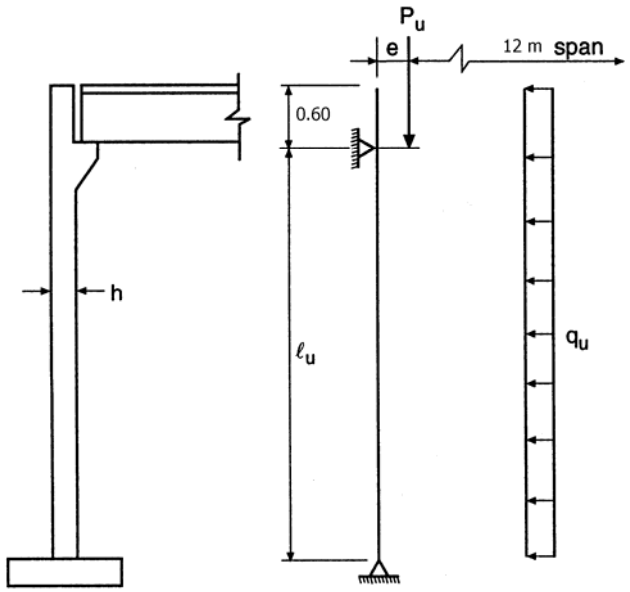
<u>ตัวอย่างที่ 14.1</u> – ออกแบบ Tilt-up Wall เสมือนกับเป็นเสา

ออกแบบผนังในรูปข้างล่าง โดยที่ผนังมีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวด้านข้างที่ปลายบน และน้ำหนักจากหลังคาถ่ายลงผนังผ่านแกนคานซึ่งมีความกว้าง 10 ซม. และมีระยะห่างระหว่างแกนคานเท่ากับ 1.20 ม.



ข้อมูลในการออกแบบ :

น้ำหนักบรรทุกคงที่จากหลังคา 250 กก./ม.^{2}

น้ำหนักบรรทุกจรจากหลังคา 100 กก./ม.^{2}

แรงลม 100 กก./ม.^{2}

ความยาวในช่วงที่ไม่มีการยึดรั้งของผนัง

ℓ_u = 4.8 ม.

k = 1.0 (ฐานแบบข้อหมุนทั้งสองปลาย)

f_c' = 280 กก./ซม.^{2}

f_y = 4000 กก./ซม.^{2}

1. สมมติรูปแบบของผนัง

ให้ h = 16.5 ซม., e = 17 ซม. เสริมด้วยเหล็กยืนแถวเดียว DB12 @ 0.27 ม. (A_s = 1.13/0.27 = 4.19 ซม.^{2}/ม.) ที่กึ่งกลางความกว้างของผนัง

ดังนั้น สำหรับผนังยาว 1 ม., $\rho = A_s/bh = 4.19/(100 \times 16.5) = 0.0025 > 0.0012$ ใช้ได้

2. ความยาวประสิทธิผลของผนังเพื่อรับน้ำหนักจากหลังคา

ความกว้างของการแบกทานบวกสี่เท่าของความหนาของผนัง = 10 + 4(16.5) = 76 ซม.

ระยะห่างระหว่างแกนคาน = 1.20 ม. ดังนั้นใช้ความยาวประสิทธิผล = 76 ซม.

3. น้ำหนักหลังคาต่อความยาว 1 ม. ของผนัง

น้ำหนักบรรทุกคงที่ = 250(1.2)(12/2)/0.76 = 2368.4 กก./ม.

น้ำหนักบรรทุกจร = 100(1.2)(12/2)/0.76 = 947.4 กก./ม.

น้ำหนักผนังที่กลางความสูง = 0.165[(4.8/2) + 0.6](2400) = 1188 กก./ม.

4. น้ำหนักกระทำร่วมในกรณีตามข้อกำหนดของ ACI 318-99 และ ว.ส.ท. 1008-38

กรณีที่ 1: U = 1.4D + 1.7L ว.ส.ท. (42-1)

P_u = 1.4(2368.4 + 1188) + 1.7(947.4) = 4978.96 + 1610.58 = 6589.54 กก.

M_u = 1.4(2368.4)(0.17) + 1.7(947.4)(0.17) = 563.68 + 273.80 = 837.48 กก.ม.

β_d = 4987.96/6589.54 =0.76

กรณีที่ 2: U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.7W) ว.ส.ท. (42-2)

P_u = 0.75(4978.86 + 1610.58 + 0) = 3734.22 + 1207.94 = 4942.16 กก.

M_u = 0.75[563.68 + 273.80 + 1.7(100)$(4.8)^2$/8] = 422.76 + 205.35 + 367.20

= 995.31 กก.ม.

β_d = 3734.22/4942.16 =0.76

กรณีที่ 3: U = 0.9D + 1.3W ว.ส.ท. (42-3)

P_u = 0.9(2368.4 + 1188) + 0 = 3200.76 กก.

M_u = 0.9(2368.4)(0.17) + 1.3(100)$(4.8)^2$/8 = 362.36 + 374.40 = 736.76 กก.ม.

β_d = 3200.76/3200.76 =1.0

5. ตรวจสอบความชะลูดของผนัง

$$\frac{k\ell_u}{r} = \frac{1.0(4.8)}{0.3(0.165)} = 96.97 < 100$$

ดังนั้นออกแบบผนังเสมือนเสายาว ใช้วิธีประเมินผลของความชะลูดโดยประมาณ

6. การขยายค่าโมเมนต์สำหรับองค์อาคารที่มีการยึดต้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง

$M_c = \delta_{ns} M_2$ ACI (10-9)

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1$$ ACI (10-10)

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k\ell_u)^2}$$ ACI (11-11)

$E_c = 15\,100\sqrt{f_c'} = 15\,100\sqrt{280} = 252\,671$ กก./ซม.^{2}

$I_g = 100(16.5)^3/12 = 37\,434.38$ ซม.^{4}

$\beta = 0.9 + 0.5\beta_d^2 - 12\rho = 0.9 + 0.5\beta_d^2 - 12(0.0026) = 0.869 + 0.5\beta_d^2 \geq 1.0$

e/h = 17/16.5 = 1.03 > 0.5

ดังนั้น $EI = \frac{E_c I_g}{\beta}(0.5 - \frac{e}{h}) = 0.1\frac{E_c I_g}{\beta}$

$= 0.1(252\ 671)(27\ 434.38)/\beta = 693\ 187\ 222.9/\beta$ กก.ซม.^{2}

$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k\ell_u)^2} = \frac{\pi^2(693187\ 222.9)}{(480)^2\beta} = 29\ 693.94/\beta$

$C_m = 1.0$ สำหรับองค์อาคารที่มีน้ำหนักกระทำในแนวขวางระหว่างฐานรองรับ

หา ϕ สำหรับกรณีที่ 1 ซึ่งมีน้ำหนักบรรทุกตามแกนสูงสุด $P_u = 6589.54$ กก. จะให้ค่า ϕ ที่ต่ำสุด ซึ่งจะใช้ค่านี้สำหรับทุกกรณี

$$\phi = 0.9 - \frac{0.2P_u}{0.1f_c'A_g} \geq 0.70$$

$$= 0.9 - \frac{2(6589.54)}{280(100)(16.5)} = 0.87$$

หาการขยายค่าโมเมนต์สำหรับทุกกรณีของน้ำหนักบรรทุกกระทำร่วม

กรณีที่	P_u กก.	$M_2 = M_u$ กก.ม.	β_d	β	EI กก.ซม.^{2}	P_c	δ_{ns}	M_c กก.ม.
1	6589.54	837.48	0.76	1.16	597 575 192	25 598.22	1.52	1272.97
2	4942.16	995.31	0.76	1.16	597 575 192	25 598.22	1.35	1343.67
3	3200.76	736.76	1.00	1.37	505 976 075	21 674.41	1.25	917.39

7. เปรียบเทียบกำลังที่ใช้คำนวณออกแบบกับกำลังที่ต้องการ

จากค่า P_n ในทุกกรณีของน้ำหนักบรรทุกกระทำร่วม หา M_n จากรูปที่ 22.6(b) นำมาเปรียบเทียบกับกำลังที่ต้องการ

กรณีที่	กำลังระบุที่ต้องการ		กำลังระบุของหน้าตัด
	$P_n = P_u/\phi$, กก.	$M_n = M_c/\phi$, กก.ม.	กก.ม.
1	7574.2	1463.2	1900
2	5680.6	1544.4	1780
3	3679.0	1054.5	1600

<u>ตัวอย่างที่ 14.2</u> – ออกแบบผนังรับแรงแบกทานโดยใช้แผนภาพช่วยการออกแบบจากเอกสารอ้างอิงที่ 14.3

1. สรุปน้ำหนักกระทำร่วม (ไม่ต้องคิดน้ำหนักของผนัง เพราะแผนภาพจากเอกสารอ้างอิงที่ 14.3 ได้รวมผลของน้ำหนักของผนังไว้ด้วยแล้ว)

   กรณีที่ 1: $P_u = 1.4(2368.4) + 1.7(947.4) = 3315.76 + 1610.58 = 4926.34$ กก.

   กรณีที่ 2: $P_u = 0.75(3315.76 + 1610.58)$ $= 3694.76$ กก.

   $q_u = 0.75(1.7 \times 100)$ $= 127.5$ กก./ม.^{2}

   กรณีที่ 3: $P_u = 0.9(2368.4)$ $= 2131.56$ กก.

   $q_u = 1.3(100)$ $= 130.0$ กก./ม.^{2}

   จากตัวอย่างที่แล้ว ตัวคูณลดกำลังที่น้อยสุด $\phi = 0.87$ (รวมผลของน้ำหนักของกำแพงด้วย)

2. เลือกหน้าตัดตามตัวอย่างที่แล้ว

   ให้ h = 16.5 ซม. เสริมด้วยเหล็กยืนแถวเดียว DB12 @ 0.27 ม. ($A_s = 1.13/0.27 = 4.19$ ซม.^{2}/ม.) ที่กึ่งกลางความกว้างของผนัง

   ดังนั้น สำหรับผนังยาว 1 ม., $\rho = A_s/bh = 4.19/(100 \times 16.5) = 0.0025$

   $$\frac{k\ell_u}{h} = \frac{1.0(4.8)}{0.165} = 29.09 \approx 30$$

3. ตรวจสอบกำลังที่ใช้คำนวณออกแบบกับกำลังที่ต้องการ

   สำหรับน้ำหนักบรรทุกกระทำร่วมกรณีที่ 1:

   จากตารางที่ 14.1 สำหรับ $\rho = 0.0025$, $kl_u/h = 30$, e = 17 ซม., และ $q_u/\phi = 0$ ได้

   $P_n = 0.022(100)(16.5)(280) = 10\ 164$ กก. $> P_u/\phi = 4926.34/0.87 = 5662.5$ กก.

   สำหรับน้ำหนักบรรทุกกระทำร่วมกรณีที่ 2:

   จากตารางที่ 14.2 สำหรับ $\rho = 0.0025$, $kl_u/h = 30$, e = 17 ซม., และ $q_u/\phi = 27.5$ กก./ม.^{2}

   ได้ $P_n = 0.014(100)(16.5)(280) = 6468$ กก. $> P_u/\phi = 3694.76/0.87 = 4246.8$ กก.

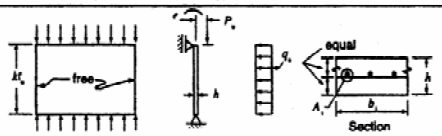
   ไม่จำเป็นต้องตรวจสอบกรณีที่ 3 เพราะมี q_u ใกล้เคียงกับกรณีที่ 2 แต่มี P_u น้อยกว่า

   ดังนั้นผนังหนา 16.5 ซม. เสริมด้วย DB12 @ 0.27 ม. เพียงพอสำหรับน้ำหนักบรรทุกกระทำร่วมทุกกรณี

ตารางที่ 14.1 – Load Capacity Coefficients of Tilt-up Concrete Walls

Table A5. Load Capacity Coefficients of Tilt-up Concrete Walls *
(h = 6½" (165 mm) and q_u/ϕ = 0 or 15 psf (0 or 0.7 kN/m²))

w = 150 pcf (2400 kg/m³)
$f'_c \le$ 4000 psi (28 MPa)
f_y = 60 ksi (400 MPa)



h = 6½" (165 mm)

P_u/ϕ = (coeff.) $b_1 h f'_c$

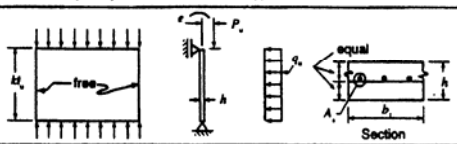
$\rho = \frac{A_s \times 100}{b_1 \times h}$	End eccentricity, e, in. (mm)	q_u/ϕ = 0 psf (0 kN/m²) Slenderness ratio, kl_u/h =				kl_u/h @ coeff.† ≤ 0.001	q_u/ϕ = 15 psf (0.7 kN/m²) Slenderness ratio, kl_u/h =				kl_u/h @ coeff.† ≤ 0.001
		20	30	40	50		20	30	40	50	
0.15	1.00 (25)	0.498	0.347	0.227	0.155	**	0.468	0.331	0.191	0.085	**
	3.25 (85)	0.094	0.042	0.018	0.013	**	0.087	0.021	0.005	—	49
	6.75 (170)	0.018	0.014	0.005	0.003	**	0.017	0.009	0.003	—	49
0.25	1.00 (25)	0.498	0.347	0.227	0.155	**	0.468	0.331	0.191	0.090	**
	3.25 (85)	0.110	0.050	0.026	0.018	**	0.105	0.037	0.011	0.003	**
	6.75 (170)	0.029	0.022	0.010	0.006	**	0.025	0.015	0.006	0.002	**
0.50	1.00 (25)	0.498	0.347	0.227	0.155	**	0.483	0.331	0.191	0.100	**
	3.25 (85)	0.128	0.066	0.034	0.022	**	0.124	0.055	0.023	0.011	**
	6.75 (170)	0.049	0.034	0.020	0.012	**	0.045	0.029	0.016	0.009	**
0.75	1.00 (25)	0.498	0.347	0.227	0.155	**	0.498	0.331	0.191	0.110	**
	3.25 (85)	0.146	0.082	0.042	0.026	**	0.142	0.073	0.035	0.019	**
	6.75 (170)	0.069	0.046	0.030	0.018	**	0.065	0.044	0.026	0.016	**

*Observe the direction of ultimate transverse loads (q_u) and note the bending moments due to transverse loads are *additive* to those caused by the axial loads (Sec. 2.4). A dash indicates that the wall panel cannot sustain any load.
**Walls with slenderness ratios, kl_u/h, greater than 50 are not recommended.
†This column gives the value to the slenderness ratios above which the walls have negligible load-carrying capacity.

ตารางที่ 14.2 – Load Capacity Coefficients of Tilt-up Concrete Walls

Table A6. Load Capacity Coefficients of Tilt-up Concrete Walls *
(h = 6½" (165 mm) and q_u/ϕ = 30 or 45 psf (1.4 or 2.2 kN/m²))

w = 150 pcf (2400 kg/m³)
$f'_c \le$ 4000 psi (28 MPa)
f_y = 60 ksi (400 MPa)



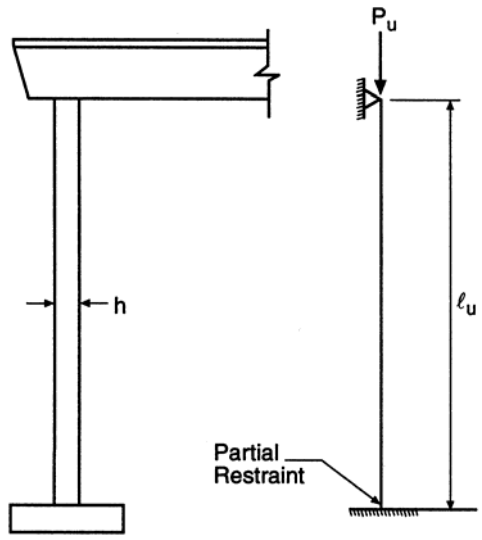
h = 6½" (165 mm)

P_u/ϕ = (coeff.) $b_1 h f'_c$

$\rho = \frac{A_s \times 100}{b_1 \times h}$	End eccentricity, e, in. (mm)	q_u/ϕ = 30 psf (1.4 kN/m²) Slenderness ratio, kl_u/h =				kl_u/h @ coeff.† ≤ 0.001	q_u/ϕ = 45 psf (2.2 kN/m²) Slenderness ratio, kl_u/h =				kl_u/h @ coeff.† ≤ 0.001
		20	30	40	50		20	30	40	50	
0.15	1.00 (25)	0.468	0.316	0.035	—	49	0.438	0.110	—	—	39
	3.25 (85)	0.079	0.011	—	—	39	0.067	—	—	—	29
	6.75 (170)	0.016	0.005	—	—	39	0.014	—	—	—	29
0.25	1.00 (25)	0.468	0.316	0.151	0.030	**	0.438	0.301	0.065	—	49
	3.25 (85)	0.101	0.026	0.006	—	49	0.092	0.016	—	—	39
	6.75 (170)	0.024	0.014	0.004	—	49	0.023	0.009	—	—	39
0.50	1.00 (25)	0.483	0.316	0.151	0.040	**	0.453	0.301	0.070	0.010	**
	3.25 (85)	0.121	0.046	0.016	0.004	**	0.114	0.036	0.010	0.003	**
	6.75 (170)	0.042	0.028	0.013	0.003	**	0.040	0.024	0.009	0.002	**
0.75	1.00 (25)	0.498	0.316	0.151	0.050	**	0.468	0.301	0.070	0.020	**
	3.25 (85)	0.141	0.066	0.026	0.009	**	0.137	0.056	0.021	0.006	**
	6.75 (170)	0.061	0.042	0.023	0.007	**	0.059	0.039	0.020	0.005	**

*Observe the direction of ultimate transverse loads (q_u) and note the bending moments due to transverse loads are *additive* to those caused by the axial loads (Sec. 2.4). A dash indicates that the wall panel cannot sustain any load.
**Walls with slenderness ratios, kl_u/h, greater than 50 are not recommended.
†This column gives the value to the slenderness ratios above which the walls have negligible load-carrying capacity.

<u>ตัวอย่างที่ 14.3</u> – ออกแบบผนังรับน้ำหนักแบกทานโดยใช้สูตรสำเร็จ



ผนังคอนกรีตรองรับระบบพื้นรูปทีเดี่ยวซึ่งวางห่างกันทุกระยะ 2.4 ม. แกนของรูปทีกว้าง 20 ซม. ผนังสูง 4.5 ม. และถือว่าถูกยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวในแนวนอนด้วยระบบพื้น

ข้อมูลในการออกแบบ :

น้ำหนักบรรทุกคงที่ถ่ายจากคาน = 12 700 กก.

น้ำหนักบรรทุกจรถ่ายจากคาน = 6350 กก.

f_c' = 280 กก./ซม.^{2}, f_y = 4000 กก./ซม.^{2}

ไม่ต้องคิดน้ำหนักของผนัง

1. เลือกความหนาของผนัง

   h = ℓ_u/25 = 450/25 = 18 ซม. และต้องไม่น้อยกว่า 10 ซม. *[ว.ส.ท. 5205(ค)1)]*

   ดังนั้น ลอง h = 18 ซม.

2. น้ำหนักบรรทุกที่ต้องการ

   P_u = 1.4D + 1.7L = 1.4(12 700) + 1.7(6350) = 28 575 กก.

3. ตรวจสอบกำลังรับแรงแบกทานของคอนกรีต

   พื้นที่รับน้ำหนัก A_1 = 20(18) = 360 ซม.^{2}

   กำลังรับแรงแบกทาน = $\phi(0.85f_c'A_1)$ = 0.7(0.85)(280)(360) = 59 976 กก. > 28 575 กก. ใช้ได้

4. กำลังที่ใช้คำนวณออกแบบของผนัง

   ความยาวประสิทธิผลของผนังต่อหนึ่งแกนทีเท่ากับค่าที่น้อยกว่าของ 240 ซม. และ 20 + 4(18) = 92 ซม.

   และเนื่องจากมีการยึดรั้งต้านการหมุนที่ปลายข้างหนึ่ง ดังนั้น k = 0.8

$$\phi P_{nw} = 0.55\phi f_c' A_g[1-(\frac{k\ell_c}{32h})^2] = 0.55(0.7)(280)(92)(18)[1-\{\frac{0.8(450)}{32(18)}\}^2]$$

   = 108 784 กก. > 28 575 กก. ใช้ได้

   จะเห็นว่าผนังหนา 18 ซม. มีกำลังเพียงพอ และยังเหลือเผื่อสำหรับการเยื้องศูนย์ที่อาจจะเกิดขึ้นด้วย

5. ออกแบบเหล็กเสริมแถวเดียว

คิดต่อผนังกว้าง 1 ม. และเหล็กเสริมขนาดไม่ใหญ่กว่า 16 มม.

เหล็กยืน $A_s = 0.0012(100)(18) = 2.16$ ซม.^{2}/ม. *[ว.ส.ท. 5203(ค)]*

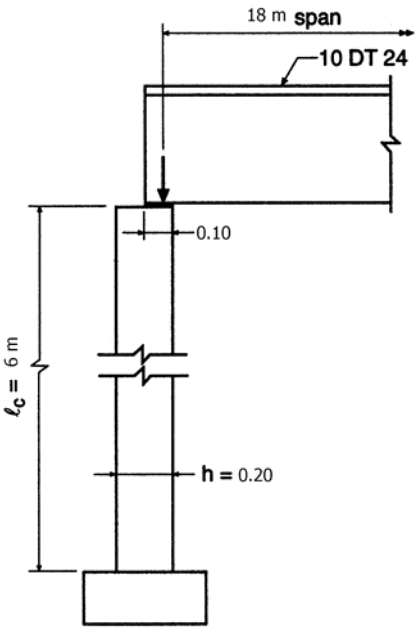
เหล็กนอน $A_s = 0.0020(100)(18) = 3.60$ ซม.^{2}/ม.

ระยะเรียงเท่ากับค่าที่น้อยกว่าของ $3h = 3(18) = 54$ ซม. และ 50 ซม.

ดังนั้นสำหรับเหล็กยืนใช้ DB12 @ 0.50 ม. (As = 1.13/0.5 = 2.26 ซม.^{2}/ม.)

และเหล็กนอนใช้ DB12 @ 1.13/3.6 = 0.30 ม. (As = 1.13/0.3 = 3.77 ซม.^{2}/ม.)

<u>ตัวอย่างที่ 14.4</u> – ออกแบบผนังสำเร็จรูปโดยวิธีเพิ่มเติม



หาปริมาณเหล็กยืนในผนังสำเร็จรูป น้ำหนักจากหลังคาถ่ายลงผนังผ่านแกนของคานรูปทีคู่ 10DT24 ซึ่งมีความกว้าง 10 ซม. และระยะห่างระหว่างศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของแกนคานเท่ากับ 1.50 ม.

ข้อมูลในการออกแบบ :

น้ำหนักของ 10DT24 700 กก./ม.

น้ำหนักบรรทุกคงที่ของหลังคา 100 กก./ม.^{2}

น้ำหนักบรรทุกจรของหลังคา 150 กก./ม.^{2}

แรงลม 150 กก./ม.^{2}

f_c' = 280 กก./ซม.^{2}

f_y = 4000 กก./ซม.^{2}

1. ออกแบบผนังเบื้องต้น

ลอง h = 20 ซม. เสริมเหล็กแถวเดียวโดยมีเหล็กยืนที่กลางความสูงของผนังเป็น DB12 @ 0.20 ม. (A_s = 1.13/0.2 = 5.65 ซม.^{2}/ม.) สำหรับผนังกว้าง 1 ม. จะได้ $\frac{A_s}{\ell_w h} = \frac{5.65}{100(20)} = 0.0028 > 0.0012$ ใช้ได้

ตรวจสอบอัตราส่วนเหล็กเสริมสูงสุดที่ยอมให้

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f_c'}{f_y}\left(\frac{6120}{6120 + f_y}\right) = \frac{0.85(0.85)(280)}{4000}\left(\frac{6120}{6120+4000}\right) = 0.0306$$

$0.6\rho_b = 0.0184 > 0.0028$ ใช้ได้

2. ความกว้างของการกระจายน้ำหนักบรรทุกกระทำเป็นจุดที่ตำแหน่งกลางความสูงของผนัง (ดูรูปที่ 14.4) เท่ากับค่าที่น้อยกว่าระหว่าง W + ℓ_c / 2 = 0.1 + 6/2 = 3.10 ม. และ S = 1.50 ม.

3. น้ำหนักบรรทุกต่อความกว้าง 1 ม. ของผนัง

น้ำหนักบรรทุกคงที่ = [700/2 + 100(1.5)](18/2) = 4500 กก./(1.5 ม.) = 3000 กก./ม.

น้ำหนักบรรทุกจร = 150(1.5)(18/2) = 2025 กก./(1.5 ม.) = 1350 กก./ม.

น้ำหนักผนัง = 0.2(6)(2400) = 2880 กก./ม.

ระยะเยื้องศูนย์ของน้ำหนักบรรทุกจากหลังคาจากกึ่งกลางผนัง = (2/3)(10) = 6.7 ซม.

4. น้ำหนักบรรทุกกระทำร่วมที่กลางความสูงของผนัง (ดูรูปที่ 14.5)

a. กรณีที่ 1: U = 1.4D + 1.7L

$P_u = P_{u1} + P_{u2}/2$

$P_{u1} = 1.4(3000) + 1.7(1350)$ = 6495 กก.

$P_{u2} = 1.4(2880)$ = 4032 กก.

$P_u = 6495 + 4032/2$ = 8511 กก.

$$M_{ua} = \frac{w_u \ell_c^2}{8} + \frac{P_{u1} e}{2} = 0 + \frac{6495(6.7)}{2} = 21\,650 \text{ กก.ซม.}$$

$E_c = 15\,100\sqrt{f_c'}$ = 252 671 กก./ซม.^{2}

$n = E_s/E_c = 2.04(10)^6/252\,671$ = 8.0

$A_{se} = (P_u + A_s f_y)/f_y = 8511/4000 + 5.65 =$ 7.78 ซม.^{2}/ม.

$$a = \frac{A_{se} f_y}{0.85 f_c' \ell_w} = \frac{7.78(4000)}{0.85(280)(100)} = 1.31 \text{ ซม.}$$

$c = a/\beta_1 = 1.31/0.85$ = 1.54 ซม.

$I_{cr} = nA_{se}(d - c)^2 + (\ell_w c^3/3)$

$= 8(7.78)(10 - 1.54)^2 + 100(1.54)^3/3 =$ 4576.4 ซม.^{4}

$$\phi = 0.9 - \frac{0.2P_u}{0.1 f_c' A_g} = 0.9 - \frac{2(8511)}{280(20)(100)} = 0.87$$

$$M_u = \frac{M_{ua}}{1 - \frac{5}{48}\frac{P_u}{\phi}\frac{\ell_c^2}{E_c I_{cr}}} = \frac{21\,650}{1 - \frac{5(8511)(600)^2}{48(0.87)(252\,671)(4576.4)}} = 31\,710 \text{ กก.ซม.}$$

b. กรณีที่ 2: U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.7W)

$P_{u1} = 0.75(6495)$ = 4871.25 กก.

$P_{u2} = 0.75(4032)$ = 3024 กก.

$P_u = 4871.25 + 3024/2$ = 6383.25 กก.

$$M_{ua} = \frac{w_u \ell_c^2}{8} + \frac{P_{u1} e}{2} = \frac{0.75(1.7)(150)(6)^2}{8}(100) + \frac{4871.25(6.7)}{2}$$

= 102 300 กก.ซม.

$A_{se} = (P_u + A_s f_y)/f_y = 6383.25/4000 + 5.65 = 7.25$ ซม.^{2}/ม.

$$a = \frac{A_{se} f_y}{0.85 f_c^{'} \ell_w} = \frac{7.25(4000)}{0.85(280)(100)} = 1.22 \text{ ซม.}$$

$c = a/\beta_1 = 1.22/0.85 = 1.43$ ซม.

$I_{cr} = nA_{se}(d - c)^2 + (\ell_w c^3/3)$

$= 8(7.25)(10 - 1.43)^2 + 100(1.43)^3/3 = 4357.3$ ซม.^{4}

$$\phi = 0.9 - \frac{0.2P_u}{0.1 f_c^{'} A_g} = 0.9 - \frac{2(6383.25)}{280(20)(100)} = 0.88$$

$$M_u = \frac{M_{ua}}{1 - \frac{5}{48}\frac{P_u}{\phi}\frac{\ell_c^2}{E_c I_{cr}}} = \frac{102\,300}{1 - \frac{5(6383.25)(600)^2}{48(0.88)(252\,671)(4357.3)}} = 135\,869 \text{ กก.ซม.}$$

c. กรณีที่ 3: U = 0.9D + 1.3W

$P_{u1} = 0.9(3000) = 2700$ กก.

$P_{u2} = 0.9(2880) = 2592$ กก.

$P_u = 3000 + 2592/2 = 4296$ กก.

$$M_{ua} = \frac{w_u \ell_c^2}{8} + \frac{P_{u1} e}{2} = \frac{1.3(150)(6)^2}{8}(100) + \frac{2700(6.7)}{2}$$

$= 96\,750$ กก.ซม.

$A_{se} = (P_u + A_s f_y)/f_y = 4296/4000 + 5.65 = 6.72$ ซม.^{2}/ม.

$$a = \frac{A_{se} f_y}{0.85 f_c^{'} \ell_w} = \frac{6.72(4000)}{0.85(280)(100)} = 1.13 \text{ ซม.}$$

$c = a/\beta_1 = 1.13/0.85 = 1.33$ ซม.

$I_{cr} = nA_{se}(d - c)^2 + (\ell_w c^3/3)$

$= 8(6.72)(10 - 1.33)^2 + 100(1.33)^3/3 = 4048.9$ ซม.^{4}

$$\phi = 0.9 - \frac{0.2P_u}{0.1 f_c^{'} A_g} = 0.9 - \frac{2(4296)}{280(20)(100)} = 0.88$$

$$M_u = \frac{M_{ua}}{1 - \frac{5}{48}\frac{P_u}{\phi}\frac{\ell_c^2}{E_c I_{cr}}} = \frac{96\,750}{1 - \frac{5(4296)(600)^2}{48(0.88)(252\,671)(4048.9)}} = 117\,836 \text{ กก.ซม.}$$

5. หาโมเมนต์แตกร้าว

$I_g = \ell_w b^3/12 = 100(20)^3/12$ = 66 667 ซม.^{4}

$y_t = 20/2 = 10$ ซม.

$f_r = 2\sqrt{f_c'} = 33.47$ กก./ซม.^{2}

$M_{cr} = f_r I_g/y_t = 33.47(66\ 667)/10$ = 223 109 กก.ซม.

6. ตรวจสอบกำลังรับโมเมนต์

a. กรณีที่ 1:

$M_n = A_{se}f_y(d - a/2) = 7.78(4000)(10 - 1.31/2) = 290\ 816$ กก.ซม.

$\phi M_n = 0.87(290\ 816) = 253\ 010$ กก.ซม. > $M_u = 31\ 710$ กก.ซม.

> $M_{cr} = 223\ 109$ กก.ซม.

b. กรณีที่ 2:

$M_n = A_{se}f_y(d - a/2) = 7.25(4000)(10 - 1.22/2) = 272\ 310$ กก.ซม.

$\phi M_n = 0.88(272\ 310) = 239\ 632$ กก.ซม. > $M_u = 135\ 869$ กก.ซม.

> $M_{cr} = 223\ 109$ กก.ซม.

c. กรณีที่ 3:

$M_n = A_{se}f_y(d - a/2) = 6.72\ (4000)(10 - 1.13/2) = 253\ 613$ กก.ซม.

$\phi M_n = 0.88(290\ 816) = 223\ 179$ กก.ซม. > $M_u = 117\ 836$ กก.ซม.

> $M_{cr} = 223\ 109$ กก.ซม.

7. ตรวจสอบหน่วยแรงในแนวดิ่งที่กลางความสูงของผนัง

กรณีที่ 1 จะให้แรงตามแกนสูงสุด

$P_u/A_g = 8511/[20(100)] = 4.26$ กก./ซม.^{2} < $0.06f_c' = 0.06(280) = 16.80$ กก./ซม.^{2} ใช้ได้

8. ตรวจสอบระยะแอ่นตัวที่กลางความสูงของผนัง

$$\Delta_s = \frac{5}{48}\frac{M\ell_c^2}{E_c I_e} \qquad \text{ACI (14-9)}$$

$$M = \frac{M_{sa}}{1-\frac{5}{48}\frac{P_s \ell_c^2}{E_c I_e}}$$ ACI (14-10)

สมการทั้งสองข้างบน จะเขียนได้ใหม่เป็น

$M = M_{sa} + P_s\Delta_s$

$P_s = P_{s1} + P_{s2}/2 = (3000 + 1350) + 2880/2 = 5790$ กก.

$$M_{sa} = \frac{w_u \ell_c^2}{8} + \frac{P_{s1} e}{2} = \frac{(150)(6)^2}{8}(100) + \frac{(3000+1350)(6.7)}{2} = 67\ 711.7$$ กก.ซม.

$$I_e = (\frac{M_{cr}}{M})^3 I_g + [1-(\frac{M_{cr}}{M})^3] I_{cr}$$

จะเห็นว่าค่าโมเมนต์ความเฉื่อยประสิทธิผลขึ้นอยู่กับค่าของ M ดังนั้นจะต้องแก้สมการด้วยวิธีลองผิดลองถูก

สมมติให้ $\Delta_s = \ell_c/150 = 600/150 = 4$ ซม.

$M = 67\ 711.7 + 5790(4) = 90\ 871.7$ กก.ซม. $< M_{cr} = 223\ 109$ กก.ซม.

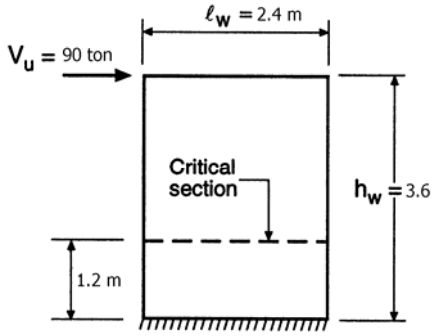
ดังนั้น $I_e = I_g = 66\ 667$ ซม.^{4}

$$M = \frac{M_{sa}}{1-\frac{5}{48}\frac{P_s \ell_c^2}{E_c I_e}} = \frac{67\ 711.7}{1-\frac{5(5790)(600)^2}{48(252\ 671)(66\ 667)}} = 68\ 595.9$$ กก.ซม.

$$\Delta_s = \frac{5}{48}\frac{M \ell_c^2}{E_c I_e} = \frac{5(68\ 595.9)(600)^2}{48(252\ 671)(66\ 667)} = 0.15$$ ซม. $< \ell_c/150 = 4$ ซม.

ดังนั้นผนังหนา 20 ซม. เสริมด้วย DB12 @ 0.20 ม. ที่กลางความหนาของผนัง ผ่านการตรวจสอบทุกขั้นตอน

<u>ตัวอย่างที่ 14.5</u> – ผนังรับแรงเฉือน



ออกแบบเหล็กเสริมรับแรงดัดและแรงเฉือน

กำหนดให้ h = 20 ซม.

f_c' = 210 กก./ซม.^{2}

f_y = 4000 กก./ซม.^{2}

---

1. ตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดที่ยอมให้

$\phi V_n = \phi(2.7\sqrt{f_c'}\ hd)$ *ว.ส.ท. [4410(ค)]*

โดยที่ $d = 0.8\ell_w = 0.8(240) = 192$ ซม. *ว.ส.ท. [4410(ง)]*

$\phi V_n = 0.85(2.7)\sqrt{210}\ (20)(192)/1000 = 127.7$ ตัน $> V_u = 90$ ตัน ใช้ได้

2. หากำลังเฉือนของคอนกรีต V_c

หน้าตัดวิกฤตสำหรับแรงเฉือนอยู่ห่างจากฐานของผนังเป็นระยะที่น้อยกว่าของ $\ell_w/2 = 2.4/2 = 1.2$ ม.

และ $h_w/2 = 3.6/2 = 1.8$ ม. ดังนั้นหน้าตัดวิกฤตอยู่ที่ 1.2 ม. จากฐาน *ว.ส.ท. [4410(ช)]*

$$V_c = 0.88\sqrt{f_c'}hd + \frac{N_u d}{4\ell_w}$$ *ว.ส.ท. (44-27)*

$= 0.88\sqrt{210}\ (20)(192)/1000 + 0 =$ 48.97 ตัน

$M_u = (3.6 - 1.2)V_u = 2.4V_u$ ตัน.ม. = $240V_u$ ตัน.ซม.

$$V_c = [0.16\sqrt{f_c'} + \frac{\ell_w(0.33\sqrt{f_c'} + 0.2\frac{N_u}{\ell_w h})}{\frac{M_u}{V_n} - \frac{\ell_w}{2}}]hd$$ *ว.ส.ท. (44-28)*

$$V_c = [0.16\sqrt{210} + \frac{240(0.33\sqrt{210} + 0)}{240 - 120}](20)(192)/1000 = 45.63$$ ตัน

ใช้ค่าที่น้อยกว่าจากสองสมการข้างบนได้ $V_c = 45.63$ ตัน *ว.ส.ท. [4410(ฉ)]*

3. หาเหล็กเสริมรับแรงเฉือนตามแนวนอน

$V_u = 90$ ตัน $> \phi V_c/2 = 0.85(45.63)/2 = 19.39$ ตัน

ต้องมีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนตามข้อกำหนดใน ว.ส.ท. [4410(ฌ)1]

$V_s = V_u/\phi - V_c = A_v f_y d/s_2$ *ว.ส.ท. (44-29)*

$$s_2 = \frac{A_v f_y d}{\frac{V_u}{\phi} - V_c} = \frac{A_v(4000)(192)}{\frac{90\,000}{0.85} - 45\,630} = 12.75A_v$$

ระยะเรียงห่างสุดต้องไม่เกิน $\ell_w/5 = 240/5 = 48$ ซม. หรือ $3h = 60$ ซม. หรือ 45 ซม. ดังนั้นใช้ 45 ซม.

ถ้าใช้ 2-DB12 ได้ $s_2 = 12.75(2)(1.13) = 28.8$ ซม.

ถ้าใช้ 2-DB16 ได้ $s_2 = 12.75(2)(2.01) = 51.2$ ซม.

ลอง 2-DB12 @ 0.25 ม.

$\rho_h = A_v/A_g = 2(1.13)/[20(25)] = 0.0045 > 0.0025$ ใช้ได้ *ว.ส.ท. [4410(ฌ)2]*

4. หาเหล็กเสริมยืนรับแรงเฉือน

ระยะเรียงห่างสุดต้องไม่เกิน $\ell_w/3 = 240/3 = 80$ ซม. หรือ $3h = 60$ ซม. หรือ 45 ซม. ดังนั้นใช้ 45 ซม.

$$\rho_n = 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{h_w}{\ell_w})(\rho_h - 0.0025)$$ *ว.ส.ท. (44-30)*

$= 0.0025 + 0.5(2.5 - 3.6/2.4)(0.0045 - 0.0025) = 0.0035$

ถ้าใช้ 2-DB12 จะได้ $s_1 = A_v/[(\rho_n)(h)] = 2(1.13)/[0.0035(20)] = 32.3$ ซม.

ใช้ 2-DB12 @ 0.30 ม. ($\rho_n = 0.0038 > 0.0035$)

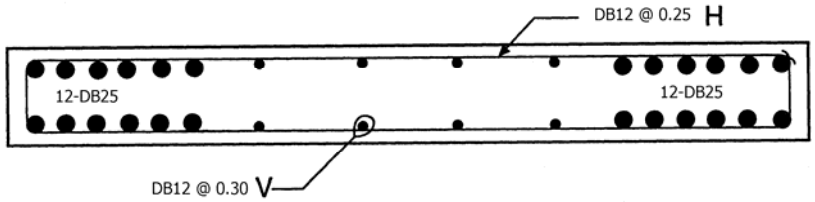
5. หาเหล็กเสริมรับแรงดัด

$M_u = V_u h_w = 90\,000(3.6) = 324\,000$ กก.ม.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{324\,000}{0.9(0.2)(192)^2} = 48.83 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 f_c'}{f_y}(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f_c'}}) = \frac{0.85(210)}{4000}[1 - \sqrt{1 - \frac{2(48.83)}{0.85(210)}}] = 0.0146$$

$A_s = \rho bd = 0.00146(20)(192) = 56.04$ ซม.^{2} - ใช้ 12-DB25 ทั้งสองข้าง ($A_s = 58.92$ ซม.^{2})



<u>ตัวอย่างที่ 2.1</u> – การหาแรงลมกระทำบนอาคารที่ 2 (ระบบแผ่นพื้นไร้คานท้องเรียบ 5 ชั้น)

ระบบต้านแรงลม: ระบบ (1) – แผ่นพื้นและเสาพร้อมกับคานขอบ

ระบบ (2) - ผนังรับแรงเฉือน

(1) <u>ข้อมูลแรงลม</u>

เพื่อการหาแรงดันภายในอาคาร จะจำแนกอาคารเป็นสามประเภท ได้แก่ อาคารปิด ปิดบางส่วน และเปิดเมื่อมีช่องเปิดในผนังไม่น้อยกว่าร้อยละ 80 ในกรณีนี้จะสมมติให้เป็นอาคารปิด ตั้งอยู่ในกรุงเทพบนพื้นที่ราบและโล่ง

ความเร็วลมพื้นฐาน (จากรูปที่ 2.1)	V = 29 m/s
การใช้งานของอาคาร (ตารางที่ 2.2)	ประเภท II
สภาพแวดล้อม (ตารางที่ 2.3)	ประเภท C
สัมประสิทธิ์ทิศทางของลม (ตารางที่ 2.4)	$K_d = 0.85$
สัมประสิทธิ์ความสำคัญของอาคาร (ตารางที่ 2.2)	I = 1
สัมประสิทธิ์การเปลี่ยนความเร็วของลมเนื่องจากภูมิประเทศ	$K_{zt} = 1$
สัมประสิทธิ์ผลของลมกระโชก (ตารางที่ 2.3)	G = 0.85
สัมประสิทธิ์ของแรงดันภายนอก (รูปที่ 2.2)	
ด้านเหนือลม ทั้งสองแนว	$C_p = 0.8$
ด้านใต้ลม แนว E-W (L/B = 36/18 = 2)	$C_p = -0.3$
แนว N-S (L/B = 18/36 = 0.5)	$C_p = -0.5$

(2) <u>หน่วยแรงดันของลมในแนว N-S</u>

หน่วยแรงลมอ้างอิงเนื่องจากความเร็วลม $q_z = 0.0625K_zK_{zt}K_dV^2I$ กก./ม.^{2}

แรงดันของลมเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างหาได้จากสมการต่อไปนี้

$p_z = q_zGC_p$ สำหรับผนังด้านรับลม

$p_h = q_hGC_p$ สำหรับผนังด้านใต้ลม ผนังด้านข้าง และหลังคา

โดยที่ p_z = แรงดันของลมที่ความสูง z จากพื้นดิน

p_h = แรงดันของลมที่ความสูงเฉลี่ยของหลังคา h จากพื้นดิน = 18.9 ม.

จากตารางที่ 2.3: $\alpha = 9.5$, $z_g = 274$, $G = 3.6$

$q_z = 0.0625K_{zt}K_dv^2IK_z = 0.0625(1)(0.85)(29)^2(1)K_z = 44.68\ K_z$

ชั้น	z, ม.	K_z	q_z, กก./ม.^{2}	แรงดันลม, กก./ม.^{2}			แรงลมเทียบเท่า, กก.	
				ต้นลม q_zGC_p	ท้ายลม q_hGC_p	รวม	ระบบพื้น-เสา	ระบบผนัง
หลังคา	18.9	1.145	51.1	34.8	- 21.7	56.5	732	3,693
5	15.3	1.095	48.9	33.3	- 21.7	55.0	1,426	7,188
4	11.7	1.035	16.2	31.4	- 21.7	53.2	1,378	6,949
3	8.1	0.958	12.8	29.1	- 21.7	50.8	1,318	6,643
2	4.5	0.846	37.8	25.7	- 21.7	47.4	1,384	6,975

(3) แรงลมในแนว N-S

แรงลมเทียบเท่าที่แต่ละชั้นจะหาได้ตามรายการคำนวณข้างล่าง หน่วยในตารางเป็น กก.)

ชั้น	ระบบต้านแรงลม (1) – แผ่นพื้นและเสา *สำหรับโครงภายใน (ช่วงกว้าง 7.20 ม.)*	ระบบต้านแรงลม (2) – ผนังรับแรงเฉือน *เต็มความยาวอาคาร (36+0.3= 36.3 ม.)*
หลังคา	56.5(1.8)(7.2) = 732	56.5(1.8)(36.3) = 3,693
5	55.0(3.6)(7.2) = 1,426	55.0(3.6)(36.3) = 7,188
4	53.2(3.6)(7.2) = 1,378	53.2(3.6)(36.3) = 6,949
3	50.8(3.6)(7.2) = 1,318	50.8(3.6)(36.3) = 6,643
2	47.4(4.05)(7.2) = 1,384	47.4(4.05)(363) = 6,975

(4) แรงลมในแนว E-W

จะหาได้โดยวิธีเดียวกัน มีข้อแตกต่างเพียงอย่างเดียว ได้แก่ C_p ของด้านท้ายลมซึ่งมีค่าเท่ากับ – 0.3

ชั้น	z, ม.	K_z	q_z, กก./ม.^{2}	แรงดันลม, กก./ม.^{2}			แรงลมเทียบเท่า, กก.	
				ต้นลม q_zGC_p	ท้ายลม q_hGC_p	รวม	ระบบพื้น-เสา	ระบบผนัง
หลังคา	18.9	1.145	51.1	34.8	- 13.0	47.8	620	1,575
5	15.3	1.095	48.9	33.3	- 13.0	46.3	1,200	3,051
4	11.7	1.035	16.2	31.4	- 13.0	44.5	1,153	2,930
3	8.1	0.958	12.8	29.1	- 13.0	42.1	1,092	2,776
2	4.5	0.846	37.8	25.7	- 13.0	38.8	1,130	2,872

<u>ตัวอย่างที่ 2.2</u> – การหาแรงลมกระทำบนอาคารที่ 1 (ระบบคานตง 3 ชั้น)

ระบบต้านแรงลม: คานและเสา

(1) <u>ข้อมูลแรงลม</u>

สมมติให้เป็นอาคารปิด ตั้งอยู่ในกรุงเทพบนพื้นที่ราบและโล่ง

ความเร็วลมพื้นฐาน	V = 50 m/s
การใช้งานของอาคาร (ตารางที่ 2.2)	ประเภท II
สภาพแวดล้อม (ตารางที่ 2.3)	ประเภท C
สัมประสิทธิ์ทิศทางของลม (ตารางที่ 2.4)	K_d = 0.85
สัมประสิทธิ์การเปลี่ยนความเร็วของลมเนื่องจากภูมิประเทศ	K_{zt} = 1
สัมประสิทธิ์ผลของลมกระโชก (ตารางที่ 2.3)	G = 0.85
สัมประสิทธิ์ของแรงดันภายนอก (รูปที่ 2.2)	
ด้านเหนือลม ทั้งสองแนว	C_p = 0.8
ด้านใต้ลม แนว E-W (L/B = 45/27 = 1.67)	C_p = - 0.37
แนว N-S (L/B = 27/45 = 0.6)	C_p = - 0.5

(2) <u>หน่วยแรงดันของลมในแนว N-S</u>

ชั้น	ความสูงจากพื้นดิน z, ม.	$K_z = 2.01(z/z_g)^{2/\alpha}$	q_z กก./ม.^{2}	แรงดันลม, กก./ม.^{2}		แรงดันลมรวม กก./ม.^{2}
				ด้านต้นลม q_zGC_p	ด้านท้ายลม q_hGC_p	
หลังคา	12	1.040	138.2	94.0	-58.7	152.7
3	8	0.955	126.9	86.3	-58.7	145.0
2	4	0.826	109.6	74.6	-58.7	133.3

จากตารางที่ 2.2 : α = 9.5 , z_g = 274 , G = 0.85

$q_z = 0.0625K_{zt}K_dV^2IKz = 0.0625(1)(0.85)(50)^2(1)K_z = 132.8125\,K_z$

h = ความสูงเฉลี่ยของหลังคา = 12 ม. ดังนั้น $q_h = q_z$ ที่ระดับหลังคา

(3) <u>แรงลมในแนว N-S</u>

สำหรับโครงภายใน (ช่วงกว้าง 9 ม.)

หลังคา = 152.7(2)(9) = **2,749** กก.

ชั้น 3	=	145(4)(9)	=	5,220	กก.
ชั้น 2	=	133.3(4)(9)	=	4,799	กก.

2.2.3 การลดน้ำหนักบรรทุกจรสำหรับเสา คาน และแผ่นพื้น

กฎหมายก่อสร้างทั่วไป มักจะยอมให้มีการลดน้ำหนักบรรทุกจรที่ใช้ในการออกแบบเสา คาน และแผ่นพื้น ทั้งนี้เพราะน้ำหนักบรรทุกจรซึ่งระบุเป็นน้ำหนักแผ่กระจายคงที่ครอบคลุมเต็มพื้นที่ จะมีโอกาสเกิดพร้อมกันเต็มพื้นที่ตามสมมติฐานเป็นไปได้ยากมาก โดยทั่วไปการลดน้ำหนักบรรทุกจรสำหรับองค์อาคารใด ๆ จะขึ้นอยู่กับพื้นที่ของอาคารที่ต้องรองรับด้วยองค์อาคารนั้น แต่ ASCE 7-02 ระบุว่าปริมาณของการลดน้ำหนักบรรทุกจรขึ้นอยู่กับพื้นที่ซึ่งมีอิทธิพลต่อองค์อาคารนั้นแทนที่จะเป็นพื้นที่ที่รองรับด้วยองค์อาคารนั้น พื้นที่ซึ่งมีอิทธิพลต่อองค์อาคารนั้นหาได้จากการคูณพื้นที่ที่รองรับด้วยองค์อาคารนั้น, A_T, ด้วยสัมประสิทธิ์ K_{LL} ในตารางที่ 2.6

จะหาน้ำหนักบรรทุกจรที่ลดค่าแล้ว L ต่อพื้นที่ซึ่งรองรับโดยเสา คาน และแผ่นพื้นสองทางซึ่งมีพื้นที่อิทธิพล, $K_{LL}A_T$, ไม่น้อยกว่า 37.16 ม.^{2} ได้จากสมการข้างล่าง

$$L = L_O\left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}}\right) \qquad \text{ASCE (Eq. 4-1)}$$

โดยที่ L เป็นน้ำหนักบรรทุกจรเต็มต่อตารางเมตร ค่าที่ลดแล้วจะต้องไม่น้อยกว่าร้อยละ 50 สำหรับองค์อาคารรองรับพื้นชั้นเดียว และไม่น้อยกว่าร้อยละ 40 สำหรับกรณีอื่น

ตารางที่ 2.6 – สัมประสิทธิ์พื้นที่อิทธิพล, K_{LL}

องค์อาคาร	K_{LL}
เสาภายใน	4
เสาริม ไม่มีพื้นยื่น	4
เสาริม มีพื้นยื่น	3
เสามุม มีพื้นยื่น	2
คานขอบนอก ไม่มีพื้นยื่น	2
คานภายใน	2
องค์อาคารอื่น ๆ เช่น คานขอบนอก มีพื้นยื่น คานยื่น แผ่นพื้นสองทาง	1

จากสมการข้างบน ถ้าเรียกอัตราส่วน L/L_O ว่า ตัวคูณลดน้ำหนักบรรทุกจร (Reduction Multiplier, RM) จะได้ $K_{LL}A_T = \left(\frac{4.57}{RM - 0.25}\right)^2$ ดังนั้นจะเริ่มลดน้ำหนักบรรทุกจรได้เมื่อ RM = 1 หรือ $K_{LL}A_T$ = 37.16 ม.^{2}

ขีดจำกัดสูงสุดเมื่อ RM = 0.4 หรือ $K_{LL}A_T$ = 928.22 ม.^{2} และสำหรับองค์อาคารรองรับพื้นชั้นเดียว เมื่อ RM = 0.5 หรือ $K_{LL}A_T$ = 334.16 ม.^{2}

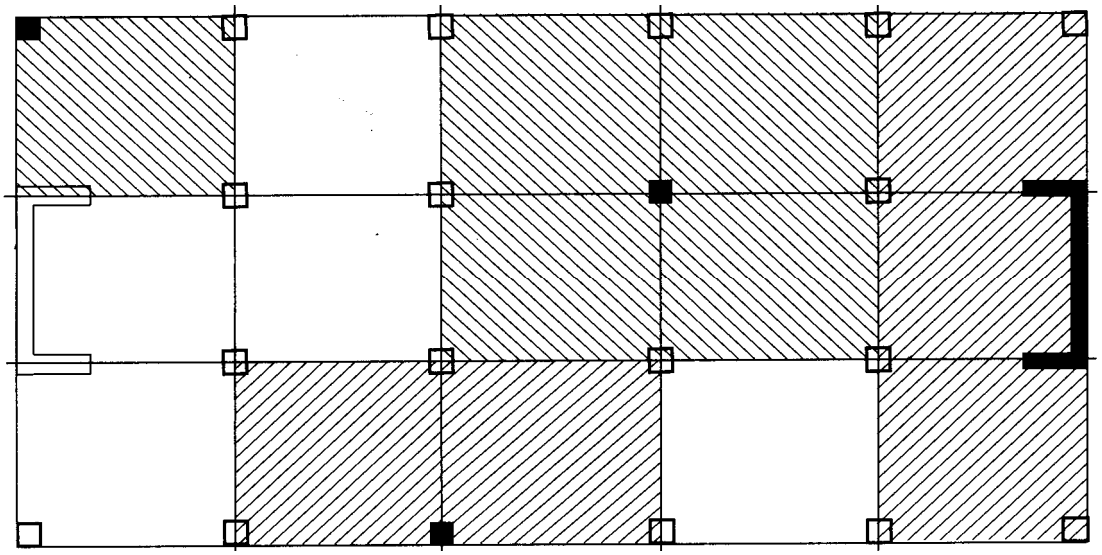
อนึ่ง การลดน้ำหนักบรรทุกจรของกฎหระทรวงมหาดไทยจะแตกต่างจากมาตรฐาน ASCE 7-02 โดยสิ้นเชิง กฎกระทรวงไม่ใช้พื้นที่ แต่ใช้ชั้นเป็นเกณฑ์การลดน้ำหนักบรรทุกจรตามที่แสดงในตารางข้างล่าง

ตารางที่ 2.7 - การลดน้ำหนักจรบนอาคารตามกฎกระทรวงมหาดไทย 2527

การรับน้ำหนักของพื้น	**อัตราการลดน้ำหนักบรรทุกบนพื้นแต่ละชั้นเป็นร้อยละ**
หลังคาหรือดาดฟ้า ชั้นที่หนึ่งและสอง ถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	0
ชั้นที่สาม ถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	10
ชั้นที่สี่ ถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	20
ชั้นที่ห้า ถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	30
ชั้นที่หก ถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	40
ชั้นที่เจ็ด ถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้าและชั้นต่อลงไป	50

สำหรับโรงมหรสพ ห้องประชุม หอประชุม ห้องสมุด หอสมุด พิพิธภัณฑ์ อัฒจันทร์ คลังสินค้า โรงงานอุตสาหกรรม อาคารจอดรถยนต์หรือเก็บรถยนต์หรือรถจักรยานยนต์ ให้คิดน้ำหนักบรรทุกเต็มอัตราทุกชั้น

<u>ตัวอย่างที่ 2.3</u> – การลดน้ำหนักบรรทุกจรในอาคารที่ 2



ชั้น	เสาภายใน		เสาริม		เสามุม		ผนังรับแรงเฉือน	
	$K_{LL}A_T$, m^2	RM	$K_{LL}A_T$, m^2	RM	$K_{LL}A_T$, m^2	RM	$K_{LL}A_T$, m^2	RM
หลังคา		*		*		*		*
5	172.8	0.60	86.4	0.74	43.2	0.95	129.6	0.65
4	345.6	0.50	172.8	0.60	86.4	0.74	259.2	0.53
3	518.4	0.45	259.2	0.53	129.6	0.65	388.8	0.48
2	691.2	0.42	345.6	0.50	172.8	0.60	518.4	0.45

***** ไม่อนุญาติให้ลดน้ำหนักจรบนหลังคา และพื้นของหลังคาจะนำไปรวมกับพื้นที่ชั้นต่อไปไม่ได้

สำหรับเสาภายในชั้นล่าง น้ำหนักบรรทุกจรที่ลดแล้ว $L = 0.42L_o$

[$K_{LL}A_T$ = (พื้นที่ 4 คูหา) x (จำนวนชั้น 4 ชั้น) = (4 x 7.2 x 6) x (4) = 691.2 ม.^{2}]

อาจจะออกแบบแผ่นพื้นสองทางและคานขอบโดยใช้ RM = 0.95 ($K_{LL}A_T$ = พื้นที่ 1 คูหา = 6 x 7.2 = 43.2 ม.^{2}) และถ้าเป็นระบบแผ่นพื้นสองทางมีคานในแนวเสา จะใช้ RM = 0.74 ($K_{LL}A_T$ = พื้นที่ 2 คูหา = 2 x 6 x 7.2 = 86.4 ม.^{2})

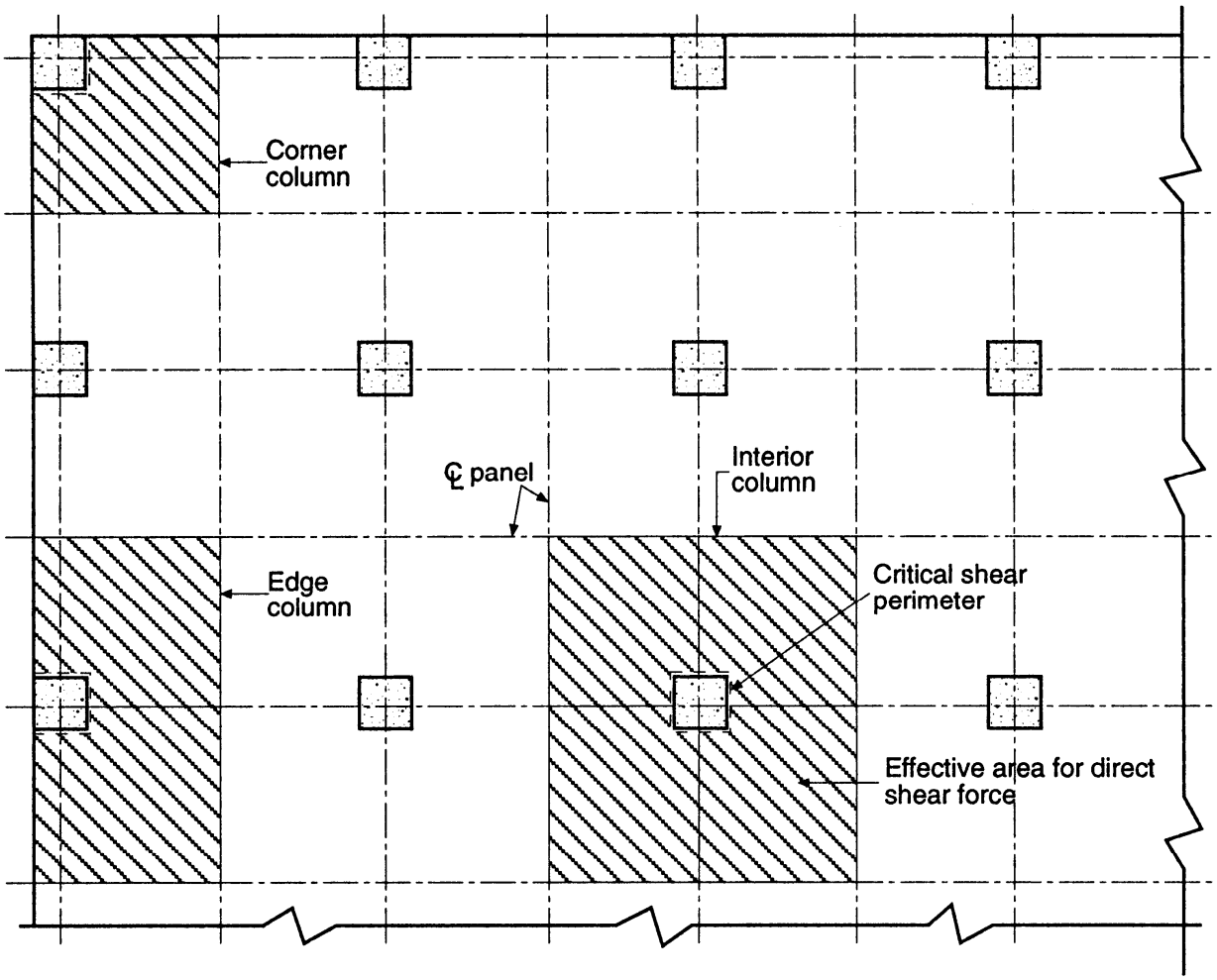
แรงเฉือนรอบเสาภายใน จะใช้ RM = 0.60 ($K_{LL}A_T$ = พื้นที่ 4 คูหา = 4 x 6 x 7.2 = 172.8 ม.^{2})

แรงเฉือนรอบเสาริม จะใช้ RM = 0.74 ($K_{LL}A_T$ = พื้นที่ 2 คูหา = 2 x 6 x 7.2 = 86.4 ม.^{2})

4.4 แรงเฉือนในระบบแผ่นพื้นสองทาง

ในแผ่นพื้นสองทางที่รองรับด้วยคานหรือกำแพง แรงเฉือนในแผ่นพื้นแทบจะไม่มีผลในการออกแบบ เพราะแรงเฉือนที่ต้องการเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกโดยทั่วไปจะต่ำกว่ากำลังเฉือนของคอนกรีต แต่เมื่อแผ่นพื้นสองทางถูกรองรับโดยตรงด้วยเสา เช่นในแผ่นพื้นไร้คาน แรงเฉือนรอบเสาจะกลายเป็นสิ่งสำคัญถึงขั้นวิกฤต โดยเฉพาะอย่างยิ่งในบริเวณจุดต่อของพื้นและเสาภายนอกในกรณีที่ไม่มีคานขอบ เพราะว่า โมเมนต์ลบจากแผ่นพื้นภายนอกจะถูกถ่ายตรงไปยังเสา ความผิดพลาดในการวางเหล็กเสริมหรือแม้กระทั่งความผิดพลาดในการหาปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดัด มักจะไม่มีผลร้ายต่อระบบแผ่นพื้นสองทาง แต่ความผิดพลาดในการหากำลังรับแรงเฉือนจะมีผลถึงขั้นวิกฤติ

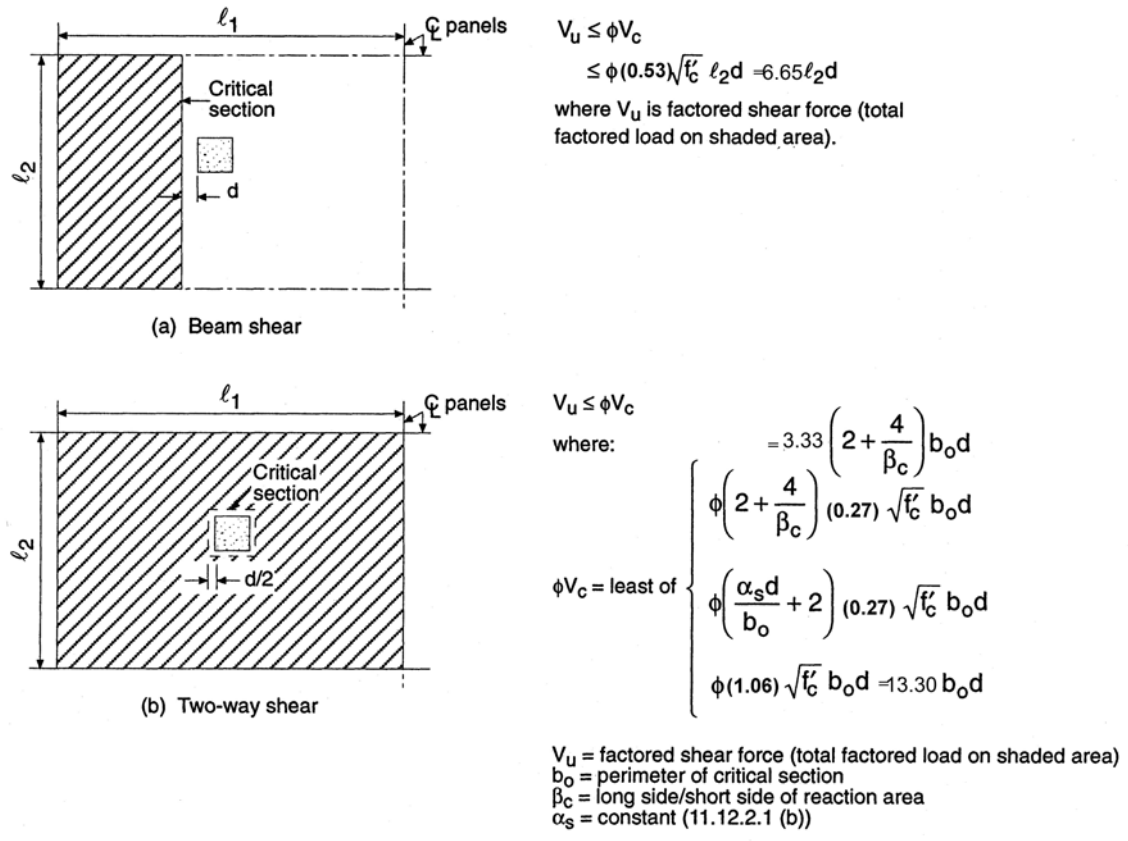
การออกแบบระบบแผ่นพื้นไร้คานในเบื้องต้น ควรจะตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนรอบเสาในบริเวณที่แสดงในรูปข้างล่าง



รูปที่ 4.10 – บริเวณวิกฤตสำหรับแรงเฉือนของแผ่นพื้น

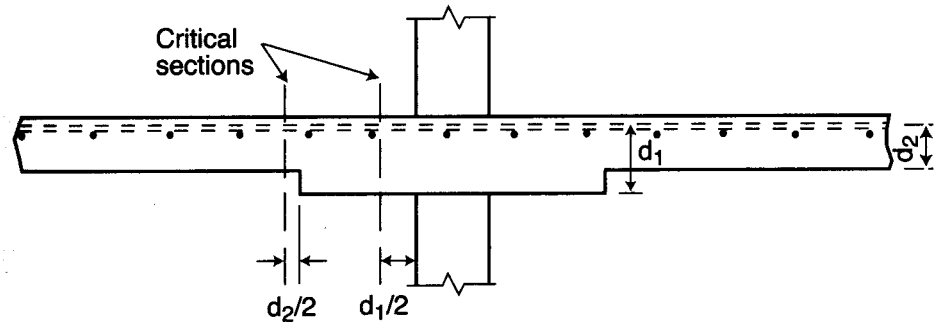
แรงเฉือนสองชนิดที่ต้องพิจารณาในการออกแบบแผ่นพื้นไร้คาน ได้แก่ แรงเฉือนทางเดียวหรือแรงเฉือนแบบคาน และแรงเฉือนสองทางหรือแรงเฉือนแบบเจาะทะลุ แรงเฉือนแบบคานจะวิกฤติในแผ่นพื้นซึ่งยาวและแคบ การวิเคราะห์จะเปรียบพื้นเสมือนเป็นคานกว้างซึ่งพาดระหว่างเสา หน้าตัดวิกฤติอยู่ที่ระยะ d จากขอบเสา การออกแบบรับแรงเฉือนจะเป็นไปตามข้อกำหนดที่แสดงไว้ในรูปที่ 4.11(a) แรงเฉือนแบบคานมักจะไม่เป็นปัญหาในการออกแบบ เพราะแรงเฉือนแบบนี้มักจะน้อยกว่ากำลังเฉือนของคอนกรีต

แรงเฉือนสองทางหรือแรงเฉือนเจาะทะลุเป็นแรงเฉือนชนิดที่วิกฤติมากกว่าในระบบแผ่นพื้นไร้คาน ลักษณะการวิบัติจะเป็นคล้ายรูปกรวยหงายรอบเสา โดยที่หน้าตัดวิกฤติจะถือตามความลึกของแผ่นพื้นเป็นแนวรอบเสาและห่างจากขอบเสาเป็นระยะ d/2 แรงเฉือน V_u ที่คอนกรีตต้องรับในกรณีนี้ ได้แก่ น้ำหนักบรรทุกทั้งหมดที่คูณด้วยตัวคูณแล้วบนพื้นที่ที่ล้อมรอบด้วยแนวศูนย์กลางของพื้นรอบเสาลบด้วยพื้นที่วิกฤติรอบเสา ดังแสดงในรูปที่ 4.11(b) และข้อกำหนดสำหรับการออกแบบรับแรงเฉือนสองทางก็มีระบุไว้ในรูปดังกล่าวด้วย



รูปที่ 4.11 – แรงเฉือนโดยตรงที่บริเวณจุดต่อระหว่างพื้นและเสาภายใน

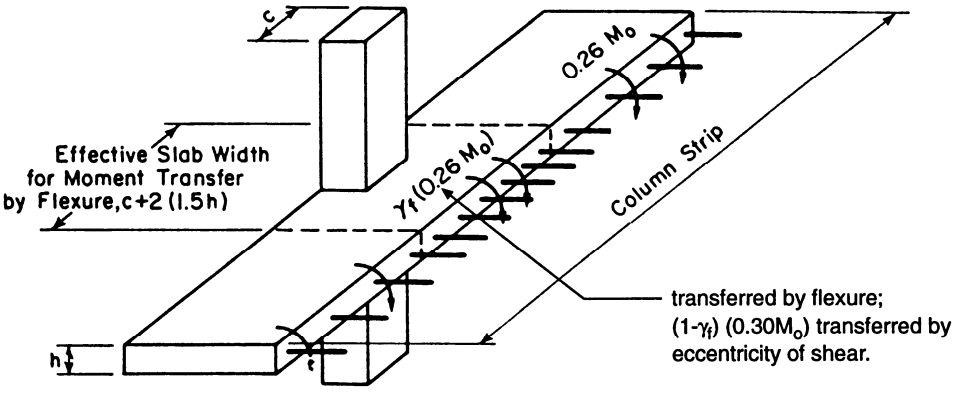
ในกรณีของแผ่นพื้นไร้คานแบบมีแป้นหัวเสา จะต้องพิจารณาแรงเฉือนสองทางที่ตำแหน่งวิกฤตสองตำแหน่ง ตามที่แสดงในรูปที่ 4.12



รูปที่ 4.12 — หน้าตัดวิกฤตสำหรับแรงเฉือนสองทางในแผ่นพื้นไร้คานแบบมีแป้นหัวเสา

โดยทั่วไป ในบริเวณส่วนต่อของแผ่นพื้นและเสาภายใน จะไม่มีการถ่ายโมเมนต์จากแผ่นพื้นไปยังเสาเนื่องจากโมเมนต์มีค่าน้อยมาก จะมีเพียงแรงเฉือนโดยตรงกระจายคงที่ทั่วเส้นรอบรูป b_o แต่ถ้าน้ำหนักบรรทุกโน้มถ่วงในแต่ละด้านของเสาไม่สมดุลกัน หรือมีแรงกระทำในแนวนอนเนื่องจากลม ก็จะต้องถ่ายโมเมนต์จากแผ่นพื้นลงสู่เสาด้วย แต่ในเสาริมนอก จะต้องส่งถ่ายโมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกโน้มถ่วงร่วมกับแรงลมจากแผ่นพื้นลงสู่เสาโดยตรง

การถ่ายโมเมนต์ที่ไม่สมดุลระหว่างแผ่นพื้นและเสาจะอยู่ในรูปการกระทำร่วมของแรงดัดและการเยื้องศูนย์ของแรงเฉือน จะสมมติให้แรงเฉือนเนื่องการถ่ายโมเมนต์กระทำที่หน้าตัดวิกฤตระยะ d/2 จากขอบของเสาซึ่งเป็นตำแหน่งวิกฤติรอบเสาที่เดียวกับการถ่ายแรงเฉือนโดยตรง และจะสมมติให้ส่วนของโมเมนต์ซึ่งถ่ายโดยแรงดัดกระทำบนแผ่นพื้นซึ่งมีความกว้างเท่ากับขนาดของเสาในแนวขวาง c_2 บวกกับระยะ 1.5 เท่าของความหนาของแผ่นพื้นหรือแป้นหัวเสา (1.5h) ยื่นออกไปทั้งสองข้างของเสา ดังในรูปที่ 4.13 โดยจะกระจายเหล็กเสริมรับโมเมนต์ลบให้อยู่ในช่วง $c_2 + 2(1.5h)$ นี้ หน่วยแรงเฉือนเนื่องจากแรงเฉือนโดยตรงร่วมกับการถ่ายโมเมนต์มักจะเป็นตัววิกฤตในการออกแบบ โดยเฉพาะอย่างในเสาริม



รูปที่ 4.13 - การส่งถ่ายโมเมนต์ลบที่เสาภายนอกของแผ่นพื้นไร้คาน

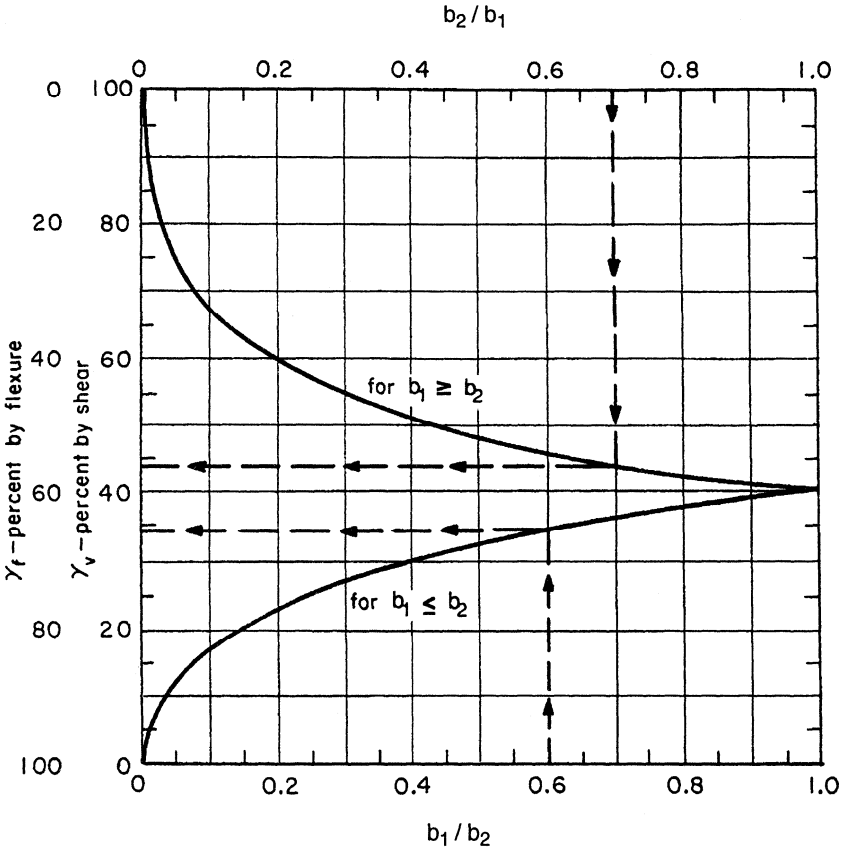
ส่วนของโมเมนต์ที่ไม่สมดุลถ่ายผ่านโดยการเยื้องศูนย์ของแรงเฉือนมีค่าเท่ากับ

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \qquad \text{วสท. (44-36)}$$

โดยที่ γ_f เป็นส่วนซึ่งถ่ายผ่านโดยแรงดัดมีค่าเท่ากับ

$$\gamma_f = \frac{1}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \qquad \text{วสท. (51-1)}$$

โดยที่ b_1 เป็นความกว้างของหน้าตัดวิกฤติวัดในทิศทางของช่วงที่ใช้หาโมเมนต์ และ b_2 เป็นความกว้างของหน้าตัดวิกฤติวัดในทิศทางตั้งฉากกับ b_1 รูปที่ 4.14 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างส่วนทั้งสองในการถ่ายโมเมนต์ที่ไม่สมดุล



รูปที่ 4.14 - ค่าของ γ_f และ γ_v

สำหรับเสาภายในและเสามุมรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่มี $b_1 = b_2$, ร้อยละ 40 ของโมเมนต์จะถูกส่งถ่ายโดยการเยื้องศูนย์ของแรงเฉือน $\gamma_v M_u = 0.40 M_u$ และร้อยละ 60 โดยการดัด $\gamma_f M_u = 0.60 M_u$ โดยที่ M_u เป็นโมเมนต์ส่งถ่ายที่จุดศูนย์ถ่วงของหน้าตัดวิกฤต สำหรับแผ่นพื้นและเสาภายนอกจะไม่ใช้การหา M_u ที่จุดศูนย์ถ่วงของหน้าตัดส่งถ่ายวิกฤต วิธีคำนวณออกแบบโดยตรงจะหาโมเมนต์ที่ขอบเสา และเมื่อคำนึงถึงว่า วิธีนี้เป็นวิธีโดยประมาณ ดังนั้นการใช้ค่าโมเมนต์ที่ขอบเสาก็น่าจะได้ผลที่ยอมรับได้

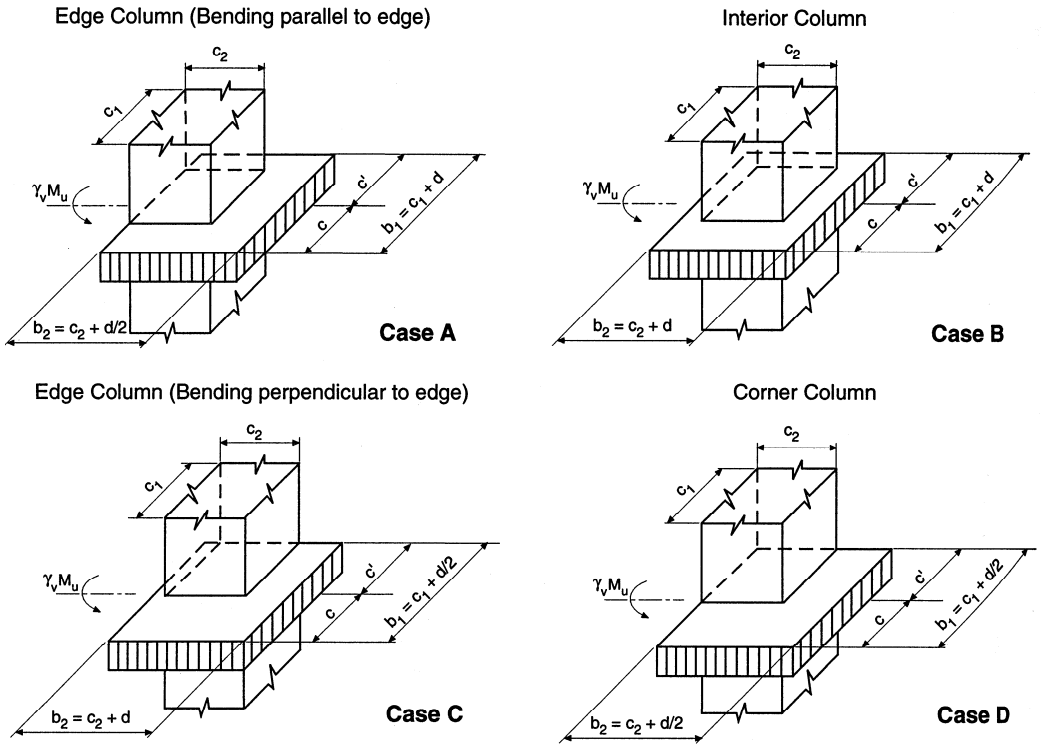
หน่วยแรงเฉือนที่หน้าตัดวิกฤตเป็นผลรวมของหน่วยแรงที่เกิดจากแรงเฉือนโดยตรงและที่เกิดจากการถ่ายผ่านโมเมนต์ที่ไม่สมดุล ดังต่อไปนี้

$$v_{u1} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c}{J}, \quad v_{u2} = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v M_u c'}{J}$$

โดยที่ A_c = พื้นที่ของหน้าตัดวิกฤติ, J = โมเมนต์ความเฉื่อยเชิงขั้วของหน้าตัดวิกฤติ

c และ c' = ระยะจากศูนย์ถ่วงของหน้าตัดวิกฤติไปยังตำแหน่งที่หาหน่วยแรงเฉือน

สมการเพื่อหาคุณสมบัติเหล่านี้มีแสดงไว้ในตารางที่ 4.7 ซึ่งแสดงสี่กรณีที่จะเกิดขึ้นในกรณีของเสารูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ได้แก่ เสาภายใน เสาริมโดยมีโมเมนต์กระทำขนานกับขอบ เสาริมโดยมีโมเมนต์กระทำตั้งฉากกับของ และเสามุม



Case	Area of critical section, A_c	Modulus of critical section		c	c'
		J/c	J/c'		
A	$(b_1+2b_2)d$	$\frac{b_1d(b_1+6b_2)+d^3}{6}$	$\frac{b_1d(b_1+6b_2)+d^3}{6}$	$\frac{b_1}{2}$	$\frac{b_1}{2}$
B	$2(b_1+b_2)d$	$\frac{b_1d(b_1+3b_2)+d^3}{3}$	$\frac{b_1d(b_1+3b_2)+d^3}{3}$	$\frac{b_1}{2}$	$\frac{b_1}{2}$
C	$(2b_1+b_2)d$	$\frac{2b_1^2d(b_1+2b_2)+d^3(2b_1+b_2)}{6b_1}$	$\frac{2b_1^2d(b_1+2b_2)+d^3(2b_1+b_2)}{6(b_1+b_2)}$	$\frac{b_1^2}{2b_1+b_2}$	$\frac{b_1(b_1+b_2)}{2b_1+b_2}$
D	$(b_1+b_2)d$	$\frac{b_1^2d(b_1+4b_2)+d^3(b_1+b_2)}{6b_1}$	$\frac{b_1^2d(b_1+4b_2)+d^3(b_1+b_2)}{6(b_1+2b_2)}$	$\frac{b_1^2}{2(b_1+b_2)}$	$\frac{b_1(b_1+2b_2)}{2(b_1+b_2)}$

ตารางที่ 4.7 - คุณสมบัติของหน้าตัดเพื่อใช้ในการหาหน่วยแรงเฉือน – หน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า

จะต้องระวังเพิ่มขึ้นในการถ่ายโมเมนต์ที่ไม่สมดุลระหว่างแผ่นพื้นซึ่งไม่มีคานขอบและเสาริม เมื่อวิเคราะห์แผ่นพื้นโดยวิธีคำนวณออกแบบโดยตรง เพื่อให้แน่ใจว่าได้กำลังเฉือนที่เพียงพอเมื่อใช้ค่าสัมประสิทธิ์โดยประมาณสำหรับโมเมนต์ในช่วงริม จะต้องใช้ค่าโมเมนต์เท่ากับ $0.3M_o$ ในการหาส่วนของโมเมนต์ที่ไม่สมดุลซึ่งจะถ่ายโดยการเยื้องศูนย์ของแรงเฉือน ($\gamma_v M_u = 0.3M_o\gamma_v$) สำหรับช่วงริมซึ่งไม่มีคานขอบ จะต้องออกแบบให้แถบเสารับโมเมนต์ลบทั้งหมด ตามตารางที่ 4.2 ซึ่งข้อกำหนดนี้ได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.14 ปริมาณเหล็กเสริมทั้งหมดในแถบเสา จะต้องรวมส่วนเพิ่มเพื่อต้านส่วนของโมเมนต์ไม่สมดุลที่ถ่ายโดยแรงดัด ($\gamma_f M_u = 0.26M_o\gamma_f$) ตามค่าของสัมประสิทธิ์ในตารางที่ 4.2 รายละเอียดของการออกแบบในส่วนนี้มีแสดงไว้ในตัวอย่างท้ายบท

4.5 โมเมนต์ในเสาเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกโน้มถ่วง

เสาและกำแพงจะต้องรับโมเมนต์ลบที่ส่งถ่ายมาจากระบบแผ่นพื้น ถ้าไม่มีการวิเคราะห์โดยคำนึงถึงผลของการจัดวางน้ำหนักตามช่วงต่าง ๆ และผลเมื่อความยาวของช่วงต่อเนื่องไม่เท่ากัน จะหาโมเมนต์โดยตรงได้จากความยาวของช่วงและน้ำหนักบรรทุกโน้มถ่วง ในกรณีทั่วไปซึ่งความยาวช่วงทั้งสองทางเท่ากันจะได้

$$M_u = 0.07(0.5w_\ell \ell_2 \ell_n^2) = 0.035w_\ell \ell_2 \ell_n^2$$

โดยที่ w_ℓ = น้ำหนักบรรทุกจรที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว

ℓ_2 = ความยาวช่วงในทิศตั้งฉากกับ ℓ_n

ℓ_n = ความยาวช่วงว่างในทิศทางที่วิเคราะห์

ที่เสาหรือกำแพงภายนอก โมเมนต์ลบภายนอกทั้งหมดที่คูณด้วยตัวคูณแล้วจากระบบแผ่นพื้น จะถ่ายโดยตรงมายังองค์อาคารที่รองรับ โมเมนต์ที่ถ่ายไปยังเสาที่อยู่ข้างบนและข้างใต้ของแผ่นพื้นจะขึ้นกับสติฟเนสสัมพัทธ์ ซึ่งโดยทั่วไปแล้วก็จะขึ้นอยู่กับความยาวของเสาเหล่านั้น

4.6 รายละเอียดเหล็กเสริม

ในการหาปริมาณเหล็กเสริมและเลือกขนาดของเหล็กที่จะใช้ รายละเอียดข้างล่างให้แนวทางที่เป็นตามข้อกำหนดของมาตรฐานการออกแบบและความเหมาะสม

1. ปริมาณเหล็กเสริมน้อยสุดทั้งล่างและบนและทั้งสองทิศทาง = 0.0018bh

2. ระยะเรียงห่างสุดต้องไม่เกิน 2h หรือ 45 ซม.

3. จะต้องจำกัดระยะเรียงห่างสุดของเหล็กเสริมบนที่ทุกตำแหน่งภายในเพื่อรับน้ำหนักและการสัญจรระหว่างการก่อสร้าง แนะนำให้ใช้ไม่น้อยกว่า ขนาด 12 มม. ที่ระยะเรียง 30 ซม. เพื่อความแข็งแรงและต้านการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมบนเมื่อถูกคนงานเดินเหยียบ

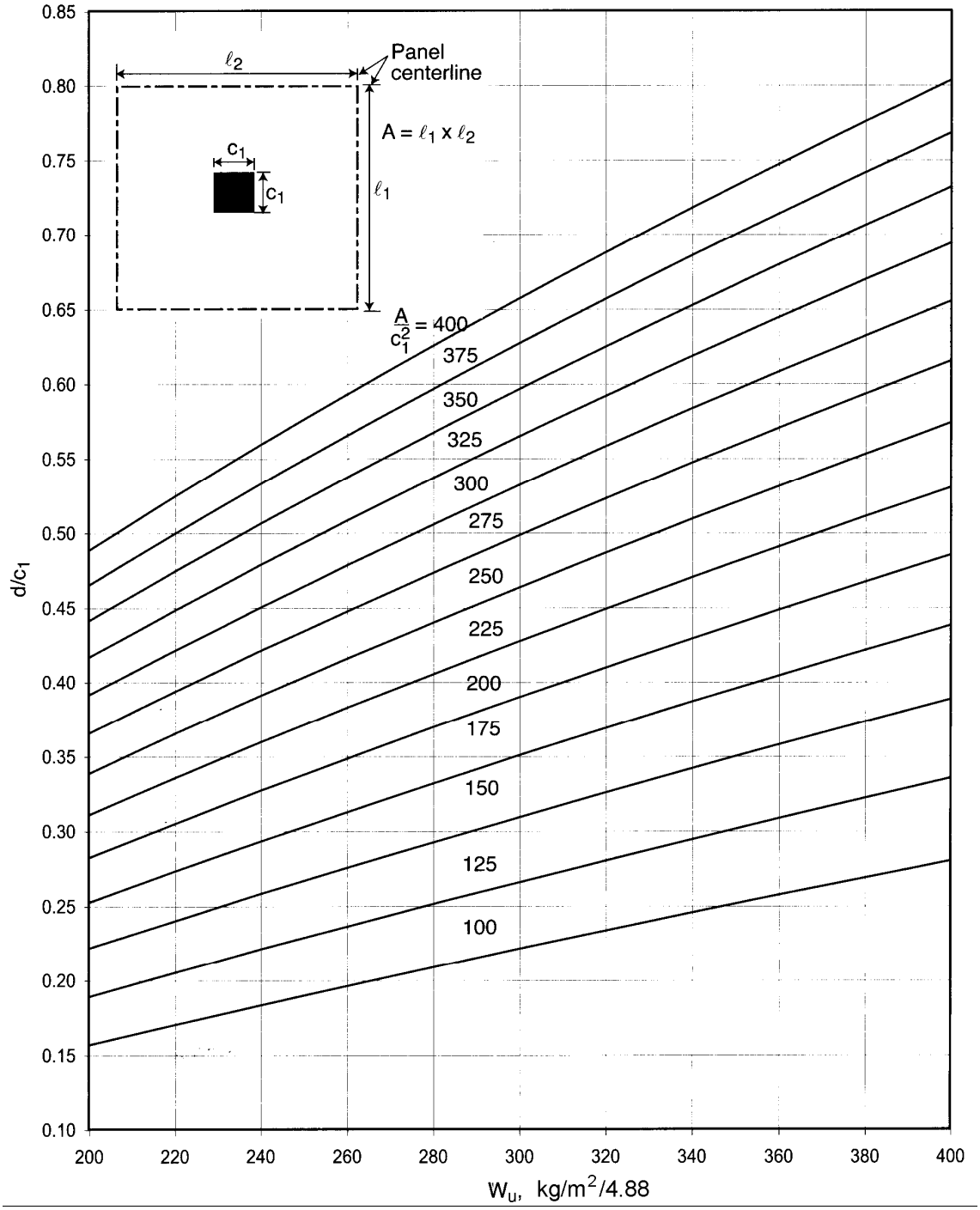
4. ถึงแม้ว่าอัตราส่วนเหล็กเสริมสูงสุดจะเท่ากับ 0.0216 แต่แนะนำให้ใช้เพียงแค่ครึ่งเดียวของค่านั้น เพื่อตัดปัญหาของการแอ่นและการสั่นสะเทือน และเพื่อความสอดคล้องของความประหยัดของวัสดุ และเวลาในการก่อสร้างและการออกแบบ

5. โดยทั่วไป การเลือกขนาดใหญ่สุดของเหล็กเสริมซึ่งผ่านข้อกำหนดในด้านระยะเรียงห่างสุดที่ยอมให้พอดี จะประหยัดที่สุด แต่ก็มีสิ่งอื่นที่จะจำกัดขนาดที่เลือกได้ เช่น ความหนาของแผ่นพื้นซึ่งจะต้องพอเพียงสำหรับการทำของอมาตรฐาน และระยะจากหน้าตัดวิกฤติถึงขอบของแผ่นพื้น

เอกสารอ้างอิง

1. *Notes on ACI318-02*, Chapter 10: Deflections, EB702, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, 2002.

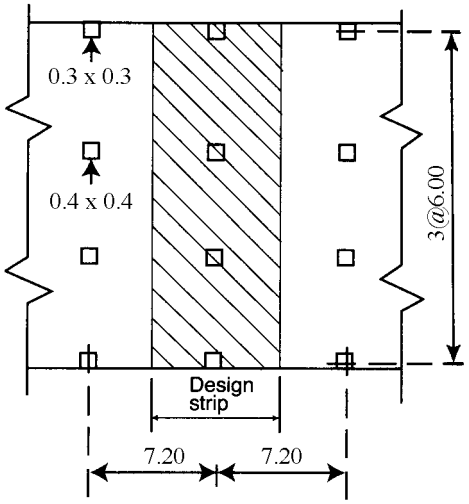
2. “Aspects of Design of Reinforced Concrete Flat Plate Slab Systems,” by S.K. Ghosh, *Analysis and Design of High-Rise Concrete Buildings*, SP-97, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1985, pp. 139-157.



แผนภาพแสดงความหนาเบื้องต้นของแผ่นพื้นภายในรองรับด้วยเสารูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส

<u>ตัวอย่างที่ 4.1</u> – ออกแบบแถบภายในตามแนว N-S ของอาคาร 2 ระบบผนังรับแรงเฉือน

จะออกแบบแผ่นพื้นและเสาให้รับน้ำหนักบรรทุกโน้มถ่วงแต่อย่างอย่างเดียว ผลทั้งหมดจากแรงลมจะรับโดยผนังรับแรงเฉือน



(1) ข้อมูล

แผ่นพื้น: LL = 300 กก./ม.^{2}

*การลดน้ำหนักจร: $K_{LL}A_T$ (4 คูหา) = 4(6.0)(7.2) = 172.8 ม.^{2}

$$L = L_O\left(0.25+\frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}}\right) = 300\left(0.25+\frac{4.57}{\sqrt{172.8}}\right) = 180 \text{ กก./ม.}^2$$

DL = 700 กก./ม.^{2} (แผ่นพื้นหนา 22 ซม. + ผนัง 120 กก./ม.^{2} + ฝ้าและอื่น ๆ 50 กก./ม.^{2})

อัตรากันไฟ 2 ชั่วโมง

หาความหนาเบื้องต้นของแผ่นพื้น

w_u = 1.2(700) + 1.6(180)* = 1128 กก./ม.^{2}

A = 7.2(6) = 43.2 ม.^{2}

$c_1^2 = (0.4)^2$ = 0.16 ม.^{2}

A/c_1^2 = 270

จากแผนภาพออกแบบ จะได้ d/c_1 = 0.42 หรือ d = 17 ซม. และ h = 17 + 3 = 20 ซม.

เผื่อสำหรับการถ่ายโมเมนต์ที่เสาริมนอก เพิ่ม h อีกร้อยละ 20 ได้ความหนาเบื้องต้น h = 22 ซม.

(2) ตรวจสอบความหนาเบื้องต้นในด้านการแอ่นตัวและกำลังเฉือน

a. ระยะแอ่นตัว

จากตารางที่ 4.1 สำหรับแผ่นพื้นไร้คาน: $h = \ell_n/30$ = (7.2 – 0.4)/30 = 22.6 ซม.

ดังนั้นเปลี่ยนความหนาเป็น 23 ซม.

b. กำลังรับแรงเฉือน

สมมติ d = 23 – 3 = 20 ซม.

$c_1 + d = 40 + 20 = 60$ ซม., $b_o = 4(60) = 240$ ซม.

$V_u = 1128(7.2x6 – 0.6^2) = 48{,}323$ กก.

$\beta_c = 40/40 = 1$, $b_o/d = 236/20 = 11.8$

จากรูปที่ 4.11 จะได้ค่าที่น้อยสุด ได้แก่ $\phi V_c = 13.3\ b_o d = 63{,}840$ กก.$> V_u$ ใช้ได้

ตรวจสอบอัตราการทนไฟ 2 ชั่วโมง: จากตารางที่ 10.1 ได้ h = 12 ซม. < 23 ซม. ใช้ได้

ดังนั้น ใช้แผ่นพื้นหนา 23 ซม.

(3) ตรวจสอบข้อจำหนดของการวิเคราะห์โดยสัมประสิทธิ์

- ต่อเนื่องสามช่วงในแนว N-S และห้าช่วงในอีกแนว
- เป็นแผงสี่เหลี่ยมผืนผ้า มีอัตราด้านยาวต่อด้านสั้น = 7.2/6 = 1.2 < 2
- ช่วงต่อเนื่องในแต่ละทิศทางมีความยาวเท่ากัน
- LL/DL = 300/700 = 0.43 < 2
- เป็นระบบแผ่นพื้นไร้คาน

ผ่านข้อกำหนดทั้งหมด ดังนั้นจะวิเคราะห์โดยวิธีคำนวณออกแบบโดยตรง

(4) โมเมนต์ที่ต้องการในแผ่นพื้น (แนว N-S)

a. โมเมนต์ทั้งหมดในแผง M_o:

การลดน้ำหนักบรรทุกจร: $K_{LL}A_T$ (1 คูหา) = (6.0)(7.2) = 43.2 ม.^{2}

$$L = L_O\left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}}\right) = 300\left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{43.2}}\right) = 284 \text{ กก./ม.}^2$$

$w_u = 1.2(700) + 1.6(284) = 1294.4$ กก./ม.^{2}

$\ell_2 = 7.2$ ม.

ℓ_n ช่วงใน = 6 – 0.4 = 5.6 ม., ℓ_n ช่วงริม = 6 – 0.2 – 0.15 = 5.65 ม. ใช้ค่าที่มากกว่า

$$M_o = \frac{w_u \ell_2 \ell_n^2}{8} = \frac{1294.4(7.2)(5.65)^2}{8} = 37{,}188 \text{ กก.ม.}$$

b. โมเมนต์บวกและลบ:

แบ่งโมเมนต์ทั้งหมดในแผง M_o ออกเป็นโมเมนต์ลบและบวก แล้วจึงแบ่งต่อไปเป็นโมเมนต์ในแถบเสาและแถบกลาง โดยใช้สัมประสิทธิ์จากตารางที่ 4.2

โมเมนต์ในแผ่นพื้น (กก.ม.)	ช่วงริม			ช่วงใน
	ลบ - ตัวนอก	บวก	ลบ - ตัวใน	บวก
ทั้งหมด	9,668.9	19,337.8	26,031.6	13,015.8
แถบเสา	9,668.9	11,528.3	19,709.6	7,809.5
แถบกลาง	0	7,809.5	6,322.0	5,206.3

(5) เหล็กเสริมในแผ่นพื้น

ตำแหน่งช่วง		M_u, กก./ม.	b, ซม.	d, ซม.	A_s, ซม.^{2}	$A_{s,min}$ ซม.^{2}	จำนวนเส้น DB12	จำนวนเส้น DB16
ช่วงริม								
แถบเสา	ลบ – นอก	9,668.9	300	20.4	*17.35*	12.42	16	9
	บวก	11,528.3	300	20.4	*20.68*	12.42	19	10
	ลบ – ใน	19,709.6	300	20.4	*35.36*	12.42	31	18
แถบกลาง	ลบ – นอก	0	420	20.4	0.00	*17.39*	15	9
	บวก	7,809.5	420	20.4	14.89	*17.39*	15	9
	ลบ – ใน	6,322.0	420	20.4	12.05	*17.39*	15	9
ช่วงใน								
แถบเสา	บวก	7,809.5	300	20.4	*14.01*	12.42	12	7
แถบกลาง	บวก	5,206.3	420	20.4	9.34	*17.39*	15	9

b ในแถบเสา = 0.5(6)(100) = 300 ซม., b ในแถบกลาง = 720 – 300 = 420 ซม. (ดูรูปที่ 4.9b)

d = 23 – 2 – 1.2/2 = 20.4 ซม. (ความหนาคอนกรีตหุ้ม 2 ซม. และสมมติให้ใช้เหล็กเสริมขนาด 12 มม.)

$A_s = 0.0366M_u/d$ (สมการ 3.2)

$A_{s,min} = 0.0018bh = 0.0414b$

(6) ตรวจสอบเหล็กเสริมในแผ่นพื้นที่เสาริม (0.30 x 0.30 ซม.) เพื่อการถ่ายโมเมนต์ระหว่างแผ่นพื้นและเสา

สำหรับแผ่นพื้นที่ไม่มีคานขอบ โมเมนต์ลบภายนอกในแผ่นพื้นทั้งหมดจะต้องรับโดยแถบเสา (M_u = 9,668.9 กก. ม.)

$b_1 = 30 + 19.2/2 = 39.6$ ซม., $b_2 = 30 + 19.2 = 49.2$ ซม.

$b_1/b_2 = 0.8$ จากรูปที่ 4.14 ได้ $\gamma_f = 0.62$

$M_u = 0.62(9,668.9) = 5,994.7$ กก.ม.

$A_s = 0.0366M_u/d = 10.76$ ซม.^{2} คิดเป็น DB12 จำนวน =10.76/1.13 = 10 เส้น

โดยจะต้องวางเหล็กเสริมนี้ให้อยู่ภายในระยะความกว้างประสิทธิผล = $c_2 + 3h = 30 + 3(22) = 96$ ซม.

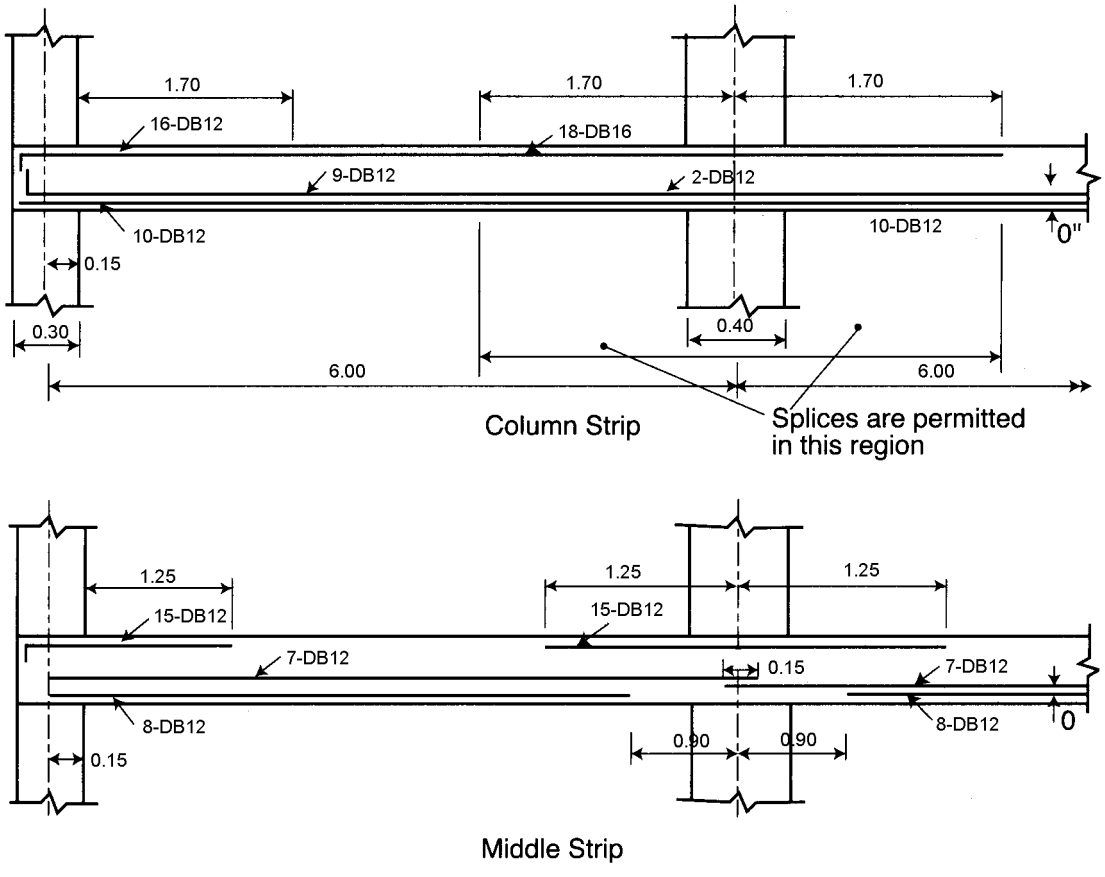
วางเหล็ก DB12 จำนวน 10 เส้นจากจำนวนที่ต้องใช้ทั้งหมด 16 เส้น ไว้ในระยะความกว้าง 96 ซม.

ตรวจสอบระยะเรียง:

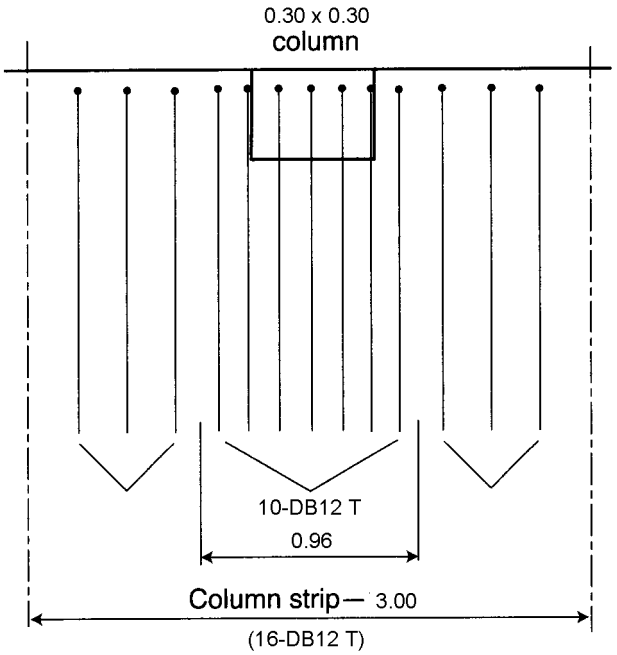
สำหรับ 10-DB12 ในความกว้าง 96 ซม. ได้ระยะเรียง = 96/10 = 9.6 ซม.

สำหรับ 6-DB12 ในความกว้าง (300 – 96) = 204 ซม. ได้ระยะเรียง = 204/6 = 34 ซม. < 45 ซม. ใช้ได้

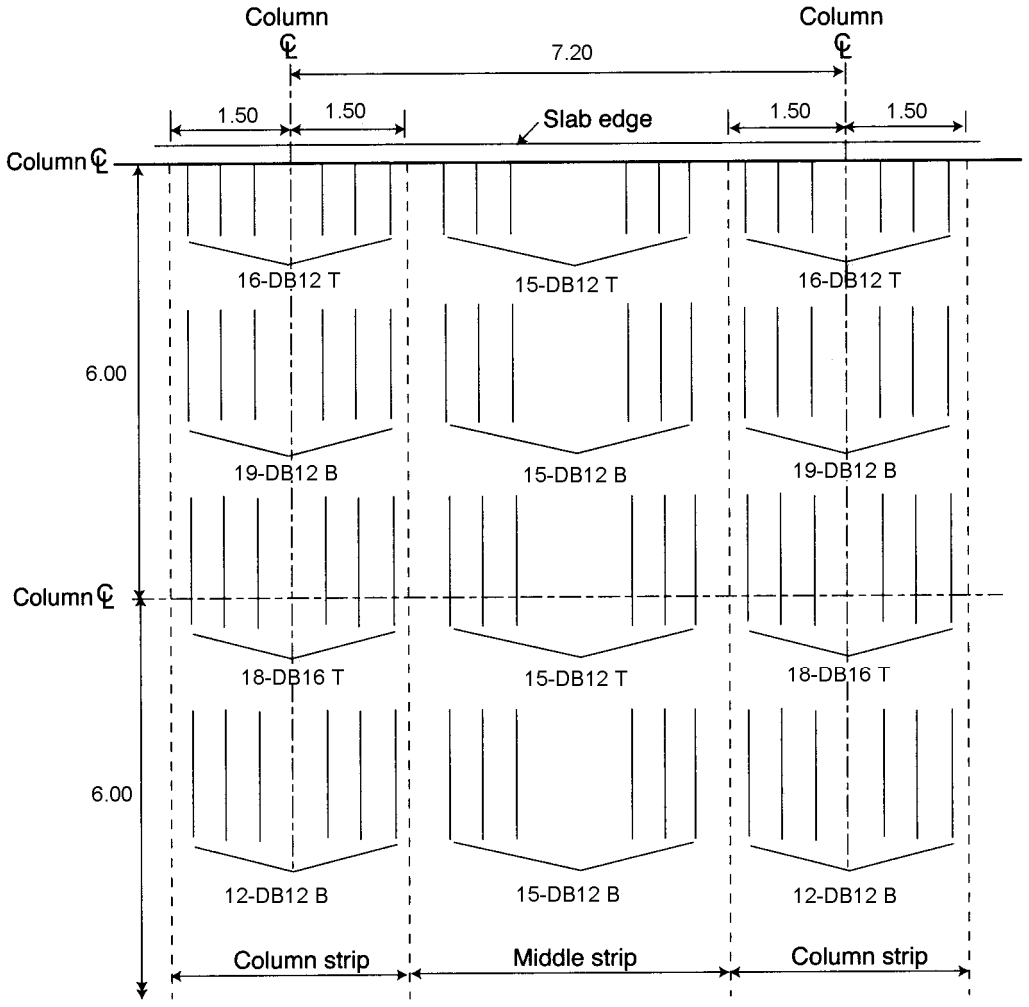
(7) รายละเอียดของเหล็กเสริมมีแสดงไว้ในรูปข้างล่าง ความยาวของเหล็กเสริมใช้ตามระยะที่ระบุในรูปที่ 8.6 เพื่อความมั่นคงของโครงสร้าง เหล็กล่างทุกเส้นในแถบเสาในทุกทิศทาง จะต้องยาวต่อเนื่องหรือต่อทาบกันอย่างชั้นคุณภาพ A ตำแหน่งที่ต่อทาบมีแสดงไว้ในรูป จะต้องมีเหล็กล่างในแถบเสาอย่างน้อย 2 เส้นวางผ่านเข้าไปในเสาและต้องทำของอ มาตรฐานที่เสาริม



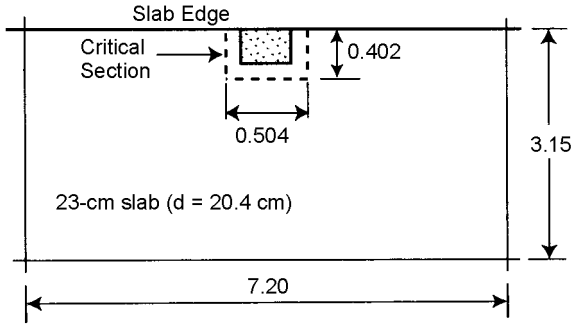
รายละเอียดเหล็กเสริม



รายละเอียดเหล็กเสริมที่เสาริม และเหล็กเสริมในแถบเสาและแถบกลาง ตามรูปข้างล่าง



(8) ตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนที่เสาริมเนื่องจากแรงเฉือนโดยตรงจากน้ำหนักบรรทุกโน้มถ่วงและการถ่ายโมเมนต์



a. แรงเฉือนจากน้ำหนักบรรทุกโน้มถ่วง

การลดน้ำหนักบรรทุกจร: $K_{LL}A_T$ (2 คูหา) = 2(6.0)(7.2) = 86.4 ม.^{2}

$$L = L_O\left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}}\right) = 300\left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{86.4}}\right) = 222.5 \text{ กก./ม.}^2$$

w_u = 1.2(700) + 1.6(222.5) = 1196 กก./ม.^{2}

V_u = 1196(7.2x3.15 – 0.504x0.402) = 26,883 กก.

b. การถ่ายโมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกโน้มถ่วง

เมื่อใช้วิธีคำนวณออกแบบโดยตรง วสท. 5106(ค) ข้อ 6 ระบุให้ใช้ส่วนการถ่ายโมเมนต์ที่ไม่สมดุลด้วยการเยื้องศูนย์ของแรงเฉือนตามค่าของโมเมนต์เท่ากับ $0.3M_o$

c. รวมหน่วยแรงเฉือนที่ขอบในของหน้าตัดวิกฤติของการถ่ายโมเมนต์

จากรูปแสดงหน้าตัดวิกฤติข้างบน

ได้ $b_1 = c_1 + d/2 = 30 + 20.4/2 = 40.2$ ซม. และ $b_2 = c_2 + d = 30 + 20.4 = 50.4$ ซม.

$b_1/b_2 = 40.2/50.4 = 0.8$ จากรูปที่ 4.14 ได้ $\gamma_f = 0.38$

และจากตารางที่ 4.7 ใน Case C ซึ่งเป็นกรณีของเสาริมมีโมเมนต์กระทำตั้งฉากกับขอบอาคาร

ได้ $A_c = (2b_1 + b_2)d = (2x40.2 + 50.4)(20.4) = 2,668.32$ ซม.^{2}

และ

$$\frac{J}{c} = \frac{2b_1d(b_1 + 2b_2) + d^3(2 + \frac{b_2}{b_1})}{6} = \frac{2(40.2)(20.4)(40.2 + 2\times 50.4) + 20.4^3\left(2 + \frac{50.4}{40.2}\right)}{6}$$

= 43,148 ซม.^{3}

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c}{J} = \frac{26,883}{2,668.32} + \frac{0.38(0.3)(37,188\times 100)}{43,148} = 10.07 + 9.82 = 19.89 \text{ กก./ซม.}^2$$

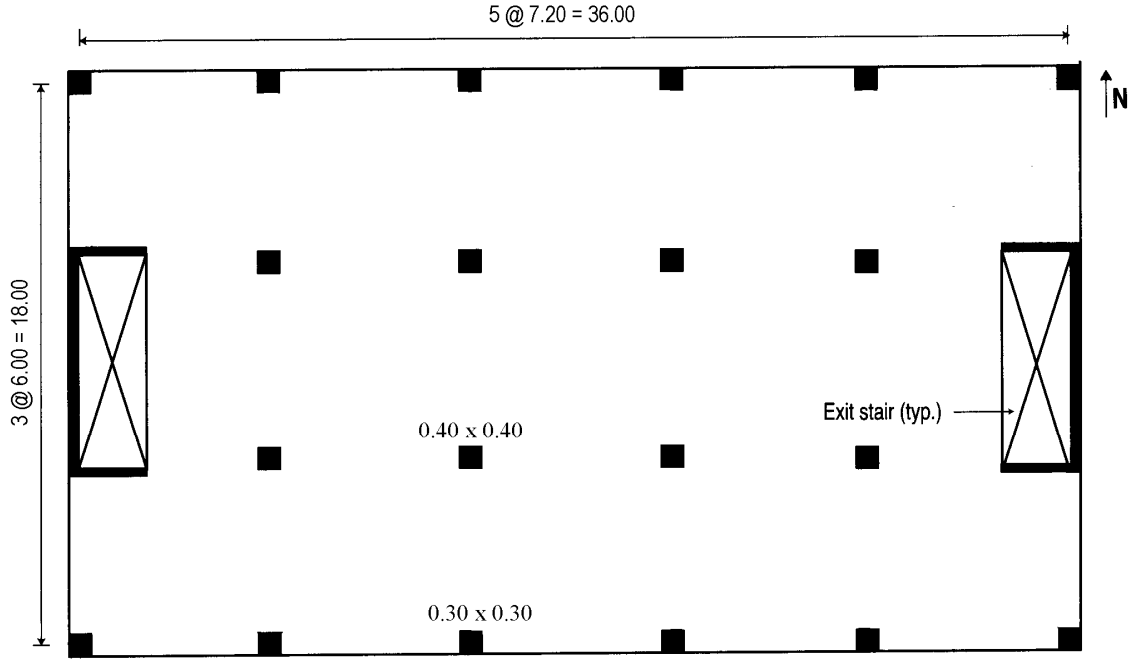
b_o/d = (2x40.2 + 50.4)/20.4 = 6.4 และ $\beta_c = 1$

จากรูปที่ 4.11 จะได้ค่าที่น้อยสุด ได้แก่ $\phi v_c = 13.3$ กก./ซม.^{2} < v_u ใช้ไม่ได้

สรุปได้ว่า แผ่นพื้นหนา 23 ซม. ไม่พอเพียงต่อการถ่ายแรงเฉือนและโมเมนต์ที่ไม่สมดุล ณ ตำแหน่งของเสาริม ดังนั้นจะต้องเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนโดยการเพิ่มแป้นหัวเสาที่เสาริม

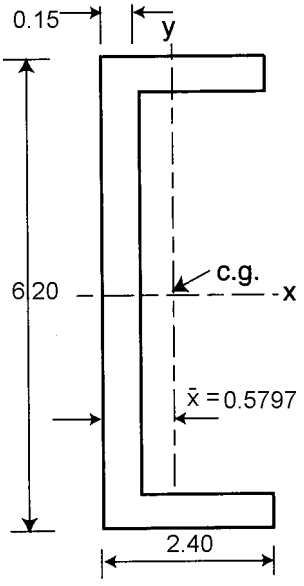
<u>ตัวอย่างที่ 6.1</u> – ขนาดของผนังเพื่อต้านการเคลื่อนตัวในแนวนอน

ใช้ข้อกำหนดโดยประมาณในการออกแบบผนังสำหรับอาคารที่ 2 (ระบบแผ่นพื้นไร้คานท้องเรียบ 5 ชั้น) โดยทั่วไปจะต้องตรวจสอบทั้งในแนว N-S และ E-W แต่ในตัวอย่างนี้จะแสดงเฉพาะในแนว E-W เพราะผนังในแนวนี้จะมีโมเมนต์ความเฉื่อยน้อยกว่าในอีกทิศทาง กำหนดอัตราการกันไฟสำหรับผนังของปล่องบันไดเป็น 2 ชั่วโมง



สำหรับเสาภายใน: $I = (40^4)/12$ ซม.^{4} และเสารอบนอก: $I = (30^4)/12$ ซม.^{4}

$6I_{(columns)} = 6[8(40^4)/12 + 12(30^4)/12] = 4(40^4) + 6(30^4) = 15{,}100{,}000$ ซม.^{4} = 0.151ม.^{4}



ลองใช้ผนังหนา 15 ซม. และมีส่วนปิดด้านข้างของบันไดด้านละ 2.40 ม. ตามแสดงในรูป ตารางที่ 10.1 สำหรับอัตราการกันไฟ 2 ชั่วโมง กำหนดให้ใช้ผนังหนา 12 ซม. < 15 ซม.

$A_g = 6.2(2.4) – 5.9(2.25) = 14.88 – 13.275 = 1.605$ ม.^{2},

$\bar{x} = [14.88(1.2) – 13.275(1.275)]/1.605 = 0.5797$ ม.

$I_y = [6.2(2.4)^3/12 + 14.88(1.2 – 0.5797)^2] –$

$[5.9(2.25)^3/12 + 13.275(1.275 – 0.5797)^2] = 0.85$ ม.^{4}

รวมสองผนัง $I_{(walls)} = 1.7$ ม.^{4} >> $6\sum I_{(columns)}$

ดังนั้น จะออกแบบเสาในอาคารนี้เป็นแบบไม่มีการเคลื่อนตัวในแนวนอน

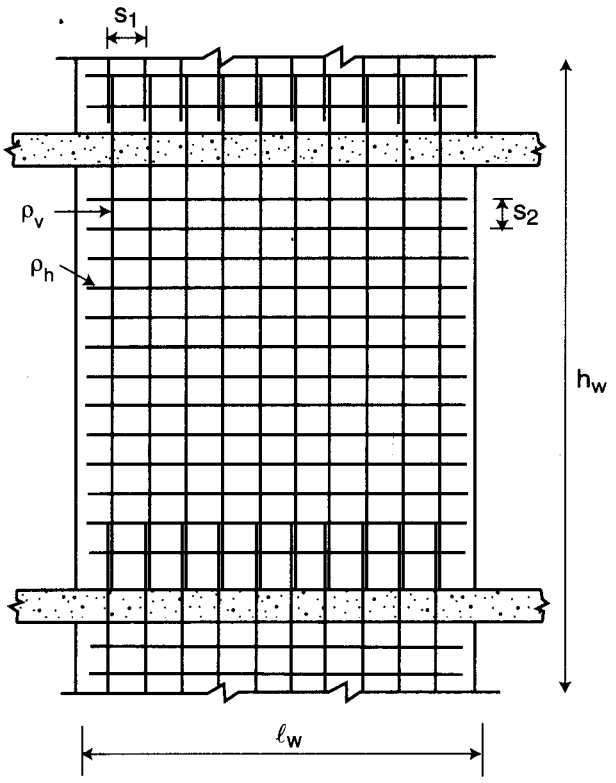
แต่อาคารนี้มีความสูงเพียง 5 ชั้น ดังนั้นควรจะตรวจสอบทั้งทางด้านสถาปัตยกรรมและราคาก่อสร้างว่า การใช้ผนังรับแรงเฉือนจะเหมาะสมหรือไม่

6.4 ออกแบบรับแรงเฉือน

แรงเฉือนในแนวนอน (ในระนาบของผนัง) อาจจะเป็นตัวกำหนดสำหรับผนังซึ่งอัตราส่วนความสูงต่อความยาวน้อย เช่น ผนังในอาคารที่สูงไม่มากนัก วสท. 4410 ให้ข้อกำหนดพิเศษในการออกแบบรับแรงเฉือนสำหรับกำแพง ผนังซึ่งเสริมเหล็กยืนและเหล็กนอนในปริมาณที่น้อยที่สุดตามที่มาตรฐานการออกแบบยอมให้จะเป็นผนังที่ประหยัดที่สุด ถ้าจำเป็นต้องใช้เหล็กเสริมในปริมาณที่มากกว่าปริมาณน้อยสุดที่ยอมให้เพื่อรับแรงเฉือน ควรจะพิจารณาเพิ่มขนาดของผนัง ไม่ว่าจะเป็นในด้านความยาวหรือความหนา ปริมาณของเหล็กยืนและนอนในผนังเพื่อรับแรงเฉือนขึ้นอยู่กับค่าของแรงเฉือนที่ต้องการ V_u ตารางที่ 6.1 สรุปปริมาณของเหล็กเสริมในแนวตั้งและแนวนอนเพื่อรับแรงเฉือน ตามข้อกำหนดดังต่อไปนี้

ตารางที่ 6.1 – เหล็กเสริมรับแรงเฉือนในผนัง

V_u	เหล็กเสริมในแนวนอน	เหล็กเสริมในแนวตั้ง
$V_u \le \phi V_c/2$	$\rho_h = 0.0020$ สำหรับ DB16 หรือเล็กกว่า $\rho_h = 0.0025$ สำหรับเหล็กขนาดอื่น	$\rho_v = 0.0012$ สำหรับ DB16 หรือเล็กกว่า $\rho_v = 0.0015$ สำหรับเหล็กขนาดอื่น
$\phi V_c/2 < V_u \le \phi V_c$	$\rho_h = 0.0025$	$\rho_v = 0.0025$
$V_u > \phi V_c$	$\phi V_s = \phi A_v f_y d/s_2$ $\phi V_s + \phi V_c = V_u$ $\phi V_s + \phi V_c \le 2.7\phi \sqrt{f_c'}\, h(0.8\ell_w)$	$\rho_v = 0.0025 +$ $0.5[2.5 - (h_w/\ell_w)](\rho_h - 0.0025)$



รูปที่ 6.1 – นิยามของพจน์ต่าง ๆ ที่ใช้ในการออกแบบผนัง

(1) เมื่อ $V_u \le \phi V_c/2$ จะต้องมีเหล็กเสริมน้อยสุดตามข้อกำหนดของ วสท. 5203 สำหรับผนังรับน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกน จะให้ $\phi V_c = 0.53\phi\sqrt{f_c'}\,hd$ โดยที่ h เป็นความหนาของผนัง, $d = 0.8\ell_w$ [วสท. 4410(ง)] และ ℓ_w = ความยาวของผนัง เหล็กเสริมที่แนะนำให้ใช้ในกรณีนี้มีแสดงอยู่ในตารางที่ 6.2

ตารางที่ 6.2 – เหล็กเสริมน้อยสุดในผนัง ($V_u \le \phi V_c/2$)

ผนังหนา	เหล็กเสริมยืน		เหล็กเสริมในแนวนอน	
h, ซม.	[a]$A_{s,\,min}$ (ซม.^{2}/ม.)	แนะนำ	[b]$A_{s,\,min}$ (ซม.^{2}/ม.)	แนะนำ
15	1.8	DB12 @ 0.45	3.0	DB12 @ 0.35
20	2.4	DB12 @ 0.45	4.0	DB12 @ 0.25
25	3.0	DB12 @ 0.35	5.0	DB12 @ 0.20
30	3.6	DB12 @ 0.45[c]	6.0	DB12 @ 0.35[c]

a เหล็กยืนน้อยสุดในผนัง = 0.0012h = 0.12h ซม.^{2}/ม. สำหรับเหล็กข้ออ้อยขนาดไม่ใหญ่กว่า 16 มม.
b เหล็กนอนน้อยสุดในผนัง = 0.0020h = 0.2h ซม.^{2}/ม. สำหรับเหล็กข้ออ้อยขนาดไม่ใหญ่กว่า 16 มม.
c ต้องใช้เหล็กเสริมสองชั้นสำหรับผนังที่หนาเกิน 25 ซม.

(2) เมื่อ $\phi V_c/2 < V_u \le \phi V_c$ จะต้องมีเหล็กเสริมน้อยสุดตามข้อกำหนดของ วสท. 4410 เหล็กเสริมที่แนะนำให้ใช้ในกรณีนี้มีแสดงอยู่ในตารางที่ 6.3

ตารางที่ 6.3 – เหล็กเสริมน้อยสุดในผนัง ($\phi V_c/2 < V_u \le \phi V_c$)

ผนังหนา	เหล็กยืนและเหล็กนอนน้อยสุด	
h, ซม.	[a]$A_{s,\,min}$ (ซม.^{2}/ม.)	แนะนำ
15	3.75	DB12 @ 0.30
20	5.00	DB12 @ 0.20
25	6.25	DB12 @ 0.15
30	7.50	DB12 @ 0.30[b]

a เหล็กยืนน้อยสุดในผนัง = 0.0025h = 0.25h ซม.^{2}/ม.
b ต้องใช้เหล็กเสริมสองชั้นสำหรับผนังที่หนาเกิน 25 ซม.

(3) เมื่อ $V_u > \phi V_c$ จะต้องหาปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนตามวิธีในหัวข้อที่ 3.6 สำหรับคาน แต่ทั้งปริมาณของเหล็กยืนและเหล็กนอนจะต้องไม่น้อยกว่าค่าในตารางที่ 6.3 โดยใช้สมการ วสท. (44-29) เพื่อหาปริมาณเหล็กเสริมในแนวนอน

$$\phi V_s = \phi \frac{A_v f_y d}{s_2}$$

โดยที่ A_v เป็นเนื้อที่ของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนภายในระยะ s_2 ม., $\phi = 0.75$, $f_y = 4000$ กก./ซม.^{2}, $d = 0.8\ell_w$
ถ้าใช้เหล็กเสริมขนาด 12 มม. จะได้กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริมต่อความยาว 1 ม. ของผนัง

$\phi V_s = 0.75(1.13)(4000)(0.8)(1)/s_2 = 2.712/s_2$, ตัน/ม. *(6-1)*

และถ้าใช้เหล็กเสริมขนาด 16 มม. จะได้ $\phi V_s = 3.616/s_2$, ตัน/ม.

ตารางที่ 6.4 ให้ค่ากำลังเฉือนของคอนกรีต $\phi V_c = 0.53\phi\sqrt{f_c'}\, h(0.8\ell_w)$ และกำลังเฉือนร่วมสูงสุดที่ยอมให้ $\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = 2.7\phi\sqrt{f_c'}\, h(0.8\ell_w)$ มีหน่วยเป็น ตันต่อความยาวหนึ่งเมตรของผนัง

ตารางที่ 6.4 – ค่าของกำลังเฉือนของคอนกรีต ϕV_c และกำลังเฉือนร่วมสูงสุด ϕV_n ต่อความยาวของผนัง

ผนังหนา, ซม.	ϕV_c	ϕV_n
15	7.98	40.66
20	10.64	54.21
25	13.30	67.77
30	15.96	81.32

อัตราส่วนของเนื้อที่เหล็กเสริมยืนรับแรงเฉือนต้องไม่น้อยกว่า

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5[2.5 - (h_w/\ell_w)](\rho_h - 0.0025) \qquad \text{วสท. (44-30)}$$

โดยที่ h_w = ความสูงทั้งหมดของผนังวัดจากฐานถึงยอด

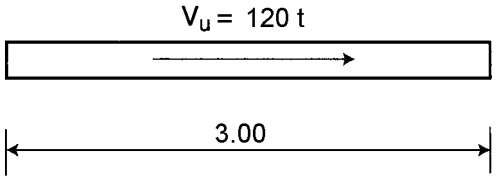
$\rho_v = A_v/(s_1 h)$

$\rho_h = A_h/(s_2 h)$

เมื่ออัตราส่วนของความสูงต่อความยาวของผนัง h_w/ℓ_w น้อยกว่า 0.5 จะได้ปริมาณเหล็กยืนเท่ากับปริมาณเหล็กนอน

<u>ตัวอย่างที่ 6.2</u> – ออกแบบรับแรงเฉือน

หาปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในผนังข้างล่าง แรงเฉือนใช้งานจากผลของแรงลม = 75 ตัน ให้ผนังหนา 20 ซม. และความสูงทั้งหมดของผนังจากฐานถึงยอด = 6 ม.



---

(1) *หาแรงเฉือนที่ต้องการ* สำหรับแรงลมอย่างเดียว ใช้สมการ ACI (9-4)

$V_u = 1.6(75) = 120$ ตัน

(2) *หา ϕV_c และค่าสูงสุดที่ยอมให้ ϕV_n*

จากตารางที่ 6.4 $\phi V_c = 10.64(3) = 31.92$ ตัน

$\phi V_n = 54.21(3) = 162.63$ ตัน

หน้าตัดของผนังพอเพียงที่รับแรงเฉือน เนื่องจาก $\phi V_n > V_u$

แต่ต้องออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือน เนื่องจาก $V_u > \phi V_c$

(3) *หาปริมาณเหล็กเสริมในแนวนอน*

$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 120 - 31.92 = 88.08$ ตัน/3 = 29.36 ตัน/ความยาว 1 ม. ของผนัง

จากสมการ (6-1) ถ้าใช้ DB16 จะต้องใช้ระยะเรียง = 3.616/29.36 = 0.12 ม. < s_{max} ที่ยอมให้ = 0.45 ม.

$\rho_h = A_h/(s_2 h) = 2.01/(12 \times 20) = 0.0084 > \rho_{min} = 0.0025$ ใช้ได้

(4) *หาปริมาณเหล็กเสริมในแนวยืน*

$\rho_v = 0.0025 + 0.5[2.5 - (h_w/\ell_w)](\rho_h - 0.0025)$

$= 0.0025 + 0.5[2.5 - (6/3)](0.0084 - 0.0025) = 0.004$

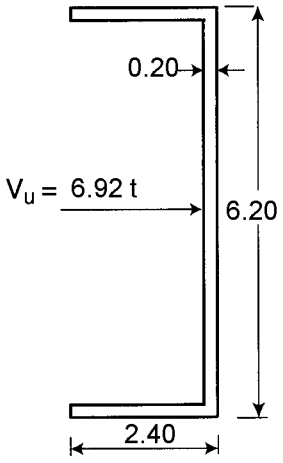
$A_v/s_1 = \rho_v h = 0.004(20) = 0.079$ ซม.^{2}/ซม.

สำหรับ DB16 ได้ $s_1 = 2.01/0.079 = 25$ ซม. < 45 ซม. .ใช้ได้

ดังนั้นใช้ เหล็กยืน DB16 @ 0.25 และเหล็กนอน DB 16 @ 0.12

<u>ตัวอย่างที่ 6.3</u> – ออกแบบรับแรงเฉือน

หาปริมาณเหล็กเสริมในผนังรับแรงเฉือนของอาคารที่ 2 (ระบบแผ่นพื้นไร้คานท้องเรียบ 5 ชั้น) สมมติให้แรงลมทั้งหมดถูกต้านโดยผนังรับแรงเฉือน และให้แผ่นพื้นและเสารับน้ำหนักบรรทุกโน้มถ่วงแต่อย่างเดียว



(1) *แนว E-W*

จากตัวอย่างในบทที่ 2 ได้แรงเฉือนทั้งหมดที่ฐานของอาคาร

= (1575 + 3051 + 2930 + 2776 + 2872)/1000 = 8.66 ตัน

คิดเป็นแรงเฉือนบนผนังแต่ละผนัง = 8.66/2 = 4.33 ตัน

ดังนั้น แรงเฉือนที่ต้องการ [ใช้สมการ ACI (9-4) สำหรับแรงลมอย่างเดียว]

$V_u = 1.6(4.33) = 6.92$ ตัน

จะถือว่าแรงเฉือนตามแนว E-W ถูกรับโดยผนังสองข้างของปล่องบันไดเท่านั้น

ดังนั้นจากตารางที่ 6.4 ผนังแต่ละข้างจะมี $\phi V_c = 7.98(2.4) = 19.1$ ตัน

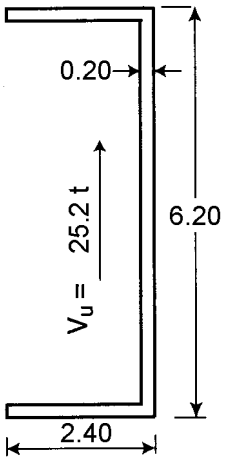
ในระหว่างที่ V_u ถ่ายลงผนังแต่ละข้าง = 6.92/2 = 3.46 ตัน < $\phi V_c/2$

ดังนั้นจะต้องเสริมด้วยปริมาณเหล็กเสริมน้อยสุดตามตารางที่ 6.2

สำหรับผนังหนา 15 ซม. ใช้ DB12 @ 0.35 สำหรับเหล็กนอน และ DB12 @ 0.45 สำหรับเหล็กยืน

(2) *แนว N-S*

จากตัวอย่างในบทที่ 2 ได้แรงเฉือนทั้งหมดที่ฐานของอาคาร



= (3693 + 7188 + 6949 + 6643 + 6975)/1000 = 31.45 ตัน

คิดเป็นแรงเฉือนบนผนังแต่ละผนัง = 31.45/2 = 15.72 ตัน

ดังนั้น แรงเฉือนที่ต้องการ [ใช้สมการ ACI (9-4) สำหรับแรงลมอย่างเดียว]

$V_u = 1.6(15.72) = 25.2$ ตัน

จะถือว่าแรงเฉือนตามแนว N-S ถูกรับโดยผนังปิดด้านนอกอาคารทั้งสองด้าน

ซึ่งผนังแต่ละด้านมีความยาว 6.20 ม. มี $\phi V_c = 7.98(6.2) = 49.48$ ตัน

เนื่องจาก $\phi V_c/2 = 24.7$ ตัน $< V_u = 25.2$ ตัน $< \phi V_c = 49.5$ ตัน

ดังนั้นจะต้องเสริมด้วยปริมาณเหล็กเสริมน้อยสุดตามตารางที่ 6.3

สำหรับผนังหนา 15 ซม. ใช้ DB12 @ 0.30 สำหรับทั้งเหล็กนอนและเหล็กยืน

(3) *ตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนในชั้น 2 ตามแนว N-S*

$V_u = 1.6(3693 + 7188 + 6949 + 6643)/2000 = 19.6$ ตัน $< \phi V_c/2 = 24.7$ ตัน

ดังนั้นเปลี่ยนไปใช้ปริมาณเหล็กเสริมน้อยสุดตามตารางที่ 6.2

(4) สรุปปริมาณเหล็กเสริม

เหล็กยืน: ใช้ DB12 @ 0.30 สำหรับชั้นล่าง

ใช้ DB12 @ 0.45 สำหรับชั้นสองขึ้นไป

เหล็กนอน: ใช้ DB12 @ 0.30 สำหรับชั้นล่าง

ใช้ DB12 @ 0.35 สำหรับชั้นสองขึ้นไป

6.5 ออกแบบรับโมเมนต์

สำหรับอาคารโดยทั่วไป ผนังซึ่งมีความหนาคงที่และเสริมด้วยเหล็กในแต่ละทิศทางที่มีขนาดเดียวกันและระยะเรียงเท่ากันจะเป็นผนังที่ประหยัดที่สุด มักจะไม่ต้องเพิ่มปริมาณเหล็กเสริมที่ปลายของผนังยกเว้นในอาคารซึ่งอยู่ในบริเวณที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวปานกลางและสูง เหล็กยืนที่มีระยะเรียงคงที่เพื่อรับแรงเฉือนมักจะเพียงพอสำหรับการรับโมเมนต์ด้วยเช่นกัน ปริมาณเหล็กเสริมน้อยสุดที่ต้องมีตามข้อกำหนดของมาตรฐานการออกแบบมักจะพอเพียงสำหรับการรับแรงเฉือนและโมเมนต์

โดยทั่วไป จะต้องออกแบบผนังภายใต้แรงตามแกนหรือแรงตามแกนร่วมกับโมเมนต์เสมือนกับเป็นเสาซึ่งต้องรวมผลของความชะลูดด้วย สำหรับผนังรับแรงเฉือนซึ่งมีเหล็กยืนกระจายสม่ำเสมอและรับน้ำหนักตามแกนที่น้อยกว่าน้ำหนักที่สภาวะความเครียดสมดุล จะใช้สมการโดยประมาณข้างล่างในการหากำลังระบุรับโมเมนต์ของผนัง[6.1] (ดูรูปที่ 6.2 ประกอบ)

$$\phi M_n = \phi\left[0.5A_{st} f_y \ell_w \left(1+\frac{P_u}{A_{st} f_y}\right)\left(1-\frac{c}{\ell_w}\right)\right]/100$$

โดยที่ A_{st} = เนื้อที่ทั้งหมดของเหล็กยืน, ซม.^{2}

ℓ_w = ความยาวตามแนวนอนของผนัง, ซม.

P_u = น้ำหนักบรรทุกที่ต้องการ, ตัน

f_y = กำลังครากของเหล็กเสริม = 4 ตัน/ซม.^{2}

$\frac{c}{\ell_w} = \frac{\omega+\alpha}{2\omega+0.85\beta_1}$ สำหรับ f_y = 4 ตัน/ซม.^{2}: $\beta_1 = 0.85$

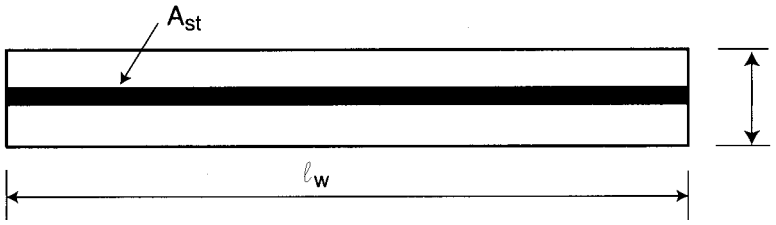
$$\omega = \left(\frac{A_{st}}{\ell_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'}$$

$$\alpha = \frac{P_u}{\ell_w h f_c'}$$

h = ความหนาของผนัง, ซม.

ϕ = 0.9 (หน้าตัดอยู่ภายใต้อิทธิพลของโมเมนต์โดยแรงตามแกนมีค่าน้อย)

สมการนี้ใช้ในแทบทุกกรณีที่น้ำหนักบรรทุกตามแกนมีค่าน้อยตามข้อกำหนด



รูปที่ 6.2 – แปลนของผนังรับแรงเฉือนเพื่อการหากำลังระบุรับโมเมนต์โดยประมาณ

<u>ตัวอย่างที่ 6.4</u> – ออกแบบรับโมเมนต์

หาปริมาณเหล็กเสริมรับโมเมนต์ในผนังรับแรงเฉือนสองผนังของอาคารที่ 2 (ระบบแผ่นพื้นไร้คานท้องเรียบ 5 ชั้น) สมมติให้ผนังส่วนที่มีความยาว 2.4 ม. ต้านโมเมนต์เนื่องจากแรงลมในแนว E-W และผนังส่วนที่มีความยาว 6.20 ม. ต้านโมเมนต์เนื่องจากแรงลมในแนว N-S กำหนดให้ DL ชั้นหลังคา = 600 กก./ม.^{2} และชั้นอื่น = 700 กก./ม.^{2}

(1) น้ำหนักบรรทุกที่ต้องการและน้ำหนักบรรทุกกระทำร่วม

จะใช้สมการ ACI (9-6) ในการหาน้ำหนักบรรทุกกระทำร่วม

$U = 0.9D + 1.6W$

(a) น้ำหนักบรรทุกคงที่ในชั้นล่าง

พื้นที่รับน้ำหนักของผนัง = 3.6 x 12 = 43.2 ม.^{2}/ชั้น

น้ำหนักของตัวผนัง = 2,400(1.605) = 3,852 กก./ม. ความยาวสูงของผนัง (ดูตัวอย่างที่ 6.1)

$P_u = 0.9[600(43.2) + 4(700)(43.2) + 3{,}852(18.90)]/1000 = 198$ ตัน

แบ่งน้ำหนัก P_u ไปยังผนังแต่ละส่วน

ความยาวทั้งหมดของผนัง = 6.2 + 2(2.4) = 6.2 + 4.8 = 11.0 ม.

ดังนั้น บนผนังยาว 6.2 ม. $P_u = 198(6.2)/11 =$ 111 ตัน

และ บนผนังยาว 2.4 ม.สองด้าน $P_u = 198(4.8)/11 =$ 86 ตัน

(b) โมเมนต์เนื่องจากแรงลมที่ชั้นล่าง

จากตัวอย่างที่ 2.1:

ตามแนว E-W: $M_u = 1.6[1.575(18.9) + 3.05(15.3) + 2.93(11.7) + 2.78(8.1) + 2.87(4.5)]/2$

$= 117$ ตัน.ม. ต่อหนึ่งผนัง

ตามแนว N-S: $M_u = 1.6[3.693(18.9) + 7.19(15.3) + 6.95(11.7) + 6.64(8.1) + 6.95(4.5)]/2$

$= 277$ ตัน.ม. ต่อหนึ่งผนัง

(c) P_u และ M_u ในชั้น 2 และ 3 จะหาได้ตามขั้นตอนข้างบน

<u>สำหรับชั้น 2</u>: $P_u = 0.9[600(43.2) + 3(700)(43.2) + 3{,}852(14.40)]/1000 = 155$ ตัน

ดังนั้น บนผนังยาว 6.2 ม. $P_u = 155(6.2)/11 =$ 87 ตัน

และ บนผนังยาว 2.4 ม.สองด้าน $P_u = 155(4.8)/11 =$ 68 ตัน

ตามแนว E-W: $M_u = 1.6[1.575(14.4) + 3.05(10.8) + 2.93(7.2) + 2.78(3.6)]/2$

= 69 ตัน.ม. ต่อหนึ่งผนัง

ตามแนว N-S: M_u = 1.6[3.693(14.4) + 7.19(10.8) + 6.95(7.2) + 6.64(3.6)]/2

= 164 ตัน.ม. ต่อหนึ่งผนัง

<u>สำหรับชั้น 3</u>: P_u = 0.9[600(43.2) + 2(700)(43.2) + 3,852(10.80)]/1000 = 115 ตัน

ดังนั้น บนผนังยาว 6.2 ม. P_u = 115(6.2)/11 = 65 ตัน

และ บนผนังยาว 2.4 ม.สองด้าน P_u = 115(4.8)/11 = 50 ตัน

ตามแนว E-W: M_u = 1.6[1.575(10.8) + 3.05(7.2) + 2.93(3.6)]/2 = 40 ตัน.ม. ต่อหนึ่งผนัง

ตามแนว N-S: M_u = 1.6[3.693(10.8) + 7.19(7.2) + 6.95(3.6)]/2 = 93 ตัน.ม. ต่อหนึ่งผนัง

(2) ออกแบบรับโมเมนต์ในแนว E-W

ตรวจสอบเบื้องต้นกำลังรับโมเมนต์ของเหล็กยืนรับแรงเฉือน DB12 @ 0.30

(a) สำหรับผนังยาว 2.4 ม. สองด้านของปล่องบันไดในชั้นล่าง

P_u = 86 ตัน, M_u = 117 ตัน.ม., ℓ_w = 2.4 x 100 = 240 ซม.

DB12 @ 0.30 = 1.13/0.3 = 3.77 ซม.^{2}/ม. บนผนังยาว 2.4 ม.สองด้าน ได้

A_{st} = 3.77(2)(2.4) = 18.1 ซม.^{2}

รวมผนังสองด้านเป็นชิ้นเดียวกันมีความยาว ℓ_w = 240 ซม. และความหนา h = 2(15) = 30 ซม.

$$\omega = \left(\frac{A_{st}}{\ell_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \frac{18.1}{240(30)}\frac{4000}{280} = 0.036$$

$$\alpha = \frac{P_u}{\ell_w h f_c'} = \frac{86}{240(30)(0.28)} = 0.043$$

$$\frac{c}{\ell_w} = \frac{\omega+\alpha}{2\omega+0.85\beta_1} = \frac{0.036+0.043}{2(0.036)+0.85(0.85)} = 0.109$$

$$\phi M_n = \phi\left[0.5A_{st}f_y\ell_w\left(1+\frac{P_u}{A_{st}f_y}\right)\left(1-\frac{c}{\ell_w}\right)\right]$$

$$= 0.9[0.5(18.1)(4)(240)\left(1+\frac{86}{18.1\times 4}\right)(1-0.109)]/100 = 152 \text{ ตัน.ม.} > M_u \text{ ใช้ได้}$$

ดังนั้น DB12 @ 0.30 ซึ่งเป็นเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ก็พอเพียงต่อการรับโมเมนต์ในชั้นล่างด้วย

(b) สำหรับผนังยาว 2.4 ม. สองด้านของปล่องบันไดในชั้น 2

P_u = 68 ตัน, M_u = 69 ตัน.ม.

DB12 @ 0.45 = 1.13/0.45 = 2.6 ซม.^{2}/ม. บนผนังยาว 2.4 ม.สองด้าน ได้

A_{st} = 2.6(2)(2.4) = 12.48 ซม.^{2}

ω = 0.036(12.48)/18.1 = 0.025, α = 0.043(68)/86 = 0.034

$$\frac{c}{\ell_w} = \frac{\omega+\alpha}{2\omega+0.85\beta_1} = \frac{0.025+0.034}{2(0.025)+0.85(0.85)} = 0.076$$

$$\phi M_n = 0.9[0.5(12.48)(4)(240)\left(1+\frac{68}{12.48\times 4}\right)(1-0.076)]/100 = 118$$ ตัน.ม. > M_u ใช้ได้

ดังนั้น DB12 @ 0.45 ซึ่งเป็นเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ก็พอเพียงต่อการรับโมเมนต์ตั้งแต่ชั้นสองขึ้นไปด้วย

(3) ออกแบบรับโมเมนต์ในแนว N-S

ตรวจสอบเบื้องต้นกำลังรับโมเมนต์ของเหล็กยืนรับแรงเฉือน DB12 @ 0.30

(a) สำหรับผนังยาว 6.2 ม. ในชั้นล่าง

P_u = 111 ตัน, M_u = 277 ตัน.ม., ℓ_w = 6.2 x 100 = 620 ซม., h = 15 ซม.

DB12 @ 0.30 = 1.13/0.3 = 3.77 ซม.^{2}/ม. บนผนังยาว 6.2 ม.ได้

A_{st} = 3.77(6.2) = 23.4 ซม.^{2}

$$\omega = \left(\frac{A_{st}}{\ell_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \frac{23.4}{620(15)}\frac{4000}{280} = 0.036$$

$$\alpha = \frac{P_u}{\ell_w h f_c'} = \frac{111}{620(15)(0.28)} = 0.043$$

$$\frac{c}{\ell_w} = \frac{\omega+\alpha}{2\omega+0.85\beta_1} = \frac{0.036+0.043}{2(0.036)+0.85(0.85)} = 0.109$$

$$\phi M_n = 0.9[0.5(23.4)(4)(620)\left(1+\frac{111}{23.4\times 4}\right)(1-0.109)]/100 = 509$$ ตัน.ม. > M_u ใช้ได้

(b) สำหรับผนังยาว 6.2 ม. ในชั้น 2

P_u = 87 ตัน, M_u = 164 ตัน.ม.

DB12 @ 0.45 = 1.13/0.45 = 2.6 ซม.^{2}/ม. บนผนังยาว 6.2 ม.ได้

A_{st} = 2.6(6.2) = 16.1 ซม.^{2}

ω = 0.036(16.1)/23.4 = 0.025, α = 0.043(87)/111 = 0.034

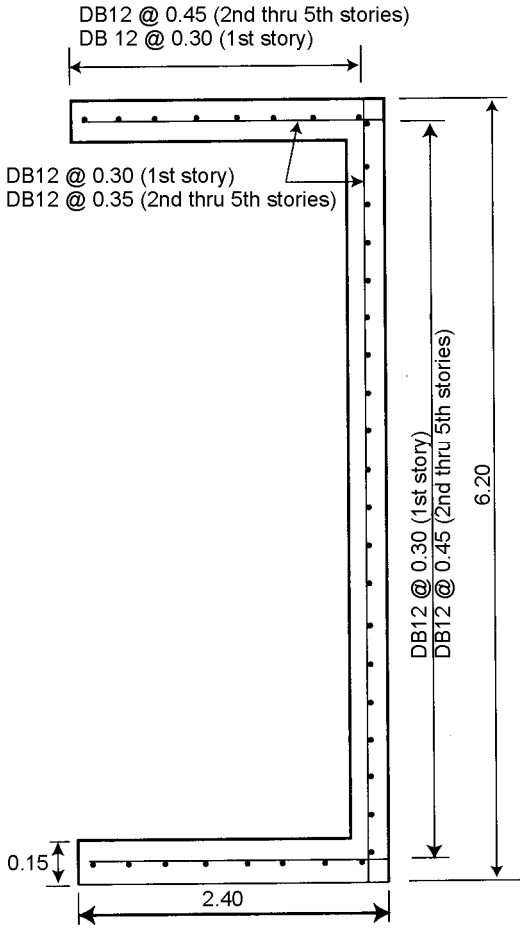
$$\frac{c}{\ell_w} = \frac{\omega+\alpha}{2\omega+0.85\beta_1} = \frac{0.025+0.034}{2(0.025)+0.85(0.85)} = 0.076$$

$$\phi M_n = 0.9[0.5(16.1)(4)(620)\left(1+\frac{87}{16.1\times 4}\right)(1-0.076)]/100 = 390$$ ตัน.ม. > M_u ใช้ได้

ดังนั้น DB12 @ 0.45 ซึ่งเป็นเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ก็พอเพียงต่อการรับโมเมนต์ตั้งแต่ชั้นสองขึ้นไปด้วย

(4) สรุป

จะใช้เหล็กเสริมรับแรงเฉือนจากตัวอย่างที่ 6.3 เป็นเหล็กเสริมรับโมเมนต์ได้ในทุกกรณี ตามแสดงในรูปที่ 6.3



รูปที่ 6.3 – รายละเอียดเหล็กเสริมในผนังรับแรงเฉือนของอาคารที่ 2