มาตรฐานการออกแบบ

ประเภทขององค์อาคาร	:	อาคารพักอาศัย 5 ชั้น มีดาดฟ้า
โครงสร้างหลักองค์อาคาร	:	คอนกรีตเสริมเหล็ก ,โครงสร้างเหล็กรูปพรรณ
วิธีการออกแบบ	:	คอนกรีตเสริมเหล็กวิธีกำลัง (Strength Design Method)
		เหล็กรูปพรรณวิธีหน่วยแรงที่ยอมให้ (Allowable Stess)
มาตรฐานในการออกแบบ	:	- แรงลมและการตอบสนองอาคาร ม.ย.ผ. 1311-50 - การออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ม.ย.ผ. 1302 - พระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522
สถานที่ก่อสร้าง	:	ซอย นวมินทร์ 17 กรุงเทพมหานคร
วัสดุโครงสร้างหลัก	:	คอนกรีตกำลังอัดรูปทรงกระบอกที่อายุ 28 วัน f'c = 240 Ksc เหล็กเสริมหลัก เกรด SD – 40, เหล็กเสริมรอง เกรด SR-24 เหล็กรูปพรรณ มาตรฐาน มอก.

รายการน้ำหนักบรรทุก

น้ำหนักบรรทุกจรขั้นต่ำ (Live Load) LL. พระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522

-	หลังคา	50	กก./ตร.ม.
-	พื้นกันสาดหรือพื้นหลังคาคอนกรีต	100	กก./ตร.ม.
-	ตลาด, ห้างสรรพสินค้า, หอประชุม,โรงมหรสพ,ภัตตาคาร ห้องประชุม,ห้องอ่านหนังสือในหอสมุด,ที่จอด/เก็บรถยนต์ที่นั่ง	400	กก./ตร.ม.
-	ห้องโถง,บันได,และช่องทางเดิน ของอาคารชุด, หอพัก โรงแรม,โรงพยาบาล,สำนักงาน,ธนาคาร	300	กก./ตร.ม.
-	สำนักงาน,ธนาคาร	250	กก./ตร.ม.
-	แรงลมที่กระทำต่ออาคาร(กรณีไม่มีเอกสารอ้างอิง)		
	ส่วนของอาคารที่สูงไม่เกิน 10 เมตร	50	กก./ตร.ม.
	ส่วนของอาคารที่สูงกว่า 10 เมตร แต่ไม่เกิน 20 เมตร	80	กก./ตร.ม.
	ส่วนของอาคารที่สูงกว่า 20 เมตร แต่ไม่เกิน 40 เมตร	120	กก./ตร.ม.

น้ำหนักบรรทุกเพิ่มเติม (Super Dead Load)SDL.

-	กระเบื้องปูพื้น	0.5	กก./ตร.ม.
-	ปูนทรายปรับระดับหนา 5 ซม.	85	กก./ตร.ม.
-	งานระบบไฟฟ้าและแสงสว่าง	10	กก./ตร.ม.
-	ผนังก่ออิฐบล็อกหนา 10 ซม.รวมฉาบสองด้าน	180	กก./ตร.ม.
-	ผนังก่ออิฐบล็อกหนา 20 ซม.รวมฉาบสองด้าน	280	กก./ตร.ม.
-	โครงสร้างรองรับถังเก็บน้ำ (ดาดฟ้า)	500	กก./ตร.ม.

รายการคำนวณแรงลมและการตอบสนองอาคาร ม.ย.ผ. 1311-50

แรงลมสำหรับออกแบบโครงสร้างหลัก ด้วยวิธีอย่างง่าย เนื่องจากความสูงอาคารไม่เกิน 80 เมตร

ข้อมูลการออกแบบ แกน X-X (ด้านกว้างอาคาร)

H = (ความสูงอาคาร)	18.90 m.	W = (ความกว้าง)		10.50	m.
D = (ความลึกอาคาร)	19.00 m.	Iw = (ค่าประกอบความสำคัญ)		1.00	
ลักษณะช่องเปิด	1	ความเร็วลม	25.00	m/s	
ความหนาแน่นอากาศ	1.25 kg(mass)/m^3				
ลักษณะภูมิประเทศ	A (ภูมิประเทศแบบโล่ง)				

ผลการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ที่เกี่ยวข้อง

q =	39.82 kg/m^2	**Cg =**	2.00	**Cgi =**	2.00

สัมประสิทธิความดันภายใน **สัมประสิทธิความดันภายนอก**

Cpi สำหรับแรงดัน 0.00 Cpi สำหรับแรงดูด -0.15 Cp ด้านหน้าลม 0.81 Cp บริเวณด้านท้ายลม -0.51

หลังคามีอัตราส่วน H/D < 1

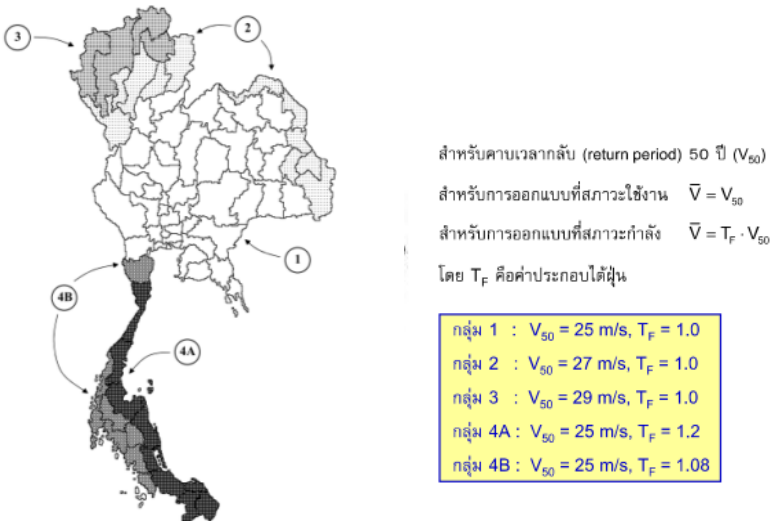
Cp บริเวณหลังคา ระยะ H จากด้านหน้าลม -1.00 Cp บริเวณหลังคา ถัดจากระยะ H จากด้านหน้าลม -0.50

หน่วยแรงลมภายในเมื่อ Cpi = -0.15 คือ -11.81 kg/m^2

หน่วยแรงลมภายในเมื่อ Cpi = 0.00 คือ 0.00 kg/m^2

รวมผลแรงลมกระทำภายนอกอาคาร ในทิศทางลม

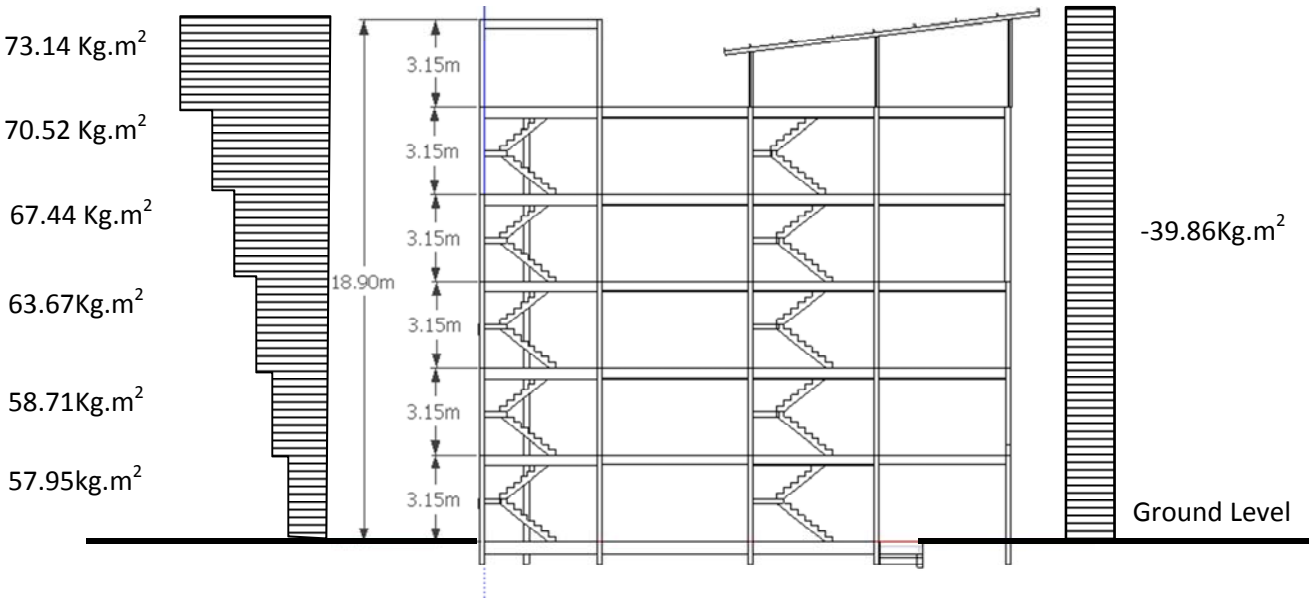
Total baseshear	20.60	Ton
Overtuning alongwind	200.40	Ton-.m



รูปแสดงความเร็วลมอ้างอิง

ผลการคำนวณหน่วยแรงลม

บริเวณ	Ce	P ext	kg/m^2
หลังคามีอัตราส่วน H/D < 1			
ระยะ H จากด้านหน้าลม	1.136		-90.45
ระยะ > H จากด้านหน้าลม	1.13		-45.23
บริเวณด้านท้ายลม			
ที่ทุกความสูง	0.989		-39.86
บริเวณด้านหน้าลม			
ระยะ z จากพื้น (m)		**ต้นลม (Kg./m^2)**	**ต้นลม+ท้ายลม (kg/m^2)**
18.90	1.136	73.14	113
15.75	1.095	70.52	110.38
12.60	1.047	67.44	107.30
9.45	0.989	63.67	103.53
6.30	0.912	58.71	98.57
3.15	0.900	57.95	97.81
0.00	0.900	57.95	97.81



รูปภาพแสดงแรงลมกระทำต่ออาคารด้านกว้าง

แรงลมสำหรับออกแบบโครงสร้างหลัก ด้วยวิธีอย่างง่าย

ข้อมูลการออกแบบแกน Y-Y (ด้านยาวอาคาร)

H = 18.90 m. **W =** 19.00 m.

D = 10.50 m. **Iw =** 1.00

ลักษณะช่องเปิด 1 **ความเร็วลม** 25.00 m/s

ความหนาแน่นอากาศ 1.25 kg(mass)/m^3

ลักษณะภูมิประเทศ A

ผลการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ที่เกี่ยวข้อง

q = 39.82 kgf/m^2 **Cg =** 2.00 **Cgi =** 2.00

สัมประสิทธิความดันภายใน

Cpi สำหรับแรงดัน 0.00 **Cpi สำหรับแรงดูด** -0.15

สัมประสิทธิความดันภายนอก

Cp ด้านหน้าลม 0.80

Cp บริเวณด้านท้ายลม -0.50

Cp บริเวณหลังคา -1.00

หน่วยแรงลมภายในเมื่อ Cpi = -0.15 **คือ** -11.81 kgf/m^2

หน่วยแรงลมภายในเมื่อ Cpi = 0.00 **คือ** 0.00 kgf/m^2

รวมผลแรงลมกระทำภายนอกอาคาร ในทิศทางลม

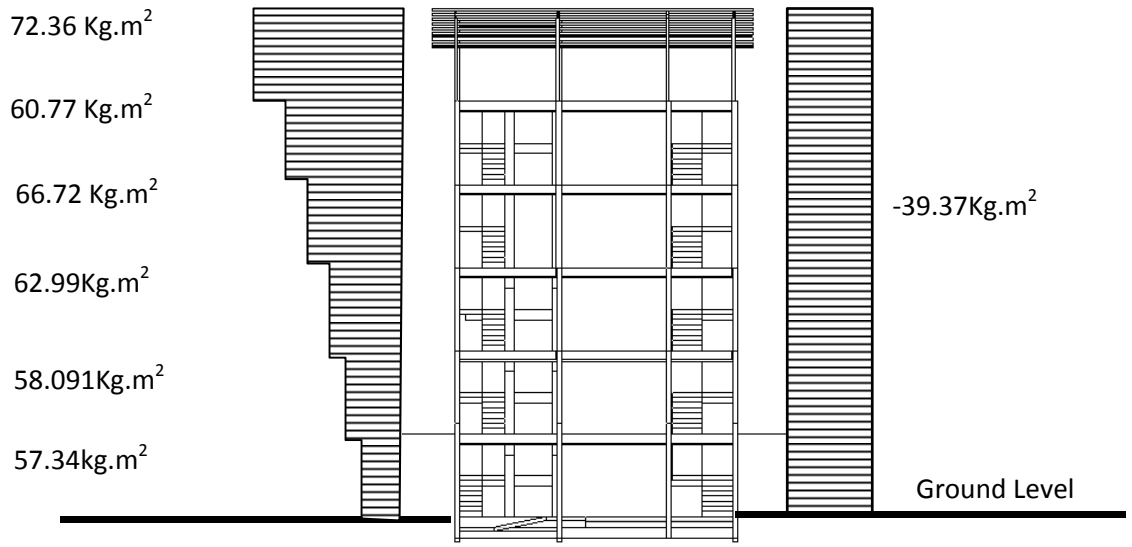
Total baseshear 36.86 Tonf

Overtuning alongwind 358.57 Tonf.m

ผลการคำนวณหน่วยแรงลม

บริเวณ	**Ce**	**P ext** kgf/m^2
บริเวณหลังคา		
บริเวณกลางหลังคา	1.136	-90.45
บริเวณด้านท้ายลม		
ที่ทุกความสูง	0.989	-39.37
บริเวณด้านหน้าลม		

ระยะ z จากพื้น (m)		**ต้นลม ($Kg./m^2$)**	**ต้นลม+ท้ายลม (kg/m^2)**
18.90	1.136	72.36	111.73
15.75	1.095	69.77	109.14
12.60	1.047	66.72	106.09
9.45	0.989	62.99	102.36
6.30	0.912	58.09	97.46
3.15	0.900	57.34	96.71
0.00	0.900	57.34	96.71



รูปภาพแสดงแรงลมกระทำต่ออาคารด้านยาว

รายการคำนวณการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ม.ย.ผ. 1302

สเปคตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบ (Sa) โซนที่ 5 : กรุงเทพฯ

โซนที่5.	Sa(0.1s)	Sa(0.2s)	Sa(1s)	Sa(2s)	Sa(3s)	Sa(4s)	Sa(5s)	Sa(6s)	Unit
	0.126	0.126	0.158	0.174	0.078	0.058	0.047	0.039	g.

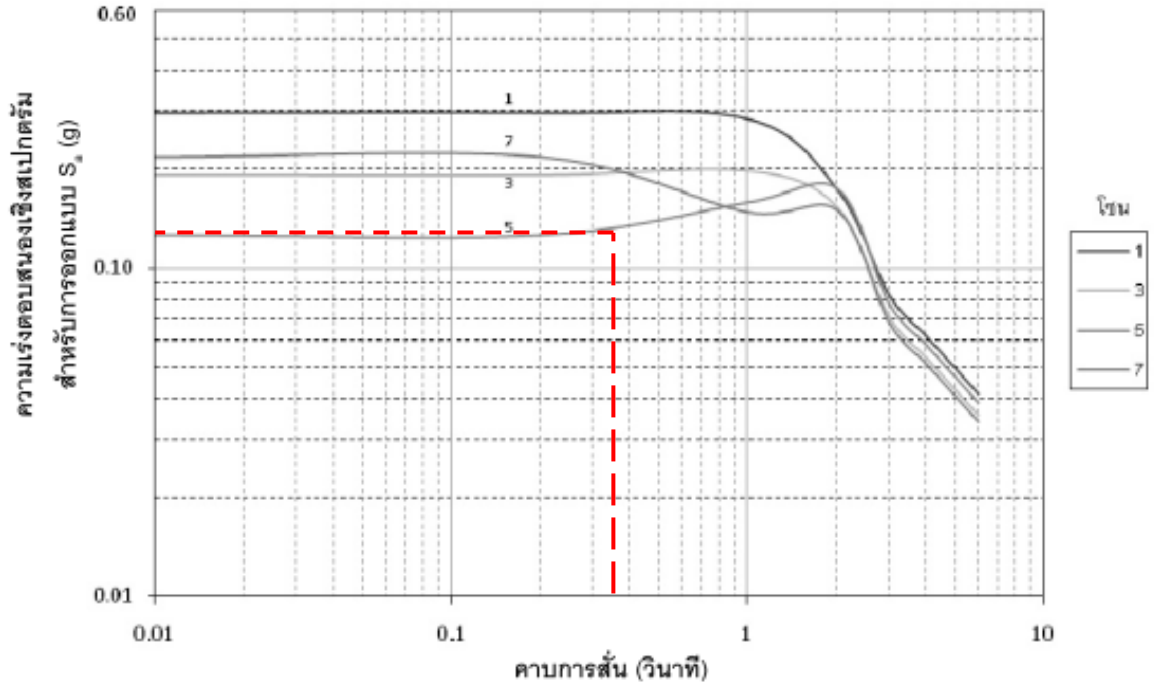
ค่าแผ่นดินไหวมากที่สุดจะระบุเป็นค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบสั้น Ss (คาบการสั่น 2 วินาที) S1ที่ 1 วินาที

ตัวประกอบและความสำคัญของประเภทของอาคาร (I)

อาคารและโครงสร้างอื่นๆที่มีความสำคัญไม่มากนัก ประเภทความสำคัญอาคาร II (ปกติ)

ตัวประกอบความสำคัญของอาคาร = 1

คาบการสั่นพื้นฐาน สำหรับอาคารคอนกรีต T = 0.02 x18.9 = 0.378 วินาที



ตารางที่ 1 ค่า SDS

ค่า SDS	ประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว		
	I หรือ II	**III**	**IV**
SDS<0.167	ก(ไม่ออกแบบ)	ก(ไม่ออกแบบ)	ก(ไม่ออกแบบ)
0.167≤SDS < 0.33	ข	ข	ค
0.33≤ SDS < 0.50	ค	ค	ง
0.50≤ SDS	ง	ง	ง

ตารางที่ 2 ค่า SD1

ค่า SD1	ประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว		
	I หรือ II	**III**	**IV**
SD1<0.067	ก(ไม่ออกแบบ)	ก(ไม่ออกแบบ)	ก(ไม่ออกแบบ)
0.067≤ SD1 < 0.133	ข	ข	ค
0.133≤ SD1 < 0.20	ค	ค	ง
0.20≤ SD1	ง	ง	ง

SDS=SD1=Sa = 0.133 < 0.167 ออกแบบแผ่นดินไหวเป็นประเภท ก (น้อย)

SDS = SD1= Sa = 0.067 < 0.133≤0.133 ออกแบบแผ่นดินไหวเป็นประเภท ข (ปกติ)

ในกรณีที่ค่าจากตารางทั้งสองต่างกันให้ยึดประเภทที่รุนแรงกว่า ในกรณีที่คาบการสั่นพื้นฐานของอาคาร(T)

ในทั้งสองทิศทางที่ตั้งฉากกันที่คำนวณได้มีค่าน้อยกว่า 0.8 Ts วินาทีโดยที่ TS มีค่าเป็นไปตามที่กำหนดค่า

คาบการสั่นพื้นฐานให้กำหนดประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวโดยใช้เฉพาะเกณฑ์ในตารางที่ 1

เมื่อ Ts = SD1/SDS = 0.133/0.133 = 1 ดังนั้น T = 0.378<Ts = 0.8*1 = 0.8

สรุปใช้การออกแบบแผ่นดินไหวเป็นประเภท ก (ไม่ต้องออกแบบแรงแผ่นดินไหว)

น้ำหนักบรรทุกใช้งานที่เพิ่มค่า (Load Combination)

ตามมาตรฐาน ACI หรือ วสท. กำหนดให้พิจารณาหาน้ำหนักประลัยดังนี้

1. กรณีอาคารไม่ได้คิดรับแรงลมหรือแรงจากแผ่นดินไหว

   U = 1.4D+1.7L

2. กรณีอาคารที่คิดแรงลม

   U = 0.75(1.4D+1.7L+1.7W)

   U = 0.9D+1.3W

3. กรณีอาคารที่คิดรับแรงจากแผ่นดินไหว

   U = 1.05D+1.28L+1.4E

   U = 0.9D+1.43E

4. สำหรับอาคารที่คิดรับแรงดันทางข้างของดินและน้ำใต้ดิน

   U = 1.4D+1.7L+1.7H

   U = 0.9D+1.7L+1.7H

   U = 1.4D+1.7H

   U= 0.9D+1.7H

   เนื่องจากรายการคำนวณอาคารไม่ต้องออกแบบแรงแผ่นดินไหวดังนั้นจะพิจารณาโหลด Case1,2

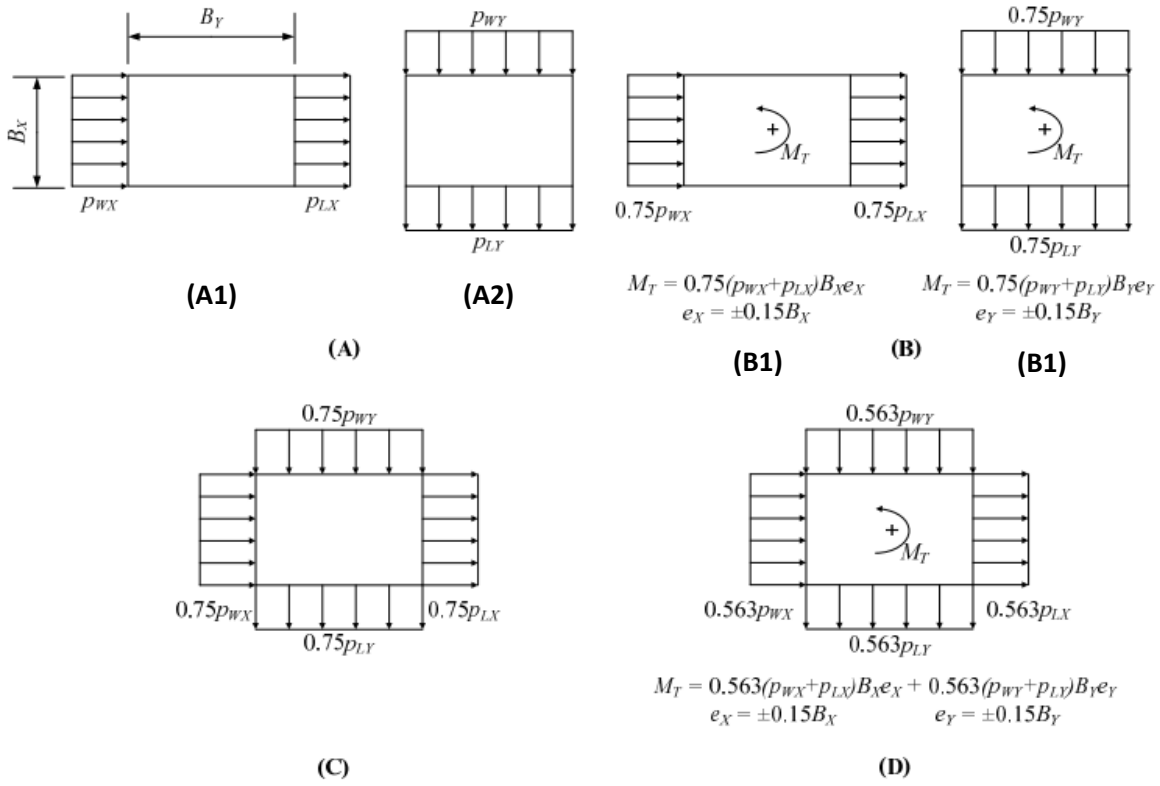
น้ำหนักบรรทุกใช้งานที่เพิ่มค่าจากแรงลม (Wind Load Combination)

อาคารกว้าง = 10.50 m. อาคารยาว = 19 m (ชั้น 1-Deck)

อาคารกว้าง = 3.85 m. อาคารยาว = 4.25 m. (ชั้น Roof)

ชั้น	ความสูง (m.)	ความสูงแต่ละชั้น (m.)	Net Wind Pressure X-Dir (Kg-m^2)	Net Wind Force X-Dir(Kg)	Net Wind Pressure Y-Dir (Kg-m^2)	Net Wind Force Y-Dir(Kg)
Roof	18.9	3.15	113	1370.41	111.73	1495.79
Deck	15.75	3.15	110.38	3650.82	109.14	6532.03
FL.5	12.6	3.15	107.3	3548.95	106.09	6349.49
FL.4	9.45	3.15	103.53	3424.25	102.36	6126.25
FL.3	6.3	3.15	98.57	3260.20	97.46	5832.98
FL.2	3.15	3.15	97.81	3235.07	96.71	5788.09
FL.1	3.15	3.15	97.81	3235.07	96.71	5788.09

หา Net Wind Force แกน Xหรือ Y = Net wind Pressure*ความสูงแต่ละชั้น*ความกว้างอาคาร



รูปการรวมผลของแรงลมเนื่องจากแรงลมในทิศทางลม ตั้งฉากกับทิศทางลมและการบิด

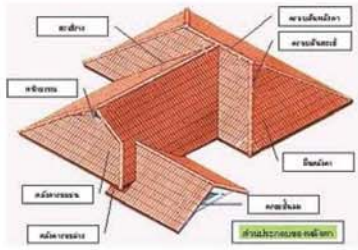
ตารางรวมผลของแรงลมเนื่องจากแรงลมในทิศทางลม ตั้งฉากกับทิศทางลมและการบิดทั้ง 6 Case

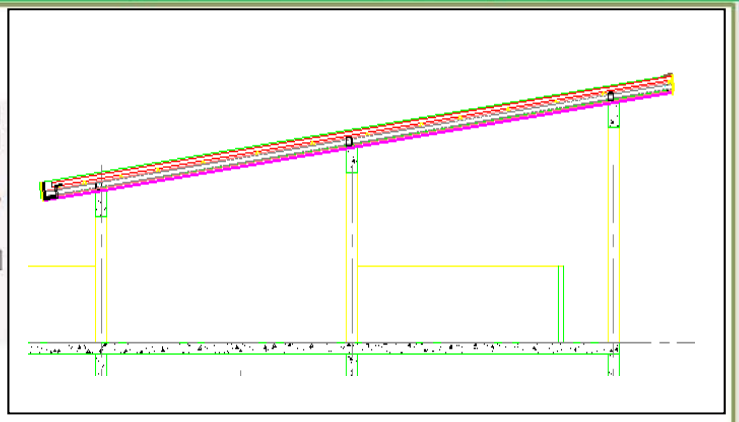
ชั้น	ความสูงแต่ละชั้น	CASE A1	CASE A2	CASE B1		CASE B2		CASE C		CASE D		
	(m.)	Fx	Fy	Fx	Mt	Fy	Mt	Fx	Fy	Fx	Fy	Mt
Roof	3.15	1370.41	1495.79	1027.81	1618.79	1121.84	3197.24	1027.8056	1121.839	771.53942	842.12717	3615.24
Deck	3.15	3650.82	6532.03	2738.11	4312.53	4899.02	13962.21	2738.1139	4899.0218	2055.4108	3677.5323	13718.24
FL.5	3.15	3548.95	6349.49	2661.71	4192.19	4762.11	13572.03	2661.7106	4762.1149	1998.0574	3574.7609	13335.01
FL.4	3.15	3424.25	6126.25	2568.19	4044.90	4594.68	13094.85	2568.1911	4594.6845	1927.8554	3449.0765	12866.24
FL.3	3.15	3260.20	5832.98	2445.15	3851.11	4374.74	12468.00	2445.1521	4374.7358	1835.4941	3283.9683	12250.21
FL.2	3.15	3235.07	5788.09	2426.30	3821.42	4341.07	12372.05	2426.2993	4341.0701	1821.342	3258.6966	12155.90
FL.1	3.15	3235.07	5788.09	2426.30	3821.42	4341.07	12372.05	2426.2993	4341.0701	1821.342	3258.6966	12155.90

ออกแบบโครงเหล็กหลังคา ชิ้นส่วนแป

Purlin steel design : ASD

Project :	Date : 30 September 2013	Time : 10:25:43 AM
Owner :	Engineer :	License :
Location :	Purlin No. : แปเหล็ก-1	Floor : Roof





Input Data

Use Steel Grade	=	Fe-24		roofing material	=	5.00	kg./m.^{2}	H	=	1.41	m.
E_s	=	2,100,000	kg./cm.^{2}	Weight of purlin	=	10.00	kg./m.	L	=	4.75	m.
F_y	=	2,400.00	kg./cm.^{2}	Live load	=	30.00	kg./m.^{2}	s	=	1.50	m.
F_b	=	1,440.00	kg./cm.^{2}	Wind load	=	50.00	kg./m.^{2}	D	=	4.75	m.
Sagrod design	=	Yes		Weight Ect.	=	15.00	kg./m.^{2}	W_g	=	85.00	kg./m.

Analysis & Design

θ	=	30.70	degree	M_x	=	251.636	kg./m.	Select		150x50x20x3.2	mm.
W_x	=	43.392	kg./m.	M_y	=	12.087	kg./m.	I_x	=	280.000	cm^4
W_y	=	100.375	kg./m.	S_x	=	17.475	cm.^{3}	I_y	=	28.300	cm^4
$\Delta_{allow.\ y\text{-}y}$	=	1.319	cm. ≥	$\Delta_{max.\ y\text{-}y}$	=	1.132	cm.	S_x	=	37.400	cm^3
$\Delta_{allow.\ x\text{-}x}$	=	0.440	cm. ≥	$\Delta_{max.\ x\text{-}x}$	=	0.060	cm.	S_y	=	8.190	cm^3
f_b	=	1,115.57	kg./cm.^{2} ≤	F_b	=	1,440.00	kg./cm.^{2}	r_x	=	5.710	cm
								r_y	=	1.810	cm
								Sectional Area	=	8.607	cm^2
								Unit Weight	=	6.760	kg./m.

(●) C-Light Lip Channel ( ) Square Tube ( ) Rectangular Tube ( ) Equal leg Angle
( ) C-Channel ( ) WF-Wide Flange ( ) I-Beam ( ) Unequal leg Angle

Sagrod design

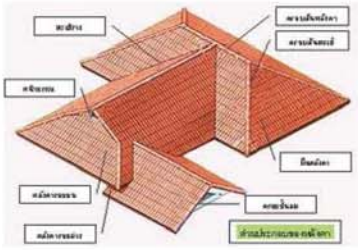
M_y	=	12.087	kg./m.	S_y	=	2.730	cm.^{3}	Use sagrod	=	2	Row
f_b	=	1,115.57	kg./cm.^{2} ≤	F_b	=	1,440.00	kg./cm.^{2}	Required (A_s)	=	0.089	cm.^{2}
F_y	=	2,400.00	kg./cm.^{2}	F_t	=	1,440.00	kg./cm.^{2}	RB 12	A_s	=	1.131 cm.^{2}
Check Slender Ratio				r	=	0.500	cm.	D_c	=	2.000 cm.	≤ D_a = 3.770 cm.

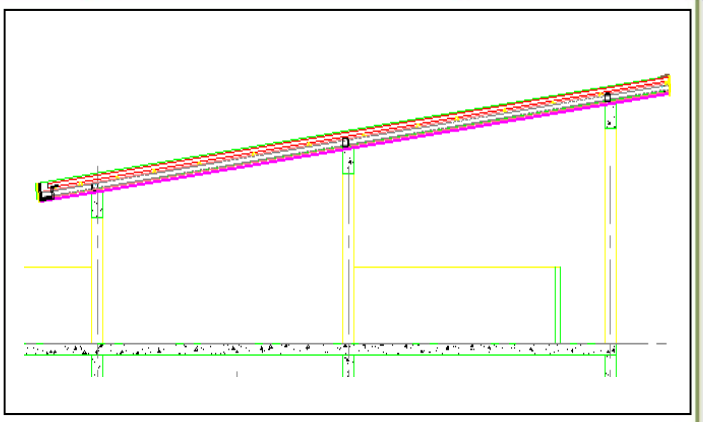
Results => Use : C-Light Lip Channel 150x50x20x3.2 mm. Weight 6.760 kg./m.
Use : Sagrod RB 12 2 Row Max.Reaction = 269.167 kg./m.
Complete !!

ออกแบบโครงเหล็กหลังคา ชิ้นส่วนจันทัน (SB1)

Rafter steel design : ASD

Project :	Date : 30 September 2013	Time : 10:42:47 AM
Owner :	Engineer :	License :
Location :	Rafter No. : จันทัน-1	Floor : Roof

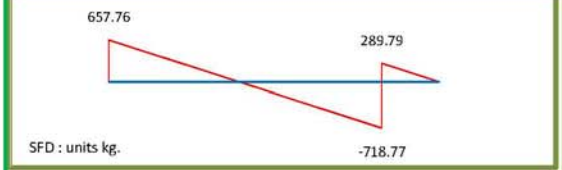


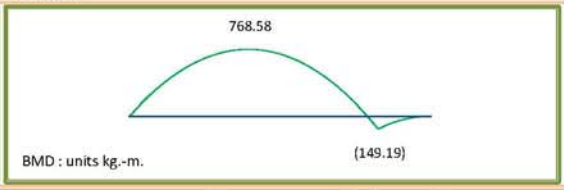


Input Data

Use Steel Grade	=	Fe-24		roofing material	=	5.00	kg./m.^{2}	H	=	1.41	m.
E_s	=	2,100,000	kg./cm.^{2}	Weight of purlin	=	8.00	kg./m.	L_3	=	1.00	m.
F_y	=	2,400.00	kg./cm.^{2}	Live load	=	30.00	kg./m.^{2}	L_4	=	4.75	m.
F_b	=	1,440.00	kg./cm.^{2}	Wind load	=	50.00	kg./m.^{2}	D	=	4.75	m.
W	=	281.46	kg./m.	Weight Ect.	=	15.00	kg./m.^{2}	s	=	1.50	m.
W_0	=	83.00	kg./m.	Weight of rafter	=	10.00	kg./m.	L	=	11.50	m.

Analysis & Design





Calculate & Design

θ	=	13.78	degree	M_x	=	768.584	kg./m.	Select	200x75x20x3.2		mm.
W_x	=	22.149	kg./m.	M_y	=	5.537	kg./m.	I_x	=	716.000	cm^4
W_y	=	281.456	kg./m.	S_x	=	53.374	cm.^{3}	I_y	=	84.100	cm^4
$\Delta_{allow.\ y\text{-}y}$	=	1.359	cm.	≥ $\Delta_{max.\ y\text{-}y}$	=	1.245	cm.	S_x	=	71.600	cm^3
f_b	=	1,108.49	kg./cm.^{2}	≤ F_b	=	1,440.00	kg./cm.^{2}	S_y	=	15.800	cm^3

(●) C-Light Lip Channel	( ) Square Tube	( ) Rectangular Tube	( ) Equal leg Angle	r_x	=	7.790 cm
( ) C-Channel	( ) WF-Wide Flange	( ) I-Beam	( ) Unequal leg Angle	r_y	=	2.670 cm
				Sectional Area	=	11.810 cm^2

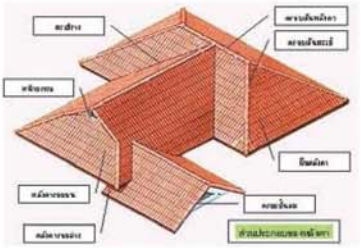
X1	=	2.34	m.	X2	=	4.67	m.	Unit Weight	=	9.270	kg./m.
$Reaction_1$	=	212.33	kg./m.	$Reaction_2$	=	276.95	kg./m.	$Reaction_3$	=	1,417.31	kg./m.

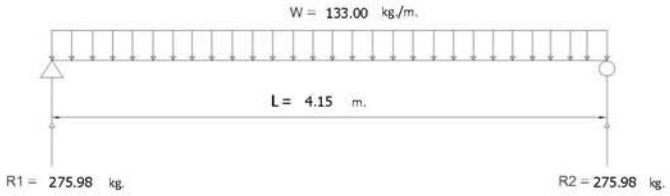
Results =>	Use : C-Light Lip Channel 200x75x20x3.2 mm.	Weight	9.270 kg./m.	**Complete !!**

ออกแบบโครงเหล็กหลังคา ชิ้นส่วนอะเส (SB2)

Pole-pate steel design : ASD

Project :	Date : 30 September 2013	Time : 11:06:16 AM
Owner :	Engineer :	License :
Location :	Pole-pate No. : อะเส-1	Floor : Roof

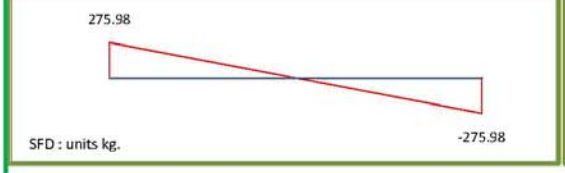


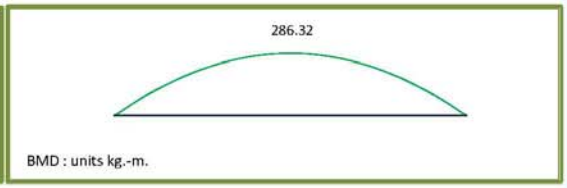


Input Data

Use Steel Grade	= Fe-24		Weight of pole.	= 15.00	kg./m.	D	= 2.00	m.
E_s	= 2,100,000	kg./cm.^{2}	Weight tranfer.	= 118.00	kg./m.	L	= 4.15	m.
F_y	= 2,400.00	kg./cm.^{2}	Weight $_{average}$	= 133.00	kg./m.			
F_b	= 1,440.00	kg./cm.^{2}						

Analysis & Design





Calculate & Design

Amount of steel	= 1.00	Single	M_x	= 286.324	kg./m.	Select	150x50x20x3.2	mm.
W_y	= 133.000	kg./m.	S_x	= 19.884	cm.^{3}	I_x	= 280.000	cm^4
$\Delta_{allow.\ y\text{-}y}$	= 1.153	cm. ≥	$\Delta_{max.\ y\text{-}y}$	= 0.874	cm.	I_y	= 28.300	cm^4
X1	= 2.08	m.	X2	= 4.15	m.	S_x	= 37.400	cm^3
Reaction$_1$(Min.)	= 275.98	kg.	Reaction$_2$(Min.)	= 275.98	kg.	S_y	= 8.190	cm^3
						r_x	= 5.710	cm
						r_y	= 1.810	cm
						Sectional Area	= 8.607	cm^2
						Unit Weight	= 6.760	kg./m.

(●) C-Light Lip Channel ( ) Square Tube ( ) Rectangular Tube ( ) Equal leg Angle
( ) C-Channel ( ) WF-Wide Flange ( ) I-Beam ( ) Unequal leg Angle

Results => Use : C-Light Lip Channel 1-150x50x20x3.2 mm. Weight 6.760 kg./m. **Complete !!**

ออกแบบโครงเหล็กหลังคา ชิ้นส่วนเสา(SC1)

DESIGN COMPRESSION FOR MEMBER				**SC1**			
	LOAD	**2,473.80**	Kg.				
	E	2,100,000.00	Ksc				
	Fy	2400	Ksc				
	LENGTH	3.17	m.				
STEP1>	Assume Compression Allowble =			1000	Ksc		
STEP2>	Select Area		=	2.4738	$Cm.^2$		
STEP3>	Use Steel		SQ	100x3.2	mm.		
	Ag =	12.13	$Cm.^2$	Rmin =	3.93	Cm.	
STEP4>	K =	1					
	KL/r =	80.662					
	$Cc = \sqrt{2\pi^2 E/Fy}$		131.36				
	$Fa = \frac{1-1/2\,(KL/r/Cc)^2}{5/3+3/8\,(KL/r/Cc) - 1/8\,(KL/r/Cc)^3}$ .Fy						
	Fa =		0.8114589 / 1.8679986	*FY	=	1042.5604	Ksc
STEP5>	Actually Compreesion =Ag.Fa =		12,646.26	Kg. >	2,473.80	Kg.	OK
		ใช้เหล็กขนาด	SQ	100x3.2	mm.		

ออกแบบโครงสร้างพื้น ชั้นดาดฟ้า (RS1)

Design of Two Way Slab (Method III) - USD Method , EIT 1008-38 **[Metric Unit]**

A. Material Properties :

Concrete			Steel		
Comp. Strength (fc')	240	ksc.	Yeild Strength(main) (fy)	4000	ksc.
Unit Weigth ,(w_c)	2400	kg/m^3	Yeild Strength(strir.) (fvy)	2400	ksc.
Elas. Modulus (Ec)	245952	ksc.	Elas. Modulus (Es)	2040000	ksc.

B. Design Parameters :

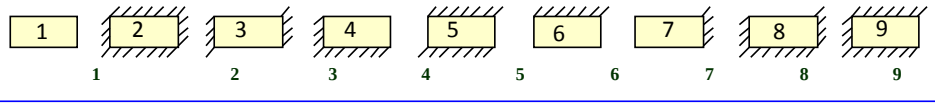
β_1 : 0.850 ; ϕ_b : 0.9 ; ϕ_v, ϕ_t : 0.85

ไม่ต่อเนื่อง
ต่อเนื่อง

C. Slab Dimension :

Short Span, la	4.15	m.	Thickness, h	0.12	m.	**OK**
Long Span, lb	5.45	m.	Covering, Co	0.03	m.	

Case :



D. Loading : **Selected Design Case :** **1**

Considered Strip Width, b	1.00	m.	Factor Load U =	1.4D + 1.7L	
Dead Load, DL	288	kg/m^2	Factor Total Uniformed Load, Wu	706.2	kg/m^2
Superimposed Dead Load, SDL	95	kg/m^2	Factor Unif. DL+SDL, Wdl+sdl	536.2	kg/m^2
Live Load	100	kg/m^2	Factor Unif. LL+SDL, Wll	170	kg/m^2

For m = 0.77	Short Span, la = **4.15** m.			Long Span ,lb = **5.45** m.		
	M- Disc.	M+ Mid.	M- Cont.	M- Disc.	M+Mid.	M- Cont.
		DL / LL			DL / LL	
Moment Coefficient, C	-	0.059 / 0.059	-	-	0.0206 / 0.0206	-
Mu = CWul^2 (kg-m/m)	239.20	544.85 + 172.74 = Total Pos.Mo 717.59	-	144.03	328.09 + 104.02 = Total Pos.Mo 432.10	-
Ru = Mu/($\phi_b$bd^2)	3.77	11.30	-	2.27	7.89	-
ρ req'd	0.0010	0.0029	-	0.0006	0.0020	-
Asreq'd (cm^2)	**0.80**	**2.44**	-	**0.48**	**1.57**	-
Eff. Depth, d (m.)	0.084	0.084	-	0.084	0.078	-
USE Reinf. bar	DB12mm.	DB12mm.	DB12mm.	DB12mm.	DB12mm.	DB12mm.
Spacing	@ 0.300m.	@ 0.300m.	@ 0.300m.	@ 0.300m.	@ 0.300m.	@ 0.300m.
Asprov'd (cm^2)	4.52	4.52	-	4.52	4.52	-
Check Asprov'd > Asreq'd	**OK**	**OK**	-	**OK**	**OK**	-

Note : Negative moment of Discontinueos Span is obtain from 1/3*Total positive moment

F. Shear Reinforcement Design : ACI318-99 - Section 11.3 and 11.5

ϕ_vVc = ϕ_v*0.53*(fc')^0.5*bw*d = 11061.24 kg.

Check Vc > Vu, **For m =** 0.77

Total load on Slab = 15972.48 kg.

Distributed Load Ratio for Short Span, Wa = 0.74

Distributed Load Ratio for Long Span, Wb = 0.26

Factor Load on Short Beam, Vua	2848.10 kg/m	<	ϕ_vVc	**OK**
Factor Load on Long Beam, Vub	761.99 kg/m	<	ϕ_vVc	**OK**

G. Temperature and Shrinkage Reinforcement Design : ACI318-99 - 7.12.2.1

ρ min = 0.0020

$As_{req'd}$ =ρ min*b*h = 2.40 cm^2

USE RB9 mm. @ 0.200m.

Check Asprov'd = 3.18 cm^2 > $As_{req'd}$ = 2.40 cm^2 **OK**

H. Special Reinforcement :

H.1 Special Reinf. at Exterior Conners ACI318-13.3.6.2

Special Reinf. Length, ls = lb/5 = 2.0 **USE** Top&Bottom bar DB12mm. @ 0.300m.

H.2 Special Reinf. at Top Slab perpendicular to Neg. Reinf. Bar ACI318-13.3.6.4

Short Span, la		Long Span, lb	
M- Disc.	M- Cont.	M- Disc.	M- Cont.
RB9 mm. @ 0.150m.	RB9 mm. @ 0.150m.	RB9 mm. @ 0.075m.	RB9 mm. @ 0.150m.

Note : 1. Special Reinf. At Top Slab perpendicular to Neg Reinf. Bar

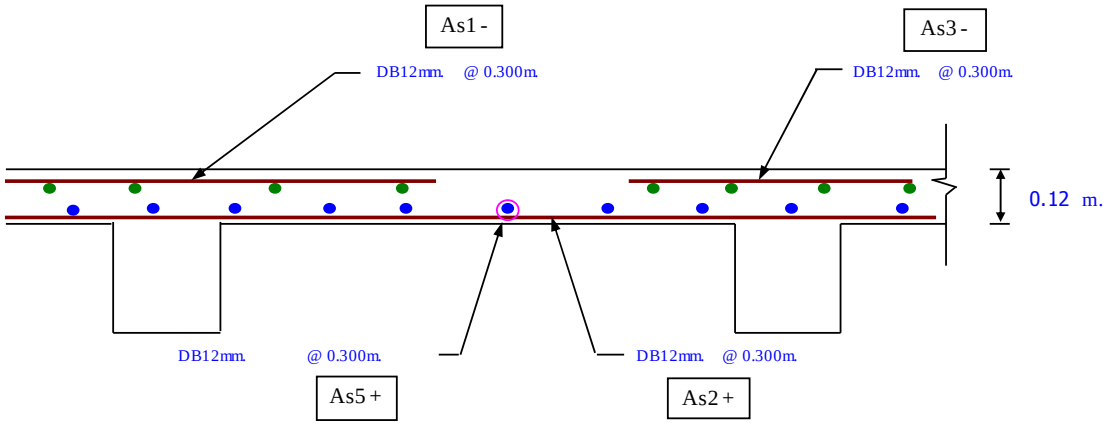
For Top Reinf. RB9 mm. - USE RB6 mm.@0.15m.

For Top Reinf. DB12 mm. - USE RB9 mm.@0.20m.

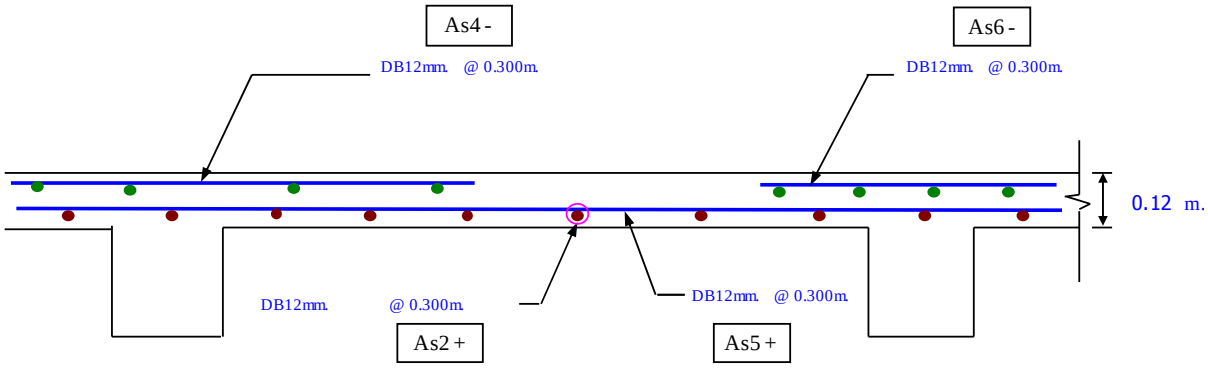
For Top Reinf. DB16 mm. - USE RB9 mm.@0.15m.

I. Drawing :

Slab	t (m)	Reinforcing Steel						Remark
		AS1 -	AS2 +	AS3 -	AS4 -	AS5 +	AS6 -	
Two Way Slab	0.12	DB12mm.@0.3m	DB12mm.@0.3m	DB12mm.@0.3m	DB12mm.@0.3m	DB12mm.@0.3m	DB12mm.@0.3m	



Short Span, S :



Long Span, L :

(RS1)

ออกแบบโครงสร้างพื้น ชั้นดาดฟ้า(RS2รับการวางถังน้ำ)

Design of Two Way Slab (Method III) - USD Method , EIT 1008-38

A. Material Properties :

Concrete			Steel		
Comp. Strength (fc')	240	ksc.	Yeild Strength(main) (fy)	4000	ksc.
Unit Weigth ,(w_c)	2400	kg/m^3	Yeild Strength(strir.) (fvy)	2400	ksc.
Elas. Modulus (Ec)	245952	ksc.	Elas. Modulus (Es)	2040000	ksc.

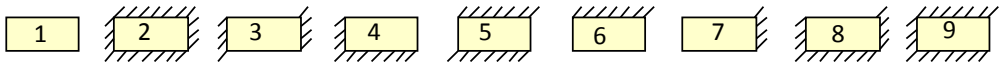
B. Design Parameters :

β_1 : 0.850 ; ϕ_b : 0.9 ; ϕ_v, ϕ_t : 0.85

C. Slab Dimension :

Short Span, la	3.85	m.	Thickness, h	0.12	m.	**OK**
Long Span, lb	5.45	m.	Covering, Co	0.03	m.	

Case :



D. Loading : **Selected Design Case : 6**

Considered Strip Width, b	1.00	m.	Factor Load U =	1.4D + 1.7L	
Dead Load, DL	288	kg/m^2	Factor Total Uniformed Load, Wu	706.2	kg/m^2
Superimposed Dead Load, SDL	95	kg/m^2	Factor Unif. DL+SDL, Wdl+sdl	536.2	kg/m^2
Live Load	100	kg/m^2	Factor Unif. LL+SDL, Wll	170	kg/m^2

For m = 0.71	Short Span, la = **3.85** m.			Long Span ,lb = **5.45** m.			
	M- Disc.	M+ Mid. DL	M+ Mid. LL	M- Cont.	M- Disc.	M+Mid. DL	M+Mid. LL	M- Cont.
Moment Coefficient, C	-	0.0504	0.059	0.0904	-	0.0096	0.0136	-
Mu = CWul^2 (kg-m/m)	183.08	400.57 + 148.67		946.28	73.86	152.89 + 68.67		-
		Total Pos.Mo =549.24				Total Pos.Mo =221.57		
Ru = Mu/($\phi_b$bd^2)	2.88	8.65		14.90	1.16	4.05		-
ρ req'd	0.0007	0.0022		0.0039	0.0003	0.0010		-
Asreq'd (cm^2)	**0.61**	**1.86**		**3.25**	**0.24**	**0.80**		**-**
Eff. Depth, d (m.)	0.084	0.084		0.084	0.084	0.078		-
USE Reinf. bar	DB12mm.	DB12mm.		DB12mm.	DB12mm.	DB12mm.		DB12mm.
Spacing	@ 0.300m.	@ 0.300m.		@ 0.150m.	@ 0.150m.	@ 0.300m.		@ 0.150m.
Asprov'd (cm^2)	4.52	4.52		7.92	7.92	4.52		-
Check Asprov'd > Asreq'd	**OK**	**OK**		**OK**	**OK**	**OK**		-

Note : Negative moment of Discontinueos Span is obtain from 1/3*Total positive moment

F. Shear Reinforcement Design : ACI318-99 - Section 11.3 and 11.5

ϕ_vVc = ϕ_v*0.53*(fc')^0.5*bw*d = 11061.24 kg.

Check Vc > Vu, **For m =** 0.71

Total load on Slab	14817.84	kg.		
Distributed Load Ratio for Short Span, Wa	0.904			
Distributed Load Ratio for Long Span, Wb	0.096			
Factor Load on Short Beam, Vua	3479.31	kg/m	< ϕ_vVc	**OK**
Factor Load on Long Beam, Vub	261.01	kg/m	< ϕ_vVc	**OK**

G. Temperature and Shrinkage Reinforcement Design : ACI318-99 - 7.12.2.1

ρ min = 0.0020

$As_{req'd}$ =ρ min*b*h = 2.40 cm^2

USE RB9 mm. @ 0.200m.

Check Asprov'd = 3.18 cm^2 > $As_{req'd}$ = 2.40 cm^2 **OK**

H. Special Reinforcement :

H.1 Special Reinf. at Exterior Conners ACI318-13.3.6.2

Special Reinf. Length, ls = lb/5 = 2.0 **USE** Top&Bottom bar DB12mm. @ 0.300m.

H.2 Special Reinf. at Top Slab perpendicular to Neg. Reinf. Bar ACI318-13.3.6.4

Short Span, la		Long Span, lb	
M- Disc.	M- Cont.	M- Disc.	M- Cont.
RB9 mm. @ 0.150m.	RB9 mm. @ 0.150m.	RB9 mm. @ 0.075m.	RB9 mm. @ 0.150m.

Note : 1. Special Reinf. At Top Slab perpendicular to Neg Reinf. Bar

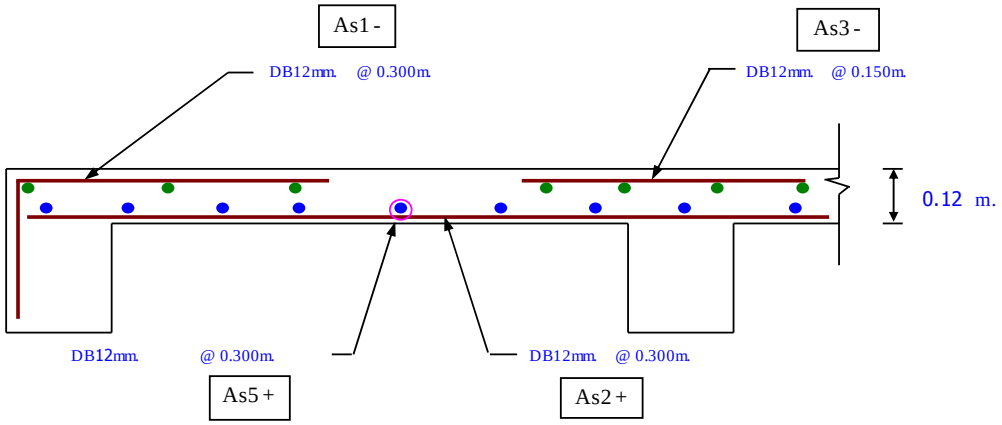
For Top Reinf. RB9 mm. - USE RB6 mm.@0.15m.

For Top Reinf. DB12 mm. - USE RB9 mm.@0.20m.

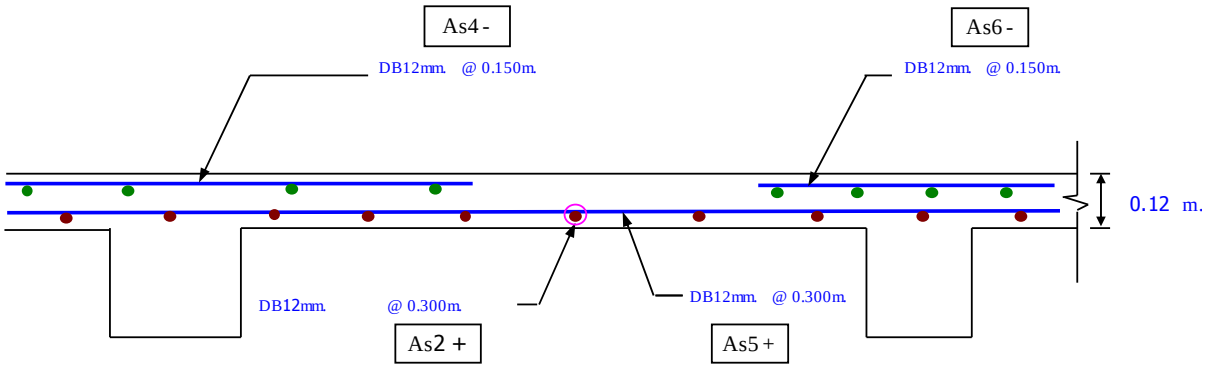
For Top Reinf. DB16 mm. - USE RB9 mm.@0.15m.

I. Drawing :

Slab	t (m)	Reinforcing Steel						Remark
		AS1 -	AS2 +	AS3 -	AS4 -	AS5 +	AS6 -	
Two Way Slab	0.12	DB12mm.@0.3m	DB12mm.@0.3m	DB12mm.@0.15m	DB12mm.@0.15m	DB12mm.@0.3m	DB12mm.@0.15m	



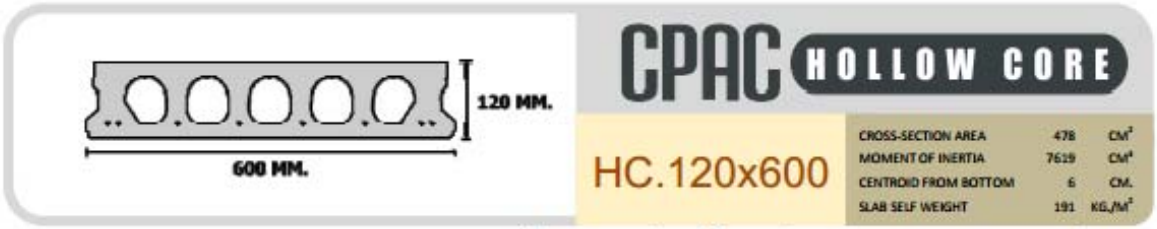
Short Span, S :



Long Span, L :

(RS2)

ออกแบบโครงสร้างพื้นชนิดสำเร็จรูป ชั้น1-4(S1)



ตารางแสดงความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัย
SAFE SUPERIMPOSED SERVICE LOAD TABLE

CPAC HOLLOW CORE SLAB HC. 120x600 mm. SLAB WEIGHT 191 KG./M²

NO Topping

เหล็กอัดแรง (PC WIRES)	น้ำหนักบรรทุกปลอดภัย (กิโลกรัม / ตารางเมตร) บนช่วงความยาว (เมตร) SAFE SUPERIMPOSED SERVICE LOAD (KG./M².) FOR EACH SLAB LENGTH (M.)																
	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50	4.75	5.00	5.25	5.50	5.75	6.00	6.25	6.50	6.75	7.00
4 Ø 4	520	419	340	276	223	180	143	113	86								
6 Ø 4	833	687	570	477	400	336	283	238	199	166							
8 Ø 4	1131	941	789	667	567	485	415	357	306	263	226	193					
6 Ø 5	1327	1108	933	793	678	582	502	435	377	327	284	247	214	185			
8 Ø 5	1747	1466	1242	1062	914	792	689	602	528	465	409	361	319	281	248	219	192

CPAC HOLLOW CORE SLAB HC. 120x600 mm. SLAB WEIGHT 311 KG./M²

เทคอนกรีตทับหน้า 5 ซม. เหล็กเสริม Ø 6 มม. หรือ เหล็กตะแกรง Ø 4 มม. ระยะห่าง 20 ซม.

5 CM. CONCRETE TOPPING STEEL BAR 6 MM. OR WIREMESH 4 MM. SPACING 20 CM.

เหล็กอัดแรง (PC WIRES)	น้ำหนักบรรทุกปลอดภัย (กิโลกรัม / ตารางเมตร) บนช่วงความยาว (เมตร) SAFE SUPERIMPOSED SERVICE LOAD (KG./M².) FOR EACH SLAB LENGTH (M.)																
	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50	4.75	5.00	5.25	5.50	5.75	6.00	6.25	6.50	6.75	7.00
4 Ø 4	762	611	491	395	316	250	196	150									
6 Ø 4	1230	1010	836	695	579	484	404	336	273	197							
8 Ø 4	1673	1387	1161	978	828	704	601	513	427	337	259	191					
6 Ø 5	1963	1634	1374	1163	991	849	729	628	534	434	347	271	205				
8 Ø 5	2580	2160	1827	1558	1338	1156	1004	874	764	653	547	454	373	301	238	181	

หมายเหตุ : -น้ำหนักบรรทุกปลอดภัย หมายถึง น้ำหนักแผ่กระจายสุทธิที่แผ่นพื้นสามารถรับได้ นอกเหนือไปจากน้ำหนักของแผ่นพื้น และน้ำหนักของคอนกรีตทับหน้า

REMARK : -Safe superimposed service load is the weight which the slab can bear excluding the dead weight of itself and the topping concrete.

(HC)

ออกแบบโครงสร้างพื้น ชั้นที่ 1(GS1)

Design of Two Way Slab (Method III) - USD Method , EIT 1008-38 [Metric Unit]

A. Material Properties :

Concrete			Steel		
Comp. Strength (fc')	240	ksc.	Yeild Strength(main) (fy)	4000	ksc.
Unit Weigth ,(w_c)	2400	kg/m^3	Yeild Strength(strir.) (fvy)	2400	ksc.
Elas. Modulus (Ec)	245952	ksc.	Elas. Modulus (Es)	2040000	ksc.

B. Design Parameters :

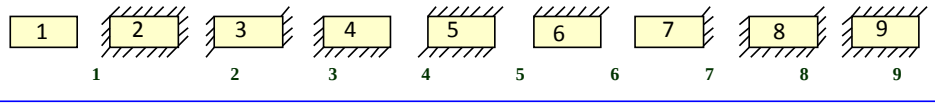
β_1 : 0.850 ; ϕ_b : 0.9 ; ϕ_v, ϕ_t : 0.85

ไม่ต่อเนื่อง
ต่อเนื่อง

C. Slab Dimension :

Short Span, la	4.15	m.	Thickness, h	0.15	m.	**OK**
Long Span, lb	5.45	m.	Covering, Co	0.03	m.	

Case :



D. Loading : **Selected Design Case :** **6**

Considered Strip Width, b	1.00	m.	Factor Load U =	1.4D	+ 1.7L	
Dead Load, DL	360	kg/m^2	Factor Total Uniformed Load, Wu	1317		kg/m^2
Superimposed Dead Load, SDL	95	kg/m^2	Factor Unif. DL+SDL, Wdl+sdl	637		kg/m^2
Live Load	400	kg/m^2	Factor Unif. LL+SDL, Wll	680		kg/m^2

For m = 0.77	Short Span, la = **4.15** m.			Long Span ,lb = **5.45** m.		
	M- Disc.	M+ Mid.	M- Cont.	M- Disc.	M+Mid.	M- Cont.
		DL LL			DL LL	
Moment Coefficient, C	-	0.0468 0.0534	0.0872	-	0.0132 0.0172	-
Mu = CWul^2 (kg-m/m)	379.60	513.43 + 625.38	1977.87	199.05	249.75 + 347.40	-
		Total Pos.Mo =1138.81			Total Pos.Mo =597.15	
Ru = Mu/($\phi_b$bd^2)	3.25	9.74	16.91	1.70	5.69	-
ρ req'd	0.0008	0.0025	0.0044	0.0004	0.0014	-
Asreq'd (cm^2)	**0.93**	**2.84**	**5.04**	**0.49**	**1.56**	-
Eff. Depth, d (m.)	0.114	0.114	0.114	0.114	0.108	-
USE Reinf. bar	DB12mm.	DB12mm.	DB12mm.	DB12mm.	DB12mm.	DB12mm.
Spacing	@ 0.200m.	@ 0.200m.	@ 0.200m.	@ 0.200m.	@ 0.200m.	@ 0.200m.
Asprov'd (cm^2)	5.65	5.65	5.65	5.65	5.65	-
Check Asprov'd > Asreq'd	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	-

Note : Negative moment of Discontinueos Span is obtain from 1/3*Total positive moment

F. Shear Reinforcement Design : ACI318-99 - Section 11.3 and 11.5

ϕ_vVc = ϕ_v*0.53*(fc')^0.5*bw*d 15011.68 kg.

Check Vc > Vu, **For m =** 0.77

Total load on Slab 29787.25 kg.

Distributed Load Ratio for Short Span, Wa 0.872

Distributed Load Ratio for Long Span, Wb 0.128

Factor Load on Short Beam, Vua	6258.91	kg/m	<	ϕ_vVc	**OK**
Factor Load on Long Beam, Vub	699.59	kg/m	<	ϕ_vVc	**OK**

G. Temperature and Shrinkage Reinforcement Design : ACI318-99 - 7.12.2.1

ρ min 0.0020

$As_{req'd}$ =ρ min*b*h 3.00 cm^2

USE RB9 mm. @ 0.200m.

Check Asprov'd = 3.18 cm^2 > $As_{req'd}$ = 3.00 cm^2 **OK**

H. Special Reinforcement :

H.1 Special Reinf. at Exterior Conners ACI318-13.3.6.2

Special Reinf. Length, ls = lb/5 2.0 **USE** Top&Bottom bar DB12mm. @ 0.200m.

H.2 Special Reinf. at Top Slab perpendicular to Neg. Reinf. Bar ACI318-13.3.6.4

Short Span, la		Long Span, lb	
M- Disc.	M- Cont.	M- Disc.	M- Cont.
RB9 mm. @ 0.150m.	RB9 mm. @ 0.150m.	RB9 mm. @ 0.075m.	RB9 mm. @ 0.150m.

Note : 1. Special Reinf. At Top Slab perpendicular to Neg Reinf. Bar

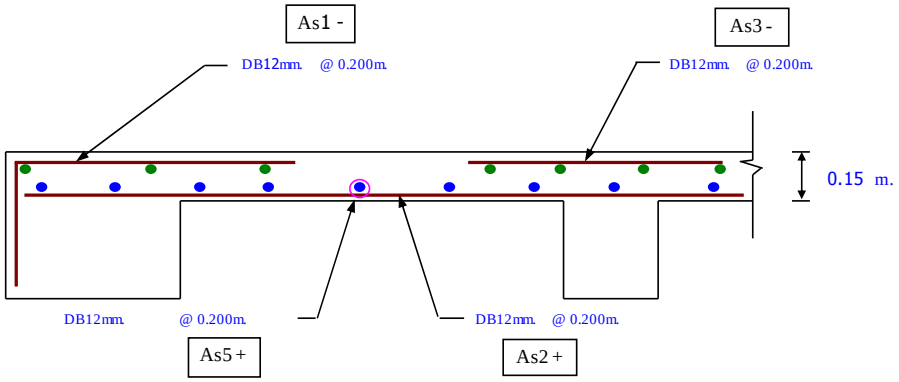
For Top Reinf. RB9 mm. - USE RB6 mm.@0.15m.

For Top Reinf. DB12 mm. - USE RB9 mm.@0.20m.

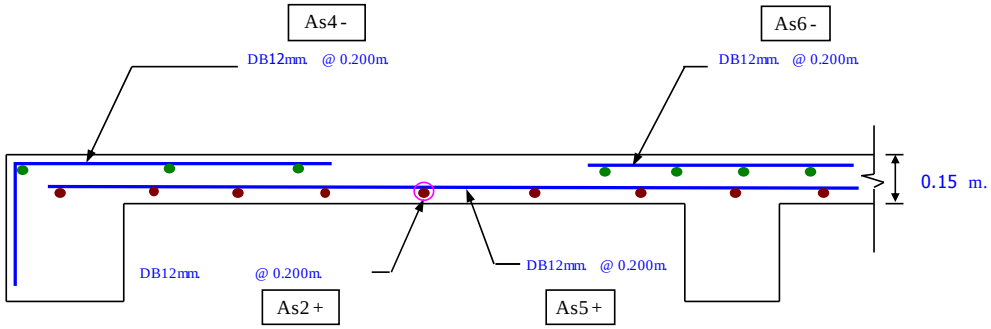
For Top Reinf. DB16 mm. - USE RB9 mm.@0.15m.

I. Drawing :

Slab	t (m)	Reinforcing Steel						Remark
		AS1 -	AS2 +	AS3 -	AS4 -	AS5 +	AS6 -	
Two Way Slab	0.15	DB12mm.@0.2m	DB12mm.@0.2m	DB12mm.@0.2m	DB12mm.@0.2m	DB12mm.@0.2m	DB12mm.@0.2m	



Short Span, S :



Long Span, L :

(GS1)

ออกแบบโครงสร้างพื้น ชั้นที่ 1(GS2)

Design of One Way Slab (Simply Support) - USD Method ACI 318-99, EIT 1008-38 [Metric Unit]

A. Material Properties :

Concrete			Steel		
Comp. Strength (fc')	240	ksc.	Yeild Strength(main) (fy)	4000	ksc.
Unit Weigth ,(w_c)	2400	kg/m^3	Yeild Strength(strir.) (fvy)	2400	ksc.

B. Design Parameters : ACI318-99 - Section 10.2.7

β_1 : 0.85 ; ϕ_b : 0.90 ; ϕ_v, ϕ_t : 0.85

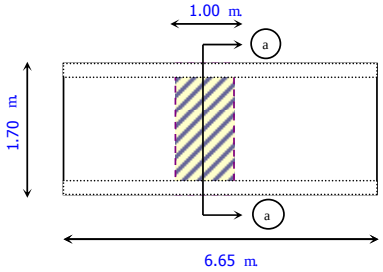
C. Slab Dimensions :

Short Span, S	1.70	m.	Long Span, L	6.65	m.
Width (b)	1.00	m.	Covering	0.025	m.
Depth (h)	0.15	m.	Eff. Depth, d	0.119	m.

Check S/L : 0.26 < 0.5 **OK**

D. Loading :

Dead Load, DL	360.00	kg/m^2
Superimposed Dead Load, SDL	95.00	kg/m^2
Live Load, LL	400.00	kg/m^2
Factor Load U =	1.4D + 1.7L	
Factor Uniformed Load, Wu	1317	kg/m^2
Max. Factor Moment, Mu^+	475.77	kg-m
Max.Factor Shear, Vu	1119.45	kg



E. Main Reinforcement ACI318-99 - Section 10.3 and 10.5

m = fy/(0.85*fc')			19.608				
Rn = $Mu^+/(\phi_b bd^2)$			3.733				
ρ = (1/m)[1-(1-(2m*Rn/fy))$^{0.5}$]			0.0009				
$As_{req'd}$ =ρbd	1.12	cm^2					
ρ_b = 0.85β1*(fc'/fy)[6120/(6120+fy)]			0.0262				
Check ρ max = 0.75ρ_b			0.0197				
ρ min = 14/fy			0.0035				
ρ min =(fc')$^{0.5}$/(4*fy)			0.0010				
USE	DB12mm.	@ 0.200m.		**Use**	ρ =	0.0048	**OK**
Check $As_{prov'd}$	5.66	cm^2	>	$As_{req'd}$ =	1.12	cm^2	**OK**
a = (ρfy)d/(0.85fc')			1.1092				
Check ϕMn > Mu							
ϕ_bMn = ϕ_bAsfs(d-a/2)	2310.57	kg-m	>	Mu			**OK**

Simply Support One Way Slab

F. Shear Reinforcement Design : ACI318-99 - Section 11.3 and 11.5

ϕ_vVc = ϕ_v*0.53*(fc')^0.5*bw*d			8305.15	kg			
Check Vc > Vu							
ϕ_vVc =	8305.15	kg	>	Vu =	1119.45	kg	**OK**

G. Temperature and Shrinkage Reinforcement Design : ACI318-99 - 7.12.2.1

ρ min	0.0020						
$As_{req'd}$ =ρ min*b*h	3.00	cm^2					
USE	RB9 mm.	@ 0.125m.					
Check Asprov'd =	5.09	cm^2	>	$As_{req'd}$ =	3.00	cm^2	**OK**

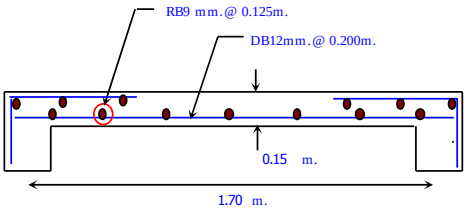
H. Serviceability :

H.1 Deflection Control ACI318-99 - 9.5.2.1

Support Type :	Simply Supported				
Allow.Min. thickness,	L/20	0.09	m.		
Check h > Min. thickness, h			0.15	m.	**h > Min. thickness , OK !**

H.2 Crack Width Control ACI318-99 - 10.6.4

c_c	25	mm.	
s = 95000/fs - 2.5c_c, s	341.00	mm.	
Max. s = 300(252/fs) where fs = 0.6*fy	321.10	< s (mm.)	
Control s = Max.(s,Max.s)	321.10	mm.	
Check actual s (mm) > $s_{allow.}$	125.00	**OK**	



Section a-a

GS2

ออกแบบโครงสร้างพื้น ชั้นที่ 1-4(S1)

Design of One Way Slab (Simply Support) - USD Method ACI 318-99, EIT 1008-38 [Metric Unit]

A. Material Properties :

Concrete			Steel		
Comp. Strength (fc')	240	ksc.	Yeild Strength(main) (fy)	4000	ksc.
Unit Weigth ,(w_c)	2400	kg/m^3	Yeild Strength(strir.) (fvy)	2400	ksc.

B. Design Parameters : ACI318-99 - Section 10.2.7

β_1 : 0.85 ; ϕ_b : 0.90 ; ϕ_v, ϕ_t : 0.85

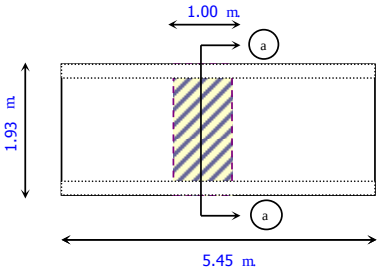
C. Slab Dimensions :

Short Span, S	1.93	m.	Long Span, L	5.45	m.
Width (b)	1.00	m.	Covering	0.025	m.
Depth (h)	0.15	m.	Eff. Depth, d	0.119	m.

Check S/L : 0.35 < 0.5 **OK**

D. Loading :

Dead Load, DL		360.00	kg/m^2
Superimposed Dead Load, SDL		150.00	kg/m^2
Live Load, LL		300.00	kg/m^2
Factor Load U =	1.4D + 1.7L		
Factor Uniformed Load, Wu		1224	kg/m^2
Max. Factor Moment, Mu$^+$		566.96	kg-m
Max.Factor Shear, Vu		1178.10	kg



Simply Support One Way Slab

E. Main Reinforcement ACI318-99 - Section 10.3 and 10.5

m = fy/(0.85*fc')			19.608				
Rn = Mu$^+$/($\phi_b$bd^2)			4.449				
ρ = (1/m)[1-(1-(2m*Rn/fy))$^{0.5}$]			0.0011				
$As_{req'd}$ =ρbd	1.34	cm^2					
ρ_b = 0.85β1*(fc'/fy)[6120/(6120+fy)]			0.0262				
Check ρ max = 0.75ρ_b			0.0197				
ρ min = 14/fy			0.0035				
ρ min =(fc')$^{0.5}$/(4*fy)			0.0010				
USE	DB12mm.	@ 0.200m.		**Use**	ρ =	0.0048	**OK**
Check $As_{prov'd}$	5.66	cm^2	>	$As_{req'd}$ =	1.34	cm^2	**OK**
a = (ρfy)d/(0.85fc')			1.1092				
Check ϕMn > Mu							
ϕ_bMn = ϕ_bAsfs(d-a/2)	2310.57	kg-m	>	Mu	**OK**		

F. Shear Reinforcement Design : ACI318-99 - Section 11.3 and 11.5

ϕ_vVc = ϕ_v*0.53*(fc')$^{\wedge 0.5}$*bw*d			8305.15	kg			
Check Vc > Vu							
ϕ_vVc =	8305.15	kg	>	Vu =	1178.10	kg	**OK**

G. Temperature and Shrinkage Reinforcement Design : ACI318-99 - 7.12.2.1

ρ min	0.0020						
$As_{req'd}$ =ρ min*b*h	3.00	cm^2					
USE	RB9 mm.	@ 0.125m.					
Check Asprov'd =	5.09	cm^2	>	$As_{req'd}$ =	3.00	cm^2	**OK**

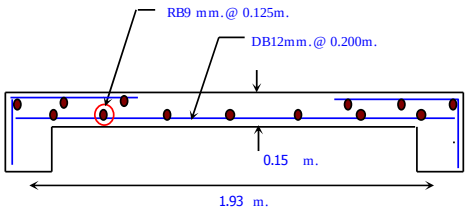
H. Serviceability :

H.1 Deflection Control ACI318-99 - 9.5.2.1

Support Type :	Simply Supported				
Allow.Min. thickness,	L/20	0.10	m.		
Check h > Min. thickness, h			0.15	m.	**h > Min. thickness , OK !**

H.2 Crack Width Control ACI318-99 - 10.6.4

c_c	25	mm.	
s = 95000/fs - 2.5c_c, s	341.00	mm.	
Max. s = 300(252/fs) where fs = 0.6*fy	321.10	< s (mm.)	
Control s = Max.(s,Max.s)	321.10	mm.	
Check actual s (mm) > $s_{allow.}$	125.00	**OK**	



Section a-a

S1

ผลรวมแรงที่เกิดขึ้นในคาน

ชั้นหลังคา (ชิ้นส่วนที่มากที่สุด)

Item	Member	GRID	No. Beam	-Moment	+Moment	-Shear	+Shear
1	B23	2/D"-D	RB3	-1015.83	**1020.832**	-1466.27	**2059.06**

ชั้นดาดฟ้า (ชิ้นส่วนที่มากที่สุด)

Item	Member	GRID	No. Beam	-Moment	+Moment	-Shear	+Shear
2	B43	C/2-3	RB4	-6935.25	6597.263	-7524.34	8132.55
3	B33	C/4-5	RB2	-4811.03	5285.758	-6780.74	5963.12
4	B43	D/3-4	RB1	-3840.78	755.778	-3254.27	2430.33
5	B47	**C'/1-2**	BST2	-2820.76	1099.521	-	3847.72
6	B50	C'/1'-2	BST1	-4052.42	190.647	-2569.15	-

ชั้นที่ 4 (ชิ้นส่วนที่มากที่สุด)

Item	*Member*	*GRID*	*No. Beam*	*-Moment*	*+Moment*	*-Shear*	*+Shear*
7	B43	C/2-3	B1	-12018.6	8069.949	-11807	15009.32
8	B46	D/2-3	B2	-8244.75	6128.854	-5850.04	10379.32
9	B140	2'/C-D	B3	-3330	1022	-4027	-
10	B47	**C'1-2**	BST2	-3270.22	1509.042	-	4263.66
11	B38	B/3-4	BST1	-7893.6	3441.08	-9642.45	8185.61

ชั้นที่ 3 (ชิ้นส่วนที่มากที่สุด)

Item	Member	GRID	No. Beam	-Moment	+Moment	-Shear	+Shear
12	B43	C/2-3	B1	-12273.1	8913.945	-13503.3	14945.52
13	B46	D/2-3	B2	-7915.99	5986.212	-7610.84	9774.98
14	B123	2'/C-D	B3	-1046.74	2444.577	-	2560.4
15	B47	**C'1-2**	BST2	-2861.81	1448.681	-	3887.36
16	B38	B/3-4	BST1	-7668.21	2579.591	-9192.71	8635.35

ชั้นที่ 2 (ชิ้นส่วนที่มากที่สุด)

Item	Member	GRID	No. Beam	-Moment	+Moment	-Shear	+Shear
17	B40	C/3-4	B1	-7668.21	2579.591	-9192.71	8635.35
18	B43	C/2-3	B2	-9736.68	8655.926	-7326.29	12508.4
20	B47	***C'1-2***	*BST2*	-3240.13	1595.442	-	4031.83
21	B23	2/C-D	BST1	-5504.92	8320.739	-11167.2	7445.96

ชั้นที่ 1 (ชิ้นส่วนที่มากที่สุด)

Item	Member	GRID	No. Beam	-Moment	+Moment	-Shear	+Shear
22	B43	C/2-3	GB1	-8948.94	6071.377	-8903.08	9339.47
23	B7	A/2-3	GB2	-5742.97	3723.137	-6533.52	6391.98
24	B51	C'/2-3	GB3	-6565.96	5276.579	-7793.13	7658.23
25	B47	***C'1-2***	*BST2*	-1995.27	1075.928	-	2957.39
26	B23	2/C-D	BST1	-6401.87	4117.449	-6509.62	7058.84

สรุปค่ามากที่สุดในชิ้นส่วนเพื่อจะทำการออกแบบ

ITEM	FL.	Member	GRID	No. Beam	-Moment	+Moment	-Shear	+Shear
1	Deck	B43	D/3-4	RB1	-3840.78	755.778	-3254.27	2430.33
2	Deck	B33	C/4-5	RB2	-4811.03	5285.758	-6780.74	5963.12
3	ROOF	B23	2/D"-D	RB3	-1015.83	1020.832	-1466.27	2059.06
4	Deck	B43	C/2-3	RB4	-6935.25	6597.263	-7524.34	8132.55
5	FL.3	B43	C/2-3	B1	-12273.1	8913.945	-13503.3	14945.52
6	FL.2	B43	C/2-3	B2	-9736.68	8655.926	-7326.29	12508.4
7	FL.4	B140	2'/C-D	B3	-3330	1022	-4027	-
8	FL.2	B23	2/C-D	BST1	-5504.92	8320.739	-11167.2	7445.96
9	FL.4	B47	C'1-2	BST2	-3270.22	1509.042	-	4263.66
10	FL.1	B43	C/2-3	GB1	-8948.94	6071.377	-8903.08	9339.47
11	FL.1	B7	A/2-3	GB2	-5742.97	3723.137	-6533.52	6391.98
12	FL.1	B51	C'/2-3	GB3	-6565.96	5276.579	-7793.13	7658.23

ออกแบบคาน คสล. โดยวิธีกำลัง

RB1

1. คุณสมบัติของวัสดุ

1.1 คอนกรีต

fc' = 240 กก/ตร.ซม

หน่วยน้ำหนัก = 2400 กก/ลบ.ม

Ec = กก/ตร.ซม

1.2 เหล็กเสริม

f_y = 4,000 กก/ตร.ซม

f_{vy} = 2,400 กก/ตร.ซม

Es = 2.04E+06 กก/ตร.ซม

2. ตัวคูณลดกำลังและParameters

β_1 = 0.85

ϕ_b = 0.90

ϕ_v , ϕ_t = 0.85

$\rho_b = 0.85\beta1(fc'/fy)[6120/(6120+fy)]$ = 0.0262

ρ max = $0.75\rho_b$ = 0.0197

ρ min = 14 / fy = 0.0035

3. กำลังประลัย

รับ Moment - หรือ + = -

Mu = 3,841 กก.ม (3.84 ตัน.ม)

Vu = 3,255 กก. (3.26 ตัน.)

Tu = กก.ม

4. คุณสมบัติของหน้าตัดคาน

Span คานยาว L = 4.55 ม.

กว้าง b = 0.20 ม. h ที่ไม่ต้องเช็ค Deflection > = 0.28

ความลึก h = 0.40 ม. h ที่แนะนำ > = L/10 = 0.46

ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็ก = 3 ซม.

ระยะห่างเหล็ก @ชั้น = 3 ซม.

d ' = 4.70 ซม.

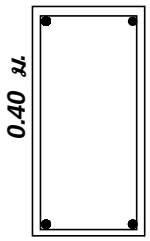
d = 35.30 ซม.

$R_u = \rho_{max}\ fy\ [1- 0.5882\ \rho_{max}\ (fy / fc')]$ = 63.49 กก/ตร.ซม

$\phi M_R = \phi_b R_u\ b\ d^2$ = 14,239.83 กก.ม (14.24 ตัน.ม)

Phi MR > Mu ไม่ต้องออกแบบเหล็กเสริมรับแรงอัด.

5. ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดัดที่ต้องการ



As'	ชั้นที่ 1	2 - DB16mm	4.02	d ' จริง = 4.70 ซม.
	ชั้นที่ 2			ρ ' = 0.0057
	ชั้นที่ 3			
เหล็กปลอก	1 ปู	RB 9	@ 0.175 m.	Av 1 ปู x 2 ขา= 1.27 ตร.ซม
As	ชั้นที่ 3		4.02	Check ρ > ρ min Ok
	ชั้นที่ 2			d จริง = 35.30 ซม.
	ชั้นที่ 1	2 - DB16mm		ρ = 0.0057

$\rho - \rho' = (As-As') / b*d$ = 0.0000 ==> 0.0197> 0.0000 เหล็กรับแรงดึงถึงจุดคราก. fs = fy = 4000กก/ตร.ซม.

$\rho_{cy} = 0.85\beta1\ (fc'/fy)\ [6120 / (6120 - fy)]\ (d'/d)$ = 0.0167 0.0000< 0.0167 เหล็กรับแรงอัดไม่ถึงจุดคราก.

หา As1

Ru = M1 / (ϕ_b b d^2) = 17.12 กก/ตร.ซม

ρ = (0.85 fc' / fy)*[1 - (1 - 2* Ru / 0.85 fc')^0.5] = 0.0045

As1 = ρ *b*d = 3.16 ตร.ซม

As' Ok

As Ok

As' requi = - ตร.ซม

หา As2

a = (As1 fy) / (0.85 fc' b) = - ซม.

C = a / $\beta1$ = - ซม.

fs ' = 6120 (1 - (d' / c)) = - กก/ตร.ซม

เลือกใช้ fs ' = ไม่ต้องหา. กก/ตร.ซม

As' = (Mu - ϕ_b M1) / (ϕ_b fs' (d-d')) = - ตร.ซม

As requi =As1+As' (fs'/fy) = *3.16* ตร.ซม

6. ตรวจสอบแรงเฉือน

Vu = 3,255.00 กก.

$\phi_v Vc = \phi_v\ 0.53\ (fc')^{0.5}$ bw d = 4,927.26 กก.

Vs = (Vu - ϕ_v Vc) / ϕ_v = - 1,967.36 กก.

2.12 $fc'^{0.5}$ bw d = 23,187.09 กก.

1.1 $fc'^{0.5}$ bw d = 12,031.04 กก.

Check Vs <= 2.12 fc' ^0.5 bw d

-1,967.36 <= 23,187.09 Ok

Check Vs >= 1.10 fc' ^0.5 bw d

-1,967.36 < 12,031.04 ไม่ต้องลดSmax

Smax = Av fy / 3.5*bw = 0.727 ม.

Smax = d / 2 = 0.177 ม.

Smax = 48 Diaเหล็กเมน = 0.768 ม.

Use Smax = 0.177 ม.

$\phi_v Vs$ (จริง) = ϕ_v Av f_{vy} d / S = 5,235.66 กก.

Check @ จริง <= @ requi

ขนาดและระยะเรียงที่เลือกไว้ผ่าน

$\phi_v Vs$ ที่ต้องการ = 0.85 x -1,967.36 = - 1,672.26 กก.

และ 5,235.66 >= -1,672.26 Ok

ออกแบบคาน คสล. โดยวิธีกำลัง

RB2

1. คุณสมบัติของวัสดุ

1.1 คอนกรีต
fc' = 240 กก/ตร.ซม
หน่วยน้ำหนัก = 2400 กก/ลบ.ม
Ec = กก/ตร.ซม

1.2 เหล็กเสริม
f_y = 4,000 กก/ตร.ซม
f_{vy} = 2,400 กก/ตร.ซม
Es = 2.04E+06 กก/ตร.ซม

2. ตัวคูณลดกำลังและParameters

β_1 = 0.85
ϕ_b = 0.90
ϕ_v , ϕ_t = 0.85
$\rho_b = 0.85\beta1(fc'/fy)[6120/(6120+fy)]$ = 0.0262
ρ max = $0.75\rho_b$ = 0.0197
ρ min = 14 / fy = 0.0035

3. กำลังประลัย

รับ Moment - หรือ + = +
Mu = 5,286 กก.ม (5.29 ตัน.ม)
Vu = 6,781 กก. (6.78 ตัน.)
Tu = กก.ม

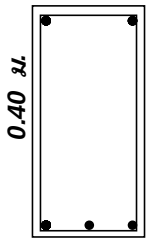
4. คุณสมบัติของหน้าตัดคาน

Span คานยาว L = 4.75 ม.
กว้าง b = 0.15 ม. h ที่ไม่ต้องเช็ค Deflection > = 0.30
ความลึก h = 0.40 ม. h ที่แนะนำ > = L/10 = 0.48
ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็ก = 3 ซม.
ระยะห่างเหล็ก @ชั้น = 3 ซม.
d ' = 4.70 ซม.
d = 35.30 ซม.

$R_u = \rho_{max}\ fy\ [1- 0.5882\ \rho_{max}\ (fy / fc')]$ = 63.49 กก/ตร.ซม
$\phi M_R = \phi_b R_u\ b\ d^2$ = 10,679.87 กก.ม (10.68 ตัน.ม)

Phi MR > Mu ไม่ต้องออกแบบเหล็กเสริมรับแรงอัด.

5. ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดัดที่ต้องการ



2 - DB16mm

As'	ชั้นที่ 1	2 - DB16mm	4.02	
	ชั้นที่ 2			
	ชั้นที่ 3			
เหล็กปลอก	1 ปู	RB 9	@ 0.175 m.	Av 1 ปู x 2 ขา= 1.27 ตร.ซม
As	ชั้นที่ 3		6.03	
	ชั้นที่ 2			
	ชั้นที่ 1	3 - DB16mm		

3 - DB16mm

d ' จริง = 4.70 ซม.
ρ ' = 0.0076
Check $\rho > \rho$ min Ok
d จริง = 35.30 ซม.
ρ = 0.0114

$\rho - \rho$ ' =(As-As') / b*d = 0.0038 ==> 0.0197> 0.0038 เหล็กรับแรงดึงถึงจุดคราก. fs = fy = 4000กก/ตร.ซม.
$\rho_{cy} = 0.85\beta1\ (fc'/fy)\ [6120 / (6120 - fy)]\ (d'/d)$ = 0.0167 0.0038< 0.0167 เหล็กรับแรงอัดไม่ถึงจุดคราก.

หา As1

Ru = M1 / (ϕ_b b d^2) = 31.42 กก/ตร.ซม
$\rho = (0.85\ fc' / fy)*[1 - (1 - 2* Ru / 0.85\ fc')^{0.5}]$ = 0.0086
As1 = ρ *b*d = 4.54 ตร.ซม
As' Ok
As Ok
As' requi = - ตร.ซม

หา As2

a = (As1 fy) / (0.85 fc' b) = - ซม.
C = a / $\beta1$ = - ซม.
fs ' = 6120 (1 - (d' / c)) = - กก/ตร.ซม
เลือกใช้ fs ' = ไม่ต้องหา. กก/ตร.ซม
As' = (Mu - ϕb M1) / (ϕb fs' (d-d')) = - ตร.ซม
As requi =As1+As' (fs'/fy) = ***4.54*** ตร.ซม

6. ตรวจสอบแรงเฉือน

Vu = 6,781.00 กก.
$\phi_v Vc = \phi_v\ 0.53\ (fc')^{0.5}$ bw d = 3,695.44 กก.
Vs = (Vu - ϕv Vc) / ϕv = 3,630.07 กก.
2.12 $fc'^{0.5}$ bw d = 17,390.31 กก.
1.1 $fc'^{0.5}$ bw d = 9,023.28 กก.
Smax = Av fy / 3.5*bw = 0.969 ม.
Smax = d / 2 = 0.177 ม.
Smax = 48 Diaเหล็กเมน = 0.768 ม.
$\phi_v Vs$ (จริง) = ϕv Av fvy d / S = 5,235.66 กก.
$\phi_v Vs$ ที่ต้องการ = 0.85 x 3,630.07 = 3,085.56 กก.

Check Vs <= 2.12 $fc'^{0.5}$ bw d
3,630.07 <= 17,390.31 Ok
Check Vs >= 1.10 $fc'^{0.5}$ bw d
3,630.07 < 9,023.28 ไม่ต้องลดSmax
Use Smax = 0.177 ม.
Check @ จริง <= @ requi
ขนาดและระยะเรียงที่เลือกไว้ผ่าน
และ 5,235.66 >= 3,085.56 Ok

ออกแบบคาน คสล. โดยวิธีกำลัง

RB3

1. คุณสมบัติของวัสดุ

1.1 คอนกรีต

fc' = 240 กก/ตร.ซม

หน่วยน้ำหนัก = 2400 กก/ลบ.ม

Ec = กก/ตร.ซม

1.2 เหล็กเสริม

f_y = 4,000 กก/ตร.ซม

f_{vy} = 2,400 กก/ตร.ซม

Es = 2.04E+06 กก/ตร.ซม

2. ตัวคูณลดกำลังและParameters

β_1 = 0.85

ϕ_b = 0.90

ϕ_v , ϕ_t = 0.85

$\rho_b = 0.85\beta1(fc'/fy)[6120/(6120+fy)]$ = 0.0262

ρ max = $0.75\rho_b$ = 0.0197

ρ min = 14 / fy = 0.0035

3. กำลังประลัย

รับ Moment - หรือ + = +

Mu = 1,021 กก.ม (1.02 ตัน.ม)

Vu = 2,059 กก. (2.06 ตัน.)

Tu = กก.ม

4. คุณสมบัติของหน้าตัดคาน

Span คานยาว L = 3.85 ม.

กว้าง b = 0.15 ม. h ที่ไม่ต้องเช็ค Deflection > = 0.24

ความลึก h = 0.30 ม. h ที่แนะนำ > = L/10 = 0.39

ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็ก = 3 ซม.

ระยะห่างเหล็ก @ชั้น = 3 ซม.

d ' = 4.20 ซม.

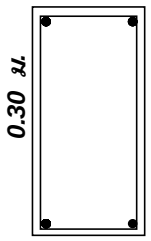
d = 25.80 ซม.

$R_u = \rho_{max}\ fy\ [1- 0.5882\ \rho_{max}\ (fy / fc')]$ = 63.49 กก/ตร.ซม

$\phi M_R = \phi_b R_u\ b\ d^2$ = 5,705.01 กก.ม (5.71 ตัน.ม)

Phi MR > Mu ไม่ต้องออกแบบเหล็กเสริมรับแรงอัด.

5. ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดัดที่ต้องการ



As'	ชั้นที่ 1	2 - DB12mm	2.26
	ชั้นที่ 2		
	ชั้นที่ 3		
เหล็กปลอก	1 ป/ RB 6	@ 0.125 m.	Av 1 ป x 2 ขา= 0.57 ตร.ซม
As	ชั้นที่ 3		2.26
	ชั้นที่ 2		
	ชั้นที่ 1	2 - DB12mm	

d ' จริง = 4.20 ซม.

ρ ' = 0.0058

Check $\rho > \rho$ min Ok

d จริง = 25.80 ซม.

ρ = 0.0058

$\rho - \rho' = (As-As') / b*d$ = 0.0000 ==> 0.0197> 0.0000 เหล็กรับแรงดึงถึงจุดคราก. fs = fy = 4000กก/ตร.ซม.

$\rho_{cy} = 0.85\beta1\ (fc'/fy)\ [6120 / (6120 - fy)]\ (d'/d)$ = 0.0204 0.0000< 0.0204 เหล็กรับแรงอัดไม่ถึงจุดคราก.

หา As1

Ru = M1 / (ϕ_b b d^2) = 11.36 กก/ตร.ซม

$\rho = (0.85\ fc' / fy)*[1 - (1 - 2* Ru / 0.85\ fc')^{0.5}]$ = 0.0029

As1 = ρ *b*d = 1.13 ตร.ซม

As' Ok

As Ok

As' requi = - ตร.ซม

หา As2

a = (As1 fy) / (0.85 fc' b) = - ซม.

C = a / $\beta1$ = - ซม.

fs ' = 6120 (1 - (d' / c)) = - กก/ตร.ซม

เลือกใช้ fs ' = ไม่ต้องหา. กก/ตร.ซม

As' = (Mu - ϕb M1) / (ϕb fs' (d-d')) = - ตร.ซม

As requi =As1+As' (fs'/fy) = *1.13* ตร.ซม

6. ตรวจสอบแรงเฉือน

Vu = 2,059.00 กก.

$\phi_v Vc = \phi_v\ 0.53\ (fc')^{0.5}$ bw d = 2,700.92 กก.

Check Vs <= 2.12 fc' $^{0.5}$ bw d

Vs = (Vu - ϕv Vc) / ϕv = - 755.20 กก.

-755.20 <= 12,710.20 Ok

2.12 fc' $^{0.5}$ bw d = 12,710.20 กก.

Check Vs >= 1.10 fc' $^{0.5}$ bw d

1.1 fc' $^{0.5}$ bw d = 6,594.92 กก.

-755.20 < 6,594.92 ไม่ต้องลดSmax

Smax = Av fy / 3.5*bw = 0.431 ม.

Smax = d / 2 = 0.129 ม.

Smax = 48 Diaเหล็กเมน = 0.576 ม.

Use Smax = 0.129 ม.

$\phi_v Vs$ (จริง) = ϕv Av fvy d / S = 2,381.02 กก.

Check @ จริง <= @ requi

ขนาดและระยะเรียงที่เลือกไว้ผ่าน

$\phi_v Vs$ ที่ต้องการ = 0.85 x -755.20 = - 641.92 กก.

และ 2,381.02 >= -641.92 Ok

ออกแบบคาน คสล. โดยวิธีกำลัง

RB4

1. คุณสมบัติของวัสดุ

1.1 คอนกรีต
fc' = 240 กก/ตร.ซม
หน่วยน้ำหนัก = 2400 กก/ลบ.ม
Ec = กก/ตร.ซม

1.2 เหล็กเสริม
f_y = 4,000 กก/ตร.ซม
f_{vy} = 2,400 กก/ตร.ซม
Es = 2.04E+06 กก/ตร.ซม

2. ตัวคูณลดกำลังและParameters

β_1 = 0.85
ϕ_b = 0.90
ϕ_v , ϕ_t = 0.85
$\rho_b = 0.85\beta1(fc'/fy)[6120/(6120+fy)]$ = 0.0262
ρ max = $0.75\rho_b$ = 0.0197
ρ min = 14 / fy = 0.0035

3. กำลังประลัย

รับ Moment - หรือ + = -
Mu = 6,936 กก.ม (6.94 ตัน.ม)
Vu = 8,133 กก. (8.13 ตัน.)
Tu = กก.ม

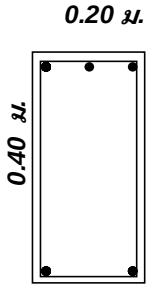
4. คุณสมบัติของหน้าตัดคาน

Span คานยาว L = 5.45 ม.
กว้าง b = 0.20 ม. h ที่ไม่ต้องเช็ค Deflection > = 0.34
ความลึก h = 0.40 ม. h ที่แนะนำ > = L/10 = 0.55
ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็ก = 3 ซม.
ระยะห่างเหล็ก @ชั้น = 3 ซม.
d ' = 4.70 ซม.
d = 35.30 ซม.

$R_u = \rho_{max}\ fy\ [1- 0.5882\ \rho_{max}\ (fy / fc')]$ = 63.49 กก/ตร.ซม
$\phi M_R = \phi_b R_u\ b\ d^2$ = 14,239.83 กก.ม (14.24 ตัน.ม)

Phi MR > Mu ไม่ต้องออกแบบเหล็กเสริมรับแรงอัด.

5. ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดัดที่ต้องการ



3 - DB16mm

As'	ชั้นที่ 1	2 - DB16mm	4.02
	ชั้นที่ 2		
	ชั้นที่ 3		
เหล็กปลอก	1 ปl	RB 9 @ 0.175 m.	Av 1 ปl x 2 ขา= 1.27 ตร.ซม
As	ชั้นที่ 3		6.03
	ชั้นที่ 2		
	ชั้นที่ 1	3 - DB16mm	

2 - DB16mm

d ' จริง = 4.70 ซม.
ρ ' = 0.0057
Check $\rho > \rho$ min Ok
d จริง = 35.30 ซม.
ρ = 0.0085

$\rho - \rho' = (As-As') / b*d$ = 0.0028 ==> 0.0197> 0.0028 เหล็กรับแรงดึงถึงจุดคราก. fs = fy = 4000กก/ตร.ซม.
$\rho_{cy} = 0.85\beta1\ (fc'/fy)\ [6120 / (6120 - fy)]\ (d'/d)$ = 0.0167 0.0028< 0.0167 เหล็กรับแรงอัดไม่ถึงจุดคราก.

หา As1

Ru = M1 / (ϕ_b b d^2) = 30.92 กก/ตร.ซม
$\rho = (0.85\ fc' / fy)*[1 - (1 - 2* Ru / 0.85\ fc')^{0.5}]$ = 0.0084
As1 = ρ *b*d = 5.95 ตร.ซม
As' Ok
As Ok
As' requi = - ตร.ซม

หา As2

a = (As1 fy) / (0.85 fc' b) = - ซม.
C = a / $\beta1$ = - ซม.
fs ' = 6120 (1 - (d' / c)) = - กก/ตร.ซม
เลือกใช้ fs ' = ไม่ต้องหา. กก/ตร.ซม
As' = (Mu - ϕb M1) / (ϕb fs' (d-d')) = - ตร.ซม
As requi =As1+As' (fs'/fy) = ***5.95*** ตร.ซม

6. ตรวจสอบแรงเฉือน

Vu = 8,133.00 กก.
$\phi_v Vc = \phi_v\ 0.53\ (fc')^{0.5}\ bw\ d$ = 4,927.26 กก.
Vs = (Vu - ϕv Vc) / ϕv = 3,771.46 กก.
2.12 $fc'^{0.5}$ bw d = 23,187.09 กก.
1.1 $fc'^{0.5}$ bw d = 12,031.04 กก.

Check Vs <= 2.12 $fc'^{0.5}$ bw d
3,771.46 <= 23,187.09 Ok
Check Vs >= 1.10 $fc'^{0.5}$ bw d
3,771.46 < 12,031.04 ไม่ต้องลดSmax

Smax = Av fy / 3.5*bw = 0.727 ม.
Smax = d / 2 = 0.177 ม.
Smax = 48 Diaเหล็กเมน = 0.768 ม.
Use Smax = 0.177 ม.

$\phi_v Vs$ (จริง) = ϕ_v Av fvy d / S = 5,235.66 กก.
$\phi_v Vs$ ที่ต้องการ = 0.85 x 3,771.46 = 3,205.74 กก.

Check @ จริง <= @ requi
ขนาดและระยะเรียงที่เลือกไว้ผ่าน
และ 5,235.66 >= 3,205.74 Ok

ออกแบบคาน คสล. โดยวิธีกำลัง

B1

1. คุณสมบัติของวัสดุ

1.1 คอนกรีต

fc' = 240 กก/ตร.ซม

หน่วยน้ำหนัก = 2400 กก/ลบ.ม

Ec = กก/ตร.ซม

1.2 เหล็กเสริม

f_y = 4,000 กก/ตร.ซม

f_{vy} = 2,400 กก/ตร.ซม

Es = 2.04E+06 กก/ตร.ซม

2. ตัวคูณลดกำลังและParameters

β_1 = 0.85

ϕ_b = 0.90

ϕ_v , ϕ_t = 0.85

$\rho_b = 0.85\beta1(fc'/fy)[6120/(6120+fy)]$ = 0.0262

ρ max = $0.75\rho_b$ = 0.0197

ρ min = 14 / fy = 0.0035

3. กำลังประลัย

รับ Moment - หรือ + = -

Mu = 12,273 กก.ม (12.27 ตัน.ม)

Vu = 14,946 กก. (14.95 ตัน.)

Tu = กก.ม

4. คุณสมบัติของหน้าตัดคาน

Span คานยาว L = 5.45 ม.

กว้าง b = 0.20 ม. h ที่ไม่ต้องเช็ค Deflection > = 0.34

ความลึก h = 0.40 ม. h ที่แนะนำ > = L/10 = 0.55

ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็ก = 3 ซม.

ระยะห่างเหล็ก @ชั้น = 3 ซม.

d ' = 4.70 ซม.

d = 33.00 ซม.

$R_u = \rho_{max}\, fy\,[1- 0.5882\,\rho_{max}\,(fy / fc')]$ = 63.49 กก/ตร.ซม

$\phi M_R = \phi_b R_u\, b\, d^2$ = 12,444.67 กก.ม (12.44 ตัน.ม)

Phi MR > Mu ไม่ต้องออกแบบเหล็กเสริมรับแรงอัด.

5. ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดัดที่ต้องการ

As'	ชั้นที่ 1	2 - DB16mm	4.02	
	ชั้นที่ 2			
	ชั้นที่ 3			
เหล็กปลอก	1 ปู	RB 9	@ 0.07 m.	Av 1 ปู x 2 ขา= 1.27 ตร.ซม
As	ชั้นที่ 3		12.32	
	ชั้นที่ 2	2 - DB20mm		
	ชั้นที่ 1	3 - DB16mm		

d ' จริง = 4.70 ซม.

ρ ' = 0.0061

Check $\rho > \rho$ min Ok

d จริง = 33.00 ซม.

ρ = 0.0187

$\rho - \rho' = (As-As') / b*d$ = 0.0126 ==> 0.0197> 0.0126 เหล็กรับแรงดึงถึงจุดคราก. fs = fy = 4000กก/ตร.ซม.

$\rho_{cy} = 0.85\beta1\,(fc'/fy)\,[\,6120 / (6120 - fy)]\,(d'/d)$ = 0.0178 0.0126< 0.0178 เหล็กรับแรงอัดไม่ถึงจุดคราก.

หา As1

Ru = M1 / (ϕ_b b d^2) = 62.61 กก/ตร.ซม

$\rho = (0.85\, fc' / fy)*[\,1 - (\,1 - 2* Ru / 0.85\, fc')^{0.5}\,]$ = 0.0193

As1 = ρ *b*d = 12.74 ตร.ซม

As' Ok

เพิ่ม พ.ท. หน้าตัดเหล็ก As !!! (LowerDesign - 3.358 %)

As' requi = - ตร.ซม

หา As2

a = (As1 fy) / (0.85 fc' b) = - ซม.

C = a / β_1 = - ซม.

fs ' = 6120 (1 - (d' / c)) = - กก/ตร.ซม

เลือกใช้ fs ' = ไม่ต้องหา. กก/ตร.ซม

As' = (Mu - ϕb M1) / (ϕb fs' (d-d')) = - ตร.ซม

As requi =As1+As' (fs'/fy) = *12.74* ตร.ซม

6. ตรวจสอบแรงเฉือน

Vu = 14,946.00 กก.

$\phi_v Vc = \phi_v\, 0.53\,(fc')^{0.5}$ bw d = 4,606.22 กก.

Vs = (Vu - ϕv Vc) / ϕv = 12,164.45 กก.

2.12 $fc'^{0.5}$ bw d = 21,676.31 กก.

1.1 $fc'^{0.5}$ bw d = 11,247.14 กก.

Smax = Av fy / 3.5*bw = 0.727 ม.

Smax = d / 2 = 0.165 ม.

Smax = 48 Diaเหล็กเมน = 0.768 ม.

$\phi_v Vs$ (จริง) = ϕ_v Av fvy d / S = 12,236.32 กก.

$\phi_v Vs$ ที่ต้องการ = 0.85 x 12,164.45 = 10,339.78 กก.

Check Vs <= 2.12 $fc'^{0.5}$ bw d

12,164.45 <= 21,676.31 Ok

Check Vs >= 1.10 $fc'^{0.5}$ bw d

12,164.45 >= 11,247.14 Smsx / 2

Use Smax = 0.083 ม.

Check @ จริง <= @ requi

ขนาดและระยะเรียงที่เลือกไว้ผ่าน

และ 12,236.32 >= 10,339.78 Ok

ออกแบบคาน คสล. โดยวิธีกำลัง

B2

1. คุณสมบัติของวัสดุ

1.1 คอนกรีต

fc' = 240 กก/ตร.ซม

หน่วยน้ำหนัก = 2400 กก/ลบ.ม

Ec = กก/ตร.ซม

1.2 เหล็กเสริม

f_y = 4,000 กก/ตร.ซม

f_{vy} = 2,400 กก/ตร.ซม

Es = 2.04E+06 กก/ตร.ซม

2. ตัวคูณลดกำลังและParameters

β_1 = 0.85

ϕ_b = 0.90

ϕ_v , ϕ_t = 0.85

$\rho_b = 0.85\beta1(fc'/fy)[6120/(6120+fy)]$ = 0.0262

ρ max = $0.75\rho_b$ = 0.0197

ρ min = 14 / fy = 0.0035

3. กำลังประลัย

รับ Moment - หรือ + = -

Mu = 9,737 กก.ม (9.74 ตัน.ม)

Vu = 12,508 กก. (12.51 ตัน.)

Tu = กก.ม

4. คุณสมบัติของหน้าตัดคาน

Span คานยาว L = 5.45 ม.

กว้าง b = 0.20 ม. h ที่ไม่ต้องเช็ค Deflection > = 0.34

ความลึก h = 0.40 ม. h ที่แนะนำ > = L/10 = 0.55

ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็ก = 3 ซม.

ระยะห่างเหล็ก @ชั้น = 3 ซม.

d ' = 4.70 ซม.

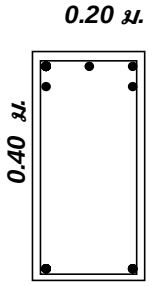
d = 33.00 ซม.

$R_u = \rho_{max}\ fy\ [1- 0.5882\ \rho_{max}\ (fy / fc')]$ = 63.49 กก/ตร.ซม

$\phi M_R = \phi_b R_u\ b\ d^2$ = 12,444.67 กก.ม (12.44 ตัน.ม)

Phi MR > Mu ไม่ต้องออกแบบเหล็กเสริมรับแรงอัด.

5. ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดัดที่ต้องการ



As'	ชั้นที่ 1	2 - DB16mm	4.02	d ' จริง = 4.70 ซม.
	ชั้นที่ 2			ρ ' = 0.0061
	ชั้นที่ 3			
เหล็กปลอก	2 ปี	RB 9	@ 0.15 m.	Av 2 ปี x 2 ขา= 2.54 ตร.ซม
As	ชั้นที่ 3		10.05	Check ρ > ρ min Ok
	ชั้นที่ 2	2 - DB16mm		d จริง = 33.00 ซม.
	ชั้นที่ 1	3 - DB16mm		ρ = 0.0152

$\rho - \rho' = (As-As') / b*d$ = 0.0091 ==> 0.0197> 0.0091 เหล็กรับแรงดึงถึงจุดคราก. fs = fy = 4000กก/ตร.ซม.

$\rho_{cy} = 0.85\beta1\ (fc'/fy)\ [6120 / (6120 - fy)]\ (d'/d)$ = 0.0178 0.0091< 0.0178 เหล็กรับแรงอัดไม่ถึงจุดคราก.

หา As1

Ru = M1 / (ϕ_b b d^2) = 49.67 กก/ตร.ซม

$\rho = (0.85\ fc'/fy)*[1 - (1 - 2* Ru / 0.85\ fc')^{0.5}]$ = 0.0145

As1 = ρ *b*d = 9.55 ตร.ซม

As' Ok

As Ok

As' requi = - ตร.ซม

หา As2

a = (As1 fy) / (0.85 fc' b) = - ซม.

C = a / β_1 = - ซม.

fs ' = 6120 (1 - (d' / c)) = - กก/ตร.ซม

เลือกใช้ fs ' = ไม่ต้องหา. กก/ตร.ซม

As' = (Mu - ϕ_b M1) / (ϕ_b fs' (d-d')) = - ตร.ซม

As requi =As1+As' (fs'/fy) = ***9.55*** ตร.ซม

6. ตรวจสอบแรงเฉือน

Vu = 12,508.00 กก.

$\phi_v Vc = \phi_v\ 0.53\ (fc')^{0.5}$ bw d = 4,606.22 กก.

Check Vs <= 2.12 fc' $^{0.5}$ bw d

Vs = (Vu - ϕ_v Vc) / ϕ_v = 9,296.22 กก.

9,296.22 <= 21,676.31 Ok

2.12 fc' $^{0.5}$ bw d = 21,676.31 กก.

Check Vs >= 1.10 fc' $^{0.5}$ bw d

1.1 fc' $^{0.5}$ bw d = 11,247.14 กก.

9,296.22 < 11,247.14 ไม่ต้องลดSmax

Smax = Av fy / 3.5*bw = 1.454 ม.

Smax = d / 2 = 0.165 ม.

Use Smax = 0.165 ม.

Smax = 48 Diaเหล็กเมน = 0.768 ม.

Check @ จริง <= @ requi

$\phi_v Vs$ (จริง) = ϕ_v Av fvy d / S = 11,420.57 กก.

ขนาดและระยะเรียงที่เลือกไว้ผ่าน

$\phi_v Vs$ ที่ต้องการ = 0.85 x 9,296.22 = 7,901.78 กก.

และ 11,420.57 >= 7,901.78 Ok

ออกแบบคาน คสล. โดยวิธีกำลัง

B3

1. คุณสมบัติของวัสดุ

1.1 คอนกรีต

fc' = 240 กก/ตร.ซม

หน่วยน้ำหนัก = 2400 กก/ลบ.ม

Ec = กก/ตร.ซม

1.2 เหล็กเสริม

f_y = 4,000 กก/ตร.ซม

f_{vy} = 2,400 กก/ตร.ซม

Es = 2.04E+06 กก/ตร.ซม

2. ตัวคูณลดกำลังและParameters

β_1 = 0.85

ϕ_b = 0.90

ϕ_v , ϕ_t = 0.85

$\rho_b = 0.85\beta1(fc'/fy)[6120/(6120+fy)]$ = 0.0262

ρ max = $0.75\rho_b$ = 0.0197

ρ min = 14 / fy = 0.0035

3. กำลังประลัย

รับ Moment - หรือ + = -

Mu = 3,330 กก.ม (3.33 ตัน.ม)

Vu = 4,027 กก. (4.03 ตัน.)

Tu = กก.ม

4. คุณสมบัติของหน้าตัดคาน

Span คานยาว L = 3.85 ม.

กว้าง b = 0.20 ม. h ที่ไม่ต้องเช็ค Deflection > = 0.24

ความลึก h = 0.35 ม. h ที่แนะนำ > = L/10 = 0.39

ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็ก = 3 ซม.

ระยะห่างเหล็ก @ชั้น = 3 ซม.

d ' = 4.70 ซม.

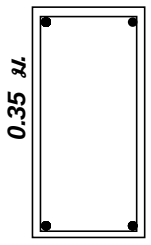
d = 30.30 ซม.

$R_u = \rho_{max}\ fy\ [1- 0.5882\ \rho_{max}\ (fy / fc')]$ = 63.49 กก/ตร.ซม

$\phi M_R = \phi_b R_u\ b\ d^2$ = 10,491.58 กก.ม (10.49 ตัน.ม)

Phi MR > Mu ไม่ต้องออกแบบเหล็กเสริมรับแรงอัด.

5. ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดัดที่ต้องการ



2 - DB16mm	As'	ชั้นที่ 1	2 - DB16mm	4.02
		ชั้นที่ 2		
		ชั้นที่ 3		
เหล็กปลอก	1 ปู	RB 9	@ 0.15 m.	Av 1 ปู x 2 ขา= 1.27 ตร.ซม
	As	ชั้นที่ 3		4.02
		ชั้นที่ 2		
2 - DB16mm		ชั้นที่ 1	2 - DB16mm	

d ' จริง = 4.70 ซม.

ρ ' = 0.0066

Check $\rho > \rho$ min Ok

d จริง = 30.30 ซม.

ρ = 0.0066

$\rho - \rho$ ' =(As-As') / b*d = 0.0000 ==> 0.0197> 0.0000 เหล็กรับแรงดึงถึงจุดคราก. fs = fy = 4000กก/ตร.ซม.

$\rho_{cy} = 0.85\beta1\ (fc'/fy)\ [\ 6120 / (6120 - fy)]\ (d'/d)$ = 0.0194 0.0000< 0.0194 เหล็กรับแรงอัดไม่ถึงจุดคราก.

หา As1

Ru = M1 / (ϕ_b b d^2) = 20.15 กก/ตร.ซม

ρ = (0.85 fc' / fy)*[1 - (1 - 2* Ru / 0.85 fc')^0.5] = 0.0053

As1 = ρ *b*d = 3.22 ตร.ซม

As' Ok

As Ok

As' requi = - ตร.ซม

หา As2

a = (As1 fy) / (0.85 fc' b) = - ซม.

c = a / $\beta1$ = - ซม.

fs ' = 6120 (1 - (d' / c)) = - กก/ตร.ซม

เลือกใช้ fs ' = ไม่ต้องหา. กก/ตร.ซม

As' = (Mu - ϕb M1) / (ϕb fs' (d-d')) = - ตร.ซม

As requi =As1+As' (fs'/fy) = *3.22* ตร.ซม

6. ตรวจสอบแรงเฉือน

Vu = 4,027.00 กก.

$\phi_v Vc = \phi_v\ 0.53\ (fc')^{0.5}$ bw d = 4,229.34 กก.

Vs = (Vu - ϕv Vc) / ϕv = - 238.05 กก.

2.12 $fc'^{0.5}$ bw d = 19,902.80 กก.

1.1 $fc'^{0.5}$ bw d = 10,326.92 กก.

Smax = Av fy / 3.5*bw = 0.727 ม.

Smax = d / 2 = 0.152 ม.

Smax = 48 Diaเหล็กเมน = 0.768 ม.

Use Smax = 0.152 ม.

$\phi_v Vs$ (จริง) = ϕ_v Av fvy d / S = 5,243.08 กก.

$\phi_v Vs$ ที่ต้องการ = 0.85 x -238.05 = - 202.34 กก.

Check Vs <= 2.12 $fc'^{0.5}$ bw d

-238.05 <= 19,902.80 Ok

Check Vs >= 1.10 $fc'^{0.5}$ bw d

-238.05 < 10,326.92 ไม่ต้องลดSmax

Check @ จริง <= @ requi

ขนาดและระยะเรียงที่เลือกไว้ผ่าน

และ 5,243.08 >= -202.34 Ok

ออกแบบคาน คสล. โดยวิธีกำลัง

BST1

1. คุณสมบัติของวัสดุ

1.1 คอนกรีต

fc' = 240 กก/ตร.ซม

หน่วยน้ำหนัก = 2400 กก/ลบ.ม

Ec = กก/ตร.ซม

1.2 เหล็กเสริม

f_y = 4,000 กก/ตร.ซม

f_{vy} = 2,400 กก/ตร.ซม

Es = 2.04E+06 กก/ตร.ซม

2. ตัวคูณลดกำลังและParameters

β_1 = 0.85

ϕ_b = 0.90

ϕ_v , ϕ_t = 0.85

$\rho_b = 0.85\beta1(fc'/fy)[6120/(6120+fy)]$ = 0.0262

ρ max = $0.75\rho_b$ = 0.0197

ρ min = 14 / fy = 0.0035

3. กำลังประลัย

รับ Moment - หรือ + = +

Mu = 8,321 กก.ม (8.32 ตัน.ม)

Vu = 11,168 กก. (11.17 ตัน.)

Tu = กก.ม

4. คุณสมบัติของหน้าตัดคาน

Span คานยาว L = 3.85 ม.

กว้าง b = 0.20 ม. h ที่ไม่ต้องเช็ค Deflection > = 0.24

ความลึก h = 0.40 ม. h ที่แนะนำ > = L/10 = 0.39

ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็ก = 3 ซม.

ระยะห่างเหล็ก @ชั้น = 3 ซม.

d ' = 4.70 ซม.

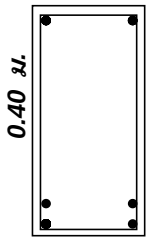
d = 33.00 ซม.

$R_u = \rho_{max}\ fy\ [1- 0.5882\ \rho_{max}\ (fy / fc')]$ = 63.49 กก/ตร.ซม

$\phi M_R = \phi_b R_u\ b\ d^2$ = 12,444.67 กก.ม (12.44 ตัน.ม)

Phi MR > Mu ไม่ต้องออกแบบเหล็กเสริมรับแรงอัด.

5. ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดัดที่ต้องการ



2 - DB16mm	As'	ชั้นที่ 1	2 - DB16mm	4.02	d ' จริง = 4.70 ซม.
		ชั้นที่ 2			ρ ' = 0.0061
		ชั้นที่ 3			
เหล็กปลอก	1 ปู	RB 9	@ 0.125 m.	Av 1 ปู x 2 ขา=	1.27 ตร.ซม
	As	ชั้นที่ 3		8.04	Check ρ > ρ min Ok
2 - DB16mm		ชั้นที่ 2	2 - DB16mm		d จริง = 33.00 ซม.
2 - DB16mm		ชั้นที่ 1	2 - DB16mm		ρ = 0.0122

$\rho - \rho'$ =(As-As') / b*d = 0.0061 ==> 0.0197> 0.0061 เหล็กรับแรงดึงถึงจุดคราก. fs = fy = 4000กก/ตร.ซม.

$\rho_{cy} = 0.85\beta1\ (fc'/fy)\ [\ 6120 / (6120 - fy)]\ (d'/d)$ = 0.0178 0.0061< 0.0178 เหล็กรับแรงอัดไม่ถึงจุดคราก.

หา As1

Ru = M1 / (ϕ_b b d^2) = 42.45 กก/ตร.ซม

ρ = (0.85 fc' / fy)*[1 - (1 - 2* Ru / 0.85 fc')^0.5] = 0.0120

As1 = ρ *b*d = 7.94 ตร.ซม

As' Ok

As Ok

As' requi = - ตร.ซม

หา As2

a = (As1 fy) / (0.85 fc' b) = - ซม.

C = a / β_1 = - ซม.

fs ' = 6120 (1 - (d' / c)) = - กก/ตร.ซม

เลือกใช้ fs ' = ไม่ต้องหา. กก/ตร.ซม

As' = (Mu - ϕ_b M1) / (ϕ_b fs' (d-d')) = - ตร.ซม

As requi =As1+As' (fs'/fy) = 7.94 ตร.ซม

6. ตรวจสอบแรงเฉือน

Vu = 11,168.00 กก.

$\phi_v Vc = \phi_v\ 0.53\ (fc')^{0.5}\ bw\ d$ = 4,606.22 กก.

Vs = (Vu - ϕ_v Vc) / ϕ_v = 7,719.75 กก.

2.12 $fc'^{0.5}$ bw d = 21,676.31 กก.

1.1 $fc'^{0.5}$ bw d = 11,247.14 กก.

Check Vs <= 2.12 $fc'^{0.5}$ bw d

7,719.75 <= 21,676.31 Ok

Check Vs >= 1.10 $fc'^{0.5}$ bw d

7,719.75 < 11,247.14 ไม่ต้องลดSmax

Smax = Av fy / 3.5*bw = 0.727 ม.

Smax = d / 2 = 0.165 ม.

Smax = 48 Diaเหล็กเมน = 0.768 ม.

Use Smax = 0.165 ม.

$\phi_v Vs$ (จริง) = ϕ_v Av f_{vy} d / S = 6,852.34 กก.

$\phi_v Vs$ ที่ต้องการ = 0.85 x 7,719.75 = 6,561.78 กก.

Check @ จริง <= @ requi

ขนาดและระยะเรียงที่เลือกไว้ผ่าน

และ 6,852.34 >= 6,561.78 Ok

ออกแบบคาน คสล. โดยวิธีกำลัง

BST2

1. คุณสมบัติของวัสดุ

1.1 คอนกรีต

fc' = 240 กก/ตร.ซม

หน่วยน้ำหนัก = 2400 กก/ลบ.ม

Ec = กก/ตร.ซม

1.2 เหล็กเสริม

f_y = 4,000 กก/ตร.ซม

f_{vy} = 2,400 กก/ตร.ซม

Es = 2.04E+06 กก/ตร.ซม

2. ตัวคูณลดกำลังและParameters

β_1 = 0.85

ϕ_b = 0.90

ϕ_v , ϕ_t = 0.85

$\rho_b = 0.85\beta1(fc'/fy)[6120/(6120+fy)]$ = 0.0262

ρ max = $0.75\rho_b$ = 0.0197

ρ min = 14 / fy = 0.0035

3. กำลังประลัย

รับ Moment - หรือ + = -

Mu = 3,271 กก.ม (3.27 ตัน.ม)

Vu = 4,264 กก. (4.26 ตัน.)

Tu = กก.ม

4. คุณสมบัติของหน้าตัดคาน

Span คานยาว L = 1.80 ม.

กว้าง b = 0.20 ม. h ที่ไม่ต้องเช็ค Deflection > = 0.11

ความลึก h = 0.30 ม. h ที่แนะนำ > = L/10 = 0.18

ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็ก = 3 ซม.

ระยะห่างเหล็ก @ชั้น = 3 ซม.

d ' = 4.70 ซม.

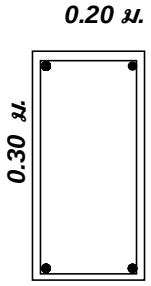
d = 25.30 ซม.

$R_u = \rho_{max}\ fy\ [1- 0.5882\ \rho_{max}\ (fy / fc')]$ = 63.49 กก/ตร.ซม

$\phi M_R = \phi_b R_u\ b\ d^2$ = 7,314.70 กก.ม (7.31 ตัน.ม)

Phi MR > Mu ไม่ต้องออกแบบเหล็กเสริมรับแรงอัด.

5. ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดัดที่ต้องการ



As'	ชั้นที่ 1	2 - DB16mm	4.02	d ' จริง = 4.70 ซม.
	ชั้นที่ 2			ρ ' = 0.0079
	ชั้นที่ 3			
เหล็กปลอก	1 ป	RB 9	@ 0.125 m.	Av 1 ป x 2 ขา= 1.27 ตร.ซม
As	ชั้นที่ 3		4.02	Check ρ > ρ min Ok
	ชั้นที่ 2			d จริง = 25.30 ซม.
	ชั้นที่ 1	2 - DB16mm		ρ = 0.0079

$\rho - \rho' = (As-As') / b*d$ = 0.0000 ==> 0.0197> 0.0000 เหล็กรับแรงดึงถึงจุดคราก. fs = fy = 4000กก/ตร.ซม.

$\rho_{cy} = 0.85\beta1\ (fc'/fy)\ [6120 / (6120 - fy)]\ (d'/d)$ = 0.0232 0.0000< 0.0232 เหล็กรับแรงอัดไม่ถึงจุดคราก.

หา As1

Ru = M1 / (ϕ_b b d^2) = 28.39 กก/ตร.ซม

$\rho = (0.85\ fc' / fy)*[1 - (1 - 2* Ru / 0.85\ fc')^{0.5}]$ = 0.0077

As1 = ρ *b*d = 3.88 ตร.ซม

As' Ok

As Ok

As' requi = - ตร.ซม

หา As2

a = (As1 fy) / (0.85 fc' b) = - ซม.

C = a / $\beta1$ = - ซม.

fs ' = 6120 (1 - (d' / c)) = - กก/ตร.ซม

เลือกใช้ fs ' = ไม่ต้องหา. กก/ตร.ซม

As' = (Mu - ϕ_b M1) / (ϕ_b fs' (d-d')) = - ตร.ซม

As requi =As1+As' (fs'/fy) = *3.88* ตร.ซม

6. ตรวจสอบแรงเฉือน

Vu = 4,264.00 กก.

$\phi_v Vc = \phi_v\ 0.53\ (fc')^{0.5}$ bw d = 3,531.43 กก.

Vs = (Vu - ϕ_v Vc) / ϕ_v = 861.84 กก.

2.12 $fc'^{0.5}$ bw d = 16,618.51 กก.

1.1 $fc'^{0.5}$ bw d = 8,622.81 กก.

Smax = Av fy / 3.5*bw = 0.727 ม.

Smax = d / 2 = 0.127 ม.

Smax = 48 Diaเหล็กเมน = 0.768 ม.

Use Smax = 0.127 ม.

$\phi_v Vs$ (จริง) = ϕ_v Av fvy d / S = 5,253.46 กก.

$\phi_v Vs$ ที่ต้องการ = 0.85 x 861.84 = 732.57 กก.

Check Vs <= 2.12 $fc'^{0.5}$ bw d

861.84 <= 16,618.51 Ok

Check Vs >= 1.10 $fc'^{0.5}$ bw d

861.84 < 8,622.81 ไม่ต้องลดSmax

Check @ จริง <= @ requi

ขนาดและระยะเรียงที่เลือกไว้ผ่าน

และ 5,253.46 >= 732.57 Ok

ออกแบบคาน คสล. โดยวิธีกำลัง

GB1

1. คุณสมบัติของวัสดุ

1.1 คอนกรีต

fc' = 240 กก/ตร.ซม

หน่วยน้ำหนัก = 2400 กก/ลบ.ม

Ec = กก/ตร.ซม

1.2 เหล็กเสริม

f_y = 4,000 กก/ตร.ซม

f_{vy} = 2,400 กก/ตร.ซม

Es = 2.04E+06 กก/ตร.ซม

2. ตัวคูณลดกำลังและParameters

β_1 = 0.85

ϕ_b = 0.90

ϕ_v , ϕ_t = 0.85

$\rho_b = 0.85\beta1(fc'/fy)[6120/(6120+fy)]$ = 0.0262

ρ max = $0.75\rho_b$ = 0.0197

ρ min = 14 / fy = 0.0035

3. กำลังประลัย

รับ Moment - หรือ + = -

Mu = 8,949 กก.ม (8.95 ตัน.ม)

Vu = 9,339 กก. (9.34 ตัน.)

Tu = กก.ม

4. คุณสมบัติของหน้าตัดคาน

Span คานยาว L = 5.45 ม.

กว้าง b = 0.20 ม. h ที่ไม่ต้องเช็ค Deflection > = 0.34

ความลึก h = 0.40 ม. h ที่แนะนำ > = L/10 = 0.55

ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็ก = 3 ซม.

ระยะห่างเหล็ก @ชั้น = 3 ซม.

d ' = 4.70 ซม.

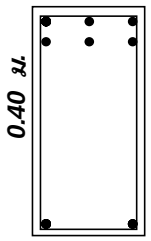
d = 33.00 ซม.

$R_u = \rho_{max}\ fy\ [1- 0.5882\ \rho_{max}\ (fy / fc')]$ = 63.49 กก/ตร.ซม

$\phi M_R = \phi_b R_u\ b\ d^2$ = 12,444.67 กก.ม (12.44 ตัน.ม)

Phi MR > Mu ไม่ต้องออกแบบเหล็กเสริมรับแรงอัด.

5. ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดัดที่ต้องการ



As'	ชั้นที่ 1	2 - DB16mm	4.02	d ' จริง = 4.70 ซม.
	ชั้นที่ 2			ρ ' = 0.0061
	ชั้นที่ 3			
เหล็กปลอก	1 ปู	RB 9	@ 0.15 m.	Av 1 ปู x 2 ขา= 1.27 ตร.ซม
As	ชั้นที่ 3		9.42	Check ρ > ρ min Ok
	ชั้นที่ 2	3 - DB12mm		d จริง = 33.00 ซม.
	ชั้นที่ 1	3 - DB16mm		ρ = 0.0143

$\rho - \rho$ ' =(As-As') / b*d = 0.0082 ==> 0.0197> 0.0082 เหล็กรับแรงดึงถึงจุดคราก. fs = fy = 4000กก/ตร.ซม.

$\rho_{cy} = 0.85\beta1\ (fc'/fy)\ [\ 6120 / (6120 - fy)]$ (d'/d) = 0.0178 0.0082< 0.0178 เหล็กรับแรงอัดไม่ถึงจุดคราก.

หา As1

Ru = M1 / (ϕ_b b d^2) = 45.65 กก/ตร.ซม

ρ = (0.85 fc' / fy)*[1 - (1 - 2* Ru / 0.85 fc')^0.5] = 0.0131

As1 = ρ *b*d = 8.64 ตร.ซม

As' Ok

As Ok

As' requi = - ตร.ซม

หา As2

a = (As1 fy) / (0.85 fc' b) = - ซม.

C = a / $\beta1$ = - ซม.

fs ' = 6120 (1 - (d' / c)) = - กก/ตร.ซม

เลือกใช้ fs ' = ไม่ต้องหา. กก/ตร.ซม

As' = (Mu - ϕ_b M1) / (ϕ_b fs' (d-d')) = - ตร.ซม

As requi =As1+As' (fs'/fy) = *8.64* ตร.ซม

6. ตรวจสอบแรงเฉือน

Vu = 9,339.00 กก.

$\phi_v Vc = \phi_v\ 0.53\ (fc')^{0.5}$ bw d = 4,606.22 กก.

Vs = (Vu - ϕ_v Vc) / ϕ_v = 5,567.98 กก.

2.12 $fc'^{0.5}$ bw d = 21,676.31 กก.

1.1 $fc'^{0.5}$ bw d = 11,247.14 กก.

Smax = Av fy / 3.5*bw = 0.727 ม.

Smax = d / 2 = 0.165 ม.

Smax = 48 Diaเหล็กเมน = 0.768 ม.

Use Smax = 0.165 ม.

$\phi_v Vs$ (จริง) = ϕ_v Av fvy d / S = 5,710.28 กก.

$\phi_v Vs$ ที่ต้องการ = 0.85 x 5,567.98 = 4,732.78 กก.

Check Vs <= 2.12 $fc'^{0.5}$ bw d

5,567.98 <= 21,676.31 Ok

Check Vs >= 1.10 $fc'^{0.5}$ bw d

5,567.98 < 11,247.14 ไม่ต้องลดSmax

Check @ จริง <= @ requi

ขนาดและระยะเรียงที่เลือกไว้ผ่าน

และ 5,710.28 >= 4,732.78 Ok

ออกแบบคาน คสล. โดยวิธีกำลัง

GB2

1. คุณสมบัติของวัสดุ

1.1 คอนกรีต

fc' = 240 กก/ตร.ซม

หน่วยน้ำหนัก = 2400 กก/ลบ.ม

Ec = กก/ตร.ซม

1.2 เหล็กเสริม

f_y = 4,000 กก/ตร.ซม

f_{vy} = 2,400 กก/ตร.ซม

Es = 2.04E+06 กก/ตร.ซม

2. ตัวคูณลดกำลังและParameters

β_1 = 0.85

ϕ_b = 0.90

ϕ_v , ϕ_t = 0.85

$\rho_b = 0.85\beta1(fc'/fy)[6120/(6120+fy)]$ = 0.0262

ρ max = $0.75\rho_b$ = 0.0197

ρ min = 14 / fy = 0.0035

3. กำลังประลัย

รับ Moment - หรือ + = -

Mu = 5,743 กก.ม (5.74 ตัน.ม)

Vu = 6,534 กก. (6.53 ตัน.)

Tu = กก.ม

4. คุณสมบัติของหน้าตัดคาน

Span คานยาว L = 5.45 ม.

กว้าง b = 0.20 ม. h ที่ไม่ต้องเช็ค Deflection > = 0.34

ความลึก h = 0.40 ม. h ที่แนะนำ > = L/10 = 0.55

ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็ก = 3 ซม.

ระยะห่างเหล็ก @ชั้น = 3 ซม.

d ' = 4.70 ซม.

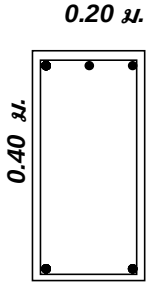
d = 35.30 ซม.

$R_u = \rho_{max}\ fy\ [1- 0.5882\ \rho_{max}\ (fy / fc')]$ = 63.49 กก/ตร.ซม

$\phi M_R = \phi_b R_u\ b\ d^2$ = 14,239.83 กก.ม (14.24 ตัน.ม)

Phi MR > Mu ไม่ต้องออกแบบเหล็กเสริมรับแรงอัด.

5. ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดัดที่ต้องการ



3 - DB16mm	As'	ชั้นที่ 1	2 - DB16mm	4.02	d ' จริง = 4.70 ซม.
		ชั้นที่ 2			ρ ' = 0.0057
		ชั้นที่ 3			
เหล็กปลอก	1 ปู	RB 9	@ 0.175 m.	Av 1 ปู x 2 ขา=	1.27 ตร.ซม
	As	ชั้นที่ 3		6.03	Check ρ > ρ min Ok
		ชั้นที่ 2			d จริง = 35.30 ซม.
2 - DB16mm		ชั้นที่ 1	3 - DB16mm		ρ = 0.0085

$\rho - \rho' = (As-As') / b*d$ = 0.0028 ==> 0.0197> 0.0028 เหล็กรับแรงดึงถึงจุดคราก. fs = fy = 4000กก/ตร.ซม.

$\rho_{cy} = 0.85\beta1\ (fc'/fy)\ [6120 / (6120 - fy)]\ (d'/d)$ = 0.0167 0.0028< 0.0167 เหล็กรับแรงอัดไม่ถึงจุดคราก.

หา As1

Ru = M1 / (ϕ_b b d^2) = 25.60 กก/ตร.ซม

ρ = (0.85 fc' / fy)*[1 - (1 - 2* Ru / 0.85 fc')^0.5] = 0.0069

As1 = ρ *b*d = 4.85 ตร.ซม

As' Ok

As Ok

As' requi = - ตร.ซม

หา As2

a = (As1 fy) / (0.85 fc' b) = - ซม.

C = a / $\beta1$ = - ซม.

fs ' = 6120 (1 - (d' / c)) = - กก/ตร.ซม

เลือกใช้ fs ' = ไม่ต้องหา. กก/ตร.ซม

As' = (Mu - ϕb M1) / (ϕb fs' (d-d')) = - ตร.ซม

As requi =As1+As' (fs'/fy) = *4.85* ตร.ซม

6. ตรวจสอบแรงเฉือน

Vu = 6,534.00 กก.

$\phi_v Vc = \phi_v\ 0.53\ (fc')^{0.5}$ bw d = 4,927.26 กก.

Vs = (Vu - ϕv Vc) / ϕv = 1,890.29 กก.

2.12 $fc'^{0.5}$ bw d = 23,187.09 กก.

1.1 $fc'^{0.5}$ bw d = 12,031.04 กก.

Check Vs <= 2.12 fc' ^0.5 bw d

1,890.29 <= 23,187.09 Ok

Check Vs >= 1.10 fc' ^0.5 bw d

1,890.29 < 12,031.04 ไม่ต้องลดSmax

Smax = Av fy / 3.5*bw = 0.727 ม.

Smax = d / 2 = 0.177 ม.

Smax = 48 Diaเหล็กเมน = 0.768 ม.

Use Smax = 0.177 ม.

$\phi_v Vs$ (จริง) = ϕ_v Av fvy d / S = 5,235.66 กก.

Check @ จริง <= @ requi

ขนาดและระยะเรียงที่เลือกไว้ผ่าน

$\phi_v Vs$ ที่ต้องการ = 0.85 x 1,890.29 = 1,606.74 กก.

และ 5,235.66 >= 1,606.74 Ok

ออกแบบคาน คสล. โดยวิธีกำลัง

GB3

1. คุณสมบัติของวัสดุ

1.1 คอนกรีต

fc' = 240 กก/ตร.ซม

หน่วยน้ำหนัก = 2400 กก/ลบ.ม

Ec = กก/ตร.ซม

1.2 เหล็กเสริม

f_y = 4,000 กก/ตร.ซม

f_{vy} = 2,400 กก/ตร.ซม

Es = 2.04E+06 กก/ตร.ซม

2. ตัวคูณลดกำลังและParameters

β_1 = 0.85

ϕ_b = 0.90

ϕ_v , ϕ_t = 0.85

$\rho_b = 0.85\beta_1(fc'/fy)[6120/(6120+fy)]$ = 0.0262

ρ max = $0.75\rho_b$ = 0.0197

ρ min = 14 / fy = 0.0035

3. กำลังประลัย

รับ Moment - หรือ + = -

Mu = 6,566 กก.ม (6.57 ตัน.ม)

Vu = 7,794 กก. (7.79 ตัน.)

Tu = กก.ม

4. คุณสมบัติของหน้าตัดคาน

Span คานยาว L = 5.45 ม.

กว้าง b = 0.15 ม. h ที่ไม่ต้องเช็ค Deflection > = 0.34

ความลึก h = 0.35 ม. h ที่แนะนำ > = L/10 = 0.55

ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็ก = 3 ซม.

ระยะห่างเหล็ก @ชั้น = 3 ซม.

d ' = 4.70 ซม.

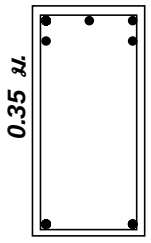
d = 28.00 ซม.

$R_u = \rho_{max}\, fy\,[1 - 0.5882\,\rho_{max}\,(fy / fc')]$ = 63.49 กก/ตร.ซม

$\phi M_R = \phi_b R_u\, b\, d^2$ = 6,719.44 กก.ม (6.72 ตัน.ม)

Phi MR > Mu ไม่ต้องออกแบบเหล็กเสริมรับแรงอัด.

5. ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดัดที่ต้องการ



As'	ชั้นที่ 1	2 - DB16mm	4.02	
	ชั้นที่ 2			
	ชั้นที่ 3			
เหล็กปลอก	1 ปู	RB 9	@ 0.125 m.	Av 1 ปู x 2 ขา= 1.27 ตร.ซม
As	ชั้นที่ 3		8.29	
	ชั้นที่ 2	2 - DB12mm		
	ชั้นที่ 1	3 - DB16mm		

d ' จริง = 4.70 ซม.

ρ ' = 0.0096

Check $\rho > \rho$ min Ok

d จริง = 28.00 ซม.

ρ = 0.0197

$\rho - \rho' = (As - As') / b*d$ = 0.0102 ==> 0.0197> 0.0102 เหล็กรับแรงดึงถึงจุดคราก. fs = fy = 4000กก/ตร.ซม.

$\rho_{cy} = 0.85\beta_1 (fc'/fy)\,[6120 / (6120 - fy)]\,(d'/d)$ = 0.0210 0.0102< 0.0210 เหล็กรับแรงอัดไม่ถึงจุดคราก.

หา As1

Ru = M1 / (ϕ_b b d^2) = 62.04 กก/ตร.ซม

$\rho = (0.85\,fc'/fy)*[1 - (1 - 2*Ru / 0.85\,fc')^{0.5}]$ = 0.0191

As1 = ρ *b*d = 8.01 ตร.ซม

As' Ok

As Ok

As' requi = - ตร.ซม

หา As2

a = (As1 fy) / (0.85 fc' b) = - ซม.

C = a / β_1 = - ซม.

fs ' = 6120 (1 - (d' / c)) = - กก/ตร.ซม

เลือกใช้ fs ' = ไม่ต้องหา. กก/ตร.ซม

As' = (Mu - ϕ_b M1) / (ϕ_b fs' (d-d')) = - ตร.ซม

As requi =As1+As' (fs'/fy) = 8.01 ตร.ซม

6. ตรวจสอบแรงเฉือน

Vu = 7,794.00 กก.

$\phi_v Vc = \phi_v\, 0.53\,(fc')^{0.5}\, bw\, d$ = 2,931.23 กก.

Vs = (Vu - ϕ_v Vc) / ϕ_v = 5,720.91 กก.

$2.12\,fc'^{0.5}\, bw\, d$ = 13,794.02 กก.

$1.1\,fc'^{0.5}\, bw\, d$ = 7,157.27 กก.

Check Vs <= 2.12 fc' ^0.5 bw d

5,720.91 <= 13,794.02 Ok

Check Vs >= 1.10 fc' ^0.5 bw d

5,720.91 < 7,157.27 ไม่ต้องลดSmax

Smax = Av fy / 3.5*bw = 0.969 ม.

Smax = d / 2 = 0.140 ม.

Smax = 48 Diaเหล็กเมน = 0.768 ม.

Use Smax = 0.140 ม.

Check @ จริง <= @ requi

$\phi_v Vs$ (จริง) = $\phi_v\, Av\, fvy\, d / S$ = 5,814.11 กก.

ขนาดและระยะเรียงที่เลือกไว้ผ่าน

$\phi_v Vs$ ที่ต้องการ = 0.85 x 5,720.91 = 4,862.77 กก.

และ 5,814.11 >= 4,862.77 Ok

ผลรวมแรงที่เกิดขึ้นในเสา

ออกแบบโครงสร้างเสาคสล.ในชิ้นส่วนที่มีแรงมากที่สุด ชั้นหลังคา

Item	Member	GRID	No.Column	Axis	Moment FX	Moment FY
1	C11	C-1	C1	3478.26	1190.726	997.161

ออกแบบโครงสร้างเสาคสล.ในชิ้นส่วนที่มีแรงมากที่สุด ชั้นดาดฟ้า

Item	Member	GRID	No.Column	Axis	Moment FX	Moment FY
2	C13	C-3	C1	23454.9	1914.62	3035.294
3	C22	D'-1'	C2	9176.79	1150.845	1265.27
4	C12	C-2	C2A	2726.44	1914.62	2842.58

ออกแบบโครงสร้างเสาคสล.ในชิ้นส่วนที่มีแรงมากที่สุด ชั้นที่ 4

Item	Member	GRID	No.Column	Axis	Moment FX	Moment FY
5	C13	C-3	C1	84031.7	2183.93	2738.17
6	C22	D'-1'	C2	34022.1	1216.46	2211.27
7	C12	C-2	C2A	75197.7	2183.93	2546.2

ออกแบบโครงสร้างเสาคสล.ในชิ้นส่วนที่มีแรงมากที่สุด ชั้นที่ 3

Item	Member	GRID	No.Column	Axis	Moment FX	Moment FY
8	C13	C-3	C1	115228	3291.444	3403.696
9	C22	D'-1'	C2	16675.5	1666.42	3537.507
10	C16	D-1	C2A	11857.5	2785.258	2352.92

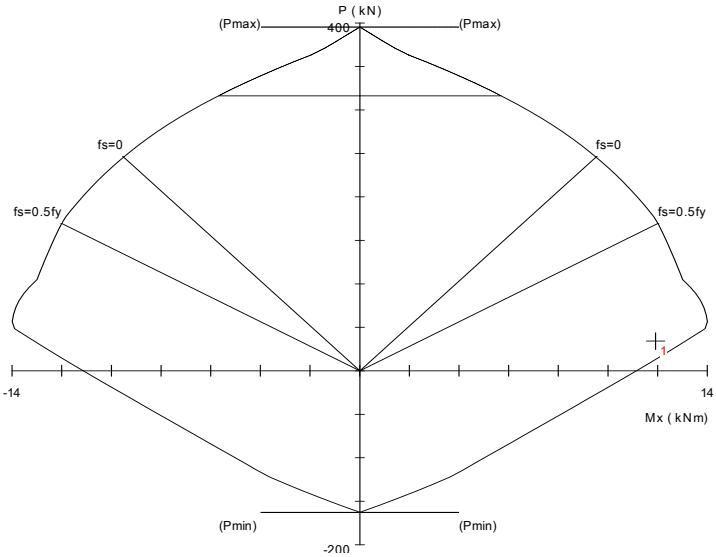
ออกแบบโครงสร้างเสาคสล.ในชิ้นส่วนที่มีแรงมากที่สุด ชั้นที่ 2

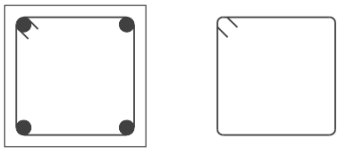
Item	Member	GRID	No.Column	Axis	Moment FX	Moment FY
11	C14	C-4	C1	140221	3928.128	2268.002
12	C22	D'-1'	C2	56588.9	2799.28	6047.927
13	C16	D-1	C2A	13451.6	4647.312	1884.769

ออกแบบโครงสร้างเสาคสล.ในชิ้นส่วนที่มีแรงมากที่สุด ชั้นที่ 1

Item	Member	GRID	No.Column	Axis	Moment FX	Moment FY
14	C13	C-3	C1	170474	279.547	195.854
15	C22	D'-1'	C2	65046.2	6.16	9.107
16	C16	D-1	C2A	16506.8	25.438	18.089

ออกแบบเสา C1 ชั้นดาดฟ้า



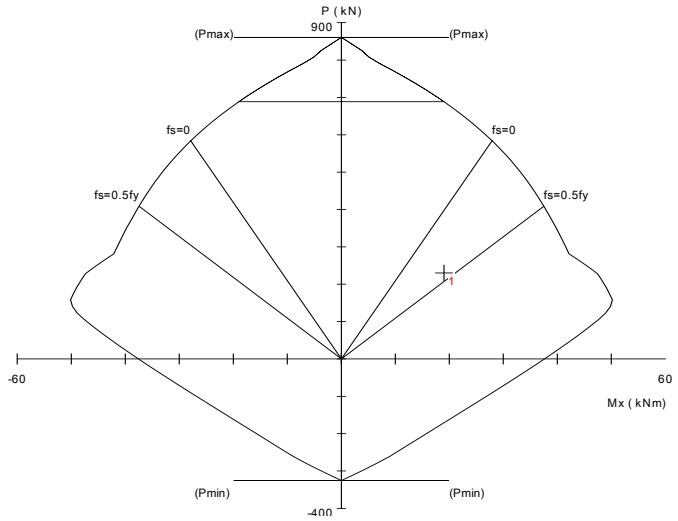


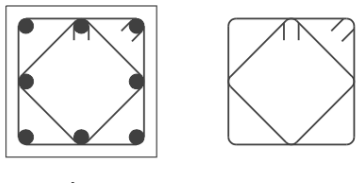
Main = 4DB12 mm (1.13%)

Stir = RB9@0.20

C1 (DECK) 0.20x0.20 m

ออกแบบเสา C1 ชั้นที่4

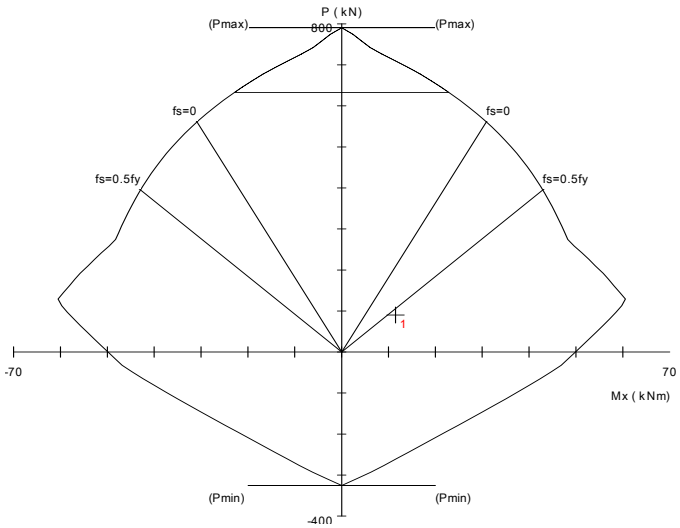


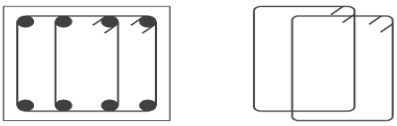


Main = 8 DB12 mm (1.0%)

Stir = RB9@0.25

C1 (FL.4) 0.30x0.30 m

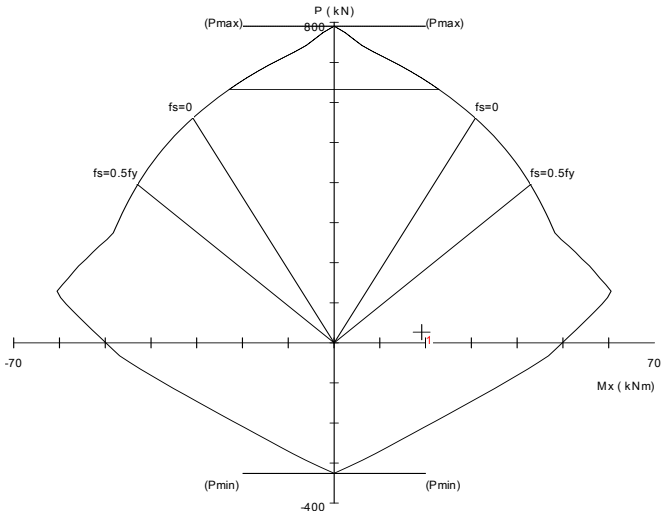


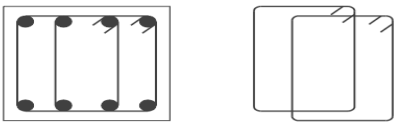


Main = 8DB12 mm (1.13%)

Stir = RB9@0.20

C2 (FL.4) 0.20x0.40 m



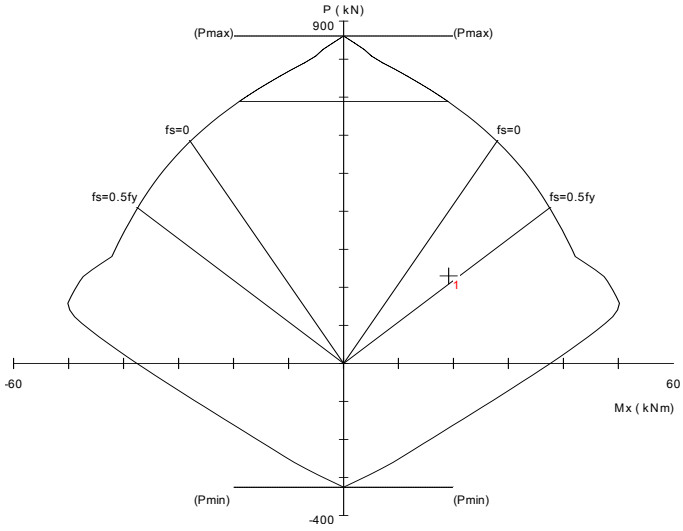


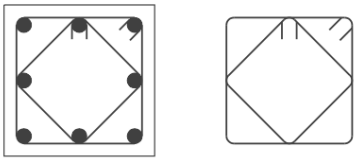
Main = 8DB12 mm (1.13%)

Stir = RB9@0.20

C2A (FL.4) 0.20x0.40 m

ออกแบบเสา C1 ชั้นที่ 3

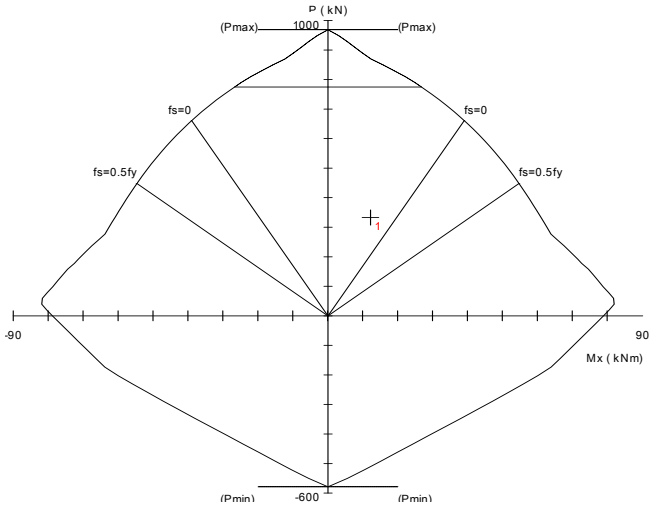


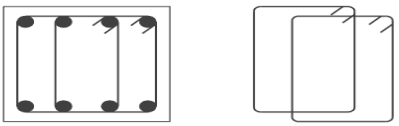


Main = 8 DB12 mm (1.0%)

Stir = RB9@0.25

C1 (FL.3) 0.30x0.30 m

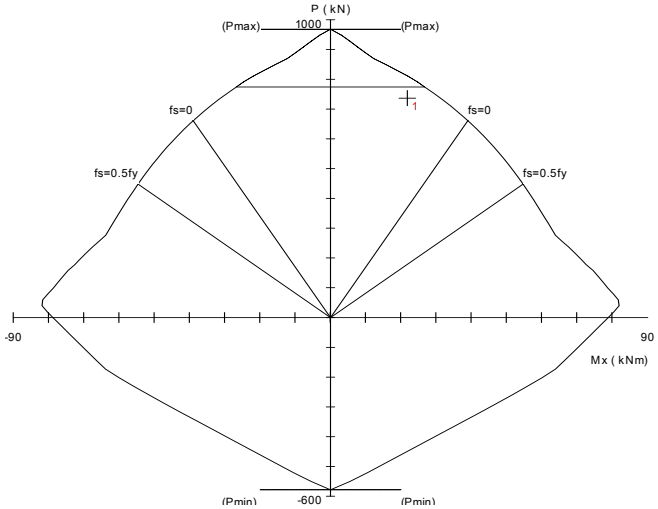


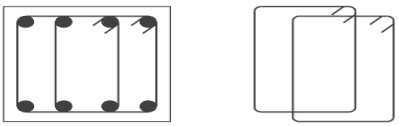


Main = 8DB16mm (2.01%)

Stir = RB9@0.20

C2 (FL.3) 0.20x0.40 m



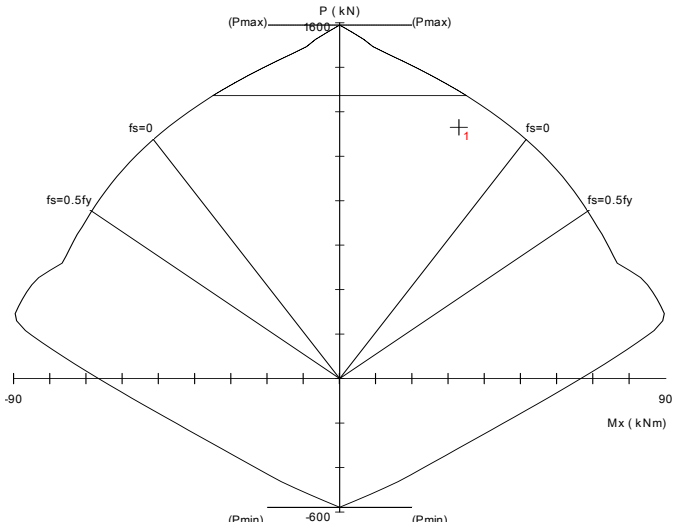


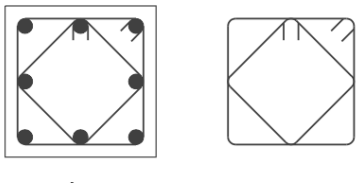
Main = 8DB16mm (2.01%)

Stir = RB9@0.20

C2A (FL.3) 0.20x0.40 m

ออกแบบเสา C1 ชั้นที่ 2

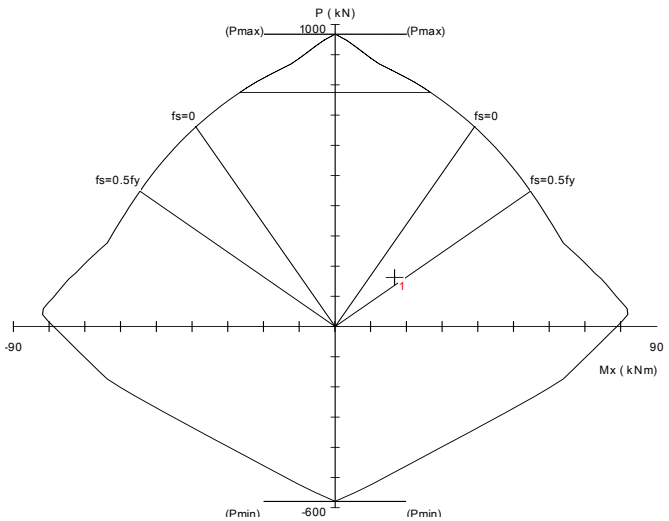


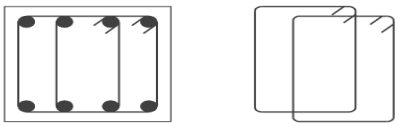


Main = 8 DB16 mm (1.78%)

Stir = RB9@0.25

C1 (FL.2) 0.30x0.30 m

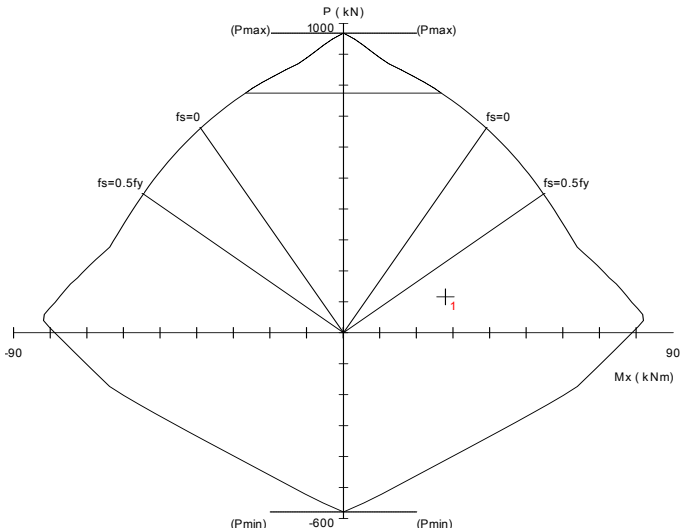


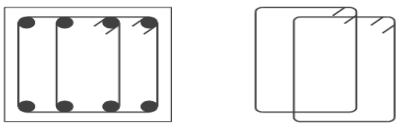


Main = 8DB16mm (2.01%)

Stir = RB9@0.20

C2 (FL.2) 0.20x0.40 m



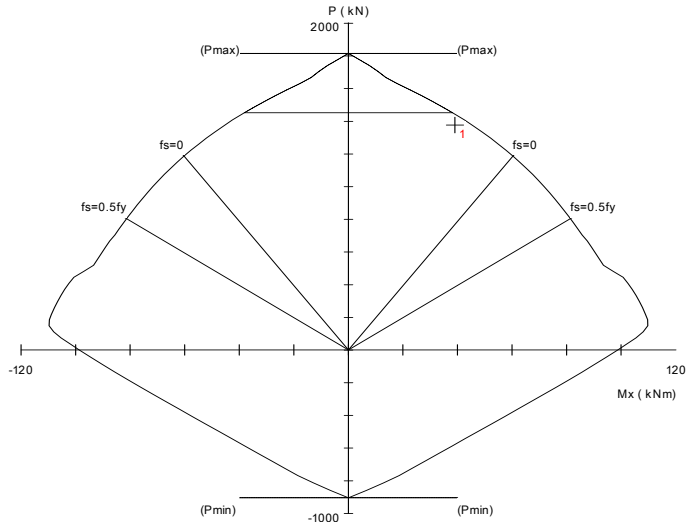


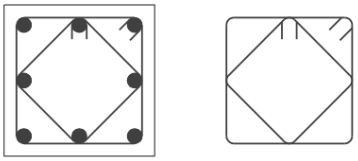
Main = 8DB16mm (2.01%)

Stir = RB9@0.20

C2A (FL.2) 0.20x0.40 m

ออกแบบเสา C1 ชั้นที่ 1

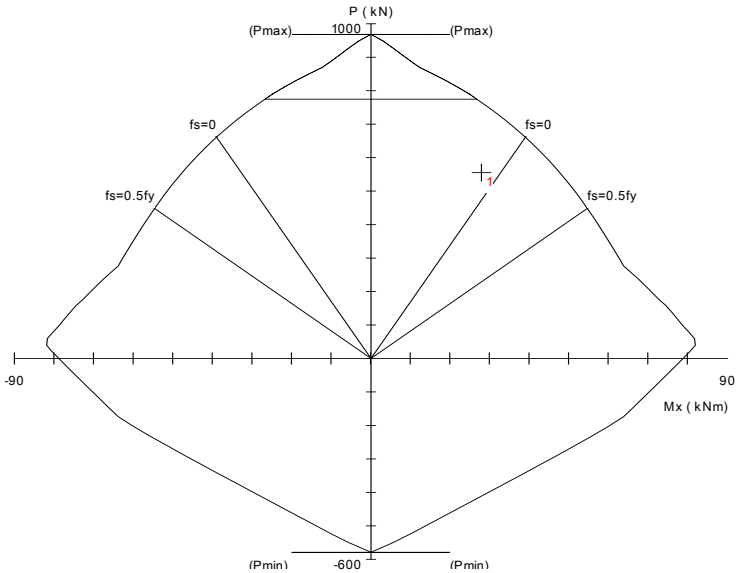


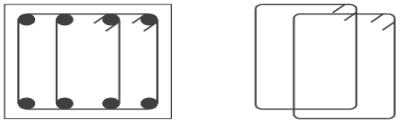


Main = 8 DB20 mm (2.79%)

Stir = RB9@0.25

C1 (FL.2) 0.30x0.30 m

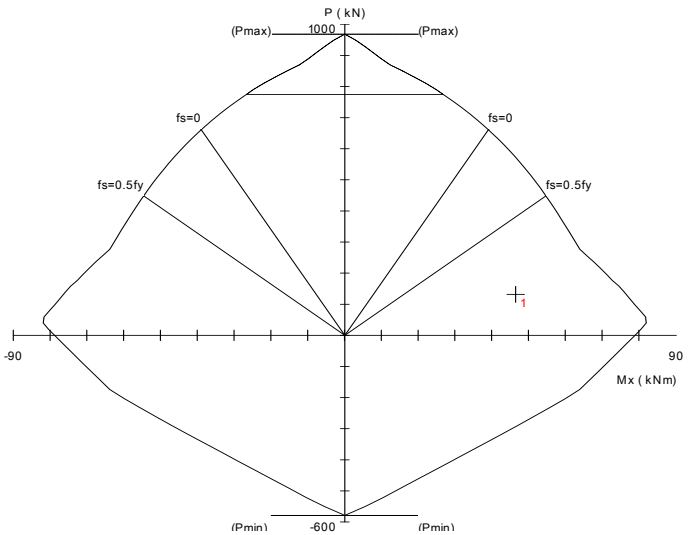


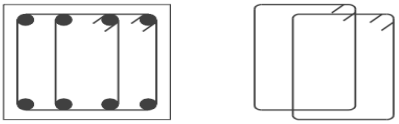


Main = 8DB16mm (2.01%)

Stir = RB9@0.20

C2 (FL.1) 0.20x0.40 m



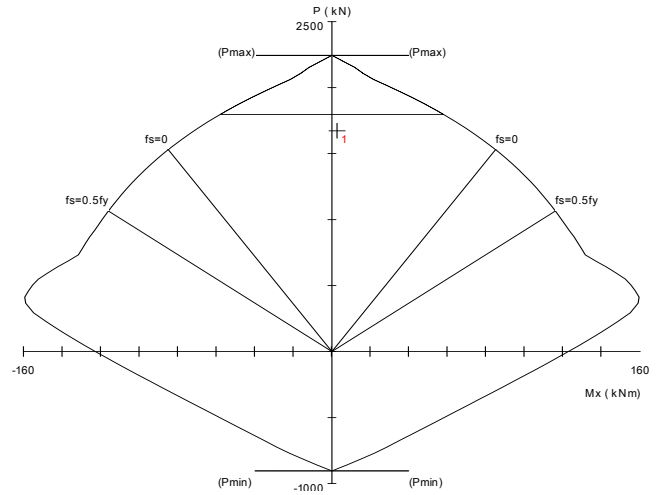


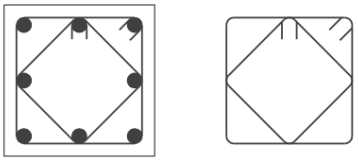
Main = 8DB16mm (2.01%)

Stir = RB9@0.20

C2A (FL.1) 0.20x0.40 m

ออกแบบเสา C1 ชั้น ตอม่อ

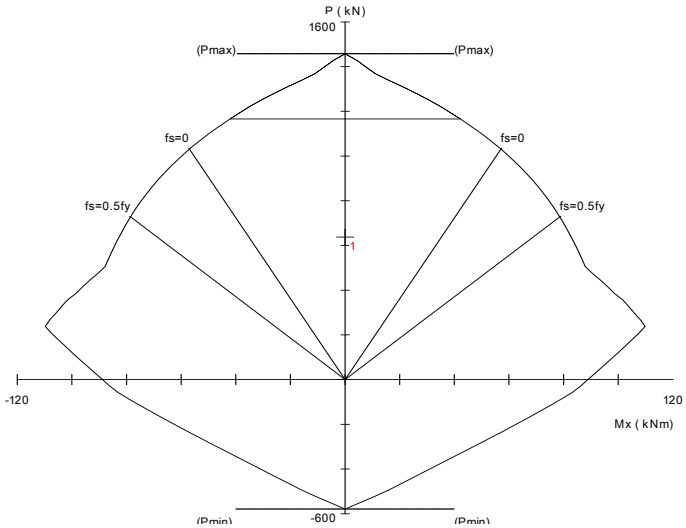


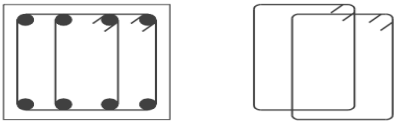


Main = 8 DB20 mm (2.05%)

Stir = RB9@0.25

C1 (PIER) 0.35x0.35 m

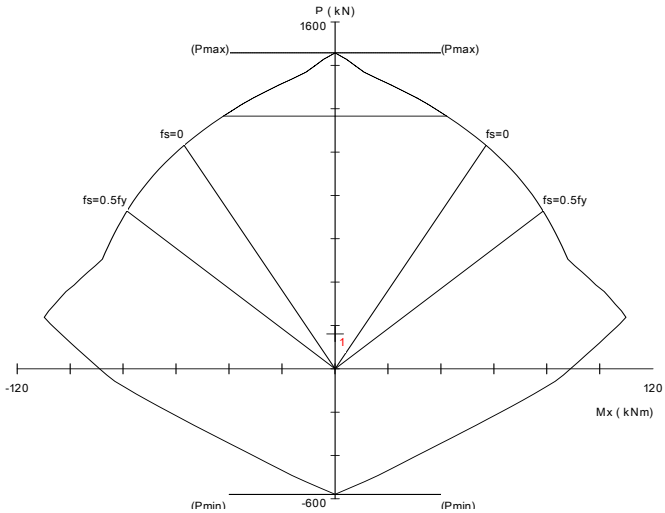


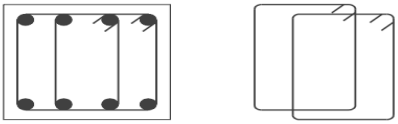


Main = 8DB16mm (2.01%)

Stir = RB9@0.20

C2 (PIER) 0.20x0.40 m





Main = 8DB16mm (2.01%)

Stir = RB9@0.20

C2A (PIER) 0.20x0.40 m

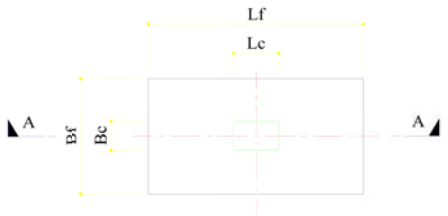
DESIGN RECTANGULAR FOOTING

Made by: A.Prapan

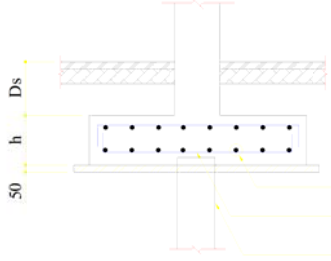
PROJECT NAME : F1

	P (Ton.)	My (Ton.M)	Mx (Ton.M)
Service Load Case	22.75	0	0
Ultimate Load Case	34.125	0	0

PILE CAP	F1,C1	Long Dimension	Short Dimension	Check Bearing
		Lf (m) = 0.8	Bf (m) = 0.8	Gs (T/m^3) = 1.8
CONSTANT		Lc (m) = 0.4	Bc (m) = 0.2	Ds (m) = 1
fy ksc	4,000			Pile Size 0.4
fc' ksc	240			Pile Lengt 23.0
Pile Capacity ton/pile	52.0			
β = ksc	0.85	h (m.) = 0.8	h (m) = 0.8	
k = β 6117 / (6117 + fy)	0.51	d (cm.) = 74.4	d (cm.) = 73.2	YES
m = fy/0.85fc'	19.61			
ρ = 0.75k/m	0.0197			
R = ρfy(1-ρm/2) ksc	63.48	covering 5	covering 5	
BENDING MOMENT Mu	Ton.m	0.00	0.00	
SHEAR (Beam Type) Vu	Ton	0.00	0.00	
SHEAR (Punching) Vu	Ton	0.00	0.00	
PROVIDE RE - BAR DIAMETER	mm	12	12	
PROVIDE NO. OF RE-BAR	Nos.	16	16	
Maximum As = ρbh	cm^2	125.81	125.81	
1) Minimum As = 14bd/fy	cm^2	20.84	20.50	
2) Minimum As = 0.0025bd	cm^2	16.00	16.00	
Require As	cm^2	16.00	16.00	
Provide As	cm^2	18.10	18.10	
As provide >As require	YES/NO	YES	YES	
BAR ARRANGEMENT		DB12@46	DB12@46	



PLAN



SECTION A

DB12@46
DB12@46
PC.PILE
0.4x0.4x23m.

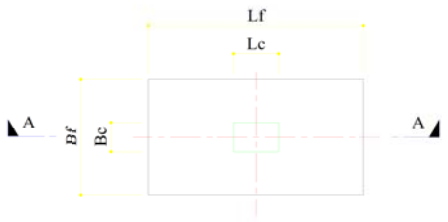
DESIGN RECTANGULAR FOOTING

Made by: A.Prapan

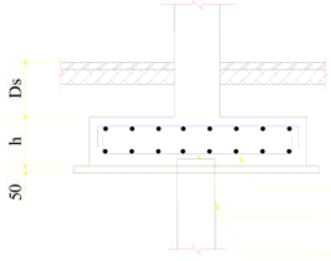
PROJECT NAME : **F1**

	P (Ton.)	My (Ton.M)	Mx (Ton.M)
Service Load Case	**22.75**	**0**	**0**
Ultimate Load Case	**34.125**	**0**	**0**

PILE CAP		**F1,C2**	Long Dimension	Short Dimension	**Check Bearing**
			Lf (m) = **0.8**	Bf (m) = **0.8**	Gs(T/m^3)= **1.8**
CONSTANT			Lc (m) = **0.4**	Bc (m) = **0.2**	Ds (m)= **1**
fy	ksc	**4,000**			Pile Size **0.4**
fc'	ksc	**240**			Pile Lengt **23.0**
Pile Capacity	ton/pile	**52.0**			
β =	ksc	0.85	h (m.) = **0.8**	h (m) = 0.8	
k = β 6117 / (6117 + fy)		0.51	d (cm.) = 74.4	d (cm.) = 73.2	**YES**
m = fy/0.85fc'		19.61			
ρ = 0.75k/m		0.0197			
R = ρfy(1-ρm/2)	ksc	63.48	covering 5	covering 5	
BENDING MOMENT	Mu	Ton.m	0.00	0.00	
SHEAR (Beam Type)	Vu	Ton	0.00	0.00	
SHEAR (Punching)	Vu	Ton	0.00	0.00	
PROVIDE RE - BAR DIAMETER		mm	**12**	**12**	
PROVIDE NO. OF RE-BAR		Nos.	**16**	**16**	
Maximum As = ρbh		cm^2	125.81	125.81	
1) Minimum As = 14bd/fy		cm^2	20.84	20.50	
2) Minimum As = 0.0025bd		cm^2	16.00	16.00	
Require As		cm^2	16.00	16.00	
Provide As		cm^2	18.10	18.10	
As provide >As require		YES/NO	**YES**	**YES**	
BAR ARRANGEMENT			**DB12@46**	**DB12@46**	



PLAN



SECTION A

DB12@46
DB12@46
PC.PILE
0.4x0.4x23m.

DESIGN RECTANGULAR FOOTING

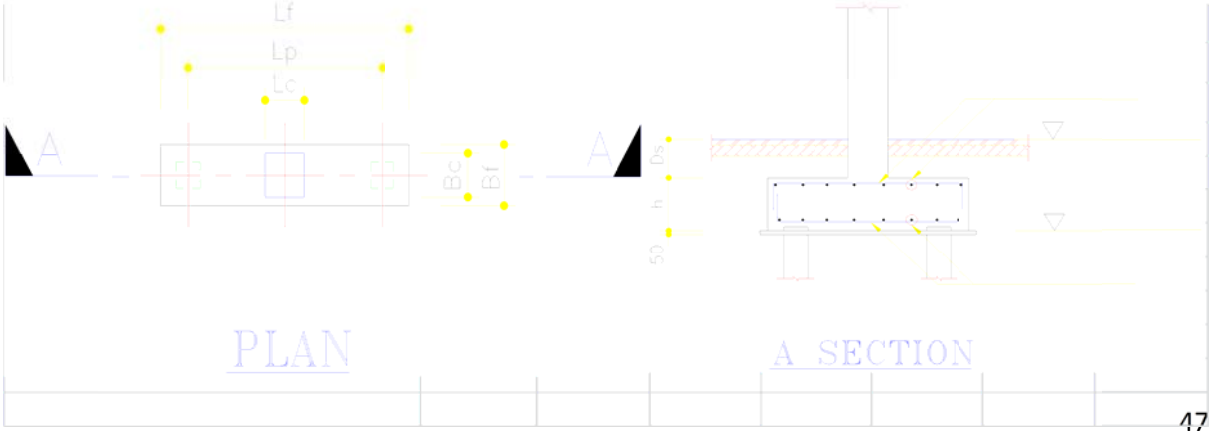
Made by: A.Prapan

PROJECT NAME : F2,C1

	P (Ton.)	My (Ton.M)
Service Load Case	99.04	
Ultimate Load Case	148.56	

Pile Length (m) 23

FOOTING NO. F2			Long Dimension	Short Dimension	Check Pile
			Lf (m) = 2	Bf (m) = 0.8	Size (m) = 0.4
CONSTANT			Lc (m) = 0.35	Bc (m) = 0.35	Nos. = 2
fy	ksc	4,000	Lp (m) = 1.2		Max. Load(Ton/pile)
fc'	ksc	240			= 49.52
Pile Capacity	ton/pile	52.0	Zpy (m.) = 1.2		Min. Load(Ton/pile)
β =	ksc	0.85	h (m.) = 0.7	h (m) = 0.7	= 49.52
k = β 6117 / (6117 + fy)		0.51	d (cm.) = 58.7	d (cm.) = 56.5	YES
m = fy/0.85fc'		19.61	Xp (m) = -0.162		Beam Type
ρ = 0.75k/m		0.0197	Xp (m) = 0.1315		Punching Type
R = ρfy(1-ρm/2)	ksc	63.48	covering 10	covering 10	C Factor for reduce
BENDING MOMENT Mu		Ton.m	31.57	0.00	shear at Footing
SHEAR (Beam Type) Vu		Ton	7.06	0.00	Clb = 0.09
SHEAR (Punching) Vu		Ton	123.12	0.00	Clp = 0.83
a = d - √ (d^2 -2Mu / 0.85fc'b) ϕ = 0.9		cm	3.39	0.00	
As = Mu /(ϕ fy(d-a/2))		cm^2	15.38	0.00	
PROVIDE RE - BAR DIAMETER		mm	25	20	
PROVIDE NO. OF RE-BAR		Nos.	7	12	
Maximum As = ρbh		cm^2	110.08	275.21	
1) Minimum As = 14bd/fy		cm^2	16.44	39.55	
2) Minimum As = 0.8(√ fc')bd / fy		cm^2	14.55	35.01	
Require As		cm^2	15.38	35.01	
Provide As		cm^2	34.36	37.70	
As provide >As require		YES/NO	YES	YES	
ϕ Vc = 0.53bdϕ √ f'c ; ϕ = 0.85		Ton	32.77	0	
ϕ Vc > = Vu		YES/NO	YES	0	
ϕ Vc = 1.06Acϕ √ f'c ; ϕ = 0.85		Ton	131.1	0	
ϕ Vc > = Vu		YES/NO	YES	0	
BAR ARRANGEMENT			DB25@116	DB20@172	



DESIGN RECTANGULAR FOOTING

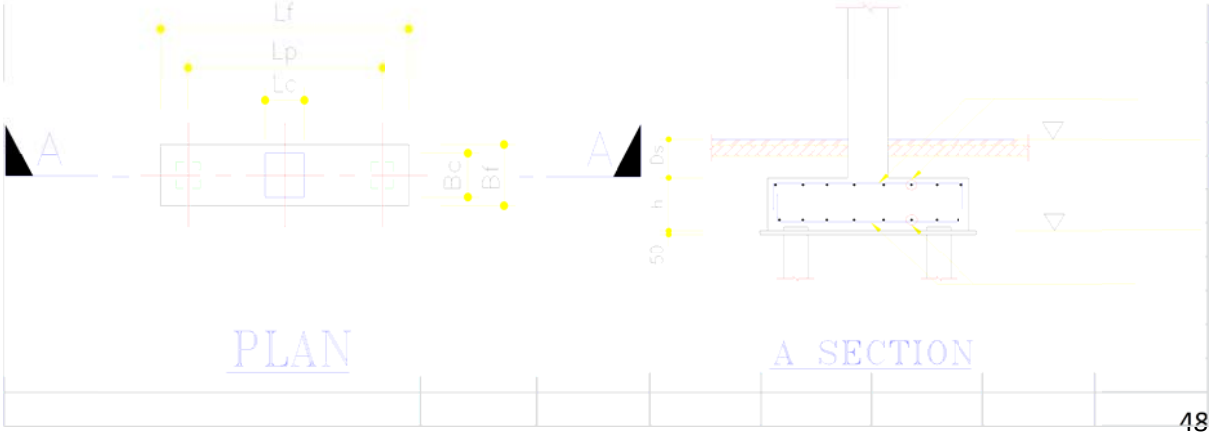
Made by: A.Prapan

PROJECT NAME : F2,C2A

	P (Ton.)	My (Ton.M)
Service Load Case	99.04	
Ultimate Load Case	148.56	

Pile Length (m) 23

FOOTING NO.		F2	Long Dimension	Short Dimension	Check Pile
			Lf (m) = 2	Bf (m) = 0.8	Size (m) = 0.4
CONSTANT			Lc (m) = 0.4	Bc (m) = 0.2	Nos. = 2
fy	ksc	4,000	Lp (m) = 1.2		Max. Load(Ton/pile)
fc'	ksc	240			= 49.52
Pile Capacity	ton/pile	52.0	Zpy (m.) = 1.2		Min. Load(Ton/pile)
β =	ksc	0.85	h (m.) = 0.7	h (m) = 0.7	= 49.52
k = β 6117 / (6117 + fy)		0.51	d (cm.) = 58.7	d (cm.) = 56.5	YES
m = fy/0.85fc'		19.61	Xp (m) = -0.187		Beam Type
ρ = 0.75k/m		0.0197	Xp (m) = 0.1065		Punching Type
R = ρfy(1-ρm/2)	ksc	63.48	covering 10	covering 10	C Factor for reduce
BENDING MOMENT Mu		Ton.m	29.71	0.00	shear at Footing
SHEAR (Beam Type) Vu		Ton	2.41	0.00	Clb = 0.03
SHEAR (Punching) Vu		Ton	113.83	0.00	Clp = 0.77
a = d - √ (d^2 -2Mu / 0.85fc'b) ϕ = 0.9		cm	3.19	0.00	
As = Mu /(ϕ fy(d-a/2))		cm^2	14.45	0.00	
PROVIDE RE - BAR DIAMETER		mm	25	20	
PROVIDE NO. OF RE-BAR		Nos.	7	12	
Maximum As = ρbh		cm^2	110.08	275.21	
1) Minimum As = 14bd/fy		cm^2	16.44	39.55	
2) Minimum As = 0.8(√ fc')bd / fy		cm^2	14.55	35.01	
Require As		cm^2	14.55	35.01	
Provide As		cm^2	34.36	37.70	
As provide >As require		YES/NO	YES	YES	
ϕ Vc = 0.53bdϕ √ f'c ; ϕ = 0.85		Ton	32.77	0	
ϕ Vc > = Vu		YES/NO	YES	0	
ϕ Vc = 1.06Acϕ √ f'c ; ϕ = 0.85		Ton	131.1	0	
ϕ Vc > = Vu		YES/NO	YES	0	
BAR ARRANGEMENT			DB25@116	DB20@172	



DESIGN FOOTING

Made by: A.Prapan

PROJECT NAME : F3,C1

	P (Ton.)	My (Ton.M)	Mx (Ton.M)
Service Load Case	114.46		
Ultimate Load Case	171.69		

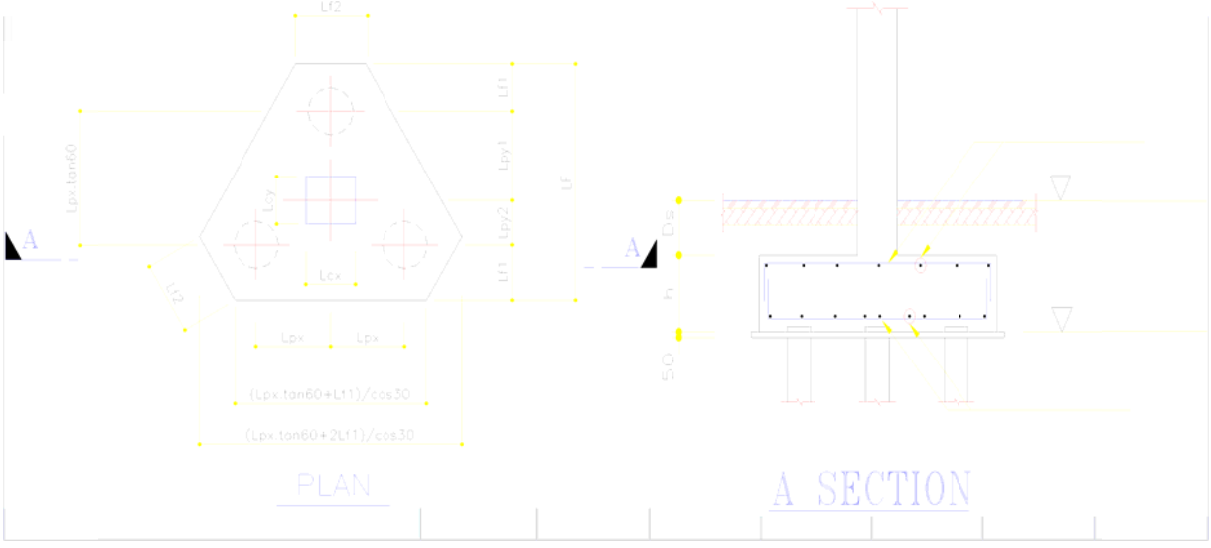
Factor of DL = 1.7 Pile Length (m) 23

FOOTING NO.	F3
CONSTANT	
fy ksc	4,000
fc' ksc	240
Pile Capacity ton/pile	73.8
β = ksc	0.85
k = β 6117 / (6117 + fy)	0.51
m = fy/0.85fc'	19.61
ρ = 0.75k/m	0.0197
R = ρfy(1-ρm/2) ksc	63.48

Dimension			
Lpx (m) =	0.6	LF (m) =	1.839
Lf1 (m) =	0.4	Lf2 (m) =	0.462
Lcx (m) =	0.35	Lpy1(m) =	0.693
Lcy (m) =	0.35	Lpy2(m) =	0.346
Gs(T/m³)	1.8	Zpy (m.) =	1.200
Ds (m.) =	1	Zpx1(m.)=	1.039
h (m.) =	0.75	Zpx2(m.)=	2.078
d (cm.) =	60	Wf (Ton.)	4.71
Af (m²)=	2.62	Ws(Ton.)	4.49
covering	10		

Check Pile	
Size (m) =	0.4
Nos. =	3
Max. Load(Ton/pile) =	41.22
Min. Load(Ton/pile) =	41.22
	YES
Xb (m) =	-0.08218
Xp (m) =	0.21782
C Factor for reduce shear at Footing	
Cb =	0.29
Cp =	1.00

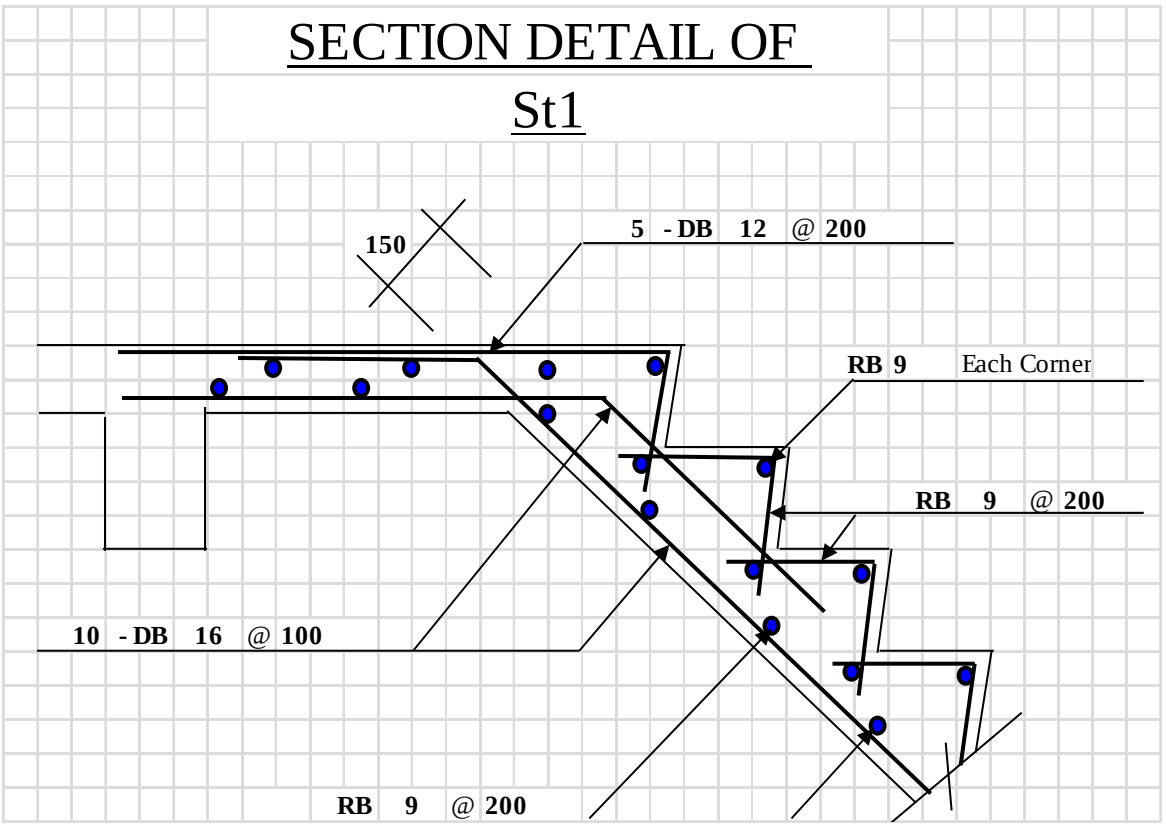
BENDING MOMENT Mu	Ton.m	32.34
SHEAR (Beam Type) Vu	Ton	18.39
SHEAR (Punching) Vu	Ton	187.34
a = d - √ (d² -2Mu / 0.85fc'b) ϕ= 0.9	cm	6.02
As = Mu /(ϕ fy(d-a/2))	cm²	15.76
PROVIDE RE - BAR DIAMETER	mm	20
PROVIDE NO. OF RE-BAR	Nos.	7
Maximum As = ρbh	cm²	68.10
1) Minimum As = 14bd/fy	cm²	9.70
2) Minimum As = 0.8(√ fc')bd / fy	cm²	8.59
Require As	cm²	15.76
Provide As	cm²	21.99
As provide >As require	YES/NO	YES
ϕVc = 0.53bdϕ√ f'c ; ϕ = 0.85	Ton	19.34
ϕVc >= Vu	YES/NO	YES
ϕVc = 1.06Acϕ√ f'c ; ϕ = 0.85	Ton	318.25
ϕVc >= Vu	YES/NO	YES
BAR ARRANGEMENT		DB20@289

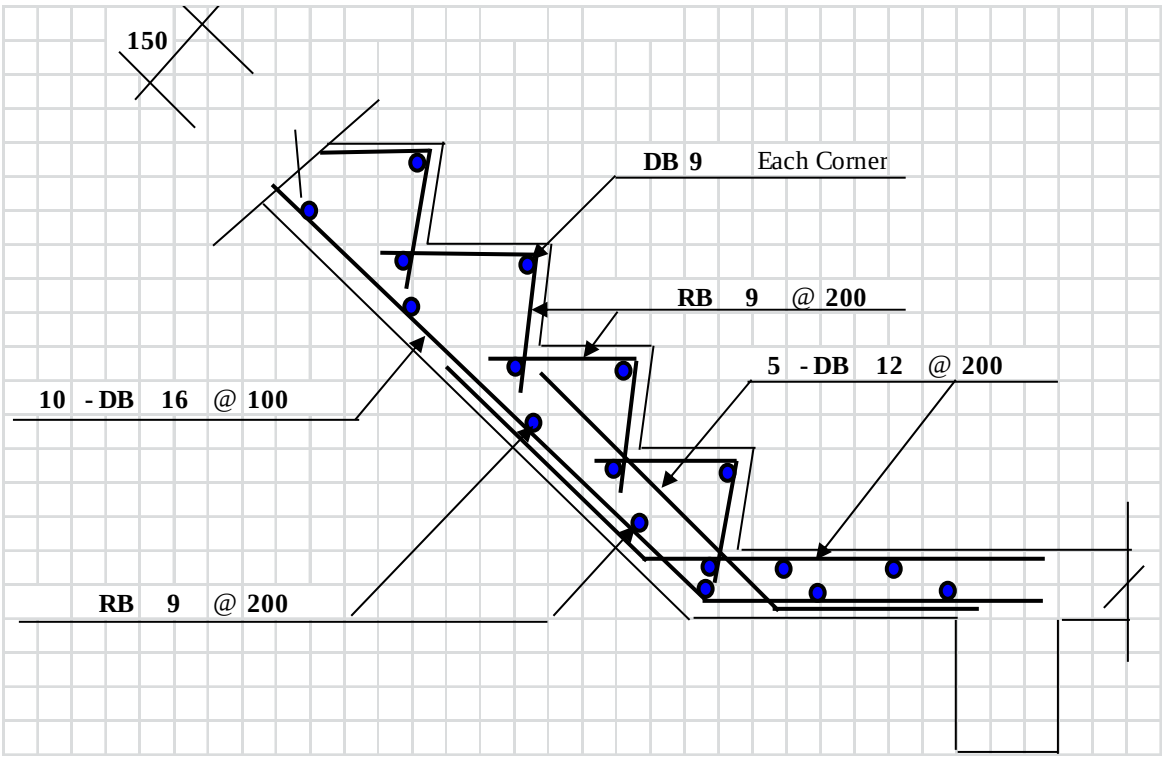


ออกแบบบันได ST1และ ST2

CONSTANT			STAIR NO.		STAIR NO.		STAIR NO.	
			St1		ST2		0	
Factor DL		1.7	LL = 300 kg./m		LL = 300 kg./m		LL = 0 kg./m	
Factor LL		2.0	L = 4.25 m		L = 4.55 m		L = 0 m	
fy	ksc	3,000	H = 1.62 m		H = 1.62 m		H = 0 m	
fc'	ksc	175	Width b = 100 cm.		Width b = 100 cm.		Width b = 0 cm.	
β =	ksc	0.85	Thk. h = 15 cm.		Thk. h = 18.5 cm.		Thk. h = 0 cm.	
fv	ksc	2,400	d = 9.2 cm.		d = 12.7 cm.		d = -4.45 cm.	
k = β 6117 / (6117 + fy)		0.57	d' = 5.6 cm.		d' = 5.6 cm.		d' = 4.45 cm.	
m = fy / 0.85fc'		20.17						
ρ = 0.75k / m		0.0212	Wu = 1620 kg.m		Wu = 1762.8 kg.m		Wu = 0 kg.m	
R = ρfy (1-ρm / 2)	ksc	50.02	covering 5 cm.		covering 5 cm.		covering 4 cm.	
REACTION	Rx1,Rx2 =		1146 kg		1267.23 kg		#DIV/0! kg	
	Ry1 =		3006 kg		3559.18 kg		#DIV/0! kg	
	Ry2 =		3879 kg		4461.56 kg		#DIV/0! kg	
DESIGN MAIN BAR			Negative	Positive	Negative	Positive	Negative	Positive
BENDING MOMENT Mu		kg.m	1219	3658	1521	4562	#DIV/0!	#DIV/0!
SHEAR Vu		kg	3879		4462		#DIV/0!	
a = d - √ (d2 -2Mu / ϕ0.85fc'b) ϕ= 0.9		cm	1.05	3.72	0.93	3.05	#DIV/0!	#DIV/0!
As = Mu / (ϕfy(d-a/2)) ϕ= 0.9		cm^2	5.21	18.46	4.60	15.12	#DIV/0!	#DIV/0!
PROVIDE RE - BAR DIAMETER		mm	12	16	12	16	9	9
PROVIDE NO. OF RE-BAR		Nos.	5	10	5	9	5	5
Maximum As = ρbd		cm^2	19.51		26.93		0.00	
1) Minimum As = 14bd / fy		cm^2	4.29		5.93		0.00	
2) Minimum As = 0.8(√ fc')bd / fy		cm^2	3.25		4.48		0.00	
Require As		cm^2	5.21	18.46	4.60	15.12	#DIV/0!	#DIV/0!
Provide As		cm^2	5.65	20.11	5.65	18.10	3.18	3.18
CHECK As provide >As require			**YES**	**YES**	**YES**	**YES**	**#DIV/0!**	**#DIV/0!**
ϕVc = 0.53ϕ√ f'c bd ϕ = 0.85		kg	5483		7569		0	
CHECK ϕVc > Vu		YES/NO	**YES**		**YES**		**#DIV/0!**	
DESIGN TEMPERATURE BAR								
Minimum Ast = 0.0025bd		cm^2	2.30		3.18		-1.11	
Provide Re-Bar Diameter		mm	9		9		9	
Provide Re-Bar Spacing		@ mm.	200		200		200	
Provide As		cm^2	3.18		3.18		3.18	
CHECK As provide >As require		YES/NO	**YES**		**YES**		**YES**	

SECTION DETAIL OF St1





SECTION DETAIL OF ST2