương án bố trí cốt thép đều.



Hình 1.32

b) Phương án bố trí cốt thép không đều (có thể tận dụng cốt thép ở nhịp uốn lên gối để chịu M^-).



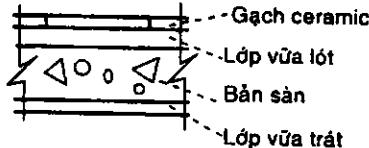
Hình 1.33

Bài tập 1.5.

Một ô bản sàn có kích thước $L_2 = 5\text{ m}$, $L_1 = 4\text{ m}$, các dầm bao quanh có kích thước là (200×300) , chịu tác dụng của trọng lượng bản thân sàn (gồm các lớp cấu tạo sàn như hình) và tải trọng tác

dụng tạm thời (hoạt tải) là $P_s^c = 300daN/m^2$, $n_p = 1,2$. Tính và bố trí cốt thép cho bản sàn: biết bêtông B15 có $R_b = 8,5MPa$, $\gamma_b = 1$; cốt thép loại CI có $R_s = 225MPa$.

Giải: Các lớp cấu tạo sàn như sau



Gạch ceramic $\gamma_g = 20kN/m^3$, $\delta_g = 10mm$, $n = 1,2$

Lớp vữa lót $\gamma_v = 18kN/m^3$, $\delta_v = 30mm$, $n = 1,1$

Bản sàn $\gamma_b = 25kN/m^3$, $\delta_b = 80mm$, $n = 1,1$

Lớp vữa trát $\gamma_v = 18kN/m^3$, $\delta_v = 15mm$, $n = 1,1$

Xác định trọng lượng bản thân sàn

$$g_s = \sum g_{si} = \sum \delta_i n_i \gamma_i$$

$$g_s = 0,01 \times 1,2 \times 20 + 0,045 \times 1,1 \times 18 + 0,08 \times 1,1 \times 25 = 3,3kN/m^2$$

$$\text{Hoạt tải tính toán: } p_s = p_n \cdot n_p = 30 \times 1,2 = 3,6kN/m^2$$

Sơ đồ tính toán của bản sàn: $h_d = 300 > 3h_b = 3 \times 80 = 240$, do đó bản liên kết với các dầm bao quanh xem là liên kết ngầm. Vậy bản thuộc loại bản kê bốn cạnh, và tỉ số $L_2/L_1 = 1,25 < 2$.

Tính cốt thép theo sơ đồ dèo.

Nhịp tính toán $L_{o1} = L_1 - b_d = 4 - 0,2 = 3,8m$

$$L_{o2} = L_2 - b_d = 5 - 0,2 = 4,8m$$

Từ tỉ số $L_{o2}/L_{o1} = 1,26$. Chọn các hệ số như sau

$$a_2 = \frac{M_2}{M_1} = 0,7; a_I = \frac{M'_I}{M_1} = a'_I = \frac{M'_I}{M_1} = 2; a_{II} = \frac{M_{II}}{M_1} = a'_{II} = \frac{M'_{II}}{M_1} = 1,7$$

Chọn phương án bố trí cốt thép đều

$$q \frac{L_1^2(3L_2 - L_1)}{12} = (2M_1 + M_I + M'_I)L_2 + (2M_2 + M_{II} + M'_{II})L_1$$

$$690 \frac{3,8^2(3 \times 4,8 - 3,8)}{12} =$$

$$= (2M_1 + 2M_1 + 2M_1)4,8 + (2 \times 0,7M_1 + 1,7M_1 + 1,7M'_1)3,8$$

$$M_1 = 187,1 \text{ daNm}$$

$$M_2 = 0,7M_1 = 130,97 \text{ daNm}$$

$$M_I = 2M_1 = 374,2 \text{ daNm}$$

$$M_{II} = 1,7M_I = 318,07 \text{ daNm}$$

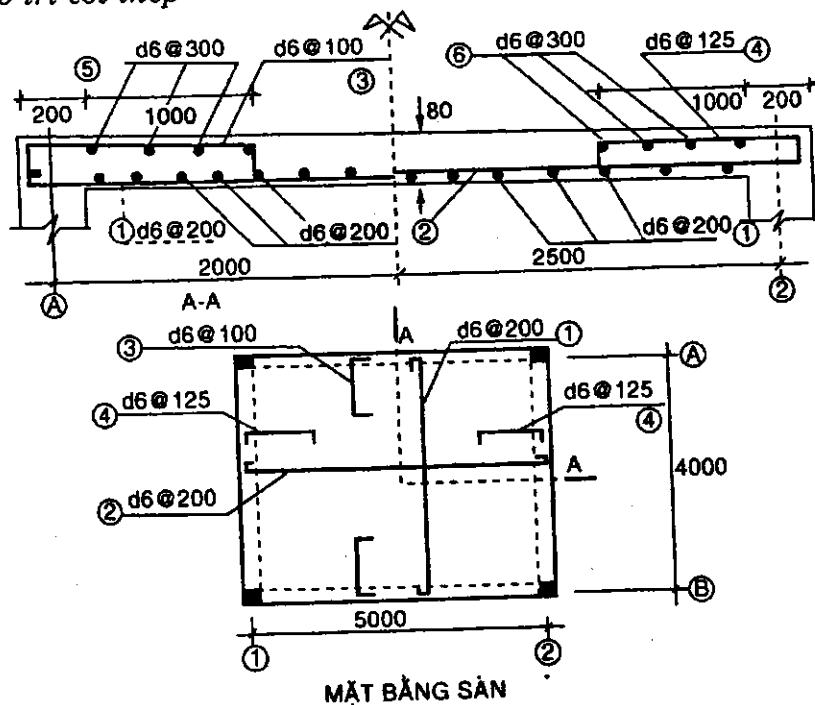
Tính cốt thép: từ M , giả thiết $a, h_o = h - a$, tính

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_o^2}; \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}; \quad A_s = \frac{\xi R_b b h_o}{R_s}$$

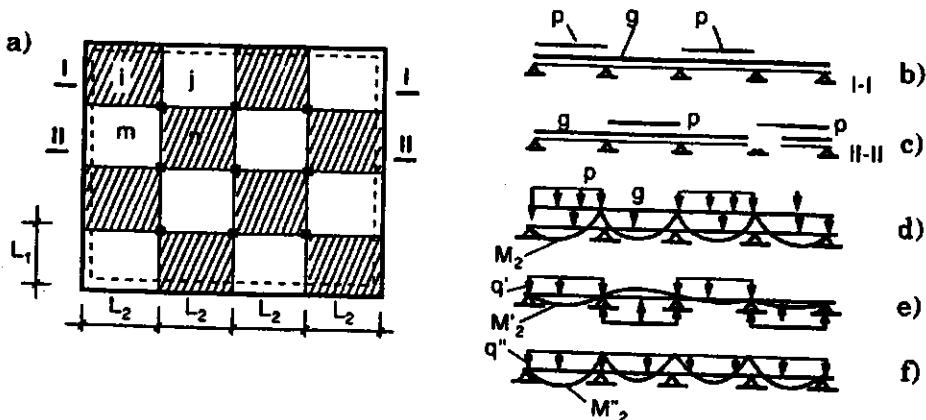
Kết quả tính toán được tóm tắt trong bảng sau.

Tiết diện	M_i (daNm/m)	h_o	α_m	ξ	A_s (mm ²)	A_s (chọn)	μ %
Nhip L ₁	187,1	6,5	0,052	0,054	131,5	d 6 @ 200	0,20
Nhip L ₂	130,97	6,0	0,043	0,044	99,2	d 6 @ 200	0,17
Gối L ₁	374,2	6,5	0,104	0,110	270,8	d 6 @ 100	0,47
Gối L ₂	318,07	6,5	0,089	0,093	228,1	d 6 @ 125	0,35

Bố trí cốt thép



1.4.2 Bản liên tục



Hình 1.34

a, b, c) Sơ đồ xếp tải trọng để tính mômen dương của bản liên tục
d, e, f) Sơ đồ phân chia tải trọng để tính bản liên tục

Trên mặt bằng: ô trắng - chỉ có tĩnh tải (g);

ô gạch chéo - có cả tĩnh tải (g) và hoạt tải (p).

Giả sử có mặt bằng sàn như hình, kích thước các ô bản như nhau, bêtông đổ toàn khối, tải trọng tính toán tác dụng lên bản $q = g + p(\text{daN}/\text{m}^2)$ là hằng số, bản tựa lên tường chịu lực bao quanh.

Trường hợp này tính bản liên tục.

Khi tính bản liên tục cần xét đến tổ hợp bất lợi của hoạt tải. Mômen dương ở giữa nhịp có giá trị lớn nhất khi hoạt tải p đặt cách ô như hình trên.

Để xác định mômen dương lớn nhất ở giữa nhịp theo phương L_2 , có sơ đồ đặt tải như hình d, để tận dụng các công thức tính mômen dương của bản đơn, ta phân thành hai sơ đồ tải như hình e và f với tải trọng tương ứng là q' và q'' với điều kiện:

$$q' + q'' = g + p \text{ và } q'' - q' = g \quad (1.80)$$

$$\text{Tức là } q' = p/2 \text{ và } q'' = g + p/2 \quad (1.81)$$

Nhận xét: Với sơ đồ tải như hình e thì mômen tại gối băng không, giống như các cạnh của các ô bản kê tự do, mọi ô bản đều thuộc ô bản số 1.

Mômen ở nhịp bằng

$$M'_1 = m_{11} \cdot P'; \quad M'_2 = m_{12} \cdot P'; \quad P' = q' \cdot L_1 \cdot L_2 \quad (1.82)$$

Với sơ đồ tải trọng như hình f thì các gối giữa xem như ngầm.
Mômen ở giữa nhịp tính theo công thức

$$M''_1 = m_{i1} \cdot P''; \quad M''_2 = m_{i2} \cdot P''; \quad P'' = q'' \cdot L_1 \cdot L_2 \quad (1.83)$$

trong đó m_{ij} : kí tự i - số kí hiệu của ô bản đang xét;

kí tự 1 (hoặc 2) - phương của ô bản đang xét.

Cuối cùng mômen dương lớn nhất của ô bản đang xét là:

$$\begin{aligned} M_1 &= M'_1 + M''_1 = m_{11} \cdot P' + m_{i1} \cdot P'' \\ M_2 &= M'_2 + M''_2 = m_{12} \cdot P' + m_{i2} \cdot P'' \end{aligned} \quad (1.84)$$

Mômen âm trên gối có giá trị lớn nhất khi hoạt tải đặt ở các ô bản kề với gối đó. Gối làm việc như ngầm, do đó tính trực tiếp mômen gối theo công thức của bản độc lập như sau

$$M_I = k_{i,1} \cdot P; \quad M_{II} = k_{i,2} \cdot P; \quad P = (g + p)L_1 \cdot L_2 \quad (1.85)$$

Tức là tính mômen gối cho từng ô bản độc lập, trường hợp gối đang xét nằm nằm giữa hai ô bản khác loại, thì tại gối đó có hai giá trị mômen gối khác nhau. Trường hợp này mômen tính toán có thể lấy theo trị số trung bình cộng giữa hai mômen đó

$$M_I = \frac{1}{2}(k_{i,1} + k_{j,1})P; \quad M_{II} = \frac{1}{2}(k_{i,2} + k_{j,2})P \quad (1.86)$$

hoặc lấy mômen có giá trị lớn nhất (thiên về an toàn)

$$M_I = \max \left| \begin{array}{l} k_{i,1} P \\ k_{j,1} \end{array} \right|; \quad M_{II} = \max \left| \begin{array}{l} k_{i,2} P \\ k_{j,2} \end{array} \right| \quad (1.87)$$

trong (1.66) và (1.67): i và j - là kí hiệu của hai ô bản kề với gối đang xét).

Từ các giá trị mômen, tính và bố trí cốt thép tương tự như bản dầm.

Bố trí cốt thép trong bản kê bốn cạnh như sau:

- Cốt thép ở nhịp theo phương cạnh ngắn (L_1) đặt ở lớp dưới còn cốt thép ở nhịp theo phương cạnh dài (L_2) đặt ở lớp trên.
- Có thể dùng cốt thép uốn lên gối để chịu mômen âm, số còn lại phải đưa vào gối không ít hơn ba thanh trên 1 mét dài.
- Cốt thép chịu mômen âm ở gối theo phương cạnh ngắn (L_1)

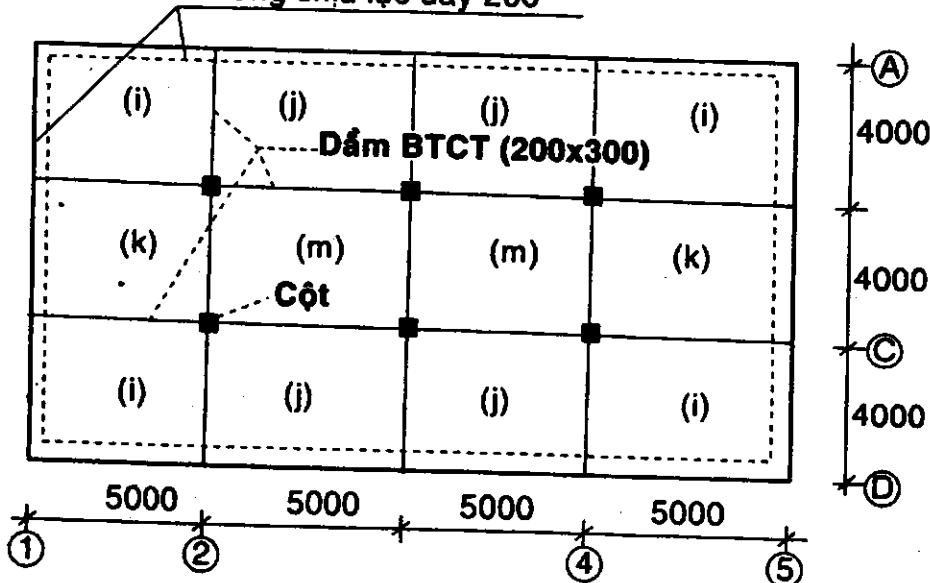
đặt suốt theo chiều dài của đầm cạnh dài, còn cốt thép chịu mômen âm ở gối theo phương cạnh dài (L_2) đặt phần còn lại của đầm cạnh ngắn.

- Lưới cốt thép chịu mômen âm trên gối cả hai phương có bề rộng bằng $L_1/4$.

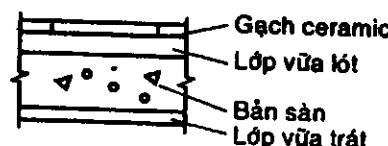
Bài tập 1.6.

Mặt bằng sàn của nhà công nghiệp như hình sau, các đầm có kích thước là (200×300) , chịu tác dụng của trọng lượng bản thân sàn (gồm các lớp cấu tạo sàn xem hình) và tải trọng tác dụng tạm thời (hoạt tải) là $P_n = 300 \text{ daN/m}^2$, $n_p = 1,2$. Tính và bố trí cốt thép cho bản sàn (tính bản liên tục): biết bêtông B15 có $R_b = 8,5 \text{ MPa}$, $\gamma_b = 1$; cốt thép loại Cl có $R_s = 225 \text{ MPa}$.

Tường chịu lực dày 200



Giải: Các lớp cấu tạo sàn như sau



Gạch ceramic $\gamma_g = 20kN/m^3$, $\delta_g = 10mm$, $n = 1,2$

Lớp vữa lót $\gamma_v = 18kN/m^3$, $\delta_v = 30mm$, $n = 1,1$

Bản sàn $\gamma_b = 25kN/m^3$, $\delta_b = 80mm$, $n = 1,1$

Lớp vữa trát $\gamma_v = 18kN/m^3$, $\delta_v = 15mm$, $n = 1,1$

Xác định trọng lượng bản thân sàn

$$g_s = \sum g_{si} = \sum \delta_i n_i \gamma_i$$

$$g_s = 0,01 \times 1,2 \times 20 + 0,045 \times 1,1 \times 18 + 0,08 \times 1,1 \times 25 = 3,3kN/m^2$$

$$\text{Hoạt tải tính toán: } p_s = p_s^c \cdot n_p = 30 \times 1,2 = 3,6kN/m^2$$

$$\text{Sơ đồ tính toán của bản sàn: } h_d = 300 > 3h_d = 3 \times 80 = 240$$

do đó bản liên kết với các dầm xem là liên kết ngầm; liên kết bản với tường xem là liên kết tựa đơn. Vậy bản thuộc loại bản kê bốn cạnh, tỉ số $L_2/L_1 = 1,25 < 2$.

$$\text{Tính } q' = \frac{p_s}{2} = \frac{360}{2} = 180daN/m^2 \text{ và}$$

$$q'' = g_s + \frac{p_s}{2} = 330 + 180 = 510daN/m^2$$

Ký hiệu các ô bản như trên hình

Ô bản (i) ứng với ô thứ 6. Ô bản (j) ứng với ô thứ 8. Ô bản (k) ứng với ô thứ 7. Ô bản (m) ứng với ô thứ 9 (trong 11 loại ô bản).

Xác định mômen dương lớn nhất ở giữa nhịp của ô bản bất kì (i):

$$M_1 = M'_1 + M''_1 = m_{11} \cdot P' + m_{i,1} \cdot P''$$

$$M_2 = M'_2 + M''_2 = m_{12} \cdot P' + m_{i,2} \cdot P''$$

với

$$P' = q' L_1 L_2 = 180 \times 4 \times 5 = 36kN$$

$$P'' = q'' L_1 L_2 = 510 \times 4 \times 5 = 102kN$$

Xét ô bản (i)

$$\begin{aligned} M_1 &= M'_1 + M''_1 = m_{11} \cdot P' + m_{6,1} \cdot P'' \\ &= 0,044 \times 36 + 0,0314 \times 102 = 478,68 daNm/m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= M'_2 + M''_2 = m_{12} \cdot P' + m_{6,2} \cdot P'' \\ &= 0,0282 \times 36 + 0,0202 \times 102 = 307,56 daNm/m \end{aligned}$$

Xét ô bản (j)

$$\begin{aligned}
 M_1 &= M'_1 + M''_1 = m_{11} \cdot P' + m_{8,1} \cdot P'' \\
 &= 0,044 \times 36 + 0,0258 \times 102 = 421,56 \text{ daNm/m} \\
 M_2 &= M'_2 + M''_2 = m_{12} \cdot P' + m_{8,2} \cdot P'' \\
 &= 0,0282 \times 36 + 0,0189 \times 102 = 355,68 \text{ daNm/m}
 \end{aligned}$$

Xét ô bản (k)

$$\begin{aligned}
 M_1 &= M'_1 + M''_1 = m_{11} \cdot P' + m_{7,1} \cdot P'' \\
 &= 0,044 \times 36 + 0,0236 \times 102 = 240 \text{ daNm/m} \\
 M_2 &= M'_2 + M''_2 = m_{12} \cdot P' + m_{7,2} \cdot P'' \\
 &= 0,0282 \times 36 + 0,0132 \times 102 = 236 \text{ daNm/m}
 \end{aligned}$$

Xét ô bản (m)

$$\begin{aligned}
 M_1 &= M'_1 + M''_1 = m_{11} \cdot P' + m_{9,1} \cdot P'' \\
 &= 0,044 \times 36 + 0,0207 \times 102 = 396,6 \text{ daNm/m} \\
 M_2 &= M'_2 + M''_2 = m_{12} \cdot P' + m_{9,2} \cdot P'' \\
 &= 0,0282 \times 36 + 0,0133 \times 102 = 237 \text{ daNm/m}
 \end{aligned}$$

Xác định mômen âm lớn nhất ở gối kề giữa hai ô bản bất kì (i) và (j)

$$\begin{aligned}
 M_I &= \max \left| \begin{array}{l} k_{i,1} \\ k_{j,1} \end{array} \right| P \text{ với } P = qL_1L_2 = 690 \times 4 \times 5 = 138 \text{ kN} \\
 M_{II} &= \max \left| \begin{array}{l} k_{i,2} \\ k_{j,2} \end{array} \right| P
 \end{aligned}$$

Xét tại gối của hai ô bản (i) và (j) theo phương L_2

$$M_{II} = \max \left| \begin{array}{l} k_{8,2} \\ k_{8,2} \end{array} \right| P \text{ chọn } M_{II} = 0,0470 \times 138 = 648,6 \text{ daNm/m}$$

Xét tại gối của hai ô bản (j) và (j) theo phương L_2

$$M_{II} = \max \left| \begin{array}{l} k_{8,2} \\ k_{8,2} \end{array} \right| P \text{ chọn } M_{II} = 0,0470 \times 138 = 648,6 \text{ daNm/m}$$

Xét tại gối của hai ô bản (k) và (m) theo phương L_2

$$M_{II} = \max \left| \begin{array}{l} k_{7,2} \\ k_{9,2} \end{array} \right| P \text{ chọn } M_{II} = 0,0303 \times 138 = 648,6 \text{ daNm/m}$$

Xét tại gối của hai ô bản (m) và (m) theo phương L_2

$$M_{II} = \max \begin{cases} k_{9,2} P & \text{chọn } M_{II} = 0,0303 \times 138 = 418,14 \text{ daNm/m} \\ k_{9,2} \end{cases}$$

Xét tại gối của hai ô bản (i) và (k) theo phương L_1

$$M_I = \max \begin{cases} k_{6,1} P & \text{chọn } M_I = 0,0710 \times 138 = 979,8 \text{ daNm/m} \\ k_{7,1} \end{cases}$$

Xét tại gối của hai ô bản (j) và (m) theo phương L_1

$$M_I = \max \begin{cases} k_{8,1} P & \text{chọn } M_I = 0,0549 \times 138 = 757,62 \text{ daNm/m} \\ k_{9,1} \end{cases}$$

Tính cốt thép: từ M , giả thiết a , $h_o = h - a$, tính

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_o^2}; \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}; \quad A_s = \frac{\xi R_b b h_o}{R_s}$$

Kết quả tính toán được tóm tắt trong bảng sau.

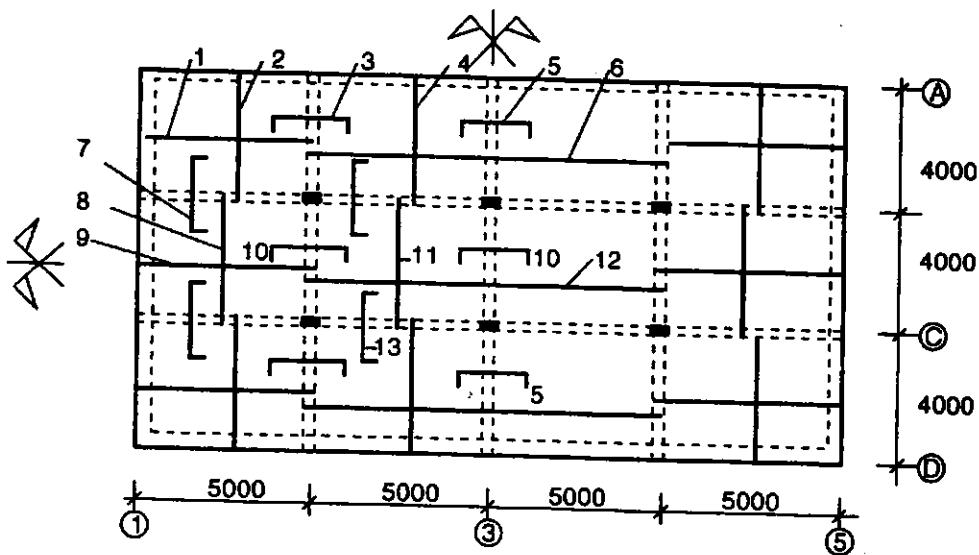
Kí hiệu	M_i (daNm)	h_o (mm)	α_m	ξ	A_s (mm 2)	A_s	μ %
M_{i1}	478,68	6,5	0,133	0,144	352,6	d8@140	0,6
M_{2i}	307,56	6	0,101	0,106	240,6	d6@120	0,45
M_{ij}	421,68	6,5	0,117	0,125	307,5	d8@160	0,5
M_{2j}	355,68	6,0	0,116	0,124	280,9	d6/8@140	0,52
M_k	240	6,5	0,067	0,069	170,0	d6@150	0,3
M_{im}	396,6	6,5	0,110	0,117	288,1	d8@100	0,33
M_{2k}, M_{2m}	237 (236)	6	0,077	0,081	182,9	d8@100	0,5
M_{lij}	648,6	6,5	0,181	0,201	493,0	d10@100	0,85
M_{likm}	979,8	6,5	0,273	0,326	800,4	d10@90	1,3
M_{lik}	757,62	6,5	0,211	0,240	588,6	d10@130	1
M_{jm}	418,14	6,5	0,116	0,124	304,8	Φ 8@160	0,5

Ghi chú:

M_{li} - mômen ở nhịp theo phương L_1 của ô bản i.

M_{lik} - mômen ở gối theo phương L_1 kè giữa ô bản i và ô bản k.

Bố trí cốt thép



Ký hiệu cốt thép

- | | | |
|------------|--------------|------------|
| 1- d6@120 | 6- d6/8@140 | 11- d8@100 |
| 2- d8@140 | 7- d10@130 | 13- d8@160 |
| 3- d10@100 | 8- d6@100 | |
| 4- d8@160 | 9-12- d8@100 | |
| 5- d10@130 | 10- d10@90 | |

1.4.3 Dầm của sàn có bản kê bốn cạnh

Giả sử có mặt bằng sàn như hình 1.35: có tinh tải tính toán là g_s (daN/m^2) và hoạt tải tính toán là p_s (daN/m^2). Yêu cầu tính cốt thép dầm trục 2 và dầm trục B.

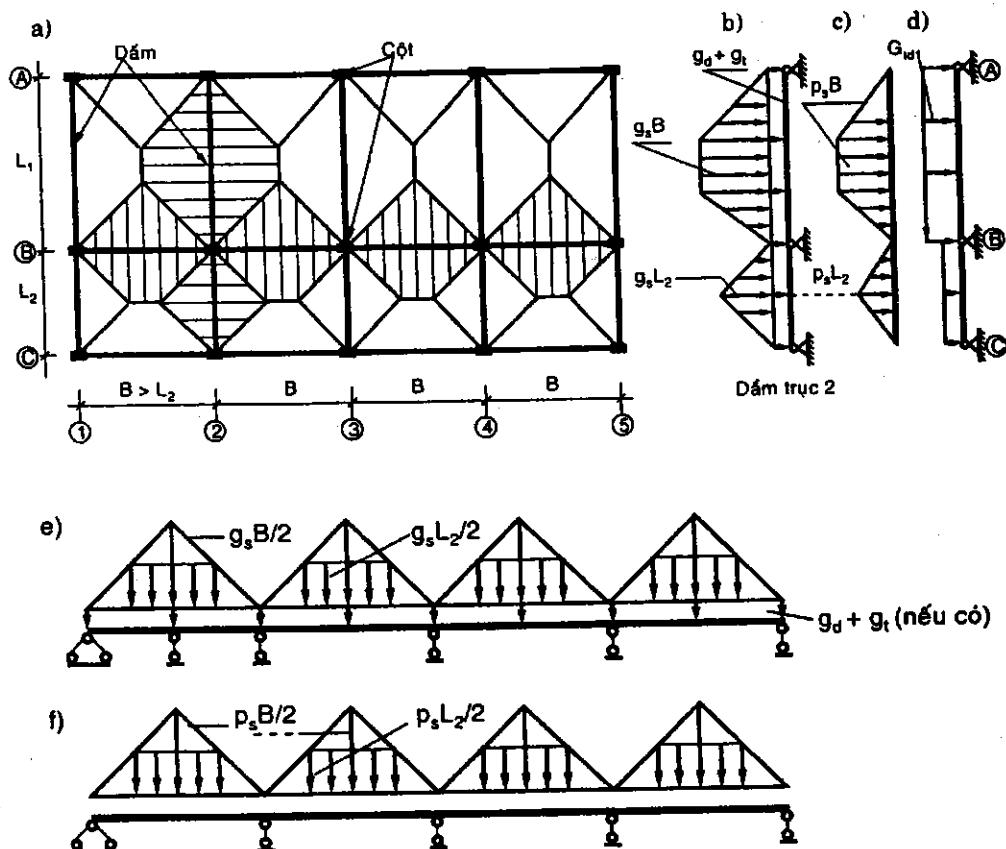
1- Tính dầm trục B (theo sơ đồ đàn hồi)

a) Cách 1 - hoạt tải toàn phần

- Xác định tải trọng

Tải trọng từ sàn truyền vào dầm xác định gần đúng theo diện truyền tải như trên mặt bằng sàn.

Tính tải: gồm trọng lượng các lớp cấu tạo sàn g_s (daN/m^2), trọng lượng bản thân dầm g_d , trọng lượng tường xây trên dầm (nếu có).



Hình 1.35 Sơ đồ xác định tải trọng tác dụng lên đầm

- Mặt bằng sàn - diện truyền tải từ sàn vào đầm
- Dạng tải trọng (tĩnh tải) tác dụng lên đầm trục 2
- Dạng tải trọng (hoạt tải) tác dụng lên đầm trục 2
- Tải tương đương (tĩnh tải hoặc hoạt tải) lên đầm trục 2
- Dạng tải trọng (tĩnh tải) tác dụng lên đầm trục B
- Dạng tải trọng (hoạt tải) tác dụng lên đầm trục B

Chú thích:

Hiện nay phổ biến nhất là dùng phần mềm SAP 2000 để tìm nội lực (M , Q) thì nên dùng trực tiếp dạng tải trọng hình tam giác – hình thang theo hình 1.35b, c hoặc e, f. Tuy nhiên bằng cách tính gần đúng cũng có thể dùng dạng tải tương đương theo hình 1.35d

Chọn sơ bộ kích thước tiết diện đầm

$$h = \left(\frac{1}{10} + \frac{1}{13} \right) L; (L = B), b = \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{4} \right) h \quad (1.87)$$

Trọng lượng bản thân đầm

$$g_d = b(h - h_s)n_g\gamma_b \text{ (daN/m)} \quad (1.88)$$

Trọng lượng tường xây trên đầm (tính đơn giản thiêng về an toàn)

$$g_t = b_t \cdot h_t \cdot n_g \cdot \gamma_t \text{ (daN/m)} \quad (1.89)$$

trong đó: b_t, h_t - bề dày, chiều cao của tường

γ_t - khối lượng riêng của tường.

Tải trọng do sàn truyền vào

Phía nhịp AB có dạng tam giác, trị số lớn nhất là

$$g_s \cdot B / 2 \text{ (daN/m)} \text{ (hình 1.35e)} \quad (1.90)$$

Phía nhịp BC có dạng hình thang, trị số lớn nhất là

$$g_s \cdot L_2 / 2 \text{ (daN/m)} \text{ (hình 1.35e)} \quad (1.91)$$

Hoạt tải

Hoạt tải sàn phụ thuộc vào chức năng của sàn lấy theo bảng 3 mục 4.3.1 TCVN 2737-1995. Hoạt tải sàn gồm phần dài hạn và ngắn hạn.

$$P_s = P_d + P_n \quad (1.92)$$

trong đó: P_s - hoạt tải toàn phần; P_d - hoạt tải dài hạn;

P_n - hoạt tải ngắn hạn.

Hoạt tải toàn phần do sàn truyền vào có dạng tam giác và hình thang như tinh tải.

Phía nhịp AB có dạng tam giác, trị số lớn nhất là

$$\frac{p_s \cdot B}{2} \text{ (daN/m)} \text{ (hình 1.35f)} \quad (1.93)$$

Phía nhịp BC có dạng hình thang, trị số lớn nhất là

$$\frac{p_s \cdot L_2}{2} \text{ (daN/m)} \text{ (hình 1.35e)} \quad (1.94)$$

Sơ đồ tính: là đầm liên tục nhiều nhịp chịu tải phân bố gồm tĩnh tải P và hoạt tải G. Tính theo sơ đồ đàn hồi, nhịp tính toán lấy theo trục của các gối tựa $L_o = B$ (H.1.35e, f).

Tính nội lực: Để tìm nội lực có thể dùng các bảng lập sẵn với sơ

đồ tải tương ứng để xây dựng biểu đồ bao mômen và lực cắt.

Có thể dùng các chương trình tính kết cấu rất phổ biến hiện đang dùng mà bạn biết để giải. Sau đây sẽ trình bày cách giải bài toán tính dầm bằng công cụ máy tính có phần mềm hỗ trợ.

Dùng chương trình tính kết cấu mà bạn biết sử dụng, tìm nội lực cho từng trường hợp tải, sau đó dùng chương trình tổ hợp nội lực để tìm nội lực nguy hiểm nhất tại bất kì tiết diện nào của dầm (tìm biểu đồ bao M, Q). Từ kết quả tổ hợp nội lực đó tính cốt thép cho từng tiết diện của dầm. Phần tính cốt thép có thể tính tay, nếu bạn có chương trình tính cốt thép tin cậy bạn có thể dùng công cụ máy tính giúp làm việc này.

Biểu đồ bao mômen, lực cắt

- Các trường hợp chất tải

Ví dụ cách đặt tải lên dầm trực B.

a- **Trường hợp 1:** Tính với tải thực (dạng tam giác – hình thang) Tính với tải (dạng tam giác – hình thang)

Tính tải

Tính tải chất đầy

Hoạt tải 1 cách nhịp (để tìm M_{\max}^+ ở nhịp 1 và 3)

Hoạt tải 2 cách nhịp (để tìm M_{\max}^+ ở nhịp 2 và 4)

Hoạt tải 3 liên nhịp (để tìm M_{\max}^- ở gối 2)

Hoạt tải 4 liên nhịp (để tìm M_{\max}^- ở gối 3)

Hoạt tải 5 liên nhịp (để tìm M_{\max}^- ở gối 4)

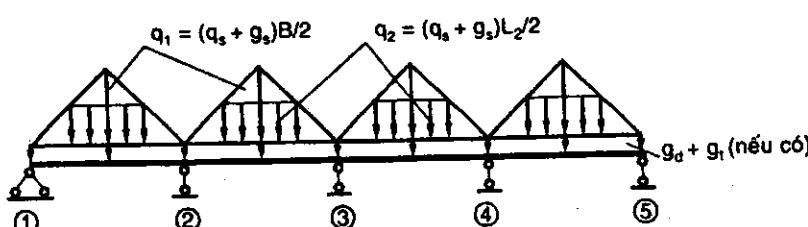
Tổ hợp tải trọng: Hệ số tổ hợp tất cả = 1

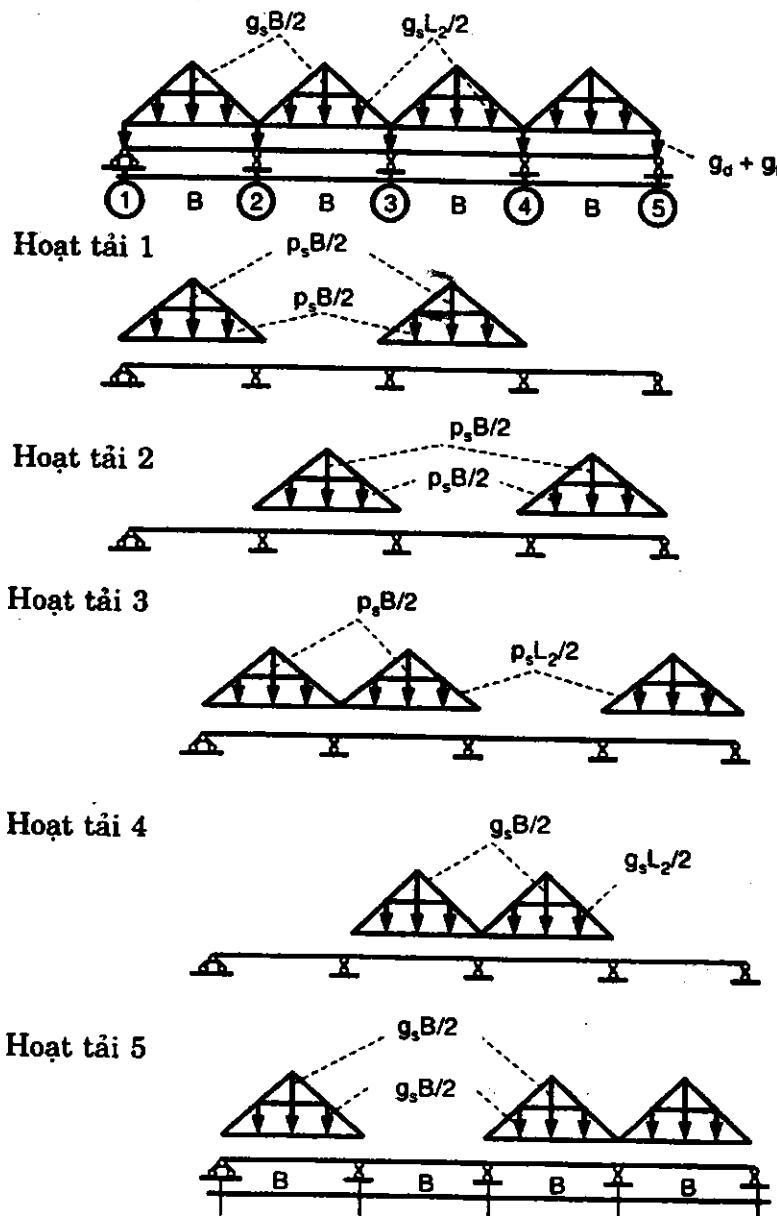
Combo 1: Tính tải - Hoạt tải 1; Combo 2: Tính tải - Hoạt tải 2;

Combo 3: Tính tải - Hoạt tải 3; Combo 4: Tính tải - Hoạt tải 4;

Combo 5: Tính tải - Hoạt tải 5

Combo 6 (BAO): (Combo 1, Combo 2, Combo 3, Combo 4, Combo 5)



Tính tải

Hình 1.36 Sơ đồ dạng đặt tải để tính dầm liên tục theo sơ đồ đàn hồi

b) Trường hợp 2 - Hoạt tải ngắn hạn

Xác định tải trọng

Theo tính chất tác dụng của hoạt tải: hoạt tải dài hạn là tải

trọng tác dụng thường xuyên lên kết cấu nên được xem như là tĩnh tải. Vì thế khi xác định tải trọng tác dụng lên kết cấu cũng tính riêng cho trường hợp tĩnh tải và hoạt tải.

$$\text{Khi đó: Tĩnh tải sàn } q_s = g_s + p_d \quad (1.95)$$

$$\text{Hoạt tải sàn } p_n = p_s - p_d \quad (1.96)$$

Trường hợp này tính như sau:

Tải trọng từ sàn truyền vào đầm xác định gần đúng theo diện truyền tải như trên mặt bằng sàn.

Tĩnh tải: gồm trọng lượng các lớp cấu tạo sàn g_s (daN/m^2) + hoạt tải dài hạn p_d (daN/m^2) đặt $q_s = g_s + p_d$, trọng lượng bản thân đầm g_d , trọng lượng tường xây trên đầm (nếu có).

Chọn sơ bộ kích thước tiết diện đầm

$$h = (1/10 \div 1/13)L; \quad (L = B), \quad b = (1/2 \div 1/4)h. \quad (1.97)$$

Trọng lượng bản thân đầm

$$g_d = b(h - h_s)n_g \cdot \gamma_b \quad (daN/m) \quad (1.98)$$

Trọng lượng tường xây trên đầm (tính đơn giản thiêng về an toàn)

$$g_t = b_t \cdot h_t \cdot n_g \cdot \gamma_t \quad (daN/m) \quad (1.99)$$

trong đó: b_t, h_t - bề dày, chiều cao của tường;

γ_t - khối lượng riêng của tường.

Tải trọng do sàn truyền vào:

Phía nhịp AB có dạng tam giác, trị số lớn nhất

$$q_s \cdot B / 2 \quad (daN/m) \text{ hình 1.35e} \quad (1.100)$$

Phía nhịp C có dạng hình thang, trị số lớn nhất là

$$q_s \cdot L_2 / 2 \quad (daN/m) \text{ hình 1.35e} \quad (1.101)$$

Hoạt tải

$$\text{Hoạt tải sàn } p_n = p_s - p_d \quad (1.102)$$

trong đó: p_s - hoạt tải toàn phần; p_d - hoạt tải dài hạn;

p_h - hoạt tải ngắn hạn.

Hoạt tải ngắn hạn do sàn truyền vào có dạng tam giác và hình thang như tĩnh tải.

Phía nhịp AB có dạng tam giác, trị số lớn nhất là

$$p_n \cdot B / 2 \text{ (daN/m)} \text{ hình 1.35f} \quad (1.103)$$

Phía nhịp BC có dạng hình thang, trị số lớn nhất là

$$p_s \cdot L_2 / 2 \text{ (daN/m)} \text{ hình 1.35f} \quad (1.104)$$

- Sơ đồ tính: là dầm liên tục nhiều nhịp chịu tải phân bố gồm tĩnh tải P và hoạt tải G. Tính theo sơ đồ đàn hồi, nhịp tính toán lấy theo trục của các gối tựa $L_o = B$.

- Tính nội lực:

- Biểu đồ bao mômen lực cắt: Tương tự như phần trên

Ví dụ cách đặt tải để tính dầm trực B.

Tính với tải (dạng tam giác – hình thang)

Tính tải

Tính tải chất đầy

Hoạt tải 1 cách nhịp (để tìm M_{\max}^+ ở nhịp 1 và 3)

Hoạt tải 2 cách nhịp (để tìm M_{\max}^+ ở nhịp 2 và 4)

Hoạt tải 3 liền nhịp (để tìm M_{\max}^- ở gối 2)

Hoạt tải 4 liền nhịp (để tìm M_{\max}^- ở gối 3)

Hoạt tải 5 liền nhịp (để tìm M_{\max}^- ở gối 4)

Dùng chương trình tính kết cấu mà bạn biết sử dụng để tìm nội lực cho từng trường hợp tải. Sau đó tổ hợp nội lực

Tổ hợp tải trọng: Hệ số tổ hợp tất cả = 1

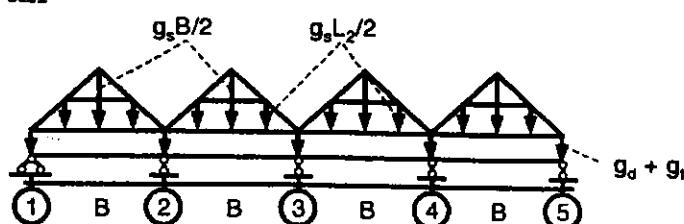
Combo 1: Tính tải – Hoạt tải 1; Combo 2: Tính tải – Hoạt tải 2

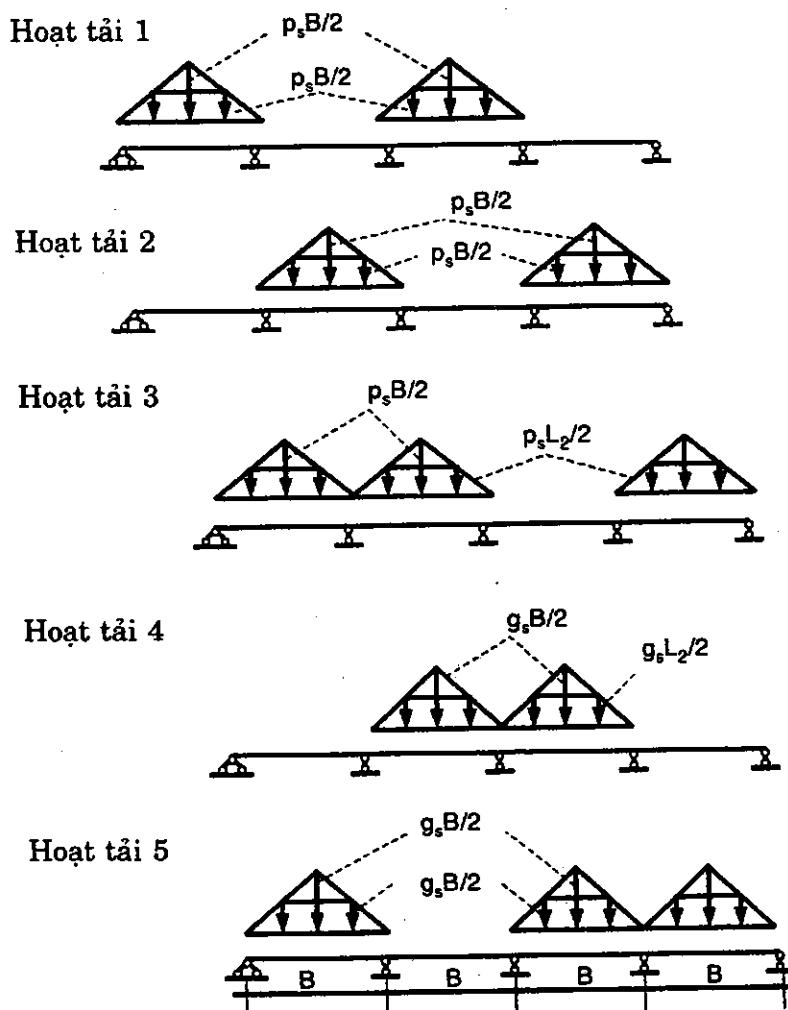
Combo 3: Tính tải – Hoạt tải 3; Combo 4: Tính tải – Hoạt tải 4

Combo 5: Tính tải – Hoạt tải 5

Combo 6 (BAO): (Combo 1, Combo 2, Combo 3, Combo 4, Combo 5)

Tính tải





Hình 1.37 Sơ đồ dạng đặt tải để tính
dầm liên tục theo sơ đồ đàn hồi

Chú thích: Trước đây khi tính các dầm dọc của công trình thì người ta thường chọn liên kết dầm với gối tựa đầu tiên là liên kết khớp, nhằm mục đích là tận dụng các bảng tính đã lập sẵn cho dầm đều nhịp để tính toán dễ dàng và nhanh chóng trị số mômen, lực cắt. Sau khi tính cốt thép ở các nhịp và ở các gối giữa, lại bố trí một lượng cốt thép cấu tạo ở gối đầu tiên để chịu mômen âm ở gối đó. Thực chất dầm dọc vẫn là dầm khung (sẽ phân tích kỹ ở chương khung) theo phương dọc nhà vì thế liên kết ở gối đầu tiên (dầm liên kết với cột) là ngầm. Hiện nay chúng ta đã có công cụ máy tính và các chương trình tính kết cấu việc thay liên kết ở gối đầu tiên là

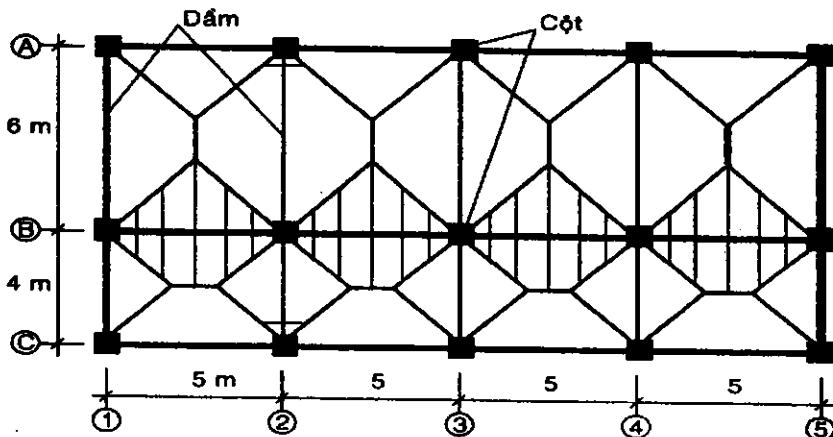
ngàm là chính xác và việc tính nội lực không quá khó khăn.

Từ kết quả tổ hợp nội lực đó tính cốt thép cho từng tiết diện của dầm. Đối với dầm lấy trị số mômen lớn nhất ở nhịp và ở gối để tính cốt thép tương tự như ở phần tính cốt thép của dầm phụ và dầm chính trong sàn sườn toàn khối có bänder dầm. Phần tính cốt thép có thể tinh tay, nếu bạn có chương trình tính cốt thép tin cậy bạn có thể dùng công cụ máy tính giúp bạn làm việc này.

Bài tập 1.7

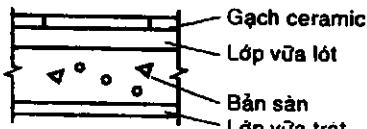
Một công trình dân dụng có mặt bằng tầng thứ i như hình sau, bố trí lưới cột và dầm ngang, dầm dọc (xem hình). Giả thiết tường gạch xây trên tất cả các dầm, tường dày 200, chiều cao tầng nhà 3,3m. Cho biết: hoạt tải toàn phần $p_s = 200daN/m^2$, hoạt tải dài hạn $p_d = 70daN/m^2$, $n_p = 1,2$. Yêu cầu xác định tải trọng tác dụng lên dầm dọc trục B, tính riêng cho từng trường hợp tải - tĩnh tải, hoạt tải.

Cách 1 - *Hoạt tải toàn phần*



Mặt bằng sàn tầng thứ i.

Các lớp cấu tạo sàn như sau:



Gạch ceramic: $\gamma_g = 20kN/m^3$, $\delta_g = 10mm$, $n = 1,2$

Lớp vữa lót: $\gamma_v = 18kN/m^3$, $\delta_v = 30mm$, $n = 1,1$

Bản sàn: $\gamma_b = 25kN/m^3$, $\delta_b = 80mm$, $n = 1,1$

Lớp vữa trát: $\gamma_v = 18kN/m^3$, $\delta_v = 15mm$, $n = 1,1$

Xác định trọng lượng bản thân sàn:

$$g_s = \sum g_{si} = \sum \delta_i n_i \gamma_i$$

$$g_s = 0,01 \times 1,2 \times 20 + 0,045 \times 1,1 \times 18 + 0,08 \times 1,1 \times 25 = 330dAN/m^2$$

$$\text{Hoạt tải tính toán } p_s = p_c \cdot n_p = 200 \times 1,2 = 240dAN/m^2$$

1- Xác định tải trọng tác dụng lên đầm dọc trục B

Sơ đồ truyền tải (xem hình)

a) Tính tải

Chọn sơ bộ kích thước tiết diện đầm $h = 1500/13 = 385mm$

(chọn $h_d = 400mm$; $b = h_d/2 = 200mm$)

Trọng lượng bản thân đầm

$$g_d = b(h - h_s)n_g \cdot \gamma_b = 0,2(0,4 - 0,08) \times 1,1 \times 25 = 176dAN/m$$

Trọng lượng tường xây trên đầm

$$g_t = b_t \cdot h_t \cdot n_g \cdot \gamma_t = 0,2(3,3 - 0,4) \times 1,1 \times 18 = 1148,4dAN/m$$

Tải trọng do sàn truyền vào

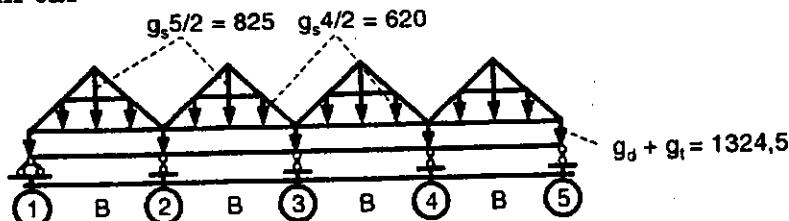
Nhip 1-2: tải từ sàn truyền vào đầm có hai dạng. Phía bên trái có dạng tam giác trị số lớn nhất là $5g_s/2 (dAN/m)$

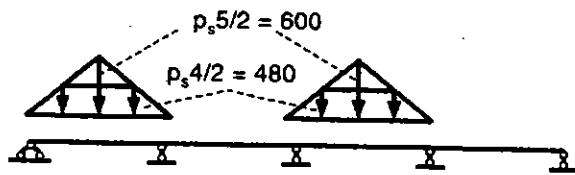
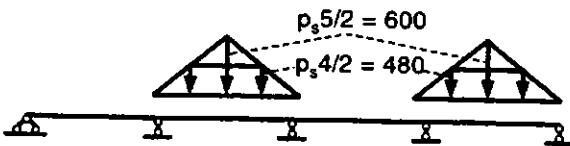
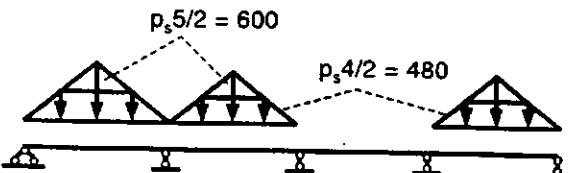
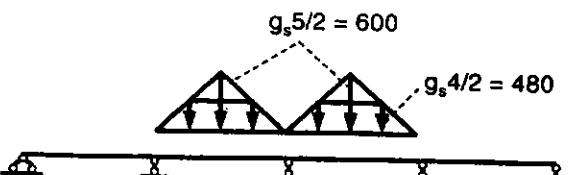
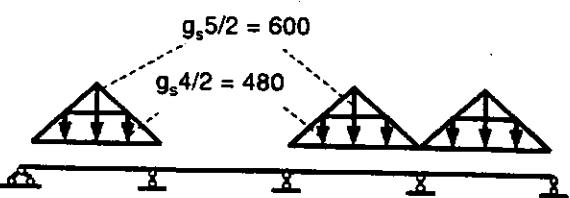
Phía bên phải có dạng hình thang, trị số lớn nhất là $4g_s/2 (dAN/m)$

b) Hoạt tải

Nhip 1-2: hoạt tải từ sàn truyền vào đầm có hai dạng. Phía bên trái có dạng tam giác, trị số lớn nhất là $5p_s/2 (dAN/m)$,

Tính tải



Hoạt tải 1**Hoạt tải 2****Hoạt tải 3****Hoạt tải 4****Hoạt tải 5**

Sơ đồ đang đặt tải để tính đầm liên tục theo sơ đồ dàn hồi

Phía bên phải có dạng hình thang, trị số lớn nhất là $4p_s/2$ (daN/m).

(Các nhịp khác giống nhịp 1-2)

Kết quả tính toán được tóm tắt như sau

Tính với tải (dạng tam giác – hình thang)

Tính tải

* Tổ hợp tải trọng : Hệ số tổ hợp tất cả = 1

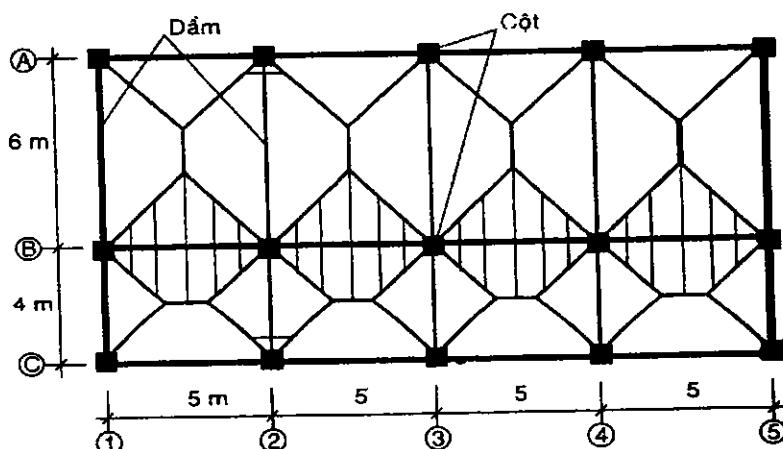
Combo 1: Tĩnh tải - Hoạt tải 1; Combo 2: Tĩnh tải - Hoạt tải 2

Combo 3: Tĩnh tải - Hoạt tải 3; Combo 4: Tĩnh tải - Hoạt tải 4

Combo 5: Tĩnh tải - Hoạt tải 5

Combo 6 (BAO): (Combo 1, Combo 2, Combo 3, Combo 4, Combo 5)

Cách 2 - Hoạt tải tính ngắn hạn



Mặt bằng sàn tầng thứ i

- Xác định tải trọng tác dụng lên dầm dọc trục B:

Sơ đồ truyền tải (xem hình)

a) *Tính tải*

Chọn sơ bộ kích thước tiết diện dầm $h = 500 / 13 = 385\text{mm}$ (chọn $h_d = 400\text{ mm}$; $b = h_d / 2 = 200\text{ mm}$)

Trọng lượng bản thân dầm

$$g_d = b(h - h_s)n_g \gamma_b = 0,2(0,4 - 0,08)1,1 \times 25 = 176 \text{ (daN/m)}$$

Trọng lượng tường xây trên dầm

$$g_t = b_t \cdot h_t \cdot n_g \cdot \gamma_t = 0,2(3,3 - 0,4)1,1 \times 18 = 1148,4 \text{ (daN/m)}$$

Tải trọng do sàn truyền vào

$$\text{Đặt } q_s = g_s + p_d = 330 + 70 \times 1,2 = 414 \text{ daN/m}^2$$

Nhip 1-2: tải từ sàn truyền vào dầm có hai dạng. Phía bên trái có dạng tam giác, trị số lớn nhất là $5q_s / 2$ (daN/m)

Phía bên phải có dạng hình thang, trị số lớn nhất là $4q_s/2$ (daN/m).

b) *Hoạt tải*

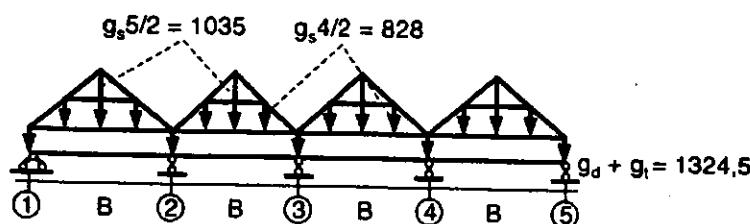
Nhip 1-2: hoạt tải từ sàn truyền vào dầm có hai dạng. Phía bên trái có dạng tam giác, trị số lớn nhất là $5p_n/2$ (daN/m).

Phía bên phải có dạng hình thang, trị số lớn nhất là $4p_n/2$ (daN/m) (Các nhịp khác giống nhịp 1-2).

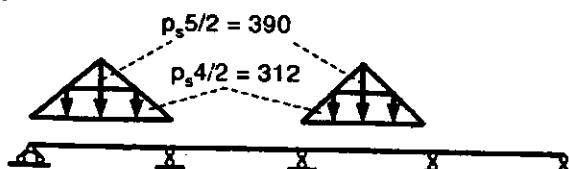
Kết quả tính toán được tóm tắt như sau

Tính với tải (dạng tam giác – hình thang)

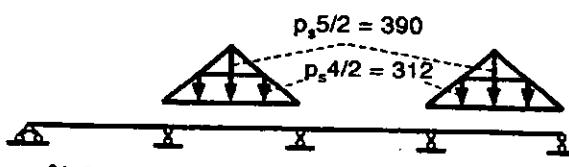
Tính tải



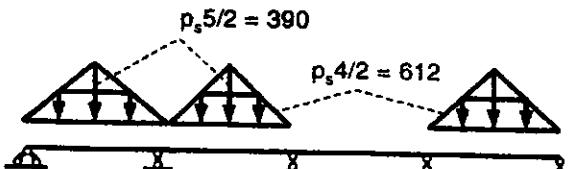
Hoạt tải 1



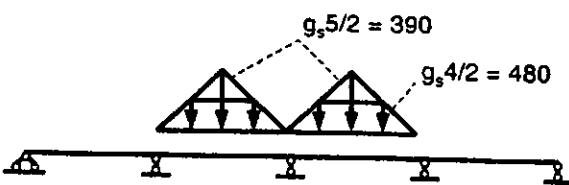
Hoạt tải 2

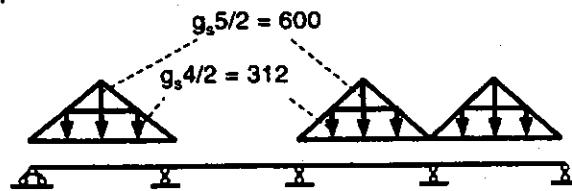


Hoạt tải 3



Hoạt tải 4



Hoạt tải 5

Sơ đồ dạng đặt tải để tính dầm liên tục theo sơ đồ đàn hồi

* Tổ hợp tải trọng : Hệ số tổ hợp tất cả = 1

Combo 1: Tính tải – Hoạt tải 1; Combo 2: Tính tải – Hoạt tải 2

Combo 3: Tính tải – Hoạt tải 3; Combo 4: Tính tải – Hoạt tải 4

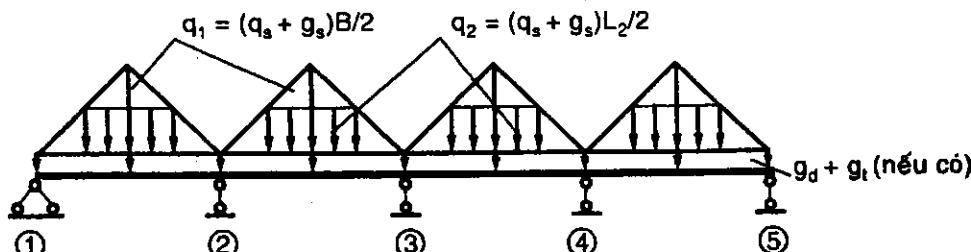
Combo 5: Tính tải – Hoạt tải 5

Combo 6 (BAO): (Combo 1, Combo 2, Combo 3, Combo 4, Combo 5)

1.5 TÍNH DẦM DỌC (TRỤC B) THEO SƠ ĐỒ DẺO

Đối với dầm liên tục đều nhịp (như dầm trục B) có thể tính theo sơ đồ dẻo, dùng các công thức đã lập sẵn để tính các mômen, lực cắt nguy hiểm nhất ở nhịp và ở gối một cách nhanh chóng như sau

- Nhịp tính toán lấy theo mép của các gối tựa, $L_o = L - b_c$
- Sơ đồ tính là dầm liên tục đều nhịp, liên kết dầm và gối tựa đầu tiên và cuối cùng là tựa đơn.



Dầm trục B

Hình 1.38 Sơ đồ tính và dạng tải tác dụng lên dầm trục B

- Xác định tải trọng giống như khi tính theo sơ đồ đàn hồi

- Mômen uốn lớn nhất xác định theo công thức lập sẵn

* Ở nhịp biên và gối thứ hai

$$M = \pm (0,7M_o + g_d \frac{L_o^2}{11}) \quad (1.105)$$

* Ở các nhịp giữa và các gối giữa

$$M = \pm(0,5M_o + g_d \frac{L_o^2}{16}) \quad (1.106)$$

- Lực cắt của đầm tại các gối

* Tại gối biên

$$Q_A = Q_o - \frac{M_B}{L_o} \quad (1.107)$$

* Tại mép trái gối thứ 2 (gối B)

$$Q_B^T = Q_o + \frac{M_B}{L_o} \quad (1.108)$$

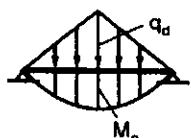
* Tại các gối giữa

$$Q_B^P = Q_C^T = Q_C^P = \dots = Q_o \quad (1.109)$$

trong đó: $g_d + g_t$ (dAN/m) - trọng lượng bản thân của đầm (kể cả của tường xây nếu có);

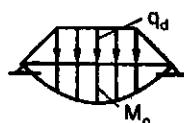
M_o - mômen uốn lớn nhất của đầm đơn kê tự do hai đầu chịu tải trọng do bản truyền vào đầm có dạng tam giác hoặc hình thang.

Với tải trọng phân bố tam giác



$$M_o = q_d \cdot \frac{L_o^2}{12} \quad (1.110)$$

Với tải trọng phân bố dạng hình thang



$$M_o = q_d \cdot \frac{L_o^2}{24} (3 - 4\beta^2) \text{ với } \beta = \frac{L_1}{2L_2} \quad (1.111)$$

q_d - tải trọng phân bố lớn nhất của dạng tải tam giác hoặc hình thang.

Q_o - lực cắt tại gối của đầm đơn giản.

Trường hợp tính cụ thể đầm trục B

Tải trọng từ sàn truyền vào có hai dạng tam giác và hình thang.

- Mômen uốn lớn nhất xác định theo công thức

* Ở nhịp biên và gối thứ hai

$$M = \pm(0,7(M_{o1} + M_{o2}) + g_d \frac{L_o^2}{11}) \quad (1.112)$$

* Ở các nhịp giữa và các gối giữa

$$M = \pm(0,5(M_{o1} + M_{o2}) + g_d \frac{L_o^2}{16}) \quad (1.113)$$

- Lực cắt của đầm tại các gối

* Tại gối biên

$$Q_A = Q_o - \frac{M_B}{L_o} \quad (1.114)$$

* Tại mép trái gối thứ 2 (gối B)

$$Q_B^T = Q_o + \frac{M_B}{L_o} \quad (1.115)$$

* Tại các gối giữa

$$Q_B^P = Q_C^T = Q_C^P = \dots = Q_o \quad (1.116)$$

trong đó: g_d (daN/m) - trọng lượng bản thân của đầm (kể cả của tường xây nếu có).

M_{o1}, M_{o2} - mômen uốn lớn nhất của đầm đơn kê tự do hai đầu chịu tải trọng do bản truyền vào đầm có dạng tam giác hoặc hình thang: xác định theo (1.110), (1.111). Trong đó, thay $q_d = q_1$ hoặc $q_d = q_2$.

Q_o - lực cắt tại gối của đầm đơn giản.

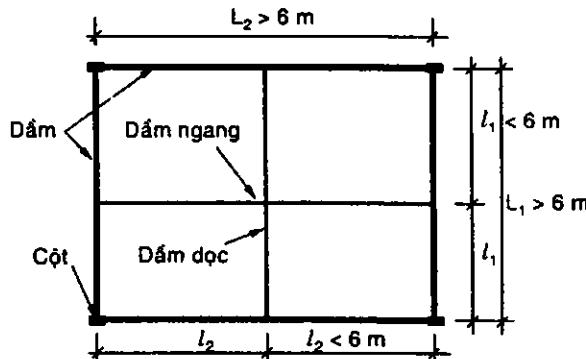
1.6 SÀN CÓ HỆ ĐẦM TRỰC GIAO

1.6.1 Khái niệm

Trong thực tế, thường gặp sàn bê tông kê bốn cạnh có L_1 và L_2 lớn hơn 6m, về nguyên tắc ta vẫn tính ô sàn này thuộc bê tông kê bốn cạnh. Nhưng với nhịp lớn, nội lực trong bản lớn, chiều dày bản tăng lên, độ võng của bản cũng tăng, đồng thời trong quá trình sử dụng, bản sàn sẽ bị rung. Để khắc phục các nhược điểm này, người ta phải bố trí thêm các đầm ngang và các đầm dọc thẳng góc nhau, để chia ô bản thành nhiều ô bản nhỏ có kích thước nhỏ hơn 6 mét. Trường hợp này gọi là sàn có hệ đầm trực giao.

Chú ý: Tại điểm giao của hệ đầm trực giao này không có cột đỡ.

Kích thước tiết diện ngang của hệ dầm này bất kỳ, tùy thuộc vào tải trọng và nhịp của nó.



Hình 1.39 Sàn có hệ dầm trực giao

1.6.2 Tính hệ dầm trực giao, có nhiều cách tính, tùy thuộc vào mức độ chính xác và công cụ tính toán.

Cách 1: Tính đơn giản, quan niệm dầm chính, dầm phụ.

Ví dụ: ta có mặt bằng sàn hình 1.40

Giả thiết D_1 có kích thước tiết diện ngang lớn hơn kích thước tiết diện ngang của dầm D_2 : từ đó có thể xem dầm D_2 là dầm phụ còn dầm D_1 là dầm chính, vậy ta có thể tách dầm chính và dầm phụ ra độc lập để tính.

a) Tính sàn

Sau khi đã bố trí hệ dầm trực giao thì các ô sàn nhỏ có kích thước (l_1, l_2) , các ô sàn này thuộc loại bản kê bốn cạnh. Tính toán các ô sàn này đã biết cách tính ở phần trên; Tính sàn theo bản đơn.

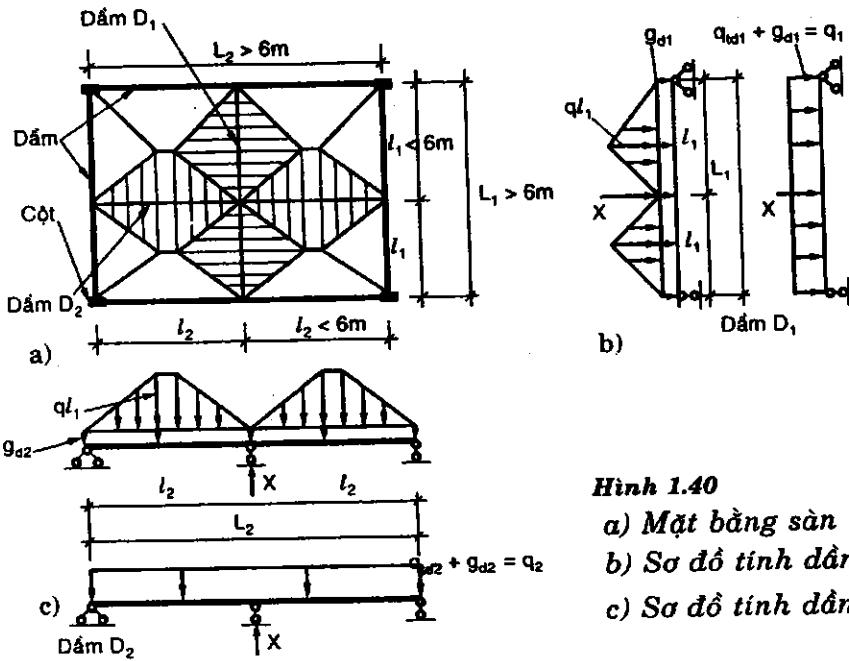
b) Tính hệ dầm trực giao

+ *Dầm phụ D_2*

Dầm phụ D_2 là dầm liên tục hai nhịp có các gối tựa là các dầm biên và gối tựa ở giữa là dầm chính D_1 , tải trọng tác dụng gồm tải trọng bản thân và tải trọng (tĩnh tải, hoạt tải) từ sàn truyền vào có sơ đồ truyền tải (H.1.40a). Sơ đồ tính và dạng tải trọng tác dụng (H.1.40c).

Nếu không tính được nội lực từ tải hình thang thì có thể chuyển dạng tải hình thang sang tải phân bố đều tương đương. Từ đó tìm

nội lực và tính cốt thép cho đầm.



Hình 1.40

- a) Mặt bằng sàn
- b) Sơ đồ tính đầm D_1
- c) Sơ đồ tính đầm D_2

+ Dầm chính D_1

Dầm chính D_1 là dầm một nhịp có gối tựa là các dầm biên, tải trọng tác dụng gồm trọng lượng bản thân, tải trọng từ sàn truyền vào có sơ đồ truyền tải (H.1.40a) và lực tập trung đặt tại giữa dầm do dầm D_2 truyền vào (X là phản lực tại gối giữa của dầm D_2). Sơ đồ tính và tải tác dụng (H.1.40b).

Nếu không tính được nội lực từ tải hình tam giác thì có thể chuyển dạng tải hình tam giác sang tải phân bố đều tương đương. Trong trường hợp này: trên một nhịp dầm có hai tam giác giống nhau, tải phân bố đều tương đương xác định theo biểu thức sau:

$$q_{td1} = 0,5ql_1 \quad (1.117)$$

Vậy tải trọng tính toán phân bố đều tác dụng lên dầm D_1 là:

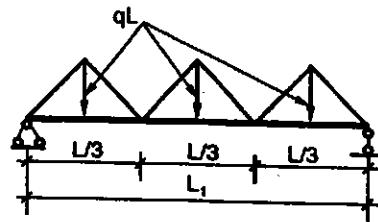
$$q_{d1} = q_{td1} + g_{d1} \quad (1.118)$$

Từ đó tìm nội lực và tính cốt thép cho dầm

Tải phân bố đều tương đương được xác định như sau:

Xác định tải phân bố đều tương đương cho trường hợp trên một nhịp dầm có nhiều (≥ 2) dạng tải tam giác hoặc hình thang bằng nhau.

Nhiều tam giác

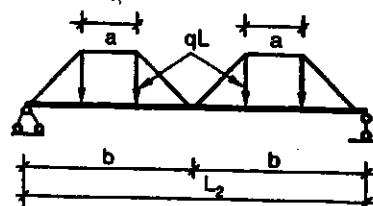


Tải dương đương

$$q_{td} = 0,5qL$$

(1.119)

Nhiều hình thang



Tải tương đương

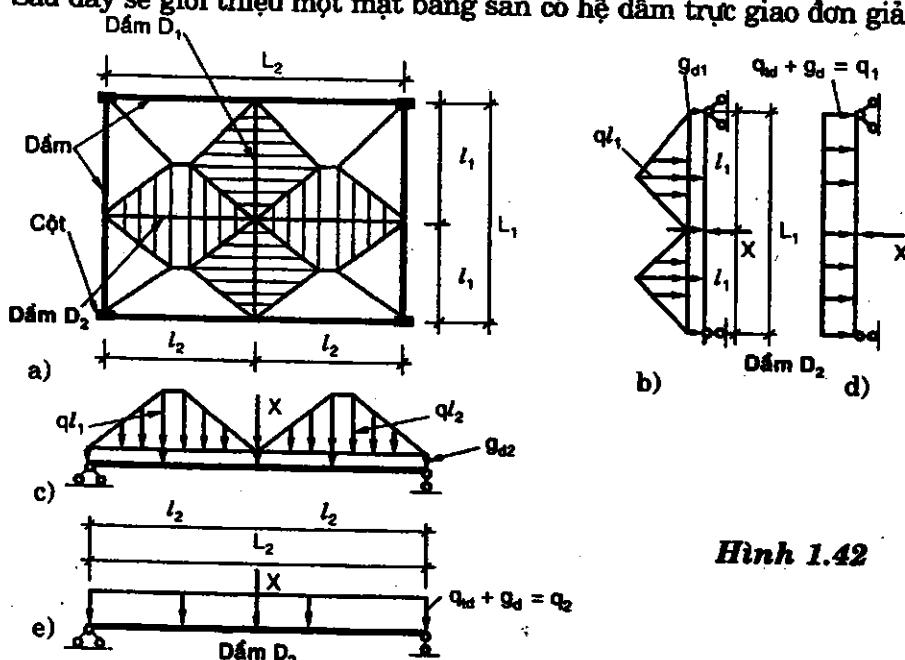
$$q_{td} = 0,5qL \left(1 + \frac{a}{b}\right)$$

(1.120)

Hình 1.41 Xác định tải tương đương

Cách 2: Dùng các bảng tra đã lập sẵn

Sau đây sẽ giới thiệu một mặt bảng sàn có hệ dầm trực giao đơn giản.



Hình 1.42

Ta thay gối tựa ở giữa dầm D_2 bằng ẩn lực X (có chiều hướng lên) thì ở giữa dầm D_1 sẽ có ẩn lực X (có chiều ngược lại).

Nếu tìm được lực X thì cho phép tách từng dầm riêng rẽ để tính. Lực X được xác định từ điều kiện cân bằng độ vông tại điểm giữa của hai dầm trực giao: phụ thuộc vào tải trọng và còn phụ thuộc vào độ cứng của hệ dầm trực giao.

Tính lực X

Đặt f_1 – độ vông ở giữa nhịp của dầm D_1

Đặt f_2 – độ vông ở giữa nhịp của dầm D_2

Với sơ đồ tải trọng có dạng hình tam giác, hình thang

(H 1.42b, c) tính độ vông khá phức tạp, để đơn giản khi tính có thể chuyển tải dạng tam giác, hình thang sang dạng phân bố đều tương đương.

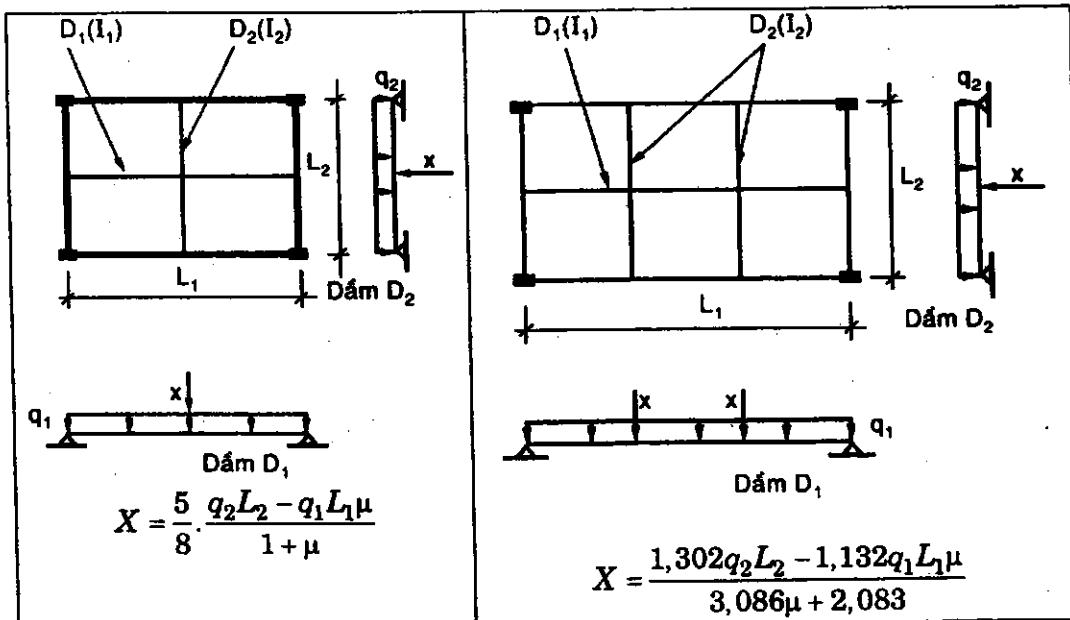
Sơ đồ tính H 1.42d, e

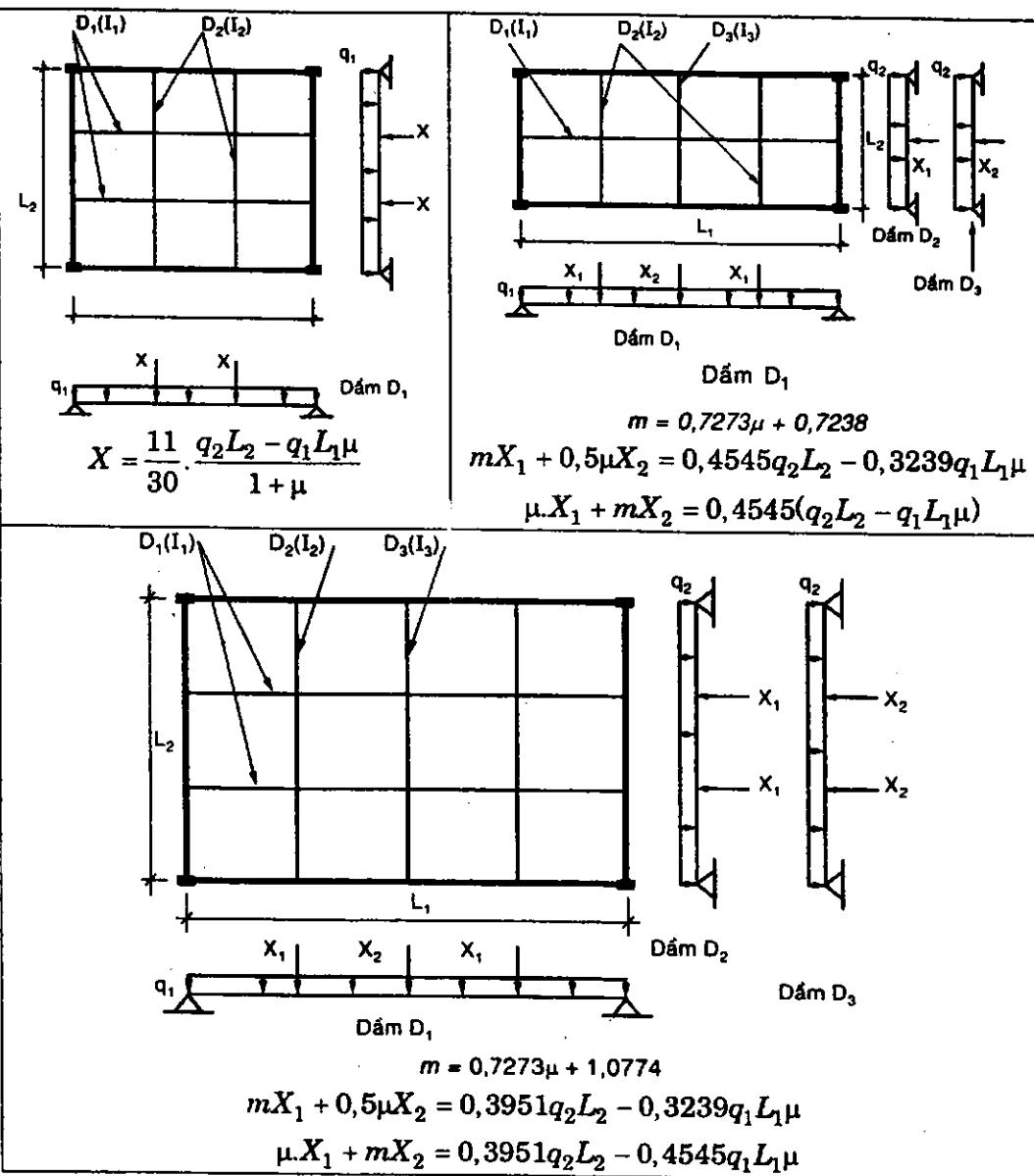
$$\text{Ta có: } f_1 = \frac{5}{384} \frac{q_1 L_1^4}{EI_1} + \frac{X}{48} \frac{L_1^3}{EI_1} \quad (1.121)$$

$$f_2 = \frac{5}{384} \frac{q_2 L_2^4}{EI_2} - \frac{X}{48} \frac{L_2^3}{EI_2} \quad (1.122)$$

Từ điều kiện $f_1 = f_2$ dễ dàng tìm được X

Bảng sau sẽ cho biểu thức xác định lực X trong một số trường hợp đơn giản.



*Chú thích*

$q_i = q_{dâmi} + q_{tdi}$ trong đó ($i = 1, 2$) tải trọng tính toán của dầm i .

$$I_i - mômen quán tính của dầm thứ i : I $_i = \frac{b_i h_i^3}{12}$ (1.123)$$

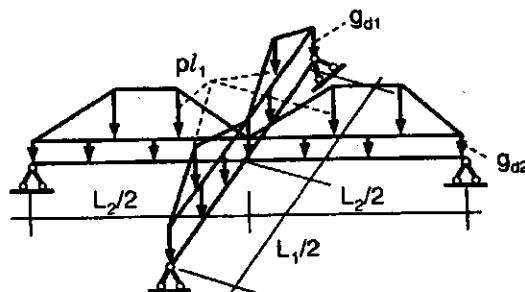
$$\mu = \left(\frac{L_1}{L_2} \right)^3 \cdot \frac{I_2}{I_1} \quad (1.124)$$

Nếu $X > 0$ thì chiều của X như trên các sơ đồ trên.

Nếu $X < 0$ thì chiều của X có chiều ngược lại.

Cách 3: Dùng trực tiếp các phần mềm tính kết cấu để giải

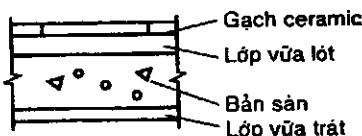
Mô hình tính toán và dạng tải trọng.



Hình 1.43 Mô hình tính toán đầm trực giao dạng không gian

Bài tập 1.8. Có một ô bản sàn có hệ đầm trực giao được bố trí như hình sau. Cho biết cấu tạo bản sàn như sau. Hoạt tải tác dụng là $p_s^c = 300 \text{ daN/m}^2$. Hãy tính nội lực của hệ đầm trực giao đó.

Giải: Các lớp cấu tạo sàn như sau



Gạch ceramic $\gamma_v = 20 \text{ daN/m}^3$, $\delta_g = 10 \text{ mm}$, $n = 1,2$

Lớp vữa lót $\gamma_v = 18 \text{ daN/m}^3$, $\delta_v = 30 \text{ mm}$, $n = 1,1$

Bản sàn $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$, $\delta_b = 80 \text{ mm}$, $n = 1,1$

Lớp vữa trát $\gamma_v = 18 \text{ kN/m}^3$, $\delta_v = 15 \text{ mm}$, $n = 1,1$

Xác định trọng lượng bản thân sàn

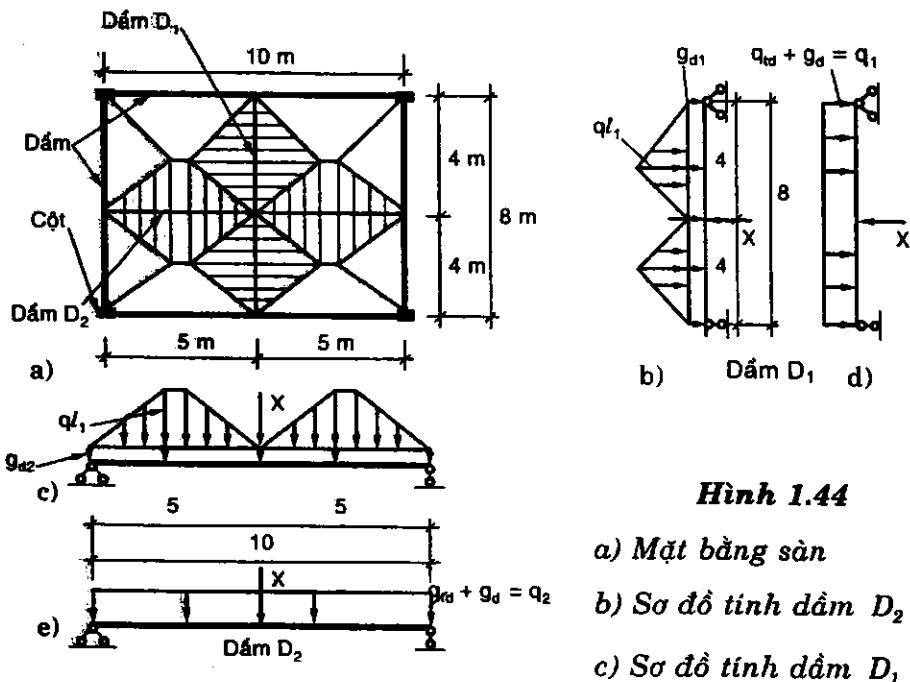
$$\begin{aligned} g_s &= 0,01 \times 1,2 \times 20 + 0,045 \times 1,1 \times 18 + 0,08 \times 1,1 \times 25 \\ &= 330 \text{ (daN/m)} \end{aligned}$$

Hoạt tải tính toán $p_s = p_c \cdot n_p = 300 \times 1,2 = 360 \text{ daN/m}^2$

Tổng tải trọng $q = g_s + p_s = 330 + 360 = 690 \text{ daN/m}^2$

Sơ bộ chọn kích thước tiết diện đầm như sau

Đầm D_1 và D_2 (300x600)



Hình 1.44

- a) Mặt bằng sàn
b) Sơ đồ tính đầm D₂
c) Sơ đồ tính đầm D₁

Xác định tải trọng.

* Xét đầm D₂ có diện truyền tải dạng hình thang, tải trọng lớn nhất là $g_2 = 4q$, tải tương đương phân bố đều là

$$g_{t.d.2} = 0,5g_1 \left(1 + \frac{a}{b} \right) = 0,5 \times 4 \times 690(1 + 1/5) = 1656 \text{ (daN/m)}$$

Trọng lượng bản thân đầm D₂ là

$$g_{d2} = 0,3 \times (0,6 - 0,08) \times 1,1 \times 25 = 429 \text{ (daN/m)}$$

Vậy tổng tải trọng tác dụng lên đầm D₂ là

$$G_{d2} = g_{td2} + g_{d2} = 1656 + 429 = 2085 \text{ (daN/m)}$$

* Xét đầm D₁ có diện truyền tải dạng hình tam giác, tải trọng lớn nhất là $g_1 = 4q$, tải tương đương phân bố đều là

$$g_{t.d.1} = 0,5g_2 = 2 \times 690 = 1380 \text{ (daN/m)}$$

Trọng lượng bản thân đầm D₁ là

$$g_{d1} = 0,3 \times (0,6 - 0,08) \times 1,1 \times 25 = 429 \text{ (daN/m)}$$

Vậy tổng tải trọng tác dụng lên đầm D₁ là

$$G_{d1} = g_{td1} + g_{d1} = 1380 + 429 = 1809$$

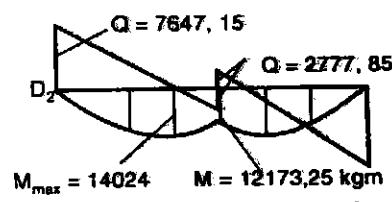
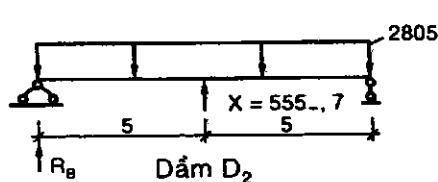
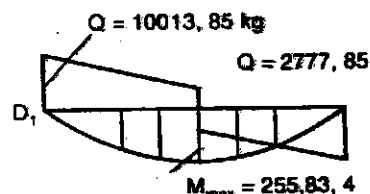
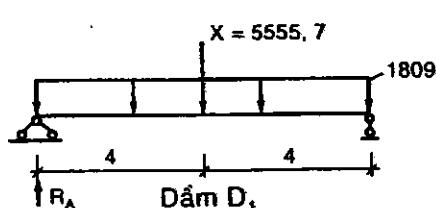
$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{300 \times 600^3}{12} = 540000 \text{ cm}^4$$

$$\mu = \left(\frac{L_1}{L_2} \right)^3 \frac{I_2}{I_1} = \left(\frac{10}{8} \right)^3 = 1,953$$

$$X = \frac{5}{8} \frac{G_{d2} \cdot L_2 - G_{d1} \cdot L_1 \mu}{1 + \mu} = \frac{5}{8} \frac{1809 \times 8 - 2085 \times 10 \times 1,953}{1 + 1,953} = -5555,7 \text{ da/N}$$

$X < 0$ nên lực X có chiều ngược lại so với chiều trên sơ đồ trên.

Vậy dạng tải trọng tác dụng lên dầm D_1 và D_2 như sau



Tính nội lực

Dầm D_1 : Phản lực gối tựa

$$R_A = (1809 \times 8 + 5555,7) / 2 = 10013,85 \text{ daN}$$

Mômen lớn nhất

$$M_{\max} = 4 \times 10013,85 - 1809 \times 8 = 25583,4 \text{ (daNm)}$$

Dầm D_2 : Phản lực gối tựa

$$R_B = (2085 \times 10 - 5555,7) / 2 = 7647,15 \text{ daN}$$

Mômen tại giữa dầm

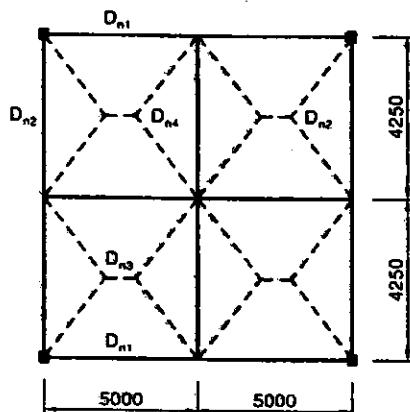
$$M = 5 \times 7647,15 - 2085 \times 25 / 2 = 12173,25 \text{ (daNm)}$$

Mômen lớn nhất cách gối một đoạn $x = 3,667 \text{ m}$ (tại vị trí có lực cắt bằng không)

$$M_{\max} = R_B \cdot x - qx^2 / 2 = 14024 \text{ (daNm)}$$

Bài tập 1.9

Có một ô bản sàn hình chữ nhật kích thước $9,5 \times 10m$, bố trí hệ đầm trực giao như hình sau. Cho biết tải trọng tác dụng lên bản sàn $q = 411,1 \text{ daN/m}^2$. Hãy tính nội lực của hệ đầm trực giao đó. Cho biết kích thước tiết diện ngang các đầm như sau:



Dầm D_{n1} : 300x500 ; Dầm D_{n2} : 300x500 ;
Dầm D_{n3} : 250x450 ; Dầm D_{n4} : 250x450;
chiều dày bản sàn $h_b = 80 \text{ mm}$

Mặt bằng sàn, sơ đồ truyền tải

Xác định tải trọng

- *Dầm D_{n1} gồm*

Trọng lượng bản thân

$$g_1 = (0,5 - 0,08) \times 0,3 \times 2500 \times 1,1 = 346,5 \text{ daN/m}$$

Do bản sàn truyền vào có dạng hình thang

$$q_1 = q \times \frac{4,25}{2} = 411,1 \times \frac{4,25}{2} = 873,6 \text{ daN/m}$$

- *Dầm D_{n2} gồm*

Trọng lượng bản thân

$$g_2 = (0,5 - 0,08) \times 0,3 \times 2500 \times 1,1 = 346,5 \text{ daN/m}$$

Do bản sàn truyền vào có dạng tam giác:

$$q_2 = q \times \frac{4,25}{2} = 411,1 \times \frac{4,25}{2} = 873,6 \text{ daN/m}$$

- *Dầm D_{n3} gồm*

Trọng lượng bản thân

$$g_3 = (0,45 - 0,08) \times 0,25 \times 2500 \times 1,1 = 254,4 \text{ daN/m}$$

Do bản sàn truyền vào có dạng hình thang

$$q_3 = q \times 4,25 = 411,1 \times 4,25 = 1747,2 \text{ daN/m}$$

- *Dầm D_{n4}* gồm

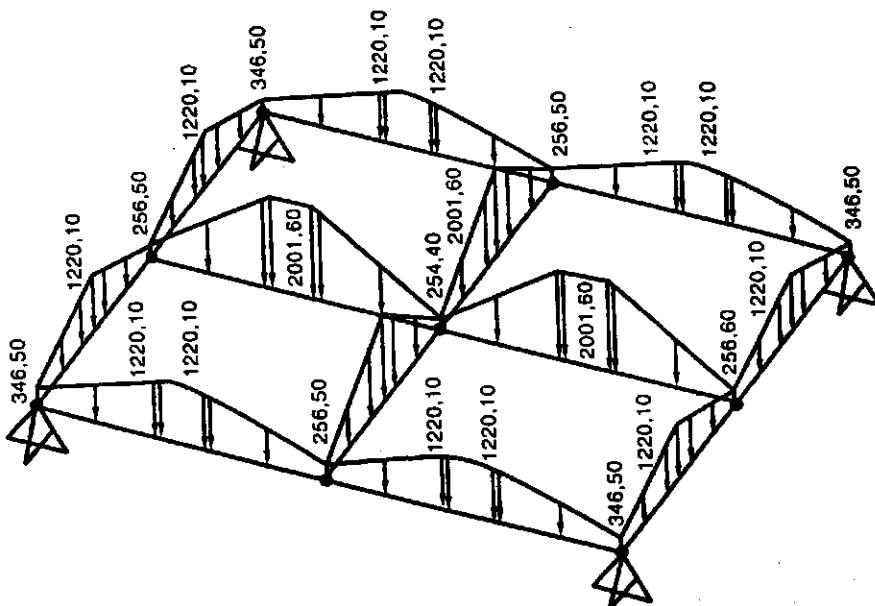
Trọng lượng bản thân

$$g_4 = (0,45 - 0,08) \times 0,25 \times 2500 \times 1,1 = 254,4 \text{ daN/m}$$

Do bản sàn truyền vào có dạng tam giác

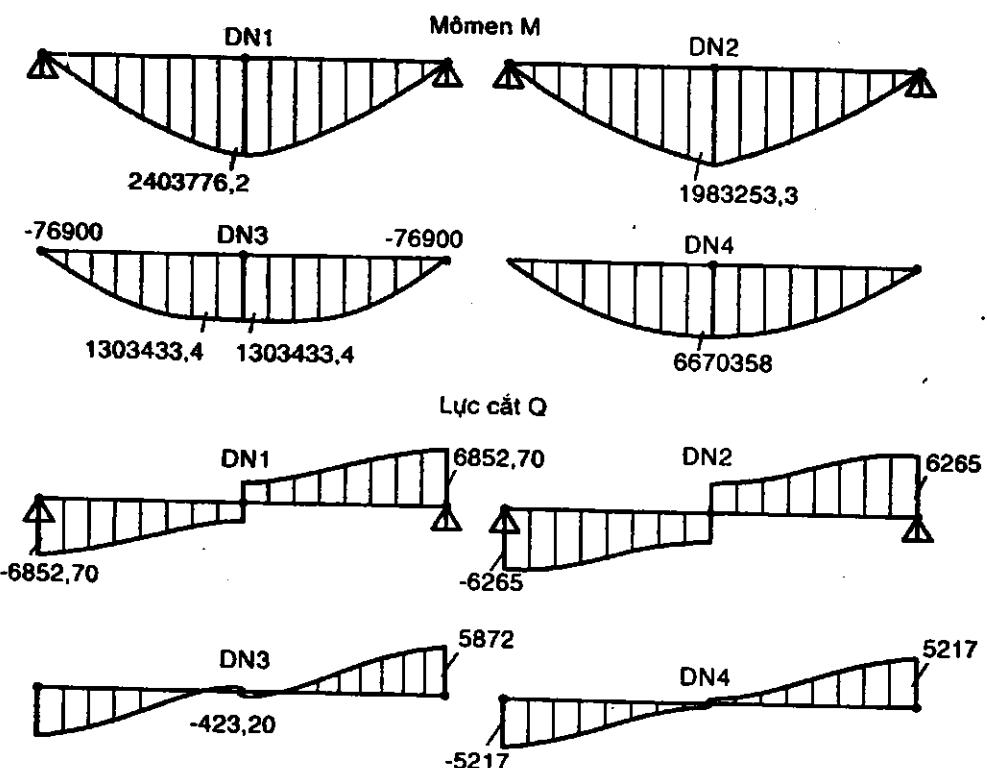
$$q_4 = q \times 4,25 = 411,1 \times 4,25 = 1747,2 \text{ daN/m}$$

Xem dầm D_{n1}, D_{n2}, D_{n3}, D_{n4} là hệ dầm trực giao (hệ không gian) với tải trọng tác dụng tương ứng (dùng Sap 2000) để tính nội lực.



Mô hình tính toán và dạng tải trọng

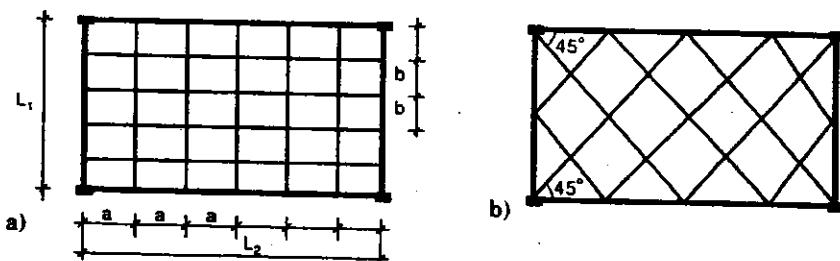
Mô hình tính toán và dạng tải trọng tác dụng lên hệ dầm D_{n1}, D_{n2}, D_{n3}, D_{n4}. Dùng Sap 2000 để tính nội lực cho hệ dầm trực giao này. Từ kết quả nội lực đó, tính và bố trí cốt thép trong các dầm.



Biểu đồ mômen, lực cắt

1.7 SÀN Ô CỜ

1.7.1 Khái niệm



Hình 1.45 Sơ đồ sàn ô cờ

Sàn ô cờ là một dạng đặc biệt của sàn có hệ đầm trực giao. Nó được cấu tạo bởi hệ đầm trực giao theo hai phương, chia mặt sàn thành nhiều ô bản kẽ bốn cạnh, mỗi cạnh của ô bản thường nhỏ hơn 2 m. Phương của hệ đầm trực giao thường được bố trí song song với cạnh sàn, tuy nhiên có thể bố trí phương của hệ đầm trực giao hợp

với cạnh sàn một góc 45° . Trong sàn ô cờ, kích thước tiết diện ngang của hệ dầm trực giao giống nhau, dầm bao quanh là dầm cứng, cũng là gối tựa của hệ dầm trực giao. Khi bố trí hệ dầm xiên thì các dầm ngắn đặt sát góc sẽ là gối tựa đòn bẩy cho những dầm dài giao nhau với nó.

Bản của sàn ô cờ có chiều dày khoảng $60 \div 70\text{mm}$.

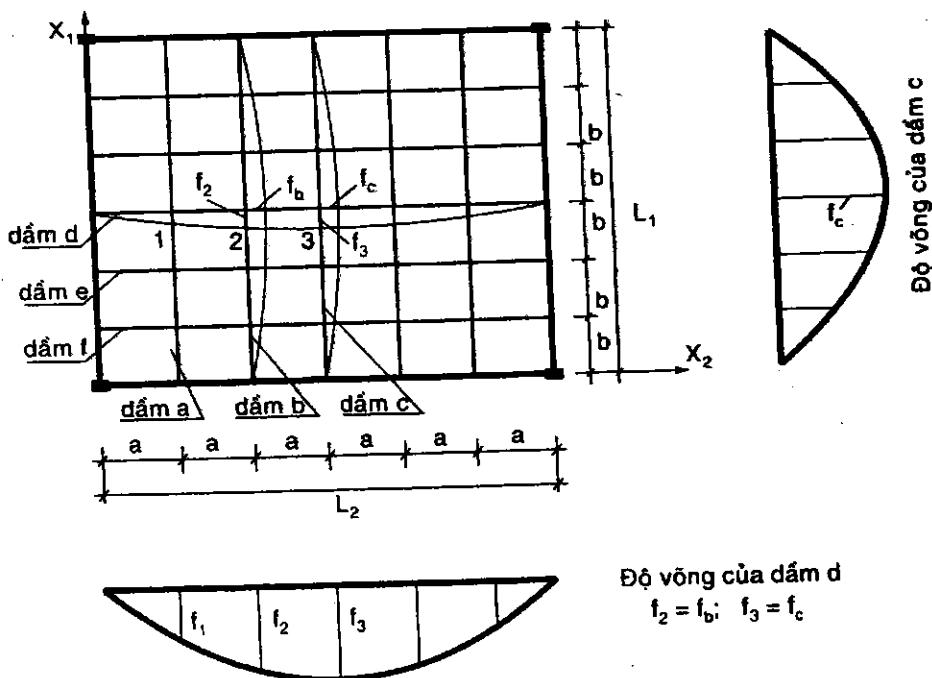
1.7.2 Tính sàn ô cờ

1- Bản sàn

Tính bản sàn ô cờ là các bản có kích thước (a, b), là các bản thuộc loại bản kê bốn cạnh. Có thể tính bản độc lập hoặc bản liên tục.

Thực tế, do kích thước ô bản nhỏ, cốt thép không cần tính toán chỉ đặt theo cấu tạo.

2- Tính dầm



Hình 1.46 Sơ đồ tính dầm sàn ô cờ

Xem hệ dầm trực giao tựa lên các dầm bao quanh, có liên kết là tựa đơn.

Xét ô bản có kích thước (L_1, L_2), tải tính toán tác dụng lên sàn là $q(\text{daN}/\text{m}^2)$, thì tải trọng phân bố theo phương L_1 là q_1 và theo

phương L_2 là q_2 :

$$q_1 = \frac{L_2^4}{L_1^4 + L_2^4} q \quad (1.125)$$

$$q_2 = \frac{L_1^4}{L_1^4 + L_2^4} q \quad (1.126)$$

Xét dầm ở giữa ô bản thì mômen uốn lớn nhất là

$$\text{Dầm d (dầm giữa theo phương } L_2) \quad M_2 = q_2 \cdot b \cdot \frac{L_2^2}{8} \quad (1.127)$$

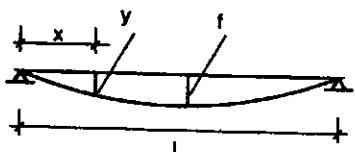
$$\text{Dầm c (dầm giữa theo phương } L_1) \quad M_1 = q_1 \cdot a \cdot \frac{L_1^2}{8} \quad (1.128)$$

Xem gần đúng rằng: "Mômen uốn trong các dầm song song với nhau (ví dụ các dầm a, b, c) thì tỷ lệ với độ vông tại điểm giữa của chúng (f_a, f_b, f_c, \dots)". Độ vông này lấy bằng chuyển vị tại các vị trí tương ứng của dầm giữa đặt vuông góc với các dầm trên.

Nghĩa là: xét dầm giữa (dầm d) theo phương L_2 ; gọi độ vông tại giữa dầm (điểm 3) là f_3 , thì f_3 cũng là độ vông tại giữa dầm (dầm c) theo phương L_1 .

Gọi f_2 là độ vông của dầm d tại điểm 2, thì $f_2 = f_b$, f_b là độ vông tại giữa dầm b theo phương L_1 . Như vậy, thay vì tính f_2 , ta tính f_b cho dễ dàng hơn.

Chuyển vị tại tiết diện bất kỳ cách mút dầm một đoạn x , của dầm kê tự do chịu tải phân bố đều xác định theo công thức quen thuộc sau



$$y = \frac{16}{5} (\alpha - 2\alpha^3 + \alpha^4) f = kf \quad (1.129)$$

(f - độ vông tại điểm giữa dầm)

$$\alpha = \frac{x}{L} \quad (1.130)$$

Mômen uốn trong các dầm theo phương L_1 và L_2 là

$$M_{1,X} = k_1 M_1 \quad (1.131)$$

$$M_{2,X} = k_2 M_2 \quad (1.132)$$

trong đó:

$$k_1 = \frac{16}{5} \left(\alpha_2 - 2\alpha_2^3 + \alpha_2^4 \right); \text{ với } \alpha_2 = \frac{x_2}{L_2}; \quad x_2 = a, 2a, 3a, \dots \quad (1.133)$$

$$k_2 = \frac{16}{5} \left(\alpha_1 - 2\alpha_1^3 + \alpha_1^4 \right); \text{ với } \alpha_1 = \frac{x_1}{L_1}; x_1 = b, 2b, 3b, \dots \quad (1.134)$$

Lực cắt của dầm giữa cũng tương tự như mômen

$$Q_{1,X} = k_1 Q_1 \quad (1.135)$$

$$Q_{2,X} = k_2 Q_2 \quad (1.136)$$

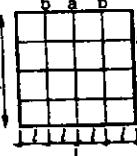
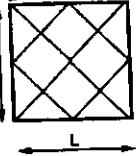
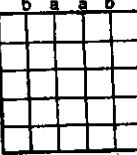
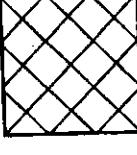
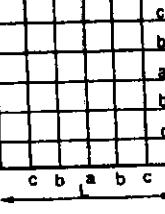
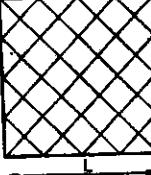
$$Q_1 = q_1 \cdot a \cdot \frac{L_1}{2} \quad (1.137)$$

với

$$Q_2 = q_2 \cdot b \cdot \frac{L_2}{2}$$

Chú thích: Hiện nay ta có thể dùng chương trình tính kết cấu Sap để tìm nội lực cho hệ dầm của sàn ô cờ, tương tự như khi tính hệ dầm sàn trực giao hoặc dùng bảng lập sẵn

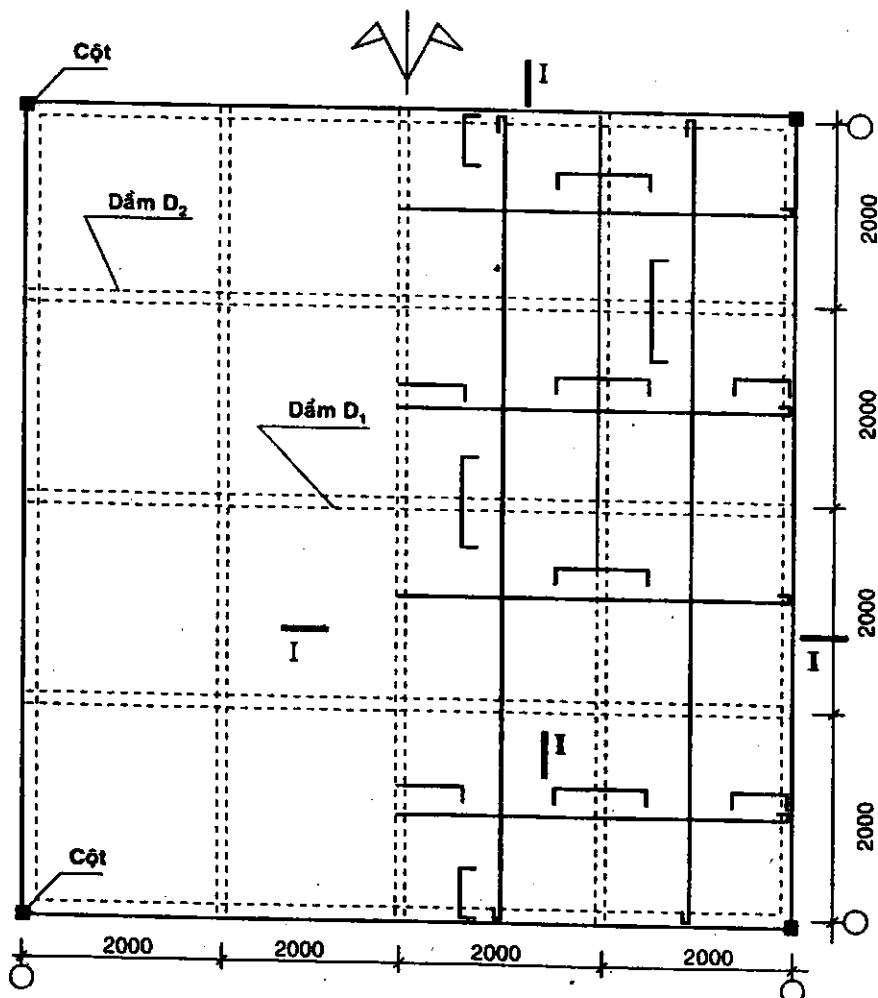
Bảng xác định mômen uốn trong dầm giao nhau
của sàn ô cờ đơn giản

Sơ đồ bản sàn	Ký hiệu dầm	Trị số tải trọng (trên 1m nhân với $p\ell$)	M_{max} (nhân với $p\ell L^2$)	Sơ đồ bản sàn	Ký hiệu dầm	Trị số tải trọng (trên 1m nhân với $p\ell$)	$G_{d2} = g_{1,d,2} + g_{d2} + g_{t2}$ (nhân với (daN/m))
	a-a	0,562	0,0703		a-a	0,305	0,0382
	b-b	0,415	0,0520		b-b	0,596	0,0746
	a-a	0,550	0,0686		a-a	0,340	0,0425
	b-b	0,316	0,0395		b-b	0,302	0,0378
	c-c				c-c	0,582	0,0729
	a-a	0,635	0,0794		a-a	0,311	0,0389
	b-b	0,523	0,0654		b-b	0,341	0,0427
	c-c	0,293	0,036		c-c	0,308	0,0385
	d-d				d-d	0,570	0,0713

Chú thích: Kích thước ô bản sàn là hình vuông cạnh L
 Khoảng cách giữa dầm sàn ô cờ là l
 Tải trọng tác dụng lên bản sàn là p (daN/m^2).

Bài tập 1.10. Một công trình dân dụng, bản sàn bằng bêtông cốt thép, kích thước ô bản $L_1 = L_2 = 8m$, yêu cầu thiết kế loại sàn ô cờ, hoạt tải $p_s^c = 300daN/m^2$; $n_p = 1,2$. Sơ đồ sàn như hình dưới: Tính và bố trí cốt thép cho bản sàn và dầm: biết bêtông B15 có $R_b = 8,5MPa$, $\gamma_b = 1$; cốt thép loại CI $d \leq 10$ có $R_s = 225MPa$, cốt thép loại CII $d > 10$ có $R_s = 280MPa$.

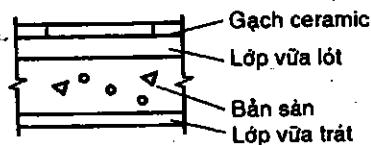
Giải:



Mặt bằng sàn

Mặt bằng bố trí cốt thép sàn

Các lớp cấu tạo sàn như sau



Gạch ceramic $\gamma_g = 20 kN/m^3, \delta_g = 10 mm, n = 1,2$

Lớp vữa lót $\gamma_v = 18 kN/m^3, \delta_v = 30 mm, n = 1,2$

Bản sàn $\gamma_b = 25 kN/m^3, \delta_b = 60 mm, n = 1,1$

Lớp vữa trát $\gamma_v = 18 kN/m^3, \delta_v = 15 mm, n = 1,2$

Xác định trọng lượng bản thân sàn

$$g_s = \sum g_{si} = \sum \delta_i n_i \gamma_i$$

$$g_s = 0,01 \times 1,2 \times 20 + 0,045 \times 1,2 \times 18 + 0,06 \times 1,1 \times 25$$

$$= 275 daN/m^2$$

Hoạt tải tính toán

$$p_s = p_s^c \cdot n_p = 300 \times 1,2 = 360 daN/m^2$$

1- Tính sàn

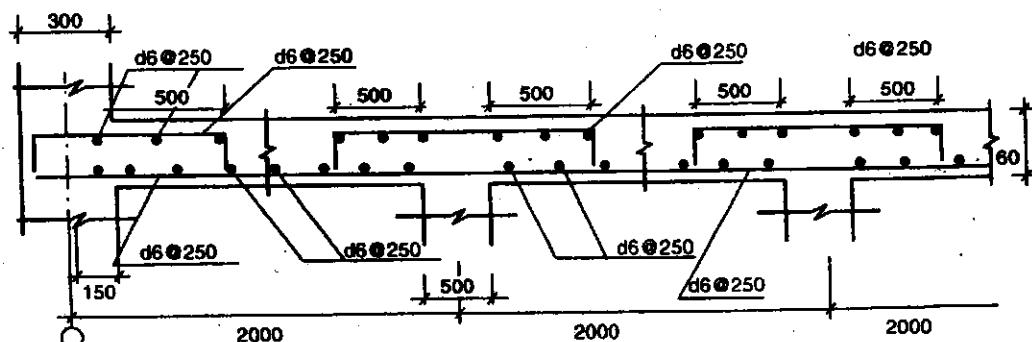
Chọn sơ bộ kích thước đầm sàn ô cờ (200×350)

Tính sàn theo từng bản độc lập. Ô bản có kích thước ($2 \times 2m$), liên kết ngầm với các đầm xung quanh.

$$M_1 = m_{91}(g_s + p_s)L_1 \times L_2 = 0,0179 \times (275 + 360)2 \times 2 = 45,16 (dNm)$$

$$M_I = k_{91}(g_s + p_s)L_1 \times L_2 = 0,0417 \times (275 + 360)2 \times 2 = 105,9 (dNm)$$

Các giá trị mômen quá nhỏ do đó cốt thép đặt theo cấu tạo $d6 @ 250$.



MẶT CẮT I-I

2- Tính đầm

a) Đầm giữa (D_1)

Tổng lượng bản thân đầm

$$G = 0,2 \times 0,29 \times 1,1 \times 25 = 160 \text{ (daN/m)}$$

Tải trọng tác dụng lên đầm D_1

$$q_1 = (635/2) = 327,5$$

$$M_1 = (q_1 \cdot a + g) \cdot L^2 / 8 = (327,5 \times 2 + 160) \times 8^2 / 8 = 6520 \text{ (daNm)}$$

$$Q_1 = (q_1 \cdot a + g) \cdot L / 2 = (327,5 \times 2 + 160) \times 4 = 3260 \text{ (daN)}$$

Tính cốt thép

Giả thiết $a = 50mm$

$$\alpha_m = \frac{6520000}{8,5 \times 200 \times 300^2} = 0,426$$

$$\xi = 0,616$$

$$A_s = \frac{0,616 \times 8,5 \times 200 \times 300}{28} = 1121mm^2$$

$$\mu = \frac{A_s}{bh_o} = 1,87\%$$

Chọn 3d22 ($1140,3 mm^2$)

Tính cốt đai: chọn cốt đai theo cấu tạo d6 s150

Kiểm tra

$$Q_{wb} = 2\sqrt{2 \times 0,75 \times 200 \times 300^2 \times 2 \times 0,283 \times 175/150} = 98,08kN$$

$Q_{wb} > Q$ - cốt đai chọn đủ khả năng chịu lực.

b) Tính đầm kê biên (D_2)

$$\alpha = x/L = 0,25$$

$$k = \frac{16}{5}(\alpha - 2\alpha^2 + \alpha^4) = 0,7125$$

$$M_2 = kM_1 = 0,7125 \times 6520 = 4645,5 \text{ (daNm)}$$

Tính cốt thép

Giả thiết: $a = 50mm$

$$\alpha_m = \frac{4645500}{8,5 \times 200 \times 300^2} = 0,304$$

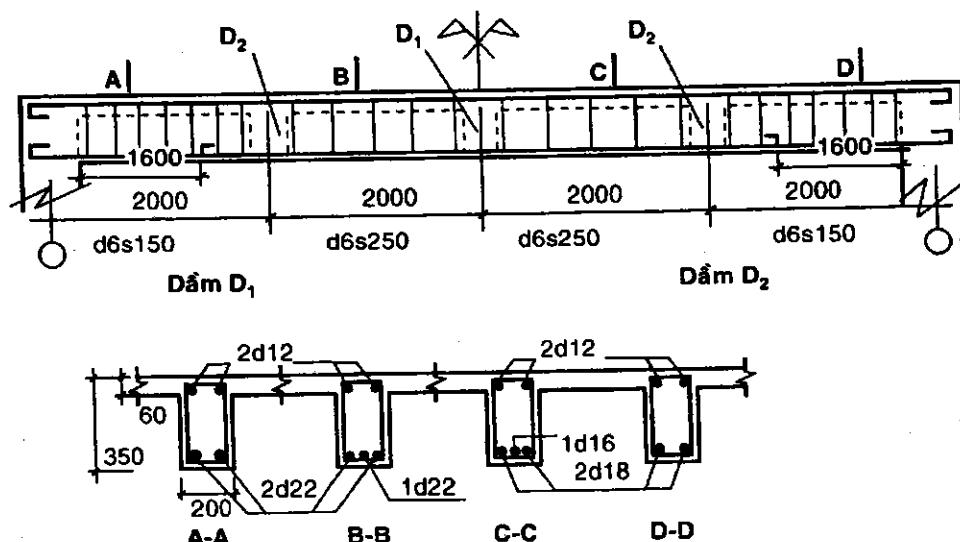
$$\xi = 0,373$$

$$A_s = \frac{0,373 \times 8,5 \times 200 \times 300}{280} = 679,9 \text{ mm}^2$$

$$\mu = \frac{A_s}{bh_o} = 1,13\%$$

Chọn 2d18 + 1d16 (702 mm^2)

Tính cốt đai: chọn cốt đai theo cấu tạo d6 s 150



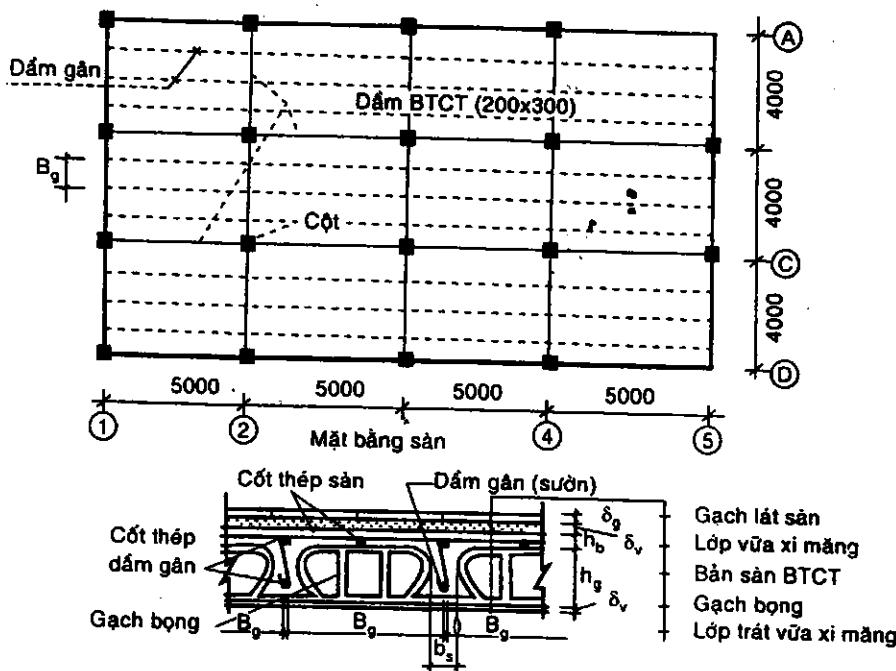
1.8 SÀN GẠCH BỌNG

1.8.1 Cấu tạo sàn gạch bỌng

Hiện nay gạch bỌng có nhiều loại, nhiều hình dáng khác nhau, vật liệu của viên gạch bằng đất sét nung, vữa ximăng hay bêtông hạt nhỏ ...

Lỗ rỗng của viên gạch giữ vai trò cách âm, cách nhiệt tốt, nhưng khả năng chống thấm kém. Thích hợp cho các công trình có yêu cầu cách âm cao: bệnh viện, trường học...

Chiều dày của sàn gạch bỌng từ 40 ÷ 60mm, cốt thép trong bản sàn đặt theo cấu tạo d6 @ (200 – 250), một lớp đặt ở giữa h_s .



Hình 1.47 Cấu tạo sàn gạch bông

Các sườn (dầm gân) thường bố trí theo phương dọc nhà tăng độ ổn định ngoài mặt phẳng uốn của dầm ngang. Sườn làm việc như một dầm đơn hoặc liên tục, do bề rộng của sườn nhỏ $h_s = 70 \div 80\text{mm}$ (tùy thuộc vào loại gạch) nên cốt thép dọc thường bố trí một thanh hoặc hai thanh, cốt đai một hoặc hai nhánh.

1.8.2 Tính sườn (dầm gân)

Sườn (dầm gân) là dầm đơn hoặc liên tục nhiều nhịp, các gối tựa là các dầm khung chịu tải từ sàn truyền vào.

Sườn (dầm gân) thường tính theo sơ đồ dẻo nếu đều nhịp.

Tải trọng tác dụng lên dầm gồm: tĩnh tải và hoạt tải.

$$Q_d = (g_s + p_s)B_g \quad (\text{daN/m})$$

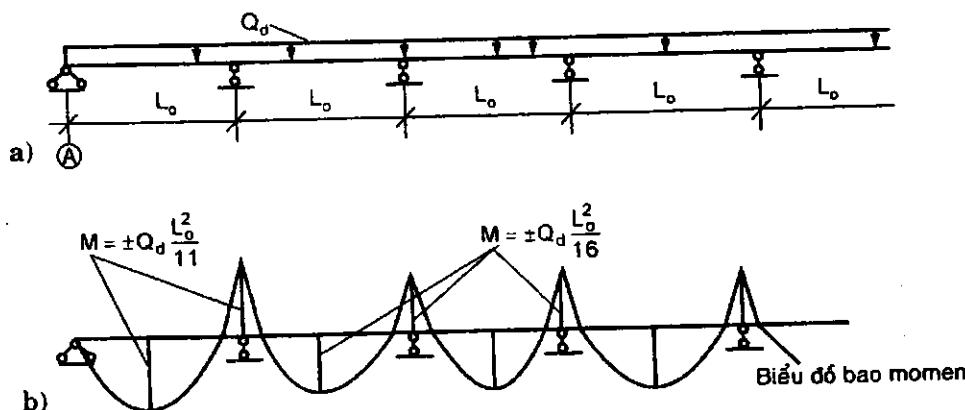
với: B_g - bề rộng của viên gạch bông.

Nội lực khi tính theo sơ đồ dẻo, tương tự như tính bản sàn của sàn sườn toàn khối có bản dầm.

Tiết diện của dầm gân là tiết diện chữ T ($b_f = B$, b_s , $h = h_g + h_b$).

Ở gối: tiết diện tính toán là tiết diện chữ nhật ($b_s \times h$).

Ở nhịp: tiết diện tính toán là tiết diện chữ T.

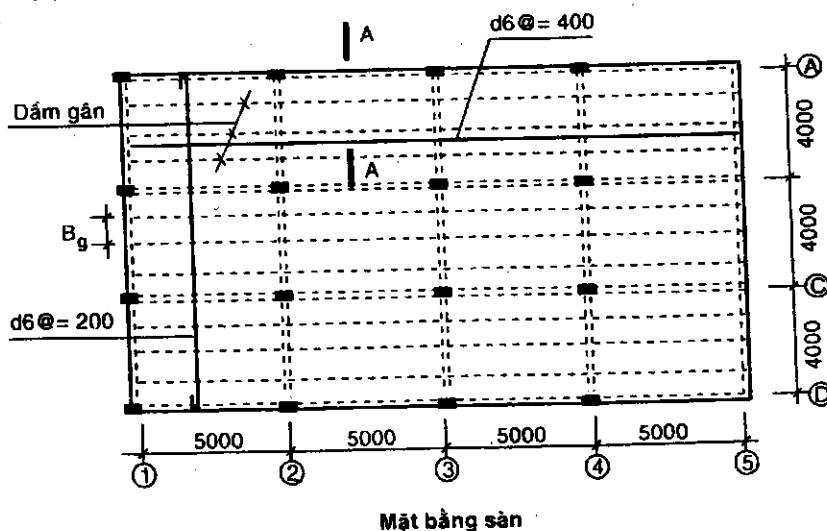


Hình 1.48 Sơ đồ tính của dầm gân theo sơ đồ dẻo

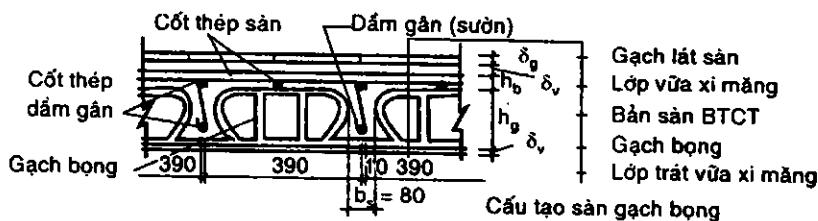
a) Sơ đồ tính, tải trọng tính toán; b) Biểu đồ bao mômen
Tính và bố trí cốt thép tương tự như một dầm bình thường.

Bài tập 1.11.

Một công trình có mặt bằng sàn như hình, sàn được thiết kế kiểu sàn gạch bông. Hãy tính cốt thép cho dầm gân (sườn) và xác định tải trọng tác dụng lên dầm trục 3. Cho biết: Cấu tạo sàn gạch bông xem hình, kích thước viên gạch bông ($B_g = 400$, $h_g = 150$, $L_g = 250\text{mm}$, trọng lượng $W = 7,5\text{daN/m}^2$. Bê tông B15 có $R_b = 8,5\text{MPa}$, $\gamma_b = 1$, Cốt thép nhóm CII: cường độ tính toán của cốt thép $R_s = 280\text{MPa}$. Hoạt tải $p_s = 300\text{ daN/m}^2$.



Các lớp cấu tạo sàn như sau:



Cấu tạo sàn gạch bông:

- Gạch lát sàn $\delta_g = 10 \text{ mm}$
- Lớp vữa xi măng $\delta_v = 30 \text{ mm}$
- Bản sàn BTCT $h_s = 50 \text{ mm}$
- Gạch bông $h_g = 150 \text{ mm}$
- Lớp trát $\delta_v = 15 \text{ mm}$

Xác định trọng lượng bản thân sàn:

Gạch ceramic $\gamma_g = 20 \text{ kN/m}^3$, $\delta_g = 10 \text{ mm}$, $n = 1,2$

Lớp vữa lót $\gamma_v = 18 \text{ kN/m}^3$, $\delta_v = 30 \text{ mm}$, $n = 1,2$

Bản sàn $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$, $\delta_b = 50 \text{ mm}$, $n = 1,1$

Gạch bông $W = 7,5 \text{ daN/v}$, $n = 1,1$ (10 viên/ 1 m^2)

Lớp vữa trát $\gamma_v = 18 \text{ kN/m}^3$, $\delta_v = 15 \text{ mm}$, $n = 1,2$

Trọng lượng bản thân sàn:

$$g_s = \sum g_{si} = \sum \delta_i n_i \gamma_i + G_g$$

$$\begin{aligned} g_s &= 0,01 \times 1,2 \times 20 + 0,045 \times 1,2 \times 18 + 0,05 \times 1,1 \times 25 + 7,5 \times 10 \times 1,1 \\ &= 339 \text{ daN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Hoạt tải tính toán } p_s = p_s^c \cdot n_p = 300 \times 1,2 = 360 \text{ daN/m}^2$$

1- Tính toán sàn

Tính nội lực theo sơ đồ có biến dạng dẻo

Xét tỉ số $L_2 / L_1 = 5 / 0,4 = 12,5 > 2$ thuộc loại bản dầm, bản làm việc một phương theo cạnh ngắn. Cắt theo phương cạnh ngắn một dải có bề rộng $b = 1 \text{ m}$, xem bản như một dầm liên tục nhiều nhịp,

gối tựa là các dầm ngang và các sườn.

Nhịp tính toán:

Tính theo sơ đồ dẻo, nhịp tính toán lấy theo mép

$$L_o = B_g - b_s = 400 - 80 = 320 \text{ mm}$$

Xác định tải trọng

Tổng tải trọng tác dụng lên bản sàn là

$$Q_s = (g_s + p_s)b = (339 + 360) \times 1 = 700 \text{ daN/m}$$

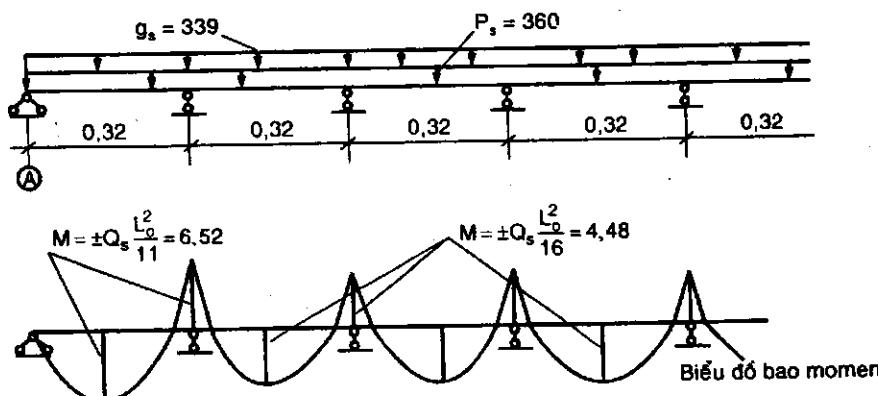
Xác định nội lực

Mômen lớn nhất ở nhịp biên và ở gối thứ hai

$$M_{\max} = \pm Q_s \frac{L_o^2}{11} = 700 \frac{0,32^2}{11} = 6,52 \text{ daNm}$$

Mômen lớn nhất ở các nhịp giữa và các gối giữa

$$M_{\max} = \pm Q_s \frac{L_o^2}{16} = 700 \frac{0,32^2}{16} = 4,48 \text{ daNm}$$



Tính cốt thép:

Từ các giá trị mômen ở nhịp và ở gối tính cốt thép:

Do các giá trị mômen quá bé, cốt thép đặt theo cấu tạo d6 @ 200

2- Tính dầm gân

Tính nội lực theo sơ đồ có biến dạng dẻo:

Dầm gân là một dầm liên tục 4 nhịp, tựa lên các gối là các dầm ngang, giả thiết kích thước các dầm ngang là 200 x 400.

Nhịp tính toán:

Tính theo sơ đồ dẻo, nhịp tính toán lấy theo mép

$$L_o = 5000 - b_d = 5000 - 200 = 4800 \text{ mm}$$

Xác định tải trọng

Tổng tải trọng tác dụng lên đầm gân là

$$Q_d = (g_s + p_s) \cdot B_g = (339 + 360)0,4 = 280 \text{ daN}$$

(bỏ qua trọng lượng của đầm gân)

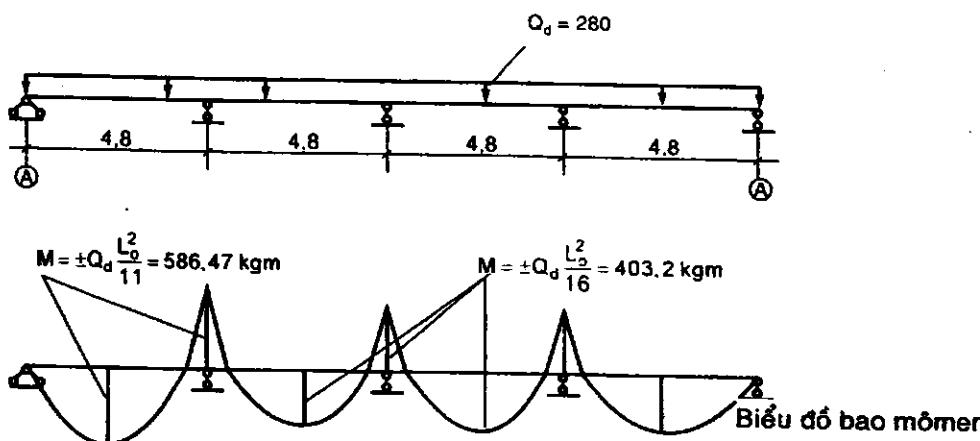
Xác định nội lực

Mômen lớn nhất ở nhịp biên và ở gối thứ hai

$$M_{\max} = \pm Q_d \frac{L_o^2}{11} = 280 \frac{4,8^2}{11} = 586,47 \text{ daNm}$$

Mômen lớn nhất ở các nhịp giữa và các gối giữa

$$M_{\max} = \pm Q_d \frac{L_o^2}{16} = 280 \frac{4,8^2}{16} = 403,2 \text{ daNm}$$



Tính cốt thép:

Từ các giá trị mômen ở nhịp và ở gối tính cốt thép:

Tại tiết diện ở nhịp (ứng với giá trị mômen dương). Tiết diện tính toán là tiết diện chữ T (bản cánh chịu nén)

Kích thước tiết diện chữ T ($b'_f = 400$; $h'_f = 50$; $b = 80$; $h = 200 \text{ mm}$)

Xác định vị trí trục trung hòa

$$M_f = R_b b'_f h'_f (h_o - h'_f / 2) = 8,5 \times 400 \times 50 (160 - 25) = 24300 \text{ daNm} > M$$

Trục trung hòa qua cánh, tính như tiết diện chữ nhật ($b_f' \times h_s$)

Giả thiết $a = 40mm$, tính $h_o = h - a$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_f' h_o^2} \leq \alpha_R \quad \text{tra bảng được } \alpha \text{ hoặc tính từ}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}; \quad A_s = \xi \cdot R_b \cdot b_f' h_o / R_s$$

Tại tiết diện ở gối (ứng với giá trị mômen âm) bán cánh chịu kéo, tính như tiết diện chữ nhật ($b_s \times h_s$)

Giả thiết $a = 40mm$, tính $h_o = h - a$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_s h_o^2} \leq \alpha_R \quad \text{tra bảng được } \alpha \text{ hoặc tính từ}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}; \quad A_s = \xi \cdot R_b \cdot b_s h_o / R_s$$

Kết quả tính cốt thép được tóm tắt trong bảng.

Tiết diện	M (daNm)	α_m	M _{min}	A _{st} (mm ² /m)	A _s		$\mu = \frac{A_s}{b h_o}$ (%)
					d	A _s	
Nhip biên (400x200)	586,47	0,067	0,070	135,6	1d14	1,539	0,212
Nhip giữa (400x200)	403,2	0,046	0,047	92,2	1d12	1,131	0,141
Gối 2 (80x200)	586,47	0,337	0,429	166,6	1d16	2,011	1,302
Gối 3 (80x200)	403,2	0,232	0,267	103,9	1d12	1,131	0,812

Tính cốt dai (tính cho gối có Q_{max})

$$Q_{max} = 0,6Q_d \cdot L_o = 0,6 \times 280 \times 4,8 = 806,4 \text{ daN}$$

Chọn cốt dai d6, số nhánh cốt dai n = 1, s = 200mm

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} n A_w}{s} = \frac{175 \times 1 \times 0,283}{200} = 24,74 \text{ daN/mm}$$

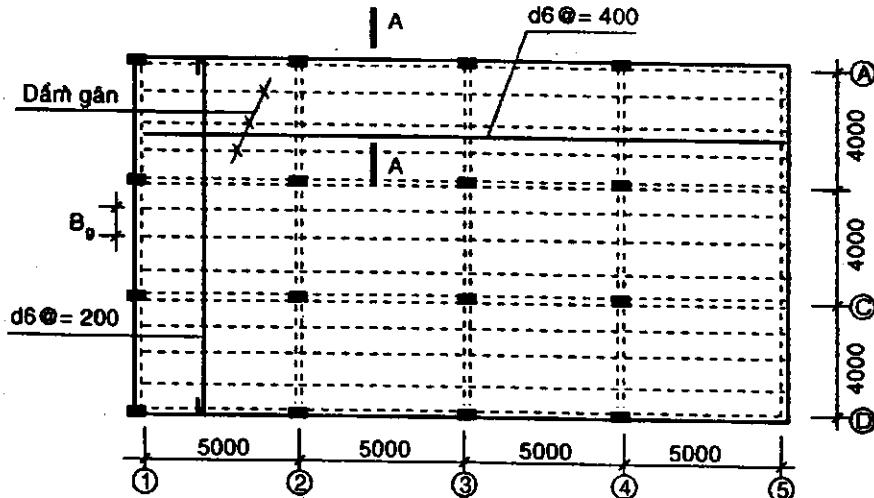
$$Q_{wb} = 2\sqrt{2R_{bt} b h_o^2 q_{sw}} = 2\sqrt{2 \times 0,75 \times 80 \times 160^2 \times 24,74} = 16,54 \text{ kN} > Q_{max}$$

Kiểm tra:

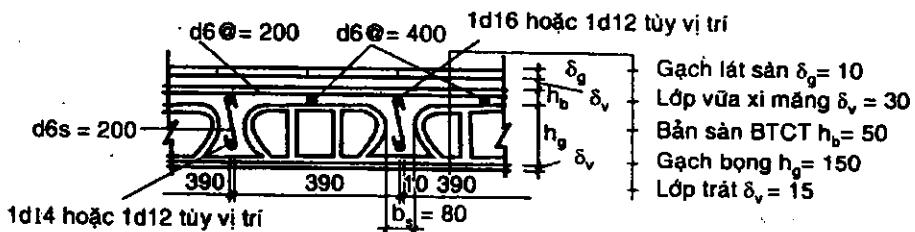
$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \frac{E_s}{E_b} \frac{A_w n}{b s} = 1,081 ; \varphi_b = 1 - 0,01 R_b = 0,915$$

$$Q_{\max} < 0,3 \varphi_b \varphi_{w1} R_b b h_o = 32284 daN \quad (\text{đạt})$$

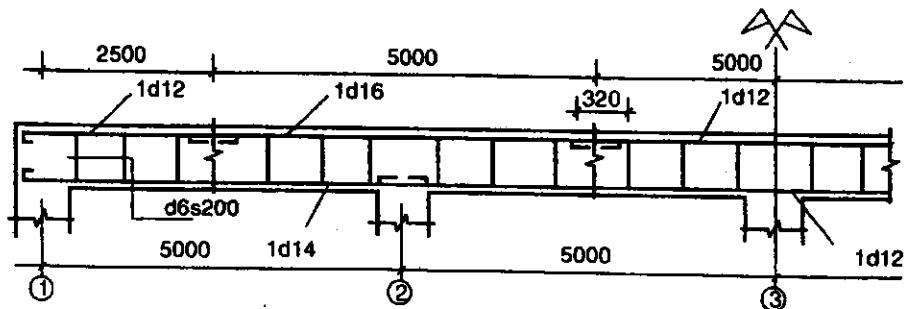
Vậy cốt đai đã chọn đủ khả năng chịu lực cắt.



Mặt bằng sàn



A - A Bố trí cốt thép sàn



Bố trí cốt thép dầm gân

3- Xác định tải trọng tác dụng lên dầm trục 3

Tải trọng từ sàn truyền vào dầm gân, rồi từ dầm gân truyền lên dầm trục 3 bằng lực tập trung. Lực tập trung này là phản lực của gối tựa của dầm gân tại trục 3, do từng loại tải trọng tương ứng (tĩnh tải, hoạt tải) hoạt tính từ diện truyền tải.

Lực tập trung tác dụng lên dầm trục 3:

Do sàn

$$G'_s = 5 \times 0,4 \cdot g_s = (5 \times 0,4)339 = 678daN$$

$$\text{Do hoạt tải } P'_d = (5 \times 0,4)p_s = 2 \times 360 = 720daN$$

Vì trên một nhịp dầm có 10 lực tập trung, để tính nội lực được dễ dàng, đơn giản, thay dạng tải tập trung sang dạng tải phân bố đều

$$\text{Do sàn } G_s = G'_s / 0,4 = 1695daN/m$$

Tính tải

$$G_d = G_s + g_d = 1694 + 0,2 \times 0,4 \times 1,1 \times 2500 = 1914daN/m$$

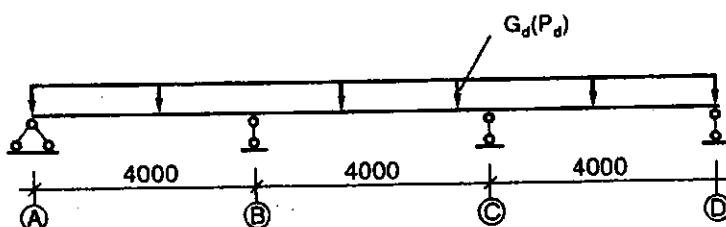
$$\text{Hoạt tải } P_d = P'_d / 0,4 = 1800daN/m$$

Cách tính nhanh:

Tính tải

$$G_d = g_s B + g_d = 339 \times 5 + 0,2 \times 0,4 \times 1,1 \times 2500 = 1914daN/m$$

$$\text{Hoạt tải } P_d = p_s B = 360 \times 5 = 1800daN/m$$



Tải trọng tác dụng lên dầm trục 3

1.9 SÀN NẤM

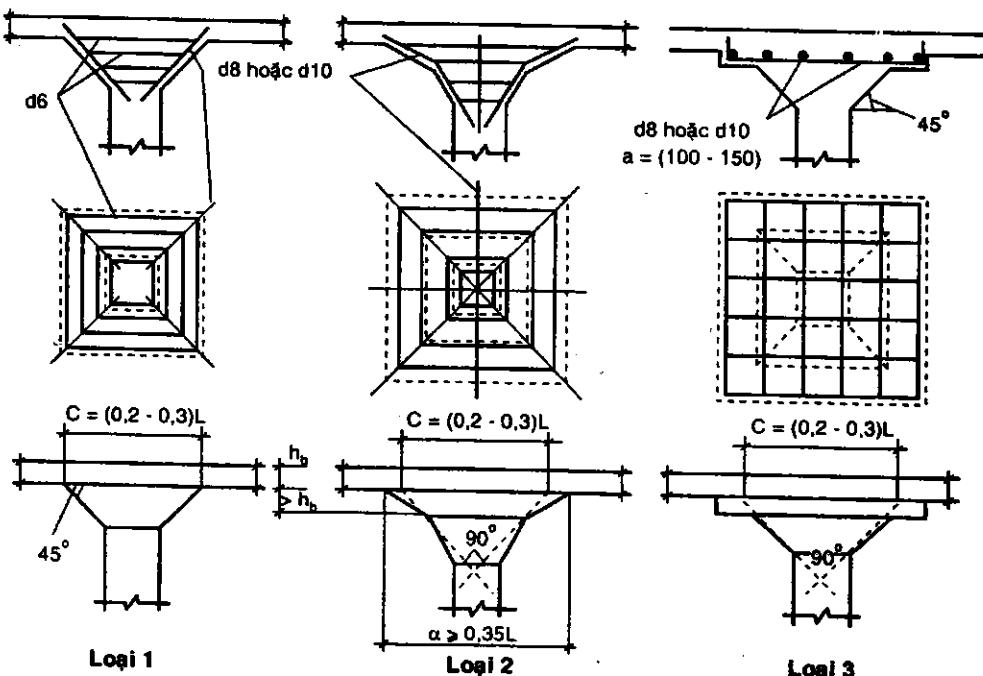
1.9.1 Cấu tạo

Sàn nấm gồm bản kê trực tiếp lên cột. Đầu cột được làm loe ra thành mũ cột để cho bản liên kết với cột, để bảo đảm cường độ chống lại hiện tượng nén thủng của bản theo chu vi cột, làm giảm

nhịp tính toán của bản và làm cho mômen được phân đều theo bề rộng bản.

Tùy theo tải trọng trên sàn mà mũ cột được cấu tạo có hình dáng khác nhau. Cốt thép trong mũ cột đặt theo cấu tạo.

Thường trong sàn nấm kích thước lưới cột thường chọn lưới ô vuông, tiết diện ngang của cột thường được chọn là hình vuông hoặc hình tròn.



Hình 1.49 Cấu tạo mũ cột

1.9.2 Tính toán sàn nấm

1. Kiểm tra mũ cột

Kích thước và hình dáng mũ cột phải chọn sao cho bản khởi bị nén thủng. Chiều dày bản chọn:

$$h_b = (1/32 - 1/35)L_{\max} \quad (1.138)$$

Xét một cột có khoảng cách hai phương là L_1, L_2 .

$$\text{Tải trọng tính toán là: } q = g + p(\text{daN/m}^2) \quad (1.139)$$

Lực nén xuống đầu cột là N

$$N = qL_1L_2 \quad (1.140)$$

Một phần lực nén được cột tiếp thu, phần còn lại gây ra nén thủng. Kiểm tra điều kiện nén thủng sẽ xác định được kích thước của mũ cột.

Điều kiện nén thủng theo qui phạm:

$$F \leq \alpha \gamma_b R_{bt} u_m h_o \quad (1.141)$$

(đảm bảo thỏa ở mọi điểm trong phạm vi mũ cột)

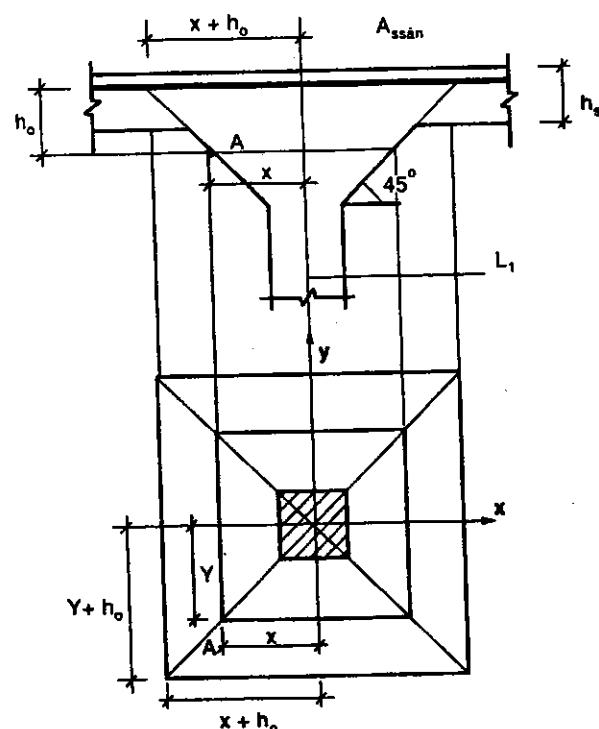
Trong đó: $\alpha = 1$ đối với bêtông nặng

$\alpha = 0,85$ đối với bêtông hạt nhỏ

F - lực nén thủng

Xét điểm bất kỳ A(X, Y). Chiều cao có ích là h_o .

$$F = q[L_1 L_2 - 4(X + h_o)(Y + h_o)] \quad (1.142)$$



Hình 1.50 Sơ đồ kiểm tra nén thủng của mũ cột

$$u_m = \frac{b_t + b_d}{2} = \frac{4(X + h_o) + 4(Y + h_o)}{2} + \frac{4(X + Y)}{2}$$

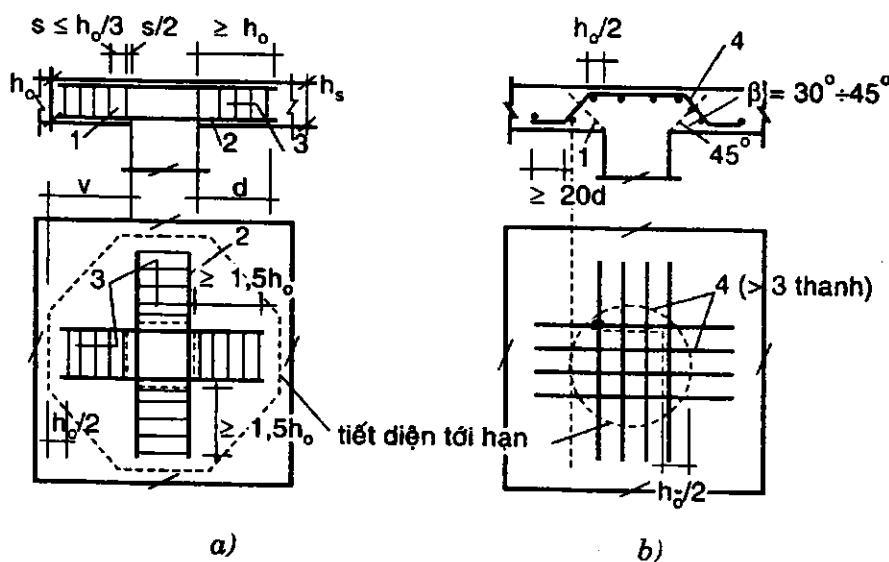
$$u_m = 4(X + Y + h_o) \quad (1.143)$$

u_m - chu vi trung bình của hình tháp nén thủng.

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

Ta thấy hai vế trái và phải của (1.141) đều là hàm của h_o , có thể giải bất phương trình (1.141) để tìm h_o . Tuy nhiên, trong thực tế thường chọn trước h , tính h_o sau đó kiểm tra theo (1.141) sẽ nhanh chóng hơn.

Trường hợp do yêu cầu kiến trúc, thiết kế không có mõ cột hoặc có mõ cột nhưng điều kiện nén thủng (1.141) không thỏa thì phải đặt thêm cốt thép chịu cắt như trên hình 1.51.



Hình 1.51 Bố trí cốt thép chịu cắt

a/ Dùng cốt dai (dầm tích hợp) b/ Dùng cốt vai bờ

1- Mát nén thủng; 2- Cốt dọc; 3- Cốt đai; 4- Cốt vai hò

2- Thiết kế cốt thép vai bò chịu cắt (Hình 1.5/ b)

a/ Xét tại tiết diện tối han 1 (cách mép cót mót đoạn $h_1/2$)

Chu vi tiết diện tối hạn 1

$$u_{m1} = 2[(b_c + h_o) + (h_c + h_o)] \quad (1.144)$$

Lực cắt nén thủng tại tiết diện tối hạn 1

$$Q_1 = q [L_1 L_2 - (b_c + h_o)(h_c + h_o)] \quad (1.145)$$

Khả năng chịu cắt của bêtông tại tiết diện tới hạn 1

$$Q_{b1} = \alpha \gamma_b R_{bt} u_{m1} h_o \quad (1.146)$$

Khi $Q_1 \leq Q_{b1}$: Bêtông đủ khả năng chịu lực cắt (không cần bố trí cốt thép chịu cắt).

Khi $Q_1 > Q_{b1}$: Bêtông không đủ khả năng chịu lực cắt (phải bố trí cốt thép chịu cắt), bố trí cốt thép vai bò chịu cắt.

Khả năng chịu cắt của cốt thép vai bò

$$Q_{s,inc} \geq Q_1 - Q_{b1} \quad (1.147)$$

$$A_{s,inc} R_{s,inc} \sin \beta \geq Q_1 - Q_{b1} \quad (1.148)$$

$$m.x.a_{s,inc} R_{s,inc} \sin \alpha \geq Q_1 - Q_{b1} \quad (1.149)$$

Diện tích tiết diện ngang của cốt thép vai bò

$$a_{s,inc} \geq \frac{Q_1 - Q_{b1}}{m.x.R_{s,inc} \sin \beta} \quad (1.150)$$

Trong đó:

$\alpha = 1$ - bêtông nặng, hạt nhỏ

b_c, h_c - kích thước tiết diện ngang cột

γ_b, R_{bt} - hệ số điều kiện làm việc; cường độ tính toán chịu kéo của bêtông

$\beta = 45^\circ$ - góc nghiêng của cốt thép vai bò

m - số hướng bố trí cốt thép vai bò

x - số thanh cốt thép bố trí cho một hướng

h_o - chiều cao có ích của tiết diện

b/ Xét tại tiết diện tới hạn 2 (ngoài điểm $3/4$ chiều dài đoạn nghiêng của thép vai bò, lấy tại $3h_o/4$)

Chu vi tiết diện tới hạn 2

$$u_{m2} = 2 [(b_c + 2,5h_o) + (h_c + 2,5h_o)] \quad (1.151)$$

Lực cắt nén thủng tại tiết diện tới hạn 2

$$Q_2 = q [L_1 L_2 - (b_c + 2,5h_o)(h_c + 2,5h_o)] \quad (1.152)$$

Khả năng chịu cắt của bêtông tại tiết diện tới hạn 2

$$Q_{b2} = \alpha \gamma_b R_{bt} u_{m2} h_o \quad (1.153)$$

$$\text{Điều kiện: } Q_{b2} > Q_2 \quad (1.154)$$

3- Thiết kế cốt dai chịu cắt (dâm tích hợp) (Hình 1.51a)

a/ Xét tại tiết diện tới hạn 1 (cách mép cột một đoạn $h_o/2$)

Chu vi tiết diện tới hạn 1

$$u_{m1} = 2[(b_c + h_o) + (h_c + h_o)] \quad (1.155)$$

Lực cắt nén thủng tại tiết diện tới hạn 1

$$Q_1 = q[L_1 L_2 - (b_c + h_o)(h_c + h_o)] \quad (1.156)$$

Khả năng chịu cắt của bêtông tại tiết diện tới hạn 1

$$Q_{b1} = \alpha \gamma_b R_{bt} u_{m1} h_o \quad (1.157)$$

Khi $Q_1 \leq Q_{b1}$: Bêtông đủ khả năng chịu lực cắt (không cần bố trí cốt thép chịu cắt)

Khi $Q_1 > Q_{b1}$: Bêtông không đủ khả năng chịu lực cắt (phải bố trí cốt thép chịu cắt), bố trí cốt dai chịu cắt.

Khả năng chịu cắt của cốt dai

$$Q_{sw} \geq Q_1 - Q_{b1} \quad (1.158)$$

$$m.x.n.a_{sw}R_{sw} \geq Q_1 - Q_{b1} \quad (1.159)$$

Diện tích tiết diện ngang của cốt dai

$$a_{sw} \geq \frac{Q_1 - Q_{b1}}{m.x.n.R_{sw}} \quad (1.160)$$

Trong đó: m - số hướng bố trí cốt dai

x - số thanh cốt dai bố trí cho một hướng

n - số nhánh cốt dai

b/ Xét tại tiết diện tới hạn 2

Chu vi trung bình u_{m2} được xác định từ điều kiện:

$$Q = qL_1 L_2 = Q_2 = \alpha \gamma_b R_{bt} u_{m2} h_o \quad (1.161)$$

$$\text{Vậy } u_{m2} = \frac{qL_1 L_2}{\alpha \gamma_b R_{bt} h_o} \quad (1.162)$$

Từ u_{m2} , tính được khoảng cách từ mặt cột đến tiết diện tới hạn

thứ 2. Nếu cột hình vuông thì khoảng cách từ mặt cột đến tiết diện tới hạn thứ 2 là:

$$y = \frac{1}{2} \left(\frac{u_{m2}}{4} - b_c \right) \quad (1.163)$$

Đoạn dầm cần bố trí cốt đai tính từ mép cột là:

$$d = y - 0,5h_o \quad (1.164)$$

$$\text{Khoảng cách giữa hai cốt đai là } s \leq s_{\max} = 0,5h_o \quad (1.165)$$

Cốt đai đầu tiên cách mép cột một đoạn 0,5s

Cốt dọc trong dầm tích hợp bố trí cấu tạo dùng để cố định cốt đai, thường dùng 4d16.

1.9.3 Tính cốt thép sàn nấm

Có nhiều phương pháp tính sàn nấm

- Phương pháp tính bản đàm hồi: xem bản sàn là bản liên tục theo hai phương kê lên cột, trong tính toán đã dựa vào các giả thiết không phù hợp với thực tế nên kết quả không thật chính xác.

- Phương pháp khung thay thế: Nội dung phương pháp này là thay kết cấu sàn và cột bằng hai hệ khung thẳng góc với nhau (một phần của sàn xem là dầm ngang của khung thay thế). Trong mỗi phương khung được tính với toàn bộ tải trọng theo các phương pháp cơ học kết cấu. Sau đó phân phối nội lực cho từng dải bản.

- Phương pháp gần đúng dùng các công thức và các bảng tra đã lập sẵn, do các nhà khoa học Liên Xô A.A.Gvôzdiep, V.I.Murasep đề ra, đã được kiểm chứng bằng thực tế.

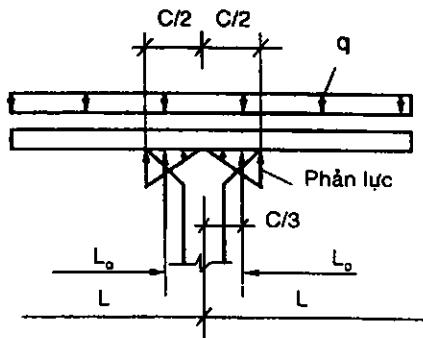
Nội dung phương pháp này như sau:

Đem chia sàn thành các dải bản trên cột và các giải bản giữa nhịp, bề rộng của các dải đều bằng nhau.

Dải trên cột xem như là dầm liên tục kê lên các mõi cột còn dải giữa nhịp cũng xem là dầm liên tục kê lên các gối đàm hồi là các dải trên cột vuông góc với nó. Như vậy, trên mỗi dải đều có mômen âm và mômen dương tác dụng. Xem rằng: tổng hình học của các giá trị mômen âm và dương trong phạm vi một ô bản bằng với mômen lớn nhất khi xem mỗi ô bản như một bản kê tự do lên bốn cạnh.

Nhịp tính toán

Xem rằng: phản lực tại mõi cột phân bố có dạng tam giác. Nhịp tính toán lấy bằng khoảng cách trọng tâm tam giác ấy.



Hình 1.52 Sơ đồ tính chiều dài tính toán của bản sàn nấm

$$L_o = L - \frac{2}{3}C = L\left(1 - \frac{2C}{3L}\right) \quad (1.166)$$

trong đó: L - khoảng cách giữa các trục cột theo phương đang xét (L_1 hoặc L_2);

C - bề rộng tính toán mõi cột.

Tính bǎn

Gọi tải trọng tính toán trên một mét vuông sàn là:

$$q = (g + p)daN/m^2 \quad (1.167)$$

Gọi bề rộng của ô bǎn theo phương thẳng góc với phương đang xét là L_b (nếu đang xét theo phương L_1 , có nhịp tính toán là L_{o1} , thì $L_b = L_2$), thì tải trọng phân bố trên mỗi đơn vị chiều dài của bǎn là $q \cdot L_b$.

Mômen uốn lớn nhất của bǎn đang xét (xem như đầm đơn giản)

$$M_o = qL_b \frac{L_o^2}{8} = 0,125 \cdot qL_b \cdot L^2 \left(1 - \frac{2C}{3L}\right)^2 \quad (1.168)$$

với: L - khoảng cách giữa hai trục cột theo phương đang xét.

Đặt: $P = qL_1 L_2$ - Tổng tải trọng trên ô bǎn

$$\text{thì: } M_o = 0,125P \cdot L \left(1 - \frac{2C}{3L}\right)^2 \quad (1.169)$$

Sau khi tính được M_o , tiến hành phân phõi M_o đó tại gõi (mômen âm) và nhịp (mômen dương) của dãi. Cách phân phõi gần đúng như sau:

Gọi: M_1 - Mômen âm trên gõi của dãi trên cột;

M_2 - Mômen dương giữa nhịp của dãi trên cột;

M_3 - Mômen âm trên gõi của dãi giữa nhịp;

M_4 - Mômen dương giữa nhịp của dãi giữa nhịp.

$$\text{Điều kiện: } M_o = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 \quad (1.170)$$

Nhằm kể đến khả năng phân phối lại nội lực do biến dạng dẻo (chấp nhận tỉ lệ phân phối như sau)

$$M_1 = 0,5M_o; M_2 = 0,2M_o; M_3 = M_4 = 0,15M_o \quad (1.171)$$

Ở các ô biên, xác định các mômen tính toán bằng cách nhân các mômen ở ô giữa với các hệ số hệ số α , β , γ tương ứng, các hệ số này tra theo biểu đồ phụ thuộc vào tỉ số tổng độ cứng đơn vị của cột phia trên và phia dưới so với độ cứng đơn vị của dải bảm.

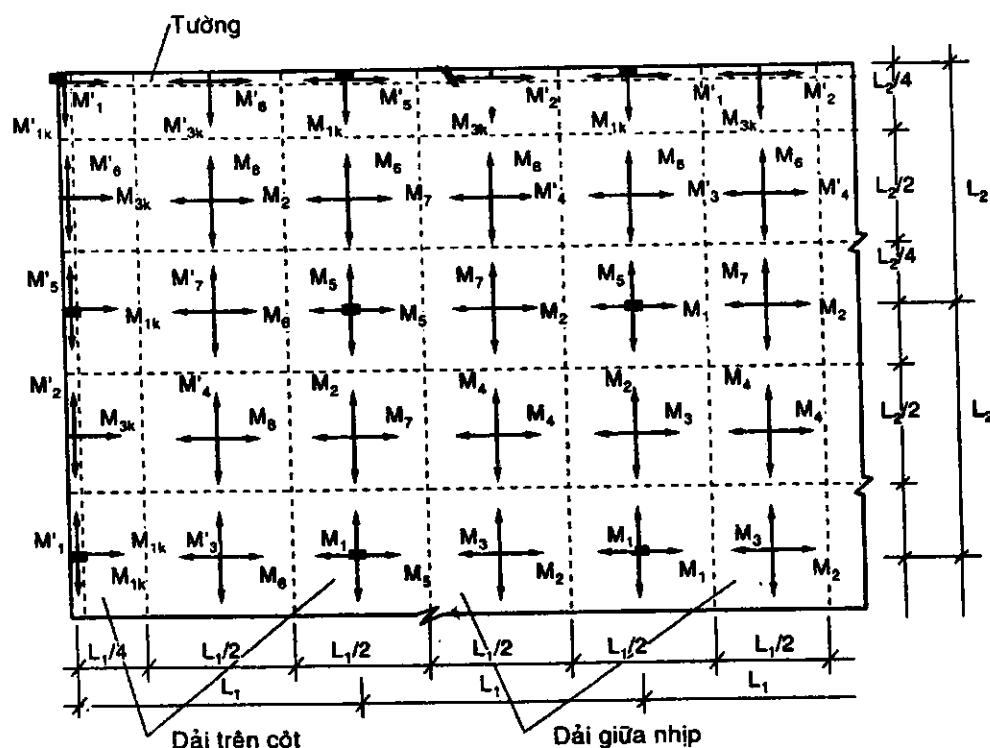
$$\frac{i_t + i_d}{i_b} = \left(\frac{I_t}{L_t} + \frac{I_d}{L_d} \right) / \frac{I_b}{L_1} \quad (1.172)$$

trong đó: L_t, L_d - chiều dài đoạn cột tầng trên và tầng dưới của sàn đang xét

$$I_b$$
 - mômen quán tính của bảm: $I_b = L_2 h_b^3 / 12 \quad (1.173)$

L_2 - kích thước ô bảm theo phương vuông góc với dải đang xét

L_1 - kích thước ô bảm song song với dải đang xét

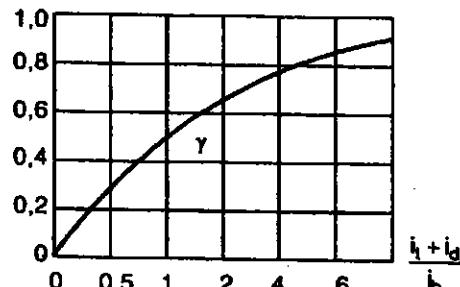
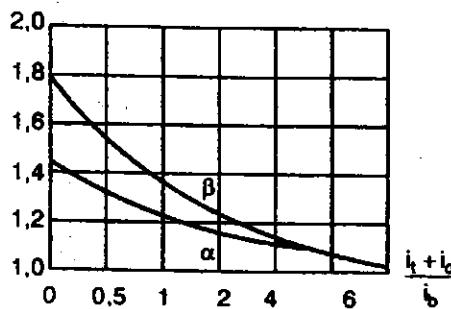


Hình 1.53 Sơ đồ tính toán sàn nám toàn khối

Momen trên các dải của các ô biên lấy theo bảng 1.3

Bảng 1.3

Momen	Dải trên cột	Dải giữa nhịp
Trên gối thứ hai	$M_5 = \alpha M_1$	$M_7 = \alpha M_3$
Dương ở nhịp biên	$M_6 = \beta M_2$	$M_8 = \beta M_4$
Âm ở gối biên	$M_{3k} = \gamma M_1$	$M_{3k} = \gamma M_3$



Biểu đồ xác định các hệ số α, β, γ

Momen ở các dải gần tường tính như sau:

$$\begin{aligned} M'_1 &= 0,5M_1; \quad M'_2 = 0,5M_2 \\ M'_3 &= 0,8M_3; \quad M'_4 = 0,8M_4 \end{aligned} \quad (1.174)$$

Trong các công thức trên, các momen đều tính trên bề rộng của mỗi dải bán.

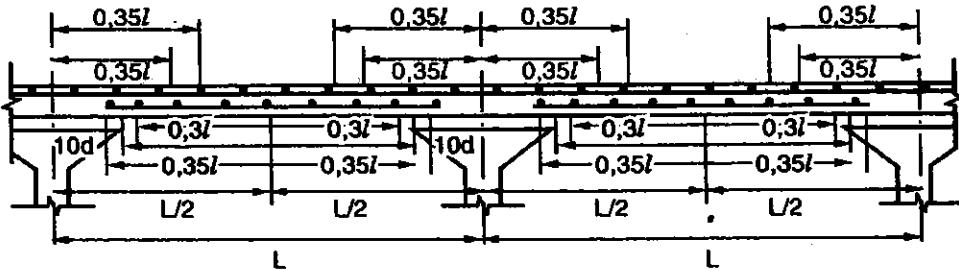
Thực nghiệm cho thấy rằng, khả năng chịu lực của bản sàn nấm được nâng cao (quá an toàn so với thực nghiệm thực tế). Vì thế để tính toán cốt thép bản có thể giảm momen bằng cách nhân với hệ số 0,7.

$$M = 0,7M_i \quad (1.175)$$

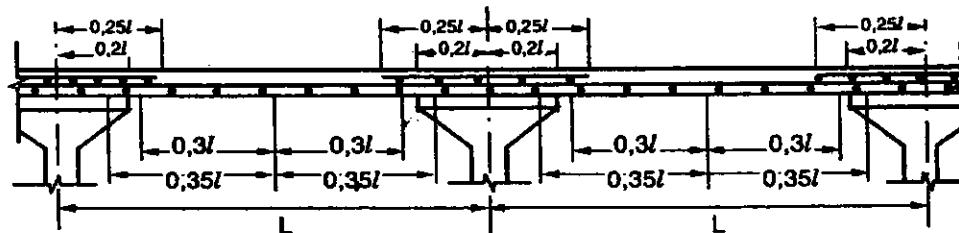
Tiết diện tính toán của bản (bề rộng dải bản xh_s).

Bố trí cốt thép xem hình 1.54.

Dây trên cột



Dãy giữa nhịp

**Hình 1.54** Bố trí cốt thép của sàn nám

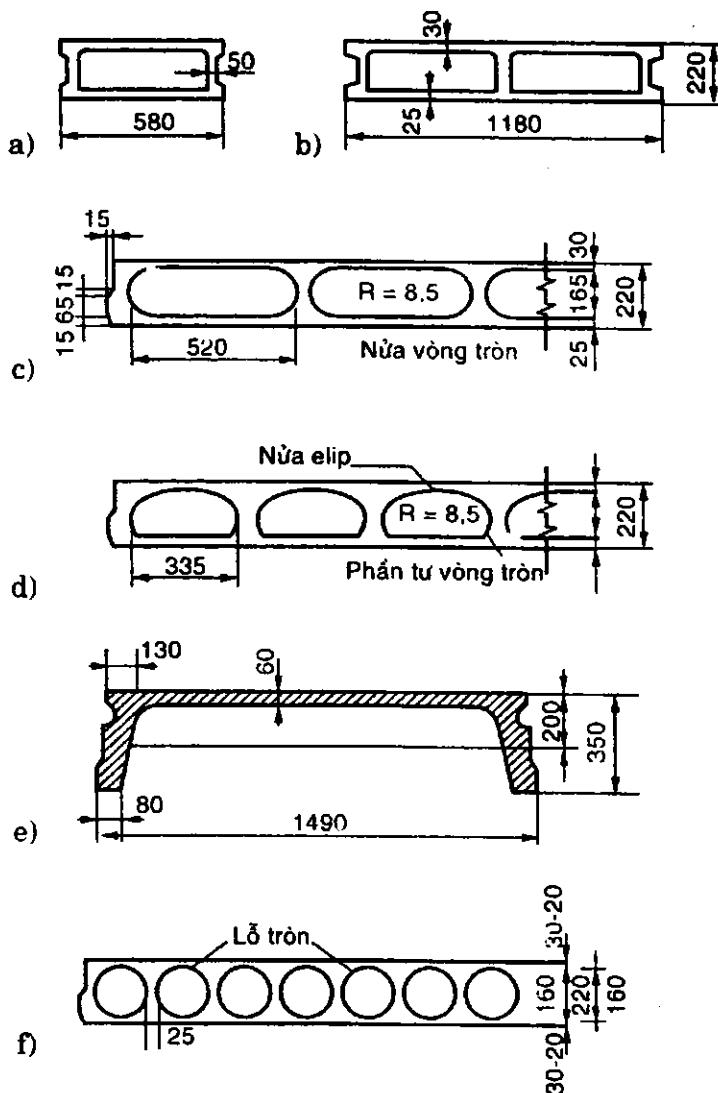
1.10 SÀN PANEN LẮP GHÉP

1.10.1 Cấu tạo

Sàn panen lắp ghép cấu tạo bằng các panen (tấm sàn) gác lên đầm hoặc tường. Panen được đúc sẵn trong các nhà máy hay tại hiện trường, được lắp ghép lại thành mặt sàn.

Theo hình dáng chia làm ba loại:

- **Tấm đặc:** cách âm kém, tốn vật liệu.
- **Tấm có lỗ:** cách âm tốt, tiết kiệm vật liệu. Lỗ rỗng có thể là hình tròn, hình bầu dục, hình thang... Panen có thể có một hoặc nhiều lỗ, trong panen có lỗ bể dày tối thiểu của bản cánh 20 - 30mm, của sườn 25 - 35mm.
- **Tấm có sườn:** gồm có bản nằm ngang và các sườn dọc, sườn ngang.

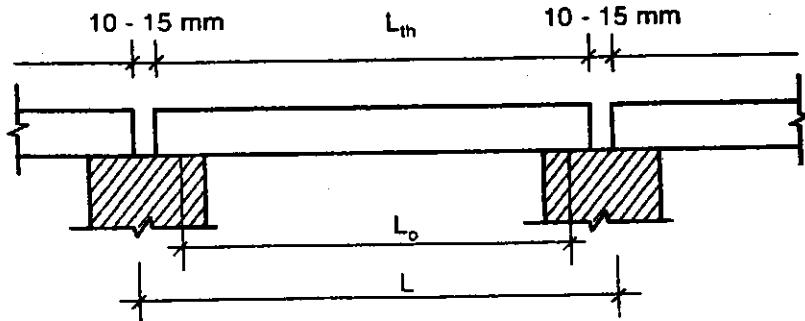


Hình 1.55 Một số dạng panen

1.10.2 Tính panen

Kích thước của panen:

- Kích thước thật (L_{tr}): dùng cho nhà sản xuất chế tạo.
- Kích thước danh nghĩa (L): dùng để gọi, giao dịch.
- Kích thước tính toán (L_o): để tính toán.

**Hình 1.56 Kích thước panen****1- Tâm đặc**

Tâm đặc thường có kích thước nhỏ, thường dùng chủ yếu cho công trình có nhịp nhỏ như hành lang, nhà dân dụng. Nhược điểm là tốn nhiều bêton, khả năng cách âm kém. Tuy nhiên khâu chế tạo dễ, nhanh, liên kết đơn giản.

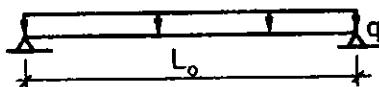
Sơ đồ tính là đầm đơn, kê lên hai gối là đầm hoặc tường.

Tải trọng tính toán gồm toàn bộ tải trên sàn: gồm trọng lượng các lớp cấu tạo sàn và hoạt tải $q_s = g + p(daN/m^2)$

Tải phân bố trên một đơn vị chiều dài là

$$q = (g + p)B(daN/m) \quad (1.176)$$

B - bê rộng của tâm

**Hình 1.57 Sơ đồ tính và tải trọng**

$$\text{Mômen uốn lớn nhất } M = q \frac{L_o^2}{8} \quad (1.177)$$

Từ M tính cốt thép.

$$\text{Kiểm tra điều kiện lực cắt } Q \leq \phi_{b4} R_{bt} \cdot B h_o \quad (1.178)$$

2- Panen

Panen cần được tính toán về tổng thể cũng như về sự chịu lực cục bộ của các bộ phận (bản, sườn).

- Về *tổng thể*: xem mỗi panen là một đầm đơn giản kê lên hai gối tự do. Để tính cốt thép, phải qui đổi tiết diện thật của panen thành tiết diện tính toán tương đương (chữ T đối với panen sườn,

chữ I đối với panen hình hộp). Bề rộng bản cánh chịu nén lấy bằng chiều rộng của panen. Nếu chiều dày cánh khá bé $h_f' \leq 0,1h$ thì bề rộng bản cánh đưa vào tính toán lấy theo qui định sau

$$b_f' \leq 12(n-1)h_f' + b \quad (1.179)$$

trong đó: n - số sườn trong tiết diện ngang panen.

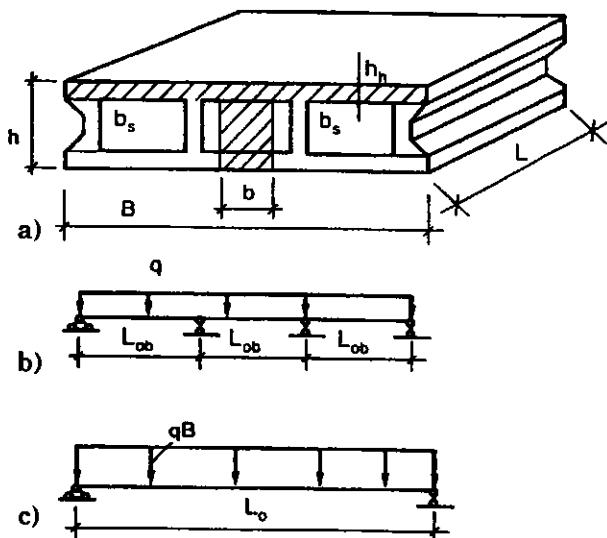
Khi cánh nằm trong miền kéo thì không xét khi tính toán.

$$\text{Bề rộng sườn của tiết diện T(I)} \quad b = \sum b_{s,i} \quad (1.180)$$

- *Vẽ cục bộ*: xem bản liên kết ngầm đòn hồi với sườn. Sườn ngang được xem kê tự do lên sườn dọc. Sườn dọc kê tự do lên dầm khung (tường).

- Khi kiểm tra độ võng của panen cần đổi thành tiết diện tính toán tương đương chữ T(I). Khi đó các lỗ hình tròn đường kính d được đổi thành lỗ hình vuông cạnh $a = 0,866d$.

a) Panen có lỗ



Hình 1.58 Sơ đồ tính panen

a) Một dạng panen có lỗ; b) Sơ đồ tính bản; c) Sơ đồ tính sườn

Vẽ tổng thể

Xem panen như một dầm đơn giản tựa lên hai dầm khung.

Chiều dài tính toán L_o , xác định theo hình 1.55.

Tiết diện tính toán: chuyển từ tiết diện ngang thật sang tiết diện tính toán tương đương là tiết diện chữ I, bề rộng của sườn:

$b = \sum b_{s,i}$, bản cánh phía dưới chịu kéo không đưa vào tính toán nên tiết diện chữ I trở thành tiết diện chữ T, với $b'_f = B$. (cần kiểm tra theo 1.129).

$$\text{Tải trọng tính toán: } q = (g + p)B \text{ (daN/m).} \quad (1.181)$$

$$\text{Mômen uốn lớn nhất } M = q \frac{L_o^2}{8} \quad (1.182)$$

$$\text{Lực cắt lớn nhất } Q = \frac{qL_o}{2}. \quad (1.183)$$

Từ M tính cốt dọc

Từ Q tính cốt đai

Sau tính được cốt dọc và cốt đai, ta phải phân phối cốt thép cho các sườn. Nguyên tắc phân phối là theo độ cứng của từng sườn.

$$\text{Cốt dọc (đai) cho mỗi sườn } A_{s,i} = A_s \frac{b_{s,i}}{\sum b_{s,i}} \quad (1.184)$$

Nếu panen có quá nhiều lỗ thì cho phép bố trí cốt thép cách 3 - 4 sườn.

Về cục bộ

- Tính bản: cắt theo phương ngang một dải có bề rộng

$b = 1m$. Bản làm việc như một dầm liên tục nhiều nhịp, tựa trên các gối là các sườn. Tải trọng tác dụng là q . Thường bản tính theo sơ đồ dẻo (tương tự như cách tính bản sàn sườn toàn khối loại bản dầm). Thường nội lực tính toán khá bé, cốt thép trong bản được đặt theo cấu tạo $d = 3 \div 6, @200$ cốt thép thường bố trí một lớp vừa chịu M^+, M^- . Vì vậy khi tính cốt thép chọn $h_o = h_s / 2$.

• Tính sườn: sườn trong panen được xem là dầm đơn giản kê lên dầm khung, tiết diện tính toán là tiết diện chữ T, có $b = b_s$, b'_f bằng khoảng cách giữa hai sườn. Tải tác dụng $q = (p + g)b'_f$. Tìm nội lực và tính cốt thép (tương tự như tính dầm của sàn sườn toàn khối loại bản dầm).

b) Panen sườn

- Xét tổng thể

Xem panen như một dầm đơn giản tựa lên hai dầm khung.

Chiều dài tính toán L_o , xác định theo hình 1.57

Tiết diện tính toán: chuyển từ tiết diện ngang thật sang tiết diện tính toán tương đương là tiết diện chữ T, bề rộng của sườn: $b = \sum b_{s,i}$, với $b'_f = B$.

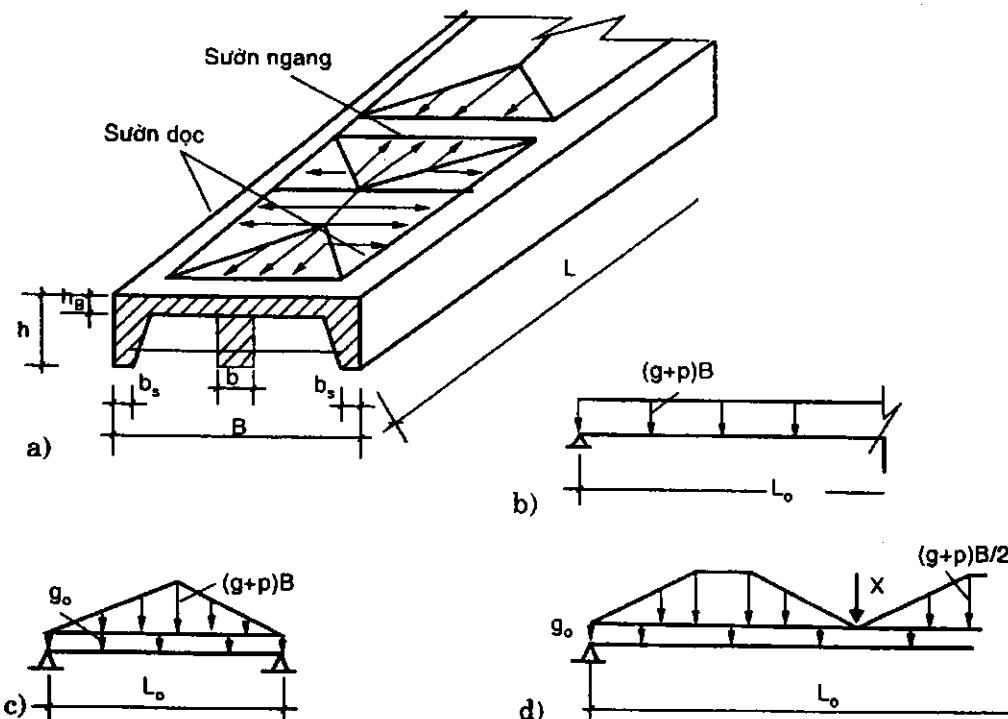
Tải trọng tính toán: $q = (g + p)B$ (daN/m) (1.185)

Mômen uốn lớn nhất $M = q \frac{L_o^2}{8}$ (1.186)

Từ M tính cốt dọc

Lực cắt lớn nhất $Q = qL_o / 2$ (1.87)

Từ Q tính cốt dai



Hình 1.59 Panen sườn

- a) Dạng panen; b) Sơ đồ tĩnh panen xét tổng thể
- c) Sơ đồ tĩnh sườn ngang; d) Sơ đồ tĩnh sườn dọc

Sau khi tính được cốt dọc và cốt dai, ta phải phân phối cốt thép cho các sườn. Nguyên tắc phân phối là theo độ cứng của từng sườn.

Cốt dọc (dai) cho mỗi sườn $A_{s,i} = A_s \frac{b_{s,i}}{\sum b_{s,i}}$ (1.188)

Về cục bộ

- Tính bản: Bản làm việc như bản kê bốn cạnh (các sườn dọc và sườn ngang). Các sườn ngang được bố trí để tăng độ cứng của panen,

giữ ổn định cho sườn dọc. Số lượng sườn ngang tùy thuộc vào kích thước panen, thường bố trí sao cho kích thước ô bản có hình vuông để dễ bố trí cốt thép cho bản.

Bản có thể tính độc lập hoặc liên tục, loại bản kê bốn cạnh.

Khi h_s nhỏ cốt thép bản có thể bố trí một lớp đặt ở giữa bản, khi h_s lớn bố trí cốt thép bản hai lớp giống bản sàn.

- **Tính sườn ngang:** Sườn ngang tính như một đầm đơn tựa lên hai sườn dọc, chịu tải trọng gồm: trọng lượng bản thân nó và tải do sàn truyền vào: tùy theo kích thước ô bản mà tải từ sàn truyền vào có dạng tam giác hoặc hình thang. Trường hợp như hình trên: tải phân bố có dạng tam giác. Tiết diện tính toán là tiết diện chữ T. Từ đó tính mômen và lực cắt: 'tính cốt thép.'

- **Tính sườn dọc:** Sườn dọc tính như đầm đơn giản kê lên đầm khung. Chịu tải gồm trọng lượng bản thân nó và tải trọng từ sàn truyền vào: bản truyền trực tiếp vào có dạng tam giác hoặc hình thang (như hình trên: có dạng hình thang) và lực tập trung từ sườn ngang truyền vào. Để dễ dàng tính nội lực có thể chuyển từ tải hình tam giác sang hoặc hình thang sang dạng tải phân bố đều tương đương. Tiết diện tính toán là tiết diện chữ nhật.

- **Bố trí cốt thép trong panen (Hình 1.60)**

1.10.3- Kiểm tra khi vận chuyển và cầu lắp

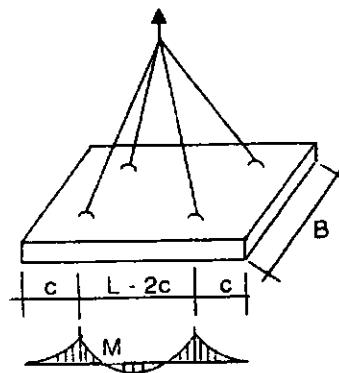
Panen cần được kiểm tra về khả năng chịu lực khi vận chuyển và cầu lắp. Lúc này panen được kê lên hai gối và treo vào các móng cầu như hình 1.60.

Tại các vị trí gối hoặc móng sẽ xuất hiện momen âm $M = 0,5ngBc^2$ (1.189), cần bố trí cốt thép tại vị trí các móng cầu.

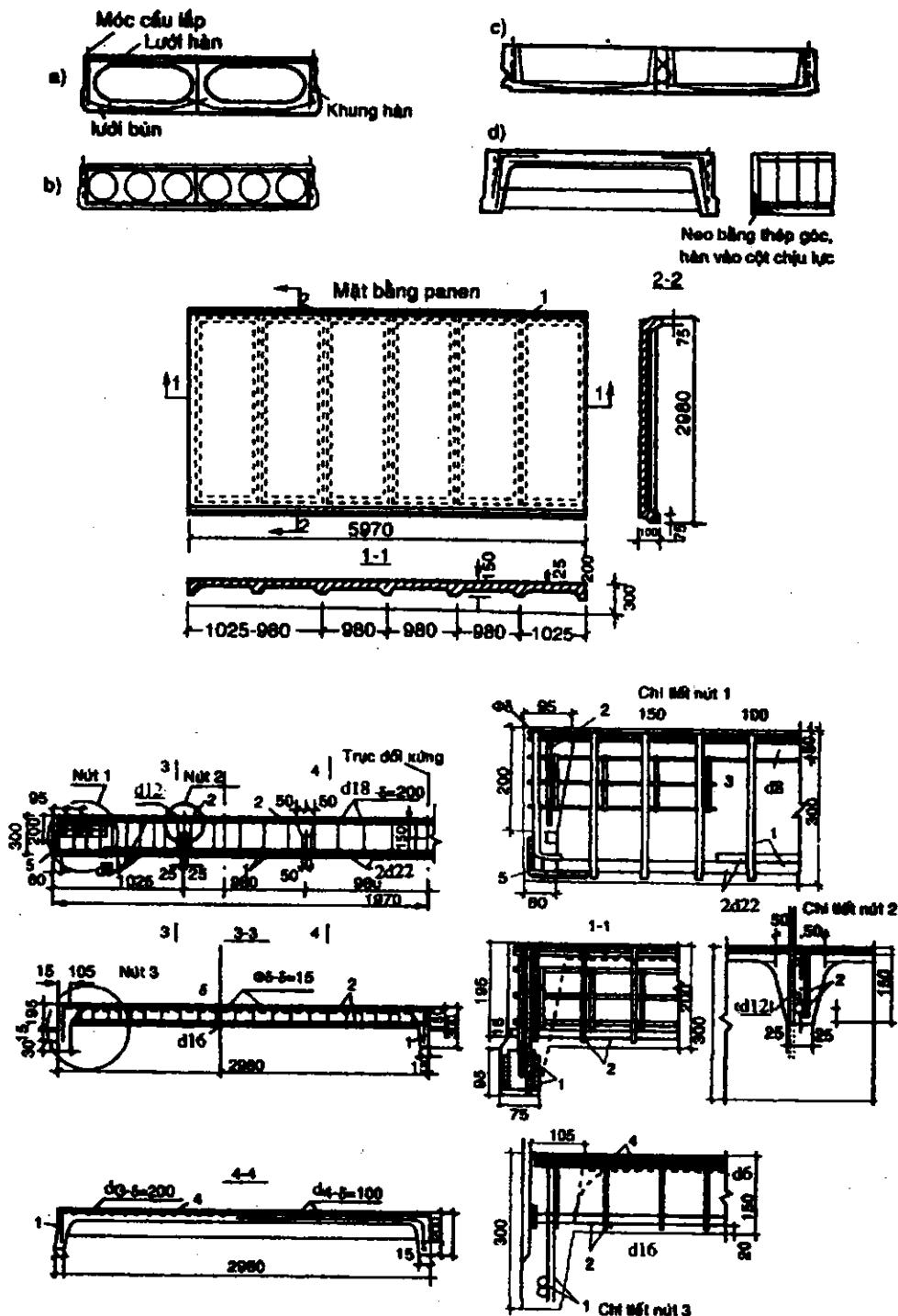
Trong đó: g (daN/m^2) – Trọng lượng bản thân panen

$$n = 1,5 - \text{Hệ số động}$$

B – Bề rộng panen



Hình 1.60 Sơ đồ khi vận chuyển và cầu lắp panen



Hình 1.61: Bố trí cốt thép trong panen

Bài tập 1.12

Một công trình có mặt bằng tầng thứ i (xem hình). Cho biết:

- Trọng lượng bản thân các lớp cấu tạo sàn $g_s = 335 \text{ daN/m}^2$
- Hoạt tải tính toán tác dụng lên sàn $p_s = 190 \text{ daN/m}^2$
- Tường xây gạch dày 100 $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$, $h_t = 3,5 \text{ m}$
- Bê tông B20
- Cốt thép $R_s = 280 \text{ MPa}$

Hãy thiết kế đầm dọc trực B.

Tính đầm dọc trực B**A- TÀI TRỌNG****1- Chọn sơ bộ tiết diện đầm**

$$h = \left(\frac{1}{12} + \frac{1}{20} \right) l = \left(\frac{1}{12} + \frac{1}{20} \right) 400 = (200 \div 330) \text{ mm}$$

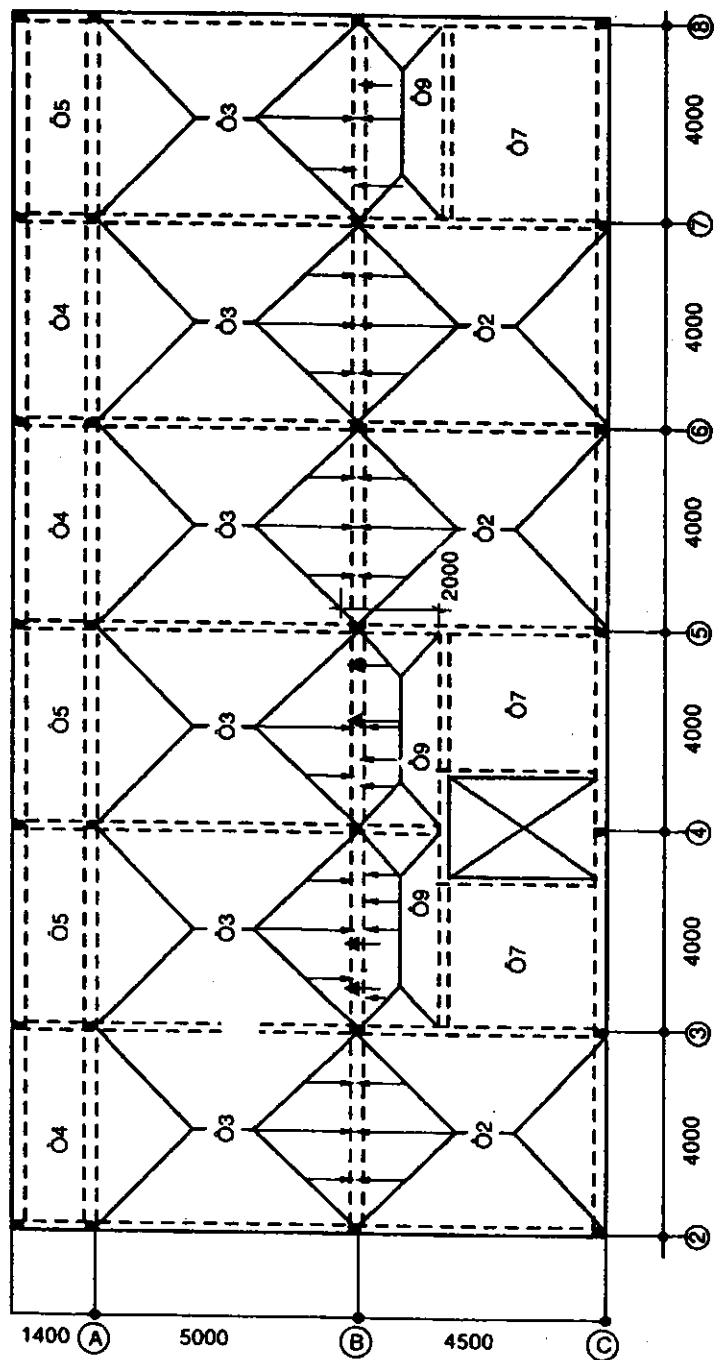
Chọn tiết diện đầm $b \times h = 200 \times 300 \text{ mm}$

Tải trọng tác dụng lên đầm gồm

Tính tải:

- + Trọng lượng bản sàn truyền vào.
- + Trọng lượng bản thân đầm.
- + Trọng lượng tường.

MẶT BẰNG SÀN
(Sơ đồ truyền tải từ sàn vào dầm trục B)



2- Mặt bằng truyền tải

3- Xác định tải trọng:

- Tính tải

- Trọng lượng bản thân dầm

$$g_d = b_d(h_d - h_b)\gamma_b n = 0,2(0,3 - 0,08) \times 25 \times 1,1 = 121 \text{ daN/m}$$

- Tải trọng do bản truyền vào dầm

a) Do bản sàn Ô2 truyền vào dạng tam giác

$$g_2 = g_{s2} \times (4/2) = 335 \times 2 = 670 \text{ daN/m}$$

b) Do bản sàn Ô3 truyền vào dạng tam giác

$$g_3 = g_{s3} \times (4/2) = 335 \times 2 = 670 \text{ daN/m}$$

c) Do bản sàn Ô9 truyền vào dạng hình thang

$$g_4 = g_{s2} \times 2/2 = 335 \times 1 = 335 \text{ daN/m}$$

- Tải trọng do tường xây trên dầm dọc E.

$$g_t = n \cdot b_t \cdot h_t \cdot \gamma_t = 1,1 \times 0,1 \times 3,5 \times 18 = 693 \text{ daN/m}$$

- Hoạt tải

- Hoạt tải phân bố

Do bản sàn Ô2 truyền vào dạng tam giác

$$p_2 = p_{s2} \times 4/2 = 195 \times 2 = 390 \text{ daN/m}$$

Do bản sàn Ô3 truyền vào dạng tam giác

$$p_3 = p_{s2} \times 4/2 = 195 \times 2 = 390 \text{ daN/m}$$

Do bản sàn Ô9 truyền vào dạng hình thang

$$p_4 = p_{s2} \times 2/2 = 195 \times 1 = 195 \text{ daN/m}$$

Bảng thống kê tải phân bố trên nhịp

	2 - 3; 5-6 ;6-7	3 - 4; 4-5	7 - 8
$g_d + g_t$	121+693	121+693	121+693
g_s (bên trái)	670	670	670
g_s (bên phải)	670	335	335
p_s (bên trái)	390	390	390
p_s (bên phải)	390	195	190

B- XÁC ĐỊNH NỘI LỰC

Từ cách xác định tải trên ta có các trường hợp chất tải sau:

- Tĩnh tải
- Hoạt tải 1 (nhịp lẻ) (1 - 3 - 5) để tìm M_{\max}^+ ở nhịp 1, 3 và 5
- Hoạt tải 2 (nhịp chẵn) (2 - 4 - 6) để tìm M_{\max}^+ ở nhịp 2, 4 và 6
- Hoạt tải 3 liền nhịp (1, 2, 4) để tìm M_{\max}^- ở gối 2
- Hoạt tải 4 liền nhịp (2, 3, 5) để tìm M_{\max}^- ở gối 3
- Hoạt tải 5 liền nhịp (1, 3, 4, 6) để tìm M_{\max}^- ở gối 4
- Hoạt tải 6 liền nhịp (2, 4, 5) để tìm M_{\max}^- ở gối 5
- Hoạt tải 7 liền nhịp (3, 5, 6) để tìm M_{\max}^- ở gối 6

* Tổ hợp tải trọng: Hệ số tổ hợp tất cả = 1

Combo 1: Tĩnh tải – Hoạt tải 1

Combo 1: Tĩnh tải – Hoạt tải 1

Combo 2: Tĩnh tải – Hoạt tải 2

Combo 3: Tĩnh tải – Hoạt tải 3

Combo 4: Tĩnh tải – Hoạt tải 4

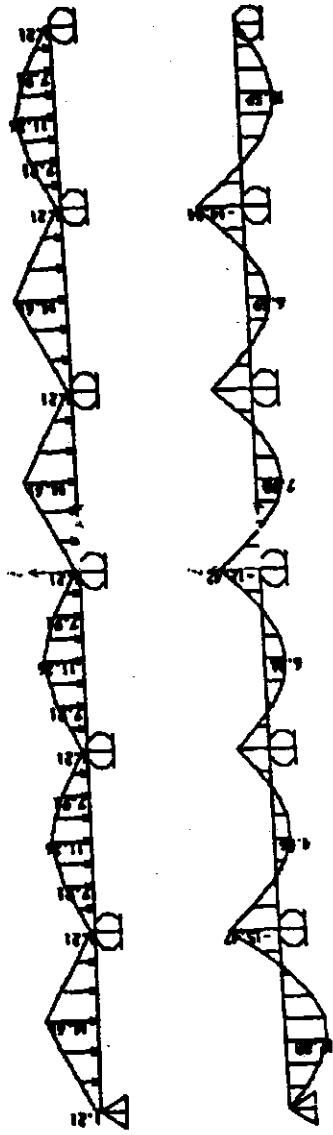
Combo 5: Tĩnh tải – Hoạt tải 5

Combo 6: Tĩnh tải – Hoạt tải 6

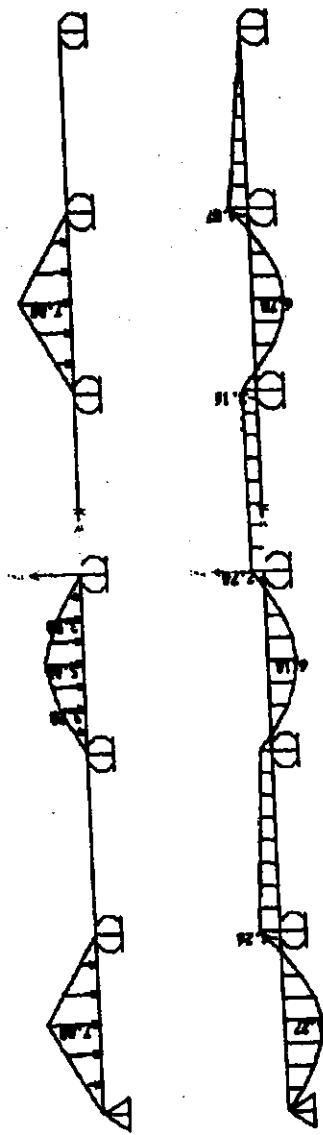
Combo 7: Tĩnh tải – Hoạt tải 7

Combo 8: (BAO): (Combo 1, Combo 2, Combo 3, Combo 4,
Combo 5, Combo 6, Combo 7)

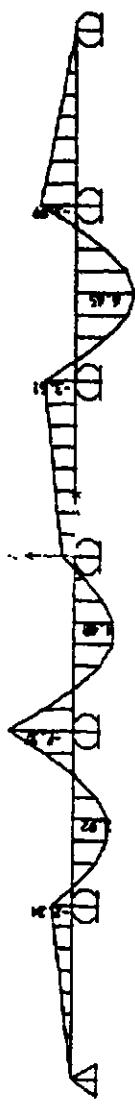
* Dùng phần mềm Sap 2000 để giải tìm nội lực, tính cốt thép.



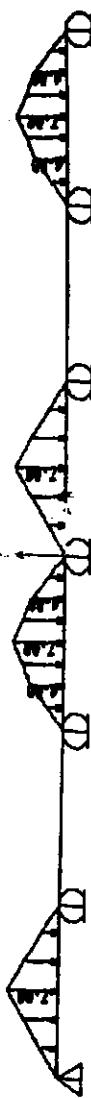
SAP2000 v9.0.3 - File:DAMTRUCB - Moment 3-3 Diagram (TINHTAI) - KN, m, C Units



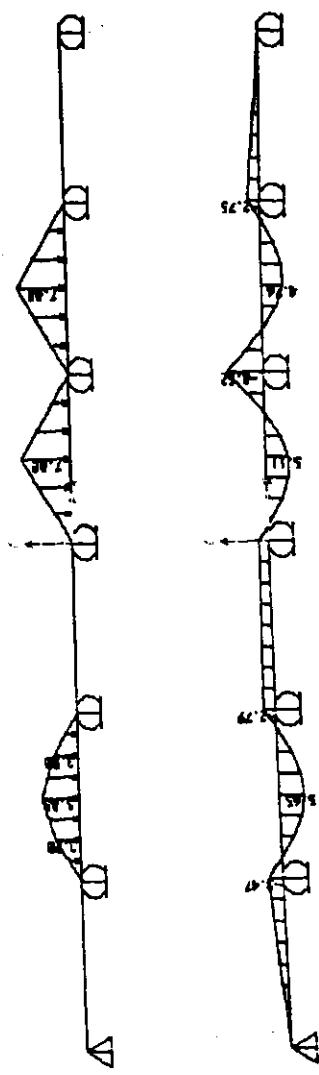
SAP2000 v9.0.3 - File:DAMTRUCB - Moment 3-3 Diagram (HOATTAI) - KN, m, C Units



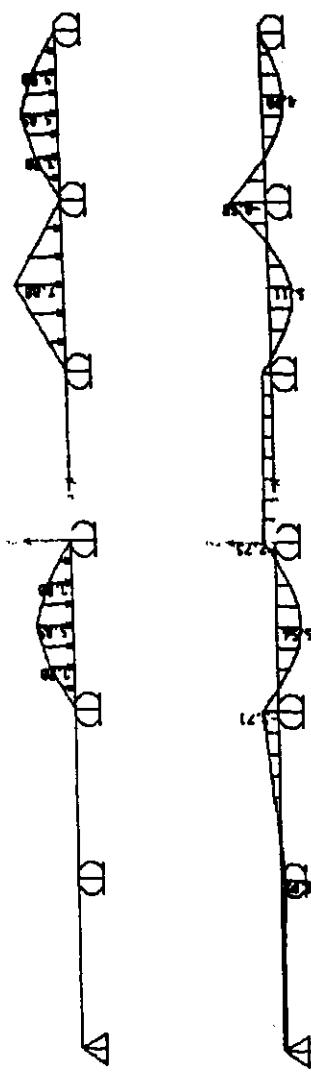
SAP2000 v9.0.3 - File:DAMTRUCB - Moment 3-3 Diagram (HOATTAI4) - KN, m, C Units



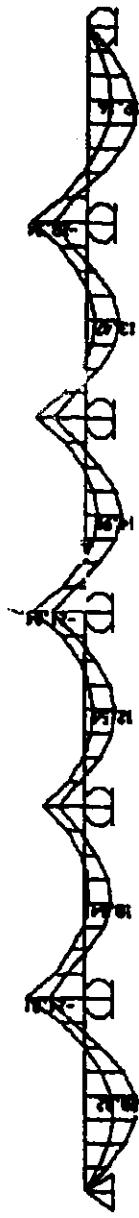
SAP2000 v9.0.3 - File:DAMTRUCB - Moment 3-3 Diagram (HOATTAI5) - KN, m, C Units



SAP2000 v9.0.3 - File:DAMTRUCB - Moment 3-3 Diagram (HOATTAI6) - KN, m, C Units



SAP2000 v9.0.3 - File:DAMTRUCB - Moment 3-3 Diagram (HOATTAI7) - KN, m, C Units



SAP2000 v9.0.3 - File:DAMTRUCB - Moment 3-3 Diagram (COMBB) - KN, m, C Units



SAP2000 v9.0.3 - File:DAMTRUCB - Shear Force 2-2 Diagram (COMBB) - KN, m, C Units

2	3	COMB8	Combinat Min	0	7.356	0	0	0	-	1.67839523
2	3.5	COMB8	Combinat Min	0	10.685	0	0	0	-	7.14648473
2	4	COMB8	Combinat Min	0	12.127	0	0	0	-	17.1810709
3	0	COMB8	Combinat Max	0	-12.892	0	0	0	-	10.9350607
3	0.5	COMB8	Combinat Max	0	-11.449	0	0	0	-	1.96192575
3	1	COMB8	Combinat Max	0	-8.3318	0	0	0	-	6.09698809
3	1.5	COMB8	Combinat Max	0	-3.9581	0	0	0	-	11.0700686
3	2	COMB8	Combinat Max	0	2.5186	0	0	0	-	12.5582183
3	2.5	COMB8	Combinat Max	0	11.264	0	0	0	-	10.1583911
3	3	COMB8	Combinat Max	0	18.441	0	0	0	-	4.14356399
3	3.5	COMB8	Combinat Max	0	23.387	0	0	0	-	4.18751406
3	4	COMB8	Combinat Max	0	25.439	0	0	0	-	13.8889107
3	0	COMB8	Combinat Min	0	-21.793	0	0	0	-	17.1810709
3	0.5	COMB8	Combinat Min	0	-19.863	0	0	0	-	6.65663417
3	1	COMB8	Combinat Min	0	-15.283	0	0	0	-	0.71994937
3	1.5	COMB8	Combinat Min	0	-8.7155	0	0	0	-	2.55527083
3	2	COMB8	Combinat Min	0	-0.823	0	0	0	-	3.43424102
3	2.5	COMB8	Combinat Min	0	5.6817	0	0	0	-	1.63779456
3	3	COMB8	Combinat Min	0	10.055	0	0	0	-	2.55490191
3	3.5	COMB8	Combinat Min	0	13.173	0	0	0	-	9.51781772
3	4	COMB8	Combinat Min	0	14.615	0	0	0	-	21.8447372

4	0	COMB8	Combinat Max	0	-15.325	0	0	0	-	13.8889107
4	0.5	COMB8	Combinat Max	0	-13.883	0	0	0	-	3.84247581
4	1	COMB8	Combinat Max	0	-10.756	0	0	0	-	5.44580542
4	1.5	COMB8	Combinat Max	0	-5.9729	0	0	0	-	12.3503139
4	2	COMB8	Combinat Max	0	1.6006	0	0	0	-	14.9773223
4	2.5	COMB8	Combinat Max	0	11.481	0	0	0	-	12.4434975
4	3	COMB8	Combinat Max	0	18.711	0	0	0	-	5.63217261
4	3.5	COMB8	Combinat Max	0	23.291	0	0	0	-	-3.226815
4	4	COMB8	Combinat Max	0	25.221	0	0	0	-	13.6390166
4	0	COMB8	Combinat Min	0	-25.671	0	0	0	-	21.8447372
4	0.5	COMB8	Combinat Min	0	-23.741	0	0	0	-	9.38110547
4	1	COMB8	Combinat Min	0	-19.161	0	0	0	-	1.18072868
4	1.5	COMB8	Combinat Min	0	-11.931	0	0	0	-	3.28028546
4	2	COMB8	Combinat Min	0	-2.0514	0	0	0	-	4.92629961
4	2.5	COMB8	Combinat Min	0	6.2919	0	0	0	-	3.19898043
4	3	COMB8	Combinat Min	0	11.084	0	0	0	-	1.34333876
4	3.5	COMB8	Combinat Min	0	14.202	0	0	0	-	8.64425436
4	4	COMB8	Combinat Min	0	15.644	0	0	0	-	20.8824675
5	0	COMB8	Combinat Max	0	-14.256	0	0	0	-	13.6390166
5	0.5	COMB8	Combinat Max	0	-12.813	0	0	0	-	4.11730186
5	1	COMB8	Combinat Max	0	-9.6957	0	0	0	-	4.87730621

5	1.5	COMB8	Combinat Max	0	-4.9032	0	0	0	11.3111979
5	2	COMB8	Combinat Max	0	2.224	0	0	0	13.4675896
5	2.5	COMB8	Combinat Max	0	12.104	0	0	0	10.4631479
5	3	COMB8	Combinat Max	0	19.334	0	0	0	3.18120628
5	3.5	COMB8	Combinat Max	0	23.914	0	0	0	6.52519715
5	4	COMB8	Combinat Max	0	25.844	0	0	0	13.7931676
5	0	COMB8	Combinat Min	0	-24.443	0	0	0	20.8824675
5	0.5	COMB8	Combinat Min	0	-22.513	0	0	0	9.03318213
5	1	COMB8	Combinat Min	0	-17.933	0	0	0	2.09820514
5	1.5	COMB8	Combinat Min	0	-10.703	0	0	0	2.06668086
5	2	COMB8	Combinat Min	0	-0.8227	0	0	0	3.41656685.
5	2.5	COMB8	Combinat Min	0	5.7651	0	0	0	1.05015181
5	3	COMB8	Combinat Min	0	10.558	0	0	0	4.23368118
5	3.5	COMB8	Combinat Min	0	13.675	0	0	0	11.4950142
5	4	COMB8	Combinat Min	0	15.118	0	0	0	-23.339232
6	0	COMB8	Combinat Max	0	-17.593	0	0	0	13.7931676
6	0.5	COMB8	Combinat Max	0	-16.151	0	0	0	5.28735494
6	1	COMB8	Combinat Max	0	-13.033	0	0	0	5.46357297
6	1.5	COMB8	Combinat Max	0	-8.6595	0	0	0	14.1830122
6	2	COMB8	Combinat Max	0	-3.4483	0	0	0	18.9218264
6	2.5	COMB8	Combinat Max	0	3.7715	0	0	0	19.157099

6	3	COMB8	Combinat Max	0	10.948	0	0	0	15.4117465
6	3.5	COMB8	Combinat Max	0	15.894	0	0	0	8.58056077
6	4	COMB8	Combinat Max	0	17.946	0	0	0	2.25E-14
6	0	COMB8	Combinat Min	0	-27.894	0	0	0	-23.339232
6	0.5	COMB8	Combinat Min	0	-25.842	0	0	0	-
6	1	COMB8	Combinat Min	0	-20.897	0	0	0	10.3089113
6	1.5	COMB8	Combinat Min	0	-13.727	0	0	0	1.76304944
6	2	COMB8	Combinat Min	0	-5.8348	0	0	0	8.03741149
6	2.5	COMB8	Combinat Min	0	0.4825	0	0	0	9.06410028
6	3	COMB8	Combinat Min	0	4.8562	0	0	0	7.69453908
6	3.5	COMB8	Combinat Min	0	7.9737	0	0	0	4.41726954
6	4	COMB8	Combinat Min	0	9.4162	0	0	0	3.00E-15

BẢNG KẾT QUẢ TÍNH CỐT THÉP

P.tử	Mặt cắt	M(kN.m)	Q(kN)	α_m	ξ	A_{s1}	A_{s2}
1	0	0	-18.69	0	0	106*	106*
	2	20.82		0.141	0.153	106*	302
	4	-24.21	29.67	0.164	0.180	356	106*
2	0	-24.21	-24.29	0.164	0.180	356	106*
	2	10.64		0.072	0.075	106*	148
	4	-17.18	20.81	0.116	0.124	245	106*
3	0	-17.18	-21.79	0.116	0.124	245	106*
	2	12.56		0.085	0.089	106*	478
	4	-21.84	25.22	0.148	0.161	318	106*
4	0	-21.84	-25.67	0.148	0.161	318	106*
	2	14.98		0.102	0.107	106*	212
	4	-20.88	25.84	0.141	0.153	302	106*
5	0	-20.88	-24.44	0.141	0.153	302	106*
	2	13.47		0.091	0.096	106*	190
	4	-23.34	25.84	0.158	0.173	341	106*
6	0	-23.34	-27.89	0.158	0.173	341	106*
	2	19.34		0.131	0.141	106*	278
	4	0	17.95	0	0	106*	106*

Cường độ chịu kéo (nén) của thép (MPa): 280.000

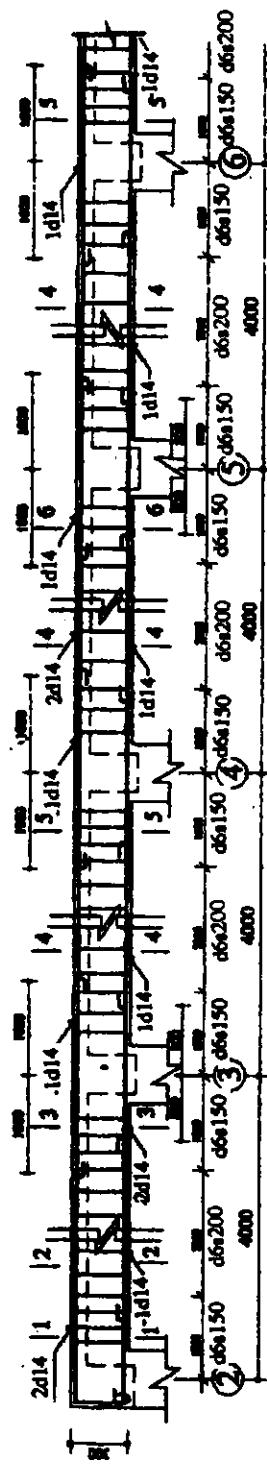
Cường độ chịu nén của betong (MPa) : 11.50

Cường độ chịu kéo của betong (MPa) : 9.00

Hệ số điều kiện làm việc của betong : 0.9

a: 33

P.tu	b (mm)	h (mm)	L_o (mm)
1	200	300	0.00
2	200	300	0.00
3	200	300	0.00
4	200	300	0.00
5	200	300	0.00
6	200	300	0.00



DÂM ĐỌC TRỤC B TT:1/25



Chương 2

KHUNG BÊTÔNG CỐT THÉP

2.1 KHÁI NIỆM

Kết cấu khung là một hệ thanh bất biến hình là kết cấu rất quan trọng trong công trình, vì nó tiếp nhận tải trọng sử dụng từ sàn rồi truyền xuống móng.

Có thể định nghĩa: $khung = h\acute{e} c\acute{o}t + h\acute{e} d\acute{a}m$

(Trường hợp công trình được thiết kế là sàn không dầm thì sàn được xem là một dầm có độ cứng tương đương).

Giao điểm của cột và dầm gọi là nút khung: nút khung có thể là nút cứng hoặc khớp.

2.1.1- Phân loại

Theo phương pháp thi công

Khung toàn khối: khi các cấu kiện sàn, dầm, cột được đổ bê tông toàn khối: có độ cứng lớn, các nút khung là các nút cứng (liên kết dầm và cột là liên kết ngầm), loại này hiện đang dùng rộng rãi trong các công trình dân dụng và công nghiệp. Đặc biệt đối với nhà thấp tầng dùng kết cấu chịu lực chính là khung chịu lực.

Khung lắp ghép: khi các cấu kiện sàn, dầm, cột được chế tạo sẵn, được vận chuyển đến công trường lắp ghép: Khung lắp ghép có thời gian thi công nhanh, độ cứng kém hơn khung toàn khối, việc xử lý các mối liên kết rất tốn công và khá phức tạp.

Theo sơ đồ kết cấu

Khung hoàn toàn: khi có cột và dầm chịu lực.

Khung không hoàn toàn: khi có cột, dầm và cả tường chịu lực cùng tham gia chịu lực.

Khung bê tông cốt thép có thể là khung một nhịp hoặc nhiều nhịp, một tầng hoặc nhiều tầng.

Liên kết cột với móng thường là liên kết cứng (ngầm, khung toàn khối), cũng có thể dùng liên kết khớp (mômen tại chân cột bằng không) hoặc ngầm (khung lắp ghép).

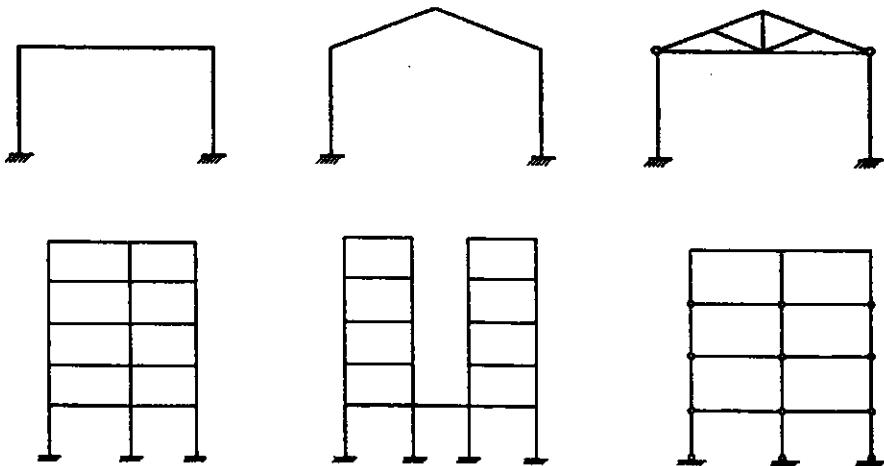
Liên kết cột với dầm thường là liên kết cứng (khung toàn khối), hoặc liên kết ngàm hoặc khớp (khung lắp ghép).

Liên kết cột với dàn vì kèo thường chọn liên kết khớp.

2.1.2- Sơ đồ tính của khung

Sơ đồ tính của khung được thể hiện là trục của cột và trục của dầm, đồng thời thể hiện các liên kết (cột - dầm; cột - móng; cột - dàn vì kèo...) là ngàm hoặc khớp.

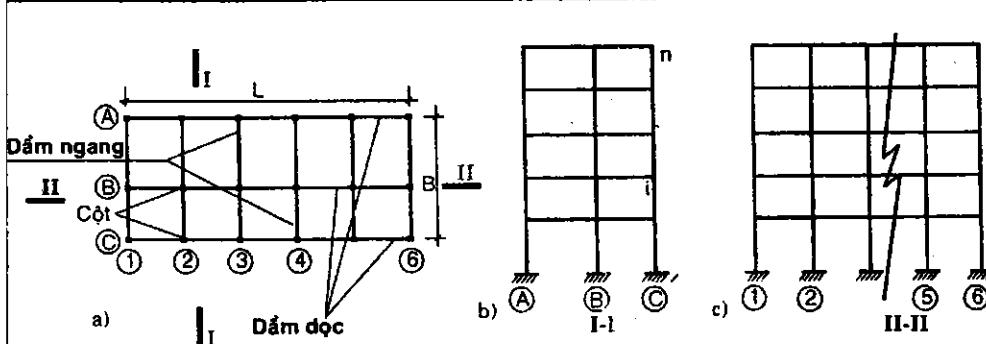
Việc chọn sơ đồ tính rất quan trọng, nó ảnh hưởng rất lớn đến nội lực và cách cấu tạo nút khung sao cho phù hợp với liên kết đã chọn. Nghĩa là việc chọn sơ đồ tính phải phù hợp với điều kiện làm việc thực tế của nó và cấu tạo các mối liên kết phải phù hợp với liên kết đã chọn.



Hình 2.1 Một số sơ đồ tính của khung

2.1.3- Phân tích sự làm việc của khung

Giả thiết có mặt bằng tầng thứ i của một công trình như sau.



Hình 2.2 a) *Mặt bằng sàn tầng thứ i;*
 b) *Khung ngang;* c) *Khung dọc*

Đây là công trình thuộc dạng khung chịu lực.

- *Theo phương ngang:* hệ cột và các dầm sàn ngang tạo thành các khung ngang.

- *Theo phương dọc:* hệ cột và các dầm dọc tạo thành các khung dọc.

Như vậy, một công trình có nhiều khung ngang và nhiều khung dọc. Khi chịu tải các khung ngang và các khung dọc hợp thành hệ khung không gian cùng chịu lực: gọi là khung không gian.

Để đơn giản hóa khi tính toán, người ta qui ước như sau:

Khi tỉ số $L/B \geq 1,5$ (công trình có mặt bằng chạy dài) nội lực chủ yếu gây ra trong khung ngang vì độ cứng của khung ngang nhỏ hơn nhiều lần độ cứng của khung dọc (khung ngang ít nhịp hơn khung dọc), cũng có thể xem gần đúng: khung dọc “*tuyệt đối cứng*”. Vì thế cho phép tách riêng từng khung phẳng để tính nội lực: khung phẳng.

Khi tỉ số $L/B < 1,5$, độ cứng khung ngang và khung dọc chênh lệch không nhiều, lúc này phải tính nội lực theo không gian: khung không gian.

Kết cấu khung phẳng tính toán đơn giản có thể dùng các phương pháp cơ học kết cấu hoặc các chương trình tính kết cấu thông dụng để giải, còn kết cấu khung không gian tính toán phức tạp, khó khăn, khi tính toán phải dùng các chương trình tính kết cấu chuyên dùng

để tìm nội lực.

Trong giáo trình này chỉ nêu cách tính khung phẳng còn khung không gian chưa xét đến.

2.1.4- Khái niệm về khung nguy hiểm

Như đã phân tích ở trên, khung có độ cứng nhỏ thì nguy hiểm hơn khung có độ cứng lớn, vậy khung ngang nguy hiểm hơn khung dọc. Nhưng trong số khung ngang sẽ có một vài khung nguy hiểm nhất, để tìm ra khung nguy hiểm nhất có thể dựa vào một số điều kiện sau: số nhịp của khung, diện truyền tải (tải đứng, tải ngang)...

2.2 KHUNG BÊTÔNG CỘT THÉP TOÀN KHỐI

2.2.1 Cấu tạo nút khung

Giải quyết cấu tạo của khung chủ yếu là giải quyết cấu tạo của nút khung và mối liên kết cột với móng. Trong khung toàn khối các nút được xem là nút cứng, vì thế phải cấu tạo sao cho nút đó không được biến dạng dưới tác dụng của ngoại lực tức là góc giữa các thanh qui tụ vào nút không được thay đổi và dễ thi công.

Khi cấu tạo cốt thép tại nút khung cần chú ý đến đoạn neo cốt thép: cần phải phân biệt được cốt thép chịu kéo hoặc chịu nén để xác định đoạn neo đúng qui định.

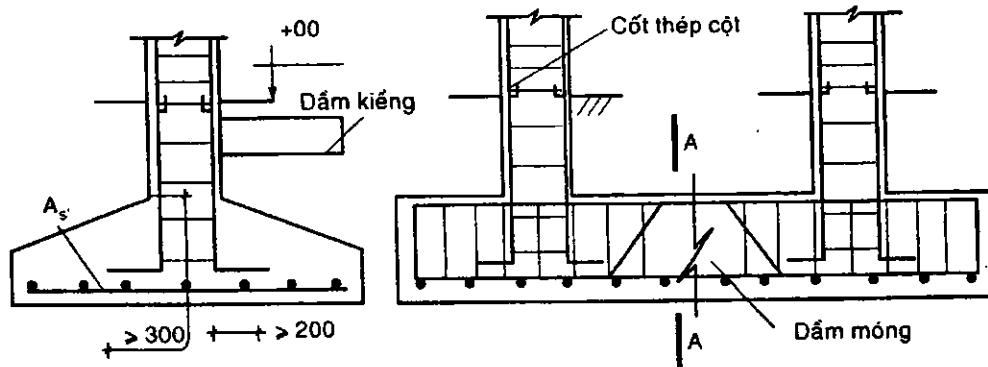
Chiều dài đoạn neo của cốt thép chịu kéo (nén) lấy theo bảng 36 của "Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bêtông cốt thép TCXDVN 356-2005" và "TCVN 4453-1995" có thể tóm tắt như sau:

$L_{an} \geq 30d$: đối với cốt thép chịu kéo.

$L_{an1} \geq 20d$: đối với cốt thép chịu nén.

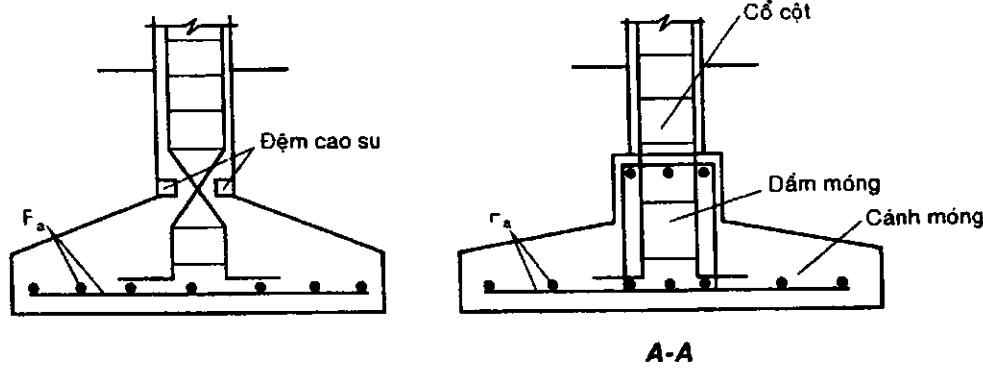
Đối với khung có xà ngang bị gãy khúc, dưới tác dụng của mômen dương, lực trong cốt thép chịu nén và chịu kéo của phần gãy khúc sẽ tạo thành những hợp lực hướng ra ngoài, nếu không có cốt đai giằng cốt thép chịu nén, chịu kéo lại với nhau thì bêtông chõ gãy khúc có thể bị vỡ và cốt thép bật ra ngoài. Ở nút này nếu $\alpha \geq 160^\circ$ (góc gãy của xà ngang) thì cốt thép chịu kéo có thể không được cắt ra chỉ cần uốn cong theo góc gãy của nút khung. Nếu $\alpha < 160^\circ$ thì

một phần hoặc toàn bộ cốt thép chịu kéo phải được cắt ra và neo vào trong vùng bêtông chịu nén, đoạn neo $L_{an} \geq 30d$.

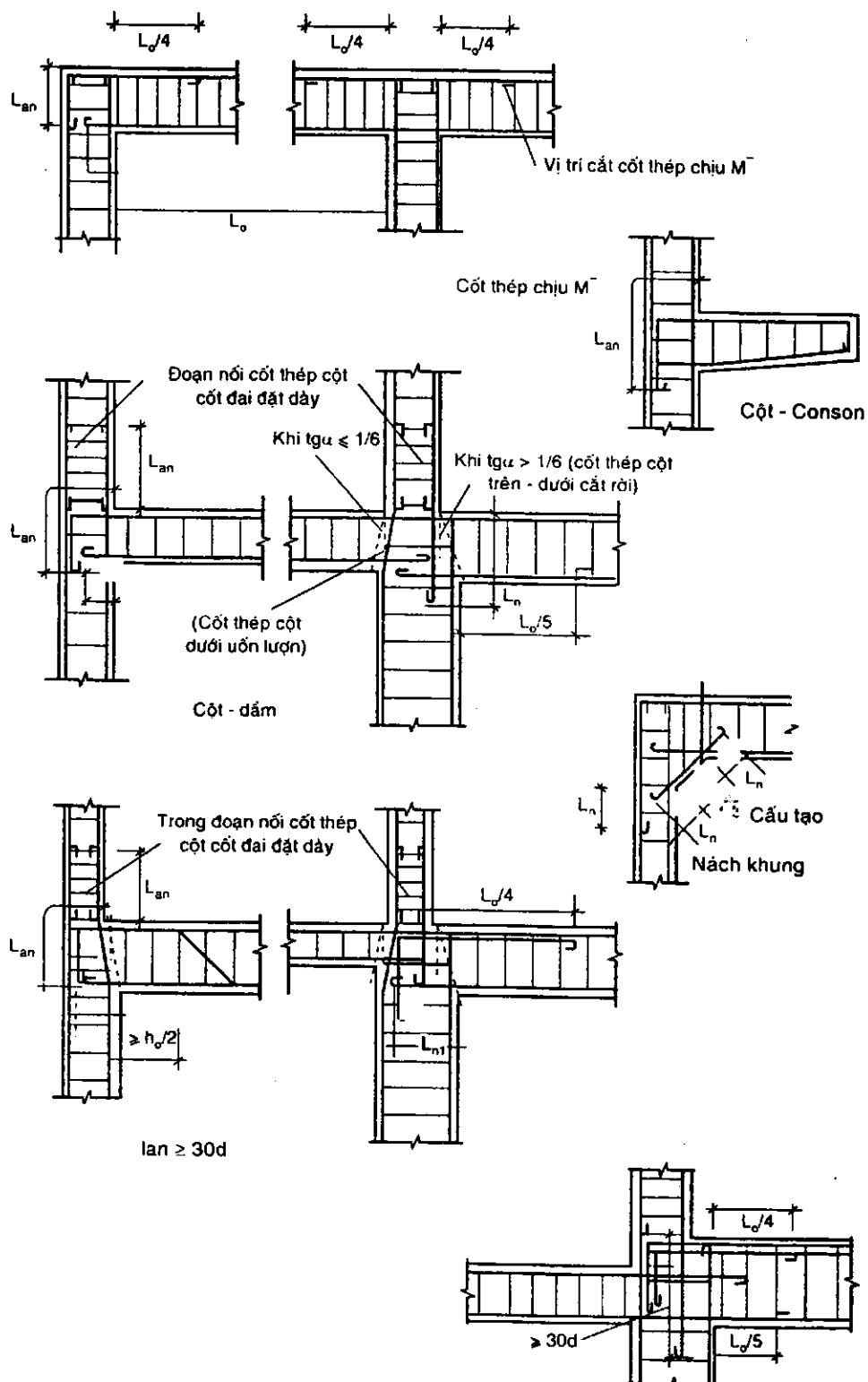


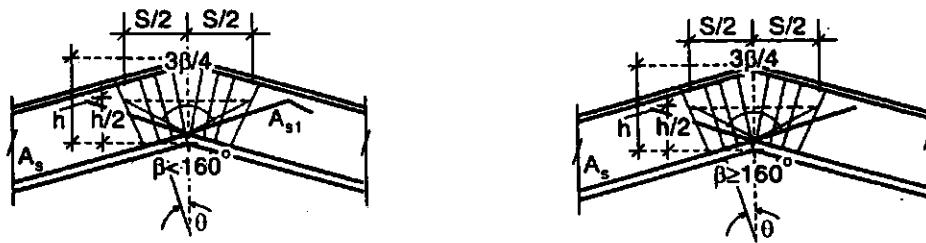
Liên kết cột - móng: ngầm

Móng băng



Liên kết cột - móng: khớp





Hình 2.3 Cấu tạo cốt thép tại các nút khung

2.2.2 Chọn sơ bộ kích thước tiết diện

Khung là kết cấu siêu tĩnh bậc cao. Nội lực trong khung phụ thuộc không chỉ sơ đồ, tải trọng tác dụng mà còn phụ thuộc vào độ cứng của các cấu kiện khung. Do đó, khi tính khung cần biết trước kích thước tiết diện của dầm và cột, việc chọn sơ bộ kích thước tiết diện dầm và cột tốt nhất là dựa vào kinh nghiệm của người thiết kế trên cơ sở các kết cấu tương tự đã xây dựng. Tuy nhiên, một cách gần đúng có thể xác định như sau:

a) Kích thước dầm

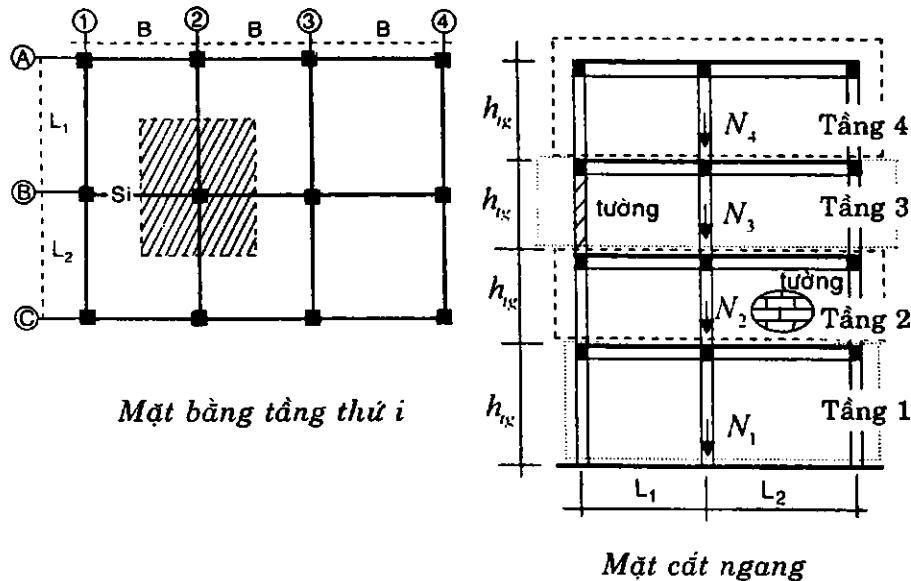
Cách 1: Tách riêng từng dầm, xem như là dầm đơn giản, chịu tác dụng của tải trọng tính toán $q = g + p$ (dAN/m^2); (xác định theo diện truyền tải trên mặt bằng sàn), mômen lớn nhất $M_o = q \frac{L^2}{8}$; mômen tính toán $M = (0,6 \div 0,7)M_o$; chọn trước bê rộng dầm là b thì chiều cao của dầm xác định như sau

$$h_o = 2 \sqrt{\frac{M}{b\gamma_b R_b}} ; \quad h = h_o + a \quad (2.1)$$

Cách 2: cũng chọn trước b: $h = (\frac{1}{12 \div 16})L$, (L - nhịp dầm) $\quad (2.2)$

(cách này thường dùng nhất vì nhanh và đơn giản).

b) Kích thước cột



Hình 2.4

Tải trọng từ sàn truyền xuống một cột bất kì theo diện truyền tải từ một tầng. Gọi diện tích truyền tải tầng thứ i là $S_i = \left(\frac{L_1 + L_2}{2}\right)B$, tải trọng tính toán gồm trọng lượng bản thân các lớp cấu tạo sàn là g_s và hoạt tải là p_s (daN/m^2), thì tổng tải trọng tác dụng lên sàn là $q_s = g_s + p_s$. Trọng lượng bản thân dầm dọc và dầm ngang trong phạm vi diện tích S_i là g_d . Trọng lượng tường xây trên dầm (nếu có) trong phạm vi diện tích S_i là g_t . Trọng lượng bản thân cột của tầng đang xét là g_c .

$$\text{trong đó: } g_d = \sum_1^n b_i \cdot h_i \cdot n_g \cdot \gamma_b \cdot L_i$$

$$g_t = \sum b_t \cdot h_t \cdot n_g \cdot \gamma_t \cdot L_t \quad (2.3)$$

$$g_c = b_c \cdot h_c \cdot n_g \cdot \gamma_g \cdot H_c$$

Lực dọc tác dụng lên chấn cột của một tầng bất kì đang xét là

$$N_i = q_s \cdot S_i + g_d + g_t + g_c \quad (2.4)$$

Tổng lực dọc tác dụng lên chân cột của tầng bất kì đang xét là

$$N = \sum_i^n N_i = \sum_i^n (q_s S_i + g_d + g_t + g_c) \quad (2.5)$$

với: n - số tầng trên tầng đang xét.

Trong thực tế tính toán vì xác định kích thước sơ bộ nên có thể bỏ qua g_d và g_c .

Thực tế cột còn chịu mômen do gió nên cần tăng lực dọc tính toán:

$$N_{tt} = (1,0 \div 1,5)N \quad (2.6)$$

Cột được xem như nén đúng tâm, diện tích tiết diện ngang của cột được xác định theo:

$$A_c = \frac{N_{tt}}{R_b} \quad (2.7)$$

Từ A_c tìm $b \times h$ của cột (đối với khung phẳng tiết diện ngang của cột có tiết diện chữ nhật là hợp lí nhất).

Thực tế trong cột có cốt thép chịu nén, do tính sơ bộ nên bỏ qua không xét cốt thép chịu nén.

Kích thước tiết diện cột sẽ thay đổi liên tục theo từng tầng, trong thực tế thiết kế, nếu công trình nhiều tầng thì có thể từ hai đến ba tầng thay đổi tiết diện cột một lần.

Chú thích: Sau khi đã chọn kích thước đầm-cột, sẽ tiến hành tính toán nội lực, tính cốt thép cho từng cấu kiện. Sau đó tiến hành kiểm tra lại kích thước tiết diện đã chọn, dựa vào hàm lượng cốt thép $\mu \leq \mu_{max}$, nếu không thỏa phải thay đổi kích thước tiết diện.

Về nguyên tắc, khi tiết diện cấu kiện đã thay đổi thì nội lực cũng thay đổi theo do đó phải tính lại nội lực. Tuy nhiên nếu sự thay đổi tiết diện cấu kiện không lớn lắm thì có thể không cần tính lại nội lực mà chỉ cần tính lại cốt thép (chỉ khi nào mômen quán tính của tiết diện chọn sơ bộ và tiết diện chọn cuối cùng khác nhau quá hai lần thì phải tính lại nội lực theo độ cứng của tiết diện đã chọn).

Khi đầm-sàn đúc toàn khối, thì bản sàn làm tăng độ cứng của đầm, do đó có thể xem đầm khung có tiết diện chữ T để tính mômen quán tính cho đầm.

2.2.3 Sơ đồ tính

Chọn sơ đồ tính là công việc hết sức quan trọng nó ảnh hưởng trực tiếp đến kết quả tính toán. Sơ đồ kết cấu phải chọn sao cho nó phù hợp với sự làm việc thực tế của kết cấu đó. Đối với khung toàn khối, sơ đồ tính là trục của dầm và cột; liên kết giữa cột - móng là liên kết ngầm (hoặc khớp); liên kết giữa cột - dầm vẫn xem là ngầm (nút cứng); liên kết cột - dàn vì kèo được xem là khớp.

Vị trí cột ngầm với móng tại mặt trên của móng, dầm kiềng thường được xem không phải là bộ phận của khung ngang (thiên về an toàn) vì thường dầm kiềng không được bố trí theo hai phương, độ cứng của dầm kiềng nhỏ hơn độ cứng của dầm sàn, tại vị trí dầm kiềng và cột có chuyển vị ngang, trong một số trường hợp khoảng cách từ dầm kiềng đến mặt trên móng rất nhỏ, nếu xem dầm kiềng là dầm khung thì giá trị mômen tại chân cột nhỏ không an toàn. Tuy nhiên dầm kiềng có ảnh hưởng nhất định đối với khung như giảm chiều dài tính toán, giảm độ mảnh của cột tầng trệt và khắc phục được một phần lún không đều và tăng độ cứng không gian của công trình...

Nếu công trình có sàn tầng hầm hoặc tầng trệt có sàn BTCT toàn khối thì khi chọn sơ đồ tính của khung nên xem dầm sàn tầng hầm là dầm khung. Nếu công trình chỉ bố trí dầm kiềng thường thì tính khung không kể dầm kiềng là dầm khung.

Khi tính toán khung thường phải giả thiết chiều sâu đặt móng. Chiều sâu đặt móng phụ thuộc nhiều yếu tố như loại móng sẽ được thiết kế, sơ đồ địa chất.. (phần này sẽ phân tích kỹ trong chương móng).

Thường giả thiết chiều cao cổ cột $h_1 = 1,2 \div 1,5 \text{ m}$ (khi tính móng sẽ kiểm tra lại).

Khung là một kết cấu siêu tĩnh bậc cao, trong một số trường hợp nhằm giảm bậc siêu tĩnh có thể đưa ra một số giả thiết để đơn giản hóa việc tính khung khi cần thiết. Tuy nhiên hiện nay thường sử dụng các chương trình tính kết cấu đã được lập trình sẵn nên chỉ chú ý một vài giả thiết đơn giản hóa sau:

- Nếu trên một nhịp dầm có nhiều lực tập trung có thể chuyển sang dạng phân bố đều.
- Nếu trên một nhịp dầm tải có dạng tam giác, dạng hình thang

hoặc dạng phức tạp khác có thể chuyển sang dạng tải phân bố đều tương đương (nếu thật cần thiết), nếu tính được nội lực từ các dạng tải đặc biệt đó thì không cần chuyển sang dạng tải phân bố đều tương đương.

Việc tính nội lực khung thường được tính theo sơ đồ dàn hồi với việc dùng độ cứng EI của tiết diện, thật ra độ cứng của cấu kiện bêtông cốt thép là B . Tuy nhiên, vì tính theo độ cứng B khá phức tạp và hiện nay vẫn chưa có phương pháp tính nội lực theo B . Theo qui phạm “*Khi chưa có phương pháp tính kể đến biến dạng dẻo của bêtông có thể tính toán kết cấu siêu tĩnh bêtông cốt thép theo sơ đồ dàn hồi*”.

2.2.4 - Xác định tải trọng tác dụng lên khung

Việc xác định tải trọng tác dụng lên dầm khung (tải đứng) gồm tải trọng thường xuyên (tĩnh tải) và tải trọng tạm thời dài hạn (hoạt tải dài hạn) và tải trọng tạm thời ngắn hạn (hoạt tải ngắn hạn); phải tính riêng cho từng loại tải trọng. Cách tính tương tự như đã trình bày ở phần tính tải lên dầm (H.1.30) của chương 1.

Chú ý: Khi tính tải tác dụng lên dầm khung thì phải tính tải tập trung tại các nút khung do dầm dọc truyền vào.

Khi tính tải tác dụng lên dầm khung phải tính riêng cho từng trường hợp: tĩnh tải, hoạt tải.

Tuy nhiên, với quan niệm xem hoạt tải dài hạn có tác dụng giống như tĩnh tải, vì thế có thể gộp hoạt tải dài hạn vào tĩnh tải sàn. Trường hợp này tải tác dụng lên dầm khung được tính như sau:

- Tĩnh tải + hoạt tải dài hạn.
- Hoạt tải ngắn hạn.

Nếu không yêu cầu độ chính xác cao có thể tính tải tác dụng lên dầm khung như sau:

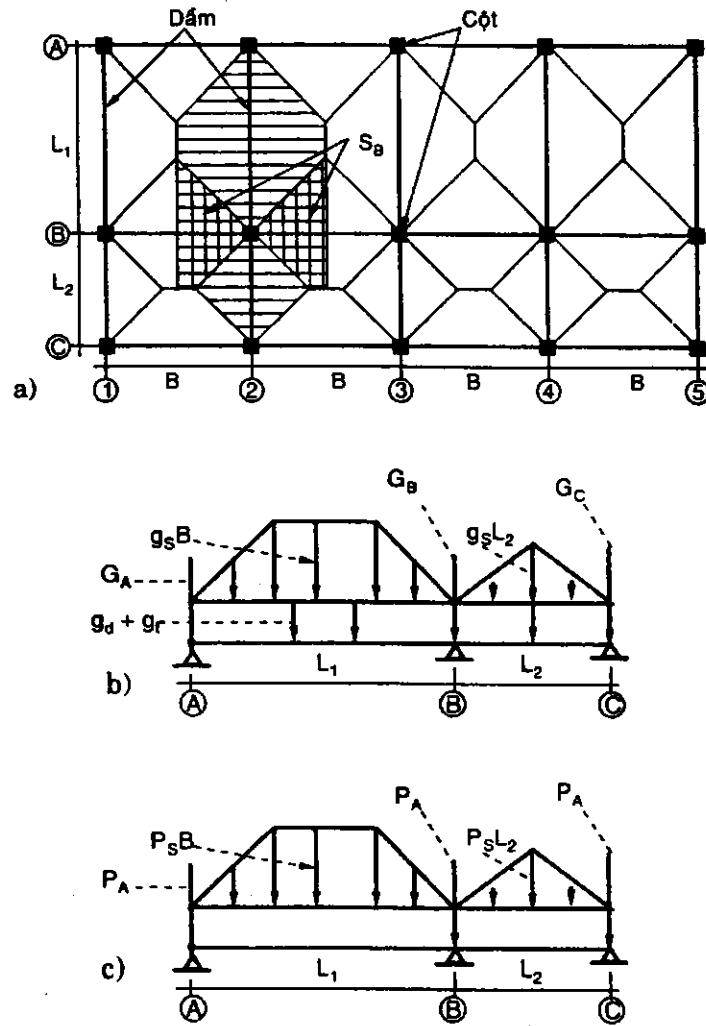
- Tĩnh tải.
- Hoạt tải toàn phần (hoạt tải dài hạn + hoạt tải ngắn hạn).

2.2.4.1- Xác định tải trọng tác dụng lên dầm khung trực 2 (K2)

Giả thiết công trình có mặt bằng tầng thứ i như hình 2.6.

(Cách 1 - Hoạt tải toàn phần)

Dầm trục 2 là dầm liên tục hai nhịp, dầm trục 2 chính là dầm khung của khung ngang trục 2. Để tìm nội lực trong dầm này phải giải khung (tính theo sơ đồ dàn hồi). Cho biết hoạt tải toàn phần là P_s .



Hình 2.6

- a) *Mặt bằng sàn - Sơ đồ (diện) truyền tải từ sàn vào dầm trục 2
b) Tính tải; c) Hoạt tải*

- Xác định tải trọng

Tính tải

Tải trọng từ sàn truyền vào dầm xác định theo diện (sơ đồ) truyền tải như trên mặt bằng sàn.

Tính tải gồm:

- Trọng lượng các lớp cấu tạo sàn $g_s (\text{daN}/\text{m}^2)$
- Trọng lượng bản thân đầm g_d
- Trọng lượng tường xây trên đầm (nếu có).

Chọn sơ bộ kích thước tiết diện đầm

$$h = \left(\frac{1}{10} + \frac{1}{13} \right) L; \quad (L = B); \quad b = \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{4} \right) h \quad (2.8)$$

Trọng lượng bản thân đầm

$$g_d = b(h - h_s)n_g\gamma_b \quad (\text{daN}/\text{m}) \quad (2.9)$$

Trọng lượng tường xây trên đầm (tính đơn giản thiêng về an toàn)

$$g_t = b_t h_t n_g \gamma_t \quad (\text{daN}/\text{m}) \quad (2.10)$$

trong đó: b_t, h_t - bề dày, chiều cao của tường;

γ_t - khối lượng riêng của tường.

- Tải trọng do sàn truyền vào

Phía nhịp BC có dạng tam giác, trị số lớn nhất là

$$g_s L_2 \quad (\text{daN}/\text{m}) \quad (\text{hình 2.6b}) \quad (2.11)$$

Phía nhịp AB có dạng hình thang, trị số lớn nhất là

$$g_s B \quad (\text{daN}/\text{m}) \quad (\text{hình 2.6b}) \quad (2.12)$$

Hoạt tải: Hoạt tải toàn phần do sàn truyền vào có dạng tam giác và hình thang như tinh tải.

Phía nhịp BC có dạng tam giác, trị số lớn nhất là

$$p_s L_2 \quad (\text{daN}/\text{m}) \quad (\text{hình 2.6c}) \quad (2.13)$$

Phía nhịp AB có dạng hình thang, trị số lớn nhất là

$$p_s B \quad (\text{daN}/\text{m}) \quad (\text{hình 2.6c}) \quad (2.14)$$

- Xác định lực tập trung tại các nút khung (các gối tựa của đầm):

Tính tải

Tải trọng từ sàn truyền lên đầm dọc, rồi truyền vào nút khung dưới dạng lực tập trung. Tải trọng đặt tại nút khung gồm: (ví dụ tính cho nút B)

- Do sàn: gọi S_B là diện tích truyền tải từ sàn vào đầm dọc trục B (phần diện tích gạch ô vuông trên hình 2.6a).

thì $G_s = g_s \cdot S_B$ (daN)

- Do trọng lượng bản thân đầm dọc trục B là

$$G_d = (h_d - h_b) b_d \cdot n_g \cdot \gamma_b \cdot B \quad (\text{daN}) \quad (2.16)$$

- Do tường xây trên đầm dọc (nếu có)

$$G_t = b_t \cdot h_t \cdot L_t \cdot n_g \cdot \gamma_t \cdot B \quad (\text{daN}) \quad (2.17)$$

- Trọng lượng bản thân cột của một tầng (chiều cao tầng nhà là h_t)

$$G_c = b_c \cdot h_c \cdot n_g \cdot h_t \cdot \gamma_b \quad (\text{daN}) \quad (2.18)$$

Tổng tĩnh tải đặt tại nút B

$$G_B = G_s + G_d + G_t + G_c \quad (\text{daN}) \quad (2.19)$$

Lực tập trung của tĩnh tải tại các nút khác tính tương tự.

Hoạt tải

Hoạt tải tác dụng lên diện tích S truyền vào gối B có dạng lực tập trung (giống tĩnh tải)

$$P_B = p_s \cdot S_B \quad (\text{daN}) \quad (2.20)$$

Lực tập trung của hoạt tải tại các gối khác tính tương tự.

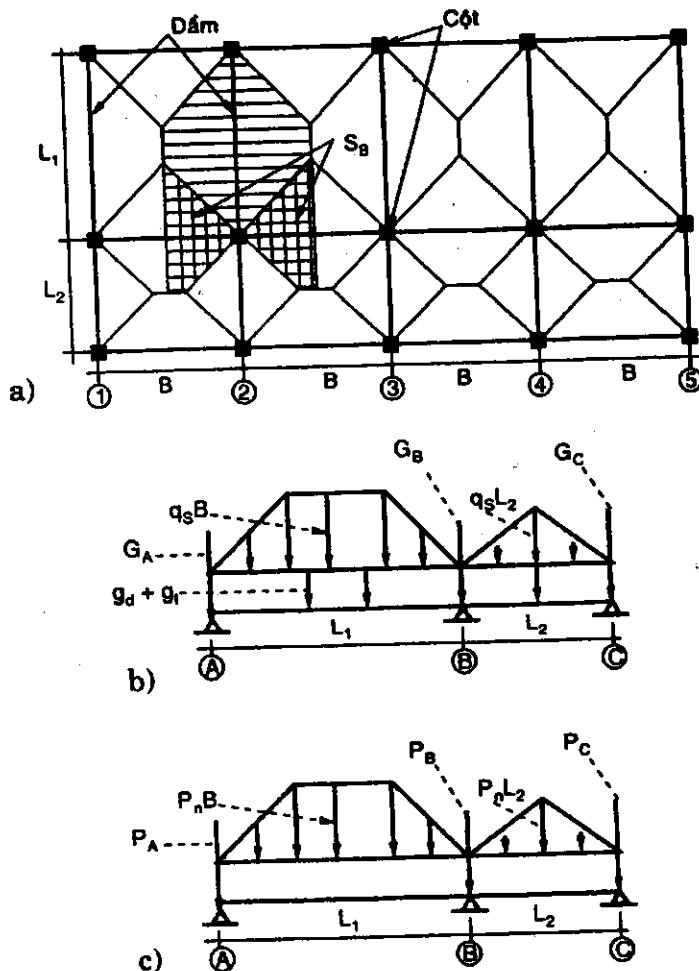
(xem H.2.6)

2.2.4.2- Xác định tải trọng tác dụng lên đầm khung trục 2 (K2)

Giả thiết công trình có mặt bằng tầng thứ i như hình 2.7.

(Cách 2 - Hoạt tải ngắn hạn). Cho biết:

Hoạt tải toàn phần (P_s) = hoạt tải dài hạn (P_d) + hoạt tải ngắn hạn (P_n)

**Hình 2.7**

- a) *Mặt bằng sàn - Sơ đồ (diện) truyền tải từ sàn vào đầm trục 2*
 b) *Tính tải; c) Hoạt tải*

- Xác định tải trọng

Tính tải

Tính tải: gồm trọng lượng các lớp cấu tạo sàn g_s (daN/m^2) + hoạt tải dài hạn sàn p_d (daN/m^2), đặt $q_s = g_s + p_d$ (2.21) và trọng lượng bản thân đầm g_d , trọng lượng tường xây trên đầm (nếu có).

Chọn sơ bộ kích thước tiết diện đầm

$$h = \left(\frac{1}{10} + \frac{1}{13} \right) L; \quad (L = B), \quad b = \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{4} \right) h \quad (2.22)$$

- Trọng lượng bản thân đầm

$$g_d = b(h - h_s)n_g \cdot \gamma_b \quad (\text{daN/m}) \quad (2.23)$$

- Trọng lượng tường xây trên đầm (tính đơn giản thiêng về an toàn)

$$g_t = b_t \cdot h_t \cdot n_g \cdot \gamma_t \quad (\text{daN/m}) \quad (2.24)$$

trong đó: b_t, h_t - bề dày, chiều cao của tường;

γ_t - khối lượng riêng của tường.

- Tải trọng do sàn truyền vào

Phía nhịp BC có dạng tam giác, trị số lớn nhất là

$$q_s \cdot L_2 \quad (\text{daN/m}) \quad (\text{hình 2.7b}) \quad (2.25)$$

Phía nhịp AB có dạng hình thang, trị số lớn nhất là

$$q_s \cdot B \quad (\text{daN/m}) \quad (\text{hình 2.7b}) \quad (2.26)$$

b) *Hoạt tải:* Hoạt tải ngắn hạn do sàn truyền vào có dạng tam giác và hình thang như tinh tải, đặt $p_n = p_s - p_d$

Phía nhịp BC có dạng tam giác, trị số lớn nhất là

$$p_n \cdot L_2 \quad (\text{daN/m}) \quad (\text{hình 2.7c}) \quad (2.28)$$

Phía nhịp AB có dạng hình thang, trị số lớn nhất là

$$p_n \cdot B \quad (\text{daN/m}) \quad (\text{hình 2.7c}) \quad (2.29)$$

- Xác định lực tập trung tại các nút khung (các gối tựa của đầm)

Tinh tải

Tải trọng từ sàn truyền lên đầm dọc, rồi truyền vào nút khung dưới dạng lực tập trung. Tải trọng đặt tại nút khung gồm: (ví dụ tính cho nút B).

- Do sàn: gọi S_B là diện tích truyền tải từ sàn vào đầm dọc trực B (phần diện tích gạch ô vuông trên hình 2.7a). Thì

$$G_s = q_s \cdot S_B \quad (\text{daN}) \quad (2.30)$$

- Do trọng lượng bản thân đầm dọc trực B là

$$G_d = (h_d - h_b)b_d \cdot n_g \cdot \gamma_g \cdot B \quad (\text{daN}) \quad (2.31)$$

- Do tường xây trên dầm dọc (nếu có)

$$G_t = b_t \cdot h_t \cdot L_t \cdot \gamma_t \cdot n_g \quad (\text{daN}) \quad (2.32)$$

- Trọng lượng bản thân cột của một tầng (chiều cao tầng nhà là h_t)

$$G_c = b_c \cdot h_c \cdot n_g \cdot h_t \cdot \gamma_b \quad (\text{daN}) \quad (2.33)$$

Tổng tĩnh tải đặt tại nút B

$$G_B = G_s + G_d + G_t + G_c \quad (\text{daN}) \quad (2.34)$$

Lực tập trung của tĩnh tải tại các nút khác tính tương tự.

Hoạt tải

Hoạt tải tác dụng lên diện tích S truyền vào gối B có dạng lực tập trung (giống tĩnh tải)

$$P_B = p_n \cdot S_B \quad (\text{daN}) \quad (2.35)$$

Lực tập trung của hoạt tải tại các gối khác tính tương tự.

(xem hình 2.7)

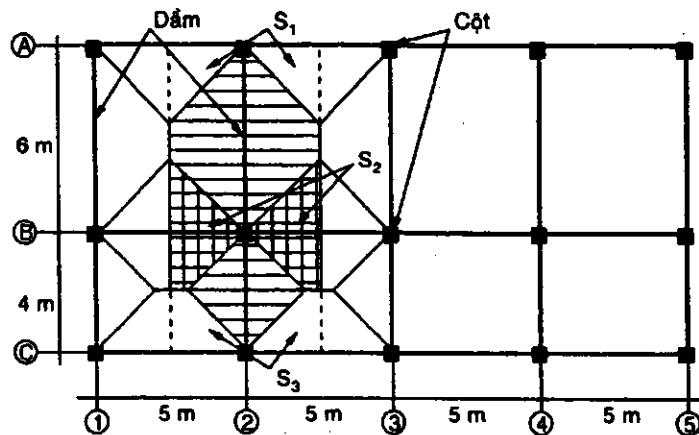
Bài tập 2.1. (Lấy số liệu của bài tập 1.7)

Một số công trình dân dụng có mặt bằng tầng thứ i như hình sau, bố trí lưới cột và dầm ngang, dầm dọc xem hình. Giả thiết tường gạch xây trên tất cả các dầm, tường dày 200, chiều cao tầng nhà 3,3m. Cho biết: hoạt tải toàn phần $p_s = 200\text{daN}/\text{m}^2$, hoạt tải dài hạn $p_d = 70 \text{ daN}/\text{m}^2$, $n_p = 1,2$. Trọng lượng bản thân các lớp cấu tạo của sàn là $g_s = 330\text{daN}/\text{m}^2$. Yêu cầu xác định tải trọng tác dụng lên dầm khung trục 2, tính riêng cho từng trường hợp tải - tĩnh tải, hoạt tải.

Giải

1. Xác định tải trọng tác dụng lên dầm khung trục 2

Cách 1 - Hoạt tải toàn phần



Mặt bằng sàn tầng thứ i

Tải trọng từ sàn truyền vào đầm xác định gần đúng theo diện (số đồ) truyền tải như trên mặt bằng sàn.

Tính tải: gồm trọng lượng các lớp cấu tạo sàn g_s (daN/m^2), trọng lượng bản thân đầm g_d , trọng lượng tường xây trên đầm.

Chọn sơ bộ kích thước tiết diện đầm

$$\text{Nhịp A-B} \quad h_d = 6000/12 = 500 \text{ mm}; b_d = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Nhịp B-C} \quad h_d = 4000/12 = 350 \text{ mm}; b_d = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Trọng lượng bản thân đầm} \quad g_d = b(h - h_s)n_g\gamma_b \quad (\text{daN/m})$$

Nhịp A-B

$$g_d = b(h - h_s)n_g\gamma_b = 0,2(0,5 - 0,08)1,1 \times 25 = 231 \quad (\text{daN/m})$$

Nhịp B-C

$$g_d = b(h - h_s)n_g\gamma_b = 0,2(0,35 - 0,08)1,1 \times 25 = 149 \quad (\text{daN/m})$$

Trọng lượng tường xây trên đầm

Nhịp A-B

$$g_t = b_t \cdot h_t \cdot n_g \cdot \gamma_t = 0,2(3,3 - 0,5)1,1 \times 18 = 1109 \quad (\text{daN/m})$$

Nhịp B-C

$$g_t = b_t \cdot h_t \cdot n_g \cdot \gamma_t = 0,2(3,3 - 0,35)1,1 \times 18 = 1168 \quad (\text{daN/m})$$

Tải trọng do sàn truyền vào

Nhịp BC có dạng tam giác, trị số lớn nhất là $4g_s$ (daN/m)

Nhip AB có dạng hình thang, trị số lớn nhất là $5g_s$ (daN/m)

Hoạt tải do sàn truyền vào

Nhip BC có dạng tam giác, trị số lớn nhất là $4p_s$ (daN/m)

Nhip AB có dạng hình thang, trị số lớn nhất là $5p_s$ (daN/m)

Xác định lực tập trung tại các nút

Tại A

Tính tải

Do trọng lượng bản thân dầm dọc trục A

$$g_d = b(h - h_s)n_g\gamma_b L = 0,2(0,4 - 0,08)1,1 \times 25 \times 5 = 880 \text{ daN}$$

Do trọng lượng tường xây trên dầm dọc

$$g_t = b_t \cdot h_t \cdot n_g \cdot \gamma_t \cdot L = 0,2(3,3 - 0,4)1,1 \times 18 \times 5 = 5742 \text{ daN}$$

Do trọng lượng bản thân cột (giả thiết tiết diện ngang cột: (250×400) daN

$$g_c = b_c \cdot h_c \cdot n_g \cdot \gamma_b \cdot L_c = 0,25 \times 0,4 \times 1,1 \times 25 \times 3,3 = 907,5 \text{ daN}$$

$$\text{Do sàn } G_s = S_1 \cdot g_s = 5 \times 2,5 \times 330 / 2 = 2062,5 \text{ daN}$$

Tổng tĩnh tải

$$G_A = g_d + g_t + g_c + G_s = 880 + 5742 + 907,5 + 2062,5 = 9592 \text{ daN}$$

Hoạt tải

$$\text{Do sàn } P_A = S_1 \cdot p_s = 5 \times 2,5 \times 240 / 2 = 1500 \text{ daN}$$

Tại B

Tính tải

Do trọng lượng bản thân dầm dọc trục B

$$g_d = b(h - h_s)n_g\gamma_b L = 0,2(0,4 - 0,08)1,1 \times 25 \times 5 = 880 \text{ daN}$$

Do trọng lượng tường xây trên dầm dọc

$$g_t = b_t \cdot h_t \cdot n_g \cdot \gamma_t \cdot L = 0,2(3,3 - 0,4)1,1 \times 18 \times 5 = 5742 \text{ daN}$$

$$\text{Do sàn } G_s = S_2 \cdot g_s = (5 \times 2,5 / 2 + (1 + 5) \times 2 / 2) \times 330 = 4042,5 \text{ daN}$$

Do trọng lượng bản thân cột (giả thiết tiết diện ngang cột: (250×400) daN

$$g_c = b_c \cdot h_c \cdot n_g \cdot \gamma_b \cdot L_c = 0,25 \times 0,4 \times 1,1 \times 25 \times 3,3 = 907,5 \text{ daN}$$

Tổng tĩnh tải

$$G_B = g_d + g_t + g_c + G_s = 880 + 5742 + 907,5 + 4042,5 = 11572 \text{ daN}$$

Hoạt tải

$$\text{Do sàn } P_B = S_2 \cdot p_s = (5 \times 2,5 / 2) + (1 + 5)2 / 2 \times 240 = 2940 \text{ daN}$$

Tại C

Tính tải

Do trọng lượng bản thân dầm dọc trục C

$$g_d = b(h - h_s)n_g \cdot \gamma_b \cdot L = 0,2(0,4 - 0,08)1,1 \times 25 \times 5 = 880 \text{ daN}$$

Do trọng lượng tường xây trên dầm dọc

$$g_t = b_t \cdot h_t \cdot n_g \cdot \gamma_t \cdot L = 0,2(3,3 - 0,4)1,1 \times 18 \times 5 = 5742 \text{ daN}$$

$$\text{Do sàn } G_s = S_3 \cdot g_s = (1 + 5) \times 2 / 2 \times 330 = 1980 \text{ daN}$$

Do trọng lượng bản thân cột (giả thiết tiết diện ngang cột: (250×400))

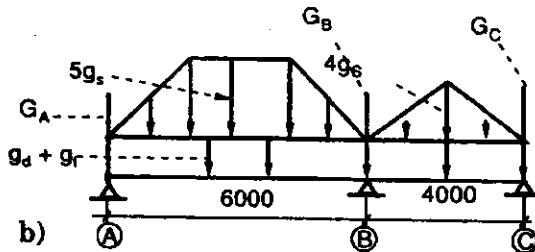
$$g_c = b_c \cdot h_c \cdot n_g \cdot \gamma_b \cdot L_c = 0,25 \times 0,4 \times 1,1 \times 25 \times 3,3 = 907,5 \text{ daN}$$

Tổng tĩnh tải

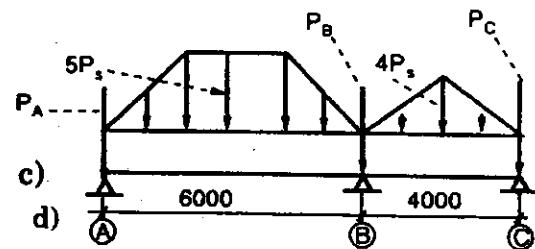
$$G_C = g_d + g_t + g_c + G_s = 880 + 5742 + 907,5 + 1980 = 9509,5 \text{ daN}$$

- Hoạt tải

$$\text{Do sàn } P_C = S_3 \cdot p_s = (1 + 5)2 / 2 \times 240 = 1440 \text{ daN}$$



b) Tính tải



c) Hoạt tải

Cách 2- Hoạt tải ngắn hạn**Tính tải**

Tải trọng từ sàn truyền vào đầm xác định theo diện (sơ đồ) truyền tải như trên mặt bằng sàn.

Tính tải: gồm trọng lượng các lớp cấu tạo sàn g_s (daN/m^2) và hoạt tải dài hạn p_d , trọng lượng bản thân đầm g_d , trọng lượng tường xây trên đầm. Trong đó

$$g_s = 330 \text{ } daN/m^2; p_d = 70 \times 1,2 \text{ } daN/m^2;$$

$$p_n = 130 \times 1,2 \text{ } daN/m^2$$

$$\text{Đặt } q_s = g_s + p_d = 414 \text{ } daN/m^2$$

Chọn sơ bộ kích thước tiết diện đầm

Nhip A-B $h_d = 6000/12 = 500 \text{ mm}; b_d = 200 \text{ mm}$

Nhip B-C $h_d = 4000/12 = 350 \text{ mm}; b_d = 200 \text{ mm}$

Trọng lượng bản thân đầm: $g_d = b(h - h_s)n_g \cdot \gamma_b$ (daN/m)

Nhip A-B

$$g_d = b(h - h_s)n_g \gamma_b = 0,2(0,5 - 0,08)1,1 \times 25 = 231 \text{ } (daN/m)$$

Nhip B-C

$$g_d = b(h - h_s)n_g \gamma_b = 0,2(0,35 - 0,08)1,1 \times 25 = 149 \text{ } (daN/m)$$

Trọng lượng tường xây trên đầm**Nhip A-B**

$$g_t = b_t \cdot h_t \cdot n_g \cdot \gamma_t = 0,2(3,3 - 0,5)1,1 \times 18 = 1109 \text{ } (daN/m)$$

Nhip B-C

$$g_t = b_t \cdot h_t \cdot n_g \cdot \gamma_t = 0,2(3,3 - 0,35)1,1 \times 18 = 1168 \text{ } (daN/m)$$

Tải trọng do sàn truyền vào

Nhip BC có dạng tam giác, trị số lớn nhất là $4q_s$ (daN/m)

Nhip AB có dạng hình thang, trị số lớn nhất là $5q_s$ (daN/m)

Hoạt tải do sàn truyền vào

Nhip BC có dạng tam giác, trị số lớn nhất là $4p_n$ (daN/m)

Nhịp AB có dạng hình thang, trị số lớn nhất là $5p_n$ (daN/m)

Xác định lực tập trung tại các nút

Tại A

Tính tải

Do trọng lượng bản thân dầm dọc trực A

$$g_d = b(h - h_s)n_g\gamma_b L = 0,2(0,4 - 0,08)1,1 \times 25 \times 5 = 880 \text{ daN}$$

Do trọng lượng tường xây trên dầm dọc

$$g_t = b_t \cdot h_t \cdot n_g \cdot \gamma_t \cdot L = 0,2(3,3 - 0,4)1,1 \times 18 \times 5 = 5742 \text{ daN}$$

Do trọng lượng bản thân cột (giả thiết tiết diện ngang cột: (250×400))

$$g_c = b_c \cdot h_c \cdot n_g \cdot \gamma_b \cdot L_c = 0,25 \times 0,4 \times 1,1 \times 25 \times 3,3 = 907,5 \text{ daN}$$

$$\text{Do sàn } G_s = S_1 \cdot g_s = 5 \times 2,5 \times 414/2 = 2587,5 \text{ daN}$$

Tổng tĩnh tải

$$G_A = g_d + g_t + g_c + G_s = 880 + 5742 + 907,5 + 2587,5 = 10117 \text{ daN}$$

Hoạt tải

$$\text{Do sàn } P_A = S_1 \cdot p_n = 5 \times 2,5 \times 130 \times 1,2/2 = 975 \text{ daN}$$

Tại B

Tính tải

Do trọng lượng bản thân dầm dọc trực B

$$g_d = b(h - h_s)n_g\gamma_b L = 0,2(0,4 - 0,08)1,1 \times 25 \times 5 = 880 \text{ daN}$$

Do trọng lượng tường xây trên dầm dọc

$$g_t = b_t \cdot h_t \cdot n_g \cdot \gamma_t \cdot L = 0,2(3,3 - 0,4)1,1 \times 18 \times 5 = 5742 \text{ daN}$$

$$\text{Do sàn } G_s = S_2 \cdot q_s = (5 \times 2,5/2 + (1+5) \times 2/2) \times 414 = 5071,5 \text{ daN}$$

Do trọng lượng bản thân cột (giả thiết tiết diện ngang cột: (250×400))

$$g_c = b_c \cdot h_c \cdot n_g \cdot \gamma_b \cdot L_c = 0,25 \times 0,4 \times 1,1 \times 25 \times 3,3 = 907,5 \text{ daN}$$

Tổng tĩnh tải

$$G_B = g_d + g_t + g_c + G_s = 880 + 5742 + 907,5 + 5071,5 = 12602 \text{ daN}$$

Hoạt tải

Do sàn $P_B = S_2 \cdot p_n = (5 \times 2,5 / 2) + (1 + 5)2 / 2 \times 130 \times 1,2 = 1911 \text{ daN}$

Tại C

Tính tải

Do trọng lượng bản thân dầm dọc trục C

$$g_d = b(h - h_s)n_g\gamma_b L = 0,2(0,4 - 0,08)1,1 \times 25 \times 5 = 880 \text{ daN}$$

Do trọng lượng tường xây trên dầm dọc

$$g_t = b_t \cdot h_t \cdot n_g \cdot \gamma_t \cdot L = 0,2(3,3 - 0,4)1,1 \times 18 \times 5 = 5742 \text{ daN}$$

Do sàn $G_s = S_3 \cdot q_s = (1 + 5) \times 2 / 2 \times 414 = 2484 \text{ daN}$

Do trọng lượng bản thân cột (giả thiết tiết diện ngang cột: (250×400))

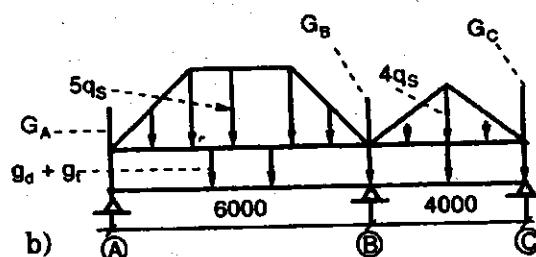
$$g_c = b_c \cdot h_c \cdot n_g \cdot \gamma_b \cdot L_c = 0,25 \times 0,4 \times 1,1 \times 25 \times 3,3 = 907,5 \text{ daN}$$

Tổng tĩnh tải

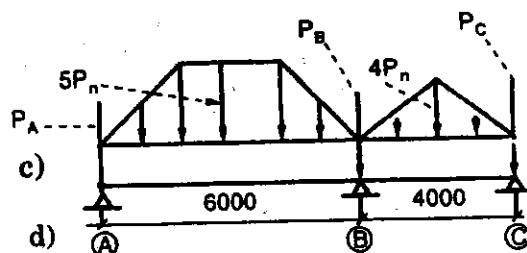
$$G_C = g_d + g_t + g_c + G_s = 880 + 5742 + 907,5 + 2484 = 10013,5 \text{ daN}$$

Hoạt tải

Do sàn $P_C = S_3 \cdot P_n = (1 + 5)2 / 2 \times 130 \times 1,2 = 936 \text{ daN}$



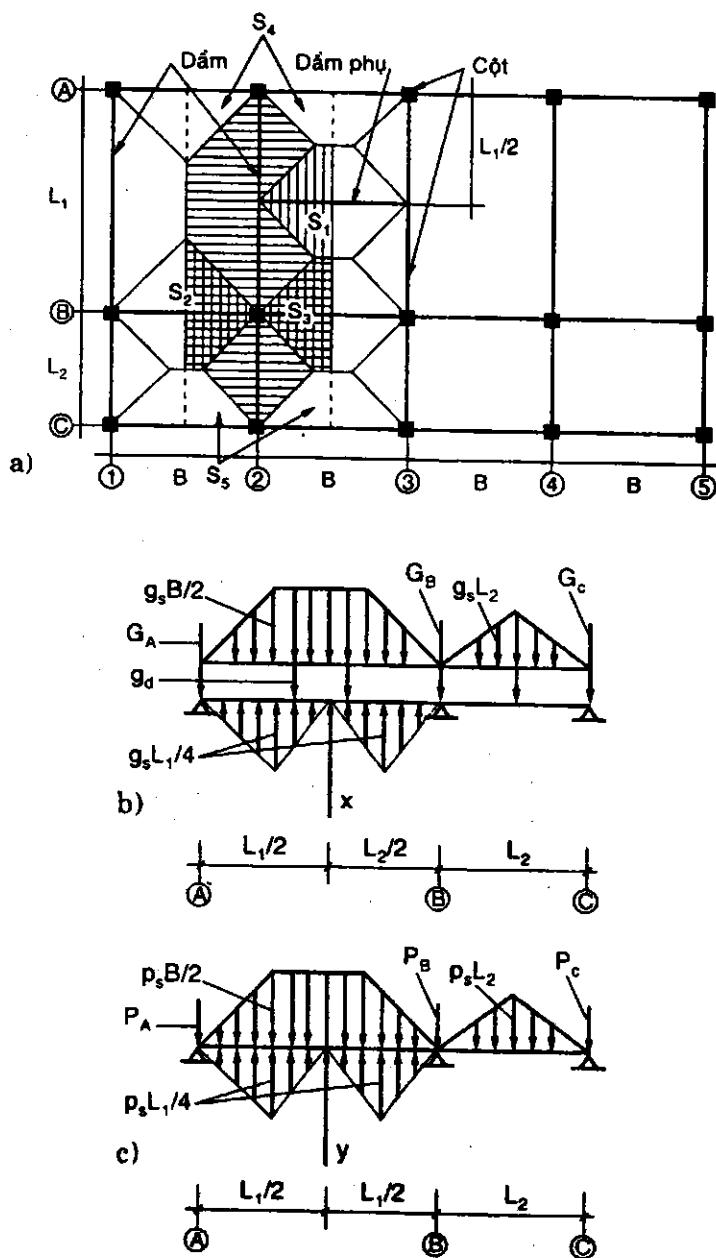
b) Tính tải



c) Hoạt tải

2.2.4.3- Xác định tải trọng tác dụng lên dầm khung trục 2 (K2)

Xác định tải trọng tác dụng lên dầm trục 2 của tầng thứ i của một công trình sau.



Hình 2.8

- a) *Mặt bằng sàn: Sơ đồ (diện) truyền tải từ sàn vào dầm trục 2*
 b) *Tính tải; c) Hoạt tải*

1. Tính tải

Tải trọng từ sàn truyền vào đầm xác định theo diện truyền tải như trên mặt bằng sàn.

- Tính tải: gồm trọng lượng bản thân đầm g_d , trọng lượng các lớp cấu tạo sàn g_s (daN/m^2), trọng lượng tường xây trên đầm (nếu có).

Chọn sơ bộ kích thước tiết diện đầm

$$h = (1/8 - 1/20)L; b = (1/2 - 1/4)h \quad (2.36)$$

- Trọng lượng bản thân đầm:

$$g_d = b(h - h_s)n_g\gamma_b \quad (daN/m) \quad (2.37)$$

- Trọng lượng tường xây trên đầm (tính đơn giản thiêng về an toàn)

$$g_t = b_t \cdot h_t \cdot n_g \cdot \gamma_t \quad (daN/m) \quad (2.38)$$

trong đó: b_t, h_t - bề dày, chiều cao của tường;

γ_t - khối lượng riêng của tường.

- Tải trọng do sàn truyền vào

Nhip BC có dạng tam giác, trị số lớn nhất là

$$g_s \cdot L_2 \quad (daN/m) \quad (\text{hình 2.8b}) \quad (2.39)$$

Nhip AB:

Bên trái có dạng hình thang, trị số lớn nhất là

$$g_s \cdot B / 2 \quad (daN/m) \quad (\text{hình 2.8b}) \quad (2.40)$$

Bên phải có dạng 2 tam giác, trị số lớn nhất là

$$g_s \cdot L_1 / 4 \quad (daN/m) \quad (\text{hình 2.8b}) \quad (2.41)$$

Lực tập trung do đầm phụ truyền vào

- Tải trọng từ sàn truyền vào đầm phụ có dạng hình thang (xem H.2.8), xem đầm phụ là đầm đơn giản, lực tập trung X chính là phản lực tại gối tựa của đầm phụ. Tải trọng tác dụng lên đầm phụ gồm: do sàn, trọng lượng bản thân đầm phụ, trọng lượng tường xây trên đầm phụ nếu có.

$$X = g_s \cdot S_1 + b_{d,p} (h_{d,p} - h_s) \cdot n_g \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2} + b_t \cdot h_t \cdot n_g \cdot \gamma_t \cdot \frac{B}{2} \quad (daN) \quad (2.42)$$

- Hoạt tải toàn phần: do sàn truyền vào có dạng tam giác và hình thang như tính tải.

Nhip BC có dạng tam giác, trị số lớn nhất (hình 2.8c) là:

$$p_s \cdot L_2 \quad (2.43)$$

Nhip AB:

Bên trái có dạng hình thang, trị số lớn nhất (hình 2.8c) là:

$$p_s \cdot B / 2 \text{ (daN/m)} \quad (2.44)$$

Bên phải có dạng hai tam giác, trị số lớn nhất là:

$$p_s \cdot L_1 / 4 \text{ (daN/m)} \quad (2.45)$$

Lực tập trung do dầm phụ truyền vào:

- Tải trọng từ sàn truyền vào dầm phụ có dạng hình thang (xem hình), xem dầm phụ là dầm đơn giản, lực tập trung X chính là phản lực tại gối tựa của dầm phụ. Tải trọng tác dụng lên dầm phụ do hoạt tải sàn truyền vào:

$$Y = p_s S_1 \quad (2.46)$$

trong đó: S_1 - diện tích sàn ký hiệu trên hình 2.8.

3- Xác định lực tập trung tại các nút khung:

Tĩnh tải

Tải trọng của sàn truyền lên dầm dọc, rồi truyền vào nút khung dưới dạng lực tập trung. Tải trọng đặt tại nút khung gồm:

Nút (gối) B.

- Do sàn: gọi S_2 và S_3 là diện tích truyền tải từ sàn vào dầm dọc trực B (phần diện tích gạch ô vuông trên hình 2.8a). Thì:

$$G_s = g_s (S_2 + S_3) \text{ daN} \quad (2.47)$$

- Do trọng lượng bản thân dầm dọc trực B là

$$G_d = (h_d - h_b) b_d n_g \cdot \gamma_b \cdot B \text{ daN} \quad (2.48)$$

- Do tường xây trên dầm dọc (nếu có).

$$G_t = b_t \cdot h_t \cdot L_t \cdot \gamma_t \cdot n_g \text{ daN} \quad (2.49)$$

- Trọng lượng bản thân cột (của một tầng).

$$G_c = b_c \cdot h_c \cdot n_g \cdot h_t \cdot \gamma_b \text{ daN} \quad (2.50)$$

Tổng tĩnh tải đặt tại nút

$$G_B = G_s + G_d + G_t + G_c \text{ daN} \quad (2.51)$$

Lực tập trung của tĩnh tải tại các nút khác tính tương tự.

Hoạt tải

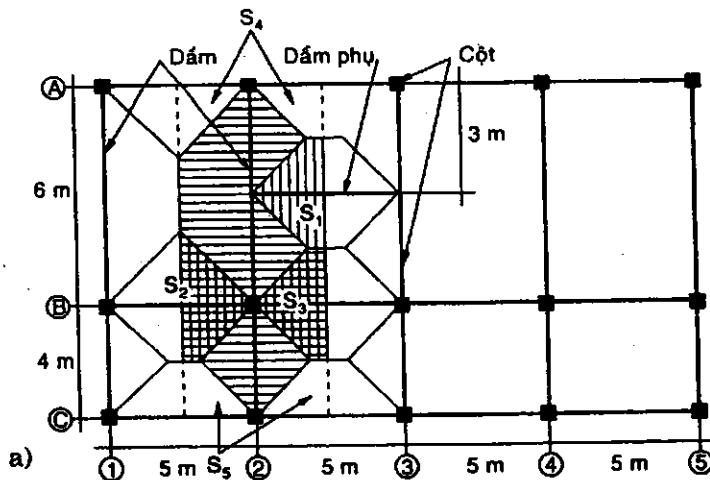
Hoạt tải toàn phần tác dụng lên diện tích S_2 và S_3 truyền vào gối dạng lực tập trung

$$P_B = p_s (S_2 + S_3) \text{ daN} \quad (2.52)$$

Lực tập trung của hoạt tải tại các nút khác tính tương tự.

Bài tập 2.2 (áp dụng bằng số)

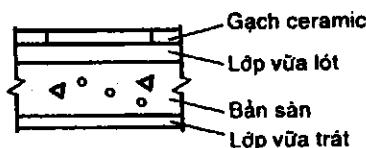
Xác định tải trọng tác dụng lên dầm trục 2 của tầng thứ i một công trình sau có mặt bằng xem hình sau, hoạt tải toàn phần $p_s^c = 200\text{daN/m}^2$, $n_p = 1,2$, hoạt tải dài hạn $p_d = 70\text{daN/m}^2$.

Cách 1 - Hoạt tải toàn phần

a) *Mặt bằng sàn - Sơ đồ (diện) truyền tải từ sàn vào dầm trục 2*

Tính tải:

Các lớp cấu tạo sàn như sau



Gạch ceramic $\gamma_g = 20\text{kN/m}^3$, $\delta_g = 10\text{mm}$, $n = 1,2$

Lớp vữa lót $\gamma_v = 18kN/m^3$, $\delta_v = 30mm$, $n = 1,1$

Bản sàn $\gamma_b = 25kN/m^3$, $\delta_b = 80mm$, $n = 1,1$

Lớp vữa trát $\gamma_v = 18kN/m^3$, $\delta_v = 15mm$, $n = 1,1$

Xác định trọng lượng bản thân sàn

$$g_s = 0,01 \times 1,2 \times 20 + 0,045 \times 1,1 \times 18 + 0,08 \times 1,1 \times 25 = 330 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Hoạt tải tính toán } p_s = p_s^c \cdot n_p = 200 \times 1,2 = 240 \text{ daN/m}^2$$

Tải trọng từ sàn truyền vào đầm trực 2 xác định theo diện truyền tải như trên mặt bằng sàn.

1- Tính tải

Chọn sơ bộ kích thước tiết diện đầm

$$\text{Nhịp AB} \quad h_d = 6000/12 = 500mm, b_d = 200mm$$

$$\text{Nhịp BC} \quad h_d = 4000/12 = 300mm, b_d = 200mm$$

Trọng lượng bản thân đầm

$$\text{Nhịp AB} \quad g_d = 0,2(0,5 - 0,08)1,1 \times 25 = 231 \text{ (dAN/m)}$$

$$\text{Nhịp BC} \quad g_d = 0,2(0,3 - 0,08)1,1 \times 25 = 121 \text{ (dAN/m)}$$

Trọng lượng tường xây trên đầm, giả thiết chiều cao tầng $h_{tg} = 3,6m$

$$\text{Nhịp AB} \quad g_t = 0,1(3,6 - 0,5) \times 1,1 \times 18 = 614 \text{ (dAN/m)}$$

$$\text{Nhịp BC} \quad g_t = 0,1(3,6 - 0,3) \times 1,1 \times 18 = 653 \text{ (dAN/m)}$$

Tải trọng do sàn

Nhịp BC có dạng tam giác, trị số lớn nhất là $4g_s = 4 \times 330 = 1320$ (dAN/m)

Nhịp AB:

Bên trái có dạng hình thang, trị số lớn nhất là $2,5g_s$ (dAN/m)

Bên phải có dạng 2 tam giác, trị số lớn nhất là:

$$1,5g_s = 1,5 \times 330 \text{ (dAN/m)}$$

Lực tập trung do tĩnh tải từ đầm phụ truyền vào:

- Tính tải từ sàn truyền vào đầm phụ có dạng hình thang, đầm phụ là đầm đơn giản kích thước đầm (200×300), lực tập trung X

chính là phản lực tại gối tựa của đầm phụ. Tải trọng tác dụng lên đầm phụ gồm: do sàn, trọng lượng bản thân đầm phụ.

$$X = g_s \cdot S_1 + b_{d,p} (h_{d,p} - h_s) \cdot n_g \cdot \gamma_b \cdot \frac{B}{2} \text{ daN}$$

$$X = 330 \times 1,5 \cdot \frac{2+5}{2} + 0,2 \times (0,3 - 0,08) 1,1 \times 2500 \times 2,5 = 2035 \text{ daN}$$

2. Hoạt tải

Nhip BC có dạng tam giác, trị số lớn nhất là:

$$4p_s = 4 \times 240 = 960 \text{ (daN/m)}$$

Nhip AB:

Bên trái có dạng hình thang, trị số lớn nhất là $2,5p_s$ (daN/m)

Phía bên phải có dạng 2-tam giác, trị số lớn nhất là:

$$1,5p_s = 1,5 \times 240 \text{ (daN/m)}$$

Lực tập trung do hoạt tải từ đầm phụ truyền vào:

- Tính tải từ sàn truyền vào đầm phụ có dạng hình thang, đầm phụ là đầm đơn giản kích thước đầm (200×300), lực tập trung X chính là phản lực tại gối tựa của đầm phụ: Tải trọng tác dụng lên đầm phụ gồm: do sàn, trọng lượng bản thân đầm phụ.

$$X = g_s \cdot S_1 + b_{d,p} (h_{d,p} - h_s) \cdot n_g \cdot \gamma_b \cdot \frac{B}{2} \text{ daN}$$

$$X = 330 \times 1,5 \cdot \frac{2+5}{2} + 0,2 \times (0,3 - 0,08) 1,1 \times 2500 \times 2,5 = 2035 \text{ daN}$$

3. Xác định lực tập trung tại các nút khung

a) Tính tải

Nút B

- Do sàn: gọi S_2 và S_3 là diện tích truyền tải từ sàn vào đầm dọc trục B (phần diện tích gạch ô vuông trên hình)

$$S_2 + S_3 = 2,5 \times \frac{5}{4} + (1+5) \frac{2}{4} + (2+5) \frac{1,5}{4} = 11,75 \text{ m}^2$$

$$G_s = g_s (S_2 + S_3) = 330 \times 11,75 = 38775 \text{ daN}$$

- Do trọng lượng bản thân đầm dọc trục B là

$$G_d = (h_d - h_b) b_d \cdot n_g \cdot \gamma_b \cdot B = 0,2 \times (0,3 - 0,08) 1,1 \times 25 \times 5 = 605 \text{ daN}$$

- Do tường xây trên đầm dọc

$$G_t = b_t \cdot h_t \cdot L_t \cdot \gamma_t \cdot n_g = 0,1 \times (3,3 - 0,3) \times 5 \times 18 \times 1,1 = 2970 \text{ daN}$$

- Trọng lượng bản thân cột ($b_c \times h_c = 200 \times 300 \text{ mm}$)

$$G_c = b_c \cdot h_c \cdot n_g \cdot h_t \cdot \gamma_b = 0,2 \times 0,3 \times 1,1 \times 25 \times (3,3 - 0,5) = 462 \text{ daN}$$

Tổng tĩnh tải đặt tại nút

$$G_B = G_s + G_d + G_t + G_c = 3753,75 + 605 + 2970 + 462 = 7790 \text{ daN}$$

Nút A

- Do sàn: gọi S_4 là diện tích truyền tải từ sàn vào đầm dọc trục A

$$S_4 = 2,5 \times 5 / 4 + (2 + 5)1,5 / 4 = 5,75 \text{ m}^2$$

$$G_s = g_s \cdot S_4 = 330 \times 5,75 = 1898 \text{ daN}$$

Tổng tĩnh tải đặt tại nút

$$G_A = G_s + G_d + G_t + G_c = 1898 + 605 + 2970 + 462 = 5935 \text{ daN}$$

Nút C

- Do sàn: gọi S_5 là diện tích truyền tải từ sàn vào đầm dọc trục C

$$S_5 = (1 + 5)2 / 2 = 6 \text{ m}^2$$

$$G_s = g_s \cdot S_5 = 330 \times 6 = 1980 \text{ daN}$$

Tổng tĩnh tải đặt tại nút

$$G_C = G_s + G_d + G_t + G_c = 1980 + 605 + 2970 + 462 = 6017 \text{ daN}$$

b) Hoạt tải

Nút B

$$S_2 + S_3 = 11,75 \text{ m}^2$$

$$P_B = p_s \cdot (S_2 + S_3) = 240 \times 11,75 = 2820 \text{ daN}$$

Nút A

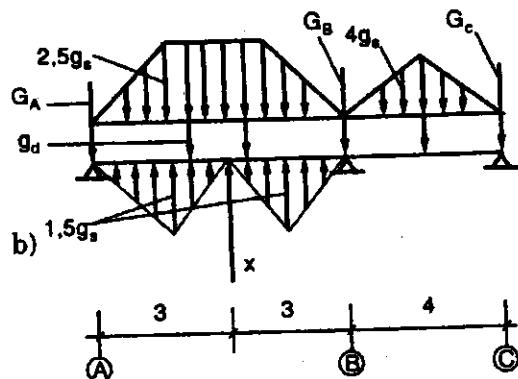
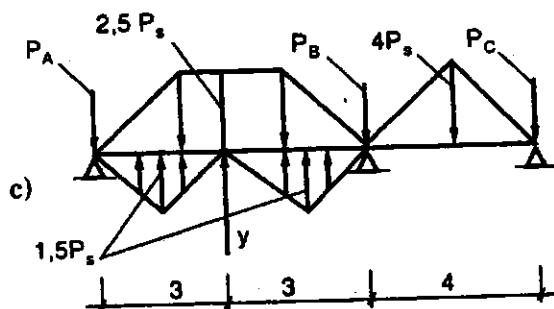
$$S_4 = 5,75 \text{ m}^2$$

$$P_A = p_s \cdot S_4 = 240 \times 5,75 = 1380 \text{ daN}$$

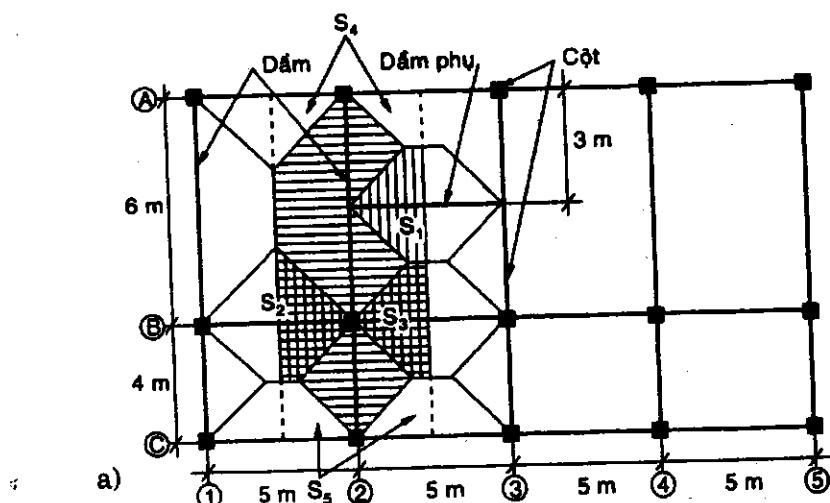
Nút C

$$S_5 = 6 \text{ m}^2$$

$$P_C = p_s \cdot S_5 = 240 \times 6 = 1440 \text{ daN}$$

*b) Tính tải**c) Hoạt tải*

Cách 2 - Hoạt tải ngắn hạn

*a) Mặt bằng sàn - Sơ đồ (diện) truyền tải từ sàn vào dầm trục 2*

Tính tải sàn $q_s = g_s + p_d = 330 + 70 \times 1,2 = 414 \text{ daN/m}^2$

Nhip BC có dạng tam giác, trị số lớn nhất là:

$$4q_s = 4 \times 414 = 1656 \text{ (dAN/m)}$$

Nhip AB:

Bên trái có dạng hình thang, trị số lớn nhất là $2,5q_s \text{ dAN/m}$,

Bên phải có dạng hai tam giác, trị số lớn nhất là:

$$1,5q_s = 1,5 \times 414 \text{ (dAN/m)}$$

Lực tập trung do đầm phụ truyền vào

- Tải trọng từ sàn truyền vào đầm phụ có dạng hình thang, đầm phụ là đầm đơn giản kích thước đầm (200×300), lực tập trung X chính là phản lực tại gối tựa của đầm phụ: Tải trọng tác dụng lên đầm phụ gồm: do sàn, trọng lượng bản thân đầm phụ.

$$X = q_s \cdot S_1 + b_{dp} (h_{dp} - h_s) \cdot n_g \cdot \gamma_b \cdot \frac{B}{2} \text{ dAN}$$

$$X = 414 \times 1,5(2 + 5)/2 + 0,2 \times (0,3 - 0,08)1,1 \times 2500 \times 2,5 = 2476 \text{ dAN}$$

2- Hoạt tải ngắn hạn

Nhip BC có dạng tam giác, trị số lớn nhất là:

$$p_n = 4 \times 130 \times 1,2 = 624 \text{ (dAN/m)}$$

Nhip AB:

Bên trái có dạng hình thang, trị số lớn nhất là $2,5p_n \text{ (dAN/m)}$

Bên phải có dạng 2 tam giác, trị số lớn nhất là:

$$p_n = 1,5 \times 156 \text{ (dAN/m)}$$

Lực tập trung do đầm phụ truyền vào:

- Tải trọng từ sàn truyền vào đầm phụ có dạng hình thang, lực tập trung Y chính là phản lực tại gối tựa của đầm phụ: Tải trọng tác dụng lên đầm phụ do hoạt tải sàn.

$$Y = p_n \cdot S_1 = 156 \times 1,5(2 + 5)/2 = 819 \text{ dAN}$$

Xác định lực tập trung tại các nút khung (các gối tựa của đầm)

a) Tính tải

Tải trọng của sàn truyền lên đầm dọc, rồi truyền vào nút khung dưới dạng lực tập trung. Tải trọng đặt tại nút khung

Nút B

- Do sàn: gọi S_2 và S_3 là diện tích truyền tải từ sàn vào dầm dọc trục B (phần diện tích gạch ô vuông trên hình)

$$S_2 + S_3 = 2,5 \times 5/4 + (1+5)2/4 + (2+5)1,5/4 = 11,75 \text{ m}^2$$

$$G_s = g_s(S_2 + S_3) = 414 \times 11,75 = 4864,5 \text{ daN}$$

- Do trọng lượng bản thân dầm dọc trục B là

$$G_d = (h_d - h_b)b_d \cdot n_g \cdot \gamma_b \cdot B = 0,2 \times (0,3 - 0,08)1,1 \times 25 \times 5 = 605 \text{ daN}$$

- Do tường xây trên dầm dọc

$$G_t = b_t \cdot h_t \cdot L_t \cdot \gamma_t \cdot n_g = 0,1 \times (3,3 - 0,3) \times 5 \times 18 \times 1,1 = 2970 \text{ daN}$$

- Trọng lượng bản thân cột ($b_c \times h_c = 200 \times 300 \text{ mm}$)

$$G_c = b_c \cdot h_c \cdot n_g \cdot h_t \cdot \gamma_b = 0,2 \times 0,3 \times 1,1 \times 25 \times (3,3 - 0,5) = 462 \text{ daN}$$

Tổng tĩnh tải đặt tại nút

$$G_B = G_s + G_d + G_t + G_c = 4864,5 + 605 + 2970 + 462 = 8901,5 \text{ daN}$$

Nút A

- Do sàn: gọi S_4 là diện tích truyền tải từ sàn vào dầm dọc trục A

$$S_4 = 2,5 \times 5/4 + (2+5)1,5/4 = 5,75 \text{ m}^2$$

$$G_s = g_s S_4 = 414 \times 5,75 = 2380,5 \text{ daN}$$

Tổng tĩnh tải đặt tại nút,

$$G_A = G_s + G_d + G_t + G_c = 2380,5 + 605 + 2970 + 462 = 6417,5 \text{ daN}$$

Nút C

- Do sàn: gọi S_5 là diện tích truyền tải từ sàn vào dầm dọc trục C

$$S_5 = (1+5) \frac{2}{2} = 6 \text{ m}^2$$

$$G_s = g_s S_5 = 414 \times 6 = 2484 \text{ daN}$$

Tổng tĩnh tải đặt tại nút:

$$G_C = G_s + G_d + G_t + G_c = 2484 + 605 + 2970 + 462 = 6521 \text{ daN}$$

b) Hoạt tải**Nút B**

$$S_2 + S_3 = 11,75 \text{ m}^2$$

$$P_B = p_s(S_2 + S_3) = 156 \times 11,75 = 1833 \text{ daN}$$

Nút A

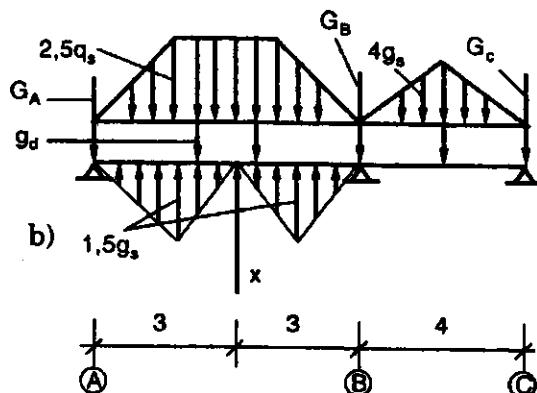
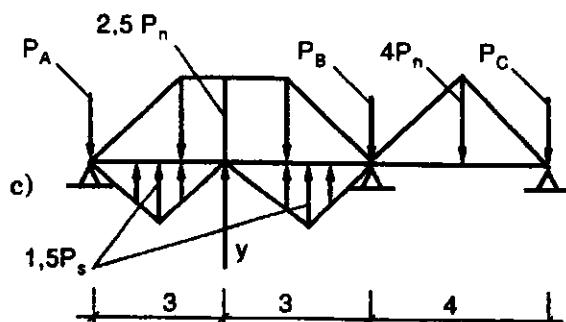
$$S_4 = 5,75 m^2$$

$$P_A = p_s S_4 = 156 \times 5,75 = 897 \text{ daN}$$

Nút C

$$S_5 = 6 \text{ } m^2$$

$$P_C = p_s S_4 = 156 \times 6 = 936 \text{ daN}$$

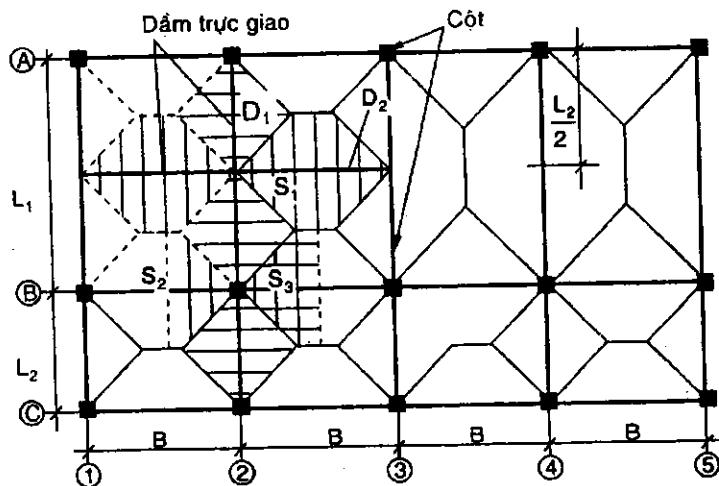
*b) Tính tải**c) Hoạt tải*

2.2.4.4- Xác định tải trọng tác dụng lên dầm khung trục 2 (K2)

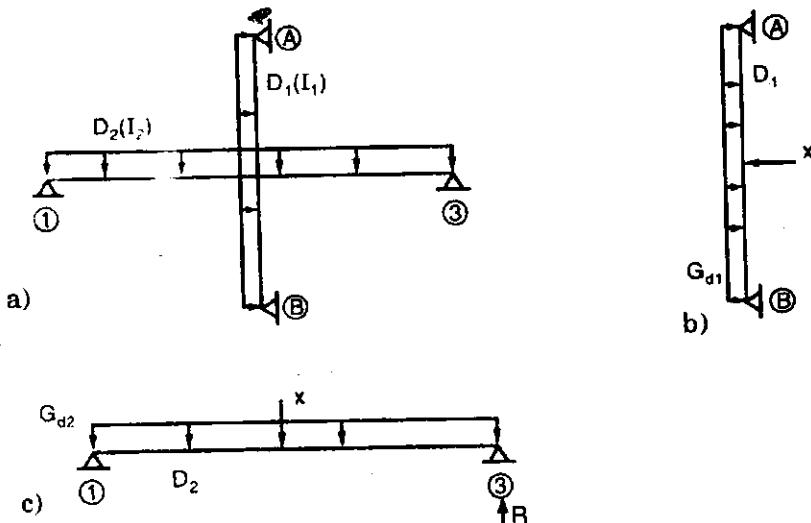
Xác định tải trọng tác dụng lên dầm trục 2 của tầng thứ i của một công trình sau:

Nếu xem dầm D_2 là dầm phụ thì việc xác định tải trọng tác dụng lên dầm khung trục 2 ở nhịp AB, tương tự như ở bài tập 2.2, nhưng giả thiết này có thể chấp nhận được khi kích thước tiết diện

ngang của dầm D_2 nhỏ đáng kể so với dầm khung trục 2. Nếu kích thước tiết diện ngang hai dầm này chênh lệch không nhiều, thì cách tính trên không chính xác, trường hợp này phải xét hệ dầm trực giao:



Hình 2.9 Sơ đồ sàn



a) Sơ đồ tinh hệ dầm trực giao
b, c) Sơ đồ tinh hệ dầm trực giao đưa về dạng phẳng

Hình 2.10 Sơ đồ tải tác dụng lên dầm D_1 và D_2

a) Tính tải

* Xét dầm D_2 có diện truyền tải dạng hình thang, tải trọng lớn nhất là:

$$g_2 = g_s \cdot \frac{L_1}{2} \quad (2.53)$$

tải tương đương phân bố đều là:

$$g_{td2} = 0,5g_1 \left(1 + \frac{a}{b} \right) \quad (2.54)$$

trong đó: a, b - đáy trên và đáy dưới của hình thang.

Cụ thể trong trường hợp này:

$$a = B - L_1 / 2 \text{ và } b = B \quad (2.55)$$

Trọng lượng bản thân dầm D_2 là g_{d2} (daN/m).

Tải trọng do tường xây trên dầm D_2 là g_{t2} (daN/m) nếu có.

Vậy tổng tĩnh tải tác dụng lên dầm D_2 là

$$G_{d2} = g_{td2} + g_{d2} + g_{t2} \quad (daN/m) \quad (2.56)$$

* Xét dầm D_1 có diện truyền tải dạng hình tam giác, tải trọng lớn nhất là:

$$g_1 = g_s \cdot \frac{L_1}{2} \quad (2.57)$$

tải tương đương phân bố đều là:

$$g_{td1} = 0,5g_1 \quad (2.58)$$

Trọng lượng bản thân dầm D_1 là g_{d1} (daN/m).

Tải trọng do tường xây trên dầm D_1 là g_{t1} (daN/m) nếu có.

Vậy tổng tĩnh tải tác dụng lên dầm D_1 là

$$G_{d1} = g_{td1} + g_{d1} + g_{t1} \quad (daN/m) \quad (2.59)$$

Ấn lực X bằng

$$X = \frac{5}{8} \cdot \frac{G_{d1} \cdot L_1 - G_{d2} \cdot L_2 \cdot \mu}{1 + \mu} \quad (2.60)$$

trong đó $\mu = \left(\frac{L_2}{L_1} \right)^3 \cdot \frac{I_1}{I_2}$ (2.61)

Chú thích: Nếu $X < 0$, thì lực X có chiều ngược lại so với chiều trên sơ đồ trên.

Tóm lại: tải trọng tĩnh tải tác dụng lên dầm khung trục 2 ở nhịp AB, được thể hiện trên hình 2.10b.

b) *Hoạt tải*

Cách tính tương tự như tĩnh tải

Xét dầm D_2 có diện truyền tải dạng hình thang, tải trọng lớn nhất là $p_2 = p_s \cdot L_1 / 2$; (2.62)

tải tương đương phân bố đều là

$$p_{td2} = 0,5 p_1 \left(1 + \frac{a}{b} \right) \quad (2.63)$$

trong đó: a, b - đáy trên và đáy dưới của hình thang;

cụ thể trong trường hợp này: $a = B - L_2 / 2$ và $b = B$. (2.64)

Vậy hoạt tải tác dụng lên dầm D_2 là

$$P_{d2} = p_{td2} \quad (\text{daN/m}) \quad (2.65)$$

* Xét dầm D_1 có diện truyền tải dạng hình tam giác, tải trọng lớn nhất là $p_1 = p_s \cdot L_1 / 2$; (2.66)

tải tương đương phân bố đều là:

$$p_{td1} = 0,5 p_1 \quad (2.67)$$

Vậy hoạt tải tác dụng lên dầm D_1 là

$$P_{d1} = p_{td1} \quad (\text{daN/m}) \quad (2.68)$$

Ấn lực X bằng

$$X = \frac{5}{8} \cdot \frac{P_{d1} \cdot L_1 - P_{d2} \cdot L_2 \cdot \mu}{1 + \mu} \quad (2.69)$$

trong đó $\mu = \left(\frac{L_2}{L_1} \right)^3 \cdot \frac{I_1}{I_2}$ (2.70)

Chú thích: Nếu $X < 0$, thì lực X có chiều ngược lại so với chiều trên sơ đồ trên.

Tóm lại: Hoạt tải tác dụng lên dầm khung trục 2 ở nhịp AB, được thể hiện tương tự như hình 2.10b, chỉ thay G_{d1} bằng P_{d1} và lực X tương ứng.

Sau khi tìm được lực X , X chính là lực tập trung do dầm D2 truyền lên dầm khung K₂ do tĩnh tải hoặc hoạt tải.

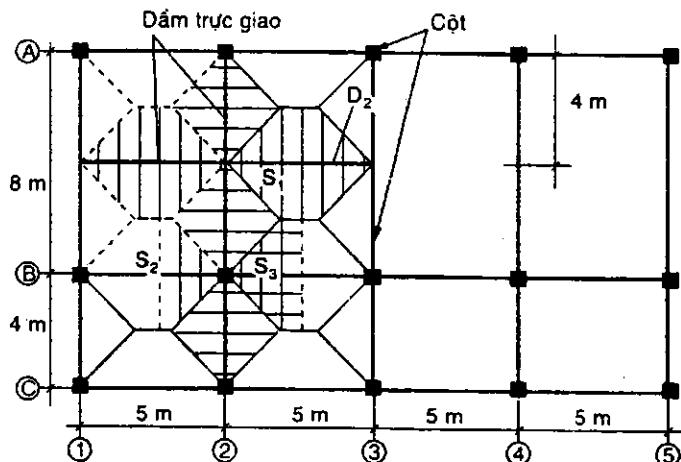
Bài tập 2.4. Xác định tải tác dụng lên khung K2 (hệ dầm trực giao D₁, D₂) của một công trình có mặt bằng như sau.

Cho biết: Cột (300×400)

Dầm D₁ (300×600); Dầm D₂ (300×400)

Dầm khung K2: nhịp AB (300×600); nhịp BC (250×400)

Chiều cao tầng h_{tg} = 3,3 m



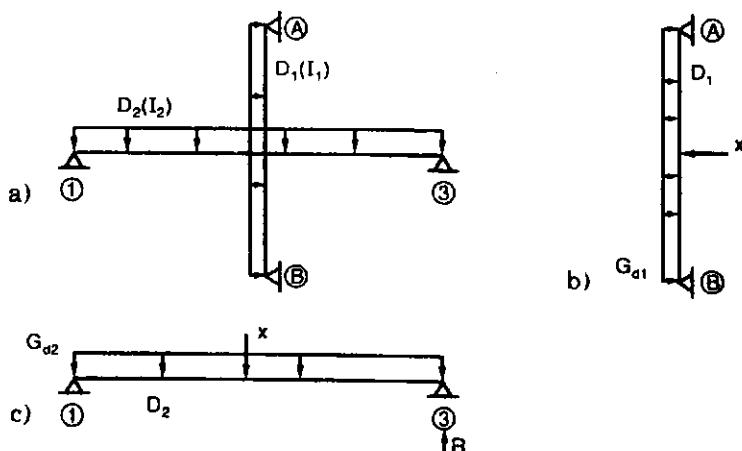
Sơ đồ sàn

Cấu tạo sàn như ví dụ trên ($g_s = 330 \text{ daN/m}^2$, $p_s = 240 \text{ daN/m}^2$)

Xác định tải tác dụng lên khung trục 2

- Nhịp AB

Xét hệ dầm trực giao D₁ và D₂



Sơ đồ tải tác dụng lên dầm D₁ và D₂

a) Tính tải

* Xét đầm D_2 có diện truyền tải dạng hình thang, tải trọng lớn nhất là $g_s = 4g_s$, tải tương đương phân bố đều là

$$g_{td2} = 0,5g_s \left(1 + \frac{a}{b}\right) = 0,5 \times 4 \times 330 (1 + 1/5) = 792 \text{ (daN/m)}$$

Trọng lượng bản thân đầm D_2 là

$$g_{d2} = 0,3 \times (0,4 - 0,08) 1,1 \times 25 = 264 \text{ (daN/m)}$$

Vậy tổng tĩnh tải tác dụng lên đầm D_2 là:

$$G_{d2} = g_{td2} + g_{d2} = 790 + 264 = 1054 \text{ (daN/m)}$$

* Xét đầm D_1 có diện truyền tải dạng hình tam giác:

Tải trọng lớn nhất là $g_s = 4g_s$, tải tương đương phân bố đều là

$$g_{td1} = 0,5g_s = 2 \times 330 = 660 \text{ (daN/m)}$$

Trọng lượng bản thân đầm D_1 là

$$g_{d1} = 0,3 \times (0,6 - 0,08) 1,1 \times 2500 = 429 \text{ (daN/m)}$$

Vậy tổng tĩnh tải tác dụng lên đầm D_1 là:

$$G_{d1} = g_{td1} + g_{d1} = 660 + 429 = 1089 \text{ (daN/m)}$$

$$I_1 = \frac{b_1 h_1^3}{12} = \frac{0,3 \times 0,6^3}{12} = 0,0054 \text{ m}^4$$

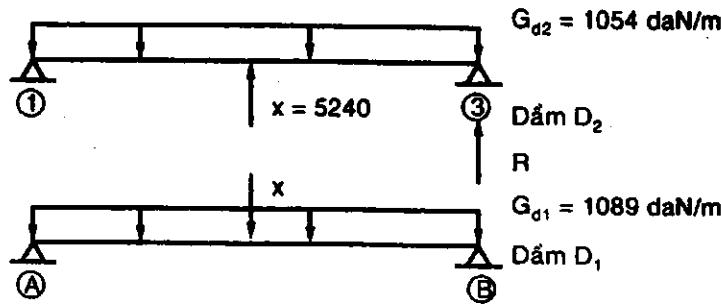
$$I_2 = \frac{b_2 h_2^3}{12} = \frac{0,25 \times 0,4^3}{12} = 0,00133 \text{ m}^4$$

$$\mu = \left(\frac{L_2}{L_1}\right)^3 \frac{I_1}{I_2} = \left(\frac{10}{8}\right)^3 \frac{0,0054}{0,00133} = 7,93$$

Ấn lực X bằng

$$X = \frac{5}{8} \cdot \frac{G_{d1} \cdot L_1 - G_{d2} \cdot L_2 \mu}{1 + \mu} = \frac{5}{8} \cdot \frac{1089 \times 8 - 1054 \times 10 \times 6,592}{1 + 7,93} = -5240 \text{ daN}$$

$X < 0$ nên lực X có chiều ngược lại so với chiều trên sơ đồ trên.



Tóm lại: Tải trọng tĩnh tải tác dụng lên dầm khung 2 ở nhịp AB, được thể hiện trên hình.

b) *Hoạt tải*

* Xét dầm D_2 có diện truyền tải dạng hình thang, tải trọng lớn nhất là $p_2 = 4p_s$, tải tương đương phân bố đều là:

$$P_{td2} = 0,5p_2 \left(1 + \frac{a}{b}\right) = 0,5 \times 4 \times 240(1 + 1/5) = 576 \text{ (daN/m)}$$

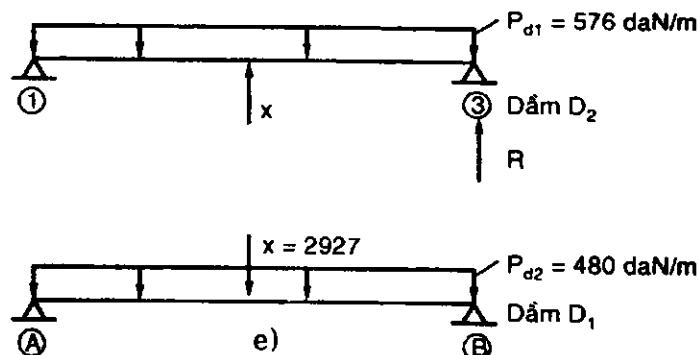
* Xét dầm D_1 có diện truyền tải dạng hình tam giác, tải trọng lớn nhất là $p_1 = 4p_s$, tải tương đương phân bố đều là

$$P_{td1} = 0,5p_1 = 2 \times 240 = 480 \text{ (daN/m)}$$

Ấn lực X bằng

$$X = \frac{5}{8} \cdot \frac{P_{d1}L_1 - P_{d2}L_2\mu}{1 + \mu} = \frac{5}{8} \cdot \frac{480 \times 8 - 576 \times 10 \times 7,93}{1 + 7,93} = -2928 \text{ daN}$$

$X < 0$ nên lực X có chiều ngược lại so với chiều trên sơ đồ trên.



Nhip BC

Tính tải: $G_s = 4g_s$, chuyển sang

$$G_{std} = 5 \times 4 \times \frac{g_s}{8} = 5 \times 4 \times \frac{330}{8} = 825 \text{ (daN/m)}$$

Trọng lượng bản thân đầm D_2 là

$$g_{d2} = 0,2 \times (0,4 - 0,08) 1,1 \times 2500 = 176 \text{ (daN/m)}$$

Tổng tĩnh tải = $824 + 176 = 1001 \text{ KG/m}$

Hoạt tải $P_s = 4p_s$, chuyển sang

$$P_{std} = 5 \times 4 p_s / 8 = 5 \times 4 \times 240 / 8 = 600 \text{ (daN/m)}$$

Lực tập trung tại nút

a) *Tính tải*

$$\text{Nút A: } G_s = g_s \cdot S_A = 330 \times (1+5) \times 2 / 2 = 1980 \text{ daN}$$

- Do trọng lượng bản thân đầm dọc trục A là

$$G_d = (h_d - h_b) b_d \cdot n_g \cdot \gamma \cdot B = 0,2 \times (0,3 - 0,08) 1,1 \times 25 \times 5 = 605 \text{ daN}$$

- Do tường xây trên đầm dọc

$$G_t = b_t \cdot h_t \cdot L_t \cdot \gamma_t \cdot n_g = 0,2 \times (3,3 - 0,3) \times 5 \times 18 \times 1,1 = 5940 \text{ daN}$$

- Trọng lượng bản thân cột ($b_c \times h_c = 400 \times 500 \text{ mm}$)

$$G_c = b_c \cdot h_c \cdot n_g \cdot h_t \cdot \gamma_b = 0,3 \times 0,5 \times 1,1 \times 25 \times (3,3 - 0,5) = 1155 \text{ daN}$$

Tổng tĩnh tải đặt tại nút

$$G_A = G_s + G_d + G_t + G_c = 1980 + 605 + 5940 + 1155 = 9680 \text{ daN}$$

Nút B

$$G_s = g_s \cdot S_B = 2g_s \cdot S_A = 330 \times 12 = 3960 \text{ daN}$$

Tổng tĩnh tải đặt tại nút

$$G_B = G_s + G_d + G_t + G_c = 3960 + 605 + 4940 + 1155 = 11660 \text{ daN}$$

Nút C

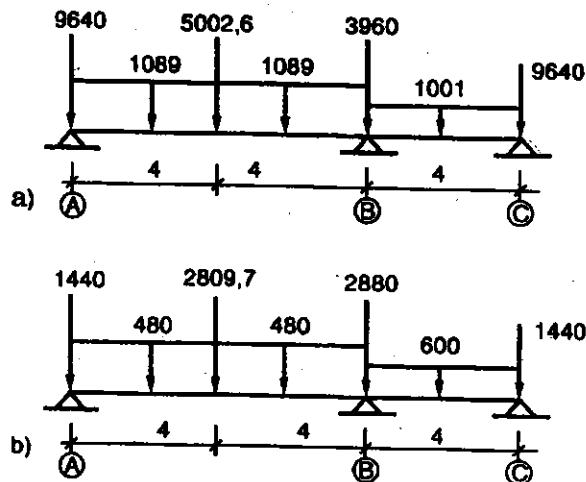
$$G_C = G_A$$

b) *Hoạt tải*

$$\text{Nút A: } P_A = p_s \cdot S_A = 240 \times (1+5) \times 2 / 2 = 1440 \text{ daN}$$

$$\text{Nút B: } P_B = p_s \cdot S_B = 2p_s \cdot S_A = 240 \times 12 = 2880 \text{ daN}$$

$$\text{Nút C: } P_C = P_A$$



Dạng tải tương đương tác dụng lên đầm khung trục 2

a) *Tính tải; b) Hoạt tải*

Chú thích:

Hiện nay phổ biến nhất là dùng phần mềm SAP 2000 để tìm nội lực (M, Q) thì nên dùng trực tiếp dạng tải trọng hình tam giác – hình thang. Tuy nhiên, bằng cách tính gần đúng cũng có thể dùng dạng tải tương đương phân bố đều

Bài tập 2.5. Cũng lấy lại mặt bằng sàn như Bài tập 2.4: yêu cầu xác định tải trọng tác dụng lên đầm khung trục 3.

Xét nhịp AB

Sơ đồ truyền tải từ sàn vào đầm như Bài tập 2.4.

Ở nhịp AB, sàn truyền vào đầm có dạng tam giác và hình thang, cách tính tải tác dụng lên đầm đã trình bày rõ ở các bài tập trên nên ở đây không đề cập đến.

Ở đây chỉ nêu cách tính lực tập trung do đầm D_2 tác dụng lên đầm khung K3.

Lực tập trung do đầm D_2 tác dụng lên đầm khung trục 3 do tính tải hay hoạt tải chính là phản lực tại gối tựa R của đầm D_2 tại gối tựa số 3 với tải tương ứng. Từ sơ đồ đó dễ dàng tính được phản lực R.

Ở nhịp BC và các lực tập trung tại các nút, tính tương tự như các ví dụ trên.

2.2.4 Hoạt tải gió

Tải trọng gió gồm hai thành phần tĩnh và động:

Khi công trình có chiều cao dưới 40m và nhà công nghiệp một tầng cao dưới 36m với tỷ số chiều cao trên nhịp nhỏ hơn 1,5 thì thành phần động của tải trọng gió không cần xét đến. Đối với nhà thấp tầng tải trọng gió được xác định như sau:

- Gió đẩy (ở phía đón gió của công trình)

Cường độ tĩnh toán gió đẩy được xác định theo

$$W = W_o \cdot k \cdot c \cdot n \cdot B \quad (\text{daN/m}) \quad (2.71)$$

trong đó W_o - giá trị áp lực gió tiêu chuẩn lấy theo bản đồ phân vùng theo địa danh hành chính (TCVN 2737-1995).

Giá trị áp lực gió theo bản đồ phân vùng áp lực gió trên lãnh thổ Việt Nam.

Vùng áp lực gió trên bản đồ	I	II	III	IV	V
W_o (daN/m ²)	65	95	125	155	185

trong đó: k - hệ số kể đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao so với mốc chuẩn và dạng địa hình. Xác định theo bảng phụ lục 9.

- Địa hình A là địa hình trống trải, không có hoặc có rất ít vật cản cao không quá 1,5m (đồng bằng...).
- Địa hình B là địa hình tương đối trống trải, có một số vật cản thưa thớt không cao quá 10m (ngoại ô...).
- Địa hình C là địa hình bị che chắn mạnh, có nhiều vật cản sát nhau cao từ 10m trở lên (trong thành phố...).

n - hệ số tin cậy (vượt tải)

c - hệ số khí động phụ thuộc vào hình dáng công trình

Trường hợp công trình có hình dáng đơn giản (hình vuông hay chữ nhật) $c = +0,8$

B - bề rộng đón gió của khung đang xét

- Gió hút (ở phía khuất gió của công trình)

Cường độ tĩnh toán gió hút được xác định theo

$$W = W_o \cdot k \cdot c' \cdot n \cdot B \quad (\text{daN/m}) \quad (2.72)$$

trong đó: $c' = -0,6$, còn các hệ số khác lấy như gió đẩy.

2.5- Xác định nội lực

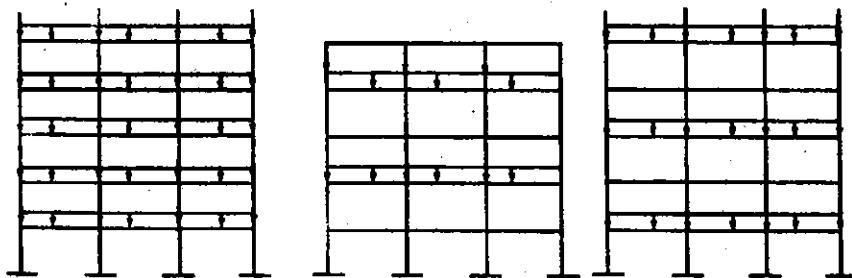
Khi tính nội lực thường dùng nguyên tắc cộng tác dụng. Tính nội lực riêng với từng loại tải trọng với từng trường hợp tác dụng của hoạt tải rồi dùng cách tổ hợp để tìm ra những trị số nội lực nguy hiểm tại các tiết diện.

Cách chất tải lên khung như sau:

Hiện nay, thường dùng các chương trình tính kết cấu tin cây đã lập trình sẵn với trợ giúp của máy tính, để tìm nội lực cho khung.

Ví dụ cách chất tải lên khung 3 nhịp:

Cách 1



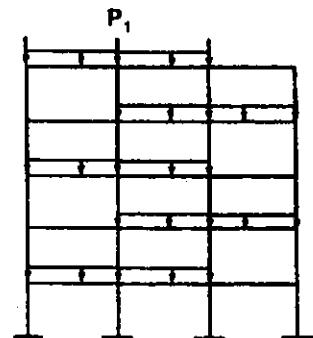
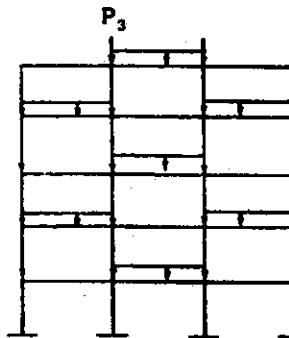
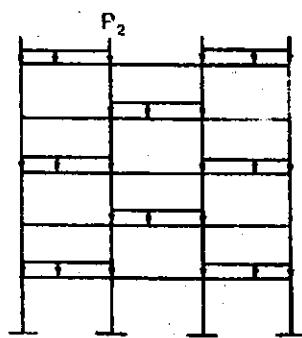
1- *Tính tải chất dày*

2- *Hoạt tải toàn phần*

đặt ở tầng chẵn

3- *Hoạt tải toàn phần*

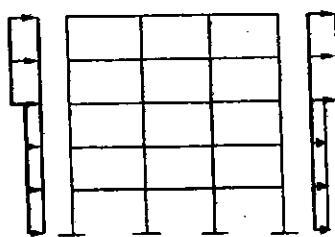
đặt ở tầng lẻ



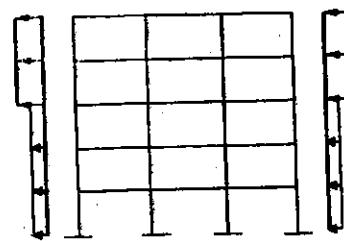
4- *Hoạt tải toàn phần đặt cách nhịp, cách tầng*

5- *Ngược lại của 4*

6- *Hoạt tải toàn phần liên nhịp*
7- *Ngược lại của 6*

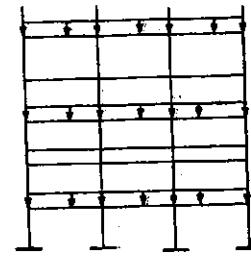
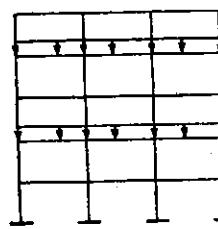
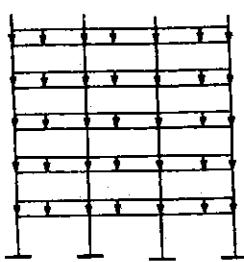


8- Gió trái

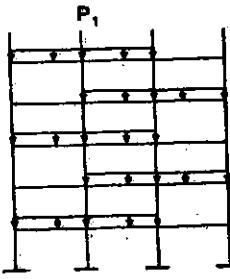
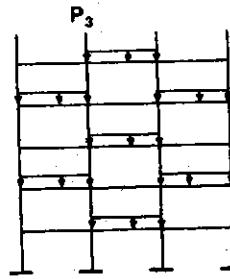
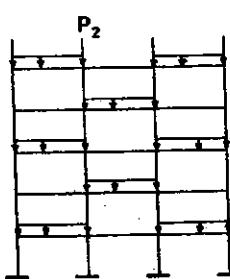


9- Gió phái

Cách 2



1- Tính tải + hoạt tải 2- Hoạt tải ngắn hạn 3- Hoạt tải ngắn hạn
dài hạn chất dẻo đặt ở tầng lẻ đặt ở tầng chẵn

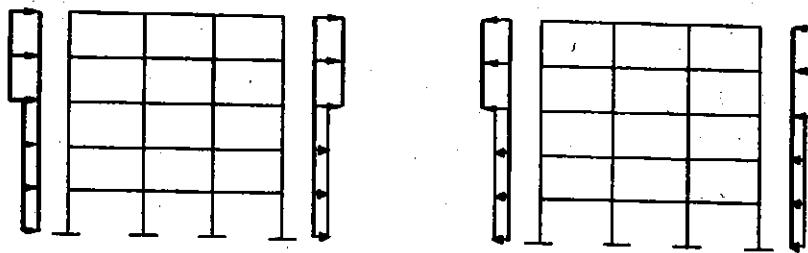


4- Hoạt tải ngắn hạn đặt cách nhịp, cách tầng

5. *Nguoc lai của 4*

6- Hoạt tải ngắn hạn liên nhịp

7- *Ngược lại của 6*



8- Gió trái

9- Gió phải

Hình 2.11 Ví dụ cách đặt tải lên khung 3 nhịp**Chú ý:**

Lực tập trung do hoạt tải đặt tại các nút khung giữa do hoạt tải đặt liền nhịp và cách nhịp:

$$P_1 = P_2 + P_3 \quad (2.73)$$

nghĩa là phụ thuộc vào diện truyền tải từ sàn vào đầm dọc.

2.2.6- Tổ hợp tải trọng

Theo TCVN 2737-1995. Tải trọng được chia thành

- Tải trọng thường xuyên (tĩnh tải) là tải trọng tác dụng không biến đổi trong quá trình xây dựng và sử dụng công trình gồm khối lượng các kết cấu chịu lực và kết cấu bao che.
- Tải trọng tạm thời (dài hạn, ngắn hạn và đặc biệt) (hoạt tải) tùy theo thời gian tác dụng của chúng. Là các tải trọng có thể không có trong một giai đoạn nào đó của quá trình xây dựng và sử dụng.
 - Tải trọng tạm thời dài hạn gồm có: khối lượng vách ngăn tạm thời, thiết bị vật dụng sử dụng thường xuyên...
 - Tải trọng tạm thời ngắn hạn gồm khối lượng người, tải trọng tác dụng lên sàn nhà, tải trọng gió...
 - Tải trọng đặc biệt gồm có: tải trọng động đất, tải trọng do cháy nổ...

Tổ hợp tải trọng gồm tổ hợp cơ bản và tổ hợp đặc biệt.

Tổ hợp tải trọng cơ bản (TỔ HỢP CHÍNH) có một tải trọng tạm thời thì giá trị tải trọng tạm thời được lấy toàn bộ tức gồm tải trọng thường xuyên và một tải trọng tạm thời, hệ số tổ hợp lấy bằng 1.

Tổ hợp tải trọng cơ bản (TỔ HỢP PHỤ) có từ 2 tải trọng tạm thời trở lên thì giá trị tính toán của tải trọng tạm thời hoặc các nội lực tương ứng của chúng phải được nhân với hệ số tổ hợp như sau:

Tải trọng tạm thời ngắn hạn nhân với hệ số tổ hợp bằng 0,9.

Chú ý: Khi tổ hợp cần chú ý, tránh trường hợp tải trùng lắp hoạt tải ngắn hạn, cũng như khi đã kể gió trái thì không có gió phải hoặc ngược lại.

Ví dụ, khung có các trường hợp đặt tải như hình 2.9 thì cấu trúc tổ hợp NỘI LỰC như sau

- Tổ hợp chính gồm: Hệ số tổ hợp = 1

Combo 1(1-2); Combo 2(1-3); Combo 3(1-4); Combo 4(1-5);
Combo 1(1-2); Combo 1(1-2); Combo 1(1-2); Combo 1(1-2); Combo 5(1-6);
Combo 6(1-7); Combo 7(1-8); Combo 8(1-9); Combo 10(1-2-3)

- Tổ hợp phụ gồm: Hệ số tổ hợp: Tĩnh tải = 1, Hoạt tải = 0,9

Combo 11(1-2-8); Combo 12(1-2-9)

Combo 13(1-3-8); Combo 14(1-3-9)

Combo 15(1-4-8); Combo 16(1-4-9)

Combo 17(1-5-8); Combo 18(1-5-9)

Combo 19(1-6-8); Combo 20(1-6-9)

Combo 21(1-7-8); Combo 22(1-7-9)

Combo 23(1-2-3-8); Combo 24(1-2-3-9)

Combo 25 (BAO) (Combo 1, Combo 2,...,Combo 24)

Từ tổ hợp BAO cần tìm các cặp nội lực nguy hiểm nhất, để tính cốt thép cho cấu kiện đó:

- Đối với dầm ở nhịp là M_{\max} còn ở gối là M_{\min} và Q_{\max}

- Đối với cột gồm các cặp: M_{\max}, N_{tu} ; M_{\min}, N_{tu} ; N_{\max}, M_{tu}

Riêng tại chân cột cần tìm thêm Q_{\max} , để tính móng.

Trên hình 2.11 có tất cả 9 trường hợp đặt tải, từ kết quả tổ hợp tải trọng, sinh viên có thể nhận thấy có một vài trường hợp đặt hoạt tải không cần thiết, từ đó sẽ rút ra kết luận riêng cho bản thân.

2.2.7- Chiều dài tính toán

Chiều dài tính toán của cột đối với khung toàn khối: $L_o = 0,7H$,
đối với khung lắp ghép $L_o = H(H - \text{chiều cao tầng nhà})$

2.2.8- Tính cốt thép khung

Việc tính cốt thép khung có thể dùng các chương trình đã được lập trình với sự hỗ trợ của máy tính, tuy nhiên việc dùng chương trình nào để tính, nhất thiết phải kiểm tra mức độ chính xác của nó. Tốt nhất nên dùng chương trình tính được cơ quan chức năng công nhận.

Cốt thép cột thường được bố trí đối xứng (tính cốt thép đối xứng).

Cốt dai trong cột thường được đặt theo cấu tạo, riêng đối với các cột có Q lớn, cốt đai được tính giống như trường hợp cấu kiện chịu uốn. Tuy nhiên, cốt đai phải được cấu tạo đúng theo qui phạm (phụ thuộc vào kích thước tiết diện ngang của cột).

2.2.9- Kiểm tra lại kích thước tiết diện dầm và cột

Việc kiểm tra kích thước tiết diện dầm và cột thông qua hàm lượng cốt thép, điều kiện là $\mu_{\min} \leq \mu \leq \mu_{\max}$, nếu không thỏa phải thay đổi kích thước tiết diện và tính lại.

$$\text{Đối với dầm } \mu_{\max} = \xi_R \frac{R_b}{R_s} \quad (2.74)$$

$$\text{Đối với cột } \mu_{\max} = 3\% \quad (2.75)$$

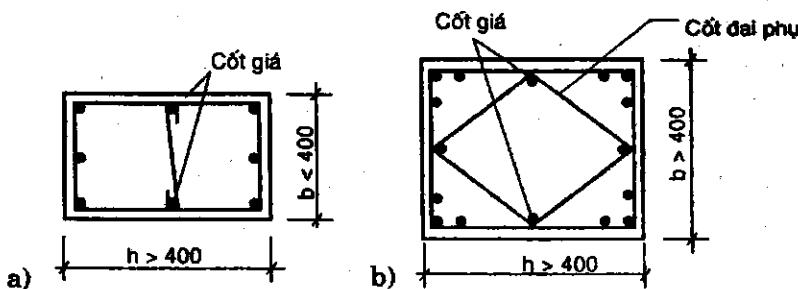
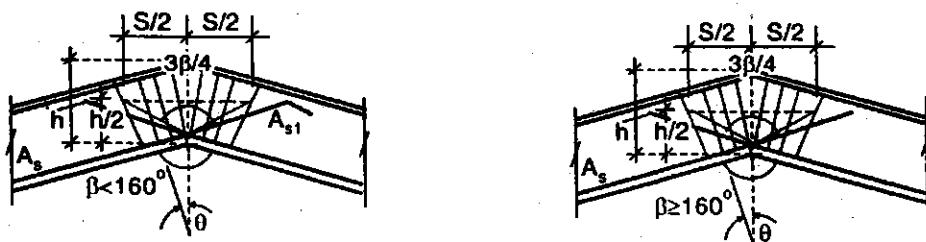
Riêng đối với cột ngoài kiểm tra hàm lượng cốt thép, cần tiến hành kiểm tra độ mảnh, điều kiện $\lambda \leq \lambda_{gh} = 100$ (2.76)

2.2.10- Bố trí cốt thép

Chọn và bố trí cốt thép trong khung cũng như thể hiện trên bản vẽ, phải đúng tiêu chuẩn đã ban hành cụ thể là TCXDVN 356-2005, 5898 – 1995, 6048 – 1995, 6085 – 1995.

Chú ý: Trong khung phẳng cốt thép trong cột tính được, sẽ bố trí ở cạnh ngắn (b) của tiết diện cột, nếu cạnh dài của tiết diện $h \geq 500mm$, cần bố trí thêm cốt giá ở phía cạnh h (diện tích cốt giá lấy đúng qui định).

Nếu tính khung không gian, thì cốt thép trong cột được bố trí theo chu vi, cốt thép tính theo phương nào thì bố trí theo phương tương ứng của cột, trường hợp này nên tận dụng các cốt thép ở các góc khung để nó chịu lực cả hai phương.

**Hình 2.12** Bố trí cốt thép cột (cốt dọc, cốt dài)**2.2.11 Tính toán và cấu tạo cốt bó (cốt dài) trong đầm gãy khúc****Hình 2.13** Tính toán và cấu tạo cốt bó đầm gãy khúc

Khi phần lõm của đầm gãy khúc nằm vào miền chịu kéo cần đặt cốt dài để đủ chịu:

a/ Hợp lực trong cốt dọc chịu kéo không neo vào trong miền nén:

$$F_1 = 2R_s A_{s1} \cos \frac{\beta}{2} \quad (2.77)$$

b/ 35% hợp lực trong tất cả các thanh cốt thép dọc chịu kéo:

$$F_2 = 0,7 R_s A_{s1} \cos \frac{\beta}{2} \quad (2.78)$$

Cốt dài yêu cầu tính toán từ điều kiện trên cần được bố trí trên một khoảng có chiều dài $s = h \cdot \operatorname{tg} \frac{3}{8} \beta$ (hình 2.13) (2.79)

Tổng hình chiếu của hợp lực do các thanh cốt thép dài nằm trên đoạn này lên đường phân giác của góc lõm không nhỏ hơn ($F_1 + F_2$), nghĩa là:

$$\sum_{i=1}^x R_{sw} A_{sw} \cos \theta_i \geq (F_1 + F_2) \quad (2.80)$$

Trong đó:

A_s - diện tích tiết diện ngang của toàn bộ các thanh cốt thép dọc chịu kéo.

A_{s1} - diện tích tiết diện ngang của toàn bộ các thanh cốt thép dọc chịu kéo không neo vào vùng nén.

β - góc lõm trong vùng chịu kéo của cấu kiện.

θ_i - góc nghiêng của thanh cốt thép đai so với đường phân giác của góc β .

$\sum A_{sw}$ - tổng diện tích tiết diện của cốt đai trong phạm vi đoạn s.

R_{sw} - cường độ tính toán của cốt đai.

Tính số lượng (n) cốt đai cần phải bố trí trong đoạn s:

Từ điều kiện (2.80) ta có:

$$x \geq \frac{(F_1 + F_2)}{R_{sw} n \frac{\pi d_{sw}^2}{4}} \quad (2.81)$$

Trong đó: n, d_{sw} - số nhánh, đường kính của cốt đai.

Chú thích:

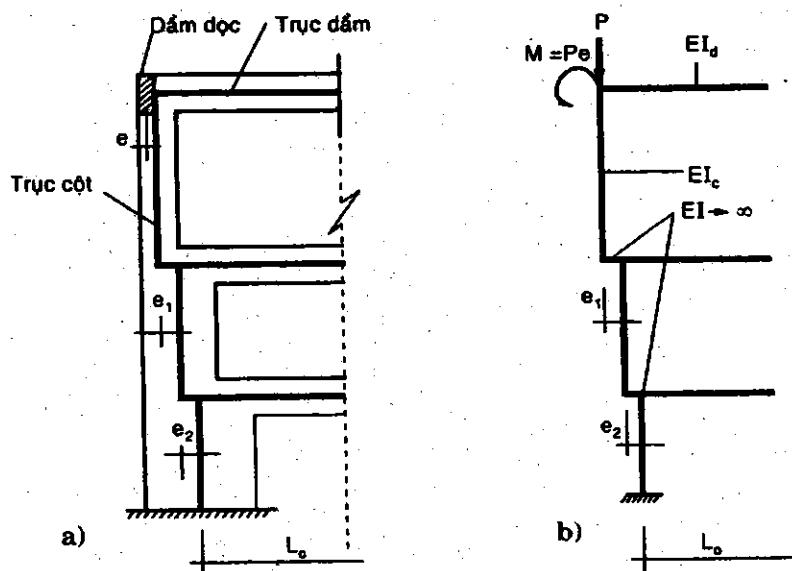
1- Các cốt đai phải ôm lấy toàn bộ cốt thép dọc chịu kéo và neo chắc vào vùng nén.

2- Khi góc $\beta \geq 160^\circ$ có thể đặt cốt dọc chịu kéo liên tục.

3- Khi góc $\beta < 160^\circ$ thì một số hoặc toàn bộ cốt dọc chịu kéo cần được tách rời và neo chắc vào vùng nén.

2.2.12 - Xét trường hợp cột lệch trục

Trong thực tế thường gấp, khi trục các cột không trùng nhau do tiết diện ngang của cột thay đổi, thường gấp ở các cột biên hoặc các trục của các đầm khung cũng không trùng nhau. Trường hợp này dùng sơ đồ tính như trên hình 2.1 là không chính xác, có sai số đáng kể, vậy phải tìm sơ đồ tính khác sao cho hợp lý hơn hình 2.14.

**Hình 2.14 a) Khung có cột lệch trục****b) Sơ đồ tính khung có cột lệch trục**

Cũng có thể gặp trường hợp trục dầm dọc được thiết kế không trùng với trục của cột khung, lúc này lực tập trung P (do dầm dọc) tại nút khung đặt lệch so với trục cột một đoạn e nào đó, khi chất tải lên khung cần chuyển lực P vào tại nút khung và một mômen tập trung $M = P.e$ tại nút khung.

Sơ đồ tính cho trường hợp trục cột không trùng nhau:

Trường hợp gặp khung có cột lệch trục như hình 2.14a thì có thể chọn sơ đồ tính theo hình 2.14b, trong đó xem phần tử đoạn dầm giữa hai trục cột có độ cứng là vô cùng ($EI \rightarrow \infty$).

2.3 KHUNG BÊTÔNG CỐT THÉP LẮP GHÉP

2.3.1- Khái niệm

Để đáp ứng nhu cầu hiện đại hóa, công nghiệp hóa ngành xây dựng, nhu cầu xây dựng các công trình lắp ghép càng phát triển. Khung bêtông cốt thép được thiết kế gồm các cấu kiện cột dầm kể cả móng được chế tạo sẵn ở các nhà máy, được vận chuyển đến công trường lắp ghép lại.

Ưu điểm

- Đáp ứng được nhu cầu công nghiệp hóa ngành xây dựng, cơ giới hóa thi công cao.
- Thi công hàng loạt, thiết kế điển hình, giảm giá thành xây dựng.
- Tiến độ thi công công trình nhanh, giảm nhân lực làm việc ở hiện trường, không phụ thuộc vào thời tiết lúc thi công.
- Chất lượng cao, cấu kiện chịu lực ngay sau khi lắp ghép.

Khuyết điểm

- Độ cứng công trình giảm so với khung toàn khối, phụ thuộc rất nhiều vào độ cứng của các mối liên kết.
- Giải quyết các mối liên kết khá phức tạp, tốn nhiều vật liệu cho việc liên kết.
- Dễ xuất hiện các vết nứt trong công trình.
- Chất lượng các mối liên kết khó kiểm tra, phụ thuộc rất nhiều vào yếu tố con người.

Việc tính toán khung bêtông lắp ghép hoàn toàn giống khung bêtông cốt thép toàn khối. Như vậy, đối với khung lắp ghép phần còn lại chỉ là việc xử lý các mối liên kết.

2.3.2- Phân loại mối liên kết

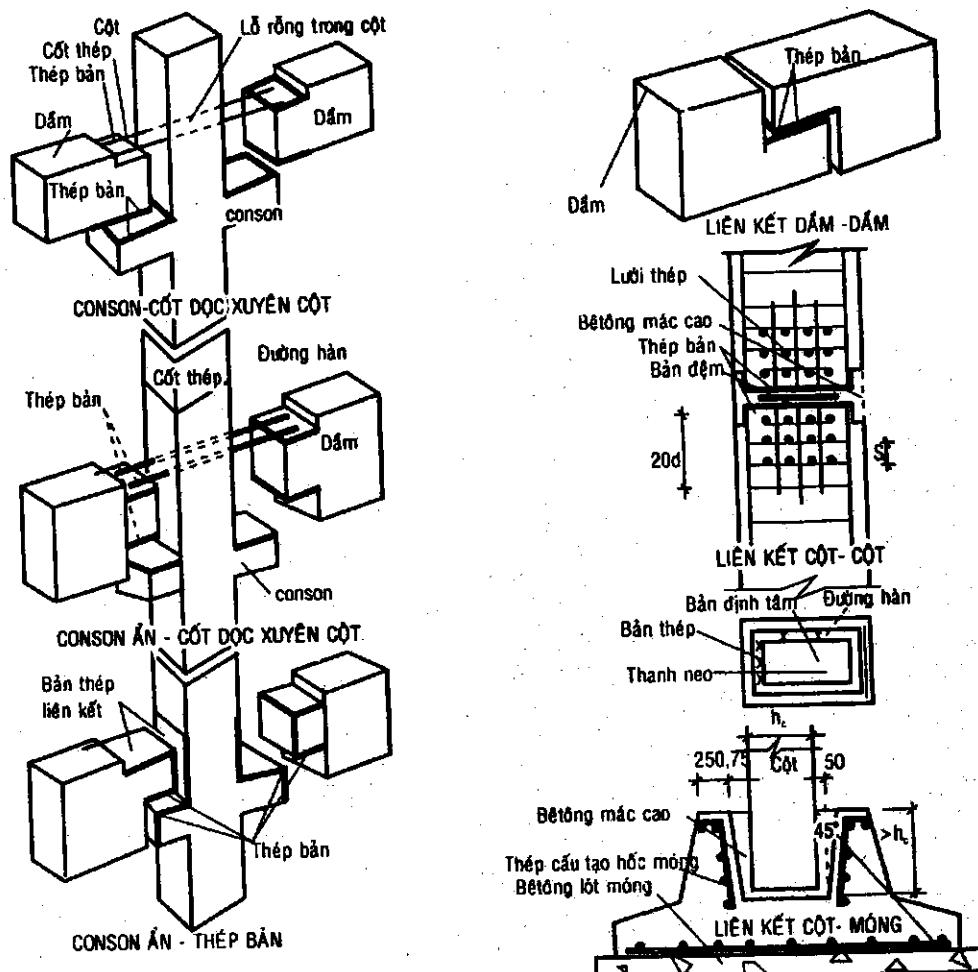
Về nguyên tắc các mối nối phải chắc chắn, đảm bảo sự liên kết giữa các cấu kiện riêng biệt cũng như bảo đảm cường độ và độ cứng của toàn bộ kết cấu sẽ tạo cho kết cấu lắp ghép làm việc giống như toàn khối.

1. Theo tính chất làm việc chia thành hai loại

- Mối nối cứng: có khả năng chịu được mômen, lực dọc và lực cắt.
- Mối nối khớp: không có khả năng chịu mômen, chỉ chịu được lực dọc và lực cắt.

2. Theo đặc điểm cấu tạo chia thành hai loại

- *Mối nối khô* (mối nối kiểu kết cấu thép): được thực hiện bằng các chi tiết thép đặt sẵn thường dùng những đoạn thép hình I, U, L hoặc thép bản được chôn vào bêtông bằng những thanh neo hoặc được hàn vào cốt chịu lực của cấu kiện. Liên kết mối nối này bằng cách hàn hoặc dùng bulông.

**Hình 2.15** Cấu tạo các liên kết

Ưu điểm: chịu lực ngay sau khi liên kết được thực hiện xong.

Được dùng rộng rãi.

Khuyết điểm: phải dùng thêm một số thép và việc chế tạo nó, liên kết khá phức tạp.

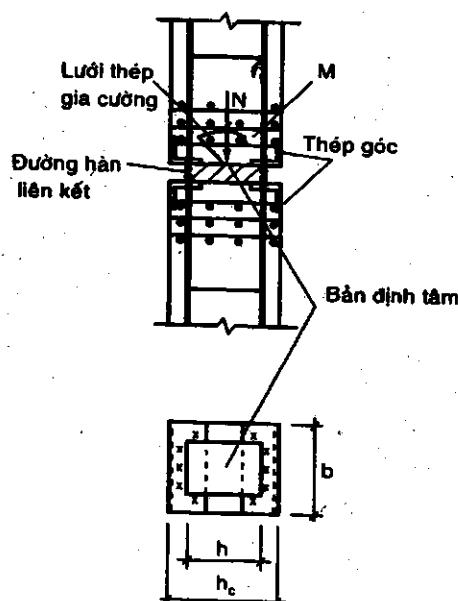
- **Mối nối ướt** (mối nối kiểu dùng bêton): được thực hiện bằng cách liên kết các cốt thép chịu lực của cấu kiện rồi lại chèn bêton mác cao vào chỗ nối.

Khuyết điểm: không chịu lực ngay sau khi liên kết được thực hiện, mối nối chịu lực được khi bêton đạt được cường độ cần thiết, tốn giàn dáo chống đỡ cấu kiện, thời gian thi công chậm nên rất ít dùng.

2.3.3- Cấu tạo một số mối nối (liên kết) (xem H.2.15)

2.3.4- Tính toán một số mối nối (liên kết)

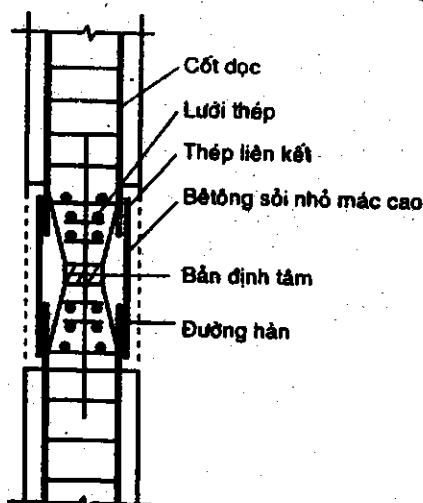
1- Liên kết cột - cột (mối nối cứng)



Hình 2.16 Liên kết cứng cột – cột

(Dùng bản định tâm và đường hàn liên kết)

Liên kết cột – cột thường được thực hiện ở độ cao từ 1m đến 1,2m kể từ mặt sàn, tại đây có nội lực nhỏ. Để giảm bớt số lượng các mối nối có thể cột được thiết kế suốt hai tầng, giảm số cấu kiện, giảm chi phí lắp ghép, giảm thời gian thi công.



Hình 2.17
Liên kết mềm
cột – cột

Tại liên kết có nội lực: M và N

$$\text{Độ lệch tâm tính toán} \quad e_o = \frac{M}{N} + e_a \quad (2.82a)$$

$$e_a = \frac{h}{30} : \text{độ lệch tâm ngẫu nhiên} \quad (2.82b)$$

Chuyển (M, N) thành lực dọc tương đương N_{td}

$$N_{td} = N\left(1 + \frac{2e_o}{h}\right) = N_{d.tâm} + N_{d.hàn} \quad (2.83)$$

trong đó $N_{d.tâm} = \gamma \cdot R_b \cdot A_d$ (2.84)

$$\gamma = 3\sqrt{\frac{A_c}{A_d}}; \quad A_d = (0,4 - 0,5)A_c \quad (2.85)$$

$$\delta_d = 20 \div 40 \text{mm}$$

Lực dọc do đường hàn liên kết tiếp thu

$$N_{d.hàn} = N_{td} - N_{d.tâm} \quad (2.86)$$

Tính đường hàn từ điều kiện

$$N_{d.h} \leq 0,85R_h^g \cdot h_h (\Sigma l_h) \quad (2.87)$$

Lưới thép gia cường đặt theo cấu tạo

$$d = 6 \text{mm}; \text{số lưới } n > 3; s = 50 - 60 \text{mm}$$

Khoảng cách các lưới $s = 50 - 80 \text{mm}$

2- Liên kết cột - cột (mối nối mềm):

Tại mối nối có lực dọc N , mômen M . Chuyển (M, N) thành lực dọc tương đương: $N_{td} = N\left(1 + \frac{2e_o}{h}\right)$ (2.88)

$$N_{td} = R_s A_s + 0,9R_b A_1 + N_{luôi} \quad (2.89)$$

$$N_{luôi} = k R_{s1} A_1 \gamma_1 \mu_1 \quad (2.90)$$

A_1 - diện tích của đan lưới.

$$\mu_1 = \frac{n_1 \cdot A_{s,1} \cdot l_1 + n_2 \cdot A_{s,2} \cdot l_2}{l_1 \cdot l_2 \cdot s} \quad (2.91)$$

$$k = \frac{5 + \alpha}{1 + 4,5\alpha} \quad (\text{hệ số thực nghiệm}) \quad (2.92)$$

$$\alpha = \mu_1 \frac{R_{s1}}{R_b}; \quad \gamma_1 = 4,5 - 3,5 \frac{A_1}{A_c} \quad (2.93)$$

trong đó: n_i, A_{si}, l_1 - số thanh, diện tích, chiều dài của lưỡi thép theo phương i

s - bước lưỡi thép.

Từ (2.89) tìm A_s hoặc cốt thép lưỡi

2.4 KHE BIẾN DẠNG

Kết cấu bêtông cốt thép bị biến dạng do nhiệt độ thay đổi, do co ngót, do lún không đều. Kết cấu bêtông cốt thép là hệ siêu tĩnh nên các nguyên nhân trên sẽ gây ra ứng suất phụ, có thể làm xuất hiện các vết nứt trên cấu kiện hoặc hư hỏng các bộ phận của kết cấu.

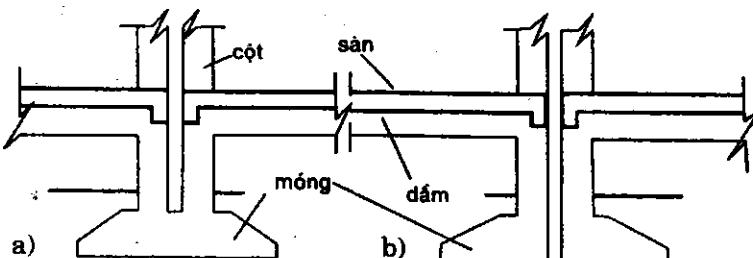
Để khắc phục biến dạng của bêtông cốt thép người ta làm các khe biến dạng: khe nhiệt (co giãn) hoặc khe lún.

Khe nhiệt được làm suốt từ mái đến mặt trên của móng, cắt qua các sàn và tường. Tại khe nhiệt độ bố trí cột đôi, nhưng chung một móng. Theo TCXDVN chiều dài công trình lớn hơn 60m phải bố trí khe nhiệt độ và chiều rộng từ 20 – 30mm.

Khe lún được cấu tạo cắt qua toàn bộ công trình từ mái đến móng, có thể kết hợp khe nhiệt độ trùng với khe lún. Tại khe lún thì cả móng cũng phải tách riêng. Thường khe lún được bố trí một trong các vị trí sau:

- Nơi mà sơ đồ địa chất thay đổi đột ngột.
- Tại vị trí công trình đổi hướng.
- Tại vị trí công trình thay đổi chiều cao đột ngột.

Khi công trình được xây dựng ở vùng có động đất thường thiết kế khe kháng chấn, bề rộng khe kháng chấn phải tính toán đủ lớn để tránh sự va đập vào nhau làm hư hỏng công trình.



Hình 2.18 a) Khe nhiệt; b) Khe lún

Bài tập. Một công trình dân dụng có mặt bằng các tầng (xem hình) có số tầng là 9.

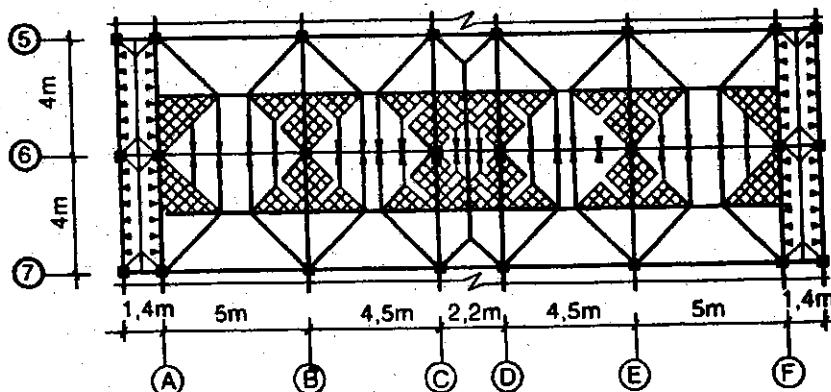
Cho biết

- Trọng lượng các lớp cấu tạo sàn $g_s = 335 \text{ daN/m}^2$
- Hoạt tải tác dụng lên sàn $p_s = 195 \text{ daN/m}^2$
- Tải trọng gió $W_o = 95 \text{ daN/m}^2$
- Bê tông có độ bền chịu nén B20: $\gamma_b = 1$; $R_b = 11,5 \text{ MPa}$
- Cốt thép: $\phi \geq 12$: $R_s = 280 \text{ MPa}$; $\phi < 12$: $R_s = 175 \text{ MPa}$

Hãy thiết kế khung ngang trục 6.:

A - Xác định sơ bộ kích thước dầm

- Dầm ngang $200 \times 400 \text{ mm}$
- Dầm dọc $200 \times 300 \text{ mm}$
- Dầm môi (lán can) $200 \times 300 \text{ mm}$



Mặt bằng truyền tải lên khung

B- Xác định sơ bộ kích thước cột

- Xác định nội lực truyền xuống cột

$$N = \sum_{i=1}^n N_i = S(g_s + p_s) + TLBT \text{ dầm (ngang, dọc trong S)} + TLBT \text{ tường (trong S)} + TLBT \text{ cột truyền xuống}$$

Cột B6 (A6)

Từ tầng 7 - 9

$$N_{B67} = [19(335 + 195) + (176 \times 4,75 + 121 \times 4) + (693 \times 4,75 + 693 \times 4)] \times 3$$

$$N_{B67} = (10070 + 1320 + 60643,75) \times 3 = 52361,25 \text{ daN}$$

Xét đến ảnh hưởng gió

$$N_{tt} = N_{B67} \times 1,2 = A_c \times R_b \Rightarrow$$

$$A_c = \frac{N_{B67} \times 1,2}{R_b} = \frac{523612,5 \times 1,2}{11,5} = 54638 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \text{chọn } A_c = 200 \times 300 \text{ mm}^2$$

Từ tầng 4 - 6

$$N_{B46} = (10070 + 1320 + 6063,75) \times 6 + 577,5 \times 3$$

$$N_{B46} = 104722,5 + 1732,5 = 106455 \text{ daN}$$

Xét đến ảnh hưởng gió:

$$N_{tt} = N_{B46} \times 1,2 = A_c \times R_b \Rightarrow A_c = \frac{N_{B46} \times 1,2}{R_b} = \frac{1277460}{11,5} = 111083 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \text{chọn } A_c = 300 \times 400 \text{ mm}^2$$

Từ tầng 1 - 3

$$N_{B61} = (10070 \times 1320 + 6063,75) \times 9 + 1732,5 + 1155 \times 3$$

$$N_{B61} = 157083,75 + 1732,5 + 3465 = 162281,25 \text{ daN}$$

Xét đến ảnh hưởng gió:

$$N_{tt} = N_{B61} \times 1,2 = A_c \times R_b \Rightarrow$$

$$A_c = \frac{N_{B61} \times 1,2}{R_b} = \frac{1947375}{11,5} = 169337 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \text{chọn } A_c = 300 \times 500 \text{ mm}^2$$

Cột C6

Từ tầng 7 - 9

$$N_{C67} = [(9 \times (335 + 195) + 44 \times (335 + 360)) + (121 \times 4 + (176 \times 3,35))] + [(693 \times 4) + (693 \times 2,25)] \times 3$$

$$N_{C67} = (7828 + 1073,6 + 3534,3) \times 3 = 37307,7 \text{ daN}$$

Xét đến ảnh hưởng gió

$$N_{tt} = N_{C67} \times 1,2 = A_c \times R_n \Rightarrow A_c = \frac{N_{C67} \times 1,2}{R_b} = \frac{447692,4}{11,5} = 38930 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \text{chọn } A_c = 200 \times 200 \text{ cm}^2$$

Từ tầng 4 - 6

$$N_{C46} = (7828 + 1073,6 + 3534,3) \times 6 + 385 \times 3 = 74615,4 + 1155$$

$$N_{C46} = 75770,4 \text{ daN}$$

Xét đến ảnh hưởng gió

$$N_u = N_{C64} \times 1,2 = A_c \times R_b \Rightarrow A_c = \frac{N_{C64} \times 1,2}{R_b} = \frac{909244,8}{11,5} = 79065 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \text{chọn } A_c = 200 \times 400 \text{ mm}^2$$

Từ tầng 1 - 3

$$N_{C61} = (12435,9 \times 9) + 1155 + 770 \times 3 = 115388 \text{ daN}$$

Xét đến ảnh hưởng gió

$$N_u = N_{C61} \times 1,2 = A_c \times R_b \Rightarrow A_c = \frac{N_{C61} \times 1,2}{R_b} = \frac{1384656}{11,5} = 120405 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \text{chọn } A_c = 300 \times 400 \text{ mm}^2$$

C - Xác định tải trọng: (hình vẽ sơ đồ truyền tải)

C-1 Tính tải

1- Tầng 2 đến tầng 9

a) Tính tải phân bố:

- Do bản sàn **Nhip AB** truyền vào có dạng hình thang

$$G = 4 \times g_s = 4 \times 335 = 1340 \text{ daN/m}$$

- Do bản sàn **Nhip BC** truyền vào có dạng hình thang

$$G = 4 \times g_s = 4 \times 335 = 1340 \text{ daN/m}$$

- Do bản sàn **Nhip CD** truyền vào có dạng tam giác

$$G = 2,2 \times g_s = 2,2 \times 335 = 737 \text{ daN/m}$$

- Do bản sàn **Ô conson** truyền vào có dạng tam giác

$$G = 1,4 \times g_s = 1,4 \times 335 = 469 \text{ daN/m}$$

- Do tường truyền vào

$$g_t = \gamma_t \times b_t \times h_t \times n = 1800 \times 0,1 \times 3,1 \times 1,1 = 614 \text{ daN/m}$$

- Do trọng lượng bản thân đầm (khai báo trong sap)

Bảng tổng tính tải phân bố lên đầm khung

Nhịp	coson	A-B	B-C	C-D
g_s	469 (tam giác)	1340 (hình thang)	1340 (hình thang)	737 (tam giác)
g_t	614	614	614	

b) *Tải tập trung tại nút*

+ Nút ở đầu consol

- Do sàn truyền vào

$$G_s = S_o x g_{s4} = 2.31 \times 335 = 774 \text{ daN}$$

- Do trọng lượng dầm môi truyền vào

$$G_d = b_d \times h_d \times n_g \times \gamma \times l : G_d = 0,2 \times 0,3 \times 1,1 \times 25 \times 4 = 660 \text{ daN}$$

- Do tường truyền vào

$$G_t = b_t \times h_t \times \gamma_t \times n_g \times l = 0,1 \times 1 \times 18 \times 1,1 \times 4 = 792 \text{ daN}$$

Vậy lực tập trung tại đầu consol

$$N_{cl} = G_s + G_d + G_t = 774 + 660 + 792 = 2226 \text{ daN}$$

+ Nút tại trục A

- Do sàn truyền vào

$$G_s = (2,31 + 4) \times 335 = 2114 \text{ daN}$$

- Do dầm dọc truyền vào

$$G_d = b_d \times h_d \times \gamma_{bt} \times n_g \times l = 0,2 \times 0,3 \times 25 \times 1,1 \times 4 = 660 \text{ daN}$$

- Do tường xây trên dầm dọc truyền vào:

$$G_t = b_t \times h_t \times \gamma_t \times n_g \times l = 0,1 \times 3,2 \times 18 \times 1,1 \times 4 = 2534 \text{ daN}$$

Vậy lực tập trung nút A

$$N_{cl} = G_s + G_d + G_t + g = 2114 + 660 + 2534 = 5308 \text{ daN}$$

- Do trọng lượng bản thân cột (khai báo trong sap)

+ Nút tại trục B

- Do sàn truyền vào

$$G_s = \left(\frac{2 \times 4}{2} \right) 2 \times 335 = 2680 \text{ daN}$$

- Do dầm dọc truyền vào

$$G_d = b_d \times h_d \times \gamma_{bt} \times n_g \times l = 0,2 \times 0,3 \times 25 \times 1,1 \times 4 = 660 \text{ daN}$$

- Do tường xây trên dầm dọc truyền vào:

$$G_t = b_t \times h_t \times \gamma_t \times n_g \times l = 0,1 \times 3,2 \times 18 \times 1,1 \times 4 = 2534 \text{ daN}$$

Vậy lực tập trung nút B

$$N_{cl} = G_s + G_d + G_t = 2680 + 660 + 2534 = 58,744 \text{ daN}$$

- Do trọng lượng bản thân cột (khai báo trong sap)

+ Nút tại trục C

- Do sàn truyền vào

$$G_s = \left(\frac{2 \times 4}{2} + \frac{1,8 + 4}{2} \right) \times 335 = 2409 \text{ daN}$$

- Do dầm dọc truyền vào

$$G_d = b_d \times h_d \times \gamma_{bt} \times n_g \times l = 0,2 \times 0,3 \times 25 \times 1,1 \times 4 = 660 \text{ daN}$$

- Do tường xây trên dầm dọc truyền vào:

$$G_t = b_t \times h_t \times \gamma_t \times n_g \times l = 0,1 \times 3,2 \times 18 \times 1,1 \times 4 = 2534 \text{ daN}$$

Vậy lực tập trung nút C

$$N_{cl} = G_s + G_d + G_t = 2408 + 660 + 2534 = 5603 \text{ daN}$$

- Do trọng lượng bản thân cột (khai báo trong sap)

Bảng tổng hợp lực tập trung tại nút khung

Tải	G _s (daN)	G _d (daN)	G _t (daN)	\sum (daN)
N _{cs}	938	660	2534	2226
N _A	2278	660	2534	5308
N _B	2680	660	2534	5874
N _C	2409	660	2534	5603

C-2 Hoạt tải

a) Hoạt tải phân bố:

- Do bản sàn **nhip** AB truyền vào có dạng hình thang

$$P = 4 \times p_s = 4 \times 195 = 780 \text{ daN/m}$$

- Do bản sàn **nhip** BC truyền vào có dạng hình thang

$$P = 4 \times p_s = 4 \times 195 = 780 \text{ daN/m}$$

- Do bản sàn **nhip** CD truyền vào có dạng tam giác

$$P = 2,2 \times p_s = 2,2 \times 195 = 429 \text{ daN/m}$$

- Do bản sàn Ô conson truyền vào có dạng tam giác

$$P = 1,4 \times p_s = 1,4 \times 195 = 273 \text{ daN/m}$$

Bảng tổng hợp tải phân bố lên đầm khung

Nhip	conson	A-B	B-C	C-D
p_s	273 (tam giác)	780 (hình thang)	780 (hình thang)	429 (tam giác)

b) *Tải tập trung tại nút:*

+ Nút ở đầu consol

- Do sàn truyền vào

$$P_o = S_o \times p_s = 2,31 \times 195 = 451 \text{ daN}$$

+ Nút tại trục A

- Do sàn truyền vào

$$P_A = (2,31 + 4) \times 195 = 1231 \text{ daN}$$

+ Nút tại trục B

- Do sàn truyền vào

$$P_B = \left(\frac{2 \times 4}{2} \right) 2 \times 195 = 1560 \text{ daN}$$

+ Nút tại trục C

- Do sàn truyền vào

$$P_C = \left(\frac{2 \times 4}{2} + \frac{1,8 + 4}{2} \times 1,1 \right) \times 195 = 1402 \text{ daN}$$

C-3 Tại cos 0,00, các cột có lực tập trung do trọng lượng bản thân đầm kiềng và tường:

Cột trục A:

$$G_{Ak} = \sum b_k h_k n \gamma_b l + \sum b_t h_t n \gamma_t l$$

$$G_{Ak} = (0,2 \times 0,3 \times 1,1 \times 25)(4 + 2,5) + (0,1 \times 3,1 \times 1,1 \times 18)(4 + 2,5) = 5062 \text{ daN}$$

Cột trục B:

$$G_{Bk} = \sum b_k h_k n \gamma_b l + \sum b_t h_t n \gamma_t l$$

$$G_{Bk} = (0,2 \times 0,3 \times 1,1 \times 25)(4 + 4,75) + (0,1 \times 3,1 \times 1,1 \times 18)(4 + 4,75) \\ = 6815 \text{ daN}$$

Cột trực C:

$$G_{Ck} = \sum b_k h_k n \gamma_b l + \sum b_t h_t n \gamma_t l$$

$$G_{Ck} = (0,2 \times 0,3 \times 1,1 \times 25)(4 + 3,35) + (0,1 \times 3,1 \times 1,1 \times 18)(4 + 2,25) \\ = 5049 \text{ daN}$$

D - Tầng mái**D-1. Tính tải****a) Tính tải phân bố:**

- Do bản sàn **nhip AB** truyền vào có dạng hình thang

$$G = 4 \times g_s = 4 \times 335 = 1340 \text{ daN/m}$$

- Do bản sàn **nhip BC** truyền vào có dạng hình thang

$$G = 4 \times g_s = 4 \times 335 = 1340 \text{ daN/m}$$

- Do bản sàn **nhip CD** truyền vào có dạng tam giác

$$G = 2,2 \times g_s = 2,2 \times 335 = 737 \text{ daN/m}$$

- Do bản sàn Ô conson truyền vào có dạng tam giác

$$G = 1,4 \times g_s = 1,4 \times 335 = 469 \text{ daN/m}$$

- Do trọng lượng bản thân dầm (khai báo trong sap)

Bảng tổng tính tải phân bố lên dầm khung

Nhip	coson	A-B	B-C	C-D
g_s	469 (tam giác)	1340 (hình thang)	1340 (hình thang)	737 (tam giác)
g_i	0	0	0	0

b) Tải tập trung tại nút

+ Nút ở đầu consol

- Do sàn truyền vào

$$G_s = S_o \times g_{s4} = 2,31 \times 335 = 774 \text{ daN}$$

- Do trọng lượng dầm môi truyền vào

$$G_d = b_d \times h_d \times n_g \times \gamma \times l$$

$$G_d = 0,2 \times 0,3 \times 1,1 \times 25 \times 4 = 660 \text{ daN}$$

+ Nút tại trục A

- Do sàn truyền vào

$$G_s = (2,31 + 4) \times 335 = 2114 \text{ daN}$$

- Do đầm dọc truyền vào

$$G_d = b_d \times h_d \times \gamma_{bt} \times n_g \times l = 0,2 \times 0,3 \times 25 \times 1,1 \times 4 = 660 \text{ daN}$$

+ Nút tại trục B

- Do sàn truyền vào

$$G_s = \left(\frac{2 \times 4}{2} \right) 2 \times 335 = 2680 \text{ daN}$$

- Do đầm dọc truyền vào

$$G_d = b_d \times h_d \times \gamma_{bt} \times n_g \times l = 0,2 \times 0,3 \times 25 \times 1,1 \times 4 = 660 \text{ daN}$$

- Do trọng lượng bản thân cột (khai báo trong sap)

+ Nút tại trục C

- Do sàn truyền vào

$$G_s = \left(\frac{2 \times 4}{2} + \frac{1,8 + 4}{2} \right) \times 335 = 2409 \text{ daN}$$

- Do đầm dọc truyền vào

$$G_d = b_d \times h_d \times \gamma_{bt} \times n_g \times l = 0,2 \times 0,3 \times 25 \times 1,1 \times 4 = 660 \text{ daN}$$

Bảng tổng hợp lực tập trung tại nút khung

Tài	G_s (daN)	G_d (daN)	G_{th} (daN)	$\sum G$ (daN)
N_{cs}	774	660	0	1434
N_A	2114	660	0	2774
N_B	2680	660	0	3340
N_C	2409	660	0	3069

D-2 Hoạt tải

a/ *Hoạt tải phân bố:*

- Do bản sàn **nhip AB** truyền vào có dạng hình thang

$$P = 4 \times p_s = 4 \times 195 = 780 \text{ daN/m}$$

- Do bản sàn **nhip BC** truyền vào có dạng hình thang

$$P = 4 \times p_s = 4 \times 195 = 780 \text{ daN/m}$$

- Do bản sàn **nhip CD** truyền vào có dạng tam giác

$$P = 2,2 \times p_s = 2,2 \times 195 = 429 \text{ daN/m}$$

- Do bǎn sàn Ô conson truyền vào có dạng tam giác

$$P = 1,4 \times p_s = 1,4 \times 195 = 273 \text{ daN/m}$$

Bảng tổng hoạt tải phân bố lên dầm khung

Nhip	coson	A-B	B-C	C-D
p_s	273 (tam giác)	780 (hình thang)	780 (hình thang)	429 (tam giác)

b) Tải tập trung tại nút

+ Nút ở đầu consol

- Do sàn truyền vào

$$P_o = S_o \times p_s = 2,31 \times 195 = 451 \text{ daN}$$

+ Nút tại trục A

- Do sàn truyền vào

$$P_A = (2,36 + 4) \times 195 = 1241 \text{ daN}$$

+ Nút tại trục B

- Do sàn truyền vào

$$P_B = \frac{(2 \times 4)}{2} 2 \times 195 = 1560 \text{ daN}$$

+ Nút tại trục C

- Do sàn truyền vào

$$P_C = \left(\frac{2 \times 4}{2} + \frac{1,8 + 4}{2} \times 1,1 \right) \times 195 = 1402 \text{ daN}$$

Bảng tổng hoạt tải tập trung tại các nút khung

Nút	coson	A	B	C
$P_i (\text{daN})$	451	1241	1560	1402

E - Tải gió

Tải trọng gió gồm hai thành phần tĩnh và động.

Công trình có chiều cao dưới 40m và tỷ số chiều cao trên nhịp nhỏ hơn 1,5 nên phần động của tải trọng gió không cần xét đến.

1 • Gió đẩy:

Cường độ tính gió đẩy được xác định theo công thức:

$$W = W_o \cdot k \cdot c \cdot n \cdot B$$

trong đó: W_o - giá trị áp lực gió tiêu chuẩn lấy theo bản đồ phân vùng theo địa danh hành chính (TCVN 2737-1995).

Công trình có áp lực gió theo bản đồ phân vùng áp lực gió trên lãnh thổ VN.

Lấy $W_o = 95 \text{ daN/m}^2$

trong đó: k - hệ số kể đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao so với mốc chuẩn và dạng địa hình (bảng 5 – TCVN 2737-1995). Giả thiết công trình nằm ở địa hình B.

n - hệ số tin cậy ($n = 1,2$)

c - hệ số khí động phụ thuộc vào hình dáng công trình ($c = +0,8$)

B - bề rộng đón gió của khung dang xét ($B = 4$)

2 • Gió hút

Cường độ tính toán gió hút được xác định theo công thức:

$$W' = W_o \cdot k \cdot c' \cdot n \cdot B$$

trong đó: $c' = -0,6$ còn các hệ số khác lấy như gió đẩy.

Z (m)	k	W_o	c	c'	n	B	W (daN/m)	W' (daN/m)
3,8	0,83	95	+0,8	-0,6	1,2	4	303	-227
7,3	1,12	nt	nt	nt	nt	nt	409	-306
10,8	1,19	-	-	-	-	-	434	-326
14,3	1,23	-	-	-	-	-	449	-337
17,8	1,27	-	-	-	-	-	463	-347
21,3	1,30	-	-	-	-	-	474	-356
24,8	1,33	-	-	-	-	-	485	-364
28,3	1,36	-	-	-	-	-	496	-372
31,8	1,38	-	-	-	-	-	503	-378

F - Các trường hợp chất tải lên khung

- 1- Tĩnh tải
- 2- Hoạt tải 1 tầng lẻ
- 3- Hoạt tải 2 tầng chẵn
- 4- Hoạt tải 3 cách nhịp 1
- 5- Hoạt tải 4 cách nhịp 2
- 6- Hoạt tải 5 liền nhịp 1
- 7- Hoạt tải 6 liền nhịp 2
- 8- Hoạt tải 7 liền nhịp 3
- 9- Gió trái
- 10- Gió phải

G- Tổ hợp

Tổ hợp chính gồm:

Combo 1 (1,2); Combo 2 (1,3); Combo 4 (1,5); Combo 5 (1,6)
 Combo 6 (1,7); Combo 7 (1,8); Combo 8 (1,9); Combo 9 (1,10)
 Combo 10 (1,2,3)

Hệ số tổ hợp: Tĩnh tải = 1; hoạt tải = 1

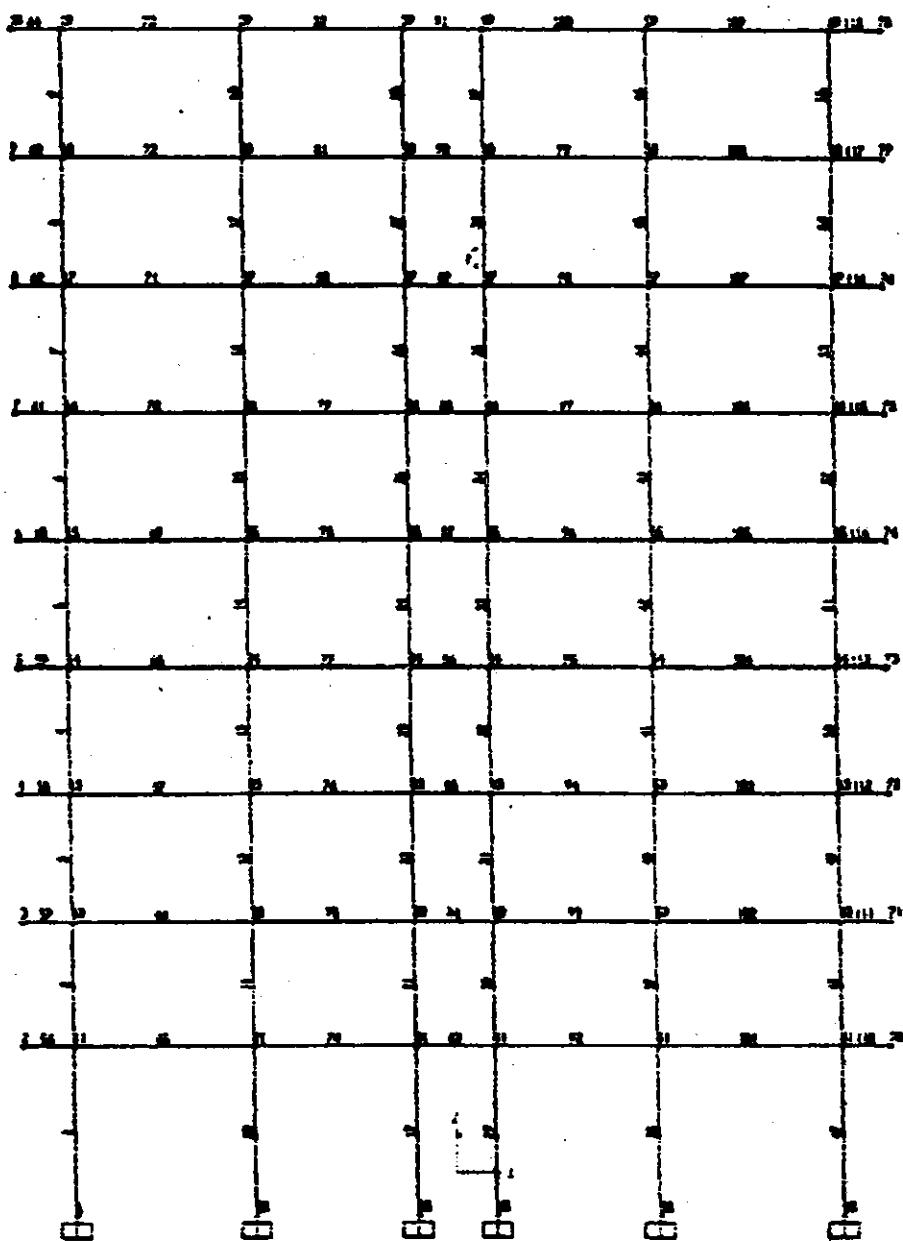
Tổ hợp phụ gồm:

Combo 11 (1,2,9); Combo 12 (1,2,10)
 Combo 13 (1,3,9); Combo 14 (1,3,10)
 Combo 15 (1,4,9); Combo 16 (1,4,10)
 Combo 17 (1,5,9); Combo 18 (1,5,10)
 Combo 19 (1,6,9); Combo 20 (1,6,10)
 Combo 21 (1,7,9); Combo 22 (1,7,10)
 Combo 23 (1,8,9); Combo 24 (1,8,10)
 Combo 25 (1,2,3,9); Combo 26 (1,2,3,10)

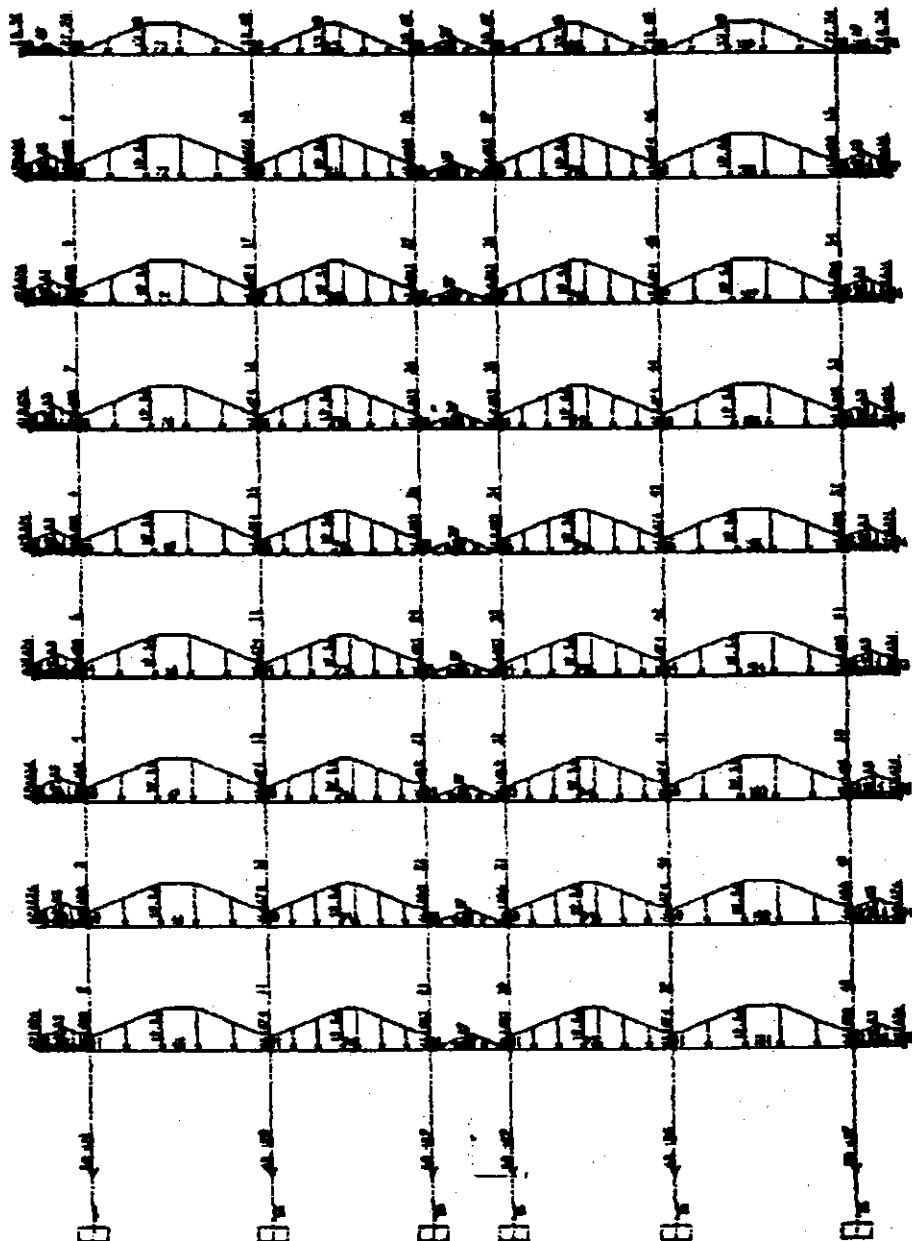
Hệ số tổ hợp: Tĩnh tải = 1; hoạt tải = 0,9

Combo 27 (BAO) (Combo 1, Combo 2, ..., Combo 26)

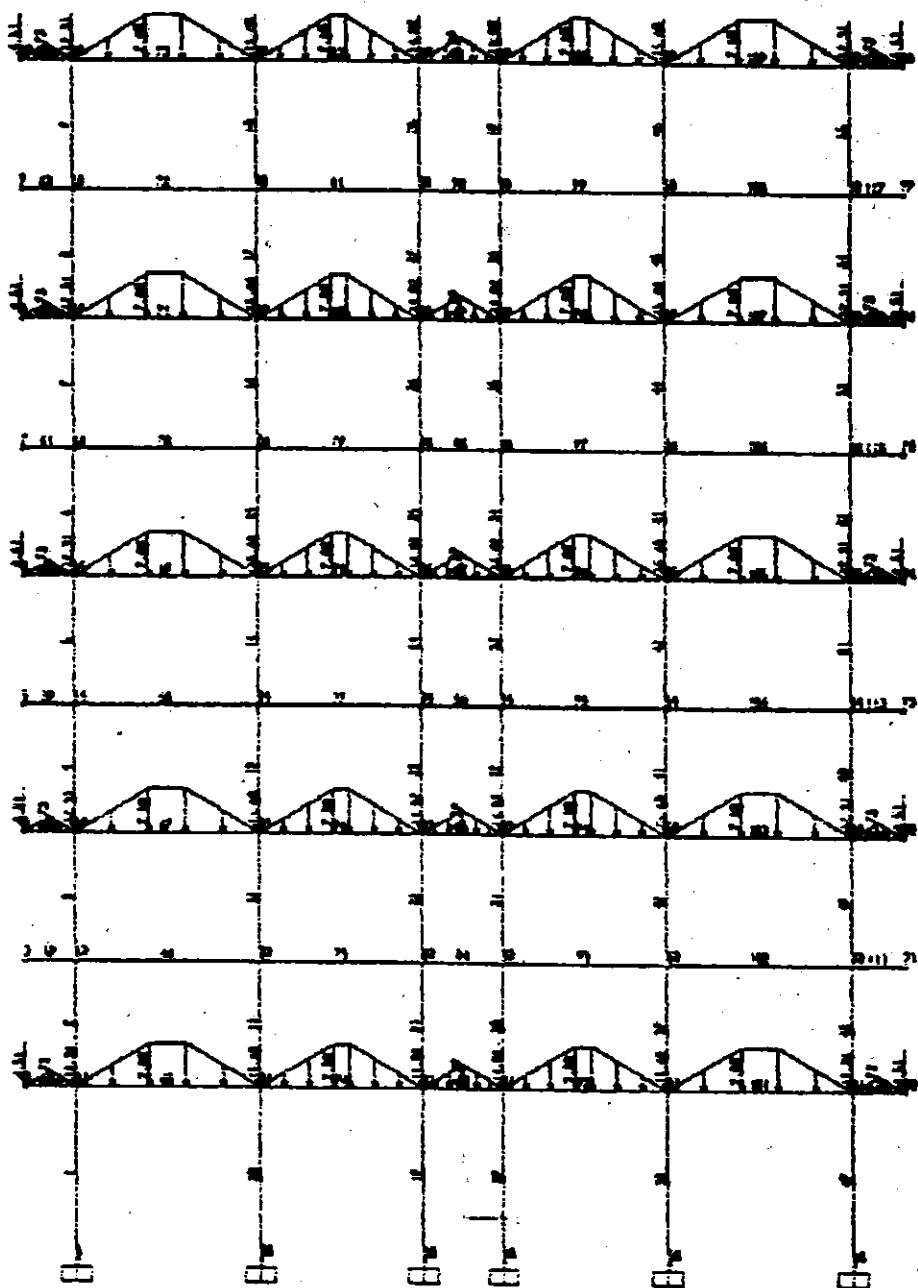
H- Tính và bố trí cốt thép



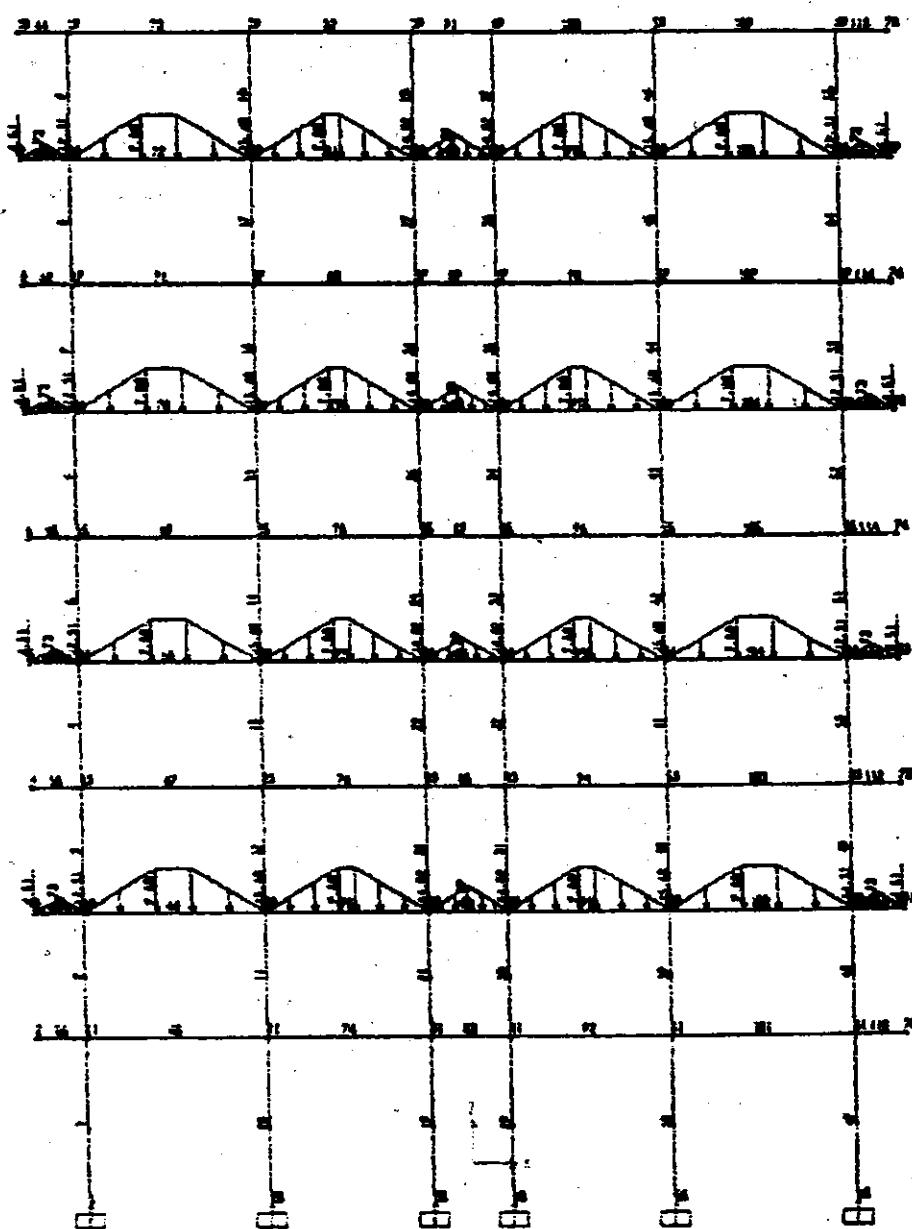
SAP 2000v9.03 – File: Khung – X – Z Plane @ Y = 0 – kN, m,
C Units



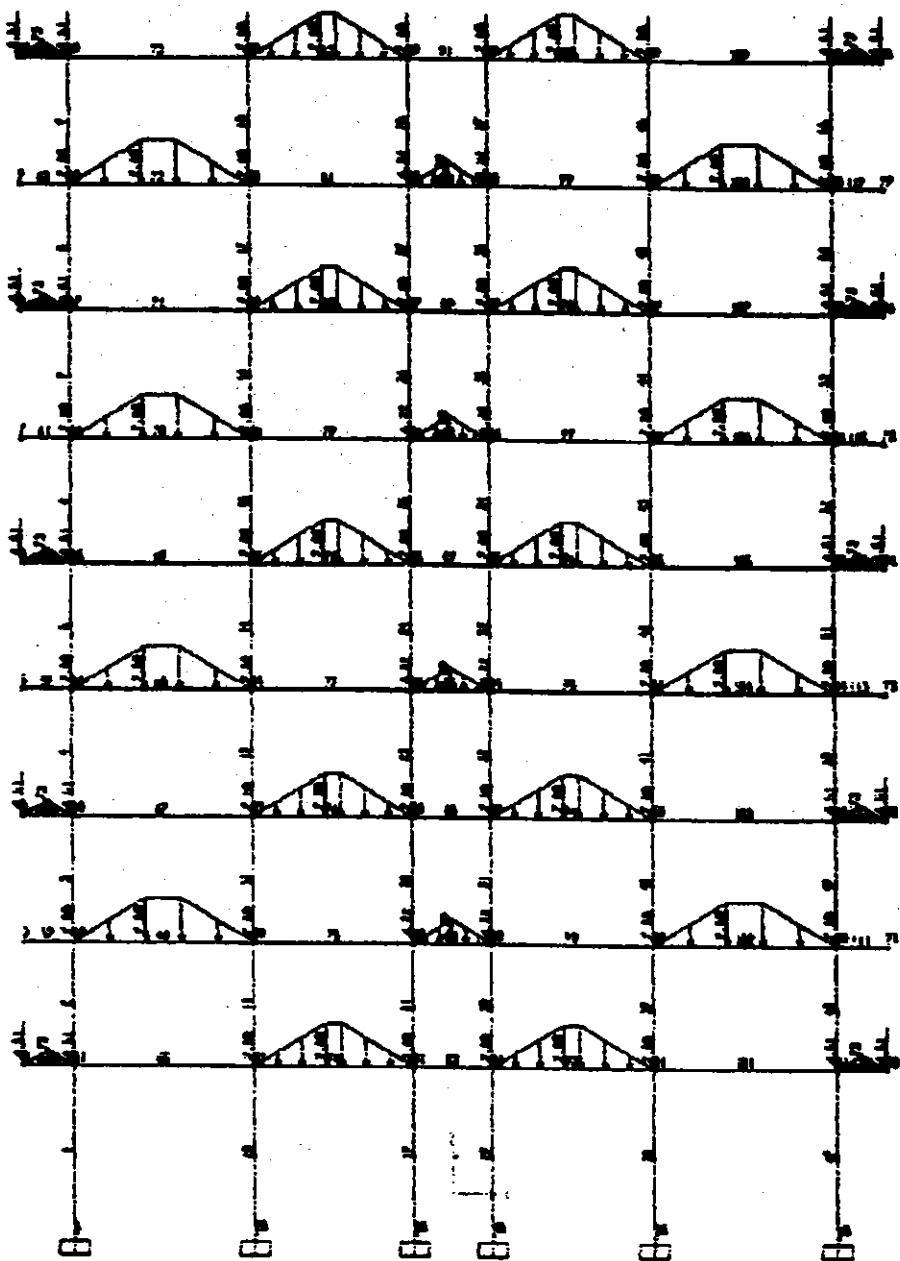
SAP 2000v9.03 – File: Khung – Frame Span Loads (TINHTAI) –
 kN, m, C Units



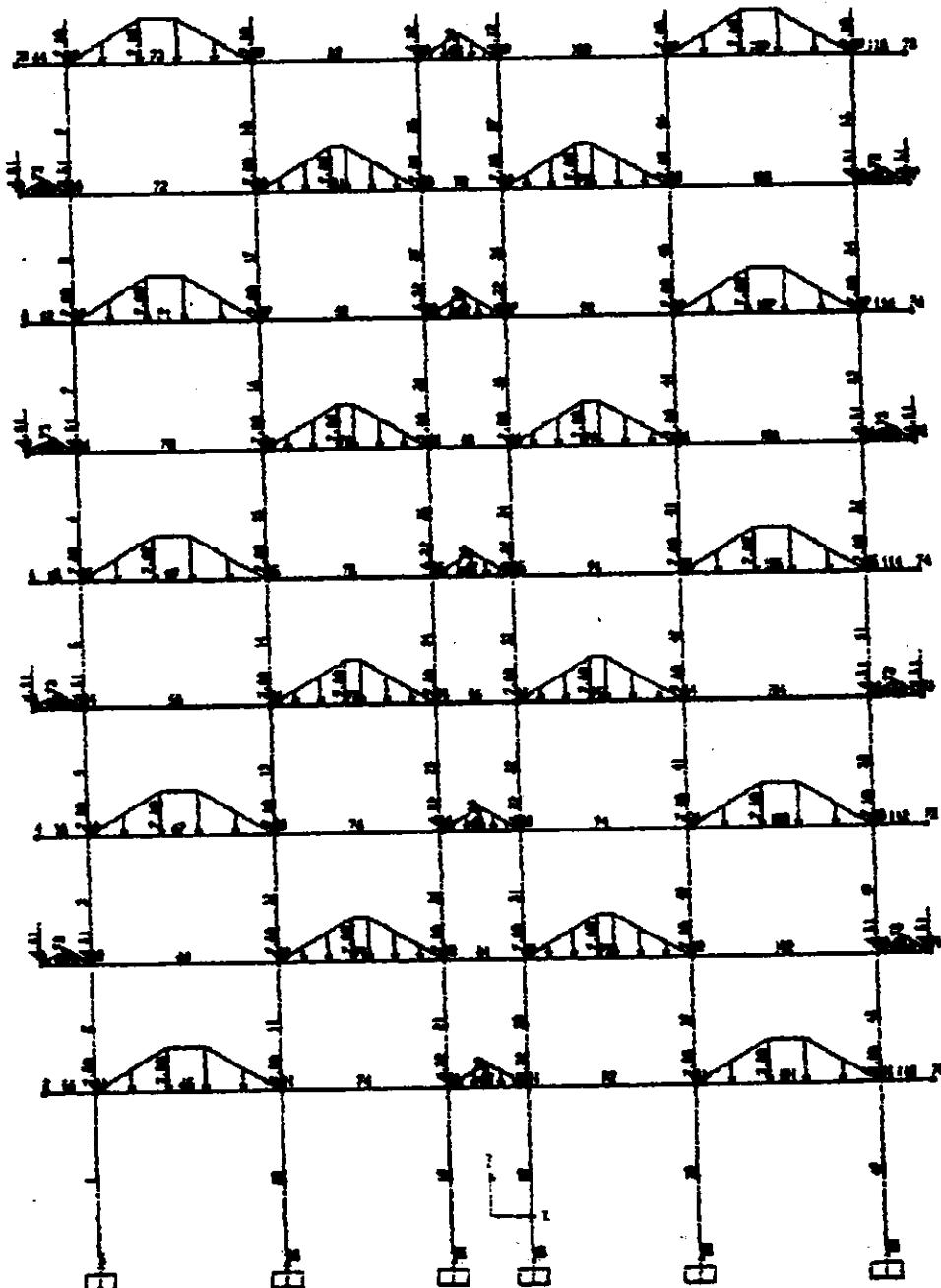
SAP 2000v9.03 – File: Khung – Frame Span Loads (HOATTAI 1) –
kN, m, C Units



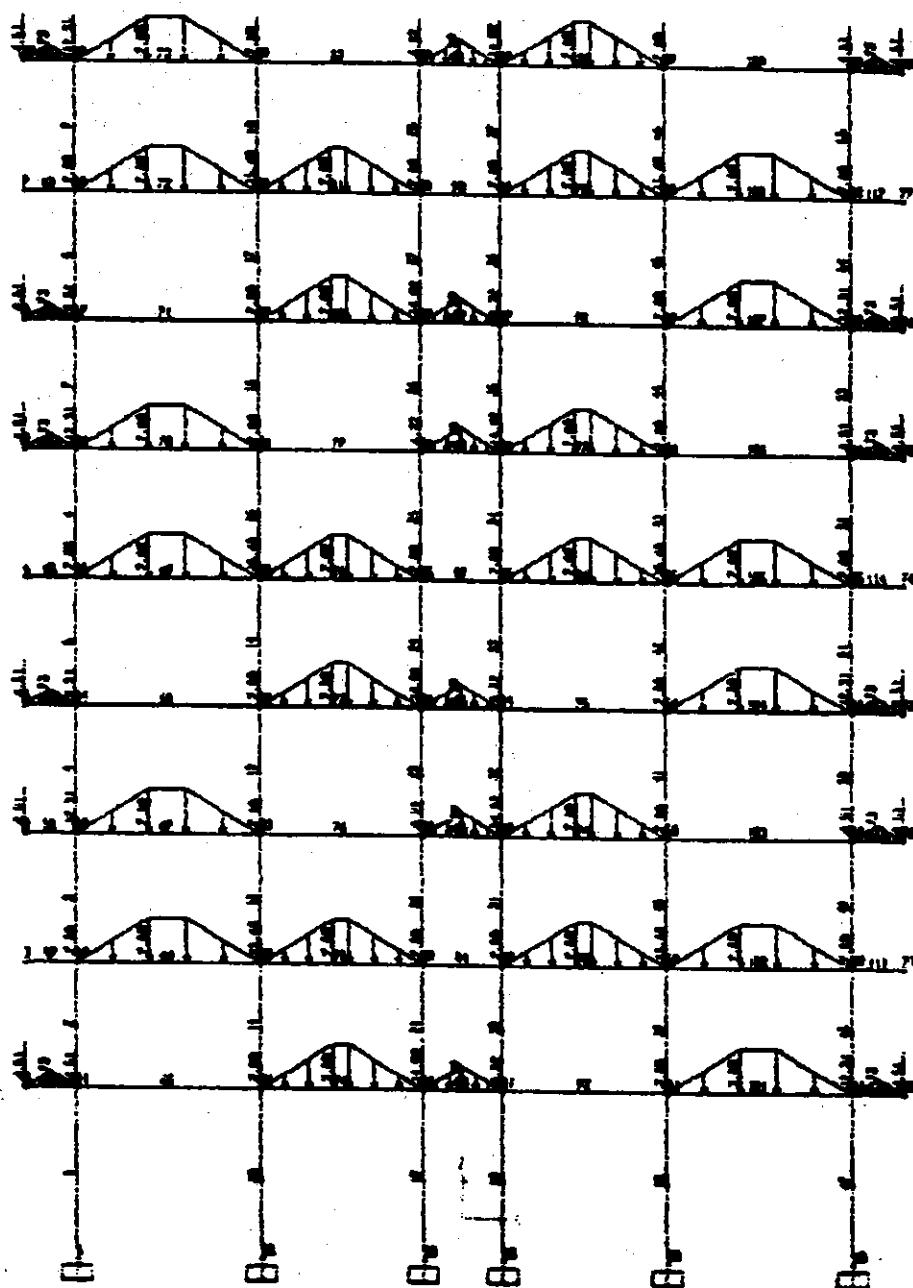
SAP 2000v9.03 – File: Khung – Frame Span Loads (HOATTAI 2) –
kN, m, C Units



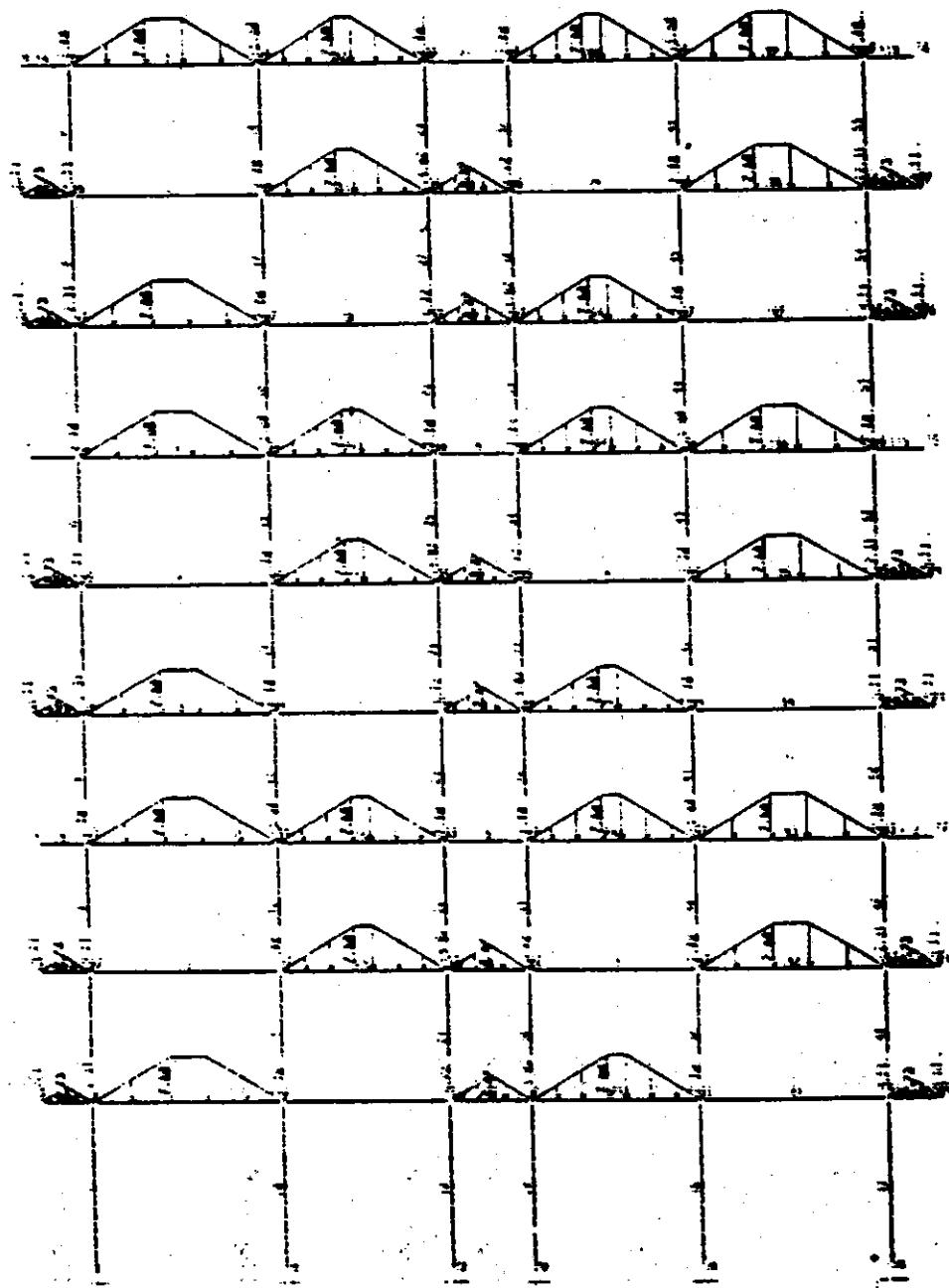
SAP 2000v9.03 - File: Khung - Frame Span Loads (HOATTAI 3) -
 kN, m, C Units



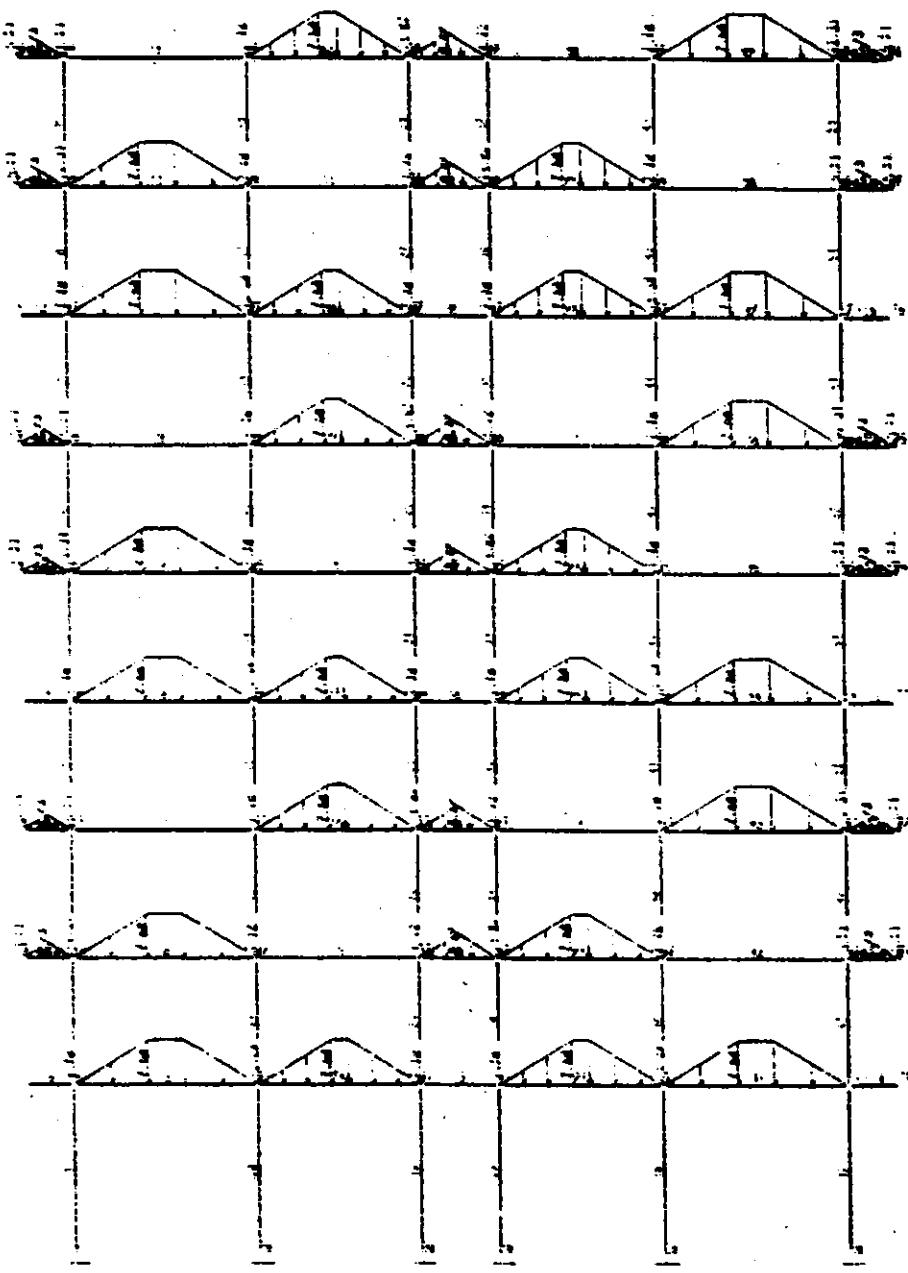
SAP 2000v9.03 – File: Khung – Frame Span Loads (HOATTAI 4) –
kN, m, C Units



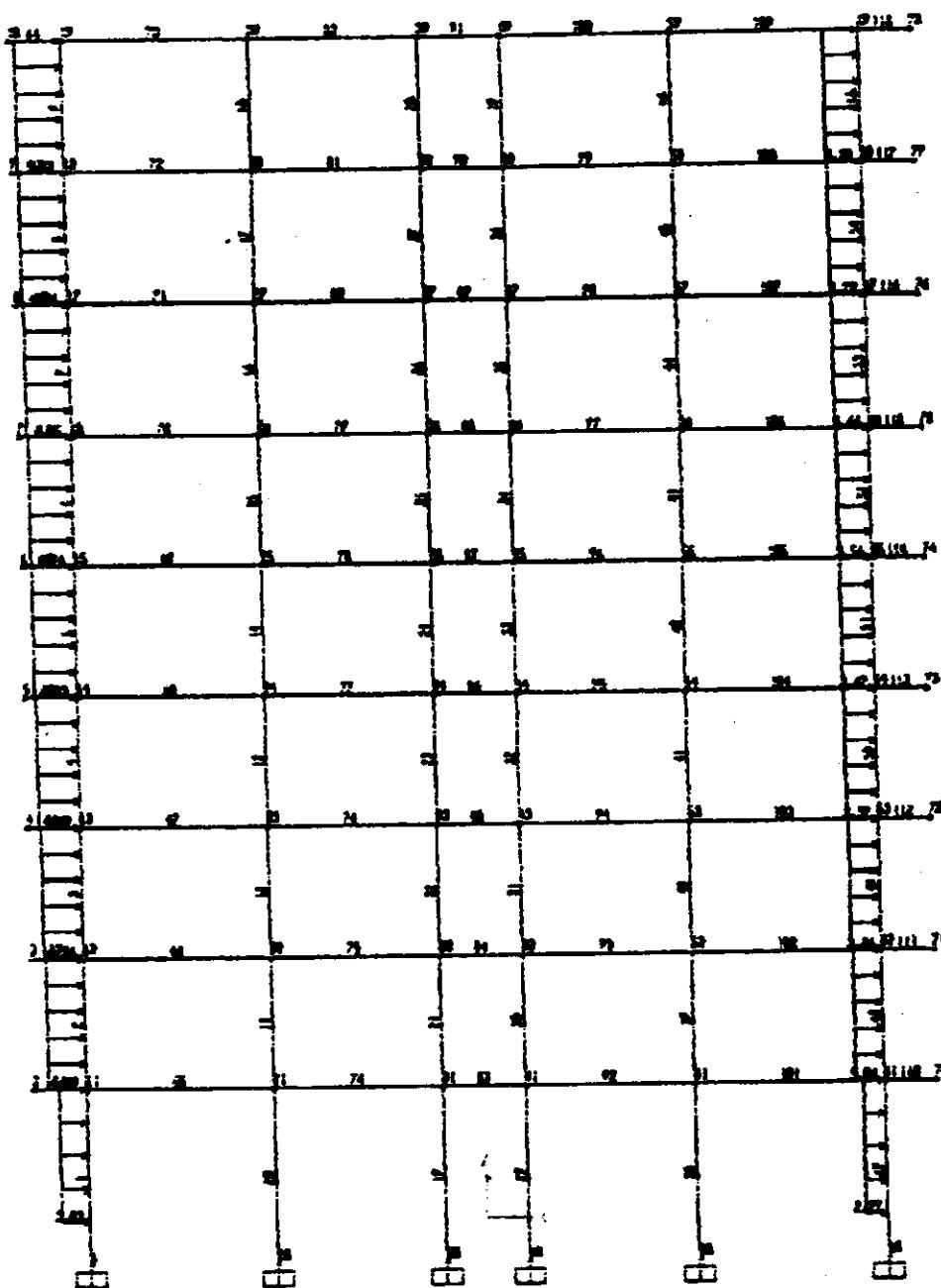
SAP 2000v9.03 – File: Khung – Frame Span Loads (HOATTAI 5) –
kN, m, C Units



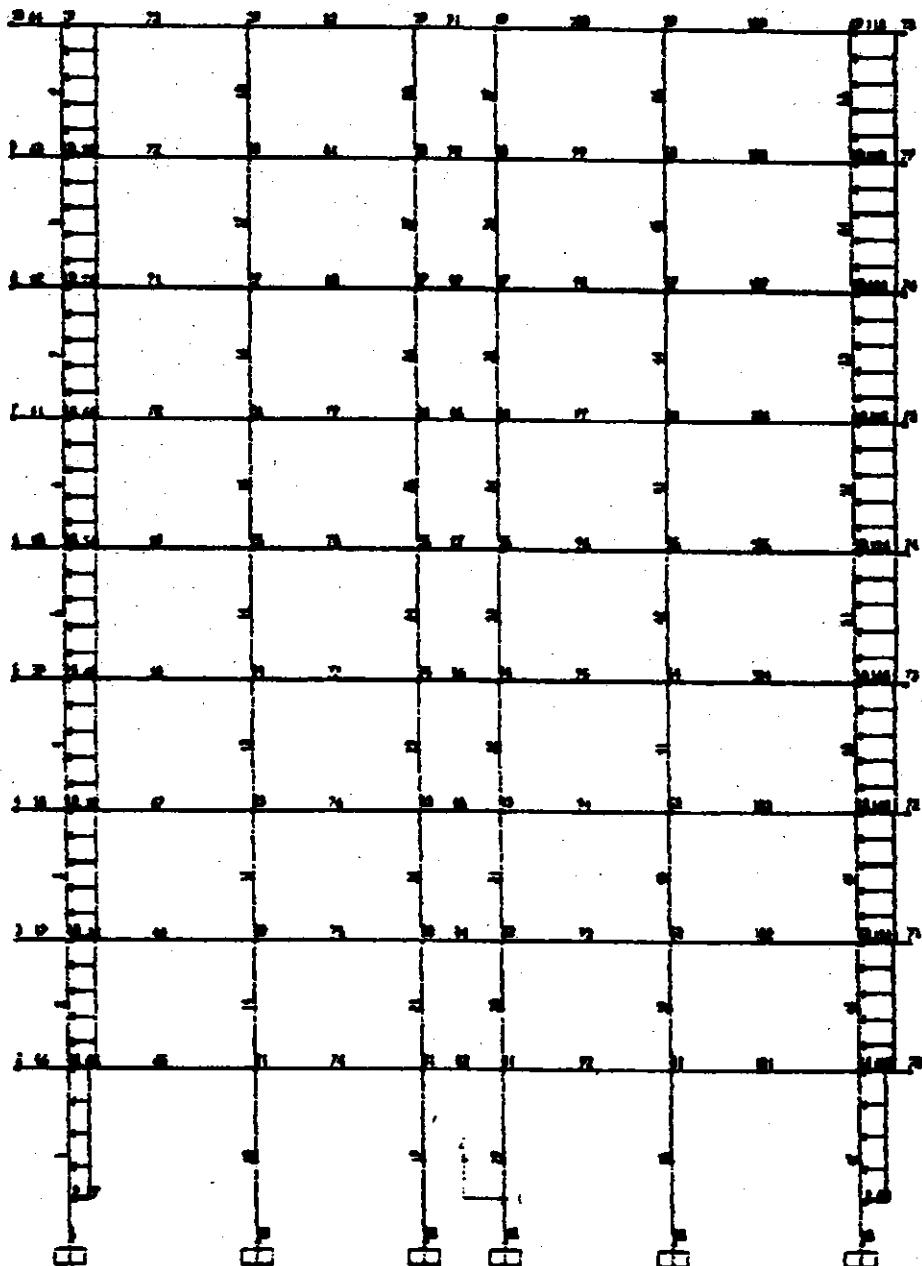
SAP 2000v9.03 – File: Khung – Frame Span Loads (HOATTAI 6) –
kN, m, C Units



SAP 2000v9.03 – File: Khung – Frame Span Loads (HOATTAI 7) –
 kN, m, C Units

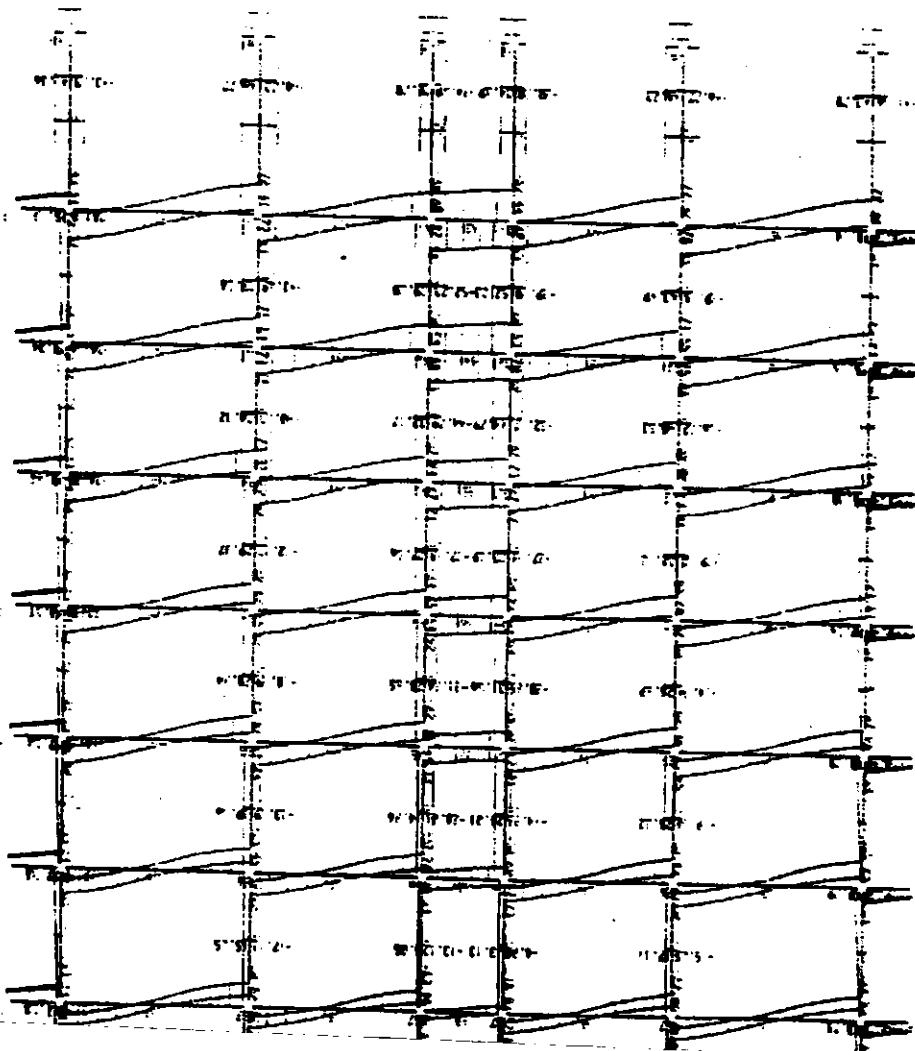


SAP 2000v9.03 – File: Khung – Frame Span Loads (GIOTRAI) – kN,
m, C Units

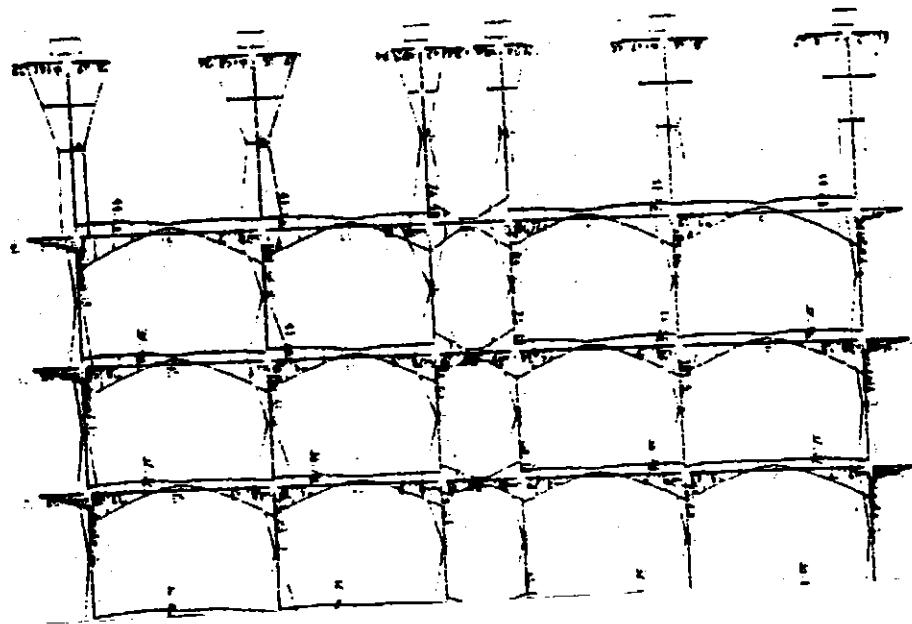


SAP 2000v9.03 - File: Khung - Frame Span Loads (GIOTRAI) - kN,
m, C Units

SAP 2000v9.03 - File: Khung - Moment 2-2 Diagram (COMB27) -

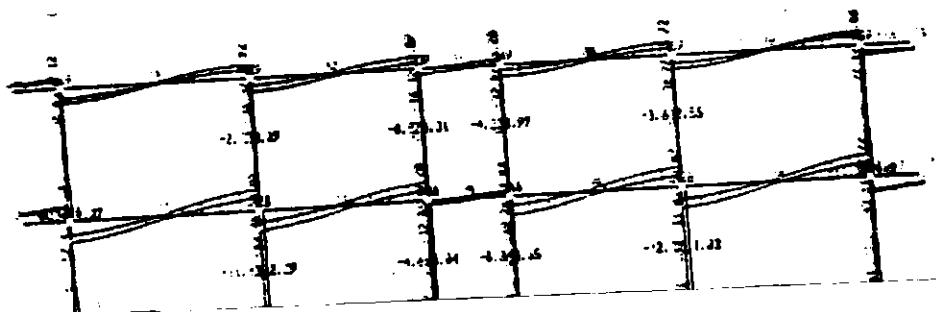


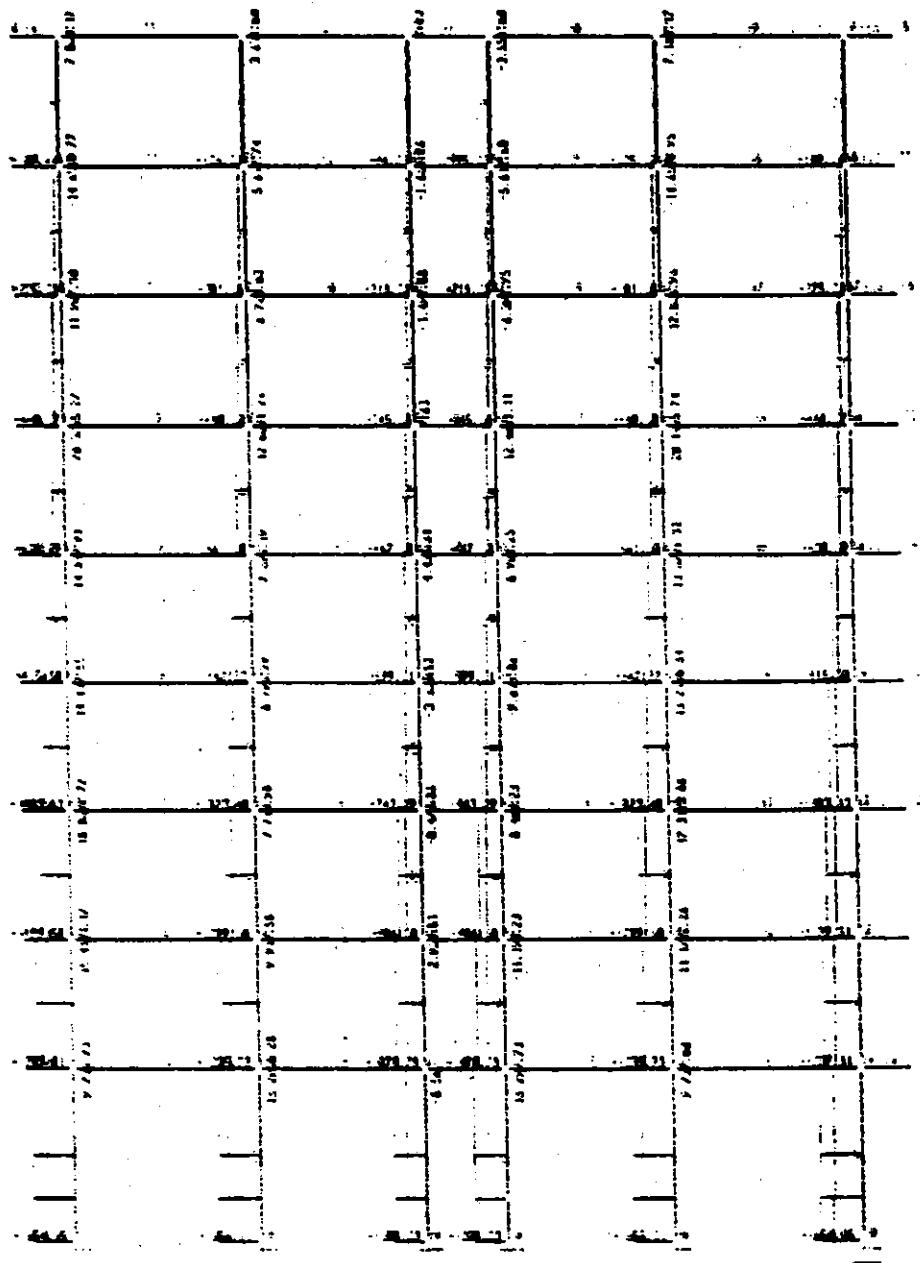
SAF 2000u9.03 - File: Klunig - Moment-3-3 Diagram (COMB27) - hN, m, C Units



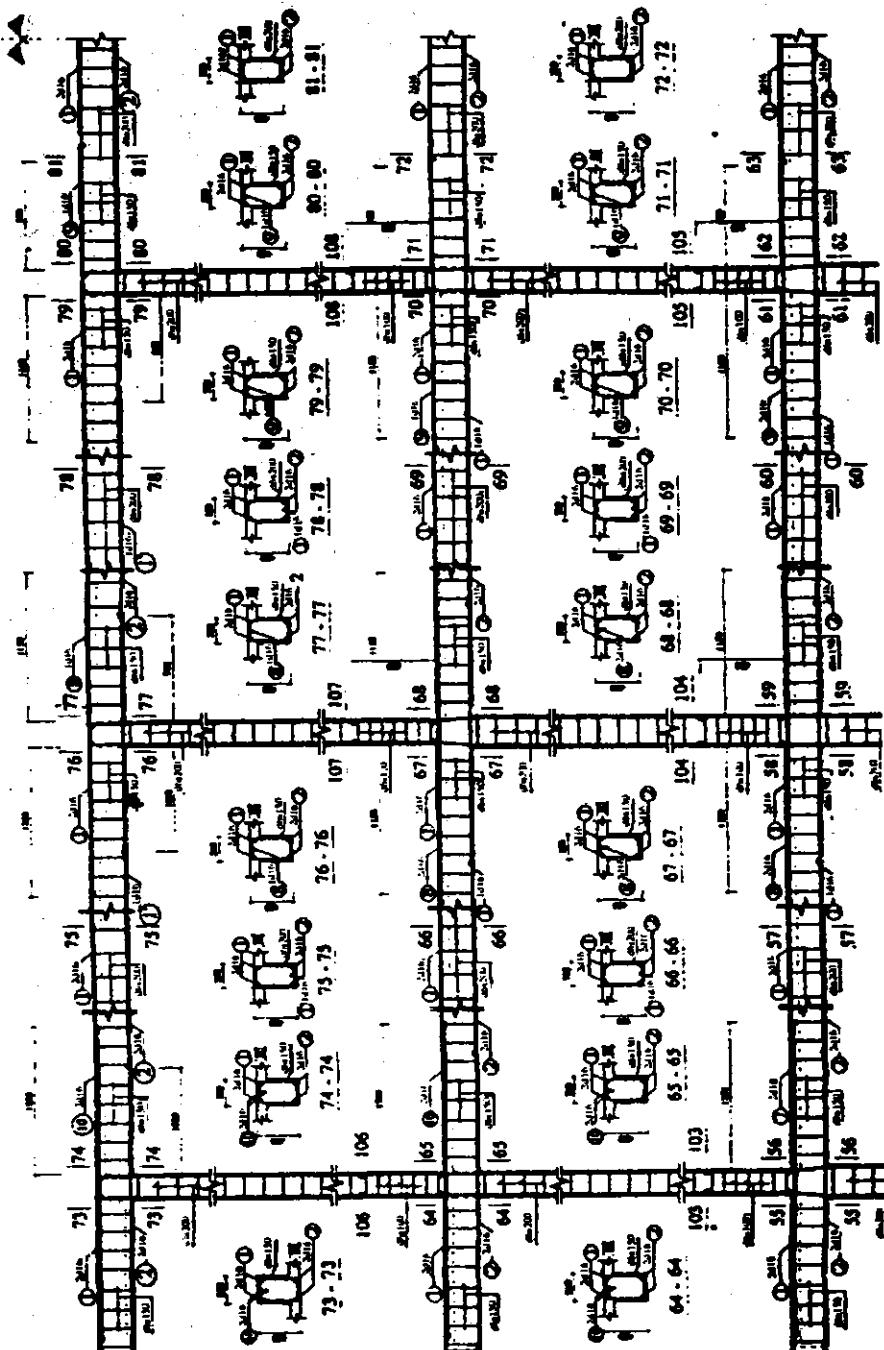
CHƯƠNG 2

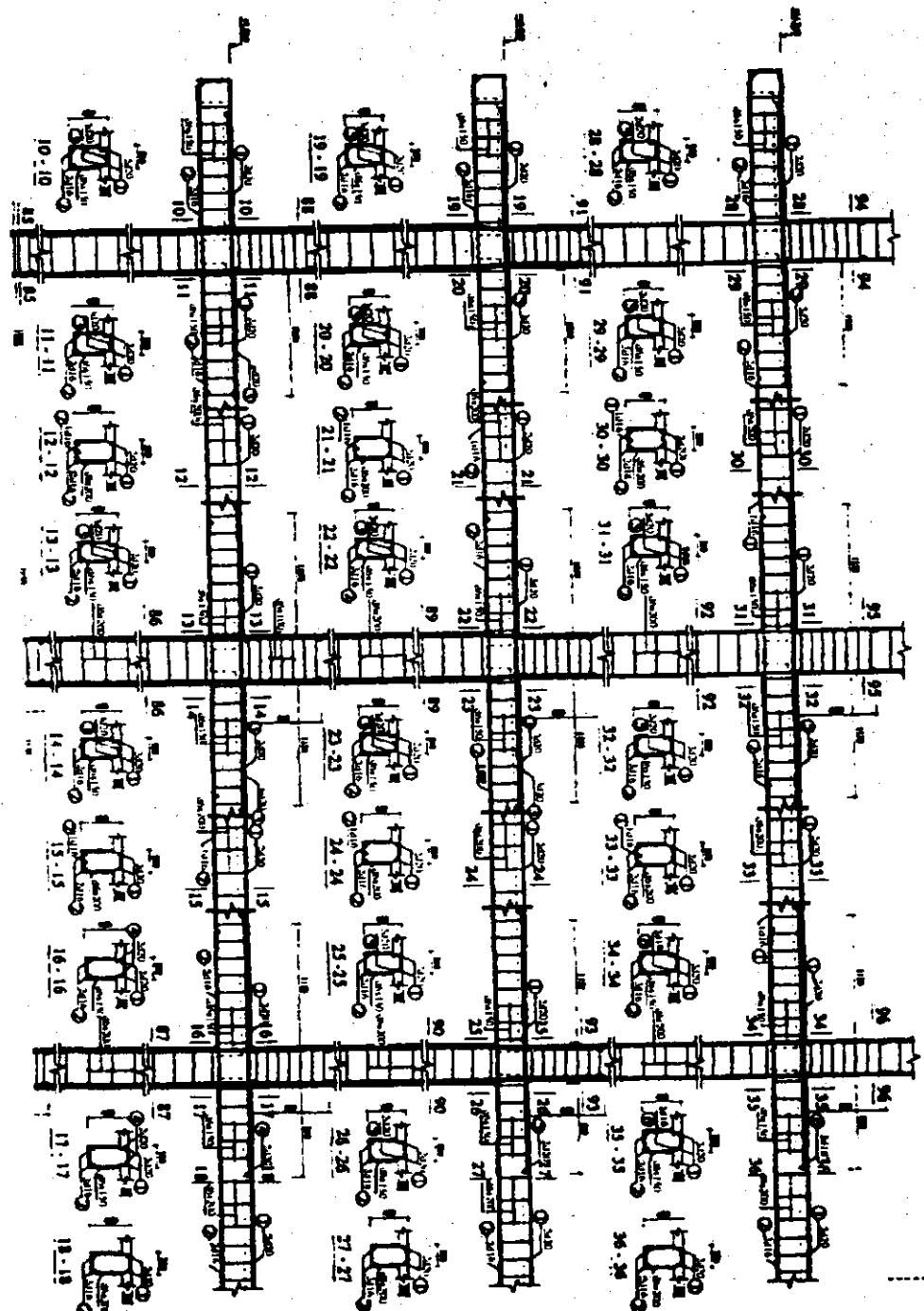
232





SAP 2000v9.03 – File: Khung – Axial Force Diagram (COMB27) –
kN, m, C Units





1	0	COMB27	Combi	Max	-1124.17	43.6964	0	0	0	141.3232
1	0	COMB27	Combi	Min	-1654.05	-41.862	0	0	0	-138.674
2	0	COMB27	Combi	Max	-95.648	28.1025	0	0	0	34.7256
2	0	COMB27	Combi	Min	-1397.81	-24.996	0	0	0	-33.346
3	0	COMB27	Combi	Max	-833.893	26.1584	0	0	0	33.55109
3	0	COMB27	Combi	Min	-1199.5	-24.001	0	0	0	-33.6066
4	0	COMB27	Combi	Max	-712.3	26.0765	0	0	0	34.22016
4	0	COMB27	Combi	Min	-1003.43	-23.123	0	0	0	-32.6171
5	0	COMB27	Combi	Max	-591.31	22.5444	0	0	0	26.39375
5	0	COMB27	Combi	Min	-815.5	-20.307	0	0	0	-26.6522
6	0	COMB27	Combi	Max	-466.225	18.2966	0	0	0	20.82841
6	0	COMB27	Combi	Min	-630.994	-16.916	0	0	0	-22.2914
7	0	COMB27	Combi	Max	-338.259	19.9939	0	0	0	24.23248
7	0	COMB27	Combi	Min	-17.453	-17.453	0	0	0	-23.2704
8	0	COMB27	Combi	Max	-210.491	13.7766	0	0	0	13.38975
8	0	COMB27	Combi	Min	-275.326	-11.318	0	0	0	-12.322
9	0	COMB27	Combi	Max	-78.4408	11.0715	0	0	0	8.843841
9	0	COMB27	Combi	Min	-109.442	-9.3365	0	0	0	-8.98219
11	0	COMB27	Combi	Max	-1083.04	43.4881	0	0	0	73.31683
11	0	COMB27	Combi	Min	-1395.93	-39.575	0	0	0	-66.312
12	0	COMB27	Combi	Max	-935.752	40.5294	0	0	0	65.06522
12	0	COMB27	Combi	Min	-1209.6	-36.025	0	0	0	-57.6547
13	0	COMB27	Combi	Max	-788.406	32.1199	0	0	0	52.4797
13	0	COMB27	Combi	Min	-1023.4	-29.069	0	0	0	-47.5072
14	0	COMB27	Combi	Max	-646.034	28.5852	0	0	0	47.7182
14	0	COMB27	Combi	Min	-842.219	-24.943	0	0	0	-41.3836
15	0	COMB27	Combi	Max	-504.842	24.2222	0	0	0	38.87071
15	0	COMB27	Combi	Min	-661.8	-19.656	0	0	0	-32.0467
16	0	COMB27	Combi	Max	-361.798	17.1095	0	0	0	28.99949
16	0	COMB27	Combi	Min	-480.8	-15.254	0	0	0	-25.8838
17	0	COMB27	Combi	Max	-220.391	12.3922	0	0	0	21.00681
17	0	COMB27	Combi	Min	-301.877	-11.033	0	0	0	-18.7259
18	0	COMB27	Combi	Max	-81.4124	3.88897	0	0	0	6.273994
18	0	COMB27	Combi	Min	-126.445	-2.3668	0	0	0	-4.27559
19	0	COMB27	Combi	Max	-799.492	34.887	0	0	0	92.93903
19	0	COMB27	Combi	Min	-1306.33	-30.699	0	0	0	-86.4153
20	0	COMB27	Combi	Max	-1307.02	48.2303	0	0	0	150.0599
20	0	COMB27	Combi	Min	-1656.51	-46.773	0	0	0	-147.648
21	0	COMB27	Combi	Max	-683.298	52.227	0	0	0	92.90094
21	0	COMB27	Combi	Min	-1078.78	-39.302	0	0	0	-69.2341

KHUNG BÊTÔNG CỐT THÉP

22	0	COMB27	Combi	Max	-618.86	44.7898	0	0	0	76.3364
22	0	COMB27	Combi	Min	-906.501	-32.17	0	0	0	-55.0906
23	0	COMB27	Combi	Max	-544.488	37.894	0	0	0	64.79396
23	0	COMB27	Combi	Min	-743.291	-27.558	0	0	0	-47.286
24	0	COMB27	Combi	Max	-465.227	31.861	0	0	0	54.42279
24	0	COMB27	Combi	Min	-599.308	-20.85	0	0	0	-34.9911
25	0	COMB27	Combi	Max	-354.697	28.0071	0	0	0	46.30243
25	0	COMB27	Combi	Min	-467.884	-14.963	0	0	0	-24.901
26	0	COMB27	Combi	Max	-243.356	13.1342	0	0	0	22.06614
26	0	COMB27	Combi	Min	-345.626	-8.0495	0	0	0	-13.8894
27	0	COMB27	Combi	Max	-146.862	8.04149	0	0	0	13.89071
27	0	COMB27	Combi	Min	-218.315	-4.6536	0	0	0	-8.04847
28	0	COMB27	Combi	Max	-53.8422	4.30807	0	0	0	7.59185
28	0	COMB27	Combi	Min	-96.3855	-0.9697	0	0	0	-1.46277
29	0	COMB27	Combi	Max	-799.493	30.6988	0	0	0	86.41532
29	0	COMB27	Combi	Min	-1306.33	-34.887	0	0	0	-92.939
30	0	COMB27	Combi	Max	-683.299	39.3024	0	0	0	69.23407
30	0	COMB27	Combi	Min	-1078.78	-52.227	0	0	0	-92.9009
31	0	COMB27	Combi	Max	-618.86	32.1699	0	0	0	55.09059
31	0	COMB27	Combi	Min	-906.501	-44.79	0	0	0	-76.3364
32	0	COMB27	Combi	Max	-544.488	27.5578	0	0	0	47.28632
32	0	COMB27	Combi	Min	-743.291	-37.894	0	0	0	-64.7937
33	0	COMB27	Combi	Max	-465.227	20.8497	0	0	0	34.99133
33	0	COMB27	Combi	Min	-599.308	-31.861	0	0	0	-54.4226
34	0	COMB27	Combi	Max	-354.697	14.9628	0	0	0	24.90094
34	0	COMB27	Combi	Min	-467.884	-28.007	0	0	0	-46.3024
35	0	COMB27	Combi	Max	-243.356	8.04946	0	0	0	13.88937
35	0	COMB27	Combi	Min	-345.626	-13.134	0	0	0	-22.0661
36	0	COMB27	Combi	Max	-146.862	4.65361	0	0	0	8.048478
36	0	COMB27	Combi	Min	-218.315	-8.0415	0	0	0	-13.8907
37	0	COMB27	Combi	Max	-53.8421	0.96968	0	0	0	1.462778
37	0	COMB27	Combi	Min	-95.3286	-4.3337	0	0	0	-7.60357
38	0	COMB27	Combi	Max	-1307.02	46.7727	0	0	0	147.6483
38	0	COMB27	Combi	Min	-1656.51	-48.23	0	0	0	-150.06
39	0	COMB27	Combi	Max	-1083.04	39.5751	0	0	0	66.31198
39	0	COMB27	Combi	Min	-1395.93	-43.488	0	0	0	-73.3168
40	0	COMB27	Combi	Max	-935.752	36.0247	0	0	0	57.65465
40	0	COMB27	Combi	Min	-1209.6	-40.529	0	0	0	-65.0652
41	0	COMB27	Combi	Max	-788.406	29.0694	0	0	0	47.50757
41	0	COMB27	Combi	Min	-1023.4	-32.12	0	0	0	-52.4794

42	0	COMB27	Combi	Max	-646.034	24.9436	0	0	0	41.38386
42	0	COMB27	Combi	Min	-842.22	-28.585	0	0	0	-47.7777
43	0	COMB27	Combi	Max	-504.843	19.6559	0	0	0	32.04656
43	0	COMB27	Combi	Min	-661.8	-23.946	0	0	0	-40.2363
44	0	COMB27	Combi	Max	-361.798	15.2536	0	0	0	25.88385
44	0	COMB27	Combi	Min	-480.8	-17.11	0	0	0	-28.9995
45	0	COMB27	Combi	Max	-220.391	11.0333	0	0	0	18.72595
45	0	COMB27	Combi	Min	-301.877	-12.392	0	0	0	-21.0068
46	0	COMB27	Combi	Max	-81.4124	2.54595	0	0	0	3.891538
46	0	COMB27	Combi	Min	-125.575	-3.8113	0	0	0	-6.43978
47	0	COMB27	Combi	Max	-1124.17	41.8623	0	0	0	138.6744
47	0	COMB27	Combi	Min	-1654.05	-43.696	0	0	0	-141.323
48	0	COMB27	Combi	Max	-952.65	25.1671	0	0	0	31.95243
48	0	COMB27	Combi	Min	-1397.81	-28.103	0	0	0	-34.9806
49	0	COMB27	Combi	Max	-833.895	23.8835	0	0	0	31.31489
49	0	COMB27	Combi	Min	-1199.51	-26.158	0	0	0	-34.3152
50	0	COMB27	Combi	Max	-712.302	23.3218	0	0	0	31.46472
50	0	COMB27	Combi	Min	-1003.43	-26.077	0	0	0	-34.2203
51	0	COMB27	Combi	Max	-591.31	20.5077	0	0	0	25.26868
51	0	COMB27	Combi	Min	-815.5	-22.545	0	0	0	-27.2272
52	0	COMB27	Combi	Max	-466.225	17.0912	0	0	0	20.5736
52	0	COMB27	Combi	Min	-630.994	-18.297	0	0	0	-22.1982
53	0	COMB27	Combi	Max	-338.259	17.8369	0	0	0	22.90046
53	0	COMB27	Combi	Min	-448.767	-19.994	0	0	0	-24.2325
54	0	COMB27	Combi	Max	-210.491	11.323	0	0	0	12.25797
54	0	COMB27	Combi	Min	-275.326	-13.777	0	0	0	-13.3898
55	0	COMB27	Combi	Max	-78.4408	9.35096	0	0	0	8.533248
55	0	COMB27	Combi	Min	-111.207	-11.071	0	0	0	-8.91238
56	0	COMB27	Combi	Max	0	22.26	0	0	0	-1.78E-15
56	0	COMB27	Combi	Min	0	37.2162	0	0	0	-50.615
65	0	COMB27	Combi	Max	-9.90534	-79.311	0	0	0	-119.777
65	0	COMB27	Combi	Min	6.729899	0.4761	0	0	0	44.2435
65	0	COMB27	Combi	Max	-9.90534	10.4137	0	0	0	-114.342
66	0	COMB27	Combi	Min	-15.6967	-76.919	0	0	0	-113.17
66	0	COMB27	Combi	Max	11.17363	6.02368	0	0	0	39.40349
66	0	COMB27	Combi	Min	-15.6967	13.1847	0	0	0	-108.397
67	0	COMB27	Combi	Min	-18.0622	-74.661	0	0	0	-107.859
67	1.5	COMB27	Combi	Max	13.06341	3.18716	0	0	0	37.66903
67	5	COMB27	Combi	Min	-18.0622	15.7408	0	0	0	-101.431
68	0	COMB27	Combi	Min	-14.3373	-71.499	0	0	0	-100.241

KHUNG BÊTÔNG CỐT THÉP

68	2	COMB27	Combi	Max	9.496267	9.00711	0	0	0	36.84939
68	5	COMB27	Combi	Min	-14.3373	19.5206	0	0	0	-91.4346
69	0	COMB27	Combi	Min	-15.1207	-67.946	0	0	0	-90.7608
69	2	COMB27	Combi	Max	9.909146	4.91363	0	0	0	34.50435
69	5	COMB27	Combi	Min	-15.1207	23.4668	0	0	0	-82.5092
70	0	COMB27	Combi	Min	-20.3736	-65.784	0	0	0	-85.4426
70	2	COMB27	Combi	Max	15.61184	2.03188	0	0	0	34.31896
70	5	COMB27	Combi	Min	-20.3736	25.9988	0	0	0	-75.3059
71	0	COMB27	Combi	Min	-11.8545	-63.062	0	0	0	-77.8641
71	2	COMB27	Combi	Max	7.096889	-1.6193	0	0	0	34.58307
71	5	COMB27	Combi	Min	-11.8545	29.1424	0	0	0	-68.1358
72	0	COMB27	Combi	Min	-14.6548	-57.598	0	0	0	-62.6171
72	2.5	COMB27	Combi	Max	10.76608	4.57175	0	0	0	33.79486
72	5	COMB27	Combi	Min	-14.6548	33.9819	0	0	0	-55.9298
73	0	COMB27	Combi	Min	-7.05924	-38.43	0	0	0	-34.6995
73	2.5	COMB27	Combi	Max	4.166123	1.68645	0	0	0	29.93526
73	5	COMB27	Combi	Min	-7.05924	23.7394	0	0	0	-35.2932
74	0	COMB27	Combi	Min	-16.2882	-72.32	0	0	0	-104.082
74	0.5	COMB27	Combi	Max	10.27828	-2.0298	0	0	0	41.92371
74	4.5	COMB27	Combi	Min	-16.2882	4.60358	0	0	0	-89.4999
75	0	COMB27	Combi	Min	-10.1671	-71.555	0	0	0	-101.551
75	0.5	COMB27	Combi	Max	7.765955	-1.2444	0	0	0	41.77849
75	4.5	COMB27	Combi	Min	-10.1671	5.26724	0	0	0	-93.1128
76	0	COMB27	Combi	Min	-7.73533	-69.088	0	0	0	-95.234
76	0.5	COMB27	Combi	Max	7.282004	-4.1361	0	0	0	36.22272
76	4.5	COMB27	Combi	Min	-7.73533	8.02811	0	0	0	-87.485
77	0	COMB27	Combi	Min	-9.00462	-65.71	0	0	0	-86.2336
77	1	COMB27	Combi	Max	5.789232	-1.535	0	0	0	30.49697
77	4.5	COMB27	Combi	Min	-9.00462	11.9624	0	0	0	-80.7352
78	0	COMB27	Combi	Min	-7.9575	-62.18	0	0	0	-78.2282
78	1.5	COMB27	Combi	Max	5.361793	3.85672	0	0	0	29.98721
78	4.5	COMB27	Combi	Min	-7.9575	15.6509	0	0	0	-75.625
79	0	COMB27	Combi	Min	-11.9659	-59.238	0	0	0	-71.0236
79	2	COMB27	Combi	Max	11.56906	9.08071	0	0	0	27.80977
79	4.5	COMB27	Combi	Min	-11.9659	19.2229	0	0	0	-64.725
80	0	COMB27	Combi	Min	-6.85996	-57.088	0	0	0	-65.1941
80	2	COMB27	Combi	Max	3.026899	3.21735	0	0	0	28.47096
80	4.5	COMB27	Combi	Min	-6.65996	22.5689	0	0	0	-52.2093
81	0	COMB27	Combi	Min	-5.61021	-53.48	0	0	0	-56.2771
81	2.5	COMB27	Combi	Max	2.767712	12.2993	0	0	0	27.72834

81	4.5	COMB27	Combi	Min	-5.61021	25.3081	0	0	0	-44.0369
82	0	COMB27	Combi	Min	-3.5195	-36.408	0	0	0	-38.4757
82	2.5	COMB27	Combi	Max	1.870293	8.46326	0	0	0	22.06799
82	4.5	COMB27	Combi	Min	-3.5195	15.3876	0	0	0	-30.6322
83	0	COMB27	Combi	Min	-8.67941	-82.443	0	0	0	-91.0383
83	0	COMB27	Combi	Max	-5.71415	69.4962	0	0	0	76.095
83	2.2	COMB27	Combi	Min	-8.67941	-69.496	0	0	0	-91.0383
84	0	COMB27	Combi	Min	-3.21156	-80.534	0	0	0	-87.8257
84	0	COMB27	Combi	Max	1.720824	67.5869	0	0	0	75.10714
84	2.2	COMB27	Combi	Min	-3.21156	-67.587	0	0	0	-87.8257
85	0	COMB27	Combi	Min	-0.46843	-67.709	0	0	0	-74.608
85	0	COMB27	Combi	Max	4.191603	54.762	0	0	0	60.10997
85	2.2	COMB27	Combi	Min	-0.46843	-54.762	0	0	0	-74.6082
86	0	COMB27	Combi	Min	-3.56584	-54.92	0	0	0	-61.4646
86	0	COMB27	Combi	Max	0.524674	41.9736	0	0	0	45.11881
86	2.2	COMB27	Combi	Min	-3.56584	-41.973	0	0	0	-61.4648
87	0	COMB27	Combi	Min	-4.69411	-43.666	0	0	0	-48.243
87	0	COMB27	Combi	Max	0.53554	30.1877	0	0	0	32.41152
87	2.2	COMB27	Combi	Min	-4.69411	-30.188	0	0	0	-48.4754
88	0	COMB27	Combi	Min	3.033586	-30.889	0	0	0	-36.5784
88	0	COMB27	Combi	Min	7.991896	15.4406	0	0	0	13.92091
88	2.2	COMB27	Combi	Max	3.033586	-15.441	0	0	0	-35.8885
89	0	COMB27	Combi	Min	-1.43607	-18.921	0	0	0	-28.8684
89	1.3	COMB27	Combi	Min	1.883395	12.7184	0	0	0	-7.3843
89	2.2	COMB27	Combi	Min	-1.43607	-1.7268	0	0	0	-28.8155
90	0	COMB27	Combi	Max	-1.73755	-12.847	0	0	0	-23.7563
90	0	COMB27	Combi	Min	1.296114	-3.5671	0	0	0	-13.0537
90	2.2	COMB27	Combi	Min	-1.73755	4.64445	0	0	0	-24.6167
91	0	COMB27	Combi	Min	0.788293	-16.122	0	0	0	-23.4347
91	0	COMB27	Combi	Max	2.438756	-1.9885	0	0	0	-7.29813
91	2.2	COMB27	Combi	Min	0.788293	1.07166	0	0	0	-22.6752

Bảng tính cốt thép cột

Bê tông B20 R _b = 11.5MPa $\gamma_b = 0.9$			Cốt thép CII, R _s = 280MPa a = a' = 45			
Gram	Station	Case Type	M3	P	Case Type	M3
Text	m	Text	KN.m	KN	Text	KN.m
1	0	Combination	-138.674	-1654.05	Tính tải	0.6346
2	0	Combination	-33.346	-1397.81	Tính tải	1.4378
3	0	Combination	-33.6066	-1199.5	Tính tải	1.273
4	0	Combination	-32.617	-1003.43	Tính tải	0.8455
5	0	Combination	-26.652	-815.5	Tính tải	0.8599
6	0	Combination	-22.2914	-630.994	Tính tải	0.7588
7	0	Combination	-23.27	-448.767	Tính tải	0.4049
8	0	Combination	-12.322	-275.326	Tính tải	0.2164
9	0	Combination	-8.98219	-109.442	Tính tải	-0.0252
20	0	Combination	-147.648	-1656.51	Tính tải	3.5309
11	0	Combination	-66.312	-1395.93	Tính tải	3.6993
12	0	Combination	-57.654	-1209.6	Tính tải	2.4849
13	0	Combination	-47.507	-1023.4	Tính tải	3.1653
14	0	Combination	-41.383	-842.219	Tính tải	3.4102
15	0	Combination	-32.046	-661.8	Tính tải	1.5566
16	0	Combination	-25.884	-480.8	Tính tải	1.137
17	0	Combination	-18.726	-301.877	Tính tải	0.8126
18	0	Combination	-4.275	-126.445	Tính tải	3.253
19	0	Combination	-86.415	-1306.33	Tính tải	1.1285
21	0	Combination	-69.2341	-1078.78	Tính tải	11.834
22	0	Combination	-55.0906	-906.501	Tính tải	10.6238
23	0	Combination	-47.286	-743.291	Tính tải	8.7547
24	0	Combination	-34.9911	-599.308	Tính tải	9.7174
25	0	Combination	-24.901	-467.778	Tính tải	10.703
26	0	Combination	-13.8894	-345.626	Tính tải	4.0896
27	0	Combination	-8.04847	-218.315	Tính tải	2.9225

P KN	Tiết diện mm	Lo m	e01 mm	ea mm	ψ_1	η	L.T.B	x mm	As = A's mm ²
-1272.507	300x500	3.29	83.8	16.117	1	1.04	x	384	1537
-1070.849	200X400	2.45	22.8	13.333	1	1.033	x	355	1524
-924.749	200X400	2.45	28	13.333	1	1.034	x	348	1153
-778.507	200X400	2.45	31.3	13.333	1	1.029	x	393	535
-636.863	200X350	2.45	42.5	11.667	1	1.048	x	293	589
-495.144	200X350	2.45	35.3	11.667	1	1.053	x	289	194
-353.25	200X250	2.45	49.4	8.333	1	1.096	x	182	376
-214.95	200X200	2.45	42.7	6.667	1	1.08	x	143	116
-78.455	200X200	2.45	82	6.667	1	1.173	x	53	65
-1099.486	200X500	3.29	91	16.117	1	1.039	x	380	1619
-949.952	200X450	2.45	84	15	1	1.026	x	370	1602
-800.492	200X400	2.45	48	13.333	1	1.032	x	322	1427
-656.005	200X400	2.45	60	13.333	1	1.034	x	323	975
-511.98	200X350	2.45	50	11.667	1	1.045	x	274	825
-367.55	200X350	2.45	49	11.667	1	1.051	x	274	379
-226.001	200X250	2.45	54	8.333	1	1.091	x	182	479
-85.23	200X200	2.45	71	6.667	1	1.144	x	138	307
-956.53	200X200	2.45	31	6.667	1	1.212	x	60	61
-1322.861	200X400	3.29	66.2	13.333	1	1.063	x	305	1238
-793.899	200X400	2.45	64.2	13.333	1	1.032	x	306	1310
-684.988	200X400	2.45	60.8	13.333	1	1.035	x	310	845
-576.143	200X350	2.45	63.6	11.667	1	1.054	x	262	726
-471.205	200X300	2.45	69.1	10	1	1.063	x	213	550
-365.878	200X250	2.45	53.2	8.333	1	1.092	x	182	738
-261.132	200X200	2.45	40.2	6.667	1	1.158	x	146	275
160.497	200X200	2.45	36.9	6.667	1	1.263	x	105	32

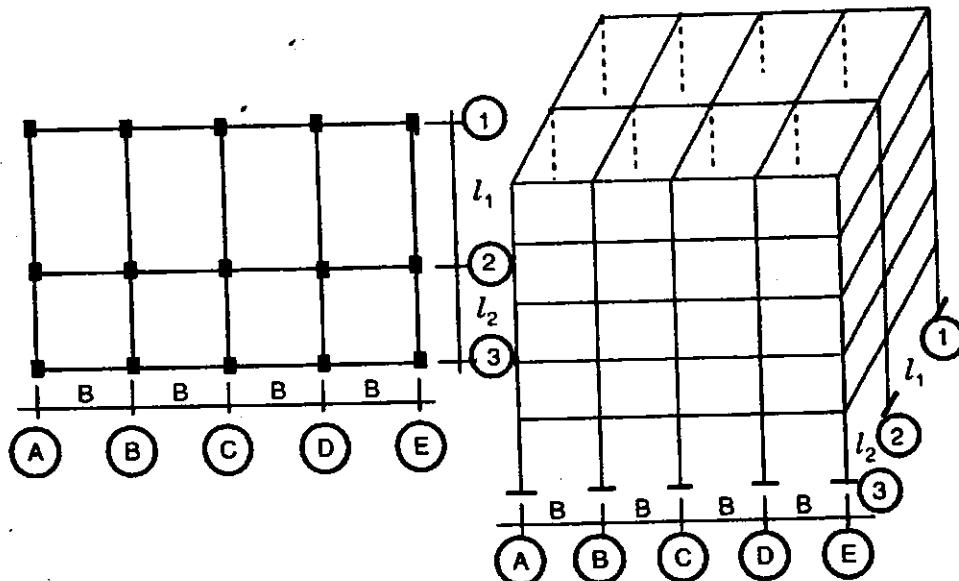
Bảng tính cốt thép dầmBêtông có B20 R_b = 11,5Mpa γ_b = 0.9Cốt thép CII có R_s = 280 Mpa a = 35

Frame	Station	epTy	M3	α _m	ξ	As
Text	m	Text	KN.m			mm ²
56	1.4	Min	-50.615	0.184	0.204	552
65	0	Min	-119.78	0.434	0.638	1720
65	1	Max	44.243	0.16	0.176	475
65	5	Min	-114.34	0.415	0.587	1583
66	0	Min	-113.17	0.41	0.587	1556
66	1.5	Max	39.4035	0.143	0.155	418
66	5	Min	-108.4	0.393	0.538	1450
67	0	Min	-107.86	0.391	0.533	1439
67	1.5	Max	37.669	0.137	0.147	398
67	5	Min	-101.43	0.368	0.486	1556
68	0	Min	-100.24	0.363	0.476	1288
68	2	Max	36.8494	0.134	0.144	388
68	5	Min	-91434	0.332	0.42	1132
69	0	Min	-90.761	0.329	0.415	1121
69	2	Max	34.5043	0.125	0.134	362
69	5	Min	-82.509	0.299	0.366	988
70	0	Min	-85.443	0.31	0.383	1034
70	2	Max	34.319	0.124	0.133	360
70	5	Min	-75.306	0.273	0.326	880
71	0	Min	-77.864	0.282	0.34	918
71	2	Max	34.5831	0.125	0.134	363
71	5	Min	-68.135	0.247	0.289	779
72	0	Min	-62.617	0.227	0.261	705
72	2.5	Max	33.7949	0.123	0.131	354
72	5	Min	-55.93	0.203	0.229	618
73	0	Min	-34.7	0.126	0.135	364
73	2.5	Max	29.9353	0.109	0.115	310
73	5	Min	-35.293	0.128	0.137	371
74	0	Min	-104.08	0.377	0.505	1362
74	0.5	Max	41.9237	0.152	0.166	447
74	4.5	Min	-89.5	0.325	0.408	1100
75	0	Min	-101.55	0.368	0.487	1313
75	0.5	Max	41.7785	0.151	0.165	446
75	4.5	Min	-93.112	0.338	0.43	1161

76	0	Min	-95.234	0.345	0.444	1198
76	1	Max	36.222	0.131	0.141	381
76	4.5	Min	-87.485	0.317	0.395	1067
77	0	Min	-86.234	0.313	0.388	1047
77	1.5	Max	30.497	0.111	0.117	317
77	4.5	Min	-80.735	0.293	0.356	961
78	0	Min	-78.228	0.284	0.342	923
78	1.5	Max	29.9872	0.109	0.115	311
78	4.5	Min	-75.625	0.274	0.328	885
79	0	Min	-71.024	0.258	0.304	819
79	2	Max	27.8098	0.101	0.107	287
79	4.5	Min	-64.725	0.235	0.272	733
80	0	Min	-65.194	0.236	0.274	739
80	2	Max	28.471	0.103	0.109	294
80	4.5	Min	-52.209	0.189	0.212	571
81	0	Min	-56.277	0.204	0.231	622
81	2.5	Max	27.7283	0.101	0.106	286
81	4.5	Min	-44.037	0.16	0.175	472
82	0	Min	-38.476	0.14	0.151	407
82	2.5	Max	22.068	0.08	0.084	225
82	4.5	Min	-30.632	0.111	0.118	319
83	0	Min	76.095	0.33	0.417	1126
83	0	Max	76.095	0.276	0.331	892
83	2.2	Min	-91.038	0.33	0.417	1126
84	0	Min	-87.826	0.318	0.397	1072
84	0	Max	75.1071	0.272	0.325	877
84	2.2	Min	-87.826	0.318	0.397	1072
85	0	Min	-74.608	0.271	0.397	870
85	0	Max	60.11	0.218	0.249	671
85	2.2	Min	-74.608	0.271	0.323	870
86	0	Min	-61.465	0.223	0.256	689
86	0	Max	45.1188	0.164	0.18	485
86	2.2	Min	-61.465	0.223	0.256	689
87	0	Min	-48.243	0.175	0.194	253
87	0	Max	32.4115	0.118	0.125	338
87	2.2	Min	-48.243	0.175	0.194	523
88	0	Min	-35.371	0.128	0.138	371
88	0	Max	13.9209	0.05	0.052	139
88	2.2	Min	-35.888	0.12	0.14	377
89	0	Min	-28.868	0.105	0.111	299

89	0	Max	-7.6911	0.028	0.028	76
89	2.2	Min	-26.346	0.096	0.101	271
90	0	Min	-22.483	0.082	0.085	229
90	0	Max	-14.35	0.052	0.053	144
90	2.2	Min	-22.483	0.081	0.085	228
91	0	Min	-22.378	0.081	0.085	228
91	0	Max	-7.2981	0.026	0.027	72
91	2.2	Min	-22.675	0.082	0.086	231

2.5 KHUNG KHÔNG GIAN



Hình 2.19 Mô hình không gian

Kết cấu khung gồm các cột và các dầm liên kết với nhau, liên kết giữa cột và các dầm thường là liên kết cứng. Khung không gian là do các khung phẳng liên kết với nhau theo phương ngoài mặt phẳng khung. Khung không gian là một khối khung bao gồm các khung ngang và các khung dọc.

Tất cả các công trình đều có hệ chịu lực là khung không gian, tuy nhiên thông thường chỉ tính khung không gian khi tỷ số

$$\frac{L}{B} \leq 1,5 \quad (2.94)$$

L – Chiều dài của công trình.

B – Chiều rộng của công trình.

Ngoài ra, còn cần xét thêm chiều cao của công trình, khi chiều cao công trình thấp có thể không cần phải tính khung không gian.

2.5.1 Chọn sơ bộ kích thước cột - đầm

1- *Dầm (cho tất cả các dầm sàn của tất cả các tầng)*

$$h_d = \left(\frac{1}{10} + \frac{1}{15} \right) L ; b_d = \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{3} \right) h_d \quad (2.95)$$

2- *Cột (cho tất cả các cột của tất cả các tầng)*

Chọn sơ bộ kích thước tiết diện ngang của cột tính tương tự như phần tính khung phẳng (xem phần khung phẳng).

Tùy theo kích thước mặt bằng của công trình mà chọn tiết diện cột cho hợp lý:

- Nếu mặt bằng hình vuông hoặc gần vuông nên chọn tiết diện ngang cột là hình vuông.
- Nếu mặt bằng hình chữ nhật nên chọn tiết diện ngang cột là hình chữ nhật.

Tùy theo số tầng của công trình có thể từ hai đến ba tầng thay đổi tiết diện cột một lần, ngoài ra còn phải xét đến yêu cầu kiến trúc công trình.

2.5.2 Chọn mô hình tính toán khung

Đối với công trình khi tính khung không gian thì có thể chọn một trong hai mô hình tính toán sau:

- *Mô hình 1 (khung gồm cột - đầm):* thường áp dụng cho các công trình thấp tầng (số lượng tầng $n < 10$).
- *Mô hình 2 (khung - sàn gồm cột - đầm - sàn):* thường áp dụng cho các công trình cao tầng (số lượng tầng $n > 10$).

Tùy theo mô hình tính toán đã chọn để tính tải trọng tác dụng tương ứng với mô hình đó.

Mô hình tính toán thể hiện trực cột, trực đầm. Cột được xem là ngầm với móng tại mặt trên của móng. Dầm kiềng có thể xem là đầm khung hoặc không xét đến khi tính khung.

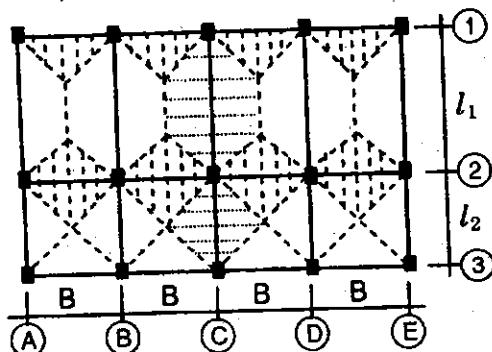
+ Khi công trình chỉ bố trí đầm kiềng (không có sàn tầng trệt) để thiêng về an toàn thường khi tính khung người ta bỏ qua đầm kiềng (không xem đầm kiềng là đầm khung) lúc này khi tính tải trọng tác dụng lên khung cần thiết phải tính tải trọng của đầm kiềng và tường xây trên các đầm kiềng truyền vào cột).

+ Khi công trình bố trí dầm kiềng và có sàn tầng trệt (sàn tầng hầm) thì khi tính khung cần phải xét dầm kiềng và sàn (xem dầm kiềng và sàn như là sàn tầng bình thường).

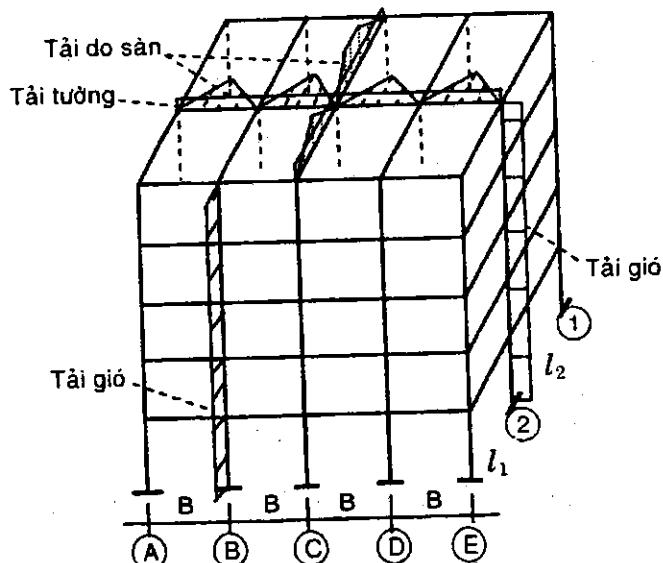
2.5.3 Xác định tải trọng

1 - Theo mô hình 1 (khung gồm cột - dầm)

Giả thiết một công trình có mặt bằng và mô hình tính toán khung không gian thể hiện theo hình 2.20.



*Mặt bằng tầng thứ i
(Sơ đồ truyền tải từ sàn vào dầm)*



Hình 2.20 Mô hình 1 tính khung không gian (khung)

Xác định tải trọng tác dụng lên khung cần tiến hành tính toán tải trọng tác dụng lên tất cả các dầm của tất cả các tầng (xét tầng bất kỳ).

a - Tính tải gồm:

- Trọng lượng bản thân: Dầm, cột: khai báo trực tiếp trong phần mềm tính kết cấu bằng hệ số (*Self Weight Multiplier*): 1,1

- Tường: tải tường dạng phân bố đều trên dầm

$$g_t = b_t h_t n \gamma_t \text{ (daN/m)} \quad (2.96)$$

- Sàn: Trọng lượng bản thân các lớp cấu tạo sàn:

$$g_s = \sum \delta_i \gamma_i n_i \text{ (daN/m}^2\text{)} \quad (2.97)$$

Tải trọng từ sàn truyền sang các dầm theo qui luật đường phân giác (sơ đồ truyền tải xem hình 2.20).

- Tính tải trọng tác dụng lên dầm dọc trực 2.

Trên nhịp A-B; B-C; C-D; D-E:

$$\text{Tải trọng có dạng tam giác: } G_1 = g_s B \quad (2.98)$$

- Tính tải trọng tác dụng lên dầm dọc trực 1; 3.

Trên nhịp A-B; B-C; C-D; D-E:

$$\text{Tải trọng có dạng tam giác: } G_2 = g_s B / 2 \quad (2.99)$$

- Tính tải trọng tác dụng lên dầm ngang trục A; E.

Trên nhịp 2-3: Tải trọng có dạng tam giác:

$$G_3 = g_s B / 2 \text{ (daN/m)} \quad (2.100)$$

Trên nhịp 1-2: Tải trọng có dạng hình thang:

$$G_4 = g_s B / 2 \text{ (daN/m)} \quad (2.101)$$

+ Tính tải trọng tác dụng lên dầm ngang trục B; C; D.

Trên nhịp 2-3: Tải trọng có dạng tam giác:

$$G_5 = g_s B \text{ (daN/m)} \quad (2.102)$$

Trên nhịp 1-2: Tải trọng có dạng hình thang:

$$G_6 = g_s B \text{ (daN/m)} \quad (2.103)$$

Các tầng khác tính tương tự.

Dạng tải trọng thể hiện trên hình 2.20.

Chú ý: Tính tải trọng tác dụng lên khung không gian tương tự như khi tính cho khung phẳng chỉ cần lưu ý là đối với khung không gian không cần tính lực tập trung tại các nút khung như khi tính cho khung phẳng.

- Xác định tải trọng do dầm kiềng:

Lực tập trung do dầm kiềng tại một cột bất kỳ thứ i do các dầm kiềng qui tụ về cột đó (theo diện truyền tải), đặt tại cao trình của dầm kiềng.

$$G_{ik} = \sum_1^n b_k h_k n \gamma_b l_i + \sum_1^n b_t h_t n \gamma_t l_i \quad (\text{daN}) \quad (2.104)$$

Trong đó:

$b_k; h_k; l$: chiều rộng; chiều cao; chiều dài dầm kiềng

n : hệ số tin cậy

γ_b : khối lượng riêng của bêtông

$b_t; h_t; l$: chiều rộng; chiều cao; chiều dài của tường gạch

n : hệ số tin cậy

γ_t : khối lượng riêng của tường

b – Hoạt tải:

Tải trọng từ sàn truyền sang các dầm theo qui luật đường phân giác (sơ đồ truyền tải xem hình 2.20)

- Tính tải trọng tác dụng lên dầm dọc trục 2.

Trên nhịp A-B; B-C; C-D; D-E:

$$\text{Tải trọng có dạng tam giác: } P_1 = p_s B \quad (\text{daN/m}) \quad (2.105)$$

- Tính tải trọng tác dụng lên dầm dọc trục 1; 3.

Trên nhịp A-B; B-C; C-D; D-E:

$$\text{Tải trọng có dạng tam giác: } P_2 = p_s B / 2 \quad (\text{daN/m}) \quad (2.106)$$

- Tính tải trọng tác dụng lên dầm ngang trục A; E.

Trên nhịp 2-3: Tải trọng có dạng tam giác:

$$P_3 = g_s B / 2 \quad (\text{daN/m}) \quad (2.107)$$

Trên nhịp 1-2: Tải trọng có dạng hình thang:

$$P_4 = p_s B / 2 \quad (\text{daN/m}) \quad (2.108)$$

- Tính tải trọng tác dụng lên dầm ngang trục B; C; D:

Trên nhịp 2-3: Tải trọng có dạng tam giác:

$$P_5 = p_s B \quad (\text{daN/m}) \quad (2.109)$$

Trên nhịp 1-2: Tải trọng có dạng hình thang:

$$P_6 = p_s B \quad (\text{daN/m}) \quad (2.110)$$

Các tầng khác tính tương tự.

Dạng tải trọng thể hiện trên hình 2.20.

Chú ý:

- *Tính tải trọng tác dụng lên khung không gian tương tự như khi tính cho khung phẳng chỉ cần lưu ý là đối với khung không gian không cần tính lực tập trung tại các nút khung như khi tính cho khung phẳng.*

- *Cách tính như trên cho trường hợp hoạt tải chất dày lên toàn bộ sàn tầng, trường hợp hoạt tải đặt cách ô hoặc liền ô thì tùy theo từng trường hợp đặt hoạt tải mà tính toán cụ thể cho trường hợp đó.*

c- Tải gió

Tải trọng gió tác dụng lên khung không gian tính toán tương tự như khung phẳng gồm:

Tải trọng gió gồm hai thành phần tĩnh và động:

Khi công trình có chiều cao dưới 40m và nhà công nghiệp mỗi tầng cao dưới 36m với tỷ số chiều cao trên nhịp nhỏ hơn 1,5 thì thành phần động của tải trọng gió không cần xét đến.

Tải trọng gió tác dụng lên khung không gian phải tính toán theo 4 hướng: gió trái, gió phải, gió trước, gió sau. Mỗi hướng gió gồm gió đẩy và gió hút. Phải tính toán tải trọng gió lên tất cả các cột biên của công trình.

Đối với nhà thấp tải trọng gió được xác định như sau:

Tải trọng gió tác dụng lên cột bất kỳ:

- *Gió đẩy (ở phía đón gió của công trình)*

Cường độ tính toán gió đẩy được xác định theo

$$W = W_o \cdot k.c.n.B \quad (\text{daN/m}) \quad (2.111)$$

trong đó W_o - giá trị áp lực gió tiêu chuẩn lấy theo bản đồ phân vùng theo địa danh hành chính (TCVN 2737-1995).

Giá trị áp lực gió theo bản đồ phân vùng áp lực gió trên lãnh thổ Việt Nam.

Vùng áp lực gió trên bản đồ	I	II	III	IV	V
W_o (dAN/m^2)	65	95	125	155	185

trong đó: k - hệ số kể đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao so với mốc chuẩn và dạng địa hình. Xác định theo bảng phụ lục 9.

- Địa hình A là địa hình trống trải, không có hoặc có rất ít vật cản cao không quá 1,5m (đồng bằng...).
- Địa hình B là địa hình tương đối trống trải, có một số vật cản thưa thớt không cao quá 10m (ngoại ô...).
- Địa hình C là địa hình bị che chắn mạnh, có nhiều vật cản sát nhau cao từ 10m trở lên (trong thành phố...).

n - hệ số tin cậy (vượt tải)

c - hệ số khí động phụ thuộc vào hình dáng công trình

Trường hợp công trình có hình dáng đơn giản (hình vuông hay chữ nhật) $c = + 0,8$

B - bề rộng đón gió của khung đang xét

- Gió hút (ở phía khuất gió của công trình)

Cường độ tính toán gió hút được xác định theo

$$W = W_o \cdot k \cdot c' \cdot n \cdot B \quad (dAN/m) \quad (2.112)$$

$c' = - 0,6$, còn các hệ số khác lấy như gió đẩy.

2- Theo mô hình 2 (khung gồm cột - đầm - sàn)

Xác định tải trọng tác dụng lên khung-sàn cần tiến hành tính toán tải trọng tác dụng lên tất cả các đầm, sàn của tất cả các tầng (xét tầng bất kỳ).

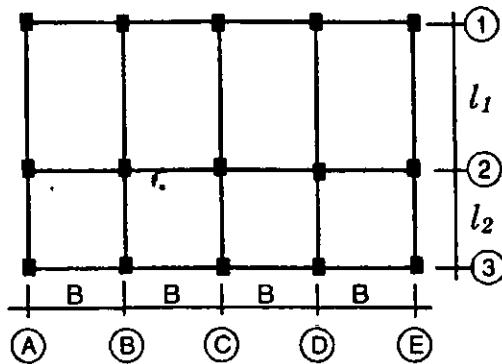
a - Tính tải gồm:

+ Trọng lượng bản thân:

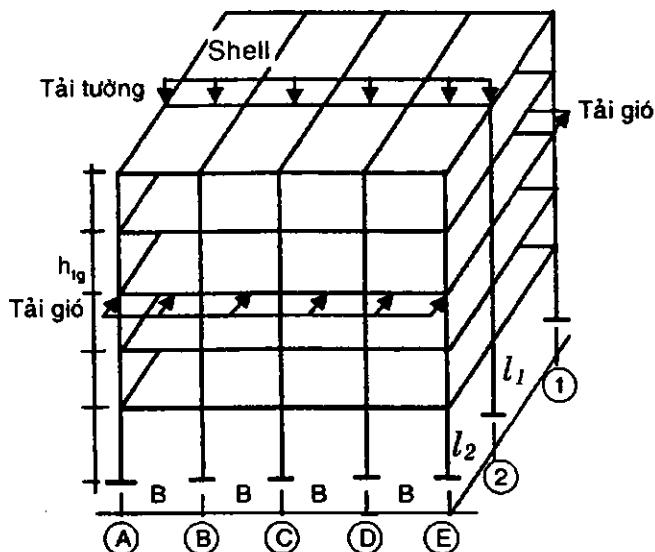
Dầm, cột, sàn: khai báo trực tiếp trong phần mềm tính kết cấu bằng hệ số (*Self Weight Multiplier*): 1,1

- Tường: tải tường dạng phân bố đều trên đầm

$$g_t = b_t h_t n \gamma_t \quad (2.113)$$



Mặt bằng tầng thứ i

**Hình 2.21 Mô hình 2 tính khung không gian (khung-sàn)**

- Sàn: Trọng lượng các lớp cấu tạo sàn không kể bản sàn bêtông cốt thép gồm các lớp vữa trát, gạch nền, trần treo v.v...

Trọng lượng bản thân các lớp cấu tạo sàn gồm cả bản sàn bêtông cốt thép

$$g_s = \sum \delta_i \gamma_i n_i \quad (\text{daN/m}^2) \quad (2.114)$$

Trọng lượng bản thân sàn bêtông cốt thép:

$$g_b = h_s \gamma_b \quad (\text{daN/m}^2) \quad (2.115)$$

Trọng lượng bản thân các lớp cấu tạo sàn không kể bản sàn bêtông cốt thép

$$g_{s1} = g_s - g_b \quad (daN/m^2) \quad (2.116)$$

Sàn được xem là phần tử Shell, tải trọng g_s , được khai báo trực tiếp lên phần tử shell đó.

- Xác định tải trọng do đầm kiềng:

- + Nếu mô hình tính toán không xét đầm kiềng:

Lực tập trung do đầm kiềng tại một cột bất kỳ thứ i do các đầm kiềng qui tụ về cột đó (theo diện truyền tải), đặt tại cao trình của đầm kiềng.

$$G_{ik} = \sum_1^n b_k h_k n \gamma_b l_i + \sum_1^n b_i h_i n \gamma_i l_i \quad (daN) \quad (2.117)$$

Trong đó:

b_k, h_k, l : chiều rộng; chiều cao; chiều dài đầm kiềng

n : hệ số tin cậy

γ_b : khối lượng riêng của bêtông

b_i, h_i, l : chiều rộng; chiều cao; chiều dài của tường gạch

n : hệ số tin cậy

γ_i : khối lượng riêng của tường

+ Nếu mô hình tính toán xét đầm kiềng và sàn (công trình có sàn tầng hầm): thì xác định tải của sàn tầng hầm tương tự như sàn tầng (bỏ qua áp lực đất nền tác dụng lên sàn tầng hầm).

b- Tải gió

Tải trọng gió tác dụng lên khung trong trường hợp này tính toán tương tự như mô hình 1: phải tính toán theo bốn hướng: gió trái, gió phải, gió trước, gió sau. Mỗi hướng gió gồm gió đẩy và gió hút. Phải tính tải trọng gió lên tất cả các đầm biên của công trình.

Tải trọng gió tác dụng lên đầm biên của một tầng bất kỳ:

- Gió đẩy (ở phía đón gió của công trình)

- Cường độ tính toán gió đẩy được xác định theo

$$W = W_o \cdot k \cdot c \cdot n \cdot h_{tg} \quad (daN/m) \quad (2.118)$$

- Gió hút (ở phía khuất gió của công trình)

Cường độ tính toán gió hút được xác định theo

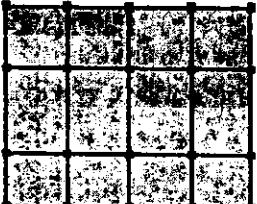
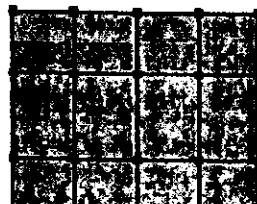
$$W = W_o \cdot k \cdot c' \cdot n \cdot h_{tg} \quad (\text{daN/m}) \quad (2.119)$$

Trong đó: h_{tg} : chiều cao của tầng nhà

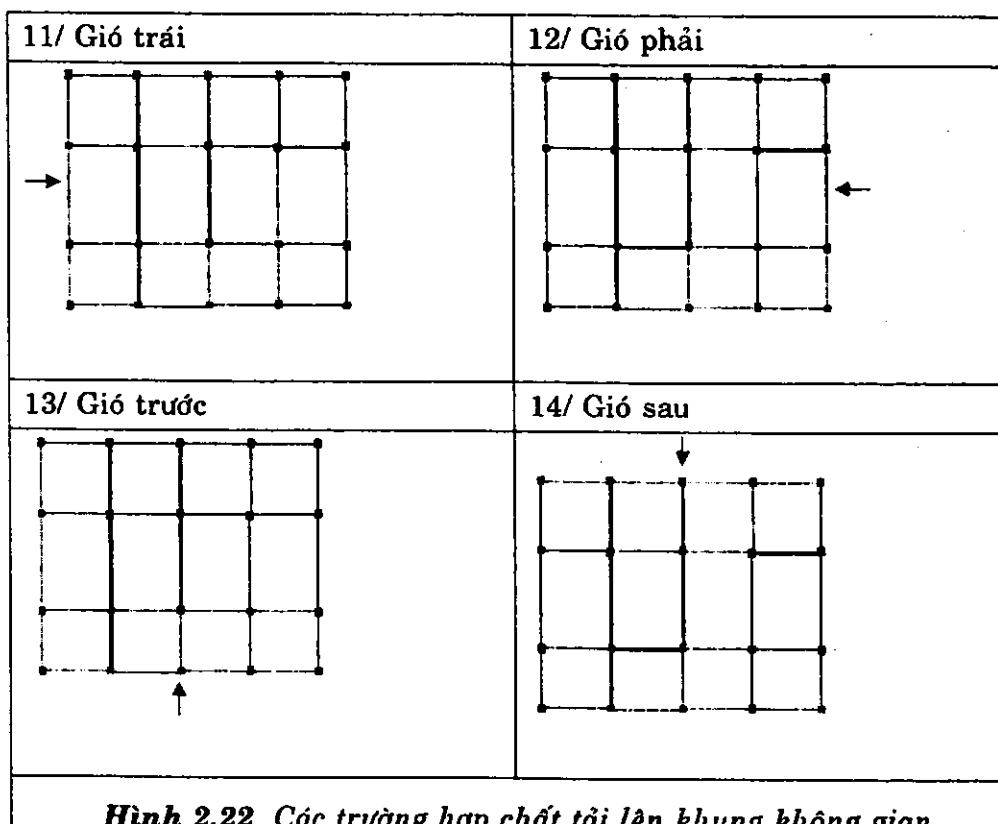
2.5.4 Các trường hợp chất tải lên mô hình

Đối với khung không gian có thể vận dụng cách chất tải lên khung như khung phẳng gồm:

- 1/ Tính tải chất đầy các tầng
- 2/ Hoạt tải chất đầy tầng lẻ
- 3/ Hoạt tải chất đầy tầng chẵn
- 4/ Hoạt tải ô lẻ 1
- 5/ Hoạt tải ô chẵn 1
- 6/ Hoạt tải ô lẻ 2
- 7/ Hoạt tải ô chẵn 2
- 8/ Hoạt tải liền ô 1
- 9/ Hoạt tải liền ô 2
- 10/ Hoạt tải liền ô 3
- 11/ Gió trái
- 12/ Gió phải
- 13/ Gió trước
- 14/ Gió sau

1/ Tính tải chất đầy các tầng	2/ Hoạt tải chất đầy tầng lẻ
	

3/ Hoạt tải chất đầy tầng chẵn	4/ Hoạt tải ô lẻ 1
5/ Hoạt tải ô chẵn 1	6/ Hoạt tải ô lẻ 2
7/ Hoạt tải ô chẵn 2	8/ Hoạt tải liền ô 1
9/ Hoạt tải liền ô 2	10/ Hoạt tải liền ô 3



2.5.5 Tổ hợp nội lực: theo “Tải trọng - Tác động 27-37 1995”

- Tổ hợp cơ bản 1 (tổ hợp chính) gồm:

Combo 1 (1,2); Combo 2 (1,3); Combo 3 (1,4); Combo 4 (1,5);

Combo 5 (1,6); Combo 6 (1,7); Combo ... (1,...) ; Combo 14(1,2,3);

Hệ số tổ hợp: Tính tải = 1; hoạt tải = 1

- Tổ hợp cơ bản 2 (tổ hợp phụ) gồm:

Combo 15(1,2,11); Combo 16 (1,2,12); Combo 17(1,2,13);

Combo 18(1,2,14)

Combo 19(1,3,11); Combo 20 (1,3,12); Combo 21(1,3,13);

Combo 22(1,3,14)

.....
Combo ... (1,2,3,11); Combo ... (1,2,3,12); Combo ... (1,2,3,13);

Combo ... (1,2,3,14)

Hệ số tổ hợp: tĩnh tải = 1; hoạt tải = 0,9

Nếu xét gió xiên có các cấu trúc sau:

Combo ... (1,2,11,13); Combo ... (1,3,11,13); Combo ... (1,4,11,13);

..... Combo ... (1,2,3,11,13)

.....
Hệ số tổ hợp: Tĩnh tải = 1; hoạt tải = 0,9 ;

gió xiên (11,13) = 0,63

Combo (n) (BAO) (Combo 1, Combo 2, ..., Combo (n-1)

2.5.6 Tính cốt thép

Tính cốt thép cho đầm tương tự như khung phẳng.

Tính cốt thép cho cột: tính khung không gian thì cột chịu tác dụng của lực dọc và đồng thời chịu tác dụng của hai mômen theo hai phương: cột là cấu kiện chịu nén lệch tâm xiên. Tính cốt thép cho cấu kiện chịu nén lệch tâm xiên khá phức tạp, do đó trong thực tế thường dùng cách tính gần đúng là tính cốt thép theo dạng nén lệch tâm phẳng: tính cốt thép theo hai phương, cốt thép theo phương nào thì bố trí theo phương đó, sau đó kiểm tra lại theo nén lệch tâm xiên.

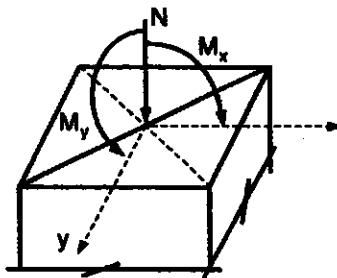
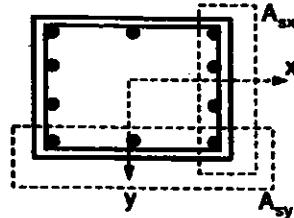
Nội lực để tính cấu kiện nén lệch tâm xiên được chọn từ kết quả tổ hợp (tổ hợp bao) cần chú ý các bộ ba nội lực sau:

- Cặp có N_{\max} và M_x, M_y tương ứng.
- Cặp có $M_{x,\max}$ và N, M_y tương ứng.
- Cặp có $M_{y,\max}$ và N, M_x tương ứng.
- Cặp có M_x và M_y đều lớn, N tương ứng.

$$\text{- Cặp có độ lệch tâm } e_{ox,max} = \frac{M_x}{N} \text{ hoặc } e_{oy,max} = \frac{M_y}{N} \quad (2.120)$$

$$\text{Chiều dài tính toán cột: } L_o = 0,7h_{tg} \quad (2.121)$$

h_{tg} – chiều cao tầng

**Hình 2.23** Sơ đồ nội lực**Hình 2.24** Bố trí cốt thép

2.5.7 Tính cốt thép cột

1- Tính sơ bộ cốt thép cột theo từng phương theo nén lệch tâm phẳng

Theo phương y: Từ cặp nội lực: N, M_y; tính và bố trí cốt thép theo phương y (A_{ey})

Theo phương x: Từ cặp nội lực: N, M_x; tính và bố trí cốt thép theo phương x (A_{ex})

Chú thích: tính cốt thép theo phương nào thì kích thước cột (bxh) lấy theo phương tương ứng

2- Kiểm tra theo nén lệch tâm xiên:

Kiểm tra theo điều kiện:

$$\frac{1}{N} \leq \frac{1}{N_x} + \frac{1}{N_y} + \frac{1}{N_o} \quad (2.122)$$

Trong đó:

N_o – Khả năng chịu nén đúng tâm, xác định theo:

$$N_o = \varphi(\gamma_b R_b + R_s A_{s,tot}) \quad (2.123)$$

N_x – Khả năng chịu nén trường hợp nén lệch tâm phẳng khi tính toán theo phương x:

N_x – được tính toán theo giá trị mômen theo phương x là M_x c_o xét đến độ lệch tâm sau cùng.

$$M_x^* = N \cdot \eta e_{ox} \quad (2.124)$$

và tương ứng với cốt thép bố trí theo phương x (A_{ex})

N_y – Khả năng chịu nén trường hợp nén lệch tâm phẳng khi tính toán theo phương y:

N_y - được tính toán theo giá trị mômen theo phương y là M_y^* có xét đến độ lệch tâm sau cùng ηe_{oy} .

$$M_y^* = N \cdot \eta e_{oy} \quad (2.125)$$

và tương ứng với cốt thép bố trí theo phương y (A_{sy})

2.5.8 Cấu tạo cốt thép

Cấu tạo cốt thép khung không gian nhà thấp tầng về nguyên tắc tương tự như khung phẳng.

Cốt thép cột khi tính khung không gian thường bố trí theo chu vi, cần chú ý bố trí cốt đai phụ trong cột khi cột có kích thước lớn.

Chương 3

MÓNG BÊTÔNG CỐT THÉP

3.1 KHÁI NIỆM

Móng là cấu kiện tiếp nhận toàn bộ tải trọng của công trình, rồi truyền tải đó xuống nền sao cho cả móng và nền đều làm việc không vượt quá trạng thái giới hạn.

Móng bêtông cốt thép được sử dụng rộng rãi nhất, nó thuộc loại móng mềm, có khả năng chịu uốn.

Việc tính toán nền – móng phải được tiến hành với tổ hợp nội lực bất lợi nhất trong suốt quá trình thi công hay sử dụng.

Tính toán nền theo biến dạng (TTGH2) nhằm xác định kích thước đáy móng, đảm bảo độ biến dạng (độ lún) của nền không vượt quá giá trị cho phép, được tiến hành với tổ hợp chính của các tải trọng tiêu chuẩn.

Tính toán móng theo TTGH2 là xác định kích thước đáy móng, biến dạng của móng, bề rộng khe nứt ... được tiến hành với tổ hợp chính của tổ hợp bất lợi nhất của các tải trọng tiêu chuẩn (kể cả trọng lượng bản thân móng và đất phủ trên móng).

Tính toán nền theo cường độ (TTGH1) nhằm đảm bảo nền không bị phá hoại do quá tải, ổn định về trượt, lật của móng, sẽ được tiến hành với tổ hợp chính hay tổ hợp phụ của các tải trọng tính toán.

Tính toán móng theo TTGH1 nhằm xác định chiều cao móng, chiều cao bậc móng, cốt thép móng, được tiến hành với tổ hợp chính hoặc phụ với tổ hợp bất lợi nhất của các tải trọng tính toán (không kể trọng lượng bản thân móng và đất phủ trên móng).

Trong tính toán công trình việc xác định tải trọng tiêu chuẩn khi biết tải trọng tính toán (lấy từ kết quả tổ hợp nội lực tại chân cột khi giải khung), để đơn giản thường qui đổi trực tiếp từ tải tính toán sang tải tiêu chuẩn theo:

$$N^c = \frac{N}{n_m}; \quad M^c = \frac{M}{n_m}; \quad Q^c = \frac{Q}{n_m} \text{ với } n_m = 1,15 \quad (3.1)$$

Phân loại móng:

Theo kết cấu: chia thành móng đơn, móng băng, móng bè.

Theo phương pháp thi công: chia thành móng toàn khối, móng lắp ghép.

Theo tải trọng: móng đúng tâm, móng lệch tâm.

Độ sâu đặt móng H: chọn độ sâu đặt móng phụ thuộc vào:

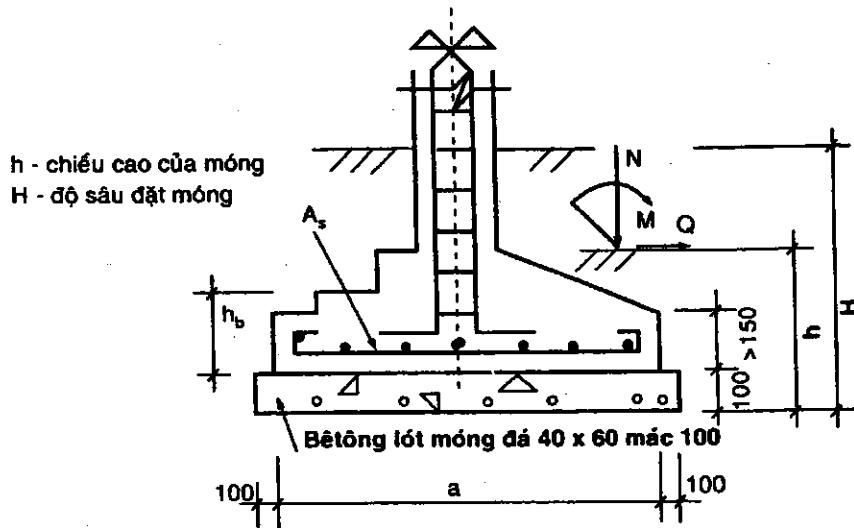
- Đáy móng phải được đặt trong lớp đất chịu lực > 10cm.
- Phụ thuộc vào loại móng sẽ được thiết kế.
- Phụ thuộc vào sơ đồ địa chất nơi xây dựng.
- Phụ thuộc vào độ sâu đặt móng của công trình cũ kế cận.

3.2 MÓNG ĐƠN

3.2.1 Cấu tạo

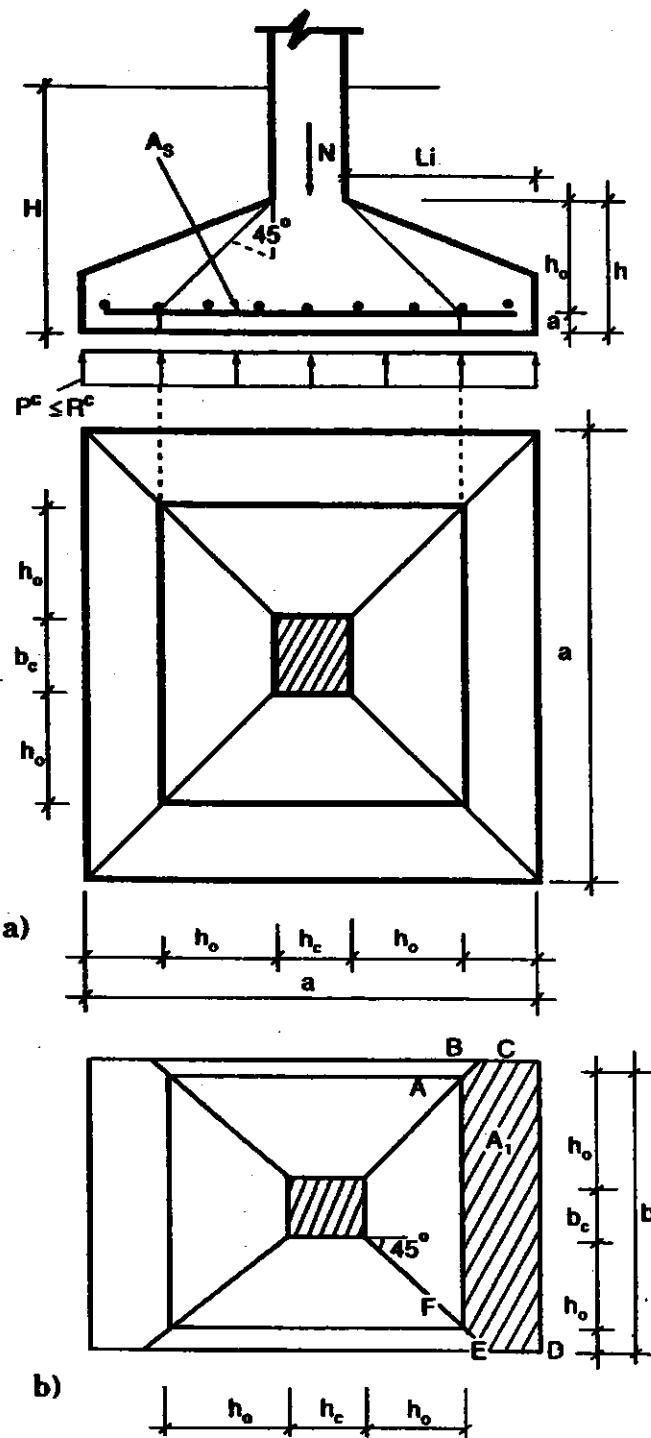
Móng đơn toàn khối có thể có dạng bậc hay dạng tháp.

Móng dạng bậc: khi $h < 600mm$: 1 bậc; khi $h < 900mm$: 2 bậc; $h > 900mm$: 3 bậc. Móng sử dụng bêtông có độ bền chịu nén $B \geq 15$, bêtông lót móng: bêtông đá 40 x 60, B12,5 dày 100. Cốt thép móng có $d \geq 10$, khoảng cách $@ \leq 200$.



Hình 3.1 Cấu tạo móng đơn toàn khối

3.2.2 Móng đơn chịu nén đúng tâm



Hình 3.2 Móng đơn
a) Móng vuông;
b) Móng chữ nhật

3.2.2.1 - Diện tích đáy móng : A_f xác định theo

$$A_f \geq \frac{N^c}{R^c - \gamma_m \cdot H} \quad (3.2)$$

Trong đó:

N^c - lực dọc tiêu chuẩn tại mặt móng.

$\gamma_m = 20kN/m^3$ - khối lượng riêng trung bình của móng và đất đắp

$H = 1,2 - 1,6m$ (giả thiết) - chiều sâu đặt móng.

R^c - áp lực tiêu chuẩn của đất nền phụ thuộc vào kích thước đáy móng:

$$R^c = \frac{m_1 m_2}{k^{tc}} [(Ab\gamma'_I + BH\gamma'_H) + Dc] \quad (3.3)$$

Trong đó:

m_1, m_2 - hệ số điều kiện làm việc của nền đất và của công trình

k^{tc} - hệ số tin cậy

γ'_I, γ'_H - dung trọng phía trên và phía dưới đáy móng có xét đẩy nổi của đất

b, H - bề rộng và chiều sâu chôn móng;

A, B, D - các hệ số tra bảng theo góc nội ma sát φ

R^c cũng có thể tính theo

$$R^c = km [(Ab + BH)\gamma + Dc] \quad (3.4)$$

γ - không tính đẩy nổi cho mức nước dao động.

Nếu chưa biết R^c , phải thực hiện tính vòng: giả thiết R^c , theo (3.2) tìm A_f , chọn kích thước đáy móng rồi thay vào (3.3) tìm lại R^c . Tính n vòng đến khi R^c hội tụ hoặc kiểm tra điều kiện:

$$P^c = \frac{N^c + \gamma_m \cdot H \cdot A_f}{A_f} \leq R^c \quad (3.5)$$

Chọn kích thước đáy móng:

a- Móng vuông: $a = \sqrt{A_f}$

b- Móng chữ nhật: chọn $\alpha = \frac{a}{b} = 1,2 \div 2$; $b = \sqrt{\frac{A_f}{\alpha}}$

Nếu móng mở rộng đều so với cột tiết diện chữ nhật thì

$$b = \sqrt{\left(\frac{h_c - b_c}{2}\right)^2 + A_f} - \frac{(h_c - b_c)}{2} \quad (3.8)$$

3.2.2.2 - Tính lún

Thông thường, độ lún được tính toán dựa trên hai sơ đồ: bán không gian biến dạng tuyến tính với lớp nén lún qui ước và lớp biến dạng tuyến tính có chiều dày hữu hạn.

Độ lún S tính theo

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zi} \cdot h_i}{E_{oi}} \quad (3.9)$$

Các bước tính toán xem “Giáo trình Cơ học đất – Nền móng”.

Điều kiện $S \leq S_{gh} = 80mm$ (3.10)

3.2.2.3 - Xác định chiều cao móng

Chiều cao móng h được xác định từ điều kiện trong móng không bố trí cốt đai và cốt xiên, nghĩa là bêtông phải đủ khả năng chịu lực cắt.

Điều kiện nén thủng:

$$F \leq \alpha \cdot \gamma_b R_{bt} \cdot u_m \cdot h_o \quad (3.11)$$

a- Đối với móng vuông:

Trong đó: Lực nén thủng F là tổng các lực ngoài phạm vi hình tháp nén thủng

$$F = N - pA \text{ với } A = (h_c + 2h_o)(b_c + 2h_o) \quad (3.12)$$

Áp lực đáy móng p tính theo TTGH1:

$$p = \frac{N}{A_f} \leq R^c \quad (3.13)$$

$\alpha = 1$ - đối với bêtông nặng

u_m - chu vi trung bình của hình tháp nén thủng.

$$u_m = \frac{b_t + b_d}{2}; \quad b_t = 2(b_c + h_c); \quad b_d = 2[(b_c + 2h_o) + (h_c + 2h_o)] \quad (3.14)$$

$$u_m = 2(h_c + b_c + 2h_o) \quad (3.15)$$

$$h_o = h - a$$

h - Chiều cao móng

$$a = 50 \div 75$$

Thế từ (3.12) đến (3.14) vào (3.11), giải bất phương trình (3.11) tìm được h_o

$$h_o \geq \frac{1}{2} \left[\sqrt{\frac{N}{\alpha R_{bt} + p}} - 0,5(h_c + b_c) \right] \quad (3.16)$$

b- Đối với móng chữ nhật

Cũng kiểm tra theo (3.11), nhưng lúc này F tính theo

$$F = p \cdot A_1 \quad (3.17)$$

Với A_1 là diện tích của hình đa giác ABCDEF.

$$A_1 = \frac{1}{4} [b^2 - (b_c + 2h_o)^2 + 2b(a + b_c - b - h_c)] \quad (3.18)$$

u_m - cạnh trung bình của hình tháp xuyên thủng theo phương cạnh b của móng

$$u_m = b_c + h_o \quad (3.19)$$

Giải (3.11) tìm được h_o .

Thực tế tính toán, thường chọn trước h , tìm $h_o = h - a$ rồi kiểm tra theo (3.11) bằng cách tính đúng dần.

Nếu móng có dạng bậc, chiều cao bậc móng (h_1) cũng được xác định từ điều kiện bêtông đủ khả năng chịu cắt

$$Q \leq 0,6 \cdot \gamma_b R_{bt} \cdot b \cdot h_{o1} \quad (3.20)$$

Trong đó:

R_{bt} - cường độ tính toán chịu kéo của bêtông

b - bề rộng của móng có thể lấy $b = 1m$

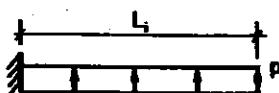
$$Q = pL_1; \quad h_{o1} \geq \frac{pL_1}{0,6\gamma_b R_{bt}} ; \quad h_1 = h_{o1} + a \quad (3.21)$$

3.2.2.4 - Tính cốt thép

Cốt thép đặt ở đáy móng được tính theo hai phương với mômen

uốn tại các tiết diện qui ước, xem cánh móng ngầm tại mép cột.

Sơ đồ tính là đầm conson, chịu tác dụng của áp lực của đất nền.



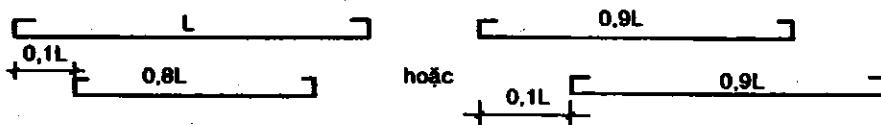
$$M_i = \frac{P \cdot L_i^2}{2} \text{ (daNm/1m)} \quad (3.22)$$

$$A_{s,i} = \frac{M_i}{0,9R_s \cdot h_{o,i}} \text{ (mm}^2/\text{1m)} \quad (3.23)$$

3.2.2.5- Bố trí cốt thép

Từ diện tích cốt thép tính từ (3.21), chọn và bố trí cốt thép cho móng.

Nếu $a > 3m$, cốt thép có thể cắt bớt $0,1L$ ở mỗi đầu.



3.2.3- Móng đơn chịu nén lệch tâm

Móng được xem là móng lệch tâm khi mômen tại trọng tâm đáy móng khác không.

Khi mặt trên móng có N, M hoặc N, M, Q hoặc chỉ có N nhưng trọng tâm của móng đặt lệch so với trọng tâm cột một đoạn d nào đó (móng chân vịt).

3.2.3.1- Xác định diện tích móng A_f :

Gọi N, M, Q - lực dọc, mômen, lực cắt của tải trọng tính toán tại mặt trên của móng.

N^c, M^c, Q^c - lực dọc, mômen, lực cắt của tải tiêu chuẩn tại mặt trên của móng.

N_f^c, M_f^c, N_f, M_f - lực dọc và mômen của tải trọng tiêu chuẩn, tính toán tại trọng tâm đáy móng.

$$N_f^c = N^c + \gamma_m \cdot H \cdot A_f \quad (3.24)$$

$$M_f^c = M^c \pm Q^c h \pm N^c \cdot d \neq 0 \quad (3.25)$$

với: d - khoảng cách từ trọng tâm cột đến trọng tâm đáy móng.

Phải chọn trước chiều dương của mômen từ đó chọn dấu + hoặc -

cho thích hợp. h – chiều cao móng (giả thiết)

$$e_o^c = \frac{M_f^c}{N^c} - \text{độ lệch tâm của lực dọc} \quad (3.26)$$

Xác định A_f có nhiều cách

Cách 1: xem như móng đúng tâm.

$$A_f = k \frac{N^c}{R^c - \gamma_m \cdot H} \quad (3.27)$$

Trong đó:

$$k > 1$$

N^c – lực dọc tiêu chuẩn tại mặt móng

$\gamma_m = 20 kN/m^3$ – khối lượng riêng trung bình của móng và đất đắp.

$H = 1,1 \div 1,6m$ (giả thiết) – độ sâu đặt móng.

Móng chịu nén lệch tâm nên chọn móng chữ nhật có cạnh dài a theo phương của momen.

Chọn $A_f = a \cdot b$ như móng đúng tâm theo (3.27).

Kiểm tra A_f từ điều kiện $p_{\max}^c \leq 1,2R^c$ (3.28)

$$p_m^c = \frac{p_{\max}^c + p_{\min}^c}{2} \leq R^c \quad (3.29)$$

Tùy thuộc vào độ lớn của e_o^c mà phản lực đất nền có một trong ba dạng sau

- Khi $e_o^c < a/6$ thì phản lực đất nền có dạng hình thang

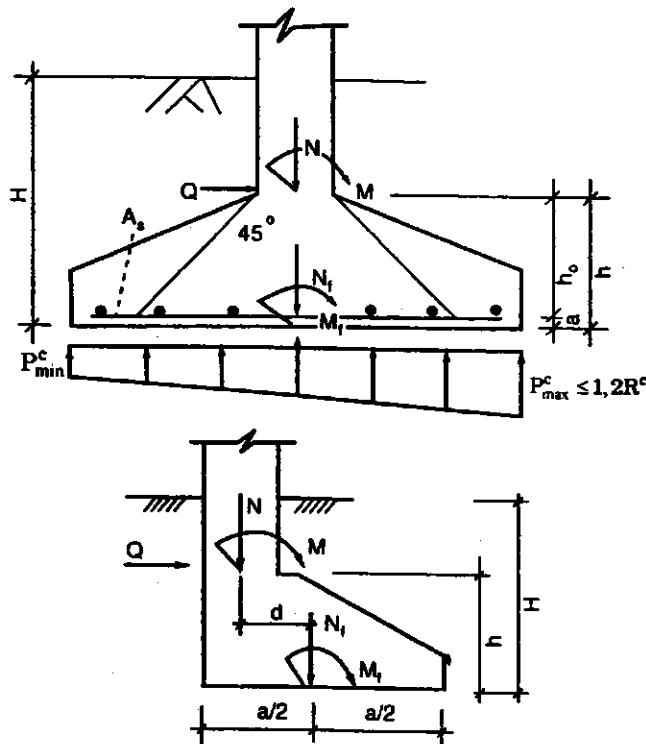
$$p_{\max}^c = \frac{N^c}{A_f} \left(1 + \frac{6e_o^c}{a} \right) + \gamma_m H; \quad p_{\min}^c = \frac{N^c}{A_f} \left(1 - \frac{6e_o^c}{a} \right) + \gamma_m H \quad (3.30)$$

- Khi $e_o^c = a/6$ thì phản lực đất nền có dạng tam giác

$$p_{\max}^c = \frac{2N^c}{A_f} + \gamma_m H \quad (3.31)$$

- Khi $e_o^c > a/6$ thì phản lực đất nền có dạng tam giác có miền kéo

$$p_{\max}^c = \frac{2N^c}{3b\left(\frac{a}{2} - e_o^c\right)} + \gamma_m H \quad (3.32)$$



Hình 3.3 Sơ đồ tính móng lệch tâm

Cách 2:

Tính A_f xuất phát từ điều kiện $p_{\max}^c \leq 1,2R^c$, chọn trước dạng của biểu đồ phản lực đất nền, với p_{\max}^c tương ứng từ (3.30 -3.32) tìm được kích thước đáy móng $A_f = a \times b$, kết quả tính toán được tóm tắt trong bảng 3.4.

Thường khi tính móng chưa biết R^c, R^e phụ thuộc vào chiều rộng b của móng (3.3), do đó phải dùng phương pháp tính vòng, tức giả thiết trước R^c để tính bê rộng móng là b , rồi từ b xác định lại R^c . Tính tiếp đến n vòng đến khi R^c hội tụ (hoặc giả thiết b tính R^c).

3.2.3.2- Tính lún

Độ lún S tính theo

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zi} \cdot h_i}{E_{oi}} \quad (3.33)$$

Các bước tính toán xem "Giáo trình Cơ học đất - Nền móng".

$$\text{Điều kiện } S \leq S_{gh} = 80\text{mm} \quad (3.34)$$

3.2.3.3- Chiều cao móng h

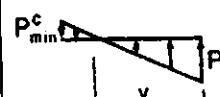
Tính theo TTGH1 với tổ hợp bất lợi của tổ hợp tải trọng tính toán, không kể trọng lượng bản thân móng và đất phủ.

Kiểm tra điều kiện:

a- Khi $e_o < a/6$ thì phản lực đất nền có dạng hình thang :

$$p_{\max} = \frac{N}{A_f} \left(1 + \frac{6e_o}{a} \right) \leq 1,2R^c; \quad p_{\min} = \frac{N}{A_f} \left(1 - \frac{6e_o}{a} \right) \leq 0,6R^c \quad (3.35)$$

Bảng 3.1

Biểu đồ ứng suất	Khi tính theo TTGH2	Khi tính theo TTGH1
Khi $e_o^c < a/6$ 	$p_{\max}^c = \frac{N^c}{A_f} \left(1 + \frac{6e_o^c}{a} \right) \leq 1,2R^c - \gamma_m H$ $p_{\min}^c = \frac{N^c}{A_f} \left(1 - \frac{6e_o^c}{a} \right) \leq 0,6R^c - \gamma_m H$ $e_o^c = \frac{M_f^c}{N^c}$	$p_{\max} = \frac{N}{A_f} \left(1 + \frac{6e_o}{a} \right) \leq 1,2R^c$ $p_{\min} = \frac{N}{A_f} \left(1 - \frac{6e_o}{a} \right) \leq 0,6R^c$ $e_o = \frac{M_f}{N}$
	Kích thước đáy móng: $a = e_o^c (2 + \sqrt{1,055k - 2,5})$	
	$k = \frac{N^c}{(1,2R^c - \gamma_m H)m(e_o^c)^2}; \quad m = \frac{b}{a}; \quad e_o^c = \frac{M_f^c}{N^c}$	
Khi $e_o^c = \frac{a}{6}$ 	$p_{\max}^c = \frac{2N^c}{A_f} \leq 1,2R^c - \gamma_m H$	$p_{\max} = \frac{2N}{A_f} \leq 1,2R^c$
	Kích thước đáy móng: $a = 6e_o^c \left(1 - \frac{\gamma_m H}{0,6R^c} \right); \quad b = \frac{N^c}{a(0,6R^c - \gamma_m H)}; \quad e_o^c = \frac{M_f^c}{N^c}$	
Khi $e_o^c > \frac{a}{6}$  $\alpha = y/a \geq 0,75$	$p_{\max}^c = \frac{2N^c}{3b \left(\frac{a}{2} - e_o^c \right)} \leq 1,2R^c - \gamma_m H$ $e_o^c = \frac{M_f^c}{N^c}$	$p_{\max} = \frac{2N}{3b \left(\frac{a}{2} - e_o \right)} \leq 1,2R^c$ $e_o = \frac{M_f}{N}$
	Kích thước đáy móng $a = 5.e_o^c \left[\frac{0,6\alpha R^c - \gamma_m H}{\alpha R^c (1,5 - \alpha)} \right]; \quad b = \frac{N^c}{a(0,6\alpha R^c - \gamma_m H)}$	

b- Khi $e_o = a/6$ thì phản lực đất nền có dạng tam giác :

$$p_{\max} = \frac{2N}{A_f} \leq 1,2R^c \quad (3.36)$$

c- Khi $e_o > a/6$ thì phản lực đất nền có dạng tam giác có miền kéo:

$$p_{\max} = \frac{2N}{3b\left(\frac{a}{2} - e_o\right)} \leq 1,2R^c \text{ với } e_o = \frac{M_f}{N} \quad (3.37)$$

Kiểm tra nén thủng vắn theo điều kiện (3.11); trong đó:

Lực nén thủng F :

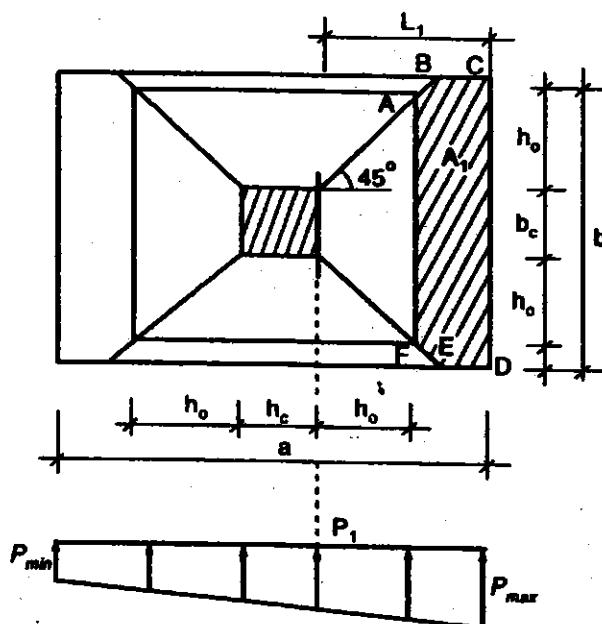
$$F = A_1 p_{\max} \quad (3.38)$$

Với A_1 là diện tích của hình đa giác ABCDEF.

$$A_1 = \frac{1}{4} [b^2 - (b_c + 2h_o)^2 + 2b(a + b_c - b - h_c)] \quad (3.39)$$

p_{\max} - Tính theo (3.35 ; 3.36 hoặc 3.37)

Các hệ số khác giống như khi tính móng nén đúng tâm chữ nhật.

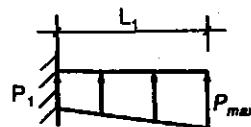


Hình 3.4 Sơ đồ tính móng nén lệch tâm

3.2.3.4- Tính cốt thép

Theo phương cạnh a

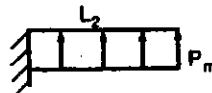
$$L_1 = \frac{a - h_c}{2}$$



$$M = \frac{1}{6}(2p_{\max} + p_1)L_1^2 \quad (\text{daNm}/\text{1m}) \quad (3.40)$$

Theo phương cạnh b

$$L_2 = \frac{b - b_c}{2}$$



$$M = \frac{p_m \cdot L_2^2}{2} = (p_{\max} + p_{\min}) \frac{L_2^2}{4} \quad (\text{daNm}/\text{1m}) \quad (3.41)$$

Diện tích cốt thép $A_s = \frac{M_i}{0,9R_s \cdot h_{o,i}}$ ($\text{mm}^2/\text{1m}$) (3.42)

Kiểm tra hàm lượng cốt thép móng

Hàm lượng cốt thép móng trong tiết diện tính toán phải:

$$\mu_{\min} = 0,5\% \leq \mu < \mu_{\max} \quad (3.43)$$

Nếu $\mu < \mu_{\min}$ thì phải đặt cốt thép theo cấu tạo.

Bố trí cốt thép: chú ý cốt thép theo phương cạnh a đặt lớp dưới.

+ Trường hợp móng lệch tâm theo hai phương thì

Khi $e_o^c < a/6$ phản lực đặt nền có dạng hình thang thì

$$p_{\max}^c = \frac{N^c}{A_f} \left(1 + \frac{6e_{oa}^c}{a} + \frac{6e_{ob}^c}{b} \right) + \gamma_m H \leq 1,2R^c \quad (3.44)$$

$$p_{\min}^c = \frac{N^c}{A_f} \left(1 - \frac{6e_{oa}^c}{a} - \frac{6e_{ob}^c}{b} \right) + \gamma_m H \leq 0,6R^c \quad (3.45)$$

$$p_{\max} = \frac{N}{A_f} \left(1 + \frac{6e_{oa}}{a} + \frac{6e_{ob}}{b} \right) \leq 1,2R^c \quad (3.46)$$

$$p_{\min} = \frac{N}{A_f} \left(1 - \frac{6e_{oa}}{a} - \frac{6e_{ob}}{b} \right) \leq 0,6R^c \quad (3.47)$$

$$e_{oa}^c = \frac{M_{fa}^c}{N^c}; \quad e_{ob}^c = \frac{M_{fb}^c}{N^c}; \quad e_{oa} = \frac{M_{fa}}{N}; \quad e_{ob} = \frac{M_{fb}}{N} \quad (3.48)$$

M_{fa}^c - mômen tiêu chuẩn, tính toán tại trọng tâm đáy móng theo phương cạnh a

M_{fb}^c - mômen tiêu chuẩn, tính toán tại trọng tâm đáy móng theo phương cạnh b

e_{oa}^c, e_{ob}^c - độ lệch tâm tiêu chuẩn, tính toán móng theo phương cạnh a

e_{ob}^c, e_{ob}^c - độ lệch tâm tiêu chuẩn, tính toán móng theo phương cạnh b .

Bài tập 3.1.

Một móng đơn chịu tác dụng của cặp nội lực: $N = 300kN$, $M = 70kNm$, $Q = 50kN$ (chiều của mômen và lực cắt xem hình).

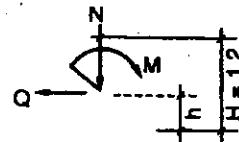
Cho biết: chiều sâu đặt móng $H = 1,2m$, áp lực đất tại đáy móng $R^c = 100kN/m^2$, tiết diện ngang của cột ($b \times h = 200 \times 200$), cấp độ bền chịu nén của bêtông B15, cốt thép $R_s = 225MPa$. Tính và bố trí cốt thép móng.

Giải: Chọn chiều dương cùng chiều với M

Giả thiết chiều cao của móng $h = 0,45m$

a) *Tính A_f*

Tính A_f như móng đúng tâm



$$A_f = k \frac{N^c}{R^c - \gamma_m \cdot H} = 1,1 \frac{300/1,15}{100 - 20 \times 1,2} = 3,76 \text{ m}^2$$

Chọn A_f : ($a = 2,2m$, $b = 1,8m$)

$$M_f^c = M^c - Q^c h = (70 - 50 \times 0,45) / 1,15 = 40,4 \text{ kNm}$$

$$e_o^c = \frac{M_f^c}{N^c} = \frac{40,4}{260} = 0,15m < \frac{a}{6} = 2,2/6 = 0,37 \text{ m}$$

b) *Kiểm tra kích thước đáy móng*

Do đó áp lực đáy móng có dạng hình thang

$$p_{\max}^c = \frac{N^c}{A_f} \left(1 + \frac{6e_o^c}{a} \right) + \gamma_m H = \frac{300/1,15}{1,8 \times 2,2} \left[1 + \frac{6 \times 0,15}{2,2} \right] + \\ + 20 \times 1,2 = 116,8kN/m^2 \leq 1,2R^c = 120kN/m^2$$

$$p_{\min}^c = \frac{N^c}{A_f} \left(1 - \frac{6e_o^c}{a} \right) + \gamma_{tb} H = \frac{300/1,15}{1,8 \times 2,2} \left[1 - \frac{6 \times 0,15}{2,2} \right] + 20 \times 1,2 = 63 kN/m^2$$

Kích thước đáy móng thỏa

$$M_f = M - Qh = (70 - 50 \times 0,45) = 47,5 kNm$$

$$e_o = \frac{M_f}{N} = \frac{47,5}{300} = 0,15 m < \frac{a}{6} = 2,2/6 = 0,37 m$$

Do đó áp lực đáy móng có dạng hình thang.

c) Kiểm tra chiều cao móng

$$p_{\max} = \frac{N}{A_f} \left(1 + \frac{6e_o}{a} \right) = \frac{300}{1,8 \times 2,2} \left[1 + \frac{6 \times 0,15}{2,2} \right] = 108,8 kN/m^2 \\ \leq 1,2R^c = 120 kN/m^2$$

$$p_{\min} = \frac{N}{A_f} \left(1 - \frac{6e_o}{a} \right) = \frac{300}{1,8 \times 2,2} \left[1 - \frac{6 \times 0,15}{2,2} \right] = 42,7 kN/m^2$$

$$h_o = h - a = 45 - 5 = 40 cm$$

Lực nén thẳng $F = p_{\max} \cdot A_1$

$$F = \frac{108,8}{4} \left[1,8^2 (0,2 + 2 \times 0,4)^2 + 2 \times 1,8 (2,2 + 0,2 - 1,8 - 0,2) \right] = 60,9 kN$$

$$F = 60,9 kN \leq \gamma_b R_{bt} \cdot u_m \cdot h_o = 0,75 \times 600 \times 400 = 180 kN$$

Vậy móng không bị nén thẳng, tức chiều cao móng $h = 0,45m$
đạt.

d) Tính cốt thép

- Theo phương cạnh dài a

$$p_1 = 42,7 + \frac{1,2(108 - 42,7)}{2,2} = 78,75 kN/m^2$$

$$M = \frac{1}{6} (2p_{\max} + p_1) L_1^2 = \frac{1}{6} (2 \times 108 + 78,75) \times 1 = 49,12 kNm/m$$

$$\text{Diện tích cốt thép } A_{s1} = \frac{M_i}{0,9R_s \cdot h_{oi}} = \frac{4912000}{0,9 \times 225 \times 400} = 606 mm^2$$

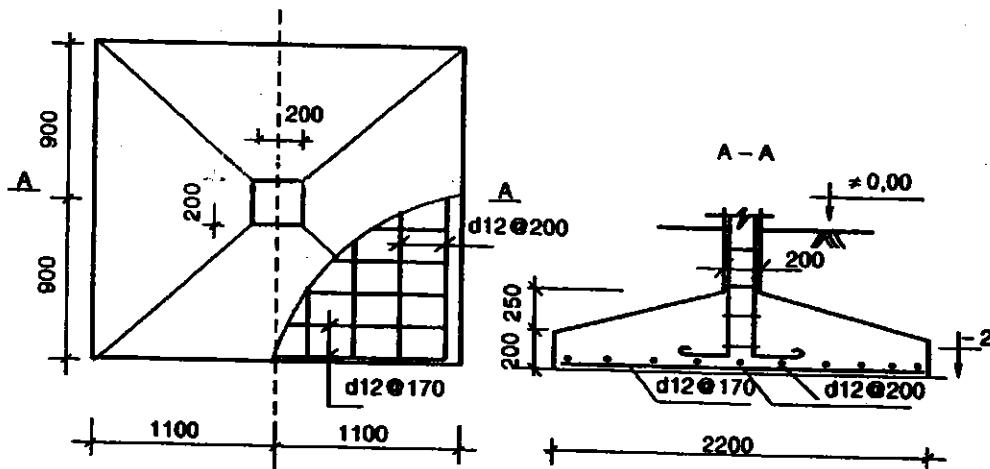
Chọn d12 @ 170

$$- \text{Theo phương cạnh ngắn b: } L_2 = \frac{b - b_c}{2} = \frac{1,8 - 0,2}{2} = 0,8 m$$

$$M = \frac{p_m L_2^2}{2} = (p_{\max} + p_{\min}) \frac{L_2^2}{4} = (108 + 42,7) \times \frac{0,8^2}{4} = 24,21 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Diện tích cốt thép } A_{s2} = \frac{M_i}{0,9R_s \cdot h_{o,i}} = \frac{2421000}{0,9 \times 225 \times 400} = 299 \text{ mm}^2$$

Chọn d 12 @ 200



Bố trí cốt thép móng

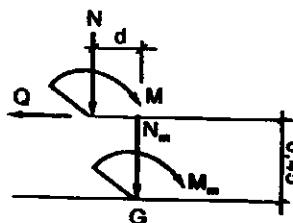
Bài tập 3.2. Lấy số liệu bài tập 3.1. Hãy xác định vị trí móng so với cột để phản lực đất nền có dạng phân bố đều.

Giải: Gọi G là trọng tâm đáy móng

d là khoảng cách từ trọng tâm đáy móng G đến trọng tâm của cột.

Mômen tại trọng tâm đáy móng

$$M_f^c = M^c - Q^c h - N^c d$$



Để phản lực đất nền dưới đáy móng có dạng phân bố đều thì độ lệch tâm $e_o^c = 0$ hay $M_f^c = 0$.

$$M_f^c = \frac{(7 - 5 \times 0,45 - 30 \times d)}{1,15} = 0; \Rightarrow d = 0,158m$$

Vậy trọng tâm móng đặt cách trọng tâm cột một đoạn $d = 0,158m$.

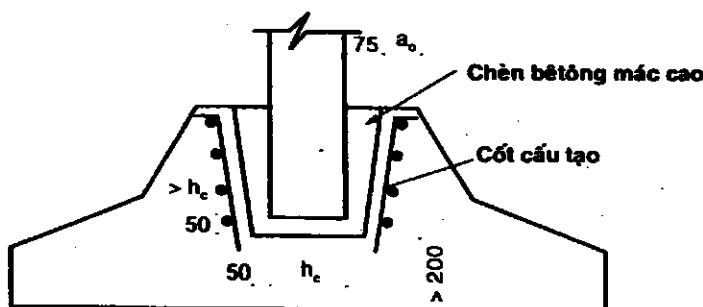
3.3 MÓNG ĐƠN LẮP GHÉP

Móng đơn lắp ghép có thể chế tạo thành một khối hoặc chế tạo thành nhiều bộ phận rồi ghép lại, móng lắp ghép thường thiết kế đối xứng qua trục cột.

Tính toán móng lắp ghép tương tự như móng toàn khối, cần kiểm tra cấu tạo cốt thép ở hốc móng. Hốc móng có thể đặt ở cao hoặc thấp.

Cấu tạo hốc móng : hốc móng có dạng hình cốc. Độ sâu của đoạn cột chôn vào hốc phụ thuộc vào độ lệch tâm $e_o = M / N$.

- Khi $e_o \leq 2h_c$ (h_c - chiều cao của tiết diện cột) thì độ chôn sâu không bé hơn h_c ; chiều dày thành bên của hốc móng a_o không bé hơn $h_c/5$.
- Khi $e_o > 2h_c$ (h_c - chiều cao của tiết diện cột) thì độ chôn sâu không bé hơn $1,4h_c$; chiều dày thành bên của hốc móng a_o không bé hơn $h_c/3$. Chiều dày của tấm dưới hốc móng không bé hơn 200mm.



Hình 3.5 Cấu tạo hốc móng

3.3.1- Tính móng có hốc ở cao

3.3.1.1- Trường hợp nén đúng tâm

Chỉ tính cốt dọc bố trí xung quanh hốc móng, cốt đai đặt theo cấu tạo.

Toàn bộ cốt thép dọc bố trí xung quanh hốc móng là

$$A_s \geq \frac{N - R_b A}{R_{sc}} \quad (3.49)$$

với: R_b - cường độ chịu nén tính toán của bê tông

$$A = b_1 h_1 - b_2 h_2 \quad (3.50)$$

A - diện tích tiết diện thành hốc móng

Kiểm tra nén cục bộ

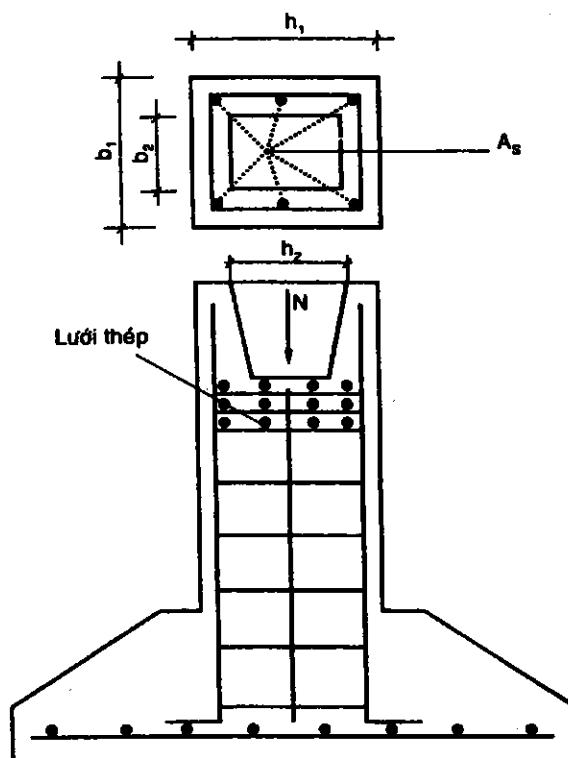
$$N \leq \mu \cdot \gamma \cdot R_b \cdot b_c \cdot h_c \quad (3.51)$$

trong đó: $\mu = 1$ khi nén đúng tâm;

$\mu = 0,75$ khi nén lệch tâm

$$\gamma = \sqrt{\frac{b_1 \cdot h_1}{b_c \cdot h_c}} \text{ - hệ số nén cục bộ} \quad (3.52)$$

Nếu điều kiện (3.51) không thỏa mãn thì phải gia cố phần cổ móng ở dưới chân cột bằng các lưới thép ngang.



Hình 3.6 Tính cốt dọc cho hốc móng cao

3.3.1.2- Trường hợp nén lệch tâm

Tại mặt trên của hốc móng có N, M, Q

$$\text{Độ lệch tâm của lực dọc } e_o = \frac{M}{N}$$

- Khi $e_o < 0,3h_o$, tính A_s và A'_s của trường hợp cấu kiện chịu nén lệch tâm nhỏ: $A_s = A'_s = \frac{Ne - R_b S_o}{R_s Z_s}$

trong đó

$$Z_s = h_o - a' ; e = e_o + Z_s / 2 \quad (3.54)$$

$$S_o = 0,5(b_1 h_o^2 - b_2 h_2 Z_s) \quad (3.55)$$

- Khi $e_o \geq 0,3h_o$: nén lệch tâm lớn

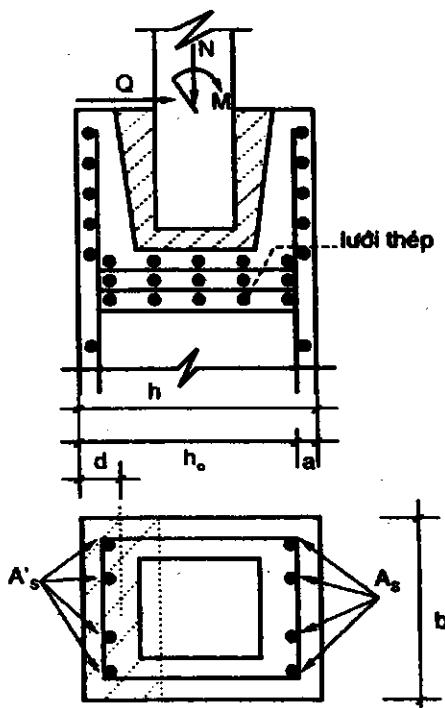
$x > 2a'$ thì

$$A_s = A'_s = \frac{N(e - h_o + d)}{R_s Z_s} \quad (3.56)$$

$d = \frac{A_b}{b}$ - Khoảng cách từ mép vùng nén của tiết diện đến trọng tâm của vùng nén.

Diện tích vùng bêtông chịu nén

$$A_b = \frac{N}{R_b} \quad (3.57)$$



Hình 3.7 Tính cốt thép cho hốc móng cao nén lệch tâm

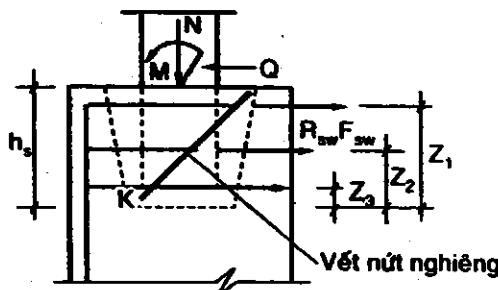
Khi $x \leq 2a'$ thì

$$A_s = A'_s = \frac{N}{R_s} \left(\frac{e}{h_o - a'} - 1 \right) \quad (3.58)$$

Kiểm tra nén cục bộ tại chân cột, theo điều kiện (3.41).

Tính cốt dai: cốt dai bố trí trong hốc móng được tính toán theo điều kiện cường độ trên tiết diện nghiêng. Kết quả cho biết trong thành bên của hốc có thể xuất hiện khe nứt nghiêng, phân hốc móng thành hai phần quay quanh trục qui ước K ở cuối vết nứt nghiêng. Trục qui ước cách trục cột một đoạn y. Tính theo cường độ về mômen trên tiết diện nghiêng vì lực cắt trong đa số trường hợp đều không gây nguy hiểm cho tiết diện nghiêng. Điều kiện cường độ về mômen đổi với điểm K

$$M + Qh_s - Ny \leq R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot \sum Z_i \quad (3.59)$$



Hình 3.8 Sơ đồ tính cốt dai

Từ đó rút ra

$$A_{sw} \geq \frac{M + Qh_s - Ny}{R_{sw} \sum Z_i} \quad (3.60)$$

trong đó: $A_{sw} = n \cdot \frac{\pi d_w^2}{4}$; d_w - đường kính cốt dai

Khoảng cách y lấy theo thực nghiệm

$$y = 0,7e_o \text{ khi } \frac{h_c}{6} < e_o < \frac{h_c}{2} \quad (3.61)$$

$$y = \frac{h_c}{2} \text{ khi } e_o \geq \frac{h_c}{2} \quad (3.62)$$

cho hốc móng cao nén lệch tâm.

Khi $e_o \leq h_c/6$, cốt dai đặt theo cấu tạo

3.4 MÓNG BĂNG

Có loại móng băng dưới hàng cột và móng băng dưới tường. Chúng giống nhau về hình dáng nhưng khác nhau về sơ đồ kết cấu, sự làm việc và cấu tạo cốt thép. Cả hai có thể thi công toàn khối lắp ghép.

3.4.1 Móng băng dưới hàng cột

Cấu tạo móng băng dưới hàng cột: thường dùng khi khoảng cách giữa các cột bé, chịu tải lớn đặt trên nền đất yếu.

Trên mặt băng móng băng có thể thiết kế theo phương dọc hoặc theo phương ngang của nhà thành những dải riêng biệt. Hoặc bố trí đồng thời theo cả hai phương ngang và dọc giao nhau, lúc này gọi là móng băng trực giao.

Móng băng làm việc giống như đầm liên tục, chịu phản lực của đất nền. Tiết diện ngang có dạng chữ T thuận hoặc chữ T ngược. Phần bản cánh làm việc như bản conson ngâm vào sườn chịu uốn theo phương ngang.

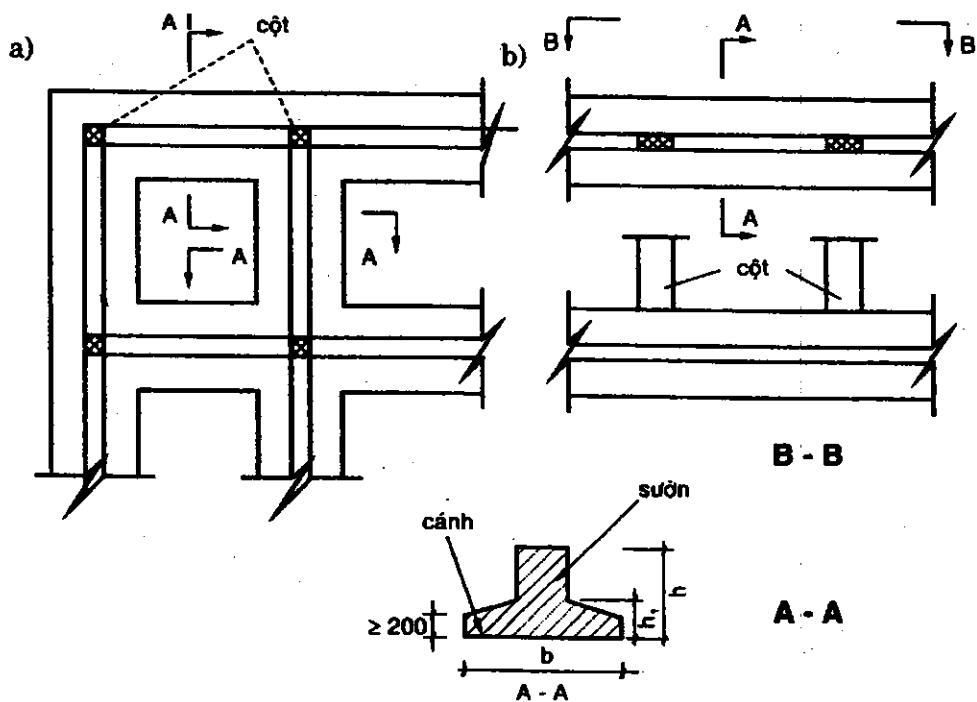
Cốt thép ngang chịu lực trong cánh $d \geq 10$, $\Omega = 100 - 200mm$ và đầu thanh phải uốn móc.

Cốt dọc trong sườn bao gồm cốt đặt trong sườn và cốt đặt trong cánh (cốt phân bố trong cánh). Trong móng kiểu chữ T ngược, cốt dọc phía dưới được đặt trong phạm vi sườn (khoảng 70%) và trong cánh (khoảng 30%). Để tăng độ cứng cho móng, nên thiết kế móng với hàm lượng cốt thép thấp nhưng không được bé hơn giá trị μ_{min} .

Cốt dai bố trí trong sườn được tính toán từ điều kiện lực cắt giống cấu kiện chịu uốn và $d \geq 6$.

- Khi bề rộng sườn $b_d \leq 400$ thì số nhánh cốt dai là $n \geq 2$; khi $400 < b_d \leq 800$ thì $n \geq 3$ và khi $b_d > 800$ thì $n \geq 4$;
- Khi móng có chiều cao $h \geq 700$ thì phải đặt thêm cốt giá (lấy theo qui định).

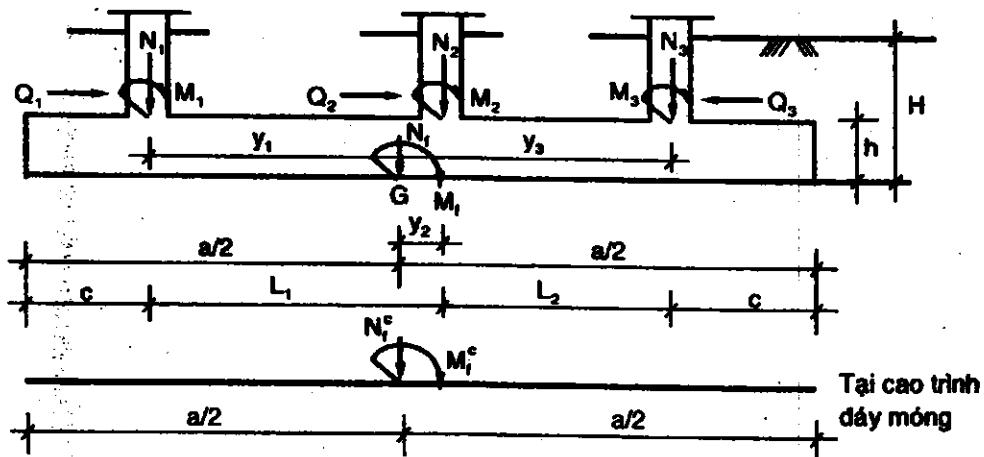
Móng băng dưới cột thường được thiết kế có đoạn conson ở hai đầu và chiều dài đoạn đó được xác định sao cho mômen của conson không lớn hơn mômen các nhịp giữa.

**Hình 3.9 Sơ đồ cấu tạo móng băng**

a) Móng băng trực giao; b) Móng băng một phương

3.4.2 Tính móng băng dưới cột một phương

Trình tự tính móng băng dưới cột:

**Hình 3.10 Sơ đồ tính móng băng một phương**

3.4.2.1- Xác định kích thước của móng

Xác định sơ bộ kích thước dầm móng

- Chiều rộng của dầm móng

$$b_d \geq b_{cot} + 100\text{mm} \quad (3.63)$$

- Chiều cao của dầm móng

$$h_d = (2 \div 2,5)b_d \text{ hoặc } h_d = \left(\frac{1}{8} + \frac{1}{10} \right) L_m \quad (3.64)$$

L_m - khoảng cách trung bình giữa các trục cột

- Chiều cao cánh móng h_i

Xác định từ điều kiện cánh không đặt cốt dai và cốt xiên

$$h_{oi} \geq \frac{1,4R^c}{\gamma_b R_b} \quad (3.65)$$

Chiều cao cánh móng $h_i = h_{oi} + a$ ($a = 50 - 70\text{mm}$) (3.66)

Thông thường chọn $h_i = 2h/3$ (3.67)

Gọi G là trọng tâm đáy móng.

Mômen tại trọng tâm đáy móng G

$$M_f^c = \sum_1^n M_i^c \pm \sum_1^n Q_i^c h \pm \sum_1^n N_i^c y_i \quad (3.68)$$

$$N^c = \sum_1^n N_i^c; e_o^c = \frac{M_f^c}{N^c} \quad (3.69)$$

Trong đó:

y_i - khoảng cách từ trọng tâm đáy móng đến lực dọc thứ i

h - chiều cao của dầm móng.

Xác định bề rộng của móng.

a/ Nếu chỉ có mômen tác dụng theo phương cạnh dài a:

Nếu $e_o^c < a/6$: biểu đồ ứng suất phản lực đất nền có dạng hình thang thì A_f được xác định từ điều kiện:

$$p_{max}^c = \frac{N^c}{A_f} \left(1 + \frac{6e_o^c}{a} \right) \leq 1,2R^c - \gamma_m H \quad (3.70)$$

Trong đó: $N^c = \sum_1^n N_i^c ; e_o^c = \frac{M_f^c}{N^c}$ (3.71)

e_o^c - độ lệch tâm do tổng tải trọng tiêu chuẩn tác dụng ở đáy móng theo phương cạnh a .

Đặt $q^c = \frac{N^c}{a}$ (3.72)

là tải trọng tiêu chuẩn phân bố dọc theo cạnh a .

Thay (3.72) vào (3.70) được

$$\frac{q^c}{b} \left(1 + \frac{6e_o^c}{a} \right) \leq 1,2R^c - \gamma_m H \quad (3.73)$$

$$b \geq k \frac{q^c \left(1 + \frac{6e_o^c}{a} \right)}{1,2R^c - \gamma_m H} \quad (3.74)$$

k - hệ số an toàn.

Móng nén đúng tâm thì $k = 1,0$; móng nén lệch tâm thì $k = 1,2$.

$$\psi_1 = 1 + \frac{6e_o^c}{a} \leq 1,2 ; \text{ nếu } \psi_1 > 1,2 \text{ thì lấy bằng } 1,2 \text{ để tính.}$$

b/ Nếu chỉ có mômen tác dụng theo phương cạnh ngắn b :

Tính A_f cũng từ điều kiện (3.74), bề rộng móng xác định theo

$$b \geq \frac{q^c}{2(\psi_1 R^c - \gamma_m H)} \left[1 + \frac{24e_o^c(\psi_1 R^c - \gamma_m H)}{q^c} \right] \quad (3.75)$$

Trong đó: $q^c = \frac{N^c}{a}$; $e_o^c = \frac{M_f^c}{N^c}$ - độ lệch tâm của tổng tải trọng tiêu chuẩn tác dụng tại đáy móng theo phương cạnh ngắn b .

$$\psi_1 = 1 + \frac{6e_o^c}{b} \leq 1,2 \quad (3.76)$$

c/ Nếu móng chịu tác dụng của mômen theo hai phương

Xác định A_f từ điều kiện

$$P_{\min}^c = \frac{N^c}{A_f} \left(1 \pm \frac{6e_{oa}^c}{a} \pm \frac{6e_{ob}^c}{b} \right) \leq 1,2R^c - \gamma_m H \quad (3.77)$$

Trong đó: e_{aa}^c - độ lệch tâm theo phương cạnh a

e_{ab}^c - độ lệch tâm theo phương cạnh b

Chú thích: Các công thức trên được xác lập với giả thiết móng có độ lệch tâm nhỏ cả hai phương a và b .

Sau khi tính được A_f , phải kiểm tra lại điều kiện

$$p_{\max}^c \leq 1,2R^c$$

3.4.2.2- Tính lún

$$\text{Độ lún } S : \text{Điều kiện } S \leq S_{gh} = 80mm \quad (3.78)$$

3.4.3 Phân loại móng

Dựa vào đặc trưng độ cứng, người ta chia các loại móng công trình ra làm ba loại: móng cứng, móng cứng hữu hạn và móng mềm.

Móng cứng: đặc điểm của móng này là biến dạng của móng rất nhỏ so với biến dạng của đất nền (độ cứng của móng lớn hơn độ cứng của đất nền). Khi chịu tải trọng, dưới đáy móng có hiện tượng phân bố lại áp lực. Để tính toán đơn giản, có thể xem áp lực phân bố dưới đáy móng tuân theo qui luật đường thẳng.

Móng mềm: là loại móng có khả năng biến dạng cùng cấp với biến dạng của đất nền (độ cứng của móng nhỏ hơn độ cứng của đất nền). Áp lực dưới đế móng lúc này phân bố hoàn toàn giống như tải trọng tác dụng trên móng.

Móng cứng hữu hạn: là loại móng có tính chất trung gian giữa móng cứng và móng mềm. Khi chịu tải trọng, áp lực dưới đáy móng cũng có hiện tượng phân bố lại nhưng theo qui luật khác, không giống như các loại móng cứng. Tính toán loại móng này trên nền đất được xem như tính toán các kết cấu đặt trên nền đàn hồi.

Để phân biệt móng cứng – móng mềm có nhiều cách, có thể dựa vào:

- Phân loại móng dựa vào chỉ số mảnh t

$$t = \frac{(1 - \mu^2)\pi E_o b L^3}{4(1 - \mu_2^2)EI} \approx 10 \frac{E_o L^3}{E h^3} \quad (3.79)$$

Trong đó:

h, b, L - chiều cao, bề rộng, chiều dài của đài

E_o, μ_o - môđun biến dạng, hệ số Poisson của đất nền

E, μ - môđun đàn hồi, hệ số Poisson của dải.

Dải cứng khi $t < 1$; dải mềm khi $t \geq 1$

Dải ngắn khi $1 \leq t \leq 10$; dải dài khi $t > 10$

- Độ cứng của dải

Được xác định bằng thông số độ mảnh λ

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_z \cdot b}{4EI}} \quad (3.80)$$

Trong đó:

E, I - môđun đàn hồi, mômen kháng uốn của tiết diện móng;

C_z - hệ số nền; b - bề rộng của móng; L - chiều dài của móng

- Khi $\lambda L < \frac{\pi}{4}$: móng tuyệt đối cứng - ứng suất phân bố theo đường thẳng.

- Khi $\frac{\pi}{4} < \lambda L \leq \pi$: móng cứng hữu hạn.

- Khi $\lambda L > \pi$: móng mềm.

Thực tế tính toán khi $\lambda L \leq \pi/2$ có thể xem móng tuyệt đối cứng.

Có thể xem móng là móng cứng khi thỏa điều kiện sau:

$$L_1 \leq \frac{\pi}{4} \sqrt[4]{\frac{EI}{b k_d}} \quad (3.81)$$

Trong đó:

EI - độ cứng của tiết diện ngang của móng

b - bề rộng của móng

k_d - hệ số nền.

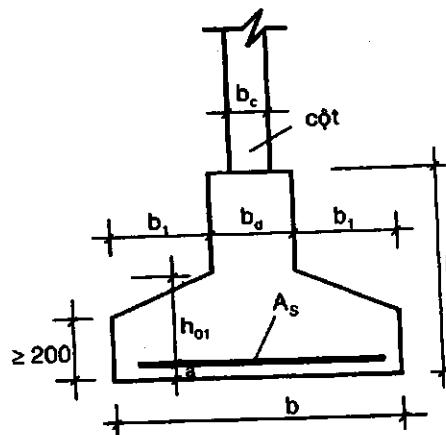
$$k_d = 0,283 \sqrt{\frac{b E_o^4}{(1-\mu)^4 EI}} \quad (3.82)$$

$\mu = 0,20$ hệ số Poisson

L_1 - khoảng cách trung bình giữa các cột.

Chú thích: hệ số nền C_z có nhiều phương pháp tính, xem "Giáo trình Nền - móng".

3.4.4 Tính móng cứng



Hình 3.11 Một cắt ngang của móng băng

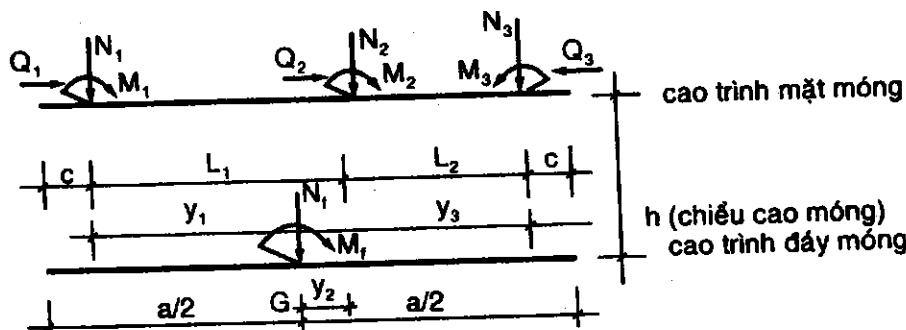
3.4.4.1 Phản lực đất nền

Xem móng như là một đầm liên tục, chịu tác dụng của phản lực đất nền, các gối tựa là các cột (như đầm sàn lật ngược).

$$N_f = \sum_i^n N_i \quad (3.83)$$

$$M_f = \sum_i^n M_i \pm \sum_i^n Q_i h \pm \sum_i^n N_i y_i \quad (3.84)$$

$$e_o = \frac{M_f}{N_f} \quad (3.85)$$



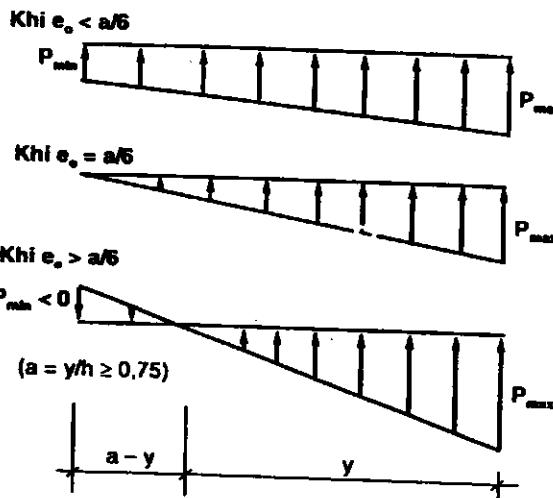
Hình 3.12 Sơ đồ tính móng băng

Kiểm tra điều kiện: $p_{max} \leq 1,2 R^c$. Tùy theo độ lệch tâm e_o mà p_{max} xác định theo (3.86), (3.87) hoặc (3.88).

Khi $e_o < a/6$: $p_{\max} = \frac{N_f}{A_f} \left(1 + \frac{6e_o}{a} \right) \leq 1,2R^c$ (3.86)

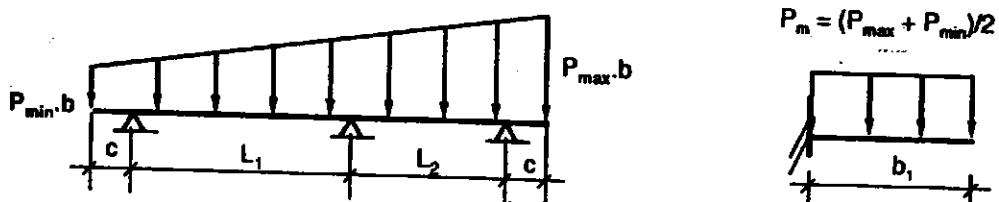
Khi $e_o = a/6$: $p_{\max} = \frac{2N_f}{A_f} \leq 1,2R^c$ (3.87)

Khi $e_o > a/6$: $p_{\max} = \frac{2N_f}{3b \left(\frac{a}{2} - e_o \right)} \leq 1,2R^c$ (3.88)



Hình 3.13 Biểu đồ phân lực đất nền

3.4.4.2- Tính đầm móng



Hình 3.14 a) Sơ đồ tính đầm móng b) Bản cảnh

Tính nội lực: M, Q trong đầm móng bằng các phương pháp cơ học kết cấu hay dùng các chương trình tính kết cấu với sự hỗ trợ của máy tính.

Tính cốt thép

Cốt dọc: Từ các giá trị M ở nhịp, ở gối

Tiết diện ở nhịp: phần cánh nằm trong vùng nén, nên tiết diện tính toán là tiết diện chữ T.

Tiết diện ở gối: tiết diện tính toán là tiết diện chữ nhật.

Cốt dài, cốt xiên được tính toán từ lực cắt tại các gối, sao cho đảm bảo điều kiện cường độ trên tiết diện nghiêng chịu M và Q . (tính cốt thép của đầm móng có thể tính từ các chương trình tính cốt thép với sự hỗ trợ của máy tính).

3.4.4.3 - Cốt thép trong bản cánh

Cắt theo phương ngang của móng một dải có bề rộng $b = 1$ mét. Sơ đồ tính là dầm conson (xem cánh móng ngầm tại mép đầm), chịu tải trọng là phản lực đất nền phân bố đều:

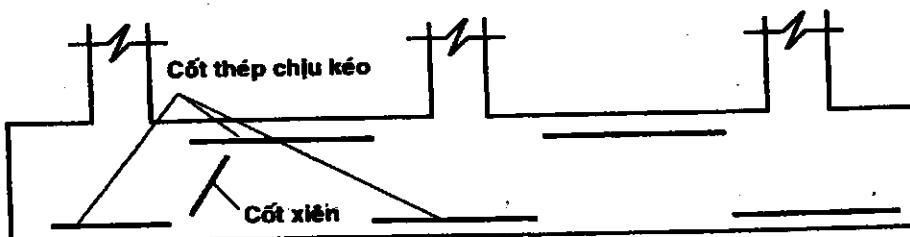
$$p_m = (p_{\max} + p_{n.in})/2 \quad (3.89)$$

Momen của bản cánh¹

$$M = p_m \frac{b_1^2}{2} \quad (3.90)$$

Bố trí cốt thép

(Chú ý: Cốt thép dọc, cốt xiên bố trí trong đầm móng ngược với cách bố trí cốt thép trong đầm sàn



Hình 3.15 Vị trí cốt thép chịu kéo trong đầm móng băng

3.5 TÍNH MÓNG (CỨNG HỮU HẠN) MỀM

Dưới tác dụng của tải trọng, móng có độ cứng hữu hạn sẽ bị uốn kèm theo các chuyển vị ngang và thẳng đứng của đất nền. Các chuyển vị này không những chỉ phụ thuộc vào đặc tính biến dạng E_s và μ_s của đất nền mà còn phụ thuộc vào độ cứng của móng. Khi tính toán loại móng này theo những lý thuyết tính toán kết cấu đầm và

bản trên nền đàn hồi là hợp lý nhất.

Riêng việc tính toán đầm trên nền đàn hồi cũng có nhiều phương pháp tính dựa trên các mô hình nền khác nhau. Mỗi phương pháp có ưu, khuyết điểm và phạm vi áp dụng nhất định, do đó khi thiết kế cần phải nắm vững để vận dụng phương pháp tính cho phù hợp với thực tế.

Hiện nay có thể chia làm ba nhóm cơ bản sau:

3.5.1- Dựa vào lý thuyết biến dạng cục bộ (mô hình E.Winkler):

Cơ chế mô hình biểu diễn bằng quan hệ

$$P_i = k_i \cdot S_i \quad (3.91)$$

trong đó: P_i - áp lực của nền tại một điểm bất kỳ; k_i - hệ số nền;

S_i - độ lún hay chuyển vị đàn hồi theo chiều thẳng đứng.

Phương pháp này được dùng trong các trường hợp sau:

- Nền đất là bùn hoặc đất yếu.
- Móng băng giao nhau.

3.5.2- Dựa vào lý thuyết nền biến dạng đàn hồi toàn bộ (mô hình M.I.Gorbunov - Poxadov)

Theo lý thuyết này, quan hệ giữa áp lực dưới đáy móng và độ lún của nền đất được biểu diễn qua biểu thức

$$S_{(x,y)} = \frac{(1-\mu_o^2)}{\pi E_o} \iint_F \frac{p_{(\xi,\eta)} \cdot d\xi \cdot d\eta}{\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}} \quad (3.92)$$

Phương pháp này chỉ nên áp dụng trong một số trường hợp sau:

- Khi nền đất có tính nén ít và trung bình.
- Khi lớp đất có chiều dày chịu nén lớn.
- Khi tính toán các loại móng bắn, móng hình hộp...

3.5.3- Dựa vào lý thuyết nền biến dạng tổng hợp

Xét cả biến dạng đàn hồi cục bộ và biến dạng đàn hồi toàn bộ của đất nền. Tuy nhiên vì mức độ phức tạp của lời giải, do đó phương pháp này ít được áp dụng trong thực tế.

Hiện nay, để tính kết cấu đầm trên nền đàn hồi người ta dùng phương pháp sai phân, phương pháp phần tử hữu hạn kết hợp với máy tính điện tử để tính toán móng trên nền đàn hồi.

3.5.4. Tính móng theo lý thuyết nền biến dạng đàn hồi cục bộ

Dùng phương pháp sai phân để tính toán:

Nội dung của phương pháp này là chia dầm chịu uốn chịu tải bất kỳ thành n đoạn bằng nhau, quan hệ giữa độ vông y , mômen uốn M , lực cắt Q và tải trọng g được viết dưới dạng sau

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M}{EI}; \quad \frac{d^3y}{dx^3} = -\frac{Q}{EI}; \quad \frac{d^4y}{dx^4} = -\frac{g}{EI} \quad (3.93)$$

$$\frac{dQ}{dx} = g; \quad \frac{d^2M}{dx^2} = g \quad (3.94)$$

Trong đó:

$$g = p + q \quad (3.95)$$

p - phản lực dưới đáy dầm

q - tải trọng ngoài phân bố trên chiều dài của dầm.

Dùng các phương trình sai phân để giải bài toán.

Phương pháp sai phân có thể tính toán các loại dầm có độ cứng bất kỳ trên đất nền có hệ số nền thay đổi, các loại dầm giao nhau, cũng như các loại bản trên nền đất có độ cứng thay đổi theo qui luật bất kỳ.

Tính móng theo lý thuyết nền biến dạng hoàn toàn (phương pháp của M.I.Gorgunov – Poxadov): là một trong các phương pháp được sử dụng rộng rãi vì quá trình tính toán đơn giản, dùng các bảng tra.

• *Tính toán dải cứng và ngắn: khi $t \leq 10$*

Cắt dải bản có chiều rộng $b = 1m$ để tính. Các nội lực $P_{(\xi)}, Q_{(\xi)}, M_{(\xi)}$ (phản lực của đất nền, lực cắt, mômen của dải), có thể xác định theo các biểu thức đơn giản ứng với các trường hợp khi có tải trọng phân bố đều q , lực tập trung P , mômen tập trung M theo các biểu thức sau.

Các biểu thức tính toán nội lực của các dải cứng và ngắn.

Dạng tải trọng	Q (kN/m ²)	P (kN)	M (kNm)
$P(\xi)$ (kN/m ²)	$\bar{p} \cdot q$	$\bar{p} \frac{P}{b \cdot l}$	$\pm \bar{p} \frac{M}{b \cdot l^2}$
$Q(\xi)$ (kN)	$\bar{Q} \cdot b \cdot l \cdot q$	$\pm \bar{Q} \cdot P$	$\bar{Q} \frac{M}{l}$
$M(\xi)$ (kNm)	$\bar{M} \cdot b \cdot l^2 \cdot q$	$\bar{M} \cdot p \cdot l$	$\bar{M} \cdot M$

trong đó: $\bar{p}, \bar{Q}, \bar{M}$ - tra bảng phụ lực phụ thuộc vào:

- Chỉ số mảnh t
- Chỉ số hoành độ không thứ nguyên:
 $\xi_i = x_i / l$ đối với tải phân bố đều
- $a_i = a_i / l$ đối với tải tập trung và mômen tập trung
- Gốc tọa độ ở giữa dài; l - nửa chiều dài của dài.

Nếu trên dài có nhiều lực tập trung hoặc mômen tập trung thì tính riêng cho từng trường hợp tải rồi sau đó cộng lại theo nguyên lý cộng tác dụng.

• Bài toán tính dầm

Nếu chiều rộng của dầm nhỏ, biến dạng theo hướng ngang có thể bỏ qua, đồng thời khi $\alpha = \frac{l}{b'} > 7$ thì dầm được tính theo bài toán không gian.

trong đó: l - nửa chiều dài của dầm; b' - nửa chiều rộng của dầm

Chỉ số độ mảnh theo phương cạnh dài của móng

$$t_d = \frac{\pi \cdot E_o \cdot l^3 \cdot b'}{2(1 - \mu_o^2) \cdot EI} \quad (3.96)$$

Dựa vào chỉ số mảnh t_d của dầm, có thể phân dầm ra làm ba loại: dầm cứng, dầm ngắn và dầm dài.

- *Dầm cứng*, nếu $t_d \leq 50$ hoặc $0,5 \leq t \leq 1$ và $\alpha < 20$ (3.97)

Dầm dài, nếu thỏa mãn các điều kiện sau:

- Khi $0,01 < \beta < 0,15$ thì $\lambda > 1$ (3.98)
- Khi $0,15 \leq \beta \leq 0,30$ thì $\lambda > 2$

- Khi $0,30 < \beta \leq 0,50$ thì $\lambda > 3,5$

$$\text{trong đó: } \beta = \frac{b'}{L} = \frac{b}{2L}; \quad L = \sqrt[3]{\frac{2EI(1-2\mu_o^2)}{bE_o}}; \quad \lambda = \frac{l}{L}. \quad (3.99)$$

Tính dầm cứng: M.I Gorbunov - Poxadov đã thành lập các bảng tính cho hai trường hợp lực tập trung và mômen tập trung đặt ở giữa dầm. Các trường hợp khác đều dựa về hai trường hợp trên.

M.I Gorbunov - Poxadov đã thành lập bảng tính cho hai trường hợp: Lực tập trung P_o đặt ở giữa dầm, mômen tập trung M_o cũng đặt ở giữa dầm. Các trường hợp tải khác đều dựa về hai dạng trên. Xác định các trị số nội lực của dầm đối với hai trường hợp cơ bản trên theo các biểu thức trong bảng sau.

Trí số nội lực	$P_{(\xi)}$	$Q_{(\xi)}$	$M_{(\xi)}$	$S_{(\xi)}$	$\operatorname{tg}\varphi_{(\xi)}$
Dạng tải trọng					
P_o	$\bar{p}_o \frac{P_o}{l}$	$\pm \bar{Q}_o P_o$	$\pm \bar{M}_o P_o l$	$\bar{S}_o \frac{1-\mu_o^2}{E_o} \frac{P_o}{l}$	0
M_o	$\pm \bar{p}_{om} \frac{M_o}{l^2}$	$\bar{Q}_{om} \frac{M_o}{l}$	$\pm \bar{M}_{om} M_o$	0	$\pm \operatorname{tg}\varphi_{om} \frac{1-\mu_o^2}{E_o} \frac{P_o}{l^2}$

Trong đó: $S_{(\xi)}$, $\operatorname{tg}\varphi_{(\xi)}$ - được ký hiệu là độ lún và góc xoay của dầm ở tiết diện khảo sát.

Các trị số \bar{p}_o , \bar{p}_{om} , \bar{Q}_o , \bar{Q}_{om} , \bar{M}_o , \bar{M}_{om} , \bar{S}_o , $\operatorname{tg}\varphi_{om}$ - phụ thuộc vào $\xi_i = \frac{x_i}{l}$ và $\alpha = \frac{l}{b'}$ được tra trong bảng phụ lục sách Nền móng.

Trong biểu thức trên lấy dấu (+) ứng với các tiết diện ở về phía nửa dầm bên phải, còn dấu (-) ứng với các tiết diện ở về phía nửa dầm bên trái.

Để có thể sử dụng các bảng lập sẵn đối với tải bất kỳ, ta sẽ chuyển tải trọng đó thành tải trọng tương đương gồm một lực tập trung và một mômen tác dụng tại giữa dầm, rồi áp dụng các biểu thức cho ở bảng trên. Trong trường hợp này các trị số nội lực được tính theo biểu thức sau

$$P_{(\xi)} = \bar{p}_o \frac{P_o}{l} \pm \bar{p}_{om} \frac{M_o}{l^2} \quad (3.100)$$

$$Q_{(\xi)} = \pm \bar{Q}_o P_o + \bar{Q}_{om} \frac{M_o}{l} - Q_{n,p} \quad (3.101)$$

$$M_{(\xi)} = \bar{M}_o P_o l \pm \bar{M}_{om} M_o + M_{o,p} \quad (3.102)$$

Trị số $Q_{n,p}$ được xác định như sau:

- Đối với nửa dầm bên phải $Q_{n,p,p} = \sum p_\xi - p_o$ (3.103)

- Đối với nửa dầm bên trái $Q_{n,p,t} = \sum p_\xi$ (3.104)

với: $\sum p_\xi$ - tổng tải trọng ngoài tác dụng ở trên đoạn kể từ đầu dầm bên trái đến tiết diện dầm tính toán.

Trị số M_{op} tính như sau:

- Đối với nửa dầm bên phải $M_{n,p,t} = \sum M_\xi + \sum M_t$ (3.105)

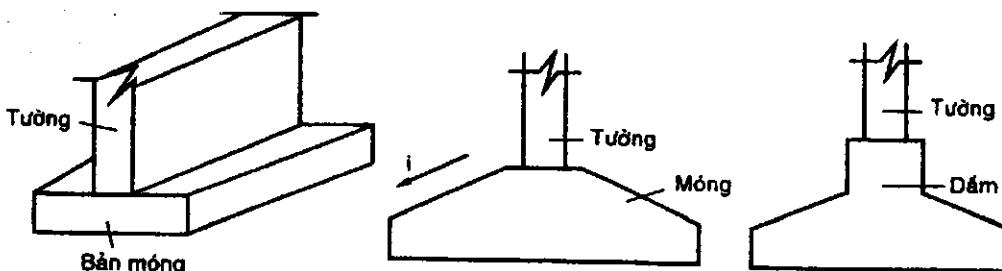
Sau khi tìm được biểu đồ mômen và lực cắt của móng, tiến hành tính cốt thép, bố trí cốt thép tương tự như đã trình bày ở phần trên.

Hiện nay việc tính móng bằng tương đối đơn giản, nhờ các chương trình được lập trình trên máy tính.

3.6 MÓNG BẰNG DƯỚI TƯỜNG

Móng băng dưới tường có thể thi công toàn khối hoặc lắp ghép. Thường là tấm phẳng hoặc có mái dốc $i > 1/3$.

Ở những nơi đất không đồng nhất, để hạn chế lún không đều, tăng độ cứng cho móng băng cách thiết kế thêm sườn dọc.



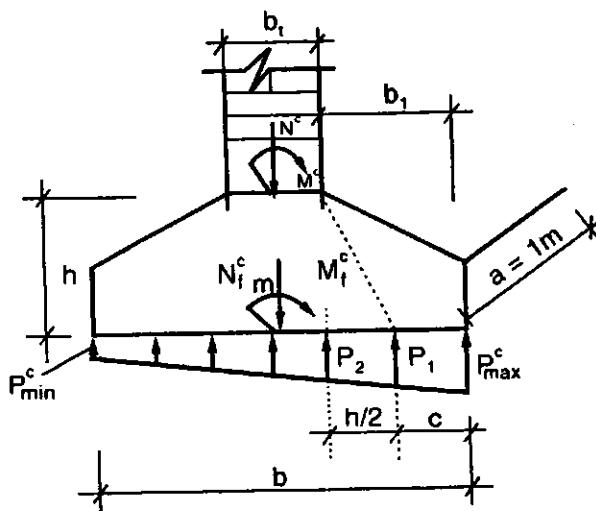
Hình 3.16 Móng băng dưới tường

Nếu xem tường chịu lực có độ cứng rất lớn trong mặt phẳng của nó, thì móng băng dưới tường chịu lực chỉ làm việc chịu uốn theo phương ngang như một conson ngầm tại mép tường. Cốt thép chịu

lực đặt theo phương ngang, cốt phân bố theo phương dọc. Cốt thép trong sườn nếu có chỉ đặt theo cấu tạo.

Tính móng băng dưới tường.

Cắt theo phương ngang một dài có chiều rộng $b = 1m$ để tính.



Hình 3.17 Sơ đồ tính móng băng dưới tường

3.6.1- Xác định A_f : Xem móng chịu nén đúng tâm

$$A_f = \frac{N_f^c}{R^c - \gamma_m H} \quad (3.106)$$

với $a = 1m$, tìm b . Kiểm tra A_f (tương tự như móng đơn chịu nén đúng tâm hoặc lệch tâm).

3.6.2- Xác định chiều cao móng

Từ điều kiện móng không đặt cốt dai – xiên

$$Q \leq 0,6\gamma_b R_{bt} h_o \quad (3.107)$$

Trong đó:

Q - lực cắt tại tiết diện nghiêng xuất phát từ trong vùng kéo và cách mép tường $0,5h$.

$$\text{Nếu nén đúng tâm } Q = (b - b_t - h) \frac{P_o}{2} \quad (3.108)$$

Nếu nén lệch tâm $Q = (b - b_t - h) \frac{P_m}{2}$ (3.109)

với: P_o - áp lực nén đất tính toán

$$p_m = \frac{P_1 + P_{\max}}{2}; h_o = h - a \quad (3.110)$$

Thường chọn trước h , sau đó kiểm tra theo (3.107).

3.6.3- Tính cốt thép bản dày

Xem bản dày ngầm tại mép của tường

$$\text{Mômen } M = p \frac{b_l^2}{2} \quad (3.111)$$

Trong đó:

$$\text{Nếu nén đúng tâm } p = P_o \quad (3.112)$$

$$\text{Nếu nén lệch tâm } p = \frac{P_2 + P_{\max}}{2} \quad (3.113)$$

$$\text{Cốt thép } A_s = \frac{M}{0,9R_s h_o} (\text{mm}^2 / \text{1m}) \quad (3.114)$$

Bài tập 3.3. Thiết kế móng băng với các số liệu sau

Từ kết quả tổ hợp nội lực khi giải khung, chọn các cặp nội lực nguy hiểm nhất tại các chân cột như sau

Kích thước tiết diện ngang các cột 500×500

$$\text{Cột A } M_1 = 54,7 \text{kNm}, N_1 = 322,9 \text{kN}, Q_1 = 0$$

$$\text{Cột B } M_2 = 567 \text{kNm}, N_2 = 1594,8 \text{kN}, Q_2 = 156,3 \text{kN}$$

$$\text{Cột C } M_3 = 76,2 \text{kNm}, N_3 = 763,4 \text{kN}, Q_3 = 23,8 \text{kN}$$

$$\text{Cột D } M_4 = 186,5 \text{kNm}, N_4 = 379,3 \text{kN}, Q_4 = 100,2 \text{kN}$$

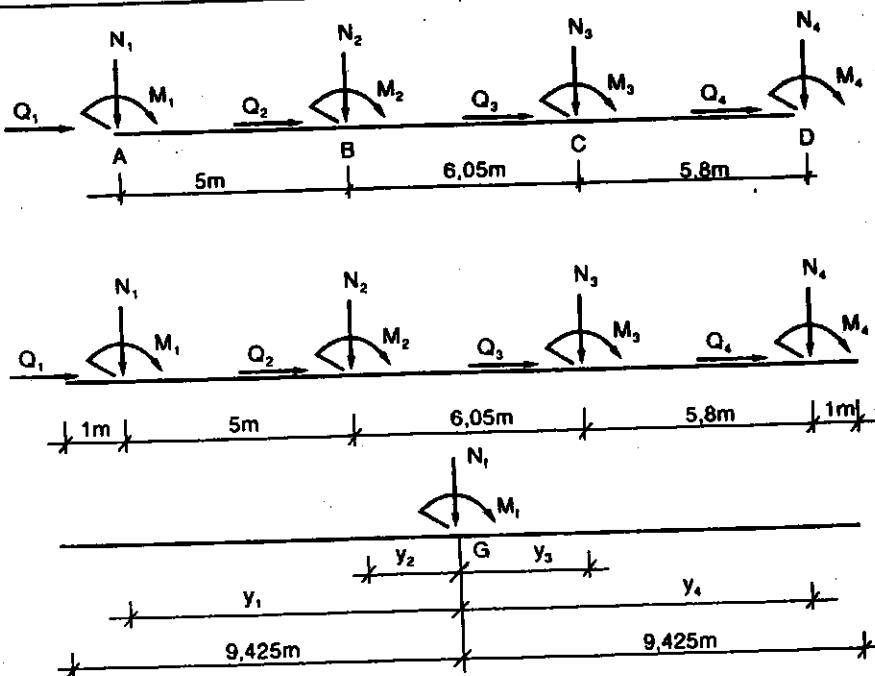
$$\text{Hệ số tin cậy trung bình } n_m = 1,15$$

Các số liệu địa chất được tóm tắt sau:

Móng được thiết kế bêtông B15, cốt thép:

$$\text{Cốt thép } d \geq 12: R_s = 280 \text{MPa}; d < 12: R_s = 175 \text{MPa}$$

Giải

*Sơ đồ tính móng băng***1- Xác định kích thước móng**Chọn sơ bộ bê rông móng $b = 2,4m$ Chọn đoạn conson $c = 1m$ Chiều dài móng $a = 1 + 5 + 6,05 + 5,8 + 1 = 18,85m$ Chiều sâu chôn móng $H = 2,5m$, chiều cao móng $h = 1m$

- Tổng tải trọng tính toán tại trọng tâm đáy móng:

$$N_f = \sum N_i = 322,9 + 1594,8 + 763,4 + 379,3 = 3100,4kN$$

$$\Rightarrow N_f^c = \frac{N_f}{n_m} = 2699kN$$

- Tổng mômen tính toán tại trọng tâm móng

$$M_f = \sum_1^n M_i \pm \sum_1^n Q_i h \pm \sum_1^n N_i y_i$$

$$M_f = [(54,7 + 567 + 76,2 + 186,5) + (156,3 + 23,8 + 100,2)x1 + \\ + (-362,9x8,425 - 1594,8x3,425 + 763,4x2,625) + \\ + (379,3x8,452)] = 2155,34kNm$$

$$\Rightarrow M_f^c = \frac{M_f}{n_m} = 1874,26 kNm$$

Xác định cường độ đất nền dưới đáy móng

$$R^{tc} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} [A b \gamma_H + B h_m \gamma'_H + D c^{tc}]$$

$$m_1 = m_2 k_{tc} = 1,1; ; b = 2,4m ; h_m = 2,5m$$

Đáy móng nằm trong lớp $2a$ có $c^{tc} = 0,95 kN/cm^2$

$\phi = 12^\circ$ tìm được: $A = 0,23$; $B = 1,94$; $D = 4,42$

$$\gamma_H = 9,26 kN/m^3$$

$$\gamma'_H = \frac{\sum \gamma_i h_i}{h_m} = \frac{13 \times 1,899 + 12 \times 0,926}{2,5} = 14,32 kN/m^3$$

$$\Rightarrow R^c = \frac{1,1 \times 1,1}{1,1} [0,23 \times 2,4 \times 9,26 + 1,94 \times 2,5 \times 14,32] = 128,4 kN/m^2$$

với $R^c = 128,4 kN/m^2$, tính lại bề rộng móng.

Độ lệch tâm:

$$e_o^c = \frac{M_f^c}{N_f^c} = \frac{1874,26}{2696} = 0,695m < \frac{a}{6} = \frac{18,85}{6}$$

Biểu đồ phản lực đất nền có dạng hình thang

$$P_{\max}^c = \frac{N_f^c}{A_f} \left(1 + \frac{6e_o^c}{a} \right) = \frac{N_f^c}{axb} \left(1 + \frac{6e_o^c}{a} \right) \leq 1,2R^c - \gamma_m H$$

$$b = k \frac{\frac{N_f^c}{a} \left(1 + \frac{6e_o^c}{a} \right)}{1,2R^c - \gamma_m H}$$

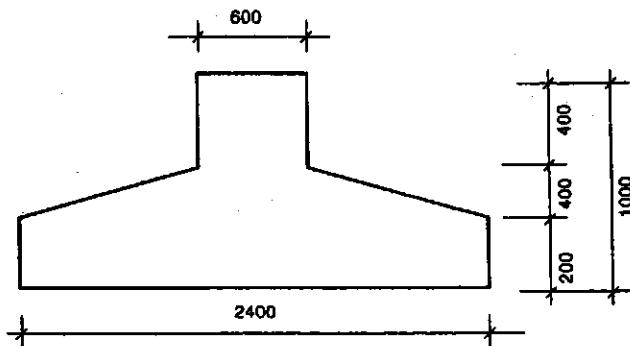
$$\text{với: } k = 1,2; \quad \psi_1 = 1 + \frac{6e_o^c}{a} = 1 + \frac{6 \times 0,695}{18,85} = 1,22 > 1,2$$

$$\text{chọn } \psi_1 = 1,2$$

$$b = 1,2 \frac{143,02 \times 1,22}{1,2 \times 128,21 - 2 \times 25} = 2,018m$$

Vậy $b = 2,4m$ đã chọn ban đầu chấp nhận được.

- Chiều cao cánh móng



Kích thước tiết diện ngang của móng

Chọn bề rộng dầm móng b_d theo điều kiện sau:

$$\left. \begin{array}{l} b_d = (0,45 + 0,55)h \\ b_d = b_c + 100\text{mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{chọn } b_d = 600\text{mm}$$

$$\text{Độ vươn của bản cánh } b_1 = \frac{b - b_d}{2} = 0,9\text{m}$$

- Chiều cao cánh móng xác định từ điều kiện, cánh không đặt cốt đai và cốt xiên

$$h_{01} = \frac{1,4xR^c b_1}{R_{bt}} = \frac{1,4x128,21x0,9}{0,75} = 0,22\text{m}$$

- Từ điều kiện cấu tạo: $h_1 \approx \frac{2}{3}h$

Chọn chiều cao cánh móng $h_1 = 0,6\text{ m}$

2- Kiểm tra độ lún dưới đáy móng

Ứng suất trung bình tiêu chuẩn tại đáy móng

$$\sigma_f^c = \frac{N_f^c + \gamma_m H}{A_f} = \frac{4958}{17,85x2,4} = 109,59\text{kN/m}^2$$

Ứng suất gây lún

$$\sigma_{gl} = \sigma_f^c - \gamma_m H = 109,59 - 2x25 = 59,59\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{zi} = k_{oi} \times \sigma_{gl}, \text{ với } k_{oi} = f\left(\frac{a}{b}; \frac{z_i}{b}\right)$$

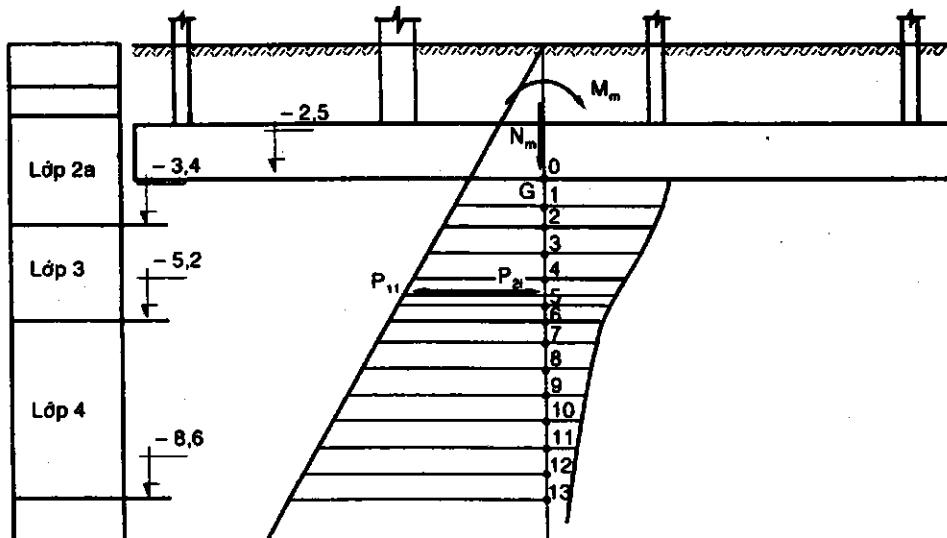
Ứng suất bùn thân đất nền tại đáy móng

$$\sigma_{hm} = 18x0,8 + (18 - 10)x0,5 + 9,29x1,2 = 29,5\text{kN/m}^2$$

Ứng suất bùn thân đất nền dưới đáy móng

$$\sigma_{bui} = \sigma_{hm} + \gamma_i h_i$$

Tính lún bằng phương pháp tổng lớp phân tố: chia đất nền dưới đáy móng thành từng lớp $h_i \leq b/4$, $h_i = 0,5m$, tính ứng suất cho tới điểm có vùng ảnh hưởng H_c , có: $\sigma_{zi} \leq \frac{1}{5}\sigma_{bui}$



Bảng tinh các giá trị ứng suất

Điểm tính	z_i (m)	σ_{bui} (kN/m ²)	$\frac{a}{b}$	$\frac{z_i}{b}$	k_{ui}	σ_{zi} (kN/m ²)
0	0,0	29,51	7,854	0	1	59,59
1	0,5	34,14	7,854	0,21	0,939	55,96
2	0,9	37,84	7,854	0,38	0,964	51,49
3	1,4	42,86	7,854	0,58	0,747	44,51
4	1,9	47,88	7,854	0,79	0,655	39,03
5	2,4	52,90	7,854	1	0,520	30,99
6	2,7	55,91	7,854	1,125	0,443	26,40
7	3,2	60,81	7,854	1,3	0,428	25,50
8	3,7	65,71	7,854	1,54	0,364	21,69
9	4,2	70,61	7,854	1,75	0,325	19,37
10	4,7	75,51	7,854	1,96	0,291	17,34
11	5,2	80,41	7,854	2,2	0,264	15,73
12	5,7	85,31	7,854	2,36	0,246	14,66

Từ bảng tính các giá trị ứng suất trên, chỉ cần tính lún cho tới điểm 5 là đủ.

Các giá trị cần tính là

$$P_{1i} = \sigma_{bti} = \frac{1}{2}(\sigma_{bti-1} + \sigma_{bti})$$

$$P_{2i} = \sigma_{bti} + \sigma_{zi} = \frac{1}{2}(\sigma_{bti-1} + \sigma_{bti}) + \frac{1}{2}(\sigma_{zi-1} + \sigma_{zi})$$

Tổng độ lún

$$S = \sum S_i = \sum \frac{\varepsilon_{1i} - \varepsilon_{2i}}{1 + \varepsilon_{1i}} \times h_i$$

Kết quả thí nghiệm nén cố kết

Cầu tải P (kN/m ²)	0 – 2,5	2,5 – 5	5 – 10	10 – 20	20 – 40	40 – 80
LỚP 2a						
Hệ số rỗng ϵ	0,802	0,778	0,735	0,678	0,626	0,565
LỚP 3						
Hệ số rỗng ϵ	0,682	0,665	0,636	0,602	0,568	0,525
LỚP 4						
Hệ số rỗng ϵ	0,672	0,653	0,625	0,592	0,560	0,520

Bảng kết quả tính lún cố kết

Lớp	h_i (m)	P_{1i} (kN/m ²)	P_{2i} (kN/m ²)	ε_{1i}	ε_{2i}	S_i (m)
1	0,5	31,83	89,61	0,799	0,744	0,015
2	0,4	35,99	89,72	0,797	0,744	0,012
3	0,5	40,35	88,35	0,677	0,643	0,010
4	0,5	45,37	87,14	0,675	0,643	0,011
5	0,5	50,39	85,40	0,665	0,644	0,006
6	0,3	54,41	83,11	0,662	0,646	0,003
7	0,5	58,36	84,31	0,648	0,634	0,004
8	0,5	63,26	86,86	0,646	0,632	0,003
9	0,5	68,16	88,69	0,643	0,631	0,004
10	0,5	73,06	91,42	0,64	0,630	0,003
11	0,5	77,96	94,50	0,637	0,628	0,003
12	0,5	82,86	98,06	0,635	0,626	0,003

Độ lún của móng

$$S = \sum S_i = 0,076m = 7,6cm < [S_{sh} = 8cm] \text{ thỏa}$$

3- Phân loại móng

Chỉ số độ mảnh của móng t (*M.I.Gorbunov - Poxadov*)

$$t = \frac{(1-\mu^2)\pi E_o L^3}{4(1-\mu_o^2)EI} \approx 10 \frac{E_o}{E} \left(\frac{L}{h}\right)^3$$

Trong đó:

E_o - môđun đàn hồi biến dạng của đất nền:

$$E_o = \beta \frac{1 + \epsilon_1}{\alpha}$$

$$\beta = 1 - \frac{2\mu_o^2}{1 - \mu_o}$$

μ_o - hệ số Poisson của đất nền.

Đáy móng nằm trong lớp $2a$ là lớp sét pha:

$$\Rightarrow \mu_o = 0,33 \div 0,37 = 0,35$$

$$\beta = 1 - \frac{2 \times 0,35^2}{1 - 0,35} = 0,623$$

$$\alpha = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_2}{\Delta p} - \text{chỉ số nén lún}$$

Với mẫu 2-1 có $\Delta p = 10kN/cm^2$; $\epsilon_1 = 0,735$; $\epsilon_2 = 0,67$

$$E_o = 0,623 \frac{1 + 0,735}{0,735 - 0,678} 10 = 189,6kN/cm^2$$

$$E = 2,4 \times 10^6 kN/cm^2; L = a = 18,85m$$

$$h = 1m$$

$$t = 10 \frac{189,66}{2,4 \times 10^6} \left(\frac{18,85}{1}\right) = 5,293$$

$t > 1$ - móng thuộc loại móng mềm

4- Hệ số nền

$$\text{Từ quan hệ } p = kS \Rightarrow k = \frac{p}{S}$$

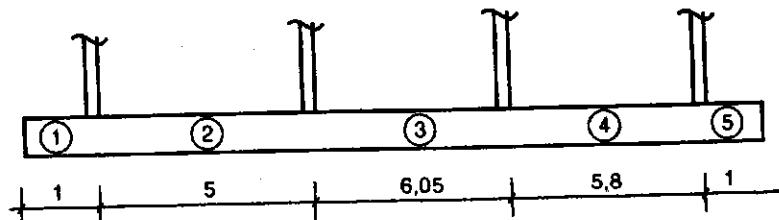
$p = 59,59 kN/cm^2$: áp lực gây lún tại đáy móng

$S = 7,6\text{cm}$: độ lún của đất nền tại tâm đáy móng

$$k = \frac{59,59}{0,076} = 780 \text{kN/m}^3$$

5. Xác định nội lực của móng

a) Dầm móng: dùng phần mềm Kricom



Số đố đánh số phần tử

Bảng kết quả tính toán KriCom Software Version 1.2

Mômen quán tính

$$I = 464 \text{ m}^4$$

Bề rộng

$$b = 2.4\text{m}$$

Hệ số nền

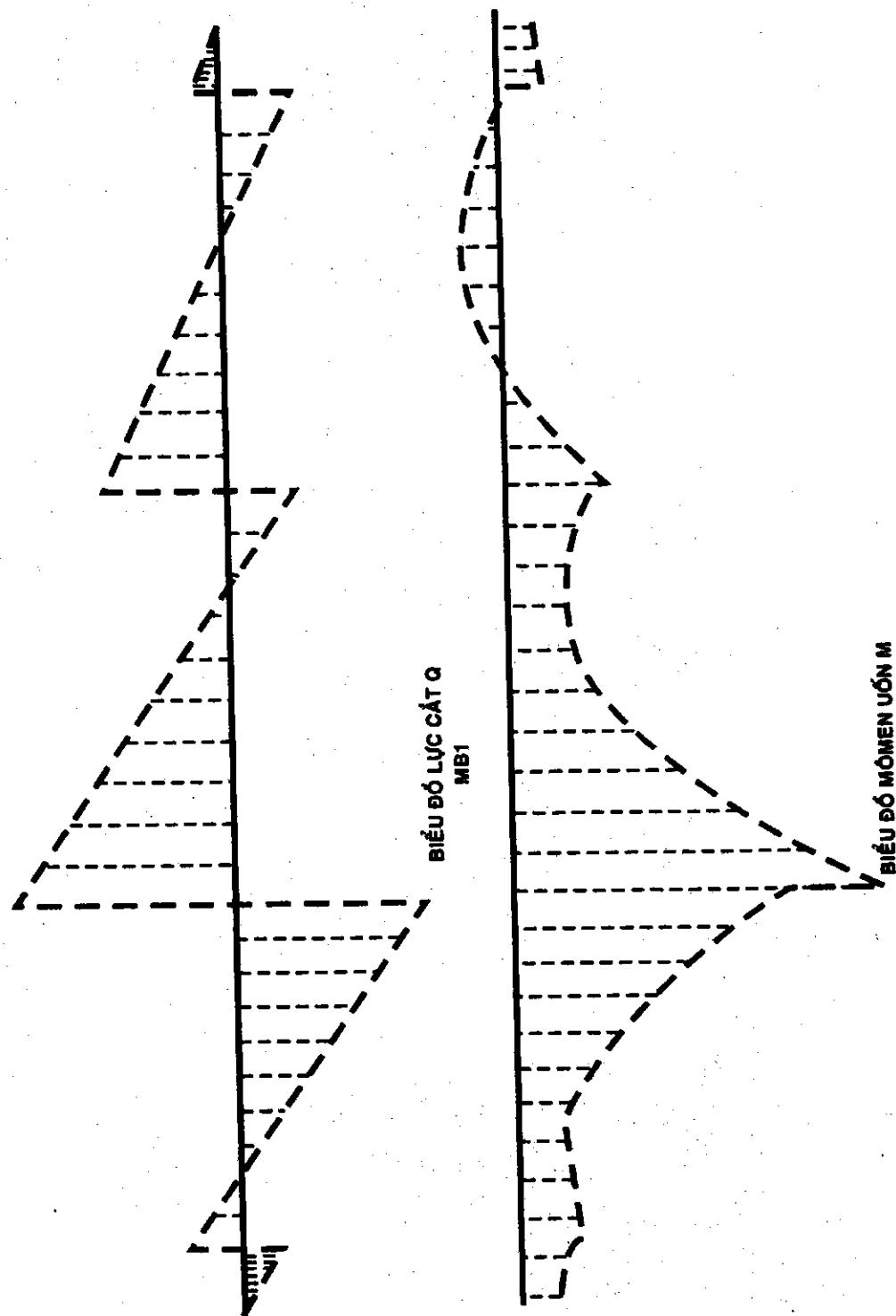
$$k = 780 \text{kN/m}^3$$

Môđun đàn hồi của bêtông B15

$$E_b = 23 \times 10^3 \text{ MPa}$$

Hoành độ (m)	Độ vông (m)	Lực cắt (kN)	Mômen (kNm)
0,000	3,970E-02	1,582E-03	7,908E-09
0,100	3,992E-02	1,586E+01	7,923E-01
0,200	4,014E-02	3,181E+01	3,175E-00
0,300	4,036E-02	4,784E+01	7,157E-00
0,400	4,058E-02	6,397E+01	1,275E+01
0,500	4,080E-02	8,018E+01	1,995E+01
0,600	4,102E-02	9,648E+01	2,879E+01
0,700	4,124E-02	1,129E+02	3,925E+01
0,800	4,145E-02	1,293E+02	5,136E+01
0,900	4,167E-02	1,459E+02	6,512E+01
1,000	4,189E-02	1,625E+02	8,054E+01
1,000	4,189E-02	-2,004E+02	1,352E+02
1,500	4,296E-02	-1,158E+02	5,610E+01
2,000	4,402E-02	-2,920E+01	1,975E+01
2,500	4,508E-02	5,955E+01	2,725E+01
3,000	4,613E-02	1,504E+02	7,964E+01

3,500	4,716E-02	2,433E+02	1,780E+02
4,000	4,815E-02	3,382E+02	3,233E+02
4,500	4,906E-02	4,351E+02	5,165E+02
5,000	4,986E-02	5,336E+02	7,586E+02
5,500	5,049E-02	6,336E+02	1,050E+03
6,000	5,088E-02	7,346E+02	1,392E+03
6,000	5,088E-02	- 8,602E+02	1,959E+03
6,605	5,088E-02	- 7,375E+02	1,476E+03
7,210	5,040E-02	- 6,153E+02	1,067E+03
7,815	4,956E-02	- 4,948E+02	7,313E+02
8,420	4,849E-02	- 3,766E+02	4,678E+02
9,025	4,725E-02	- 2,612E+02	2,750E+02
9,630	4,953E-02	- 1,489E+02	1,511E+02
10,235	4,455E-02	- 3,983E+01	9,422E+01
10,840	4,314E-02	6,585E+01	1,023E+02
11,445	4,169E-02	1,681E+02	1,732E+02
12,050	4,019E-02	2,668E+02	3,050E+02
12,050	4,019E-02	- 4,966E+02	3,811E+02
12,630	3,866E-02	- 4,055E+02	1,197E+02
13,210	3,710E-02	- 3,179E+02	- 8,990E+01
13,790	3,556E-02	- 2,340E+02	- 2,498E+02
14,370	3,410E-02	- 1,535E+02	- 3,620E+02
14,950	3,275E-02	- 7,632E+02	- 4,285E+02
15,530	3,152E-02	- 2,095E-02	- 4,511E+02
16,110	3,043E-02	6,945E+01	- 4,315E+02
16,690	2,947E-02	1,386E+02	- 3,710E+02
17,270	2,862E-02	2,057E+02	- 2,711E+02
17,850	2,785E-02	2,709E+02	- 1,327E+02
17,850	2,785E-02	- 1,084E+02	5,375E+01
17,950	2,772E-02	- 9,730E+01	4,347E+01
18,050	2,759E-02	- 8,628E+01	3,429E+01
18,150	2,746E-02	- 7,532E+01	2,621E+01
18,250	2,733E-02	- 6,440E+01	1,923E+01
18,350	2,720E-02	- 5,354E+01	1,333E+01
18,450	2,707E-02	- 4,273E+01	8,518E-00
18,550	2,694E-02	- 3,197E+01	4,784E-00
18,650	2,681E-02	- 2,126E+01	2,123E-00
18,750	2,668E-02	- 1,060E+01	5,298E-01
18,850	2,655E-02	0,000E+00	0,000E+00



6- Tính cốt thép

Từ kết quả nội lực tính cốt dọc, cốt đai

Phản tử: 1, 2, 3, 5: tiết diện tính toán là tiết diện chữ nhật (600×1000)

Phản tử 4: tiết diện tính toán là tiết diện chữ T ($2400 \times 0,45$, 600×1000).

Cốt đai: chọn cốt đai d8, n = 4 ; d6, n = 4

Kết quả tính cốt dọc, cốt đai được tóm tắt trong bảng sau.

Bảng tính cốt thép dọc

Phản tử	Tiết diện	Mômen (kNm)	b (mm)	h _o (mm)	A _{st} (mm ²)	A _s chọn
2	Nút đầu	135,2	600	950	516	5d30
	Nhip	758,6	600	950	3136	5d30
	Nút cuối	1392	600	950	6426	15d30
3	Nút đầu	1952	600	950	10560	15d30
	Nhip	467,8	600	950	1858	4d20
	Nút cuối	305	600	950	1185	4d20
4	Nút đầu	381,1	600	950	1448	2d30 + 2d20
	Nhip	-451,1	600	950	1788	2d30 + 2d20
	Nút cuối	-371	600	950	1446	2d30 + 2d20

Bảng tính cốt đai

Phản tử	Nút	Q (KN)	b (mm)	h _o (mm)	n	A _{sw} (mm ²)	s _{th} (mm)	s chọn (mm)
1	Nút cuối	162,50	600	950	4	28,3	300	300
	Nút đầu	200,40	600	950	4	28,3	300	300
	Nhip	338,20	600	950	4	28,3	300	300
2	Nút cuối	734,60	600	950	4	50,3	218	200
	Nút đầu	860,20	600	950	4	50,3	159	150
	Nhip	376,60	600	950	4	28,3	300	300
3	Nút cuối	266,80	600	950	4	28,3	300	300
	Nút đầu	496,60	600	950	4	28,3	268	250
	Nhip	153,50	600	950	4	28,3	300	300
4	Nút cuối	270,90	600	950	4	28,3	300	300
	Nút đầu	108,40	600	950	4	28,3	300	300

Tính cốt thép cánh móng

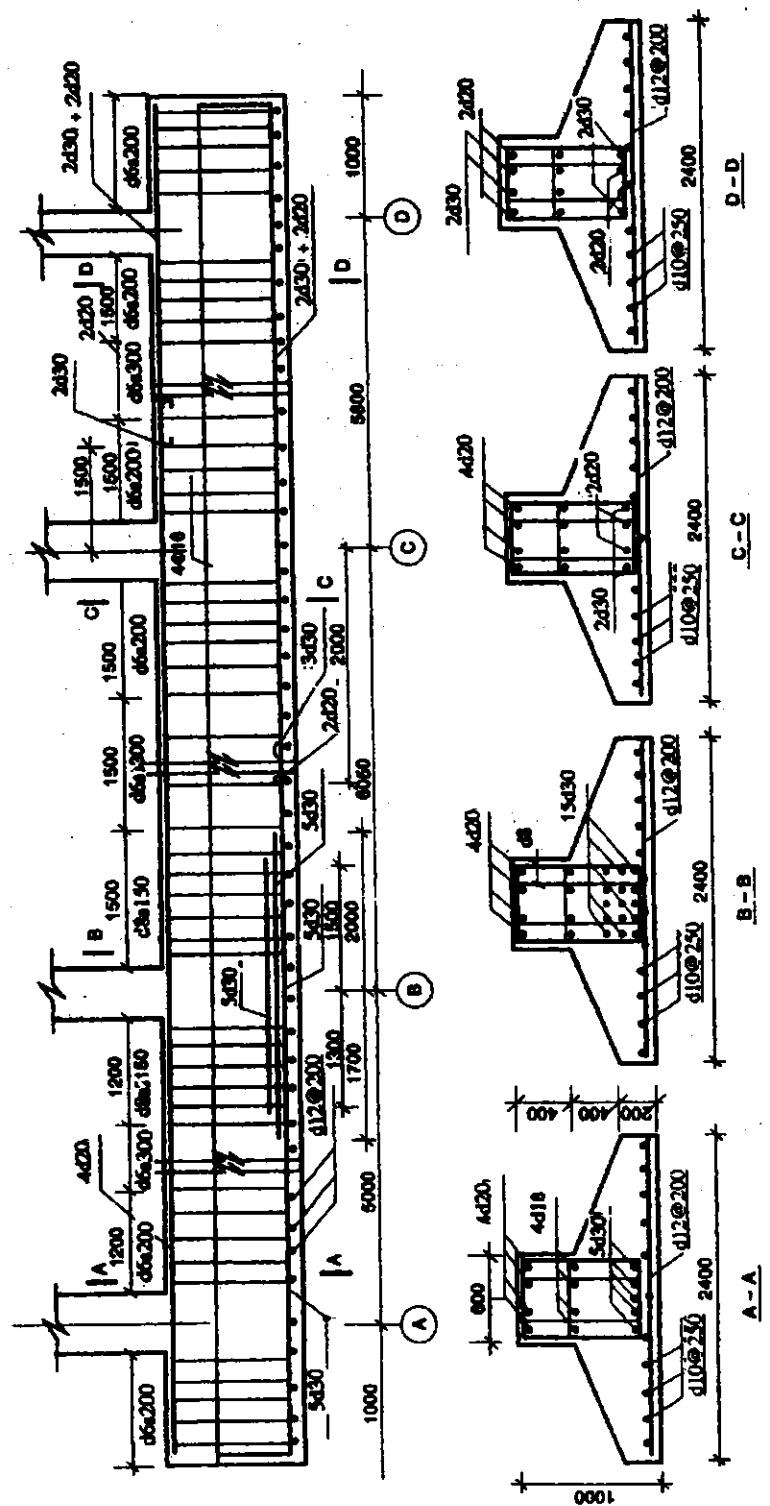
Xem biểu đồ áp lực dưới đáy móng có dạng phân bố đều

$$P = \frac{N_f}{A_f} = \frac{3100,4}{2,4 \times 18,85} = 68,5 kN/m^2$$

$$\alpha_m = \frac{27740000}{0,9 \times 8,5 \times 1000 \times 550^2} = 0,006; \quad \xi = 0,006$$

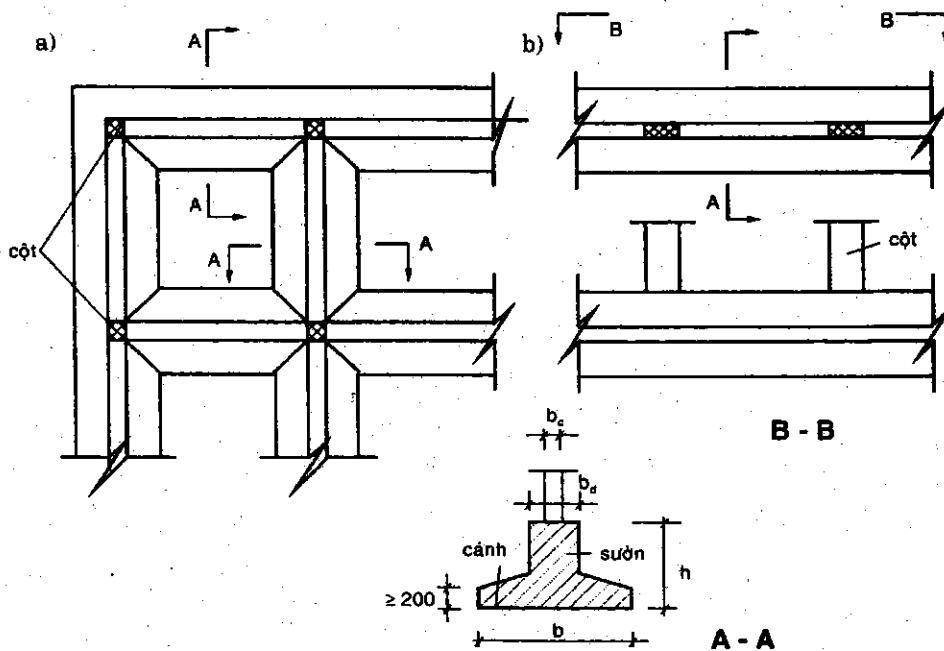
$$A_s = \frac{0,006 \times 0,9 \times 8,5 \times 1000 \times 550}{280} = 104 mm^2$$

chọn: d12 @ 200



Móng băng

3.7 MÓNG BĂNG GIAO NHAU

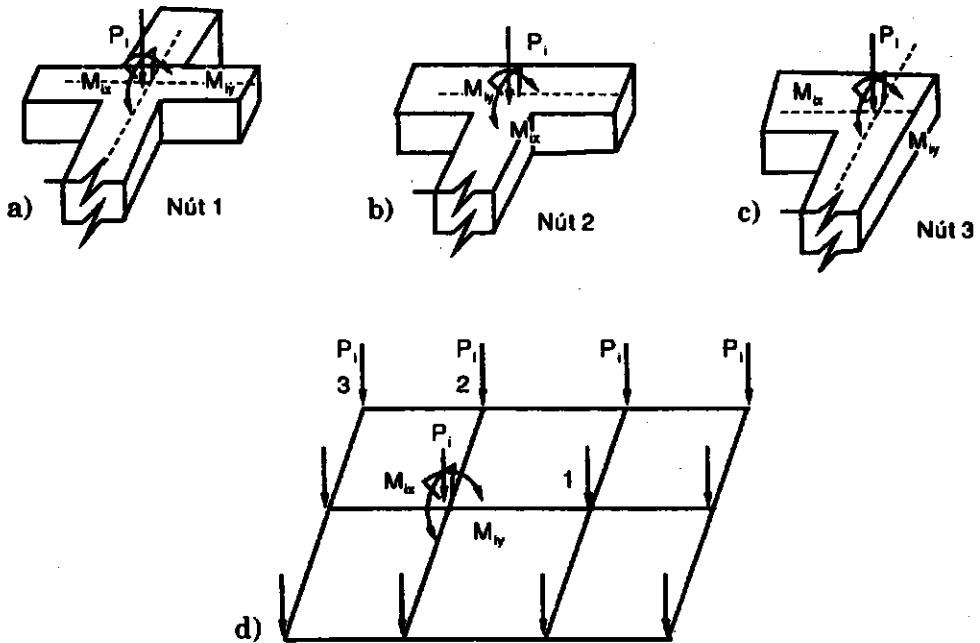


Hình 3.18 Sơ đồ cấu tạo móng băng giao nhau

Móng băng giao nhau là một hệ dầm trên nền kèn hồi liên kết với nhau ở các điểm nút. Rõ ràng trong việc tính toán các móng băng giao nhau có một cách tính đơn giản nhất là tách riêng ra từng băng để tính toán. Do đó khó khăn lớn nhất ở đây là phân phối các tải trọng cho các băng.

Xét tại một nút bất kỳ. Tại các nút có tác dụng của lực P_i , mômen theo phương dọc M_{iy} , mômen theo phương ngang M_{ix} .

- Lực dọc P_i được phân phối thành
 - P_{ix} tác dụng lên băng ngang.
 - P_{iy} tác dụng lên băng dọc.
- Mômen M_{ix} phân phối thành
 - M'_{ix} mômen uốn băng ngang.
 - M''_{ix} mômen xoắn băng dọc.
- Mômen M_{iy} phân phối thành
 - M'_{iy} mômen uốn băng dọc.
 - M''_{iy} mômen xoắn băng ngang.



Hình 3.19 Sơ đồ hệ móng băng giao nhau

Như vậy mỗi nút có 6 ẩn số. Nếu toàn bộ móng có n nút, thì sẽ có tất cả $6n$ ẩn số. Tại mỗi nút ta viết được 6 phương trình cân bằng

$$P_i = P_{ix} + P_{iy} \quad \text{và } p_x = p_y \quad (\text{phản lực nền hai phương bằng nhau})$$

$$M_{ix} = M'_{ix} + M''_{ix} \quad \text{và góc xoay uốn (dọc) = góc xoắn (ngang)}$$

$$M_{iy} = M'_{iy} + M''_{iy} \quad \text{và góc xoắn (dọc) = góc uốn (ngang)}$$

và ta thành lập hệ $6n$ phương trình để tìm 6 ẩn số.

Trong thực tế, chỉ dùng máy tính điện tử mới lập và giải được hệ phương trình này. Nhưng đó vẫn chưa phải là lời giải chính xác vì vẫn dựa vào giả thiết tách riêng từng băng tính riêng rẽ.

Nếu bạn có chương trình tính hệ dầm trực giao trên nền dài hồi, thì nhờ máy tính giúp bạn tìm nội lực trong từng băng một cách nhanh chóng.

Với cách làm như trên vẫn còn những khuyết điểm như:

- Tại vị trí hai dầm giao nhau phản lực đất nền tăng gấp đôi.
- Chưa xét đến độ cứng tại phần giao nhau.

- Chưa xét đến ảnh hưởng lẫn nhau giữa hai băng thẳng góc.

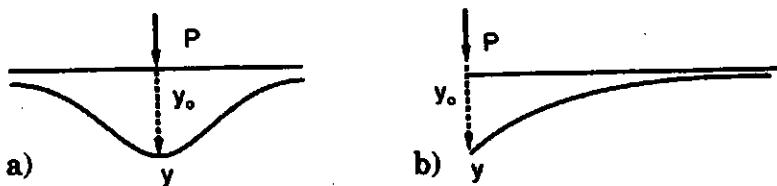
Vì thế thường xem như tại chân cột, hai móng giao nhau liên kết khớp, từ đó số ẩn số sẽ giảm đi trên cơ sở mômen theo phương nào thì móng theo phương đó chịu. Vậy vấn đề còn lại là việc phân chia tải trọng đứng cho hai móng giao nhau tại đó, số ẩn số cuối cùng là n tương ứng với n cột.

Để giải bài toán này phải viết phương trình chính tắc trên cơ sở phản lực p_i tại cột i theo hai phương là bằng nhau. Tuy nhiên, việc giải hệ phương trình khá phức tạp khi dùng các công cụ tính toán đơn giản.

Trong trường hợp thông thường có thể tính toán bằng công cụ đơn giản để giải hệ móng băng giao nhau, với mức độ chính xác có thể chấp nhận được, có thể dùng phương pháp tính đơn giản như sau:

- Xem áp lực dưới đáy móng phân bố đều (trên toàn bộ diện tích đáy móng).
- Bỏ qua mômen xoắn do sự tác động qua lại giữa các đầm theo hai phương.
- Từ điều kiện cân bằng độ lún ở điểm giao nhau để phân phối tải trọng truyền từ cột xuống cho hai đầm giao nhau.

Xét hai trường hợp:



Hình 3.20

- Đối với đầm chịu lực tập trung đặt ở đầu đầm thì

$$y_0 = \frac{2P}{bS} \quad (3.115)$$

- Đối với đầm chịu lực tập trung đặt ở giữa đầm thì

$$y_0 = \frac{P}{2bS} \quad (3.116)$$

Trong đó:

y_o - độ võng tại điểm đặt lực P ;

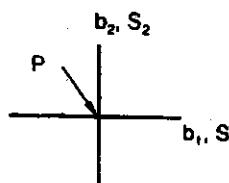
b - bề rộng của móng

$$\text{Đặc trưng đàn hồi của móng} \quad S = \sqrt{\frac{4EI}{kb}} \quad (3.117)$$

k - hệ số nền.

Chú ý: các công thức trên chỉ áp dụng cho đầm dài vô hạn, với $l/S > \pi$ (với một độ chính xác đủ dùng có thể lấy $l/S > 2$). Nếu thuộc loại đầm ngắn thì cần phải có những điều chỉnh thích hợp.

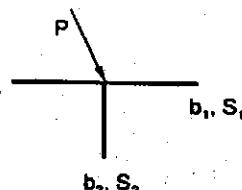
• Đối với nút 1 (H.1.19a) cách phân phối như sau:



$$\begin{aligned} &P_1 + P_2 = P \\ &\frac{P_1}{2b_1S_1} = \frac{P_2}{2b_2S_2} \end{aligned} \quad (3.118)$$

$$\text{Từ đó ta có: } P_1 = \frac{b_1S_1}{b_1S_1 + b_2S_2} P; \quad P_2 = \frac{b_2S_2}{b_1S_1 + b_2S_2} P \quad (3.119)$$

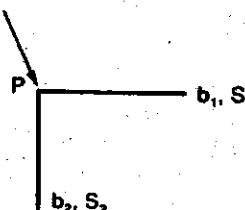
Đối với nút 2 (H.1.19b) cách phân phối như sau:



$$\begin{aligned} &P_1 + P_2 = P; \quad \frac{P_1}{2b_1S_1} = 2 \frac{P_2}{b_2S_2} \end{aligned} \quad (3.120)$$

$$\text{Từ đó ta có: } P_1 = \frac{4b_1S_1}{4b_1S_1 + b_2S_2} P; \quad P_2 = \frac{b_2S_2}{4b_1S_1 + b_2S_2} P \quad (3.121)$$

Đối với nút 3 (H.1.19c) cách phân phối như sau:



$$\begin{aligned} &P_1 + P_2 = P; \quad 2 \frac{P_1}{b_1S_1} = 2 \frac{P_2}{b_2S_2} \end{aligned} \quad (3.122)$$

$$\text{Từ đó ta có: } P_1 = \frac{b_1 S_1}{b_1 S_1 + b_2 S_2} P; \quad P_2 = \frac{b_2 S_2}{b_1 S_1 + b_2 S_2} P \quad (3.123)$$

Sau khi phân phôi tải tại tất cả các nút của mặt bằng móng băng giao nhau. Như vậy đã biết được các lực thành phần trên mỗi băng, chúng ta lại tiến hành tính toán riêng cho từng băng một (ngang, dọc) với các tải trọng tác dụng tương ứng, tương tự như tính móng băng một phương đã trình bày phần trên.

3.8 MÓNG BÈ

Móng bè được cấu tạo theo kiểu bản phẳng, bản có sườn. Việc chọn kiểu móng phụ thuộc vào sơ đồ kết cấu công trình, trị số và đặc tính phân bố của tải trọng, khả năng chịu lực và tính chất biến dạng của đất nền.

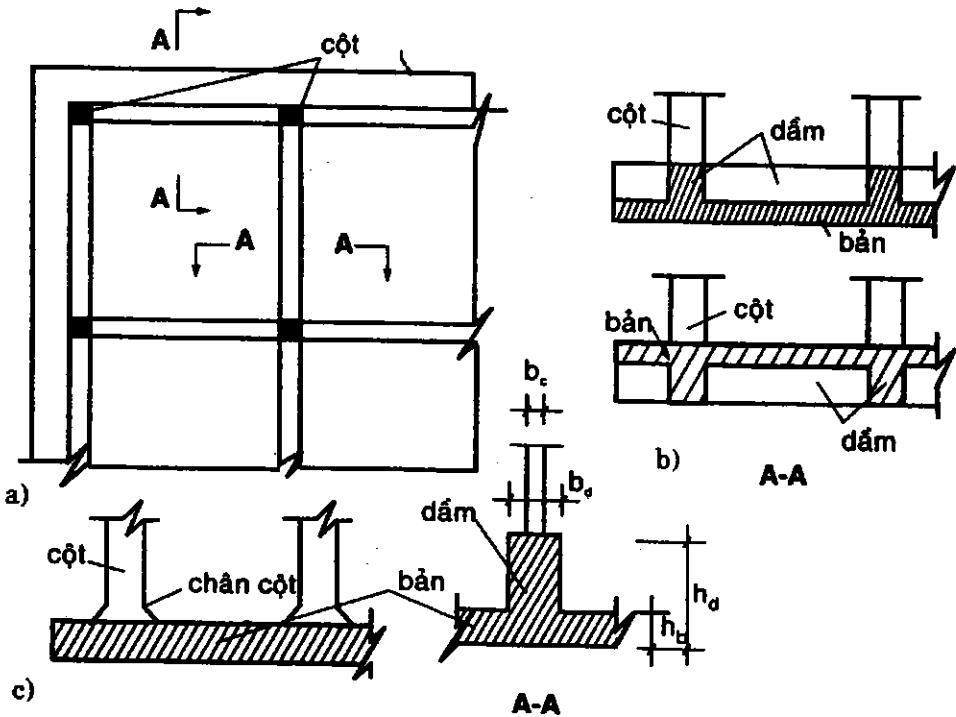
Móng bè bản phẳng giống như sàn nấm lật ngược còn móng bè có sườn tương tự như bản sàn lật ngược, bản cánh có thể nằm phía trên hoặc phía dưới.

Việc tính toán móng bè một cách tương đối chính xác tiến hành theo lý thuyết tính bản trên nền đàn hồi có kể đến độ cứng chống uốn của kết cấu móng.

Bài toán tính bản trên nền đàn hồi, dù bản có tiết diện chữ nhật, tải trọng là phân bố đều trên toàn bộ bản là rất phức tạp (dù là giải gần đúng). Theo lý thuyết tính bản trên nền đàn hồi, khi bản có chiều dài và chiều rộng không sai khác nhau nhiều lắm thì trạng thái ứng suất – biến dạng của bản sẽ biến đổi cả hai phương. Trong bản xuất hiện mômen uốn M_x, M_y , và cả mômen xoắn M_{xy} . Giải bài toán bằng hệ phương trình vi phân độ vông của bản, thông qua độ cứng trụ (D) của bản, đối với hệ tọa độ vuông góc.

Việc giải bài toán này bằng công cụ thô sơ rất khó khăn. Để có thể giải bài toán này nhanh chóng phải cần đến sự hỗ trợ của máy tính điện tử.

Với mức độ chính xác có thể chấp nhận được, việc tính móng bè dùng phương pháp tính đơn giản nhất là xem áp lực dưới đáy móng phân bố đều rồi tính móng bè như bản sàn lật ngược. Phương pháp này cho phép tính toán đơn giản nhanh chóng, tuy nhiên kết quả tính toán càng gần với thực tế khi độ cứng móng càng lớn và tải trọng tác dụng từ các chân cột chênh lệch không đáng kể.



Hình 3.21: Sơ đồ cấu tạo móng bè

- a, b) **Mặt bằng mặt cắt móng bè có sườn**
- c) **Mặt cắt móng bè bản phẳng**

Để nâng cao độ chính xác của phương pháp này, khi thiết kế móng bè mặt bằng thi công nên bố trí đối xứng, sao cho tổng hợp lực của toàn bộ công trình trùng với trọng tâm của móng. Thực tế điều này rất khó đạt được, tuy nhiên với độ chính xác vừa đủ có thể chấp nhận sự chênh lệch của tải trọng tác dụng lên các cột không lớn hơn 20% xem áp lực đáy móng có dạng phân bố đều. Bản chữ nhật được xem là bản cứng khi chỉ số độ mảnh s của bản:

$$s = \frac{3\pi A_p a E_o (1 - \mu^2)}{E h^3 (1 - \mu_o^2)} \leq \frac{4a}{b} \quad (3.124)$$

trong đó: E_o , μ_o - môđun biến dạng, hệ số Poisson của đất nền;

E , μ - môđun đàn hồi, hệ số Poisson của bêtông ($\mu = 1/6$);

a , b , h_d - chiều dài, chiều rộng, chiều cao của bản chữ nhật

$$A_f = a \cdot b \quad (3.125)$$

3.8.1 Tính móng bè bản phẳng (sàn nấm lật ngược)

$$\text{Chiều dày của bản chọn } h_b = \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{8} \right) L$$

L – khoảng cách giữa các cột. Nhằm đảm bảo bản móng có độ vồng nhỏ. Khi chọn h_b cần kiểm tra theo (3.124) để bản thuộc loại bản cứng.

- Xác định áp lực đất nền dưới đáy móng. Gọi

- N_i , M_{ix} , M_{iy} , Q_{ix} , Q_{iy} - lực dọc, mômen theo phương x , mômen theo phương y , lực cắt theo phương x , lực cắt theo phương y của tải trọng tính toán tại chân cột thứ i của công trình, từ kết quả tổ hợp bất lợi để tính móng.

- N_i^c , M_{ix}^c , M_{iy}^c , Q_{ix}^c , Q_{iy}^c - lực dọc, mômen theo phương x , mômen theo phương y , lực cắt theo phương x , lực cắt theo phương y của tải trọng tiêu chuẩn tại chân cột thứ i của công trình. Ta có:

$$N_i^c = \frac{N_i}{1,15} \quad (3.126)$$

- $G(X, Y)$ - trọng tâm của móng.

Trọng tâm G của móng công trình được xác định theo

$$X = \frac{S_y}{A_f}; \quad Y = \frac{S_x}{A_f} \quad (3.127)$$

trong đó: S_x ; S_y - mômen tĩnh của móng đối với trục tọa độ xOy,

theo phương x , phương y

$A_f = a.b$ - diện tích tiết diện của móng.

Lực dọc, mômen của tải trọng tiêu chuẩn tại trọng tâm đáy móng:

$$N_f^c = \sum_1^n N_i^c \quad (3.128)$$

$$M_{fx}^c = \sum_1^n N_i^c \cdot Y + \sum_1^n (M_{ix}^c + Q_{ix}^c \cdot h_b) \quad (3.129)$$

$$M_{fy}^c = \sum_1^n N_i^c \cdot X + \sum_1^n (M_{iy}^c + Q_{iy}^c \cdot h_b) \quad (3.130)$$

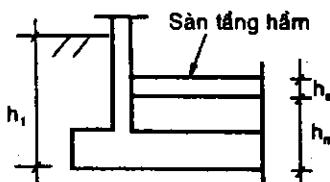
Kiểm tra áp lực đất nền dưới đáy móng theo TTGH2

$$P_{\max(\min)}^c = \frac{N^c}{A_f} \pm \frac{M_{fx}^c}{I_x} Y \pm \frac{M_{fy}^c}{I_y} X \leq 1,2R^c - \gamma_m H \quad (3.131)$$

hoặc $P_{\max(\min)}^c = \frac{N^c}{A_f} \left(1 \pm \frac{6e_{oa}^c}{a} \pm \frac{6e_{ob}^c}{b} \right) \leq 1,2R^c - \gamma_m H \quad (3.132)$

trong đó: I_x, I_y - mômen quán tính theo phương x, y lấy đối với trọng tâm G của móng.

$$e_{oa}^c = \frac{M_{fx}^c}{N^c}; \quad e_{ob}^c = \frac{M_{fy}^c}{N^c} \quad (3.133)$$



Hình 3.22

$$\text{Nếu không có tầng hầm } R^c = m(Ab + BH)\gamma_{tb} + Dc^{tc} \quad (3.134)$$

$$\text{Nếu có tầng hầm } R^c = m(Ab + Bh)\gamma_{tb} + Dc^{tc} \quad (3.135)$$

$$\text{trong đó: } h = (2h_1 + h_2)/3; \quad h_2 = h_m + h_s \frac{\gamma_b}{\gamma_d} \quad (3.136)$$

Kiểm tra áp lực đất nền dưới đáy móng theo TTGH1 (không kể trọng lượng bản thân móng và đất phủ).

$$P_{\max(\min)} = \frac{N}{A_f} \pm \frac{M_{fx}}{I_x} Y \pm \frac{M_{fy}}{I_y} X \leq 1,2R^c \quad (3.137)$$

hoặc $P_{\max(\min)} = \frac{N}{A_f} \left(1 \pm \frac{6e_{oa}}{a} \pm \frac{6e_{ob}}{b} \right) \leq 1,2R^c \quad (3.138)$

$$\text{trong đó: } N_f = \sum_1^n N_i \quad (3.139)$$

$$M_{fx} = \sum_1^n N_i \cdot Y + \sum_1^n (M_{ix} + Q_{ix} \cdot h_b) \quad (3.140)$$

$$M_{fy} = \sum_1^n N_i \cdot X + \sum_1^n (M_{iy} + Q_{iy} \cdot h_b) \quad (3.141)$$

$$e_{oa} = \frac{M_{fx}}{N_f}; \quad e_{ob} = \frac{M_{fy}}{N_f} \quad (3.142)$$

Áp lực trung bình của đất nền dưới đáy móng

$$P_m = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2} \leq R^c \quad (3.143)$$

- Tính nội lực trong bản móng (tính toán móng tương tự như tính sàn nấm lật ngược, chia thành các dãy trên cột và giữa nhịp, với tải tính toán là tải phân bố đều P_m).

Chú ý: cốt thép trong bản móng được bố trí ngược so với sàn nấm, trong thực tế, do chiều dày bản khá lớn nên cốt thép bản thường được đặt trong khắp toàn bản cả phía trên và phía dưới. Thường dùng cốt thép có gờ, nối cốt thép phải nối so le và nối tại những nơi có nội lực nhỏ nhất.

3.8.2- Tính móng bè có sườn

Sườn chỉ nên đặt theo các trục cột, có thể nằm phía trên hoặc phía dưới bản, về phương diện tính toán là như nhau. Khi sườn ở phía dưới nên thiết kế sườn có tiết diện hình thang để tránh gai cố mặt bên trong hố móng khi thi công.

$$\text{Chiều dày của bản chọn } h_b = \left(\frac{1}{8} + \frac{1}{10} \right) L$$

L - khoảng cách giữa các cột.

$$\text{Chiều cao của sườn (dầm) chọn } h_d = \left(\frac{1}{6} + \frac{1}{8} \right) L$$

L - khoảng cách giữa các cột.

$$\text{Bề rộng của sườn chọn } b_d = \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{4} \right) h_d \text{ và } b_d \geq b_c + 100.$$

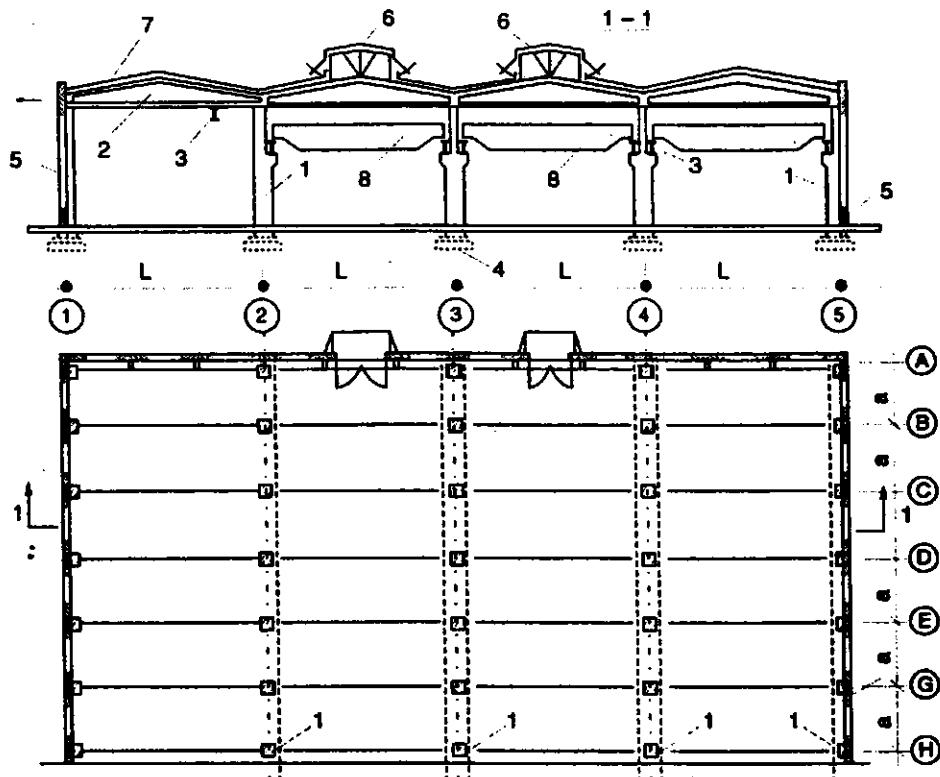
- Xác định áp lực đất nền dưới đáy móng (giống như khi tính móng bè dạng không có sườn).
- Sau khi tính và kiểm tra áp lực dưới đáy móng, việc tính móng bè có sườn được tính toán giống như bản sàn lật ngược.

NHÀ CÔNG NGHIỆP MỘT TẦNG LẮP GHÉP

4.1 KHÁI NIỆM CHUNG

Nhà công nghiệp một tầng được sử dụng rất rộng rãi trong ngành công nghiệp, thường được dùng ở các nhà máy cơ khí, nhà máy đóng tàu, nhà máy luyện kim... Nhà công nghiệp một tầng có ưu điểm dễ tổ chức vận chuyển, dễ tổ chức dây chuyền sản xuất, tổ chức thông gió, chiếu sáng. Đồng thời cũng rất thuận tiện cho kho tàng, các công trình nông nghiệp... Nhà công nghiệp một tầng thường được thi công lắp ghép: tiến độ thi công nhanh, ít tốn ván khuôn và dàn giáo, làm giảm giá thành, nhanh chóng đưa công trình vào sử dụng.

4.1.1 Những bộ phận cơ bản của kết cấu khung nhà công nghiệp một tầng

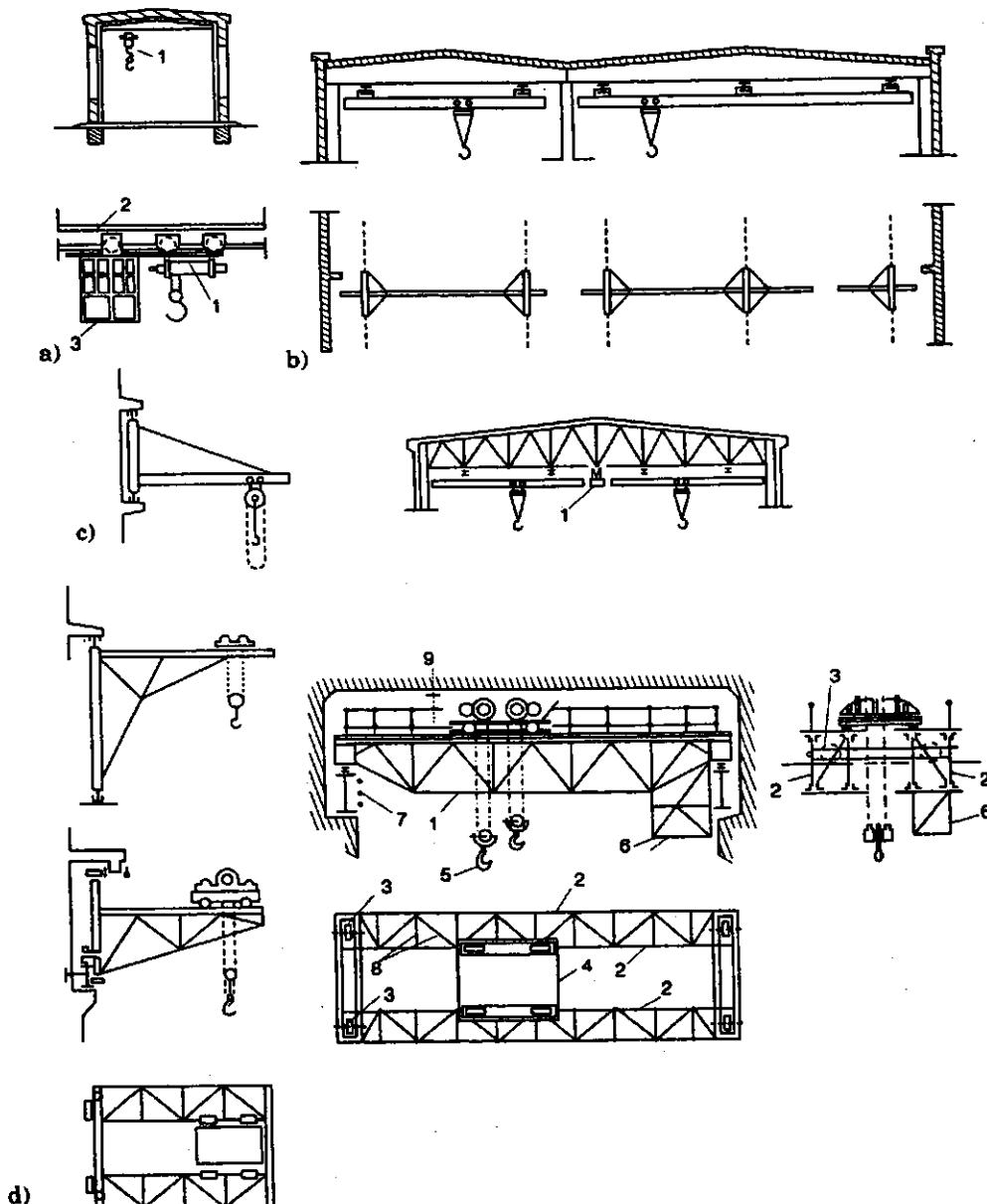


1 - cột; 2 - dầm cầu trục; 3 - dầm cầu trục treo; 4 - cầu trục; 5 - dầm mái; 6 - mái;
7 - cửa mái; 8 - cánh cửa mái; 9 - tường ngoài; 10 - tường ngoài tự mang;
11 - móng cột; 12 - cửa đi; 13 - cửa sổ; 14 - nền; 15 - đường ray

Hình 4.1 Mặt cắt và một phần mặt bằng của nhà công nghiệp một tầng

4.1.2 Các thiết bị vận chuyển trong nhà công nghiệp một tầng

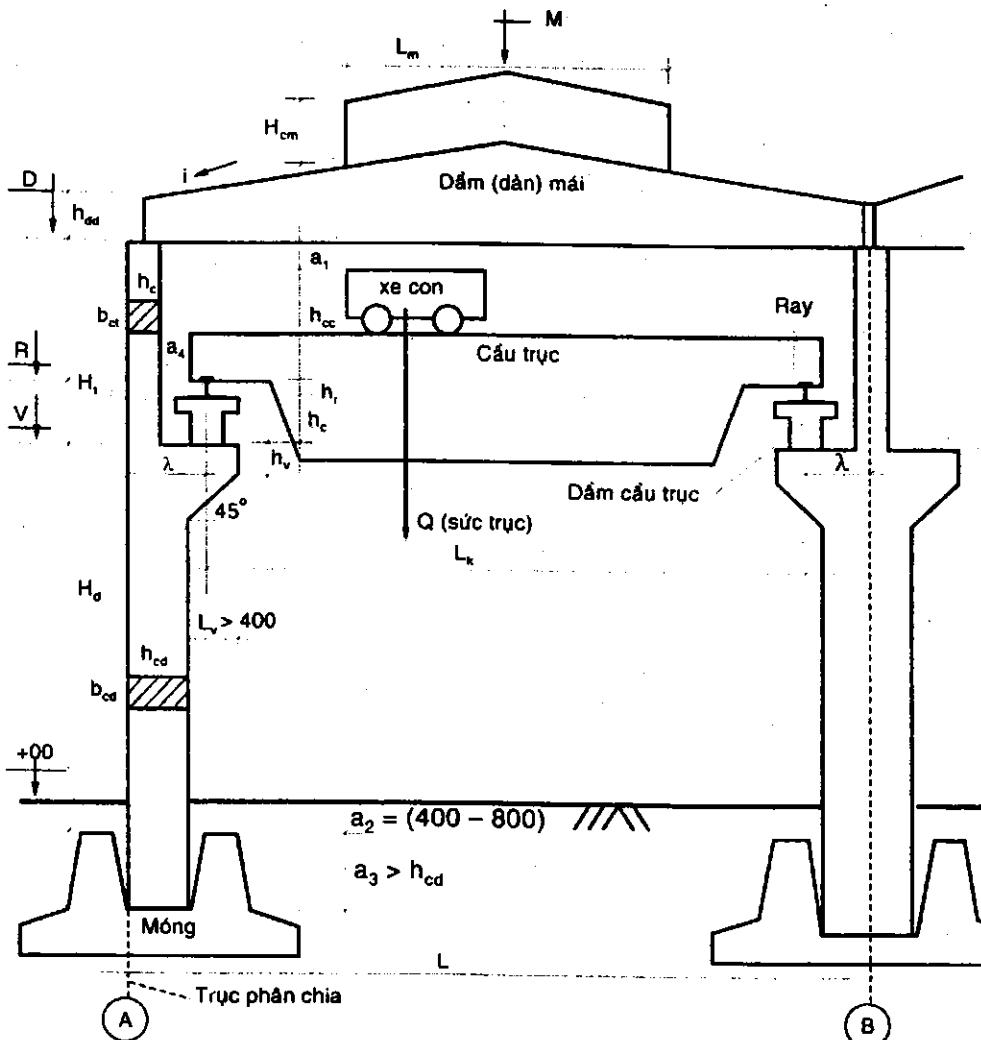
Các thiết bị vận chuyển thẳng đứng và ngang di chuyển trên kết cấu nhà thường gặp trong nhà công nghiệp gồm:



Hình 4.2 Các loại cầu trục

a) Móc cầu; b) Cầu trục treo; c) Cầu trục điện; d) Cầu cẩu conson

4.2 THIẾT KẾ KHUNG NGANG



Hình 4.3 Kích thước của khung ngang

4.2.1- Kết cấu mái

Việc chọn kết cấu mái tùy thuộc chủ yếu vào nhịp nhà (L). Khi $L < 18m$ nên chọn kết cấu mái là dầm; khi $L > 18m$ nên chọn là dàn.

Nếu là dầm mái, thì có thể chọn sơ bộ chiều cao giữa dầm $h_{g.d} = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15}\right)L$, chiều cao đầu dầm $h_{d.d} = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{35}\right)L$, thông thường nên chọn $h_{dd} = 800mm$. Nếu là dàn mái thì có thể chọn sơ bộ

chiều cao giữa dàn $h_{g.d} = \left(\frac{1}{7} + \frac{1}{9} \right) L$, khoảng cách giữa các mặt dàn ở thanh cánh thường thường lấy bằng $3m$, ở thanh cánh hạ thường lấy bằng $6m$.

Độ dốc của mái phụ thuộc vào vật liệu lợp mái

$$i = \left(\frac{1}{8} + \frac{1}{12} \right) \% \text{ khi vật liệu lợp là panen (mái bằng).}$$

Căn cứ vào yêu cầu kiến trúc, điều kiện thông gió, chiều sáng mà quyết định hình dáng và cấu tạo của mái. Cửa mái được bố trí dọc nhà, nhịp cửa mái $L_m = 6m$, khi $L < 18m$; $L_m = 12m$ khi $L > 18m$.

Chiều cao cửa mái $H_{cm} > 2200mm$.

4.2.2- Dầm cầu trục

Dầm cầu trục có thể bằng kết cấu thép hoặc bằng bê tông cốt thép lắp ghép. Tiết diện ngang của dầm cầu trục thường là tiết diện chữ T hoặc I, kích thước phụ thuộc vào sức trục và nhịp dầm. Nhịp dầm cầu trục chính bằng bước cột. Cánh tiết diện chữ T (I) có tác dụng tăng độ cứng theo phương ngang khi chịu lực hัก ngang của cầu trục.

Khi dầm cầu trục có nhịp $6m$, thường có kích thước định hình như sau: Chiều cao $h_d = (600 - 1000)$, bề rộng dầm $b_d = (200 - 300)$, bề rộng cánh $b_f = (570 - 700)$. Khi thiết kế dầm cầu trục có thể tham khảo các số liệu trong bảng 4.1.

Bảng 4.1

Sức trục Q (kN)	Nhịp nhà L (m)	Kích thước dầm cầu trục (mm)					Trọng lượng (kN)
		Chiều cao h	B.rộng sườn b	B.rộng cánh b_f	C.caо cánh h_f		
50 - 100	12 - 30	800	200	570	120	33	
150 - 300	12 - 30	1000	200	570	120	42	

4.2.3- Xác định kích thước khung ngang

4.2.3.1- Kích thước theo phương đứng

Trong nhà công nghiệp có cầu trục, chiều cao nhà được quyết định bởi cao trình đỉnh ray, là chiều cao từ mặt nền đến đỉnh ray.

Chiều cao này phụ thuộc vào chiều cao các thiết bị cố định đặt trong nhà máy, vào chiều cao của sản phẩm, vào vị trí cao nhất của móng cẩu..., được quy định bởi nhiệm vụ thiết kế.

- Cao trình mặt nền +00.
- Cao trình ray R (đã biết).
- Cao trình vai cột V $V = R - (h_r + h_c)$ (4.1)

trong đó: h_r - chiều cao của ray và các lớp đệm, phụ thuộc vào sức trục Q ; tra theo bảng số liệu về cầu trục, nếu không có thể lấy $h_r = 150mm$

h_c - chiều cao của dầm cầu trục, lấy theo số liệu thực tế sau khi đã thiết kế dầm cầu trục nếu không có thể tham khảo ở bảng 4.1.

- Cao trình đỉnh cột D

$$D = R + h_{cc} + a_1 \quad (4.2)$$

Trong đó:

h_{cc} - chiều cao của cầu trục, lấy theo bảng số liệu của cầu trục.

$a_1 = 100 - 150mm$ - khoảng cách an toàn tính từ mép trên của xe con đến mép dưới của dàn vị kèo.

- Cao trình đỉnh mái M

- Nếu không có cửa mái

$$M = D + h_{gd} + h_m \quad (4.3)$$

Trong đó: h_{gd} - chiều cao giữa dàn vị kèo (lấy thực tế);

h_m - chiều cao các lớp cấu tạo mái

- Nếu có cửa mái M

$$M = D + h_{gd} + h_m + H_{cm} \quad (4.4)$$

H_{cm} - chiều cao của cửa mái

Chiều cao cột trên H_{ct} , tính từ vay cột đến đỉnh cột:

$$H_{ct} = D - V \quad (4.5)$$

Chiều cao cột dưới H_{cd} , tính từ mặt trên của móng đến vai cột:

$$H_{cd} = V + a_2$$

$a_2 = 400 - 800$: khoảng cách từ mặt nền đến mặt trên của móng.

Chiều cao toàn bộ của cột:

$$H = H_{ct} + H_{cd} + a_3 \quad (4.6)$$

$a_3 > h_{cd}$ (a_3 không được nhỏ hơn chiều cao tiết diện cột dưới)

Chọn kích thước tiết diện ngang của cột: chủ yếu theo điều kiện chịu lực, đồng thời phải đảm bảo cột đủ độ cứng để biến dạng của khung ngang không ảnh hưởng đến sự làm việc của cầu trục. Chiều cao tiết diện cột dưới của cột dưới:

$$h_{cd} \geq \frac{H_d}{16} \text{ khi sức trục } Q < 100kN$$

$$h_{cd} \geq \frac{H_d}{14} \text{ khi sức trục } Q > 100kN$$

Có thể chọn sơ bộ kích thước cột theo thiết kế điển hình như sau:

- Đối với cột biên

$$\text{Cột trên } b_{ct} = 400 ; \quad h_{ct} = 400mm$$

$$\text{Cột dưới } b_{cd} = 400 ; \quad h_{cd} = 600 \div 800$$

- Đối với cột giữa

$$\text{Cột trên } b_{ct} = 400 \div 600 ; \quad h_{ct} = 600$$

$$\text{Cột giữa } b_{cd} = b_{ct} ; \quad h_{cd} = 600 \div 1000$$

Khi sức trục lớn, cột có thể thiết kế dạng cột hai nhánh. Kích thước tiết diện ngang của cột hai nhánh phụ thuộc vào sức trục, có thể tham khảo theo số liệu thiết kế điển hình như sau:

Với sức trục $100 \div 300kN$ thì $h_{cd} = 1000$ khi bước cột $6m$

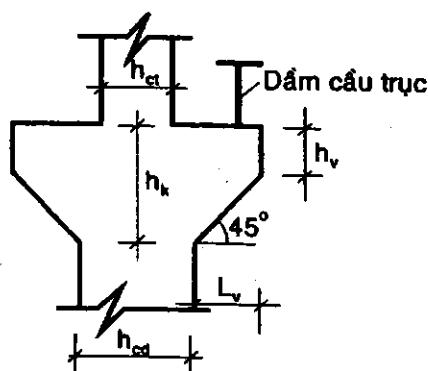
$$h_{cd} = 1400 \text{ khi bước cột } 12m$$

Với sức trục $> 300kN$ thì $h_{cd} = 1200$ khi bước cột $6m$

$$h_{cd} = 1600 \text{ khi bước cột } 12m$$

Chiều cao tiết diện nhánh cột $h_n = 200 \div 300$, khoảng cách giữa các thanh ngang lấy $(8 \div 10)h_n$, chiều cao tiết diện của thanh ngang lấy bằng $(1,5 \div 2)h_n$.

Kích thước tiết diện cột trong mọi trường hợp phải đảm bảo về độ mảnh theo cả hai phương:



Hình 4.4 Qui định kích thước vai cột

Đối với tiết diện chữ nhật độ mảnh $\lambda_b = \frac{L_o}{b} \leq 30$

Đối với tiết diện bất kỳ độ mảnh $\lambda_r = \frac{L_o}{r} \leq 139$ (4.7)

Kích thước của vai cột :

$h_v \geq 300$ khi sức trục $Q \leq 50kN$

$h_v \geq 400$ khi sức trục $Q = 50kN \div 100kN$

$h_v \geq 500$ khi sức trục $Q \geq 150kN$ đồng thời $h_v \geq h_k/3$

Góc nghiêng của vai cột so với phương ngang không nhỏ hơn 45° và bề rộng của vai cột lấy bằng bề rộng của cột dưới.

4.2.3.2- Kích thước theo phương ngang

Đặt: λ - khoảng cách từ trục của dầm cầu trục đến trục phân chia của nhà

$$\lambda = 750, 1000, 1250$$

Đối với cột biên: trục phân chia trùng với mép ngoài của cột.

Đối với cột giữa: trục phân chia trùng với trục cột.

Nhịp của nhà $L = L_k + 2\lambda$

L_k - nhịp của cầu trục (tra bảng số liệu cầu trục)

Kiểm tra khoảng cách an toàn giữa cầu trục với cột trên:

- Cột biên $a_4 = \lambda - B_1 - h_{ct} \geq 60mm$
 Cột giữa $a_4 = \lambda - B_1 - 0,5h_{ct} \geq 60mm$
 B_1 - đầu thừa của cầu trục.

4.3 XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG

4.3.1 Do mái

4.3.1.1- Tính tải

Tính tải mái do một kết cấu mái truyền vào đỉnh cột, ký hiệu G_m .

Khi trong nhịp không có cửa mái

$$G_m = 0,5n(G_1 + gaL) \quad (4.10)$$

Khi trong nhịp có cửa mái

$$G_m = 0,5n(G_1 + gaL + G_2 + 2g_k a) \quad (4.11)$$

Trong đó:

G_1 - trọng lượng của dàn (dầm) mái

g - trọng lượng các lớp cấu tạo mái trên $1m^2$

L - nhịp nhà

a - bước cột

G_2 - trọng lượng khung cửa mái

g_k - trọng lượng kính, tính cho 1m dài dọc nhà

n - hệ số tin cậy

Trị số G_1 lấy theo số liệu thực tế đã chọn, nếu không có thể tham khảo bảng 4.2.

Bảng 4.2 Trọng lượng kết cấu mái

Kết cấu mái	Dầm mái			Dàn mái		
	Nhịp (m)	12	15	18	18	24
Trọng lượng (kN)	41	59	77	66	96	

Trọng lượng các lớp cấu tạo mái có thể tham khảo bảng 4.3.

Bảng 4.3

Các lớp cấu tạo mái	Tài trọng tiêu chuẩn (daN/m ²)	Hệ số tin cậy n_g	Tài trọng tính toán (daN/m ²)
Lớp cách nước	10	1,1	11
Lớp vữa xi măng dày 15mm	30	1,2	36
Lớp cách nhiệt dày 100mm	50	1,2	60
Panen mái 1,5x6m	145	1,1	160
Cộng			# 270

Trọng lượng khung cửa mái lấy theo thực tế, nếu không có, có thể tham khảo theo số liệu sau

$$G_2 = 12 \div 15kN \text{ với cửa mái rộng } 6m \quad (n_g = 1,1)$$

$$G_2 = 22 \div 28kN \text{ với cửa mái rộng } 12m$$

Trọng lượng khung kính: $g_k = 400 \div 500 \text{ daN/m}$ ($n_g = 1,1$)

4.3.1.2- Hoạt tải mái

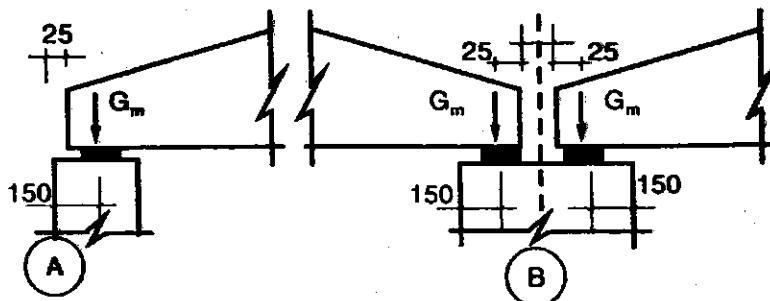
Hoạt tải mái do một kết cấu mái truyền vào đỉnh cột, ký hiệu P_m .

$$P_m = 0,5n_p.a.L.P_m^c \quad (4.12)$$

Khi trên mái không có người đi lại mà chỉ có người sửa chữa lấy

$$P_m^c = 75\text{daN/m}^2; n_p = 1,3$$

Khi tính toán cần xác định chính xác điểm đặt của G_m (P_m). Tùy theo cấu tạo mỗi liên kết dàn với đầu cột. Điểm đặt lực G_m tại trọng tâm bản thép ở đầu kết cấu mái (thường trùng với trục đi qua bulông liên kết đầu cột). Theo thiết kế điển hình có thể tham khảo vị trí điểm đặt của G_m và P_m như sau



Hình 4.5 Vị trí điểm đặt của G_m, P_m

Khi tính toán phải xác định P_m cho từng nhịp.

4.3.2 Do cầu trục

4.3.2.1- Tính tải

Tính tải do trọng lượng bản thân dầm cầu trục, trọng lượng ray và các bản đệm, hợp thành lực tập trung đặt lên vai cột, ký hiệu là G_d .

$$G_d = (G_o + a \cdot g_r) n_g \quad (4.13)$$

Trong đó:

G_o - trọng lượng một dầm cầu trục;

g_r - trọng lượng ray và các bản đệm, tính trên 1m dài. Khi tính toán lấy theo số liệu cụ thể, nếu chưa có có thể lấy:

$$g_r = (150 \div 200) daN/m$$

a - bước cột

$$n_g = 1,1$$

Điểm đặt của G_d trùng với trục của dầm cầu trục và cách trục phân chia một đoạn λ .

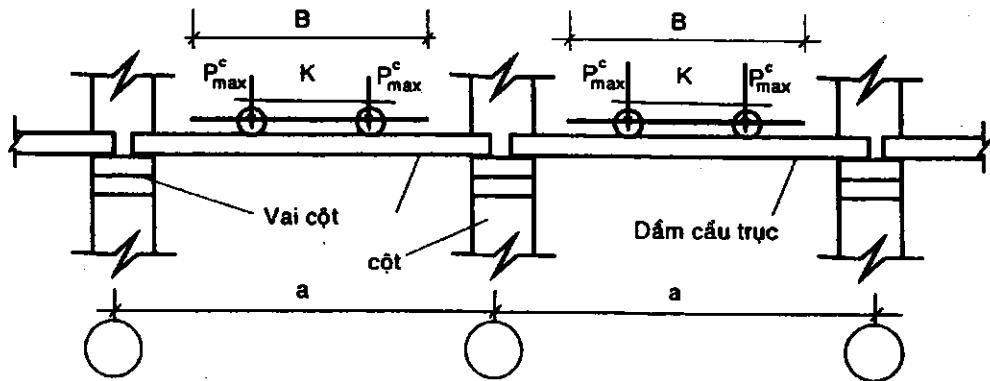
4.3.2.2- Hoạt tải

a- Hoạt tải đứng:

Khi cầu trục hoạt động, lúc cầu trục chở vật nặng và xe con đi sát về phía đường ray đang xét, thì áp lực mỗi bánh xe đè lên ray ở phía ấy là lớn nhất, ký hiệu là P_{\max}^c và ở phía đường ray bên kia là

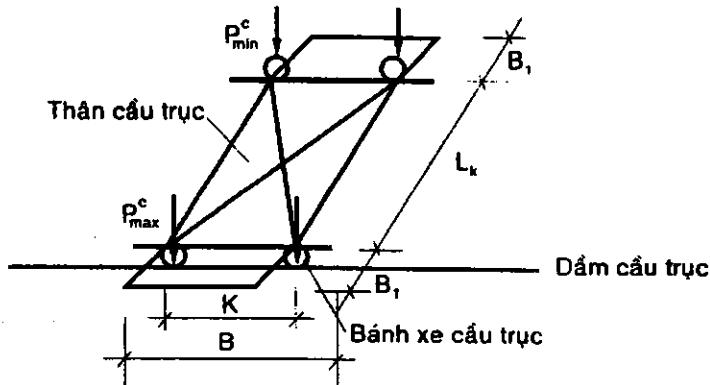
$$P_{\min}^c$$

Áp lực của bánh xe cầu trục P_{\max}^c, P_{\min}^c truyền lên dầm cầu trục rồi truyền lên vai cột bằng các lực tập trung D_{\max}^c, D_{\min}^c .



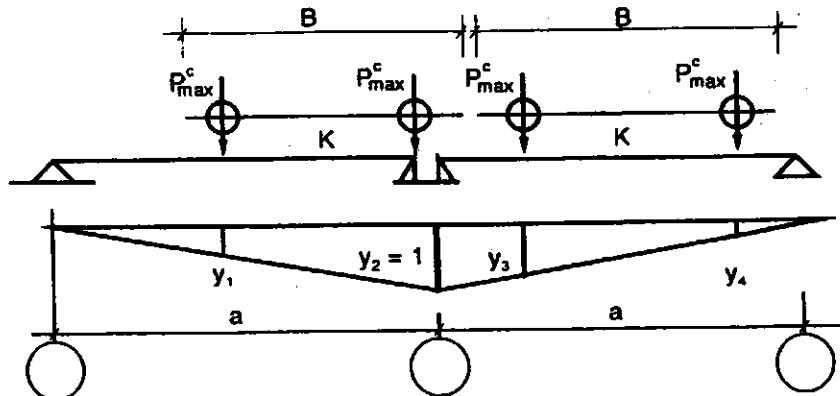
Hình 4.6 Sơ đồ cầu trục

Thân cầu trục thường có bốn bánh xe đùi lên ray, mỗi bên hai bánh. Khoảng cách giữa hai bánh xe là K , bề rộng thân cầu trục là B . Các trị số $P_{\max}^c, P_{\min}^c, K, B$: tra trong bảng chỉ tiêu về cầu trục.



Hình 4.7 Kích thước của thân cầu trục

Trong mỗi nhịp có một số cầu trục hoạt động. Nếu mỗi nhịp có từ hai cầu trục trở lên thì khi tính toán cần xét trường hợp hai cầu trục làm việc cạnh nhau, nếu chỉ có một cầu trục thì chỉ tính với một cầu trục đó.



Hình 4.8 Đường ảnh hưởng phản lực gối tựa và cách xếp tải

Lực D_{\max} tác dụng lên vai cột chính bằng tổng phản lực tại gối tựa (vai cột) do các lực P_{\max}^c di động gây ra. Để tìm D_{\max} phải dùng đường ảnh hưởng phản lực tại gối tựa của dầm. Đường ảnh hưởng này có dạng đường thẳng, có tung độ bằng 1 ở gối đang tính và bằng không ở gối tựa kia. Để tìm D_{\max} phải xếp một lực P_{\max}^c nằm ngay trên đỉnh đường ảnh hưởng.

$$D_{\max} = n P_{\max}^c (y_1 + y_2 + y_3 + y_4)_{\max} \quad (4.14)$$

Trong đó:

$$n = 1,1 - \text{hệ số tin cậy}$$

$y_2 = 1, y_1, y_3, y_4$ - tung độ của đường ảnh hưởng phản lực gối tựa tại các tiết diện có đặt lực P_{\max}^c .

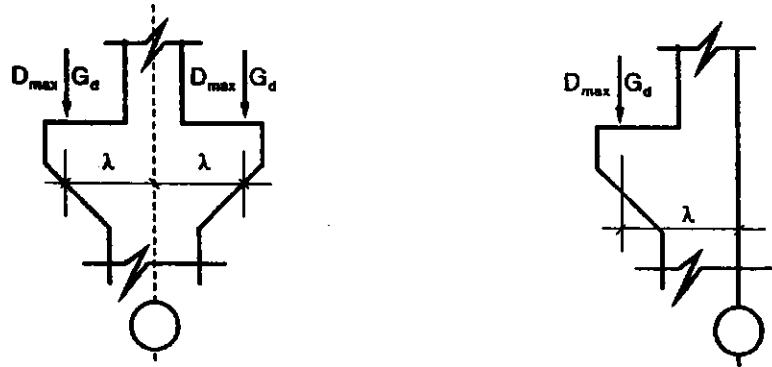
Chú ý: Ta phải đặt tải sao cho $(y_1 + y_2 + y_3 + y_4)$ có trị số lớn nhất.

Nếu khi xếp các lực P_{\max}^c mà có những lực đặt ra ngoài phạm vi đường ảnh hưởng thì lấy tung độ tương ứng bằng không.

Điểm đặt của D_{\max} trùng với điểm đặt của G_d cầu trục.

Cũng tương tự ta tính được D_{\min} đặt ở vai cột phía bên kia là:

$$D_{\min} = n P_{\min}^c (y_1 + y_2 + y_3 + y_4)_{\max} \quad (4.15)$$



Hình 4.9 Điểm đặt của D_{\max} (D_{\min}), G_d

b- Lực hãm ngang

Khi cầu trục hoạt động và xe con chở vật nặng di chuyển trên cầu trục theo phương ngang nhà, khi xe con bị hãm đột ngột, do quán tính sẽ sinh ra lực hãm ngang. Thông qua ma sát giữa bánh xe cầu trục và ray mà lực hãm này truyền từ ray qua dầm cầu trục và truyền vào cột thông qua liên kết giữa cánh dầm cầu trục với cột.

Khi vật nặng được treo bằng móc mềm thì lực hãm ngang tính theo

$$T_n^c = \frac{Q + G}{20} \quad (4.16)$$

Khi vật nặng được treo bằng móc cứng thì lực hãm ngang tính theo

$$T_n^c = \frac{Q + G}{10} \quad (4.17)$$

Trong đó:

Q - sức trục

G - trọng lượng xe con

Lực hãm ngang này coi như truyền tất cả sang một phía đường ray và chia đều cho hai bánh xe cầu trục, mỗi bánh xe truyền một lực:

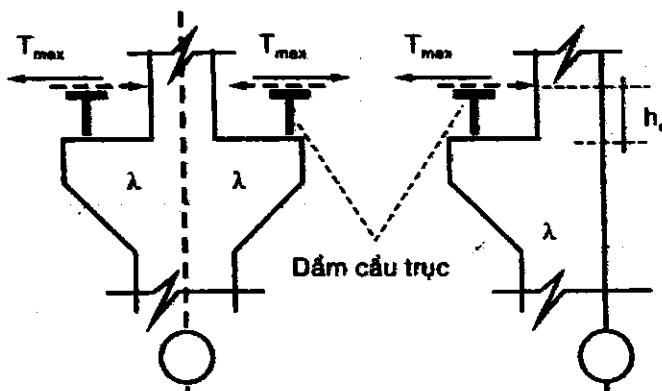
$$T_1^c = 0,5 T_n^c \quad (4.18)$$

Tương tự như khi tính D_{\max} , lực hãm ngang lớn nhất do hai cầu trục chạy cạnh nhau truyền vào cột, xác định cũng từ đường ảnh hưởng của phản lực gối tựa của dầm cầu trục.

$$T_{\max} = nT_1^c(y_1 + y_2 + y_3 + y_4)_{\max} \quad (4.19)$$

Lực T_{\max} có thể hướng vào cột hoặc hướng ra khỏi cột, tùy theo hướng di chuyển của xe con.

Điểm đặt của T_{\max} , lấy ngang với cao trình mặt trên của dầm cầu trục.



Hình 4.10 Điểm đặt của T_{\max} (chiều của T_{\max} có hai chiều)

c- Lực hãm dọc

Khi cầu trục chạy dọc nhà đột ngột hãm lại, thì cũng sinh ra lực hãm dọc. Toàn bộ lực hãm này bằng

$$T_d = \frac{n P_{\max}^c}{10} \quad (4.20)$$

Lực T_d này sẽ truyền theo dầm cầu trục, qua các liên kết giữa dầm cầu trục với các cột khung sẽ truyền cho nhiều khung cùng chịu. Nếu số lượng khung ngang lớn hơn 7 thì cho phép bỏ qua lực hãm dọc tác dụng vào khung đang xét vì khi đó lực này quá nhỏ.

4.3.3- Tải gió

Tải trọng gió tác dụng lên khung nhà công nghiệp gồm:

Dạng phân bố đều tác dụng lên phần cột khung xác định theo

$$W = n \cdot W_o \cdot k \cdot C \cdot a \quad (4.21)$$

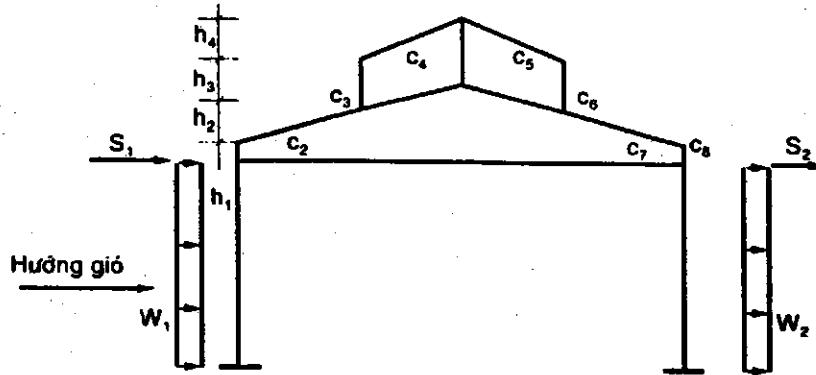
Trong đó: $n = 1,3$; W_o , k , C - lấy theo TCVN 2737-1995

Dạng tập trung, đặt tải đỉnh cột (gió tác dụng lên mái, từ đỉnh cột đến đỉnh mái). Đối với mái đơn giản:

$$S = n \cdot W_o \cdot k \cdot a \sum C_i \cdot h_i \quad (4.22)$$

Tính cho hai trường hợp gió đẩy và gió hút, với hệ số khí động C_i tương ứng.

Các hệ số C_i theo TCVN tải trọng - tác động 2737-1995.



Hình 4.11 Tải trọng gió tác dụng lên khung ngang

4.3.4 Do trọng lượng cột, tường

4.3.4.1- Cột

Trọng lượng phần cột trên

$$G_{ct} = n \cdot V \cdot \gamma_b \quad (4.23)$$

Trọng lượng phần cột dưới, kể cả vai cột

$$G_{cd} = n(V + V_v) \cdot \gamma_b \quad (4.24)$$

Trong đó:

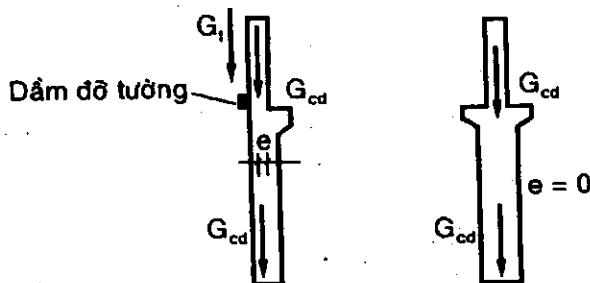
$$n = 1,1$$

V - thể tích của cột trên hoặc cột dưới

V_v - thể tích vai cột

$$\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$$

Điểm đặt của G_{ct} và G_{cd} , xem như đặt tại chân cột trên và chân cột dưới. Nếu G_{ct} đặt lệch so với trục cột dưới một đoạn e , thì sẽ gây mômen uốn và gây nén cho cột dưới, nếu $e = 0$ thì chỉ gây nén cho cột dưới.

Hình 4.12 Điểm đặt của G_t , G_{cd} , e

4.3.4.2- Tường bao che

Nếu có tường bao che, thì tường sẽ được xây trên các dầm đỡ tường. Các dầm đỡ tường được liên kết với cột thông qua các chi tiết liên kết giữa dầm và cột (vị trí theo thiết kế). Trọng lượng tường và dầm đỡ tường sẽ gây nội lực trong cột (M , N). Riêng dầm kiềng được đặt trực tiếp trên mặt móng, nên chỉ gây nội lực khi tính móng.

$$G_t = n(V_t \cdot \gamma_t + G_d) \quad (4.25)$$

Trong đó:

$V_t, \gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$ - thể tích, khối lượng riêng của tường

G_d - trọng lượng dầm đỡ tường

$$G_d = b_d \cdot h_d \cdot \gamma_b \cdot n_g \cdot L_d \quad (L_d = a)$$

Chú thích: Trong phạm vi đồ án môn học có thể cho phép bỏ qua trọng lượng cột và tường.

4.4 XÁC ĐỊNH NỘI LỰC TRONG CỘT

Mỗi một nhà công nghiệp bao gồm một hay nhiều khối, phân cách nhau bằng khe nhiệt độ hoặc khe lún. Trong mỗi khối các khung ngang được liên kết với nhau bằng các hệ giằng mái, hệ giằng cột, dầm cầu trục... tạo thành hệ không gian. Việc tính toán theo hệ không gian khá phức tạp nên trong thực tế thường được đưa về dạng khung phẳng là các khung ngang độc lập. Trong những trường hợp cần thiết xét đến sự làm việc không gian thì phải tính hệ không gian đó.

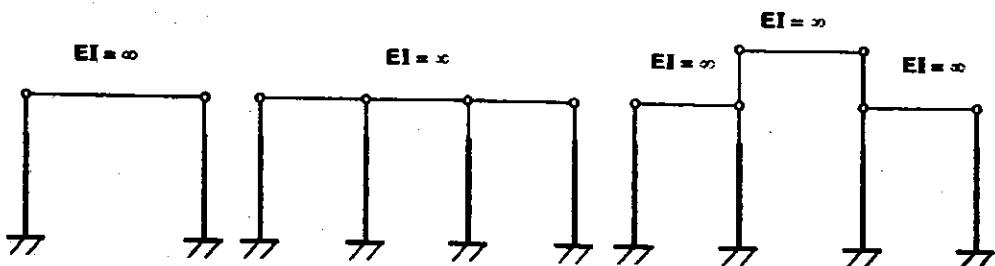
Khi tách ra từng khung phẳng độc lập để tính toán nội lực trong cột thì sơ đồ tính khung ngang có dạng sau:

Các giả thiết tính toán:

- Xà ngang được coi là thẳng, tuyệt đối cứng, liên kết khớp với cột tại cao trình đỉnh cột.

- Cột ngầm vào móng ở cao trình mặt trên của móng.

- Dưới tác dụng của tải trọng đứng, các khung ngang đều có chuyển vị ngang và khi khung ngang càng nhiều nhịp thì chuyển vị ngang này càng nhỏ. Vì vậy để đơn giản tính toán nội lực, cho phép bỏ qua chuyển vị ngang đầu cột khi nhà có từ ba nhịp trở lên khi tính với tải trọng đứng và lực hám ngang của cầu trục, các trường hợp khác thì không cho phép bỏ qua chuyển vị ngang của đầu cột.

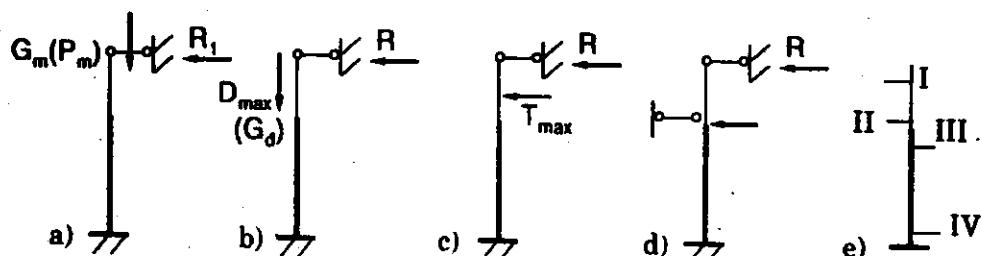


Hình 4.13 Sơ đồ tính một số khung ngang

4.4.1 Xác định nội lực khi nhà có từ ba nhịp trở lên, cùng cao trình

4.4.1.1- Tải trọng đứng và lực hám ngang của cầu trục

Được phép bỏ qua chuyển vị ngang đầu cột, như vậy các cột làm việc độc lập với nhau, nên được đưa về tính từng cột riêng theo sơ đồ tính với tải tương ứng.



Hình 4.14 Sơ đồ tính toán cột khi bỏ qua chuyển vị ngang đầu cột

Üng với từng trường hợp tải, để tìm được nội lực (M, N, Q) tại tiết diện bất kỳ của cột có thể giải bằng phương pháp lực, chuyển vị, hoặc dùng các bảng tra lập sẵn để tính toán, hiện nay có thể dùng các phần mềm tính kết cấu với sự hỗ trợ của máy tính để giải.

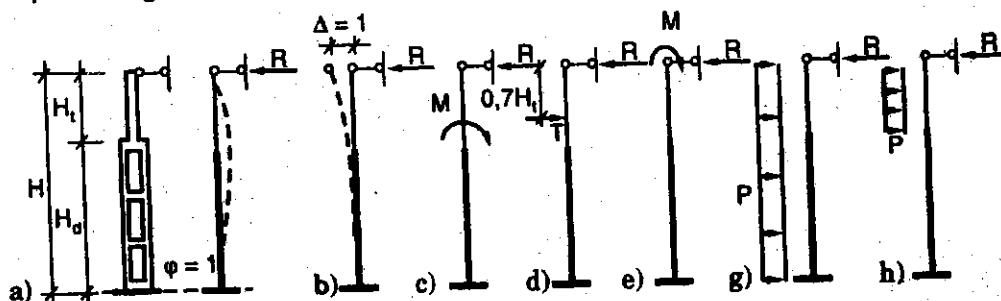
Cột trong nhà công nghiệp có cấu trúc chia làm hai phần: cột trên và cột dưới, cần xác định nội lực tại các tiết diện sau:

- Tiết diện I-I sát đỉnh cột. Tiết diện II-II ngang với vai cột nhưng thuộc phần cột trên. Tiết diện III-III ngang với vai cột nhưng thuộc phần cột dưới. Tiết diện IV-IV tại vị trí cột ngầm với móng (hình 4.14e).

Đối với các tiết diện I-I, II-II và III-III chỉ cần xác định M, N . Riêng tại tiết diện IV-IV thì cần xác định M, N cả Q để có số liệu tính móng.

- Khi tính toán cần phải qui định thống nhất chiều dương của nội lực để tránh nhầm lẫn khi tổ hợp. Có thể chọn chiều dương như hình 4.15.

Sau đây sẽ trình bày cách áp dụng các công thức lập sẵn để tìm phản lực R trong các liên kết ngang của cột, khi cột chịu các tải trọng khác nhau. Các công thức này thiết lập cho trường hợp cột hai nhánh, tuy nhiên vẫn áp dụng cho cột có tiết diện đặc và cột có tiết diện không đổi.



Hình 4.16 Các sơ đồ tính toán phản lực đầu cột

Trường hợp a: khi chân cột xoay một góc $\phi = 1$

Phản lực tại đầu cột

$$R = \frac{3EI_d}{H^2(1 + K + K_1)} \quad (4.26)$$

Trường hợp b: khi đỉnh cột có chuyển vị ngang $\Delta = 1$

Phản lực tại đầu cột

$$R = \frac{3EI_d}{H^3(1+K+K_1)} \quad (4.27)$$

Trường hợp c: khi có mômen $M = D.e_d$ đặt ở vai cột do lực tập trung D đặt cách trục cột dưới một đoạn e_d .

Phản lực tại đầu cột

$$R = \frac{3M(1-t^2)}{2H(1+K+K_1)} \quad (4.28)$$

Trường hợp d: khi có lực xô ngang T đặt cách đỉnh cột một đoạn xấp xỉ $0,7H$

Phản lực tại đầu cột:

$$R = \frac{T(1-t+K_1)}{1+K+K_1} \quad (4.29)$$

Trường hợp e: khi có mômen $M = P.e_t$ đặt ở đỉnh cột do lực tập trung P đặt cách trục cột trên một đoạn e_t

Phản lực tại đầu cột

$$R = \frac{3M\left(1 + \frac{K}{t}\right)}{2H(1+K+K_1)} \quad (4.30)$$

Công thức này chỉ đúng cho trường hợp trục cột trên và trục cột dưới trùng nhau, khi trục cột trên và trục cột dưới lệch nhau một đoạn a thì:

$$R = R_1 \pm R_2 \quad (4.31)$$

Trong đó:

R_1 - tính theo công thức trên với $M = Pe_t$;

R_2 - tính theo công thức trên với $M = Pa$.

Lấy dấu + trước R_2 khi e_t và a ngược dấu nhau so với trục cột trên.

Trường hợp g: khi có tải trọng p phân bố đều trên toàn bộ cột

Phản lực tại đầu cột

$$R = \frac{3pH[1 + tK + 1,33(1+t)K_1]}{8(1+K+K_1)} \quad (4.32)$$

Trường hợp h: khi có tải trọng p phân bố đều ở đoạn cột trên

Phản lực tại đầu cột

$$R = \frac{pH[3(1+tK) - (3+t)(1-t)^3 + K_1]}{8(1+K+K_1)} \quad (4.33)$$

Trong các công thức trên

$$t = \frac{H_t}{H}; \quad K = t^3 \left(\frac{I_d}{I_t} - 1 \right); \quad K_1 = \frac{(1-t)^3 I_d}{8I_o n^2} \quad (4.34)$$

ở đây I_o - mômen quán tính của một nhánh cột;

I_t - mômen quán tính của tiết diện phần cột trên;

I_d - mômen quán tính tương đương của phần cột dưới hai nhánh:

$$I_d = \frac{A_o c^2}{2} \quad (4.35)$$

(nếu là cột đặc thì I_d là mômen quán tính của tiết diện phần cột dưới)

A_o - diện tích tiết diện một nhánh cột;

n - số lượng các ô khung trong phần cột dưới hai nhánh;

H - chiều dài cột; H_t - chiều dài đoạn cột trên.

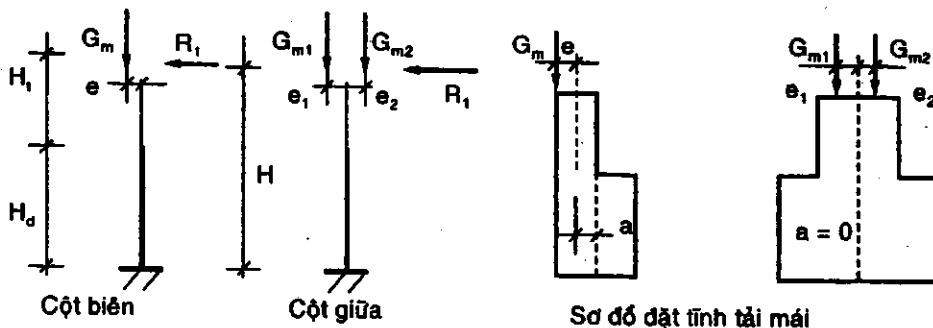
Các công thức từ (4.26) đến (4.33) thiết lập cho trường hợp cột hai nhánh cũng được dùng cho trường hợp cột đặc khi đó $K_1 = 0$, còn đối với cột đặc có tiết diện không đổi thì lấy $K = K_1 = 0$.

Khi đã tính được phản lực ở đầu cột R , việc tính nội lực trong các tiết diện của cột được tiến hành như một côn son thẳng đứng chịu tác dụng của lực tác dụng và phản lực R tương ứng (dùng phương pháp mặt cắt).

4.4.1.2. Tính tải mái

Cột biên: G_m đặt cách trục cột trên một đoạn e_t (nếu e_t khác không thì G_m sẽ gây ra mômen cho đoạn cột trên), độ lệch tâm của

trục cột trên đối với trục cột dưới là $a = (h_{cd} - h_{ct})/2$.



Hình 4.17 Sơ đồ tính phản lực R

Cột giữa: chịu tác dụng của hai tĩnh tải mái G_{m1} và G_{m2} , điểm đặt cách trục cột trên tương ứng là e_1 và e_2 .

Nếu $G_{m1} = G_{m2}$ và $e_1 = e_2$ thì tổng hợp lực của chúng đặt đúng vào trục cột trên do đó không gây ra mômen cho cột mà chỉ gây ra lực nén.

Nếu G_{m1} khác G_{m2} hoặc e_1 khác e_2 thì合力 $G_m = G_{m1} + G_{m2}$ và đặt cách trục cột trên một đoạn:

$$e_t = \frac{-e_1 \cdot G_{m1} + e_2 \cdot G_{m2}}{G_m} \quad (4.36)$$

Như vậy, cả hai trường hợp cột biên - cột giữa, lực G_m đặt cách trục cột trên một đoạn là e_t (e_t có thể âm hoặc dương, tức điểm đặt của G_m có thể bên trái hoặc bên phải trục cột), tại đầu cột trên có mômen $M = G_m \cdot e_t$: trường hợp này phản lực R tại đầu cột tính theo (4.30).

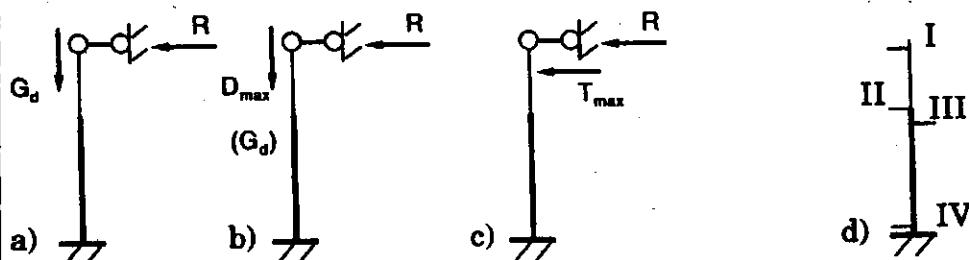
4.4.1.3- Hoạt tải mái

Hoạt tải mái tác dụng lên đầu cột biên và cột giữa, có điểm đặt trùng với điểm đặt của tĩnh tải.

Cột biên: nội lực của hoạt tải mái có thể suy ra từ kết quả nội lực của tĩnh tải mái bằng cách nhân giá trị nội lực của tĩnh tải mái với tỉ số P_m/G_m .

Cột giữa: tính riêng cho từng trường hợp đặt hoạt tải P_{m1} và P_{m2} .

4.4.1.4- Do cầu trục



Hình 4.18 Sơ đồ tính do tải trọng cầu trục

a- Tính tải: Trọng lượng bản thân dầm cầu trục

Sơ đồ tính toán nội lực do trọng lượng bản thân dầm cầu trục G_d (H.4.18a). Đối với cột biên G_d đặt ở một bên, còn đối với cột giữa do hai dầm cầu trục đặt hai bên vai cột là G_{d1} và G_{d2} . Nếu $G_{d1} = G_{d2}$ và $e_1 = e_2$ thì hợp lực của chúng đặt trùng trực cột, lúc đó trong cột không có mômen. Nếu G_{d1} khác G_{d2} và e_1 khác e_2 , thì hợp lực $G_d = G_{d1} + G_{d2}$ đặt cách trực cột dưới một đoạn

$$e_d = \frac{-e_1 G_{d1} + e_2 G_{d2}}{G_d} \quad (4.37)$$

Phản lực R được xác định theo (4.28).

b- Hoạt tải đứng của cầu trục

- Đối với cột biên D_{max} đặt ở một bên cột và cách trực cột dưới một đoạn $e_d = \lambda - h_{cd}/2$. Phản lực R được xác định theo (4.28).
- Đối với cột giữa có D_{max1} và D_{max2} đặt hai bên vai cột và cách trực cột dưới một đoạn là $e_d = \lambda$. Nội lực do cầu trục gây ra cần tính riêng với D_{max1} và D_{max2} .

c- Hoạt tải ngang (lực hâm ngang) của cầu trục

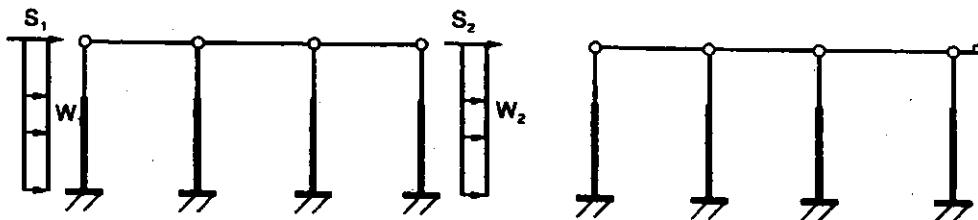
Lực hâm ngang T_{max} có thể hướng vào hoặc hướng ra khỏi cột. Vì vậy cần phải tính toán nội lực cho cả hai trường hợp đó. Cột giữa chịu tác dụng của hai T_{max} đặt hai bên, như vậy phải xét cả bốn trường hợp.

- Đối với cột biên T_{\max} đặt ở một bên cột và cách vai cột một đoạn $h = h_{dc}$, phản lực R được xác định theo (4.29).
- Đối với cột giữa có $T_{\max 1}$ và $T_{\max 2}$ đặt hai bên vai cột và cách vai cột đoạn là $h = h_{dc}$. Nội lực do lực hâm ngang gây ra cần tính riêng với $T_{\max 1}$ và $T_{\max 2}$.

Nếu T_{\max} hai bên cột đặt cùng cao trình thì chỉ cần tính nội lực cho một trường hợp rồi dùng kết quả đó suy ra các trường hợp còn lại.

4.4.1.5- Tải trọng gió

Dưới tác dụng của tải trọng gió, khi tính toán không được bỏ qua chuyển vị ngang ở đầu cột. Đối với khung có xà ngang cùng một cao trình, vì các xà ngang được coi là cứng vô cùng cho nên chuyển vị các đầu cột là bằng nhau. Dùng phương pháp chuyển vị để tính nội lực.



Hình 4.19 Sơ đồ tải trọng gió - Hệ cơ bản

$$\text{Phương trình chính tắc} \quad r\Delta + R_g = 0 \quad (4.38)$$

trong đó: r - phản lực trong liên kết do chuyển vị cưỡng bức $\Delta = 1$ gây ra trong hệ cơ bản

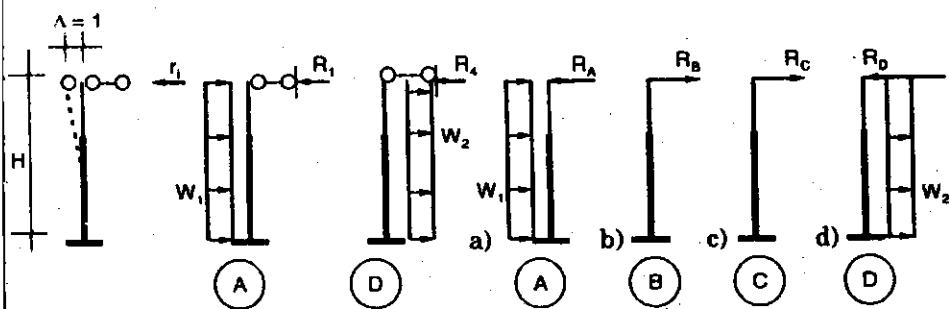
$$r = r_1 + r_2 + r_3 + r_4$$

r_i ($i = 1 - 4$) - phản lực tại các đầu cột thứ i do chuyển vị cưỡng bức $\Delta = 1$ gây ra

R_g - phản lực trong các liên kết do tải trọng gây ra trong hệ cơ bản:

$$R_g = S_1 + S_2 + R_1 + R_4 \quad (4.39)$$

R_1, R_4 - phản lực ở đầu cột thứ nhất, thứ tư do tải trọng phân bố W_1, W_2 gây ra



Hình 4.20 Sơ đồ tính phản lực gối tựa - Sơ đồ xác định nội lực trong cột R_1, R_4 xác định theo (4.32)

$$\Delta = \frac{R_g}{r}; \quad R_A = R_1 + r_1 \cdot \Delta \quad (4.40)$$

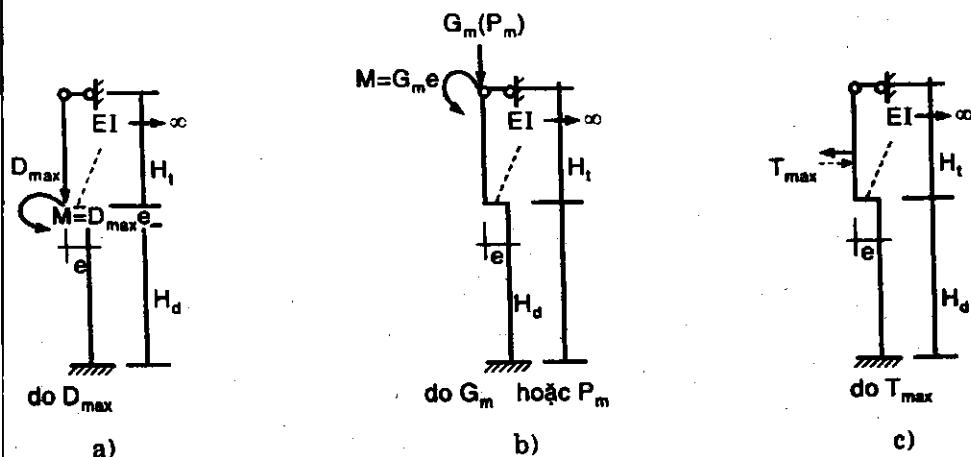
hay $R_B = r_2 \cdot \Delta; \quad R_C = r_3 \cdot \Delta; \quad R_D = R_4 + r_4 \cdot \Delta$

Sau khi xác định được các R_A, R_B, R_C, R_D thì tính nội lực cho từng cột riêng rẽ chịu tác dụng của phản lực R và tải trọng tương ứng (sơ đồ tính theo hình 4.20a, b, c, d).

4.4.1.6- Trọng lượng bản thân cột, tường

Trọng lượng bản thân cột, tường vẫn gây nội lực (M, N) trong ột. Cách tính vẫn tương tự như trường hợp trọng lượng bản thân làm cầu trục. Nếu không yêu cầu mức độ chính xác cao có thể cho phép bỏ qua nội lực do hai tải này gây ra.

Chú thích: Cách tính nội lực trong từng cột và từng loại tải trọng như trên, hiện nay có thể dùng các phần mềm để giải, mô hình tính toán của từng cột được thể hiện như sau:



Hình 4.21 (Các dạng tải khác cũng tương tự)

4.5 TỔ HỢP NỘI LỰC

Ở trên ta đã tính toán được nội lực trong các tiết diện của cột do từng loại tải trọng gây ra. Cần phải tổ hợp tất cả các loại nội lực đó lại để tìm ra nội lực nguy hiểm nhất có thể xuất hiện trong từng tiết diện mỗi cột. Theo tiêu chuẩn về tải trọng TCVN 2737-1995 phân ra làm hai loại tổ hợp: tổ hợp cơ bản và tổ hợp đặc biệt. Để tiện cho việc tổ hợp nên thành lập bảng.

Bảng tổng kết nội lực: có nhiều cách lập bảng này. Có thể tham khảo theo bảng mẫu (bảng 4.4).

Bảng tổ hợp nội lực: ghi lại kết quả phần tổ hợp (bảng 4.5).

Bảng 4.4 Bảng tổng kết nội lực

Cột	Tiết diện	Nội lực	Tính tải	Hoạt tải mái		Hoạt tải cầu trục								Hoạt tải gió	
				Nhịp AB	Nhịp BC	Nhịp AB				Nhịp BC				Trái	Trá
						D _{max} tại A	T _{max} tại A	D _{max} tại B	T _{max} tại B	D _{max} tại B	T _{max} tại B	D _{max} tại C	T _{max} tại C		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Trục A															

Bảng 4.5 Bảng tổng hợp nội lực

Cột	Tiết diện	Nội lực	Tổ hợp nội lực cơ bản 1 (chính)				Tổ hợp nội lực cơ bản 2 (phụ)				Tổ hợp cho Q_{max}
			M _{max} , N _{tu}	M _{min} , N _{tu}	N _{max} , M _{tu}	M _{max} ,	M _{min} , N _{tu}	N _{max} , M _{tu}			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		

Cấp 1: Mômen dương lớn nhất và lực dọc tương ứng (M_{max} và N_{tu})

Cấp 2: Mômen âm nhỏ nhất và lực dọc tương ứng (M_{min} và N_{tu})

Cấp 3: Lực dọc lớn nhất và mômen tương ứng (N_{max} và M_{tu}).

Riêng tại tiết diện chân cột còn phải tìm thêm lực cắt lớn nhất để có số liệu tính móng sau này.

Tổ hợp cơ bản I: gồm nội lực do tĩnh tải và nội lực của một hoặ

tải nguy hiểm nhất. Hệ số tổ hợp cả tĩnh tải và hoạt tải lấy bằng 1.

Tổ hợp cơ bản II: gồm nội lực do tĩnh tải và nhiều nội lực do hoạt tải nguy hiểm nhất. Hệ số tổ hợp cho tĩnh tải lấy bằng 1, còn hệ số tổ hợp cho các hoạt tải lấy bằng 0,9.

Khi tổ hợp cần chú ý các điểm sau:

- Dù cho tĩnh với hoạt tải ở một bên cột (đối với cột biên) hoặc cả hai bên (cột giữa) thì vẫn xem là một hoạt tải.
- Khi kể nội lực do cầu trục vào tổ hợp thì có thể xét đồng thời cả D_{max} , T_{max} hoặc có thể chỉ xét D_{max} mà không kể T_{max} , nhưng không được chỉ kể T_{max} mà bỏ qua D_{max} vì T_{max} gây ra nội lực cả hai dấu. Trước tiên nên chú ý đến D_{max} sau đó lấy nội lực do T_{max} cho phù hợp dấu với cặp nội lực của tổ hợp cần tìm.
- Nếu xét nội lực của cả bốn cầu trục, tức là cả D_{max} và T_{max} cả bên trái và bên phải của cột thì lấy hệ số tổ hợp bằng 0,7 đối với cầu trục có chế độ làm việc nhẹ và trung bình, và bằng 0,8 đối với cầu trục có chế độ làm việc nặng.
- Khi đã kể gió trái thì không có gió phải hoặc ngược lại.

Việc tổ hợp nội lực là công việc phức tạp dễ bị nhầm lẫn cần phải tìm hiểu rõ mục đích cách làm và tiến hành một cách thận trọng, chính xác.

4.6 TÍNH CỐT THÉP

Tính toán cốt thép cho cột khung nhà công nghiệp một tầng bao gồm tính cốt thép cho cột biên, cột giữa, vai cột ngoài ra còn phải kiểm tra khả năng của cột theo phương ngoài mặt phẳng khung, kiểm tra cột khi vận chuyển và cẩu lắp.

Tính toán cốt thép trong cột cần tính toán cho cột trên và cột dưới.

Chiều dài tính toán:

Cột trên: $L_o = 2,5H_t$, khi tính trong mặt phẳng khung.

$L_o = 2,0H_t$, khi tính ngoài mặt phẳng khung.

Cột dưới: $L_o = 1,5H_t$, khi tính trong mặt phẳng khung.

$L_o = 1,2H_t$, khi tính ngoài mặt phẳng khung.

Chọn cặp nội lực để tính toán.

Dựa vào bảng tổ hợp để chọn ra các cặp nội lực nguy hiểm nhất (ít nhất ba cặp). Đó là các cặp nội lực có trị số tuyệt đối của mômen lớn nhất, có độ lệch tâm lớn nhất, có lực dọc lớn nhất.

4.6.1- Cột biên

Cốt thép trong cột biên thường bố trí cốt thép không đối xứng. Để tính cốt thép không đối xứng thường dùng phương pháp tính vòng.

Phương pháp tính vòng là cách tính đúng dần để tìm ra hàm lượng cốt thép nhỏ nhất đủ chịu hai cặp nội lực có mômen ngược dấu nhau. Cách tính như sau:

Từ bảng tổ hợp nội lực (bảng 4.5) tìm được hai cặp nội lực nguy hiểm nhất là:

Cặp 1: Mômen dương lớn nhất và lực dọc tương ứng (M_{\max} và N_{tu}).

Cặp 2: Mômen âm nhỏ nhất và lực dọc tương ứng (M_{\min} và N_{tu}).

Vòng 1: Đầu tiên dùng cặp 1 để tính cốt thép đối xứng cho cột..

Sau đó dùng cặp 2 để tính, sử dụng bài toán biết A'_s tính A_s : cốt thép chịu nén đã biết là $A'_{s2} = A_{s1}$ tính được A_{s2}

Vòng 2: dùng cặp 1, biết $A'_{s3} = A_{s2}$ tính $A_{s3} \dots$ Cứ tiếp tục tính như vậy với các vòng tiếp theo cho đến khi thấy A'_{s-1} xấp xỉ bằng A_{sn} thì lấy theo trị số lớn để bố trí cốt thép cho cột đó.

Chú ý: Cần kiểm tra lại khả năng chịu lực của cột đối với cặp 3.

(Trình tự tính cốt thép cho cột xem “*cấu kiện chịu nén lệch tâm*” – Kết cấu bêtông cốt thép tập 1).

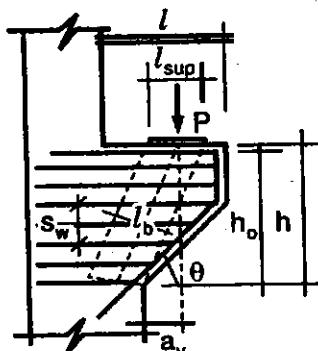
4.6.2 Cột giữa

Cốt thép trong cột giữa thường bố trí đối xứng, tính toán cốt thép cho cột giữa phát xuất từ ba cặp nội lực nguy hiểm nhất. Thường lấy một trong ba cặp nội lực để tính cốt thép đối xứng cho cột, rồi dùng kết quả đó kiểm tra khả năng chịu lực cho hai cặp nội lực còn lại hoặc tính cho cả ba cặp sau đó chọn cốt thép lớn nhất bố trí cốt thép cho cột.

4.5.3- Tính toán vai cột

Nội dung tính toán gồm kiểm tra chiều cao vai cột, tính cốt thép chịu mômen, cốt đai - cốt xiên.

4.5.3.1- Kiểm tra kích thước vai cột



Hình 4.22 Sơ đồ tính toán conson ngắn

Khi vai cột có $L_v \leq 0,9h_o$ thì vai cột thuộc kiểu conson ngắn. Kích thước vai cột được kiểm tra theo hai điều kiện sau

$$P \leq 0,8\varphi_{w2}R_b b l_b \sin \theta \quad (4.41)$$

$$\text{Với } 2,5R_{bt}bh_o \leq P \leq 3,5R_{bt}bh_o \quad (4.42)$$

Trong đó :

θ - là góc nghiêng giữa dải chịu nén tính toán với phương ngang

Chiều rộng của dải nghiêng chịu nén l_b được xác

định theo công thức:

$$l_b = l_{sup} \sin \theta \quad (4.43)$$

l_{sup} - chiều dài của vùng truyền tải dọc theo chiều dài vươn của côngxon

φ_{w2} - hệ số xét ảnh hưởng của cốt đai đặt theo chiều cao conson

$$\varphi_{w2} = 1 + 5\alpha\mu_{w1} \quad (4.44)$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E}; \quad \mu_{w1} = \frac{A_{sw}}{bs_w} \quad (4.45)$$

A_w - diện tích tiết diện của các cốt đai nằm trong cùng một mặt phẳng

s_w - bước cốt đai

$$\text{và } P \leq \frac{1,2K_v \cdot \gamma_b R_{bt} \cdot b h_o}{a_v} \quad (4.46)$$

$$P = D_{\max} + G_d \quad (4.47)$$

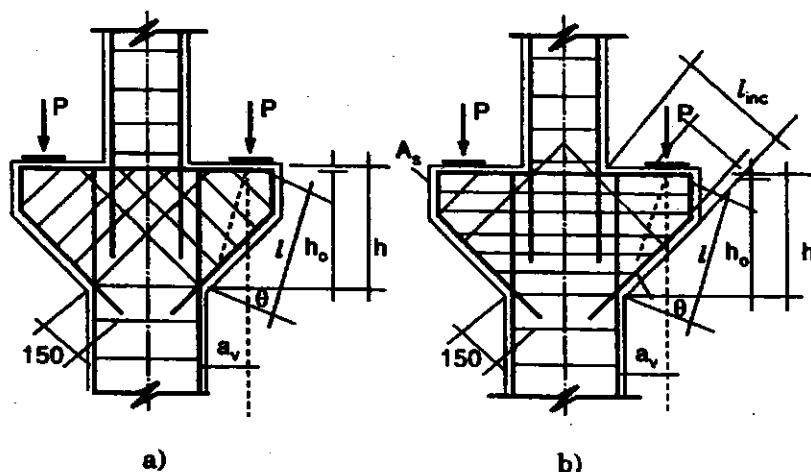
b - bề rộng vai cột

$K_v = 1$ với tải trọng tĩnh và với cầu trục có chế độ làm việc nhẹ và trung bình

$K_v = 0,75$ khi cầu trục có chế độ làm việc nặng

$K_v = 0,5$ khi cầu trục có chế độ làm việc rất nặng

R_{bt} - cường độ chịu kéo của bêtông



a)

b)

Hình 4.23 Bố trí cốt thép trong vai cột

a) Cốt đai nghiêng; b) Cốt đai ngang và cốt xiên

4.5.3.2- Tính cốt dọc

$$\text{Mômen tại tiết diện I-I} \quad M_I = Pa_v \quad (4.48)$$

Diện tích cốt dọc

$$\alpha_m = \frac{1,25M_I}{\gamma_b R_b b h_o^2} \quad (4.49)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \quad (4.50)$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_o}{R_s} \quad (4.51)$$

4.5.3.3- Cốt dai

Cốt ngang trong conson ngắn được đặt theo phương ngang hoặc nghiêng một góc 45° và cốt xiên.

Khi $h \leq 2,5a_v$, thì nên dùng cốt dai nghiêng. Ngược lại nên dùng cốt dai ngang và cốt xiên. Khi $h > 3,5a_v$ và $P \leq \gamma_b R_{bt} b h_o$ thì cho phép không đặt cốt xiên.

Bước cốt dai không lớn hơn 150mm và không lớn hơn $h/4$ (với h là chiều cao của conson). Đường kính cốt xiên không lớn hơn 1/15 chiều dài đoạn xiên l_{inc} và không quá 25mm.

Diện tích tiết diện của các cốt xiên hoặc các cốt dai nghiêng (bỏ qua các cốt dai ngang) cắt qua nửa phía trên của đường l_{inc} đi từ điểm đặt của tải trọng đến góc tiếp giáp giữa mặt dưới của conson với cột không được nhỏ hơn $0,002bh_o$ và không được nhỏ hơn:

$$A_{s.inc} = \frac{c_2}{R_s \cdot \sin \alpha} \quad P = \frac{0,15\gamma_b R_b \cdot b \cdot h_o^2}{c_2} \quad (4.52)$$

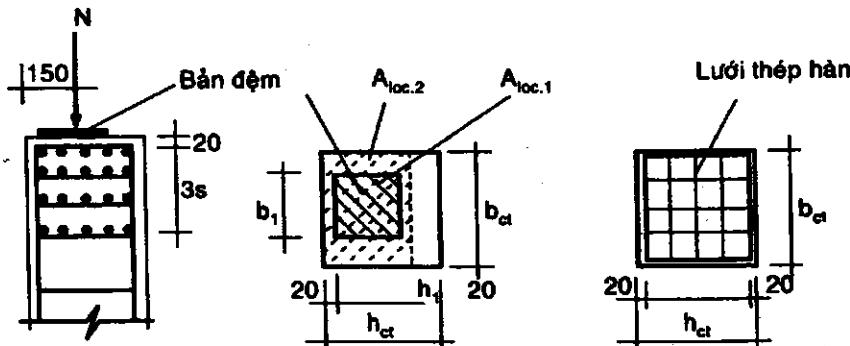
Trong đó: $c_2 = a_v + 0,3h_o$

α - góc nghiêng của cốt xiên hoặc của cốt dai nghiêng so với mặt nằm ngang

h_o - chiều cao có ích của conson tại tiết diện tiếp giáp với cột

4.5.3.4 - Kiểm tra nép cục bộ

a- Tại đầu cột



Hình 4.24 Sơ đồ kiểm tra nép cục bộ và gia cố lưới thép đầu cột

Tại đầu cột chịu tác dụng lực tập trung do dàn mái, tại đó phải tính toán cấu kiện chịu nép cục bộ theo

+ Khi không đặt lưới cốt thép ngang cần thỏa mãn điều kiện:

$$N \leq \psi \gamma_b R_{b,loc} A_{loc1} \quad (4.53)$$

Trong đó:

$$N = G_m + P_m - \text{lực nén cục bộ} \quad (4.54)$$

A_{loc1} - diện tích chịu nén cục bộ

$$A_{loc1} = b_1 \cdot h_1 \quad (4.55)$$

$\psi = 1$ - khi tải trọng cục bộ phân bố đều

$R_{b,loc}$ - cường độ tính toán cục bộ của bêtông

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_b R_b \quad (4.56)$$

ở đây: $\alpha \varphi_b \geq 1$

$\alpha = 1$ - đối với bêtông có cấp thấp hơn B25

$$\alpha = 13,5 \frac{R_{bt}}{R_b} \quad (4.57) \text{ - đối với bêtông có cấp B25 và cao}$$

hơn

$$\varphi_b = 3 \sqrt{\frac{A_{loc,2}}{A_{loc,1}}} \leq 2,5 \quad (4.58)$$

Nếu (4.53) thỏa thì ở đầu trên và đầu dưới cột cần phải đặt các lưới thép ngang gia cố (lấy theo cấu tạo). Lưới này dùng dây thép $d = 5 \div 6mm$, khoảng cách giữa các thanh $\geq 50mm$, mỗi đầu cột đặt ít nhất bốn lưới. Khoảng cách giữa các lưới từ 45 đến 100mm. Các lưới được đặt trong đoạn cột dài $20d$ nếu cốt dọc là cốt tròn và $15d$ nếu cốt dọc là cốt gờ (d - đường kính cốt dọc). Các thanh ngoài cùng của lưới phải nằm ngoài các cốt dọc, lưới thép nên dùng lưới hàn.

b- Khi đặt cốt thép ngang bằng lưới thép thì:

Nếu (4.53) không thỏa mãn thì phải gia cố bằng các lưới thép. Gia cố đầu cột bằng các lưới ô vuông d6, kích thước ô lưới $s_x \cdot s_y$, khoảng cách giữa các lưới là s

Kiểm tra theo:

$$N < R_{b,red} A_{loc,1} \quad (4.59)$$

Trong đó:

$$R_{b,red} = \gamma_b R_b \varphi_b + \varphi \mu_{xy} R_s \varphi_s \quad (4.60)$$

$$\varphi_s = 4,5 - 3,5 \frac{A_{loc.1}}{A_{ef}} \quad (4.61)$$

$$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_{loc.2}}{A_{loc.1}}} \leq 3,5 \quad (4.62)$$

φ_s - hệ số diện tích của lưới thép trong vùng nén cục bộ

A_{ef} - diện tích của bêtông nằm trong vùng giới hạn bởi các thanh ngoài cùng của lưới thép và thỏa điều kiện:

$$A_{loc.1} < A_{ef} \leq A_{loc.2} \quad (4.63)$$

$$\mu_{xy} = \frac{n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y}{A_{ef}s} \quad (4.64)$$

n_x, A_{sx}, l_x - số thanh, diện tích tiết diện ngang và chiều dài thanh trong lưới thép theo phương x

n_y, A_{sy}, l_y - số thanh, diện tích tiết diện ngang và chiều dài thanh trong lưới thép theo phương y

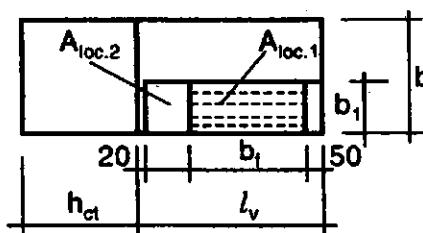
s - khoảng cách giữa các lưới thép

$$\psi = \frac{\mu_{xy} R_{s,xy}}{\gamma_b R_b + 10} \quad (4.65)$$

$R_{s,xy}$ - cường độ của cốt thép lưới

$$\varphi = \frac{1}{0,23 + \psi} \quad (4.66)$$

4.5.3.5 - Tính kiểm tra nén cục bộ lên vai cột



Hình 4.25 Sơ đồ tính nén cục bộ lên vai cột

Vai cột chịu tác dụng lực nén do dầm cầu trực

Tính toán nén cục bộ từ điều kiện:

$$N \leq \psi R_{b,loc} A_{loc,1} \quad (4.67)$$

Trong đó:

Dầm cầu trục lắp ghép, lực nén lớn nhất của một dầm truyền vào vai là:

$$N = 0,5G_d + D_{max1} \quad (4.68)$$

Giá trị D_{max} do P_{max} gây ra nhưng tính cho một bên dầm. Dựa vào đường ảnh hưởng ta tính được

$$D_{max1} = P_{max}(y_1 + y_3) \quad (4.69)$$

Bề rộng cánh dưới dầm cầu trục: b_f , đoạn gối dầm lên vai là: b_1 ; Diện tích nén cục bộ: $A_{loc,1} = b_1 b_f$; diện tích tính toán khi nén cục bộ là

$$A_{loc,2} = (l_v - 20)b_f \quad (4.70)$$

Hệ số φ_b

$$\varphi_b = 3\sqrt{\frac{A_{loc,2}}{A_{loc,1}}} \leq 2,5 \quad (4.71)$$

Cường độ chịu nén tính toán cục bộ của bêtông

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_b \gamma_b R_b \quad (4.72)$$

$$\psi = 0,75 \quad (4.73)$$

4.7 MỘT SỐ YÊU CẦU VỀ CẤU TẠO

4.7.1- Cấu tạo cốt thép dọc

Để chọn và bố trí cốt thép trong cột cần nắm vững những yêu cầu về cấu tạo của cấu kiện chịu nén. Khi cạnh cột từ 400 trở lên, đường kính cốt dọc không nhỏ hơn 16mm. Khoảng cách giữa hai mép trong của cốt thép không nhỏ hơn 30mm nếu đổ bêtông cột theo phương ngang. Cốt thép dọc trong cột có thể đặt suốt chiều dài cột hoặc cốt thép cột trên - cột dưới tách rời, lúc đó cốt thép phần cột dưới kéo lên ngang mép trên vai cột còn cốt thép cột trên kéo xuống quá mép trên vai cột một đoạn không nhỏ hơn 30d. Khi cốt thép ở mỗi cạnh có trên hai thanh thì không nên nối tất cả tại một tiết diện mà nên nối ở hai tiết diện cách nhau khoảng (20 - 30)d. Khi chiều cao tiết diện cốt lớn hơn 500mm thì ở khoảng giữa chiều cao

phải đặt thêm cốt giá có đường kính từ $12 - 14mm$, khoảng cách giữa hai thanh không quá $400mm$.

4.7.2- Cấu tạo cốt dai

Đường kính cốt dai không bé hơn $0,25d_1$. Khoảng cách giữa các cốt dai không quá $15d_2$ và không lớn hơn cạnh bé của cột. (d_1, d_2 - đường kính lớn nhất, nhỏ nhất của cốt dọc). Hình dáng của cốt dai lấy theo qui định phụ thuộc vào kích thước của tiết diện cột.

4.8 CỘT HAI NHÁNH

Khi sức trục lớn, cột có thể thiết kế dạng cột hai nhánh, khoảng cách giữa trục của hai nhánh khoảng $700 - 1500mm$. Kích thước tiết diện ngang của cột hai nhánh phụ thuộc vào sức trục, có thể tham khảo theo số liệu định hình sau:

Với sức trục $100 - 300kN$ thì $h_{cd} = 1000$ khi bước cột $6m$.

$h_{cd} = 1400$ khi bước cột $12m$.

Với sức trục $> 300kN$ thì $h_{cd} = 1200$ khi bước cột $6m$.

$h_{cd} = 1600$ khi bước cột $12m$.

Chiều cao tiết diện nhánh cột $h_n = 200 - 300$, khoảng cách giữa các thanh ngang lấp $(8 - 10)h_n$. Chiều cao tiết diện của thanh ngang lấp bằng $(1,5 - 2)h_n$.

Kích thước tiết diện cột trong mọi trường hợp phải đảm bảo về độ mảnh theo cả hai phương:

Đối với tiết diện bất kỳ: độ mảnh $\lambda_r = L_o / r \leq 139$

Đối với cột hai nhánh việc xác định nội lực trong các tiết diện được tính theo hai giai đoạn:

Giai đoạn 1: tính toán nội lực tổng thể như cột đặc có độ cứng tương đương như cột một nhánh để xác định nội lực M, N, Q tại các tiết diện.

Giai đoạn 2: xác định nội lực M_{nh}, N_{nh}, Q_{nh} trong từng nhánh cột và nội lực M_{th}, Q_{th} cho các thanh ngang từ các M, N, Q đã xác định ở giai đoạn 1.

Để xác định các nội lực này, xem cột hai nhánh như một khung nhà nhiều tầng, dựa vào phương pháp tiêu cự để tìm nội lực. Cách tính

như sau:

Lực dọc trong mỗi nhánh

$$N_{nh} = \frac{N}{2} \pm \eta \frac{M}{c} \quad (4.74)$$

Trong đó:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} - \text{hệ số uốn dọc} \quad (4.75)$$

$$I_b = 2A_n \cdot r^2 \quad (4.76)$$

$$A_n = b h_1 - \text{diện tích của nhánh cột.} \quad (4.77)$$

$$r^2 = \frac{c^2}{4 \left(1 + \frac{3c^2}{n^2 \cdot h_1^2} \right)} \quad (4.78)$$

Trong đó:

r - bán kính quán tính tiết diện

h_1 - chiều cao tiết diện nhánh cột

c - khoảng cách giữa hai trục nhánh

n - số lượng các ô khung của cột hai nhánh

Khi cả hai nhánh cùng chịu nén thì:

Lực cắt trong mỗi nhánh cột tại tiêu điểm

$$Q_{nh} = 0,5Q \quad (4.79)$$

Mômen uốn trong mỗi nhánh ở vị trí thanh ngang

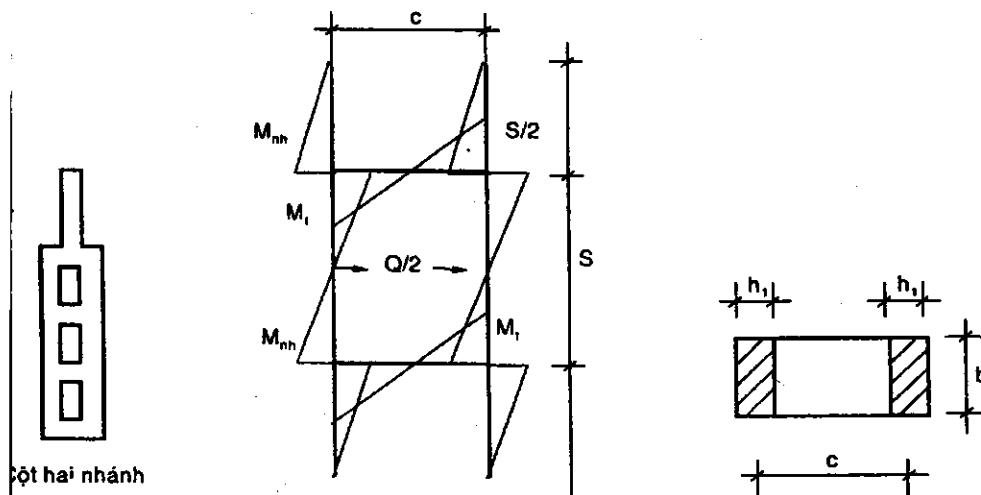
$$M_{nh} = 0,5Q_{nh} \cdot S = 0,25QS \quad (4.80)$$

Mômen uốn trong thanh ngang

$$M_t = 2M_{nh} = 0,5QS \quad (4.81)$$

Lực cắt trong thanh ngang

$$Q_t = QS/c \quad (4.82)$$



Hình 4.26 Biểu đồ M trong nhánh và thanh ngang của cột hai nhánh

Khi có một nhánh chịu nén, một nhánh chịu kéo thì nhánh chịu nén sẽ chịu lực cắt nhiều hơn. Thiên về an toàn coi nhánh chịu nén chịu $0,8Q$ và nhánh chịu kéo chịu $0,2Q$. Từ đó

- Trong nhánh chịu nén

$$Q_{nh} = 0,8Q \quad (4.83)$$

$$M_{nh} = 0,5Q_{nh}S = 0,4QS \quad (4.84)$$

- Trong nhánh chịu kéo

$$Q_{nh} = 0,3Q \quad (4.85)$$

$$M_{nh} = 0,5Q_{nh}S = 0,15QS \quad (4.86)$$

- Trong thanh ngang

$$M_t = 0,8QS \text{ và } Q_t = 0,3QS \quad (4.87)$$

$$Q_t = QS/c \quad (4.88)$$

4.9 XÁC ĐỊNH NỘI LỰC KHI KHUNG CÓ SỐ NHỊP NHỎ HƠN BA HOẶC NHÀ LỆCH CAO TRÌNH

Khi gấp nhà có số nhịp nhỏ hơn ba, không cho phép bỏ qua chuyển vị đầu cột kể cả tải đứng và tải ngang hoặc nhà có đỉnh cột lệch nhau thì chuyển vị ngang ở các đầu cột khác nhau sẽ khác nhau. Việc giải nội lực trong trường hợp này sẽ phức tạp hơn do có nhiều ẩn số hơn khi dùng phương pháp chuyển vị so với phương

pháp lực, thường dùng phương pháp lực để giải.

Hiện nay các chương trình tính toán nội lực với sự hỗ trợ của máy tính điện tử phát triển rất mạnh mẽ, việc giải nội lực của khung ngang nhà công nghiệp bất kỳ không mấy khó khăn. Sau đây sẽ trình bày cách mô hình hóa và tính toán nội lực của khung ngang nhà công nghiệp một tầng, ba nhịp lệch cao trình làm ví dụ.

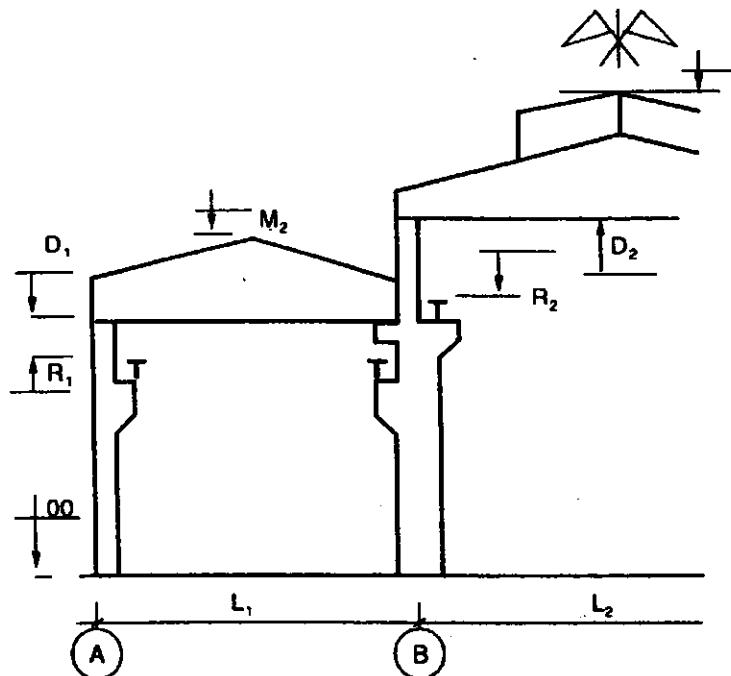
4.9.1 Giả sử khung ngang có ba nhịp khác nhau, lệch cao trình và sức trục ở ba nhịp khác nhau

Trình tự tính như sau

4.9.2 Xác định kích thước khung ngang.

4.9.3 Xác định tải trọng (giống khung ngang cùng cao trình)

Vị trí điểm đặt, độ lệch so với trục cột tương ứng (tương tự như phần trên).

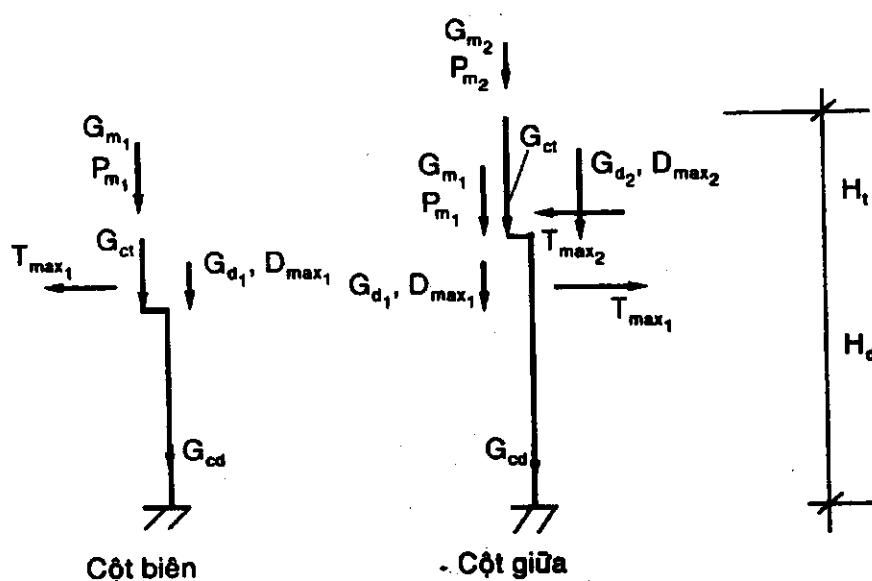


Hình 4.27 Mặt cắt ngang nhà

Kết quả tính toán tải nên tóm tắt trong bảng tải trọng tác dụng như sau:

Bảng 4.6 Tải trọng tác dụng

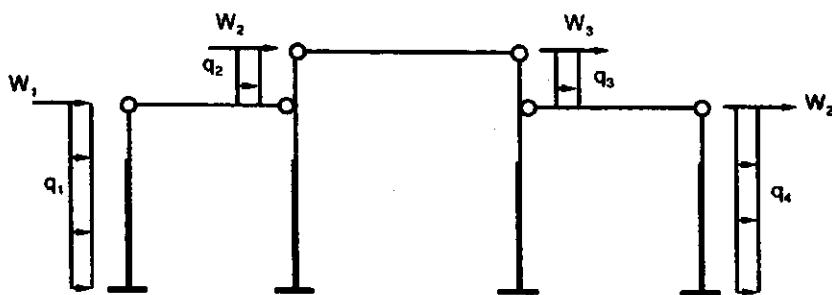
Loại tải trọng	Độ lớn (kN)	Độ lệch tâm (m)	
		Cột biên	Cột giữa
G_{m1}			
P_{m1}			
G_{m2}			
P_{m2}			
G_{d1}			
G_{d2}			
D_{max1}			
D_{min1}			
D_{max2}			
D_{min2}			
T_{max1}			
T_{max2}			
G_{ct}			
G_{cd}			
G_1			



Hình 4.28 Sơ đồ tác dụng của tải trọng đứng và lực hâm ngang

4.9.4 Tải trọng gió

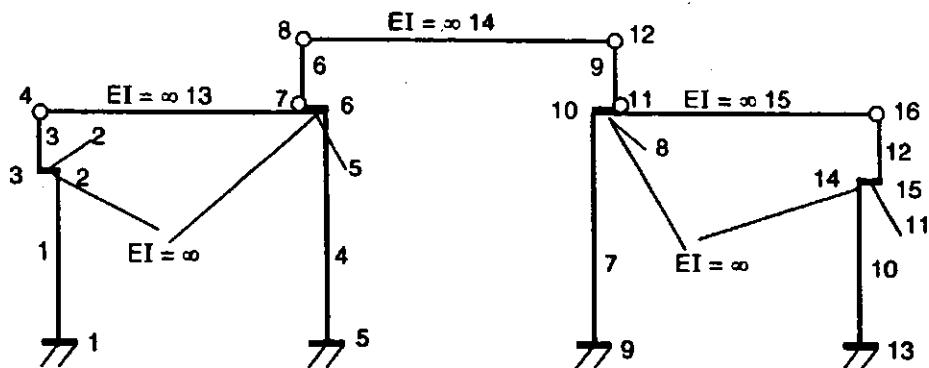
Cần tính cho hai trường hợp gió trái, gió phải. Cách tính tải trọng gió xem lại phần trên. Kết quả tính tải trọng gió xem sơ đồ sau.



Hình 4.29 Sơ đồ tác dụng của tải gió

4.9.5- Sơ đồ tính

Phương pháp tính khung đáng tin cậy, nhanh chóng và thông dụng hiện nay là theo phương pháp phần tử hữu hạn có sự hỗ trợ của máy tính điện tử. Sơ đồ tính, chia phần tử và đánh số nút như hình trên. Các phần conson có thể cắt bỏ rồi thay thế bằng mômen và lực dọc tác dụng tại nút. Do cả cột biên và cột giữa đều có lệch trục của hai phần cột trên và cột dưới nên chỗ nối hai phần tử cột được thay thế bằng một phần tử nằm ngang. Thực tế sự truyền lực từ cột trên xuống cột dưới là liên tục, chuyển vị của hai điểm nút của phần tử nối gần nhau, hơn nữa độ cứng đơn vị của phần tử này rất lớn. Nên có thể xem độ cứng của phần tử này là vô cùng.



Hình 4.30 Sơ đồ phân chia nút và phần tử

4.9.6- Giải khung tìm nội lực

Cần giải riêng cho từng trường hợp tải.

- a) *Tính tải:* Chất toàn bộ tĩnh tải lên sơ đồ gồm: Tính tải mái G_m , trọng lượng dầm cầu trục G_d , trọng lượng tường nếu có, còn

trọng lượng bản thân cột không cần đưa vào vì chương trình tính có sẵn.

b) *Hoạt tải mái*: Cần xét riêng cho từng trường hợp: Hoạt tải mái tác dụng ở nhịp 1; nhịp 2; nhịp 3.

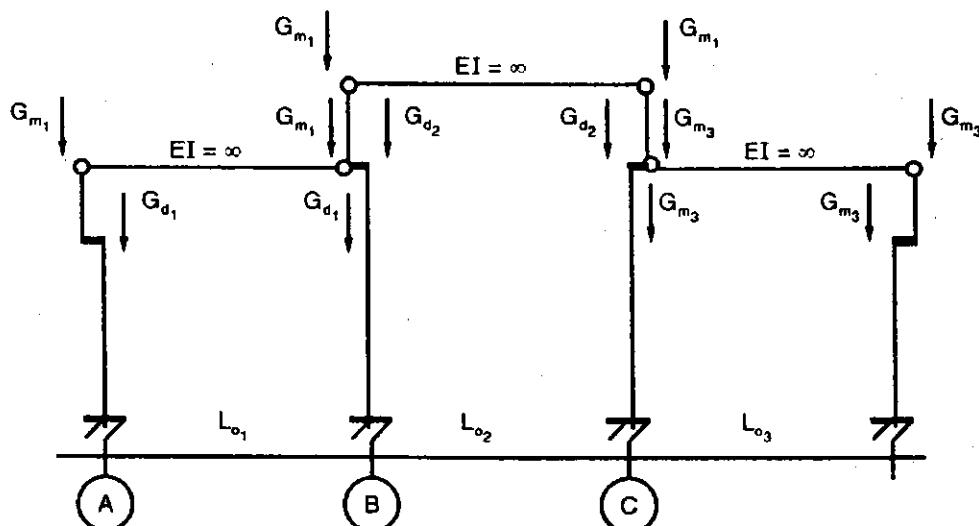
c) *Hoạt tải đứng* của cầu trục gồm các trường hợp sau

d) *Hoạt tải ngang* của cầu trục gồm các trường hợp sau

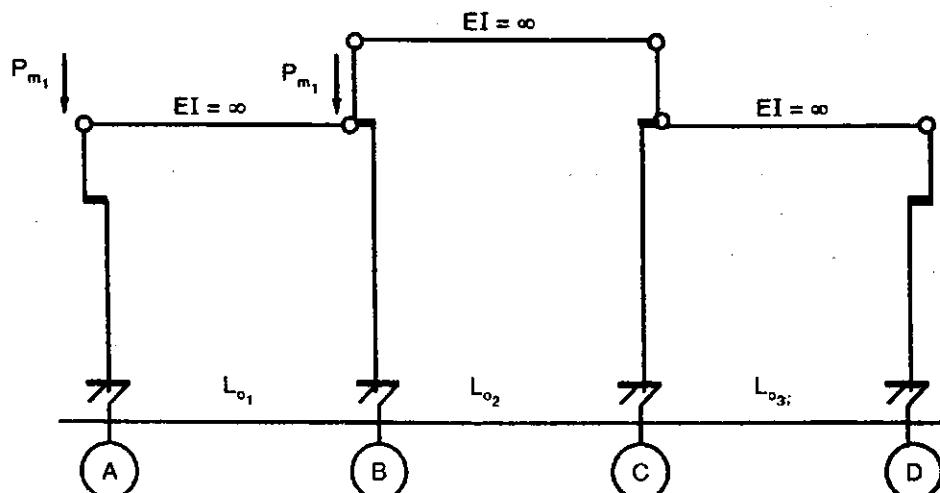
e) *Hoạt tải gió*: xét hai trường hợp gió trái, gió phải

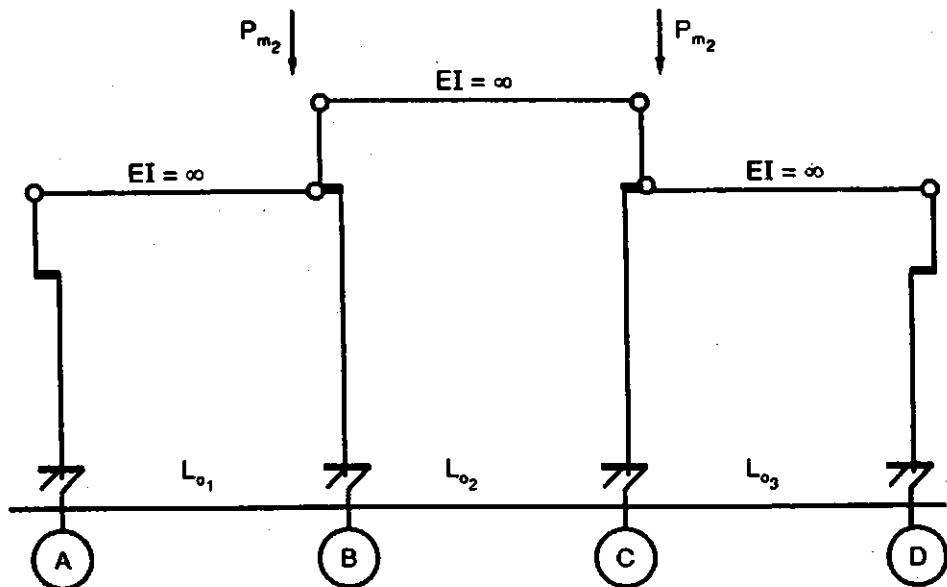
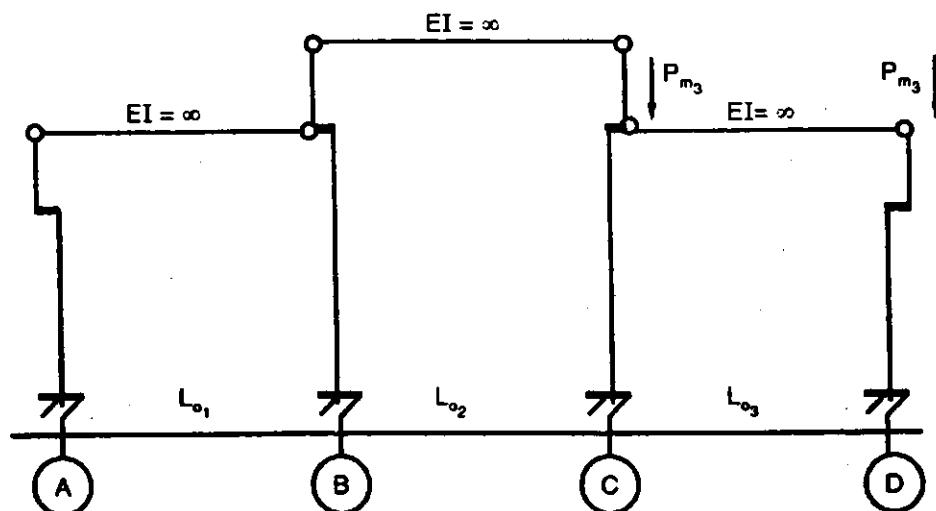
Các trường hợp chất tải: tĩnh tải và hoạt tải xem (H.4.27).

Trường hợp tải 1 (Tĩnh tải)

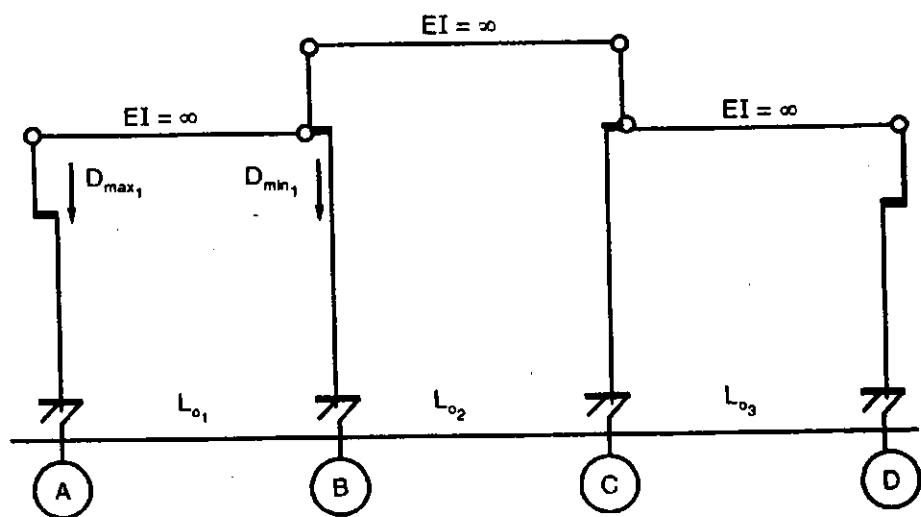


Trường hợp tải 2 (Hoạt tải mái nhịp AB)

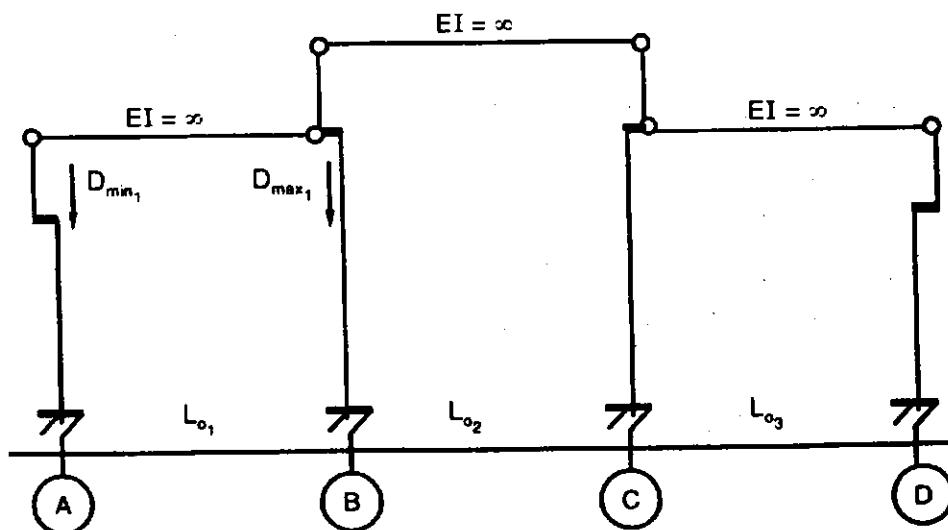


Trường hợp tải 3 (Hoạt tải mái nhấp BC)**Trường hợp tải 4 (Hoạt tải mái nhấp CD)**

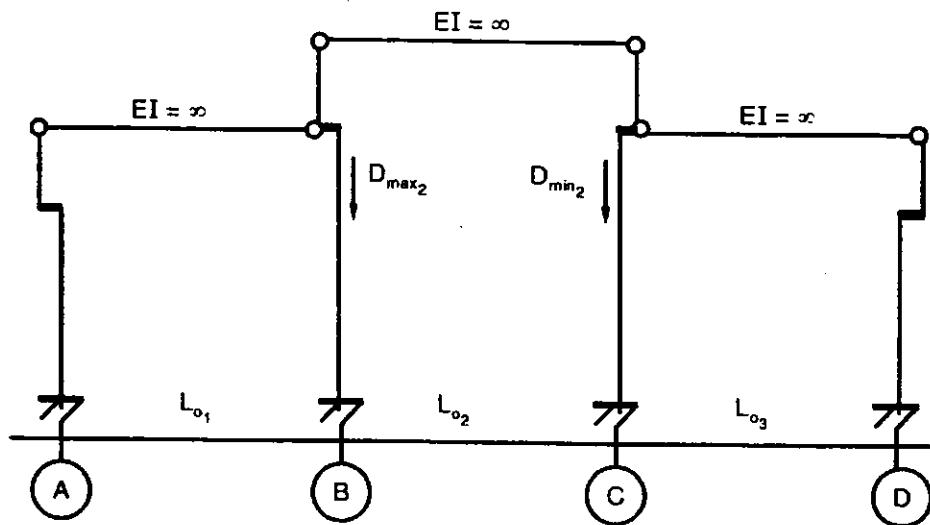
**Trường hợp tải 5 (Hoạt tải dầm cầu trực của nhịp AB:
 D_{max1}, D_{min1})**



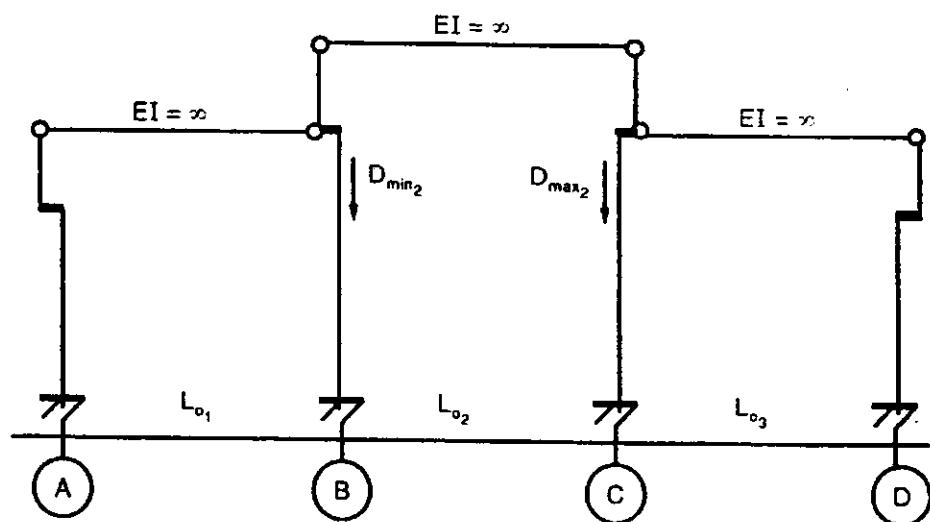
**Trường hợp tải 6 (Hoạt tải dầm cầu trực của nhịp AB:
 D_{max1}, D_{min1})**



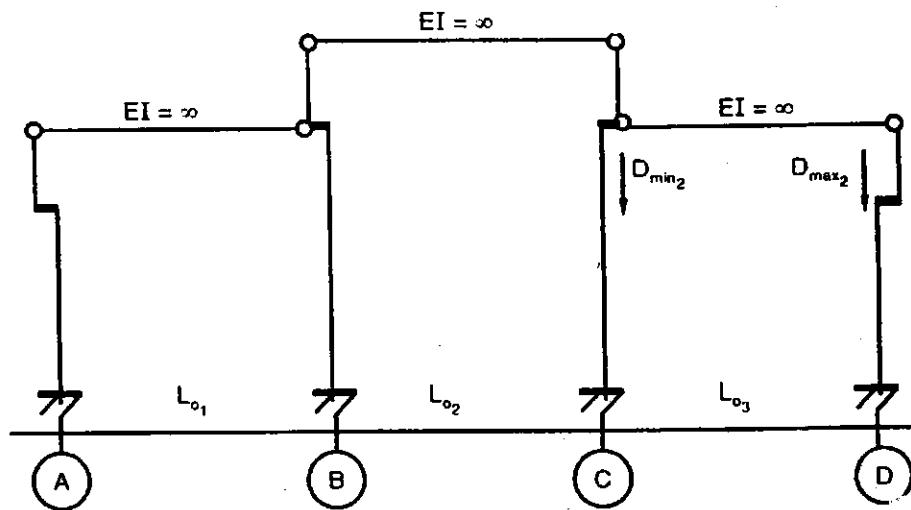
*Trường hợp tải 7 (Hoạt tải dầm cầu trực của nhịp BC:
 D_{max2}, D_{min2})*



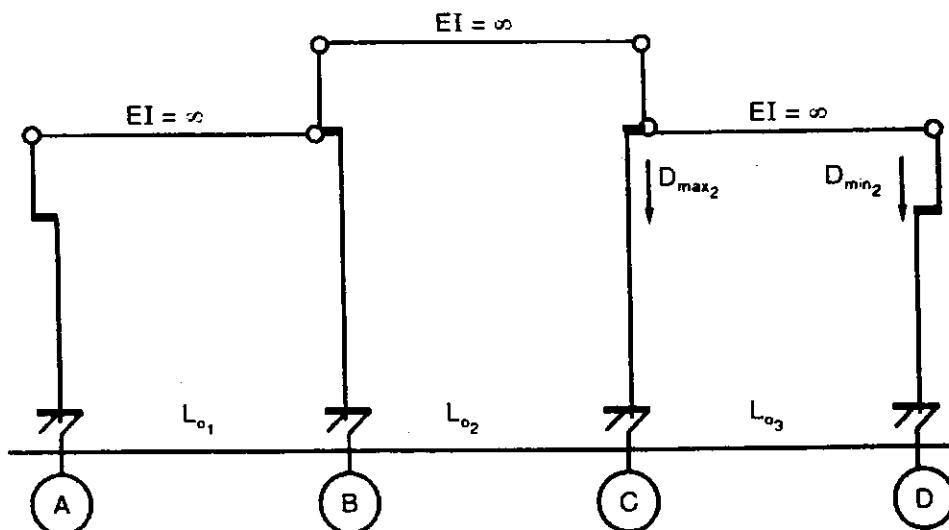
*Trường hợp tải 8 (Hoạt tải dầm cầu trực của nhịp BC:
 D_{max2}, D_{min2})*



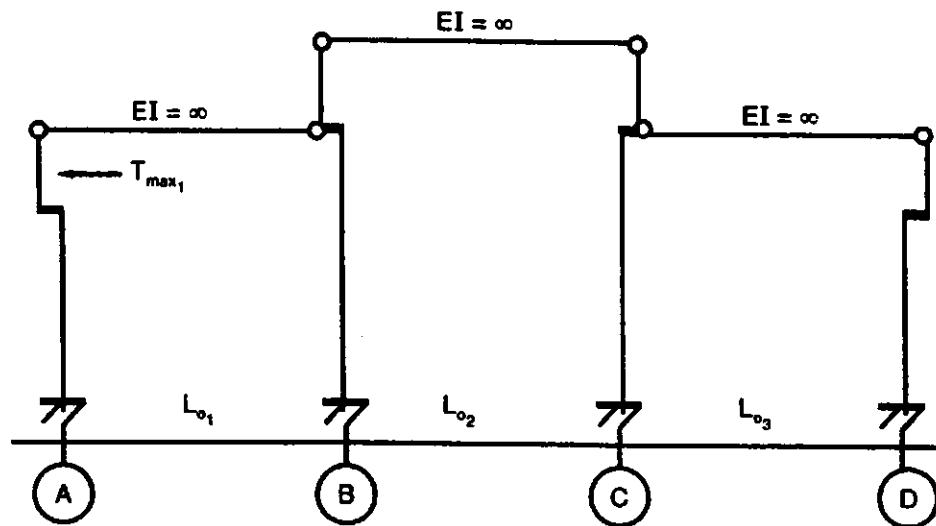
Trường hợp tải 9 (Hoạt tải dầm cầu trực của nhịp CD: D_{max3}, D_{min3})



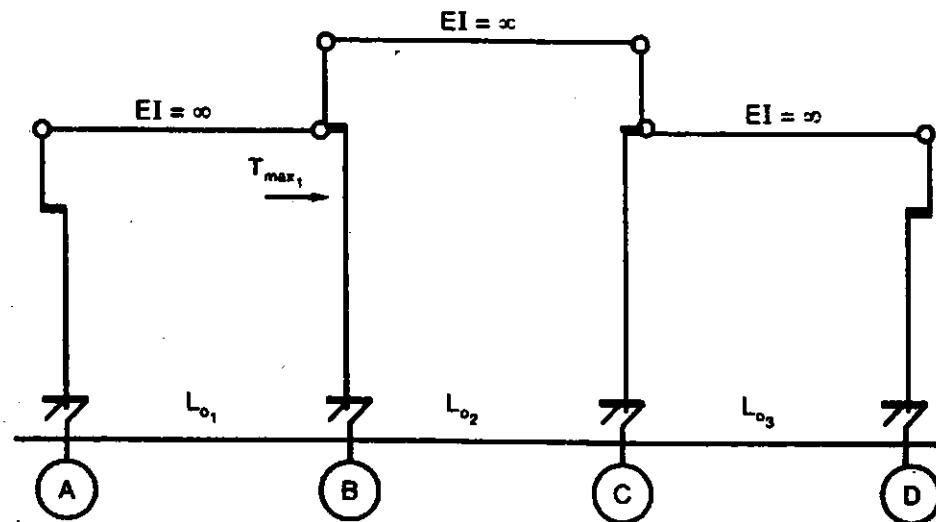
Trường hợp tải 10 (Hoạt tải dầm cầu trực của nhịp DC: D_{max3}, D_{min3})



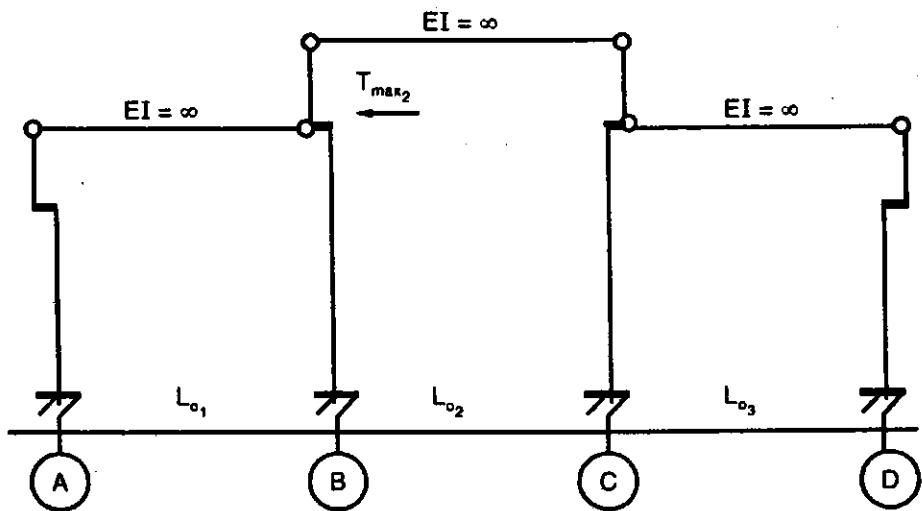
Trường hợp tải 11 (Lực hàn ngang dầm cầu trực của nhịp AB: T_{max1})



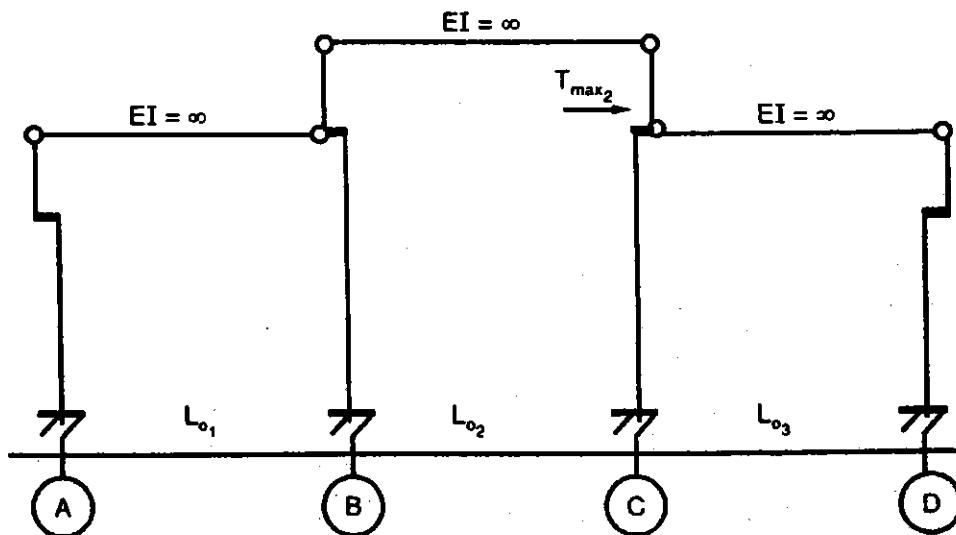
Trường hợp tải 12 (Lực hàn ngang dầm cầu trực của nhịp AB: T_{max1})



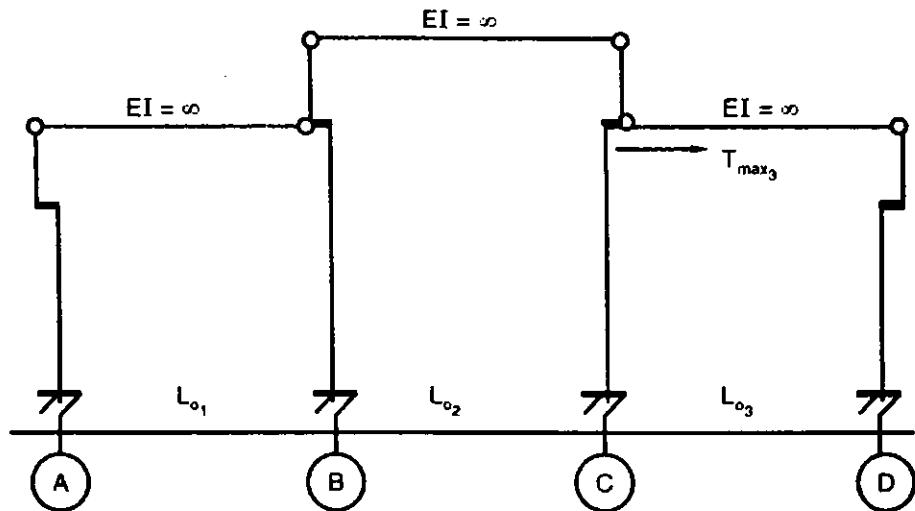
Trường hợp tải 13 (Lực hàn ngang dầm cầu trục của nhịp BC: T_{max2})



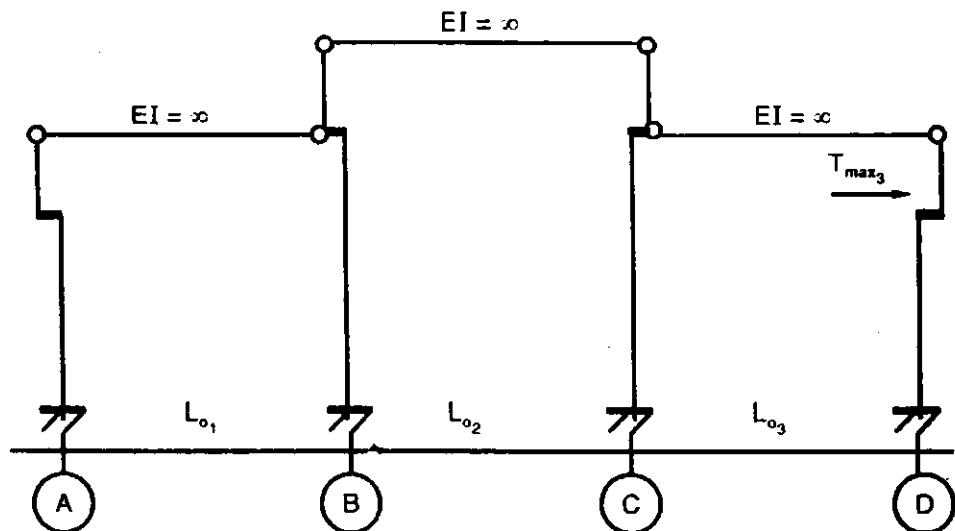
Trường hợp tải 14 (Lực hàn ngang dầm cầu trục của nhịp BC: T_{max2})

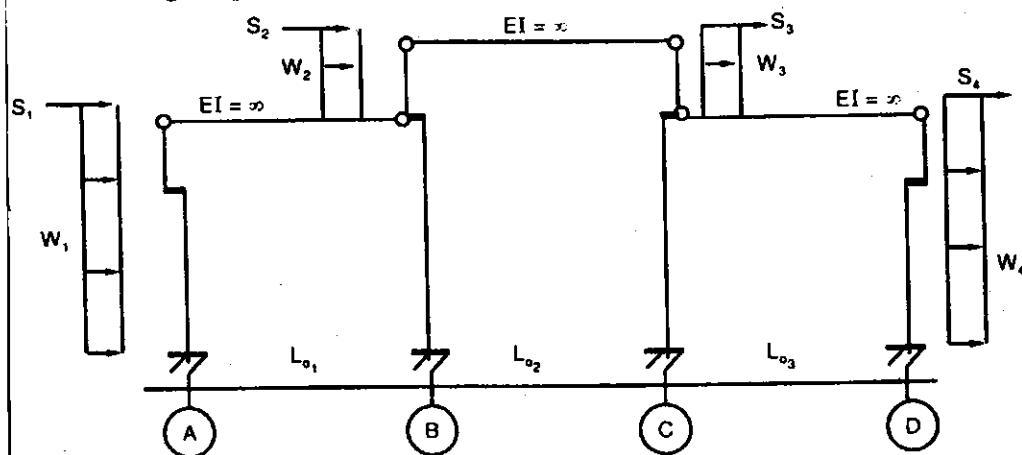
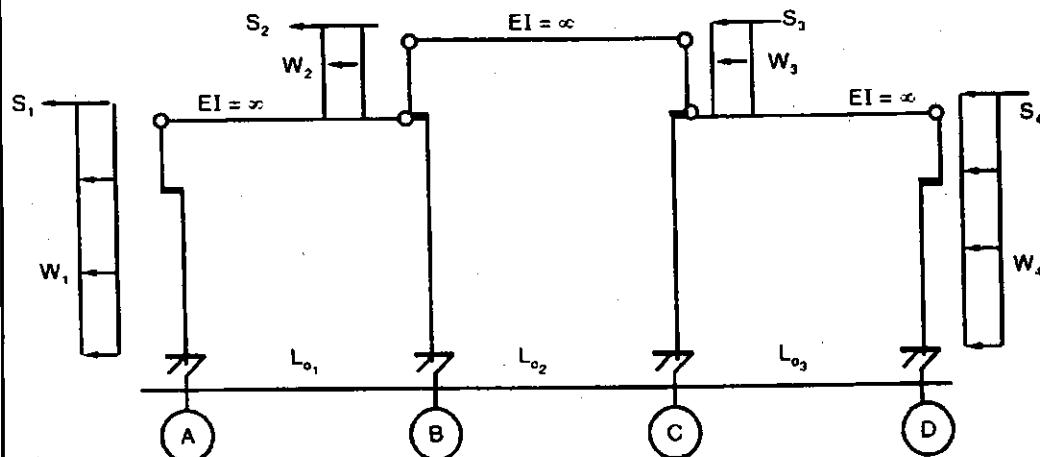


Trường hợp tải 15 (Lực hàn ngang dầm cầu trục của nhịp CD: $T_{\max 3}$)



Trường hợp tải 16 (Lực hàn ngang dầm cầu trục của nhịp CD: $T_{\max 3}$)

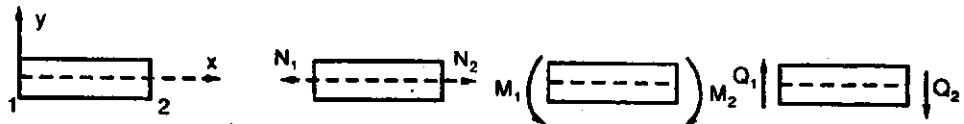


Trường hợp tải 17 (Hoạt tải gió: gió trái)**Trường hợp tải 18 (Hoạt tải gió: gió phải)****Hình 4.31 Các trường hợp đặt tải để tính nội lực khung ngang** **L_{oi} - Nhịp tính toán (khoảng cách giữa các trục cột)**

Quy ước dấu của nội lực xác định theo phương pháp phần tử hữu hạn như sau.

Mỗi phần tử được giới hạn bởi hai nút (nút đầu (1) và nút cuối (2)), trục tọa độ địa phương theo trục của phần tử có chiều dương đi từ nút đầu đến nút cuối.

Chiều dương nội lực như sau.



Hình 4.32 Tọa độ địa phương và quy ước dấu

4.9.7. Tổ hợp nội lực

Việc tổ hợp vẫn tiến hành như khi tính cột đặc.

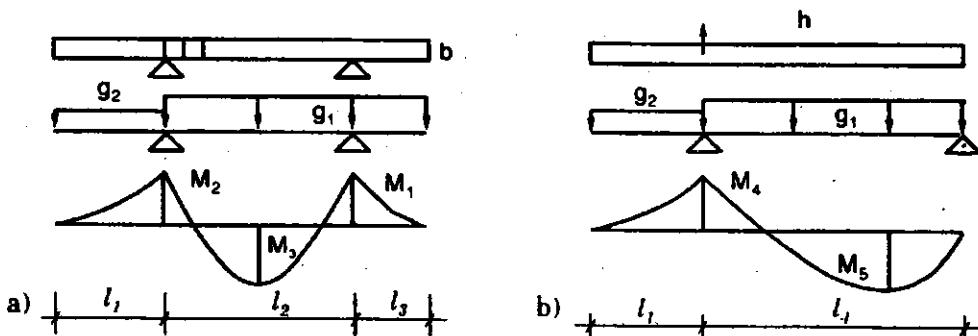
4.10 TÍNH TOÁN KIỂM TRA CỘT THEO PHƯƠNG NGOÀI MẶT PHẲNG KHUNG

Cột có thể bị uốn theo phương ngoài mặt phẳng khung (phương dọc nhà) do lực hãm dọc của cầu trục, do gió thổi từ đầu nhà. Tuy nhiên mômen này không đáng kể vì đầu hồi có cột sườn tường, hệ giàng cột, dầm cầu trục... đảm bảo ổn định theo phương dọc nhà. Vì thế khi kiểm tra ổn định cột ngoài mặt phẳng khung chỉ kể đến lực dọc N , kiểm tra độ chịu nén đúng tâm.

4.11 TÍNH TOÁN KIỂM TRA CỘT KHI VẬN CHUYỂN, CẦU LẮP

Khi vận chuyển, cột được đặt nằm ngang, kê trên hai gối tựa hoặc treo lên hai móc. Khi cầu lắp, chân cột tì vào mặt móng còn đầu kia thường kéo vào một móc. Thường hai móc cầu được đặt ở vị trí sau:

Một móc đặt ở vị trí vai cột, móc thứ hai đặt cách chân cột một đoạn $0,25H_d$.



Hình 4.33 Sơ đồ kiểm tra cột khi vận chuyển (a), cầu lắp (b)

Tải trọng tác dụng là trọng lượng bản thân phân bố nhân với hệ số động lực 1,5. Từ các mômen M_i tính cốt thép tại tiết diện đó:

Diện tích cốt dọc

$$\alpha_m = \frac{M_i}{\gamma_b R_b b h_o^2} \quad (4.89)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \quad (4.90)$$

$$A_{si} = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_o}{R_s} \quad (4.91)$$

Sau đó, so sánh với A_s hiện có trong cột tại mỗi tiết diện (cốt thép hiện có trong cột chỉ kể những thanh ngoài cùng, lúc này cột được đặt nằm ngang).

Điều kiện: $A_{si} \geq A_s$ hiện có trong cột hoặc dùng bài toán kiểm tra.

4.12 CẤU TẠO HỆ GIẰNG CỦA NHÀ

Hệ giằng trong nhà công nghiệp có tác dụng đảm bảo ổn định và bất biến hình của nhà, truyền lực hãm dọc của cầu trục và lực gió lên các kết cấu chịu lực.

4.12.1- Hệ giằng đứng đầu dàn

Hệ giằng đứng đầu dàn được bố trí ở gian đầu hồi và sát khe nhiệt độ, thường được cấu tạo bằng thép hình hoặc bằng dàn bêtông cốt thép.

4.12.2- Hệ giằng đứng của cột

Dưới tác dụng của lực hãm dọc và lực gió tác dụng ở đầu hồi, cột có thể có biến dạng lớn. Vì thế cần phải cấu tạo một hệ giằng đứng của cột tạo cho khung dọc một ô cứng để chịu các lực xô theo phương dọc nhà. Hệ giằng này thường bằng thép hoặc bằng bêtông cốt thép và bố trí ở giữa của một khối nhiệt độ. Nó có thể dạng thanh chéo hoặc dạng cổng để thuận tiện cho việc giao thông theo phương ngang nhà.

4.12.3- Hệ giằng cánh dưới vì kèo

Hệ giằng này liên kết cánh dưới của hai dàn vì kèo ngoài cùng,

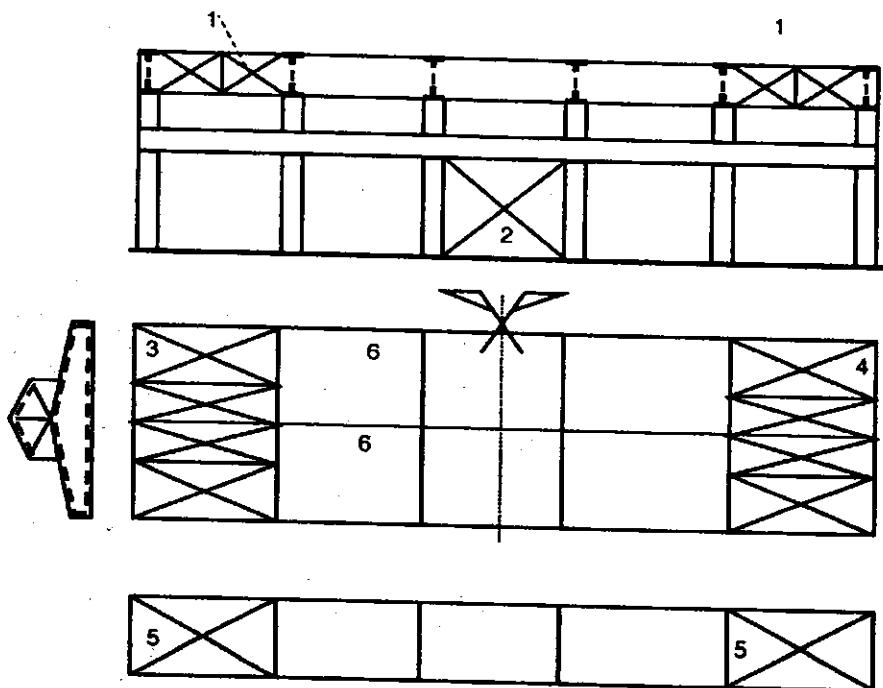
tạo thành một dàn cứng để làm chỗ tựa cho cột sườn tường đầu hồi, có tác dụng truyền lực gió của tường đầu hồi vào hai khung dọc hai bên, thường làm bằng thép hình.

4.12.4- Hệ giằng cánh trên vỉ kèo

Hệ giằng này có tác dụng giữ ổn định ngoài mặt phẳng dàn của thanh cánh thượng.

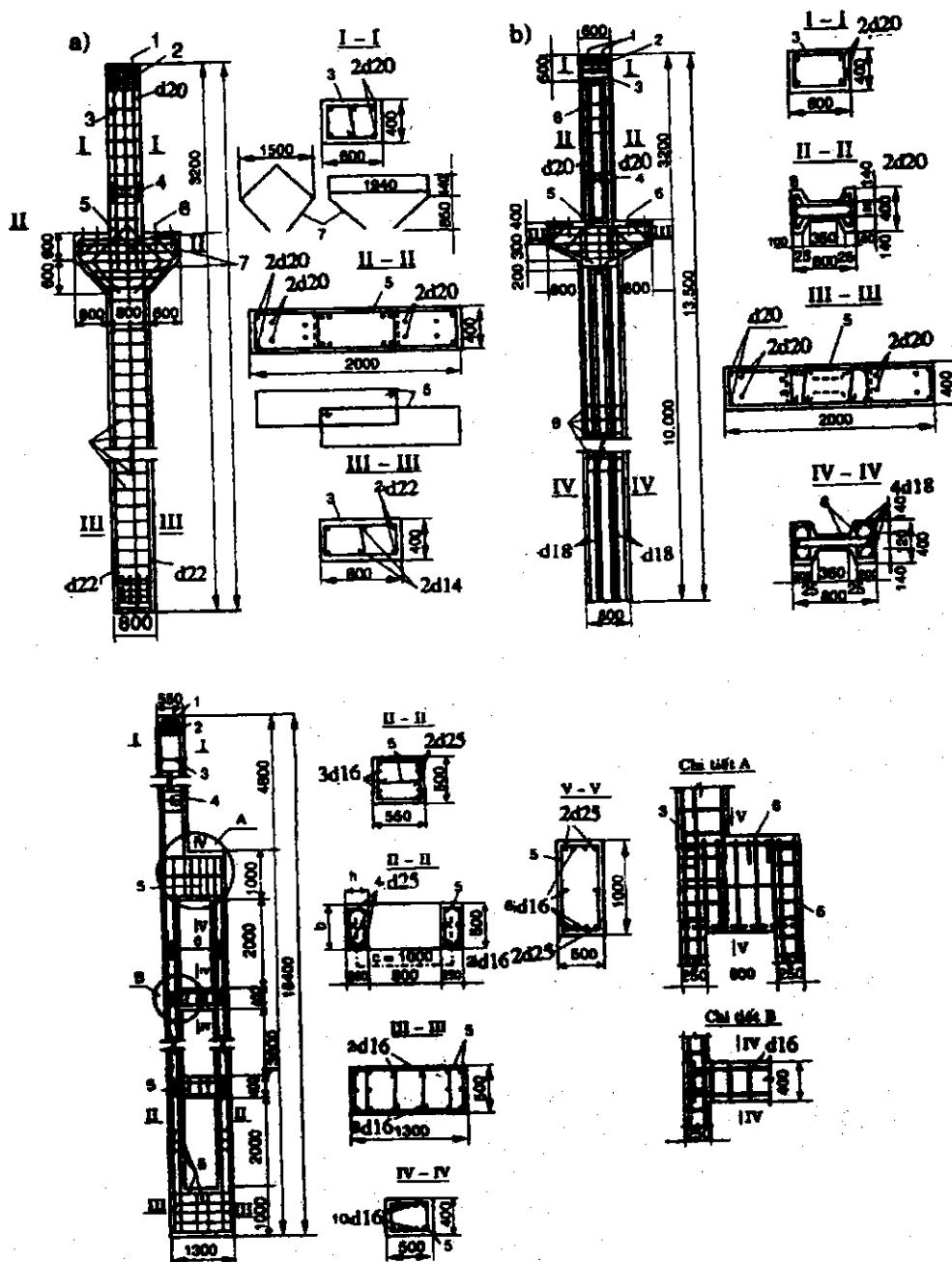
4.12.5- Hệ giằng cửa mái

Độ cứng và ổn định của hệ khung cửa mái được đảm bảo nhờ hệ giằng cửa mái. Hệ giằng này gồm có giằng đứng và giằng ngang ở hai đầu của khối nhiệt độ.



1- Hệ giằng đứng đầu dàn; 2- Hệ giằng cột; 3, 4- Hệ giằng cánh trên, dưới vỉ kèo
5- Hệ giằng cửa mái; 6- Thanh chống.

Hình 4.34 Sơ đồ bố trí hệ giằng



Hình 4.35 Bố trí cốt thép trong cột nhà công nghiệp
tiết diện cột chữ nhật, chữ I, cột hai nhánh

Bài tập 4.1. Các thông số thiết kế nhà công nghiệp bêtông cốt thép:

Nhà công nghiệp một tầng ba nhịp cùng cao trình

$$L_{k1} = 19,5 \text{ m}$$

$$L_{k2} = 22,5 \text{ m}$$

Ta có nhịp của nhà như sau

$$L_1 = L_{k1} + 2\lambda = 21 \text{ m} \quad (\text{chọn } \lambda = 750 \text{ mm})$$

$$L_2 = L_{k2} + 2\lambda = 24 \text{ m}$$

Sức trục

$$Q_1 = 300 \text{ kN}$$

$$Q_2 = 200 \text{ kN}$$

Cao trình ray

$$R = 7 \text{ m}$$

Bước cột

$$a = 6 \text{ m}$$

Tổng chiều dài nhà $L_{nhà} = 90 \text{ m}$

Cường độ đất nền $R^c = 200 \text{ kN/m}^2$

Bêtông có cấp độ bền chịu nén $B = 20$

Thép $d \geq 12 \quad R_s = 280 \text{ MPa}$

$d < 12 \quad R_a = 175 \text{ MPa}$

Tải trọng gió $W_o = 83 \text{ daN/m}^2$

1 - KÍCH THƯỚC KHUNG NGANG

1.1- Chọn kết cấu mái: Với nhịp $L = 21 \text{ m}$, $L = 24 \text{ m}$ chọn kết cấu dàn bêtông cốt thép dạng gãy khúc

Chiều cao giữa dàn $3,2 \text{ m}$

Chọn cửa mái đặt trên nhịp giữa, rộng 12 m , cao 4 m

Các lớp mái được cấu tạo từ trên xuống như sau.

STT	Các lớp mái	Tải trọng TC daN/m ²	Hệ số vượt tải	Tải trọng TT daN/m ²
1	Hai lớp gạch lá ném kẽ cát vữa, dày 5cm $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ 0,05. 1800	90,0	1,3	117,0
2	Lớp bêtông nhẹ cách nhiệt, dày 12cm $\gamma = 12 \text{ kN/m}^3$ 0,12. 1200	144	1,3	187,2
3	Lớp bêtông chống thấm, dày 4cm $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ 0,04. 2500	100	1,1	110

4	Panen 6. 1.5, trọng lượng một tấm kẽm bê tông chèn khe 1,7, cao 30cm Tổng cộng	189 523	1,1	208 622,2
---	--	------------	-----	--------------

TC: Tiêu chuẩn

TT: Tính toán

$$\text{Tổng chiều dày các lớp mái: } t = 50 + 120 + 40 + 300 = 510\text{mm}$$

1.2- Chọn đầm cầu trực

- Nhip biên: $Q = 300kN$; $L = 19,5m$ tra bảng có:

$$B = 6300, K = 5100, H_{ct} = 2750, B_1 = 300$$

$$P_{\max}^c = 300kN, P_{\min}^c = 88kN, G = 120kN, G_{tot} = 475kN$$

- Nhip giữa: $Q = 200kN$; $L = 22,5m$ tra bảng có:

$$B = 6300, K = 4400, H_{ct} = 2400, B_1 = 260$$

$$P_{\max}^c = 220kN, P_{\min}^c = 60kN, G = 85kN, G_{tot} = 325kN$$

1.3- Chọn ray: $h_r = 0,15 m$ Trọng lượng ray và các lớp đệm: $g_r = 150daN/m$ **1.4- Xác định các kích thước chiều cao nhà**

Lấy cao trình nền nhà tương ứng với cột +0,00 để xác định các kích thước khác

- Cao trình vai cột

$$V = R - (h_r + H_c) = 7000 - (150 + 1000) = 5850\text{mm}$$

- Cao trình đỉnh cột

$$D = R + H_{ct} + a_1 = 7000 + 2750 + 150 = 9900\text{mm}$$

- Cao trình đỉnh mái hai nhịp biên

$$M = D + h + t = 9900 + 3200 + 510 = 13610\text{mm}$$

- Cao trình đỉnh mái nhịp giữa

$$M = D + h + h_{cm} + t = 9900 + 3200 + 4000 + 510 = 17610\text{mm}$$

1.5- Kích thước cột

Chiều dài phần cột trên $H_t = D - V = 9900 - 5850 = 4050\text{mm}$

Chiều dài phần cột dưới $H_d = V + a_2 = 5850 + 500 = 6350\text{mm}$

- Kích thước tiết diện cột chọn như sau: bề rộng cột chọn thống nhất $b = 400m$, thỏa mãn điều kiện $H_d/b = 6350/400 = 16 < 25$.

- **Cột biên:** Chọn bề rộng cột $b = 400mm$

Chiều cao tiết diện phần cột trên chọn $h_t = 400 mm$, thỏa mãn điều kiện

$$a_4 = \lambda - h_t - B_1 = 750 - 400 - 260 = 90 > 60 mm$$

Chiều cao tiết diện cột dưới chọn $h_d = 600 mm$, thỏa mãn điều kiện:

$$h_d > H_d / 14 = 6350 / 14 = 451 mm$$

- **Cột giữa:** Bề rộng cột chọn $b = 400 mm$

Chiều cao tiết diện phần cột trên chọn $h_t = 600 mm$, thỏa mãn điều kiện:

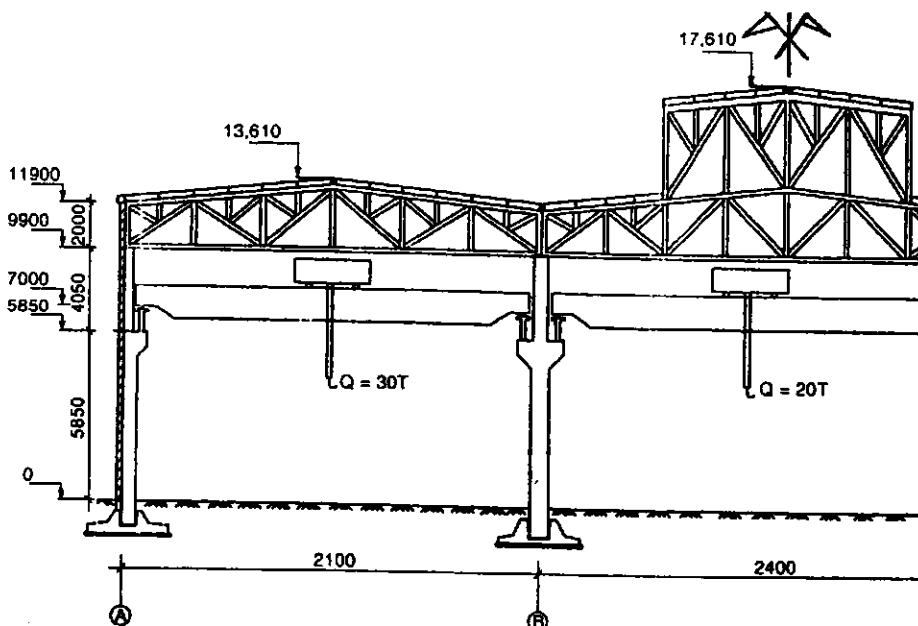
$$a_4 = \lambda - 0,5h_t - B_1 = 750 - 300 - 300 = 150 > 60 mm$$

Chiều cao tiết diện cột dưới chọn $h_d = 800 mm$ thỏa mãn điều kiện:

$$h_d > H_d / 14 = 6350 / 14 = 451 mm$$

Kích thước vai cột sơ bộ chọn thống nhất $h_v = 600 (mm)$, khoảng cách từ trục định vị đến mép vai là $1000mm$, góc nghiêng 45°

MẶT CẮT NGANG TL1/200



2. XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG

2.1- *Tính tải mái*

Phần tĩnh tải do trọng lượng bản thân các lớp mái tác dụng lên

$1m^2$ mặt bằng mái xác định theo bảng ở trên.

Tính tải do trọng lượng bản thân dầm mái lấy theo bảng tra: nhịp $21m$ là $81kN$; nhịp $24m$ là $96kN$, hệ số vượt tải lấy $n = 1,1$.

$$G_1 = G \cdot n = 1,1 \times 81 = 89,1 kN$$

$$G_2 = G \cdot n = 1,1 \times 96 = 105,6 kN$$

Trọng lượng khung cửa mái rộng $12m$, cao $4m$ lấy $28kN$, $n = 1,1$

$$G_2 = 28 \times 1,1 = 31 kN$$

Trọng lượng kính và khung cửa kính lấy $500daN/m$, $n = 1,2$

$$g_k = 500 \times 1,2 = 600 daN/m$$

Tính tải mái qui về lực tập trung

$$\text{Ở nhịp biên } G_{m1} = 0,5(G_1 + gaL) = 436,4 kN$$

$$\text{Ở nhịp giữa } G_{m2} = 0,5(G_1 + gaL + G_2 + 2g_k a) = 552,3 kN$$

2.2- *Tính tải do dầm cầu trục*

$$G_d = G_c + ag_r$$

G_c - trọng lượng bản thân dầm cầu trục là $42kN$

g_r - trọng lượng ray và lớp đệm, lấy $150 daN/m$

$$G_d = 1,1(42 + 0,15 \times 6) = 56,1 kN$$

2.3- *Tính tải do trọng lượng bản thân cột*

Cột biên: $G_t = 0,4 \times 0,4 \times 4,05 \times 25 \times 1,1 = 17,8 kN$

$$G_d = (0,4 \times 0,6 \times 6,35 + 0,4 \times (0,6 + 1)/2) \times 25 \times 1,1 = 45,43 kN$$

Cột giữa: $G_t = 0,4 \times 0,6 \times 4,05 \times 25 \times 1,1 = 26,7 kN$

$$G_d = (0,4 \times 0,8 \times 6,35 + 2 \times 0,4 \times (0,6 + 1,2)/2) \times 25 \times 1,1 = 67,8 kN$$

2.4- *Hoạt tải mái*

$p_m = 75 daN/m^2$, $n = 1,3$ (đưa về lực tập trung P_m đặt đầu cột)

Nhịp biên

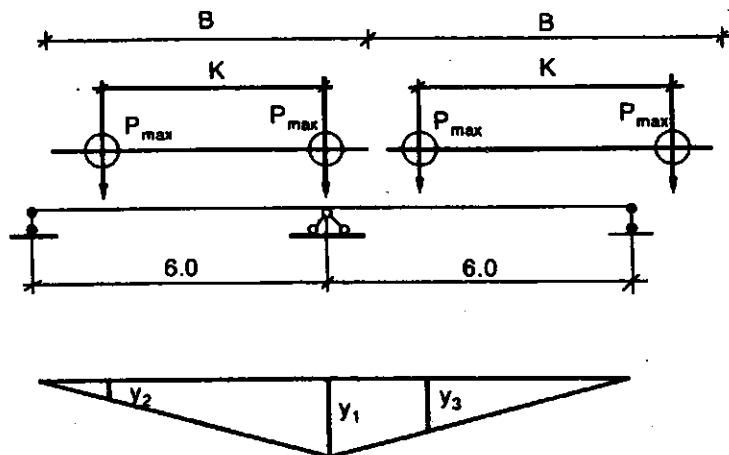
$$P_m = 0,5 \cdot n \cdot p_m \cdot a \cdot L = 0,5 \times 1,3 \times 75 \times 6 \times 21 = 6142 daN = 61,4 kN$$

Nhịp giữa

$$P_m = 0,5 \cdot n \cdot p_m \cdot a \cdot L = 0,5 \times 1,3 \times 75 \times 6 \times 24 = 7020 daN = 70,2 kN$$

2.5- *Hoạt tải cầu trục*

1- Hoạt tải đứng do cầu trục



Sơ đồ xác định D_{\max}

Áp lực thẳng đứng lớn nhất do hai cầu trục đứng cạnh nhau truyền lên vai cột D_{\max} xác định theo đường ảnh hưởng

$$D_{\max} = n \cdot P_{\max}^c \cdot \sum y_i$$

Các tung độ y_i của đường ảnh hưởng ứng với vị trí các lực tập trung P_{\max}^c xác định theo tam giác đồng dạng.

- Nhịp biên

$$y_1 = 1, \quad y_2 = 0,9/6 = 0,15, \quad y_3 = 4,8/6 = 0,8$$

$$D_{\max} = 1,1 \times 315 \times (1 + 0,15 + 0,8) = 643,5 \text{ kN}$$

- Nhịp giữa

$$D_{\max} = 471,9 \text{ kN}$$

2- Hoạt tải do lực hâm ngang của xe con

- Nhịp biên

$$T_1^c = (Q + G)/40 = (300 + 120)/40 = 10,5 \text{ kN}$$

Lực hâm ngang T_{\max}^c truyền lên cột được xác định theo đường ảnh hưởng như đối với D_{\max} .

$$T_{\max}^c = n \cdot T_1^c \cdot \sum y_i = 15,2 \text{ kN}$$

- Nhịp giữa

$$T_2^c = (Q + G) / 40 = (200 + 85) / 40 = 7,1 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = n \cdot T_1^c \cdot \sum y_2 = 15,2 \text{ kN}$$

Lực hâm ngang đặt cách vai cột một khoảng 1m.

2.6- *Hoạt tải gió*

Tải trọng gió tính toán tác dụng lên mỗi mét vuông bề mặt thẳng đứng của công trình là $W = n \cdot W_o \cdot k \cdot C$

trong đó $W_o = 83 \text{ daN/m}^2$

- Ở cao trình: - đỉnh cột: +9,9m hệ số $k = 0,66$
- đỉnh mái: +17,61m hệ số $k = 0,77$

Hệ số khí động: Gió đẩy $C = 0,8$, gió hút $C = -0,6$

Hệ số tin cậy $n = 1,2$

Tải trọng gió tác động lên khung ngang từ đỉnh cột trở xuống lấy là phân bố đều:

Gió đẩy: $p_d = W \cdot a = 1,2 \times 83 \times 0,66 \times 0,8 \times 6 = 315,53 \text{ daN/m}$

Gió hút: $p_h = W \cdot a = 1,2 \times 83 \times 0,77 \times 0,6 \times 6 = 236,65 \text{ daN/m}$

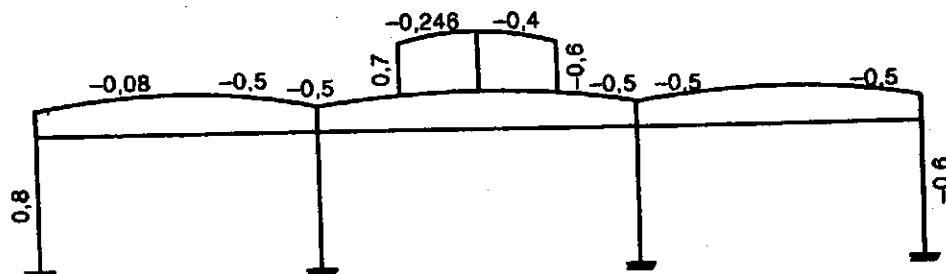
Các hệ số tính toán như trong hình vẽ dưới

Trị số S tính theo công thức

$$S = nkW_o a \sum C_i h_i = 1,2 \times 0,715 \times 0,083 \times 6 \times \sum C_i h_i$$

$$S_1 = 18,48 \text{ kN}$$

$$S_2 = 20,40 \text{ kN}$$



3. XÁC ĐỊNH NỘI LỰC

Nhà ba nhịp có mái cứng cao trình bằng nhau khi tính với tải

trọng đứng và lực hâm của cầu trục được phép bỏ qua chuyển vị ngang ở đỉnh cột, tính với các cột độc lập. Khi tính với tải trọng gió phải kể đến chuyển vị ngang của đỉnh cột.

3.1. Các đặc trưng hình học

Cột trục A: $H_t = 4,4 \text{ m}; H_d = 6,4 \text{ m}; H = 4,4 + 6,4 = 10,8 \text{ m}$

Tiết diện phần cột trên $b = 400 \text{ mm}; h_t = 400 \text{ mm}$

phần cột dưới $b = 400 \text{ mm}; h_t = 600 \text{ mm}$

- Mômen quán tính

$$I_t = 40 \times 40^3 / 12 = 213300 \text{ cm}^4$$

$$I_d = 40 \times 60^3 / 12 = 720000 \text{ cm}^4$$

Các thông số $t = H_t / H = 4,05 / 10,4 = 0,389$

$$k = t^3 \left(\frac{I_t}{I_d} - 1 \right) = 0,14$$

- Cột trục B: Tiết diện phần cột trên $b = 400 \text{ mm}; h_t = 600 \text{ mm}$
phần cột dưới $b = 400 \text{ mm}; h_t = 800 \text{ mm}$

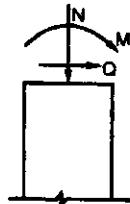
Mômen quán tính

$$I_t = 40 \times 60^3 / 12 = 720000 \text{ cm}^4$$

$$I_d = 40 \times 80^3 / 12 = 1706600 \text{ cm}^4$$

Các thông số $t = H_t / H = 4,05 / 10,4 = 0,389$

$$k = t^3 \left(\frac{I_t}{I_d} - 1 \right) = 0,081$$



Quy định chiều dương của nội lực như hình vẽ

3.2. Nội lực do tĩnh tải mái

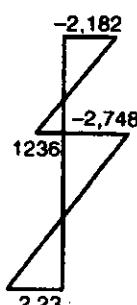
- Cột trục A

Lực G_{m1} gây ra mômen ở đỉnh cột

$$M = -G_{m1}e_t = -436,4 \times 0,05 = -21,82 \text{ kNm}$$

$$R_1 = \frac{3M(1+k/t)}{2H(1+k)} = -3,75 \text{ kNm}$$

$$a = \frac{h_d - h_t}{2} = \frac{0,6 - 0,4}{2} = 0,1 \text{ m}$$



Tính R_2 với $M = -G_{m1}a = -436,4 \times 0,1 = -43,64 \text{ kNm}$

$$R_2 = \frac{3M(1-t^2)}{2H(1+k)} = -4,69 \text{ kN}$$

$$R = R_1 + R_2 = -8,44 \text{ kN}$$

Xác định nội lực trong các tiết diện cột

$$M_I = -21,82 \text{ kNm}$$

$$M_{II} = -21,82 + 8,44 \times 4,05 = 12,36 \text{ kNm}$$

$$M_{III} = -436,4 \times (0,1 + 0,05) + 8,44 \times 4,05 = -27,48 \text{ kNm}$$

$$M_{IV} = -434,6 \times 0,15 + 8,44 \times 10,4 = 22,3 \text{ kNm}$$

$$N = 436,4 \text{ kN}; Q = 8,44 \text{ kN}$$

- Cột trục B

$$G_m = G_{m1} + G_{m2} = 988,7 \text{ kN}$$

$$\text{Mômen } M = 436,4 \times (-0,15) + 552,3 \times 0,15 = 17,835 \text{ kNm}$$

$$\text{Phản lực đầu cột } R_1 = \frac{3M(1+k/t)}{2H(1+k)} = 3 \text{ kN}$$

Xác định nội lực trong các tiết diện cột:

$$M_I = 17,835 \text{ kNm}$$

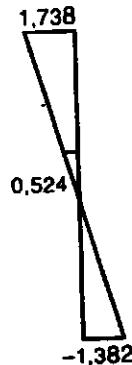
$$M_{II} = 17,835 - 0,3 \times 40,5 = 5,24 \text{ kNm}$$

$$M_{III} = M_{II} = 5,24 \text{ kNm}$$

$$M_{IV} = 17,835 - 3 \times 10,4 = -13,82 \text{ kNm}$$

$$N = 988,7 \text{ kN}$$

$$Q = -3,085 \text{ kN}$$



3.3- Nội lực do tĩnh tải dầm cầu trục

- Cột trục A

$$e_d = 0,75 - 0,5 \times 0,6 = 0,45 \text{ m}$$

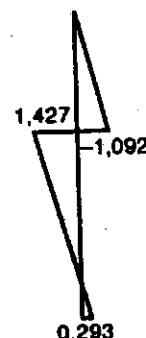
$$M = 56,1 \times 0,6 = 25,25 \text{ kNm}$$

$$\text{Phản lực đầu cột } R = \frac{3M(1-t^2)}{2H(1+k)} = 2,71 \text{ kN}$$

Nội lực trong các tiết diện cột

$$M_I = 0$$

$$M_{II} = -02,71 \times 4,05 = -10,98 \text{ kNm}$$



$$M_{III} = 25,25 - 2,71 \times 4,05 = 14,27 \text{ kNm}$$

$$M_{IV} = 25,25 - 2,71 \times 10,4 = -2,93 \text{ kNm}$$

$$N_I = N_{II} = 0; N_{III} = N_{IV} = 56,1 \text{ kN}; Q = -2,71 \text{ kN}$$

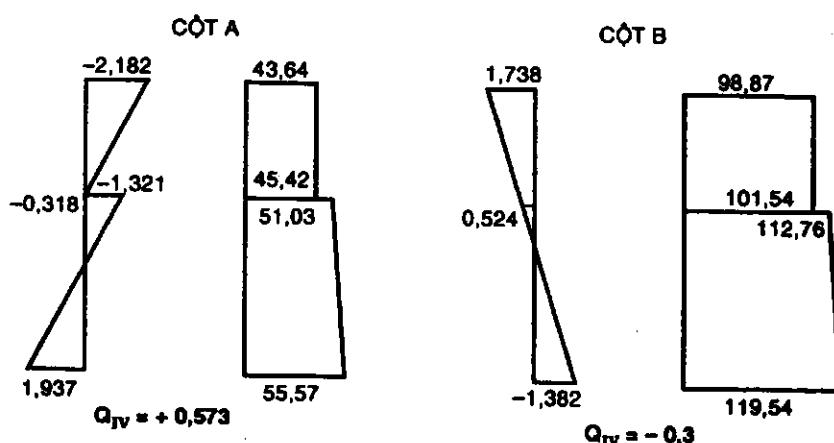
• Cột trục B

Do tải trọng đặt đối xứng qua trục nén

$$M_I = M_{II} = M_{III} = M_{IV} = 0; Q = 0$$

$$N_I = N_{II} = 0; N_{III} = N_{IV} = 112,2 \text{ kN}$$

3.4. Tổng nội lực do tĩnh tải



3.5. Hoạt tải mái

- Trục A: Sơ đồ tính giống như tính với G_{m1} , nội lực xác định bằng cách nhân nội lực do G_{m1} với tỉ số $P_m / G_m = 6,14 / 43,64 = 0,14$

$$M_I = -21,82 \times 0,14 = -3,05 \text{ kNm}$$

$$M_{II} = 12,36 \times 0,14 = 1,73 \text{ kNm}$$

$$M_{III} = -27,48 \times 0,14 = -3,85 \text{ kNm}$$

$$M_{IV} = 22,3 \times 0,14 = 3,12 \text{ kNm}$$

$$N = 61,4 \text{ kN}$$

$$Q = 8,44 \times 0,14 = 1,18 \text{ kN}$$

- Trục B: Tính riêng trường hợp hoạt tải đặt bên phải, bên trái
Trường hợp đặt bên phải

Mômen do P_{m2} gây ra tại đỉnh cột

$$M = P_{m2} \cdot e = 70,2 \times 0,15 = 10,53 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_P}{M_G} = \frac{1,053}{1,738} = 0,605$$

$$M_I = 10,53 \text{ kNm}$$

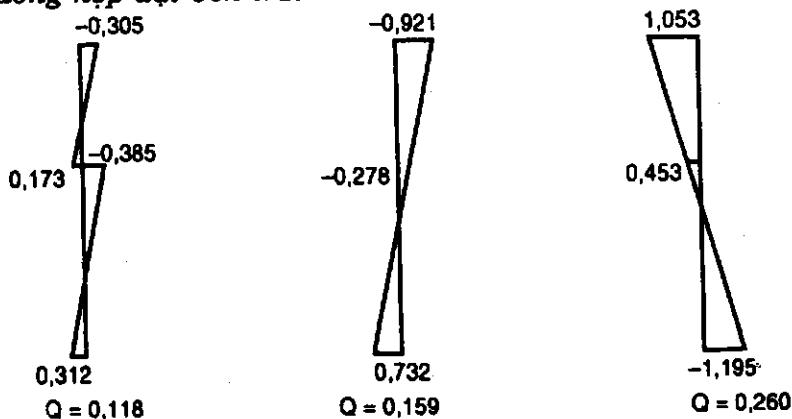
$$M_{II} = M_{III} = 5,24 \times 0,605 = 3,15 \text{ kNm}$$

$$M_{IV} = -13,82 \times 0,605 = -8,32 \text{ kNm}$$

$$N = 70,2 \text{ kN}$$

$$Q_{IV} = -3 \times 0,605 = -1,815 \text{ kN}$$

Trường hợp đặt bên trái



Mômen do P_{m1} gây ra

$$M = -P_{m1}e = -61,4 \times 0,15 = -9,21 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_P}{M_G} = \frac{0,921}{1,738} = 0,53$$

$$M_I = -9,21 \text{ kNm}$$

$$M_{II} = M_{III} = -5,24 \times 0,53 = -2,78 \text{ kNm}$$

$$M_{IV} = 13,82 \times 0,53 = 7,32 \text{ kNm}$$

$$N = 61,4 \text{ kN} ; Q_{IV} = 3 \times 0,53 = 1,59 \text{ kN}$$

3.6- Nội lực do hoạt tải đứng dầm cầu trục

- Trục A:

Sơ đồ tính giống như khi tính với tịnh tải dầm cầu trục G_d , nội lực được xác định bằng cách nhân nội lực do G_d gây ra với tỉ số:

$$\frac{D_{\max}}{G_d} = \frac{643,5}{56,1} = 11,47$$

$$M_I = 0$$

$$M_{II} = -10,98 \times 11,47 = -125,94 \text{ kNm}$$

$$M_{III} = 14,27 \times 11,47 = 163,68 \text{ kNm}$$

$$M_{IV} = -2,93 \times 11,47 = -33,61 \text{ kNm}$$

$$N_I = N_{II} = 0; N_{III} = N_{IV} = 6435 \text{ kN}$$

$$Q_{IV} = -2,71 \times 11,47 = -31,08 \text{ kN}$$

- Trục B

Tính riêng cho từng trường hợp do cầu trục bên phải và bên trái

- Trường hợp nội lực gây ra do cầu trục phía bên phải:

$$D_{\max} = 471,9 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = D_{\max} \times e_d = 471,9 \times 0,75 = 353,93 \text{ kNm}$$

$$R = \frac{3M(1-t^2)}{2H(1+k)} = 38 \text{ kN}$$

$$M_I = 0; M_{II} = -38 \times 4,05 = -153,9 \text{ kNm}$$

$$M_{III} = -38 \times 4,05 + 353,93 = 200,03 \text{ kNm}$$

$$M_{IV} = -38 \times 10,4 + 353,93 = -41,27 \text{ kNm}$$

$$N_I = N_{II} = 0; N_{III} = N_{IV} = 471,9 \text{ kN}$$

$$Q = -38 \text{ kN}$$

- Trường hợp nội lực do cầu trục bên trái gây ra: các giá trị mômen và lực cắt ở trên có dấu ngược lại, và nhân thêm hệ số:

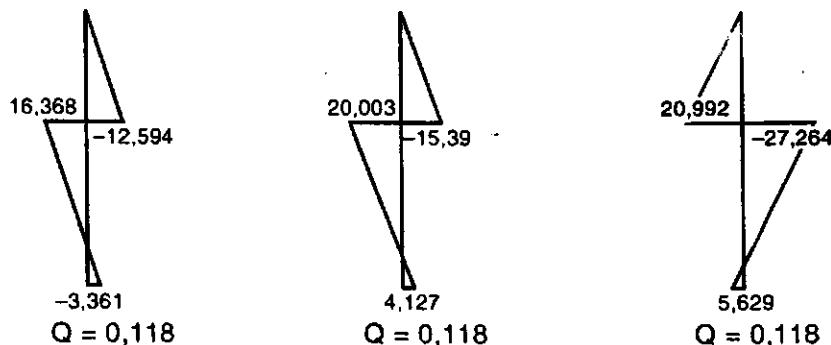
$$\frac{M_2}{M_1} = \frac{D'_{\max}}{D_{\max}} = \frac{643,5}{471,9} = 1,364$$

$$M_I = 0; M_{II} = 209,93 \text{ kNm}; M_{III} = -272,84 \text{ kNm}$$

$$M_{IV} = 56,29 \text{ kNm}$$

$$N_I = N_{II} = 0; N_{III} = N_{IV} = 643,5 \text{ kNm}$$

$$Q_{IV} = 51,83 \text{ kN}$$



3.7- Nội lực do lực hầm ngang

Lực T_{\max} đặt cách đỉnh cột một đoạn: $y = 3,05m$ có

$$\frac{y}{H_t} = \frac{3,05}{4,05} = 0,78$$

Với y xấp xỉ $0,7H_t$, có thể dùng công thức lập sẵn để tính phản lực:

$$R = \frac{T_{\max}(1-t)}{1+k}$$

Nhip biên: $T_{\max} = 22,5 kN$

Nhip giữa: $T_{\max} = 15,23 kN$

• Trục A: $R = 12,1 kN$

$$M_I = 0$$

$$M_y = 12,1 \times 3,05 = 36,91 kNm$$

$$M_{II} = M_{III} = 12,1 \times 4,05 - 22,5 \times 1 = 26,51 kNm$$

$$M_{IV} = 12,1 \times 10,4 - 22,5 \times 7,35 = -39,54 kNm$$

$$Q_{IV} = 12,1 - 22,5 = -10,4 kN$$

• Trục B: Ta xét hai trường hợp cột B chịu tác dụng do lực hầm của cầu trục bên phải và cầu trục bên trái.

- Trường hợp lực hầm do cầu trục bên phải $T_{\max} = 15,23 kN$

$$R = 8,61 kN$$

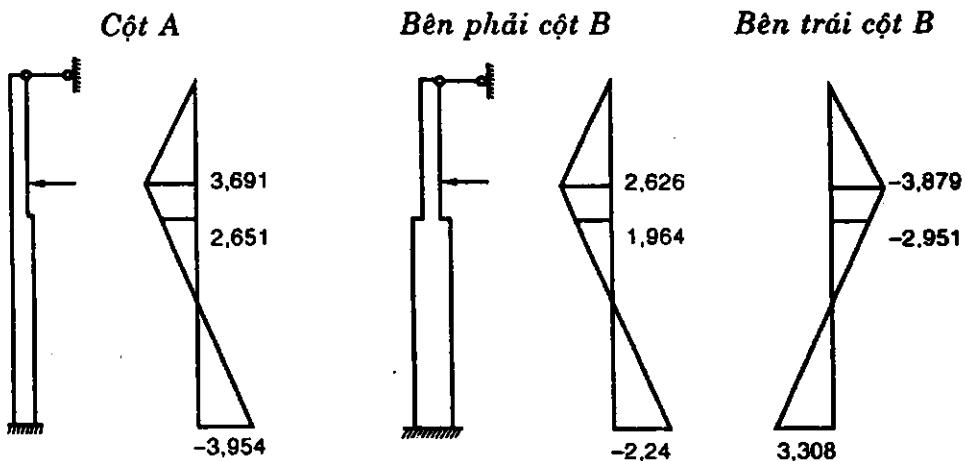
$$M_I = 0; M_y = 8,61 \times 3,05 = 26,26 kNm$$

$$M_{II} = M_{III} = 8,61 \times 4,05 - 15,23 \times 1 = 19,64 kNm$$

$$M_{IV} = 8,61 \times 10,4 - 15,23 \times 7,35 = -22,40 \text{ kNm}$$

$$Q_{IV} = 8,61 - 15,23 = -6,62 \text{ kN}$$

- Trường hợp lực hãm do cầu trục bên trái $T_{\max} = 22,5 \text{ kN}$ ta lấy giá trị mômen, lực cắt T_{\max} ở bên trái, đổi dấu và nhân thêm hệ số: $22,5/15,23 = 1,477$.



Nội lực do hoạt tải ngang của cầu trục

3.8- Nội lực do tải trọng gió gây ra

• Trục A

Áp lực gió đẩy $P_d = 3,16 \text{ kN/m}$, áp lực gió hút $P_h = 2,37 \text{ kN/m}$

$$S = 18,48 \text{ kN}; \quad S' = 20,40 \text{ kN}$$

$$R_1 = \frac{3.P_d H(1+k.t)}{8(1+k)} = 11,88 \text{ kN}$$

$$R_4 = R_1 \times P_h / P_d = 11,88 \times 0,237 / 0,316 = 8,91 \text{ kN}$$

$$R = R_1 + T_4 + S + S' = 59,67 \text{ kN}$$

$$r_1 = r_4 = \frac{3E.J_d}{H^3(1+k)} = 0,00168 E$$

$$r_2 = r_3 = \frac{3E.J_d}{H^3(1+k)} = 0,00421 E$$

$$r = r_1 + r_2 + r_3 + r_4 = 0,01178 E$$

$$\Delta = -R/r = -5,967 / 0,01178 E = -506,5 / E$$

Phản lực tại các đỉnh cột trong hệ

$$R_A = R_1 + r_1 \cdot \Delta = 3,37 \text{ kN}$$

$$R_D = R_4 + r_4 \cdot \Delta = 0,4 \text{ kN}$$

$$R_B = R_C = r_2 \cdot \Delta = -21,32 \text{ kN}$$

Nội lực tại các tiết diện

- Trục A: $M_I = 0$

$$M_{II} = M_{III} = 0,5 \times 3,16 \times 4,05^2 - 3,37 \times 4,50 = 12,27 \text{ kNm}$$

$$M_{IV} = 0,5 \times 3,16 \times 10,4^2 - 3,37 \times 10,4 = 225,8 \text{ kNm}$$

$$Q_{IV} = 3,16 \times 10,4 - 3,37 = 29,5 \text{ kN}$$

- Trục D: $M_I = 0$

$$M_{II} = M_{III} = 0,5 \times 2,37 \times 4,05^2 - 0,4 \times 4,50 = 17,82 \text{ kNm}$$

$$M_{IV} = 0,5 \times 2,37 \times 10,4^2 - 0,4 \times 10,4 = 213,97 \text{ kNm}$$

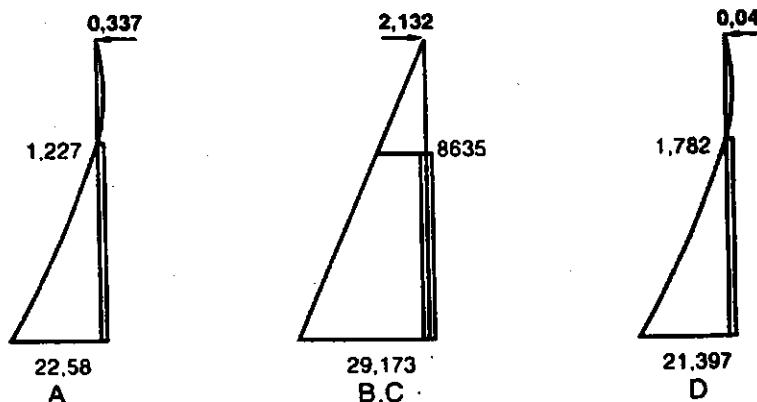
$$Q_{IV} = 2,37 \times 10,4 - 0,4 = 24,25 \text{ kN}$$

- Trục B, C: $M_I = 0$

$$M_{II} = M_{III} = 21,32 \times 4,05 = 86,35 \text{ kNm}$$

$$M_{IV} = 21,32 \times 10,4 = 291,73 \text{ kNm}$$

$$Q_{IV} = 21,32 \text{ kN}$$



Biểu đồ nội lực gió thổi từ trái sang phải

BẢNG TỔNG HỢP NỘI LỰC

Tên cột	Tiết điện	Nội lực	Tỉnh lỵ	Hoạt động mồi				Hoạt động câu trực				Gió				Tổ hợp cơ bản 1				Tổ hợp cơ bản 2			
				Nhịp biển	Nhịp giữa	Dռm trái	Dռm trái	Tռm phai	Tռm phai	Mռm trái	Mռm trái	Nռm trái	Nռm trái	Mռm trái	Mռm trái	Nռm trái	Nռm trái	Mռm trái	Mռm trái	Nռm trái	Nռm trái		
I	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18						
I	M	-21.93	-3.05					0	0	0	0		-4.88										
I	N	436.4	61.4					0	0	0	0		497.8										
II	M	-1.38	1.73					-125.9	±26.51	12.27	-17.62	10.89	4.11	4.9	4.5	4.5.11	4.9.10.12	4.5.9.10.12					
II	N	454.2	61.4					0	0	0	0		454.2	454.2	515.6	509.46	454.2	509.46	-149.17	-146.3			
A	M	-13.21	-3.85					163.68	±26.51	12.27	-17.82	150.47	31.03	150.47	4.9	4.9.10.11	4.5.12	4.5.9.10.11					
	N	510.3	61.4					643.5	0	0	0		510.3	1153.8	1153.8	4.12	32.71	156					
III	M	19.37	3.12					-33.61	±39.54	226.8	-214	245.17	194.6	4.11	4.9	4.5.11	565.56	1144.7					
	N	555.7	61.4					643.5	0	0	0		555.7	555.7	1199.2	1199.2	225.4	225.4	610.96	610.96	4.9.10.12	4.5.9.10.11	
IV	O	5.73	1.18					-31.08	±10.4	29.5	-21.32	35.23	-15.59	-25.35	-25.35	33.34	33.34	33.34	33.34	-1102.7	-1102.7	230.4	230.4
	M	17.38	-9.21	10.53	0	0	0	0	0	0	0	0	27.91	4.6	4.6	4.6	27.91	27.91	1157.9	1157.9	15.73	15.73	
I	N	988.7	61.4	70.2	0	0	0	0	0	0	0	0	1058.9	1058.9	1058.9	1058.9							
V	M	5.24	-2.78	4.53	209.92	±29.01	-153.9	±19.64	86.35	-86.35	215.16	-148.66	9.97	4.6	4.6.7.8.11	4.5.9.10.12	4.5.6.7.8.11						
	N	1015.4	61.4	70.2	0	0	0	0	0	0	0	0	1015.4	1015.4	1015.4	1015.4	283.2	283.2	1133.84	1133.84			
VI	M	5.24	-2.78	4.53	-272.8	±29.01	200.03	±19.64	86.35	-86.35	205.27	-267.6	4.9	4.7	4.6.9.10.11	4.5.7.8.12	4.5.6.7.8.9.10.11						
	N	1127.6	61.4	70.2	643.5	0	471.9	0	0	0	0	159°	177.1	177.1	4.7	267.6	269.21	327.09	327.09	144.2	144.2		
VII	M	-13.82	7.32	-11.95	56.29	±33.08	-41.27	±22.4	291.73	-291.7	287.91	4.11	4.12	4.5.7.8.11	4.6.9.10.12	4.5.6.7.8.9.10.11							
	N	1195.4	61.4	70.2	643.5	0	471.9	0	0	0	0	1195.4	1195.4	1195.4	1195.4	331.3	331.3	-341.3	-341.3	293.9	293.9		
VIII	O	-3	1.59	-2.6	51.83	39.78	-38	16.62	24.25	-24.15	21.25	-27.25	48.83	71.3	71.3	71.3	165.62	165.62	2068.3	2068.3	34.4	34.4	

4. TÍNH CỘT

Chọn vật liệu

Bêtông B15 có $R_b = 11,5 \text{ MPa}$; $R_{bt} = 0,9 \text{ MPa}$; $E_b = 27 \times 10^4 \text{ MPa}$

Cốt thép dọc dùng thép nhóm C-II $R_s = R_{sc} = 280 \text{ MPa}$

$$E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$$

4.1. Cột trục A

1- Phân cột trên

Chiều dài tính toán $l_0 = 2,5 \times H_t = 2,5 \times 4,05 = 10,125 \text{ m}$. Kích thước tiết diện chọn $b = 400 \text{ mm}$, $h = 400 \text{ mm}$. Độ mảnh $\lambda_h = l_0 / 400 = 10125 / 400 = 25,3 > 4$, cần xét đến uốn dọc.

Từ bảng tổ hợp nội lực ta chọn ba cặp nội lực nguy hiểm nhất

Kí hiệu cặp nội lực	Kí hiệu ở bảng nội lực	M (kNm)	N (kN)	$e_{o1} = M/N$ (m)	$e_o = e_{o1} + e_a$ (m)	M _{lt} (kNm)	N _{lt} (kN)
1	II - 16	11,22	509,5	0,022	0,035	-1,38	454,2
2	II - 17	-149,17	454,2	0,328	0,341	-1,38	454,2
3	II - 18	-146,3	509,5	0,29	0,303	-1,38	454,2

a- Tính với cặp 1:

Độ lệch tâm tính toán:

$$e_{o1} = M / N = 328,4 \text{ mm}$$

$$e_a = \max \begin{cases} H / 600 = 4050 / 600 = 6,7 \text{ mm} \\ h / 30 = 400 / 30 = 13,3 \text{ mm} \end{cases}$$

Chọn $e_a = 13,3 \text{ mm}$

$$e_o = e_{o1} + e_a = 228 + 13,3 = 341 \text{ mm}$$

Giả thiết chọn $a = 55 \text{ mm}$, $a' = 35 \text{ mm}$, $h_o = 400 - 55 = 345 \text{ mm}$

Giả thiết hàm lượng cốt thép: $\mu = 2,45\%$.

$$\varphi_1 = 1 + \frac{M_{lt} + N_{lt}y}{M + Ny} = 1 + \frac{-1,38 + 454,2 \times 0,2}{-149,17 + 454,2 \times 0,2} = 1,373$$

$$I_s = \mu b h_o \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 = 0,0245 \times 400 \times 345 \times \left(\frac{400}{2} - 55 \right)^2 = 7,109 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_b = bh^3/12 = 400 \times 400^3/12 = 2,133 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Lực tối hạn qui ước:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_o^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_1} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 \right) + \alpha J_s \right] =$$

$$\frac{6,4 \times 27 \times 10^3}{(10125)^2} \left[\frac{2,133 \times 10^9}{1,373} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{341,7}{400}} + 0,1 \right) + \frac{21 \times 10^4}{27 \times 10^3} \times 7,109 \times 10^7 \right]$$

$$= 1496 kN$$

Hệ số uốn dọc:

$$\eta_1 = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{454,2}{1496}} = 1,436$$

$$e = \eta_1 e_o + h/2 - a' = 1,436 \times 341,7 + 200 - 35 = 635,8 \text{ mm}$$

Tính cốt thép không đối xứng

Cốt thép chịu nén

$$A'_s = \frac{Ne - \alpha_R \gamma_b R_b b h_o^2}{R_{sc} (h_o - a')}$$

$$= \frac{454,2 \times 10^3 \times 635,8 - 0,441 \times 0,9 \times 11,5 \times 400 \times 345^2}{280 \times (345 - 35)} = 824 \text{ mm}^2$$

$$A'_s < 2d16 > \mu_{min} b h_o = 0,0005 \times 400 \times 345 = 69 \text{ mm}^2$$

Cốt thép chịu kéo

$$A_s = \frac{\xi_R \gamma_b R_b b h_o - N}{R_s} + A'_s$$

$$= \frac{0,656 \times 0,9 \times 11,5 \times 400 \times 345 - 454,2 \times 10^3}{280} + 824 = 2549 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kiểm tra: } \mu = \frac{A_s + A'_s}{b h_o} \times 100 = \frac{824 + 2549}{400 \times 345} \times 100 = 2,4\% < 3\% \text{ (đạt)}$$

$$\text{Độ sai số: } \Delta \mu = \left| \frac{2,4 - 2,45}{2,4} \right| = 0,25\%$$

b- Tính với cấp 2:

Độ lệch tâm tính toán:

$$e_{o1} = M / N = 22 \text{ mm}$$

$$e_a = \max \left| \begin{array}{l} H/600 = 4050/600 = 6,7 \text{ mm} \\ h/30 = 400/30 = 13,3 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Chọn $e_a = 13,3 \text{ mm}$

$$e_o = e_{o1} + e_a = 22 + 13,3 = 35,3 \text{ mm}$$

Chọn $a' = 55 \text{ mm}$, $a = 35 \text{ mm}$, $h_o = 400 - 35 = 365 \text{ mm}$

Giả thiết hàm lượng cốt thép: $\mu = 2,45\%$.

$$\phi_1 = 1 + \frac{M_{lt} + N_{lt}y}{M + Ny} = 1,791$$

$$I_s = \mu b h_o \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 = 0,0245 \times 400 \times 365 \times \left(\frac{400}{2} - 35 \right)^2 \\ = 9,738 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_b = b h^3 / 12 = 400 \times 400^3 / 12 = 2,133 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Lực tới hạn qui ước:

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b}{l_o^2} \left[\frac{I_b}{\phi_1} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] = \\ \frac{6,4 \times 27 \times 10^3}{(10125)^2} \left[\frac{2,133 \times 10^9}{1,791} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{35,35}{400}} + 0,1 \right) + \frac{21 \times 10^4}{27 \times 10^3} \times 9,738 \times 10^7 \right] \\ = 2399 \text{ kN}$$

Hệ số uốn dọc:

$$\eta_1 = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{454,2}{1496}} = 1,27$$

$$e = \eta_1 e_o + h/2 - a' = 1,436 \times 341,7 + 200 - 35 = 635,8 \text{ mm} \dots\dots$$

Tính cốt thép không đối xứng

Biết $A'_s = 2549 \text{ mm}^2$ tính A_s

$$\alpha_m = \frac{Ne - R_s A'_s (h_o - a')}{\gamma_b R_b b h_0^2} < 0$$

$\Rightarrow A_s$ đặt theo cấu tạo cột đủ khả năng chịu lực

c) Kiểm tra với cặp 3

Vì cặp 3 mômen cùng chiều với cặp 2 và có trị số gần bằng so với cặp 2 do đó ta không cần kiểm tra.

Chọn : $A'_s = 942mm^2$ (3d20)

$$A_s = 2612mm^2 (3d25 + 3d22)$$

d) Kiểm tra cột theo phương ngoài mặt phẳng uốn

Vì tiết diện cột vuông, độ mảnh theo phương ngoài mặt phẳng uốn không lớn hơn độ mảnh theo phương trong mặt phẳng uốn và khi tính kiểm tra đã dùng cặp nội lực 3 là cặp có N_{max} nên không cần kiểm tra cột theo phương ngoài mặt phẳng uốn.

2- Phần cột dưới

Chiều dài tính toán $l_o = 1,5 \times 6,35 = 9,525m$, kích thước tiết diện $b = 400mm$, $h = 600mm$. Giả thiết chọn $a = a' = 40mm$
 $h_o = 600 - 40 = 560mm$.

Độ mảnh $\lambda_h = l_o / h = 9525 / 600 = 15,875 > 4$, cần phải xét đến ảnh hưởng của uốn dọc.

Để tính cốt thép cho phần cột dưới ta chọn trong bảng tổ hợp ở tiết diện III, IV những cặp nội lực nguy hiểm:

Kí hiệu cặp nội lực	Kí hiệu ở bảng nội lực	M (kNm)	N (kN)	$e_{01} = M/N$ (m)	$e_0 = e_{01} + e_a$ (m)	M _{lt} (kNm)	N _{lt} (kN)
1	IV - 16	225,40	610,96	0,369	0,389	19,37	555,7
2	IV - 17	-235,38	1102,7	0,213	0,233	19,37	555,7
3	IV - 18	230,4	1157,9	0,199	0,219	19,37	555,7

Ở bảng nội lực ta thấy có hai cặp nội lực nguy hiểm nhất ngược dấu nhau nhưng có giá trị tuyệt đối gần bằng nhau nên không cần phải tính vòng. Ta chỉ cần tính thép đối xứng cho một cặp có giá trị lớn hơn.

a- Tính với cấp 2:

Độ lệch tâm tính toán:

$$e_{o1} = M / N = 213,4 \text{ mm}$$

$$e_a = \max \left| \begin{array}{l} H / 600 = 6350 / 600 = 10,58 \text{ mm} \\ h / 30 = 600 / 30 = 20 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Chọn $e_a = 20 \text{ mm}$

$$e_o = e_{o1} + e_a = 213,4 + 20 = 333,4 \text{ mm}$$

Giả thiết chọn $a = 40 \text{ mm}$, $a' = 40 \text{ mm}$, $h_o = 600 - 40 = 560 \text{ mm}$

Giả thiết hàm lượng cốt thép: $\mu = 0,875\%$.

$$\varphi_1 = 1 + \frac{M_u + N_{ut}y}{M + Ny} = 1 + \frac{-19,37 + 555,7 \times 0,3}{230,4 + 1157,9 \times 0,3} = 1,26$$

$$I_s = \mu b h_o \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 = 0,00875 \times 400 \times 360 \times \left(\frac{400}{2} - 40 \right)^2 = 1,325 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_b = b h^3 / 12 = 400 \times 600^3 / 12 = 7,2 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Lực tối hạn qui ước:

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b}{l_o^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_1} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] =$$

$$\frac{6,4 \times 27 \times 10^3}{(9525)^2} \left[\frac{7,2 \times 10^9}{1,26} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{233,4}{600}} + 0,1 \right) + \frac{21 \times 10^4}{27 \times 10^3} \times 1,325 \times 10^8 \right]$$

$$= 5498 \text{ kN}$$

Hệ số uốn dọc:

$$\eta_1 = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1102,7}{5498}} = 1,251$$

$$e = \eta_1 e_o + h / 2 - a' = 1,251 \times 233,4 + 300 - 40 = 552 \text{ mm}$$

Tính cốt thép đối xứng

$$x = \frac{N}{\gamma_b R_b b} = \frac{1102,7 \times 10^3}{0,9 \times 11,5 \times 400} = 266,5 \text{mm} < \xi_R h_o = 367,4 \text{mm}$$

Cốt thép:

$$A_s = \frac{N(e - h_o + x/2)}{R_s(h_o - a')} \\ = \frac{1102,7 \times 10^3 (552 - 560 + (266,35/2))}{280(560 - 40)} = 948 \text{mm}^2$$

$$\text{Kiểm tra: } \mu = \frac{A_s + A'_s}{bh_o} \times 100 = \frac{2 \times 948}{400 \times 560} \times 100 = 0,83\% < 3\% \text{ (đạt)}$$

$$\text{Độ sai số: } \Delta\mu = \left| \frac{0,83 - 0,875}{0,83} \right| = 0,05$$

b- Tính với cặp 3:

Độ lệch tâm tính toán:

$$e_{o1} = M/N = 199 \text{mm}$$

$$e_a = \max \left| \begin{array}{l} H/600 = 6350/600 = 10,58 \text{mm} \\ h/30 = 600/30 = 20 \text{mm} \end{array} \right.$$

$$\text{Chọn } e_a = 20 \text{mm}$$

$$e_o = e_{o1} + e_a = 199 + 20 = 219 \text{mm}$$

$$\text{Giả thiết chọn } a = 40 \text{mm}, a' = 40 \text{mm}, h_o = 600 - 40 = 560 \text{mm}$$

Giả thiết hàm lượng cốt thép: $\mu = 0,875\%$.

$$\varphi_1 = 1 + \frac{M_u + N_{uy}}{M + Ny} = 1 + \frac{19,37 + 555,7 \times 0,3}{230,4 + 1157,9 \times 0,3} = 1,32$$

$$I_s = \mu b h_o \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 = 0,00875 \times 400 \times 360 \times \left(\frac{400}{2} - 40 \right)^2 = 1,325 \times 10^8 \text{mm}^4$$

$$I_b = b h^3 / 12 = 400 \times 600^3 / 12 = 7,2 \times 10^9 \text{mm}^4$$

Lực tối hạn qui ước:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_o^2} \left[I_b \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 \right) + aI_s \right] =$$

$$\frac{6,4 \times 27 \times 10^3}{(9525)^2} \left[\frac{7,2 \times 10^9}{1,27} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{219}{600}} + 0,1 \right) + \frac{21 \times 10^4}{27 \times 10^3} \times 1,325 \times 10^8 \right]$$

$$= 5454 kN$$

Hệ số uốn dọc:

$$\eta_1 = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1157,9}{5454}} = 1,27$$

$$e = \eta \cdot e_o + h/2 - a' = 1,27 \times 218 + 300 - 40 = 538 mm$$

Tính cốt thép đối xứng

$$x = \frac{N}{\gamma_b R_b b} = \frac{1157,9 \times 10^3}{0,9 \times 11,5 \times 400} = 279,7 mm < \xi_R h_o = 367,4 mm$$

Cốt thép:

$$A_s = \frac{N(e - h_o + x/2)}{R_s(h_o - a')}$$

$$= \frac{1157,9 \times 10^3 (538 - 560 + 2279,7/2)}{280(560 - 40)} = 937 mm^2$$

$$\text{Kiểm tra: } \mu = \frac{A_s + A'_s}{bh_o} \times 100 = \frac{2 \times 937}{400 \times 560} \times 100 = 0,83\% < 3\% \text{ (đạt)}$$

$$\text{Độ sai số: } \Delta\mu = \left| \frac{0,83 - 0,875}{0,83} \right| = 0,05$$

$$\text{Chọn: } A_s = A'_s = 942 mm^2 (3d20)$$

Cấu tạo: cột dưới có $h > 500 mm$, nên ở giữa cần đặt cốt giá, khoảng cách giữa các cốt dọc theo phương cạnh h là:

$$s_d = (h_o - a')/2 = 260 mm, \text{ thỏa mãn } s_d < 400 mm$$

Diện tích tiết diện thanh cốt giá không bé hơn

$$0,0005 \times b \times s_d = 0,0005 \times 400 \times 260 = 52 mm^2$$

\Rightarrow dùng thép d12; $A_s = 113mm^2$

Kiểm tra khả năng chịu lực theo phương ngoài mặt phẳng uốn
Chiều dài tính toán $l_o = 1,2H_d = 1,2 \times 6,35 = 7,62m$

Độ mảnh $\lambda_b = 7620/400 = 19,05$.

Hệ số uốn dọc φ tra bảng phụ lục được $\varphi = 0,78$.

Tính toán kiểm tra theo các kiện chịu nén đúng tâm

$$A_b = 0,40 \times 0,60 = 0,24 m^2$$

$$A_s = 942 \times 2 = 1885 mm^2$$

Điều kiện: $N \leq \varphi(\gamma_b R_b A_b + R_s A_s)$

Chọn $N_{max} = 1157,9kN$

$$\begin{aligned}\varphi(\gamma_b R_b A_b + R_s A_s) &= 0,78(0,9 \times 11,5 \times 240000 + 280 \times 1885) \\ &= 2349kN\end{aligned}$$

Vậy cột đủ khả năng chịu lực theo phương ngoài mặt phẳng uốn.

4.2- Tính toán cột trục A theo các điều kiện khác

1- Kiểm tra theo khả năng chịu cắt

Ở phần cột dưới, lực cắt lớn nhất xác định từ bảng tổ hợp

$$Q_{max} = 47,65kN$$

$$Q < \varphi_3 \gamma_b R_{bt} b h_o = 0,6 \times 0,9 \times 0,9 \times 400 \times 560 = 108,864kN$$

thỏa mãn điều kiện chịu cắt của bêtông.

Đặt cốt dai theo cấu tạo:

- Đường kính d8, đảm bảo lớn hơn 0,25 lần d20.
- Khoảng cách các cốt dai chọn là 300mm, đảm bảo không lớn hơn 15 lần đường kính cốt dọc chịu nén bé nhất d20.

2- Kiểm tra về nén cục bộ

Định cột chịu lực nén do mái truyền xuống

$$N = G_m + P_m = 436,41 + 61,4 = 497,81kN$$

Bề rộng đầm mái kê lên cột 240mm bề dày tính toán của đoạn kê 260mm. Diện tích trực tiếp chịu nén cục bộ $A_{loc,1} = 240 \times 260 = 62400 mm^2$, diện tích tính toán của tiết diện đối xứng qua $A_{loc,1}$

tính được $A_{loc.2} = 400 \times 300 = 120000 \text{ mm}^2$

Hệ số φ_b

$$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_{loc.2}}{A_{loc.1}}} = \sqrt[3]{\frac{1200}{624}} = 1,24 < 2,5$$

Cường độ chịu nén tính toán cục bộ của bêtông

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_b \gamma_b R_b = 1 \times 1,24 \times 0,9 \times 11,5 = 12,83 \text{ MPa}$$

$$\psi = 0,75$$

ta có: $N = 497,81 < \psi R_{b,loc} A_{loc.1} = 0,75 \times 12,83 \times 62400 = 600,4 \text{ kN}$ thỏa mãn điều kiện về khả năng chịu nén cục bộ.

Theo cấu tạo ta gia cố đầu cột bằng 4 lưới ô vuông d6, kích thước ô lưới 60×60 mm.

3- Tính toán vai cột

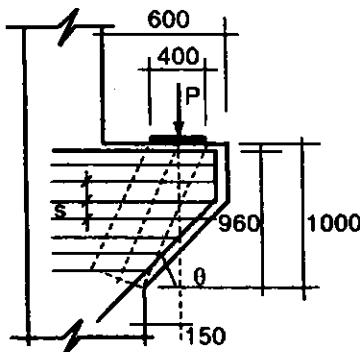
Chiều cao làm việc $h_o = 960 \text{ mm}$; $L_v = 400 \text{ mm}$

$L_v < 0,9 h_o = 864 \text{ mm}$, vai cột làm việc như một conson ngắn

Lực tác dụng lên vai cột

$$P = D_{max} + G_d = 643,5 + 56,1 = 699,6 \text{ kN}$$

a- Kiểm tra kích thước vai cột



Sơ đồ tính toán conson ngắn

Kích thước vai cột được kiểm tra theo:

Chọn cốt dai d8, khoảng cách 150mm, thỏa mãn không quá $h/4 = 250 \text{ mm}$.

$$P \leq 0,8 \varphi_w R_b b l_b \sin \theta$$

$$\mu_1 = \frac{A_{sw}}{bs_w} = \frac{2 \times 50,3}{400 \times 150} = 0,0017$$

$$\mu_2 = 1 + 5 \frac{E_s}{E_b} \mu_1 = 1 + 5 \frac{21}{2,7} 0,0017 = 1,066$$

$$\begin{aligned} P &\leq 0,8\phi_{w2}\gamma_b R_b b l_b \sin\theta \\ &= 0,8 \times 1,066 \times 0,9 \times 11,5 \times 400 \times 400 \times \sin\theta = 1333 \end{aligned}$$

$$P = 699,6 < 1333$$

⇒ Kích thước vai cột đạt yêu cầu.

Cầu trục làm việc trung bình, $K_v = 1$.

Khoảng cách từ lực P đến mép cột dưới $a_v = 750 - 600 = 150mm$

$$P = 699,6 < \frac{K_v \gamma_b R_b b h_o^2}{a_v} = \frac{1,2 \times 0,9 \times 0,9 \times 400 \times 960^2}{150} = 2388,8 kN \text{ (đạt)}$$

b- Tính cốt dọc

Mômen uốn tại tiết diện mép cột 1-1

$$M_1 = Pa_v = 699,6 \times 0,15 = 104,94 kNm$$

Tính cốt thép với mômen tăng 25%

$$M = 1,25M_1 = 1,25 \times 104,94 = 1312 kNm$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_o^2} = \frac{1,312 \times 10^8}{0,9 \times 11,5 \times 400 \times 960^2} = 0,034$$

Tra bảng có

$$\zeta = 0,972 \Rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_o} = 1,312 \times 10^8 / (280 \times 0,984 \times 960) = 496 \text{ mm}^2$$

⇒ Chọn 2d18 có $A_s = 509 \text{ mm}^2$

c- Tính cốt dai, cốt xiên

$$P = 699,6 > \phi_{b3}\gamma_b R_b b h_o = 0,6 \times 0,9 \times 0,9 \times 400 \times 960 = 186,6 kN$$

Phải tính cốt dai và cốt xiên

$h = 1000mm > 2,5a_v = 2,5 \times 150 = 375mm$ chọn cốt xiên và cốt dai ngang.

Diện tích cốt xiên cắt qua nửa trên đoạn L_x ($L_x = 1010mm$) không bé hơn $0,002bh_o = 0,002 \times 400 \times 960 = 768 \text{ mm}^2$, chọn 2d18 +

1d20 đặt thành hai lớp, thỏa mãn bé hơn 25 và $L_x/15 = 67 \text{ mm}$.

d- *Tính kiểm tra ép mặt lên vai*

Dầm cầu trục lắp ghép, lực nén lớn nhất của một dầm truyền vào vai là

$$N = 0,5G_d + D_{\max 1}$$

Giá trị D_{\max} do P_{\max} gây ra nhưng tính cho một bên dầm. Dựa vào đường ảnh hưởng ta tính được

$$D_{\max 1} = P_{\max}(y_1 + y_3) = 1,1 \times 315 \times (1 + 0,683) = 523,7 \text{ kN}$$

$$N = 0,5 \times 56,1 + 523,7 = 551,75 \text{ kN}$$

Bề rộng dầm cầu trục được mở rộng ra 400 mm , đoạn gối dầm lên vai 180 mm , $A_{loc.1} = 400 \times 180 = 72000 \text{ mm}^2$, diện tích tính toán khi nén cục bộ là $A_{loc.2} = 580 \times 180 = 104400 \text{ mm}^2$

Hệ số φ_b

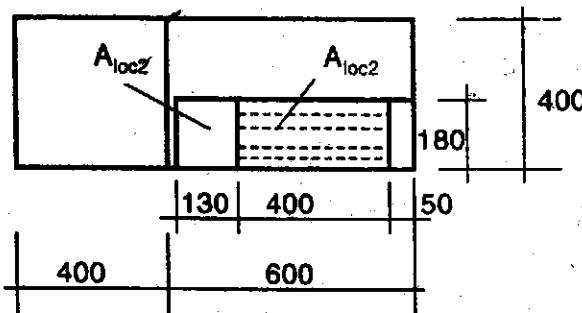
$$\varphi_b = 3\sqrt{\frac{A_{loc.2}}{A_{loc.1}}} = 3\sqrt{\frac{104400}{72000}} = 1,13 < 2,5$$

Cường độ chịu nén tính toán cục bộ của bêtông

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_b \gamma_b R_b = 1 \times 1,13 \times 0,9 \times 11,5 = 11,69 \text{ MPa}$$

$$\psi = 0,75$$

ta có: $N = 551,75 > \psi R_{b,loc} A_{loc.1} = 0,75 \times 11,69 \times 72000 = 631 \text{ kN}$ thỏa mãn điều kiện về khả năng chịu nén cục bộ.



Sơ đồ tính ép mặt lên vai cột

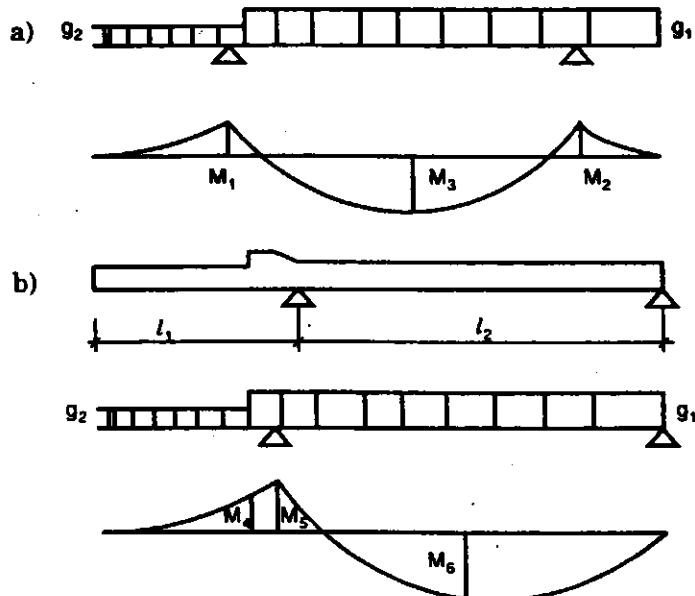
4- Kiểm tra vận chuyển và cẩu lắp

Khi vận chuyển và cẩu lắp hệ số động lực là 1,5.

Đoạn cột dưới $g_1 = 1,5 \times 0,4 \times 0,6 \times 25 = 9kN/m$

Đoạn cột trên $g_2 = 1,5 \times 0,4 \times 0,4 \times 25 = 6kN/m$

Xét các trường hợp bốc xếp, treo buộc ta chọn ra hai sơ đồ tính: cẩu móc ở hai đầu, cẩu móc một đầu như hình vẽ



a- Khi chuyen chở và bốc xếp: Cột được đặt nằm ngang các điểm kê hoặc treo buộc cách nút dưới một đoạn $l_1 = 2,0m$, nút trên một đoạn $l_2 = 3,5m$ (hình a).

Mômen tại gối

$$M_1 = 0,5 \times 6 \times 3,5^2 = 36,75kNm$$

$$M_2 = 0,5 \times 9 \times 2,0^2 = 18kNm$$

Mômen lớn nhất ở đoạn giữa phần cột tìm được tại tiết diện cách gối một đoạn dưới một đoạn 2,23m, giá trị tại đó $M_3 = 6,65kNm$. Qua so sánh mômen và tiết diện, chỉ cần kiểm tra với M_2 cho phần cột trên là đủ.

Cột trên: kiểm tra khả năng chịu lực với tiết diện nằm ngang: $h = 400\text{mm}$, $h_o = 360\text{ mm}$, cốt thép chỉ lấy ba cốt ngoài 1d20+1d25 +1d22 có $A_s = 1185\text{mm}^2$.

Kiểm tra theo công thức:

$$[M] = R_s A_s (h_o - a') = 280 \times 1185 \times (360 - 40) = 106 kNm$$

$[M] > M_1$ nên cột đủ khả năng chịu lực.

Cột dưới: kiểm tra khả năng chịu lực với tiết diện nằm ngang: $h = 400\text{mm}$, $h_o = 360\text{ mm}$, cốt thép chỉ lấy ba cốt ngoài 2d20+1d12 có $A_s = 741,5 \text{mm}^2$.

Kiểm tra theo công thức:

$$[M] = R_s A_s (h_o - a') = 280 \times 741,5 \times (360 - 40) = 66,43 kNm$$

$[M] > M_2$ nên cột đủ khả năng chịu lực.

b/ Khi cầu lắp lật cột theo phương nghiêng rồi mới cầu. Điểm cầu đặt tại vai cách nút trên 4,25m, chân cột tỳ lên đất (hình b)

Mômen lớn nhất ở phần cột trên, chỗ tiếp giáp với vai cột

$$M_4 = 0,5 \times 6 \times 4,05^2 = 49,2 kNm$$

Tiết diện cột 400x400 với $A_s = 1472,7 \text{ mm}^2$ (3d25 + 3d22), tính được:

$$[M] = 280 \times 1472,7 \times 500 = 206,18 kNm, \text{ vậy cột đủ khả năng chịu lực.}$$

Ở phần cột dưới mômen lớn nhất tìm được cách chân cột một đoạn 2,86m giá trị mômen $M_6 = 28,22 kNm$. Tiết diện có $h = 600\text{mm}$, $h_o = 560\text{ mm}$, thép lấy là 3d20 có $A_s = 942,6 \text{mm}^2$, tính được $[M] = 280 \times 942,6 \times 520 = 137,24 kNm$, như vậy đủ khả năng chịu lực.

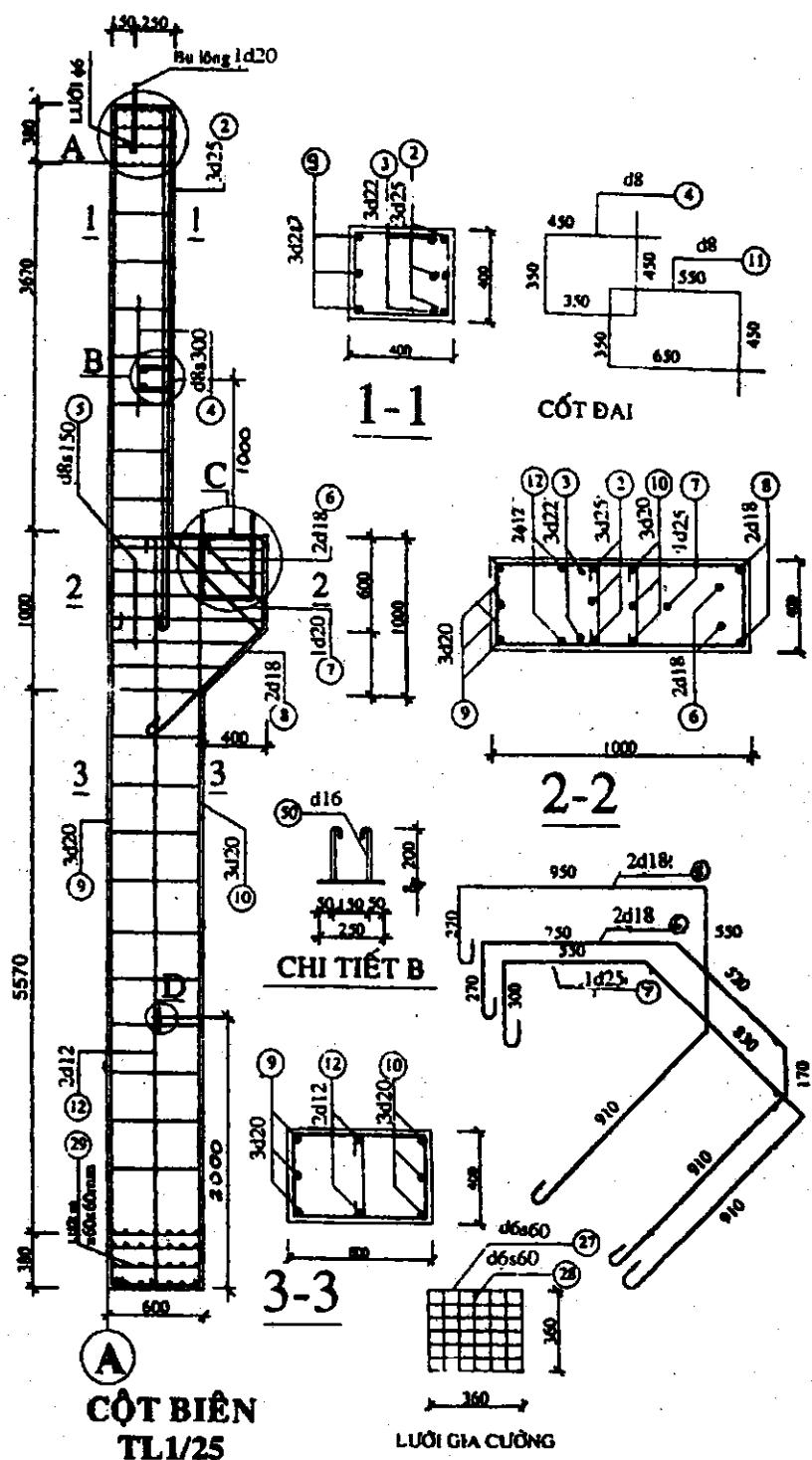
- Khi cầu lắp cột theo phương ngang. Điểm cầu đặt tại vai cách nút trên 4,25m, chân cột tỳ lên đất (hình b).

Tiết diện cột trên 400x400 với $A_s = 1104,2 \text{ mm}^2$ (1d20+1d22+1d25), tính được:

$$[M] = 280 \times 1104,2 \times 320 = 98,94 kNm, \text{ vậy cột đủ khả năng chịu lực.}$$

Tiết diện cột dưới 600x400 với $A_s = 759,5 \text{ mm}^2$ (2d20+1d12), tính được

$$[M] = 280 \times 759,5 \times 320 = 68,05 kNm \text{ vậy cột đủ khả năng chịu lực.}$$



4.3. Tính toán tiết diện cột trục B

Cột trục B có hình dáng bên ngoài đối xứng và nội lực theo hai chiều tương tự nhau nên đặt cốt thép đối xứng là hợp lí nhất.

1. Phân cột trên

Chiều dài tính toán $l_o = 2,5 \times H_t = 2,5 \times 4,05 = 10,125m$. Kích thước tiết diện chọn $b = 400mm$, $h = 600mm$. Giả thiết chọn $a = a' = 40mm$, $h_o = 600 - 40 = 560mm$

$$\text{Độ mảnh } \lambda_h = \frac{l_o}{h} = \frac{10,125}{0,60} = 25,3 > 4, \text{ cần xét đến uốn dọc}$$

Bảng tổ hợp nội lực nguy hiểm

Kí hiệu cột nội lực	Kí hiệu ở bảng nội lực	M (kNm)	N (kN)	$e_{01} = M/N$ (m)	$e_0 = e_{01} + e_a$ (m)	M_u (kNm)	N _u (kN)
1	II - 16	285,58	1075	0,249	0,2230	5,24	1015,4
2	II - 18	283,2	1134	0,250	0,270	5,24	1015,4

a. Tính với cột 1:

Độ lệch tâm tính toán:

$$e_{01} = M / N = 249,7mm$$

$$e_a = \max \begin{cases} H / 600 = 10125 / 600 = 16,87mm \\ h / 30 = 600 / 30 = 20mm \end{cases}$$

Chọn $e_a = 20mm$

$$e_0 = e_{01} + e_a = 249,7 + 20 = 269,7mm$$

Giả thiết chọn $a = 40mm$, $a' = 40mm$, $h_o = 600 - 40 = 560mm$

Giả thiết hàm lượng cốt thép: $\mu = 1,3\%$.

$$\varphi_1 = 1 + \frac{M_u + N_u y}{M + Ny} = 1 + \frac{5,24 + 1015,4 \times 0,3}{285,58 + 1075 \times 0,3} = 1,497$$

$$I_s = \mu b h_o \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 = 0,013 \times 400 \times 560 \times \left(\frac{600}{2} - 40 \right)^2 = 1,969 \times 10^8 mm^4$$

$$I_b = b h^3 / 12 = 400 \times 600^3 / 12 = 7,2 \times 10^9 mm^4$$

Lực tới hạn qui ước:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_o^2} \left[I_b \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] =$$

$$\frac{6,4 \times 27 \times 10^3}{(10125)^2} \left[\frac{7,2 \times 10^9}{1,497} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{269,7}{600}} + 0,1 \right) + \frac{21 \times 10^4}{27 \times 10^3} \times 1,969 \times 10^8 \right]$$

$$= 5014 kN$$

Hệ số uốn dọc:

$$\eta_1 = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1075}{5014}} = 1,292$$

$$e = \eta \cdot e_o + h/2 - a' = 1,292 \times 269,7 + 300 - 40 = 608,57 mm$$

Tính cốt thép đối xứng

$$x = \frac{N}{\gamma_b R_b b} = \frac{1075 \times 10^3}{0,9 \times 11,5 \times 400} = 273,9 mm < \xi_R h_o = 367,4 mm$$

Cốt thép :

$$A_s = \frac{N(e - h_o + x/2)}{R_s(h_o - a')}$$

$$= \frac{1075 \times 10^3 (608,57 - 560 + 273,9/2)}{280(560 - 40)} = 1445 mm^2$$

$$\text{Kiểm tra: } \mu = \frac{A_s + A'_s}{bh_o} \times 100 = \frac{2 \times 1445}{400 \times 560} \times 100 = 1,3\% < 3\% \text{ (đạt)}$$

$$\text{Độ sai số: } \Delta\mu = 0$$

b- Tính với cấp 2

Độ lệch tâm tính toán:

$$e_{o1} = M/N = 250 mm$$

$$e_a = \max \begin{cases} H/600 = 10,125/600 = 16,8 mm \\ h/30 = 600/30 = 20 mm \end{cases}$$

$$\text{Chọn } e_a = 20 mm$$

$$e_o = e_{o1} + e_a = 250 + 20 = 270 \text{ mm}$$

Giả thiết chọn $a = 40 \text{ mm}$, $a' = 40 \text{ mm}$, $h_o = 600 - 40 = 560 \text{ mm}$

Giả thiết hàm lượng cốt thép: $\mu = 1,3\%$

$$\varphi_1 = 1 + \frac{M_{lt} + N_{lt}y}{M + Ny} = 1 + \frac{19,37 + 555,7 \times 0,3}{230,4 + 1157,9 \times 0,3} = 1,32$$

$$I_s = \mu b h_o \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 = 0,00875 \times 400 \times 360 \times \left(\frac{400}{2} - 40 \right)^2 = 1,325 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_b = b h^3 / 12 = 400 \times 600^3 / 12 = 7,2 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Lực tới hạn qui ước:

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b}{l_o^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_1} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] = \\ \frac{6,4 \times 27 \times 10^3}{(9525)^2} \left[\frac{7,2 \times 10^9}{1,27} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{219}{600}} + 0,1 \right) + \frac{21 \times 10^4}{27 \times 10^3} \times 1,325 \times 10^8 \right]$$

$$= 5454 \text{ kN}$$

Hệ số uốn dọc:

$$\eta_1 = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1157,9}{5454}} = 1,27$$

$$e = \eta_1 e_o + h/2 - a' = 1,27 \times 218 + 300 - 40 = 538 \text{ mm}$$

Tính cốt thép đối xứng

$$x = \frac{N}{\gamma_b R_b b} = \frac{1157,9 \times 10^3}{0,9 \times 11,5 \times 400} = 279,7 \text{ mm} < \xi_R h_o = 367,4 \text{ mm}$$

Cốt thép :

$$A_s = \frac{N(e - h_o + x/2)}{R_s(h_o - a')} \\ = \frac{1157,9 \times 10^3 (538 - 560 + 2279,7/2)}{280(560 - 40)} = 937 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kiểm tra: } \mu = \frac{A_s + A'_s}{bh_o} \times 100 = \frac{2 \times 937}{400 \times 560} \times 100 = 0,83\% < 3\% \text{ (đạt)}$$

$$\text{Độ sai số: } \Delta\mu = \left| \frac{0,83 - 0,875}{0,83} \right| = 0,05$$

2- Phân cột dưới

Chiều dài tính toán $l_o = 1,5 \times 6,35 = 9,525m$, kích thước tiết diện $b = 400mm$, $h = 800mm$. Giả thiết chọn $a = a' = 40mm$ $h_o = 800 - 40 = 560mm$.

Độ mảnh $\lambda_h = l_o/h = 9525/800 = 12 > 4$, cần phải xét đến ảnh hưởng của uốn dọc.

Nội lực nguy hiểm chọn từ bảng tổ hợp

Kí hiệu cặp nội lực	Kí hiệu ở bảng nội lực	M (kNm)	N (kN)	$e_{o1} = M/N$	$e_o = e_{o1} + e_a$ (m)	M _{lt} (kNm)	N _{lt} (kN)
1	IV - 16	331,3	1794,6	0,185	0,211	-13,82	1195,4
2	IV - 17	-341,3	1656,2	0,206	0,233	-13,82	1195,4
3	IV - 18	293,9	2068,3	0,142	0,169	-13,82	1195,4

a- Tính với cặp I

Độ lệch tâm tính toán:

$$e_{o1} = M/N = 184,6mm$$

$$e_a = \max \left| \begin{array}{l} H/800 = 6350/800 = 7,9mm \\ h/30 = 800/30 = 26,67mm \end{array} \right.$$

$$\text{Chọn } e_a = 26,67mm$$

$$e_o = e_{o1} + e_a = 184,6 + 26,67 = 211,27mm$$

Giả thiết chọn $a = 40mm$, $a' = 40mm$, $h_o = 800 - 40 = 760mm$

Giả thiết hàm lượng cốt thép: $\mu = 0,4\%$.

$$\phi_1 = 1 + \frac{M_{lt} + N_{lt}y}{M + Ny} = 1 + \frac{-13,82 + 1195,4 \times 0,4}{331,3 + 1794,6 \times 0,4} = 1,443$$

$$I_s = \mu b h_o \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 = 0,004 \times 400 \times 760 \times \left(\frac{800}{2} - 40 \right)^2 = 1,576 \times 10^8 mm^4$$

$$I_b = bh^3/12 = 400 \times 800^3/12 = 1,707 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Lực tối hạn quy ước:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_o^2} \left[\frac{I_b}{\Phi_1} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] =$$

$$\frac{6,4 \times 27 \times 10^3}{(9525)^2} \left[\frac{1,707 \times 10^{10}}{1,443} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{211,27}{800}} + 0,1 \right) + \frac{21 \times 10^4}{27 \times 10^3} \times 1,576 \times 10^8 \right]$$

$$= 11400 \text{ kN}$$

Hệ số uốn dọc:

$$\eta_1 = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1794,6}{11400}} = 1,187$$

$$e = \eta_1 e_o + h/2 - a' = 1,187 \times 211,27 + 400 - 40 = 610,77 \text{ mm}$$

Tính cốt thép đối xứng

$$x = \frac{N}{\gamma_b R_b b} = \frac{1794,6 \times 10^3}{0,9 \times 11,5 \times 400} = 433,47 \text{ mm} < \xi_R h_o = 498,6 \text{ mm}$$

Cốt thép:

$$A_s = \frac{N(e - h_o + x/2)}{R_s(h_o - a')}$$

$$= \frac{1794,6 \times 10^3 (610,77 - 760 + 433,47/2)}{280(760 - 40)} = 601 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kiểm tra: } \mu = \frac{A_s + A'_s}{bh_o} \times 100 = \frac{2 \times 601}{400 \times 760} \times 100 = 0,395\% < 3\% \text{ (đạt)}$$

$$\text{Độ sai số: } \Delta\mu = \left| \frac{0,395 - 0,4}{0,395} \right| = 0,012$$

b- Tính với cấp 2

Độ lệch tâm tính toán:

$$e_{o1} = M/N = 206,1 \text{ mm}$$

$$e_a = \max \left| \begin{array}{l} H/800 = 6350/800 = 7,9 \text{mm} \\ h/30 = 800/30 = 26,67 \text{mm} \end{array} \right.$$

Chọn $e_a = 26,67 \text{mm}$

$$e_o = e_{o1} + e_a = 206,1 + 26,67 = 232,74 \text{mm}$$

Giả thiết chọn $a = 40 \text{mm}$, $a' = 40 \text{mm}$, $h_o = 800 - 40 = 760 \text{mm}$

Giả thiết hàm lượng cốt thép: $\mu = 0,4\%$.

$$\varphi_1 = 1 + \frac{M_{lt} + N_{lt}y}{M + Ny} = 1 + \frac{13,82 + 1195,4 \times 0,4}{341,3 + 1656,2 \times 0,4} = 1,490$$

$$I_s = \mu b h_o \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 = 0,004 \times 400 \times 760 \times \left(\frac{800}{2} - 40 \right)^2 = 1,576 \times 10^8 \text{mm}^4$$

$$I_b = b h^3 / 12 = 400 \times 800^3 / 12 = 1,707 \times 10^{10} \text{mm}^4$$

Lực tối hạn qui ước:

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b}{l_o^2} \left[I_b \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] =$$

$$\frac{6,4 \times 27 \times 10^3}{(9525)^2} \left[\frac{1,707 \times 10^{10}}{1,490} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{232,74}{800}} + 0,1 \right) + \frac{21 \times 10^4}{27 \times 10^3} \times 1,576 \times 10^8 \right] = 10650 \text{kN}$$

Hệ số uốn dọc:

$$\eta_1 = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1656,2}{10650}} = 1,184$$

$$e = \eta \cdot e_o + h/2 - a' = 1,184 \times 232,74 + 400 - 40 = 635,56 \text{mm}$$

Tính cốt thép đối xứng

$$x = \frac{N}{\gamma_b R_b b} = \frac{1656,2 \times 10^3}{0,9 \times 11,5 \times 400} = 400 \text{mm} < \xi_R h_o = 498,6 \text{mm}$$

Cốt thép:

$$A_s = \frac{N(e - h_o + x/2)}{R_s(h_o - a')} \\ = \frac{1656,2 \times 10^3 (635,56 - 760 + 400/2)}{280(760 - 40)} = 621 \text{ mm}^2$$

Kiểm tra: $\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh_o} \times 100 = \frac{2 \times 621}{400 \times 760} \times 100 = 0,4\% < 3\%$ (đạt)

Độ sai số: $\Delta\mu = 0$

- *Tính với cấp 3*

Độ lệch tâm tính toán:

$$e_{o1} = M/N = 142,1 \text{ mm}$$

$$e_a = \max \begin{cases} H/800 = 6350/800 = 7,9 \text{ mm} \\ h/30 = 800/30 = 26,67 \text{ mm} \end{cases}$$

Chọn $e_a = 26,67 \text{ mm}$

$$e_o = e_{o1} + e_a = 142,1 + 26,67 = 168,76 \text{ mm}$$

Giả thiết chọn $a = 40 \text{ mm}$, $a' = 40 \text{ mm}$, $h_o = 800 - 40 = 760 \text{ mm}$

Giả thiết hàm lượng cốt thép: $\mu = 0,4\%$.

$$\varphi_1 = 1 + \frac{M_u + N_u y}{M + Ny} = 1 + \frac{-13,82 + 1195,4 \times 0,4}{293,9 + 2068,3 \times 0,4} = 1,414$$

$$I_s = \mu b h_o \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 = 0,004 \times 400 \times 760 \times \left(\frac{800}{2} - 40 \right)^2 = 1,576 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_b = bh^3/12 = 400 \times 800^3/12 = 1,707 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Lực tới hạn qui ước:

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b}{l_o^2} \left[I_b \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] = \\ \frac{6,4 \times 27 \times 10^3}{(9525)^2} \left[\frac{1,707 \times 10^{10}}{1,414} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{168,76}{800}} + 0,1 \right) + \frac{21 \times 10^4}{27 \times 10^3} \times 1,576 \times 10^8 \right] \\ = 12760 \text{ kN}$$

Hệ số uốn dọc:

$$\eta_1 = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{2068,3}{12760}} = 1,193$$

$$e = \eta \cdot e_o + h/2 - a' = 1,193 \times 168,76 + 400 - 40 = 561,4 \text{ mm}$$

Tính cốt thép đối xứng

$$x = \frac{N}{\gamma_b R_b b} = \frac{2068,3 \times 10^3}{0,9 \times 11,5 \times 400} = 499,6 \text{ mm} > \xi_R h_o = 498,6 \text{ mm}$$

Cốt thép:

$$\epsilon = \frac{e_o}{h} = \frac{142,1}{800} = 0,211$$

$$x_1 = \left[\xi_R + \frac{1 - \xi_R}{1 + 50\epsilon_o^2} \right] h_o = \left[0,656 + \frac{1 - 0,656}{1 + 50 \times 0,211^2} \right] 760 = 579,7 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{Ne - \gamma_b R_b b x_1 (h_o - x/2)}{R_{sc} (h_o - a')}$$

$$= \frac{2068,3 \times 10^3 \times 561,4 - 0,9 \times 11,5 \times 579,7 (760 - 561,4/2)}{280(760 - 40)} = 162,87 \text{ mm}$$

Chọn $A_s = A'_s = 763(3d18)$

3- Kiểm tra khả năng chịu lực ngoài mặt phẳng uốn

+ Phần cột trên với $N_{max} = 1134kN$

Chiều dài tính toán $l_o = 2H_t = 2 \times 4,05 = 8,10 \text{ m}$

độ mảnh $\lambda_b = 810/40 = 20,25$

Hệ số $\phi = 0,74$, diện tích tiết diện $A_b = 40 \times 60 = 2400 \text{ cm}^2$

Tổng diện tích cốt thép $A_{s,tot} = 2 \times 1520 = 3040 \text{ mm}^2$

Tính toán kiểm tra theo công thức:

$$\phi(\gamma_b R_b A_b + R_s A_{s,tot}) = 0,74(0,9 \times 11,5 \times 240000 + 280 \times 3040) = 2468kN$$

$> N_{max} = 2154,5kN$ nên cột đủ khả năng chịu lực theo phương ngoài mặt phẳng uốn.

- Phần cột dưới với $N_{max} = 2068,3kN$, chiều dài tính toán

$$l_o = 1,2H_d = 7,62m$$

$$\lambda_b = 7,62/0,40 = 19$$

$$\phi = 0,775$$

Diện tích tiết diện $A_b = 40 \times 80 = 3200 \text{cm}^2$

Tổng diện tích cốt thép

$$A_{s,tot} = 2 \times 763,5 = 1527 \text{mm}^2$$

Tính toán kiểm tra theo công thức

$$\phi(\gamma_b R_b A_b + R_s A_{s,tot}) = 0,775(0,9 \times 11,5 \times 320000 + 280 \times 1527) = 2898kN$$

$> N_{max} = 2068,3kN$ vậy cột đủ khả năng chịu lực ngoài mặt phẳng uốn.

4.4- Tính toán cột trục B theo các điều kiện khác

1- Kiểm tra theo khả năng chịu cắt

Ở phần cột dưới, lực cắt lớn nhất xác định từ bảng tổ hợp

$$Q_{max} = 71,3kN$$

$Q < \varphi_3 \gamma_b R_{bx} b h_o = 0,6 \times 0,9 \times 0,9 \times 400 \times 760 = 147,74kN$ thỏa mãn điều kiện chịu cắt của bê tông.

Đặt cốt đai theo cấu tạo:

- Đường kính d8, đảm bảo lớn hơn 0,25 lần d20.

- Khoảng cách các cốt đai chọn là 300mm, đảm bảo không lớn hơn 15 lần đường kính cốt đạc chịu nén bé nhất d20.

2- Kiểm tra về nén cục bộ

Xét trường hợp nguy hiểm nhất ở nhịp BC

Định cột chịu lực nén do mái truyền xuống

$$N = G_{m2} + P_{m2} = 552,3 + 70,2 = 622,5kN$$

Bề rộng đầm mái kê lên cột 240mm bề dày tính toán của đoạn kê 260mm. Diện tích trực tiếp chịu nén cục bộ $A_{loc,1} = 240 \times 260 = 62400 \text{mm}^2$, diện tích tính toán của tiết diện đối xứng qua $A_{loc,1}$ tính được $A_{loc,2} = 400 \times 300 = 120000 \text{mm}^2$

Hệ số φ_b

$$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_{loc,2}}{A_{loc,1}}} = \sqrt[3]{\frac{1200}{624}} = 1,24 < 2,5$$

Cường độ chịu nén tính toán cục bộ của bêtông

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_b \gamma_b R_b = 1 \times 1,24 \times 0,9 \times 11,5 = 12,83 MPa$$

$$\psi = 0,75$$

ta có: $N = 622,5 > \psi R_{b,loc} A_{loc,1} = 0,75 \times 12,83 \times 62400 = 600,4 kN$
không thỏa mãn điều kiện về khả năng chịu nén cục bộ, do đó phải
gia cường lưới ô vuông dưới đầu cột.

Gia cố đầu cột bằng các lưới ô vuông d6, kích thước ô lưới 60x60 mm, bước lưới 120mm

Kiểm tra theo

$$N < R_{b,red} A_{loc,1}$$

Trong đó

$$\varphi_s = 4,5 - 3,5 \frac{A_{loc,1}}{A_{ef}} = 4,5 - 3,5 \frac{240 \times 260}{270 \times 360} = 1,39$$

$$\mu_{xy} = \frac{n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y}{A_{ef} s} = \frac{5 \times 28,3 \times 360 + 7 \times 28,3 \times 270}{270 \times 360 \times 120} = 0,00$$

$$\psi = \frac{\mu_{xy} R_{s,xy}}{\gamma_b R_b + 10} = \frac{0,009 \times 175}{0,9 \times 11,5 + 10} = 0,077$$

$$\varphi = \frac{1}{0,23 + \psi} = \frac{1}{0,23 + 0,077} = 3,25$$

$$R_{b,red} = \gamma_b R_b \varphi_b + \varphi \mu_{xy} R_s \varphi_s \\ = 0,9 \times 11,5 \times 1,24 + 3,25 \times 0,077 \times 175 \times 1,39 = 73,7$$

$N < R_{b,red} A_{loc,1} = 73,7 \times 240 \times 260 = 4599 kN$ thỏa mãn điều kiện về
khả năng chịu nén cục bộ

3- Tính toán vai cột

Sơ đồ tính toán conson ngắn

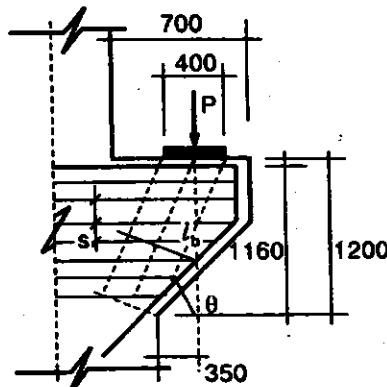
Vai cột cấu tạo đối xứng

Chiều cao làm việc $h_o = 1160mm$; $L_v = 600mm$

$L_v < 0,9 h_o = 1044mm$, vai cột làm việc như một conson ngắn

Lực tác dụng lên vai cột

$$P = D_{max} + G_d = 643,5 + 56,1 = 699,6 kN$$



Kiểm tra kích thước vai cột

$$P = 699,6 < 3,5 \gamma_b R_{bt} b h_o = 3,5 \times 0,9 \times 0,9 \times 400 \times 1160 = 1240 kN$$

⇒ Thỏa mãn điều kiện chịu lực của vai cột

Cầu trục làm việc trung bình, $K_v = 1$.

Khoảng cách từ lực P đến mép cột dưới

$$a_v = 750 - 400 = 350 \text{ mm}$$

$$P = 699,6 < \frac{K_v \gamma_b R_{bt} b h_o^2}{a_v} = \frac{1,2 \times 0,9 \times 0,9 \times 400 \times 1160^2}{350} = 1494,7 kN$$

(Điều kiện thỏa mãn)

- Tính cốt dọc

Mômen uốn tại tiết diện mép cột 1-1

$$M_1 = P a_v = 699,6 \times 0,35 = 244,86 kNm$$

Tính cốt thép với mômen tăng 25%

$$M = 1,25 M_1 = 1,25 \times 244,86 = 293,8 kNm$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_{bt} b h_o^2} = \frac{2,4486 \times 10^8}{0,9 \times 11,5 \times 400 \times 1160^2} = 0,043$$

Tra bảng có $\zeta = 0,977$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_o} = 2,4486 \times 10^8 / (280 \times 0,977 \times 1160) = 771 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Chọn 2d25 có } A_s = 981 \text{ mm}^2$$

- Tính cốt dai, cốt xiên

$$P = 699,6 > \phi_{b3} \gamma_b R_{bt} b h_o = 0,6 \times 0,9 \times 0,9 \times 400 \times 1160 = 225,5 kN$$

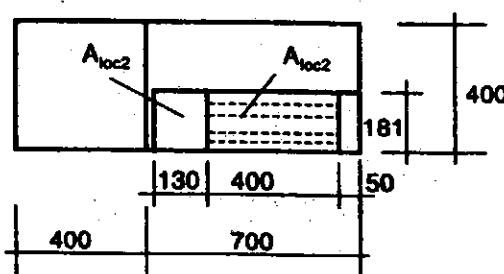
Phải tính cốt đai và cốt xiên

$h = 1000mm > 2,5a_v = 2,5 \times 350 = 875mm$ chọn cốt xiên và cốt đai ngang.

Chọn cốt đai d8, khoảng cách 150mm, thỏa mãn không quá $h/4 = 200mm$.

Diện tích cốt xiên cắt qua nửa trên đoạn L_x ($L_x = 1250mm$) không bé hơn $0,002bh_0 = 0,002 \times 400 \times 1160 = 928mm^2$, chọn 3d20 đặt thành hai lớp, thỏa mãn bé hơn d25 và $L_x/15 = 83mm$.

- Tính kiểm tra ép mặt lên vai



Sơ đồ tính ép mặt lên vai cột

Dầm cầu trục lắp ghép, lực nén lớn nhất của một dầm truyền vào vai là

$$N = 0,5G_d + D_{max1}$$

Giá trị D_{max} do P_{max} gây ra nhưng tính cho một bên dầm. Dựa vào đường ảnh hưởng ta tính được

$$D_{max1} = P_{max}(y_1 + y_3) = 1,1 \times 315 \times (1 + 0,683) = 523,7kN$$

$$N = 0,5 \times 56,1 + 523,7 = 551,75kN$$

Bề rộng dầm cầu trục được mở rộng ra 400mm, đoạn gối dầm lên vai 180mm, $A_{loc.1} = 400 \times 180 = 72000 mm^2$, diện tích tính toán khi nén cục bộ là $A_{loc.2} = 580 \times 180 = 104400 mm^2$

$$\text{Hệ số } \varphi_b: \varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_{loc.2}}{A_{loc.1}}} = \sqrt[3]{\frac{104400}{72000}} = 1,13 < 2,5$$

Cường độ chịu nén tính toán cục bộ của bê tông

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_b \gamma_b R_b = 1 \times 1,13 \times 0,9 \times 11,5 = 11,69 MPa$$

$$\psi = 0,75$$

ta có: $N = 551,75 > \psi \gamma_b R_{b,loc} A_{loc,1} = 0,75 \times 0,9 \times 11,69 \times 72000 = 568kN$, thỏa mãn điều kiện về khả năng chịu nén cục bộ.

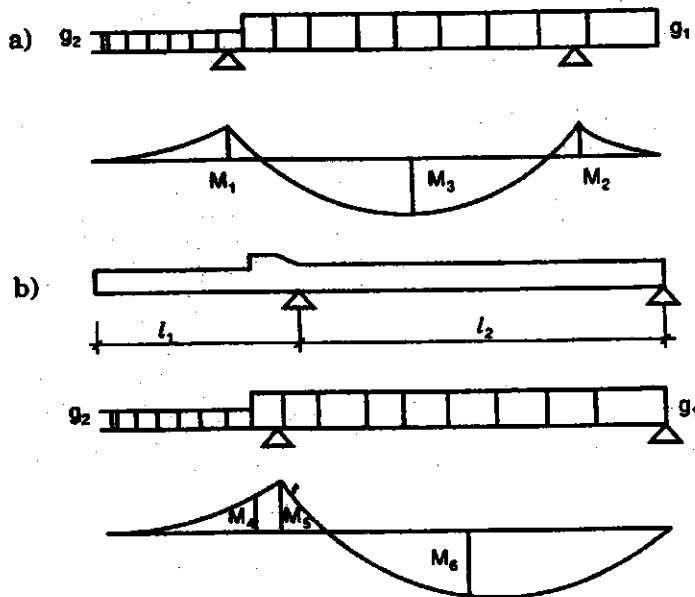
4. Kiểm tra vận chuyển và cẩu lắp

Khi vận chuyển và cẩu lắp hệ số động lực là 1,5.

Đoạn cột dưới $g_1 = 1,5 \times 0,4 \times 0,8 \times 25 = 12kN/m$

Đoạn cột trên $g_2 = 1,5 \times 0,4 \times 0,6 \times 25 = 9kN/m$

Xét các trường hợp bốc xếp, treo buộc ta chọn ra hai sơ đồ tính: cẩu móc ở hai đầu, cẩu móc một đầu như hình vẽ



a/ Khi chuyên chở và bốc xếp: Cột được đặt nằm ngang các điểm kê hoặc treo buộc cách nút dưới một đoạn $l_1 = 2,0m$, nút trên một đoạn $l_2 = 3,5m$ (hình a):

Mômen tại gối

$$M_1 = 0,5 \times 9 \times 3,5^2 = 51,975kNm$$

$$M_2 = 0,5 \times 12 \times 2,0^2 = 24kNm$$

Mômen lớn nhất ở đoạn giữa phần cột tìm được tại tiết diện cách gối một đoạn dưới một đoạn $2,23m$, giá trị tại đó $M_3 = 12,367kNm$. Qua so sánh mômen và tiết diện, chỉ cần kiểm tra với M_1 cho phần cột trên, với M_2 cho phần cột dưới là đủ.

Cột trên: kiểm tra khả năng chịu lực với tiết diện nằm ngang: $h = 400mm$, $h_o = 360mm$, cốt thép chỉ lấy ba cốt ngoài 1d12+2d22 có $A_s = 873,3mm^2$.

Kiểm tra theo công thức:

$$[M] = R_s A_s (h_o - a') = 280 \times 873,3 \times (360 - 40) = 78,24kNm$$

$$[M] > M_1 \text{ nên cột đủ khả năng chịu lực.}$$

Cột dưới: kiểm tra khả năng chịu lực với tiết diện nằm ngang: $h = 400mm$, $h_o = 360mm$, cốt thép chỉ lấy ba cốt ngoài 2d18+1d12 có $A_s = 622mm^2$.

Kiểm tra theo công thức:

$$[M] = R_s A_s (h_o - a') = 280 \times 622 \times (360 - 40) = 55,73kNm$$

$$[M] > M_2 \text{ nên cột đủ khả năng chịu lực.}$$

b/ Khi cầu lắp đặt cột theo phương nghiêng rồi mới cầu. Điểm cầu đặt tại vai cách nút trên 4,25m, chân cột tỳ lên đất (hình b).

Mômen lớn nhất ở phần cột trên, chỗ tiếp giáp với vai cột

$$M_4 = 0,5 \times 9 \times 4,05^2 = 73,81kNm$$

Tiết diện cột 400x100 với $A_s = 1520,4 mm^2$ (4d22), tính được

$$[M] = 280 \times 1520,4 \times 520 = 818,67kNm \text{ vậy cột đủ khả năng chịu lực.}$$

Ở phần cột dưới mômen lớn nhất tìm được cách chân cột một đoạn 2,95m giá trị mômen $M_6 = 19,8kNm$. Tiết diện có $h = 800mm$, $h_o = 760mm$, thép lấy là 3d18 có $A_s = 763,5mm^2$, tính được $[M] = 280 \times 763,5 \times 720 = 153,92kNm$ như vậy đủ khả năng chịu lực.

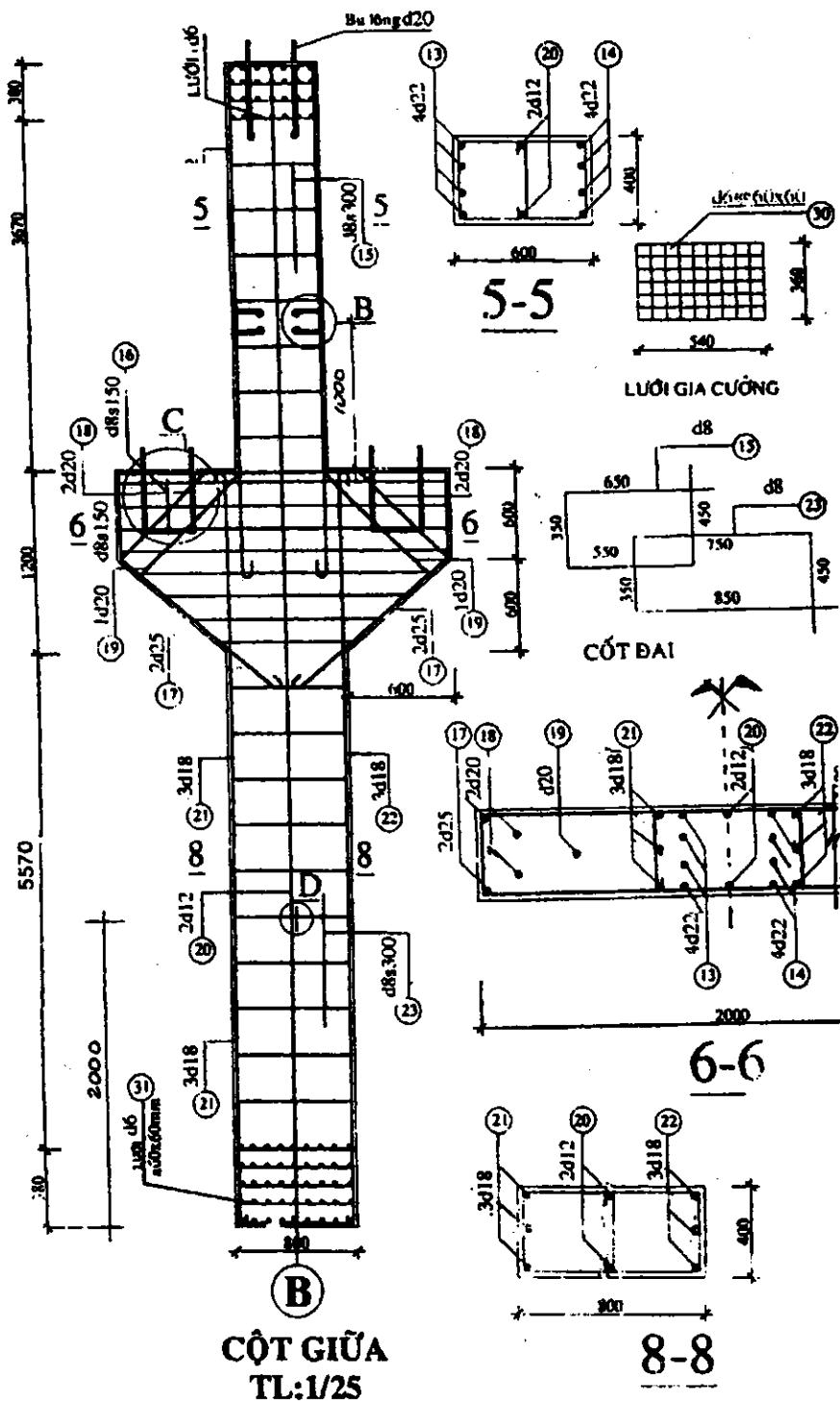
- Khi cầu lắp cột theo phương ngang. Điểm cầu đặt tại vai cách nút trên 4,25m, chân cột tỳ lên đất (hình b).

Tiết diện cột trên 600 x 400 với $A_s = 873 mm^2$ (2d22 + 1d12), tính được

$$[M] = 280 \times 873 \times 320 = 78,22kNm \text{ vậy cột đủ khả năng chịu lực.}$$

Tiết diện cột dưới 800x400 với $A_s = 622 mm^2$ (2d18+1d12), tính được

$$[M] = 280 \times 622 \times 320 = 55,7kNm \text{ vậy cột đủ khả năng chịu lực.}$$



4.4- Tính toán tiết diện cột trục B

Cột trục B có hình dáng bên ngoài đối xứng và nội lực theo hai chiều tương tự nhau nên đặt cốt thép đối xứng là hợp lí nhất.

1. Phân cột trên

Chiều dài tính toán $l_o = 2,5 \times H_i = 2,5 \times 4,05 = 10,125m$. Kích thước tiết diện chọn $b = 400mm$, $h = 600mm$. Giả thiết chọn $a = a' = 40mm$, $h_o = 600 - 40 = 560mm$

$$\text{Độ mảnh } \lambda_h = \frac{l_o}{h} = \frac{10,125}{0,60} = 25,3 > 4, \text{ cần xét đến uốn dọc}$$

Bảng tổ hợp nội lực nguy hiểm

Kí hiệu cặt nội lực	Kí hiệu ở bảng nội lực	M (kNm)	N (kN)	$e_{o1} = M/N$ (m)	$e_o = e_{o1} + e_a$ (m)	M _n (kNm)	N _n (kN)
1	II - 16	285,58	1075	0,249	0,2230	5,24	1015,4
2	II - 18	283,2	1134	0,250	0,270	5,24	1015,4

a- Tính với cặt 1:

Độ lệch tâm tính toán:

$$e_{o1} = M / N = 249,7mm$$

$$e_a = \max \begin{cases} H/600 = 10125/600 = 16,87mm \\ h/30 = 600/30 = 20mm \end{cases}$$

Chọn $e_a = 20mm$

$$e_o = e_{o1} + e_a = 249,7 + 20 = 269,7mm$$

Giả thiết chọn $a = 40mm$, $a' = 40mm$, $h_o = 600 - 40 = 560mm$

Giả thiết hàm lượng cốt thép: $\mu = 1,3\%$.

$$\varphi_1 = 1 + \frac{M_{ut} + N_{ut}y}{M + Ny} = 1 + \frac{5,24 + 1015,4 \times 0,3}{285,58 + 1075 \times 0,3} = 1,497$$

$$I_s = \mu b h_o \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 = 0,013 \times 400 \times 560 \times \left(\frac{600}{2} - 40 \right)^2 = 1,969 \times 10^8 mm^4$$

$$I_b = b h^3 / 12 = 400 \times 600^3 / 12 = 7,2 \times 10^9 mm^4$$

Lực tối hạn qui ước:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_o^2} \left[I_b \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] = \\ \frac{6,4 \times 27 \times 10^3}{(10125)^2} \left[\frac{7,2 \times 10^9}{1,497} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{269,7}{600}} + 0,1 \right) + \frac{21 \times 10^4}{27 \times 10^3} \times 1,969 \times 10^8 \right]$$

$$= 5014 kN$$

Hệ số uốn dọc:

$$\eta_1 = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1075}{5014}} = 1,292$$

$$e = \eta \cdot e_o + h/2 - a' = 1,292 \times 269,7 + 300 - 40 = 608,57 mm$$

Tính cốt thép đối xứng

$$x = \frac{N}{\gamma_b R_b b} = \frac{1075 \times 10^3}{0,9 \times 11,5 \times 400} = 273,9 mm < \xi_R h_o = 367,4 mm$$

Cốt thép:

$$A_s = \frac{N(e - h_o + x/2)}{R_s(h_o - a')} \\ = \frac{1075 \times 10^3 (608,57 - 560 + 273,9/2)}{280(560 - 40)} = 1445 mm^2$$

$$\text{Kiểm tra: } \mu = \frac{A_s + A'_s}{bh_o} \times 100 = \frac{2 \times 1445}{400 \times 560} \times 100 = 1,3\% < 3\% \text{ (đạt)}$$

Độ sai số: $\Delta\mu = 0$

b- Tính với cặp 2

Độ lệch tâm tính toán:

$$e_{o1} = M/N = 250 mm$$

$$e_a = \max \begin{cases} H/600 = 10,125/600 = 16,8 mm \\ h/30 = 600/30 = 20 mm \end{cases}$$

Chọn $e_a = 20 mm$

$$e_o = e_{o1} + e_a = 250 + 20 = 270 mm$$

Giả thiết chọn $a = 40mm$, $a' = 40mm$, $h_o = 600 - 40 = 560mm$

Giả thiết hàm lượng cốt thép: $\mu = 1,3\%$

$$\varphi_1 = 1 + \frac{M_{lt} + N_{lt}y}{M + Ny} = 1 + \frac{19,37 + 555,7 \times 0,3}{230,4 + 1157,9 \times 0,3} = 1,32$$

$$I_s = \mu b h_o \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 = 0,00875 \times 400 \times 360 \times \left(\frac{400}{2} - 40 \right)^2 = 1,325 \times 10^8 m^4$$

$$I_b = bh^3 / 12 = 400 \times 600^3 / 12 = 7,2 \times 10^9 mm^4$$

Lực tối hạn qui ước:

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b}{l_o^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_1} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] = \\ \frac{6,4 \times 27 \times 10^3}{(9525)^2} \left[\frac{7,2 \times 10^9}{1,27} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{219}{600}} + 0,1 \right) + \frac{21 \times 10^4}{27 \times 10^3} \times 1,325 \times 10^8 \right] \\ = 5454 kN$$

Hệ số uốn dọc:

$$\eta_1 = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1157,9}{5454}} = 1,27$$

$$e = \eta \cdot e_o + h/2 - a' = 1,27 \times 218 + 300 - 40 = 538 mm$$

Tính cốt thép đối xứng

$$x = \frac{N}{\gamma_b R_b b} = \frac{1157,9 \times 10^3}{0,9 \times 11,5 \times 400} = 279,7 mm < \xi_R h_o = 367,4 mm$$

Cốt thép:

$$A_s = \frac{N(e - h_o + x/2)}{R_s(h_o - a')} \\ = \frac{1157,9 \times 10^3 (538 - 560 + 2279,7/2)}{280(560 - 40)} = 937 mm^2$$

$$\text{Kiểm tra: } \mu = \frac{A_s + A'_s}{bh_o} \times 100 = \frac{2 \times 937}{400 \times 560} \times 100 = 0,83\% < 3\% \text{ (đạt)}$$

$$\text{Độ sai số: } \Delta\mu = \frac{|0,83 - 0,875|}{0,83} = 0,05$$

2- Phần cột dưới

Chiều dài tính toán $l_o = 1,5 \times 6,35 = 9,525m$, kích thước tiết diện $b = 400mm$, $h = 800mm$

Giả thiết chọn $a = a' = 40mm$ $h_o = 800 - 40 = 560mm$.

Độ mảnh $\lambda_h = l_0/h = 9525/800 = 12 > 4$, cần phải xét đến ảnh hưởng của uốn dọc.

Nội lực nguy hiểm chọn từ bảng tổ hợp

Kí hiệu cặp nội lực	Kí hiệu ở bảng nội lực	M (kNm)	N (kN)	$e_{o1} = M/N$ (m)	$e_o = e_{o1} + e_a$ (m)	M _{lt} (kNm)	N _{lt} (kN)
1	IV - 16	331,3	1794,6	0,185	0,211	-13,82	1195,4
2	IV - 17	-341,3	1656,2	0,206	0,233	-13,82	1195,4
3	IV - 18	293,9	2068,3	0,142	0,169	-13,82	1195,4

a- Tính với cặp 1

Độ lệch tâm tính toán:

$$e_{o1} = M/N = 184,6mm$$

$$e_a = \max \begin{cases} H/800 = 6350/800 = 7,9mm \\ h/30 = 800/30 = 26,67mm \end{cases}$$

$$\text{Chọn } e_a = 26,67mm$$

$$e_o = e_{o1} + e_a = 184,6 + 26,67 = 211,27mm$$

Giả thiết chọn $a = 40mm$, $a' = 40mm$, $h_o = 800 - 40 = 760mm$

Giả thiết hàm lượng cốt thép: $\mu = 0,4\%$.

$$\varphi_1 = 1 + \frac{M_{lt} + N_{lt}y}{M + Ny} = 1 + \frac{-13,82 + 1195,4 \times 0,4}{331,3 + 1794,6 \times 0,4} = 1,443$$

$$I_s = \mu b h_o \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 = 0,004 \times 400 \times 760 \times \left(\frac{800}{2} - 40 \right)^2 = 1,576 \times 10^8 mm^4$$

$$I_b = bh^3/12 = 400 \times 800^3/12 = 1,707 \times 10^{10} mm^4$$

Lực tối hạn qui ước:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_o^2} \left[\frac{I_b}{\Psi_1} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] =$$

$$\frac{6,4 \times 27 \times 10^3}{(9525)^2} \left[\frac{1,707 \times 10^{10}}{1,443} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{211,27}{800}} + 0,1 \right) + \frac{21 \times 10^4}{27 \times 10^3} \times 1,576 \times 10^3 \right] = 11400 kN$$

Hệ số uốn dọc:

$$\eta_1 = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1794,6}{11400}} = 1,187$$

$$e = \eta \cdot e_o + h/2 - a' = 1,187 \times 211,27 + 400 - 40 = 610,77 mm$$

Tính cốt thép đối xứng

$$x = \frac{N}{\gamma_b R_b b} = \frac{1794,6 \times 10^3}{0,9 \times 11,5 \times 400} = 433,47 mm \quad < \xi_R h_o = 498,6 mm$$

Cốt thép:

$$A_s = \frac{N(e - h_o + (x/2))}{R_s(h_o - a')}$$

$$= \frac{1794,6 \times 10^3 (610,77 - 760 + (433,47/2))}{280(760 - 40)} = 601 mm^2$$

$$\text{Kiểm tra: } \mu = \frac{A_s + A'_s}{bh_o} \times 100 = \frac{2 \times 601}{400 \times 760} \times 100 = 0,395\% < 3\% \text{ (đạt)}$$

$$\text{Độ sai số: } \Delta\mu = \left| \frac{0,395 - 0,4}{0,395} \right| = 0,012$$

b-Tính với cấp 2

Độ lệch tâm tính toán:

$$e_{o1} = M/N = 206,1 mm$$

$$e_a = \max \left| \begin{array}{l} H/800 = 6350/800 = 7,9mm \\ h/30 = 800/30 = 26,67mm \end{array} \right.$$

Chọn $e_a = 26,67mm$

$$e_o = e_{o1} + e_a = 206,1 + 26,67 = 232,74mm$$

Giả thiết chọn $a = 40mm$, $a' = 40mm$, $h_o = 800 - 40 = 760mm$

Giả thiết hàm lượng cốt thép: $\mu = 0,4\%$.

$$\varphi_1 = 1 + \frac{M_{lt} + N_{lt}y}{M + Ny} = 1 + \frac{13,82 + 1195,4 \times 0,4}{341,3 + 1656,2 \times 0,4} = 1,490$$

$$I_s = \mu b h_o \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 = 0,004 \times 400 \times 760 \times \left(\frac{800}{2} - 40 \right)^2 = 1,576 \times 10^8 mm^4$$

$$I_b = bh^3/12 = 400 \times 800^3/12 = 1,707 \times 10^{10} mm^4$$

Lực tối hạn qui ước:

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b}{l_o^2} \left[\frac{l_b}{\varphi_1} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] =$$

$$\frac{6,4 \times 27 \times 10^3}{(9525)^2} \left[\frac{1,707 \times 10^{10}}{1,490} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{232,74}{800}} + 0,1 \right) + \frac{21 \times 10^4}{27 \times 10^3} \times 1,576 \times 10^8 \right]$$

$$= 10650kN$$

Hệ số uốn dọc:

$$\eta_1 = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1656,2}{10650}} = 1,184$$

$$e = \eta e_o + h/2 - a' = 1,184 \times 232,74 + 400 - 40 = 635,56mm$$

Tính cốt thép đối xứng

$$x = \frac{N}{\gamma_b R_b b} = \frac{1656,2 \times 10^3}{0,9 \times 11,5 \times 400} = 400mm < \xi_R h_o = 498,6mm$$

Cốt thép:

$$A_s = \frac{N(e - h_o + x/2)}{R_s(h_o - a')} \\ = \frac{1656,2 \times 10^3 (635,56 - 760 + 400/2)}{280(760 - 40)} = 621 \text{mm}^2$$

Kiểm tra: $\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh_o} \times 100 = \frac{2 \times 621}{400 \times 760} \times 100 = 0,4\% < 3\% \text{ (đạt)}$

Độ sai số: $\Delta\mu = 0$

c- Tính với cấp 3

Độ lệch tâm tính toán:

$$e_{o1} = M/N = 142,1 \text{mm}$$

$$e_a = \max \begin{cases} H/800 = 6350/800 = 7,9 \text{mm} \\ h/30 = 800/30 = 26,67 \text{mm} \end{cases}$$

Chọn $e_a = 26,67 \text{mm}$

$$e_o = e_{o1} + e_a = 142,1 + 26,67 = 168,76 \text{mm}$$

Giả thiết chọn $a = 40 \text{mm}$, $a' = 40 \text{mm}$, $h_o = 800 - 40 = 760 \text{mm}$

Giả thiết hàm lượng cốt thép: $\mu = 0,4\%$.

$$\varphi_1 = 1 + \frac{M_{lt} + N_{lt}y}{M + Ny} = 1 + \frac{-13,82 + 1195,4 \times 0,4}{293,9 + 2068,3 \times 0,4} = 1,414$$

$$I_s = \mu b h_o \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 = 0,004 \times 400 \times 760 \times \left(\frac{800}{2} - 40 \right)^2 = 1,576 \times 10^8 \text{mm}^4$$

$$I_b = bh^3/12 = 400 \times 800^3/12 = 1,707 \times 10^{10} \text{mm}^4$$

Lực tối hạn quy ước:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_o^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_1} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] = \\ \frac{6,4 \times 27 \times 10^3}{(9525)^2} \left[\frac{1,707 \times 10^{10}}{1,414} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{168,76}{800}} + 0,1 \right) + \frac{21 \times 10^4}{27 \times 10^3} \times 1,576 \times 10^8 \right] \\ = 12760 \text{kN}$$

Hệ số uốn dọc:

$$\eta_1 = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{2068,3}{12760}} = 1,193$$

$$e = \eta_1 e_o + h/2 - a' = 1,193 \times 168,76 + 400 - 40 = 561,4 \text{ mm}$$

Tính cốt thép đối xứng

$$x = \frac{N}{\gamma_b R_b b} = \frac{2068,3 \times 10^3}{0,9 \times 11,5 \times 400} = 499,6 \text{ mm} \quad > \xi_R h_o = 498,6 \text{ mm}$$

Cốt thép:

$$\varepsilon = \frac{e_o}{h} = \frac{142,1}{800} = 0,211$$

$$x_1 = \left[\xi_R + \frac{1 - \xi_R}{1 + 50\varepsilon_o^2} \right] h_o = \left[0,656 + \frac{1 - 0,656}{1 + 50 \times 0,211^2} \right] 760 = 579,7 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{Ne - \gamma_b R_b b x_1 (h_o - x/2)}{R_{sc} (h_o - a')} \\ = \frac{2068,3 \times 10^3 \times 561,4 - 0,9 \times 11,5 \times 579,7 (760 - 561,4/2)}{280(760 - 40)} = 162,87 \text{ mm}^2$$

Chọn $A_s = A'_s = 763(3d18)$

3- Kiểm tra khả năng chịu lực ngoài mặt phẳng uốn

+ Phần cột trên với $N_{max} = 1134 \text{ kN}$

Chiều dài tính toán $l_o = 2H_t = 2 \times 4,05 = 8,10 \text{ m}$

độ mảnh $\lambda_b = 810/40 = 20,25$

Hệ số $\varphi = 0,74$, diện tích tiết diện $A_b = 40 \times 60 = 2400 \text{ cm}^2$

Tổng diện tích cốt thép $A_{s,tot} = 2 \times 1520 = 3040 \text{ mm}^2$

Tính toán kiểm tra theo công thức

$$\varphi(\gamma_b R_b A_b + R_s A_{s,tot}) = 0,74(0,9 \times 11,5 \times 240000 + 280 \times 3040) = 2468 \text{ kN}$$

$> N_{max} = 2154,5 \text{ kN}$ nên cột đủ khả năng chịu lực theo phương ngoài mặt phẳng uốn.

+ Phần cột dưới với $N_{max} = 2068,3 \text{ kN}$, chiều dài tính toán

$$l_o = 1,2H_d = 7,62m$$

$$\lambda_b = 7,62 / 0,40 = 19$$

$$\varphi = 0,775$$

Diện tích tiết diện $A_b = 40 \times 80 = 3200 \text{cm}^2$

Tổng diện tích cốt thép

$$A_{s,tot} = 2 \times 763,5 = 1527 \text{mm}^2$$

Tính toán kiểm tra theo công thức

$$\varphi(\gamma_b R_b A_b + R_s A_{s,tot}) = 0,775(0,9 \times 11,5 \times 320000 + 280 \times 1527) = 2898 \text{kN}$$

$> N_{max} = 2068,3 \text{kN}$ vậy cột đủ khả năng chịu lực ngoài mặt phẳng uốn.

4. Móng

4.1- Móng cột biên

Cặp nội lực	M (kNm)	N (kN)	Q (kN)	e_o (m)	M^c (kNm)	N^c (kN)	Q^c (kN)	e_o^c (m)
1	225,40	600,96	33,34	0,43	196,0	522,57	28,99	0,43
2	-235,38	1102,70	-47,65	0,256	-204,68	958,86	-41,43	0,256
3	230,40	1157,90	15,73	0,212	200,34	1006,86	13,68	0,212

Số liệu: Bêtông B 20, $n_{tb} = 1,15$

Cốt thép $R_s = 280 \text{MPa}$

Cường độ tiêu chuẩn của đất nền tại cao trình đáy móng
 $R^c = 200 \text{kN/m}^2$

Khối lượng trung bình của đất đắp và móng: $\gamma_{tb} = 20 \text{kN/m}^3$

a) Xác định A_f

Diện tích đáy móng xác định sơ bộ theo:

- Tính với cặp 3:

Chọn chiều sâu đặt móng $H = 1,7m$

$$A_f = \frac{kN^c}{R^c - \gamma_{tb}H} = \frac{1,2 \times 1006,86}{200 - 20 \times 1,7} = 7,27 \text{ m}^2$$

Chọn $A_f = a \times b = 3 \times 2,5 = 7,5 \text{ m}^2$

Kiểm tra: Chọn sơ bộ chiều cao móng $h = 1m$

$$M_f^c = M^c + Q^c h = 200,34 + 13,68 = 214,02 kNm$$

$$e_o^c = \frac{M_f^c}{N^c} = \frac{214,02}{1006,86} = 0,212m < \frac{a}{6} = \frac{3}{6} = 0,5 \text{ m}$$

do đó biểu đồ phản lực đất nền tại đáy móng có dạng hình thang

$$P_{\max}^c = \frac{N^c}{A_f} \left(1 + \frac{6e_o^c}{a} \right) = \frac{1006,86}{7,5} \left(1 + \frac{6 \times 0,212}{3} \right) = 191,17 kN/m^2$$

$$P_{\min}^c = \frac{N^c}{A_f} \left(1 - \frac{6e_o^c}{a} \right) = \frac{1006,86}{7,5} \left(1 - \frac{6 \times 0,212}{3} \right) = 77,33 kN/m^2$$

$$P_{\max}^c = 191,17 kN/m^2 < 1,2R^c - \gamma_{tb}H = 1,2 \times 200 - 20 \times 1,7 = 206 kN/m^2$$

(thỏa)

+ Tính với cặp 1

$$M_f^c = M^c + Q^c h = 196 + 28,99 \times 1 = 224,99 kNm$$

$$e_o^c = \frac{M_f^c}{N^c} = \frac{224,99}{522,57} = 0,43 \text{ m} < \frac{a}{6}$$

do đó biểu đồ phản lực đất nền tại đáy móng có dạng hình thang

$$P_{\max}^c = \frac{N^c}{A_f} \left(1 + \frac{6e_o^c}{a} \right) = \frac{522,57}{7,5} \left(1 + \frac{6 \times 0,43}{3} \right) = 129,59 kN/m^2$$

$$P_{\min}^c = \frac{N^c}{A_f} \left(1 - \frac{6e_o^c}{a} \right) = \frac{522,57}{7,5} \left(1 - \frac{6 \times 0,43}{3} \right) = 9,75 kN/m^2$$

$$P_{\max}^c = 129,59 kN/m^2 < 1,2R^c - \gamma_{tb}H = 206 kN/m^2 \text{ (thỏa)}$$

+ Tính với cặp 2

$$M_f^c = -204,68 - 41,43 \times 1 = -246,6 kNm$$

$$e_o^c = \frac{M_f^c}{N^c} = \frac{246,6}{958,86} = 0,256 \text{ m} < \frac{a}{6}$$

do đó biểu đồ phản lực đất nền tại đáy móng có dạng hình thang

$$P_{\max}^c = \frac{N^c}{A_f} \left(1 + \frac{6e_o^c}{a} \right) = \frac{958,86}{7,5} \left(1 + \frac{6 \times 0,256}{3} \right) = 193,43 kN/m^2$$

$$P_{\min}^c = \frac{N^c}{A_f} \left(1 - \frac{6e_o^c}{a} \right) = \frac{958,86}{7,5} \left(1 - \frac{6 \times 0,256}{3} \right) = 62,22 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\max}^c = 193,43 \text{ kN/m}^2 < 1,2R^c - \gamma_{tb}H = 206 \text{ kN/m}^2 \text{ (thỏa)}$$

Vậy diện tích đáy móng thỏa cả ba cặp nội lực.

b) *Kiểm tra nén thủng:* (Tính với tải trọng tính toán, không kể trọng lượng bản thân móng và đất phủ)

- Tính với cặp 1

$$M_f = M + Qh = M_f^c \times 1,15 = 258,73 \text{ kNm}$$

$$N = 600,96 \text{ kN}$$

$$e_o = \frac{M_f}{N} = \frac{258,73}{600,97} = 0,43 < \frac{a}{6}$$

$$P_{\max} = \frac{N}{A_f} \left(1 + \frac{6e_o}{a} \right) = P_{\max}^c \times 1,15 = 149,02 \text{ kN/m}^2 < 1,2R^c = 240 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\min} = \frac{N}{A_f} \left(1 - \frac{6e_o}{a} \right) = P_{\max}^c \times 1,15 = 14,21 \text{ kN/m}^2$$

- Tính với cặp 2

$$M_f = M + Qh = M_f^c \times 1,15 = 283,59 \text{ kNm}$$

$$N = 1102,7 \text{ kN}$$

$$e_o = \frac{M_f}{N} = \frac{283,59}{1102,7} = 0,256 < \frac{a}{6}$$

$$P_{\max} = \frac{N}{A_f} \left(1 + \frac{6e_o}{a} \right) = P_{\max}^c \times 1,15 = 222,44 \text{ kN/m}^2 < 1,2R^c = 240 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\min} = \frac{N}{A_f} \left(1 - \frac{6e_o}{a} \right) = P_{\max}^c \times 1,15 = 71,55 \text{ kN/m}^2$$

- Tính với cặp 3

$$M_f = M + Qxh = M_f^c \times 1,15 = 246,12 \text{ kNm}$$

$$N = 1157,90 \text{ kN}$$

$$e_o = \frac{M_f}{N} = \frac{246,12}{1157,90} = 0,212 < \frac{a}{6}$$

$$P_{\max} = \frac{N}{A_f} \left(1 + \frac{6e_o}{a} \right) = P_{\max}^c \times 1,15 = 191,17 \times 1,15 = \\ = 219,83 \text{ kN/m}^2 < 1,2R^c = 240 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\min} = \frac{N}{A_f} \left(1 - \frac{6e_o}{a} \right) = P_{\max}^c \times 1,15 = 88,92 \text{ kN/m}^2$$

Điều kiện nén thủng: $F \leq \alpha R_{bt} \cdot u_m \cdot h_o$

Giả thiết $a = 50mm$

$$h_o = h - a = 950mm; R_{bt} = 0,9MPa \text{ em sa}$$

$$u_m = b_c + h_o = 0,4 + 0,95 = 1,35m$$

$$R_{bt} u_m h_o = 0,9 \times 1550 \times 950 = 1325,25kN$$

$$F = P_{\max} \cdot A_1$$

$$A_1 = \frac{1}{4} \left[(b^2 - (b_C - 2h_o)^2 + 2b(a + b_c - b - h_c)) \right]$$

$$A_1 = \frac{1}{4} \left[2,5^2 - (0,4 - 2 \times 0,95)^2 + 2 \times 2,5(2,5 - 0,4 - 3 - 0,6) \right] = 1,37m^2$$

(chọn P_{\max} của cặp 2)

$$F = P_{\max} \cdot A_1 = 222,44 \times 1,375 = 305,85kN < 325,25kN$$

Móng không bị nén thủng, chiều cao móng chọn như trên thỏa.

c) *Tính cốt thép*

+ Theo phương cạnh dài (a)

Chọn cặp 3 (là cặp nguy hiểm nhất) để tính:

$$M = \frac{1}{6} (2P_{\max} + P) l_1^2$$

$$P_{\max} = 219,83 \text{ kN/m}^2; P = 167,46 \text{ kN/m}^2$$

$$l_1 = \frac{a - h_c}{2} = 1,2 \text{ m}$$

$$M = \frac{1}{6} (2 \times 219,83 + 167,46) 1,2^2 = 145,67kNm$$

$$A_s = \frac{M}{0,9R_s \cdot h_o} = \frac{145670000}{0,9 \times 280 \times 950} = 608 \text{ mm}^2$$

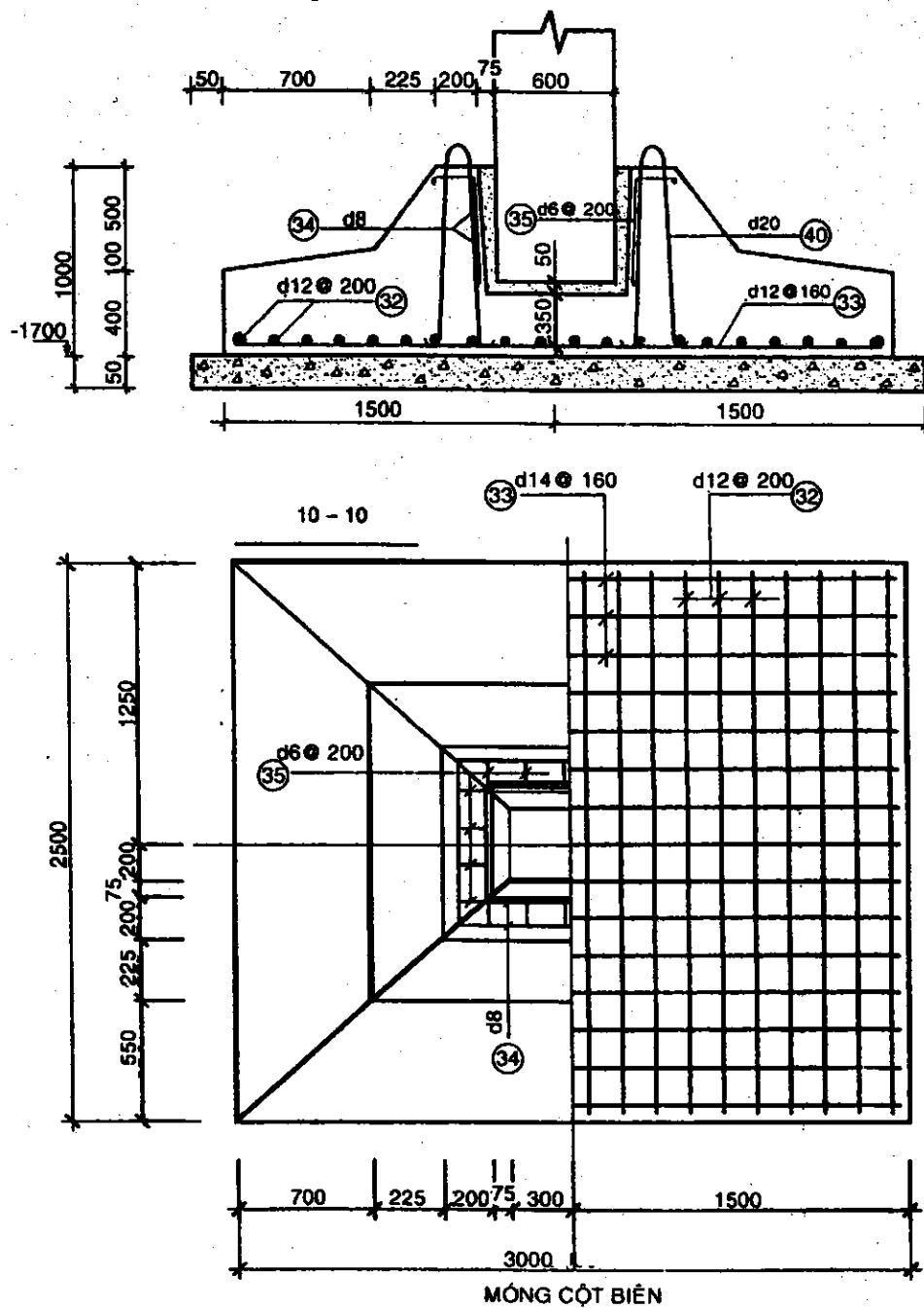
chọn d12 @ 160 ($A_s = 678,6 \text{ mm}^2$)

• Theo phương cạnh ngắn (b)

$$M = \frac{1}{2} P_{tb} \cdot l_2^2 = \frac{1}{2} \left(\frac{219,83 + 88,92}{2} \right) 1,05^2 = 85,1kNm$$

$$A_s = \frac{M}{0,9R_s \cdot h_o} = \frac{85100000}{0,9 \times 280 \times 950} = 355 \text{ mm}^2$$

chọn d12 @ 200 ($A_s = 565,5 \text{ mm}^2$)



4.2- Móng cột giữa

Cặp nội lực	M (kNm)	N (kN)	Q (kN)	e _o (m)	M ^c (kNm)	N ^c (kN)	Q ^c (kN)	e _o ^c (m)
1	331,3	1794,6	71,3	0,232	288,0	1560,5	62,0	0,232
2	-341,3	1656,2	-63,7	0,252	296,8	1440,2	55,4	0,252
3	293,9	2068,3	34,4	0,162	255,6	1798,5	29,9	0,162

a) Xác định A_f

Diện tích đáy móng xác định sơ bộ theo:

- Tính với cặp 3: Chọn chiều sâu đặt móng H = 1,7 m

$$A_f = \frac{kN^c}{R^c - \gamma_{tb}H} = \frac{1798,5}{200 - 20 \times 1,7} = 10,83 \text{ m}^2$$

Chọn A_f = q × b = 3,8 × 3 = 11,4 m²

Kiểm tra: Chọn sơ bộ chiều cao móng: h = 1,2 m

$$M_f^c = M^c + Q^c h = 255,6 + 29,9 \times 1,2 = 291,48 \text{ kNm}$$

$$e_o^c = \frac{M_f^c}{N^c} = \frac{291,48}{1798,5} = 0,162 < \frac{a}{6} = \frac{3,8}{6}$$

Do đó, biểu đồ phản lực đất nền có dạng hình thang

$$P_{\max}^c = \frac{N^c}{A_f} \left(1 + \frac{6e_o^c}{a} \right) = \frac{1798,5}{11,4} \left(1 + \frac{6 \times 0,162}{3,8} \right) = 198,1 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\min}^c = \frac{N^c}{A_f} \left(1 - \frac{6e_o^c}{a} \right) = \frac{1798,5}{11,4} \left(1 - \frac{6 \times 0,162}{3,8} \right) = 117,39 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\max}^c = 198,11 \text{ kN/m}^2 < 1,2R^c - \gamma_{tb}H = 206 \text{ kN/m}^2 \text{ (thỏa)}$$

- Tính với cặp 2

$$M_f^c = M^c + Q^c h = 296,8 + 55,4 \times 1,2 = 363,28 \text{ kNm}$$

$$e_o^c = \frac{M_f^c}{N^c} = \frac{363,28}{1440,2} = 0,252 < \frac{a}{6}$$

Do đó, biểu đồ phản lực đất nền có dạng hình thang:

$$P_{\max}^c = \frac{N^c}{A_f} \left(1 + \frac{6e_o^c}{a} \right) = \frac{1440,2}{11,4} \left(1 + \frac{6 \times 0,252}{3,8} \right) = 176,61 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\min}^c = \frac{N^c}{A_f} \left(1 - \frac{6e_o^c}{a} \right) = \frac{1440,2}{11,4} \left(1 - \frac{6 \times 0,252}{3,8} \right) = 76,06 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\max}^c = 176,61 \text{ kN/m}^2 < 1,2R^c - \gamma_{tb}H = 206 \text{ kN/m}^2 \text{ (thỏa)}$$

- Tính với cặp 1

$$M_f^c = M^c + Q^c h = 288 + 62 \times 1,2 = 362,4 \text{ kNm}$$

$$e_o^c = \frac{M_f^c}{N^c} = \frac{362,4}{1560,5} = 0,232 \text{ m} < \frac{a}{6}$$

Do đó, biểu đồ phản lực đất nền có dạng hình thang

$$P_{\max}^c = \frac{N^c}{A_f} \left(1 + \frac{6e_o^c}{a} \right) = \frac{1560,5}{11,4} \left(1 + \frac{6 \times 0,232}{3,8} \right) = 187,08 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\min}^c = \frac{N^c}{A_f} \left(1 - \frac{6e_o^c}{a} \right) = \frac{1560,5}{11,4} \left(1 - \frac{6 \times 0,232}{3,8} \right) = 86,69 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\max}^c = 187,08 \text{ kN/m}^2 < 1,2R^c - \gamma_{tb}H = 206 \text{ kN/m}^2 \text{ (thỏa)}$$

b) Kiểm tra néng thẳng

(Tính với tải trọng tính toán, không kể trọng lượng bản thân móng và đất phủ)

- Tính với cặp 1

$$M_f = M + Qh = 331,3 + 71,3 \times 1,2 = 416,86 \text{ kNm}$$

$$N = 1794,6 \text{ kN}$$

$$e_0 = \frac{M_f}{N} = \frac{416,86}{1794,6} = 0,232 < \frac{a}{6}$$

$$P_{\max} = \frac{N}{A_f} \left(1 + \frac{6e_o}{a} \right) = P_{\max}^c \times 1,15$$

$$= 215,14 \text{ kN/m}^2 < 1,2R^c = 240 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\min} = \frac{N}{A_f} \left(1 - \frac{6e_o}{a} \right) = P_{\max}^c \times 1,15 = 99,68 \text{ kN/m}^2$$

• Tính với cặp 2

$$M_f = M + Qh = -341,3 - 63,7 \times 1,2 = -417,7 \text{ kNm}$$

$$N = 1656,2 \text{ kN}$$

$$e_o = \frac{M_f}{N} = \frac{417,7}{1656,2} = 0,252 < \frac{a}{6}$$

$$P_{\max} = \frac{N}{A_f} \left(1 + \frac{6e_o}{a} \right) = P_{\max}^c \times 1,15$$

$$= 203,10 \text{ kN/m}^2 < 1,2R^c = 240 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\min} = \frac{N}{A_p} \left(1 - \frac{6e_o}{a} \right) = P_{\max}^c \times 1,15 = 87,46 \text{ kN/m}^2$$

• Tính với cặp 3

$$M_f = M + Qh = 293,9 + 34,4 \times 1,2 = 335,18 \text{ kNm}$$

$$N = 2068,3 \text{ kN}$$

$$e_o = \frac{M_f}{N} = \frac{335,18}{2068,3} = 0,162 < \frac{a}{6}$$

$$P_{\max} = \frac{N}{A_f} \left(1 + \frac{6e_o}{a} \right) = P_{\max}^c \times 1,15$$

$$= 227,83 \text{ kN/m}^2 < 1,2R^c = 240 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\min} = \frac{N}{A_f} \left(1 - \frac{6e_o}{a} \right) = P_{\max}^c \times 1,15 = 134,50 \text{ kN/m}^2$$

Điều kiện nén thẳng

$$F \leq \alpha R_{bt} u_m h_o$$

chọn $a = 50 \text{ mm}$

$$h_o = h - a = 1,20 - 0,05 = 1,15 \text{ m}$$

$$u_m = b_c + h_o = 0,4 + 1,15 = 1,55 \text{ m}$$

• $R_{bt} \cdot u_m \cdot h_o = 0,9 \times 1,55 \times 1,15 = 1604,25 \text{ kN}$

• $F = P_{\max} \cdot A_1$

$$A_1 = \frac{1}{4} \left[(b^2 - (b_c - 2h_o)^2) + 2b(a + b_c - b - h_c) \right]$$

$$A_1 = \frac{1}{4} \left[3^2 - (0,4 - 2 \times 0,95)^2 + 2 \times 3(3,8 - 0,4 - 3 - 0,8) \right] = 2,287 \text{ m}^2$$

(chọn P_{\max} của cặp 3)

$$F = P_{\max} \cdot A_1 = 227,83 \times 2,287 = 521,04 kN < 1176,45 kN \text{ (thỏa)}$$

Chiều cao móng chọn như trên thỏa.

c) *Tính cốt thép*

- Theo phương cạnh dài (a)

Chọn cặp 3 (là cặp nguy hiểm nhất) để tính

$$M = \frac{1}{6}(2P_{\max} + P)l_1^2$$

$$P_{\max} = 227,83 kN/m^2$$

$$P = 190,99 kN/m^2$$

$$l_1 = \frac{a - h_c}{2} = \frac{3,8 - 0,8}{2} = 1,5 \text{ m}$$

$$M = \frac{1}{6}(2 \times 227,83 + 190,99)1,5^2 = 242,49 kNm$$

$$A_s = \frac{M}{0,9R_s h_o} = \frac{242490000}{0,9 \times 280 \times 1150} = 837 mm^2$$

chọn d14 @ 160

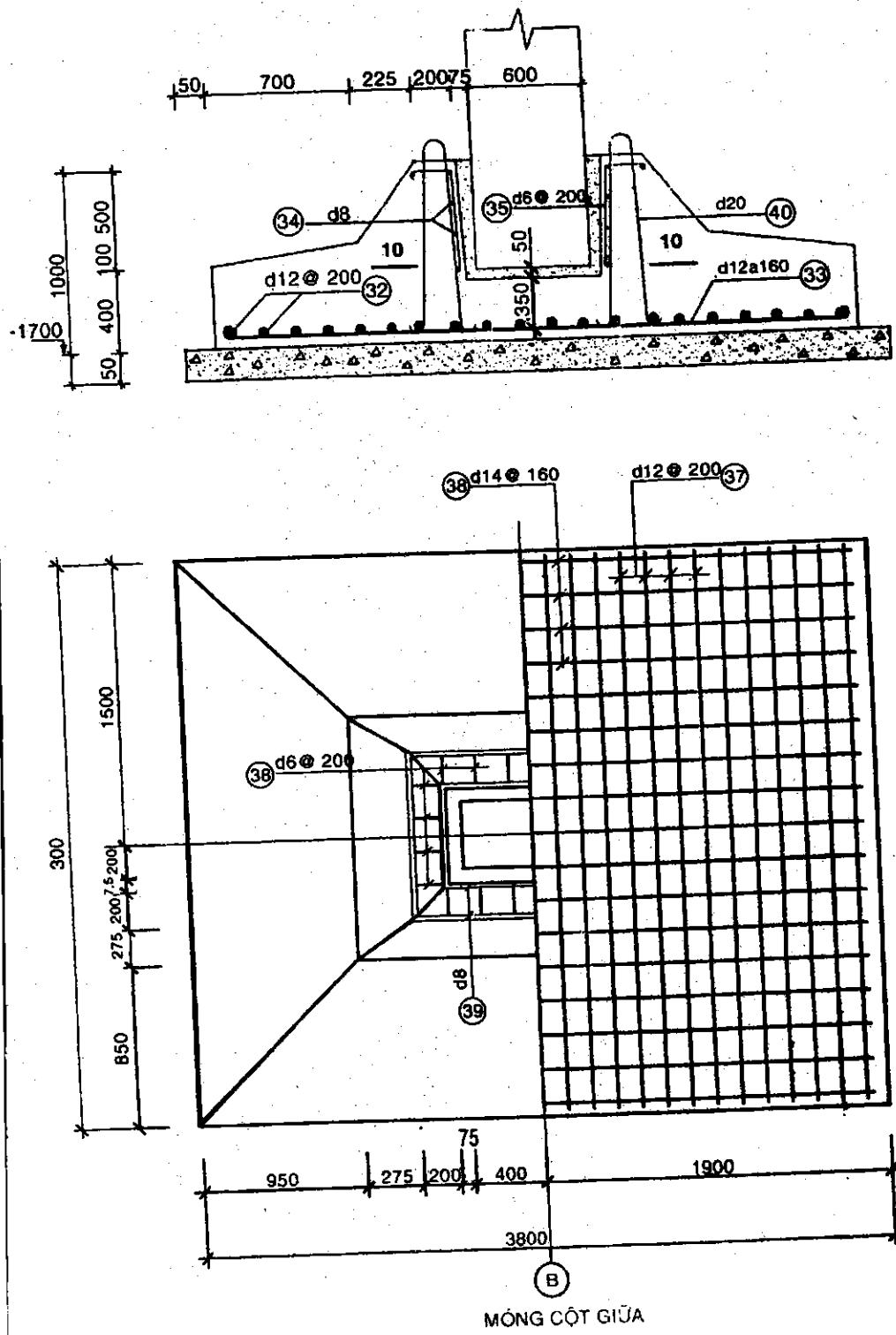
- Theo phương cạnh ngắn (b)

$$M = \frac{1}{2} \left(\frac{P_{\max} + P_{\min}}{2} \right) l_2^2$$

$$M = \frac{1}{2} \left(\frac{227,83 + 134,50}{2} \right) 1,3^2 = 153,08 kNm$$

$$A_s = \frac{M}{0,9R_s h_o} = \frac{153080000}{0,9 \times 2800 \times 1150} = 528 \text{ mm}^2$$

chọn d12 @ 200.



Chương 5

KẾT CẤU MÁI

5.1 DẦM MÁI

5.1.1- Cấu tạo

Dầm mái là kết cấu đỡ mái, dầm mái thường là dầm đặc lập gác lên cột. Dầm mái thường có nhịp từ 18m trở xuống. Dầm mái có thể có hai mái dốc, một mái dốc hoặc dầm mái có cánh trên cong. Để giảm trọng lượng bản thân dùng dầm có tiết diện chữ I, T. Chiều cao giữa dầm thường lấy bằng $(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15})L$, chiều cao đầu dầm lấy bằng $(\frac{1}{20} \div \frac{1}{35})L$ ở đây L - nhịp của dầm. Thông thường, lấy chiều cao đầu dầm là 800mm.

Đối với các dầm có chiều cao lớn, bản bụng thường được khoét lỗ, lỗ có thể là hình tròn, đa giác. Không khoét lỗ ở khu vực gối tựa và chõ có lực tập trung.

Độ dốc của mái phụ thuộc vào vật liệu lợp:

$$i = (\frac{1}{8} + \frac{1}{12})\% \text{ khi vật liệu lợp là panen. Tải trọng mái:}$$

$$g_m^c = 190 \text{ daN/m}^2$$

i = (15 \div 20)\% \text{ khi vật liệu lợp là tôle. Tải trọng mái:}

$$g_m^c = 20 \div 25 \text{ daN/m}^2$$

i = (15 \div 20)\% \text{ khi vật liệu lợp là ngói. Tải trọng mái:}

$$g_m^c = 50 \div 70 \text{ daN/m}^2$$

Chiều dày bản bụng không nhỏ hơn 80mm khi đổ bêtông theo phương đứng, không nhỏ hơn 60mm khi đổ bêtông theo phương ngang.

Chiều rộng cánh b_f trên phụ thuộc vào điều kiện ổn định khi

chế tạo, vận chuyển, cẩu lắp và đủ rộng để liên kết kết cấu mái.

Thường lấy như sau: $b_f' = (\frac{1}{50} \div \frac{1}{60})L$;

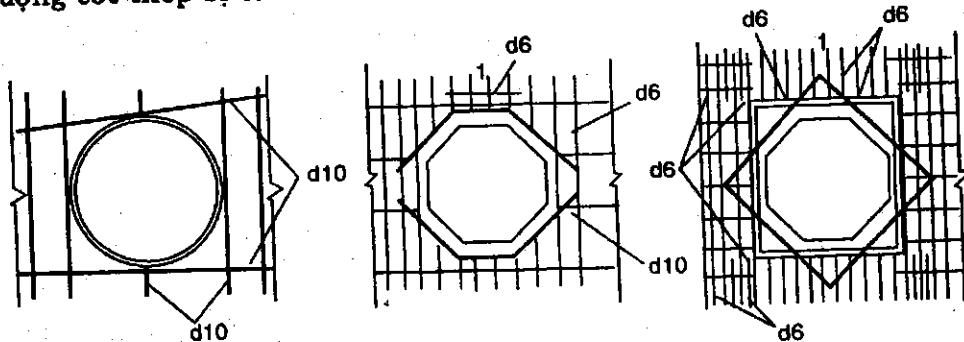
thực tế là $b_f' = 200 \div 400\text{ mm}$.

Chiều rộng cánh dưới: $b_f = 200 \div 250\text{ mm}$ hoặc lớn hơn.

Ở đầu dầm, bản bụng được mở rộng để chịu phản lực gối tựa và đảm bảo đủ rộng để liên kết đầu dầm vào cột, thường lấy bằng chiều rộng bản bụng.

Cốt thép trong bản bụng gồm cốt dọc và cốt đai: cốt đai xác định theo lực cắt còn cốt dọc đặt theo cấu tạo.

Chung quanh các lỗ ở bản bụng phải được gia cố bằng cốt thép để tránh vết nứt do hiện tượng tập trung ứng suất. Các lỗ phải được vuốt tròn, cốt thép gia cố chung quanh lỗ phải lớn hơn hoặc bằng lượng cốt thép bị cắt đi.



Hình 5.1 *Bố trí cốt thép chung quanh lỗ ở bản bụng dầm mái*

5.1.2- Đặc điểm tính toán dầm hai mái dốc

Sơ đồ tính là một dầm đơn giản kê tự do lên hai gối tựa.

Nhịp tính toán: $L_o = L - 300\text{ mm}$

Tải trọng tác dụng gồm:

Tính tải: gồm trọng lượng bản thân dầm, trọng lượng bản thân các lớp cấu tạo mái.

Hoạt tải: tải trọng sửa chữa trên mái và trọng lượng của cần trục treo (nếu có).

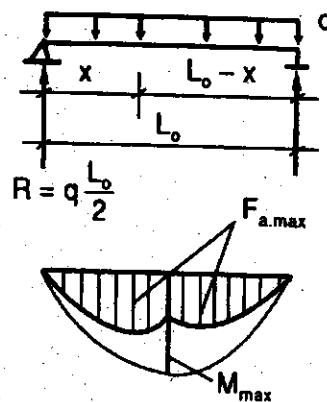
Ngoài trọng lượng bản thân dầm (tải phân bố), các tải còn lại truyền lên dầm dưới dạng lực tập trung, thông qua các sườn panen

hoặc xà gồ. Nếu trên đầm có nhiều lực tập trung ($n > 5$), thì cho phép thay thế lực tập trung sang dạng phân bố đều để tính nội lực của đầm.

Vì tiết diện đầm thay đổi (đầm hai mái dốc) theo qui luật bậc nhất, tiết diện đầm lớn nhất ở nhịp, còn mômen thay đổi theo qui luật bậc hai (khi tải trọng có dạng phân bố đều). Như vậy tiết diện có diện tích cốt thép chịu kéo lớn nhất A_s có thể không phải ở giữa nhịp mà là tiết diện nào đó cách gối tựa một đoạn x .

5.1.3 Tính cốt dọc

Một đầm mái hai dốc, có độ dốc $i = 1/12$, tải trọng tác dụng lên đầm có dạng phân bố đều là q (daN/m), chiều cao đầu đầm là $(1/24)L_o$. Xác định tiết diện đầm có $A_{s\max}$.



Hình 5.2 Sơ đồ tính đầm mái

Gọi x là khoảng cách từ gối tựa đến tiết diện bất kỳ

Chiều cao tiết diện tại x bằng

$$h_x = \frac{L_o}{24} + \frac{x}{12} \quad (5.1)$$

Mômen uốn tại tiết diện đang xét là

$$M_x = \frac{qx(L_o - x)}{2} \quad (5.2)$$

Diện tích cốt dọc cần thiết ở tiết diện x là

$$A_{s,x} = \frac{M_x}{R_s \cdot \delta \cdot \gamma \cdot (L_o - 2x)} \quad (5.3)$$

trong đó: $h_o = \delta \cdot h_x$

Như vậy $A_{s,x}$ là một hàm của x . Để xác định giá trị x có $A_{s,\max}$, lấy đạo hàm của (5.3) theo x , rồi cho đạo hàm đó bằng không. Từ đó tìm x .

Nếu giả thiết gần đúng rằng tích số $\delta \cdot y$ không phụ thuộc x . Có phương trình để xác định x như sau.

$$2x^2 + 2xL_o - L_o^2 = 0 \quad (5.4)$$

Giải (5.4) tìm được $x = 0,37L_o$

Thay x vào (5.2) tìm M_x , rồi từ M_x tính cốt thép $A_{s,x}$.

Vì giá trị mômen giảm dần khi càng gần gối tựa, lượng cốt thép trong đầm sẽ giảm tương ứng, vì thế khi tính toán cần phải xác định biểu đồ mômen cho đầm (bằng cách chọn nhiều tiết diện khác nhau cách gối tựa đoạn x_i , rồi tìm M_i tương ứng), để từ đó xác định vị trí cắt các thanh cốt dọc từ biểu đồ vật liệu.

5.1.4 Tính cốt dai

Điều kiện cường độ trên tiết diện nghiêng được biểu diễn bằng

** Nếu cách trên nằm ngang, cách dưới nằm nghiêng (H.5.3a)

$$Q \leq Q_b + \sum R_{sw} \cdot A_{sw} + \sum R_{s,inc} \cdot A_{s,inc} \sin \alpha + \sigma_s \cdot A_s \cdot \sin \beta \quad (5.6)$$

Trong đó: $Q_b = \frac{2\gamma_b R_{bt} \cdot b h_o^2}{c} \quad (5.7)$

h_o - chiều cao có ích của tiết diện tại điểm đầu khe nút nghiêng

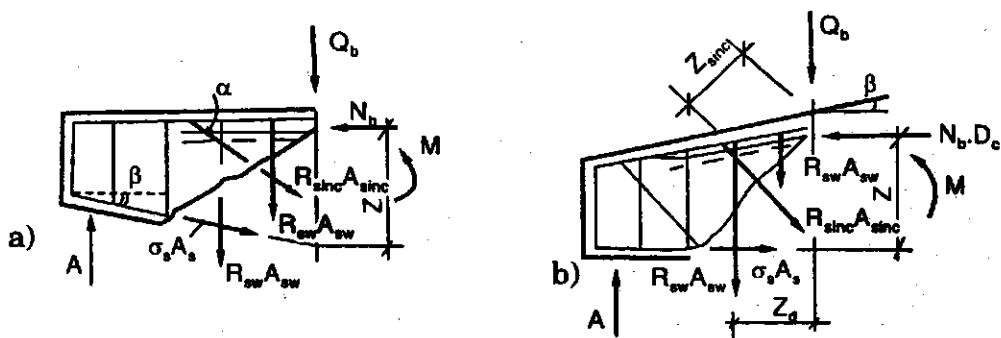
Q - lực cắt tính toán tại điểm đầu khe nút nghiêng

α, β - góc nghiêng của cốt xiên, cốt nghiêng của cách dưới đối với trục nằm ngang (H.5.3a)

σ_s - ứng suất kéo trong cốt thép A_s được xác định từ phương trình:

$$\sigma_s \cdot A_s \cdot \sin \beta = \frac{M - \sum R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot Z_w - \sum R_{s,inc} \cdot A_{s,inc} \cdot Z_{inc}}{Z} \cdot \operatorname{tg} \beta \quad (5.8)$$

Trong đó: M, Z - mômen và cánh tay đòn của nội ngẫu lực tại tiết diện vuông góc với cánh chịu nén đi qua điểm cuối của tiết diện nghiêng.



Hình 5.3

Sơ đồ nội lực tại tiết diện nghiêng có chiều cao thay đổi
Nếu cánh trên nằm nghiêng, cách dưới nằm ngang (H.5.3b) thì:

$$Q \leq Q_b + \sum R_{sw} \cdot A_{sw} + \sum R_{s.inc} \cdot A_{s.inc} \cdot \sin \alpha + D_f \cdot \tan \beta \quad (5.9)$$

Trong đó:

Q_b - theo (5.7) và h_o lấy tại tiết diện thẳng góc đi qua điểm cuối của tiết diện nghiêng

$D_f \cdot \tan \beta$ - hình chiếu trên phương đứng của phần hợp lực trong vùng nén của bản cánh của tiết diện chữ T.

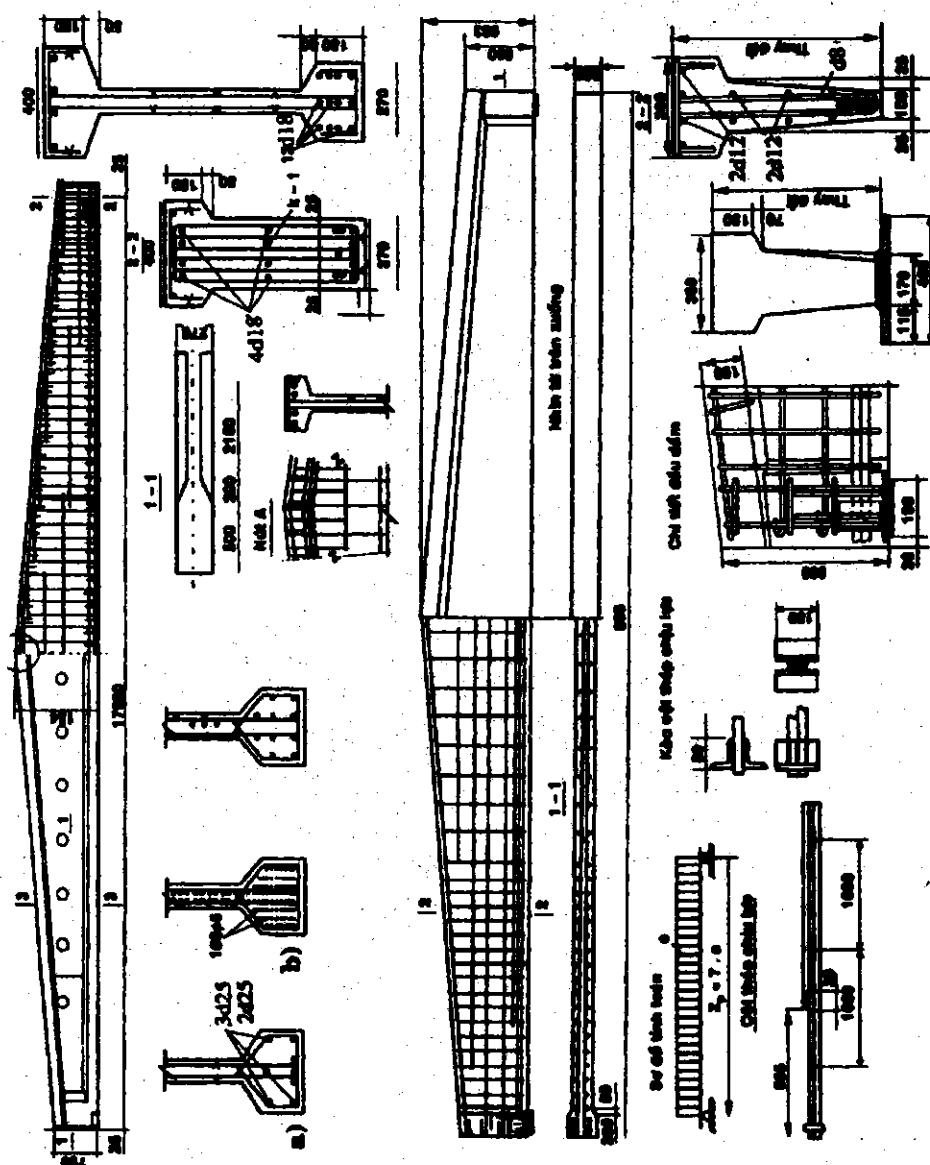
Đối với tiết diện chữ nhật thì bằng không

Giá trị D_f được xác định theo tiết diện thẳng đứng đi qua điểm cuối của tiết diện nghiêng nằm trong vùng chịu nén

$$D_f = \frac{b'_f - b}{b'_f} D \leq \gamma_b R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f \quad (5.10)$$

với: $D = \frac{M - R_{sw} \cdot \sum (A_w Z_w + A_{s.inc} Z_{inc})}{h_o - 0,5 h'_f} + \sum R_{s.inc} \cdot A_{s.inc} \cdot \sin \alpha \quad (5.11)$

Trong đó: Z_w, Z_{inc} - khoảng cách từ trọng tâm của vùng nén đến cốt dai, cốt xiên tương ứng.



5.2 DÀN MÁI

5.2.1- Cấu tạo

Dàn mái bằng BTCT thường dùng khi nhịp > 18m. Dàn mái nhẹ hơn so với dầm mái cùng nhịp nhưng về mặt chế tạo và dựng lắp thì dàn phức tạp hơn dầm.

Dàn mái thường có hình dạng sau

- Dàn hình thang;
- Dàn có thanh cánh trên gãy khúc;
- Dàn vòng cung;
- Dàn tam giác;
- Dàn có cánh song song.

Chiều cao giữa dàn thường lấy bằng $(\frac{1}{7} \div \frac{1}{9})L$, khoảng cách giữa các mắt dàn của thanh cánh trên thường là 3m, của thanh cánh dưới thường là 6m. Chiều rộng thanh cánh trên phụ thuộc vào điều kiện ổn định khi làm việc, khi vận chuyển và dựng lắp, đồng thời phải đủ rộng để liên kết panen hoặc xà gỗ. Thường bề rộng thanh cánh trên từ 220 - 280mm. Bề rộng thanh cánh dưới và các thanh bụng thường chọn bằng bề rộng thanh cánh trên để dễ chế tạo. Chiều cao của thanh cánh dưới phụ thuộc vào việc bố trí cốt thép chịu kéo.

Cốt thép trong thanh cánh trên, thanh xiên chịu nén đầu dàn không ít hơn 4d10, còn các thanh xiên chịu nén khác không ít hơn 4d8.

Neo cốt thép vào mắt dàn như sau:

- Các thanh xiên chịu nén thì cốt thép phải kéo vào mắt dàn một đoạn $L_{an} > 15d$.
- Các thanh chịu kéo thì cốt thép phải kéo mắt dàn một đoạn $L_{an} > 30d$.

Mắt dàn không nên cấu tạo quá lớn, kích thước mắt dàn nên phù hợp với chiều dài đoạn neo cốt thép và tính chất chịu lực của nó. Các góc của mắt dàn nên là góc vuông hoặc góc tù, các góc đó có thể vuốt tròn. Chung quanh mắt phải có cốt dọc và cốt dai. Các cốt này chịu một phần lực truyền vào từ các thanh dàn.

5.2.2 Tính toán dàn

Tải trọng truyền từ mái xuống và trọng lượng bản thân dàn qui về lực tập trung đặt tại mắt dàn. Trong tính toán xem mắt dàn là khớp.

Tải trọng tác dụng gồm tĩnh tải và hoạt tải. Xác định nội lực trong các thanh của dàn tĩnh cho từng trường hợp tải: có thể dùng các phương pháp cơ học kết cấu: cremona, phương pháp mặt cắt... hoặc dùng chương trình tính kết cấu có sự trợ giúp của máy tính. Sau đó tổ hợp nội lực để tìm nội lực lớn nhất trong các thanh dàn.

Từ kết quả tổ hợp nội lực, tính cốt thép trong các thanh dàn.

Các thanh dàn chịu kéo hoặc nén đúng tâm.

Chiều dài tính toán lấy như sau:

- Đối với thanh cánh trên và thanh xiên đầu dàn: $L_o = L_{thật}$

- Đối với các thanh bụng khác: $L_o = 0,8L_{thật}$

Nếu tải trọng tác dụng không đúng vị trí mắt dàn, thì phải kiểm tra sự xuất hiện mômen uốn cục bộ bằng cách xem thanh cánh trên là đầm liên tục, chịu tải tập trung, các gối tựa là các mắt dàn. Kiểm tra theo cấu kiện chịu nén lệch tâm.

Phụ lục 1

Các cường độ tiêu chuẩn của bêtông R_{bn} , R_{bt} và cường độ tính toán
của bêtông khi tính toán theo trạng thái giới hạn thứ 2

$R_{b.ser}$, $R_{bt.ser}$, MPa

Trạng thái	Loại bêtông	Cấp độ bền chịu nén của bêtông							
		B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35
		M100	M150	M150	M200	M250	M350	M400	M450
Nén dọc trục R_{bn} , $R_{b.ser}$	Bêtông nặng, hạt nhô	5,5	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5
	Bêtông nhẹ	3,5	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5
	Bêtông tổ ong	6,9	9,0	10,5	11,5				
Kéo dọc trục R_{bt} , $R_{bt.ser}$	Bêtông nặng	0,70	0,85	1,00	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95
	Bêtông hạt nhô	Nhóm A	0,70	0,85	1,00	1,15	1,40	1,60	1,80
		Nhóm B	0,60	0,70	0,85	0,95	1,15	1,35	1,50
		Nhóm C				1,15	1,40	1,60	1,80
	Bêtông nhô	Cốt liệu đặc	0,70	0,85	1,00	1,15	1,40	1,60	1,80
		Cốt liệu rỗng	0,70	0,85	1,00	1,10	1,20	1,35	1,50
	Bêtông tổ ong	0,63	0,89	1,00	1,05				

Ghi chú :

1- Bêtông hạt nhô:

Nhóm A : Đóng rắn tự nhiên, hoặc được dưỡng hộ trong điều kiện khí quyển, cốt liệu cát có mõm độ lớn $> 2,0$.

Nhóm B : Đóng rắn tự nhiên, hoặc được dưỡng hộ trong điều kiện khí quyển, cốt liệu cát có mõm độ lớn $\leq 2,0$.

Nhóm C : Được chưng cất.

2- Ký hiệu M để chỉ mác bêtông theo TCVN: 5574 – 1991 trước đây.

Phụ lục 2

Các cường độ tính toán của bêtông R_b, R_{bt} khi tính toán theo
trạng thái giới hạn thứ 1, MPa

Hàng hái	Loại bêtông	Cấp độ bền chịu nén của bêtông							
		B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35
		M100	M150	M150	M200	M250	M350	M400	M450
Lén lực R_b	Bêtông nặng, hạt nhỏ	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5
	Bêtông nhẹ	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5
	Bêtông tổ ong	4,6	6,0	7,0	7,7				
Kéo dọc trục R_{bt}	Bêtông nặng	0,48	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30
	Bêtông hạt nhỏ	Nhóm A	0,48	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20
		Nhóm B	0,40	0,45	0,51	0,64	0,77	0,90	1,00
		Nhóm C				0,75	0,90	1,05	1,20
	Bêtông nhẹ	Cốt liệu đặc	0,48	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20
		Cốt liệu rỗng	0,48	0,57	0,66	0,74	0,80	0,90	1,00
		Bêtông tổ ong	0,28	0,39	0,44	0,46			

Ghi chú :

1- Bêtông hạt nhỏ :

Nhóm A : Đóng rắn tự nhiên, hoặc được dưỡng hộ trong điều kiện khí quyển, cốt liệu cát có môđun độ lớn $> 2,0$.

Nhóm B : Đóng rắn tự nhiên, hoặc được dưỡng hộ trong điều kiện khí quyển, cốt liệu cát có môđun độ lớn $\leq 2,0$.

Nhóm C : Được chưng cất.

2- Ký hiệu M để chỉ mác bêtông theo TCVN: 5574 – 1991 trước đây.

Phụ lục 3

Môđun đàn hồi ban đầu của bêtông khi nén và kéo $E_b \times 10^3$, MPa

Loại bêtông		Cấp độ bền chịu nén và mác bêtông							
		B7,5 M100	B10 M150	B12,5 M150	B15 M200	B20 M250	B25 M350	B30 M400	B35 M450
Bêtông nặng	Đóng rắn tự nhiên	16,0	18,0	21,0	23,0	27,0	30,0	32,5	34,5
	Dưỡng hộ nhiệt ở áp suất khí quyển	14,5	16,0	19,0	20,5	24,0	27,0	29,0	31,0
	Chung áp	12,0	13,5	16,0	17,0	20,0	22,5	24,5	26,0
Bêtông hạt nhỏ	A	Đóng rắn tự nhiên	13,5	15,5	17,5	19,5	22,0	24,0	26,0
		Dưỡng hộ nhiệt ở áp suất khí quyển	12,5	14,0	15,5	17,0	20,0	21,5	23,0
	B	Đóng rắn tự nhiên	12,5	14,0	15,5	17,0	20,0	21,5	23,0
		Dưỡng hộ nhiệt ở áp suất khí quyển	11,5	13,0	14,5	15,5	17,5	19,0	20,5
	C	Chung áp				16,5	18,0	19,5	21,0

Phụ lục 4:
Hệ số điều kiện làm việc của bêtông

Các yếu tố cần kể đến hệ số điều kiện làm việc của bêtông	Kí hiệu γ_b	Giá trị
I- Tính chất tác dụng dài hạn của tải trọng :		
a- Khi kể đến tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn và tạm thời ngắn hạn :		
+ Đối với bêtông nặng, bêtông hạt nhỏ, bêtông nhẹ đóng rắn tự nhiên và bêtông được dưỡng hộ trong điều kiện môi trường :		
- Bảo đảm cho bêtông được tiếp tục tăng cường độ theo thời gian (có độ ẩm trên 75%)	1	
- Không đảm bảo cho bêtông tăng cường độ theo thời gian (khô hanh)	0,9	
+ Đối với bêtông tổ ong, bêtông rỗng không phụ thuộc vào điều kiện sử dụng	0,85	
b- Khi kể đến tải trọng tạm thời ngắn hạn trong tổ hợp đang xét		1,10
2- Đổ bêtông theo phương đứng, mỗi lớp dày trên 1,5m		
+ Đối với bêtông nặng, bêtông hạt nhỏ, bêtông nhẹ	0,85	
+ Đối với bêtông tổ ong, bêtông rỗng	0,80	
3- Cột được đổ bêtông theo phương đứng có cạnh lớn của tiết diện dưới 30cm		0,85
4- Các trường hợp khác xem TCXDVN 356:2005		

Phu luc 5:

Các giá trị ω ; ξ_R ; α_R đối với cấu kiện làm từ bê tông nồng

Hệ số γ_b	Nhóm cốt thép chịu kéo	Ký hiệu	Cấp độ bền chịu nén của bê tông (cường độ chịu nén của bê tông, Mpa)								
			B12,5 (7,5)	B15 (8,5)	B20 11,5	B25 (14,5)	B30 (17,0)	B35 (19,5)	B40 (22,0)	B45 (25,0)	B50 (27,0)
0,9	Bất kỳ	ω	0,796	0,789	0,767	0,746	0,728	0,710	0,692	0,670	0,650
	CIII,Allld 10-40	ξ_R	0,662	0,654	0,628	0,604	0,583	0,564	0,544	0,521	0,500
		α_R	0,443	0,440	0,431	0,421	0,413	0,405	0,396	0,385	0,371
	CII,A-II	ξ_R	0,689	0,681	0,656	0,632	0,612	0,592	0,573	0,550	0,530
1,0		α_R	0,452	0,449	0,441	0,432	0,425	0,417	0,409	0,399	0,381
	CI,A-I	ξ_R	0,708	0,700	0,675	0,651	0,631	0,612	0,593	0,570	0,550
		α_R	0,457	0,455	0,447	0,439	0,432	0,425	0,417	0,407	0,391
	Bất kỳ	ω	0,790	0,782	0,758	0,734	0,714	0,694	0,674	0,650	0,630
1,1	CIII,Allld 10-40	ξ_R	0,628	0,619	0,590	0,563	0,541	0,519	0,498	0,473	0,440
		α_R	0,431	0,427	0,416	0,405	0,395	0,384	0,374	0,361	0,338
	CII,A-II	ξ_R	0,660	0,650	0,623	0,595	0,573	0,552	0,530	0,505	0,480
		α_R	0,442	0,439	0,429	0,418	0,409	0,399	0,390	0,378	0,353
1,1	CI,A-I	ξ_R	0,682	0,673	0,645	0,618	0,596	0,575	0,553	0,528	0,500
		α_R	0,449	0,446	0,437	0,427	0,419	0,410	0,400	0,389	0,363
	Bất kỳ	ω	0,784	0,775	0,749	0,722	0,700	0,688	0,680	0,660	0,630
	CIII,Allld 10-40	ξ_R	0,621	0,611	0,580	0,550	0,526	0,650	0,652	0,453	0,400
1,1		α_R	0,428	0,424	0,412	0,399	0,388	0,439	0,440	0,351	0,338
	CII,A-II	ξ_R	0,653	0,642	0,612	0,582	0,558	0,681	0,683	0,485	0,400
		α_R	0,440	0,436	0,425	0,413	0,402	0,449	0,450	0,367	0,338
	CI,A-I	ξ_R	0,675	0,665	0,635	0,605	0,582	0,703	0,705	0,508	0,400
1,1		α_R	0,447	0,444	0,433	0,422	0,412	0,456	0,456	0,379	0,338

Chú thích : $\omega = 0,85 - 0,008\gamma_b R_b$; $\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{scu}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)}$; $\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5\xi_R)$

$\sigma_{scu} = 500$ khi $\gamma_b < 1$; $\sigma_{scu} = 400$ khi $\gamma_b \geq 1$

Phụ lục 6:

Quan hệ giữa các hệ số ξ , ς và α_m

ξ	ς	α_m	ξ	ς	α_m	ξ	ς	α_m
0,01	0,995	0,010	0,26	0,870	0,226	0,51	0,745	0,380
0,02	0,99	0,020	0,27	0,865	0,234	0,52	0,740	0,385
0,03	0,985	0,030	0,28	0,860	0,241	0,53	0,735	0,390
0,04	0,980	0,039	0,29	0,855	0,243	0,54	0,730	0,394
0,05	0,975	0,049	0,30	0,850	0,255	0,55	0,725	0,399
0,06	0,970	0,058	0,31	0,845	0,262	0,56	0,720	0,403
0,07	0,965	0,068	0,32	0,840	0,269	0,57	0,715	0,407
0,08	0,960	0,077	0,33	0,835	0,276	0,58	0,710	0,412
0,09	0,955	0,086	0,34	0,830	0,282	0,59	0,705	0,416
0,10	0,950	0,095	0,35	0,825	0,289	0,60	0,700	0,420
0,11	0,945	0,104	0,36	0,820	0,295	0,62	0,690	0,428
0,12	0,940	0,113	0,37	0,815	0,302	0,64	0,680	0,435
0,13	0,935	0,122	0,38	0,810	0,308	0,66	0,670	0,442
0,14	0,930	0,130	0,39	0,805	0,314	0,68	0,660	0,449
0,15	0,925	0,139	0,40	0,800	0,320	0,70	0,650	0,455
0,16	0,920	0,147	0,41	0,795	0,326	0,72	0,640	0,461
0,17	0,915	0,156	0,42	0,790	0,332	0,74	0,630	0,466
0,18	0,910	0,164	0,43	0,785	0,338	0,76	0,620	0,471
0,19	0,905	0,172	0,44	0,780	0,343	0,78	0,610	0,475
0,20	0,900	0,180	0,45	0,775	0,349	0,8	0,600	0,480
0,21	0,895	0,188	0,46	0,770	0,354	0,85	0,575	0,489
0,22	0,890	0,196	0,47	0,765	0,360	0,90	0,550	0,495
0,23	0,885	0,204	0,48	0,760	0,365	0,95	0,525	0,499
0,24	0,880	0,211	0,49	0,755	0,370	1,00	0,500	0,500
0,25	0,875	0,219	0,50	0,750	0,375			

Phụ lục 7

Cường độ chịu kéo tiêu chuẩn R_{sn} và cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép thanh khi tính toán theo các trạng thái giới hạn thứ hai $R_{s.ser}$

Nhóm thép	Giá trị R_{sn} và $R_{s.ser}$, MPa
CI ,A-I	235
CII,A-II	295
CIII ,A-III	390
CIV , A-IV	590
A-V	788
A-VI	980
A _T -VII	1175
A-III _B	540

Phụ lục 8

Hệ số tin cậy của cốt thép γ_s

Nhóm thép thanh		Giá trị γ_s khi tính toán kết cấu theo các trạng thái giới hạn	
		Thứ nhất	Thứ hai
Thép thanh	CI, A-I,CII,A-II	1,05	1,00
	CIII,A-III có đường kinh , mm	6÷3	1,10
		10÷40	1,07
	CIV,A-IV,A-V		1,15
	A-VI,A _T -VII		1,20
	A-III _B	Có kiểm soát độ giãn dài và ứng suất	1,10
		Chỉ kiểm soát độ giãn dài	1,20

Phụ lục 9

Cường độ tính toán của cốt thép thanh khi tính toán theo các trạng thái giới hạn thứ nhất

Nhóm thép thanh		Cường độ chịu kéo, MPa		Cường độ chịu nén R_{sc}
		Cốt thép dọc R_s	Cốt thép ngang (cốt dài, cốt xiên) R_{sw}	
Cl, A-I		225	175	225
CII, A-II		280	225	280
A-III có đường kính, mm	6+8	355	285*	355
CIII, A-III có đường kính, mm	10+40	365	290*	365
CIV, A-IV		510	405	450**
A-V		680	545	500**
A-VI		815	650	500**
A _T -VII		980	785	500**
A-III _B	Có kiểm soát độ giãn dài và ứng suất	490	390	200
	Chỉ kiểm soát độ giãn dài	450	360	200

Ghi chú : Trong trường hợp, khi vì lý do nào đó, cốt thép không căng nhóm CIII, A-III trở lên dùng làm cốt ngang (cốt dài, cốt xiên) giá trị cường độ tính toán R_{sw} lấy như đối với thép CIII, A-III.

Phụ lục 10

Môđun đàn hồi của cốt thép

Nhóm cốt thép	$E_s \cdot 10^4, MPa$
Cl, A-I, CII, A-II	21
CIII, A-III	20
CIV, A-IV, A-V, A-VI và AT-VII	19
A-III _B	18
B-II, Bp-II	20
K-7, K-19	18
Bp-I	17

Phy lực II:

Bảng tra diện tích cốt thép

Đường kính d (mm)	Diện tích tiết diện ngang (mm^2) ứng với só thanh							Trọng lượng daN/m	d (mm)
	1	2	3	4	5	6	7		
6	28,3	56,6	84,9	113,2	141,5	169,8	198,1	226,4	254,7
8	50,3	100,6	150,9	201,2	251,5	301,8	352,1	402,4	452,7
10	78,5	157,0	235,5	314,0	392,5	471,0	549,5	628,0	706,5
12	113,1	226,2	339,3	452,4	565,5	6,8,6	781,7	940,8	1017,9
14	153,9	307,8	461,7	615,6	769,5	923,4	1077,3	1231,2	1385,1
16	201,1	402,2	603,3	804,4	1005,5	1206,6	1407,7	1608,8	1809,9
18	254,5	509,0	763,5	1018,0	1272,5	1527,0	1781,5	2036,0	2290,5
20	314,2	628,4	942,6	1256,8	1571,0	1885,2	2199,4	2513,6	2827,8
22	380,1	760,2	1140,3	1520,4	1,00,5	2280,6	2660,7	3040,8	3420,
25	490,9	981,8	1472,7	1963,	2454,5	2945,4	3436,3	3927,2	4416,1
28	615,8	1231,6	1847,4	2463,2	3079,0	3694,8	4310,6	4926,4	5542,2
30	706,9	1413,8	2120,7	2827,6	3534,5	4241,4	4948,3	5655,2	6362,1
32	804,3	1608,6	2412,9	3217,2	4021,5	4825,8	5630,1	6434,	7263,2
40	1256,	2512,	3768,	5024,	6280,	7536,	8792,	10048,	11304,

Phụ lục 12**Diện tích tiết diện cốt thép dạng lưới (mm^2/m)**

Bước cốt thép @ (mm)	Đường kính thép (mm)							
	6	6/8	8	8/10	10	12	14	16
70	404	561	719	920	1121	1616	2199	2871
75	377	524	671	859	1047	1508	2052	2680
80	354	491	629	505	981	1414	1924	2513
90	314	437	559	416	872	1257	1710	2233
100	283	393	503	444	785	1131	1539	2010
110	257	357	457	585	714	1028	1399	1827
120	236	328	419	537	654	943	1283	1675
125	226	314	402	515	628	905	1231	1608
130	218	302	387	495	604	870	1184	1546
140	202	281	359	460	561	808	1099	1436
150	189	262	335	429	523	754	1026	1340
160	177	246	314	403	491	707	962	1256
170	166	231	296	379	462	665	905	1182
180	157	218	279	358	436	628	855	1117
190	149	207	265	339	413	595	810	1058
200	142	197	252	322	393	566	770	1005

Phụ lục 13

**Hệ số k kể đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao
và dạng địa hình**

Độ cao (m)	Dạng địa hình			Độ cao (m)	Dạng địa hình		
	A	B	C		A	B	C
3	1,00	0,80	0,47	30	1,37	1,22	0,89
5	1,07	0,88	0,54	40	1,43	1,28	0,97
10	1,18	1,00	0,66	50	1,47	1,34	1,03
15	1,24	1,08	0,74	60	1,51	1,38	1,08
20	1,29	1,13	0,80				

**Bảng giá trị áp lực gió theo bản đồ phân vùng áp lực gió
trên lãnh thổ Việt Nam**

Vùng áp lực gió trên bản đồ	I	II	III	IV	V
W_o (daN/m ²)	65	95	125	155	185

Phụ lục 14

**Hệ số χ_i để xác định phần tải trọng truyền theo mỗi phương của
bản chử nhật chịu tải trọng phân bố đều q : $q_1 = \chi_i q$; $q_2 = (1 - \chi_i)q$**

$\frac{t_2}{l_1}$	HỆ SỐ χ_i ỨNG VỚI CÁC SƠ BỘ								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1,00	0,5000	0,7143	0,7143	0,8333	0,8333	0,5000	0,6667	0,6667	0,5000
1,10	0,5942	0,7854	0,6320	0,8798	0,7744	0,5942	0,7454	0,5780	0,5942
1,20	0,6747	0,8383	0,5410	0,9120	0,7079	0,6747	0,8057	0,4923	0,6747
1,30	0,7407	0,8772	0,4637	0,9340	0,6359	0,7407	0,8510	0,4126	0,7407
1,40	0,7935	0,9057	0,4151	0,9505	0,5657	0,7935	0,8848	0,3434	0,7935
1,50	0,8351	0,9268	0,3346	0,9620	0,4966	0,8351	0,9101	0,2888	0,8351
1,60	0,8676	0,9425	0,2767	0,9704	0,4324	0,8676	0,9291	0,2345	0,8676
1,70	0,8931	0,9543	0,2327	0,9766	0,3872	0,8931	0,9435	0,1956	0,8931
1,80	0,9130	0,9633	0,1972	0,9813	0,3239	0,9130	0,9545	0,1607	0,9130
1,90	0,9287	0,9702	0,1621	0,9849	0,2818	0,9287	0,9631	0,1341	0,9287
2,00	0,9412	0,9756	0,1351	0,9877	0,2381	0,9412	0,9697	0,1111	0,9412

Phụ lục 15**Số liệu tính toán bản hai phương**Mômen dương giữa bản $M_1 = m_{i1}P$, $M_2 = m_{i2}P$ với $P = pL_1L_2$ Mômen âm trên gối $M_I = -k_{i1}P$, $M_{II} = -k_{i2}P$ *i*-ký hiệu số sơ đồ ($i = 1, 2, \dots, 11$)

L_2 L_1	Sơ đồ 1		Sơ đồ 2		Sơ đồ 3		k_{i1}	k_{i2}
	m_{i1}	m_{i2}	m_{21}	m_{22}	k_{21}	m_{31}	m_{32}	
1,00	0,0365	0,0365	0,0334	0,0273	0,0892	0,0273	0,0334	0,0893
1,05	0,0384	0,0341	0,0343	0,0252	0,0895	0,0293	0,0325	0,0883
1,10	0,0399	0,0330	0,0349	0,0231	0,0892	0,0313	0,0313	0,0867
1,15	0,0414	0,0314	0,0353	0,0213	0,0885	0,0332	0,0302	0,0844
1,20	0,0426	0,0298	0,0357	0,0196	0,0872	0,0348	0,0292	0,0820
1,25	0,0440	0,0282	0,0359	0,0179	0,0859	0,0363	0,0280	0,0791
1,30	0,0452	0,0268	0,0359	0,0165	0,0843	0,0378	0,0269	0,0760
1,35	0,0461	0,0253	0,0358	0,0152	0,0827	0,0391	0,0258	0,0726
1,40	0,0469	0,0240	0,0357	0,0140	0,0808	0,0401	0,0248	0,0688
1,45	0,0475	0,0225	0,0353	0,0128	0,0790	0,0411	0,0237	0,0654
1,50	0,0480	0,0214	0,0350	0,0119	0,0772	0,0420	0,0228	0,0620
1,55	0,0484	0,0201	0,0346	0,0109	0,0754	0,0427	0,0219	0,0585
1,60	0,0485	0,0189	0,0341	0,0101	0,0735	0,0433	0,0208	0,0553
1,65	0,0486	0,0179	0,0338	0,0093	0,0718	0,0437	0,0198	0,0519
1,70	0,0488	0,0169	0,0333	0,0086	0,0701	0,0441	0,0190	0,0489
1,75	0,0486	0,0158	0,0329	0,0080	0,0685	0,0443	0,0181	0,0460
1,80	0,0485	0,0148	0,0326	0,0075	0,0668	0,0444	0,0172	0,0432
1,85	0,0484	0,0140	0,0321	0,0069	0,0653	0,0445	0,0165	0,0407
1,90	0,0480	0,0133	0,0316	0,0064	0,0638	0,0445	0,0157	0,0332
1,95	0,0476	0,0125	0,0310	0,0060	0,0624	0,0444	0,0149	0,0359
2,00	0,0473	0,0118	0,0303	0,0056	0,0610	0,0443	0,0142	0,0336

$\frac{L_2}{L_1}$	Sơ đồ 4			Sơ đồ 5			Sơ đồ 6			
	m_{41}	m_{42}	k_{41}	m_{51}	m_{52}	k_{51}	m_{61}	m_{62}	k_{61}	k_{62}
1,00	0,0267	0,0180	0,0694	0,0180	0,0267	0,0694	0,0269	0,0269	0,0625	0,0625
1,05	0,0267	0,0161	0,0680	0,0199	0,0265	0,0705	0,0282	0,0255	0,0655	0,0590
1,10	0,0266	0,0146	0,0667	0,0218	0,0262	0,0708	0,0292	0,0242	0,0675	0,0558
1,15	0,0264	0,0131	0,0650	0,0236	0,0258	0,0710	0,0301	0,0228	0,0691	0,0522
1,20	0,0261	0,0118	0,0633	0,0254	0,0254	0,0707	0,0309	0,0214	0,0703	0,0488
1,25	0,0257	0,0108	0,0616	0,0271	0,0248	0,0700	0,0314	0,0202	0,0710	0,0454
1,30	0,0254	0,0097	0,0599	0,0287	0,0242	0,0689	0,0319	0,0188	0,071	0,0421
1,35	0,0250	0,0088	0,0582	0,0302	0,0235	0,0676	0,0320	0,0176	0,0711	0,0391
1,40	0,0245	0,0080	0,0565	0,0316	0,0229	0,0660	0,0323	0,0165	0,0709	0,0361
1,45	0,0240	0,0072	0,0550	0,0329	0,0222	0,0641	0,0324	0,0154	0,0703	0,0334
1,50	0,0235	0,0066	0,0534	0,0341	0,0214	0,0621	0,0324	0,0144	0,0695	0,0310
1,55	0,0230	0,0060	0,0519	0,0352	0,0207	0,0599	0,0323	0,0134	0,0686	0,0286
1,60	0,0226	0,0056	0,0506	0,0362	0,0200	0,0577	0,0321	0,0125	0,0678	0,0265
1,65	0,021	0,0051	0,0493	0,0369	0,0193	0,0555	0,0319	0,0117	0,0668	0,0245
1,70	0,0217	0,0047	0,0476	0,0376	0,0186	0,0531	0,0316	0,0109	0,0657	0,0228
1,75	0,0212	0,0043	0,0466	0,0383	0,0179	0,0507	0,0313	0,0097	0,0645	0,0211
1,80	0,0208	0,0040	0,0454	0,0388	0,0172	0,0484	0,0308	0,0096	0,0635	0,0196
1,85	0,0204	0,0037	0,0443	0,0393	0,0165	0,0461	0,0306	0,0089	0,0622	0,0183
1,90	0,0199	0,0034	0,0432	0,0396	0,0158	0,0439	0,0302	0,0084	0,0612	0,0169
1,95	0,0196	0,0032	0,0422	0,0398	0,0152	0,0418	0,0299	0,0078	0,0599	0,0160
2,00	0,0193	0,0030	0,0412	0,0400	0,0146	0,0397	0,0294	0,0074	0,0588	0,0147

$\frac{L_2}{L_1}$	Sơ đồ 7				Sơ đồ 8				Sơ đồ 9			
	m_{71}	m_{72}	k_{71}	k_{72}	m_{81}	m_{82}	k_{81}	k_{82}	m_{91}	m_{92}	k_{91}	k_{92}
1,00	0,0226	0,0198	0,0556	0,0417	0,0198	0,0226	0,0417	0,0556	0,0179	0,0179	0,0417	0,0417
1,05	0,0231	0,0184	0,0560	0,0385	0,0213	0,0221	0,0450	0,0545	0,0187	0,0171	0,0437	0,0394
1,10	0,0234	0,0169	0,0565	0,0350	0,0226	0,0212	0,0481	0,0530	0,0194	0,0161	0,0450	0,0372
1,15	0,0236	0,0154	0,0564	0,0319	0,0238	0,0206	0,0507	0,0511	0,0200	0,0150	0,0461	0,0349
1,20	0,0236	0,0142	0,0560	0,0292	0,0249	0,0198	0,0530	0,0491	0,0204	0,0142	0,0468	0,0325
1,25	0,0236	0,0132	0,0552	0,0267	0,0258	0,0189	0,0549	0,0470	0,0207	0,0133	0,0473	0,0303
1,30	0,0235	0,0120	0,0545	0,0242	0,0266	0,0181	0,0565	0,0447	0,0208	0,0123	0,0475	0,0281
1,35	0,0233	0,0110	0,0536	0,0222	0,0272	0,0172	0,0577	0,0424	0,0210	0,0115	0,0474	0,0262
1,40	0,0230	0,0102	0,0526	0,0202	0,0279	0,0162	0,0588	0,0400	0,0210	0,0107	0,0473	0,0240
1,45	0,0228	0,0094	0,0516	0,0185	0,0282	0,0154	0,0593	0,0377	0,0209	0,0100	0,0469	0,0223
1,50	0,0225	0,0086	0,0506	0,0169	0,0285	0,0146	0,0597	0,0354	0,0208	0,0093	0,0464	0,0206
1,55	0,0221	0,0079	0,0495	0,0155	0,0289	0,0138	0,0599	0,0332	0,0206	0,0082	0,0459	0,0191
1,60	0,0218	0,0073	0,0484	0,0142	0,0289	0,0130	0,0549	0,0312	0,0205	0,0080	0,0452	0,0177
1,65	0,0214	0,0067	0,0473	0,0131	0,0290	0,0123	0,0597	0,0293	0,0202	0,0074	0,0446	0,0164
1,70	0,0210	0,0062	0,0462	0,0120	0,0290	0,0116	0,0594	0,0274	0,0200	0,0069	0,0438	0,0152
1,75	0,0206	0,0058	0,0452	0,0112	0,0290	0,0109	0,0589	0,0256	0,0137	0,0064	0,0431	0,0141
1,80	0,0203	0,0054	0,0442	0,0102	0,0288	0,0103	0,0583	0,0240	0,0195	0,0060	0,0423	0,0131
1,85	0,0200	0,0050	0,0432	0,0095	0,0286	0,0097	0,0576	0,0225	0,0192	0,0056	0,0415	0,0122
1,90	0,0196	0,0046	0,0422	0,0088	0,0284	0,0092	0,0570	0,0212	0,0190	0,0052	0,0408	0,0113
1,95	0,0192	0,0043	0,0413	0,0082	0,0282	0,0086	0,0562	0,0198	0,0186	0,0049	0,0400	0,0107
2,00	0,0189	0,0040	0,0404	0,0076	0,0280	0,0081	0,0555	0,0187	0,0183	0,0046	0,0392	0,0098

$\frac{L_2}{L_1}$	Số đố 10				Số đố 11			
	m_{10-1}	m_{10-2}	k_{10-1}	k_{10-2}	m_{11-1}	m_{11-2}	k_{11-1}	k_{11-2}
1,00	0,0099	0,0457	0,0510	0,0853	0,0457	0,0099	0,0853	0,0510
1,10	0,0102	0,0492	0,0574	0,0930	0,0421	0,0094	0,0777	0,0448
1,20	0,0102	0,0519	0,0636	0,1000	0,0389	0,0087	0,0712	0,0397
1,30	0,0100	0,0540	0,0700	0,1062	0,0362	0,0079	0,0658	0,0354
1,40	0,0097	0,0552	0,0761	0,1115	0,0336	0,0070	0,0609	0,0314
1,50	0,0095	0,0556	0,0821	0,1155	0,0311	0,0059	0,0562	0,0279

Phụ lục 16

Mômen uốn, lực cắt và phản lực gối tựa trong đầm liên tục đều nhìp chịu tải trọng phân bố đều (tính theo sơ đồ đàn hồi)

$$M_{\max} = \alpha \cdot g \cdot l^2 + \beta_1 \cdot p \cdot l^2; \quad M_{\min} = \alpha \cdot g \cdot l^2 - \beta_2 \cdot p \cdot l^2$$

$$Q_{\max} = \gamma \cdot g \cdot l + \delta_1 \cdot p \cdot l; \quad Q_{\min} = \gamma \cdot g \cdot l - \delta_2 \cdot p \cdot l$$

DÂM HAI NHỊP

$\frac{x}{l}$	Hệ số để xác định tung độ hình bao mômen			$\frac{x}{l}$	Hệ số để xác định tung độ hình bao lực cắt		
	α	β_1	β_2		γ	δ_1	δ_2
0,0	0	0	0	0,0	+0,375	0,4375	0,0625
0,1	+0,0325	0,0387	0,0062	0,1	+0,275	0,3437	0,0687
0,2	+0,0550	0,0675	0,0125	0,2	+0,175	0,2624	0,0871
0,3	+0,0675	0,0862	0,0187	0,3	+0,075	0,1932	0,1182
0,4	+0,0700	0,0950	0,0250	0,4	-0,025	0,1359	0,1609
0,5	+0,0625	0,0937	0,0312	0,5	-0,125	0,0898	0,2148
0,6	+0,0450	0,0825	0,0375	0,6	-0,225	0,0544	0,2794
0,7	+0,0175	0,0612	0,0437	0,7	-0,325	0,0287	0,3537
0,8	-0,0200	0,0300	0,0500	0,8	-0,425	0,0119	0,4309
0,85	-0,0425	0,0152	0,0577	0,9	-0,525	0,0027	0,5277
0,9	-0,0675	0,0061	0,0736	1,0	-0,625	0,0000	0,6250
0,95	-0,0950	0,0014	0,0964	Nhân với		gl	pl
1,00	-0,1250	0,0000	0,1250			pl	pl
Nhân với	gl^2	gl^2	gl^2	Phản lực gối tựa $A_{\max} = 0,3750gl + 0,4375pl$ $B_{\max} = 1,25(gl + pl)$			

DÂM BA NHỊP

$\frac{x}{l}$	α	β_1	β_2	$\frac{x}{l}$	γ	δ_1	δ_2
0,1	+0,035	0,040	0,005	0,0	+0,4	0,4500	0,0500
0,2	+0,060	0,070	0,010	0,1	+0,3	0,3560	0,0563
0,3	+0,075	0,090	0,015	0,2	+0,2	0,2752	0,0752
0,4	+0,080	0,100	0,020	0,3	+0,1	0,2065	0,1065
0,5	+0,075	0,100	0,025	0,4	0,0	0,1496	0,1496
0,6	+0,060	0,090	0,030	0,5	-0,1	0,1012	0,2042
0,7	+0,035	0,070	0,035	0,6	-0,2	0,0694	0,2694
0,8	0	0,0102	0,0402	0,7	-0,3	0,0443	0,3143
0,85	-0,0212	0,0277	0,0490	0,8	-0,4	0,0280	0,4280
0,9	-0,0450	0,0201	0,0654	0,9	-0,5	0,0193	0,5191
0,95	-0,0712	0,0171	0,0883	1,0	-0,6	0,0167	0,6167
1,00	-0,1000	0,0167	0,1167	1,0	+0,5	0,5833	0,0833
1,05	-0,0762	0,0141	0,0903	1,1	+0,4	0,4870	0,0870
1,1	-0,0550	0,0151	0,0701	1,2	+0,3	0,3991	0,0991
1,15	-0,0362	0,0205	0,0568	1,3	+0,2	0,3210	0,1210
1,2	-0,0200	0,030	0,050	1,4	+0,1	0,2537	0,1537
1,3	+0,005	0,055	0,050	1,5	0,0	0,1979	0,1979
1,4	+0,020	0,070	0,050		Nhân với	gl	gl
1,5	+0,025	0,075	0,050			gl	gl
Nhân với	gl^2	gl^2	gl^2				

Phản lực gối tựa

$$A_{\max} = 0,40gl + 0,45pl$$

$$B_{\max} = 1,1gl + 1,2pl$$

DÂM BỐN NHỊP

$\frac{x}{l}$	α	β_1	β_2	$\frac{x}{l}$	γ	δ_1	δ_2
0,1	+0,0343	0,0396	0,0054	0,0	+0,3929	0,4464	0,0535
0,2	+0,0586	0,0693	0,0107	0,1	+0,2929	0,3528	0,0599
0,3	+0,0729	0,0889	0,0161	0,2	+0,1929	0,2717	0,0788
0,4	+0,0771	0,0986	0,0214	0,3	+0,0929	0,2029	0,1101
0,5	+0,0714	0,0982	0,0268	0,4	-0,0071	0,1461	0,1533
0,6	+0,0557	0,0879	0,0321	0,5	-0,1071	0,1007	0,2079
0,7	+0,0300	0,0675	0,0375	0,6	-0,2071	0,0660	0,2731
0,8	-0,0057	0,0374	0,0431	0,7	-0,3071	0,0410	0,3481
0,85	-0,0273	0,0248	0,0522	0,8	-0,4071	0,0247	0,4319
0,9	-0,0514	0,0163	0,0677	0,9	-0,5071	0,0160	0,5231
0,95	-0,0780	0,0139	0,0920	1,0	-0,6071	0,0134	0,6205
1,0	-0,1071	0,0134	0,1205	1,0	+0,5357	0,6027	0,0670
1,05	-0,0816	0,0116	0,0932	1,1	+0,4357	0,5064	0,0707
1,1	-0,0586	0,0115	0,0721	1,2	+0,3357	0,1187	0,0830
1,15	-0,0380	0,0198	0,0578	1,3	+0,2357	0,3410	0,1153
1,2	-0,0200	0,0300	0,0500	1,4	+0,1357	0,2742	0,1385
1,3	+0,0086	0,0568	0,0482	1,5	+0,0357	0,2190	0,1833
1,4	+0,0271	0,0736	0,0464	1,6	-0,0643	0,1755	0,2398
1,5	+0,0357	0,0804	0,0446	1,7	-0,1643	0,1435	0,3078
1,6	+0,0343	0,0771	0,0429	1,8	-0,2643	0,1222	0,3865
1,7	+0,0229	0,0639	0,0411	1,9	-0,3643	0,1106	0,4749
1,8	+0,0014	0,0417	0,0403	2,0	-0,4643	0,1071	0,5714
1,85	-0,0130	0,0345	0,0475	Nhân với	gl^2	gl	gl
1,9	-0,0300	0,0310	0,0610				
1,95	-0,0495	0,0317	0,0812				
2,0	-0,0741	0,0357	0,1071				
Nhân với	gl^2	gl^2	gl^2	Phản lực gối tựa			
				$A_{max} = 0,3929gl + 0,4464pl$			
				$B_{max} = 1,1428gl + 1,2232pl$			
				$C_{max} = 0,9286gl + 1,1428pl$			

Phản lực gối tựa

$$A_{\max} = 0,3929gl + 0,4464pl$$

$$B_{\max} = 1.1428gl + 1.2232pl$$

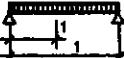
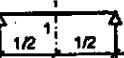
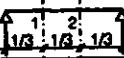
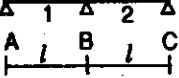
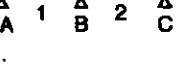
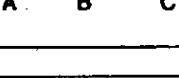
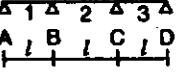
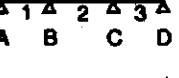
$$C_{max} = 0.9286gl + 1,1428pl$$

DÂM NĂM NHỊP

$\frac{x}{l}$	α	β_1	β_2	$\frac{x}{l}$	γ	δ_1	δ_2
0,1	+0,0345	0,0397	0,0053	0,0	+0,3947	0,4474	0,0526
0,2	+0,0589	0,0695	0,0105	0,1	+0,2947	0,3537	0,0590
0,3	+0,0731	0,0892	0,0158	0,2	+0,1947	0,2726	0,0779
0,4	+0,0779	0,0989	0,0211	0,3	+0,0947	0,2039	0,1091
0,5	+0,0724	0,0987	0,0263	0,4	-0,0053	0,1471	0,1524
0,6	+0,0568	0,0884	0,0316	0,5	-0,1053	0,1017	0,2069
0,7	+0,0313	0,0682	0,0368	0,6	-0,2053	0,0669	0,2722
0,8	-0,0042	0,0381	0,0423	0,7	-0,3053	0,0419	0,3472
0,9	-0,0497	0,0183	0,0680	0,8	-0,4053	0,0257	0,4309
1,0	-0,1053	0,0141	0,1196	0,9	-0,5053	0,0169	0,5222
1,1	-0,0576	0,0140	0,0717	1,0	-0,6053	0,1044	0,6196
1,2	-0,0200	0,0300	0,0500	1,0	+0,5263	0,5981	0,0718
1,3	+0,0076	0,0563	0,0487	1,1	+0,4263	0,5018	0,0755
1,4	+0,0253	0,0726	0,0474	1,2	+0,3263	0,4141	0,0878
1,5	+0,0329	0,0789	0,0461	1,3	+0,2263	0,3364	0,1101
1,6	+0,0305	0,0753	0,0447	1,4	+0,1263	0,2697	0,1434
1,7	+0,0182	0,0616	0,0434	1,5	+0,0263	0,2164	0,1882
1,8	-0,0042	0,0389	0,0423	1,6	-0,0737	0,1711	0,2448
1,9	-0,0366	0,0280	0,0646	1,7	-0,1737	0,1391	0,3128
2,0	-0,0799	0,0323	0,1112	1,8	-0,2737	0,1179	0,3946
2,1	-0,0339	0,0293	0,0633	1,9	-0,3737	0,1063	0,4800
2,2	+0,0011	0,0416	0,0405	2,0	-0,4737	0,1029	0,5766
2,3	+0,0261	0,0655	0,0395	2,0	+0,5000	0,5907	0,0809
2,4	+0,0111	0,0805	0,0395	2,1	+0,4000	0,4944	0,0944
2,5	+0,0461	0,0855	0,0395	2,2	+0,3000	0,4063	0,1063
Nhân với	gl^2	gl^2	gl^2	2,3	+0,2000	0,3279	0,1279
				2,4	+0,1000	0,2604	0,1604
				2,5	+0,0000	0,2045	0,2045
				Nhân với	gl^2	gl^2	pl

Phụ lục 17

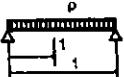
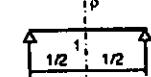
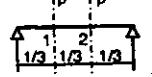
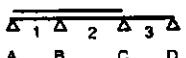
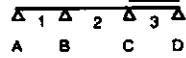
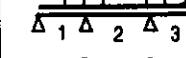
Mômen uốn, lực cắt, phản lực gối tựa trong đầm liên tục đều nhìp

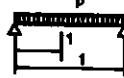
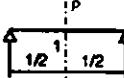
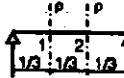
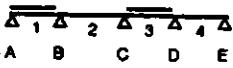
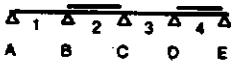
Sơ đồ xếp tải trọng	Mômen uốn Lực cắt, phản lực	Các dạng tải trọng		
				
	M_{11} M_{12} M_{13} M_B $A = Q_{IA}$ B Q_{IB}	$0,070pl^2$ $-$ $-$ $-0,125pl^2$ $0,375pl$ $1,250pl$ $-0,625pl$	$0,156PI$ $-$ $-$ $-0,188PI$ $0,313P$ $1,375P$ $-0,688P$	$0,222PI$ $0,111PI$ $-$ $-0,333PI$ $0,667P$ $2,667P$ $-1,333P$
	M_{11} M_{12} M_{13} M_B $A = Q_{IA}$ B Q_{IB}	$0,096pl^2$ $-$ $-$ $-0,063pl^2$ $0,438pl$	$0,203PI$ $-$ $-$ $-0,094PI$ $0,406P$	$0,278PI$ $0,222PI$ $-$ $-0,167PI$ $0,833P$
	M_{11} M_{12} M_{13} $A = Q_{IA}$	$-$ $-$ $-$ $-0,063pl$	$-0,047PI$ $-$ $-$ $-0,094P$	$-0,056P$ $-0,111PI$ $-$ $0,167PI$
	M_{11} M_{12} M_{13} M_{21} M_{22} M_B $A = Q_{IA}$ B Q_{IB} $Q_{AB} = Q_{AC}$	$0,080pl^2$ $-$ $-$ $0,025pl^2$ $-$ $-0,100pl^2$ $0,400pl$ $1,100pl$ $-0,600pl$ $0,500pl$	$0,175PI$ $-$ $-$ $0,100PI$ $-$ $-0,150PI$ $0,350P$ $1,150P$ $-0,650P$ $0,500P$	$0,244PI$ $0,156PI$ $-$ $0,067PI$ $0,067PI$ $-0,267PI$ $0,733P$ $2,267P$ $-1,267P$ $1,000P$
	M_{11} M_{12} M_{13} M_{21} M_{22} M_B $A = Q_{IA}$	$0,101pl^2$ $-$ $-$ $-0,050pl^2$ $-$ $-0,050pl^2$ $0,450pl$	$0,213PI$ $-$ $-$ $-0,075PI$ $-$ $-0,075PI$ $0,425P$	$0,289PI$ $0,244PI$ $-$ $-0,133PI$ $-0,133PI$ $-0,133PI$ $0,867P$
	M_{11} M_{12} M_{13} M_{21} M_{22} M_B $A = Q_{IA}$	$-$ $-$ $-$ $0,075pl^2$ $-$ $-0,050pl^2$ $-0,050pl$	$-0,038PI$ $-$ $-$ $0,175PI$ $-$ $-0,075PI$ $-0,075P$	$-0,044PI$ $-0,089PI$ $-$ $0,200PI$ $0,200PI$ $-0,133PI$ $-0,133PI$

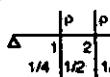
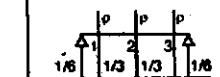
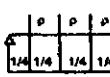
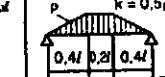
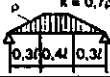
Các dạng tải trọng tác dụng trên các nhịp có tải

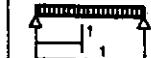
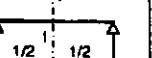
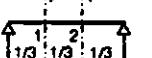
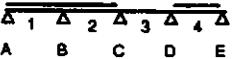
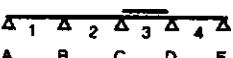
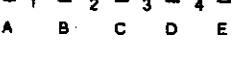
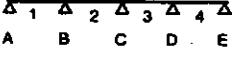
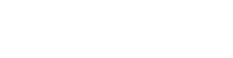
Δ	P		P			$\frac{x}{l} = 0.5$	v	$k = 0.5pl$	μ	$k = 0.7pl$
	2	1/4	1/6	1/3	1/3	1/6	1/4	1/4	1/4	1/4
0,180PI	0,258PI		0,184PI			0,095kl		0,094kl		0,089kl
0,039PI	0,266PI		0,219PI			-		-		-
-	0,023PI		-0,080PI			-		-		-
-0,281PI	-0,469PI		-0,396PI			-0,156kl		-0,155kl		-0,151kl
0,719P	1,031P		1,104P			0,344k		0,345k		0,349k
2,563P	3,938P		3,792P			1,312k		1,310k		1,302k
-1,281P	-1,950P		-1,896P			-0,656k		-0,655k		-0,651k
0,215PI	0,316PI		0,217PI			0,129kl		0,126kl		0,121kl
0,145PI	0,383PI		0,318PI			-		-		-
-	0,200PI		0,085PI			-		-		-
-0,141PI	-0,234PI		-0,198PI			-0,078kl		-0,078kl		-0,076kl
0,859P	1,266P		1,302P			0,422k		0,422k		0,424k
-0,035PI	-0,059PI		-0,033PI			-0,035kl		-0,035kl		-0,034kl
-0,106PI	-0,117PI		-0,099PI			-		-		-
-	-0,176PI		-0,165PI			-		-		-
-0,141P	-0,234PI		-0,198P			-0,078k		-0,078k		-0,076k
0,194PI	0,281PI		0,197PI			0,108kl		0,107kl		0,102kl
0,081PI	0,313PI		0,258PI			-		-		-
-	0,094PI		-0,014PI			-		-		-
0,025PI	-		-0,067PI			0,042kl		0,040kl		0,036kl
0,025PI	0,125PI		0,100PI			-		-		-
0,225PI	-0,375PI		-0,317PI			-0,125kl		-0,124kl		-0,121kl
0,775P	1,125P		1,183P			0,375k		0,376k		0,379k
2,225P	3,375P		3,317P			1,125k		1,124k		1,121k
1,225P	-1,875P		-1,817P			-0,625k		-0,624k		-0,621k
1,000P	1,500P		1,500P			0,500k		0,500k		0,500k
0,222PI	0,328PI		0,224PI			0,136kl		0,134kl		0,128kl
0,166PI	0,406PI		0,338PI			-		-		-
-	0,234PI		0,118PI			-		-		-
-0,113PI	-0,188PI		-0,158PI (-0,167PI)			-0,063kl		-0,062kl		-0,061kl
-0,113PI	-0,188PI		-0,158PI			-		-		-
-0,113PI	-0,188PI		-0,158P			-0,063kl		-0,062kl		-0,061kl
0,888P	1,313P		1,342P			0,437k		0,438k		0,439k
-0,028PI	-0,047PI		-0,026PI			-0,028kl		-0,028kl		-0,027kl
-0,034PI	-0,094PI		-0,079PI			-		-		-
-	-0,141PI		-0,132PI			-		-		-
0,138PI	0,188PI		0,092PI (0,100PI)			0,104kl		0,102kl		0,096kl
0,138PI	0,313PI		0,258PI			-		-		-
-0,113PI	-0,188PI		-0,158PI			-0,063kl		-0,062kl		-0,061kl
-0,113P	-0,188P		-0,158PI			-0,063kl		-0,062kl		-0,061kl

Giải thích các ký hiệu M_{13} - mômen ở nhịp số 1, tại tiết diện số 3 M_B - mômen ở gối B A, B - phản lực gối A, B Q_{2B} - lực cắt gối B phía nhịp 2

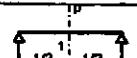
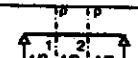
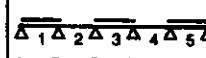
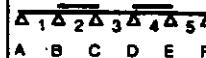
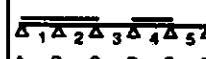
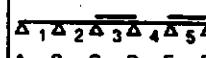
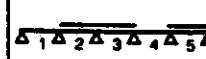
Sơ đồ xếp tải trọng	Mômen uốn, lực cắt, phản lực			
	M_B M_C B Q_{1B} Q_{2B}	$0,117pl^2$ $-0,033pl^2$ $1,200pl$ $-0,617pl$ $0,583pl$	$-0,175pl$ $-0,050pl$ $1,300P$ $-0,675P$ $0,625P$	$-0,311pl$ $-0,089pl$ $2,533P$ $-1,311P$ $1,222P$
	M_B M_C Q_{1B} Q_{2B}	$0,017pl^2$ $-0,067pl^2$ $0,017pl$ $-0,083pl$	$0,025pl$ $-0,100pl$ $0,025P$ $-0,125P$	$0,044pl$ $-0,178pl$ $0,044P$ $-0,222P$
	M_{11} M_{12} M_{13} M_{21} M_{22} M_{23} M_B M_C $A = Q_{1A}$ B C Q_{1B} Q_{2B}	$0,077pl^2$ - - $0,037pl^2$ - - $-0,107pl^2$ $-0,071pl^2$ $0,393pl$ $1,143pl$ $0,929pl$ $-0,607pl$ $0,536pl$	$0,170pl$ - - $0,116pl$ - - $-0,161pl$ $-0,107P$ $0,339pl$ $1,214P$ $0,892P$ $-0,661P$ $0,554P$	$0,238pl$ $0,143pl$ - $0,079pl$ $0,111pl$ - $-0,280pl$ $-0,190pl$ $0,714P$ $2,381P$ $1,810P$ $-1,286P$ $1,095P$

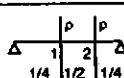
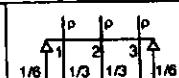
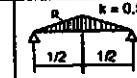
Sơ đồ xếp tải trọng	Mômen uốn, lực cắt, phản lực			
	Q_{2c}	$-0,464pl$	$-0,446P$	$-0,905P$
	M_{11}	$0,100pl^2$	$0,210pl$	$0,286pl$
	M_{12}	—	—	$0,238pl$
	M_{13}	—	—	—
	M_{21}	—	$-0,067pl$	$-0,127pl$
	M_{22}	—	—	$-0,111pl$
	M_{23}	—	—	—
	M_B	$-0,054pl^2$	$-0,080pl$	$-0,143pl$
	M_C	$-0,036pl^2$	$-0,054pl$	$-0,095pl$
	$A = Q_{1A}$	$0,446pl$	$0,420P$	$0,857P$
	M_{11}	—	$-0,040pl$	$-0,048pl$
	M_{12}	—	—	$-0,095pl$
	M_{13}	—	—	—
	M_{21}	$0,080pl^2$	$-0,183pl$	$0,206pl$
	M_{22}	—	—	$0,222pl$
	M_{23}	—	—	—
	M_B	$-0,054pl^2$	$-0,080pl$	$0,143pl$
	M_C	$-0,036pl^2$	$-0,054pl$	$-0,095pl$
	$A = Q_{1A}$	$-0,054pl$	$-0,080P$	$-0,143P$

					
-0,263pl	-0,438pl	-0,369pl	-0,146kl	-0,145kl	-0,142kl
-0,075pl	-0,125pl	-0,106pl	-0,041kl	-0,041kl	-0,041kl
2,450P	2,750P	3,633P	1,251k	1,249k	1,244k
-1,263P	-1,937P	-1,869P	-0,646k	-0,645k	-0,642k
1,18P	1,813P	1,764P	0,605k	0,604k	0,602k
0,038pl	0,063pl	0,053pl	0,022kl	0,021kl	0,021kl
-0,150pl	-0,250pl	-0,211pl	-0,083kl	-0,083kl	-0,081kl
0,038P	0,063P	0,053P	0,022k	0,021k	0,021k
-0,188P	-0,313P	-0,264P	-0,105k	-0,104k	-0,102k
0,190pl	0,275pl	0,193pl	0,104kl	0,103kl	0,098kl
0,069pl	0,299pl	0,247pl	-	-	-
-	0,074pl	-0,033pl	-	-	-
0,029pl	0,007pl	-0,070pl	0,056kl	0,053kl	0,049kl
0,069pl	0,165pl	0,134pl	-	-	-
-	0,074pl	0,005pl	-	-	-
-0,241pl	-0,402pl	-0,339pl	-0,134kl	-0,133kl	-0,130kl
-0,161pl	-0,268pl	-0,226pl	-0,089kl	-0,08kl	-0,085kl
0,759P	1,098P	1,161P	0,366k	0,367k	0,370k
2,321P	3,536P	3,452P	1,179k	1,178k	1,174k
1,839P	2,732P	2,774P	0,910k	0,910k	0,912k
-1,241P	-1,902P	-1,839P	-0,634k	-0,633k	-0,630k
1,080P	1,634P	1,613P	0,545k	0,545k	0,544k
-0,920P	-1,366P	-1,387P	-0,455k	-0,455k	-0,456k
0,220pl	0,325pl	0,222pl	0,134kl	0,132kl	0,126kl
0,160pl	0,400pl	0,332pl	-	-	-
-	0,224pl	0,109pl	-	-	-
-0,110pl	-0,184pl	-0,160pl* (-0,170pl)	-0,056kl	-0,056kl	-0,055kl
-0,090pl	-0,167pl	-0,141pl	-	-	-
-	-0,151pl	-0,123pl* (-0,134pl)	-	-	-
-0,121pl	-0,201pl	-0,170pl	-0,067kl	-0,067kl	-0,065kl
-0,080pl	-0,134pl	-0,113pl	-0,045kl	-0,045kl	-0,044kl
0,879P	1,299P	1,330P	0,433k	0,433k	0,425k
0,030pl	-0,050pl	-0,028pl	-0,030kl	-0,030kl	-0,029kl
-0,090pl	-0,110pl	-0,085pl	-	-	-
-	-0,151pl	-0,141pl	-	-	-
0,140pl	0,191pl	0,090pl* (0,099pl)	0,111kl	0,108kl	0,102kl
0,160pl	0,333pl	0,275pl	-	-	-
-	0,224pl	0,127pl* (0,139pl)	-	-	-
-0,121pl	-0,201pl	-0,170pl	-0,067kl	-0,067kl	-0,065kl
-0,080pl	-0,134pl	-0,113pl	-0,045kl	-0,045kl	-0,044kl
-0,121P	-0,201P	-0,170P	-0,067k	-0,067k	-0,065k

Sơ đồ xếp tải trọng	Mômen uốn, lực cắt, phản lực			
	M_B M_C M_D B Q_{1B} Q_{2B}	-0,121pl ² -0,018pl ² -0,058pl ² 1,223pl -0,621pl 0,603pl	-0,181pl -0,027pl -0,087pl 1,335P -0,681P 0,654P	-0,321pl -0,048pl -0,155pl 2,595P -1,321P 1,274P
	M_B M_C M_D B Q_{1B} Q_{2B}	0,013pl ² -0,054pl ² -0,049pl ² -0,080pl 0,013pl -0,067pl	0,020pl -0,080pl -0,074pl -0,121P 0,020P -0,100P	0,036pl -0,143pl -0,131pl -0,214P 0,036P -0,178P
	M_B M_C C Q_{2C}	-0,036pl ² -0,107pl ² 1,143pl -0,571pl	-0,054pl -0,161pl 1,214P -0,607P	-0,096pl -0,286pl 2,381P -1,191P
	M_B M_C C Q_{2C}	-0,071pl ² 0,036pl ² -0,214pl 0,107pl	-0,107pl 0,054pl -0,321P 0,161P	-0,190pl 0,09pl -0,571P 0,286P
	M_{11} M_{12} M_{13} M_{21} M_{22} M_{23} M_{31} M_{32} M_B M_C $A = Q_{1A}$ B C Q_{1B} Q_{2B} Q_{2C} Q_{3C}	0,078pl ² - - 0,033pl ² - - 0,046pl ² - -0,105pl ² -0,079pl ² 0,395pl 1,132pl 0,974pl -0,605pl 0,526pl -0,474pl 0,500pl	0,171pl - - 0,112pl - - 0,132pl - -0,158pl -0,118pl 0,342P 1,197P 0,960P -0,658P 0,540P -0,460P 0,500P	0,240pl 0,146pl - 0,076pl 0,099pl - 0,123pl 0,123pl -0,281pl -0,211pl 0,719P 2,351P 1,930P -1,281P 1,070P -0,930P 1,000P
	M_{11} M_{12} M_{13}	0,100pl ² - -	0,211pl - -	0,287pl 0,240pl -

-0,271pl	-0,452pl	-0,382pl	-0,151kl	-0,150kl	-0,146kl
-0,040pl	-0,067pl	-0,0571pl	-0,023kl	-0,022kl	-0,022kl
-0,131pl	-0,218pl	-0,184pl	-0,072kl	-0,072kl	-0,070kl
2,502P	3,837P	3,707P	1,279k	1,278k	1,270k
-1,271P	-1,952P	-1,882P	-0,651k	-0,650k	-0,646k
1,231P	1,885P	1,825P	0,628k	0,628k	0,624k
0,030pl	0,050pl	0,042pl	0,017kl	0,017kl	0,016kl
-0,120pl	-0,201pl	-0,170pl	-0,066kl	-0,066kl	-0,064kl
-0,110pl	-0,184pl	-0,156pl	-0,062kl	-0,061kl	-0,060kl
-0,181P	-0,301P	-0,254P	-0,100k	-0,100k	-0,096k
0,030P	0,050P	0,042P	0,017k	0,017k	0,016k
-0,151P	-0,251P	-0,212P	-0,083k	-0,083k	-0,080k
-0,080pl	-0,134pl	-0,113pl	-0,045kl	-0,045kl	-0,044kl
-0,241pl	-0,402pl	-0,339pl	-0,134kl	-0,133kl	-0,130kl
2,321P	3,536P	3,452P	1,178k	1,176k	1,172k
-1,160P	-1,768P	1,726P	-0,589k	-0,588k	-0,586k
-0,161pl	-0,268pl	-0,226pl	-0,089kl	-0,088kl	-0,086kl
0,080pl	0,134pl	0,113pl	0,045kl	0,045kl	0,044kl
-0,482P	-0,804P	-0,679P	-0,268k	-0,266k	-0,260k
0,241P	0,402P	0,339P	0,134k	0,133k	0,130k
0,191pl	0,276pl	0,194pl	0,105kl	0,104kl	0,099kl
0,072pl	0,303pl	0,250pl	-	-	-
-	0,079pl	-0,028pl	-	-	-
0,028pl	0,005pl	-0,069pl	0,052kl	0,050kl	0,046kl
0,058pl	0,155pl	0,125pl	-	-	-
-	0,054pl	-0,014pl	-	-	-
0,072pl	0,079pl	0	0,068kl	0,06kl	0,061kl
0,072pl	0,204pl	0,167pl	-	-	-
-0,237pl	-0,395pl	-0,333pl	-0,131kl	-0,130kl	-0,127kl
-0,178pl	-0,296pl	-0,250pl	-0,099kl	-0,098kl	-0,096kl
0,763P	1,105P	1,167P	0,369k	0,370k	0,373k
2,296P	3,494P	3,417P	1,163k	1,162k	1,158k
1,941P	2,901P	2,917P	0,968k	0,968k	0,969k
-1,237P	-1,895P	-1,833P	-0,631k	-0,630k	-0,627k
1,059P	1,599P	1,583P	0,532k	0,532k	0,531k
-0,941P	-1,401P	-1,471P	-0,468k	-0,468k	-0,469k
1,000P	1,500P	1,500P	0,500k	0,500k	0,500k
0,220pl	0,236pl	0,222pl	0,135kl	0,132kl	0,126k
0,161pl	0,401pl	0,333pl	-	-	-
-	0,227pl	0,111pl	-	-	-

Số dò xếp tải trọng	Mômen uốn, lực cắt, phản lực			
	M_{21} M_{22} M_{23} M_{31} M_{32} M_B M_C $A = Q_{1A}$	- - - $0.086pl^2$ - $-0.053pl^2$ $-0.039pl^2$ $0.447pl$	-0,069pl - - 0,191pl - -0,079pl -0,059pl 0,421P	-0,129pl -0,117pl - 0,228pl 0,228pl -0,140pl -0,105pl 0,860P
	M_{11} M_{12} M_{13} M_{21} M_{22} M_{23} M_{31} M_{32} M_B M_C $A = Q_{1A}$	- - - $0.079pl^2$ - - - - $-0.053pl^2$ $-0.039pl^2$ $-0.053pl$	-0,039pl - - 0,181pl - - -0,059pl - -0,079pl -0,059pl -0,079P	-0,047pl -0,094pl - 0,205pl 0,216pl - -0,105pl -0,105pl -0,140pl -0,105pl -0,140P
	M_B M_C M_D M_E B Q_{1B} Q_{2B}	$-0.120pl^2$ $-0.022pl^2$ $-0.044pl^2$ $-0.051pl^2$ $1.218pl$ $-0.620pl$ $1.598pl$	-0,179pl -0,032pl -0,066pl -0,077pl 1,327P -0,679P 0,647P	-0,319pl -0,057pl -0,118pl -0,137pl 2,581P -1,319P 1,262P
	M_B M_C M_D M_E B Q_{1B} Q_{2B}	$0.014pl^2$ $-0.057pl^2$ $-0.035pl^2$ $-0.054pl^2$ $-0.086pl$ $0.014pl$ $-0.072pl$	0,022pl -0,086pl -0,052pl -0,081pl -0,129P 0,022P -0,108P	0,038pl -0,153pl -0,093pl -0,144pl -0,230P 0,038P -0,191P
	M_B M_C M_D M_E C Q_{EC} Q_{SC}	$-0.035pl^2$ $-0.111pl^2$ $-0.020pl^2$ $-0.057pl^2$ $1.167pl$ $-0.576pl$ $0.591pl$	-0,052pl -0,167pl -0,031pl -0,086pl 1,251P -0,615P 0,636P	-0,093pl -0,297pl -0,054pl -0,153pl 2,447P -1,204P 1,242P
	M_B M_C M_D M_E C Q_{EC} Q_{SC}	$-0.071pl^2$ $0.032pl^2$ $-0.059pl^2$ $-0.048pl^2$ $-0.194pl$ $0.103pl$ $-0.091pl$	-0,106pl 0,048pl -0,088pl -0,072pl -0,291P 0,154P -0,136P	-0,188pl 0,065pl -0,156pl -0,128pl -0,517P 0,274P -0,242P

						
-0,111pl	-0,185pl	0,160pl* (-0,169pl)	-0,058kl	-0,058kl	-0,056kl	
-0,096pl	-0,173pl	-0,146pl	-	-	-	
-	-0,160pl	-0,132pl* (-0,144pl)	-	-	-	
0,161pl	0,227pl	-0,125pl* (-0,138pl)	0,117kl	0,117kl	0,109kl	
0,161pl	0,352pl	0,292pl	-	-	-	
-0,118pl	-0,197pl	-0,167pl	-0,066kl	-0,066kl	-0,064kl	
-0,089pl	-0,148pl	-0,125pl	-0,060kl	-0,060kl	-0,048kl	
0,882P	-1,303P	1,333P	0,434k	0,434k	0,436k	
-0,030pl	-0,049pl	-0,028pl	-0,030kl	-0,030kl	-0,029kl	
-0,089pl	-0,099pl	-0,083pl	-	-	-	
-	-0,148pl	-0,139pl	-	-	-	
0,139pl	0,190pl	0,090pl* (0,100pl)	0,109kl	0,106kl	0,101kl	
0,154pl	0,237pl	0,271pl	-	-	-	
-	0,215pl	0,118pl* (0,130pl)	-	-	-	
-0,089pl	-0,148pl	-0,125pl* (-0,138pl)	-0,050kl	-0,050kl	-0,048kl	
-0,089pl	-0,148pl	-0,125pl	-	-	-	
-0,118pl	-0,197pl	-0,167pl	-0,066kl	-0,066kl	-0,064kl	
-0,089pl	-0,148pl	-0,125pl	-0,050kl	-0,050kl	-0,048kl	
-0,118P	-0,197P	-0,167pl	-0,066k	-0,066k	-0,064k	
-0,269pl	-0,449pl	-0,379pl	-0,149kl	-0,148kl	-0,144kl	
-0,048pl	-0,081pl	-0,068pl	-0,027kl	-0,027kl	-0,027kl	
-0,100pl	-0,166pl	-0,140pl	-0,055kl	-0,055kl	-0,053kl	
-0,116pl	-0,193pl	-0,163pl	-0,064kl	-0,063kl	-0,062kl	
2,490P	3,817P	3,689P	1,271k	1,269k	1,261k	
-1,269P	-1,949P	-1,879P	-0,649k	-0,648k	-0,644k	
1,221P	1,868P	1,811P	0,622k	0,621k	0,617k	
0,032pl	0,054pl	0,045pl	0,018kl	0,018kl	0,017kl	
-0,129pl	-0,215pl	-0,182pl	-0,072kl	-0,071kl	-0,069kl	
-0,078pl	-0,130pl	-0,110pl	-0,044kl	-0,043kl	-0,043kl	
-0,121pl	-0,202pl	-0,170pl	-0,067kl	-0,067kl	-0,065kl	
-0,194P	-0,323P	-0,273P	-0,108k	-0,108k	-0,103k	
0,032P	0,054P	-0,045P	0,018k	0,018k	0,017k	

-0,161P	-0,269P	-0,227P	-0,090k	-0,089k	-0,086k
-0,078pl	-0,130pl	-0,110pl	-0,044kl	-0,043kl	-0,042kl
-0,250pl	-0,417pl	-0,352pl	-0,139kl	-0,138kl	-0,134kl
-0,046pl	-0,076pl	-0,064pl	-0,025kl	-0,025kl	-0,024kl
-0,129pl	-0,215pl	-0,182pl	-0,071kl	-0,071kl	-0,069kl
2,377P	3,628P	3,530P	1,209k	1,208k	1,202k
-1,172P	-1,787P	-1,742P	-0,595k	-0,595k	-0,592k
1,205P	1,841P	1,788P	0,614k	0,613k	0,610k
-0,159pl	-0,265pl	-0,223pl	-0,087kl	-0,087kl	-0,085kl
0,073pl	0,121pl	0,102pl	0,040kl	0,040kl	0,038kl
-0,132pl	-0,220pl	-0,186pl	-0,074kl	-0,073kl	-0,072kl
-0,108pl	-0,179pl	-0,152pl	-0,060kl	-0,059kl	-0,058kl
-0,436P	-0,727P	-0,614P	-0,241k	-0,240k	-0,233k
0,232P	0,386P	0,385P	0,127k	0,127k	0,123k
-0,205P	-0,341P	0,288P	-0,114k	-0,113k	-0,110k

Phụ lục 18**Các số liệu về cầu trục*****Giải thích ký hiệu***

Q - sức nâng của cầu trục, nếu cho bởi một con số là cầu trục chỉ có một móc cầu, nếu cho bởi hai con số cách nhau bằng gạch xiên là cầu trục có hai móc cầu;

L_k - nhịp cầu trục, tính bằng khoảng cách giữa hai trục ray;

B - bề rộng cầu trục;

K - khoảng cách giữa hai trục bánh xe của cầu trục;

H_{ct} - chiều cao cầu trục, là khoảng cách từ đỉnh ray đến mặt trên của xe con;

B_1 - khoảng cách từ trục ray đến mút cầu trục;

P_{max}^c - áp lực tiêu chuẩn của một bánh xe cầu trục lên ray khi xe con chạy sát phía ray đó;

P_{min}^c - áp lực tiêu chuẩn của một bánh xe cầu trục lên ray khi xe con đứng ở phía bên kia;

G - trọng lượng xe con.

Bảng 2 Chỉ tiêu cầu trục chạy điện, chế độ làm việc trung bình

Sức trục Q (kN)	Nhịp cầu trục L_k (m)	Kích thước cầu trục (mm)				Áp lực bánh xe lên ray (kN)		Trọng lượng (kN)	
		B	K	H_{ct}	B_1	P_{max}^c	P_{min}^c	Xe con G	Toàn cầu trục
50	11					70	23		136
	14					75	27		154
	17					82	34		181
	20	5000	3500	1650	230	89	40	22	208
	23					101	49		250
	26	6500	5000			107	58		280
	29					115	63		312
100	11					115	22		175
	14					120	28		195
	17					125	30		210
	20	6300	4400	1900	260	135	35	40	240
	23					145	40		270
	26					145	45		300
	29			5000		170	54		348
150	11					145	30		200
	14					155	30		220
	17					165	35		250
	20	6300	4400	2300	260	175	40	53	280
	23					185	45		310
	26					195	50		340
	29			5000		210	70		410

Sức trục Q (kN)	Nhịp cầu trục L _k (m)	Kích thước cầu trục (mm)				Áp lực bánh xe lên ray (kN)		Trọng lượng (kN)	
		B	K	H _{ct}	B ₁	P _c _{max}	P _c _{min}	Xe con G	Toàn cầu trụ
200/50	10,5	6300	4400	2400	260	175	42	85	235
	13,5					185	42		255
	16,5					195	48		285
	19,5					210	52		325
	22,5					220	60		360
	25,5					235	70		410
	28,5					255	78		465
300/50	10,5	6300	5100	2750	300	255	70	120	350
	13,5					270	75		390
	16,5					280	82		425
	19,5					300	88		475
	22,5					315	95		520
	25,5					330	102		566
	28,5					345	115		620

Phụ lục 19

Chỉ tiêu cần trục chạy điện, chế độ làm việc nặng

Sức trục Q (kN)	Nhịp cầu trục L _k (m)	Kích thước cầu trục (mm)				Áp lực bánh xe lên ray (kN)		Trọng lượng (kN)	
		B	K	H _{ct}	B ₁	P _c _{max}	P _c _{min}	Xe con G	Toàn cầu trục
50	11					76	22		146
	14					81	26		164
	17					88	33		191
	20	5000	3500	1650	230	95	39	30	218
	23					107	48		260
	26	6500	5000			113	57		290
	29					121	65		322
	11					125	20		190
100	14					130	25		210
	17					135	30		230
	20	6300	4400	1900	260	145	35	56	260
	23					150	40		280
	26					160	45		310
	29		5000			175	59		368
	11					150	38		225
	14					160	38		245
150	17					165	48		275
	20	6300	4400	2300	260	175	58	60	315
	23					186	65		350
	26					195	72		385
	29		5000			215	82		445
	10,5					185	40		250
	13,5					195	40		270
	16,5					205	45		300
200/50	19,5	6300	4400	2400	260	220	48	60	335
	22,5					230	55		370
	25,5					245	66		410
	28,5		5000			260	72		465
	10,5					255	78		365
	13,5					275	78		400
	16,5					295	78		445
	19,5	6300	5100	2750	300	310	90	125	500
300/50	22,5					325	98		545
	25,5					335	110		590
	28,5					355	120		650

Tài liệu tham khảo

1. Nguyễn Đình Cống - Ngô Thế Phong - Huỳnh Chánh Thiên, *Kết cấu bêtông cốt thép (phần kết cấu nhà cửa)*, Nhà xuất bản Đại học và Trung học chuyên nghiệp, Hà Nội, 1978.
2. Ngô Thế Phong - Lý Trần Cường - Trịnh Kiêm Đạm - Nguyễn Lê Ninh, *Kết cấu bêtông cốt thép (phần kết cấu nhà cửa)*, Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội, 1978.
3. *Đề cương môn học "Kết cấu bêtông cốt thép 2"*.
4. *Kết cấu bêtông cốt thép*, Tiêu chuẩn thiết kế TCXDVN 356-2005.
5. *Kết cấu bêtông cốt thép*, Tiêu chuẩn thiết kế TCVN 5574-1991.
6. Trịnh Kim Đạm - Lê Bá Hué, *Khung bêtông cốt thép*, Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội, 1978.
7. *Tải trọng tác động*, TCVN 2737-1995
8. И.И. Ушакий. Железобетонные. Конструкции, издательство "Будгиз" Киев, 1973.
9. Vũ Công Ngữ, *Thiết kế và tính toán móng nòng*, Tủ sách Trường Đại học Xây dựng Hà Nội.

KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP

TẬP 2: CẤU KIỆN NHÀ CỦA

Võ Bá Tâm

NHÀ XUẤT BẢN

ĐẠI HỌC QUỐC GIA TP HỒ CHÍ MINH

Khu phố 6, Phường Linh Trung, Quận Thủ Đức, TP HCM

ĐT: 7 242 181, 7 242 160 + (1421, 1422, 1423, 1425, 1426)

Fax: 7242194 - Email: vnuhp@vnuhcm.edu.vn

* * *

Chịu trách nhiệm xuất bản

TS HUỲNH BÁ LÂN

Biên tập

TRẦN VĂN THẮNG

Sửa bản in

THÙY DƯƠNG

Trình bày bìa

TRƯƠNG NGỌC TUẤN

Liên kết xuất bản

TRƯỜNG ĐH BÁCH KHOA - ĐHQGTPHCM

In 500 cuốn, khổ 16 x 24 cm

Số đăng ký KHXB: 486-2007/CXB/70-34 ĐHQG-TPHCM

Quyết định xuất bản số: 994/QĐ-ĐHQG-TPHCM

ngày 27/12/2007 của Nhà Xuất bản ĐHQG TPHCM

In tại Xưởng in Đại học Bách khoa - ĐHQG TP.HCM

Nộp lưu chiểu tháng 2 năm 2008.

