

ĐÁP ÁN KC NCT - HK2 - 2023 - 2024 - HỆ CLC

Câu 2

a. Tính độ cứng chống cắt các khung trục:

$$(GA)_1 = \frac{12E}{h(\frac{1}{G} + \frac{1}{C})} \quad G = \sum \left(\frac{I_a}{l}\right) \quad C = \sum \left(\frac{I_c}{h}\right)$$

Khung trục (D) có:

$y_D = 0$ m
 $E = 3,250E+04$ MPa = $3,250E+07$ kN/m²
 $h = 3,6$ m = 3600 mm
 $G = 5,476E+05$ mm³ = $5,476E-04$ m³
 $C = 8,000E+06$ mm³ = $8,000E-03$ m³
 $GA_D = 5,552E+04$ kN

Khung trục (C) có:

$y_C = 8$ m
 $E = 3,250E+04$ MPa = $3,250E+07$ kN/m²
 $h = 3,6$ m = 3600 mm
 $G = 1,070E+06$ mm³ = $1,070E-03$ m³
 $C = 1,896E+07$ mm³ = $1,896E-02$ m³
 $GA_C = 1,097E+05$ kN

Khung trục (B) có:

$y_B = 16$ m
 $E = 3,250E+04$ MPa = $3,250E+07$ kN/m²
 $h = 3,6$ m = 3600 mm
 $G = 1,070E+06$ mm³ = $1,070E-03$ m³
 $C = 1,896E+07$ mm³ = $1,896E-02$ m³
 $GA_B = 1,097E+05$ kN

Khung trục (A) có:

$y_A = 24$ m
 $E = 3,250E+04$ MPa = $3,250E+07$ kN/m²
 $h = 3,6$ m = 3600 mm
 $G = 5,476E+05$ mm³ = $5,476E-04$ m³
 $C = 8,000E+06$ mm³ = $8,000E-03$ m³
 $GA_A = 5,552E+04$ kN

Khung	Cột	b(mm)	h(mm)	Dầm trục	b(mm)	h(mm)
Trục D	D1	400	600	Trục D	250	400
	D2	400	600	Trục C	250	500
	D3	400	600	Trục B	250	500
	D4	400	600	Trục A	250	400
Trục C	C1	400	800	Nhịp dầm L(mm)		
	C2	400	800	34	7000	
	C3	400	800	23	7000	
	C4	400	800	12	8000	
Trục B	B1	400	800	DC	8000	
	B2	400	800	CB	8000	
	B3	400	800	BA	8000	
	B4	400	800			
Trục A	A1	400	600			
	A2	400	600			
	A3	400	600			
	A4	400	600			

b. Phân phối tải $Q_{x,15}$ vào khung trục A, B, C, D

$\sum GA = 3,304E+05$ kN $h_t = 3,6$ m

Phân tải khung Tầng 15

$Q_{x,15} = 200$ kN
 $Q_D = 33,609$ kN
 $Q_C = 66,391$ kN
 $Q_B = 66,391$ kN
 $Q_A = 33,609$ kN

Phân tải khung Tầng 14

$Q_{x,15} = 400$ kN
 $Q_D = 67,218$ kN
 $Q_C = 132,782$ kN
 $Q_B = 132,782$ kN
 $Q_A = 67,218$ kN

Sum = 200 kN

Sum = 400 kN

Câu 1

số tầng nhà 15 tầng chiều cao tầng $h_t = 3,6$ m

a. Tính độ cứng chống uốn

$t_w = 0,25$ m

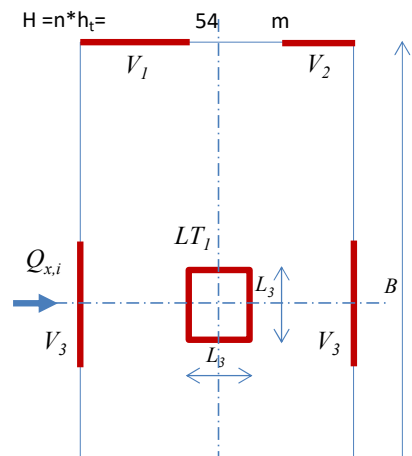
Vách V_1	$L_1 = 3,6$ m	Vách V_2	$L_2 = 2,4$ m
	$I_{V1} = 0,972$ m ⁴		$I_{V2} = 0,288$ m ⁴
Lõi LT_1	$L_3 = 2,2$ m		
	$I_{LT1} = 1,256$ m ⁴		

b. Phân phối tải $Q_{x,15}$

$\sum I_x = 3,776$ m⁴

$Q_{x,15} = 200$ kN
 $Q_{V1} = 51,481$ kN số lượng = 2 vách
 $Q_{V2} = 15,254$ kN số lượng = 2 vách
 $Q_{LT1} = 66,530$ kN số lượng = 1 lõi
 Sum = 200,000 kN

c. Tính M_{v1} $M_{v1} = Q_{v1} * H = 2779,9927$ kNm



d. Tính toán cốt thép cho vách 0.25 * 3.6 m

Cặp nội lực tính toán $M = 2779,993 \text{ kNm}$ $t_w = 0,25 \text{ m}$ $N = 8000 \text{ kN}$
 Chọn bề rộng vùng biên: $B = 0,25 \text{ m}$ $L = 3,6 \text{ m}$
 Lực dọc tại hai vùng biên: $R_s = R_{sc} = 350 \text{ MPa}$ $\gamma_b = 0,85$

$$P_l = \frac{N}{A} A_b - \frac{M}{L-B} = -274,293 \text{ kN}$$

$$P_r = \frac{N}{A} A_b + \frac{M}{L-B} = 1385,404 \text{ kN}$$

Tính thép Chú ý nếu $\lambda = l_o/i \geq 28$ thì $\varphi = 1.028 - 0.0000288 * \lambda^2 - 0.0016 * \lambda$

$$F_a^k = \frac{|M|}{R_s} = 0,0007837 \text{ m}^2$$

$$F_a^n = \frac{\frac{P}{\varphi} - \gamma_b R_b F_b}{R_{sc}} = 0,001645 \text{ m}^2 \quad 16,453 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{max} = \frac{\max(F_a^k, F_a^n)}{A_b} * 100\% = 2,633 \% < 3\% \quad \text{OK}$$

Chọn thép cho cả 2 vùng biên: 5 ϕ 20 (15.71 cm²) bố trí cho mỗi bên $\rightarrow \phi$ 20a100

Tính thép cho vùng giữa, lực nén tác dụng vào vùng giữa:

$$P_{gi} = \frac{N}{A} (A - 2 * A_b) = 6888,889 \text{ kN}$$

$$F_a^{gi} = \frac{\frac{P}{\varphi} - \gamma_b R_b F_b}{R_{sc}} = -0,010984 \text{ m}^2 < 0$$

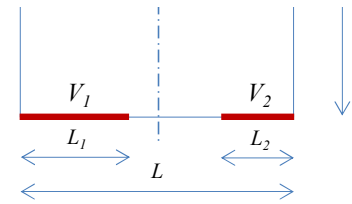
\rightarrow Riêng bê tông vùng giữa đã đủ khả năng chịu lực, chọn cấu tạo $F_a^{gi} = 0.6\% * A_{gi} = 0.6\% * t_w * l_{gi}$

$$\text{Với } l_{gi} = L - 2B = 3,1 \text{ m}$$

$$F_a^{gi} = 0.6\% * A_{gi} = 0.6\% * t_w * l_{gi} = 0,00465 \text{ m}^2 = 46,500 \text{ cm}^2$$

Chọn 42 ϕ 12 (47,502 cm²) bố trí cho vùng giữa $\rightarrow \phi$ 12a150

e. Vẽ cấu tạo cốt thép cho vách vừa tính (SV tự vẽ với số liệu đã tính)



Hình 1. Mặt bằng kết cấu

