

BỘ XÂY DỰNG

TÀI LIỆU KỸ THUẬT
HƯỚNG DẪN TÍNH TOÁN CỐT THÉP KẾT CẤU
LỖI-VÁCH BÊ TÔNG CỐT THÉP THEO TIÊU
CHUẨN VIỆT NAM TCVN 5574:2018

*(Ban hành kèm theo Quyết định số 862/QĐ-BXD ngày 05 tháng 10 năm 2022 của
Bộ trưởng Bộ Xây dựng)*

Năm 2022

MỤC LỤC

1	QUY ĐỊNH CHUNG	1
1.1	PHẠM VI ÁP DỤNG	1
1.2	TÀI LIỆU VIỆN DẪN	1
2	TẢI TRỌNG VÀ TỔ HỢP TẢI TRỌNG	1
3	VẬT LIỆU CHO KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP	2
3.1	BÊ TÔNG	3
3.1.1	<i>Các đặc trưng độ bền và biến dạng của bê tông</i>	3
3.1.2	<i>Các biểu đồ biến dạng của bê tông</i>	4
3.1.3	<i>Giá trị giới hạn của biến dạng tương đối của bê tông</i>	6
3.2	CỐT THÉP	7
3.2.1	<i>Các đặc trưng độ bền và biến dạng của cốt thép</i>	7
3.2.2	<i>Các biểu đồ biến dạng của cốt thép</i>	8
3.2.3	<i>Giá trị giới hạn của biến dạng tương đối của cốt thép</i>	9
4	MÔ HÌNH HÓA VÀ XÁC ĐỊNH NỘI LỰC KẾT CẤU LỖI-VÁCH	9
4.1	GIỚI THIỆU	9
4.2	MÔ HÌNH KẾT CẤU LỖI-VÁCH	10
4.3	XÁC ĐỊNH NỘI LỰC	13
5	TÍNH TOÁN CỐT THÉP CHO KẾT CẤU LỖI – VÁCH	17
5.1	TÍNH TOÁN CỐT THÉP DỌC	17
5.1.1	<i>Tính toán độ bền tiết diện thẳng góc theo mô hình biến dạng phi tuyến</i>	17
5.1.2	<i>Ảnh hưởng của độ lệch tâm ngẫu nhiên và uốn dọc</i>	21
5.2	TÍNH TOÁN CỐT THÉP NGANG	24
6	HƯỚNG DẪN XÁC ĐỊNH BIỂU ĐỒ TƯƠNG TÁC	27
6.1	PHƯƠNG PHÁP XÂY DỰNG BIỂU ĐỒ TƯƠNG TÁC CỦA VÁCH CHỮ NHẬT CHỊU LỰC MỘT PHƯƠNG	27
6.2	XÁC ĐỊNH TỶ SỐ D/C (DEMAND/CAPACITY RATIO)	29
6.3	PHƯƠNG PHÁP XÂY DỰNG BIỂU ĐỒ TƯƠNG TÁC CỦA VÁCH CÓ TIẾT DIỆN BẤT KỲ	30
6.4	SƠ ĐỒ THUẬT TOÁN	33
6.4.1	<i>Nhập thông tin đầu vào</i>	33
6.4.2	<i>Chia lưới và xác định trọng tâm tiết diện</i>	34
6.4.3	<i>Xác định biểu đồ tương tác</i>	35
7	VÍ DỤ TÍNH TOÁN	36

DANH MỤC BẢNG BIỂU

Bảng 2-1 – Hệ số của hoạt tải trong tổ hợp có xét động đất	2
Bảng 3-1: Đặc trưng về độ bền và biến dạng của bê tông (MPa)	3
Bảng 3-2 – Biến dạng tương đối của bê tông khi có tác dụng dài hạn của tải trọng.....	4
Bảng 5-1 – Hệ số φ khi có tác dụng dài hạn của tải trọng	23

DANH MỤC HÌNH VẼ

Hình 3-1: Biểu đồ biến dạng của bê tông khi nén	5
Hình 3-2: Biểu đồ biến dạng của cốt thép chịu kéo	8
Hình 4-1: Minh họa bố trí vách, lõi trên mặt bằng kết cấu	11
Hình 4-2: Mô hình hóa vách, lõi trong phần mềm phân tích (ETAB)	11
Hình 4-3: Các kiểu biến dạng của vách.....	12
Hình 4-4: Minh họa chia phần tử cho vách và dầm nối vách.....	12
Hình 4-5: Minh họa mô hình lõi và ứng suất pháp sau khi phân tích	13
Hình 4-6: Minh họa nội lực của lõi (N, V, M) theo chiều cao tầng (ETAB).....	14
Hình 4-7: Minh họa định nghĩa vách để lấy nội lực thiết kế (ETAB).....	15
Hình 4-8: Minh họa định nghĩa dầm nối vách để lấy nội lực thiết kế (ETAB).....	16
Hình 4-9: Minh họa định nghĩa dầm nối vách để lấy nội lực thiết kế (ETABS)	16
Hình 5-1: Sơ đồ tính toán tiết diện thẳng góc của cầu kiện BTCT	17
Hình 5-2: Sơ đồ nội lực khi tính toán cầu kiện BTCT theo tiết diện nghiêng chịu tác dụng của lực cắt	25
Hình 6-1: Sơ đồ xây dựng biểu đồ tương tác cho vách phẳng	27
Hình 6-2: Các trường hợp biến dạng trong tiết diện vách đơn.....	28
Hình 6-3: Các trường hợp biến dạng trong tiết diện vách đơn (xác định góc phần tư 2, 3)	29
Hình 6-4: Cách xác định tỷ số D/C của vách phẳng	30
Hình 6-5: Sơ đồ vách/lõi thang	31
Hình 6-6: Sơ đồ xây dựng biểu đồ tương tác cho vách không gian	31
Hình 6-7: Mặt biểu đồ tương tác	32
Hình 6-8: Chia vách phức tạp thành tổ hợp các vách chữ nhật.....	33
Hình 6-9: Thông số đầu vào với vách chữ nhật đơn	34
Hình 6-10: Chia lưới phần tử	34
Hình 7-1: Kích thước tiết diện	36

LỜI NÓI ĐẦU

Tài liệu kỹ thuật này là sản phẩm của đề tài nghiên cứu khoa học do Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng chủ trì thực hiện.

1 QUY ĐỊNH CHUNG

1.1 Phạm vi áp dụng

Hướng dẫn này áp dụng để tính toán thiết kế vách theo tiêu chuẩn TCVN 5574:2018, tập trung vào nội dung tính toán cấu kiện chịu nén/kéo uốn đồng thời và chịu cắt.

Hướng dẫn không bao gồm nội dung tính toán thiết kế đối với dầm nối vách.

Các yêu cầu về cấu tạo đối với vách cần tuân thủ các điều khoản liên quan của tiêu chuẩn TCVN 5574:2018.

1.2 Tài liệu viện dẫn

Trong Hướng dẫn này sử dụng các tài liệu dưới đây. Đối với các tài liệu viện dẫn ghi năm công bố thì áp dụng phiên bản được nêu. Đối với các tài liệu viện dẫn không ghi năm công bố thì áp dụng phiên bản mới nhất, bao gồm cả các sửa đổi, bổ sung (nếu có).

TCVN 1651-1:2008, *Thép cốt cho bê tông – Phần 1: Thép thanh tròn trơn*

TCVN 1651-2:2018, *Thép cốt cho bê tông – Phần 2: Thép thanh vằn*

TCVN 5574:2018, *Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép – Tiêu chuẩn thiết kế.*

2 TẢI TRỌNG VÀ TỔ HỢP TẢI TRỌNG

Trong phạm vi tài liệu này, kết cấu vách lõi được thiết kế đối với các tổ hợp tải trọng bất lợi theo tiêu chuẩn TCVN 2737:1995. Với tổ hợp có tải trọng động đất, tổ hợp tải trọng được chiếu theo tiêu chuẩn TCVN 9386:2012, nghĩa là tham khảo tiêu chuẩn Eurocode EN 1990:2002. Các trường hợp tổ hợp phổ biến như sau:

- $\gamma_{DL} DL + \gamma_{LL} LL$;
- $\gamma_{DL} DL \pm \gamma_W W_X$;
- $\gamma_{DL} DL \pm \gamma_W W_Y$;
- $\gamma_{DL} DL + 0.9(\gamma_{LL} LL \pm \gamma_W W_X)$;
- $\gamma_{DL} DL + 0.9(\gamma_{LL} LL \pm \gamma_W W_Y)$;
- $1.0 DL + \psi_2 LL \pm EQ$;

Trong đó:

DL và γ_{DL} là tĩnh tải và hệ số độ tin cậy tương ứng, cho trong TCVN 2737: 1995 (*xem Bảng 1 và 2, TCVN 2737:1995*)

LL, γ_L là hoạt tải và hệ số độ tin cậy tương ứng cho trong TCVN 2737: 1995, lấy bằng 1.3 đối với hoạt tải phân bố đều có giá trị tiêu chuẩn nhỏ hơn 2 kN/m^2 và bằng 1.2 đối với hoạt tải phân bố đều có giá trị tiêu chuẩn bằng hoặc lớn hơn 2 kN/m^2 ;

W_X, W_Y là tải trọng gió theo hai phương ngang X và Y , đã xét tới thành phần động và hệ số độ tin cậy;

γ_W là hệ số độ tin cậy của tải trọng gió được quy định trong tiêu chuẩn TCVN2737:1995;

EQ là hệ quả tác động của động đất, có xét tới hiệu ứng giao thoa hai phương vuông góc theo một trong hai cách: (1) $EQ_X + 0.3EQ_Y$ và $0.3EQ_X + EQ_Y$, hoặc (2) $\sqrt{EQ_x^2 + EQ_y^2}$

EQ_X, EQ_Y là hệ quả tác động của động đất theo phương X và Y ;

ψ_2 là hệ số của hoạt tải trong tổ hợp có xét động đất, tham khảo Bảng A1.1, tiêu chuẩn EN 1990:2002, thể hiện dưới đây.

Bảng 2-1 – Hệ số của hoạt tải trong tổ hợp có xét động đất

Tác động	ψ_2
Hoạt tải trong công trình phân theo mục đích sử dụng (xem tiêu chuẩn EN 1991-1-1)	
Loại A: khu vực nhà riêng, chung cư	0,3
Loại B: khu vực văn phòng	0,3
Loại C: khu vực tập trung đông người	0,6
Loại D: khu vực mua sắm	0,6
Loại E: khu vực chứa hàng	0,8
Loại F: khu vực lưu thông, dừng đỗ cho xe tải trọng $\leq 30\text{kN}$	0,6
Loại G: khu vực lưu thông, dừng đỗ cho xe tải trọng lớn hơn 30 kN đến 160 kN	0,3

3 VẬT LIỆU CHO KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP

Tính toán cốt thép vách được thực hiện dựa vào đặc trưng cường độ-biến dạng của bê tông và cốt thép, trình bày cụ thể ở phần sau.

Ghi chú:

- Bê tông dùng để thiết kế vách lõi thường là bê tông nặng, có cấp độ bền lớn hơn B20, do vậy trong hướng dẫn này, chỉ liệt kê các đặc trưng liên quan của bê tông cấp bền từ B20 đến B100.

- Tương tự, đối với cốt thép, các đặc trưng liên quan cho cốt thép thông dụng ở Việt Nam như CB-300V, CB400-V, CB-500V được trình bày. Tham khảo các tài liệu liên quan cho các chủng loại thép khác.

3.1 Bê tông

3.1.1 Các đặc trưng độ bền và biến dạng của bê tông

Các đặc trưng về độ bền và biến dạng của bê tông lấy theo tiêu chuẩn TCVN 5574:2018 bao gồm:

- Cường độ tiêu chuẩn chịu nén dọc trục, $R_{b,n}$;
- Cường độ tiêu chuẩn chịu kéo dọc trục, $R_{bt,n}$;
- Cường độ tính toán chịu nén dọc trục R_b ;
- Cường độ tính toán chịu kéo dọc trục $R_{b,t}$;
- Mô đun đàn hồi ban đầu E_b ;

Các giá trị trên ứng với các cấp bền khác nhau xem Bảng 3-1:

Bảng 3-1: Đặc trưng về độ bền và biến dạng của bê tông (MPa)

Loại bê tông	$R_{b,n}$	$R_{bt,n}$	R_b	$R_{b,t}$	$E_b (x 10^3)$
B20	15,0	1,35	11,5	0,90	27,5
B25	18,5	1,55	14,5	1,05	30,0
B30	22,0	1,75	17,5	1,15	32,5
B35	25,5	1,95	19,5	1,30	34,5
B40	29,0	2,10	22,0	1,40	36,0
B45	32,0	2,25	25,0	1,50	37,0
B50	36,0	2,45	27,5	1,60	38,0
B55	39,5	2,60	30,0	1,70	39,0
B60	43,0	2,75	33,0	1,80	39,5
B70	50,0	3,00	37,0	1,90	41,0
B80	57,0	3,30	41,0	2,10	42,0
B90	64,0	3,60	44,0	2,15	42,5
B100	71,0	3,80	47,5	2,20	43,0

- Các giá trị biến dạng tương đối giới hạn của bê tông nặng được lấy như sau:
 - + khi có tác dụng tác dụng ngắn hạn của tải trọng:

- $\varepsilon_{b0} = 0,002$ khi chịu nén dọc trục
 - $\varepsilon_{bt0} = 0,0001$ khi chịu kéo dọc trục.
- + Khi có tác dụng dài hạn của tải trọng: lấy theo Bảng 3-2 phụ thuộc vào độ ẩm tương đối của không khí môi trường xung quanh.

Bảng 3-2 – Biến dạng tương đối của bê tông khi có tác dụng dài hạn của tải trọng

Độ ẩm tương đối của không khí môi trường xung quanh, %	Biến dạng tương đối của bê tông khi có tác dụng dài hạn của tải trọng					
	Khi nén			Khi kéo		
	ε_{b0}	ε_{b2}	$\varepsilon_{b1,red}$	ε_{bt0}	ε_{bt2}	$\varepsilon_{bt1,red}$
Cao hơn 75	0,0030	0,0042	0,0024	0,00021	0,00027	0,00019
Từ 40 đến 75	0,0034	0,0048	0,0028	0,00024	0,00031	0,00022
Thấp hơn 40	0,0040	0,0056	0,0034	0,00028	0,00036	0,00026

CHÚ THÍCH 1: Các giá trị trong bảng áp dụng cho bê tông có cấp độ bền chịu nén đến B60.

CHÚ THÍCH 2: Độ ẩm tương đối của không khí môi trường bên ngoài lấy theo quy định hiện hành về độ ẩm tương đối trung bình tháng của tháng nóng nhất đối với vùng xây dựng.

CHÚ THÍCH 3: Đối với bê tông cường độ cao (từ B70 đến B100) thì giá trị biến dạng tương đối trong bảng cần nhân thêm với hệ số $(270 - B) / 210$.

3.1.2 Các biểu đồ biến dạng của bê tông

Có thể sử dụng bất kỳ loại biểu đồ biến dạng (xác định quan hệ giữa ứng suất và biến dạng tương đối) của bê tông sau đây: biểu đồ đường cong, bao gồm cả nhánh xuống (xem Phụ lục B, TCVN 5574:2018); biểu đồ các đoạn thẳng (hai đoạn hoặc ba đoạn) phản ánh được ứng xử của bê tông. Khi đó, cần phải ghi giá trị các điểm chính trên các biểu đồ (ứng suất lớn nhất và biến dạng tương ứng, các giá trị giới hạn, v.v...).

Đối với bê tông nặng, bê tông hạt nhỏ và bê tông tự ứng suất, thì sử dụng các biểu đồ biến dạng đơn giản hóa dưới dạng ba đoạn và hai đoạn (Hình 3-1a, b) theo loại biểu đồ Prandl.

1) Biểu đồ ba đoạn thẳng

Đối với biểu đồ ba đoạn thẳng (Hình 3-1a), ứng suất nén của bê tông σ_b , phụ thuộc vào biến dạng co ngắn tương đối của bê tông ε_b , được xác định theo các công thức:

Khi $0 \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b1}$

$$\sigma_b = E_b \varepsilon_b \quad (3-1)$$

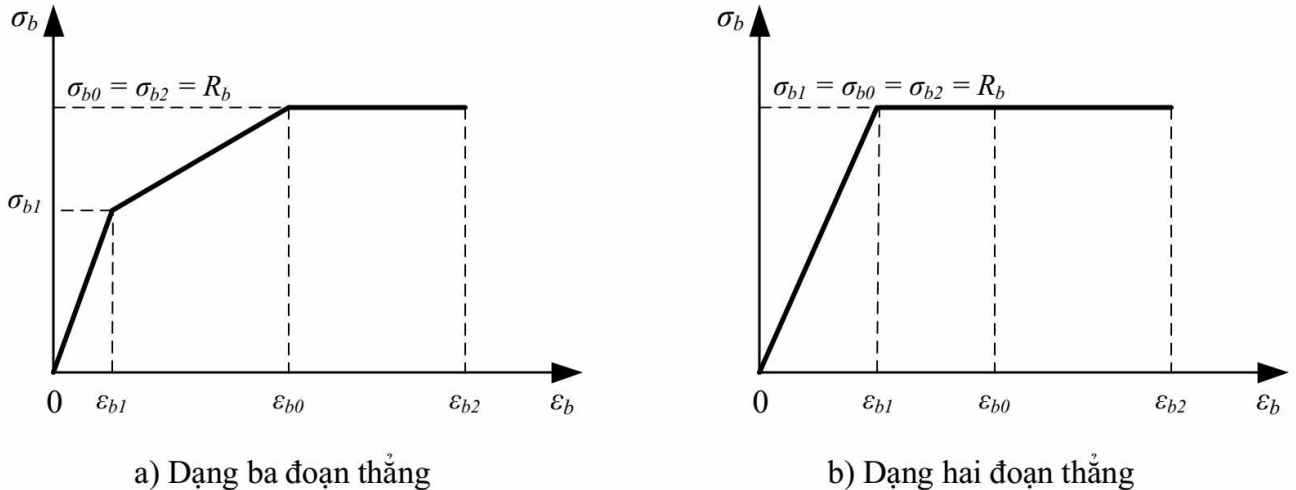
Khi $\varepsilon_{b1} < \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b0}$

$$\sigma_b = \left[\left(1 - \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \right) \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b0} - \varepsilon_{b1}} + \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \right] R_b \quad (3-2)$$

Khi $\varepsilon_{b0} < \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b2}$

$$\sigma_b = R_b \quad (3-3)$$

Ứng suất σ_{b1} được xác định theo công thức $\sigma_{b1} = 0,6R_b$.



Hình 3-1: Biểu đồ biến dạng của bê tông khi nén

Biến dạng tương đối ε_{b1} được xác định theo công thức $\varepsilon_{b1} = \frac{\sigma_{b1}}{E_b}$.

Giá trị biến dạng tương đối ε_{b2} đối với bê tông nặng, bê tông hạt nhỏ và bê tông tự ứng suất lấy như sau:

- Khi có tác dụng ngắn hạn của tải trọng:

Đối với bê tông có cấp độ bền chịu nén từ B60 trở xuống: $\varepsilon_{b2} = 0,0035$

Đối với bê tông cường độ cao có cấp độ bền chịu nén từ B70 đến B100 thì ε_{b2} lấy theo nội suy tuyến tính từ 0,0033 ứng với B70 đến 0,0028 ứng với B100;

- Khi có tác dụng dài hạn của tải trọng: theo Bảng 3-2.

Các giá trị R_b , E_b và ε_{b0} lấy theo mục 3.1.1.

2) Biểu đồ hai đoạn thẳng

Đối với biểu đồ hai đoạn thẳng (Hình 3-1b) thì ứng suất nén của bê tông σ_b , phụ thuộc vào biến dạng co ngắn tương đối của bê tông, được xác định theo các công thức sau:

Khi $0 \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b1}$ (với $\varepsilon_{b1} = \frac{R_b}{E_{b,red}}$)

$$\sigma_b = E_{b,red} \varepsilon_b \quad (3-4)$$

Khi $\varepsilon_{b1} < \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b0}$

$$\sigma_b = R_b \quad (3-5)$$

Mô đun biến dạng quy đổi của bê tông $E_{b,red}$ được xác định theo công thức:

$$E_{b,red} = \frac{R_b}{\varepsilon_{b1,red}} \quad (3-6)$$

Biến dạng tương đối quy đổi của bê tông $\varepsilon_{b1,red}$ được lấy như sau:

– Khi có tác dụng ngắn hạn của tải trọng:

 Đối với bê tông nặng: 0,0015;

 Đối với bê tông nhẹ: 0,0022.

– Khi có tác dụng dài hạn của tải trọng:

 Đối với bê tông nặng: lấy theo Bảng 3-2.

Các giá trị R_b , ε_{b2} lấy như trong trong biểu đồ 3 đoạn thẳng.

Thông thường không xét đến cường độ chịu kéo của bê tông trong tính toán theo trạng thái giới hạn thứ nhất. Khi cần xét đến, ứng suất kéo của bê tông σ_{bt} phụ thuộc vào biến dạng tương đối ε_{bt} , có thể được xác định theo các biểu đồ trong Hình 3-1a, b, trong đó:

- Giá trị cường độ chịu nén tính toán của bê tông R_b được thay bằng giá trị cường độ chịu kéo tính toán của bê tông R_{bt} theo Bảng 3-1;
- Giá trị mô đun đàn hồi ban đầu E_{bt} được xác định theo Bảng 3-1;
- Giá trị biến dạng tương đối ε_{bt0} lấy theo 3.1.1;
- Giá trị biến dạng tương đối ε_{b2t} đối với bê tông nặng khi có tác dụng ngắn hạn của tải trọng, lấy theo Bảng 3-2 khi có tác dụng dài hạn của tải trọng.

Đối với biểu đồ hai đoạn thẳng lấy $\varepsilon_{bt1,red} = 0,00008$ khi có tác dụng ngắn hạn của tải trọng và theo Bảng 3-2 khi có tác dụng dài hạn của tải trọng; giá trị $E_{bt,red}$ được xác định theo công thức (6), nhưng trong đó thay R_b bằng R_{bt} và $\varepsilon_{b1,red}$ bằng $\varepsilon_{bt1,red}$.

Khi tính toán độ bền cấu kiện bê tông cốt thép theo mô hình biến dạng phi tuyến, để xác định trạng thái ứng suất biến dạng của vùng chịu nén của bê tông cần sử dụng biểu đồ biến dạng của bê tông chịu nén như nêu ở trên với các đặc trưng biến dạng ứng với tác dụng ngắn hạn của tải trọng. Khi đó, để đơn giản nhất, sử dụng biểu đồ biến dạng hai đoạn thẳng của bê tông.

3.1.3 Giá trị giới hạn của biến dạng tương đối của bê tông

Các giá trị giới hạn của biến dạng tương đối của bê tông $\varepsilon_{b,u}$ và $\varepsilon_{bt,u}$ khi biểu đồ biến dạng đối dấu (nén và kéo) trong tiết diện ngang cấu kiện (chịu uốn, nén lệch tâm hoặc kéo lệch tâm lớn) được lấy bằng ε_{b2} và ε_{bt2} .

Khi cấu kiện chịu nén hoặc kéo lệch tâm mà sự phân bố biến dạng cùng dấu thì các giá trị giới hạn của các biến dạng tương đối của bê tông $\varepsilon_{b,u}$ và $\varepsilon_{bt,u}$ được xác định phụ thuộc vào tương quan giữa biến dạng của bê tông tại các biên đối diện của tiết diện cấu kiện ε_1 và ε_2 ($|\varepsilon_2| \geq |\varepsilon_1|$) theo các công thức:

$$\varepsilon_{b,u} = \varepsilon_{b2} - (\varepsilon_{b2} - \varepsilon_{b0}) \frac{\varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b2}} \quad (3-7)$$

$$\varepsilon_{bt,u} = \varepsilon_{bt2} - (\varepsilon_{bt2} - \varepsilon_{bt0}) \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2} \quad (3-8)$$

trong đó:

- ε_{b0} , ε_{bt0} và ε_{bt2} là các thông số biến dạng của các biểu đồ biến dạng tính toán của bê tông.

3.2 Cốt thép

3.2.1 Các đặc trưng độ bền và biến dạng của cốt thép

Các đặc trưng biến dạng cơ bản của cốt thép là các giá trị của:

- Biến dạng giãn dài tương đối của cốt thép ε_{s0} khi ứng suất đạt tới cường độ tính toán R_s ;
- Mô đun đàn hồi của cốt thép E_s .

Giá trị biến dạng tương đối của cốt thép ε_{s0} lấy bằng:

- Đối với cốt thép có giới hạn chảy thực tế:

$$\varepsilon_{s0} = \frac{R_s}{E_s} \quad (3-9)$$

- Đối với cốt thép có giới hạn chảy quy ước:

$$\varepsilon_{s0} = \frac{R_s}{E_s} + 0,002 \quad (3-10)$$

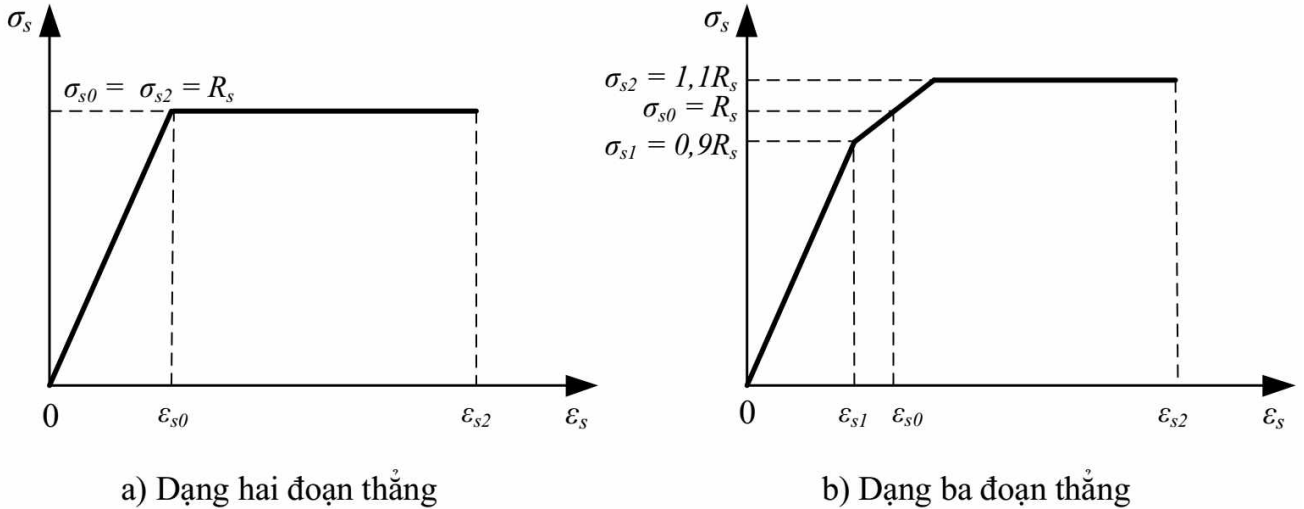
Giá trị mô đun đàn hồi của cốt thép E_s khi kéo và khi nén lấy như nhau và bằng:

$2,0 \times 10^5$ MPa – đối với cốt thép thanh theo TCVN 1651-1:2008; TCVN 1651-2:2008; TCVN 6284- 5:1997 và đối với dây thép vút ngoài theo TCVN 6288:1997;

$2,05 \times 10^5$ MPa - đối với dây thép kéo nguội theo TCVN 6284-2:1997;

$1,95 \times 10^5$ MPa - đối với cáp theo TCVN 6284-4:1997.

3.2.2 Các biểu đồ biến dạng của cốt thép



Hình 3-2: Biểu đồ biến dạng của cốt thép chịu kéo

Biểu đồ biến dạng của cốt thép được sử dụng để tính toán cấu kiện bê tông cốt thép theo mô hình biến dạng phi tuyến. Khi tính toán cấu kiện bê tông cốt thép theo mô hình này, biểu đồ đơn giản hóa theo loại biểu đồ Prandtl có thể được sử dụng làm biểu đồ quan hệ giữa ứng suất và biến dạng tương đối của cốt thép: đối với cốt thép có giới hạn chảy thực tế loại CB240-T, CB300-T (theo TCVN 1651-1:2008), CB300-V, CB400-V, CB500-V (theo TCVN 1651-2:2008) và dây thép vuốt nguội (theo TCVN 6288:1997) thì sử dụng biểu đồ hai đoạn thẳng (Hình 2a), còn đối với cốt thép có giới hạn chảy quy ước (theo TCVN 6284-5:1997, TCVN 6284-2:1997, TCVN 6284-4:1997) thì sử dụng biểu đồ ba đoạn thẳng (Hình 2b), không kể đến biến cứng sau thêm chảy.

Biểu đồ biến dạng của cốt thép khi kéo và khi nén được lấy như nhau, có kể đến cường độ chịu kéo và chịu nén tính toán của cốt thép theo quy định. Cho phép sử dụng các biểu đồ đường cong, các biểu đồ biến dạng thực tế gần đúng của cốt thép để sử dụng làm biểu đồ tính toán.

1) Biểu đồ hai đoạn thẳng

Ứng suất trong cốt thép σ_s theo biểu đồ hai đoạn thẳng được xác định phù thuộc vào biến dạng tương đối của cốt thép ε_s theo các công thức:

Khi $0 < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s0}$

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \quad (3-11)$$

Khi $\varepsilon_{s0} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s2}$

$$\sigma_s = R_s \quad (3-12)$$

Giá trị của ε_{s0} , E_s và R_s lấy theo 3.2.1. Giá trị biến dạng tương đối của cốt thép ε_{s2} lấy bằng 0,025.

Khi có cơ sở phù hợp thì cho phép lấy giá trị biến dạng tương đối ε_{s2} nhỏ hơn hoặc lớn hơn 0,025 phụ thuộc vào mác thép, bố trí cốt thép, tiêu chí tin cậy của kết cấu và các yếu tố khác.

2) Biểu đồ ba đoạn thẳng

Ứng suất trong cốt thép σ_s theo biểu đồ ba đoạn thẳng được xác định phụ thuộc vào biến dạng tương đối của cốt thép ε_s theo các công thức:

Khi $0 < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s1}$

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \quad (3-13)$$

Khi $\varepsilon_{s1} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s2}$

$$\sigma_s = \left[\left(1 - \frac{\sigma_{s1}}{R_s} \right) \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{s0} - \varepsilon_{s1}} + \frac{\sigma_{s1}}{R_s} \right] R_s \leq 1,1R_s \quad (3-14)$$

Giá trị của ε_{s0} , E_s và R_s lấy theo 3.2.1.

Giá trị ứng suất σ_{s1} lấy bằng $0,9R_s$, còn giá trị ứng suất σ_{s2} lấy bằng $1,1R_s$.

Giá trị biến dạng tương đối ε_{s1} lấy bằng $0,9R_s/E_s$, còn biến dạng ε_{s2} lấy bằng 0,015.

3.2.3 Giá trị giới hạn của biến dạng tương đối của cốt thép

Giá trị giới hạn của biến dạng tương đối của cốt thép $\varepsilon_{s,u}$ lấy bằng:

- + 0,025 - đối với cốt thép có giới hạn chảy thực tế;
- + 0,015 – đối với cốt thép có giới hạn chảy quy ước.

4 MÔ HÌNH HÓA VÀ XÁC ĐỊNH NỘI LỰC KẾT CẤU LỖI-VÁCH

4.1 Giới thiệu

Trong thực hành, tùy vào giai đoạn thiết kế mà việc tính toán kết cấu nói chung và tính toán vách lõi nói riêng, được thực hiện theo các cách thức khác nhau. Ở giai đoạn thiết kế ý tưởng, việc tính toán nội lực lõi-vách theo phương pháp “*diện truyền tải*” có thể hay được áp dụng. Tiết diện kết cấu sẽ được kiểm tra hoặc điều chỉnh thông qua các phương pháp tính toán bằng trình bày trong mục 5.1 và 5.2. Ở các giai đoạn thiết kế chi tiết hơn, việc xác định nội lực lõi vách bằng phương pháp nêu trên sẽ khó được chấp nhận, đặc biệt là đối với kết cấu có ứng xử kết hợp giữa “*khung*” và “*vách*” chịu tải trọng ngang (gió, động đất). Nghĩa là có sự phân

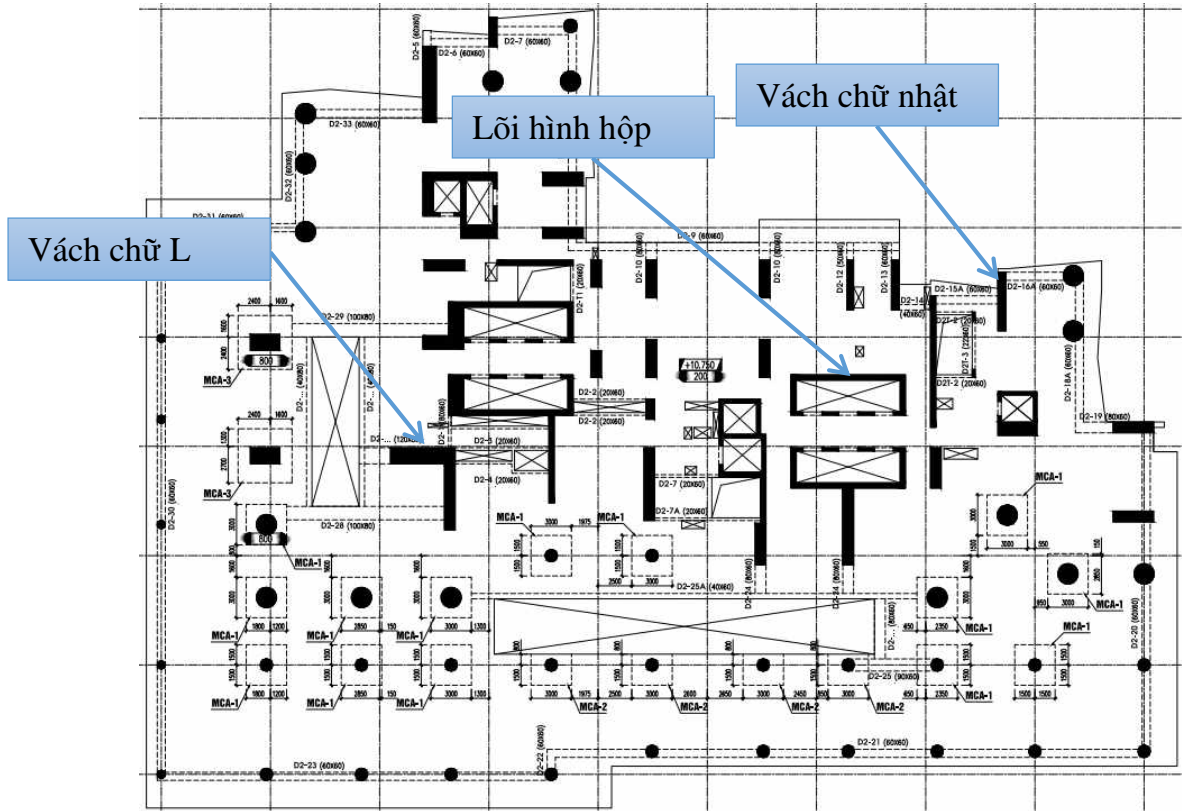
phối lại nội lực giữa các cấu kiện, tùy thuộc vào tương quan độ cứng giữa các cấu kiện đứng (cột/vách/lõi) và ngang (dầm, sàn, tầng cứng vv...), khi chịu tải trọng ngang. Trong trường hợp này, kết cấu công trình sẽ được mô hình hóa để phân tích nội lực.

Mô hình hóa, là một nội dung rộng, về cơ bản là việc lý tưởng hóa (đơn giản hóa) kết cấu công trình thực thành một hệ kết cấu có thể giải được bằng các phương pháp tính toán của cơ học kết cấu và các lý thuyết tính toán liên quan khác. Bằng việc giải một hệ thống gồm (1) hệ kết cấu đã được lý tưởng hóa, (2) tải trọng và tác động và (3) các điều kiện biên, kỳ vọng của kỹ sư là làm sao có thể dự đoán được ứng xử của hệ kết cấu càng sát thực tế càng tốt. Sự khó khăn của công việc này tùy thuộc vào độ phức tạp của công trình và vấn đề cần quan tâm. Tuy vậy, bản hướng dẫn này không bao hàm các nội dung rộng về mô hình hóa nói trên. Các vấn đề khác như lựa chọn phần tử thanh hay tấm để mô hình kết cấu vách-lõi cũng nằm ngoài phạm vi của hướng dẫn.

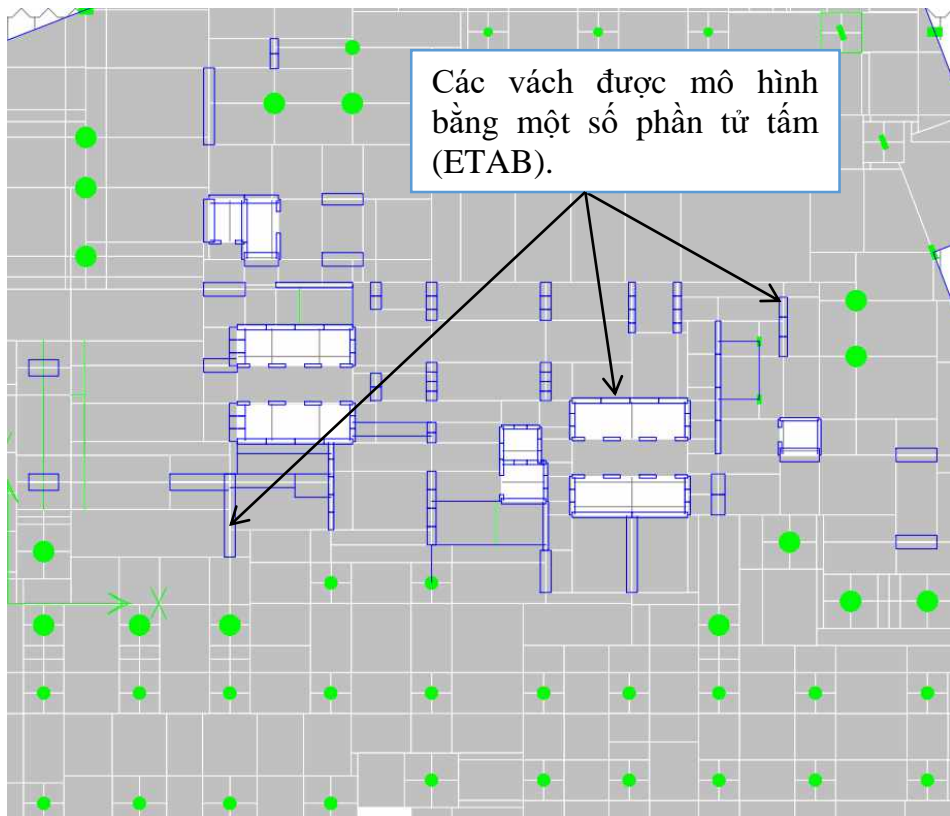
Phần dưới đây trình bày một số vấn đề liên quan trực tiếp tới công tác mô hình hóa và xác định nội lực của kết cấu lõi-vách, bằng phần tử tấm trong phần mềm phân tích kết cấu phần tử hữu hạn 3D, minh họa cụ thể thông qua phần mềm ETAB. Việc tính toán cốt thép dọc và ngang được thực hiện theo các phương pháp trình bày ở mục 5.1 và 5.2.

4.2 Mô hình kết cấu lõi-vách

Lõi-vách thường được mô hình bằng các phần tử tấm, có chiều dày nhất định, nối với tạo thành hình chữ nhật, chữ L, T, C, tam giác, vv... theo kích thước hình học thực tế (xem minh họa dưới đây).

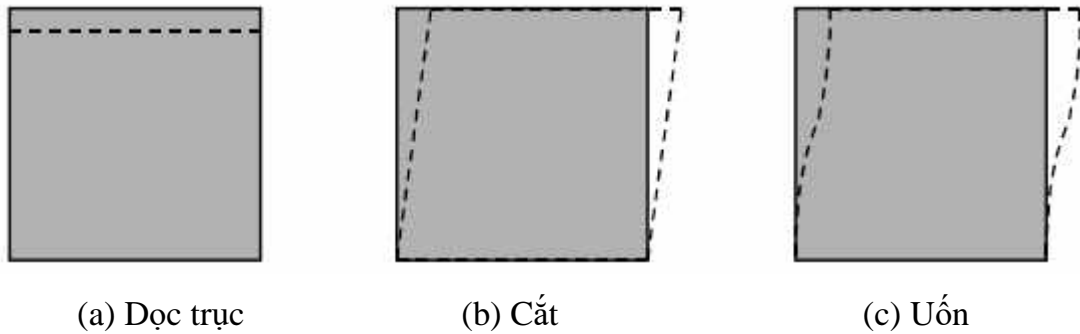


Hình 4-1: Minh họa bố trí vách, lõi trên mặt bằng kết cấu

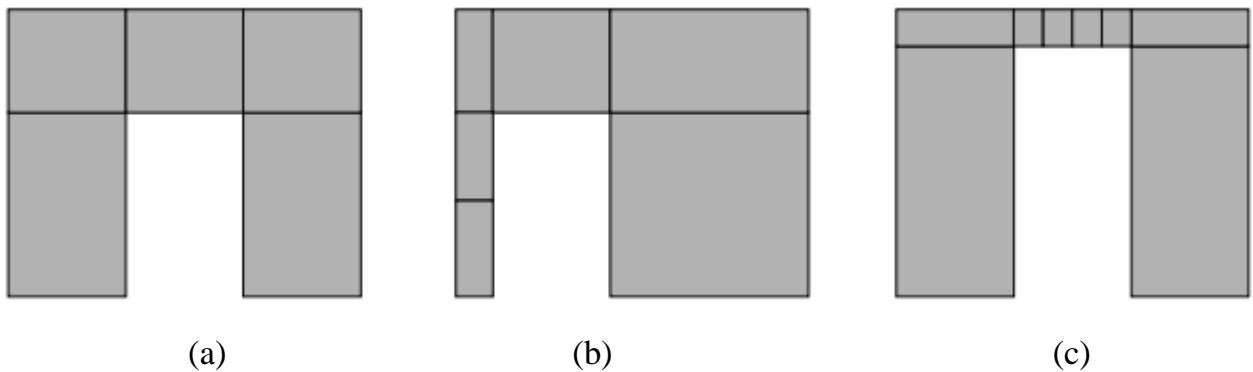


Hình 4-2: Mô hình hóa vách, lõi trong phần mềm phân tích (ETAB)

Việc phân chia phần tử tấm được thực hiện sao cho có thể phản ánh biến dạng của kết cấu càng đầy đủ càng tốt. Theo phương trong mặt phẳng, một kết cấu vách thực tế có thể có ba kiểu biến dạng: nén, cắt và uốn. Một phần tử tấm trong phần mềm chỉ phản ánh được biến dạng dọc trục và cắt, mà không đánh giá được biến dạng uốn. Do đó, với các vách và dầm nối vách có biến dạng uốn là đáng kể, thì nên được chia nhỏ thành một số phần tử.



Hình 4-3: Các kiểu biến dạng của vách



Hình 4-4: Minh họa chia phần tử cho vách và dầm nối vách

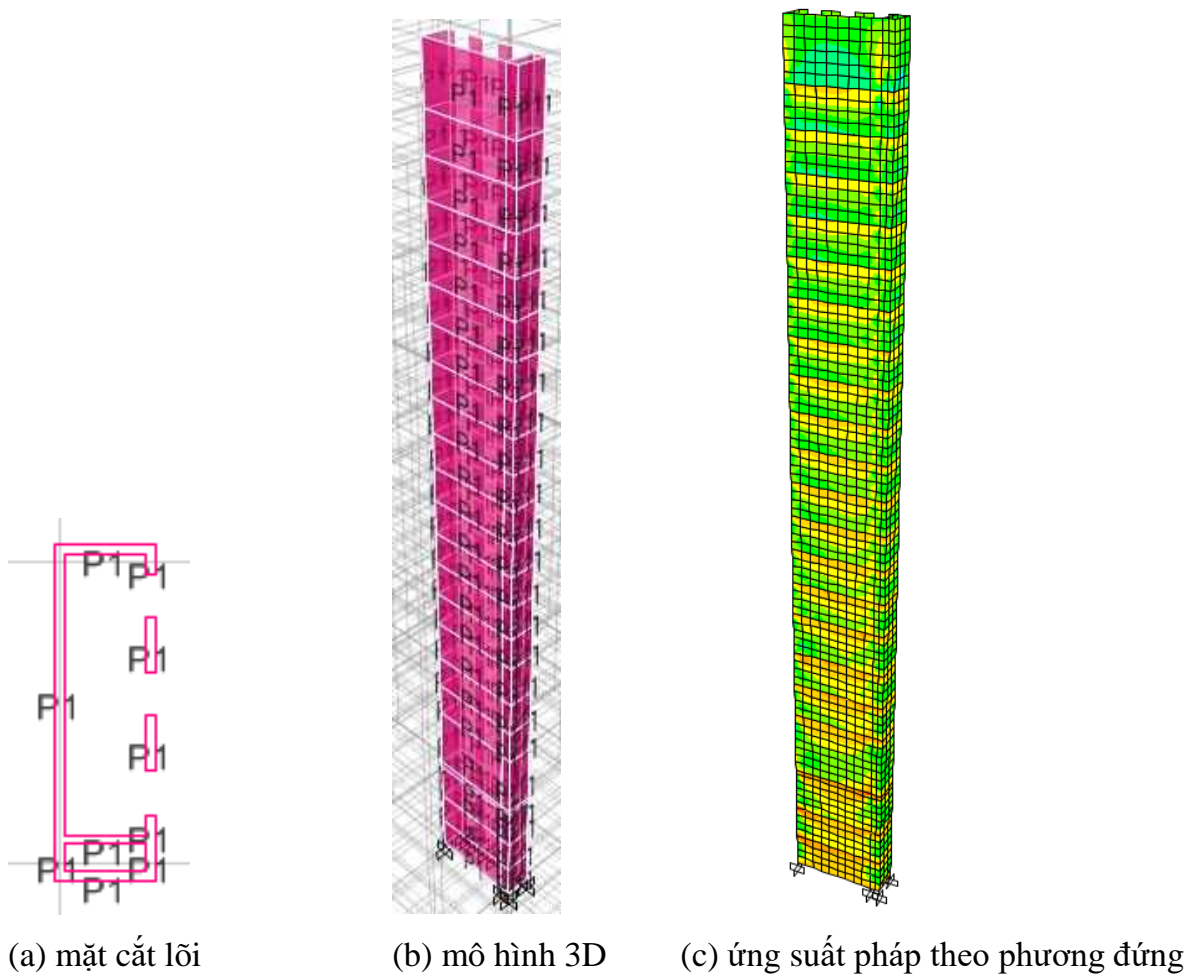
Hình 4-4 minh họa một số trường hợp mô hình hóa vách có lỗ cửa. Trong Hình 4-4(a) có 5 phần tử tấm, với tỉ lệ cạnh phù hợp, biến dạng uốn sẽ không nhiều, nên có thể không cần phân chia thêm để có kết quả chính xác hơn. Hình 4-4(b) có kích thước cửa tương tự, nhưng ở vị trí lệch, nên nhánh vách phía bên trái có tỉ lệ các cạnh giống như cột. Đối với nhánh vách này biến dạng uốn có thể sẽ đáng kể, nên được chia làm hai phần tử. Cuối cùng là Hình 4-4(c), với lỗ cửa cao, dầm nối vách có dạng giống như dầm thông thường (không gần vuông như hai trường hợp trước). Biến dạng uốn của dầm nối vách có thể là đáng kể, nên dầm được mô hình hóa bằng 4 phần tử tấm. Với 4 phần tử, biến dạng uốn do tải trọng đứng sẽ được đánh giá tốt hơn. Với dầm nối vách có tỉ lệ dài hơn, có thể dùng phần tử thanh để mô phỏng.

Không có quy tắc nào cho việc phân chia phần tử tấm của vách và dầm nối vách. Cách tốt nhất cho mỗi trường hợp cụ thể là làm các đánh giá so sánh, và quyết định dựa trên các kết quả

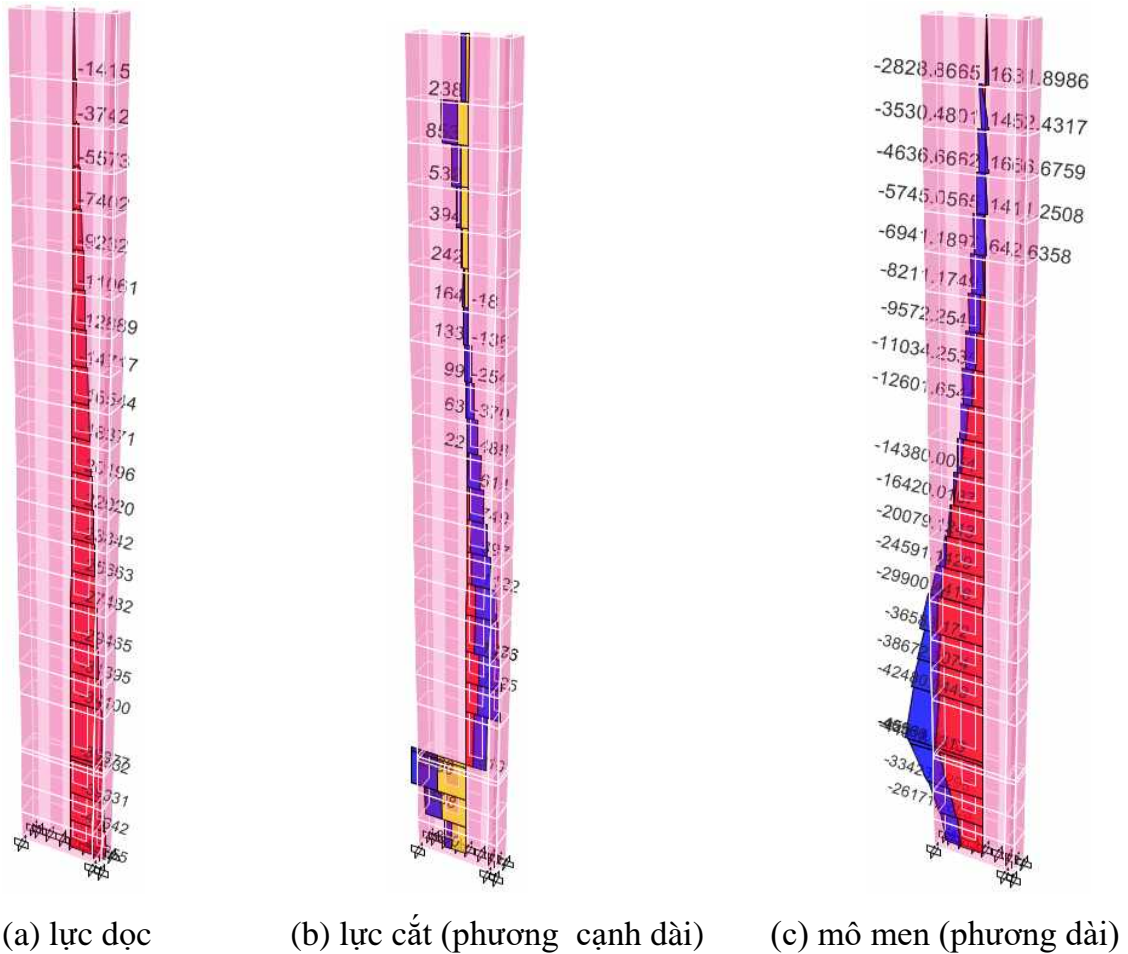
này. Mặc dù vậy, có thể tham khảo giá trị tỉ lệ các cạnh của phần tử từ 3:1 trở lên (ETAB shear wall design manual, 2002). Với các phần tử có tỉ lệ như vậy, nên xem xét phân chia phù hợp. Trong một bài viết về mô hình hóa kết cấu vách (Shear Wall Analysis – New Modelling, Same Answers, Kenneth Arnott (CSC (UK) Ltd.), tác giả đưa ra nhận xét kích cỡ phần tử vách khoảng 1/3 hoặc 1/4 chiều cao tầng là phù hợp. Với kết cấu dầm nối vách, tài liệu hướng dẫn của Atkins, một hãng kỹ thuật xây dựng toàn cầu, đưa ra giá trị tỉ lệ chiều dài / chiều cao < 1.0 hoặc chiều dài / bề dày < 5.0, thì nên mô hình hóa bằng phần tử tấm; ngược lại thì dùng phần tử thanh (Manual for analysis and design using ETAB, Atkins, 2007).

4.3 Xác định nội lực

Các tiêu chuẩn hiện hành đều sử dụng lực dọc (N), lực cắt (V), mô men (M) để thiết kế kết cấu, bao gồm cả vách-lõi. Đối với phần tử thanh, các thành phần nội lực này được xuất trực tiếp từ phần mềm. Với kết cấu vách sử dụng phần tử tấm, cần một số bước trung gian để tính toán các thành phần nội lực (N, V, M), thay vì các vùng ứng suất được thể hiện theo màu, vốn không thực sự hữu ích trong phần lớn các trường hợp tính toán thông thường.



Hình 4-5: Minh họa mô hình lõi và ứng suất pháp sau khi phân tích

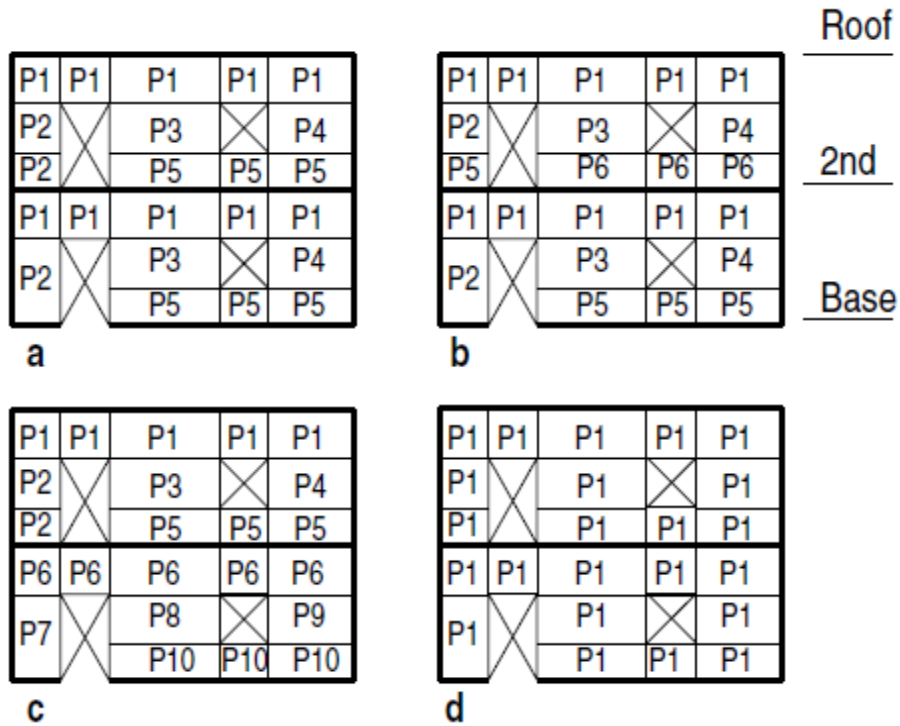


Hình 4-6: Minh họa nội lực của lõi (N, V, M) theo chiều cao tầng (ETAB)

Trong phần mềm ETAB, công việc chuyển đổi từ ứng suất sang các thành phần lực N, V, M (minh họa như Hình 4-6 ở trên) được thực hiện tự động, thông qua một số khai báo bổ sung đối với kết cấu vách hoặc dầm nối vách. Một hoặc một số phần tử được nhóm lại với một tên riêng, vách-lõi được đặt tên với phân loại “pier”, dầm nối vách được gán tên với phân loại “spandrel”. Các vách và dầm nối vách được định nghĩa với kích thước hình học và tên cấu kiện giống như bố trí trên mặt bằng kết cấu để dễ quản lý. Cách định nghĩa vách và dầm nối vách, chi phối bởi cách chia phần tử tám trình bày ở mục trên, có thể ảnh hưởng lớn tới kết quả nội lực mà phần mềm đưa ra.

Hình 4-7 minh họa một số cách gán tên vách cho một kết cấu vách hai tầng, với cách bố trí lỗ cửa giống nhau. Hình 4-7(a) thể hiện cách thông dụng để định nghĩa vách. Ở tầng trên, vách P1 có tiết diện rộng bằng cả chiều dài vách ở phía trên các lỗ cửa. Vách P2 gán cho phần vách phía trái cửa đi. Vách P3 là phần nằm giữa cửa đi và cửa sổ. Vách P4 là cho phần vách bên phải cửa sổ. Vách P5 được gán cho toàn bộ phần vách phía dưới bên phải cửa đi. Vách ở tầng dưới cũng được định nghĩa tương tự. Một số lưu ý như sau:

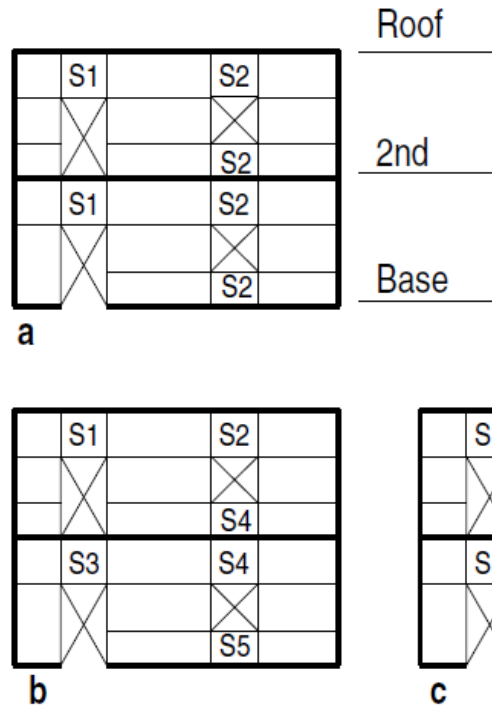
- Phần tử, theo đó là tên vách, được gán theo tầng ngay trên nó. Trong ví dụ này, các vách thuộc tầng trên là thuộc về sàn Mái, cách vách tầng dưới thuộc về sàn T2.
- Nội lực (cũng như tiết diện được thiết kế tự động bởi phần mềm) được tính toán và xuất ra cho 02 tiết diện chân và đỉnh của phần vách được khai báo, không có tiết diện ở giữa. Ví dụ, với vách P2, nội lực được xuất cho tiết diện tại độ cao chân và đỉnh cửa ra vào.



Hình 4-7: Minh họa định nghĩa vách để lấy nội lực thiết kế (ETAB)

Hình 4-7(b) thể hiện một tiết diện tại giữa phần vách bên trái cửa đi sẽ được xuất nội lực, bởi nhánh vách này được định nghĩa bởi hai phần với hai tên khác nhau, P2 và P5. Ở Hình 4-7(c), tên vách không giống nhau ở tầng trên và dưới. Với Hình 4-7(d) tất cả các phần vách đều được gán cùng tên, P1. Nội lực sẽ được xuất tại chân và đỉnh vách, ứng với cao độ các sàn. Tiết diện chân của vách (cả tầng trên và dưới) gồm hai phần, bên trái và phải cửa đi, và phần mềm xem như là một tiết diện đặc gồm hai phần.

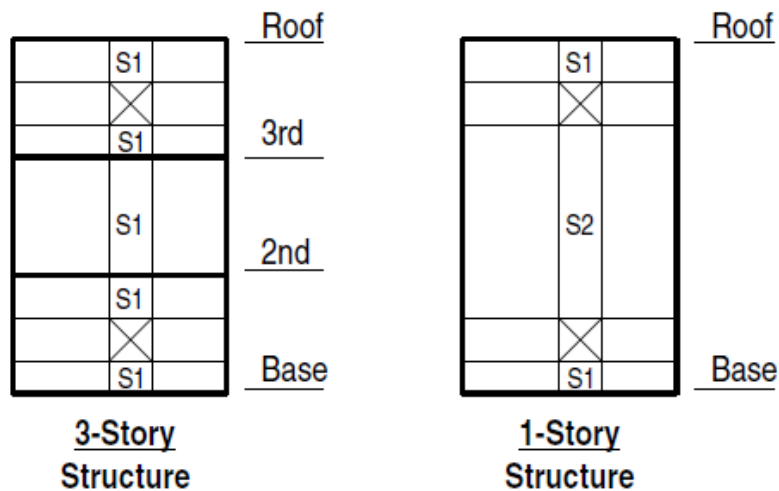
Dầm nối vách được định nghĩa tương tự. Nội lực được xuất ở đầu trái và phải của mỗi dầm được định nghĩa. Hình 4-8 minh họa một số cách định nghĩa dầm nối vách cho một vách hai tầng. Hình 4-8(a) thể hiện cách phổ thông nhất. Khác với đặt tên vách, một dầm nối vách có thể gồm các phần tử tằm của hai tầng liền kề. Ví dụ dầm S2 gồm hai phần tử tằm, một ở đỉnh tầng 2, một ở chân tầng Mái, và dầm này thuộc về sàn tầng 2.



Hình 4-8: Minh họa định nghĩa dầm nối vách để lấy nội lực thiết kế (ETAB)

Hình 4-8(b) thể hiện tên các dầm nối vách khác nhau ở tầng trên và dưới. Hình 4-8(c) minh họa cách đặt tên khác. Lưu ý là tại cao độ tầng 2, khu vực cửa sổ có dầm S2 và S3 đặt sát nhau. Mặc dù chương trình vẫn chấp nhận và đưa ra nội lực của hai dầm riêng biệt, nhưng về mặt kết cấu có thể không phản ánh đúng ý đồ thiết kế hai dầm nối vách tách biệt như vậy.

Trong kết cấu vách 3 tầng ở Hình 4-9, dầm S1 trên cùng thuộc về tầng Mái. Dầm S1 ở giữa thuộc về sàn tầng 3, ứng với tầng cao nhất mà dầm này gắn với nó. Dầm S1 dưới cùng thuộc về cao trình đáy. Trong kết cấu vách 1 tầng, dầm S2 ở giữa thuộc về tầng Mái, do không gắn trực tiếp với cao độ nào, nó sẽ thuộc về tầng phía trên gần nhất.



Hình 4-9: Minh họa định nghĩa dầm nối vách để lấy nội lực thiết kế (ETABs)

Trường hợp cần xác định nội lực ở nhiều tiết diện dọc theo chiều dài, cần chia phần tử đủ nhiều và gán tên khác nhau, liên tiếp dọc theo dầm. Phần mềm sẽ xuất nội lực cho đầu trái và phải mỗi đoạn dầm được khai báo.

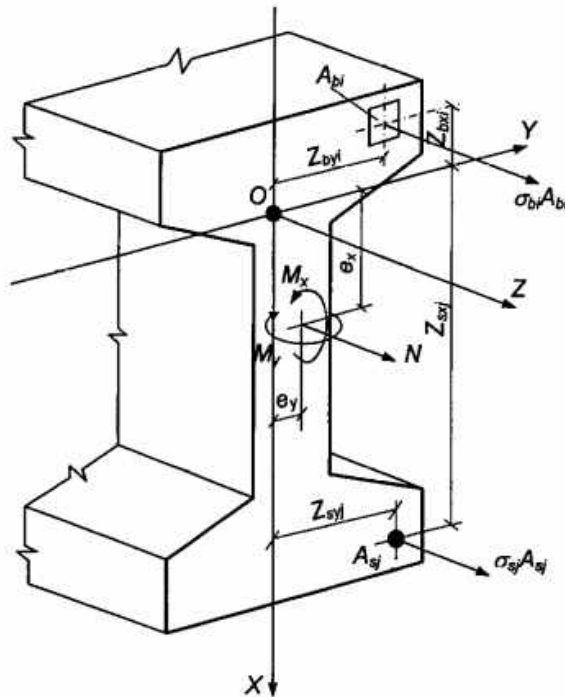
5 TÍNH TOÁN CỐT THÉP CHO KẾT CẤU LÕI – VÁCH

5.1 Tính toán cốt thép dọc

5.1.1 Tính toán độ bền tiết diện thẳng góc theo mô hình biến dạng phi tuyến

Khi tính toán độ bền thì nội lực và biến dạng trong tiết diện thẳng góc với trục dọc cấu kiện được xác định dựa trên mô hình biến dạng phi tuyến có sử dụng các phương trình cân bằng ngoại lực và nội lực trong tiết diện cấu kiện, cũng như dựa trên các giả thiết sau:

- Sự phân bố biến dạng tương đối của bê tông và cốt thép theo chiều cao tiết diện cấu kiện được lấy theo quy luật tuyến tính (giả thiết tiết diện phẳng);
- Quan hệ giữa ứng suất dọc trục và biến dạng tương đối của bê tông và cốt thép được lấy theo biểu đồ biến dạng của bê tông và cốt thép;
- Cường độ chịu kéo của bê tông vùng chịu kéo cho phép không cần kể đến, với ứng suất $\sigma_{bi} = 0$ khi $\varepsilon_{bi} > 0$. Trong các trường hợp riêng (ví dụ, các kết cấu bê tông chịu uốn và chịu nén lệch tâm, mà trong đó không cho phép có vết nứt), thì tính toán độ bền được tiến hành có kể đến sự làm việc của bê tông chịu kéo.



Hình 5-1: Sơ đồ tính toán tiết diện thẳng góc của cấu kiện BTCT

Để tính nội lực tổng quát từ biểu đồ ứng suất trong bê tông thì sử dụng quy trình tích phân số các ứng suất trên tiết diện thẳng góc. Để làm được điều này, tiết diện thẳng góc được quy ước chia ra thành nhiều phần nhỏ: khi nén (kéo) lệch tâm xiên và uốn xiên - theo chiều cao và chiều rộng tiết diện; khi nén (kéo) lệch tâm và uốn trong mặt phẳng chứa trục đối xứng của tiết diện ngang của cấu kiện - chỉ theo chiều cao tiết diện, ứng suất trong phạm vi các phần nhỏ này được coi như phân bố đều (lấy trung bình).

Khi tính toán cấu kiện theo mô hình biến dạng, sử dụng:

- Giá trị của lực nén dọc trục, cũng như của ứng suất nén và biến dạng co ngắn của bê tông và cốt thép, lấy với dấu "trừ";
- Giá trị của lực kéo dọc trục, cũng như của ứng suất kéo và biến dạng giãn dài của bê tông và cốt thép, lấy với dấu "cộng".

Các dấu của tọa độ các trọng tâm của các thanh cốt thép và các phần bê tông tách ra, cũng như các điểm đặt lực dọc lấy phù hợp với hệ tọa độ đã lựa chọn XOY. Trong trường hợp tổng quát, gốc tọa độ của hệ này (điểm O trên Hình 5-1) nằm tại vị trí bất kỳ trong phạm vi tiết diện ngang của cấu kiện.

Khi tính toán tiết diện thẳng góc theo độ bền trong trường hợp tổng quát (xem Hình 5-1) thì sử dụng:

- Các phương trình cân bằng ngoại lực và nội lực trong tiết diện thẳng góc của cấu kiện:

$$M_x = \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} Z_{bxi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} Z_{sxj} \quad (5-1)$$

$$M_y = \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} Z_{byi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} Z_{syj} \quad (5-2)$$

$$N = \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} \quad (5-3)$$

- Các phương trình xác định sự phân bố biến dạng trên tiết diện cấu kiện:

$$\varepsilon_{bi} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} Z_{bxi} + \frac{1}{r_y} Z_{byi} \quad (5-4)$$

$$\varepsilon_{si} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} Z_{sxi} + \frac{1}{r_y} Z_{syi} \quad (5-5)$$

- Quan hệ giữa ứng suất và biến dạng tương đối của bê tông và cốt thép

$$\sigma_{bi} = E_b \nu_{bi} \varepsilon_{bi} \quad (5-6)$$

$$\sigma_{sj} = E_{sj} \nu_{sj} \varepsilon_{sj} \quad (5-7)$$

Trong các phương trình từ (5-1) đến (5-7):

- M_x, M_y là các mô men uốn do ngoại lực đối với các trục tọa độ đã chọn nằm trong phạm vi tiết diện ngang của cấu kiện (lần lượt tác dụng trong các mặt phẳng XOZ và YOZ hoặc song song với chúng), được xác định theo các công thức:

$$M_x = M_{xd} + Ne_x \quad (5-8)$$

$$M_y = M_{yd} + Ne_y \quad (5-9)$$

ở đây:

- M_{xd}, M_{yd} là các mô men uốn trong các mặt phẳng tương ứng do ngoại lực, được xác định từ tính toán tĩnh học kết cấu;
- N là lực dọc do ngoại lực;
- e_x, e_y là các khoảng cách từ điểm đặt lực dọc N đến các trục đã chọn tương ứng;
- $A_{bi}, Z_{bxi}, Z_{byi}, \sigma_{bi}$ là diện tích, tọa độ trọng tâm phần bê tông thứ i và ứng suất tại mức trọng tâm của nó;
- $A_{sj}, Z_{sxj}, Z_{syj}, \sigma_{sj}$ là diện tích, tọa độ trọng tâm thanh cốt thép thứ j và ứng suất trong nó;
- ε_0 là biến dạng tương đối của thớ nằm tại giao điểm các trục đã chọn (điểm O);
- $1/r_x, 1/r_y$ là độ cong của trục dọc tại tiết diện ngang đang xét của cấu kiện trong các mặt phẳng tác dụng của các mô men M_x và M_y ;
- E_b là mô đun đàn hồi ban đầu của bê tông;
- E_{sj} là mô đun đàn hồi của thanh cốt thép thứ j ;
- ν_{bi} là hệ số đàn hồi của phần bê tông thứ i ;
- ν_{sj} là hệ số đàn hồi của thanh cốt thép thứ j .
- Các hệ số ν_{bi} và ν_{sj} lấy theo các biểu đồ biến dạng tương ứng của bê tông và của cốt thép nêu trong mục 3.1 và 3.2.

Giá trị các hệ số ν_{bi} và ν_{sj} được xác định bằng tỉ số giữa các giá trị ứng suất và biến dạng đối với các điểm đang xét của các biểu đồ biến dạng tương ứng của bê tông và cốt thép đã chọn trong tính toán, chia cho mô đun đàn hồi của bê tông E_b và cốt thép E_s (với biểu đồ biến dạng hai đoạn thẳng của bê tông - chia cho mô đun biến dạng quy đổi của bê tông chịu nén $E_{b,red}$). Khi đó, sử dụng các quan hệ “ứng suất - biến dạng” từ (3-2) đến (3-6), (3-12) và (3-13) trên các đoạn đang xét của các biểu đồ biến dạng.

$$\nu_{bi} = \frac{\sigma_{bi}}{E_{bi}\varepsilon_{bi}} \quad (5-10)$$

$$\nu_{sj} = \frac{\sigma_{sj}}{E_{sj}\varepsilon_{sj}} \quad (5-11)$$

Tính toán tiết diện thẳng góc của các cấu kiện bê tông cốt thép theo độ bền được tiến hành theo các điều kiện:

$$|\varepsilon_{b,max}| \leq \varepsilon_{b,u} \quad (5-12)$$

$$|\varepsilon_{s,max}| \leq \varepsilon_{s,u} \quad (5-13)$$

trong đó:

- $\varepsilon_{b,max}$ là biến dạng tương đối của thớ bê tông chịu nén nhiều nhất trong tiết diện thẳng góc của cấu kiện do tác dụng của ngoại lực;
- $\varepsilon_{s,max}$ là biến dạng tương đối của thanh cốt thép chịu kéo nhiều nhất trong tiết diện thẳng góc của cấu kiện do tác dụng của ngoại lực;
- $\varepsilon_{b,u}$ là giá trị giới hạn của biến dạng tương đối của bê tông chịu nén, xem 3.1.3;
- $\varepsilon_{s,u}$ là giá trị giới hạn của biến dạng giãn dài tương đối của cốt thép, , xem 3.1.3.

Đối với các cấu kiện bê tông cốt thép chịu tác dụng của các mô men uốn theo hai phương và lực dọc (Hình 5-1) thì biến dạng của bê tông $\varepsilon_{b,max}$ và của cốt thép $\varepsilon_{s,max}$ tại tiết diện thẳng góc có hình dạng bất kỳ được xác định từ việc giải hệ các phương trình (5-10) đến (5-13) có sử dụng các phương trình (5-4) và (5-5).

$$M_x = D_{11} \frac{1}{r_x} + D_{12} \frac{1}{r_y} + D_{13}\varepsilon_0 \quad (5-14)$$

$$M_y = D_{12} \frac{1}{r_x} + D_{22} \frac{1}{r_y} + D_{23}\varepsilon_0 \quad (5-15)$$

$$N = D_{13} \frac{1}{r_x} + D_{23} \frac{1}{r_y} + D_{33}\varepsilon_0 \quad (5-16)$$

Các đặc trưng độ cứng D_{ij} ($i, j = 1, 2, 3$) trong hệ các phương trình từ (5-14) đến (5-16) được xác định theo các công thức:

$$D_{11} = \sum_i A_{bi} Z_{bxi}^2 E_b \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{sxj}^2 E_{sj} \nu_{sj} \quad (5-17)$$

$$D_{22} = \sum_i A_{bi} Z_{byi}^2 E_b \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{syj}^2 E_{sj} \nu_{sj} \quad (5-18)$$

$$D_{12} = \sum_i A_{bi} Z_{bxi} Z_{byi} E_b \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{sxj} Z_{syj} E_{sj} \nu_{sj} \quad (5-19)$$

$$D_{13} = \sum_i A_{bi} Z_{bxi} E_b v_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{sj} E_{sj} v_{sj} \quad (5-20)$$

$$D_{23} = \sum_i A_{bi} Z_{byi} E_b v_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{syj} E_{sj} v_{sj} \quad (5-21)$$

$$D_{33} = \sum_i A_{bi} E_b v_{bi} + \sum_j A_{sj} E_{sj} v_{sj} \quad (5-22)$$

Dưới đây là một số trường hợp đặc biệt:

- Đối với các cấu kiện bê tông cốt thép chỉ chịu tác dụng của các mô men uốn theo hai phương M_x và M_y (uốn xiên), thì trong phương trình (5-16) lấy $N = 0$.
- Đối với các cấu kiện bê tông cốt thép chịu nén lệch tâm trong mặt phẳng đối xứng của tiết diện ngang và trục X nằm trong mặt phẳng này, thì trong các phương trình từ (5-14) đến (5-16) lấy $M_y = 0$ và $D_{12} = D_{22} = D_{23} = 0$. Trong trường hợp này, các phương trình cân bằng có dạng:

$$M_x = D_{11} \frac{1}{r_x} + D_{12} \varepsilon_0 \quad (5-23)$$

$$N = D_{13} \frac{1}{r_x} + D_{33} \varepsilon_0 \quad (5-24)$$

- Đối với các cấu kiện bê tông cốt thép chịu uốn trong mặt phẳng đối xứng của tiết diện ngang và trục X nằm trong mặt phẳng này thì trong các phương trình từ (5-14) đến (5-16) lấy $N = 0$, $M_y = 0$ và $D_{12} = D_{22} = D_{23} = 0$. Trong trường hợp này, các phương trình cân bằng có dạng:

$$M_x = D_{11} \frac{1}{r_x} + D_{13} \varepsilon_0 \quad (5-25)$$

$$0 = D_{13} \frac{1}{r_x} + D_{33} \varepsilon_0 \quad (5-26)$$

5.1.2 Ảnh hưởng của độ lệch tâm ngẫu nhiên và uốn dọc

1) Cấu kiện chịu nén đúng tâm

Khi tính toán độ bền các cấu kiện bê tông chịu lực nén dọc trục thì cần kể đến độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a . Độ lệch tâm e_a này lấy không nhỏ hơn:

- 1/600 của chiều dài của cấu kiện hoặc của khoảng cách giữa các tiết diện của nó được liên kết chận chuyển vị;
- 1/30 chiều cao tiết diện cấu kiện;

- 10 mm.

Đối với các cấu kiện của kết cấu siêu tĩnh, giá trị độ lệch tâm e_0 của lực dọc đối với trọng tâm của tiết diện quy đổi lấy bằng giá trị độ lệch tâm đã xác định được từ tính toán tĩnh học, nhưng không nhỏ hơn e_a .

Đối với các cấu kiện của kết cấu tĩnh định, độ lệch tâm e_0 lấy bằng tổng độ lệch tâm xác định được từ tính toán tĩnh học và độ lệch tâm ngẫu nhiên.

Khi độ mảnh của các cấu kiện $L_0 / i > 14$ thì phải kể đến ảnh hưởng của uốn dọc đến khả năng chịu lực của chúng bằng cách nhân giá trị độ lệch tâm e_0 với hệ số η được xác định theo công thức.

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (5-27)$$

trong đó N_{cr} là lực tới hạn quy ước, được xác định theo công thức:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{L_0^2} \quad (5-28)$$

trong đó:

L_0 là chiều dài tính toán của cấu kiện.

D là độ cứng của cấu kiện ở trạng thái giới hạn về độ bền, cho phép xác định theo công thức:

$$D = k_b E_b I + k_s E_s I_s \quad (5-29)$$

trong đó:

E_b, E_s là mô đun đàn hồi lần lượt của bê tông và của cốt thép;

I, I_s là mô men quán tính của diện tích tiết diện lần lượt của bê tông và của toàn bộ cốt thép dọc đối với trọng tâm tiết diện ngang của cấu kiện;

$$k_s = 0,7$$

$$k_b = \frac{0,15}{\varphi_L (0,3 + \delta_e)} \quad (5-30)$$

là hệ số, kể đến ảnh hưởng của thời hạn tác dụng của tải trọng

$$\varphi_L = 1 + \frac{M_{L1}}{M_L} \quad (5-31)$$

nhưng không lớn hơn 2;

M_L là mô men đối với trọng tâm của thanh thép chịu kéo nhiều nhất hoặc chịu nén ít nhất (khi toàn bộ tiết diện chịu nén) do tác dụng của toàn bộ tải trọng;

M_{LI} là mô men đối với trọng tâm của thanh thép chịu kéo nhiều nhất hoặc chịu nén ít nhất (khi toàn bộ tiết diện chịu nén) do tác dụng của tải trọng thường xuyên và tạm thời dài hạn;

δ_e là giá trị độ lệch tâm tương đối của lực dọc ($\delta_e = e_0 / h$), lấy không nhỏ hơn 0,15 và không lớn hơn 1,5.

Cho phép giảm giá trị hệ số η để kể đến sự phân bố mô men uốn theo chiều dài cấu kiện, đặc điểm biến dạng của nó và ảnh hưởng của uốn dọc đến giá trị mô men uốn trong tiết diện tính toán bằng cách tính toán kết cấu như một hệ đàn hồi.

2) Cấu kiện chịu nén lệch tâm

Tính toán cấu kiện bê tông chịu nén lệch tâm với lực nén dọc nằm trong phạm vi tiết diện ngang của cấu kiện được tiến hành theo điều kiện:

$$N \leq R_b A_b \quad (5-32)$$

trong đó:

N là lực dọc tác dụng;

A_b là diện tích vùng chịu nén của bê tông, được xác định từ điều kiện trọng tâm của nó trùng với điểm đặt lực dọc N (có kể đến uốn dọc).

Đối với các cấu kiện tiết diện ngang chữ nhật:

$$A_b = bh \left(1 - \frac{2e_0 \eta}{h} \right) \quad (5-33)$$

Bảng 5-1 – Hệ số φ khi có tác dụng dài hạn của tải trọng

L_0 / h	6	10	15	20
φ	0,92	0,90	0,80	0,60

Ghi chú: Đối với các giá trị trung gian của L_0 / h thì lấy các giá trị của φ theo nội suy tuyến tính.

Cho phép tính toán các cấu kiện chịu nén lệch tâm tiết diện chữ nhật với độ lệch tâm của lực dọc $e_0 \leq h/30$ và $L_0 \leq 20h$ theo điều kiện:

$$N \leq \varphi R_b A \quad (5-34)$$

trong đó:

A là diện tích tiết diện ngang của cầu kiện;

φ là hệ số, phụ thuộc vào độ mảnh của cầu kiện, lấy như sau:

Khi có tác dụng dài hạn của tải trọng: theo Bảng 5-1;

Khi có tác dụng ngắn hạn của tải trọng: xác định theo quy luật tuyến tính với $\varphi = 0,9$ khi $L_0/h = 10$ và $\varphi = 0,85$ khi $L_0/h = 20$;

L_0 là chiều dài tính toán của cầu kiện, được xác định như đối với cầu kiện bê tông cốt thép.

$$N \leq \frac{R_{bt}A}{\frac{A}{I}e_0\eta y_t - 1} \quad (5-35)$$

Đối với cầu kiện tiết diện ngang chữ nhật thì điều kiện (5-35) có dạng:

$$N \leq \frac{R_{bt}bh}{\frac{6e_0\eta}{h} - 1} \quad (5-36)$$

Trong các điều kiện (5-35) và (5-36):

A là diện tích tiết diện ngang của cầu kiện bê tông;

I là mô men quán tính của tiết diện cầu kiện bê tông đối với trọng tâm của nó;

y_t là khoảng cách từ trọng tâm tiết diện cầu kiện đến thớ chịu kéo nhiều nhất;

η là hệ số uốn dọc, xác định theo công thức (5-27).

Khi tính toán các cầu kiện bê tông chịu nén lệch tâm khi lực nén dọc trục nằm ngoài phạm vi tiết diện ngang của cầu kiện được tiến hành theo các điều kiện (5-35) và (5-36).

5.2 Tính toán cốt thép ngang

Tính toán cầu kiện bê tông cốt thép chịu cắt theo dải bê tông giữa các tiết diện nghiêng được tiến hành theo điều kiện:

$$Q \leq \varphi_{b1}R_bbh_0 \quad (5-37)$$

trong đó:

Q là lực cắt trong tiết diện thẳng góc của cầu kiện;

φ_{b1} là hệ số, kể đến ảnh hưởng của đặc điểm trạng thái ứng suất của bê tông trong dải nghiêng, lấy bằng 0,3.

Tính toán cấu kiện bê tông chịu uốn theo tiết diện nghiêng (Hình 5-2) được tiến hành theo điều kiện:

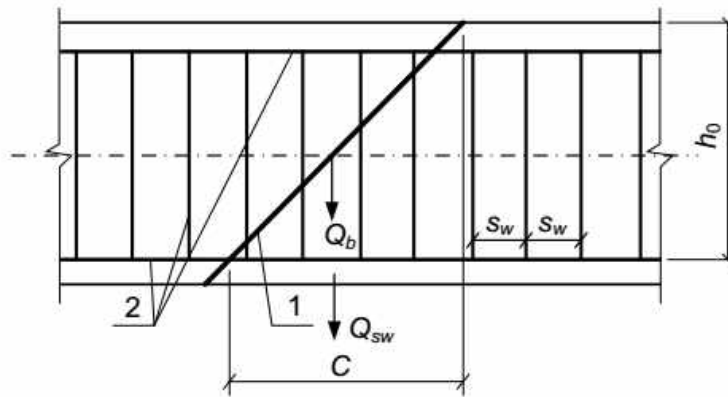
$$Q \leq Q_b + Q_{sw} \quad (5-38)$$

trong đó:

Q là lực cắt trên tiết diện nghiêng với chiều dài hình chiếu C lên trục dọc cấu kiện, được xác định do tất cả các ngoại lực nằm ở một phía của tiết diện nghiêng đang xét; khi đó, cần kể đến tác dụng nguy hiểm nhất của tải trọng trong phạm vi tiết diện nghiêng;

Q_b là lực cắt chịu bởi bê tông trong tiết diện nghiêng;

Q_{sw} là lực cắt chịu bởi cốt thép ngang trong tiết diện nghiêng.



Chú dẫn: 1 - Tiết diện nghiêng; 2 - Cốt thép

Hình 5-2: Sơ đồ nội lực khi tính toán cấu kiện BTCT theo tiết diện nghiêng chịu tác dụng của lực cắt

Lực cắt Q_b được xác định theo công thức:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C} \quad (5-39)$$

nhưng không lớn hơn $2,5R_{bt} b h_0$ và không nhỏ hơn $0,5R_{bt} b h_0$.

trong đó: φ_{b2} là hệ số, kể đến ảnh hưởng của cốt thép dọc, lực bám dính và đặc điểm trạng thái ứng suất của bê tông nằm phía trên vết nứt xiên, lấy bằng 1,5.

Lực cắt Q_{sw} đối với cốt thép ngang nằm vuông góc với trục dọc cấu kiện được xác định theo công thức:

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} C \quad (5-40)$$

trong đó:

φ_{sw} là hệ số, kể đến sự suy giảm nội lực dọc theo chiều dài hình chiếu của tiết diện nghiêng C , lấy bằng 0,75;

q_{sw} là lực trong cốt thép ngang trên một đơn vị chiều dài cầu kiện, được xác định theo công thức:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} \quad (5-41)$$

Cần tiến hành tính toán đối với một loạt tiết diện nghiêng, nằm dọc theo chiều dài cầu kiện, với chiều dài nguy hiểm nhất của hình chiếu tiết diện nghiêng C . Khi đó, chiều dài hình chiếu C trong công thức (5-39) lấy không nhỏ hơn h_0 và không lớn hơn $2h_0$.

Ảnh hưởng của ứng suất nén và kéo do lực dọc trong vách gây ra khi tính toán dải bê tông giữa các tiết diện nghiêng và khi tính toán các tiết diện nghiêng cần được kể đến hệ số φ_n mà vế phải của các điều kiện (5-37), (5-39) phải nhân vào.

Giá trị hệ số φ_n lấy bằng

$1 + \frac{\sigma_m}{R_b}$	khi	$0 \leq \sigma_m \leq 0,25R_b$
1,25	khi	$0,25R_b \leq \sigma_m \leq 0,75R_b$
$5 \left(1 - \frac{\sigma_m}{R_b} \right)$	khi	$0,75R_b \leq \sigma_m \leq R_b$
$1 - \frac{\sigma_t}{2R_{bt}}$	khi	$0 \leq \sigma_t \leq R_{bt}$

trong đó:

σ_m là ứng suất nén trung bình trong bê tông do tác dụng của lực dọc, lấy dấu “dương”.

Đại lượng σ_m tính bằng ứng suất trung bình trong tiết diện cầu kiện có kể đến cốt thép;

σ_t là ứng suất kéo trung bình trong bê tông do tác dụng của lực dọc, lấy dấu “dương”.

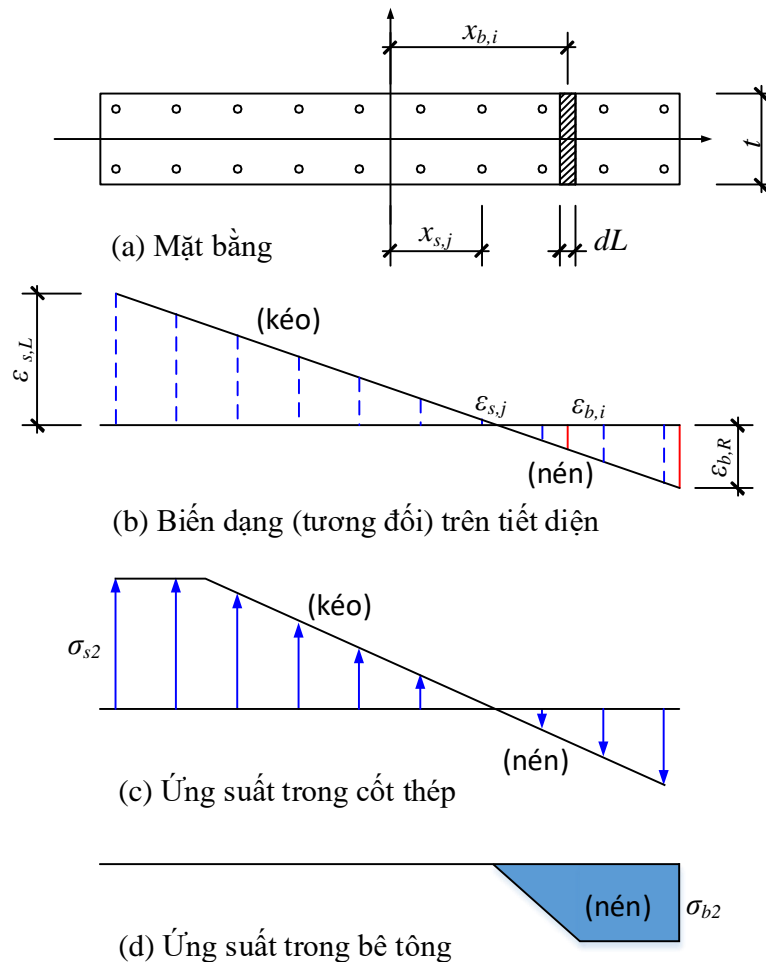
Cho phép xác định các đại lượng σ_m và σ_t mà không kể đến cốt thép khi hàm lượng cốt thép dọc không quá 3 %.

6 HƯỚNG DẪN XÁC ĐỊNH BIỂU ĐỒ TƯƠNG TÁC

6.1 Phương pháp xây dựng biểu đồ tương tác của vách chữ nhật chịu lực một phương

Xét vách đơn hình chữ nhật chịu lực dọc và mô men trong mặt phẳng như Hình 6-1, với các thông số về hình học, cốt thép của vách như sau:

- Kích thước hình học: chiều rộng t , chiều dài L ;
- Cốt thép: bố trí n thanh cốt thép, diện tích thanh cốt thép là $A_{s,j}$, tọa độ là $x_{s,j}$;



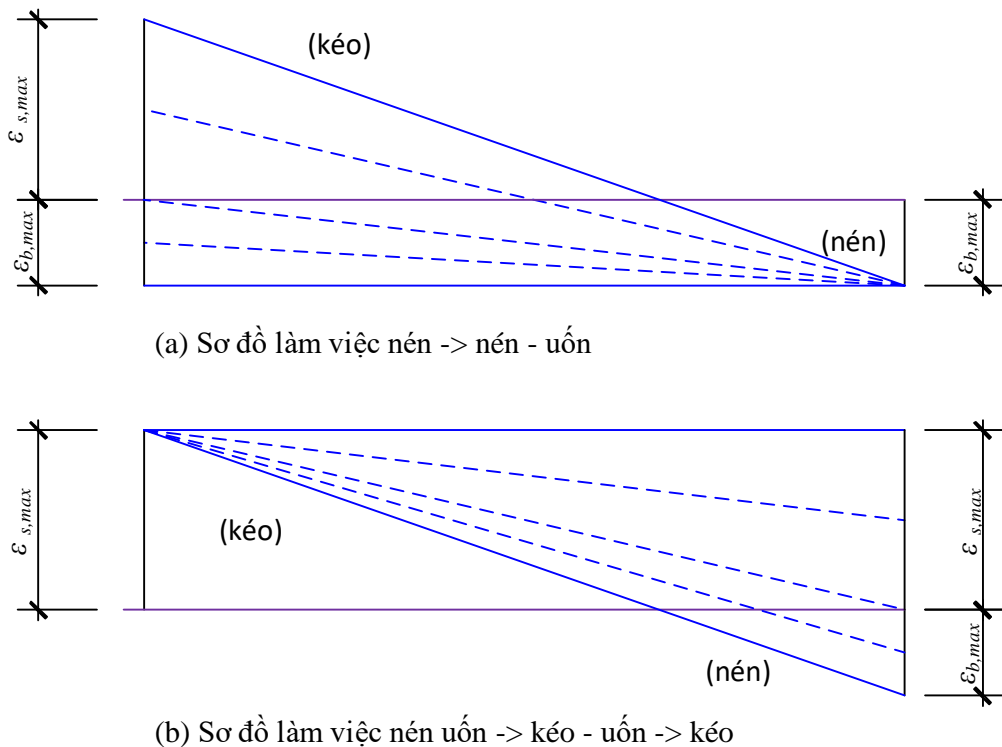
Hình 6-1: Sơ đồ xây dựng biểu đồ tương tác cho vách phẳng

Giả thiết dưới tác dụng của cặp tải trọng (N, M) , biến dạng trong tiết diện vách thể hiện như Hình 6-1b với biến dạng của bê tông ở ngoài cùng bên phải là $\varepsilon_{b,R}$ và biến dạng của thanh cốt thép ngoài cùng phía bên trái là $\varepsilon_{s,L}$. Nếu đem vách chia thành m phân tố theo chiều dài, chiều dài của mỗi phân tố là dL , giả thiết ứng suất của bê tông trong phân tố này là không đổi. Từ quan hệ tuyến tính trong Hình 6-1b, ta sẽ xác định được biến dạng của phân tố bê tông thứ i là $\varepsilon_{c,i}$ và biến dạng của thanh cốt thép thứ j là $\varepsilon_{s,j}$. Sau đó, dựa trên quan hệ ứng suất – biến

dạng của bê tông (xem 3.1.2) và cốt thép (xem 3.2.2) ta sẽ xác định được ứng suất trong bê tông của phân tố thứ i là $\sigma_{b,i}$ và trong thanh cốt thép thứ j là $\sigma_{s,j}$. Từ đó ta xác định được giá trị của cặp nội lực (N, M) theo công thức sau:

$$N = \sum_{i=1}^m \sigma_{b,i} (t \times dL) + \sum_{j=1}^n \sigma_{s,j} A_{s,j} \quad (6-1)$$

$$M = \sum_{i=1}^m \sigma_{b,i} (t \times dL) \times x_{c,i} + \sum_{j=1}^n \sigma_{s,j} A_{s,j} \times x_{s,j} \quad (6-2)$$



Hình 6-2: Các trường hợp biến dạng trong tiết diện vách đơn

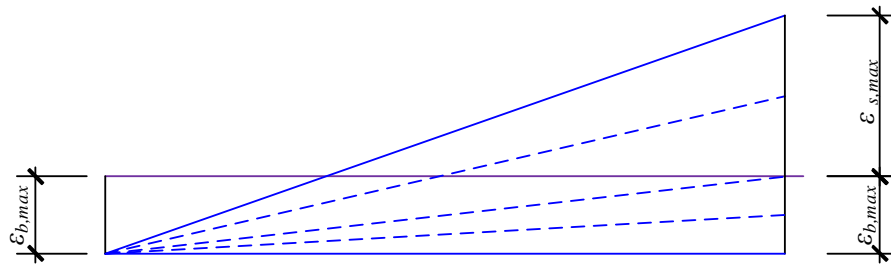
Theo lý thuyết về tính toán cấu kiện BTCT, tiết diện được xem là đạt đến trạng thái giới hạn khi biến dạng nén của bê tông thớ ngoài cùng đạt đến $\varepsilon_{b,max}$, hoặc biến dạng chịu kéo của cốt thép thớ ngoài cùng đạt đến $\varepsilon_{s,max}$. Để xây dựng được góc phần tư thứ nhất của đường cong tương tác, ta thực hiện như sau:

- Đặt $\varepsilon_{b,R} = \varepsilon_{b,max} = \varepsilon_{b2}$;
- Thay đổi giá trị $\varepsilon_{s,L}$ biến thiên từ $\varepsilon_{c,max}$ đến $\varepsilon_{s,max}$ (xem Hình 6-2a);
- Tính toán các cặp giá trị (N, M) tương ứng;

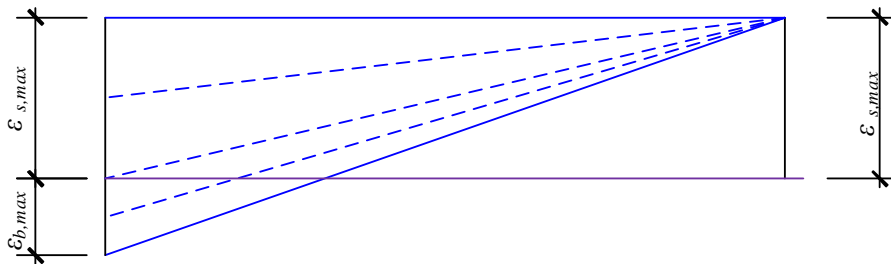
Tương tự, để xây dựng được góc phần tư thứ tư của đường cong tương tác, ta thực hiện như sau:

- Đặt $\varepsilon_{s,L} = \varepsilon_{s,max}$;
- Thay đổi giá trị $\varepsilon_{b,R}$ biến thiên từ $\varepsilon_{s,max}$ đến $\varepsilon_{b,max}$ (xem Hình 6-2b);
- Tính toán các cặp giá trị (N, M) tương ứng;

Đối với tiết diện có kích thước hình học hoặc bố trí cốt thép đối xứng thì biểu đồ tương tác của góc phần tư thứ 2 và 3 sẽ đối xứng với góc phần tư thứ 1 và 4 qua trục tung (trục N). Trường hợp kích thước hình học hoặc bố trí cốt thép không đối xứng thì ta sẽ cần xác định góc phần tư thứ 2 và 3 theo sơ đồ trong Hình 6-3, với quy trình tương tự như đối với góc phần tư thứ 1 và thứ 4.



(a) Sơ đồ làm việc nén -> nén - uốn



(b) Sơ đồ làm việc nén uốn -> kéo - uốn -> kéo

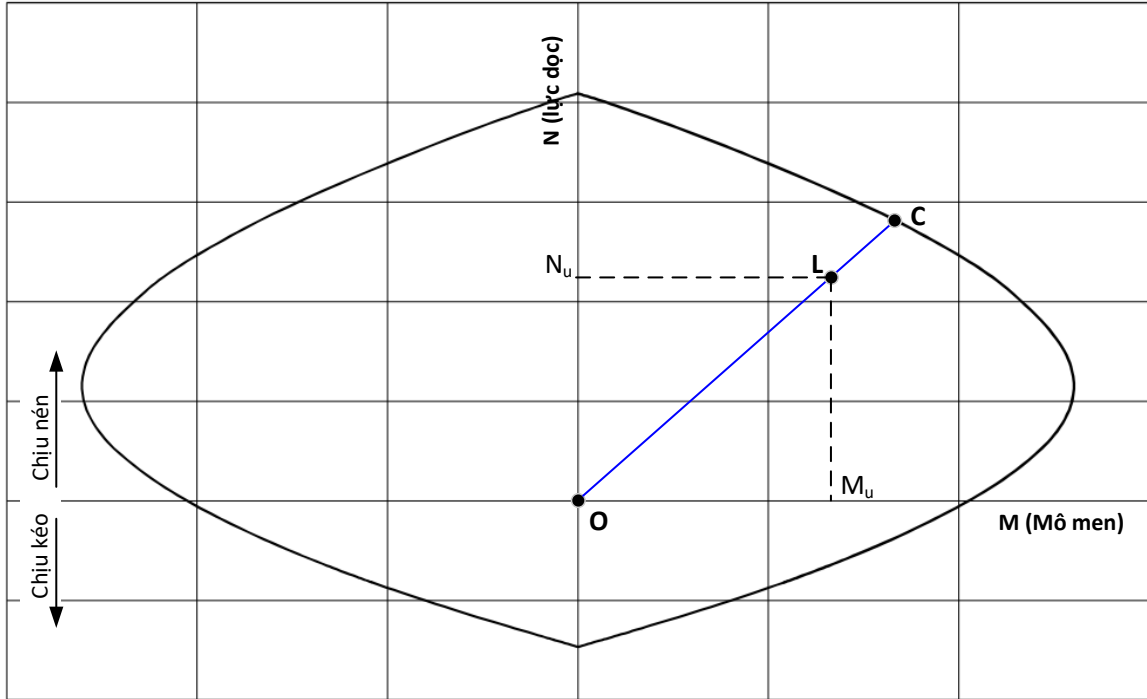
Hình 6-3: Các trường hợp biến dạng trong tiết diện vách đơn (xác định góc phần tư 2, 3)

6.2 Xác định tỷ số D/C (Demand/Capacity Ratio)

Hình 6-4 thể hiện đường cong tương tác của một vách phẳng, nếu giá trị tọa độ nội lực P_u, M_u , điểm L, của một tổ hợp nội lực nào đó nằm phía trong đường cong tương tác (như thể hiện trong hình vẽ) biểu thị vách đảm bảo khả năng chịu lực. Nếu điểm đó nằm ngoài đường cong tương tác thì biểu thị vách không đảm bảo khả năng chịu lực.

Để xác định điều kiện chịu lực của vách, chương trình sẽ tính toán tỷ số D/C. Tỷ số này được xác định bằng cách vẽ một đường thẳng qua gốc tọa độ và đi qua điểm L, đường thẳng

này cắt đường cong tương tác tại điểm C. Tỷ số D/C được định nghĩa là tỷ số chiều dài của đoạn thẳng OL với chiều dài đoạn thẳng OC (OL/OC), sẽ có một số tình huống sau xảy ra:



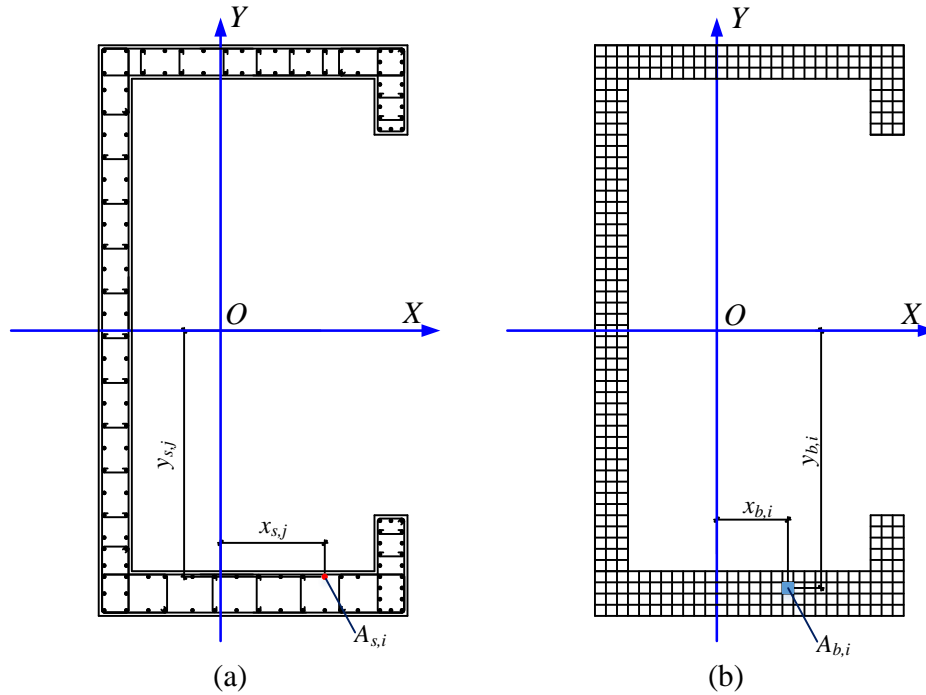
Hình 6-4: Cách xác định tỷ số D/C của vách phẳng

- Nếu $OL=OC$ (hoặc $D/C=1$), điểm L sẽ nằm trên đường cong tương tác, vách đạt đến trạng thái chịu lực giới hạn;
- Nếu $OL < OC$ (hoặc $D/C < 1$), điểm L sẽ nằm trong đường cong tương tác, vách đảm bảo khả năng chịu lực;
- Khi $OL > OC$ (hoặc $D/C > 1$), điểm L sẽ nằm ngoài đường cong tương tác, vách không đảm bảo khả năng chịu lực.

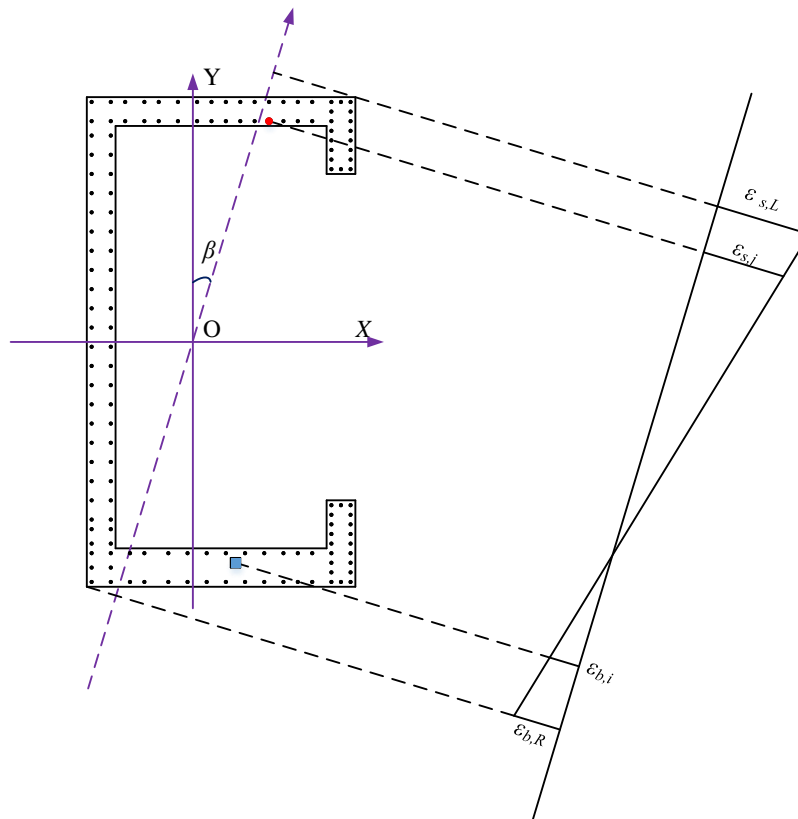
6.3 Phương pháp xây dựng biểu đồ tương tác của vách có tiết diện bất kỳ

Xét vách lõi thang như thể hiện trong Hình 6-5 chịu lực dọc và mô men theo hai phương. Một số thông số chính của vách lõi thang như sau:

- Hệ trục tọa độ OXY đặt tại trọng tâm hình học của tiết diện, đây cũng là hệ trục mà nội lực của vách được xuất ra từ phần mềm phân tích, ví dụ phần mềm Etabs;
- Cốt thép: bố trí n thanh cốt thép, diện tích thanh cốt thép là $A_{s,j}$, tọa độ là $(x_{s,j}, y_{s,j})$, xem Hình 6-5a;
- Vách được chia thành các phân tử bê tông nhỏ, có tiết diện là $A_{b,i}$, tọa độ là $(x_{b,i}, y_{b,i})$, giả thiết ứng suất trong phân tử là không đổi, xem Hình 6-5b.



Hình 6-5: Sơ đồ vách/lõi thang



Hình 6-6: Sơ đồ xây dựng biểu đồ tương tác cho vách không gian

Giả thiết dưới tác dụng của ngoại lực (N , M_x , M_y), mặt phẳng vách sẽ xoay quanh 1 trục có góc nghiêng so với trục Y là β (xem Hình 6-6) với biến dạng của bê tông chịu nén ngoài

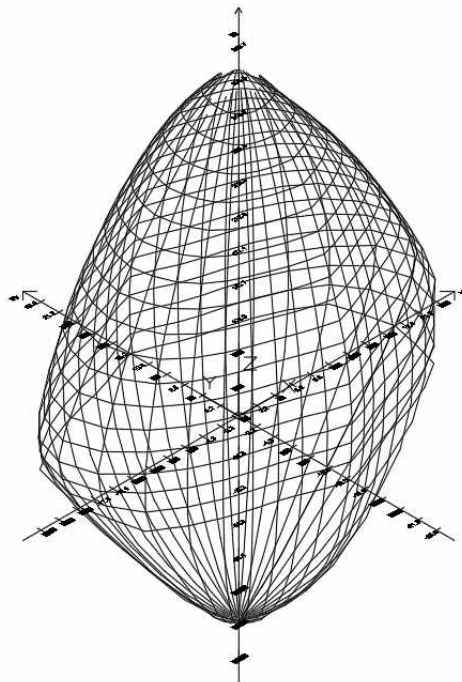
cùng là $\varepsilon_{b,R}$ và biến dạng của thanh cốt thép chịu kéo ngoài cùng là $\varepsilon_{s,L}$. Từ quan hệ tuyến tính về giả thiết tiết diện phẳng, ta sẽ xác định được biến dạng của phân tử bê tông thứ i là $\varepsilon_{c,i}$ và biến dạng của thanh cốt thép thứ j là $\varepsilon_{s,j}$. Sau đó, dựa trên quan hệ ứng suất – biến dạng của bê tông (xem 3.1.2) và cốt thép (xem 3.2.2) ta sẽ xác định được ứng suất trong bê tông của phân tử thứ i là $\sigma_{b,i}$ và trong thanh cốt thép thứ j là $\sigma_{s,j}$. Từ đó ta xác định được giá trị của cặp nội lực (N, M_x, M_y) theo công thức sau:

$$N = \sum_{i=1}^m \sigma_{b,i} A_{b,i} + \sum_{j=1}^n \sigma_{s,j} A_{s,j} \quad (6-3)$$

$$M_x = \sum_{i=1}^m \sigma_{b,i} A_{b,i} \times y_{b,i} + \sum_{j=1}^n \sigma_{s,j} A_{s,j} \times y_{s,j} \quad (6-4)$$

$$M_y = \sum_{i=1}^m \sigma_{b,i} A_{b,i} \times x_{b,i} + \sum_{j=1}^n \sigma_{s,j} A_{s,j} \times x_{s,j} \quad (6-5)$$

Như vậy, tương tự với cách làm đối với vách phẳng như trình bày trong mục 6.1 ta hoàn toàn có thể xác định đường cong tương tác ứng với các góc β khác nhau. Thực hiện việc này với một loạt các giá trị, ta được biểu đồ mặt cong tương tác như Hình 6-7 dưới đây.



Hình 6-7: Mặt biểu đồ tương tác

6.4 Sơ đồ thuật toán

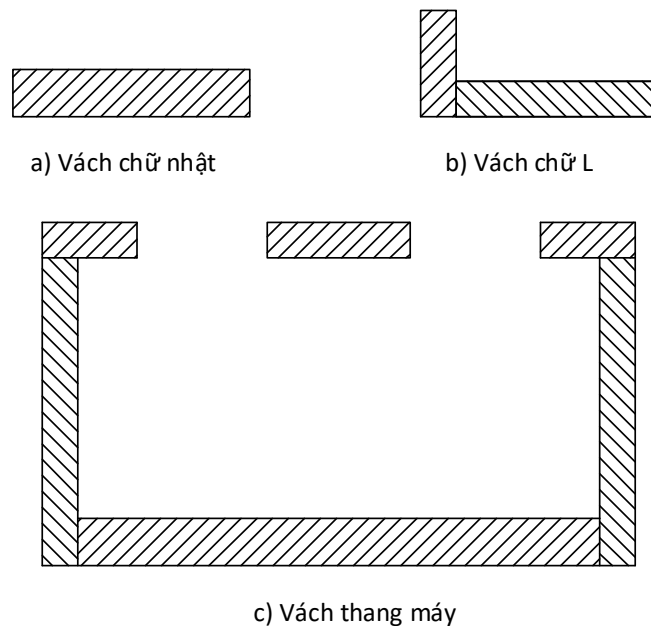
Có thể thấy, các thuật toán nêu trên không phù hợp cho việc tính toán thủ công, mà cần phải lập trình để máy tính thực hiện. Dưới đây, giới thiệu về cấu trúc số liệu, sơ đồ thuật toán, để người đọc có thể lập trình đơn giản bằng phần mềm Excel hoặc sử dụng một ngôn ngữ lập trình khác mà không phải thực hiện lập trình giao diện phức tạp.

6.4.1 Nhập thông tin đầu vào

Thông tin đầu vào bao gồm thông tin về vật liệu, kích thước hình học, bố trí cốt thép, chiều dài tính toán và nội lực tính toán của vách - lõi. Các thông tin về vật liệu, chiều dài tính toán và nội lực tính toán tương đối tương minh, không cần phải giải thích. Ở đây chỉ tập trung hướng dẫn cách vào thông tin về kích thước hình học và bố trí cốt thép.

1) Thông tin về kích thước hình học

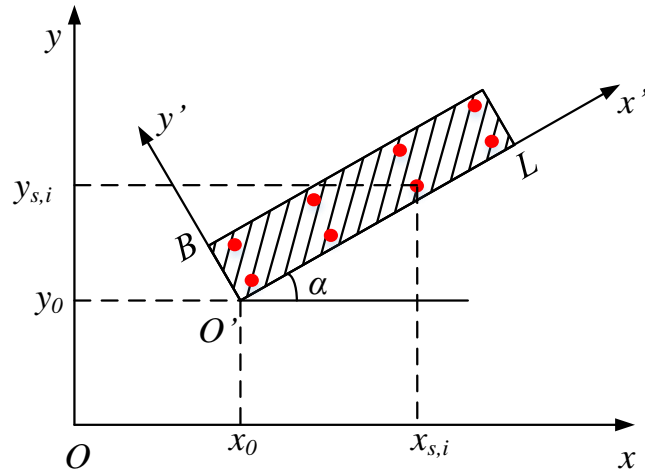
Thông thường, phần lớn các vách – lõi đều có thể được xem là tổ hợp của các vách đơn hình chữ nhật, xem Hình 6-8.



Hình 6-8: Chia vách phức tạp thành tổ hợp các vách chữ nhật

Với các vách chữ nhật đơn, các thông số hình học cần phải nhập bao gồm (xem Hình 6-9):

- Kích thước chiều dài (L), chiều rộng (B) của vách;
- Tọa độ của điểm góc (x_0, y_0) của vách đơn trong hệ tọa độ tổng thể Oxy;
- Góc nghiêng α giữa hệ tọa độ địa phương O'x'y' với hệ tọa độ tổng thể Oxy.



Hình 6-9: Thông số đầu vào với vách chữ nhật đơn

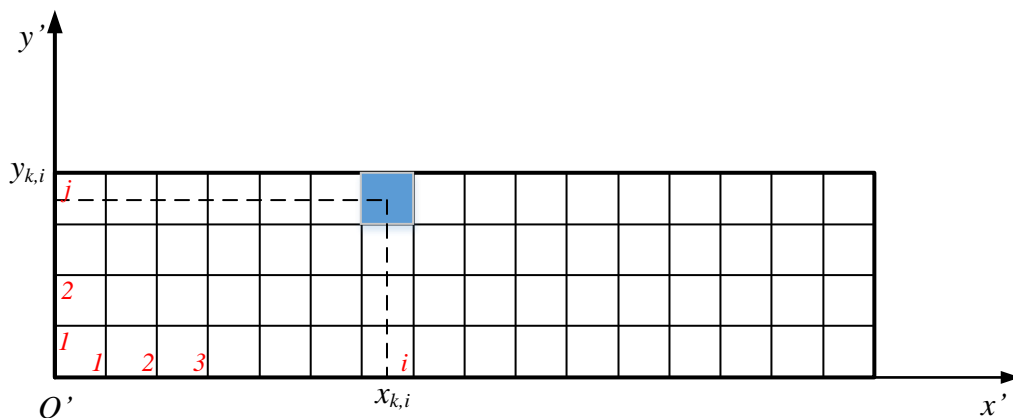
2) Thông tin về cốt thép

Thông tin về kích thước hình học của cốt thép được nhập vào bao gồm đường kính và tọa độ $(x_{s,i}, y_{s,i})$ của mỗi thanh cốt thép trong hệ tọa độ tổng thể Oxy, xem Hình 6-9.

6.4.2 Chia lưới và xác định trọng tâm tiết diện

1) Chia lưới phần tử

Công việc tiếp theo là tiến hành chia các vách đơn hình chữ nhật thành các phân tử nhỏ. Hình 6-10 thể hiện cách chia lưới của vách đơn thứ k trong hệ tọa độ địa phương của nó. Giả sử nó được chia thành các phân tử nhỏ có cùng kích thước (dx, dy) , như vậy, chúng ta có thể dễ dàng xác định được diện tích $A_{i,j}^k$, tọa độ trọng tâm $(x_{k,i}, y_{k,j})$ của phân tử thứ (i, j) của vách đơn này.



Hình 6-10: Chia lưới phần tử

2) Chuyển trục tọa độ

Tiếp theo, ta cần chuyển đổi tọa độ của các phân tố này từ hệ trục tọa độ địa phương sang hệ trục tọa độ tổng quát, theo công thức chuyển trục tọa độ sau:

$$\begin{aligned} X_{k,i} &= x_{0,k} + x_{k,i} \cos(\alpha_k) + y_{k,j} \sin(\alpha_k) \\ Y_{k,i} &= y_{0,k} - x_{k,i} \sin(\alpha_k) + y_{k,j} \cos(\alpha_k) \end{aligned} \quad (6-6)$$

trong đó: $(x_{0,k}, y_{0,k})$ là tọa độ gốc của hệ trục tọa độ địa phương của vách đơn thứ k trong hệ tọa độ tổng thể; α_k là góc nghiêng của hệ trục tọa độ địa phương của vách đơn thứ k trong hệ tọa độ tổng thể, xem Hình 6-9; $(x_{k,i}, y_{k,j})$ là tọa độ trọng tâm của phân tố thứ (i, j) của vách đơn thứ k trong hệ tọa độ địa phương; $(X_{k,i}, Y_{k,j})$ là tọa độ trọng tâm của phân tố thứ (i, j) của vách đơn thứ k trong hệ tọa độ tổng thể.

3) Xác định trọng tâm tiết diện

Với các thông tin có được về diện tích, tọa độ của các phân tố bê tông và cốt thép, ta có thể xác định được trọng tâm của tiết diện. Do nội lực của lõi – vách thường được chương trình xuất ra tại vị trí trọng tâm tiết diện, do vậy, nếu điểm gốc của hệ trục tọa độ tổng thể không trùng với trọng tâm của tiết diện thì cần thực hiện thêm một bước nữa là chuyển toàn bộ tọa độ của các phân tố về hệ trục tọa độ có điểm gốc tại trọng tâm tiết diện và phương của hai trục trùng với phương của nội lực xuất ra từ chương trình phân tích.

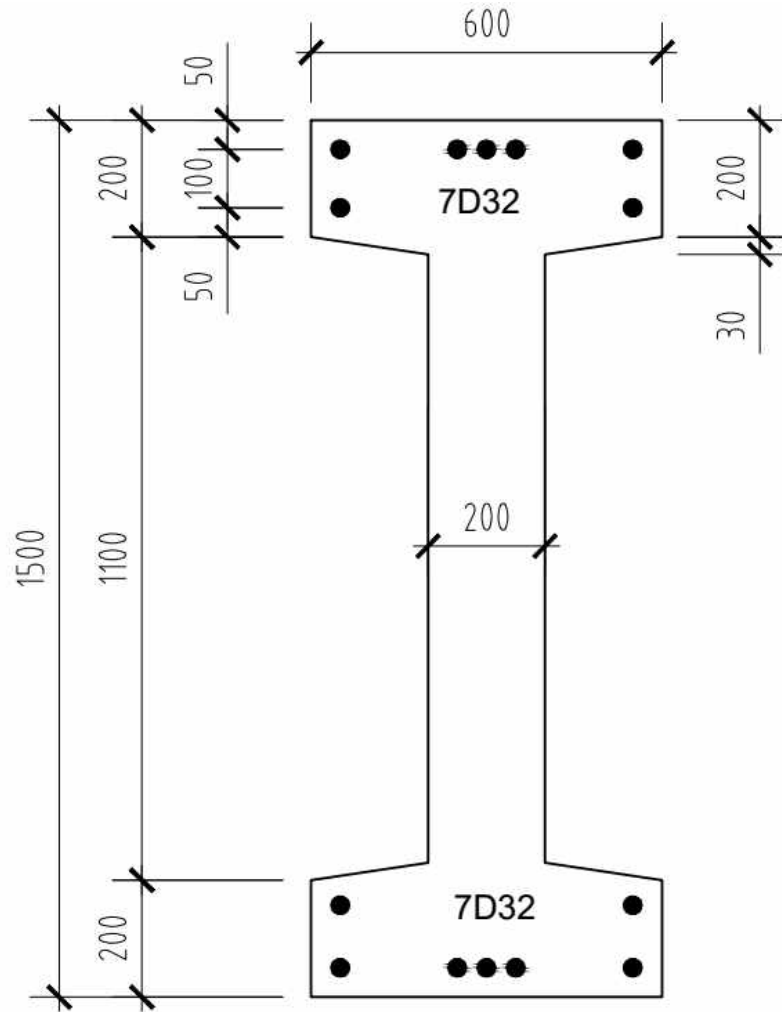
6.4.3 Xác định biểu đồ tương tác

Sau khi thực hiện các bước trên thì mô hình hình học của vách – lõi và cả cốt thép được thể hiện bằng tập hợp các phân tố bê tông và phân tố cốt thép, mỗi loại phân tố (bê tông, cốt thép) đều có 02 thông số chính là diện tích và tọa độ trọng tâm của phân tố trong hệ tọa độ tổng thể, cụ thể như sau:

- Phân tố bê tông: có tất cả m phân tố bê tông, diện tích và tọa độ của phân tố thứ i lần lượt dùng $A_{b,i}$ và $(x_{b,i}, y_{b,i})$ để biểu thị; ứng suất và biến dạng của phân tố này dùng $\sigma_{b,i}$ và $\varepsilon_{b,i}$ để biểu thị;
- Phân tố cốt thép: có tất cả n phân tố cốt thép, diện tích và tọa độ của phân tố thứ j lần lượt dùng $A_{s,j}$ và $(x_{s,i}, y_{s,i})$ để biểu thị; ứng suất và biến dạng của phân tố này dùng $\sigma_{s,i}$ và $\varepsilon_{s,i}$ để biểu thị.

Đến đây, người đọc hoàn toàn có thể thực hiện theo các tính toán trình bày trong mục 6.3 nêu trên.

7 VÍ DỤ TÍNH TOÁN



Hình 7-1: Kích thước tiết diện

Kiểm tra khả năng chịu lực của vách có chiều cao 15m và có kích thước hình học, bố trí cốt thép như Hình Hình 7-1, thông số về vật liệu và nội lực của vách như sau:

- Vật liệu:
 - + Bê tông:
 - + Cốt thép:
- Nội lực: lực dọc và mô-men uốn tại tiết diện chân vách:
 - + Do toàn bộ tải trọng thẳng đứng: $N_v = 6000 \text{ kN}$; $M_v = 1000 \text{ kN.m}$
 - + Do tải trọng dài hạn: $N_l = 5000 \text{ kN}$; $M_l = 750 \text{ kN.m}$
 - + Do tải trọng gió: $N_h = 0 \text{ kN}$; $M_h = 2000 \text{ kN.m}$

1) Tính toán trong mặt phẳng uốn

Chiều dài tính toán của cầu kiện:

$$l_0 = 0,7H = 0,7 \times 15 = 10,5m$$

Chiều dày trung bình của cánh:

$$h'_f = h_f = 200 + \frac{30}{2} = 215mm$$

Diện tích và mô men quán tính của bê tông xác định theo công thức:

$$A = 200 \times 1500 + 2 \times 400 \times 215 = 472000mm^2$$

$$I = \frac{200 \times 1500^3}{12} + \frac{2(400 \times 215^3)}{12} + 2 \times 400 \times 215 \left(\frac{1500}{2} - \frac{215}{2} \right)^2$$
$$= 1279 \times 10^8 mm^4$$

Bán kính quán tính:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{1279 \times 10^8}{472000}} = 521mm$$

Do $l_0/i = 10500/521 = 20,2 > 14$ cần phải xét đến ảnh hưởng của độ mảnh.

Lực tác dụng do toàn bộ tải trọng:

$$M = M_v + M_h = 1000 + 2000 = 3000 kN.m$$

$$N = eN_v = 6000 kN; e_0 = M/N = 3000/6000 = 0,5m = 500mm$$

Xác định mô men quán tính của tiết diện thép. Trọng tâm chịu kéo của cốt thép A_s và A'_s cách từ mép gần nhất một khoảng:

$$a = a' = \frac{5 \times 50 + 2 \times 150}{5 + 2} = 79mm$$

Từ đó:

$$h_0 = h - a = 1500 - 79 = 1421mm$$

$$0,5h - a = 750 - 79 = 671mm$$

$$I_s = 2A_s(0,5h - a)^2 = 2 \times 5630 \times 671^2 = 5,07 \times 10^9 mm^4$$

Xác định hệ số ϕ_l :

$$M_1 = M + N \frac{(h_0 - a')}{2} = 3000 + 6000 \frac{1,421 - 0,079}{2} = 7026kN.m$$

$$M_{1l} = M_l + N_l \frac{(h_0 - a')}{2} = 7500 + 5000 \frac{1,421 - 0,079}{2} = 4105kN.m$$

$$\phi_l = 1 + \frac{M_{1l}}{M_1} = 1 + \frac{4105}{7026} = 1,584$$

Do $e_0/h = 500/1500 = 0,333 > 0,15$ nên $\delta_e = e_0/h = 0,333$

$$D = \frac{0,15E_bI}{\phi_l(0,3 + \delta_e)} + 0,7E_sI_s =$$

$$= \frac{0,15 \times 34,5 \times 10^3 \times 1279 \times 10^8}{1,584(0,3 + 0,333)} + 0,7 \times 2 \times 10^5 \times 5,07 \times 10^9$$

$$= 1,37 \times 10^{15} N \cdot mm^2$$

Từ đó

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \times 1,37 \times 10^{15}}{10500^2} = 1,225 \times 10^8 N$$

$$\eta_v = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{6000}{1,225 \times 10^5}} = 1,051$$

Tương tự, có thể xác định được hệ số η_h như sau:

$$l_0 = 1,5H = 1,5 \times 15 = 22,5m$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \times 1,37 \times 10^{15}}{22500^2} = 2,668 \times 10^7 N$$

$$\eta_h = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{6000}{2,668 \times 10^4}} = 1,29$$

Giá trị mô men tính toán có kể đến độ mảnh bằng:

$$M = M_v \eta_v + M_h \eta_h = 1000 \times 1,051 + 2000 \times 1,29 = 3631 kN \cdot m$$

$$\text{Do } R_b b'_f h'_f = 19,5 \times 600 \times 215 = 2516000 N = 2516 kN < N = 6000 kN$$

Do vậy cần phải tính toán theo tiết diện kép, khi đó diện tích chịu nén giảm yếu bằng:

$$A_{ov} = (b'_f - b)h'_f = (600 - 200)215 = 86000 mm^2$$

Xác định chiều cao vùng nén x :

Vì

$$\xi = \frac{N - R_b A_{ov}}{R_b b h_0} = \frac{6000000 - 19,5 \times 86000}{19,5 \times 200 \times 1421} = 0,78 > \xi_R = 0,533$$

Nên x được xác định theo công thức sau:

$$x = h_0 \frac{(\alpha_n - \alpha_{ov})(1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s}$$

trong đó:

$$\alpha_s = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} = \frac{350 \times 5630}{19,5 \times 200 \times 1421} = 0,356$$

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{6000000}{19,5 \times 200 \times 1421} = 1,083$$

$$\alpha_{ov} = \frac{A_{ov}}{b h_0} = \frac{86000}{200 \times 1421} = 0,303$$

Thay các giá trị trên vào, ta được:

$$\begin{aligned} x &= h_0 \frac{(\alpha_n - \alpha_{ov})(1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s} = \\ &= 1421 \frac{(1,083 - 0,303)(1 - 0,533) + 2 \times 0,356 \times 0,533}{1 - 0,533 + 2 \times 0,356} = 896 \end{aligned}$$

Khả năng chịu lực được kiểm tra theo điều kiện sau:

$$\begin{aligned} R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_b A_{ov} \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + \left(R_{sc} A'_s - \frac{N}{2} \right) (h_0 - a') &= \\ = 19,5 \times 200 \times 896 \times \left(1421 - \frac{896}{2} \right) + 19,5 \times 86000 \left(1421 - \frac{215}{2} \right) &+ \\ + \left(350 \times 5630 - \frac{6000000}{2} \right) \times (1421 - 79) &= \\ = 4221,20 \times 10^6 kN.m > M = 3631 kN.m \end{aligned}$$

Kết luận: Khả năng chịu lực của tiết diện trong mặt phẳng uốn đảm bảo.

2) Tính toán ngoài mặt phẳng uốn

$$\begin{aligned} I &= \frac{2 \times 215 \times 600^3}{12} + \frac{(1500 - 215 \times 2) \times 200^3}{12} = 8,45 \times 10^9 cm^4 \\ i &= \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{4,85 \times 10^9}{472000}} = 134 mm \end{aligned}$$

Do độ mảnh ngoài mặt phẳng uốn $l_0/i = 10500/134 = 78,4$ lớn hơn đáng kể độ cứng trong mặt phẳng uốn $l_0/i = 20,2$, do vậy cần phải kiểm tra khả năng chịu lực của tiết diện ngoài mặt phẳng uốn, chấp nhận độ lệch tâm e_0 bằng độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a . Chiều cao tiết diện trong trường hợp này $h = 600 mm$.

Do $h/30 = 600/30 = 20 mm > l_0/600 = 10500/600 = 17,5 mm$ và $h/30 > 10 mm$, chọn $e_a = h/30$, khi đó với $l_0/h = 10500/600 = 17,5 < 20$ ta có thể xác định được hệ số φ_b (thông qua tra bảng) với tải trọng tác dụng dài hạn là $\varphi_b = 0,765$ và với tải trọng tác dụng ngắn hạn là $\varphi_b = 0,765$

Do vậy với tải trọng tác dụng dài hạn ta tính được:

$$\varphi(R_b A_c + R_s A_s) = 0,8625 \times (19,5 \times 472000 + 350 \times 11260) =$$

$$= 11337562N = 11337kN > N = 6000kN$$

với tải trọng tác dụng ngắn hạn ta tính được:

$$\begin{aligned}\varphi(R_b A_c + R_s A_s) &= 0,765 \times (0,9 \times 19,5 \times 472000 + 350 \times 11260) = \\ &= 9351819N = 9351kN > N_l = 5000kN\end{aligned}$$

Kết luận: Khả năng chịu lực của tiết diện ngoài mặt phẳng uốn đảm bảo.