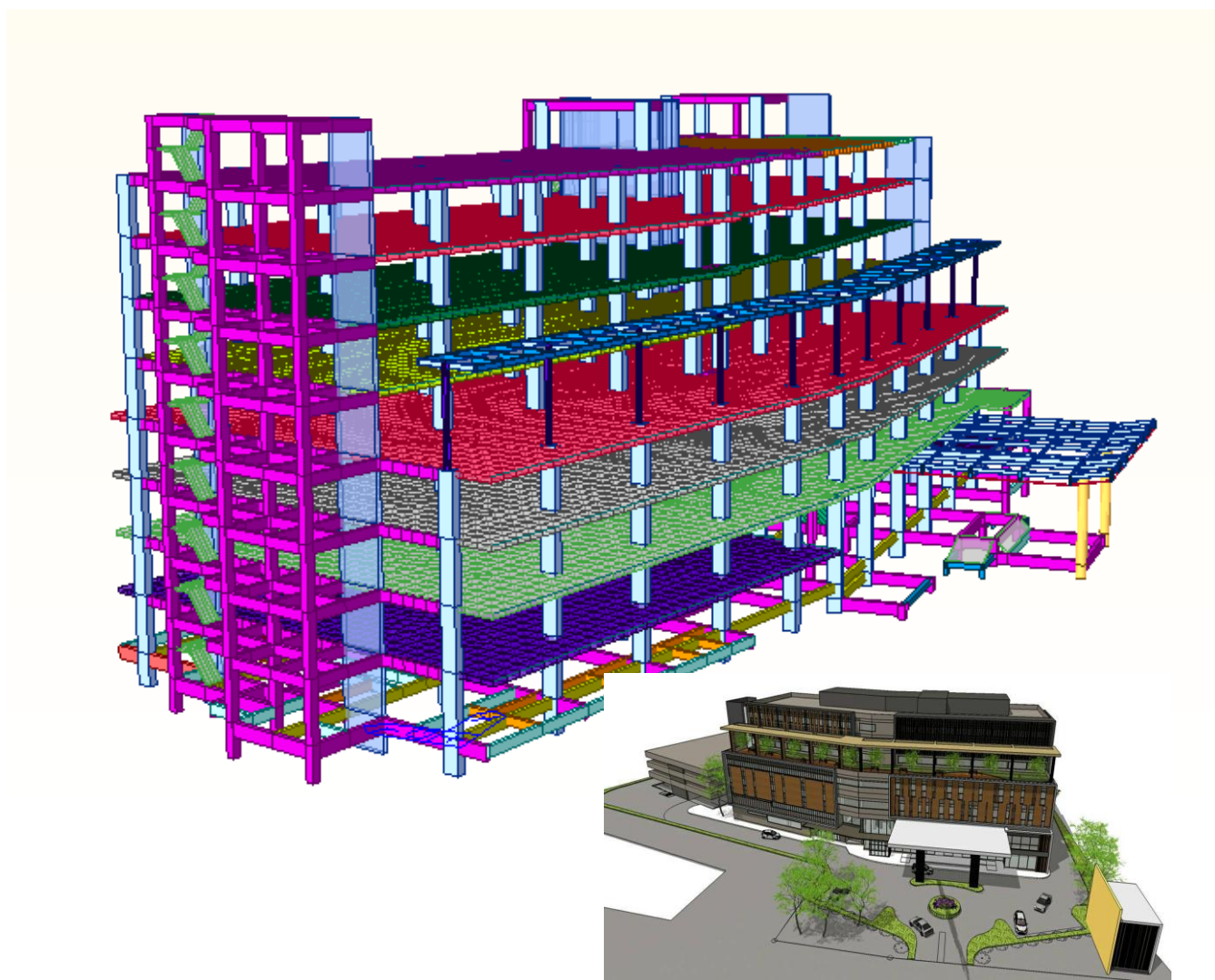


รายการคำนวณ

อาคารโรงพยาบาลรวมแพทย์ฉะเชิงเทรา



สถานที่ก่อสร้าง : ถนนทางหลวงแผ่นดิน ฉะเชิงเทรา – พนมสารคาม 304

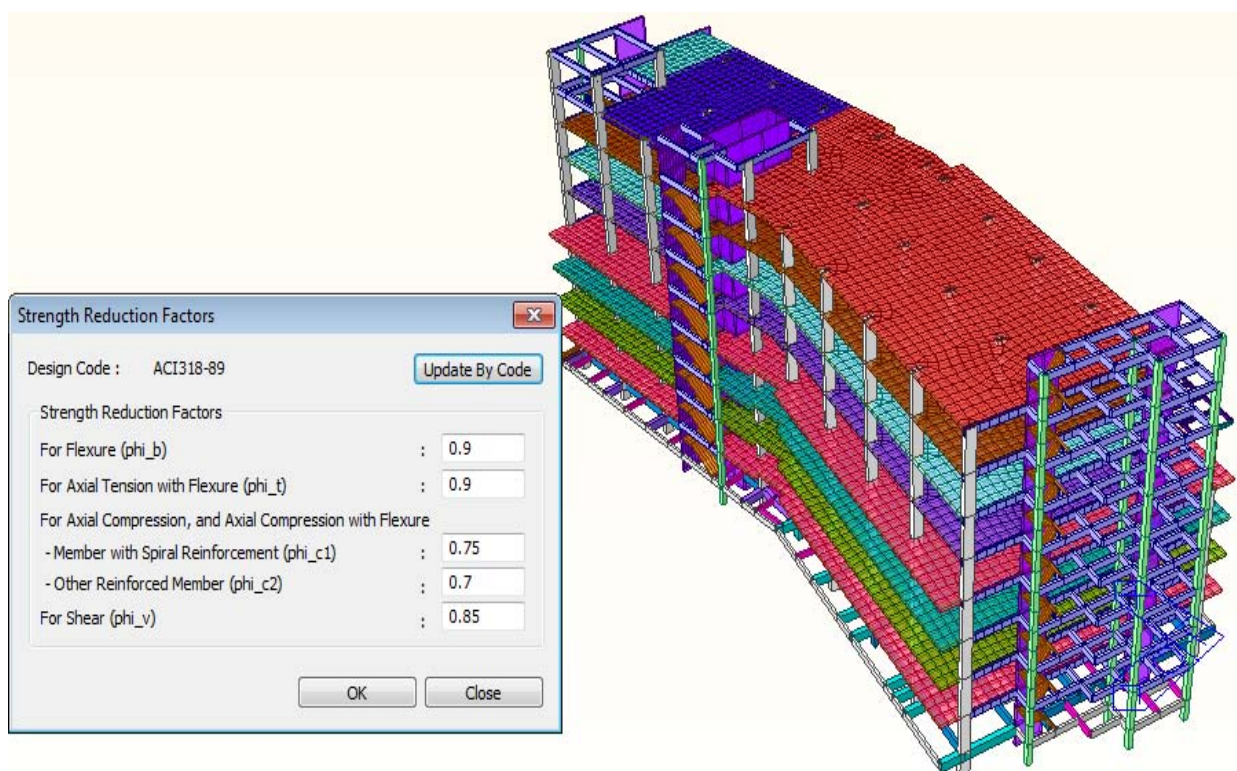
ตำบล บางตีนเป็ด จังหวัด ฉะเชิงเทรา

สารบัญ

มาตรฐานการออกแบบ	3	
รายการน้ำหนักบรรทุก		
การเลือกระบบโครงสร้าง	5	
การจำลองโครงสร้างโดยโปรแกรม Finite Element Method	10	
- น้ำหนักบรรทุกกระทำต่อโครงสร้าง	12	
- การตรวจสอบทิศทางของแรง	13	
- การกำหนดจุดต่อของคานฉาก	14	
แรงลมการทำต่ออาคาร	15	
แรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว	19	-
การให้รายละเอียดพิเศษ	20	
- การแบ่งประเภทความรุนแรงของแรงสั่นสะเทือน	31	
- Load Combination	37	
- Story Drift Check	41	
- Side way and Deflection Check	43	
- Overturning Stability Check	44	
การวิเคราะห์โครงสร้าง	45	
การออกแบบโครงสร้างคานต้านทานแรงแผ่นดินไหวแบบ IMF		
- การออกแบบโครงสร้างฐานราก	47	
- การออกแบบโครงสร้างเสา	68	
- การออกแบบโครงสร้างคาน	77	
- การออกแบบโครงสร้างบันได	97	
- การออกแบบโครงสร้างผนังลิฟท์	106	
- การออกแบบโครงสร้าง WATER TANK	108	

รายละเอียดโครงการ

- ประเภทขององค์อาคาร : อาคารโรงพยาบาล คอนกรีตเสริมเหล็ก
- โครงสร้างหลักองค์อาคาร : ค.ส.ล. 8 ชั้น จำนวน 1 หลัง เพื่อเป็นโรงพยาบาล...และที่จอดรถ
- วิธีการออกแบบ : คอนกรีตเสริมเหล็กวิธีกำลัง (Strength Design Method)
- : เหล็กรูปพรรณวิธีหน่วยแรงที่ยอมให้ (Allowable Stress)



- มาตรฐานในการออกแบบ : พระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522
- : ASCE7-05
- : ACI 318-89
- : มยผ. 1302, 1311-05

วัสดุโครงสร้างหลัก :

- : คอนกรีตกำลังอัดรูปทรงกระบอกที่อายุ 28 วัน $f'_c = 280 \text{ ksc}$
- : เหล็กเสริมหลัก เกรด SD – 40, เหล็กเสริมรอง เกรด SR-24
- : เหล็กรูปพรรณ มาตรฐาน มอก.

รายการน้ำหนักบรรทุก

น้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead Load) DL.

- น้ำหนักคอนกรีตเสริมเหล็ก	2,400 กก./ลบ.ม.
- น้ำหนักเหล็กเสริม	7,850 กก./ลบ.ม.
- น้ำหนักเหล็กรูปพรรณ	7,850 กก./ลบ.ม.
- น้ำหนักดิน	1,800 กก./ลบ.ม.

น้ำหนักบรรทุกเพิ่มเติม (Super Dead Load) SDL.

- ปูนทรายปรับระดับหนา 5 ซม.	150	กก./ตร.ม.
- พื้นปูหินแกรนิต	150	กก./ตร.ม.
- พื้น HOLLOW CORE 150x1200 มม.	334	กก./ตร.ม.
- พื้น HOLLOW CORE 200x1200 มม.	385	กก./ตร.ม.
- ผนังก่ออิฐฉาบปูนครึ่งแผ่นรวมฉาบสองด้าน(10ซม)	180	กก./ตร.ม.
- ผนังก่ออิฐฉาบปูนเต็มแผ่นรวมฉาบสองด้าน(20ซม)	360	กก./ตร.ม.
- ผนังก่ออิฐมวลเบา 7.5 ซม. รวมฉาบสองด้าน(10ซม)	100	กก./ตร.ม.
- ผนังก่ออิฐ(20ซม) 20 ซม. รวมฉาบสองด้าน(23ซม)	220	กก./ตร.ม.
- ฝ้าเพดาน และงานระบบ	30	กก./ตร.ม.
- เครื่องมือ เครื่องจักรทางการแพทย์ MRI ,TC SCAN	1000	กก./ตร.ม.
- เครื่องจักรงานระบบประกอบอาคาร	1000	กก./ตร.ม.
- บันไดเลื่อน	12000	กก./ชุด

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

- | | | |
|---------------------------------------|-----|-----------|
| - (1) หลังคา | 50 | กก./ตร.ม. |
| - (2) พื้นกันสาดหรือพื้นหลังคาคอนกรีต | 100 | กก./ตร.ม. |
| - (4) ห้องคนไข้พิเศษ | 200 | กก./ตร.ม. |
| - 6(ก) อาคารโรงพยาบาล | 300 | กก./ตร.ม. |
| - 7(ข) บันไดและช่องทางเดิน | 400 | กก./ตร.ม. |

การเลือกระบบโครงสร้าง จากองค์อาคารตามรูปทรงของสถาปัตยกรรมการพิจารณา
การเลือกโครงสร้างคำนึงถึงควมมีเสถียรภาพของโครงสร้าง ความประหยัด และ ก่อสร้างได้ง่าย
โดยพิจารณาดังนี้

การจำลองรูปแบบโครงสร้างให้สอดคล้องกับงานสถาปัตยกรรม

ทำการเครียร์แบบโดยขึ้นภาพ 3D ในโปรแกรม SKET UP ก่อนทำการ model
วิเคราะห์โครงสร้าง เพื่อลดข้อผิดพลาดในการออกแบบ และก่อสร้างจริง





ระบบงานโครงสร้าง

- ระบบโครงสร้างภายใน เป็นระบบโครงข้อแข็ง คอนกรีตเสริมเหล็ก โดยชั้นที่ 1 เลือกใช้โครงสร้างระบบคาน และพื้นสำเร็จอัดแรง HOLLOW CORE ส่วนชั้นที่ 2 – ดาดฟ้า ใช้ระบบพื้นไร้คาน POSTTENSION

ระบบคาน

- พิจารณาระบบโครงสร้างระบบคาน และพื้นสำเร็จรูป HOLLOW CORE ซึ่งสามารถรับน้ำหนักได้มากตามจุดประสงค์การใช้งาน และสามารถออกแบบความยาวได้ถึงช่วงความยาว 8. ม. เฉพาะชั้นที่ 1 ที่ระดับ + 0.20 ม. เนื่องจากหากใช้ระบบพื้นหล่อในที่ จะทำให้การก่อสร้างไม้แบบท้องพื้นควบคุมได้ยาก ช่วงความยาวคานสูงสุด 9.00 เมตร (ความลึกน้อยสุดที่ไม่ต้องพิจารณาการโก่งตัว $L / 18.5 = 900/18.5 = 48.6$ ม.)

- เลือกระบบโครงสร้างแบบ โครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความเหนียว
(Special Reinforced Concrete Moment-Resisting Frame) เพื่อให้รับแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหวได้จากการคำนวณตามมาตรฐาน

ระบบพื้น

- เลือกระบบพื้นสำเร็จรูป HOLLOW CORE ซึ่งสามารถรับน้ำหนักได้มากตามจุดประสงค์การใช้งาน และสามารถออกแบบความยาวได้ถึงช่วงความยาว 8. ม. ส่วนในชั้นที่ 2 – ดาดฟ้า จะเป็นโครงสร้างระบบพื้นไร้คาน คอนกรีตอัดแรง

ระบบเสา

- โดยทั่วไปแล้วอาคารที่มีความสูง 8 ชั้น สูงเฉลี่ยชั้นละ 3.80 ม. และต้องพิจารณาแรงด้านข้างมากระทำ คือ แรงลม และแรงจากแผ่นดินไหว และการผิดพลาดจากการเอียงศูนย์ที่หน้างานก็เป็นปัจจัยที่ทำให้เสาเกิดโมเมนต์ใน การคำนวณเสาจึงเผื่อค่าโมเมนต์ 5 % ของแรงแนวตั้งของเสา

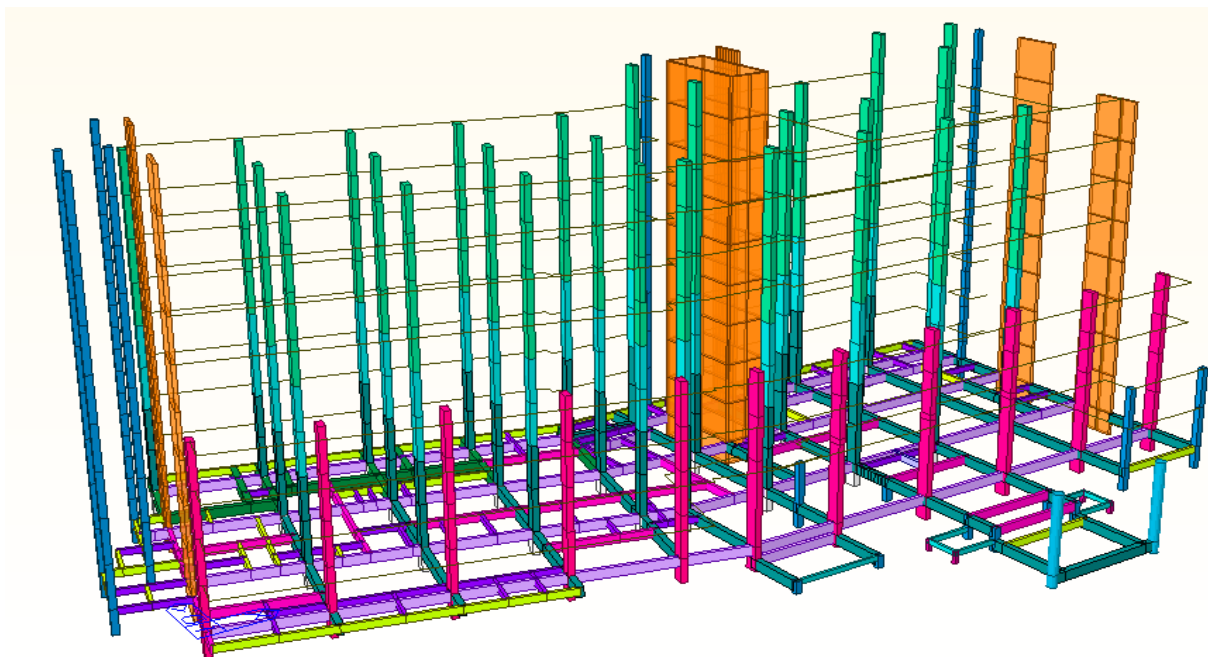
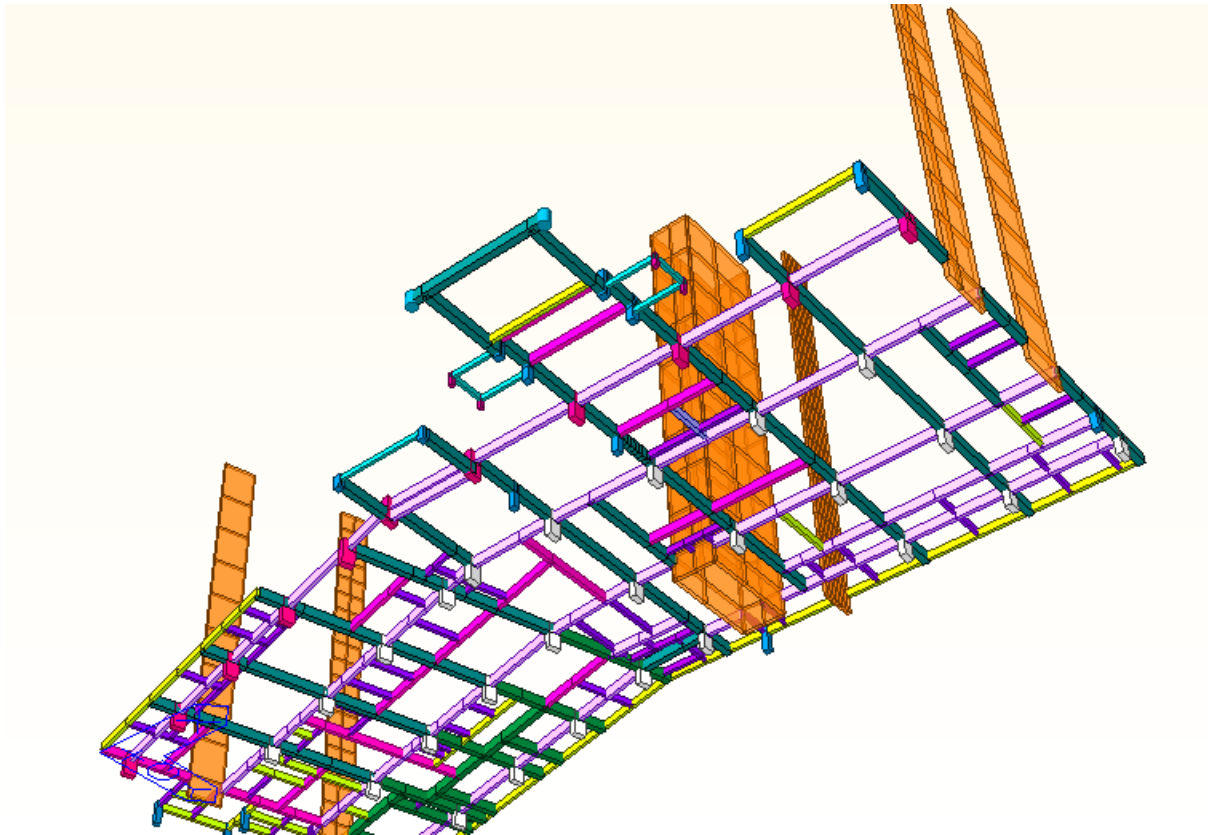
เกณฑ์การจำแนกเสาสั้นและเสายาวตามมาตรฐาน ACI318

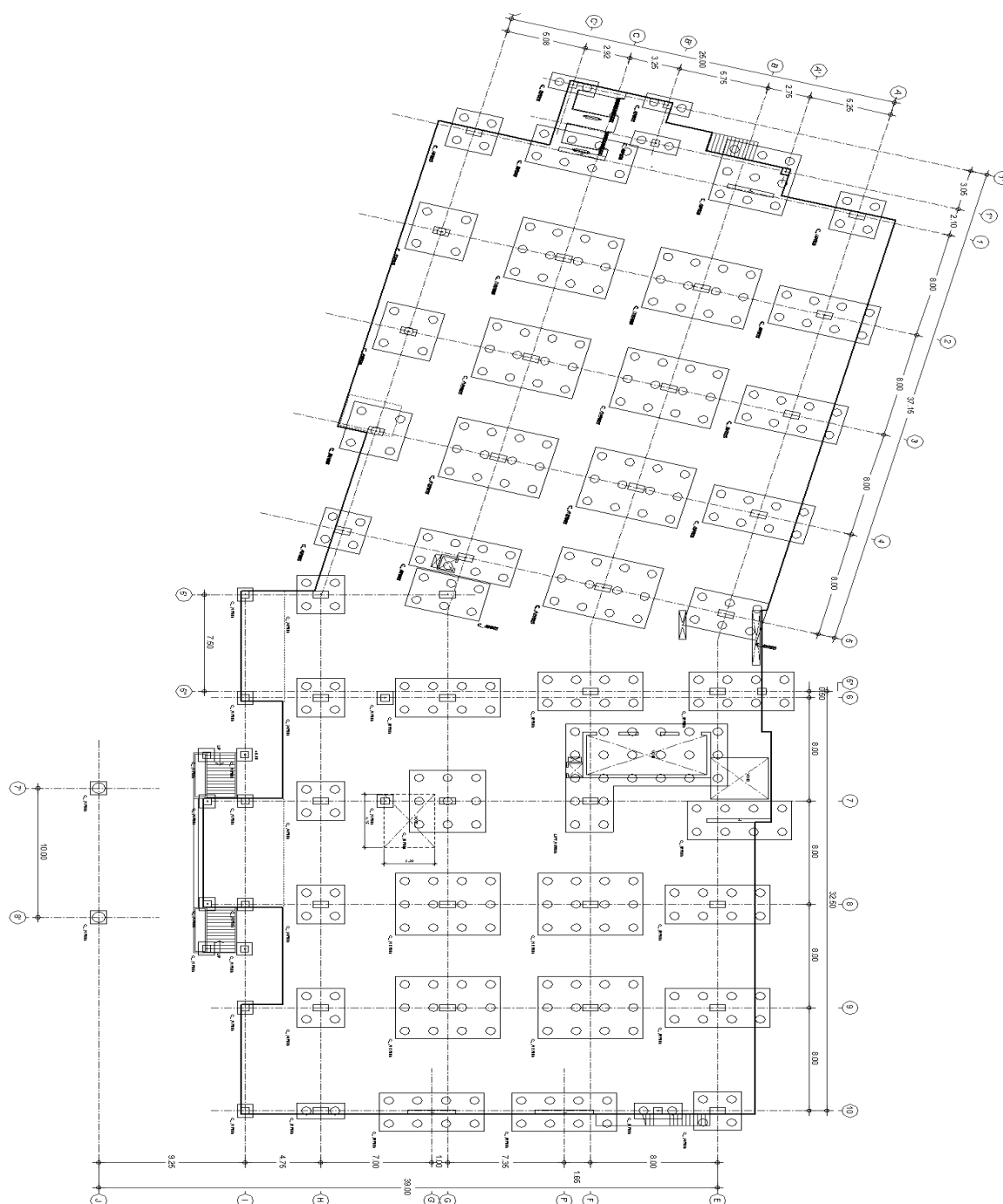
- อัตราส่วนความชะรุดประสิทธิผล kl_u/r , เป็นตัววัดความแข็งแรงเชิงดัด, ใช้เป็นตัวแบ่งเสาออกเป็นเสาสั้นและเสายาวดังนี้

- $$\frac{kl_u}{r} \leq \begin{cases} 22 & \text{Unbraced members (Sway)} \\ 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} & \text{Braced members (Non sway)} \end{cases}$$

- M_1 = โมเมนต์ค่าน้อยระหว่างปลายทั้งสองด้านของเสา (1st order analysis)
- M_2 = โมเมนต์ค่ามากระหว่างปลายทั้งสองด้านของเสา.

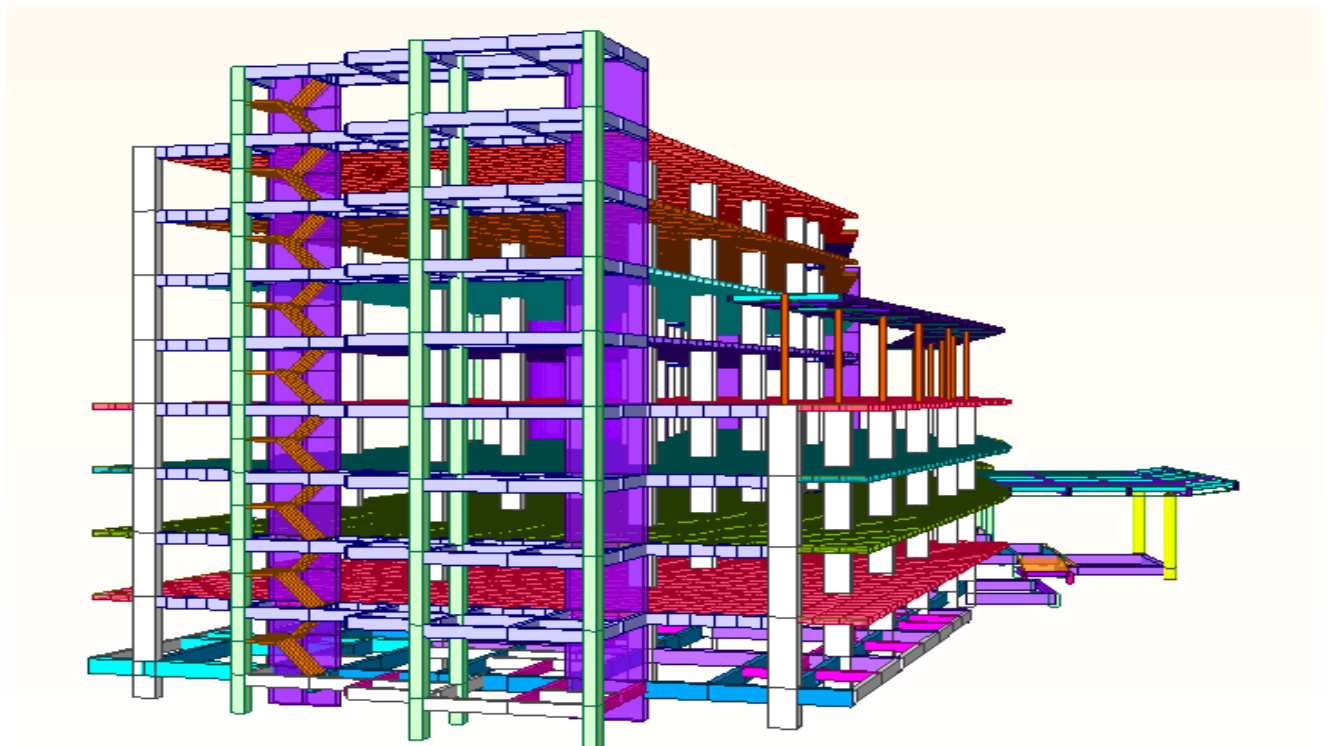
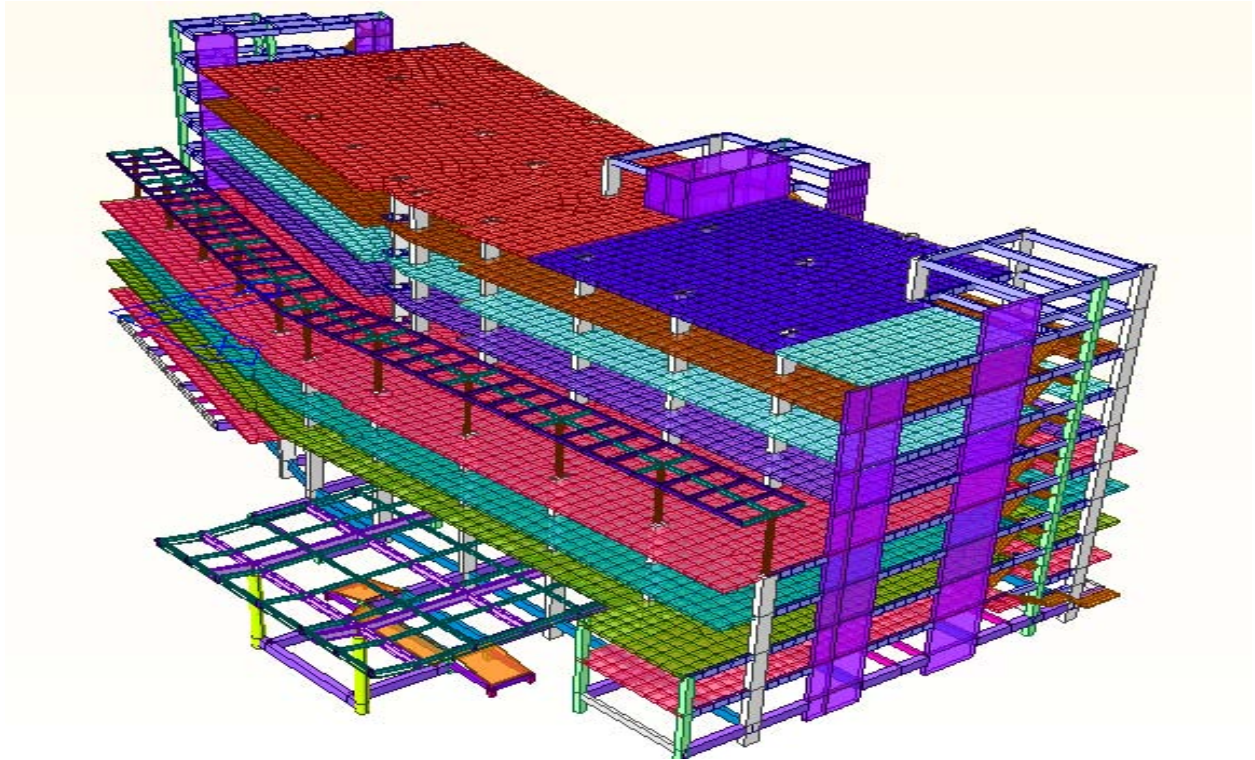
รูปแสดงเสา และผนังรับแรงเฉือน

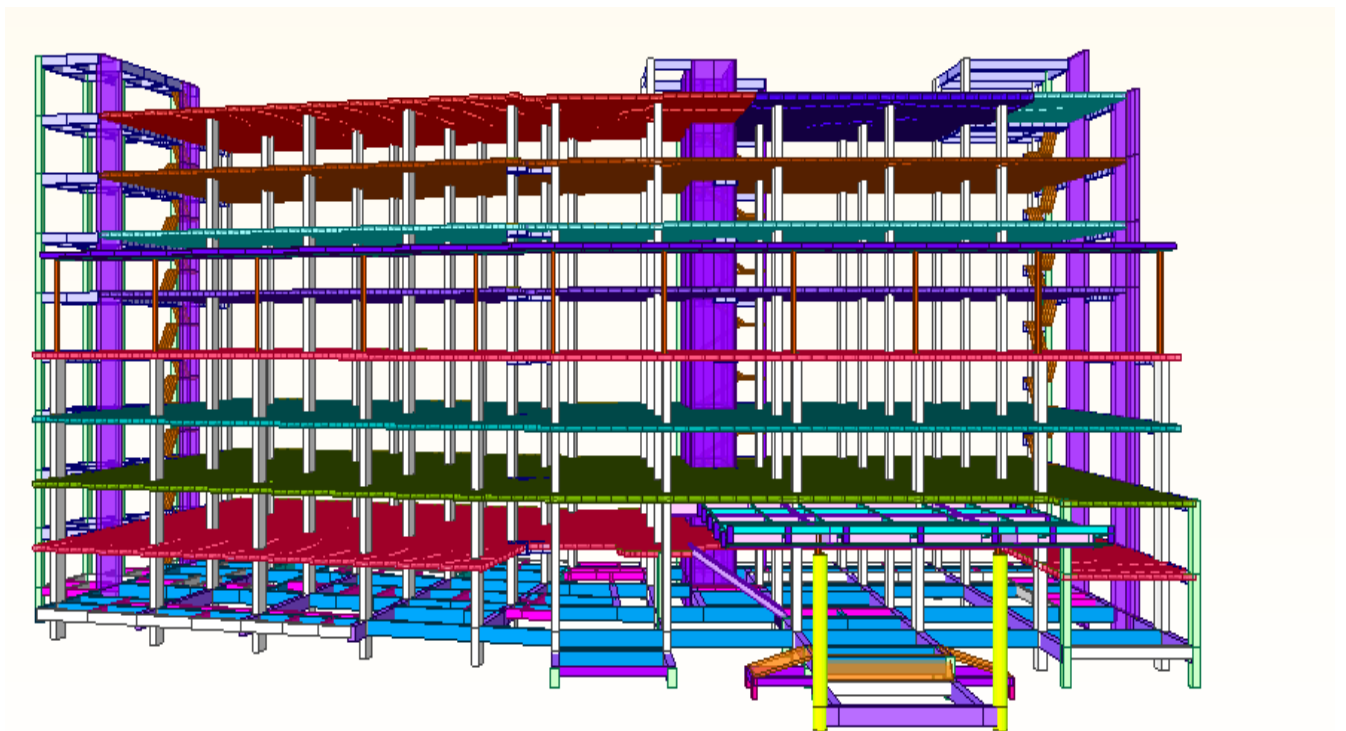
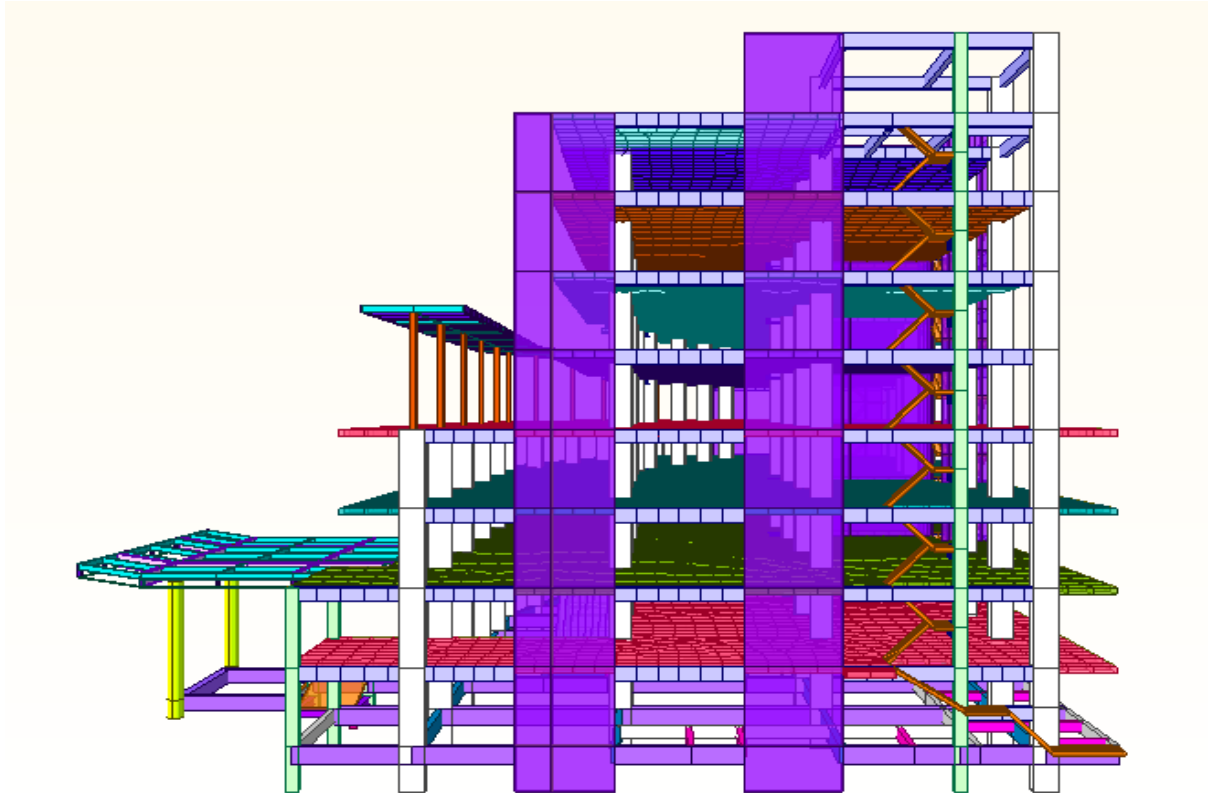


ระบบฐานราก

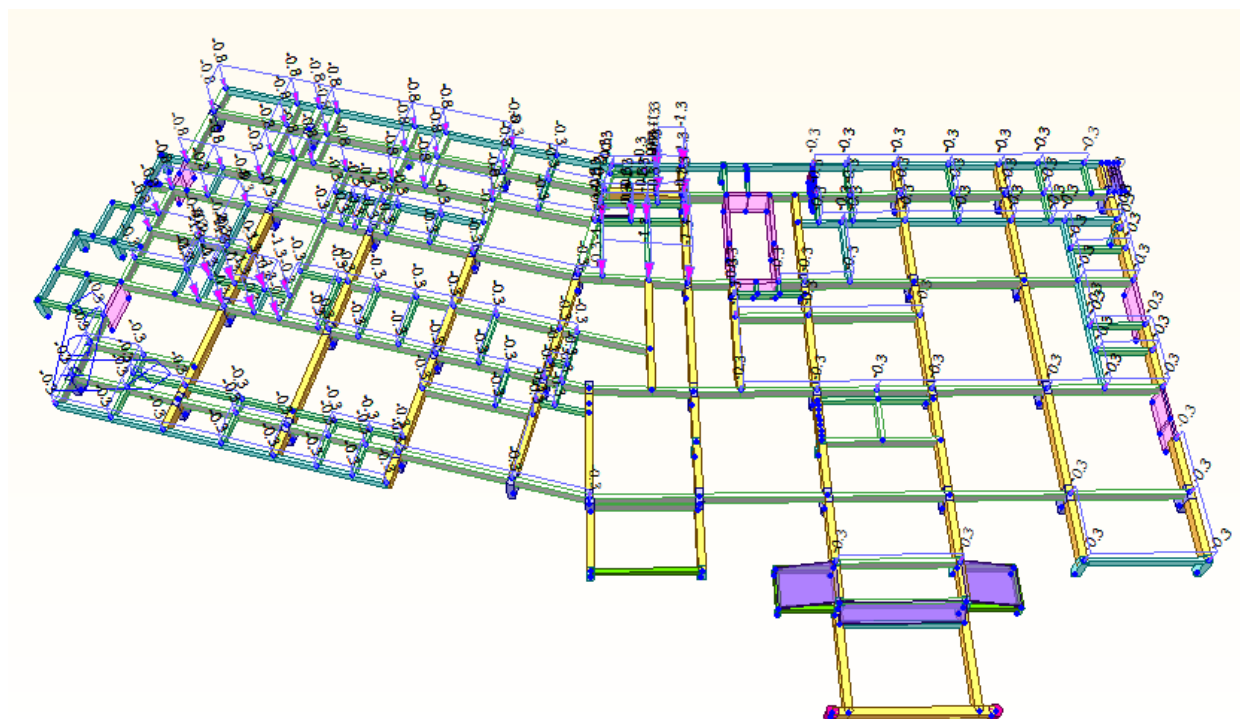
- ด้วยพื้นที่ที่ทำการก่อสร้างอยู่ในจังหวัด ฉะเชิงเทรา ซึ่งการก่อสร้างนี้มีการเจาะสำรวจดิน ผลการสำรวจดิน และขอแนะนำการใช้เสาเข็ม ดูปจากภาคผนวก ในโครงการนี้ได้ทำการออกแบบเสาเข็มให้รับแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวด้วย โดยพิจารณาเลือกเป็นเข็มตอกขนาด SPUN PILE เส้นผ่าศูนย์กลาง 0.60 เมตร ฝัง DOWEL – with CONCRETE PLUG

การจำลองโครงสร้างองค์อาคารด้วยโปรแกรม Finite Element เพื่อคำนวณโครงสร้าง

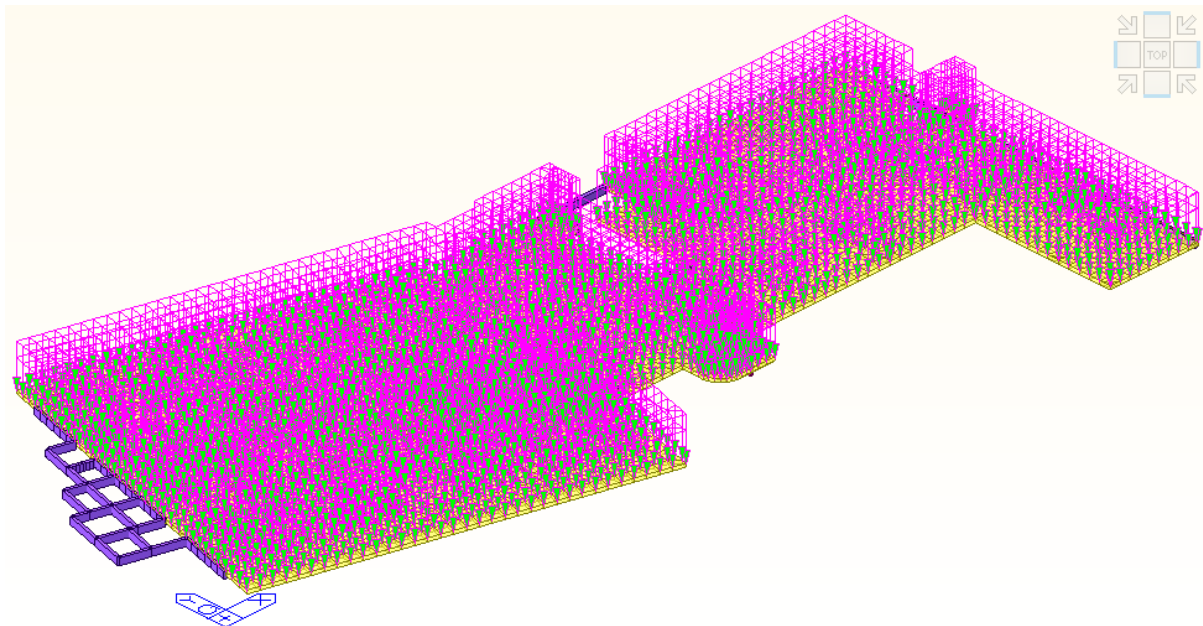




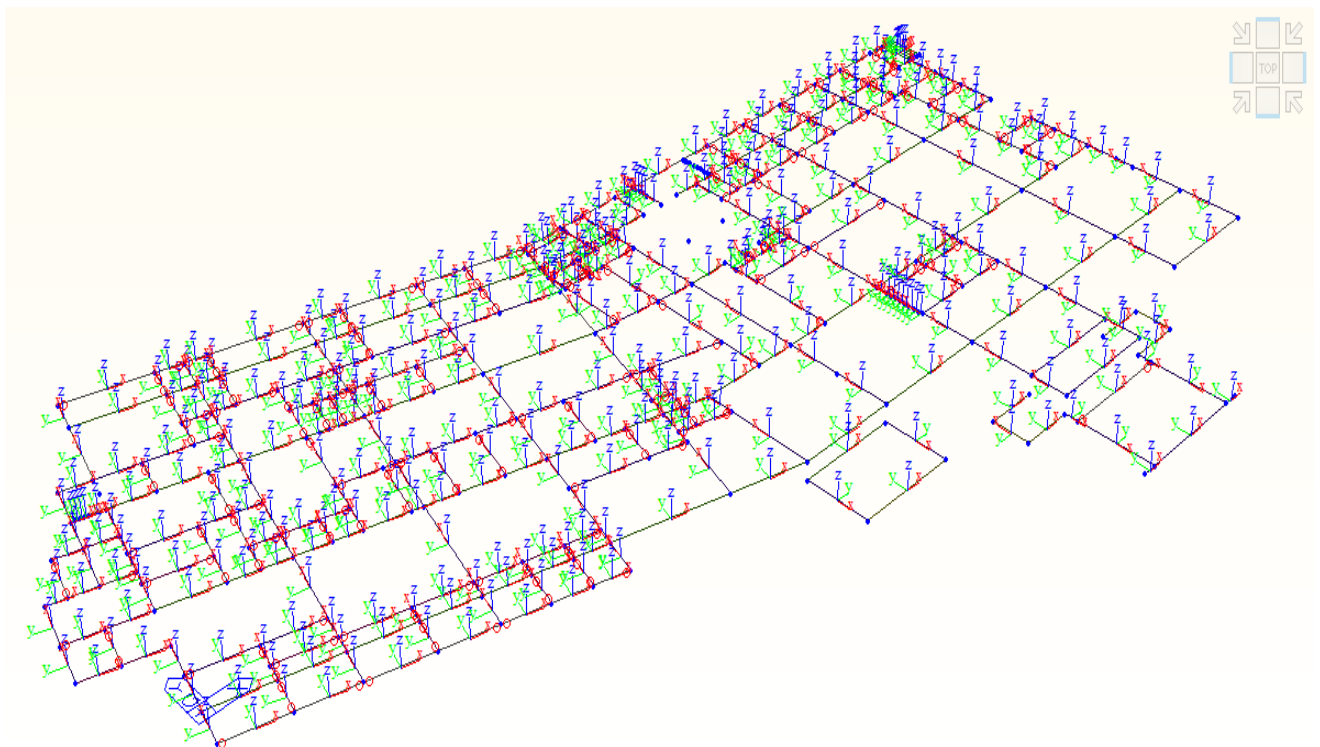
น้ำหนักบรรทุกทุกชั้นที่ 1



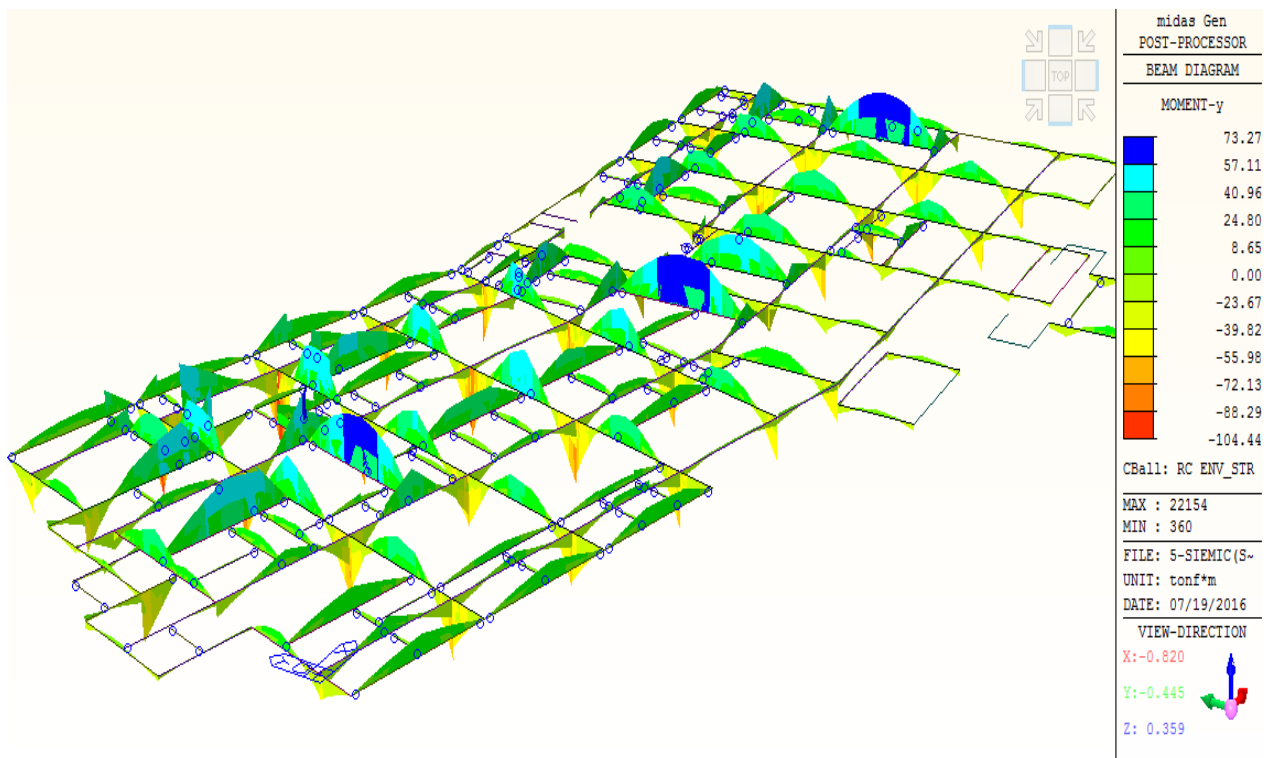
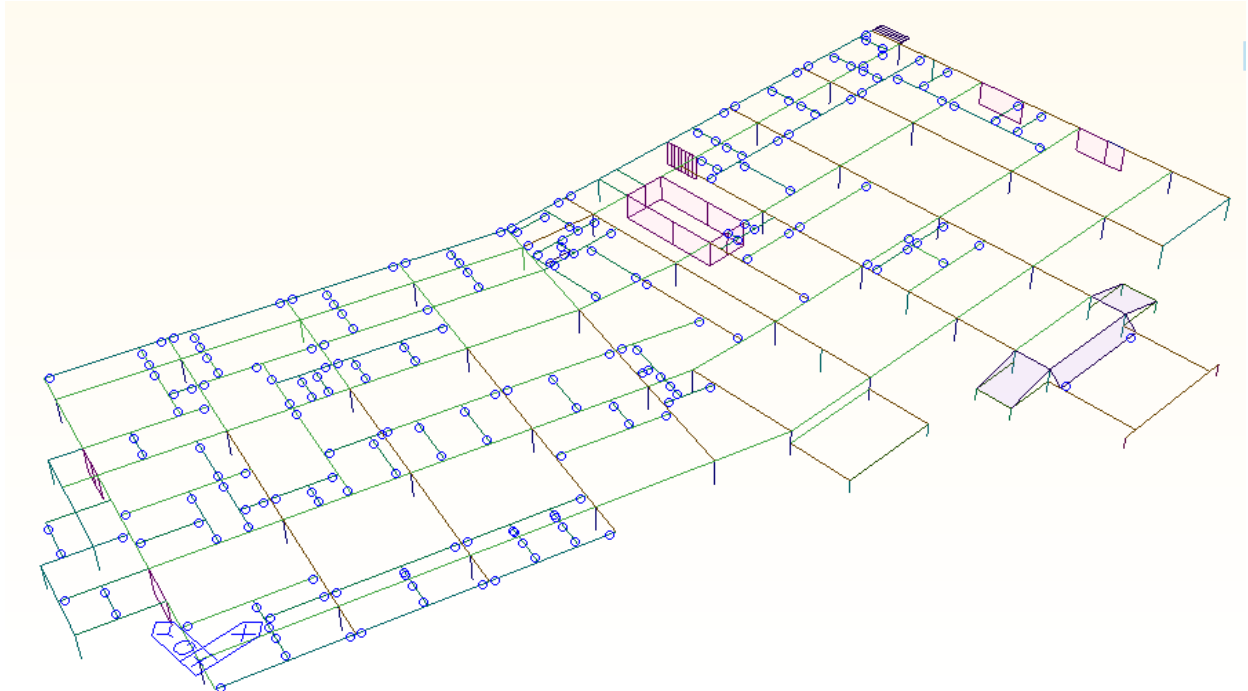
น้ำหนักบรรทุกทุกชั้นที่ 2 - 8



ตรวจสอบแกน LOCAL AXIS

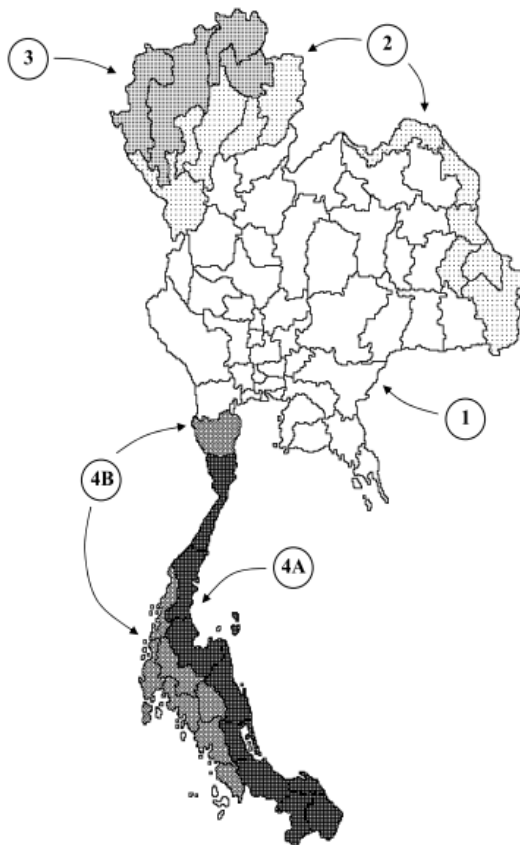


การกำหนดจุดต่อของคานฝาก Beam End Release



แรงลมกระทำต่ออาคาร (WIND LOAD)

การวิเคราะห์แรงลม ใช้มาตรฐานการคำนวณแรงลม และการตอบสนองของอาคาร (มยพ 1311 – 50) ในการคำนวณค่าแรงลมสถิติเทียบเท่าโดยวิธีการอย่างง่าย เนื่องจากการพิจารณาแล้วว่าโครงสร้างมีความสมมาตรเพียงพอ โดยเมื่อใช้โปรแกรม MIDAS GEN ช่วยในการประมวลผลจะเลือกใช้มาตรฐาน IBC 2009 : ซึ่งใกล้เคียงกับมาตรฐาน มยพ. 1311 – 50



พื้นที่ก่อสร้างอยู่ที่ อ.เมือง จ.ฉะเชิงเทรา

จัดเป็น กลุ่ม 1 $V_{50} = 25 \text{ m/s}$

พื้นที่มีสิ่งกีดขวาง ตั้งแต่ 6 เมตรขึ้นไป Class : B

จากโปรแกรม FEM ที่ใช้เป็นมาตรฐาน ASCE จึงต้องแปลงค่าความเร็วแรงลมอ้างอิงให้เท่ากับ มยพ. เนื่องด้วย ASCE เก็บค่าเฉลี่ยค่าเฉลี่ยที่ 3 วินาที แต่ประเทศไทยเก็บที่ 1 ชั่วโมง

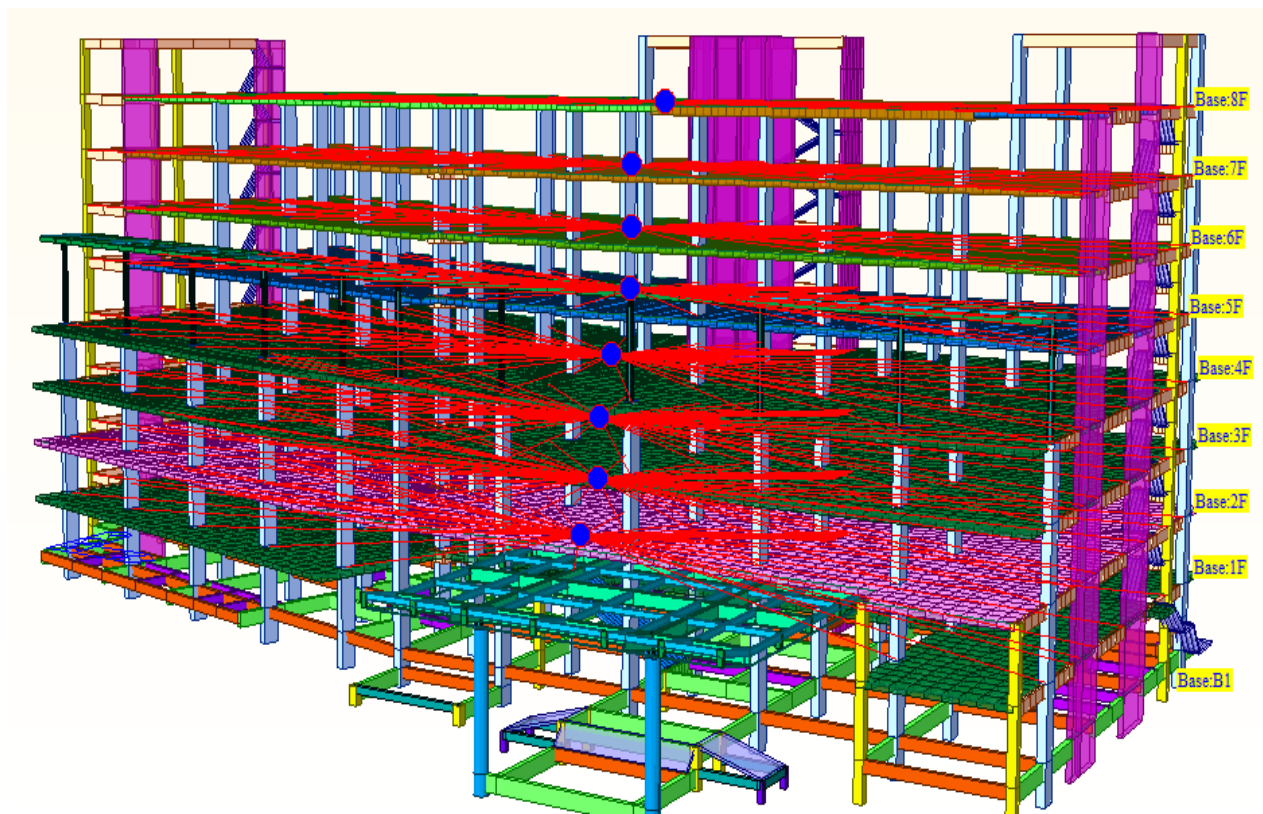
$V_3/V_{3600} = 1.52$; ความเร็วลมอ้างอิง 25 m/s

$25 \times 1.52 = 38 \text{ m/s}$

$38 \times 2.23 = 85 \text{ Mph}$

การกำหนดไดอะแฟรม

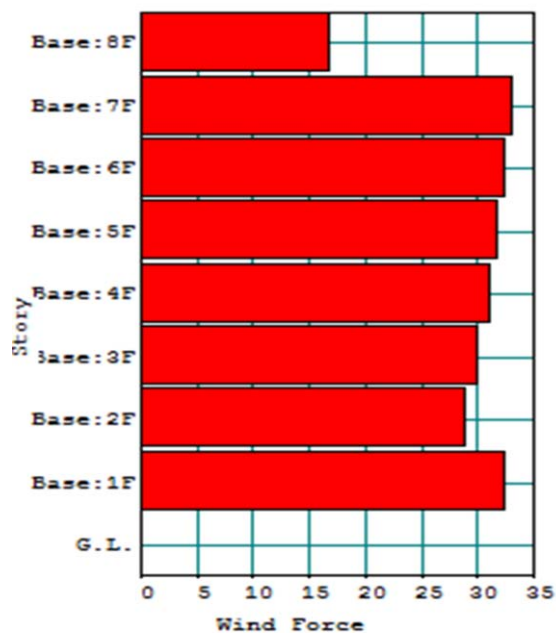
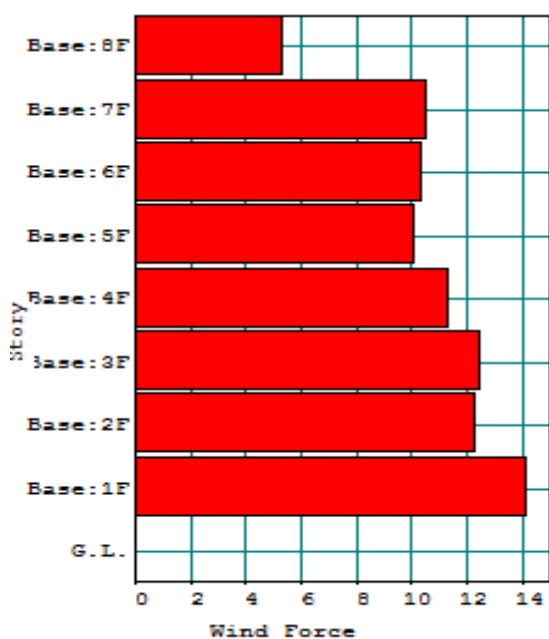
การกำหนด ไดอะแฟรมของโครงสร้างจะกำหนดให้เข้าที่เสา และคานหลักเท่านั้น จะไม่นำ
พื้นมาพิจารณา



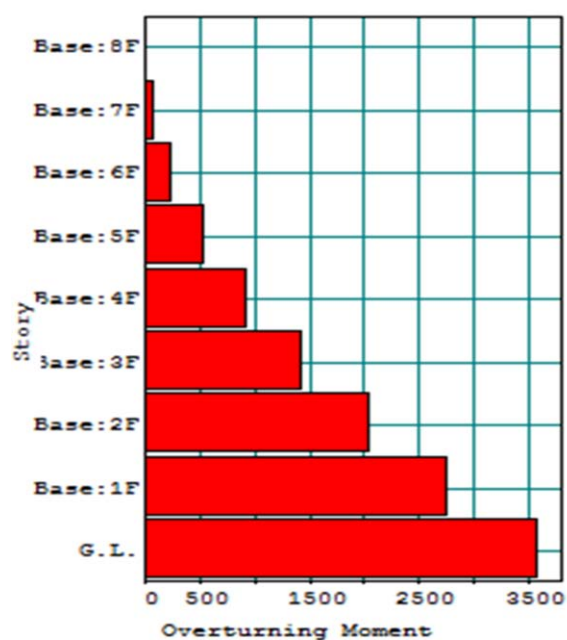
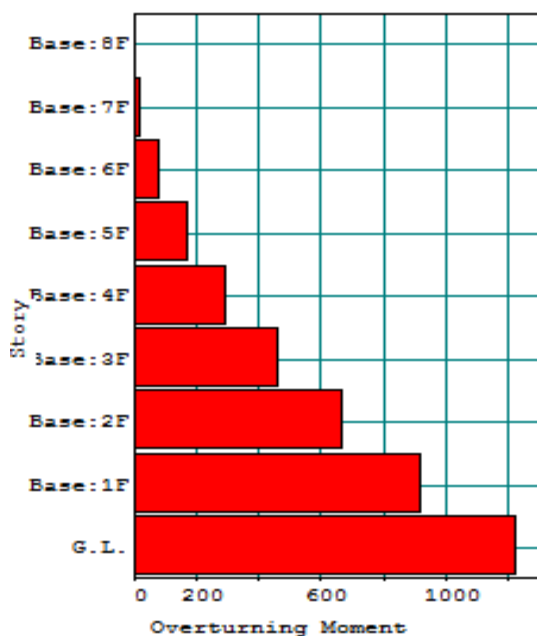
Name	Floor Width X-Dir(m)	Floor Width Y-Dir(m)	Floor Center Xc(m)	Floor Center Yc(m)	Eccentricity X-Dir(m)	Eccentricity Y-Dir(m)
Base:8F	79.52	30.25	36.10	9.51	11.93	4.54
Base:7F	79.52	30.25	36.10	9.51	11.93	4.54
Base:6F	79.52	30.25	36.10	9.51	11.93	4.54
Base:5F	79.52	30.25	36.10	9.51	11.93	4.54
Base:4F	79.52	30.25	36.10	6.95	11.93	5.86
Base:3F	79.52	39.04	36.10	6.95	11.93	5.86
Base:2F	79.52	39.04	36.10	-0.00	11.93	7.94
Base:1F	79.52	41.14	36.70	5.90	12.11	6.17
Base:B1	79.52	41.14	36.10	0.24	11.93	7.17

แรงลมกระทำต่ออาคารพิจารณาทั้ง 2 แกน WXn ,WXp ,WYn ,WYp

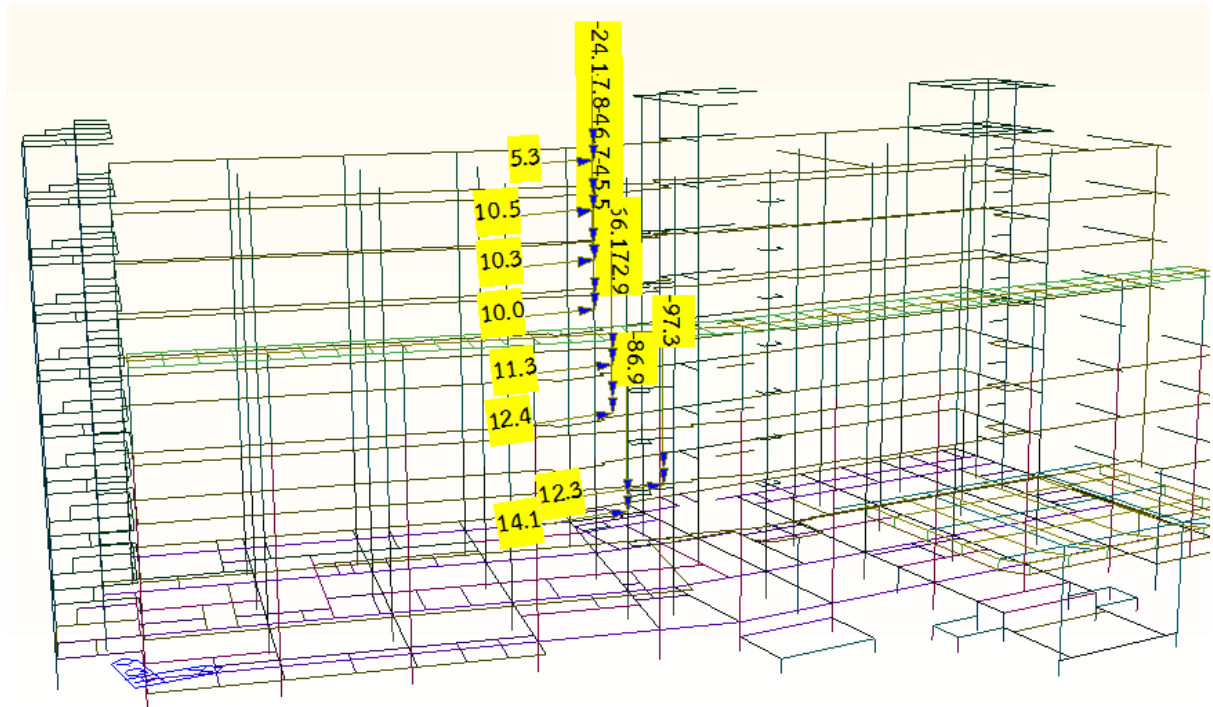
ทิศทาง x และ Y (wind Story Force Negative & Positive)



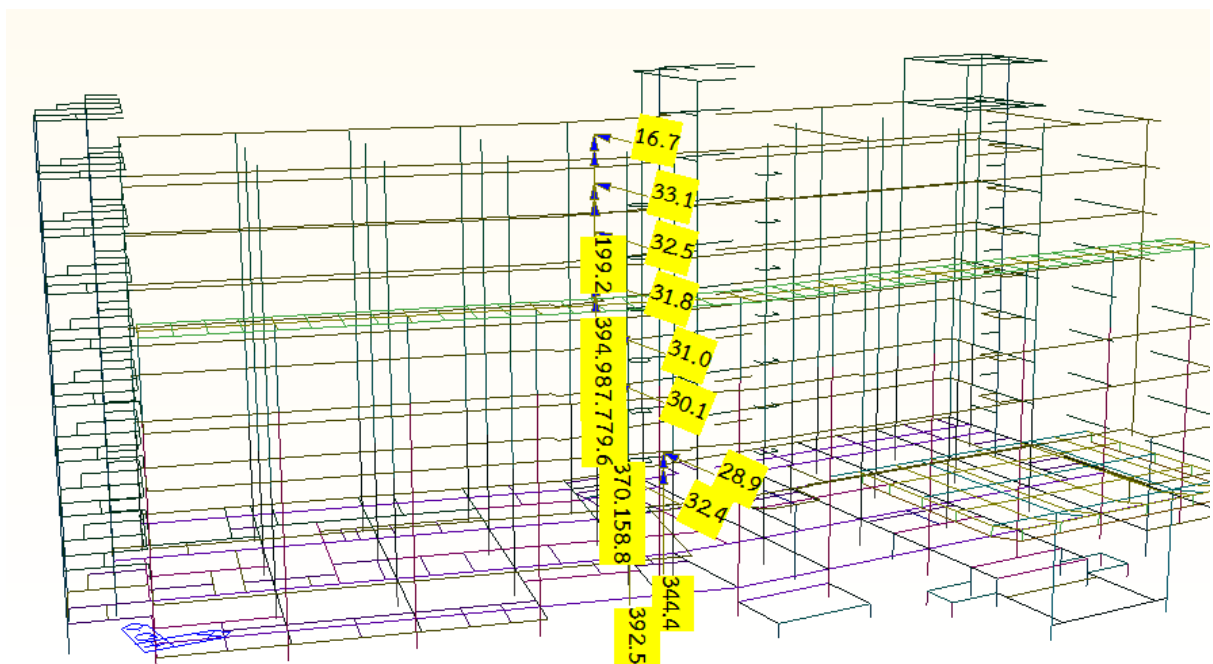
ทิศทาง x และ Y (Overturning Moment Negative & Positive)



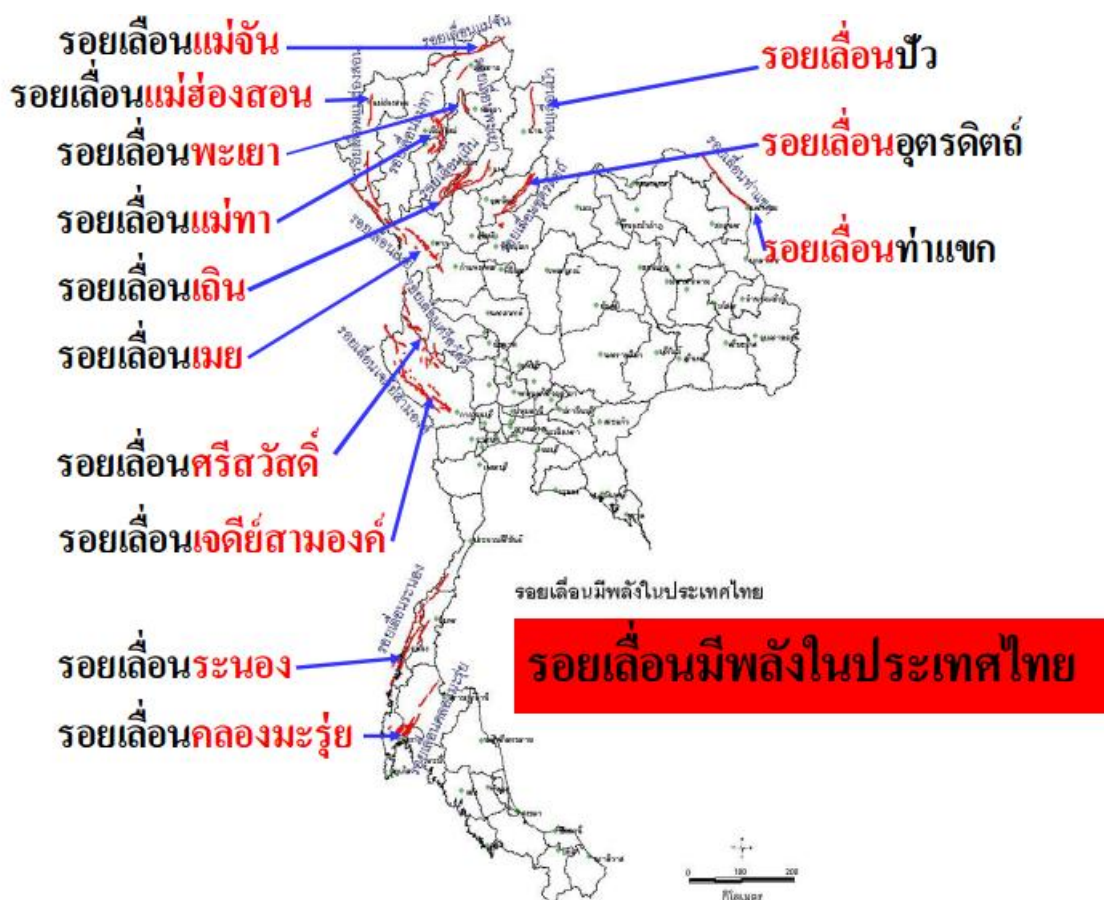
Wind Force ; WXn



Wind Force ; WYp



แรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว (SEISMIC FORCE)



การให้รายละเอียดเหล็กเสริม

ส่วนที่ 4 รายละเอียดการเสริมเหล็กโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวจำกัดสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

4.1 คานและเสา คานในมาตรฐานนี้หมายความว่า องค์อาคารของโครงต้านแรงดัดที่มีแรงตามแนวแกนปรับค่า (Factored Axial Load) ไม่มากกว่า $0.10 A_g f_c'$ และเสาในมาตรฐานนี้หมายถึงองค์อาคารของโครงต้านแรงดัดที่มีแรงตามแนวแกนปรับค่ามากกว่าค่าดังกล่าว

4.2 กำลังต้านแรงเฉือน กำลังต้านแรงเฉือนที่ใช้ออกแบบ คาน เสา และแผ่นพื้นสองทางแบบไร้คาน สำหรับต้านแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวจะต้องไม่น้อยกว่าค่าแรงเฉือนในข้อ 4.2.1 หรือข้อ 4.2.2

4.2.1 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นเมื่อแรงดัดที่ปลายขององค์อาคารทั้งสองถึงค่าโมเมนต์กำลังรวมกับแรงเฉือนจากน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วง (ถ้ามี) (รูปที่ 3)

4.2.2 แรงเฉือนสูงสุดที่ได้จากการรวมน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ (Design Load Combinations) ที่พิจารณาแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวเป็น 2 เท่าของแรงที่กำหนดในกฎหมายควบคุมอาคารว่าด้วยการก่อสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว

4.3 การเสริมเหล็กในคาน ข้อกำหนดการเสริมเหล็กในคานของโครงต้านแรงดัดมีรายละเอียดดังนี้ (รูปที่ 4)

4.3.1 กำลังต้านโมเมนต์บวกที่ขอบของข้อต่อจะต้องไม่น้อยกว่าหนึ่งในสามของกำลังต้านโมเมนต์ลบที่ขอบของข้อต่อเดียวกัน นอกจากนี้กำลังต้านโมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบที่หน้าตัดใดๆ ตลอดความยาวคานจะต้องไม่น้อยกว่าหนึ่งในห้าของกำลังต้านโมเมนต์สูงสุดที่ขอบของข้อต่อที่ปลายทั้งสองของคาน

4.3.2 ภายในบริเวณปลายคานที่ห่างจากขอบของจตุรรองรับเป็นระยะ 2 เท่าของความลึกคานจะต้องเสริมเหล็กปลอกที่มีระยะเรียงของเหล็กปลอกไม่มากกว่าค่าดังต่อไปนี้

- (1) 1 ใน 4 ของความลึกประสิทธิภาพ
- (2) 8 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาวที่มีขนาดเล็กที่สุด
- (3) 24 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอก
- (4) 300 มิลลิเมตร

และเหล็กปลอกแรกจะอยู่ห่างจากขอบของจตุรรองรับเป็นระยะไม่มากกว่า 50 มิลลิเมตร

4.3.3 ระยะเรียงของเหล็กปลอกในบริเวณอื่นที่นอกเหนือจากข้อ 4.3.2 จะต้องไม่มากกว่าครึ่งหนึ่งของความลึกประสิทธิภาพ

4.3.4 ควรหลีกเลี่ยงการทาบเหล็กเสริมตามยาวทั้งบนและล่างภายในระยะ 2 เท่าของความลึกคาน เมื่อวัดจากขอบของจตุรรองรับ

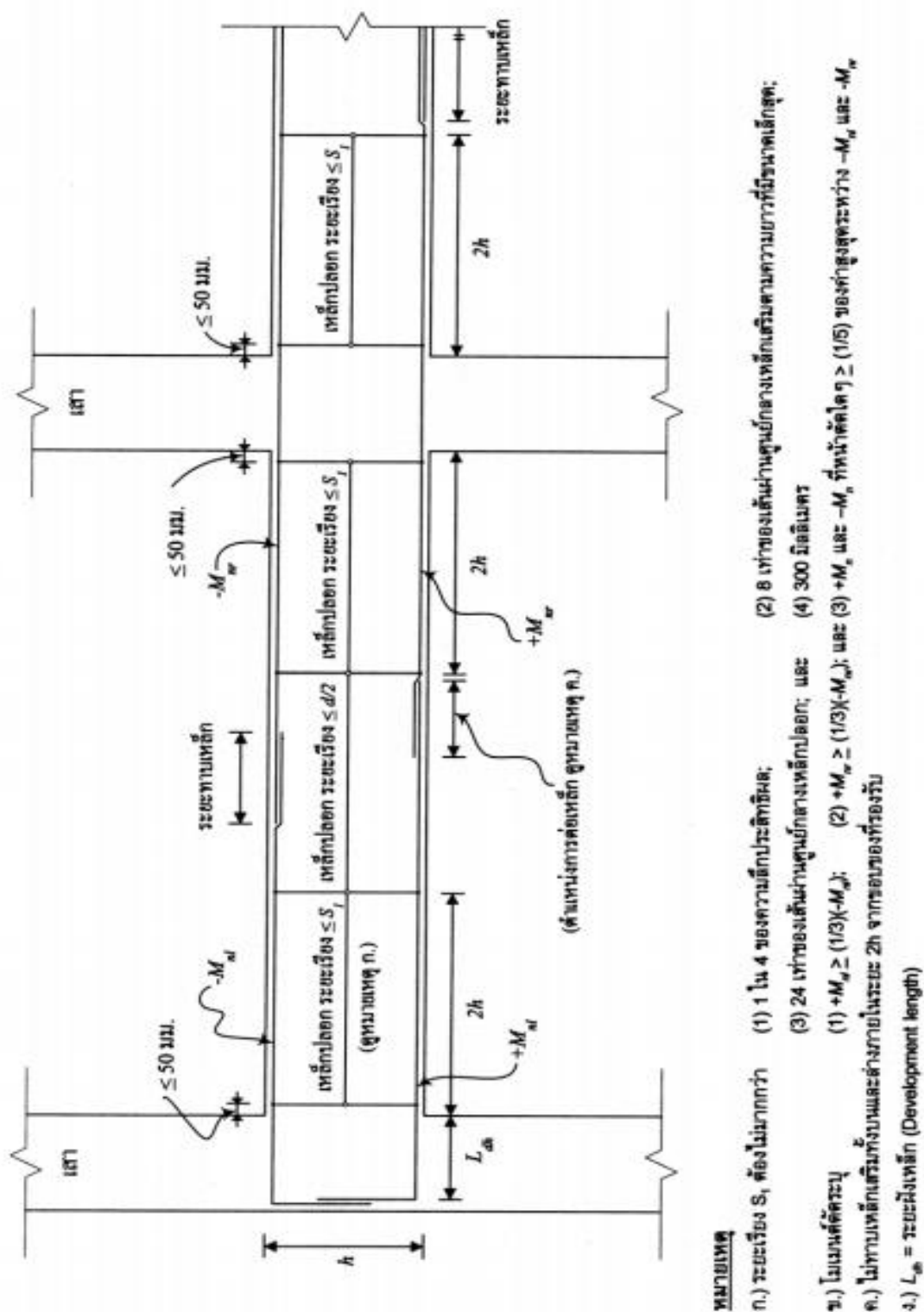
4.4 การเสริมเหล็กในเสา ข้อกำหนดการเสริมเหล็กในเสาของโครงต้านแรงดัดมีรายละเอียดดังนี้ (รูปที่ 5)

4.4.1 ในกรณีเหล็กปลอกเดี่ยว จะต้องเสริมเหล็กปลอกเดี่ยวที่มีระยะไม่มากกว่าระยะ s_0 ตลอดความยาว l_0 ที่วัดจากขอบของข้อต่อเสา โดยที่ระยะ s_0 จะต้องไม่มากกว่าระยะดังต่อไปนี้

- (1) 8 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาวที่มีขนาดเล็กที่สุด
- (2) 24 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอก
- (3) ครึ่งหนึ่งของมิติที่เล็กที่สุดของหน้าตัดเสา
- (4) 300 มิลลิเมตร

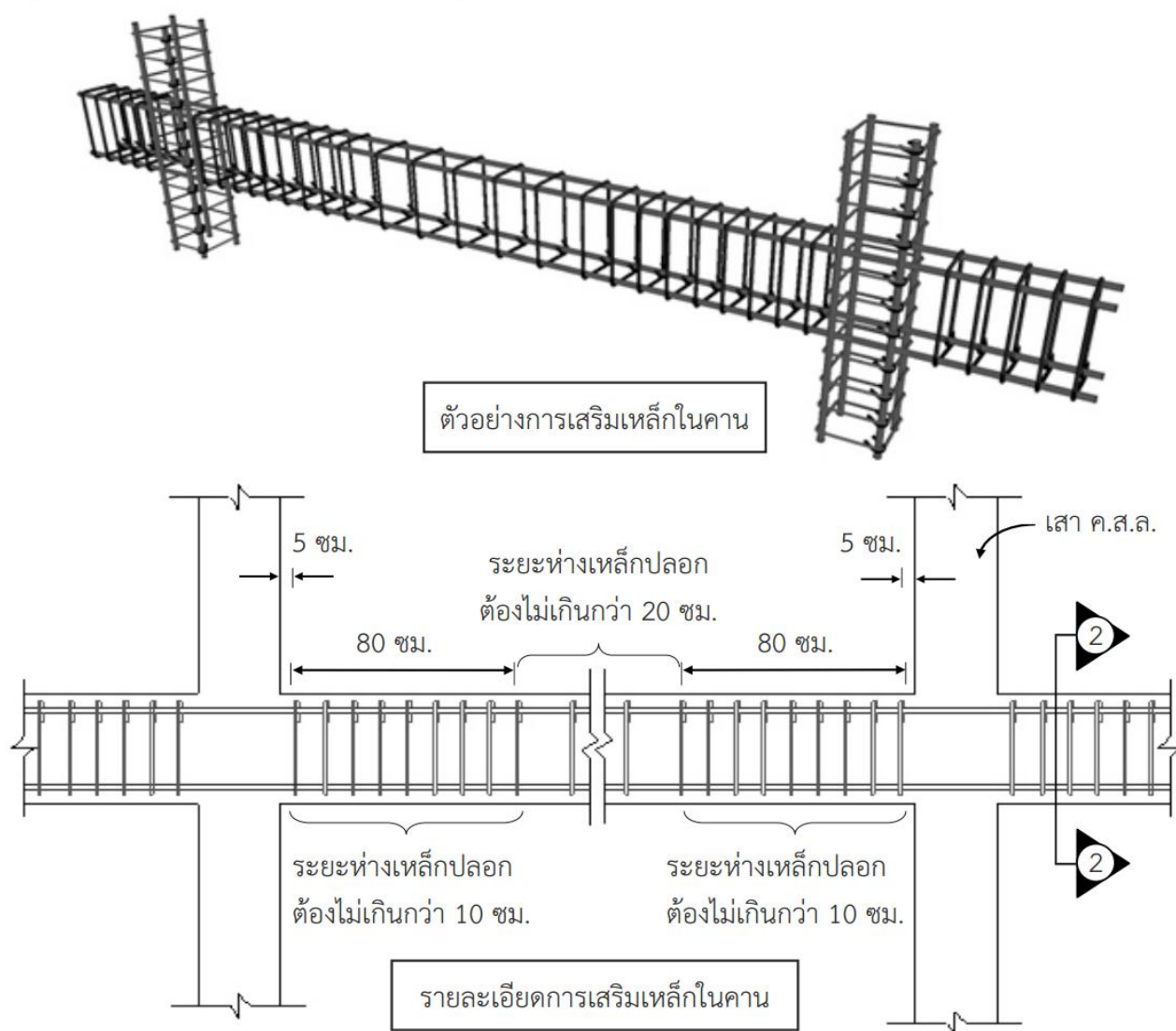
และเหล็กปลอกแรกจะต้องอยู่ห่างจากขอบของข้อต่อเป็นระยะไม่มากกว่า $0.5 s_0$

- การให้รายละเอียดพิเศษบริเวณรอยต่อระหว่าง คานและเสาเพื่อให้สามารถต้านทานการดัดประเภทการออกแบบแผ่นดินไหวประเภท ง. รุนแรง คือโครงที่มีความเหนียวสูง

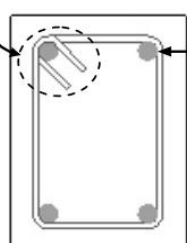


รูปที่ 4 การเสริมเหล็กในคานสำหรับโครงต้านทานการดัดเหนียวสูง

คานคอนกรีตเสริมเหล็ก



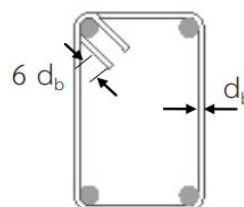
ของอเหล็กปลอก (ดูรายละเอียด ข)



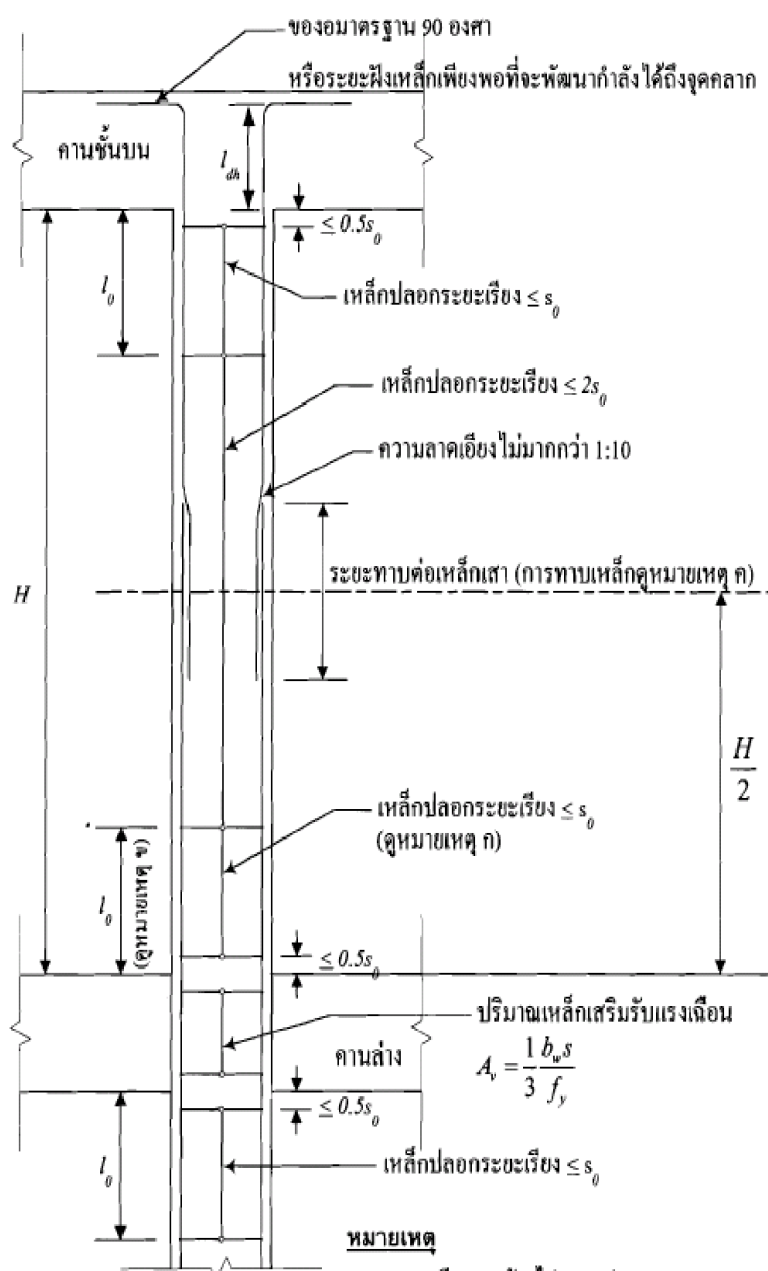
เหล็กเสริมตามยาว
มีเส้นผ่านศูนย์กลาง
ไม่น้อยกว่า 12 มม.
จำนวนไม่น้อยกว่า
4 เส้น

รูปตัด ② - ②

เหล็กปลอกในคาน (รายละเอียด ข)

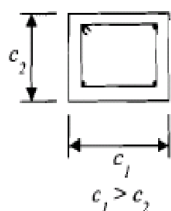


ของอของเหล็กปลอกคานให้มีส่วนปลายยื่นไม่น้อยกว่า 6 เท่า
ของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กปลอก แต่ทั้งนี้ต้อง ไม่น้อยกว่า
5 เซนติเมตร เส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอกในคานไม่ควร
น้อยกว่า 6 มม.



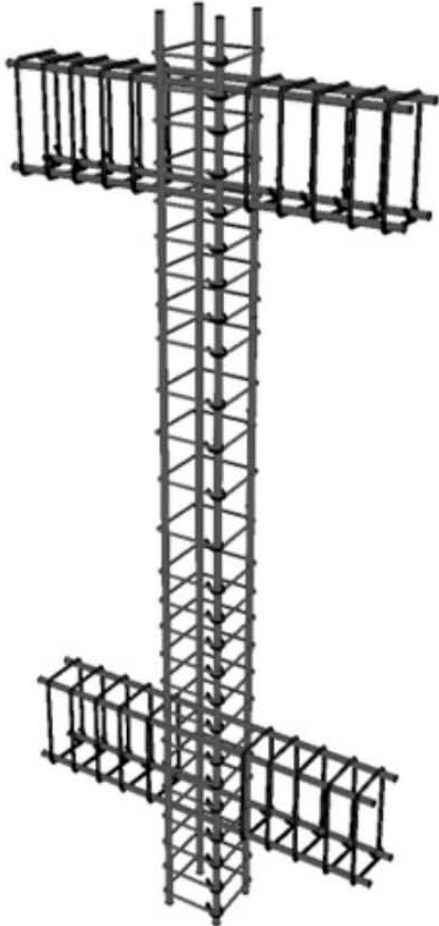
หมายเหตุ

- ก.) ระยะเรียง s_0 ต้องไม่มากกว่า
- (1) 8 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริมตามยาวที่มีขนาดเล็กสุด;
 - (2) 24 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กปลอก;
 - (3) $C_2/2$; และ (4) 300 มิลลิเมตร
- ข.) ระยะ l_0 ต้องไม่น้อยกว่า
- (1) $H/6$; (2) c_1 ; และ (3) 500 มิลลิเมตร
- ค.) การต่อเหล็กเสา ให้ต่อบริเวณช่วงกลางความสูงเสา
- ง.) l_{dh} = ระยะฝังเหล็ก (Development length)
- จ.) อัตราส่วนพื้นที่หน้าตัด A_g/A_c ของเสา ต้องไม่น้อยกว่า

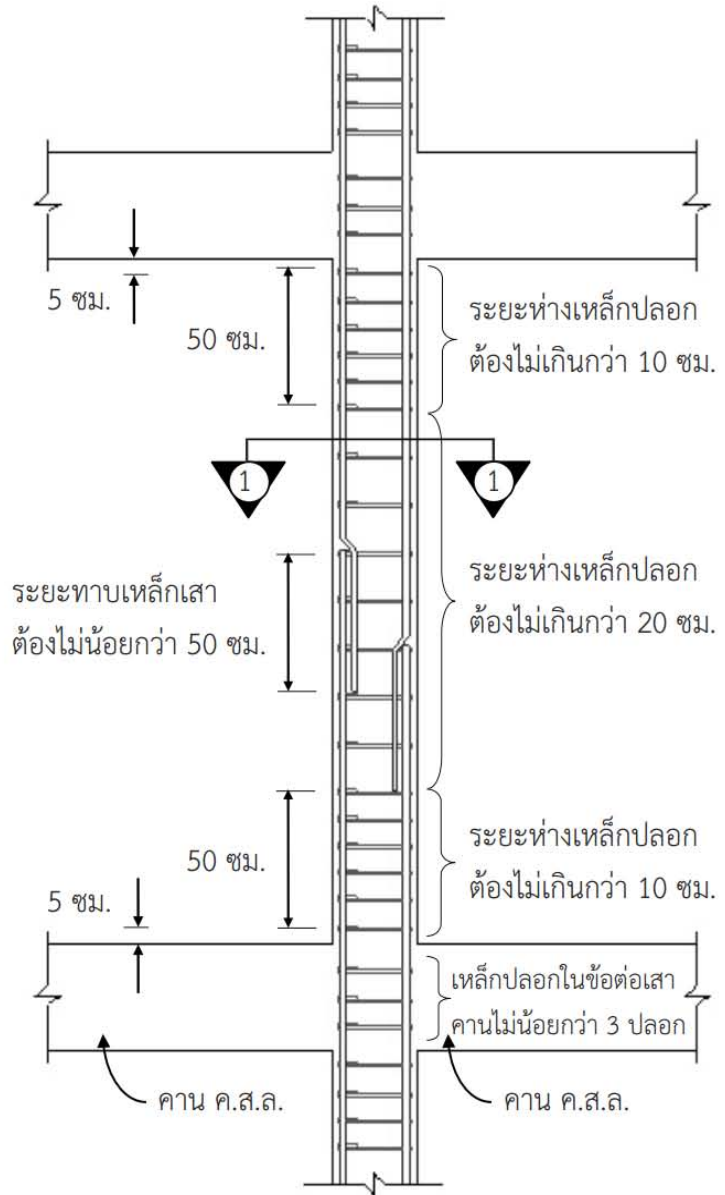


รูปที่ 5 รายละเอียดการเสริมเหล็กในเสาสำหรับโครงสร้างต้านทานการดัดเหนียวสูง

เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

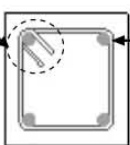


ตัวอย่างการเสริมเหล็กในเสา



รายละเอียดการเสริมเหล็กในเสา

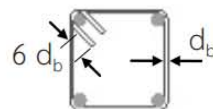
ของอเหล็กปลอก (ดูรายละเอียด ก)



เหล็กเสริมตามยาว
มีเส้นผ่านศูนย์กลาง
ไม่น้อยกว่า 12 มม.
จำนวนไม่น้อยกว่า
4 เส้น

รูปตัด ① - ①

เหล็กปลอกในเสา (รายละเอียด ก)



ของอของเหล็กปลอกเสาให้มีส่วนปลายยื่นไม่น้อยกว่า
6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กปลอก แต่ทั้งนี้
ต้องไม่น้อยกว่า 5 เซนติเมตร เส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็ก
ปลอกในเสาไม่ควรน้อยกว่า 6 มม.

4.4.2 สำหรับความยาว l_0 ในข้อ 4.4.1 จะต้องไม่น้อยกว่าความยาวดังนี้

- (1) 1 ใน 6 ของความสูงจากขอบถึงขอบของเสา
- (2) มิติที่มากที่สุดของหน้าตัดเสา
- (3) 500 มิลลิเมตร

4.4.3 ในกรณีเหล็กปลอกเกลียว การเสริมเหล็กให้เป็นไปตามข้อกำหนดสำหรับการเสริมเหล็กองค์อาคารรับแรงอัดในมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลังของสมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย

4.4.4 ยกเว้นข้อต่อระหว่างเสาและคานที่ไม่ได้เป็นส่วนหลักของระบบรับแรงแผ่นดินไหวและมีการยึดโคนเสาทั้ง 4 ด้านด้วยแผ่นพื้นหรือคานที่มีความลึกเท่ากันโดยประมาณ ข้อต่อต้องมีการเสริมเหล็กปลอกเป็นปริมาณไม่น้อยกว่า

$$A_v = \frac{1}{3} \frac{b_w s}{f_y} \quad (4.4.4)$$

(หรือไม่น้อยกว่า $A_v = 3.5 \frac{b_w s}{f_y}$ สำหรับหน่วยเมตริก)

โดยที่เหล็กเสริมนี้จะต้องเสริมภายในเสาเป็นความลึกไม่น้อยกว่าความลึกของคานที่ลึกที่สุดที่ข้อต่อนั้น

4.4.5 ระยะเรียงของเหล็กปลอกเดี่ยวในส่วนที่นอกเหนือจากข้อ 4.4.1 จะต้องไม่มากกว่า 2 เท่าของระยะ s_0

4.4.6 พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมตามยาวของเสาต้องไม่น้อยกว่า 0.01 และไม่มากกว่า 0.06 ของพื้นที่หน้าตัดทั้งหมด

4.4.7 การต่อเหล็กเสริมในเสาให้ต่อบริเวณช่วงกลางความสูงเสา

4.5 การออกแบบข้อต่อระหว่างคานและเสา

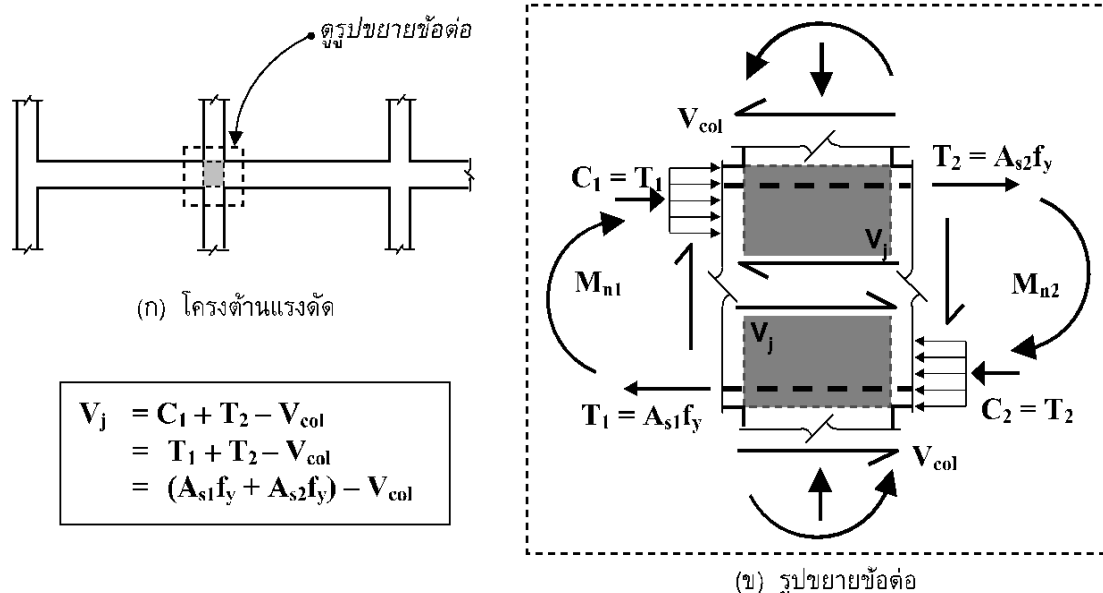
ข้อต่อระหว่างคานและเสาต้องมีขนาดใหญ่เพียงพอเพื่อมิให้แรงภายในข้อต่อมีค่าเกินกว่ากำลังของข้อต่อ ดังรายละเอียดต่อไปนี้

4.5.1 แรงเฉือนในแวนนอนสูงสุดที่กระทำต่อข้อต่อ (V_j) จะต้องไม่มากกว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนออกแบบ (ϕV_n) หรือ

$$V_j \leq \phi V_n \quad (4.5.1)$$

โดยที่ตัวคูณลดกำลังของข้อต่อ (ϕ) ให้ใช้เท่ากับ 0.85

4.5.2 แรงเฉือนในแวนนอนสูงสุดที่กระทำต่อข้อต่อเป็นแรงเฉือนที่เกิดขึ้นเมื่อหน้าตัดคานที่ปลายคานทั้งสองด้านของข้อต่อมีกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดระบุในทิศทางเดียวกันดังแสดงในรูปที่ 6



รูปที่ 6 การคำนวณแรงเฉือนในแวนนอนสูงสุดที่กระทำต่อข้อต่อ

4.5.3 กำลังต้านแรงเฉือนระบุ (V_n) ของข้อต่อมีค่าดังต่อไปนี้

- (1) ข้อต่อที่ได้รับการยึดรัดจากคานทั้ง 4 ด้าน [(รูปที่ 7 (ก))]

$$V_n = 1.7\sqrt{f_c'}A_j \quad (4.5.3-ก)$$

$$(V_n = 5.4\sqrt{f_c'}A_j \text{ ในหน่วยเมตริก})$$

- (2) ข้อต่อที่ได้รับการยึดรัดจากคาน 3 ด้าน หรือคาน 2 ด้านที่อยู่ตรงข้ามกัน [(รูปที่ 7 (ข))]

$$V_n = 1.25\sqrt{f_c'}A_j \quad (4.5.3-ข)$$

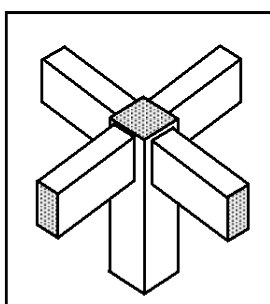
$$(V_n = 3.9\sqrt{f_c'}A_j \text{ ในหน่วยเมตริก})$$

- (3) ข้อต่ออื่นๆ [(รูปที่ 7 (ค))]

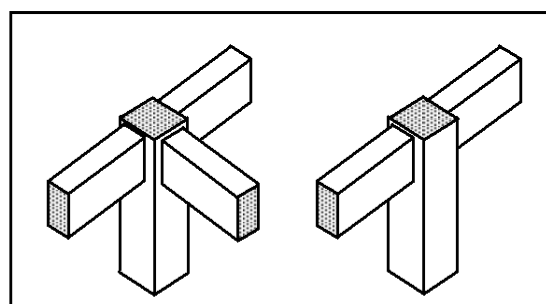
$$V_n = 1.0\sqrt{f_c'}A_j \quad (4.5.3-ค)$$

$$(V_n = 3.2\sqrt{f_c'}A_j \text{ ในหน่วยเมตริก})$$

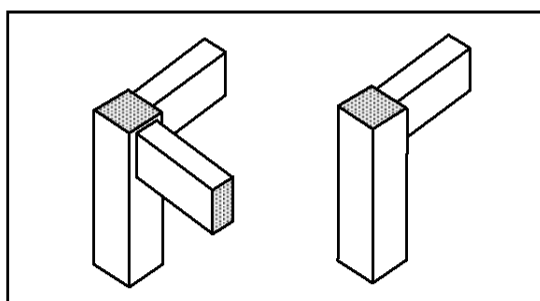
โดยที่ A_j เป็นพื้นที่ต้านแรงเฉือนในแนวนอนประสิทธิภาพของข้อต่อ ดังแสดงในรูปที่ 8 และจะถือว่าข้อต่อได้รับการยึดรัดจากคานก็ต่อเมื่อคานที่เข้ามายุติตรงนั้นมีความกว้างไม่น้อยกว่าสามในสี่ของความกว้างเสาด้านที่คานเข้ามาบรรจบ และมีความลึกไม่น้อยกว่าสามในสี่ของความลึกคานตัวที่ลึกที่สุดที่เข้ามาบรรจบกันที่ข้อต่อ



(ก) ข้อต่อที่ได้รับการยึดรัดจากคานทั้ง 4 ด้าน

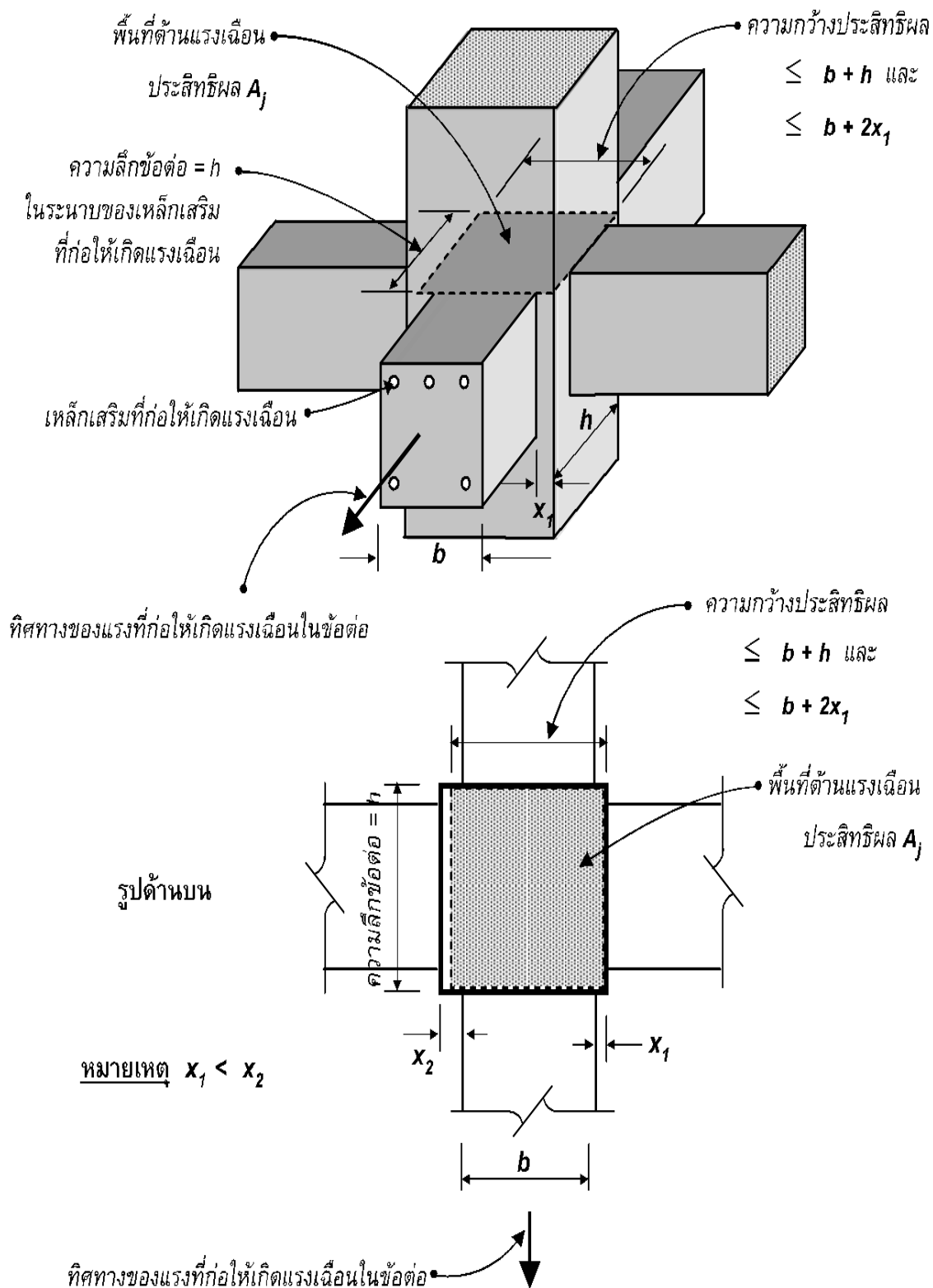


(ข) ข้อต่อที่ได้รับการยึดรัดจากคาน 3 ด้าน
หรือคาน 2 ด้านที่อยู่ตรงข้ามกัน



(ค) ข้อต่ออื่นๆ

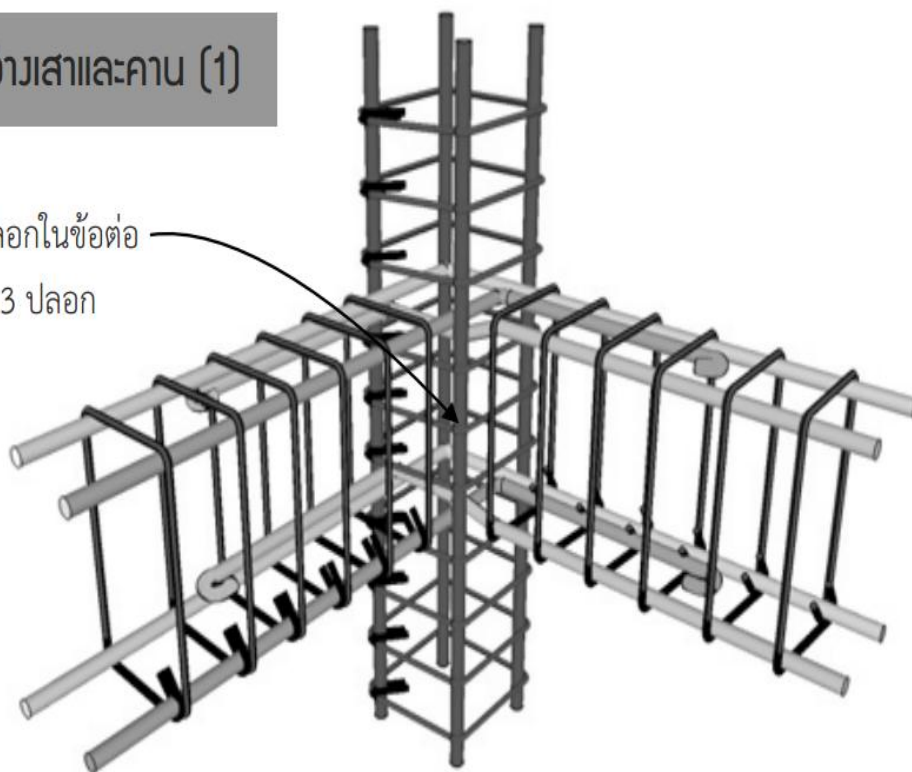
รูปที่ 7 ประเภทข้อต่อต่างๆ สำหรับการคำนวณกำลังต้านแรงเฉือนระบุ (V_n)



รูปที่ 8 พื้นที่ต้านแรงเฉือนประสิทธิภาพของข้อต่อระหว่างคานและเสา

ข้อต่อระหว่างเสาและคาน (1)

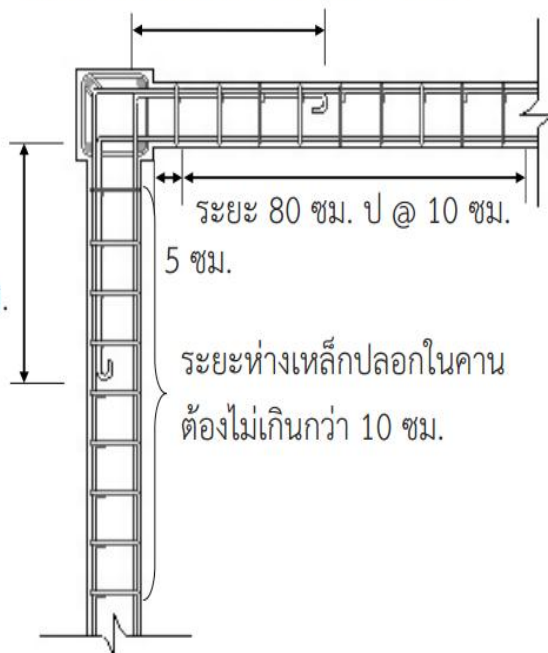
เหล็กปลอกในข้อต่อ
จำนวน 3 ปลอก



ตัวอย่างการเสริมเหล็กข้อต่อระหว่างเสาและคาน

ระยะทาบเหล็กต้องไม่น้อยกว่า 40 ซม.

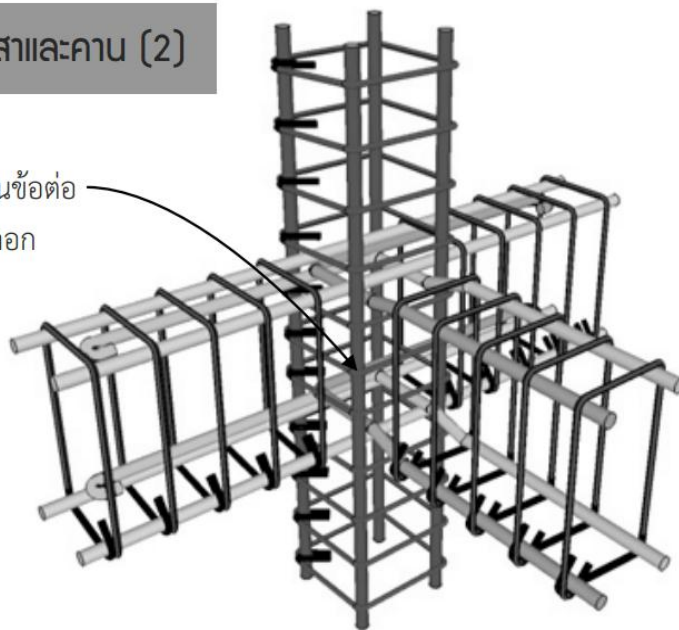
ระยะทาบเหล็ก
ต้องไม่น้อยกว่า 40 ซม.



ระยะห่างเหล็กปลอกในคาน
ต้องไม่เกินกว่า 10 ซม.

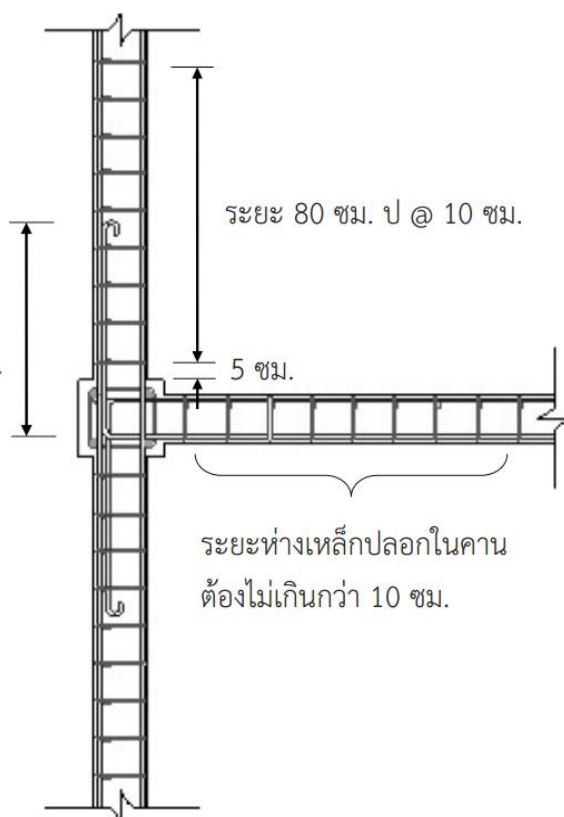
ข้อต่อระหว่างเสาและคาน (2)

เหล็กปลอกในข้อต่อ
จำนวน 3 ปลอก

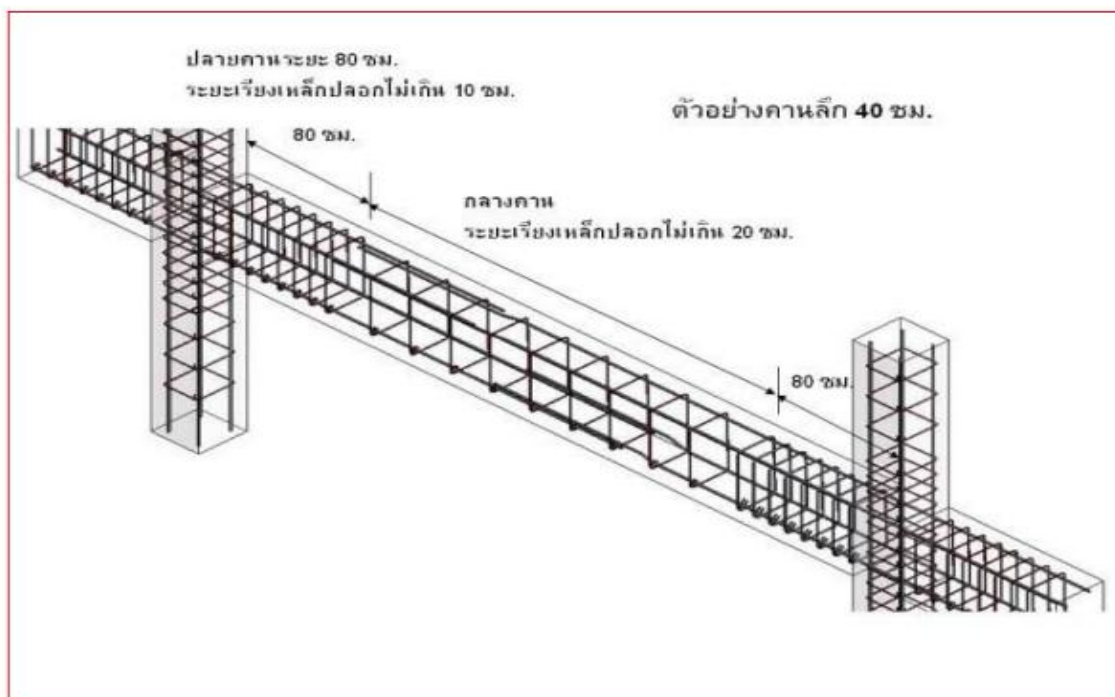


ตัวอย่างการเสริมเหล็กข้อต่อระหว่างเสาและคาน

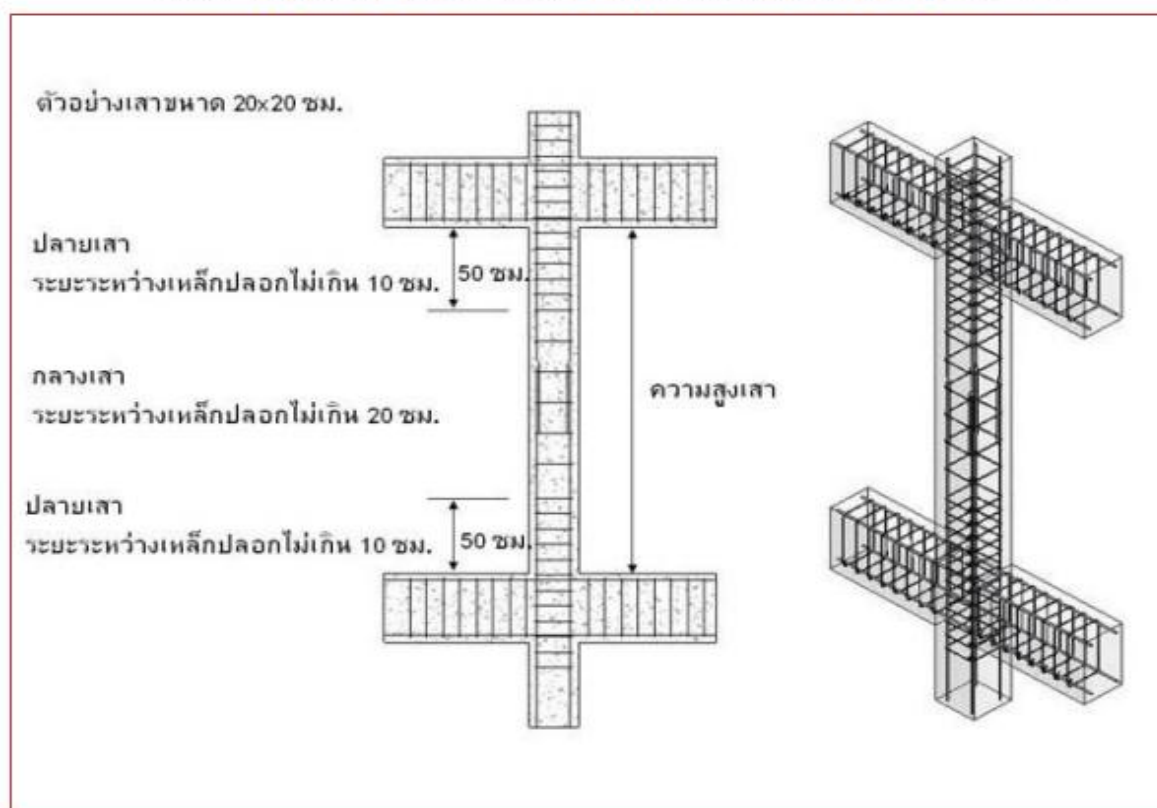
ระยะทาบเหล็ก
ต้องไม่น้อยกว่า 40 ซม.



แสดงแบบขยายเหล็กเสริมโครงสร้าง



แสดงแบบขยายเหล็กเสริมโครงสร้าง



การแบ่งประเภทความรุนแรงของแรงสั่นสะเทือน

การวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหว ใช้มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ตามมาตรฐาน มยผ.1302 วิธีแรงสถิตเทียบเท่า โดยเลือกใช้มาตรฐาน ASCE 7 – 05 :ซึ่งตรงกับมาตรฐาน มยผ. และตรวจสอบว่าอาคารเข้าข่ายแรงแผ่นดินไหวประเภทใด และต้องออกแบบตามประเภทแรงนั้น อาทิ ก (น้อยไม่ต้องพิจารณา) ข (ปกติ ควรเลือกโครงสร้างแบบ Ordinary RC.) ค (ปานกลาง ควรเลือกโครงสร้างแบบ Intermediate RC) ง (รุนแรง ควรเลือกโครงสร้างแบบ Special RC.)

โดย จังหวัดฉะเชิงเทรา อำเภอนมสารคาม ตามแผนที่ของสถานที่ก่อสร้างจัดเป็น โซนที่ 6 พื้นที่แอ่งกรุงเทพฯ ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ ด้วยวิธีแรงเทียบเท่าของกทม. (หน่วย g)

Sa(0.1s)	Sa(0.2s)	Sa(1s)	Sa(2)	Sa(3s)	Sa(4s)	Sa(5s)	Sa(6s)
0.113	0.113	0.144	0.149	0.067	0.050	0.040	0.034

(ส่วนความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบสั้น (S_s) และที่คาบ 1 วินาที (S₁) ของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา อำเภอนมสารคาม ความเร่ง (g) ; S_s = 0.064g , S₁ = 0.036g)

พิจารณาปรับแก้ตามสภาพชั้นดินประเภท D (ปกติ)

สำหรับพื้นที่แอ่ง SDS SD1 มีค่าเท่ากับค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม สำหรับการออกแบบ Sa ที่คาบการสั่น 0.2 และ 1 วินาที ตามลำดับ

$$\text{พิจารณาพื้นที่แอ่งกรุงเทพ } SDS = 2/3 (Fa \times S_s) = 2/3 (1.6 \times 0.113)$$

$$SD1 = 2/3 (F_v \times S_1) = 2/3 (2.4 \times 0.144)$$

$$\text{จะได้ } SDS = 0.120g , SD1 = 0.231g \quad \text{และ} \quad SD1 > SDS$$

เมื่อ S_s = ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม จากแผนที่ความเสี่ยงภัยที่คาบการสั่น 0.2 วินาที หน่วยเป็น g

เมื่อ S_a = ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม จากแผนที่ความเสี่ยงภัยที่คาบการสั่น 1 วินาที หน่วยเป็น g

เมื่อ S_{Ds} = ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม สำหรับออกแบบที่คาบการสั่น 0.2 วินาที หน่วยเป็น g

เมื่อ S_{D1} = ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม สำหรับออกแบบที่คาบการสั่น 1 วินาที หน่วยเป็น g

ใช้สมการค่าคาบการสั่นพื้นฐานสำหรับอาคาร คสล. $T = 0.02 H = 0.02 \times 27.45m = 0.549$ วินาที

$$T_s = S_{D1} / S_{DS} = 0.231 / 0.120 = 1.775 \quad : (T = 0.549 < T_s)$$

ดังนั้นจะได้ว่า $S_a = S_{D1}/T = 0.231 / 0.549 = 0.421g$

ประเภทความสำคัญอาคาร มาก ค่าตัวประกอบความสำคัญ (กรณีโรงพยาบาลที่สามารถทำการรักษากรณีฉุกเฉินได้ จัดอยู่ประเภทความสำคัญ “สูงมาก” $I = 1.5$ (IV))

ตารางที่ 1 การแบ่งประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวโดยพิจารณาจากค่า S_{DS}

ค่า S_{DS}	ประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว		
	ประเภทความสำคัญ I หรือ II	ประเภทความสำคัญ III	ประเภทความสำคัญ IV
$S_{DS} < 0.167$	ก (ไม่ต้องออกแบบ)	ก (ไม่ต้องออกแบบ)	ก (ไม่ต้องออกแบบ)
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	ข	ข	ก
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	ก	ก	ง
$0.50 \leq S_{DS}$	ง	ง	ง

$$S_{DS} < 0.167 = 0.149 < 0.167 \quad \text{จัดเป็นประเภท ก (ไม่ต้องออกแบบ)}$$

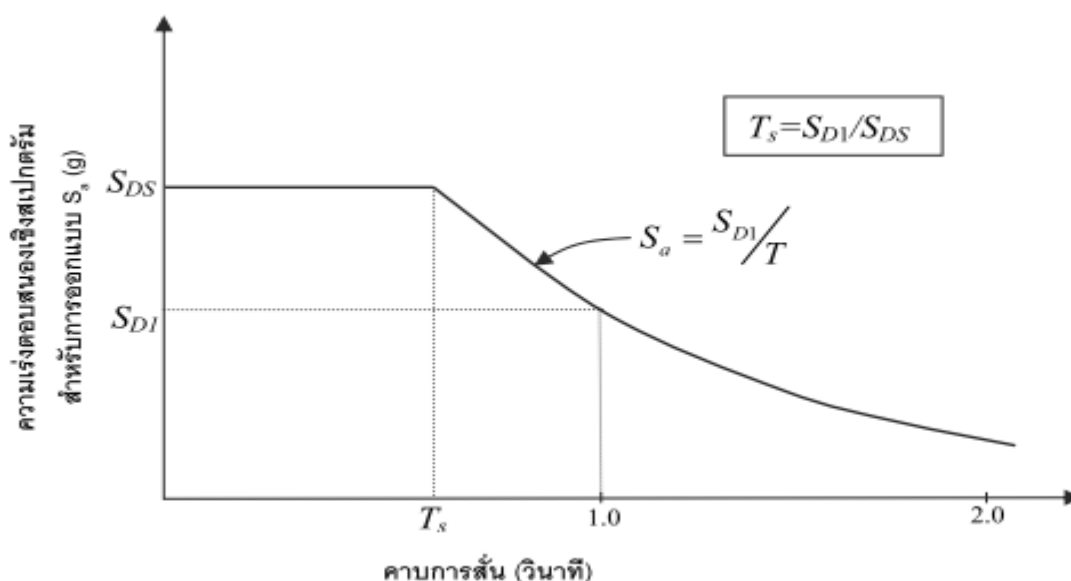
ตารางที่ 2 การแบ่งประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวโดยพิจารณาจากค่า S_{D1}

ค่า S_{D1}	ประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว		
	ประเภทความสำคัญ I หรือ II	ประเภทความสำคัญ III	ประเภทความสำคัญ IV
$S_{D1} < 0.067$	ก (ไม่ต้องออกแบบ)	ก (ไม่ต้องออกแบบ)	ก (ไม่ต้องออกแบบ)
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	ข	ข	ก
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	ก	ก	ง
$0.20 \leq S_{D1}$	ง	ง	ง

$$0.133 \leq S_{D1} < 0.20 = 0.133 \leq 0.149 < 0.20 \quad \text{จัดเป็นประเภท ง (รุนแรง)}$$

ในกรณีที่ประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวที่กำหนดตามเกณฑ์ ตารางที่ 1 แตกต่างจากตารางที่ 2 ให้ใช้ค่าที่รุนแรงกว่าเป็นเกณฑ์พิจารณา และกรณีที่คาบการสั่นพื้นฐานของอาคาร (T) ในทั้งสองทิศทางที่ตั้งฉากกันที่คำนวณได้มีค่าน้อยกว่า $0.8 T_s = 0.8 \times 1.775 = 1.42$ วินาที มีค่าเป็นไปตามที่กำหนด อนุญาตให้กำหนดประเภทการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวโดยใช้ ตารางที่ 1 เท่านั้น

พื้นที่แอ่งกรุงเทพไม่เป็นไปตามที่กำหนดจึงไม่สามารถใช้ค่า จากตารางที่ 1 ได้ต้องใช้ค่าที่มากที่สุดจาก ตารางที่ 2



รูปที่ 6 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ สำหรับวิธีสถิติเทียบเท่า

ดังนั้นโครงสร้างอาคารนี้ต้องออกแบบแผ่นดินไหวประเภท ง. คือรุนแรง

เลือกใช้โครงสร้างแบบโมเมนต์ต้านแรงดัดแบบความเหนียว (Special RC.Moment-Resisting Frame)

โดยมี ค่า R (Response Modification Factors หรือตัวประกอบปรับผลตอบสนอง) 8

ค่า Ω_0 (System Overstrength Factor หรือตัวประกอบกำลังส่วนเกิน) 3

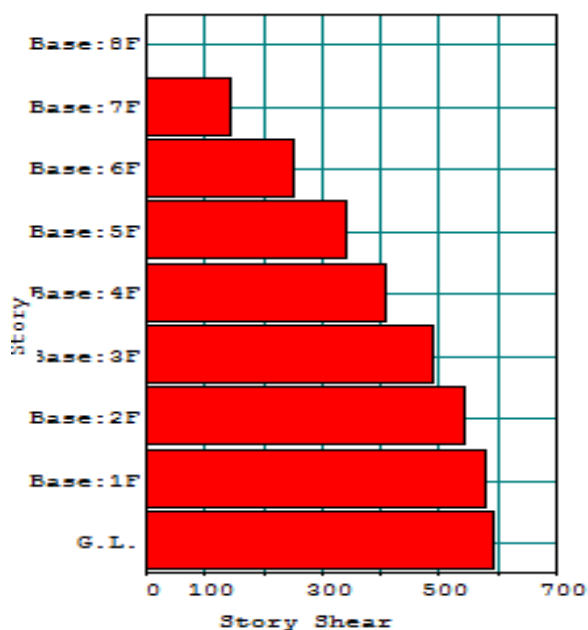
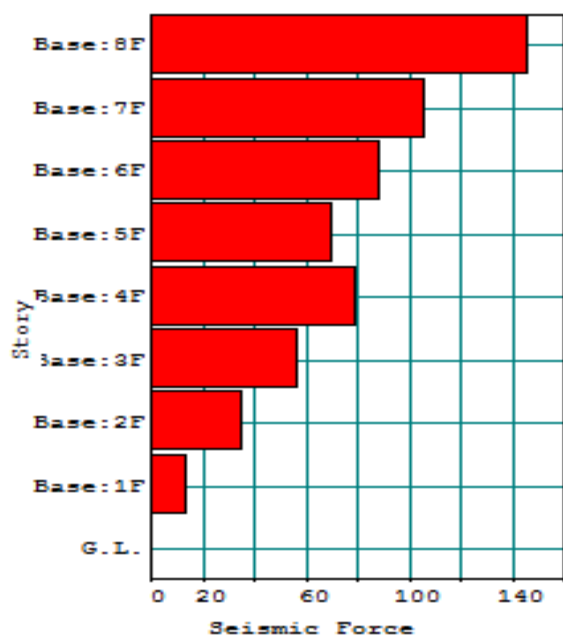
ค่า Cd (Deflection Amplification Factor หรือตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว) 5.5

ค่า I (ตัวประกอบความสำคัญของอาคาร) (IV) = 1.50

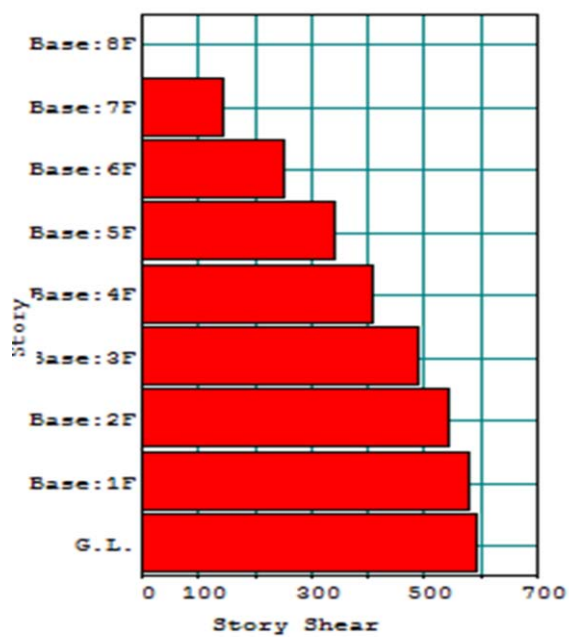
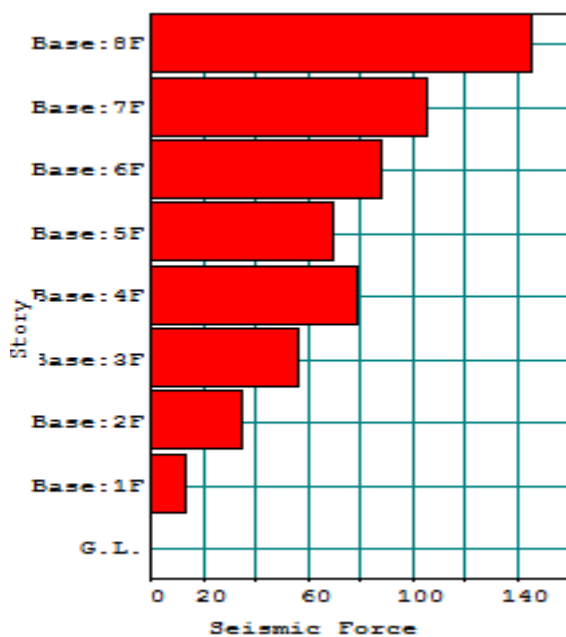
Scale Factor = $I / R = 1.50 / 8 = 0.1875$

แรงแผ่นดินไหว SEISMIC LOAD กระทำต่ออาคารพิจารณาทั้ง 2 แกน EOX , EOY

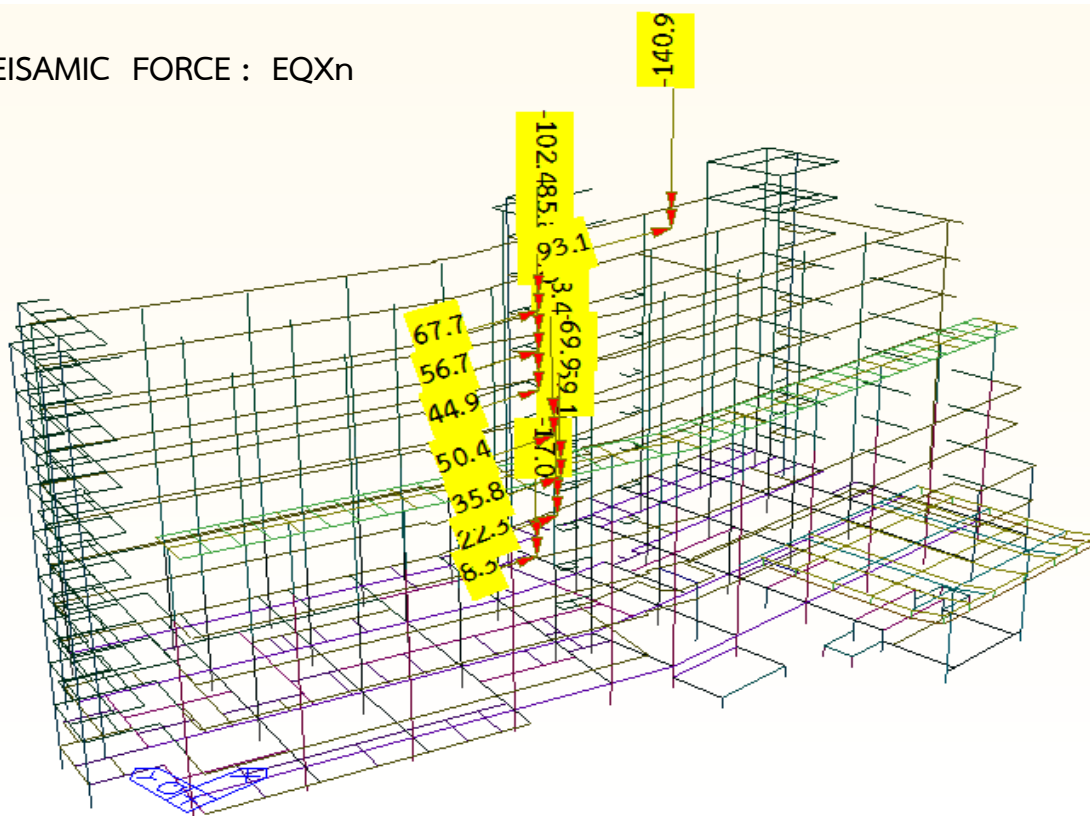
ทิศทาง X และ Y (Seismic Force & Story Shear)



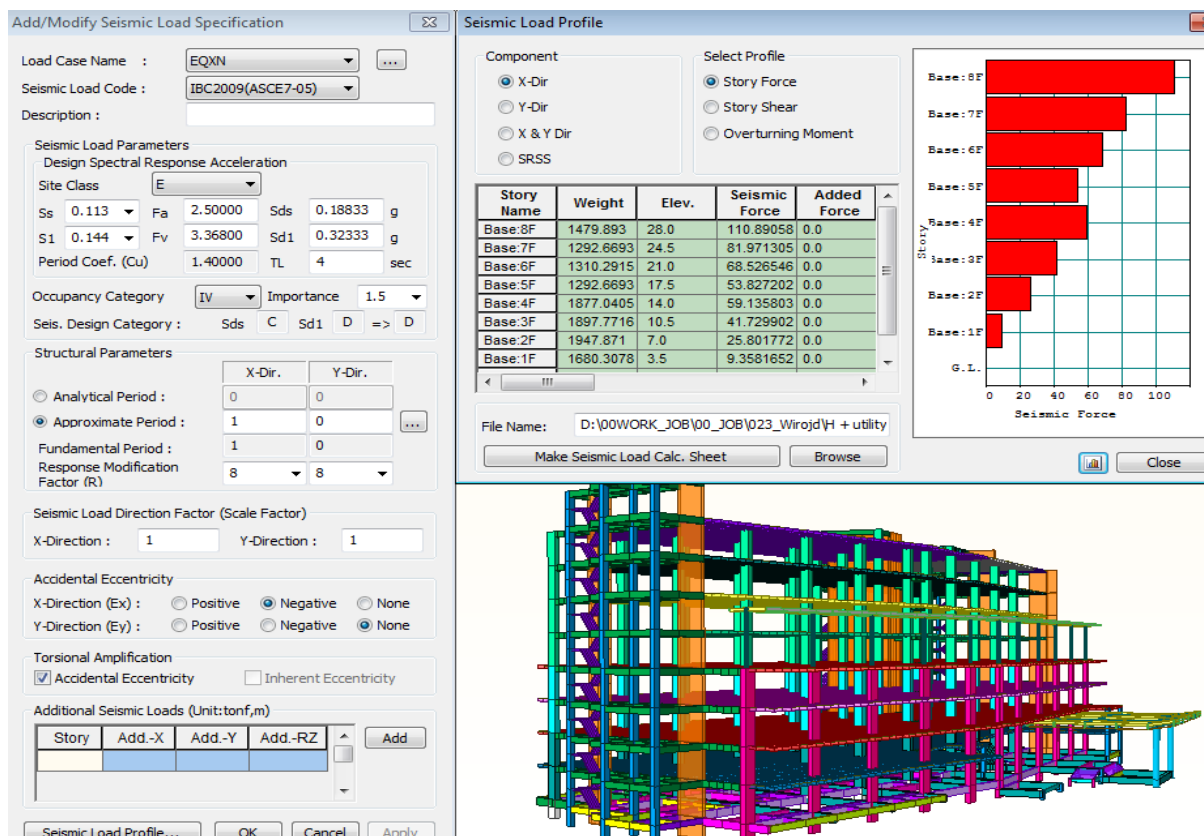
ทิศทาง X และ Y (Seismic Force & Story Shear)



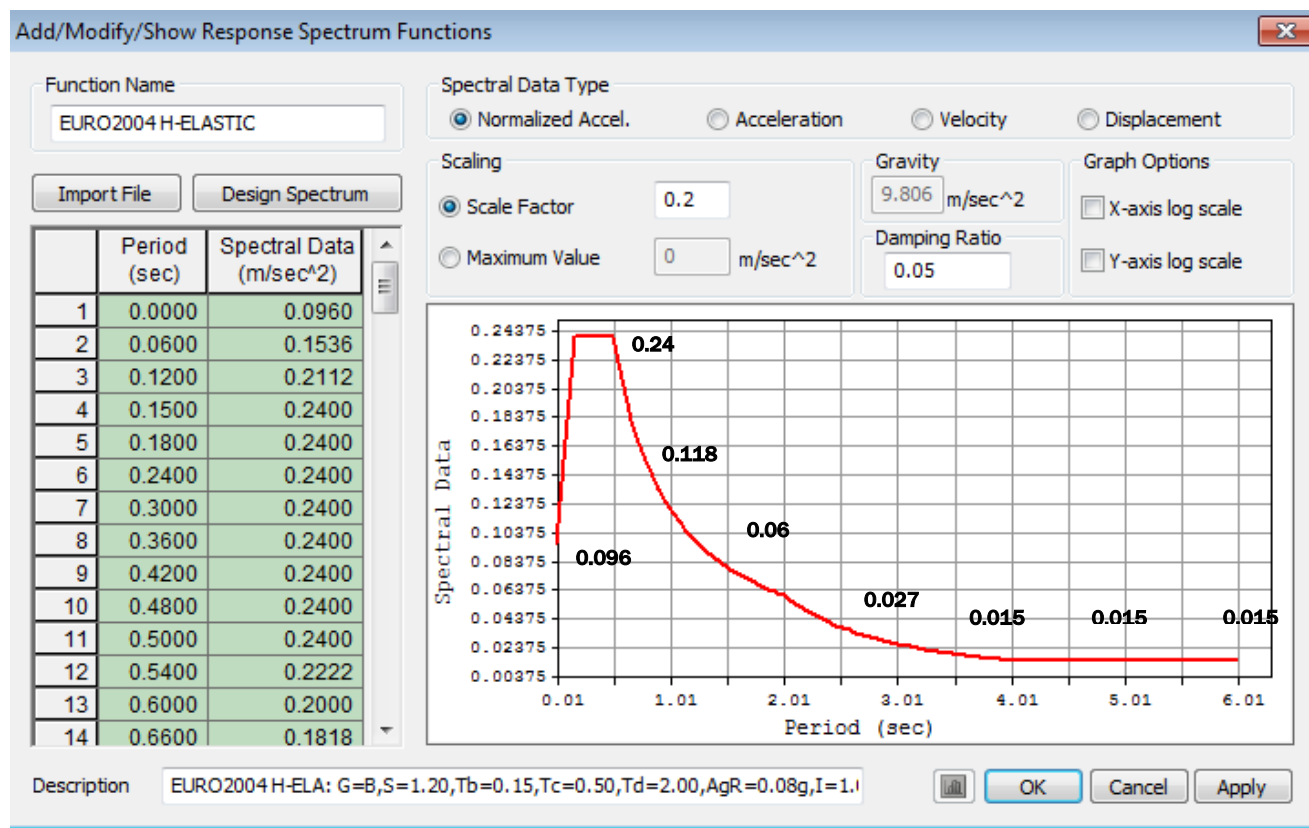
SEISAMIC FORCE : EQXn



EQUIVALENT SEISMIC LOAD IN ACCORDANCE WITH IBC 2009 (ASCE7-05)



RESPONSE SPECTRUM



การลดค่าสติเฟนของเสาและคานดังนี้ (พิจารณาใช้กับการเคลื่อนตัวเท่านั้น)

คาน 0.35 Ig.

เสา 0.70 Ig

ผนังไม่แตกร้าว 0.70 Ig

ผนังแตกร้าว 0.35 Ig

พื้นไร้คาน 0.25 Ig

Boundary Group Name: Default

Scale Factor:

Area: 1

Asy: 1

Asz: 1

Ixx: .35

Iyy: .35

Izz: 1

Weight: 1

☒ Before ☐ After

Add / Replace

No	Name	fAre	fAsy	fAsz	fIxx	fIyy	fIzz	fWgt	Part	Group
5	GB2-25x	1.00	1.00	1.00	0.35	0.35	1.00	1.00	Befor	Default
8	B1-15x4	1.00	1.00	1.00	0.35	0.35	1.00	1.00	Befor	Default
10	B3-25x5	1.00	1.00	1.00	0.35	0.35	1.00	1.00	Befor	Default
14	GB4-40x	1.00	1.00	1.00	0.35	0.35	1.00	1.00	Befor	Default
16	B6-40x8	1.00	1.00	1.00	0.35	0.35	1.00	1.00	Befor	Default
18	GB6-40x	1.00	1.00	1.00	0.35	0.35	1.00	1.00	Befor	Default

Load Combination

1	gLCB1	Active	Add	$1.4D + 1.7(L)$
2	gLCB2	Active	Add	$0.75(1.4D + 1.7(L) + 1.7W_{XN})$
3	gLCB3	Active	Add	$0.75(1.4D + 1.7(L) + 1.7W_{XP})$
4	gLCB4	Active	Add	$0.75(1.4D + 1.7(L) + 1.7W_{YN})$
5	gLCB5	Active	Add	$0.75(1.4D + 1.7(L) + 1.7W_{YP})$
6	gLCB6	Active	Add	$0.75(1.4D + 1.7(L) - 1.7W_{XN})$
7	gLCB7	Active	Add	$0.75(1.4D + 1.7(L) - 1.7W_{XP})$
8	gLCB8	Active	Add	$0.75(1.4D + 1.7(L) - 1.7W_{YN})$
9	gLCB9	Active	Add	$0.75(1.4D + 1.7(L) - 1.7W_{YP})$
10	gLCB10	Active	Add	$0.9D + 1.3W_{XN}$
11	gLCB11	Active	Add	$0.9D + 1.3W_{XP}$
12	gLCB12	Active	Add	$0.9D + 1.3W_{YN}$
13	gLCB13	Active	Add	$0.9D + 1.3W_{YP}$
14	gLCB14	Active	Add	$0.9D - 1.3W_{XN}$
15	gLCB15	Active	Add	$0.9D - 1.3W_{XP}$
16	gLCB16	Active	Add	$0.9D - 1.3W_{YN}$
17	gLCB17	Active	Add	$0.9D - 1.3W_{YP}$
18	gLCB18	Active	Add	$0.75(1.4D + 1.7(L) + 1.7(1.1EQ_{XN}))$
19	gLCB19	Active	Add	$0.75(1.4D + 1.7(L) + 1.7(1.1EQ_{XP}))$
20	gLCB20	Active	Add	$0.75(1.4D + 1.7(L) + 1.7(1.1EQ_{YN}))$
21	gLCB21	Active	Add	$0.75(1.4D + 1.7(L) + 1.7(1.1EQ_{YP}))$
22	gLCB22	Active	Add	$0.75(1.4D + 1.7(L) - 1.7(1.1EQ_{XN}))$
23	gLCB23	Active	Add	$0.75(1.4D + 1.7(L) - 1.7(1.1EQ_{XP}))$
24	gLCB24	Active	Add	$0.75(1.4D + 1.7(L) - 1.7(1.1EQ_{YN}))$
25	gLCB25	Active	Add	$0.75(1.4D + 1.7(L) - 1.7(1.1EQ_{YP}))$

รายการคำนวณโครงสร้างอาคารโรงพยาบาลรวมแพทย์ ฉะเชิงเทรา

26	gLCB26	Active	Add	$0.9D + 1.3(1.1EQXN)$
27	gLCB27	Active	Add	$0.9D + 1.3(1.1EQXP)$
28	gLCB28	Active	Add	$0.9D + 1.3(1.1EQYN)$
29	gLCB29	Active	Add	$0.9D + 1.3(1.1EQYP)$
30	gLCB30	Active	Add	$0.9D - 1.3(1.1EQXN)$
31	gLCB31	Active	Add	$0.9D - 1.3(1.1EQXP)$
32	gLCB32	Active	Add	$0.9D - 1.3(1.1EQYN)$
33	gLCB33	Active	Add	$0.9D - 1.3(1.1EQYP)$
34	gLCB34	Active	Add	$0.75(1.4D + 1.7(L) + 1.7(2.719)(1.1(RX(RS)+RX(ES))))$
35	gLCB35	Active	Add	$0.75(1.4D + 1.7(L) + 1.7(2.719)(1.1(RX(RS)-RX(ES))))$
36	gLCB36	Active	Add	$0.75(1.4D + 1.7(L) + 1.7(2.504)(1.1(RY(RS)+RY(ES))))$
37	gLCB37	Active	Add	$0.75(1.4D + 1.7(L) + 1.7(2.504)(1.1(RY(RS)-RY(ES))))$
38	gLCB38	Active	Add	$0.75(1.4D + 1.7(L) - 1.7(2.719)(1.1(RX(RS)+RX(ES))))$
39	gLCB39	Active	Add	$0.75(1.4D + 1.7(L) - 1.7(2.719)(1.1(RX(RS)-RX(ES))))$
40	gLCB40	Active	Add	$0.75(1.4D + 1.7(L) - 1.7(2.504)(1.1(RY(RS)+RY(ES))))$
41	gLCB41	Active	Add	$0.75(1.4D + 1.7(L) - 1.7(2.504)(1.1(RY(RS)-RY(ES))))$
42	gLCB42	Active	Add	$0.9D + 1.3(2.719)(1.1(RX(RS)+RX(ES)))$
43	gLCB43	Active	Add	$0.9D + 1.3(2.719)(1.1(RX(RS)-RX(ES)))$
44	gLCB44	Active	Add	$0.9D + 1.3(2.504)(1.1(RY(RS)+RY(ES)))$
45	gLCB45	Active	Add	$0.9D + 1.3(2.504)(1.1(RY(RS)-RY(ES)))$
46	gLCB46	Active	Add	$0.9D - 1.3(2.719)(1.1(RX(RS)+RX(ES)))$
47	gLCB47	Active	Add	$0.9D - 1.3(2.719)(1.1(RX(RS)-RX(ES)))$
48	gLCB48	Active	Add	$0.9D - 1.3(2.504)(1.1(RY(RS)+RY(ES)))$
49	gLCB49	Active	Add	$0.9D - 1.3(2.504)(1.1(RY(RS)-RY(ES)))$
50	gLCB50	Active	Add	$D + (L)$
51	gLCB51	Active	Add	$D + (L) + WXN$

รายการคำนวณโครงสร้างอาคารโรงพยาบาลรวมแพทย์ ฉะเชิงเทรา

52	gLCB52	Active	Add	D + (L) + WXP
53	gLCB53	Active	Add	D + (L) + WYN
54	gLCB54	Active	Add	D + (L) + WYP
55	gLCB55	Active	Add	D + (L) - WXN
56	gLCB56	Active	Add	D + (L) - WXP
57	gLCB57	Active	Add	D + (L) - WYN
58	gLCB58	Active	Add	D + (L) - WYP
59	gLCB59	Active	Add	D + WXN
60	gLCB60	Active	Add	D + WXP
61	gLCB61	Active	Add	D + WYN
62	gLCB62	Active	Add	D + WYP
63	gLCB63	Active	Add	D - WXN
64	gLCB64	Active	Add	D - WXP
65	gLCB65	Active	Add	D - WYN
66	gLCB66	Active	Add	D - WYP
67	gLCB67	Active	Add	D + (L) + EQXN
68	gLCB68	Active	Add	D + (L) + EQXP
69	gLCB69	Active	Add	D + (L) + EQYN
70	gLCB70	Active	Add	D + (L) + EQYP
71	gLCB71	Active	Add	D + (L) - EQXN
72	gLCB72	Active	Add	D + (L) - EQXP
73	gLCB73	Active	Add	D + (L) - EQYN
74	gLCB74	Active	Add	D + (L) - EQYP
75	gLCB75	Active	Add	D + EQXN
76	gLCB76	Active	Add	D + EQXP
77	gLCB77	Active	Add	D + EQYN

รายการคำนวณโครงสร้างอาคารโรงพยาบาลรวมแพทย์ ฉะเชิงเทรา

78	gLCB78	Active	Add	$D + EQYP$
79	gLCB79	Active	Add	$D - EQXN$
80	gLCB80	Active	Add	$D - EQXP$
81	gLCB81	Active	Add	$D - EQYN$
82	gLCB82	Active	Add	$D - EQYP$
83	gLCB83	Active	Add	$D + (L) + (2.719)(RX(RS)+RX(ES))$
84	gLCB84	Active	Add	$D + (L) + (2.719)(RX(RS)-RX(ES))$
85	gLCB85	Active	Add	$D + (L) + (2.504)(RY(RS)+RY(ES))$
86	gLCB86	Active	Add	$D + (L) + (2.504)(RY(RS)-RY(ES))$
87	gLCB87	Active	Add	$D + (L) - (2.719)(RX(RS)+RX(ES))$
88	gLCB88	Active	Add	$D + (L) - (2.719)(RX(RS)-RX(ES))$
89	gLCB89	Active	Add	$D + (L) - (2.504)(RY(RS)+RY(ES))$
90	gLCB90	Active	Add	$D + (L) - (2.504)(RY(RS)-RY(ES))$
91	gLCB91	Active	Add	$D + (2.719)(RX(RS)+RX(ES))$
92	gLCB92	Active	Add	$D + (2.719)(RX(RS)-RX(ES))$
93	gLCB93	Active	Add	$D + (2.504)(RY(RS)+RY(ES))$
94	gLCB94	Active	Add	$D + (2.504)(RY(RS)-RY(ES))$
95	gLCB95	Active	Add	$D - (2.719)(RX(RS)+RX(ES))$
96	gLCB96	Active	Add	$D - (2.719)(RX(RS)-RX(ES))$
97	gLCB97	Active	Add	$D - (2.504)(RY(RS)+RY(ES))$
98	gLCB98	Active	Add	$D - (2.504)(RY(RS)-RY(ES))$
99	RC ENV_STR	Active		EnvelopeConcrete Strength Envelope
100	RC ENV_SER	Active		EnvelopeConcrete Serviceability Envelope

รายการคำนวณโครงสร้างอาคารโรงพยาบาลรวมแพทย์ ฉะเชิงเทรา

STORY DRIFT CHECK

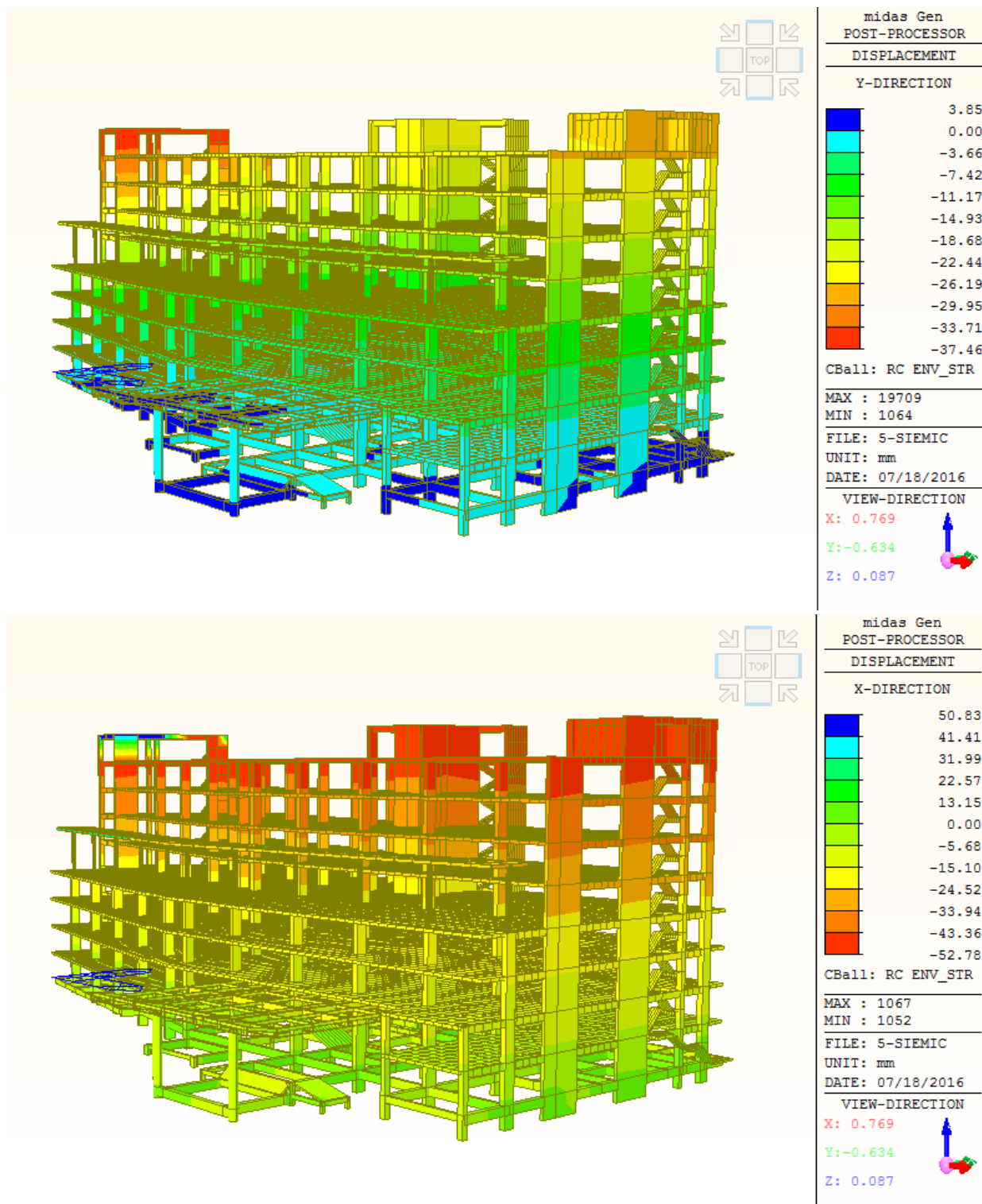
Modul e	Load Case	Story	Story Heigh t (mm)	P-Delta Incremen tal Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
						Node	Story Drift (mm)	Modified Drift (mm)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (mm)	Modified Drift (mm)	Drift Factor (Maximum /Current)	Story Drift Ratio	Remar k
RMC,Not Used, Cd=5.5, Ie=1.5, Scale Factor=1, Allowable Ratio=0.015															
Press right mouse button and click 'Set Story Drift Parameters...' menu to change RMC or Cd/Ie/Scale Factor/Allowable Ratio/Beta!															
Base	WXN	7F	3500.	1.00	0.0150	865	0.3359	0.3359	0.00	OK	0.53	0.5336	0.6294	0.000	OK
Base	WXN	6F	3500.	1.00	0.0150	779	0.3780	0.3780	0.00	OK	0.34	0.3494	1.0818	0.000	OK
Base	WXN	5F	3500.	1.00	0.0150	652	0.4155	0.4155	0.00	OK	0.38	0.3834	1.0835	0.000	OK
Base	WXN	4F	3500.	1.00	0.0150	584	0.4436	0.4436	0.00	OK	0.43	0.4319	1.0271	0.000	OK
Base	WXN	3F	3500.	1.00	0.0150	416	0.4529	0.4529	0.00	OK	0.41	0.4194	1.0799	0.000	OK
Base	WXN	2F	3500.	1.00	0.0150	352	0.4488	0.4488	0.00	OK	0.40	0.4080	1.0999	0.000	OK
Base	WXN	1F	3500.	1.00	0.0150	289	0.4127	0.4127	0.00	OK	0.38	0.3824	1.0793	0.000	OK
Base	WXN	1F	-5500	1.00	0.0150	289	0.4127	0.4127	-0.00	OK	0.37	0.3769	1.0951	-0.00	OK
Base	WXN	B1	5500.	1.00	0.0150	229	0.3938	0.3938	0.00	OK	0.37	0.3769	1.0450	0.000	OK
Base	WXP	7F	3500.	1.00	0.0150	920	0.3342	0.3342	0.00	OK	0.88	0.8856	0.3773	0.000	OK
Base	WXP	6F	3500.	1.00	0.0150	834	0.3852	0.3852	0.00	OK	0.35	0.3502	1.0998	0.000	OK
Base	WXP	5F	3500.	1.00	0.0150	765	0.4311	0.4311	0.00	OK	0.38	0.3861	1.1166	0.000	OK
Base	WXP	4F	3500.	1.00	0.0150	771	0.4666	0.4666	0.00	OK	0.35	0.3507	1.3307	0.000	OK
Base	WXP	3F	3500.	1.00	0.0150	472	0.4990	0.4990	0.00	OK	0.39	0.3997	1.2484	0.000	OK
Base	WXP	2F	3500.	1.00	0.0150	509	0.5110	0.5110	0.00	OK	0.43	0.4337	1.1782	0.000	OK
Base	WXP	1F	-5500	1.00	0.0150	507	0.5065	0.5065	-0.00	OK	0.39	0.3982	1.2720	-0.00	OK
Base	WXP	1F	3500.	1.00	0.0150	507	0.5065	0.5065	0.00	OK	0.41	0.4126	1.2275	0.000	OK
Base	WXP	B1	5500.	1.00	0.0150	202	0.4990	0.4990	0.00	OK	0.39	0.3982	1.2532	0.000	OK
Base	WYN	7F	3500.	1.00	0.0150	859	1.6549	1.6549	0.00	OK	8.34	8.3410	0.1984	0.002	OK
Base	WYN	6F	3500.	1.00	0.0150	773	1.9338	1.9338	0.00	OK	0.64	0.6407	3.0185	0.000	OK
Base	WYN	5F	3500.	1.00	0.0150	646	2.2358	2.2358	0.00	OK	0.71	0.7150	3.1271	0.000	OK
Base	WYN	4F	3500.	1.00	0.0150	578	2.4718	2.4718	0.00	OK	0.84	0.8406	2.9407	0.000	OK
Base	WYN	3F	3500.	1.00	0.0150	410	2.5719	2.5719	0.00	OK	0.72	0.7257	3.5443	0.000	OK
Base	WYN	2F	3500.	1.00	0.0150	343	2.5749	2.5749	0.00	OK	0.75	0.7523	3.4226	0.000	OK
Base	WYN	1F	3500.	1.00	0.0150	288	2.3347	2.3347	0.00	OK	0.61	0.6141	3.8020	0.000	OK
Base	WYN	1F	-5500	1.00	0.0150	288	2.3347	2.3347	-0.00	OK	0.67	0.6779	3.4438	-0.00	OK
Base	WYN	B1	5500.	1.00	0.0150	198	2.0124	2.0124	0.00	OK	0.67	0.6779	2.9685	0.000	OK
Base	WYP	7F	3500.	1.00	0.0150	858	0.4503	0.4503	0.00	OK	0.53	0.5391	0.8353	0.000	OK
Base	WYP	6F	3500.	1.00	0.0150	834	0.4905	0.4905	0.00	OK	0.47	0.4782	1.0258	0.000	OK
Base	WYP	5F	3500.	1.00	0.0150	765	0.5211	0.5211	0.00	OK	0.50	0.5002	1.0419	0.000	OK
Base	WYP	4F	3500.	1.00	0.0150	771	0.5344	0.5344	0.00	OK	0.51	0.5104	1.0472	0.000	OK
Base	WYP	3F	3500.	1.00	0.0150	472	0.5234	0.5234	0.00	OK	0.49	0.4984	1.0501	0.000	OK
Base	WYP	2F	3500.	1.00	0.0150	509	0.4859	0.4859	0.00	OK	0.46	0.4695	1.0348	0.000	OK
Base	WYP	1F	3500.	1.00	0.0150	315	0.4108	0.4108	0.00	OK	0.40	0.4087	1.0051	0.000	OK
Base	WYP	1F	-5500	1.00	0.0150	315	0.4108	0.4108	-0.00	OK	0.36	0.3677	1.1170	-0.00	OK
Base	WYP	B1	5500.	1.00	0.0150	203	0.4083	0.4083	0.00	OK	0.36	0.3677	1.1102	0.000	OK
Base	EQX	7F	3500.	1.00	0.0150	865	4.1791	15.3232	0.00	OK	3.97	14.563	1.0521	0.004	OK
Base	EQX	6F	3500.	1.00	0.0150	779	4.5766	16.7809	0.00	OK	4.57	16.770	1.0006	0.004	OK
Base	EQX	5F	3500.	1.00	0.0150	652	4.8710	17.8605	0.00	OK	4.79	17.596	1.0150	0.005	OK
Base	EQX	4F	3500.	1.00	0.0150	584	5.0177	18.3983	0.00	OK	4.98	18.280	1.0065	0.005	OK
Base	EQX	3F	3500.	1.00	0.0150	416	4.9349	18.0947	0.00	OK	4.67	17.159	1.0545	0.004	OK
Base	EQX	2F	3500.	1.00	0.0150	352	4.6537	17.0634	0.00	OK	4.27	15.668	1.0890	0.004	OK
Base	EQX	1F	-5500	1.00	0.0150	289	4.0036	14.6797	-0.00	OK	3.12	11.458	1.2811	-0.00	OK
Base	EQX	1F	3500.	1.00	0.0150	289	4.0036	14.6797	0.00	OK	3.63	13.312	1.1027	0.003	OK
Base	EQX	B1	5500.	1.00	0.0150	229	3.3929	12.4406	0.00	OK	3.12	11.458	1.0857	0.002	OK
Base	EQX	7F	3500.	1.00	0.0150	920	4.4831	16.4379	0.00	OK	5.31	19.492	0.8433	0.005	OK
Base	EQX	6F	3500.	1.00	0.0150	834	4.9477	18.1415	0.00	OK	4.54	16.677	1.0878	0.004	OK
Base	EQX	5F	3500.	1.00	0.0150	765	5.1495	18.8816	0.00	OK	4.77	17.493	1.0793	0.005	OK

รายการคำนวณโครงสร้างอาคารโรงพยาบาลรวมแพทย์ ฉะเชิงเทรา

Module	Load Case	Story	Story Height (mm)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
						Node	Story Drift (mm)	Modified Drift (mm)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (mm)	Modified Drift (mm)	Drift Factor (Maximum /Current)	Story Drift Ratio	Remark
Base	EQX	4F	3500.	1.00	0.0150	771	5.1252	18.7922	0.00	OK	4.75	17.422	1.0786	0.005	OK
Base	EQX	3F	3500.	1.00	0.0150	472	4.8493	17.7808	0.00	OK	4.60	16.866	1.0542	0.004	OK
Base	EQX	2F	3500.	1.00	0.0150	509	4.4486	16.3116	0.00	OK	4.29	15.758	1.0351	0.004	OK
Base	EQX	1F	3500.	1.00	0.0150	508	3.7708	13.8263	0.00	OK	3.67	13.475	1.0261	0.003	OK
Base	EQX	1F	-5500	1.00	0.0150	508	3.7708	13.8263	-0.00	OK	3.12	11.456	1.2069	-0.00	OK
Base	EQX	B1	5500.	1.00	0.0150	202	3.2321	11.8512	0.00	OK	3.12	11.456	1.0345	0.002	OK
Base	EQY	7F	3500.	1.00	0.0150	865	4.5021	16.5077	0.00	OK	5.26	19.296	0.8555	0.005	OK
Base	EQY	6F	3500.	1.00	0.0150	779	4.9398	18.1124	0.00	OK	4.59	16.847	1.0751	0.004	OK
Base	EQY	5F	3500.	1.00	0.0150	652	5.2786	19.3548	0.00	OK	4.82	17.679	1.0948	0.005	OK
Base	EQY	4F	3500.	1.00	0.0150	584	5.4534	19.9958	0.00	OK	5.15	18.907	1.0575	0.005	OK
Base	EQY	3F	3500.	1.00	0.0150	416	5.3787	19.7218	0.00	OK	4.73	17.373	1.1352	0.005	OK
Base	EQY	2F	3500.	1.00	0.0150	352	5.0736	18.6033	0.00	OK	4.25	15.613	1.1915	0.004	OK
Base	EQY	1F	3500.	1.00	0.0150	289	4.3550	15.9685	0.00	OK	3.60	13.205	1.2093	0.003	OK
Base	EQY	1F	-5500	1.00	0.0150	289	4.3550	15.9685	-0.00	OK	3.12	11.472	1.3919	-0.00	OK
Base	EQY	B1	5500.	1.00	0.0150	229	3.6632	13.4317	0.00	OK	3.12	11.472	1.1707	0.002	OK
Base	EQY	7F	3500.	1.00	0.0150	920	4.7433	17.3919	0.00	OK	7.68	28.161	0.6176	0.008	OK
Base	EQY	6F	3500.	1.00	0.0150	834	5.2538	19.2641	0.00	OK	4.52	16.609	1.1598	0.004	OK
Base	EQY	5F	3500.	1.00	0.0150	765	5.4916	20.1357	0.00	OK	4.75	17.422	1.1558	0.005	OK
Base	EQY	4F	3500.	1.00	0.0150	771	5.4824	20.1023	0.00	OK	4.58	16.794	1.1969	0.004	OK
Base	EQY	3F	3500.	1.00	0.0150	472	5.2599	19.2862	0.00	OK	4.54	16.658	1.1577	0.004	OK
Base	EQY	2F	3500.	1.00	0.0150	509	4.8333	17.7222	0.00	OK	4.31	15.832	1.1194	0.004	OK
Base	EQY	1F	-5500	1.00	0.0150	507	4.1137	15.0836	-0.00	OK	3.12	11.463	1.3158	-0.00	OK
Base	EQY	1F	3500.	1.00	0.0150	507	4.1137	15.0836	0.00	OK	3.70	13.593	1.1096	0.003	OK
Base	EQY	B1	5500.	1.00	0.0150	202	3.5230	12.9177	0.00	OK	3.12	11.463	1.1269	0.002	OK
Base	RX(R)	7F	3500.	1.00	0.0150	859	1.2693	4.6542	0.00	OK	3.37	12.362	0.3765	0.003	OK
Base	RX(R)	6F	3500.	1.00	0.0150	773	1.4195	5.2047	0.00	OK	1.12	4.1281	1.2608	0.001	OK
Base	RX(R)	5F	3500.	1.00	0.0150	646	1.4973	5.4900	0.00	OK	1.18	4.3341	1.2667	0.001	OK
Base	RX(R)	4F	3500.	1.00	0.0150	578	1.4998	5.4994	0.00	OK	1.07	3.9506	1.3920	0.001	OK
Base	RX(R)	3F	3500.	1.00	0.0150	441	1.4485	5.3110	0.00	OK	1.10	4.0352	1.3162	0.001	OK
Base	RX(R)	2F	3500.	1.00	0.0150	349	1.3899	5.0965	0.00	OK	1.09	4.0310	1.2643	0.001	OK
Base	RX(R)	1F	3500.	1.00	0.0150	408	1.2522	4.5915	0.00	OK	0.97	3.5725	1.2852	0.001	OK
Base	RX(R)	1F	-5500	1.00	0.0150	408	1.2522	4.5915	-0.00	OK	0.86	3.1705	1.4482	-0.00	OK
Base	RX(R)	B1	5500.	1.00	0.0150	204	1.1160	4.0919	0.00	OK	0.86	3.1705	1.2906	0.000	OK
Base	RY(R)	7F	3500.	1.00	0.0150	859	1.2693	4.6542	0.00	OK	3.37	12.362	0.3765	0.003	OK
Base	RY(R)	6F	3500.	1.00	0.0150	773	1.4195	5.2047	0.00	OK	1.12	4.1281	1.2608	0.001	OK
Base	RY(R)	5F	3500.	1.00	0.0150	646	1.4973	5.4900	0.00	OK	1.18	4.3341	1.2667	0.001	OK
Base	RY(R)	4F	3500.	1.00	0.0150	578	1.4998	5.4994	0.00	OK	1.07	3.9506	1.3920	0.001	OK
Base	RY(R)	3F	3500.	1.00	0.0150	441	1.4485	5.3110	0.00	OK	1.10	4.0352	1.3162	0.001	OK
Base	RY(R)	2F	3500.	1.00	0.0150	349	1.3899	5.0965	0.00	OK	1.09	4.0310	1.2643	0.001	OK
Base	RY(R)	1F	3500.	1.00	0.0150	408	1.2522	4.5915	0.00	OK	0.97	3.5725	1.2852	0.001	OK
Base	RY(R)	1F	-5500	1.00	0.0150	408	1.2522	4.5915	-0.00	OK	0.86	3.1705	1.4482	-0.00	OK
Base	RY(R)	B1	5500.	1.00	0.0150	204	1.1160	4.0919	0.00	OK	0.86	3.1705	1.2906	0.000	OK
Base	RX(E)	7F	3500.	1.00	0.0150	859	0.0960	0.3521	0.00	OK	0.64	2.3620	0.1491	0.000	OK
Base	RX(E)	6F	3500.	1.00	0.0150	773	0.1126	0.4129	0.00	OK	0.01	0.0466	8.8627	0.000	OK
Base	RX(E)	5F	3500.	1.00	0.0150	646	0.1289	0.4728	0.00	OK	0.01	0.0580	8.1462	0.000	OK
Base	RX(E)	4F	3500.	1.00	0.0150	578	0.1418	0.5201	0.00	OK	0.03	0.1463	3.5561	0.000	OK
Base	RX(E)	3F	3500.	1.00	0.0150	410	0.1498	0.5493	0.00	OK	0.01	0.0649	8.4591	0.000	OK
Base	RX(E)	2F	3500.	1.00	0.0150	343	0.1529	0.5606	0.00	OK	0.02	0.0826	6.7844	0.000	OK
Base	RX(E)	1F	-5500	1.00	0.0150	288	0.1400	0.5134	-0.00	OK	0.02	0.0841	6.1054	-0.00	OK
Base	RX(E)	1F	3500.	1.00	0.0150	288	0.1400	0.5134	0.00	OK	0.01	0.0687	7.4735	0.000	OK
Base	RX(E)	B1	5500.	1.00	0.0150	198	0.1178	0.4320	0.00	OK	0.02	0.0841	5.1377	0.000	OK
Base	RY(E)	7F	3500.	1.00	0.0150	859	0.0960	0.3521	0.00	OK	0.64	2.3620	0.1491	0.000	OK
Base	RY(E)	6F	3500.	1.00	0.0150	773	0.1126	0.4129	0.00	OK	0.01	0.0466	8.8627	0.000	OK
Base	RY(E)	5F	3500.	1.00	0.0150	646	0.1289	0.4728	0.00	OK	0.01	0.0580	8.1462	0.000	OK
Base	RY(E)	4F	3500.	1.00	0.0150	578	0.1418	0.5201	0.00	OK	0.03	0.1463	3.5561	0.000	OK
Base	RY(E)	3F	3500.	1.00	0.0150	410	0.1498	0.5493	0.00	OK	0.01	0.0649	8.4591	0.000	OK
Base	RY(E)	2F	3500.	1.00	0.0150	343	0.1529	0.5606	0.00	OK	0.02	0.0826	6.7844	0.000	OK
Base	RY(E)	1F	3500.	1.00	0.0150	288	0.1400	0.5134	0.00	OK	0.01	0.0687	7.4735	0.000	OK
Base	RY(E)	1F	-5500	1.00	0.0150	288	0.1400	0.5134	-0.00	OK	0.02	0.0841	6.1054	-0.00	OK
Base	RY(E)	B1	5500.	1.00	0.0150	198	0.1178	0.4320	0.00	OK	0.02	0.0841	5.1377	0.000	OK

SIDE WAY AND DEFLECTION CHECK

$$H/500 = 27450 / 500 = 54.90 \text{ mm.} > D_x = 50.83 \text{ mm} \ \& \ D_y = 37.46 \text{ mm}$$

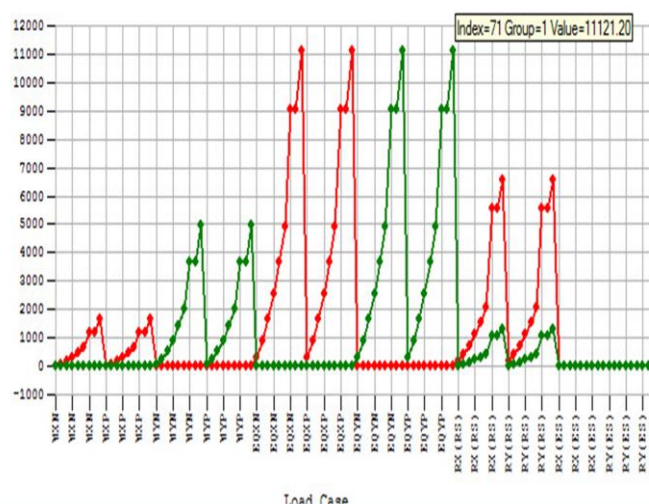
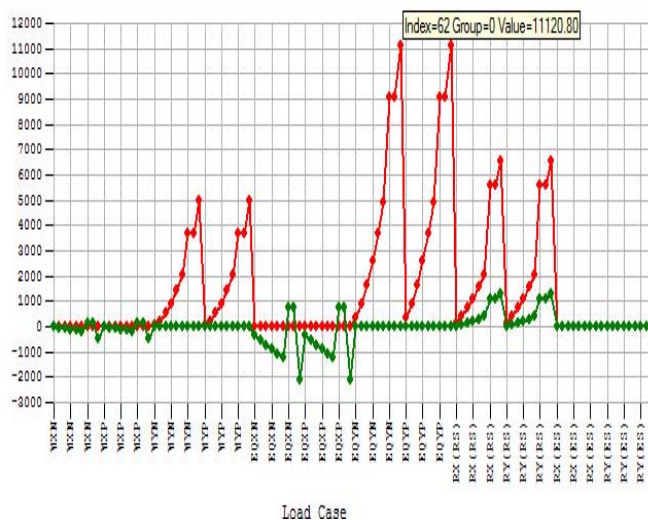
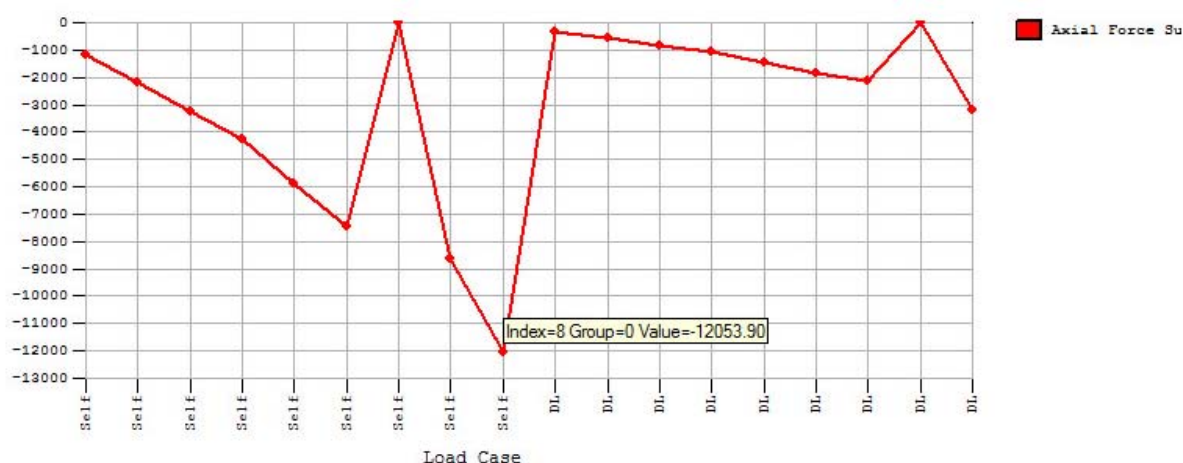


OVERTURNING STABILITY CHECK

$$C_s = S_a \{ I / R \} = 0.421 (1.50 / 8) = 0.0789 , \text{ มากกว่า } 0.01 \text{ g}$$

$$W = 152,776 + 0.25(5,018) \text{ tons (Self Weight + SDL + 25\%LL)}$$

$$V = 0.0789 W (7.89\% \text{ ของน้ำหนักอาคารประสิทธิผล }) = 12,153 \text{ T}$$



อัตราส่วนความปลอดภัย S.F

M Reaction / M Action

$$R_x = (12,153 \times (27.50 / 2)) / 11121.2 = 15.02 > 1.5$$

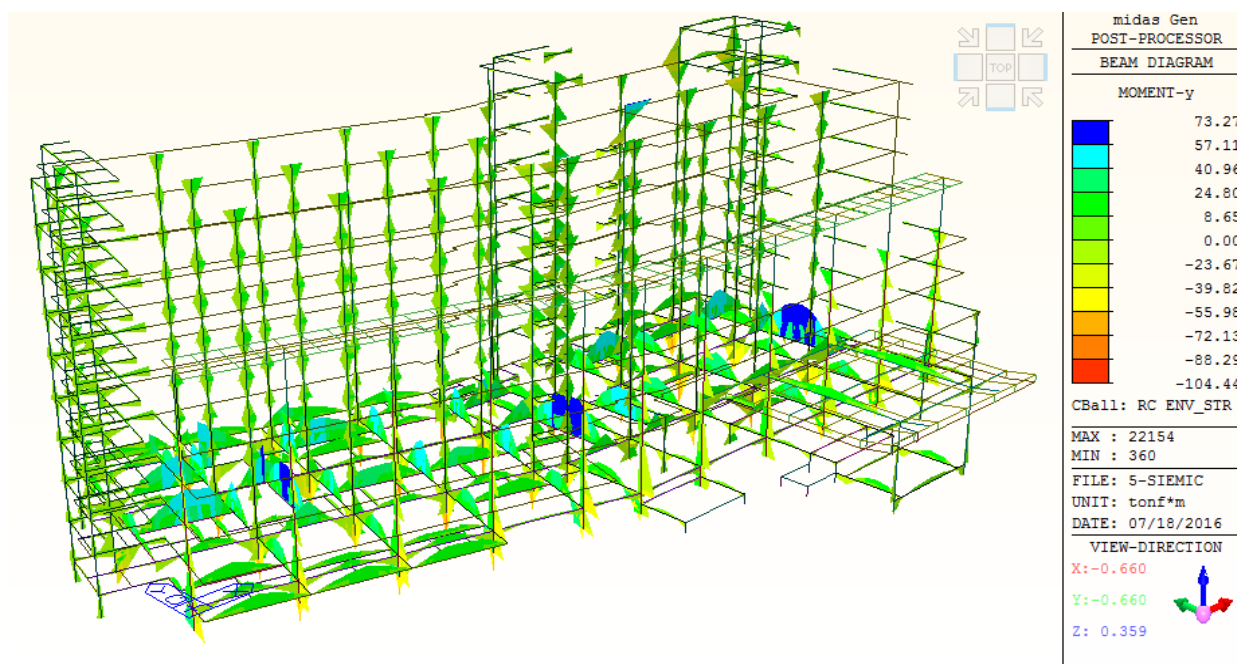
$$R_y = (12,153 \times (72.75 / 2)) / 11121.2 = 39.75 > 1.5$$

การวิเคราะห์โครงสร้าง

BENDING MOMENT : M_y

Max 73.27 tons - m

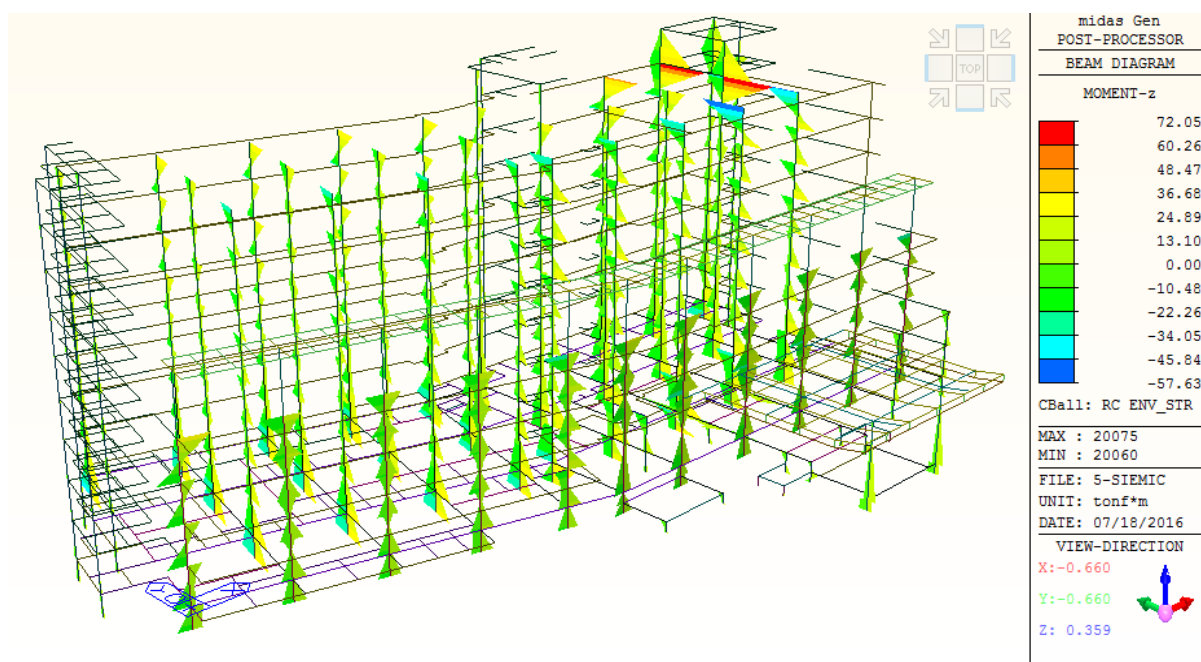
Min -104.44 tons - m



MOMENT : M_z

Max 72.05 tons - m

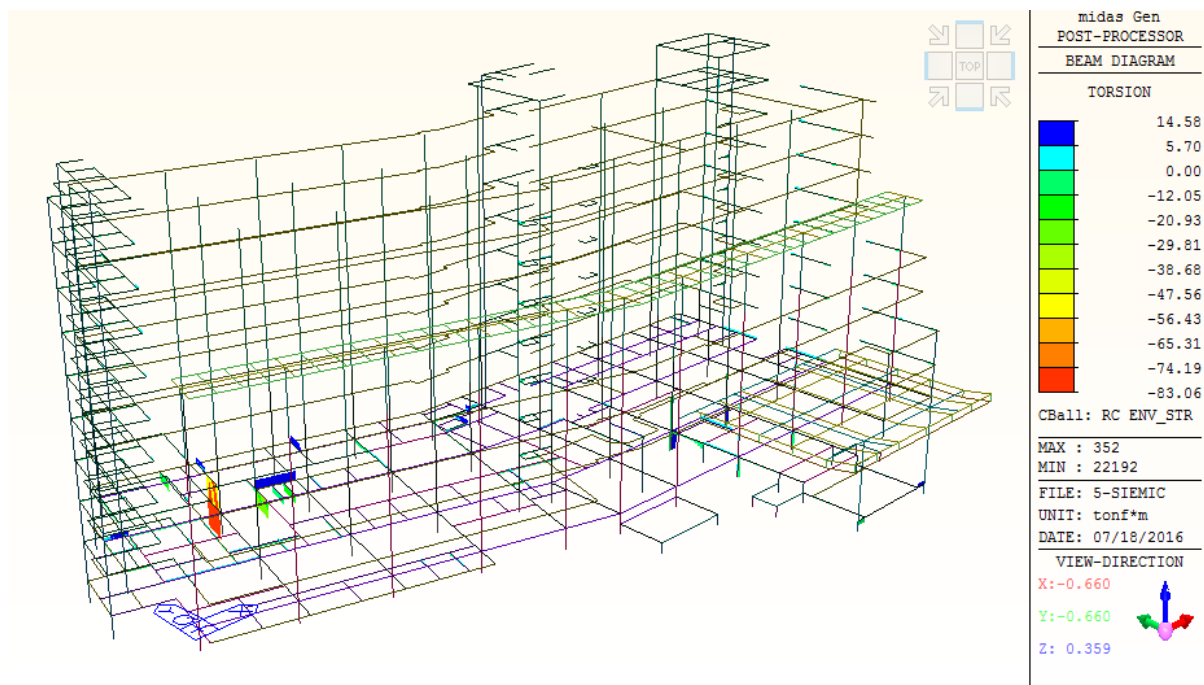
Min -57.63 tons - m



TORSION : Mx

Max 14.58 tons – m

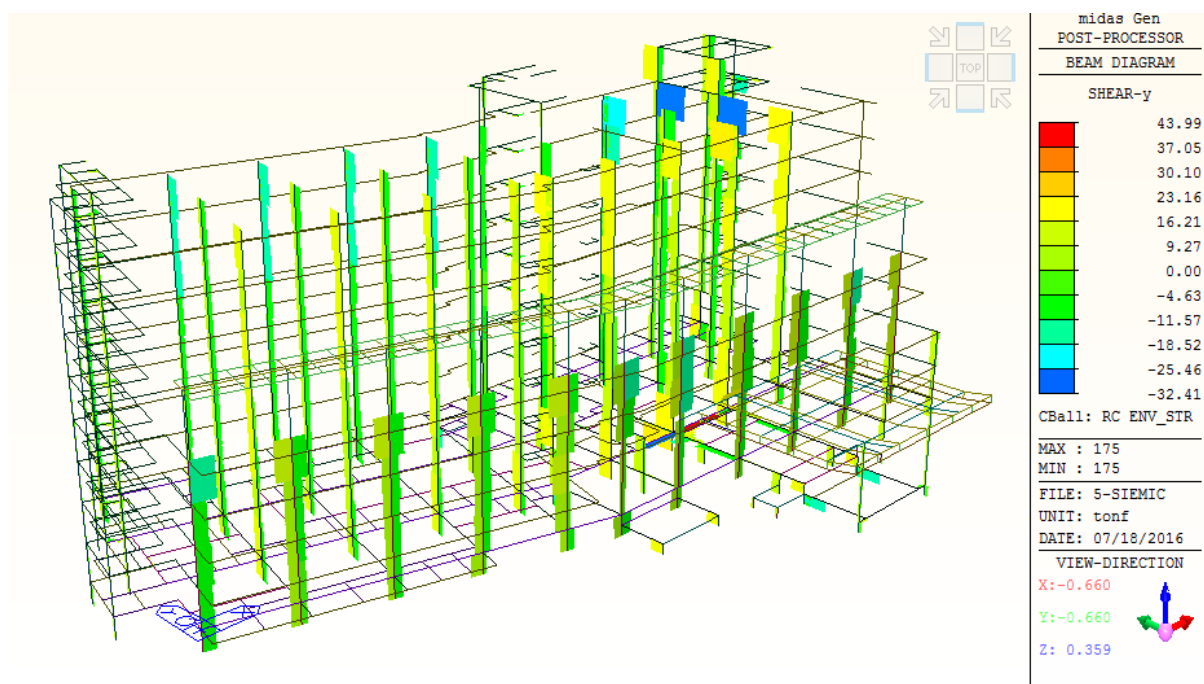
Min -83.06 tons – m



SHEAR – FY

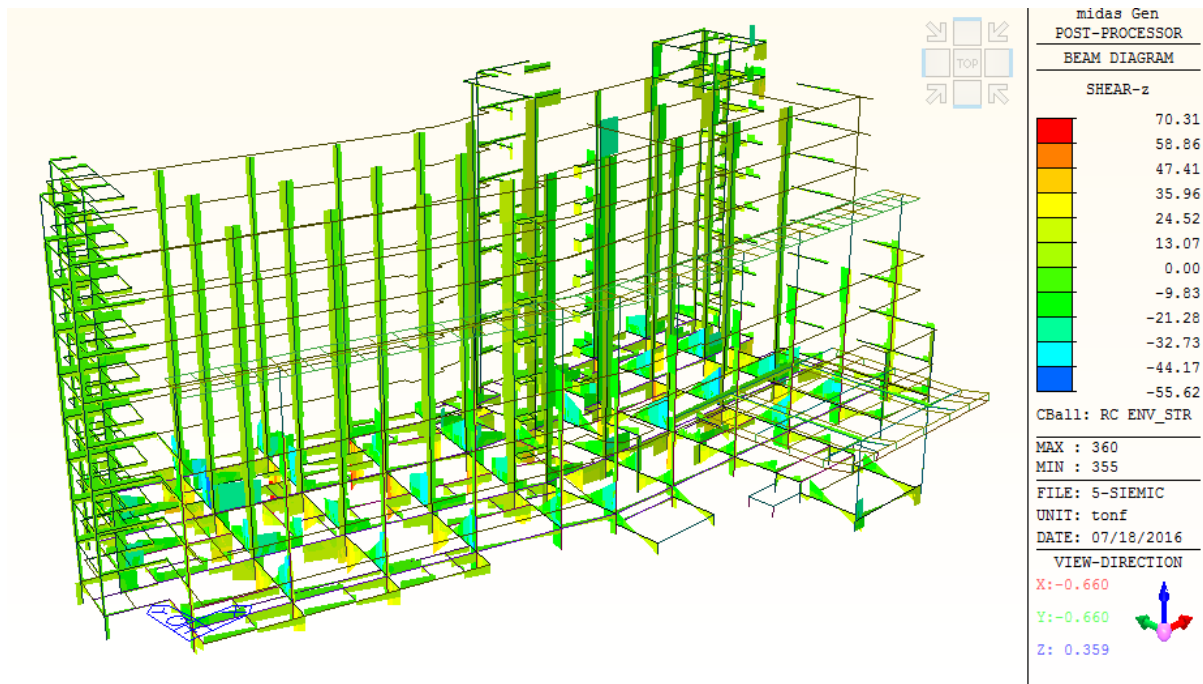
Max 43.99 tons

Min -32.41 tons



SHEAR - FZ_Max 70.31 tons

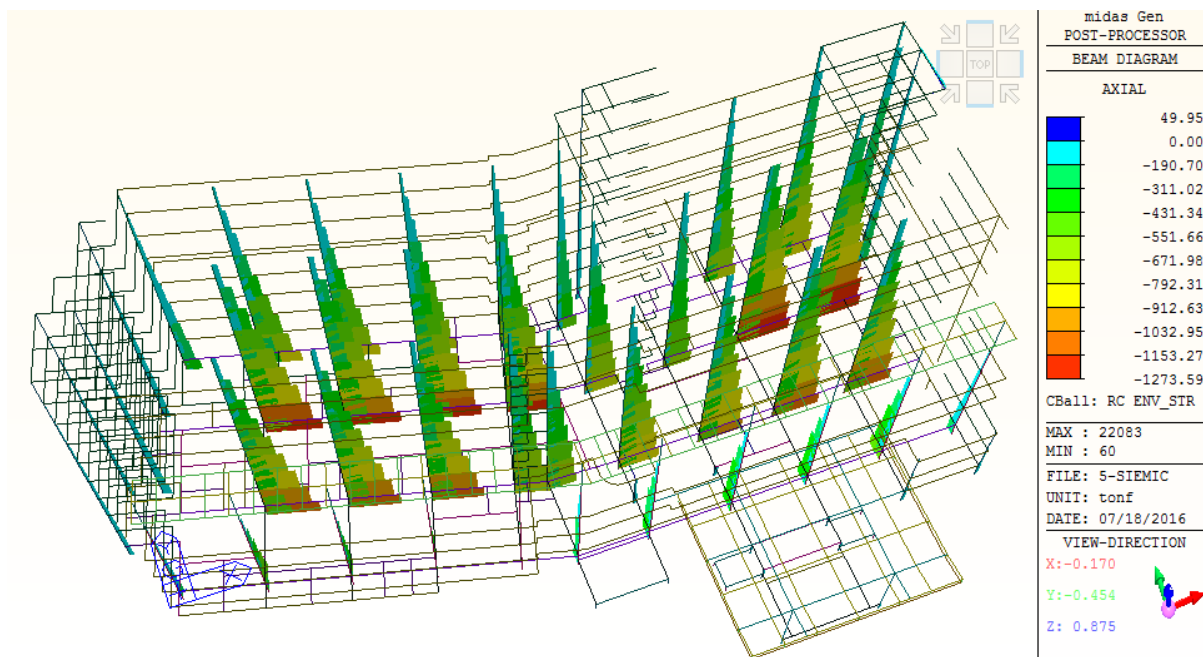
Min -55.62 tons



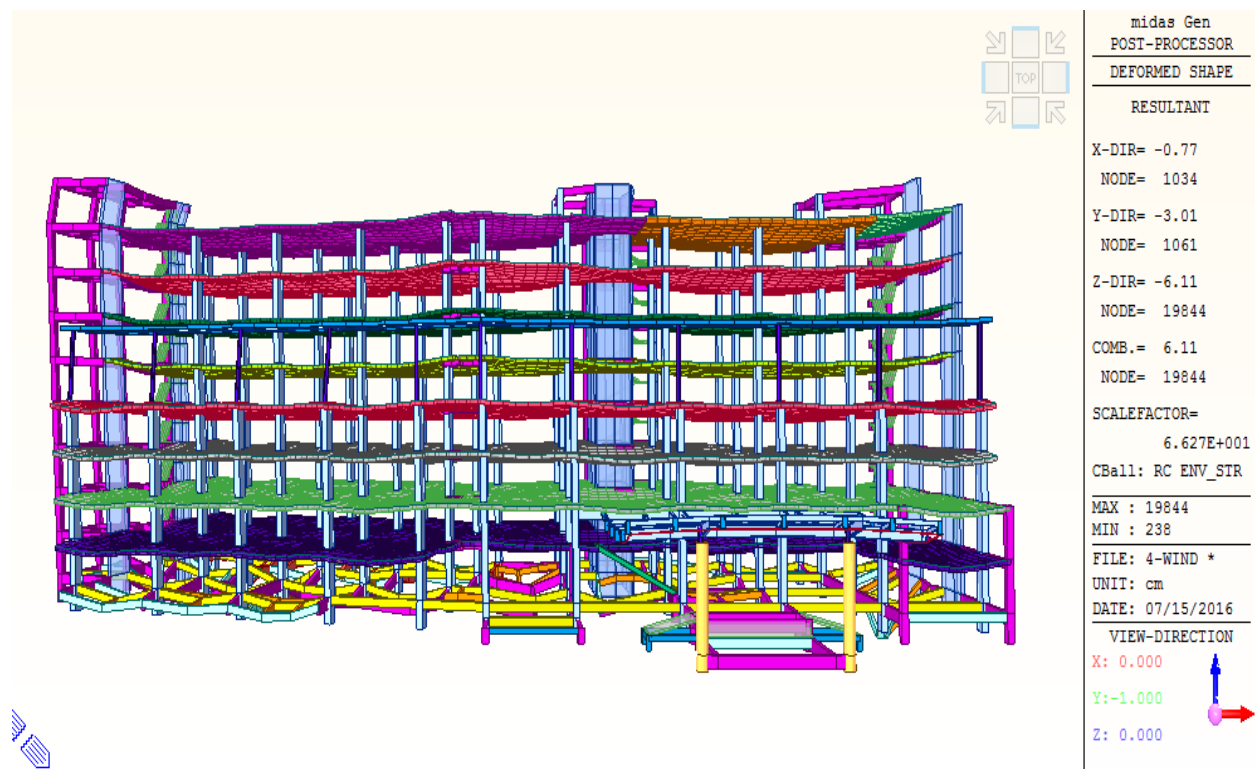
AXIAL FORCE : FX

Max 49.95 tons

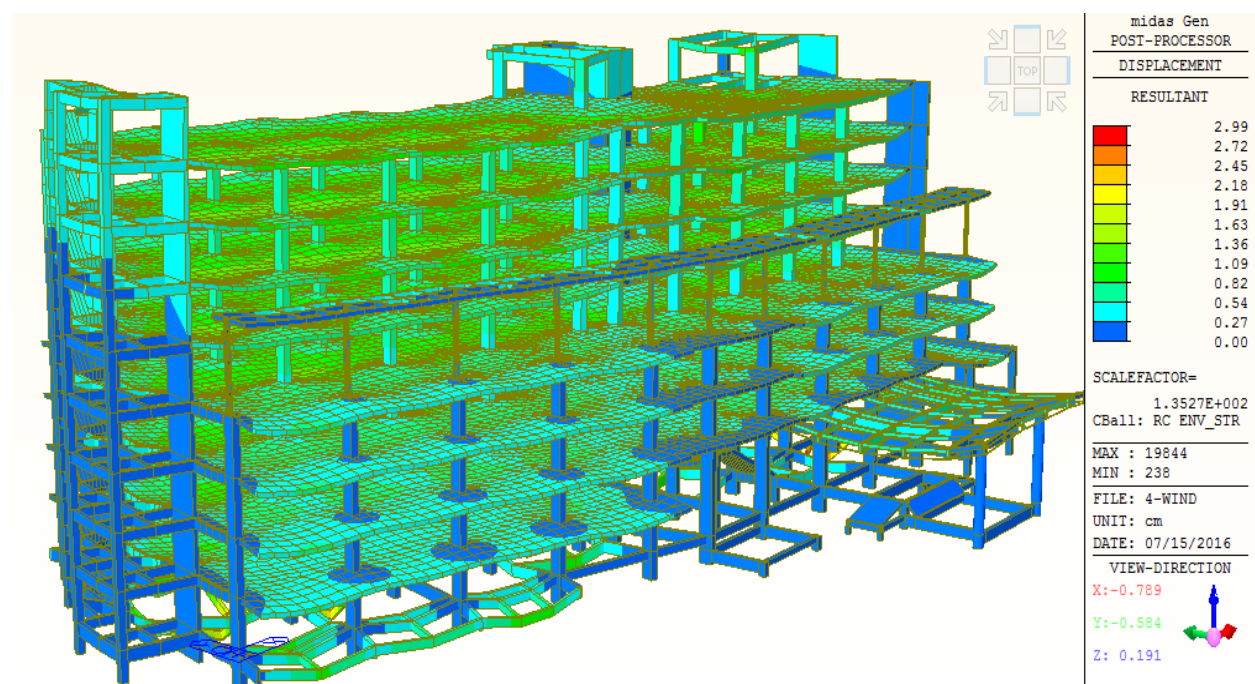
Min -1273.59 tons



DEFORMED SHAPE



DISPLACEMENT



F-1

TITLE :

FOOTING NO. : **F1**

1 Material Properties :

Concrete				Steel			
Comp. Strength (fc')	=	280	KSC	Yield Strength(main) (fy)	=	4000	KSC
Unit Weight (wc)	=	2400	kg/m ³	Yield Strength(strir.) (fvy)	=	2400	KSC
Elas. Modulus (Ec)	=	252671	KSC	Elas. Modulus (Es)	=	2100000	KSC

2 Design Parameters :

$\beta_1 = 0.650$; $\phi_c = 0.75$

3 Pile and Pile Cap Dimension :

Pile :

Shape of Pile : Circular Section

Type of Pile : Bored Pile

Size of Pile : a = 60 cm ; b = 60 cm

Edge Distance, ed = 60 cm

Footing :

Width (L) = 120 cm

Length (B) = 120 cm

Gross Area, Ag = 14400 cm²

B of Footing = 124 cm

Hf of Footing = 120 cm **say 120 cm**

cb < 1*Max(a,b) = 60 cm **---- OK**

4 Loading :

Pile Capacity(Service Load) = 90000 Kg

Factor Load = 2.50

Pile Capacity(Ult. Load) = 225000 Kg

5 Dimension and Reinforcing Bar Arrangement :

Covering, cov = 7.5 mm

Hor.Bars 10 - DB25mm

Ver.Bars 10 - DB25mm

Reinf. Steel Area, Ast = 9.00 cm²

Ast_{min} = 0.01*Ag = 144 cm²

Ast_{max} = 0.08*Ag = 1152 cm²

Ast_{prov'd} = 98.2 cm²

Pile Cap Capacity

$P_n = 0.80*[0.85f'_c*(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$ = 3037 Tons > Pu = 225 Tons **---- OK**

Special Reinforcement on Top of Pile

Min. Reinforcement 0.0015

Asmin = 21.6 cm²

USE 8 - DB20mm.

As_{prov'd} = 25.13 cm² > Asmin = 21.6 cm² **---- OK**

F-2

Materials Data

f_c'	=	280	ksc.
f_y1	=	4000	ksc.
f_y2	=	2400	ksc.

Design Size

A	=	3.60	m.
B	=	1.80	m.
T	=	1.00	m.
H	=	1.00	m.

Strength Reduction Factor

β_1	=	0.85	-
ϕ_b	=	0.90	-
ϕ_v	=	0.85	-

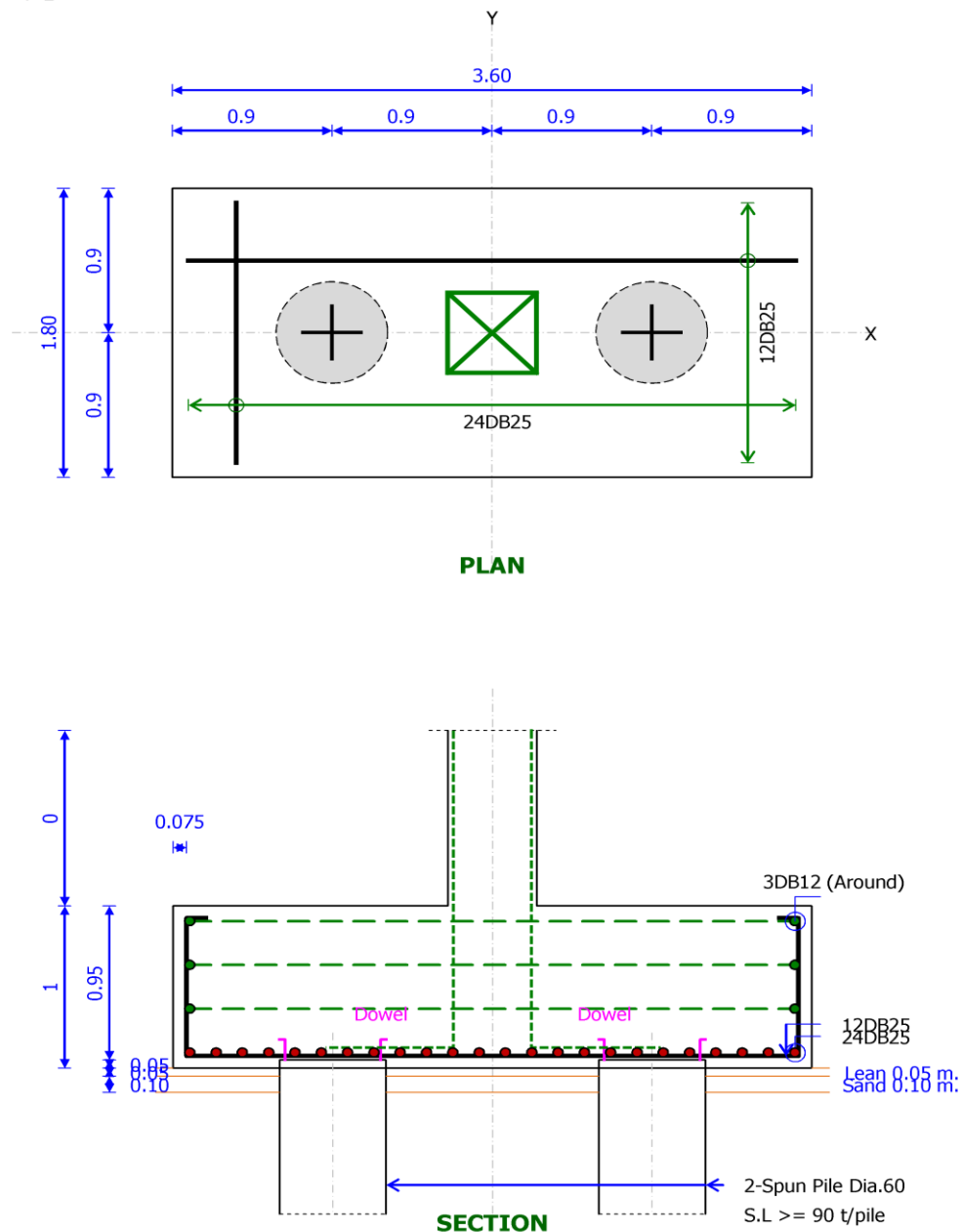
Design Reinforcement

Data	Main Bars #1		Main Bars #2	Unit
γ_{soil} = Unit Weight of Soil	1600		1600	kg/cu.m.
W_s = $(A)(B)(H-T)\gamma_{soil}$	0		0	kg.
W_f = $(A)(B)(T)2400$	15552		15552	kg.
PD = Dead Load	152000		152000	kg.
PL = Live Load	0		0	kg.
P_{net} = $W_s+W_f+PD+PL$	167552.00		167552.00	kg.
$Pile_{net}$ = $P_{net}/2$	83.78		83.78	ton
Pile&S.L = 2-Spun Pile Dia.60 S.L >= 90 t/pile	90	<< [Ok]	90	ton
W_u = $1.4(W_s+W_f+PD)+1.7(PL)$	234572.80		234572.80	kg.
$Pile_u$ = $W_u/2$	117286.40		117286.40	kg/Pile
M_u = $(X)Pile_u$	76236.16		-	kg-m.
ρ_b = $0.85\beta_1(f_c'/f_y)(6120/(6120+f_y))$	0.0306		0.0306	-
ρ_{max} = $0.75\rho_b$	0.0230		0.0230	-
ρ = $0.50\rho_b$	0.0153		0.0153	-
R_{u1} = $\rho f_y(1-0.59\rho(f_y/f_c'))$	53.31		53.31	ksc.
d_{req} = $\sqrt{(M_u/\phi_b R_{u1} b)}$	29.71		-	cm.
t_{min} = $d_{req}+Covering+(Bar/2)$	38.46	<< [Ok]	-	cm.
d = Effective depth	91.25		88.75	cm.
R_{u2} = $M_u/\phi_b b d^2$	5.65		-	ksc.
ρ_{req} = $0.85(f_c'/f_y)(1-\sqrt{1-(2R_u/0.85f_c')})$	0.0014		-	-
ρ_{min} = $14/f_y$	0.0035		0.0035	-
A_s = $\rho b d$	57.49		111.83	sq.cm.
Minimum Rebars	12DB25		23DB25	bars
Using Rebars	12DB25	<< [Ok]	24DB25	bars
Around	3RB9		3RB9	bars

Shear Check

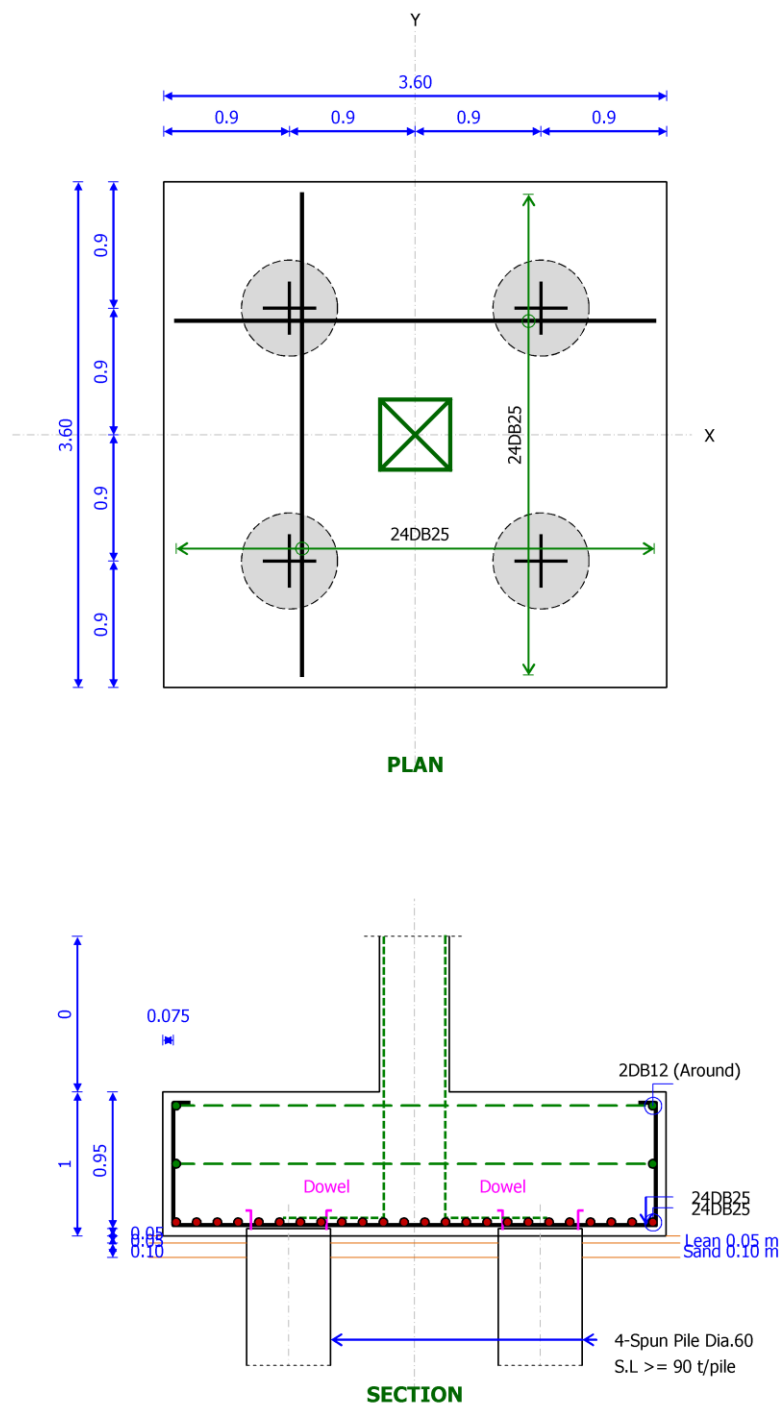
Data	Main Bars #1		Main Bars #2	Unit
<i>Beam Shear</i>				
V_u = $Pile_u$	-		-	kg.
$\phi_v V_c$ = $\phi_v 0.53(\sqrt{f_c'}) b d$	-	<< [Ok]	-	kg.
<i>Punching Shear</i>				
V_u = $Pile_u(2)$	234572.80		-	kg.
$\phi_v V_{c1}$ = $\phi_v 0.27(2+(4/\beta_c))\sqrt{f_c'} b_o d$	1187939.37	<< [Ok]	-	kg.
$\phi_v V_{c2}$ = $\phi_v 1.06\sqrt{f_c'} b_o d$	777293.66	<< [Ok]	-	kg.
<i>Critical Section Shear</i>				
V_u = $Pile_u$	117286.40		-	kg.
$\phi_v V_c$ = $\phi_v 1.06\sqrt{f_c'} b_o d$	653705.19	<< [Ok]	-	kg.
L_{bd} = $0.06A_s f_y / \sqrt{f_c'}$	70.40		-	cm.
L_d = Dowel Length	327.50	<< [Ok]	-	cm.

F-2



F-4

Materials Data			Design Size			Strength Reduction Factor			
fc'	=	280 ksc.	A	=	3.60 m.	β_1	=	0.85 -	
fy1	=	4000 ksc.	B	=	3.60 m.	ϕ_b	=	0.90 -	
fy2	=	4000 ksc.	T	=	1.00 m.	ϕ_v	=	0.85 -	
			H	=	1.00 m.				
Design Reinforcement									
Data			Main Bars #1			Main Bars #2			Unit
γ_{soil}	=	Unit Weight of Soil	1600			1600			kg/cu.m.
Ws	=	(A)(B)(H-T) γ_{soil}	0			0			kg.
Wf	=	(A)(B)(T)2400	31104			31104			kg.
PD	=	Dead Load	302000			302000			kg.
PL	=	Live Load	0			0			kg.
P _{net}	=	Ws+Wf+PD+PL	333104.00			333104.00			kg.
Pile _{net}	=	P _{net} /4	83.28			83.28			ton
Pile&S.L	=	4-Spun Pile Dia.60 S.L >= 90 t/pile	90	<< [Ok]		90	<< [Ok]		ton
Wu	=	1.4(Ws+Wf+PD)+1.7(PL)	466345.6			466345.6			kg.
Pile _u	=	Wu/4	116586.40			116586.40			kg/Pile
Mu	=	(2)(X)Pile _u	151562.32			151562.32	<< (2)(X1)Pileu		kg-m.
ρ_b	=	$0.85\beta_1(fc'/fy)(6120/(6120+fy))$	0.0306			0.0306			-
ρ_{max}	=	$0.75\rho_b$	0.0230			0.0230			-
ρ	=	$0.50\rho_b$	0.0153			0.0153			-
Ru ₁	=	$\rho fy(1-0.59\rho(fy/fc'))$	53.31			53.31			ksc.
d _{req}	=	$\sqrt{(Mu/\phi_b Ru_1 b)}$	29.62			29.62			cm.
t _{min}	=	d _{req} +Covering+(Bar/2)	38.37	<< [Ok]		38.37	<< [Ok]		cm.
d	=	Effective depth	91.25			88.75			cm.
Ru ₂	=	$Mu/\phi_b bd^2$	5.62			5.94			ksc.
ρ_{req}	=	$0.85(fc'/fy)(1-\sqrt{1-(2Ru/0.85fc')})$	0.0014			0.0015			-
ρ_{min}	=	14/fy	0.0035			0.0035			-
As	=	ρbd	114.98			111.83			sq.cm.
Minimum Rebars			24DB25			23DB25			bars
Using Rebars			24DB25	<< [Ok]		24DB25	<< [Ok]		bars
Around			2DB12			2DB12			bars
Shear Check									
Data			Main Bars #1			Main Bars #2			Unit
Beam Shear									
Vu	=	(2)Pile _u	-			-			kg.
$\phi_v Vc$	=	$\phi_v 0.53(\sqrt{fc'})bd$	-	<< [Ok]		-			kg.
Punching Shear									
Vu	=	(4) Pile _u	466345.60			-			kg.
$\phi_v Vc1$	=	$\phi_v 0.27(2+(4/\beta_c))\sqrt{fc'} b_o d$	1187939.37	<< [Ok]		-			kg.
$\phi_v Vc2$	=	$\phi_v 1.06\sqrt{fc'} b_o d$	777293.66	<< [Ok]		-			kg.
Critical Section Shear									
Vu	=	Pile _u	116586.40			-			kg.
$\phi_v Vc$	=	$\phi_v 1.06\sqrt{fc'} b_o d$	653705.19	<< [Ok]		-			kg.
L _{bd}	=	$0.06A_b fy/\sqrt{fc'}$	70.40			-			cm.
L _d	=	Dowel Length	327.50	<< [Ok]		-			cm.



รายการคำนวณโครงสร้างอาคารโรงพยาบาลรวมแพทย์ ฉะเชิงเทรา

Materials Data

f_c'	=	280	ksc.
f_y	=	4000	ksc.
f_y	=	4000	ksc.

Design Size

A	=	4.35	m.
B	=	4.35	m.
T	=	1.00	m.
H	=	1.00	m.

Strength Reduction Factor

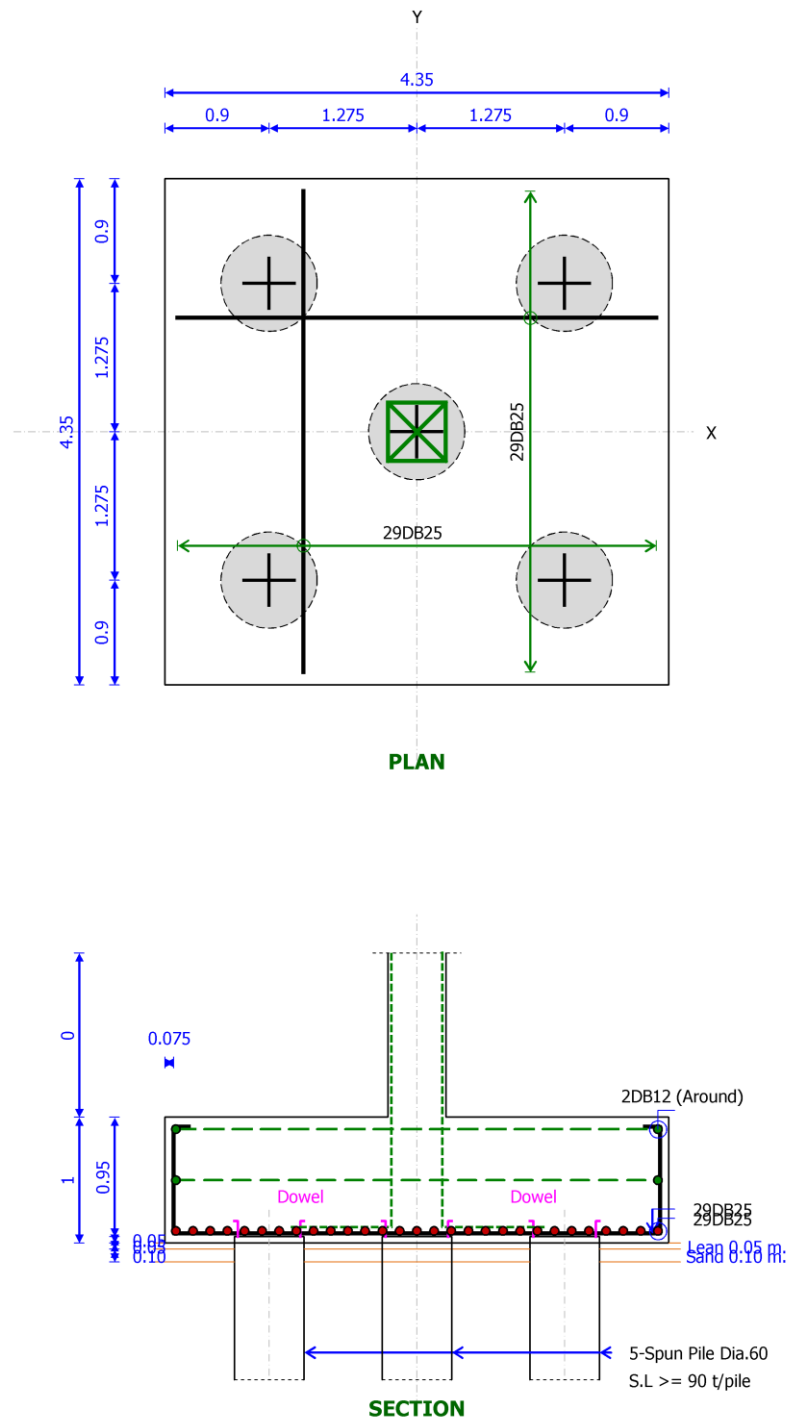
β_1	=	0.85	-
ϕ_b	=	0.90	-
ϕ_v	=	0.85	-

Design Reinforcement

Data	Main Bars #1	Main Bars #2	Unit
γ_{soil} = Unit Weight of Soil	1600	1600	kg/cu.m.
W_s = $(A)(B)(H-T)\gamma_{soil}$	0	0	kg.
W_f = $(A)(B)(T)2400$	45414	45414	kg.
PD = Dead Load	353000	353000	kg.
PL = Live Load	0	0	kg.
P_{net} = $W_s+W_f+PD+PL$	398414.00	398414.00	kg.
$Pile_{net}$ = $P_{net}/5$	79.68	79.68	ton
Pile&S.L = 5-Spun Pile Dia.60 S.L >= 90 t/pile	90 << [Ok]	90 << [Ok]	ton
W_u = $1.4(W_s+W_f+PD)+1.7(PL)$	557779.6	557779.6	kg.
$Pile_u$ = $W_u/5$	111555.92	111555.92	kg/Pile
M_u = $(2)(X)Pile_u(X)$	228689.64	228689.64 << $(2)(X1)Pile_u$	kg-m.
ρ_b = $0.85\beta_1(f_c'/f_y)(6120/(6120+f_y))$	0.0306	0.0306	-
ρ_{max} = $0.75\rho_b$	0.0230	0.0230	-
ρ = $0.50\rho_b$	0.0153	0.0153	-
R_{u1} = $\rho f_y(1-0.59\rho(f_y/f_c'))$	53.31	53.31	ksc.
d_{req} = $\sqrt{(M_u/\phi_b R_{u1}b)}$	33.10	33.10	cm.
t_{min} = $d_{req}+Covering+(Bar/2)$	41.85 << [Ok]	41.85 << [Ok]	cm.
d = Effective depth	91.25	88.75	cm.
R_{u2} = $M_u/\phi_b b d^2$	7.02	7.42	ksc.
ρ_{req} = $0.85(f_c'/f_y)(1-\sqrt{1-(2R_u/0.85f_c')})$	0.0018	0.0019	-
ρ_{min} = $14/f_y$	0.0035	0.0035	-
A_s = $\rho b d$	138.93	135.12	sq.cm.
Minimum Rebars	29DB25	28DB25	bars
Using Rebars	29DB25 << [Ok]	29DB25 << [Ok]	bars
Around	2DB12	2DB12	bars

Shear Check

Data	Main Bars #1	Main Bars #2	Unit
Beam Shear		-	
V_u = $(2)Pile_u$	223111.84	-	kg.
$\phi_v V_c$ = $\phi_v 0.53(\sqrt{f_c'})bd$	299223.67 << [Ok]	-	kg.
Punching Shear		-	
V_u = $(4) Pile_u$	446223.68	-	kg.
$\phi_v V_{c1}$ = $\phi_v 0.27(2+(4/\beta_c))\sqrt{f_c'} b_o d$	1187939.37 << [Ok]	-	kg.
$\phi_v V_{c2}$ = $\phi_v 1.06\sqrt{f_c'} b_o d$	777293.66 << [Ok]	-	kg.
Critical Section Shear		-	
V_u = $Pile_u$	111555.92	-	kg.
$\phi_v V_c$ = $\phi_v 1.06\sqrt{f_c'} b_o d$	653705.19 << [Ok]	-	kg.
L_{bd} = $0.06A_b f_y/\sqrt{f_c'}$	70.40	-	cm.
L_d = Dowel Length	402.50 << [Ok]	-	cm.



F-6

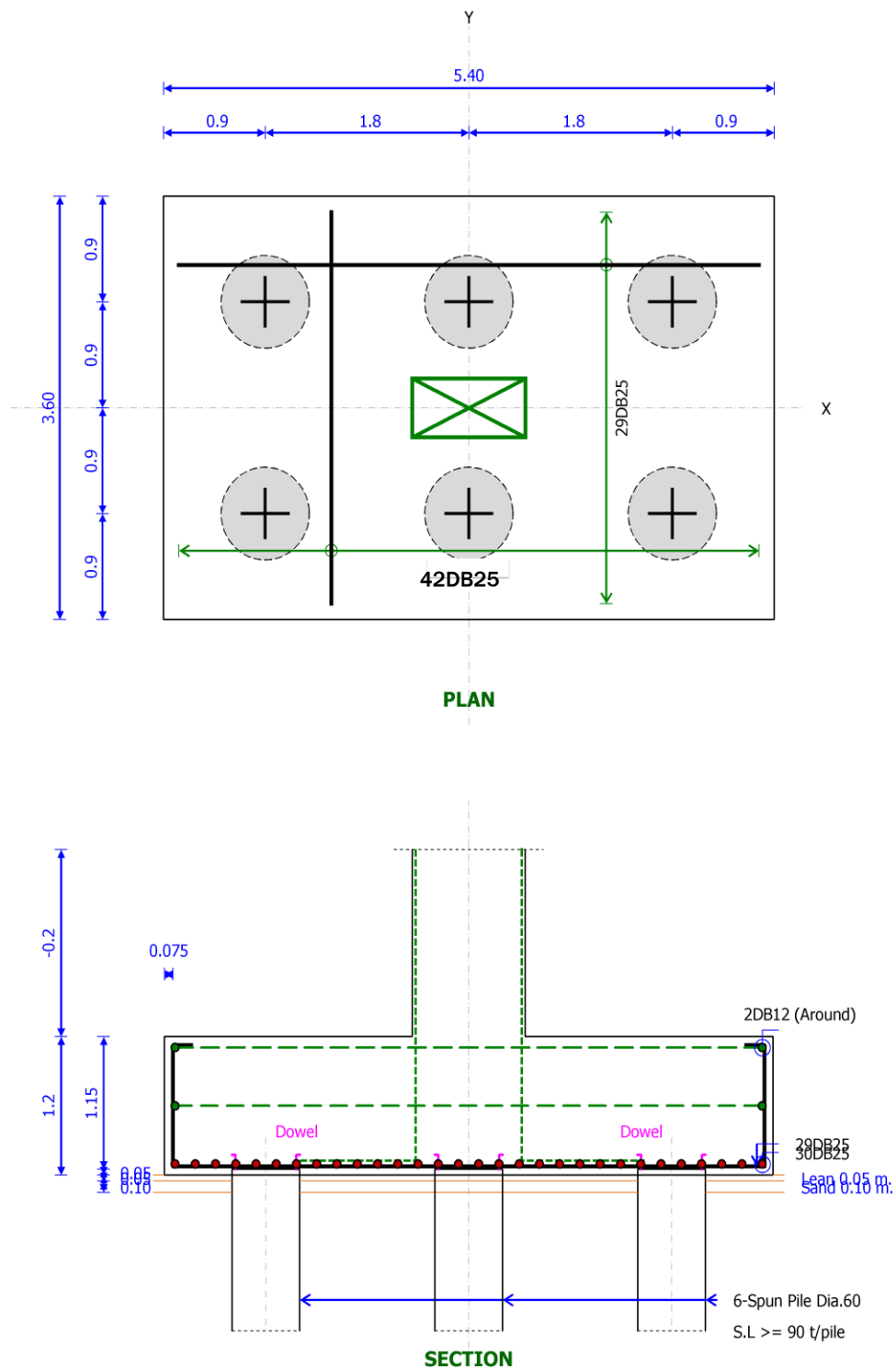
Materials Data			Design Size			Strength Reduction Factor		
fc'	=	280 ksc.	A	=	5.40 m.	β_1	=	0.85 -
fy1	=	4000 ksc.	B	=	3.60 m.	ϕ_b	=	0.90 -
fy2	=	4000 ksc.	T	=	1.20 m.	ϕ_v	=	0.85 -
			H	=	1.00 m.			

Design Reinforcement

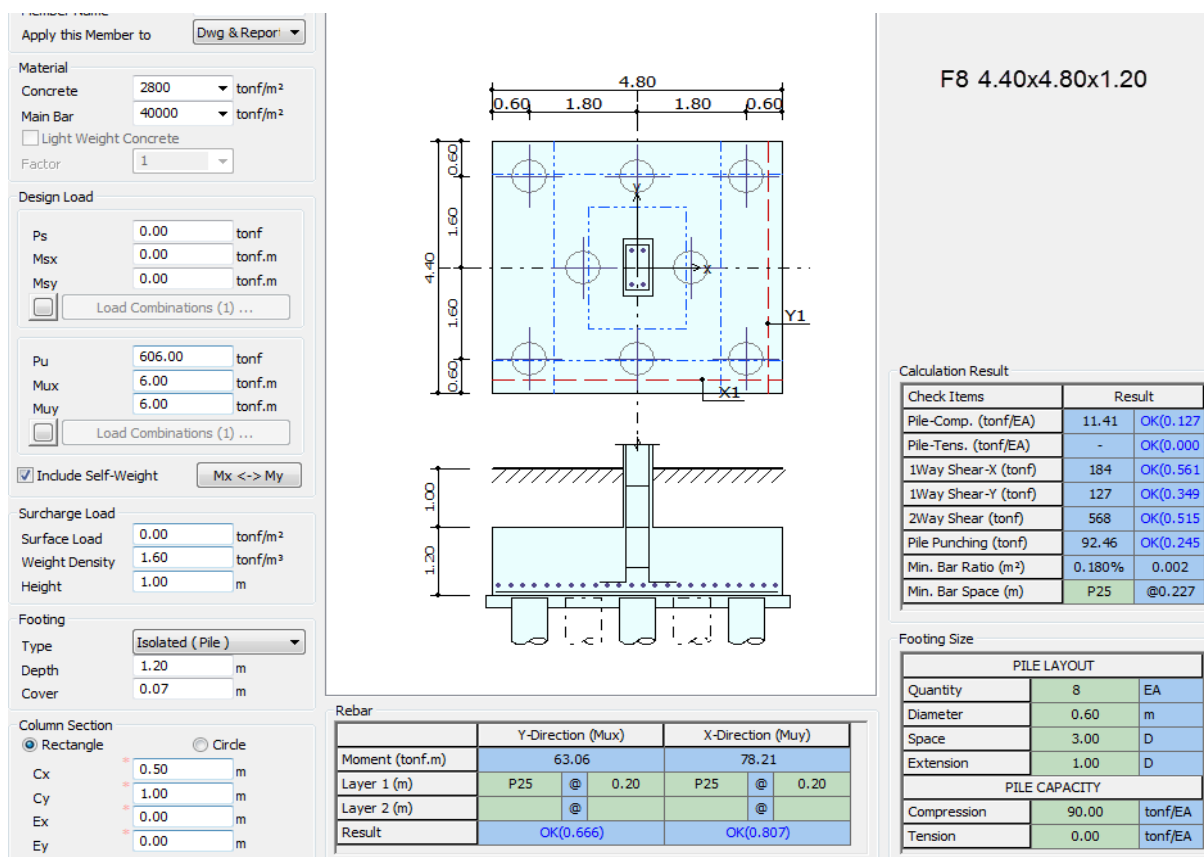
Data	Main Bars #1		Main Bars #2		Unit
γ_{soil} = Unit Weight of Soil	1600		1600		kg/cu.m.
Ws = (A)(B)(H-T) γ_{soil}	-6220.8		-6220.8		kg.
Wf = (A)(B)(T)2400	55987.2		55987.2		kg.
PD = Dead Load	472000		472000		kg.
PL = Live Load	0		0		kg.
P _{net} = Ws+Wf+PD+PL	521766.40		521766.40		kg.
Pile _{net} = P _{net} /6	86.96		86.96		ton
Pile&S.L = 6-Spun Pile Dia.60 S.L >= 90 t/pile	90	<< [Ok]	90	<< [Ok]	ton
Wu = 1.4(Ws+Wf+PD)+1.7(PL)	730472.96		730472.96		kg.
Pile _u = Wu/6	121745.49		121745.49		kg/Pile
Mu = (2)(X)Pile _u	316538.27		237403.71	<< (3)(X1)Pileu	kg-m.
ρ_b = $0.85\beta_1(fc'/fy)(6120/(6120+fy))$	0.0306		0.0306		-
ρ_{max} = $0.75\rho_b$	0.0230		0.0230		-
ρ = $0.50\rho_b$	0.0153		0.0153		-
Ru ₁ = $\rho fy(1-0.59\rho(fy/fc'))$	53.31		53.31		ksc.
d _{req} = $\sqrt{(Mu/\phi_b Ru_1 b)}$	42.81		30.27		cm.
t _{min} = d _{req} +Covering+(Bar/2)	51.56	<< [Ok]	39.02	<< [Ok]	cm.
d = Effective depth	111.25		108.75		cm.
Ru ₂ = $Mu/\phi_b b d^2$	7.89		4.13		ksc.
ρ_{req} = $0.85(fc'/fy)(1-\sqrt{1-(2Ru/0.85fc')})$	0.0020		0.0010		-
ρ_{min} = $14/fy$	0.0035		0.0035		-
As = $\rho b d$	140.18		205.54		sq.cm.
Minimum Rebars	29DB25		42DB25		bars
Using Rebars	29DB25	<< [Ok]	42DB25		bars
Around	2DB12		2DB12		bars

Shear Check

Data	Main Bars #1		Main Bars #2		Unit
<i>Beam Shear</i>					
Vu = (2)Pile _u	243490.98		-		kg.
$\phi_v Vc$ = $\phi_v 0.53(\sqrt{fc'})bd$	301909.19	<< [Ok]	-		kg.
<i>Punching Shear</i>					
Vu = (6) Pile _u	730472.94		-		kg.
$\phi_v Vc1$ = $\phi_v 0.27(2+(4/\beta_c))\sqrt{fc'} b_o d$	1273145.35	<< [Ok]	-		kg.
$\phi_v Vc2$ = $\phi_v 1.06\sqrt{fc'} b_o d$	1249568.59	<< [Ok]	-		kg.
<i>Critical Section Shear</i>					
Vu = Pile _u	121745.49		-		kg.
$\phi_v Vc$ = $\phi_v 1.06\sqrt{fc'} b_o d$	902369.23	<< [Ok]	-		kg.
L _{bd} = $0.06A_b fy/\sqrt{fc'}$	70.40		-		cm.
L _d = Dowel Length	482.50	<< [Ok]	-		cm.



รายการคำนวณโครงสร้างอาคารโรงพยาบาลรวมแพทย์ ฉะเชิงเทรา



Check Items	Calculated	Criteria	Ratio
Pile Capacity-Comp. (kN/EA)	112	883	OK(0.127)
Pile Capacity-Tens. (kN/EA)	0.000	0.000	OK(0.000)
$q_{u,max}$ (kN/EA)	907	-	-
$q_{u,min}$ (kN/EA)	880	-	-
One Way Shear-X (kN)	1,801	3,212	OK(0.561)
One Way Shear-Y (kN)	1,249	3,584	OK(0.349)
Two Way Shear (kN)	5,574	10,826	OK(0.515)
Moment-Y Direction(Mux, kN·m)	618	929	OK(0.666)
Moment-X Direction(Muy, kN·m)	767	950	OK(0.807)

9. Check Moment Capacity

(1) Calculate moment capacity (Direction X)

- $\phi = 0.900$

- $M_{uy} = 767 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $\phi M_{ny} = 950 \text{ kN}\cdot\text{m}$

- $M_{uy} / \phi M_{ny} = 0.807 \rightarrow \text{O.K}$

(2) Calculate moment capacity (Direction Y)

- $\phi = 0.900$

- $M_{ux} = 618 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $\phi M_{nx} = 929 \text{ kN}\cdot\text{m}$

- $M_{ux} / \phi M_{nx} = 0.666 \rightarrow \text{O.K}$

10. Check Rebar

(1) Calculate minimum rebar area required

- $A_{s,min} = 0.00180D = 2,160 \text{ mm}^2$

(2) Calculate minimum rebar space required (Direction X)

- $A_s = 491 \text{ mm}^2 \text{ (p25@200)}$

- $s_{req} = 227 \text{ mm}$

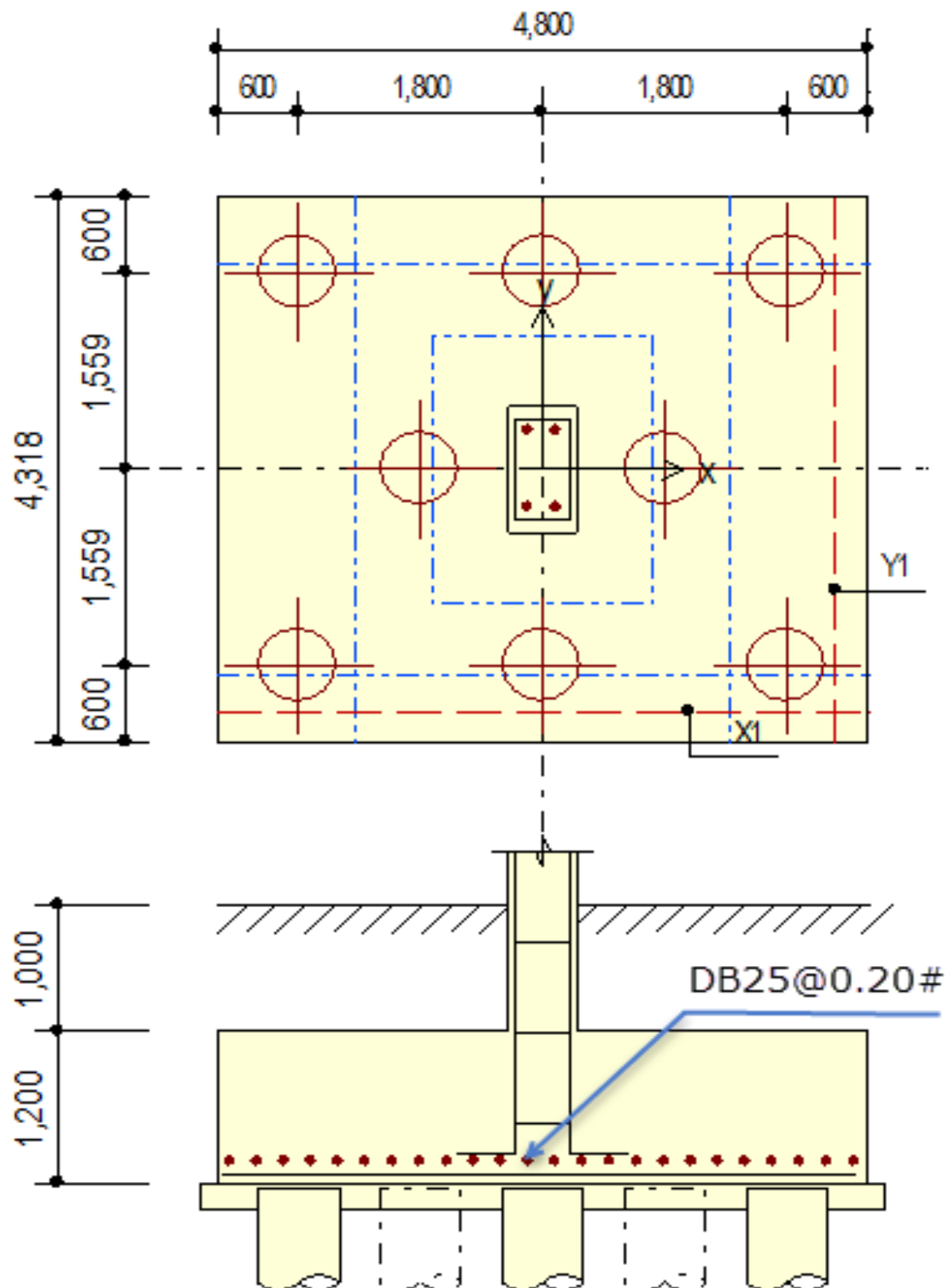
- $s_y = 200 \text{ mm} < s_{req} = 227 \text{ mm} \rightarrow \text{O.K}$

(3) Calculate minimum rebar space required (Direction Y)

- $A_s = 491 \text{ mm}^2 \text{ (p25@200)}$

- $s_{req} = 227 \text{ mm}$

- $s_x = 200 \text{ mm} < s_{req} = 227 \text{ mm} \rightarrow \text{O.K}$



รายการคำนวณโครงสร้างอาคารโรงพยาบาลรวมแพทย์ ฉะเชิงเทรา

Apply this Member to **Report Only**

Material
Concrete: 2800 tonf/m²
Main Bar: 40000 tonf/m²
☐ Light Weight Concrete
Factor: 1

Design Load
Ps: 0.00 tonf
Msx: 0.00 tonf.m
Msy: 0.00 tonf.m
☐ Load Combinations (1) ...

Pu: 855.00 tonf
Mux: 8.50 tonf.m
Muy: 8.50 tonf.m
☐ Load Combinations (1) ...

☒ Include Self-Weight **Mx <-> My**

Surcharge Load
Surface Load: 0.00 tonf/m²
Weight Density: 1.60 tonf/m³
Height: 1.00 m

Footing
Type: Isolated (Pile)
Depth: 1.40 m
Cover: 0.07 m

Column Section
☒ Rectangle ☐ Circle
Cx: 1.00 m
Cy: 0.50 m
Ex: 0.00 m
Ey: 0.00 m

F12 (4.80x6.60x1.40)

Calculation Result

Check Items	Result
Pile-Comp. (tonf/EA)	12.66 OK(0.141)
Pile-Tens. (tonf/EA)	- OK(0.000)
1Way Shear-X (tonf)	266 OK(0.629)
1Way Shear-Y (tonf)	333 OK(0.562)
2Way Shear (tonf)	710 OK(0.492)
Pile Punching (tonf)	89.17 OK(0.189)
Min. Bar Ratio (m ²)	0.180% 0.003
Min. Bar Space (m)	P25 @0.195

Footing Size

PILE LAYOUT		
Quantity	12	EA
Diameter	0.60	m
Space	3.00	D
Extension	1.00	D
PILE CAPACITY		
Compression	90.00	tonf/EA
Tension	0.00	tonf/EA

Rebar

	Y-Direction (Mux)	X-Direction (Muy)
Moment (tonf.m)	83.32	144
Layer 1 (m)	P25 @ 0.20	P25 @ 0.15
Layer 2 (m)	@	@
Result	OK(0.741)	OK(0.947)

Check Items	Calculated	Criteria	Ratio
Pile Capacity-Comp. (kN/EA)	124	883	OK(0.141)
Pile Capacity-Tens. (kN/EA)	0.000	0.000	OK(0.000)
$q_{u,max}$ (kN/EA)	874	-	-
$q_{u,min}$ (kN/EA)	854	-	-
One Way Shear-X (kN)	2,606	4,145	OK(0.629)
One Way Shear-Y (kN)	3,264	5,810	OK(0.562)
Two Way Shear (kN)	6,959	14,131	OK(0.492)
Moment-Y Direction(Mux, kN-m)	817	1,461	OK(0.559)
Moment-X Direction(Muy, kN-m)	1,411	1,490	OK(0.947)

9. Check Moment Capacity

(1) Calculate moment capacity (Direction X)

- $\phi = 0.900$
- $M_{uy} = 1,411 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $\phi M_{ny} = 1,490 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M_{uy} / \phi M_{ny} = 0.947 \rightarrow \text{O.K}$

(2) Calculate moment capacity (Direction Y)

- $\phi = 0.900$
- $M_{ux} = 817 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $\phi M_{nx} = 1,461 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M_{ux} / \phi M_{nx} = 0.559 \rightarrow \text{O.K}$

10. Check Rebar

(1) Calculate minimum rebar area required

- $A_{s,min} = 0.00180D = 2,520 \text{ mm}^2$

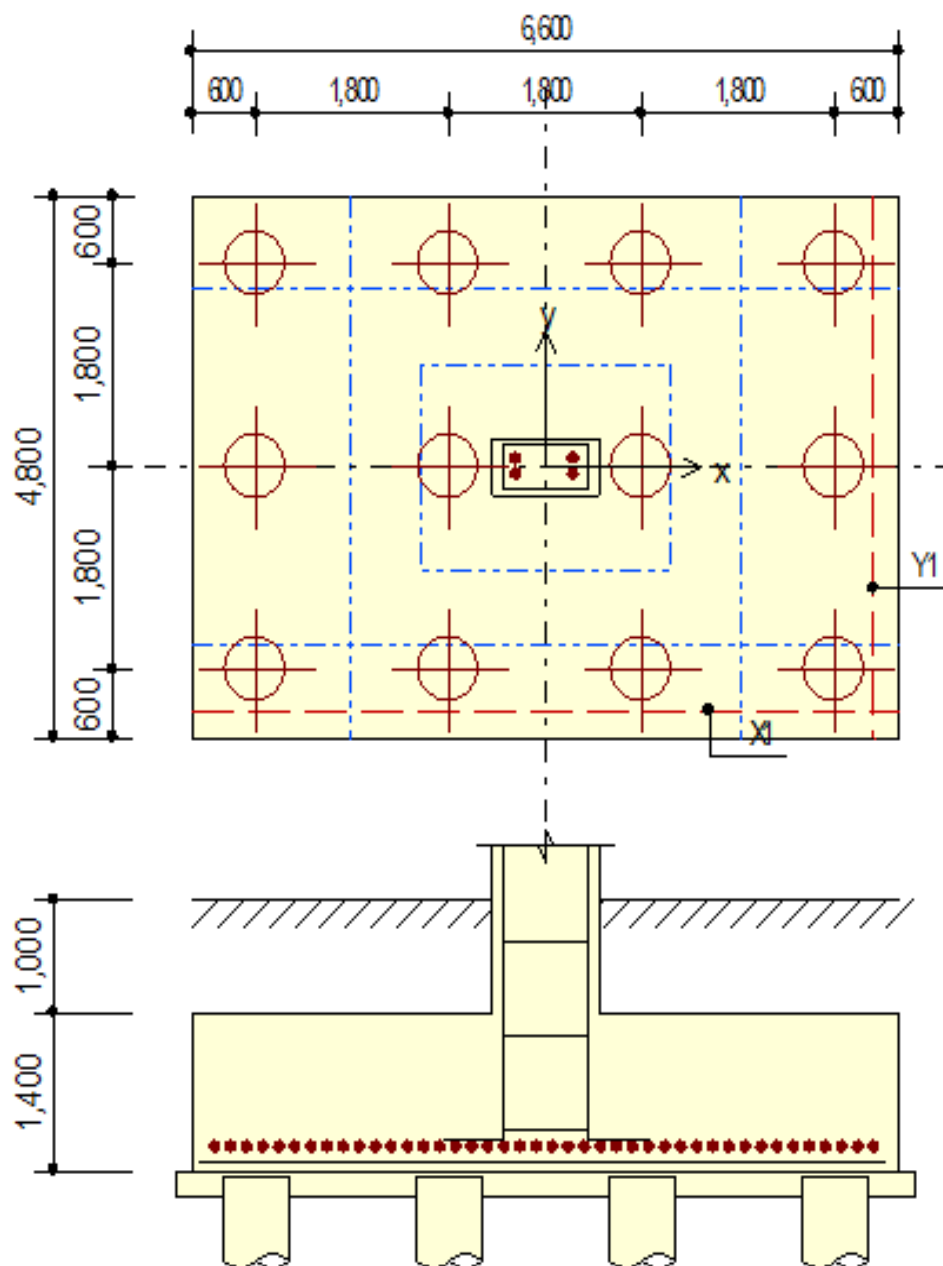
(2) Calculate minimum rebar space required (Direction X)

- $A_s = 491 \text{ mm}^2 \text{ (P25@150)}$
- $s_{req.} = 195 \text{ mm}$
- $s_y = 150 \text{ mm} < s_{req.} = 195 \text{ mm} \rightarrow \text{O.K}$

(3) Calculate minimum rebar space required (Direction Y)

- $A_s = 491 \text{ mm}^2 \text{ (P25@150)}$
- $s_{req.} = 195 \text{ mm}$
- $s_x = 150 \text{ mm} < s_{req.} = 195 \text{ mm} \rightarrow \text{O.K}$

F12



> RC DESIGN OF PILE FOOTING
> Footing_Name => CH_LIFT

1) Materials / Design Parameters

Concrete: $E_c = 254,512 \text{ ksc}$ $F_c' = 280 \text{ ksc}$ Factor = 0.375
 $F_c = 105 \text{ ksc}$ $n = 8$ $k = 0.359$ $j = 0.880$ $U_b = 21 \text{ ksc}$
 $R = 0.5 \cdot F_c' \cdot j \cdot k = 16.59 \text{ ksc}$ $M_c = 196,215 \text{ kg-m /m. width}$
 Steel: $E_s = 2,040,000 \text{ ksc}$ $F_y = 3,000 \text{ ksc}$ $F_s = 1,500 \text{ ksc}$

2) Dimensions

Footing (Y*X) = 10.2 x 4.8 m Area = 48.96 m²
 Thickness, t = 1.2 m Volume = 58.75 m³
 Depth, d = t - d' = 1.125 m Covering, d' = 0.075 m
 Column: Rectangular (CY * CX) = 8 x 4 m

3) Design Loads

Axial load, P = 1443 t, Wt. Footing = 141.0 t
 Bending moment @ y-axis, My = 14.4 t-m
 Bending moment @ x-axis, Mx = 14.4 t-m

4) Pile Capacity

Allowable pile load, R = 90 t or 90,000 kg, Tension = 0%
 Number = 18 piles diameter = 0.6 m Spacing = 1.8 m
 Check: Max. pile reaction, Rmax = 89,048 < 90,000 => OK
 Min. pile reaction, Rmin = 86,953 > 0 => OK

5) Check Shears at critical sections

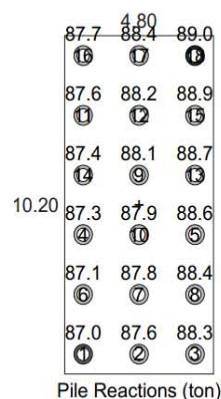
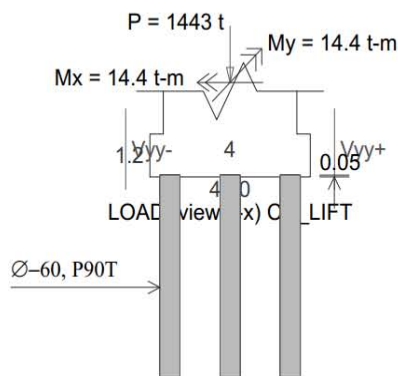
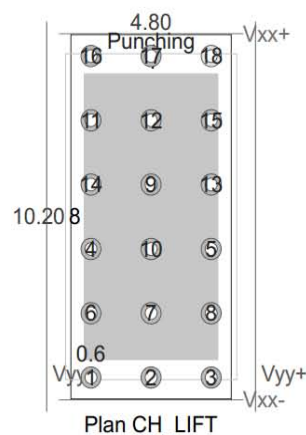
Allowable beam shear Vyy, Vxx = 0.292 * $\sqrt{F_c'}$ = 4.89 ksc
 Allowable punching shear V = 0.53 * $\sqrt{F_c'}$ = 8.87 ksc
 Check: Beam shear, Vyy/dy = 0.00 < 4.89 => OK
 Beam shear, Vxx/dx = 0.00 < 4.89 => OK
 Punching shear, V/(bo * def) = 1.41 < 8.87 => OK
 (V = 150,313 kg, bo = 9.600 m, def = 1.113 m)

6) Moment at column edge & Shears at critical sections (Mcol, Vcol, V)

about y-axis, Mcolyy = 0 kg-m /m. width < Mc => OK
 Vcolyy = 0 kg /m. width Vyy = 0 kg /m. width
 bar diameter, DByy = 25 mm
 Effective depth, dy = d - DBxx - 0.5 * DByy = 1.0875 m
 about x-axis, Mcolxx = 25,171 kg-m /m. width < Mc => OK
 Vcolxx = 50,342 kg /m. width Vxx = 0 kg /m. width
 bar diameter, DBxx = 25 mm
 Effective depth, dx = d - 0.5 * DBxx = 1.1125 m

7) Steel required

(1) Bending Mcolyy / (Fs * j * dy), Asyy = 0.00 cm² /m. width
 (2) Bending Mcolxx / (Fs * j * dx), Asxx = 17.13 cm² /m. width
 (3) Minimum steel 0.002 * b * t, Asmin = 24.00 cm² /m. width
 (for top bar, recommend 50% Asmin = 12.00 cm² /m.)
 (4) Bonding Vcolyy / (Ub * j * dy), Osyy = 0.00 cm /m. width
 (5) Bonding Vcolxx / (Ub * j * dx), Osxx = 24.48 cm /m. width



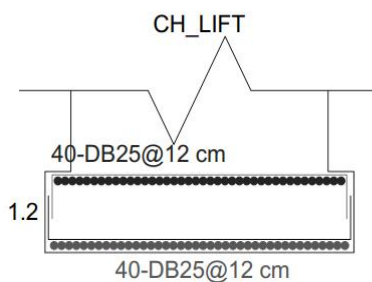
> RC DESIGN OF PILE FOOTING

> Footing_Name => CH_LIFT

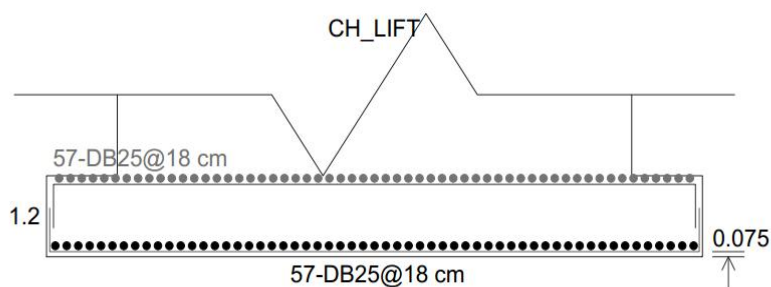
8) Design Summary

Section x-x: Top bar => 40-DB25@12 cm > 50%Asmin => OK
 Bottom bar => 40-DB25@12 cm > Asxx (Bending), > Osxx (Bonding) => OK
 Section y-y: Top bar => 57-DB25@18 cm > 50%Asmin => OK
 Bottom bar => 57-DB25@18 cm > Asyy (Bending), > Osyy (Bonding) => OK
 Additional tied bar => not specified

Material Quantities: Steel weight = 6,122 kg
 Concrete volume = 58.75 cu.m
 Steel / Concrete = 104 kg/cu.m

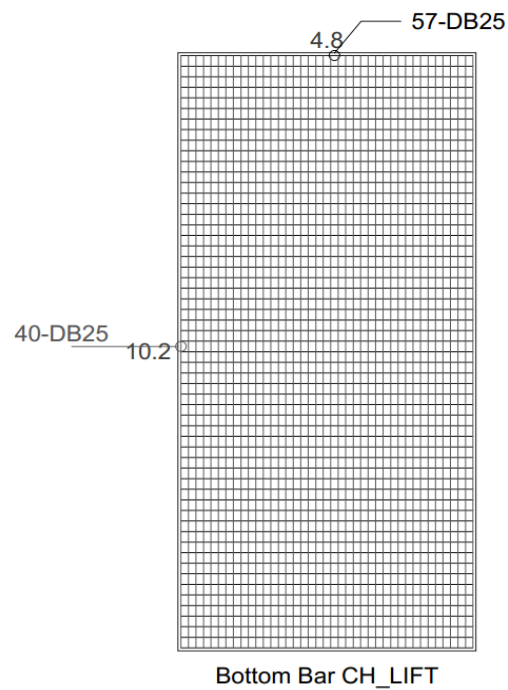
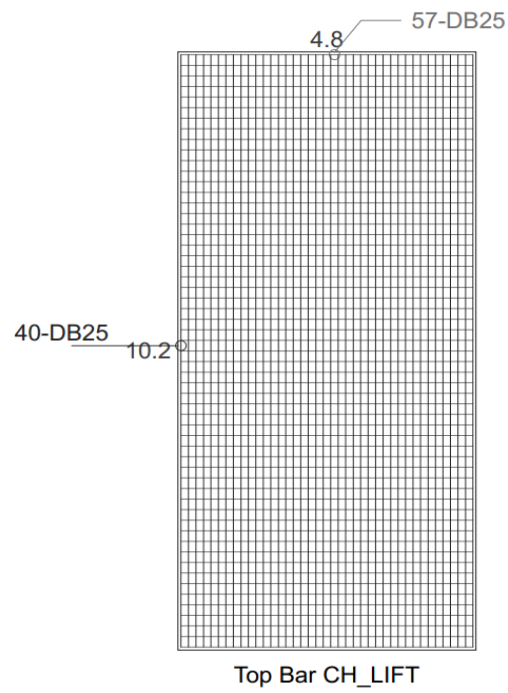


STEEL (section x-x, 4.8 m)



STEEL (section y-y, 10.2 m)

> RC DESIGN OF PILE FOOTING
> Footing_Name => CH_LIFT

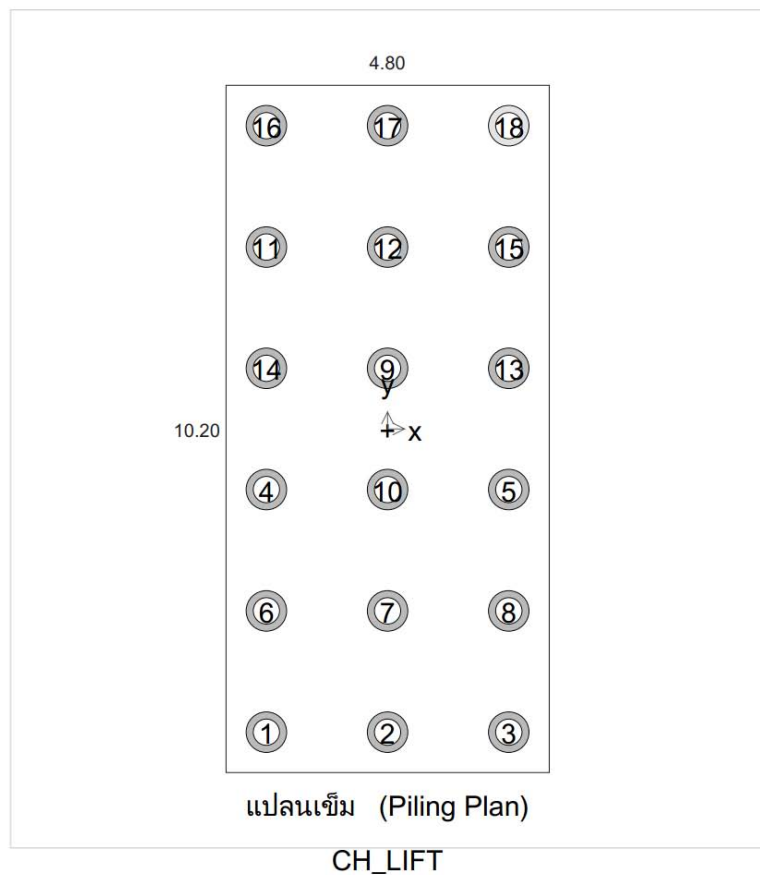


> RC DESIGN OF PILE FOOTING

> Footing_Name => CH_LIFT

> Pile Coordinate Data

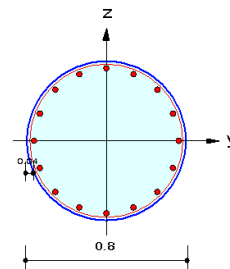
Pile#	X-Coor (m)	Y-Coor (m)
1	-1.800	-4.500
2	0.000	-4.500
3	1.800	-4.500
4	-1.800	-0.900
5	1.800	-0.900
6	-1.800	-2.700
7	0.000	-2.700
8	1.800	-2.700
9	0.000	0.900
10	0.000	-0.900
11	-1.800	2.700
12	0.000	2.700
13	1.800	0.900
14	-1.800	0.900
15	1.800	2.700
16	-1.800	4.500
17	0.000	4.500
18	1.800	4.500



C0 (80 Diameter)

1. Design Condition

Design Code : ACI318-89 UNIT SYSTEM tonf, m
 Member Number : 2 (PM), 2 (Shear)
 Material Data : $f_c = 3000$, $f_y = 40788.6$, $f_{ys} = 40788.6$ tonf/m²
 Column Height : 1 m
 Section Property : C 80 (No : 14)
 Rebar Pattern : 16 - 0 - P20 Ast = 0.00502656 m² (Rhost = 0.010)



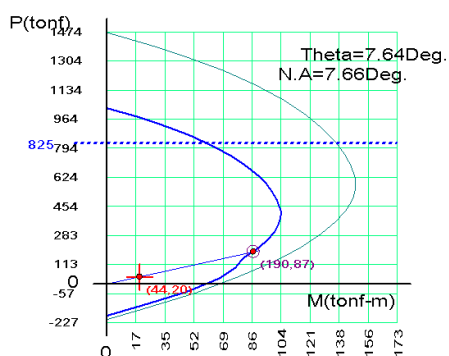
2. Applied Loads

Load Combination : 1 AT (J) Point
 Pu = 43.7207 tonf Mcy = -19.717 tonf-m Mcz = -2.6504 tonf-m
 Mc = SQRT(Mcy² + Mcz²) = 19.8944 tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load ϕP_n -max = 825.428 tonf
 Axial Load Ratio $P_u / \phi P_n$ = 43.7207 / 189.975 = 0.230 < 1.000 O.K
 Moment Ratio $M_c / \phi M_n$ = 19.8944 / 87.1813 = 0.228 < 1.000 O.K
 $M_{cy} / \phi M_{ny}$ = -19.717 / 86.4082 = 0.228 < 1.000 O.K
 $M_{cz} / \phi M_{nz}$ = -2.6504 / 11.5841 = 0.229 < 1.000 O.K

4. P-M Interaction Diagram



ϕP_n (tonf)	ϕM_n (tonf-m)
1031.79	0.00
928.61	34.03
815.23	62.07
695.49	82.80
583.18	95.31
489.84	101.42
436.38	103.53
389.59	103.64
307.16	100.03
204.16	89.23
98.64	76.84
-44.23	47.66
-184.52	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength Vu = 16.2037 tonf (Load Combination :)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s$ = 40.8931 + 10.3243 = 51.2174 tonf (As-H_{use} = 0.00042 m²/m, 2-P9 @300)
 Shear Ratio Vu/ ϕV_n = 0.316 < 1.000 O.K

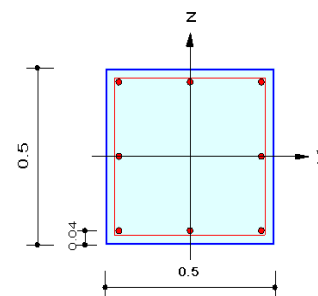
6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength Vu = 16.2037 tonf (Load Combination :)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s$ = 40.9391 + 10.3243 = 51.2634 tonf (As-H_{use} = 0.00042 m²/m, 2-P9 @300)
 Shear Ratio Vu/ ϕV_n = 0.316 < 1.000 O.K

C1 (50 x 50)

1. Design Condition

Design Code : ACI318-89 UNIT SYSTEM tonf, m
 Member Number : 65 (PM), 5 (Shear)
 Material Data : $f_c = 3000$, $f_y = 40788.6$, $f_{ys} = 40788.6 \text{ tonf/m}^2$
 Column Height : 2 m
 Section Property : C4 50x50 (No : 3)
 Rebar Pattern : 8 - 3 - P20 $A_{st} = 0.00251328 \text{ m}^2$ (Rho = 0.010)



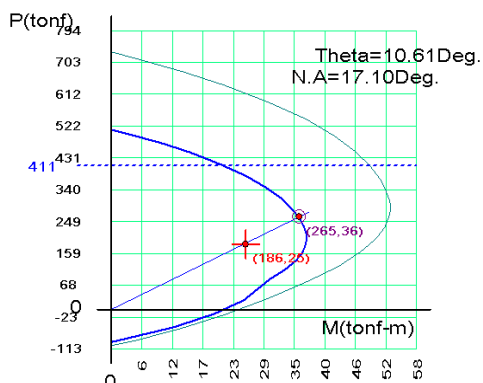
2. Applied Loads

Load Combination : 1 AT (J) Point
 $P_u = 186.018 \text{ tonf}$ $M_{cy} = 24.9164 \text{ tonf-m}$ $M_{cz} = -4.8081 \text{ tonf-m}$
 $M_c = \sqrt{M_{cy}^2 + M_{cz}^2} = 25.3761 \text{ tonf-m}$

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $\phi P_n\text{-max} = 410.818 \text{ tonf}$
 Axial Load Ratio $P_u/\phi P_n = 186.018 / 264.745 = 0.703 < 1.000 \text{ O.K}$
 Moment Ratio $M_c/\phi M_n = 25.3761 / 35.5867 = 0.713 < 1.000 \text{ O.K}$
 $M_{cy}/\phi M_{ny} = 24.9164 / 34.9779 = 0.712 < 1.000 \text{ O.K}$
 $M_{cz}/\phi M_{nz} = -4.8081 / 6.55431 = 0.734 < 1.000 \text{ O.K}$

4. P-M Interaction Diagram



$\phi P_n(\text{tonf})$	$\phi M_n(\text{tonf-m})$
513.52	0.00
475.11	9.48
414.30	20.72
345.94	29.54
285.44	34.30
236.36	36.38
208.30	36.96
184.75	36.73
141.50	35.00
86.67	30.07
26.99	25.00
-49.03	11.83
-92.26	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength $V_u = 17.8880 \text{ tonf}$ (Load Combination : 35)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 20.0324 + 8.87415 = 28.9065 \text{ tonf}$ ($A_{s-H_req} = 0.00043 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-P9 @228)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.619 < 1.000 \text{ O.K}$

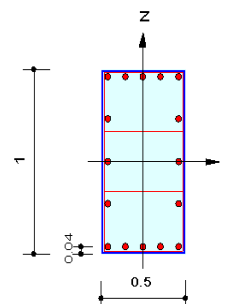
6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength $V_u = 17.8880 \text{ tonf}$ (Load Combination : 35)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 20.2018 + 8.87415 = 29.0760 \text{ tonf}$ ($A_{s-H_req} = 0.00043 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-P9 @228)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.615 < 1.000 \text{ O.K}$

C2 (50 x 100)

1. Design Condition

Design Code : ACI318-89 UNIT SYSTEM tonf, m
 Member Number : 41 (PM), 27 (Shear)
 Material Data : $f_c = 3000$, $f_y = 40788.6$, $f_{ys} = 40788.6$ tonf/m²
 Column Height : 2 m
 Section Property : C2 50x100 (No : 24)
 Rebar Pattern : 16 - 5 - P20 $A_{st} = 0.00502656$ m² (Rhost = 0.010)



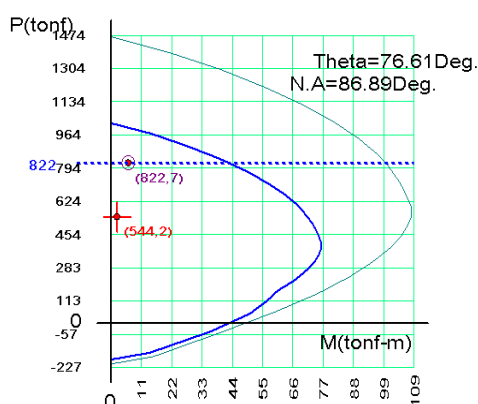
2. Applied Loads

Load Combination : 1 AT (I) Point
 $P_u = 544.334$ tonf $M_{cy} = -0.5252$ tonf-m $M_{cz} = 2.22944$ tonf-m
 $M_c = \sqrt{M_{cy}^2 + M_{cz}^2} = 2.29047$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $\phi P_n\text{-max} = 821.637$ tonf
 Axial Load Ratio $P_u/\phi P_n = 544.334 / 821.637 = 0.662 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_c/\phi M_n = 2.29047 / 6.54610 = 0.350 < 1.000$ O.K
 $M_{cy}/\phi M_{ny} = -0.5252 / 1.51574 = 0.346 < 1.000$ O.K
 $M_{cz}/\phi M_{nz} = 2.22944 / 6.36820 = 0.350 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



ϕP_n (tonf)	ϕM_n (tonf-m)
1027.05	0.00
910.29	27.63
781.34	48.94
663.41	62.67
558.52	70.48
472.94	74.39
423.75	75.83
382.59	75.94
312.13	73.36
220.44	66.23
116.92	56.39
-40.49	36.09
-184.52	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength $V_u = 20.6572$ tonf (Load Combination : 35)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 49.2935 + 13.5242 = 62.8178$ tonf ($A_s\text{-H}_{\text{use}} = 0.00085$ m²/m, 4|2-P9 @300)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.329 < 1.000$ O.K

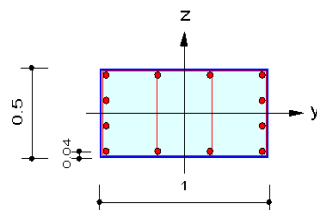
6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength $V_u = 20.6572$ tonf (Load Combination : 35)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 49.3794 + 13.5242 = 62.9036$ tonf ($A_s\text{-H}_{\text{use}} = 0.00085$ m²/m, 4|2-P9 @300)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.328 < 1.000$ O.K

3C3 (5th - Roof)

1. Design Condition

Design Code : ACI318-89 UNIT SYSTEM tonf, m
 Member Number : 20073 (PM), 20073 (Shear)
 Material Data : $f_c = 3000$, $f_y = 40788.6$, $f_{ys} = 40788.6$ tonf/m²
 Column Height : 3.5 m
 Section Property : 3C3 50x100 (No : 5)
 Rebar Pattern : 12 - 4 - P25 $A_{st} = 0.00589044$ m² (Rhost = 0.012)



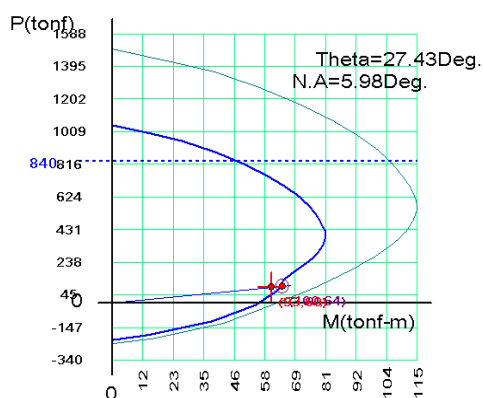
2. Applied Loads

Load Combination : 1 AT (J) Point
 $P_u = 92.9763$ tonf $M_{cy} = 53.6217$ tonf-m $M_{cz} = 27.7093$ tonf-m
 $M_c = \text{SQRT}(M_{cy}^2 + M_{cz}^2) = 60.3581$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $\phi P_n\text{-max} = 840.136$ tonf
 Axial Load Ratio $P_u/\phi P_n = 92.9763 / 99.6857 = 0.933 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_c/\phi M_n = 60.3581 / 64.2963 = 0.939 < 1.000$ O.K
 $M_{cy}/\phi M_{ny} = 53.6217 / 57.0678 = 0.940 < 1.000$ O.K
 $M_{cz}/\phi M_{nz} = 27.7093 / 29.6190 = 0.936 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



ϕP_n (tonf)	ϕM_n (tonf-m)
1050.17	0.00
956.15	26.73
821.85	49.55
692.20	65.04
577.06	74.12
482.18	78.71
427.49	80.43
380.50	80.53
297.30	77.82
193.52	69.54
76.04	62.76
-108.32	37.92
-216.24	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength $V_u = 25.1535$ tonf (Load Combination : 35)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 40.6637 + 13.5242 = 54.1879$ tonf ($A_s\text{-H}_{\text{use}} = 0.00085$ m²/m, 2|4-P9 @300)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.464 < 1.000$ O.K

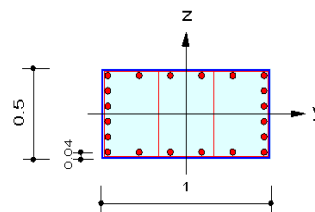
6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength $V_u = 25.1535$ tonf (Load Combination : 35)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 40.8138 + 10.1432 = 50.9570$ tonf ($A_s\text{-H}_{\text{use}} = 0.00064$ m²/m, 2|3-P9 @300)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.494 < 1.000$ O.K

2C3 (3th – 4th)

1. Design Condition

Design Code : ACI318-89 UNIT SYSTEM tonf, m
 Member Number : 6934 (PM), 10240 (Shear)
 Material Data : $f_c = 3000$, $f_y = 40788.6$, $f_{ys} = 40788.6$ tonf/m²
 Column Height : 3.5 m
 Section Property : 2C3 50x100 (No : 4)
 Rebar Pattern : 20 - 6 - P25 $A_{st} = 0.0098174$ m² ($R_{host} = 0.020$)



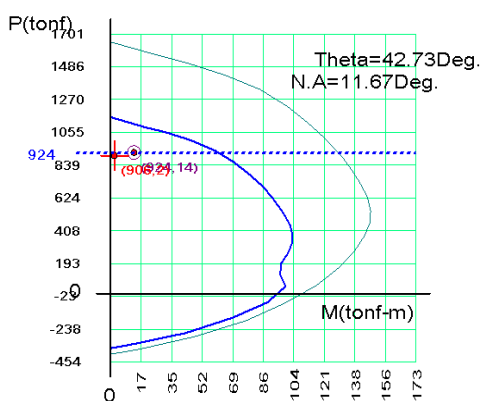
2. Applied Loads

Load Combination : 1 AT (I) Point
 $P_u = 906.075$ tonf $M_{cy} = 1.78392$ tonf-m $M_{cz} = -1.5780$ tonf-m
 $M_c = \sqrt{M_{cy}^2 + M_{cz}^2} = 2.38167$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $\phi P_n\text{-max} = 924.226$ tonf
 Axial Load Ratio $P_u/\phi P_n = 906.075 / 924.226 = 0.980 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_c/\phi M_n = 2.38167 / 13.6979 = 0.174 < 1.000$ O.K
 $M_{cy}/\phi M_{ny} = 1.78392 / 10.0611 = 0.177 < 1.000$ O.K
 $M_{cz}/\phi M_{nz} = -1.5780 / 9.29549 = 0.170 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



ϕP_n (tonf)	ϕM_n (tonf-m)
1155.28	0.00
1054.78	31.69
936.51	59.29
781.05	78.73
635.63	91.25
513.81	98.53
442.56	101.82
378.83	102.98
262.72	100.62
125.38	96.18
-57.29	88.94
-257.33	42.90
-360.39	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength $V_u = 11.6748$ tonf (Load Combination : 35)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 52.5020 + 13.5242 = 66.0262$ tonf ($A_s\text{-H}_{\text{use}} = 0.00085$ m²/m, 2|4-P9 @300)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.177 < 1.000$ O.K

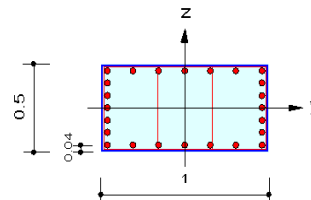
6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength $V_u = 11.6748$ tonf (Load Combination : 35)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 52.6522 + 13.5242 = 66.1764$ tonf ($A_s\text{-H}_{\text{use}} = 0.00085$ m²/m, 2|4-P9 @300)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.176 < 1.000$ O.K

1C3A (1st – 2nd FL)

1. Design Condition

Design Code : ACI318-89 UNIT SYSTEM tonf, m
 Member Number : 478 (PM), 3516 (Shear)
 Material Data : $f_c = 3000$, $f_y = 40788.6$, $f_{ys} = 40788.6$ tonf/m²
 Column Height : 3.5 m
 Section Property : 1C3 50x100 (No : 2)
 Rebar Pattern : 24 - 7 - P25 $A_{st} = 0.0117809$ m² (Rho_{st} = 0.024)



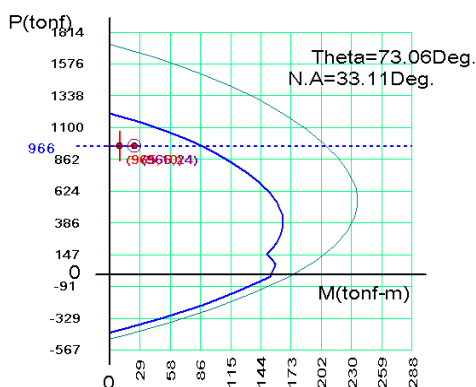
2. Applied Loads

Load Combination : 1 AT (I) Point
 $P_u = 965.381$ tonf $M_{cy} = -2.8872$ tonf-m $M_{cz} = 9.49153$ tonf-m
 $M_c = \sqrt{M_{cy}^2 + M_{cz}^2} = 9.92095$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	ϕP_n -max	= 966.272 tonf	
Axial Load Ratio	$P_u/\phi P_n$	= 965.381 / 966.272	= 0.999 < 1.000 O.K
Moment Ratio	$M_c/\phi M_n$	= 9.92095 / 24.2267	= 0.410 < 1.000 O.K
	$M_{cy}/\phi M_{ny}$	= -2.8872 / 7.05823	= 0.409 < 1.000 O.K
	$M_{cz}/\phi M_{nz}$	= 9.49153 / 23.1758	= 0.410 < 1.000 O.K

4. P-M Interaction Diagram



ϕP_n (tonf)	ϕM_n (tonf-m)
1207.84	0.00
1102.52	44.47
994.90	79.56
850.02	115.03
688.04	143.37
539.50	159.47
452.88	164.54
373.47	165.59
232.47	158.89
81.38	158.15
-122.38	123.23
-321.91	51.72
-432.47	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength	V_u	= 7.62056 tonf (Load Combination : 35)
Design Shear Strength	$\phi V_c + \phi V_s$	= 52.2779 + 13.5242 = 65.8021 tonf ($A_s/H_{use} = 0.00085$ m ² /m, 2 4-P9 @300)
Shear Ratio	$V_u/\phi V_n$	= 0.116 < 1.000 O.K

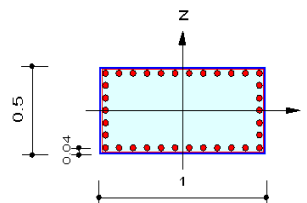
6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength	V_u	= 7.62056 tonf (Load Combination : 35)
Design Shear Strength	$\phi V_c + \phi V_s$	= 52.4281 + 13.5242 = 65.9523 tonf ($A_s/H_{use} = 0.00085$ m ² /m, 2 4-P9 @300)
Shear Ratio	$V_u/\phi V_n$	= 0.116 < 1.000 O.K

1C3 (1st – 2nd FL)

1. Design Condition

Design Code : ACI318-89 UNIT SYSTEM tonf, m
 Member Number : 486 (PM), 469 (Shear)
 Material Data : $f_c = 3000$, $f_y = 40788.6$, $f_{ys} = 40788.6$ tonf/m²
 Column Height : 3.5 m
 Section Property : 1C3 50x100 (No : 2)
 Rebar Pattern : 34 - 7 - P25 $A_{st} = 0.0166896$ m² ($R_{host} = 0.033 > R_{hmax} = 0.030$)



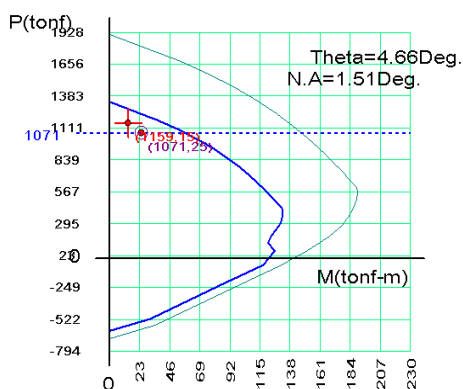
2. Applied Loads

Load Combination : 1 AT (I) Point
 $P_u = 1158.87$ tonf $M_{cy} = -14.685$ tonf-m $M_{cz} = 1.24547$ tonf-m
 $M_c = \text{SQRT}(M_{cy}^2 + M_{cz}^2) = 14.7382$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $\phi P_n\text{-max} = 1071.38$ tonf
 Axial Load Ratio $P_u/\phi P_n = 1158.87 / 1071.38 = 1.082 > 1.000$ N.G
 Moment Ratio $M_c/\phi M_n = 14.7382 / 24.6572 = 0.598 < 1.000$ O.K
 $M_{cy}/\phi M_{ny} = -14.685 / 24.5755 = 0.598 < 1.000$ O.K
 $M_{cz}/\phi M_{nz} = 1.24547 / 2.00510 = 0.621 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



ϕP_n (tonf)	ϕM_n (tonf-m)
1339.23	0.00
1102.72	53.19
945.96	78.93
793.65	98.45
648.25	113.40
520.27	124.77
442.02	131.26
388.02	133.05
304.60	131.13
197.78	124.41
66.58	126.68
-214.44	86.76
-612.67	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength $V_u = 13.8672$ tonf (Load Combination : 35)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 85.7728 + 13.8900 = 99.6628$ tonf ($A_{s-H_use} = 0.00042$ m²/m, 2-P9 @304)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.139 < 1.000$ O.K

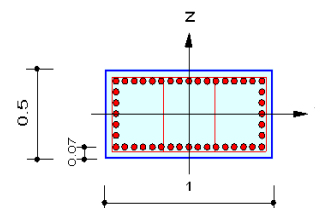
6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength $V_u = 13.8672$ tonf (Load Combination : 35)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 85.9295 + 13.8900 = 99.8195$ tonf ($A_{s-H_use} = 0.00042$ m²/m, 2-P9 @304)
 Shear Ratio $V_u/\phi V_n = 0.139 < 1.000$ O.K

C3 (ต่อมา)

1. Design Condition

Design Code : ACI318-89 UNIT SYSTEM tonf, m
 Member Number : 60 (PM), 55 (Shear)
 Material Data : $f_c = 3000$, $f_y = 40788.6$, $f_{ys} = 40788.6$ tonf/m²
 Column Height : 2 m
 Section Property : CP 50x100 (No : 6)
 Rebar Pattern : 44 - 7 - P25 Ast = 0.0215983 m² (Rhost = 0.043 > Rhomax = 0.030)



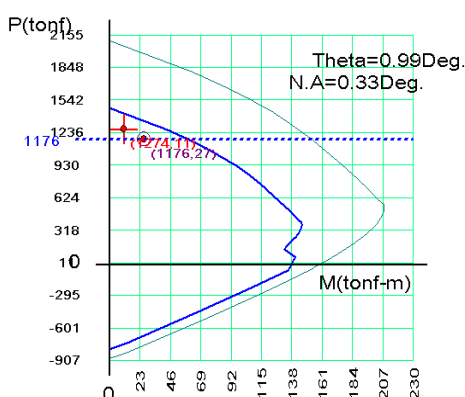
2. Applied Loads

Load Combination : 1 AT (I) Point
 Pu = 1273.59 tonf Mcy = -10.755 tonf-m Mcz = -0.1805 tonf-m
 Mc = $\sqrt{Mcy^2 + Mcz^2} = 10.7569$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $\phi P_n\text{-max} = 1176.50$ tonf
 Axial Load Ratio $P_u / \phi P_n = 1273.59 / 1176.50 = 1.083 > 1.000$ N.G
 Moment Ratio $M_c / \phi M_n = 10.7569 / 26.5272 = 0.406 < 1.000$ O.K
 $M_{cy} / \phi M_{ny} = -10.755 / 26.5233 = 0.406 < 1.000$ O.K
 $M_{cz} / \phi M_{nz} = -0.1805 / 0.45887 = 0.393 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



ϕP_n (tonf)	ϕM_n (tonf-m)
1470.62	0.00
1179.55	59.90
1004.41	86.41
828.72	107.06
654.31	123.67
495.20	137.33
395.00	145.70
350.21	145.62
267.86	142.23
141.04	132.93
-54.32	135.70
-449.51	67.06
-792.87	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength Vu = 22.1158 tonf (Load Combination : 35)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 69.9763 + 12.6422 = 82.6185$ tonf ($A_s\text{-H_use} = 0.00085$ m²/m, 2#4-P9 @300)
 Shear Ratio $V_u / \phi V_n = 0.268 < 1.000$ O.K

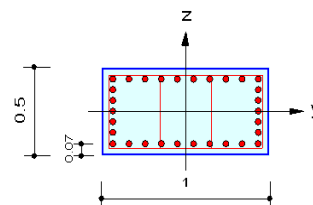
6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength Vu = 22.1158 tonf (Load Combination : 35)
 Design Shear Strength $\phi V_c + \phi V_s = 70.0565 + 12.6422 = 82.6987$ tonf ($A_s\text{-H_use} = 0.00085$ m²/m, 2#4-P9 @300)
 Shear Ratio $V_u / \phi V_n = 0.267 < 1.000$ O.K

C3A (ต่อมา)

1. Design Condition

Design Code : ACI318-89 UNIT SYSTEM tonf, m
 Member Number : 52 (PM), 44 (Shear)
 Material Data : $f_c = 3000$, $f_y = 40788.6$, $f_{ys} = 40788.6$ tonf/m²
 Column Height : 2 m
 Section Property : CP 50x100 (No : 6)
 Rebar Pattern : 30 - 7 - P25 $A_{st} = 0.0147261$ m² ($R_{hst} = 0.029$)



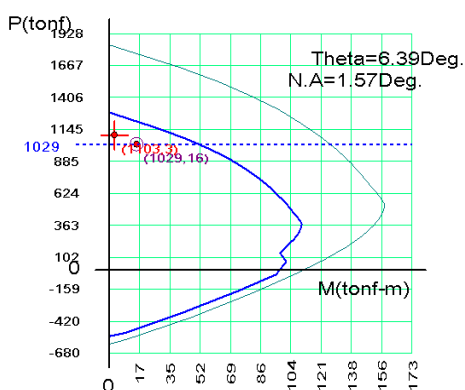
2. Applied Loads

Load Combination : 1 AT (I) Point
 $P_u = 1102.80$ tonf $M_{cy} = -3.4024$ tonf-m $M_{cz} = -0.3737$ tonf-m
 $M_c = \sqrt{M_{cy}^2 + M_{cz}^2} = 3.42285$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	ϕP_n -max	= 1029.34 tonf	
Axial Load Ratio	$P_u / \phi P_n$	= 1102.80 / 1029.34	= 1.071 > 1.000 N.G
Moment Ratio	$M_c / \phi M_n$	= 3.42285 / 15.9587	= 0.214 < 1.000 O.K
	$M_{cy} / \phi M_{ny}$	= -3.4024 / 15.8595	= 0.215 < 1.000 O.K
	$M_{cz} / \phi M_{nz}$	= -0.3737 / 1.77691	= 0.210 < 1.000 O.K

4. P-M Interaction Diagram



ϕP_n (tonf)	ϕM_n (tonf-m)
1286.67	0.00
1074.05	43.86
915.40	67.95
760.47	84.84
612.01	96.55
480.76	104.82
399.56	109.34
346.20	109.80
257.32	105.78
138.47	97.85
-33.00	95.31
-341.88	42.63
-540.59	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength	V_u	= 23.7566 tonf (Load Combination : 35)
Design Shear Strength	$\phi V_c + \phi V_s$	= 84.6806 + 12.6422 = 97.3228 tonf ($A_{s-H_use} = 0.00085$ m ² /m, 2 4-P9 @300)
Shear Ratio	$V_u / \phi V_n$	= 0.244 < 1.000 O.K

6. Shear Force Capacity Check (Middle)

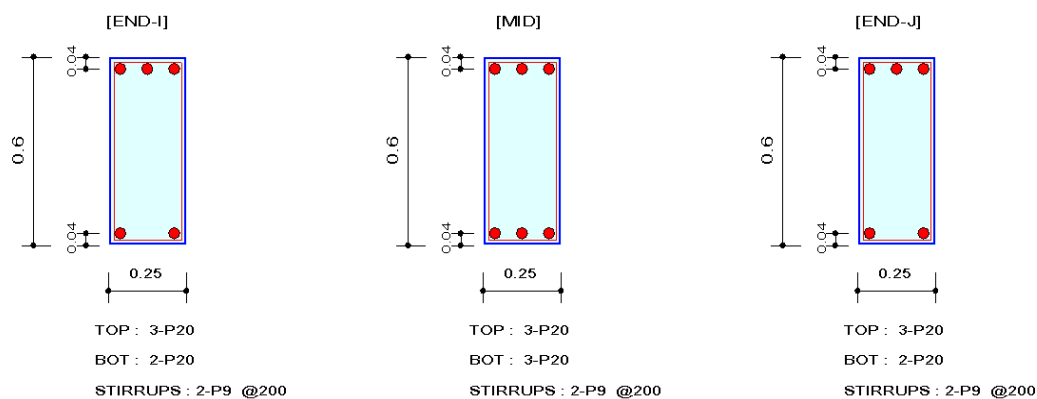
Applied Shear Strength	V_u	= 23.7566 tonf (Load Combination : 35)
Design Shear Strength	$\phi V_c + \phi V_s$	= 84.7608 + 12.6422 = 97.4030 tonf ($A_{s-H_use} = 0.00085$ m ² /m, 2 4-P9 @300)
Shear Ratio	$V_u / \phi V_n$	= 0.244 < 1.000 O.K

BST

1. Design Information

Design Code : ACI318-89 Unit System : tonf, m
 Material Data : $f_c = 3000$, $f_y = 40788.6$, $f_{ys} = 40788.6 \text{ tonf/m}^2$
 Section Property : BST 25x60 (No : 11) Beam Span : 8 m

2. Section Diagram

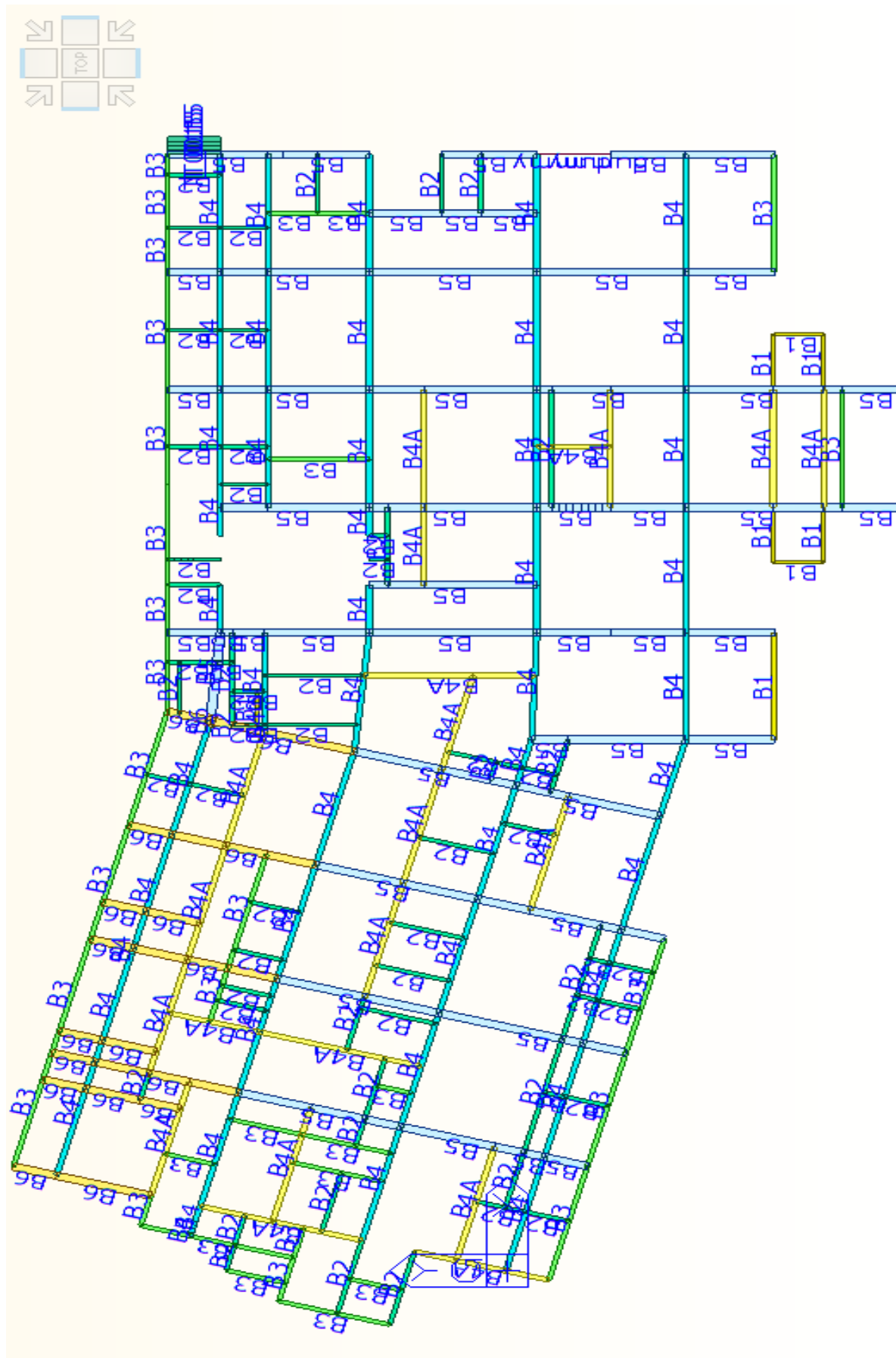


3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	35	35	35
Moment (M_u)	17.37	14.34	17.68
Factored Strength (ϕM_n)	18.31	18.33	18.31
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.9482	0.7823	0.9654
(+) Load Combination No.	35	35	35
Moment (M_u)	9.81	6.09	8.06
Factored Strength (ϕM_n)	12.43	18.33	12.43
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.7892	0.3322	0.6483
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0009	0.0009	0.0009
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0006	0.0009	0.0006

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	35	35	35
Factored Shear Force (V_u)	18.85	18.92	18.95
Shear Strength by Conc. (ϕV_c)	10.93	10.93	10.93
Shear Strength by Rebar. (ϕV_s)	12.35	12.35	12.35
Using Shear Reinf. (A_{sV})	0.0006	0.0006	0.0006
Using Stirrups Spacing	2-P9 @200	2-P9 @200	2-P9 @200
Check Ratio	0.8098	0.8126	0.8141

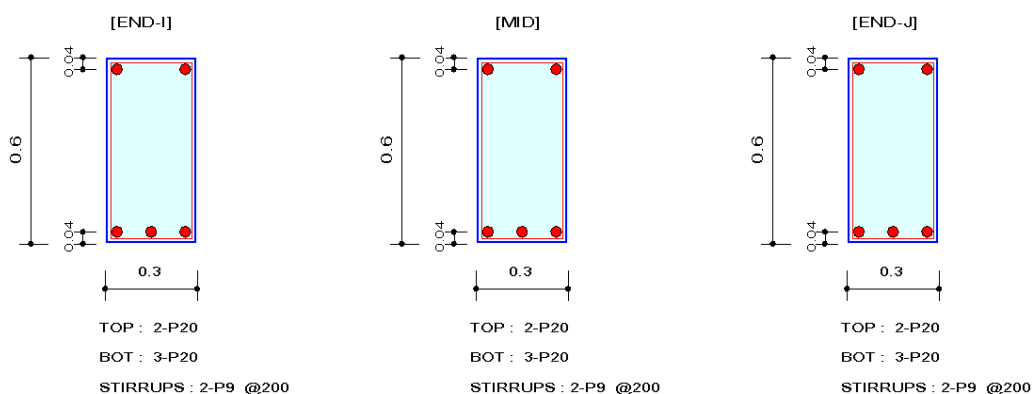


BSTA

1. Design Information

Design Code : ACI318-89 Unit System : tonf, m
 Material Data : $f_c = 2400$, $f_y = 40788.6$, $f_{ys} = 40788.6 \text{ tonf/m}^2$
 Section Property : BSTA (No : 23) Beam Span : 3.95 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	8	8	12
Moment (Mu)	7.72	0.84	2.18
Factored Strength (ϕM_n)	12.39	12.39	12.39
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.6231	0.0681	0.1757
(+) Load Combination No.	35	35	35
Moment (Mu)	11.90	13.84	9.37
Factored Strength (ϕM_n)	18.40	18.40	18.40
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.6466	0.7523	0.5091
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0006	0.0006	0.0006
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0009	0.0009	0.0009

4. Shear Capacity

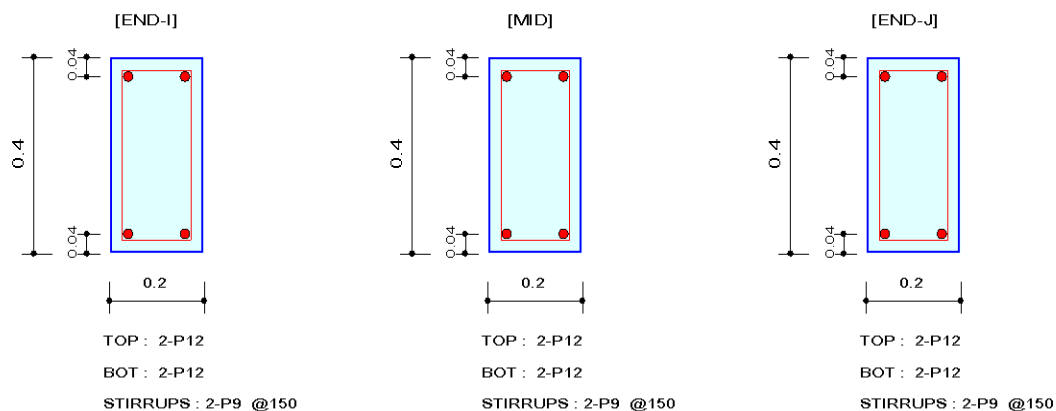
	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	35	35	35
Factored Shear Force (V_u)	11.55	6.98	12.68
Shear Strength by Conc. (ϕV_c)	13.12	13.12	13.12
Shear Strength by Rebar. (ϕV_s)	12.35	12.35	12.35
Using Shear Reinf. (A_{sV})	0.0006	0.0006	0.0006
Using Stirrups Spacing	2-P9 @200	2-P9 @200	2-P9 @200
Check Ratio	0.4535	0.2740	0.4980

GB1 (20 x 40)

1. Design Information

Design Code	: ACI318-89	Unit System	: tonf, m
Material Data	: $f_c = 2400$, $f_y = 40788.6$, $f_{ys} = 40788.6 \text{ tonf/m}^2$		
Section Property	: Bx 20x40 (No : 7)	Beam Span	: 7.26991 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	35	9	35
Moment (M_u)	1.17	0.07	1.17
Factored Strength (ϕM_n)	2.90	2.90	2.90
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.4025	0.0245	0.4045
(+) Load Combination No.	35	35	35
Moment (M_u)	0.60	0.81	0.60
Factored Strength (ϕM_n)	2.91	2.91	2.91
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.2055	0.2790	0.2055
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0002	0.0002	0.0002
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0002	0.0002	0.0002

4. Shear Capacity

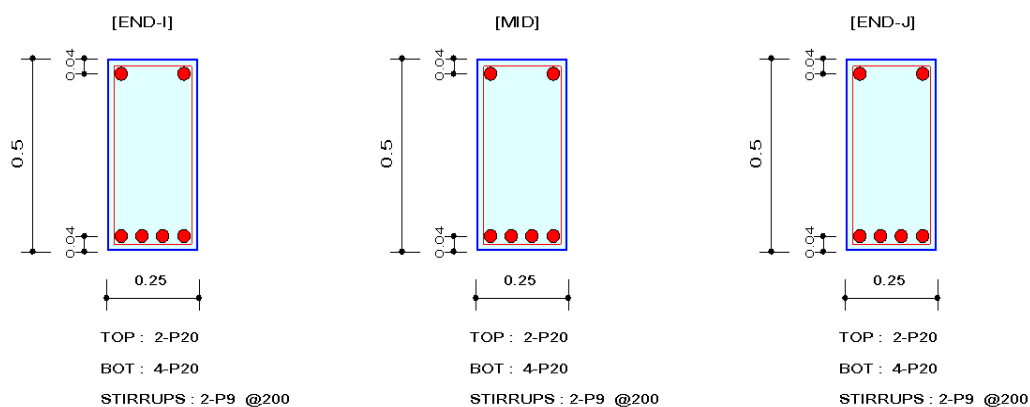
	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	35	35	35
Factored Shear Force (V_u)	1.32	0.76	1.32
Shear Strength by Conc. (ϕV_c)	5.62	5.62	5.62
Shear Strength by Rebar. (ϕV_s)	10.58	10.58	10.58
Using Shear Reinf. (A_{sV})	0.0008	0.0008	0.0008
Using Stirrups Spacing	2-P9 @150	2-P9 @150	2-P9 @150
Check Ratio	0.0817	0.0468	0.0817

GB2 (25 x 50)

1. Design Information

Design Code : ACI318-89 Unit System : tonf, m
 Material Data : $f_c = 2400$, $f_y = 40788.6$, $f_{ys} = 40788.6 \text{ tonf/m}^2$
 Section Property : B2 25x50 (No : 9) Beam Span : 8 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	35	35	35
Moment (Mu)	8.41	3.43	6.11
Factored Strength (ϕM_n)	10.11	10.11	10.11
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.8321	0.3393	0.6040
(+) Load Combination No.	35	35	35
Moment (Mu)	11.25	15.17	11.29
Factored Strength (ϕM_n)	19.70	19.70	19.70
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.5713	0.7700	0.5734
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0006	0.0006	0.0006
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0013	0.0013	0.0013

4. Shear Capacity

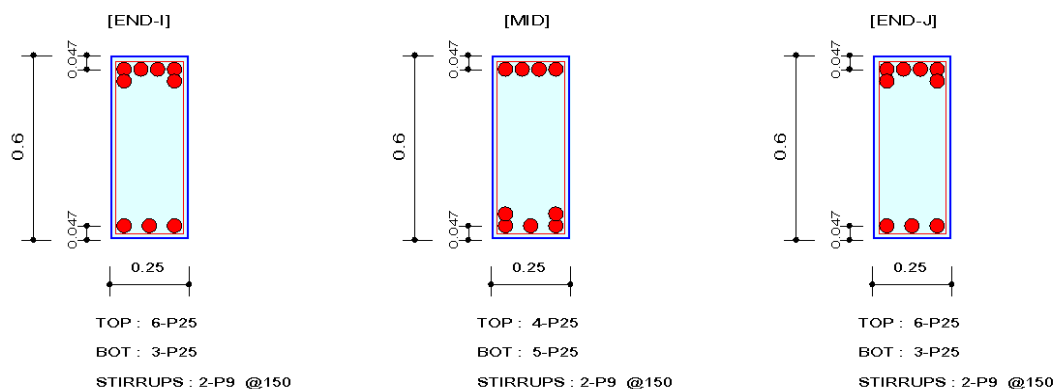
	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	35	35	35
Factored Shear Force (V_u)	11.93	8.73	11.93
Shear Strength by Conc. (ϕV_c)	8.98	8.98	8.98
Shear Strength by Rebar. (ϕV_s)	10.14	10.14	10.14
Using Shear Reinf. (A_{sV})	0.0006	0.0006	0.0006
Using Stirrups Spacing	2-P9 @200	2-P9 @200	2-P9 @200
Check Ratio	0.6240	0.4567	0.6240

GB3 (25 x 60)

1. Design Information

Design Code	: ACI318-89	Unit System	: tonf, m
Material Data	: $f_c = 2400$, $f_y = 40788.6$, $f_{ys} = 40788.6$ tonf/m ²		
Section Property	: B3 25x60 (No : 10)	Beam Span	: 8.5 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	35	35	35
Moment (Mu)	48.40	36.09	16.98
Factored Strength (ϕM_n)	52.35	36.12	52.35
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.9246	0.9991	0.3243
(+) Load Combination No.	35	35	35
Moment (Mu)	29.74	37.46	24.23
Factored Strength (ϕM_n)	27.55	44.03	27.55
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	1.0796	0.8507	0.8796
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0029	0.0020	0.0029
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0015	0.0025	0.0015

4. Shear Capacity

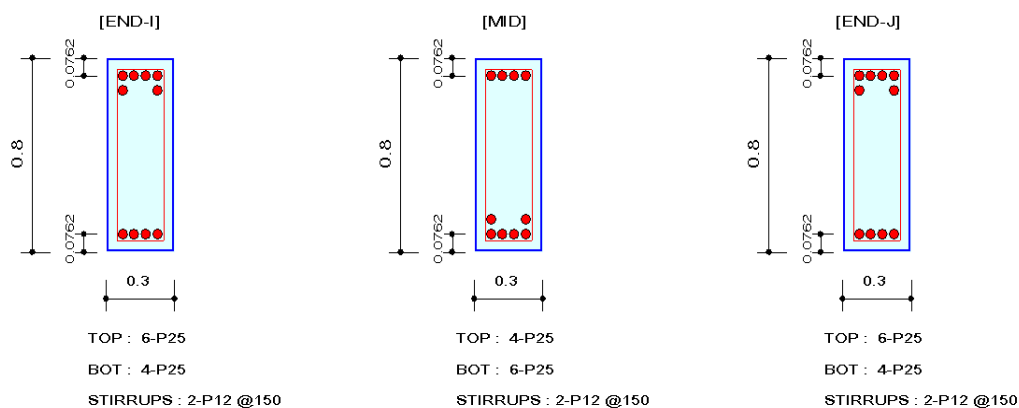
	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	35	35	35
Factored Shear Force (V_u)	23.58	23.31	22.78
Shear Strength by Conc. (ϕV_c)	10.47	10.79	10.47
Shear Strength by Rebar. (ϕV_s)	15.76	16.26	15.76
Using Shear Reinf. (A_{sV})	0.0008	0.0008	0.0008
Using Stirrups Spacing	2-P9 @150	2-P9 @150	2-P9 @150
Check Ratio	0.8988	0.8617	0.8686

GB4 (30 x 80)

1. Design Information

Design Code	: ACI318-99	Unit System	: tonf, m
Material Data	: $f_c = 2400$, $f_y = 40788.6$, $f_{ys} = 40788.6 \text{ tonf/m}^2$		
Section Property	: B4 30x80 (No : 22)	Beam Span	: 8.5 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	35	35	35
Moment (Mu)	63.70	22.02	56.37
Factored Strength (ϕM_n)	69.48	48.31	69.48
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.9168	0.4558	0.8114
(+) Load Combination No.	35	35	35
Moment (Mu)	46.25	64.93	29.47
Factored Strength (ϕM_n)	48.31	69.48	48.31
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.9574	0.9346	0.6099
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0029	0.0020	0.0029
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0020	0.0029	0.0020

4. Shear Capacity

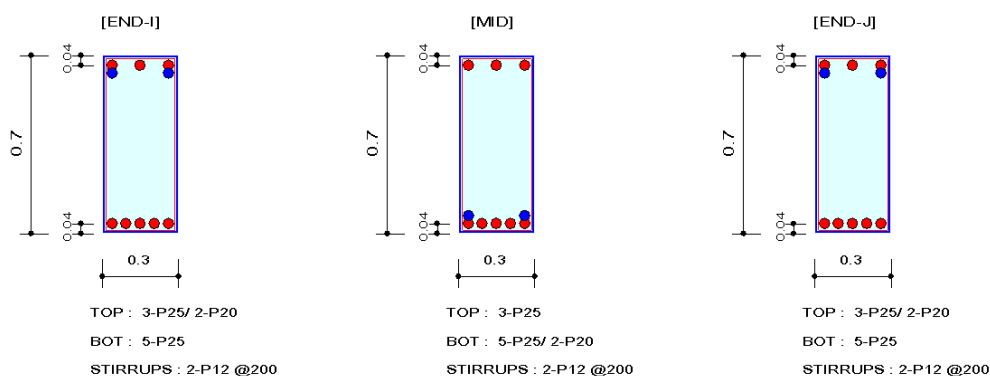
	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	35	35	35
Factored Shear Force (V_u)	31.60	29.01	38.58
Shear Strength by Conc. (ϕV_c)	16.56	16.56	16.56
Shear Strength by Rebar. (ϕV_s)	36.96	36.96	36.96
Using Shear Reinf. (A_{sV})	0.0015	0.0015	0.0015
Using Stirrups Spacing	2-P12 @150	2-P12 @150	2-P12 @150
Check Ratio	0.5904	0.5420	0.7208

GB4A (30x70)

1. Design Information

Design Code : ACI318-89 Unit System : tonf, m
 Material Data : $f_c = 3000$, $f_y = 40788.6$, $f_{ys} = 40788.6$ tonf/m²
 Section Property : B4A 30x70 (No : 21) Beam Span : 9.17894 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	35	35	35
Moment (Mu)	47.97	28.03	16.94
Factored Strength (ϕM_n)	47.13	33.80	47.13
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	1.0177	0.8292	0.3593
(+) Load Combination No.	35	35	35
Moment (Mu)	50.57	68.46	51.64
Factored Strength (ϕM_n)	55.19	68.55	55.19
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.9163	0.9986	0.9357
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0025	0.0015	0.0025
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0025	0.0034	0.0025

4. Shear Capacity

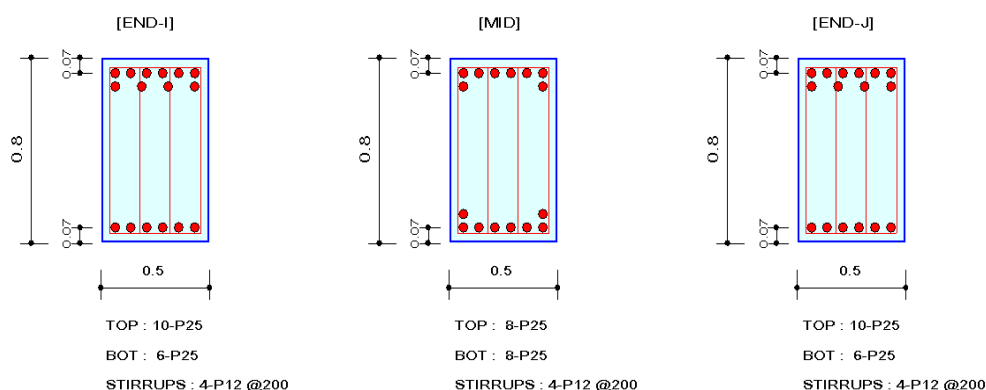
	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	35	35	35
Factored Shear Force (V_u)	31.44	20.90	28.88
Shear Strength by Conc. (ϕV_c)	15.12	15.23	15.46
Shear Strength by Rebar. (ϕV_s)	25.32	25.50	25.88
Using Shear Reinf. (A_{sV})	0.0011	0.0011	0.0011
Using Stirrups Spacing	2-P12 @200	2-P12 @200	2-P12 @200
Check Ratio	0.7775	0.5133	0.6986

GB5 (50 x 80)

1. Design Information

Design Code : ACI318-99 Unit System : tonf, m
 Material Data : $f_c = 2400$, $f_y = 40788.6$, $f_{ys} = 40788.6$ tonf/m²
 Section Property : B5 50x80 (No : 12) Beam Span : 10.4 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	35	35	35
Moment (Mu)	82.02	57.36	90.83
Factored Strength (ϕM_n)	117.06	94.97	117.06
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.7007	0.6039	0.7759
(+) Load Combination No.	35	35	35
Moment (Mu)	53.57	76.65	57.14
Factored Strength (ϕM_n)	73.41	94.97	73.41
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.7297	0.8071	0.7783
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0049	0.0039	0.0049
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0029	0.0039	0.0029

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	35	35	35
Factored Shear Force (V_u)	51.03	46.98	57.15
Shear Strength by Conc. (ϕV_c)	27.71	28.01	27.71
Shear Strength by Rebar. (ϕV_s)	55.67	56.26	55.67
Using Shear Reinf. (A_{sV})	0.0023	0.0023	0.0023
Using Stirrups Spacing	4-P12 @200	4-P12 @200	4-P12 @200
Check Ratio	0.6120	0.5575	0.6855

GB6 (50 x 80)

1. Design Information

Design Code : ACI318-99

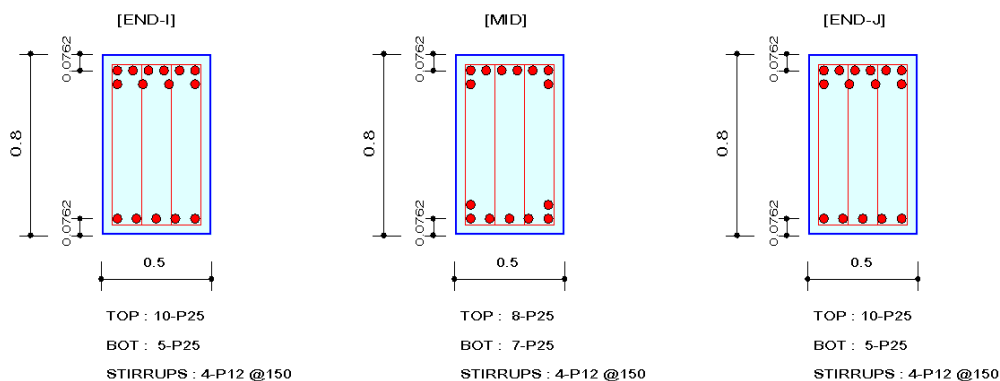
Unit System : tonf, m

Material Data : $f_c = 2400$, $f_y = 40788.6$, $f_{ys} = 40788.6 \text{ tonf/m}^2$

Section Property : B6 50x80 (No : 13)

Beam Span : 8 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	35	35	35
Moment (M_u)	98.01	71.55	98.57
Factored Strength (ϕM_n)	115.06	93.63	115.06
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.8519	0.7641	0.8567
(+) Load Combination No.	35	35	35
Moment (M_u)	39.26	53.49	39.38
Factored Strength (ϕM_n)	60.50	82.37	61.68
Check Ratio ($M_u/\phi M_n$)	0.6489	0.6494	0.6385
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0049	0.0039	0.0049
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0025	0.0034	0.0025

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	35	35	35
Factored Shear Force (V_u)	53.27	45.66	67.58
Shear Strength by Conc. (ϕV_c)	27.47	27.76	27.47
Shear Strength by Rebar. (ϕV_s)	73.58	74.37	73.58
Using Shear Reinf. (A_{sV})	0.0030	0.0030	0.0030
Using Stirrups Spacing	4-P12 @150	4-P12 @150	4-P12 @150
Check Ratio	0.5272	0.4471	0.6688

1. Design Information

Design Code : ACI318-11

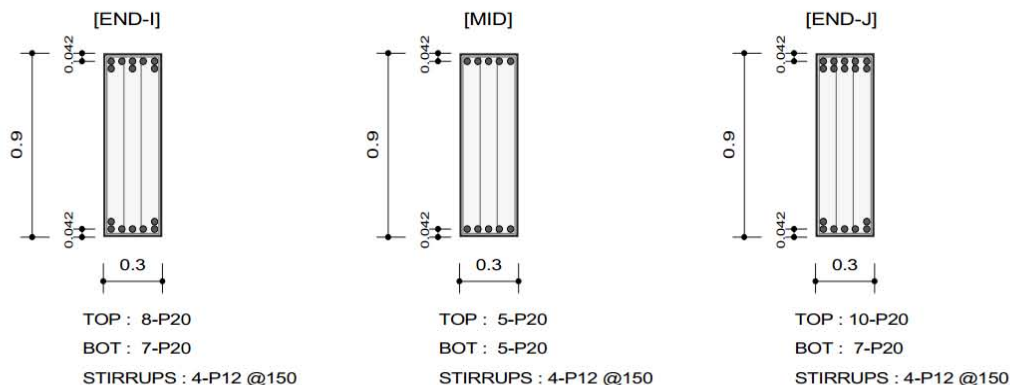
Unit System : tonf, m

Material Data : $f_c = 2400$, $f_y = 40000$, $f_{ys} = 24000$ tonf/m²

Section Property: BW1 (No : 28)

Beam Span : 4.63 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	2	2	2
Moment (M_u)	64.96	38.42	78.61
Factored Strength (ΦM_n)	71.23	46.44	87.91
Check Ratio ($M_u/\Phi M_n$)	0.9120	0.8273	0.8942
(+) Load Combination No.	2	2	2
Moment (M_u)	59.97	41.96	59.22
Factored Strength (ΦM_n)	62.82	46.44	62.47
Check Ratio ($M_u/\Phi M_n$)	0.9546	0.9035	0.9479
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0025	0.0016	0.0031
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0022	0.0016	0.0022

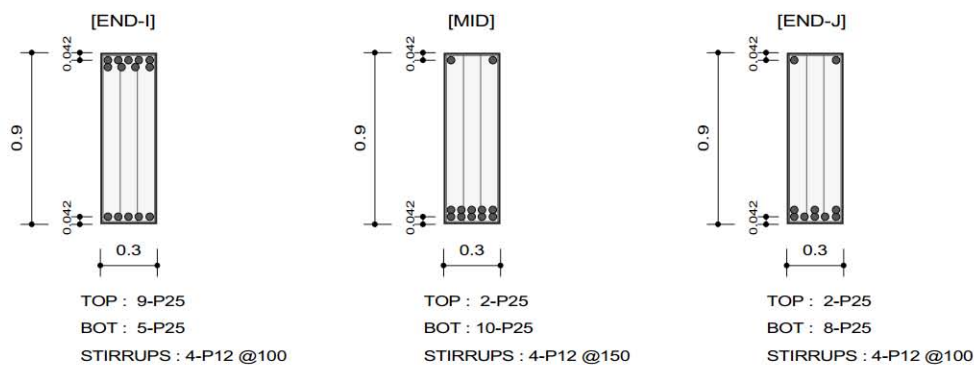
4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	2	2	2
Factored Shear Force (V_u)	40.14	46.35	48.53
Shear Strength by Conc. (ΦV_c)	15.55	15.86	15.44
Shear Strength by Rebar. (ΦV_s)	45.65	46.58	45.35
Using Shear Reinf. (A_{sV})	0.0030	0.0030	0.0030
Using Stirrups Spacing	4-P12 @150	4-P12 @150	4-P12 @150
Check Ratio	0.6559	0.7424	0.7984

1. Design Information

Design Code : ACI318-11
 Unit System : tonf, m
 Material Data : $f_c = 2400$, $f_y = 40000$, $f_{ys} = 24000$ tonf/m²
 Section Property: BW2 (No : 29) Beam Span : 8 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	2	3	2
Moment (Mu)	69.97	0.00	13.32
Factored Strength (PhiMn)	124.24	29.00	29.14
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.5631	0.0000	0.4570
(+) Load Combination No.	2	2	2
Moment (Mu)	39.76	89.86	68.09
Factored Strength (PhiMn)	70.93	127.15	106.66
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.5606	0.7067	0.6384
Using Rebar Top (As_top)	0.0044	0.0010	0.0010
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0025	0.0049	0.0039

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	2	2	2
Factored Shear Force (Vu)	61.36	42.82	47.20
Shear Strength by Conc.(PhiVc)	15.45	15.39	15.51
Shear Strength by Rebar.(PhiVs)	61.78	45.21	62.04
Using Shear Reinf. (AsV)	0.0045	0.0030	0.0045
Using Stirrups Spacing	4-P12 @100	4-P12 @150	4-P12 @100
Check Ratio	0.7946	0.7066	0.6086

1. Design Information

Design Code : ACI318-11

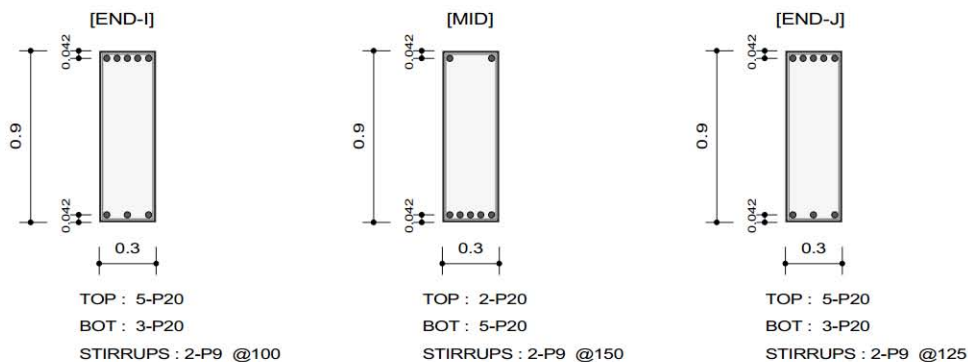
Unit System : tonf, m

Material Data : $f_c = 2400$, $f_y = 40000$, $f_{ys} = 24000$ tonf/m²

Section Property: BW3 (No : 30)

Beam Span : 8 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	2	3	2
Moment (M_u)	43.57	0.00	44.58
Factored Strength (ΦM_n)	46.22	18.85	46.22
Check Ratio ($M_u/\Phi M_n$)	0.9428	0.0000	0.9645
(+) Load Combination No.	2	2	2
Moment (M_u)	18.47	41.81	24.58
Factored Strength (ΦM_n)	27.94	46.29	27.94
Check Ratio ($M_u/\Phi M_n$)	0.6612	0.9032	0.8797
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0016	0.0006	0.0016
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0009	0.0016	0.0009

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	2	2	2
Factored Shear Force (V_u)	33.51	23.36	29.30
Shear Strength by Conc. (ΦV_c)	15.86	15.86	15.86
Shear Strength by Rebar. (ΦV_s)	19.64	13.10	15.72
Using Shear Reinf. (A_{sV})	0.0013	0.0008	0.0010
Using Stirrups Spacing	2-P9 @100	2-P9 @150	2-P9 @125
Check Ratio	0.9438	0.8066	0.9280

1. Design Information

Design Code : ACI318-11

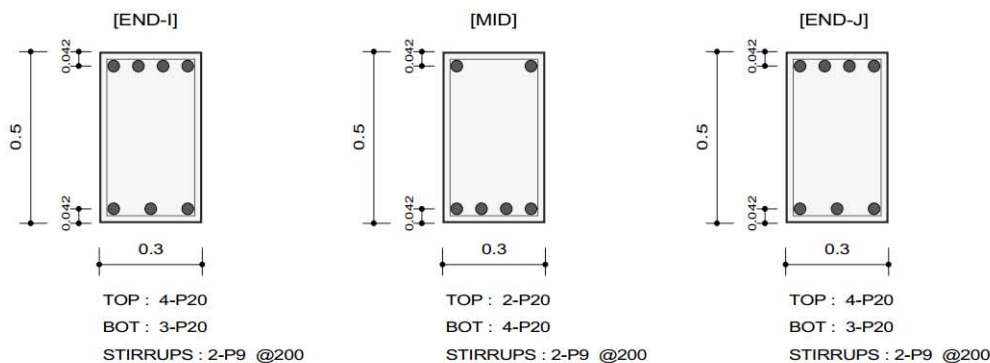
Unit System : tonf, m

Material Data : $f_c = 2400$, $f_y = 40000$, $f_{ys} = 24000$ tonf/m²

Section Property: BW4 (No : 31)

Beam Span : 8 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	1	2	2
Moment (Mu)	18.12	9.11	18.15
Factored Strength (PhiMn)	19.22	9.85	19.22
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.9428	0.9248	0.9444
(+) Load Combination No.	2	2	2
Moment (Mu)	12.60	15.33	12.20
Factored Strength (PhiMn)	14.53	19.10	14.53
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.8671	0.8023	0.8397
Using Rebar Top (As_top)	0.0013	0.0006	0.0013
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0009	0.0013	0.0009

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	2	2	2
Factored Shear Force (Vu)	13.01	10.36	11.02
Shear Strength by Conc.(PhiVc)	8.47	8.47	8.47
Shear Strength by Rebar.(PhiVs)	5.24	5.24	5.24
Using Shear Reinf. (AsV)	0.0006	0.0006	0.0006
Using Stirrups Spacing	2-P9 @200	2-P9 @200	2-P9 @200
Check Ratio	0.9488	0.7559	0.8036

1. Design Information

Design Code : ACI318-11

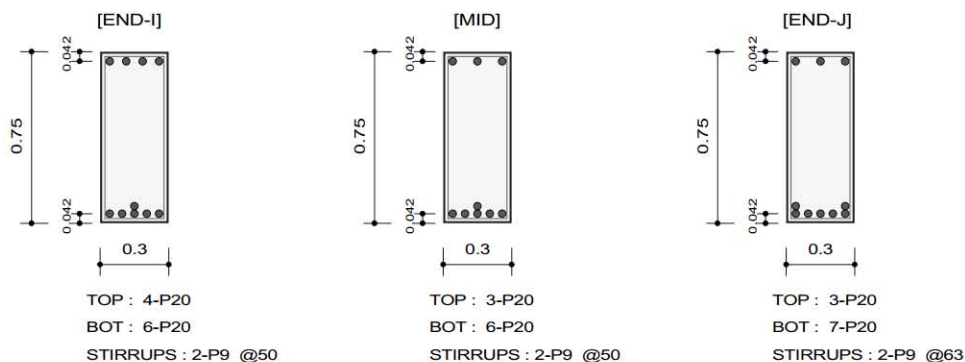
Unit System : tonf, m

Material Data : $f_c = 2400$, $f_y = 40000$, $f_{ys} = 24000$ tonf/m²

Section Property: RB1 (No : 22)

Beam Span : 5.105 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	2	2	2
Moment (Mu)	28.16	14.60	15.27
Factored Strength (PhiMn)	30.24	22.83	22.81
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.9312	0.6398	0.6696
(+) Load Combination No.	2	2	2
Moment (Mu)	42.25	38.81	45.32
Factored Strength (PhiMn)	44.69	44.47	51.54
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.9454	0.8726	0.8794
Using Rebar Top (As_top)	0.0013	0.0009	0.0009
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0019	0.0019	0.0022

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	2	2	2
Factored Shear Force (Vu)	39.59	39.18	37.82
Shear Strength by Conc.(PhiVc)	13.09	12.95	12.85
Shear Strength by Rebar.(PhiVs)	31.91	31.57	25.06
Using Shear Reinf. (AsV)	0.0025	0.0025	0.0020
Using Stirrups Spacing	2-P9 @50	2-P9 @50	2-P9 @63
Check Ratio	0.8798	0.8802	0.9976

1. Design Information

Design Code : ACI318-11

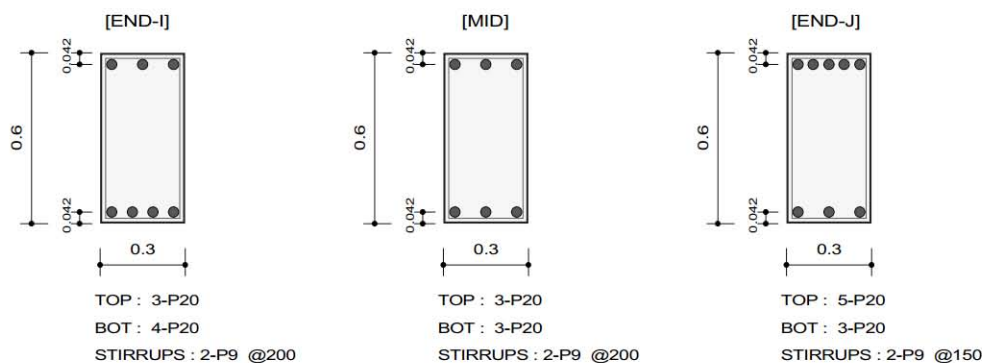
Unit System : tonf, m

Material Data : $f_c = 2400$, $f_y = 40000$, $f_{ys} = 24000$ tonf/m²

Section Property: RB2 (No : 23)

Beam Span : 3.49 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	1	2	2
Moment (Mu)	17.02	17.51	24.10
Factored Strength (PhiMn)	17.87	17.86	29.45
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.9523	0.9804	0.8183
(+) Load Combination No.	2	2	2
Moment (Mu)	22.12	14.09	15.30
Factored Strength (PhiMn)	23.67	17.86	17.90
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.9344	0.7889	0.8548
Using Rebar Top (As_top)	0.0009	0.0009	0.0016
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0013	0.0009	0.0009

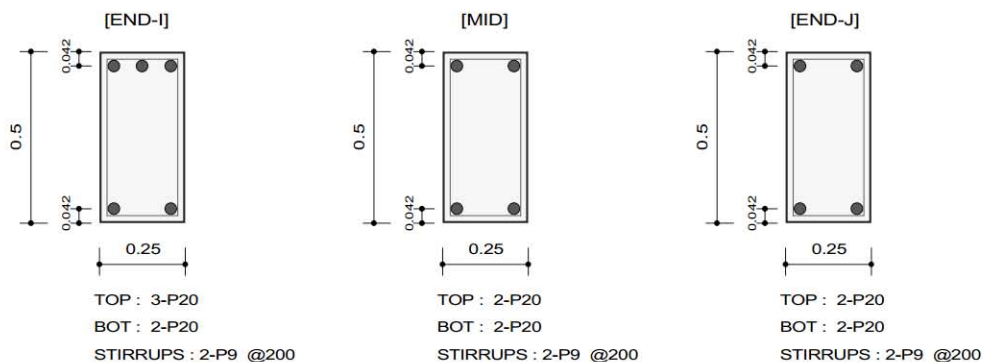
4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	2	2	2
Factored Shear Force (Vu)	12.18	15.39	17.34
Shear Strength by Conc.(PhiVc)	10.31	10.31	10.31
Shear Strength by Rebar.(PhiVs)	6.39	6.39	8.52
Using Shear Reinf. (AsV)	0.0006	0.0006	0.0008
Using Stirrups Spacing	2-P9 @200	2-P9 @200	2-P9 @150
Check Ratio	0.7289	0.9213	0.9208

1. Design Information

Design Code : ACI318-11
 Unit System : tonf, m
 Material Data : $f_c = 2400$, $f_y = 40000$, $f_{ys} = 24000$ tonf/m²
 Section Property: RB3 (No : 24) Beam Span : 8 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	1	1	2
Moment (Mu)	11.84	6.50	9.59
Factored Strength (PhiMn)	14.37	9.74	9.74
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.8238	0.6670	0.9845
(+) Load Combination No.	1	2	2
Moment (Mu)	4.48	4.87	4.82
Factored Strength (PhiMn)	9.79	9.74	9.74
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.4577	0.4996	0.4945
Using Rebar Top (As_top)	0.0009	0.0006	0.0006
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0006	0.0006	0.0006

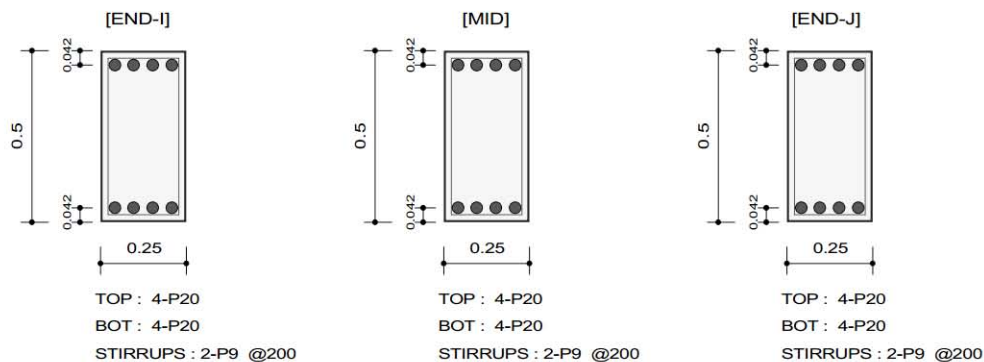
4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	2	2	2
Factored Shear Force (Vu)	7.90	8.02	8.05
Shear Strength by Conc.(PhiVc)	7.06	7.06	7.06
Shear Strength by Rebar.(PhiVs)	5.24	5.24	5.24
Using Shear Reinf. (AsV)	0.0006	0.0006	0.0006
Using Stirrups Spacing	2-P9 @200	2-P9 @200	2-P9 @200
Check Ratio	0.6420	0.6522	0.6549

1. Design Information

Design Code : ACI318-11
 Unit System : tonf, m
 Material Data : $f_c = 2400$, $f_y = 40000$, $f_{ys} = 24000$ tonf/m²
 Section Property: RB4 (No : 25) Beam Span : 3.49 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	2	2	2
Moment (Mu)	14.28	5.62	12.04
Factored Strength (PhiMn)	19.05	19.05	19.05
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.7496	0.2947	0.6317
(+) Load Combination No.	2	2	2
Moment (Mu)	9.75	7.17	10.11
Factored Strength (PhiMn)	19.05	19.05	19.05
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.5118	0.3761	0.5306
Using Rebar Top (As_top)	0.0013	0.0013	0.0013
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0013	0.0013	0.0013

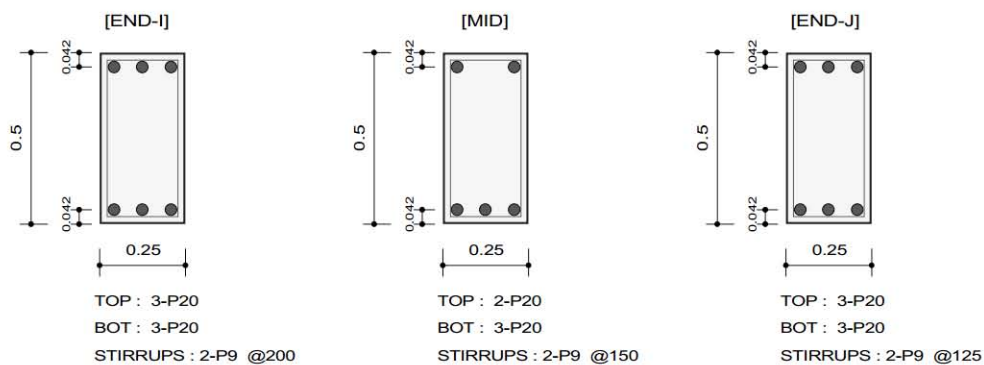
4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	2	2	2
Factored Shear Force (Vu)	11.06	10.02	10.33
Shear Strength by Conc.(PhiVc)	7.06	7.06	7.06
Shear Strength by Rebar.(PhiVs)	5.24	5.24	5.24
Using Shear Reinf. (AsV)	0.0006	0.0006	0.0006
Using Stirrups Spacing	2-P9 @200	2-P9 @200	2-P9 @200
Check Ratio	0.8995	0.8151	0.8402

1. Design Information

Design Code : ACI318-11
 Material Data : $f_c = 2400$, $f_y = 40000$, $f_{ys} = 24000$ tonf/m²
 Section Property: RB5 (No : 26)
 Unit System : tonf, m
 Beam Span : 3.25 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	2	2	2
Moment (M_u)	13.02	5.93	13.23
Factored Strength (ΦM_n)	14.42	9.79	14.42
Check Ratio ($M_u/\Phi M_n$)	0.9027	0.6060	0.9172
(+) Load Combination No.	2	2	2
Moment (M_u)	11.43	10.70	11.67
Factored Strength (ΦM_n)	14.42	14.37	14.42
Check Ratio ($M_u/\Phi M_n$)	0.7925	0.7444	0.8091
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0009	0.0006	0.0009
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0009	0.0009	0.0009

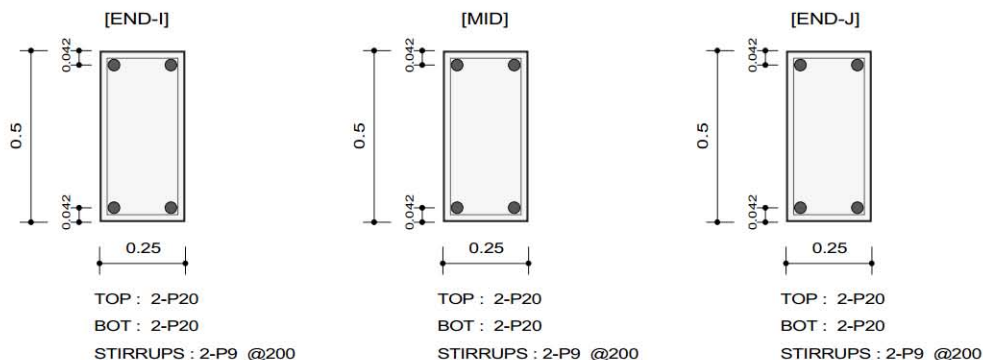
4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	2	2	2
Factored Shear Force (V_u)	11.15	13.39	14.20
Shear Strength by Conc. (ΦV_c)	7.06	7.06	7.06
Shear Strength by Rebar. (ΦV_s)	5.24	6.99	8.39
Using Shear Reinf. ($A_s V$)	0.0006	0.0008	0.0010
Using Stirrups Spacing	2-P9 @200	2-P9 @150	2-P9 @125
Check Ratio	0.9068	0.9531	0.9194

1. Design Information

Design Code : ACI318-11
 Unit System : tonf, m
 Material Data : $f_c = 2400$, $f_y = 40000$, $f_{ys} = 24000$ tonf/m²
 Section Property: RB6 (No : 27) Beam Span : 2.92 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	2	3	3
Moment (M_u)	1.02	0.00	0.00
Factored Strength (ΦM_n)	9.74	9.74	9.74
Check Ratio ($M_u/\Phi M_n$)	0.1049	0.0000	0.0000
(+) Load Combination No.	2	2	2
Moment (M_u)	3.27	5.63	4.96
Factored Strength (ΦM_n)	9.74	9.74	9.74
Check Ratio ($M_u/\Phi M_n$)	0.3361	0.5775	0.5088
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0006	0.0006	0.0006
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0006	0.0006	0.0006

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	2	2	2
Factored Shear Force (V_u)	6.42	4.95	4.11
Shear Strength by Conc. (ΦV_c)	7.06	7.06	7.06
Shear Strength by Rebar. (ΦV_s)	5.24	5.24	5.24
Using Shear Reinf. (A_{sV})	0.0006	0.0006	0.0006
Using Stirrups Spacing	2-P9 @200	2-P9 @200	2-P9 @200
Check Ratio	0.5219	0.4026	0.3345

รายการคำนวณโครงสร้างอาคารโรงพยาบาลรวมแพทย์ ฉะเชิงเทรา

Input Data

ชื่อบันไดในแบบพิมพ์เขียว = Main Entrance

คอนกรีตหุ้มเหล็ก = 1.50 ซม. ความสูงของบันได = 1.00 ม.
 f_c = 65 กก./ตร.ซม. ความหนาของบันได = 15 ซม.
 f_c' = 173.33 กก./ตร.ซม. จำนวนลูกตั้ง = 3
 f_s (ขนาด 6 และ 9 มม.) = 1,200 กก./ตร.ซม. ความกว้างจุกบันได = 2.50 ซม.
 f_s (ขนาด 12 มม.ขึ้นไป) = 1,500 กก./ตร.ซม. น้ำหนักบรรทุก = 300 กก./ตร.ม.

ชื่อของคานบนตัวซ้าย, (ขนาดของคาน) = BST (0.30 x 0.60)

ชื่อของคานบนรับบันได, (ขนาดของคาน) = BST (0.30 x 0.60)

ชื่อของคานล่างรับบันได, (ขนาดของคาน) = BST (1.50 x 0.15)

ชื่อของคานล่างตัวขวา, (ขนาดของคาน) = BST (0.30 x 0.60)

Result

น้ำหนักที่ถ่ายเข้าคาน BST = 376 กก./ม.

น้ำหนักที่ถ่ายเข้าคาน BST = 1,803 กก./ม.

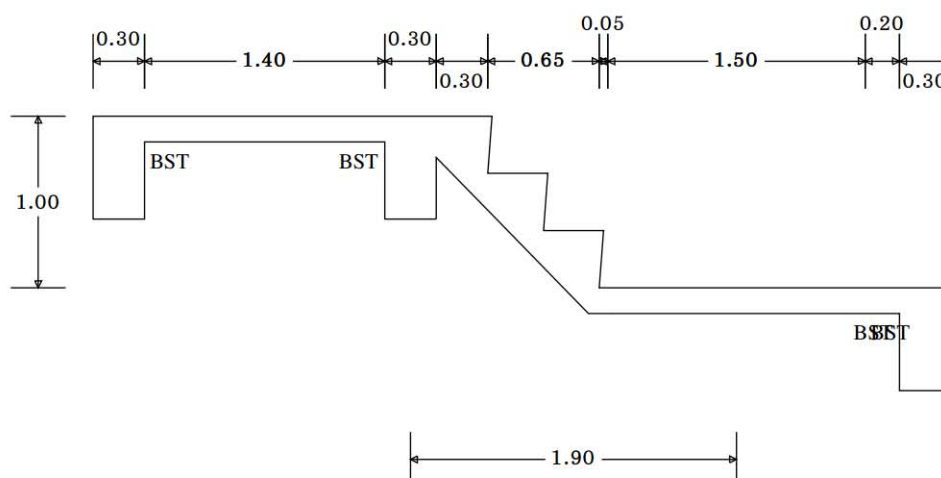
น้ำหนักที่ถ่ายเข้าคาน BST = 1,347 กก./ม.

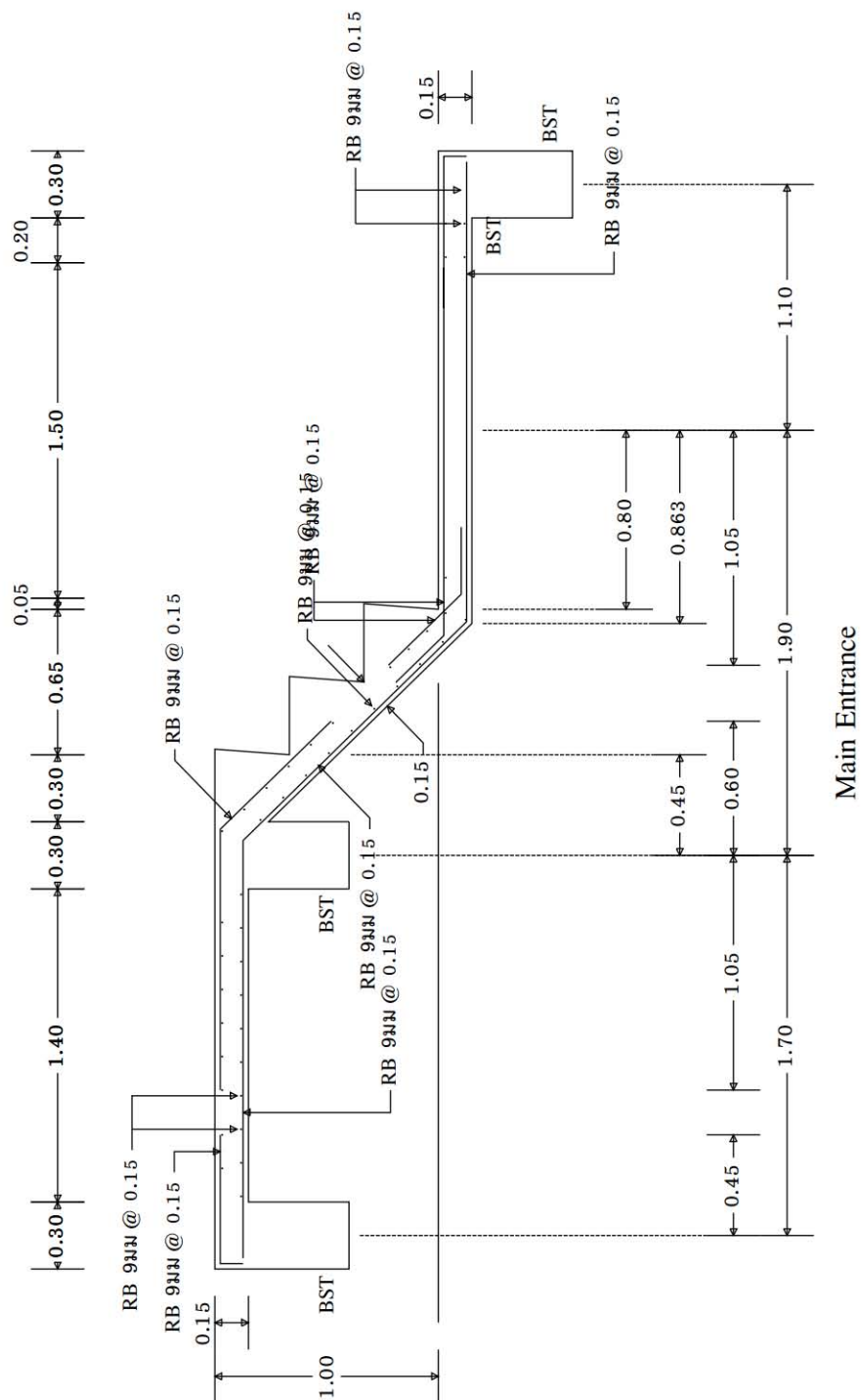
น้ำหนักที่ถ่ายเข้าคาน BST = 148 กก./ม.

ต้องการปริมาณเหล็กเสริมด้านการยึดหด = 0.17 ตร.ซม./ม.

ใช้เหล็กเสริมด้านการยึดหด = RB 9 มม @ 0.15

	M กก.-ม./ม.	Mc กก.-ม./ม.	R	j	d ซม.	As ตร.ซม./ม.	เหล็กเสริม ม.
ที่ BST	0	1,741	8.9707	0.8975	13.05	0.17	RB 9 มม @ 0.15
กลางช่วง	107	1,741	8.9707	0.8975	13.05	0.77	RB 9 มม @ 0.15
ที่ BST	-315	1,741	8.9707	0.8975	13.05	2.29	RB 9 มม @ 0.15
กลางช่วง	192	1,741	8.9707	0.8975	13.05	1.39	RB 9 มม @ 0.15
ที่ BST	-236	1,741	8.9707	0.8975	13.05	1.71	RB 9 มม @ 0.15
กลางช่วง	17	1,741	8.9707	0.8975	13.05	0.12	RB 9 มม @ 0.15
ที่ BST	0	1,741	8.9707	0.8975	13.05	0.17	RB 9 มม @ 0.15





รายการคำนวณโครงสร้างอาคารโรงพยาบาลรวมแพทย์ ฉะเชิงเทรา

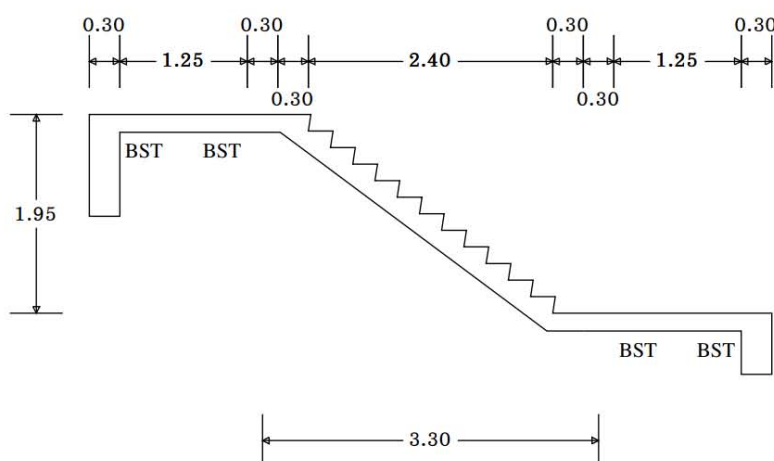
Input Data

ชื่อบันไดในแบบพิมพ์เขียว	=	ST-1		
คอนกรีตหุ้มเหล็ก	=	1.50 ซม.	ความสูงของบันได	= 1.95 ม.
f_c	=	65 กก./ตร.ซม.	ความหนาของบันได	= 17.50 ซม.
f_c'	=	173.33 กก./ตร.ซม.	จำนวนลูกตั้ง	= 12
f_s (ขนาด 6 และ 9 มม.)	=	1,200 กก./ตร.ซม.	ความกว้างจุมักบันได	= 2.50 ซม.
f_s (ขนาด 12 มม.ขึ้นไป)	=	1,500 กก./ตร.ซม.	น้ำหนักบรรทุก	= 300 กก./ตร.ม.
ชื่อของคานบนตัวซ้าย, (ขนาดของคาน)	=	BST (0.30 x 1.00)		
ชื่อของคานบนรับบันได, (ขนาดของคาน)	=	BST (0.30 x 0.175)		
ชื่อของคานล่างรับบันได, (ขนาดของคาน)	=	BST (0.30 x 0.175)		
ชื่อของคานล่างตัวขวา, (ขนาดของคาน)	=	BST (0.30 x 0.60)		

Result

น้ำหนักที่ถ่ายเข้าคาน BST	=	42 กก./ม.
น้ำหนักที่ถ่ายเข้าคาน BST	=	2,709 กก./ม.
น้ำหนักที่ถ่ายเข้าคาน BST	=	2,656 กก./ม.
น้ำหนักที่ถ่ายเข้าคาน BST	=	41 กก./ม.
ต้องการปริมาณเหล็กเสริมด้านการยึดหด	=	0.32 ตร.ซม./ม.
ใช้เหล็กเสริมด้านการยึดหด	=	DB12 มม @ 0.15

	M กก.-ม./ม.	Mc กก.-ม./ม.	R	j	d ซม.	As ตร.ซม./ม.	เหล็กเสริม ม.
ที่ BST	0	2,073	8.9707	0.8975	15.20	0.15	DB16 มม @ 0.15
กลางช่วง	1	2,073	8.9707	0.8975	15.20	0.01	DB16 มม @ 0.15
ที่ BST	-799	2,073	8.9707	0.8975	15.20	3.91	DB16 มม @ 0.15
กลางช่วง	596	2,073	8.9707	0.8975	15.20	2.91	DB16 มม @ 0.15
ที่ BST	-801	2,073	8.9707	0.8975	15.20	3.92	DB16 มม @ 0.15
กลางช่วง	1	2,073	8.9707	0.8975	15.20	0.01	DB16 มม @ 0.15
ที่ BST	0	2,073	8.9707	0.8975	15.20	0.15	DB16 มม @ 0.15





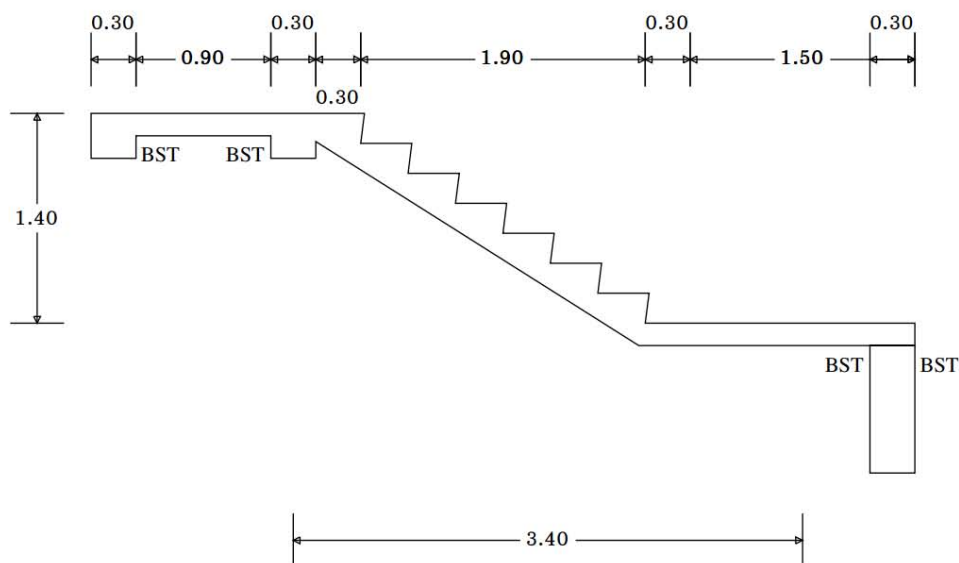
Input Data

ชื่อบันไดในแบบพิมพ์เขียว	= ST-2		
คอนกรีตหุ้มเหล็ก	= 1.50	ชม.	ความสูงของบันได = 1.40 ม.
f_c	= 65	กก./ตร.ซม.	ความหนาของบันได = 15 ซม.
f_c'	= 173.33	กก./ตร.ซม.	จำนวนลูกตั้ง = 7
f_s (ขนาด 6 และ 9 มม.)	= 1,200	กก./ตร.ซม.	ความกว้างจมูกบันได = 2.50 ซม.
f_s (ขนาด 12 มม.ขึ้นไป)	= 1,500	กก./ตร.ซม.	น้ำหนักบรรทุก = 300 กก./ตร.ม.
ชื่อของคานบนตัวซ้าย, (ขนาดของคาน)	= BST (0.30 x 0.30)		
ชื่อของคานบนรับบันได, (ขนาดของคาน)	= BST (0.30 x 0.30)		
ชื่อของคานล่างรับบันได, (ขนาดของคาน)	= BST (1.50 x 0.15)		
ชื่อของคานล่างตัวขวา, (ขนาดของคาน)	= BST (0.30 x 1.00)		

Result

น้ำหนักที่ถ่ายเข้าคาน BST	= -52	กก./ม.
น้ำหนักที่ถ่ายเข้าคาน BST	= 2,169	กก./ม.
น้ำหนักที่ถ่ายเข้าคาน BST	= 2,085	กก./ม.
น้ำหนักที่ถ่ายเข้าคาน BST	= -51	กก./ม.
ต้องการปริมาณเหล็กเสริมด้านการยึดหด	= 0.17	ตร.ซม./ม.
ใช้เหล็กเสริมด้านการยึดหด	= RB 9 มม @ 0.125	

	M	Mc	R	j	d	As	เหล็กเสริม
	กก.-ม./ม.	กก.-ม./ม.			ซม.	ตร.ซม./ม.	ม.
ที่ BST	0	1,493	8.9707	0.8975	12.90	0.17	DB12 มม @ 0.125
ที่ BST	-537	1,493	8.9707	0.8975	12.90	3.09	DB12 มม @ 0.125
กลางช่วง	411	1,493	8.9707	0.8975	12.90	2.36	DB12 มม @ 0.125
ที่ BST	-536	1,493	8.9707	0.8975	12.90	3.09	DB12 มม @ 0.125
ที่ BST	0	1,493	8.9707	0.8975	12.90	0.17	DB12 มม @ 0.125





รายการคำนวณโครงสร้างอาคารโรงพยาบาลรวมแพทย์ ฉะเชิงเทรา

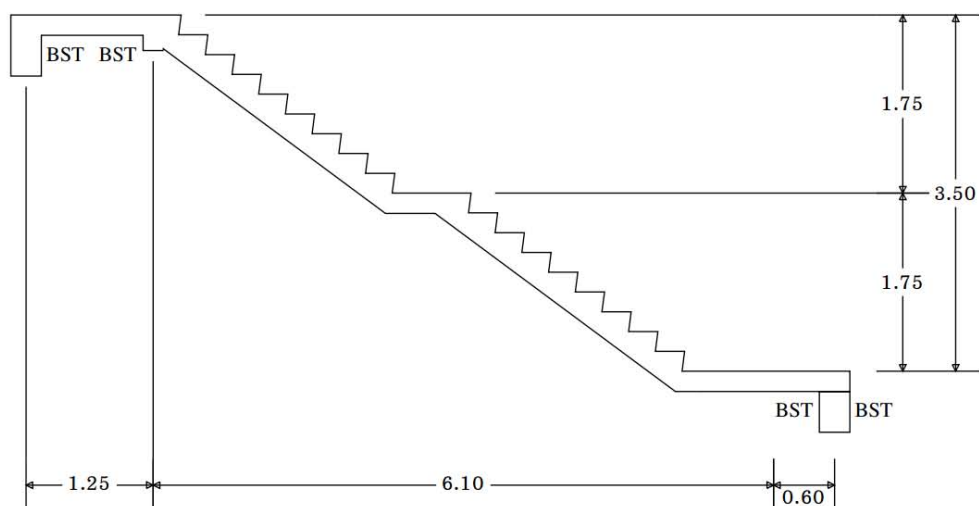
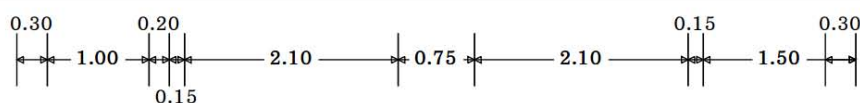
Input Data

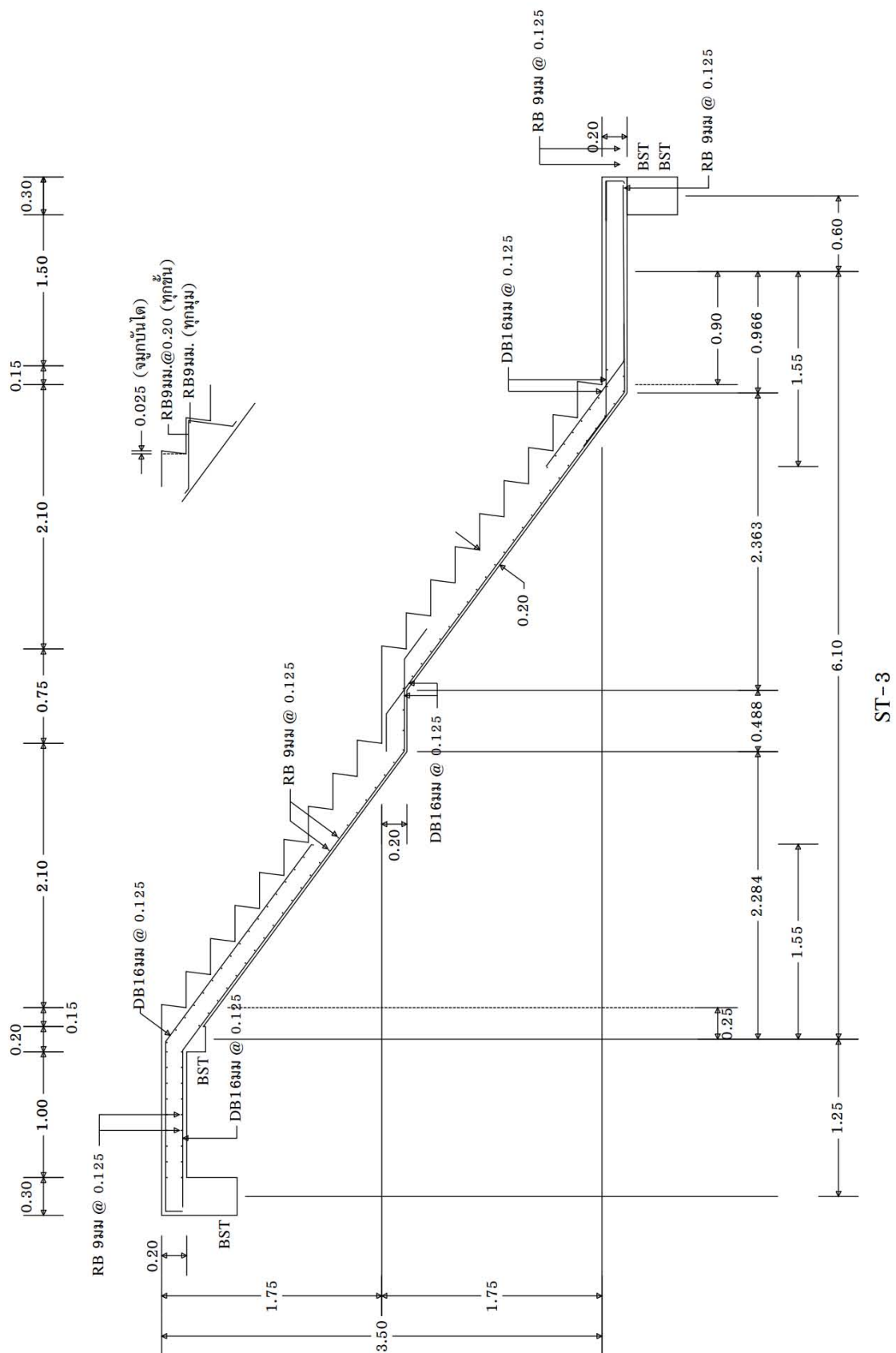
ชื่อบันไดในแบบพิมพ์เขียว	=	ST-3	ความสูงของบันได	=	3.50	ม.
คอนกรีตหุ้มเหล็ก	=	1.50 ซม.	ความสูงของชานพัก	=	1.75	ม.
$f_c = 65$ กก./ตร.ซม.	$f_c' = 173.33$ กก./ตร.ซม.		ความหนาของบันได	=	20	ซม.
f_s (ขนาด 6 และ 9 มม.)	=	1,200 กก./ตร.ซม.	จำนวนลูกตั้งจากชั้นล่างขึ้นชานพัก	=	9	
f_s (ขนาด 12 มม.ขึ้นไป)	=	1,500 กก./ตร.ซม.	จำนวนลูกตั้งจากชานพักขึ้นชั้นบน	=	9	
น้ำหนักบรรทุกทุก	=	300 กก./ตร.ม.	ความกว้างจมูกบันได	=	2.50	ซม.
ชื่อของคานบนตัวซ้ายสุด	=	BST (0.30 x 0.60)	ชื่อของคานบนรับบันได	=	BST (0.20 x 0.35)	
ชื่อของคานล่างรับบันได	=	BST (1.50 x 0.20)	ชื่อของคานล่างตัวขวาสุด	=	BST (0.30 x 0.60)	

Result

น้ำหนักที่ถ่ายเข้าคาน BST	=	-1,785	กก./ม.	น้ำหนักที่ถ่ายเข้าคาน BST	=	6,042	กก./ม.
น้ำหนักที่ถ่ายเข้าคาน BST	=	9,278	กก./ม.	น้ำหนักที่ถ่ายเข้าคาน BST	=	-5,576	กก./ม.
เหล็กเสริมด้านการยึดหด	=	0.13	ตร.ซม./ม.	ใช้เหล็กเสริมด้านการยึดหด	=	RB 9 มม @ 0.125	

	M กก.-ม./ม.	Mc กก.-ม./ม.	R	j	d ซม.	As ตร.ซม./ม.	เหล็กเสริม ม.
ที่ BST	0	2,810	8.9707	0.8975	17.70	0.50	DB16 มม @ 0.125
ที่ BST	-2,841	2,810	8.9707	0.8975	17.70	11.93	DB16 มม @ 0.125
กลางช่วง	1,889	2,810	8.9707	0.8975	17.70	7.93	DB16 มม @ 0.125
ที่ BST	-3,486	2,810	8.9707	0.8975	17.70	14.72	DB16 มม @ 0.125
ที่ BST	0	2,810	8.9707	0.8975	17.70	0.50	DB16 มม @ 0.125



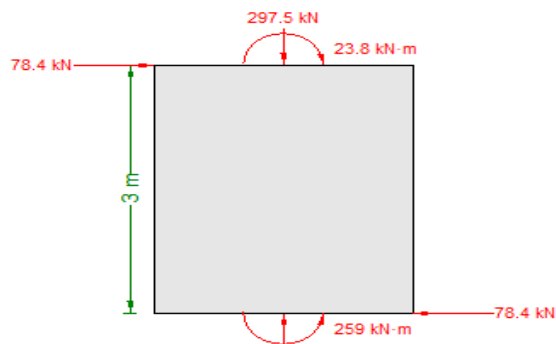


ST-3

ออกแบบผนัง Lift

Factored Loads

Axial Force	297.5 kN
Moment (in-plane)	23.8 kN-m
Shear Force	78.4 kN
Wall Weight	31.5 kN
Includes Seismic	No



$$P_u = 297.5 \text{ kN} + 31.5 \text{ kN} = 329 \text{ kN}$$

$$V_u = 78.4 \text{ kN}$$

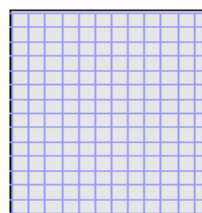
$$\text{Moment due to applied shear: } (78.4 \text{ kN}) (3 \text{ m}) = 235.2 \text{ kN-m}$$

$$M_u = 23.8 \text{ kN-m} + 235.2 \text{ kN-m} = 259 \text{ kN-m}$$

Wall Cover

$$\text{cover}_{\min} = 19.05 \text{ mm} \quad (\#11 \text{ or smaller bar, interior exposure})$$

$$\text{cover (25 mm)} \geq \text{cover}_{\min} (19.05 \text{ mm}) \quad \checkmark$$



Vertical bars: #11 @ 200 mm, total area = 26168 mm²
Horizontal bars: #11 @ 200 mm, total area = 30194 mm²

Minimum Steel

$$\rho_h = \frac{A_{w_horz}}{s_2 t_{wall}} = \frac{(1006 \text{ mm}^2)}{(200 \text{ mm}) (200 \text{ mm})} = 0.0252$$

$$\rho_n = \frac{A_{w_vert}}{s_1 t_{wall}} = \frac{(1006 \text{ mm}^2)}{(200 \text{ mm}) (200 \text{ mm})} = 0.0252$$

$$V_u = 0 \text{ kN} \quad (\text{most extreme seismic case})$$

$$\phi V_c / 2 = (361.7 \text{ kN}) / 2 = 180.8 \text{ kN} \quad (\text{most extreme case})$$

$$V_u < \phi V_c / 2, \text{ so Ch 14 provisions apply (see ACI 11.9.8)}$$

$$\rho_{h_min} = 0.0025 \quad (\text{bars larger than No. 5, or less than 60 ksi})$$

$$\rho_{n_min} = 0.0015 \quad (\text{bars larger than No. 5, or less than 60 ksi})$$

$$\rho_h (0.0252) \geq \rho_{h_min} (0.0025) \quad \checkmark$$

$$\rho_n (0.0252) \geq \rho_{n_min} (0.0015) \quad \checkmark$$

Two layers required for thickness over 10 inches (ACI 14.3.4) $\checkmark$

Bar Spacing

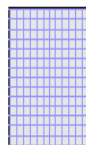
$$\phi V_c / 2 = (361.7 \text{ kN}) / 2 = 180.8 \text{ kN} \quad (\text{most extreme case})$$

$$V_u < \phi V_c / 2, \text{ so Ch 14 provisions apply (see ACI 11.9.8)}$$

$$s_{max} = 457.2 \text{ mm} \quad (\text{lesser of } 3t \text{ or } 18 \text{ inches})$$

$$s_2 (200 \text{ mm}) \leq s_{2max} (457.2 \text{ mm}) \quad \checkmark$$

$$s_1 (200 \text{ mm}) \leq s_{1max} (457.2 \text{ mm}) \quad \checkmark$$



Shear Capacity

$$(11-27) \quad V_c = 3.3 \lambda \sqrt{F'_c} h d + \frac{N_u d}{4 l_w} = 3.3 (1.0) \sqrt{24 \text{ MPa}} (200 \text{ mm}) (2000 \text{ mm}) + \frac{(329 \text{ kN}) (2000 \text{ mm})}{4 (2.5 \text{ m})} = 602.8 \text{ kN}$$

$$(11-28) \quad V_c = \left[0.6 \lambda \sqrt{F'_c} + \frac{l_w \left[1.25 \lambda \sqrt{F'_c} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right]}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] h d = \left[0.6 (1.0) \sqrt{24 \text{ MPa}} + \frac{(2.5 \text{ m}) \left[1.25 (1.0) \sqrt{24 \text{ MPa}} + 0.2 \frac{(329 \text{ kN})}{(2.5 \text{ m}) (200 \text{ mm})} \right]}{\frac{(161 \text{ kN}\cdot\text{m})}{(78.4 \text{ kN})} - \frac{(2.5 \text{ m})}{2}} \right] (200 \text{ mm}) (2000 \text{ mm}) = 894.2 \text{ kN}$$

Note: M_u in eqn 11-28 is at critical section per ACI 11.9.7

$V_c = 602.8 \text{ kN}$ (lesser of 11-27 and 11-28)

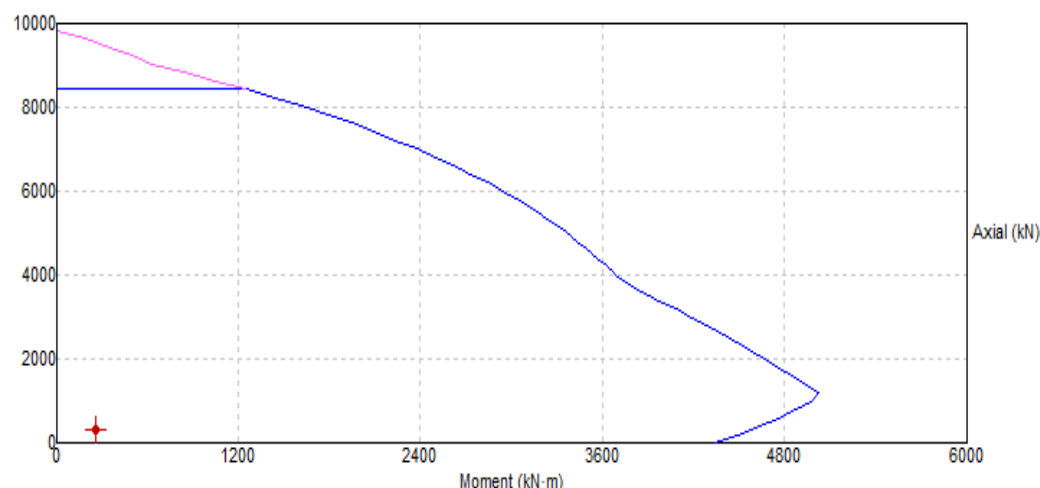
$d = 0.8 l_w = 0.8 (2.5 \text{ m}) = 2000 \text{ mm}$

$$V_s = \frac{A_w f_y d}{s_2} = \frac{(1006 \text{ mm}^2) (400 \text{ MPa}) (2000 \text{ mm})}{(200 \text{ mm})} = 4026 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = \phi [V_c + V_s] = (0.60) [(602.8 \text{ kN}) + (4026 \text{ kN})] = 2777 \text{ kN}$$

$$\phi V_{n_{\max}} = \phi 10 \sqrt{F'_c} h d = (0.60) 10 \sqrt{24 \text{ MPa}} (200 \text{ mm}) (2000 \text{ mm}) = 976.3 \text{ kN} \quad (\text{limit of ACI 11.9.3 controlled})$$

$$\phi V_n (2777 \text{ kN}) \geq V_u (78.4 \text{ kN}) \quad \checkmark$$



Neutral axis depth at nominal moment capacity is 723 mm

Axial Compression

$$\phi P_{n_{\max}} = 0.80 \phi [0.85 F'_c [A_g - A_s] + f_y A_s] = 0.80 (0.650) [0.85 (24 \text{ MPa}) [(0.5 \text{ m}^2) - (26168 \text{ mm}^2)] + (400 \text{ MPa}) (26168 \text{ mm}^2)] = 10469 \text{ kN}$$

$$\phi P_{n_{\max}} (10469 \text{ kN}) \geq P_u (329 \text{ kN}) \quad \checkmark$$

Moment

$$\phi M_n = M_p = (4586 \text{ kN}\cdot\text{m}) = 4586 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{M at given P; from interaction diagram})$$

$$\phi M_n (4586 \text{ kN}\cdot\text{m}) \geq M_u (259 \text{ kN}\cdot\text{m}) \quad \checkmark$$

ออกแบบ WATER TANK

f_c 240 Ksc f_y 4000 Ksc f_{ys} 2400 Ksc

ข้อมูลออกแบบ

คอนกรีตเสริมเหล็ก	2400 Kg.m ³	ผนังกว้างขอบใน	2.925 m	ความสูงดินที่กระทำกับบ่อ	2.5 m
น้ำ (γ_w)	1000 Kg.m ³	ผนังยาวขอบใน	10.4 m	ความสูงน้ำที่กระทำกับบ่อ	2.5 m
ดินเปียก (γ_{wet})	2000 Kg.m ³	ผนังสูง	2.85 m	ใช้ผนังบ่อน้ำหนา	25 Cm
ดินแห้ง (γ_{dry})	1800 Kg.m ³	พื้นบ่อส่วนอื่น	0.6 m	ระยะหุ้มคอนกรีต	4 Cm
น้ำเสีย (γ_{ww})	0 Kg.m ³	φ มุมเสียดทาน	30 องศา		
แรงกดที่ผิวดิน (Surcharge)	Kg.m ³	พื้นฝาบ่อหนา	0.2 m		
Live load	150 Kg.m ²	ด้านสันพื้นบ่อ	3.425 m	(พิจารณาแรงกระทำเป็นแบบ One Ways)	
DL. พื้นฝาบ่อ	480 Kg.m ²				
SDL วัสดุผิว	0 Kg.m ²				

L_x/L_z 4 เป็นพื้นยื่นรับแรงสามเหลี่ยม

ตัวคูณเพิ่มค่า 1.4 DL 1.7 LL

ออกแบบผนัง (design Wall) พิจารณาแรงดันจากน้ำ

Moment = $\frac{1}{6} \gamma_w H^3$: 4427.1 Kg.m

ตรวจสอบความหนาผนังที่เลือก

$$\beta_1 = 0.85 \quad r_b = \frac{\beta_1 \frac{0.85 f'_c}{f_y} \cdot \frac{6120}{6120 + f_y}}{0.0262} = 0.0262 \quad \rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.019662$$

$$R_u = \rho f_y \left(1 - 0.59 \rho \left(\frac{f_y}{f'_c}\right)\right) = 77.83 \text{ Ksc.} \quad \phi M_n = \phi R_b d^2 = 29150.87 \text{ Kg.m} > 4427 \text{ OK}$$

หาขนาดเหล็กเสริมแนวตั้งรับแรงดัด

แนวตั้งใช้ DB 12 mm d : 20.4 Cm แนวอนใช้ DB 12 mm d : 20.4 Cm

$R_u = M_u / \phi b d^2 = 11.81993$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 R_u}{0.85 f'_c} \right)} \right] = 0.051 \times 0.0597 = 0.00305 \quad \rho < \rho_{max} \text{ OK}$$

$A_{s_y} = \rho b d = 0.062137 \text{ cm}^2/\text{m} \quad A_{s_y}(\min) = 0.0015 b h = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m} @ = 0.3 \text{ m.}$

สรุปใช้เหล็กเสริมแนวตั้งด้านที่รับแรงดันจากน้ำ DB 12 mm @ 0.20 m. OK

เหล็กแนวอนรับแรงดึง

ความดันเฉลี่ย: $q_{av} = 2125 \text{ Kg./m}^2$ แรงดันที่น้ำดันผนัง $F = q_{av} A = 15539 \text{ Kg}$

สมมูลของแรง : $2F_1 = F_1 = 7769.5 \text{ Kg.} \quad A_{s_n} = 1.1 \text{ cm}^2/\text{m} \quad A_{s_n}(\min) = 3.8 \text{ cm}^2/\text{m} @ = 0.3 \text{ m.}$

สรุปใช้เหล็กเสริมแนวอนด้านที่รับแรงดันจากน้ำ DB 12 mm @ 0.2 m. OK

ตรวจสอบการควบคุมรอยร้าวตามข้อกำหนด ACI จากระยะห่างเหล็ก

$f_s = (2/3) f_y = 2666.667 \text{ Ksc} \quad C_c = 5.2 \text{ Cm}$

$$S = 38 \left(\frac{2800}{f_s} \right) - 2.5 C_c = 0.269 \text{ Cm.} \quad \text{ใช้ระยะห่างเหล็ก} \quad 0.2 \text{ Cm} \text{ OK}$$

ตรวจสอบดัชนีความกว้างรอยร้าว (Z: Index of Crack Width)

$d_c = 4.6 \text{ Cm.} \quad A =$ เนื้อของคอนกรีตหุ้มรอบเหล็กเสริม 1 เส้น $= 115 \text{ cm}^2/\text{เส้น}$

$$Z = f_s \sqrt{d_c A} = 19978 \text{ Kg/cm} < 26000 \text{ Kg/cm} \text{ OK}$$

2 มีความชื้น สัมผัสดิน ความกว้างรอยร้าวที่ยอมให้ 0.30 mm

Crack Width = 0.26 < 0.30 mm OK

o ออกแบบผนัง (design Wall)

พิจารณาแรงดันจากดิน

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

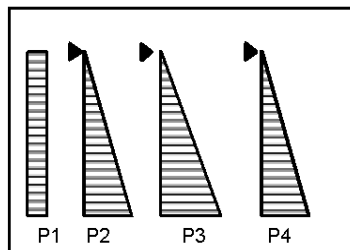
0.333

moment ที่ดินผนัง (คิดจากผนังกว้าง 1 m)

P1 = $K_a \cdot \text{Surcharge}$	=	0	Kg./m ²	M1 = $\frac{P1h^2}{2}$	=	0	Kg./m
P2 = $K_a \cdot \gamma H$	=	1416.7	Kg./m ²	M2 = $\frac{P1h^2}{2}$	=	1475.69	Kg./m
P3 = $\gamma_w \cdot H$	=	4250	Kg./m ²	M3 = $\frac{P1h^2}{2}$	=	4427.08	Kg./m
P4 = $\gamma_{ww} \cdot H$	=	0	Kg./m ²	M4	=	0	Kg./m
P5 = ฝาน้ำ	=	1587.5	Kg./m	M5	=	1611.8	Kg./m

Sum Moment M1+M2+Max(M3,M4)+M5

Mu = 7514.6 Kg./m



o ตรวจสอบความหนาผนังที่เลือก

$$\phi M_n = \phi R_b d^2 = 29151 > 7514.6 \text{ Kg./m} \quad \text{OK}$$

o หายขนาดเหล็กเสริมแนวตั้งรับแรงดัด

แนวตั้งใช้ DB 12 mm d: 20.4 Cm แนวอนใช้ DB 12 mm d: 20 Cm

$$R_u = \frac{M_u}{\phi b d^2} = 20.0633$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_u}{0.85 f'_c}} \right] = 0.05 \times 0.1037 = 0.0053 \quad \rho < \rho_{\max} \quad \text{OK}$$

$$A_{s_v} = \rho b d = 0.10792 \text{ cm}^2/\text{m} \quad A_{s_v}(\min) = 0.0015 b h = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m} @ = 0.301 \text{ m.}$$

$$A_{s_h}(\min) = 0.0015 b h = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m} @ = 0.301 \text{ m.}$$

สรุปใช้เหล็กเสริมแนวตั้งด้านที่รับแรงดันจากดิน DB 12 @ 0.20 m. OK

สรุปใช้เหล็กเสริมแนวอนด้านที่รับแรงดันจากดิน DB 12 @ 0.20 m. OK

o ตรวจสอบการควบคุมรอยร้าวตามข้อกำหนด ACI จากระยะห่างเหล็ก

$$f_s = (2/3) f_y = 2666.67 \text{ Ksc} \quad C_c = 5.2 \text{ Cm}$$

$$S = 38 \left(\frac{2800}{f_s} \right) - 2.5 c c = 0.27 \text{ Cm.} \quad \text{ใช้ระยะห่างเหล็ก} \quad 0.2 \text{ Cm} \quad \text{OK}$$

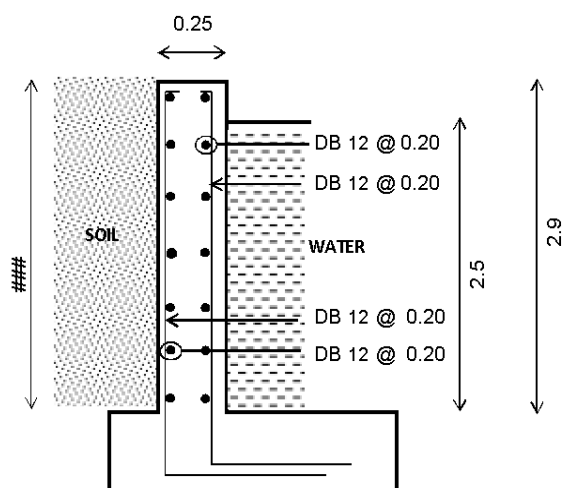
o ตรวจสอบดัชนีความกว้างรอยร้าว (Z: Index of Crack Width)

$$d_c = 4.6 \text{ Cm.} \quad A = \text{เนื้อที่ของคอนกรีตหุ้มรอบเหล็กเสริม 1 เส้น} = 115 \text{ cm}^2/\text{เส้น}$$

$$Z = f_s \sqrt{d_c \cdot A} = 19978.2 \text{ Kg/cm} < 26000 \text{ Kg/cm} \quad \text{OK}$$

2 มีความชื้น สัมผัสดิน ความกว้างรอยร้าวที่ยอมให้ 0.30mm

$$\text{Crack Width} = 0.26 < 0.30 \text{ mm} \quad \text{OK}$$



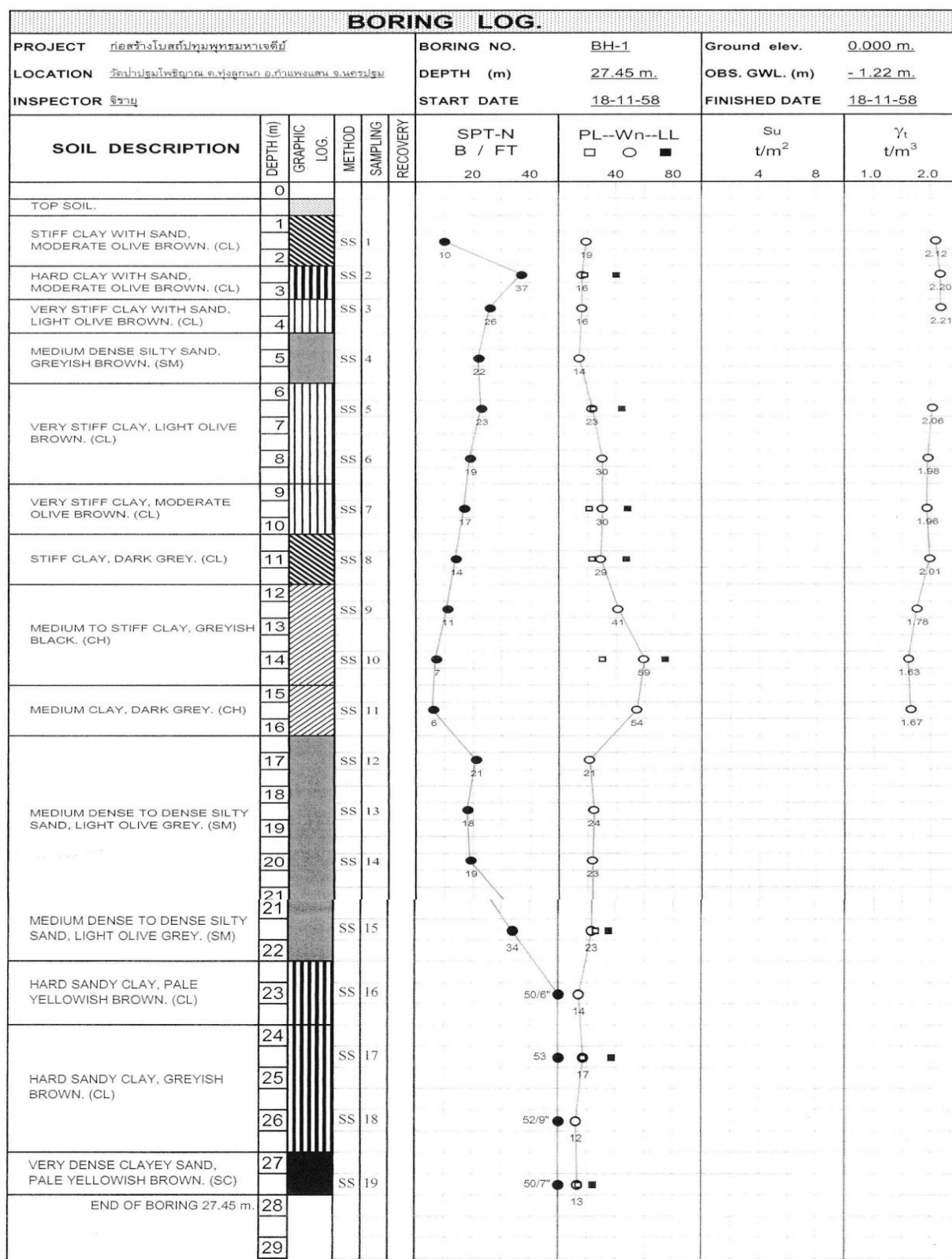
RC.WALL Drawing Not to Scale

รายการคำนวณโครงสร้างอาคารโรงพยาบาลรวมแพทย์ ฉะเชิงเทรา

การออกแบบเสาเข็มรับแรงแผ่นดินไหว

มีการเจาะสำรวจดินในโครงการ จำนวน 2

หลุมเจาะ ตามรายละเอียดของ บริษัท เคนนิช ซอยล์ เอ็นจิเนียริง จำกัด



รายการคำนวณโครงสร้างอาคารโรงพยาบาลรวมแพทย์ ฉะเชิงเทรา

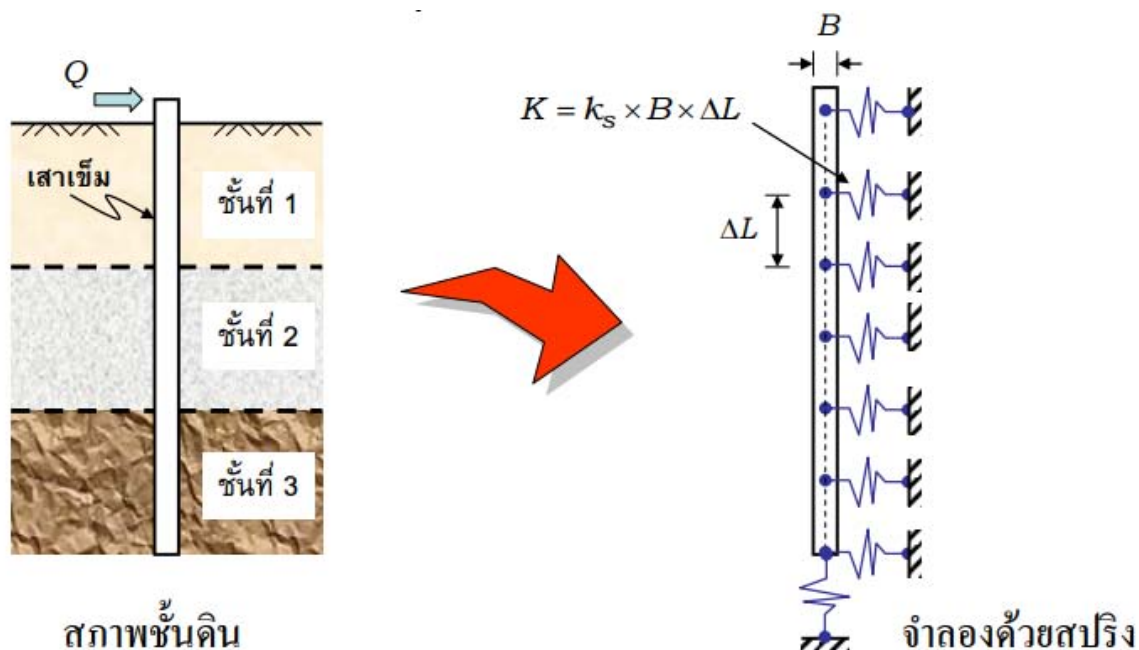
BORING LOG.									
PROJECT ก่อสร้างโบลท์ปทุมพหุมาเจดีย์				BORING NO. BH-2		Ground elev. 0.000 m.			
LOCATION วัดป่าปฐมโพธิ์ญาณ ต.ทุ่งกลาน อ.กัาแพงแสน จ.นครปฐม				DEPTH (m) 25.95 m.		OBS. GWL. (m) - 1.72 m.			
INSPECTOR จิรายุ				START DATE 19-11-58		FINISHED DATE 19-11-58			
SOIL DESCRIPTION	DEPTH (m)	GRAPHIC LOG.	METHOD	SAMPLING	RECOVERY	SPT-N B / FT	PL--Wn--LL □ ○ ■	Su t/m ²	γ _t t/m ³
						20 40	40 80	4 8	1.0 2.0
TOP SOIL.	0								
STIFF CLAY, GREYISH BLACK. (CL)	1					12	23		2.06
	2								
VERY STIFF CLAY, MODERATE OLIVE BROWN. (CL)	3					29	18		2.17
	4					19	19		2.17
STIFF SANDY CLAY WITH GRAVEL, YELLOWISH GREY. (CL)	5					11	19		
MEDIUM CLAY WITH SAND, YELLOWISH GREY. (CL)	6								
	7					7	24		
VERY STIFF CLAY, MEDIUM GREY. (CL)	8								
	9					19	23		2.06
STIFF TO VERY STIFF CLAY, LIGHT OLIVE GREY. (CL)	10					15	31		1.98
	11								
STIFF CLAY, DARK GREY. (CL)	12					13	34		1.94
	13					12	38		1.87
MEDIUM TO STIFF CLAY, DARK GREY. (CH)	14					8	62		
	15								
	16					8	51		
	17					8	53		
	18								
	19					8	43		
VERY STIFF TO HARD SANDY CLAY, MEDIUM GREY. (CL)	20				X	17			
	21						54		
VERY STIFF TO HARD SANDY CLAY, MEDIUM GREY. (CL)	22						18		
	23						51		2.13
	24						12		
	25						52		2.10
VERY DENSE CLAYEY SAND, GREYISH BROWN. (SC)	26					50/7"	11		
END OF BORING 25.95 m.	27								

3.2 คำนวณการใช้ฐานราก

ฐานรากโครงสร้างแบบฐานรากเสาเข็มตอก (Driven Pile) กำลังรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของ
เข็มได้แนะนำไว้ ดังตารางดังต่อไปนี้

ฐานรากเสาเข็มตอก (Driven Pile) – Square Pile

หลุมเจาะ	ความลึก ปลาย เสาเข็ม (ม.)	หน้าตัดของ เสาเข็ม	น้ำหนักบรรทุกปลอดภัย (ตัน)				
			ขนาดของเสาเข็ม (ม.)				
			0.30	0.35	0.40	0.45	0.52
BH-1	15.00	สี่เหลี่ยม	31	36	42	46	53
	16.00	สี่เหลี่ยม	34	39	45	50	58
	17.00	สี่เหลี่ยม	44	54	63	73	88
	18.00	สี่เหลี่ยม	47	57	67	77	93
	19.00	สี่เหลี่ยม	49	59	69	80	97
	20.00	สี่เหลี่ยม	51	61	72	83	100
	21.00	สี่เหลี่ยม	65	81	97	115	141
	22.00	สี่เหลี่ยม	51	61	71	81	96
	23.00	สี่เหลี่ยม	62	74	86	99	118
	24.00	สี่เหลี่ยม	68	81	95	109	129
	25.00	สี่เหลี่ยม	76	90	105	120	142
	26.00	สี่เหลี่ยม	83	99	114	131	154
	27.00	สี่เหลี่ยม	110	135	161	189	230
	27.45	สี่เหลี่ยม	112	136	163	190	232
BH-2	15.00	สี่เหลี่ยม	31	36	41	46	53
	16.00	สี่เหลี่ยม	33	38	43	48	56
	17.00	สี่เหลี่ยม	34	40	45	51	58
	18.00	สี่เหลี่ยม	36	42	47	53	61
	19.00	สี่เหลี่ยม	38	45	51	57	66
	20.00	สี่เหลี่ยม	42	49	56	63	73
	21.00	สี่เหลี่ยม	54	65	76	88	105
	22.00	สี่เหลี่ยม	61	72	85	97	115
	23.00	สี่เหลี่ยม	67	80	93	107	127
	24.00	สี่เหลี่ยม	74	88	103	117	139
	25.00	สี่เหลี่ยม	81	97	112	128	151
	25.95	สี่เหลี่ยม	107	131	156	183	224



พารามิเตอร์ที่สำคัญสำหรับการวิเคราะห์เสาเข็มในกรณีที่ต้องรับแรงในแนวราบคือค่า สติฟเนสของสปริงที่แทนดิน เรียกว่า ค่าโมดูลัสต้านทานแรงแนวราบของดิน (Modulus of horizontal subgrade reaction) k_s มีหน่วยเป็น แรง/ปริมาตร เช่น ตัน/ม.^3

เมื่อทราบค่า k_s สามารถคำนวณสติฟเนสของสปริง (K) ของดินดังนี้

$$K = k_s \times B \times \Delta L$$

K คือ สติฟเนสของสปริง

k_s คือ modulus of horizontal subgrade reaction

B คือ ความกว้างของเสาเข็ม

ΔL คือ ความยาวในพื้นที่รับผิชอบ

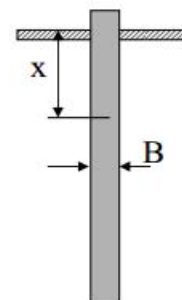
เมื่อคำนวณสติฟเนสของสปริง (K) แต่ละชั้นเรียบร้อยแล้ว จึงนำไปวิเคราะห์โมเมนต์คดคู่ ในเสาเข็มเพื่อออกแบบการเสริมเหล็กในเสาเข็มต่อไป

Terzaghi (1955) ได้เสนอสูตรการคำนวณ k_s สำหรับ ดินทราย ซึ่งมีค่า k_s แปรตามความลึกของชั้นดิน โดยนิยามค่าคงที่สำหรับด้านทานแรงกดแนวราบ (constant of horizontal subgrade reaction) หรือ n_h ซึ่งมีหน่วยเป็น “แรง/ปริมาตร” เช่น ตัน/ม.³ ทำให้เขียนค่าโมดูลัสด้านทานแรงแนวราบของดิน ดังนี้

$$k_s = \frac{n_h x}{B}$$

x คือ ความลึก ณ จุดที่พิจารณา

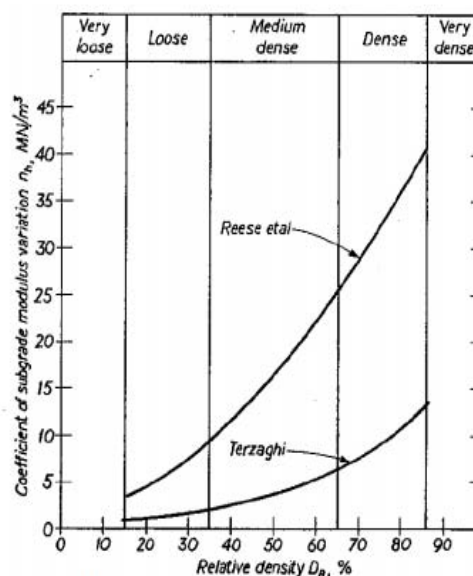
B ความกว้างหรือเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม



ค่าที่แนะนำโดย Terzaghi และ Reese แสดงไว้ละเอียดขึ้นในรูปที่ 1 [Tomlinson, M. J., 1994] โดยค่าความหนาแน่นสัมพัทธ์ สามารถประมาณได้จากค่าดัมตอก (SPT-N value) ตามตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่าง SPT-N กับ ความหนาแน่นสัมพัทธ์ของดิน

ค่า SPT-N (ครั้งตอ่ฟุต)	ความหนาแน่น สัมพัทธ์	สภาพดิน
0-4	0 - 0.2	หลวมมาก
4-10	0.2 - 0.4	หลวม
10-30	0.4 - 0.6	ปานกลาง
30-50	0.6 - 0.8	แน่น
> 50	0.8 - 1.0	แน่นมาก



รูปที่ 1 ค่าคงที่สำหรับด้านทานแรงกดแนวราบ

สำหรับ ดินเหนียว ค่า k_s จะคงที่ตลอดชั้นดิน โดย Davisson, M.T. (1970) เสนอสูตรการคำนวณไว้ดังนี้

$$k_s = 67 \frac{S_u}{B}$$

S_u คือ กำลังต้านทานแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength)

มีหน่วยเป็น ตัน/ม.²

B ความกว้างหรือเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม

➤ ในกรณีที่เสาเข็มมากกว่า 1 ต้น อยู่ในฐานเดียวกันหากเสาเข็มในฐานเรียงอยู่ชิดกันเกินไป กำลังของเสาเข็มแต่ละต้นที่คำนวณได้ จะมีกำลังที่ลดลง

➤ อย่างไรก็ตามจากการวิจัยพบว่าหากระยะเรียงของเสาเข็มแต่ละต้นมีค่ามากพอ เช่น ประมาณ 6 – 8 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง เสาเข็มก็จะรักษากำลังแบบเสาเดี่ยวไว้ได้

ตารางที่ 4 ค่าตัวคูณลดกำลังสำหรับเสาเข็มกลุ่มในชั้นดินเหนียว [Prakash, S. & Sharma, H., 1990] เมื่อ S คือ ระยะเรียงของเสาเข็ม (ม.)
B คือ เส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม (ม.)

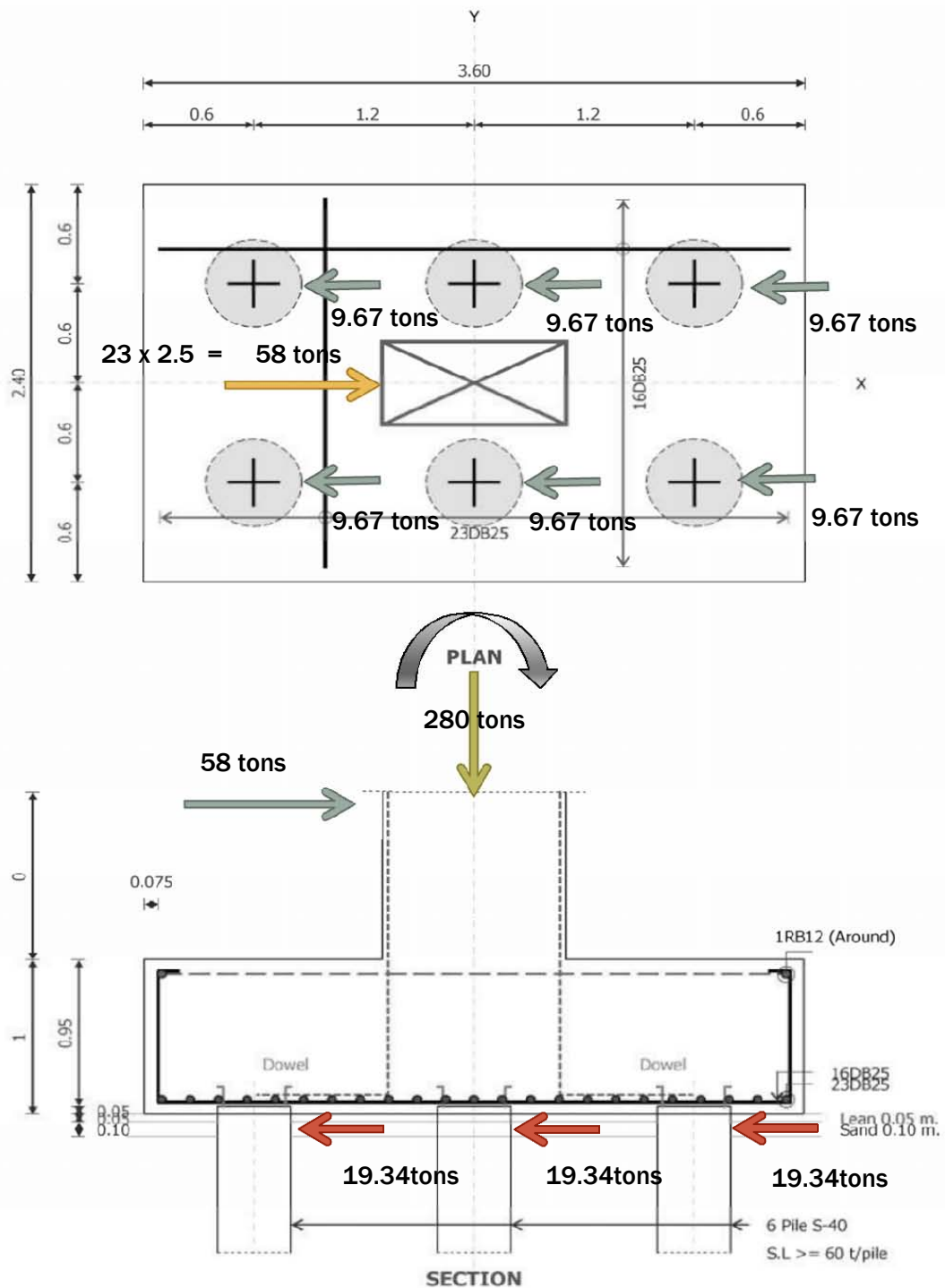
ระยะเรียงในทิศทางที่มีแรงกระทำ (S/B)	2 x 2	3 x 3	คำแนะนำ
3	0.42	0.39	0.40
3.5	0.50	0.42	0.45
4.0	0.57	0.44	0.50
4.5	0.61	0.47	0.55
5.0	0.63	0.48	0.55
6.0	-	-	0.65
8.0	-	-	1.00

10

ตารางที่ 5 ค่าตัวคูณลดกำลังสำหรับเสาเข็มกลุ่มในชั้นดินทราย [Prakash, S. & Sharma, H., 1990]

ระยะเรียงในทิศทางที่มีแรงกระทำ (S/B)	ตัวคูณลดกำลัง
3	0.50
4	0.60
5	0.68
6	0.70

พิจารณารูปร่าง F-6

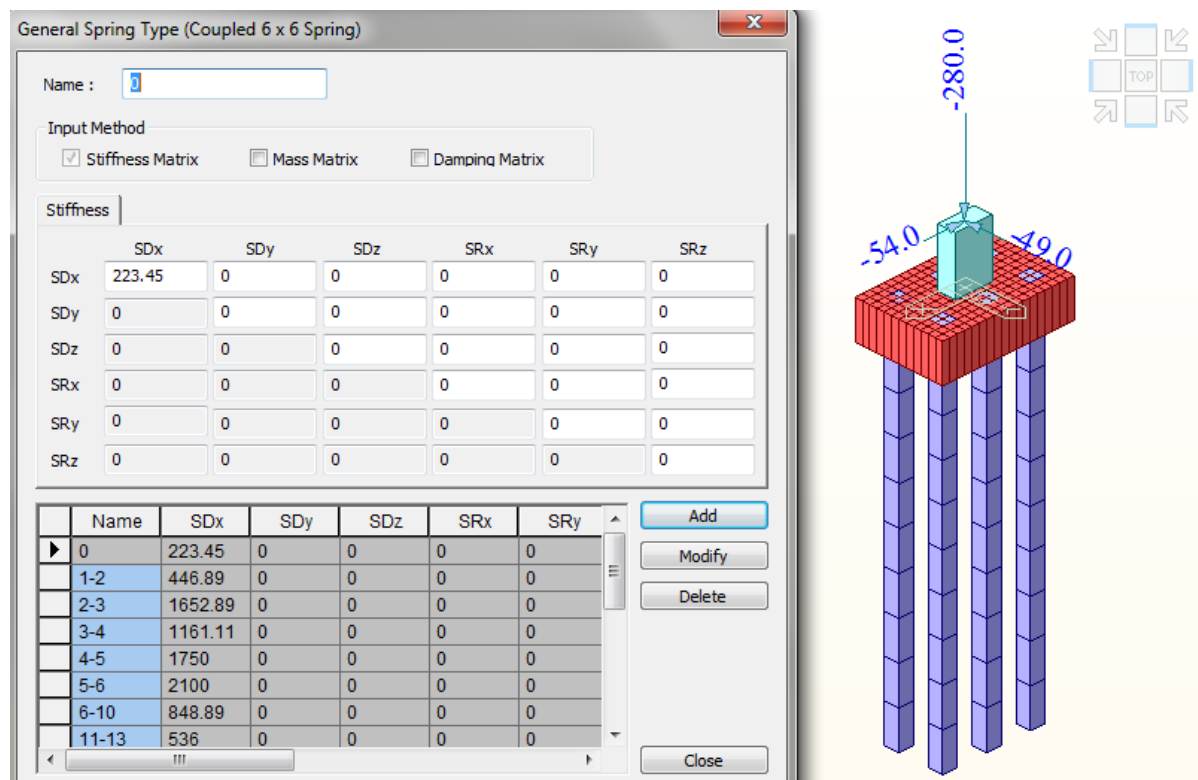


รายการคำนวณโครงสร้างอาคารโรงพยาบาลรวมแพทย์ ฉะเชิงเทรา

ตารางแสดงค่า PARAMETER เพื่อคำนวณหาค่า SOIL SPRING ; K

Layer	Depth (m)		Δ L (m)	Soil Type	Consistency	SPT-N blows/ft	Su t/sq.m	Phi Degree	nh t/cu.m	Unit Weight t/cu.m	ขนาดเสาเข็ม 0.40 m	
	From	To									Ks (t / cu.m)	K (t / cu.m)
1	TOP	1	0.5	CLAY	STIFF	10	6.67			1.7	1117.23	223.45
	1	2	1									446.89
2	2	3	1	CLAY	HARD	37	24.67			1.9	4132.23	1652.89
3	3	4	1	CLAY	VERY STIFF	26	17.33			1.8	2902.78	1161.11
4	4	5	1	SAND	MEDIUM DENSE	22		37	350	1.8		1750.00
	5	6	1			23						2100.00
5	6	7	1	CLAY	VERY STIFF	19	12.67			1.8	2122.23	848.89
	7	8	1									848.89
	8	9	1			17						848.89
	9	10	1			14						848.89
6	10	11	1	CLAY	STIFF	12	8			1.7	1340.00	536.00
	11	12	1									536.00
	12	13	1			7						536.00
7	13	14	1	CLAY	MEDIUM	6	4			1.6	670.00	268.00
	14	15	1			6						268.00
	15	16	1			21						268.00
8	16	17	1	SAND	MEDIUM DENSE	19		32	350	1.8		5950.00
	17	18	1									6300.00
	18	19	1			18						6650.00
	19	20	1			19						7000.00
	20	21	1									7350.00
9	21	22	1	SAND	DENSE	34		35	500	1.9		11000.00
10	22	23	1	CLAY	HARD	54	36			1.9	6030.00	2412.00
	23	24	1									2412.00
	24	25										2412.00
	25	26										2412.00
11	26	27	1	SAND	VERY DENSE	55		39	738	2		19926.00
	27	28	0.5									10332.00
		END										

GENERAL SPRING



พิจารณาค่าแรงจากผลการวิเคราะห์

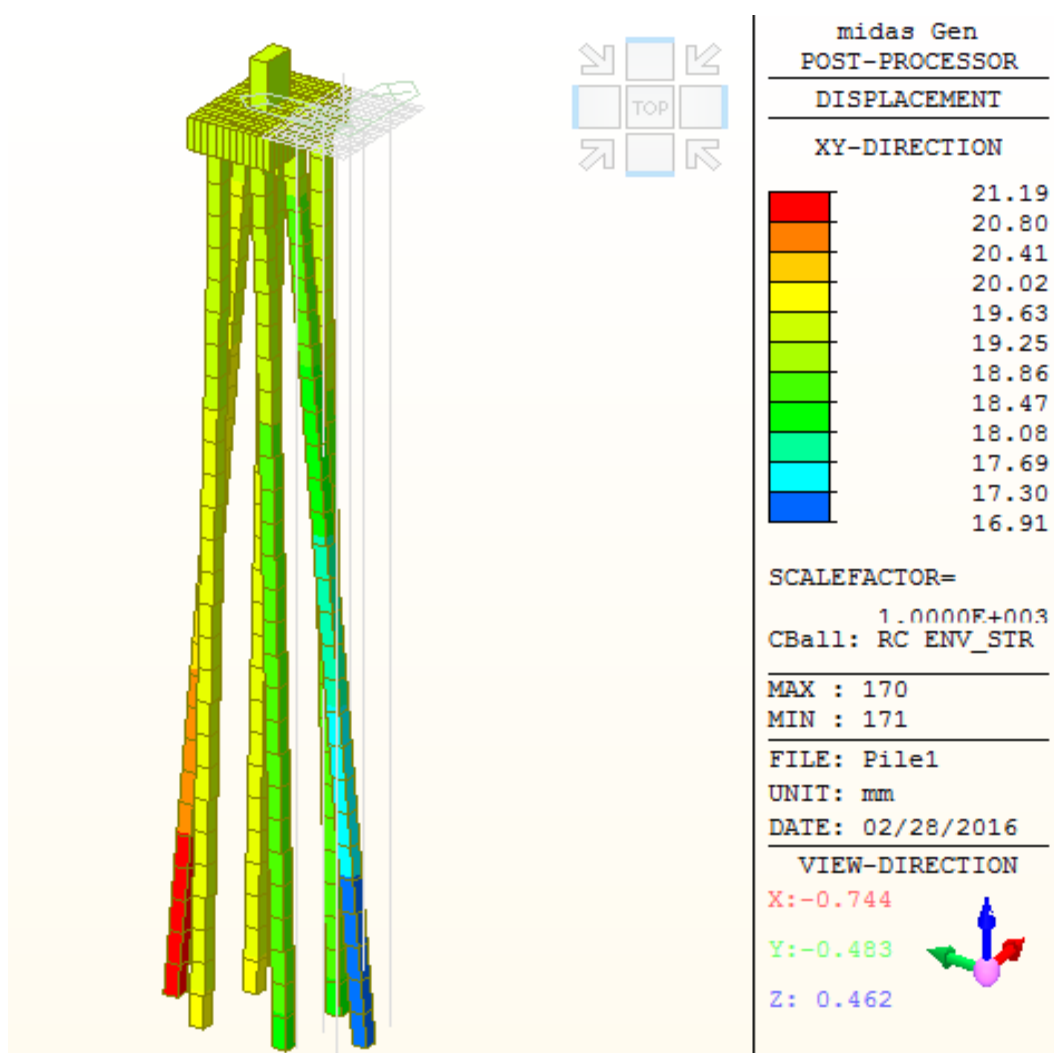
เนื่องจากเป็นเข็มกลุ่มที่มีระยะเรียงห่างกัน $3D < 6D$ (120 cm น้อยกว่า 240 cm) จึงต้องเพิ่มกำลังรับแรงกระทำทางด้านข้างอีก ด้วยการหารตัวคูณลดกำลังสำหรับดินเหนียว คือ $1 / 0.40$ หรือ 2.50 เท่า

$$FZ(\max) = -280 \text{ tons} / 6 = 46.67 \text{ tons / pile}$$

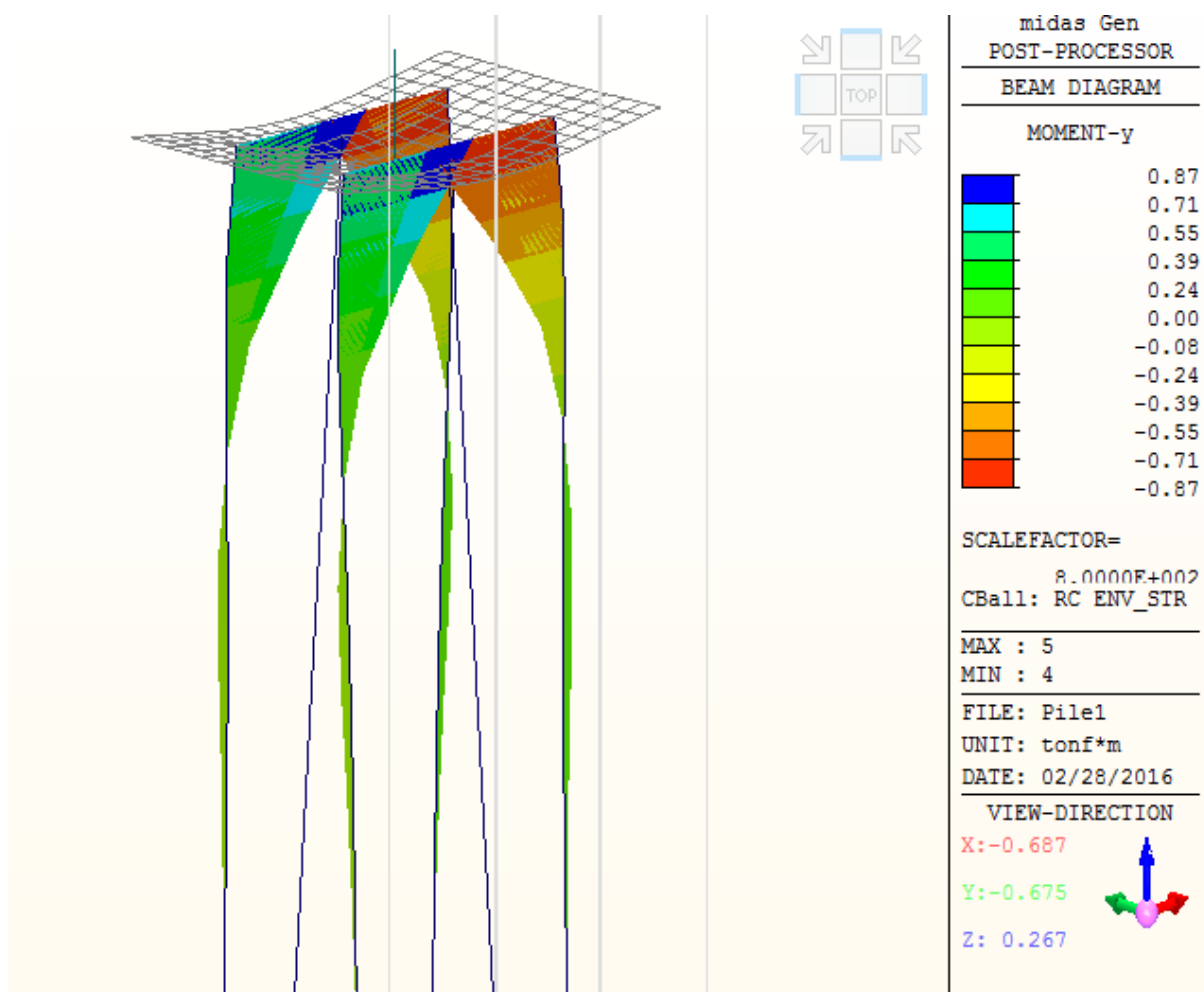
$$F_x(\max) = -23 \text{ tons} \times 2.50 = 58 \text{ tons}$$

$$F_y(\max) = 20.4 \text{ tons} \times 2.50 = 51 \text{ tons}$$

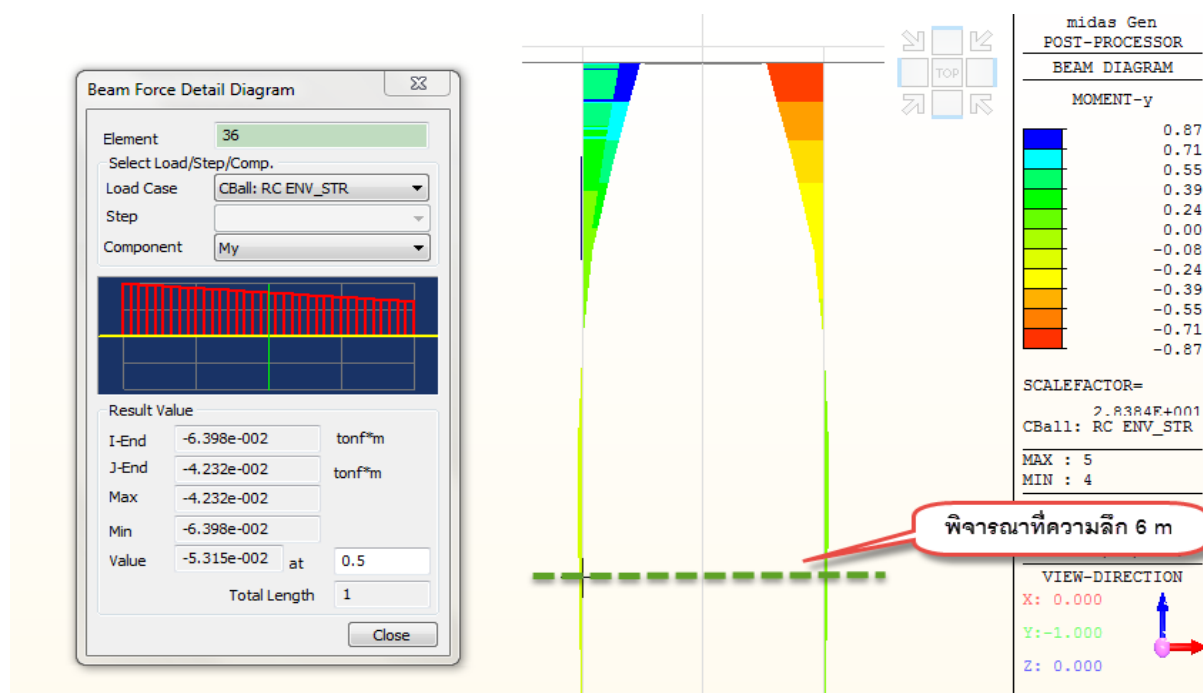
การเคลื่อนตัว XY = 21.19 mm



BENDING MOMENT M_z = 0.87 tons – m



สรุป เลือกเสริมเหล็ก 4-DB 16 ยาว 8 m (เสริมพิเศษ ในเสาเข็มคอนกรีตอัดแรง SQ-40x40)



นำข้อมูล P_u และ M_u ที่ได้มา Plot ใน Diagram ของเสาเข็มขนาดสี่เหลี่ยม 40 x 40 cm เหล็กเสริมพิเศษ 4- DB 16 x 6 m เพื่อรับแรงสั่นสะเทือนจากแรงแผ่นดินไหว พบว่าอยู่ภายในเส้นกราฟ แสดงว่าปลอดภัย

