

The Thai Concrete Design Handbook

REINFORCED

CONCRETE DESIGN

Strength Design Method

FIRST EDITION

Mongkol Jirawacharadet

School of Civil Engineering

Suranaree University of Technology

SDM



TUMCIVIL.COM
engfanatic

การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก

REINFORCED CONCRETE DESIGN

STRENGTH DESIGN METHOD

FIRST EDITION



ผศ.ดร.มงคล จีรวัชรเดช
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก

**Reinforced Concrete Design
Strength Design Method**

พิมพ์ครั้งที่ 1

FIRST EDITION

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.มงคล จิรวรรณเดช

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

คำนำในการปรับปรุงครั้งที่ 3

ในการปรับปรุงครั้งนี้เป็นไปตามการปรับหลักสูตรใหม่ซึ่งแบ่งวิชาการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กออกตามวิธีที่ใช้ในการออกแบบ เนื้อหาในหนังสือเล่มนี้จะเป็นไปตามวิธีกำลัง (Strength Design Method) ทั้งหมด มีการปรับปรุงรูปภาพประกอบให้มีสีสันสวยงามเพื่อให้เหมาะกับการอ่านไฟล์ pdf นอกจากนี้เนื้อหาหลายส่วนมีการปรับปรุงแก้ไขเพิ่มเติม และเพิ่มบทที่ 14 ฐานรากเสาเข็ม หนังสือเล่มนี้แจกไฟล์ฟรีทางอินเทอร์เน็ต ผู้แต่งขอขอบคุณทุกท่านที่ให้การสนับสนุนข้อมูล และหวังว่าจะมีการนำไปใช้ให้เกิดประโยชน์ในการเรียนการสอนและการใช้งาน

15 มีนาคม 2557

คำนำในการปรับปรุงครั้งที่ 2

ในการปรับปรุงครั้งนี้มีการเปลี่ยนแปลงมากพอสมควร ส่วนใหญ่เกิดเนื่องจากการเรียนการสอนในช่วงที่ผ่านมา เพื่อให้ผู้เรียนทำความเข้าใจกับบทเรียนได้ชัดเจนขึ้น ลดความยุ่งยากในบทแรงเฉือนลง ลดเนื้อหาในส่วนที่เกี่ยวกับวิธีหน่วยแรงใช้งานลง และตัดบางบทที่เป็นหัวข้อการออกแบบขั้นสูงออก เพื่อเตรียมนำไปเขียนแยกต่างหากอีกเล่มหนึ่ง เพื่อให้เนื้อหาในหนังสือพอดีกับที่บรรยายในชั้นเรียนวิชา การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก หวังว่าหนังสือเล่มนี้จะเป็นประโยชน์ในการเรียนรู้สำหรับนักศึกษา วิศวกร หรือผู้สนใจทั่วไป หากพบข้อผิดพลาดใดหรือต้องการแนะนำ โปรดติดต่อผู้เขียน

3 มกราคม 2550

คำนำในการปรับปรุงครั้งที่ 1

ในการปรับปรุงแก้ไขหนังสือการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กครั้งที่ 2 นี้ ผู้เขียนใช้เวลาทั้งหมดหนึ่งปีเต็มพอดี ไม่คิดว่าจะนานขนาดนี้แต่สุดท้ายก็เสร็จจนได้ ในเล่มใหม่นี้จะมีทั้งการออกแบบโดย วิธีหน่วยแรงใช้งาน และ วิธีกำลัง ร่วมอยู่ในเล่มเดียวกัน ซึ่งผู้เขียนเชื่อว่าไม่สับสนโดยจะมีส่วนที่อธิบายพฤติกรรมการรับน้ำหนักซึ่งจะใช้ร่วมกันได้ และแนวทางการออกแบบทั้งสองวิธีซึ่งแยกจากกันอย่างชัดเจนพร้อมตัวอย่างประกอบ นอกจากนี้ยังมีปัญหาท้ายเล่มเพื่อให้.ศ.ฝึกหัดทดสอบความเข้าใจ มีอยู่หลายบทที่เป็นการออกแบบขั้นสูงซึ่งไม่มีสอนในเนื้อหาของการบรรยาย ซึ่งผู้เขียนหวังว่าจะมี.ศ.ที่อ่าน ทำความเข้าใจ และนำไปใช้ประโยชน์ได้

12 กุมภาพันธ์ 2546

คำนำในการพิมพ์ครั้งแรก

ในปัจจุบันโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กได้รับความนิยมโดยมีการนำมาใช้ในงานโครงสร้างกันอย่างกว้างขวางในประเทศไทย หนังสือการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กเล่มนี้ได้ถูกเรียบเรียงขึ้นตามมาตรฐานล่าสุดโดยวิธีกำลัง (Strength Design Method) ของ American Concrete Institute (ACI318-95) นอกจากนี้ยังมีมาตรฐานของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย(ว.ส.ท.) สำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กปี พ.ศ. 2540 อย่างไรก็ตามเนื่องจาก

มาตรฐานต่างๆจะมีการปรับปรุงอยู่ตลอดเวลา หนังสือเล่มนี้ได้รับการปรับปรุงอยู่เสมอเพื่อให้ทันกับมาตรฐานที่เปลี่ยนแปลงไป

เนื้อหาในหนังสือเล่มนี้ได้รับการเรียบเรียงมาจากหนังสือหลายเล่มทั้งในและต่างประเทศ ทั้งนี้เพื่อให้มีความเหมาะสมกับสภาพการใช้งานจริงในประเทศไทย หน่วยที่ใช้จะเป็นระบบเมตริก(เซนติเมตร-กิโลกรัม)ซึ่งเป็นหน่วยที่ใช้กันในประเทศไทย ซึ่งแตกต่างจากในมาตรฐาน ACI และตำราของต่างประเทศที่จะใช้หน่วยในระบบอังกฤษ(นิ้ว-ปอนด์) นอกจากสูตรต่างๆที่ใช้ในการคำนวณจะถูกแปลงเป็นระบบเมตริกทั้งหมดแล้ว ตารางและแผนภูมิต่างๆก็ได้ถูกดัดแปลงหรือจัดทำขึ้นใหม่เพื่อให้สามารถใช้ได้ในระบบเมตริกอีกด้วย หน้าตัดเหล็กเหล็กที่ใช้อ้างอิงในตัวอย่างจะเป็นหน้าตัดตามมาตรฐานญี่ปุ่น(JIS)ซึ่งถูกใช้กันอย่างแพร่หลายที่สุดในประเทศไทย อย่างไรก็ตามเมื่อจะทำการออกแบบเพื่อใช้ในงานจริง ควรจะติดต่อโรงงานผู้ผลิตหรือสำรวจหน้าตัดเหล็กที่มีในตลาดเพื่อให้โครงสร้างเหล็กที่ออกแบบมาสามารถทำการก่อสร้างได้จริงและประหยัด

ท้ายที่สุดนี้ผู้แต่งหวังว่าหนังสือเล่มนี้จะเป็นประโยชน์ต่อนิสิต นักศึกษา วิศวกร และผู้สนใจทั่วไปไม่น้อย หากมีข้อผิดพลาดประการใดในหนังสือเล่มนี้ กรุณาแจ้งให้ผู้แต่งทราบโดยตรง เพื่อที่จะได้ทำการแก้ไขปรับปรุงในการจัดพิมพ์ครั้งต่อไป

กันยายน 2542

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.มงคล จิรวรรณเดช

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

หัวข้อเนื้อหา

1 คอนกรีตเสริมเหล็ก 1

องค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก	2
กำลังอัดคอนกรีต	3
กำลังรับแรงดึงของคอนกรีต	6
โมดูลัสความยืดหยุ่น (Modulus of Elasticity)	7
อัตราส่วนปัวส์ซอง (Poisson's Ratio).	8
โมดูลัสการเฉือน (Shear Modulus)	8
อัตราส่วนโมดูลาร์ (Modular Ratio)	8
ความคืบและการหดตัวของคอนกรีต (Creep and Shrinkage).	9
คอนกรีตกำลังสูง.	11
เหล็กเสริมคอนกรีต.	12
ระยะหุ้มคอนกรีตและระยะห่างเหล็กเสริม.	14
ตะแกรงลวดเหล็ก (Wire Mesh).	12
ของมาตรฐาน (Standard Hook)	16

2 ข้อกำหนด น้ำหนักบรรทุก และวิธีการออกแบบ 20

ขั้นตอนในการออกแบบโครงสร้าง	20
ข้อกำหนดในการออกแบบ	21
น้ำหนักบรรทุก.	22
วิธีหน่วยแรงใช้งาน (Working Stress Design Method).	28
วิธีกำลัง (Strength Design Method).	29
น้ำหนักบรรทุกรวม (Load Combination).	31
กำลังที่คำนวณออกแบบ (Design Strength).	33
ขนาดและความคลาดเคลื่อนที่ยอมให้.	33
วิธีวิเคราะห์โครงสร้าง	34

3 การตัดในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

37

การเสริมเหล็กกับการตัด	37
พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก.	39
กำลังรับโมเมนต์ตัด.	40
ตัวอย่างที่ 3.1 คำนวณกำลัง M_n ของหน้าตัด.	43
สภาวะเหล็กเสริมสมดุล.	44
ปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุด	45
การตรวจสอบหน้าตัด	46
ตัวอย่างที่ 3.2 วิเคราะห์หน้าตัดตัดคาน : เหล็กเสริมคราก.	47
ตัวอย่างที่ 3.3 วิเคราะห์หน้าตัดตัดคาน : เหล็กเสริมไม่คราก	48
ตัวอย่างที่ 3.4 วิเคราะห์หน้าตัดตัดไม่เป็นสี่เหลี่ยม	49
การออกแบบหน้าตัดสี่เหลี่ยมเสริมเพียงเหล็กรับแรงดึง	51
ตัวอย่างที่ 3.5 ออกแบบหน้าตัดคานเสริมเหล็กเดี่ยวเมื่อรู้ค่า b และ h	51
ตัวอย่างที่ 3.6 ออกแบบหน้าตัดคานเสริมเหล็กเดี่ยวเมื่อรู้ไม่ค่า b และ h	52
ตำแหน่งเหล็กเสริมในคาน	54
ข้อพิจารณาการออกแบบคานในทางปฏิบัติ.	55
ตัวอย่างที่ 3.7 ออกแบบหน้าตัดคานเสริมเหล็กเดี่ยว.	59
คานเสริมเหล็กรับแรงดึงและเหล็กรับแรงอัด	62
ตรวจสอบการครากของเหล็กเสริม.	64
กรณีเหล็กเสริมรับแรงอัดไม่คราก.	66
ตัวอย่างที่ 3.8 วิเคราะห์หน้าตัดคานเสริมเหล็กคู่ : เหล็กรับแรงอัดคราก.	67
ตัวอย่างที่ 3.9 วิเคราะห์หน้าตัดคานเสริมเหล็กคู่ : เหล็กรับแรงอัดไม่คราก.	68
การออกแบบคานเสริมเหล็กคู่.	69
ตัวอย่างที่ 3.10 ออกแบบคานเสริมเหล็กคู่.	70
ปัญหาท้ายบทที่ 3	72

4 คานรูปตัว T

75

ความกว้างประสิทธิผลของปีกคาน.	76
กำลังโมเมนต์ของคานตัว T.	78
ตัวอย่างที่ 4.1 กำลังโมเมนต์ M_n คานรูปตัว T พื้นที่แรงอัดภายในปีก	81

ตัวอย่างที่ 4.2 กำลังโมเมนต์ M_n คานรูปตัว T พื้นที่แรงอัดภายนอกปีก	82
คานรูปตัว T ต่อเนื่อง.	84
ตัวอย่างที่ 4.3 วิเคราะห์คานรูปตัว T ต่อเนื่อง	85
เหล็กเสริมในแนวขวาง.	87
การออกแบบคานตัว T.	88
ตัวอย่างที่ 4.4 การออกแบบเหล็กเสริมในคานรูปตัว T	89
ตัวอย่างที่ 4.5 การออกแบบเหล็กเสริมในคานรูปตัว T	91
ตัวอย่างที่ 4.6 การออกแบบคานรูปตัว T ภายในระบบพื้น.	92
คานหน้าตัดไม่สมมาตร	95
ตัวอย่างที่ 4.7 การวิเคราะห์หน้าตัดคานไม่สมมาตร	97
ปัญหาท้ายบทที่ 4.	98

5 แรงเฉือนและแรงดิ่งทแยง **101**

หน่วยแรงในคาน.	102
การแตกตัวของคานที่ไม่เสริมเหล็กรับแรงเฉือน.	104
กำลังรับแรงเฉือนของคานไม่เสริมเหล็กรับแรงเฉือน	106
กำลังเฉือนของคานเสริมเหล็กรับแรงเฉือน.	107
ขีดจำกัดของปริมาณเหล็กรับแรงเฉือน	108
หน้าตัดวิกฤตสำหรับออกแบบรับแรงเฉือน	110
ขั้นตอนการออกแบบเพื่อรับแรงเฉือน.	111
ตัวอย่างที่ 5.1 ออกแบบเหล็กปลอกรับแรงเฉือน	112
ตัวอย่างที่ 5.2 ออกแบบเหล็กปลอกรับแรงเฉือน	114
ปัญหาท้ายบทที่ 5.	117

6 พื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก **120**

พื้นทางเดียว (One-way Slab).	122
เหล็กเสริมในพื้นที่ทางเดียว.	123
ความหนาของพื้นที่ทางเดียว.	125
เหล็กเสริมป้องกันการหดตัวและการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ.	125
ตัวอย่างที่ 6.1 ออกแบบพื้นที่ทางเดียว	126
พื้นระบบตง.	130

ตัวอย่างที่ 6.2 ออกแบบพื้นทางเดียวระบบตง	131
พื้นสองทาง	134
การวิเคราะห์โดยวิธีสัมประสิทธิ์ของโมเมนต์	136
การจัดเหล็กเสริมในแผ่นพื้นสองทาง.	139
ตัวอย่างที่ 6.3 ออกแบบพื้นสองทาง.	141
พื้นวางบนดิน (Slab-On-Ground).	143
ตัวอย่างที่ 6.4 ออกแบบพื้นวางบนดิน	146
ปัญหาท้ายบทที่ 6.	148

7 **บันไดคอนกรีตเสริมเหล็ก** **151**

องค์ประกอบของบันได	152
การคำนวณชั้นบันได.	152
การเสริมเหล็กบันได	153
บันไดลาดทางช่วงกว้างระหว่างคานแม่บันได.	154
ตัวอย่างที่ 7.1 ออกแบบบันไดลาดทางช่วงกว้าง.	155
บันไดลาดทางช่วงยาว.	157
เหล็กเสริมเริ่มต้น (Starter Bars).	162
ตัวอย่างที่ 7.2 ออกแบบบันไดลาดทางช่วงยาว	163
บันไดยื่นจากคานแม่บันไดตัวเดียว.	166
ตัวอย่างที่ 7.3 ออกแบบบันไดยื่นจากคานชิดกำแพง.	168
คานแม่บันได	170
บันไดพับผ้าลาดทางช่วงยาว.	172
บันไดแบบชานพับกลอย (Jack Knife Stair)	173

8 **แรงยึดเหนี่ยว** **176**

แรงยึดเหนี่ยวที่เกิดจากการตัด	176
หน่วยแรงยึดเหนี่ยวจากการวิเคราะห์หน้าตัดแตกกร้าว	177
การกระจายที่แท้จริงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจากการตัด.	179
กลไกของกำลังยึดเหนี่ยว	180
ระยะฝังของเหล็กเสริมรับแรงดึง	184
ตัวอย่างที่ 8.1 ระยะฝังยึดของเหล็กเสริมรับแรงดึง.	186

ตัวอย่างที่ 8.2 ระยะฝั่งยึดของเหล็กเสริมรับแรงดึง.	188
ระยะฝั่งของเหล็กเสริมรับแรงอัด	189
ระยะฝั่งสำหรับเหล็กเสริมที่มีดรรวมกัน	190
ของมาตรฐาน.	191
ระยะฝั่งของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่ดัดปลายเป็นของมาตรฐาน.	193
ตัวอย่างที่ 8.3 ปลายเหล็กเสริมงอขอยึดเข้าไปในเสา.	195
ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ต้านทานกับการหยุดเหล็กเสริม.	196
ระยะฝั่งเหล็กเสริมในคานช่วงเดียว.	197
ตัวอย่างที่ 8.4 ระยะฝั่งยึดที่ปลายคานช่วงเดียว	200
ระยะฝั่งเหล็กเสริมในคานต่อเนื่อง	201
ตัวอย่างที่ 8.5 ระยะฝั่งยึดที่จุดรองรับคานต่อเนื่อง	202
ตัวอย่างที่ 8.6 การออกแบบคานโดยคิดระยะฝั่งยึด.	203
การต่อเหล็กเสริมรับแรงดึง.	209
การต่อเหล็กเสริมรับแรงอัด.	212
การฝั่งยึดเหล็กเสริมในคานยื่น.	213
การเสริมเหล็กต่างระดับ.	214
คานรองรับเสา	216
การเสริมเหล็กคานเขาสารอง	216
ปัญหาท้ายบทที่ 8.	217

9 การบิด 220

หน่วยแรงและการแตกร้าจากการบิด	221
กำลังโมเมนต์บิดแตกร้า	223
ตัวอย่างที่ 9.1 โมเมนต์บิดแตกร้า.	225
กำลังบิดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก	225
หน่วยแรงร่วมกระทำของโมเมนต์บิดและแรงเฉือน	228
การออกแบบคานรับการเฉือนและการบิด.	229
ตัวอย่างที่ 9.2 การออกแบบคานรับการเฉือนและการบิด.	231
การบิดเทียบเท่า.	233
ตัวอย่างที่ 9.3 การบิดเทียบเท่า.	235
ปัญหาท้ายบทที่ 9.	241

10 สภาวะการใช้งาน

244

การแตกร้าวในองค์อาคารรับแรงดัด	244
การควบคุมรอยร้าวตามข้อกำหนด ACI	246
ตัวอย่างที่ 10.1 ตรวจสอบการกระจายของเหล็กเสริมเพื่อควบคุมการแตกร้าว	248
ตัวอย่างที่ 10.2 คำนวณระยะห่างเหล็กเสริมน้อยที่สุดในพื้นทางเดียว	248
การควบคุมระยะแอ่นตัว	249
โมดูลัสยืดหยุ่น	250
โมเมนต์แตกร้าว (Cracking Moment).	251
สถิติเนสการดัดและโมเมนต์อินเนอร์เซีย	251
โมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผล	253
การแอ่นโดยทันที	254
ตัวอย่างที่ 10.3 ตรวจสอบการแอ่นตัวคานช่วงเดียว	257
ตัวอย่างที่ 10.4 ตรวจสอบการแอ่นตัวคานช่วงเดียว	259
การแอ่นตัวระยะยาว	260
ตัวอย่างที่ 10.5 คำนวณการแอ่นตัวระยะยาว	260
ปัญหาท้ายบทที่ 10.	261

11 เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

264

การถ่ายน้ำหนักจากคานและพื้นลงเสา	264
ชนิดของเสาและการเสริมเหล็ก	267
กำลังรับน้ำหนักของเสาสั้น	269
กำลังรับน้ำหนักของเสาเล็กที่สุด	271
ตัวอย่างที่ 11.1 ออกแบบเสาสั้นปลอกเดี่ยว	271
ตัวอย่างที่ 11.2 ออกแบบเสาจากแบบแปลน	272
ปลอกเดี่ยวและปลอกเกลียว	273
การออกแบบปลอกเดี่ยว	274
ตัวอย่างที่ 11.3 ออกแบบเหล็กปลอกเดี่ยว	276
ตัวอย่างที่ 11.4 ออกแบบเสาปลอกเดี่ยว	278
การออกแบบเสาปลอกเกลียว	278
ตัวอย่างที่ 11.5 ออกแบบเสากลมปลอกเกลียว	280
ข้อพิจารณาเชิงปฏิบัติในการออกแบบเสา	281

จุดต่อเสา	283
ปัญหาท้ายบทที่ 11.	285

12 เสารับแรงอัดและการตัด 287

กำลังของหน้าตัดเสารับน้ำหนักบรรทุกทุกเยื้องศูนย์กลาง	288
ตัวอย่างที่ 12.1 คำนวณกำลัง P_n และ M_n สำหรับค่า c	290
แผนภูมิปฏิสัมพันธ์ (Interaction Diagram)	291
การวิบัติสมดุล (Balanced Failure)	292
ตัวอย่างที่ 12.2 คำนวณกำลัง P_n และ M_n ที่สภาวะต่างๆ	293
จุดสำคัญบนแผนภูมิปฏิสัมพันธ์ของเสา.	296
ตัวอย่างที่ 12.3 คำนวณจุดสำคัญบนแผนภูมิปฏิสัมพันธ์.	298
การเสริมเหล็กกระจาย (Distributed Reinforcement)	300
ตัวอย่างที่ 12.4 คำนวณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของหน้าตัดเสาเสริมเหล็กกระจาย.	301
เสากลม.	303
แผนภูมิปฏิสัมพันธ์สำหรับการออกแบบ	304
ตัวอย่างที่ 12.5 ออกแบบเสารับแรง P_u และโมเมนต์ M_u โดยใช้แผนภูมิปฏิสัมพันธ์.	306
ปัญหาท้ายบทที่ 12.	307

13 ฐานรากคอนกรีตเสริมเหล็ก 310

ฐานรากแผ่.	311
ข้อกำหนดในการออกแบบฐานราก.	313
แรงดันดินใต้ฐานราก.	313
การกำหนดขนาดฐานราก.	315
ฐานรากรับน้ำหนักเยื้องศูนย์กลาง.	316
ตัวอย่างที่ 13.1 แรงดันใต้ฐานรากเยื้องศูนย์กลาง	318
ตัวอย่างที่ 13.2 แรงดันใต้ฐานรากตรงศูนย์กลาง.	319
ตัวอย่างที่ 13.3 ขนาดฐานรากรับแรงตรงศูนย์กลาง.	319
ตัวอย่างที่ 13.4 ขนาดฐานรากรับแรงเยื้องศูนย์กลาง	319
ฐานรากรับผนัง.	320
ตัวอย่างที่ 13.5 ออกแบบฐานรากรับผนัง	322
ฐานรากเดี่ยว.	323

ตัวอย่างที่ 13.6 ออกแบบฐานรากเดี่ยวยาวสี่เหลี่ยมจัตุรัส.	330
ตัวอย่างที่ 13.7 ออกแบบฐานรากเดี่ยวยาวสี่เหลี่ยมผืนผ้า.	332
ฐานรากร่วม.	334
ฐานรากรับเสาคู่.	336
ตัวอย่างที่ 13.8 ออกแบบฐานรากร่วม.	340
ฐานรากแบบมีคานยึดตั้ง (Strap footing).	344
ตัวอย่างที่ 13.9 ออกแบบฐานคานยึดตั้ง.	345
ปัญหาท้ายบทที่ 13.	350

14 ฐานรากเสาเข็ม

351

ฐานรากเสาเข็มรับน้ำหนักตรงศูนย์.	354
ฐานรากเสาเข็มรับน้ำหนักเอียงศูนย์.	354
ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานครที่เกี่ยวกับเสาเข็ม.	355
กำลังของเสาเข็ม.	355
หน้าตัดวิกฤตรับการเฉือนในฐานรากเสาเข็ม.	356
ฐานรากเสาเข็ม 1 ต้น (F1).	358
ตัวอย่างที่ 14.1 ออกแบบฐานรากเสาเข็ม 1 ต้น (F1).	359
ฐานรากเสาเข็ม 2 ต้น (F2).	361
ตัวอย่างที่ 14.2 ออกแบบฐานรากเสาเข็ม 2 ต้น (F2).	362
ฐานรากเสาเข็ม 3 ต้น (F3).	365
ตัวอย่างที่ 14.3 ออกแบบฐานรากเสาเข็ม 3 ต้น (F3).	367
ฐานรากเสาเข็ม 4 ต้น (F4).	371
ตัวอย่างที่ 14.4 ออกแบบฐานรากเสาเข็ม 4 ต้น (F4).	372
ฐานรากร่วมเสาเข็ม.	375
ตัวอย่างที่ 14.5 ออกแบบฐานรากร่วมเสาเข็ม.	376

ภาคผนวก ก : ตารางช่วยออกแบบ

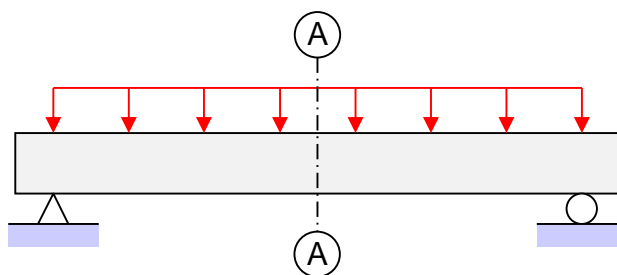
ภาคผนวก ข : แผนภูมิและสูตรสำหรับคานแบบต่างๆ

ภาคผนวก ค : ตัวอย่างแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก

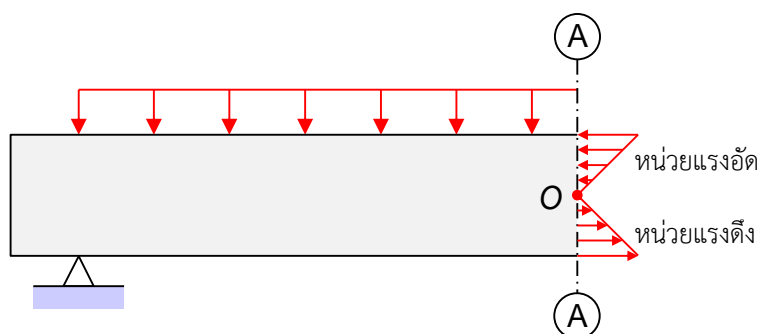
คอนกรีตเสริมเหล็ก

คอนกรีตเสริมเหล็กเป็นวัสดุก่อสร้างมีการใช้งานอย่างแพร่หลายในทุกประเทศ เหล็กเส้นและส่วนประกอบคอนกรีต (หิน,ทราย,น้ำ และ ปูน) เป็นวัสดุที่มีใช้ได้อย่างเพียงพอ การออกแบบโครงสร้างประกอบด้วยสองขั้นตอนหลักคือ (1) พิจารณาแรงต่างๆที่มากระทำต่อโครงสร้างโดยใช้วิธีการวิเคราะห์โครงสร้างที่เหมาะสม และ (2) ออกแบบองค์อาคารทั้งหมดโดยคำนึงถึงเสถียรภาพ ความปลอดภัย ความสามารถในการใช้งาน และความประหยัดของโครงสร้าง

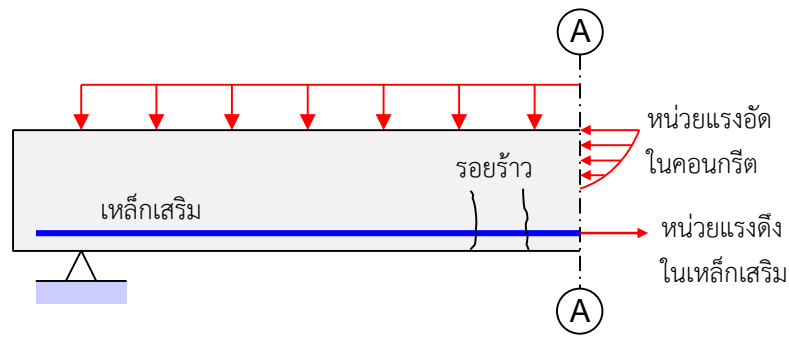
กลไกสำคัญที่ทำให้เกิดกำลังคือ *คอนกรีตรับแรงอัดและเหล็กเสริมรับแรงดึง* ทั้งนี้เนื่องจากคอนกรีตมีความแข็งแรงในการรับแรงอัดได้ดี แต่มีความอ่อนแอในการรับแรงดึง ดังนั้นเมื่อรับน้ำหนักจะเกิดการแตกร้าว จากการหดตัวและการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ ซึ่งทำให้เกิดหน่วยแรงดึงเกินกว่าที่คอนกรีตจะรับได้ ในคานคอนกรีตที่แสดงในรูป 1.1(ข) โมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดจะถูกต้านทานโดยคู่ควบแรงอัด-แรงดึงในคอนกรีต คานดังกล่าวจะวิบัติอย่างรวดเร็วเมื่อเกิดรอยร้าวครั้งแรก



(ก) คานคอนกรีตรับน้ำหนักบรรทุก



(ข) หน่วยแรงในคานคอนกรีตรับน้ำหนักบรรทุก



(ค) หน่วยแรงในคานคอนกรีตเสริมเหล็กรับน้ำหนักบรรทุก

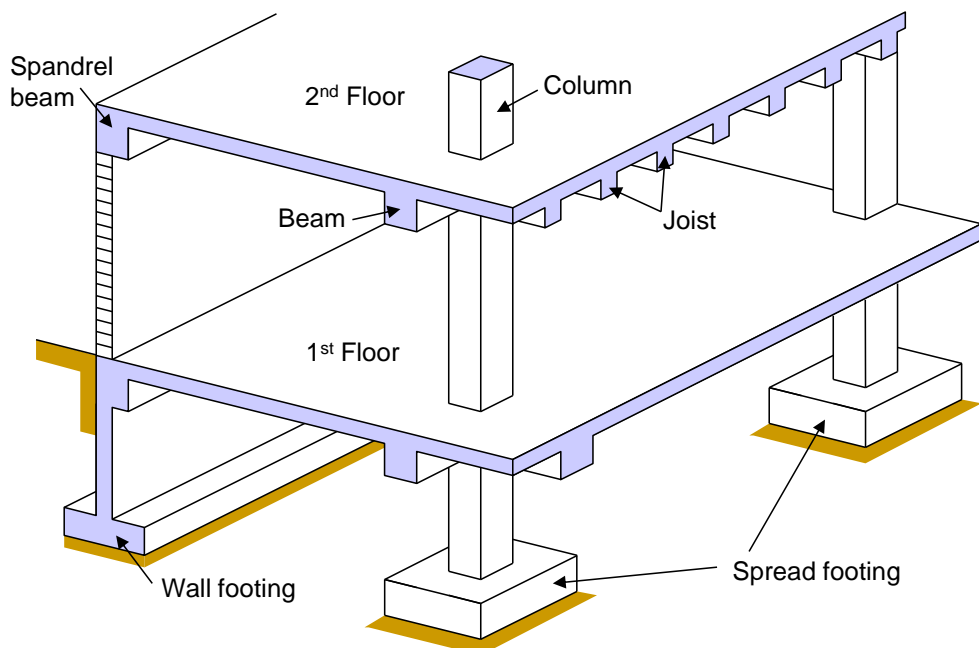
รูปที่ 1.1 คานคอนกรีตและคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

ในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก(รูปที่ 1.1ค) เหล็กเส้นจะถูกเสริมเข้าไปในคอนกรีตเพื่อรับแรงดึงทำหน้าที่แทนคอนกรีตหลังเกิดการแตกร้าว เพื่อทำหน้าที่เป็นแรงคู่ควบร่วมกับแรงอัดในคอนกรีตในการต้านทานโมเมนต์ดัดที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุก

เหล็กและคอนกรีตทำงานร่วมกันอย่างดีเนื่องมาจากเหตุผลหลายประการคือ (1) แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กและคอนกรีตมีเพียงพอที่จะไม่ทำให้เกิดการเลื่อนไถลของเหล็กเสริม (2) ส่วนผสมคอนกรีตที่พอเหมาะจะช่วยป้องกันไม่ให้น้ำซึมผ่านมาทำให้เกิดการกัดกร่อนในเหล็กเสริมและ (3) อัตราการขยายตัวเนื่องจากอุณหภูมิที่ใกล้กันของเหล็กและคอนกรีตทำให้เกิดแรงน้อยมากระหว่างคอนกรีตและเหล็กภายใต้การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ

องค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก

โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กประกอบด้วย “องค์อาคาร” หลายส่วนทำหน้าที่ร่วมกันเพื่อรองรับน้ำหนักบรรทุกที่มากกระทำต่อโครงสร้าง

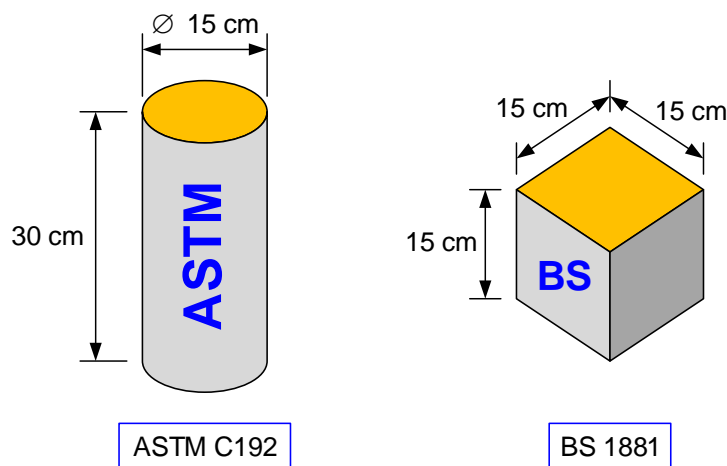


รูปที่ 1.2 องค์ประกอบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก

ชั้นที่สองของอาคารในรูปที่ 1.2 เป็นพื้นคอนกรีตระบบตงประกอบด้วยคานชอยขนานกัน เพื่อรองรับพื้นด้านบน โดยมีคานหลักรองรับแรงปฏิกิริยาจากคานชอยเพื่อถ่ายน้ำหนักบรรทุกลงสู่เสา ชั้นแรกของอาคารในรูปที่ 1.2 เป็นระบบพื้นคานซึ่งมีพื้นพาดอยู่ระหว่างคานซึ่งรองรับโดยเสาที่ปลายคาน น้ำหนักบรรทุกในเสาสะสมลงมายังฐานรากซึ่งทำหน้าที่กระจายน้ำหนักบรรทุกลงสู่พื้นดิน

กำลังอัดคอนกรีต

กำลังอัดของคอนกรีตเป็นข้อมูลสำคัญที่จะต้องระบุไว้ในแบบก่อสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยทั่วไปจะระบุไว้ในข้อกำหนดในแบบหน้าแรกซึ่งเป็นค่าที่ผู้ออกแบบใช้ในการคำนวณออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก กำลังอัดคอนกรีตจะใช้สัญลักษณ์ f_c' คือกำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่อายุ 28 วัน ก้อนตัวอย่างทดสอบที่ใช้มีสองแบบคือ แท่งทรงกระบอก (Cylinder) และก้อนสี่เหลี่ยมลูกบาศก์ (Cube)



รูปที่ 1.3 ก้อนตัวอย่างคอนกรีตทดสอบแรงอัดแบบทรงกระบอกและสี่เหลี่ยมลูกบาศก์

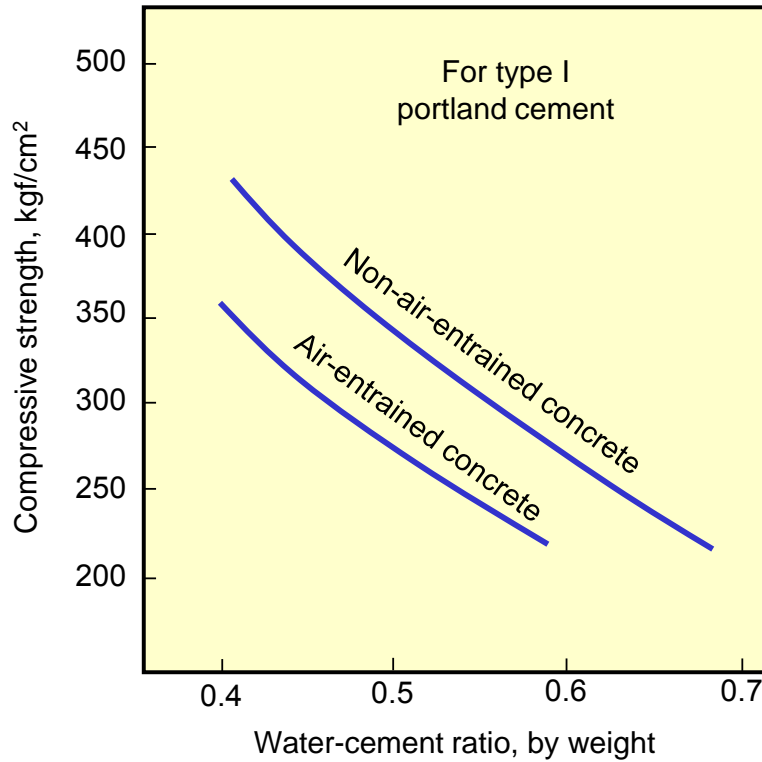
ก้อนสี่เหลี่ยมลูกบาศก์มีขนาดด้านละ 15 ซม. ตามมาตรฐาน BS 1881 มักใช้ในประเทศแถบเอเชีย, รัสเซีย และยุโรป ในขณะที่แท่งทรงกระบอกเส้นผ่าศูนย์กลาง 15 ซม. ยาว 30 ซม. ตามมาตรฐาน ASTM C192 จะใช้ในประเทศสหรัฐอเมริกาและออสเตรเลีย โดยเฉลี่ยแล้วกำลังของทรงกระบอก $\varnothing 15 \times 30$ ซม. จะประมาณ 85% ของลูกบาศก์ $15 \times 15 \times 15$ ซม.

กำลังคอนกรีตนั้นขึ้นกับหลายปัจจัยตั้งแต่คุณภาพของวัสดุที่นำมาผสมได้แก่ ซีเมนต์ หินทราย น้ำ และสารผสมเพิ่มอื่นๆ สัดส่วนและวิธีการผสม การลำเลียงขนส่ง การเทลงแบบ จนถึง การบ่มคอนกรีต

อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์เป็นหนึ่งในปัจจัยที่มีผลสำคัญต่อกำลังคอนกรีต ปริมาณน้ำที่จำเป็นสำหรับปฏิกิริยาไฮเดรชันกับซีเมนต์คืออัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ 0.25 (โดยน้ำหนัก) อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ประมาณ 0.35 หรือสูงกว่าจะช่วยใช้คอนกรีตมีความชื้นเพียงพอที่จะ

เพลงแบบได้โดยไม่ต้องใช้สารผสมเพิ่ม แต่ปริมาณน้ำที่เพิ่มขึ้นจะทำให้กำลังคอนกรีตตกลงดังแสดงในรูปที่ 1.4

การใช้เครื่องผสมคอนกรีตและเวลาในการผสมที่เหมาะสมจะให้ผลดีต่อกำลังคอนกรีต หลังเทคอนกรีตแล้วใช้เครื่องสั่นหรือหัวจี้จะทำให้คอนกรีตแน่นขึ้นหรือช่องว่างน้อยลง อัตราส่วนช่องว่างถ้ามีมากถึง 5% อาจทำให้กำลังคอนกรีตลดลงถึง 30%



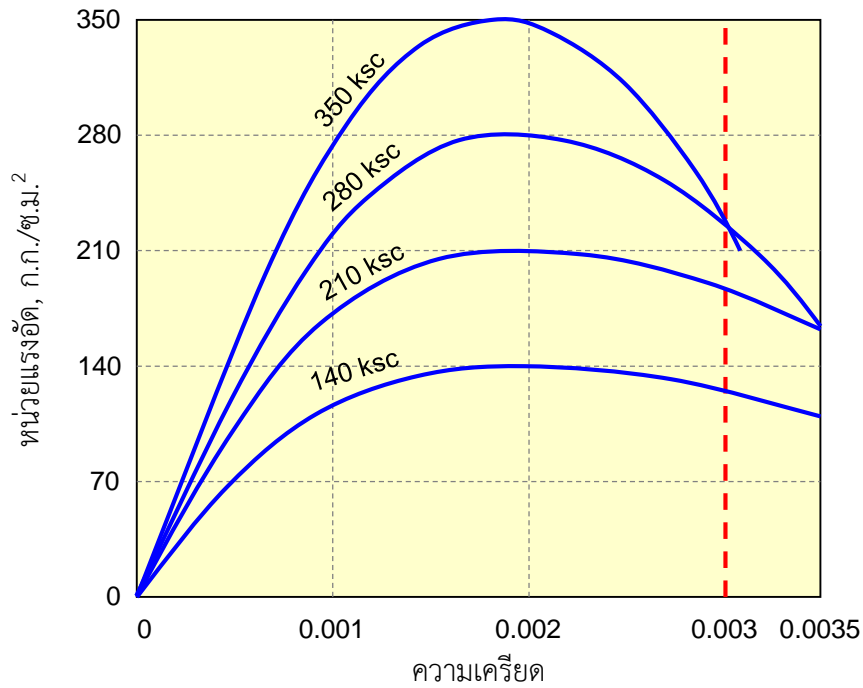
รูปที่ 1.4 ผลของอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ที่มีต่อกำลังอัดและกำลังดึงคอนกรีต

สภาพการบ่มก็ส่งผลกระทบต่อกำลังเช่นกัน ทั้งความชื้นและอุณหภูมิส่งผลโดยตรงต่อไฮเดรชันของซีเมนต์ กำลังคอนกรีตจะพัฒนาขึ้นตามอายุของการบ่ม โดยกำลังที่ใช้เป็นมาตรฐานในการคำนวณออกแบบคือกำลังที่อายุ 28 วัน

ตารางที่ 1.1 อัตรากำลังอัดของคอนกรีตตามอายุการบ่ม

อายุ	7 วัน	14 วัน	28 วัน	3 เดือน	6 เดือน	1 ปี	2 ปี	5 ปี
อัตรากำลัง	0.67	0.86	1.0	1.17	1.23	1.27	1.31	1.35

เมื่อนำทรงกระบอกที่อายุ 28 วันมาทดสอบกำลังอัดแล้วบันทึกค่าหน่วยแรงอัดและความเครียด (Stress-strain curve) จะได้ดังรูปที่ 1.5 โดยในช่วงต้นจะค่อนข้างตรงเป็นแบบฮิสติก หน่วยแรงอัดจะขึ้นถึงค่า f'_c คือค่าหน่วยแรงอัดที่มากที่สุดที่ความเครียดประมาณ 0.002 แล้วตกลงจนแตกหักที่ความเครียดประลัย (Ultimate strain, ϵ_{cu}) ประมาณ 0.003 คอนกรีตที่มีกำลังสูงขึ้นจะมีความยืดหยุ่นน้อยลงคือความเครียดประลัยมีค่าน้อยลง



รูปที่ 1.5 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและความเครียดในคอนกรีต

สำหรับประเทศไทย เนื่องจากวิธีการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กยึดตามมาตรฐานของประเทศสหรัฐอเมริกาคือ ACI-318 ดังนั้นกำลังอัด f'_c ที่ใช้จึงควรเป็นแบบทรงกระบอกซึ่งจะมีค่าต่ำกว่าแบบลูกบาศก์ที่บริษัทผู้ผลิตคอนกรีตผสมเสร็จระบุ ตามมาตรฐานคอนกรีตผสมเสร็จ มอก. 213-2552 ได้กำหนดชั้นคุณภาพของคอนกรีตไว้ดังนี้

ตารางที่ 1.1 ชั้นคุณภาพของคอนกรีต

ชั้นคุณภาพ	กำลังต้านแรงอัดที่อายุ 28 วัน (MPa) ไม่น้อยกว่า	
	แท่งทรงกระบอก Ø ขนาด 150mm x 300mm	แท่งทรงลูกบาศก์ ขนาด 150mm x 150mm
C17/21	17.0	21.0
C19.5/24	19.5	24.0
C23/28	23.0	28.0
C25/30	25.0	30.0
C27/32	27.0	32.0
C30/35	30.0	35.0
C33/38	33.0	38.0

ตารางที่ 1.2 ชั้นคุณภาพของคอนกรีตตามท้องตลาดในหน่วยเมตริก

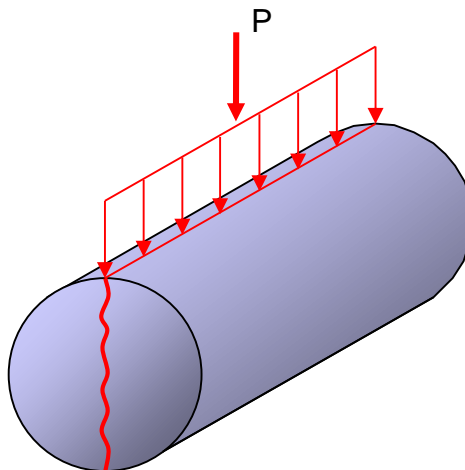
ชั้นคุณภาพ	กำลังต้านแรงอัดที่อายุ 28 วัน (กก./ตรซม., ksc)	
	แท่งทรงกระบอก Ø ขนาด 150mm x 300mm	แท่งทรงลูกบาศก์ ขนาด 150mm x 150mm
210CU	180	210
240CU	210	240
280CU	240	280
300CU	250	300
320CU	280	320

กำลังรับแรงดึงของคอนกรีต

กำลังของคอนกรีตในการรับแรงดึงมีผลอย่างมากต่อการแตกร้าวในโครงสร้าง กำลังรับแรงดึงโดยปกติจะได้จากการทดสอบ Splitting tensile strength ของทรงกระบอก Ø15x30 ซม. ตามมาตรฐาน ASTM C496 โดยวางขึ้นทดสอบลงด้านข้างในเครื่องทดสอบตั้งในรูปที่ 1.6 ใช้แท่งเหล็กหนารองเพื่อให้แรงกด P กดแผ่กระจายเท่าๆกัน ตลอดความยาวของทรงกระบอก ทรงกระบอกจะแตกออกเป็นสองส่วนเมื่อถึงกำลังรับแรงดึง หน่วยแรงดึงจะมีค่าเท่ากับ

$$f_{ct} = \frac{2P}{\pi DL} \quad (1.1)$$

เมื่อ P คือน้ำหนักบรรทุกสูงสุด D คือเส้นผ่าศูนย์กลางทรงกระบอก และ L คือความยาวทรงกระบอก



รูปที่ 1.6 การทดสอบกำลังรับแรงดึงแบบ Splitting tensile strength

กำลังรับแรงดึงเป็นคุณสมบัติที่แปรเปลี่ยนได้ง่ายกว่ากำลังรับแรงอัดและมีค่าประมาณ 10 ถึง 15% ของกำลังรับแรงอัด และพบว่า Splitting tensile strength ของทรงกระบอก f_{ct} เป็นสัดส่วนกับ $\sqrt{f'_c}$ โดยมาตรฐาน ACI ได้ใช้ $f_{ct} = 1.76\sqrt{f'_c}$ กก./ซม.² สำหรับคอนกรีตน้ำหนักธรรมดา และ $f_{ct} = 1.51\sqrt{f'_c}$ สำหรับ Sand-light weight และ $f_{ct} = 1.33\sqrt{f'_c}$ สำหรับ All-light weight คอนกรีต

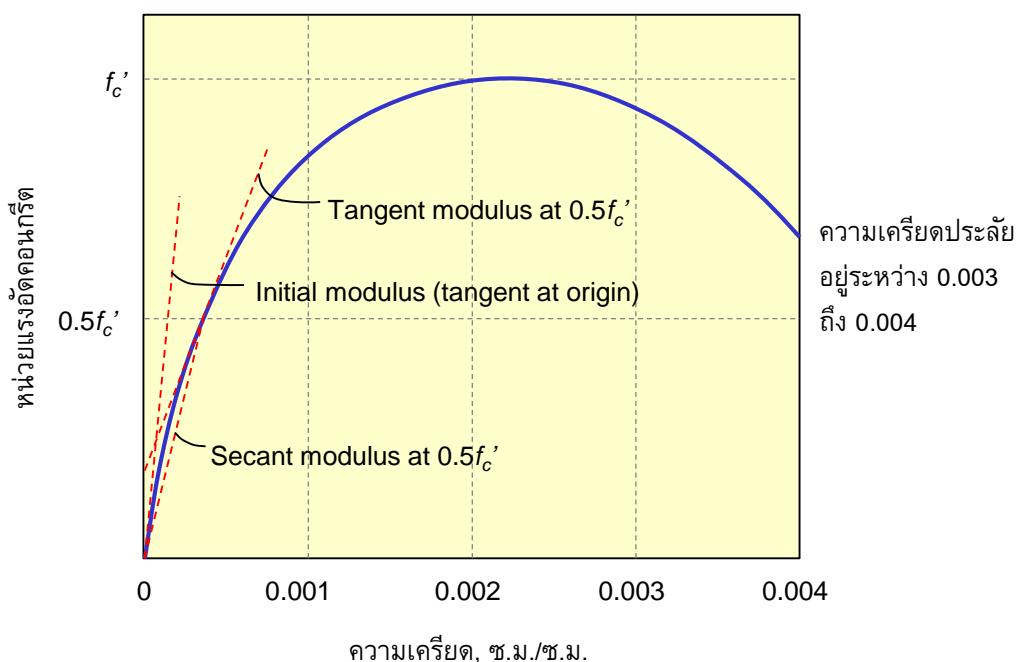
กำลังรับแรงดึงอีกประเภทหนึ่งจะหาจากการตัดคานเรียกว่า โมดูลัสของการแตกหัก (Modulus of Rupture) ตามมาตรฐานของ ASTM C78 จะใช้ในการพิจารณาการแตกร้าวและการแอ่นตัวของคาน โมดูลัสของการแตกหัก f_r คำนวณได้จากสูตรการตัด $f = Mc/I$ จะให้ค่ากำลังรับแรงดึงที่สูงกว่าการทดสอบ Splitting tensile เนื่องจากหน่วยแรงอัดกระจายตัวไม่เป็นเส้นตรงขณะเกิดการวิบัติ ACI กำหนดให้ใช้ค่าโมดูลัสการแตกหักเท่ากับ

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (1.2)$$

จะเห็นว่าทั้งการทดสอบ Splitting tensile strength และโมดูลัสการแตกหักไม่ได้วัดกำลังรับแรงดึงโดยตรงเนื่องจากมีความยุ่งยากในการวัดและไม่มีความสัมพันธ์กับการแตกร้าวจากหน่วยแรงดึงที่มักเกิดขึ้นเช่น การแตกร้าวจากการตัดในคาน การแตกร้าวในแนวทแยงจากแรงเฉือนและแรงบิด และการแตกตัวจากแรงกระทำระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตโดยรอบ

โมดูลัสความยืดหยุ่น (Modulus of Elasticity)

โมดูลัสความยืดหยุ่นเป็นอีกหนึ่งคุณสมบัติที่สำคัญของคอนกรีตหาได้จากการทดสอบการอัดทรงกระบอกคอนกรีต



รูปที่ 1.7 ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและการยืดหดของคอนกรีตภายใต้แรงอัด

ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่น E_c คืออัตราการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงต่อความเครียดในช่วงอิลาสติก

$$E_c = \frac{\text{unit stress}}{\text{unit strain}} \quad (1.3)$$

โมดูลัสความยืดหยุ่นจะใช้วัดสติเฟนสหรือความต้านทานของวัสดุต่อการเสียรูปทรง รูปที่ 1.5 แสดงความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและการยืดหดสำหรับคอนกรีตภายใต้แรงอัดซึ่งแสดงถึงโมดูลัสเริ่มต้น (Initial modulus) โมดูลัสสัมผัส (Tangent modulus) และซีแคนท์โมดูลัส (Secant modulus) โดยปกติซีแคนท์โมดูลัสจะประมาณ 25% ถึง 50% ของกำลังรับแรงอัดประลัย ในปัจจุบัน ACI แนะนำให้ใช้โมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ

$$E_c = 4,270 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad (1.4)$$

สำหรับค่าของ w_c ระหว่าง 1.45 และ 2.48 ตัน/ลบ.ม. สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติหน่วยน้ำหนัก 2.32 ตัน/ลบ.ม. ACI แนะนำให้ใช้

$$E_c = 15,100 \sqrt{f'_c} \quad (1.5)$$

อัตราส่วนปัวส์ซอง (Poisson's Ratio)

อัตราส่วนปัวส์ซอง μ เป็นอัตราส่วนความเครียดทางขวางต่อความเครียดทางยาวภายใต้หน่วยแรงตามแนวแกนภายในช่วงอิลาสติก อัตราส่วนนี้จะอยู่ระหว่าง 0.15 ถึง 0.20 สำหรับทั้งคอนกรีตน้ำหนักปกติและคอนกรีตมวลเบา อัตราส่วนปัวส์ซองใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างแผ่นพื้นไร้คาน, อุโมงค์, ถังน้ำ, เชื้อนไค้ง และโครงสร้างอินดิเทอร์มินิต สำหรับวัสดุไอโซโทรปิก อัตราส่วนปัวส์ซองจะเท่ากับ 0.25 สำหรับคอนกรีตอาจใช้ค่าเฉลี่ยคือ 0.18

โมดูลัสการเฉือน (Shear Modulus)

โมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีตต่อการรับแรงเฉือนจะอยู่ในช่วง 0.4 ถึง 0.6 ของค่าโมดูลัสยืดหยุ่นรับแรงอัด ตามทฤษฎีความยืดหยุ่นโมดูลัสการเฉือนสามารถคำนวณได้จาก

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\mu)} \quad (1.6)$$

เมื่อ $\mu =$ อัตราส่วนปัวส์ซองของคอนกรีต ถ้าใช้ $\mu = 1/6$ จะได้ $G_c = 0.43E_c = 6,493 \sqrt{f'_c}$

อัตราส่วนโมดูลาร์ (Modular Ratio)

อัตราส่วนโมดูลาร์ n เป็นอัตราส่วนระหว่างโมดูลัสความยืดหยุ่นของเหล็กต่อโมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต $n = E_s/E_c$ ค่า $E_s = 2.04 \times 10^6$ ก.ก./ช.ม.² ส่วน $E_c = 15,100 \sqrt{f'_c}$ ดังนั้นค่า n จะเท่ากับ

$$n = \frac{2.04 \times 10^6}{15,100 \sqrt{f'_c}} = \frac{135}{\sqrt{f'_c}} \quad (1.7)$$

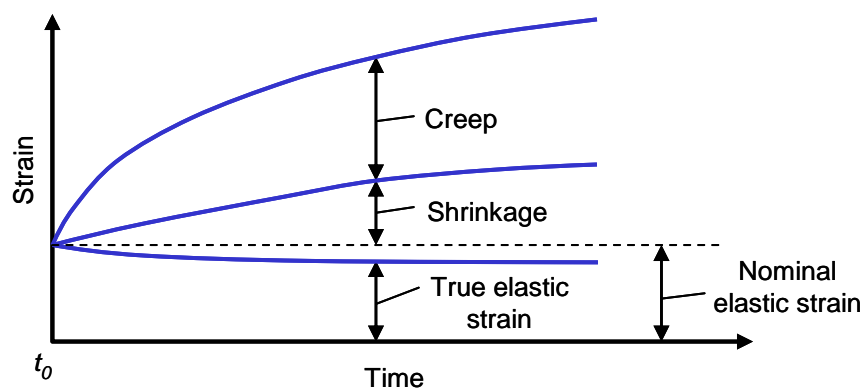
อัตราส่วนโมดูลาร์จะใช้ในการออกแบบวิธีหน่วยแรงใช้งาน และการคำนวณระยะแอ่นตัวของคาน

ความคืบและการหดตัวของคอนกรีต (Creep and Shrinkage)

ความคืบและการหดตัวเป็นการเปลี่ยนรูปร่างที่ขึ้นกับเวลาซึ่งอาจทำให้เกิดการแตกร้าวในคอนกรีตได้ จึงถือเป็นเรื่องสำคัญที่ผู้ออกแบบต้องพิจารณา ปกติแล้วคอนกรีตมีพฤติกรรมอิลาสติกภายใต้น้ำหนักกระทำระยะสั้นเท่านั้น และจะมีการเปลี่ยนรูปร่างเพิ่มเติมเมื่อเวลาผ่านไปซึ่งเป็นคุณสมบัติของวัสดุอิลาสติก การโก่งแอ่นหลังจากได้รับน้ำหนักเป็นระยะเวลานานนั้นเป็นเรื่องยากที่จะคาดคะเน แต่การควบคุมเป็นสิ่งจำเป็นเพื่อรองรับการใช้งานในช่วงอายุของโครงสร้าง

ความคืบ (Creep)

ความคืบเป็นคุณสมบัติของคอนกรีต(และวัสดุอื่น) ในการเปลี่ยนรูปร่างไปตามเวลาภายใต้น้ำหนักคงค้างที่หน่วยแรงในช่วงอิลาสติก (เช่นต่ำกว่า $0.5 f'_c$) การเปลี่ยนรูปร่างแบบอิลาสติกนี้จะเพิ่มขึ้นด้วยอัตราที่ลดลงในช่วงเวลาที่รับน้ำหนักโดยขนาดทั้งหมดอาจจะเป็นหลายเท่าของการโก่งแอ่นอิลาสติกในช่วงเวลาสั้น บ่อยครั้งที่ความคืบเกิดขึ้นร่วมกับการหดตัว เนื่องจากทั้งคู่เกิดขึ้นพร้อมกันและบ่อยครั้งที่ให้ผลสุดท้ายเหมือนกัน นั่นคือการเพิ่มของการโก่งแอ่นตามเวลาดังจะได้สังเกตจากรูปที่ 1.8 ความสัมพันธ์ทั่วไประหว่างการเปลี่ยนรูปร่างกับเวลา ความเครียดจริงลดลงเนื่องจากโมดูลัสยืดหยุ่น E_c เป็นฟังก์ชันของกำลังคอนกรีต f'_c ซึ่งเพิ่มขึ้นตามเวลา



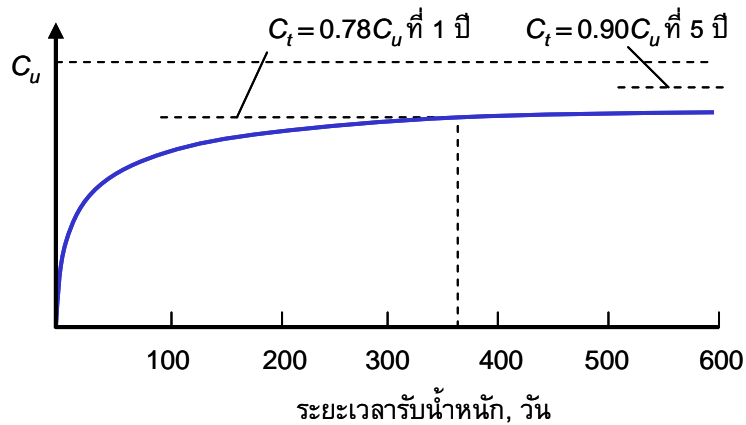
รูปที่ 1.8 การเปลี่ยนแปลงของหน่วยการยืดหด t_0 เป็นเวลาที่น้ำหนักเริ่มกระทำ

ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อขนาดของความคืบคือ (1) ส่วนผสมเช่นองค์ประกอบและความละเอียดของผงซีเมนต์ สารผสมเพิ่ม ขนาด ขนาดคละและปริมาณแร่ธาตุของมวลรวม (2) อัตราส่วนเช่นปริมาณน้ำและอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ (3) อุณหภูมิและความชื้นในการบ่ม (4) ความชื้นสัมพัทธ์ระหว่างใช้งาน (5) อายุที่รับน้ำหนัก (6) ช่วงเวลารับน้ำหนัก (7) ขนาดของหน่วยแรง (8) อัตราส่วนพื้นผิวต่อปริมาตรของชิ้นส่วน และ (9) การยุบตัว (slump)

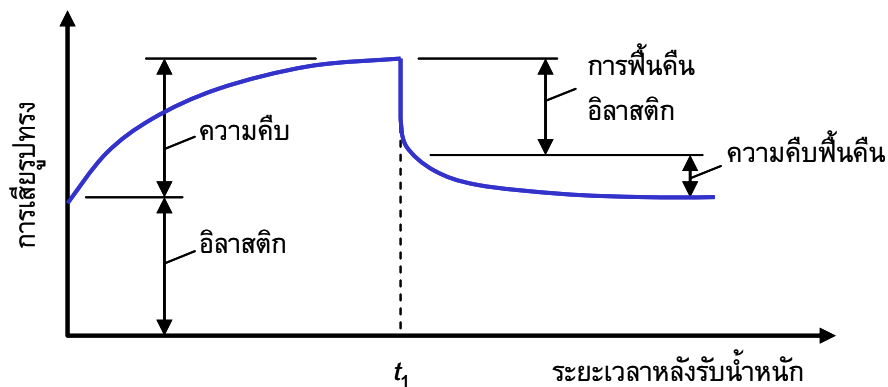
การพยากรณ์ความคืบอย่างแม่นยำเป็นเรื่องซับซ้อนเพราะมีหลายตัวแปรร่วมด้วย อย่างไรก็ตามการพยากรณ์โดย Branson ให้ค่าสัมประสิทธิ์ความคืบมาตรฐาน (การยุบตัว 4” หรือน้อยกว่า ความชื้นสัมพัทธ์ 40% ปมด้วยความชื้นและอายุรับน้ำหนัก 7 วัน)

$$C_t = \frac{\text{creep strain}}{\text{initial elastic strain}} = \frac{t^{0.60}}{10 + t^{0.60}} C_u \quad (1.8)$$

ดังแสดงในรูป 1.9 เมื่อ t คือระยะเวลารับน้ำหนัก(วัน) และ C_u คือสัมประสิทธิ์ความคืบประลัย (Branson แนะนำให้ใช้ค่าเฉลี่ยของ 2.35 สำหรับสภาวะมาตรฐาน แต่ช่วงที่แสดงจะอยู่ระหว่าง 1.3 ถึง 4.15) แฟกเตอร์ปรับแก้จะใช้สำหรับความชื้นสัมพัทธ์ อายุรับน้ำหนัก ความบางสุดของส่วนโครงสร้าง การยุบตัว เปอร์เซ็นต์ความละเอียด และปริมาณอากาศ สำหรับวัตถุประสงค์ในการใช้งาน แฟกเตอร์ที่สำคัญ คือ ความชื้น และอายุรับน้ำหนัก ผลของการเอาน้ำหนักออก จะเห็นได้ในรูปที่ 1.8 เมื่อเวลา t_1 น้ำหนักถูกเอาออก จะมีการฟื้นคืนแบบอีลาสติกทันที และการฟื้นคืนของความคืบในระยะยาวแต่ยังมีการเปลี่ยนรูปร่างคงเหลืออยู่



รูปที่ 1.9 สัมประสิทธิ์ความคืบมาตรฐาน



รูปที่ 1.10 ความคืบและการฟื้นคืน

การหดตัว(Shrinkage):

การหดตัวถูกนิยามอย่างกว้างๆว่าเป็นการเปลี่ยนปริมาตรที่ไม่เกี่ยวกับน้ำหนักบรรทุก คอนกรีตที่บ่มอยู่ในน้ำตลอดเวลาอาจจะมีปริมาตรเพิ่มขึ้น อย่างไรก็ตามโดยทั่วไปจะคำนึงถึงการลดลงของปริมาตร พบว่าปัจจัยเดียวกันที่มีผลต่อการหดตัวและความคืบคือการสูญเสียความชื้น

วิธีการพยากรณ์โดยทั่วไปของ Branson สำหรับ (การยุบตัว 4” หรือมากกว่า ความชื้นสัมพัทธ์ 40% และความหนาน้อยสุด 15 ซม. หรือน้อยกว่า หลังจาก 7 วันของการบ่มด้วยความชื้น)

$$\epsilon_{sh} = \left(\frac{t}{35+t} \right) \epsilon_{sh,n} \quad (1.9)$$

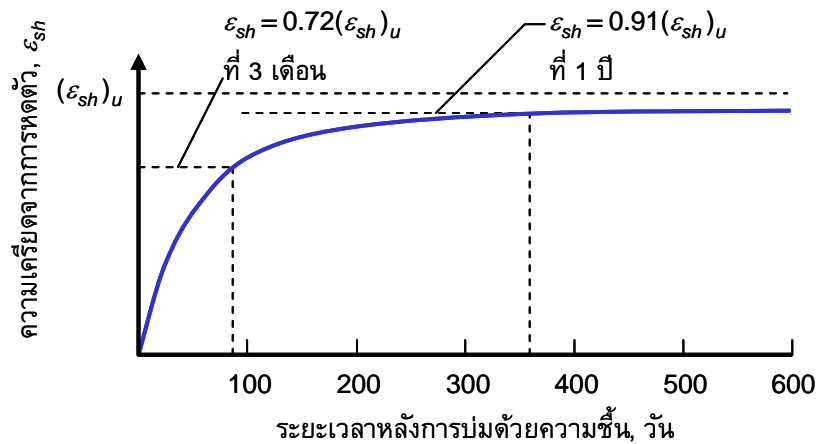
ดังแสดงในรูปที่ 1.11 เมื่อ t คือเวลา (วัน) หลังจากการบ่มด้วยความชื้น และ $(\epsilon_{sh})_n$ เป็นความเครียดจากการหดตัว (Branson แนะนำให้ใช้ 800×10^{-6} สำหรับสถานะเฉลี่ยแต่ค่าจริงจะเริ่มจาก 415×10^{-6} ถึงมากกว่า $1,000 \times 10^{-6}$)

ค่าปรับแก้จะขึ้นกับความชื้น H ดังนี้:

$$\text{ค่าปรับแก้} = 1.40 - 0.01H \quad \text{สำหรับ} \quad 40\% \leq H \leq 80\%$$

$$\text{ค่าปรับแก้} = 3.00 - 0.03H \quad \text{สำหรับ} \quad 80\% \leq H \leq 100\%$$

การหดตัวโดยเฉพาอย่างยิ่ง เมื่อถูกยึดรั้งโดยการเสริมเหล็กทำให้เกิดการเปลี่ยนรูปร่างเพิ่มจากความคืบ สำหรับการใช้งานอย่างถูกต้องจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องพยากรณ์หรือชดเชยการหดตัวในโครงสร้าง



รูปที่ 1.11 การหดตัวหลังจากการบ่มด้วยความชื้น

คอนกรีตกำลังสูง

คอนกรีตกำลังสูงโดยนิยามของ ACI จะรวมถึงคอนกรีตที่มีกำลังอัดแบบทรงกระบอกเกิน 420 กก./ซม.² ซึ่งการกำหนดส่วนผสมจะวิฤติกว่าของคอนกรีตปกติ ขั้นตอนส่วนใหญ่จะเหมือนกัน ยกเว้นการปรับปรุงโดยใช้สารผสมเพิ่ม เพื่อให้สอดคล้องกับการปรับปริมาณซีเมนต์ และวัสดุมวลรวมที่ใช้มีขนาดเล็กกว่า

สารผสมเพิ่มแบบปรับปรุงกำลังที่ใช้มีหลายชนิดได้แก่ สารลดน้ำ (Superplasticizers) สารโพลิเมอร์ และแร่ปอซโซลานิกเช่น เถ้าลอย (Fly ash) กากเตาถลุงโลหะ (Blast-furnace slag) และผงซิลิกา อย่างไรก็ตามสำหรับคอนกรีตที่มีกำลังสูงมาก วัสดุซึ่งแยกอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ $W/(C + P)$ จากส่วนของวัสดุมวลรวมอันเนื่องมาจากปริมาณน้ำที่น้อยมาก จะมีประสิทธิภาพมากกว่าในการถึงอัตราส่วนที่เหมาะสม วิธีการที่ ACI ใช้อยู่ในปัจจุบัน จะใช้ได้ดีสำหรับกำลังถึง 850 กก./ซม.² อัตราส่วนผสมที่เหมาะสมจะต้องให้คอนกรีตที่มีคุณสมบัติตามที่ต้องการทั้งในขณะเหลวและแข็งตัว ค่ากำลังอัดเฉลี่ยที่ต้องการคือ

$$f'_{cr} = \frac{f'_c + 280}{0.90} \quad (1.10)$$

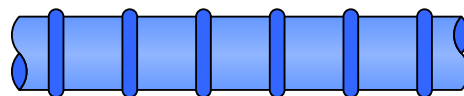
ในการผสมคอนกรีตกำลังสูงนั้น จำเป็นต้องให้ความสนใจในการเลือกและควบคุมส่วนผสมเป็นพิเศษ เพื่อให้ได้ส่วนผสมที่เหมาะสมที่สุดและมีกำลังมากที่สุด ดังนั้นการเลือกชนิดของซีเมนต์ สารผสมเพิ่ม ขั้นตอนการผสม คุณภาพและขนาดของวัสดุมวลรวมจึงมีความสำคัญมาก

เหล็กเสริมคอนกรีต

เหล็กเส้น (Rebar) เสริมคอนกรีตในบริเวณที่รับแรงดึงหรือต้านทานการแตกร้าวในคอนกรีต แบ่งออกเป็นสองประเภทคือ เหล็กเส้นกลมผิวเรียบ (Round Bar, RB) และ เหล็กข้ออ้อย (Deformed Bar, DB)



เหล็กกลมผิวเรียบ
Round Bar (RB)



เหล็กข้ออ้อย
Deformed Bar (DB)

รูปที่ 1.12 เหล็กเส้นเสริมคอนกรีต

เหล็กเส้นกลมผิวเรียบ (Round Bar, RB) ตามมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม มอก. 20-2543 กำหนดไว้เพียงชั้นคุณภาพเดียว โดยใช้สัญลักษณ์ **SR 24** มีคุณสมบัติเชิงกลในการรับแรงดึงคือ

- ความต้านแรงดึง (สูงสุด) F_u ต้องไม่น้อยกว่า 385 MPa (3,900 ksc)
- ความต้านแรงดึงที่จุดคราก F_y ต้องไม่น้อยกว่า 235 MPa (2,400 ksc)
- ความยืด ต้องไม่น้อยกว่าร้อยละ 21

ตารางที่ 1.3 ชื่อขนาด ขนาดระบุ และมวลระบุของเหล็กเส้นกลม

ชื่อขนาด	ขนาดระบุ		มวลระบุ กิโลกรัมต่อเมตร
	เส้นผ่าศูนย์กลาง มิลลิเมตร	พื้นที่ภาคตัดขวาง ตารางมิลลิเมตร	
RB 6	6	28.3	0.222
RB 9	9	50.3	0.395

เหล็กเส้นข้ออ้อย (Deformed Bar, DB) ตามมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม มอก. 27-2548 กำหนดไว้ 3 ชั้นคุณภาพคือ SD 30, SD 40 และ SD 50

ตารางที่ 1.4 คุณสมบัติเชิงกลในการรับแรงดึงของเหล็กข้ออ้อย

ชั้นคุณภาพ	ความต้านแรงดึง MPa (ksc)	ความต้านแรงดึงที่จุดคราก MPa (ksc)	ความยืด %
SD 30	480 (4,900)	295 (3,000)	17
SD 40	560 (5,700)	390 (4,000)	15
SD 50	620 (6,300)	490 (5,000)	13

ตารางที่ 1.5 ชื่อขนาด ขนาดระบุ และมวลระบุของเหล็กเส้นข้ออ้อย

ชื่อขนาด	ขนาดระบุ		มวลระบุ กิโลกรัมต่อเมตร
	เส้นผ่าศูนย์กลาง มิลลิเมตร	พื้นที่ภาคตัดขวาง ตารางมิลลิเมตร	
DB 10	10	78.5	0.616
DB 12	12	113.1	0.888
DB 16	16	201.1	1.578
DB 20	20	314.2	2.466
DB 22	22	380.1	2.984
DB 25	25	490.9	3.853
DB 28	28	615.8	4.834
DB 32	32	804.2	6.313
DB 36	36	1,017.9	7.990
DB 40	40	1,256.6	9.865

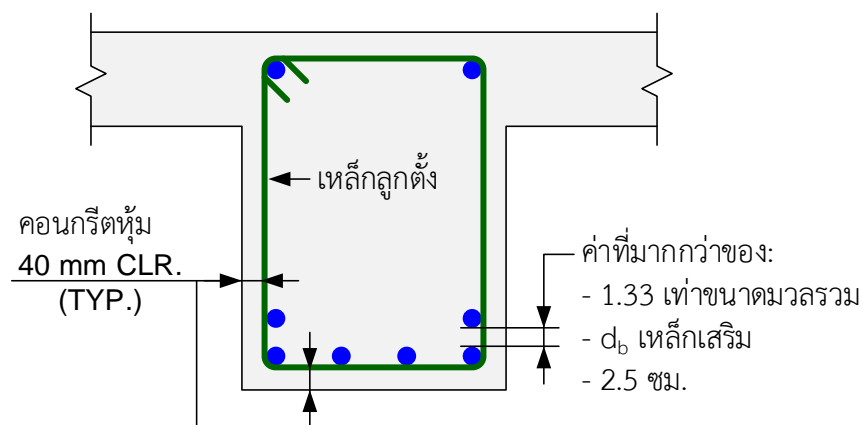
ขนาดเหล็กเส้นตามมาตรฐานอเมริกัน (U.S. Imperial sizes) จะแสดงเป็นขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเป็นจำนวนเท่าของ 1/8 นิ้ว (หุน) เช่น #8 = 8/8 = 1 นิ้ว (8 หุน) และ พื้นที่ = (ขนาดเส้น/9)² เช่น พื้นที่ของเหล็ก #8 = (8/9)² = 0.79 นิ้ว² สูตรนี้ใช้ได้กับเหล็กขนาดไม่เกิน #8 เหล็กเบอร์สูงกว่าจะมีขนาดใหญ่กว่าที่คำนวณตามสูตร 1/8 นิ้ว

ตารางที่ 1.6 ขนาดเหล็กเส้นตามมาตรฐานอเมริกัน

Imperial Bar Size	"Soft" Metric Size	Weight		Diameter		Area	
		(lb/ft)	(kg/m)	(in)	(mm)	(in ²)	(mm ²)
#3	#10	0.376	0.561	3/8	9.525	0.11	71
#4	#13	0.668	0.996	4/8	12.7	0.20	129
#5	#16	1.043	1.556	5/8	15.875	0.31	200
#6	#19	1.502	2.24	6/8	19.05	0.44	284
#7	#22	2.044	3.049	7/8	22.225	0.60	387
#8	#25	2.670	3.982	8/8	25.4	0.79	509
#9	#29	3.400	5.071	1.128	28.65	1.00	645
#10	#32	4.303	6.418	1.270	32.26	1.27	819
#11	#36	5.313	7.924	1.410	35.81	1.56	1006

ระยะหุ้มคอนกรีตและระยะห่างเหล็กเสริม

ระยะหุ้มคอนกรีตหรือระยะช่องว่างระหว่างผิวคอนกรีตถึงเหล็กเสริมเป็นสิ่งจำเป็นเพื่อให้เกิดแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต, เพื่อป้องกันการกัดกร่อนในเหล็กเสริม, เพื่อป้องกันการเสียดสีของเหล็กระหว่างเกิดไฟไหม้ และบางครั้งเราเพิ่มระยะหุ้มด้านบนของพื้นคอนกรีตในลานจอดรถและโรงงาน เพื่อชดเชยการสึกหรอจากการเสียดสี ACI กำหนดระยะหุ้มคอนกรีตดังในตารางที่ 1.7



รูปที่ 1.13 ระยะห่างน้อยที่สุดระหว่างเหล็กเสริม

สำหรับระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมนั้น ACI กำหนดให้ระยะช่องว่างน้อยที่สุดระหว่างเหล็กเสริมเท่ากับค่าที่มากกว่าของ เส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริม d_b , 2.5 ซม. และ 1.33 เท่าของขนาดมวลรวมโตสุด ดังแสดงในรูปที่ 1.13 โดยเหล็กนอนในคานทั้งหมดจะถูกห่อหุ้มโดยเหล็กปลอก

ตารางที่ 1.7 ระยะหุ้มคอนกรีตน้อยที่สุด

	ระยะหุ้มน้อยที่สุด (ซม.)
คอนกรีตหล่ออยู่บนหรือในพื้นดินถาวร	7.5
คอนกรีตหล่อบนพื้นดินหรือสภาพอากาศภายนอก :	
เหล็กเสริม DB20 และใหญ่กว่า	5
เหล็กเสริม DB16 และน้อยกว่า	4
คอนกรีตไม่สัมผัสพื้นดินหรือสภาพอากาศภายนอก :	
พื้น, ผนัง, คานย่อย	2
คาน, เสาคาน	4

ตะแกรงลวดเหล็ก

Wire Mesh

ลวดเหล็กดัดเย็นเสริมคอนกรีต (Cold Drawn Steel Wire) เป็นลวดเหล็กที่ทำขึ้นโดยการรีดเย็นเหล็กลวด ซึ่งได้จากการรีดร้อนเหล็กแท่ง ตามมาตรฐาน มอก. 747-2531 มีคุณสมบัติในการดัดตามตารางที่ 1.8

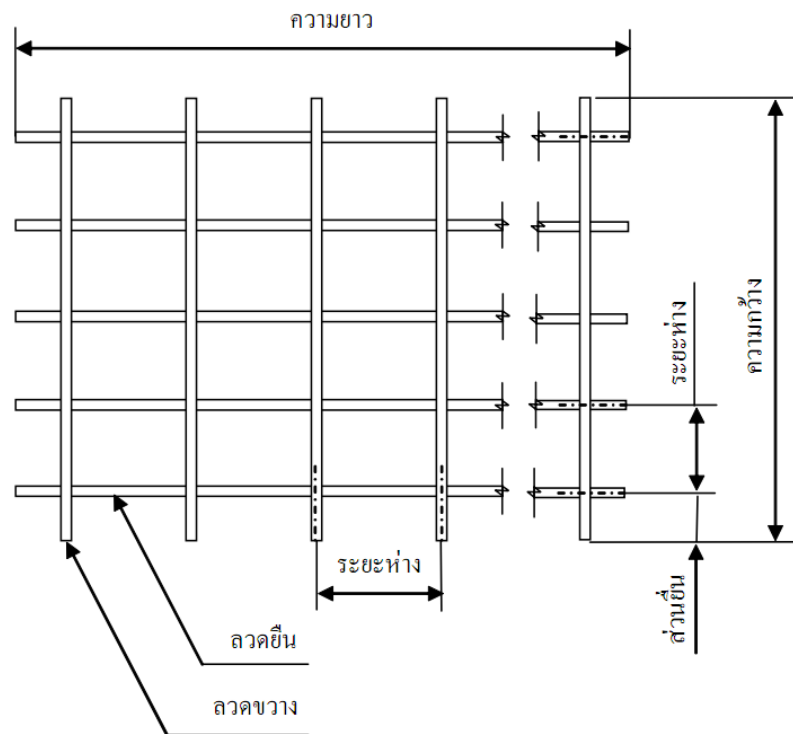
ตารางที่ 1.8 สมบัติการดัดของลวดเหล็กดัดเย็น

ความต้านทานแรงดึงต่ำสุด MPa (ก.ก./ซม. ²)	ความเค้นพิสูจน์ต่ำสุด MPa (ก.ก./ซม. ²)	การลดทอนพื้นที่ต่ำสุด ร้อยละ
550 (5,600)	485 (4,950)	30

- หมายเหตุ :
- หาค่าความเค้นพิสูจน์ที่ความยืด ร้อยละ 0.5
 - ถ้าความต้านทานแรงดึงของลวดเกิน 690 MPa การลดทอนพื้นที่ต้องไม่น้อยกว่าร้อยละ 25

ตะแกรงเหล็กกล้าเชื่อมติดเสริมคอนกรีต (Wire Mesh) หมายถึง ตะแกรงลักษณะเป็นผืนหรือม้วน ทำขึ้นโดยนำลวดเหล็กดัดเย็นขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางตั้งแต่ 4 ถึง 16 มม. มาเชื่อมแบบความ

ด้านทานไฟฟ้า (Electrical Resistance Welding) ตัดกันเป็นตะแกรง โดยที่ตาตะแกรงเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสหรือสี่เหลี่ยมผืนผ้าก็ได้



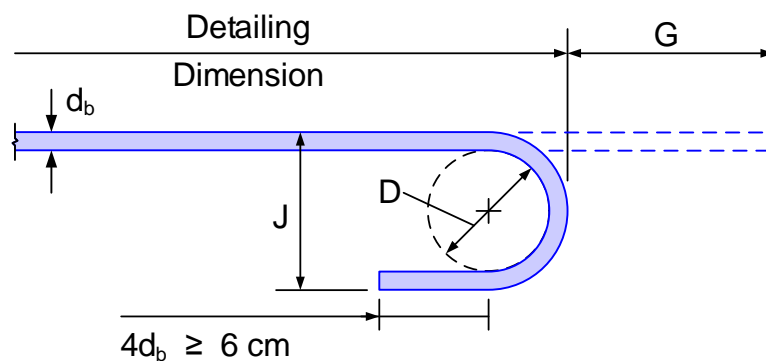
รูปที่ 1.14 ตาตะแกรงรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า

ของมาตรฐาน

Standard Hook

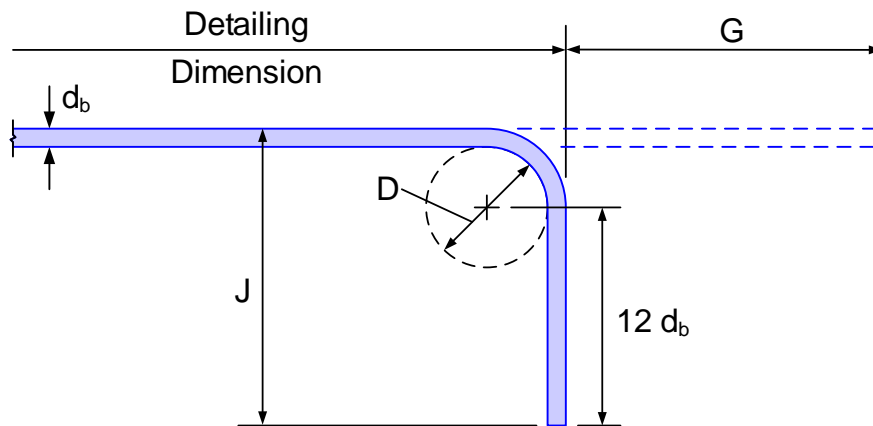
การงอข้อที่ปลายเหล็กเสริมคอนกรีตทำเพื่อเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กและคอนกรีตเมื่อมีความยาวฝังยึดของเหล็กเสริมตามแนวเส้นตรงไม่เพียงพอ ตามมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีกำลัง ของ ว.ส.ท. 1008-38 หัวข้อ 3401 กำหนดการงอขอมาตรฐานดังนี้

งอข้อ (180° Hook) ส่วนที่ตัดเป็นครึ่งวงกลมและมีส่วนปลายยื่นต่อออกไปอีกอย่างน้อย 4 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเส้นนั้น แต่ระยะนี้ต้องไม่น้อยกว่า 6 ซม.



รูปที่ 1.15 การงอขอมาตรฐาน 180°

งอฉาก (90° Hook) ส่วนที่ตัดเป็นมุมฉากและมีส่วนปลายยื่นต่อออกไปอีกอย่างน้อย 12 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเส้นนั้น



รูปที่ 1.16 การงอฉากมาตรฐาน 90°

เส้นผ่าศูนย์กลางเล็กที่สุดของการตัด (D) เส้นผ่าศูนย์กลางของวงโค้งที่ตัดของเหล็กเส้นมัดที่ด้านใน ต้องไม่น้อยกว่าค่าในตารางที่ 1.9 ทั้งนี้ยกเว้นเหล็กลูกตั้งและเหล็กปลอกที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางตั้งแต่ 6 มม. ถึง 16 มม. ให้มีเส้นผ่าศูนย์กลางภายในของวงโค้งที่ตัดไม่น้อยกว่า 4 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กนั้น

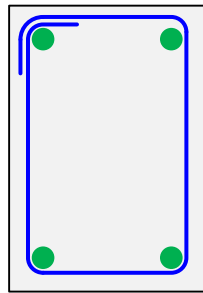
ตารางที่ 1.9 ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางที่เล็กที่สุดของวงโค้งที่ตัด

ขนาดของเหล็กเส้น (d_b)	ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางที่เล็กที่สุด (D)
6 มม. ถึง 25 มม.	$6 d_b$
28 มม. ถึง 36 มม.	$8 d_b$
44 มม. ถึง 57 มม.	$10 d_b$

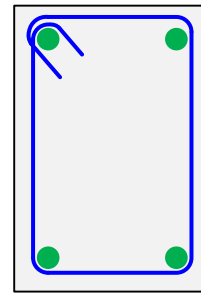
ตารางที่ 1.10 ขนาดในการติดตั้งขอแนะนำสำหรับเหล็กเส้นขนาดต่างๆ

ขนาดของเหล็กเส้น	D (ซม.)	ของอ 180°		ของอ 90°	
		G (ซม.)	J (ซม.)	G (ซม.)	J (ซม.)
RB9	5.5	11	7.3	12	15
DB10	6.0	12	8.0	12	16
DB12	7.5	13	9.9	16	20
DB16	10.0	16	13.2	21	26
DB20	12.0	19	16.0	26	32
DB25	15.0	24	20.0	32	40
DB28	22.5	33	28.1	38	48
DB32	25.5	37	31.9	43	55

เหล็กถูกตั้ง และ เหล็กปลอกเดี่ยว ตัดรัตรอบเหล็กนอนในคาน โดยมีการตัดเป็นมุมฉากหรือมุม 135 องศา และปล่อยปลายดังในรูปที่ 1.17



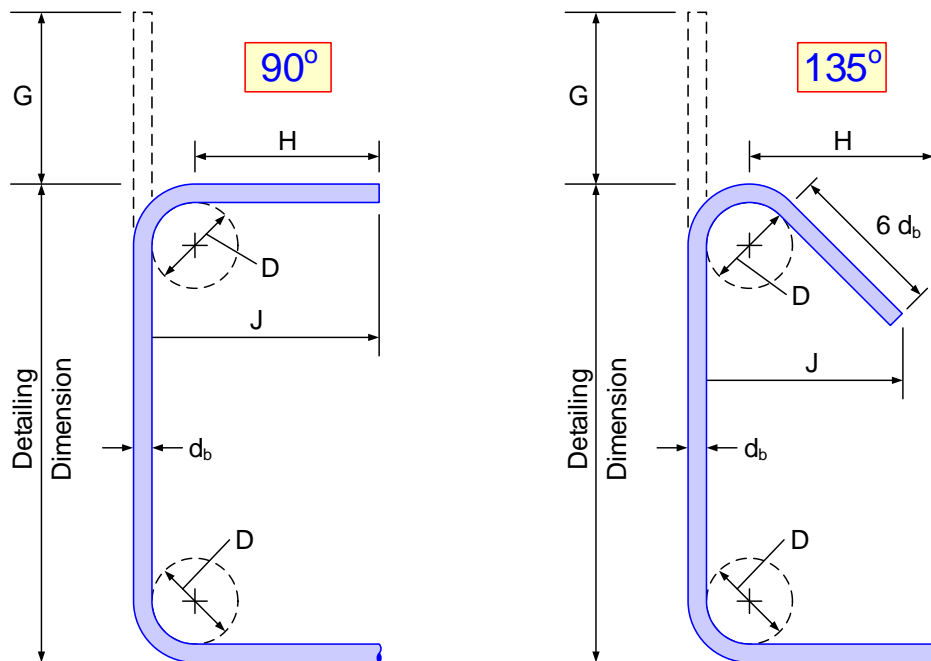
90° Hook



135° Hook

รูปที่ 1.17 การงอขอส่วนปลายยื่นของเหล็กปลอก

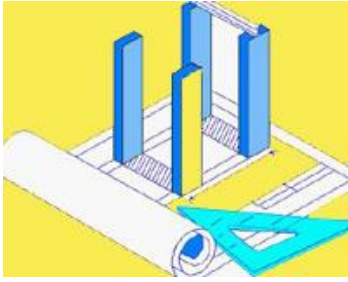
- ▶ ส่วนที่ตัดเป็นมุมฉาก สำหรับเหล็ก \varnothing 6 มม. ถึง 16 มม. ต้องมีส่วนปลายยื่นต่อออกไปอีกอย่างน้อย 6 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง
- ▶ ส่วนที่ตัดเป็นมุมฉาก สำหรับเหล็ก \varnothing 20 มม. ถึง 25 มม. ต้องมีส่วนปลายยื่นต่อออกไปอีกอย่างน้อย 12 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง
- ▶ ส่วนที่ตัดเป็นมุม 135° ต้องมีส่วนปลายยื่นต่อออกไปอีกอย่างน้อย 6 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง



รูปที่ 1.18 ระยะส่วนปลายยื่นน้อยที่สุดของเหล็กปลอก

ตารางที่ 1.11 ขนาดในการตัดงอขอแนะนำสำหรับเหล็กปลอกขนาดต่างๆ

ขนาดของ เหล็กเส้น	D (ซม.)	ของงอ 90°		ของงอ 135°	
		G (ซม.)	J (ซม.)	G (ซม.)	J (ซม.)
RB6	2.5	4	6	5	4.5
RB9	3.5	6	8	7	6.5
DB10	4.0	7	9	8	7.5
DB12	5.0	8	11	10	9.0
DB16	6.5	10	15	13	12.0
DB20	12.0	26	32	18	17.0
DB25	15.0	32	40	23	21.0



2

ข้อกำหนด น้ำหนักบรรทุก และวิธีการออกแบบ

การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กคือขั้นตอนในการเลือกวัสดุและจัดขนาดวัตส่วนขององค์ประกอบต่างๆของโครงสร้างตามหลักการทางด้านวิศวกรรม เพื่อให้เป็นไปตามวัตถุประสงค์ โครงสร้างจะต้องเป็นไปตามเงื่อนไขทางด้านความปลอดภัย การใช้งาน ความประหยัด และเข้ากับสภาพแวดล้อม

วิศวกรโครงสร้างเป็นหนึ่งในทีมงานออกแบบอาคาร สะพาน และโครงสร้างต่างๆ ในกรณีของอาคารสถาปนิกมักเป็นผู้จัดเตรียมแบบของอาคารโดยรวมเกี่ยวกับรูปลักษณะภายนอกและรูปแบบการใช้งานภายใน จากนั้นจึงแจกจ่ายให้วิศวกรงานระบบไฟฟ้า ระบบเครื่องกล ระบบสุขาภิบาล และวิศวกรโครงสร้างทำการออกแบบ

ในเชิงวิศวกรรมโครงสร้างผู้ออกแบบควรคำนึงถึงปัจจัยหลักห้าประการคือ

เสถียรภาพ ความมั่นคงของโครงสร้างโดยรวม ซึ่งถือเป็นปัจจัยที่สำคัญที่สุดที่ต้องคำนึงถึงเป็นอันดับแรกในการออกแบบ เพราะอาจทำให้โครงสร้างวิบัติพังทลายได้

ความปลอดภัย ส่วนต่างๆของโครงสร้างจะต้องมีความแข็งแรงเพียงพอในการรองรับน้ำหนักบรรทุกได้อย่างปลอดภัย

ความสามารถในการใช้งาน โครงสร้างจะต้องอยู่ในสภาพที่ใช้งานได้ตามความต้องการของผู้ใช้งานโดยไม่มีอาการแตกร้าว เหยิง สั่นสะเทือน หรือแตกร้าว ที่มากเกินไปจนไม่สามารถใช้งานได้

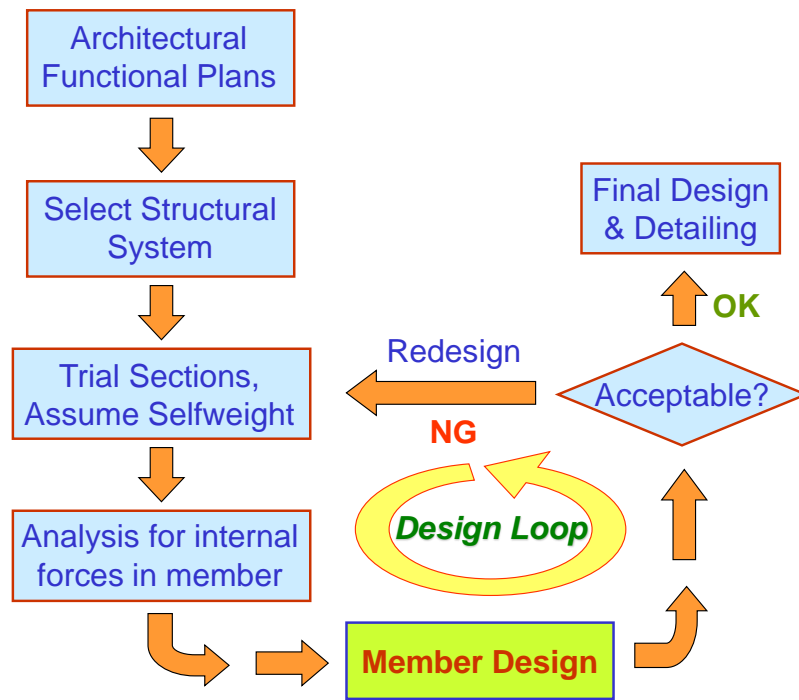
ความประหยัด ราคาของโครงสร้างไม่ควรเกินงบประมาณที่ตั้งไว้ โดยผู้ออกแบบควรคำนึงถึงหลายปัจจัยเช่น ปริมาณวัสดุ ค่าแรงงาน ความยากง่ายในการก่อสร้าง ระยะเวลา ความสะดวกในการขนส่ง การบำรุงรักษาหรือซ่อมแซม

สิ่งแวดล้อม โครงสร้างที่ดีควรจะเข้ากันได้กับสภาวะแวดล้อมในบริเวณนั้น และมีความสวยงาม

ขั้นตอนในการออกแบบโครงสร้าง



การออกแบบโครงสร้างเริ่มต้นจากแบบสถาปัตยกรรมซึ่งเป็นรูปลักษณะของอาคารโครงสร้างตามความต้องการใช้งานของเจ้าของอาคาร



รูปที่ 2.1 ขั้นตอนการออกแบบโครงสร้าง

วิศวกรโครงสร้างจะเลือกระบบโครงสร้างที่เหมาะสมเช่น โครงสร้างเหล็ก หรือคอนกรีตเสริมเหล็ก การออกแบบเริ่มต้นโดยการประมาณขนาดหน้าตัดของค้ำอาคารเพื่อคำนวณน้ำหนักของค้ำอาคารเพื่อใช้ร่วมกับน้ำหนักบรรทุกอื่นในการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อให้ได้แรงภายในแต่ละองค์อาคาร เมื่อทำการออกแบบของค้ำอาคารแล้วจะทำการตรวจสอบของค้ำอาคารที่ได้ออกแบบและที่ใช้ในการวิเคราะห์ ถ้ามีความแตกต่างกันจะทำการปรับขนาดของค้ำอาคารแล้วทำการวิเคราะห์และออกแบบใหม่อีกครั้งเรียกว่า **“วนรอบออกแบบ (Design Loop)”** จนกระทั่งได้ผลที่ยอมรับได้จึงทำการออกแบบโดยละเอียดต่อไป

ข้อกำหนดในการออกแบบ

สูตรต่างๆที่ใช้การคำนวณออกแบบจะต้องมีการอ้างอิงที่มา ซึ่งโดยทั่วไปจะเป็นไปตามมาตรฐานหรือข้อกำหนดในการออกแบบของแต่ละประเทศ ข้อกำหนดเหล่านี้ถูกจัดทำขึ้นโดยองค์กรต่างๆ เพื่อให้เกิดความปลอดภัยในการออกแบบโดยอาจแบ่งได้เป็นสองประเภทคือ ข้อกำหนดที่มีผลบังคับใช้ทางกฎหมายและข้อกำหนดที่แนะนำโดยองค์กรวิชาชีพ

ข้อกำหนดที่มีผลบังคับใช้ทางกฎหมายเป็นข้อบังคับที่มีไว้เพื่อให้มั่นใจในความปลอดภัยของสาธารณชนซึ่งผู้ออกแบบจะต้องปฏิบัติตาม มิฉะนั้นจะมีความผิดตามกฎหมาย ข้อกำหนดประเภทนี้จะแตกต่างกันไปตามพื้นที่ สำหรับประเทศไทยมีพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 มีกฎกระทรวงฉบับที่ 6 (พ.ศ. 2527), กฎกระทรวง ฉบับที่ 49 (พ.ศ. 2540) และข้อกำหนดในแต่ละท้องถิ่นเช่น ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร หรือเทศบัญญัติ และมาตรฐานของกรมโยธาธิการและผังเมือง

สำหรับองค์การวิชาชีพในประเทศไทยที่ออกข้อกำหนดทางด้านวิศวกรรมคือ วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย (ว.ส.ท.) โดยข้อกำหนดที่เกี่ยวกับคอนกรีตเสริมเหล็กจะมีสองฉบับคือ มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน (ว.ส.ท. 1007-34) และ มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง (ว.ส.ท. 1008-38) โดยข้อกำหนดที่ใช้จะนำมาจาก Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary ของ American Concrete Institute (ACI)

ในส่วนที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบและก่อสร้างอาคารโครงสร้างคอนกรีตจะอยู่ในความดูแลของ ACI Committee 318 ซึ่งจะพัฒนาปรับปรุงมาตรฐานออกมาเป็นระยะๆ คือ โดยมีเลขสองตัวสุดท้ายคือปีที่เริ่มใช้ เช่น ACI 318-89 เริ่มใช้ในปี ค.ศ. 1989 ซึ่งจะตรงกับของ ว.ส.ท. 1008-38 จากนั้นก็จะเปลี่ยนเป็น ACI 318-95 จนมาถึง ACI 318-05 ในปัจจุบัน

น้ำหนักบรรทุก

ข้อกำหนดเกี่ยวกับน้ำหนักบรรทุกในสหรัฐอเมริกาจะระบุอยู่ใน Building Code ของแต่ละพื้นที่ ซึ่งอาจจะแตกต่างกันไป สำหรับสหรัฐอเมริกาจะใช้ตามมาตรฐาน Uniform Building Code (UBC) ซึ่งตั้งแต่ปี ค.ศ. 2000 ได้เปลี่ยนชื่อเป็น International Building Code (IBC) และ ASCE Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7) สำหรับประเทศไทยมีการกำหนดน้ำหนักบรรทุกไว้บ้างในกฎกระทรวง ฉบับที่ 6 แต่เป็นการกำหนดไว้นานแล้ว ดังนั้นจึงค่อนข้างน้อยเมื่อเทียบกับความเป็นจริงในปัจจุบัน ดังนั้นผู้ออกแบบจึงควรพิจารณาควรใช้วิจารณ์ตามประกอบตามความเหมาะสม

น้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead Loads)

น้ำหนักบรรทุกคงที่หรือน้ำหนักบรรทุกตายตัวคือไม่มีการเปลี่ยนแปลง ได้แก่ น้ำหนักตัวโครงสร้างเอง และน้ำหนักวัสดุที่ถูกติดตั้งถาวรกับโครงสร้างเช่น ผนัง วัสดุปูพื้น วัสดุมุงหลังคา ฝ้าเพดาน

ตารางที่ 2.1 หน่วยน้ำหนักของวัสดุ

น้ำหนักวัสดุ	ก.ก./ม. ³
คอนกรีต	2,320
คอนกรีตเสริมเหล็ก	2,400
ไม้	500-1,200
เหล็ก	7,850

น้ำหนักวัสดุปูผิว	ก.ก./ม. ²
กระเบื้องลอนคู่	14
กระเบื้องซีแพคโมเนีย	50
เหล็กกรีดลอน, สังกะสี	5
ซีเมนต์ขัดมันหนา 2.5 ซม.	50
กระเบื้องปูพื้น	100
พื้นปูหินอ่อน, หินแกรนิต	150
น้ำหนักผนัง	ก.ก./ม. ²
ผนังอิฐมวลเบาครึ่งแผ่นฉาบปูน	180
ผนังอิฐมวลเบาเต็มแผ่นฉาบปูน	360
ผนังอิฐบล็อกหนา 7 ซม.	120
ผนังอิฐบล็อกหนา 9 ซม.	160

น้ำหนักบรรทุกจร (Live Loads) เนื่องจากการใช้งาน

ในข้อกำหนดอาคารส่วนใหญ่จะมีตารางน้ำหนักจรให้เพื่อความสะดวกในการออกแบบโดยจะระบุเป็นน้ำหนักแผ่นคงที่ต่อพื้นที่อาคาร ตามกฎกระทรวงฉบับที่ 6 น้ำหนักบรรทุกจรในอาคารจะขึ้นกับลักษณะการใช้งาน

ตารางที่ 2.2 น้ำหนักบรรทุกจรตามกฎกระทรวงฉบับที่ 6

ประเภทและส่วนต่างๆของอาคาร	น้ำหนักจร (กก./ตร.ม.)
(1) หลังคา	30
(2) กันสาดหรือหลังคาคอนกรีต	100
(3) ที่พักอาศัย โรงเรียนอนุบาล ห้องน้ำ ห้องส้วม	150
(4) ห้องแถว ตึกแถวที่ใช้พักอาศัย อาคารชุด หอพัก โรงแรม และ ห้องคนไข้พิเศษของโรงพยาบาล	200
(5) สำนักงาน ธนาคาร	250

(6) (ก) อาคารพาณิชย์ ส่วนของห้องแถว ตึกแถวที่ใช้เพื่อการพาณิชย์ มหาวิทยาลัย วิทยาลัย โรงเรียน และโรงพยาบาล	300
(ข) ห้องโถง บันได ช่องทางเดินของอาคารชุด หอพัก โรงแรม สำนักงาน และธนาคาร	300
(7) (ก) ตลาด อาคารสรรพสินค้า หอประชุม โรงมหรสพ ภัตตาคาร ห้องประชุม ห้องอ่านหนังสือในห้องสมุดหรือหอสมุด ที่จอดหรือเก็บรถยนต์นั่งหรือจักรยานยนต์	400
(ข) ห้องโถง บันได ช่องทางเดินของอาคารพาณิชย์ มหาวิทยาลัย วิทยาลัย และโรงเรียน	500
(8) (ก) คลังสินค้า โรงกีฬา พิพิธภัณฑ์ อัฒจันทร์ โรงงานอุตสาหกรรม โรงพิมพ์ ห้องเก็บเอกสารและพัสดุ	500
(ข) ห้องโถง บันได ช่องทางเดินของตลาด อาคารสรรพสินค้า ห้องประชุม หอประชุม โรงมหรสพ ภัตตาคาร ห้องสมุด และหอสมุด	500
(9) ห้องเก็บหนังสือของห้องสมุดหรือหอสมุด	600
(10) ที่จอดหรือเก็บรถบรรทุกเปล่า	800

ตารางที่ 2.3 น้ำหนักบรรทุกจร (L_0) ตามข้อกำหนด ASCE 7

ลักษณะการใช้งาน	น้ำหนักแผ่ ก.ก./ม. ²	น้ำหนักเป็นจุด ก.ก.
ที่พักอาศัย	200	
อาคารสำนักงาน		
ลิฟท์และทางเดินชั้นแรก	500	900
สำนักงาน	250	900
ทางเดินชั้นบน	400	900
โรงเรียน		
ห้องเรียน	200	450
ทางเดินชั้นบน	400	450
ทางเดินชั้นแรก	500	450

บันไดและทางออก	500	
โกดังเก็บสินค้า		
สินค้าเบา	600	
สินค้าหนัก	1,200	

การลดน้ำหนักบรรทุกจร (Reduction in Live Loads)

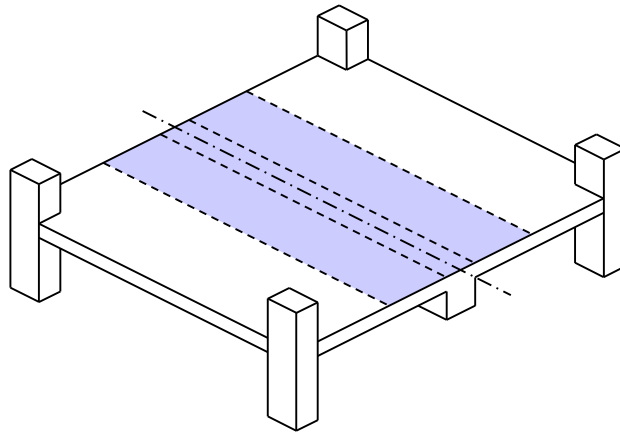
น้ำหนักบรรทุกจรที่ให้ไว้ในตารางเป็นค่ามากที่สุดที่คาดว่าจะเกิดขึ้น เมื่อพื้นที่รับน้ำหนักบรรทุกมีขนาดใหญ่ขึ้นโอกาสที่น้ำหนักบรรทุกจะถึงค่ามากที่สุดนั้นจะลดลง ตามกฎกระทรวงฉบับที่ 6 กำหนดให้สามารถลดน้ำหนักจรได้ในอาคารหลายชั้นโดยกำหนดให้ลดลงตามชั้นของอาคาร

ตารางที่ 2.4 การลดน้ำหนักบรรทุกจรตามชั้นของอาคาร

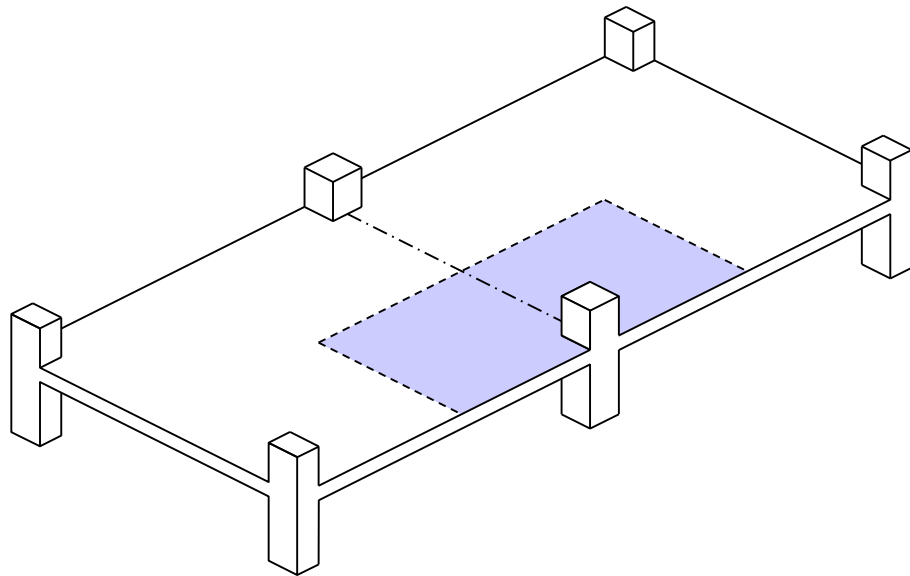
การรับน้ำหนักของพื้น	อัตราการลดน้ำหนักบรรทุกจรบนพื้นแต่ละชั้นเป็นร้อยละ
(1) หลังคาหรือดาดฟ้า	0
(2) ชั้นที่หนึ่งถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	0
(3) ชั้นที่สองถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	0
(4) ชั้นที่สามถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	10
(5) ชั้นที่สี่ถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	20
(6) ชั้นที่ห้าถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	30
(7) ชั้นที่หกถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	40
(8) ชั้นที่เจ็ดถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้าและชั้นต่อลงมา	50

มาตรฐาน ASCE 7 จะกำหนดเป็น ตัวคูณลดค่าน้ำหนักบรรทุกจร (Live-load reduction factor) ขึ้นกับ พื้นที่รับน้ำหนัก (Tributary area, A_T) ซึ่งจะขยายจากคานหรือเสาไปยังตำแหน่งที่แรงเฉือนเป็นศูนย์โดยรอบองค์อาคารที่พิจารณา เพื่อความสะดวกอาจใช้ระยะครึ่งหนึ่งระหว่างจุดรองรับเช่นในคานดังในรูปที่ 2.2(ก) และน้ำหนักลงเสาดังในรูปที่ 2.2(ข) โดยยอมให้ใช้น้ำหนักจรลดค่า L จากค่า L_0 จากตารางที่ 2.3 ในการออกแบบองค์อาคาร ขึ้นกับพื้นที่ A_T รับน้ำหนัก

$$L = L_0 \left[0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right] \quad (2.1)$$



(ก) คานภายใน



(ข) เสาต้นริม

รูปที่ 2.2 พื้นที่รับน้ำหนัก A_T

ค่าแฟกเตอร์ K_{LL} ขึ้นกับลักษณะของส่วนประกอบโครงสร้างดังนี้

เสาภายในและเสาด้านนอกที่ไม่มีพื้นยื่น	$K_{LL} = 4$
เสาด้านนอกที่มีพื้นยื่น	$K_{LL} = 3$
เสามุมที่มีพื้นยื่น	$K_{LL} = 2$
เสาภายในและคานขอบที่ไม่มีพื้นยื่น	$K_{LL} = 2$
องค์อาคารอื่น	$K_{LL} = 1$

แรงลม (Wind Loads)

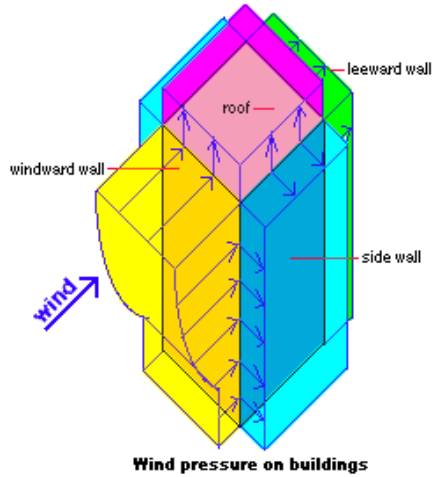
แรงลมเป็นน้ำหนักบรรทุกทุกจากสิ่งแวดล้อม (Environmental Load) โดยแรงดันลมที่บนผิวอาคารแนวตั้งเกิดขึ้นจะเป็นไปตามความเร็วลมยกกำลังสอง

$$q = 0.5 \rho V^2 \quad (2.2)$$

เมื่อ q = แรงดันลมบนผิวอาคารแนวตั้งตั้งฉากกับทิศทางลม (กก./ม.²)

ρ = ความหนาแน่นมวลอากาศ (ประมาณ 1.25 กก./ม.³)

V = ความเร็วลมเฉลี่ย (เมตร/วินาที)

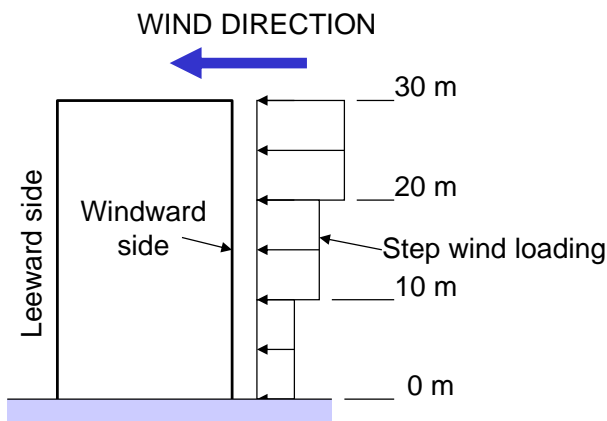


Wind pressure on buildings

การคำนวณแรงลมโดยละเอียดตามมาตรฐาน ASCE7 หรือมาตรฐานการของกรมโยธาธิการ มยพ.1311-50 นั้นมีรายละเอียดที่ต้องพิจารณาอีกเช่นความเร็วลมเฉลี่ยในแต่ละพื้นที่ซึ่งเป็นค่าทางสถิติ และแรงดันบนพื้นที่ผิวด้านต่างของอาคารที่มีความแตกต่างกันดังในรูปที่ 2.3

รูปที่ 2.3 แรงดันลมบนอาคาร

ตามกฎกระทรวงได้กำหนดแรงลมบนผิวอาคารแนวตั้งอย่างง่ายโดยมีค่าเพิ่มขึ้นตามความสูงในลักษณะของขั้นบันได ดังแสดงในตารางที่ 2.5 และรูปที่ 2.4

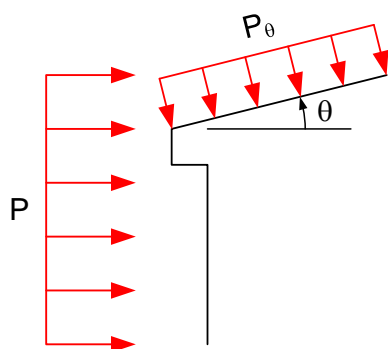


รูปที่ 2.4 แรงลมตามกฎกระทรวง

ตารางที่ 2.5 แรงดันลมตามกฎกระทรวง

ความสูงอาคาร h (เมตร)	หน่วยแรงลม (กก./ตร.ม.)
น้อยกว่า 10	50
$10 \leq h < 20$	80
$20 \leq h < 40$	120
มากกว่า 40	160

ในกรณีที่ผิวอาคารไม่อยู่ในแนวตั้งตั้งฉากกับความเร็วลมเช่นผิวหลังคาลาดเอียง จะคำนวณแรงดันตั้งฉากกับผิวหลังคาโดยใช้สูตร



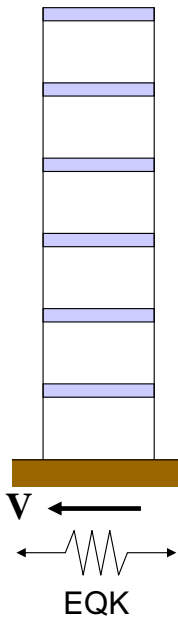
$$P_{\theta} = \frac{2P \sin \theta}{1 + \sin^2 \theta} \quad (2.3)$$

เมื่อ P = แรงลมตามกฎกระทรวง

θ = มุมเอียงหลังคา (องศา)

รูปที่ 2.5 แรงลมบนผิวลาดเอียง

แรงแผ่นดินไหว (Earthquake Loads)



แผ่นดินไหวเป็นภัยพิบัติทางธรรมชาติที่สามารถก่อให้เกิดความเสียหายอย่างร้ายแรงต่อโครงสร้าง ในหลายพื้นที่ซึ่งอยู่ในโซนที่เสี่ยงต่อการเกิดแผ่นดินไหวจะต้องคำนึงถึงแรงแผ่นดินไหวในการออกแบบโครงสร้าง สำหรับประเทศไทยแม้ว่าจะไม่เคยเกิดแผ่นดินไหวรุนแรง แต่ก็มีแผ่นดินไหวขนาดเล็กเกิดขึ้นบ่อยครั้งทางภาคเหนือและตะวันตก

กฎกระทรวง พ.ศ. 2550 กำหนดให้พิจารณาแรงสั่นสะเทือนแผ่นดิน โดยคำนวณเป็นแรงเฉือนที่ฐาน (Base Shear) ดังนี้

$$V = ZIKCSW \quad (2.4)$$

เมื่อ V = แรงเฉือนที่ฐานอาคาร

Z = สัมประสิทธิ์ความเข้มของแผ่นดินไหว

I = สัมประสิทธิ์ความสำคัญของอาคาร

K = สัมประสิทธิ์โครงสร้าง

C = สัมประสิทธิ์คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของโครงสร้าง

S = สัมประสิทธิ์ความสัมพันธ์ระหว่างชั้นดินและโครงสร้าง

W = น้ำหนักโครงสร้าง

วิธีหน่วยแรงใช้งาน (Working Stress Design Method)

การออกแบบโดย วิธีหน่วยแรงใช้งาน(Working Stress Design, WSD) เป็นวิธีเก่าที่ใช้มาตั้งแต่ต้นยุค 1900 ถึงช่วงต้นยุค 1960 ต่อมาได้มีการพัฒนา วิธีกำลังประลัย(Ultimate Strength Design, USD) ซึ่งต่อมาเปลี่ยนชื่อเป็น วิธีกำลัง(Strength Design Method, SDM) ในประเทศไทยยังคงใช้วิธีหน่วยแรงใช้งานกันอยู่บางส่วน

ในวิธีหน่วยแรงใช้งานส่วนโครงสร้างจะถูกออกแบบให้หน่วยแรงที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกขณะใช้งานไม่เกินค่าที่ยอมให้ โดยที่คุณสมบัติทางกลศาสตร์ของส่วนโครงสร้างเป็นแบบอีลาสติก น้ำหนักบรรทุกใช้งานได้แก่ น้ำหนักบรรทุกคงที่(น้ำหนักของตัวโครงสร้างเอง) น้ำหนักบรรทุกจรได้แก่ ผู้อยู่อาศัย สิ่งของที่สามารถเคลื่อนย้ายได้ หิมะ ลม และแผ่นดินไหว ซึ่งจะถูกสมมติให้เกิดขึ้นเมื่อโครงสร้างถูกใช้งาน

วิธีหน่วยแรงใช้งานอาจถูกแสดงได้ดังนี้

$$f \leq [\text{หน่วยแรงที่ยอมให้ } f_{\text{allow}}] \quad (2.5)$$

เมื่อ f = หน่วยแรงอีลาสติกที่คำนวณได้ เช่นจากสูตรการดัด $f = Mc/I$ สำหรับคาน

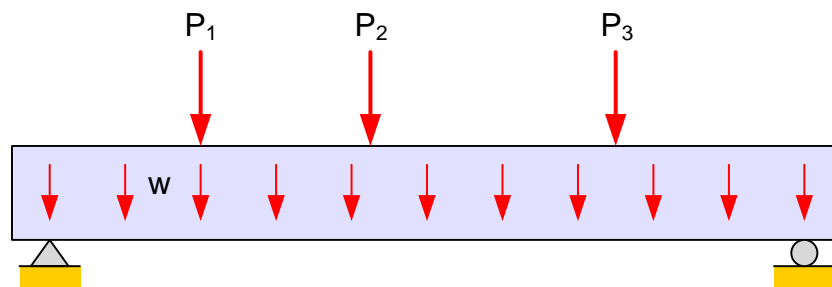
f_{allow} = หน่วยแรงที่จำกัดโดยมาตรฐานอาคารเป็นเปอร์เซ็นต์ของกำลังรับแรงอัด f'_c
 สำหรับคอนกรีต หรือของหน่วยแรงจุดคราก f_y สำหรับเหล็กเสริม

ข้อจำกัดของวิธีหน่วยแรงใช้งาน :

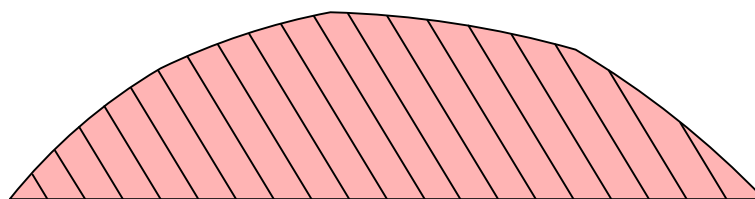
1. เนื่องจากข้อจำกัดอยู่ที่หน่วยแรงทั้งหมดอยู่ภายใต้น้ำหนักใช้งานจึงไม่มีวิธีง่ายๆ ที่จะใช้กับระดับความไม่แน่นอนของน้ำหนักหลายๆชนิดโดยทั่วไปการประมาณน้ำหนักคงที่จะทำได้แม่นยำกว่าน้ำหนักจรซึ่งจะประมาณจากลักษณะการใช้งานของอาคารและอาจจะมีการกระจายตัวที่แปรเปลี่ยนหรือไม่แน่นอนได้
2. ความคืบและการหดตัวซึ่งเป็นผลจากเวลาที่ผ่านไปที่สำคัญในโครงสร้างจะไม่สามารถแสดงได้ไม่ง่ายโดยการคำนวณแบบอีลาสติกของหน่วยแรง
3. หน่วยแรงในคอนกรีตไม่เป็นสัดส่วนกับหน่วยการยืดหดจนถึงกำลังวิกฤติทำให้ไม่สามารถรู้ความปลอดภัยที่แฝงอยู่ได้ เมื่อเปอร์เซ็นต์ของ f'_c ถูกใช้เป็นหน่วยแรงที่ยอมรับ

วิธีกำลัง (Strength Design Method)

รูปที่ 2.6(ก)แสดงคานที่รองรับน้ำหนักตัวเอง w บวกกับน้ำหนักบรรทุกกระทำเป็นจุด P_1, P_2 และ P_3 ซึ่งทำให้เกิดโมเมนต์ดัดในรูปที่ 2.6(ข) ซึ่งเป็นแรงภายในซึ่งเป็นผลจากน้ำหนักบรรทุกทุกแรงภายในตัวอื่นได้แก่ แรงเฉือน, แรงตามแนวแกน, โมเมนต์บิด, การโก่งแอ่น และการสั่นสะเทือน



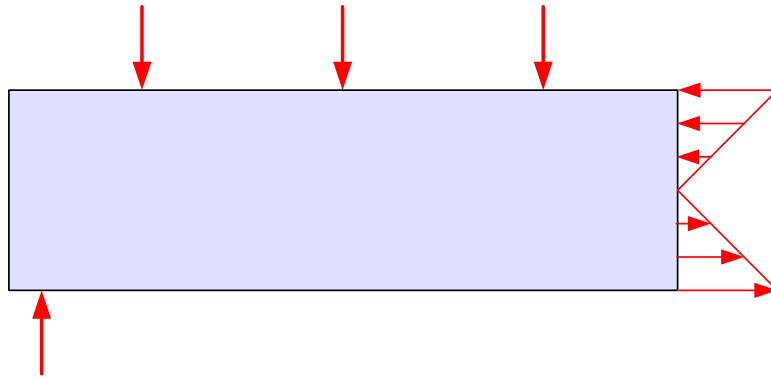
(ก) คานรับน้ำหนักบรรทุกทุก



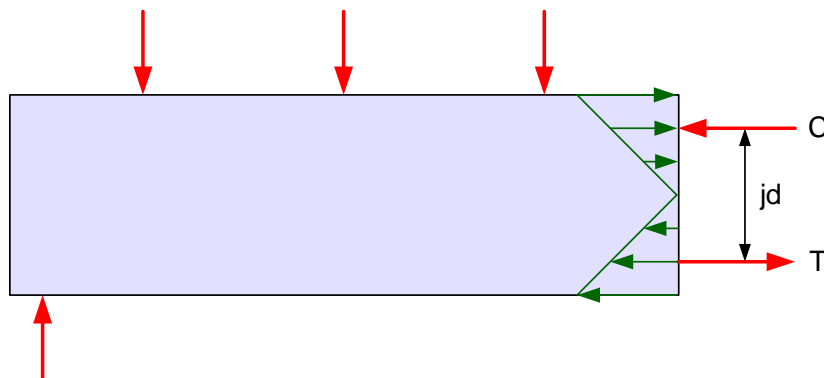
(ข) แผนภูมิโมเมนต์ดัด

รูปที่ 2.6 คานรับน้ำหนักบรรทุกทุกและโมเมนต์ดัดจากน้ำหนักบรรทุก

รูปที่ 2.7(ก) แสดงหน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดคานซึ่งเป็นผลมาจากแรงที่มากระทำ ในรูปที่ 2.7(ข) หน่วยแรงดัดนี้อาจถูกแทนด้วยแรง C และ T อยู่ห่างกันเป็นระยะ jd แรงคู่ควบนี้ คือ **โมเมนต์กระทำ (Acting Moment)** ซึ่งพยายามจะทำให้เกิดการเสียรูปทรงทำให้เกิดแรงต้านทานภายในเนื้อวัสดุเป็นแรงคู่ควบที่มีขนาดเท่ากันในทิศทางตรงกันข้ามเรียกว่า **โมเมนต์ต้านทาน (Resisting Moment)**



(ก) หน่วยแรงดัดบนหน้าตัด



(ข) หน่วยแรงต้านทานภายใน

รูปที่ 2.7 หน่วยแรงดัดจากน้ำหนักบรรทุกทุกและหน่วยแรงต้านทาน

เมื่อน้ำหนักบรรทุกหรือแรงที่มากระทำเพิ่มขึ้น หน่วยแรงต้านทานจะเพิ่มขึ้นตามเพื่อรักษาสมดุลจนกระทั่งหน้าตัดวิบัติ โมเมนต์มากที่สุดที่หน้าตัดสามารถต้านทานได้เรียกว่า **กำลังโมเมนต์ (Moment Strength)** คำว่า **กำลัง (Strength)** ยังถูกใช้ในลักษณะเดียวกันสำหรับกำลังเฉือน (Shear Strength) และกำลังแรงตามแนวแกน (Axial Load Strength)

วิธีกำลัง (Strength Design Method, SDM) เป็นวิธีการออกแบบที่ถูกพัฒนาให้มีความแม่นยำในการคำนวณกำลังจากพฤติกรรมของคอนกรีตเสริมเหล็กในการรับน้ำหนักบรรทุก ผลการทดสอบของค่าการจนถึงจุดวิบัติถูกนำมาใช้ในการพัฒนาวิธีการออกแบบ

ในวิธีกำลังน้ำหนักบรรทุกใช้งานจะถูกเพิ่มขึ้นโดย **ตัวคูณน้ำหนัก (Load factors)** เพื่อให้ได้น้ำหนักขณะเกิดการวิบัติ น้ำหนักนี้จะถูกเรียกว่า **น้ำหนักประลัย (U , Ultimate load)** หรือ **น้ำหนักเพิ่มค่า (Factored Load)** ในทางกลับกันกำลังขององค์อาคารจะถูกลดลงโดย **ตัวคูณลด**

กำลัง (ϕ , *Strength Reduction Factor*) โดยค่าตัวคูณทั้งสองจะถูกกำหนดตามมาตรฐาน ในการออกแบบโครงสร้างหรือส่วนโครงสร้างจะถูกกำหนดสัดส่วนให้มีกำลังออกแบบ ϕS_n มีค่าไม่น้อยกว่ากำลังที่ต้องการ U ที่คำนวณจากน้ำหนักเพิ่มค่า

$$\text{กำลังออกแบบ} \geq \text{กำลังที่ต้องการ}$$

$$\text{หรือ} \quad \phi S_n \geq U \quad (2.6)$$

เมื่อ S_n คือ **กำลังระบุ (Nominal Strength)** ที่คำนวณตามทฤษฎี กำลังที่ต้องการ U คำนวณโดยใช้ตัวคูณน้ำหนักกับน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน ได้แก่ น้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead Load, D), น้ำหนักบรรทุกจร (Live Load, L), แรงแลม W , แรงแผ่นดินไหว E , แรงดันดิน H , แรงดันของไหล F , น้ำหนักหิมะ S , น้ำหนักฝน R และผลจากสิ่งแวดล้อม T อาทิเช่น การทรุดตัว, ความคืบ, การหดตัว และการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ

สมการ (2.6) เป็นการกำหนดโดยทั่วไป เมื่อนำไปใช้งานออกแบบองค์อาคารรับแรงที่เฉพาะเจาะจงเช่น โมเมนต์, แรงเฉือน และแรงตามแนวแกน จะเขียนเป็น

$$\phi M_n \geq M_u \quad (2.7ก)$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2.7ข)$$

$$\phi P_n \geq P_u \quad (2.7ค)$$

โดยที่ตัวห้อย n หมายถึงกำลังระบุของโมเมนต์, แรงเฉือน และแรงตามแนวแกน ตามลำดับ และตัวห้อย u หมายถึงการเพิ่มค่าของโมเมนต์, แรงเฉือน และแรงตามแนวแกน โดยในการเพิ่มค่าจะทำโดยใช้ตัวคูณเพิ่มค่ากับน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน หรือคูณกับแรงภายในที่เป็นผลมาจากน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน

น้ำหนักบรรทุกรวม (Load Combinations)

มาตรฐานการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลังของ ว.ส.ท. 1008-38 กำหนดให้กำลังที่ต้องการ U สำหรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ D และน้ำหนักบรรทุกจร L ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า

$$U = 1.4 D + 1.7 L \quad (2.8)$$

ในกรณีที่ต้องคำนึงถึงผลของแรงแลม W ในการออกแบบร่วมกับน้ำหนักบรรทุกอื่น ต้องพิจารณา U เพิ่มขึ้นอีกกรณีเพื่อนำมาเปรียบเทียบใช้ค่าที่มากกว่าไปการออกแบบ

$$U = 0.75 (1.4 D + 1.7 L + 1.7 W) \quad (2.9)$$

$$\text{หรือ} \quad U = 1.05 D + 1.275 L + 1.275 W$$

นอกจากนี้สำหรับสถานะการณ์ที่น้ำหนักคงที่เป็นตัวน้ำหนักว่างเพื่อสร้างเสถียรภาพเมื่อถูก

แรงลมกระทำ (เช่น หอคอยหรือกำแพง) ความเป็นไปได้ที่จะลดน้ำหนักคงที่ต้องถูกพิจารณา แทนที่จะเป็นน้ำหนักประลัย ว.ส.ท. จึงกำหนดให้พิจารณาอีกกรณีคือ

$$U = 0.9 D + 1.3 W \quad (2.10)$$

ถ้าต้องคำนึงถึงการต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว หรือแรง E ที่รวมอยู่ในการคำนวณ ออกแบบให้ใช้สมการ (2.9) และ (2.10) โดยแทนค่า W ด้วย 1.1E

ถ้าต้องคำนึงถึงการต้านทานแรงดันดิน H ในการคำนวณออกแบบ กำลังที่ต้องการ U อย่างน้อยที่สุดต้องเท่ากับ

$$U = 1.4 D + 1.7 L + 1.7 H \quad (2.11)$$

ยกเว้นในกรณี D หรือ L ลดผลของ H ให้ใช้ค่า 0.9 D แทน 1.4 D และให้ L มีค่าเท่ากับศูนย์ในการหาค่ากำลังที่ต้องการ U สูงสุด

$$U = 0.9 D + 1.7 H \quad (2.12)$$

สำหรับ แรงดันของของเหลว F มีความสูงที่ควบคุมได้สมการ (2.11) และ (2.12) จะถูกใช้ยกเว้น 1.7 H ถูกเปลี่ยนเป็น 1.4 F เนื่องจากความหนาแน่นของเหลวมีค่าแน่นอนแรงดันจึงถูกคิดเหมือน น้ำหนักคงที่ โดยใช้ตัวคูณ 1.4 ในทางตรงข้ามแรงดันดินมีคุณสมบัติแปรเปลี่ยนมากกว่า จึงถูกคิดเป็นน้ำหนักจรโดยใช้ตัวคูณ 1.7 เมื่อผลของโครงสร้าง T ของการหลุดตัวต่างกัน ความคืบ การหดตัวหรือการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิอาจจะมีผลสำคัญ ก็จะถูกรวมเข้าไปกับน้ำหนักคงที่

$$U = 0.75 (1.4D + 1.4T + 1.7L) \quad (2.13)$$

แต่ต้องไม่น้อยกว่า $U = 1.4 (D + T) \quad (2.14)$

ตัวคูณ 0.75 ถูกใช้เพื่อระลึกว่ามีความน่าจะเป็นที่จะเกิดน้ำหนักพร้อมกันมีน้อย

ค่าตัวคูณลดกำลังและตัวคูณเพิ่มน้ำหนักที่ได้กล่าวมาแล้วทั้งหมดนั้นเป็นค่าเก่าเพื่อให้ตรงกับที่ ว.ส.ท. กำหนด สำหรับค่าใหม่ตามมาตรฐาน ACI 318-11 จะเป็นดังนี้

ตารางที่ 2.6 ตัวคูณเพิ่มน้ำหนัก U ตามมาตรฐาน ACI 318-11

กรณีบรรทุก	ตัวคูณเพิ่มน้ำหนัก
พื้นฐาน	$U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
น้ำหนักคงที่	$U = 1.4 D$
หิมะ, ฝน, อุณหภูมิ, และลม	$U = 1.2 (D + F + T) + 1.6 (L + H) + 0.5 (L_r \text{ or } S \text{ or } R)$ $U = 1.2 D + 1.6 (L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0 L \text{ or } 0.5 W)$ $U = 1.2 D + 1.0 W + 1.0 L + 0.5 (L_r \text{ or } S \text{ or } R)$ $U = 0.9 D + 1.0 W$
แผ่นดินไหว	$U = 1.2 D + 1.0 E + 1.0 L + 0.2 S$ $U = 0.9 D + 1.0 E$

กำลังที่คำนวณออกแบบ (Design Strength)

กำลังที่คำนวณออกแบบขององค์อาคารคือกำลังระบุที่คำนวณตามข้อกำหนดและสมมุติฐานตามทฤษฎีการออกแบบโดยวิธีกำลังคูณด้วยตัวคูณลดกำลัง ϕ โดย ว.ส.ท. กำหนดให้ใช้ค่าดังต่อไปนี้

- การตัดร่วมกับแรงดึงหรือไม่มีแรงดึง $\phi = 0.90$
- แรงดึงตามแนวแกน $\phi = 0.90$
- แรงเฉือนและแรงบิด $\phi = 0.85$
- แรงอัดในเสาปลอกเกลียว $\phi = 0.75$
- แรงอัดในองค์อาคารอื่น ๆ $\phi = 0.70$
- แรงกดบนคอนกรีต $\phi = 0.70$

ขนาดและความคลาดเคลื่อนที่ยอมรับได้

แม้ว่าในการออกแบบจะพิจารณาถึง ขนาด ระยะช่องว่าง และตำแหน่งของเหล็กเสริมที่แน่นอน ในทางปฏิบัติอาจเกิดความคลาดเคลื่อนขึ้นได้บ้าง ถือเป็นความคลาดเคลื่อนที่ยอมรับได้

ขนาดทั้งหมดของคอนกรีตเสริมเหล็กจะถูกกำหนดโดยวิศวกรเป็นจำนวนเต็มเช่นติเมตร สำหรับคาน เสา และผนัง บางครั้งใช้ครึ่งเช่นติเมตรสำหรับพื้นบาง และบ่อยครั้งที่เพิ่มทีละ 10 เช่นติเมตร ความคลาดเคลื่อนที่ยอมรับได้สำหรับการเปลี่ยนแปลงหน้าตัดของเสาและคาน และในความหนาของพื้นและผนังจะ +1.0 ซม.และ -0.5 ซม.

เมื่อขนาดที่กำหนดมากกว่า 30 ซม. แต่ไม่เกิน 90 ซม. สำหรับคอนกรีตฐานรากการแปรเปลี่ยนของขนาดแปลนจะเป็น +5.0 ซม. และ -1.0 ซม. ขณะที่ความหนายอมรับความคลาดเคลื่อน -5% ของความหนาที่กำหนด ตัวคูณลดกำลัง ϕ ตั้งใจจะถูกใช้ในสถานะการซึ่งความคลาดเคลื่อนหลายตัวอาจมารวมกัน ทำให้กำลังลดลงจากที่คำนวณโดยใช้ขนาดที่กำหนด

โดยปกติเหล็กเสริมจะถูกกำหนดความยาวเพิ่มทีละ 10 ซม. และความคลาดเคลื่อนในการวางเหล็กถูกกำหนดใน ACI Code สำหรับระยะหุ้มของคอนกรีตและความลึกประสิทธิผล d (ระยะจากหน้ารับแรงอัดถึงศูนย์กลางของเหล็กรับแรงดึง) ในส่วนโครงสร้างรับแรงดัน ผนัง และส่วนโครงสร้างรับแรงอัด ความคลาดเคลื่อนที่กำหนดดังนี้

ตารางที่ 2.7 ความคลาดเคลื่อนที่ยอมรับได้ในการวางเหล็กเสริม

ความลึกประสิทธิผล (d , ซม.)	ความคลาดเคลื่อน	
	ของความลึก (ซม.)	ของระยะหุ้ม (ซม.)
$d \leq 20$	± 1.0	-1.0
$d > 20$	± 1.2	-1.2

โดยไม่คำนึงถึงความคลาดเคลื่อนที่กำหนดระยะหุ้มที่ได้ไม่ควรน้อยกว่าสองในสามของระยะหุ้มน้อยสุดตามที่กำหนดในแบบ เนื่องจากความลึกประสิทธิผลและระยะหุ้มเป็นส่วนประกอบของความลึกทั้งหมด เมื่อความคลาดเคลื่อนของการจัดวางเหล็กและระยะหุ้มมารวมกันความคลาดเคลื่อนทั้งหมดของขนาดอาจจะเกิน ดังนั้นการปรับแก้ในที่ก่อสร้างอาจจะต้องทำซึ่งอาจจะสำคัญเป็นพิเศษสำหรับหน้าตัดที่บางมาก สำหรับตำแหน่งของเหล็กตามยาวของขนาด และของการงอเหล็ก ความคลาดเคลื่อนคือ ± 5 ซม. ยกเว้นปลายที่ไม่ต่อเนื่องซึ่งความคลาดเคลื่อนจะเป็น ± 1.2 ซม.

วิธีการวิเคราะห์โครงสร้าง

องค์อาคารทุกตัวในโครงสร้างจะได้รับการออกแบบมาเพื่อรองรับผลที่มากที่สุดของน้ำหนักประลัย ซึ่งพิจารณาโดยทฤษฎีการวิเคราะห์แบบอีลาสติก หรืออาจใช้ค่าประมาณของโมเมนต์และแรงเฉือนสำหรับการออกแบบคานต่อเนื่องและพื้นทางเดียว ซึ่งค่าประมาณที่ได้จะเผื่อค่อนข้างมากในกรณีที่ยังคงอาคารตานั้นเป็นส่วนหนึ่งของโครงข้อแข็ง เนื่องจากรูปแบบน้ำหนักบรรทุกที่แตกต่างกัน

ACI ได้กำหนดสัมประสิทธิ์เพื่อใช้ในการประมาณค่ามากที่สุดของโมเมนต์และแรงเฉือนในคานและพื้นทางเดียวต่อเนื่อง โมเมนต์จะมีค่าเท่ากับผลคูณของสัมประสิทธิ์และ $w_u l_n^2$ เมื่อ w_u คือน้ำหนักประลัยต่อหน่วยความยาว และ l_n คือระยะห่างระหว่างผิวในของที่รองรับสำหรับการหาโมเมนต์บวก หรือค่าเฉลี่ยของสองช่วงคานที่ติดกันสำหรับโมเมนต์ลบ แรงเฉือนจะหาได้โดยใช้ค่าสัมประสิทธิ์คูณกับ $w_u l_n / 2$ ตารางที่ 2.8 แสดงค่าสัมประสิทธิ์ต่างเช่นเดียวกับในรูปที่ 2.8

ค่าสัมประสิทธิ์ ACI เหล่านี้ได้มาจากการวิเคราะห์แบบอีลาสติก โดยพิจารณาเลือกวงน้ำหนักจรเพื่อให้ได้โมเมนต์บวกหรือลบมากที่สุดที่หน้าตัดวิกฤติ ซึ่งจะใช้ได้ภายใต้เงื่อนไขดังนี้

1. มีช่วงคานตั้งแต่ 2 ช่วงขึ้นไป
2. มีช่วงยาวเท่ากันโดยประมาณ โดยช่วงที่ติดกันมีความยาวต่างกันไม่เกิน 20%
3. รับน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอเต็มทุกช่วง
4. น้ำหนักจรไม่เกิน 3 เท่าของน้ำหนักบรรทุกคงที่
5. องค์อาคารมีลักษณะเป็นปริซึมหน้าตัดคงที่

ตารางที่ 2.8 ค่าโมเมนต์และแรงเฉือนโดยใช้สัมประสิทธิ์ของ ACI

(ก) โมเมนต์บวก

คานช่วงปลาย

- ปลายไม่ต่อเนื่องไม่ยึดรั้งกับที่รองรับ $w_u l_n^2/11$

- ปลายไม่ต่อเนื่องหล่อเป็นเนื้อเดียวกันกับที่รองรับ $w_u l_n^2/14$

คานช่วงใน $w_u l_n^2/16$

(ข) โมเมนต์ลบ

โมเมนต์ลบที่ขอบนอกของที่รองรับตัวในครั้งแรก

- เมื่อมี 2 ช่วง $w_u l_n^2/9$

- เมื่อมีมากกว่า 2 ช่วง $w_u l_n^2/10$

โมเมนต์ลบที่ขอบของที่รองรับตัวในอื่นๆ $w_u l_n^2/11$

โมเมนต์ลบที่ขอบของที่รองรับทุกแห่งสำหรับ

- พื้นที่มีช่วงยาวไม่เกิน 3.00 ม. และ $w_u l_n^2/12$

- คานที่มีอัตราส่วนสตีเฟนของเสาต่อคาน > 8 $w_u l_n^2/12$

โมเมนต์ลบที่ขอบในของที่รองรับตัวริมที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกับที่รองรับ

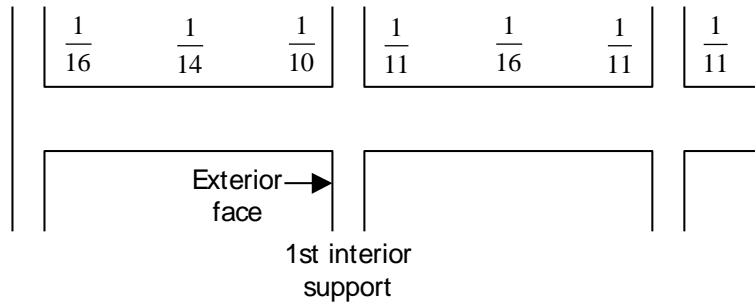
- เมื่อที่รองรับเป็นคานขอบ $w_u l_n^2/24$

- เมื่อที่รองรับเป็นเสา $w_u l_n^2/16$

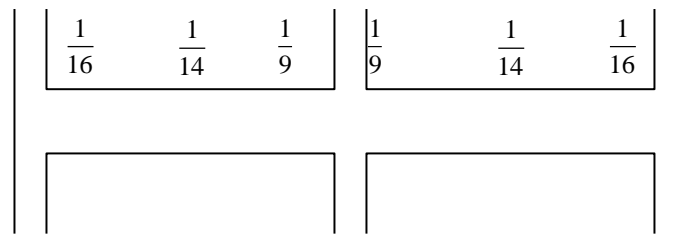
(ค) แรงเฉือน

แรงเฉือนที่ขอบของที่รองรับตัวในแรก $1.15 w_u l_n/2$

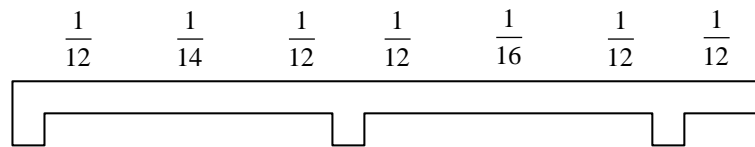
แรงเฉือนที่ขอบของที่รองรับตัวอื่นๆ $w_u l_n/2$



(a) Continuous beam with more than 2 spans

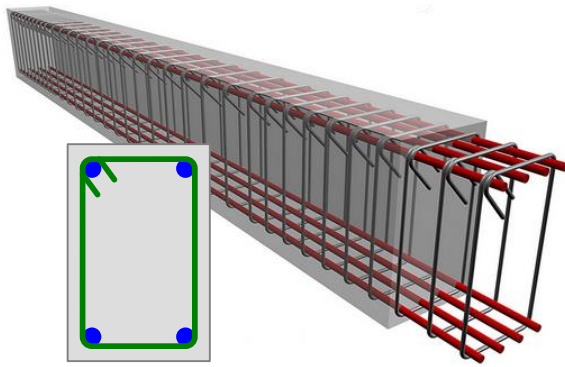


(b) Continuous beam with 2 spans



(c) Slab with span not exceeding 3 m and column/beam stiffness ratio > 8

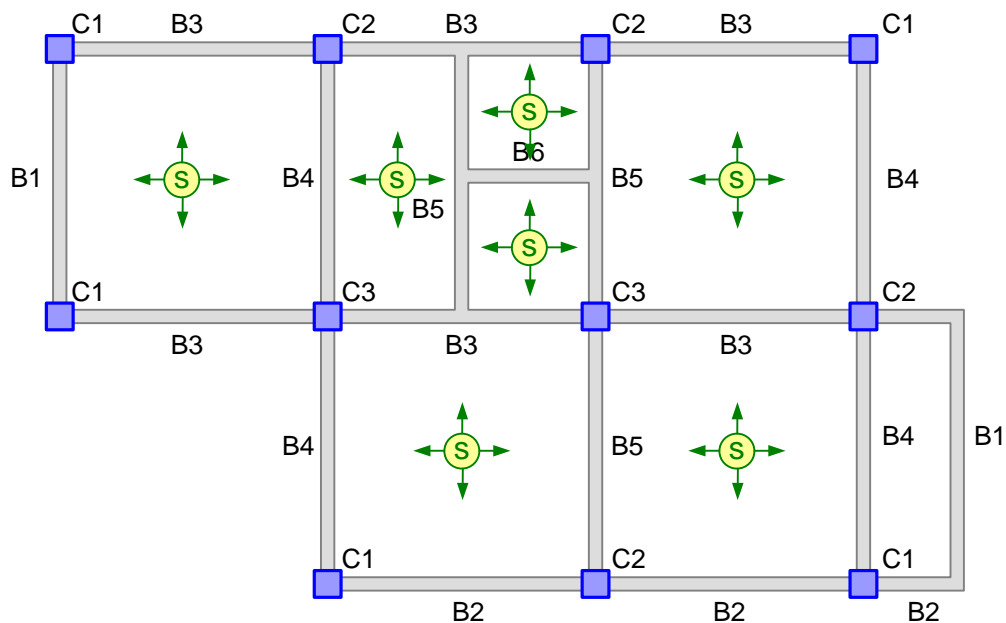
รูปที่ 2.8 (a) คานต่อเนื่องมากกว่าสองช่วง (b) คานต่อเนื่องสองช่วง (c) พื้นช่วงยาวไม่เกิน 3 เมตร



3

การตัดในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

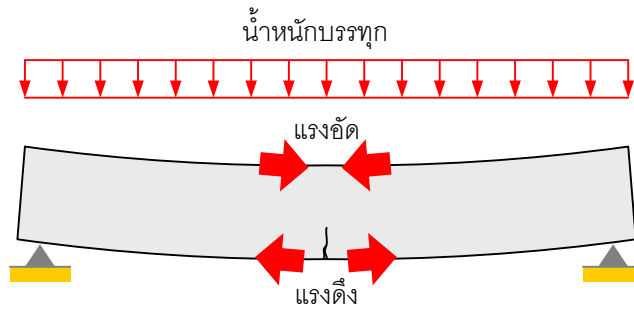
คานคือองค์อาคารในแนวราบมีหน้าที่รับน้ำหนักจากพื้นและผนังแล้วส่งถ่ายลงสู่เสา จากแบบแปลนในแต่ละชั้นจะแสดงคานอยู่ที่ขอบของพื้น หรือรองรับอยู่ใต้ผนัง คานหลักจะวิ่งผ่านหัวเสาที่เป็นจุดรองรับ และคานย่อยจะพาดอยู่ระหว่างคานหลักที่เป็นจุดรองรับ



รูปที่ 3.1 แบบแปลนอาคาร

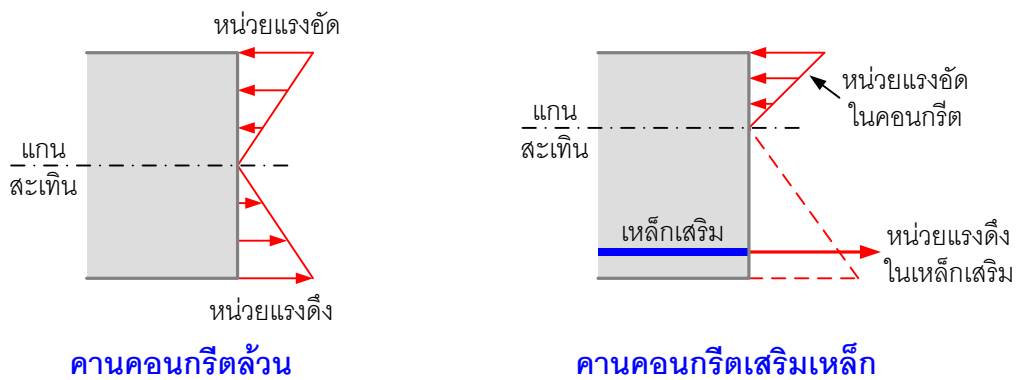
การเสริมเหล็กรับการตัด

คานที่มีหนึ่งช่วงโดยมีรองรับที่ปลายคาน เช่น คาน B1 และ B6 ในรูปที่ 3.1 เมื่อรับน้ำหนักบรรทุกทุกคานจะเกิดการแอ่นตัว **โมเมนต์ตัด**จะทำให้ด้านบนรับแรงอัดส่วนด้านล่างจะรับแรงดึง ซึ่งถ้าไม่มีการเสริมเหล็กคือเป็นคานคอนกรีตล้วน หน่วยแรงในคานจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามการรับน้ำหนักบรรทุก คอนกรีตเป็นวัสดุที่มีกำลังรับแรงดึงต่ำกว่ากำลังรับแรงอัดมากคือประมาณ 10% ดังนั้นเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกเพียงเล็กน้อยก็จะเกิดการแตกร้าวขึ้นดังในรูป



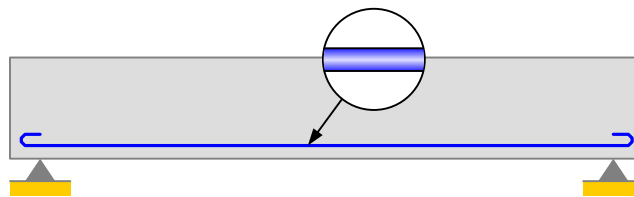
รูปที่ 3.2 คานช่วงเดียวรับน้ำหนักบรรทุก

เพื่อช่วยเสริมกำลังรับแรงดึงของคานคอนกรีต เราจึงใช้เหล็กเสริมในบริเวณที่คอนกรีตรับแรงดึง เช่นในคานช่วงเดียวจะเสริมเหล็กด้านล่างของหน้าตัด

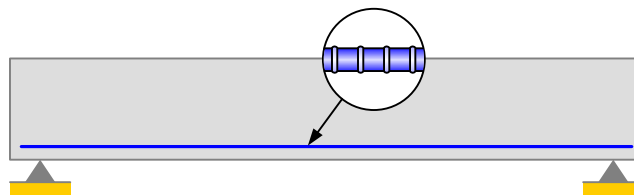


รูปที่ 3.3 คานคอนกรีตล้วน และ คานคอนกรีตเสริมเหล็ก

แต่เดิมนั้นเหล็กเสริมที่ใช้เป็น เหล็กกลมผิวเรียบ (Round Bar, RB) ที่ปลายเหล็กเสริมจะทำการงอ (hook 180°) เพื่อเป็นสมอยึดเพิ่มการยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กและคอนกรีต แต่ในปัจจุบันจะใช้ เหล็กข้ออ้อย (Deformed Bar, DB) ซึ่งมีการยึดเหนี่ยวที่ดีขึ้นจึงไม่ต้องทำงอที่ปลายคาน



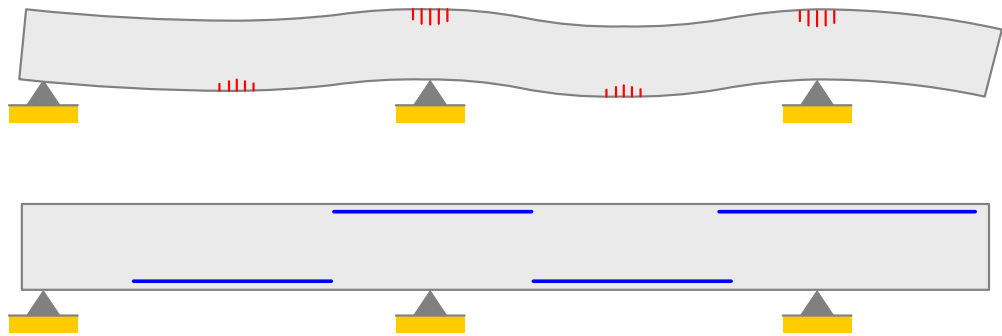
(ก) คานเสริมเหล็กกลมผิวเรียบ



(ข) คานเสริมเหล็กข้ออ้อย

รูปที่ 3.4 การเสริมเหล็กในคานช่วงเดียว

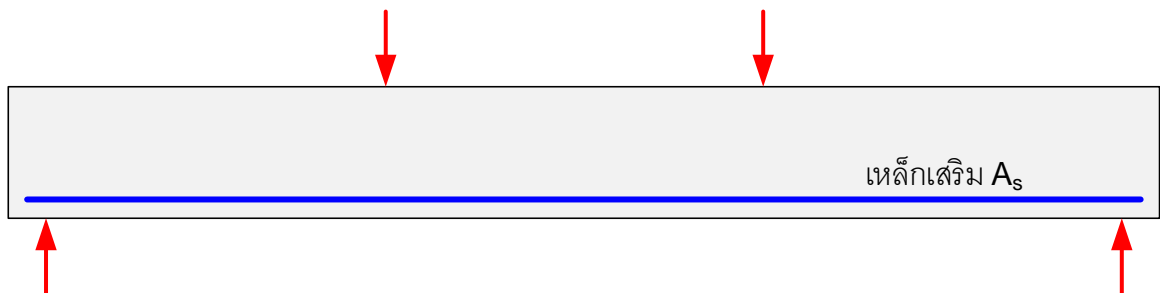
สำหรับคานหลายช่วงหรือมีปลายยื่นเช่น B2 โมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นมีทั้งบวกและลบ กลางช่วงคานมีการแอนตัวที่ต้องการเหล็กกลาง และบริเวณจุดรองรับคานมีการโก่งตัวจึงต้องการเหล็กบน



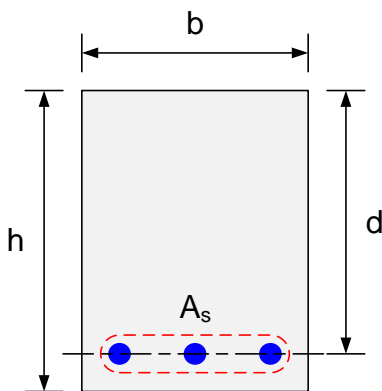
รูปที่ 3.5 การเสริมเหล็กในคานต่อเนื่อง

พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

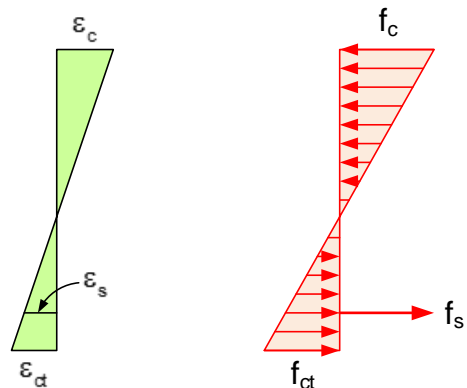
ในคานซึ่งรับการดัดนั้นต้องการความต้านทานทั้งการรับแรงอัดและแรงดึง แต่กำลังรับแรงดึงของคอนกรีตนั้นต่ำกว่ากำลังรับแรงอัดมาก ดังนั้นจึงมีการใช้เหล็กเสริมช่วยรับแรงดึง ในกรณีของคานช่วงเดียวดังในรูปที่ 3.6(ก) เหล็กเสริมจะถูกใช้บริเวณด้านล่างของหน้าตัดคานดังในรูปที่ 3.6(ข)



(ก) คานช่วงเดียวเสริมเหล็กล่าง



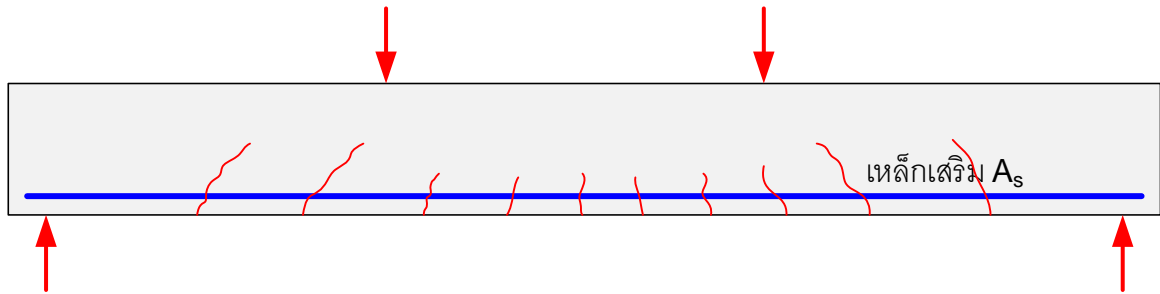
(ข) หน้าตัดคาน



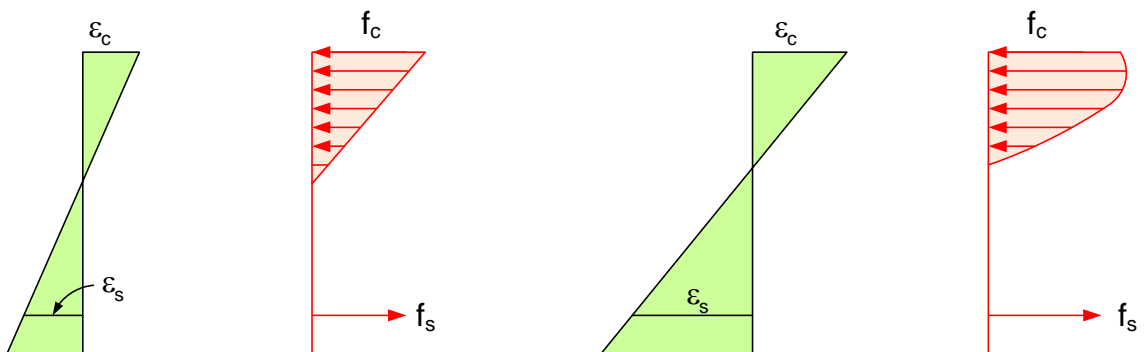
(ค) หน่วยการยืดหดและหน่วยแรง

รูปที่ 3.6 พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กรับน้ำหนักบรรทุกทุกในช่วงอิลาสติก

เมื่อน้ำหนักบรรทุกทุกบนคานามีขนาดเล็กน้อย คานจะแสดงพฤติกรรมอิลาสติก ความเครียดที่เกิดขึ้นจากการรับน้ำหนักจะแปรตามระยะจากแกนสะเทินโดยทั้งเหล็กและคอนกรีตที่ระดับเดียวกัน จะมีความเครียดเท่ากัน แต่โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กมีมากกว่าดังนั้นหน่วยแรงในเหล็กจึงมากกว่าดัง ในรูปที่ 3.7(ก)



(ก) คานคอนกรีตเสริมเหล็กหลังเกิดการแตกร้าว



(ข) สภาวะใช้งาน (Service Condition)

(ค) สภาวะขีดสุด (Ultimate Condition)

รูปที่ 3.7 พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กหลังเกิดการแตกร้าว

ต่อมาน้ำหนักบรรทุกทุกเพิ่มขึ้นจนถึงกำลังดึงของคอนกรีต จะเกิดการแตกร้าวบริเวณใต้ท้องคาน ต่ำจากแกนสะเทินดังในรูป 3.7(ก) คอนกรีตบนหน้าตัดที่เกิดการแตกร้าวจะไม่สามารถรับแรงดึงได้อีกต่อไป ดังนั้นเหล็กจึงรับแรงดึงทั้งหมดดังในรูปที่ 3.7(ข) เมื่อน้ำหนักยังคงเพิ่มขึ้นอีกหน่วยแรงอัดในคอนกรีตและหน่วยแรงดึงในเหล็กจะเพิ่มขึ้น

จนถึงสภาวะใกล้วิบัติการกระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตจะเริ่มไม่เป็นเส้นตรงดังในรูปที่ 3.7(ค) หน่วยแรงอัดมากที่สุดในคอนกรีตคือ $f_c = f'_c$ หรือกำลังอัดประลัยของคอนกรีต ความเครียดคอนกรีตมากที่สุด ณ จุดวิบัติคือ $\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0.003$ ส่วนในเหล็กเสริมนั้นเมื่อความเครียดในเหล็กนั้นเมื่อเลยจุดคราก $\epsilon_s \geq \epsilon_y$ หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมจะมีค่า $f_s = f_y$ หรือกำลังครากของเหล็ก

กำลังรับโมเมนต์ดัด

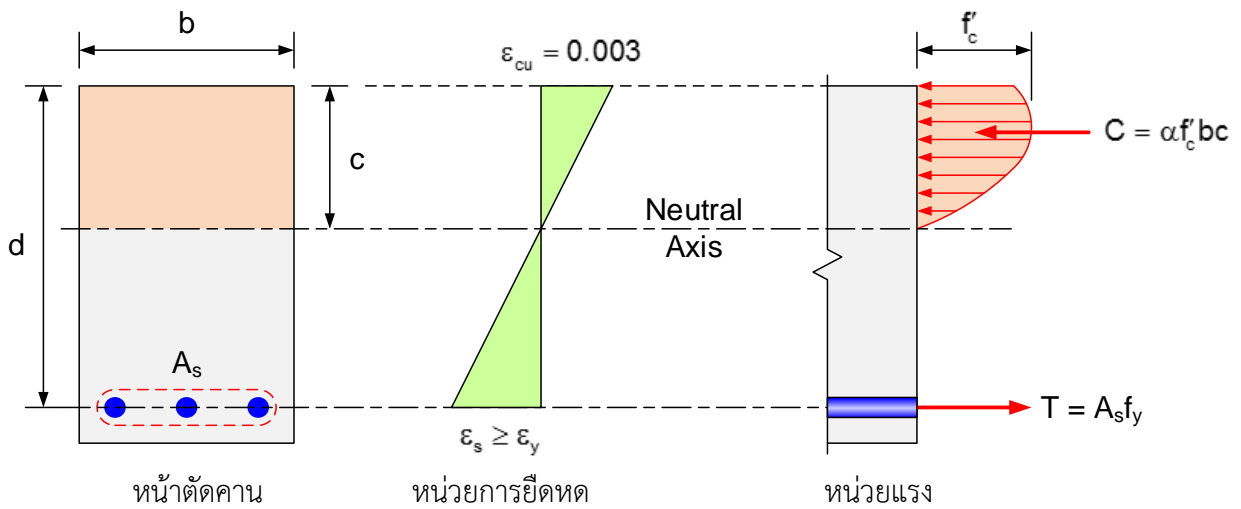
สมการพื้นฐานในการคำนวณออกแบบสำหรับการดัดคือ

$$\text{กำลังดัดต้านทาน} \geq \text{กำลังดัดที่ต้องการ} \quad (3.1ก)$$

หรือ
$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.1ข)$$

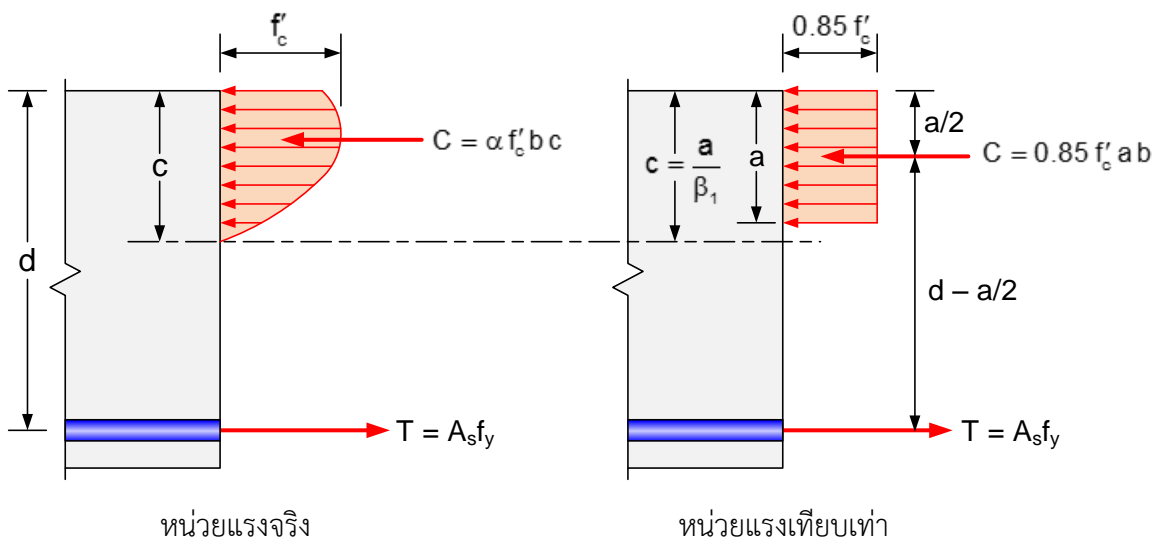
เมื่อ M_u คือโมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักคูณเพิ่มค่า, M_n คือกำลังรับโมเมนต์ที่คำนวณได้ทางทฤษฎี (Nominal moment capacity) และ ϕ คือตัวคูณลดกำลังสำหรับการตัด ACI กำหนดให้เท่ากับ 0.90

ในการคำนวณกำลังรับโมเมนต์ตัด M_n นั้นจะคำนวณจากแรงคู่ควบที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดคาน คือแรงอัดบนคอนกรีต C และแรงดึงในเหล็กเสริม T คูณด้วยระยะห่างระหว่างแรงทั้งสอง แต่เนื่องจากหน่วยแรงอัดบนคอนกรีตมีการกระจายไม่เป็นเส้นตรงดังในรูปที่ 3.8 ทำให้การคำนวณค่อนข้างยุ่งยาก



รูปที่ 3.8 หน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้การตัด

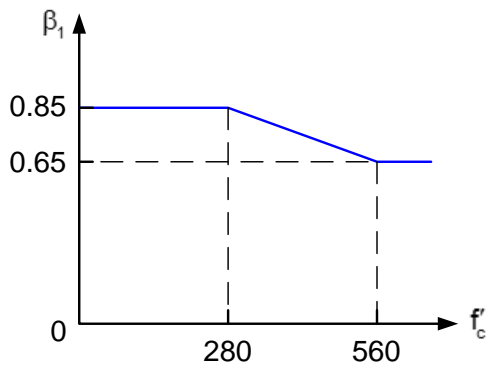
C.S. Whitney ได้เสนอวิธีการคำนวณที่ให้ผลเทียบเท่ากันซึ่งได้รับการตรวจสอบและยอมรับนำไปใช้งานอย่างแพร่หลาย โดยใช้การกระจายหน่วยแรงรูปสี่เหลี่ยมเทียบเท่า หน่วยแรงในคอนกรีตจะมีค่าเท่ากับ $0.85 f'_c$ คงที่จากผิวด้านรับแรงอัดเข้ามาถึงความลึก $a = \beta_1 c$ ดังในรูปที่ 3.9



รูปที่ 3.9 การกระจายหน่วยแรงบนหน้าตัดคาน

สำหรับคอนกรีต $f'_c \leq 280$ กก./ซม.², $\beta_1 = 0.85$

สำหรับคอนกรีต $f'_c > 280$ กก./ซม.², $\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right) \geq 0.65$



f'_c (กก./ซม. ²)	β_1
210	0.85
240	0.85
280	0.85
320	0.82
350	0.80

รูปที่ 3.10 ค่า β_1 ที่กำลังอัดคอนกรีต f'_c ค่าต่างๆ

กำลังรับแรงดัด M_n สามารถหาได้จากหน่วยแรงสี่เหลี่ยมเทียบเท่าจากรูปที่ 3.9 ได้ดังนี้

$$\text{แรงอัดจากคอนกรีต: } C = 0.85f'_c ab \quad (3.2)$$

$$\text{แรงดึงจากเหล็กเสริม: } T = A_s f_y \quad (3.3)$$

จากสมดุลของแรง $C = T$ จะได้

$$0.85f'_c a b = A_s f_y$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85f'_c} = \frac{\rho f_y d}{0.85f'_c} \quad (3.4)$$

เมื่อ $\rho = A_s/bd$ คืออัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงดึง กำลังต้านทานโมเมนต์ของหน้าตัดจะเท่ากับ

$$M_n = (C \text{ or } T) \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.5)$$

แทนค่า a จากสมการ (3.4) ลงในสมการ (3.5) จะได้

$$M_n = \rho f_y b d^2 \left(1 - \frac{\rho f_y}{1.7f'_c} \right) \quad (3.6)$$

ตัวคูณความต้านทานการดัด (Flexural resistance factor) R_n หาได้โดยการหารสมการ (3.6)

ด้วย bd^2

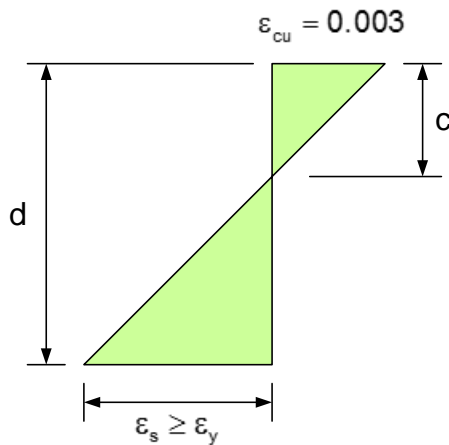
$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \rho f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{1.7f'_c} \right) = \rho f_y \left(1 - \frac{1}{2} \rho m \right) \quad (3.7)$$

เมื่อ $m = f_y / 0.85f'_c$ คืออัตราส่วนระหว่างกำลังของเหล็กต่อคอนกรีต

ในการออกแบบเราต้องพิจารณาค่า ρ หรืออัตราส่วนเหล็กเสริมสำหรับค่า M_u ที่ต้องการเพื่อรับน้ำหนักบรรทุก เมื่อคำนวณ $M_n = M_u / \phi$ จะได้ค่า R_n เมื่อแก้สมการกำลังใน (3.7) จะได้

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right) = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) \quad (3.8)$$

การคำนวณกำลังโมเมนต์ (3.6) และอัตราส่วนเหล็กเสริม (3.8) จะใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบหน้าตัดคานรับการดัด อย่างไรก็ตามการคำนวณดังกล่าวตั้งอยู่บนสมมติฐานว่าขณะเกิดการวิบัติคือหน่วยการยึดหดในคอนกรีตถึงค่าประลัย $\epsilon_{cu} = 0.003$ เหล็กเสริมได้ถึงหรือเลยจุดครากไปแล้วหรือ $f_s = f_y$ ดังนั้นจึงต้องตรวจสอบหน่วยการยึดหดของเหล็กเสริม



จากกฎสามเหลี่ยมคล้ายของการกระจายหน่วยการยึดหดในรูปที่ 3.11 จะได้ว่า

$$\frac{\epsilon_s}{d-c} = \frac{\epsilon_{cu}}{c}$$

$$\epsilon_s = \left(\frac{d-c}{c} \right) \epsilon_{cu} \quad (3.9)$$

เพื่อยืนยันสมมติฐานว่าเหล็กเสริมคราก

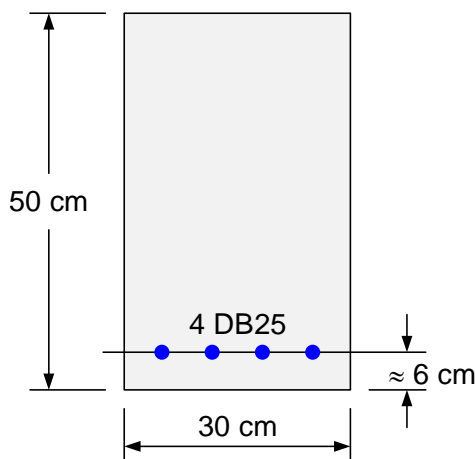
$$\epsilon_s \geq \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad (3.10)$$

รูปที่ 3.11 หน่วยการยึดหด

สถานะเช่นนี้เรียกว่า **Under-reinforcement** หรือ **UnderRC** เพราะการเสริมเหล็กมีน้อย ทำให้กำลังจากเหล็กเสริมมีน้อยกว่ากำลังจากคอนกรีตทำให้เหล็กเสริมครากก่อน เป็นสถานะวิบัติที่พึงประสงค์นั่นคือโครงสร้างจะไม่พังทลายอย่างทันทีทันใด แต่ถ้าเสริมเหล็กมากเกินไปจะเรียกว่า **OverRC** ซึ่งคอนกรีตจะวิบัติก่อนและโครงสร้างจะพังทลายอย่างทันทีทันใดซึ่งอันตรายกว่า UnderRC ในการวิเคราะห์หรือออกแบบจึงต้องพิจารณาให้ได้ว่า เป็น UnderRC หรือ OverRC ซึ่งทำได้โดยพิจารณาสถานะความเครียดสมดุล

ตัวอย่างที่ 3.1 ค่าแรงก้ำงโมเมนต์ดัด M_n ของหน้าตัดคานสี่เหลี่ยม

คำนวณ M_n สำหรับหน้าตัดคานดังในรูป กำลังอัดคอนกรีต $f'_c = 240 \text{ กก./ซม.}^2$ เสริมเหล็ก 4DB25 ซึ่งมีกำลังคราก $f_y = 4,000 \text{ กก./ซม.}^2$



หน้าตัดคานเสริมเหล็กล่างรับแรงดึงหนึ่งชั้น จะประมาณความลึกประสิทธิผล d เท่ากับความลึกหน้าตัดลบด้วย 6 ซม. ซึ่งคิดรวมจากระยะหุ้มคอนกรีต 4 ซม. ขนาดเหล็กปลอก (ปกติ RB9 หรือ DB10) และครึ่งหนึ่งของขนาดเหล็กเสริม

1. สมมติให้เหล็กเสริมคราก $f_s = f_y$:

$$A_s = 4 \text{ DB25} = 4 \times 4.91 = 19.64 \text{ ซม.}^2$$

$$T = A_s f_y = 19.64 \times 4.0 = 78.56 \text{ ตัน}$$

สมมุติฐานว่า $\epsilon_s \geq \epsilon_y$ จะถูกตรวจสอบในขั้นที่ 3 ซึ่งมักจะเป็นจริง เนื่องจากหลักในการออกแบบจะใส่เหล็กเสริมน้อยพอที่จะให้เกิดการครากก่อนที่คอนกรีตที่รับแรงอัดจะถึงหน่วยการยืดหดมากที่สุด

2. คำนวณพื้นที่รับแรงอัดซึ่งทำให้ $C = T$: (จากสมการที่ (3.4))

$$a = \beta_1 c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{78.56}{0.85 \times 0.24 \times 30} = 12.84 \text{ ซม.}$$

3. ตรวจสอบว่าเหล็กเสริมครากหรือไม่

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4,000}{2.04 \times 10^6} = 0.00196$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.84}{0.85} = 15.11 \text{ ซม.}$$

$$\epsilon_s = \left(\frac{d-c}{c} \right) \epsilon_{cu} = \left(\frac{44-15.11}{15.11} \right) 0.003 = 0.00574$$

จะเห็นว่า ϵ_s มากกว่า ϵ_y ดังนั้นยืนยันสมมุติฐานที่ตั้งไว้ข้างบน

4. คำนวณกำลัง M_n :

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) = 78.56 \left(44 - \frac{12.84}{2} \right)$$

$$M_n = 2,952 \text{ ตัน-ซม.} = 29.5 \text{ ตัน-เมตร} \quad \blacksquare$$

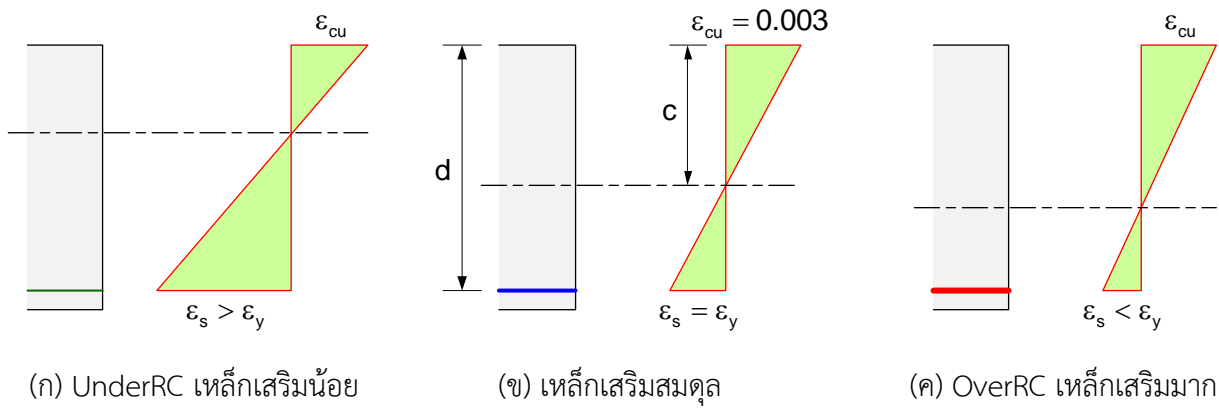
สภาวะเหล็กเสริมสมดุล

ในหน้าตัดที่มีปริมาณเหล็กเสริมน้อย UnderRC หน่วยการยืดหดของเหล็กเสริมมีค่ามากกว่าหน่วยการยืดหดคราก (รูปที่ 3.12(ก)) เมื่อเหล็กเสริมมีปริมาณมากขึ้นหน่วยการยืดหดของเหล็กเสริมจะลดลง จนถึงที่สภาวะเหล็กเสริมสมดุล เหล็กรับถึงจุดคราก $\epsilon_y = f_y / E_s$ พอดี ขณะที่หน่วยการยืดหดคอนกรีต ϵ_{cu} มีค่าถึง 0.003 ดังในรูปที่ 3.12(ข) จากแผนภูมិหน่วยการยืดหดจะได้

$$\frac{c}{d-c} = \frac{0.003}{f_y / E_s}$$

แทนค่า $E_s = 2.04 \times 10^6$ ก.ก./ซม.² จะได้

$$c = \left(\frac{6,120}{6,120 + f_y} \right) d \quad (3.11)$$



รูปที่ 3.12 หน่วยการยึดหดที่ปริมาณเหล็กเสริมต่างๆ

จากสมมูลของแรง $C = T$, $0.85f'_c ab = A_{sb}f_y$

กำหนดให้ ρ_b เป็นอัตราส่วนเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล แทนค่าปริมาณเหล็กเสริม $A_{sb} = \rho_b bd$ ลงในสมการสมมูลของแรง $C = T$ จะได้

$$0.85f'_c ab = f_y \rho_b bd$$

$$\rho_b = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left(\frac{a}{d} \right) = \frac{0.85f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{c}{d} \right)$$

แทนค่าจากสมการ (3.11) จะได้

$$\rho_b = \frac{0.85f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{6,120}{6,120 + f_y} \right) \quad (3.12)$$

อัตราส่วนเหล็กเสริมที่ใช้น้อยกว่าอัตราส่วนที่สภาวะสมดุลจะเป็น UnderRC ถ้าเสริมเหล็กมากกว่าก็จะเป็น OverRC ดังนั้นเหล็กเสริมในหน้าตัดคานจึงไม่ควรเกินค่า ρ_b ที่สภาวะสมดุล

เพื่อที่จะให้แน่ใจว่าการวิบัติจะเป็นแบบเหนียว (Ductile mode) ACI ได้จำกัดปริมาณของเหล็กเสริมไม่ให้มากกว่า 75% ของปริมาณในสภาวะความเครียดสมดุล

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b \quad (3.13)$$

ในการออกแบบอัตราส่วนเหล็กเสริมที่คำนวณได้ต้องไม่เกินค่ามากที่สุดนี้ $\rho \leq 0.75\rho_b$ ผู้ออกแบบบางคนนิยมเลือกอัตราส่วนเหล็กเสริมที่ค่อนข้างเผื่อไว้คือ

$$\rho = 0.5(\rho_{max}) = 0.375\rho_b \quad (3.14)$$

ปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุด

ในบางกรณีโมเมนต์ดัดที่มากกระทำมีค่าน้อยมากและขนาดหน้าตัดทีู่กกำหนดมา มีขนาดใหญ่กว่าที่ ต้องการมาก ทำให้ปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องการที่คำนวณออกมามีค่าน้อยมาก หน่วยแรงจึงจะมีค่าน้อยกว่าค่าโมดูลัสแตกหักของคอนกรีต $f_r = 2.0\sqrt{f'_c}$ คานดังกล่าวจึงถูกใช้งานในสภาวะที่คอนกรีตไม่เกิดการแตกร้าว นั่นคือเหล็กเสริมยังไม่ได้ทำงาน คานจะรับน้ำหนักโดยกำลังของหน้าตัดคอนกรีต

ลึ้นจนถึงจุดที่คอนกรีตเริ่มแตกร้าว M_{cr} ซึ่งถ้าเหล็กเสริมที่ใช้มีน้อยเกินไป เมื่อถึงจุดที่คอนกรีตแตกร้าวหน้าตัดจะเปลี่ยนเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยกำลัง M_n ที่น้อยกว่ากำลัง M_{cr} ก็จะทำให้เกิดการวิบัติแบบกะทันหันได้ เพื่อป้องกันภาวะวิบัติดังกล่าว ACI กำหนดปริมาณเหล็กเสริมน้อยสุดสำหรับต้านทานการตัดเท่ากับ

$$A_{s,min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (3.15)$$

และไม่น้อยกว่า $14b_w d / f_y$ หรืออัตราส่วนเหล็กเสริมน้อยที่สุด $\rho_{min} = 0.8\sqrt{f'_c} / f_y \geq 14 / f_y$ โดยค่าแรกของสมการจะใช้กับคอนกรีตกำลังสูงกว่า 300 ก.ก./ซม.² ค่าอัตราส่วนน้อยที่สุดทั้งสองจะเท่ากันที่ $f'_c = 306$ ก.ก./ซม.² แสดงว่า

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad \text{เมื่อ } f'_c < 306 \text{ ก.ก./ซม.}^2 \quad (3.16ก)$$

$$\rho_{min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad \text{เมื่อ } f'_c \geq 306 \text{ ก.ก./ซม.}^2 \quad (3.16ข)$$

ในกรณีหน้าตัดคานสี่เหลี่ยมผืนผ้าให้ใช้ความกว้างคาน $b = b_w$ สำหรับหน้าตัดรูปตัว T ที่ปีกรับแรงดึง ให้ใช้ค่า $A_{s,min}$ เป็นค่าที่น้อยกว่าระหว่าง (3.17ก) และ (3.17ข)

$$A_{s,min} = \frac{1.6\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (3.17ก)$$

$$A_{s,min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \geq \frac{14}{f_y} bd \quad (3.17ข)$$

เมื่อ b_w และ b คือความกว้างของเอวคานและปีกคานตามลำดับ

การตรวจสอบหน้าตัด

เป็นการตรวจสอบหน้าตัดเพื่อดูว่าหน้าตัดมีกำลังรับโมเมนต์ดัด M_n เพียงพอในการต้านทานโมเมนต์ภายนอกที่มากกว่า M_u หรือ $\phi M_n \geq M_u$ ขั้นตอนมีดังนี้

- 1) คำนวณโมเมนต์ที่มากกว่าจากภายนอก M_u

$$M_u = 1.4M_D + 1.7M_L$$

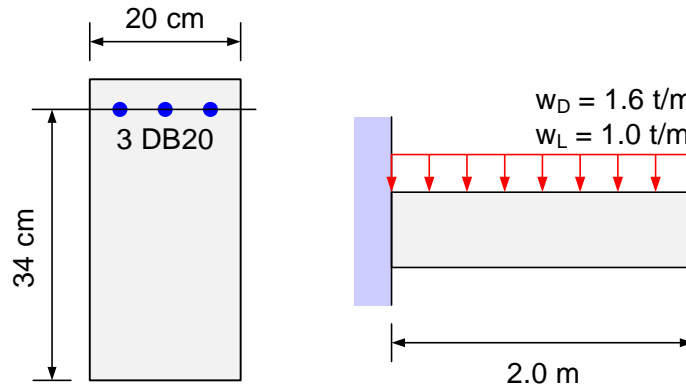
- 2) คำนวณกำลังโมเมนต์ดัด M_n ของหน้าตัด :

- ตรวจสอบอัตราส่วนเหล็กเสริม $\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$
- คำนวณค่า $a = A_s f_y / (0.85f'_c b)$
- คำนวณกำลังโมเมนต์ดัด $M_n = A_s f_y (d - a / 2)$

- 3) ตรวจสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของหน้าตัด $\phi M_n \geq M_u$

ตัวอย่างที่ 3.2 วิเคราะห์หน้าตัดคานเสริมเหล็กเดี่ยว : เหล็กเสริมรับแรงดึงคราก

คานยื่นช่วงยาว 2.0 เมตรดังแสดงในรูปที่ 3.13 คานรับน้ำหนักบรรทุกทุกคงที่รวมน้ำหนักตัวเอง 1.6 ตัน/เมตร และน้ำหนักบรรทุกจร 1.0 ตัน/เมตร กำหนด $f'_c = 280$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.² ให้ตรวจสอบว่าค่ารับน้ำหนักบรรทุกทุกได้โดยปลอดภัยหรือไม่ ?



รูปที่ 3.13 คานยื่นในตัวอย่างที่ 3.2

วิธีทำ

1. คำนวณโมเมนต์ดัดภายนอกที่มากกระทำ

$$w_u = 1.4(1.6) + 1.7(1.0) = 3.94 \text{ ตัน/เมตร}$$

$$M_u = w_u L^2 / 2 = 3.94 \times 2.0^2 / 2 = 7.88 \text{ ตัน-เมตร}$$

2. ตรวจสอบอัตราส่วนเหล็กเสริม

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4,000} = 0.0035$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left(\frac{0.85 f'_c}{f_y} \right) \beta_1 \left(\frac{6,120}{6,120 + f_y} \right)$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \left(\frac{0.85 \times 280}{4,000} \right) (0.85) \left(\frac{6,120}{6,120 + 4,000} \right) = 0.0229$$

ค่า ρ_{\min} และ ρ_{\max} สามารถดูได้จากตารางที่ ก.3 ในภาคผนวก ก

$$3 \text{ DB20: } A_s = 3(3.14) = 9.42 \text{ ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{9.42}{20 \times 34} = 0.0139$$

$$(\rho_{\min} = 0.0035) < (\rho = 0.0139) < (\rho_{\max} = 0.0229)$$

OK

3. คำนวณกำลังโมเมนต์ดัด

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{9.42 \times 4,000}{0.85 \times 280 \times 20} = 7.92 \text{ ซม.}$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 9.42 \times 4.0 \left(34 - \frac{7.92}{2} \right)$$

$$= 1,132 \text{ ตัน-ชม.} = 11.3 \text{ ตัน-เมตร}$$

4. ตรวจสอบกำลังโมเมนต์ดัด

$$\phi M_n = 0.90 \times 11.3 = 10.2 \text{ ตัน-เมตร} > M_u = 7.88 \text{ ตัน-เมตร}$$

∴ หน้าตัดรับโมเมนต์ดัดได้

ตัวอย่างที่ 3.3 วิเคราะห์หน้าตัดคานเสริมเหล็กเดี่ยว : เหล็กเสริมรับแรงดึงไม่คราก

คำนวณกำลังโมเมนต์ดัด M_n ของหน้าตัดคาน $b = 30$ ซม. $d = 44$ ซม. $A_s = 34.36$ ซม.² (7 DB25) กำหนด $f'_c = 210$ กก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ กก./ซม.²

วิธีทำ

1. ตรวจสอบอัตราส่วนเหล็กเสริม

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4,000} = 0.0035$$

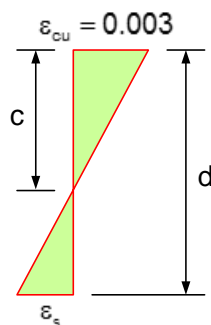
$$\rho_b = \frac{0.85 \times 210}{4,000} (0.85) \left(\frac{6,120}{6,120 + 4,000} \right) = 0.0229$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{34.36}{30 \times 44} = 0.0260 > \rho_b$$

OverRC

ดังนั้นเหล็กเสริมรับแรงดึงยังไม่ถึงจุดครากขณะเกิดการวิบัติ พิจารณานหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมโดยพิจารณาจากแผนภูมิความเครียด

2. คำนวณตำแหน่งแกนสะเทินและหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม



จากกฎสามเหลี่ยมคล้าย:

$$\frac{c}{d} = \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_s}$$

คูณทั้งข้างบนและล่างด้วย E_s และจัดเรียงใหม่

$$f_s = 6,120(d - c) / c$$

จากสมดุลของแรง $T = C$: $A_s f_s = 0.85 f'_c ab$

แทนค่าตัวแปรต่างๆและ f_s ลงในสมการจะได้

$$(34.36)(6,120)(44 - c) / c = 0.85(210)(0.85)c(30)$$

$$4551.75c^2 + 210,283c - 9,252,461 = 0$$

$$c^2 + 46.2c - 2,033 = 0$$

แก้สมการกำลังสองได้ค่า $c = 27.56$ ซม. ได้ $a = 23.43$ ซม.

$$f_s = 6,120 (44 - 27.56) / 27.56$$

$$= 3,651 \text{ ก.ก./ซม.}^2 < [f_y = 4,000 \text{ ก.ก./ซม.}^2]$$

OK

3. คำนวณกำลังโมเมนต์ดัด

$$M_n = A_s f_s \left(d - \frac{a}{2} \right) = 34.36(3,651) \left(44 - \frac{23.43}{2} \right)$$

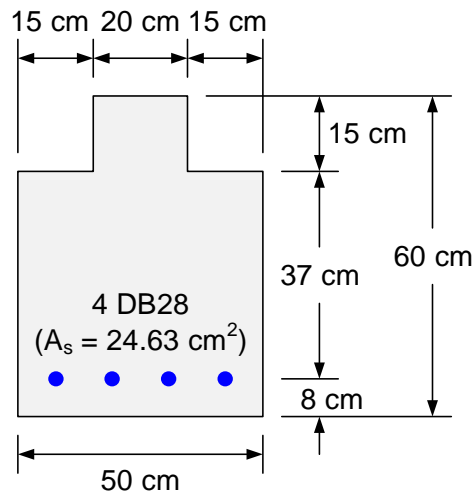
$$= 4,050,100 \text{ ก.ก.-ซม.} = 40.5 \text{ ตัน-เมตร}$$

■

จะเห็นว่าการตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมมีส่วนสำคัญอย่างมากในการคำนวณกำลังโมเมนต์ดัดของหน้าตัด โดยปริมาณเหล็กเสริมควรอยู่ในช่วง $\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$ ซึ่งสามารถดูได้จากตารางที่ ก.3 ในภาคผนวก ก อย่างไรก็ตามในกรณีที่หน้าตัดคานไม่เป็นรูปสี่เหลี่ยมดังเช่นในตัวอย่างที่ 3.4 ทำให้เมื่อพิจารณาจุดศูนย์ถ่วงพื้นที่รับแรงอัดคอนกรีตเป็นระยะ \bar{y} จากผิวรับแรงอัด ระยะแกนโมเมนต์ระหว่างแรง C และ T จะเท่ากับ $d - \bar{y}$ แทนที่จะเป็น $d - a/2$

ตัวอย่างที่ 3.4 วิเคราะห์กำลังโมเมนต์หน้าตัดไม่เป็นสี่เหลี่ยม

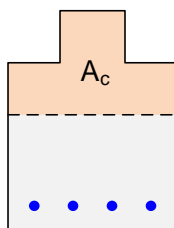
คำนวณกำลังโมเมนต์ดัด M_n ของหน้าตัดคานดังในรูป กำหนด $f'_c = 240$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.² หน้าตัดถูกบากที่มุม 15 ซม. เพื่อรองรับพื้นสำเร็จรูป



รูปที่ 3.14 หน้าตัดคานสำหรับตัวอย่างที่ 3.4

วิธีทำ

1. แรงดึง T และแรงอัด C โดยสมมติให้เหล็กเสริมคราก $f_s = f_y$



$$T = A_s f_y = 24.63 \times 4.0 = 98.52 \text{ ตัน}$$

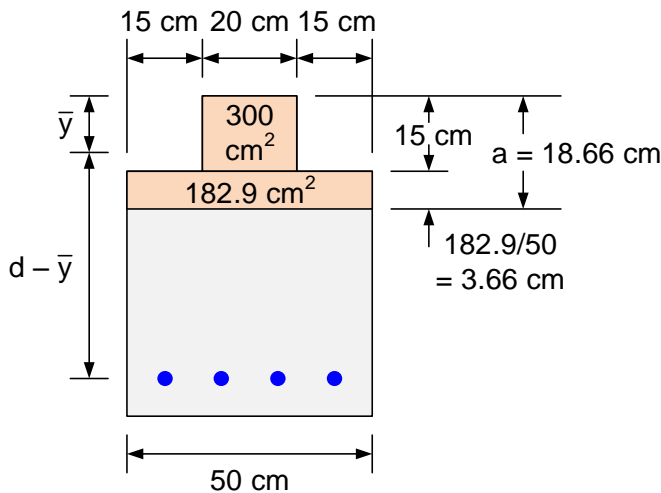
$$C = (0.85f'_c) (\text{พื้นที่คอนกรีตรับแรงอัด } A_c \text{ ซึ่งรับหน่วยแรงถึง } 0.85f'_c)$$

$$= 0.85f'_c A_c$$

จากสมมูลของแรง $C = T$ จะได้พื้นที่ A_c

$$A_c = \frac{T}{0.85f'_c} = \frac{98.52}{0.85 \times 0.24} = 482.9 \text{ ซม.}^2$$

พื้นที่หน้าตัดส่วนบนสุดที่ถูกบาก = $20 \times 15 = 300 \text{ ซม.}^2$ ความลึกส่วนที่เหลือคือ $(482.9 - 300) / 50 = 3.66 \text{ ซม.}$ ดังแสดงในรูป คำนวณศูนย์ถ่วงโดยหาโมเมนต์พื้นที่ที่รอบขอบบนของหน้าตัด



$$\bar{y} = \frac{300 \times 7.5 + 182.9 \times (15 + 3.66 / 2)}{482.9}$$

$$= 11.03 \text{ ซม.}$$

$$d - \bar{y} = 52 - 11.03 = 40.97 \text{ ซม.}$$

กำลังโมเมนต์ดัดของหน้าตัด

$$M_n = 98.52 \times 0.4097 = 40.36 \text{ ตัน-เมตร}$$

2. ตรวจสอบเหล็กเสริมน้อยที่สุด

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4,000} = 0.0035$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{24.63}{50 \times 52} = 0.0095 > \rho_{\min}$$

OK

3. ตรวจสอบว่าเหล็กเสริมครากหรือไม่ โดยคำนวณหน่วยการยืดหดเหล็กเสริม

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4,000}{2.04 \times 10^6} = 0.00196$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{18.66}{0.85} = 21.95 \text{ ซม.}$$

$$\epsilon_s = \left(\frac{d-c}{c} \right) \epsilon_{cu} = \left(\frac{52 - 21.95}{21.95} \right) 0.003 = 0.00411$$

จะเห็นว่า ϵ_s มากกว่า ϵ_y ดังนั้นยืนยันสมมุติฐานที่ตั้งไว้ข้างบน

■

การออกแบบหน้าตัดสี่เหลี่ยมรับแรงดัดที่เสริมเพียงเหล็กรับแรงดึง

ในการออกแบบหน้าตัดคานรับโมเมนต์ดัดจะพิจารณาค่า b , d และ A_s จากค่าโมเมนต์ดัดที่ต้องการให้หน้าตัดรับ M_u และคุณสมบัติของวัสดุ f'_c และ f_y การออกแบบมีสองแนวทางคือ เลือกปริมาณเหล็กเสริมก่อนแล้วจัดขนาดคาน หรือเลือกขนาดคานก่อนแล้วคำนวณปริมาณเหล็กที่ต้องการ

ขั้นตอนการออกแบบโดยเลือกปริมาณเหล็กก่อนแล้วจัดขนาดคาน

1. เลือกอัตราส่วนเหล็กเสริม ρ ที่เหมาะสมอยู่ระหว่าง $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ โดยมากจะอยู่ที่ $0.60\rho_{\max}$ หรือถ้าออกแบบโดยเพื่อความปลอดภัยมากหน่อยก็ใช้ที่ $0.50\rho_{\max}$
2. คำนวณสัมประสิทธิ์ความต้านทานโมเมนต์ดัด R_n จากอัตราส่วนเหล็กเสริมที่เลือก

$$R_n = \rho f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{1.7 f'_c} \right)$$

3. พิจารณาขนาดหน้าตัดที่ต้องการจาก $bd^2 = \frac{M_n}{R_n} = \frac{M_u}{\phi R_n}$

ขั้นตอนการออกแบบโดยเลือกขนาดคานก่อนแล้วคำนวณปริมาณเหล็กที่ต้องการ

1. เลือกขนาดคานที่เหมาะสมคือค่า b และ d ซึ่งจริงๆแล้ว จะเริ่มจากเลือกความลึกทั้งหมด h แล้วคำนวณ d โดยการลบระยะหุ้มคอนกรีตออก
2. คำนวณสัมประสิทธิ์ความต้านทานโมเมนต์ดัด R_n ที่ต้องการจาก

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{M_u}{\phi bd^2}$$

3. คำนวณอัตราส่วนเหล็กเสริมจาก $\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right)$

4. ตรวจสอบว่า $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ หรือไม่?

5. เลือกเหล็กเสริมและตรวจสอบกำลังของหน้าตัดเพื่อให้แน่ใจว่า $\phi M_n \geq M_u$

ตัวอย่างที่ 3.5 ออกแบบหน้าตัดคานเสริมเหล็กเดี่ยวเมื่อรู้ค่า b และ h

ออกแบบเหล็กเสริมเมื่อหน้าตัดคานถูกกำหนดให้มีความกว้าง $b = 30$ ซม. และ $h = 50$ ซม. เพื่อรับโมเมนต์ประลัย $M_u = 20$ ตัน-เมตร ใช้ $f'_c = 240$ ก.ก./ซม.² $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²

วิธีทำ

1. พิจารณาค่าจำกัดของอัตราส่วนเสริมเหล็ก ρ

จากตารางที่ ก.3 $\rho_{\max} = 0.0197$

$$\rho_{\min} = 14/4,000 = 0.0035$$

2. อัตราส่วนเสริมเหล็ก ρ ที่ต้องการ

สมมติความลึกประสิทธิภาพ $d = 50 - 6 = 44$ ซม.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{20 \times 10^5}{0.9 \times 30 \times 44^2} = 38.26 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right) = \frac{0.85 \times 240}{4,000} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 38.26}{0.85 \times 240}} \right) = 0.0106$$

$$\rho_{\min} < \rho = 0.0106 < \rho_{\max}$$

OK

3. จำนวน A_s ที่ต้องการและเลือกใช้เหล็กเสริม

$$A_s = \rho b d = 0.0106(30)(44) = 13.99 \text{ ซม.}^2$$

เลือกเหล็กเสริม **3DB25** ($A_s = 14.73$ ซม.²)

4. ตรวจสอบการออกแบบ

$$T = A_s f_y = (14.73)(4.0) = 58.92 \text{ ตัน}$$

$$a = \frac{T}{0.85 f'_c b} = \frac{58.92}{0.85(0.24)(30)} = 9.63 \text{ ซม.}$$

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) = 58.92(44 - 9.63/2) / 100$$

$$= 23.1 \text{ ตัน-เมตร} > [M_u / \phi = 20 / 0.9 = 22.2 \text{ ตัน-เมตร}]$$

OK

หรือใช้สูตรคำนวณกำลังโมเมนต์ดัดโดยตรง จากสมการที่ (3.6)

$$M_n = \rho f_y b d^2 \left(1 - \frac{\rho f_y}{1.7 f'_c} \right)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{14.73}{30 \times 44} = 0.01116$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$M_n = 0.01116 \times 4.0 \times 30 \times 44^2 \left(1 - \frac{0.01116 \times 4.0}{1.7 \times 0.24} \right) / 100$$

$$= 23.1 \text{ ตัน-เมตร} > [M_u / \phi = 20 / 0.9 = 22.2 \text{ ตัน-เมตร}]$$

OK

ตัวอย่างที่ 3.6 ออกแบบหน้าตัดคานเสริมเหล็กเดี่ยวเมื่อไม่รู้ค่า b และ h

จงออกแบบหน้าตัดคานเพื่อรับโมเมนต์ $M_u = 40$ ตัน-เมตร ใช้ $f'_c = 280$ ก.ก./ซม.² $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²

วิธีทำ

1. พิจารณาค่าจำกัดของอัตราส่วนเสริมเหล็ก ρ

จากตารางที่ ก.3

$$\rho_{\max} = 0.0229$$

$$\rho_{\min} = 14/4,000 = 0.0035$$

2. เลือกอัตราส่วนเสริมเหล็ก $\rho_{\min} < \rho = 0.0220 < \rho_{\max}$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{4,000}{0.85(280)} = 16.81$$

$$R_n = \rho f_y \left(1 - \frac{1}{2} \rho m\right) = 0.0220(4,000) \left[1 - \frac{1}{2}(0.0220)(16.81)\right]$$

$$= 71.73 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

$$M_n \text{ ที่ต้องการ} = M_u / \phi = 40 / 0.9 = 44.44 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$bd^2 \text{ ที่ต้องการ} = \frac{M_n}{R_n} = \frac{44.44 \times 10^5}{71.73} = 61,955 \text{ ซม.}^3$$

ลองใช้ $b = 40$ ซม. จะได้ $d = \sqrt{61,955 / 40} = 39.4$ ซม. เลือกใช้ $d = 44$ ซม.

3. คำนวณ A_s ที่ต้องการและเลือกใช้เหล็กเสริม

$$R_n \text{ ที่ต้องการ} = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{44.44 \times 10^5}{40(44)^2} = 57.39 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{16.81} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.81 \times 57.39}{4,000}}\right) = 0.0167$$

$$A_s = \rho bd = 0.0167(40)(44) = 29.39 \text{ ซม.}^2$$

เลือกเหล็กเสริม **5 DB28** ($A_s = 30.72 \text{ ซม.}^2$)

4. ตรวจสอบการออกแบบ

$$d = 50(\text{ความลึกคาน}) - 4(\text{ระยะหุ้มคอนกรีต})$$

$$- 1(\text{เหล็กปลอก DB10}) - 1.4(\text{DB28}/2)$$

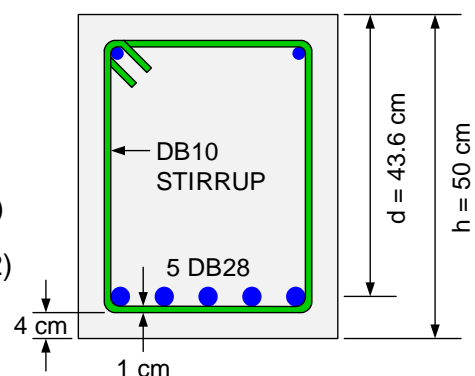
$$= 43.6 \text{ ซม.}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{30.72}{40 \times 43.6} = 0.0176 \rightarrow \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$M_n = 0.0176 \times 4.0 \times 40 \times 43.6^2 \left(1 - \frac{0.0176 \times 4.0}{1.7 \times 0.28}\right) / 100$$

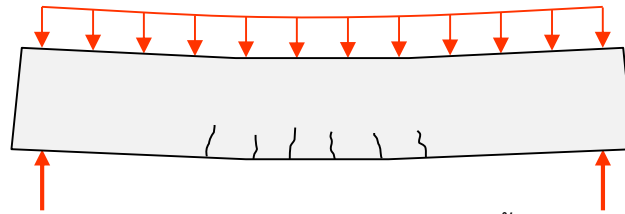
$$= 45.6 \text{ ตัน-เมตร} > [M_u / \phi = 40 / 0.9 = 44.4 \text{ ตัน-เมตร}]$$

OK

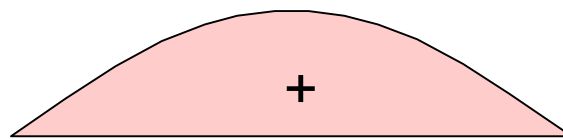


ตำแหน่งเหล็กเสริมในคาน

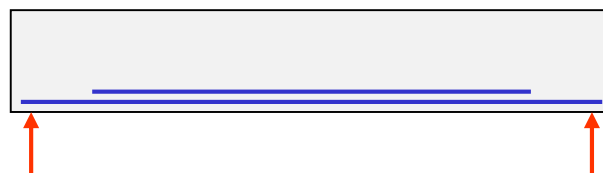
คอนกรีตจะแตกร้าวเมื่อรับแรงดึง ดังนั้นจึงต้องมีการเสริมเหล็กเมื่อมีการตัด, แรงดึงตามแนวแกน, หรือการยึดหดตัวอื่นๆอันเป็นผลให้เกิดหน่วยแรงดึง



(ก) คานแอ่นตัวและแตกร้าวจากการรับน้ำหนัก



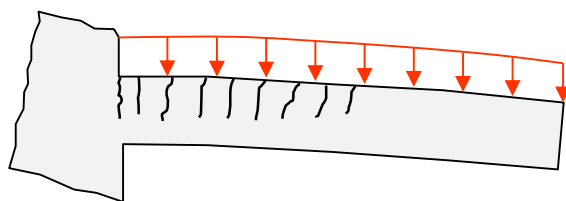
(ข) แผนภูมิโมเมนต์ตัด



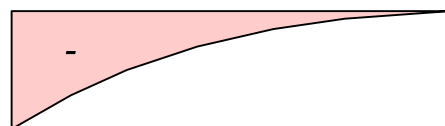
(ค) ตำแหน่งการเสริมเหล็กกลาง

รูปที่ 3.15 คานช่วงเดียว

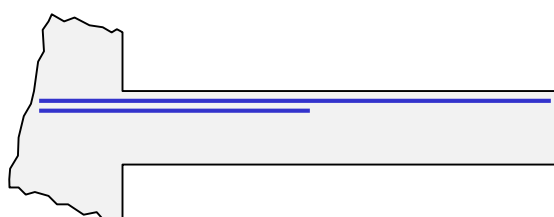
คานช่วงเดียวรับน้ำหนักแผ่คงที่ จะแอ่นตัวดังในรูปที่ 3.15ก มีแผนภูมิโมเมนต์ตัดดังในรูปที่ 3.15ข เนื่องจากคานรับโมเมนต์บวกตลอดช่วงความยาว หน่วยแรงดึงจากการตัดจะเกิดขึ้นที่ส่วนกลางของคาน ดังนั้นจึงต้องเสริมเหล็กกลางดังในรูปที่ 3.15ค



(ก) คานแอ่นตัวและการแตกร้าว



(ข) แผนภูมิโมเมนต์ตัด

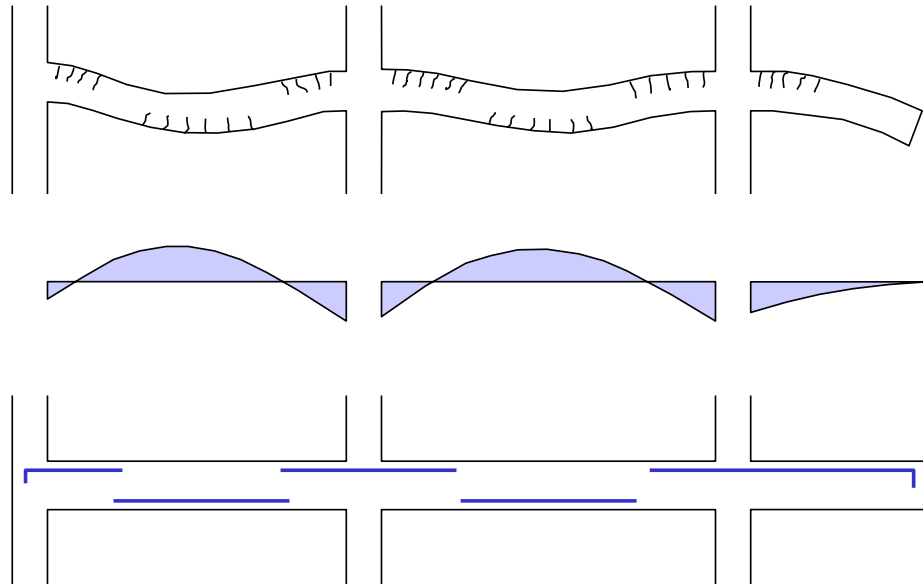


(ค) ตำแหน่งการเสริมเหล็กกลาง

รูปที่ 3.16 คานยื่น

ในกรณีของคานยื่นในรูปที่ 3.16 จะเกิดโมเมนต์ลบตลอดช่วงความยาว หน่วยแรงดึงและการแตกร้าวจะเกิดขึ้นที่ผิวบนดังในรูปที่ 3.16ก ดังนั้นจึงต้องเสริมเหล็กบนดังในรูปที่ 3.16ค

โดยทั่วไปแล้วคานคอนกรีตเสริมเหล็กจะเป็นคานต่อเนื่องไปหลายช่วงคาน ภายใต้น้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วงจะมีแผนภูมิโมเมนต์ดัดและการแอนตัวดังในรูปที่ 3.17 การเสริมเหล็กจะต้องใส่ที่บริเวณรับแรงดึงคือเหล็กบนบริเวณจุดรองรับและเหล็กล่างที่กลางช่วงคาน



รูปที่ 3.17 คานต่อเนื่อง

สิ่งสำคัญก็คือผู้ออกแบบจะต้องมองให้ออกว่าคานจะมีรูปแบบการโค้งแอนอย่างไร แล้วเสริมเหล็กในบริเวณที่จะเกิดการแตกร้าวจากแรงดึง โดยมากช่วงที่คานแอนตัวจะเสริมเหล็กกลางส่วนช่วงที่โค้งตัวจะเสริมเหล็กบน

ข้อพิจารณาการออกแบบคานในทางปฏิบัติ

ความลึกน้อยที่สุดของคาน

คานและพื้นทางเดียวซึ่งเป็นองค์อาคารรับการดัดเป็นหลัก ต้องมีสตีฟเนสที่เพียงพอที่จะไม่ทำให้เกิดการแอนตัวมากเกินไปจนเกิดผลเสียต่อการใช้งานของโครงสร้าง ตามมาตรฐาน ACI และ วสท. ได้กำหนดค่าความลึกน้อยที่สุดของขององค์อาคารรับการดัดที่เสริมเหล็กเอกทางเดียว นอกจากจะมี การคำนวณหาระยะแอนที่บ่งชี้ว่าสามารถใช้ความลึกที่น้อยกว่าได้โดยไม่เกิดผลเสียหาย

ตารางที่ 3.1 ความลึกน้อยที่สุดของพื้นทางเดียวและคาน

องค์อาคาร	ความลึกน้อยที่สุด, h			
	ช่วงเดี่ยว	ต่อเนื่องข้างเดียว	ต่อเนื่องสองข้าง	ช่วงยื่น
พื้นทางเดียว	$L / 20$	$L / 24$	$L / 28$	$L / 10$
คาน	$L / 16$	$L / 18.5$	$L / 21$	$L / 8$

หมายเหตุ : ค่าในตารางใช้สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ $w_c = 2,320$ กก./ม.³ และเหล็กเสริมเกรด SD40 สำหรับกรณีอื่นควรปรับแก้ค่าในตารางดังนี้ :

- ▶ สำหรับคอนกรีตมวลเบาที่มีหน่วยน้ำหนัก w_c อยู่ในช่วง 1,500 – 2,000 กก./ม.³ ให้คูณค่าในตารางด้วย $(1.65 - 0.0003 w_c)$ แต่ต้องไม่น้อยกว่า 1.09 เมื่อ w_c มีหน่วยเป็น กก./ม.³
- ▶ สำหรับ f_y อื่นนอกจาก 4,000 กก./ซม.² ให้คูณค่าในตารางด้วยด้วย $(0.4 + f_y/7,000)$

ระยะหุ้มคอนกรีตและระยะห่างเหล็กเสริม

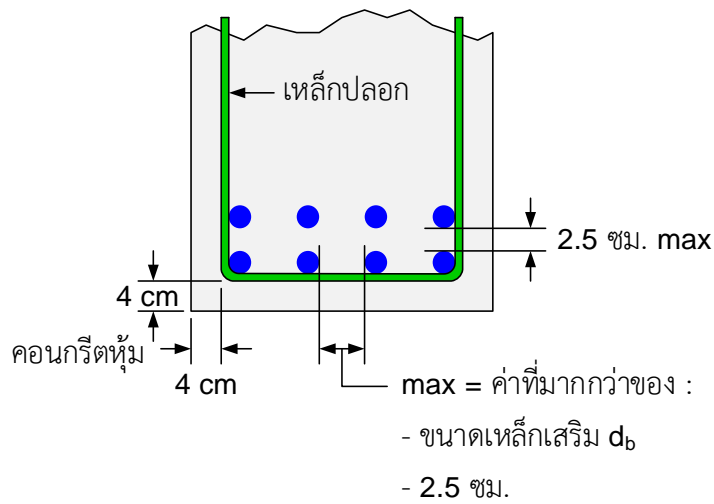
ระยะหุ้มคอนกรีตหรือระยะช่องว่างระหว่างผิวคอนกรีตถึงเหล็กเสริมเป็นสิ่งจำเป็นเพื่อให้เกิดแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต, เพื่อป้องกันการกัดกร่อนในเหล็กเสริม, เพื่อป้องกันการเสียดก้างของเหล็กระหว่างเกิดไฟไหม้ และบางครั้งเราเพิ่มระยะหุ้มด้านบนของพื้นคอนกรีตในลานจอดรถและโรงงาน เพื่อชดเชยการสึกหรอจากการเสียดสี

ตารางที่ 3.2 ระยะหุ้มคอนกรีตน้อยที่สุด คอนกรีตหล่อในที่

	ระยะหุ้มน้อยที่สุด (ซม.)
(1) คอนกรีตที่หล่อติดกับดิน และผิวคอนกรีตสัมผัสดินตลอดเวลา	7.5
(2) คอนกรีตหล่อบนพื้นดินหรือสภาพอากาศภายนอก:	
เหล็กเสริม DB20 และใหญ่กว่า	5.0
เหล็กเสริม DB16 และน้อยกว่า	4.0
(3) คอนกรีตไม่สัมผัสพื้นดินหรือสภาพอากาศภายนอก:	
พื้น, ผนัง, คานย่อย	2.0
คาน, เสา	4.0

ระยะช่องว่างระหว่างเหล็กเส้นที่วางขนานกันในแต่ละชั้น ต้องไม่น้อยกว่าขนาดเหล็กเส้นและ 2.5 ซม. สำหรับการเสริมเหล็กในคานตั้งแต่สองชั้นขึ้นไป ระยะช่องว่างระหว่างชั้นต้องไม่น้อยกว่า 2.5 ซม. ดังแสดงในรูปที่ 3.18 โดยเหล็กนอนในคานทั้งหมดจะถูกหุ้มโดยเหล็กปลอกซึ่งจะกล่าวถึงต่อไปในเรื่องการออกแบบเพื่อรับแรงเฉือน

ระยะช่องว่างของเหล็กเสริมตามยาวในองค์อาคารรับแรงอัดที่ใช้เหล็กปลอกเกลียวหรือปลอกเดี่ยว ต้องไม่น้อยกว่า 1.5 เท่าของขนาดเหล็กเส้น และต้องไม่น้อยกว่า 4 ซม.



รูปที่ 3.18 ระยะหุ้มและระยะห่างน้อยที่สุดของเหล็กเสริมในคาน

ความลึกประสิทธิภาพ d

คือความลึกจากผิวคอนกรีตด้านรับแรงอัดถึงศูนย์กลางของเหล็กรับแรงดึง ในช่วงเริ่มต้นของการออกแบบนั้นเรายังไม่รู้ปริมาณเหล็กเสริม ดังนั้นจึงมักต้องใช้ค่าความลึก d โดยประมาณคือ

สำหรับหน้าตัดคานที่มีเหล็กเสริมหนึ่งชั้น :

$$d \cong h - 4 \text{ ซม. (ระยะหุ้ม)} - 1 \text{ ซม. (เหล็กปลอก)} - 1 \text{ ซม. (ครึ่งหนึ่งของ DB20)}$$

$$d \cong h - 6 \text{ ซม.}$$

สำหรับหน้าตัดคานที่มีเหล็กเสริมสองชั้น : $d \cong h - 9 \text{ ซม.}$

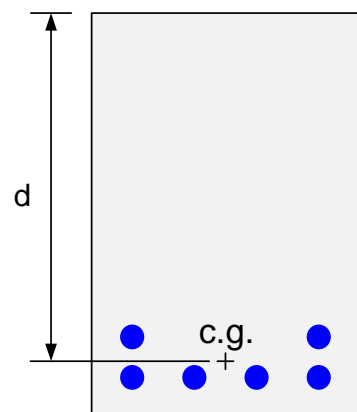
การประมาณค่า d นั้นขึ้นอยู่กับดุลพินิจของผู้ออกแบบเพื่อให้เหมาะสมกับสภาพความเป็นจริง เช่น ในกรณีของพื้นที่ซึ่งจะมีระยะหุ้มและเหล็กเสริมที่น้อยกว่าคานก็จะคิดค่า d ต่างไป คือ

สำหรับหน้าตัดพื้น :

$$d \cong h - 2 \text{ ซม. (ระยะหุ้ม)} - 0.5 \text{ ซม. (ครึ่งหนึ่งของ DB10)}$$

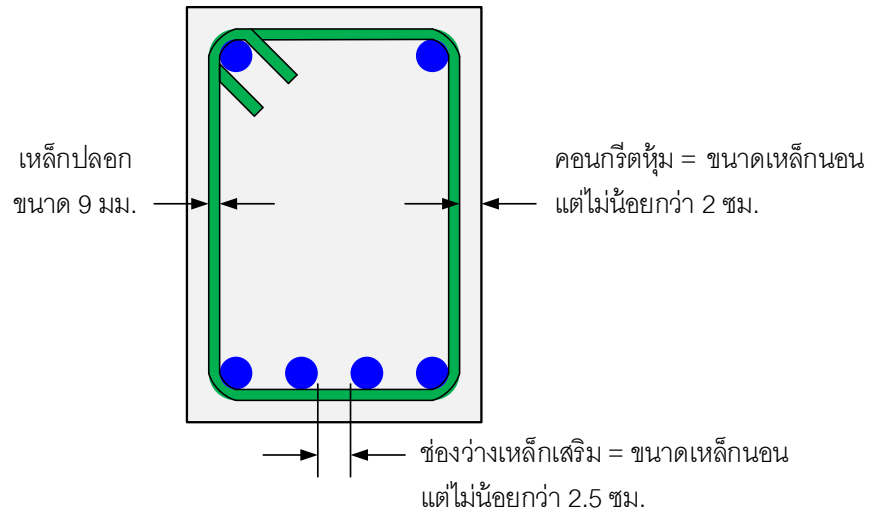
$$d \cong h - 2.5 \text{ ซม.}$$

ในการวิเคราะห์หน้าตัดคานซึ่งกำหนดเหล็กเสริมชัดเจนจะสามารถคำนวณระยะ d ได้ละเอียดแม่นยำขึ้น โดยเฉพาะในกรณีที่มีการใช้เหล็กเสริมหลายชั้น จะคำนวณศูนย์กลางของพื้นที่เหล็กเสริมเพื่อใช้ในการคิดระยะ d



ความกว้างน้อยที่สุดของคาน

เนื่องจากกำลังโมเมนต์ดัดของหน้าตัดขึ้นกับค่า bd^2 ดังนั้นเพื่อให้หน้าตัดมีประสิทธิภาพในการรับโมเมนต์ดัดคานโดยทั่วไปจึงมีความลึกมากกว่าความกว้าง เช่น กว้าง × ลึก : 20 × 40 ซม., 20 × 50 ซม., 30 × 50 ซม., 30 × 60 ซม., 40 × 70 ซม., 40 × 80 ซม. นอกจากนี้จากความจำกัดเรื่องความลึกคานจึงใช้คานแบนที่มีความกว้างมากกว่าความลึก



รูปที่ 3.18 ระยะในการคำนวณความกว้างคานน้อยที่สุด

ความกว้างคานน้อยที่สุดจะขึ้นกับขนาดและจำนวนเหล็กเสริมที่ใช้ ทั้งนี้ต้องไม่น้อยกว่า 20 ซม. และเหล็กเสริมต้องมีอย่างน้อยที่สุดสองเส้นดังแสดงในตารางที่ 3.3

ตารางที่ 3.3 ความกว้างคานน้อยสุด (ซม.)

ขนาด ของเหล็ก	จำนวนเหล็กใน 1 ชั้น							เพิ่มสำหรับ แต่ละเส้น
	2	3	4	5	6	7	8	
DB12	10.7	14.4	18.1	21.8	25.5	29.2	32.9	3.7
DB16	11.5	15.6	19.7	23.8	27.9	32.0	36.1	4.1
DB20	12.3	16.8	21.3	25.8	30.3	34.8	39.3	4.5
DB25	14.3	19.3	24.3	29.3	34.3	39.3	44.3	5.0
DB28	15.8	21.4	27.0	32.6	38.2	43.8	49.4	5.6
DB32	17.8	24.2	30.6	37.0	43.4	49.8	56.2	6.4

หมายเหตุ : ค่าในตารางคำนวณโดยคิดระยะต่างๆดังนี้

- ▶ ระยะหุ้มคอนกรีตด้านข้างคาน 2 ซม. สำหรับคอนกรีตหล่อในที่ซึ่งไม่สัมผัสกับดินหรือถูกแดดฝน
- ▶ ระยะช่องว่างระหว่างเหล็กเสริม 2.5 ซม. หรือเท่ากับขนาดเหล็กเสริมในกรณีที่ใหญ่กว่า 25 มม.

- ▶ เหล็กปลอกที่ใช้มีขนาด 9 มม.
- ▶ ตัวอย่างเช่น DB16 จำนวน 4 เส้น ต้องการความกว้าง

$$b = 2(2.0) + 2(0.9) + 4(1.6) + 3(2.5) = 19.7 \text{ ซม.}$$

ตัวอย่างที่ 3.7 ออกแบบหน้าตัดคานเสริมเหล็กเดี่ยว

จงเลือกหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่ประหยัด และเลือกปริมาณเหล็กโดยใช้วิธีกำลัง คานเป็นคานช่วงเดี่ยวมีช่วงคานยาว 12 เมตรรับน้ำหนักจร 2 ตัน/เมตร และน้ำหนักคงที่ 1.2 ตัน/เมตร (ไม่รวมน้ำหนักคาน) โดยไม่ตรวจสอบการโก่งแอ่นต้องใช้อัตราส่วนเสริมเหล็ก ρ ที่ไม่ทำให้เกิดการโก่งแอ่นที่มากเกินไป กำหนด $f'_c = 280 \text{ ก.ก./ซม.}^2$ $f_y = 4,000 \text{ ก.ก./ซม.}^2$

วิธีทำ

1. เลือกใช้อัตราส่วนเสริมเหล็ก ρ : เพื่อให้การโก่งแอ่นไม่มากจนเกินไปเลือก ρ ประมาณครึ่งหนึ่งของค่ามากที่สุด จากตารางที่ ก.3

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.0229$$

$$\text{ใช้ } \rho = 0.0114$$

2. พิจารณาค่า R_n ที่ต้องการ (ตามค่า ρ ที่ต้องการ)

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{4.0}{0.85(0.28)} = 16.81$$

$$R_n = \rho f_y \left(1 - \frac{1}{2} \rho m\right)$$

$$= 0.0114 \times 4,000 \times \left(1 - \frac{1}{2} \times 0.0114 \times 16.81\right) = 41.2 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

3. พิจารณาโมเมนต์ประลัย $M_u = 1.4M_D + 1.7M_L$

$$\text{โมเมนต์จากน้ำหนักบรรทุกจร} \quad M_L = \frac{2(12)^2}{8} = 36 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$\text{ประมาณน้ำหนักคาน 0.8 ตัน/เมตร} \quad M_D = \frac{(1.2 + 0.8)(12)^2}{8} = 36 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$M_u = 1.4(36) + 1.7(36) = 111.6 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$M_n \text{ ที่ต้องการ } \frac{M_u}{\phi} = \frac{111.6}{0.90} = 124 \text{ ตัน-เมตร}$$

4. พิจารณา bd^2 ที่ต้องการจาก R_n

$$bd^2 \text{ ที่ต้องการ} = \frac{M_n}{R_n} = \frac{124(100,000)}{41.2} = 300,971 \text{ ซม.}^3$$

5. กำหนดขนาดคาน b และ d

เลือกความกว้าง b และพิจารณาความลึกประสิทธิภาพที่ต้องการ d โดยทำเป็นตาราง

ค่า b ที่เลือก	ค่า d ที่ต้องการ
30	99.5
40	86.2
45	81.3 ← ลองใช้
50	77.1

เลือกใช้ความกว้าง 45 ซม. จะได้ความลึกคาน 1.5 - 2 เท่าของความกว้าง

คำนวณความลึกทั้งหมดโดยสมมติให้เหล็กเสริมถูกจัดอยู่ใน 1 ชั้น

$$h = d + 4(\text{ระยะหุ้ม}) + 0.9(\text{เหล็กปลอก}) + \text{รัศมีเหล็กเส้น} (\sim 1.25)$$

$$= d + 6.15 \text{ ซม.} = 81.3 + 6.15 = 87.45 \text{ ซม.}$$

เลือกใช้ 90 ซม.

6. ตรวจสอบน้ำหนัก ปรับค่า M_u และเลือกเหล็กเสริม

$$\text{น้ำหนักคาน} = (0.45)(0.90)(2.4) = 0.972 \text{ ตัน/เมตร}$$

$$\text{ปรับแก้ } M_D = \frac{(1.2 + 0.972)(12)^2}{8} = 39.1 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$\text{ปรับแก้ } M_u = 1.4(39.1) + 1.7(36) = 115.9 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$\text{ปรับแก้ } M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{115.9}{0.90} = 128.8 \text{ ตัน-เมตร}$$

คำนวณค่า d จากความลึกทั้งหมด h

ค่าจริงของ $d = h - (\approx 6 \text{ ซม.})$ สำหรับ 1 ชั้นของเหล็ก = $90 - 6 = 84$ ซม. เมื่อความลึกทั้งหมดเพิ่มขึ้นหรือลดลงระยะหุ้มจะยังคงเดิมดังนั้นความลึกประสิทธิภาพจะเปลี่ยนไป

$$\text{ต้องการ } R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{128.8 \times 10^5}{45 \times 84^2} = 40.6 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

จากค่าเดิม $R_n = 41.2$ ก.ก./ซม.² สำหรับ $\rho = 0.0114$ ดังนั้นสำหรับ $R_n = 40.6$ ก.ก./ซม.²

$$\text{ปรับค่า } \rho = 0.0114 \left(\frac{40.6}{41.2} \right) = 0.0112$$

$$\text{ปริมาณเหล็กเสริม } A_s = \rho bd = 0.0112 \times 45 \times 84 = 42.46 \text{ ซม.}^2$$

เลือก 4DB32+2DB28 ($A_s = 44.48$ ซม.²) ถ้าใช้ 3DB32+3DB28 ($A_s = 42.6$ ซม.²) แม้ว่าจะให้ A_s ที่เล็กกว่าจะไม่สามารถจัดลงในชั้นเดียวแล้วสมมาตรกับแกนตั้งได้ และถ้าใช้ 7DB28 จะไม่สามารถจัดลงในหนึ่งชั้นได้ ตรวจสอบดูว่า 4DB32+2DB28 จะถูกจัดลงในหนึ่งชั้นของความกว้าง 45 ซม. ได้หรือไม่

$$\begin{aligned} \text{ช่องว่างเฉลี่ยระหว่างเส้น} &= \frac{45 - 2(3.8) - 2(0.9) - 4(3.2) - 2(2.8)}{5} \\ &= 3.44 \text{ ซม.} > 3.2 \text{ ซม.} \end{aligned}$$

OK

จากความกว้างทั้งหมดจะหักด้วย ระยะหุ้มทั้งสองด้าน (7.6 ซม.) เหล็กปลอก RB9 ทั้งสองด้าน (1.8 ซม.) เหล็กเสริม 4DB32 (12.8 ซม.) และ 2DB28 (5.6 ซม.) ผลที่ได้ถูกหารด้วยจำนวนช่องว่าง 5 ช่องระหว่างเหล็กเสริมทั้ง 6 เส้น จะได้เป็นระยะช่องว่างโดยประมาณ ซึ่งต้องใหญ่กว่าเส้นผ่าศูนย์กลางของเส้นที่ใหญ่ที่สุดคือ DB32 ตารางที่ 3.3 ให้ความกว้างน้อยสุดของ 6DB32 เท่ากับ 43.4 ซม.

การคำนวณช่องว่างดังกล่าวเป็นการประมาณ โดยสมมติให้เหล็กปลอก RB9 ถูกตัดอย่างพอดีที่มุมของเหล็กเสริม ACI กำหนดให้เส้นผ่าศูนย์กลางวงในของเหล็กปลอกไม่น้อยกว่า 4 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กปลอก ดังนั้นสำหรับเหล็กปลอก 9 มม. และเล็กกว่า ตารางที่ 3.3 ได้จากสมมติฐานที่เพื่อไว้ว่าเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กนอนที่มุมจะสัมผัสแนวราบของปลอก(ดูรูปใต้ตารางที่ 3.3) โดยใช้ตารางที่ 3.3

ความกว้างน้อยสุดที่ต้องการคือ $\min b = 15.8 + 4(6.4) = 41.4$ ซม.

ค่า 15.8 ซม. มาจากช่องของ 2DB28 และ 6.4 ซม. สำหรับแต่ละเส้นที่เพิ่มของ DB32

7. ตรวจสอบกำลังและเขียนภาพร่างการออกแบบใช้ค่าที่คำนวณมาของ $d = 84$ ซม.

$$C = 0.85f'_c b a = 0.85 \times 0.28 \times 45 \times a = 10.71a$$

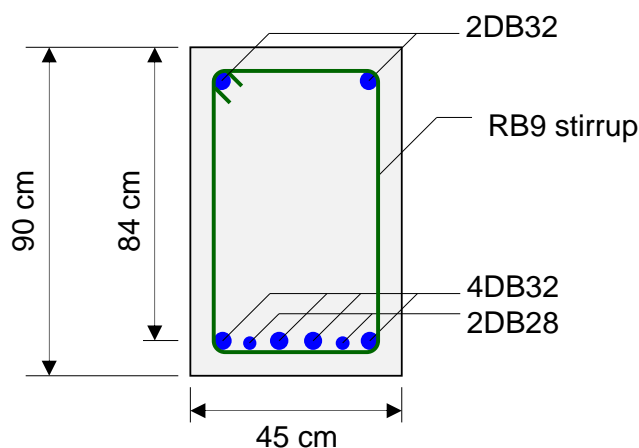
$$T = A_s f_y = 44.48 \times 4.0 = 177.9 \text{ ตัน}$$

$$a = \frac{177.9}{10.71} = 16.6 \text{ ซม.}$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 177.9(84 - 8.3) / 100 = 134.7 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$[\phi M_n = 0.90(134.7) = 121.2 \text{ ตัน-เมตร}] > [M_u = 115.9 \text{ ตัน-เมตร}]$$

OK

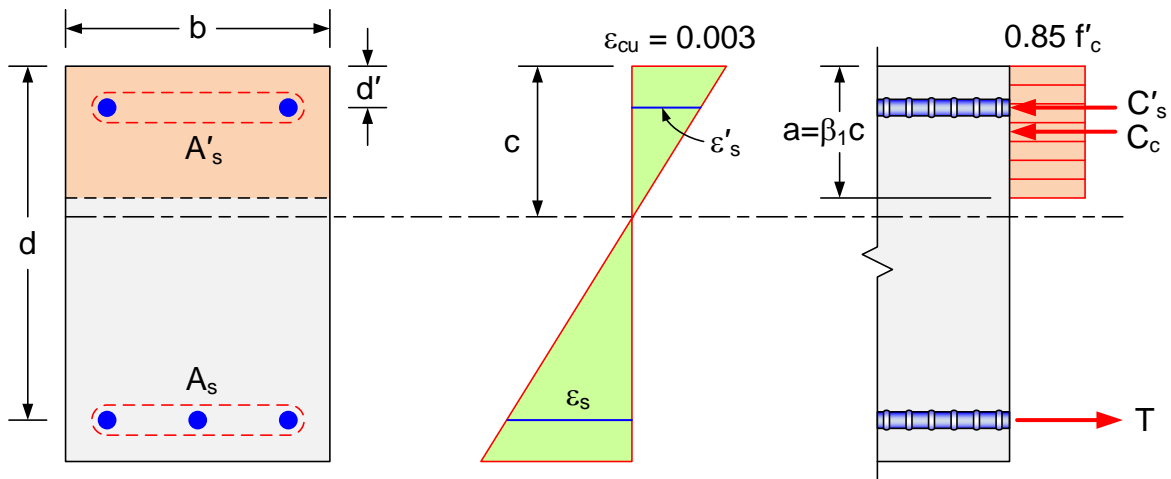


รูปที่ 3.19 การออกแบบสำหรับตัวอย่างที่ 3.7

คานเสริมเหล็กรับแรงดึงและเหล็กรับแรงอัด

หน้าตัดที่เสริมทั้งเหล็กรับแรงดึงและเหล็กรับแรงอัดเรียกว่า คานเสริมเหล็กคู่ (Doubly reinforced beam) ซึ่งจะใช้ในกรณีจำเป็นเมื่อความลึกของคานถูกจำกัด นั่นคือไม่สามารถเพิ่มพื้นที่คอนกรีตรับแรงอัดได้จึงต้องเสริมเหล็กเข้าช่วยรับแรงอัด ในคานซึ่งอาจต้องใช้เหล็กรับแรงอัดเมื่อต้องการที่จะลดขนาดของหน้าตัดการโค้งแอ่นอาจจะมีมากเกินไปและอาจเป็นการยากที่จะวางเหล็กรับแรงดึงลงในความกว้างของคาน นอกจากนั้นหน่วยแรงเฉือนจะเพิ่มขึ้นทำให้ต้องใช้เหล็กรับแรงเฉือนปริมาณมาก

ในรูปที่ 3.20 แสดงหน้าตัดคานสี่เหลี่ยมผืนผ้าซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงอัด A'_s วางอยู่ที่ระยะ d' จากผิวรับแรงอัดซึ่งในกรณีนี้คือผิวด้านบน ดังนั้นจึงมีกำลังรับแรงอัดจากเหล็กเสริมรับแรงอัด C'_s เกิดขึ้นที่ด้านรับแรงอัดนอกเหนือไปจากแรงอัดจากคอนกรีต C_c กำลังต้านทานโมเมนต์ M_n จึงได้มาจากสองส่วนคือ แรงคู่ควบระหว่างคอนกรีต-เหล็กรับแรงดึง และเหล็กรับแรงอัด-เหล็กรับแรงดึง:



รูปที่ 3.20 หน้าตัดเสริมเหล็กคู่

$$M_n = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C'_s (d - d') \quad (3.18)$$

หรือ

$$M_n = 0.85 f'_c b a \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d') \quad (3.19)$$

เมื่อ $C'_s = A'_s f'_s$ โดยที่ f'_s คือหน่วยแรงในเหล็กรับแรงอัดซึ่งอาจมีค่าถึงจุดครากหรือไม่ก็ได้ จึงต้องทำการตรวจสอบอีกครั้ง เหล็กเสริมรับแรงดึง A_s ซึ่งอยู่ที่ระยะ d ซึ่งโดยปกติแล้วเหล็กรับแรงดึงจะน้อยกว่าปริมาณเหล็กที่สภาวะสมดุลดังนั้นหน่วยแรงในเหล็กรับแรงดึงจึงมักถึงจุดคราก $\epsilon_s \geq \epsilon_y \rightarrow f_s = f_y$ แรงดึง T ที่เกิดจากเหล็กรับแรงดึงอาจถูกแบ่งออกเป็นสองส่วนเพื่อให้สมดุลกับแรงอัดที่มากจากคอนกรีตและเหล็กรับแรงอัด

$$T = T_1 + T_2 = C_c + C'_s \quad (3.20)$$

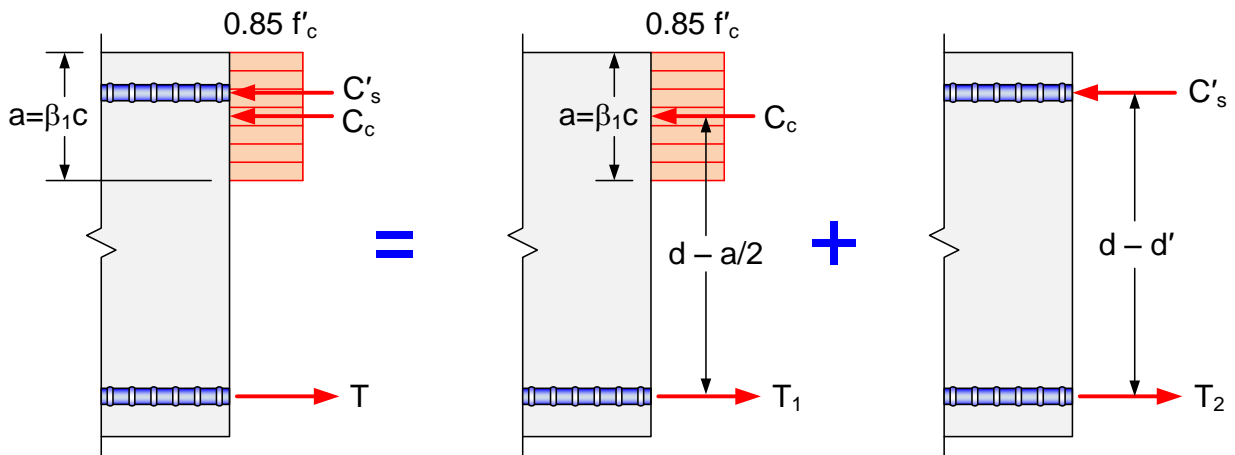
$$\text{แทนค่าจะได้} \quad A_s f_y = 0.85 f'_c b a + A'_s f'_s \quad (3.21)$$

แบ่งเหล็กรับแรงดึงออกเป็น $A_s = A_{s1} + A_{s2}$ เพื่อแยกแรงดึงไปควบคู่กับแรงอัดในคอนกรีตและเหล็กรับแรงอัด จะได้

$$T_1 = C: \quad A_{s1} f_y = 0.85 f'_c b a \quad (3.22)$$

$$T_2 = C'_s: \quad A_{s2} f_y = A'_s f'_s \quad (3.23)$$

จากสมการที่ (3.23) จะเห็นได้ว่าถ้าเหล็กรับแรงอัดครากปริมาณเหล็กรับแรงอัด A'_s จะเท่ากับ A_{s2} ซึ่งเป็นสถานการณ์ที่เกิดขึ้นเนื่องจากเหล็กรับแรงอัดจะอยู่ใกล้ผิวรับแรงอัดของคอนกรีต เมื่อหน้าตัดวิบัติหน่วยความเครียดที่ผิวบนจะเท่ากับ 0.003 ซึ่งมากกว่าหน่วยความเครียดที่จุดครากของเหล็กที่มีค่าประมาณ 0.002 อย่างไรก็ตามในการคำนวณกำลังของหน้าตัดเสริมเหล็กคู่จะต้องตรวจสอบหน่วยแรงในเหล็กรับแรงอัด



รูปที่ 3.21 การแบ่งแรงคู่ควบ M_{n1} และ M_{n2}

กำลังโมเมนต์ดัดจะแบ่งออกเป็นสองส่วน $M_n = M_{n1} + M_{n2}$ (รูปที่ 3.21) โดยที่

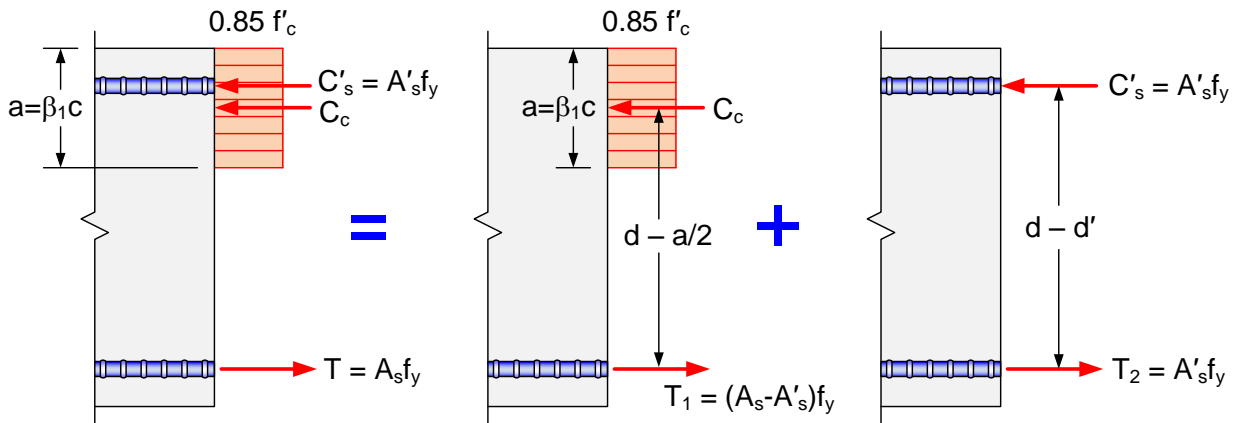
$$M_{n1} = 0.85 f'_c b a \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.24)$$

$$M_{n2} = A'_s f'_s (d - d') \quad (3.25)$$

จะเห็นได้ว่า M_{n1} คือกำลังโมเมนต์จากคอนกรีตและเหล็กเสริมรับแรงดึงดั้งเดิม ในขณะที่ M_{n2} คือกำลังโมเมนต์ที่มาจากคู่ควบเหล็กเสริมรับแรงอัดและแรงดึงที่เพิ่มขึ้น

กรณีเหล็กเสริมรับแรงดึงและแรงอัดถึงจุดคราก

ในกรณีของการเสริมเหล็กเดี่ยว (Single RC) จะใส่เหล็กเสริมรับแรงดึงไม่มากเกินไปเพื่อให้เหล็กเสริมครากเป็น Under RC เมื่อเป็นการเสริมเหล็กคู่ (Double RC) ก็ยังคงแนวคิดเดิมคือพยายามเสริมเหล็กไม่มากเพื่อให้เหล็กเสริมทั้งแรงดึงและเหล็กเสริมรับแรงอัดครากทั้งคู่ ($f_s \rightarrow f_y, f'_s \rightarrow f'_y$)



รูปที่ 3.22 สภาวะเหล็กเสริมแรงดึงและอัดครากทั้งคู่

จากสมการ (3.23) จะได้ว่า $A'_s = A_{s2}$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = A_{s1} + A'_s \rightarrow A_{s1} = A_s - A'_s \quad (3.26)$$

แทนค่าลงในสมการ (3.22) จะได้

$$(A_s - A'_s) f_y = 0.85 f'_c b a$$

$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0.85 f'_c b} \quad (3.27)$$

กำลังโมเมนต์ $M_n = M_{n1} + M_{n2}$ คำนวณได้จาก

$$M_{n1} = 0.85 f'_c b a \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.24)$$

หรือ
$$M_{n1} = (A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.28)$$

$$M_{n2} = A'_s f_y (d - d') \quad (3.29)$$

อย่างไรก็ตามก่อนที่จะคำนวณกำลังโมเมนต์ได้จะต้องทำการตรวจสอบหน่วยการยึดหดในเหล็กเสริม ดูก่อนว่าถึงจุดครากหรือไม่ ดังจะกล่าวถึงการตรวจสอบในหัวข้อต่อไป

ตรวจสอบการครากของเหล็กเสริม

การตรวจสอบหน่วยแรง f'_s ในเหล็กรับแรงอัด พิจารณาจากความเครียด ϵ'_s โดยใช้กฎของสามเหลี่ยมคล้าย ในรูปที่ 3.20 โดยเหล็กรับแรงอัดจะถึงจุดครากเมื่อ ϵ'_s มีค่ามากกว่าหรือเท่ากับ $\epsilon_y = f_y / E_s$

$$\epsilon'_s = 0.003 \left(1 - \frac{d'}{c} \right) \geq \epsilon_y \quad (3.30)$$

แทนค่า $a = \beta_1 c$ ลงในสมการ (3.27) จะได้

$$c = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0.85f'_c b \beta_1} = \frac{(\rho - \rho')f_y d}{0.85f'_c \beta_1} \quad (3.31)$$

เมื่อ $\rho = A_s / bd$ และ $\rho' = A'_s / bd$ แทนค่า c ลงในสมการ (3.30) จะได้

$$0.003 \left(1 - \frac{0.85f'_c \beta_1 d'}{(\rho - \rho')f_y d} \right) \geq \frac{f_y}{E_s} \quad (3.32)$$

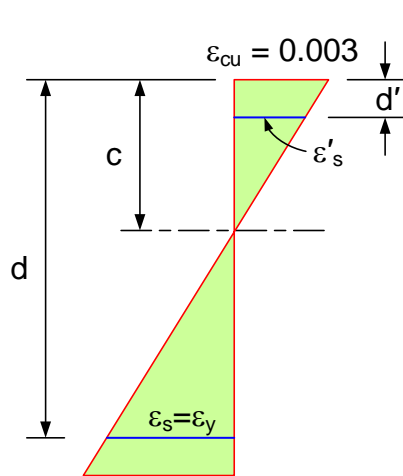
เมื่อจัดรูปสมการใหม่จะได้เงื่อนไขที่เหล็กรับแรงอัดจะถึงจุดครากคือ

$$\rho - \rho' \geq \frac{0.85f'_c \beta_1 d'}{f_y d} \left(\frac{6,120}{6,120 - f_y} \right) \quad (3.33)$$

ส่วนหน่วยแรงในเหล็กรับแรงอัดคำนวณได้จาก

$$f'_s = E_s \varepsilon'_s = 6,120 \left(1 - \frac{0.85f'_c \beta_1 d'}{(\rho - \rho')f_y d} \right) \leq f_y \quad (3.34)$$

สำหรับการตรวจสอบเหล็กเสริมรับแรงดึงนั้นจะพิจารณาที่สภาวะสมดุลเช่นเดิมแต่มีเหล็กเสริมรับแรงอัดเพิ่มเข้ามาดังแสดงในรูปที่ 3.23



รูปที่ 3.23 สภาวะสมดุล

จากกฎสามเหลี่ยมคล้ายของหน่วยการยืดหด

$$\frac{c}{d-c} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_y} = \frac{0.003}{f_y / E_s}$$

แทนค่า $E_s = 2.04 \times 10^6$ ก.ก./ชม.² จะได้

$$c = \left(\frac{6,120}{6,120 + f_y} \right) d$$

จากสมดุลของแรง $T = C_c + C'_s$,

$$A_{sb} f_y = 0.85f'_c b a + A'_s f'_s$$

เมื่อ A_{sb} คือปริมาณเหล็กรับแรงดึงที่สภาวะสมดุล

กำหนดให้ ρ_b เป็นอัตราส่วนเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล แทนค่า $A_{sb} = \rho_b bd$ ลงในสมการ

$$f_y \rho_b bd = 0.85f'_c ab + f'_s \rho' bd$$

$$\rho_b = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left(\frac{a}{d} \right) + \rho' \frac{f'_s}{f_y} = \frac{0.85f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{c}{d} \right) + \rho' \frac{f'_s}{f_y}$$

แทนค่า c ลงในสมการจะได้

$$\rho_b = \frac{0.85f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{6,120}{6,120 + f_y} \right) + \rho' \frac{f'_s}{f_y}$$

หรือ

$$\rho_b = \bar{\rho}_b + \rho' \frac{f'_s}{f_y} \quad (3.35)$$

เมื่อ $\bar{\rho}_b$ คือค่าอัตราส่วนเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุลสำหรับคานเสริมเหล็กเดี่ยวรับแรงดึง แสดงว่าเราสามารถเสริมเหล็กรับแรงดึงได้มากขึ้นเนื่องจากมีเหล็กเสริมมาช่วยคอนกรีตรับแรงอัด

อัตราส่วนเหล็กเสริมมากที่สุดคือ $0.75\rho_b$ สำหรับหน้าตัดเสริมเหล็กคู่อัตราส่วนเหล็กเสริมมากที่สุดมีค่าเท่ากับ

$$\rho_{\max} = 0.75\bar{\rho}_b + \rho' \frac{f'_s}{f_y} \quad (3.36)$$

กรณีเหล็กเสริมรับแรงอัดไม่คราก

เกิดขึ้นเมื่อหน่วยการยืดหดของเหล็กรับแรงอัดไม่คราก $\epsilon'_s < \epsilon_y \rightarrow f'_s < f_y$ โดยจากกฎสามเหลี่ยมคล้าย

$$\epsilon'_s = 0.003 \left(\frac{c-d'}{c} \right) < \epsilon_y$$

หน่วยแรง $f'_s = E_s \epsilon'_s = 6,120 \left(\frac{c-d'}{c} \right)$

เมื่อแทนค่าลงในสมการสมดุลของแรง $T = C_c + C'_s$ จะได้

$$A_s f_y = 0.85 f'_c \beta_1 b c + 6,120 A'_s \left(\frac{c-d'}{c} \right) \quad (3.37)$$

แก้สมการกำลังเพื่อหาค่า c ซึ่งเป็นตัวแปรไม่รู้ค่าเพียงตัวเดียว จัดรูปสมการใหม่จะได้

$$c^2 + \frac{6,120 A'_s - A_s f_y}{0.85 f'_c \beta_1 b} c - \frac{6,120 A'_s d'}{0.85 f'_c \beta_1 b} = 0$$

กำหนดให้ $R = \frac{6,120 A'_s - A_s f_y}{1.7 f'_c \beta_1 b}$ และ $Q = \frac{6,120 A'_s d'}{0.85 f'_c \beta_1 b}$

แทนค่าในสมการจะได้ $c^2 + 2Rc - Q = 0$ เมื่อแก้สมการกำลังสองจะได้คำตอบคือ

$$c = -R \pm \sqrt{R^2 + Q} \quad (3.38)$$

เลือกค่า c ที่เป็นไปได้จากนั้นคำนวณค่าที่อื่นๆได้ดังนี้

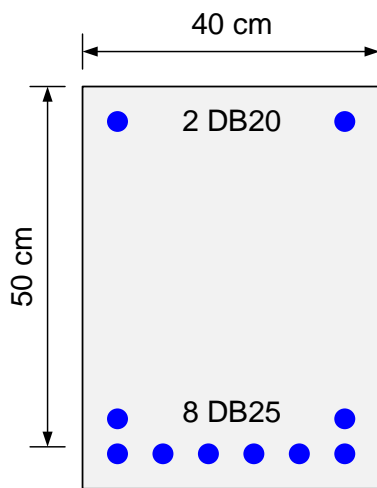
$$a = \beta_1 c$$

$$f'_s = 6,120 \left(1 - \frac{d'}{c} \right) \leq f_y$$

และกำลังรับโมเมนต์จากสมการ (3.17) ในกรณีนี้จะเป็น

$$M_n = 0.85 f'_c ab \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d') \quad (3.39)$$

ตัวอย่างที่ 3.8 วิเคราะห์หน้าตัดคานเสริมเหล็กคู่ : เหล็กรับแรงอัดคราก



จงคำนวณโมเมนต์ต้านทานของคานคอนกรีตเสริมเหล็กคู่มีค่า $d = 50$ ซม. $b = 40$ ซม. $d' = 6$ ซม. เหล็กบน 2 DB20 ($A'_s = 6.28$ ซม.²) และเหล็กล่าง 8 DB25 ($A_s = 39.27$ ซม.²) กำหนด $f'_c = 240$ ก.ก./ซม.², $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²

วิธีทำ

1. ตรวจสอบเหล็กรับแรงอัดคราก

$$A_s - A'_s = 39.27 - 6.28 = 32.99 \text{ ซม.}^2$$

$$\rho - \rho' = \frac{39.27}{40 \times 50} - \frac{6.28}{40 \times 50} = 0.0196 - 0.0031 = 0.0165$$

ตรวจสอบว่าเหล็กรับแรงอัดครากหรือไม่ :

$$\begin{aligned} \rho - \rho' &\geq \frac{0.85\beta_1 f'_c d'}{f_y d} \left(\frac{6,120}{6,120 - f_y} \right) \\ &\geq \frac{0.85 \times 0.85 \times 240 \times 6}{4,000 \times 50} \left(\frac{6,120}{6,120 - 4,000} \right) \\ &\geq 0.0150 \end{aligned}$$

ค่าจริง $\rho - \rho' = 0.0165 > 0.0150$ ดังนั้นเหล็กเสริมรับแรงอัดคราก $f'_s = f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²

2. ตรวจสอบปริมาณเหล็กรับแรงดึง

เหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล :

$$\bar{\rho}_b = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{6,120}{6,120 + f_y} \right) = \frac{0.85 \times 240}{4,000} \times 0.85 \left(\frac{6,120}{6,120 + 4,000} \right) = 0.0262$$

ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงมากที่สุดคือ

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \bar{\rho}_b + \rho' \frac{f'_s}{f_y} = 0.75 \times 0.0262 + 0.0031 \frac{4,000}{4,000} \\ &= 0.0228 > [\rho = 0.0196] \end{aligned}$$

OK

3. คำนวณกำลังโมเมนต์ดัด

ความลึกของบล็อกหน่วยแรงอัดในคอนกรีต:

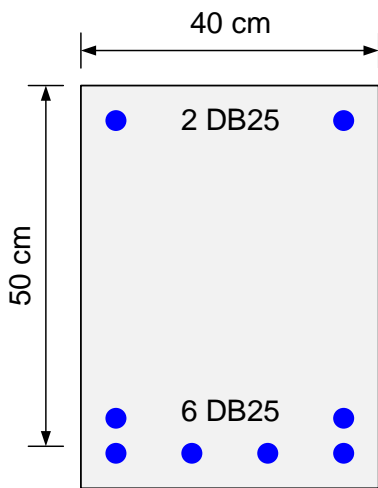
$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{32.99 \times 4,000}{0.85 \times 240 \times 40} = 16.17 \text{ ซม.}$$

$$\text{กำลังรับโมเมนต์ } M_n = (A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d')$$

$$M_n = 39.27 \times 4.0 \times (50 - 16.17 / 2) + 6.28 \times 4.0 \times (50 - 6)$$

$$= 6,633 \text{ ตัน-ชม.} = 66.33 \text{ ตัน-เมตร}$$

ตัวอย่างที่ 3.9 วิเคราะห์หน้าตัดคานเสริมเหล็กคู่ : เหล็กรับแรงอัดไม่คราก



ทำซ้ำตัวอย่างที่ 3.8 โดยเปลี่ยนปริมาณเหล็กเสริมเป็น เหล็กบน 2DB25 ($A'_s = 9.82 \text{ ซม.}^2$) และเหล็กล่าง 6DB25 ($A_s = 29.45 \text{ ซม.}^2$) กำหนด $f'_c = 240 \text{ กก./ซม.}^2$ $f_y = 4,000 \text{ กก./ซม.}^2$

วิธีทำ

1. ตรวจสอบเหล็กรับแรงอัดคราก

$$A_s - A'_s = 29.45 - 9.82 = 19.63 \text{ ซม.}^2$$

$$\rho - \rho' = \frac{29.45}{40 \times 50} - \frac{9.82}{40 \times 50} = 0.0147 - 0.0049 = 0.0098$$

ค่าจริง $\rho - \rho' = 0.0098 < 0.0150$ ดังนั้นเหล็กเสริมรับแรงอัดไม่คราก $f'_s < f_y$

$$\text{สมมูลของแรง} : A_s f_y = 0.85 f'_c b a + A'_s f'_s$$

แทนค่าตัวแปรต่างๆและ $f'_s = E_s \epsilon'_s = 6,120(c - d') / c$ จะได้

$$(29.45)(4,000) = 0.85(240)(40)(0.85)c + (9.82)(6,120)(c - 6) / c$$

$$c^2 - 8.32c - 52.0 = 0$$

เมื่อแก้สมการกำลังสองได้ค่า $c = 12.49 \text{ ซม.}$

หรือคำนวณโดยวิธีใช้สูตร

$$R = \frac{6,120 A'_s - A_s f_y}{1.7 f'_c \beta_1 b} = \frac{6.12 \times 9.82 - 29.45 \times 4.0}{1.7 \times 0.24 \times 0.85 \times 40} = -4.16$$

$$Q = \frac{6,120 A'_s d'}{0.85 f'_c \beta_1 b} = \frac{6.12 \times 9.82 \times 6}{0.85 \times 0.24 \times 0.85 \times 40} = 52.0$$

$$c = -R \pm \sqrt{R^2 + Q} = 4.16 \pm \sqrt{4.16^2 + 52}$$

ได้คำตอบ $c = 12.49 \text{ ซม.}$ เช่นกัน

$$a = 0.85 \times 12.49 = 10.61 \text{ ซม.}$$

$$f'_s = 6,120(12.49 - 6) / 12.49 = 3,180 \text{ กก./ซม.}^2$$

2. ตรวจสอบปริมาณเหล็กรับแรงดึง

$$\rho_{\max} = 0.75 \bar{\rho}_b + \rho' \frac{f'_s}{f_y} = 0.75(0.0262) + 0.0049 \frac{3,180}{4,000}$$

$$= 0.0235 > [\rho = 0.0147]$$

OK

3. คำนวณกำลังโมเมนต์ดัด

$$\begin{aligned} M_n &= (A_s f_y - A'_s f'_s) \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d') \\ &= (29.45 \times 4.0 - 9.82 \times 3.18) (50 - 10.61 / 2) + 9.82 \times 3.18 \times (50 - 6) \\ &= 5,243 \text{ ตัน-ซม.} = 52.43 \text{ ตัน-เมตร} \end{aligned}$$

■

การออกแบบคานเสริมเหล็กคู่

กระบวนการออกแบบหน้าตัดเสริมเหล็กคู่จะเริ่มจากการพิจารณาดูก่อนว่าต้องการกำลังเพิ่มโดยใช้เหล็กเสริมรับแรงอัดหรือไม่ ซึ่งอาจทำได้โดยการเปรียบเทียบกำลังโมเมนต์ที่ต้องการกับกำลังของหน้าตัดเสริมเหล็กเดี่ยวที่ใช้เหล็กดิ่งมากที่สุดที่ยอมให้ หลังจากตัดสินใจใช้เหล็กอัดแล้วก็จะเลือกปริมาณเหล็กที่เหมาะสมของเหล็กรับแรงดึง A_s และเหล็กรับแรงอัด A'_s เพื่อการนี้สมการสมดุลที่จะใช้ได้มี 2 สมการคือ

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C'_s (d - d') \quad (3.40)$$

$$T = T_1 + T_2 = C_c + C'_s \quad (3.41)$$

ขั้นตอนในการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงอัด

- (1) คำนวณกำลังโมเมนต์ M_{n1} มากที่สุดของหน้าตัดเสริมเหล็กเดี่ยว โดยใช้ขนาดคานที่กำหนดไว้แล้ว b และ d โดยใช้ปริมาณเหล็กเสริมมากที่สุด $\rho_1 = \rho_{\max} = 0.75 \bar{\rho}_b$

$$M_{n1} = \rho_{\max} f_y b d^2 \left(1 - \frac{\rho_{\max} f_y}{1.7 f'_c} \right) = R_{n,\max} b d^2$$

เมื่อ $R_{n,\max} = \rho_{\max} f_y \left(1 - \frac{1}{2} \rho_{\max} m \right)$ และ $m = \frac{f_y}{0.85 f'_c}$ เปิดดูได้จากตารางที่ ก.3

หรืออีกวิธีหนึ่งคำนวณพื้นที่เหล็กเสริม $A_s = \rho_{\max} b d$ แล้วแทนลงในสมการ

$$M_{n1} = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{เมื่อ} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

- (2) คำนวณกำลังโมเมนต์ที่ต้องการเพิ่มเติม ซึ่งจะรับโดยเหล็กรับแรงอัด-เหล็กรับแรงดึง

$$M_{n2} = M_n - M_{n1} = \frac{M_u}{\phi} - M_{n1}$$

- (3) คำนวณเหล็กรับแรงดึงที่ต้องการเพิ่มเติม A_{s2} (สมมติว่า $f'_s = f_y$)

$$M_{n2} = T_2 (d - d') = A_{s2} f_y (d - d') \rightarrow A_{s2} = \frac{M_{n2}}{f_y (d - d')}$$

(4) คำนวณปริมาณเหล็กรับแรงดึงทั้งหมด : $A_s = A_{s1} + A_{s2}$

(5) ตรวจสอบการครากของเหล็กรับแรงอัด :

$$a = \frac{A_{s1} f_y}{0.85 f'_c b} \text{ และ } c = a / \beta_1$$

$$f'_s = 6,120 \left(1 - \frac{d'}{c} \right) \leq f_y$$

(6) ปริมาณเหล็กรับแรงอัด: $A_{s2} f_y = A'_s f'_s$

(7) เมื่อออกแบบเหล็กเสริมรับแรงดึงและแรงอัดเสร็จให้ทำการวิเคราะห์หากำลังโมเมนต์ของหน้าตัดกลับไปอีกครั้งเพื่อตรวจสอบ

ตัวอย่างที่ 3.10 ออกแบบคานเสริมเหล็กคู่

ออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กคู่ซึ่งมีความลึกประสิทธิภาพมากที่สุด $d = 54$ ซม. $d' = 6$ ซม. รับโมเมนต์ประลัย $M_u = 90$ ตัน-เมตร กำหนด $f'_c = 280$ ก.ก./ซม.² $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²

วิธีทำ สมมติให้ $b = 40$ ซม.

1. พิจารณากำลังมากที่สุดที่ยอมให้ของหน้าตัดเสริมเหล็กเดียว

เหล็กเสริมมากที่สุด $\rho_1 = \rho_{\max} = 0.75 \bar{\rho}_b = 0.0229$ (จากตารางที่ ก.3)

พื้นที่เหล็กเสริมรับดึง $A_{s1} = \rho_1 b d = 0.0229(40)(54) = 49.46$ ซม.²

$$a = \frac{A_{s1} f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{49.46 \times 4.0}{0.85 \times 0.28 \times 40} = 20.78 \text{ ซม.}$$

และ $c = a / \beta_1 = 20.78 / 0.85 = 24.45$ ซม.

$$\begin{aligned} M_{n1} &= A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 49.46(4.0) \left(54 - \frac{20.78}{2} \right) \\ &= 8,628 \text{ ตัน-ซม.} = 86.28 \text{ ตัน-เมตร} \end{aligned}$$

หรือใช้สูตร $M_{n1} = 0.0229 \times 4.0 \times 0.4 \times 54^2 \left(1 - \frac{0.0229 \times 4.0}{1.7 \times 0.28} \right) = 86.28$ ตัน-เมตร

เนื่องจากค่า M_n ที่ต้องการ $= M_u / \phi = 90 / 0.9 = 100$ ตัน-เมตร มากกว่าที่ยอมให้โดยไม่เสริมเหล็กรับแรงอัด ดังนั้นจำเป็นต้องเสริมเหล็กรับแรงอัดเพื่อให้ได้กำลังที่ต้องการ

2. โมเมนต์ที่ต้องการเพิ่มเติม ซึ่งจะรับโดยเหล็กรับแรงอัด-เหล็กรับแรงดึง

$$M_{n2} = M_n - M_{n1} = 100 - 86.28 = 13.72 \text{ ตัน-เมตร}$$

3. เหล็กรับแรงดึงที่ต้องการเพิ่มเติม

$$A_{s2} = \frac{M_{n2}}{f_y (d - d')} = \frac{13.72 \times 10^5}{4,000(54 - 6)} = 7.15 \text{ ซม.}^2$$

4. เหล็กรับแรงดึงทั้งหมด

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 49.46 + 7.15 = 56.61 \text{ ซม.}^2$$

ใช้เหล็กรับแรงดึง 5DB32+3DB28 ($A_s = 40.21 + 18.47 = 58.68 \text{ ซม.}^2$)

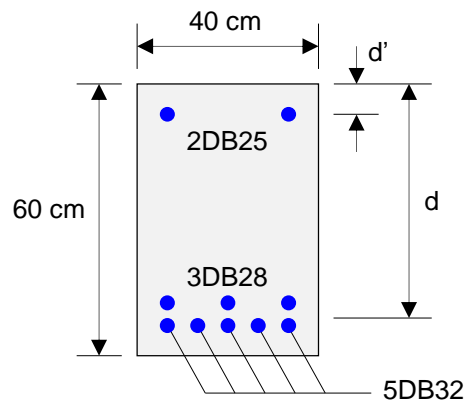
5. พิจารณาเหล็กรับแรงอัด

$$f'_s = 6,120 \left(1 - \frac{6}{24.45} \right) = 4,618 \text{ ก.ก./ซม.}^2 > [f_y = 4,000 \text{ ก.ก./ซม.}^2]$$

ดังนั้นเหล็กเสริมรับแรงอัดคราก $f'_s = f_y = 4,000 \text{ ก.ก./ซม.}^2$

6. ปริมาณเหล็กรับแรงอัด $A'_s = A_{s2} = 7.15 \text{ ซม.}^2$

ใช้เหล็ก 2DB25 ($A_s = 9.82 \text{ ซม.}^2$)



7. ตรวจสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของหน้าตัด

ความลึก $d' = 4 \text{ ซม. (ระยะหุ้ม)} + 1 \text{ ซม. (เหล็กปลอก)} + 1.25 \text{ ซม. (ครึ่ง DB25)} = 6.25 \text{ ซม.}$

$$\begin{aligned} \text{ระยะศูนย์กลางเหล็กรับแรงดึง} &= \frac{40.21(4 + 1 + 1.6) + 18.47(4 + 1 + 3.2 + 2.5 + 1.4)}{40.21 + 18.47} \\ &= 8.33 \text{ ซม.} \end{aligned}$$

ความลึก $d = 60 \text{ ซม. (ความลึก h)} - 8.33 \text{ ซม. (ระยะศูนย์กลางเหล็กรับแรงดึง)} = 51.7 \text{ ซม.}$

$$\rho - \rho' = \frac{58.68}{40 \times 51.7} - \frac{9.82}{40 \times 51.7} = 0.0283 - 0.0047 = 0.0236$$

$$\frac{0.85\beta_1 f'_c d'}{f_y d} \left(\frac{6,120}{6,120 - f_y} \right) = \frac{0.85 \times 0.85 \times 280 \times 6.3}{4,000 \times 51.9} \left(\frac{6,120}{6,120 - 4,000} \right) = 0.0177$$

$\rho - \rho' = 0.0236 > 0.0177$ ดังนั้นเหล็กเสริมรับแรงอัดคราก $f'_s = f_y = 4,000 \text{ ก.ก./ซม.}^2$

ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงมากที่สุด

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75\bar{\rho}_b + \rho' \frac{f'_s}{f_y} = 0.0229 + 0.0047 \\ &= 0.0276 \approx [\rho = 0.0283] \end{aligned}$$

OK

ความลึกของบล็อกหน่วยแรงอัดในคอนกรีต :

$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{48.86 \times 4,000}{0.85 \times 280 \times 40} = 20.5 \text{ ซม.}$$

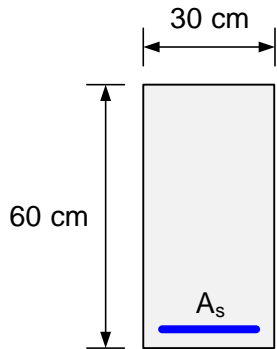
กำลังรับโมเมนต์ตัด :

$$\begin{aligned} M_n &= (A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') \\ &= 48.86 \times 4,000 \times (51.7 - 20.53 / 2) + 9.82 \times 4,000 \times (51.7 - 6.25) \\ &= 9,886 \text{ ก.ก.-ซม.} = 98.9 \text{ ตัน-เมตร} \approx M_n \text{ ที่ต้องการ } 100 \text{ ตัน-เมตร} \end{aligned}$$

OK

ปัญหาท้ายบทที่ 3

3.1 สำหรับหน้าตัดคานดังแสดงในรูป ให้พิจารณาว่าการวิบัติของคานจะเกิดขึ้นโดยการบดทลายของคอนกรีตหรือการครากของเหล็กเสริม



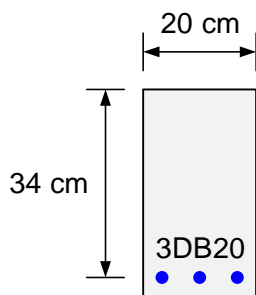
กำหนด:

$$f'_c = 280 \text{ ก.ก./ซม.}^2 \text{ สำหรับกรณี (a) } A_s = 60 \text{ ซม.}^2$$

$$f'_c = 350 \text{ ก.ก./ซม.}^2 \text{ สำหรับกรณี (b) } A_s = 30 \text{ ซม.}^2$$

$$f_y = 4,000 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

3.2 คำนวณกำลังรับโมเมนต์ของหน้าตัดคานดังในรูป



กำหนด :

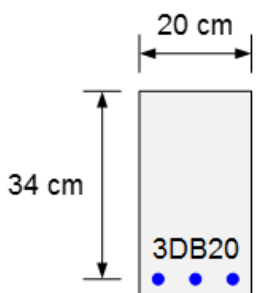
$$f'_c = 210 \text{ ก.ก./ซม.}^2 \text{ สำหรับกรณี (a)}$$

$$f'_c = 240 \text{ ก.ก./ซม.}^2 \text{ สำหรับกรณี (b)}$$

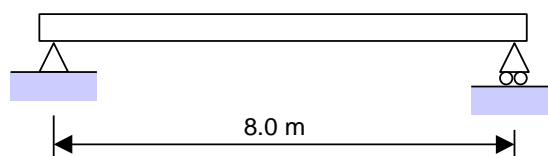
$$f'_c = 280 \text{ ก.ก./ซม.}^2 \text{ สำหรับกรณี (c)}$$

$$f_y = 4,000 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

3.3 คำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกแผ่ปลอดภัยที่คานดังในรูปสามารถรับได้

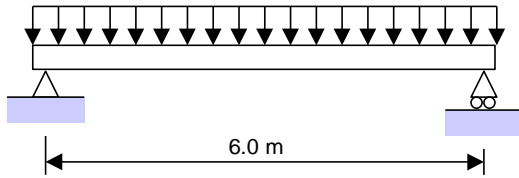


กำหนด: $f'_c = 240 \text{ ก.ก./ซม.}^2$ และ $f_y = 4,000 \text{ ก.ก./ซม.}^2$



3.4 ออกแบบพื้นทางเดียวเพื่อรองรับน้ำหนักบรรทุกจร 400 ก.ก./ตรม. และน้ำหนักบรรทุกคงที่ภายนอก 200 ก.ก./ตรม. พื้นถูกรองรับโดยช่วงเดี่ยวยาว 3 เมตร กำหนด $f'_c = 240$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²

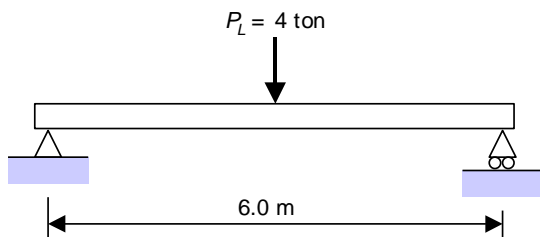
3.5 ออกแบบคานช่วงเดี่ยวดังในรูป กำหนด $f'_c = 240$ ก.ก./ซม.², $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.² และ $\rho = 0.5\bar{\rho}$



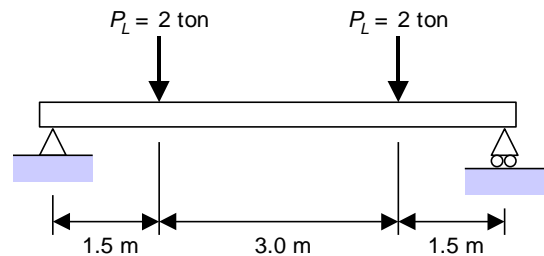
$$w_L = 1.5 \text{ t/m}$$

$$w_D = 0.8 \text{ t/m (รวมน้ำหนักคาน)}$$

(a)

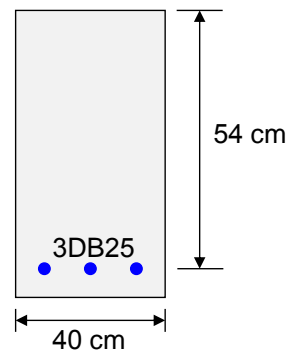
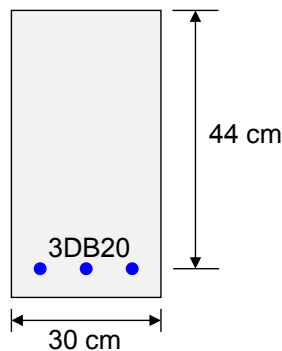


(b)

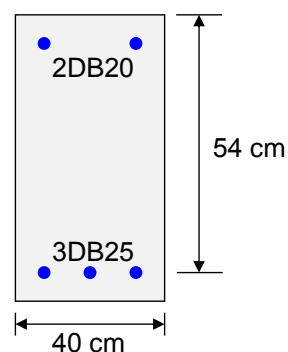
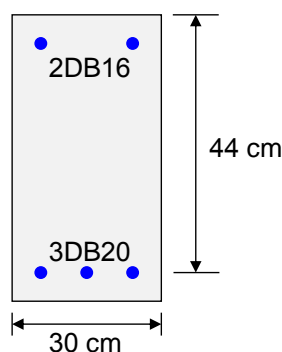


(c)

3.6 ตรวจสอบหน้าตัดดังในรูปว่าเป็นไปตามข้อกำหนด ACI สำหรับปริมาณเหล็กเสริมมากที่สุดและน้อยที่สุดหรือไม่ กำหนด $f'_c = 280$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²



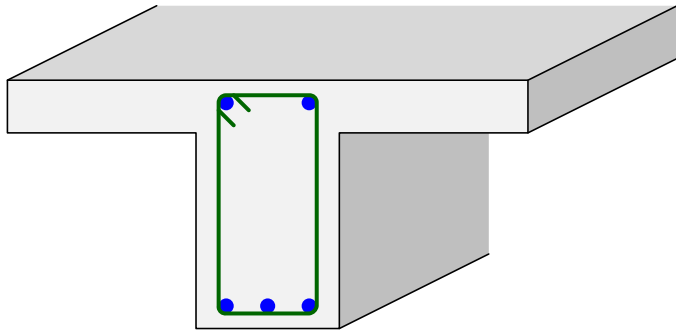
3.7 คำนวณหน่วยแรงในเหล็กรับแรงอัด f'_s ของหน้าตัดดังในรูป และคำนวณกำลังโมเมนต์ของหน้าตัดด้วย กำหนด $f'_c = 240$ ก.ก./ซม.², $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.² และ $d' = 6$ ซม.



3.8 คำนวณกำลังโมเมนต์ประลัยของหน้าตัดคานในปัญหาที่ 3.2 สมมุติ 2DB16 เป็นเหล็กเสริมรับแรงอัด

3.9 แก้ปัญหาที่ 3.3 ถ้ามีการเพิ่ม 2DB16 เป็นเหล็กเสริมรับแรงอัด

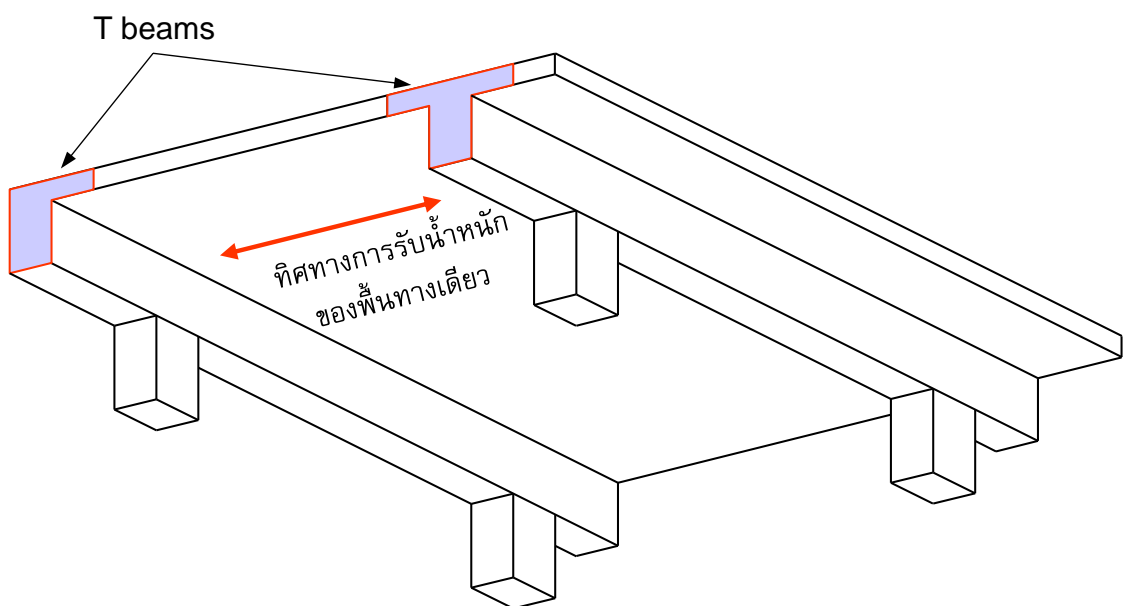
3.10 ออกแบบคานเพื่อรับโมเมนต์จากน้ำหนักบรรทุกทุกจร 50 ตัน-เมตร และโมเมนต์จากน้ำหนักบรรทุกคงที่ 25 ตัน-เมตร โดยความลึกคานถูกจำกัดอยู่ที่ $d = 66$ ซม. ด้วย กำหนด $f'_c = 350$ ก.ก./ซม.², $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.², $b = 40$ ซม. และ $d' = 6$ ซม.



4

คานารูปตัว T

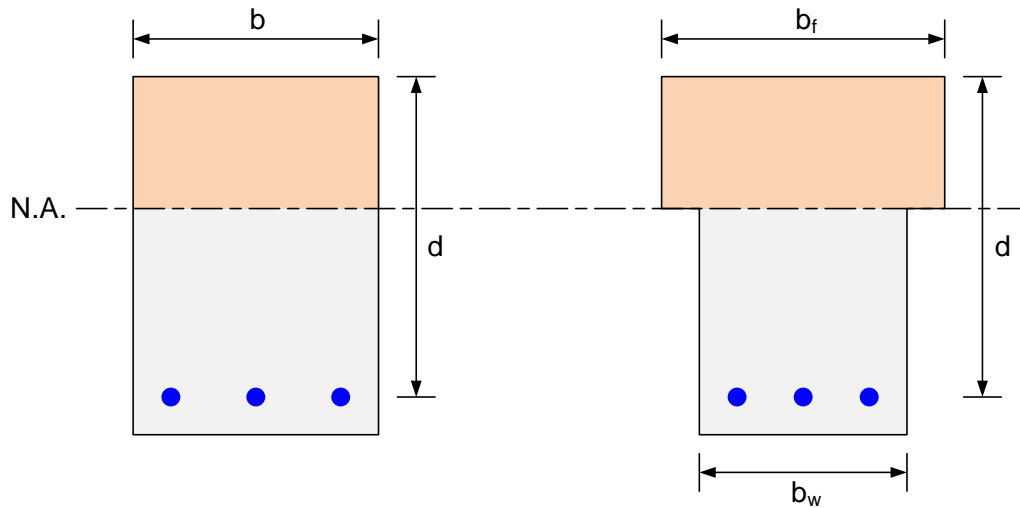
ระบบพื้นคอนกรีตหล่อในที่ซึ่งประกอบด้วยคานและพื้นหล่อเป็นเนื้อเดียวกันดังตัวอย่างในรูปที่ 4.1 ซึ่งพื้นรับน้ำหนักในหนึ่งทิศทางแล้วส่งถ่ายมายังคานที่รองรับ ผลที่ได้ก็คือพื้นบางส่วนจะช่วยทำหน้าที่เป็นปีกบนของคานดังแสดงเป็นพื้นที่แรเงาในรูป โดยหน้าตัดคานภายในก็จะกลายเป็นรูปตัว T และคานขอบจะเป็นรูปตัว L



รูปที่ 4.1 คานตัว T ในระบบพื้นทางเดียว

นอกจากนั้นในคานสำเร็จรูปก็ใช้หน้าตัดคานรูปตัว T โดยจัดอยู่ในประเภท **Isolated T-beam** เนื่องจากคานหน้าตัดรูปตัว T มีประสิทธิภาพในการรับโมเมนต์ดัดได้ดีกว่าหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า

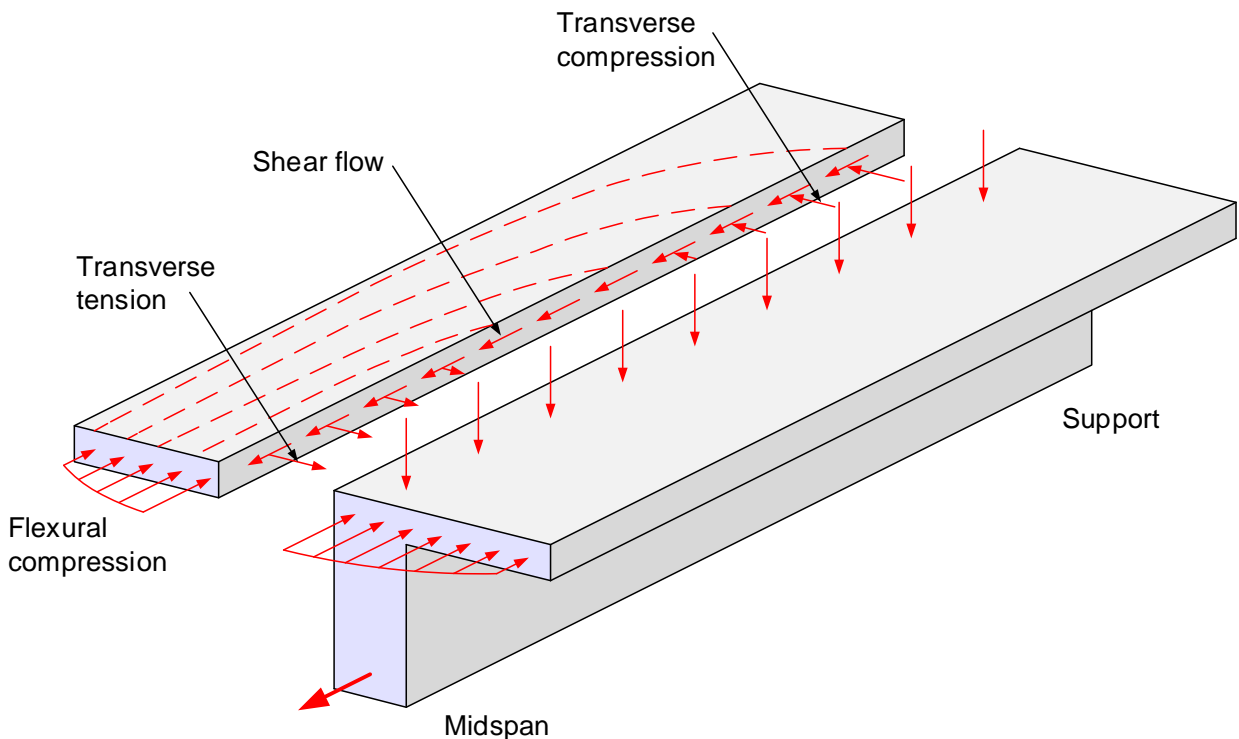
ในรูปที่ 4.2 เมื่อเปรียบเทียบคานรูปที่กับคานสี่เหลี่ยมธรรมดาจะพบว่าถ้าพื้นที่รับแรงอัดและแกนสะเทินอยู่ที่เดียวกันแล้วความสามารถในการรับแรงดัดจะเท่ากัน ดังนั้นในการออกแบบจึงสามารถพิจารณาแบบคานสี่เหลี่ยมได้



รูปที่ 4.2 รูปหน้าตัดที่มีความสามารถในการรับแรงดัดเท่ากัน

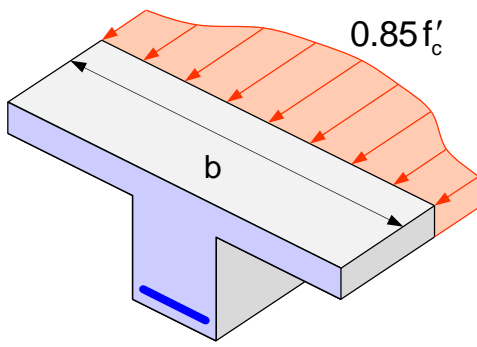
ความกว้างประสิทธิผลของปีกคาน

แรงภายในปีกคานรูปที่ช่วงเดียวเป็นดังแสดงในรูปที่ 4.3 ไม่มีหน่วยแรงอัดในปีกคานที่จุดรองรับปลายคาน แต่ที่กลางช่วงคานจะมีหน่วยแรงอัดในปีกคานเต็มความกว้าง การส่งผ่านแรงจะอาศัยหน่วยแรงเฉือนในแนวนอนบนรอยต่อระหว่างเอวและปีกคานดังแสดงในรูปที่ 4.3 ซึ่งทำให้ส่วนของปีกที่อยู่ใกล้เอวคานมีหน่วยแรงสูงกว่าส่วนที่อยู่ห่างออกไป

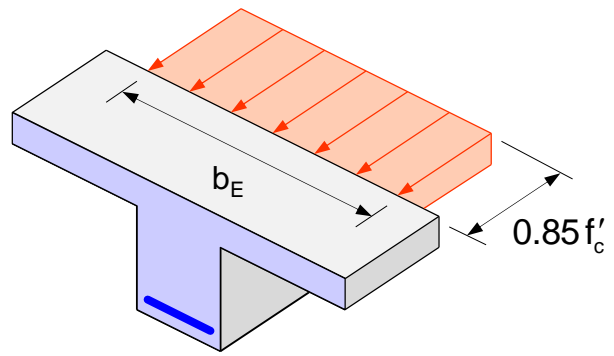


รูปที่ 4.3 การไหลของหน่วยแรงบนปีกคานตัวที่

เพื่อความสะดวกในการคำนวณ จึงมีการกำหนดความกว้างประสิทธิผล b_E ซึ่งจะมีค่าหน่วยแรงคงที่ตลอดความกว้างนี้ ดังแสดงในรูปที่ 4.4



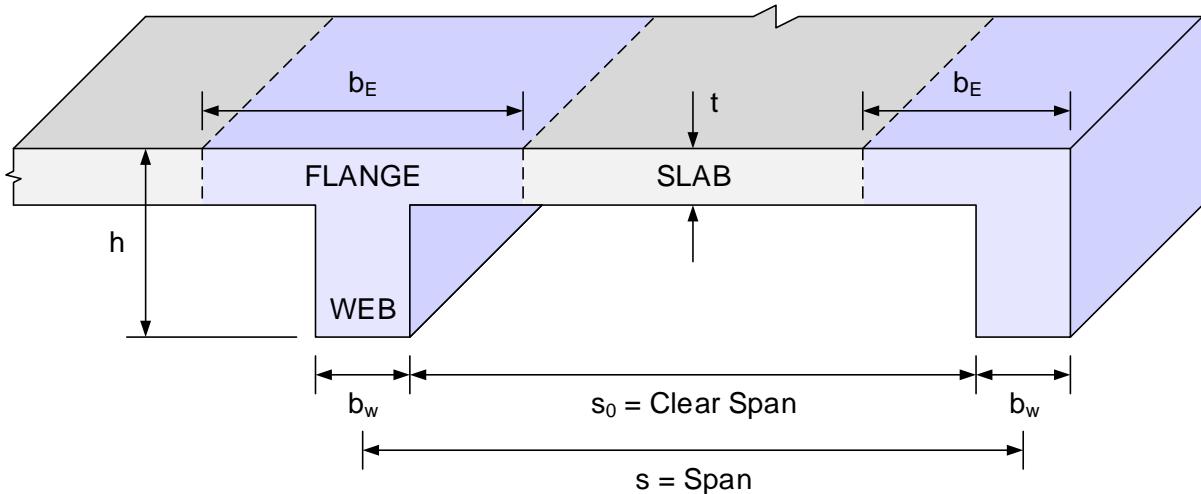
(ก) การกระจายหน่วยแรงจริง



(ข) การกระจายหน่วยแรงเทียบเท่า

รูปที่ 4.4 การประมาณหน่วยแรงเทียบเท่าในปีกคาน

ความกว้างประสิทธิผลนี้จะขึ้นกับหลายตัวแปรได้แก่ ระยะห่างระหว่างคาน, ความกว้างเอวคาน, สัดส่วนระหว่างความหนาปีกและความลึกคาน และช่วงความยาวคาน



รูปที่ 4.5 ระยะต่างๆของคานรูปตัว T หล่อในที่เป็นเนื้อเดียวกับพื้น

มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดความกว้างประสิทธิผลของปีกคานขึ้นกับระยะต่างๆตามในรูปที่ 4.5 และระยะช่วงความยาวคาน L สำหรับคานรูปตัว T แบบต่างๆดังต่อไปนี้

สำหรับคานรูปตัว T ภายในซึ่งคานและพื้นหล่อเป็นเนื้อเดียวกัน :

- ▶ $b_E \leq L / 4$: ปีกคานกว้างไม่เกินหนึ่งในสี่ช่วงความยาวคาน
- ▶ $b_E \leq b_w + 16t$: พื้นที่ใช้เป็นปีกคานแต่ละข้างไม่เกินแปดเท่าความหนาพื้น
- ▶ $b_E \leq s_0$: ความกว้างปีกคานต้องไม่เกินระยะห่างระหว่างตัวคาน

สำหรับคานรูปตัว L หรือหน้าตัดตัว T ของคานขอบ :

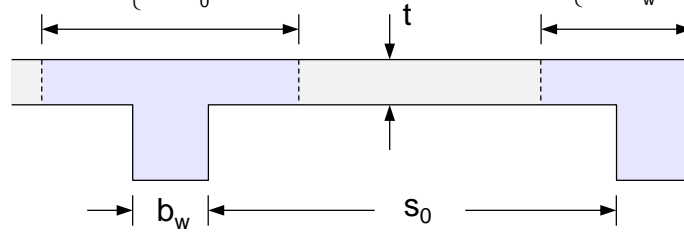
- ▶ $b_E \leq b_w + L / 12$
- ▶ $b_E \leq b_w + 6t$
- ▶ $b_E \leq b_w + s_0 / 2$

หน้าตัดรูปตัว T หล่อในที่:

$$b_E = \begin{cases} \leq L/4 \\ \leq b_w + 16t \\ \leq s_0 \end{cases}$$

หน้าตัดรูปตัว L หล่อในที่:

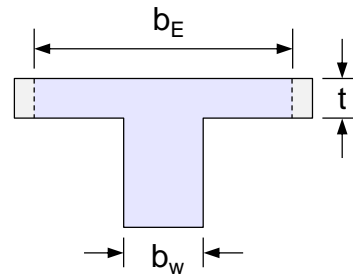
$$b_E = \begin{cases} \leq b_w + L/12 \\ \leq b_w + 6t \\ \leq b_w + s_0/2 \end{cases}$$



รูปที่ 4.6 ความกว้างประสิทธิผลของคานารูปตัว T หล่อในที่เป็นเนื้อเดียวกับพื้น

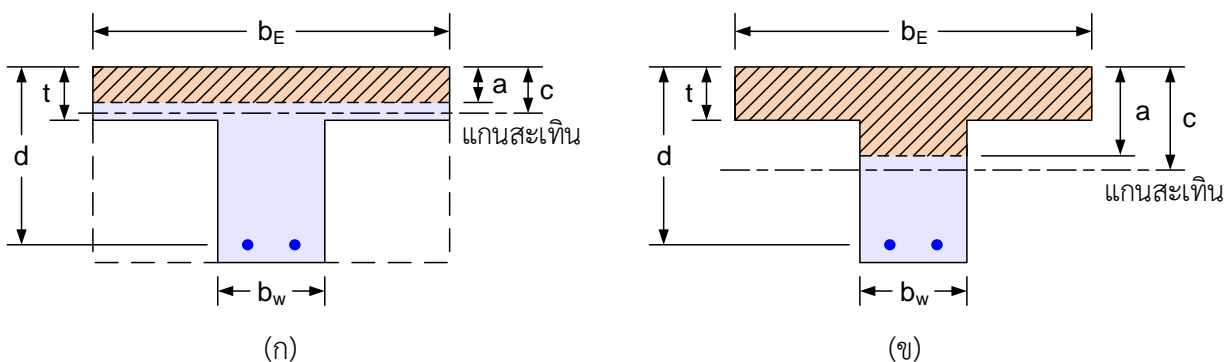
สำหรับคานารูปตัว T เดี่ยว :

- ▶ $b_E \leq 4 b_w$
- ▶ $t \geq b_w / 2$



กำลังโมเมนต์ของคานาตัว T

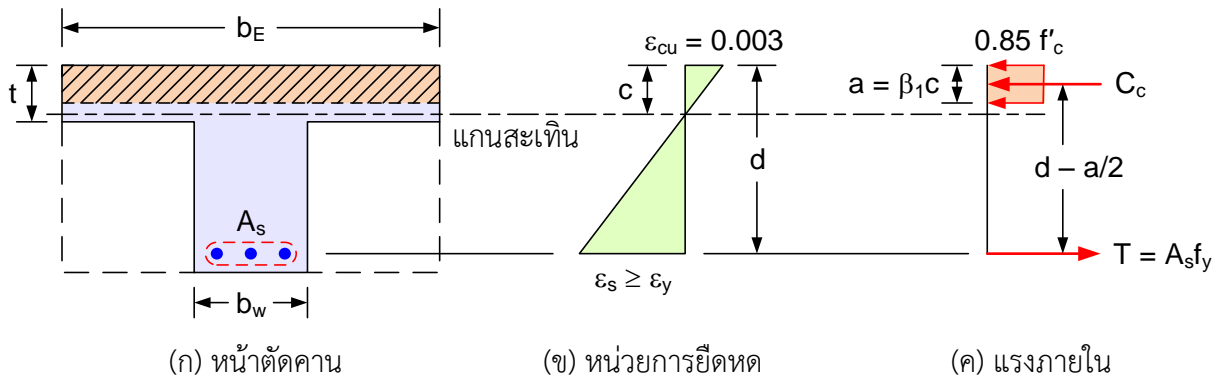
แกนสะเทินของคานาตัว T อาจอยู่ในปีกหรือเอวขึ้นกับสัดส่วนของหน้าตัด, ปริมาณเหล็กเสริม และ กำลังวัสดุ ถ้าอยู่ในปีกระยะจากผิวบนถึงแกนสะเทิน c ทำให้ความลึกพื้นที่รับแรงอัด $a = \beta_1 c$ มีค่าน้อยความหนาปีก t จะวิเคราะห์ได้เหมือนคานาสีเหลี่ยมที่มีความกว้างเท่ากับ b_E ความกว้างประสิทธิผลดังแสดงในรูปที่ 4.7(ก)



รูปที่ 4.7 หน้าตัดประสิทธิผลของคานารูปตัว T

ในการคำนวณกำลังรับแรงอัดของคานารูปตัว T ตำแหน่งของแกนสะเทินมีผลต่อพื้นที่รับแรงอัดของหน้าตัดว่าจะป็นรูปตัว T หรือเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้าธรรมดา เนื่องจากการกระจายหน่วยแรงแบบ Whitney สามารถใช้ได้กับหน้าตัดที่ไม่เป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ดังนั้นการคำนวณกำลังรับแรงตัดจึงแบ่งได้เป็น 2 กรณี

กรณีที่ 1 : $a \leq t$ ดังแสดงในรูปที่ 4.8 เนื่องจากเป็นกรณีที่มักเกิดขึ้นสำหรับหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กจึงควรเริ่มต้นโดยการคำนวณตามกรณีนี้ และเปลี่ยนไปกรณี 2 เมื่อพบว่าความลึก a มากกว่าความหนาปีก t



รูปที่ 4.8 กำลังโมเมนต์ของคานรูปตัว T เมื่อ $a \leq t$

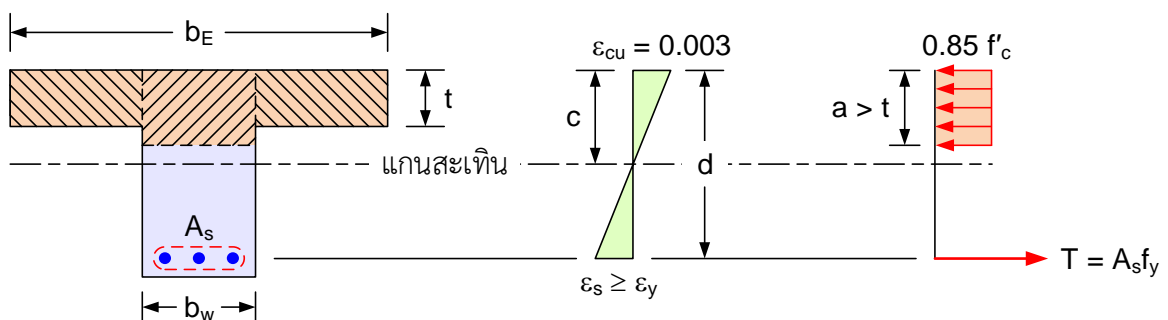
จากสมดุลของแรง $C = T$: $0.85f'_c b_E a = A_s f_y$ (4.1)

พื้นที่เหล็กรับแรงดึงต้องไม่เกิน $A_s \leq \frac{0.85f'_c b_E t}{f_y}$

หรือตรวจสอบค่า a โดยตรงจาก $a = \frac{A_s f_y}{0.85f'_c b_E} \leq t$ ซึ่งถ้าไม่เป็นไปตามนี้ก็จะเป็กรณีที่ 2

คำนวณกำลังโมเมนต์ดัด: $M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$ (4.2)

กรณีที่ 2 : $a > t$ ดังแสดงในรูปที่ 4.9 พื้นที่รับแรงอัดจะเป็นรูปตัว T ในการคำนวณจึงแบ่งพื้นที่รับแรงอัดออกเป็น 2 ส่วนคือ เอวคานรับแรงอัด C_{cw} และปีกคานรับแรงอัด C_{cf} และแยกพื้นที่เหล็กเสริม A_s เป็นสองส่วนคือ A_{sf} และ A_{sw} เพื่อเป็นแรงดึงคู่ควากับ C_{cf} และ C_{cw} ดังแสดงในรูปที่ 4.10



รูปที่ 4.9 กำลังโมเมนต์ของคานรูปตัว T เมื่อ $a > t$

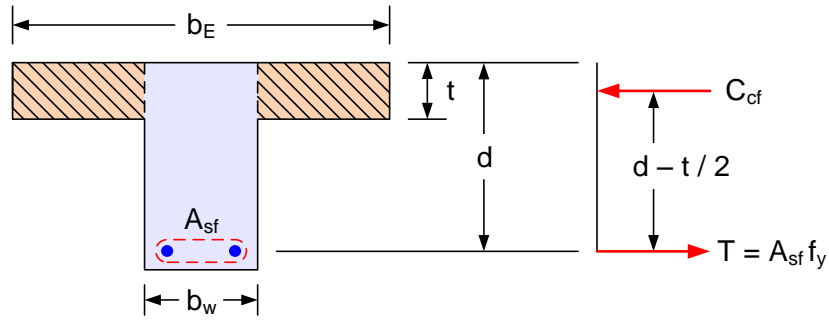
แรงอัดในส่วนปีกยื่นทั้งสองข้างของหน้าตัดมีค่าเท่ากับ (รูปที่ 4.10(ก))

$$C_{cf} = 0.85f'_c (b_E - b_w) t$$
 (4.3)

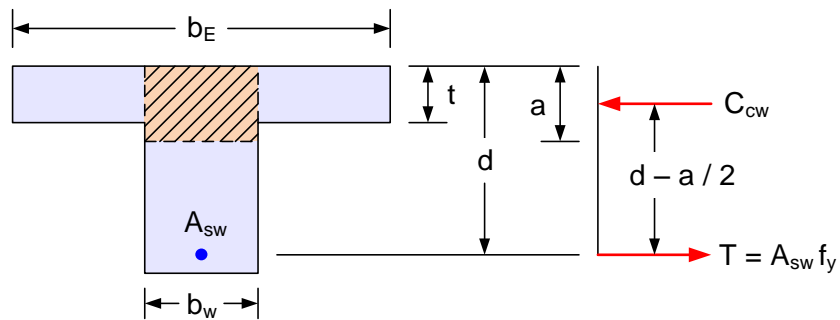
ซึ่งเป็นส่วนที่รู้ค่า อีกส่วนคือแรงอัดในเอวหน้าตัด (รูปที่ 4.10(ข))

$$C_{cw} = 0.85f'_c b_w a$$
 (4.4)

ซึ่งในส่วนนี้ค่าความลึก a เป็นตัวแปรที่ไม่รู้ค่า



(ก) แรงภายในส่วนปีกยื่น



(ข) แรงภายในส่วนเอว

รูปที่ 4.10 การแยกวิเคราะห์พื้นที่รับแรงอัดรูปตัวที

สมดุลแรง: $T = A_s f_y = C_{cf} + C_{cw}$

แทนค่าจากสมการ (4.3) และ (4.4) เพื่อหาค่าความลึก a

$$a = \frac{T - C_{cf}}{0.85 f'_c b_w} \quad (4.5)$$

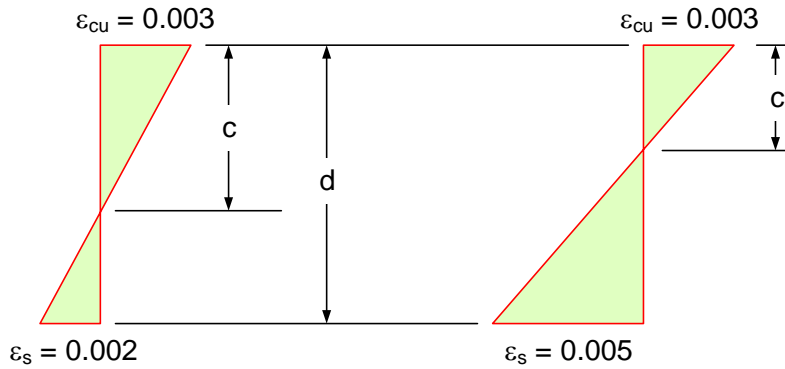
เหมือนกับการวิเคราะห์คานโดยทั่วไปเมื่อถึงขั้นนี้ เราจะคำนวณระยะแกนสะเทิน $c = a/\beta_1$ แล้วตรวจสอบยืนยันว่าหน่วยการยืดหดเหล็กเสริม ϵ_s มากกว่า ϵ_y

$$\epsilon_s = \left(\frac{d-c}{c} \right) \epsilon_{cu} = \left(\frac{d-c}{c} \right) 0.003 \quad (4.6)$$

จัดรูปสมการใหม่จะได้ $\frac{c}{d} = \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_s}$

สำหรับเหล็กเสริม SD40 ค่า $\epsilon_y = f_y / E_s = 4,000 / 2.04 \times 10^6 \approx 0.002$ ซึ่งเมื่อแทนค่าลงในสมการ (4.6) จะได้อัตราส่วน $c/d = 0.6$ ดังแสดงในรูปที่ 4.11(ก)

ตามมาตรฐาน ACI ใหม่กำหนดให้ $\epsilon_t \geq 0.005$ เพื่อให้ได้ $\phi = 0.90$ ซึ่งจะตรงกับ $c/d = 0.375$ ดังแสดงในรูปที่ 4.11(ข) ดังนั้นในการตรวจสอบอัตราส่วน c/d จะต้องไม่เกิน 0.6 และควรจะไม่เกิน 0.375



$$(ก) \frac{c}{d} = \frac{0.003}{0.003 + 0.002} = 0.600$$

$$(ข) \frac{c}{d} = \frac{0.003}{0.003 + 0.005} = 0.375$$

รูปที่ 4.11 หน่วยการยึดในเหล็กเสริมและอัตราส่วน c/d

ปริมาณเหล็กเสริมจะต้องไม่น้อยกว่า

$$A_{s,min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d, \text{ และ } \geq \frac{14}{f_y} b_w d \quad (4.7)$$

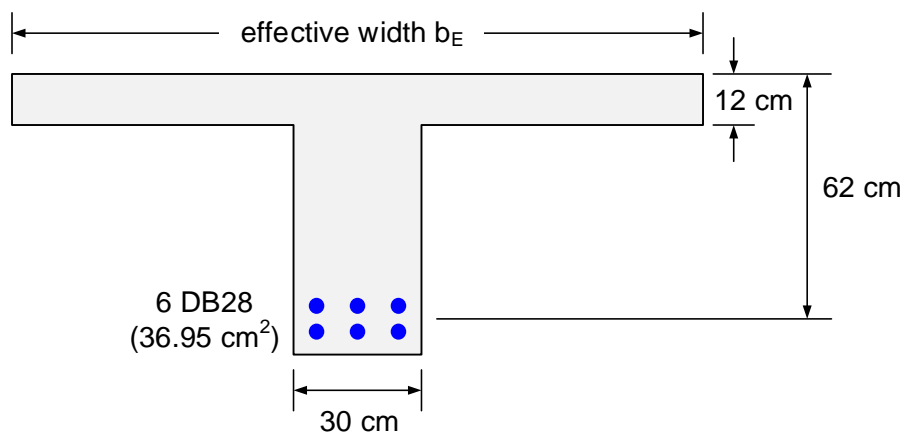
กำลังรับโมเมนต์
$$M_n = C_{cf} \left(d - \frac{t}{2} \right) + C_{cw} \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (4.8)$$

กรณีที่ 2 มีโอกาสเกิดขึ้นได้น้อยสำหรับคานในพื้นที่คอนกรีต เนื่องจากมีความกว้างประสิทธิผลที่จะรับแรงอัดได้อย่างเพียงพอ และในกรณีที่เหล็กเสริมรับแรงอัดกำลังรับโมเมนต์จะกลายเป็น

$$M_n = C_{cf} \left(d - \frac{t}{2} \right) + C_{cw} \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s(d - d') \quad (4.9)$$

ตัวอย่างที่ 4.1 กำลังโมเมนต์ M_n คานรูปตัว T พื้นที่แรงอัดภายในปีก

จงคำนวณกำลังรับแรงดัด M_n ของคานรูปดัด T เมื่อปีกคานเป็นส่วนหนึ่งของพื้นดังในรูปที่ 4.11 คานมีช่วงยาว 8 เมตรระยะห่างระหว่างคาน 4 เมตร กำหนดหน่วยแรงของคอนกรีต $f'_c = 240$ ก.ก./ ซม.^2 ของเหล็ก $f_y = 4,000$ ก.ก./ ซม.^2



รูปที่ 4.12 หน้าตัดสำหรับตัวอย่างที่ 4.1

วิธีทำ

1. พิจารณาความกว้างประสิทธิผลของคานาซึ่งเป็นค่าน้อยที่สุดของ

$$L/4 = 800/4 = 200 \text{ ซม.} \quad \leftarrow \text{ควบคุม}$$

$$b_w + 16t = 30 + 16(12) = 222 \text{ ซม.}$$

$$\text{ระยะระหว่างคานา} = 400 \text{ ซม.}$$

ดังนั้น $b_E = 200$ ซม.

2. พิจารณาค่า a โดยสมมติให้ $a \leq t$

$$T = A_s f_y = 4.0 \times 36.95 = 147.8 \text{ ตัน}$$

$$a = \frac{T}{0.85 f'_c b_E} = \frac{147.8}{0.85 \times 0.24 \times 200} = 3.62 \text{ ซม.} < 12 \text{ ซม.} \quad \text{OK}$$

3. ตรวจสอบการครากเหล็กเสริม

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3.62}{0.85} = 4.26 \text{ ซม.}$$

$$c/d = 4.26/62 = 0.07 < 0.375$$

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= \left(\frac{d-c}{c} \right) \epsilon_{cu} = \left(\frac{62-4.26}{4.26} \right) \\ &= 0.0407 > 0.005 \end{aligned} \quad \therefore \text{UnderRC}$$

4. ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุด

$$A_{s,\min} = \frac{14}{f_y} b_w d = \frac{14}{4,000} \times 30 \times 62 = 6.51 \text{ ซม.}^2 < A_s \quad \text{OK}$$

5. พิจารณากำลังต้านทานโมเมนต์ตัด

$$M_n = T(d-a/2) = 147.8(62-3.62/2)$$

$$= 8,896 \text{ ตัน-ซม.} = 89.0 \text{ ตัน-เมตร} \quad \blacksquare$$

ตัวอย่างที่ 4.2 กำลังโมเมนต์ M_n คานารูปตัว T พื้นที่แรงอัดภายนอกปีก

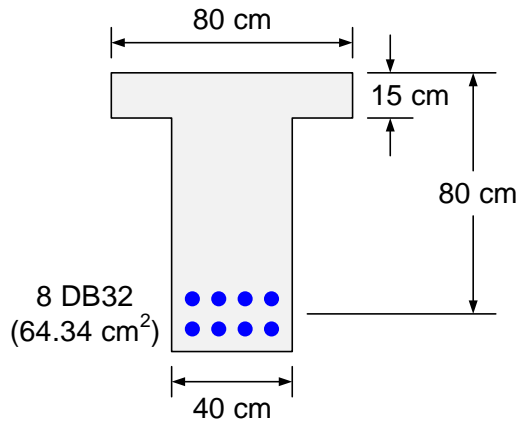
จงคำนวณกำลังรับแรงดัดของคานารูปตัด T เดี่ยว กำหนดหน่วยแรงในคอนกรีต $f'_c = 240$ ก.ก./ซม.² ของเหล็ก $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²

วิธีทำ

1. พิจารณาความกว้างประสิทธิผลของคานา

$$b_E \leq 4b_w = 4(40) = 160 \text{ ซม.} \quad \text{ดังนั้นใช้ค่า } b_E = 80 \text{ ซม.}$$

$$t \geq b_w/2 = 40/2 = 20 \text{ ซม.} \quad \text{OK}$$



รูปที่ 4.13 หน้าตัดสำหรับตัวอย่างที่ 4.2

2. พิจารณาค่า a โดยสมมติให้ $a \leq t$

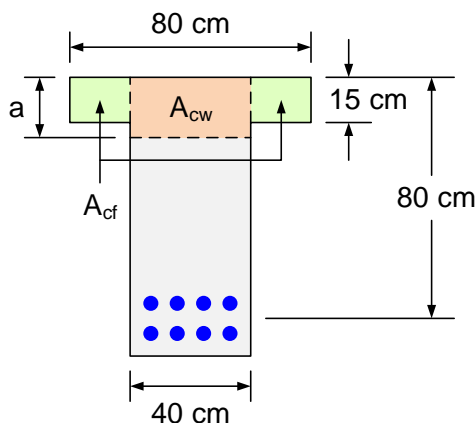
$$T = A_s f_y = 4.0 \times 64.34 = 257.4 \text{ ตัน}$$

$$a = \frac{T}{0.85 f'_c b_E} = \frac{257.4}{0.85 \times 0.24 \times 80} = 15.77 \text{ ซม.} > 15 \text{ ซม.}$$

NG

ดังนั้นต้องแยกพื้นที่รับแรงอัดของคอนกรีตออกเป็นสองส่วน

3. พิจารณาค่า a ใหม่โดยแบ่งพื้นที่รับแรงอัดเป็นสองส่วน



$$C_{cf} = 0.85 f'_c (b_E - b_w) t$$

$$= 0.85 \times 0.24 (80 - 40) (15) = 122.4 \text{ ตัน}$$

$$C_{cw} = 0.85 f'_c b_w a = 0.85 \times 0.24 \times 40 a$$

$$= 8.16 a$$

$$\text{จากสมดุลของแรง: } T = C_{cf} + C_{cw}$$

$$257.4 = 122.4 + 8.16 a \rightarrow a = 16.54 \text{ ซม.}$$

$$C_{cw} = 8.16 \times 16.54 = 135.0 \text{ ตัน}$$

4. ตรวจสอบการครากเหล็กเสริม

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{16.54}{0.85} = 19.46 \text{ ซม.}$$

$$c/d = 19.46/80 = 0.243 < 0.375$$

$$\epsilon_s = \left(\frac{d-c}{c} \right) \epsilon_{cu} = \left(\frac{80-16.54}{16.54} \right)$$

$$= 0.0115 > 0.005$$

∴ UnderRC

5. ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุด

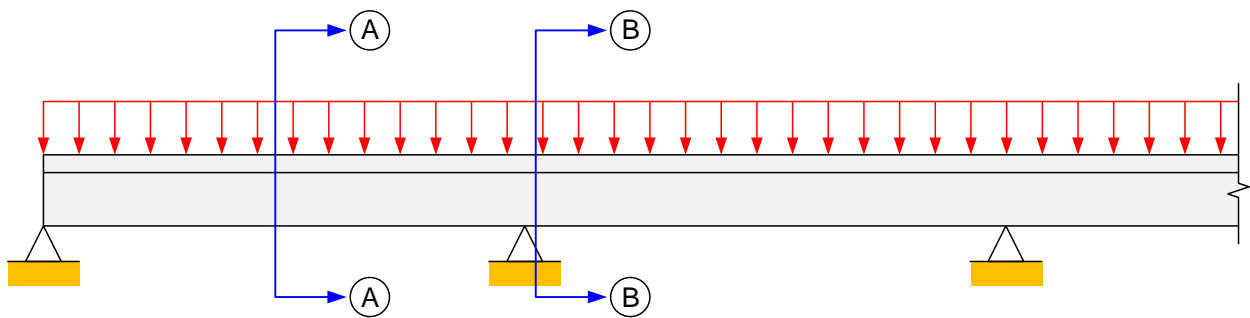
$$A_{s,min} = \frac{14}{f_y} b_w d = \frac{14}{4,000} \times 40 \times 80 = 11.2 \text{ ซม.}^2 < A_s \quad \text{OK}$$

6. พิจารณากำลังต้านทานโมเมนต์ดัด

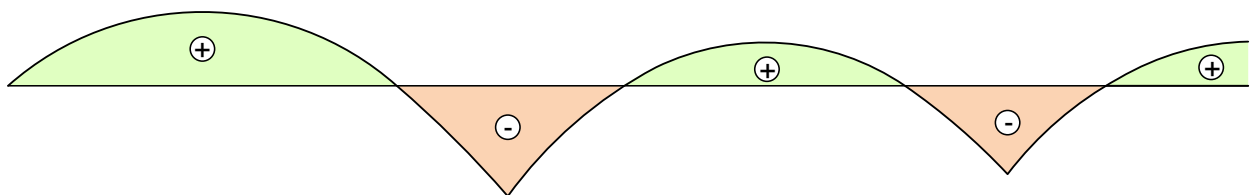
$$\begin{aligned} M_n &= C_{cf} \left(d - \frac{t}{2} \right) + C_{cw} \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 122.4(80-15/2) + 135.0(80-16.54/2) \\ &= 18,558 \text{ ตัน-ซม.} = 185.6 \text{ ตัน-เมตร} \end{aligned}$$

คานรูปตัว T ต่อเนื่อง

ในกรณีของคานต่อเนื่องดังในรูปที่ 4.14(ก) และแผนภูมิโมเมนต์ซึ่งจะมีทั้งค่าบวกและลบดังในรูปที่ 4.14(ข) โดยโมเมนต์บวกจะเกิดขึ้นกลางช่วงคาน (หน้าตัด A-A) และโมเมนต์ลบบริเวณปลายช่วง (หน้าตัด B-B)



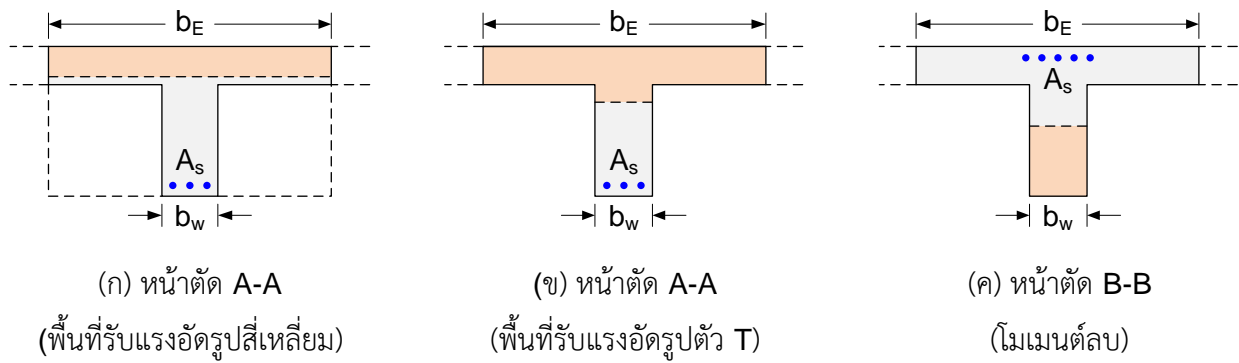
(ก) คานรูปตัว T ต่อเนื่อง



(ข) แผนภูมิโมเมนต์ดัด

รูปที่ 4.14 คานต่อเนื่องรูปตัว T

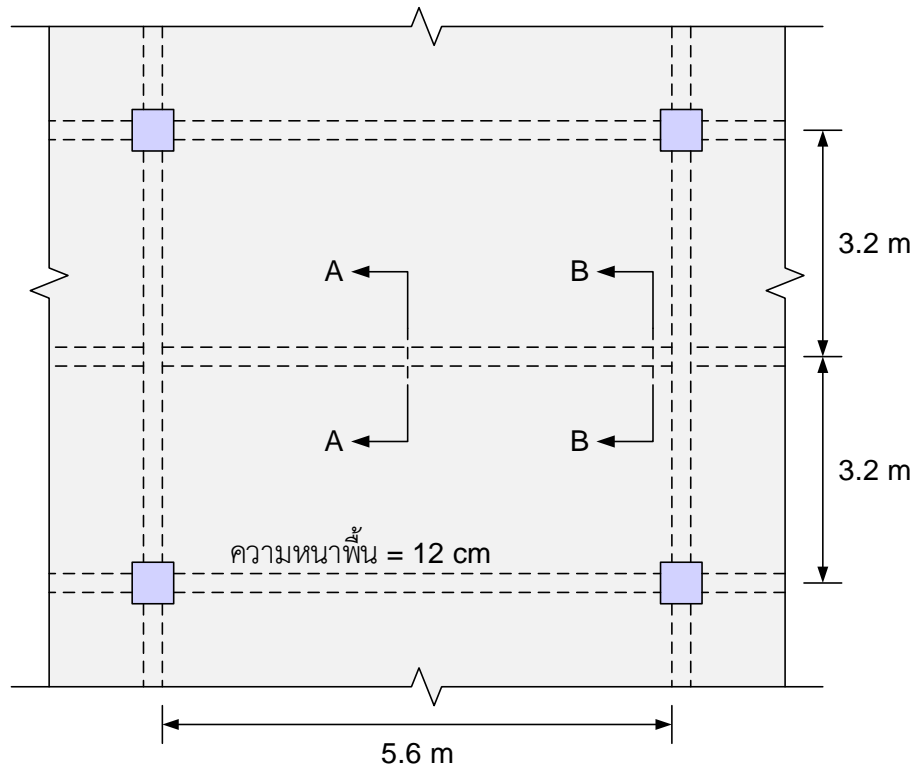
ที่กลางช่วงคานปีกคานด้านบนจะเป็นส่วนที่รับแรงอัดดังในรูปที่ 4.15(ก) หรือ 4.15(ข) ดังได้กล่าวถึงมาแล้ว โดยทั่วไปมักเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าตามรูป 4.15(ก) แม้ในบางกรณีแกนสะเทินจะขยับลงมาในเอวคานทำให้ได้พื้นที่รับแรงอัดรูปตัว T ดังในรูป 4.15(ข) ในขณะที่บริเวณจุดรองรับบริเวณด้านล่างหรือท้องคานจะรับแรงอัดซึ่งเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่กว้างเท่ากับเอวคานดังในรูปที่ 4.15(ค) ในการคำนวณออกแบบจะคิดแบบหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า



รูปที่ 4.15 หน้าตัดรูปตัว T รับโมเมนต์บวกและลบ

ตัวอย่างที่ 4.3 วิเคราะห์คานรูปตัว T ต่อเนื่อง

จงคำนวณกำลังรับแรงดัดของคานรูปตัด T ต่อเนื่องในระบบพื้นดังแสดงในรูปที่ 4.16 กำหนดกำลังคอนกรีต $f'_c = 240$ กก./ซม.² และกำลังเหล็กเสริม $f_y = 4,000$ กก./ซม.²



รูปที่ 4.16 ระบบพื้นต่อเนื่องสำหรับตัวอย่างที่ 4.3

วิธีทำ

- พิจารณาความกว้างประสิทธิผลของคานซึ่งเป็นค่าน้อยที่สุดของ

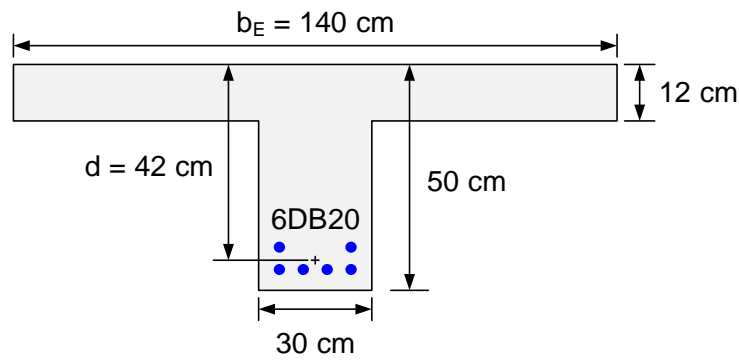
$$L / 4 = 560 / 4 = 140 \text{ ซม.}$$

← **ควบคุม**

$$b_E = 140 \text{ ซม.}$$

$$b_w + 16t = 30 + 16(12) = 238 \text{ ซม.}$$

$$\text{ระยะระหว่างคาน} = 320 \text{ ซม.}$$



รูปที่ 4.17 หน้าตัด A-A ที่กลางช่วง

2. พิจารณาค่า a โดยสมมติให้ $a \leq t$

$$T = A_s f_y = 4.0 \times 6 \times 3.14 = 75.36 \text{ ตัน}$$

$$a = \frac{T}{0.85 f'_c b_E} = \frac{75.36}{0.85 \times 0.24 \times 140} = 2.64 \text{ ซม.} < 12 \text{ ซม.} \quad \text{OK}$$

3. ตรวจสอบการครากเหล็กเสริม

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{2.64}{0.85} = 3.11 \text{ ซม.}$$

$$c/d = 3.11/42 = 0.07 < 0.375 \quad \therefore \text{UnderRC}$$

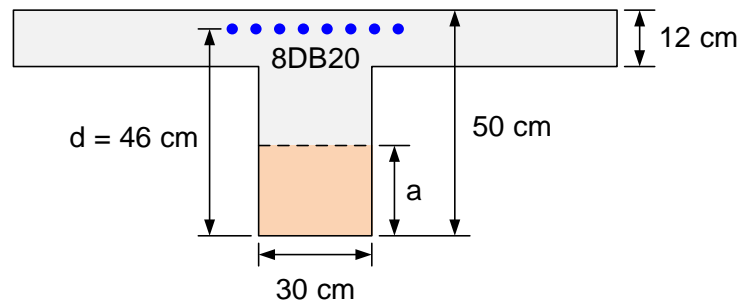
4. ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุด

$$A_{s,\min} = \frac{14}{f_y} b_w d = \frac{14}{4,000} \times 30 \times 42 = 4.41 \text{ ซม.}^2 < A_s \quad \text{OK}$$

5. พิจารณากำลังต้านทานโมเมนต์ตัด

$$M_n = T(d - a/2) = 75.36(42 - 2.64/2)$$

$$= 3,066 \text{ ตัน-ซม.} = 30.7 \text{ ตัน-เมตร}$$



รูปที่ 4.18 หน้าตัด B-B ที่ปลายช่วง

6. พิจารณาความกว้างคาน b

เนื่องจากพื้นที่รับแรงอัดอยู่ด้านล่างคาน ดังนั้น

$$b = 30 \text{ ซม.}$$

7. คำนวณค่า a :

พื้นที่เหล็กเสริม 8DB20, $A_s = 25.13 \text{ ซม.}^2$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_w} = \frac{25.13 \times 4.0}{0.85 \times 0.24 \times 30} = 16.4 \text{ ซม.}$$

8. ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมมากที่สุด

จากตาราง ก.3 ได้ค่า $\rho_b = 0.0262$

$$A_{s,max} = 0.75 \rho_b b_w d = 0.75 \times 0.0262 \times 30 \times 46 = 27.12 \text{ ซม.}^2$$

$A_s < A_{s,max}$ ดังนั้นการวิบัติควบคุมโดยการดึง (Tension-controlled failure) เหล็กรับแรงดึงถึงจุดคราก $f_s = f_y$

9. ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุด

$$A_{s,min} = \frac{14}{f_y} b_w d = \frac{14}{4,000} \times 30 \times 42 = 4.41 \text{ ซม.}^2 < A_s$$

OK

10. พิจารณากำลังต้านทานโมเมนต์ดัด

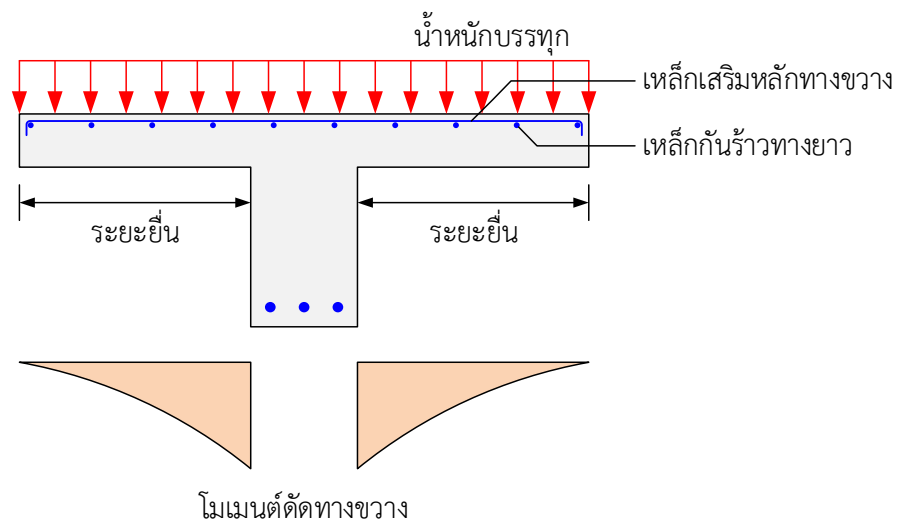
$$M_n = T(d - a/2) = 25.13(4.0)(46 - 16.4/2)$$

$$= 3,800 \text{ ตัน-ซม.} = 38.0 \text{ ตัน-เมตร}$$

■

เหล็กเสริมในแนวขวาง

น้ำหนักบรรทุกที่กระทำโดยตรงบนปีกคานของตัวที่จะทำให้ปีกคานรับแรงดัดตั้งในรูปที่ 4.19 เพื่อป้องกันการวิบัติจากการดัดในปีกคานจึงต้องมีการเสริมเหล็กทางขวางที่ด้านบนของปีกที่ยื่นออกมา โดยคิดว่าปีกคานยื่นออกมาจากปลายที่ยึดแน่นจากผิวของตัวคานและมีช่วงยาวเท่ากับส่วนของปีกที่ยื่นออกมา



รูปที่ 4.19 การเสริมเหล็กขวางในคานตัว T

มาตรฐาน ACI ได้กำหนดให้ระยะห่างของเหล็กเสริมขวางต้องไม่เกินห้าเท่าของความหนาปีกคานหรือ 50 ซม. และต้องใช้เหล็กเสริมทแยงช่วยยึดเหล็กเสริมขวางให้อยู่ในตำแหน่งขณะเทคอนกรีต

การออกแบบคานตัว T

สำหรับการออกแบบคานรูปตัว T ซึ่งหล่อในระบบพื้น โดยปกติแล้วความหนาพื้นและระยะห่างคานจะถูกกำหนดมาแล้วจากการออกแบบพื้น ขนาดที่ต้องพิจารณาคือความกว้างและความลึกของเอวคาน และพื้นที่เหล็กเสริมรับแรงดึง ถ้าเป็นไปได้จะพยายามใช้พื้นที่ส่วนปีกในการรับแรงอัดซึ่งจะมีประสิทธิภาพและการคำนวณง่ายกว่าคือเหมือนคานสี่เหลี่ยมที่มีความกว้าง b_E ซึ่งจะต้องตรวจสอบเพื่อทำการคำนวณที่ต่างกันดังขั้นตอนดังนี้

ขั้นตอนที่ 1 : คำนวณกำลังโมเมนต์ดัดที่ต้องการจากน้ำหนักบรรทุก

$$M_u = 1.4M_D + 1.7M_L$$

$$M_n = M_u / \phi; \quad \phi = 0.90$$

ขั้นตอนที่ 2 : พิจารณาความกว้างประสิทธิผล b_E

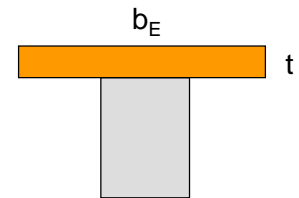
ขั้นตอนที่ 3 : พิจารณาพื้นที่รับแรงอัดจำเป็นรูปตัดที่ ($a > t$) หรือสี่เหลี่ยมผืนผ้า ($a \leq t$)

โดยสมมติให้ $a = t$ แล้วคำนวณกำลังโมเมนต์ดัด M_n ของหน้าตัด

$$C = 0.85f'_c b_E t \quad \text{และ} \quad M_n = C(d - t/2)$$

ถ้า $M_n \geq M_u / \phi$ แสดงว่า $a \leq t$ ไปขั้นที่ 4.1

ถ้า $M_n < M_u / \phi$ แสดงว่า $a > t$ ไปขั้นที่ 4.2



ขั้นตอนที่ 4.1 : $a \leq t$ ออกแบบเหมือนหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า

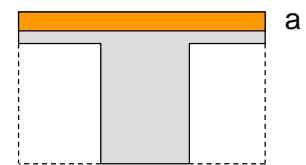
$$\text{คำนวณ } m = \frac{f_y}{0.85f'_c}, \quad R_n = \frac{M_n}{b_E d^2}$$

$$\text{และ } \rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right)$$

$$\text{พื้นที่เหล็กที่ต้องการ } A_s = \rho b_E d$$

$$\text{หรือใช้วิธีประมาณ } d - a/2 \approx 0.9d$$

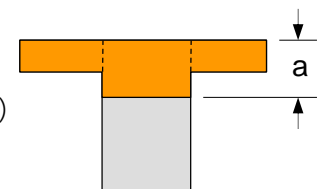
$$\text{พื้นที่เหล็กที่ต้องการ } A_s = \frac{M_u / \phi}{(d - a/2)f_y} \approx \frac{M_u / \phi}{0.9df_y}$$



ขั้นตอนที่ 4.2 : $a > t$ แบ่งแรงอัดเป็น 2 ส่วนคือ C_{cf} และ C_{cw}

$$C_{cf} = 0.85f'_c (b_E - b_w) t \quad (\text{คำนวณค่าได้เป็นตัวเลข})$$

$$C_{cw} = 0.85f'_c b_w a \quad (\text{ติดค่าตัวแปร } a)$$



แทนค่าลงในสมการโมเมนต์ตัด

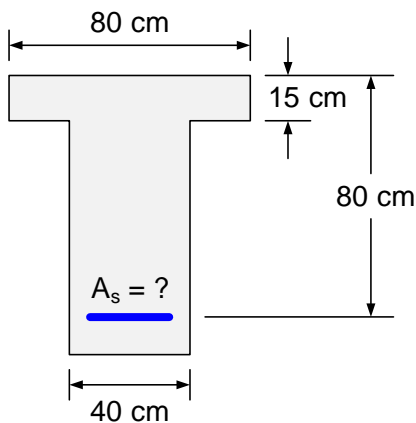
$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = C_{cf} \left(d - \frac{t}{2} \right) + C_{cw} \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

แก้สมการกำลังสองเพื่อคำนวณค่า a

$$\text{คำนวณ } C_{cw} = 0.85 f'_c b_w a$$

$$\text{จาก } T = C_{cf} + C_{cw} \text{ พื้นที่เหล็กเสริม } A_s = (C_{cf} + C_{cw}) / f_y$$

ตัวอย่างที่ 4.4 การออกแบบเหล็กเสริมในคานารูปตัว T



จงพิจารณาปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงที่ต้องการของคานาหน้าตัดนี้เพื่อรับโมเมนต์จากน้ำหนักบรรทุกทุกคงที่ 50 ตัน-เมตร และโมเมนต์จากน้ำหนักบรรทุกจร 60 ตัน-เมตร กำหนดค่าหน่วยแรง $f'_c = 240$ ก.ก./ ซม.^2 , $f_y = 4,000$ ก.ก./ ซม.^2 (รูปเหมือนในตัวอย่าง 4.2)

วิธีทำ

1. คำนวณกำลังรับโมเมนต์ตัดที่ต้องการ

$$M_u = 1.4(50) + 1.7(60) = 172 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$\text{ค่าที่ต้องการของ } M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{172}{0.9} = 191.1 \text{ ตัน-เมตร}$$

2. พิจารณาว่าค่า a มากกว่า t หรือไม่? โดยสมมติให้ $a = t$

$$C = 0.85 f'_c b_E t = 0.85 \times 0.24 \times 80 \times 15 = 244.8 \text{ ตัน}$$

$$M_n = C(d - t/2) = 244.8(80 - 15/2) / 100 = 177.5 \text{ ตัน-เมตร}$$

กำลังโมเมนต์ที่ต้องการ $191.1 > 177.5$ ตัน-เมตร ดังนั้นค่า a มากกว่า t

3. แบ่งพื้นที่รับแรงอัดเป็นสองส่วน C_{cf} และ C_{cw}

$$C_{cf} = 0.85 f'_c (b_E - b_w) t$$

$$= 0.85(0.24)(80-40)(15) = 122.4 \text{ ตัน}$$

$$C_{cw} = 0.85 f'_c b_w a = 0.85(0.24)(40)a = 8.16a$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = C_{cf} \left(d - \frac{t}{2} \right) + C_{cw} \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$191.1 \times 100 = 122.4(80 - 15/2) + 8.16a(80 - a/2)$$

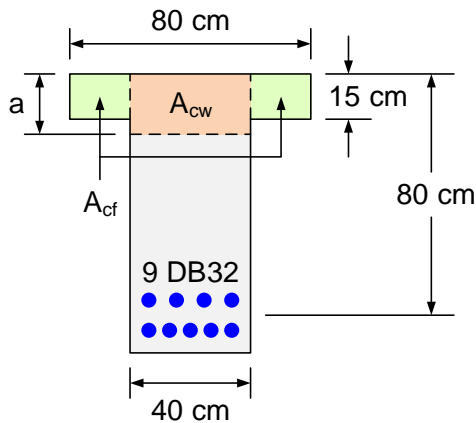
$$4.08a^2 - 652.8a + 10236 = 0 \rightarrow a = 17.6 \text{ ซม.}$$

$$C_{cw} = 8.16 \times 17.6 = 143.6 \text{ ตัน}$$

$$A_s = (C_{cf} + C_{cw}) / f_y = \frac{122.4 + 143.6}{4.0} = 66.5 \text{ ซม.}^2$$

เลือกเหล็กเสริม **9DB32** ($A_s = 72.38 \text{ ซม.}^2$)

4. พิจารณาค่า a ใหม่โดยแบ่งพื้นที่แรงอัดเป็นสองส่วน



$$T = A_s f_y = 4.0 \times 72.38 = 289.5 \text{ ตัน}$$

$$C_{cf} = 0.85 f'_c (b_E - b_w) t$$

$$= 0.85 \times 0.24 (80 - 40) (15) = 122.4 \text{ ตัน}$$

$$C_{cw} = 0.85 f'_c b_w a = 0.85 \times 0.24 \times 40 a$$

$$= 8.16 a$$

$$\text{จากสมดุลของแรง: } T = C_{cf} + C_{cw}$$

$$289.5 = 122.4 + 8.16 a \rightarrow a = 20.48 \text{ ซม.}$$

$$C_{cw} = 8.16 \times 20.48 = 167.1 \text{ ตัน}$$

5. ตรวจสอบการครากเหล็กเสริม

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20.48}{0.85} = 24.09 \text{ ซม.}$$

$$c/d = 24.09/80 = 0.301 < 0.375$$

∴ UnderRC

6. ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุด

$$A_{s,min} = \frac{14}{f_y} b_w d = \frac{14}{4,000} \times 40 \times 80 = 11.2 \text{ ซม.}^2 < A_s$$

OK

7. พิจารณากำลังต้านทานโมเมนต์ดัด

$$M_n = C_{cf} \left(d - \frac{t}{2} \right) + C_{cw} \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 122.4 (80 - 15/2) + 167.1 (80 - 20.48/2)$$

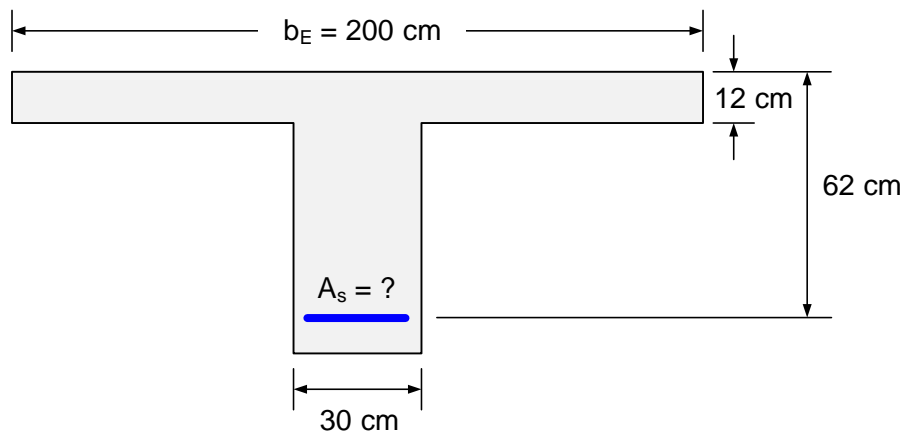
$$= 20,531 \text{ ตัน-ซม.} = 205.3 \text{ ตัน-เมตร}$$

∴ หน้าตัดมีกำลังโมเมนต์ดัด M_n มากกว่าที่ต้องการ 191.1 ตัน-เมตร

■

ตัวอย่างที่ 4.5 การออกแบบเหล็กเสริมในคานรูปตัว T

ออกแบบเหล็กเสริมสำหรับหน้าตัดในตัวอย่างที่ 4.1 เพื่อรับโมเมนต์ประลัย $M_u = 100$ ตัน-เมตร
กำหนด $f'_c = 240$ ก.ก./ซม.², $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²



รูปที่ 4.20 หน้าตัดสำหรับตัวอย่างที่ 4.5

วิธีทำ

1. พิจารณากำลังรับโมเมนต์เมื่อ $a = t$

$$C = 0.85(0.24)(200)(12) = 489.6 \text{ ตัน}$$

$$M_n = C(d - t/2) = 489.6(63.5 - 12/2)/100 = 281.5 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$\text{ค่าที่ต้องการของ } M_n = M_u/\phi = 100/0.9 = 111 \text{ ตัน-เมตร}$$

เนื่องจากกำลังรับแรงดัดที่ต้องการน้อยกว่ากำลังรับแรงดัดเมื่อ $a = t$ ดังนั้น ค่า $a < t$

2. ออกแบบคานเหมือนกับคานสี่เหลี่ยมผืนผ้า :

$$R_n = \frac{M_n}{b_E d^2} = \frac{111 \times 10^5}{(200)(63.5)^2} = 13.76 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{4.0}{0.85(0.24)} = 19.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(13.76)}{4,000}} \right) = 0.00356$$

$$\text{ปริมาณเหล็กที่ต้องการ } A_s = \rho b_E d = 0.00356 \times 200 \times 63.5 = 45.2 \text{ ซม.}^2$$

เลือกใช้เหล็ก **6DB28 + 2DB25 ($A_s = 46.78$ ซม.²)**

3. ตรวจสอบกำลังรับโมเมนต์ของหน้าตัด :

$$C = 0.85f'_c b_E a = 0.85(0.24)(200)a = 40.8a$$

$$T = A_s f_y = 46.78(4.0) = 187.12 \text{ ตัน}$$

$$a = 187.12/40.8 = 4.59 \text{ ซม.}$$

$$\text{แกนโมเมนต์ } d - a/2 = 63.5 - 4.59/2 = 61.2 \text{ ซม.}$$

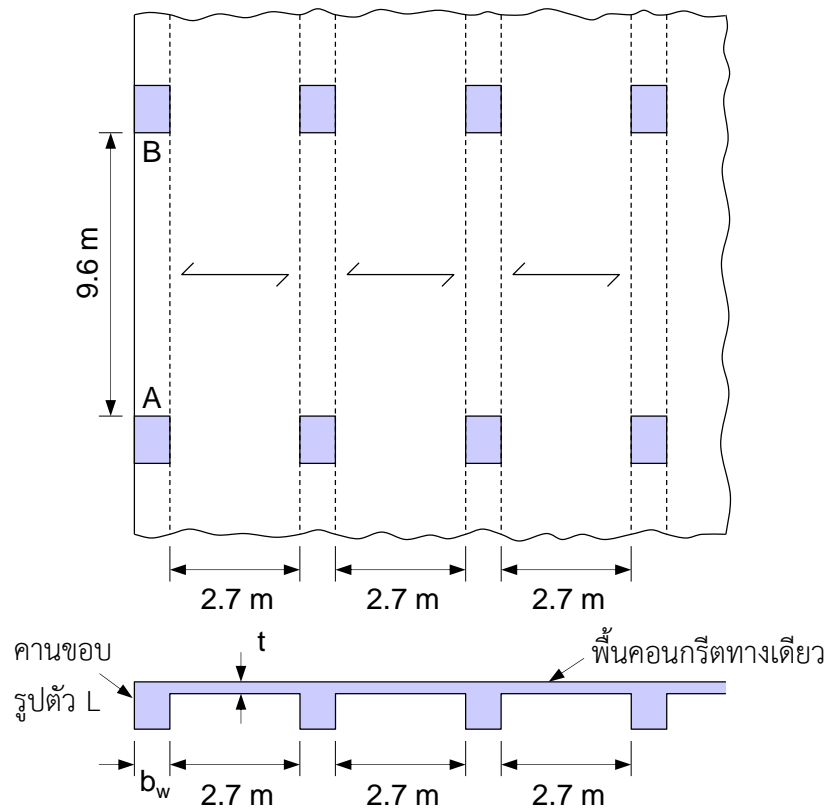
$$M_n = 187.12(61.2)/100 = 114.5 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$[\phi M_n = 0.90(114.5) = 103.0 \text{ ตัน-เมตร}] > [M_u = 100 \text{ ตัน-เมตร}]$$

OK

ตัวอย่างที่ 4.6 การออกแบบคานรูปตัว T ภายในระบบพื้น

ระบบพื้นคอนกรีตสวนดาดฟ้าประกอบด้วยพื้นทางเดียวและคานหล่อเป็นเนื้อเดียวกันดังในรูปที่ 4.14 ช่วงคานประสิทธิภาพคือ 9.6 เมตร คานทุกตัวมีระยะห่างช่องว่างระหว่างคาน 2.7 เมตร พื้นคอนกรีตต้องรองรับดินมีความลึก 1.5 เมตร เพิ่มจากน้ำหนักตัวเอง นอกจากนี้ขอบพื้นยังต้องรองรับผนังหนา 30 ซม. สูง 2.0 เมตร หนัก 1,440 ก.ก./ม. จงออกแบบหน้าตัดกลางช่วงคานของคานขอบ AB รูปตัว L สมมุติดินมีหน่วยน้ำหนัก 2.5 ตัน/ม.³ กำหนด $f'_c = 240$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²



รูปที่ 4.21 หน้าตัดสำหรับตัวอย่างที่ 4.6

วิธีทำ

1. การออกแบบพื้น :

$$\text{น้ำหนักดิน} = (1.5)(2.5) = 3.75 \text{ ตัน/ม.}^2$$

$$\text{น้ำหนักพื้น (สมมุติหนา 15 ซม.)} = (0.15)(2.4) = 0.36 \text{ ตัน/ม.}^2$$

$$\text{น้ำหนักบรรทุกทุกจรรยาหลังคาคอนกรีต} = 0.10 \text{ ตัน/ม.}^2$$

$$\text{น้ำหนักบรรทุกทุกประลัย } w_u = 1.4 (3.75 + 0.36) + 1.7 (0.10) = 5.924 \text{ ตัน/ม.}^2$$

จากตารางที่ 2.8 โมเมนต์ลบบริเวณจุดรองรับของพื้นต่อเนื่องที่มีช่วงยาวไม่เกิน 3.0 เมตรคือ

$$M_u = \frac{1}{12} w_u l_n^2 = \frac{1}{12} (5.924)(2.7)^2 = 3.60 \text{ ตัน-เมตร / ความกว้างพื้น 1 เมตร}$$

$$\text{กำลังรับโมเมนต์ที่ต้องการ } M_n = \frac{3.60}{0.90} = 4.00 \text{ ตัน-เมตร / ความกว้างพื้น 1 เมตร}$$

$$\text{ความลึกประสิทธิภาพ } d = 15 \text{ ซม.} - (2 \text{ ซม. คอนกรีตหุ้ม}) - (1/2 \text{ เหล็กเสริม DB12}) = 12.4 \text{ ซม.}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{4.0 \times 10^5}{(100)(12.4)^2} = 26.0 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{4.0}{0.85(0.24)} = 19.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(26.0)}{4,000}} \right) = 0.00698$$

$$A_s = \rho bd = 0.00698 \times 100 \times 12.4 = 8.65 \text{ ซม.}^2 / 1 \text{ เมตร}$$

เลือกเหล็กเสริม **DB12** ระยะห่าง **10 ซม.** (DB12@0.10 ม.) $A_s = 11.30 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$

2. ตรวจสอบกำลัง :

$$\text{ความลึกบล็อก : } a = \frac{A_s f_y}{0.85f'_c b} = \frac{11.30 \times 4,000}{0.85 \times 240 \times 100} = 2.22 \text{ ซม.}$$

$$\text{กำลังต้านทานโมเมนต์ : } M_n = (11.30)(4,000)(12.4 - 2.22 / 2) / 10^5 = 5.10$$

$$= 5.10 \text{ ตัน-เมตร} > \text{ที่ต้องการ } 4.0 \text{ ตัน-เมตร} \quad \text{OK}$$

$$\text{อัตราส่วนเหล็กเสริม } \rho = 11.30 / (100 \times 12.4) = 0.0091 \text{ ซม.}$$

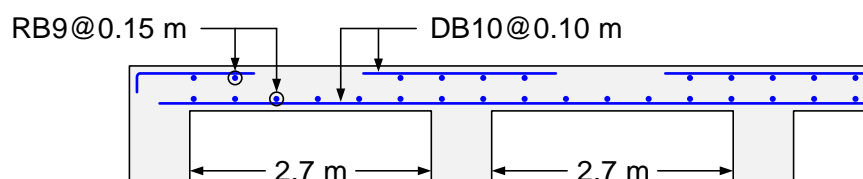
$$\text{จากตารางที่ ก.3 } [\rho_{\min} = 0.0035] \leq \rho = 0.0091 \leq [\rho_{\max} = 0.0197] \quad \text{OK}$$

ในลักษณะเดียวกัน โมเมนต์บวก $+M_u = w_u l_n^2 / 16$ ต้องการ DB12 @ 0.15 ม.

$$\text{ปริมาณเหล็กต้านทานอุณหภูมิจึง } = 0.0025(100)(15) = 3.75 \text{ ซม.}^2$$

$$\text{ระยะห่างมากที่สุด } = 5(15) = 75 \text{ ซม.}$$

ใช้เหล็ก **RB9 @ 0.15 ซม.** ($A_s = 4.24 \text{ ซม.}^2$) ในด้านยาวเพื่อต้านทานอุณหภูมิจึง



3. การออกแบบเอวคาน :

ลองเลือกความลึกคานตามตารางที่ 3.1, $h = l_n / 18 = 960 / 18.5 = 51.89$ ซม.

ใช้ความลึก $h = 60$ ซม., $d = 52$ ซม. และ $b_w = 30$ ซม.

คำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกลงคาน AB รูปตัว L:

$$\text{น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยที่พื้นรองรับ} = 5.924(2.7/2) = 8.00 \text{ ตัน/ม.}$$

$$\text{น้ำหนักเอวคาน} = (0.60-0.15)(0.30)(2.4) = 0.324 \text{ ตัน/ม.}$$

$$\text{น้ำหนักผนัง} = 1.44 \text{ ตัน/ม.}$$

$$\text{รวมน้ำหนักประลัยทั้งหมด } w_u = 8.00 + 1.4(0.324 + 1.44) = 10.47 \text{ ตัน/ม.}$$

โมเมนต์บวกคานช่วงปลายที่จุดรองรับไม่ต่อเนื่อง

$$M_u = \frac{1}{11} w_u l_n^2 = \frac{1}{11} (10.47)(9.6)^2 = 87.72 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$\text{กำลังรับโมเมนต์ที่ต้องการ } M_n = \frac{87.72}{0.90} = 97.47 \text{ ตัน-เมตร}$$

พิจารณาความกว้างประสิทธิผลของคานรูปตัว L

$$b_E \leq b_w + L/12 = 30 + 960/12 = 110 \text{ ซม. (ควบคุม)}$$

$$b_E \leq b_w + 6t = 30 + 6(15) = 120 \text{ ซม.}$$

$$b_E \leq b_w + (1/2) \text{ Spacing} = 30 + 270/2 = 215 \text{ ซม.}$$

พิจารณาว่าค่า a ต้องมากกว่าค่า t หรือไม่โดยสมมติให้ $a = t$

$$C = 0.85f'_c b_E t = 0.85(0.24)(110)(15) = 336.6 \text{ ตัน}$$

$$M_n = C(d - t/2) = 336.6(52 - 15/2)/100$$

$$= 149.8 \text{ ตัน-เมตร} > \text{ที่ต้องการ } 97.47 \text{ ตัน-เมตร}$$

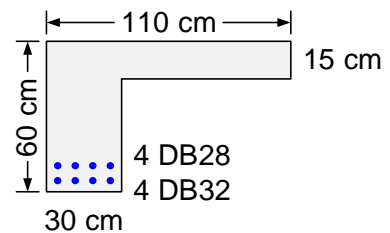
คำนวณปริมาณเหล็กที่ต้องการโดยใช้พื้นที่รับแรงอัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าโดยสมมติให้ $(d - a/2) \approx 0.9d$

$$A_s = \frac{M_n}{0.9df_y} = \frac{97.47(100)}{0.9(52)(4.0)} = 52.07 \text{ ซม.}^2$$

เลือกใช้เหล็ก 4 DB28 + 4 DB32 ($A_s = 56.8$ ซม.²)

4. ตรวจสอบหน้าตัด :

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85f'_c b_E} = \frac{56.8 \times 4,000}{0.85 \times 240 \times 110} = 10.13 \text{ ซม.}$$



แกนโมเมนต์ = $52 - 10.13/2 = 46.9$ ซม. = $0.90d$ ใกล้เคียงกับที่ประมาณไว้

OK

5. ตรวจสอบการครากเหล็กเสริม

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{10.13}{0.85} = 11.92 \text{ ซม.}$$

$$c/d = 11.92/52 = 0.229 < 0.375$$

∴ UnderRC

6. กำลังโมเมนต์ดัดของหน้าตัด

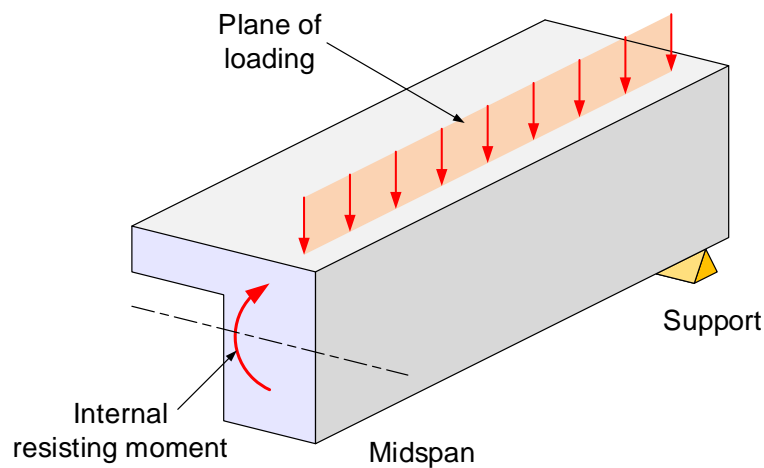
$$M_n = A_s f_y (d - a/2) = 56.8(4.0)(46.9)/100 = 106.6$$

$$= 106.6 \text{ ตัน-เมตร} > \text{ที่ต้องการ } 97.47 \text{ ตัน-เมตร}$$

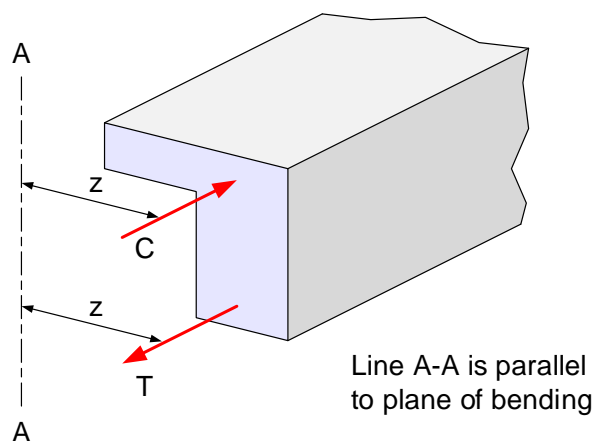
OK

คานหน้าตัดไม่สมมาตร

รูปที่ 4.22 แสดงครึ่งหนึ่งของคานช่วงเดียวซึ่งมีหน้าตัดไม่สมมาตร โดยมีระนาบบรรทุกทุกผ่านศูนย์กลางการเฉือนของหน้าตัด คานสามารถเกิดการเสียรูปทรงได้ทั้งในแนวตั้งและแนวราบ น้ำหนักบรรทุกทุกที่มากระทำก่อให้เกิดโมเมนต์ต้านทานภายในดังในรูปที่ 4.22



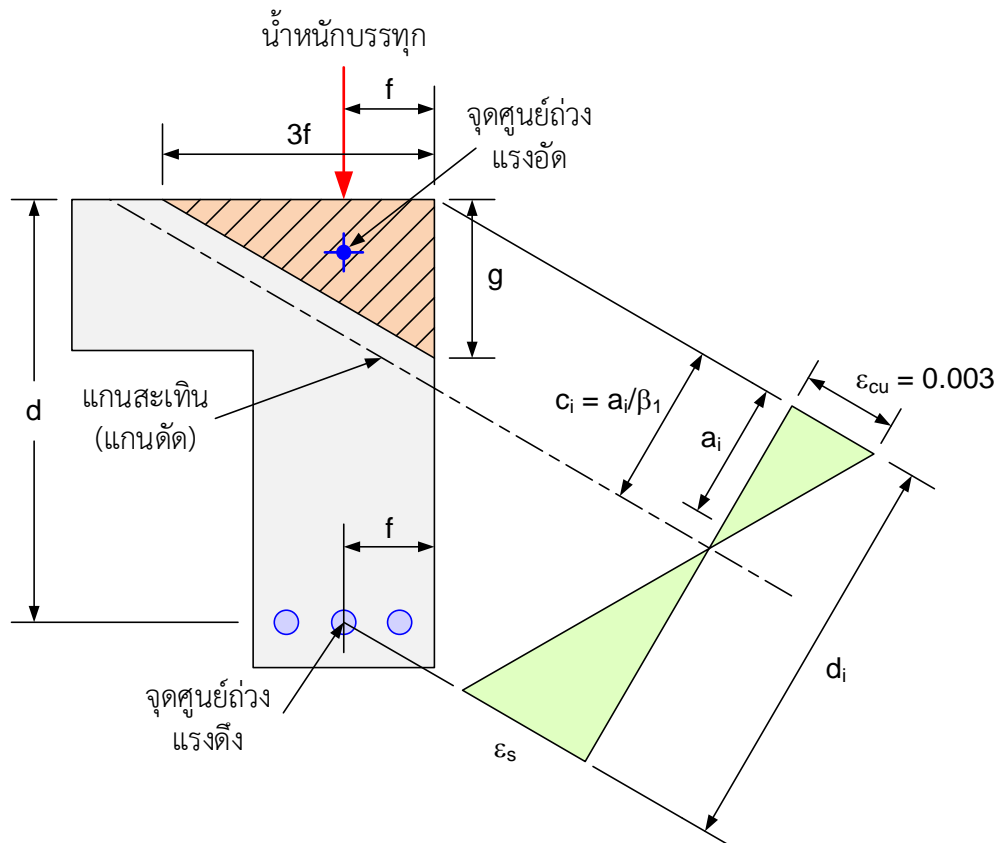
รูปที่ 4.22 คานหน้าตัดไม่สมมาตร



รูปที่ 4.23 ตำแหน่งแรง C และ T บนหน้าตัดไม่สมมาตร

โมเมนต์ต้านทานภายในมาจากคู่ควบของแรงอัด C และแรงดึง T ดังแสดงในรูปที่ 4.23 เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกไม่ได้ทำให้เกิดการดัดรอบแกนที่ขนานกับระนาบบรรทุก (ตัวอย่างเช่น A-A) เช่นเดียวกับแรง C และ T ดังนั้นแรงทั้งสองจะต้องอยู่ในระนาบบรรทุกหรือในระนาบที่ขนานกัน ระยะ z ในรูปที่ 4.23 จะต้องเท่ากัน

รูปที่ 4.24 แสดงหน้าตัดคานรูปตัว L กลับหัวรับน้ำหนักบรรทุกโน้มถ่วงลงในแนวดิ่ง ไม่มีโมเมนต์ดัดมากระทำทางด้านข้าง ดังนั้นศูนย์กลางของแรงอัดและแรงดึงจึงอยู่ในแนวดิ่ง (อยู่ห่างเป็นระยะ f จากขอบขวาของหน้าตัด) แต่เนื่องจากโมเมนต์ไม่ตรงกับศูนย์กลางของหน้าตัด แกนสะเทินจะเอียงทำมุมและพื้นที่รับแรงอัดเป็นรูปสามเหลี่ยมดังในรูปที่ 4.24



รูปที่ 4.24 หน้าตัดคานไม่สมมาตรภายใต้การดัดเอียง

จากสมดุลของแรง $C = T$ และสมมติว่า $f_s = f_y$

$$\frac{1}{2} (3f \times g \times 0.85f'_c) = A_s f_y \quad (4.10)$$

เนื่องจากโมเมนต์กระทำรอบแกนราบ แกนโมเมนต์อยู่ในแนวดิ่ง ดังนั้น

$$jd = d - \frac{g}{3} \quad (4.11)$$

และ

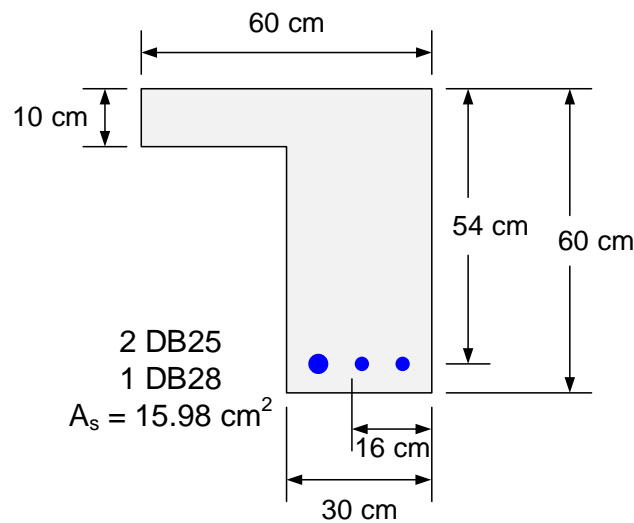
$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{g}{3} \right) \quad (4.12)$$

สมการเหล่านี้ใช้ได้เฉพาะพื้นที่แรงอัดสามเหลี่ยมดังในรูปที่ 4.24 สำหรับรูปอื่นจะต้องใช้สมการอื่นหรือการคำนวณแบบสองผิวดึงลูก

การตรวจสอบว่าเหล็กเสริมครากหรือไม่ $f_s = f_y$ ทำโดยใช้การกระจายหน่วยการยืดหดแบบเอียงดังในรูปที่ 4.24 ใช้กฎสามเหลี่ยมคล้ายคำนวณหน่วยการยืดหดของเหล็ก ϵ_s มาตรวจสอบ

ตัวอย่างที่ 4.7 การวิเคราะห์หน้าตัดคานไม่สมมาตร

คานในรูปที่ 4.25 มีหน้าตัดและเหล็กเสริมไม่สมมาตร คานรับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งเท่านั้น จงคำนวณ M_n และ $A_{s,min}$ ของหน้าตัด กำหนด $f'_c = 240$ กก./ชม.² และ $f_y = 4,000$ กก./ชม.²



รูปที่ 4.25 หน้าตัดสำหรับตัวอย่างที่ 4.7

วิธีทำ

1. สมมติว่า $f_s = f_y$ และคำนวณขนาดของพื้นที่แรงอัด จุดศูนย์กลางถ่วงของเหล็กเสริมสามเส้นอยู่ที่ระยะ $f = 16$ ซม. จากขอบขวา จุดศูนย์กลางถ่วงพื้นที่แรงอัดก็ต้องอยู่ตรงกัน ดังนั้นความกว้างพื้นที่แรงอัด $3f = 3 \times 16 = 48$ ซม.

$$\text{จากสมดุล } C = T, \quad \frac{1}{2}(48 \times g \times 0.85f'_c) = A_s f_y$$

$$g = \frac{15.98 \times 4.0 \times 2}{48 \times 0.85 \times 0.24} = 13.1 \text{ ซม.}$$

พื้นที่แรงอัดเป็นดังแสดงในรูปที่ 4.26 มุม $\alpha = \tan^{-1}(13.1/48) = 15.3^\circ$

2. ตรวจสอบว่า $f_s = f_y$ และควบคุมโดยการดึง (Tension-controlled) หรือไม่?

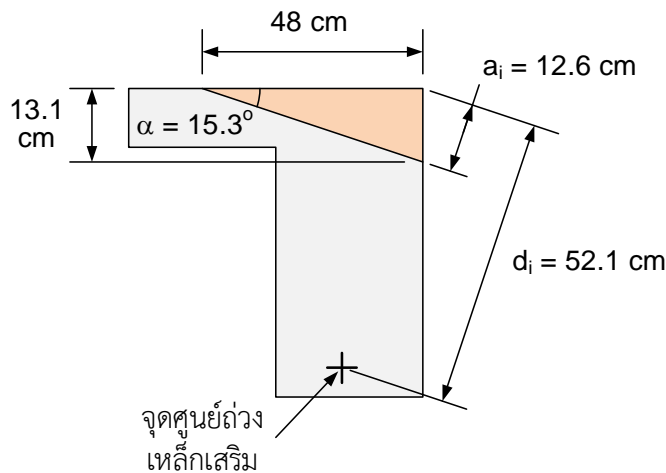
$$a_i = g \cos \alpha = 13.1 \cos(15.3^\circ) = 12.6 \text{ ซม.}$$

$$d_i = d \cos \alpha = 54 \cos(15.3^\circ) = 52.1 \text{ ซม.}$$

$$c = a_i / \beta_1 = 12.6 / 0.85 = 14.8 \text{ ซม.}$$

$$\varepsilon_s = \left(\frac{d_i - c}{c} \right) \varepsilon_{cu} = \left(\frac{52.1 - 14.8}{14.8} \right) (0.003) = 0.00756$$

ดังนั้นเหล็กเสริมคราก ($\varepsilon_s > \varepsilon_y$) และเป็นหน้าตัดที่ควบคุมโดยการดึง ($\varepsilon_t = \varepsilon_s > 0.005$)



รูปที่ 4.26 ค่า a_i และ d_i วัดตั้งฉากกับแกนสะเทินเอียง

3. คำนวณกำลังโมเมนต์ดัด M_n :

$$\begin{aligned} M_n &= A_s f_y \left(d - \frac{a_i}{3} \right) = 15.98 \times 4.0 \left(54 - \frac{13.1}{3} \right) \\ &= 3,173 \text{ ตัน-ซม.} = 31.7 \text{ ตัน-เมตร} \end{aligned}$$

4. ตรวจสอบเหล็กเสริมน้อยที่สุด สำหรับคอนกรีตกำลังน้อยกว่า 306 กก./ซม.²

$$A_{s,min} = \frac{14}{f_y} b_w d = \frac{14}{4,000} \times 30 \times 54 = 5.67 \text{ ซม.}^2 < A_s \quad \text{OK}$$

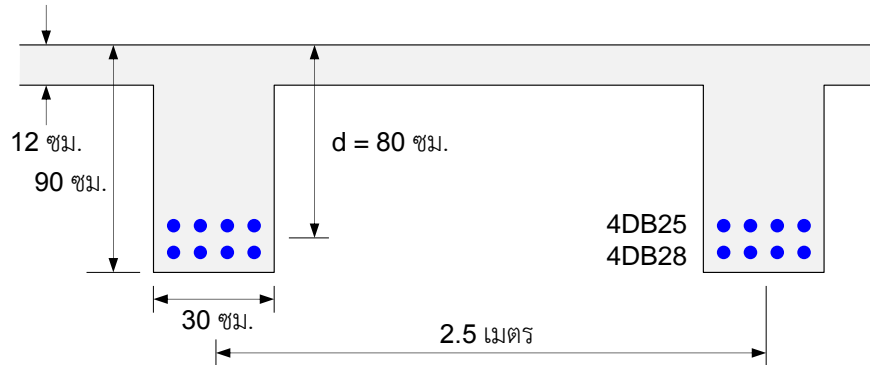
ปัญหาท้ายบทที่ 4

กำลังวัสดุ $f_y = 4,000$ กก./ซม.² และ $f'_c = 240$ กก./ซม.²

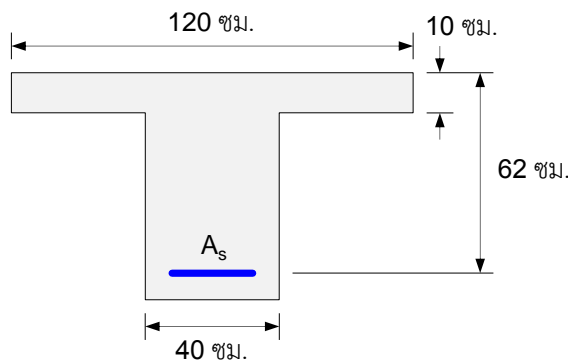
- 4.1 จงออกแบบคานรูปตัว T เสริมเหล็กรับแรงดึงเพื่อรองรับน้ำหนักบรรทุกทุกแบบแผ่คงที่บนช่วงคานเดี่ยว 6 เมตร โมเมนต์ประลัยทั้งหมดที่ต้องรับ $M_u = 60$ ตัน-เมตร ขนาดหน้าตัดถูกกำหนดมาให้คือ $b_f = 60$ ซม. $b_w = 30$ ซม. $t = 12$ ซม. และ $d = 54$ ซม.
- 4.2 จงออกแบบระบบพื้นคอนกรีตประกอบด้วย คานรูปตัว T วางขนานกันมีระยะห่าง 3 เมตร และช่วงคานยาว 10 เมตร พื้นหนา 15 ซม. ถูกเทหล่อเป็นเนื้อเดียวกับตัวคานซึ่งมีความกว้าง $b_w = 40$ ซม. และความลึกทั้งหมดวัดจากผิวบนของพื้น $h = 80$ ซม. ค่า $d = 72$ ซม. นอกจากน้ำหนักของตัวคานเอง คานต้องรับน้ำหนักบรรทุกทุกคงที่ 250 กก./ตรม. และน้ำหนักบรรทุกจร 1,000 กก./ตรม.

4.3 คานหล่อสำเร็จรูปตัว T ใช้ในสะพานขนาดเล็ก ขนาดหน้าตัดถูกกำหนดมาให้คือ $b_f = 120$ ซม. $b_w = 30$ ซม. $t = 15$ ซม. และ $d = 54$ ซม. โดยใช้ปริมาณเหล็กครึ่งหนึ่งของปริมาณมากที่สุดที่ ACI ยอมให้ จงคำนวณกำลังโมเมนต์ของหน้าตัด ถ้าช่วงคานยาว 10 เมตร นอกจากน้ำหนักตัวเองแล้วคานต้องรองรับน้ำหนักบรรทุกทุกคงที่อีก 700 กก./ม. คานจะรองรับน้ำหนักบรรทุกจรแบบแผ่ได้เท่าไร?

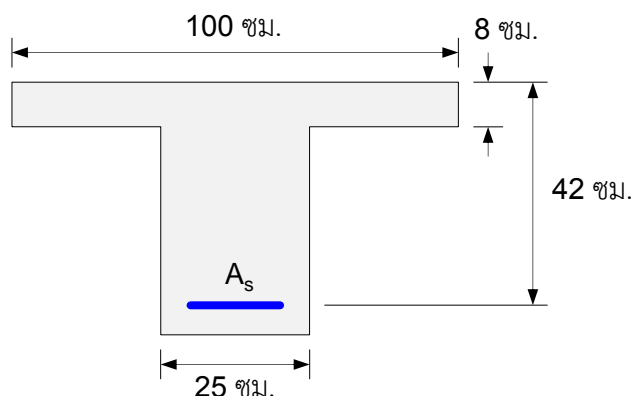
4.4 (a) จงพิจารณากำลังโมเมนต์ M_n ของหน้าตัดคานในรูปข้างล่าง (b) จงพิจารณาปริมาณเหล็กเสริมมากที่สุด A_s ที่ยอมให้สำหรับคานตัวนี้ ช่วงคานมีความยาว 10 เมตร



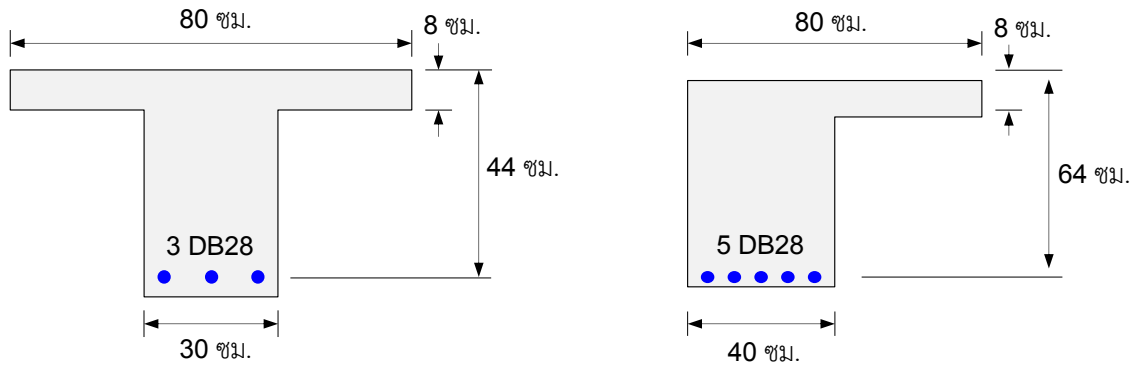
4.5 (a) จงออกแบบเหล็กเสริมสำหรับคานในรูปข้างล่าง โมเมนต์จากน้ำหนักบรรทุกทุกคงที่ 9 ตัน-เมตร โมเมนต์จากน้ำหนักบรรทุกจร 12 ตัน-เมตร (b) จงพิจารณาเหล็กเสริมรับแรงดึงมากที่สุดที่ยอมให้สำหรับคานตัวนี้



4.6 (a) จงพิจารณากำลังโมเมนต์ M_n ของหน้าตัดรูปตัว T ดังในรูปข้างล่าง ถ้าแรงอัดในคอนกรีตมีถึงระยะ 16 ซม. จากผิวบน (b) จงพิจารณาเหล็กเสริมที่ต้องการเพื่อให้ได้กำลังโมเมนต์ M_n ที่คำนวณได้จากข้อ (a)



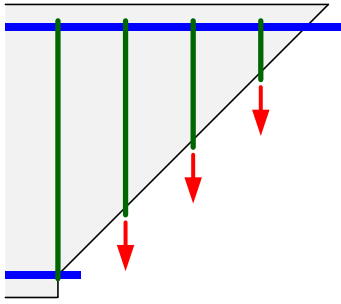
4.7 ณ. จุดวิบัติ จงพิจารณาว่าหน้าตัดในรูปข้างล่างมีพฤติกรรมแบบสี่เหลี่ยมผืนผ้า หรือแบบตัว T



4.8 จงตรวจสอบปริมาณเหล็กของหน้าตัดในข้อ 4.7 เป็นไปตามมาตรฐาน ACI หรือไม่?

4.9 จงคำนวณกำลังโมเมนต์ของหน้าตัดในข้อ 4.7

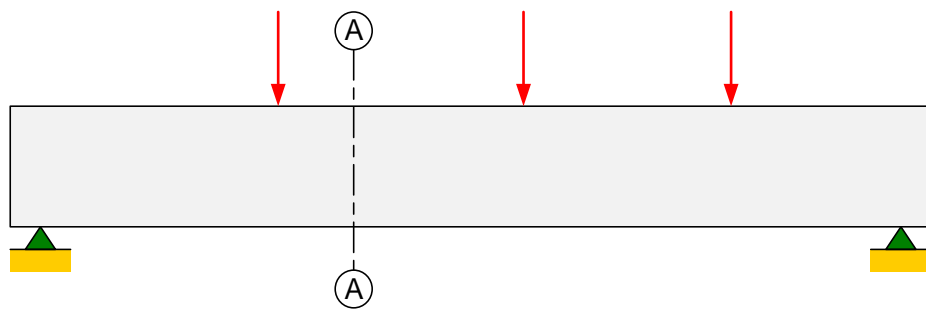
4.10 จงออกแบบหน้าตัดรูปตัว T สำหรับระบบพื้นทางเดี่ยวดังแสดงในรูปข้างล่าง น้ำหนักบรรทุกทุกจร 500 ก.ก./ตรม.



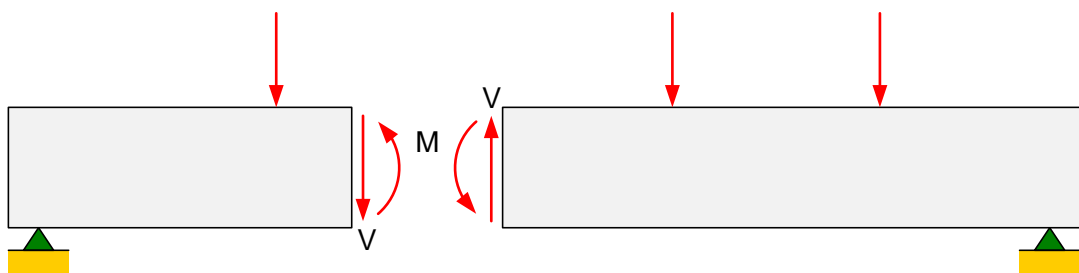
5

แรงเฉือนและแรงดัดทแยง

ในการรับน้ำหนักบรรทุกของคานจะทำให้เกิดแรงภายในคือโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนดังแสดงในรูปที่ 5.1 ในการออกแบบหน้าตัดคานมักพิจารณาการดัดก่อนเพื่อให้ได้ขนาดและเหล็กเสริมที่ต้องการเพื่อด้านทานโมเมนต์ดัด จากนั้นจึงทำการออกแบบรับแรงเฉือน



(ก) คานช่วงเดียวรับน้ำหนักบรรทุก



(ข) แรงภายในบนหน้าตัด A-A

รูปที่ 5.1 แรงภายในคานที่รับน้ำหนักบรรทุก

การวิบัติเฉือน (Shear failure) ของคานคอนกรีตจะเกิดขึ้นอย่างกะทันหันโดยไม่มีการเตือนก่อนล่วงหน้า ดังนั้นในการออกแบบที่ดีคานจะถูกออกแบบมาให้วิบัติโดยการดัดก่อนการเฉือนเพื่อให้องค์อาคารเกิดการวิบัติแบบเหนียว โดยอาจเกิดรอยร้าวและแอ่นตัวมากถ้ารับน้ำหนักบรรทุกเกิน แต่จะไม่หักออกจากกันดังเช่นในกรณีของการวิบัติเฉือน

หน่วยแรงในคาน

ณ. หน้าตัดคานใดๆที่รับโมเมนต์ดัด M และแรงเฉือน V จะเกิดหน่วยแรงตั้งฉาก f และหน่วยแรงเฉือน v คำนวณได้จาก

$$f = \frac{My}{I} \quad (5.1)$$

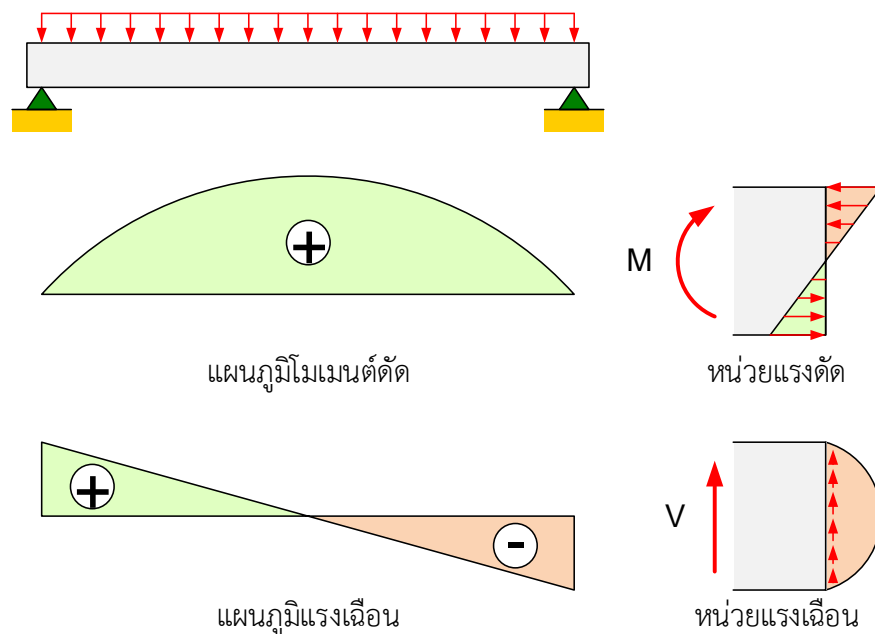
$$v = \frac{VQ}{Ib} \quad (5.2)$$

เมื่อ y = ระยะจากแกนสะเทินของหน้าตัด

Q = โมเมนต์ของพื้นที่ซึ่งระนาบของหน่วยแรงเฉือนตัดผ่าน

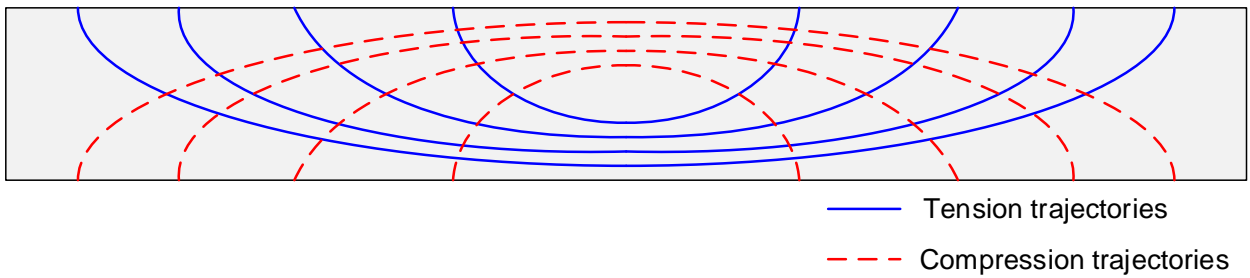
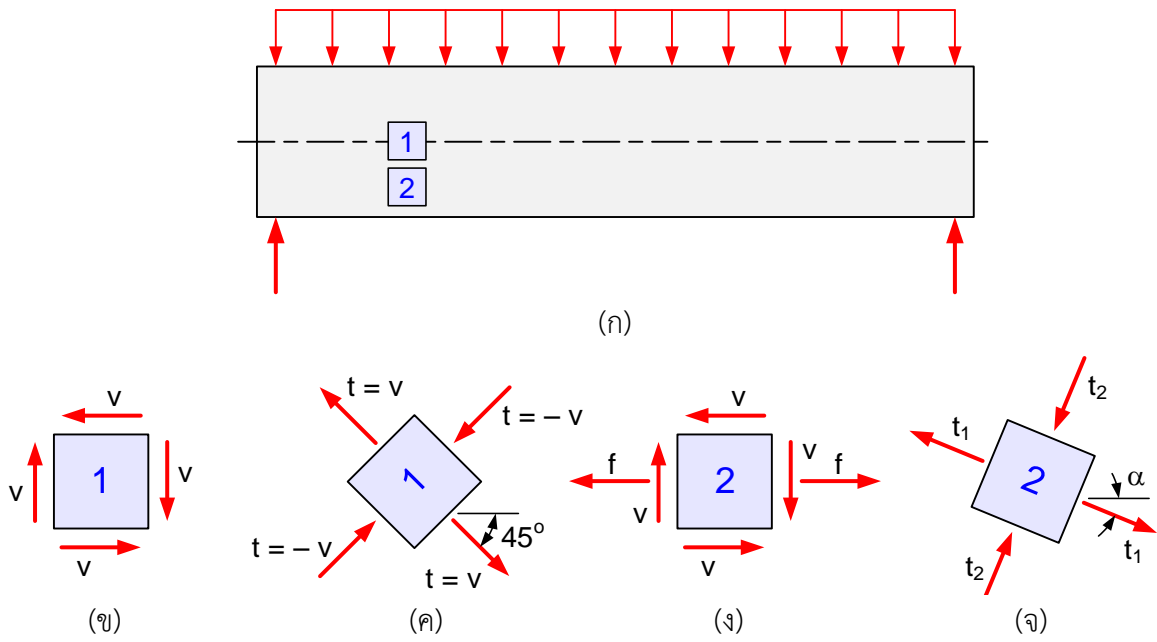
I = โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัด

หน่วยแรงที่ตำแหน่งต่างๆบนคานจะขึ้นกับโมเมนต์ดัด M และแรงเฉือน V ซึ่งมีค่าแปรเปลี่ยนไปโดยแสดงได้เป็นแผนภูมิโมเมนต์และแรงเฉือนดังในรูปที่ 5.2 และในแต่ละหน้าตัดยังมีการกระจายของหน่วยแรงตามสมการที่ (5.1) และ (5.2) อีกด้วย



รูปที่ 5.2 แผนภูมิแรงภายในคานและการกระจายหน่วยแรง

จากสมการที่ (5.2) จะได้ว่าหน่วยแรงเฉือนมีค่าเป็นศูนย์ที่ขอบบนและล่างและมีค่ามากที่สุดที่แกนสะเทินโดยมีการกระจายเป็นรูปพาราโบลา ถ้าเราพิจารณาชิ้นสี่เหลี่ยมเล็กๆ (1) บนแกนสะเทินดังในรูปที่ 5.3(ข) จะมีเฉพาหน่วยแรงเฉือนบนขอบทั้งสองด้านโดยมีขนาดเท่ากันและทิศตรงข้ามเพื่อให้อยู่ในสมดุล สถานะหน่วยแรงเฉือนล้วน (Pure Shear) มีถูกหมุนไป 45° จะกลายเป็นหน่วยแรงดึงและหน่วยแรงอัด(รูปที่ 5.3(ค) ซึ่งหน่วยแรงดึงทแยงมุม (Diagonal Tension) ทำให้เกิดการแตกร้าวของคอนกรีตซึ่งมีกำลังดึงต่ำกว่ากำลังอัด ดังนั้นรอยร้าวจากการเฉือนล้วนจึงทำมุม 45°



(ฉ)

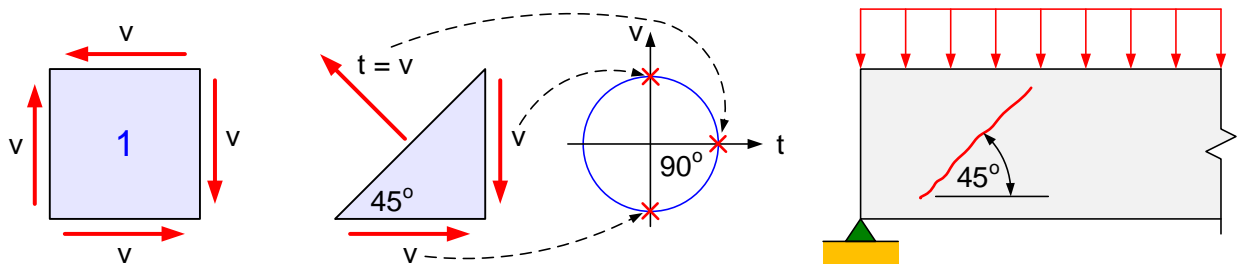
รูปที่ 5.3 วิธีของหน่วยแรง (Stress Trajectories) ในคาน

สำหรับชิ้นส่วนอื่นที่ไม่ได้อยู่บนแกนสะเทินหรือขอบบนล่าง (2) จะมีทั้งหน่วยแรงเฉือนและหน่วยแรงจากการดัดดังแสดงในรูปที่ 5.3(ง) ซึ่งเราอาจหมุนให้เหลือเพียงหน่วยแรงดึงและอัดเรียกว่าหน่วยแรงหลัก (Principal Stresses) คำนวณตามวงกลมของมอร์ (รูปที่ 5.4)

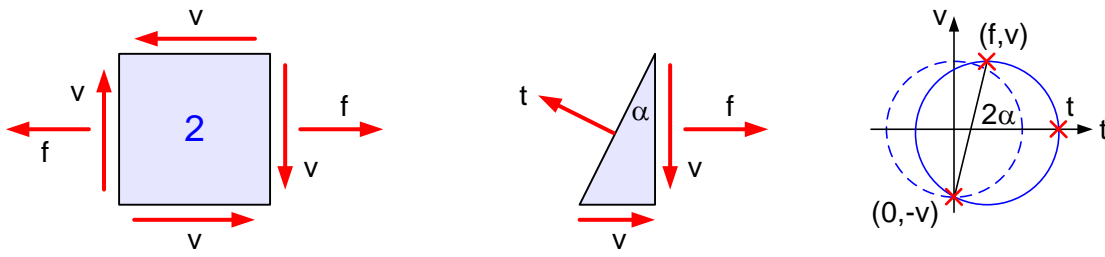
$$t = \frac{f}{2} \pm \sqrt{\frac{f^2}{4} + v^2} \quad (5.3)$$

ทิศทางของหน่วยแรงหลักที่ทำมุม α กับแกนคาน คำนวณได้จาก

$$\tan 2\alpha = \frac{2v}{f} \quad (5.4)$$



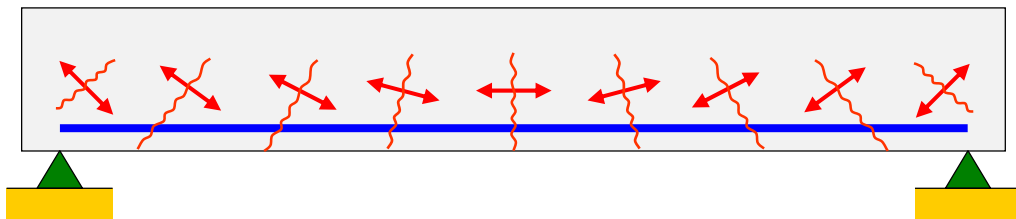
(ก) หน่วยแรงเฉือนล้วนที่แกนสะเทิน



(ข) หน่วยแรงและหน่วยแรงดึงบริเวณต่ำกว่าแกนสะเทิน

รูปที่ 5.4 การพิจารณาสถานะหน่วยแรงโดยวงกลมมอร์

จากรูปที่ 5.4 เราสามารถสรุปได้ว่าหน่วยแรงดึงหลัก t ในแนวทแยงทำมุม α กับแกนของคาน จะมีขนาดอย่างน้อยสุดเท่ากับ v ในสถานะการเฉือนล้วนโดยทำมุม 45° กับแกนคาน (รูปที่ 5.4(ก)) เมื่อมีหน่วยแรงดึง f มากจะทำให้หน่วยแรงดึง t จะเพิ่มขึ้นแต่มุม α จะน้อยลงกว่า 45° ซึ่งหน่วยแรงตามแนวช่วงคานซึ่งมีสัดส่วนของหน่วยแรงเฉือนและหน่วยแรงดึงแตกต่างกันทำให้มีผลต่อแนวของรอยร้าวเอียงดังแสดงในรูปที่ 5.5



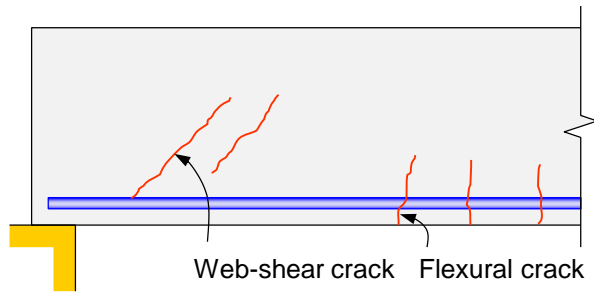
รูปที่ 5.5 มุมของรอยร้าวที่จะเกิดในคานช่วงเดียว

การแตกร้าวของคานที่ไม่เสริมเหล็กรับแรงเฉือน

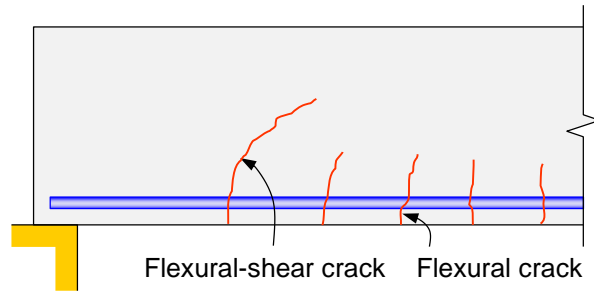
คอนกรีตซึ่งมีกำลังดึงต่ำจะเกิดการแตกร้าวขึ้นเมื่อหน่วยแรงดึงมีค่าเกินกำลังดึง ในคานคอนกรีตซึ่งรับน้ำหนักบรรทุกทุกนั้นหน่วยแรงดึงอาจเกิดจากแรงดึงโดยตรง, การตัด, การเฉือน, การบิด, หรือการร่วมกระทำของแรงเหล่านี้ ตำแหน่งและทิศทางของรอยแตกร้าวจะขึ้นกับหน่วยแรงหลัก (**Principal stress**) และมีชื่อเรียกต่างกันไปตามตำแหน่งและลักษณะของรอยร้าวดังแสดงในรูปที่ 5.6

รอยร้าวเอียงทำมุมประมาณ 45° ซึ่งมักจะอยู่บริเวณแกนสะเทินดังในรูป 5.6(ก) เรียกว่า **รอยร้าวเอวเฉือน (Web-shear cracks)** เกิดขึ้นเมื่อหน่วยแรงดึงทแยงที่เกิดขึ้นมีค่าถึงกำลังดึงคอนกรีต

ในบางกรณีที่แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดมีค่ามากที่บริเวณเดียวกัน จะเกิดรอยแยกแรงดึงจากการตัดก่อนจากนั้นจะขยายตามแนวเอียงตามทิศทางของหน่วยแรงดึง รอยร้าวลักษณะนี้เรียกว่า **รอยร้าวตัดเฉือน (Flexural-shear cracks)** ดังในรูปที่ 5.6(ข) โดย **Web-shear crack** จะเกิดขึ้นในบริเวณที่มีแรงเฉือนมากและโมเมนต์ดัดน้อยมักไม่ค่อยเกิดขึ้นใกล้จุดดัดกลับ (**Inflection point**) ในคานต่อเนื่อง ส่วน **Flexural-shear crack** เป็นแบบที่พบได้ทั่วไป โดยจะเป็นรอยร้าวเอียงต่อจากรอยร้าวตั้งจากการตัด



(ก) รอยร้าวเอวเฉือน (Web-shear cracks)

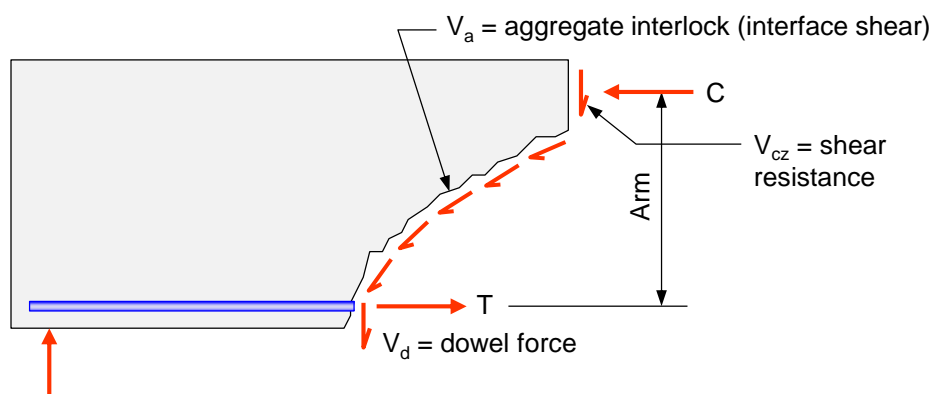


(ข) รอยร้าวตัดเฉือน (Flexural-shear cracks)

รูปที่ 5.6 ชนิดรอยแตกร้าวในคาน

ความต้านทานแรงเฉือนในคอนกรีตเสริมเหล็กดังแสดงในรูปที่ 5.7 เกิดขึ้นจากกลไกดังต่อไปนี้

1. ความต้านทานแรงเฉือนของหน้าตัดคอนกรีตไม่แตกร้าว V_{cz}
2. การลื้อคั้วระหว่างกันของมวลรวม V_a ในแนวสัมผัสกับรอยร้าว และคล้ายกับแรงเสียดทานระหว่างผิวคอนกรีตในแต่ละด้านของรอยร้าว
3. ความต้านทานของเหล็กเสริมหลักต่อแรงเฉือน V_d
4. ผลของความโค้งในคานเล็ก
5. ความต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน V_s จากเหล็กปลอก



รูปที่ 5.7 กลไกต้านทานแรงเฉือนในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

กำลังรับแรงเฉือนของคานไม่เสริมเหล็กรับแรงเฉือน

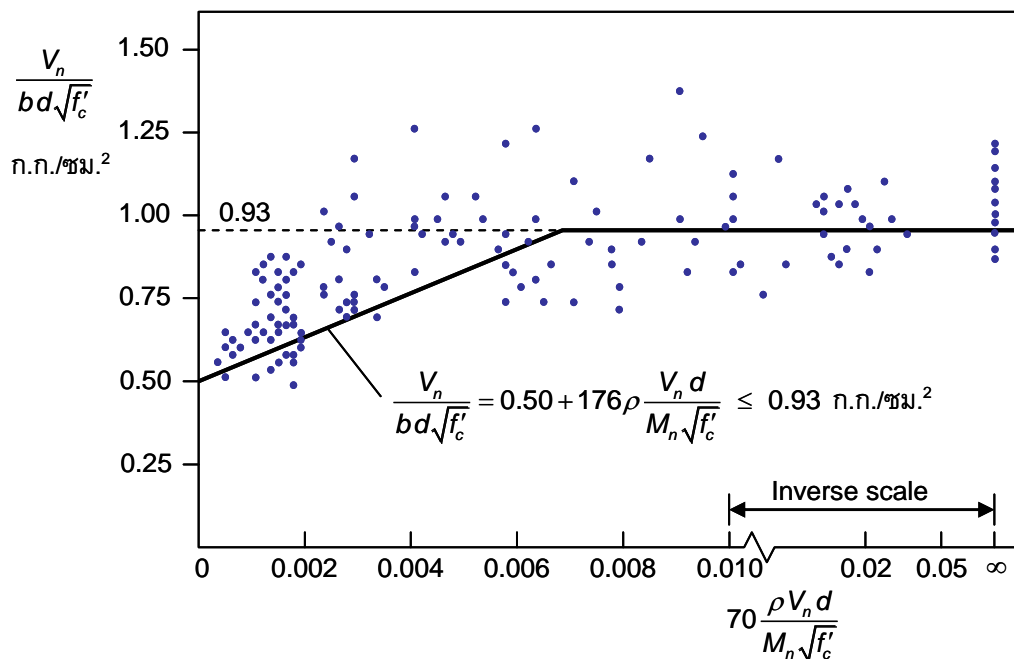
จากการทดสอบกำลังเฉือนในคานคอนกรีตไม่เสริมเหล็กรับแรงเฉือนจำนวนมาก จะได้ผลดังในรูปที่ 5.8 พบว่ากำลังเฉือนระบุ (Nominal shear strength) สามารถคำนวณได้จาก

$$\frac{V_n}{bd\sqrt{f'_c}} = 0.50 + 176 \frac{\rho V_n d}{M_n \sqrt{f'_c}} \leq 0.93 \text{ ก.ก./ซม.}^2 \quad (5.5)$$

ตั้งแต่ปี 1963 ACI Code ยอมรับความสัมพันธ์ของสมการ (5.5) ว่าเป็นกำลังเฉือนของคานไม่เสริมเหล็กรับแรงเฉือน ดังนั้นจึงนิยาม V_c เป็นกำลังของคานคอนกรีตดังกล่าว โดยใช้ความกว้างของเอวคาน b_w แทน b จะได้ว่า

$$V_c = \left(0.50\sqrt{f'_c} + 176 \frac{\rho_w V_u d}{M_u} \right) b_w d \leq 0.93\sqrt{f'_c} b_w d \quad (5.6)$$

ซึ่งก็คือสูตรโดยละเอียดที่ ACI และ ว.ส.ท. ใช้ในมาตรฐาน การใช้แรงเฉือนประลัย V_u และโมเมนต์ประลัย M_u แทนที่จะเป็น $V_n = V_u/\phi$ และ $M_n = M_u/\phi$ มีความแตกต่างเล็กน้อย เพราะอัตราส่วน V_u/M_u ยังคงเท่ากับ V_n/M_n อยู่โดยประมาณแม้ว่าแฟกเตอร์ลดกำลัง ϕ ของแรงเฉือนและโมเมนต์จะต่างกัน อัตราส่วนเสริมเหล็ก $\rho_w = A_s/(b_w d)$ ที่ใช้ในสูตรของ ACI ซึ่ง b_w จะเป็นความกว้างของเอวคานสำหรับหน้าตัดตัว T แทนที่จะเป็นความกว้างของปีกคาน



รูปที่ 5.8 กำลังต้านทานแรงเฉือนของคานคอนกรีตไม่เสริมเหล็ก

สมการ (5.6) จะเหมาะสมสำหรับการออกแบบโดยใช้คอมพิวเตอร์หรือในงานวิจัย แต่สำหรับการคำนวณด้วยมือแล้วจะทำได้ลำบากเพราะค่า ρ_w , V_u และ M_u จะมีค่าไม่คงที่ตลอดช่วงคาน ทำให้ต้องคำนวณ V_c เป็นช่วงๆ ดังนั้น ACI จึงยอมให้ใช้สูตรที่ง่ายกว่าคือ

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d \quad (5.7)$$

สำหรับองค์อาคารที่มีแรงอัดตามแนวแกนร่วมด้วย:

$$V_c = 0.53 \left(1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (5.8)$$

สำหรับองค์อาคารที่มีแรงดึงตามแนวแกนร่วมด้วย:

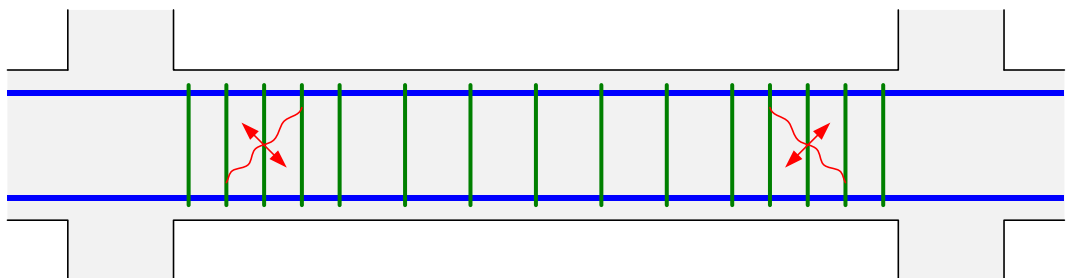
$$V_c = 0.53 \left(1 + 0.029 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (5.9)$$

เมื่อ N_u คือแรงประลัยตามแนวแกน (มีค่าเป็นลบเมื่อเป็นแรงดึง) (ก.ก.)

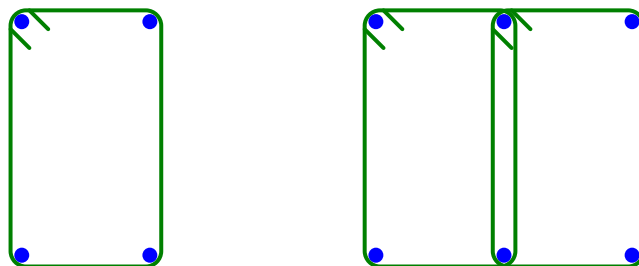
A_g คือพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของคาน ($b_w h$) (ซม.²)

กำลังเฉือนของคานเสริมเหล็กรับแรงเฉือน

โดยทั่วไปแล้วการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนจะใช้เหล็กปลอกในแนวตั้งหรือเหล็กลูกตั้ง (Vertical stirrup) วางเป็นระยะตามแนวคานขึ้นกับกำลังที่ต้องการดังแสดงในรูปที่ 5.9(ก) เหล็กที่ใช้จะเป็นขนาดเล็กอยู่ระหว่าง 6-12 ม.ม. และมักจะใช้เป็นปลอกปิดตั้งในรูปที่ 5.9(ข) โดยจะพันรอบเหล็กเสริมเหล็กในแนวนอนทำให้ต้องมีเหล็กนอนอยู่ที่มุมทั้งสี่เสมอเพื่อยึดเหล็กปลอกให้อยู่ในตำแหน่งที่ต้องการ



(ก)



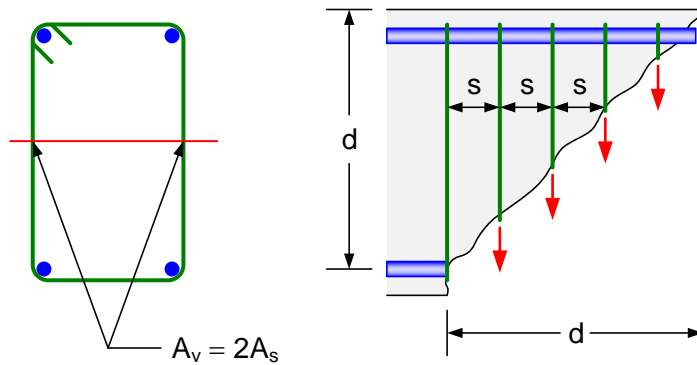
(ข)

รูปที่ 5.9 การใช้เหล็กปลอกตั้งเพื่อต้านทานแรงเฉือน

กำลังเฉือนทั้งหมดของคานที่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน V_n จะมาจากคอนกรีต V_c ส่วนหนึ่งและอีกส่วนมาจากการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน V_s :

$$V_n = V_c + V_s \quad (5.10)$$

การพิจารณากำลังเฉือนของเหล็กปลอกตั้งระยะห่าง s ทำโดยสมมุติว่ารอยร้าวจากการเฉือนเอียงทำมุม 45° จะถูกต้านทานโดยเหล็กปลอกจำนวน $n = d/s$ ดังแสดงในรูปที่ 5.10

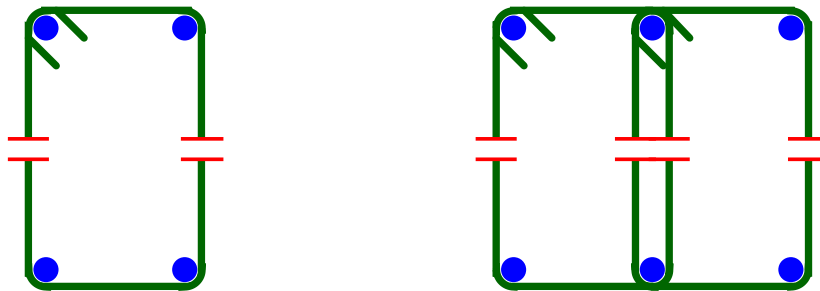


รูปที่ 5.10 กำลังเฉือน V_s จากเหล็กรับแรงเฉือน

เมื่อนำหน้าตัดคานวิบัติโดยการเฉือน เหล็กทุกเส้นในแนวตั้งจะถูกเฉือนขาดหมด ดังในรูปที่ 5.10 กำลังเฉือนจะได้จากเหล็กทุกปลอกในรอยร้าวเอียง

$$V_s = A_v f_y n = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (5.11)$$

ในการพิจารณาพื้นที่รับแรงเฉือน A_v ของแต่ละปลอก จะคิดพื้นที่ตามจำนวนเหล็กปลอกในแนวตั้ง ที่ถูกระนาบเฉือนตัดผ่านโดยทั่วไปถ้าเป็นปลอกเดี่ยวดังในรูปที่ 5.11(ก) จะคิดสองเส้นคือ $A_v = 2A_s$ เรียกว่า **สองขา** หรือถ้ามี 2 ปลอกจะมี **สี่ขา** พื้นที่ $A_v = 4A_s$ เมื่อ A_s คือพื้นที่หน้าตัดเหล็กปลอก 1 เส้น



(ก) ปลอกเดี่ยว $A_v = 2A_s$

(ข) 2 ปลอก $A_v = 4A_s$

รูปที่ 5.11 พื้นที่เหล็กเสริมรับแรงเฉือน

ขีดจำกัดของปริมาณเหล็กรับแรงเฉือน

เหล็กรับแรงเฉือนน้อยที่สุด

ปริมาณของเหล็กรับแรงเฉือนต้องไม่มากหรือน้อยจนเกินไปเพื่อให้มั่นใจจะเกิดการครากของเหล็กเมื่อถึงกำลังเฉือนวิบัติ ACI Code ต้องการให้ปริมาณเหล็กรับแรงเฉือนน้อยที่สุดเท่ากับ

$$\min A_v = 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_y} \quad (5.12)$$

เมื่อ b_w คือความกว้างเอวคาน และ s คือระยะห่างเหล็กปลอก ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนน้อยที่สุดนั้นต้องใช้เมื่อ V_u มีค่าเกิน $\phi V_c / 2$ ยกเว้นในกรณีของ

- พื้นและฐานราก
- พื้นคอนกรีตระบบตง(Floor joist construction)
- คานซึ่งมีความลึกไม่เกิน 25 ซม., 2.5 เท่าความหนาปีกสำหรับคานรูปตัว T, หรือ ครึ่งหนึ่งของความกว้างเอว, เลือกค่าที่มากกว่า

จากสมการ (5.12) จะเห็นว่าถ้า $0.2\sqrt{f'_c} = 3.5$ จะได้ $f'_c = 306$ ก.ก./ชม.² นั่นคือเมื่อ $f'_c < 306$ ก.ก./ชม.² ค่า $\min A_v = 3.5b_w s / f_y$ จะควบคุมสำหรับคอนกรีตกำลังปกติ และเมื่อ $f'_c \geq 306$ ก.ก./ชม.² ค่า $\min A_v = 0.2\sqrt{f'_c}(b_w s / f_y)$ จะควบคุมสำหรับคอนกรีตกำลังสูง

ในทางปฏิบัตินั้นเราจะเพิ่มความหนาพื้น, ฐานราก, หรือคานต้น เพื่อเพิ่มกำลังเฉือนขององค์อาคาร การใช้เหล็กปลอกอาจไม่มีประสิทธิภาพในหน้าตัดที่ไม่ลึกพอ เนื่องจากพื้นที่รับแรงอัดมีความลึกน้อยจนไม่เพียงพอให้เกิดการยึดเหนี่ยวกับเหล็กปลอก

โดยทั่วไปเรามักเลือกเหล็กปลอกเป็น RB9 หรือ DB10 เป็นแบบปลอกปิด (สองขา $A_v = 2A_s$) ทำให้ได้ค่า A_v คงที่ไม่สะดวกต่อกำหนดเปลี่ยนแปลงในการออกแบบ การเลือกเหล็กเสริมรับแรงเฉือนจึงมักทำโดยการกำหนดระยะห่างระหว่างปลอก เช่นในกรณีของปริมาณเหล็กน้อยที่สุดเมื่อนำสมการ (5.12) มาจัดรูปใหม่จะได้สมการสำหรับระยะห่างมากที่สุด s_{\max} คือ

$$s_{\max} = \frac{A_v f_y}{0.2\sqrt{f'_c} b_w} \leq \frac{A_v f_y}{3.5b_w} \quad (5.13)$$

เหล็กรับแรงเฉือนมากที่สุด

เพื่อป้องกันการวิบัติแบบ shear-compression ซึ่งคอนกรีตจะถูกบดอัดจนพังหลายด้วยแรงอัดที่บริเวณวิกฤตที่ส่วนบนของรอยร้าวทแยง ACI กำหนดให้ V_s ต้องมีค่าไม่เกิน $2.1\sqrt{f'_c} b_w d$ ถ้าเกินต้องเพิ่มขนาดหน้าตัดเพื่อให้ $V_s = V_u / \phi - V_c$ มีค่าน้อยลงจนไม่เกินขีดจำกัด

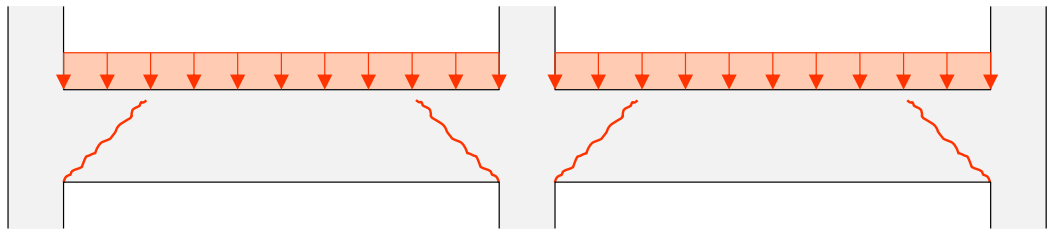
ระยะห่างเหล็กปลอกมากที่สุด

นอกจากค่า s_{\max} ที่คำนวณจากสมการ (5.13) แล้ว ACI ยังกำหนดค่าระยะห่างเหล็กปลอกมากที่สุด $s_{\max} = d/2$ และไม่น้อยกว่า 60 ซม. และเมื่อ V_s มีค่าเกิน $1.1\sqrt{f'_c} b_w d$ ให้ลดค่า s_{\max} นี้ลงครึ่งหนึ่ง ดังนี้

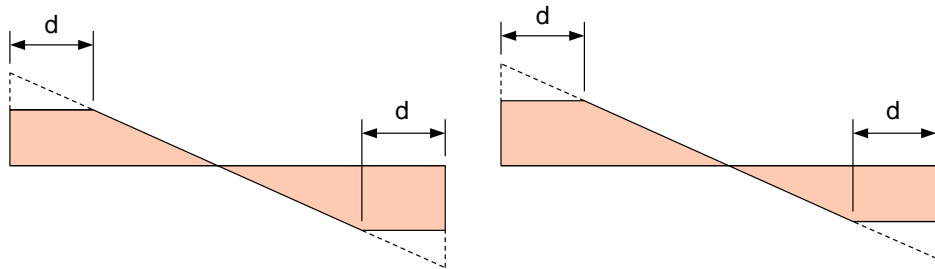
- เมื่อ $V_s \leq 1.1\sqrt{f'_c} b_w d$ ให้ใช้ค่า $s_{\max} = d/2 \leq 60$ ซม.
- เมื่อ $1.1\sqrt{f'_c} b_w d < V_s \leq 2.1\sqrt{f'_c} b_w d$ ให้ใช้ค่า $s_{\max} = d/4 \leq 30$ ซม.
- เมื่อ $V_s > 2.1\sqrt{f'_c} b_w d$ ให้เพิ่มขนาดหน้าตัด

หน้าตัดวิกฤตสำหรับออกแบบรับแรงเฉือน

ในคานทั่วไปซึ่งรับน้ำหนักแผ่ดังในรูปที่ 5.12(ก) รอยแตกร้าวจากการเฉือนจะเกิดขึ้นที่บริเวณจุดรองรับเอียงทำมุมประมาณ 45° น้ำหนักบรรทุกที่อยู่ภายในระยะ d จากผิวเสาที่รองรับจะถูกถ่ายลงเสารองรับโดยตรงจึงไม่มีผลต่อการรับแรงเฉือนในคาน ดังนั้น ACI จึงกำหนดให้ใช้ค่าแรงเฉือน V_u ที่ระยะ d จากจุดรองรับเป็นค่าวิกฤตที่จะใช้ในการคำนวณออกแบบ แผนภูมิแรงเฉือนจึงมีลักษณะดังในรูป 5.12(ข) และในรูปที่ 5.13 แสดงกรณีอื่นซึ่งมีตำแหน่งวิกฤตสำหรับแรงเฉือนที่ต่างกันไป

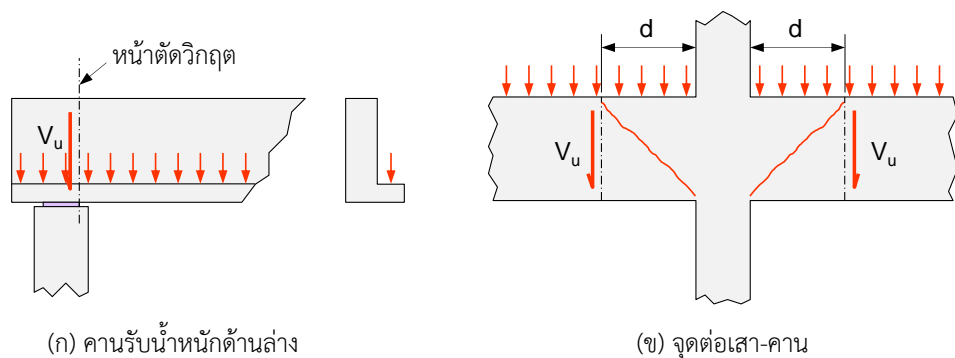


(ก) การแตกร้าวจากการเฉือนในคาน



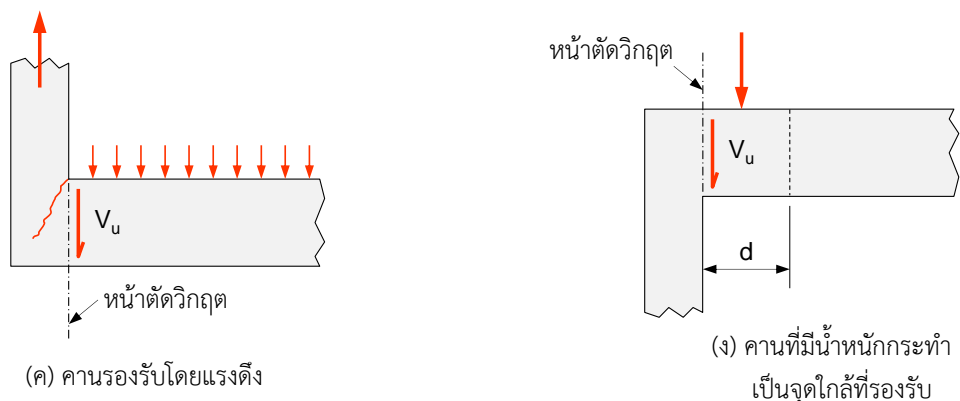
(ข) แผนภูมิแรงเฉือน

รูปที่ 5.12 แรงเฉือนประลัย V_u ที่ใช้ในการออกแบบ



(ก) คานรับน้ำหนักด้านล่าง

(ข) จุดต่อเสา-คาน



(ค) คานรองรับโดยแรงดึง

(ง) คานที่มีน้ำหนักกระทำ เป็นจุดใกล้ที่รองรับ

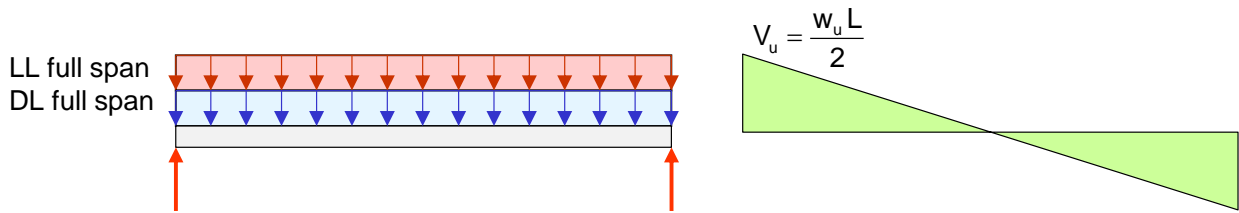
รูปที่ 5.13 หน้าตัดวิกฤตสำหรับออกแบบการเฉือนแบบต่างๆ

แรงเฉือนที่กลางช่วงของคานรับน้ำหนักแผ่

ในอาคารปกติคานรับน้ำหนักบรรทุกคงที่และคานรับน้ำหนักบรรทุกจรจะถูกสมมติเป็นคานรับน้ำหนักแผ่คงที่ น้ำหนักบรรทุกคงที่ซึ่งไม่มีการเปลี่ยนแปลงจะแผ่ลงตลอดทั้งช่วงคาน แต่คานรับน้ำหนักจรถูกสมมติเป็นคานรับน้ำหนักแผ่เต็มช่วงดังในรูปที่ 5.14(ก) ซึ่งจะทำให้ค่าแรงเฉือนที่ปลายมีค่ามากที่สุด หรืออาจแผ่ครึ่งช่วงดังในรูปที่ 5.14(ข) ซึ่งจะให้แรงเฉือนที่กลางช่วงมากที่สุด ส่วนแรงเฉือนที่หน้าตัดอื่นจะประมาณโดยใช้ shear force envelope ดังในรูป 5.14(ค)

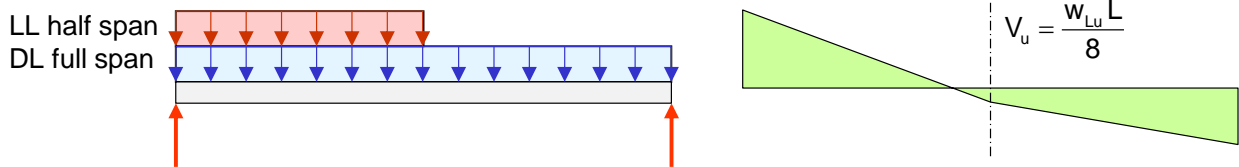
แรงเฉือนที่กลางช่วงคานเนื่องจากน้ำหนักจรถือครึ่งช่วงคานคือ

$$V_{u,\text{midspan}} = \frac{w_{Lu}L}{8} \quad (5.14)$$



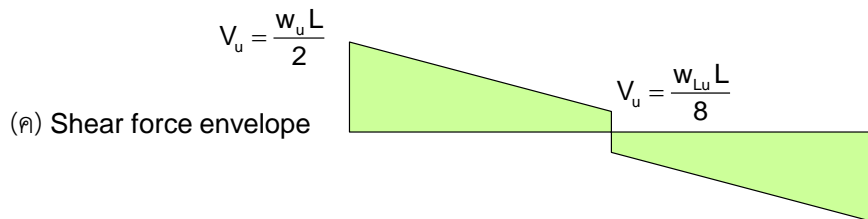
(ก) น้ำหนักคงที่และน้ำหนักจรถือเต็มช่วงคาน

Max. shear @ ends



(ข) น้ำหนักคงที่เต็มช่วงและน้ำหนักจรถือครึ่งช่วงคาน

Max. shear @ midspan



รูปที่ 5.14 การพิจารณาการรับน้ำหนักของคานเพื่อออกแบบแรงเฉือน

ขั้นตอนการออกแบบเพื่อรับแรงเฉือน

ในการออกแบบหน้าตัดรับแรงเฉือนเพื่อให้มีกำลังเฉือนเพียงพอเพื่อรับแรงเฉือนประลัยที่เกิดขึ้นคือ

$$\phi V_n \geq V_u \quad (5.15)$$

เมื่อตัวคูณลดกำลัง ϕ สำหรับการเฉือนคือ 0.85 มีขั้นตอนดังนี้

1. พิจารณาหน้าตัดวิกฤตและคำนวณแรงเฉือนประลัย V_u โดยปกติจะใช้ที่ค่าที่ระยะ d จากผิวของจตุรองรับ หรือพิจารณาจาก shear force envelope คำนวณกำลังเฉือน V_n ที่ต้องการคือ

$$V_n = V_u / \phi \quad (5.16)$$

2. คำนวณกำลังเฉือนคอนกรีต ส่วนใหญ่จะใช้สูตรอย่างง่ายคือ

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d \quad (5.17)$$

3. คำนวณกำลังเฉือนที่ต้องการจากเหล็กปลอก

$$V_s = V_n - V_c \quad (5.18)$$

4. ตรวจสอบกำลังเฉือนมากที่สุด ว่าหน้าตัดมีขนาดจะรับได้หรือไม่?

$$V_s \leq 2.1\sqrt{f'_c} b_w d \quad (5.19)$$

5. เลือกเหล็กปลอก (A_v) เพื่อคำนวณระยะห่าง s ที่ต้องการ

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} \quad (5.20)$$

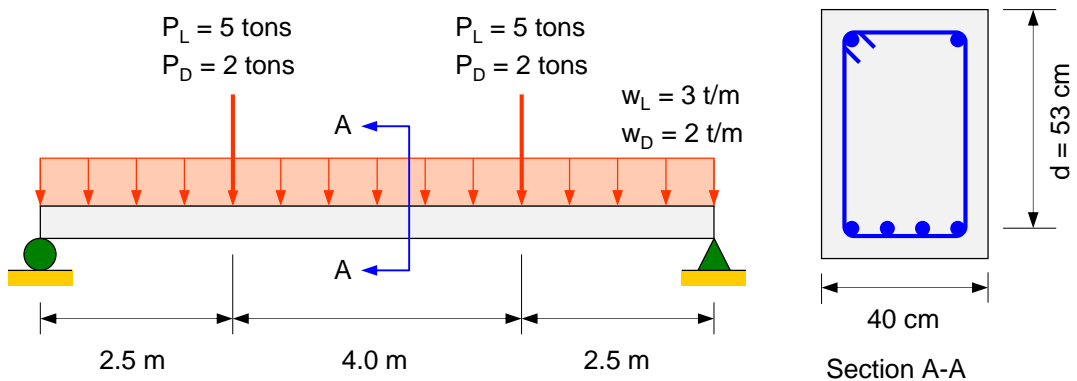
6. ระยะห่างเหล็กปลอกมากที่สุดจากปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนน้อยที่สุด

$$s_{\max} = \frac{A_v f_y}{0.2\sqrt{f'_c} b_w} \leq \frac{A_v f_y}{3.5b_w} \quad (5.21)$$

7. ระยะห่างเหล็กปลอกมากที่สุดตามค่า V_s

- เมื่อ $V_s \leq 1.1\sqrt{f'_c} b_w d$ ให้ใช้ค่า $s_{\max} = d/2 \leq 60$ ซม.
- เมื่อ $1.1\sqrt{f'_c} b_w d < V_s \leq 2.1\sqrt{f'_c} b_w d$ ให้ใช้ค่า $s_{\max} = d/4 \leq 30$ ซม.

ตัวอย่างที่ 5.1 ออกแบบเหล็กปลอกรับแรงเฉือนในคานช่วงเดี่ยวดังแสดงในรูปที่ 5.15 กำลังคอนกรีต $f'_c = 280$ กก./ซม.² ใช้เหล็กปลอก DB10 กำลังเหล็กเสริมรับการดัด 4,000 กก./ซม.²



รูปที่ 5.15 คานช่วงเดี่ยวและหน้าตัดสำหรับตัวอย่างที่ 5.1

วิธีทำ

1. **คำนวณแรงเฉือนประลัย**

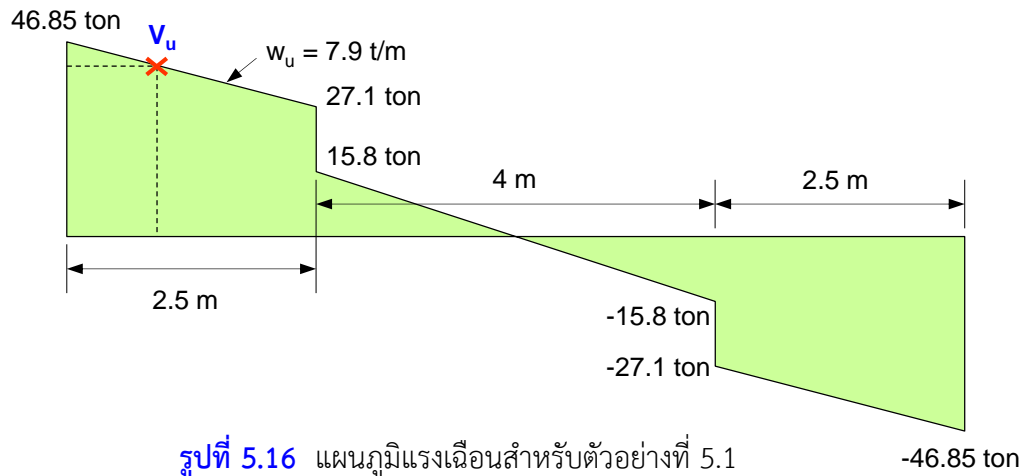
$$\text{น้ำหนักแม่ประลัย } w_u = 1.4(2) + 1.7(3) = 7.9 \text{ ตัน/เมตร}$$

$$\text{น้ำหนักประลัย } P_u = 1.4(2) + 1.7(5) = 11.3 \text{ ตัน}$$

เขียนแผนภูมิแรงเฉือนดังแสดงในรูปที่ 5.16

สมมติความกว้างเสาที่จุดรองรับกว้าง 30 ซม. คำนวณแรงเฉือนที่ระยะ d จากผิวจุดรองรับ

$$V_u / \phi \text{ ที่ระยะ } d = (46.85 - 7.9(0.15 + 0.53)) / 0.85 = 48.80 \text{ ตัน}$$



รูปที่ 5.16 แผนภูมิแรงเฉือนสำหรับตัวอย่างที่ 5.1

2. คำนวณกำลังเฉือนคอนกรีต V_c

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d = 0.53\sqrt{280} \times 40 \times 53 / 1,000 = 18.80 \text{ ตัน}$$

3. คำนวณกำลังเฉือนที่ต้องการจากเหล็กปลอก V_s

$$V_s = V_u / \phi - V_c = 48.80 - 18.80 = 30.00 \text{ ตัน}$$

4. คำนวณกำลังเฉือน V_s มากที่สุด ว่าหน้าตัดมีขนาดเพียงพอหรือไม่?

$$V_{s,max} = 2.1\sqrt{f'_c} b_w d = 2.1\sqrt{280} \times 40 \times 53 / 1,000 = 74.50 \text{ ตัน}$$

เนื่องจาก V_s ที่ต้องการที่ระยะ $d = 30.00$ ตัน มีค่าไม่เกิน $V_{s,max} = 74.50$ ตัน

ดังนั้นหน้าตัดมีขนาดเพียงพอ

$$\text{ตรวจสอบ } 1.1\sqrt{f'_c} b_w d = 1.1\sqrt{280} \times 40 \times 53 / 1,000 = 39.02 \text{ ตัน} > V_s$$

$$\text{ดังนั้น } s_{max} = d/2 = 53/2 = 26.5 \text{ ซม.} < 60 \text{ ซม.}$$

$$s_{max} = 26 \text{ ซม.}$$

5. คำนวณระยะห่างเหล็กปลอกที่ต้องการ

ลองใช้ DB10 ปลอกปิด(สองขา) $A_v = 2(0.785) = 1.57 \text{ ซม.}^2$ และ $f_y = 4,000 \text{ ก.ก./ซม.}^2$

ระยะห่างเหล็กปลอกที่ต้องการที่ระยะ d จากผิวของจุดรองรับคือ

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{1.57 \times 4.0 \times 53}{30.00} = 11 \text{ ซม.}$$

ดังนั้นเลือกใช้เหล็กปลอก **DB10 @ 0.11 ม.** ที่ระยะ d จากผิวจุดรองรับ

6. คำนวณระยะห่างเหล็กปลอกมากที่สุด ตามปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนน้อยที่สุด

$$s_{\max} = \frac{A_v f_y}{0.2\sqrt{f'_c} b_w} = \frac{1.57 \times 4,000}{0.2\sqrt{280} \times 40} = 47 \text{ ซม.}$$

และ $s_{\max} = \frac{A_v f_y}{3.5b_w} = \frac{1.57 \times 4,000}{3.5 \times 40} = 45 \text{ ซม.}$ **$s_{\max} = 45 \text{ ซม.}$**

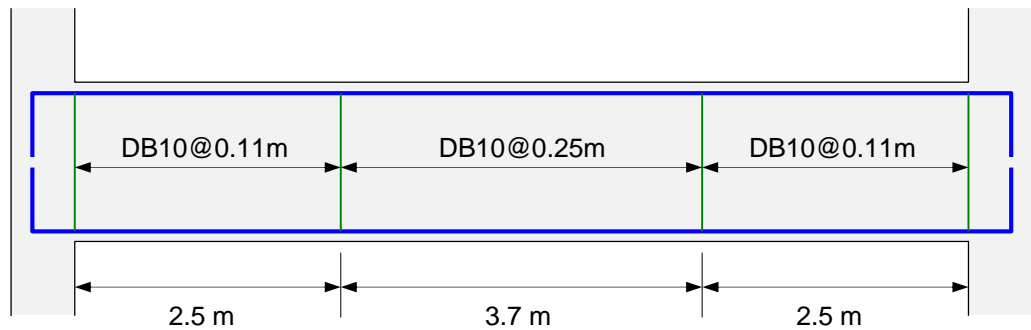
ดังนั้น **DB10 @ 0.11 ม. ที่เลือกไว้ใช้ได้** แต่ค่อนข้างถี่จึงควรเพิ่มระยะขึ้น เมื่อแรงเฉือนที่มากระทำลดลงสำหรับหน้าตัดที่อยู่ห่างมากกว่าระยะ d จากผิวจุดรองรับ

7. ออกแบบเหล็กปลอกสำหรับระยะ $x > 2.5$ เมตร $V_u/\phi = 15.8/0.85 = 18.6$ ตัน

เนื่องจากค่ากำลังเฉือนที่ต้องการ $V_u/\phi = 18.6$ ตัน น้อยกว่ากำลังเฉือนคอนกรีต $V_c = 18.8$ ตัน

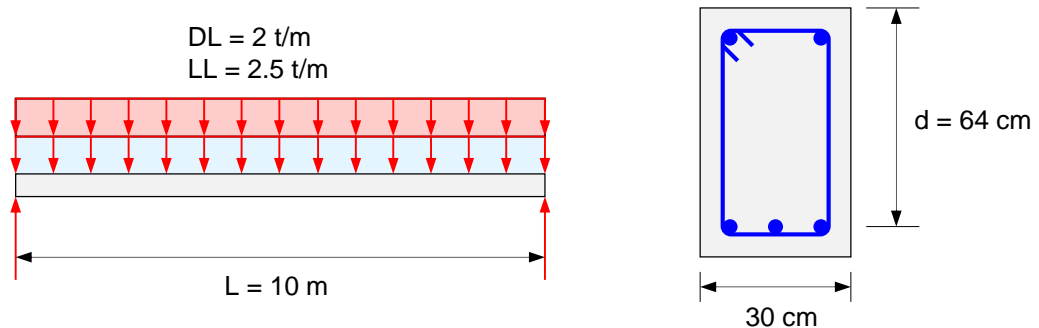
ดังนั้นใช้ปริมาณเหล็กน้อยที่สุดหรือ s_{\max} ที่ควบคุมคือ $d/2 = 53/2 = 26.5$ ซม.

เลือกใช้เหล็กปลอก **DB10@0.25**



รูปที่ 5.17 การจัดวางเหล็กปลอกรับแรงเฉือนสำหรับตัวอย่างที่ 5.1

ตัวอย่างที่ 5.2 คานช่วงเดียวในรูปที่ 5.18 รองรับน้ำหนักคงที่ 2 ตัน/เมตร (รวมน้ำหนักตัวเอง) และน้ำหนักจร 2.5 ตัน/เมตร ให้ออกแบบเหล็กปลอกสำหรับคานนี้ กำลังคอนกรีต $f'_c = 250$ ก.ก./ ซม.^2 กำลังเหล็กเสริมรับการดัด 4,000 ก.ก./ ซม.^2



รูปที่ 5.18 คานช่วงเดียวและหน้าตัดสำหรับตัวอย่างที่ 5.2

วิธีทำ

1. คำนวณ **shear force envelope** สำหรับออกแบบการเฉือน

น้ำหนักประลัยทั้งหมด $w_u = 1.4(2) + 1.7(2.5) = 7.05$ ตัน/เมตร

$$\text{น้ำหนักจรประลัย } w_{Lu} = 1.7(2.5) = 4.25 \text{ ตัน/เมตร}$$

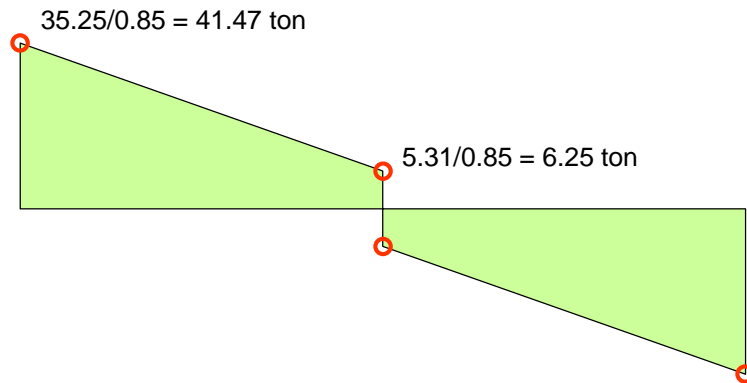
$$\text{แรงเฉือนประลัยที่ปลายคาน } w_u L/2 = 7.05(10)/2 = 35.25 \text{ ตัน}$$

$$\text{แรงเฉือนประลัยที่กลางช่วงคาน } w_{Lu} L/8 = 4.25(10)/8 = 5.31 \text{ ตัน}$$

เนื่องจากคานรับน้ำหนักบนหลังคานและจตุรกรรับอยู่ด้านล่าง สมมุติจตุรกรรับกว้าง 40 ซม.

หน้าตัดวิกฤตอยู่ที่ระยะ $d = 64$ ซม. จากผิวจตุรกรรับ แรงเฉือนมีค่าเท่ากับ

$$V_u/\phi \text{ ที่ระยะ } d = 41.47 - (0.84/5)(41.47 - 6.25) = 35.55 \text{ ตัน}$$

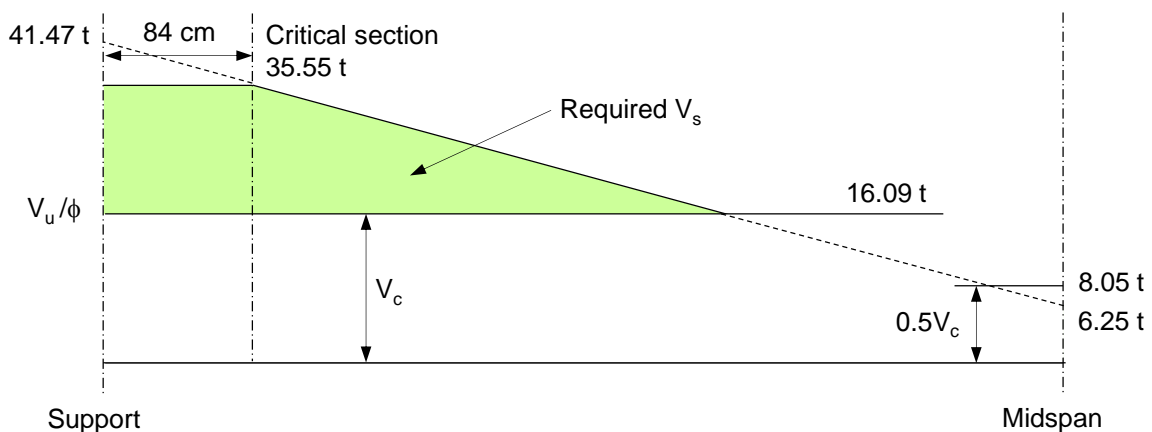


รูปที่ 5.19 shear force envelope V_u/ϕ

2. คำนวณกำลังเฉือนคอนกรีต V_c

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d = 0.53\sqrt{250} \times 30 \times 64 / 1,000 = 16.09 \text{ ตัน}$$

เขียนแรงเฉือนที่หน้าตัดวิกฤตและกำลังเฉือนคอนกรีตลงใน shear force envelope พื้นที่ส่วนที่เกิน V_c ขึ้นมาคือ V_s คือส่วนที่ต้องการเหล็กปลอกมาช่วยรับแรงเฉือน บางช่วงของคานแม้ไม่ต้องการ V_s ก็ยังคงต้องใส่เหล็กปลอกในปริมาณน้อยที่สุด ดังแสดงในรูปที่ 5.20



รูปที่ 5.20 แผนภูมิแรงเฉือนที่ใช้ในการออกแบบ

3. คำนวณกำลังเฉือนที่ต้องการจากเหล็กปลอก V_s

$$V_s = V_u / \phi - V_c = 35.55 - 16.09 = 19.46 \text{ ตัน}$$

4. คำนวณกำลังเฉือน V_s มากที่สุด ว่าหน้าตัดมีขนาดเพียงพอหรือไม่?

$$V_{s,max} = 2.1\sqrt{f'_c} b_w d = 2.1\sqrt{250} \times 30 \times 64 / 1,000 = 63.75 \text{ ตัน}$$

เนื่องจาก V_s ที่ต้องการที่ระยะ $d = 19.46$ ตัน มีค่าไม่เกิน $V_{s,max} = 63.75$ ตัน

ดังนั้นหน้าตัดมีขนาดเพียงพอ

ตรวจสอบ $1.1\sqrt{f'_c} b_w d = 1.1\sqrt{250} \times 30 \times 64 / 1,000 = 33.39 \text{ ตัน} > V_s$

เนื่องจาก $V_s < 1.1\sqrt{f'_c} b_w d$ ดังนั้น $s_{max} = d/2 = 64/2 = 32 \text{ ซม.} < 60 \text{ ซม.}$

5. คำนวณระยะห่างเหล็กปลอกที่ต้องการ

ลองใช้ RB9 ปลอกปิด(สองขา) $A_v = 2(0.636) = 1.27 \text{ ซม.}^2$ และ $f_y = 2,400 \text{ ก.ก./ซม.}^2$

ระยะห่างเหล็กปลอกที่ต้องการที่ระยะ d จากผิวของจตุรรองรับคือ

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{1.27 \times 2.4 \times 64}{19.46} = 10.02 \text{ ซม.}$$

ดังนั้นเลือกใช้เหล็กปลอก RB9 @ 0.10 ม. ที่ระยะ d จากผิวจตุรรองรับ

6. คำนวณระยะห่างเหล็กปลอกมากที่สุด จากปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนน้อยที่สุด

$$s_{max} = \frac{A_v f_y}{0.2\sqrt{f'_c} b_w} = \frac{1.27 \times 2,400}{0.2\sqrt{250} \times 30} = 32 \text{ ซม.}$$

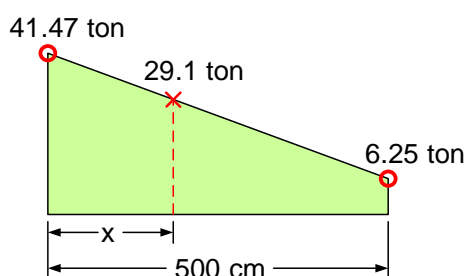
และ $s_{max} = \frac{A_v f_y}{3.5b_w} = \frac{1.27 \times 2,400}{3.5 \times 30} = 29 \text{ ซม.}$

$s_{max} = 29 \text{ ซม.}$

ดังนั้น RB9 @ 0.10 ม. ที่เลือกไว้ใช้ได้ แต่ค่อนข้างถี่จึงควรเพิ่มระยะขึ้นเป็น 15 ซม. เมื่อแรงเฉือนที่มากกระทำลดลงสำหรับหน้าตัดที่อยู่ห่างมากกว่าระยะ d จากผิวจตุรรองรับ

7. คำนวณค่า V_u/ϕ และระยะที่จะใช้เหล็กปลอก RB9 @ 0.15 ม.

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{A_v f_y d}{s} + V_c = \frac{1.27 \times 2.4 \times 64}{15} + 16.09 = 29.1 \text{ ตัน}$$



พิจารณาตำแหน่งที่ $V_u/\phi = 29.1$ ตัน

จากรูปที่ 5.19 ใช้กฎสามเหลี่ยมคล้าย

$$x = \frac{41.47 - 29.1}{41.47 - 6.25} \times 500 = 176 \text{ ซม. จากจตุรรองรับ}$$

บริเวณกลางช่วงคานแรงเฉือนมีค่าน้อย เราอาจเพิ่มระยะห่างเหล็กปลอกได้จนถึง $s_{max} = 29 \text{ ซม.}$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{A_v f_y d}{s} + V_c = \frac{1.27 \times 2.4 \times 64}{29} + 16.09 = 22.8 \text{ ตัน}$$

$$x = \frac{41.47 - 22.8}{41.47 - 6.25} \times 500 = 265 \text{ ซม. จากจตุรรองรับ}$$

8. จัดวางเหล็กปลอกตามตำแหน่งที่คำนวณมา

โดยอาจจัดวางตามระยะที่คำนวณได้ หรือพิจารณาโดยละเอียดที่ละปลอกและระยะตามจริง เช่น กำหนดให้ปลอกแรกเริ่มที่ระยะ 1 ซม. จากผิวจตุรรองรับ แล้วคำนวณระยะที่ใช้จริงตามระยะห่างระหว่างปลอกไปจนถึงระยะที่คำนวณได้โดยอาจเกินไปเล็กน้อยดังนี้

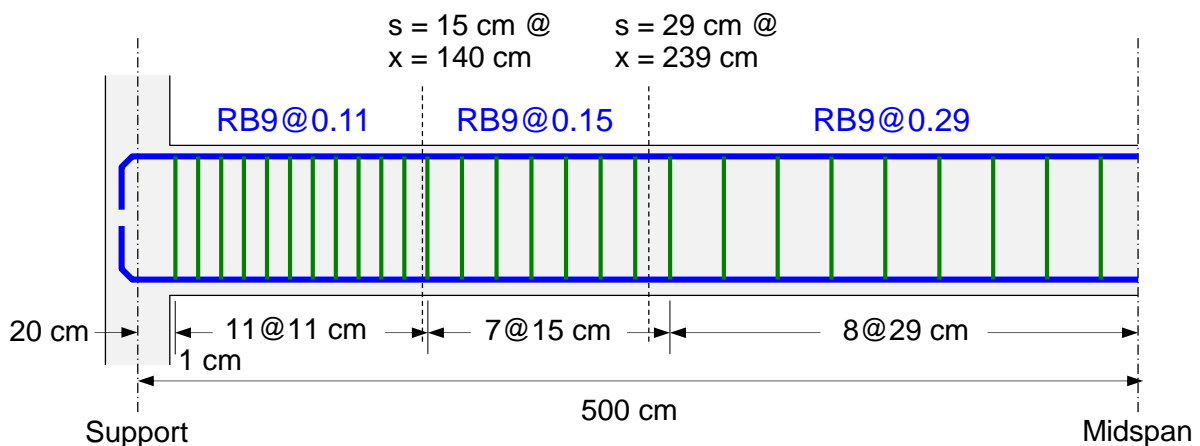
$$\text{RB9 @ 0.10 ม. : } 20 + 1 + 16@10 = 181 \text{ ซม. } > 176 \text{ ซม.}$$

OK

$$\text{RB9 @ 0.15 ม. : } 181 + 6@15 = 271 \text{ ซม. } > 265 \text{ ซม.}$$

OK

$$\text{RB9 @ 0.29 ม. : } 271 + 7@29 = 474 \text{ ซม.}$$



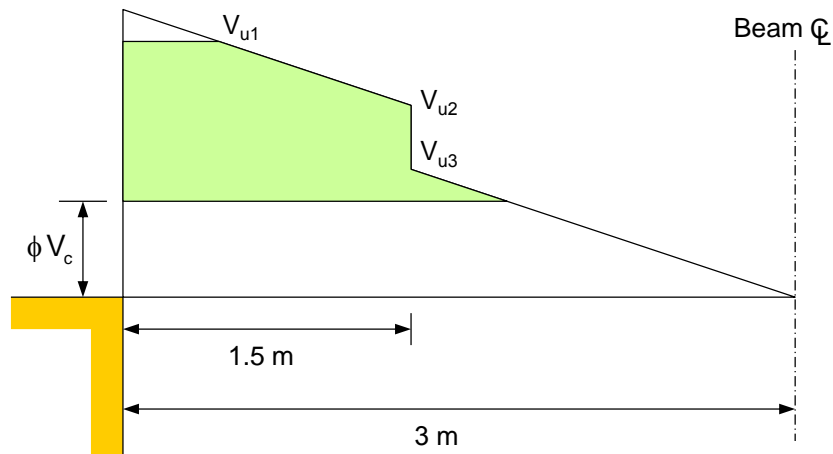
รูปที่ 5.21 การใส่เหล็กปลอกในตัวอย่างที่ 5.2

ปัญหาท้ายบทที่ 5

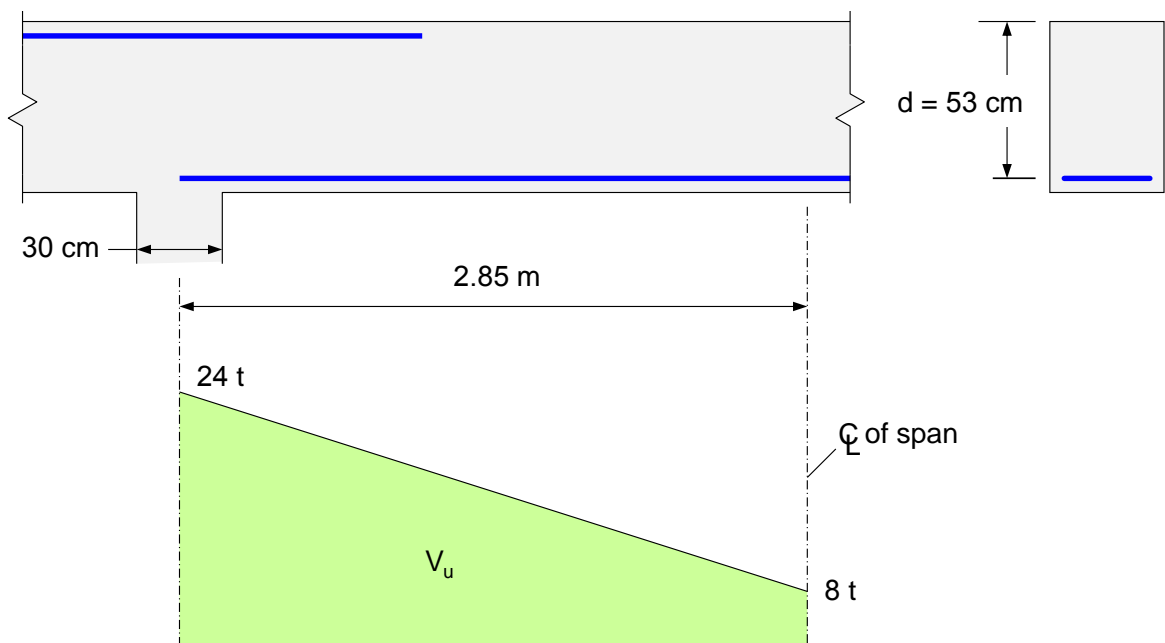
- 5.1 คานช่วงเดี่ยวยมีระยะช่วงยาว $l_n = 6.7$ ม. รองรับน้ำหนักบรรทุกทุกแผ่นคองที่ $w_D = 1.6$ ตัน/ม. และน้ำหนักจร $w_L = 1.2$ ตัน/ม. จงคำนวณแรงเฉือนประลัยที่หน้าตัดวิกฤต V_u และออกแบบขนาดและระยะห่างเหล็กปลอกโดยใช้เหล็ก SR24 ($f_y = 2,400$ ก.ก./ชม.²) หรือ SD40 ($f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.²) กำหนด: $b_w = 30$ ซม. $d = 43$ ซม. และ $f'_c = 280$ ก.ก./ชม.²
- 5.2 คานยื่นรองรับน้ำหนักบรรทุกจรกระทำเป็นจุด 10 ตัน กระทำที่ระยะ 1 เมตรจากจุดรองรับ ถ้าน้ำหนักคานคือ 30 ซม. × 50 ซม. ความลึกประสิทธิภาพ $d = 43$ ซม. จงออกแบบเหล็กปลอกที่ต้องการ กำหนด $f'_c = 210$ ก.ก./ชม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.²
- 5.3 ช่วงคานแรกของคานต่อเนื่องมีระยะช่วงหักความกว้างเสา $l_n = 5.7$ เมตร รองรับน้ำหนักบรรทุกจรแผ่น $w_L = 2.6$ ตัน/ม. และน้ำหนักคองที่ $w_D = 3.2$ ตัน/ม. ไม่รวมน้ำหนักคาน จงออกแบบหน้าตัดเพื่อรองรับการตัดและแรงเฉือน สมมุติคานกว้าง $b_w = 40$ ซม. กำหนด $f'_c = 240$ ก.ก./ชม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.²
- 5.4 คานต่อเนื่องสองช่วงมีระยะช่วงเท่ากัน $l_n = 5.7$ ม. รองรับน้ำหนักบรรทุกคองที่ $w_D = 4$ ตัน/ม. น้ำหนักบรรทุกจร $w_L = 1.2$ ตัน/ม. น้ำหนักคองที่กระทำเป็นจุด $P_D = 7$ ตัน น้ำหนักจร $P_L =$

10 ตัน กระทำที่กลางช่วงคาน จงออกแบบขนาดหน้าตัดและเหล็กปลอก กำหนด $f'_c = 280$ กก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ กก./ซม.²

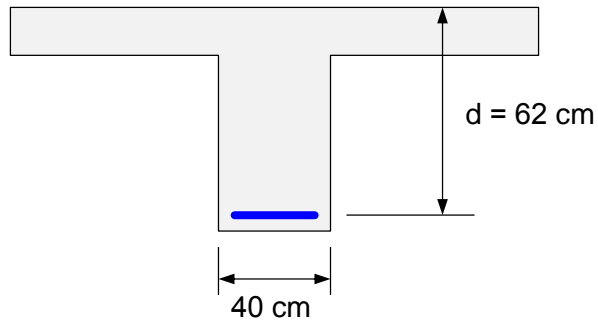
5.5 จงออกแบบเหล็กปลอกสำหรับคานที่มีแผนภูมิแรงเฉือนดังรูปข้างล่าง กำหนด: $b_w = 30$ ซม. $d = 53$ ซม. $V_{u1} = 30$ ตัน $V_{u2} = 24$ ตัน $V_{u3} = 20$ ตัน $f'_c = 280$ กก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ กก./ซม.²



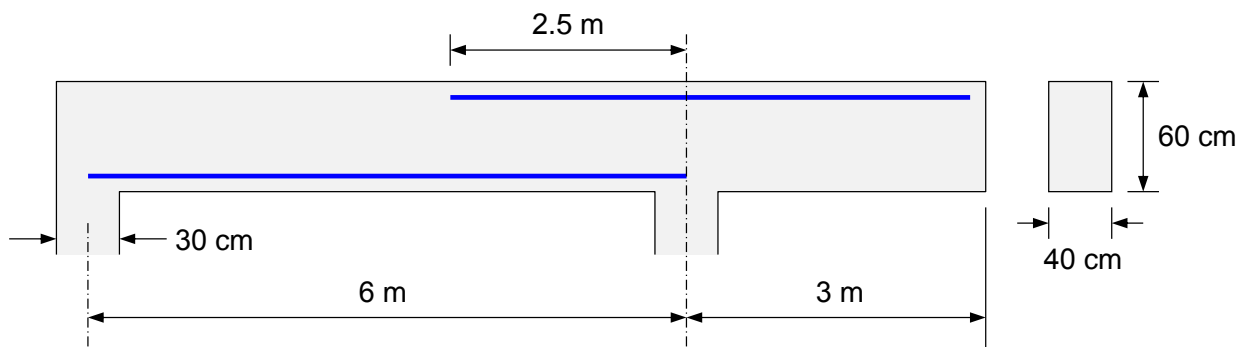
5.6 สำหรับส่วนหนึ่งของคานต่อเนื่องดังแสดงในรูปข้างล่าง โดยกำหนดแผนภูมิแรงเฉือนประลัย V_u มาให้ จงพิจารณาระยะห่างของเหล็กปลอก DB10 กำหนด: $b_w = 30$ ซม. $d = 53$ ซม. ความกว้างจตุรรองรับ 30 ซม. ครึ่งช่วงคาน = 2.7 ม. V_u ที่จตุรรองรับ = 24 ตัน V_u ที่กลางช่วงคาน = 8 ตัน $f'_c = 240$ กก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ กก./ซม.²

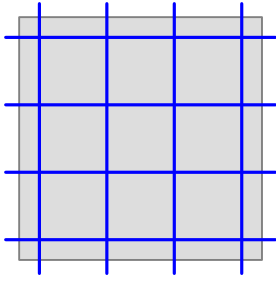


5.7 สำหรับคานช่วงเดียวดังในรูปข้างล่าง ระยะช่วงคานหักความกว้างจตุรรองรับ 9.7 เมตร น้ำหนักบรรทุกทุกคงที่แบบแผ่ 3.2 ตัน/ม. (รวมน้ำหนักคาน) และน้ำหนักจร 5 ตัน/ม. จงออกแบบเหล็กปลอกเพื่อรองรับแรงเฉือนในคาน กำหนด: $f'_c = 240$ กก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ กก./ซม.²



5.8 คานดังแสดงในรูปข้างล่าง รองรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ 5 ตัน/ม. (รวมน้ำหนักคาน) และน้ำหนักบรรทุกจร 7.2 ตัน/ม. จงออกแบบเหล็กปลอกเพื่อต้านทานการเฉือน กำหนด: $f'_c = 240$ ก.ก./ ซม.^2 และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ ซม.^2





6

พื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก

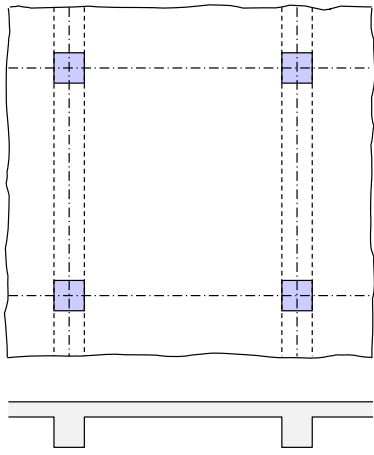
พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กคือองค์อาคารพื้นแผ่นราบซึ่งใช้รองรับน้ำหนักใช้สอยในอาคาร พื้นอาจถูกรองรับโดยคานคอนกรีตเสริมเหล็ก(ซึ่งมักจะหล่อพร้อมกับพื้นเพื่อให้เป็นเนื้อเดียวกัน) โดยผนังอิฐก่อหรือผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยองค์อาคารเหล็ก โดยเสา หรือโดยพื้นดิน

พื้นอาจถูกรองรับโดยสองด้านตรงข้ามเท่านั้นดังในรูปที่ 6.1(ก) ซึ่งพฤติกรรมทางโครงสร้างของพื้นจะมีเพียงทิศทางเดียว (One-way) น้ำหนักบรรทุกจะถูกรองรับโดยพื้นในทิศทางตั้งฉากกับคานรองรับ ถ้ามีคานบนด้านทั้งสองดังในรูปที่ 6.1(ข) พฤติกรรมของคานจะมีสองทิศทาง (Two-way) ถ้าระยะห่างระหว่างเสามีมากอาจต้องใช้คานย่อยดังในรูปที่ 6.1(ค)

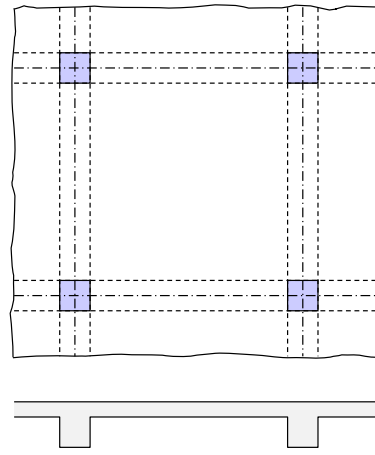
ในบางกรณีพื้นคอนกรีตอาจถูกรองรับโดยตรงโดยเสาดังในรูปที่ 6.1(ง) โดยไม่มีการใช้คาน เรียกว่าพื้นไร้คานท้องเรียบ (Flat plate) มักใช้ในช่วงความยาวไม่มากนักและน้ำหนักบรรทุกไม่หนักมาก พื้นไร้คานในรูปที่ 6.1(จ) จะเพิ่มความหนาพื้นบริเวณหัวเสาเรียกว่าแป้นหัวเสา (Drop panel) และมักใช้หมวกหัวเสา (Column capital) ซึ่งจะมีลักษณะคล้ายกรวยหงาย ทั้งนี้เพื่อช่วยลดหน่วยแรงที่เกิดจากการเฉือนและโมเมนต์ลรอบหัวเสา พื้นอีกแบบที่มีลักษณะใกล้เคียงกับพื้นไร้คานคือพื้นตงสองทาง (Two-way joist) หรือพื้นกริด (Grid slab) ดังในรูปที่ 6.1(ฉ) เพื่อลดน้ำหนักบรรทุกคงที่ของแผ่นพื้น จะใช้แบบหล่อสี่เหลี่ยมสอดเข้าไปทำให้เกิดเป็นช่องว่างในแผ่นพื้น ยกเว้นบริเวณหัวเสาที่ต้องการความต้านทานโมเมนต์และแรงเฉือน

นอกจากจะถูกรองรับโดยเสาดังในรูปที่ 6.1 แล้ว พื้นยังถูกรองรับอย่างต่อเนื่องโดยพื้นดินเช่น ถนน สนามบิน และพื้นโกดังสินค้า ในกรณีดังกล่าวจะต้องเตรียมชั้นบดอัดหินคลุกให้ดี เพื่อให้ได้การรองรับที่สม่ำเสมอและมีการระบายน้ำอย่างเพียงพอ

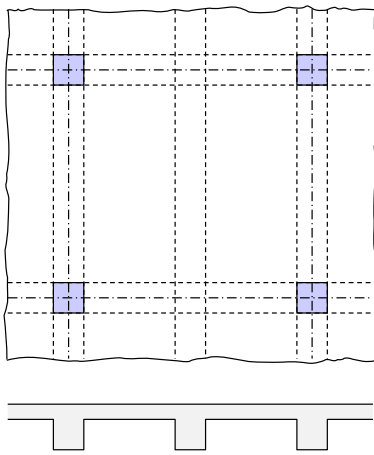
เหล็กเสริมที่ใช้ในแผ่นพื้นส่วนใหญ่จะขนานกับผิวพื้น โดยจะใช้เป็นเส้นตรงแม้ว่าในพื้นที่ต่อเนื่องจะมีการตัดเหล็กกลางขึ้นมาเป็นเหล็กบนบริเวณจุดรองรับเป็นเหล็กค้อม้า การทำแผ่นพื้นบนดินมักใช้ลวดตะแกรงเพื่อความสะดวกรวดเร็ว แผ่นพื้นยังสามารถถูกอัดแรงโดยเส้นลวดแรงดึงสูงอีกด้วย



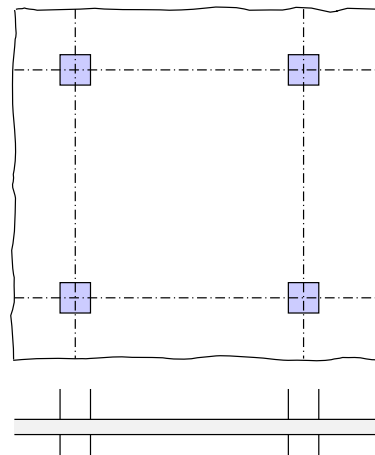
(ก) พื้นทางเดียว



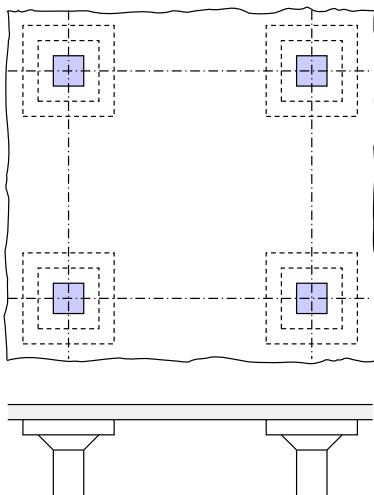
(ข) พื้นสองทาง



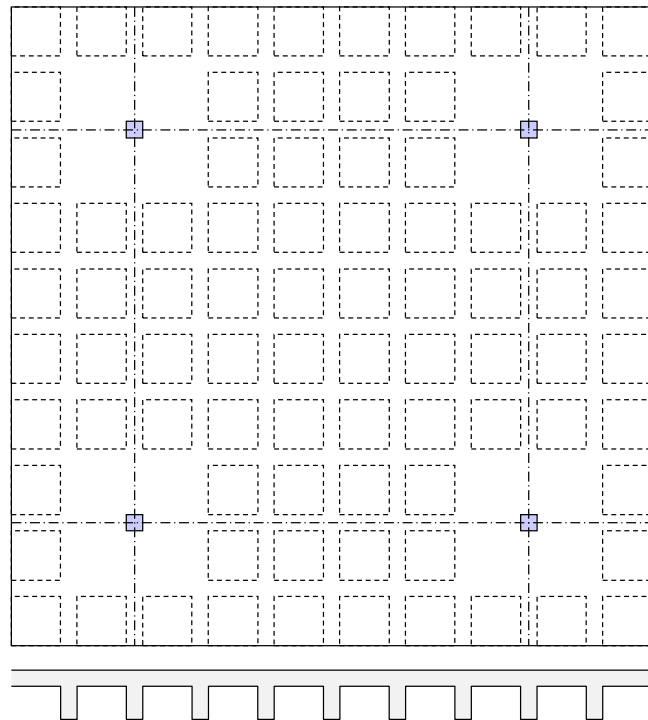
(ค) พื้นทางเดียว



(ง) พื้นไร้คานท้องเรียบ (Flat Plate)



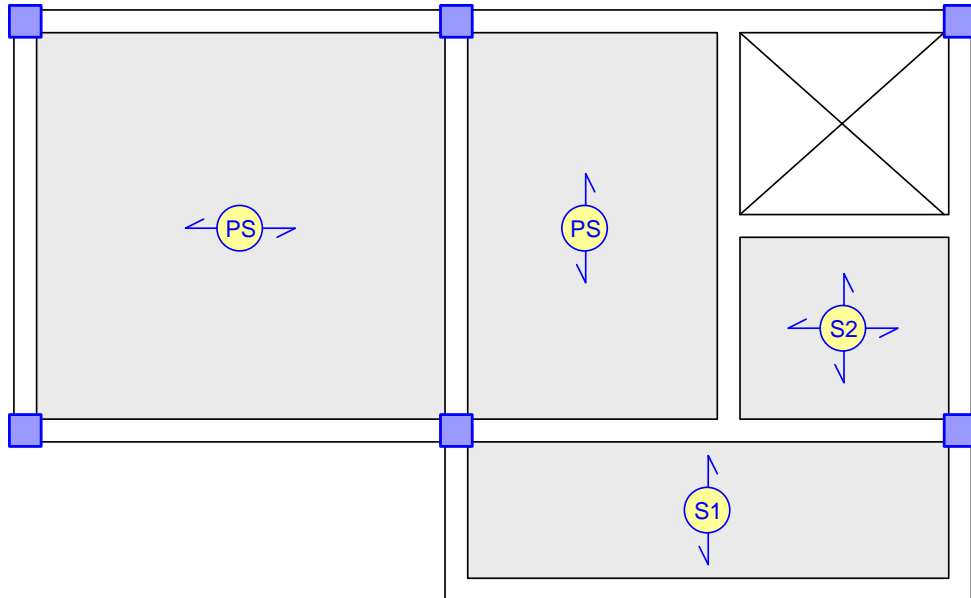
(จ) พื้นไร้คาน (Flat Slab)



(ฉ) พื้นกริด (Grid Slab)

รูปที่ 6.1 ชนิดของพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก

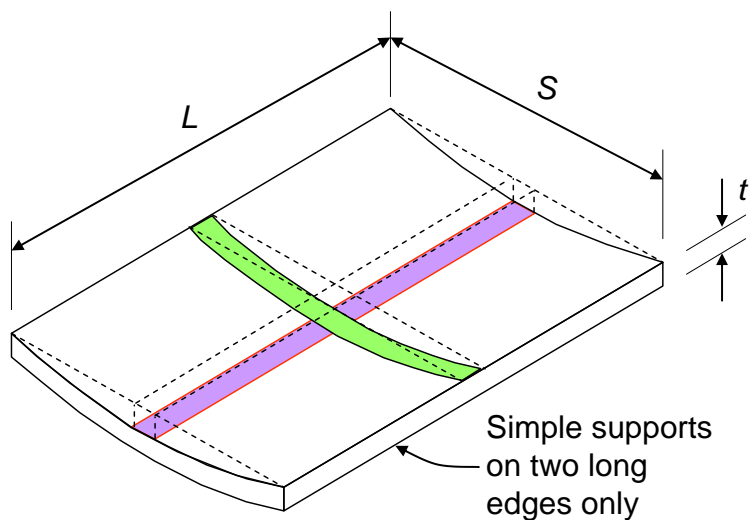
แบบแปลนพื้นในแต่ละชั้นจะแสดงสัญลักษณ์ของพื้นพร้อมหมายเลขกำกับได้แก่ S1, S2,... คือพื้นหล่อในที่ทางเดียวหรือสองทางโดยใช้ลูกศรแสดงทิศทาง, SP หรือ PS คือพื้นสำเร็จรูป (Precasted Slab) และ GS คือพื้นบนดิน



รูปที่ 6.2 แบบแปลนอาคาร

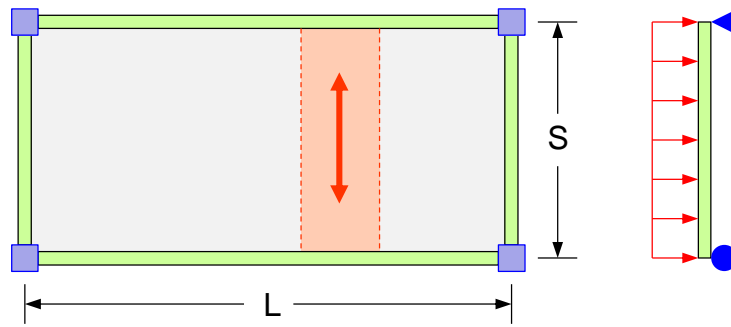
พื้นทางเดียว (One-way Slab) S1

คือพื้นที่มีด้านยาว (L) เกินสองเท่าของด้านสั้น (S) พฤติกรรมการรับน้ำหนักเป็นไปในทิศทางเดียวคือด้านสั้น ดังนั้นจึงมีลักษณะเช่นเดียวกับคาน จุดรองรับของพื้นที่ขอบทั้งสองข้างของด้านสั้น การเสริมเหล็กในพื้นมีทั้งสองทิศทางเป็นตะแกรงเพื่อต้านทานการแตกร้าว เสริมเหล็กล่างเพื่อรับโมเมนต์บวกบริเวณกลางช่วง และเสริมเหล็กบนเพื่อรับโมเมนต์ลบที่บริเวณจุดรองรับ

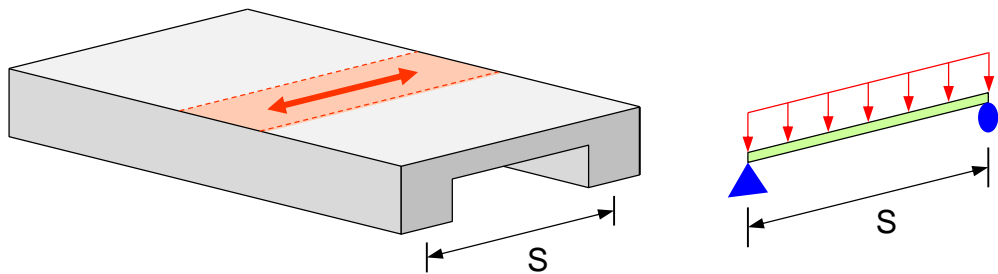


รูปที่ 6.3 พื้นทางเดียวรับน้ำหนักบรรทุก

การพิจารณาว่าเป็นพื้นทางเดียวหรือไม่นั้น ในกรณีที่มีคานโดยรอบพื้นที่สี่ด้านดังในรูปที่ 6.4(ก) จะเป็นพื้นทางเดียวเมื่อด้านยาว L ไม่น้อยกว่าสองเท่าของด้านสั้น S หรือในกรณีที่มีเพียงคานรองรับสองด้านดังในรูปที่ 6.4(ข)



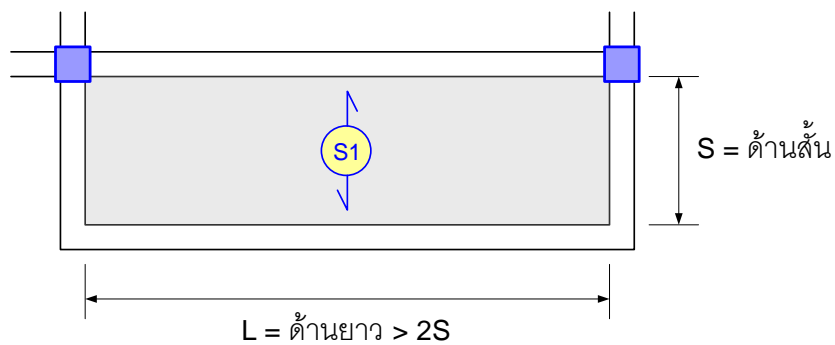
(ก) พื้นมีคานรอบสี่ด้าน $L \geq 2S$



(ข) พื้นมีคานรองรับ 2 ด้านขนานกัน

รูปที่ 6.4 การพิจารณาพื้นทางเดียว

การเขียนสัญลักษณ์พื้นทางสั้นจะเขียนชื่อพื้น S_1, S_2, \dots ภายในวงกลม และเขียนลูกศรทางเดียวขนานกับทิศทางสั้น (S) ซึ่งเป็นทิศทางในการรับน้ำหนักบรรทุก

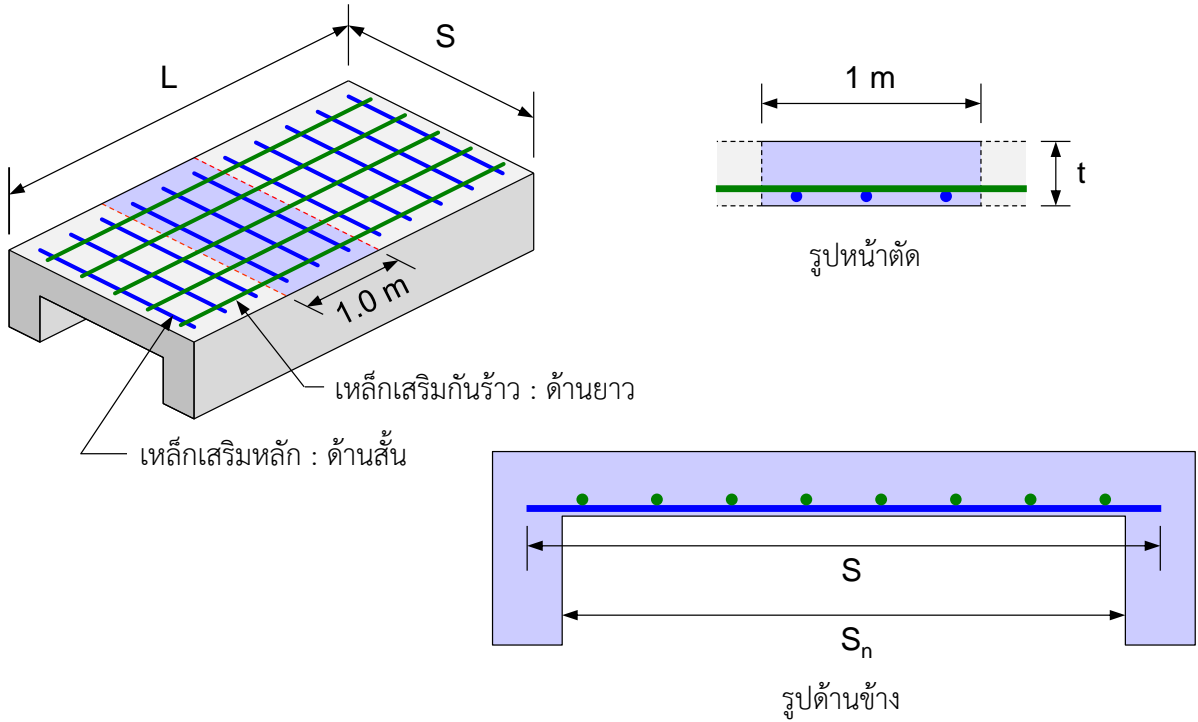


รูปที่ 6.5 พื้นทางเดียวรับน้ำหนักบรรทุก

เหล็กเสริมในพื้นที่เดียว

ในการวิเคราะห์และออกแบบจะตัดพื้นเป็นแถบกว้าง 1 เมตรในทิศทางสั้นดังแสดงในรูปที่ 6.6 โดยจะคิดเหมือนเป็นคานที่มีความกว้าง 1 เมตร ลึก t เท่ากับความหนาพื้น มีช่วงความยาว S คือด้านสั้นของพื้น เหล็กเสริมหลักจะอยู่ในทิศทางด้านสั้น

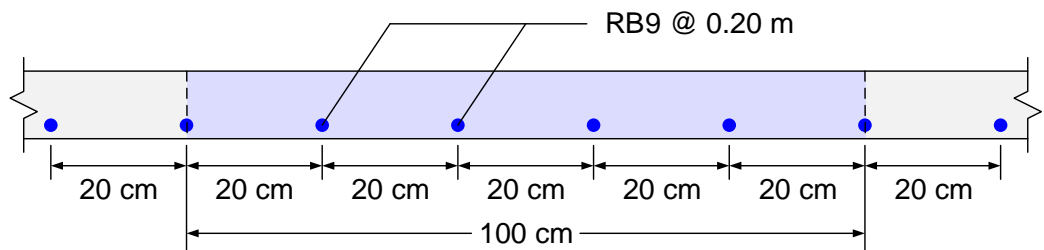
ส่วนทิศทางยาวจะเสริมเหล็กเพื่อป้องกันการแตกร้าวจากการยืดหดตัวเนื่องจากอุณหภูมิ รวมทั้งสองทิศทางเหล็กเสริมในพื้นจึงมีลักษณะเป็นตะแกรง โดยเหล็กเสริมหลักด้านสั้นจะอยู่ล่างหรือชั้นนอกเพื่อให้ได้ระยะความลึกประสิทธิภาพมากกว่า



รูปที่ 6.6 แลบบพื้นทางเดียวกว้าง 1 เมตร

ในการออกแบบเมื่อคำนวณพื้นที่เหล็กเสริม A_s ที่ต้องการออกมา จะเป็นพื้นที่เหล็กเสริมต่อความกว้าง 1 เมตร ดังนั้นในการระบุเหล็กเสริมในพื้นจึงระบุเป็นขนาดเหล็กเสริมและระยะห่าง s ระหว่างเหล็กเสริม ตัวอย่างเช่น RB9 @ 0.20 m หมายความว่าให้เสริมเหล็ก RB9 ($A_b = 0.636 \text{ cm}^2$) ระยะห่าง 0.20 m ดังในรูปที่ 6.7 ดังนั้นพื้นที่เหล็กเสริมในความกว้าง 1 เมตรเท่ากับ $0.636(100/20) = 3.18 \text{ cm}^2/\text{m}$ ดังแสดงไว้ในตาราง ก.2

$$A_s = A_b \left(\frac{100}{s} \right) \quad (6.1)$$



รูปที่ 6.7 เหล็กเสริมในพื้น RB9 @ 0.20 m

ในการออกแบบเมื่อคำนวณ A_s ที่ต้องการออกมาได้ เรามักใช้ตาราง ก.2 เลือกเหล็กเสริม ตัวอย่างเช่นสมมุติว่าต้องการ $A_s = 5 \text{ cm}^2/\text{m}$ ถ้าเลือก RB9 เมื่อไล่ตามตารางจะได้ค่าน้อยที่สุดที่ยังมากกว่าคือ RB9 @ 0.10 m มี $A_s = 6.36 \text{ cm}^2$ ระยะห่างในตาราง ก.2 เพิ่มขึ้นทีละ 5 cm ซึ่งถ้าต้องการละเอียดกว่านี้ ให้คำนวณ s โดยจัดรูปสมการ (6.1) ใหม่จะได้

$$s = \left(\frac{A_b}{A_s} \right) \times 100 = \frac{0.636}{5} \times 100 = 12.72 \text{ cm} \quad \text{USE 12 cm}$$

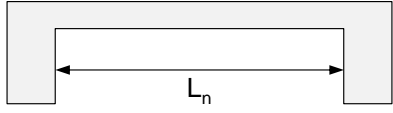
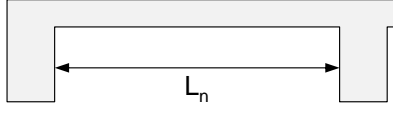
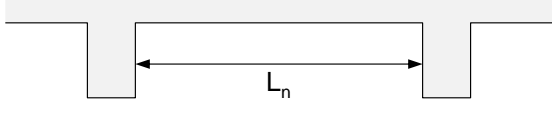
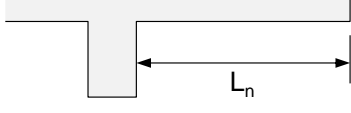
ดังนั้นใช้เหล็กเสริม **RB9 @ 0.12 m** (ระยะห่างปัดลง 12.72 → 12 ได้พื้นที่เหล็กเสริมมากขึ้น)

ความหนาของพื้นทางเดียว

ในการออกแบบแผ่นพื้นทางเดียวเนื่องจากเราตัดแผ่นพื้นในแนวด้านออกเป็นคาน ซึ่งมีความกว้าง 1 เมตร ดังนั้นตัวแปรที่เหลืออยู่ก็คือความหนาของแผ่นพื้น ซึ่งจะขึ้นกับค่าโมเมนต์และแรงเฉือนที่ต้องการรวมถึงการโค้งตัวของพื้นซึ่งตามมาตรฐาน **ACI** กำหนดให้ดังตารางที่ 6.1 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติที่ใช้เหล็กเสริม **SD40** อาจใช้ความหนาที่น้อยกว่านี้ได้ถ้ามีการคำนวณการแอ่นตัว เมื่อใช้เหล็กที่ที่กำลังครากน้อยกว่า 4,000 ก.ก./ชม.² ให้คูณค่าในตารางด้วย $(0.4 + f_y/7,000)$

ความหนาของพื้นอยู่ระหว่าง 10-15 ซม. ระยะหุ้มคอนกรีต 2-3 ซม. ระยะห่างของเหล็กเสริมต้องไม่เกิน 3 เท่าของความหนาพื้นหรือ 45 ซม. โดยใช้ค่าที่น้อยกว่า

ตารางที่ 6.1 ความหนาต่ำสุดของพื้นทางเดียว

ความหนา	ลักษณะของจตุรรองรับ	
L/20	พื้นช่วงเดียว	
L/24	ปลายต่อเนื่องข้างเดียว	
L/28	ปลายต่อเนื่องสองข้าง	
L/10	ปลายยื่น	

* L คือความยาวของช่วงพื้น สำหรับเหล็กเสริม SD40 ซึ่งมี $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.²

* สำหรับเหล็กเสริมชนิดอื่นให้คูณค่าในตารางด้วย $0.4 + f_y/7,000$ ก.ก./ชม.²

เหล็กเสริมป้องกันการหดตัวและการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ

คอนกรีตจะเกิดการหดตัวเมื่อซีเมนต์เพสต์แข็งตัว ทำให้เกิดหน่วยแรงดึงจากการหดตัว (**Shrinkage stress**) นอกจากนั้นการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิของคอนกรีตในโครงสร้างที่อยู่กลางแจ้งในช่วงเวลากลางวันและกลางคืนที่แตกต่างกันมาก ก็อาจทำให้เกิดผลกระทบได้ในลักษณะเดียวกัน คอนกรีตซึ่ง

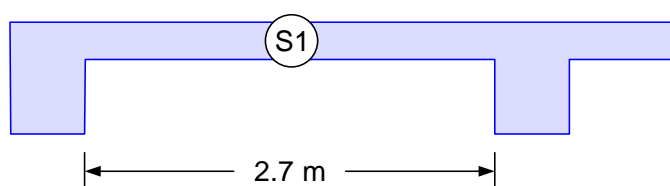
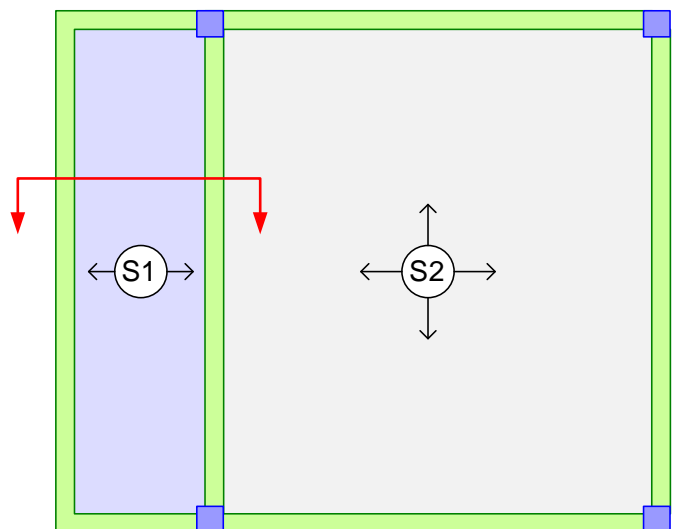
มีความอ่อนแอในการรับแรงดึง เมื่อเกิดหน่วยแรงจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิและการหดตัวเหล่านี้ ก็อาจทำให้เกิดการแตกร้าวขึ้นได้ ซึ่งสามารถป้องกันได้โดยการเสริมเหล็กต้านทานการแตกร้าว

ดังนั้นจึงต้องมีการเสริมเหล็กกันร้าวดังกล่าวในทิศทางตั้งฉากกับทิศเหล็กเสริมหลัก ACI ได้ กำหนดปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดในพื้นเป็นอัตราส่วนพื้นที่เหล็กเสริมต่อพื้นที่หน้าตัดคอนกรีต ทั้งหมดดังแสดงในตารางที่ 6.2 โดยที่ระยะห่างของเหล็กเสริมต้องไม่เกิน 3 เท่าของความหนาพื้น หรือไม่เกิน 45 ซม. และอัตราส่วนเหล็กเสริมต้องไม่เกิน 0.0014

ตารางที่ 6.2 อัตราส่วนเหล็กเสริมต้านทานการหดตัวน้อยที่สุดในแผ่นพื้น

แผ่นพื้นที่ใช้เหล็กเส้นกลมชั้นคุณภาพ SR24	0.0025
แผ่นพื้นที่ใช้เหล็กข้ออ้อยชั้นคุณภาพ SD30	0.0020
แผ่นพื้นที่ใช้เหล็กข้ออ้อยชั้นคุณภาพ SD40	0.0018
แผ่นพื้นที่ใช้เหล็กเสริมที่กำลังครากเกิน 4,000 กก./ชม. ² โดยวัดที่หน่วยความเครียด 0.35 เปอร์เซ็นต์	$\frac{0.0018 \times 4,000}{f_y}$

ตัวอย่างที่ 6.1 จงหาออกแบบพื้นทางเดียว S1 เพื่อรับน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน 300 ก.ก./ม.² และ น้ำหนักของวัสดุปูพื้นเท่ากับ 50 ก.ก./ม.² กำหนดหน่วยแรงที่ยอมให้ $f'_c = 210$ ก.ก./ชม.² $f_y = 2,400$ ก.ก./ชม.²



รูปที่ 6.8 พื้นทางเดียวในตัวอย่างที่ 6.1

วิธีทำ

1. ความหนาน้อยที่สุด สำหรับพื้นปลายต่อเนื่องข้างเดียวความหนาต่ำสุดจากตาราง 6.1 คือ $L/24$ เป็นค่าสำหรับเหล็ก $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.² แต่ที่จะใช้เป็น RB9 ซึ่งเป็นเหล็ก SR24 ดังนั้นต้องคูณด้วยตัวลดค่าสำหรับ $f_y = 2,400$ ก.ก./ชม.² คือ $0.4 + 2400/7000 = 0.74$

$$\min h = \frac{L}{24}(0.74) = \frac{270 \times 0.74}{24} = 8.3 \text{ ชม.}$$

เพราะฉะนั้นใช้ความหนา $h = 10$ ชม. พื้นหนัก = $0.10 \times 2400 = 240$ ก.ก./ชม.²

2. คำนวณโมเมนต์ตัด สมมุติให้หน้าตัดคานรองรับพื้นกว้าง 30 ซม. คำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยโดยพิจารณาแผ่นพื้นกว้าง 1 เมตร

$$\text{น้ำหนักบรรทุกทุกคงที่} \quad w_D = (240+50)(1.0) = 290 \text{ ก.ก./ม.}$$

$$\text{น้ำหนักบรรทุกจร} \quad w_L = 300(1.0) = 300 \text{ ก.ก./ม.}$$

$$\text{น้ำหนักบรรทุกทุกประลัย} \quad w_u = 1.4(290) + 1.7(300) = 916 \text{ ก.ก./ม.}$$

โมเมนต์ที่หน้าตัดวิกฤตคำนวณโดยใช้ค่าสัมประสิทธิ์ในตาราง ก.8 ดังนี้

$$\text{ณ. จุตรองรับภายใน:} \quad -M = 916 \times 2.7^2 / 9 = 742 \text{ ก.ก.-ม.}$$

$$\text{ณ. กลางช่วงคาน:} \quad +M = 916 \times 2.7^2 / 14 = 477 \text{ ก.ก.-ม.}$$

$$\text{ณ. จุตรองรับภายนอก:} \quad -M = 916 \times 2.7^2 / 24 = 278 \text{ ก.ก.-ม.}$$

3. ออกแบบเหล็กเสริม

ปริมาณเหล็กเสริมมากที่สุด (ตาราง ก.3) $\rho_{\max} = 0.341$

ความลึกของหน้าตัดโดยสมมุติว่าใช้เหล็ก RB9 ม.ม. ระยะหุ้ม 2 ซม.

$$d = 10 - 0.45 - 2 = 7.55 \text{ ซม.}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{742 \times 100}{0.9 \times 100 \times 7.55^2} = 14.5 \text{ ก.ก./ชม.}^2$$

$$\text{ค่าที่ต้องการของ } \rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right) = 0.0063 \rightarrow \rho < \rho_{\max} \quad \text{OK}$$

ค่าที่ต้องการของ $A_s = \rho b d = 0.0063(100)(7.55) = 4.83$ ชม.²/ความกว้าง 1 เมตร

เลือกใช้ RB9 @ 0.13 ม. ($A_s = 0.636 \times 100 / 13 = 4.89$ ชม.²/ ม.)

ปริมาณเหล็กเสริมกันร้าว = $0.0025(100)(10)$

$$= 2.5 \text{ ชม.}^2 < \text{เหล็กเสริมที่ใช้ } 4.89 \text{ ชม.}^2 \quad \text{OK}$$

เหล็กเสริมด้านยาวใช้เหล็กกันร้าว RB9 @ 0.25 ม. ($A_s = 2.54$ ชม.²)

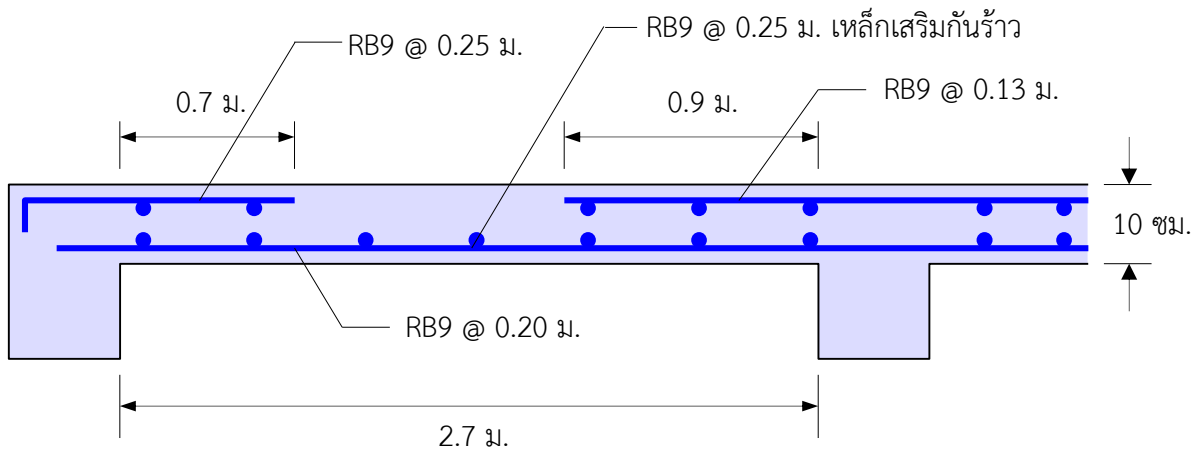
ณ. กลางช่วงคาน: $+M = 477$ ก.ก.-ม. $\rightarrow +A_s = 3.01$ ซม.²/ม.

RB9 @ 0.20 ม. ($A_s = 3.18$ ซม.²)

ณ. จุดรองรับภายนอก: $-M = 278$ ก.ก.-ม. $\rightarrow +A_s = 1.73$ ซม.²/ม.

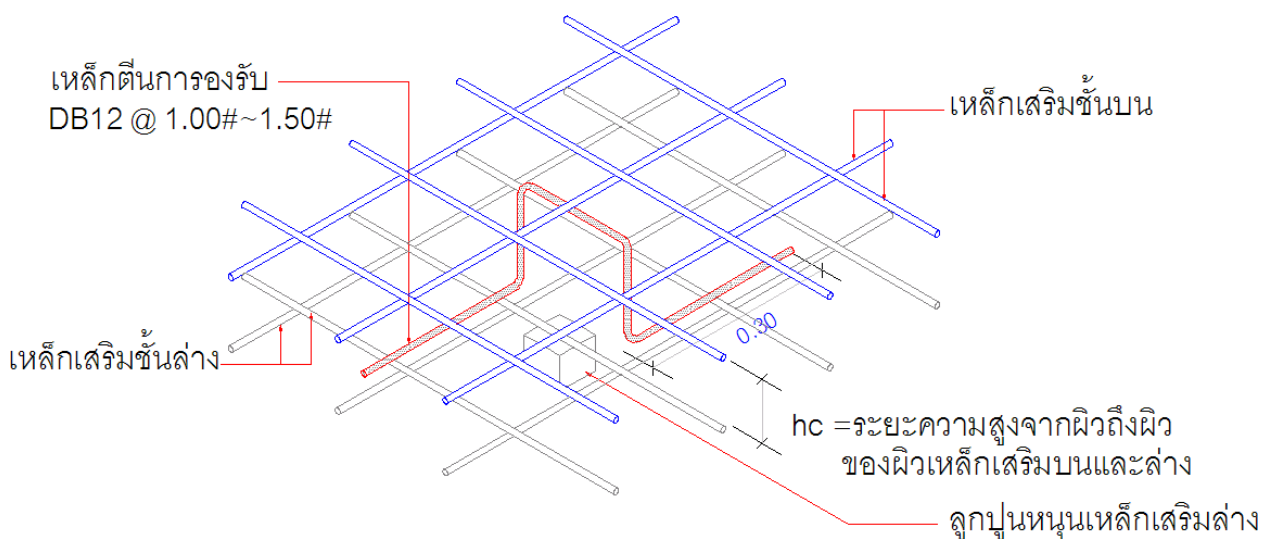
RB9 @ 0.25 ม. ($A_s = 2.54$ ซม.²)

การเสริมเหล็กอาจแยกเสริมตามตำแหน่งต่างๆไม่เท่ากันดังในรูปที่ 6.9 หรือใช้ปริมาณเหล็กมากที่สุดคลุมทั้งหมดเพื่อความสะดวกในการทำงานดังจะแสดงในตัวอย่างถัดไป



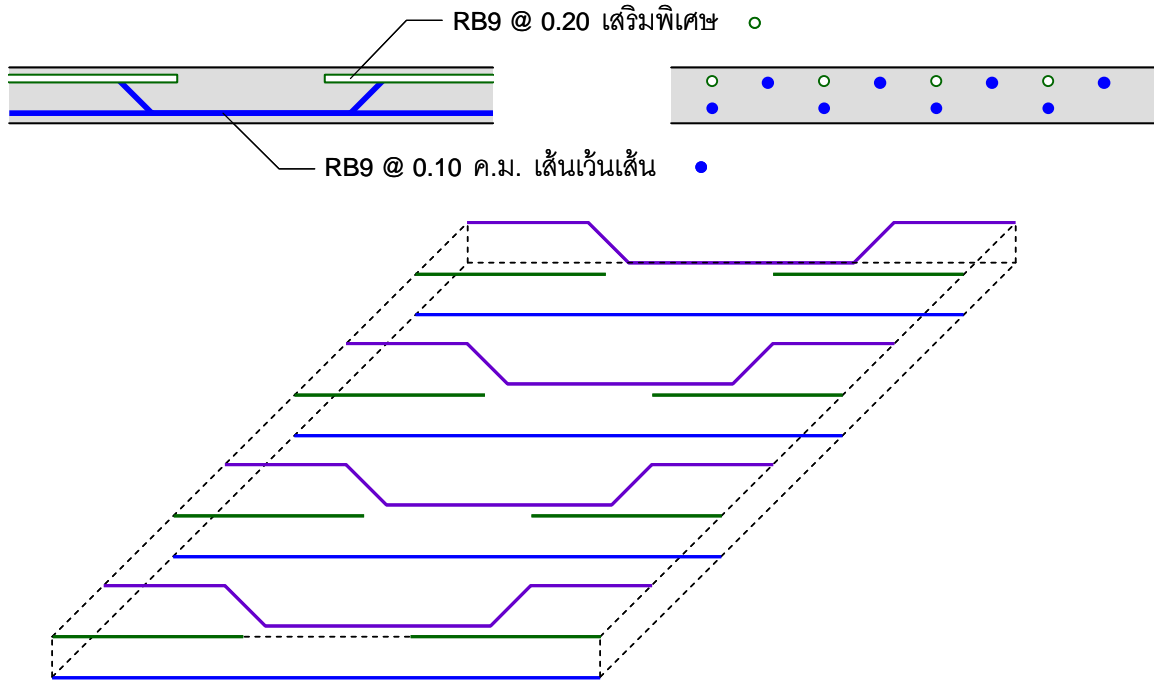
รูปที่ 6.8 ผลการออกแบบพื้นที่ทางเดียวในตัวอย่างที่ 6.1

การเสริมเหล็กในพื้นที่แบบแยกเป็นตะแกรงเหล็กชั้นบนและชั้นล่าง เพื่อให้เหล็กเสริมอยู่ในตำแหน่งที่ต้องการในขณะที่เทคอนกรีต สำหรับเหล็กล่างจะใช้ลูกป้อนหนุน และจะใช้เหล็กตีγκαช่วยในการรองรับเหล็กชั้นบน



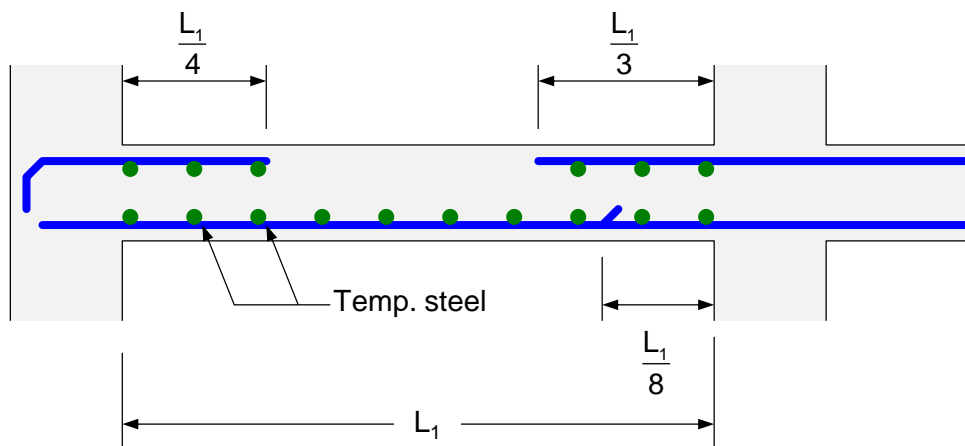
รูปที่ 6.9 เหล็กตีγκαรองรับเหล็กเสริมชั้นบน

การเสริมเหล็กอีกแบบหนึ่งเรียกว่าแบบ “ค่อม้าเส้นเว้นเส้น” โดยจะตัดเหล็กกลางเป็นค่อม้าขึ้นมาเป็นเหล็กบนเส้นเว้นเส้นเพื่อเป็นการรองรับเหล็กชั้นบนและช่วยลดเหล็กเสริมที่ใช้ไปในตัว จากนั้นเสริมเหล็กบนพิเศษในตำแหน่งของเหล็กกลางที่ไม่ถูกตัดขึ้นมา วิธีการนี้จะได้ปริมาณเหล็กเสริมบนที่ปลายช่วงและเหล็กกลางที่กลางช่วงเท่ากัน เช่นในตัวอย่างข้างล่าง ปริมาณเหล็กเสริมคือ RB9 @ 0.10 ม. ($A_s = 6.36 \text{ ซม.}^2/\text{ความยาว 1 ม.}$)

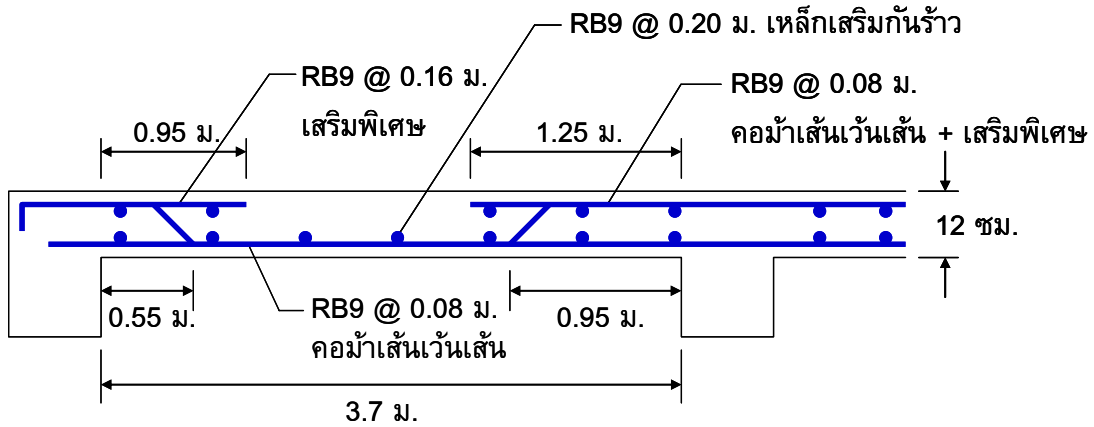


รูปที่ 6.10 การเสริมเหล็กค่อม้าเส้นเว้นเส้นในพื้นที่ทางเดียว

ระยะการหยุดเหล็กเสริมคือระยะการฝังเหล็กเสริมจากหน้าตัดวิกฤตซึ่งรับแรงดึงมากที่สุด เพื่อให้มีระยะในการพัฒนาแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมอย่างเพียงพอจะได้กล่าวโดยละเอียดต่อไปในบทเรื่องแรงยึดเหนี่ยว ในพื้นที่ทั่วไปมักใช้ระยะหยุดเหล็กมาตรฐานโดยคิดเป็นสัดส่วนจากระยะช่วงความยาวพื้นดังแสดงในรูปที่ 6.11



รูปที่ 6.11 ระยะหยุดเหล็กเสริมในพื้นที่ทางเดียว

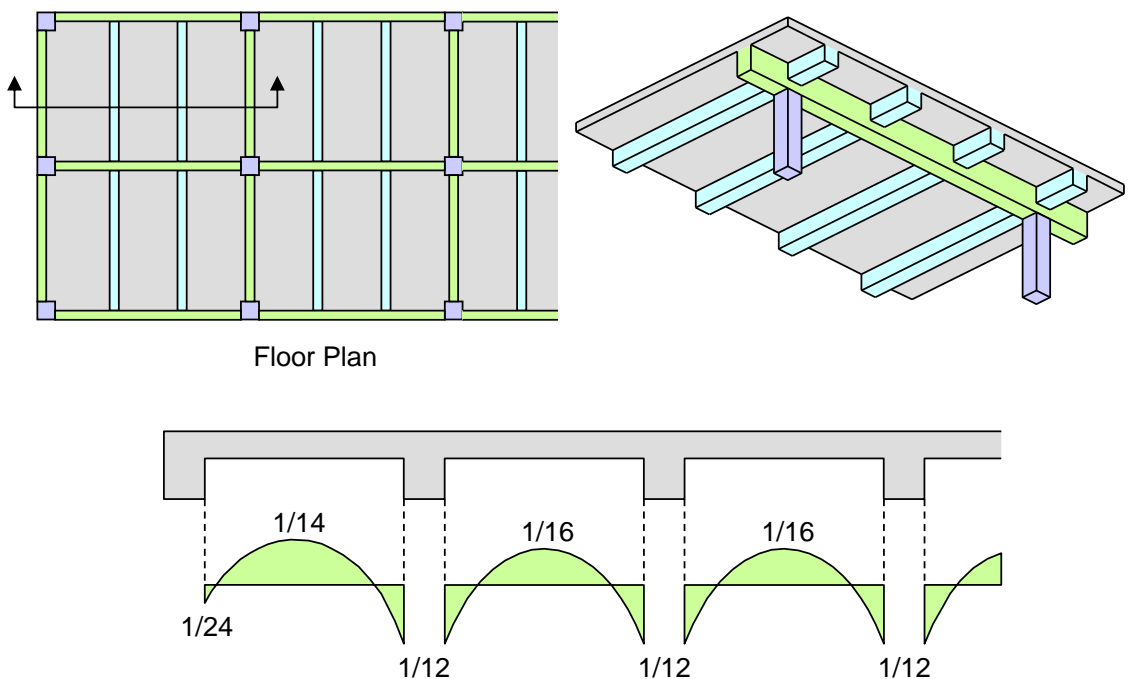


รูปที่ 6.11 ตัวอย่างรายละเอียดการเสริมเหล็กคอตมาเส้นเว้นเส้นในพื้นที่ทางเดียว

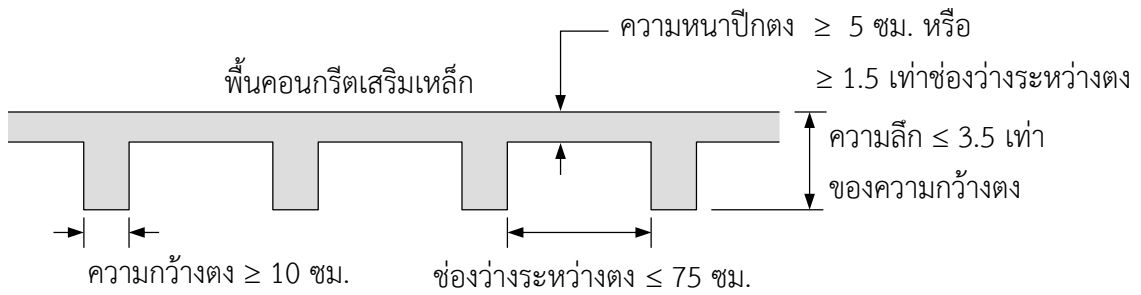
พื้นระบบตง

ความหนาของแผ่นพื้นโดยทั่วไปจะไม่เกิน 15 ซม. แต่ถ้าต้องรับน้ำหนักมากๆ เช่น 300 ก.ก./ม.² ขึ้นไปหรือมีช่วงยาวมากกว่า 4 เมตรจนแผ่นพื้นต้องมีความหนาเกิน 15 ซม. ก็ควรหันมาใช้พื้นระบบตงแทนเพราะจะช่วยประหยัดคอนกรีตและเหล็กเสริมได้มากกว่าพื้นดิน แต่จะสิ้นเปลืองแบบหล่อคอนกรีตมากกว่า

แผ่นพื้นระบบตงคือแผ่นพื้นที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกันกับตงหรือคานขอย โดยมีระยะห่างระหว่างตงสม่ำเสมอ ดังแสดงในรูปที่ 6.12 แผ่นพื้นระบบนี้จะมีลักษณะคล้ายคานรูปตัวทีแต่มีขนาดเล็กกว่า ว.ส.ท. และ ACI ได้กำหนดสัดส่วนของแผ่นพื้นระบบตงดังแสดงในรูปที่ 6.13 เหล็กเสริมที่ตั้งฉากกับตงจะต้องมีปริมาณเพียงพอในการรับโมเมนต์ตัดจากระบบพื้นทางเดียวแบบต่อเนื่อง แต่ต้องไม่น้อยกว่าปริมาณเหล็กเสริมกันร้าว

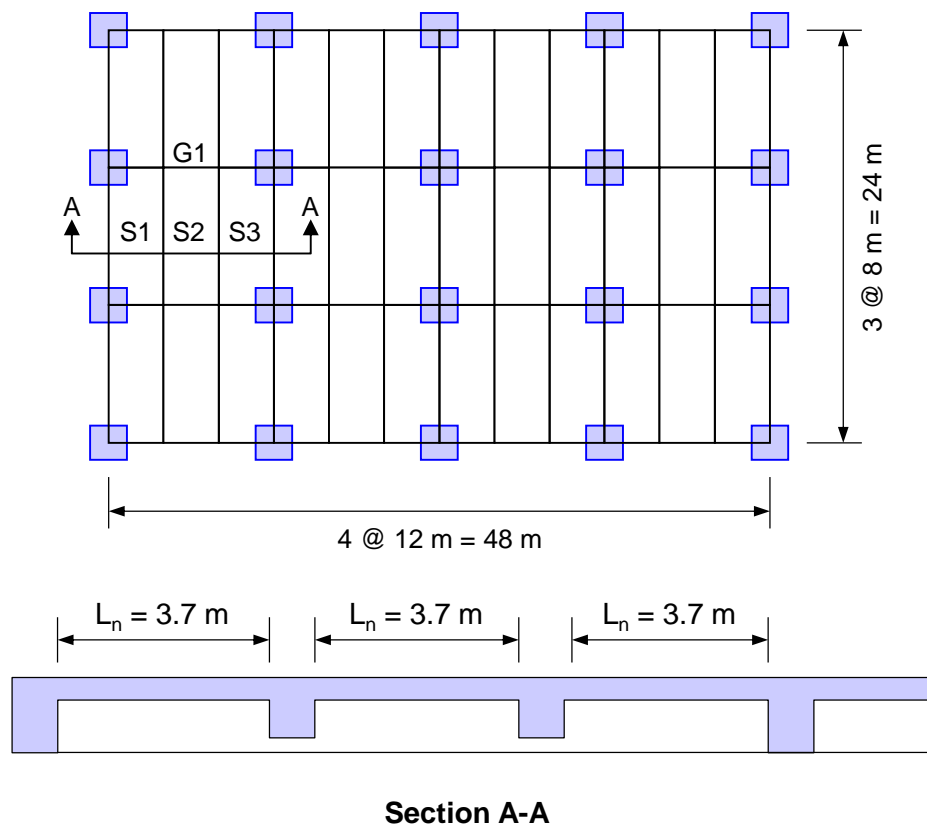


รูปที่ 6.12 พื้นระบบตง



รูปที่ 6.13 ขนาดต่างๆของพื้นระบบตง

ตัวอย่างที่ 6.2 จงหาออกแบบพื้นทางเดียวสำหรับน้ำหนักจร 500 ก.ก./ม^2 กำหนดหน่วยแรงที่ยอมให้ $f'_c = 210 \text{ ก.ก./ซม.}^2$ $f_y = 2,400 \text{ ก.ก./ซม.}^2$



รูปที่ 6.14 แผนผังระบบพื้นของตัวอย่างที่ 6.2

วิธีทำ เนื่องจากน้ำหนักจรที่เกิดขึ้นมีค่าไม่เกินสามเท่าของน้ำหนักบรรทุกคงที่ จึงอาจใช้การวิเคราะห์โดยประมาณได้

1. ความหนาน้อยที่สุด สำหรับพื้นต่อเนื่องด้านเดียวและสองด้าน ค่าความหนาน้อยที่สุดจากตาราง 6.1 คือ $L/24$ และ $L/28$ ซึ่งเป็นค่าสำหรับเหล็กเสริม $f_y = 4,000 \text{ ก.ก./ซม.}^2$ เมื่อนำมาใช้กับเหล็กกลมผิวเรียบ $f_y = 2,400 \text{ ก.ก./ซม.}^2$ จึงต้องคูณด้วยค่าปรับแก้คือ $0.4 + 2400/7000 = 0.74$

$$\min h = \frac{L}{24}(0.74) = \frac{400 \times 0.74}{24} = 12.3 \text{ ซม.} \quad (\text{สำหรับ S1})$$

$$\min h = \frac{L}{28}(0.74) = \frac{400 \times 0.74}{28} = 10.6 \text{ ซม.} \quad (\text{สำหรับ S2 และ S3})$$

เพราะฉะนั้นใช้ความหนา $h = 13$ ซม. น้ำหนัก = $0.13 \times 2400 = 312$ ก.ก./ชม.²

2. เหล็กเสริมรับโมเมนต์ลบ สมมติให้หน้าตัดคานรองรับพื้นกว้าง 30 ซม. คำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยโดยพิจารณาแผ่นพื้นกว้าง 1 เมตร

$$\text{น้ำหนักบรรทุกคงที่} \quad w_D = 312(1.0) = 312 \text{ ก.ก./ม.}$$

$$\text{น้ำหนักบรรทุกจร} \quad w_L = 500(1.0) = 500 \text{ ก.ก./ม.}$$

$$\text{น้ำหนักบรรทุกทุกประลัย} \quad w_u = 1.4(312) + 1.7(500) = 1286.8 \text{ ก.ก./ม.}$$

$$\text{ช่องว่างระหว่างจุดรองรับ} = 4 - 0.3 = 3.7 \text{ ม.}$$

โมเมนต์ลบในช่วงริมสำหรับคานต่อเนื่องมากกว่า 2 ช่วง

$$M_u = \frac{1}{10}(1286.8)(3.7)^2 = 1762 \text{ ก.ก.-ม.}$$

ปริมาณเหล็กเสริมมากที่สุด (ตาราง ก.3) $\rho_{\max} = 0.341$

ความลึกประลัยทึบผลใช้เหล็ก RB9 ระยะหุ้ม 2 ซม. จะได้ $d = 13 - 0.45 - 2 = 10.55$ ซม.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{1762 \times 100}{0.9 \times 100 \times 10.55^2} = 17.6 \text{ ก.ก./ชม.}^2$$

$$\text{ค่าที่ต้องการของ } \rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right) = 0.0077 \rightarrow \rho < \rho_{\max} \quad \text{OK}$$

$$\text{ค่าที่ต้องการของ } A_s = \rho b d = 0.0077(100)(10.55) = 8.16 \text{ ชม.}^2$$

เลือกใช้ RB9@0.07ม.($A_s = 9.28$ ชม.²)

$$\text{ปริมาณเหล็กเสริมกันร้าว} = 0.0025(100)(13) = 3.25 \text{ ชม.}^2 < A_s \quad \text{OK}$$

$$\text{ค่าที่ได้จริงของ } \rho = 9.28 / (100 \times 10.55) = 0.0088 \rightarrow \rho < \rho_{\max} \quad \text{OK}$$

3. เหล็กเสริมรับโมเมนต์บวก

$$M_u = \frac{1}{14}(1286.8)(3.7)^2 = 1258 \text{ ก.ก.-ม.}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{1258 \times 100}{0.9 \times 100 \times 10.55^2} = 12.6 \text{ ก.ก./ชม.}^2$$

$$\text{ค่าที่ต้องการของ } \rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right) = 0.0054 \rightarrow \rho < \rho_{\max} \quad \text{OK}$$

$$\text{ค่าที่ต้องการของ } A_s = \rho b d = 0.0054(100)(10.55) = 5.70 \text{ ชม.}^2$$

เลือกใช้ RB9 @ 0.10 ม. ($A_s = 6.36$ ชม.²) > เหล็กเสริมกันร้าว ($A_s = 3.25$ ชม.²) **OK**

$$\text{เปอร์เซ็นต์เหล็กเสริมที่ใช้จริง } \rho = 6.36 / (100 \times 10.55) = 0.0060 \rightarrow \rho < \rho_{\max} \quad \text{OK}$$

4. กำลังรับแรงเฉือน

$$\max V_u = 1.15 \frac{w_u L_n}{2} = 1.15 \frac{(1286.8)(3.7)}{2} = 2,738 \text{ ก.ก.}$$

กำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดคอนกรีต

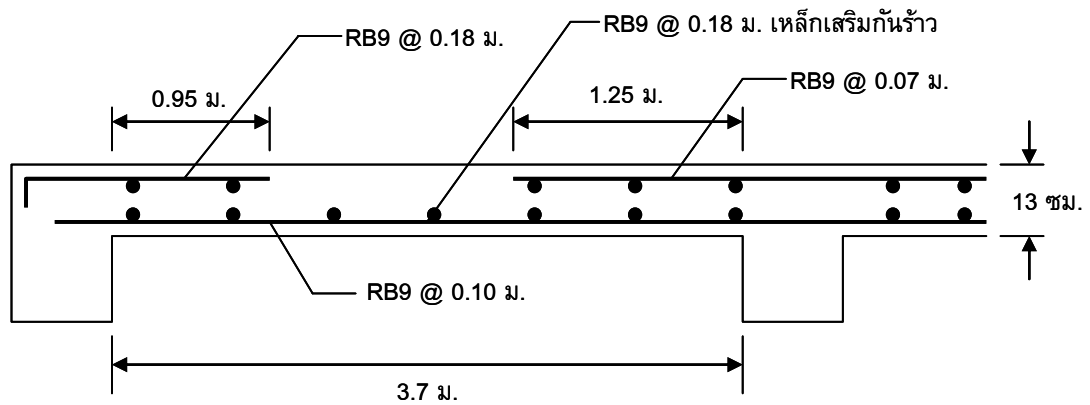
$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \times 0.53 \sqrt{f'_c} b d \\ &= 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 11.2 = 7,312 \text{ ก.ก.} \end{aligned}$$

เนื่องจากแรงเฉือนที่เกิดขึ้นน้อยกว่าครึ่งหนึ่งของกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต จึงไม่ต้องเสริมเหล็ก
รับแรงเฉือน

5. เหล็กเสริมกันร้าวในทิศทางขนานกับคานรองรับพื้น :

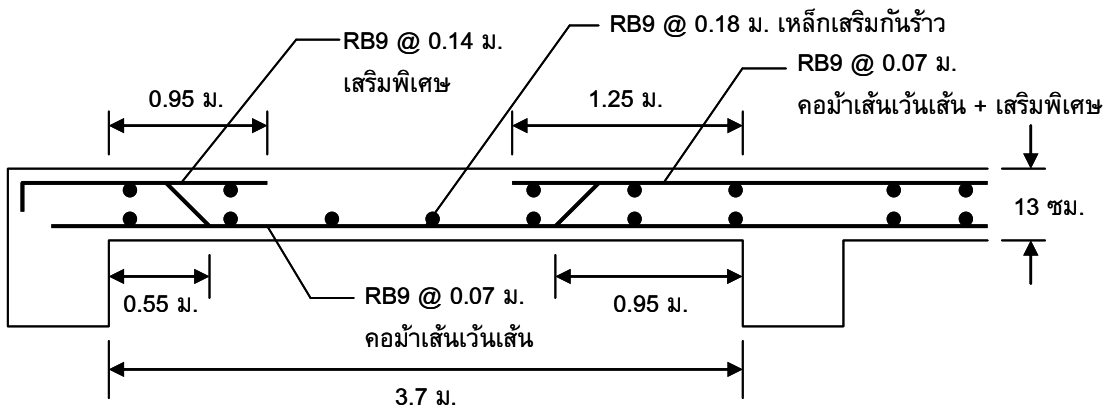
เหล็กผิวเรียบ $A_s = 0.0025 b t = 3.25 \text{ ซม.}^2$ เลือกใช้ **RB9 @ 0.18 ม. ($A_s = 3.53 \text{ ซม.}^2$)**

6. รายละเอียดการเสริมเหล็ก จากผลการคำนวณจะได้ดังในรูปที่ 6.15



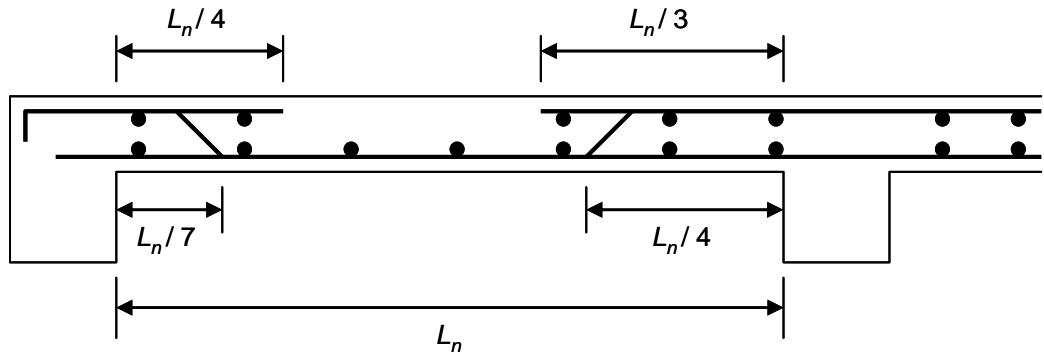
รูปที่ 6.15 แบบรายละเอียดพื้นที่ได้จากการออกแบบ

ซึ่งถ้านำแบบนี้มาทำการก่อสร้างจะทำให้เกิดความยุ่งยาก เนื่องจากไม่มีที่รองรับเหล็กบนบริเวณคานและระยะห่างเหล็กเสริมมีความหลากหลายเกินไป ในทางปฏิบัติของการออกแบบเหล็กเสริมทางเดียวจึงมักใช้ค่าโมเมนต์หรือเหล็กเสริมมากที่สุด (**RB9 @ 0.07 ม.**) เท่ากันหมด โดยจะใช้เหล็กบนเสริมพิเศษและเหล็กค่อมวางสลับกันเส้นเว้นเส้น เพื่อใช้เหล็กค่อมช่วยยึดเหล็กบนและเป็นการประหยัดเหล็กเสริมไปในตัวอีกด้วยดังแสดงในรูปที่ 6.16



รูปที่ 6.16 แบบรายละเอียดพื้นที่ใช้ในทางปฏิบัติ

สำหรับระยะหยุดเหล็กเสริมพิเศษและค่อม่าในพื้นที่จะใช้ระยะหยุดเหล็กมาตรฐานจากในรูปที่ 7.20 หรือนำมาวาดใหม่ให้เหมาะสมกับพื้นที่จะได้ดังในรูปที่ 9.10

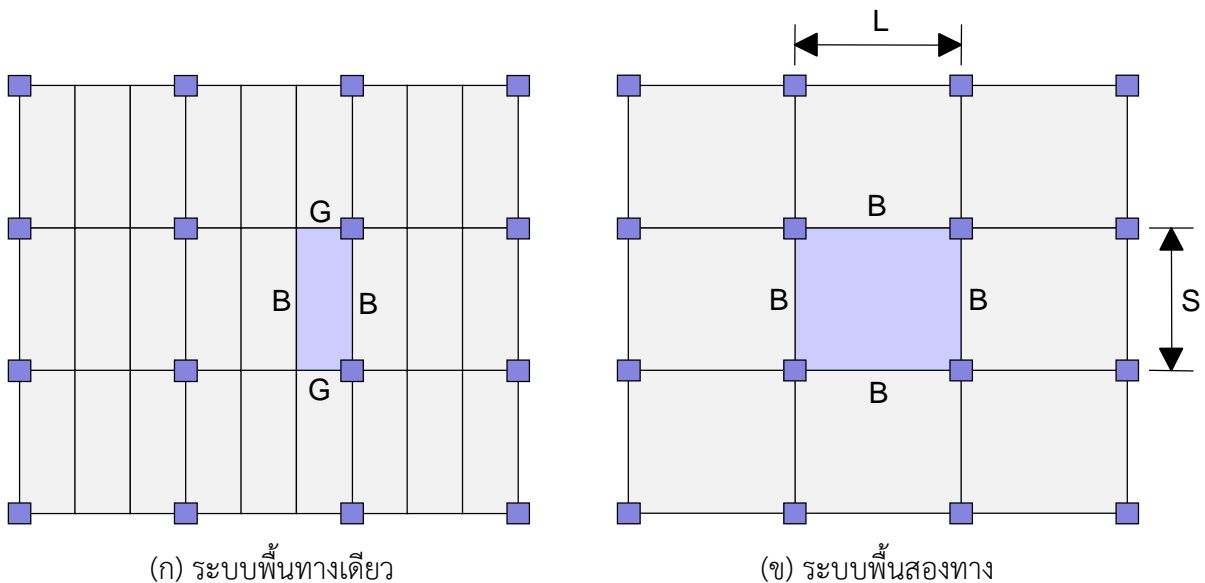


รูปที่ 6.17 ระยะหยุดเหล็กมาตรฐานในพื้นที่ทางเดียว

พื้นสองทาง

พื้นทางเดียวจะมีการเสียรูปทรงเป็นผิวทรงกระบอกเมื่อรับน้ำหนัก เนื่องจากพฤติกรรมโครงสร้างหลักมีเพียงหนึ่งทิศทางในแนวตั้งฉากกับคานรองรับที่ขอบด้านตรงข้ามดังแสดงในรูปที่ 6.18(ก) ซึ่งเหล็กเสริมหลักจะขนานกับด้านสั้นและเหล็กเสริมกันร้าวจะขนานกับด้านยาวและการแอ่นตัวของพื้นจะมีเพียงทิศทางเดียว

เมื่ออัตราส่วนด้านยาว L ต่อด้านสั้น S น้อยกว่า หรือเท่ากับ 2 ดังในรูปที่ 6.18(ข) การแอ่นตัวของพื้นจะมีทั้งสองแกนเป็นรูปจานแทนที่จะเป็นผิวทรงกระบอก น้ำหนักจะถ่ายเทไปยังคานทั้งสองที่ล้อมรอบพื้นดังนั้นจึงเรียกว่าเป็น **แผ่นพื้นสองทาง** เมื่อ S เท่ากับ L คานทั้งสองจะเหมือนกัน สำหรับกรณีอื่นคานยาวจะรับน้ำหนักมากกว่าคานสั้น พื้นคอนกรีตที่มีพฤติกรรมสองทางจะมีทั้งแบบที่รองรับโดยผนังหรือคานโดยรอบ, พื้นไร้คาน และพื้นระบบตงสองทาง

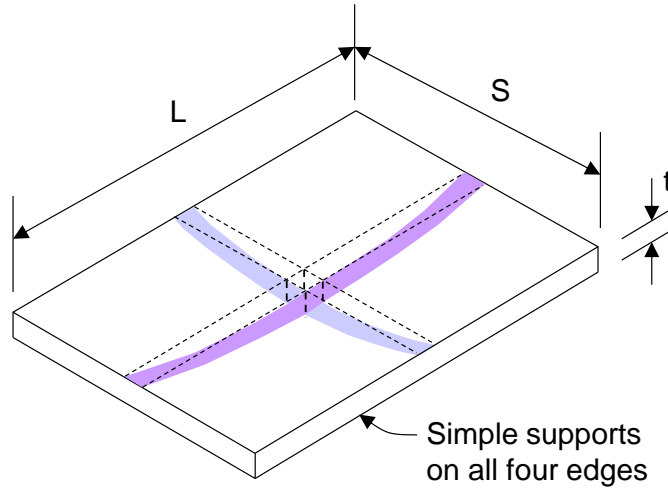


(ก) ระบบพื้นทางเดียว

(ข) ระบบพื้นสองทาง

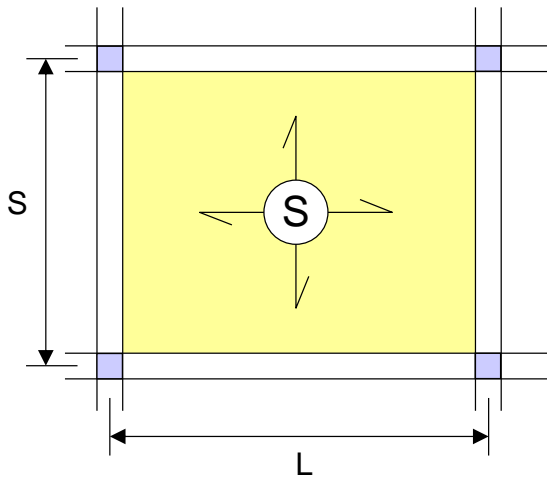
รูปที่ 6.18 ระบบพื้นทางเดียวและสองทาง

รูปที่ 6.19 แสดงการเสียรูปทรงของแผ่นพื้นสองทางและแถบกลางของแต่ละทิศทาง จะเห็นได้ว่ามีแบ่งการถ่ายเทน้ำหนักลงสู่คานขอบทั้งสองทิศทาง ถ้าช่วงความยาวด้านสั้นคือ S และด้านยาวคือ L น้ำหนักแผ่นสม่ำเสมอเท่ากับ w ต่อพื้นที่หนึ่งตารางเมตรของแผ่นพื้น



รูปที่ 6.19 พื้นสองทางบนขอบรองรับช่วงเดียว

เพื่อควบคุมการแอ่นตัวในพื้นสองทางไม่ให้มีค่ามากเกินไป ความหนาของพื้นต้องไม่น้อยกว่า $1/180$ ของเส้นรอบรูปหรือ 10 ซม.

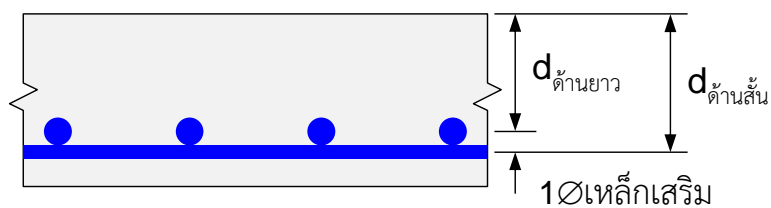


ความหนาพื้นน้อยที่สุด :

$$t_{\min} = \frac{\text{Perimeter}}{180} = \frac{2(L+S)}{180} \leq 10 \text{ cm}$$

รูปที่ 6.20 ความหนาพื้นน้อยที่สุดของพื้นสองทาง

การเสริมเหล็กในพื้นมีลักษณะเป็นตะแกรงคือเสริมทั้งสองทิศทางในด้านสั้นและด้านยาวของพื้น เหล็กเสริมด้านสั้นซึ่งรับโมเมนต์มากกว่าจะถูวางอยู่ล่าง ส่วนเหล็กด้านยาววางอยู่บนทำให้มีความลึกประสิทธิภาพ d ไม่เท่ากันดังในรูปที่ 6.21



รูปที่ 6.21 ความลึกประสิทธิภาพสำหรับเหล็กทางด้านสั้นและด้านยาว

การวิเคราะห์โดยวิธีสัมประสิทธิ์ของโมเมนต์

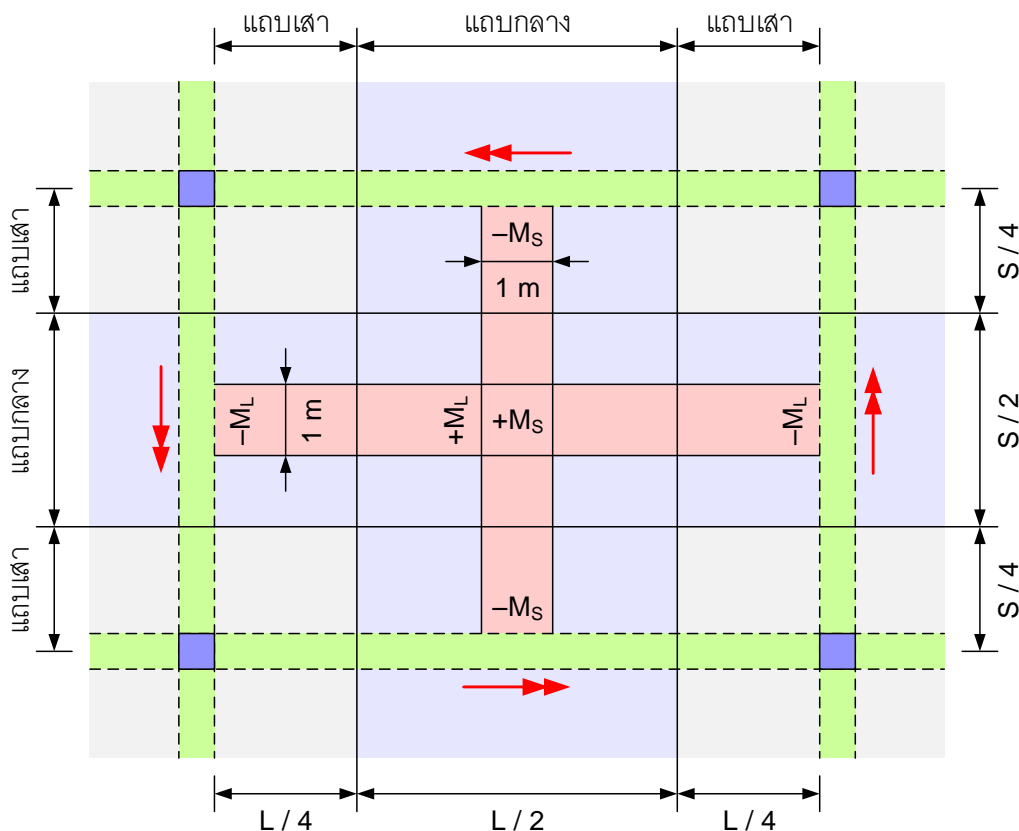
ตามมาตรฐาน ACI แผ่นพื้นสองทางทุกแบบทั้งที่มีคานขอบและพื้นไร้คาน จะถูกวิเคราะห์โดยวิธีเดียวกันซึ่งจะกล่าวถึงในตอนต่อไปเรียกว่า *วิธีการออกแบบโดยตรง* อย่างไรก็ตามเนื่องจากวิธีโดยตรงนั้นมีความซับซ้อนมาก ทำให้วิศวกรหลายคนยังคงใช้วิธีการออกแบบตามวิธีที่ 2 ของมาตรฐาน ACI ปี 1963 ซึ่งมีความง่ายและสะดวกในการใช้งานสำหรับพื้นที่มีขนาดไม่ใหญ่มากนัก

โมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในพื้นสองทางจะได้รับการพิจารณาแบ่งพื้นกว้าง S ยาว L ออกเป็น *แถบกลาง* มีความกว้างเท่ากับครึ่งหนึ่งของช่วงพื้น และ *แถบเสา* ทั้งสองข้างมีความกว้างข้างละหนึ่งในสี่ของช่วงพื้นดังแสดงในรูปที่ 6.22 จากนั้นจะอ่านค่าสัมประสิทธิ์ของโมเมนต์จากตารางสำหรับสภาวะการณ์ต่างๆ ค่าสัมประสิทธิ์เหล่านี้ได้มาจากการวิเคราะห์แบบอีลาสติกซึ่งคำนึงผลของการกระจายซ้ำแบบอินอีลาสติกด้วย ค่าโมเมนต์ในแถบกลางของทั้งสองทิศทางจะคำนวณได้จาก

$$M = C w S^2 \quad (6.1)$$

- เมื่อ C = ค่าสัมประสิทธิ์โมเมนต์ที่อ่านได้จากตาราง
 w = น้ำหนักบรรทุกรวมแผ่สม่ำเสมอ (ก.ก./ม.²)
 S = ช่วงความยาวด้านสั้น (เมตร)

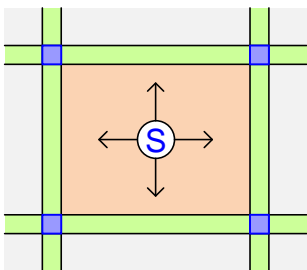
โมเมนต์ดัดในแถบเสาจะมีค่าเท่ากับสองในสามของโมเมนต์ในแผ่นพื้น แต่ในการคำนวณมักคิดเพียงแถบกลางแล้วเสริมเหล็กในแถบเสาให้เหมือนกับแถบกลาง



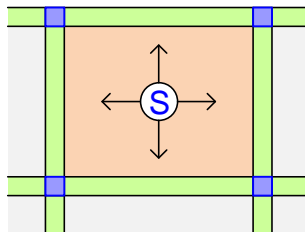
รูปที่ 6.22 การแบ่งแถบกลางและแถบเสาในพื้นสองทาง

ตารางที่ 6.3 สัมประสิทธิ์ของโมเมนต์ (C)

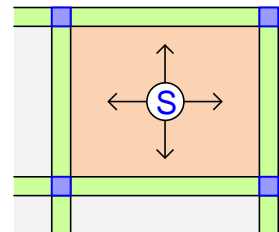
โมเมนต์	ช่วงสั้น						ช่วงยาว
	อัตราส่วนด้านสั้นต่อด้านยาว $m = S/L$						
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	
พื้นภายใน							
โมเมนต์ลบ - ด้านต่อเนื่อง	0.033	0.040	0.048	0.055	0.063	0.083	0.033
- ด้านไม่ต่อเนื่อง	-	-	-	-	-	-	-
โมเมนต์บวกที่กลางช่วง	0.025	0.030	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
พื้นไม่ต่อเนื่องด้านเดียว							
โมเมนต์ลบ - ด้านต่อเนื่อง	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
- ด้านไม่ต่อเนื่อง	0.021	0.024	0.027	0.031	0.035	0.042	0.021
โมเมนต์บวกที่กลางช่วง	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
พื้นไม่ต่อเนื่องสองด้าน							
โมเมนต์ลบ - ด้านต่อเนื่อง	0.049	0.057	0.064	0.071	0.078	0.090	0.049
- ด้านไม่ต่อเนื่อง	0.025	0.028	0.032	0.036	0.039	0.045	0.025
โมเมนต์บวกที่กลางช่วง	0.037	0.043	0.048	0.054	0.059	0.068	0.037
พื้นไม่ต่อเนื่องสามด้าน							
โมเมนต์ลบ - ด้านต่อเนื่อง	0.058	0.066	0.074	0.082	0.090	0.098	0.058
- ด้านไม่ต่อเนื่อง	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
โมเมนต์บวกที่กลางช่วง	0.044	0.050	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
พื้นไม่ต่อเนื่องสี่ด้าน							
โมเมนต์ลบ - ด้านต่อเนื่อง	-	-	-	-	-	-	-
- ด้านไม่ต่อเนื่อง	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033
โมเมนต์บวกที่กลางช่วง	0.050	0.057	0.064	0.072	0.080	0.083	0.050



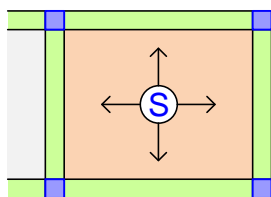
(ก) พื้นภายใน



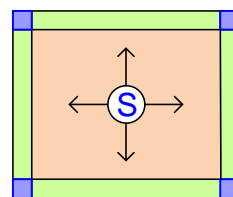
(ข) พื้นไม่ต่อเนื่องด้านเดียว



(ค) พื้นไม่ต่อเนื่องสองด้าน



(ง) พื้นไม่ต่อเนื่องสามด้าน



(จ) พื้นไม่ต่อเนื่องสี่ด้าน

รูปที่ 6.23 ความต่อเนื่องของพื้นลักษณะต่างๆ

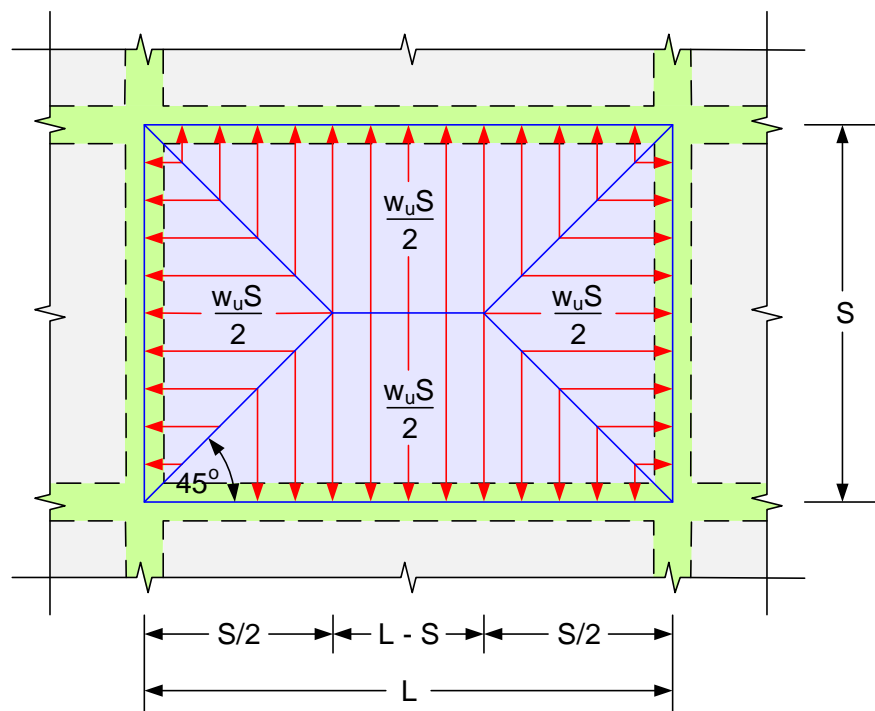
ค่าสัมประสิทธิ์ C ในตารางที่ 6.3 จะขึ้นกับด้านที่ไม่ต่อเนื่องของพื้น และอัตราส่วน $m = S/L$ หรือด้านสั้นต่อด้านยาวจึงมีค่าไม่เกิน 1.0 และถ้าน้อยกว่า 0.5 จะถือว่าเป็นพื้นทางเดียว ถ้า m อยู่ระหว่างค่าในตารางให้ประมาณเชิงเส้น (interpolate) จากค่า 2 ช่องข้างเคียง

ในการออกแบบพื้นหลายแผ่นที่ต่อเนื่องกัน ค่าโมเมนต์ลบที่ขอบของแต่ละแผ่นคำนวณได้อาจไม่เท่ากันแต่ต้องใช้เหล็กเสริมต่อเนื่องเท่ากัน ให้ใช้ค่าที่มากกว่า ถ้าโมเมนต์ลบต่างกันมากคือมีค่าหนึ่งน้อยกว่า 80% ของอีกค่าหนึ่ง ให้หาผลต่างมาคูณด้วย $2/3$ แล้วกระจายโมเมนต์ตามสัดส่วนของสติฟเนสของพื้นที่ติดกันนั้น

แรงเฉือน: ในแผ่นพื้น คำนวณได้โดยสมมุติว่าน้ำหนักบนแผ่นพื้นถูกแบ่งลงคานรองรับ โดยเส้นตรงที่ลากทำมุม 45 องศาออกจากมุมทั้งสี่ดังในรูปที่ 6.24

$$\text{แรงเฉือนเฉลี่ยที่กระทำบนด้านสั้น} = \frac{w_u S}{4} \text{ ก.ก./ม.}$$

$$\text{แรงเฉือนเฉลี่ยที่กระทำบนด้านยาว} = \frac{w_u S}{4} \left(\frac{2-m}{m} \right) \text{ ก.ก./ม.}$$

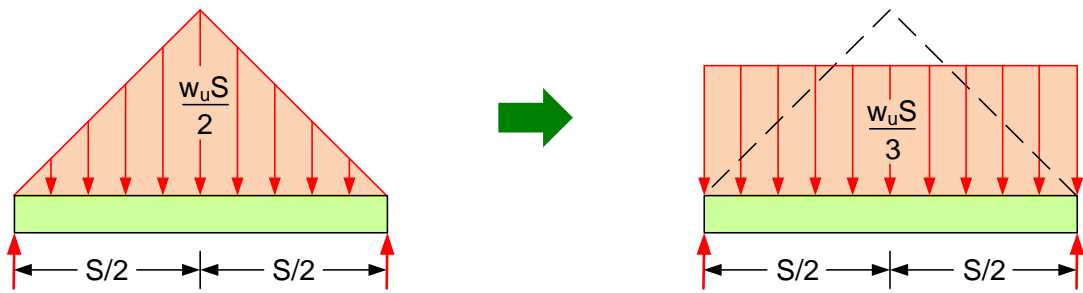


รูปที่ 6.24 การถ่ายน้ำหนักจากพื้นสองทางลงสู่คานรองรับโดยรอบ

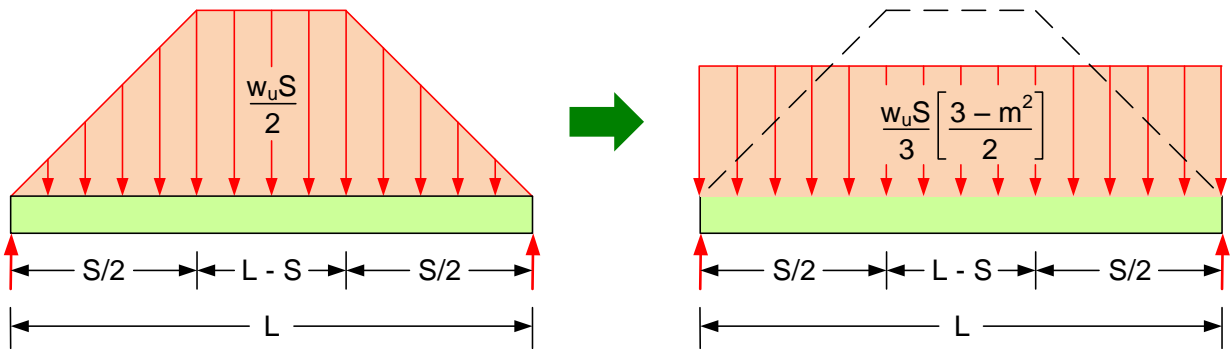
น้ำหนักแผ่ลงคานรองรับ: พิจารณาเช่นเดียวกับแรงเฉือน น้ำหนักบรรทุกทุกลงคานด้านสั้นมีการกระจายเป็นรูปสามเหลี่ยม ส่วนน้ำหนักลงคานด้านยาวเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู เพื่อความสะดวกในการคำนวณจึงประมาณเป็นน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอบนคาน (รูปที่ 6.25) มีค่าเท่ากับ

$$\text{น้ำหนักแผ่บนคานด้านสั้น} = \frac{w_u S}{3} \text{ ก.ก./ม.}$$

$$\text{น้ำหนักแผ่บนคานด้านยาว} = \frac{w_u S}{3} \left(\frac{3-m^2}{2} \right) \text{ ก.ก./ม.}$$



(ก) การถ่ายน้ำหนักพื้นลงคานด้านสั้น



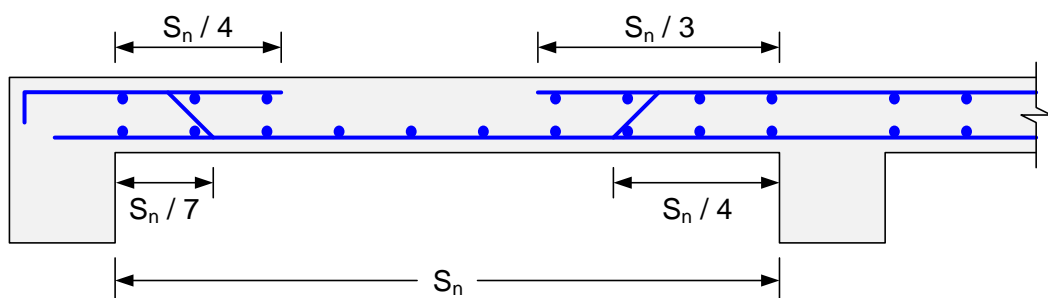
(ข) การถ่ายน้ำหนักพื้นลงคานด้านยาว

รูปที่ 6.25 การถ่ายน้ำหนักจากพื้นลงคานด้านสั้นและด้านยาว

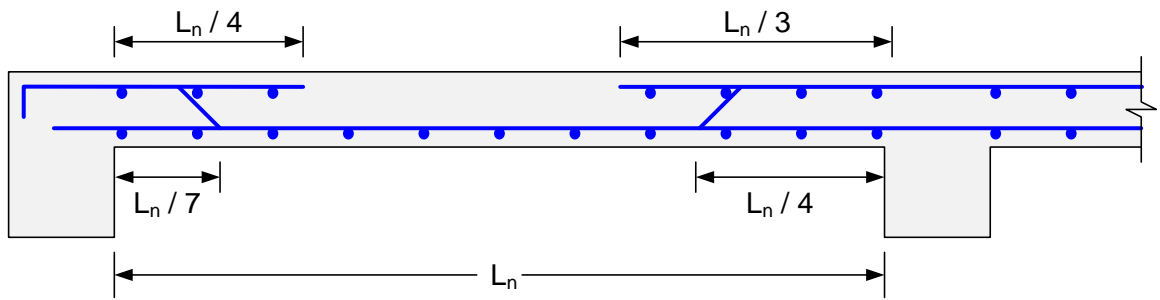
การจัดเหล็กเสริมในแผ่นพื้นสองทาง

จากค่าโมเมนต์ดัดที่คำนวณได้ การออกแบบเหล็กเสริมในแต่ละทิศทางจะใช้ค่าความลึกประสิทธิภาพต่างกัน โดยทั่วไปเหล็กเสริมจะถูกจัดวางเป็นตะแกรงโดยจะให้เหล็กด้านสั้นอยู่ล่างและเหล็กด้านยาวอยู่บนที่บริเวณกลางแผ่นพื้นเนื่องจากด้านสั้นเป็นด้านหลักในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกคือรับโมเมนต์ดัดมากกว่านั่นเอง ดังนั้นความลึกประสิทธิภาพของเหล็กด้านยาวจะน้อยกว่าทางด้านสั้นเท่ากับเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริม

เหล็กเสริมที่ใช้คือ RB9, DB10 และ DB12 ขึ้นกับความหนาพื้นและน้ำหนักบรรทุกที่รับ ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมจะต้องไม่น้อยกว่า 3 เท่าความหนาพื้น ปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดจะตรวจสอบโดยใช้ปริมาณเหล็กเสริมกันรั้ว และบริเวณจตุรกรรับด้านต่อเนื่องนิยมดัดเหล็กกลางขึ้นมาเป็นคอฆ่าเส้นเว้นเส้น แล้วเสริมเหล็กบนพิเศษในตำแหน่งที่ถูกเว้นไว้เช่นเดียวกับในพื้นทางเดียว



(ก) การเสริมเหล็กทางด้านสั้น



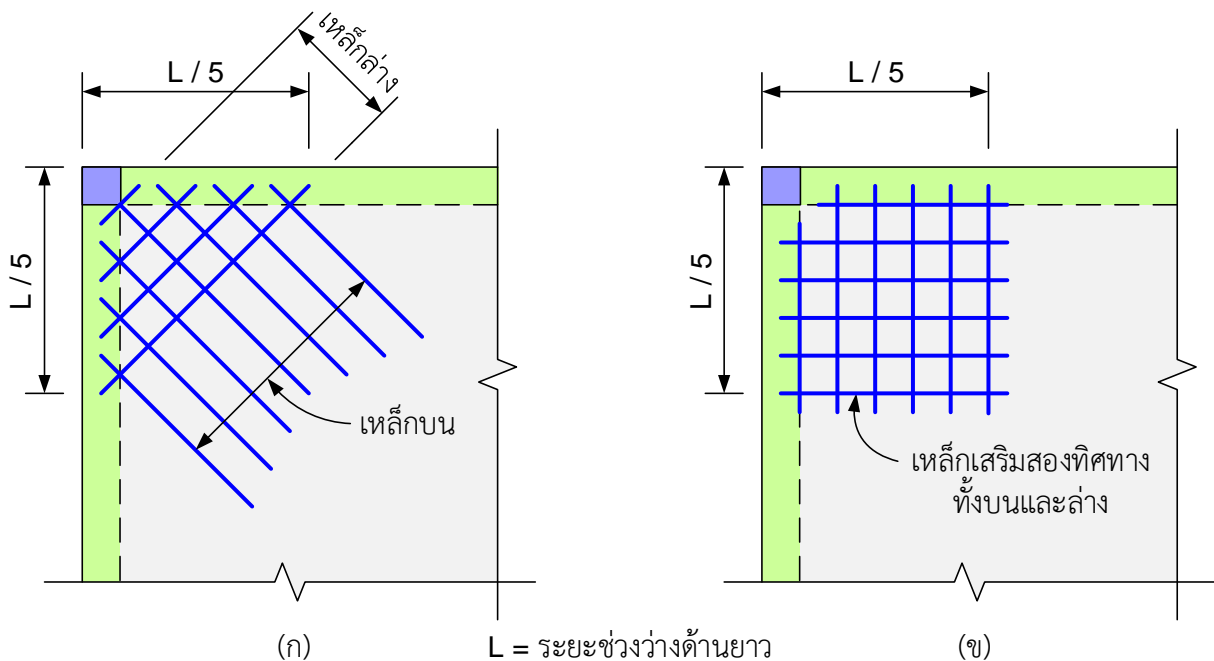
(ข) การเสริมเหล็กทางด้านยาว

รูปที่ 6.26 รูปแบบรายละเอียดการเสริมเหล็กในด้านสั้นและด้านยาว

รูปแบบรายละเอียดการเสริมเหล็กในด้านสั้นจะเหมือนกับพื้นทางเดียวดังในรูปที่ 6.26(ก) ส่วนทางด้านยาวจะแตกต่างกันไปบ้าง เนื่องจากเหล็กเสริมด้านยาวอยู่บนเหล็กเสริมด้านสั้นดังในรูปที่ 6.26(ข)

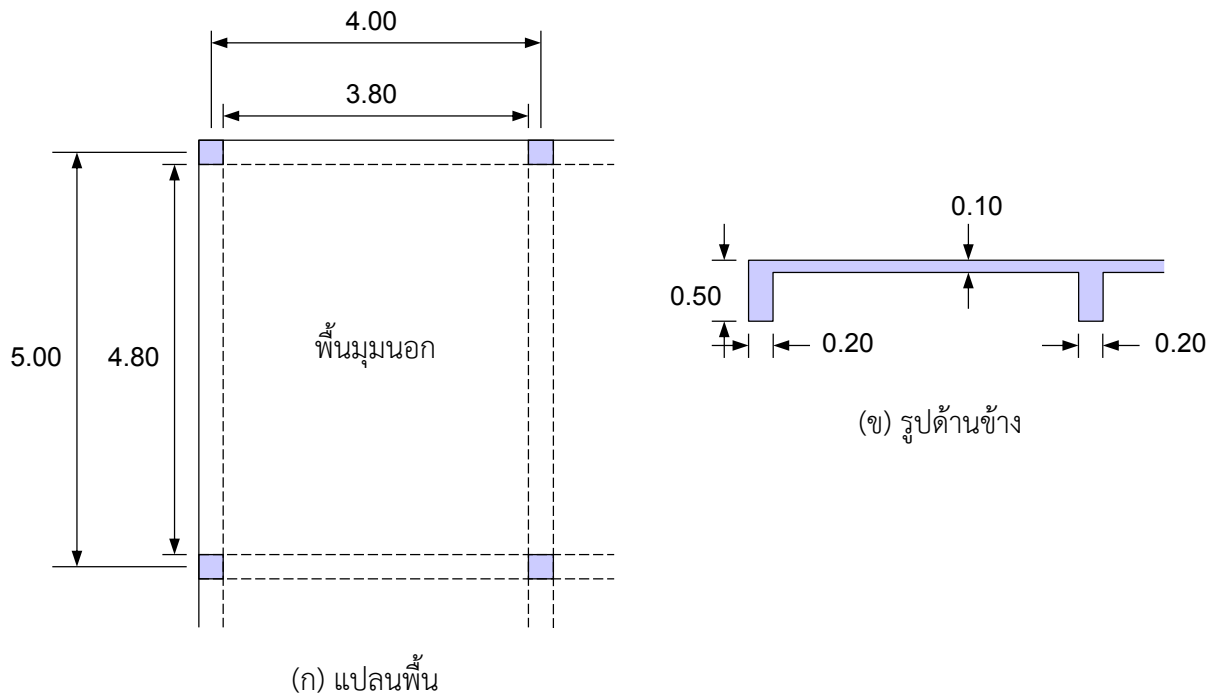
โมเมนต์บิดที่เกิดขึ้นจะมีผลเฉพาะที่แผ่นพื้นที่อยู่มุมนอก (Exterior corner) ซึ่งจะเกิดการแตกร้าวได้พื้นตามแนวเส้นทแยงมุมที่ลากจากมุมนอก และบนพื้นตามแนวตั้งฉากกับรอยร้าวได้แผ่นพื้น ดังนั้นจึงต้องเสริมเหล็กพิเศษที่มุมนอกทั้งด้านบนและล่างออกไปจากมุมในแต่ละทิศทางเป็นระยะหนึ่งในห้าของความยาวของด้านยาวดังแสดงในรูปที่ 6.27(ก)

เหล็กเสริมด้านบนจะขนานกับเส้นทแยงมุมจากมุมนอกและเหล็กล่างจะตั้งฉากกับเส้นทแยงมุม แต่เพื่อความสะดวกในการก่อสร้างอาจเสริมเหล็กในแนวที่ขนานกับด้านสั้นและยาวก็ได้ (รูปที่ 6.27(ข)) โดยปริมาณเหล็กเสริมพิเศษนี้ต้องมีปริมาณเท่ากับที่ต้องการสำหรับโมเมนต์บวกมากที่สุด ในแผ่นพื้นนั้น



รูปที่ 6.27 เหล็กเสริมพิเศษที่มุมนอกพื้นสองทาง

ตัวอย่างที่ 6.3 จงออกแบบพื้นสองทางที่มุมนอกของอาคารซึ่งมีคานโดยรอบดังแสดงในรูปที่ 6.28 แผ่นพื้นมีขนาด 4.00×5.00 ม. ต้องการให้รับน้ำหนักบรรทุกจร 300 ก.ก./ม.² กำหนด $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.² และ $f'_c = 240$ ก.ก./ชม.² คานรองรับมีความกว้าง 20 ซม.



รูปที่ 6.28 พื้นสองทางที่มุมนอก ตัวอย่างที่ 6.3

วิธีทำ

ความหนาแน่นที่สุดของพื้นจะเท่ากับ $1/180$ เท่าของเส้นรอบรูป แต่ไม่น้อยกว่า 10 ซม.

$$h = 2(400 + 500) / 180 = 10 \text{ ซม.}$$

$$\text{น้ำหนักบรรทุกคงที่ของแผ่นพื้น} = 0.10(2,400) = 240 \text{ ก.ก./ม.}^2$$

$$\text{น้ำหนักบรรทุกทั้งหมด } w_u = 1.4(240) + 1.7(300) = 846 \text{ ก.ก./ม.}^2$$

จาก $f'_c = 240$ ก.ก./ชม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.² เปิดตาราง ก.3 ได้ค่า $\rho_{\max} = 0.0197$

อัตราส่วนขนาดพื้น $m = 4/5 = 0.8$ พิจารณาโมเมนต์ในแถบกลางกว้างหนึ่งเมตรดังนี้

พิจารณาทางช่วงสั้น

	-M (ไม่ต่อเนื่อง)	+M (กลางช่วง)	-M (ต่อเนื่อง)
สัมประสิทธิ์โมเมนต์ C	0.032	0.048	0.064

โมเมนต์ตัดมากที่สุดในช่วงสั้น $M_u = C w S^2 = 0.064(846)(4.0)^2 = 866$ ก.ก.-ม./ม.

$$d = 10 - 2(\text{ระยะหุ้ม}) - 0.5(\text{ครึ่งหนึ่งของ DB10}) = 7.5 \text{ ซม.}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{86600}{0.9 \times 100 \times 7.5^2} = 17.11 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right) = 0.0045 < [\rho_{\max} = 0.0197]$$

OK

$$A_s = 0.0045(100)(7.5) = 3.36 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$$

เลือกใช้เหล็กทงสั้น **DB10 @ 0.23 ($A_s = 0.785 \times 100 / 23 = 3.41 \text{ ซม.}^2$)**

พิจารณาทางช่วงยาว

	-M (ไม่ต่อเนื่อง)	+M (กลางช่วง)	-M (ต่อเนื่อง)
สัมประสิทธิ์โมเมนต์ C	0.025	0.037	0.049

โมเมนต์ดัดมากที่สุดในช่วงยาว $M_u = C w S^2 = 0.049 (846) (4.0)^2 = 663 \text{ ก.ก.-ม.}/\text{ม.}$

$$d = 10 - 2(\text{ระยะหุ้ม}) - 1.5(\text{เท่าครึ่งของ DB10}) = 6.5 \text{ ซม.}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{66300}{0.9 \times 100 \times 6.5^2} = 17.44 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right) = 0.0046 < [\rho_{\max} = 0.0197]$$

OK

$$A_s = 0.0046(100)(6.5) = 2.97 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$$

เลือกใช้เหล็กทงสั้น **DB10 @ 0.26 ($A_s = 0.785 \times 100 / 26 = 3.02 \text{ ซม.}^2$)**

$$\text{เหล็กเสริมกันร้าว} = 0.0018(100)(10) = 1.8 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$$

เลือกใช้เหล็กเสริมกันร้าว **DB10 @ 0.30 ($A_s = 0.785 \times 100 / 30 = 2.62 \text{ ซม.}^2$)**

ตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต

แรงเฉือนเฉลี่ยต่อความกว้างหนึ่งเมตร

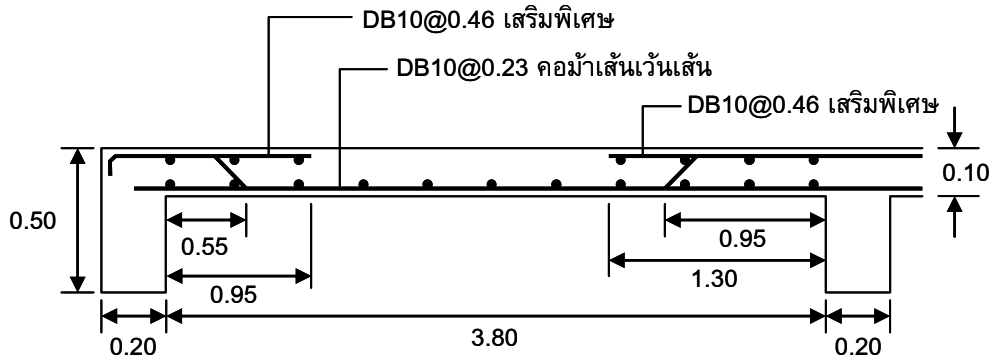
$$V_u = w_u S / 4 = (846)(4.0) / 4 = 846 \text{ ก.ก.}/\text{ม.}$$

กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต

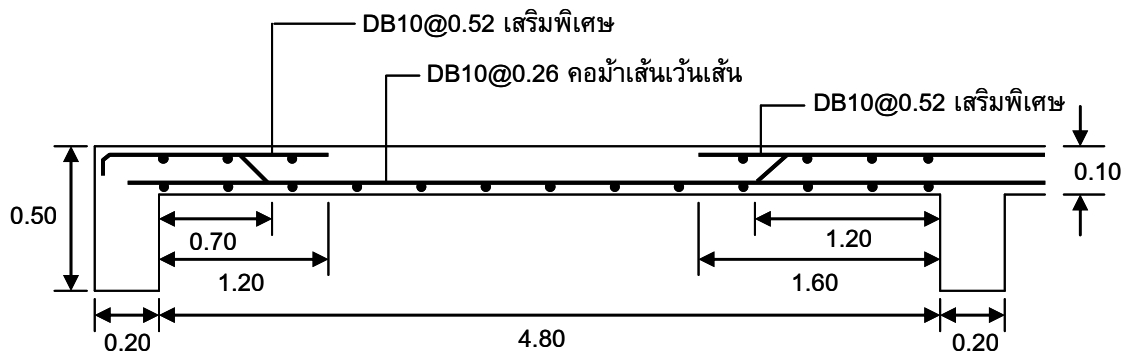
$$\phi V_c = 0.85(0.53) \sqrt{240} (100)(7.5) = 5,234 \text{ ก.ก.}/\text{ม.}$$

OK

รูปที่ 6.29 แสดงรายละเอียดการเสริมเหล็กในด้านสั้นและด้านยาวของพื้น สังกัดการใช้เหล็กเสริมค้อม้าเส้นเว้นเส้นของเหล็กกลางที่กลางช่วง เพื่อให้เหล็กเสริมมีปริมาณเท่ากันจึงใช้เหล็กบนเสริมพิเศษบริเวณจุดรองรับมีระยะห่างเป็นสองเท่าเพื่อให้ลงในตำแหน่งที่ถูกเว้นเส้น



(ก) พื้นด้านสั้น

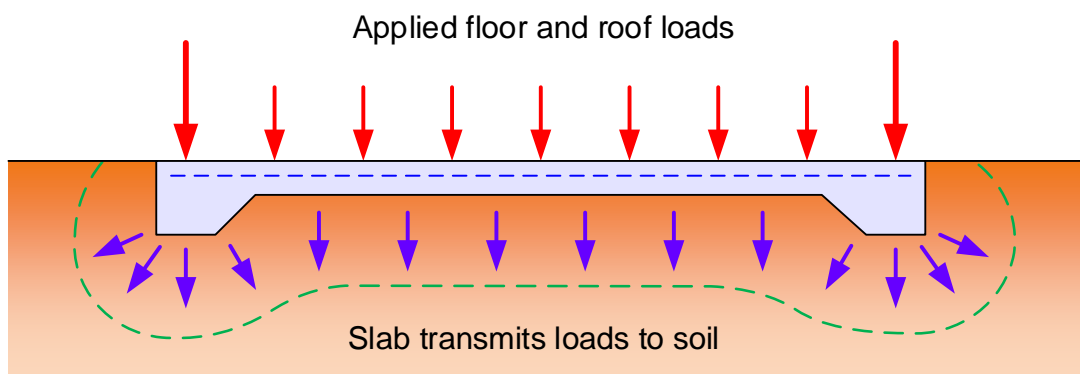


(ข) พื้นด้านยาว

รูปที่ 6.29 การเสริมเหล็กในพื้นที่สองทาง ตัวอย่างที่ 9.6

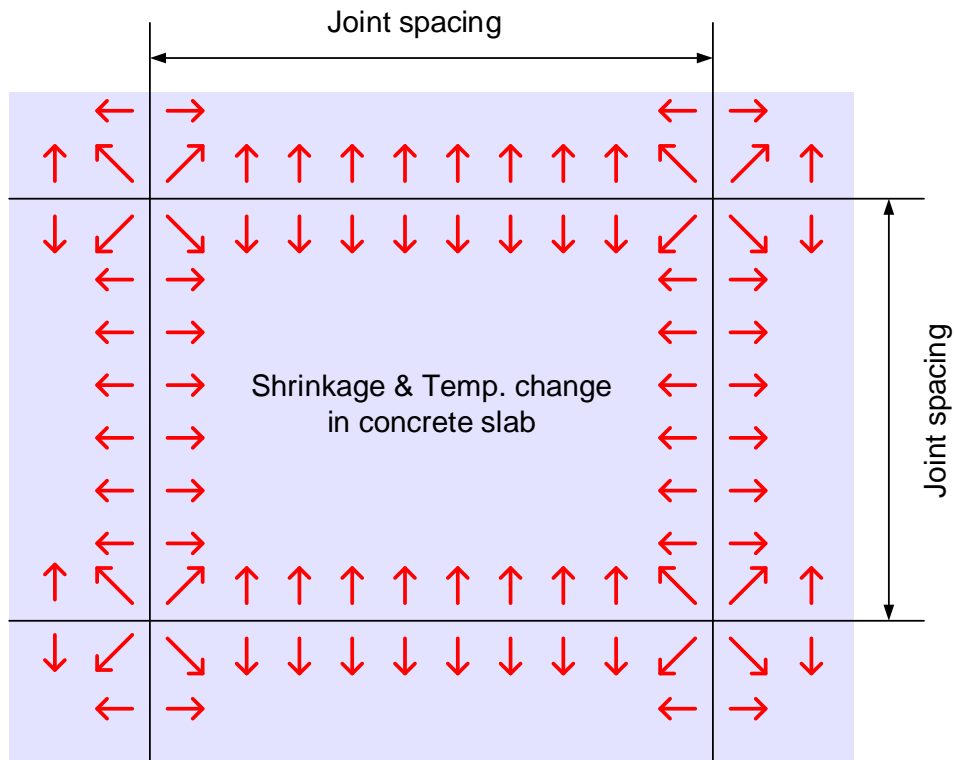
พื้นวางบนดิน (Slab-On-Ground)

ในโครงสร้างคอนกรีตนั้น การเสริมเหล็กจะทำเพื่อต้านทานโมเมนต์และแรงเฉือนที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุก เนื่องจากคอนกรีตมีกำลังรับแรงดึงต่ำ จึงต้องอาศัยกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมมาช่วย ในการออกแบบพื้นคอนกรีตวางบนดินนั้น จะต้องทำการบดอัดดินให้มีความแน่นตามมาตรฐาน คอนกรีตจะต้องมีกำลังและโมดูลัสยืดหยุ่นเพียงพอที่จะแผ่กระจายถ่ายน้ำหนักบรรทุกลงสู่พื้นดิน การกำหนดระยะรอยต่อและรายละเอียดจุดต่อที่เหมาะสม จะช่วยป้องกันการแตกร้าวจากการหดตัว (Shrinkage) และการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ



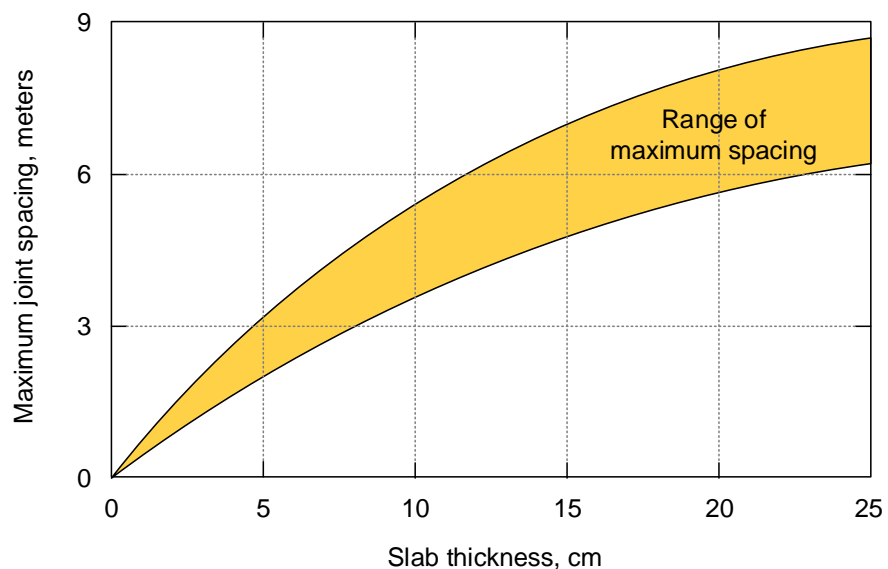
รูปที่ 6.30 พื้นถ่ายน้ำหนักบรรทุกลงสู่ดิน

การกำหนดระยะรอยต่อและรายละเอียดจุดต่อที่เหมาะสม จะช่วยป้องกันการแตกร้าวจากการหดตัว (Shrinkage) และการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ



รูปที่ 6.31 รอยต่อในพื้นที่วางบนดิน

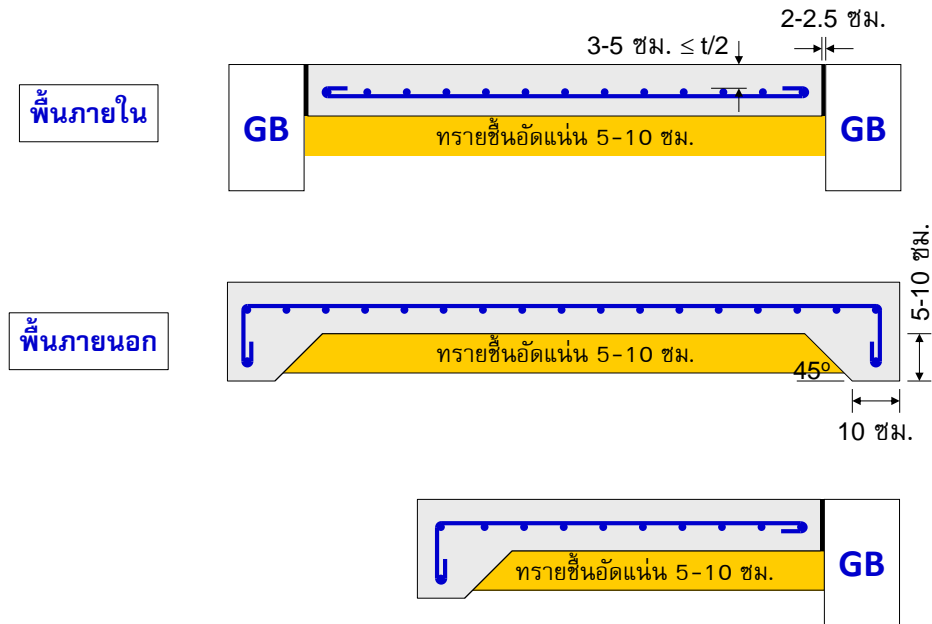
การควบคุมการแตกร้าวจากการหดตัวทำได้โดยการเสริมเหล็กและการกำหนดระยะรอยต่อที่เหมาะสม รูปที่ 6.32 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความหนาพื้นและระยะห่างรอยต่อเพื่อการควบคุมการหดตัวที่มีประสิทธิภาพ พื้นที่แรเงาแสดงขอบเขตที่เหมาะสมในการใช้เหล็กเสริมและระยะรอยต่อในการควบคุมการหดตัว



รูปที่ 6.32 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะห่างรอยต่อและความหนาพื้นวางบนดิน

ระยะห่างระหว่างรอยต่ออาจคำนวณได้จากสูตรประมาณอย่างง่ายคือ 30 เท่าของความหนาพื้น เช่นสำหรับพื้นหนา 15 ซม. ระยะห่างรอยต่อคือ $30 \times 0.15 = 4.5 \text{ m}$

รอยต่อที่ขอบพื้นวางบนดินต่อกับคานหรือผนังอาคารจะต้องเว้นช่องว่างไว้พื้นให้คอนกรีตยึดหดตัวโดยไม่ส่งผ่านแรงไปยังส่วนอื่นของโครงสร้างทำให้เกิดรอยร้าวในพื้นที่คอนกรีต จากนั้นยาแนวด้วยวัสดุยืดหยุ่นเช่นยางมะตอย ขอบของพื้นภายนอกจะทำเป็นขอบหนาเพื่อกันดินไหลออก



รูปที่ 6.33 แบบรายละเอียดพื้นวางบนดิน

การยึดหดตัวเนื่องจากอุณหภูมิ

การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิทำให้แผ่นคอนกรีตเกิดการหดตัวหรือขยายตัวโดยคอนกรีตจะมีสัมประสิทธิ์การยึดหดตัวอยู่ที่ $7.5 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ เนื่องจากคอนกรีตเป็นวัสดุแข็งเปราะดังนั้นจึงแตกร้าวจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิได้ง่าย จึงต้องมีการเสริมเหล็กเข้าช่วยต้านทานการแตกร้าวซึ่งใช้ได้ดีเนื่องจากเหล็กมีกำลังรับแรงดึงสูงกว่าคอนกรีตมากและมีสัมประสิทธิ์การยึดหดตัวจากอุณหภูมิ การเสริมเหล็กนั้นแต่เดิมจะใช้เหล็กเส้นมาผูกเป็นตะแกรง ต่อมาจึงพัฒนาเป็นตะแกรงลวดเหล็กสำเร็จรูป (Weld wire reinforcement, WWR หรือ Wire mesh) ซึ่งทำให้การก่อสร้างที่ได้สะดวกรวดเร็ว ตัวอย่างตะแกรงเหล็กที่มีขายในท้องตลาดเป็นดังแสดงตารางที่ 6.4 โดยมีกำลังต้านทานแรงดึงที่จุดครากตามมาตรฐาน มอก. 737-2531 ที่ $f_y = 5,000 \text{ กก./ซม.}^2$

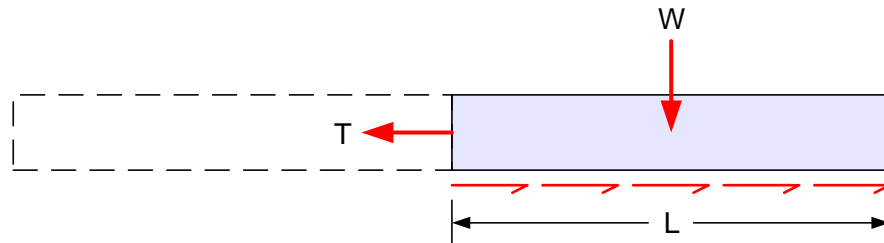
ตารางที่ 6.4 ตะแกรงลวดเหล็กสำเร็จรูป

Ø ขนาดลวด, ขนาดตะแกรง	พื้นที่หน้าตัด (ตร.ซม. / ม.)		น้ำหนัก (กก./ตร.ม.)
	ลวดขวาง	ลวดยึน	ลวดขวาง+ยึน
Ø 4 มม.× 4 มม., 15 ซม.× 15 ซม.	0.838	0.838	1.317
Ø 4 มม.× 4 มม., 20 ซม.× 20 ซม.	0.629	0.629	0.988

∅ 4 มม.× 4 มม., 25 ซม.× 25 ซม.	0.503	0.503	0.790
∅ 4 มม.× 4 มม., 30 ซม.× 30 ซม.	0.419	0.419	0.658
∅ 6 มม.× 6 มม., 20 ซม.× 20 ซม.	1.414	1.414	2.220
∅ 6 มม.× 6 มม., 25 ซม.× 25 ซม.	1.131	1.131	1.776
∅ 6 มม.× 6 มม., 30 ซม.× 30 ซม.	0.943	0.943	1.481

การออกแบบเหล็กเสริมโดยวิธี Subgrade Drag

เมื่อแผ่นคอนกรีตมีการเคลื่อนที่จากการยึดหดตัว จะทำให้เกิดแรงเสียดทานระหว่างแผ่นคอนกรีตและพื้นดิน เมื่ออุณหภูมิของแผ่นคอนกรีตลดลงอย่างสม่ำเสมอ การหดตัวของแผ่นคอนกรีตจะถูกต้านทานโดยแรงเสียดทานนี้ซึ่งถูกเรียกว่า Subgrade drag ทำให้เกิดรอยร้าวขึ้นกลางแผ่นดังแสดงในรูปที่ 6.34



รูปที่ 6.34 แรงเสียดทานจากการหดตัว

แรงดึง T ที่เกิดจะถูกต้านทานโดยเหล็กเสริม จะได้ว่า

$$\text{แรงดึง } T \text{ ต่อความกว้าง 1 เมตร} \quad T = A_s f_s = \frac{FLW}{2} \quad (6.2)$$

$$\text{ปริมาณเหล็กต่อความกว้าง 1 เมตร} \quad A_s = \frac{FLW}{2f_s} \quad (6.3)$$

เมื่อ A_s = พื้นที่เหล็กเสริมต่อความกว้างพื้นที่ 1 เมตร (ตร.ซม.)

W = น้ำหนักพื้นคอนกรีตต่อหน่วยพื้นที่ (กก./ตรม.)

L = ความยาวพื้นคอนกรีต (เมตร)

F = สัมประสิทธิ์ความเสียดทาน (ใช้ 1.5 ในกรณีที่ไม่มีข้อมูล)

f_s = หน่วยแรงที่ยอมให้ของเหล็กเสริม (กก./ตร.ซม.)

$$\text{ถ้าใช้วิธีกำลังจะได้ว่า} \quad A_s = \frac{FL(1.4W)}{2f_y} = \frac{FLW}{1.43f_y} \quad (6.4)$$

ซึ่งจะให้ผลการออกแบบที่ประหยัดกว่าในกรณีที่ใช้ Wire mesh เนื่องจาก $f_y = 5,000$ กก./ตร.ซม. ในขณะที่ f_s ที่ยอมให้เพียง 1,700 กก./ตร.ซม. เท่านั้น

ตัวอย่างที่ 6.4 จงออกแบบพื้นคอนกรีตวางบนดินโดยกำหนดระยะรอยต่อเท่ากับ 6.0 เมตร โดยใช้ Wire mesh มีกำลังคราก $f_y = 5,000$ กก./ซม.²

วิธีทำ เลือกความหนาโดยใช้รูปที่ 6.32 ได้ 12 ซม.

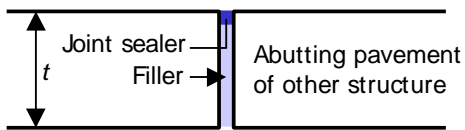
$$\text{น้ำหนักพื้น } W = 0.12(2,400) = 288 \text{ ก.ก./ตรม.}$$

$$\text{ปริมาณเหล็กที่ใช้ } A_s = \frac{FLW}{1.43f_y} = \frac{1.5 \times 6.0 \times 288}{1.43 \times 5,000} = 0.363 \text{ ตร.ซม./เมตร}$$

จากตารางที่ 6.4 เลือกใช้ WWR \varnothing 4 มม. \times 4 มม., 30 ซม. \times 30 ซม. ($A_s = 0.419$ ตร.ซม./เมตร)

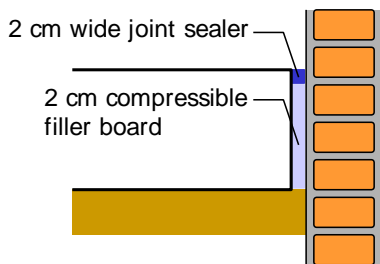
การออกแบบรอยต่อ

รอยต่อของพื้นคอนกรีตมีหลายชนิดแตกต่างกันไปตามวัตถุประสงค์การใช้งานดังนี้

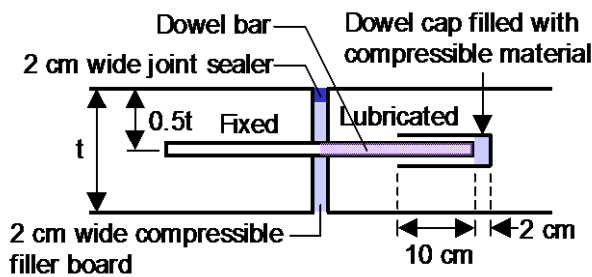


รอยต่อเพื่อการขยายตัว (Expansion joint)

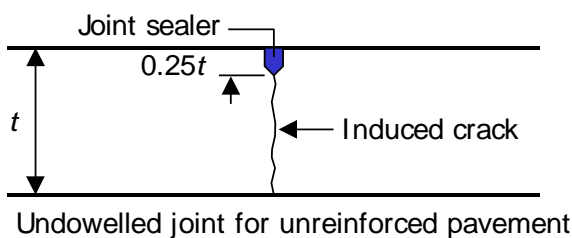
เพื่อช่วยให้คอนกรีตขยายตัวได้เมื่ออุณหภูมิสูงขึ้น ระยะรอยต่ออาจใช้ 40 เมตร หรือขึ้นกับสภาวะการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ โดยความกว้างรอยต่อไม่เกิน 2 ซม. เช่น ถ้าอุณหภูมิเปลี่ยนแปลง 40°C ระยะรอยต่อ 40 เมตร รอยต่อ = $7.5 \times 10^{-6} (40 \text{ ม.})(40^{\circ}\text{C}) = 0.012 \text{ ม.} = 1.2 \text{ ซม.}$



รอยต่อระหว่างพื้นและผนังเมื่อไม่มีการถ่ายน้ำหนักบรรทุกผ่านรอยต่อ

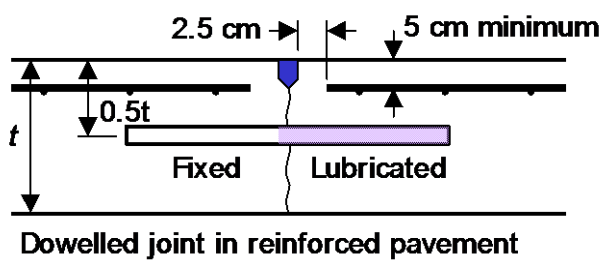


เมื่อต้องการถ่ายน้ำหนักบรรทุกผ่านรอยต่อ จะใช้เหล็กถ่ายน้ำหนัก โดยด้านหนึ่งฝังแน่นและอีกด้านขยับได้อิสระ



รอยต่อเพื่อการหดตัว (Contraction joint)

เพื่อบังคับรอยแตกให้เกิดตรงจุดที่ต้องการเป็นแนวเส้นตรงที่ใช้เลื่อยเซาะร่องไว้ ถ้าไม่เสริมเหล็กตะแกรงและเหล็กถ่ายน้ำหนัก จะรับการถ่ายน้ำหนักได้จำกัด และแผ่นพื้นมีขนาดเล็ก



เมื่อต้องการถ่ายน้ำหนักผ่านรอยต่อในกรณีของน้ำหนัก ล้อรถ หรือการกอน้ำหนักบริเวณรอยต่อ ต้องใช้เหล็ก ตะแกรงและเหล็กถ่ายน้ำหนัก

เหล็กถ่ายน้ำหนัก (Dowel bar)

ทำหน้าที่ถ่ายน้ำหนักผ่านรอยต่อระหว่างแผ่นคอนกรีต ขนาดของเหล็กถ่ายน้ำหนักจะขึ้นกับความหนาของพื้น ปลายครึ่งหนึ่งของเหล็กจะถูกหล่อลื่นไม่ให้คอนกรีตเกาะติดแน่น เพื่อให้แผ่นคอนกรีต ขยายตัวได้โดยไม่มีการแตกร้าว ขนาดและความยาวของเหล็กถ่ายน้ำหนักได้จากตารางที่ 6.5

ตารางที่ 6.5 ขนาดและความยาวเหล็กถ่ายน้ำหนัก สำหรับระยะห่าง 30 ซม.

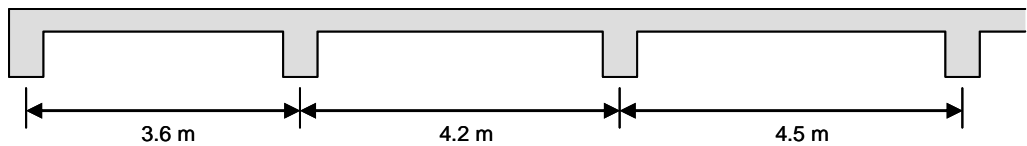
ความหนาแผ่นคอนกรีต	รอยต่อเพื่อการขยายตัว		รอยต่อเพื่อการหดตัว	
	Ø (ม.ม.)	ยาว (ซม.)	Ø (ม.ม.)	ยาว (ซม.)
15 ซม. - 18 ซม.	20	55	12	40
19 ซม. - 23 ซม.	25	65	20	50
> 24 ซม.	30	75	25	60

ปัญหาท้ายบทที่ 6

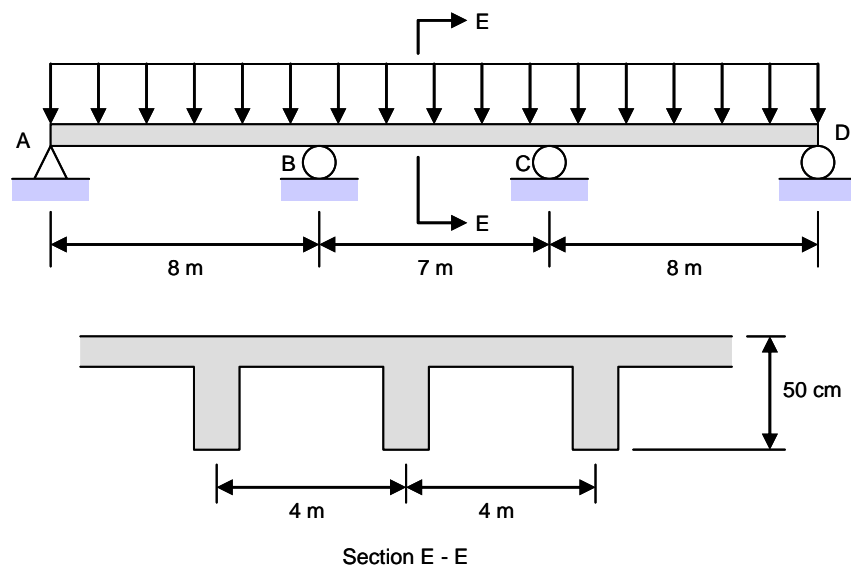
6.1 สำหรับแต่ละพื้นในตารางข้างล่างนี้ ให้คำนวณกำลังรับโมเมนต์ประลัย โดยใช้ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.² และระยะหุ้มคอนกรีต 2 ซม.

พื้นหมายเลข	f'_c (ก.ก./ซม. ²)	ความหนาพื้น (ซม.)	เหล็กเสริม
(ก)	210	12	DB10 @ 0.15 ม.
(ข)	210	15	DB12 @ 0.20 ม.
(ค)	210	18	DB12 @ 0.25 ม.
(ง)	240	20	DB16 @ 0.20 ม.
(จ)	240	25	DB16 @ 0.25 ม.
(ฉ)	240	15	DB10 @ 0.20 ม.
(ช)	280	18	DB12 @ 0.15 ม.
(ซ)	280	20	DB16 @ 0.20 ม.

- 6.2 พื้นทางเดียวช่วงเดี่ยวยมีระยะช่วงยาว 4.8 เมตร รั้งน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ 1 ตัน/ตรม. (ไม่รวม น้ำหนักตัวเอง) พื้นมีความหนา 18 ซม. เสริมเหล็ก DB16 @ 0.12 ม. จงพิจารณาน้ำหนัก บรรทุกจรที่รับได้ ถ้า $f'_c = 280$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²
- 6.3 ออกแบบพื้นยื่น 3 เมตร เพื่อรั้งน้ำหนักบรรทุกจรครั้งที่ 800 ก.ก./ตรม. และน้ำหนักจรกระทำ เป็นจุดที่ปลายอิสระ 3 ตัน/เมตร กำหนด $f'_c = 280$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²
- 6.4 พื้นทางเดียวหนา 15 ซม. รั้งน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ 900 ก.ก./ตรม. (รวมน้ำหนักตัวเอง) และ น้ำหนักบรรทุกจร 400 ก.ก./ตรม. ช่วงความยาวพื้น 3.6 เมตร พาดช่วงเดี่ยวยอยู่ระหว่างคาน กว้าง 20 ซม. กำหนด $f'_c = 280$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²
- 6.5 จงออกแบบระบบพื้นทางเดียวในรูปข้างล่าง รั้งน้ำหนักบรรทุกจร 300 ก.ก./ตรม. และ น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่รวมน้ำหนักของตัวเอง 780 ก.ก./ตรม. กำหนด $f'_c = 240$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²

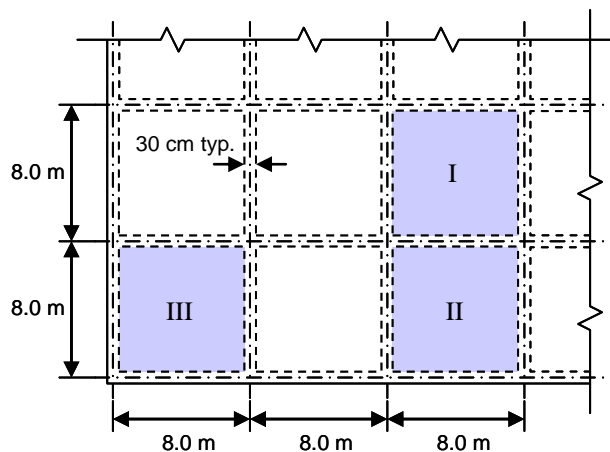


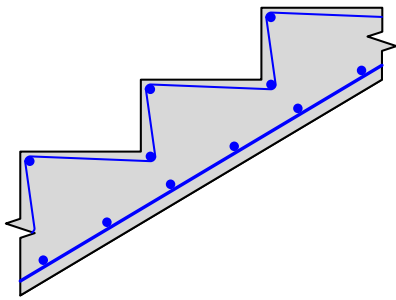
- 6.6 จงเลือกเหล็กเสริมที่หน้าตัดวิกฤตของคานต่อเนื่องสามช่วงตั้งในรูปข้างล่าง น้ำหนักบรรทุกจร คือ 350 ก.ก./ตรม. และน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ 300 ก.ก./ตรม. ไม่รวมน้ำหนักคาน ความกว้าง เหวคานไม่เกิน 35 ซม. ใช้ $f'_c = 240$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.² และให้ใช้เหล็ก เสริมรับแรงอัดที่ B และ C



- 6.7 ออกแบบพื้นทางเดียวต่อเนื่องมีคานรองรับทุกระยะ 4 เมตร คานกว้าง 30 ซม. พื้นรองรับ น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ 600 ก.ก./ตรม. (รวมน้ำหนักตัวเองของพื้น) และน้ำหนักบรรทุกจร 500 ก.ก./ตรม. กำหนด $f'_c = 240$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²

- 6.8 ทำซ้ำข้อ 6.7 โดยเปลี่ยนช่วงความยาวเป็น 3 เมตร และใช้ $f'_c = 210$ ก.ก./ชม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.²
- 6.9 ทำซ้ำข้อ 6.7 โดยใช้ $f'_c = 280$ ก.ก./ชม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.²
- 6.10 พื้นสองทางภายในขนาด 8.0×8.0 เมตร รองรับน้ำหนักบรรทุกทุกจร 500 ก.ก./ตรม. พื้นมีความหนา 20 ซม. จงออกแบบพื้นโดยใช้ $f'_c = 280$ ก.ก./ชม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.²
- 6.11 ทำซ้ำข้อ 6.6 ด้วยพื้นขนาด 5.0×5.0 เมตร โดยใช้ $f'_c = 240$ ก.ก./ชม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.²
- 6.12 อาคารหลังหนึ่งถูกออกแบบโดยใช้พื้นสองทางขนาด 6.0×6.0 เมตร ดังในรูปข้างล่าง น้ำหนักบรรทุกทุกจร 200 ก.ก./ตรม., น้ำหนักผนังกันห้อง 100 ก.ก./ตรม. และวัสดุปูผิว 25 ก.ก./ตรม. ออกแบบแผ่นพื้นภายนอก(II), ภายใน(I) และที่มุมอาคาร(III) โดยใช้ $f'_c = 280$ ก.ก./ชม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.² คานรองรับกว้าง 30 ซม.

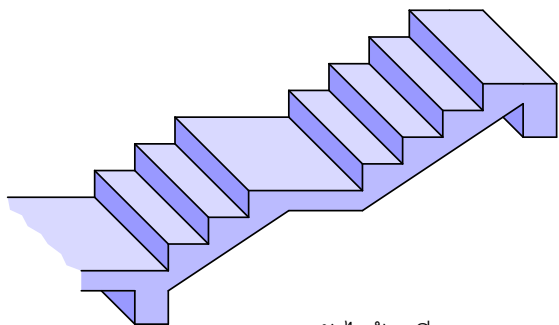




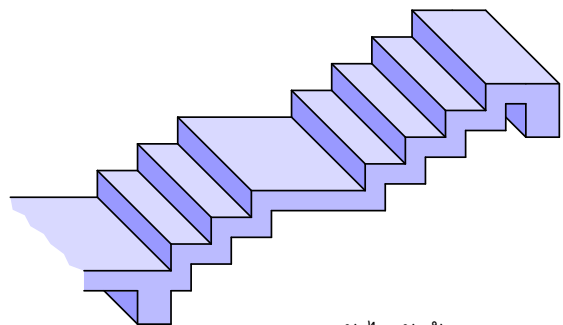
7

บันไดคอนกรีตเสริมเหล็ก

บันไดคือพื้นเอียงที่มีผิวบนเป็นขั้นในแนวตั้งและแนวราบพาดอยู่ระหว่างจุดรองรับที่มีระดับความสูงต่างกัน บันไดที่พาดระหว่างชั้นจะมี สำหรับส่วนที่เป็นขั้นบันไดจะมีทั้งแบบท้องเรียบและแบบพัวผ้า คือทั้งบันไดมีลักษณะเป็นขั้นเช่นเดียวกับด้านบน ดังแสดงในรูป



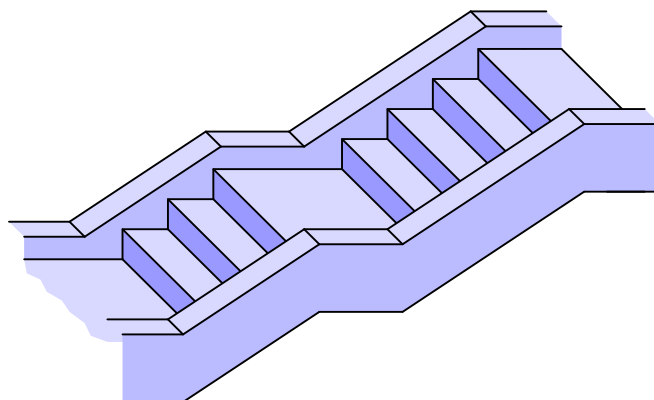
(ก) บันไดท้องเรียบ



(ข) บันไดพัวผ้า

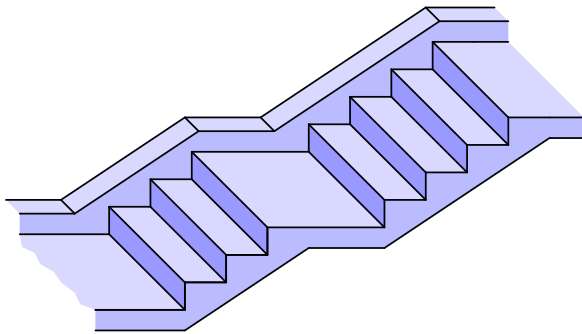
รูปที่ 7.1 บันไดพาดทางยาวแบบท้องเรียบและพัวผ้า

พฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของบันไดจะเหมือนกับพื้นทางเดียวโดยมีจุดรองรับคือคานแม่บันไดซึ่งอยู่ต่างระดับชั้นเรียกว่า **บันไดพาดทางยาว** ดังในรูปที่ 7.1 หรือ **บันไดพาดทางกว้าง** โดยมีคานแม่บันไดวิ่งคู่ขนานขนานข้างดังในรูปที่ 7.2

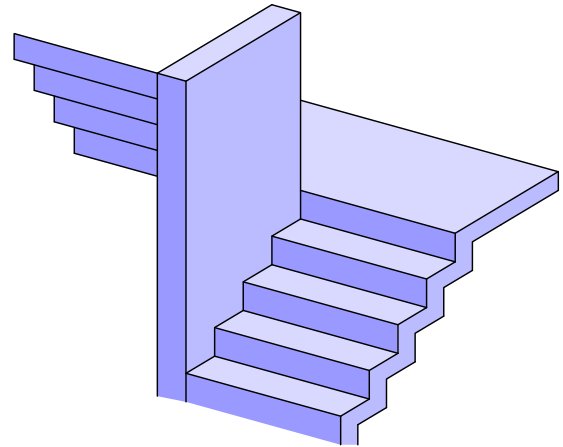


รูปที่ 7.2 บันไดพาดทางกว้างระหว่างแม่บันไดคู่

บันไดอาจทำเป็นแบบยื่นออกจากคานแม่บันไดตัวเดียวซึ่งจะยาวต่อเนื่องควบคู่ไปกับตัวบันได หรือในบางกรณีอาจทำเป็นบันไดยื่นออกมาจากผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก



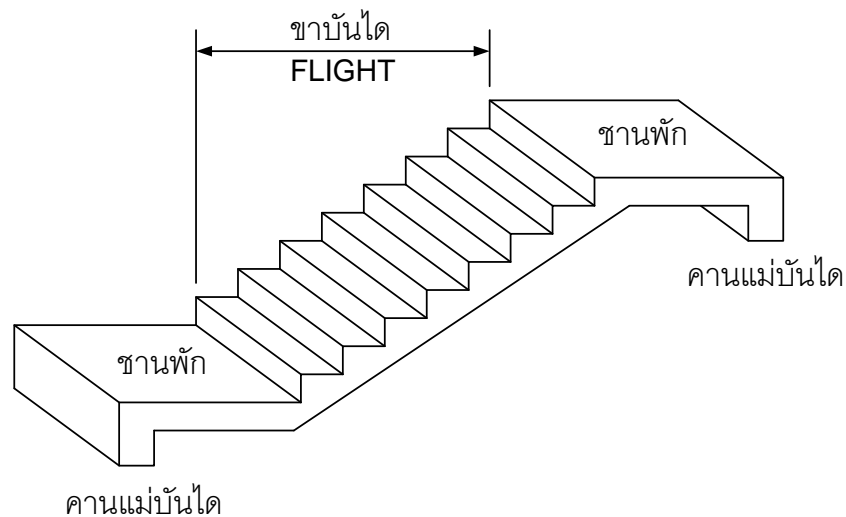
รูปที่ 7.3 บันไดยื่นจากคานแม่บันไดเดี่ยว



รูปที่ 7.4 บันไดยื่นผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก

องค์ประกอบของบันได

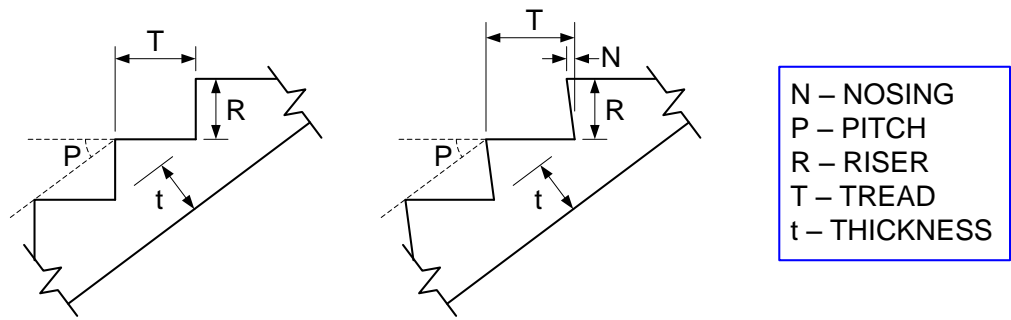
โดยทั่วไปบันไดจะประกอบด้วย ส่วนที่เป็นพื้นเอียงที่มีขั้นบันไดเรียกว่า **ขาบันได (Flight)** ส่วนคานที่เป็นจุดรองรับเรียกว่า **แม่บันได** และ **ชานพัก (Landing)** คือส่วนของบันไดที่เป็นแผ่นพื้นในแนวราบระหว่างขั้น



รูปที่ 7.5 องค์ประกอบของบันได

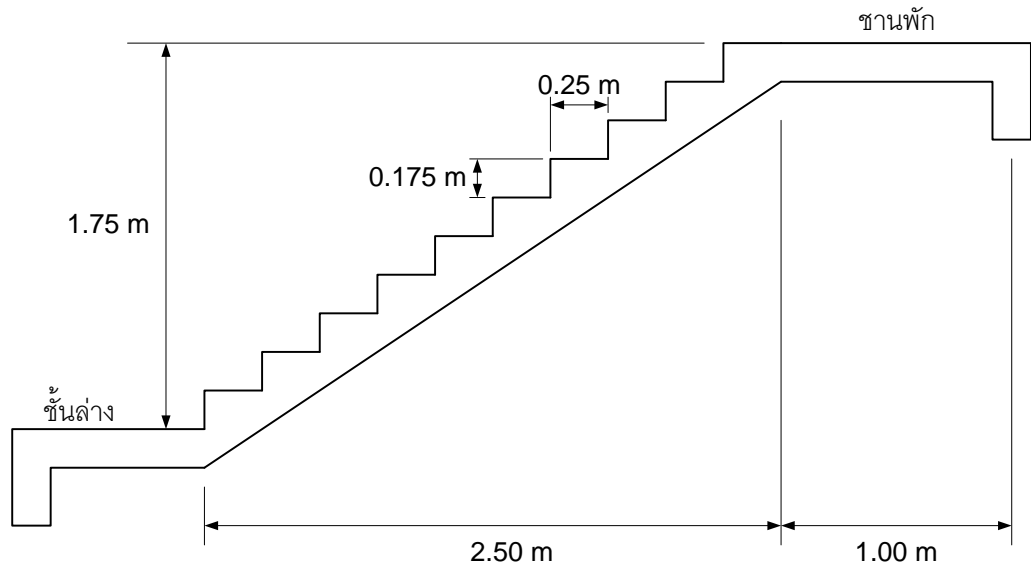
การคำนวณขั้นบันได

แต่ละขั้นบันไดจะประกอบด้วยระยะในแนวตั้งเรียกว่า “ลูกตั้ง (Riser)” และระยะในแนวราบเรียกว่า “ลูกนอน (Thread)” ความสูงของลูกตั้งจะอยู่ในช่วง 15-20 ซม. ส่วนความยาวลูกนอนจะอยู่ระหว่าง 25-30 ซม. ในกรณีที่มีระยะไม่พอหรือต้องการความสวยงามอาจมี “จุกบันได (Nosing)” อีก 2.5 ซม. และความลาดชันของบันได (Pitch) เป็นดังแสดงในรูป



รูปที่ 7.6 ขนาดต่างๆของขั้นบันได

การคำนวณจำนวนขั้นบันไดจะขึ้นกับระยะความสูงระหว่างชั้นและระยะห่างระหว่างแม่บันได โดยพยายามให้บันไดทุกขั้นมีขนาดเท่ากันและมีขนาดที่เหมาะสม ยกตัวอย่างเช่นความสูงระหว่างชั้น คือ 3.5 เมตร ครึ่งความสูงคือ $3.5/2 = 1.75$ เมตร จะได้ 10 ขั้น สูงขั้นละ 17.5 ซม. ลูกนอนขั้นละ 25 ซม. จะต้องใช้ระยะในแนวราบ $10 \times 0.25 = 2.5$ เมตร และความกว้างชานพัก 1 เมตร ขาบันไดล่างจะมีลักษณะดังในรูป

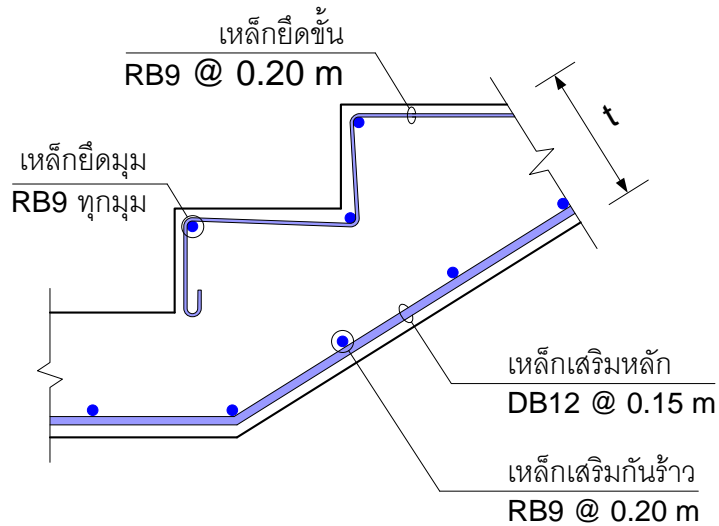


รูปที่ 7.7 ตัวอย่างการคำนวณจำนวนขั้นบันได

การเสริมเหล็กบันได

เหล็กเสริมในบันไดจะประกอบด้วยเหล็กยึดขั้นบันได และเหล็กเสริมในพื้นบันไดซึ่งมีลักษณะคล้ายในพื้นปกติคือมีลักษณะเป็นตะแกรง โดยเหล็กเสริมหลักจะอยู่ในทิศทางขนานกับช่วงการรับน้ำหนักระหว่างแม่บันไดที่รองรับ ส่วนเหล็กเสริมอีกทิศทางจะใช้เพื่อป้องกันการแตกร้าวและช่วยยึดเหล็กทางหลักให้อยู่ในตำแหน่งที่ต้องการ

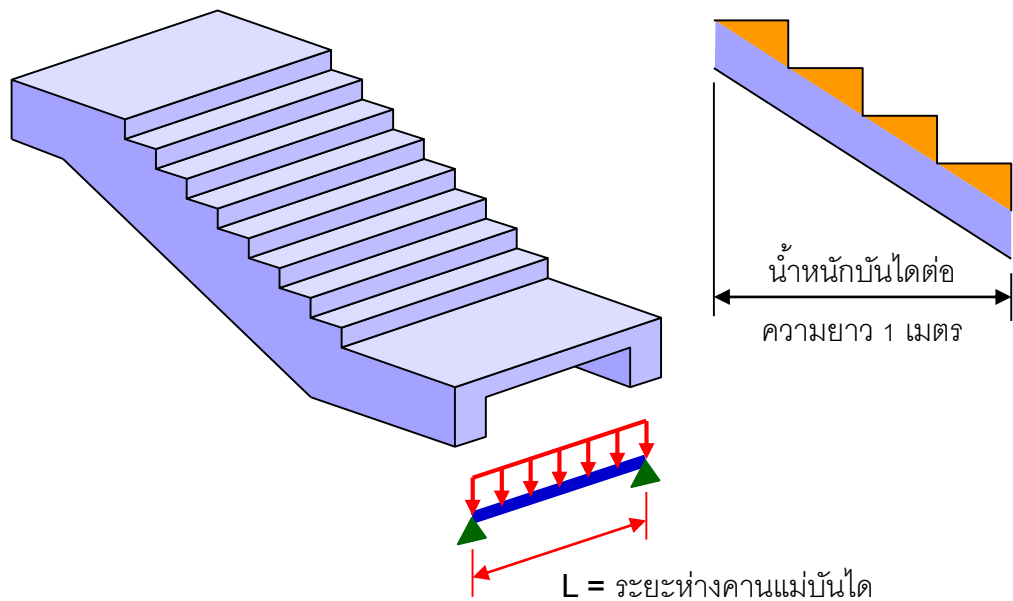
ในกรณีของบันไดพาดทางช่วงยาวระหว่างคานแม่บันไดต่างระดับความสูง เหล็กเสริมหลักจะเป็นเส้นอยู่ล่างสุดเพื่อให้มีความลึกลับประสิทธิภาพในการต้านทานโมเมนต์ดัด ส่วนเหล็กกันร้าวจะเป็นจุดวงกลมวางบนเหล็กเสริมหลัก เหล็กยึดขั้นประกอบด้วยเหล็กที่มุมบันไดเป็นจุดและเหล็กถักยึดเหล็กมุมโดยใช้ระยะห่างเท่ากับเหล็กเสริมกันร้าว



รูปที่ 7.8 เหล็กเสริมในบันไดพาดทางช่วงยาว

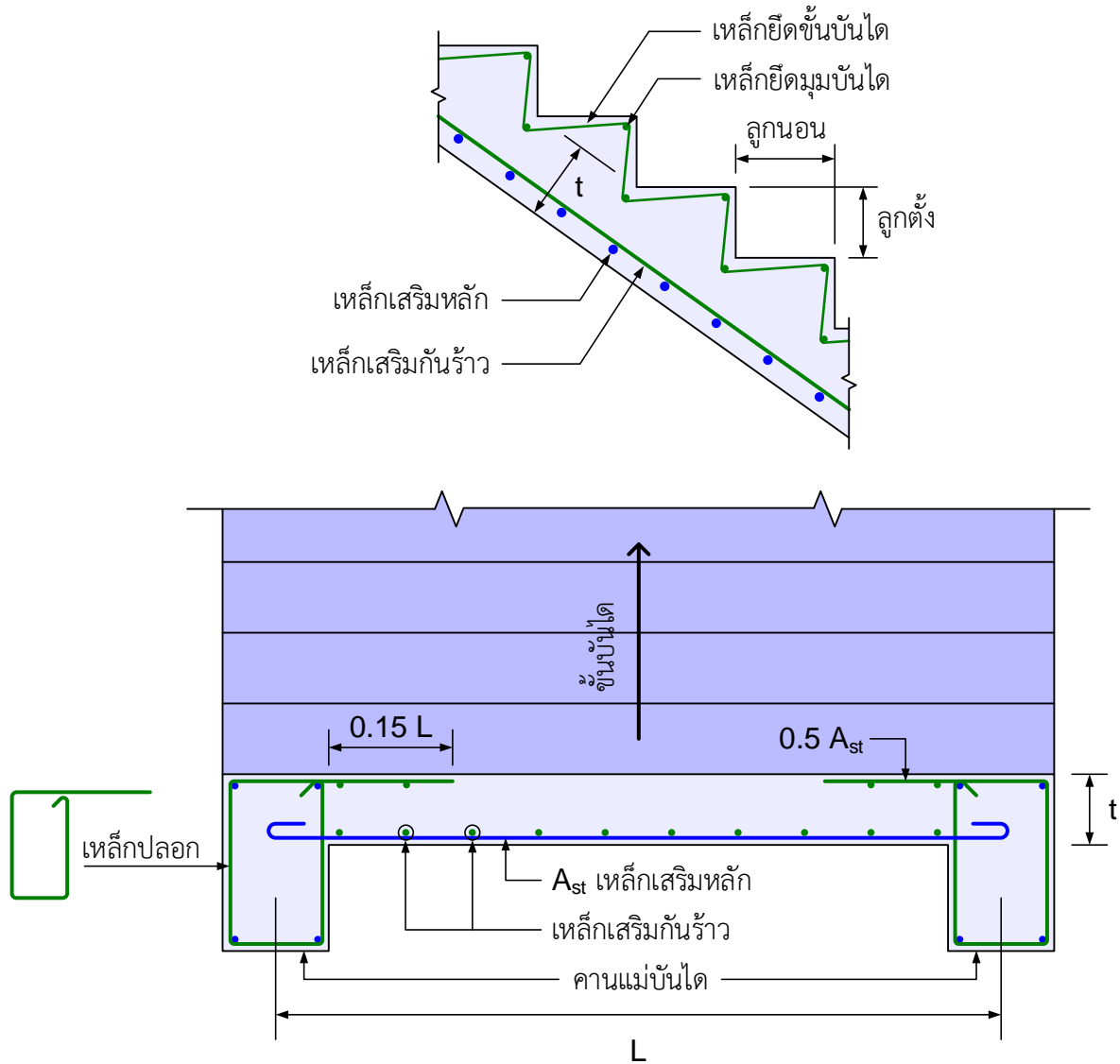
บันไดพาดทางช่วงกว้างระหว่างคานแม่บันได

บันไดแบบนี้จะมีแม่บันไดรองรับขาทั้งสองข้าง ทำให้ได้พื้นทางเดียวที่มีช่วงยาวเท่ากับความกว้างของบันได พื้นแบบนี้จึงมีความหนาน้อยกว่าแบบอื่น เนื่องจากความยาวช่วงที่สั้นกว่าคือระยะห่างระหว่างคานแม่บันได ดังแสดงในรูปที่ 7.9



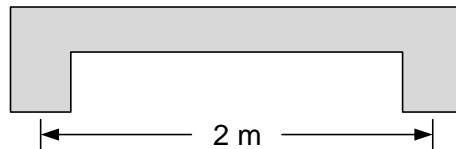
รูปที่ 7.9 การรับน้ำหนักของบันไดพาดทางช่วงกว้างระหว่างคานแม่บันได

ในการเสริมเหล็กจะเสริมเหล็กหลักเป็นเหล็กกลางตามขวางวางพาดระหว่างคานแม่บันไดและมีเหล็กเสริมกันร้าวด้านการหดตัวและช่วยยึดเหล็กเสริมหลักเป็นตะแกรงโดยเหล็กเสริมหลักจะอยู่ล่างดังแสดงในรูปที่ 7.10 นอกจากนี้ยังมีเหล็กยึดที่มุมบันไดทุกชั้นเพื่อป้องกันการแตกร้าว เหล็กปลอกของคานแม่บันไดอาจตัดขึ้นมาช่วยรับโมเมนต์ลบที่จุดต่อพื้นบันไดและคานเพื่อลดการแตกร้าวที่อาจเกิดขึ้น



รูปที่ 7.10 การเสริมเหล็กบันไดพาดทางช่วงกว้างระหว่างคานแม่บันได

ตัวอย่างที่ 7.1 ออกแบบบันไดกว้าง 2.0 เมตร พาดคานแม่บันไดสองข้าง ชั้นบันไดกว้าง 25 ซม. ส่วนยก 15 ซม. เพื่อรับน้ำหนักจร 300 ก.ก./ม.² กำหนด $f'_c = 240$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 2,400$ ก.ก./ซม.²



วิธีทำ

1. คำนวณน้ำหนักบรรทุก

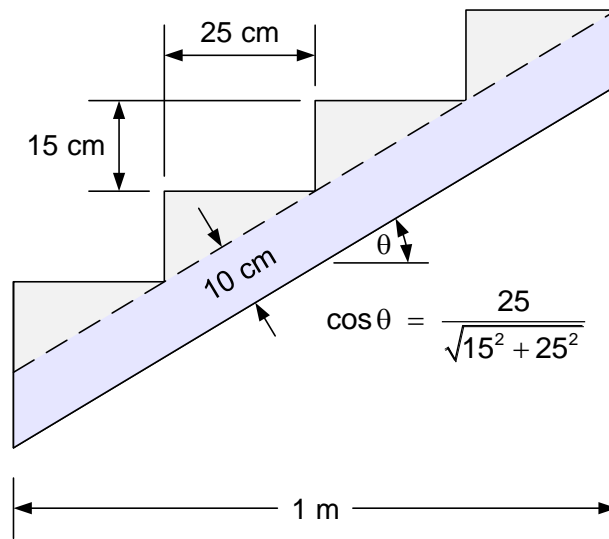
ใช้พื้นบันไดหนา $200/20 = 10$ ซม. ความลึก $d = 10 - 2 - 0.45 = 7.55$ ซม.

$$\text{น้ำหนักพื้นบันได} = 0.10(2400)\sqrt{15^2 + 25^2} / 25 = 280 \text{ ก.ก./ม.}^2$$

$$\text{น้ำหนักชั้นบันได} = 0.5(0.15)(2400) = 180 \text{ ก.ก./ม.}^2$$

$$\text{น้ำหนักบรรทุกทุกจร} = 300 \text{ ก.ก./ม.}^2$$

$$\text{น้ำหนักบรรทุกทุกแผ่รวม } w_u = 1.4(280+180)+1.7(300) = 1,154 \text{ ก.ก./ม.}^2$$



2. พิจารณาปริมาณเหล็กเสริม

$$\text{จากกำลังของคอนกรีตและเหล็กเสริม (ตารางที่ ก.3) } \rho_{\max} = 0.0389$$

$$\text{โมเมนต์บวกบนคานช่วงเดียว } M_u = 1,154(2.0)^2/8 = 577 \text{ ก.ก.-ม.}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{577(100)}{0.90(100)(7.55)^2} = 11.25 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right) = 0.0048 < \rho_{\max}$$

OK

$$\text{ปริมาณเหล็กเสริม } A_s = 0.0048(100)(7.55) = 3.62 \text{ ซม.}^2/\text{ความกว้าง 1 เมตร}$$

$$\text{เลือกใช้เหล็กเสริม RB9 @ 0.17 ม. (} A_s = 0.636 \times 100/17 = 3.74 \text{ ซม.}^2 \text{)}$$

$$\text{เหล็กเสริมกันร้าว} = 0.0025(100)(10) = 2.5 \text{ ซม.}^2$$

$$\text{เลือกใช้เหล็กเสริมกันร้าว RB9 @ 0.25 ม. (} A_s = 0.636 \times 100/25 = 2.54 \text{ ซม.}^2 \text{)}$$

3. ตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือน

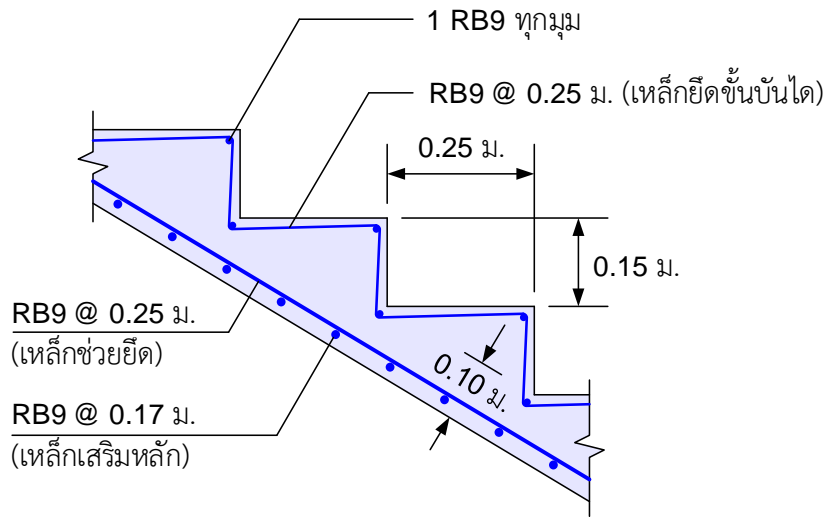
$$\text{แรงเฉือนประลัยต่อความกว้าง 1 เมตร } V_u = wL/2 = 1154(2.0)/2 = 1,154 \text{ ก.ก.}$$

กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต:

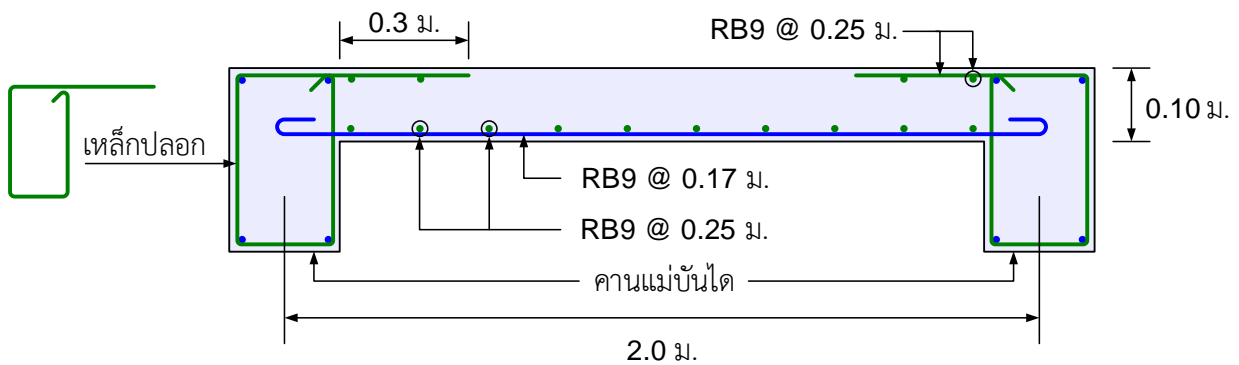
$$\phi V_c = 0.85(0.53) \sqrt{240} (100)(7.55) = 5269 \text{ กก.} > 2V_u$$

OK

รายละเอียดการเสริมเหล็กในพื้นที่บันไดพาตรระหว่างแม่บันไดเป็นดังแสดงในรูปที่ 7.11



(ก) รูปตัดด้านข้าง

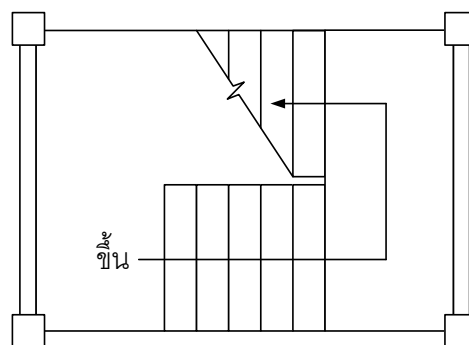


(ข) รูปตัดด้านหน้า

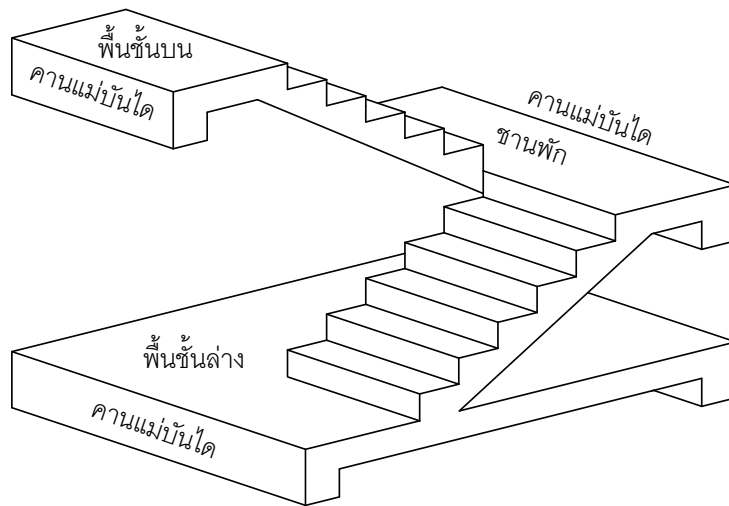
รูปที่ 7.11 การเสริมเหล็กบันไดในตัวอย่างที่ 7.1

บันไดพาดทางช่วงยาว

เนื่องจากบันไดเชื่อมต่อระหว่างชั้น ในแปลนแต่ละชั้นจะแสดงบันไดได้ไม่ทั้งหมด ตัวอย่างเช่นในกรณีของบันไดแบบหักกลับ ในแปลนพื้นชั้นล่างจะเห็นส่วนที่เป็นขาขึ้นมาจากชั้นล่าง เมื่อเลี้ยวหักกลับขึ้นมาจะเห็นเพียงบางส่วน ดังในรูปที่ 7.12

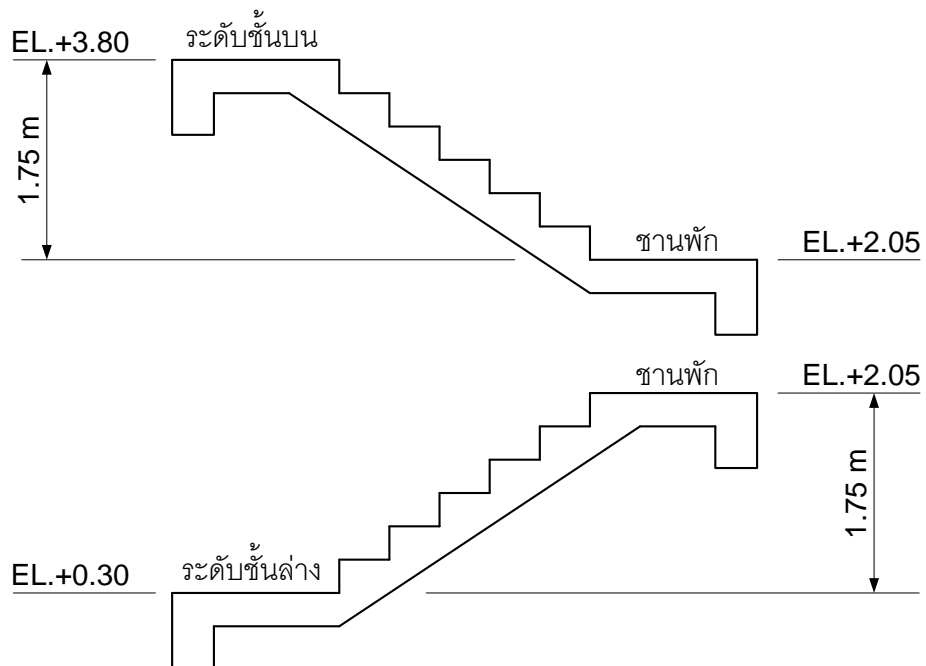


รูปที่ 7.12 แบบบันไดในแปลน



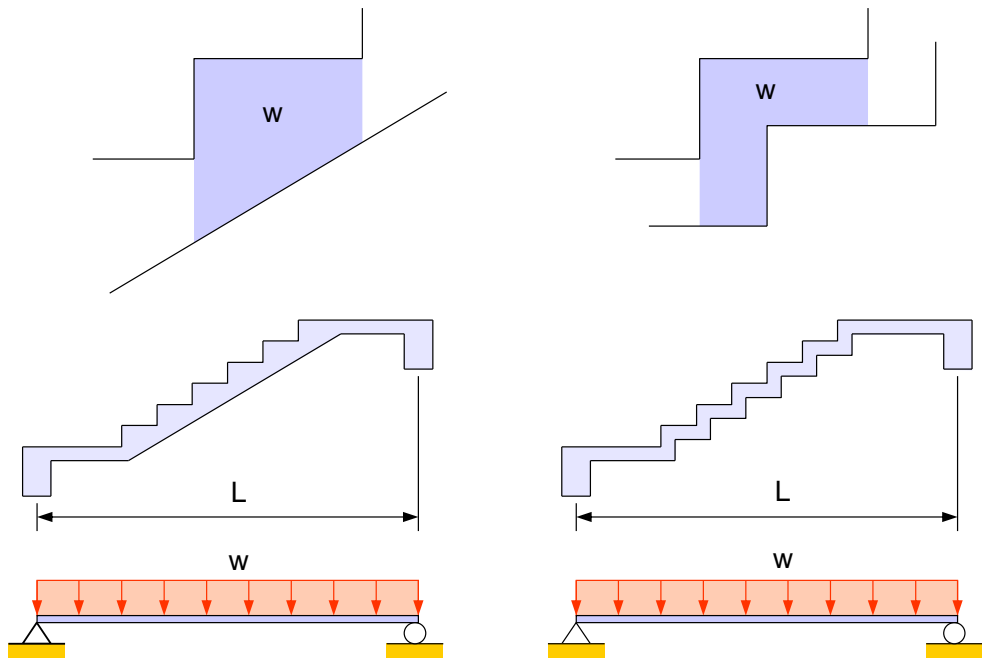
รูปที่ 7.13 ขาบันไดแบบหักกลับมีชานพักระหว่างชั้น

จากรูปที่ 7.13 จะเห็นว่าขาบันไดแบ่งเป็นสองช่วงคือจากชั้นล่างถึงชานพักที่ระดับความสูงระหว่างชั้น และจากชานพักถึงชั้นบน ซึ่งนอกจากจะต้องมีคานแม่บันไดเป็นจุดรองรับให้บันไดพาดที่ชั้นล่างและชั้นบนแล้ว จะต้องมีคานแม่บันไดที่ชานพักด้วยเช่นกัน การวิเคราะห์ออกแบบและเขียนแบบจะแยกออกเป็นสองช่วงดังในรูปข้างล่าง



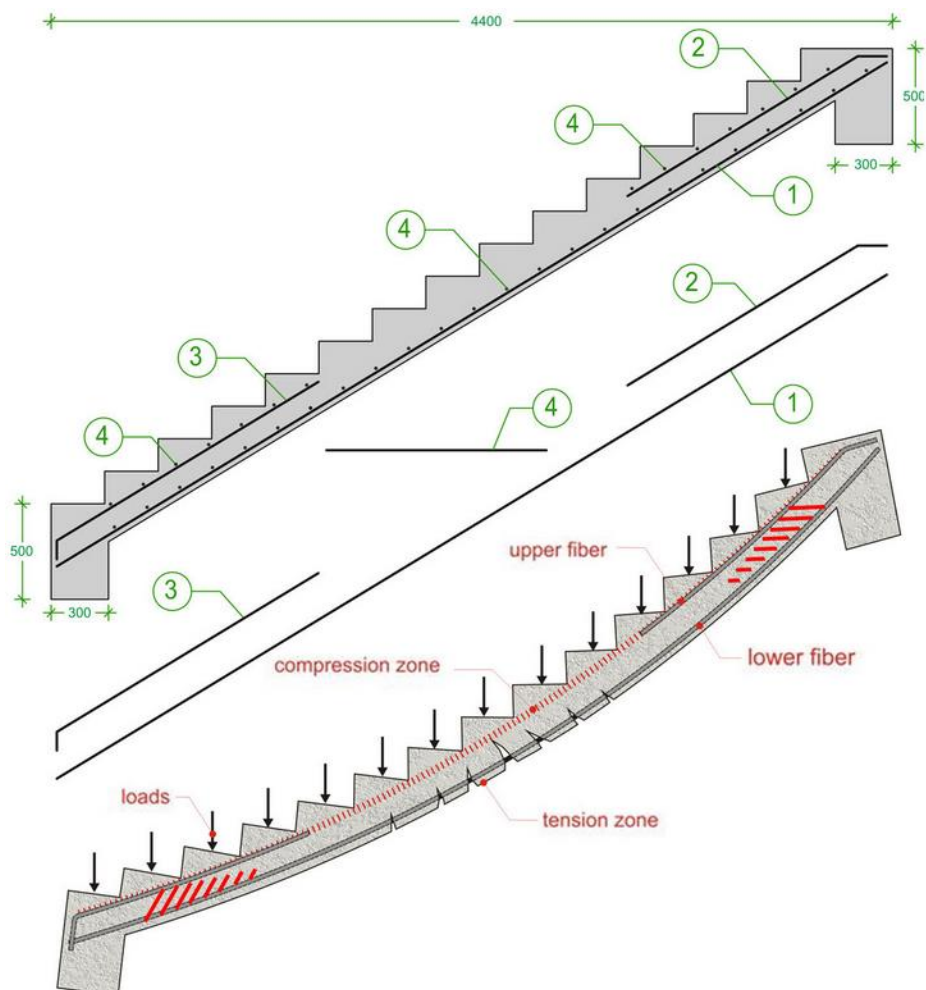
รูปที่ 7.14 แบบด้านข้างบันไดแยกเป็นสองช่วง

บันไดแบบนี้จะเป็นพื้นทางเดียวพาดยาวระหว่างคานที่พื้นและคานที่ชานพัก อาจออกแบบเป็นพื้นท้องเรียบหรือพื้นพับผ้าก็ได้ โดยช่วงความยาวที่จะนำมาคำนวณโมเมนต์ตัดจะใช้ระยะในแนวราบระหว่างคานที่พื้นและคานที่ชานพัก ส่วนการคิदन้ำหนักบรรทุกทุกคงที่จะคิดจากน้ำหนักของชั้นบันไดต่อความยาวในแนวราบหนึ่งเมตรดังแสดงในรูปที่ 7.15 การเสริมเหล็กจะทำในลักษณะเดียวกันพื้นทางเดียวโดยให้เหล็กเสริมหลักในแนวยาวอยู่ด้านล่างและยื่นเข้าไปในคานรองรับทั้งสองให้มีระยะฝังเพียงพอ

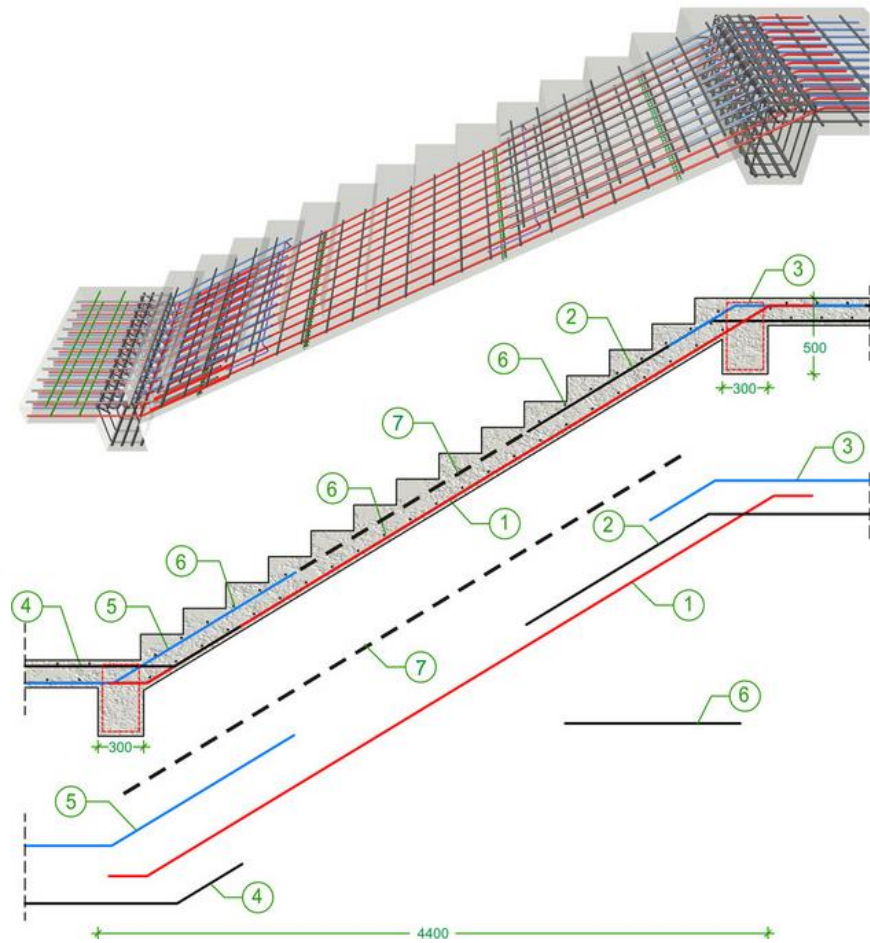


รูปที่ 7.15 ความยาวช่วงคานของพื้นบันไดพาดทางช่วงยาว

ในกรณีบันไดพาดช่วงเดียวจะเกิดการแอ่นตัวและการแตกร้าวที่กลางช่วงดังแสดงในรูป ดังนั้น เหล็กเสริมหลักคือเหล็กกลางเพื่อรับแรงดึงด้านทานโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้น

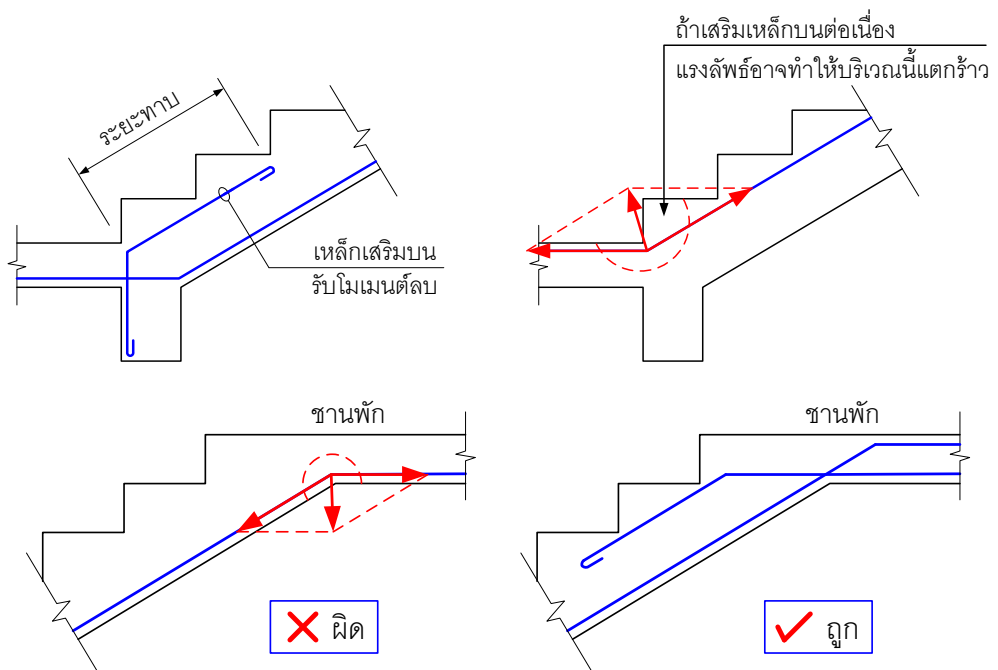


รูปที่ 7.16 เหล็กเสริมในบันไดพาดทางช่วงยาวเดี่ยว



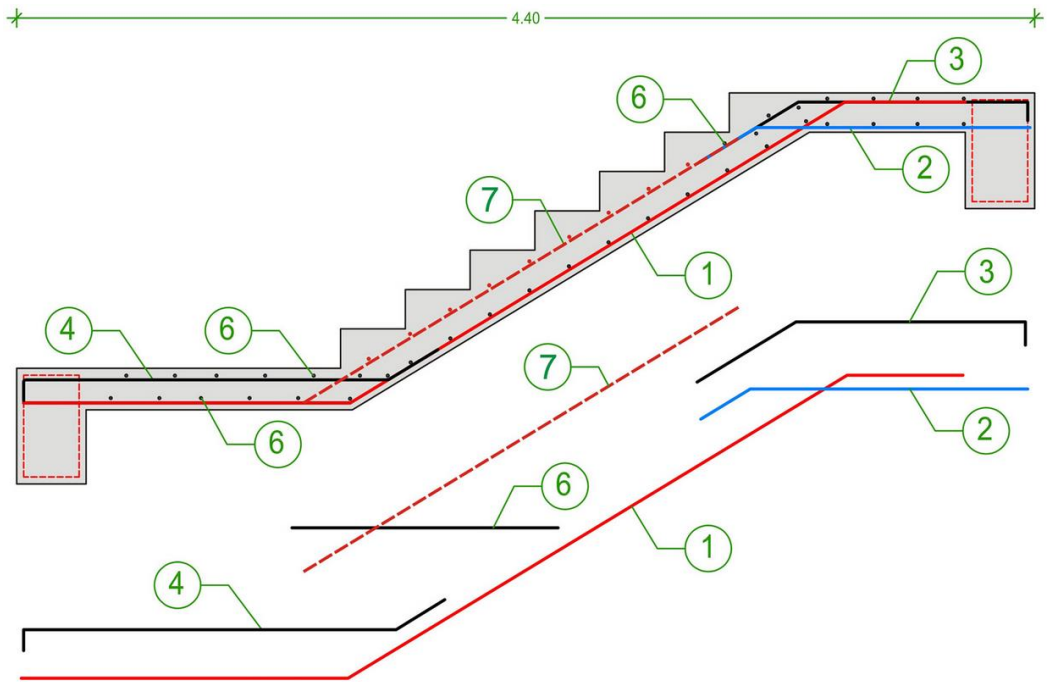
รูปที่ 7.17 เหล็กเสริมในบันไดพาดทางช่วงยาวต่อเนื่อง

ในกรณีที่มีโมเมนต์ลบจะเสริมเหล็กขึ้นมาด้านบน แต่ข้อควรระวังคือที่บริเวณจุดต่อระหว่างพื้นแนวราบและพื้นบันได เนื่องจากแรงดึงในเหล็กเสริมอาจทำให้คอนกรีตเกิดการแตกร้าวได้ ดังนั้นในบางกรณีเราอาจต้องเสริมเหล็กไม่ต่อเนื่องกันดังแสดงในรูป

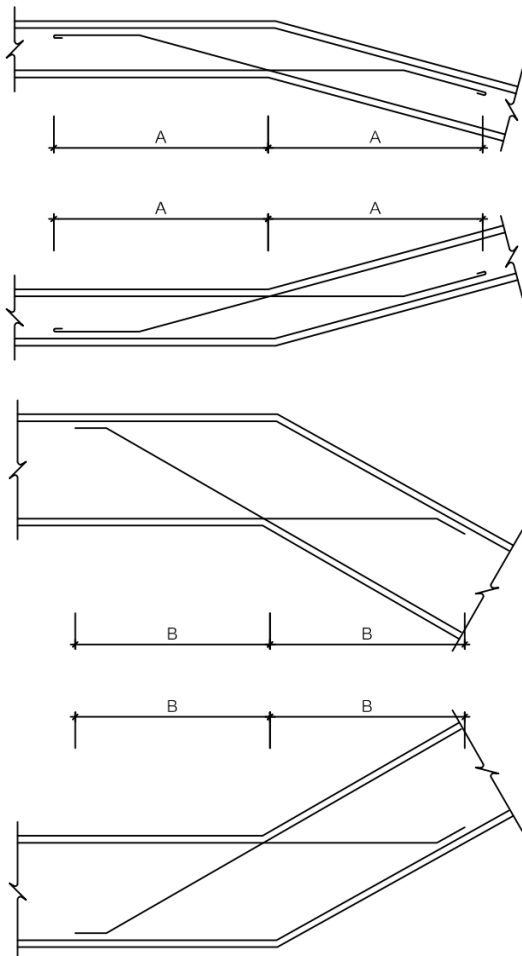


รูปที่ 7.18 การเสริมเหล็กที่จุดต่อทางลาดเอียงของบันได

บันไดโดยทั่วไปจะมีพื้นชานพักที่ระดับกึ่งกลางความสูงระหว่างชั้น การเสริมเหล็กในบริเวณจุดหักมุมจะมีลักษณะดังในรูปข้างล่าง ในกรณีที่รับแรงแผ่นดินไหวให้เพิ่มเหล็กบนรับโมเมนต์ลบ (เส้นประ(7))



รูปที่ 7.19 การเสริมเหล็กในบันไดที่มีคานชานพัก



การเสริมเหล็กในพื้นที่บริเวณหัก SLOPE

ระยะฝังยึด A ขึ้นกับขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริม

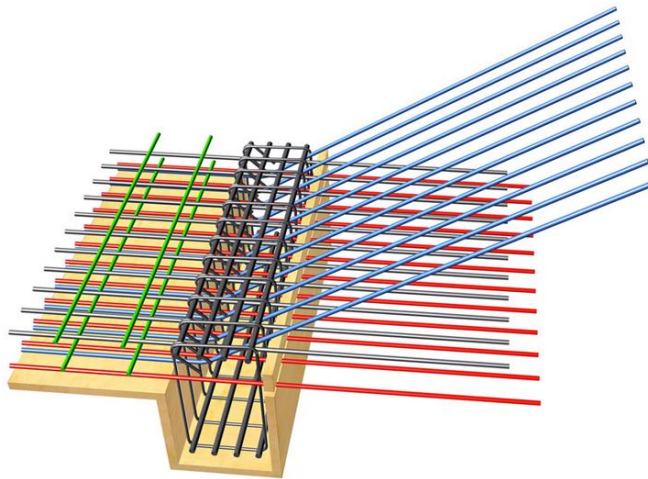
BAR DIA.	ระยะ A (m)
Ø 9	0.50
Ø 9 OR DB 12	0.60
DB16	0.80

การเสริมเหล็กในคานบริเวณหัก SLOPE

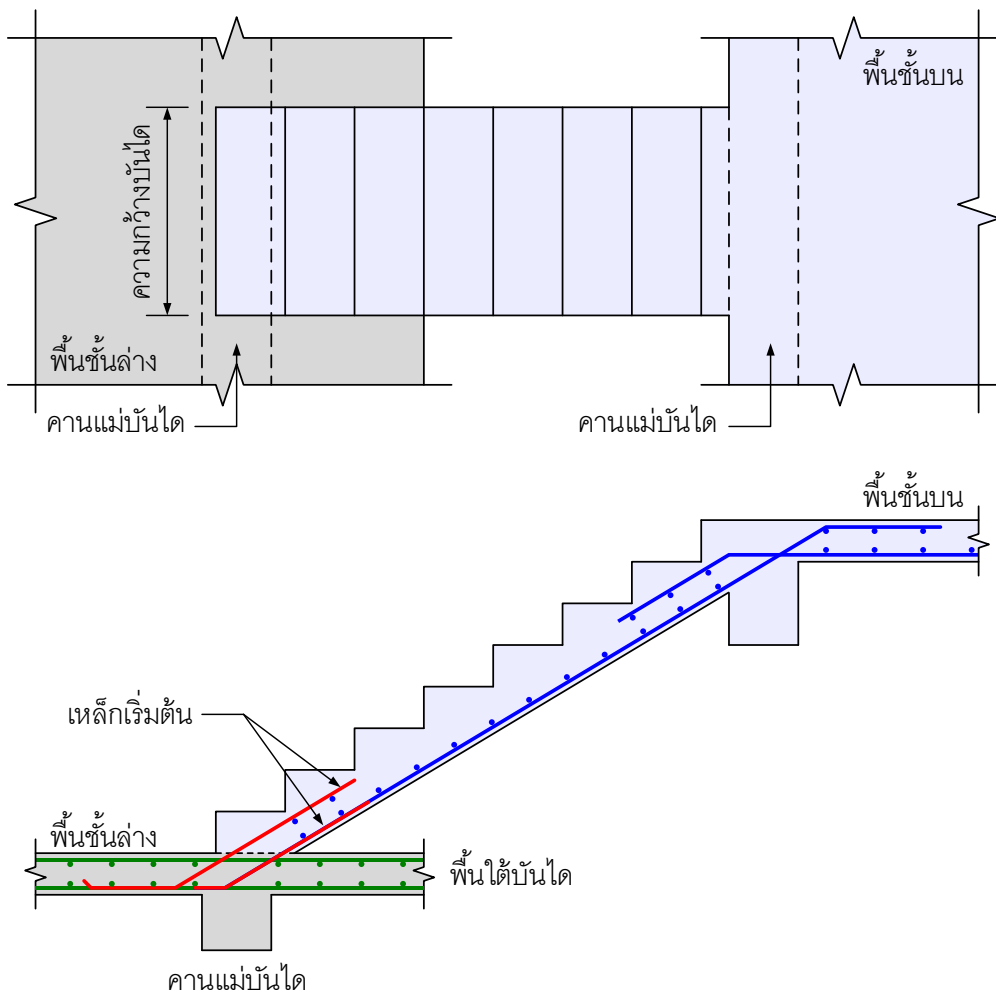
ระยะฝังยึด B ขึ้นกับขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริม

BAR DIA.	ระยะ B (m)
DB16	0.80
DB20	1.00
DB25	1.25
DB25	1.40

บันไดเชื่อมต่อระหว่างชั้น แต่เนื่องจากมีข้อจำกัดในการตั้งแบบหล่อ การผูกเหล็กเสริม และการเทคอนกรีต จึงไม่สามารถหล่อคอนกรีตได้พร้อมกับพื้นชั้นล่างหรือบน ดังนั้นจึงต้องหล่อพื้นชั้นล่างก่อน โดยฝัง **เหล็กเสริมเริ่มต้น (Starter bars)** ไว้ในพื้นชั้นล่างก่อน แล้วจึงมีทำบันไดที่หลัง

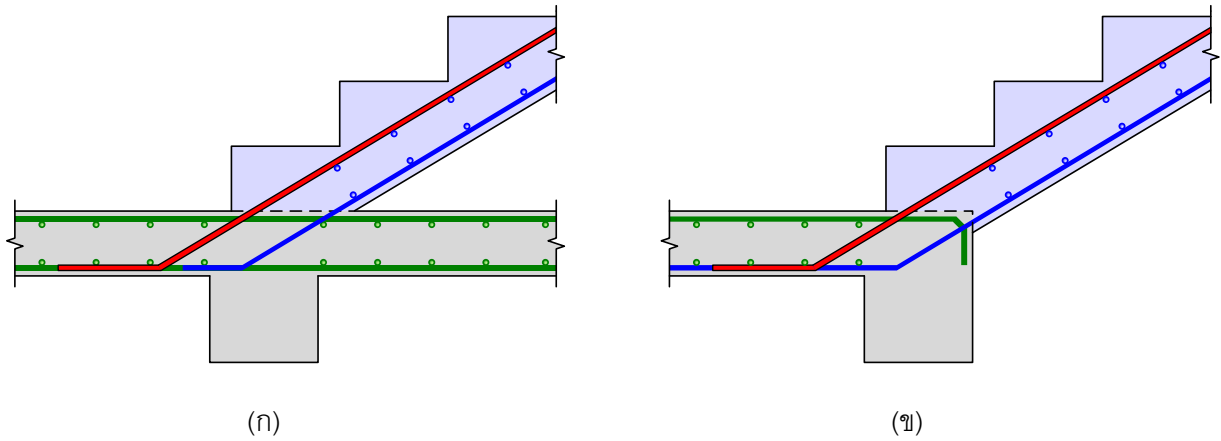


รูปที่ 7.20 การจัดวางเหล็กเสริมเริ่มต้น



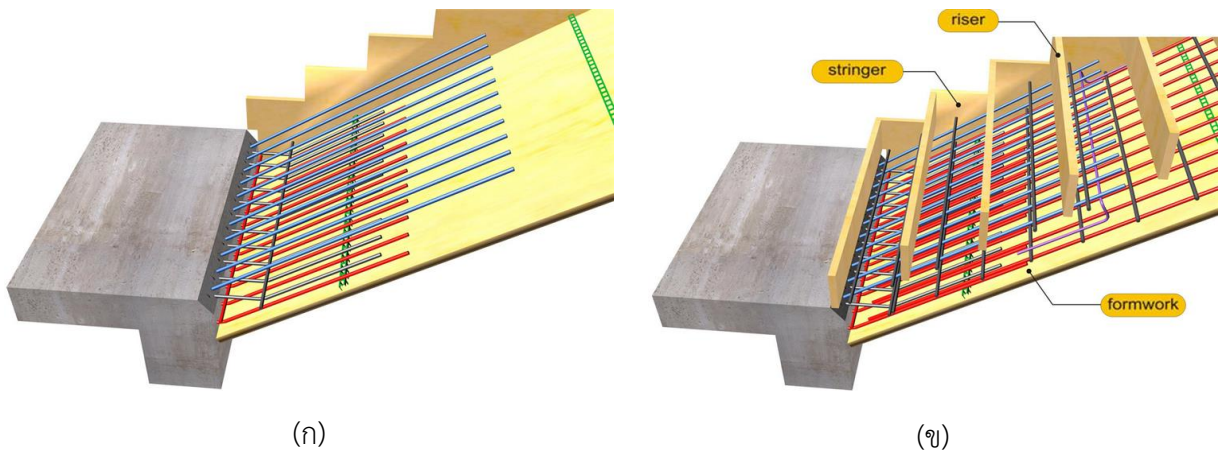
รูปที่ 7.21 เหล็กเสริมเริ่มต้นในบันได

ในรูปที่ 7.22(ก) แสดงการเสริมเหล็กเริ่มต้นที่คานแม่บันไดในกรณีที่มีพื้นใต้บันไดซึ่งมักจะเป็นชั้นพื้นดิน (Ground floor) โดยจะฝังเหล็กกลางและเหล็กบนของบันไดทั้งในพื้นที่หล่อคอนกรีตก่อน ในชั้นที่สูงขึ้นมาเมื่อไม่มีพื้นใต้บันไดดังในรูปที่ 6.20(ข) จะตัดเหล็กกลางในพื้นที่ขึ้นมาเป็นเหล็กกลางในบันได แต่สำหรับเหล็กบนจะใช้คนละเส้นโดยมีระยะฝังยึดอย่างพอเพียงเพื่อหลีกเลี่ยงแรงดึงลัพท์ที่จะทำให้คอนกรีตเกิดการแตกร้าว



รูปที่ 7.22 การเสริมเหล็กเริ่มต้นจากคานแม่บันได

หลังจากเทพื้นเสร็จ จะประกอบแบบพื้นท้องบันได ต่อทาบเหล็กเสริมในบันไดต่อจากเหล็กเสริมเหล็กต้นที่ฝังทิ้งไว้ในพื้น แล้วประกอบไม้แบบชั้นบันไดเพื่อทำการเทคอนกรีตต่อไป



รูปที่ 7.23 การทาบต่อเหล็กเสริมเพื่อทำบันไดต่อจากพื้น

ตัวอย่างที่ 7.2 จงออกแบบบันไดพาดช่วงยาวจากพื้นชั้นหนึ่งที่ระดับ +0.20 ม. ถึงชั้นสองที่ระดับ +3.70 ม. เพื่อรับน้ำหนักบรรทุกจร 400 ก.ก./ตร.ม. ชานพักกว้าง 1.5 เมตรอยู่ที่กลางชั้น กำหนด $f'_c = 240$ ก.ก./ตร.ซม. $f_y = 4,000$ ก.ก./ตร.ซม.

วิธีทำ

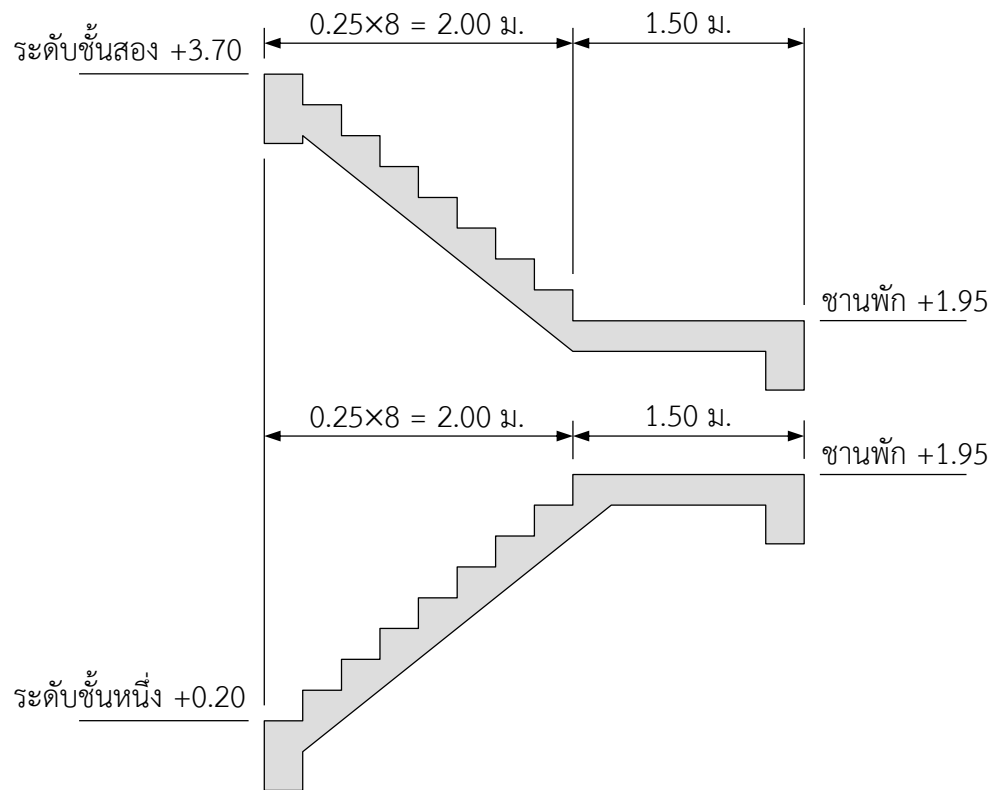
1. พิจารณาขนาดและจำนวนชั้นบันได

$$\text{ความสูงจากระดับชั้นหนึ่งถึงชานพัก} = (3.70 - 0.20) / 2 = 1.75 \text{ เมตร}$$

$$\text{ใช้บันได 8 ชั้น ความสูงชั้นบันได} = 175 / 8 = 21.9 \text{ ซม.}$$

ใช้ความกว้างชั้นบันได 25 ซม. + จมูก 3 ซม.

$$\text{ระยะในแนวราบ} = 0.25 \times 8 = 2.00 \text{ เมตร}$$



รูปที่ 7.24 บันไดพาดทางช่วงยาวในตัวอย่างที่ 7.2

$$\text{พื้นบันไดหนา } (200+150)/20 = 17.5 \text{ ซม.} \quad \text{เลือก } 18 \text{ ซม.}$$

$$\text{ความลึก } d = 18 - 2 - 1.0/2 = 15.5 \text{ ซม.}$$

$$\text{น้ำหนักพื้นบันได} = (0.18)(2,400) \sqrt{21.9^2 + 25^2} / 25 = 574 \text{ ก.ก./ม.}^2$$

$$\text{น้ำหนักชั้นบันได} = (0.5)(0.219)(2,400) = 263 \text{ ก.ก./ม.}^2$$

$$\text{น้ำหนักจร} = 400 \text{ ก.ก./ม.}^2$$

$$\text{น้ำหนักประลัย } w_u = 1.4(574 + 263) + 1.7(400) = 1,852 \text{ ก.ก./ม.}^2$$

2. พิจารณาปริมาณเหล็กเสริม

จากกำลังของคอนกรีตและเหล็กเสริม (ตารางที่ ก.3) $\rho_{\max} = 0.0197$

โมเมนต์บวกบนคานช่วงเดี่ยว $M_u = 1,852 \times 3.5^2 / 8 = 2,836 \text{ ก.ก.-ม.}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{2,836(100)}{0.90(100)(15.5)^2} = 13.12 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right) = 0.00339$$

ปริมาณเหล็กเสริม $A_s = 0.00339(100)(15.5) = 5.26$ ซม.²/ความกว้าง 1 เมตร

เลือกใช้เหล็กเสริม **DB10 ม.ม. @ 0.14 ม. ($A_s = 0.785 \times 100 / 14 = 5.61$ ซม.²/ม.)**

เหล็กเสริมกันร้าว = $0.0018(100)(18) = 3.24$ ซม.²

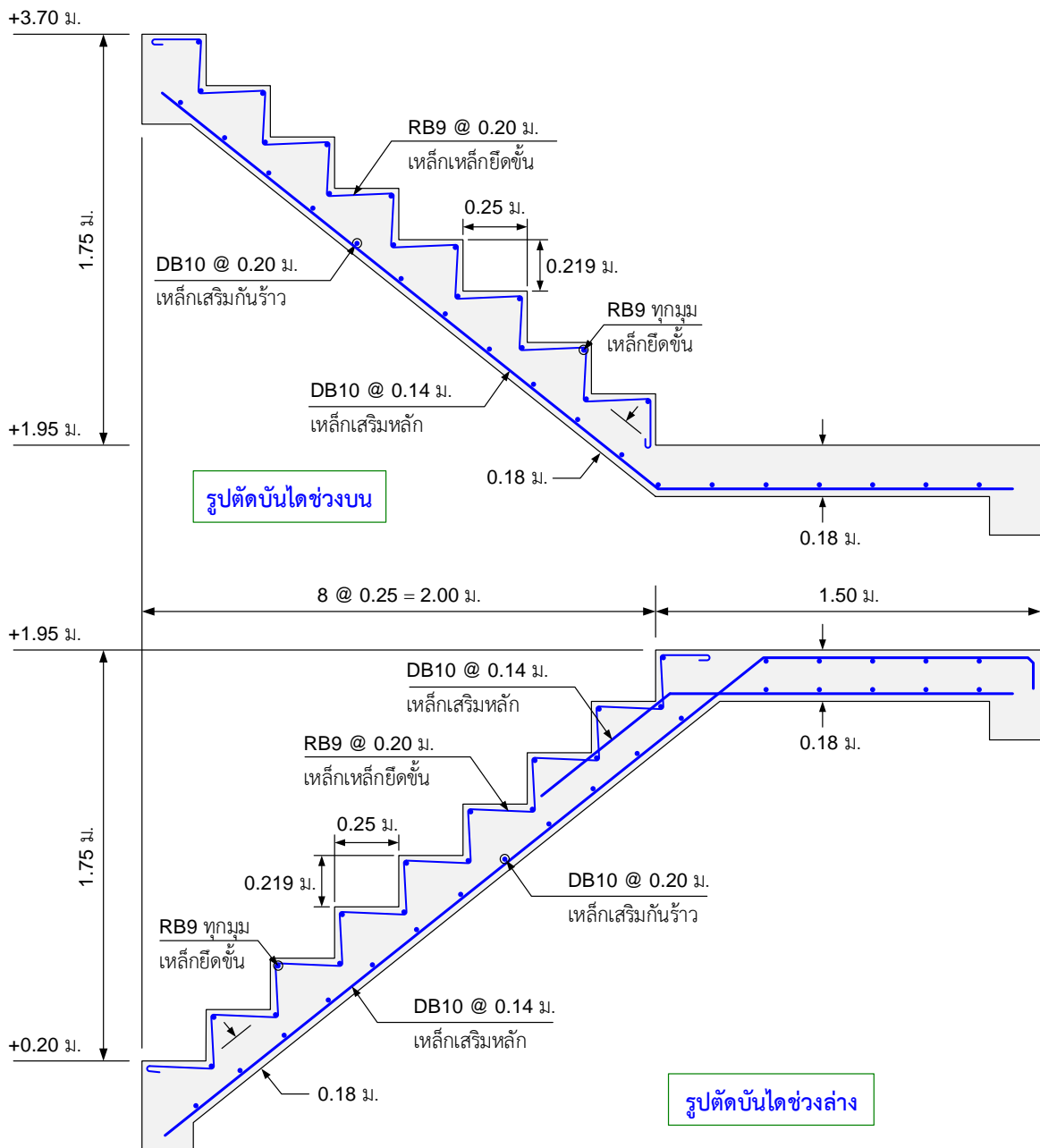
เลือกใช้เหล็กเสริมกันร้าว **DB10 @ 0.20 ม. ($A_s = 0.785 \times 100 / 20 = 3.93$ ซม.²)**

3. ตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือน

แรงเฉือน $V_u = w_u L / 2 = 1,941(4.0) / 2 = 3,882$ ก.ก.

กำลังเฉือนคอนกรีต $\phi V_c = 0.85(0.53) \sqrt{240} (100)(17.5) = 12,213$ ก.ก. $> 2V_u$ **OK**

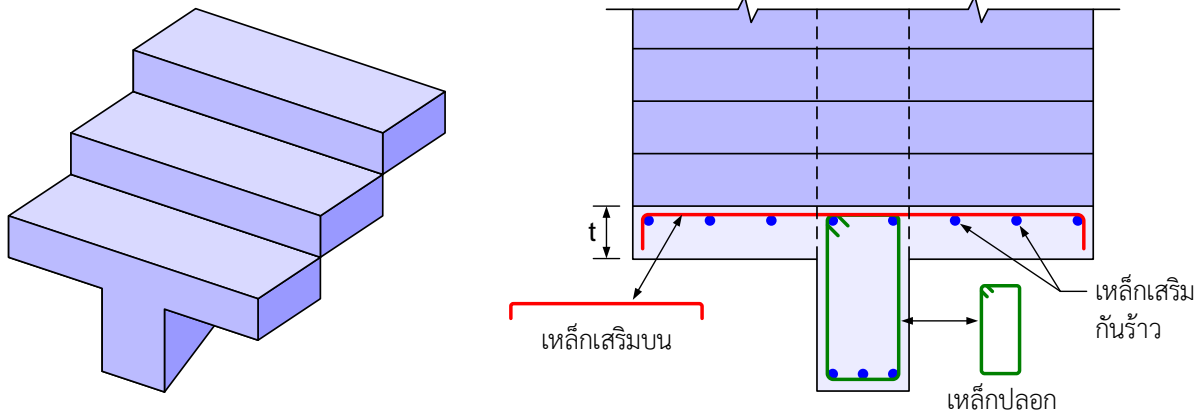
รายละเอียดการเสริมเหล็กในพื้นบันไดพาตทางช่วงยาวเป็นดังแสดงในรูปที่ 7.25



รูปที่ 7.25 แบบรายละเอียดการออกแบบบันไดพาตทางช่วงยาวในตัวอย่างที่ 7.2

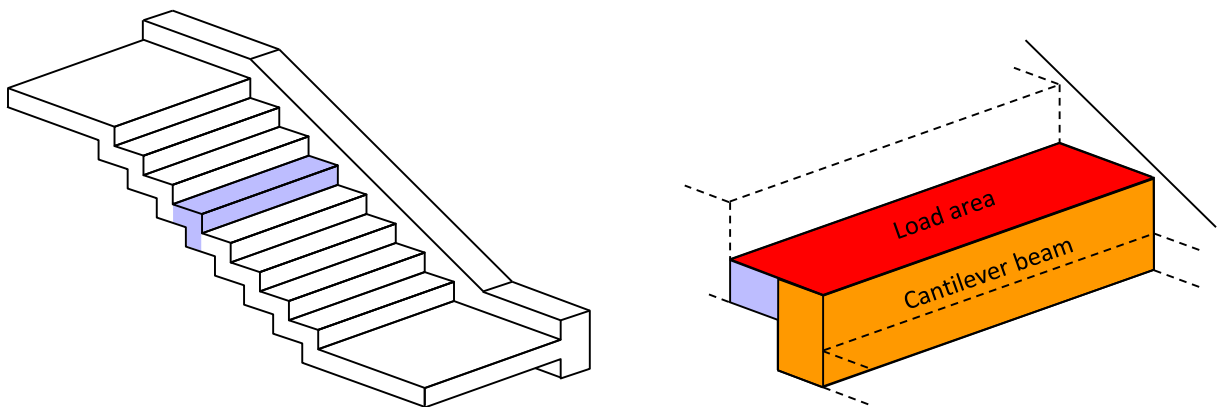
บันไดยื่นจากคานแม่บันไดตัวเดียว

การรับแรงจะเหมือนพื้นยื่นคือเกิดโมเมนต์ลบและใช้เหล็กเสริมบนเป็นหลักเสริมหลัก มีทั้งแบบที่คานแม่บันไดอยู่ตรงกลางดังในรูปที่ 7.26 ซึ่งจะมีหน้าตัดรูปตัวที



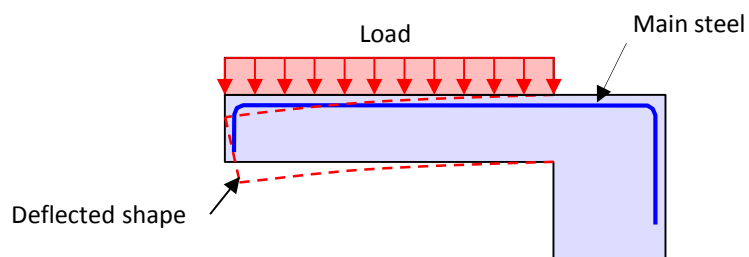
รูปที่ 7.26 การเสริมเหล็กบันไดยื่นจากคานแม่บันไดตรงกลาง

บันไดอีกแบบจะยื่นออกมาจากคานแม่บันไดเพียงข้างเดียว ซึ่งมักจะฝังอยู่ในผนัง โดยอาจเป็นบันไดห้องเรียบหรือพับผ้าก็ได้ แต่การออกแบบเป็นบันไดพับผ้าจะทำให้คานมีน้ำหนักเบากว่าจึงเป็นที่นิยมมากกว่า



(ก) บันไดยื่นจากคานแม่บันได

(ข) ออกแบบแต่ละชั้นเป็นคานยื่น

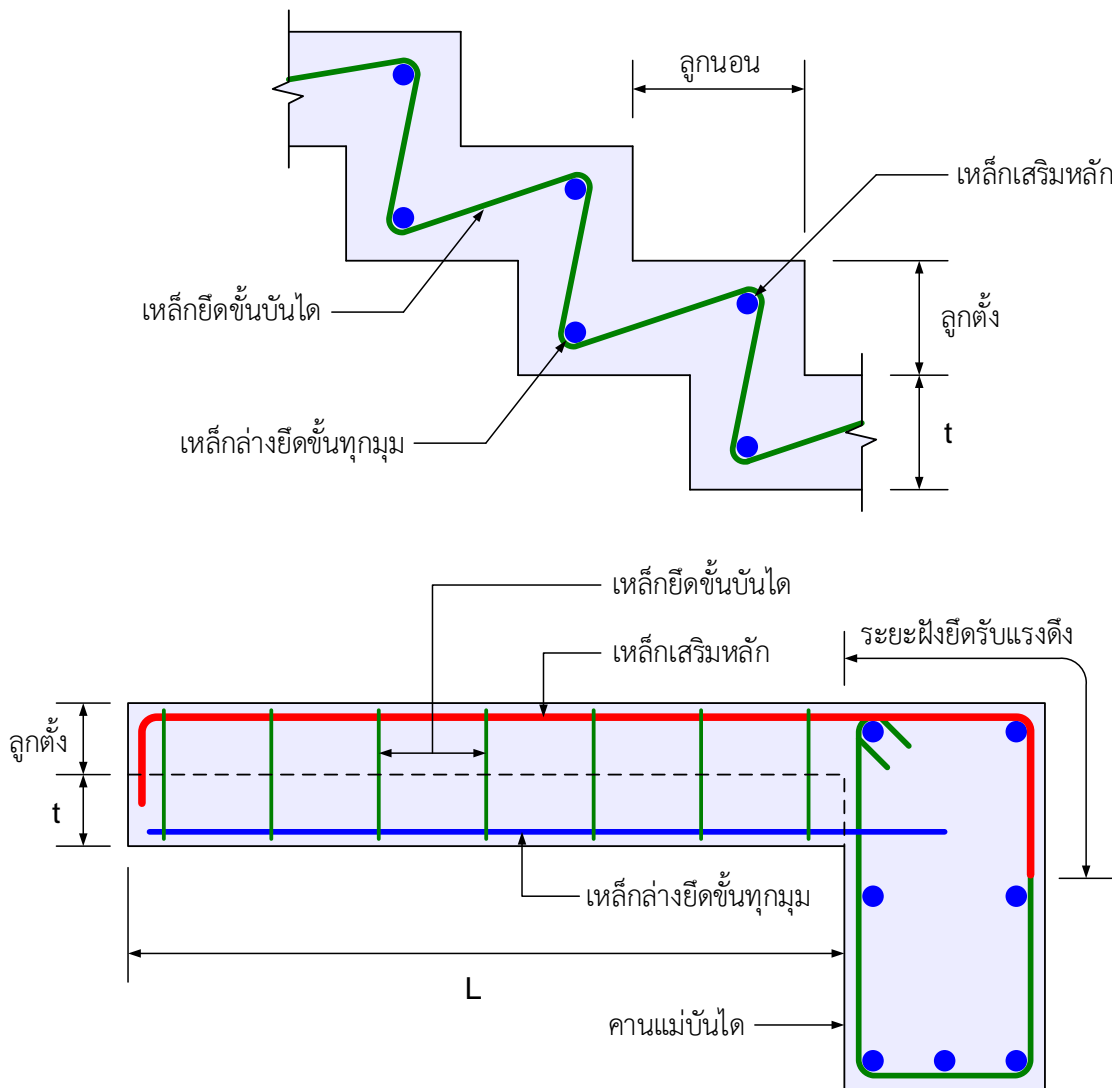


(ค) การเสริมเหล็กในชั้นบันไดยื่น

รูปที่ 7.27 การรับน้ำหนักบรรทุกทุกเหล็กบันไดยื่นจากคานข้างเดียว

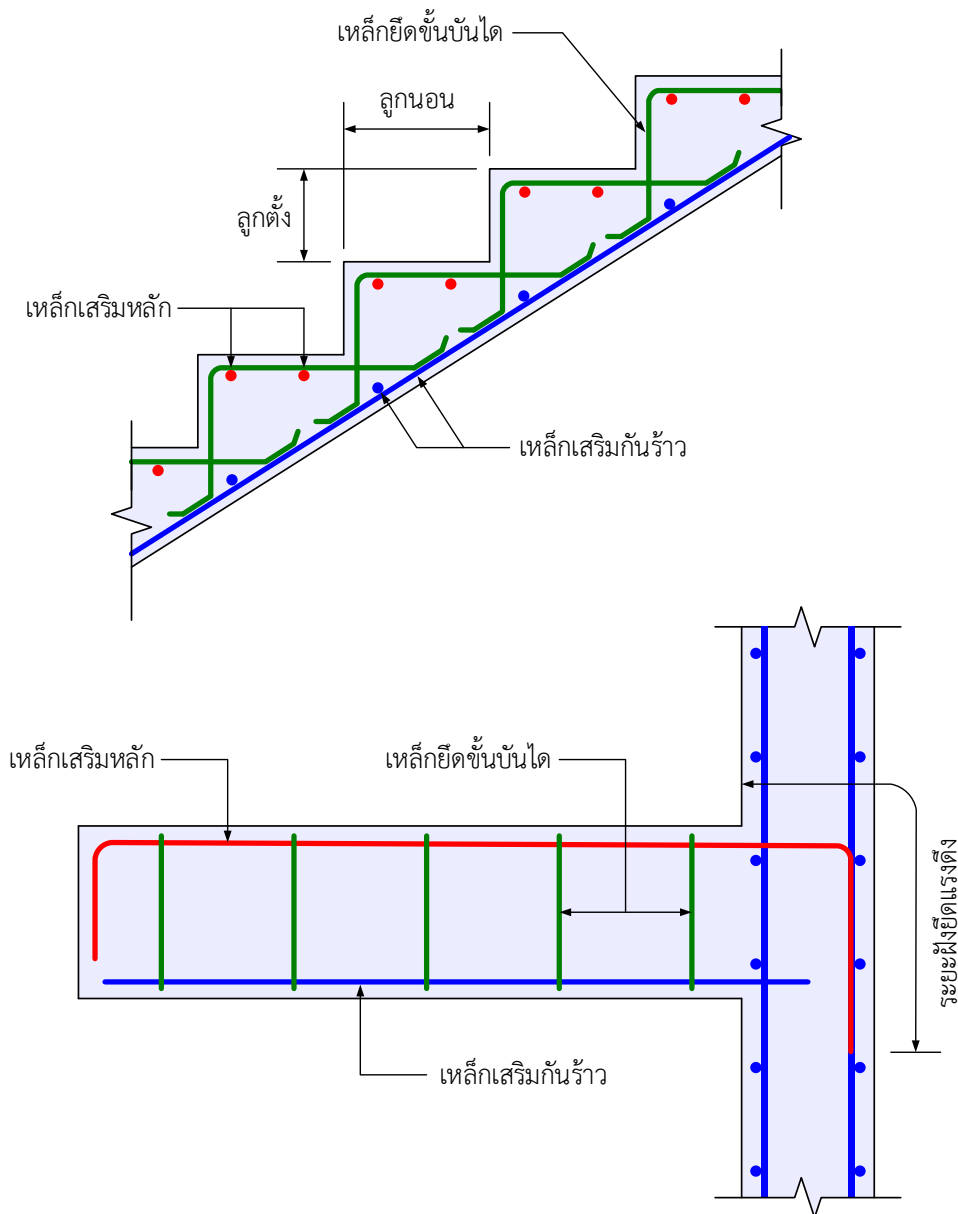
ในการคติน้ำหนักจะใช้น้ำหนักบรรทุกเพียงชั้นเดียวแล้วนำมาออกแบบเป็นคานยื่น โดยเหล็กเสริมหลักจะเป็นเหล็กบนรับโมเมนต์ลบ ปลายเหล็กเสริมต้องยื่นเข้าไปในคานแม่บันไดเพื่อให้มีระยะฝังเพียงพอ ดังนั้นจะมีโมเมนต์บิดถ่ายลงสู่คานแม่บันไดซึ่งจะต้องได้รับการออกแบบเพื่อต้านทานโมเมนต์บิด

ในการออกแบบเหล็กเสริมจะออกแบบเสมือนเป็นคานยื่นโดยมีพื้นที่ลูกนอนของแต่ละชั้นเป็นพื้นที่รับน้ำหนักบรรทุก น้ำหนักของตัวคานแต่ละชั้นจะคิดจากหน้าตัดรูปตัว L คว้า แต่ในการคำนวณออกแบบจะคิดหน้าตัดสี่เหลี่ยมกว้าง t เท่ากับความหนาพื้นบันได และมีความสูงเท่ากับระยะลูกตั้งบวก t เหล็กเสริมหลักที่คำนวณได้จะเป็นเหล็กบน แล้วใส่เหล็กล่างและเหล็กยึดชั้นตัดถักสลับไปตามเหล็กบนและล่างดังในรูป



รูปที่ 7.28 การเสริมเหล็กในบันไดยื่นจากคานข้างเดียว

ในกรณีของบันไดพื้นที่ต้องเรียบหรือพื้นบันไดยื่นจากผนังคอนกรีตเสริมเหล็กจะมีรูปแบบการเสริมเหล็กที่แตกต่างไปบ้าง แต่เหล็กเสริมหลักที่ใช้ยังคงเป็นเหล็กบนโดยมีระยะฝังยึดรับแรงดึงอย่างเพียงพอเข้าไปยังองค์อาคารที่รองรับไม่ว่าจะเป็นคานแม่บันไดหรือผนังก็ตาม

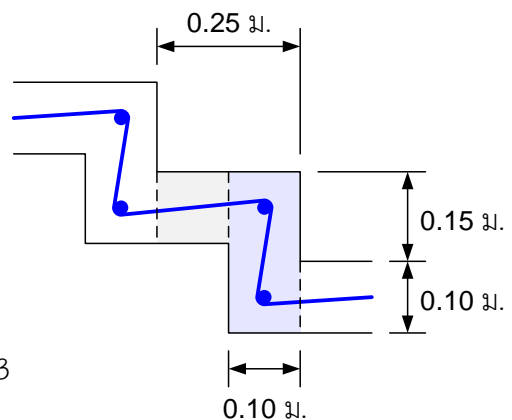


รูปที่ 7.29 การเสริมเหล็กในบันไดยื่นท้องเรียบจากผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก

ตัวอย่างที่ 7.3 จงออกแบบบันไดกว้าง 1.50 เมตร ยื่นออกจากคานชดก้ำแพงเป็นบันไดพับผ้า เพื่อรับน้ำหนักจร 300 กก./ตร.ม. มีระยะในแนวนราบ 2.50 เมตร ชั้นบันไดกว้างชั้นละ 25 ซม. ส่วนยกชั้นละ 15 ซม. $f'_c = 240$ กก./ตร.ซม. $f_y = 4,000$ กก./ตร.ซม.

วิธีทำ เลือกความหนาพื้นบันได 10 ซม.

แล้วพิจารณาชั้นตั้งเป็นคานขนาด 10×25 ซม.



รูปที่ 7.30 บันไดยื่นในตัวอย่างที่ 7.3

1. พิจารณาน้ำหนักบรรทุก

ความลึก $d = 25 - 2 - 1.2/2 = 22.4$ ซม. (คาดว่าจะใช้เหล็กเสริม DB12)

พิจารณาออกแบบบันไดแต่ละชั้น:

$$\text{น้ำหนักชั้นบันไดหนึ่งชั้น} = (0.15 + 0.25)(0.10)(2,400) = 96 \text{ ก.ก./ ม.}$$

$$\text{น้ำหนักจรบนชั้นบันไดหนึ่งชั้น} = 0.25(300) = 75 \text{ ก.ก./ ม.}$$

$$\text{น้ำหนักแผ่ประลัย } w_u = 1.4(96) + 1.7(75) = 262 \text{ ก.ก./ ม.}$$

2. พิจารณาเหล็กเสริม

$$\text{โมเมนต์ช่วงเดียว } M_u = \frac{1}{2}(262)(1.5)^2 = 295 \text{ ก.ก.-เมตร}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{295(100)}{0.90(10)(22.4)^2} = 6.53 \text{ ก.ก./ ซม.}^2$$

จากตารางที่ ก.3 : $\rho_{\min} = 0.0035$ และ $\rho_{\max} = 0.0197$

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right) = 0.0017 < \rho_{\min} \quad \text{USE } \rho_{\min}$$

ปริมาณเหล็กเสริม $A_s = 0.0035(10)(22.4) = 0.784$ ซม.²/ชั้นบันได 1 ชั้น

เลือกใช้เหล็กเสริม 1 DB12 ($A_s = 1.13$ ซม.²)

3. พิจารณาแรงเฉือน

$$\text{แรงเฉือนประลัย } V_u = wL = 262(1.5) = 393 \text{ กก.}$$

กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต:

$$\phi V_c = 0.85(0.53)\sqrt{240}(10)(22.4) = 1563 \text{ กก.} > 2V_u \quad \text{OK}$$

4. พิจารณาระยะฝั่ง

$$\text{ระยะฝั่งตรงในคาน } l_{dn} = \frac{318d_b}{\sqrt{f'_c}} = \frac{318(1.2)}{\sqrt{240}} = 24.6 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ 25 ซม.}$$

$$\text{ระยะดัดงอฉาก} = 12d_b = 12(1.2) = 14.4 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ 15 ซม.}$$

$$\text{รัศมีการงอ} = 3d_b = 3(1.2) = 3.6 \text{ ซม.} \quad \text{ใช้ 4 ซม.}$$

5. พิจารณาขนาดของคานแม่บันได: เพื่อให้มีขนาดใหญ่พอที่จะไม่ต้องคิดผลของโมเมนต์บิด

$$\text{โมเมนต์บิดจากชั้นบันไดต่อความยาวคานในแนวราบ} = 295/0.25 = 1,180 \text{ กก.-ม./ม.}$$

$$\text{โมเมนต์บิดมากที่สุดในคานแม่บันได } T_u = 1180(2.5)/2 = 1,475 \text{ กก.-ม.}$$

$$\text{ถ้าต้องการละลายโมเมนต์บิด } T_u \text{ ต้องน้อยกว่า } 0.27\phi\sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

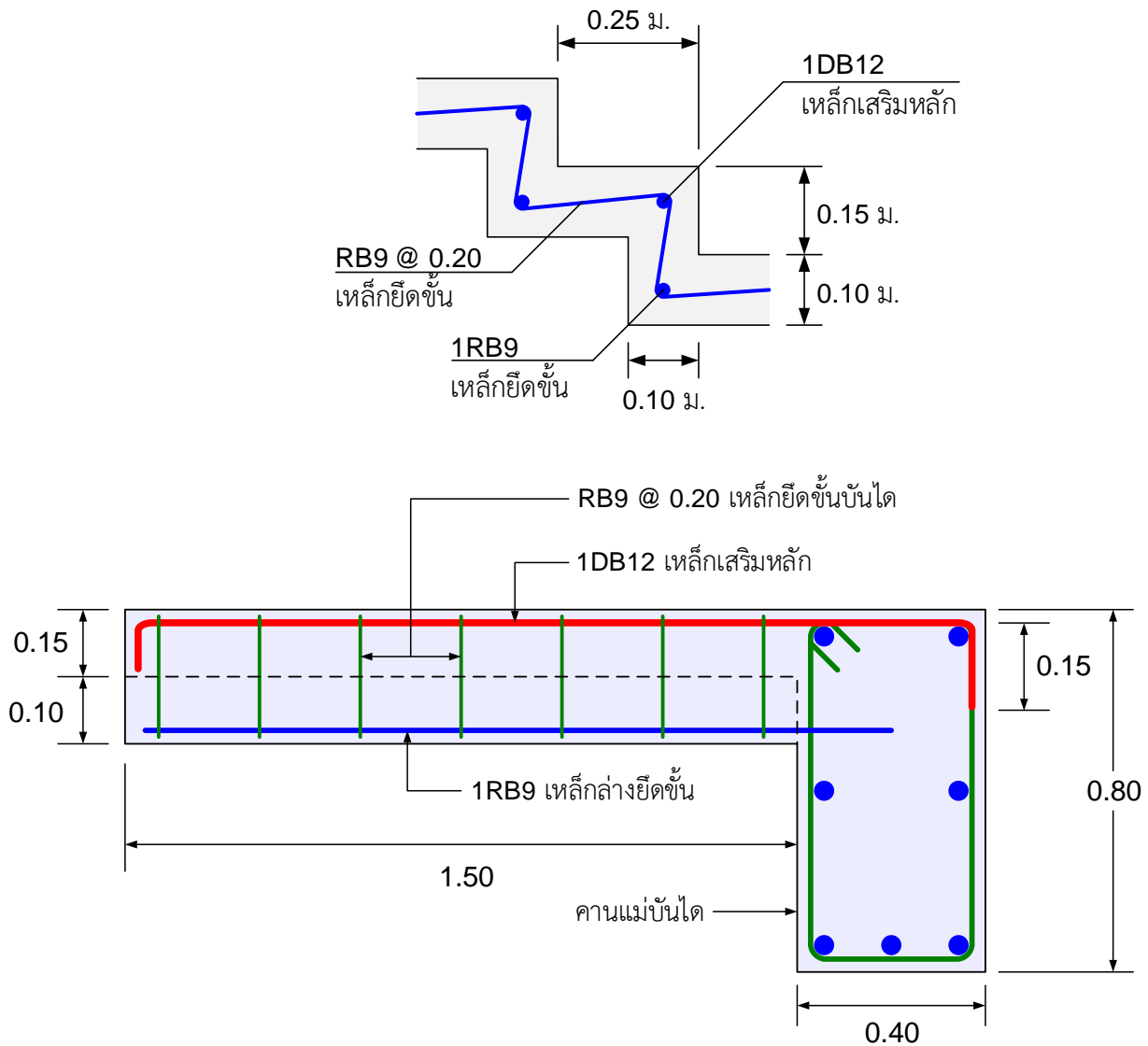
$$1475(100) \leq 0.27(0.85)\sqrt{240} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}$$

$$\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \geq 41,486 \text{ ซม.}$$

เลือกคานหน้าตัด 40×80 ซม. $A_{cp} = (40)(80) = 3,200$ ซม.² และ $p_{cp} = 2(40+80) = 240$ ซม.

$$\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} = \frac{3200^2}{240} = 42,667 \geq 41,486 \text{ ซม.}$$

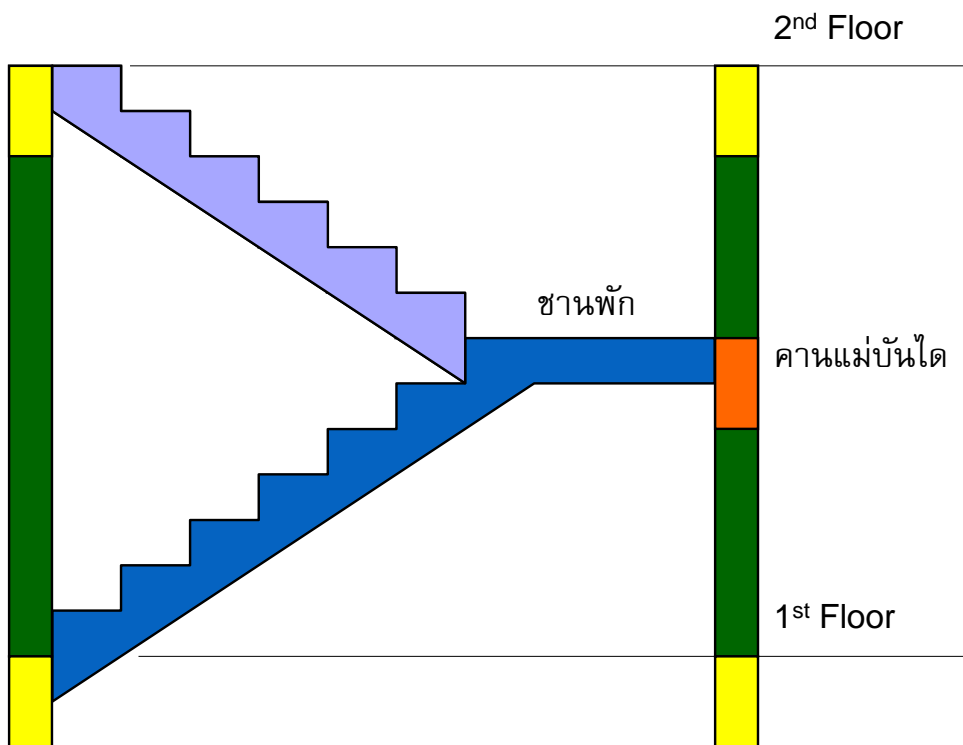
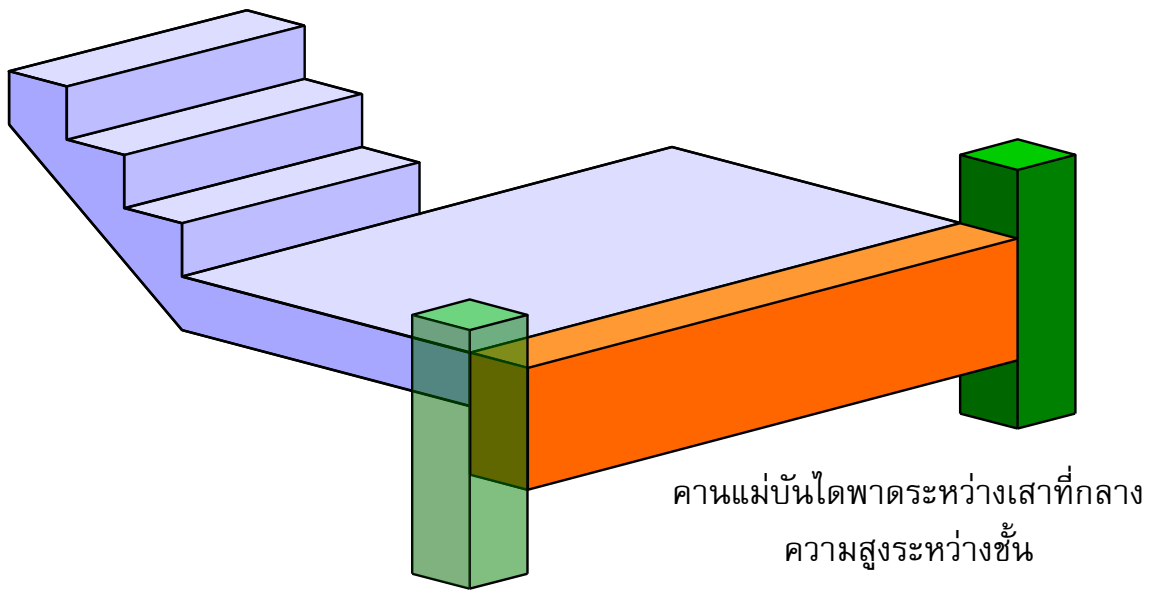
OK



รูปที่ 7.31 แบบรายละเอียดตัวอย่างที่ 7.3

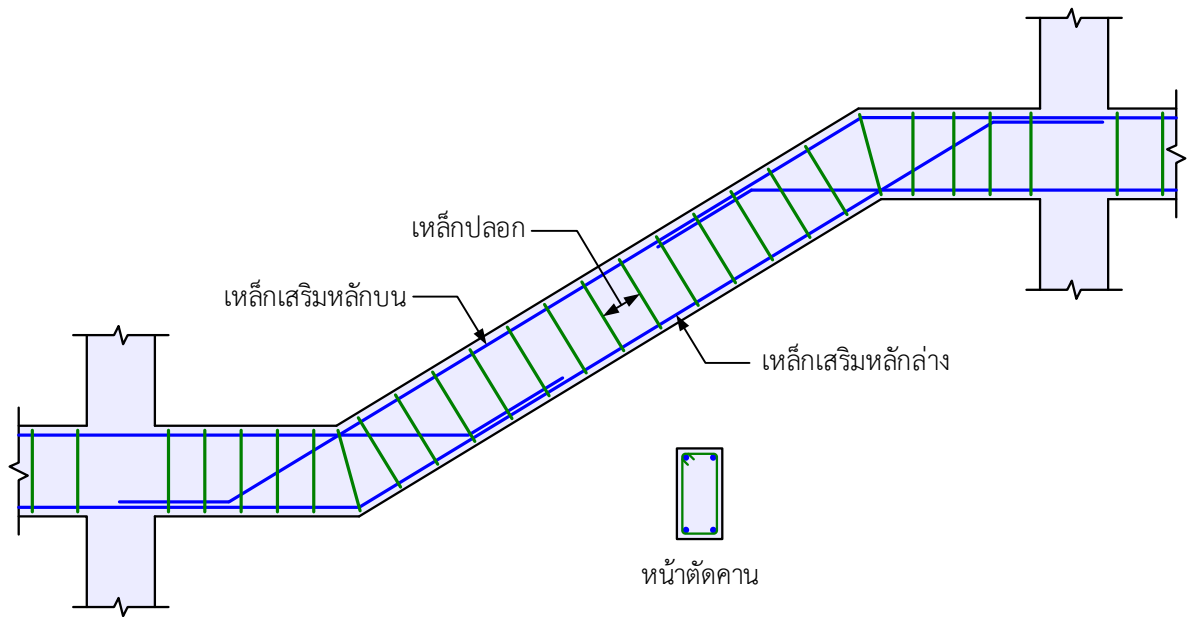
คานแม่บันได

คานแม่ซึ่งรองรับน้ำหนักบรรทุกทุกจากพื้นบันได ในกรณีของบันไดพาดทางช่วงยาว คานแม่บันไดจะอยู่ที่ปลายบนและล่างของบันได ส่วนใหญ่แล้วจะมีพื้นชนพักที่กลางความสูงระหว่างชั้น ดังนั้นจึงต้องมีคานแม่บันไดเพื่อรองรับพื้นบันไดที่ระดับระหว่างชั้นดังในรูปที่ 7.32



รูปที่ 7.32 คานแม่บันไดรับชานพักที่ระดับกลางความสูงระหว่างชั้น

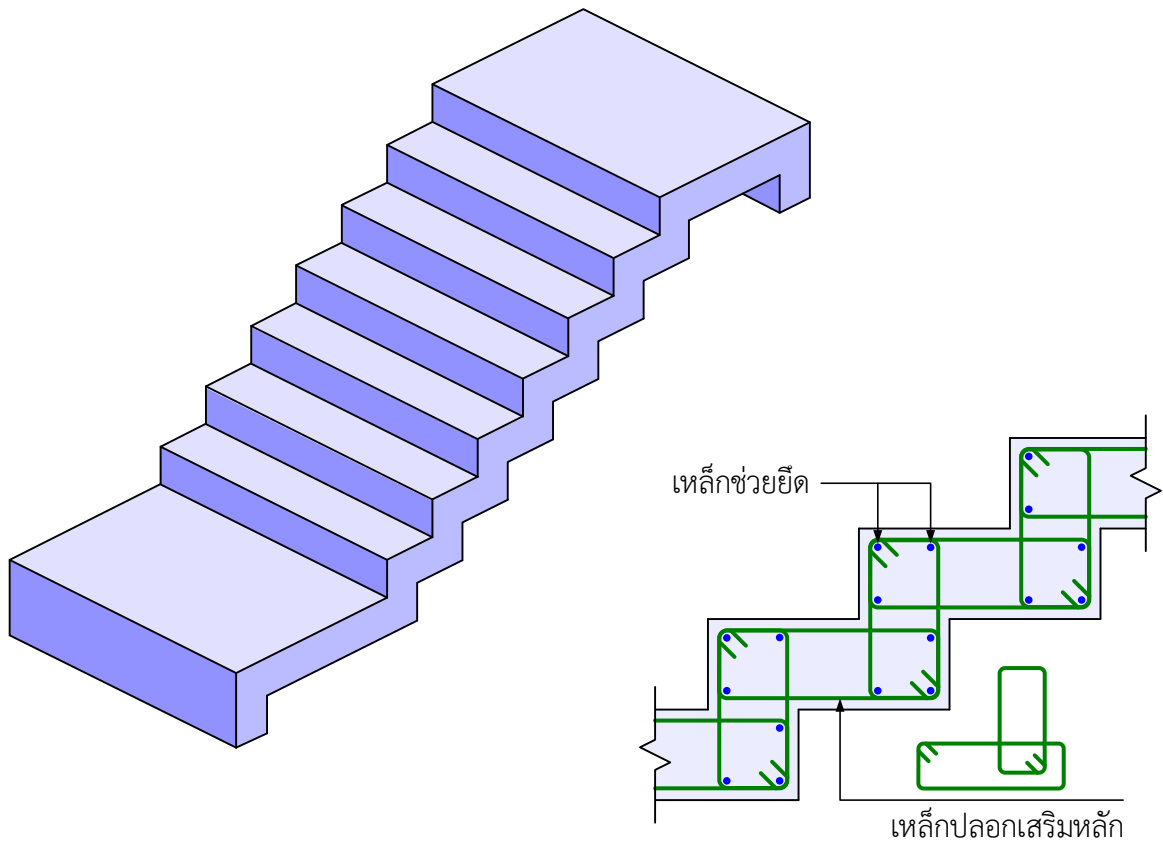
สำหรับบันไดพาดทางช่วงกว้างระหว่างคานแม่บันไดคู่ และบันไดขึ้นจากคานแม่บันไดตัวเดียว คานแม่บันไดจะวิ่งเอียงขึ้นตามบันไดและหักมุมตามชานพัก การเสริมเหล็กในคานแม่บันไดเอียงหักมุมนั้นจะต้องคำนึงถึงแรงดิ่งลัพท์ในเหล็กเสริมที่จะทำให้คอนกรีตแตกร้าว โดยจะเสริมเหล็กตัดผ่านกันโดยมีระยะฝังยึดที่เพียงพอตามมาตรฐาน ดังแสดงรูปที่ 7.33



รูปที่ 7.33 คานแม่บันไดรองรับพื้นบันไดทางกว้างและบันไดขึ้น

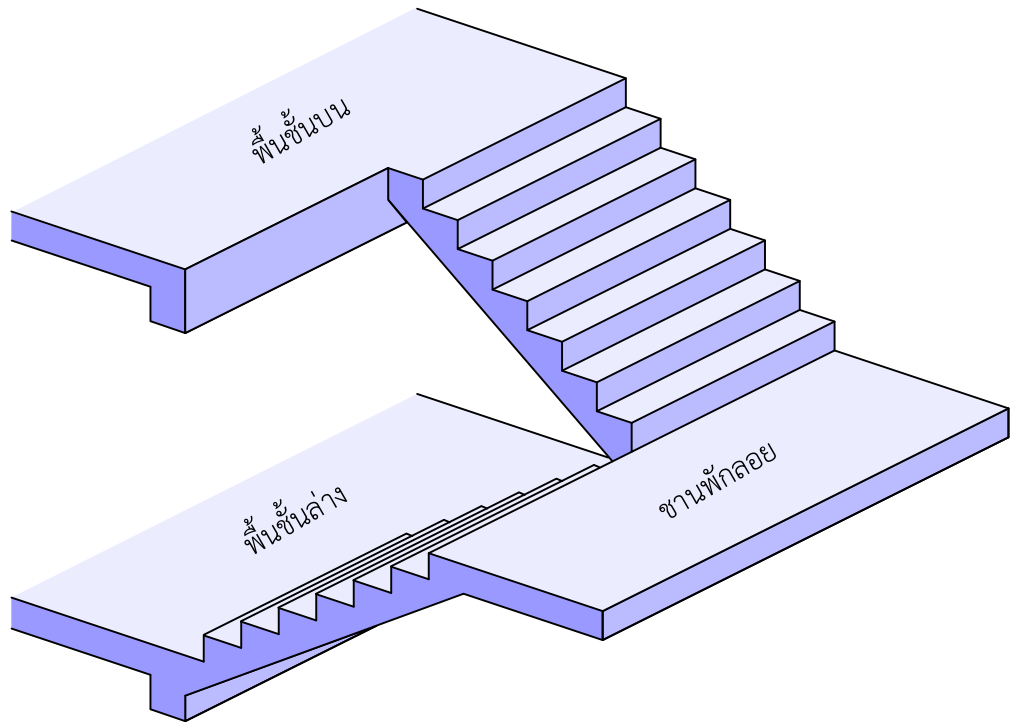
บันไดพับผ้าพาดทางช่วงยาว

บันไดพับผ้าซึ่งท้องบันไดหักไปตามชั้นบันไดด้านบน ในปัจจุบันหาได้ยากเนื่องจากความยุ่งยากในการประกอบแบบและการเสริมเหล็กดังแสดงในรูปที่ 7.34



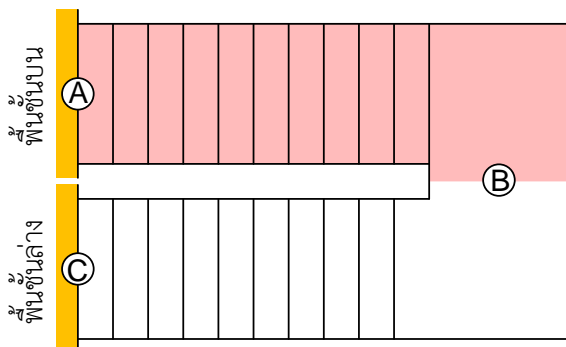
รูปที่ 7.34 การเสริมเหล็กในบันไดพับผ้าพาดทางช่วงยาว

เป็นบันไดอีกแบบที่สวยงามแต่คำนวณออกแบบยุ่งยากเนื่องจากมีแรงต่างๆเกิดขึ้นหลายทิศทาง ตัวพื้นชานพักจะยื่นปลายอิสระอยู่กลางอากาศโดยใช้พื้นทั้งสองขาจากชั้นบนและชั้นล่างทำหน้าที่รองรับดังแสดงในรูปที่ 7.35

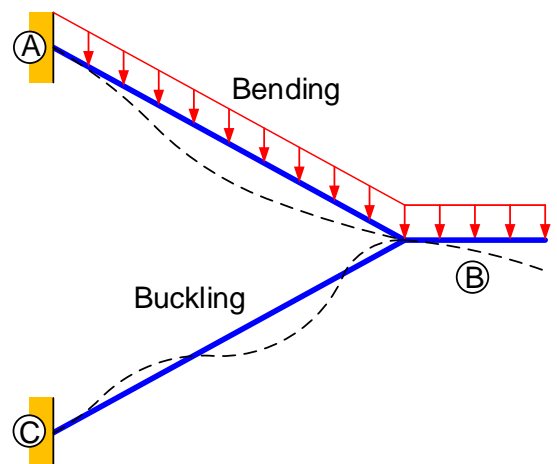


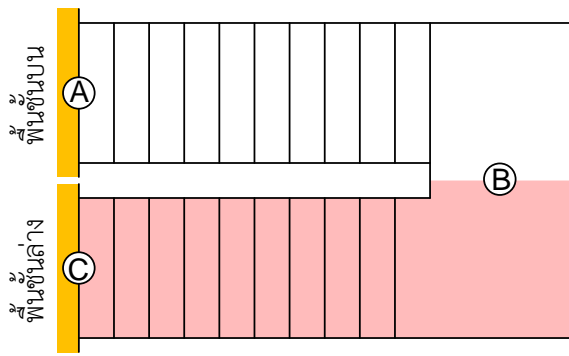
รูปที่ 7.35 บันไดแบบชานพักลอย

ในการวิเคราะห์นอกจากจะพิจารณากรณีที่น้ำหนักบรรทุกทุกจรรกระทำเต็มทุกส่วนของพื้นบันไดแล้ว ยังต้องพิจารณากรณีที่น้ำหนักบรรทุกทุกจรรกระทำบนบันไดช่วงบนและครึ่งหนึ่งของชานพัก ซึ่งจะทำให้เกิดโมเมนต์ดัดในบันไดช่วงบน การโก่งเดาะในบันไดช่วงล่าง และการบิดตัวระหว่างบันไดทั้งสองช่วง เมื่อพิจารณาให้น้ำหนักบรรทุกทุกจรรกระทำบนบันไดครึ่งช่วงล่างและครึ่งหนึ่งของชานพัก จะเกิดแรงดึงในบันไดช่วงบน โมเมนต์ดัดในบันไดช่วงล่าง และโมเมนต์บิดระหว่างบันไดทั้งสองช่วง

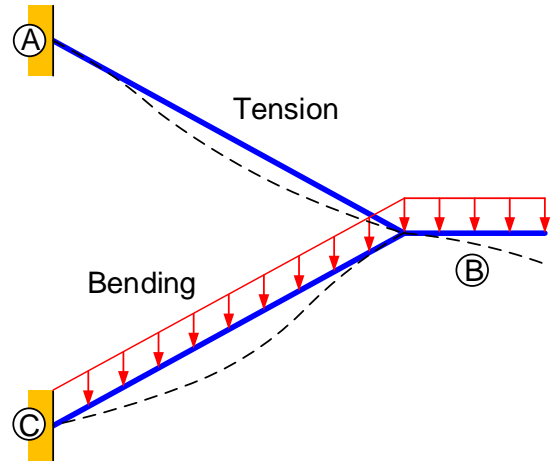


(ก) น้ำหนักบรรทุกบนบันไดขาบน

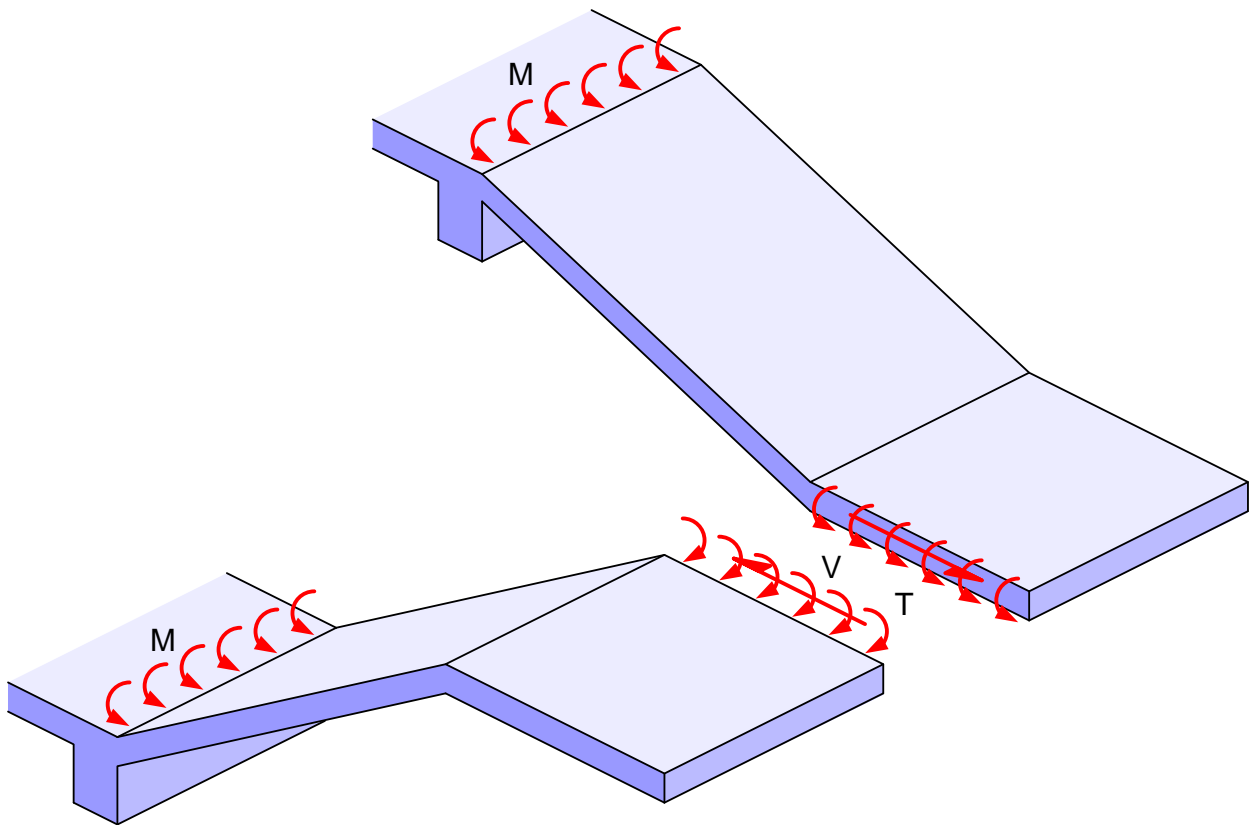




(ข) น้ำหนักบรรทุกกบนบันไดขาล่าง

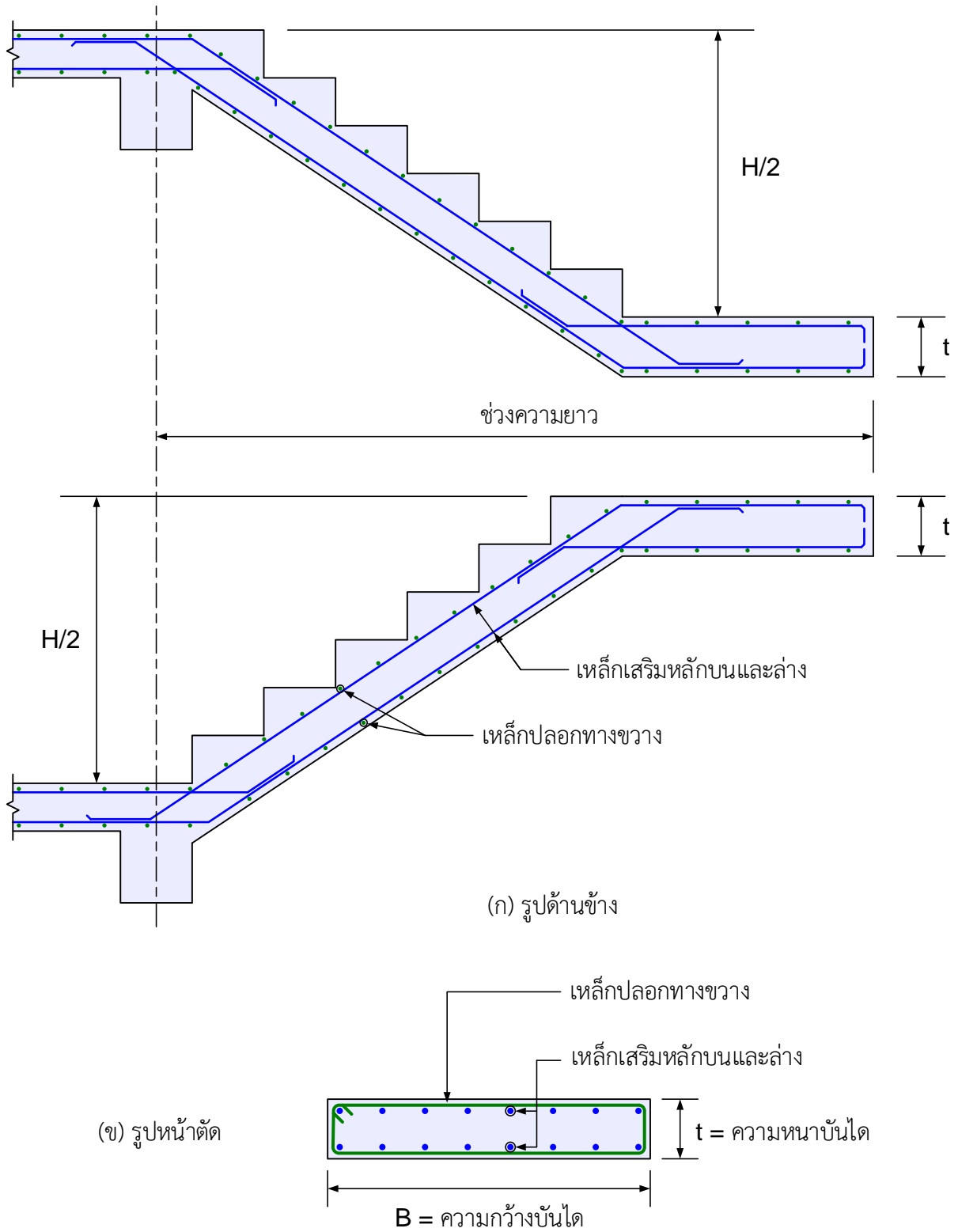


รูปที่ 7.36 การพิจารณาน้ำหนักบรรทุกจรบนบันไดแบบชานพักลอย

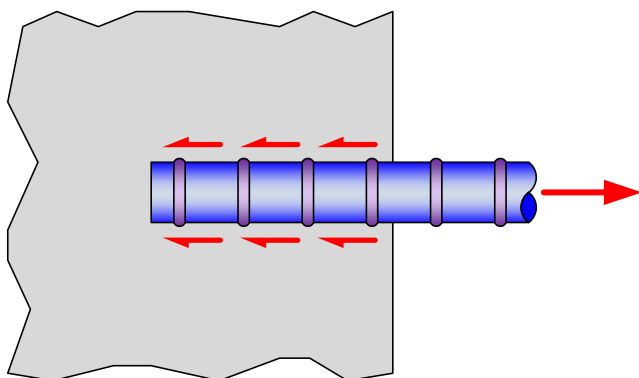


รูปที่ 7.37 แรงที่เกิดขึ้นในบันไดแบบชานพักลอย

เนื่องจากมีแรงและโมเมนต์เกิดขึ้นหลายทิศทาง การคำนวณออกแบบการเสริมเหล็กในบันไดแบบชานพักลอยจึงค่อนข้างซับซ้อน ต้องใช้ทั้งเหล็กเสริมบนและล่างรวมถึงเหล็กปลอกร่วมกันในการรับแรงดังแสดงในรูปที่ 7.38



รูปที่ 7.38 รูปแบบการเสริมเหล็กในบันไดแบบชานพักลอย



8

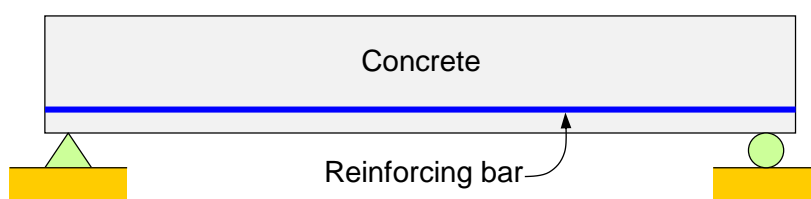
แรงยึดเหนี่ยว

กลไกสำคัญของคอนกรีตเสริมเหล็กคือการที่คอนกรีตและเหล็กเสริมทำงานร่วมกันในการต้านทานน้ำหนักบรรทุกทุกภายนอกโดยเหล็กเสริมจะมีการยึดติดตัวเข้ากับคอนกรีตที่ห่อหุ้มอยู่ นั่นคือมี **แรงยึดเหนี่ยว** ระหว่างเหล็กและคอนกรีตอย่างเพียงพอที่จะทำให้เกิดการถ่ายเทแรงระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต การถ่ายเทของแรงอาจเกิดจากการยึดติดที่ผิวของเหล็กหรือความขรุขระของเหล็กเสริมแบบข้ออ้อย แรงยึดเหนี่ยวยังถูกอธิบายได้ในรูปของระยะฝัง (**Development length**) ซึ่งเป็นความยาวของเหล็กเสริมที่ฝังปล่อยปลายในคอนกรีต แรงยึดเหนี่ยวในเหล็กเสริมจะเริ่มพัฒนาจากศูนย์ที่ปลายปล่อยจนมีค่าเพิ่มขึ้นถึงค่าเต็มที่ต้องการ

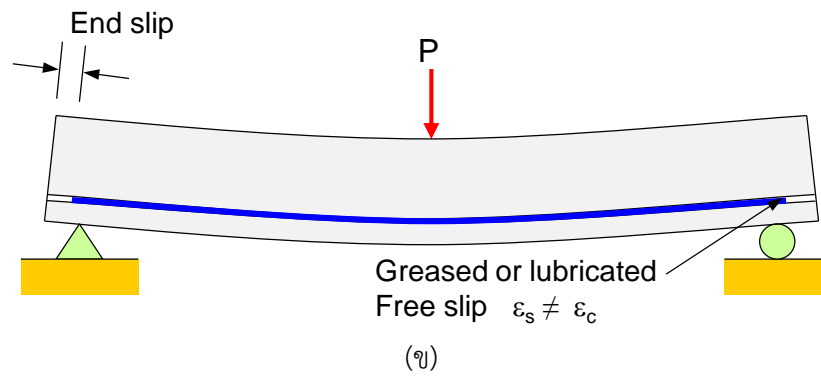
รูปแบบของการวิบัติอาจเกิดจากเหล็กเสริมถูกดึงออกมาจากเนื้อคอนกรีต (**Pullout failure**) แต่ที่พบได้บ่อยกว่าคือแบบที่คอนกรีตโดยรอบแยกออกจากกัน (**Splitting**) อันเนื่องมาจากการยึดติดที่มากเกินไปของเหล็กเสริม เนื่องจากการแยกตัวของคอนกรีตจะขึ้นอยู่ความสามารถของคอนกรีตในการต้านทานแรงดึงซึ่งขึ้นกับระยะหุ้มระหว่างผิวคอนกรีตถึงเหล็กเสริม (**Covering**) และระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรวมถึงปัจจัยการบีบรัดของเหล็กปลอกด้วย

แรงยึดเหนี่ยวที่เกิดจากการดัด

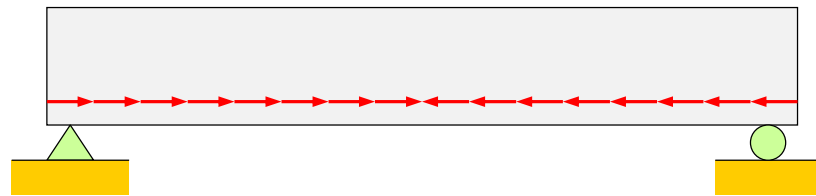
ถ้าคานคอนกรีตเสริมเหล็กในรูปที่ 8.1(ก) ถูกหล่อขึ้นโดยใช้เหล็กกลมผิวเรียบที่ทาน้ำมันหรือสารหล่อลื่นเอาไว้ก่อนที่จะเทคอนกรีต คานตัวนี้จะมีความแข็งแรงมากกว่าคานคอนกรีตล้วนเพียงเล็กน้อยเท่านั้น เมื่อรับน้ำหนักบรรทุกดังในรูปที่ 8.1(ข) เหล็กเสริมจะพยายามคงความยาวเดิมเอาไว้เมื่อคานเริ่มแอ่นตัว จึงเกิดการลื่นไถลกับคอนกรีตโดยรอบที่กำลังยึดตัวเนื่องจากการดัด



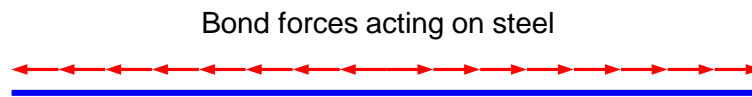
(ก)



(ข)



(ค)



(ง)

รูปที่ 8.1 หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดจากการตัด

ดังนั้นสมมุติฐานในการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กที่ว่า การยึดเหนี่ยวในเหล็กเสริมและคอนกรีตที่ห่อหุ้มจะเท่ากันจึงไม่เป็นจริง ดังนั้นเพื่อให้คอนกรีตเสริมเหล็กมีพฤติกรรมตามที่ต้องการจึงจำเป็นต้องมีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม

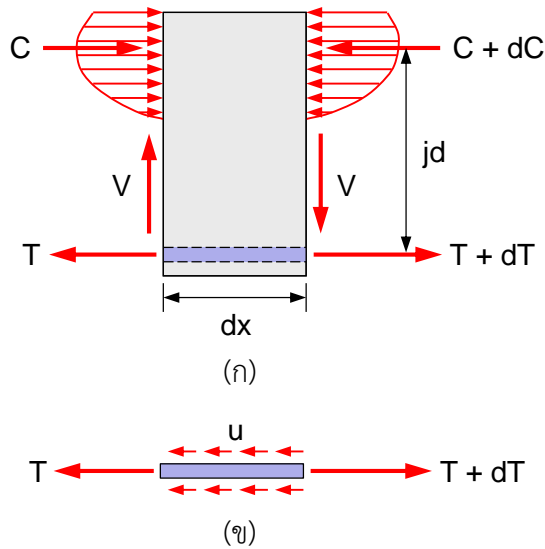
รูปที่ 8.1(ค) แสดงแรงยึดเหนี่ยวที่กระทำกับคอนกรีตที่ผิวสัมผัสซึ่งเป็นผลมาจากการตัด ในขณะที่รูปที่ 8.1(ง) แสดงแรงที่มีขนาดเท่ากันแต่ทิศทางตรงกันข้ามกระทำกับเหล็กเสริม แรงเหล่านี้จะเกิดขึ้นเพื่อป้องกันการลื่นไถลในรูปที่ 8.1(ข)

หน่วยแรงยึดเหนี่ยวจากการวิเคราะห์หน้าตัดแตกร้าว

พิจารณาส่วนของคานสั้นๆ หลังจากคานเกิดการแตกร้าวที่ยาว dx ดังแสดงในรูปที่ 8.2(ก) โมเมนต์ที่ปลายด้านหนึ่งจะแปรเปลี่ยนไปเล็กน้อยเท่ากับ dM ซึ่งถ้าสมมุติว่าคอนกรีตไม่สามารถรับแรงดึงได้ หลักการแตกร้าว แรงภายในจะเป็นดังในรูปที่ 8.2(ก) การแปรเปลี่ยนของโมเมนต์ตัด dM จะทำให้แรงในเหล็กเส้นเปลี่ยนไป

$$dT = \frac{dM}{jd} \quad (8.1)$$

เมื่อ jd คือระยะระหว่างแรงดึงและแรงอัด เนื่องจากเหล็กเส้นต้องอยู่ในสมดุล การเปลี่ยนแปลงแรงในเหล็กเส้นจะถูกต้านทานโดยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กดังแสดงในรูปที่ 8.2(ข)



รูปที่ 8.2 แรงและหน่วยแรงที่กระทำกับส่วนของคาน

ถ้า u คือขนาดหน่วยแรงยึดเหนี่ยวโดยเฉลี่ยเฉพาะที่ต่อหน่วยพื้นที่ผิวเหล็กเส้น จากสมดุลของแรงในแนวราบจะได้ว่า

$$u \Sigma_o dx = dT \quad (8.2)$$

เมื่อ Σ_o คือผลรวมของเส้นรอบรูปเหล็กเส้นทั้งหมด ดังนั้น

$$u = \frac{dT}{\Sigma_o dx} \quad (8.3)$$

นั่นคือหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจะขึ้นกับอัตราการเปลี่ยนแปลงของแรงในเหล็กเส้น ซึ่งถ้าแทนค่าสมการ (8.1) ลงใน (8.3)

$$u = \frac{dM}{\Sigma_o j dx} \quad (8.4)$$

ซึ่งอัตราการเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ต่อระยะทาง dM/dx ก็คือแรงเฉือน V นั่นเอง

$$u = \frac{V}{\Sigma_o jd} \quad (8.5)$$

สมการ (8.5) เป็นสมการของหน้าตัดอิลาสติกแตกกร้าว ที่บอกให้เราทราบว่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจากการตัดเป็นสัดส่วนกับแรงเฉือนที่หน้าตัดนั้น

มาตรฐาน ว.ส.ท. โดยวิธีกำลัง (มาตรฐานเดิมของ ACI)

$$\text{เหล็กข้ออ้อยรับแรงดึง: เหล็กบน} \quad u_n = \frac{4.51\sqrt{f'_c}}{d_b} \leq 39.4 \text{ ก.ก./ชม.}^2 \quad (8.9)$$

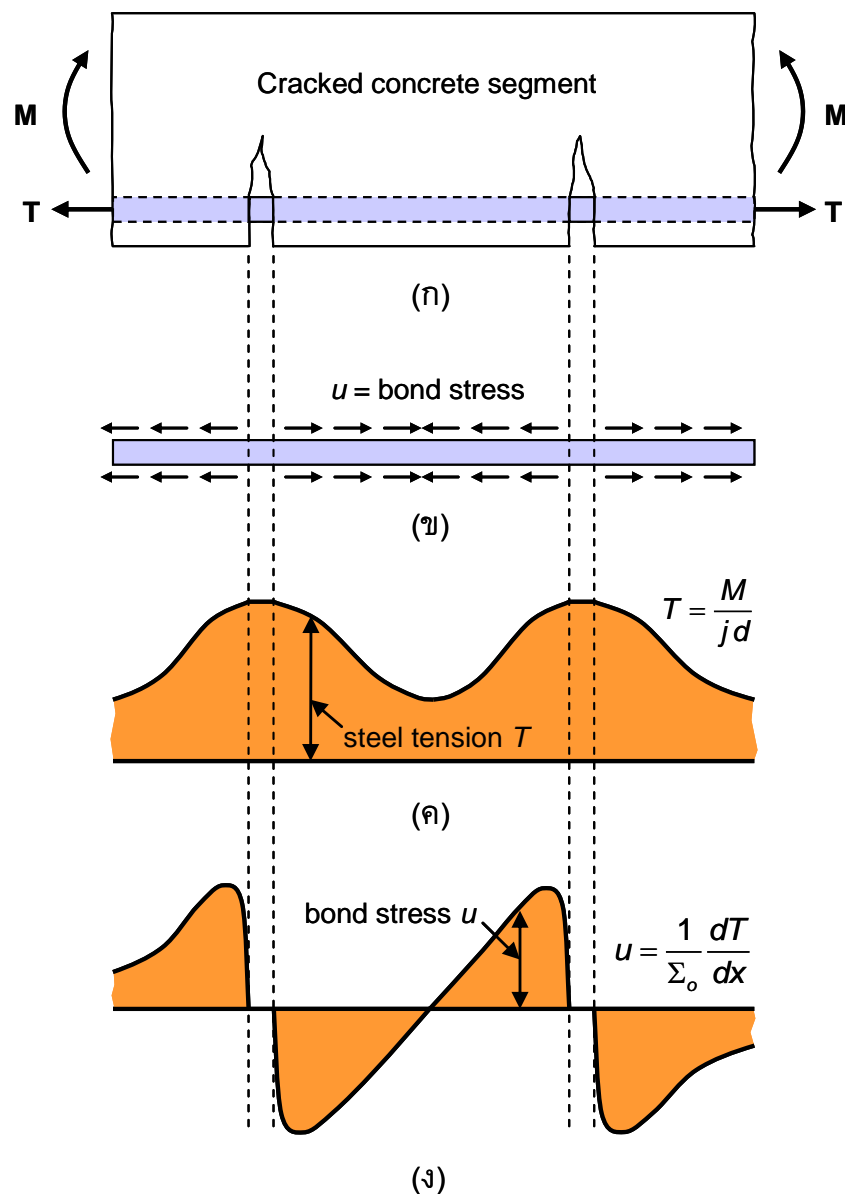
$$\text{เหล็กอื่น} \quad u_n = \frac{6.39\sqrt{f'_c}}{d_b} \leq 56.2 \text{ ก.ก./ชม.}^2 \quad (8.10)$$

$$\text{เหล็กข้ออ้อยรับแรงอัด:} \quad u_n = 3.44\sqrt{f'_c} \leq 56.2 \text{ ก.ก./ชม.}^2 \quad (8.11)$$

สำหรับเหล็กกลมผิวเรียบให้ใช้ค่าเพียงครึ่งหนึ่งของค่าที่ให้ไว้สำหรับเหล็กข้ออ้อยแต่ต้องไม่เกินกว่า 17.6 ก.ก./ชม.²

การกระจายที่แท้จริงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจากการตัด

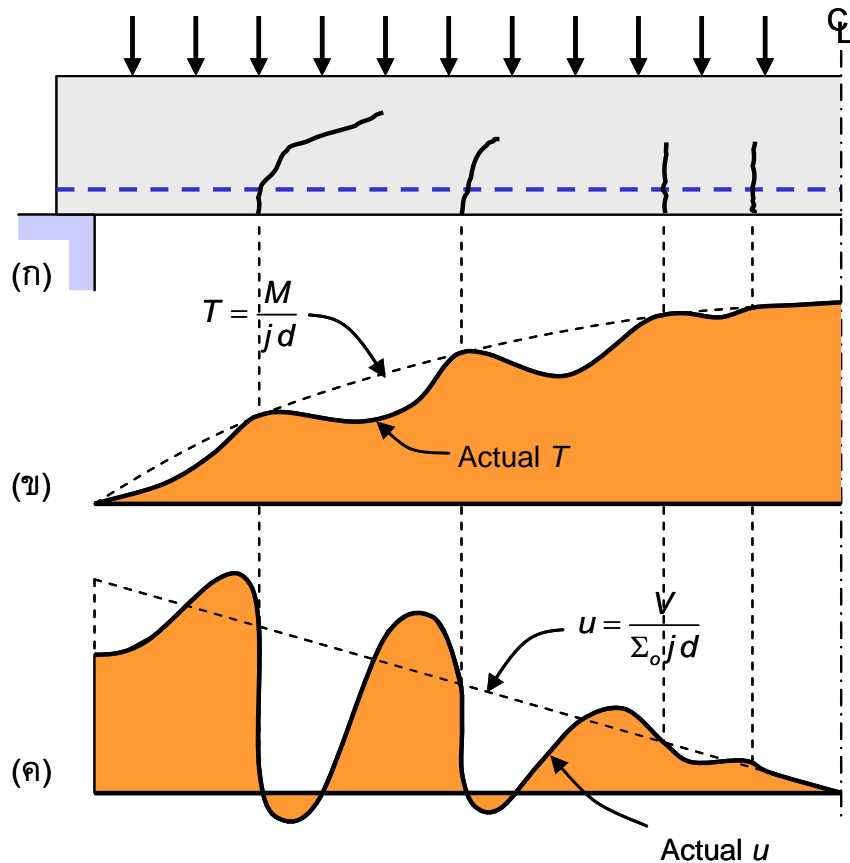
การกระจายที่แท้จริงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวบนเหล็กเสริมข้ออ้อยจะมีความซับซ้อนกว่าในสมการ (8.5) มากและสมการ (8.3) จะช่วยให้เข้าใจพฤติกรรมของคานได้ดีกว่า รูปที่ 8.3 แสดงส่วนของคานที่อยู่ภายใต้การตัดเพียงอย่างเดียว คอนกรีตไม่สามารถรับหน่วยแรงดึงได้ก็ต่อเมื่อเริ่มเกิดรอยร้าวขึ้นจริง ที่รอยร้าวแรงดึงในเหล็กจะมีค่ามากที่สุดและมีค่าเป็นไปตามที่คำนวณได้จาก $T = M/jd$ ระหว่างรอยร้าวคอนกรีตสามารถต้านทานแรงดึงได้บางส่วนโดยผ่านหน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตและเหล็กดังแสดงในรูปที่ 8.3(ก)



รูปที่ 8.3 การแปรเปลี่ยนของแรงในเหล็กเส้นและหน่วยแรงยึดเหนี่ยว

ซึ่งจะทำให้แรงดึงในเหล็กเส้นลดลงดังแสดงในรูปที่ 8.3(ค) จากสมการ (8.3) ที่บอกว่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวเป็นสัดส่วนกับอัตราการเปลี่ยนแรงในเหล็กเส้น ดังนั้นหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจึงเป็นไปตามรูปที่ 8.3(ง)

คานโดยทั่วไปไม่เพียงแต่จะรับโมเมนต์เพียงอย่างเดียวเท่านั้น แต่ยังมีน้ำหนักบรรทุกซึ่งทำให้เกิดแรงเฉือนและโมเมนต์ในคาน รูปที่ 8.4(ก) แสดงตัวอย่างคานที่รับน้ำหนักแฉซึ่งมักจะเกิดรอยร้าว ดังแสดง แรงในเหล็ก T ที่คำนวณได้จากการวิเคราะห์หน้าตัดแตกร้าวแบบง่ายตั้งได้กล่าวมาแล้ว จะแปรผันตามแผนภูมิโมเมนต์ดังแสดงเป็นเส้นประในรูปที่ 8.4(ข) อย่างไรก็ตามค่าที่แท้จริงของ T จะน้อยกว่าที่คำนวณทุกๆที่ยกเว้นที่รอยร้าว การแปรเปลี่ยนที่แท้จริงของแรง T จะแสดงด้วยเส้นทึบในรูปที่ 8.4(ข) ในรูปที่ 8.4(ค) หน่วยแรงยึดเหนี่ยวจะการคำนวณถูกแสดงโดยเส้นประและค่าจริงถูกแสดงโดยเส้นทึบ



รูปที่ 8.4 ผลของรอยร้าวจากการตัดที่มีต่อหน่วยแรงยึดเหนี่ยว

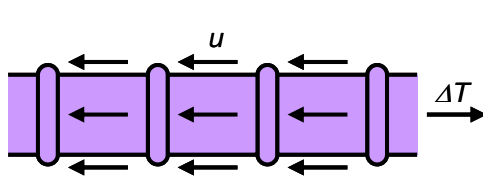
กลไกของกำลังยึดเหนี่ยว

ปัจจัยที่มีผลต่อกำลังยึดเหนี่ยวได้แก่ การยึดตัวทางเคมี แรงเสียดทาน และกำลังแบกทานของเหล็ก ข้ออ้อยที่มีต่อคอนกรีต สัดส่วนของความต้านทานจากแต่ละส่วนจะแปรเปลี่ยนไปตามระดับของหน่วยแรงในเหล็กเสริม เมื่อองค์อาคารรับหน่วยแรงเล็กน้อยความต้านทานส่วนใหญ่จะมาจากการยึดตัวทางเคมีดังในรูปที่ 8.5(ก) การยึดตัวทางเคมีมีค่าจำกัดประมาณ 14-21 ก.ก./ซม.² และหมดไปเมื่อเริ่มเกิดการเลื่อนไถลระหว่างเหล็กและคอนกรีต

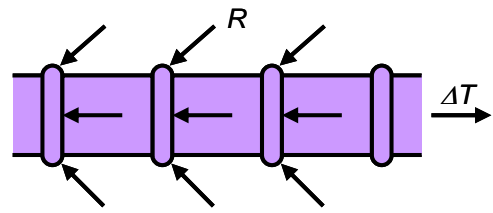
หลังจากที่การยึดตัวทางเคมีหลุดออกจะมีการเคลื่อนตัวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต กำลังยึดเหนี่ยวจะได้จากข้ออ้อยดังในรูปที่ 8.5(ข) แรงต้านทาน R ที่เกิดขึ้นทำมุม β ระหว่าง 45°

ถึง 80° กับเหล็กเสริม องค์ประกอบของแรงจึงมีทั้งในแนวนอนและตั้งฉากกับเหล็กเสริมทำให้มีความต้านทานได้มากกว่าเหล็กเสริมผิวเรียบซึ่งมีแต่แรงในแนวนอนเท่านั้น

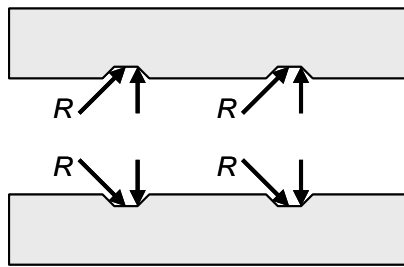
องค์ประกอบของแรงในแนวตั้งฉากที่เกิดขึ้นในตอนกรีดตั้งในรูปที่ 8.5(ค) จะพยายามดันให้คอนกรีตโดยรอบเหล็กเสริมแตกกะเทาะออกถ้าระยะหุ้มคอนกรีตมีไม่เพียงพอ รูปที่ 8.5(ง) ยังแสดงอีกรูปแบบหนึ่งของการวิบัติของการยึดเหนี่ยว(การกะเทาะของคอนกรีตหุ้ม) โดยแรงลัพท์ R ผลักลิ้มคอนกรีตสามเหลี่ยมข้างใต้เหล็กออกมา(V-notch failure) ซึ่งมักเกิดขึ้นเมื่อระยะหุ้มด้านล่างมีน้อย บ่อยครั้งที่การวิบัติแบบ V-notch เกิดขึ้นตามการเกิดรอยร้าวในแนวตั้งจากใต้เหล็กถึงผิวนอกคอนกรีต ซึ่งแสดงว่ามีหน่วยแรงตั้งในแนวราบเกิดขึ้นดังแสดงในรูปที่ 8.5(จ)



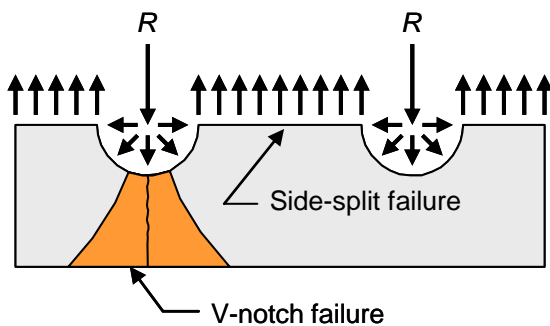
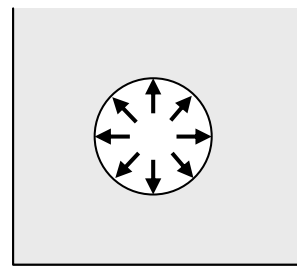
(ก) แรงเสียดทานและแรงยึดทางเคมีระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม



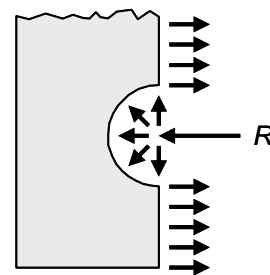
(ข) แรงปฏิกิริยาต้านทานที่ปมข้ออ้อยของเหล็กเสริม



(ค) แรงที่เกิดขึ้นในคอนกรีต



(ง) การวิบัติของการยึดเหนี่ยวด้านท้องคาน

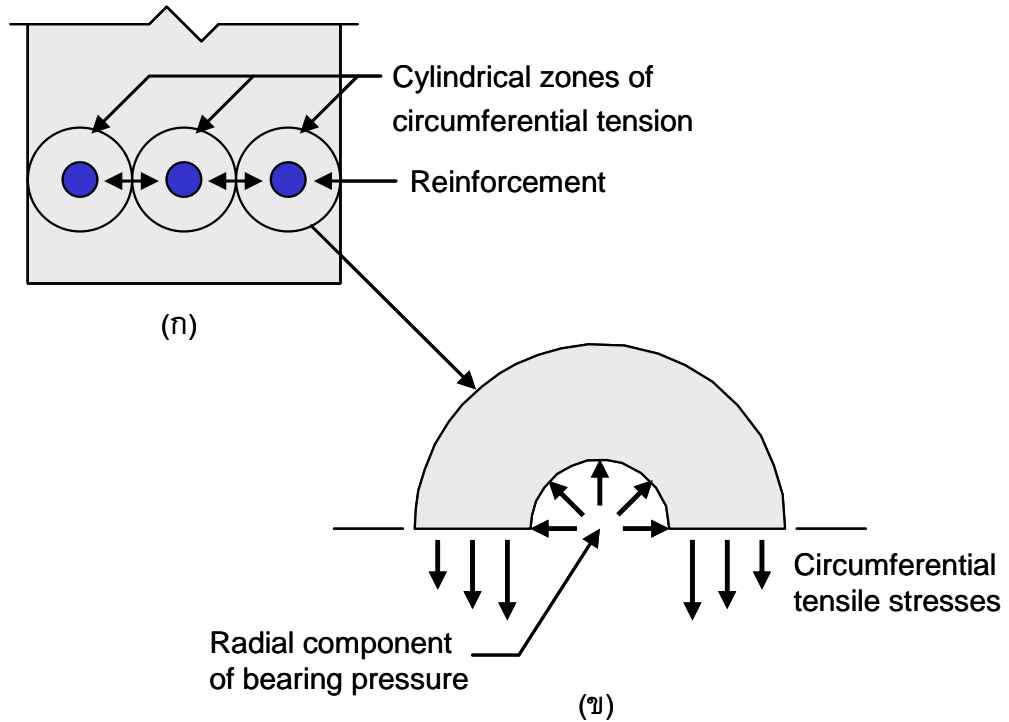


(จ) การแตกร้าวในแนวตั้ง

รูปที่ 8.5 แหล่งที่มาของกำลังยึดเหนี่ยว

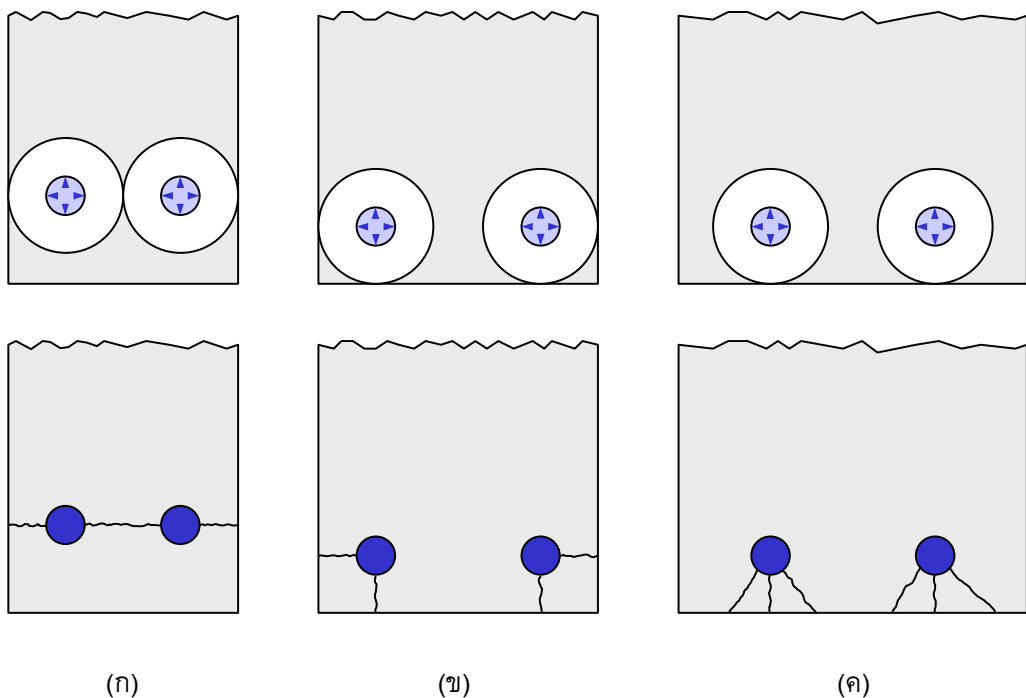
หน่วยแรงในคอนกรีตที่ห่อหุ้มเหล็กเส้นอาจถูกสมมุติให้คล้ายกับหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในท่อผนังหนาโดยแรงดันภายในท่อ รูปที่ 8.5 แสดงสถานะของหน่วยแรงตั้งที่เกิดขึ้นบนเส้นผ่าศูนย์กลางของพื้นที่ทรงกระบอก หน่วยแรงตั้งที่เกิดขึ้นนี้จะลดลงตามระยะจากเหล็กเสริมเท่ากันทุกทิศทาง ดังนั้นหากในทิศใดมีระยะไม่เพียงพอคือระยะขอบน้อยไป หรือไปประสานกับหน่วยแรงจากเหล็กเส้น

ข้างเคียงในกรณีนี้ที่ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมมีน้อยเกินไป ก็จะทำให้เกิดการแตกร้าวขึ้นในแนวขนานเหล็กเสริมจนแพร่ออกไปถึงผิวคอนกรีตด้านนอก



รูปที่ 8.6 หน่วยแรงดึงที่เกิดจากองค์ประกอบในแนวรัศมีของแรงดันแบกทาน

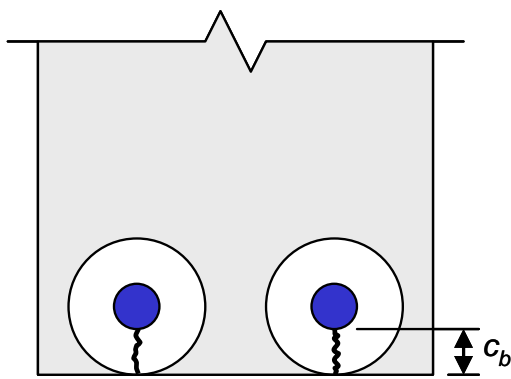
รูปที่ 8.7 แสดงลักษณะการแตกร้าวแบบต่างๆ โดยรอยร้าวจะเกิดขึ้นตามระยะทางสั้นที่สุดระหว่างเหล็กเสริมและผิวคอนกรีตหรือเหล็กเสริมเส้นข้างเคียง ในรูปวงกลมแรงดึงจะสัมผัสขอบคอนกรีตหรือสัมผัสกันเองทำให้เกิดรูปแบบรอยร้าวที่แตกต่างกันไป



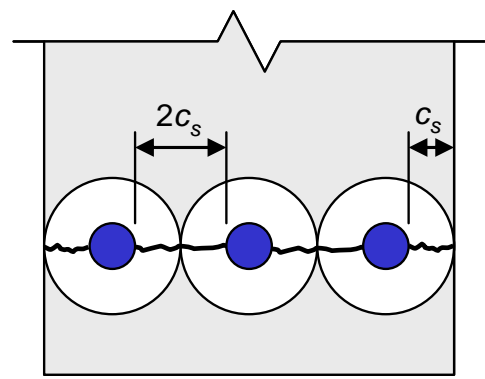
รูปที่ 8.7 รูปแบบการวิบัติของการแตกร้าวจากแรงยึดเหนี่ยว

ในรูป 8.7(ก) รอยร้าวเกิดขึ้นเมื่อระยะหุ้มด้านข้างและระยะระหว่างเส้นน้อยกว่าระยะหุ้มด้านล่าง ส่วนในรูปที่ 8.7(ข) นั้นระยะหุ้มด้านข้างและด้านล่างเท่ากันแต่ไม่เพียงพอ และ ในรูปที่ 8.7(ค) ระยะหุ้มด้านล่างมีน้อยเกินไป

ระนาบวิกฤตซึ่งน่าจะเกิดการแตกร้าวที่สุดจะตัดผ่านศูนย์กลางของเหล็กเส้นในทิศทางที่ผนังทรงกระบอกสมมุติบางที่สุดซึ่งจะมีหน่วยแรงดึงสูงที่สุด การควบคุมความหนาของผนังทรงกระบอกจะขึ้นกับ ค่าที่น้อยที่สุด ของ (1) ความลึกของระยะหุ้ม c_b (รูปที่ 8.8(ก)) หรือ (2) ครึ่งหนึ่งของระยะช่องว่างระหว่างเหล็กเส้นที่ติดกัน c_s หรือ (3) ระยะหุ้มด้านข้าง c_s (รูปที่ 8.8(ข)) ถ้าเหล็กเส้นถูกวางอยู่ใกล้ผิวล่างก็จะเกิดการแตกร้าวในแนวตั้งดังในรูป 8.8(ก) แต่ถ้าระยะหุ้มด้านล่างมีมากเพียงพอ (มากกว่าหรือเท่ากับ 2.5 เท่าเส้นผ่าศูนย์กลาง) แต่เหล็กเส้นถูกวางใกล้กันเกินไป(รูปที่ 8.8(ข)) ก็ จะเกิดการแตกร้าวในแนวราบพาดผ่านแถวของเหล็กเส้น



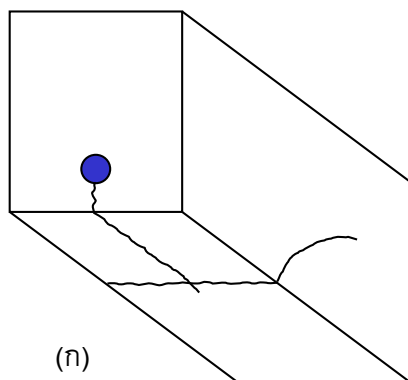
(ก) Minimum bar covering, c_b



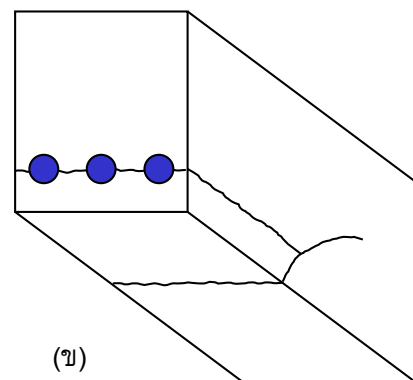
(ข) Minimum bar spacing, $2c_s$

รูปที่ 8.8 ผลของระยะหุ้มและระยะห่างของเหล็กเส้นที่มีต่อการแตกร้าว

การแตกร้าวในแนวนอนจะเกิดขึ้นในลำดับต่อมา โดยเริ่มจากการแตกร้าวเป็นจุดๆ ณ ตำแหน่งที่หน่วยแรงยึดเหนี่ยวเฉพาะที่มีค่ามากที่สุด จากนั้นเมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นก็เริ่มขยายตัวมาต่อกันเป็นรอยร้าวยาวต่อเนื่องจนถึงปลายคานดังในรูปที่ 8.9 ซึ่งเมื่อเกิดรอยร้าวแบบต่อเนื่องขึ้น การยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเส้นจะถูกทำลายลง เหล็กเสริมก็จะลื่นไถลและคอนกรีตหุ้มจะหลุดออกและเกิดการพังทลายในที่สุด



(ก)



(ข)

รูปที่ 8.9 การแตกร้าวของคอนกรีตตามแนวเหล็กเสริม

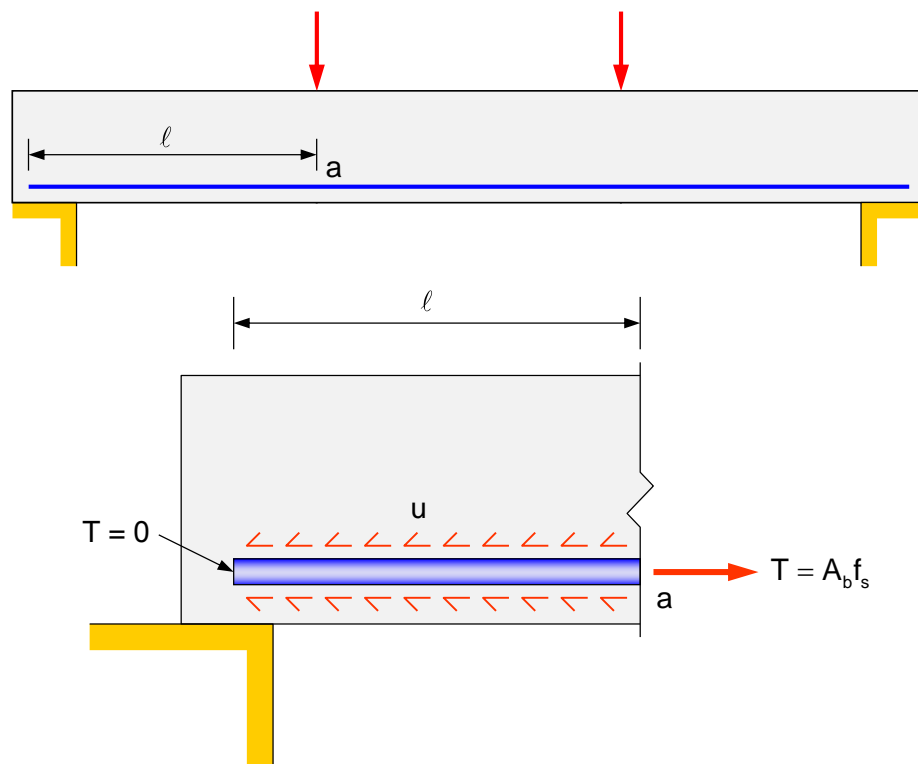
ระยะฝั่งของเหล็กเสริมรับแรงดึง

ในการออกแบบคานเพื่อรับแรงดันทเหล็กเสริมตามแนวยาวถูกออกแบบมาให้รับแรงดึง อย่างไรก็ตามเหล็กเสริมจะต้องถูกฝังไว้ในเนื้อคอนกรีตเป็นระยะมากพอที่แรงดึงในเหล็กสามารถจะพัฒนาขึ้นจนถึงระดับที่ต้องการได้

สำหรับคานในรูปที่ 8.10 โมเมนต์และแรงดึงในเหล็กเสริมจะเท่ากับศูนย์ที่จุดรองรับ และมีค่ามากที่สุดที่จุด a (ไม่คิดน้ำหนักคาน) ถ้าหน่วยแรงในเหล็กที่จุด a เท่ากับ f_s แรงดึงที่เกิดขึ้นในเหล็กพื้นที่ A_b จะเท่ากับ $T = A_b f_s$ ในขณะที่ปลายเหล็กเส้นไม่มีแรงดึงเกิดขึ้นเลย เห็นได้ชัดว่าแรงดึงในเหล็กถูกถ่ายเทไปสู่คอนกรีตภายในระยะ l โดยหน่วยแรงยึดเหนี่ยว ดังนั้นแรงยึดเหนี่ยวตลอดช่วงความยาว l คือ

$$A_b f_s = u A_{\text{surf}} \quad (8.12)$$

เมื่อพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเส้น $A_b = \pi d_b^2 / 4$ และพื้นที่ผิวสัมผัส $A_b f_s = u A_{\text{surf}}$ ถ้าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวต่อหน่วยความยาว u นี้มีค่าน้อยกว่าค่าประลัย u_n ก็จะไม่เกิดการแตกร้าวหรือการวิบัติแบบอื่นใดขึ้นภายในระยะ l



รูปที่ 8.10 การพัฒนากำลังยึดเหนี่ยวตามระยะฝั่งของเหล็กเสริม

หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งก็คือความยาวน้อยที่สุดที่จำเป็นในการที่แรงยึดเหนี่ยวจะเพิ่มขึ้นถึงค่า $A_b f_s$ ที่ต้องการคือ

$$l_d = \frac{d_b f_s}{4 u_n} \quad (8.13)$$

ความยาว l_d นี้เรียกว่า **Development length** ของเหล็กเส้น เพื่อให้แน่ใจว่าเหล็กเส้นจะถูกยึดอย่างมั่นคงจนสามารถพัฒนากำลังได้ถึงค่ามากที่สุดในการใช้งาน(กำลังคราก) หรือ $f_s = f_y$ นั้นเอง มาตรฐาน ACI ได้กำหนดให้ระยะฝังพื้นฐานซึ่งจะต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 30 ซม. มีค่าเท่ากับ

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{0.28f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c+K_{tr}}{d_b}\right)} \quad (8.14)$$

เมื่อ l_d = ระยะฝัง **Development length** (ซม.)

d_b = เส้นผ่าศูนย์กลางกลางของเหล็กเส้น (ซม.)

c = ค่าที่น้อยกว่าของระยะระหว่างศูนย์กลางเหล็กเส้นถึงผิวคอนกรีตที่ใกล้ที่สุด และครึ่งหนึ่งของระยะระหว่างเหล็กเส้น (ซม.)

เทอม $(c + K_{tr})/d_b$ ที่เกี่ยวกับระยะหุ้มและเหล็กเสริมทางขวางจะต้องมีค่าไม่เกิน 2.5 สำหรับโครงสร้างทั่วไป และ $\sqrt{f'_c}$ ต้องมีค่าไม่เกิน 26.5 ก.ก./ซม.² ค่าดัชนีของเหล็กเสริมทางขวาง K_{tr} จะเท่ากับ

$$K_{tr} = \frac{A_{tr}f_{yt}}{105sn} \quad (8.15)$$

เมื่อ A_{tr} = พื้นที่ทั้งหมดของเหล็กเสริมทางขวางภายในระยะห่าง s (ซม.²)

f_{yt} = กำลังครากของเหล็กเสริมทางขวาง (กก./ซม.²)

s = ระยะห่างมากที่สุดระหว่างศูนย์กลางเหล็กเสริมทางขวางภายในระยะฝัง (ซม.)

n = จำนวนของเหล็กเส้นที่ใช้ในการยึดรับบนระนาบของการแตกร้า

สัญลักษณ์ α β γ และ λ ในสมการ (8.14) คือตัวคูณปรับแก้ค่าดังนี้

α = ตัวคูณปรับแก้สำหรับตำแหน่งเหล็กเสริม

= 1.3 สำหรับเหล็กบน

= 1.0 สำหรับเหล็กอื่น

β = ตัวคูณปรับแก้สำหรับเหล็กเสริมเคลือบอีพ็อกซี

= 1.5 เมื่อ ระยะหุ้ม $< 3d_b$ หรือ ระยะช่องว่าง $< 6d_b$

= 1.2 เหล็กเคลือบอีพ็อกซีอื่น

= 1.0 เหล็กไม่เคลือบอีพ็อกซี

$\alpha\beta$ = ต้องไม่เกิน 1.7

γ = ตัวคูณปรับแก้สำหรับขนาดเหล็กเส้น

= 0.8 สำหรับเหล็ก DB20 และเล็กกว่า

- = 1.0 สำหรับเหล็ก DB25 และใหญ่กว่า
- λ = ตัวคูณปรับแก้สำหรับคอนกรีตมวลรวมเบา
- = 1.3 สำหรับคอนกรีตมวลรวมเบา
- = 1.0 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ

เหล็กเสริมรับการดัดส่วนเกิน

ถ้าเหล็กเสริมรับการดัดที่ใช้มีปริมาณมากกว่าที่ต้องการเพื่อต้านทานโมเมนต์ดัด หน่วยแรงในเหล็กเสริมที่เกิดขึ้นก็จะมีค่าน้อยกว่า f_y ในกรณีเช่นนี้ ACI จะยอมให้ l_d ถูกคูณด้วย $(A_s \text{ ที่ต้องการ} / A_s \text{ ที่ใช้})$ หรืออาจใช้ f_s / f_y ถ้ามีระยะเพียงพอเรามักไม่ใช้ตัวคูณนี้เพื่อให้แน่ใจว่าเหล็กเสริมถูกยึดอย่างเต็มที่ ไม่ว่าจะมีการเปลี่ยนแปลงในการใช้โครงสร้างอย่างไร

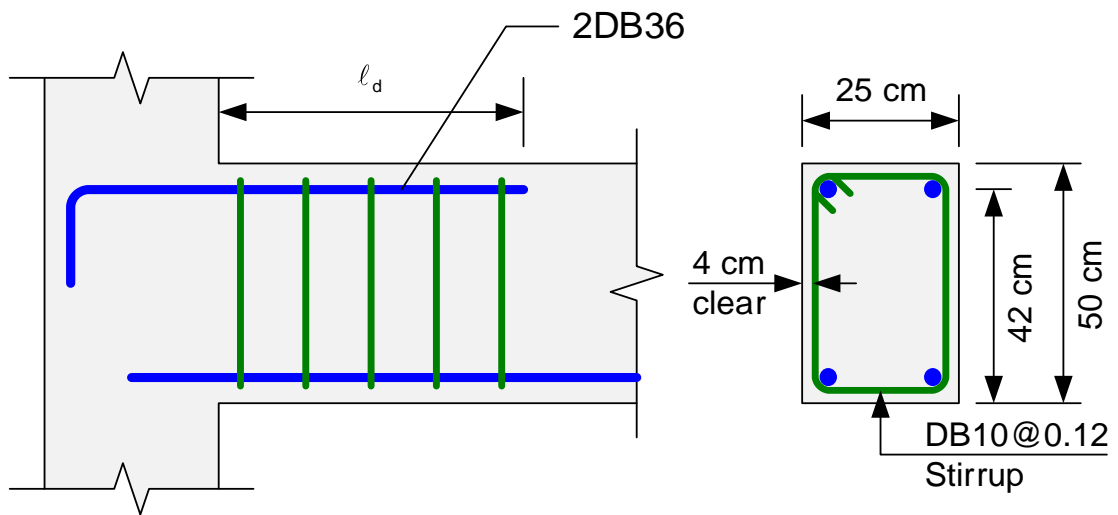
สมการคำนวณระยะฝังรับแรงดึงแบบง่าย

การใช้สมการ (8.14) นั้นค่อนข้างจะซับซ้อนในการพิจารณา l_d ในทางปฏิบัติจึงอาจใช้สมการแบบง่ายซึ่งจะใช้ค่า $(c + K_{tr}) / d_b = 1.5$ สำหรับกรณี 1 และ 2 ส่วนกรณีอื่นใช้ $(c + K_{tr}) / d_b = 1.0$ ระยะฝังยึดรับแรงดึงจะเป็นดังแสดงในตารางที่ 8.1

ตารางที่ 8.1 สมการแบบง่ายสำหรับระยะฝังรับแรงดึง

	DB20 และเหล็กเส้นเล็กกว่า ($\gamma = 0.8$)	DB25 และเหล็กเส้นใหญ่กว่า ($\gamma = 1.0$)
กรณี 1 : ระยะช่องว่างระหว่างเส้นไม่น้อยกว่า d_b และ เหล็กปลอกตลอดความยาว l_d ไม่น้อยกว่าค่าน้อยที่สุดตามมาตรฐาน	$l_d = \frac{0.15 f_y \alpha \beta \lambda}{\sqrt{f'_c}} d_b$ (A-1) (8.16)	$l_d = \frac{0.19 f_y \alpha \beta \lambda}{\sqrt{f'_c}} d_b$ (A-2) (8.17)
หรือ		
กรณี 2 : ระยะช่องว่างระหว่างเส้นไม่น้อยกว่า $2d_b$ และ ระยะช่องว่างหุ้มไม่น้อยกว่า d_b	$l_d = \frac{0.23 f_y \alpha \beta \lambda}{\sqrt{f'_c}} d_b$ (B-1) (8.18)	$l_d = \frac{0.28 f_y \alpha \beta \lambda}{\sqrt{f'_c}} d_b$ (B-2) (8.19)
กรณีอื่น		

ตัวอย่าง 8.1 พิจารณาระยะฝังที่ต้องการสำหรับเหล็กบนขนาด DB36 ที่ปลายคานดังแสดงในรูปที่ 8.11 กำหนด $f'_c = 210$ ก.ก./ซม.² $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²



รูปที่ 8.11 คานในตัวอย่างที่ 8.1

วิธีทำ

1. ระยะหุ้มและตัวคูณต่างๆ

$$\text{ระยะช่องว่างระหว่างเหล็กเส้น} = 25 - 2(4+1+3.6) = 7.8 \text{ ซม. (2.17d}_b\text{)}$$

$$\text{ระยะหุ้มด้านข้าง} = 4+1 = 5 \text{ ซม. (1.39d}_b\text{)}$$

$$\text{ระยะหุ้มด้านบน} = 8 - (3.6)/2 = 6.2 \text{ ซม. (1.72d}_b\text{)}$$

$$\text{สำหรับเหล็กบน} \quad \alpha = 1.3$$

$$\text{เหล็กไม่เคลือบอีพ็อกซี} \quad \beta = 1.0$$

$$\text{สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ} \quad \lambda = 1.0$$

2. โดยใช้วิธีง่าย:

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{0.19f_y \alpha \beta \lambda}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.19(4,000)(1.3)(1.0)(1.0)}{\sqrt{210}} = 68$$

$$l_d = (68)(3.6) = 245 \text{ ซม.} = 2.45 \text{ เมตร}$$

3. โดยใช้วิธีละเอียด:

$$\text{ครึ่งหนึ่งของระยะระหว่างเหล็กเส้น} = 0.5(25-2(4+1+3.6/2)) = 5.7 \text{ ซม.} \leftarrow \text{ควบคุม}$$

$$\text{ระยะระหว่างเหล็กเส้นถึงผิวด้านข้าง} = 4 + 1 + 3.6/2 = 6.8 \text{ ซม.}$$

$$\text{ระยะระหว่างเหล็กเส้นถึงผิวด้านบน} = 8 \text{ ซม.}$$

ระยะที่น้อยที่สุด $c = 5.7$ ซม.

จากการใช้เหล็กปลอก DB10 @ 12 ซม.:

$$K_{tr} = \frac{A_{tr}f_{yt}}{105s_n} = \frac{2(0.78)(4,000)}{105(12)(2)} = 2.48$$

$$\frac{c+K_{tr}}{d_b} = \frac{5.7+2.48}{3.6} = 2.27 < 2.5$$

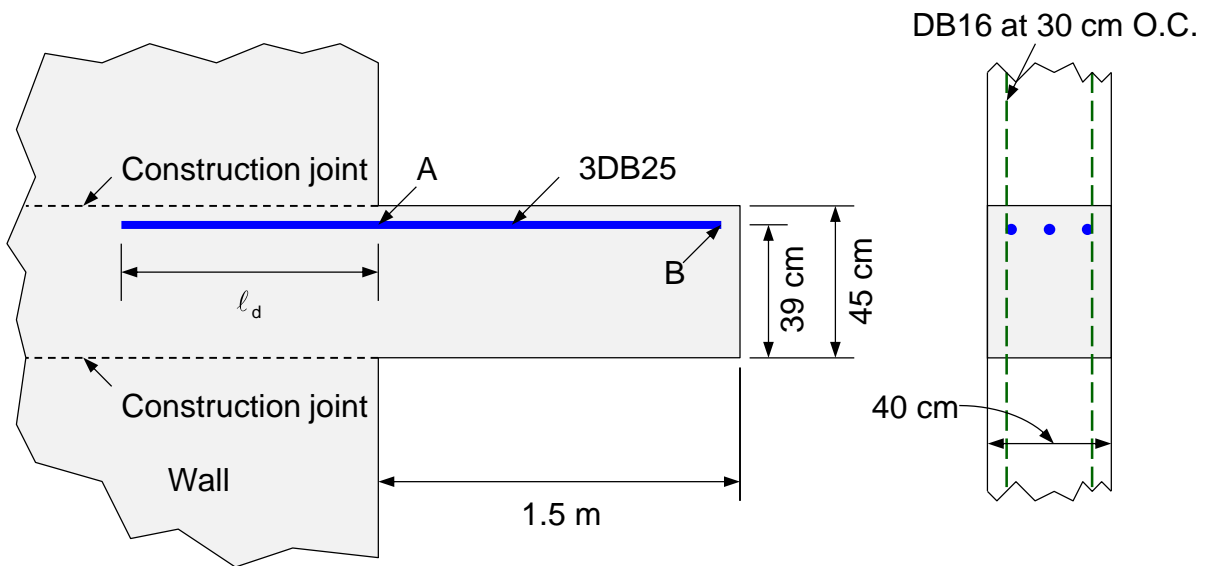
OK

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{0.28f_y \alpha \beta \gamma \lambda}{\sqrt{f'_c} [(c+K_{tr})/d_b]} = \frac{0.28(4,000)(1.3)}{\sqrt{210}(2.27)} = 44$$

$$l_d = (44)(3.6) = 159 \text{ ซม.} < 245 \text{ ซม.}$$

■

ตัวอย่าง 8.2 คานยื่นออกจากผนังคอนกรีตเสริมเหล็กบน 3DB25 คำนวณระยะฝังยึดน้อยที่สุดของเหล็กเสริมในผนัง กำหนด $f'_c = 240$ กก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ กก./ซม.²



รูปที่ 8.12 คานในตัวอย่างที่ 8.2

วิธีทำ ลองทำทั้งสองวิธีคือ ใช้สูตรอย่างง่าย และสูตรอย่างละเอียด ตามมาตรฐาน ACI

1. คำนวณระยะห่างและการโอบรัดโดยเหล็กปลอก

ในกรณีนี้ไม่มีเหล็กปลอก แต่มีเหล็ก DB16 ในแนวตั้งภายในผนังทั้งสองข้าง

$$\text{ระยะหุ้มด้านข้าง} = 4 + 1.6 = 5.6 \text{ ซม. (2.24d}_b\text{)}$$

$$\text{ระยะห่างเหล็กเส้น} = (40 - 2(4+1.6) - 3 \times 2.5) / 2 = 10.65 \text{ ซม. (4.26d}_b\text{)}$$

เนื่องจากระยะหุ้มมากกว่า d_b และระยะห่างเหล็กเส้นมากกว่า $2d_b$ และเหล็กเส้น DB25 ดังนั้น เป็นกรณี **(A-2)**

2. คำนวณความยาวฝังยึด สำหรับเหล็กบน $\alpha = 1.3$

$$l_d = \frac{0.19f_y \alpha \beta \lambda}{\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{0.19(4,000)(1.3)(1.3)(1.0)}{\sqrt{240}} (2.5) = 159.4 \text{ ซม.}$$

$$\text{หรือเปิดตารางที่ ก.4 จะได้ } l_d = 1.3 \times 123 = 159.9 \text{ ซม.}$$

ดังนั้นใช้ความยาวฝังยึดเข้าไปในผนัง **1.60 เมตร**

3. **คำนวณความยาวฝังยึดโดยใช้สูตรอย่างละเอียด**
$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{0.28 f_y \alpha \beta \gamma \lambda}{\sqrt{f'_c} [(c + K_{tr}) / d_b]}$$

c คือค่าที่น้อยกว่าระหว่าง :

(ก) ระยะจากศูนย์กลางเหล็กเสริมถึงผิวคอนกรีตที่ใกล้ที่สุด

$$\text{ระยะหุ้มด้านข้าง} = 4 + 1.6 + 2.5/2 = 6.85 \text{ ซม.}$$

(ข) ครึ่งหนึ่งของระยะห่างระหว่างเหล็กเสริม

$$= 0.5 \left(\frac{40 - 2 \times 6.85}{2} \right) = 6.58 \text{ ซม.} \leftarrow \text{ควบคุม} \quad \mathbf{c = 6.58 \text{ ซม.}}$$

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{105 s n} \quad \text{เมื่อ } s \text{ คือระยะห่างเหล็กเสริมทางขวางในระยะฝังยึด} = 30 \text{ ซม.}$$

A_{tr} คือพื้นที่เหล็กปลอกในระนาบตัดกว้าง

$$= \text{DB16 ทั้งสองข้าง} = 2 \times 2.01 = 4.02 \text{ ซม.}^2$$

n คือจำนวนเหล็กเส้นที่ฝังยึด = 3

ดังนั้น
$$K_{tr} = \frac{4.02 \times 4,000}{105 \times 30 \times 3} = 1.70 \text{ ซม.}$$

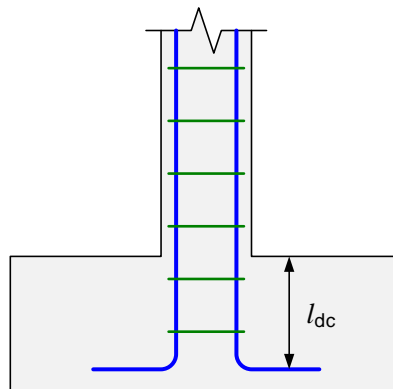
$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} = \frac{6.85 + 1.70}{2.5} = 3.35 > 2.5 \quad \mathbf{USE 2.5}$$

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{0.28 f_y \alpha \beta \gamma \lambda}{\sqrt{f'_c} [(c + K_{tr}) / d_b]} = \frac{0.28(4,000)(1.3)}{\sqrt{240}(2.5)} = 37.6$$

$$l_d = (37.6)(2.5) = 94 \text{ ซม.} < 160 \text{ ซม.} \quad \blacksquare$$

ระยะฝังสำหรับเหล็กรับแรงอัด

เหล็กเสริมอาจต้องการระยะฝังในการพัฒนากำลังอัดในหลายกรณีเช่น เหล็กเสริมในเสาที่ถ่ายน้ำหนักลงสู่ฐานรากหรือคาน หรือระยะต่อทาบเหล็กเสริมในเสา การงอปลายเหล็กไม่มีผลในการส่งผ่านแรงอัด ดังนั้นจึงไม่สามารถนำมาพิจารณาร่วมกับความยาวฝังยึด



รูปที่ 8.13 เหล็กเสริมในเสาบนฐานรากต้องการระยะฝังยึดแรงอัด

มาตรฐาน ว.ส.ท. ได้กำหนดระยะฝั่งสำหรับเหล็กเสริมรับแรงอัดพื้นฐาน l_{db} มีค่าเท่ากับ

$$l_{db} = 0.075 d_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (8.20)$$

ซึ่งมีค่าประมาณสองในสามของระยะฝั่งน้อยสุด (Min l_d) ของเหล็กดึง เพื่อป้องกันการวิบัติแบบดึงออก l_{db} ต้องไม่น้อยกว่า

$$l_{db} \geq 0.0043 d_b f_y \quad (8.21)$$

ซึ่งหมายความว่าสามารถใช้ f'_c ได้ถึงค่าประมาณ 300 กก./ซม.² เท่านั้น ดังนั้นความยาว l_{db} จะใช้ค่าที่มากกว่าของสมการ (8.20) และ (8.21)

ระยะฝั่งรับแรงอัด l_{dc} มีค่าเท่ากับระยะฝั่งพื้นฐาน l_{db} คูณด้วยตัวคูณปรับแก้ดังนี้

1. การเสริมเหล็กเกินความต้องการ: $\lambda_s = A_s \text{ ที่ต้องการ} / A_s \text{ ที่จัดเตรียม}$
2. การโอบรัดด้วยเหล็กปลอก: $\lambda_{s1} = 0.75$

ซึ่งจะทำให้ความยาวลดลง การโอบรัดด้วยเหล็กปลอกซึ่งมีเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กไม่น้อยกว่า DB12(ปลอกเดี่ยว) หรือ RB6(ปลอกเกลียว)และมีระยะห่างไม่เกิน 10 ซม. หลังการปรับแก้ทั้งหมด l_{dc} ต้องไม่น้อยกว่า 20 ซม.

ระยะฝั่งสำหรับเหล็กเสริมที่มีดรวมกัน

เมื่อมีช่องว่างในการวางเหล็กจำกัดและต้องการพื้นที่เหล็กเสริมมาก ก็อาจใช้การมัดเหล็กเสริมที่ขนานกันรวมกันเป็นกำ(Bundled bars) โดยจะมัดรวมกันได้ไม่เกินสี่เส้นโดยที่จะเรียงกันไม่เกินสองเส้นในแต่ละแนวและต้องถูกห่อหุ้มด้วยปลอกปิด ตัวอย่างของการมัดเหล็กจะเป็นดังแสดงในรูปที่ 8.14



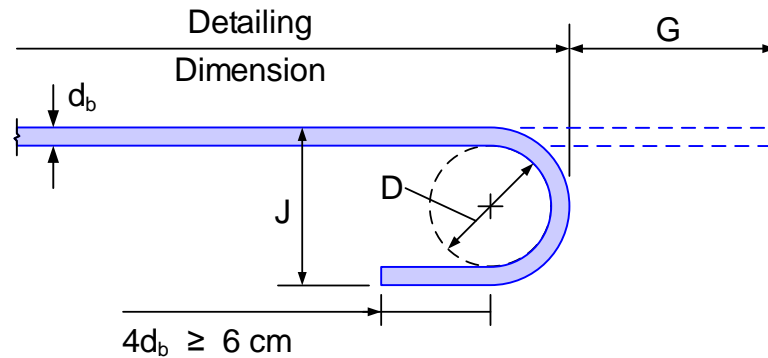
รูปที่ 8.14 รูปแบบการมัดเหล็กเสริมรวมกันเป็นกำ

ในองค์อาคารรับแรงดัดการหยุดเหล็กแต่ละเส้นในมัดบนช่วงคานจะต้องกระทำที่ตำแหน่งต่างกันอย่างน้อย 40 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเส้น เพื่อที่จะใช้ข้อกำหนดของระยะห่างและระยะหุ้มน้อยที่สุดซึ่งจะขึ้นกับขนาดของเหล็กเส้น เหล็กทั้งมัดจะถูกคิดเสมือนเป็นเหล็กเส้นเดี่ยวที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเทียบเท่ามาจากพื้นที่รวมของทุกเส้นในมัด

เมื่อพิจารณาระยะฝั่งที่ต้องการของเหล็กมัดละสามและสี่เส้นพบว่าระยะฝั่งจะลดลง 16.67 และ 25% ตามลำดับเทียบกับการคิดพื้นที่สัมผัสดัง ACI ยังได้กำหนดให้ระยะฝั่งอาจจะคิดจากขนาดเหล็กแต่ละเส้นในมัด โดยจะต้องเพิ่มความยาวขึ้นอีก 20% สำหรับมัดละสามเส้น และ 33% สำหรับมัดละสี่เส้น สำหรับการพิจารณาตัวคูณปรับแก้ทั้งหมดที่ต้องการให้คิดจากขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเทียบเท่า

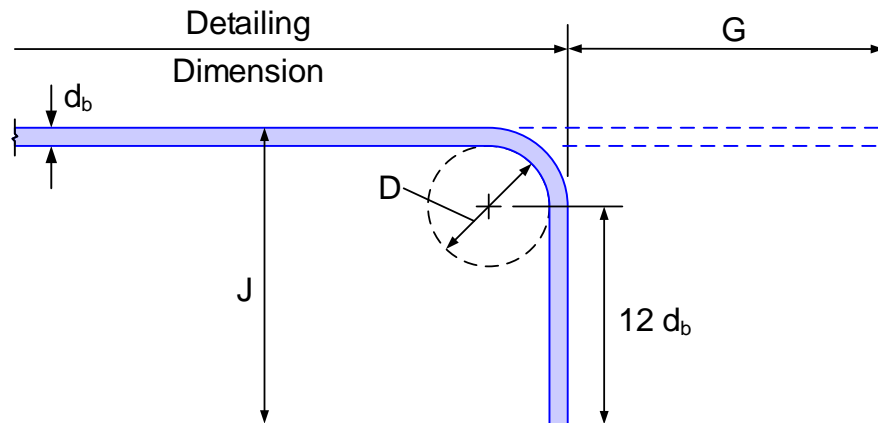
การงอที่ปลายเหล็กเสริมคอนกรีตทำเพื่อเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กและคอนกรีตเมื่อมีความยาวฝังยึดของเหล็กเสริมตามแนวเส้นตรงไม่เพียงพอ ตามมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีกำลัง ของ ว.ส.ท. 1008-38 หัวข้อ 3401 กำหนดการงอมาตรฐานดังนี้

งอ (180° Hook) ส่วนที่ตัดเป็นครึ่งวงกลมและมีส่วนปลายยื่นต่อออกไปอีกอย่างน้อย 4 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเส้นนั้น แต่ระยะนี้ต้องไม่น้อยกว่า 6 ซม.



รูปที่ 8.15 การงอมาตรฐาน 180°

งอฉาก (90° Hook) ส่วนที่ตัดเป็นมุมฉากและมีส่วนปลายยื่นต่อออกไปอีกอย่างน้อย 12 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเส้นนั้น



รูปที่ 8.16 การงอฉากมาตรฐาน 90°

เส้นผ่าศูนย์กลางเล็กที่สุดของการตัด (D) เส้นผ่าศูนย์กลางของวงโค้งที่ตัดของเหล็กเส้นมัดที่ด้านใน ต้องไม่น้อยกว่าค่าในตารางที่ 1.11 ทั้งนี้ยกเว้นเหล็กลูกตั้งและเหล็กปลอกที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางตั้งแต่ 6 มม. ถึง 16 มม. ให้มีเส้นผ่าศูนย์กลางภายในของวงโค้งที่ตัดไม่น้อยกว่า 4 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กนั้น

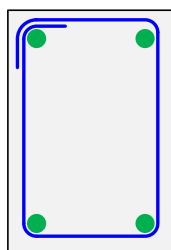
ตารางที่ 8.2 ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางที่เล็กที่สุดของวงโค้งที่ตัด

ขนาดของเหล็กเส้น (db)	ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางที่เล็กที่สุด (D)
6 มม. ถึง 25 มม.	6 db
28 มม. ถึง 36 มม.	8 db
44 มม. ถึง 57 มม.	10 db

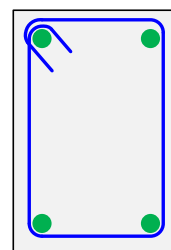
ตารางที่ 8.3 ขนาดในการตัดงอขอแนะนำสำหรับเหล็กเส้นขนาดต่างๆ

ขนาดของเหล็กเส้น	D (ซม.)	ของอ 180°		ของอ 90°	
		G (ซม.)	J (ซม.)	G (ซม.)	J (ซม.)
RB9	5.5	11	7.3	12	15
DB10	6.0	12	8.0	12	16
DB12	7.5	13	9.9	16	20
DB16	10.0	16	13.2	21	26
DB20	12.0	19	16.0	26	32
DB25	15.0	24	20.0	32	40
DB28	22.5	33	28.1	38	48
DB32	25.5	37	31.9	43	55

เหล็กถูกตั้ง และ เหล็กปลอกเดี่ยว ดัดรัดรอบเหล็กนอนในคาน โดยมีการตัดเป็นมุมฉากหรือมุม 135 องศา และปล่อยปลายตั้งในรูปที่ 8.17



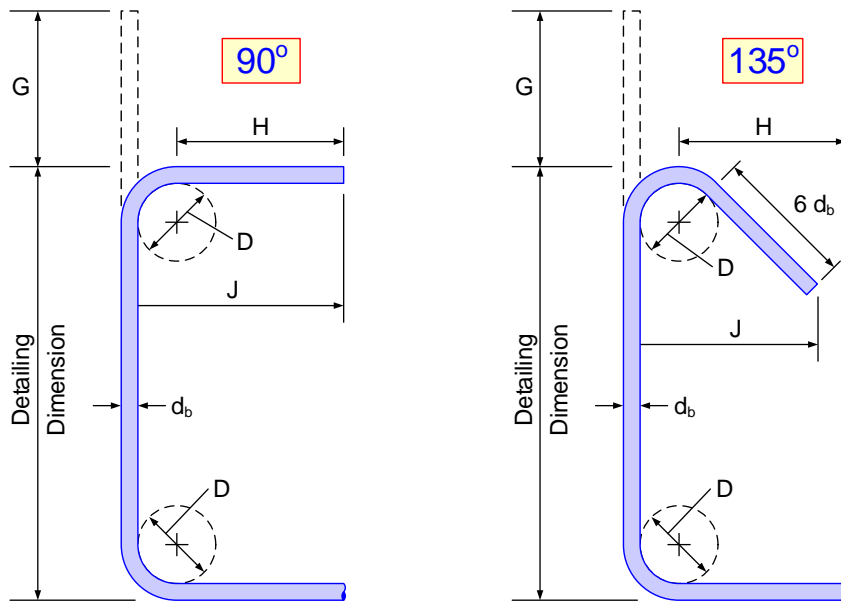
90° Hook



135° Hook

รูปที่ 8.17 การงอขอส่วนปลายยื่นของเหล็กปลอก

- ▶ ส่วนที่ตัดเป็นมุมฉาก สำหรับเหล็ก \varnothing 6 มม. ถึง 16 มม. ต้องมีส่วนปลายยื่นต่อออกไปอีกอย่างน้อย 6 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง
- ▶ ส่วนที่ตัดเป็นมุมฉาก สำหรับเหล็ก \varnothing 20 มม. ถึง 25 มม. ต้องมีส่วนปลายยื่นต่อออกไปอีกอย่างน้อย 12 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง
- ▶ ส่วนที่ตัดเป็นมุม 135° ต้องมีส่วนปลายยื่นต่อออกไปอีกอย่างน้อย 6 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง



รูปที่ 8.18 ระยะส่วนปลายยื่นน้อยที่สุดของเหล็กปลอก

ตารางที่ 8.4 ขนาดในการตัดงอขอแนะนำสำหรับเหล็กปลอกขนาดต่างๆ

ขนาดของเหล็กเส้น	D (ซม.)	ของอ 90°		ของอ 135°	
		G (ซม.)	J (ซม.)	G (ซม.)	J (ซม.)
RB6	2.5	4	6	5	4.5
RB9	3.5	6	8	7	6.5
DB10	4.0	7	9	8	7.5
DB12	5.0	8	11	10	9.0
DB16	6.5	10	15	13	12.0
DB20	12.0	26	32	18	17.0
DB25	15.0	32	40	23	21.0

ระยะฝังของเหล็กรับแรงดึงที่ตัดปลายเป็นของมาตรฐาน

เมื่อการฝังเหล็กตรงมีระยะไม่พอหรือต้องการกำลังของเหล็กในระยะสั้นที่สุด ก็อาจถูกใช้การงอ โดย ACI ได้กำหนดขนาดของการงอมาตรฐาน การทำของงอจะถือว่าไม่ช่วยเพิ่มประสิทธิภาพในเหล็กเสริมรับแรงอัด

มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดให้ความยาวฝังยึด l_{dh} สำหรับเหล็กข้ออ้อยรับแรงดึงที่มีปลายเป็นของมาตรฐาน มีค่าเท่ากับผลคูณของความยาวฝังยึดพื้นฐาน l_{hb} กับตัวคูณปรับแก้

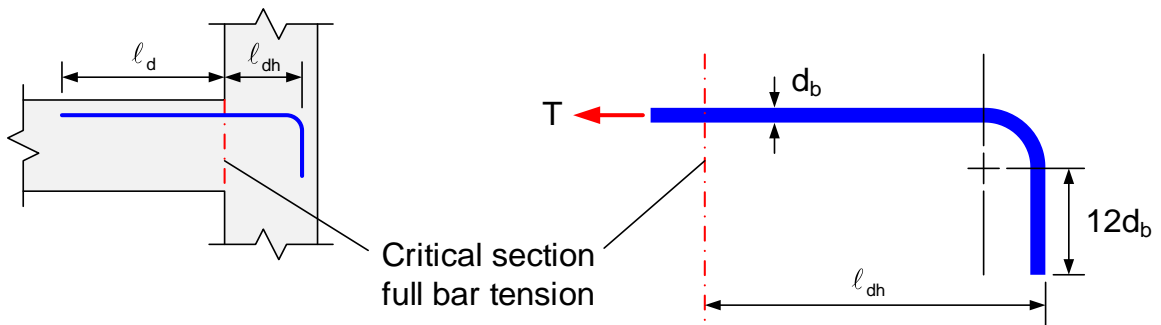
$$l_{hb} = \frac{320 d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (8.22)$$

สำหรับ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.² จากนั้นนำไปคูณกับตัวคูณปรับแก้ในตารางที่ 8.5 จะได้ระยะฝังยึด l_{dh} ซึ่งจะต้องมีค่าไม่น้อยกว่า $8d_b$ และ 15 ซม.

ตารางที่ 8.5 ตัวคูณปรับแก้ระยะฝังยึดของอามาตรฐาน

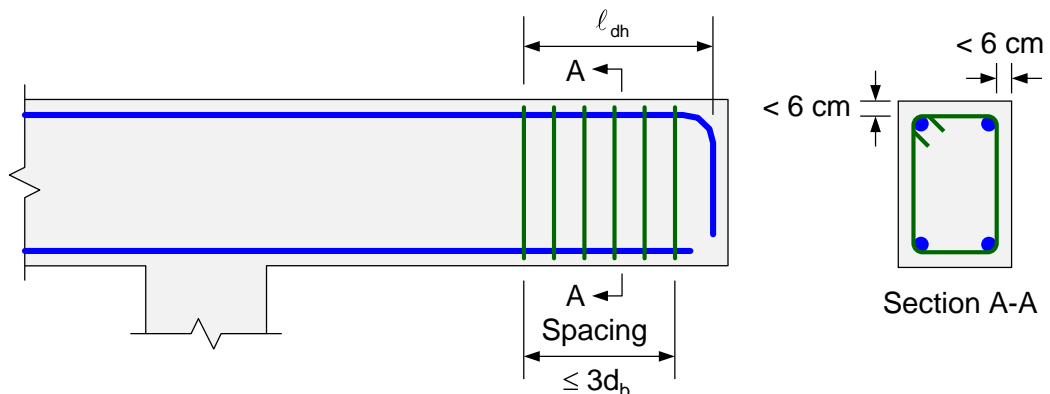
สภาวะ	ตัวคูณ
1) หน่วยแรงคราก ไม่เท่ากับ 4,000 ก.ก./ชม. ²	$f_y / 4,000$
2) ระยะหุ้มคอนกรีต ขอ 180° ขนาดไม่เกิน DB36 มีระยะหุ้มด้านข้าง ≥ 6 ซม. ขอ 90° ใช้เหมือนขอ 180° + ระยะหุ้มส่วนต่อจากขอ ≥ 5 ซม.	0.7
3) เหล็กปลอก ห่างกันไม่เกิน $3d_b$ ในช่วงระยะฝัง	0.8
4) เหล็กเสริมเกิน	$\frac{\text{Required } A_s}{\text{Provided } A_s} \leq 1.0$
5) คอนกรีตมวลรวมเบา	1.3

ความยาวฝังยึด l_{dh} จะวัดจากตำแหน่งที่ต้องการกำลังคลากถึงผิวนอกสุดของของออดังแสดง
ในรูปที่ 8.19



รูปที่ 8.19 การวัดระยะฝังยึด l_{dh}

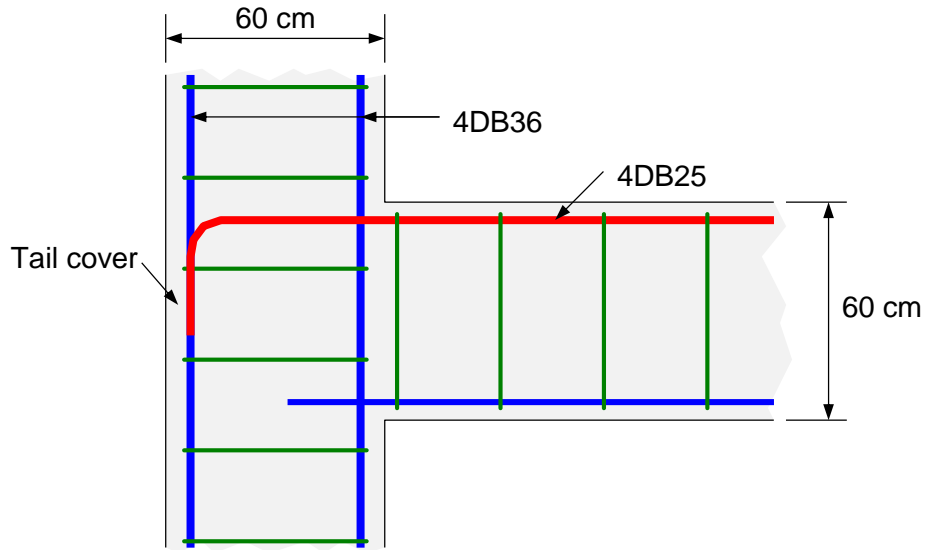
เหล็กของอส่วนใหญ่จะถูกเสียบเข้าไปในจุดต่อซึ่งมักจะมืองค์อาคารอื่นมาต่อทางด้านข้างทำให้มีการโอบรัดด้านข้าง นอกจากนั้นก็ยังมีการโอบรัดในแนวตั้งโดยแรงในเสา เมื่อไม่มีการโอบรัดเช่นที่ปลายไม่ต่อเนื่องของคานยื่นดังแสดงในรูปที่ 8.20 จะต้องมีระยะหุ้มปลายของออย่างน้อย 6 ซม. หรือส่วนของอต้องถูกรัดรอบด้วยเหล็กปลอกตลอดระยะฝัง l_{dh}



รูปที่ 8.20 ข้อกำหนดพิเศษสำหรับของอมาตรฐานที่ปลายไม่ต่อเนื่อง

ตัวอย่างที่ 8.3 ปลายเหล็กเสริมงอขอยึดเข้าไปในเสา

ปลายคานต่อเนื่องขนาด 40 ซม.× 60 ซม. ยึดติดกับเสาขนาด 60 ซม.× 60 ซม. หน้าตัดเสาใช้เหล็ก ยี่น 4DB36 ส่วนปลายคานที่มอดอใช้เหล็กบนรับโมเมนต์ลบ 4DB25 คอนกรีตที่ใช้มี $f'_c = 240$ ก.ก./ซม.² เหล็กเสริมมีกำลัง $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²



รูปที่ 8.21 จุดต่อคานเสาในตัวอย่างที่ 8.3

วิธีทำ

1. **คำนวณระยะฝังยึดของเหล็กเสริมในคาน** ในกรณีที่เหล็ก DB25 ยื่นตรงเข้าไปในเสา ก็จะถูก โอบรัดโดยเหล็กยี่นในเสาไม่ใช่เหล็กปลอกเสา ดังนั้นจึงจัดเป็นกรณีอื่นในตารางที่ 8.1 หรือใช้สมการ ที่ (8.14) เนื่องจากเหล็กในเสาจะช่วยโอบรัดอย่างมาก

$$l_d = \frac{0.28f_y}{\sqrt{f'_c}} \left(\frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c+K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b$$

- เมื่อ $\alpha = 1.3$ (เหล็กบน)
 $\beta = 1.0$ (ไม่เคลือบผิว)
 $\gamma = 1.0$ (เหล็ก DB25)
 $\lambda = 1.0$ (คอนกรีตน้ำหนักปกติ)
 $c =$ ค่าที่น้อยกว่าของ

(ก) ระยะจากศูนย์กลางเหล็กเสริมถูกขอบคอนกรีตด้านที่ใกล้ที่สุด :

$$\text{ระยะหุ้มคอนกรีต} = 4 + 1 + 2.5/2 = 6.25 \text{ ซม.}$$

(ข) ครึ่งหนึ่งของระยะห่างระหว่าง c-c ของเหล็กเสริม :

$$\text{ครึ่งหนึ่งของระยะห่างเหล็กเสริม} = (0.5)(40 - 2(6.25))/3 = 4.58 \text{ ซม.}$$

ดังนั้น $c = 4.58$ ซม.

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{105sn}$$

A_{tr} = เหล็กเสริมในเสาที่ตัดผ่านระนาบการแตกร้าว

$$= 2 \text{ เส้น DB36} = 2 \times 10.18 = 20.36 \text{ ซม.}^2$$

s = ระยะห่างเหล็กเสริมทางขวาง = $60 - 2(4 + 1 + 3.6/2) = 46.4$ ซม.

$$K_{tr} = \frac{20.36 \times 4,000}{105 \times 46.4 \times 4} = 4.18 \text{ ซม.}$$

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} = \frac{4.58 + 4.18}{2.5} = 3.50 > 2.5 \quad \text{ดังนั้นใช้ } 2.5$$

$$l_d = \frac{0.28 \times 4,000}{\sqrt{240}} \frac{1.3 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0}{2.5} \times 2.5 = 94.0 \text{ ซม.}$$

ระยะฝังยึดที่ต้องการ 94 ซม. มากกว่าความกว้างเสา ต้องงอขอเพื่อให้มีแรงยึดเหนี่ยวเพียงพอ

2. **คำนวณระยะฝังยึดงอขอของเหล็กเสริมในคาน** ระยะฝังยึดงอขอพื้นฐานคือ

$$l_{hb} = \frac{320}{\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{320}{\sqrt{240}} \times 2.5 = 51.6 \text{ ซม.}$$

ตัวคูณปรับแก้ตามตารางที่ 8.5 ข้อ 2)

ระยะหุ้มคอนกรีต = $4 + 1 + 2.5/2 = 6.25$ ซม. > 6.0 ซม. ใช้ตัวคูณ 0.7

$$l_{dh} = 0.7 \times 51.3 = 35.9 \text{ ซม.}$$

ระยะฝังยึดงอขอที่มีคือ $60 - 6.25 = 53.75$ ซม. มากกว่าที่ต้องการ 35.9 ซม. OK

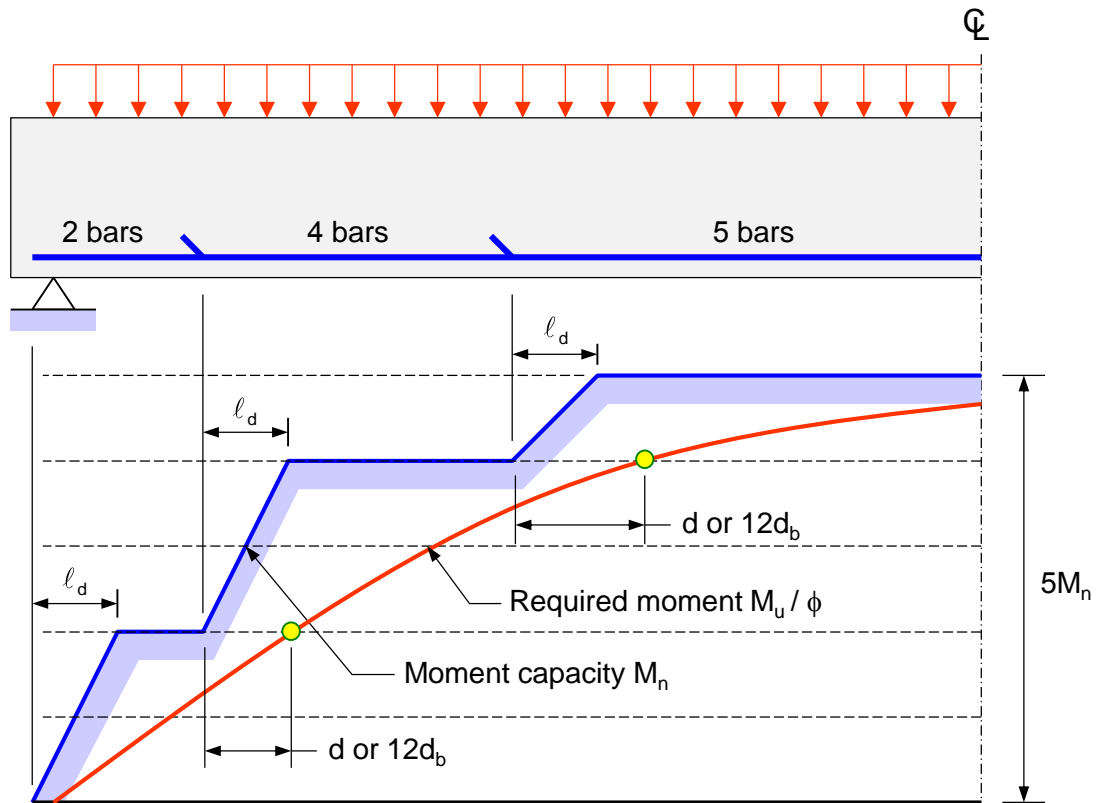
ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ต้านทานกับการหยุดเหล็กเสริม

ความสามารถในการรับโมเมนต์ของคานสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่หน้าตัดใดๆ สามารถเขียนได้เป็น

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (8.23)$$

ซึ่งในสมการนี้สมมติให้เหล็กเสริมซึ่งมีหน้าตัด A_s ถูกฝังในเนื้อคอนกรีตอย่างเพียงพอในแต่ละทิศทางเป็นระยะยึดรั้ง l_d จากหน้าตัดซึ่ง M_n ถูกคำนวณขณะเหล็กเสริมมีหน่วยแรงถึง f_y

คานในรูปที่ 8.22 มีการหยุดเหล็กที่ระยะต่างกันเนื่องจากโมเมนต์ดัดที่ต้องการมีค่ามากที่สุด ณ กลางช่วงคานและลดลงที่จุดรองรับ สมมติว่าที่หน้าตัดกลางช่วงคาน ซึ่งกำลังต้านทานโมเมนต์มากที่สุดมีเหล็กเสริมอยู่ 5 เส้นโดยแต่ละเส้นจะให้กำลังประมาณหนึ่งในห้าของทั้งหมด เมื่อโมเมนต์ดัดลดลงจึงมีการหยุดเหล็กเหลือ 4 เส้นและต่อมาเหลือ 2 เส้นทำให้กำลังดัดของหน้าตัดลดลงเหลือสี่ในห้าและสองในห้าตามลำดับ



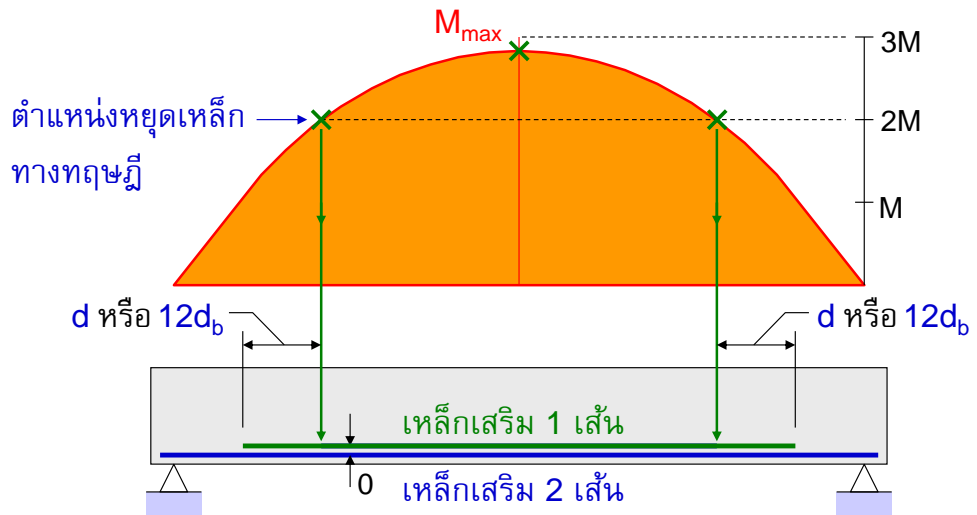
รูปที่ 8.22 แผนภูมิแสดงการหยุดเหล็กตามกำลังรับโมเมนต์ดัด

เนื่องจากแรงดัดที่ปลายเหล็กเส้นที่ถูกหยุดมีค่าเป็นศูนย์ ดังนั้นจึงต้องให้ระยะฝังยึด l_d เพื่อพัฒนาแรงดัดและกำลังโมเมนต์ขึ้นมา แผนภูมิกำลังโมเมนต์จึงมีลักษณะเหมือนขั้นบันไดเอียงที่มีระยะโยในแนวราบเท่ากับ l_d เพื่อให้มีกำลังโมเมนต์ดัดเพียงพอตลอดทั้งช่วงคานแผนภูมิกำลังจะต้องครอบคลุมหรือมีค่ามากกว่าแผนภูมิความต้องการโมเมนต์ M_u/ϕ อย่งไรก็ตาม ACI ยังกำหนดให้ใช้ระยะจากจุดที่ต้องการกำลังจนถึงจุดหยุดเหล็กไม่น้อยกว่าความลึก d หรือ 12 เท่า เส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริม

ระยะฝังเหล็กเสริมในคานช่วงเดียว

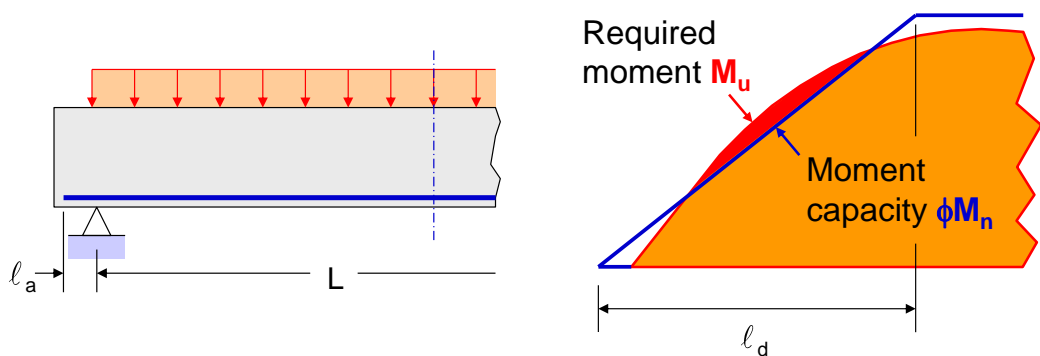
ในคานช่วงเดียรรับน้ำหนักบรรทุกทุกแผ่นที่ตลอดทั้งช่วงคานมีแผนภูมิโมเมนต์ดัดดังแสดงในรูปที่ 8.23 สมมุติว่าที่กลางช่วงคานมีโมเมนต์มากที่สุด M_{max} เมื่อออกแบบเหล็กเสริมจะได้กำลังมากกว่าเล็กน้อยสมมุติว่าเท่ากับ $3M$ จะกลางช่วงคานโมเมนต์จะลดลง ถ้าเราต้องการลดเหล็กเสริมลง $1/3$ คือลากเส้นที่ระดับความสูง $2M$ มาตัดโมเมนต์ไดอแกรมจะได้จุดที่หยุดเหล็กทางทฤษฎี (Theoretical cut points)

ในการฝังเหล็กเสริมรับแรงดัด ต้องยื่นเหล็กเลยจุดที่ไม่ต้องรับแรงไปเป็นระยะ d หรือ $12 d_b$ โดยใช้ค่าที่มากกว่า ยกเว้นที่จุดรองรับคานช่วงเดียวและปลายอิสระของคานยื่น

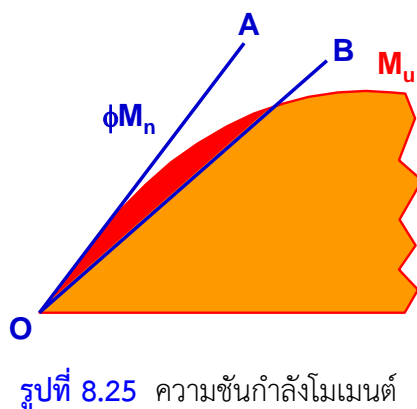


รูปที่ 8.23 การหยุดเหล็กในคานช่วงเดียว

ที่จุดรองรับของคานช่วงเดียวเป็นดังแสดงในรูปที่ 8.24 โดยที่ l_d คือระยะเหล็กเสริมที่ยื่นเลยจุดรองรับ กำลังรับโมเมนต์จะเริ่มต้นที่ปลายเหล็กเสริมซึ่งมีแรงดึงเท่ากับศูนย์ และเพิ่มขึ้นเป็นเส้นตรงจนมีกำลังเต็มๆเมื่อถึงระยะ l_d ซึ่งถ้ามีระยะมากเกินไป อาจจะมีช่วงที่ความต้องการโมเมนต์มากเกินไปกำลังโมเมนต์ อาจทำให้เกิดการวิบัติเฉพาะที่จากแรงยึดเหนี่ยว (Local bond failure)



รูปที่ 8.24 การพัฒนากำลังโมเมนต์ที่ปลายคานช่วงเดียว



รูปที่ 8.25 ความชันกำลังโมเมนต์

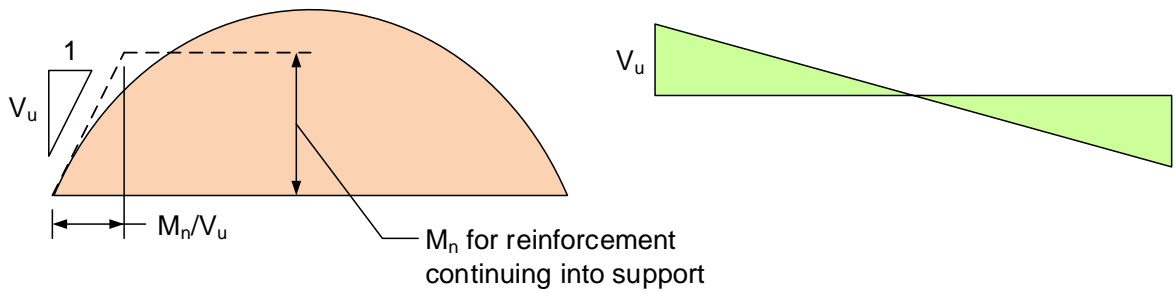
ดังนั้นต้องทำให้ความชันของเส้นกราฟกำลังโมเมนต์ไม่น้อยกว่าเส้นสัมผัส OA ดังแสดงในรูปที่ 8.25

$$\text{ความชันของกำลังโมเมนต์} = \frac{\phi M_n}{l_d}$$

$$\text{ความชันของความต้อการโมเมนต์} \frac{dM_u}{dx} = V_u$$

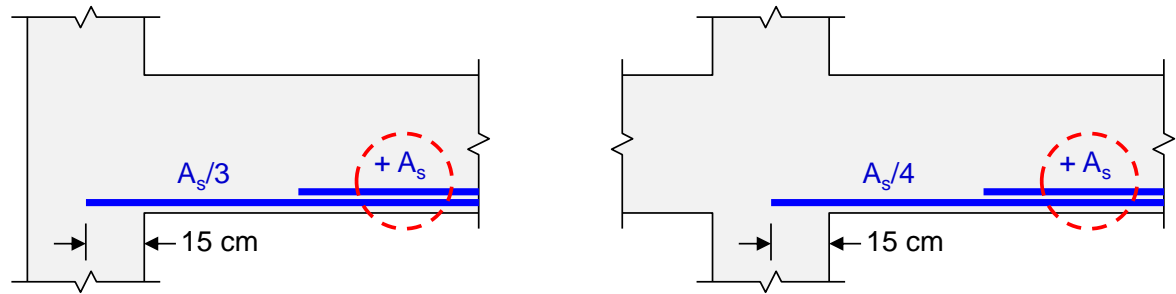
$$\text{ดังนั้นความชันน้อยที่สุดคือ} \frac{\phi M_n}{l_d} = V_u$$

$$\text{ดังนั้นความยาวฝังยึดมากที่สุดที่ยอมให้คือ} \quad l_d = \frac{\phi M_n}{V_u}$$



รูปที่ 8.26 ความยาวฝังยึดของเหล็กเสริมยื่นเข้าไปยังจุดรองรับ

มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดให้ทำการฝังยึดเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวก โดยต้องยื่นเหล็กอย่างน้อย 1/3 ของเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวกในคานช่วงเดียว และอย่างน้อย 1/4 ของเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวกในคานต่อเนื่อง และจะต้องยื่นเข้าไปในผิวของจุดรองรับอย่างน้อย 15 ซม. โดยไม่ตัดงอ



รูปที่ 8.27 ความยาวฝังยึดของเหล็กเสริมยื่นเข้าไปยังจุดรองรับ

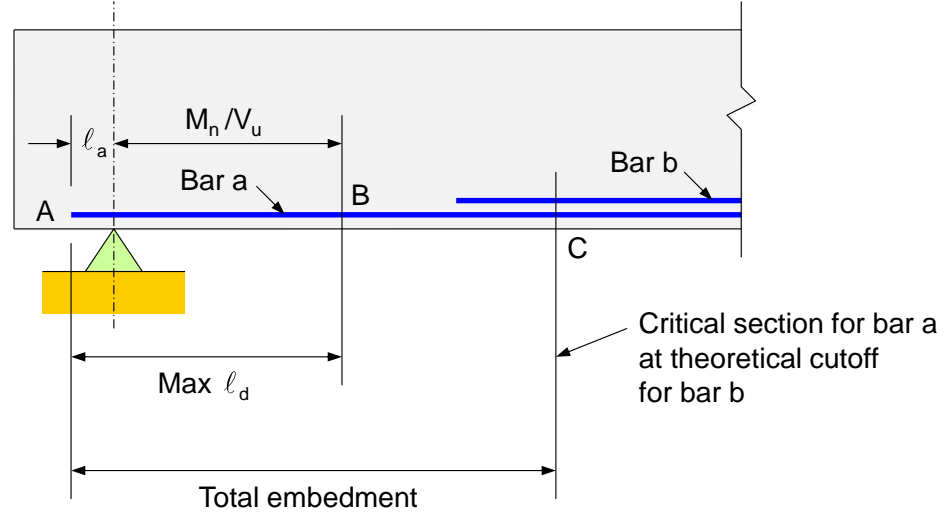
ที่จุดรองรับของคานช่วงเดียวที่ไม่มีการบิดโดยแรงปฏิกิริยาดังในรูปที่ 8.28 เหล็กเสริมรับโมเมนต์บวกที่ใช้จะต้องไม่ทำให้ระยะฝังมีค่าเกิน

$$l_d \leq \frac{M_n}{V_u} + l_a \tag{8.24}$$

เมื่อ M_n = กำลังรับโมเมนต์เมื่อเหล็กเสริมทุกเส้นมีหน่วยแรงถึง f_y

V_u = แรงเฉือนประลัย ณ. หน้าตัดที่พิจารณา

ปลายคาน l_a = ระยะฝังยึดเพิ่มเติมที่จุดรองรับ



รูปที่ 8.28 การหยุดเหล็กที่ปลายคานช่วงเดียว

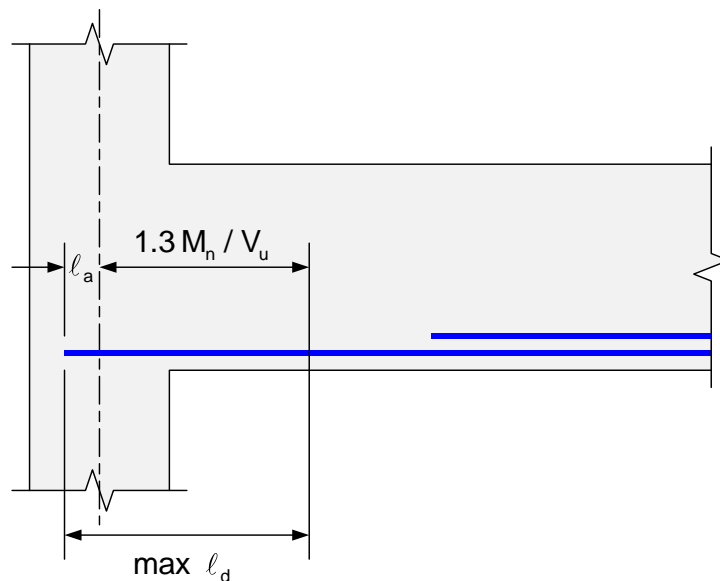
สมการที่ (8.24) เป็นข้อกำหนดในการออกแบบหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจากการตัดในบริเวณที่แรงเฉือนมีค่ามากและโมเมนต์ดัดมีค่าน้อยเพื่อป้องกันการแตกร้าวแบบแยกตัว (Splitting) ซึ่งมักเกิดขึ้นกับคานช่วงที่มีระยะช่วงสั้นและรับน้ำหนักบรรทุกมากมาย ดังนั้นจะต้องเลือกขนาดเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวกที่ทำให้ความยาว AC ถึงหน้าตัดวิกฤตในรูปที่ 8.28 ยาวกว่าความยาว AB

อย่างไรก็ตามที่ปลายคานช่วงเดียวยังจะมีแรงอัดในแนวตั้งจากเสามาช่วยโอบรัด ค่า M_n/V_u ในสมการ (8.24) จะเพิ่มขึ้นอีก 30% ดังนั้นมาตรฐาน ACI จึงกำหนดว่า

$$l_d \leq 1.3 \frac{M_n}{V_u} + l_a \quad (8.25)$$

ตัวอย่างที่ 8.3 ระยะฝังยึดที่ปลายคานช่วงเดียว: จงตรวจสอบระยะฝังยึดของเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวกที่ยื่นเข้าไปถึงเสาที่รองรับ (ก) DB20 และ (ข) DB28

กำหนด: $s =$ ช่องว่างระหว่างเหล็กเสริม $= 3d_b$ $V_u = 42$ ตัน
 $M_n = 25$ ตัน-เมตร $f'_c = 280$ ก.ก./ซม.²
 $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.² $l_a = 10$ ซม.



รูปที่ 8.29 ระยะฝังยึดที่ปลายคานช่วงเดียวในตัวอย่างที่ 8.3

วิธีทำ พารามิเตอร์ $\alpha = \beta = \lambda = 1.0$

(ก) DB20 : จากตารางที่ ก.4 จะได้ค่า $l_d = 72$ ซม.

$$1.3 \frac{M_n}{V_u} + l_a = 1.3 \frac{25 \times 10^5}{42 \times 10^3} + 10 = 87.4 \text{ ซม.} > l_d \quad \text{OK}$$

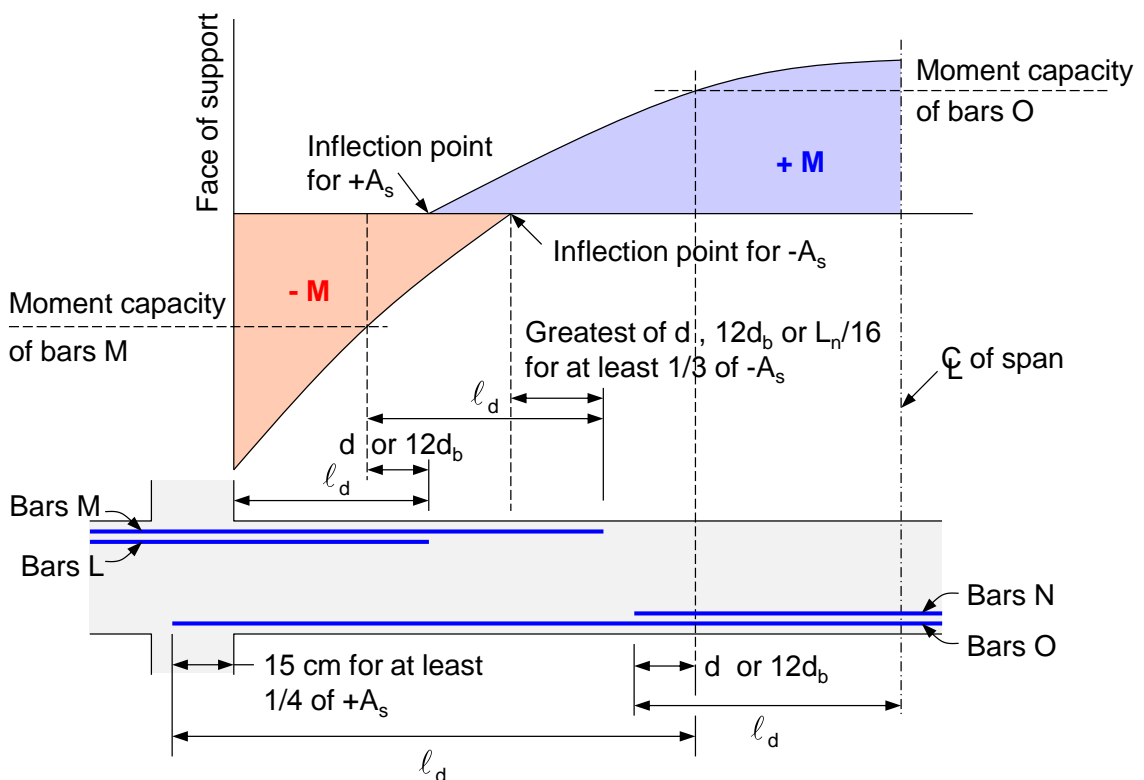
(ข) DB28 : จากตารางที่ ก.4 จะได้ค่า $l_d = 127$ ซม.

$$1.3 \frac{M_n}{V_u} + l_a = 1.3 \frac{25 \times 10^5}{42 \times 10^3} + 10 = 87.4 \text{ ซม.} < l_d \quad \text{NG}$$

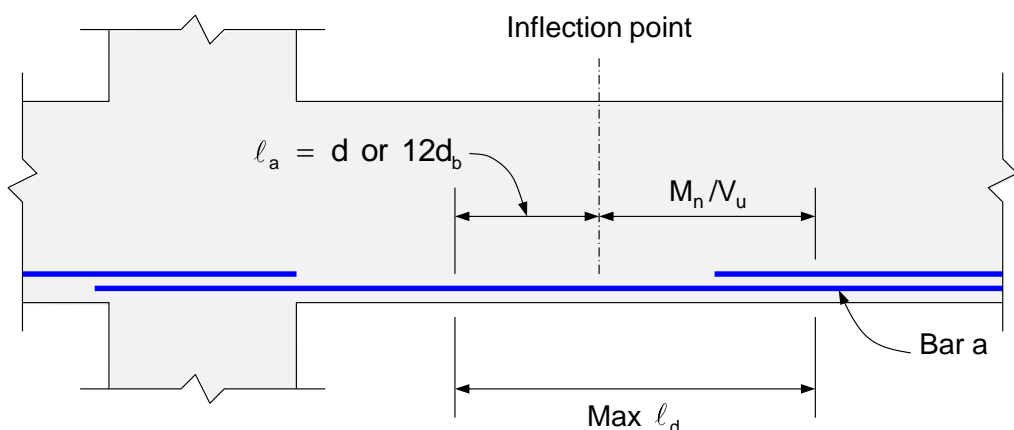
ระยะฝังเหล็กเสริมในคานต่อเนื่อง

ในคานต่อเนื่องนั้นสถานการณ์จะซับซ้อนขึ้นเนื่องจากมี **จุดดัดกลับ (Inflection point)** คือมีการเปลี่ยนทิศทางหรือเครื่องหมายของโมเมนต์ในช่วงคาน

จากรูปที่ 8.30 ในช่วงกลางคานซึ่งมีค่าโมเมนต์ดัดเป็นบวกคือทำให้คานแอ่นตัว เหล็กเสริมที่ใช้จะเป็นเหล็กกลางเพื่อรับแรงดึง จนกระทั่งถูกจุดดัดกลับที่ซึ่งโมเมนต์ดัดเปลี่ยนเป็นลบ ความต้องการใช้เหล็กกลางก็จะหมดไป แต่เพื่อให้มั่นใจว่ามีการพัฒนาแรงยึดเหนี่ยวเต็มที่จะต้องเสริมเหล็กยาวออกไปอีกเท่ากับความลึกประสิทธิภาพ d หรือ $12d_b$ ซึ่งมักใช้กับเหล็กเสริมพิเศษเช่น เหล็ก O ดังในรูป ส่วนเหล็กเสริมหลักที่มุมทั้งสี่นั้นต้องเสริมยาวตลอดช่วงคานอยู่แล้ว



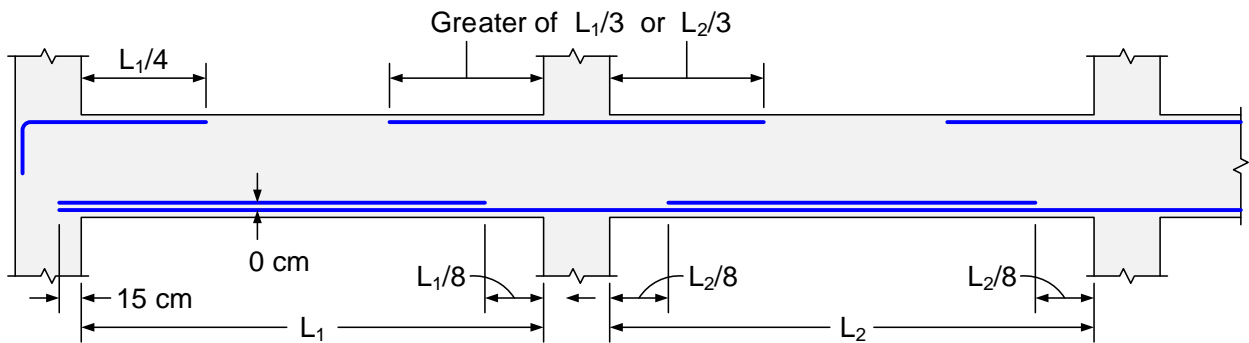
รูปที่ 8.30 ข้อกำหนดการหยุดเหล็กในคานต่อเนื่อง



รูปที่ 8.31 การหยุดเหล็กในคานต่อเนื่อง

ปริมาณเหล็กรับแรงดึงอย่างน้อยที่สุด $1/3$ ของทั้งหมดที่ใช้รับโมเมนต์ลบที่จุดรองรับจะต้องยึดเลยจุดตัดกลับเป็นระยะไม่น้อยกว่าความลึกประสิทธิภาพ d , ความยาว $12d_b$ หรือ $1/16$ เท่าของระยะช่วงคานหักความกว้างเสา โดยใช้ค่าที่มากที่สุด ดังจะเห็นได้จากเหล็ก M ในรูปที่ 8.30

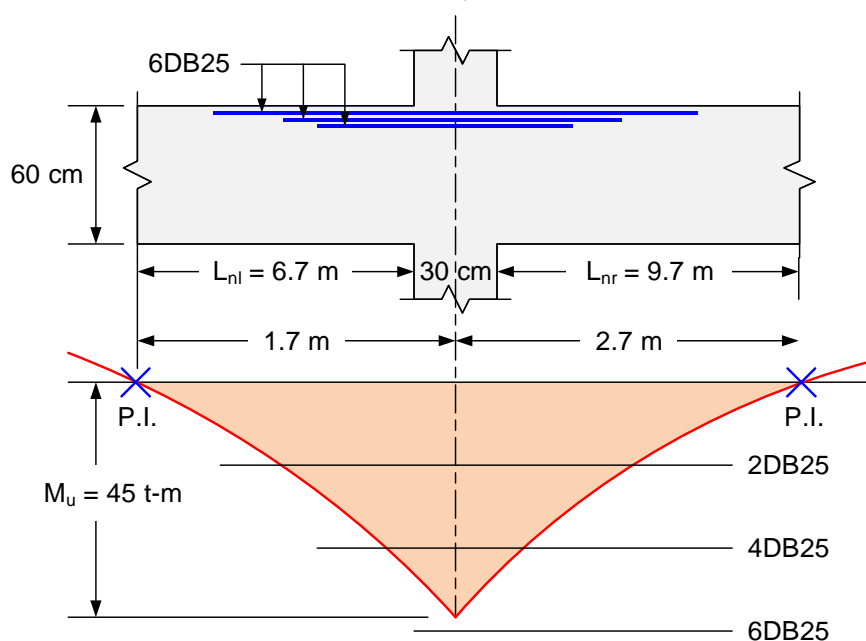
เนื่องจากการพิจารณาจุดหยุดเหล็กอาจจะค่อนข้างยากลำบากโดยเฉพาะในโครงสร้างที่ถูกรวบรวมโดยวิธีอิลาสติกโดยไม่ใช้สัมประสิทธิ์โมเมนต์ ผู้ออกแบบหลายคนจะกำหนดจุดหยุดเหล็กที่แน่นอนที่มั่นใจแล้วว่ามีความปลอดภัย สำหรับช่วงคานที่เกือบเท่ากัน รับน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอ และไม่หยุดเหล็กรับแรงดึงมากกว่าครึ่ง ตำแหน่งในรูปที่ 8.32 จะเป็นตำแหน่งที่เหมาะสม



รูปที่ 8.32 การหยุดเหล็กมาตรฐานสำหรับคานช่วงยาวใกล้เคียงกันและรับน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอ

ตัวอย่างที่ 8.4 ระยะฝังยึดที่จุดรองรับคานต่อเนื่อง: คานต่อเนื่องมีระยะช่วงไม่รวมความกว้างจุดรองรับ $L_{nr} = 9.7$ ม. และ $L_{nl} = 6.7$ ม. แผนภูมิโมเมนต์ตัดที่จุดรองรับภายในเป็นดังแสดงในรูปที่ 8.33 จงคำนวณระยะหยุดเหล็กบนรับโมเมนต์ลบ คานมีขนาด $h = 60$ ซม., $d = 52$ ซม. และ $b = 30$ ซม. โมเมนต์ลบที่จุดรองรับ $-M_u = 45$ ตัน-เมตร

กำหนด: $s =$ ช่องว่างระหว่างเหล็กเสริม $= 3d_b$, A_s ที่จัดเตรียม $= 29.45$ ซม.² (6DB25)
 A_s ที่ต้องการ $= 28.37$ ซม.² $f'_c = 280$ กก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ กก./ซม.²



รูปที่ 8.33 การหยุดเหล็กในคานต่อเนื่องในตัวอย่างที่ 8.4

วิธีทำ พารามิเตอร์ α สำหรับเหล็กบน = 1.3 และ $\beta = \lambda = 1$

เหล็กเสริม DB25 : จากตารางที่ ก.4 จะได้ค่า $l_d = 1.3 \times 114 = 148.2$ ซม.

ปรับค่าตัวคูณ $l_d = \frac{A_s \text{ required}}{A_s \text{ provided}} \times 148.2 = \frac{28.37}{29.45} \times 148.2 = 142.8$ ซม.

ใช้ $l_d = 143$ ซม. สำหรับ DB25 ทั้ง 6 เส้น

จุดหยุดเหล็ก:

อย่างน้อย 1 ใน 3 ของปริมาณเหล็ก 6DB25 คือ 2DB25

ต้องยื่นเลยจุดดัดกลับเป็นระยะที่มากที่สุดของ $L_n/16$, d , หรือ $12d_b$

$$12d_b = 12(2.5) = 30 \text{ ซม.}$$

$$d = 52 \text{ ซม.}$$

ช่วงคานด้านขวา $L_{nr} = 9.7$ เมตร:

$$L_{nr}/16 = 970/16 = 60.6 \text{ ซม.}$$

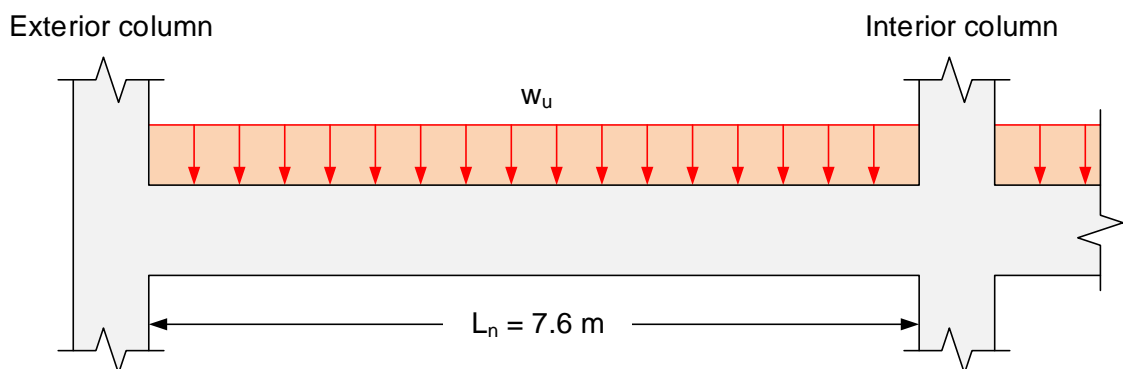
ควบคุมโดยระยะ **60.6 ซม.**

ช่วงคานด้านซ้าย $L_{nl} = 6.7$ เมตร:

$$L_{nl}/16 = 670/16 = 41.9 \text{ ซม.}$$

ควบคุมโดยระยะ **d = 52 ซม.**

ตัวอย่างที่ 8.5 จงพิจารณาระยะหยุดเหล็กในคานต่อเนื่องช่วงนอกในรูปที่ 8.34 น้ำหนักบรรทุกกึ่งประลัย $w_u = 8.0$ ตัน/เมตร กำหนด $f'_c = 280$ ก.ก./ซม.², $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.², ความกว้างคาน $b = 40$ ซม., ความลึกคาน $h = 60$ ซม. และคอนกรีตหุ้ม 4 ซม.



รูปที่ 8.34 คานต่อเนื่องช่วงนอกในตัวอย่างที่ 8.5

วิธีทำ

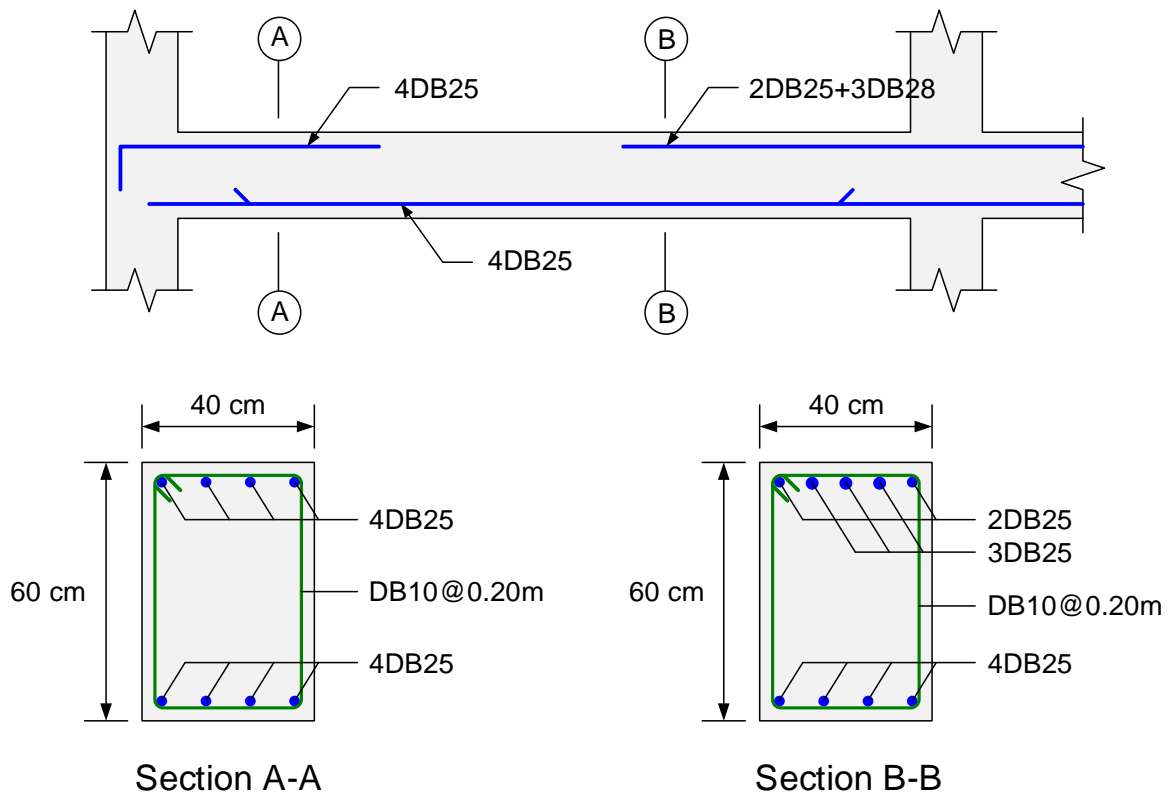
1. ออกแบบเบื้องต้นสำหรับเหล็กเสริมรับโมเมนต์และแรงเฉือน

ก. ใช้การวิเคราะห์แบบประมาณค่าโมเมนต์ดัดและแรงเฉือน

ตำแหน่ง	โมเมนต์และแรงเฉือน
Interior face of exterior support	$-M_u = w_u L_n^2 / 16 = 8 (7.6)^2 / 16 = -28.88$ ตัน-เมตร
Mid span positive	$+M_u = w_u L_n^2 / 14 = 8 (7.6)^2 / 14 = -33.01$ ตัน-เมตร
Exterior face of first interior support	$-M_u = w_u L_n^2 / 10 = 8 (7.6)^2 / 10 = -46.21$ ตัน-เมตร
Exterior face of first interior support	$V_u = 1.15 w_u L_n / 2 = 34.96$ ตัน

ข. พิจารณาเหล็กเสริมรับโมเมนต์ตัดที่ต้องการ ตามขั้นตอนในบทที่ 3 โดยใช้ระยะหุ้ม 4 ซม., เหล็กปลอก DB10, เหล็กเสริมรับโมเมนต์ตัด DB25 หรือ DB28 ความลึก $d = 60 - 4 - 1 - 2.8/2 = 53.6$ ซม.

M_u	A_s ที่ต้องการ	เหล็กเสริม	A_s ที่ใช้
-28.88 ตัน-เมตร	15.97 ซม. ²	4DB25	19.63 ซม. ²
+33.01 ตัน-เมตร	18.44 ซม. ²	4DB25	19.63 ซม. ²
-46.21 ตัน-เมตร	26.76 ซม. ²	2DB25+3DB28	28.29 ซม. ²



รูปที่ 8.35 การเสริมเหล็กในคานต่อเนื่องช่วงนอกในตัวอย่างที่ 8.5

ค. พิจารณาเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

$$V_u \text{ ที่ระยะ "d" จากผิวเสาที่รองรับ} : V_u = 34.96 - 8(0.536) = 30.67 \text{ ตัน}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{280} \times 40 \times 53.6 / 1,000 = 19.01 \text{ ตัน}$$

โดยที่ $s_{max} = d/2 = 53.6/2 = 26.8$ ซม., เหล็กปลอก DB10 ($A_v = 1.57$ ซม.²)

V_s ที่ต้องการ = $V_u / \phi - V_c = 30.67/0.85 - 19.01 = 17.07$ ตัน

s ที่ต้องการ = $A_v f_y d / V_s = 1.57 \times 4.0 \times 53.6 / 17.07 = 19.72$ ซม.

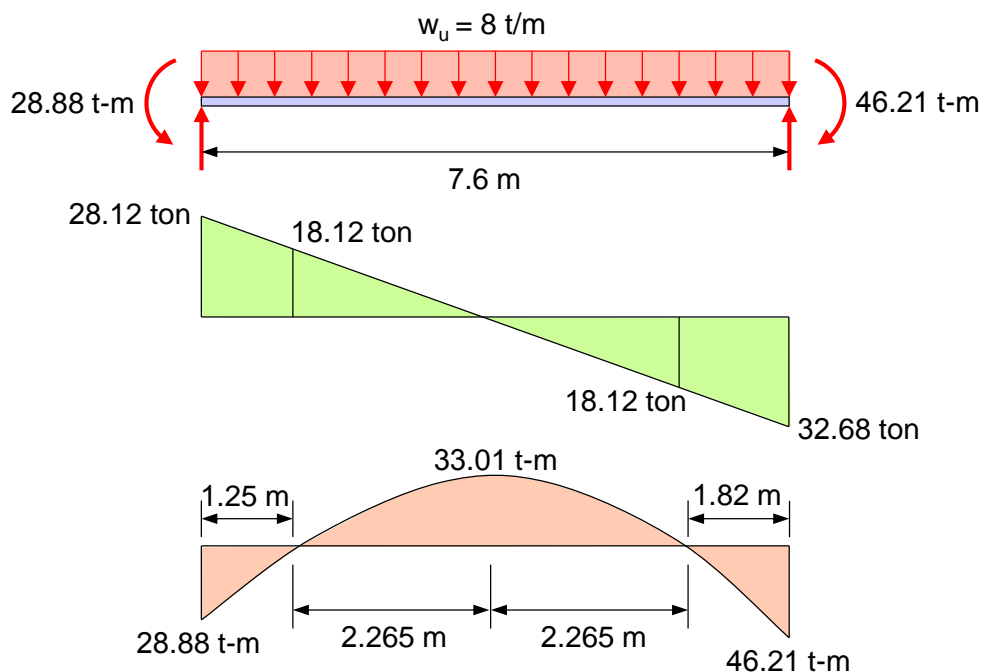
ใช้เหล็กปลอก **DB10@0.18 ม.**

2. ความยาวเหล็กเสริมล่าง

ก. จำนวนเหล็กเส้นที่ต้องยื่นเข้าไปในจตุรรองรับ

หนึ่งในสี่ของ (+ A_s) ต้องยื่นเข้าไปในที่รองรับอย่างน้อย 15 ซม. โดยที่ต้องมีเหล็กนอนที่แต่ละมุมของหน้าตัดคาน เหล็กเสริมอย่างน้อย 2 เส้นควรรยาวตลอดช่วงคานโดยใช้ 2DB25 และหยุดเหล็กเสริม 2DB25 ภายในช่วงคาน

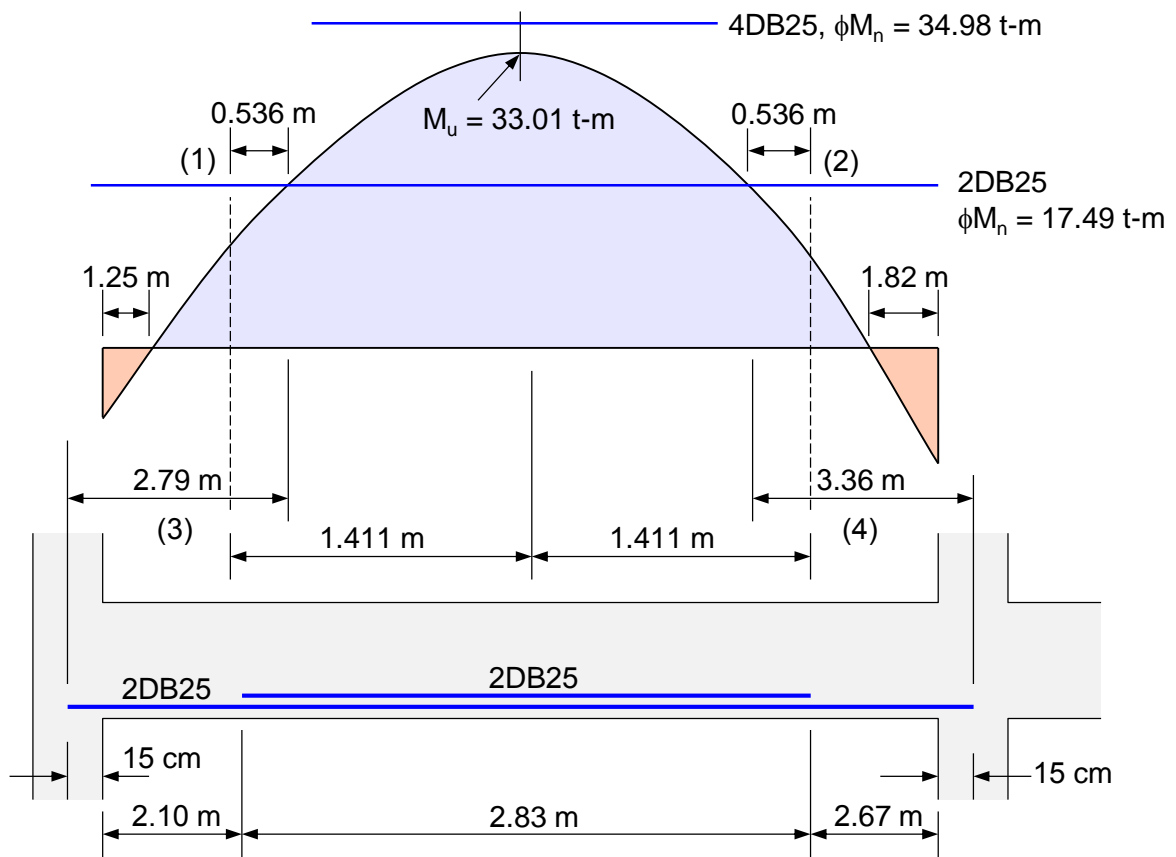
ข. พิจารณาตำแหน่งการหยุดเหล็ก 2DB25 ภายในช่วงคาน และตรวจสอบความต้องการความยาวยึดรั้งอื่นๆ โดยเขียนแผนภูมิแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดของสภาวะน้ำหนักบรรทุกทุกที่ให้ค่าโมเมนต์มากที่สุดเป็นดังในรูปข้างล่าง



รูปที่ 8.36 แผนภูมิแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดของคานต่อเนื่องช่วงนอกในตัวอย่างที่ 8.5

ส่วนโมเมนต์บวกของแผนภูมิ M_u ดังในรูปข้างล่าง พร้อมทั้งกำลังโมเมนต์ ϕM_n สำหรับ 4DB25, $\phi M_n = 34.98$ ตัน-เมตร และสำหรับ 2DB25, $\phi M_n = 17.49$ ตัน-เมตร

จากในรูป 8.37 เหล็กล่าง 2DB25 ยื่นเข้าไปในที่รองรับ 15 ซม. และอีก 2DB25 ถูกหยุดที่ 2.10 ม. และ 2.67 ม. จากจตุรรองรับภายนอกและภายในตามลำดับ ตำแหน่งหยุดเหล็กพิจารณาจากขั้นตอนดังนี้ :



รูปที่ 8.37 การหยุดเหล็กกลางในคานต่อเนื่องช่วงนอกในตัวอย่างที่ 8.5

ระยะ (1) และ (2) คือระยะที่เลยจากจุดที่ต้องการเหล็กเสริม จะใช้ค่าที่มากกว่าระหว่าง d และ $12d_b$: $d = 53.6$ ซม. $> 12d_b = 12(2.5) = 30$ ซม. ระยะ 53.6 ซม. (ควบคุม)

ระยะ (3) และ (4) คือระยะวัดจากปลายเหล็กเสริมจนถึงจุดที่ต้องการกำลังโมเมนต์ตัดเต็มที่ของเหล็ก 2DB25 ที่ยื่นเข้าที่รองรับ ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า l_d :

จากตารางที่ ก.4 สำหรับ DB25 : $l_d = 114$ ซม.

ระยะ (3) ที่มียาว 279 ซม. > 114 ซม. OK

ระยะ (4) ที่มียาว 336 ซม. > 114 ซม. OK

ตรวจสอบความยาวฝังยึด l_d สำหรับอีก 2DB25 ที่หยุดก่อนเข้าที่รองรับ

ระยะจากกลางช่วงคานคือ 141 ซม. > 114 ซม. OK

สำหรับ 2DB25 ที่ยื่นเข้าที่รองรับ ตรวจสอบระยะฝังที่ต้องการ

ณ จุดเปลี่ยนการดัด (Point of Inflection, PI) : $l_d \leq \frac{M_n}{V_u} + l_a$

สำหรับ 2DB25, $M_n = 17.49/0.9 = 19.43$ ตัน-เมตร

ณ จุด PI ข้างซ้าย, $V_u = 28.12 - 8(1.25) = 18.12$ ตัน

$l_a =$ ค่าที่มากกว่าของ $12d_b = 12(2.5) = 30$ ซม. หรือ $d = 53.6$ ซม. (ควบคุม)

$$l_d \leq \frac{19.43 \times 100}{18.12} + 53.6 = 160.83 \text{ ซม.}$$

สำหรับ DB25 : $l_d = 114 \text{ ซม.} < 160.83 \text{ ซม.}$

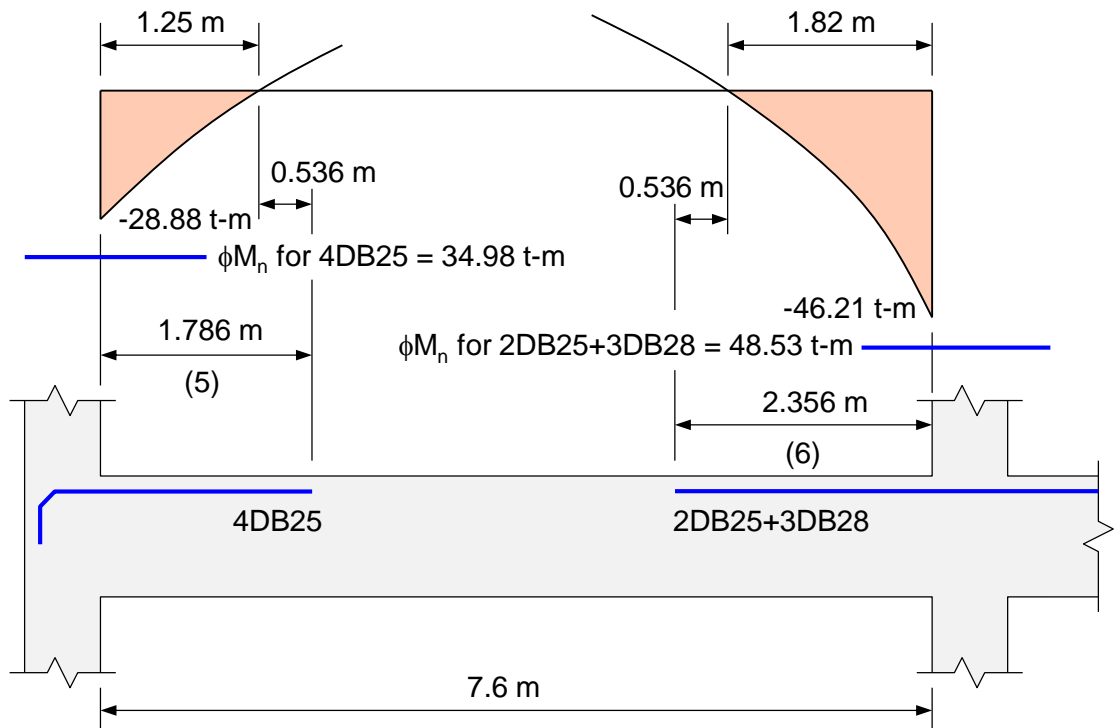
OK

ณ จุด PI ข้างขวา, $V_u = 32.68 - 8(1.82) = 18.12 \text{ ตัน}$ จากการตรวจสอบ

OK

3. ความยาวเหล็กเสริมบน

ส่วนของแผนภูมิโมเมนต์ลบ M_u แสดงในรูป 8.38 รวมทั้งกำลังเหล็กบนรับโมเมนต์ลบ ϕM_n สำหรับ 4DB25, $\phi M_n = 34.98 \text{ ตัน-เมตร}$ และสำหรับ 2DB25+3DB28, $\phi M_n = 48.53 \text{ ตัน-เมตร}$



รูปที่ 8.38 การหยุดเหล็กบนในคานต่อเนื่องช่วงนอกในตัวอย่างที่ 8.5

4. ระยะฝังยึดที่ต้องการสำหรับเหล็กบน 4DB25 ที่จุดรองรับภายนอก

ก. จำนวนเหล็กเส้นที่ต้องยื่นออกมาจากที่รองรับ

หนึ่งในสามของ ($-A_s$) เสริมที่จุดรองรับจะต้องยื่นออกมาเลยจุดตัดกลับเป็นระยะเท่ากับค่าที่มากกว่าของ d , $12d_b$, หรือ $L_n/16$

$$d = 53.6 \text{ ซม. (ควบคุม)}$$

$$12d_b = 12(2.5) = 30 \text{ ซม.}$$

$$L_n/16 = 760/16 = 47.5 \text{ ซม.}$$

เนื่องจากจุดตัดกลับอยู่ที่ระยะเพียงแค่ 1.25 ม. จากจุดรองรับ ความยาวของ DB25 จึงค่อนข้างสั้นแม้ว่าจะต้องยื่นเลยจุดตัดกลับไปอีก 53.6 ซม. ตรวจสอบระยะฝังยึด l_d ที่ต้องการที่ระยะ 1.786 ม. จากผิวจุดรองรับ

ระยะ (5) ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า l_d

จากตารางที่ ก.6 สำหรับ DB25 : $l_d = 114$ ซม.

ปรับแก้เนื่องจากผลของเหล็กบน, $l_d = 1.3(114) = 148$ ซม. < 178.6 ซม. **OK**

ข. การฝังยึดในเสาต้นนอก

เหล็ก DB25 ถูกฝังยึดในเสาโดยใช้การงอขอมาตรฐาน จากตารางที่ ก.5 ค่า $l_{hb} = 48$ ซม. ซึ่งลดลงได้โดยพิจารณาการเสริมเหล็กส่วนเกินคือ :

$$\frac{(A_s \text{ required})}{(A_s \text{ provided})} = \frac{15.97}{19.63} = 0.81$$

$$l_{dh} = 0.81 \times 48 = 38.9 \text{ ซม.}$$

ความกว้างเสาที่ต้องการคือ $38.9 + 4 + 1 + 2.5/2 = 45.2$ ซม.

ใช้ความลึกเสา 50 ซม.

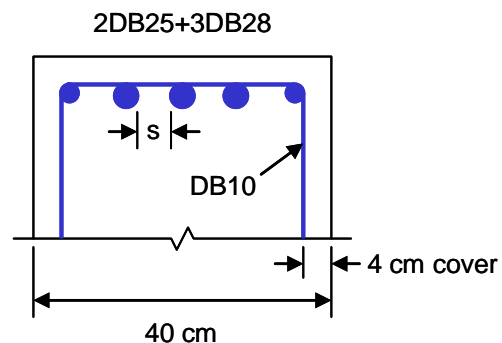
5. ระยะฝังยึดที่ต้องการสำหรับ 2DB25+3DB28 ที่จุดรองรับภายใน

ก. จำนวนเหล็กเส้นที่ต้องยื่นออกมาคือหนึ่งในสามของ ($-A_s$)

$$d = 53.6 \text{ ซม. (ควบคุม)}$$

$$12d_b = 12(2.8) = 33.6 \text{ ซม.}$$

$$L_n/16 = 760/16 = 47.5 \text{ ซม.}$$



รูปที่ 8.39 เหล็กบน 2DB25+3DB28

$$\text{ระยะช่องว่าง } s = [40 - 2(4) - 2(1) - 2(2.5) - 3(2.8)]/4$$

$$= 4.15 \text{ ซม.} = 1.48d_b > d_b$$

$$\text{ระยะ c-c เหล็กเสริม} = [40 - 2(4) - 2(1) - 2.5]/4 = 6.88 \text{ ซม.} = 2.46d_b$$

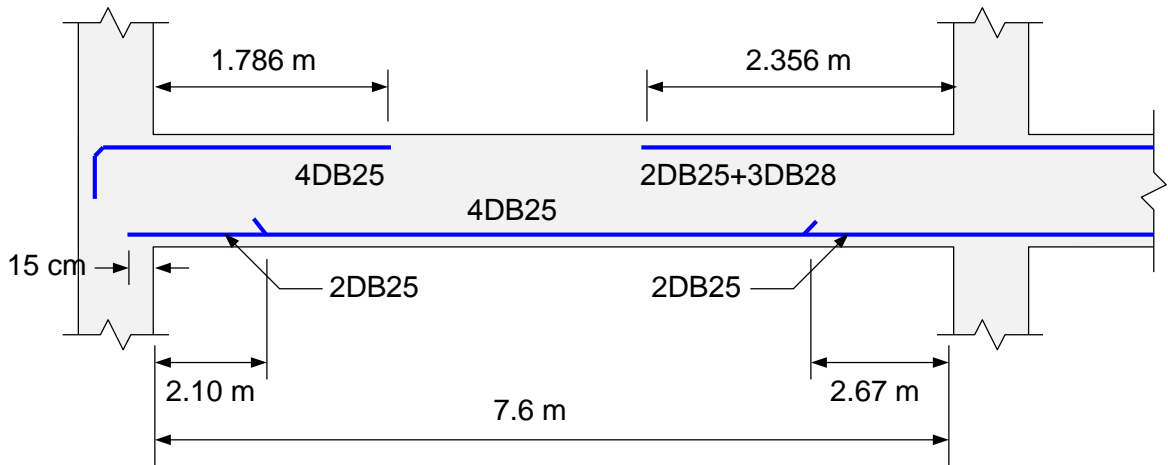
$$\text{ระยะหุ้มคอนกรีต} = 4 + 1 = 5 \text{ ซม.} = 1.79d_b > d_b$$

$$\text{ระยะฝังยึดที่ต้องการ, } l_d = 1.3(127) = 165 \text{ ซม.}$$

$$\text{ระยะ (6)} = 182 + 53.6 = 235.6 \text{ ซม.} > l_d = 165 \text{ ซม.}$$

OK

6. สรุปผลการออกแบบ : ความยาวของเหล็กกลางและเหล็กบนเป็นดังแสดงในรูปข้างล่าง

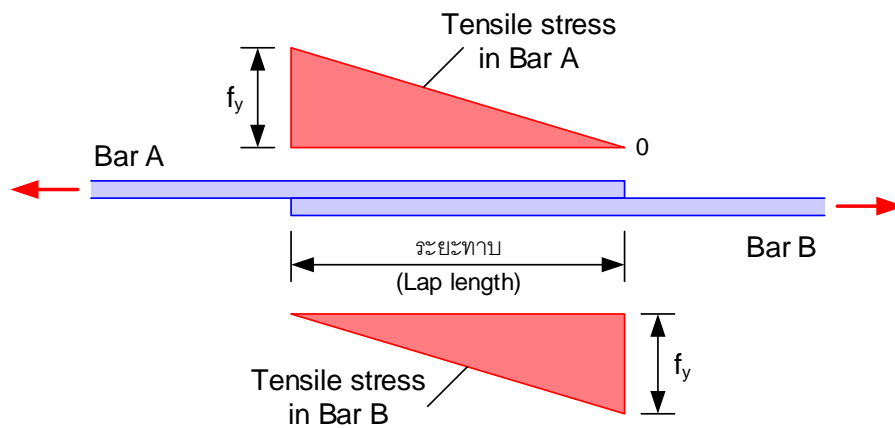


รูปที่ 8.40 ระยะหยุดเหล็กบนและเหล็กล่าง

การต่อเหล็กเสริมรับแรงดึง

เหล็กเส้นที่ใช้เสริมในคอนกรีตจะถูกผลิตออกมาโดยมีความยาวมาตรฐานซึ่งขึ้นกับความสะดวกในการขนส่งและการคิหน้าหน้า โดยปกติจะผลิตที่ความยาว 10 เมตร ดังนั้นเมื่อนำมาใช้ในคานหรือพื้น ต่อเนื่องหลายๆช่วงจึงต้องมีการต่อเหล็กโดยการทาบง่ายๆแบบสัมผัสหรือแยกกัน หรืออาจต่อแบบชนโดยการเชื่อม โดยทั่วไปจุดที่ต่อเชื่อมควรอยู่ห่างจากจุดที่มีหน่วยแรงดึงมากที่สุด และควรสลับกัน ต่อเพื่อไม่ให้เหล็กเหล็กทุกเส้นในหน้าตัดถูกต่อพร้อมกัน

คานที่มีการต่อเหล็กควรมีความเหนียวเทียบเท่ากับที่ไม่มีการต่อเหล็ก ข้อกำหนดของ ACI ต้องการให้แน่ใจว่าจะไม่เกิดการวิบัติที่จุดต่อเมื่อถึงกำลังตัดสูงสุดของคานที่จุดต่อเหล็ก ข้อกำหนดของระยะทาบน้อยที่สุดสำหรับการต่อทาบแบบสัมผัสไว้เพื่อให้มีคอนกรีตหุ้มเพียงพอเพื่อดำเนินการแตกแยกตัว แต่สำหรับการทาบแบบไม่สัมผัส เหล็กแต่ละเส้นไม่ควรวางห่างกันจนเกินไป รูปที่ 8.41 แสดงการกระจายหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมที่จุดต่อทาบ โดยหน่วยแรงจะเพิ่มขึ้นจากศูนย์ที่ปลายแล้วมีค่าเพิ่มขึ้นตามระยะทาบจนมีหน่วยแรงมากที่สุดคือ f_y



รูปที่ 8.41 การกระจายหน่วยแรงดึงในเหล็กต่อทาบ

มาตรฐาน วสท. 1008-38 กำหนดให้ทำการต่อเหล็กเสริมได้เมื่อมีความจำเป็น หรือที่ยอมให้ตามแบบก่อสร้าง หรือในข้อกำหนดประกอบแบบ หรือโดยอนุมัติจากวิศวกร โดยการต่อเหล็กเสริมอาจทำได้ 2 วิธีคือ การต่อทาบ และ การต่อเชื่อมและข้อต่อทางกล

การต่อทาบจะใช้กับเหล็กเส้นที่มีขนาดใหญ่ไม่เกิน DB36 โดยความยาวในการต่อทาบรับแรงดึงจะขึ้นกับชั้นคุณภาพในการต่อ A หรือ B แต่ต้องไม่น้อยกว่า 30 ซม. โดยที่

การต่อชั้นคุณภาพ A 1.0 l_d

การต่อชั้นคุณภาพ B 1.3 l_d

เมื่อ l_d คือความยาวฝังยึดรับแรงดึงของเหล็กเสริม มีค่าเท่ากับ $0.06A_b f_y / \sqrt{f'_c}$ สำหรับคอนกรีตกำลัง $f'_c = 240 \text{ ksc}$ และเหล็กเสริม SD40 กำลัง $f_y = 4,000 \text{ ksc}$ ความยาว l_d ของเหล็กเสริมขนาดต่างๆอาจคำนวณได้ดังแสดงในตาราง

ตารางที่ 8.6 ความยาวฝังยึด l_d (ซม.)

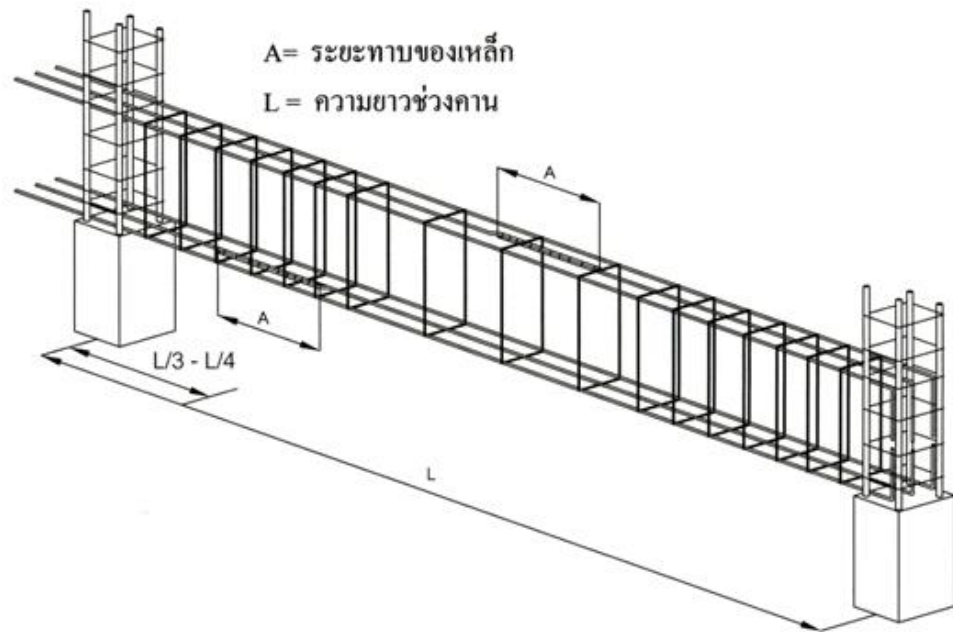
เหล็กเสริม	พื้นที่ (ซม. ²)	ความยาว l_d (ซม.)
DB10	0.785	12.2
DB12	1.13	17.5
DB16	2.01	31.1
DB20	3.14	48.6
DB25	4.91	76.1
DB28	6.16	95.4
DB32	8.04	125
DB36	10.18	158

หรืออาจใช้สูตรอย่างง่ายแบบดั้งเดิมคือ ระยะทาบของเหล็กข้ออ้อยให้ใช้ไม่น้อยกว่า 36 เท่าขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางแต่ต้องไม่น้อยกว่า 30 ซม.

การต่อทาบของเหล็กข้ออ้อยและลวดข้ออ้อยรับแรงดึงให้ใช้ชั้นคุณภาพ B โดยยกเว้นให้ใช้ชั้นคุณภาพ A ได้ในกรณีดังนี้

1. พื้นที่เหล็กเสริมที่ใช้มีอย่างน้อยสองเท่าของที่ต้องการโดยการวิเคราะห์ตลอดความยาวการต่อ
2. ปริมาณเหล็กเสริมที่ต่อทาบต้องไม่เกินครึ่งหนึ่งของพื้นที่เหล็กเสริมทั้งหมดที่ต้องการต่อทาบ

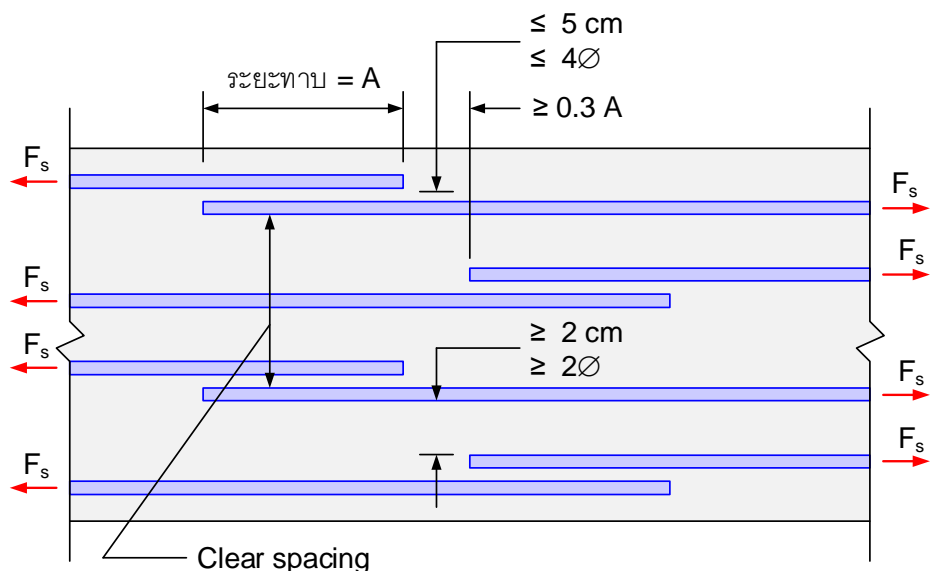
ตำแหน่งที่จะทำการต่อทาบเหล็กเสริมรับแรงดึงควรอยู่ห่างจากบริเวณที่รับแรงดึงสูง มาต่อในบริเวณที่มีปริมาณเหล็กเสริมมากกว่าที่ต้องการจากการวิเคราะห์อย่างน้อยสองเท่า ซึ่งในคานโดยทั่วไป เหล็กเสริมบนจะต่อที่กลางช่วงคาน และ เหล็กเสริมล่างจะต่อริมช่วงคาน



รูปที่ 8.42 ตำแหน่งการต่อทาบเหล็กเสริมคาน

การต่อทาบของเหล็กเส้นที่มีรวมเป็นก่าต้องเป็นไปตามความยาวระยะต่อทาบที่ต้องการของเหล็กเส้นแต่ละเส้นภายในมัดนั้น โดยเพิ่มความยาวอีกร้อยละ 20 สำหรับเหล็ก 3 เส้นมีรวมเป็นก่า และเพิ่มร้อยละ 33 สำหรับเหล็ก 4 เส้นมีรวมเป็นก่า

การต่อเหล็กโดยวิธีต่อทาบที่ผิวไม่สัมผัสกันในองค์อาคารรับแรงคัด ต้องวางห่างกัน (clear spacing) ไม่เกิน $1/5$ ของระยะทาบ และไม่เกิน 15 ซม. ในกรณีนี้เหล็กที่จะต่อทาบมีหลายเส้นให้ต่อแบบสลับเส้นตามเงื่อนไขดังนี้

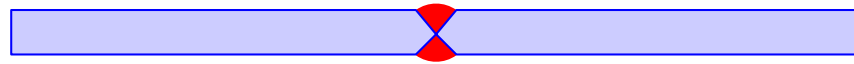


รูปที่ 8.43 การต่อทาบสลับเหล็กเสริม

- ▶ ระยะช่องว่างระหว่างเหล็กที่ต่อทาบต้องไม่เกิน 4 เท่าขนาดเหล็กเสริมหรือ 5 ซม. มิฉะนั้นให้เพิ่มระยะทาบตามส่วนที่เกิน
- ▶ ระยะห่างตามยาวของส่วนต่อทาบที่ติดกันต้องไม่น้อยกว่า 0.3 เท่าของระยะทาบ

- ▶ ระยะช่องว่างระหว่างเหล็กที่ต่อทาบติดกันต้องไม่น้อยกว่า 2 เท่าขนาดเหล็กเสริมหรือ 2 ซม.

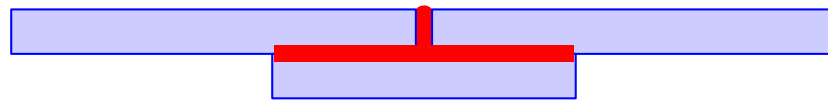
สำหรับการต่อเชื่อมเหล็กเสริมและข้อต่อเชิงกล การต่ออย่างสมบูรณ์ต้องสามารถรับแรงได้อย่างน้อย 1.25 เท่าของกำลังคราก f_y ของเหล็กเสริม โดยทำการต่อเชื่อมในบริเวณที่เนื้อที่เหล็กเสริมจริงมีปริมาณน้อยกว่า 2 เท่าของที่ต้องการโดยการวิเคราะห์



Metal-arc butt weld with double-V preparation



15 x bar size with 2 metal-arc fillet welds 5 x bar size in length



Metal-arc butt weld with fillet weld 10 x bar size in length

รูปที่ 8.44 การเชื่อมต่อเหล็กเสริมแบบต่างๆ

การต่อเหล็กเสริมรับแรงอัด

ในขณะที่การต่อเหล็กรับแรงดึงไม่สามารถทำได้กับเหล็กที่มีขนาดใหญ่กว่า DB36 เหล็กเส้นขนาด DB40 และ DB60 รับแรงอัดอาจถูกต่อกับเหล็ก DB36 หรือเล็กกว่าได้

ระยะทาบ l_s รับแรงอัดน้อยที่สุดเมื่อ f'_c ไม่น้อยกว่า 210 ก.ก./ซม.² จะต้องมีค่าน้อยเท่ากับ

$$\text{สำหรับ } f_y \leq 4,000 \text{ ก.ก./ซม.}^2 \quad \text{ระยะทาบ } l_s \geq 0.007f_y d_b \geq 30 \text{ ซม.} \quad (8.26ก)$$

$$\text{สำหรับ } f_y > 4,000 \text{ ก.ก./ซม.}^2 \quad \text{ระยะทาบ } l_s \geq (0.013f_y - 24)d_b \geq 30 \text{ ซม.} \quad (8.26ข)$$

เมื่อ f'_c น้อยกว่า 210 ก.ก./ซม.² ระยะทาบจะต้องเพิ่มอีกหนึ่งในสาม เมื่อต่อเหล็กสองขนาดที่ไม่เท่ากัน ระยะทาบจะใช้ค่าที่มากกว่าของ (1) ระยะทาบของเหล็กที่เล็กกว่า หรือ (2) ระยะฝัง l_d ของเหล็กรับแรงอัดของเส้นที่ใหญ่กว่า

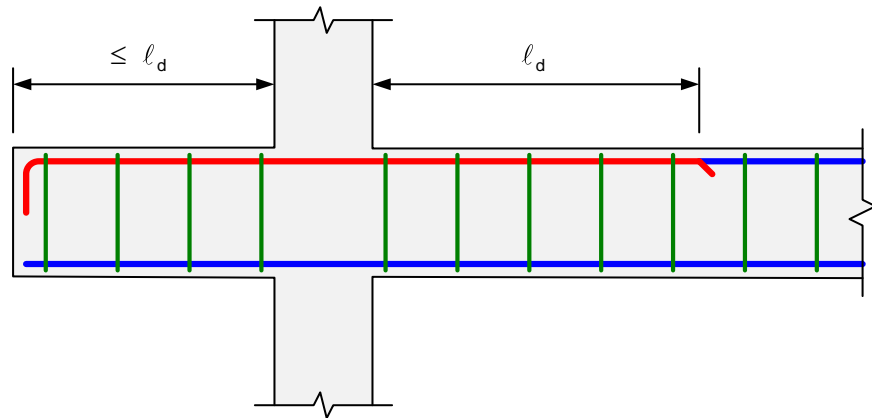
- ▶ สำหรับองค์อาคารที่เหล็กเสริมหลักถูกห่อหุ้มโดยปลอกเดี่ยว ระยะทาบอาจลดลงได้เป็น 0.83 ของระยะปกติแต่ต้องไม่น้อยกว่า 30 ซม.
- ▶ สำหรับองค์อาคารที่เหล็กเสริมหลักถูกห่อหุ้มโดยปลอกเกลียว ระยะทาบอาจลดลงได้เป็น 0.75 ของระยะปกติแต่ต้องไม่น้อยกว่า 30 ซม. จำนวนเท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางที่ต้องการสำหรับระยะทาบรับแรงอัดเป็นดังแสดงในตารางที่ 8.7

ตารางที่ 8.7 จำนวนเท่าเส้นผ่าศูนย์กลางที่ต้องการสำหรับระยะทาปรับแรงอัดเมื่อ $f'_c \geq 210$ กก./ซม.²

หน่วยแรงคราก f_y (กก./ซม. ²)	จำนวนเท่าของเส้นผ่าศูนย์กลาง		
	เสาปลอกเกลียว	เสาปลอกเดี่ยว	อื่นๆ
3000	16	18	21
4000	21	24	28
5000	31	59	41

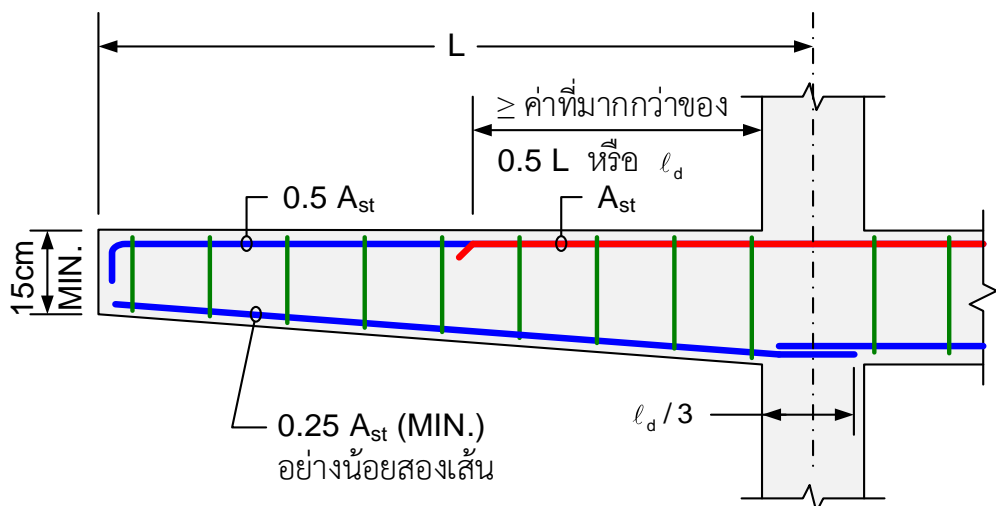
การฝังยึดเหล็กเสริมในคานยื่น

เหล็กเสริมบนรับแรงดึงในคานยื่นจะต้องมีความยาวไม่น้อยกว่าความยาวฝังยึด l_d โดยวัดจากจุดที่มีแรงดึงสูงสุดที่ผิวเสาออกมาทั้งสองข้าง ซึ่งในกรณีที่ช่วงยื่นน้อยกว่า l_d ให้ทำการงอฉากที่ปลายยื่นเพื่อช่วยในการฝังยึด



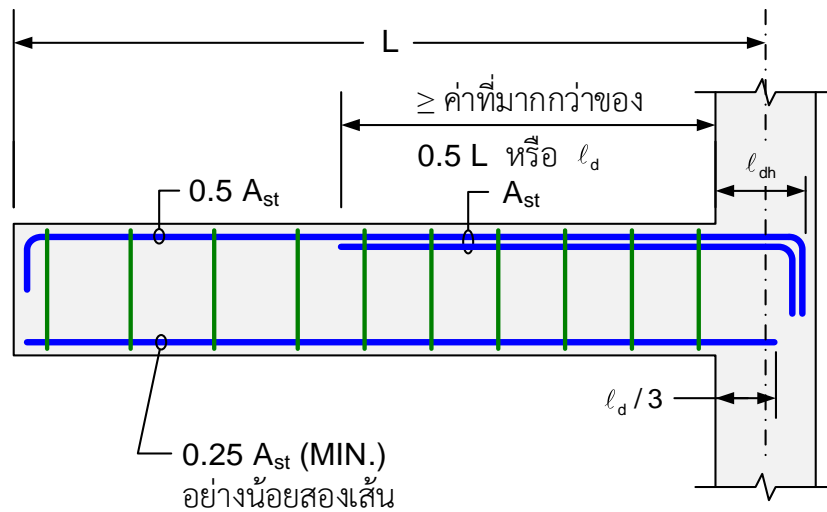
รูปที่ 8.45 การเสริมเหล็กในคานยื่นช่วงสั้น

ในกรณีที่ปลายยื่นมีความยาวมากพออาจหยุดเหล็กครึ่งหนึ่งที่ระยะไม่น้อยกว่าครึ่งหนึ่งของระยะยื่นหรือความยาวฝังยึด โดยอาจลดความลึกคานจนถึงปลายคานไม่น้อยกว่า 15 ซม.



รูปที่ 8.46 การเสริมเหล็กในคานยื่นช่วงยาว

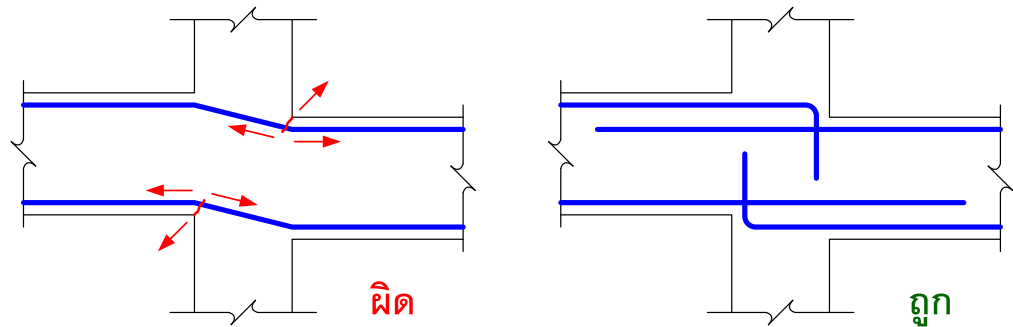
ในกรณีของคานยื่นจากเสาโดยไม่มีคานช่วงในให้ทำการงอฉากเหล็กเสริมบน โดยให้มีระยะปลายงอเพื่อให้มีการฝังยึดที่เพียงพอ



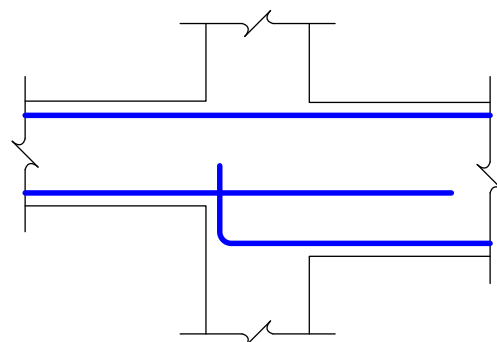
รูปที่ 8.47 การเสริมเหล็กในคานยื่นจากเสา

การเสริมเหล็กต่างระดับ

เหล็กเสริมในคานต่อเนื่องโดยปกติจะวางเป็นแนวเส้นตรงผ่านหัวเสา แต่ในกรณีที่คานที่มาต่อทั้งสองข้างของเสามีการเปลี่ยนระดับ หรือมีความความลึกต่างกัน การตัดเหล็กเสริมอาจก่อให้เกิดการแตกร้าวของคอนกรีตอันเนื่องมาจากแรงดึงในเหล็กเสริม ดังนั้นจึงต้องแยกเหล็กเป็นคนละเส้นโดยใช้การงอเหล็กช่วยในการฝดยึดเพื่อรับแรงดึงในเหล็กเสริม

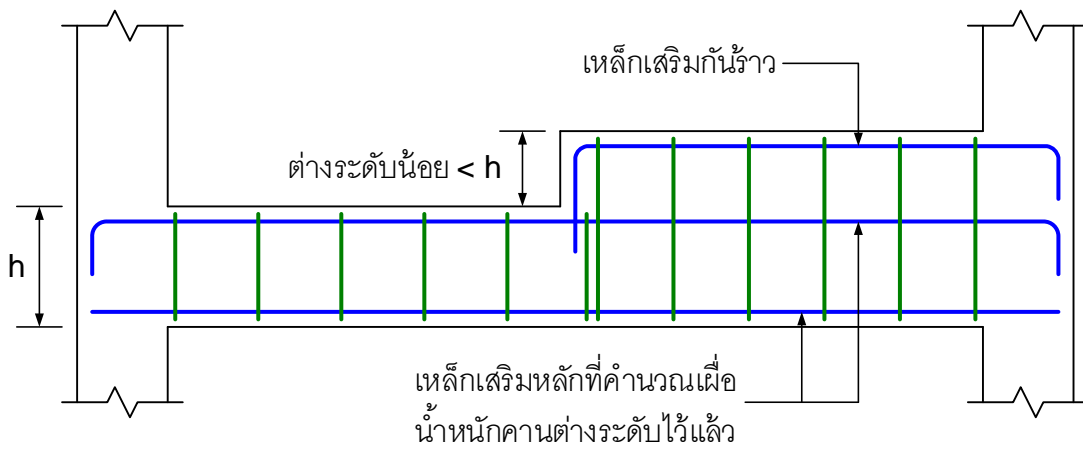


รูปที่ 8.48 การเสริมเหล็กในคานต่างระดับ



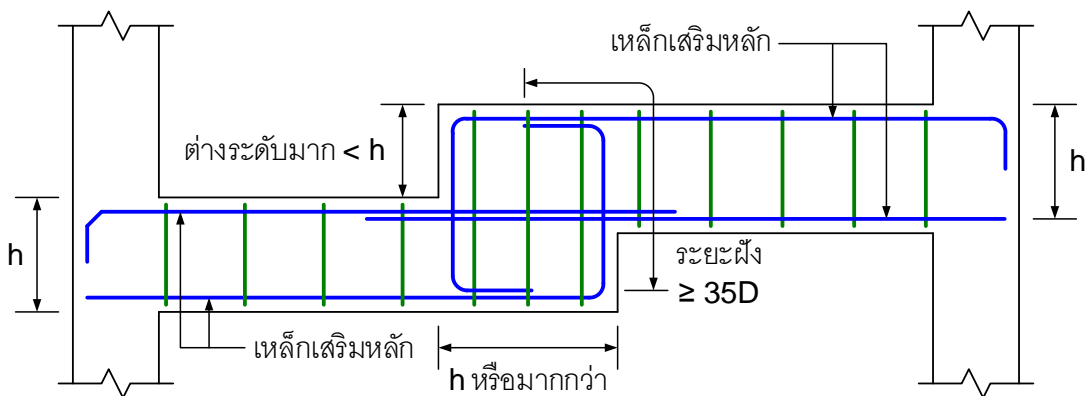
รูปที่ 8.49 การเสริมเหล็กในคานที่มีความลึกต่างกัน

สำหรับคานต่างระดับระหว่างช่วงความยาวจะมีรายละเอียดการเสริมเหล็กแตกต่างกันไปตามความสูงของระยะที่ต่างระดับดังแสดงในรูปที่ 8.50 เป็นการเสริมเหล็กในกรณีที่มีความต่างระดับน้อยเมื่อเทียบกับความลึกคาน h โดยจะเสริมเหล็กกันรั่วเพิ่มในคานส่วนที่ระดับสูงกว่า

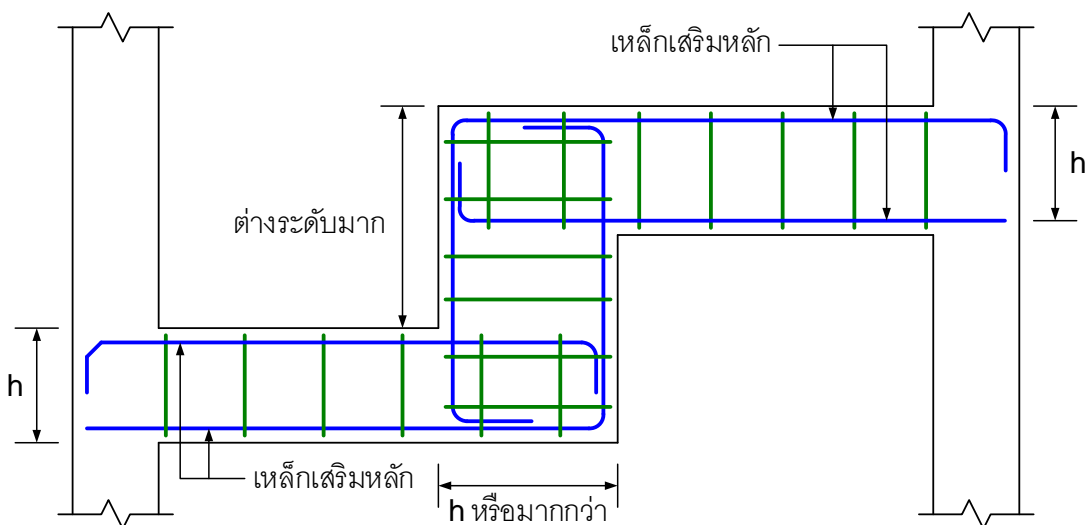


รูปที่ 8.50 การเสริมเหล็กในคานที่มีความต่างระดับน้อย

เมื่อความต่างระดับมีมากขึ้นแต่ยังไม่เกินความลึกคาน h ให้ทำการเสริมเหล็กดังในรูปที่ 8.51 โดยมีช่วงทับไม่น้อยกว่า h

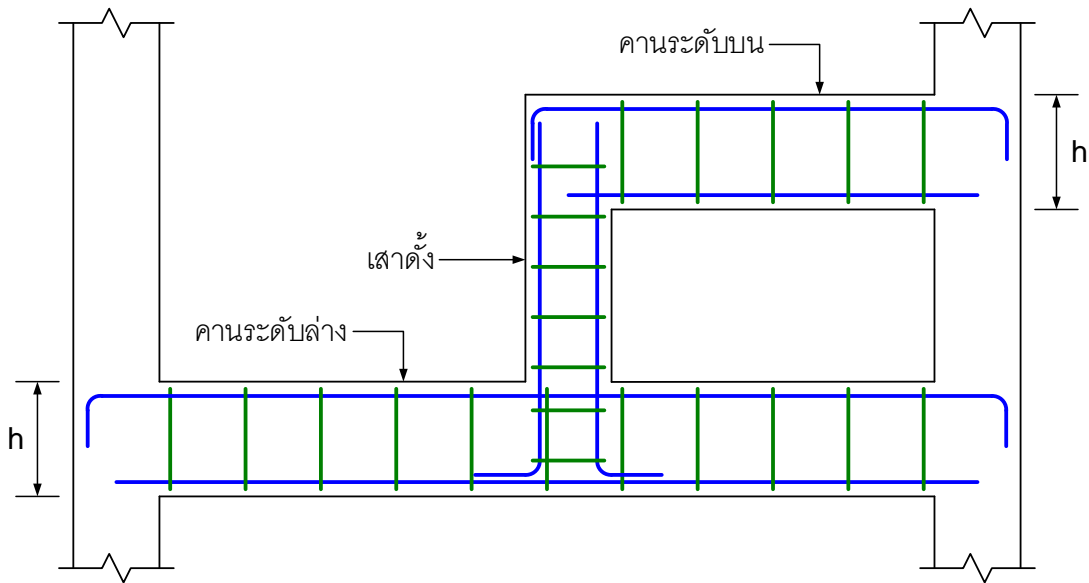


รูปที่ 8.51 การเสริมเหล็กในคานที่มีความต่างระดับมากแต่ยังไม่เกิน h



รูปที่ 8.52 การเสริมเหล็กในคานที่มีความต่างระดับมากเกิน h

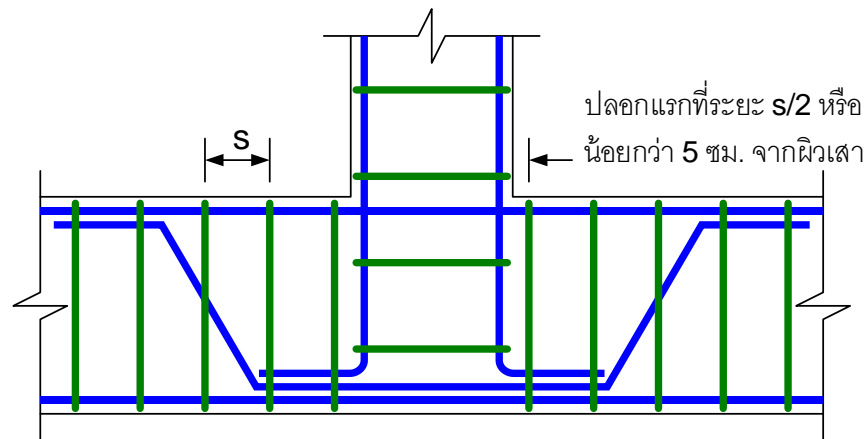
ในกรณีที่คานต่างระดับมากกว่า h อาจทำดังในรูปที่ 8.52 หรือทำเป็นคานสองชั้นโดยมีเสาดั้งรองรับคานระดับบนเพื่อถ่ายน้ำหนักลงมาที่คานระดับล่างดังในรูปที่ 8.53



รูปที่ 8.53 การเสริมเหล็กในคานสองระดับ

คานรองรับเสา

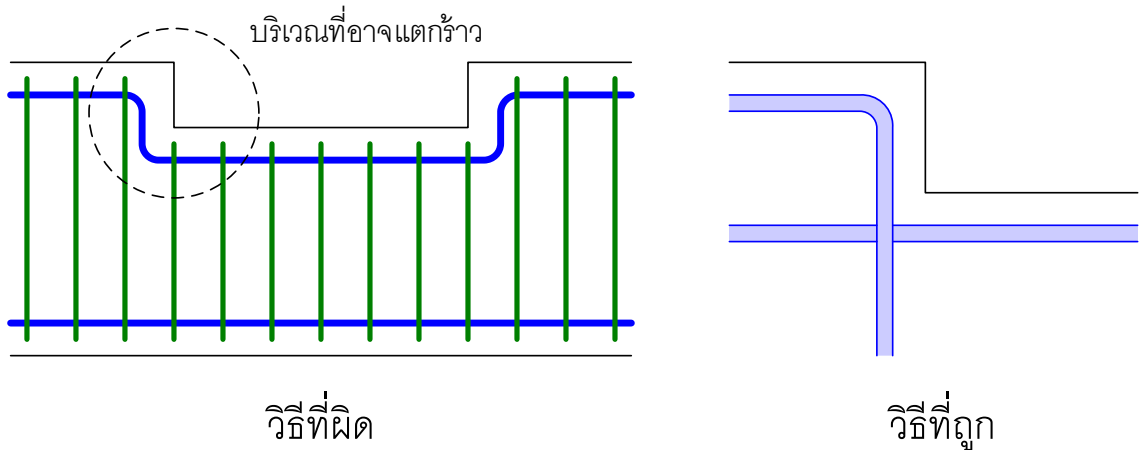
ให้ยื่นเหล็กเสริมในเสา ลงมาจนถึงเหล็กเสริมล่างของคาน โดยจัดให้มีเหล็กปลอกอย่างหนาแน่น เพื่อให้มีการโอบอุ้มอย่างเพียงพอที่จะส่งผ่านแรงไปยังส่วนบนของคาน ถ้าน้ำหนักบรรทุกมีขนาดใหญ่ อาจใช้เหล็กรูปคอกมาเข้ามาช่วยเสริมดังในรูป



รูปที่ 8.54 การเสริมเหล็กในคานรองรับเสา

การเสริมเหล็กคานเข้ร่อง

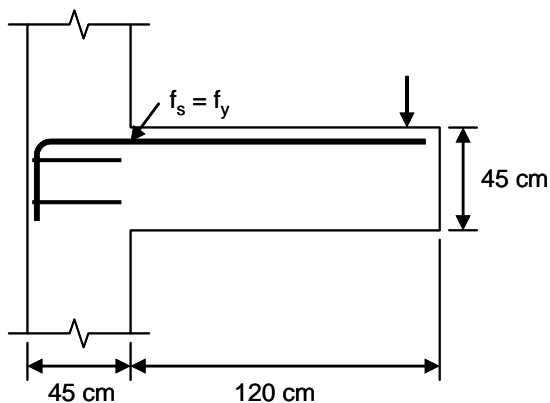
ในคานที่มีการเข้ร่องบริเวณกลางช่วงดังแสดงในรูปทางด้านซ้าย เหล็กเสริมจะถูกตัดไปตามขอบร่องซึ่งไม่เหมาะสม เนื่องจากต้องการให้เหล็กเสริมรับแรงทางตรง ซึ่งอาจทำให้เกิดการแตกร้าวได้ ดังนั้นจึงควรแยกเหล็กเสริมเป็นคนละเส้นดังในรูปทางขวา



รูปที่ 8.55 การเสริมเหล็กในคานเขาระ่อง

ปัญหาท้ายบทที่ 8

- 8.1** จงคำนวณระยะฝั่งพื้นฐานรับแรงดึงของเหล็กข้ออ้อยที่เสริมในคอนกรีตน้ำหนักปกติดังนี้
- (a) DB12, DB16 กำหนด $f'_c = 300$ ก.ก./ชม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.²
- (b) DB25, DB28 กำหนด $f'_c = 280$ ก.ก./ชม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.²
- 8.2** จงออกแบบระยะทาบในเหล็กรับแรงอัดของหน้าตัดเสา 40 ซม. × 40 ซม. เสริมด้วยเหล็ก 8DB25 วางห่างเท่ากัน
- (a) กำหนด $f'_c = 280$ ก.ก./ชม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.²
- (b) กำหนด $f'_c = 210$ ก.ก./ชม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.²
- 8.3** คานยื่นคอนกรีตเสริมเหล็กมีระยะช่วงคาน 5 เมตร รับโมเมนต์ $M_u = 32$ ตัน-เมตร และแรงเฉือนประลัย $V_u = 12$ ตัน ที่ผิวจุดรองรับ จงออกแบบเหล็กบนและระยะฝั่งที่เหมาะสมของการงอ 90° เข้าไปในผนังคอนกรีตเพื่อรองรับโมเมนต์และแรงเฉือนที่มากกระทำ กำหนด $f'_c = 280$ ก.ก./ชม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.²
- 8.4** คานยื่นในรูปข้างล่าง กว้าง $b = 30$ ซม. เสริมเหล็กบน 3DB25 ยึดติดกับเสาโดยออกแบบมาตรฐาน $f'_c = 300$ ก.ก./ชม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.² ตรวจสอบว่า



- (a) ระยะงอฉากฝั่งยึดในเสาได้หรือไม่ ? ระยะหุ้มด้านข้าง 7 ซม. ระยะหุ้มด้านหลัง 5 ซม. จุดต่อถูกหุ้มด้วยเหล็กปลอกระยะห่าง 15 ซม.
- (b) ระยะฝั่งยึดในคานเพียงพอหรือไม่ ? เหล็กหยุดที่ 5 ซม. จากปลายคาน ใช้เหล็กปลอก DB10@0.15ม.

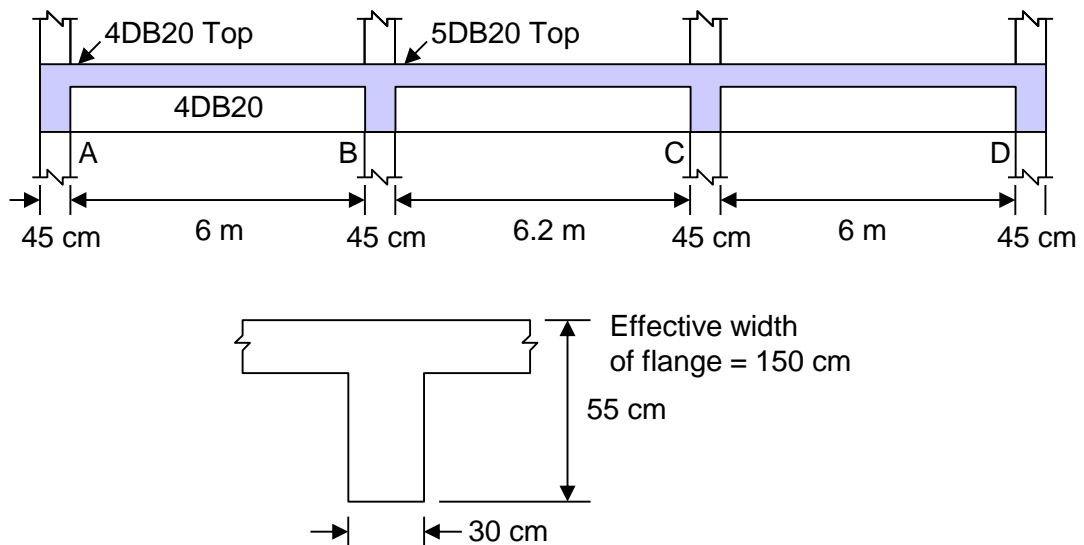
8.5 คานช่วงเดี่ยวน้ำตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง $b = 35$ ซม. และ $d = 44$ ซม. และเหล็กปลอก DB10 ช่วงคานยาว 4.2 ม. รองรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย $w_u = 9$ ตัน/ม. รวมน้ำหนักคานเอง คอนกรีตกำลัง $f'_c = 280$ ก.ก./ซม.² และใช้เหล็กเสริม 2DB32 กำลังคราก $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.² ยื่นผ่านศูนย์กลางที่รองรับไป 12 ซม. จงตรวจสอบดูว่าเป็นไปตามข้อกำหนดเรื่องการยึดเหนี่ยวหรือไม่ ?

8.6 หน้าตัดคานสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง $b = 35$ ซม., $h = 60$ ซม. และ $d = 54$ ซม. รองรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย $w_u = 6$ ตัน/เมตร (รวมน้ำหนักคานเอง) คานช่วงเดี่ยวน้ำช่วงคานยาว 6.2 เมตร ใช้เหล็กเสริม 6DB20 กำลังคราก 4,000 ก.ก./ซม.² เหล็กสองเส้นถูกหยุดกลางช่วงคาน ที่เหลืออีกสี่เส้นยื่นผ่านเข้าจุดรองรับ 30 ซม. กำหนด $f'_c = 300$ ก.ก./ซม.² และเหล็กปลอก DB10

(a) วาดแผนภูมิโมเมนต์ตัด $M = w_u x / 2 - w_u x^2 / 2$ เมื่อ x คือระยะจากจุดรองรับและ l คือช่วงความยาวคาน

(b) วาดแผนภูมิความต้านทานโมเมนต์ตัดและระบุตำแหน่งการหยุดเหล็กสองเส้น

คานดังแสดงในรูปข้างล่างใช้คอนกรีตกำลัง 240 ก.ก./ซม.² และเหล็ก $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.² ความลึกประสิทธิภาพ $d = 48$ ซม. คานรองรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย $w_u = 7.6$ ตัน/เมตร (รวมน้ำหนักคาน)



8.7 เลือกจุดหยุดเหล็กสำหรับช่วงคาน AB ตามเงื่อนไขดังนี้

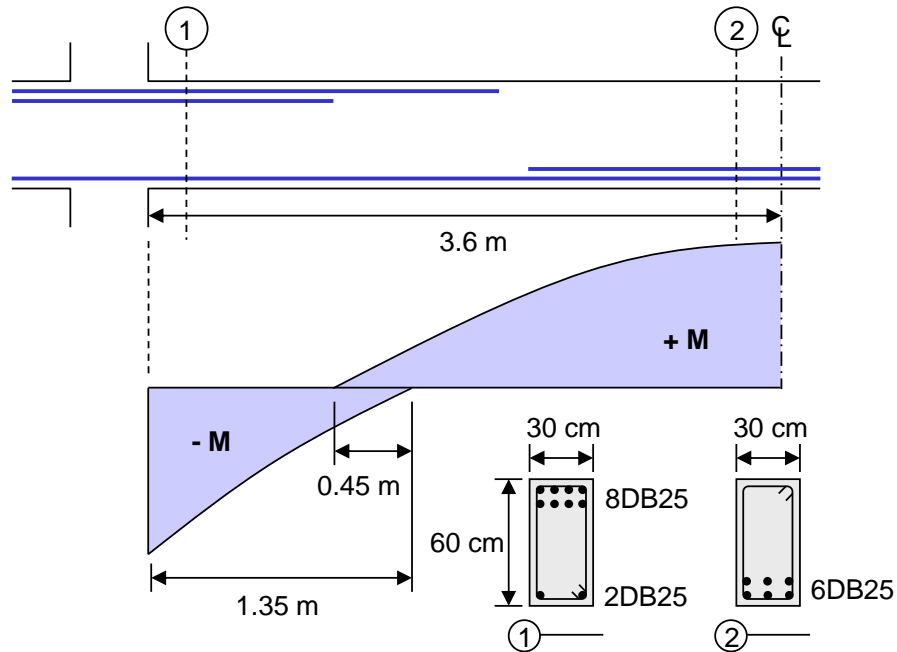
(a) ยื่นเหล็กรับโมเมนต์บวกสองเส้นเข้าไปในเสาและคำนวณระยะหยุดเหล็กสำหรับอีกสองเส้นที่เหลือ

(b) ยื่นเหล็กรับโมเมนต์ลบทั้งหมดออกมาจากเสากลางในผ่านจุดตัดกลับแล้วคำนวณระยะหยุดเหล็กสามเส้น

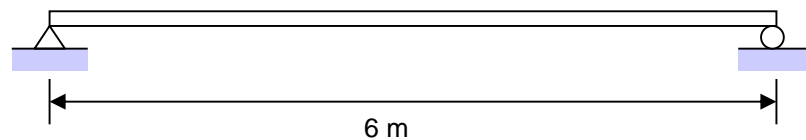
(c) ตรวจสอบการฝังยึดของเหล็กรับโมเมนต์ลบที่เสากลางนอกเหนือจากนี้หรือไม่? ถ้าไม่ให้แก้ไข

8.8 ทำซ้ำปัญหา 8.7(a) และ (b) สำหรับช่วงคาน BC

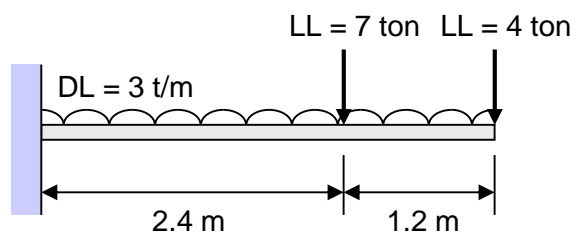
- 8.9 คานต่อเนื่องมีรายละเอียดการเสริมเหล็กดังแสดงในรูปข้างล่าง ตรวจสอบระยะฝังยึดของเหล็กเสริมที่ทุกหน้าตัดวิกฤต กำหนด $f'_c = 280$ ก.ก./ชม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.²



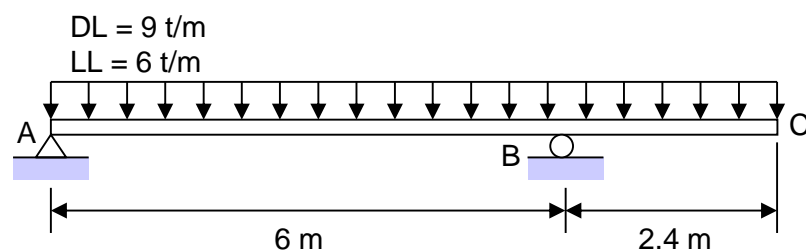
- 8.10 ออกแบบคานดังแสดงในรูปข้างล่างโดยใช้ ρ_{max} เขียนแผนภูมิความต้านทานโมเมนต์และระบุตำแหน่งการหยุดเหล็กเสริม คานรองรับน้ำหนักบรรทุกทุกคงที่ที่รวมน้ำหนักตัวเอง 2.2 ตัน/เมตร น้ำหนักจร 3.2 ตัน/เมตร ใช้ $f'_c = 280$ ก.ก./ชม.², $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.² และ $b = 30$ ซม.

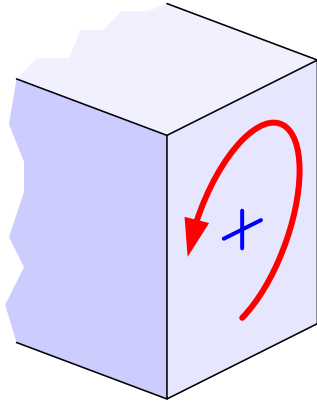


- 8.11 ออกแบบคานดังแสดงในรูปข้างล่าง ใช้อัตราส่วนเหล็กเสริม $\rho = 1/2\rho_b$ เขียนแผนภูมิกำลังต้านทานโมเมนต์ตัด พร้อมกำหนดจุดหยุดเหล็ก เมตร ใช้ $f'_c = 240$ ก.ก./ชม.², $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.² และ $b = 30$ ซม.



- 8.12 ออกแบบหน้าตัดที่จุดรองรับ B ของคานดังในรูปข้างล่าง แล้วใช้ขนาดหน้าตัดที่ B สำหรับทั้งคาน ABC พิจารณาเหล็กเสริมที่ต้องการในช่วง AB และวาดแผนภูมิกำลังต้านทานโมเมนต์สำหรับคาน ABC ใช้ $f'_c = 240$ ก.ก./ชม.², $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.² และ $b = 30$ ซม.

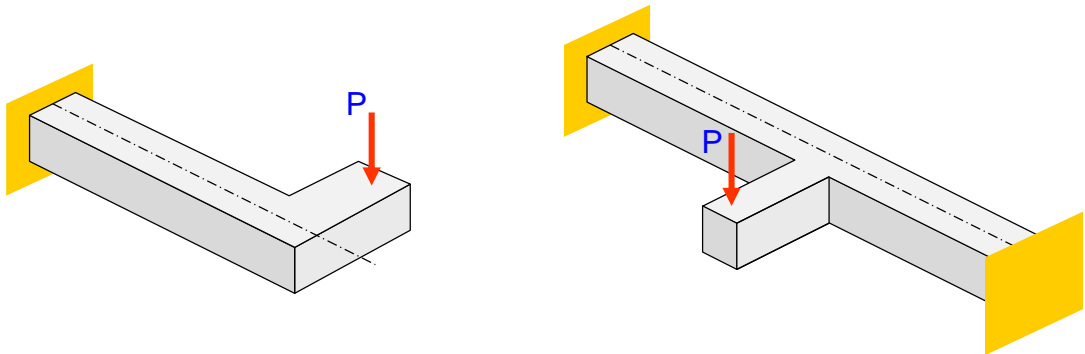




9

การบิด

โมเมนต์บิดเกิดขึ้นในองค์อาคารเมื่อน้ำหนักบรรทุกกระทำเยื้องศูนย์กลางออกจากแนวแกนองค์อาคาร ดังเช่นในรูป 9.1, คานโค้ง, คานรับพื้นยื่นในรูปที่ 9.2(ก) และคานขอบอาคารในรูปที่ 9.2(ข) ซึ่งคานทั่วไปจะมีโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนเกิดขึ้นอยู่แล้ว ดังนั้นโมเมนต์บิดจึงมักเกิดร่วมกับโมเมนต์และแรงเฉือนและบางครั้งก็เกิดร่วมกับแรงในแนวแกน

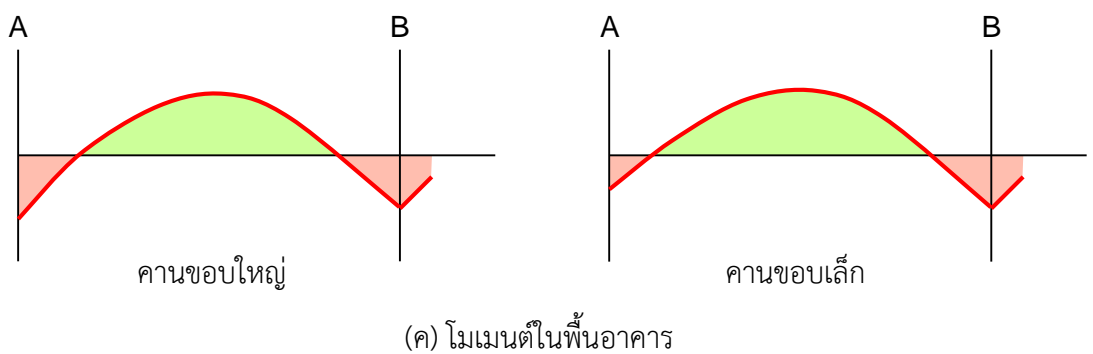
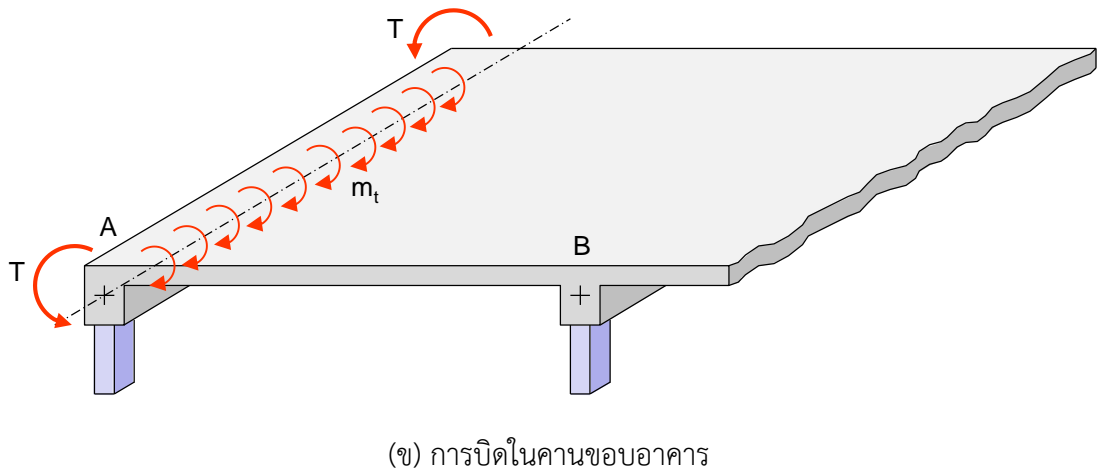
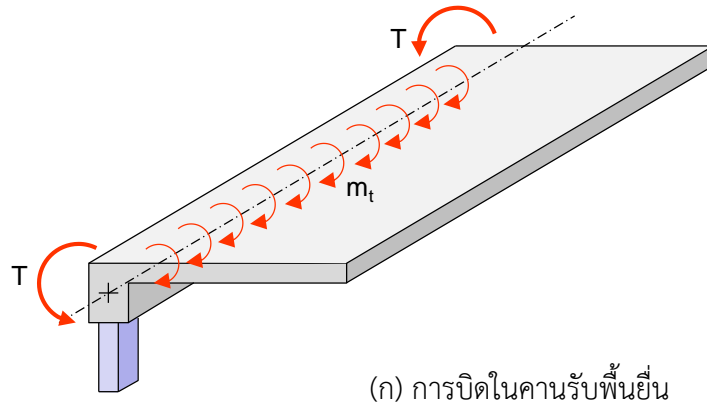


รูปที่ 9.1 องค์อาคารรับการบิดเนื่องจากน้ำหนักเยื้องศูนย์กลาง

การบิดที่เกิดขึ้นในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กอาจแบ่งได้เป็น **การบิดหลัก (Primary torsion)** และ **การบิดรอง (Secondary torsion)** การบิดหลักจะเกิดขึ้นเมื่อน้ำหนักบรรทุกภายนอกต้องถูกรับโดยความต้านทานการบิดซึ่งสามารถคำนวณได้ตามสมการสมดุลจึงเรียกอีกอย่างว่า การบิดสมดุล (Equilibrium torsion) ตัวอย่างเช่นคานในรูป 9.1 และพื้นยื่นในรูปที่ 9.2(ก) ซึ่งน้ำหนักบรรทุกทำให้เกิดโมเมนต์บิดต่อความยาว m_t กระทำบนความยาวคานรองรับ ซึ่งจะถูกต้านทานให้อยู่ในสมดุลโดยโมเมนต์บิด T ที่จุดรองรับปลายคาน

การบิดรองจะเกิดจากผลของความต่อเนื่องในโครงสร้าง ซึ่งในกรณีเช่นนี้แรงบิดไม่สามารถหาได้จากสมการสมดุลเพียงอย่างเดียวเรียกอีกอย่างหนึ่งว่า **การบิดเทียบเท่า (Compatibility torsion)** การละเลยความต่อเนื่องในการออกแบบมักทำให้เกิดการแตกร้าว แต่โดยทั่วไปจะไม่เกิดการวิบัติ ตัวอย่างของการบิดรองจะพบในคานขอบที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกับพื้นคอนกรีตดังแสดงในรูปที่ 9.2(ข) ถ้าคานของมีความต้านทานการบิดและถูกเสริมเหล็กอย่างเหมาะสม และถ้าเสาสามารถต้านทานการบิด T โมเมนต์ในพื้นจะประมาณเท่ากับพื้นที่มีจุดรองรับภายนอกแบบยึดแน่นดังแสดง

ในรูปที่ 9.2(ค) อย่างไรก็ตามถ้าคานมีความต้านทานการบิดน้อยและมีการเสริมเหล็กด้านการบิดไม่เพียงพอ ก็จะเกิดการแตกร้าวทำให้ความต้านทานยิ่งลดลง โมเมนต์ในพื้นก็จะเหมือนกับมีจุดรองรับแบบจุดหมุนดังแสดงในรูปที่ 9.2(ง)

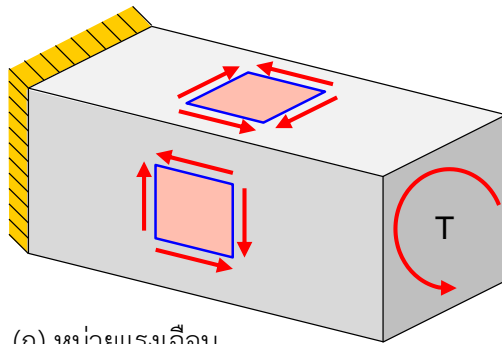


รูปที่ 9.2 คานรับโมเมนต์บิดจากพื้นอาคาร

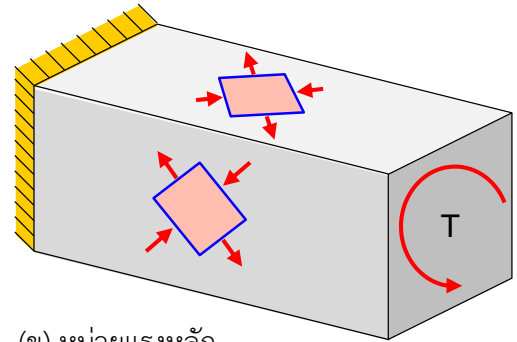
หน่วยแรงและการแตกร้าวจากการบิด

เมื่อคานในรูปที่ 9.3 รับโมเมนต์บิด T หน่วยแรงเฉือนที่ผิวด้านบนและด้านล่างคานจะเป็นดังแสดงในรูป 9.3(ก) หน่วยแรงหลักจะเป็นดังแสดงในรูปที่ 9.3(ข) หน่วยแรงดึงหลักจะมีค่าเท่ากับหน่วยแรงอัดหลักและเท่ากับหน่วยแรงเฉือน ซึ่งถ้าคานรับเพียงโมเมนต์บิด T หน่วยแรงดึงหลักจะทำให้เกิดการแตกร้าวเป็นเกลียวโดยรอบของคานดังในรูปที่ 9.3(ค)

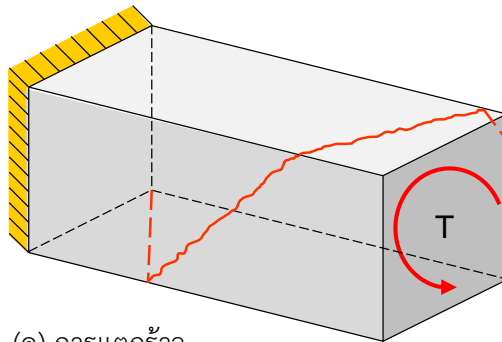
ในองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กรอยร้าวจะทำให้เกิดการบิดถ้าไม่มีเหล็กเสริมตัดผ่านรอยร้าว ซึ่งโดยทั่วไปจะใช้เหล็กตามแนวยาวที่มุมทั้งสี่และเหล็กปลอกปิด



(ก) หน่วยแรงเฉือน



(ข) หน่วยแรงหลัก



(ค) การแตกร้าว

รูปที่ 9.3 หน่วยแรงหลักและการแตกร้าวจากการบิดอย่างเดียว

การกระจายหน่วยแรงเฉือนจากการบิดบนหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าจะไม่ง่ายเหมือนในหน้าตัดกลม ซึ่งจากทฤษฎีอิลาสติก หน่วยแรงเฉือนมากที่สุดบนหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าสามารถคำนวณได้จาก

$$\tau_{\max} = \frac{T}{\alpha x^2 y} \quad (9.1)$$

เมื่อ T = โมเมนต์บิดที่มากกระทำ

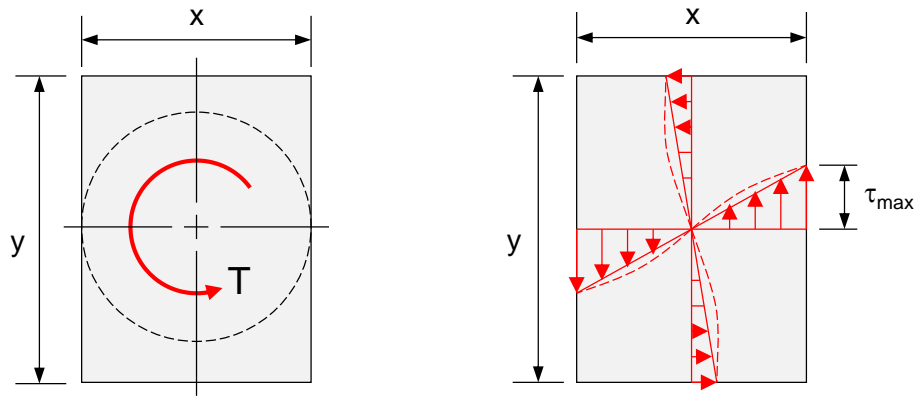
x = ด้านสั้นของหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า

y = ด้านยาวของหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า

α = สัมประสิทธิ์ขึ้นกับอัตราส่วน y/x มีค่าตามตารางข้างล่าง

y/x	1.0	1.2	1.5	2.0	4	∞
α	0.208	0.219	0.231	0.246	0.282	1/3

การกระจายหน่วยแรงเฉือนเป็นดังในรูปที่ 9.4 หน่วยแรงเฉือนมากที่สุดจะเกิดขึ้นที่ผิวบนแนวกึ่งกลางของด้านยาว y

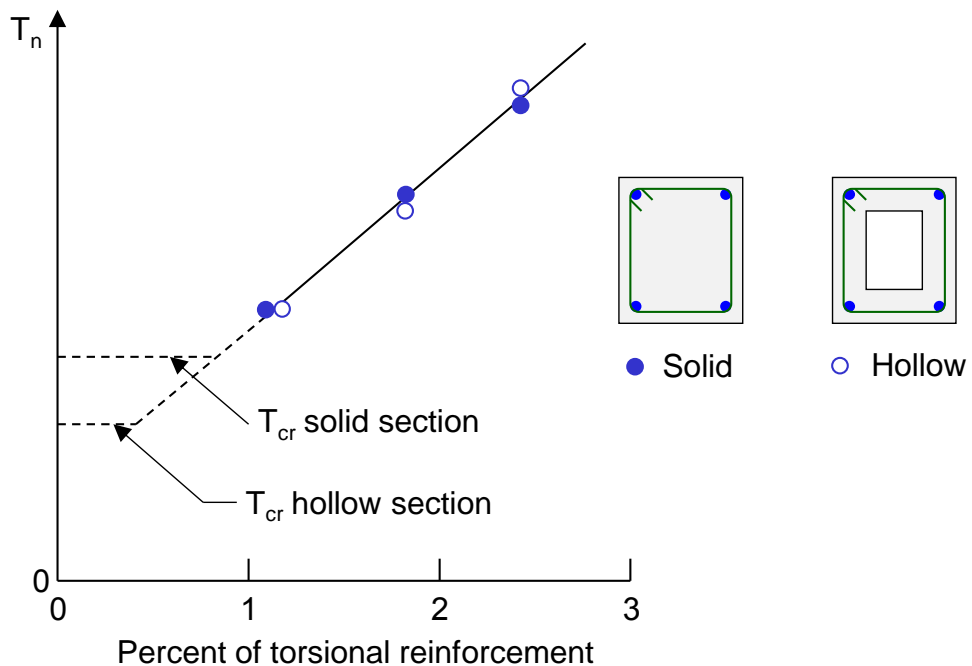


รูปที่ 9.4 การกระจายหน่วยแรงเฉือนบนหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า

กำลังโมเมนต์บิดแตกร้า

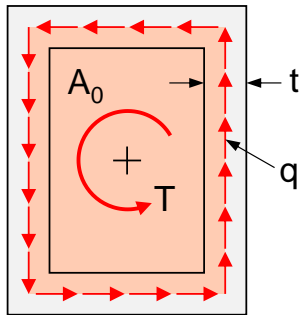
เมื่อคานคอนกรีตรับโมเมนต์บิดเพิ่มขึ้นจนกระทั่งเกิดการแตกร้า เมื่อหน่วยแรงดึงหลักมากที่สุดถึงค่ากำลังดึงของคอนกรีต เราเรียกโมเมนต์บิดที่ทำให้คอนกรีตเริ่มเกิดการแตกร้านี้ว่า โมเมนต์บิดแตกร้า (Cracking torque, T_{cr}) การเสริมเหล็กจะมีผลเพียงเล็กน้อยต่อค่า T_{cr} นี้เนื่องจากเหล็กเสริมจะเริ่มทำงานเมื่อคอนกรีตมีการแตกร้าเสียก่อน

หลังจากการแตกร้ากำลังบิดของหน้าตัดจะเพิ่มขึ้นตามปริมาณเหล็กเสริมดังในรูปที่ 9.5 จากผลของการทดสอบพบว่าค่ากำลังที่ได้ของหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้ามีค่าใกล้เคียงกับหน้าตัด กลวงรูปกล่อง (Hollow box-beam) ซึ่งมีสมการในการหาความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนภายในและโมเมนต์บิดที่มากกว่าทำที่ง่ายกว่า นั่นคือใช้สมมติฐานของ การไหลเฉือนในท่อผนังบาง (Shear flow in thin-walled tube)



รูปที่ 9.5 กำลังบิดของหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กตันและกลวง

หน่วยแรงเฉือนจะถูกสมมุติว่ามีค่าคงที่บนความกว้าง t ของเส้นรอบรูปหน้าตัดแสดงในรูปที่ 9.6 ภายในผนังท่อโมเมนต์บิดจะถูกต้านทานโดยแรงเฉือนไหล (Shear flow) q ซึ่งมีหน่วยเป็นแรงต่อความยาว จะมีค่าคงที่บนเส้นรอบรูป ดังจะเห็นได้จากในรูปที่ 9.6



รูปที่ 9.6 การเฉือนไหลในท่อผนังบาง

การเฉือนไหล (Shear flow): $q = \frac{T}{2A_0}$ (9.2)

เมื่อ A_0 คือพื้นที่ที่ล้อมรอบโดยเส้นทางของแรงเฉือนไหล

สำหรับท่อผนังหนา t , หน่วยแรงเฉือนที่กระทำในผนังท่อจะเท่ากับ

$$\tau = \frac{q}{t} = \frac{T}{2A_0 t} \quad (9.3)$$

การแตกร้าวจากการบิดจะเกิดขึ้นเมื่อหน่วยแรงเฉือน $\tau_{cr} = 1.1\sqrt{f'_c}$ แทนค่าลงในสมการที่ (9.3) จะได้

โมเมนต์บิดแตกร้าว : $T_{cr} = 1.1\sqrt{f'_c}(2A_0 t)$ (9.4)

เนื่องจาก A_0 คือพื้นที่ที่ล้อมรอบโดยแรงเฉือนไหลซึ่งจะต้องมีค่าเป็นสัดส่วนกับพื้นที่ที่ถูกล้อมโดยเส้นรอบรูปภายนอก A_{cp} ดังนั้นค่า t จึงสามารถถูกประมาณเป็นสัดส่วนของ A_{cp}/p_{cp} เมื่อ p_{cp} คือเส้นรอบรูปของหน้าตัด

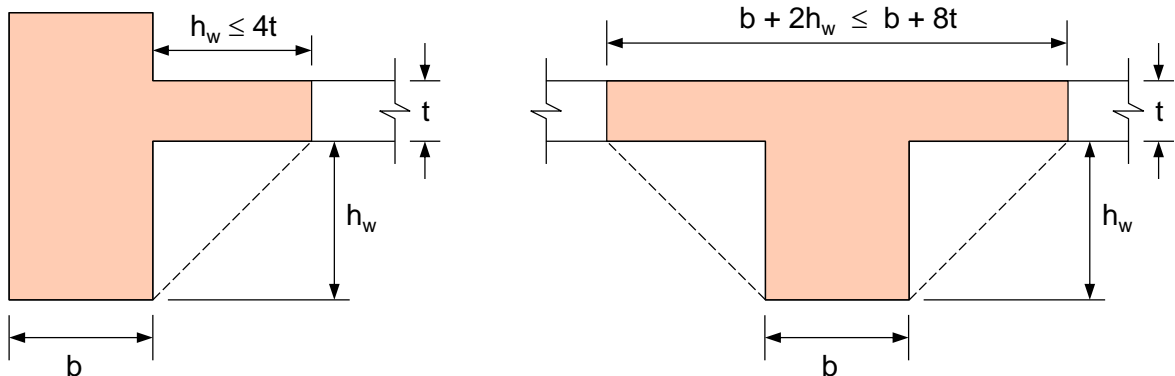
สำหรับหน้าตัดตันรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า t จะประมาณหนึ่งในหกถึงหนึ่งในสี่ของความกว้างน้อยที่สุด โดยใช้ค่าหนึ่งในสี่และความกว้างต่อความยาว 0.5 จะให้ค่า A_0 ประมาณเท่ากับ $(2/3)A_{cp}$ และค่า $t = (3/4)A_{cp}/p_{cp}$ แทนค่าทั้งสองลงในสมการ (9.4) จะได้

$$T_{cr} = 1.1\sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \text{ ก.ก.-ชม.} \quad (9.5)$$

ตามมาตรฐาน ACI กำหนดไว้ว่าแรงบิดในองค์อาคารสามารถถูกละเลยได้ก็ต่อเมื่อ ค่าโมเมนต์บิดที่มากกระทำมีค่าไม่เกิน 25% ของกำลังต้านทานโมเมนต์บิด

$$T_u \leq \phi T_{cr} / 4 \quad (9.6)$$

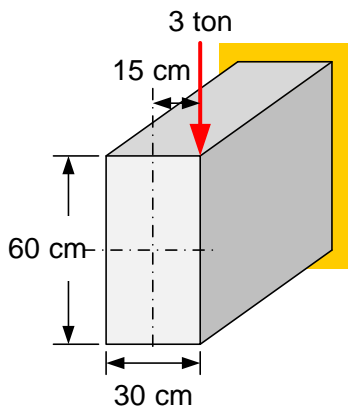
เมื่อ T_u คือโมเมนต์บิดประลัยและ ϕ คือตัวคูณลดกำลังสำหรับการบิดมีค่าเท่ากับ 0.85



รูปที่ 9.7 ส่วนของพื้นที่นำมาคิดรวมกับคานเพื่อช่วยรับการบิด

สำหรับหน้าตัดรูปตัว T และ L ที่เกิดจากการหล่อคานและพื้นเป็นเนื้อเดียวกัน เราอาจคิดความกว้างปีกประสิทธิภาพมาช่วยรับการบิดได้ โดยใช้ระยะที่มากกว่าของคานด้านบนหรือใต้พื้นแต่ต้องไม่เกินสี่เท่าความหนาพื้นดังแสดงในรูปที่ 9.7

ตัวอย่างที่ 9.1 คานยื่นดังแสดงในรูปที่ 9.8 รับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย 3 ตันที่มุมหน้าตัดห่างจากศูนย์กลางหน้าตัด 15 ซม. จงพิจารณาว่าจำเป็นต้องคิดผลของการบิดในการออกแบบหรือไม่ กำหนด $f'_c = 240$ ก.ก./ซม.²



วิธีทำ

เส้นรอบรูปหน้าตัด $p_{cp} = 2(60+30) = 180$ ซม.

พื้นที่หน้าตัด $A_{cp} = (60)(30) = 1,800$ ซม.²

โมเมนต์บิดแตกร้า $T_{cr} = 1.1 \sqrt{240} (1,800)^2 / (180 \times 1,000)$
 $= 307$ ตัน-ซม. $= 3.07$ ตัน-ม.

รูปที่ 9.8 คานยื่นในตัวอย่างที่ 9.1 ชิดจำกัดโมเมนต์บิด $\phi T_{cr}/4 = 0.85(3.07)/4 = 0.65$ ตัน-เมตร

โมเมนต์บิด $T_u = 3 \times 0.15 = 0.45$ ตัน-ม. < 0.65 ตัน-ม.

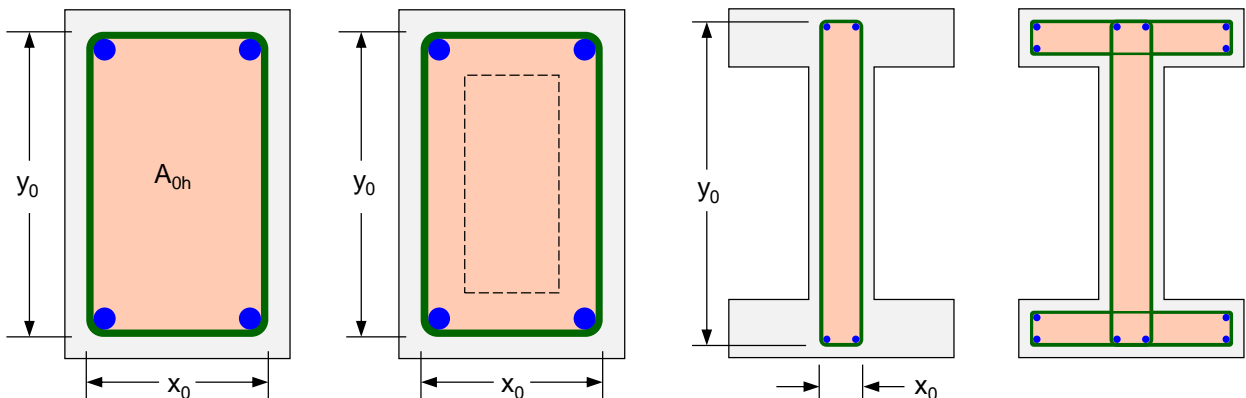
OK

ดังนั้นไม่ต้องคิดผลของแรงบิดในคาน

กำลังบิดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

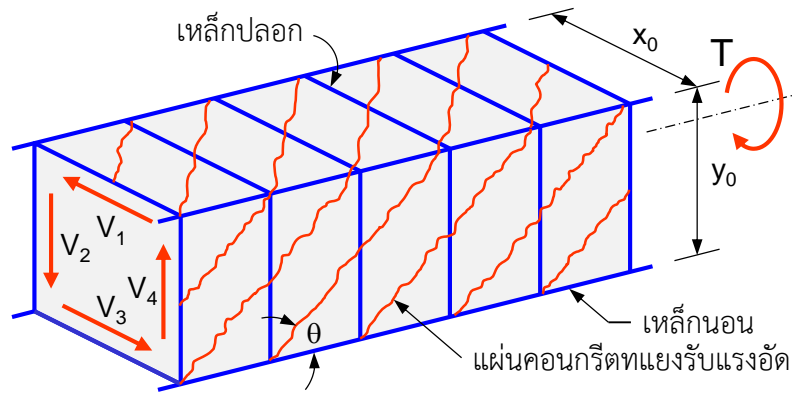
หลังเกิดการแตกร้าจากการบิด คอนกรีตเปลือกนอกที่ห่อหุ้มอยู่จะกะเทาะออกไป โมเมนต์บิดจะถูกต้านทานโดยเหล็กปลอกปิด เหล็กนอน และคอนกรีตที่อยู่ภายในเหล็กปลอก

พื้นที่ A_{oh} ที่ใช้คำนวณจะใช้พื้นที่ที่ถูกโอบล้อมโดยเหล็กปลอกวัดตามแนวศูนย์กลางเหล็กปลอกดังในรูปที่ 9.9 ในกรณีของหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า $A_{oh} = x_0 y_0$ และเส้นรอบรูป $p_h = 2(x_0 + y_0)$ เมื่อ x_0 และ y_0 คือระยะระหว่างศูนย์กลางเหล็กปลอกด้านสั้นและด้านยาวตามลำดับ



รูปที่ 9.9 คานคอนกรีตเสริมเหล็กรับการบิด

การวิเคราะห์ความต้านทานการบิดขององค์อาคารทำได้โดยมององค์อาคารเป็น **โครงถักสามมิติ (Space truss)** ที่ประกอบไปด้วยแผ่นคอนกรีตที่แข็งแรงที่สามารถรับแรงอัดในแนวขนานกับรอยร้าวได้แต่ไม่สามารถรับแรงดึงในแนวตั้งฉาก และมีเหล็กปลอกทางขวางและเหล็กนอนเพื่อรับแรงดึงตั้ง ในรูปที่ 9.10

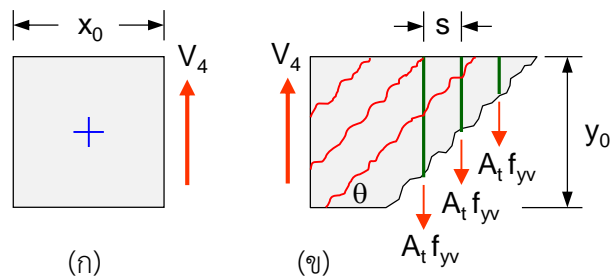


รูปที่ 9.10 การวิเคราะห์โครงถักสามมิติ

จากรูปที่ 9.10 จะเห็นว่ากำลังบิดขององค์อาคารเกิดจากแรงเฉือน V_1, V_2, V_3 และ V_4 บนด้านทั้งสี่มุมระยะถึงศูนย์กลางหน้าตัด ตัวอย่างเช่นกำลังต้านทานการบิดจากแรงเฉือน V_4 ทางด้านขวาตั้งในรูปที่ 9.11(ก) จะมีค่าเท่ากับ

$$T_4 = \frac{V_4 x_0}{2} \quad (9.7)$$

รูปที่ 9.11 พื้นฐานการออกแบบเหล็กปลอกต้านทานการบิด



พิจารณาทางด้านข้างในรูปที่ 9.11(ข) โดยมุมรอยร้าว θ มีค่าอยู่ระหว่าง $30^\circ - 60^\circ$ ตามมาตรฐาน ACI แนะนำให้ใช้ $\theta = 45^\circ$ จำนวนเหล็กปลอกที่รอยร้าวตัดผ่านคือ $n = y_0 / s$ จากสมดุลของแรงในแนวตั้งแรงเฉือน V_4 จะเท่ากับกำลังดึงของเหล็กปลอกทุกเส้นที่รอยร้าวตัดผ่าน นั่นคือ

$$V_4 = A_t f_{yv} n = \frac{A_t f_{yv} y_0}{s} \quad (9.8)$$

เมื่อ A_t = พื้นที่เหล็กปลอกหนึ่งขา (ชม.²)

f_{yv} = กำลังครากของเหล็กเสริมทางขวาง (กก./ชม.²)

แทนค่า V_4 จากสมการ (9.8) ลงใน (9.7) จะได้

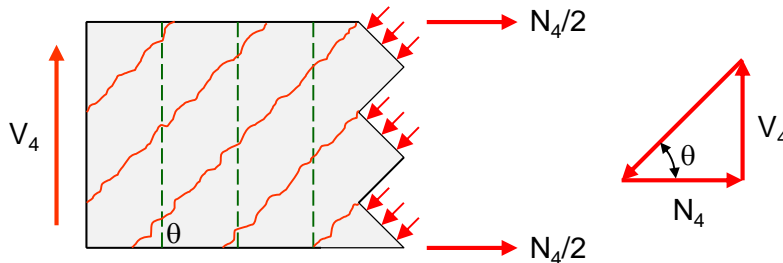
$$T_4 = \frac{A_t f_{yv} y_0 x_0}{2s} \quad (9.9)$$

เมื่อพิจารณาด้านที่เหลือจะพบว่า $T_1 = T_2 = T_3 = T_4$ กำลังบิดของหน้าตัดคือผลรวมกำลังบิดของทุกด้านมีค่าเท่ากับ

$$T_n = \sum_{i=1}^4 T_i = \frac{2A_t f_{yv} x_0 y_0}{s} = \frac{2A_t f_{yv} A_{0h}}{s} \quad (9.10)$$

ACI แนะนำให้ใช้ค่า $A_0 = 0.85A_{0h}$ แทนค่า A_{0h} ในสมการ (9.10) กำลังบิดของหน้าตัดจึงกลายเป็น

$$T_n = \frac{2A_t f_{yv} A_0}{s} \quad (9.11)$$



รูปที่ 9.12 สมดุลแรงอัดที่แยงจากแรงเฉือนในแนวตั้ง V_4

ส่วนของคอนกรีตที่แตกกร้าวเป็นเส้นในแนวทแยงรับแรงอัดจะต้องถูกนำมาคิดเพื่อให้หน้าตัดอยู่ในสมดุล ดังแสดงในรูปที่ 9.12 องค์ประกอบในแนวราบของแรงอัดในผนังตั้งจะต้องหักล้างกับแรงดึงตามแนวแกน N_4

$$N_4 = V_4 \cot \theta = \frac{A_t f_{yv} y_0}{s} \quad (9.12)$$

ทำการรวมผลจากทั้งสี่ด้านอีกครั้ง จะได้ว่าแรงตามแนวแกนทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นในองค์อาคารคือ

$$\sum_{i=1}^4 N_i = \frac{A_t f_{yv}}{s} 2(x_0 + y_0) = \frac{A_t f_{yv} p_h}{s} \quad (9.13)$$

เมื่อ p_h คือเส้นรอบรูปที่วัดจากเส้นผ่าศูนย์กลางปลอกปิด เหล็กเสริมในแนวนอนจะต้องถูกจัดเตรียมเพื่อรับแรงตามแนวแกนที่เพิ่มขึ้น N ซึ่งถ้าออกแบบให้เหล็กถึงจุดคราก

$$A_t f_{yt} = \frac{A_t f_{yv} p_h}{s} \quad (9.14)$$

และ

$$A_t = \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_{yt}} \quad (9.15)$$

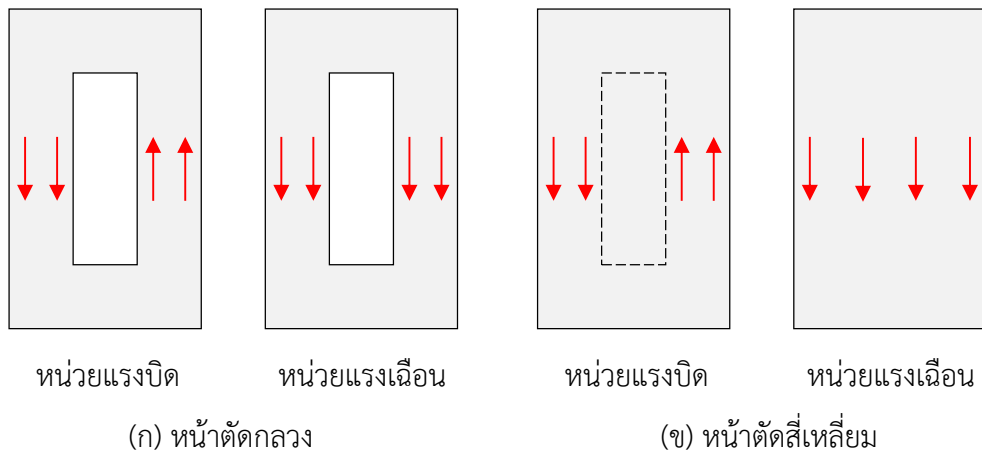
เมื่อ A_t = พื้นที่เหล็กนอนทั้งหมดที่ต้องการเพื่อต้านทานการบิด (ชม.2)

f_{yt} = กำลังครากของเหล็กเสริมรับการบิดในแนวนอน (กก./ชม.2)

กำลังต้านทานการบิด ϕT_n ต้องมีค่าไม่น้อยกว่าแรงบิดประลัย T_u ในการคำนวณ T_n ตามวิธีของ ACI ในสมการ (9.11) นั้นจะสมมุติให้แรงบิดทั้งหมดถูกต้านทานโดยเหล็กปลอกปิดและเหล็กนอนโมเมนต์บิด T_c ซึ่งต้านทานโดยคอนกรีตจะถูกสมมุติให้เท่ากับศูนย์ ในขณะที่สมมุติกำลังต้านทานแรงเฉือน V_c ของคอนกรีตไม่เปลี่ยนแปลงเมื่อเกิดโมเมนต์บิด ดังนั้นการคำนวณจึงไม่ยุ่งยากเหมือนมาตรฐานเก่าที่ต้องใช้สูตรปฏิสัมพันธ์ของ V , T และ M ในการเสริมเหล็กเพื่อรับแรงเฉือนจะพิจารณาจากค่า $V_s = V_n - V_c$ ในขณะที่เหล็กเสริมรับแรงบิดจะใช้ค่า T_n

หน่วยแรงร่วมกระทำของโมเมนต์บิดและแรงเฉือน

โดยปกติแล้วคานจะรับการดัดและการเฉือน ดังนั้นเมื่อคานรับการบิดจึงมักต้องรับผลจากการร่วมกระทำของแรงภายในทั้งสาม หน่วยแรงเฉือนที่เกิดจากแรงเฉือนและโมเมนต์บิดบนหน้าตัดจะแตกต่างกันดังในรูปที่ 9.13 โดยแสดงการกระจายหน่วยแรงเฉือนจากการบิดและแรงเฉือนบนหน้าตัดทอกลวงรูปที่ 9.13(ก) และหน้าตัดสี่เหลี่ยมในรูปที่ 9.13(ข)



รูปที่ 9.13 การร่วมกระทำของแรงบิดและแรงเฉือน

หน่วยแรงเฉือนที่เกิดจากแรงเฉือน V คือ $\tau_v = V / (bd)$ หน่วยแรงเฉือนที่เกิดจากการบิดจากสมการที่ (9.3) คือ $\tau_t = T / (2A_o t)$ สำหรับหน้าตัดคอนกรีตแตกร้าวที่มี $A_o = 0.85A_{oh}$ และ $t = A_{oh}/p_h$ ในรูปที่ 9.13(ก) หน้าตัดทอกลวงหน่วยแรงทั้งสองจะรวมกันบนด้านหนึ่งขององค์อาคาร $\tau = \tau_v + \tau_t$ ต้องมีค่าไม่เกินหน่วยแรงเฉือนมากที่สุด

$$\frac{V_u}{bd} + \frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{bd} + 2.1\sqrt{f'_c} \right) \quad (9.16)$$

เมื่อ $V_c = 0.53\sqrt{f'_c} bd$ คือกำลังเฉือนของคอนกรีตน้ำหนักปกติ

สำหรับองค์อาคารที่มีหน้าตัดสี่เหลี่ยมดังในรูปที่ 9.13(ข) หน่วยแรง τ_t จะกระจายโดยรอบเส้นรอบรูปตามสมมติฐานทอกลวง ในขณะที่ τ_v กระจายไปทั่วทั้งหน้าตัด สมการที่ใช้ในการตรวจสอบคือ

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{bd} + 2.1\sqrt{f'_c} \right) \quad (9.17)$$

ผลรวมของหน่วยแรงจากการเฉือนและการบิดทางด้านซ้ายของสมการ (9.16) และ (9.17) ต้องมีค่าไม่เกินหน่วยแรงแตกร้าวจากการเฉือนบวก $2.1\sqrt{f'_c}$ ซึ่งเป็นเงื่อนไขเดิมที่ใช้ในการออกแบบเพื่อการเฉือนเพียงอย่างเดียว เงื่อนไขนี้จะช่วยลดการแตกร้าวและป้องกันการอัดแตก (Crushing) ของคอนกรีตเนื่องจากการเฉือนและการบิด

การออกแบบคานรับการเฉือนและการบิด

ในการออกแบบหน้าตัดคานเพื่อรับผลร่วมกระทำของการเฉือนและการบิดนั้น จะเริ่มจากการออกแบบโมเมนต์ดัดเพียงอย่างเดียวก่อน จากนั้นพิจารณาเหล็กปลอกและเหล็กนอนเพิ่มเติมเพื่อดำเนินการเฉือนและการบิด

การออกแบบสำหรับกำลังเฉือนจากบทที่ 5 กำหนดให้

$$\phi V_n \geq V_u \quad (9.15)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (9.10)$$

จากกำลังเฉือนของเหล็กปลอก $V_s = A_v f_{yv} d / s$ แทนที่จะออกแบบโดยเลือกเหล็กปลอกและระยะห่าง เราจะคำนวณเป็นอัตราส่วน A_v / s เก็บไว้เพื่อไปรวมกับปริมาณเหล็กปลอกที่ต้องการเพิ่มเติมเพื่อดำเนินการบิด

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yv} d} \quad (9.18)$$

สำหรับการออกแบบเพื่อให้มีกำลังบิดที่เพียงพอตามมาตรฐาน ACI กำหนดให้

$$\phi T_n \geq T_u \quad (9.19)$$

เมื่อ $T_u =$ โมเมนต์บิดประลัยที่ต้องการ, $T_n =$ กำลังบิดที่องค์อาคารต้านทานได้ และตัวคูณลดกำลัง $\phi = 0.85$ จะใช้สำหรับกำลังต้านทานการบิด

แรงบิดน้อยที่สุด

ในการออกแบบหลังจากคำนวณโมเมนต์บิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย T_u ได้ให้ตรวจสอบว่าเกิน 25% ของกำลังโมเมนต์บิดแตกร้าวหรือไม่ จากสมการ (9.5) และ (9.6) จะได้

$$T_u \leq \frac{\phi T_{cr}}{4} \leq 0.275 \phi \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \quad (9.20)$$

การเสริมเหล็กรับแรงบิด

หากโมเมนต์บิดประลัย T_u มีค่าเกิน 25% ของกำลังต้านทานโมเมนต์บิดในสมการ (9.20) จะต้องเสริมเหล็กเพิ่มเติมเพื่อดำเนินการแตกร้าว แทนค่าสมการ (9.11) ลงใน (9.19) จะได้

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{2A_t f_{yv} A_o}{s} \quad (9.21)$$

ปริมาณเหล็กปลอกที่ต้องการเพื่อดำเนินการบิด

$$\frac{2A_t}{s} = \frac{T_u}{\phi f_{yv} A_o} \quad (9.22)$$

เหล็กปลอกร่วมรับแรงเฉือนและโมเมนต์บิด

เมื่อนำเหล็กปลอกรับแรงบิด A_t/s มารวมกับเหล็กปลอกรับแรงเฉือน A_v/s ซึ่งมีหน่วยเป็น ซม.²/ซม.

แต่เนื่องจาก A_v นั้นคิดจากสองขาของเหล็กปลอก ในขณะที่ A_t คิดจากหนึ่งขา ผลรวม A_{v+t}/s คือ

$$\frac{A_{v+t}}{s} = \frac{A_v}{s} + \frac{2A_t}{s} \quad (9.23)$$

เมื่อ A_{v+t} คือพื้นที่เหล็กปลอกสองขา เมื่อเลือกเหล็กปลอกเช่น RB9 หรือ DB10 ก็จะคำนวณ A_{v+t} จากสองเท่าพื้นที่คือ RB9: $2(0.636) = 1.27$ ซม.² หรือ DB10: $2(0.785) = 1.57$ ซม.² แล้วคำนวณระยะห่างระหว่างปลอก s ถ้าคานมีเหล็กปลอกมากกว่าสองขาเพื่อรับแรงเฉือนให้ใช้เพียงสองขานอกในการรวมตามสมการ (9.23)

ปริมาณเหล็กปลอกน้อยที่สุด

เพื่อที่จะควบคุมการแตกร้าวแบบเกลียว ระยะห่างมากที่สุดของเหล็กปลอกรับแรงบิดไม่ควรจะเกิน $p_h/8$ หรือ 30 ซม. โดยใช้ค่าที่น้อยกว่า นอกจากนั้นสำหรับองค์อาคารที่ต้องการทั้งเหล็กเสริมรับแรงเฉือนและแรงบิด พื้นที่เหล็กปลอกน้อยที่สุดจะต้องไม่น้อยกว่า

$$\frac{A_{v+t}}{s} \geq \frac{3.5b}{f_{yv}} \quad (9.24)$$

เหล็กนอนร่วมรับโมเมนต์ดัดและโมเมนต์บิด

เหล็กนอนที่คำนวณเพื่อรับโมเมนต์ดัดนั้นจะเป็นเหล็กกลางถ้าเป็นโมเมนต์บวกและเหล็กบนเพื่อรับโมเมนต์ลบ ในขณะที่เหล็กนอนเพื่อต้านทานโมเมนต์บิด

$$A_l = \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \quad (9.25)$$

จะวางกระจายตามเส้นรอบรูปหน้าตัดภายในเหล็กปลอกปิดโดยมีระยะห่างมากที่สุดไม่เกิน 30 ซม. มีเหล็กอย่างน้อยหนึ่งเส้นในแต่ละมุมของเหล็กปลอก เส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กนอนน้อยที่สุดคือ $1/24$ ระยะห่างเหล็กปลอก แต่ต้องไม่น้อยกว่า DB10 และต้องเสริมเหล็กรับการบิดเลยจุดที่ต้องการไปเป็นระยะ $b_t + d$ เมื่อ b_t คือความกว้างของส่วนนั้นที่มีเหล็กปลอกต้านทานการบิด

ACI ยอมให้ปริมาณของ A_l ในบริเวณรับแรงอัดจากการดัดลดลงได้เท่ากับ $M_u / (0.9df_{yl})$ เมื่อ M_u เป็นโมเมนต์ดัดประลัยกระทำที่หน้าตัดที่ถูกร่วมกระทำโดย T_u

ปริมาณเหล็กนอนน้อยที่สุด

ปริมาณเหล็กนอนที่คำนวณจากสมการ (9.25) ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า

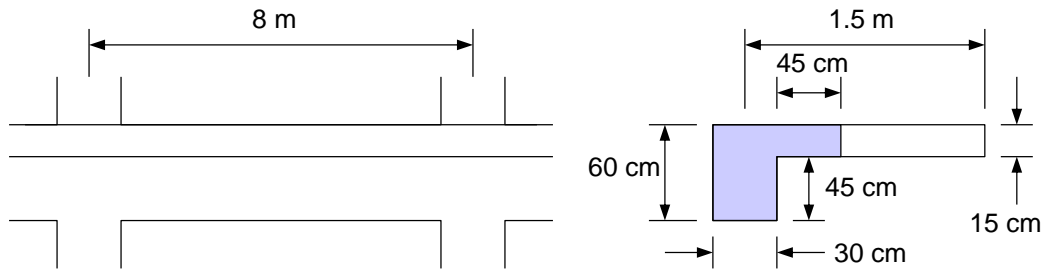
$$A_{lmin} = \frac{1.3\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_{yv}} - \left(\frac{A_t}{s}\right) p_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \quad (9.26)$$

เมื่อ A_t/s จะต้องมีค่าไม่น้อยกว่า $1.76b/f_{yv}$

ปริมาณเหล็กนอน A_l น้อยที่สุดในสมการ (9.26) นั้นมีเพื่อคงอัตราส่วนเหล็กเสริมต่อปริมาตรคอนกรีตประมาณ 1% สำหรับคอนกรีตเสริมเหล็กรับโมเมนต์บิดเพียงอย่างเดียว

ตัวอย่างที่ 9.2 การออกแบบสำหรับแรงบิดและแรงเฉือน

คานช่วงยาว 8 เมตรดังแสดงในรูปที่ 9.14 รองรับพื้นยื่น 1.5 เมตร โดยการหล่อเป็นเนื้อเดียวกัน คานจึงมีลักษณะเป็นตัว L รับน้ำหนักบรรทุกทุกจร 1.2 ตัน/เมตรบนศูนย์กลางคาน บวกกับอีก 200 กก./เมตรที่กระจายสม่ำเสมอบนพื้น ความลึกประสิทธิภาพของคานเท่ากับ 54 ซม. และระยะทางจากผิวคานถึงศูนย์กลางเหล็กปลอกเท่ากับ 4 ซม. กำหนด $f'_c = 280$ กก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ กก./ซม.² จงออกแบบเหล็กเสริมรับแรงบิดและแรงเฉือน



รูปที่ 9.14 คานในตัวอย่างที่ 9.2

วิธีทำ

1. คำนวณแรงภายใน

$$\begin{aligned} \text{น้ำหนักบรรทุกทุกบนพื้น} \quad w_u &= 1.4(0.15)(1.5)(2,400) + 1.7(200)(1.5) \\ &= 1,266 \text{ กก./เมตร} \end{aligned}$$

$$\text{ระยะเยื้องศูนย์กลาง} = 1.5/2 = 0.75 \text{ เมตร}$$

$$\begin{aligned} \text{น้ำหนักบรรทุกทุกบนคาน} \quad w_u &= 1.4(0.6)(0.3)(2,400) + 1.7(1,200) \\ &= 2,645 \text{ กก./เมตร} \end{aligned}$$

$$\text{แรงเฉือนที่ผิวเสา} \quad V_u = (1.266+2.645) \times 8/2 = 15.6 \text{ ตัน}$$

$$\text{แรงบิดที่ผิวเสา} \quad T_u = (1.266)(0.75) \times 8/2 = 3.8 \text{ ตัน}$$

$$\text{โมเมนต์ดัด} \quad M_u = (1.266+2.645) \times 8^2/10 = 25.0 \text{ ตัน-เมตร}$$

ที่หน้าตัดวิกฤตที่ระยะ d จากผิวเสา

$$V_u = 15.6(3.46/4) = 13.5 \text{ ตัน}$$

$$T_u = 3.8(3.46/4) = 3.3 \text{ ตัน}$$

2. ออกแบบเหล็กเสริมรับการดัด

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{25 \times 10^5}{0.9 \times 30 \times 54^2} = 31.8 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right) = 0.0086$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

OK

$$A_{c,flexure} = \rho b d = 0.0086 \times 30 \times 54 = 13.9 \text{ ซม.}^2$$

3. ตรวจสอบโมเมนต์บิดแตกร้าว

หน้าตัดคานประสิทธิผล: คัดบางส่วนของพื้นมาช่วยต้านการบิดโดยใช้ระยะที่น้อยกว่าระหว่าง

$$\text{ความลึกคานที่เกินความหนาพื้น} = 60 - 15 = 45 \text{ ซม.}$$

ควบคุม

$$\text{สี่เหลี่ยมคานที่เกินความหนาพื้น} = 4 \times 15 = 60 \text{ ซม.}$$

$$\text{ดังนั้น} \quad A_{cp} = (30)(60) + (15)(45) = 2,475 \text{ ซม.}^2$$

$$p_{cp} = 2(60+75) = 270 \text{ ซม.}$$

$$\text{ขีดจำกัดโมเมนต์บิด:} \quad \frac{\phi T_{cr}}{4} = \frac{0.85(0.275)\sqrt{280}(2,475)^2}{(270)(1,000)(100)} = 0.87 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$< [T_u = 3.3 \text{ ตัน}]$$

ดังนั้นจำเป็นต้องเสริมเหล็กรับแรงบิด

4. ตรวจสอบหน่วยแรงเฉือนจากแรงบิดและแรงเฉือนร่วมกระทำ

$$b_w d = (30)(54) = 1,620 \text{ ซม.}^2 \quad A_{oh} = x_o y_o = (22)(52) = 1,144 \text{ ซม.}^2$$

$$x_o = 30 - 2(4) = 22 \text{ ซม.}$$

$$A_o = 0.85A_{oh} = 0.85(1,144) = 972.4 \text{ ซม.}^2$$

$$y_o = 60 - 2(4) = 52 \text{ ซม.}$$

$$p_h = 2(22+52) = 148 \text{ ซม.}$$

$$\sqrt{\left(\frac{13.5}{1,620}\right)^2 + \left(\frac{3.3(100)(148)}{1.7(1,144)^2}\right)^2} \leq \frac{0.85}{1,000} (0.53 + 2.1) \sqrt{280}$$

$$0.0235 \text{ ตัน/ซม.}^2 \leq 0.0374 \text{ ตัน/ซม.}^2$$

OK

5. เหล็กปลอกรับแรงบิด

$$\frac{A_t}{s} = \frac{3.3(100)(1,000)}{2(0.85)(972.4)(4,000)} = 0.0575 \text{ ซม.}$$

6. เหล็กปลอกรับแรงเฉือน

$$\phi V_c = 0.85(0.53)\sqrt{280}(30)(54) / 1,000 = 12.2 \text{ ตัน}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_y d} = \frac{(13.5 - 12.2)(1,000)}{0.85(4,000)(54)} = 0.0071 \text{ ซม.}$$

7. เหล็กปลอกรวมทั้งหมด

$$\frac{A_{v+t}}{s} = 0.007 + 2(0.050) = 0.107 \text{ ซม.}$$

$$3.5 \frac{b_w}{f_y} = 3.5(30) / 4,000 = 0.026 \text{ ซม.} < \frac{A_{v+t}}{s}$$

OK

ลองใช้เหล็ก DB12: $A_v = 2(1.13) = 2.26 \text{ ซม.}^2$

$s = 2.26/0.107 = 21.1 \text{ ซม.}$

$p_h/8 = 148/8 = 18.5 \text{ ซม.}$

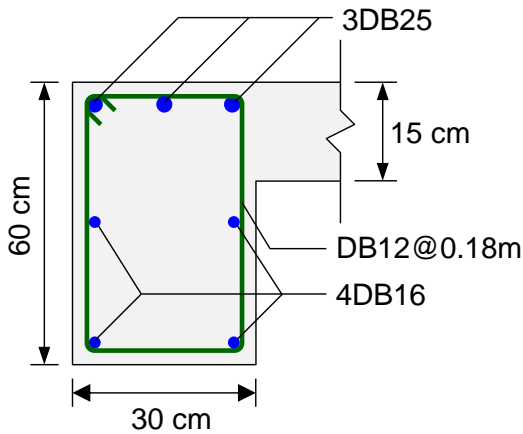
เลือกใช้เหล็กปลอก **DB12 @ 0.18 เมตร** ($A_{v+t} = 2.26/18 = 0.126 \text{ ซม.}^2$)

8. เหล็กนอนที่ต้องการ

$A_\ell = \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yw}}{f_{yt}} = 0.0575(148) = 8.51 \text{ ซม.}^2$

$A_{\ell, \min} = \frac{1.3\sqrt{280}(2,475)}{4,000} - 8.51 = 4.95 \text{ ซม.}^2 < A_\ell$ **OK**

โดยที่ A_v/s ต้องไม่น้อยกว่า $1.8(30)/4,000 = 0.0132 \text{ ซม.}$ **OK**



การตัด: $A_\ell = 13.9 \text{ ซม.}^2$ (เหล็กบน)

การบิด: $A_\ell = 8.51 \text{ ซม.}^2$ (กระจายรอบหน้าตัด)

เสริมเหล็ก **4DB16** ในช่วงล่างของหน้าตัดตั้งในรูปที่ 9.15

พื้นที่เหล็กเสริมที่เหลือ = $8.51 - 4(2.01) = 0.47 \text{ ซม.}^2$

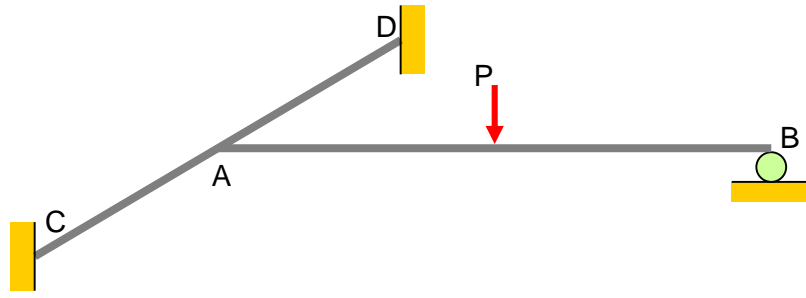
รวมกับเหล็กเสริมบน = $13.9 + 0.47 = 14.37 \text{ ซม.}^2$

รูปที่ 9.15 ผลการออกแบบในตัวอย่างที่ 9.2 ∴ ใช้เหล็กเสริมบน **3DB25** ($A_s=14.73\text{ ซม.}^2$)

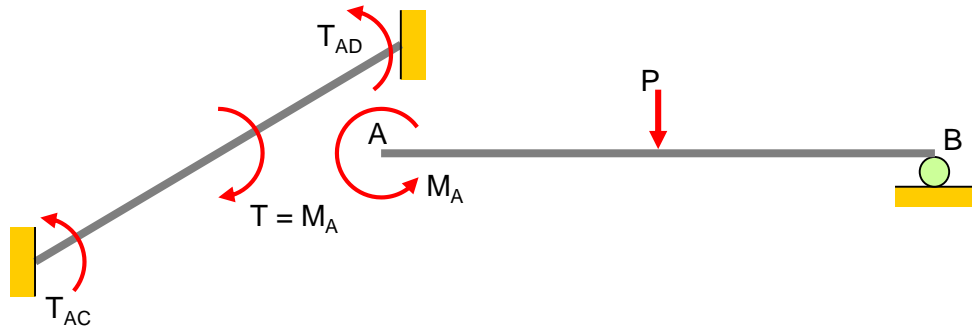
การบิดเทียบเท่า (Compatibility Torsion)

โมเมนต์บิดที่เกิดขึ้นในองค์อาคารอาจแบ่งออกได้เป็นสองประเภทคือ การบิดสมดุล (Equilibrium torsion) ซึ่งเราสามารถใส่สมการสมดุลคำนวณออกมาได้ว่ามีค่าเท่าไรดังเช่นในรูปที่ 9.1 และในตัวอย่างที่ 9.2 และ การบิดเทียบเท่า (Compatibility torsion) ที่เกิดจากการเสีรูปร่างขององค์อาคารที่ต่อกันอยู่

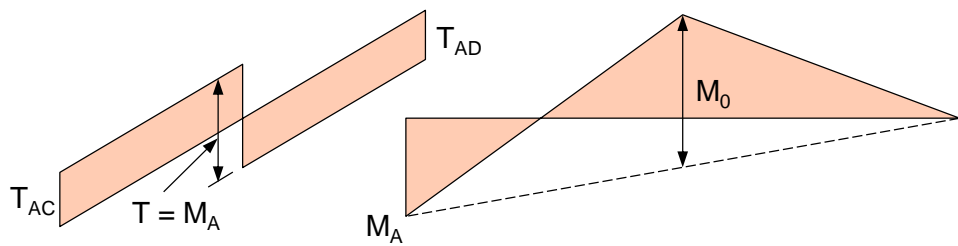
รูปที่ 9.16 แสดงคาน AB รับน้ำหนักกระทำเป็นจุด P ที่กลางช่วง ปลาย A ถูกหล่อเป็นเนื้อเดียวกับคาน CD ที่มารองรับ ดังนั้นเมื่อคาน AB รับน้ำหนักบรรทุกเกิดการแอ่นตัว ปลาย A จะพยายามหมุนไปแต่ถูกต้านทานจากคาน CD จึงเกิดโมเมนต์ลบ M_A ขึ้น ซึ่งในทางกลับกันโมเมนต์นี้จะกลายเป็นโมเมนต์บิด T สำหรับคาน CD ทำให้จุดรองรับของคาน CD ต้องต้านทานโมเมนต์บิดคือ T_{AC} และ T_{AD}



(ก) ปลายคาน A ถูกหล่อเป็นเนื้อเดียวกับคาน CD



(ข) โมเมนต์ที่ปลาย A ทำให้เกิดโมเมนต์บิดในคาน CD



(ค) แผนภูมิโมเมนต์ในคาน AB และ CD

รูปที่ 9.16 การบิดเทียบเท่า

ขนาดของโมเมนต์บิดที่เกิดขึ้นจะขึ้นกับสัดส่วนระหว่างสติฟเนสการบิดของคาน CD และสติฟเนสการดัดของคาน AB ถ้าจุด C และ D ยอมให้หมุนได้อิสระรอบแกน CD โมเมนต์บิด T จะเท่ากับศูนย์ แต่ถ้าจุด C และ D ไม่สามารถหมุนได้ หรือสติฟเนสการบิดของคาน CD มีสูงกว่าสติฟเนสการดัดของคาน AB มาก

โมเมนต์ M_A ก็จะมีค่ามากที่สุดเท่ากับโมเมนต์ที่จะเกิดขึ้นเมื่อปลาย A เป็นปลายยึดแน่น (Fixed end) ดังนั้นขนาดของโมเมนต์บิด T และโมเมนต์ดัด M_A จะเกิดจากการที่มุมที่ปลายคาน A ต้องเทียบเท่ากับ (Compatible) มุมบิดของคาน CD ที่จุด A และเมื่อมีโมเมนต์ M_A ก็จะทำให้โมเมนต์ที่กลางช่วงคาน AB ลดลง แต่เมื่อคานแตกร้างจากการบิด สติฟเนสการบิดจะลดลง โมเมนต์บิด T และโมเมนต์ดัด M_A จะลดลง โมเมนต์ที่กลางช่วงคานก็จะเพิ่มขึ้น

ถ้าโมเมนต์บิด T_u สามารถถูกคำนวณได้โดยใช้สภาวะสมดุล เราก็จะออกแบบของคานอาคารเพื่อรับ T_u ได้ตามขั้นตอนที่ได้กล่าวมาแล้ว แต่ถ้าเป็นการบิดเทียบเท่าและมีการลดลงของโมเมนต์

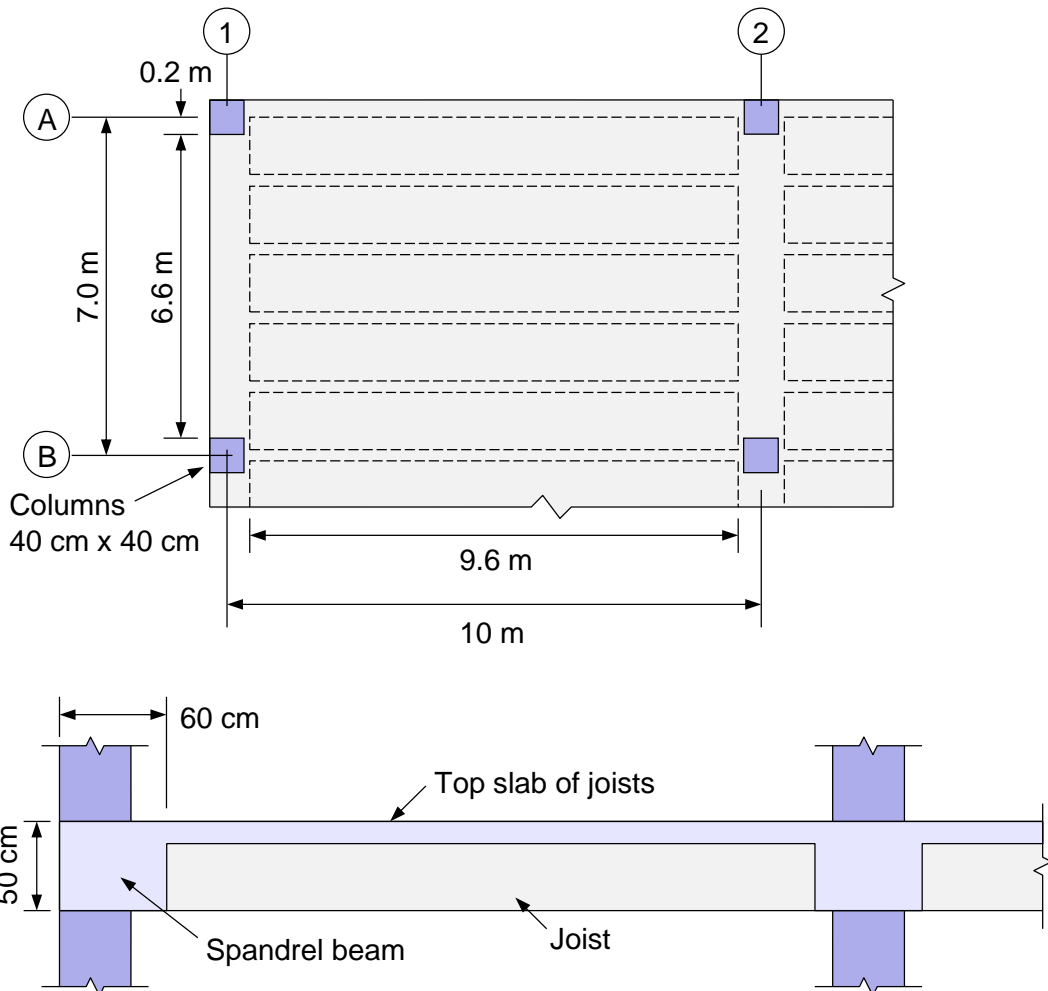
บิดจากการกระจายซ้ำของโมเมนต์ ACI ยอมให้ลดค่า T_u ลงเหลือประมาณค่าโมเมนต์บิดแตกร้าวจององค์อาคารรับการบิดล้วนมีค่าเท่ากับ

$$T_u = T_{cr} = \phi 1.1 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \quad (9.27)$$

ณหน้าตัดที่ระยะ d จากผิวจุดรองรับ ค่าโมเมนต์ที่ใช้คือโมเมนต์บิดแตกร้าวจององค์อาคารในกรณีที่รับการบิดเพียงอย่างเดียว การเสริมเหล็กรับการบิดที่ได้จะช่วยจำกัดการแตกร้าวจองการรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน

ตัวอย่างที่ 9.3 การบิดเทียบเท่า

ระบบพื้นทางเดียวรองรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ที่ประลัยทั้งหมด 750 ก.ก./ม.^2 และน้ำหนักบรรทุกจรประลัย 800 ก.ก./ม.^2 จงออกแบบคานขอบช่วงริมน AB บนเส้นกริด 1 น้ำหนักบรรทุกคงที่ที่ประลัยของตัวคานเองคือ 1.6 ตัน/ม. กำหนด $f'_c = 280 \text{ ก.ก./ซม.}^2$ และ $f_{yt} = f_{ft} = 4,000 \text{ ก.ก./ซม.}^2$



รูปที่ 9.17 ระบบพื้นในตัวอย่างที่ 9.3

วิธีทำ

1. คำนวณโมเมนต์ตัดในคาน

น้ำหนักบรรทุกทุกประลัย	$w_u = 0.75+0.8$	$= 1.55$ ตัน/เมตร ²
แรงปฏิกิริยาที่พื้นถ่ายลงคาน	$w_u L/2 = 1.55 \times 9.6/2$	$= 7.44$ ตัน/เมตร
น้ำหนักบรรทุกทุกลงคานทั้งหมด	$w_u = 7.44 + 1.6$	$= 9.04$ ตัน/เมตร
โมเมนต์ลบที่จุดรองรับภายนอก	$- M_u = w_u L^2/16 = 9.04 \times 6.6^2/16$	$= 24.6$ ตัน-เมตร
โมเมนต์บวกกกลางช่วง	$+ M_u = w_u L^2/14 = 9.04 \times 6.6^2/14$	$= 28.1$ ตัน-เมตร
โมเมนต์ลบที่จุดรองรับภายใน	$- M_u = w_u L^2/10 = 9.04 \times 6.6^2/10$	$= 39.4$ ตัน-เมตร

2. ตรวจสอบขนาดหน้าตัด $b = 60$ ซม., $d = 44$ ซม., และ $h = 50$ ซม.

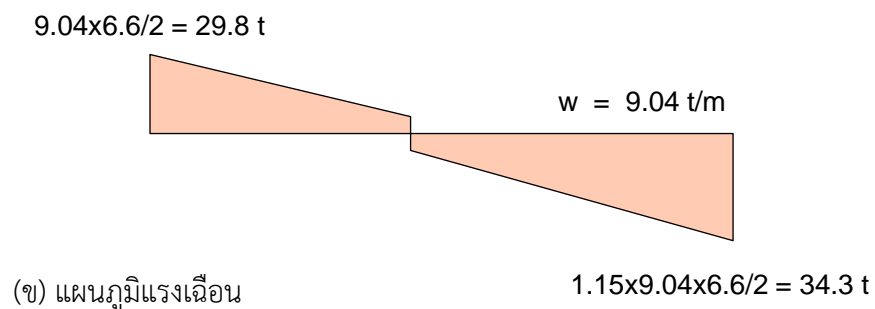
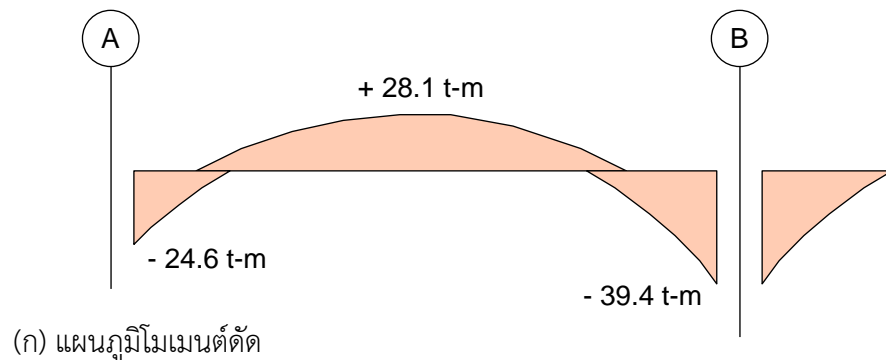
จาก $f'_c = 280$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²

เปิดตารางที่ ก.3 จะได้ $\rho_{min} = 0.0035$, และ $\rho_{max} = 0.0229$

	M_u	R_n	ρ
โมเมนต์ลบที่จุดรองรับภายนอก	24.6	23.5	0.0062
โมเมนต์บวกกกลางช่วง	28.1	26.9	0.0072
โมเมนต์ลบที่จุดรองรับภายใน	39.4	37.7	0.0103

3. เขียนแผนภูมิ M_u , V_u และ T_u

แผนภูมิโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนของคานขอบคำนวณโดยใช้ค่าสัมประสิทธิ์ของ ACI ดังแสดงในรูป 9.18(ก) และ (ข)

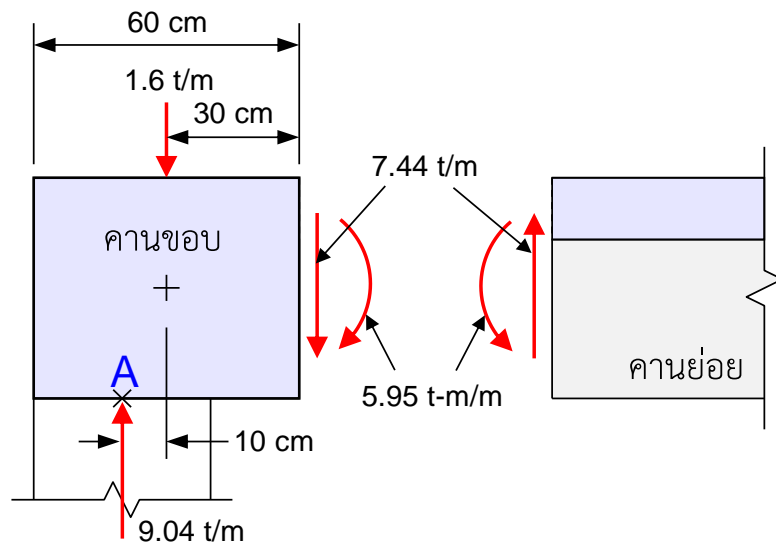


รูปที่ 9.18 แผนภูมิโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนในคานขอบ

คานย่อยที่มาวางพาดบนคานของมีระยะช่องว่างระหว่างผิวที่รองรับหรือ **clear span = 9.6** เมตร เนื่องจากปลายคานย่อยถูกหล่อเป็นเนื้อเดียวกับคานขอบ จึงเกิดโมเมนต์ลบขึ้น

$$-M_u = \frac{w_u L^2}{24} = \frac{1.55 \times 9.6^2}{24} = 5.95 \text{ ตัน-เมตร/ความยาวคาน 1 เมตร}$$

ซึ่งค่าโมเมนต์ดัดลบที่ปลายคานย่อยนี้จะทำหน้าที่เป็นโมเมนต์บิดในคานขอบ ดังแสดงในรูป 9.19 โมเมนต์นี้และแรงเฉือนที่ปลายคานย่อย **7.44 ตัน/เมตร** กระทำที่ผิวคานขอบ เมื่อหาผลรวมโมเมนต์รอบศูนย์กลางเสา (จุด A ในรูปที่ 9.19) จะได้ **9.1 ตัน-เมตร/เมตร**



รูปที่ 9.19 แผนภูมิอิสระของคานขอบ

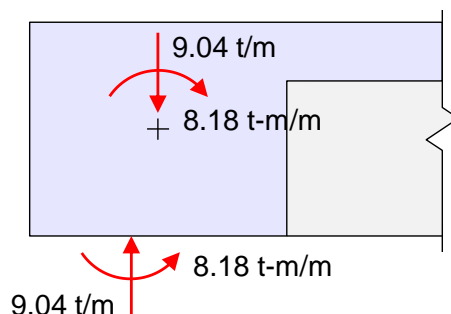
$[\Sigma M_A = 0]$ โมเมนต์รอบศูนย์กลางเสา:

$$1.6 (0.1) + 7.44 (0.4) + 5.95 = 9.1 \text{ ตัน-เมตร}$$

ในการออกแบบการบิดสำหรับคานขอบ จะใช้โมเมนต์บิดรอบศูนย์กลางคานขอบ ดังในรูปที่ 9.20

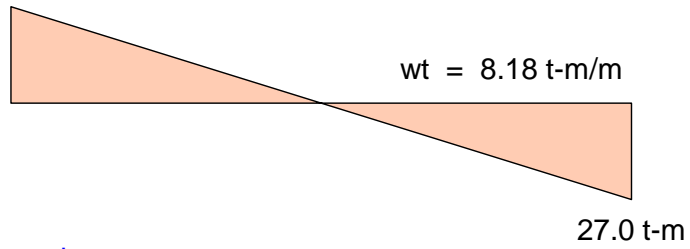
$$w_t = 5.95 + 7.44 (0.3) = 8.18 \text{ ตัน-เมตร/เมตร}$$

โมเมนต์บิดมีค่าคงที่ที่กระจายตลอดความยาวคานขอบ เขียนเป็นแผนภูมิเช่นเดียวกับแผนภูมิแรงเฉือนได้ดังในรูปที่ 9.21



รูปที่ 9.20 โมเมนต์บิดรอบศูนย์กลางคานขอบ

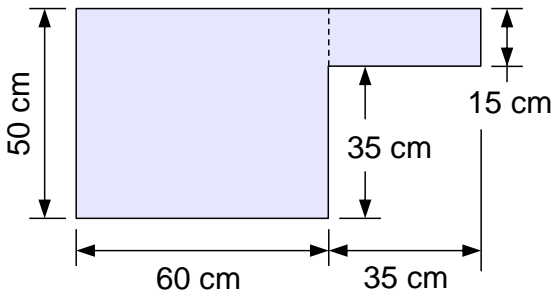
$$8.18 \times 6.6 / 2 = 27.0 \text{ t-m}$$



รูปที่ 9.21 แผนภูมิโมเมนต์บิดรอบในคานขอบ

4. ตรวจสอบโมเมนต์บิดแตกร้า

ถ้า $T_u > \phi T_{cr} / 4$ ต้องพิจารณาออกแบบต้านทานการบิด



ระยะปีกยื่นใช้ค่าที่น้อยกว่าระหว่าง:

- ความลึกคานใต้ปีก = $50 - 15 = 35$ ซม.

- สี่เท่าความหนาปีก = $4 \times 15 = 60$ ซม.

ใช้ 35 ซม. ดังในรูปที่ 9.22

รูปที่ 9.22 หน้าตัดประสิทธิภาพต้านทานการบิด

$$A_{cp} = 50 \times 60 + 15 \times 35 = 3,525 \text{ ซม.}^2$$

$$p_{cp} = 2(50 + 95) = 290 \text{ ซม.}$$

$$\frac{\phi T_{cr}}{4} = 0.85 \times \frac{1.1 \sqrt{280}}{4} \left(\frac{3,525^2}{290} \right) = 167,591 \text{ ก.ก.-เมตร} = 1.67 \text{ ตัน-เมตร}$$

เนื่องจากโมเมนต์บิดมากที่สุดที่เกิดขึ้นคือ 27.0 ตัน-เมตร มากเกิน 1.67 ตัน-เมตร

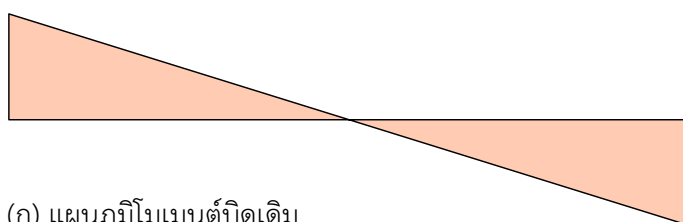
ดังนั้นต้องออกแบบต้านทานการบิด

5. พิจารณาโมเมนต์บิดเทียบเท่า

เนื่องจากโมเมนต์บิดที่เกิดขึ้นมีส่วนที่เกิดจากโมเมนต์ดัดที่ปลายคานย่อยจากการหล่อเป็นเนื้อเดียวกับคานขอบ ดังนั้นจึงมีส่วนที่เป็นโมเมนต์บิดเทียบเท่า เราจึงสามารถลดค่าโมเมนต์บิดมากที่สุด T_u ในคานขอบที่ระยะ d จากผิวของจตุรรองรับลงเหลือ

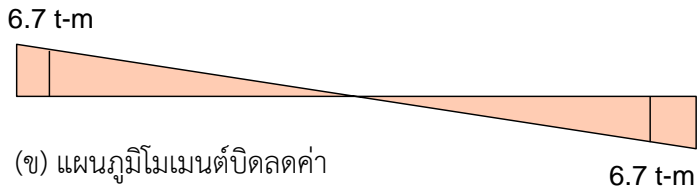
$$T_u = 0.85 \times 1.1 \sqrt{280} \left(\frac{3,525^2}{290} \right) = 670,364 \text{ ก.ก.-ซม.} = 6.7 \text{ ตัน-เมตร}$$

27.0 t-m



(ก) แผนภูมิโมเมนต์บิดเดิม

27.0 t-m



รูปที่ 9.23 การลดค่าโมเมนต์บิดเทียบเท่า

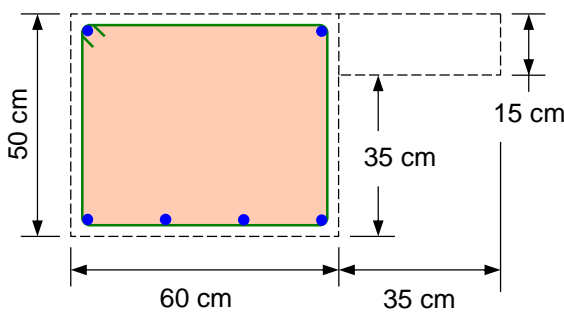
6. ตรวจสอบผลรวมกระทำของแรงเฉือนและโมเมนต์บิด

สำหรับหน้าตัดสี่เหลี่ยมตัน ขีดจำกัดของหน่วยแรงเฉือนร่วมกระทำของแรงเฉือนและโมเมนต์บิดพิจารณาได้จาก

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{bd}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{bd} + 2.1 \sqrt{f'_c}\right)$$

จากแผนภูมิแรงเฉือน ณ ระยะ d จากผิวจุดรองรับ B :

$$V_u = 34.3 - 9.04(0.44) = 30.3 \text{ ตัน}$$



คอนกรีตหุ้ม 4 ซม. และใช้เหล็กปลอก DB12

$$A_{oh} = (50 - 2 \times 4 - 1.2)(60 - 2 \times 4 - 1.2) = 40.8 \times 50.8 = 2,073 \text{ ซม.}^2$$

$$p_h = 2(40.8 + 50.8) = 183.2 \text{ ซม.}$$

รูปที่ 9.24 หน้าตัดหลังการแตกร้าว

$$\sqrt{\left(\frac{30.3 \times 10^3}{60 \times 44}\right)^2 + \left(\frac{6.7 \times 10^5 \times 183.2}{1.7 \times 2,073^2}\right)^2} = \sqrt{131.7 + 282.3} = 20.3 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

$$\phi \left(\frac{V_c}{bd} + 2.1 \sqrt{f'_c}\right) = 0.85(0.53 + 2.1) \sqrt{280} = 37.4 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

เนื่องจากหน่วยแรงร่วมกระทำที่เกิดขึ้น 20.3 ก.ก./ซม.² น้อยกว่าขีดจำกัด 37.4 ก.ก./ซม.²

ดังนั้นหน้าตัดมีขนาดเพียงพอ

7. คำนวณเหล็กปลอกที่ต้องการเพื่อรับแรงเฉือน

$$V_c = 0.53 \sqrt{280} \times 60 \times 44 / 1,000 = 23.4 \text{ ตัน}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u / \phi - V_c}{f_{yt} d} = \frac{30.3 / 0.85 - 23.4}{4.0 \times 44} = 0.0696 \text{ ซม.}$$

8. คำนวณเหล็กปลอกที่ต้องการเพื่อรับโมเมนต์บิด

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u / \phi}{2 \times 0.85 A_{oh} f_{yt}} = \frac{6.7 \times 10^5 / 0.85}{2 \times 0.85 \times 2,073 \times 4,000} = 0.0559 \text{ ซม.}$$

9. คำนวณเหล็กปลอกพร้อมเพื่อรับแรงเฉือนและโมเมนต์บิด

$$\frac{A_{v+t}}{s} = \frac{A_v}{s} + \frac{2A_t}{s} = 0.0696 + 2 \times 0.0559 = 0.1814 \text{ ซม.}$$

เหล็กปลอกน้อยที่สุด $\frac{3.5b}{f_{yt}} = 0.0525 \text{ ซม.} < 0.1814 \text{ ซม.}$ OK

เลือกเหล็กปลอกปิด DB12 ($A_{v+t} = 2 \times 1.13 = 2.26 \text{ ซม.}^2$)

ใช้เหล็กปลอก DB12 @ 0.12 ม. ($A_{v+t}/s = 2.26/12 = 0.1883$)

ระยะปลอกมากที่สุด $s = p_h / 8 = 183.2/8 = 22.9 < 30 \text{ ซม.}$ มากกว่าที่ใช้ 12 ซม. OK

เหล็กปลอกน้อยที่สุด $A_{v+t} / s = 3.5 b / f_{yt} = 3.5 \times 60 / 4,000 = 0.0525 \text{ ซม.}$

น้อยกว่าที่ใช้ 0.1883 ซม. OK

10. คำนวณเหล็กนอนที่ต้องการเพิ่มเติมเพื่อต้านทานการบิด

$$A_t = \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yt}}{f_{yl}} = 0.0559 \times 183.2 = 10.24 \text{ ซม.}^2$$

ควบคุม

$$A_{lmin} = \frac{1.3 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_{yt}} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yt}}{f_{yl}} = \frac{1.3 \sqrt{280} \times 3,525}{4,000} - 10.24 = 8.93 \text{ ซม.}^2$$

กระจายเหล็กนอน $A_l = 10.24 \text{ ซม.}^2$

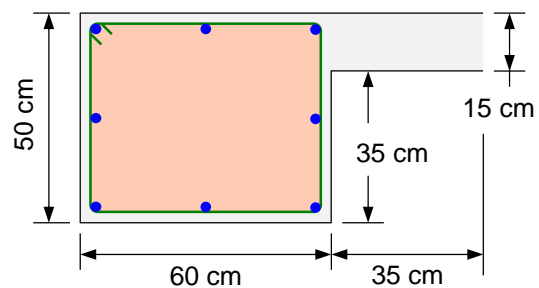
ดังรูปที่ 9.25 คือแบ่งเป็น 8 ส่วน

เหล็กบนและล่าง = $3(10.24)/8 = 3.84 \text{ ซม.}^2$

ซึ่งจะนำไปรวมกับเหล็กนอนรับการตัดต่อไป

เหล็กกลาง = $2(10.24)/8 = 2.56 \text{ ซม.}^2$

ใช้ 2 DB16 ($A_s = 4.02 \text{ ซม.}^2$)

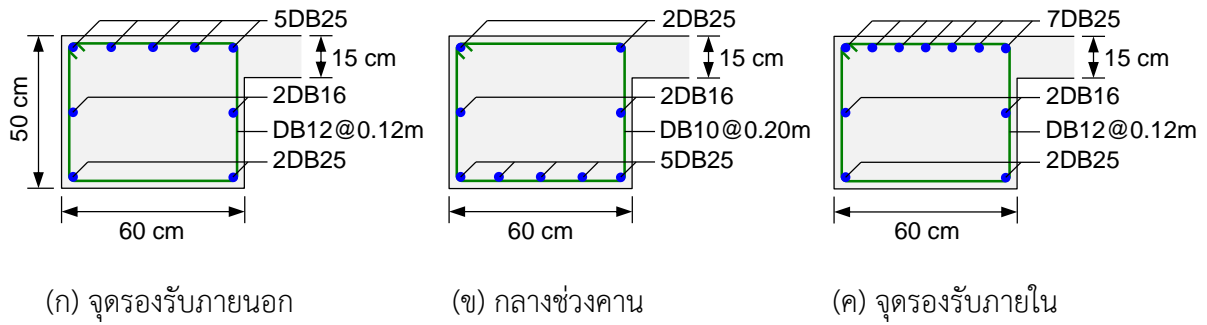


รูปที่ 9.25 การกระจายเหล็กนอนรับการบิด

11. ออกแบบเหล็กนอนรวม : เหล็กนอนรับการตัด + เหล็กนอนรับการบิด

	ตำแหน่งเหล็กรับการตัด	ρ	A_s การตัด (ซม. ²)	A_s รวม (ซม. ²)	เลือกเหล็กนอน
จุดรองรับภายนอก	เหล็กบน	0.0062	16.37	16.37+3.84=20.21	5DB25(24.54 ซม. ²)
กลางช่วง	เหล็กกลาง	0.0072	19.01	19.01+3.84=22.85	5DB25(24.54 ซม. ²)
จุดรองรับภายใน	เหล็กบน	0.0103	27.19	27.19+3.84=31.03	7DB25(34.36 ซม. ²)

รายละเอียดการเสริมเหล็กบนหน้าตัดที่ตำแหน่งต่างๆเป็นดังแสดงในรูป 9.26

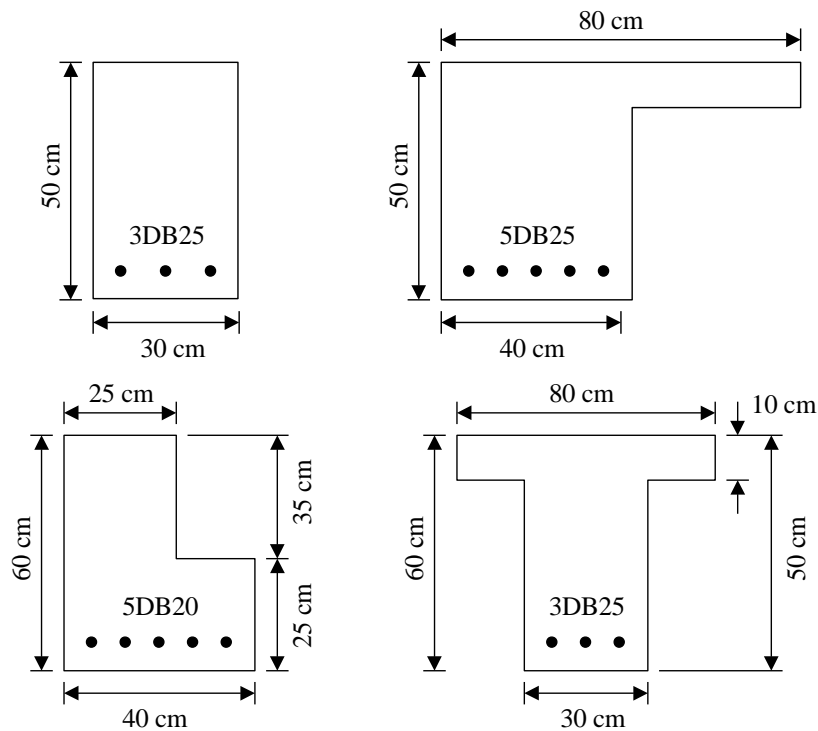


รูปที่ 9.26 รายละเอียดการเสริมเหล็ก

ปัญหาท้ายบทที่ 9

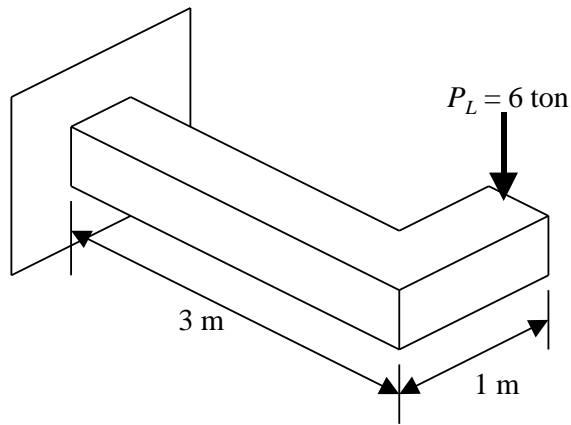
9.1 จงคำนวณโมเมนต์บิดแตกกร้าว T_{cr} ของหน้าตัดดังแสดงในรูปที่ข้างล่าง เหล็กปลอก DB10

$f'_c = 280$ กก./ชม.² และ $f_y = 4,000$ กก./ชม.² ระยะหุ้มคอนกรีต 3.5 ซม.



9.2 คานยื่นรองรับน้ำหนักบรรทุกทุกจรรยากระทำเป็นจุด 8 ต้น กระทำที่ระยะ 1 ม. จากผนังรองรับ นอกจากนั้นคานยังต้องรับโมเมนต์บิด $T_u = 3$ ตัน-เมตร หน้าตัดคานมีขนาด 30 ซม. × 60 ซม. ความลึกประสิทธิภาพ 54 ซม. จงออกแบบเหล็กปลอกและเหล็กนอนที่ต้องเพิ่มขึ้น กำหนด $f'_c = 240$ กก./ชม.², $f_y = 4,000$ กก./ชม.² และ $A_s = 25.8$ ซม.²

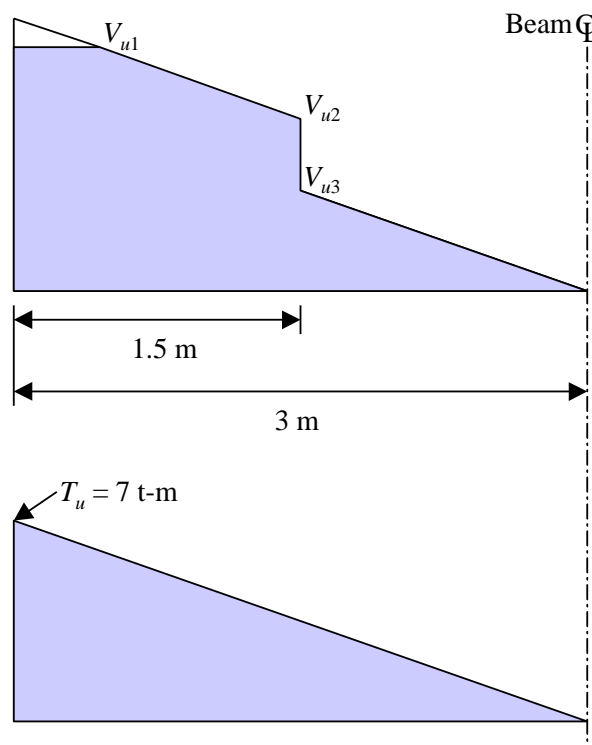
9.3 จงออกแบบคานสี่เหลี่ยมผืนผ้าดังแสดงในรูปข้างล่างเพื่อรองรับ โมเมนต์ดัด แรงเฉือน และ โมเมนต์บิด สมมุติให้คานกว้าง 30 ซม. $f'_c = 280$ กก./ชม.², $f_y = 4,000$ กก./ชม.²



9.4 คานต่อเนื่องถูกกระทำโดยแรงเฉือนและโมเมนต์บิดตั้งในรูปข้างล่าง คานมีความกว้าง $b_w = 40$ ซม. และความลึกประสิทธิภาพ $d = 63$ ซม. รองรับแรงเฉือนประลัย $V_{u1} = 32$ ตัน $V_{u2} = 27$ ตัน และ $V_{u3} = 20$ ตัน จงออกแบบคานเพื่อรองรับแรงเฉือนและโมเมนต์บิด กำหนด $f'_c = 280$ กก./ซม.², $f_y = 4,000$ กก./ซม.²

เหล็กเสริมรับโมเมนต์ที่ต้องการ: กลางช่วงคาน $A_s = 19.4$ ซม.²

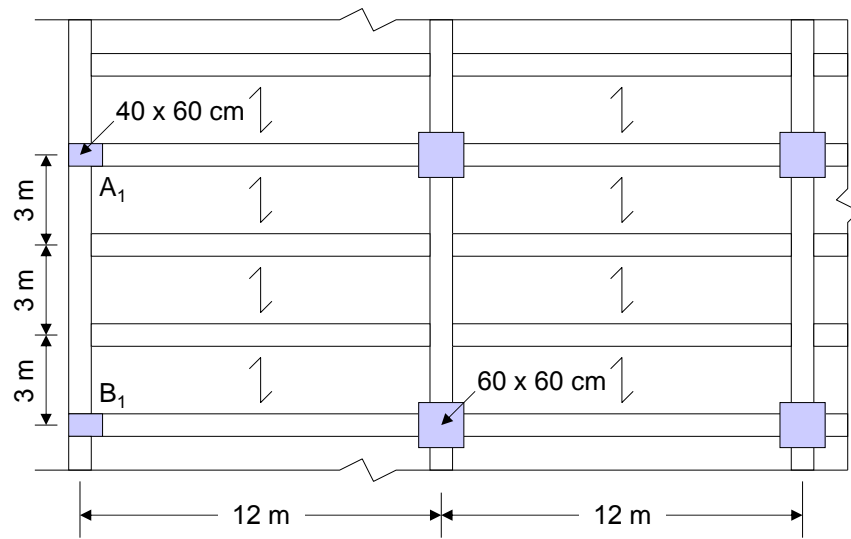
จุดรองรับ $A_s = 23.2$ ซม.², $A'_s = 4.5$ ซม.²

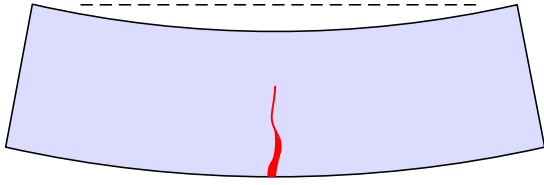


9.5 คานขอบ A_1-B_1 ในระบบพื้นดังแสดงในรูปข้างล่าง ความหนาพื้น 15 ซม. คานมีขนาด 40 ซม. \times 80 ซม. รับน้ำหนักจร 250 กก./ตรม. จงออกแบบเหล็กเสริมเพื่อรับแรงเฉือนและโมเมนต์บิด กำหนด $f'_c = 280$ กก./ซม.², $f_y = 4,000$ กก./ซม.²

เหล็กเสริมรับโมเมนต์ที่ต้องการ: กลางช่วงคาน $A_s = 13.5$ ซม.²

จุดรองรับ $A_s = 19.4$ ซม.², $A'_s = 10.3$ ซม.²





10

สภาวะการใช้งาน

เนื้อหาหลักในบทที่ผ่านมาคือการออกแบบของค้ออาคารเพื่อให้มีกำลังเพียงพอต่อการใช้งาน เช่นการออกแบบคานเพื่อให้ปลอดภัยจากการวิบัติโดยการตัด การเฉือน หรือความยาวยึดรั้งของเหล็กเสริม เพื่อให้มีแรงยึดเหนี่ยวที่เพียงพอกับคอนกรีต ซึ่งในการออกแบบโดยวิธีกำลังนั้นองค้ออาคารจะถูกสมมุติให้อยู่ในสภาวะการรับน้ำหนักเกินพิกัด ในขณะที่วิธีหน่วยแรงใช้งานจะใช้สภาวะรับน้ำหนักใช้งานจริง

อีกสิ่งหนึ่งที่สำคัญก็คือการที่องค้ออาคารต้องทำงานได้อย่างน่าพอใจในขณะรับน้ำหนักปกติ ซึ่งไม่เพียงแต่ต้องมีกำลังรับน้ำหนักอย่างปลอดภัยเท่านั้น เพราะในขณะรับน้ำหนักเต็มที่คานอาจแอ่นตัวมากจนเกินไป หรือการแอ่นตัวระยะยาวเนื่องจากน้ำหนักคงค้างอาจทำให้เกิดการเสียหายได้ การแตกร้าวจากแรงดึงในคานอาจกว้างพอที่จะทำให้เกิดความไม่สวยงาม หรือทำให้เกิดการผุกร่อนของเหล็กเสริม ปัญหาเหล่านี้และอื่นๆเช่น การสั่นสะเทือน หรือความล้า จำเป็นที่จะต้องนำมาพิจารณาในการออกแบบ

ในการศึกษาสภาวะการใช้งานจะทำโดยใช้ทฤษฎีอิลาสติก หน่วยแรงในเหล็กและคอนกรีตจะถูกสมมุติให้แปรผันโดยตรงกับหน่วยการยืดหด คอนกรีตด้านที่รับแรงดึงอาจถูกสมมุติให้ไม่แตกร้าวร้าวบางส่วน หรือร้าวทั้งหมด ขึ้นกับน้ำหนักบรรทุกและกำลังของวัสดุ

ในบทนี้จะกล่าวถึงการประเมินการแตกร้าวและการแอ่นตัวของคานและพื้นทางเดียว เพื่อให้ผู้ออกแบบมีพื้นฐานความรู้เกี่ยวกับผลของการแตกร้าวที่มีต่อสติเฟนสขององค้ออาคารและการแอ่นตัวทั้งในระยะสั้นและระยะยาวที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกที่สภาวะใช้งาน

การแตกร้าวในองค้ออาคารรับแรงดัด

โดยทั่วไปแล้วคานคอนกรีตทุกตัวจะเกิดการแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุกต่ำกว่าระดับการใช้งานมาก หรืออาจเกิดก่อนรับน้ำหนักเสียอีกเนื่องจากการหดตัว การแตกร้าว นั้นไม่เพียงเป็นสิ่งที่หลีกเลี่ยงไม่ได้เท่านั้น แต่ยังเป็นสิ่งที่จำเป็นเพื่อให้เหล็กเสริมเริ่มทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพ ก่อนที่จะเกิดการแตกร้าวจากการดัด หน่วยแรงในเหล็กจะไม่มากไปกว่า n เท่าของคอนกรีตโดยรอบ เมื่อ n คือ

อัตราส่วนโมดูลาร์ E_s/E_c สำหรับวัสดุทั่วไปค่า n จะประมาณ 8 ดังนั้นเมื่อคอนกรีตใกล้ถึงค่าโมดูลัสแตกหักประมาณ 35 กก./ซม.² หน่วยแรงในเหล็กจะเพียงแค่อประมาณ $8 \times 35 = 280$ กก./ซม.² ซึ่งต่ำกว่าการเป็นเหล็กเสริมที่มีประสิทธิภาพมาก

ในคานที่ถูกออกแบบมาดี รอยร้าวจากการดัดจะละเอียดขนาดเส้นผม (Hairline crack) ซึ่งเกือบจะมองไม่เห็นด้วยตาเปล่า และยอมให้เหล็กเสริมมีการผุกร่อนเพียงเล็กน้อยเท่านั้น เมื่อน้ำหนักบรรทุกค่อยๆ เพิ่มขึ้นจากระดับที่เริ่มเกิดการแตกร้าว ทั้งจำนวนและความกว้างของรอยร้าวก็จะเพิ่มขึ้นและที่สภาวะใช้งานความกว้างรอยร้าวมากที่สุดจะอยู่ที่ 0.25 มม.

จากการวิจัยโดยใช้ผลการทดลองจำนวนมาก Gerely และ Lutz ก็ได้เสนอสมการเพื่อใช้ประมาณความกว้างมากที่สุดของรอยร้าวที่ด้านรับแรงดึงของคานดังนี้

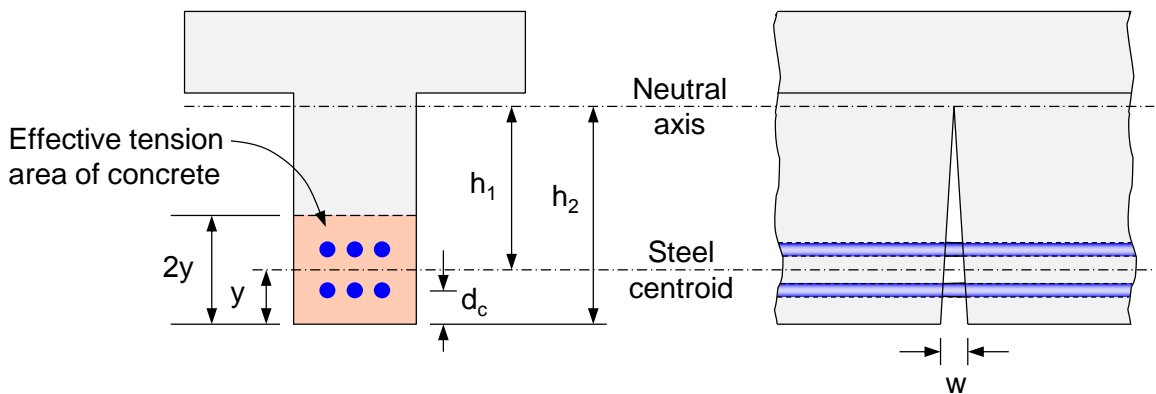
$$w = 0.011 \beta f_s \sqrt{d_c A} \quad (10.1)$$

เมื่อ w คือความกว้างมากที่สุดของรอยร้าวมีหน่วยเป็นหนึ่งในพันของมิลลิเมตร และ f_s คือหน่วยแรงในเหล็กที่น้ำหนักบรรทุกใช้ในการพิจารณารอยร้าวมีหน่วยเป็น กก./ซม.² ถ้าไม่มีข้อมูลให้ใช้ค่า 0.60 f_y เมื่อ f_y คือกำลังครากของเหล็กเสริม ขนาดต่างๆที่เหล็กถูกแสดงในรูปที่ 10.1 ดังนี้

d_c = ความหนาของคอนกรีตหุ้มวัดจากผิวรับแรงดึงถึงศูนย์กลางของเหล็กเสริมเส้นที่ใกล้ผิวที่สุด(ซม.)

β = อัตราส่วนของระยะทางจากผิวรับแรงดึงและจากศูนย์กลางกลุ่มเหล็กเสริมถึงแกนสะเทินเท่ากับ h_2/h_1

A = พื้นที่คอนกรีตที่ห่อหุ้มเหล็กหนึ่งเส้น(ซม.²)
= พื้นที่ประสิทธิผลหารด้วยจำนวนเหล็กเสริม = $2yb/n$



รูปที่ 10.1 ขนาดต่างๆที่ใช้ในการคำนวณความกว้างรอยร้าว

สมการที่ (10.1) ซึ่งใช้ได้กับเฉพาะคานเสริมเหล็กข้ออ้อยเท่านั้น โดยจะรวมเอาผลของปัจจัยที่กล่าวมาแล้วข้างต้นได้แก่ หน่วยแรงในเหล็ก ระยะคอนกรีตหุ้ม และการกระจายตัวของเหล็กเสริมในคอนกรีตด้านรับแรงดึง นอกจากนั้นยังมีตัวคูณ β ซึ่งเป็นผลของการเพิ่มความกว้างรอยร้าวจากการเพิ่มขึ้นของระยะทางจากแกนสะเทิน

ตารางที่ 10.1 ความกว้างของรอยร้าวที่ยอมให้สำหรับคอนกรีตเสริมเหล็ก

สภาพแวดล้อม	ความกว้างรอยร้าวที่ยอมให้	
	นิ้ว	ม.ม.
อากาศแห้งหรือมีการหุ้มผิว	0.016	0.4
อากาศชื้นหรือสัมผัสดิน	0.012	0.3
สารเคมีละลายน้ำแข็ง	0.007	0.2
น้ำทะเลหรือเปียกและแห้งสลับกัน	0.006	0.15
โครงสร้างกั้นน้ำ	0.004	0.1

การควบคุมรอยร้าวตามข้อกำหนด ACI

สมการที่ (10.1) มักจะทำให้ระยะห่างระหว่างเหล็กน้อยเกินไปสำหรับเหล็กที่มีระยะหุ้มมาก ดังนั้นสมการ Gergely-Lutz จึงถูกเปลี่ยนในข้อกำหนด ACI ตั้งแต่ปี 1999 เป็นต้นมา การควบคุมการแตกร้าวจะทำได้โดยการจำกัดระยะห่างของเหล็กเสริมในคานและพื้นทางเดียวให้มีค่าไม่เกิน

$$s = 38 \left(\frac{2,800}{f_s} \right) - 2.5c_c \quad (10.2)$$

แต่ต้องไม่เกิน $30(2,800 / f_s)$ เมื่อ

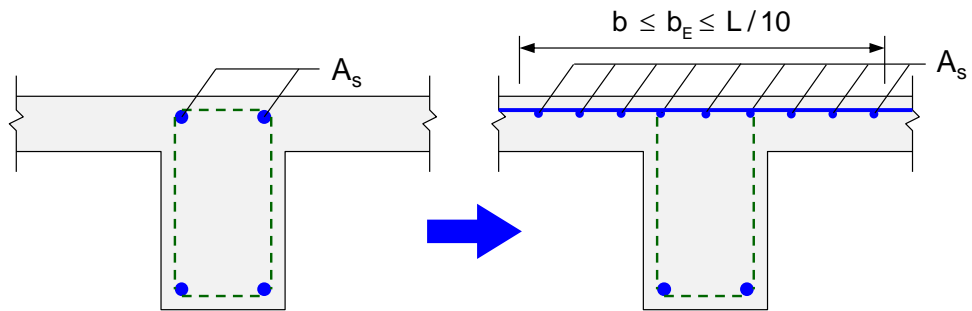
- f_s = หน่วยแรงที่คำนวณได้ (ก.ก./ซม.²) ในเหล็กเสริม ณ สภาวะน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน
- = โมเมนต์ใช้งานหารด้วยพื้นที่เหล็กเสริมและแขนโมเมนต์,
- $f_s = M / (A_s jd)$ อาจใช้ $f_s = (2/3)f_y$ และ $jd = 0.87d$ แทนได้
- c_c = ระยะหุ้มจากผิวเหล็กเสริมรับแรงดึงที่ใกล้ที่สุดถึงผิวด้านรับแรงดึง (ซม.)
- s = ระยะห่างระหว่างศูนย์กลางเหล็กเสริมรับแรงดึงที่ใกล้ที่สุดถึงผิวด้านรับแรงดึงที่ใกล้ที่สุด (ซม.)

นอกจากนี้ยังมีข้อกำหนด ACI เพื่อควบคุมการแตกร้าวในองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ได้แก่ :

1. เหล็กเสริมหลักให้ใช้เหล็กข้ออ้อยเท่านั้น
2. เหล็กเสริมรับแรงดึงควรกระจายอย่างสม่ำเสมอในบริเวณที่รับแรงดึงมากที่สุด
3. เมื่อปิกคานอยู่ภายใต้การดึง ในช่วงที่คานต่อเนื่องตัวที่รับโมเมนต์ลบ รอยร้าวที่เกิดขึ้นอาจมีความกว้างมากเกินไปที่พื้นส่วนที่ยื่นออกมา ทั้งนี้ก็เนื่องมาจากการเสริมเหล็กในส่วนที่เหนือเอวคานนั้นจะจุกตัวกันอยู่

เพื่อแก้ปัญหาดังกล่าว ACI จึงกำหนดให้บางส่วนของเหล็กเสริมหลักกระจายให้ทั่วความกว้างประสิทธิผลหรือระยะหนึ่งในสับช่วงคานขึ้นกับว่าค่าใดจะน้อยกว่า ถ้าความกว้างปิกคาน

ประสิทธิภาพมากกว่าหนึ่งในสี่ของช่วงคานก็อาจต้องเพิ่มเหล็กตามยาวที่บริเวณขอบนอกของปีก ซึ่งควรจะไม่น้อยกว่าปริมาณเหล็กด้านการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิของพื้นแต่โดยมากจะใช้เป็นสองเท่า



รูปที่ 10.2 การกระจายเหล็กบนปีกคานรับแรงดึง

4. กำลังครากของเหล็กเสริมไม่ควรเกิน 5,600 ก.ก./ซม.²
5. ในมาตรฐานเดิม การควบคุมการแตกร้าวจะขึ้นกับตัวแปร z ซึ่งได้จากการแทนค่า $\beta = 1.2$ ในสมการ (10.1) จะได้

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A} = \frac{w}{0.011 \times 1.2} = \frac{w}{0.013} \quad (10.3)$$

การควบคุมความกว้างรอยร้าวก็จะทำโดยกำหนดขีดจำกัดบนให้กับค่า z ดังนี้

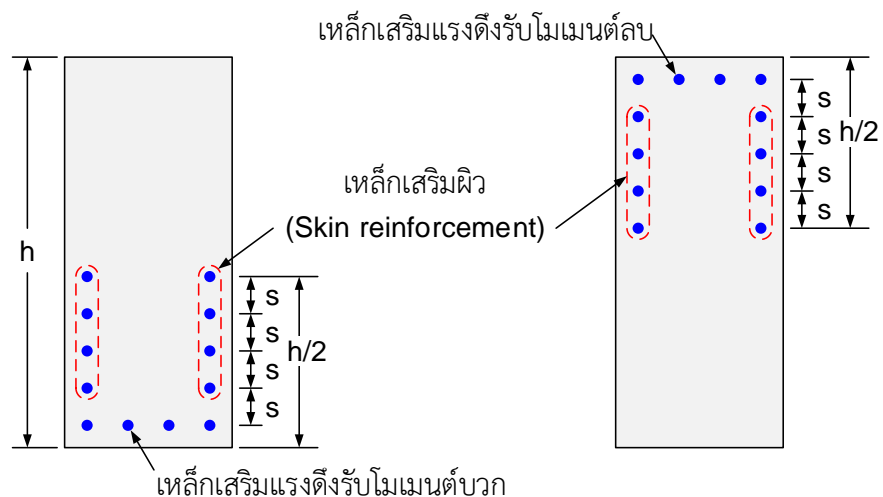
คานภายใน: $z \leq 31,000$ ก.ก./ซม. ($w \leq 0.41$ ม.ม.)

คานภายนอก: $z \leq 26,000$ ก.ก./ซม. ($w \leq 0.34$ ม.ม.)

สมการ(10.1)และ(10.3)สามารถใช้ได้กับพื้นที่ทางเดียว แต่เนื่องจากความลึกของพื้นน้อยกว่าคานมาก ระยะหุ้มมักจะประมาณ 2 ซม. ทำให้ค่า $\beta = 1.35$ แทนที่จะเป็น 1.2 เหมือนในคาน ขีดจำกัดค่า z จึงเท่ากับ

พื้นที่ทางเดียวภายใน: $z \leq 31,000(1.2/1.35) = 28,000$ ก.ก./ซม. ($w \leq 0.41$ ม.ม.)

พื้นที่ทางเดียวภายนอก: $z \leq 26,000(1.2/1.35) = 23,000$ ก.ก./ซม. ($w \leq 0.34$ ม.ม.)

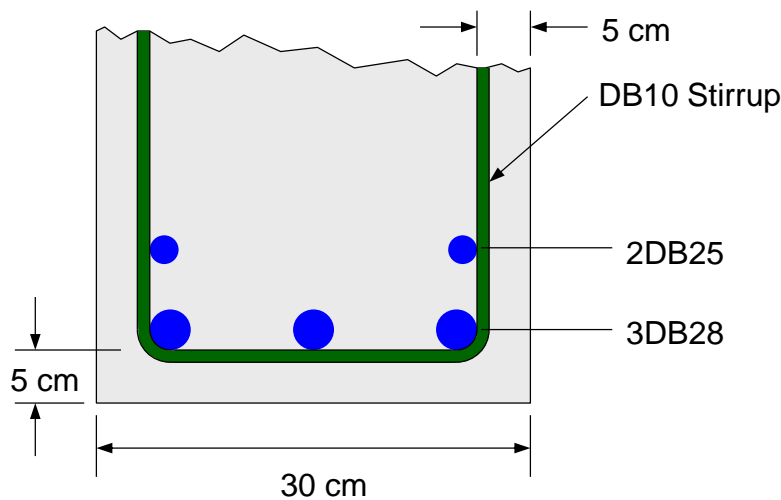


รูปที่ 10.3 การเสริมเหล็กที่ผิวด้านข้างคานลึก

6. สำหรับคานที่มีความลึก h เกิน 90 ซม. ควรมีการเสริมเหล็กที่ผิวด้านข้างของเอวคาน (Skin reinforcement, A_{sk}) โดยต้องจัดวางให้กระจายอย่างสม่ำเสมอทั้งสองด้านขององค์อาคารในระยะ $h/2$ จากตำแหน่งของเหล็กเสริมรับแรงดึง ระยะห่าง s_k มากที่สุดจะต้องไม่เกินค่าที่ได้จากสมการ (10.2) และต้องไม่เกิน 30 ซม. เมื่อ c_c คือระยะน้อยที่สุดจากผิวเหล็กเสริมถึงผิวด้านข้างหน้าตัดคอนกรีต

ตัวอย่างที่ 10.1 ตรวจสอบการกระจายของเหล็กเสริมเพื่อควบคุมการแตกร้าว

ณ. จุดที่เกิดโมเมนต์บวกมากที่สุด คานมีการเสริมเหล็กดังในรูปที่ 10.4 เหล็กเสริมมีกำลังคราก $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.² จงตรวจสอบดูว่าการจัดวางเหล็กเป็นไปตามข้อกำหนด ACI สำหรับควบคุมการแตกร้าวหรือไม่?



รูปที่ 10.4 หน้าตัดคานในตัวอย่างที่ 10.1

วิธีทำ สมมติให้ $f_s = (2/3)f_y = 2 \times 4,000 / 3 = 2,667$ ก.ก./ซม.²

$$c_c = 4.0 + 1.0 = 5.0 \text{ ซม.}$$

$$s = 38 \left(\frac{2,800}{2,667} \right) - 2.5 \times 5.0 = 27.4 \text{ ซม.} < [30(2,800/2,667) = 31.5 \text{ ซม.}]$$

เนื่องจากระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมในรูป 10.4 น้อยกว่า 27.4 ซม.

∴ การกระจายเหล็กเป็นไปตามข้อกำหนด ■

ตัวอย่างที่ 10.2 คำนวณระยะห่างเหล็กเสริมน้อยที่สุดในพื้นทางเดียว

พื้นทางเดียวหนา 20 ซม. ใช้เหล็กเสริม DB12 ระยะห่าง s เหล็กมีกำลังคราก $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.

² ระยะหุ้มคอนกรีต 2 ซม. จงคำนวณระยะห่าง s มากที่สุด

วิธีทำ สมมติให้ $f_s = (2/3)f_y = 2 \times 4,000 / 3 = 2,667$ ก.ก./ซม.²

$$c_c = 2.0 \text{ ซม.}$$

$$s = 38 \left(\frac{2,800}{2,667} \right) - 2.5 \times 2.0 = 34.9 \text{ ซม.} > [30(2,800/2,667) = 31.5 \text{ ซม.}]$$

ระยะห่างเหล็กเสริมมากที่สุดคือ **31.5 ซม. < 3 เท่าความหนาพื้น = 3(20) = 60 ซม.** ■

การควบคุมระยะแอ่นตัว

ในวิธีการออกแบบโดยใช้หน่วยแรงใช้งานซึ่งถูกใช้มาก่อนปี ค.ศ. 1970 จะจำกัดหน่วยแรงในคอนกรีตที่ประมาณ 45% ของกำลังอัดประลัย f'_c และหน่วยแรงในเหล็กเสริมไม่เกิน 50% ของกำลังคราก การใช้วัสดุเหล่านี้ในช่วงของหน่วยแรงที่ยอมให้โดยใช้ทฤษฎีอีลาสติก ทำให้ได้หน้าตัดใหญ่และมีการแอ่นตัวน้อย ดังนั้นการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กแบบเก่าจึงไม่ค่อยเกิดปัญหาของการแอ่นตัว

เมื่อการออกแบบโดยวิธีกำลังเป็นที่นิยมมากขึ้น และคอนกรีตที่ใช้มีกำลังรับแรงอัดเพิ่มขึ้น หน้าตัดจึงมีขนาดเล็กลง แต่ก็ทำให้การแอ่นตัวเพิ่มขึ้นเช่นกันกำลังจุดกลางของเหล็กที่ใช้กันทั่วไปในปัจจุบันคือ 4,000 กก./ซม.² (SD40) และกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตจะอยู่ระหว่าง 280 กก./ซม.² ถึง 680 กก./ซม.² ยิ่งทำให้หน้าตัดมีขนาดเล็กลงกว่าการใช้วัสดุกำลังต่ำซึ่งใช้อยู่แต่เดิม

การแอ่นตัวที่ยอมให้จะเป็นไปตามลักษณะการใช้งานของโครงสร้าง การแอ่นตัวที่มากเกินไปอาจไม่ทำให้เกิดผลเสียหายโดยตรงต่อโครงสร้าง แต่ผลของส่วนโครงสร้างซึ่งถูกรองรับโดยส่วนที่แอ่นตัวอาจจะต้องถูกพิจารณาทั้งผลระยะสั้นและผลระยะยาว การแอ่นตัวที่ยอมรับได้ขึ้นอยู่กับหลายปัจจัยเช่น ชนิดของโครงสร้าง (โกดังสินค้า โรงเรียน โรงงาน ที่อยู่อาศัย ฯลฯ) มีฝ้าเพดานหรือไม่ การจัดวางเฟอร์นิเจอร์ ความไวของเครื่องมือต่อการแอ่นตัวและขนาดและช่วงเวลาของน้ำหนักจร การสั่นสะเทือนและเสียงรบกวนก็ถือเป็นผลที่เกิดกับการใช้งานของโครงสร้างที่ขึ้นกับความแข็งแรงของโครงสร้าง เช่นเดียวกับการแอ่นตัว

มาตรฐาน ACI ได้กำหนดตารางที่ 10.2 สำหรับใช้พิจารณาความลึกลึกน้อยที่สุดของคานและพื้นทางเดียว ซึ่งถ้าความลึกที่ใช้เป็นไปตามตารางนี้ จะไม่ต้องคำนวณระยะแอ่นตัว ค่าที่ให้ไว้ในตารางเป็นค่าที่เผื่อไว้ค่อนข้างมาก ซึ่งถ้าใช้กับอาคารหลายๆชั้นอาจให้ผลการออกแบบที่ไม่ประหยัดเท่าที่ควร หากต้องการใช้ความลึกลึกน้อยกว่าที่กำหนดนี้จะต้องทำการคำนวณระยะแอ่นตัวมากที่สุดแล้วเปรียบเทียบกับค่าที่ยอมให้ในตารางที่ 10.3

ตารางที่ 10.2 ความลึกลึกน้อยที่สุดของคานตามมาตรฐาน ACI

องค์อาคาร	คานช่วงเดี่ยว	คานต่อเนื่อง ปลายเดี่ยว	คานต่อเนื่อง สองปลาย	คานยื่น
พื้นทางเดียว	L/20	L/24	L/28	L/10
คาน	L/16	L/18.5	L/21	L/8

*สำหรับ f_y ที่ไม่เท่ากับ 4,000 กก./ซม.² ให้คูณด้วย $0.4 + f_y / 7,000$

ตารางที่ 10.3 ค่าสูงสุดที่ยอมให้ของระยะแอนที่คำนวณได้

ชนิดขององค์อาคาร	ระยะแอนที่ต้องพิจารณา	พิภคระยะแอน
หลังคาที่ไม่รองรับหรือติดกับส่วนที่มีใช้ โครงสร้างที่คาดว่าจะเกิดการเสียหายจาก การแอนตัวมากเกินไป	ระยะแอนตัวทันทีจากน้ำหนัก บรรทุกจร	L/180
พื้นที่ที่ไม่รองรับหรือติดกับส่วนที่มีใช้ โครงสร้างที่คาดว่าจะเกิดการเสียหายจาก การแอนตัวมากเกินไป	ระยะแอนตัวทันทีจากน้ำหนัก บรรทุกจร	L/360
หลังคาหรือพื้นที่รองรับหรือติดกับส่วนที่ มีใช้โครงสร้างที่คาดว่าจะเกิดการเสียหาย จากการแอนตัวมากเกินไป	ระยะแอนตัวทั้งหมดที่เกิดขึ้น หลังจากการยึดติดกับส่วนที่มีใช้ โครงสร้าง ผลรวมระยะแอนตัว ตามกาลเวลาเนื่องจากน้ำหนัก บรรทุกคงค้างทั้งหมด และ ระยะแอนตัวทันทีเนื่องจาก น้ำหนักบรรทุกจรที่เพิ่มขึ้น	L/480
หลังคาหรือพื้นที่รองรับหรือติดกับส่วนที่ มีใช้โครงสร้างที่คาดว่าจะไม่เกิดการ เสียหายจากการแอนตัวมากเกินไป		L/240

การคำนวณระยะแอนตัวนั้นจะทำได้แค่เพียงการคาดคะเนระยะแอนที่น่าจะเกิดขึ้นเท่านั้น เนื่องจากมีความไม่แน่นอนของคุณสมบัติวัสดุ การแตกร้าว และประวัติการรับน้ำหนักขององค์อาคารที่ถูกพิจารณา ระยะแอนตัวมักจะเป็นการพิจารณาในช่วงอายุการใช้งานขององค์อาคาร ในขณะที่รับน้ำหนักองค์อาคารจะรับน้ำหนักบรรทุกคงที่เต็มทีและน้ำหนักบรรทุกจรบางส่วน ตามข้อกำหนดด้านความปลอดภัยของ ACI จะควบคุมให้ในช่วงที่รับน้ำหนักจรจนเต็มที หน่วยแรงในเหล็กและคอนกรีตยังคงอยู่ในช่วงอีลาสติก ระยะแอนตัวที่เกิดขึ้นทันทีเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกเรียกว่า **การแอนตัวโดยทันที (Immediate deflections)** คำนวณได้โดยใช้ทฤษฎีอีลาสติก

นอกจากการเสียรูปทรงของคอนกรีตจะเกิดขึ้นทันทีหลังรับน้ำหนักแล้ว เมื่อเวลาผ่านไปการเสียรูปทรงจะค่อยๆ เพิ่มขึ้นโดยมีสาเหตุส่วนใหญ่มาจากความคืบ (Creep) และการหดตัว (Shrinkage) ของคอนกรีต **การแอนตัวระยะยาว (Long-term deflection)** นี้จะใช้เวลาหลายปีและอาจมีขนาดมากถึงสองหรือสามเท่าของการแอนตัวอีลาสติกในตอนเริ่มต้น

โมดูลัสยืดหยุ่น (Modulus of Elasticity)

ตามข้อกำหนด ACI โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต E_c คำนวณได้จาก

$$E_c = 4,270 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad (10.4)$$

สำหรับค่าของ w_c ระหว่าง 1.45 และ 2.48 ตัน/ลบ.ม. สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติหน่วยน้ำหนัก 2.32 ตัน/ลบ.ม. ACI แนะนำให้ใช้

$$E_c = 15,100\sqrt{f'_c} \quad (10.5)$$

ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตมักจะได้รับการพิจารณาการรับน้ำหนักบรรทุกระยะสั้นของทรงกระบอกคอนกรีต ในองค์อาคารจริงนั้นความคืบหน้าเป็นผลมาจากการรับน้ำหนักบรรทุกคงค้างจะมีผลต่อโมดูลัสในด้านรับแรงอัด สำหรับในด้านรับแรงดึงนั้นหน่วยแรงดึงที่สูงขึ้นจะทำให้โมดูลัสลดลง นอกจากนั้นโมดูลัสยังเปลี่ยนแปลงไปตามช่วงคานเนื่องจากโมเมนต์และแรงเฉือน

โมเมนต์แตกร้าว (Cracking Moment)

การแตกร้าวในคอนกรีตจะเริ่มขึ้นเมื่อหน่วยแรงดึงในคอนกรีตมีค่าเกิน โมดูลัสแตกหัก (Modulus of rupture), $f_r = 2\sqrt{f'_c}$ ค่าโมเมนต์ที่ทำให้การแตกร้าวเริ่มขึ้นเรียกว่า โมเมนต์แตกร้าว (Cracking moment, M_{cr}) คำนวณได้จาก

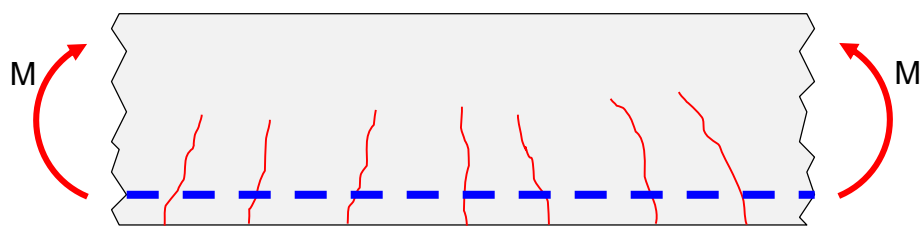
$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (10.6)$$

เมื่อ y_t = ระยะจากแกนสะเทินถึงผิวด้านรับแรงดึง

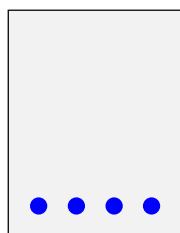
I_g = โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดทั้งหมด

สำหรับหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้ามีความกว้าง b และความลึก h , $y_t = h/2$ และ $I_g = bh^3/12$

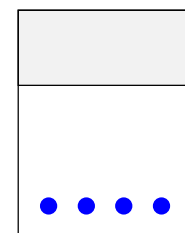
สถิติเนสการตัดและโมเมนต์อินเนอร์เซีย



(ก) คานรับการตัด



(ข) หน้าตัดก่อนแตกร้าว

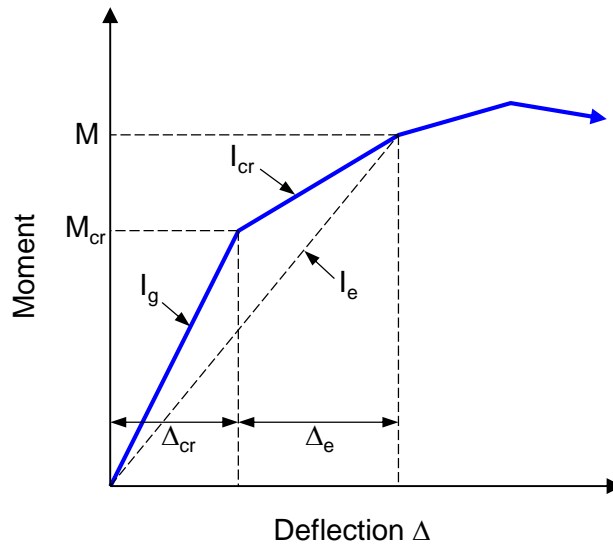


(ค) หน้าตัดหลังแตกร้าว

รูปที่ 10.5 คานรับการตัด

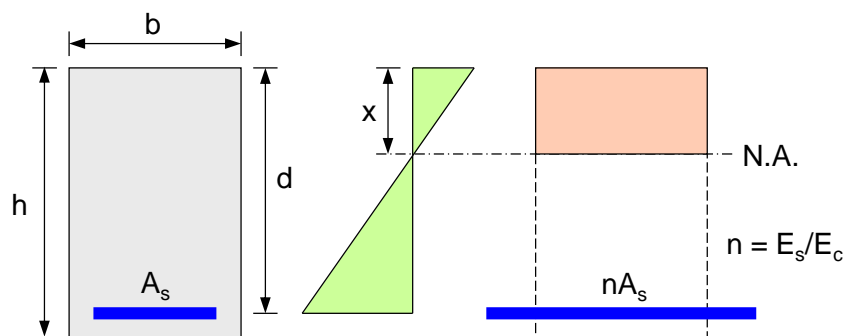
จากทฤษฎีอิลาสติการโค้งแอ่นของคานจะขึ้นกับน้ำหนักบรรทุกและค่าสติฟเนสการดัด EI ของคาน ถ้า EI มีค่าคงที่การคำนวณก็จะไม่ยุ่งยากมาก แต่ในคานคอนกรีตนั้นเมื่อน้ำหนักบรรทุกหรือโมเมนต์ดัดเพิ่มขึ้นคานจะมีการแตกร้าวทำให้ค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียลดลงดังในรูปที่ 10.5 หน้ตัดหลังการแตกร้าวจะมีพื้นที่คอนกรีตรับแรงอัดบางส่วนที่ยังทำงานได้อยู่

ก่อนการแตกร้าวทั้งหน้าตัดยังคงทำงานดังในรูป 10.5(ข) โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดไม่แตกร้าวจะเท่ากับ I_g หลังการแตกร้าวคอนกรีตบริเวณที่มีการแตกร้าวจะไม่สามารถต้านทานโมเมนต์ได้ แต่จะส่งถ่ายแรงไปยังเหล็กเสริมรับแรงดึงให้เริ่มทำงาน โมเมนต์อินเนอร์เซียจึงได้มาจากหน้าตัดแปลง (Transformed section) ประกอบด้วยบางส่วนของหน้าตัดคอนกรีตบริเวณที่รับแรงอัดซึ่งยังทำงานอยู่และหน้าตัดที่แปลงมาจากเหล็กเสริมโดยใช้อัตราส่วนโมดูลัส ค่าที่ได้จะน้อยกว่าหน้าตัดก่อนการแตกร้าวเรียกว่า โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดแตกร้าว (Cracked-section moment of inertia, I_{cr}) ดังนั้นการแอ่นตัวของคานหลังการแตกร้าวจึงมีอัตราสูงขึ้นเมื่อเทียบกับก่อนแตกร้าวดังในรูปที่ 10.6



รูปที่ 10.6 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และระยะแอ่นตัว

สำหรับหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่เสริมเพียงเหล็กรับแรงดึง หน้าตัดแตกร้าวดังในรูปที่ 10.7 จะประกอบด้วยส่วนของคอนกรีตที่รับแรงอัดจากแกนสะเทินถึงผิวรับแรงอัดและหน้าตัดที่แปลงมาจากเหล็กเสริม



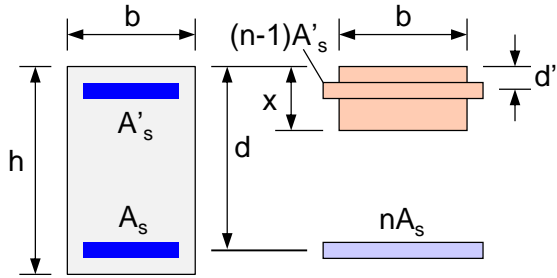
รูปที่ 10.7 หน้าตัดแตกร้าวของคานเสริมเหล็กรับแรงดึง

ตำแหน่งแกนสะเทิน x คำนวณได้โดยการสมมูลโมเมนต์ของพื้นที่รอบแกนสะเทิน

$$b \times x \times \frac{x}{2} = nA_s(d-x) \rightarrow \frac{b}{2}x^2 + nA_sx - nA_sd = 0 \quad (10.7)$$

แก้สมการกำลังสองหาค่า x เพื่อนำมาคำนวณโมเมนต์อินเนอร์เซียหน้าตัดแตกร้าวคือ

$$I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d-x)^2 \quad (10.8)$$



ในกรณีที่มีเหล็กรับแรงอัด คำนวณ I_{cr} ได้จาก

$$B = b / (nA_s), \quad r = (n-1)A'_s / (nA_s)$$

$$x = \left[\sqrt{2dB(1+rd'/d) + (1+r)^2} - (1+r) \right] / B$$

$$I_{cr} = bx^3 / 3 + nA_s(d-x)^2 + (n-1)A'_s(x-d')^2$$

รูปที่ 10.8 หน้าตัดแตกร้าวในกรณีเสริมเหล็กรับแรงอัด

โมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิภาพ

จากการศึกษาพบว่าเมื่อค่าโมเมนต์เพิ่มขึ้นสูงกว่าโมเมนต์แตกร้าว โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดไม่ได้เปลี่ยนจาก I_g เป็น I_{cr} ทันที เนื่องจากพื้นที่หน้าตัดที่ลดลงจากการแตกร้าวจะค่อยๆเพิ่มขึ้น โมเมนต์อินเนอร์เซียในความเป็นจริงจึงค่อยลดลง ดังนั้นเพื่อที่จะทำให้มีการเปลี่ยนแปลงอย่างค่อยเป็นค่อยไป จาก I_g ถึง I_{cr} มาตรฐาน ACI จึงใช้สมการซึ่งพัฒนาขึ้นโดย Branson :

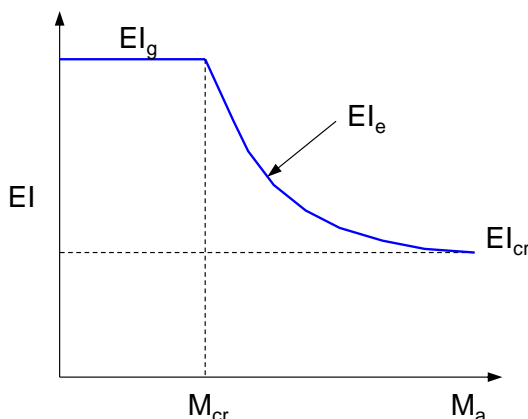
$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g \quad (10.9)$$

เมื่อ M_{cr} = โมเมนต์แตกร้าว = $f_r I_g / y_t$

I_g = โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดทั้งหมด

f_r = โมดูลัสแตกหัก (Modulus of rupture) = $2.0 \sqrt{f'_c}$ สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ หรือ $0.04 \sqrt{w_c f'_c}$ เมื่อ w_c คือหน่วยน้ำหนักของคอนกรีต (ก.ก./ลบ.ม.)

M_a = โมเมนต์มากที่สุดในองค์อาคารที่สภาวะใช้งาน



โมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิภาพจะขึ้นกับโมเมนต์ตัด M_a โดยค่า EI มีค่าอยู่ระหว่าง EI_g และ EI_{cr} ดังในรูปที่ 10.9

รูปที่ 10.9 ค่า EI ตามโมเมนต์ M_a ที่มากกระทำ

จากสมการที่ (10.9) จะเห็นได้ว่าค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิภาพ I_e จะมีค่าขึ้นกับโมเมนต์ที่กระทำ M_a ที่หน้าตัดนั้นซึ่งจะไม่คงที่ตลอดช่วงคาน ACI ระบุให้ใช้ค่า I_e ที่คำนวณได้จากสมการ (10.9) ณ จุดกึ่งกลางช่วงคานสำหรับคานช่วงเดียวและคานต่อเนื่องและ ณ ฝัของจตุรรองรับสำหรับคานยื่น

อย่างไรก็ตามในคานต่อเนื่องค่า I_e จะมีค่าแตกต่างกันมากในช่วงโมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบ เพื่อให้ได้ผลที่ดีกว่าควรใช้ค่าเฉลี่ย I_e คือ :

สำหรับคานต่อเนื่องสองปลาย :

$$\text{ค่าเฉลี่ย } I_c = 0.70I_m + 0.15(I_{e1} + I_{e2}) \quad (10.10)$$

สำหรับคานต่อเนื่องปลายเดียว :

$$\text{ค่าเฉลี่ย } I_e = 0.85I_m + 0.15I_{e1} \quad (10.11)$$

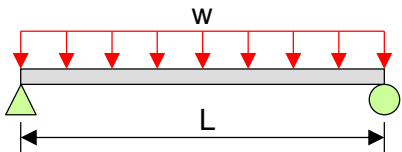
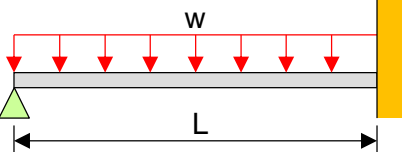
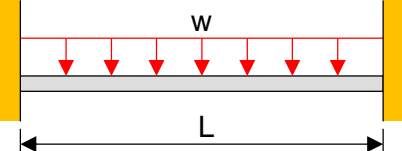
เมื่อ I_m , I_{e1} และ I_{e2} คือค่า I_e ที่กลางช่วงคานและที่ปลายคานทั้งสองตามลำดับ

การแอ่นตัวโดยทันที

เมื่อคานคอนกรีตรับน้ำหนักบรรทุกทุกจะเกิดการแอ่นตัวขึ้นเรียกว่า **การแอ่นตัวโดยทันที (Instantaneous deflection, Δ_i)** ซึ่งจะเป็นฟังก์ชันของช่วงความยาวคาน จตุรรองรับเช่นแบบหมุนได้ในคานช่วงเดียว ยึดรั้งบางส่วนในคานต่อเนื่อง หรือยึดรั้งเต็มที่ในคานยื่น ชนิดของน้ำหนักบรรทุกเช่นแบบกระทำเป็นจุดหรือแบบกระจาย และสติฟเนสการตัด EI ขององค์อาคาร

สูตรที่ใช้ในการคำนวณระยะแอ่นตัวมากที่สุด Δ_{max} สำหรับน้ำหนักบรรทุกทุกแบบต่างๆได้ถูกสรุปไว้ใน

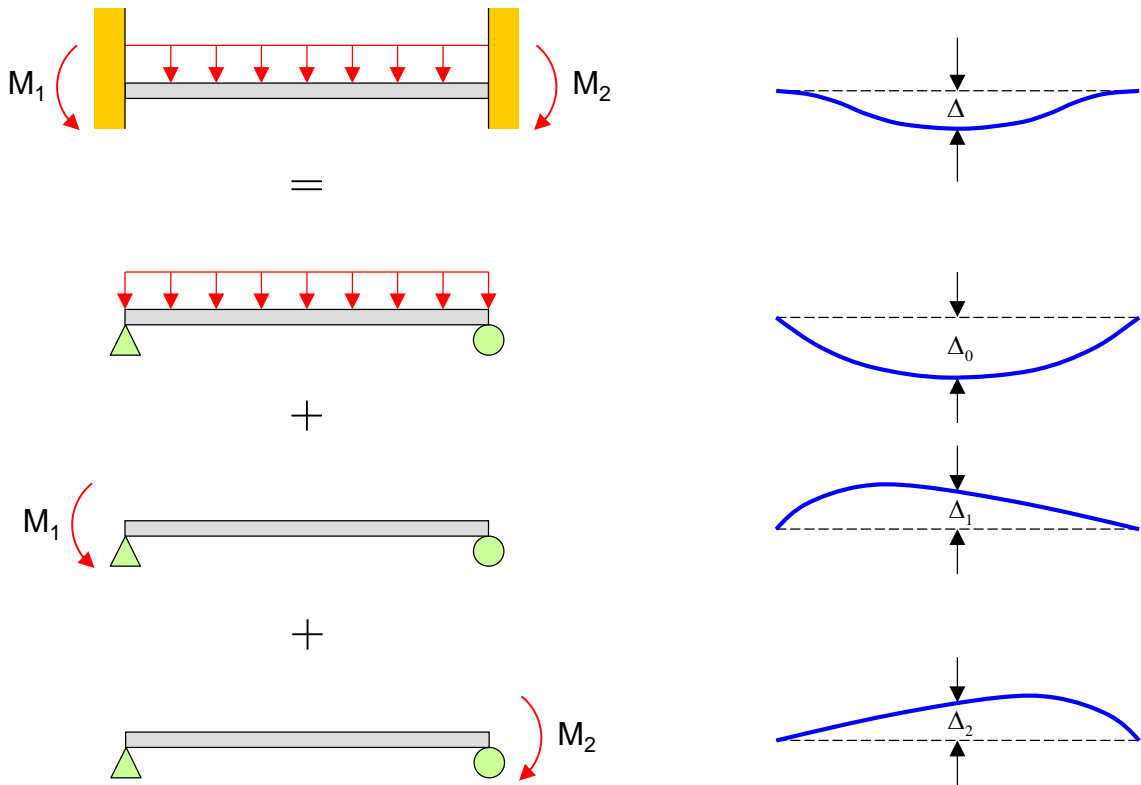
ตารางที่ 10.4 ระยะแอ่นตัวมากที่สุดในคานรับน้ำหนักบรรทุกทุกแบบต่างๆ

	$\Delta_{max} = \frac{5wL^4}{384EI} \text{ (ที่กลางช่วงคาน)}$
	$\Delta_{max} = \frac{wL^4}{185EI}$ <p>(ที่ระยะ 0.4215L จากจตุรรองรับซ้าย)</p>
	$\Delta_{max} = \frac{wL^4}{384EI} \text{ (ที่กลางช่วงคาน)}$

	$\Delta_{\max} = \frac{PL^3}{48EI}$ (ที่กลางช่วงคาน)
	$\Delta_{\max} = \frac{PL^3}{48EI} \left[\frac{3a}{L} - 4 \left(\frac{a}{L} \right)^3 \right]$ (เมื่อ $a \geq b$) ที่ $x = \sqrt{a(b+L)}/3$
	$\Delta_{\max} = \frac{Pa}{24EI} (3L^2 - 4a^2)$ (ที่กลางช่วงคาน)
	$\Delta_{\max} = \frac{PL^3}{48EI\sqrt{5}}$ (ที่ $x = 0.4472L$ จากจุดรองรับซ้าย)
	$\Delta_{\max} = \frac{PL^3}{192EI}$ (ที่กลางช่วงคาน)
	$\Delta_{\max} = \frac{wL^4}{8EI}$ (ที่ปลายอิสระ)
	$\Delta_{\max} = \frac{PL^3}{3EI}$ (ที่ปลายอิสระ)
	$\Delta = \frac{ML^2}{16EI}$ (ที่กลางช่วงคาน)

ถ้าคานรองรับน้ำหนักบรรทุกหลายชนิด ก็จะคำนวณระยะแอ่นตัวจากน้ำหนักแต่ละชนิดแล้วนำมารวมกัน หรืออย่างเช่นในคานต่อเนื่องซึ่งคานแต่ละช่วงจะรับน้ำหนักบรรทุกทุกและโมเมนต์ที่ปลายคานทั้งสองดังในรูปที่ 10.10

ระยะแอ่นตัวที่กลางช่วงคาน : $\Delta = \Delta_0 + \Delta_1 + \Delta_2$



รูปที่ 10.10 การคำนวณระยะแอ่นตัวสำหรับคานต่อเนื่อง

จากแนวคิดเรื่องโมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิภาพจะเห็นได้ว่าหน้าตัดจะเกิดความเสียหายขึ้นอย่างถาวร เมื่อโมเมนต์มีค่าเกินโมเมนต์แตกร้าว ซึ่งผลของความเสียหายที่เกิดขึ้นจะทำให้ค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดลดลง การแอ่นตัวก็จะมีมากขึ้น สภาวะของการรับน้ำหนักมีอยู่ด้วยกัน 2 ช่วงคือ ช่วงรับน้ำหนักบรรทุกทุกคองที่คือรับเฉพาะน้ำหนักอาคารเองโดยยังไม่มีการใช้งาน Δ_D และในช่วงรับน้ำหนักเต็มก็คือน้ำหนักบรรทุกทุกคองที่และน้ำหนักบรรทุกจร Δ_{D+L}

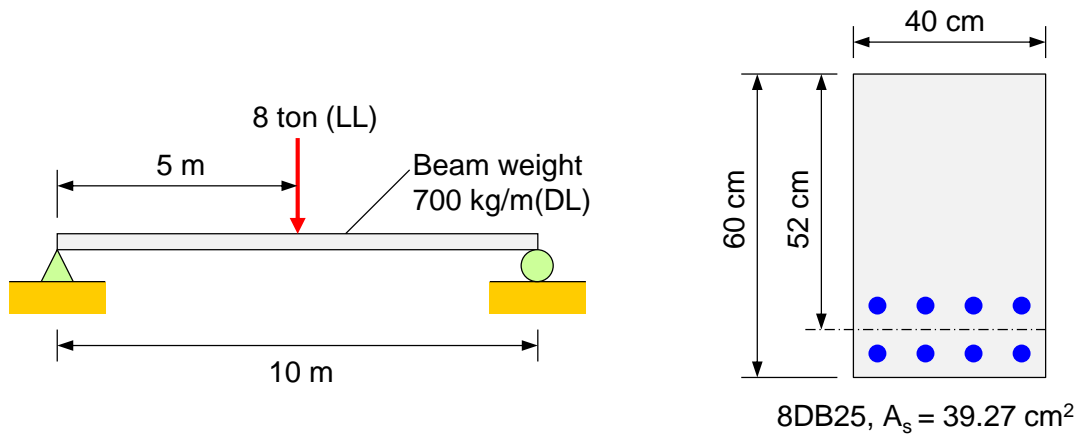
การแอ่นตัวจากน้ำหนักคองที่ซึ่งจะเกิดขึ้นแน่นอนตลอดอายุโครงสร้างอาจลดได้โดยการหล่อคานให้โก่งขึ้น (Camber) ไว้ก่อนล่องหน้า เมื่อคานเริ่มรับน้ำหนักตัวเองหลังถอดแบบหล่อออกก็จะแอ่นตัวลงมากหักล้างที่ทำให้โก่งไว้ล่วงหน้าพอดี ดังนั้นจึงเหลือเพียงการพิจารณาการแอ่นตัวจากน้ำหนักจร Δ_L ซึ่งคำนวณได้จาก

$$\Delta_L = \Delta_{D+L} - \Delta_D \quad (10.12)$$

ที่เป็นเช่นนี้เพราะน้ำหนักบรรทุกจรไม่เคยกระทำกับโครงสร้างโดยปราศจากน้ำหนักบรรทุกคองที่ และการรับน้ำหนักในแต่ละช่วงมีผลต่อความเสียหายถาวรของหน้าตัด ดังนั้นในการคำนวณระยะ

แอม้ตัวจากน้ำหน้กบรทุจจิ่งคิตจากการท้กระยแอม้จากน้ำหน้กบรทุคคท้่อจจากกระยแอม้จากน้ำหน้กบรทุจรวม

ตัวอย่างที่ 10.3 ตรวจสอบการแอม้ตัวของคานช่วงเดีวในรูปที่ 10.11 ซ้จมีช่วงยว 10 เมตร สมมติว่าคานถูจออกบบโดยวิธีกำล้งประล้ยใช้ $f'_c = 280$ ก.ก./ซม² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม²



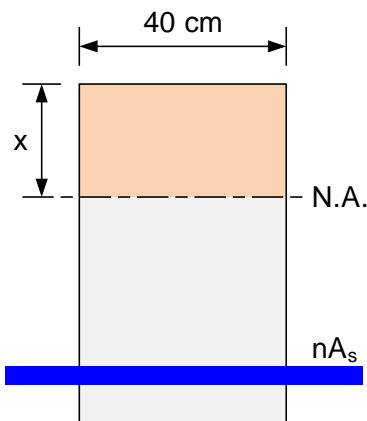
รูปที่ 10.11 คานสำหรับตัวอย่างที่ 10.3

วิธีทำ ความล้กน้อยท้สุดถ้าไม่คำนวณการแอม้ตัวคือ $L/16 = 10(100)/16 = 62.5$ ซม. ดั่งน้จต้องคำนวณการแอม้ตัว

1. การแอม้ตัวจากน้ำหน้กบรทุคคท้

โมเมนต์อินเนอร์เซียท้จหมด $I_g = \frac{1}{12} (40) (60)^3 = 720,000$ ซม.⁴

โมเมนต์ท้มีกระทำ $M_a = \frac{(0.7)(10)^2}{8} = 8.75$ ตัน-เมตร



$E_c = 15,100 \sqrt{f'_c} = 15,100 \sqrt{280}$
 $= 252,671$ ก.ก./ซม.²

$n = E_s/E_c = \frac{2.04 \times 10^6}{252,671} = 8.1$

$40 \frac{x^2}{2} = (8.1)(39.27)(52 - x)$

$x^2 + 15.71x - 816.82 = 0$

$x = 21.8$ ซม.

รูปที่ 10.12 หน้าตัดแตกร้าวแปลง

คำนวณโมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดแตกร้าวแปลง

$I_{cr} = I_{concrete} + I_{steel} = \frac{1}{3} (40) (21.8)^3 + 8(39.27)(52 - 21.8)^2$

$I_{cr} = 424,663$ ซม.⁴

$$f_r = 2.0\sqrt{280} = 33.5 \text{ ก.ก./ชม.}^2$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{33.5 \times 720,000}{30 \times 100} = 8,040 \text{ ก.ก.-ม.}$$

$$\frac{M_{cr}}{M_a} = \frac{8,040}{8,750} = 0.92, \quad \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 = 0.78$$

จากสมการ (10.9) โมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผลคือ

$$I_e = 0.78(720,000) + 0.22(424,663) = 655,026 \text{ ชม.}^4$$

ระยะแอนตัวจากน้ำหนักบรรทุกทุกคงที่จะเท่ากับ

$$\Delta_D = \frac{5wL^4}{384E_c I_e} = \frac{5 \times 7 \times (10 \times 100)^4}{384 \times 252,671 \times 655,026} = 0.55 \text{ ชม.}$$

ระยะแอนตัวที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกคงที่นี้อาจแก้ไขโดยการหล่อคานให้โค้งตัวขึ้น (Camber) แต่ก็จะไม่มีผลกับเพดานหรือผนัง เพราะถูกนำมาติดตั้งหลังเกิดการแอนตัวแล้วนั่นเอง ที่มีปัญหาคือการแอนตัวจากน้ำหนักจรและการแอนตัวระยะยาวจากความคืบและการหดตัวอันเนื่องมาจากน้ำหนักคงค้าง

2. การแอนตัวจากน้ำหนักบรรทุกทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร

โมเมนต์มากที่สุดที่สภาวะใช้งานคือ

$$M_{max} = 8.75 + 8(10)/4 = 28.75 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$\frac{M_{cr}}{M_{max}} = \frac{8,040}{28,750} = 0.28, \quad \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 = 0.022$$

จากสมการ (11.8) โมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผลคือ

$$I_e = 0.022(720,000) + 0.978(424,663) = 431,160 \text{ ชม.}^4$$

$$\begin{aligned} \Delta_{D+L} &= \frac{5wL^4}{384E_c I_e} + \frac{PL^3}{48E_c I_e} \\ &= \frac{5 \times 7 \times (10 \times 100)^4}{384 \times 252,671 \times 431,160} + \frac{8,000(10 \times 100)^3}{48 \times 252,671 \times 431,160} \\ &= 0.84 + 1.53 = 2.37 \text{ ชม.} \end{aligned}$$

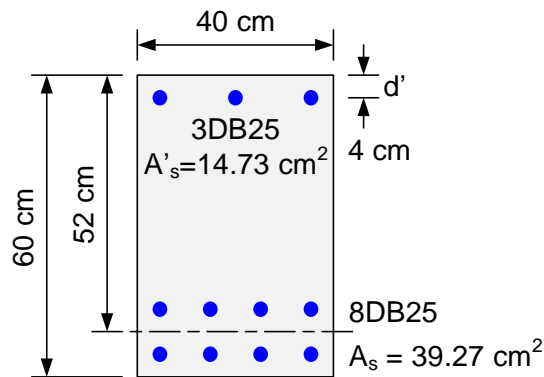
3. การแอนตัวจากน้ำหนักบรรทุกจร

$$\Delta_L = \Delta_{D+L} - \Delta_D = 2.37 - 0.55 = 1.82 \text{ ชม.}$$

จากตารางที่ 10.3 ค่า Δ_L ที่ยอมให้ $= \frac{L}{360} = \frac{10(100)}{360} = 2.78 \text{ ชม.} > 1.82 \text{ ชม}$

OK

ตัวอย่างที่ 10.4 จงตรวจสอบการแอ่นตัวทันทีบนคานช่วงเดียวในตัวอย่าง 10.3 โดยมีเหล็กบน 3DB25 ดังในรูปที่ 10.13



รูปที่ 10.13 หน้าตัดคานในตัวอย่างที่ 10.4

วิธีทำ

1. คำนวณโมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดแตร้าวแปลง

$$B = \frac{b}{nA_s} = \frac{40}{(8.1)(39.27)} = 0.126 \text{ ซม.}$$

$$r = \frac{(n-1)A'_s}{nA_s} = \frac{(7.1)(14.73)}{(8.1)(39.27)} = 0.329$$

$$x = \frac{\left[\sqrt{2dB(1+rd'/d) + (1+r)^2} - (1+r) \right]}{B}$$

$$= \frac{\left[\sqrt{2(52)(0.126)(1+0.329(4)/52) + (1.329)^2} - 1.329 \right]}{0.126} = 20.4 \text{ ซม.}$$

$$I_{cr} = bx^3/3 + nA_s(d-x)^2 + (n-1)A'_s(x-d')^2$$

$$= (40)(20.4)^3/3 + (8.1)(39.27)(52-20.4)^2 + (7.1)(14.73)(20.4-4)^2$$

$$= 458,953 \text{ ซม.}^4$$

2. โมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผล

ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ $M_{cr}/M_a = 0.92$ และ $(M_{cr}/M_a)^3 = 0.78$ (จากตัวอย่างที่ 10.3)

$$I_e = 0.78(720,000) + 0.22(458,953) = 662,570 \text{ ซม.}^4$$

$$\Delta_D = \frac{5wL^4}{384E_cI_e} = \frac{5 \times 7 \times (10 \times 100)^4}{384 \times 252,671 \times 662,570} = 0.54 \text{ ซม.}^4 \text{ (} \approx \text{ ตัวอย่างที่ 10.3)}$$

ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่และน้ำหนักบรรทุกจร $M_{cr}/M_a = 0.28$ และ $(M_{cr}/M_a)^3 = 0.022$ (จากตัวอย่างที่ 10.3)

$$I_e = 0.022(720,000) + 0.978(458,953) = 464,696 \text{ ซม.}^4$$

$$\Delta_{D+L} = \frac{5 \times 7 \times (10 \times 100)^4}{384 \times 252,671 \times 464,696} + \frac{8,000(10 \times 100)^3}{48 \times 252,671 \times 464,696}$$

$$= 0.78 + 1.42 = 2.20 \text{ ซม.}^4 \text{ (ใกล้เคียงกับตัวอย่างที่ 10.3)}$$

3. การแอ่นตัวจากน้ำหนักบรรทุกจร

$$\Delta_L = \Delta_{D+L} - \Delta_D = 2.20 - 0.54 = 1.66 \text{ ซม.}$$

การแอ่นตัวระยะยาว (Long-term deflection)

การแอ่นตัวระยะยาวเป็นผลมาจากการหดตัว (Shrinkage) และความคืบ (Creep) เมื่อมีน้ำหนักคงค้าง (Sustained load) กระทำกับโครงสร้างเป็นเวลานาน โดยการแอ่นตัวจะมีค่าเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ ตามเวลาที่เพิ่มขึ้น การประมาณระยะแอ่นตัวจากการหดตัวและความคืบ Δ_{cp+sh} นั้น มาตรฐาน ACI กำหนดให้หาได้โดยคูณการแอ่นตัวระยะสั้นด้วยตัวคูณ λ ดังนี้

$$\Delta_{cp+sh} = \lambda(\Delta_i)_D \quad (10.13)$$

$$\text{เมื่อ} \quad \lambda = \frac{\xi}{1+50\rho'} \quad (10.14)$$

และ $(\Delta_i)_D$ คือการแอ่นตัวทันทีจากน้ำหนักคงค้างทั้งหมด ค่าของ ξ ที่ยอมให้ตาม ACI จะเป็นไปตามระยะเวลาของการรับน้ำหนักดังแสดงในตารางที่ 10.5 สำหรับเหล็กเสริมรับแรงอัด $\rho' = A'_s / bd$ จะใช้ของหน้าตัดที่จุ่มรองรับในกรณีคานยื่น และใช้หน้าตัดที่กลางช่วงคานในกรณีคานช่วงเดี่ยวและคานต่อเนื่อง

ตารางที่ 10.5 ค่าตัวแปร ξ ที่ช่วงเวลารับน้ำหนักคงค้างต่างๆ

ช่วงเวลารับน้ำหนักคงค้าง	ξ
5 ปีหรือมากกว่า	2.0
1 ปี	1.4
6 เดือน	1.2
3 เดือน	1.0

ตัวอย่างที่ 10.5 สำหรับคานในตัวอย่างที่ 10.3 จงพิจารณาการแอ่นตัวจากความคืบและการหดตัวตามมาตรฐาน ACI

วิธีทำ การแอ่นตัวระยะสั้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่จากข้อ 1. ในตัวอย่างที่ 10.3 คือ

$$(\Delta_i)_D = 0.55 \text{ ซม.}$$

เนื่องจากไม่มีเหล็กรับแรงอัด สมการ(10.14) สำหรับระยะเวลา 5 ปี หรือมากกว่าจะเป็น

$$\lambda = \frac{\xi}{1+50\rho'} = \frac{2.0}{1+50(0.0)} = 2.0$$

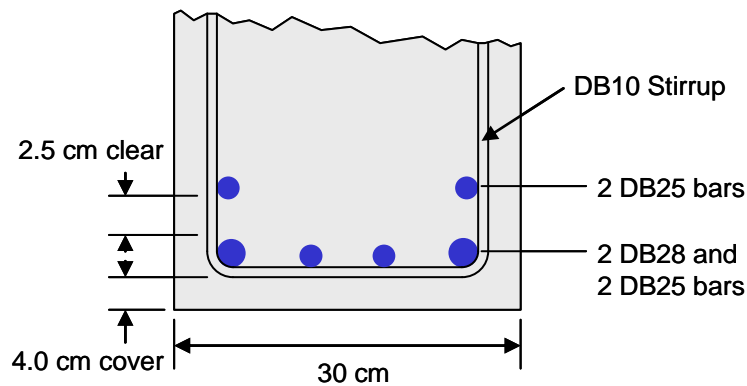
ดังนั้นจากสมการ (10.15)

$$\Delta_{cp+sh} = \lambda(\Delta_i)_D = 2.0(0.55) = 1.10 \text{ ซม.}$$

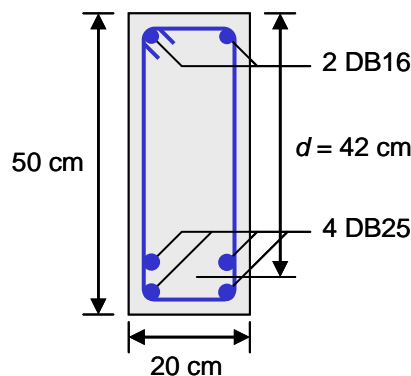


ปัญหาท้ายบทที่ 10

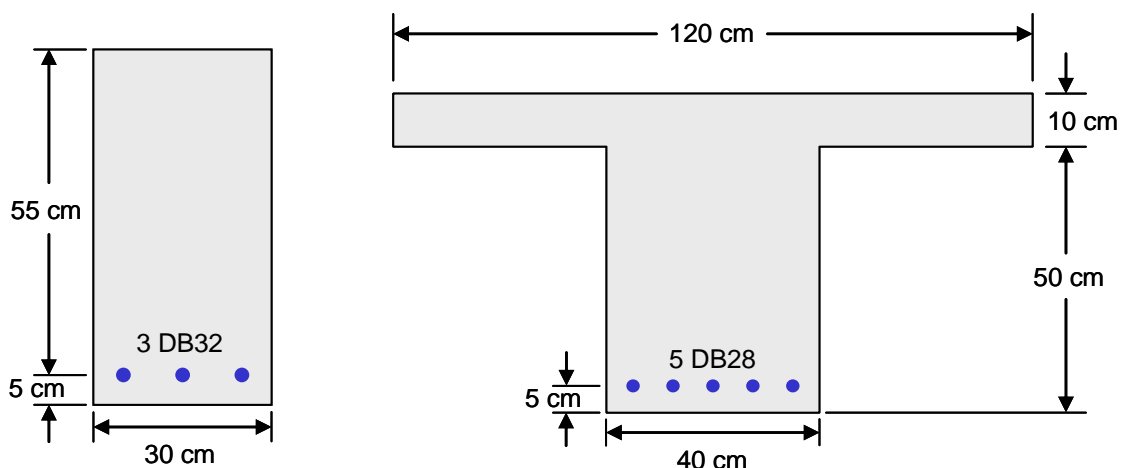
- 10.1 จงตรวจสอบว่าหน้าตัดคานในรูปข้างล่างเป็นไปตามข้อกำหนด ACI เพื่อควบคุมการแตกร้าว $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²

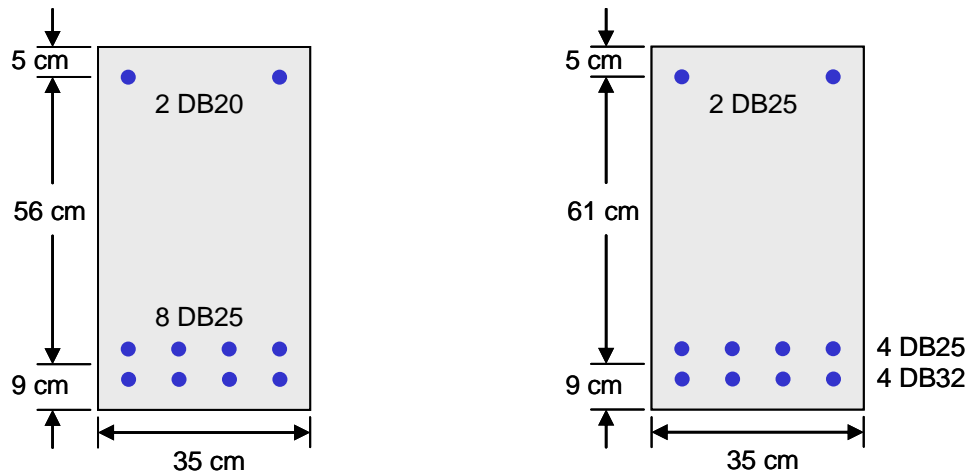


- 10.2 คานหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้ารับการดัดแบบคานช่วงเดี่ยวดังแสดงในรูปข้างล่าง จงคำนวณความกว้างรอยร้าวการดัดมากที่สุดที่คาดว่าจะเกิดขึ้น และตรวจสอบว่าคานเป็นไปตามข้อกำหนดการแตกร้าวหรือไม่? กำหนด $f'_c = 320$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.² ระยะหุ้ม 4.0 ซม.



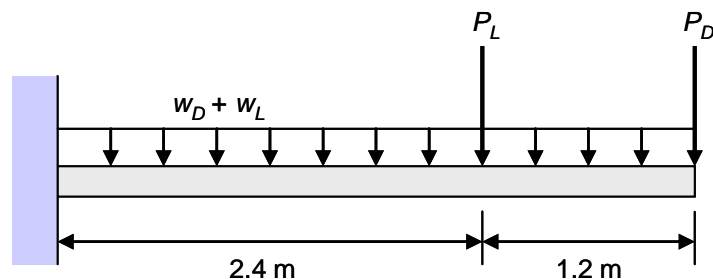
- 10.3 หน้าตัดคานสี่เหลี่ยมผืนผ้าตั้งในรูปข้างล่างมีค่า $f'_c = 280$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.² จงตรวจสอบว่าเป็นไปตามข้อกำหนด ACI ในการควบคุมการแตกร้าวหรือไม่?





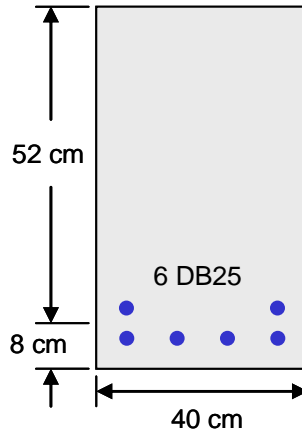
- 10.4 จงคำนวณระยะห่างมากที่สุดของเหล็ก DB16 ในพื้นที่ทางเดียวซึ่งมีระยะหุ้มคอนกรีต 2.5 ซม. โดยยังเป็นไปตามข้อกำหนด ACI เพื่อควบคุมการแตกร้าว $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²
- 10.5 จากรูปหน้าตัดในข้อ 10.3 จงคำนวณ (ก) โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดทั้งหมด, I_g (ข) ตำแหน่งแกนสะเทินของหน้าตัดแตกร้าวและ I_{cr} และ (ค) โมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิผล I_e สำหรับ $M_a = 0.6\phi M_{cr}$
- 10.6 จงพิจารณาการแอ่นตัวทันทีและการแอ่นตัวระยะยาวที่ปลายอิสระของคานยื่นช่วงยาว 3.6 เมตร สำหรับแต่ละกรณีบรรทุกตามตารางข้างล่าง สมมุติว่ามีเพียงน้ำหนักบรรทุกคงที่เป็นน้ำหนักคงค้าง และในการคิมน้ำหนักบรรทุกคงที่ให้รวมน้ำหนักคานด้วย ใช้ค่า $f'_c = 280$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²

กรณี	b (ซม.)	d (ซม.)	h (ซม.)	A_s (ซม. ²)	A'_s (ซม. ²)	w_D (ตัน/ม.)	w_L (ตัน/ม.)	P_D (ตัน)	P_L (ตัน)
(1)	40	54	60	8DB28	2DB28	4.0	3.2	-	-
(2)	45	64	70	6DB32	-	2.5	1.2	3.2	2.4
(3)	30	48	55	8DB25	2DB25	3.0	1.0	-	-
(4)	35	54	60	8DB28	2DB28	3.5	1.3	2.5	2.2

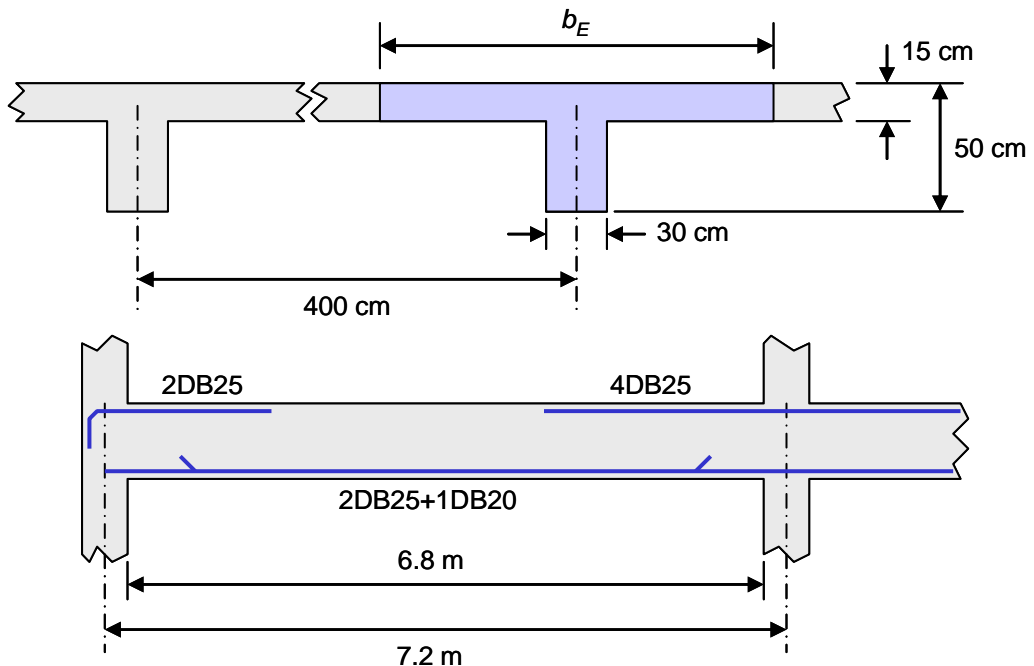


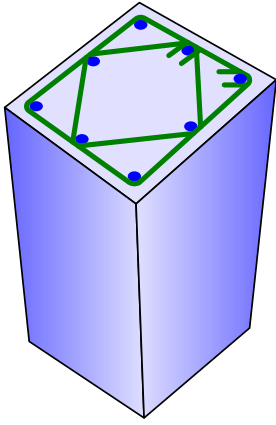
- 10.7 คานช่วงเดียวมีหน้าตัดตั้งในรูปข้างล่าง มีช่วงความยาวคาน 7.2 เมตร รองรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ 2 ตัน/เมตร รวมน้ำหนักคานเอง และน้ำหนักบรรทุกจร 1.6 ตัน/เมตร ใช้ค่า $f'_c = 240$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.² จงคำนวณ (ก) การแอ่นตัวทันทีจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ (ข) การแอ่นตัวทันทีจากน้ำหนักบรรทุกคงที่บวกน้ำหนักบรรทุกจร (ค) การแอ่นตัวหลังจากติดตั้งพาร์ติชัน สมมุติว่าพาร์

ตีชั้นถูกติดตั้ง 2 เดือนหลังค้ำยันแบบหล่อคานถูกถอดออก และสมมุติว่า 20% ของน้ำหนักบรรทุกจรเป็นน้ำหนักคงค้าง



- 10.8** คำนวณการแอ่นตัวทั้งแบบระยะสั้นและระยะยาวสำหรับพื้นพาดทางเดี่ยวช่วงเดียว 4 เมตร มีความหนา 15 ซม. น้ำหนักบรรทุกคงที่ 340 ก.ก./ตรม. และน้ำหนักบรรทุกจร 540 ก.ก./ตรม. เหล็กเสริมใช้ DB16@0.15 ม. สมมุติว่า 60% ของน้ำหนักบรรทุกจรคงค้างตลอดช่วงเวลา 30 เดือน กำหนด $f'_c = 240$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²
- 10.9** คานรองรับพื้นหนา 10 ซม. เป็นคานต่อเนื่องสี่ช่วง แต่ละช่วงยาว 8 เมตร ปลายคานช่วงริมฝั่งเข้าในผนัง เวกคานกว้าง $b_w = 30$ ซม. ความลึกคานทั้งหมด $h = 50$ ซม. น้ำหนักบรรทุกคงที่ 2.6 ตัน/ม. (รวมน้ำหนักตัวเองแล้ว) และน้ำหนักบรรทุกจร 7.6 ตัน/ม. เหล็กเสริมรับแรงดึงที่กลางช่วงคานใช้ 4DB28 และเหล็กเสริมที่จุดรองรับ 6DB32 และสมมุติว่า 55% ของน้ำหนักบรรทุกจรคงค้างกระทำตลอดช่วง 24 เดือน กำหนด $f'_c = 320$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²
- 10.10** คานดังแสดงในรูปข้างล่างรับ น้ำหนักบรรทุกคงที่ 1.4 ตัน/ม. และน้ำหนักบรรทุกจร 1.8 ตัน/ม. จงคำนวณ (ก) การแอ่นตันระยะสั้นจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ (ข) การแอ่นตัวระยะสั้นจากน้ำหนักบรรทุกคงที่บวกน้ำหนักจร และ (ค) การแอ่นตัวหลังติดตั้งพาร์ติชัน สมมุติว่าติดตั้งพาร์ติชันหลังถอดค้ำยัน 4 เดือนและ 10% น้ำหนักจรคงค้าง กำหนด $f'_c = 280$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²





11

เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

เสาคือองค์อาคารที่ทำหน้าที่รับแรงอัดเป็นหลัก โดยจะรับน้ำหนักที่ถ่ายเทจากระบบพื้นในแต่ละชั้น สะสมเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ เริ่มจากชั้นบนสุดลงสู่ชั้นต่ำลงมาจนถึงชั้นตอม่อเพื่อถ่ายน้ำหนักลงฐานรากต่อไป เสาจึงนับเป็นโครงสร้างที่มีความสำคัญมากเพราะหากเสาต้นหนึ่งต้นใดเกิดการวิบัติ อาจทำให้เสถียรภาพโดยรวมของอาคารเสียไปและจะนำมาซึ่งความวิบัติของโครงสร้างทั้งหมดได้ เนื่องจากพื้น , คาน, และเสา ถูกหล่อเป็นเนื้อเดียวกันจึงทำให้เกิดโมเมนต์ในเสาขึ้นจากการยึดรั้งที่ปลายคาน

นอกจากนั้นในอาคารหลายชั้นการวางตำแหน่งศูนย์กลางเสาให้ตรงกันในแนวนิ่งจะเกิดการเยื้องศูนย์กลาง (Eccentricity, e) ขึ้นเสมอ ซึ่งก็จะทำให้เกิดโมเมนต์ขึ้นในเสา ดังนั้นเสาที่รับแรงอัดตามแนวแกนโดยสมบูรณ์จึงไม่เกิดขึ้นในอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก อย่างไรก็ตามเราอาจสมมติให้การเยื้องศูนย์กลางที่เกิด e ซึ่งมีค่าน้อยประมาณ $0.1h$ เมื่อ h คือความลึกของหน้าตัดเสา สมการที่ใช้ยังเป็นสำหรับเสารับแรงตามแนวแกนแต่มีการลดกำลังลงบ้าง

แต่ในบางกรณีเสาก็รับทั้งแรงอัดตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดเนื่องจากลักษณะโครงสร้างเอง หรือจากแรงภายนอกที่มากกระทำทางด้านข้างเช่นแรงลมหรือแผ่นดินไหว ในกรณีนี้จะต้องพิจารณาผลร่วมกระทำของทั้งแรงอัดตามแนวแกนและโมเมนต์ดัด

ในบทนี้จะกล่าวถึงการวิเคราะห์และออกแบบ **เสาสั้น (Short column)** ซึ่งมีกำลังขึ้นกับกำลังของวัสดุและขนาดของพื้นที่หน้าตัด แต่เมื่อเสายาวขึ้นโอกาสที่จะเกิดการโก่งเดาะ (Buckling) ก็มีมากขึ้นเรียกว่า **เสาขะลุค (Slender column)** การพิจารณาว่าเป็นเสาสั้นหรือไม่นั้นจะดูจากอัตราส่วนความขะลุค kl/r เมื่อ k คือแฟกเตอร์ของการยึดรั้งที่ปลายเสา, l_u คือความยาวปราศจากการยึดรั้งของเสา และ r คือรัศมีจายเรชั่น ตัวอย่างเช่นในกรณีอาคารที่ไม่มียึดรั้งด้านข้าง ถ้า kl/r มีค่าน้อยกว่า 22 จะถือว่าเป็นเสาสั้น

การถ่ายน้ำหนักจากคานและพื้นลงเสา

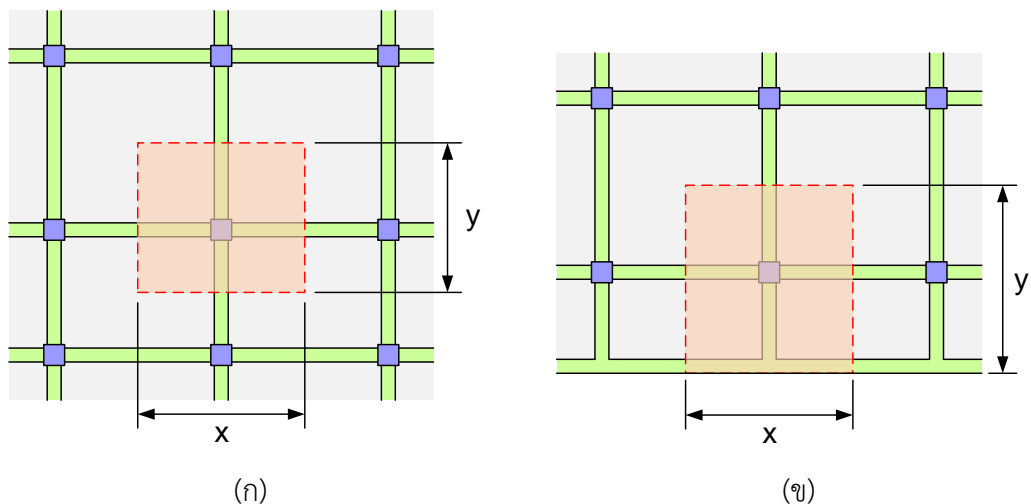
การถ่ายน้ำหนักลงเสาอาจนับได้ว่าเป็นขั้นตอนที่สำคัญที่สุดในการออกแบบเสาเพราะ ถ้าคำนวณน้ำหนักลงเสาผิดก็อาจทำให้เสารับน้ำหนักไม่ได้และเกิดการวิบัติได้ การคำนวณน้ำหนักลงเสามีทั้ง

แบบประมาณและแบบละเอียดแต่ผู้ออกแบบที่มีประสบการณ์จะมีความคิดอยู่แล้วว่าผลที่คำนวณได้ ควรจะประมาณเท่าใด ถ้ามีความผิดพลาดในการคำนวณ ผลที่ได้ไม่เป็นไปตามคาดก็จะตรวจสอบพบ และแก้ไขได้ โดยทั่วไปก่อนออกแบบเสาเราจะออกแบบพื้นและคานมาก่อนทำให้รู้ขนาดและค่านอน น้ำหนักได้ วิธีในการคำนวณน้ำหนักลงสู่มีสองวิธีคือ **วิธีพื้นที่รับน้ำหนัก (Tributary area method)** และ **วิธีแรงปฏิกิริยาปลายคาน (Beam reaction method)**

วิธีพื้นที่รับน้ำหนัก (Tributary area method)

เป็นวิธีคำนวณแบบประมาณโดยแบ่งพื้นที่ของระบบพื้นทั้งหมดออกเป็นส่วนๆ ให้เสาแต่ละต้นรับ น้ำหนัก โดยใช้ระยะกึ่งกลางระหว่างเสาเป็นจุดแบ่งดังแสดงในรูปที่ 11.1 แล้วนำพื้นที่นี้ไปคำนวณ น้ำหนักบรรทุกจรและน้ำหนักบรรทุกคงที่ลงเสาต่อไป ยกตัวอย่างเช่น พื้นที่ 20 ตรม. น้ำหนักจร 300 ก.ก./ตรม. พื้นหนา 10 ซม.

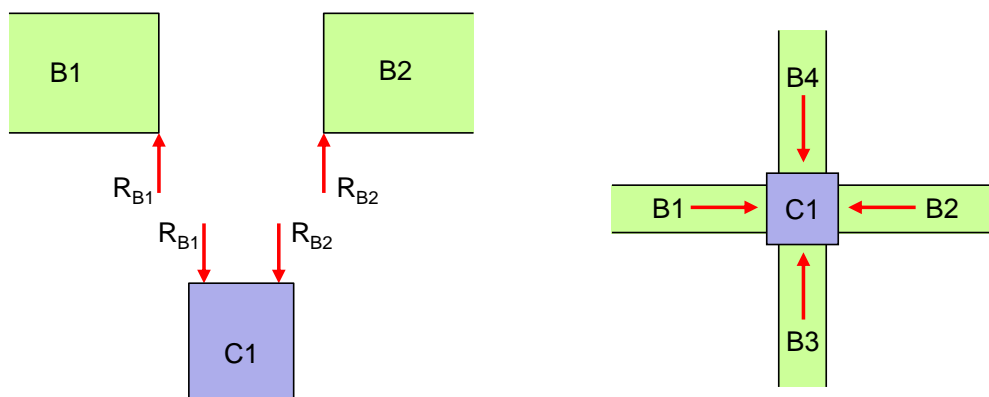
$$\text{น้ำหนักลงเสา} = 20 (300 + (0.10) (2,400)) = 10,800 \text{ กก.} = 10.8 \text{ ตัน}$$



รูปที่ 11.1 การแบ่งพื้นที่รับน้ำหนัก

วิธีแรงปฏิกิริยาปลายคาน (Beam reaction method)

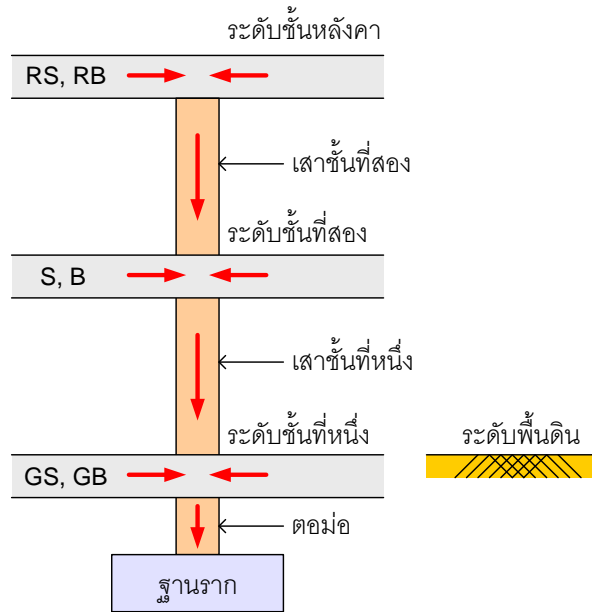
วิธีนี้ตรวจสอบจากรายการคำนวณออกแบบคาน โดยดูว่ามีคานอะไรบ้างที่มาถ่ายน้ำหนักลงหัวเสา จากนั้นกลับไปตรวจสอบค่าแรงปฏิกิริยาที่ปลายคานแล้วนำมารวมกัน วิธีการนี้อาจยุ่งยากเสียเวลา แต่มีความคลาดเคลื่อนน้อยกว่า



รูปที่ 11.2 แรงปฏิกิริยาปลายคานถ่ายน้ำหนักลงหัวเสา

ในอาคารหลายชั้นการคำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกจะเริ่มจากชั้นบนสุดเช่นในรูปที่ 11.3 เป็นอาคารสองชั้น ในการออกแบบเสาชั้นสอง จะคำนวณน้ำหนักจากพื้นชั้นดาดฟ้ารวมกับน้ำหนักเสาชั้นสองเอง หน้าตัดที่ออกแบบจะอยู่ที่โคนเสา ต่อมาเมื่อออกแบบเสาชั้นหนึ่งก็จะคำนวณน้ำหนักจากพื้นชั้นสองรวมกับน้ำหนักเสาชั้นหนึ่งแล้วรวมกับน้ำหนักที่สะสมมาจากชั้นสอง จนสุดท้ายลงสู่เสาตอม่อที่อยู่ใต้ดินเป็นเสารับน้ำหนักจากชั้นหนึ่งลงสู่ฐานรากในที่สุด

จะเห็นว่าน้ำหนักบรรทุกในเสาดันหนึ่งจะเพิ่มขึ้นจากการสะสมน้ำหนักบรรทุกในแต่ละชั้นจากบนลงล่าง ดังนั้นหน้าตัดเสาในแต่ละชั้นจึงอาจไม่เหมือนกันโดยอาจเปลี่ยนแปลงทุกชั้นหรือหลายชั้นเปลี่ยนก็ขึ้นกับขนาดน้ำหนักบรรทุก



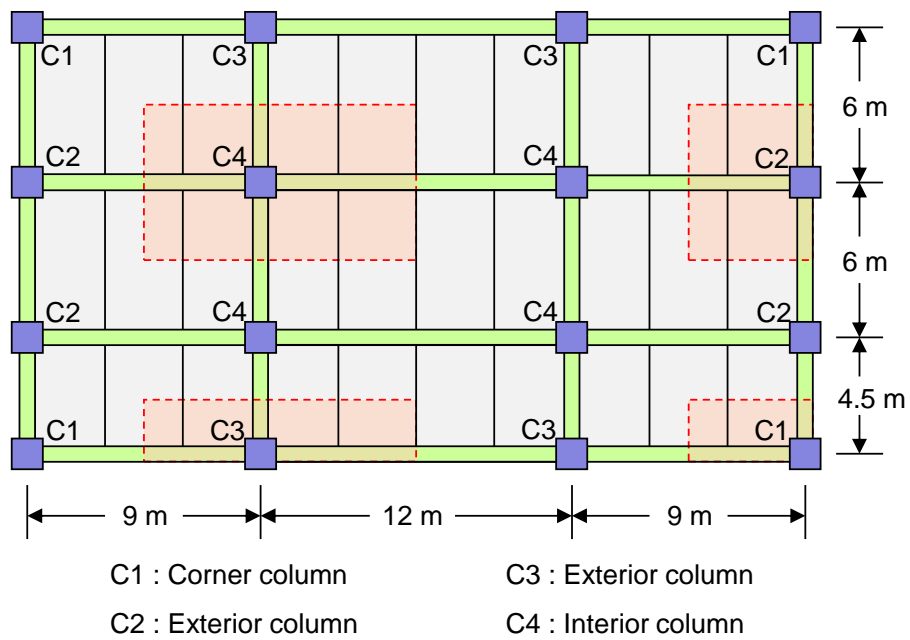
รูปที่ 11.3 การถ่ายน้ำหนักบรรทุกทุกสะสมจากเสาชั้นบนลงล่าง

		Column @ (A-6)
	ชั้นดาดฟ้า ↓ 3.50 m ชั้นสอง 0.3 x 0.3 m	RB2 = 5280 kg RB4 = 4800 kg RB19 = 4416 kg T1 = 960 kg Col.Wt. = 756 kg Floor load = <u>16212 kg</u>
	ชั้นสอง ↓ 3.50 m ชั้นหนึ่ง 0.3 x 0.3 m	2B5 = 10764 kg 2B4 = 14736 kg Col.Wt. = 756 kg Floor load = <u>26256 kg</u> Cum. load = <u>42468 kg</u>
	ชั้นหนึ่ง ↓ 1.50 m ฐานราก 0.4 x 0.4 m	2B5 = 10764 kg 2B4 = 14736 kg Col.Wt. = 576 kg Floor load = <u>26076 kg</u> Cum. load = <u>68544 kg</u>

รูปที่ 11.4 ตัวอย่างการถ่ายน้ำหนักบรรทุกลงเสา

การคำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกลงเสานั้นต้องคำนวณทุกต้น การอ้างอิงตำแหน่งเสาจะระบุโดยใช้จุดตัดของเส้นกริดในแนวราบและแนวตั้งเช่น A-2, B-5, C-3 เป็นต้น โดยทำเป็นตารางดังเช่นที่แสดงในรูป 11.4

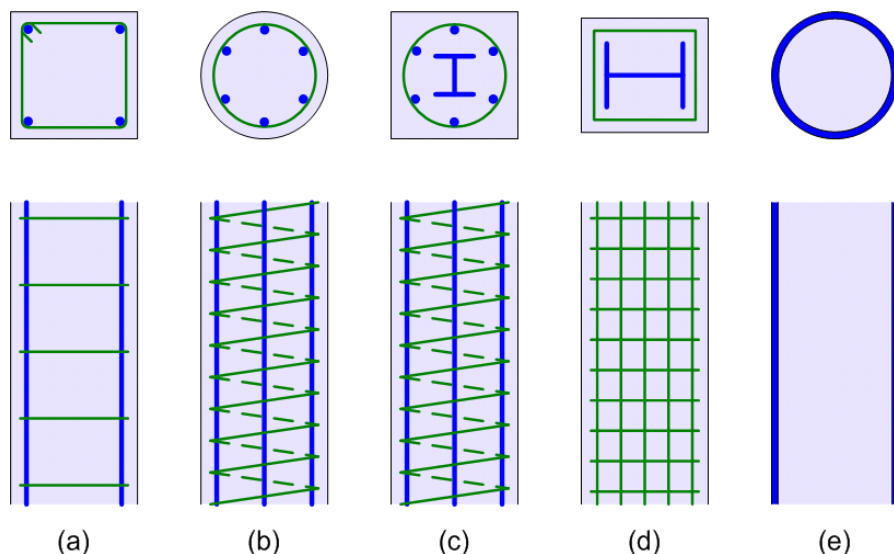
เมื่อคำนวณน้ำหนักลงทุกต้นแล้วจึงทำการจัดกลุ่มเสาที่มีน้ำหนักใกล้เคียงกันเป็นชื่อเดียวกัน เช่น C1, C2, C3, ... ซึ่งอย่างน้อยที่สุดจะมีสามกลุ่มคือ เสาภายใน (Interior column), เสาภายนอก (Exterior column) และเสามุม (Corner column) ดังแสดงในรูปที่ 11.5



รูปที่ 11.5 การจัดกลุ่มเสารับน้ำหนักบรรทุก

ชนิดของเสาและการเสริมเหล็ก

เสาคอนกรีตเสริมเหล็กอาจถูกจำแนกได้ตามรูปหน้าตัดและการเสริมเหล็ก, น้ำหนักบรรทุกที่รับ และความขรุขระ ชนิดต่างๆของเสาที่แบ่งตามรูปหน้าตัดและเหล็กเสริมจะเป็นดังแสดงในรูปที่ 11.6 คือ :

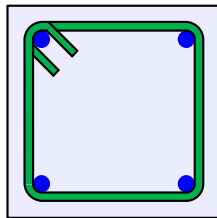


รูปที่ 11.6 ชนิดของเสา

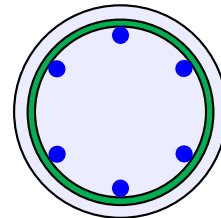
หน้าตัดเสาทำได้หลายรูปแบบที่มักพบได้ทั่วไปคือ (a) เสาสี่เหลี่ยมปลอกเดี่ยว (Tied Column) และ (b) เสากลมปลอกเกลียว (Circular Column) นอกจากนี้ยังอาจทำเป็น (c) เสาสี่เหลี่ยมแกนเหล็ก, (d) เสาเหล็กหุ้มคอนกรีต และ (e) ท่อกลมเหล็กกรอกคอนกรีตภายใน

แม้ว่าเสาหน้าตัดสี่เหลี่ยมปลอกเดี่ยวจะถูกใช้เป็นส่วนใหญ่เนื่องจากมีค่าก่อสร้างต่ำ แต่เสาปลอกเกลียวก็มีการใช้เพื่อเพิ่มความเหนียวในโซนแผ่นดินไหว เหล็กปลอกเกลียวจะเป็นเส้นเดียวกันและพันเป็นเกลียวรัดเหล็กเสริมหลักเอาไว้ซึ่งมักจะเป็นหน้าตัดวงกลม ระยะห่างระหว่างเกลียว (Pitch) ประมาณ 5 – 7.5 ซม.

เสาหน้าตัดสี่เหลี่ยมต้องมีเหล็กเสริมหรือเรียกว่า “เหล็กยื่น” อย่างน้อยที่สุด 4 เส้นที่แต่ละมุม โดยมีเหล็กปลอกเดี่ยวแบบปิด (closed loop tie) โอบรัดเหล็กเสริมทุกเส้นอยู่ภายใน ส่วนหน้าตัดกลมต้องมีเหล็กอย่างน้อย 6 เส้น กระจายบนเส้นรอบวงภายในเหล็กปลอกเกลียว หน้าเสาควรมีขนาดอย่างน้อย 20 ซม. ปริมาณเหล็กเสริมที่ใช้จะอยู่ระหว่าง 0.01 ถึง 0.08 ของพื้นที่ทั้งหมด A_g ของหน้าตัดเสา โดยเหล็กเสริมที่ใช้ควรมีขนาด 12 ม.ม. ขึ้นไป



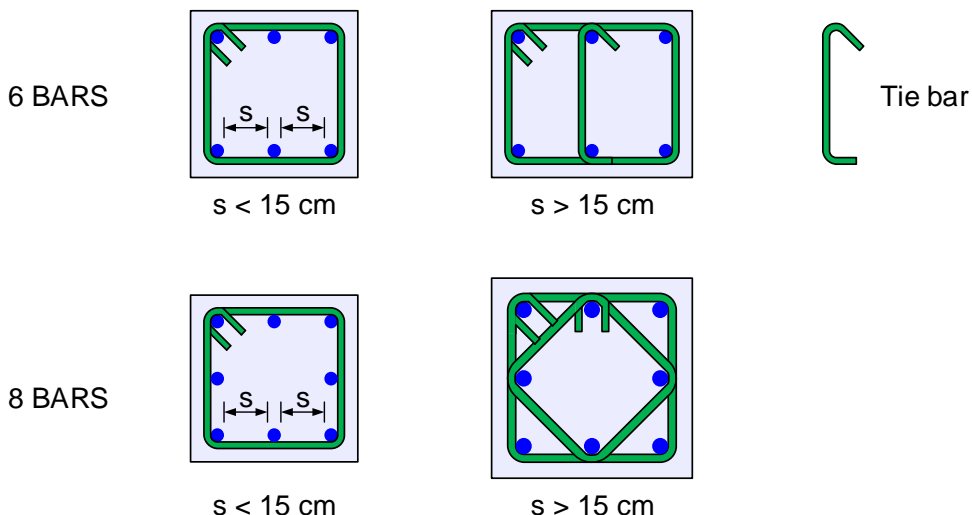
เสาสี่เหลี่ยม
เหล็กยื่นอย่างน้อย 4 เส้น



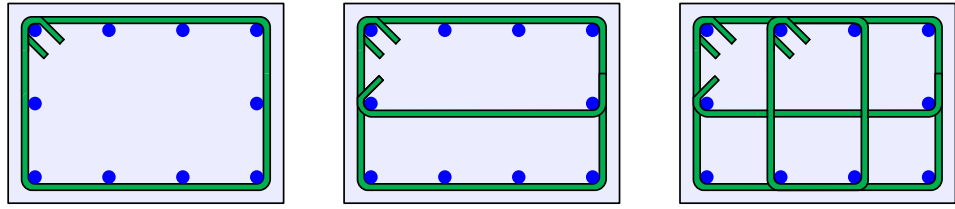
เสากลม
เหล็กยื่นอย่างน้อย 6 เส้น

รูปที่ 11.7 เหล็กเสริมน้อยที่สุดในหน้าตัดเสา

เมื่อเสารับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นอาจขยายหน้าตัดเสาหรือเพิ่มจำนวนเหล็กเสริม การเพิ่มเหล็กเสริมจะเพิ่มโดยรอบหน้าตัดแบบสมมาตรตั้งในรูปที่ 11.8 โดยให้ยึดโดยรอบเหล็กปลอก ถ้าระยะช่องว่างระหว่างเหล็กมากกว่า 15 ซม. ต้องใช้เหล็กยึด (crosstie) หรือเพิ่มจำนวนเหล็กปลอกเพื่อยึดจับเหล็กยื่นในทั้งสองทิศทาง ระยะห่างเหล็กปลอกให้ใช้ค่าที่น้อยกว่าของ หน้าเสาทีแคบที่สุด, 16 เท่าขนาดเหล็กยื่น และ 48 เท่าขนาดเหล็กปลอก



10 BARS



รูปที่ 11.8 รูปแบบการจัดวางเหล็กยื่นและเหล็กปลอกในหน้าตัดเสา

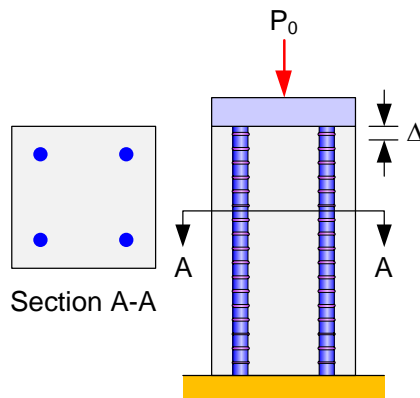
ในการเขียนแบบรายละเอียดหน้าตัดเสามักแสดงเป็นตารางหน้าตัดตามหมายเลขเสา C1, C2,... ในแนวดิ่ง และระดับชั้นในแนวนอน ในแบบที่ละเอียดขึ้นจะเขียนแสดงรูปด้านข้าง และรายละเอียดจุดต่อเหล็กเสริมเมื่อเสามีการเปลี่ยนหน้าตัด

หลังคา ELEV. +3.70 ↑ พื้นชั้นล่าง ELEV. +0.20	 6 DB 12 RB 6 @ 200	 8 DB 16 2-RB 6 @ 200	 4 DB 16 RB 6 @ 200
พื้นชั้นล่าง ELEV. +0.20 ↑ ฐานราก ELEV. -1.50	 6 DB 12 RB 6 @ 200	 8 DB 16 2-RB 6 @ 200	 8 DB 12 2-RB 6 @ 200
	C1	C2	C3

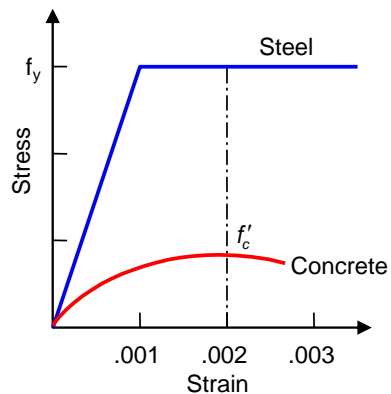
รูปที่ 11.9 ตัวอย่างตารางแสดงแบบรายละเอียดหน้าตัดเสา

กำลังของเสาสั้นรับน้ำหนักตามแนวแกน

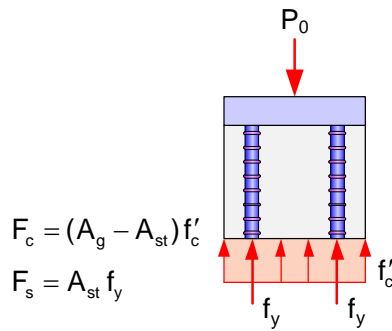
ในรูปที่ 11.10(ก) เมื่อหน้าตัดเสาคอนกรีตเสริมเหล็กน้ำหนักบรรทุก P_0 เสาจะหดสั้นลงเล็กน้อยเท่ากับ Δ อัตราการการหดสั้นในเหล็กและคอนกรีตมีค่าเท่ากัน



(ก) เสาสั้นรับน้ำหนักตามแนวแกน



(ข) ความสัมพันธ์หน่วยแรงและหน่วยการยืดหด



(ค) แรงในเหล็กและคอนกรีตขณะเกิดการวิบัติ

รูปที่ 11.7 กำลังของเสาสั้นรับแรงตามแนวแกน

การวิบัติจะเกิดขึ้นเมื่อหน่วยการยืดหด (Strain) มีค่าประมาณ 0.002 ดังในรูปที่ 11.10(ข) หน่วยแรงในเหล็กจะเท่ากับ f_y และในคอนกรีตจะเท่ากับ f'_c จากสมดุลในแนวดิ่งของรูปที่ 11.10(ค) แรงกระทำ P_0 จะเท่ากับผลรวมของแรงต้านทานรวมของคอนกรีตและเหล็กเสริม

$$P_0 = f_y A_{st} + f'_c (A_g - A_{st}) \quad (11.1)$$

เมื่อ A_g คือพื้นที่หน้าตัดทั้งหมด และ A_{st} คือพื้นที่เหล็กเสริม

เมื่อคอนกรีตและเหล็กได้รับแรงอัดพร้อมกันสัดส่วนของการรับน้ำหนักของคอนกรีตและเหล็กจะเปลี่ยนไปตามเวลาในช่วงต้นหน่วยแรงในเหล็กจะมีค่าเป็น E_s/E_c เท่าของหน่วยแรงในคอนกรีตซึ่งเป็นไปตามทฤษฎีอลาสติก ต่อมาเมื่อผลของความคืบ (Creep) และการหดตัว (Shrinkage) มีมากขึ้นเหล็กจะค่อยๆรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้น

จากผลการทดสอบพบว่ากำลังประลัยของเสามีค่าน้อยกว่าที่คำนวณได้จากสมการ (11.1) เพื่อให้กำลังที่ใกล้เคียงกับการทดสอบจึงลดค่า f'_c ลง 15%

$$P_0 = f_y A_{st} + 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) \quad (11.2)$$

กำลังที่ได้จากสมการ (11.2) ถูกใช้เป็นพื้นฐานในมาตรฐาน ACI ประกอบกับตัวคูณลดกำลังซึ่งในกรณีของเสาจะมีค่าต่ำกว่าของคานเนื่องจากเสาเป็นองค์อาคารมีความสำคัญมากกว่านั่นเอง การวิบัติของคานโดยทั่วไปจะมีผลเฉพาะที่ในขณะที่การวิบัติของเสาอาจทำให้เกิดการพังทลายของทั้งโครงสร้างได้

นอกจากนั้นตัวคูณลดกำลังสำหรับเสาปลอกเดี่ยวและเสาปลอกเกลียวก็แตกต่างกันอันเนื่องมาจากพฤติกรรมการรับน้ำหนักซึ่งจะกล่าวถึงต่อไป นั่นคือน้ำหนักบรรทุกประลัยต้องมีค่าไม่เกิน $P_u \leq \phi P_n$ เมื่อ ϕ คือตัวคูณลดกำลังมีค่าเท่ากับ 0.75 สำหรับเสาปลอกเกลียว และเท่ากับ 0.70 สำหรับเสาปลอกเดี่ยว

เสาปลอกเกลียว
$$P_n = 0.85 [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (11.3)$$

เสาปลอกเดี่ยว
$$P_n = 0.80 [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (11.4)$$

เมื่อ P_n = กำลังระบุ (Nominal strength) ในการแรงอัดตามแนวแกน

กำลังของเสาสั้นที่ได้จากสมการ (11.3) และ (11.4) นี้ คือกำลังที่ใช้ในการออกแบบเสาสั้นคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงตามแนวแกนโดยวิธีกำลังตามมาตรฐาน ACI

กำลังรับน้ำหนักของเสาเล็กที่สุด

ในการคำนวณออกแบบเสาจะคิมน้ำหนักบรรทุกที่ถ่ายลงสู่เสาซึ่งในอาคารขนาดเล็กน้ำหนักบรรทุกอาจมีค่าน้อยกว่ากำลังของหน้าตัดเสาที่เล็กที่สุดและใส่เหล็กน้อยที่สุดตามข้อกำหนด ถ้ามีการคำนวณกำลังเสาน้อยสุดไว้ก่อนก็จะช่วยประหยัดเวลาในการทำงาน

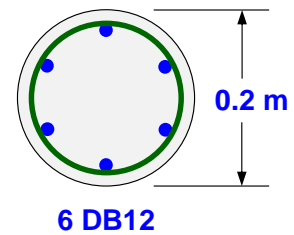
สำหรับ $f'_c = 240$ กก./ชม.² และ $f_y = 4,000$ กก./ชม.²

เสาปลอกเกลียว $P_n = 0.85 [0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{6 \times 1.13}{(\pi/4) \times 20^2} = 0.022$$

$$P_n = 0.85 \times \left[0.85 \times 0.24 \times \left(\frac{\pi}{4} \times 20^2 - 6 \times 1.13 \right) + 4.0 \times 6 \times 1.13 \right]$$

$$= 76.4 \text{ ตัน}$$



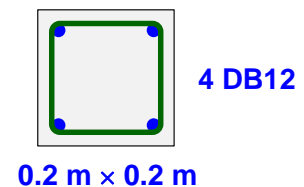
น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยที่รับได้ $P_u = \phi P_n = 0.75 \times 76.4 = 57.3$ ตัน

เสาปลอกเดี่ยว $P_n = 0.80 [0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{4 \times 1.13}{20 \times 20} = 0.0113$$

$$P_n = 0.80 \times \left[0.85 \times 0.24 \times (20^2 - 4 \times 1.13) + 4.0 \times 4 \times 1.13 \right]$$

$$= 79.0 \text{ ตัน}$$



น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยที่รับได้ $P_u = \phi P_n = 0.70 \times 79.0 = 55.3$ ตัน

ตัวอย่างที่ 11.1 จงออกแบบเสาสั้นปลอกเดี่ยวหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสเพื่อรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย 120 ตัน กำหนด $f'_c = 240$ กก./ชม.² และ $f_y = 4,000$ กก./ชม.²

วิธีทำ เสาปลอกเดี่ยว $P_u = 0.80 \phi A_g [0.85f'_c (1 - \rho_g) + f_y \rho_g]$

ลองหน้าตัด 40×40 ซม. $\rightarrow 120 = 0.8 \times 0.4 \times 40^2 [0.85 \times 0.24 (1 - \rho_g) + 4.0 \times \rho_g]$

$\rho_g =$ ติดลบ \rightarrow แสดงว่าคอนกรีตมีกำลังเกินพอในการรับน้ำหนักอาจลดขนาดหน้าตัด

ลองหน้าตัด 30×30 ซม. → $120 = 0.8 \times 0.7 \times 30^2 [0.85 \times 0.24(1 - \rho_g) + 4.0 \times \rho_g]$

$\rho_g = 0.009 < 0.01$

USE $\rho_g = 0.01$

$A_{st} = 0.01 \times 30^2 = 9.00 \text{ ซม.}^2$

∴ ใช้เหล็กยี่น **4DB20 ($A_s = 12.56 \text{ ซม.}^2$)**

เลือกใช้เหล็กปลอก RB9 :

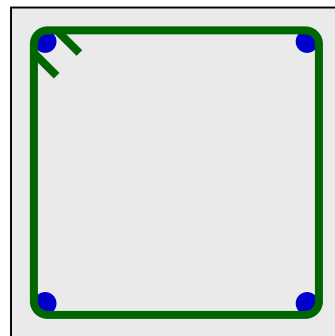
ระยะห่างเหล็กปลอก : ด้านที่แคบที่สุด = 30 ซม.

ควบคุม

16 เท่าเหล็กยี่น = $16 \times 2.0 = 32 \text{ ซม.}$

48 เท่าเหล็กปลอก = $48 \times 0.9 = 43.2 \text{ ซม.}$

∴ ใช้เหล็กปลอก **RB9 @ 0.30 ม.**

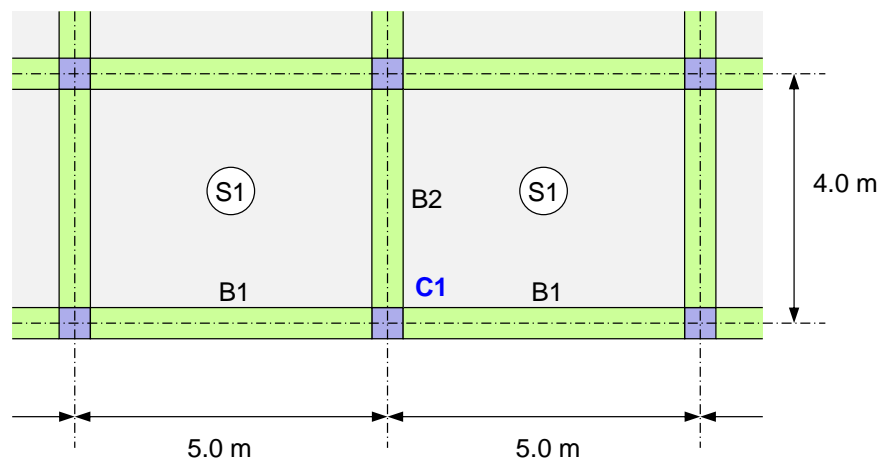


4 DB20

RB9 @ 0.30 m

0.3 m × 0.3 m

ตัวอย่างที่ 11.2 จากแบบแปลนที่แสดง จงออกแบบเสา **C1** เพื่อรองรับอาคารชั้นนี้ ซึ่งมีน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยสะสมจากชั้นบน 100 ตัน เสามีช่วงยาว 4.0 เมตร น้ำหนักจร 300 ก.ก./ม.² พื้น S1 มีความหนา 12 ซม. คาน B1 และ B2 มีขนาด 30×50 ซม. กำหนด $f'_c = 240 \text{ ก.ก./ซม.}^2$ และใช้เหล็ก SD40



รูปที่ 11.8 แบบแปลนในตัวอย่างที่ 11.2

วิธีทำ

น้ำหนักบรรทุกคงที่ของพื้น S1 = 0.12×2,400	= 288 ก.ก./ม. ²
น้ำหนักบรรทุกประลัยของพื้น S1 = 1.4(288)+1.7(300)	= 913.2 ก.ก./ม. ²
น้ำหนักประลัยคาน B1 และ B2 = 1.4×0.3×0.5×2,400	= 504 ก.ก./ม.
อัตราส่วนด้านสั้นต่อด้านยาวของพื้น S1 = 4.0/5.0	= 0.8
น้ำหนักจากพื้นลงคาน B1 = $\frac{913.2 \times 4}{3} \left(\frac{3 - 0.8^2}{2} \right)$	= 1,437 ก.ก./ม.
น้ำหนักจากพื้นลงคาน B2 = $2 \times \frac{913.2 \times 4}{3}$	= 2,435 ก.ก./ม.
แรงปฏิกิริยาปลายคาน B1 = (504+1,437)(5.0)/2	= 4,853 ก.ก.
แรงปฏิกิริยาปลายคาน B2 = (504+2,435)(4.0)/2	= 5,878 ก.ก.
สมมติเสาขนาด 30×30 ซม. หนัก 1.4×0.3×0.3×4.0×2,400	= 1,210 ก.ก.

สรุปน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดที่ถ่ายลงเสา

2B1 = 2(4,853)	= 9,706 ก.ก.
B2	= 5,878 ก.ก.
น้ำหนักเสา	= 1,210 ก.ก.
รวมน้ำหนักในชั้น	= 16,794 ก.ก.
รวมน้ำหนักทั้งหมด	= 116,794 ก.ก.

ออกแบบเป็นเสาสี่เหลี่ยมจัตุรัสปลอกเดี่ยว $\phi = 0.70$

กำลังรับน้ำหนักที่ต้องการ $P_n = 116,794/0.7 = 166,849$ ก.ก.

จากสมการ $P_n = 0.80 [0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$

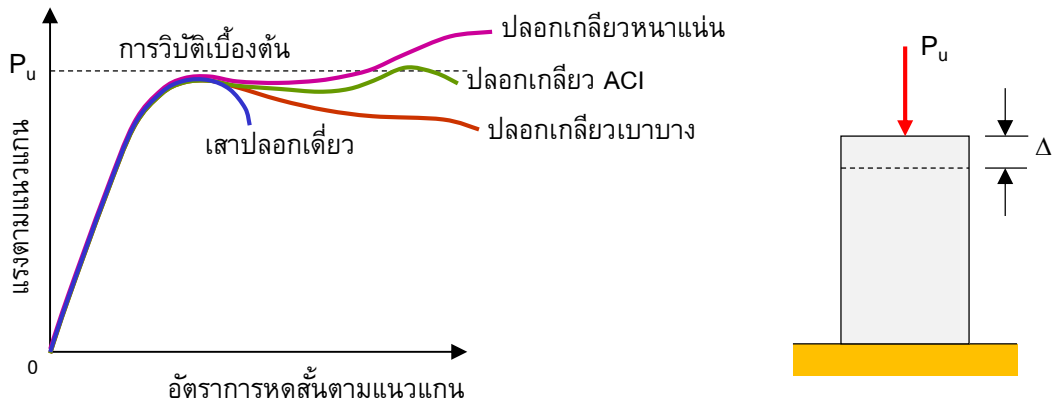
$$166,849 = 0.8 [0.85 (240) (30 \times 30 - A_{st}) + 4,000 A_{st}]$$

$$A_{st} = 4.48 \text{ ซม.}^2 < [0.01 A_g = 0.01(30 \times 30) = 9.0 \text{ ซม.}^2] \text{ USE } A_{st} = 9.0 \text{ ซม.}^2$$

USE 4DB20 ($A_{st} = 12.57$ ซม.²) ■

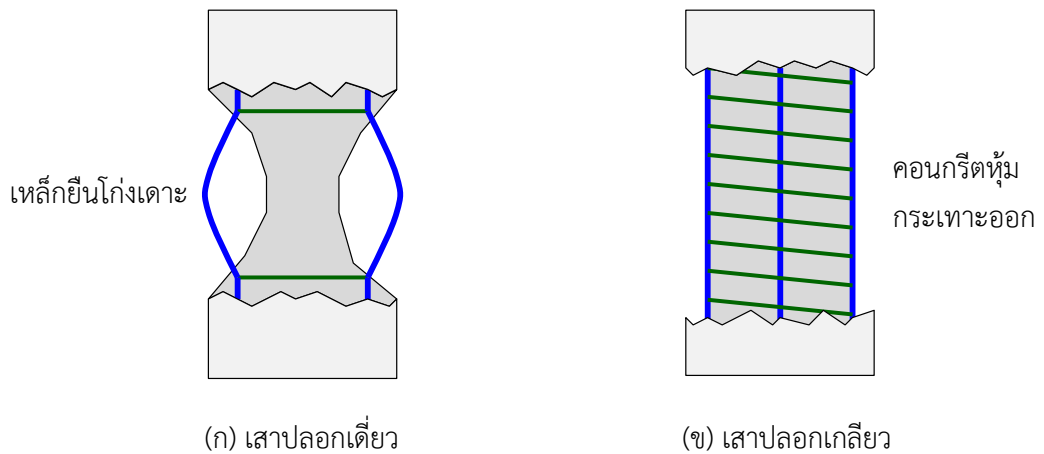
ปลอกเดี่ยวและปลอกเกลียว

การใช้เหล็กปลอกทั้งที่เป็นแบบปลอกเดี่ยวแยกกันหรือแบบปลอกเกลียวนั้นก็เพื่อยึดเหล็กยื่นให้อยู่ในตำแหน่งที่ต้องการ และเพื่อป้องกันเหล็กยื่นจากการโก่งเดาะ รูปที่ 11.9 แสดงให้เห็นพฤติกรรม การรับน้ำหนักของเสาปลอกเดี่ยวและปลอกเกลียวซึ่งจะแตกต่างกันอย่างชัดเจน การวิบัติของเสา ปลอกเดี่ยวจะเกิดขึ้นจากการโก่งเดาะของเหล็กยื่นดังในรูปที่ 11.10(ก)



รูปที่ 11.9 พฤติกรรมการรับน้ำหนักของเสาปลอกเดี่ยวและเสาปลอกเกลียว

ส่วนในเสาปลอกเกลียวนั้นคอนกรีตหุ้มจะกระเทาะออกแล้วปลอกเกลียวจะเริ่มโอบอัดคอนกรีตภายในแกนกลางดังในรูปที่ 11.10(ข) ทำให้ได้กำลังเพิ่มขึ้นมาชดเชยที่เสียไปจากการกระเทาะของคอนกรีตหุ้ม ดังนั้นแม้เสาทั้งสองประเภทจะมีกำลังรับแรงอัดเท่ากัน แต่ในการออกแบบเสาปลอกเดี่ยวจะต้องเผื่อส่วนปลอดภัยมากกว่าเสาปลอกเกลียวเนื่องจากการพังทลายอย่างกะทันหัน และการขาดความเหนียว(ความสามารถในการซึมซับพลังงาน)

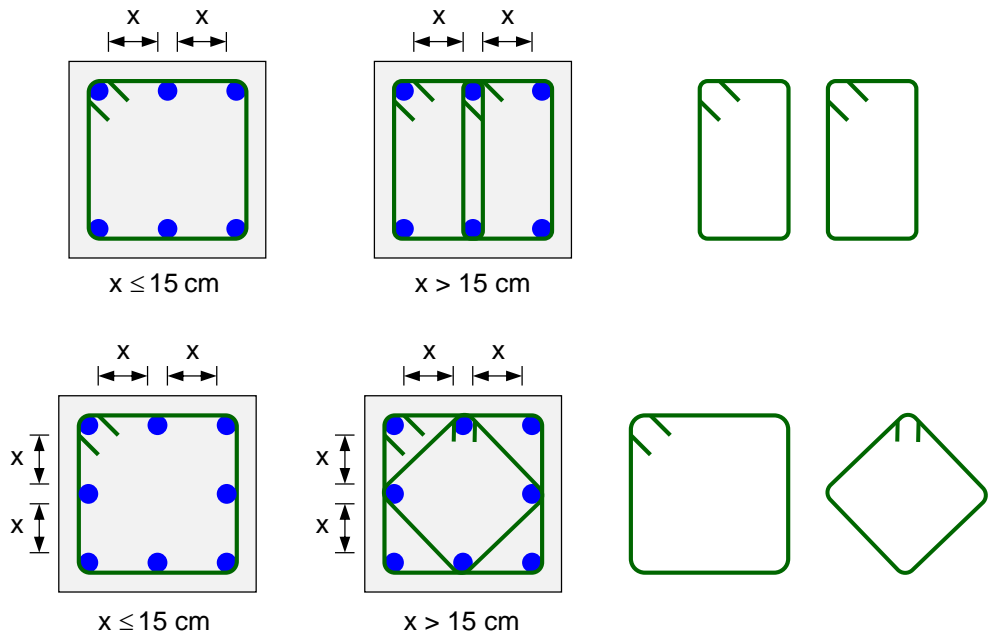


รูปที่ 11.10 สภาพของเสาหลังเกิดการวิบัติ

การออกแบบปลอกเดี่ยว

เหล็กปลอกถูกใช้เพื่อยึดเหล็กยื่นให้อยู่ในตำแหน่งทำให้เกิดการรองรับด้านข้างเพื่อว่าเหล็กยื่นแต่ละเส้นจะโค้งเดาะได้เฉพาะระหว่างปลอกเท่านั้น ผลของปลอกต่อพฤติกรรมของเสานั้นค่อนข้างจะซับซ้อน เมื่อเสาปลอกเดี่ยวรับน้ำหนักบรรทุกจนเกิดการวิบัติ เปลือกหุ้มด้านนอกจะกระเทาะออกเป็นอย่างแรกซึ่งทำให้มีการถ่ายเทน้ำหนักไปสู่แกนกลางของเสาและเหล็กยาว การสูญเสียเสถียรภาพของเหล็กยื่นซึ่งเริ่มครากหรือโค้งเดาะออกมาทำให้แกนกลางคอนกรีตรับน้ำหนักมากขึ้น และเมื่อแกนกลางรับน้ำหนักจนถึงค่ากำลังแตกหัก (Crushing strength) เสาจะเกิดการวิบัติอย่างรวดเร็ว

การจัดวางปลอกที่ใกล้กันเพียงพอจะช่วยให้เกิดการบีบรัดและเพิ่มหน่วยการยึดหดที่จะเกิดการแตกหักให้สูงกว่าค่ามากที่สุด 0.003 ได้มาก



รูปที่ 11.11 รายละเอียดการใส่ปลอกเดี่ยว

ข้อกำหนดในการใช้เหล็กปลอกเดี่ยวโดย ACI :

1. เหล็กยื่นทุกเส้นจะต้องถูกห่อหุ้มโดยปลอกเดี่ยว
2. ใช้เหล็กปลอก ≥ 9 ม.ม. สำหรับเหล็กยื่นขนาด $\leq DB32$ และใช้เหล็กปลอก ≥ 12 ม.ม. สำหรับเหล็กยื่นขนาด DB36 และ DB40
3. ระยะห่างระหว่างปลอกต้องไม่เกิน 16 เท่าเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กยื่น 48 เท่าเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กปลอก หรือความกว้างหน้าเสาที่เล็กที่สุด
4. ทุกมุมของปลอกและที่เหล็กยื่นถูกรองรับต้องไม่เกิน 135° และไม่มีเหล็กยื่นกลางด้านมีระยะห่างเกิน 15 ซม.

ตารางที่ 11.1 ระยะคอนกรีตหุ้มน้อยที่สุดของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

สภาพแวดล้อม	เหล็กเสริม	ระยะหุ้มน้อยที่สุด (ซม.)
คอนกรีตหล่อสัมผัสผิวดิน	ทุกขนาด	7
ใช้แบบหล่อแต่อยู่ภายนอก	DB20-DB60	5
	DB16 และน้อยกว่า	4
เสาภายใน	เหล็กยื่น ปลอกเดี่ยว และปลอกเกลียว	4

ตัวอย่างที่ 11.3 จงออกแบบเหล็กปลอกสำหรับเสาปลอกเดี่ยวในตัวอย่างที่ 11.2

ออกแบบปลอกโดยใช้เหล็ก RB9 คำนวณระยะห่างระหว่างปลอกจากค่าน้อยที่สุดของ

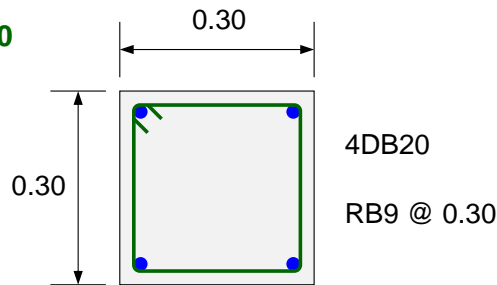
$$16 \text{ เท่าเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กยี่น} = 16(2.0) = 32 \text{ ซม.}$$

$$48 \text{ เท่าเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กปลอก} = 48(0.9) = 43 \text{ ซม.}$$

$$\text{ความกว้างหน้าเสาที่เล็กที่สุด} = 30 \text{ ซม.}$$

ควบคุมการออกแบบ

USE Stirrup RB9 @ 0.30



รูปที่ 11.12 หน้าตัดเสาในตัวอย่างที่ 11.3

ตัวอย่างที่ 11.4 จากในรูปที่ 11.13 แสดงตารางถ่ายน้ำหนักบรรทุกประลัยลงเสา C1 ที่ตำแหน่งกริด A-2 ริด A-2 จงออกแบบเสา C1 กำหนด $f'_c = 240$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²

		เสา C1 ที่ตำแหน่งกริด A-2	
	ชั้นดาดฟ้า ↓ 3.5 ม. ชั้นสอง 0.2 × 0.2 ม.	2 × คาน RB7 = 3.54 ตัน	
		2 × คาน RB9 = 4.86 ตัน	
		น้ำหนักเสา = 0.47 ตัน	
		รวมน้ำหนักทั้งหมด = 8.87 ตัน	
	ชั้นสอง ↓ 3.5 ม. ชั้นหนึ่ง 0.2 × 0.2 ม.	คาน B1 = 6.51 ตัน	
		คาน B9 = 8.24 ตัน	
		2 × คาน B17 = 12.64 ตัน	
		น้ำหนักเสา = 0.47 ตัน	
		รวมน้ำหนักทั้งหมด = 27.86 ตัน	
		รวมน้ำหนักสะสม = 36.73 ตัน	
	ชั้นหนึ่ง ↓ 1.5 ม. ฐานราก 0.2 × 0.2 ม.	2 × คาน GB1 = 18.52 ตัน	
		2 × คาน GB2 = 24.36 ตัน	
		น้ำหนักเสา = 0.20 ตัน	
		รวมน้ำหนักทั้งหมด = 43.08 ตัน	
		รวมน้ำหนักสะสม = 79.81 ตัน	

รูปที่ 11.13 ตารางถ่ายน้ำหนักบรรทุกลงเสาในตัวอย่างที่ 11.4

วิธีทำ

1. ออกแบบเสาชั้นสอง(พื้นคานฟ้าถึงพื้นชั้นสอง) และเสาชั้นหนึ่ง(พื้นชั้นสองถึงพื้นชั้นหนึ่ง)

ใช้หน้าตัดเดียวกันเพราะน้ำหนักบรรทุกทุกน้อย

ออกแบบเป็นเสาสี่เหลี่ยมจัตุรัสปลอกเดี่ยว $\phi = 0.70$

กำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาที่ต้องการ $P_n = 36.73 / 0.7 = 52.47$ ตัน

จากสมการ $P_n = 0.80 [0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$

$$52.47 = 0.80 [0.85(0.24)(20 \times 20 - A_{st}) + (4.0)A_{st}]$$

$A_{st} = -4.22 \text{ ซม.}^2$ แสดงว่ากำลังคอนกรีตมากกว่ากำลังที่ต้องการ

\therefore ใช้เหล็กน้อยที่สุด $A_{st} = 0.01A_g$

$$0.01A_g = 0.01 \times 20 \times 20 = 4.0 \text{ ซม.}^2 \quad \text{USE 4DB12 (} A_{st} = 4.52 \text{ ซม.}^2 \text{)}$$

ตรวจสอบกำลังหน้าตัด : 0.2 ม. \times 0.2 ม. เสริมเหล็ก 4DB12 ($A_{st} = 4.52 \text{ ซม.}^2$)

$$P_n = 0.80 [0.85(0.24)(20 \times 20 - 4.52) + 4.0 \times 4.52]$$

$$= 79.0 \text{ ตัน} > [P_n = 52.47 \text{ ตัน ที่ต้องการ }]$$

OK

ออกแบบเหล็กปลอก : ใช้ปลอกเดี่ยว RB9 คำนวณระยะห่างจากค่าที่น้อยที่สุดระหว่าง

$$16 \text{ เท่า เส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กอื่น} = 16 \times 1.2 = 19.2 \text{ ซม.}$$

ควบคุม

$$48 \text{ เท่า เส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กปลอก} = 48 \times 0.9 = 43.2 \text{ ซม.}$$

$$\text{ความกว้างหน้าเสาที่น้อยที่สุด} = 20 \text{ ซม.}$$

USE Stirrup RB9 @ 0.18 ม.

2. ออกแบบเสาตอม่อ(พื้นชั้นหนึ่งถึงฐานราก)

ออกแบบเป็นเสาสี่เหลี่ยมจัตุรัสปลอกเดี่ยว $\phi = 0.70$

กำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาที่ต้องการ $P_n = 79.81 / 0.7 = 114.0$ ตัน

จากสมการ $P_n = 0.80 [0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$

$$114.0 = 0.80 [0.85(0.24)(20 \times 20 - A_{st}) + (4.0)A_{st}]$$

$$A_{st} = 16.04 \text{ ซม.}^2 = 0.04A_g [0.01A_g \leq A_{st} \leq 0.08A_g]$$

OK

USE 8DB16 ($A_{st} = 16.08 \text{ ซม.}^2$)

ตรวจสอบกำลังหน้าตัด : 0.2 ม. \times 0.2 ม. เสริมเหล็ก 8DB16 ($A_{st} = 16.08 \text{ ซม.}^2$)

$$P_n = 0.80 [0.85(0.24)(20 \times 20 - 16.08) + 4.0 \times 16.08]$$

$$= 114.11 \text{ ตัน} > [P_n = 114.0 \text{ ตัน ที่ต้องการ }]$$

OK

ออกแบบเหล็กปลอก : ใช้สองปลอกเดี่ยว RB9 คำนวณระยะห่างจากค่าที่น้อยที่สุดระหว่าง

$$16 \text{ เท่า เส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กชั้น} = 16 \times 1.6 = 25.6 \text{ ซม.}$$

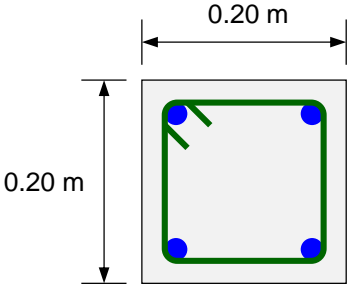
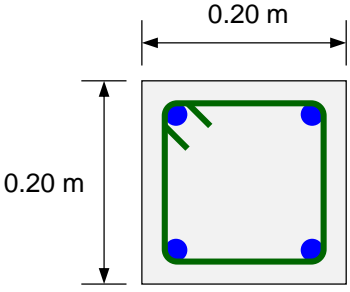
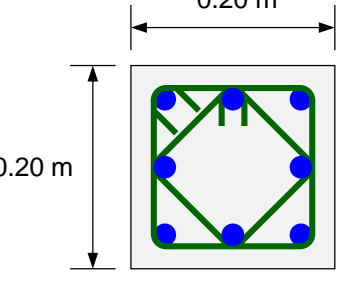
$$48 \text{ เท่า เส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กปลอก} = 48 \times 0.9 = 43.2 \text{ ซม.}$$

$$\text{ความกว้างหน้าเสาที่น้อยที่สุด} = 20 \text{ ซม.}$$

ควบคุม

USE 2 Stirrup RB9 @ 0.20 ม.

รูปหน้าตัดเสา C1 ที่ระดับชั้นต่างๆนำมาเขียนลงในตารางดังแสดงในรูปที่ 11.14

<p>ชั้นดาดฟ้า ELEV. + 7.20 ม. ↓ 3.5 ม. ชั้นสอง ELEV. + 3.70 ม.</p>	 <p>0.20 m 0.20 m 4 DB12 RB9 @ 0.18 m</p>
<p>ชั้นสอง ELEV. + 3.70 ม. ↓ 3.5 ม. ชั้นหนึ่ง ELEV. + 0.20 ม.</p>	 <p>0.20 m 0.20 m 4 DB12 RB9 @ 0.18 m</p>
<p>ชั้นหนึ่ง ELEV. + 0.20 ม. ↓ 1.5 ม. ฐานราก ELEV. - 1.50 ม.</p>	 <p>0.20 m 0.20 m 8 DB16 2 RB9 @ 0.20 m</p>

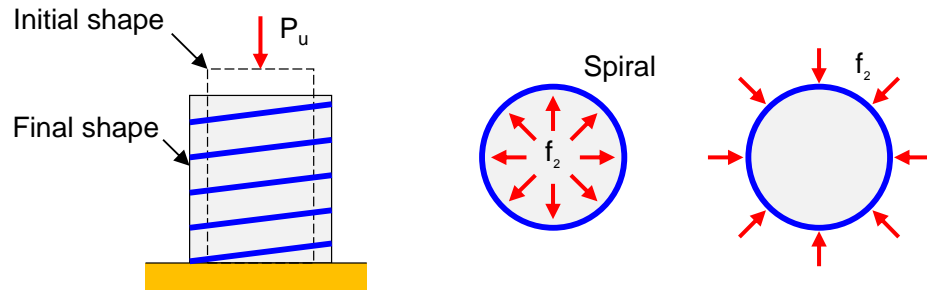
รูปที่ 11.14 ผลการออกแบบหน้าตัดเสา ตัวอย่างที่ 11.3

การออกแบบปลอกเกลียว

ความสามารถในการรับน้ำหนักที่เพิ่มขึ้นของคอนกรีตที่ถูกโอบรัดโดยปลอกเกลียวนั้นมาจากแรงดันด้านข้างที่กระทำกับแกนกลางจากปลอกเกลียว (รูปที่ 11.15) จากการทดสอบพบว่ากำลังอัดของคอนกรีตจะเพิ่มขึ้นเมื่อทรงกระบอกทดสอบถูกแรงดันกระทำด้านข้างเท่ากับ

$$f_f = f'_c + 4.1f_2 \quad (11.5)$$

เมื่อ f_c คือกำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ถูกแรงกระทำด้านข้างและ f_2 คือแรงดันด้านข้าง



รูปที่ 11.15 หน่วยแรงในเสาปลอกเกลียว

ในการออกแบบปลอกเกลียวจะพยายามให้กำลังอัดสูญเสียไปจากการกระแทงของเปลือกหุ้มถูกขัดเซยด้วยกำลังที่จะได้เพิ่มเติมจากแรงดันด้านข้างที่มาจากปลอกเกลียวถึงจนคราก

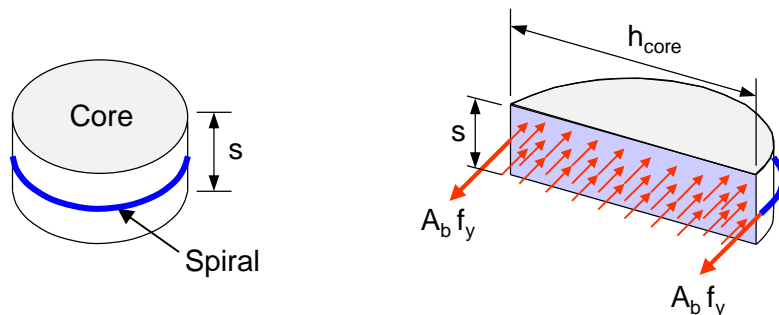
$$0.85f'_c(A_g - A_{core}) = 4.1f_2 A_{core} \quad (11.6)$$

เมื่อ A_{core} คือพื้นที่แกนกลาง เพื่อที่จะหา f_2 ในเทอมของพื้นที่และกำลังครากของปลอกเกลียว ให้ลองพิจารณาทรงกระบอกคอนกรีตหนาเท่ากับระยะเกลียว จากนั้นตัดแบ่งครึ่งทรงกระบอกตามเส้นผ่าศูนย์กลางจะได้แผนภูมิสมดุลงดังในรูปที่ 11.16 เมื่อรวมแรงในแนวราบจะได้ว่า

$$h_{core} S f_2 = 2A_b f_y$$

$$f_2 = \frac{2A_b f_y}{h_{core} S} \quad (11.7)$$

เมื่อ S คือระยะเกลียวและ A_b คือพื้นที่ของปลอกเกลียว



รูปที่ 11.16 หน่วยแรงในปลอกเกลียวที่เกิดจากแรงอัดในแกนกลาง

แทนค่าสมการ (11.7) ลงในสมการ (11.6) แล้วหารทั้งสองข้างของสมการด้วย A_{core} จะได้

$$0.85f'_c \left(\frac{A_g}{A_{core}} - 1 \right) = \frac{4.1(2A_b f_y)}{h_{core} S} \quad (11.8)$$

กำหนดให้ ρ_s เป็นอัตราส่วนระหว่างปริมาตรของปลอกเกลียวต่อปริมาตรทั้งหมดของแกนเสา

$$\rho_s = \frac{A_b \pi h_{core}}{(\pi h_{core}^2 / 4) S} = \frac{4A_b}{h_{core} S} \quad (11.9)$$

แทนค่า A_b จากสมการ (11.9) ลงในสมการ (11.8) จะได้ $\rho_s = \frac{0.42f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_{core}} - 1 \right)$

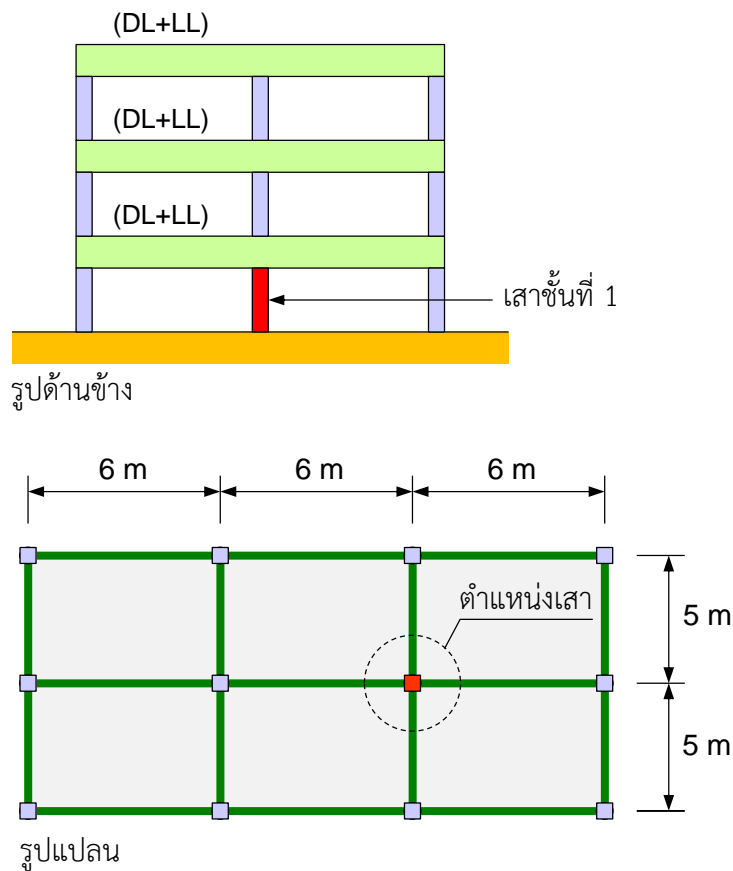
ปัดค่าตัวเลขจาก 0.42 เป็น 0.45 จะได้
$$\rho_s = \frac{0.45f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_{core}} - 1 \right) \quad (11.10)$$

ซึ่งก็คือข้อกำหนดของ ACI สำหรับ f_y ไม่เกิน 4,000 ก.ก./ชม.²

ACI ยังได้กำหนดรายละเอียดในการออกแบบเสากลมปลอกเกลียวดังนี้คือ :

1. หน้ากว้างเสาน้อยที่สุด : $h_{min} \geq 20$ ซม.
2. ปริมาณเหล็กยื่น : $0.01 \leq \rho_g \leq 0.08$ ใช้เหล็กอย่างน้อย 6 เส้น
3. ระยะช่องว่างระหว่างเหล็กปลอกไม่น้อยกว่า 2.5 ซม. และไม่เกิน 8 ซม.
4. เส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กปลอกไม่น้อยกว่า 9 ม.ม.

ตัวอย่างที่ 11.5 จงออกแบบเสาหน้าตัดกลมปลอกเกลียวเพื่อรับน้ำหนักตามแนวแกนดังแสดงในรูปที่ 11.17 กำหนดคอนกรีตมี $f'_c = 240$ ก.ก./ชม.² เหล็กยื่นเป็นเหล็กข้ออ้อย SD40 มี $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.² เหล็กปลอกเกลียวเป็นเหล็กกลมผิวเรียบ SR24 ขนาด 6 หรือ 9 ม.ม. มี $f_y = 2,400$ ก.ก./ชม.² น้ำหนักบรรทุกจร 300 ก.ก./ตรม. และน้ำหนักบรรทุกคงที่จากพื้นคอนกรีตหนา 20 ซม.



รูปที่ 11.17 เสาหน้าตัดกลมในตัวอย่างที่ 11.4

วิธีทำ น้ำหนักบรรทุกคงที่ของพื้น = $0.20 \times 2,400 = 480$ ก.ก./ม.²
 น้ำหนักบรรทุกประลัยของพื้น = $1.4(480) + 1.7(300) = 1,182$ ก.ก./ม.²

$$\text{น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยลงเสา} = 3(6.0)(5.0)(1.182) = 106.4 \text{ ตัน}$$

ออกแบบเป็นเสาปลอกเกลียว $\phi = 0.75$, ลองหน้าตัดขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 30 ซม.

$$\text{พื้นที่หน้าตัดทั้งหมด} \quad A_g = \pi(15)^2 = 707 \text{ ซม.}^2$$

$$\text{กำลังรับน้ำหนักที่ต้องการ} \quad P_n = 106.4/0.75 = 143 \text{ ตัน}$$

$$\begin{aligned} \text{จากสมการ} \quad P_n &= 0.85 [0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \\ 143 &= 0.85 [0.85(0.24)(707 - A_{st}) + 4.0 A_{st}] \end{aligned}$$

$$A_{st} = 6.32 \text{ ซม.}^2 < [0.01A_g = 7.1 \text{ ซม.}^2] \quad \text{USE Min. } A_{st}$$

ใช้เหล็กยี่น **6DB16** ($A_{st} = 12.06 \text{ ซม.}^2$)

ลองใช้เหล็กปลอกเกลียวขนาด 9 มม. ($A_b = 0.636 \text{ ซม.}^2$) ระยะคอนกรีตหุ้ม 2 ซม.

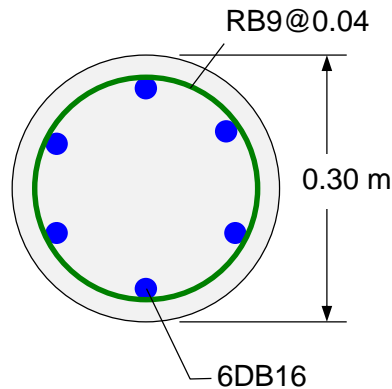
$$\text{พื้นที่แกนกลาง} \quad A_{\text{core}} = \pi(15 - 2 - 0.9)^2 = 460 \text{ ซม.}^2$$

$$\text{อัตราส่วนเหล็กปลอกเกลียว} \quad \rho_s = \frac{0.45f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_{\text{core}}} - 1 \right) = \frac{0.45(240)}{2,400} \left(\frac{707}{460} - 1 \right) = 0.0242$$

$$\text{จากสมการ (11.9) ระยะห่าง} \quad S = \frac{4 A_b}{h_{\text{core}} \rho_s} = \frac{4(0.636)}{(30 - 4 - 1.8)(0.0242)} = 4.34 \text{ ซม.}$$

ใช้เหล็กปลอกเกลียว **RB9@0.04**

$$\text{ระยะช่องว่างปลอก:} \quad 2.5 \text{ ซม.} < 4 - 0.9 = 3.1 \text{ ซม.} < 8 \text{ ซม.} \quad \text{OK}$$



รูปที่ 11.18 หน้าตัดเสาปลอกเกลียวในตัวอย่างที่ 11.4

ข้อพิจารณาเชิงปฏิบัติในการออกแบบเสา

การประมาณขนาดเสา

ในช่วงเริ่มต้นของการออกแบบเราประมาณขนาดเสาที่จะทำการออกแบบเพื่อคำนวณน้ำหนักของตัวเสาเอง ขนาดเสาสี่เหลี่ยมจัตุรัสเล็กที่สุดที่ทำได้คือ 20 ซม. × 20 ซม. เหล็กเสริมเส้นเล็กที่สุดที่ใช้ได้คือ DB12 ต้องมีที่มุมทั้งสิ้น (4DB12 : $\rho_g = 4 \times 1.13/400 = 0.0113$) ถ้าใช้คอนกรีต $f'_c = 240$

ก.ก./ชม.² และเหล็กเสริม $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.² จะมีกำลังรับน้ำหนักประลัยตามสมการ (11.4) ได้เท่ากับ

$$P_u = 0.70 \times 0.80 [0.85 \times 0.24(400 - 4.52) + 4.0 \times 4.52] = 55.3 \text{ ตัน}$$

ดังนั้นในกรณีที่น้ำหนักบรรทุก P_u ที่ลงเสามีค่าน้อยกว่า 55.3 ตัน ก็ให้ใช้ขนาดเสาเล็กที่สุดนี้ ส่วนในกรณีของเสากลมปลอกเกลียว เส้นผ่าศูนย์กลางเล็กที่สุดคือ $\varnothing = 20$ ซม. ($A_g = \pi \times 20^2/4 = 314.16$ ซม.²) เหล็กเสริมน้อยที่สุดคือ 6 เส้น DB12 ($A_{st} = 6 \times 1.13 = 6.78$ ซม.²) ถ้าใช้คอนกรีต $f'_c = 240$ ก.ก./ชม.² และเหล็กเสริม $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.² จะมีกำลังรับน้ำหนักประลัยตามสมการ (11.3) ได้เท่ากับ

$$P_u = 0.75 \times 0.85 [0.85 \times 0.24(314.16 - 6.78) + 4.0 \times 6.78] = 57.3 \text{ ตัน}$$

ถ้าน้ำหนักบรรทุกมากกว่าค่าน้อยที่สุดเหล่านี้ ก็อาจจัดรูปสมการ (11.3) หรือ (11.4) ใหม่และปิดค่าสัมประสิทธิ์ให้ง่ายขึ้นจะได้สูตรในการประมาณคือ

$$\text{เสาปลอกเดี่ยว} \quad A_{g(\text{trial})} \geq \frac{P_u}{0.40(f'_c + f_y \rho_g)} \quad (11.11)$$

$$\text{เมื่อ } \rho_g = A_{st} / A_g$$

$$\text{เสาปลอกเกลียว} \quad A_{g(\text{trial})} \geq \frac{P_u}{0.50(f'_c + f_y \rho_g)} \quad (11.12)$$

เหล็กเสริมหลักหรือ “เหล็กยื่น”

ในเสาส่วนใหญ่แน่นอนแม้ว่าจะรับแรงอัดตามแนวแกนเป็นหลัก แต่ก็ยังมีโมเมนต์ดัดร่วมด้วย ดังนั้นเพื่อให้เสามีความเหนียวบ้างจึงกำหนดให้ใช้อัตราส่วนเหล็กเสริมน้อยที่สุดที่ 1% โดยปริมาณเหล็กเสริมที่สมเหตุสมผลจะอยู่ที่ 1.5% ถึง 3%

ในบางครั้งเสาในอาคารสูงซึ่งรับน้ำหนักบรรทุกมากก็อาจเสริมเหล็กได้ถึง 4% แม้ว่าในมาตรฐานจะยอมให้เสริมได้ถึง 8% ก็ตาม แต่ไม่ควรเสริมเกิน 4% เพื่อหลีกเลี่ยงความแออัดของเหล็กเสริมโดยเฉพาะที่จุดต่อคาน-เสา

เสายาวหรือ “เสาชะลูด”

เสาที่มีความชะลูดจะเกิดการโก่งเดาะหรือการโก่งแอ่นทางด้านข้างเมื่อรับน้ำหนักบรรทุก ผลก็คือเกิดโมเมนต์ดัดขึ้นในเสาเนื่องจากการเอียงศูนย์ของหน้าตัดเสาออกจากแนวแกนรับน้ำหนักบรรทุก ทำให้เสาชะลูดมีความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกลดลง สมการ (11.3) และ (11.4) ใช้สำหรับเสาสั้นเท่านั้น

ACI กำหนดให้ตรวจสอบความชะลูด kl_u / r มีค่าไม่เกิน 22 สำหรับอาคารที่ไม่มีการยึดรั้งด้านข้าง สำหรับในอาคารที่มีการยึดรั้งด้านข้างจะออกเป็นเสาสั้นได้เมื่อความชะลูดมีค่าไม่เกิน

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (11.13)$$

เมื่อ k = แฟกเตอร์ความยาวประสิทธิผล ซึ่งสำหรับโครงยึดรั้งจะมีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับ 1.0

l_u = ความยาวเสาที่ปราศจากการรองรับวัดจากผิวบนพื้นถึงใต้ท้องคานชั้นบน

r = รัศมีไจเรชั่นมีค่าเท่ากับ 0.3 คูณความลึกหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า

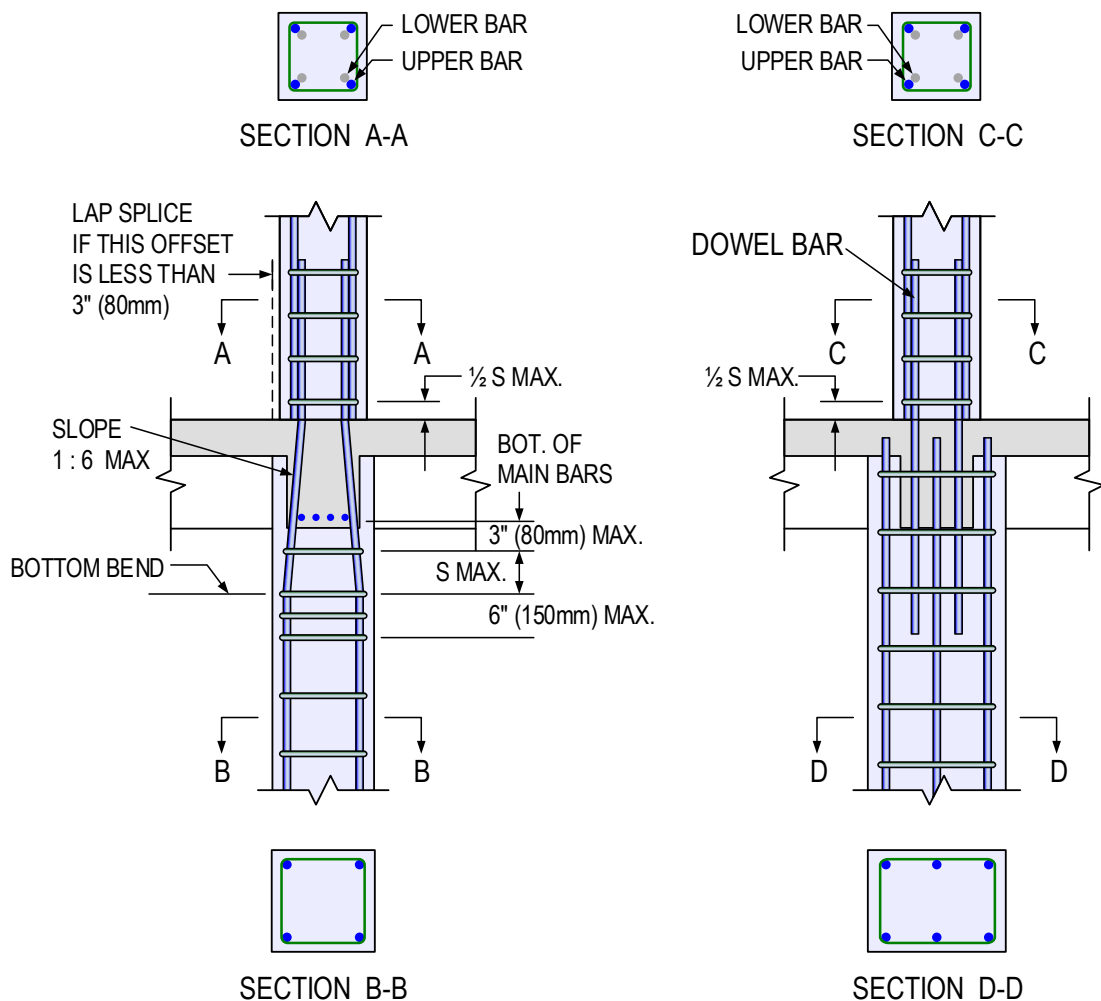
และ 0.25 คูณเส้นผ่าศูนย์กลางหน้าตัดกลม

M_1/M_2 = อัตราส่วนโมเมนต์ที่ปลายเสา สำหรับโครงยึดตั้งโดยทั่วไปจะอยู่ระหว่าง + 0.5 ถึง - 0.5

สำหรับในบทนี้เราจะสมมติให้ $k = 1.0$ และ $M_1/M_2 = + 0.5$ ซึ่งเป็นค่าที่เผื่อไว้ค่อนข้างมาก เมื่อแทนค่าลงในสมการ (11.13) จะได้ว่าเป็นเสาสั้นเมื่อ $kl_u/r \leq 28$ สำหรับเสาสี่เหลี่ยมจัตุรัสจะได้ว่า $l_u/h \leq 8.4$

จุดต่อเสา

ในอาคารหลายชั้นน้ำหนักบรรทุกทุกที่ถ่ายลงเสาจากพื้นแต่ละชั้นจะสะสมจนมีขนาดเพิ่มมากขึ้นจนต้องเพิ่มขนาดและปริมาณเหล็กเสริมเพื่อให้เมื่อกำลังเพียงพอ เหล็กเสริมที่ใช้เป็นเหล็กยื่นโดยปกติมีความยาว 10 เมตร ดังนั้นจึงต้องทำการต่อที่ระดับความสูงทุกๆ 2-3 ชั้นเช่นกัน



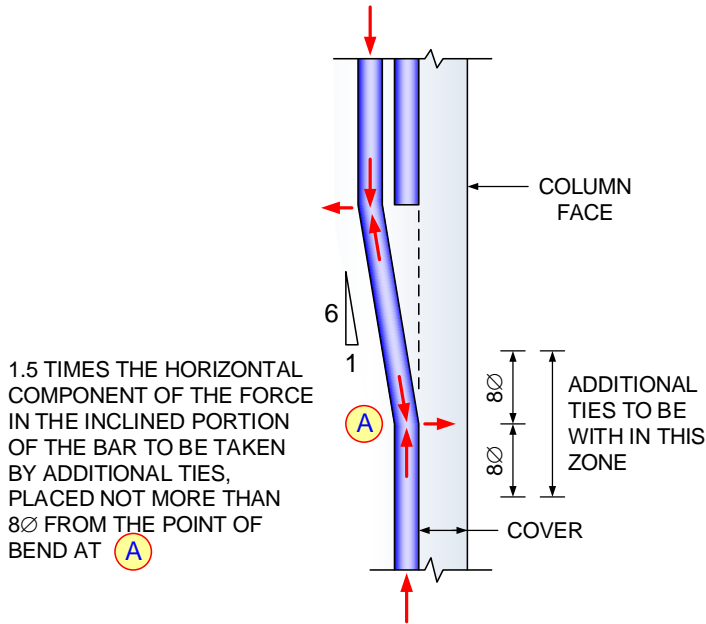
(ก) การต่อเสาหน้าตัดใกล้เคียงกัน

(ข) การต่อเสาขนาดหน้าตัดต่างกันมาก

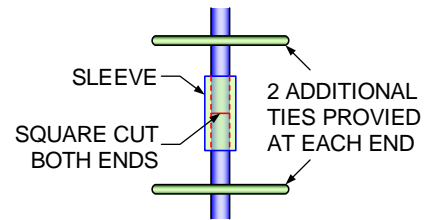
รูปที่ 11.19 รูปแบบการต่อเหล็กยื่นในเสา

การต่อเสาที่มีขนาดเท่ากันหรือใกล้เคียงกันจะเป็นดังแสดงในรูปที่ 11.19(ก) โดยการต่อทาบเหล็กเสริมตามระยะที่กำหนดตามมาตรฐาน ที่บริเวณโคนเสาด้านบนโดยตัดเหล็กจากเสาด้านล่างเอียงได้ไม่เกิน 1 : 6 มาต่อทาบกับเหล็กด้านบน ในกรณีที่เสาและเหล็กเสริมมีขนาดใหญ่อาจใช้การต่อเชิงกล

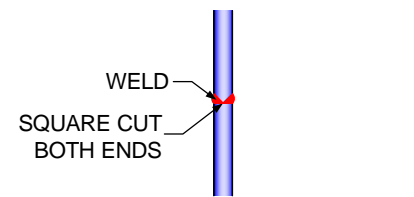
สำหรับหน้าตัดที่มีขนาดแตกต่างกันมากจนขนาดหน้าตัดเสาส่วนบนและส่วนล่างมีระยะออฟเซตเกิน 80 มม. จะใช้การตัดเหล็กเสริมยื่นไม่ได้ ต้องใช้เหล็กเสริมทาบต่อเชื่อมระหว่างเหล็กเสริมในเสาชั้นบนและล่าง โดยใช้ระยะเชื่อมตามข้อกำหนดมาตรฐาน ดังแสดงในรูปที่ 11.19(ข)



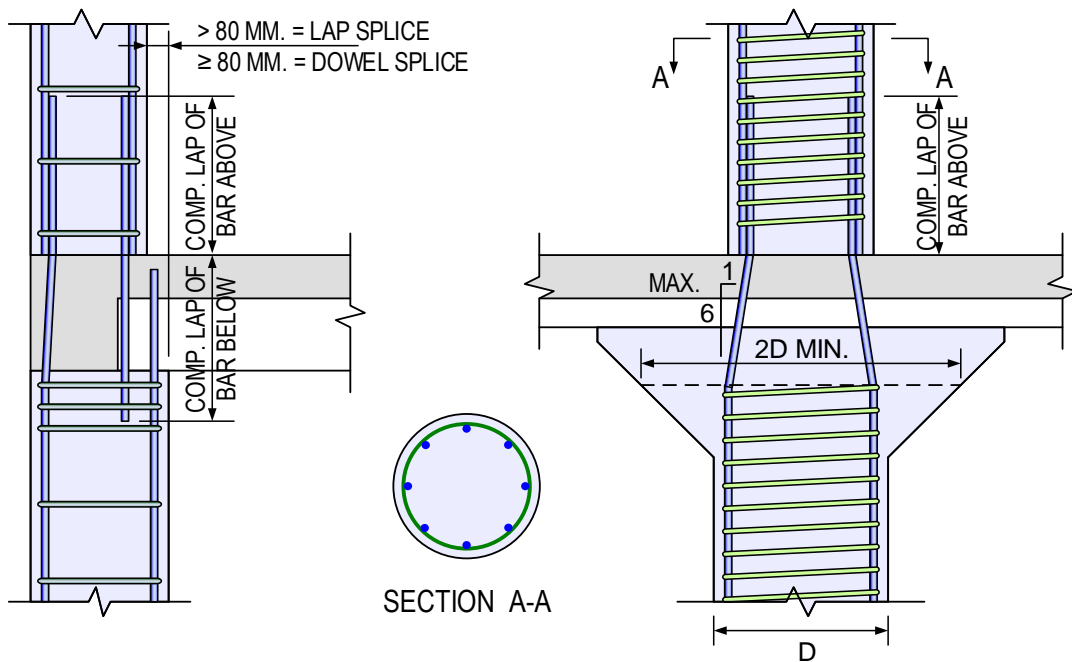
รูปที่ 11.20 การตัดเหล็กยื่นต่อทาบ



รูปที่ 11.21 การต่อเหล็กยื่นเชิงกล



รูปที่ 11.22 การเชื่อมต่อเหล็กยื่น



(ก) การต่อเสาด้านริมอาคาร

(ข) การต่อเสากลม

รูปที่ 11.23 รูปแบบการต่อเหล็กยื่นในเสา

ปัญหาท้ายบทที่ 11

- 11.1 สำหรับแต่ละปัญหา จงพิจารณากำลักรับน้ำหนักบรรทุกที่รับได้ P_u ของหน้าตัดเสาสี่เหลี่ยมผืนผ้า ตามข้อกำหนด ACI กำหนด $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.²

หน้าตัด	f'_c (ก.ก./ชม. ²)	b (ชม.)	h (ชม.)	เหล็กเสริม
(1)	240	40	40	8 DB25
(2)	240	50	50	16 DB28
(3)	240	30	30	8 DB20
(4)	240	30	60	12 DB28
(5)	280	35	35	10 DB20
(6)	280	40	40	4 DB28
(7)	280	35	70	12 DB28
(8)	280	40	80	8 DB32
(9)	320	40	40	8 DB28
(10)	320	30	50	6 DB28

- 11.2 สำหรับแต่ละปัญหา จงพิจารณากำลักรับน้ำหนักบรรทุกที่รับได้ P_u ของหน้าตัดเสาสี่เหลี่ยมกลมปดอก เกลียวตามข้อกำหนด ACI กำหนด $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.² (D = เส้นผ่าศูนย์กลางเสา, ชม.)

หน้าตัด	f'_c (ก.ก./ชม. ²)	D (ชม.)	เหล็กเสริม
(1)	240	30	6 DB16
(2)	240	35	8 DB20
(3)	280	40	8 DB25
(4)	280	45	8 DB28
(5)	320	50	12 DB32

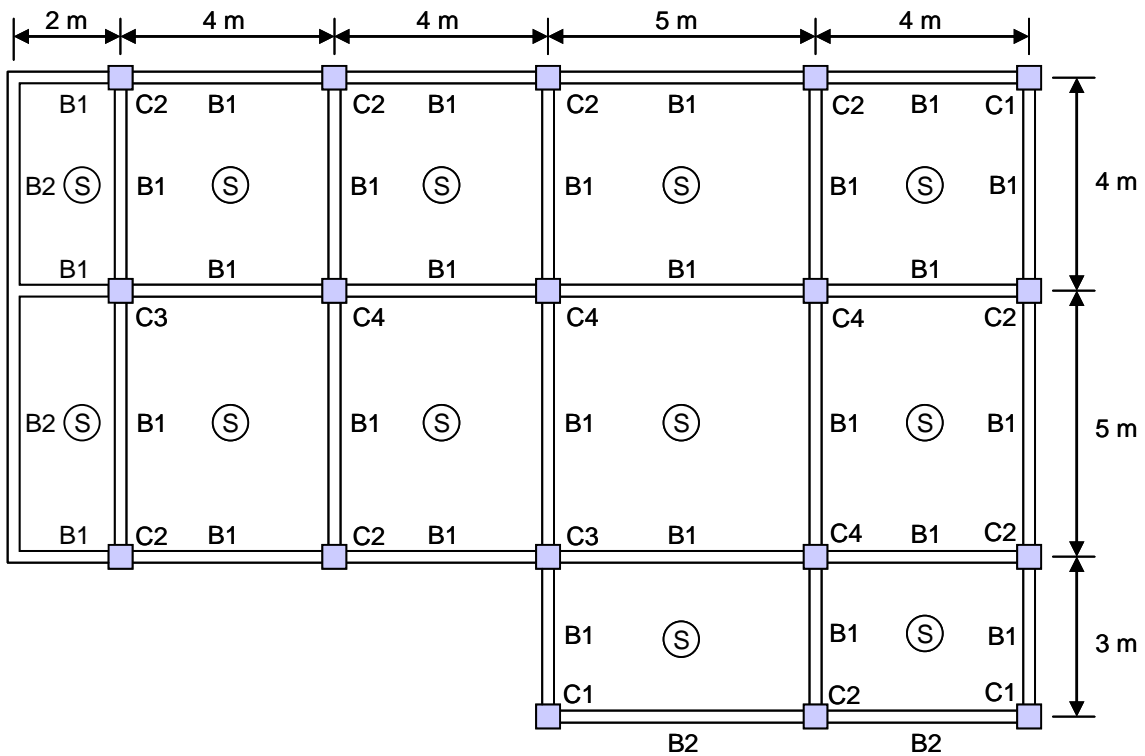
- 11.3 สำหรับแต่ละปัญหา จงออกแบบเสาสี่เหลี่ยมจัตุรัส สี่เหลี่ยมผืนผ้า หรือเสากลม ตามที่ระบุ สำหรับแต่ละชุดของน้ำหนักตามแนวแกนตามข้อกำหนด ACI นอกจากนั้นให้ออกแบบเหล็กปลอก และเขียนแบบหน้าตัดแสดงรายละเอียดเหล็กเสริม ใช้ $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.² และปริมาณเหล็กเสริม ใกล้เคียงกับค่า ρ_g ที่ให้มา (P_D = น้ำหนักบรรทุกคงที่, P_L = น้ำหนักบรรทุกจร, b = ความกว้างเสา สี่เหลี่ยมผืนผ้า และ $\rho_g = A_{st}/A_g$)

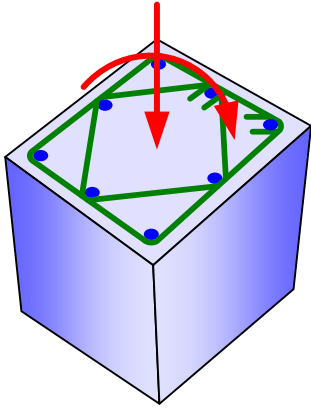
หน้าตัด	f'_c (ก.ก./ชม. ²)	P_D (ตัน)	P_L (ตัน)	ρ_g (%)	หน้าตัด
(1)	240	100	100	4	สี่เหลี่ยมจัตุรัส
(2)	240	320	200	3.5	สี่เหลี่ยมจัตุรัส
(3)	240	110	80	7	สี่เหลี่ยมจัตุรัส
(4)	280	150	115	3	สี่เหลี่ยมจัตุรัส
(5)	240	90	80	2	สี่เหลี่ยมผืนผ้า, $b = 30$ ชม.

(6)	240	140	150	4.5	สี่เหลี่ยมผืนผ้า, $b = 35$ ซม.
(7)	240	105	75	3	สี่เหลี่ยมผืนผ้า, $b = 30$ ซม.
(8)	280	340	230	2	สี่เหลี่ยมผืนผ้า, $b = 45$ ซม.
(9)	240	180	65	4	เสากลมปลอกเกลียว
(10)	240	235	110	3.25	เสากลมปลอกเกลียว
(11)	240	200	130	5	เสากลมปลอกเกลียว
(12)	280	140	100	4.25	เสากลมปลอกเกลียว

11.4 จากแบบแปลนอาคารในรูปข้างล่าง จงออกแบบเสา กำหนดน้ำหนักบรรทุกจร 300 ก.ก./ตรม. น้ำหนักบรรทุกคงที่ 360 ก.ก./ตรม. คาน B1 มีขนาด 30×50 ซม. คาน B2 มีขนาด 20×40 ซม. มีผนังบนคานทุกคานหนัก 500 ก.ก./ม. ใช้ $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.² เสาแต่ละต้นรับน้ำหนักสะสมจากชั้นบนดังนี้

เสา	f'_c (ก.ก./ชม. ²)	P_D (ตัน)	P_L (ตัน)
C1	240	80	60
C2	240	120	100
C3	280	160	140
C4	280	200	170

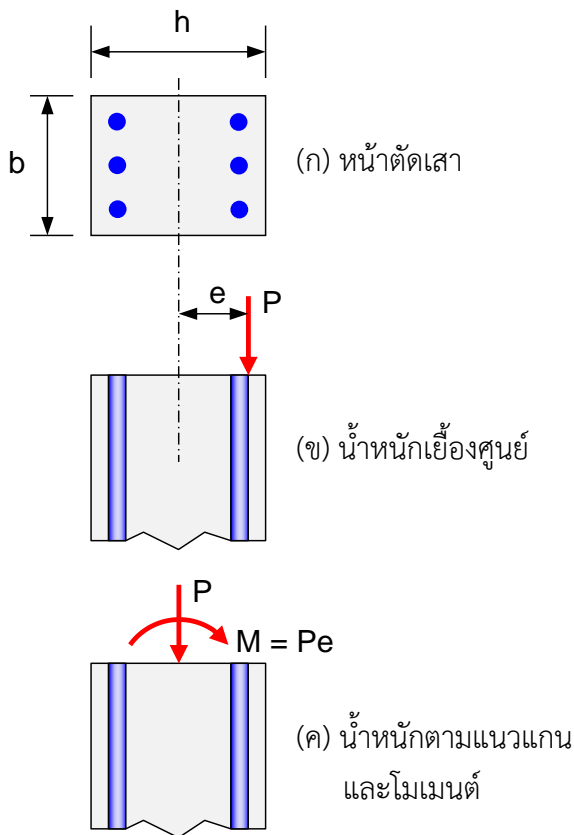




12

เสารับแรงอัดและการดัด

องค์อาคารที่รับแรงอัดเพียงอย่างเดียวมันมีน้อยมาก แม้ว่าเสาจะรับแรงอัดเป็นหลักแต่ก็มักเกิดการดัดร่วมด้วยเกือบเสมอ โมเมนต์ดัดเกิดจากความต่อเนื่องเช่น การหล่อเป็นเนื้อเดียวกันในอาคาร คอนกรีตทำให้โมเมนต์ที่จุดรองรับคานบางส่วนจะถูกถ่ายลงเสา น้ำหนักบรรทุกทุกด้านข้างจากแรงลมหรือน้ำหนักเอียงศูนย์ในเสาที่มีหูช้าง แม้ว่าในการออกแบบจะไม่มีโมเมนต์ดัดก็ตาม ความไม่สมบูรณ์ในการก่อสร้างก็จะทำให้เกิดการเอียงศูนย์ที่หลีกเลี่ยงไม่ได้เสมอ



รูปที่ 12.1 น้ำหนักบรรทุกทุกและโมเมนต์ในเสา

เมื่อองค์อาคารอยู่ภายใต้แรงกระทำร่วมของแรงอัด P และโมเมนต์ M ดังเช่นในรูปที่ 12.1(ก) จะเป็นการสะดวกกว่าที่จะเปลี่ยนแรงอัดและโมเมนต์เป็นแรง P กระทำที่ระยะเอียงศูนย์ $e = M / P$ ดังในรูปที่ 12.1(ข) ซึ่งทั้งสองรูปเทียบเท่ากัน

เสาทุกต้นอาจถูกจำแนกออกตามระยะเอียงศูนย์เทียบเท่านี้ เสาที่มีค่า e ต่ำจะมีแรงอัดกระทำทั้งหน้าตัดและจะวิบัติโดยการบดแตก (Crushing failure) และการครากของเหล็กโดยการอัด เสาที่มีระยะเอียงศูนย์มากก็จะรับแรงดึงในบางส่วนของหน้าตัดและอาจวิบัติโดยแรงดึง

สำหรับเสานั้นสภาวะการรับน้ำหนักที่ต่ำกว่าจุดวิบัติมีความสำคัญไม่มากนัก แม้แต่รอยร้าวในเสาที่มีระยะเอียงศูนย์มากก็มักไม่ทำให้เกิดปัญหารุนแรง การออกแบบเสาจึงขึ้นกับสภาวะประลัยซึ่งกำลังที่ต้องการต้องไม่เกินกำลังออกแบบดังเช่นที่ผ่านมาในกรณีนี้คือโมเมนต์ดัดและแรงแนวแกน

หน้าตัดเสาจะต้องมีกำลังรับโมเมนต์ดัดและแรงอัดตามแนวแกนไม่น้อยกว่าที่ต้องการโดย
น้ำหนักบรรทุกทุก

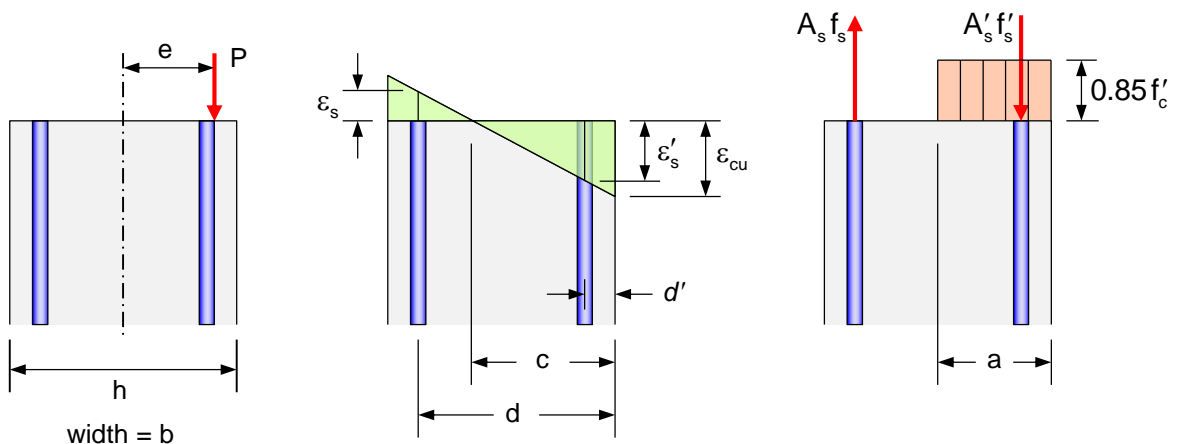
$$\phi M_n \geq M_u \quad (12.1ก)$$

$$\phi P_n \geq P_u \quad (12.1ข)$$

กำลังของหน้าตัดเสารับน้ำหนักบรรทุกทุกเยื้องศูนย์กลาง

รูปที่ 12.2(ก) แสดงองค์อาคารรับน้ำหนักบรรทุกทุกขนาดกับแนวแกนเป็นแรงอัด P_n ที่ระยะเยื้องศูนย์กลาง e วัดจากเส้นผ่าศูนย์กลาง การกระจายความเค้นดบนหน้าตัดขณะจะเกิดการวิบัติจะเป็นดังรูป 12.2(ข) โดยสมมุติว่าหน้าตัดยังคงเป็นระนาบอยู่ หน่วยการยืดหดในคอนกรีตจะแปรผันเป็นเส้นตรงกับระยะทางจากแกนสะเทินซึ่งอยู่ที่ระยะ c จากผิวรับแรงอัด(ด้านขวา)

เนื่องจากการเสียรูปทรงจะเกิดขึ้นพร้อมกันทั้งหน้าตัด เหล็กเสริมที่ตำแหน่งใดๆ จะเกิดการยืดหดตัวเท่ากับคอนกรีตที่บริเวณข้างเคียง ดังนั้นถ้าหน่วยการยืดหดประลัยของคอนกรีตเท่ากับ ϵ_{cu} หน่วยการยืดหดในเหล็กเสริมรับแรงอัดเท่ากับ ϵ'_s ในขณะที่ในเหล็กรับแรงดึงเท่ากับ ϵ_s โดยที่เหล็กรับแรงอัดมีพื้นที่ A'_s และเหล็กรับแรงดึงมีพื้นที่ A_s อยู่ที่ระยะ d' และ d ตามลำดับจากผิวรับแรงอัด



(ก) เสารับน้ำหนักเยื้องศูนย์กลาง

(ข) การกระจายความเค้นด

(ค) แรงภายในและหน่วยแรง

รูปที่ 12.2 เสาภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกเยื้องศูนย์กลาง

แรงภายในและหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจะเป็นดังรูปที่ 12.2(ค) หน่วยแรงอัดในคอนกรีตจะถูกแทนด้วยการกระจายเทียบเท่ารูปสี่เหลี่ยมเช่นเดียวกันในองค์อาคารรับแรงดัดมีความลึก $a = \beta_1 c$ เมื่อพิจารณาสมดุลของแรงในแนวตั้งจะได้ว่า

$$[\sum F_y = 0] \quad P_n = 0.85f'_c ab + A'_s f'_s - A_s f_s \quad (12.2)$$

โมเมนต์รอบเส้นผ่าศูนย์กลางของหน้าตัดที่เกิดจากแรงภายในจะต้องเท่ากับโมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุก P_n :

$$[\Sigma M_{\text{Centerline}} = 0] \quad M_n = P_n e = 0.85f'_c ab \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (12.3)$$

เมื่อระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่ามากการวิบัติจะเกิดโดยการครากในเหล็กรับแรงดึง $f_s = f_y$ เมื่อคอนกรีตถึงหน่วยการยืดหดประลัย $\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0.003$ ในขณะที่เหล็กรับแรงอัดอาจถึงจุดครากหรือไม่ก็ได้ซึ่งจะต้องพิจารณาจากหน่วยการยืดหดอีกที เมื่อระยะเยื้องศูนย์กลางน้อยคอนกรีตจะมีหน่วยการยืดหดถึงขีดจำกัดก่อนที่เหล็กจะเริ่มคราก ซึ่งในความเป็นจริงแล้วเหล็กด้านที่ไกลจากน้ำหนักบรรทุกอาจรับแรงอัดอยู่ก็ได้ ดังนั้นการวิเคราะห์ต้องขึ้นกับสถานะของการยืดหดระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม เราสามารถคำนวณหน่วยการยืดหดและหน่วยแรงในเหล็กและคอนกรีตได้ดังนี้

เหล็กรับแรงดึง :
$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \frac{d-c}{c} \quad (12.4)$$

$$f_s = \epsilon_{cu} E_s \frac{d-c}{c} \leq f_y \quad (12.5)$$

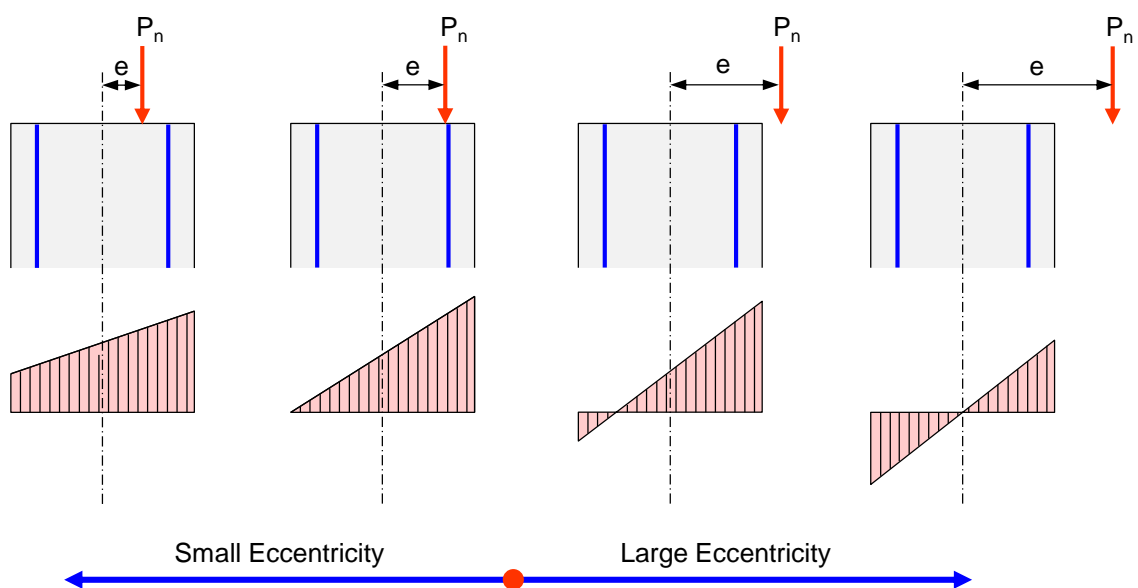
เหล็กรับแรงอัด :
$$\epsilon'_s = \epsilon_{cu} \frac{c-d'}{c} \quad (12.6)$$

$$f'_s = \epsilon_{cu} E_s \frac{c-d'}{c} \leq f_y \quad (12.7)$$

ความลึกของบล็อกหน่วยแรง
$$a = \beta_1 c \leq h \quad (12.8)$$

แรงอัดในคอนกรีต :
$$C = 0.85f'_c a b \quad (12.9)$$

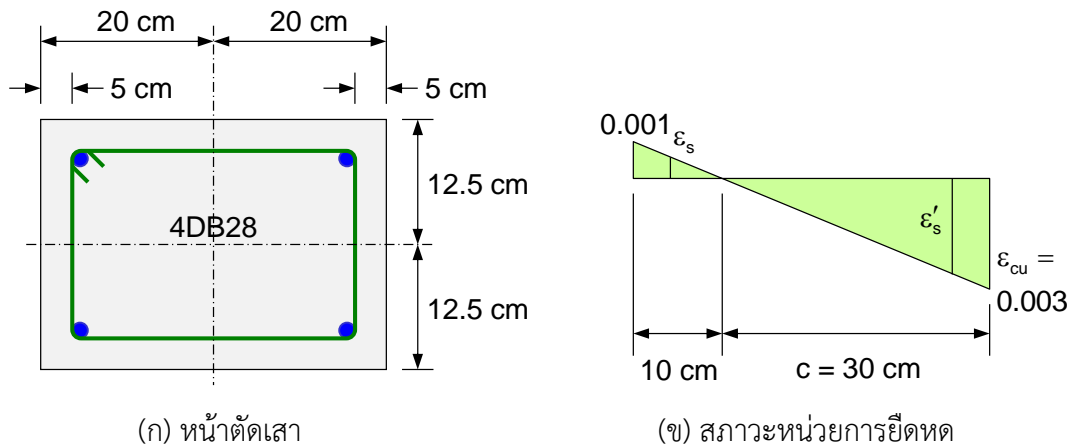
จะเห็นได้ว่าถ้าเรารู้ตำแหน่งแกนสะเทินคือระยะ c ก็จะสามารถคำนวณความเครียดและพิจารณาหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในเหล็กรับแรงดึง เหล็กรับแรงอัดและ แรงอัดในคอนกรีต ได้ตามสมการ (12.4) ถึง (12.9) ซึ่งก็จะทำให้สามารถคำนวณค่า P_n และ M_n จากสมการ (12.2) และ (12.3) ได้ในที่สุด



รูปที่ 12.3 การกระจายความเครียดที่ระยะเยื้องศูนย์กลางต่างๆ

รูปที่ 12.3 แสดงการกระจายความเครียดที่เปลี่ยนไปตามระยะเยื้องศูนย์กลาง e เริ่มจากรูปทางด้านซ้ายเมื่อน้ำหนักบรรทุกทุกมีการเยื้องศูนย์กลางน้อยมาก พื้นที่คอนกรีตทั้งหมดรวมทั้งเหล็กเสริมทั้งหมดจะรับแรงอัดทั้งหมด เมื่อมีการเยื้องศูนย์กลางเพิ่มขึ้นจนเหล็กเสริมเริ่มรับแรงดึง ขณะเกิดการวิบัติคือคอนกรีตที่ผิวรับแรงอัดจนเกิดความเครียดถึง $\epsilon_{cu} = 0.003$ แต่หน่วยแรงในเหล็กรับแรงดึงยังไม่ถึงจุดคราก $f_s < f_y$ การวิบัติจึงถูกควบคุมโดยการอัด (Compression-controlled failure) เมื่อระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่ามากขึ้นจนเกิดการวิบัติหน่วยแรงในเหล็กรับแรงดึงถึงจุดคราก การวิบัติจะถูกควบคุมโดยการดึง (Tension-controlled failure)

ตัวอย่างที่ 12.1 จงคำนวณกำลังรับน้ำหนักบรรทุก P_n และโมเมนต์ M_n ที่ทำให้เกิดสถานะการยึดหดดังในรูปที่ 12.4(ข) ของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 25×40 ซม. เสริมเหล็ก 4DB28 กำหนด $f'_c = 210$ กก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ กก./ซม.²



รูปที่ 12.4 หน้าตัดเสาและสถานะหน่วยการยึดหดในตัวอย่างที่ 12.1

วิธีทำ

1. ขีดจำกัดความเครียดในคอนกรีตและเหล็กเสริม

คอนกรีต : $\epsilon_{cu} = 0.003$

เหล็กเสริม : $\epsilon_y = f_y / E_s = 4,000 / 2.04 \times 10^6 = 0.002$

2. หน่วยแรงในเหล็กรับแรงดึง

$$f_s = \epsilon_{cu} E_s \frac{d-c}{c} = 0.003 \times 2.04 \times 10^6 \frac{32.5-30}{30} = 510 \text{ กก./ซม.}^2 < [f_y = 4,000 \text{ กก./ซม.}^2]$$

OK

3. หน่วยแรงในเหล็กรับแรงอัด

$$f'_s = \epsilon_{cu} E_s \frac{c-d'}{c} = 0.003 \times 2.04 \times 10^6 \frac{30-7.5}{30} = 4,590 \text{ กก./ซม.}^2 > [f_y = 4,000 \text{ กก./ซม.}^2]$$

NG

$$f'_s = f_y = 4,000 \text{ กก./ซม.}^2$$

4. แรงอัดในคอนกรีต

$$a = \beta_1 c = 0.85(30) = 25.5 \text{ ซม.}$$

$$C = 0.85 f'_c ab = 0.85(210)(25.5)(25)/1000 = 113.8 \text{ ตัน}$$

5. แรงในเหล็กเสริม

$$T = A_s f_s = 2(6.16)(510)/1000 = 6.28 \text{ ตัน}$$

$$T' = A'_s f'_s = 2(6.16)(4000)/1000 = 49.28 \text{ ตัน}$$

6. สมดุลของแรง

$$P_n = C + T' - T = 113.8 + 49.28 - 6.28 = 156.8 \text{ ตัน}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 113.8(20-25.5/2) + 6.28(20-7.5) + 49.28(20-7.5) \\ &= 1,520 \text{ ตัน-ซม.} = 15.2 \text{ ตัน-เมตร} \end{aligned}$$

$$e = M_n/P_n = 1,520/156.8 = 9.7 \text{ ซม.}$$

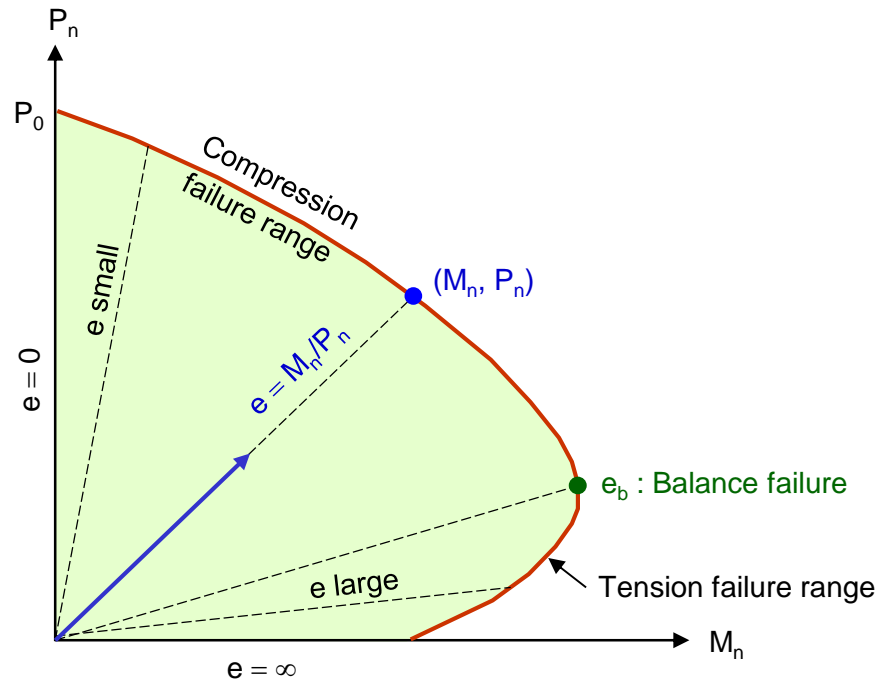
จากตัวอย่างที่ 12.1 จะเห็นว่าเมื่อรู้การกระจายความเคียดบนหน้าตัดก็สามารถคำนวณกำลังรับแรงอัดตามแนวแกน P_n และกำลังโมเมนต์ดัด M_n ได้โดยตรง แต่ในทางปฏิบัติแล้วในการออกแบบหรือตรวจสอบหน้าตัด เราจะมีความต้องการรับน้ำหนักบรรทุกคือ P_u และ M_u แล้วทำการออกแบบหน้าตัดหรือตรวจสอบหน้าตัดว่ามีกำลังเพียงพอกับที่ต้องการหรือไม่ซึ่งทำได้โดยใช้แผนภูมิปฏิสัมพันธ์

แผนภูมิปฏิสัมพันธ์ (Interaction Diagram)

แรงอัดตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดที่ร่วมกันกระทำบนหน้าตัดเสานั้นมีผลต่อกำลังของหน้าตัดแบบปฏิสัมพันธ์กัน วิธีที่สะดวกคือสร้างเป็นแผนภูมิปฏิสัมพันธ์โดยให้แรงตามแนวแกนเป็นแกนตั้งและโมเมนต์ดัดเป็นแกนนอนดังในรูปที่ 12.5

แรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดจะแสดงออกมาเป็นจุดพิกัด (M_n, P_n) บนแผนภูมิ จากระยะเยื้องศูนย์ $e = M_n/P_n$ ถ้า M_n และ P_n มีค่าเพิ่มขึ้นเป็นสัดส่วนหรือมีค่า e คงที่ จุดพิกัดจะเคลื่อนออกห่างจากจุดกำเนิดตามแนวรัศมีเส้นตรงไปจนกระทั่งถึงขีดจำกัดของหน้าตัด จากนั้นเปลี่ยนค่า e ก็จะได้อีกแนวรัศมีหนึ่งแล้วขยับห่างออกไปเช่นเดิมจนถึงขีดจำกัดของหน้าตัด

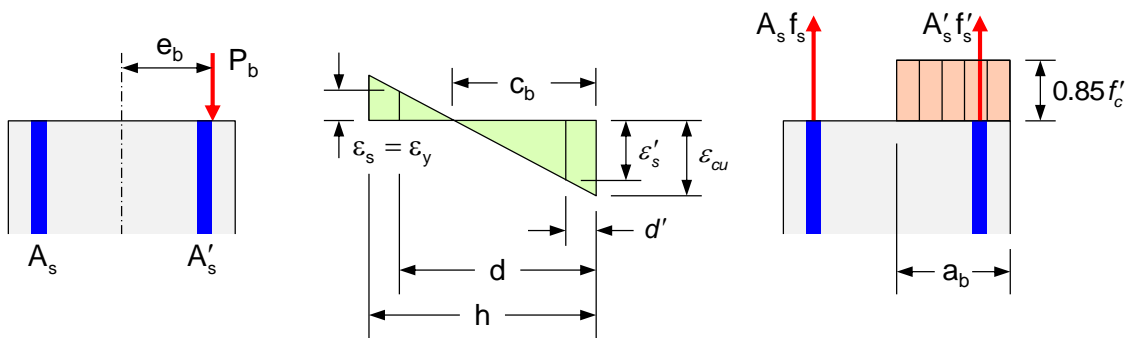
ทำเช่นนี้ไปเรื่อยๆโดยเปลี่ยนค่า e จาก “ศูนย์” คือรับแรงตามแนวแกนอย่างเดียวซึ่งจะอยู่บนแกนตั้งค่ามากที่สุดคือ P_0 คือกำลังเสารับแรงตามแนวแกนนั่นเอง เมื่อเพิ่มค่า e ไปเรื่อยๆก็จะได้จุดที่เป็นขีดจำกัดของกำลังเรียงรายกันต่อจาก P_0 ตีโค้งออกไปทางด้านข้างแล้ววกกลับมาถึงแกนนอนเมื่อค่า e เป็น “อนันต์” คือตัวหาร P เป็นศูนย์ หน้าตัดรับเพียงการดัด กำลัง M_n จึงเป็นกำลังดัดของหน้าตัดคาน



รูปที่ 12.5 แผนภูมิปฏิสัมพันธ์การดัดและแรงตามแนวแกน

การวิบัติสมดุล (Balanced Failure)

การวิบัติสมดุลคือสภาวะการวิบัติซึ่งความเครียดที่ผิวคอนกรีตด้านรับแรงอัดถึงค่าประลัยคือ $\epsilon_{cu} = 0.003$ และความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงดึงถึงจุดคราก $\epsilon_y = f_y / E_s$ พร้อมกันพอดี แทนค่าความเครียดทั้งสองลงในแผนภูมิความเครียดในรูปที่ 12.6



รูปที่ 12.6 หน้าตัดเสาที่สภาวะสมดุล

จากความสัมพันธ์ของสามเหลี่ยมคล้ายของหน่วยการยึดหดจะได้ว่า

$$\frac{c_b}{d} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_s + \epsilon_{cu}} = \frac{0.003}{f_y / E_s + 0.003}$$

$$c_b = \frac{0.003}{f_y / (2,040,000) + 0.003} d = \frac{6,120 d}{f_y + 6,120} \quad (12.10)$$

สมดุลของแรงในแนวตั้ง :

$$P_b = C_c + C_s - T \quad (12.11)$$

เมื่อ $C_c = 0.85f'_c ab = 0.85f'_c \beta_1 c_b b$

$T = A_s f_y$

และ $C_s = A'_s (f'_s - 0.85f'_c) \approx A'_s f'_s$

หน่วยแรง f'_s คำนวณได้จากสมการ (12.7) โดยใช้ค่า c_b คือ

$$f'_s = 6,120(c_b - d') / c_b \leq f_y$$

แทนค่าแรง C_c , T และ C_s ลงในสมการ (12.11) จะได้

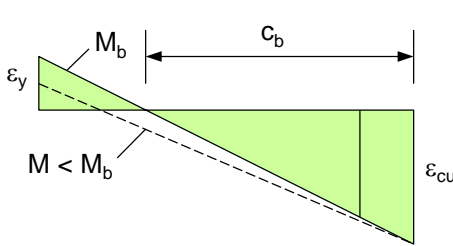
$$P_b = 0.85f'_c \beta_1 c_b b + A'_s f'_s - A_s f_y \tag{12.12}$$

สมมูลโมเมนต์รอบศูนย์กลางหน้าตัดเสา :

$$M_b = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T \left(d - \frac{h}{2} \right) \tag{12.13}$$

เมื่อทราบค่า P_b และ M_b ก็จะสมารถคำนวณระยะเยื้องศูนย์กลางที่สภาวะสมดุลได้คือ $e_b = M_b/P_b$ ซึ่งเมื่อนำมาเปรียบเทียบกับระยะเยื้องศูนย์กลางจริง (e) จะทำให้ทราบสภาวะการวิบัติของเสาดังนี้คือ

กรณีที่ 1 : $e < e_b$



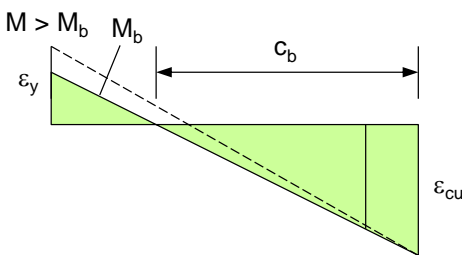
$c > c_b$ ทำให้ $\epsilon_s < \epsilon_y$ ดังนั้น

$$f_s = \epsilon_{cu} E_s \frac{d-c}{c} < f_y$$

เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกทุกจะเกิดการวิบัติจากแรงอัด

Compression Failure

กรณีที่ 2 : $e > e_b$



$c < c_b$ ทำให้ $\epsilon_s > \epsilon_y$ ดังนั้น

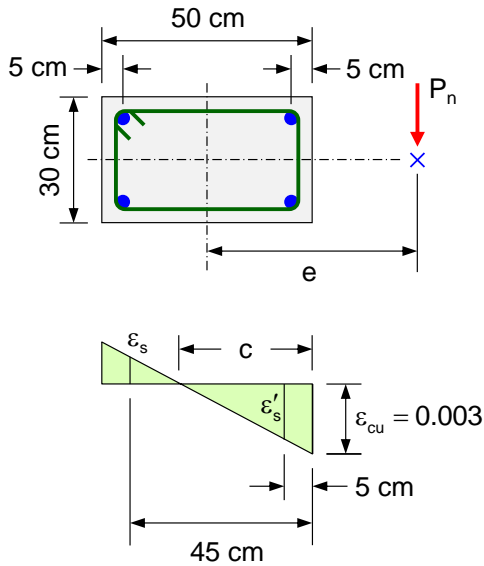
$$f_s = f_y$$

เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกทุกจะเกิดการวิบัติจากแรงดึง

Tension Failure

- ตัวอย่างที่ 12.2** เสาหน้าตัด 30×50 ซม. เสริมเหล็ก 4DB28 ที่แต่ละมุมดังแสดงในรูป กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต $f'_c = 240$ ก.ก./ซม.² และกำลังครากของเหล็ก $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.² จงพิจารณา (1) น้ำหนักบรรทุกทุก P_b โมเมนต์ M_b และระยะเยื้องศูนย์กลาง e_b ที่สภาวะสมดุลของการวิบัติ (2) น้ำหนักบรรทุกทุกและโมเมนต์ที่ทำให้เกิดการวิบัติโดยแรงอัด (3) น้ำหนักบรรทุกทุกและโมเมนต์ที่ทำให้เกิดการวิบัติโดยแรงดึง (4) กำลังรับแรงอัดตามแนวแกนเมื่อระยะเยื้องศูนย์กลางเท่ากับศูนย์ จากนั้น (5) วาดแผนภูมิปฏิสัมพันธ์ของกำลังของหน้าตัดเสา

วิธีทำ



1. สภาวะสมดุลการวิบัติ

$$\varepsilon_{cu} = 0.003$$

$$\varepsilon_y = f_y / E_s = 4000 / 2.04 \times 10^6 = 0.002$$

$$c_b = \frac{6,120d}{f_y + 6,120} = \frac{6,120 \times 45}{4,000 + 6,120} = 27.2 \text{ ซม.}$$

$$a_b = \beta_1 c_b = 0.85(27.2) = 23.1 \text{ ซม.}$$

$$f_s = f_y = 4,000 \text{ ก.ก./ชม.}^2$$

$$f'_s = 0.003 \times 2.04 \times 10^6 \left(\frac{27.2 - 5}{27.2} \right) = 4,995 \text{ ก.ก./ชม.}^2$$

รูปที่ 12.7 หน้าตัดเสาในตัวอย่างที่ 12.2 แต่ต้องไม่เกินกำลังครากดิ่งนั้น $f'_s = f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.²

$$C_c = 0.85(240)(30)(23.1)/1000 = 141.4 \text{ ตัน}$$

$$T = 2(6.16)(4.0) = 49.28 \text{ ตัน}$$

$$C_s = 2(6.16)(4.0) = 49.28 \text{ ตัน}$$

$$P_b = C_c + C_s - T = 141.4 + 49.28 - 49.28 = 141.4 \text{ ตัน}$$

$$M_b = 141.4(25 - 23.1/2) + 49.28(25 - 5) + 49.28(45 - 25) = 3,873 \text{ ตัน-ชม.} = 38.7 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$e_b = M_b/P_b = 3,873/141.4 = 27.4 \text{ ซม.} \quad \blacksquare$$

2. สภาวะวิบัติโดยแรงอัด ซึ่งจะเกิดขึ้นเมื่อ $e < e_b$ หรือ $c > c_b$

เลือก $c = 30$ ซม.

$$a = 0.85(30) = 25.5 \text{ ซม.}$$

$$C_c = 0.85(240)(30)(25.5)/1,000 = 156.1 \text{ ตัน}$$

$$f_s = 6,120(45 - 30)/30 = 3,060 \text{ ก.ก./ชม.}^2 < [f_y = 4,000 \text{ ก.ก./ชม.}^2] \quad \text{OK}$$

$$f'_s = 6,120(30 - 5)/30 = 5,250 \text{ ก.ก./ชม.}^2 > [f_y = 4,000 \text{ ก.ก./ชม.}^2] \quad \text{NG}$$

$$f'_s = f_y = 4,000 \text{ ก.ก./ชม.}^2$$

$$P_n = 156.1 + 4.0(12.32) - 3.06(12.32) = 167.7 \text{ ตัน}$$

$$M_n = 156.1(25 - 25.5/2) + 4.0(12.32)(25 - 5) + 3.06(12.32)(45 - 25) = 3,652 \text{ ตัน-ชม.} = 36.5 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$e = 3,652/167.7 = 21.8 \text{ ซม.} < [e_b = 27.4 \text{ ซม.}] \quad \blacksquare$$

3. **สภาวะวิบัติโดยแรงดึง** ซึ่งจะเกิดขึ้นเมื่อ $e > e_b$ หรือ $c < c_b$

เลือก $c = 20$ ซม.

$$a = 0.85(20) = 17.0 \text{ ซม.}$$

$$C_c = 0.85(240)(30)(17.0)/1000 = 104.0 \text{ ตัน}$$

$$f_s = f_y = 4,000 \text{ ก.ก./ซม.}^2 \text{ (โดยนิยาม)}$$

$$f'_s = 6,120(20-5)/20 = 4,725 \text{ ก.ก./ซม.}^2 > [f_y = 4,000 \text{ ก.ก./ซม.}^2]$$

NG

$$f_s = f_y = 4,000 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

$$P_n = 104.0 + 4.0(12.32) - 4.0(12.32) = 104.0 \text{ ตัน}$$

$$M_n = 104.0(25-17/2) + 4.0(12.32)(25-5) + 4.0(12.32)(45-25) \\ = 3,687 \text{ ตัน-ซม.} = 36.9 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$e = 3,687/104.0 = 35.5 \text{ ซม.} > [e_b = 27.4 \text{ ซม.}]$$

■

4. **สภาวะรับแรงตามแนวแกน** ซึ่งจะเกิดขึ้นเมื่อ $e = 0$ หรือ $c = \infty$ และ $M_n = 0$

$$P_0 = 0.85 f'_c b h + (A_s + A'_s) f_y$$

$$= 0.85(0.24)(30)(50) + 4(6.16)(4.0) = 404.6 \text{ ตัน}$$

■

5. **เขียนแผนภูมิปฏิสัมพันธ์ของกำลัง**

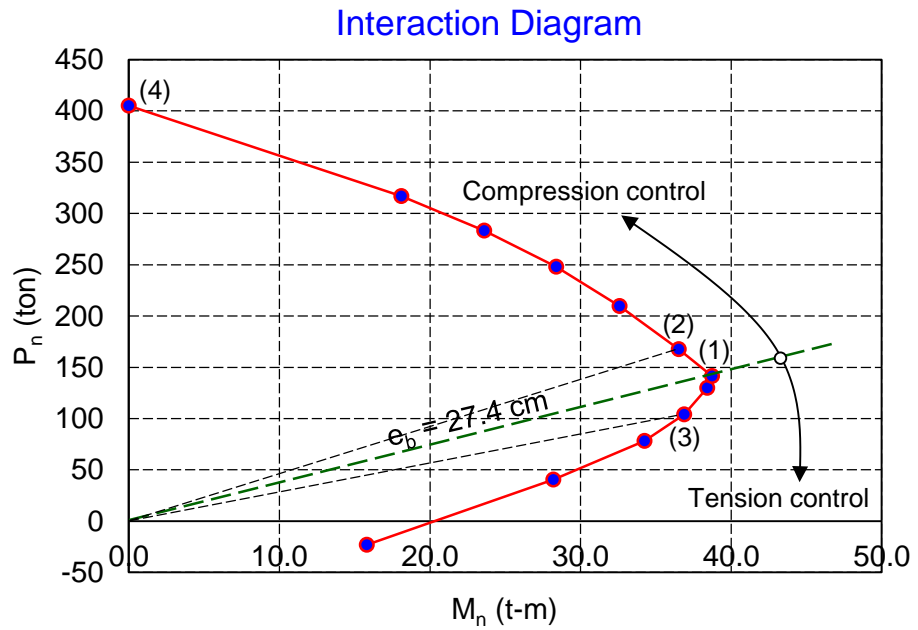
สร้างจุดพิกัด M_n , P_n อื่นโดยเขียนโปรแกรมหรือใช้การสร้างเป็นตารางใน Excel โดย

- ▶ แปรเปลี่ยนค่า c จากศูนย์ถึงไม่เกินขนาดหน้าตัดเสา คือ $h = 50$ ซม.
- ▶ แบ่งเป็น 2 ช่วงคือ $0 < c < c_b$ คำนวณตามข้อ 3. แบบแรงดึงควบคุม และ $c_b < c < h$ คำนวณตามข้อ 2. แบบแรงอัดควบคุม

	A	B	C	D	E	F	G	H
1	c	a	Cc	fs	fs'	Pn	Mn	e
2	5	4.3	26	4000	0	-23	15.8	-67.9
3	10	8.5	52	4000	3060	40	28.2	69.7
4	15	12.8	78	4000	4000	78	34.2	43.9
5	20	17.0	104	4000	4000	104	36.9	35.4
6	25	21.3	130	4000	4000	130	38.4	29.5
7	27.2	23.1	141	4000	4000	141	38.7	27.4
8	30	25.5	156	3060	4000	168	36.5	21.8
9	35	29.8	182	1749	4000	210	32.6	15.5
10	40	34.0	208	765	4000	248	28.4	11.4
11	45	38.3	234	0	4000	283	23.6	8.3
12	50	42.5	260	-612	4000	317	18.1	5.7

- ▶ เพิ่มพิกัดจากข้อ 4. เมื่อ $e = 0$ คือ $P_n = 404.6$ ตัน และ $M_n = 0$ ตัน-เมตร

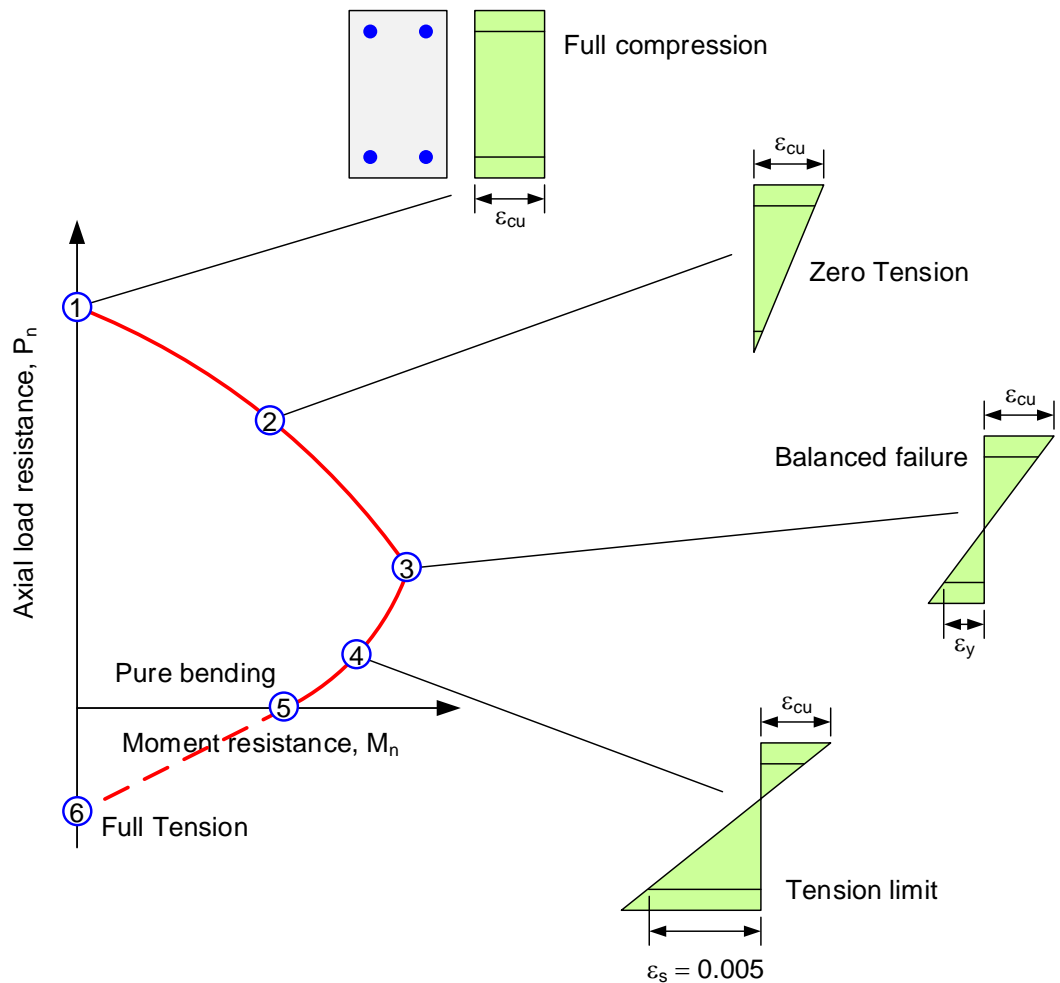
เมื่อสั่งให้วาดกราฟใน Excel จะได้ดังในรูป



รูปที่ 12.8 แผนภูมิปฏิสัมพันธ์ในตัวอย่างที่ 12.2

จุดสำคัญบนแผนภูมิปฏิสัมพันธ์ของเสา

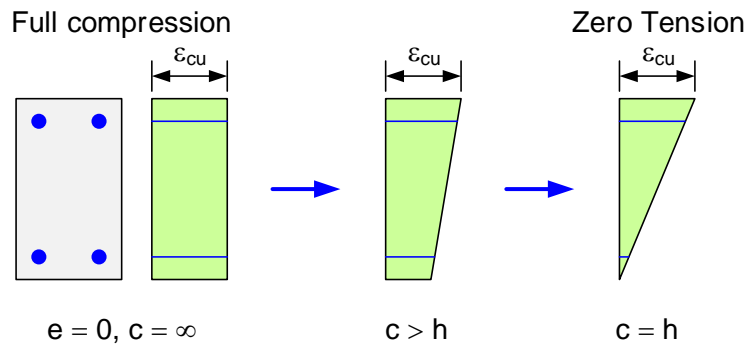
รูปที่ 12.9 แสดงจุดต่างๆและหน่วยการยืดหดของจุดต่างๆที่สำคัญบนแผนภูมิปฏิสัมพันธ์



รูปที่ 12.9 การกระจายหน่วยการยืดหดตามจุดต่างๆบนแผนภูมิปฏิสัมพันธ์

จุดที่ 1 : Full compression หน้าตัดเสารับเพียงแรงอัดโดยไม่มีโมเมนต์ดัด หน่วยการยึดหดจึงกระจายตัวคงที่ จะเป็นน้ำหนักบรรทุกทุกตามแนวแกนมากที่สุดที่หน้าตัดรับได้

จุดที่ 2 : Zero Tension เมื่อโมเมนต์ดัดมีค่าเพิ่มขึ้นหน่วยการยึดหดจะกลายเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมูและกลายเป็นรูปสามเหลี่ยมดังในรูปที่ 12.10 จุดนี้เป็นจุดสุดท้ายซึ่งยังไม่มีแรงดึงบนหน้าตัด



รูปที่ 12.10 หน่วยการยึดหดรูปสี่เหลี่ยมคางหมูระหว่างจุดที่ 1 และ 2

ช่วง 1-3 : Compression-Controlled Failures เสาที่อยู่ในช่วงบนของแผนภูมิปฏิสัมพันธ์นี้จะวิบัติโดย **การบดทลาย (Crushing)** ที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดก่อนที่เหล็กเสริมด้านรับแรงดึงจะร้าว ดังนั้นจึงเรียกว่า **เสาควบคุมโดยการอัด (Compression-controlled column)**

จุดที่ 3 : Balanced Failure, Compression-Controlled Limit Strain เป็นจุดที่มีหน่วยการยึดหดด้านรับแรงอัดถึง 0.003 และด้านรับแรงดึงมีหน่วยการยึดหดของเหล็กเสริมถึงจุดร้าว ϵ_y พร้อมกัน ในมาตรฐาน ACI เดิมจะใช้ระยะ d จากผิวคอนกรีตรับแรงอัดถึงศูนย์กลางกลุ่มเหล็กเสริมในการพิจารณา แต่ใน ACI ตั้งแต่ปี 2002 เป็นต้นมาจะใช้ระยะ d_t ถึงเหล็กเสริมชั้นนอกสุด

จุดที่ 4 : Tensile-Controlled Limit เป็นจุดที่มีหน่วยการยึดหดด้านรับแรงอัดถึง 0.003 และด้านรับแรงดึงมีหน่วยการยึดหดของเหล็กเสริมชั้นนอกสุด 0.005 หรือ 2.5 เท่า ϵ_y สำหรับเหล็กเสริม SD40 การวิบัติของเสาจะเป็นแบบเหนียว

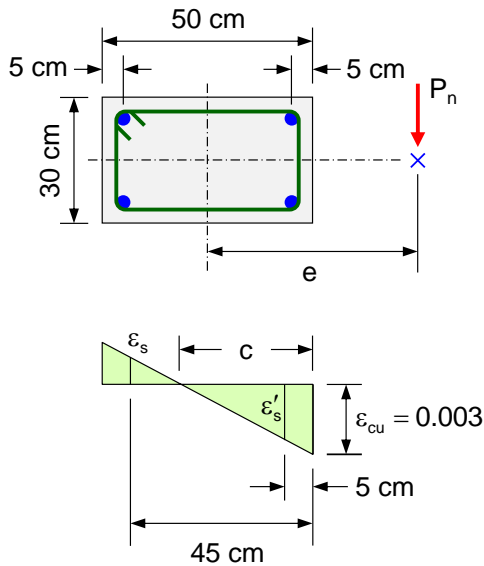
ช่วง 3-4 : Transition Region เรียกว่าช่วงเปลี่ยนผ่านเนื่องจากรูปแบบการวิบัติจะเปลี่ยนจากแบบเปราะแตก(Brittle) ที่จุดที่ 3 มาเป็นแบบเหนียว (Ductile) ค่าตัวคูณลดกำลัง ϕ จะแปรเปลี่ยนจาก 0.7 (เสาปลอกเดี่ยว) หรือ 0.75 (เสาปลอกเกลียว) ที่จุดที่ 3 มาเป็น 0.9 (คาน) ที่จุดที่ 4

จุดที่ 5 : Pure Bending เป็นจุดที่ไม่มีแรงตามแนวแกน มีเฉพาะโมเมนต์ดัด ซึ่งจะคำนวณกำลังโมเมนต์ดัดตามขั้นตอนในบทเรื่องการตัดโดยอาจคิดเป็นหน้าตัดเสริมเหล็กคู่ (Doubly reinforced section)

จุดที่ 6 : Full Tension เป็นจุดที่หลังตัดรับเพียงแรงดึงตามแนวแกน ซึ่งมักไม่ค่อยเกิดขึ้น กำลังดึงคำนวณจากเหล็กเสริมเท่านั้นคือ $P_n = A_s f_y$ แต่อาจมีประโยชน์ในการสร้างแผนภูมิเนื่องจากจุดที่ 5 ซึ่งต้องคำนวณโมเมนต์ดัดหน้าตัดเสริมเหล็กคู่ (Doubly reinforced section) นั้นค่อนข้างยุ่งยาก

ดังนั้นจากอาจลากเส้นตรงเชื่อมจุดที่ 4 ซึ่งมักอยู่ต่ำหรือใกล้จุดที่ 5 มายังจุดที่ 6 ซึ่งหาได้ง่ายแล้วใช้จุดตัดแกน M_n เป็นจุดที่ 5

ตัวอย่างที่ 12.3 จากตัวอย่างที่ 12.2 เสาหน้าตัด 30×50 ซม. เสริมเหล็ก 4DB28 ที่แต่ละมุมตั้งแสดงในรูป กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต $f'_c = 240$ ก.ก./ซม.² และกำลังครากของเหล็ก $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.² จงพิจารณาสำคัญที่เหลืออยู่



รูปที่ 12.7 หน้าตัดเสาในตัวอย่างที่ 12.2

วิธีทำ

1. จุดที่ได้คำนวณแล้วในตัวอย่างที่ 12.2

จุดที่ 1 : Full Compression

$$M_n = 0, P_n = 404.6 \text{ ton}$$

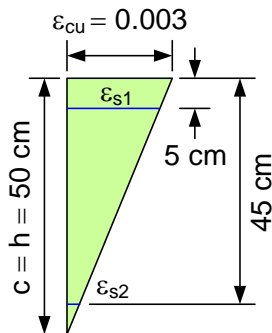
จุดที่ 3 : Balanced Failure

$$M_b = 38.7 \text{ t-m}, P_b = 141.4 \text{ ton}$$

2. จุดที่ 6 : Full Tension

$$P_n = A_s f_y = 4(6.16)(4.0) = 98.6 \text{ ton}$$

3. จุดที่ 2 : Zero Tension



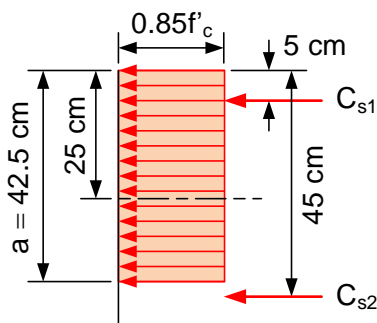
$$a = \beta_1 c = 0.85(50) = 42.5 \text{ cm}$$

$$C_c = 0.85 f'_c a b = 0.85(240)(42.5)(30)/1000 = 260.1 \text{ ton}$$

$$f_{s1} = \epsilon_{s1} E_s = 0.003 E_s \frac{45}{50} = 5508 > [f_y = 4,000 \text{ ksc}]$$

$$\therefore f_{s1} = f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = \epsilon_{s2} E_s = 0.003 E_s \frac{5}{50} = 612 \text{ kg/cm}^2$$



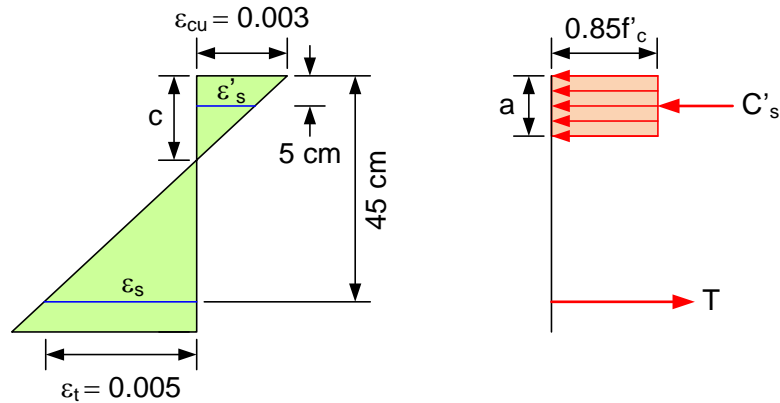
สมดุลแรงในแนวตั้ง :

$$P_n = C_c + C_{s1} + C_{s2} = 260.1 + 4.0(12.32) + 0.612(12.32) = 316.9 \text{ ton}$$

สมดุลโมเมนต์รอบศูนย์กลางหน้าตัด :

$$M_n = 260.1(25 - 42.5/2) + 4.0(12.32)(25-5) - 0.612(12.32)(45-25) = 1,810 \text{ t-cm} = 18.1 \text{ t-m} \text{ (ตรงกับแถวที่ 12 ที่คำนวณโดย Excel)}$$

4. จุดที่ 4 : Tensile-Controlled Limit เป็นจุดที่มี $\epsilon_{cu} = 0.003$ และ $\epsilon_y = 0.005$



$$c = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} d = \frac{0.003 \times 45}{0.003 + 0.005} = 16.9 \text{ ซม.}$$

$$a = 0.85(16.9) = 14.4 \text{ ซม.}$$

$$C_c = 0.85(240)(30)(14.4)/1000 = 88.1 \text{ ตัน}$$

$$f_s = f_y = 4,000 \text{ กก./ซม.}^2 \text{ (โดยนิยาม)}$$

$$f'_s = 6,120(16.9-5)/16.9 = 4,309 \text{ กก./ซม.}^2 > [f_y = 4,000 \text{ กก./ซม.}^2] \quad \text{NG}$$

$$f'_s = f_y = 4,000 \text{ กก./ซม.}^2$$

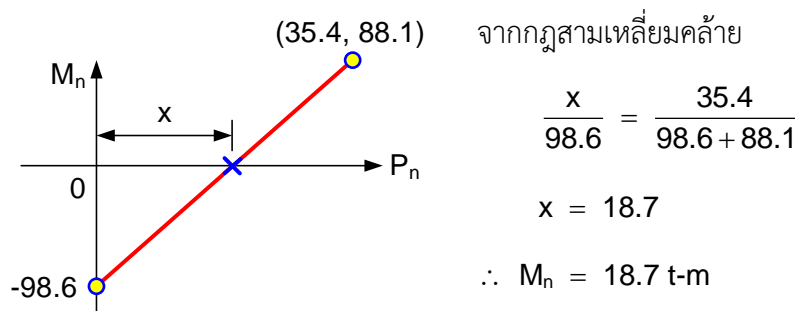
$$P_n = 88.1 + 4.0(12.32) - 4.0(12.32) = 88.1 \text{ ton}$$

$$M_n = 88.1(25 - 14.4/2) + 4.0(12.32)(25-5) + 4.0(12.32)(45-25) \\ = 3,539 \text{ t-cm} = 35.4 \text{ t-m}$$

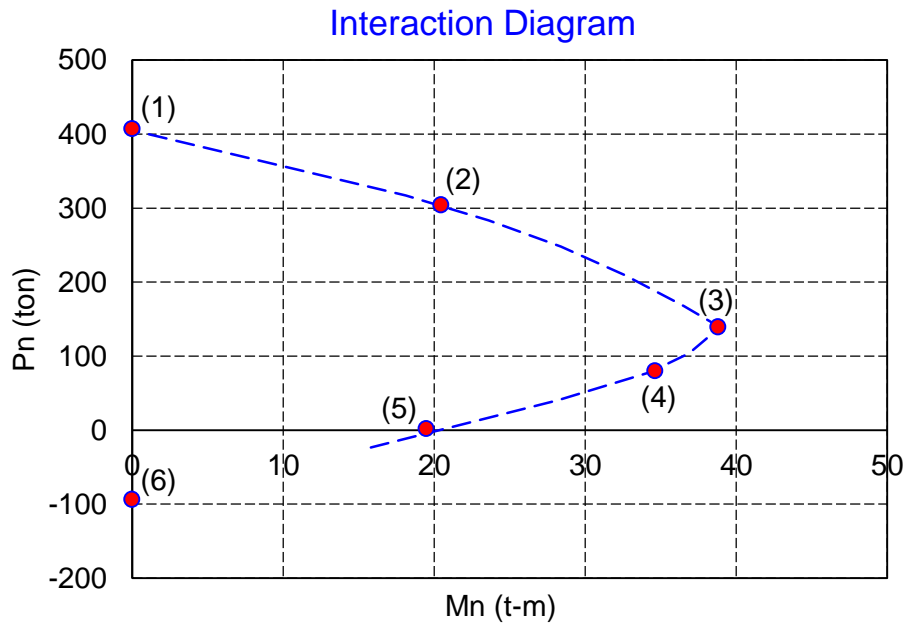
5. สรุปจุดต่างๆที่คำนวณได้

	P_n (ton)	M_n (t-m)
(1) Full Compression	404.6	0
(2) Zero Tension	316.9	18.1
(3) Balanced Failure	141.4	38.7
(4) Tension-controlled Limit	88.1	35.4
(6) Full Tension	-98.6	0

6. จุดที่ 5 : Pure Bending หาโดยการประมาณเชิงเส้นจากจุดที่ 4 และ 6



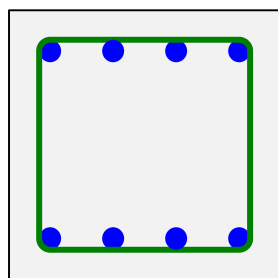
7. วาดจุดทั้งหมดใน Excel เปรียบเทียบกับเส้นกราฟเดิมในตัวอย่างที่ 12.2



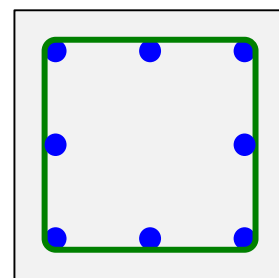
รูปที่ 12.11 แผนภูมิปฏิสัมพันธ์ในตัวอย่างที่ 12.3

การเสริมเหล็กกระจาย (Distributed Reinforcement)

เพื่อการต้านทานโมเมนต์อย่างมีประสิทธิภาพจะวางเหล็กเสริมอยู่ในตำแหน่งผิวนอกที่ขนานกับแกนการดัดตั้งเช่นในรูปที่ 12.12(ก) แต่ถ้าหน้าตัดรับน้ำหนักบรรทุกที่มีการเอียงศูนย์น้อยทำให้แรงอัดตามแนวแกนมีผลมาก จึงเป็นการเหมาะสมกว่าที่จะวางเหล็กเสริมกระจายโดยรอบหน้าตัดตั้งในรูปที่ 12.12(ข)



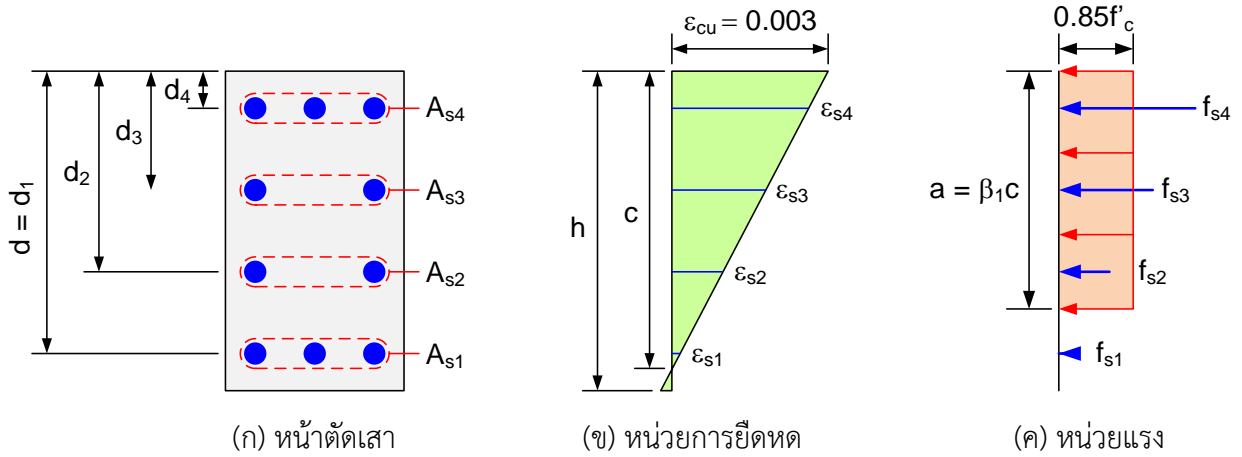
(ก)



(ข)

รูปที่ 12.12 การจัดวางเหล็กเสริมบนหน้าตัดเสา

เหล็กเสริมที่ไม่ได้อยู่ที่ผิวนอกสุดซึ่งจะมีหน่วยแรงไม่สูงเท่ากับเหล็กที่ผิวนอกสุด ในการวิเคราะห์จะต้องหาค่าหน่วยการยืดหดของเหล็กเสริมซึ่งจะแบ่งเป็นชั้น (Layer) ตามระยะจากผิวรับแรงอัดดังแสดงในรูปที่ 12.13(ก) หน้าตัดจะมี 4 ชั้น หน่วยการยืดหดกำหนดโดยผิวรับแรงอัด ชั้นนอกสุดที่รับแรงอัดมากกว่ามีค่า $\epsilon_{cu} = 0.003$ และ ϵ_{s1} ของเหล็กชั้นที่ 1 ซึ่งเป็นชั้นนอกสุดที่รับแรงอัดน้อยกว่า จากนั้นใช้กฎสามเหลี่ยมคล้ายในการพิจารณาหน่วยการยืดหดของเหล็กเสริมในแต่ละชั้น เพื่อนำมาคำนวณหน่วยแรง เพื่อคำนวณกำลังของหน้าตัด P_n และ M_n ในที่สุด



รูปที่ 12.13 หน้าตัดเสาเสริมเหล็กกระจายโดยรอบ

จากรูปที่ 12.13(ข) โดยกฎสามเหลี่ยมคล้าย

$$\epsilon_{si} = \left(\frac{c - d_i}{c} \right) 0.003 \quad (12.14)$$

เมื่อ ϵ_{si} และ d_i คือหน่วยการยืดหดและความลึกของเหล็กเสริมชั้นที่ i

หน่วยแรง $f_{si} = \epsilon_{si} E_s$ โดยที่ $-f_y \leq f_{si} \leq f_y$ (12.15)

แรงอัดคอนกรีต $C_c = 0.85 f'_c a b$ (12.16)

ถ้า a น้อยกว่า d_i $F_{si} = f_{si} A_{si}$ (ค่าบวกสำหรับแรงอัด) (12.17)

ถ้า a มากกว่า d_i พื้นที่เหล็กในชั้นนั้นได้ถูกคิดรวมอยู่ในพื้นที่ ab ที่ใช้คำนวณ C_c แล้ว ดังนั้นเพื่อความแม่นยำจึงต้องหัก $0.85 f'_c$ ออกจาก f_{si} ก่อนคำนวณ F_{si} :

$$F_{si} = (f_{si} - 0.85 f'_c) A_{si} \quad (12.18)$$

กำลังรับแรงอัดตามแนวแกน P_n สำหรับการกระจายหน่วยการยืดหดที่กำหนดได้จากผลรวมของแรง

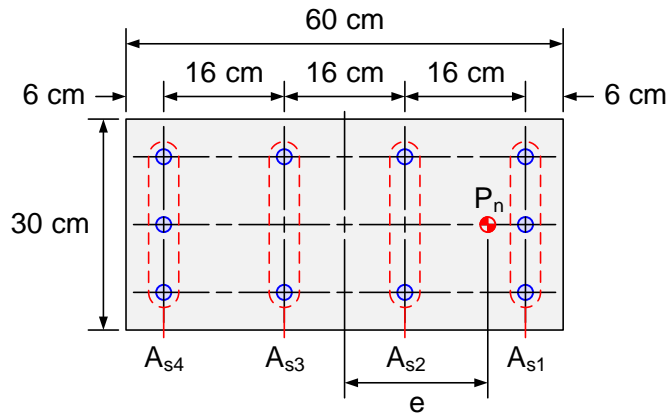
$$P_n = C_c + \sum_{i=1}^n F_{si} \quad (12.19)$$

กำลังโมเมนต์ M_n ได้จากผลรวมโมเมนต์ของแรงภายในรอบศูนย์กลางหน้าตัดเสา

$$M_n = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n F_{si} \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \quad (12.20)$$

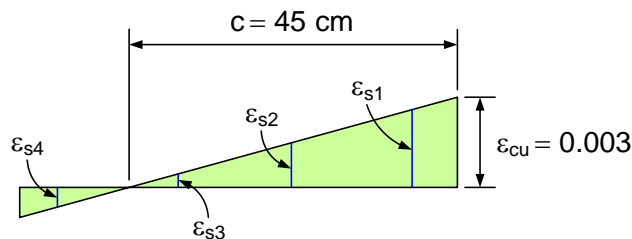
ตัวอย่างที่ 12.4 การวิเคราะห์เสารับน้ำหนักเอียงศูนย์ที่มีการเสริมเหล็กกระจาย เสาดังในรูปที่ 12.14 เสริมเหล็ก 10-DB36 กระจายโดยรอบดังแสดง น้ำหนัก P_n มีระยะเอียงศูนย์ e กำหนด $f'_c = 280$ กก./ชม.2 และ $f_y = 4,000$ กก./ชม.2 จากตัวอย่างที่ 12.2 เสาหน้าตัด 30×50 ซม. เสริมเหล็ก 4DB28 ที่แต่ละมุมดังแสดงในรูป กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต $f'_c = 240$ ก.ก./ชม.2 และ

กำลังครากของเหล็ก $f_y = 4,000$ กก./ซม.² จงคำนวณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกและโมเมนต์ดัด ณ จุดซึ่งมีค่า $c = 45$ ซม. จากผิวข้างขวา



รูปที่ 12.14 หน้าตัดเสารับน้ำหนักเอียงศูนย์กลางในตัวอย่างที่ 12.4

วิธีทำ เมื่อคอนกรีตถึงขีดจำกัดหน่วยการยืดหดที่ 0.003 การกระจายหน่วยการยืดหดจะเป็นดังแสดงในรูปที่ 12.15 โดยหน่วยการยืดหดของเหล็กเสริมแต่ละตำแหน่งหาได้จากกฎสามเหลี่ยมคล้าย จากนั้นคำนวณหน่วยแรงโดยคูณด้วย $E_s = 2.04 \times 10^6$ กก./ซม.² ถ้าเกินให้เท่ากับ 4,000 กก./ซม.²



รูปที่ 12.15 การกระจายหน่วยการยืดหด

$$\begin{aligned} \epsilon_{s1} &= \frac{39}{45} \times 0.003 = 0.00260 & f_{s1} &= 5,304 \rightarrow 4,000 \text{ กก./ซม.}^2 \text{ (แรงอัด)} \\ \epsilon_{s2} &= \frac{23}{45} \times 0.003 = 0.00153 & f_{s2} &= 3,128 \text{ กก./ซม.}^2 \text{ (แรงอัด)} \\ \epsilon_{s3} &= \frac{7}{45} \times 0.003 = 0.00047 & f_{s3} &= 952 \text{ กก./ซม.}^2 \text{ (แรงอัด)} \\ \epsilon_{s4} &= -\frac{10}{45} \times 0.003 = -0.00067 & f_{s4} &= 1,360 \text{ กก./ซม.}^2 \text{ (แรงดึง)} \end{aligned}$$

สำหรับ $f'_c = 240$ กก./ซม.², $\beta_1 = 0.85$ ความลึกของบล็อกแรงอัด $a = 0.85 \times 45 = 38.25$ ซม.

แรงอัด $C_c = 0.85 f'_c ab = 0.85 \times 0.28 \times 38.25 \times 30 = 273$ ตัน

แรงในเหล็กเสริม:

$$C_{s1} = 4.0 \times 3(10.18) = 122 \text{ ตัน}$$

$$C_{s2} = 3.128 \times 2(10.18) = 64 \text{ ตัน}$$

$$C_{s3} = 0.952 \times 2(10.18) = 19 \text{ ตัน}$$

$$T_{s4} = 1.36 \times 3(10.18) = 42 \text{ ตัน}$$

กำลังน้ำหนักบรรทุกทุกและโมเมนต์ดัดสำหรับระยะแกนสะเทิน 45 ซม. คำนวณได้จากสมการ (12.19) และ (12.20) :

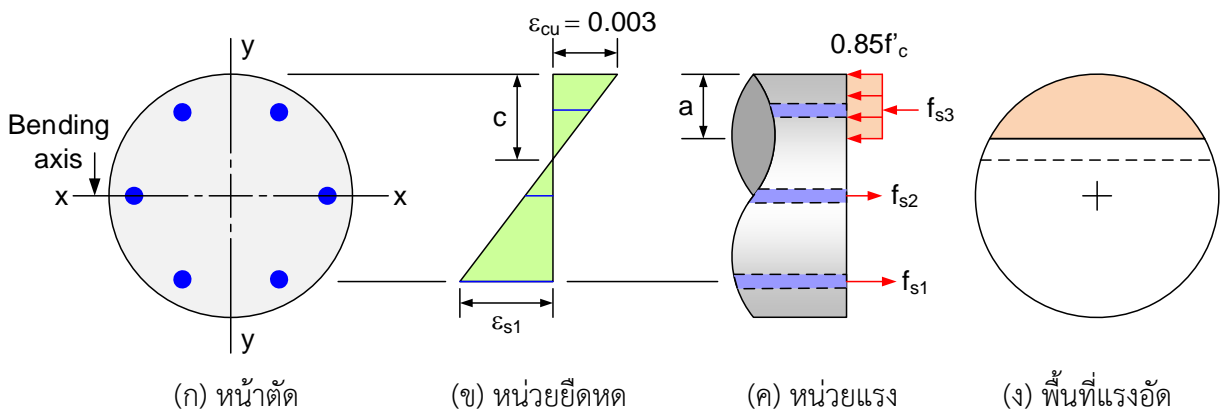
$$P_n = 273 + 122 + 64 + 19 - 42 = 436 \text{ ตัน}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 273(30 - 38.25 / 2) + 122(30 - 6) + 64(30 - 22) \\ &\quad - 19(30 - 22) + 42(30 - 6) \\ &= 7,265 \text{ ตัน-ซม.} = 72.7 \text{ ตัน-เมตร} \end{aligned}$$

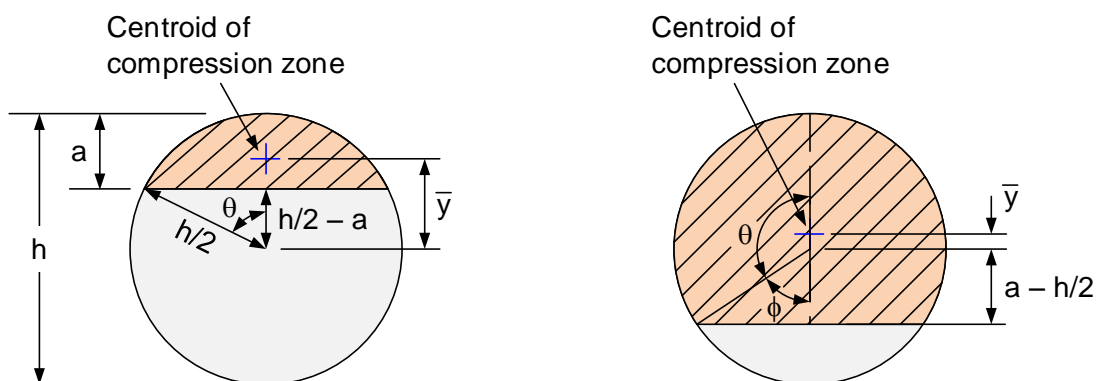
ระยะเยื้องศูนย์กลาง $e = 7,265/436 = 16.7$ ซม. ■

เสากลม

เนื่องจากเสากลมปลอกเกลียวมีความเหนียวมากกว่าเสาปลอกเดี่ยว มาตรฐานจึงกำหนดให้ค่าตัวคูณลดกำลัง $\phi = 0.75$ สำหรับเสาปลอกเกลียว เทียบกับ $\phi = 0.70$ สำหรับเสาปลอกเดี่ยว การพิจารณาเสากลมรับแรงอัดตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดสามารถทำได้ตามขั้นตอนเดิมคือการใช้สมดุลของแรงและสภาวะเทียบเท่าของหน่วยการยืดหด (Strain Compatibility) ดังในรูปที่ 12.16



รูปที่ 12.16 หน้าตัดเสากลม



(ก) Case 1 : $a \leq h/2, \theta < 90^\circ$

$$\theta = \cos^{-1} \left(\frac{h/2 - a}{h/2} \right)$$

(ข) Case 2 : $a > h/2, \theta > 90^\circ$

$$\theta = 180^\circ - \phi$$

$$\phi = \cos^{-1} \left(\frac{a - h/2}{h/2} \right)$$

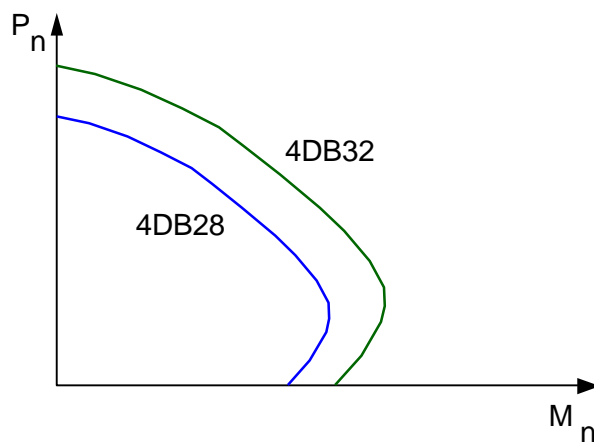
รูปที่ 12.17 พื้นที่รับแรงอัดบนเสากลม

แผนภูมิปฏิสัมพันธ์ของเสากลมจะขึ้นกับจำนวนเหล็กเสริมและตำแหน่งที่ห่างจากแกนสะเทิน ดังนั้นกำลังโมเมนต์ดัดรอบแกน $x-x$ ดังในรูปที่ 12.16(ก) จะน้อยกว่ารอบแกน $y-y$ เล็กน้อย เนื่องจากผู้ออกแบบไม่อาจควบคุมการจัดวางเหล็กเสริมอย่างละเอียด จึงต้องคิดในกรณีที่มีกำลังน้อยกว่า สำหรับเสากลมที่มีจำนวนเหล็กเสริมมากกว่า 8 เส้น ปัญหานี้จะหมดไปเพราะการวางเหล็กเสริมกลายเป็นวงแหวนต่อเนื่อง

แผนภูมิปฏิสัมพันธ์สำหรับการออกแบบ

จากรูปที่ 12.9 จะพบว่าแผนภูมิปฏิสัมพันธ์จะถูกแบ่งออกเป็นสองบริเวณคือในบริเวณที่หนึ่งเมื่อการวิบัติจะเริ่มจากการแตกแตกของคอนกรีตบนด้านที่รับแรงอัดของหน้าตัด ในบริเวณนี้ความสามารถในการรับแรงอัดตามแนวแกนขององค์อาคารจะลดลงเกือบเป็นเส้นตรงเมื่อโมเมนต์มีค่าเพิ่มขึ้นหรือเมื่อระยะเยื้องศูนย์กลางเพิ่มขึ้น

ในบริเวณที่ควบคุมโดยการตัด องค์อาคารจะมีพฤติกรรมคล้ายกับคานที่เสริมเหล็กไม่เพียงพอ เนื่องจากการวิบัติจะเริ่มเกิดขึ้นโดยการครากของเหล็กรับแรงดึง ในขณะที่หน่วยการยึดเหนี่ยวในคอนกรีตอยู่ต่ำกว่าค่าจำกัด เมื่อมีแรงอัดมากกระทำเพิ่มขึ้นก็จะเป็นการช่วยลดหน่วยการยึดเหนี่ยวในเหล็กลง ทำให้สามารถรับโมเมนต์ได้เพิ่มขึ้นจนเหล็กถึงจุดครากอีก ดังนั้นในบริเวณนี้ของแผนภูมิกำลังรับโมเมนต์จึงเพิ่มขึ้นเล็กน้อยเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกน

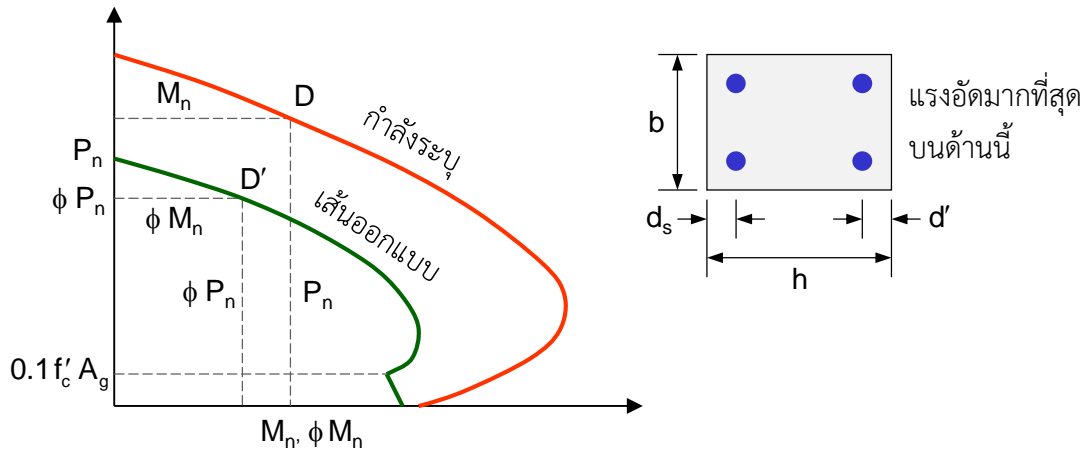


รูปที่ 12.18 ผลของปริมาณเหล็กที่มีต่อแผนภูมิปฏิสัมพันธ์

ถ้าเหล็กเสริมมีขนาดใหญ่ขึ้นเช่น แทนที่จะใช้ DB28 ก็ใช้เหล็ก DB32 รูปร่างของแผนภูมิจะยังคงคล้ายของเดิมอยู่ แต่กำลังของหน้าตัดจะเพิ่มขึ้นซึ่งถ้าวาดลงบนสเกลเดียวกันกับของ DB28 ก็จะได้แผนภูมิที่ใหญ่กว่าดังในรูปที่ 12.18

ข้อกำหนดของ ACI ที่ให้ตัวคูณลดกำลังของเสาปลอกเดี่ยว $\phi = 0.70$ และของเสาปลอกเกลียว $\phi = 0.75$ นั้น จะต้องถูกนำมาใช้กับแผนภูมิที่ได้จากทฤษฎีเพื่อให้ได้แผนภูมิสำหรับการออกแบบ ตัวอย่างเช่นในรูปที่ 12.19 จุด D' ใดๆบนเส้นออกแบบจะได้รับการคูณจุดพิคทั้งสองของจุด D บนเส้นทฤษฎีด้วยตัวคูณลดกำลังที่เหมาะสม เนื่องจากเสาจะมีพฤติกรรมเข้าใกล้คานเมื่อแรงอัดมีค่าน้อย ACI จึงกำหนดให้ตัวคูณลดกำลังมีค่าเพิ่มขึ้นแบบเส้นตรงเป็น 0.90 ซึ่งเป็นค่า

สำหรับคานเมื่อ ϕP_n มีค่าต่ำกว่า $0.1f'_c A_g$ การเพิ่มขึ้นของค่า ϕ นี้จะใช้ได้กับเหล็กที่มีกำลังครากไม่เกิน 4,000 ก.ก./ซม.² รูปแบบการเสริมเหล็กต้องสมมาตร และ $h - d_s - d' > 0.7h$ สำหรับเสาที่ไม่เป็นไปตามเงื่อนไขดังกล่าวให้เลือกค่าน้อยกว่าระหว่าง $0.1f'_c A_g$ หรือ ϕP_b เป็นจุดที่จะเริ่มเพิ่มค่า ϕ เป็น 0.90

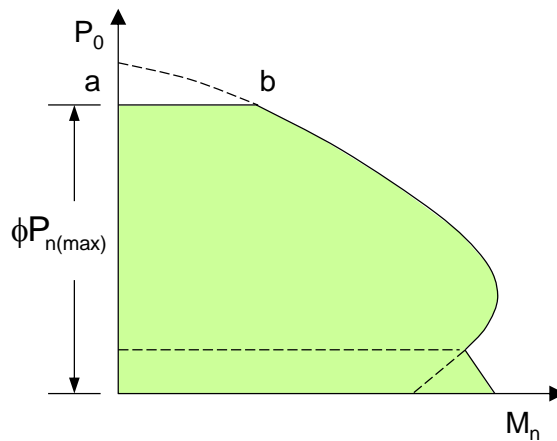


รูปที่ 12.19 แผนภูมิปฏิสัมพันธ์ที่ใช้ในการออกแบบ

การปรับแก้สุดท้ายคือการตัดส่วนบนทิ้งโดยใช้เส้นราบ (เส้น ab ในรูปที่ 12.20) ที่ความสูง $\phi P_{n(max)}$

เสาปลอกเดี่ยว: $\phi P_{n(max)} = 0.80\phi [0.85f'_c A_g + f_y A_{st}]$, $\phi = 0.70$ (12.21)

เสาปลอกเกลียว: $\phi P_{n(max)} = 0.85\phi [0.85f'_c A_g + f_y A_{st}]$, $\phi = 0.75$ (12.22)



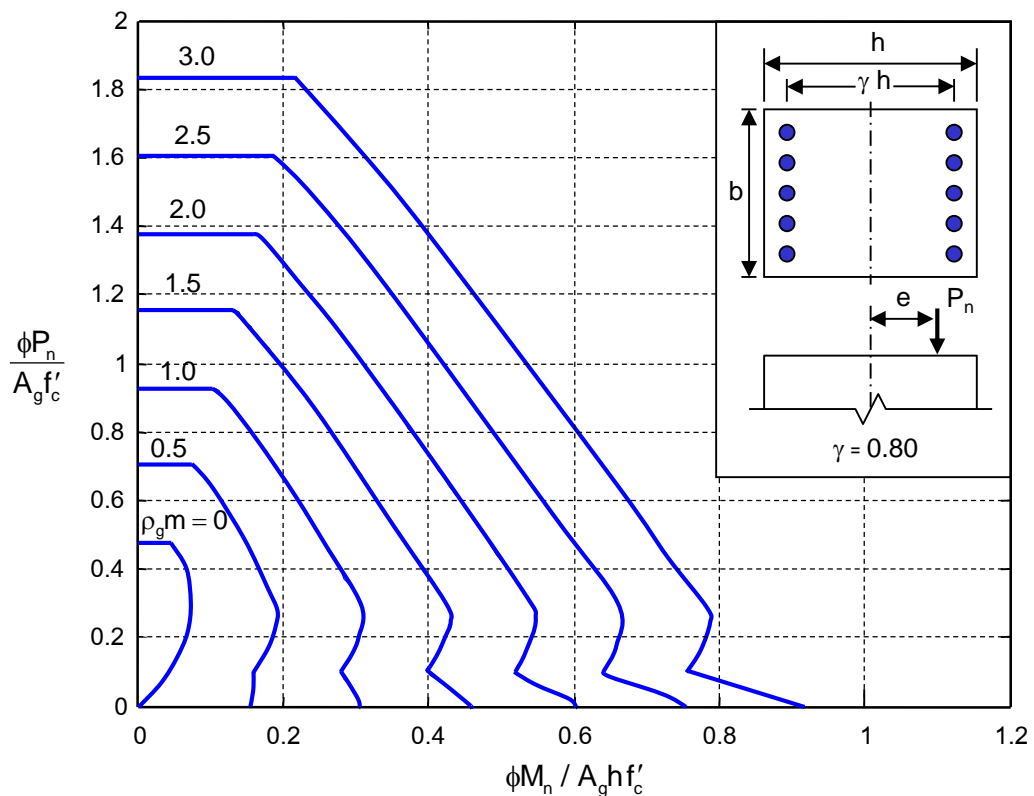
รูปที่ 12.20 การลดลงของกำลังรับแรงอัดตามแนวแกนที่มีระยะเยื้องศูนย์กลางน้อย

วัตถุประสงค์ในการตัดส่วนบนออกก็เพื่อลดน้ำหนักบรรทุกทุกที่ย่อมให้บนเสาที่รับแรงอัดอย่างเดียวหรือ เสาที่รับแรงอัดและโมเมนต์เล็กน้อย ($e/h \leq 0.10$ เมื่อ h คือความลึกเสาด้านที่ตั้งฉากกับแกนหมุน) เหตุผลที่ลดมีสองประการคือ

1. เสาทุกต้นจะมีโมเมนต์เล็กน้อยจากความผิดพลาดในการก่อสร้างที่ไม่ถูกพิจารณาในการออกแบบและ
2. กำลังของเสาที่รับแรงอัดเพียงอย่างเดียวเป็นเวลานานจะมีค่าต่ำลง

สำหรับการออกแบบในทางปฏิบัตินั้นเราจะสร้างแผนภูมิโดยแปรเปลี่ยนปริมาณเหล็กเสริม $\rho_g = A_{st}/A_g$ จาก 0.01 ถึง 0.08 จากนั้นนำน้ำหนักบรรทุกทุกและโมเมนต์ที่ต้องการให้หน้าตัดรับมา กำหนดจุดลงในแผนภูมิ ($M_u / \phi, P_u / \phi$) การเลือกปริมาณเหล็กเสริมจะพิจารณาจากตำแหน่งของจุดและแผนภูมิกำลังเส้นที่เล็กที่สุดที่ยังคลุมจุดที่ต้องการอยู่

ในการวาดแผนภูมิมักทำได้โดยการเขียนโปรแกรมคอมพิวเตอร์ โดยแปรเปลี่ยนค่า c หรือ ระยะจากผิวรับแรงอัดถึงแกนสะเทินจะทำให้การคำนวณสะดวกกว่า นั่นคือจะเปลี่ยนค่า c/h จาก 0.0 ถึง 1.0 และเปลี่ยนค่าปริมาณเหล็กยื่น $\rho_g = A_{st}/A_g$ จาก 0.01 ถึง 0.08 ซึ่งเป็นช่วงที่ยอมรับให้ นอกจากนั้นควรเขียนแผนภูมิให้อยู่ในรูปที่ไม่มีหน่วยจะทำให้ใช้งานได้หลากหลายยิ่งขึ้น ดังนั้นแกน ดิ่งจึงแสดงค่า $\phi P_n / (A_g f'_c)$ และ $\phi M_n / (A_g h f'_c)$ แต่ละเส้นของแผนภูมิแสดงปริมาณเหล็กที่ใช้คือค่า $\rho_g m$ เมื่อ $m = f_y / 0.85 f'_c$ และ h คือความลึกของเสาในทิศทางที่รับโมเมนต์ดัด



รูปที่ 12.21 แผนภูมิปฏิสัมพันธ์ของเสาสี่เหลี่ยมผืนผ้าสำหรับ $\gamma = 0.80$

ตัวอย่างที่ 12.5 จงออกแบบเสาสี่เหลี่ยมผืนผ้าปอดเดี่ยวในอาคารเพื่อรองรับน้ำหนักบรรทุก $P_u = 120$ ตัน และโมเมนต์ $M_u = 12$ ตัน-เมตร กำหนด $f'_c = 210$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²

วิธีทำ ลองเลือกขนาดพื้นที่โดยประมาณหน่วยแรงเฉลี่ยที่ 140 ก.ก./ซม.²:

$$\text{Trial } A_g = \frac{P_u}{140} = \frac{120(1,000)}{140} = 857 \text{ ซม.}^2$$

ลองเลือกหน้าตัด 30×40 ซม. พื้นที่ 1,200 ซม.²

คำนวณค่าพิกัดเพื่อใช้แผนภูมิปฏิสัมพันธ์ โดยกำหนด $\phi P_n = P_u$

$$\frac{\phi P_n}{A_g f'_c} = \frac{120(1,000)}{1,200(210)} = 0.48$$

$$\frac{\phi M_n}{A_g h f'_c} = \frac{12(1,000)(100)}{1,200(40)(210)} = 0.12$$

ประมาณค่า $\gamma = 0.80$ จากแผนภูมิในรูปที่ 12.21 อ่านค่า $\rho_g m = 0.35$

$$\text{เมื่อ } m = f_y / 0.85 f'_c, \quad \rho_g = 0.35 \times \frac{0.85(210)}{4,000} = 0.016$$

$$A_{st} = \rho_g A_g = 0.016(1,200) = 19.2 \text{ ซม.}^2$$

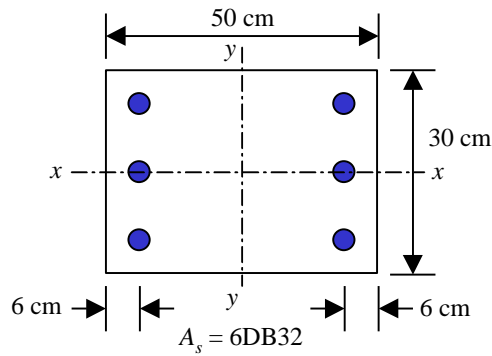
ใช้เหล็กยี่ห้อ 4DB25 ($A_{st} = 19.63 \text{ ซม.}^2$) ■

ปัญหาท้ายบทที่ 12

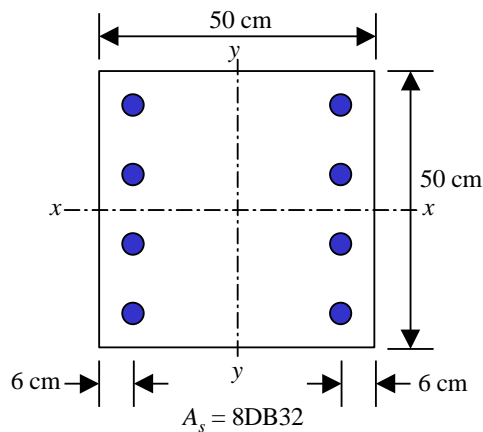
- 12.1** เสาสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 40 ซม. เสริมเหล็กยี่ห้อ 4 DB32 ที่แต่ละมุม มีระยะหุ้ม 6 ซม. ถึงศูนย์กลางเหล็กยี่ห้อในแต่ละทิศทาง กำหนด $f'_c = 300 \text{ กก./ซม.}^2$ และ $f_y = 4,000 \text{ กก./ซม.}^2$ จงสร้างแผนภูมิปฏิสัมพันธ์ระหว่างกำลังตามแนวแกน P_n และกำลังดัด M_n การดัดเกิดขึ้นรอบแกนเดียวซึ่งขนานกับผิวเสาด้านหนึ่ง และคำนวณพิกัดสำหรับ P_o , P_b , และอีกอย่างน้อยสามจุดบนเส้นกราฟ
- 12.2** จากตัวอย่างหน้าตัดในตารางข้างล่าง จงพิจารณาแรงอัดสมดุลง P_b โมเมนต์สมดุลง M_b และระยะเยื้องศูนย์กลางสมดุลง e_b ของแต่ละหน้าตัด

หน้าตัด	f'_c (กก./ซม. ²)	b (ซม.)	h (ซม.)	$A_s = A'_s$
(1)	210	50	50	6DB32
(2)	210	40	40	4DB25
(3)	210	60	60	8DB32
(4)	240	40	60	6DB32
(5)	240	30	50	4DB28
(6)	240	40	50	4DB32
(7)	240	40	40	5DB32
(8)	280	50	50	5DB28
(9)	280	40	60	4DB32
(10)	280	50	60	5DB32

- 12.3** เสาสี่เหลี่ยมจัตุรัสแสดงในรูปรองรับน้ำหนักเยื้องศูนย์กลางทำให้เกิดโมเมนต์ดัดรอบแกน y กำหนด $f_y = 4,000 \text{ กก./ซม.}^2$ และ $f'_c = 280 \text{ กก./ซม.}^2$



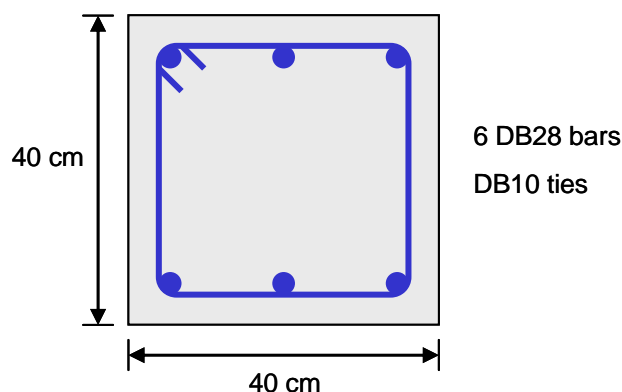
12.4 หน้าตัดเสาดังแสดงในรูปปรับแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดรอบแกนที่ขนานกับแกนของเหล็กยื่น โมเมนต์ดัดขนาดเท่าใดจึงจะทำให้เสาวิบัติถ้าแรงอัดตามแนวแกนที่กระทำร่วมด้วยกันมีค่า 200 ตัน กำลังวัสดุ $f'_c = 280$ ก.ก./ชม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.²



12.5 จงใช้แผนภูมิปฏิสัมพันธ์ออกแบบเสาสั้นสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 30 ซม. เพื่อรองรับ $P_u = 170$ ตัน และ $M_u = 12$ ตัน-เมตร กำหนด $f'_c = 240$ ก.ก./ชม.² เหล็กยื่น: $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.²

12.6 โดยใช้วิธีคำนวณเชิงเลข จงพิจารณากำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาสั้นดังในรูป เพื่อรับแรงตามแนวแกนซึ่งมีระยะเยื้องศูนย์กลาง 12 ซม. กำหนด $f'_c = 320$ ก.ก./ชม.² เหล็กยื่น: $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.² เสริมเหล็กยื่น 3 เส้น ขนาด DB25 แต่ละด้าน การดัดเกิดรอบแกน y

12.7 คำนวณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดที่สภาวะสมดุลของหน้าตัดเสาในรูปข้างล่าง กำหนด $f'_c = 280$ ก.ก./ชม.² เหล็กยื่น: $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.²



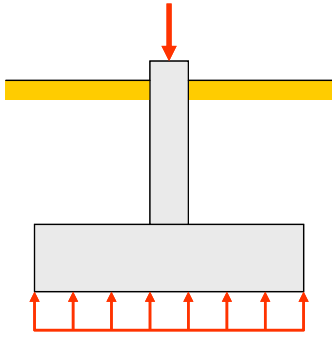
12.8 จากหน้าตัดเสาในข้อ 12.7 คำนวณจุดบนแผนภูมิปฏิสัมพันธ์ 5 จุด แล้ววาดแผนภูมิปฏิสัมพันธ์ กำหนด $f'_c = 280$ กก./ซม.² เหล็กยื่น: $f_y = 4,000$ กก./ซม.²

12.9 ใช้แผนภูมิปฏิสัมพันธ์จากข้อ 12.8 เพื่อคำนวณ M_n สำหรับกรณีดังนี้

(1) $P_n = 250$ ตัน

(2) $P_n = 50$ ตัน

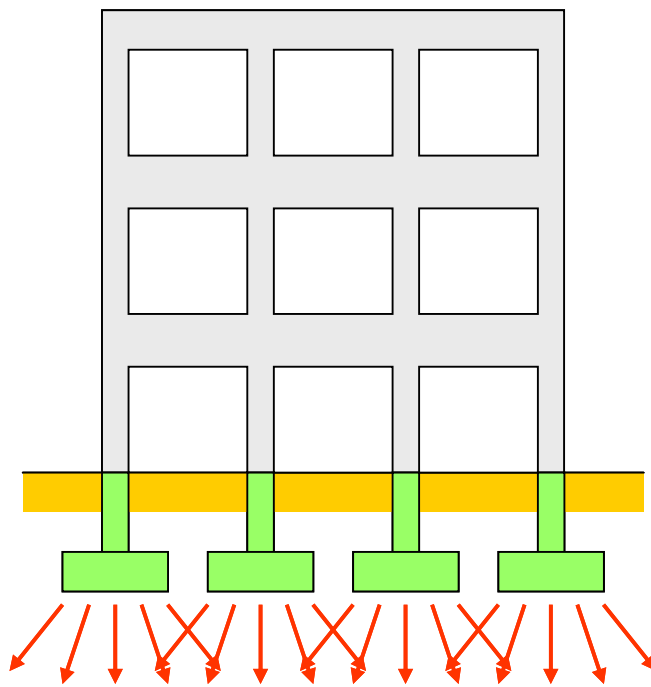
(3) $e = 15$ ซม.



13

ฐานรากคอนกรีตเสริมเหล็ก

ฐานรากคือส่วนโครงสร้างที่ใช้ในการถ่ายน้ำหนักบรรทุกจากเสา ผนังหรือแรงกระทำด้านข้างจากกำแพงกันดินลงไปยังดิน องค์อาคารชนิดนี้จึงรองรับการแบกทานเป็นหลัก เนื่องจากแรงดันแบกทานที่ดินรับได้มีค่าน้อยกว่าหน่วยแรงอัดในเสาหรือผนังมาก ฐานรากจะถูกใช้เพื่อลดแรงดันที่จะถ่ายลงสู่ดินโดยการแผ่หน้าทับบรรทุกที่รองรับอยู่ลงบนพื้นที่ใหญ่พอที่จะป้องกันการวิบัติของดิน นอกจากนี้ ฐานรากจะต้องถูกออกแบบเพื่อป้องกันการทรุดตัวหรือการหมุนเพื่อให้เกิดความแตกต่างในการทรุดตัวน้อยที่สุดและเพื่อป้องกันการเลื่อนไถลและการพลิกคว่ำ

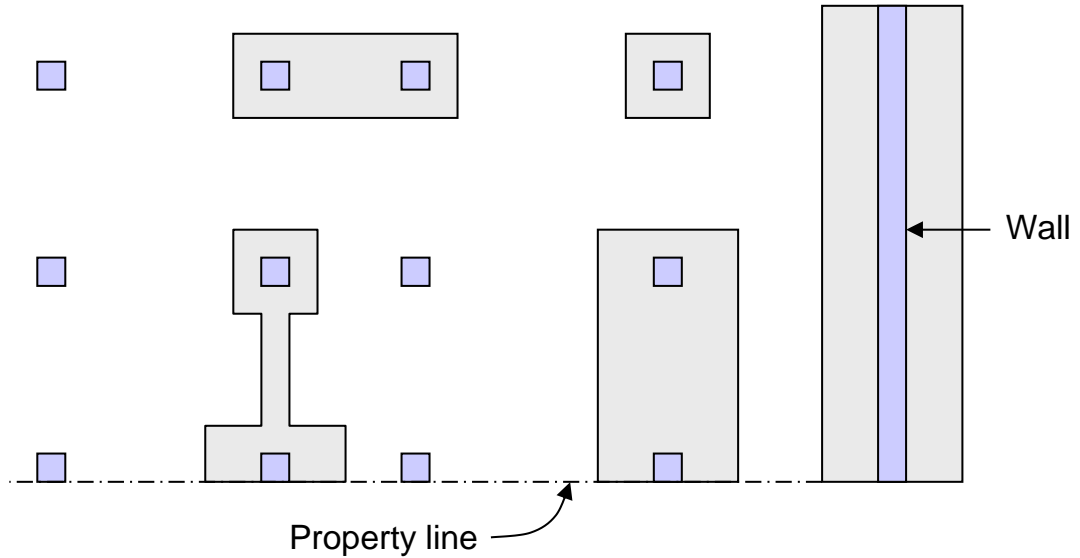


รูปที่ 13.1 การถ่ายน้ำหนักของฐานรากลงสู่พื้นดิน

เพื่อถ่ายน้ำหนักลงสู่ดินอย่างปลอดภัยและจำกัดการทรุดตัวจะต้อง (1) ถ่ายน้ำหนักบรรทุกลงสู่ชั้นดินที่มีกำลังเพียงพอ และ (2) แผ่กระจายน้ำหนักลงยังพื้นที่ขนาดใหญ่เพื่อลดแรงดันแบกทาน ถ้าดินใต้ฐานมีกำลังไม่เพียงพอ ก็จำเป็นต้องทำฐานรากลึกโดยใช้เสาเข็มส่งผ่านน้ำหนักลงสู่ชั้นดินลึกลงไปที่มีความแข็งแรง

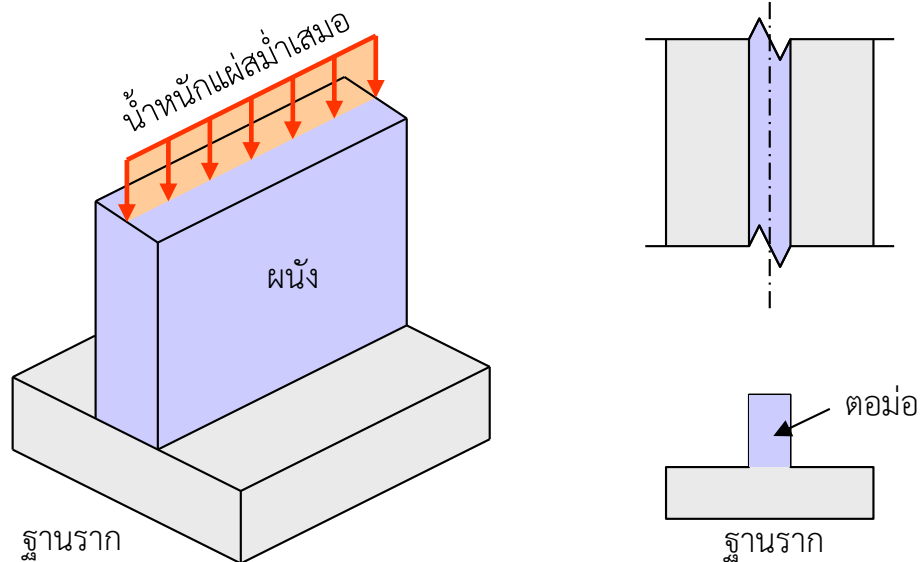
ถ้าดินใต้ฐานมีความแข็งแรงเพียงพอก็เพียงแต่แผ่กระจายน้ำหนักโดย **ฐานรากแผ่ (Spread footing)** ซึ่งมีหลายรูปแบบขึ้นกับตำแหน่งของเสาและน้ำหนักบรรทุกทุกดังแสดงในรูปที่ 13.2

ฐานรากแผ่



รูปที่ 13.2 ชนิดของฐานรากแผ่

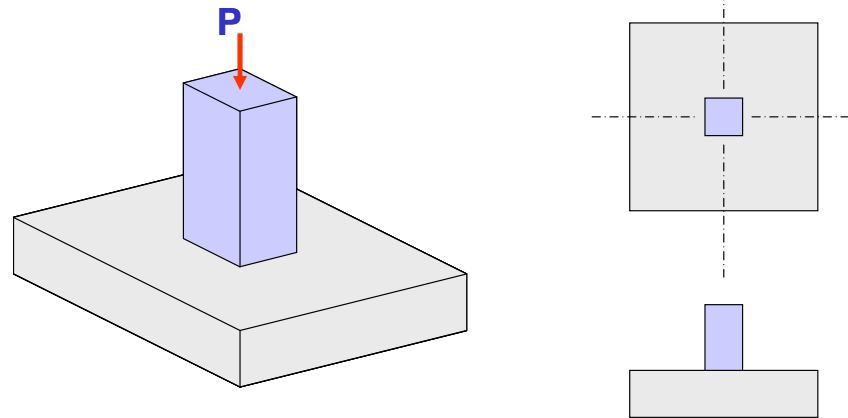
ฐานรากรับผนัง (Wall footing) คือฐานรากที่รองรับผนังมีความยาวต่อเนื่องไปตามผนัง ความกว้างฐานรากจะขึ้นกับแรงดันดินที่ยอมให้ ฐานรากส่วนที่ยื่นออกจากผนังทั้งสองข้างจะถูกคิดเหมือนเป็นคนยื่น



รูปที่ 13.3 ฐานรากผนัง

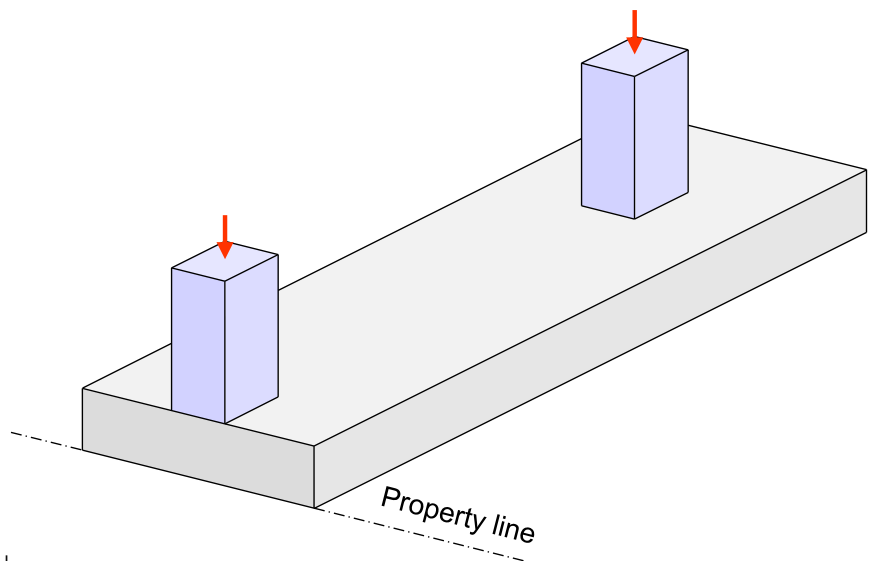
ฐานรากเดี่ยว (Isolated column footing) เป็นฐานรากรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าหรือสี่เหลี่ยมจัตุรัส รับน้ำหนักจากเสาหนึ่งต้น ขนาดพื้นที่ฐานรากขึ้นกับน้ำหนักบรรทุกและแรงดันดินที่ยอมให้ เป็นรูปแบบที่ใช้กันมากที่สุดในกรณีที่เสาอยู่ค่อนข้างห่างกัน โดยทั่วไปจะเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส การตัด

จะเกิดขึ้นในสองทิศทาง ดังนั้นจึงต้องมีการเสริมเหล็กในทั้งสองทิศทาง ถ้ามีพื้นที่เพียงพอฐานรากเดี่ยวมักถูกใช้เสมอเมื่อใดก็ตามที่มีโอกาสเพื่อลดโมเมนต์ดัด

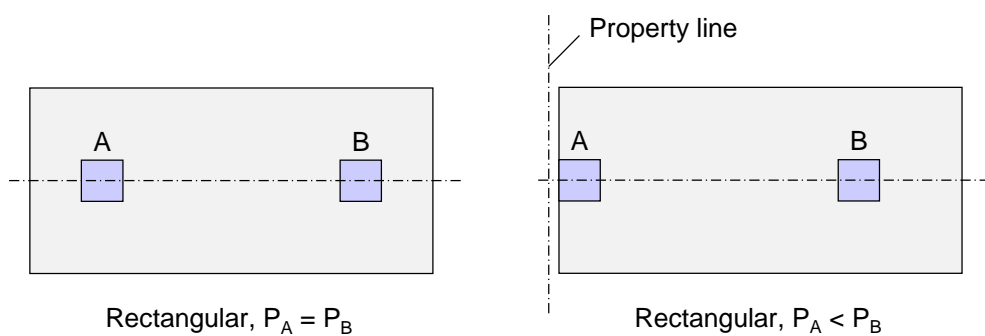


รูปที่ 13.4 ฐานรากเดี่ยว

ฐานรากร่วม (Combined footing) โดยทั่วไปจะรองรับเสาสองต้น เนื่องจากเสาอยู่ใกล้กันเกินไปหรือเสาอยู่ชิดเส้นแนวเขตที่ดินดังในรูปที่ 13.5(ก) โดยจัดให้ศูนย์กลางน้ำหนักบรรทุกที่ถ่ายลงมาตรงกับศูนย์กลางพื้นที่ฐานรากเพื่อให้แรงดันดินใต้ฐานรากคงที่ บางครั้งจึงเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมูดังในรูปที่ 13.5(ค) ถ้าเสาอยู่ห่างกันก็อาจใช้คานเชื่อมดังในรูปที่ 13.5(ง)

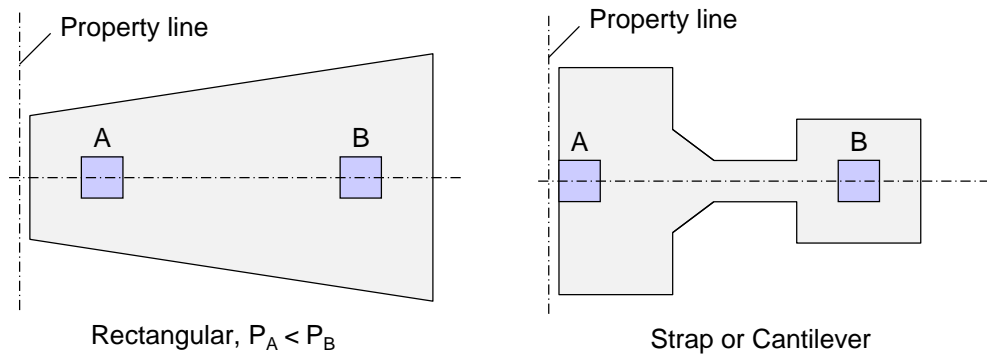


(ก) ฐานรากร่วม



(ข) ฐานรากร่วมรับน้ำหนักเท่ากัน

(ค) ฐานรากร่วมชิดแนวเขตที่ดิน



(ค) ฐานรากร่วมรูปสี่เหลี่ยมคางหมู

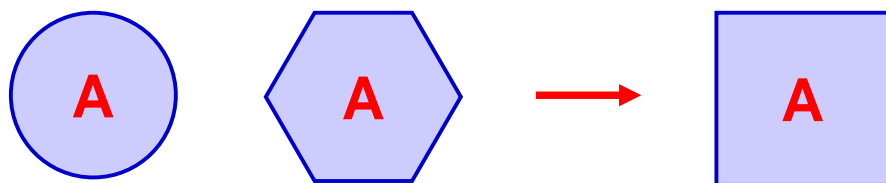
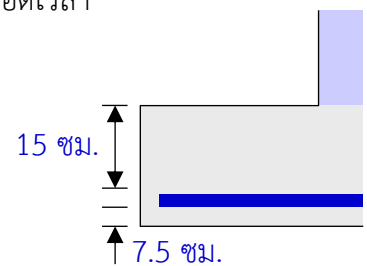
(ง) ฐานรากร่วมใช้คานเชื่อม

รูปที่ 13.5 ฐานรากร่วม

ข้อกำหนดในการออกแบบฐานราก

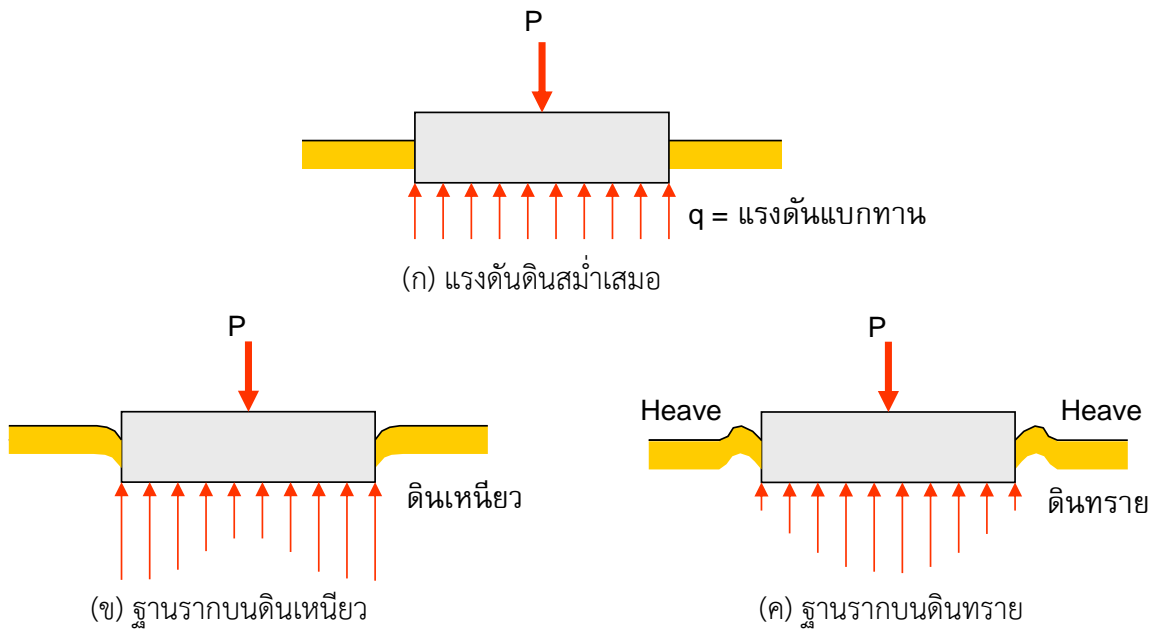
ว.ส.ท.

- ▶ ฐานรากคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งผิวคอนกรีตสัมผัสผิวดินตลอดเวลา
ดังนั้นใช้ระยะหุ้มคอนกรีตต่ำสุด 7.5 ซม.
- ▶ ความลึกของฐานรากเนื้อเหล็กเสริมล่าง:
ต้องไม่น้อยกว่า 15 ซม. สำหรับฐานรากวางบนดิน และ
ต้องไม่น้อยกว่า 30 ซม. สำหรับฐานรากวางบนเสาเข็ม
- ▶ เสาตอม่อรูปกลมหรือรูปหลายเหลี่ยม อาจคิดเสมือนเสาหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสซึ่งมีพื้นที่
เท่ากัน เพื่อใช้ในการกำหนดหน้าตัดวิกฤตของโมเมนต์ แรงเฉือน และการฝังยึดของเหล็กเสริม



แรงดันดินใต้ฐานราก

แรงดันดินหรือแรงดันแบกทาน (Bearing pressure) ภายใต้ฐานรากหาได้โดยสมมุติให้ฐานรากเป็นองค์อาคารที่แข็ง และดินใต้ฐานรากโดยตรงเป็นวัสดุเนื้อเดียวที่มีความยืดหยุ่น (Homogeneous elastic material) ที่ถูกตัดขาดจากดินโดยรอบ เนื่องจากแรงดันในดินถูกสมมุติให้แปรผันโดยตรงกับการเสียรูปทรงของดิน แรงดันใต้ฐานรากที่ถูกน้ำหนักบรรทุกทุกตามแนวแกนจึงถูกสมมุติให้แผ่สม่ำเสมอเพราะดินถูกอัดอย่างสม่ำเสมอ ดังรูปที่ 13.6(ก)

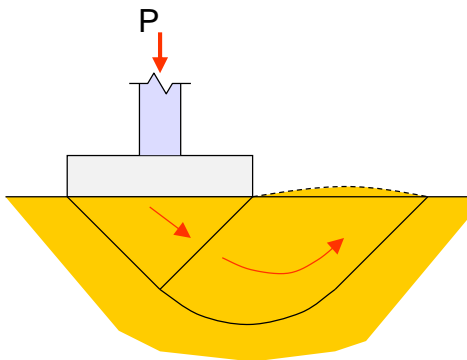


รูปที่ 13.6 แรงดันดินใต้ฐานราก

แต่ในความเป็นจริงแล้วการกระจายแรงดันใต้ฐานรากไม่สม่ำเสมอขึ้นกับ (1) ความอ่อนดัด (flexibility) (2) ความลึกของฐานรากจากผิวดิน และ (3) ชนิดของดิน ตัวอย่างเช่นการทรุดตัวของฐานรากในดินที่ไม่มีความเหนียวเช่น ทราย หรือหิน จะทำให้เกิดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ขอบฐานราก สำหรับฐานรากที่อยู่ใกล้ผิวดินซึ่งมีผิวดินบางๆคลุมอยู่จะมีแรงต้านทานไม่ให้ดินหนีออกจากฐานเล็กน้อย การสูญเสียดินรองรับที่ขอบทำให้แรงดันแบกทานลดลง ดังนั้นการกระจายแรงดันจึงเป็นรูปพาราโบลาโค้งดังในรูปที่ 13.6(ข) ถ้าฐานรากอยู่ลึกเพียงพอแรงดันดินจะสม่ำเสมอมากขึ้นเนื่องจากน้ำหนักดินถมมีมากจนสามารถป้องกันการเคลื่อนตัวออกด้านข้างของดินใต้ฐานรากได้

ถ้าฐานรากตั้งอยู่บนดินเหนียว การทรุดตัวอย่างสม่ำเสมอของฐานรากจะทำให้เกิดการกระจายแรงดันดังในรูปที่ 13.6(ค) ในดินเหนียวหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในดินโดยรอบฐานรากจะทำให้เกิดการรองรับในแนวตั้งเพิ่มเติม แรงดันที่ขอบจึงมีมากขึ้น แม้ว่าแรงดันที่แท้จริงใต้ฐานรากจะไม่สม่ำเสมอก็ตาม ในการออกแบบฐานรากรับแรงตามแนวแกนจะสมมติให้แรงดันกระจายสม่ำเสมอไม่ว่าจะเป็นดินชนิดใดทั้งนี้ก็เพื่อความสะดวกในการวิเคราะห์

$$q_a = \frac{q_u}{F.S.} \quad (13.1)$$



รูปที่ 13.7 การวิบัติแบกทานของฐานราก

เมื่อ q_u คือหน่วยแรงที่ทำให้ฐานรากวิบัติและ F.S. คือตัวคูณความปลอดภัย (Factor of safety) ประมาณ 2.5 ถึง 3 ตามหลักทางวิศวกรรมธรณีเทคนิค

q_a คือหน่วยแรงของน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน ถ้าออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงใช้งานก็จะนำไปใช้ได้ทันที แต่ถ้าใช้วิธีกำลังจะต้องมีขั้นตอนในการคำนวณเพิ่มขึ้นซึ่งจะได้กล่าวถึงต่อไป

การวิบัติของฐานรากเดี่ยวจะเกิดขึ้นได้สามกรณีคือ (1) การวิบัติแบบแบกทาน (รูปที่ 13.7) โดยดินใต้ฐานรากจะเคลื่อนออกจากใต้ฐานราก (2) การวิบัติต่อการใช้งานโดยมีผลต่างการทรุดตัว (Differential settlement) มากเกินไปและ (3) การทรุดตัวทั้งหมดมากเกินไป การวิบัติในรูปแบบแรกถูกควบคุมได้โดยการจำกัดหน่วยแรงรับน้ำหนักบรรทุกใต้ฐานรากไม่ให้เกินค่าที่ยอมให้

การกำหนดขนาดฐานราก

ขนาดของฐานรากพิจารณาจากน้ำหนักบรรทุกทุกในสภาวะใช้งาน (Service Load) และแรงดันดินที่ยอมให้ซึ่งจะต่างจากคำนวณออกแบบโดยวิธีกำลังซึ่งจะใช้น้ำหนักบรรทุกประลัย ทั้งนี้เนื่องจากค่าอัตราส่วนความปลอดภัยในการออกแบบโครงสร้างและการออกแบบกำลังของดินต่างกัน

หน่วยแรงแบกทานที่ยอมให้หาตามหลักของปฏิพิทศาสตร์บนพื้นฐานของการทดสอบคุณสมบัติของดิน หน่วยแบกทานที่ยอมให้ q_a ภายใต้น้ำหนักบรรทุกใช้งานโดยปกติจะใช้อัตราส่วนความปลอดภัย 2.5 ถึง 3.0 ของหน่วยแรงแบกทานที่ทำให้การทรุดตัวถึงขีดจำกัด ตาม พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 ถ้าไม่มีผลทดสอบดินก็ให้ใช้กำลังแบกทานซึ่งจำแนกตามชนิดของดินดังนี้

ตารางที่ 13.1 กำลังแบกทานของดิน ตาม พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522

ประเภทดิน	กำลังแบกทาน (ตัน/ตร.ม.)
ดินอ่อนหรือถมดินไว้แน่นเต็มที่	2
ดินปานกลางหรือทรายร่วน	5
ดินแน่นหรือทรายหยาบ	10
กรวดหรือดินดาน	20
หินดินดาน	25
หินปูนหรือหินทราย	30
หินอัคนีที่ยังไม่แปรสภาพ	100

สำหรับฐานรากรับน้ำหนักตรงศูนย์ (รูปที่ 13.8) พื้นที่ฐานรากที่ต้องการคือ

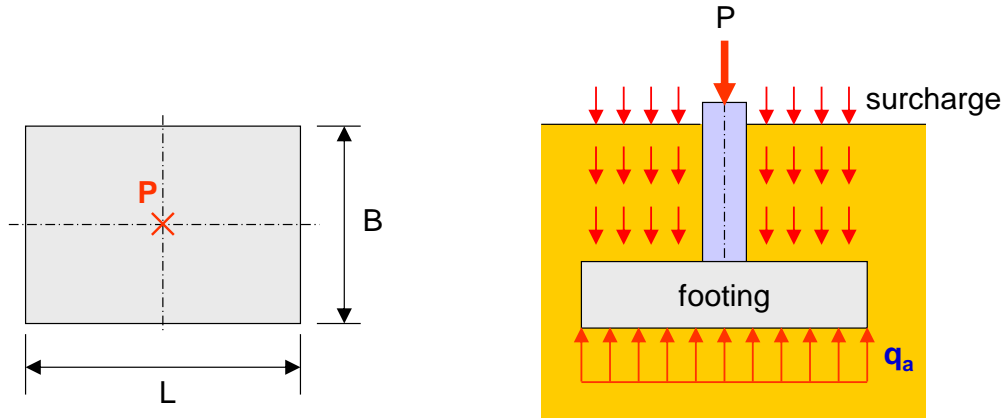
$$A_{\text{req}} = \frac{D(\text{structure, footing, surcharge}) + L}{q_a} \quad (13.2)$$

เมื่อ D และ L คือน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร

ในมาตรฐานอาคารส่วนใหญ่รวมทั้ง International Building Code (IBC) จะยอมให้เพิ่มแรงดันดินที่ยอมให้ขึ้นได้อีก 33% เมื่อคิดรวมผลของแรงลม W หรือ แผ่นดินไหว E

$$A_{req} = \frac{D + L + \omega W}{1.33q_a} \quad \text{หรือ} \quad A_{req} = \frac{D + L + E/1.4}{1.33q_a} \quad (13.3)$$

เมื่อ $\omega = 1.3$ ถ้าคำนวณแรงลมตาม ASCE/SEI 7 และ 1.0 เมื่อเป็นอย่างอื่น ตัวหาร 1.4 ของ E ใช้เมื่อตัวคูณน้ำหนักบรรทุกทุก 1.0 ใช้สำหรับแรงแผ่นดินไหวในการออกแบบกำลัง



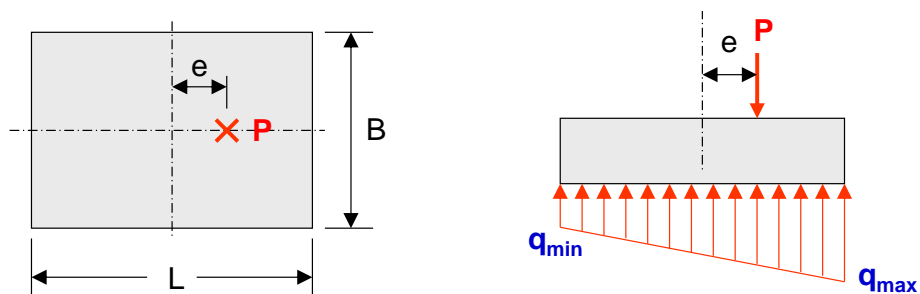
รูปที่ 13.8 การพิจารณาขนาดฐานรากตรงศูนย์

พื้นที่ฐานรากที่ต้องการ A_{req} คือค่าที่มากกว่าจากสมการ (13.2) และ (13.3) น้ำหนักบรรทุกที่ใช้คือน้ำหนักบรรทุกในเสาที่สะสมกันลงมาจนถึงระดับตอม่อซึ่งจะต้องรวมน้ำหนักของฐานรากและน้ำหนักทับบนฐานราก (Surcharge)

แรงลมและแผ่นดินไหวซึ่งเป็นแรงกระทำด้านข้างจะทำให้เกิดการพลิกคว่ำ ในการตรวจสอบเสถียรภาพน้ำหนักบรรทุกคงที่ที่ใช้ด้านการพลิกคว่ำควรคูณด้วย 0.9 อัตราส่วนความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำจะต้องไม่น้อยกว่า 1.5

ฐานารับน้ำหนักเยื้องศูนย์

ฐานารับน้ำหนักเยื้องศูนย์เมื่อตำแหน่งเสาไม่ตรงกับศูนย์กลางพื้นที่ฐาน หรือเสาส่งผ่านโมเมนต์ดัดลงสู่ฐานราก ซึ่งจะทำให้มีทั้งแรงแนวตั้ง P และโมเมนต์ดัด M ทำให้แรงดันแบกทานกระจายเป็นเส้นตรงเอียง



รูปที่ 13.9 ฐานารับน้ำหนักเยื้องศูนย์

ถ้าระยะเยื้องศูนย์ $e = M/P$ ไม่เกินระยะเคิร์น k แรงดันใต้ฐานจะคำนวณได้จากสูตร

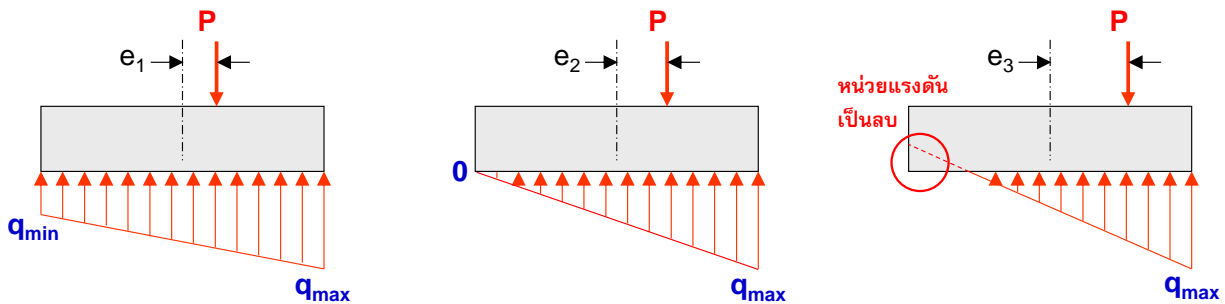
$$q_{\max/\min} = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I} \quad (13.4)$$

สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง B ยาว L ระยะ $c = L/2$ และโมเมนต์อินเนอร์เซีย $I = BL^3/12$

$$q_{\min} = \frac{P}{A} - \frac{Mc}{I} = \frac{P}{BL} - \frac{6M}{BL^2} \geq 0 \quad (13.5ก)$$

$$q_{\max} = \frac{P}{A} + \frac{Mc}{I} = \frac{P}{BL} + \frac{6M}{BL^2} \leq q_a \quad (13.5ข)$$

เป็นกรณีที่มีหน่วยแรงแบกทานเต็มพื้นที่ฐานรากดังในรูปที่ 13.9 พื้นที่ฐานรากหาโดยจำกัดหน่วยแรงแบกทาน $q_{\max} \leq q_a$ แต่ถ้าระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่ามาก หน่วยแรงแบกทาน q_{\min} จะมีค่าลดลงจนติดลบดังในรูปที่ 13.10 แต่เนื่องจากผิวสัมผัสระหว่างฐานรากและดินไม่สามารถส่งผ่านแรงดึงได้สมการ (13.4) จึงใช้ไม่ได้เพราะแรงดันใต้ฐานเป็นรูปสามเหลี่ยมไม่เต็มพื้นที่

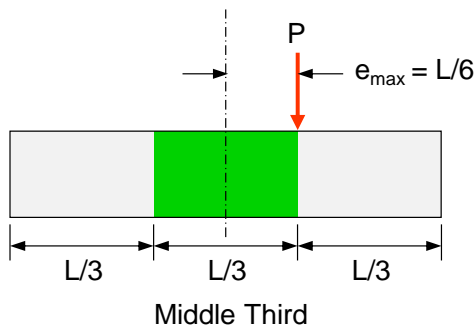


รูปที่ 13.10 แรงดันใต้ฐานรากที่ระยะเยื้องศูนย์กลาง $e_1 < e_2 < e_3$

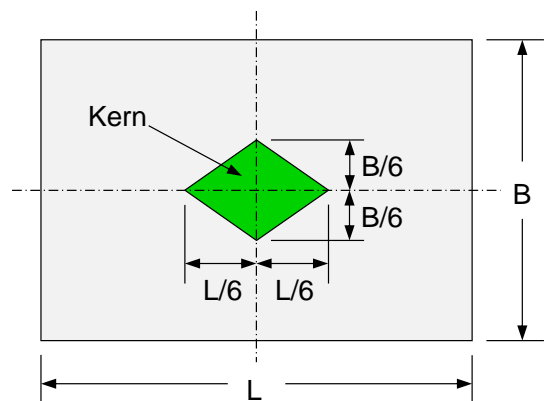
จากในรูปที่ 13.10 ระยะ e_2 คือระยะเยื้องศูนย์กลางมากที่สุด e_{\max} ที่ยังคงมีแรงดันใต้ฐานเต็มฐานรากซึ่งจะได้ฐานรากที่มีเสถียรภาพต่อการพลิกคว่ำ แทนค่า $q_{\min} = 0$ ลงในสมการ (13.15ก)

$$q_{\min} = \frac{P}{BL} - \frac{6Pe_{\max}}{BL^2} = 0 \rightarrow e_{\max} = L/6 \quad (13.6)$$

e_{\max} เรียกอีกอย่างว่า ระยะเคิร์น (Kern distance) ถ้าพิจารณาเป็นช่วงที่จะเยื้องศูนย์กลางได้ทั้งสองข้าง จะได้โดยแบ่งฐานรากออกเป็นสามส่วนดังในรูปที่ 13.11(ก) ถ้าน้ำหนักบรรทุกทุกอยู่ภายในช่วงหนึ่งในสามกลาง (Middle third strip) และถ้าพิจารณาทั้งสองทิศทางในแปลนฐานรากจะได้ พื้นที่เคิร์น (Kern) ดังในรูป 13.11(ข)



(ก) ช่วงหนึ่งในสามกลาง



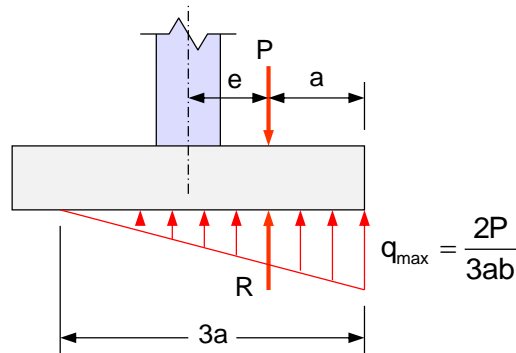
(ข) พื้นที่เคิร์น

รูปที่ 13.11 ช่วงขอบเขตการเยื้องศูนย์กลาง

ถ้าระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่ามากและหน่วยแรงวตั้งจากการตัดมีค่ามากกว่าหน่วยแรงโดยตรง การกระจายของแรงดันก็จะเป็นรูปสามเหลี่ยมในบางส่วนของฐานราก แรงดันมากที่สุดจะหาได้จากการที่ศูนย์กลางของแรงดันจะอยู่ตรงกับน้ำหนักบรรทุกที่มากที่สุด ขนาดของฐานราก และระยะเยื้องศูนย์กลาง จะทำให้คำนวณระยะที่ต้องการระหว่างน้ำหนักบรรทุกถึงขอบได้ (ระยะ a ในรูปที่ 13.12) ความยาวสามเหลี่ยมแรงดันจะเท่ากับ $3a$ เมื่อพิจารณาสมดุลในแนวตั้งระหว่างแรงดันดินและน้ำหนักบรรทุก จะได้ว่า

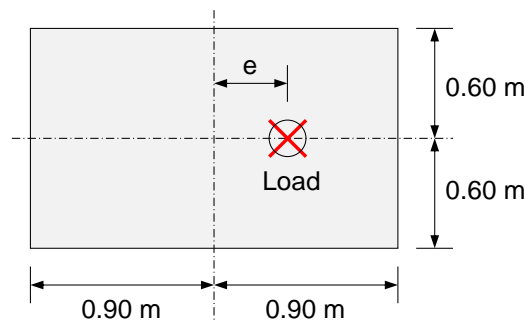
$$\frac{q_{\max}}{2} \times 3ab = P$$

แรงดันมากที่สุด $q_{\max} = \frac{2P}{3ab}$ เมื่อ $a = h/2 - e$ (13.7)



รูปที่ 13.12 แรงดันใต้ฐานรากรับน้ำหนักเยื้องศูนย์กลางมาก

ตัวอย่างที่ 13.1 จากรูปที่ 13.13 ถ้าฐานรากมีขนาด 1.8×1.2 ม. รับน้ำหนักบรรทุก 80 ตันกระทำที่ระยะ 0.15 ม. จากศูนย์กลางในแนวราบ จงพิจารณาแรงดันดินใต้ฐานราก คำนวณซ้ำอีกครั้งสำหรับระยะเยื้องศูนย์กลางเท่ากับ 0.40 ม.



รูปที่ 13.13 ฐานรากในตัวอย่างที่ 13.1

วิธีทำ สำหรับระยะ $e = 0.15$ ม. $< [1.8/6 = 0.30$ ม.] สามารถรวมหน่วยแรงได้โดยตรง

$$q_{\max} = \frac{80}{1.8 \times 1.2} + \frac{80 \times 0.15 \times 0.9}{1.2 \times 1.8^3 / 12} = 37.0 + 18.5 = 55.5$$

$$= 37.0 + 18.5 = 55.5 \text{ ตัน/ตร.ม.}$$

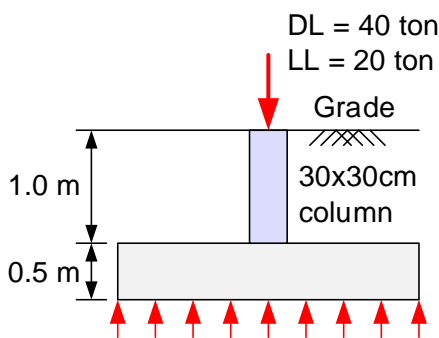
$$q_{\min} = 37.0 - 18.5 = 18.5 \text{ ตัน/ตร.ม.}$$

สำหรับระยะ $e = 0.40$ ม. > 0.30 ม. ไม่สามารถรวมหน่วยแรงได้โดยตรง ต้องใช้สมการ (13.7)

$$a = 0.90 - 0.40 = 0.50 \text{ ม.}$$

$$q_{\max} = \frac{2 \times 80}{3 \times 0.50 \times 1.20} = 88.9 \text{ ตัน/ตร.ม.}$$

ตัวอย่างที่ 13.2 คำนวณแรงดันใต้ฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 2.5×2.5 ม. ในรูปที่ 13.14 หน่วยน้ำหนักดิน $\gamma_s = 2.0$ ตัน/ลบ.ม. และคอนกรีต $\gamma_c = 2.4$ ตัน/ลบ.ม.



วิธีทำ น้ำหนักบรรทุกทั้งหมดบนฐานราก

$$\text{น้ำหนักฐานราก} = (2.5^2)(0.5)(2.4) = 7.5 \text{ ตัน}$$

$$\text{น้ำหนักเสา} = (.3^2)(1.0)(2.4) = 0.2 \text{ ตัน}$$

$$\text{น้ำหนักดิน} = (1.0)(2.5^2 - 0.3^2)(2.0) = 12.3 \text{ ตัน}$$

$$\text{น้ำหนักบรรทุก} = 40 + 20 = 60 \text{ ตัน}$$

$$\text{น้ำหนักรวมทั้งหมด} = 80 \text{ ตัน}$$

รูปที่ 13.14 ฐานรากในตัวอย่างที่ 13.2

$$\text{แรงดันดินใต้ฐาน} \quad q = \frac{80}{2.5^2} = 12.8 \text{ ตัน/ตร.ม.}$$

ตัวอย่างที่ 13.3 : ขนาดฐานรากรับแรงตรงศูนย์กลาง เสารับน้ำหนักบรรทุกประลัย $P_u = 180$ ตัน รองรับโดยฐานรากแบบแผ่รูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส แรงดันดินที่ยอมให้ 10 ตัน/ตร.ม.

วิธีทำ ในการคำนวณขนาดพื้นที่ฐานรากนั้นจะใช้น้ำหนักบรรทุกใช้งานในการคำนวณ แต่ในทางปฏิบัติแล้วถ้าทำการคำนวณออกแบบโดยใช้วิธีกำลังน้ำหนักบรรทุกมักถูกสะสมรวมกันลงมาเป็นน้ำหนักบรรทุกประลัย ซึ่งเราอาจประมาณน้ำหนักบรรทุกใช้งานจากน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยการหารด้วยตัวคูณระหว่าง 1.4 – 1.7 ในที่นี้ใช้ 1.5

$$\text{น้ำหนักบรรทุกใช้งาน} \quad P_a = P_u / 1.5 = 180 / 1.5 = 120 \text{ ตัน}$$

ส่วนแรงดันดินสุทธินั้นคำนวณได้โดยหักแรงดันดินลงเนื่องจากน้ำหนักฐานรากส่วนที่เกินจากน้ำหนักดิน ซึ่งถ้าไม่สะดวกในการคำนวณก็อาจละเลยได้เนื่องจากหน่วยแรงดันดินที่ยอมให้ขึ้นเพื่อความปลอดภัยไว้มากคือ 2.5 – 3 ไว้แล้ว

$$\text{พื้นที่ฐานรากที่ต้องการ} \quad A = P_a / q_a = 120 / 10 = 12 \text{ ตร.ม.}$$

ตัวอย่างที่ 13.4 : ขนาดฐานรากรับแรงเยื้องศูนย์กลาง

เสารับน้ำหนักบรรทุกประลัย $P_u = 180$ ตัน ระยะเยื้องศูนย์กลาง $e = 12$ ซม. รองรับโดยฐานรากแบบแผ่รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า แรงดันดินที่ยอมให้ 10 ตัน/ตร.ม.

วิธีทำ ขนาดฐานรากรับแรงเยื้องศูนย์กลางจะพิจารณาให้ได้ขนาดฐานรากเล็กที่สุดโดยหน่วยแรงดันแรงดันใต้ฐานรากมากที่สุดมีค่าไม่เกินหน่วยแรงดันดินที่ยอมให้

น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน $P_a = P_u / 1.5 = 180 / 1.5 = 120$ ตัน

ระยะเยื้องศูนย์กลาง $e = 12$ ซม.

ลองฐานรากขนาด กว้าง 3.5 ม. × ยาว 4.5 ม., พื้นที่ = 15.75 ตร.ม.

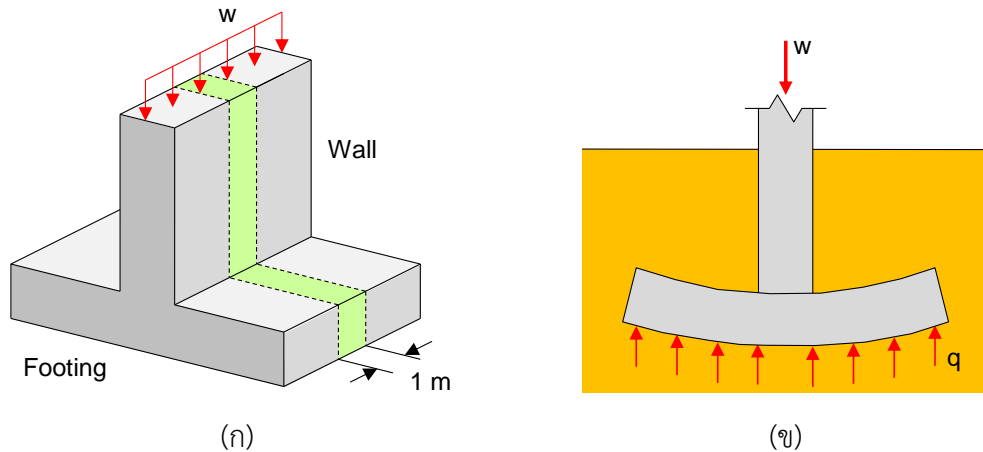
หน่วยแรงใต้ฐานรากเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานเยื้องศูนย์กลางคือ

$$p = \frac{P}{A} \pm \frac{P \times e}{I/c} = \frac{120}{15.75} \pm \frac{120 \times 0.12 \times 6}{3.5 \times 4.5^2}, \quad \text{เมื่อ } \frac{I}{c} = \frac{bh^2}{6}$$

$$= 7.62 \pm 1.22 = 8.84 \text{ ตัน/ตร.ม. (C) และ } 6.4 \text{ ตัน/ตร.ม. (C) } < 10 \text{ ตัน/ตร.ม. OK}$$

ฐานารากรับผนัง

ถ้าแรงดันดินใต้ฐานรากสม่ำเสมอส่วนของฐานรากที่ยื่นออกมาจากผิวผนังจะกลายเป็นคานยื่น และถูกดัดขึ้นดังในรูปที่ 13.15(ข) เมื่อผนังรองรับน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอ ทุกหน้าตัดบนความยาวผนังจะมีพฤติกรรมเหมือนกัน ดังนั้นในการออกแบบฐานรากจึงสามารถทำได้โดยใช้แถบกว้าง 1 เมตรตัดในแนวขวางตั้งฉากกับแกนยาวของผนังดังในรูปที่ 13.15(ก)

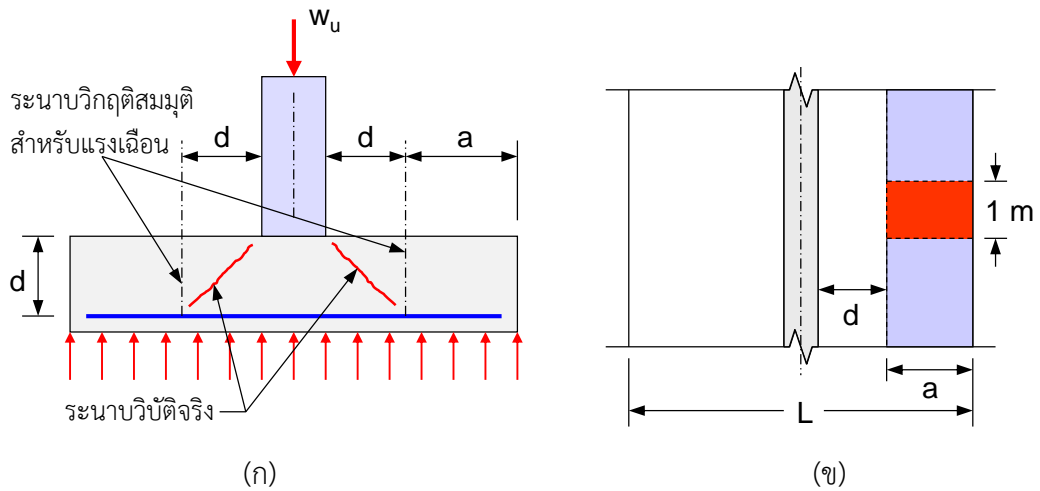


รูปที่ 13.15 ฐานารากรองรับผนัง

ขั้นตอนการออกแบบฐานารากรับผนัง :

1. กำหนดความกว้างของฐานรากที่ต้องการโดยหารน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานทั้งหมดด้วยแรงดันดินที่ยอมรับได้ โดยทั่วไปความกว้างจะถูกปัดเศษขึ้นให้เป็นจำนวนที่หารด้วย 5 ซม. ลงตัว
2. ประมาณความหนาฐานราก ACI กำหนดให้ความลึกของฐานรากเหนือเหล็กเสริมอย่างน้อยที่สุด 15 ซม. สำหรับฐานรากบนดิน และอย่างน้อย 30 ซม. สำหรับฐานรากบนเสาเข็ม
3. เพิ่มน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานโดยใช้ตัวคูณน้ำหนัก และคำนวณแรงดันดินประลัย
4. ตรวจสอบความต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตเพื่อป้องกันการวิบัติแบบคาน-เฉือน (Beam-shear failure) หรือการเฉือนทางเดียว (One-way shear) หน้าตัดวิกฤติจะอยู่ที่ระยะ d จากผิวเสาดังในรูปที่ 13.16 โดยแรงเฉือนที่หน้าตัดวิกฤติจะต้อง

$$V_u \leq \phi V_c = 0.85(0.53)\sqrt{f'_c} b d, \quad b = 100 \text{ ซม.} \quad (13.8)$$



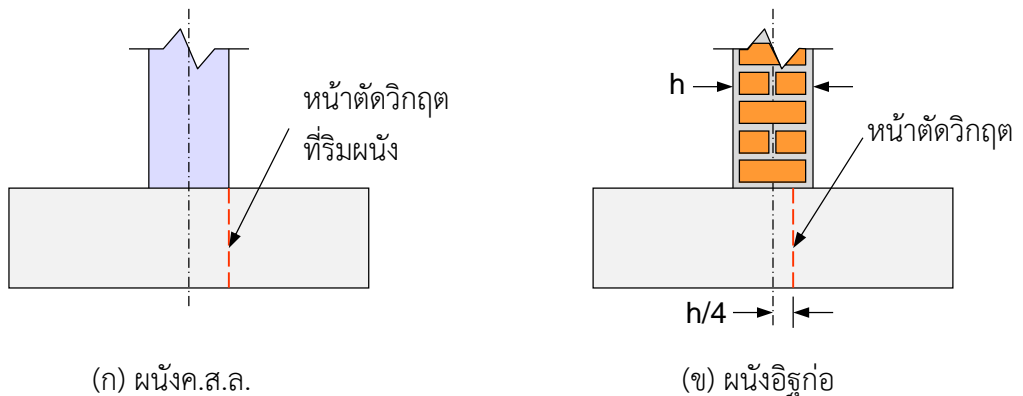
รูปที่ 13.16 หน้าตัดวิกฤติของการเฉือน

เมื่อ V_u คือแรงเฉือนที่เกิดจากแรงดันประลัย q_u ที่กระทำบนส่วนของฐานรากระหว่างหน้าตัดวิกฤติและขอบฐานราก

$$V_u = a (1) q_u \quad (13.9)$$

เมื่อ a คือระยะจากระนาบวิกฤตถึงขอบฐานราก ในส่วนกลางของฐานรากระหว่างหน้าตัดวิกฤติทั้งสอง น้ำหนักบรรทุกจะถูกถ่ายลงดินโดยตรง ถ้าแรงต้านทานไม่เพียงพอจะต้องเพิ่มความหนาของฐานรากจนกว่าจะปลอดภัย

5. คำนวณเหล็กเสริมที่ต้องใช้รับโมเมนต์ดัด ถ้าฐานรากรองรับผนังคอนกรีตหน้าตัดวิกฤติจะอยู่ที่ผิวผนังดังในรูปที่ 13.17(ก) ถ้าฐานรากรองรับผนังอิฐก่อ หน้าตัดวิกฤติจะถูกสมมุติให้อยู่ที่ระยะห่างจากศูนย์กลางผนังมาหนึ่งในสี่ของความหนาผนังดังในรูปที่ 13.17(ข) เนื่องจากความลึกที่ต้องใช้เพื่อรับแรงเฉือนค่อนข้างหนา จึงควรตรวจสอบปริมาณเหล็กน้อยที่สุดเพื่อป้องกันการหดตัวและการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ



รูปที่ 13.17 หน้าตัดวิกฤติการดัดของฐานรากรับผนัง

6. ตรวจสอบระยะยึดรั้งระหว่างหน้าตัดวิกฤติของโมเมนต์และปลายเหล็กว่าเพียงพอหรือไม่

ตัวอย่างที่ 13.5 การออกแบบฐานรากรับผนัง

ผนังคอนกรีตหนา 20 ซม. รองรับน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานคงที่ 13 ตัน/เมตร และน้ำหนักบรรทุกจร 15 ตัน/เมตร แรงดันดินที่ยอมให้ 10 ตัน/ตร.ม. กำหนด $f'_c = 240$ กก./ซม.² $f_y = 4,000$ กก./ซม.²

วิธีทำ

1. ประมาณขนาดฐานรากและแรงดันใต้ฐานราก พิจารณาฐานรากแถบกว้าง 1 เมตร

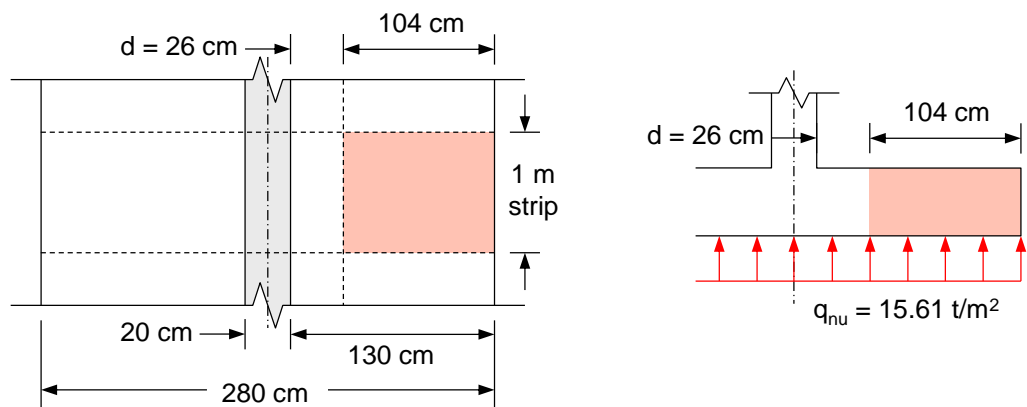
$$\text{ความยาวฐานรากที่ต้องการ} \quad L = \frac{DL+LL}{q_a} = \frac{13+15}{10} = 2.8 \text{ เมตร}$$

ใช้ฐานรากยาว 2.8 เมตร

$$\text{หน่วยแรงดันประลัยใต้ฐานราก} \quad q_{nu} = \frac{P_u}{A} = \frac{1.4(13)+1.7(15)}{(2.8 \times 1.0)} = 15.61 \text{ ตัน/ตร.ม.}$$

2. ตรวจสอบการเฉือน การเฉือนมักจะเป็นปัจจัยที่ควบคุมความหนาฐานราก ในกรณีของฐานรากรับผนังจะตรวจสอบเฉพาะการเฉือนทางเดียวหรือ การเฉือนคาน (Beam shear) หน้าตัดวิกฤตสำหรับตรวจสอบการเฉือนคานจะอยู่ที่ระยะ d จากผิวผนัง ลองใช้ความหนาฐานราก $t = 35$ ซม. ดังนั้น

$$\begin{aligned} \text{ความลึกประสิทธิผล:} \quad d &= 35 \text{ ซม.} - 8 \text{ ซม. ระยะหุ้ม} - \frac{1}{2} \text{ เส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริม} \\ &\cong 26 \text{ ซม.} \end{aligned}$$



รูปที่ 13.18 หน้าตัดวิกฤตการเฉือนของฐานรากในตัวอย่างที่ 13.5

พื้นที่รับแรงดันสำหรับการเฉือนและหน้าตัดวิกฤตถูกแสดงในรูปที่ 13.18

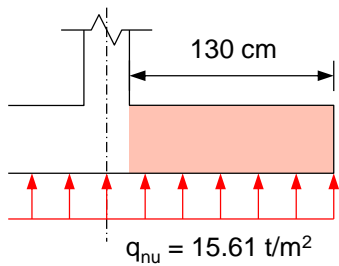
$$\text{แรงเฉือนประลัย:} \quad V_u = 15.61 \times 1.0 \times 1.04 = 16.23 \text{ ตัน}$$

$$\begin{aligned} \text{กำลังเฉือนคอนกรีต:} \quad \phi V_c &= 0.85 \times 0.53 \sqrt{240} \times 100 \times 26 / 1,000 \\ &= 18.15 \text{ ตัน} > V_u \end{aligned}$$

OK

3. ปริมาณเหล็กเสริมรับโมเมนต์

หน้าตัดวิกฤตสำหรับการดัดอยู่ที่ผิวผนังดังแสดงในรูปที่ 13.19



โมเมนต์ประลัย :

$$M_u = \frac{1}{2} \times 15.61 \times 1.3^2 = 13.19 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{13.19 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 26^2} = 21.68 \text{ ก.ก./ ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right) = 0.0057$$

รูปที่ 13.19 หน้าตัดวิกฤตโมเมนต์

ปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องการ $A_s = 0.0057 \times 100 \times 26 = 14.82 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$

ปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุด $\min A_s = 0.0018 \times 100 \times 35 = 6.3 \text{ ซม.}^2/\text{ม.} < A_s$ **OK**

เลือกใช้เหล็ก **DB16 @ 0.13** ($A_s = 2.01 \times 100/13 = 15.46 \text{ ซม.}^2/\text{เมตร}$)

4. **ตรวจสอบระยะฝังยึด** ระยะช่องว่างระหว่างเหล็กเสริมเกิน $2d_b$ และระยะหุ้มเกิน d_b ตั้งขึ้นจากตาราง ก.4 ระยะฝังยึดสำหรับ DB16 ในคอนกรีต 240 ก.ก./ ซม. ² คือ $L_d = 62 \text{ ซม.}$

ระยะจากจุดที่เหล็กเสริมมีหน่วยแรงดึงมากที่สุด(ที่ผิวของผนัง)ถึงปลายเหล็กเสริมคือ

$$130 \text{ ซม.} - 8 \text{ ซม.} = 122 \text{ ซม.} > L_d = 62 \text{ ซม.}$$

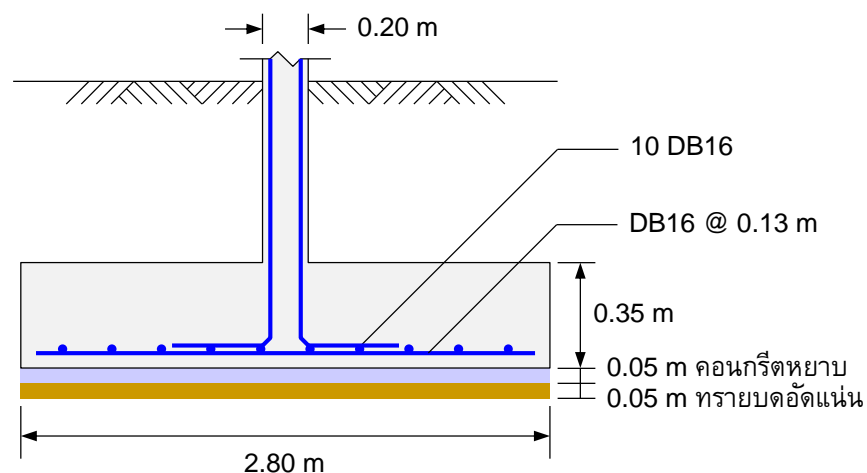
OK

5. **ออกแบบเหล็กเสริมตามยาว** ใช้เหล็กเสริมน้อยที่สุดเพื่อต้านทานการแตกร้าว

$$A_s = 0.0018 b h = 0.0018 \times 280 \times 35 = 17.64 \text{ ซม.}^2$$

เลือกใช้เหล็ก **10DB16** ($A_s = 10 \times 2.01 = 20.10 \text{ ซม.}^2$)

รูปแบบรายละเอียดของขนาดและการเสริมเหล็กในฐานรากเป็นดังแสดงในรูปที่ 13.20

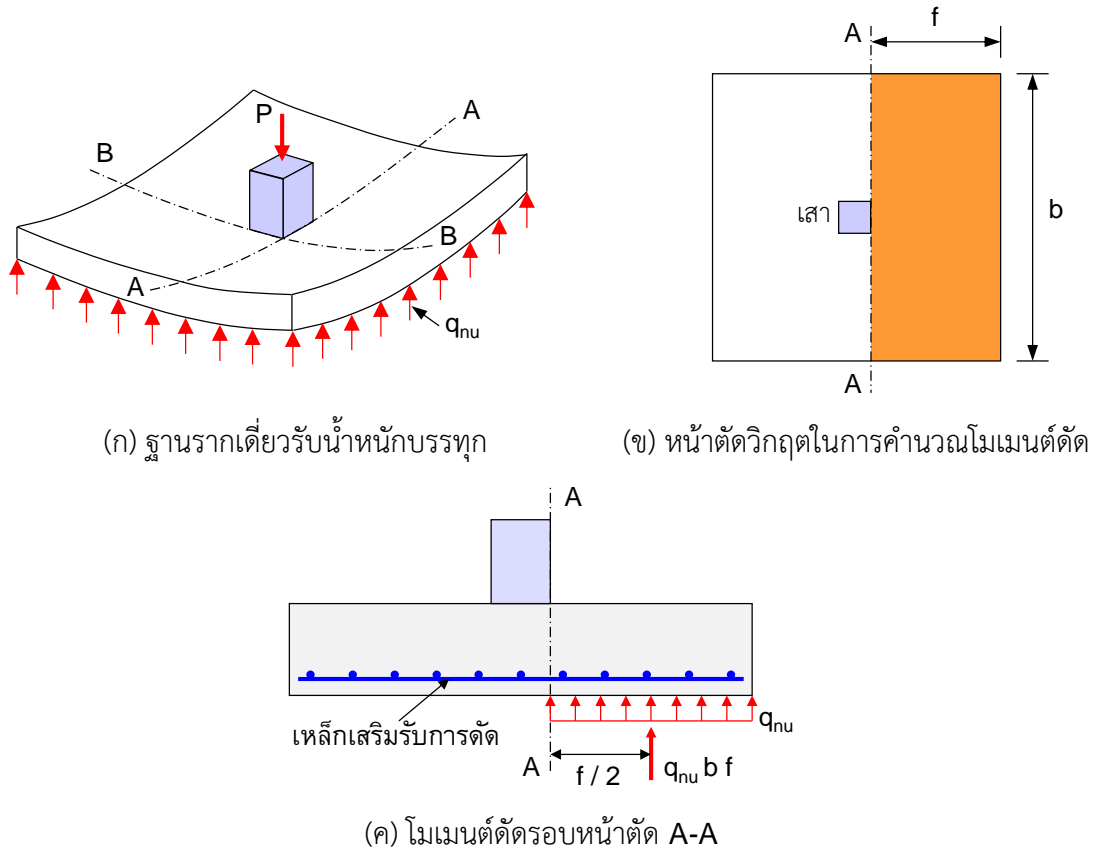


รูปที่ 13.20 รายละเอียดการเสริมเหล็กในฐานรากรองรับผนังในตัวอย่างที่ 13.5

ฐานรากเดี่ยว

ฐานรากเดี่ยวรองรับเสาต้นเดียวโดยน้ำหนักบรรทุกจะถูกถ่ายลงตามแนวแกนจะต้องได้รับการออกแบบสำหรับการเฉือนทะลุ (Punching shear) หรือการเฉือนสองทาง (Two-way shear) การ

เฉือนคาน (Beam shear) หรือการเฉือนทางเดียว(One-way shear) และโมเมนต์ดัด เมื่อฐานรากมีความโค้งสองทิศทางก็ต้องพิจารณาการเฉือนคานและโมเมนต์ในทั้งสองทิศทางนอกเสียจากว่าฐานรากเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส



รูปที่ 13.21 พฤติกรรมการดัดของฐานรากเดี่ยว

การดัดในฐานรากเดี่ยว

ฐานรากเดี่ยวแบบแผ่ดังแสดงในรูปที่ 13.21 แรงดันดินใต้พื้นที่แรงเงาของฐานรากในรูปที่ 13.21(ข) ทำให้เกิดโมเมนต์รอบแกน A-A ที่ผิวหน้าของเสา ดังนั้นจากรูปที่ 13.21(ค) จะได้ค่าโมเมนต์เท่ากับ

$$M_u = (q_{nu} b f) \frac{f}{2} \quad (13.10)$$

เมื่อ $q_{nu} b f$ คือแรงลัพธ์ของแรงดันดินบนพื้นที่แรงเงา และ $f/2$ ระยะจากแรงลัพธ์ถึงหน้าตัด A-A

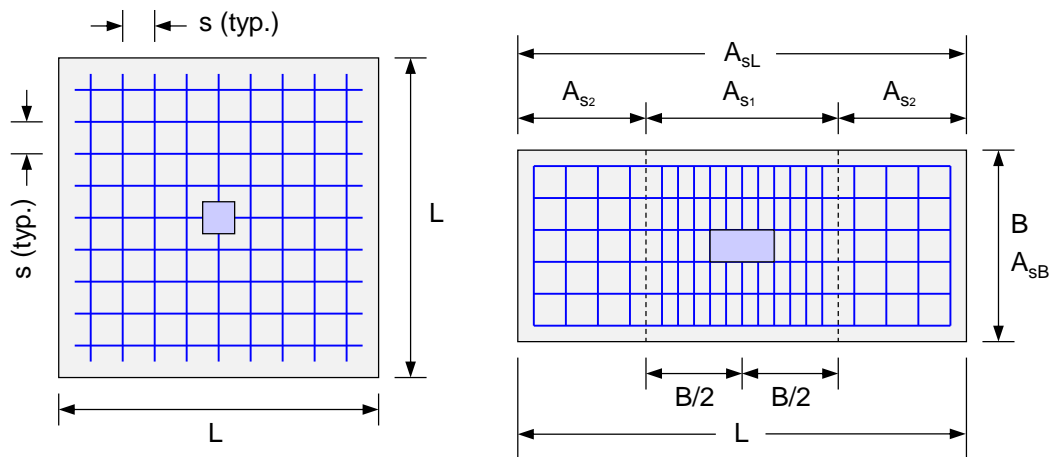
โมเมนต์ที่เกิดขึ้นนี้ต้องถูกต้านทานโดยการเสริมเหล็กดังในรูป 13.21(ค) โมเมนต์มากที่สุดจะเกิดขึ้นที่ตำแหน่งถัดจากผิวเสานหน้าตัด A-A ในทำนองเดียวกันแรงดันดินในส่วนที่อยู่นอกหน้าตัด B-B ก็จะทำให้เกิดโมเมนต์รอบหน้าตัด B-B ซึ่งการต้านทานโมเมนต์ก็ต้องใช้เหล็กเสริมในทิศทางที่ตั้งฉากกับ B-B เหล็กเสริมทั้งหมดจึงอยู่ในรูปของตะแกรง

หน้าตัดวิกฤตสำหรับโมเมนต์มีหลักในการพิจารณาดังนี้

1. สำหรับฐานรากรองรับเสาหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสหรือสี่เหลี่ยมผืนผ้าหรือผนัง จะอยู่ที่ผิวของเสาหรือผนัง

2. สำหรับฐานรากทรงรับเสากลมหรือเสารูปหลายเหลี่ยมด้านเท่า จะอยู่ที่ผิวของเสาสี่เหลี่ยมจัตุรัสเสมือนที่มีพื้นที่เท่ากัน
3. สำหรับฐานรากที่รองรับผนังอิฐก่อ จะอยู่ที่ครึ่งทางระหว่างกึ่งกลางผนังถึงผิวผนัง
4. สำหรับฐานรากทรงรับเสาที่มีแผ่นเหล็กรองใต้เสา จะอยู่ที่ครึ่งทางระหว่างผิวเสาดังของแผ่นรอง

โมเมนต์ต่อหน่วยความยาวจะมีค่าแปรเปลี่ยนไปบนเส้น A-A และ B-B โดยมีค่ามากที่สุดที่ผิวเสา อย่างไรก็ตามเพื่อความสะดวกในการจัดวางเหล็กเสริม ACI จึงกำหนดให้เหล็กเสริมทางยาวกระจายอย่างสม่ำเสมอทั้งความกว้างของฐานรากซึ่งโดยปกติแล้วจะเป็นสี่เหลี่ยมจัตุรัสดังในรูปที่ 13.22(ก) แต่ถ้าฐานรากเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้าการกระจายเหล็กเสริมด้านสั้นจะหนาแน่นในบริเวณใต้ฐานเสาดังในรูปที่ 13.22(ข)



(ก) ฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัส

(ข) ฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า

รูปที่ 13.22 การกระจายเหล็กเสริมในฐานรากเดี่ยว

ในทิศทางสั้นการเสริมเหล็กจะเกาะกลุ่มในแถบกลาง เนื่องจากมีค่าโมเมนต์มากในบริเวณนั้น ความกว้างของแถบกลางจะเท่ากับความยาวของด้านสั้น และอัตราส่วนระหว่างเหล็กเสริมในแถบกลางต่อปริมาณเหล็กทั้งหมดจะเท่ากับ

$$\frac{\text{Steel in middle strip}}{\text{Total steel in long direction}} = \frac{A_{s1}}{A_{sL}} = \frac{2}{\beta + 1} \quad (13.11)$$

เมื่อ $\beta = L/B$ คืออัตราส่วนของด้านยาวต่อด้านสั้น เหล็กเสริมที่เหลือจากแถบกลางคือ $A_{s2} = (A_{sL} - A_{s1})/2$ จะถูกวางให้มีระยะห่างสม่ำเสมอบนด้านข้างดังรูปที่ 13.22(ข)

ปริมาณเหล็กเสริมรับการดัดน้อยที่สุดในแต่ละทิศทาง จะใช้เพื่อป้องกันการแตกร้าวเนื่องจากการหดตัวและอุณหภูมิ สำหรับเหล็ก SD40 ค่า $A_{s,min} = 0.0018bh$ ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมมากที่สุดให้ใช้ค่าที่น้อยกว่าระหว่าง 3 เท่าความหนาฐานรากหรือ 45 ซม.

ระยะฝังยึดของเหล็กเสริม

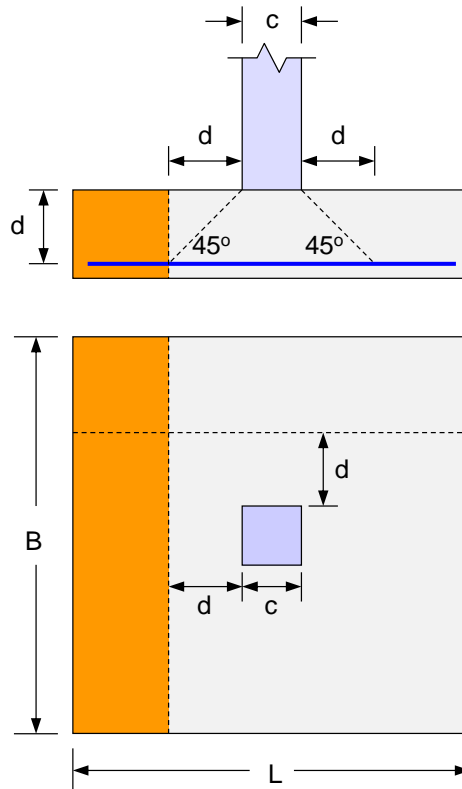
การเสริมเหล็กในฐานรากตั้งอยู่บนสมมติฐานที่ว่าหน่วยแรงในเหล็กจะถึงค่า f_y ที่หน้าตัดรับโมเมนต์มากที่สุดที่ผิวเสา ดังนั้นเหล็กเสริมในแต่ละทิศทางจึงต้องยื่นออกไปไกลพอที่จะให้หน่วยแรงพัฒนาจนถึงค่ามากที่สุดได้ กล่าวอีกนัยหนึ่งก็คือเหล็กเสริมจะต้องยื่นออกไปยาว l_d หรือขอ

การเฉือนทางเดียว (One-way shear)

ฐานรากอาจวิบัติโดยการเฉือนเหมือนคานกว้างเช่นดังในกรณีของฐานรากรองรับผนัง หน้าตัดวิกฤตอยู่ที่ระยะ d จากผิวเสาดังในรูปที่ 13.23 กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd \quad (13.12)$$

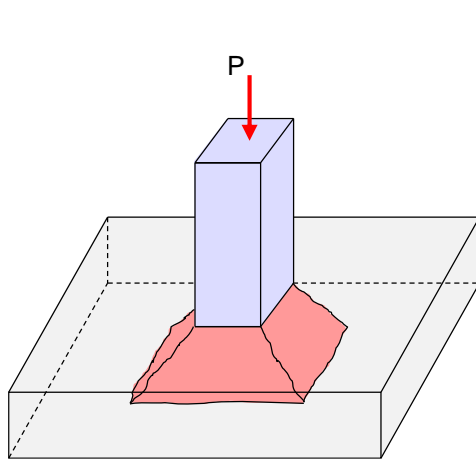
การเสริมเหล็กรับแรงเฉือนมักไม่ค่อยทำกันเนื่องจากจัดวางเหล็กยาก ดังนั้นหากกำลังเฉือนของคอนกรีตไม่พอก็จะเพิ่มความหนาฐานรากเพื่อให้ V_c เพิ่มขึ้นจนเพียงพอคือ $\phi V_c \geq V_u$



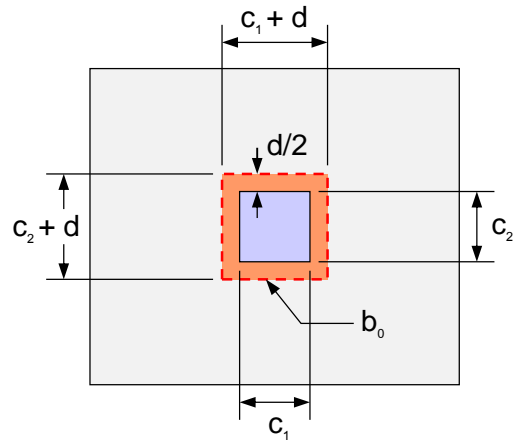
รูปที่ 13.23 การเฉือนทางเดียวในฐานรากเดี่ยว

การเฉือนสองทาง (Two-way shear)

เสาที่ถูกรองรับโดยพื้นดังในรูปที่ 13.24(ก) อาจจะมีทะลุผ่านแผ่นพื้นได้เนื่องจากหน่วยแรงเฉือนในฐานรากโดยรอบเส้นรอบรูปเสา ในเวลาเดียวกันหน่วยแรงอัดจากเสาจะถูกกระจายออกสู่ฐานรากทำให้คอนกรีตที่อยู่เสารับแรงอัดในแนวตั้งหรือเอียงเล็กน้อยนอกจากแรงเฉือน ถ้ามีการวิบัติเกิดขึ้นการแตกร้าวจะเป็นรูปพีระมิดหัวตัด หรือกรวยหัวตัดถ้าเป็นเสากลม โดยมีความลาดเอียงด้านข้างเป็นมุม 45° หน่วยแรงเฉือนโดยเฉลี่ยของคอนกรีตที่วิบัติในลักษณะนี้จะหาได้ที่ระนาบตั้งผ่านฐานรากโดยรอบเสาห่างจากผิวเสาเป็นระยะ $d/2$ ดังในรูปที่ 13.24(ข)



(ก) การเฉือนทะลุในฐานราก



(ข) หน้าตัดวิกฤตของการเฉือนทะลุ

รูปที่ 13.24 หน้าตัดวิกฤตของการเฉือนทะลุ

กำลังเฉือนทะลุของคอนกรีต

ACI กำหนดให้ใช้ค่ากำลังเฉือนสองทาง V_c ในฐานราก โดยเลือกใช้ค่าที่น้อยที่สุดจากสูตรดังต่อไปนี้

$$\text{สูตรทั่วไป} \quad V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (13.13)$$

$$\text{สำหรับเสาที่มีด้านยาวไม่เท่ากัน} \quad V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (13.14)$$

$$\text{ในกรณีที่อัตราส่วน } b_0/d \text{ มีค่ามาก} \quad V_c = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0} \right) \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (13.15)$$

เมื่อ b_0 = ความยาวเส้นรอบรูปที่ระยะ $d/2$ จากผิวเสา

$\beta_c = a/b$ อัตราส่วนระหว่างด้านยาวต่อด้านสั้นของหน้าตัดเสา

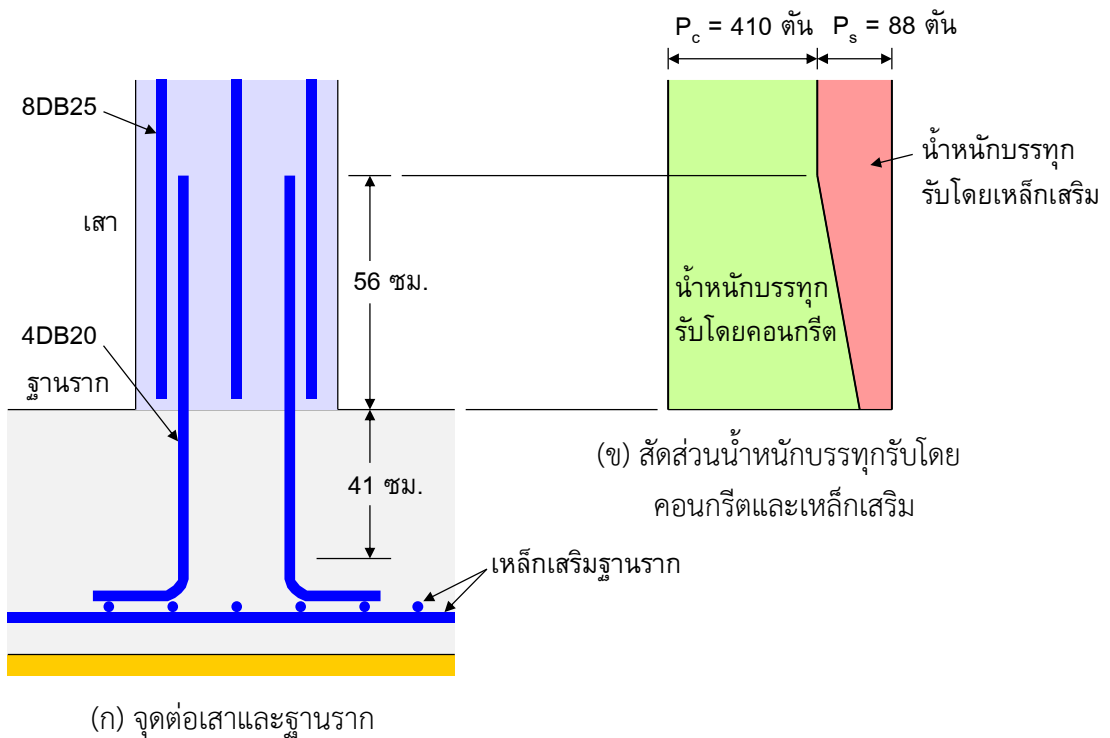
$\alpha_s = 40$ สำหรับเสาภายใน 30 สำหรับเสาต้นริม และ 20 สำหรับเสามุม

ในกรณีส่วนใหญ่แล้วอาจใช้เพียงสูตรทั่วไป (13.13) คำนวณกำลังเฉือนสองทางก็ได้

การถ่ายน้ำหนักบรรทุกจากเสาลงสู่ฐานเสา

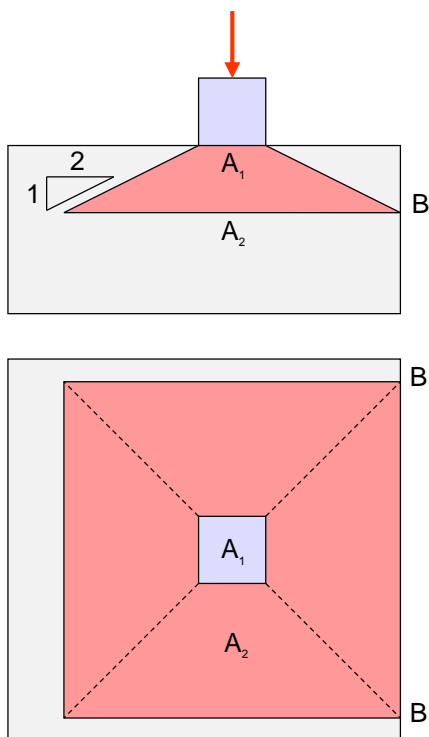
เสาจะถ่ายน้ำหนักกระทำเป็นจุดลงสู่ฐานราก น้ำหนักบรรทุกนี้จะถูกส่งผ่านโดยหน่วยแรงแบกทานในคอนกรีตและหน่วยแรงในเหล็กเสริมบริเวณจุดต่อซึ่งอาจน้อยกว่าเหล็กยื่นในเสา ปริมาณเหล็กน้อยที่สุดคือ 0.005 เท่าของพื้นที่เสา

รูปที่ 13.25 แสดงตัวอย่างของจุดต่อ เสาขนาด 50×50 ซม. $f'_c = 350$ ก.ก./ชม.² และเหล็ก SD40 ขนาด DB25 จำนวน 8 เส้น ถูกรองรับโดยฐานรากทำจากคอนกรีตกำลัง 210 ก.ก./ชม.² ใช้เหล็ก 4DB20 เป็นเหล็กต่อเชื่อมซึ่งยื่นลงไปใ้ฐานรากเท่ากับระยะฝังที่ต้องการสำหรับเหล็กเสริม DB20 รับแรงอัดในคอนกรีต 210 ก.ก./ชม.² (41 ซม.) และยื่นเข้าไปในเสาเท่ากับค่าที่มากกว่าของระยะต่อเหล็ก DB20 รับแรงอัดในคอนกรีต 350 ก.ก./ชม.² ($0.007 \times 4,000 \times 2.0 = 56$ ซม.) และระยะฝังรับแรงอัดของเหล็ก DB25 ในคอนกรีต 350 ก.ก./ชม.² (43 ซม.)



รูปที่ 13.25 จุดต่อเสาและฐานราก

กำลังรับน้ำหนักตามแนวแกนทั้งหมดของเสาคือ $P_u = 498$ ตัน รับโดยเหล็กเสริม 88 ตัน ที่เหล็กรับโดยคอนกรีตดังแสดงในรูปที่ 13.25(ข) ถ้าปริมาณเหล็กต่อเชื่อมมีน้อยกว่าเหล็กยื่นในเสาน้ำหนักบรรทุกที่รับโดยคอนกรีตก็จะเพิ่มขึ้น ในรูปที่ 13.25 เหล็กต่อเชื่อมที่อยู่ในฐานรากจะถูกถอดออกเพื่อให้สามารถรองรับน้ำหนักบรรทุกและยึดติดกับฐานราก แต่การถอดออกมิได้เพิ่มการพัฒนาแรงอัดในเหล็ก จุดต่อจึงอาจวิบัติได้โดยการบดอัดทลายของคอนกรีตที่โคนเสา, ที่ฐานรากใต้เสาหรือระยะทาบบระหว่างเหล็กยื่นในเสาและเหล็กต่อเชื่อม ซึ่งแต่ละกรณีของการวิบัติต้องถูกพิจารณาในการออกแบบ



ACI กำหนดให้กำลังแบกทานของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ

$$\phi(0.85f'_c A_1) \quad (13.16)$$

เมื่อ $\phi = 0.70$ และ A_1 คือพื้นที่รับน้ำหนัก

เมื่อผิวรองรับกว้างกว่าพื้นที่รับน้ำหนัก กำลังแบกทานจะมีค่าเป็น

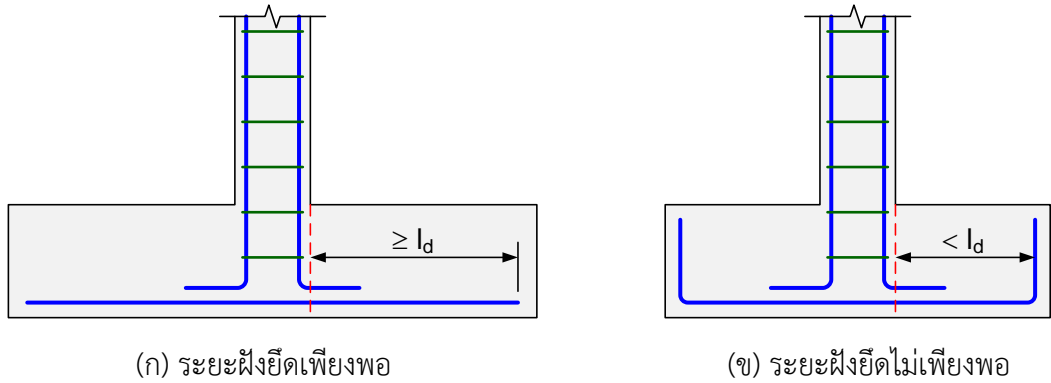
$$\phi(0.85f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2\phi(0.85f'_c A_1) \quad (13.17)$$

เมื่อ A_2 คือพื้นที่ฐานด้านล่างที่ใหญ่ที่สุดของปิรามิดของการถ่ายแรงที่ยังอยู่ในฐานรองรับ ความลาดเอียงของปิรามิดคือ 1 ในแนวตั้งต่อ 2 ในแนวราบดังในรูปที่ 13.26

รูปที่ 13.26 นิยามของพื้นที่ A_1 และ A_2

ความยาวฝังยึด

จะวัดจากหน้าตัดวิกฤตรับโมเมนต์ดัดซึ่งเหล็กเสริมมีแรงดึงสูงสุด ความยาวของเหล็กเสริมจากหน้าตัดวิกฤตจะต้องไม่น้อยกว่าระยะความยาวฝังยึดที่ต้องการเพื่อป้องกันไม่ให้เกิดการวิบัติจากการยึดเหนี่ยวไม่เพียงพอ ถ้าระยะฝังเหล็กไม่เพียงพออาจแก้ไขโดยการรองฉาก หรือปรับลดขนาดเหล็กเสริม แต่เพิ่มจำนวนเพื่อให้ปริมาณเหล็กคงเดิม



รูปที่ 13.27 ระยะฝังยึดเหล็กเสริมในฐานราก

สรุปขั้นตอนการออกแบบฐานรากเดี่ยว

1. เลือกความลึกฐานราก โดยความหนาน้อยที่สุดสำหรับฐานรากบนดินคือ 15 ซม. นับจากเหล็กเสริม และ 30 ซม. สำหรับฐานรากบนเสาเข็ม ระยะหุ้มคอนกรีตต้องไม่น้อยกว่า 8 ซม. ถ้าหล่อคอนกรีตบนดิน ความหนาน้อยที่สุดในทางปฏิบัติคือ 30 ซม.
2. คำนวณพื้นที่ฐานรากที่ต้องการโดยหารน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานทั้งหมดด้วยหน่วยแรงดันดินที่ยอมให้ จากนั้นทำการกำหนดขนาดซึ่งถ้าเป็นไปได้ให้ใช้ฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัส
3. เพิ่มน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานให้เป็นน้ำหนักบรรทุกประลัย และคำนวณแรงดันดินประลัย q_{nu} โดยหารน้ำหนักประลัยด้วยพื้นที่ฐานราก
4. ตรวจสอบการเฉือนทะลุ ถ้าไม่พอให้เพิ่มความหนาของฐานรากจนกว่าจะมีความต้านทานเพียงพอ
5. ตรวจสอบการเฉือนคานในแต่ละทิศทางที่ระยะ d จากผิวเสา เพิ่มความลึกถ้าต้องการกำลังเพิ่ม
6. คำนวณพื้นที่เหล็กรับแรงดัดที่ต้องการในแต่ละทิศทางจากหน้าตัดวิกฤติที่ผิวเสา
7. ตรวจสอบกำลังแบกทานจากเสาที่ถ่ายลงฐานราก ถ้าไม่เพียงพอต้องใช้เหล็กเสริมเพื่อช่วยถ่ายน้ำหนัก
8. ตรวจสอบความยาวยึดรั้งระหว่างหน้าตัดวิกฤติการดัดกับปลายเหล็กว่าเพียงพอหรือไม่

ตัวอย่างที่ 13.6 การออกแบบฐานรากเดี่ยวสี่เหลี่ยมจัตุรัส

จงออกแบบฐานรากเดี่ยวสี่เหลี่ยมจัตุรัสเพื่อรองรับเสาสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 40 ซม. ที่กึ่งกลางฐานราก น้ำหนักบรรทุกทุกคงที่จากเสา 40 ตัน และน้ำหนักบรรทุกทุกจร 30 ตัน แรงดันดินที่ยอมให้ 10 ตัน/ตร.ม. กำหนด $f'_c = 240$ ก.ก./ซม.² $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.² และหน่วยน้ำหนักดิน $\gamma_s = 2.0$ ตัน/ลบ.ม.

วิธีทำ

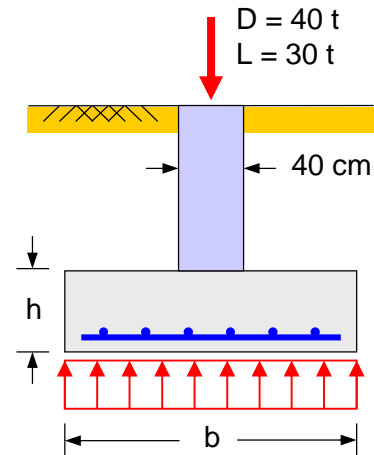
1. เลือกขนาดฐานรากและคำนวณหน่วยแรงดันดินประลัย

พื้นที่ฐานรากที่ต้องการ :

$$A_f = \frac{D+L+W_f}{q_a}$$

ประมาณน้ำหนักฐานราก $W_f = 10\%$:

$$A_f = \frac{(40+30) \times 1.1}{10} = 7.7 \text{ ตร.ม.}$$



เลือกฐานรากขนาด **2.8×2.8 ม.** พื้นที่ **7.84 ตร.ม.** รูปที่ 13.28 ฐานรากในตัวอย่างที่ 13.6

ลองใช้ความหนาฐานราก $h = 40$ ซม. $\rightarrow d = 32$ ซม.

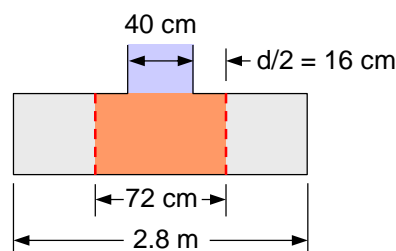
น้ำหนักฐานราก $W = 0.4 \times 2.8^2 \times 2.4 = 7.53$ ตัน

แรงดันดิน $q = (40 + 30 + 7.53)/2.8^2 = 9.89$ ตัน/ตร.ม. $< [q_a = 10 \text{ ตัน/ตร.ม.}]$ **OK**

หน่วยแรงดันดินประลัย :

$$q_u = (1.4 \times 40 + 1.7 \times 30) / 2.8^2 = 13.65 \text{ ตัน/ตร.ม.}$$

2. ตรวจสอบการเฉือนทะลุที่หน้าตัดวิกฤตระยะ $d/2 = 16$ ซม. จากขอบตอม่อ



แรงเฉือนประลัยที่หน้าตัดวิกฤต :

$$V_u = 13.65(2.8^2 - 0.72^2) = 99.9 \text{ ตัน}$$

เส้นรอบรูปหน้าตัดวิกฤต :

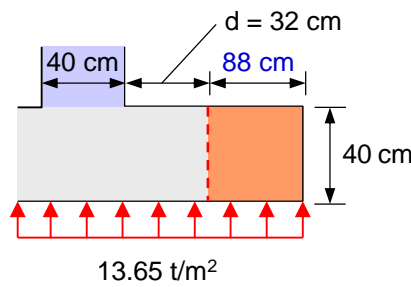
$$b_o = 4 \times 72 = 288 \text{ ซม.}$$

รูปที่ 13.29 การเฉือนทะลุในตัวอย่าง 13.6

กำลังเฉือนคอนกรีต :

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \sqrt{240} \times 288 \times 32 / 10^3 = 128.6 \text{ ตัน} > [V_u = 99.9 \text{ ตัน}] \text{ **OK**}$$

3. ตรวจสอบการเฉือนคานที่หน้าตัดวิกฤตระยะ $d = 32$ ซม. จากขอบตอม่อ



รูปที่ 13.30 การเฉือนคานในตัวอย่าง 13.6

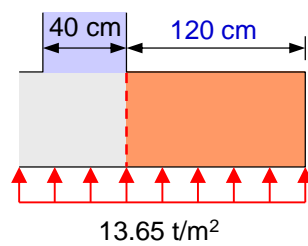
แรงเฉือนประลัยที่หน้าตัดวิกฤต :

$$V_u = 13.65 \times 0.88 \times 2.8 = 33.6 \text{ ตัน}$$

กำลังเฉือนคอนกรีต :

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{240} \times 280 \times 32 / 10^3 = 62.5 \text{ ตัน} > V_u \quad \text{OK}$$

4. ออกแบบเหล็กเสริมรับโมเมนต์ดัด หน้าตัดวิกฤตสำหรับการดัดอยู่ที่ผิวเสาดังแสดงในรูปข้างล่าง



รูปที่ 13.31 โมเมนต์ดัดในตัวอย่าง 13.6

โมเมนต์ประลัยที่หน้าตัดวิกฤต :

$$M_u = 13.65 \times 2.8 \times 1.2^2 / 2 = 27.5 \text{ ตัน}$$

$$R_n = \frac{27.5 \times 10^5}{0.9 \times 280 \times 32^2} = 10.66 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right) = 0.0027$$

ปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องการ : $A_s = 0.0027 \times 280 \times 32 = 24.2 \text{ ซม.}^2$

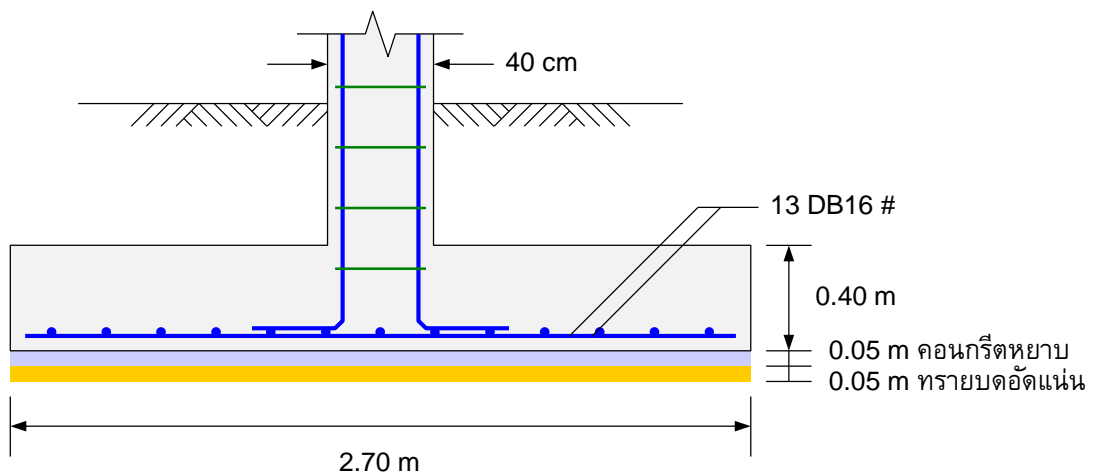
ปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุด : $A_{smin} = 0.0018 \times 280 \times 40 = 20.2 \text{ ซม.}^2 < A_s \quad \text{OK}$

เลือกใช้ 13 DB16 # ($A_s = 26.13 \text{ ซม.}^2$)

5. ตรวจสอบระยะฝังยึด

จากตาราง ก.4 ระยะฝังยึดของ DB16 : $l_d = 0.62 \text{ ม.}$

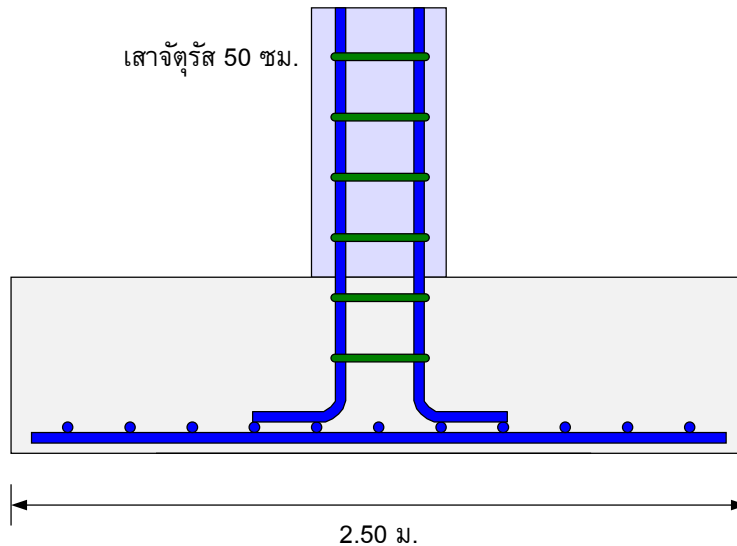
ความยาวเหล็กที่ฝังจริง = $(2.7 - 0.4) / 2 - 0.075 = 1.08 \text{ ม.} > l_d \quad \text{OK}$



รูปที่ 13.32 รายละเอียดการเสริมเหล็กในตัวอย่างที่ 13.6

ตัวอย่างที่ 13.7 การออกแบบฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า

จงออกแบบฐานรากเพื่อรองรับเสาสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 50 ซม. น้ำหนักบรรทุกคงที่ 100 ตัน น้ำหนักบรรทุกจร 80 ตัน เสาทำด้วยคอนกรีตกำลัง 240 ก.ก./ซม.² ใช้เหล็ก 8DB28 เกรด SD40 ผิวบนของฐานรากถูกปิดด้วยดินบดอัดหนา 15 ซม. หน่วยน้ำหนัก 1.9 ตัน/ลบ.ม. และพื้นที่ใต้ดินหนา 15 ซม. (รูปที่ 13.32) พื้นที่ใต้ดินรับน้ำหนัก 400 ก.ก./ตรม. หน่วยแรงดันดินที่ยอมให้คือ 15 ตัน/ตรม. สมมุติว่าความกว้างมากที่สุดของฐานรากถูกจำกัดที่ 2.5 เมตร



รูปที่ 13.33 ฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้าในตัวอย่างที่ 13.7

วิธีทำ

1. ประมาณขนาดฐานราก ประมาณความหนาฐานราก 80 ซม.

$$\text{พื้นที่ฐานรากที่ต้องการ} = \frac{(100 + 80) \times 1.1}{15} = 13.2 \text{ ตรม.}$$

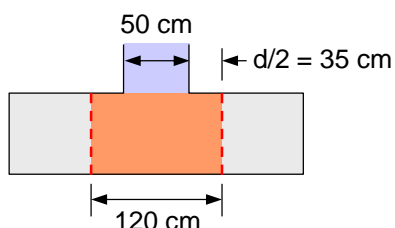
เลือกใช้ฐานราก 2.5×5.5 ม. มีพื้นที่ 13.75 ตรม. ($W_f = 0.8 \times 13.75 \times 2.4 = 26.4$ ตัน)

$$\text{แรงดันดิน} \quad q = \frac{100 + 26.4 + 80}{13.75} = 15.01 \text{ ตัน/ตรม.} \approx q_a \quad \text{OK}$$

$$\text{แรงดันดินประลัยสุทธิ} \quad q_u = \frac{1.4 \times (100 + 26.4) + 1.7 \times 80}{13.75} = 22.76 \text{ ตัน/ตรม.}$$

2. ตรวจสอบการเฉือนทะลุ

ความลึกประสิทธิภาพ $d = 80$ ซม. - ระยะหุ้ม = 70 ซม.



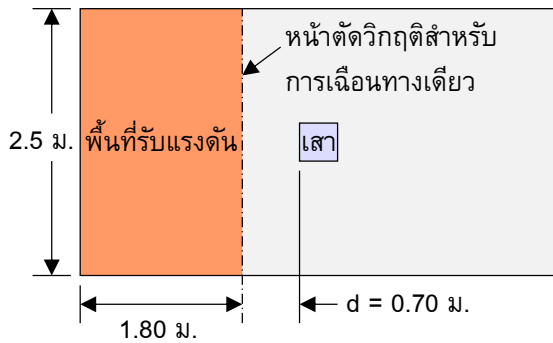
$$V_u = 22.76(13.75 - 1.20^2) = 280.2 \text{ ตัน}$$

$$b_o = 4 \times 120 = 480 \text{ ซม.}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{240} \times 480 \times 70 / 1,000 \\ &= 469.0 \text{ ตัน} > V_u \quad \text{OK} \end{aligned}$$

รูปที่ 13.34 การเฉือนทะลุในตัวอย่าง 13.7

3. ตรวจสอบการเลื่อนแบบคาน หน้าตัดวิกฤติและพื้นที่รับแรงด้นเป็นดังในรูปข้างล่าง



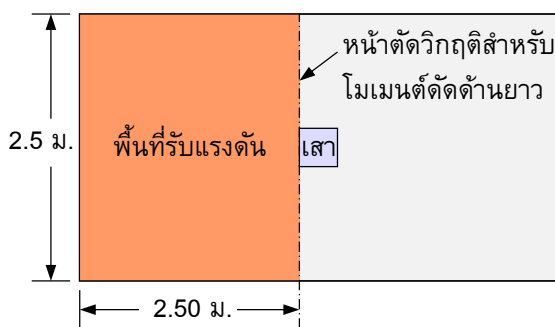
$$V_u = 22.76 \times 1.80 \times 2.5 = 102.4 \text{ ตัน}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{240} \times 250 \times 70 / 1,000$$

$$= 122.1 \text{ ตัน} > V_u \quad \text{OK}$$

รูปที่ 13.35 การเลื่อนคานในตัวอย่าง 13.7

4. ออกแบบเหล็กเสริมรับโมเมนต์ดัดทางด้านยาว หน้าตัดวิกฤติจะอยู่ที่ผิวเสาดังในรูปข้างล่าง



$$M_u = 22.76 \times 2.5 \times 2.5^2 / 2 = 177.8 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$R_n = \frac{177.8 \times 10^5}{0.9 \times 250 \times 70^2} = 16.13 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 16.13}{4,000}} \right) = 0.00421$$

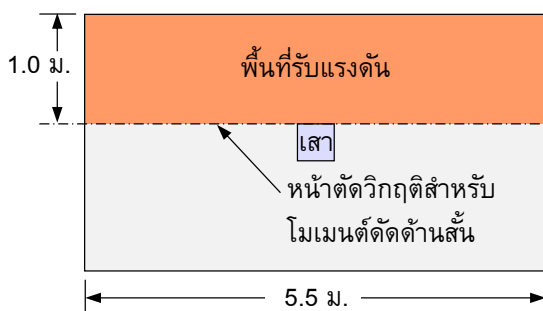
$$A_s = 0.00421 \times 250 \times 70 = 73.6 \text{ ซม.}^2$$

รูปที่ 13.36 โมเมนต์ดัดในตัวอย่าง 13.7

สำหรับ $f_y = 4,000 \text{ ก.ก./ซม.}^2$ $A_{s,min} = 0.0018(250)(80) = 36.0 \text{ ซม.}^2 < A_s$ **OK**

เลือกใช้ 12DB28 ($A_s = 73.9 \text{ ซม.}^2$) ในด้านยาว

5. ออกแบบเหล็กเสริมรับโมเมนต์ดัดทางด้านสั้น หน้าตัดวิกฤติจะอยู่ที่ผิวเสาดังในรูปข้างล่าง



$$M_u = 22.76 \times 5.5 \times 1.0^2 / 2 = 62.6 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$R_n = \frac{62.6 \times 10^5}{0.9 \times 550 \times 70^2} = 2.58 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 2.58}{4,000}} \right) = 0.00065$$

$$A_s = 0.00065 \times 550 \times 70 = 25.0 \text{ ซม.}^2$$

รูปที่ 13.37 โมเมนต์ดัดในตัวอย่าง 13.7

สำหรับ $f_y = 4,000 \text{ ก.ก./ซม.}^2$ $A_{s,min} = 0.0018(550)(80) = 79.2 \text{ ซม.}^2 > A_s$ **ควบคุม**

จัดการกระจายเหล็กเสริม : $\beta = L/B = 5.5/2.5 = 2.2$

$$\frac{\text{Steel in middle strip}}{\text{Total steel in long direction}} = \frac{A_{s1}}{A_{sL}} = \frac{2}{\beta + 1} = 0.625$$

เหล็กเสริมในแถบกลาง $A_{s1} = 0.625 \times 79.2 = 49.5 \text{ ซม.}^2$

10DB25(49.1 ซม.²)

เหล็กเสริมที่เหลือ $A_{s2} = (79.2 - 49.1)/2 = 15.1 \text{ ซม.}^2$

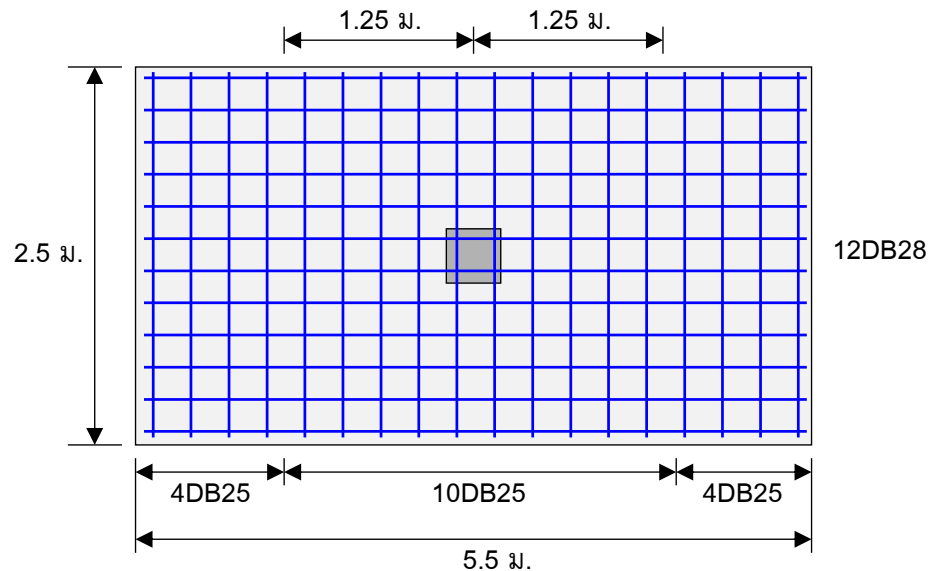
4DB25(19.6 ซม.²)

5. ตรวจสอบระยะฝังยึด

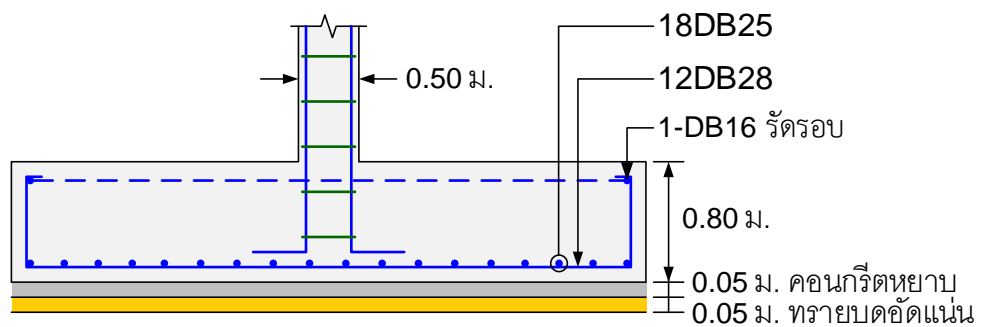
จากตาราง ก.4 ระยะฝังยึดของ DB25 : $l_d = 1.23 \text{ ม.}$

ความยาวเหล็กที่ฝังจริง = $(2.5 - 0.5)/2 - 0.075 = 0.925 \text{ ม.} < l_d$

ต้องงอฉาก



(ก) รูปแปลนฐานราก



(ข) รูปตัดฐานราก

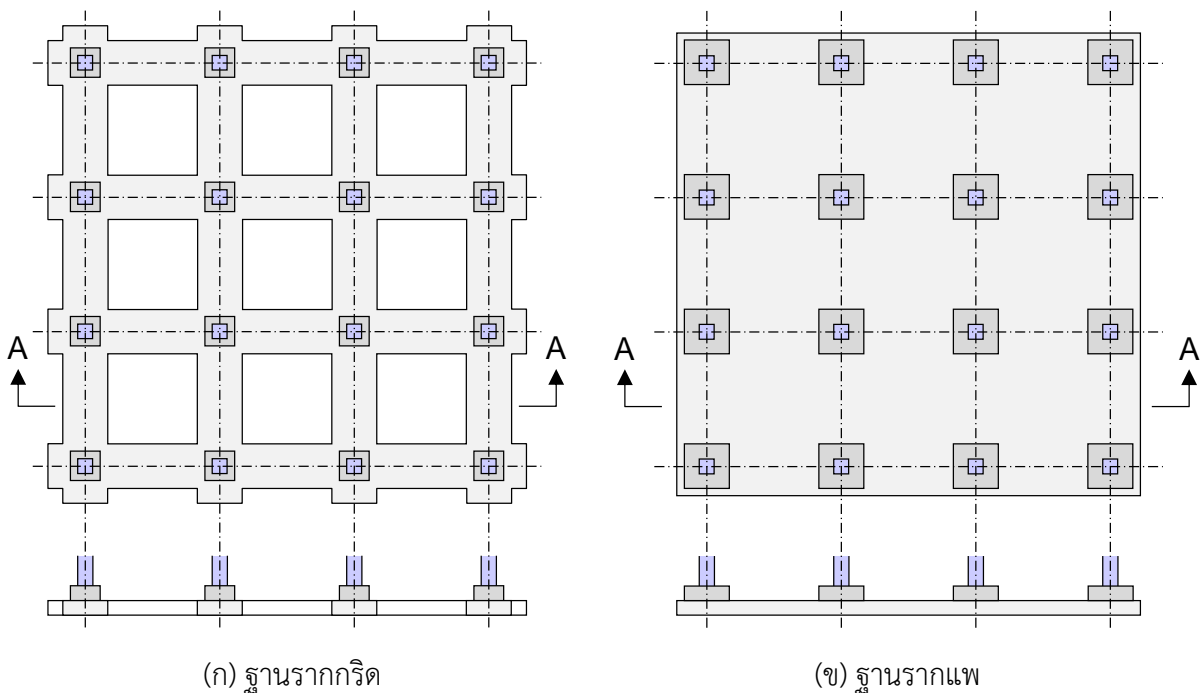
รูปที่ 13.38 การจัดวางเหล็กเสริมในฐานรากในตัวอย่างที่ 13.7

ฐานรากร่วม

ฐานรากแผ่ที่รองรับเสามากกว่าหนึ่งต้นขึ้นไปจะเรียกว่า **ฐานรากร่วม (Combined Footing)** ซึ่งสามารถแยกย่อยได้เป็นสองประเภทคือ ฐานรากที่รองรับเสาสองต้น และที่รองรับมากกว่าสอง (โดยทั่วไปจะเป็นจำนวนมาก) ตัวอย่างของฐานรากที่รองรับเสาสองต้นถูกแสดงไว้ในรูปที่ 13.5

ในอาคารที่แรงดันดินที่ย่อมให้มีความมากพอที่จะทำฐานรากเดี่ยว ฐานรากคู่จะมีความจำเป็น เมื่อเสาอยู่ใกล้เขตที่ดินมากจนไม่สามารถทำฐานรากเดี่ยวได้ และเมื่อเสาอยู่ใกล้กันมากจนต้องรวม ฐานรากเข้าด้วยกัน

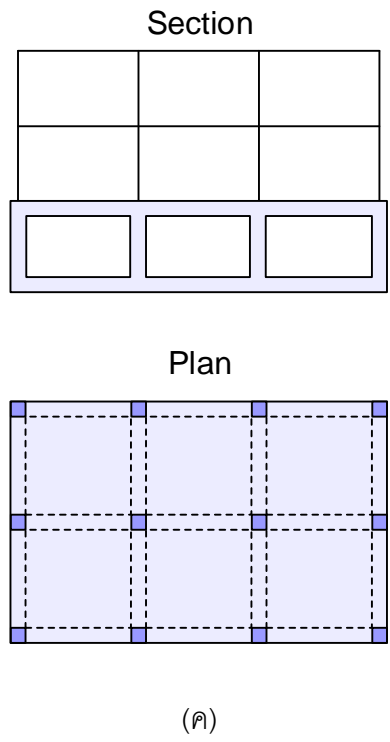
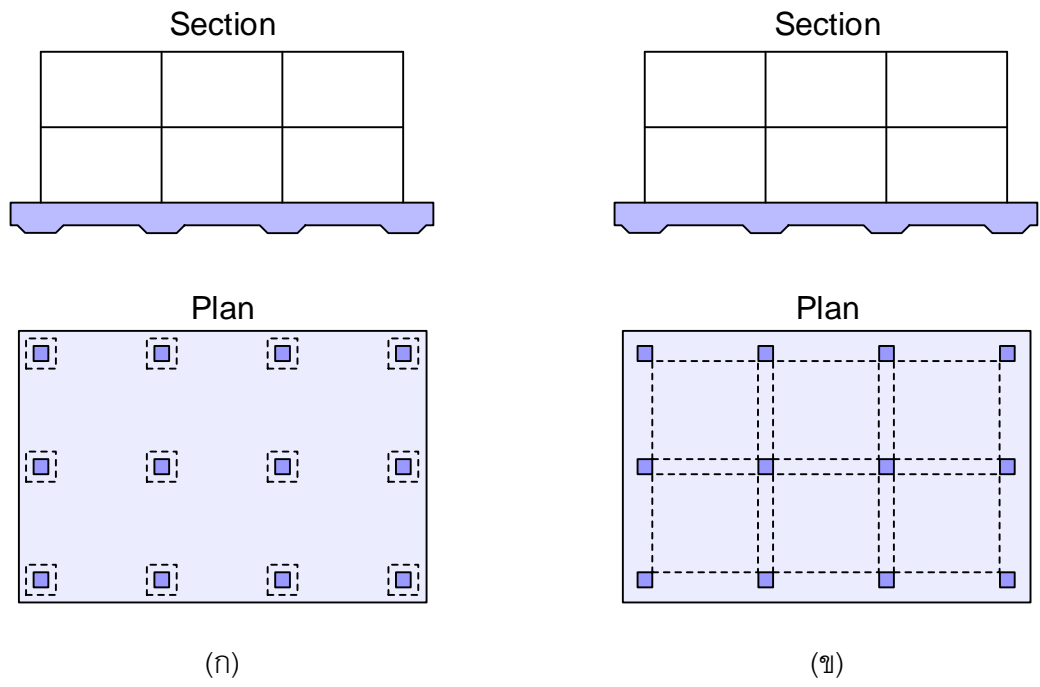
เมื่อกำลังแบกทานของชั้นดินมีน้อยทำให้ต้องการพื้นที่รองรับขนาดใหญ่ ฐานรากเดี่ยวจะถูก เปลี่ยนเป็น **ฐานรากต่อเนื่อง** ที่รองรับเสามากกว่าสองต้นและโดยปกติจะรองรับเสาทั้งแถว บางครั้ง มีการจัดวางฐานต่อเนื่องทั้งสองทิศทางก็จะกลายเป็น **ฐานรากกริด (Grid foundation)** ดังแสดง ในรูปที่ 13.39(ก) ฐานรากต่อเนื่องจะช่วยเพิ่มพื้นที่รองรับมากขึ้นและช่วยให้ประหยัดกว่าฐานราก เดี่ยว เนื่องจากความต่อเนื่องจะช่วยให้โมเมนต์น้อยลงกว่าโมเมนต์จากคานยื่นในฐานรากเดี่ยว



รูปที่ 13.39 ฐานรากร่วมขนาดใหญ่

ในหลายกรณีฐานรากจะถูกเชื่อมเข้าด้วยกันทั้งหมดเป็น **ฐานรากแพ (Mat foundation)** ดัง ในรูปที่ 13.39(ข) พฤติกรรมของฐานรากชนิดนี้จะเหมือนแผ่นพื้นเรียบกลับหัวลงเนื่องจากน้ำหนัก บรรทุกแผ่คือแรงดันดินมีมากขึ้น และจุดรองรับจะกลายเป็นน้ำหนักบรรทุกเป็นจุดจากเสา ฐานราก แพจะให้พื้นที่แบกทานมากที่สุด ถ้ากำลังของดินต่ำจนไม่สามารถใช้ฐานรากชนิดนี้ได้ ก็ต้องหันไปใช้ ฐานรากแบบลึกเช่นเสาเข็ม

ฐานรากแพที่ใช้กันมีทั้งแบบที่แสดงในรูปที่ 13.39(ข) คือความหนาฐานรากคงที่ และแบบ ต่างๆดังแสดงในรูปที่ 13.40 คือ (ก) เพิ่มความหนาบริเวณใต้ฐานเสา (ข) มีคานวิ่งทั้งสองทิศทาง และ (ค) ใช้พื้นและผนังชั้นใต้ดินเป็นส่วนหนึ่งของฐานราก



รูปที่ 13.40 ฐานรากแพรูปแบบต่างๆ

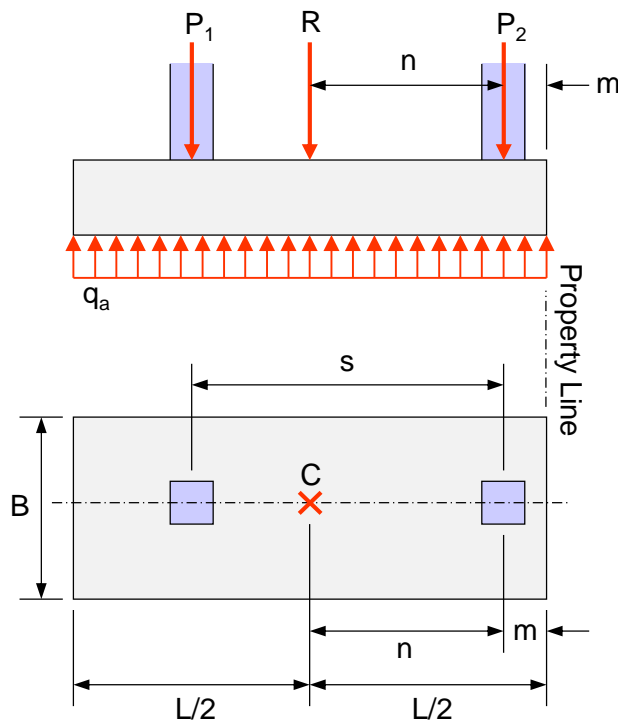
ฐานรากรับเสาคู่

หลักในการออกแบบฐานรากรับเสาคู่ก็คือจะต้องทำให้ศูนย์ถ่วงของพื้นที่ฐานรากอยู่ตรงกับแรงลัพธ์ของน้ำหนักบรรทุกทุกจากเสาทั้งสอง ซึ่งจะทำให้เกิดแรงดันแบกทานที่สม่ำเสมอทั้งพื้นที่และป้องกันการเอียงของฐานราก รูปร่างของฐานรากอาจเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้า สี่เหลี่ยมคางหมู หรือตัวที รายละเอียดของแต่ละรูปแบบในการจัดวางให้ศูนย์ถ่วงตรงกับแรงลัพธ์จะเป็นดังรูปที่ 13.41 และ 13.42

โดยทั่วไประยะ m และ n จะถูกกำหนดมา โดยค่าแรกเป็นระยะจากศูนย์กลางเสาต้นนอกถึงเส้นขอบเขต และค่าหลังคือระยะระหว่างเสา

การใช้ฐานรากเสาคู่ นั้นนอกจากจะใช้ในกรณีที่เสาอยู่ใกล้กันแล้ว ยังใช้ในกรณีที่เสาต้นนอกอยู่ชิดเส้นเขตที่ดินทำให้ไม่สามารถทำฐานรากแผ่ยื่นออกไปนอกเขตที่ดินได้จึงต้องทำฐานรากไปร่วมกับฐานของเสาต้นใน เพื่อให้น้ำหนักบรรทุกที่ลงมาจากเสาตรงกับศูนย์ถ่วงของพื้นที่ฐานราก

จากในรูปที่ 13.41 เป็นการจัดขนาดฐานรากร่วมสี่เหลี่ยมผืนผ้าเพื่อรองรับเสาสองต้นซึ่งอยู่ห่างกันเป็นระยะ s ศูนย์กลางเสาต้นขวาอยู่ห่างจากเส้นเขตที่ดินเท่ากับ m



รูปที่ 13.41 การจัดขนาดฐานรากร่วมสี่เหลี่ยมผืนผ้า

การคำนวณเริ่มโดยหาตำแหน่ง C ที่แรงลัพธ์ R ของน้ำหนักบรรทุก P_1 และ P_2 คือระยะ n จากแรง P_2 คำนวณได้จากสูตร :

$$n = \frac{P_1 s}{P_1 + P_2} = \frac{P_1 s}{R} \quad (13.18)$$

เมื่อกำหนดจุด C ได้ก็จะใช้เป็นจุดศูนย์กลางฐานราก ระยะจากจุด C ถึงขอบขวาฐานรากถูกจำกัดโดยเส้นเขตที่ดินมีระยะ $n + m$ ซึ่งระยะจากจุด C ถึงขอบซ้ายจะต้องเท่ากับ ดังนั้นความยาว L ของฐานรากจึงเท่ากับ

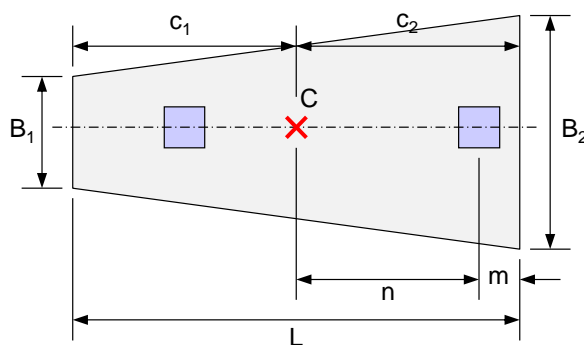
$$L = 2(m+n) \quad (13.19)$$

ความกว้างฐานราก :

$$B = \frac{R}{q_a L} \quad (13.20)$$

เมื่อ q_a คือหน่วยแรงดันดินที่ยอมให้

ในกรณีทั่วไปเสาต้นนอกที่ติดกับเขตที่ดินมักมีน้ำหนักบรรทุกน้อยกว่าเสาภายในจึงเหมาะสมที่จะใช้ฐานรากร่วมรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า แต่ถ้าเสาต้นนอกมีน้ำหนักใกล้เคียงหรือมากกว่าเสาต้นในก็อาจต้องใช้ฐานรากร่วมรูปสี่เหลี่ยมคางหมูหรือสี่เหลี่ยมสองรูปดังแสดงในรูปที่ 13.41

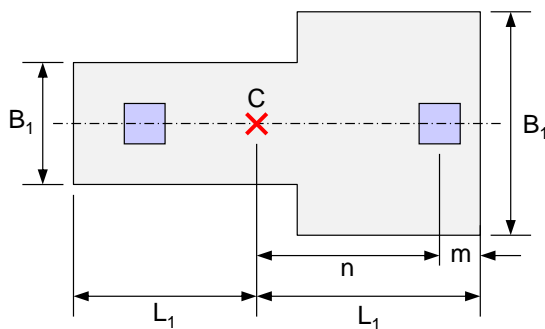


$$\frac{B_2}{B_1} = \frac{3(n+m) - L}{2L - 3(n+m)}$$

$$B_1 + B_2 = \frac{2R}{q_a L}$$

$$c_1 = \frac{L(B_1 + 2B_2)}{3(B_1 + B_2)}$$

$$c_2 = \frac{L(2B_1 + B_2)}{3(B_1 + B_2)}$$



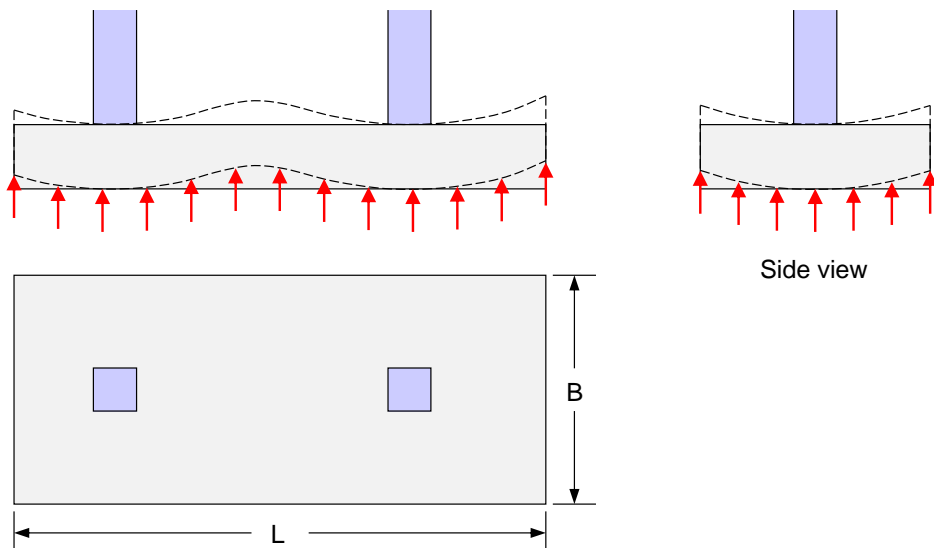
$$B_1 = \frac{2(n+m) - L_2}{L_1(L_1 + L_2)}$$

$$B_2 = \frac{R}{q_a L_1} - \frac{L_1 B_1}{L_2}$$

$$L_1 B_1 + L_2 B_2 = \frac{R}{q_a}$$

รูปที่ 13.42 การจัดขนาดฐานรากร่วมรูปอื่นๆ

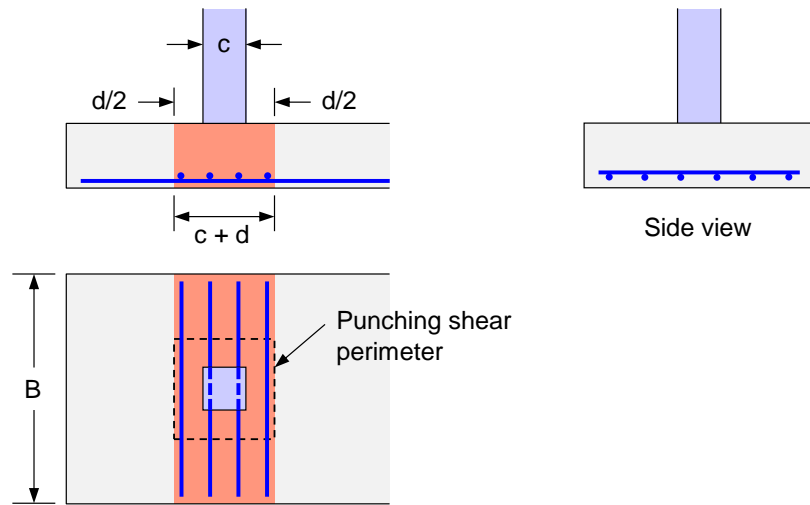
เมื่อเลือกขนาดของฐานรากให้ศูนย์ถ่วงตรงกับแรงลัพธ์ที่ลงมาแล้ว แรงดันดินใต้ฐานรากก็จะแผ่สม่ำเสมอ ฐานรากจะเกิดการโก่งแอ่นดังในรูปที่ 13.43 ซึ่งจะมีทั้งสองทิศทาง



รูปที่ 13.43 การโก่งแอ่นของฐานรากร่วม

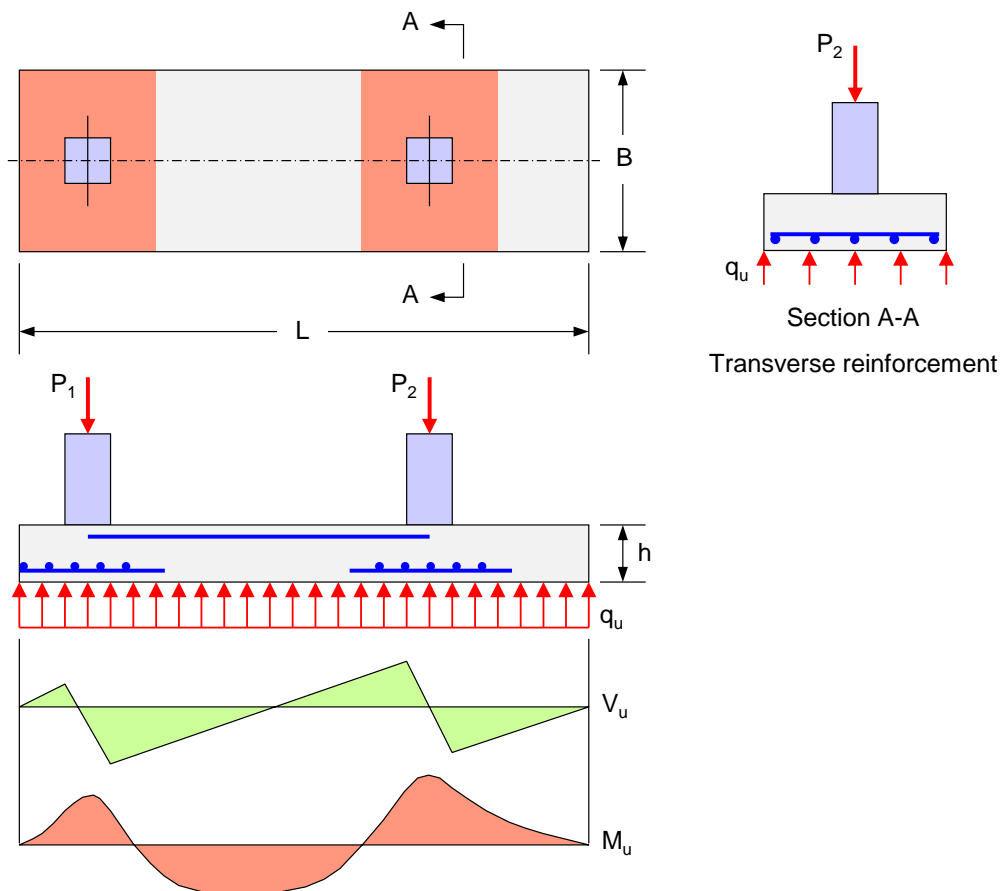
วิธีการวิเคราะห์ห้อย่างง่ายจะสมมุติให้ฐานรากเป็นเหมือนคานในทิศทางของด้านยาวแต่กลับทิศขึ้นลงคือน้ำหนักลงมาจากเสาและแรงดันคงที่ใต้ฐานรากจะช่วยรองรับ สำหรับในทิศทางด้านสั้นน้ำหนักที่ถ่ายลงมาจากเสาจะกระจายลงในพื้นที่จำกัดคือเท่ากับความกว้างเสาบวก $d/2$ ในแต่ละข้าง

เมื่อ d คือความลึกประสิทธิภาพของฐานราก ซึ่งเหล็กเสริมทางขวางในด้านสั้นจะช่วยเพิ่มกำลังเฉือนทะลุภายในระยะ $d/2$ จากผิวเสาดังแสดงในรูปที่ 13.44



รูปที่ 13.44 การเสริมเหล็กทางขวางในทิศทางด้านสั้น

สำหรับเหล็กเสริมทางยาวจะมีทั้งเหล็กบนและล่างขึ้นกับแผนภูมิโมเมนต์ที่ตั้งแสดงในรูปที่ 13.45 นอกจากนั้นก็ยังมีการตรวจสอบการเฉือนทั้งการเฉือนคานซึ่งจะพิจารณาจากแผนภูมิแรงเฉือน และการเฉือนทะลุจะพิจารณาแต่ละเสาแยกกัน โดยพยายามให้กำลังเฉือนคอนกรีตมีค่าเพียงพอในการรับแรงเฉือนที่มากกระทำ



รูปที่ 13.45 การเสริมเหล็กในฐานรากร่วมรับเสาคู่

สำหรับด้านสั้นหรือหน้าตัด A-A ในรูปที่ 13.45 นั้นจะคิดเป็นเหมือนคานยื่นออกไปทั้งสองข้างของเสา และเหล็กเสริมทางขวางจะถูกออกแบบสำหรับโมเมนต์บนหน้าตัดที่ผิวเสา เมื่อฐานรากแคบค่าโมเมนต์นี้จะน้อยซึ่งในกรณีดังกล่าวปริมาณเหล็กเสริมอาจถูกควบคุมโดยปริมาณน้อยที่สุดเพื่อต้านทานการแตกร้าวจากอุณหภูมิ

ตัวอย่างที่ 13.8 การออกแบบฐานรากร่วม

ฐานรากร่วมรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าเพื่อรองรับเสาจัตุรัสภายนอกขนาด 40 ซม. รับน้ำหนักบรรทุกทุกใช้คงที่ 50 ตัน และน้ำหนักจร 25 ตัน และเสาภายในจัตุรัสขนาด 45 ซม. รับน้ำหนักคงที่ 80 ตัน และน้ำหนักจร 40 ตัน ระยะห่างระหว่างเสาคือ 5 เมตร แรงดันดินที่ยอมให้ 10 ตัน/ตร.ม. โดยที่มีเส้นขอบเขตฐานรากจะต้องไม่ยื่นจากศูนย์กลางเสาด้านนอกไปเกิน 40 ซม. กำหนด $f'_c = 240$ ก.ก./ชม.² $f_y = 4,000$ ก.ก./ชม.²

วิธีทำ

1. กำหนดตำแหน่งแรงลัพธ์ R โดยการหาโมเมนต์รอบศูนย์กลางเสา A :

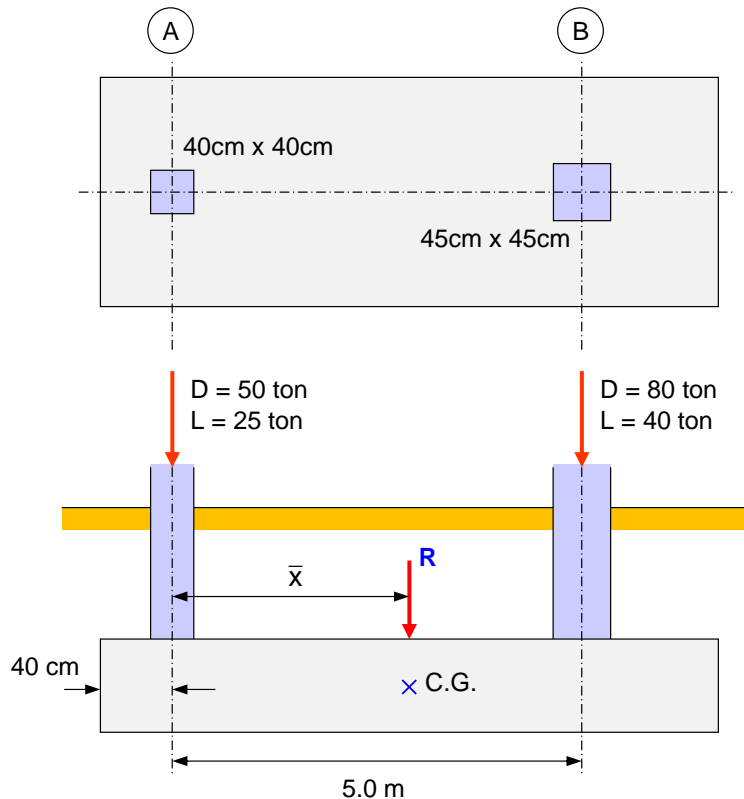
$$(75 + 120) \bar{x} = 120 (5)$$

$$\bar{x} = 3.1 \text{ เมตร}$$

2. ความยาวฐานราก โดยกำหนดให้ศูนย์กลางฐานราก(C.G.)อยู่ตำแหน่งเดียวกับ R :

ระยะจาก C.G. ถึงขอบฐานรากด้านซ้าย = $3.1 + 0.4 = 3.5$ เมตร

ความยาวฐานราก, $L = 2 \times 3.5 = 7.0$ เมตร



รูปที่ 13.46 ฐานรากร่วมในตัวอย่างที่ 13.8

3. ความกว้างฐานราก แรงดันดินที่ยอมให้ $q_a = 10$ ตัน/ตร.ม.

$$\text{พื้นที่ฐานรากที่ต้องการ} = \frac{R}{q_a} = \frac{50 + 25 + 80 + 40}{10} = 19.5 \text{ ตร.ม.}$$

$$\text{ความกว้างฐานราก} = \frac{19.5}{7.0} = 2.79 \text{ เมตร}$$

ใช้ฐานรากกว้าง **2.8 เมตร**

4. แผนภูมิแรงเฉือนและโมเมนต์ในทิศทางยาว

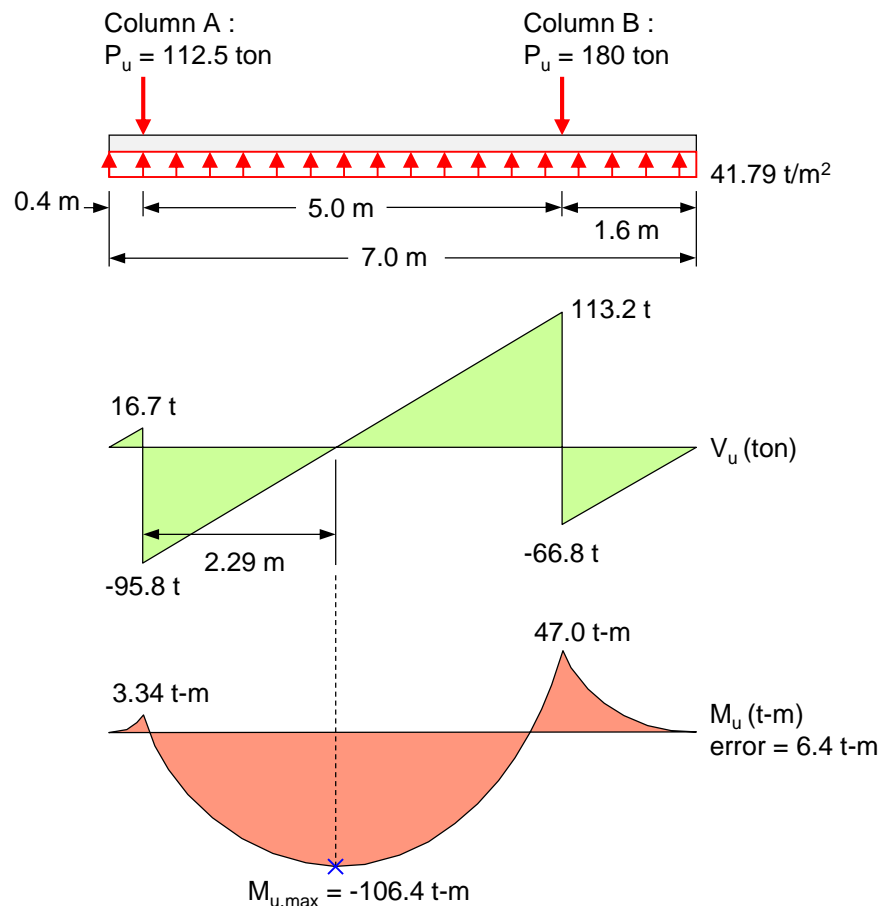
$$\text{น้ำหนักประลัยจากเสา A : } P_{Au} = 1.4 \times 50 + 1.7 \times 25 = 112.5 \text{ ตัน}$$

$$\text{น้ำหนักประลัยจากเสา B : } P_{Bu} = 1.4 \times 80 + 1.7 \times 40 = 180.0 \text{ ตัน}$$

$$\text{แรงดันดินประลัย} \quad q_u = \frac{112.5 + 180}{7.0 \times 2.8} = 14.92 \text{ ตัน/ตร.ม.}$$

$$\text{น้ำหนักแผ่ประลัย} \quad w_u = \frac{112.5 + 180}{7.0} = 41.79 \text{ ตัน/เมตร}$$

จากรูปที่ 13.47 จะเห็นว่าในการคำนวณแผนภูมิโมเมนต์จะมีความคลาดเคลื่อนอยู่เนื่องจากจุดศูนย์ถ่วงฐานรากนั้นหามาจากการใช้น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน แต่แผนภูมิของแรงภายในเป็นของน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยซึ่งถ้าอัตราส่วนระหว่างน้ำหนักคงที่และน้ำหนักจรของเสาทั้งสองต้นไม่เท่ากันแล้ว ศูนย์ถ่วงของน้ำหนักใช้งานและน้ำหนักประลัยก็จะไม่ตรงกันเป็นผลทำให้แผนภูมิโมเมนต์คลาดเคลื่อนไป นอกจากนั้นก็ยังมียผลของการปัดเศษอีกเล็กน้อย



รูปที่ 13.47 แผนภูมิแรงเฉือนและโมเมนต์ในฐานรากของตัวอย่างที่ 13.8

5. เหล็กเสริมรับโมเมนต์ดัด ลองใช้ความหนาฐานราก 60 ซม. ความลึกประสิทธิภาพ $d = 52$ ซม.

สำหรับโมเมนต์ลบกกลางช่วง $M_u = 106.4$ ตัน-เมตร

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{106.4 \times 10^5}{0.9 \times 280 \times 52^2} = 15.6 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right) = 0.0041 < [\rho_{\max} = 0.0172] \quad \text{OK}$$

$$A_s = 0.0041 \times 280 \times 52 = 59.7 \text{ ซม.}^2 \quad \text{ใช้เหล็กเสริม 10DB28 (} A_s = 61.58 \text{ ซม.}^2 \text{)}$$

$$\text{เหล็กเสริมกันร้าว : } A_{s, \min} = 0.0018 \times 280 \times 60 = 30.24 \text{ ซม.}^2$$

$$\text{โมเมนต์บวก } M_u^+ = 3.3 \text{ ตัน-เมตร ใช้เหล็กเสริมน้อยที่สุด } \quad \text{10DB20 (} A_s = 31.42 \text{ ซม.}^2 \text{)}$$

$$\text{โมเมนต์บวก } M_u^+ = 47.0 \text{ ตัน-เมตร ใช้เหล็กเสริมน้อยที่สุด } \quad \text{10DB20 (} A_s = 31.42 \text{ ซม.}^2 \text{)}$$

6. ตรวจสอบการเฉือนทะลุ พิจารณาเสาแต่ละต้นแยกกัน แรงดันใต้ฐาน $q_u = 14.92$ ตัน/ตร.ม.

$$\text{เสา A : } b_0 = 4(40+52) = 368 \text{ ซม.}$$

$$V_u = 112.5 - 14.92(0.92)^2 = 99.9 \text{ ตัน}$$

$$\phi V_c = 0.85(1.06) \sqrt{240} (368)(52)/1,000 = 267 \text{ ตัน} > V_u \quad \text{OK}$$

$$\text{เสา B : } b_0 = 4(45+52) = 388 \text{ ซม.}$$

$$V_u = 180 - 14.92(0.97)^2 = 155.4 \text{ ตัน}$$

$$\phi V_c = 0.85(1.06) \sqrt{240} (388)(52)/1,000 = 282 \text{ ตัน} > V_u \quad \text{OK}$$

7. ตรวจสอบการเฉือนคาน

$$\text{แรงเฉือนมากที่สุดจากแผนภูมิ } V_{u, \max} = 113.2 \text{ ตัน}$$

$$\text{กำลังเฉือนของคอนกรีต } \phi V_c = 0.85(0.53) \sqrt{240} (280)(52)/1,000$$

$$= 101.6 \text{ ตัน} < V_{u, \max} \quad \text{ต้องการเหล็กลูกตั้ง}$$

8. ออกแบบเหล็กลูกตั้ง

$$\text{ความต้านทานแรงเฉือนของเหล็กที่ต้องการ } \phi V_s = V_u - \phi V_c = 113.2 - 101.6$$

$$V_s = 13.65 \text{ ตัน} < [1.1 \sqrt{240} (280)(52)/1,000 = 248.1 \text{ ตัน}]$$

$$\text{ใช้เหล็กลูกตั้ง DB16 สองขา, } A_v = 2 \times 2.01 = 4.02 \text{ ซม.}^2$$

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{4.02 \times 4.0 \times 52}{13.65} = 61.3 \text{ ซม.}$$

$$s_{\max} = \frac{A_v f_y}{3.5b} = \frac{4.02 \times 4,000}{3.5 \times 280} = 16.4 \text{ ซม.}$$

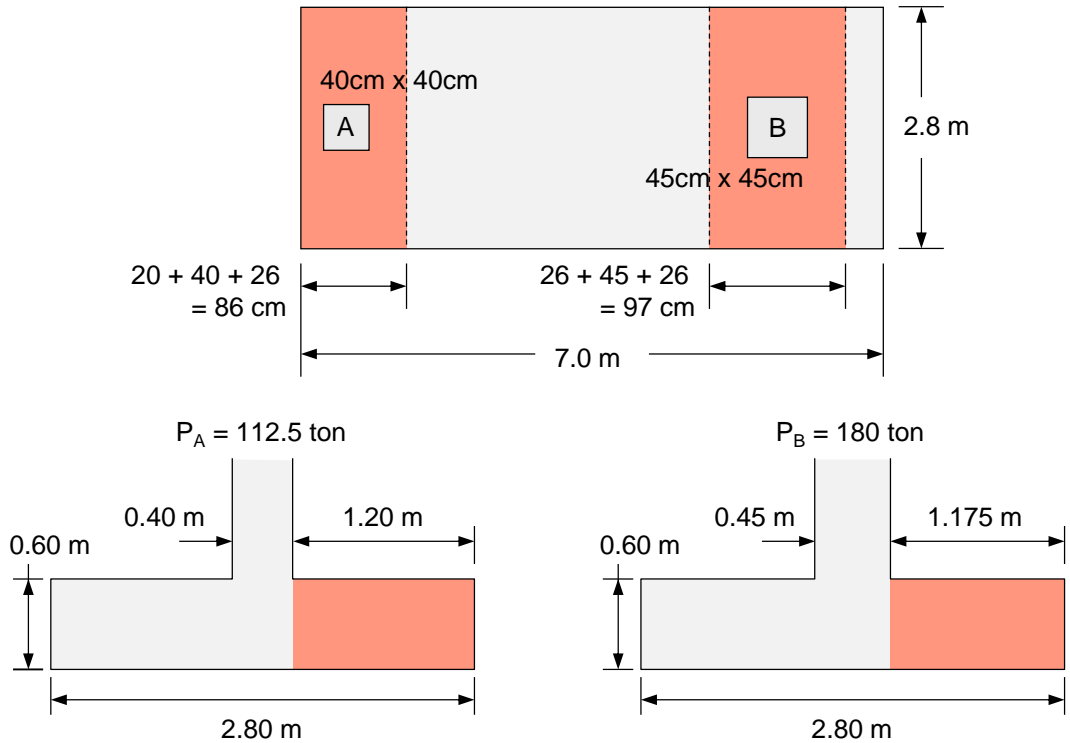
ควบคุม

$$s_{\max} = d/2 = 26 \text{ ซม.}$$

ใช้เหล็กลวดตั้งสี่ขา DB16 @ 0.15 เมตร ($A_v = 4(2.01) = 8.04 \text{ ซม.}^2$)



9. เหล็กเสริมด้านสั้น พิจารณาเสาแต่ละต้นแยกกัน ส่วนของฐานรากที่นำมาคิดคือระยะจากผิวเสา ออกมาข้างละ $d/2 = 52/2 = 26 \text{ ซม.}$



รูปที่ 13.48 การออกแบบฐานรากในทิศทางด้านสั้น

เสา A : $b_e = 20 + 40 + 26 = 86 \text{ ซม.}$

$$w_u = 112.5/2.8 = 40.2 \text{ ตัน/เมตร}$$

$$M_u = (40.2)(1.2)^2/2 = 28.9 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$R_n = \frac{28.9 \times 10^5}{0.9 \times 86 \times 52^2} = 13.8 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right) = 0.0036 < [\rho_{\max} = 0.0172] \quad \text{OK}$$

$$A_s = 0.0036(86)(52) = 16.1 \text{ ซม.}^2$$

6DB20 ($A_s = 18.85 \text{ ซม.}^2$)

เสา B : $b_e = 45 + 52 = 97 \text{ ซม.}$

$$w_u = 180/2.8 = 64.3 \text{ ตัน/เมตร}$$

$$M_u = (64.3)(1.175)^2/2 = 44.4 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$R_n = \frac{44.4 \times 10^5}{0.9 \times 97 \times 52^2} = 18.8 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right) = 0.0049 < [\rho_{\max} = 0.0172] \quad \text{OK}$$

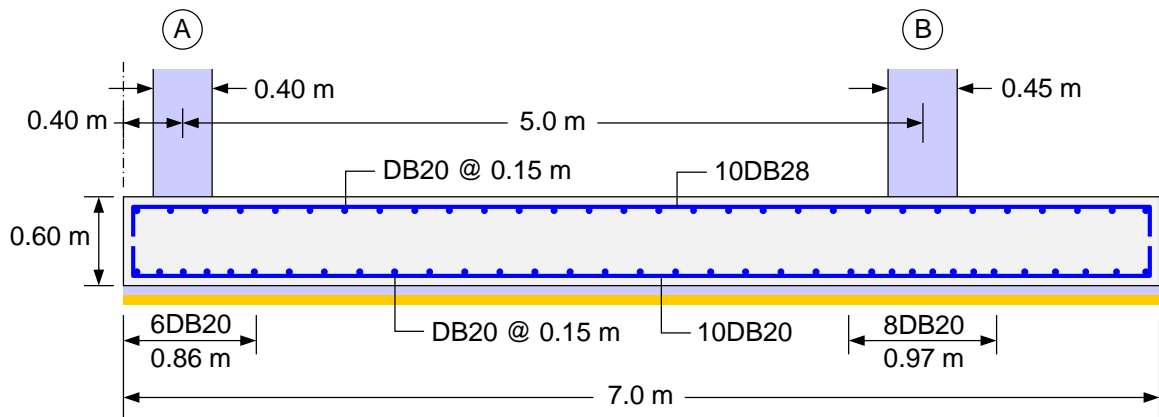
$$A_s = 0.0049(97)(52) = 24.7 \text{ ซม.}^2 \quad \text{8DB20 (} A_s = 25.13 \text{ ซม.}^2 \text{)}$$

10. เหล็กเสริมต้านทานการแตกร้าว

$$A_s = 0.0018(100)(60) = 10.8 \text{ ซม.}^2$$

ใช้เหล็กเสริม **DB20@0.15** ($A_s = 12.56 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$) > เหล็กลูกตั้ง DB16 @ 0.15

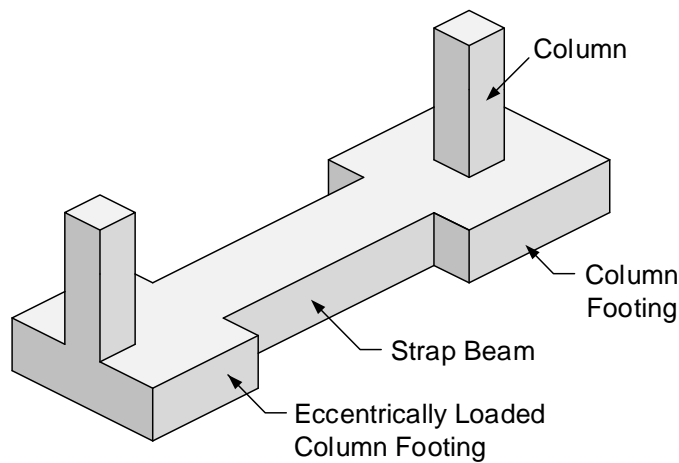
ดังนั้นใช้เป็นเหล็กลูกตั้งได้



รูปที่ 13.49 รายละเอียดการเสริมเหล็กในฐานรากของตัวอย่างที่ 13.8

ฐานรากแบบมีคานยึดรั้ง (Strap footing)

เป็นการใช้คานเชื่อมต่อฐานรากเดี่ยวสองฐานเข้าด้วยกัน เนื่องจากเสาต้นนอกอยู่ไม่ตรงศูนย์กลางฐานรากเพื่อไม่ให้ล้ำเขตที่ดิน ดังนั้นจึงต้องเชื่อมต่อฐานรากของเสาต้นนอกเข้ากับฐานรากของเสาต้นในที่ใกล้ที่สุดเพื่อชดเชยการเอียงศูนย์

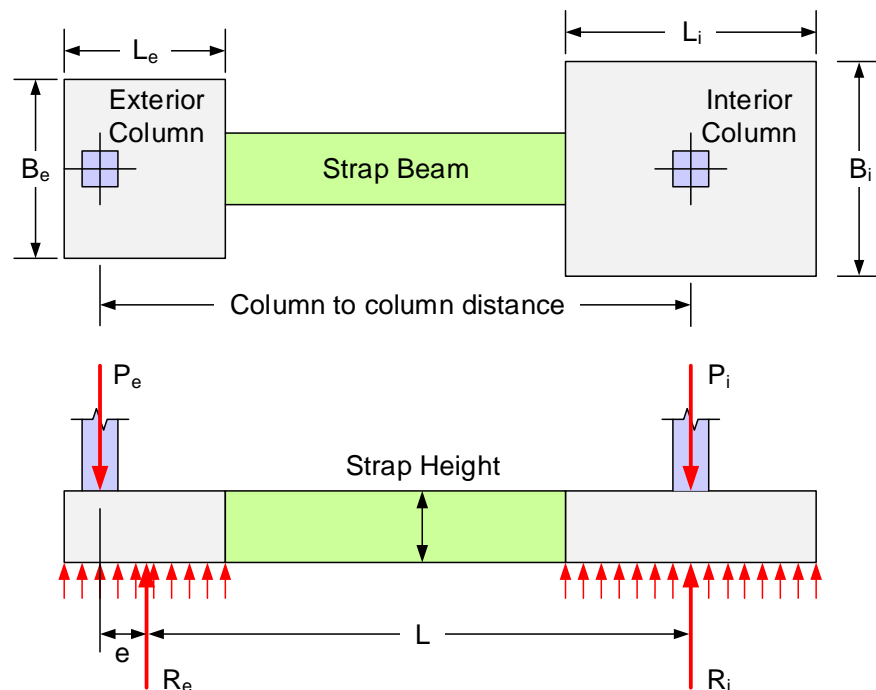


รูปที่ 13.50 คานยึดรั้งเชื่อมต่อฐานราก

เช่นเดียวกับฐานรากคู่ ฐานรากทั้งสองจะได้รับการจัดสัดส่วนภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน เพื่อให้แรงดันข้างใต้ฐานแต่ละอันสม่ำเสมอและเท่ากัน โดยให้ศูนย์ถ่วงของพื้นที่รวมตรงกับตำแหน่ง

ของแรงลัพธ์จากเสาทั้งสองต้น ในรูปที่ 13.51 กำหนดให้ P_e และ P_i คือน้ำหนักบรรทุกที่ถูกถ่ายลงมาจกเสาต้นนอกและในตามลำดับ แรงดันดินสุทธิเท่ากับ q_n ซึ่งกระจายอย่างสม่ำเสมอใต้ฐานรากทั้งสอง R_e และ R_i คือแรงปฏิกิริยาที่เกิดขึ้นใต้ฐานรากภายนอกและภายในตามลำดับ เนื่องจากฐานรากต้นในและเสาต้นในอยู่ตรงกัน ดังนั้น P_i และ R_i จึงอยู่ตรงกัน แต่สำหรับเสาต้นนอกจะไม่เป็นเช่นนั้นจึงทำให้เกิดแรงคู่ควบขึ้น

คานเชื่อมมักจะถูกก่อสร้างให้ไม่วางบนดินซึ่งจะทำให้โดยวางแบบรองท้องคานแล้วแกะแบบออกก่อนถมดิน ดังนั้นจึงสมมุติว่าไม่มีแรงดันดินกระทำบนคานเชื่อม วัตถุประสงค์ในการใช้คานเชื่อมก็เพื่อให้ได้แรงดันดินใต้แต่ละฐานรากที่สม่ำเสมอและใกล้เคียงกันเพื่อลดความแตกต่างในการเซตตัวให้น้อยที่สุด

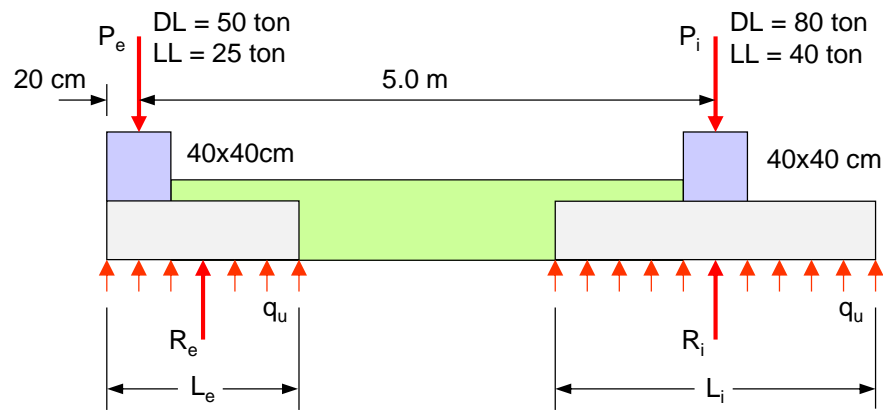


รูปที่ 13.52 น้ำหนักบรรทุกและแรงปฏิกิริยาบนฐานรากคานยึดตั้ง

ขั้นตอนในการออกแบบฐานรากคานยึดตั้ง :

1. คำนวณตำแหน่งของแรงลัพธ์ของน้ำหนักบรรทุกของเสาต้นริมและต้นใน
2. จัดขนาดฐานรากทั้งสองให้ศูนย์ถ่วงพื้นที่ฐานรากตรงกับแรงลัพธ์เพื่อแรงดันดินใต้ฐานรากกระจายสม่ำเสมอ
3. ออกแบบฐานรากโดยใช้แรงดันดินที่คำนวณได้
4. เขียนแผนภูมิแรงเฉือนและโมเมนต์ตัดแล้วออกแบบคานเชื่อม

ตัวอย่างที่ 13.9 จงออกแบบฐานรากแบบมีคานเชื่อมในรูปที่ 13.53 กำหนดหน่วยแรงดันดินที่ยอมให้ 20 ตัน/ตร.ม. $f'_c = 240$ ก.ก./ชม.² $f_y = 4000$ ก.ก./ชม.²



รูปที่ 13.53 น้ำหนักบรรทุกทุกและแรงปฏิกิริยาบนฐานรากคานเชื่อม

วิธีทำ

1. กำหนดตำแหน่งแรงลัพธ์ R โดยการหาโมเมนต์รอบศูนย์กลางเสาต้นนอก:

$$(75 + 120) \bar{x} = 120 (5)$$

$$\bar{x} = 3.1 \text{ เมตร จากเสาต้นริม}$$

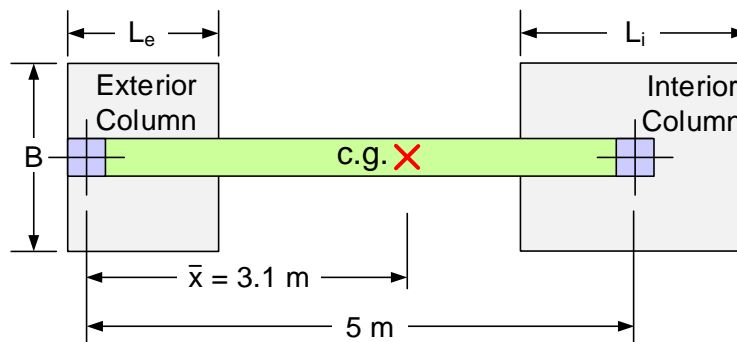
2. ขนาดฐานราก สมมุติฐานรากหนา = 40 ซม.

$$\text{พื้นที่ฐานรากที่ต้องการ} = \frac{R}{q_a} = \frac{50 + 25 + 80 + 40}{20} = 9.75 \text{ ตร.ม.}$$

สมมุติให้ฐานรากมีความกว้าง B เท่ากัน และยาว L_e และ L_i

$$\text{พื้นที่ฐานรากรวม} \quad B L_e + B L_i = 9.75$$

เพื่อให้ศูนย์กลางของพื้นที่อยู่ที่ระยะ 3.1 เมตรจากศูนย์กลางเสาต้นนอกจะหาได้จากการคำนวณโมเมนต์ของพื้นที่ฐานรากรอบเสาต้นริม



รูปที่ 13.54 การพิจารณาขนาดฐานรากคานยึดตั้งในตัวอย่างที่ 13.9

$$B L_i (5.0) = (B L_e + B L_i) (3.1) = 9.75 \times 3.1 = 30.225$$

ลองให้ $B = 2.5$ เมตร จะได้

$$L_i = 30.225 / (5.0 \times 2.5) = 2.42 \text{ เมตร}$$

ใช้ $L_i = 2.40$ เมตร

$$L_e = (9.75 - 2.5 \times 2.4) / 2.5 = 1.5 \text{ เมตร}$$

ใช้ $L_e = 1.50$ เมตร

ตรวจสอบ พื้นที่ฐานรากรวม = $2.5 \times 2.4 + 2.5 \times 1.5 = 9.75$ เมตร ตามที่ต้องการ

OK

3. ออกแบบฐานราก ทำเช่นเดียวกับฐานรากเดี่ยวทั้งสองฐานราก

$$\text{น้ำหนักประลัยจากเสาต้นนอก} = 1.4(50) + 1.7(25) = 112.5 \text{ ตัน}$$

$$\text{น้ำหนักประลัยจากเสาต้นใน} = 1.4(80) + 1.7(40) = 180 \text{ ตัน}$$

$$\text{แรงดันดินประลัย } q_u = \frac{112.5 + 180}{1.5 \times 2.5 + 2.4 \times 2.5} = 30.0 \text{ ตัน/ตร.ม.}$$

การเคียนคาน : ความลึก $d = 32$ ซม.

ฐานรากตัวนอก :

$$V_u = 30 \times 1.5 \left[\left(\frac{2.5 - 0.4}{2} \right) - 0.32 \right] = 32.85 \text{ ตัน}$$

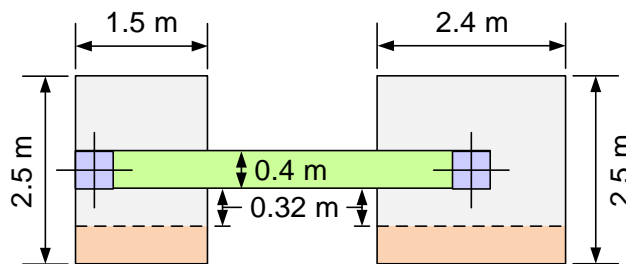
$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{240} \times 150 \times 32 / 10^3 = 33.5 \text{ ตัน} > V_u \quad \text{OK}$$

ฐานรากตัวใน :

$$V_u = 30 \times 2.4 \left[\left(\frac{2.5 - 0.4}{2} \right) - 0.32 \right] = 52.56 \text{ ตัน}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{240} \times 240 \times 32 / 10^3 = 53.6 \text{ ตัน} > V_u \quad \text{OK}$$

การเคียนทะลุไม่ต้องพิจารณาเนื่องจากมีคานยึดรั้ง



รูปที่ 13.55 การพิจารณาหน้าตัดวิกฤตการเคียนคานในตัวอย่างที่ 13.9

โมเมนต์ตัด : $\rho_{\min} = 0.0035$, $\rho_{\max} = 0.0197$

ฐานรากตัวนอก :

$$M_u = 30 \times \frac{1.5}{2} \times \left(\frac{2.5 - 0.4}{2} \right)^2 = 24.8 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$R_n = \frac{24.8 \times 10^5}{0.9 \times 150 \times 32^2} = 17.9 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 \times 240}{4000} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.9}{0.85 \times 240}} \right) = 0.0047 \quad \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$A_s = 0.0047 \times 150 \times 32 = 22.56 \text{ ซม.}^2 \quad \text{USE 8DB20 (25.12 ซม.}^2\text{)}$$

ฐานรากตัวใน :

$$M_u = 30 \times \frac{2.4}{2} \times \left(\frac{2.5 - 0.4}{2} \right)^2 = 39.7 \text{ ตัน-เมตร}$$

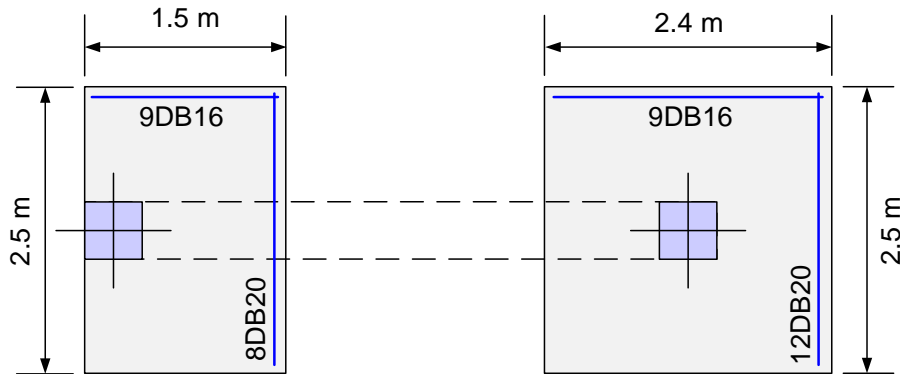
$$R_n = \frac{39.7 \times 10^5}{0.9 \times 240 \times 32^2} = 18.0 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 \times 240}{4000} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.0}{0.85 \times 240}} \right) = 0.0047 \quad \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$A_s = 0.0047 \times 240 \times 32 = 36.10 \text{ ชม.}^2 \quad \text{USE 12DB20 (37.68 ชม.}^2\text{)}$$

เหล็กเสริมกันร้าวทางยาว :

$$A_s = 0.0018 \times 250 \times 40 = 18.00 \text{ ชม.}^2 \quad \text{USE 9DB16 (18.09 ชม.}^2\text{)}$$

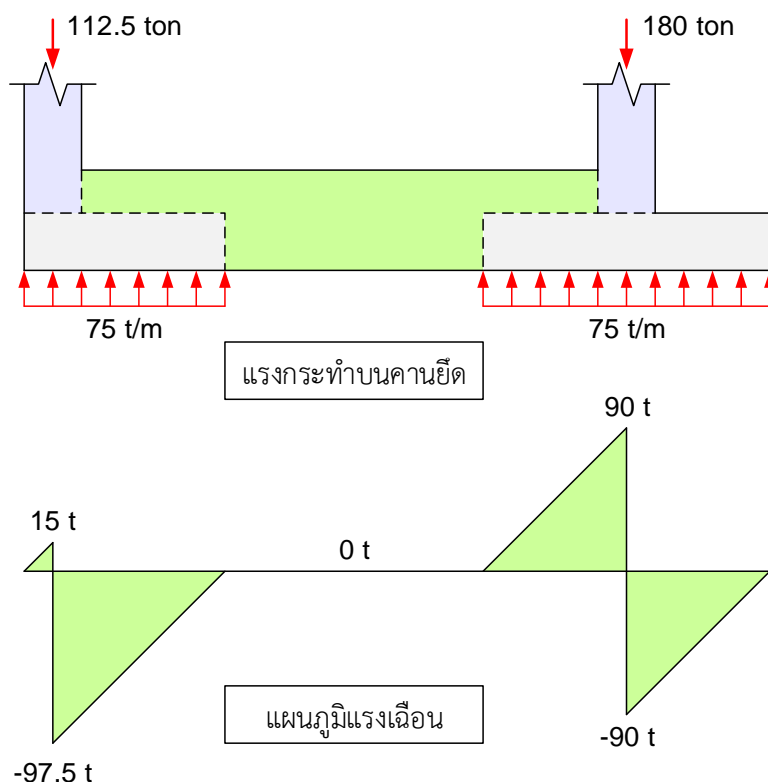


รูปที่ 13.56 การเสริมเหล็กรับการตัดในฐานรากในตัวอย่างที่ 13.9

4. ออกแบบคานยึดรั้ง เพื่อรับโมเมนต์ตัดและแรงเฉือน

ออกแบบโมเมนต์ตัด : $\rho_{\min} = 0.0035$, $\rho_{\max} = 0.0197$

น้ำหนักบรรทุกทุกจากฐานราก = $30 \times 2.5 = 75$ ตัน/เมตร





รูปที่ 13.57 แผนภูมิแรงเฉือนและโมเมนต์ตัดในคานยัดในตัวอย่างที่ 13.9

จากแผนภูมิโมเมนต์ตัด โมเมนต์ลบมากที่สุดคือ 61.9 ตัน-เมตร

ลองใช้หน้าตัดคานยัดตั้ง 0.40 ม. × 1.00 ม. → **d = 90 ซม.**

$$R_n = \frac{61.9 \times 10^5}{0.9 \times 40 \times 90^2} = 21.2 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 \times 240}{4000} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 21.2}{0.85 \times 240}} \right) = 0.0056 \quad \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$A_s = 0.0056 \times 40 \times 90 = 20.2 \text{ ซม.}^2 \quad \text{USE 4DB28 (24.63 ซม.}^2\text{)}$$

ออกแบบแรงเฉือน :

จากแผนภูมิแรงเฉือน ที่ระยะ 0.90 ม. จากผิวเสาต้นริมไปทางขวา

$$V_u = 97.5 - 75 \times (0.2 + 0.9) = 15.0 \text{ ตัน}$$

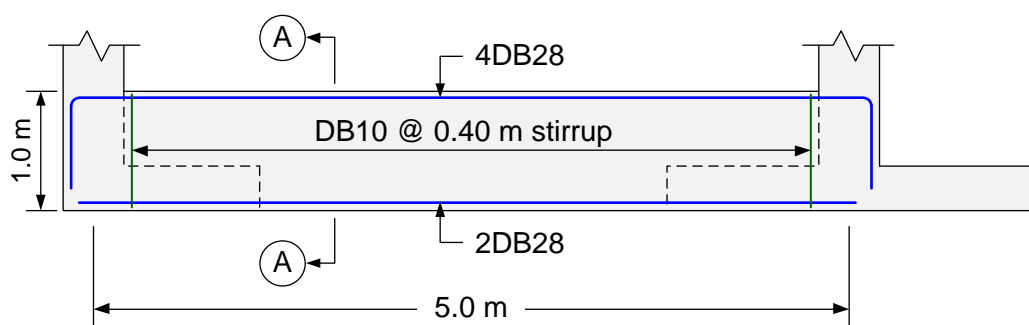
$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{240} \times 40 \times 90 / 10^3 = 25.1 \text{ ตัน} > V_u$$

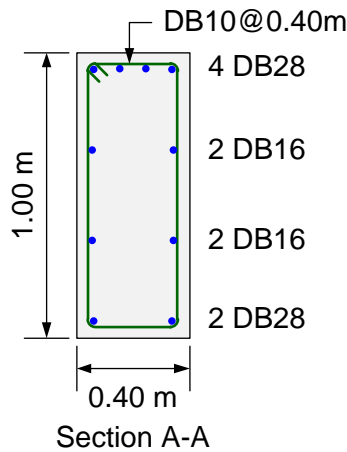
เหล็กปลอกน้อยที่สุด ($\min A_v = 3.5 \frac{bs}{f_y}$)

ใช้เหล็กปลอก DB10 ($A_v = 2(0.785) = 1.57 \text{ ซม.}^2$)

$$s = \frac{1.57 \times 4,000}{3.5 \times 40} = 45 \text{ ซม.}, \quad d/2 = 45 \text{ ซม.} < 60 \text{ ซม.}$$

ใช้เหล็กปลอก **DB10 @ 0.40 m**





รูปที่ 13.58 แบบรายละเอียดการเสริมเหล็กในคานยึดในตัวอย่างที่ 13.9

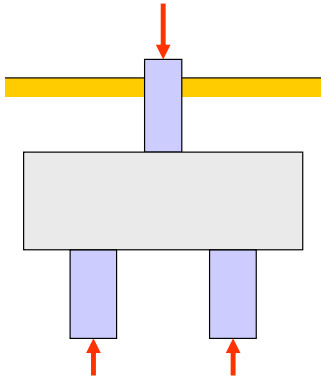
ปัญหาท้ายบทที่ 13

ข้อ 13.1 และ 13.2 จงออกแบบฐานรากรับผนังสำหรับสภาวะดังต่อไปนี้

- 13.1 น้ำหนักบรรทุกคงที่ 8 ตัน/เมตร น้ำหนักบรรทุกจร 12 ตัน/เมตร ผนังหนา 30 ซม. แรงดันดินที่ยอมให้ $q_a = 18$ ตัน/ตรม. ที่ระดับ -1.0 เมตร หน่วยน้ำหนักดิน 2.0 ตัน/ลบ.ม. $f'_c = 210$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²
- 13.2 น้ำหนักบรรทุกคงที่ 25 ตัน/เมตร น้ำหนักบรรทุกจร 12 ตัน/เมตร ผนังหนา 40 ซม. แรงดันดินที่ยอมให้ $q_a = 28$ ตัน/ตรม. ที่ระดับ -1.5 เมตร หน่วยน้ำหนักดิน 2.0 ตัน/ลบ.ม. $f'_c = 210$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²

ข้อ 13.3 และ 13.4 จงออกแบบฐานรากเดี่ยวสำหรับสภาวะดังต่อไปนี้

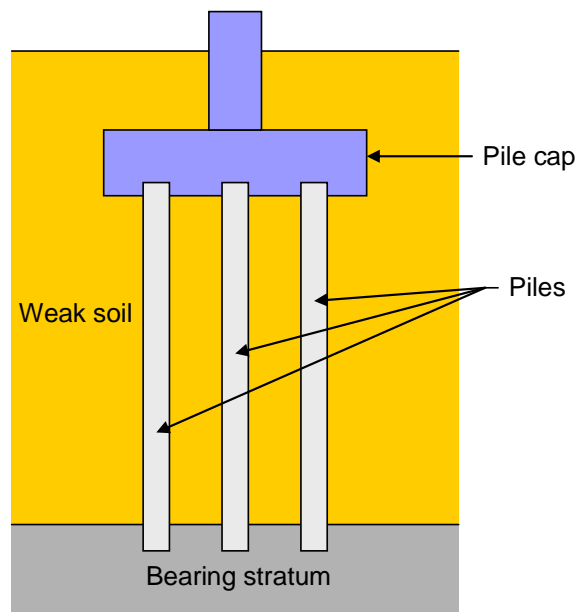
- 13.3 น้ำหนักบรรทุกคงที่ 150 ตัน น้ำหนักบรรทุกจร 120 ตัน เสาสี่เหลี่ยมจัตุรัส 50 ซม. แรงดันดินที่ยอมให้ $q_a = 22$ ตัน/ตรม. ที่ระดับ -1.5 เมตร หน่วยน้ำหนักดิน 2.0 ตัน/ลบ.ม. $f'_c = 210$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²
- 13.4 น้ำหนักบรรทุกคงที่ 180 ตัน น้ำหนักบรรทุกจร 120 ตัน เสาสี่เหลี่ยม 30×70 ซม. แรงดันดินที่ยอมให้ $q_a = 28$ ตัน/ตรม. หน่วยน้ำหนักดิน 2.0 ตัน/ลบ.ม. $f'_c = 210$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.² เลือกระดับผิวบนฐานรากให้มีดินถม 15 ซม. และพื้นคอนกรีต 15 ซม. ข้างบน
- 13.5 เสาภายในอาคารสูงคอนกรีตอยู่ห่างกัน 4.5 เมตร แต่ละต้นรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ 200 ตัน น้ำหนักบรรทุกจร 220 ตัน เสาจัตุรัสขนาด 60 ซม. เหล็กยื่น 12DB32 ระยะหุ้ม 6 ซม. สำหรับเสา $f'_c = 280$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.² เสาทั้งสองถูกรองรับโดยฐานรากร่วมสี่เหลี่ยมจัตุรัสซึ่งมีด้านยาวยาวเป็นสองเท่าของด้านสั้น หน่วยแรงดันดินที่ยอมให้ 35 ตัน/ตรม. ผิวล่างของฐานรากอยู่ที่ระดับ 1.8 เมตร จงออกแบบฐานรากร่วมโดยใช้ $f'_c = 210$ ก.ก./ซม.² และ $f_y = 4,000$ ก.ก./ซม.²



14

ฐานรากเสาเข็ม

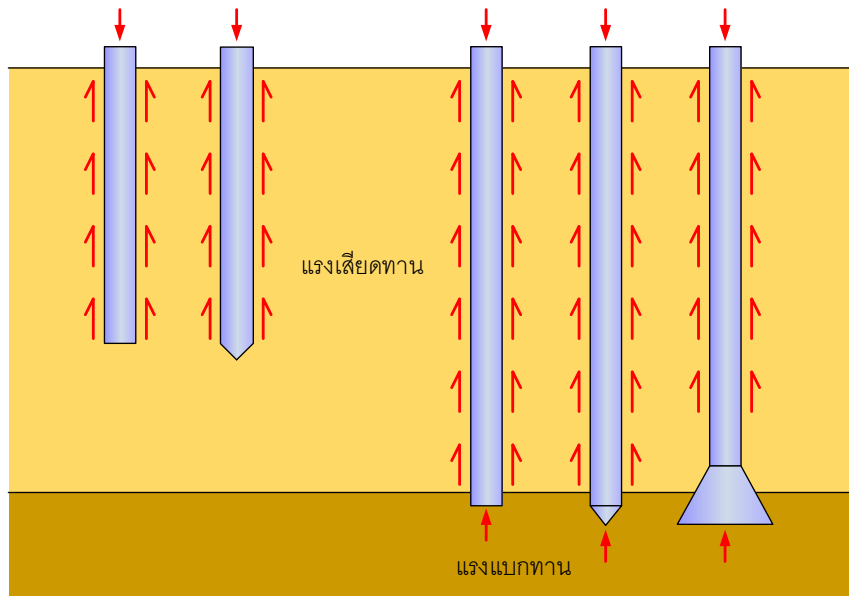
ในบริเวณพื้นที่ซึ่งมีชั้นดินอ่อนรับน้ำหนักได้น้อยเช่นในเขตกรุงเทพมหานคร จะใช้เสาเข็มส่งผ่านน้ำหนักบรรทุกทุกลงไปยังชั้นดินที่มีความแข็งแรง ดังนั้นฐานรากจะทำหน้าที่ส่งผ่านแรงจากเสาไปสู่เสาเข็ม เรียกว่า **ฐานรากเสาเข็ม (Pile Cap)**



รูปที่ 14.1 ฐานรากเสาเข็ม

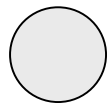
กำลังของเสาเข็มในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกแบ่งออกเป็นสองส่วนคือ **ความฝืดหรือแรงเสียดทาน (Skin Friction)** ที่ผิวเสาเข็มและดินโดยรอบ กำลังในส่วนนี้จะขึ้นกับชนิดของดินและขนาดรูปร่างเสาเข็ม หรือเส้นรอบรูป กับความยาวของเสาเข็ม ส่วนใหญ่ในประเทศไทยมักนิยมใช้เข็มรูปตัว I เพราะมีเส้นรอบรูปมากกว่าหน้าตัดอื่น

กำลังอีกส่วนจะได้จาก **แรงแบกทานที่ปลายเข็ม (End Bearing)** ซึ่งวางอยู่ในชั้นดินแข็งหรือหินที่รองรับปลายล่างของเสาเข็ม กำลังในส่วนนี้จะขึ้นกับความแข็งของชั้นดินที่รองรับและขนาดพื้นที่เสาเข็ม



รูปที่ 14.2 เสาเข็มรับแรงเสียดทานและแรงแบกทาน

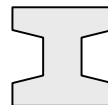
เสาเข็มจะแบ่งเป็น **เสาเข็มเจาะ (Bored Pile)** หน้าที่ดกลมเส้นผ่าศูนย์กลางตั้งแต่ 35 ซม. ขึ้นไป และ เสาเข็มตอก ซึ่งเป็นคอนกรีตอัดแรงจะมีหน้าตัดหลายรูปแบบเช่น รูปตัวไอ, รูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส และหกเหลี่ยมกลวง



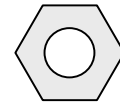
เสาเข็มเจาะ



เสาเข็มจัตุรัส



เสาเข็มตัวไอ

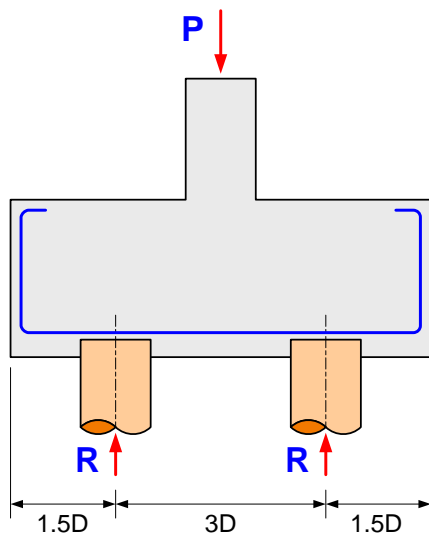


หกเหลี่ยมกลวง

รูปที่ 14.3 หน้าตัดเสาเข็ม

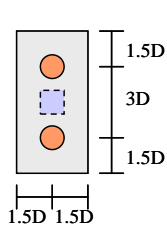
ฐานรากเสาเข็มรับน้ำหนักบรรทุกทุกจากเสา และแรงปฏิกิริยาต้านทานจากเสาเข็ม มีลักษณะเหมือนคานรับแรงกระทำเป็นจุด

ดังเช่นในรูปที่ 14.4 น้ำหนักบรรทุกจะทำให้ฐานแน่นตัว จึงต้องเสริมเหล็กด้านล่าง และพยายามให้เสาเข็มอยู่ใกล้กันมากที่สุดเพื่อลดแรงภายในและจำกัดขนาดฐานราก โดยระยะห่างระหว่างเสาเข็มจะอยู่ที่ 3 เท่าของขนาดเสาเข็ม (D)

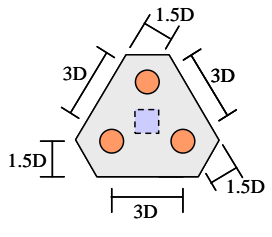


รูปที่ 14.4 แรงในฐานรากเสาเข็ม

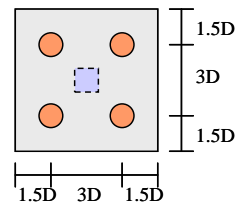
ขนาดหรือจำนวนเสาเข็มจะเพิ่มขึ้นตามน้ำหนักบรรทุกทุกจากเสา โดยรักษาระยะห่างระหว่างเสาเข็มสามเท่าของขนาดเข็ม (3D) รูปแบบของกลุ่มเสาเข็มจะมีได้หลายรูปแบบดังแสดงในรูปที่ 14.5



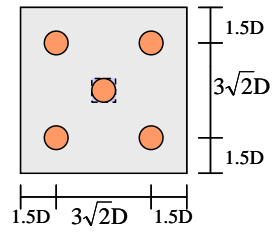
2 PILES



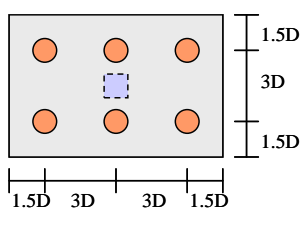
3 PILES



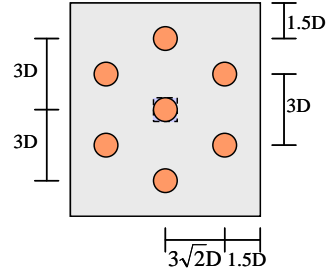
4 PILES



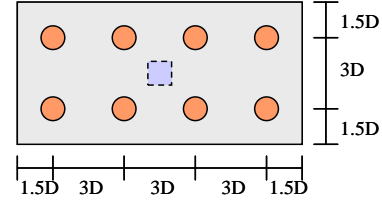
5 PILES



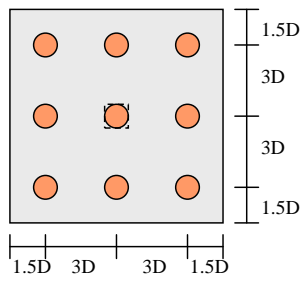
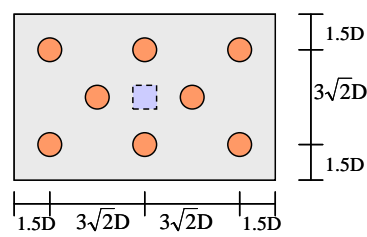
6 PILES



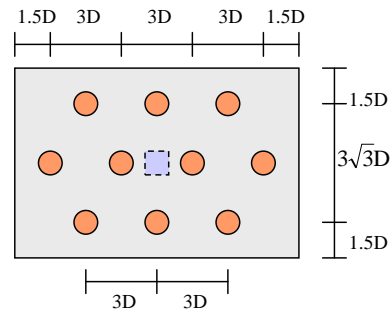
7 PILES



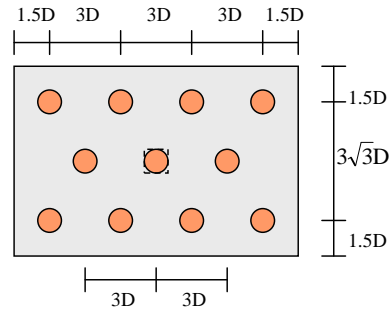
8 PILES



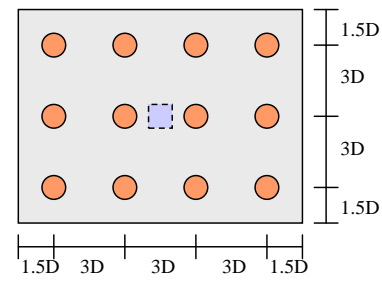
9 PILES



10 PILES



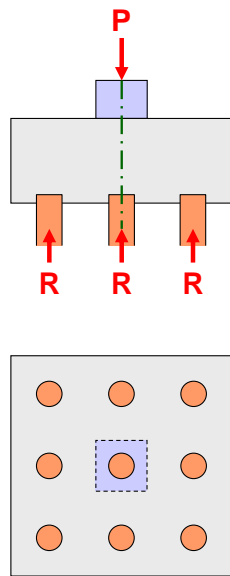
11 PILES



12 PILES

รูปที่ 14.5 รูปแบบการจัดวางเสาเข็ม

ฐานรากเสาเข็มรับน้ำหนักตรงศูนย์



รูปที่ 14.6 แรงในเสาเข็ม

เสาเข็มจะถูกจัดวางอย่างสมมาตรดังเช่นในรูปที่ 14.6 ถ้าฐานรากมีความหนาเพียงพออาจสมมุติได้ว่าเสาเข็มทุกต้นรับน้ำหนักเท่ากันคือ

$$R = \frac{P}{n} \leq R_a \quad (14.1)$$

เมื่อ R = น้ำหนักบรรทุกที่กระจายลงเสาเข็มแต่ละต้น

$$P = \text{น้ำหนักบรรทุกใช้งาน} = DL + LL$$

$$n = \text{จำนวนเสาเข็ม}$$

$$R_a = \text{น้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ของเสาเข็ม}$$

จำนวนเสาเข็มจะหาออกมาเป็นเลขจำนวนเต็มปัดขึ้นจาก

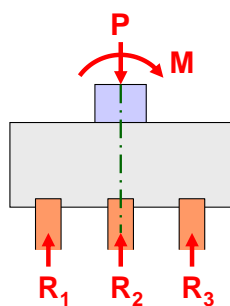
$$n = \frac{DL + LL}{R_a} \quad (14.2)$$

โดยทั่วไปเสาเข็มจะถูกวางใกล้กันเพื่อลดค่าฐานรากหัวเข็ม แต่จะไม่สามารถวางได้ใกล้กว่า 3 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลาง หรือน้อยกว่า 75 ซม. ได้ โดยทั่วไปเสาเข็มขนาด 30 ถึง 70 ต้นจะวางห่างกัน 90 ซม.

การออกแบบฐานรากบนหัวเสาเข็มจะคล้ายกับการออกแบบฐานรากของเสาเดี่ยว โดยเริ่มจากการคำนวณน้ำหนักบรรทุกประลัยจากเสาแล้วหารด้วยจำนวนเสาเข็มจะได้น้ำหนักประลัยที่รับโดยเข็มแต่ละต้น

$$R_u = \frac{1.4DL + 1.7LL}{n} \quad (14.3)$$

ฐานรากเสาเข็มรับน้ำหนักเยื้องศูนย์



รูปที่ 14.7 แรงในเสาเข็ม

ในกรณีที่มีโมเมนต์ถ่ายผ่านลงมาจากตอม่อเช่นเมื่อโครงสร้างรับแรงด้านข้างอันได้แก่แรงลมและแผ่นดินไหว

เสาเข็มแต่ละต้นจะรับน้ำหนักไม่เท่ากันโดยเสาเข็มทางด้านหนึ่งจะรับน้ำหนักมากกว่าอีกด้านหนึ่ง

$$R = \frac{P}{n} \pm \frac{Md_n}{\sum d_n^2} \leq R_a \quad (14.4)$$

เมื่อ R = น้ำหนักบรรทุกที่กระจายลงเสาเข็มแต่ละต้น

$$P = \text{น้ำหนักบรรทุกใช้งาน} = DL + LL$$

M = โมเมนต์ดัดใช้งาน

d_n = ระยะห่างระหว่างเสาเข็มแต่ละต้นจากแกนศูนย์กลางของกลุ่มเสาเข็ม

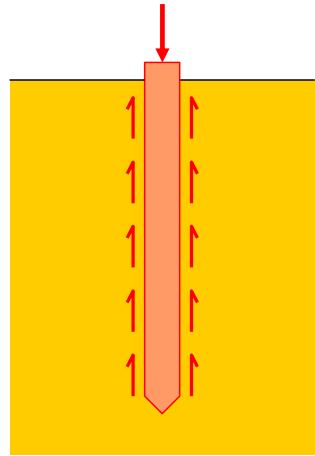
n = จำนวนเสาเข็ม

R_a = น้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ของเสาเข็ม

ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานครเกี่ยวกับฐานราก

ในกรณีที่ไม่มีเอกสารแสดงผลการทดสอบคุณสมบัติของดิน

1. น้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้บนชั้นดินเดิม ไม่เกิน 2 ตัน/ตร.ม.
2. หน่วยแรงฝืดที่ยอมให้ :
 - ▶ ดินที่ระดับความลึกไม่เกิน 7 เมตร
หน่วยแรงฝืดที่ยอมให้ 600 กก./ตร.ม.
 - ▶ ดินที่ระดับความลึกเกิน 7 เมตร
หน่วยแรงฝืดที่ยอมให้ $800 + 200L$ กก./ตร.ม.
โดยที่ L คือความยาวส่วนที่เกิน 7 เมตร



ในกรณีที่มีเอกสารทดสอบคุณสมบัติดินหรือมีการทดสอบกำลังของเสาเข็มในบริเวณก่อสร้างหรือข้างเคียง ให้ใช้กำลังเสาเข็มไม่เกินอัตราส่วนดังต่อไปนี้

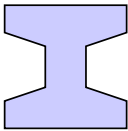
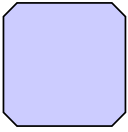
1. ไม่เกิน 0.40 เท่าของกำลังของเสาเข็มที่คำนวณจากคุณสมบัติดิน
2. ไม่เกิน 0.40 เท่าของกำลังของเสาเข็มที่คำนวณจากสูตรการตอกเข็ม
3. ไม่เกิน 0.50 เท่าของกำลังของเสาเข็มที่ได้จากการทดสอบกำลังสูงสุด

กำลังของเสาเข็ม

เสาเข็มคอนกรีตอัดแรง เป็นเสาเข็มที่ได้รับการทำคอนกรีตอัดแรงโดยใช้เส้นลวดแรงดึงสูงขนาด 4 5 และ 7 ม.ม. ในการก่อสร้างโดยใช้เสาเข็มชนิดนี้จะใช้การตอกด้วยปั้นจั่นโดยอาศัยแรงตกกระแทกอย่างรุนแรงของตุ้มน้ำหนักเพื่อส่งเสาเข็มลงในดิน ดังนั้นจึงต้องระมัดระวังในการตอกไม่ให้เสาเข็มเกิดการแตกร้าว น้ำหนักบรรทุกที่ปลอดภัยของเสาเข็มจะขึ้นความลึกของการตอก

ลักษณะและชนิดของชั้นดินซึ่งควรมีการเจาะสำรวจและวิเคราะห์ตามหลักปฐพีกลศาสตร์ ขณะตอกจะต้องบันทึกจำนวนครั้งในการตอกต่อความลึกที่เข็มจมลงในดิน (**Blow count**) เพื่อตรวจสอบว่าปลายเข็มถึงชั้นดินที่มีกำลังตามต้องการหรือยัง น้ำหนักบรรทุกที่ปลอดภัยของเสาเข็มอัดแรงในตารางที่ 14.1 เป็นเพียงกำลังของตัวเสาเพื่อใช้ในการออกแบบฐานรากเท่านั้น

ตารางที่ 14.1 เสาเข็มคอนกรีตอัดแรง

รูปตัด	รหัส	ขนาดเข็ม	พื้นที่ หน้าตัด (ซม. ²)	เส้นรอบ รูป (ซม.)	น้ำหนัก (กก./ม.)	น้ำหนัก ปลอดภัย (ตัน)
	I-18	0.18 m x 0.18 m	235	83	57	15
	I-22	0.22 m x 0.22 m	332	105	80	22
	I-26	0.26 m x 0.26 m	460	126	110	30
	I-30	0.30 m x 0.30 m	570	154	137	43
	I-35	0.35 m x 0.35 m	880	165	211	57
	I-40	0.40 m x 0.40 m	1235	180	296	80
	S-16	0.16 m x 0.16 m	256	64	61	15
	S-18	0.18 m x 0.18 m	324	72	78	21
	S-22	0.22 m x 0.22 m	484	88	116	30
	S-26	0.26 m x 0.26 m	676	104	160	43
	S-30	0.30 m x 0.30 m	900	120	216	50
	S-35	0.35 m x 0.35 m	1225	140	294	80
	S-40	0.40 m x 0.40 m	1600	160	384	100

เสาเข็มเจาะ เสาเข็มแบบตอกมักสร้างปัญหาในการก่อสร้างเพราะเข็มอาจแตกร้าวได้ ก่อให้เกิดแรงสั่นสะเทือนซึ่งอาจก่อความเสียหายกับสิ่งปลูกสร้างและรบกวนผู้อยู่อาศัยในบริเวณใกล้เคียงอีกด้วย ดังนั้นในงานก่อสร้างในบริเวณชุมชนที่มีสภาพดินอ่อนจึงมักใช้เข็มเจาะ โดยจะใช้ปลอกเหล็กเสียบลงดินแล้วตักดินออก ใส่เหล็กเสริมที่ผูกไว้ลงไป แล้วเทคอนกรีตตาม เนื่องจากเข็มเจาะอาจมีขนาดได้ใหญ่มาก จึงใช้เป็นฐานรากอาคารที่มีขนาดใหญ่และสูงมากได้อีกด้วย สำหรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของตัวเข็มเจาะอาจประมาณได้จากสูตรง่าย ๆ คือ

$$P_a = 0.25(0.85f'_c A_g) \quad (14.5)$$

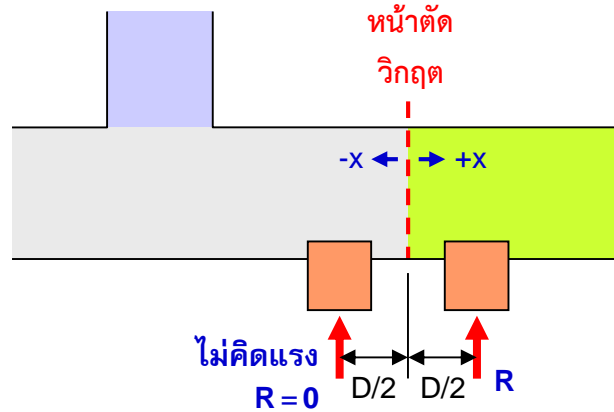
โดยทั่วไปแล้ววิศวกรโครงสร้างจะกำหนดเส้นผ่าศูนย์กลางเสาเข็มและน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของเสาเข็มที่ต้องการ (ตัน/ตัน) ซึ่งประมาณได้จากสมการ (14.5) จากนั้นเมื่อจะทำการก่อสร้างก็จะมาเจาะสำรวจวิเคราะห์ชั้นดินในบริเวณที่จะทำการก่อสร้าง เพื่อหาความลึกที่เหมาะสมสำหรับเสาเข็ม

หน้าตัดวิกฤตรับการเฉือนในฐานรากเสาเข็ม

การเฉือนคาน : เช่นเดียวกับฐานรากแผ่รับเสาเดียว ความลึกของฐานรากหัวเสามักจะถูกควบคุมโดยแรงเฉือน หน้าตัดวิกฤตจะเหมือนในฐานแผ่ จะต่างกันตรงที่แรงเฉือนที่เกิดจะมาจากแรงกระทำเป็นจุดจากเสาเข็มแทนที่จะเป็นแรงดันแบกทานสม่ำเสมอ

ดังนั้นจึงมีปัญหาว่าจะคำนวณหน้าตัดวิกฤตอย่างไรถ้าเส้นรอบรูปหน้าตัดวิกฤตของเสาเข็มแต่ละต้นเกิดซ้อนทับกันในกรณีเช่นนี้ ACI พิจารณาถึงความเป็นจริงว่าแรงปฏิกิริยาของเสาเข็มนั้นจริงๆแล้วไม่ได้กระทำเป็นจุด แต่จะแผ่กระจายบนพื้นที่หัวเข็ม ดังนั้นสำหรับเสาเข็มที่มีเส้นผ่าศูนย์กลาง D ให้คำนวณโดยยึดหลักดังนี้

1. แรงปฏิกิริยาทั้งหมดจากเสาเข็มต้นใดก็ตามที่อยู่นอกหน้าตัดออกไป $D/2$ หรือมากกว่า ให้พิจารณาว่าทำให้เกิดแรงเฉือนที่หน้าตัดนั้น
2. แรงปฏิกิริยาทั้งหมดจากเสาเข็มต้นใดก็ตามที่อยู่ในหน้าตัดเข้ามาไป $D/2$ หรือมากกว่า ให้พิจารณาว่าไม่ทำให้เกิดแรงเฉือนที่หน้าตัดนั้น



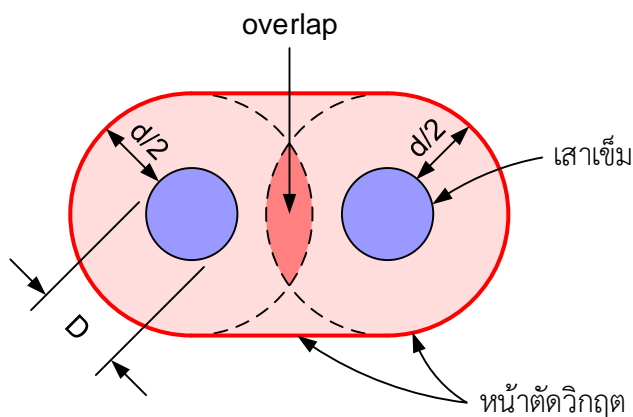
รูปที่ 14.8 การคิดแรงเฉือนบริเวณหน้าตัดวิกฤต

3. สำหรับเสาเข็มต้นใดก็ตามที่อยู่ระหว่างกลางของข้อหนึ่งและสอง ให้ทำการประมาณเชิงเส้นตรงระหว่างค่าเต็มที่ระยะ $D/2$ ภายนอกหน้าตัด และค่าศูนย์ที่ระยะ $D/2$ ภายในหน้าตัด

$$-D/2 \leq x \leq D/2 : \quad R' = \left(\frac{1}{2} + \frac{x}{D} \right) R \quad (14.6)$$

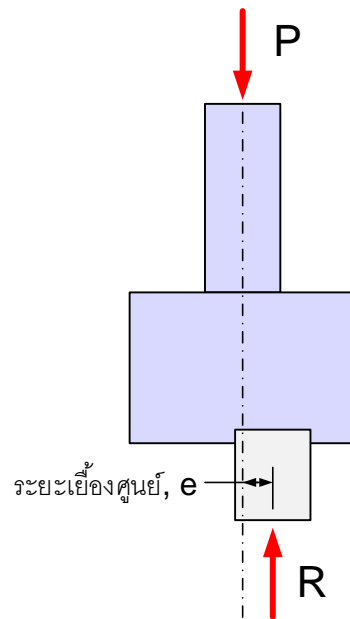
เมื่อ x คือระยะระหว่างหน้าตัดวิกฤตและศูนย์กลางเสาเข็ม มีค่าเป็นลบเมื่อเสาเข็มอยู่ในหน้าตัดวิกฤต และมีค่าเป็นบวกเมื่อเสาเข็มอยู่นอกหน้าตัดวิกฤต

การเฉือนทะลุ : นอกจากการตรวจสอบแรงเฉือนทางเดียวและสองทางดังได้กล่าวมาแล้ว จะต้องตรวจสอบการเฉือนทะลุของเสาเข็มแต่ละต้นด้วย โดยเฉพาะอย่างยิ่งในฐานรากที่มีเสาเข็มจำนวนน้อยแต่รับน้ำหนักมากๆ เส้นรอบรูปวิกฤตจะอยู่ที่ระยะ $d/2$ จากขอบเสาเข็ม อย่างไรก็ตามสำหรับฐานรากที่คอนข้างลึกและเข็มอยู่ใกล้กัน เส้นรอบรูปวิกฤตอาจซ้อนทับกัน ในกรณีเช่นนี้การแตกร้าวที่เกิดขึ้นที่เส้นรอบรูปทั้งสองเสาเข็มซึ่งมีความยาวน้อยที่สุดดังในรูปที่ 14.9



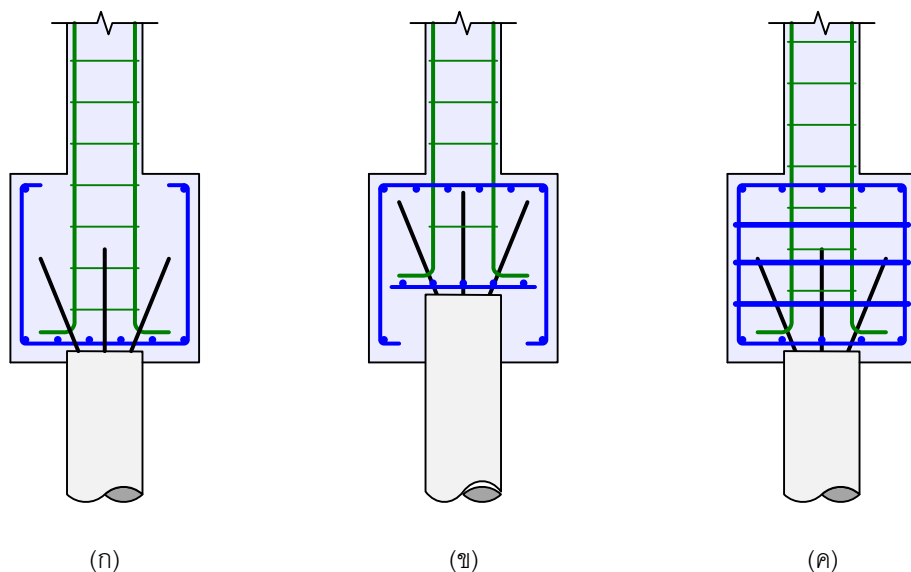
รูปที่ 14.9 หน้าตัดวิกฤตสำหรับการเฉือนทะลุของเสาเข็มที่อยู่ใกล้กัน

มักใช้ในอาคารขนาดเล็กและบ้านพักอาศัยที่มีน้ำหนักบรรทุกน้อย ฐานรากเสาเข็ม 1 ต้นจะวางเสาเข็มให้ตรงกับศูนย์กลางของตอม่อพอดี แต่มักจะมีปัญหาเนื่องจากการตอกเข็มมักจะเอียงศูนย์กลางหรือเมื่อมีแรงกระทำทางด้านข้างทำให้เกิดการวิบัติดังในรูปที่ 14.10 โดยการเอียงศูนย์กลางในแต่ละทิศทางไม่ควรเกิน $0.1D$ เมื่อ D คือขนาดของเสาเข็ม ถ้ามีค่าเกินต้องคำนวณปรับแก้ฐานรากและตอม่อเพื่อด้านทานโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้น



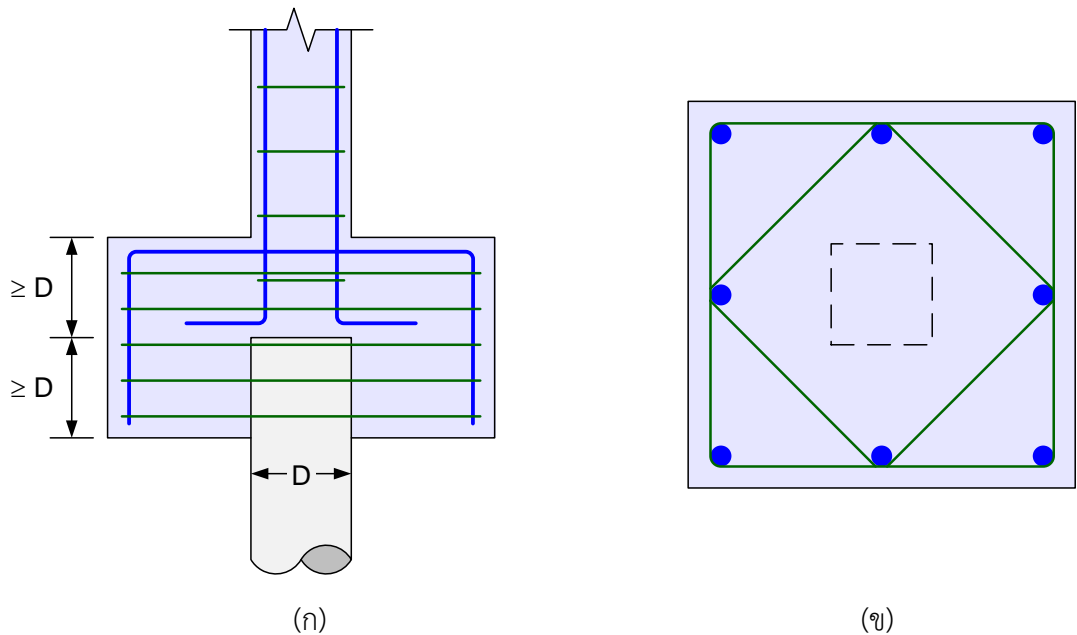
รูปที่ 14.10 การเอียงศูนย์กลางของเสาเข็ม

การเสริมเหล็กในฐานรากเสาเข็มเดี่ยวยังมีหลายรูปแบบดังแสดงในรูป 14.11 คือ (ก) ทำตะแกรงรองรับอย่างเดียวซึ่งอาจเกิดปัญหาได้ง่ายเมื่อเกิดการเอียงศูนย์กลาง (ข) ทำโครงเหล็กครอบเป็นตะแกรงสองชั้น และ (ค) เพิ่มปลอกเหล็กด้านข้างเพื่อเพิ่มความแข็งแรงให้แก่จุดต่อ



รูปที่ 14.11 รูปแบบการเสริมเหล็กในเสาเข็มหนึ่งต้น

จากในรูป 14.11(ข) ระยะที่หัวเสาเข็มฝังเข้าไปในฐานรากต้องไม่น้อยกว่าระยะ D โดย ออกแบบต่อม่อให้สามารถรับแรงจากน้ำหนักบรรทุกทุกและโมเมนต์เพิ่มเติมจากการเอียงศูนย์เท่ากับ ระยะเคิร์น $B/6$ เมื่อ B คือความกว้างด้านที่แคบของฐานราก



รูปที่ 14.12 การเสริมเหล็กในฐานราก F1 เพื่อรองรับการเอียงศูนย์

โมเมนต์ดัดจากการเอียงศูนย์จะทำให้เกิดหน่วยแรงดึงในฐานรากจึงต้องเสริมเหล็กปลอกโอบรัดดังในรูปที่ 14.12(ข) เหล็กปลอกที่นิยมใช้คือ 2-ป. RB9 @ 0.10 ม. เหล็กยื่นใช้ตามความเหมาะสมกับขนาดฐานรากโดยระยะห่างเหล็กยื่นต้องไม่เกิน 45 ซม.

$$\text{ความกว้างฐานราก} \quad B = 2D + 5C_1 \quad (14.7)$$

เมื่อ D คือขนาดเสาเข็ม และ C_1 คือระยะหุ้มคอนกรีต ฐานรากโดยทั่วไป $C_1 = 7.5$ ซม. และในพื้นที่ กัดกร่อนสูงเช่นบริเวณชายทะเลหรือดินเค็มใช้ $C_1 = 10$ ซม.

ตัวอย่างที่ 14.1 ออกแบบฐานรากเสาเข็มตอก I – 0.30×0.30 ม. ซึ่งมีกำลังรับน้ำหนักที่ยอมให้ 40 ตัน/ต้น ต่อม่อมีขนาด 0.30×0.30 ม.² น้ำหนักบรรทุกคงที่ 18 ตัน น้ำหนักบรรทุกจร 14 ตัน กำลังคอนกรีต $f'_c = 240$ กก./ซม.² กำลังครากเหล็กเสริม $f_y = 4,000$ กก./ซม.²

วิธีทำ

$$\text{จำนวนเสาเข็มที่ต้องการ} \quad n = \frac{1.1(18+14)}{40} = 0.88 \rightarrow 1 \text{ ต้น}$$

$$\text{ขนาดเสาเข็ม} \quad D = 0.30 \text{ เมตร}$$

$$\text{ระยะฝังเสาเข็มในฐานราก} \geq D = 0.30 \text{ เมตร}$$

$$\text{ระยะหัวเข็มถึงผิวบนฐานราก} \geq D = 0.30 \text{ เมตร}$$

$$\text{ความสูงฐานราก} \quad H_f = 0.30 + 0.30 = 0.60 \text{ เมตร}$$

พื้นที่ก่อสร้างเป็นพื้นดินทั่วไป ระยะหุ้ม $C = 0.075$ เมตร

ความกว้างฐานราก $B = 2D + 5C = 2(0.30) + 5(0.075) = 0.975 \rightarrow 1.00$ เมตร

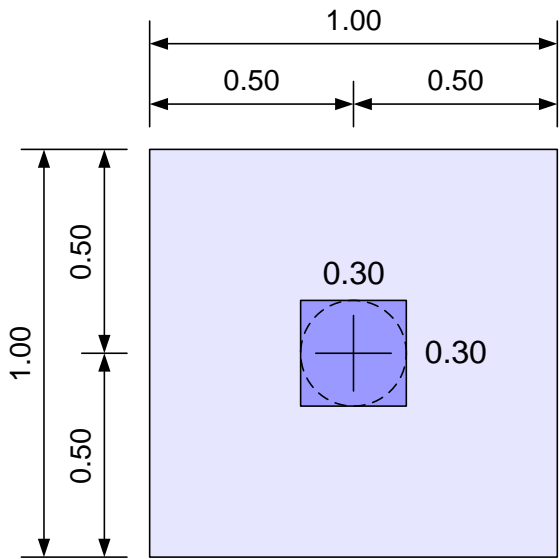
น้ำหนักฐานราก $W_f = 2.4 \times 0.6 \times 1.0^2 = 1.44$ ตัน

น้ำหนักบรรทุกรวม $P = 18 + 14 + 1.44 = 33.44$ ตัน < 40 ตัน **OK**

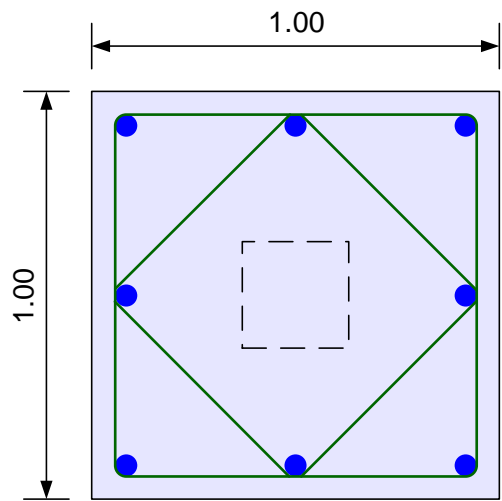
กำหนดเหล็กยื่นและเหล็กปลอก โดยใช้เหล็กยื่น 8DB20 ระยะหุ้มสองข้างๆละ 7.5 ซม.

ระยะห่างเหล็กเสริม = $(100 - 2(7.5) - 2.5)/2 = 41.25$ ซม. < 45 ซม. **OK**

ดังนั้นใช้เหล็กยื่น 8DB20 และเหล็กปลอก 2ป RB9 @ 0.10 ม.

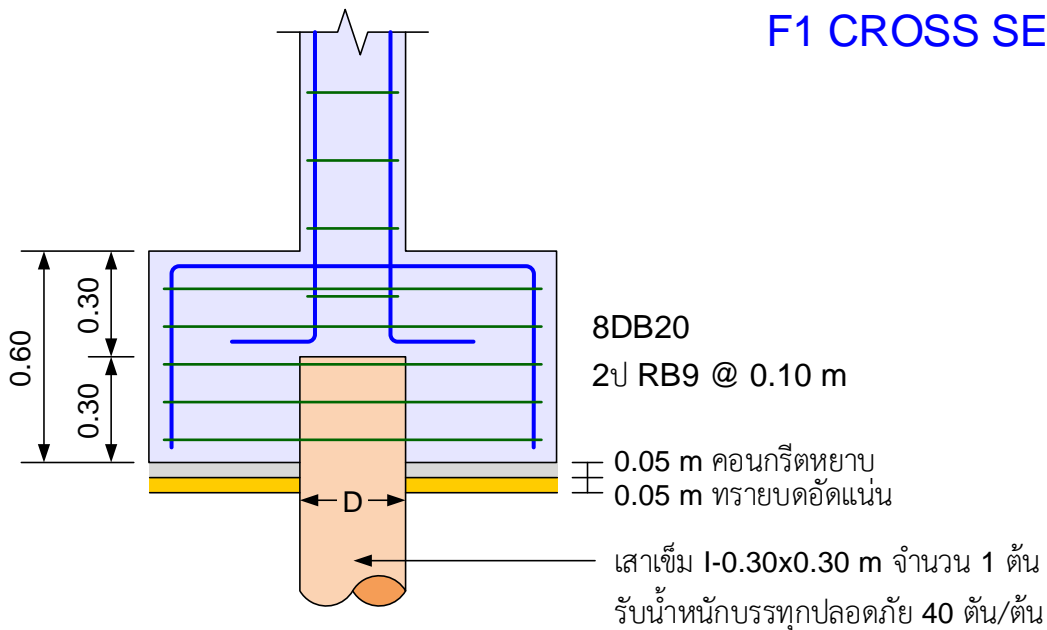


F1 PLAN



8DB20
2ป RB9 @ 0.10 m

F1 CROSS SECTION



8DB20
2ป RB9 @ 0.10 m

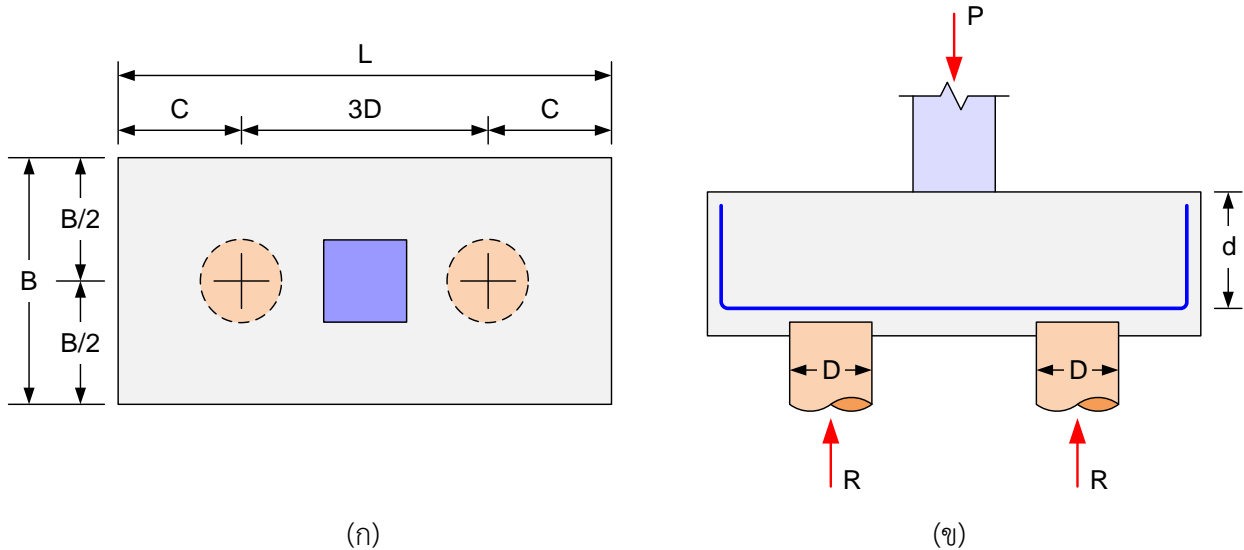
0.05 m คอนกรีตหยาบ
0.05 m ทรายบดอัดแน่น

เสาเข็ม I-0.30x0.30 m จำนวน 1 ต้น
รับน้ำหนักบรรทุกทุกพลอดภัย 40 ตัน/ต้น

F1 SECTION

รูปที่ 14.13 แบบรายละเอียดฐานราก F1 ในตัวอย่างที่ 14.1

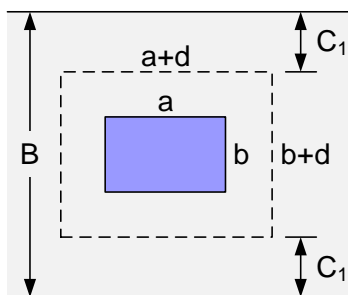
รูปที่ 14.14 แสดงรูปแปลนและรูปด้านข้างของฐานรากบนเสาเข็มสองต้นซึ่งมีขนาดหรือเส้นผ่าศูนย์กลาง D ฐานรากมีความลึกประสิทธิผล d



รูปที่ 14.14 ฐานรากบนเสาเข็มสองต้น

ความกว้างของฐานราก B พิจารณาจากระยะ $B/2$ ต้องไม่น้อยกว่าขนาดเสาเข็ม D นั่นคือ

$$B \geq 2D \quad (14.8)$$



นอกจากนั้นความกว้างฐานรากยังต้องไม่น้อยกว่าระยะจากเส้นรอบรูปการเฉือนทะลุออกมาข้างละ C_1 (ระยะหุ้ม) :

$$B \geq b + d + 2C_1 \quad (14.9)$$

เมื่อ b = ความกว้างตอม่อ, d = ความลึกประสิทธิผลของฐานราก และ $C_1 = 7.5$ ซม. โดยทั่วไป และ 10 ซม. ในพื้นที่ที่กัดกร่อนสูงเช่นบริเวณชายทะเลหรือดินเค็ม

ระยะห่างระหว่างเสาเข็มควรอยู่ระหว่าง $1.5D$ ถึง $3D$ ระยะ $3D$ จะให้ผลดีที่สุด

ระยะ C จากขอบฐานรากด้านข้างถึงเสาเข็ม ต้องไม่น้อยกว่าขนาดเสาเข็ม D

ความยาวฐานราก
$$L = 3D + 2C \quad (14.10)$$

ในการออกแบบฐานรากจะคิดเหมือนเป็นคานช่วงเดี่ยวที่มีแรงกระทำลงกลางช่วงจากเสาตอม่อและเสาเข็มทำหน้าที่เป็นจุดรองรับทั้งสองข้างโดยจะพิจารณาให้ต้านทานแรงคือ

1. การเฉือนคาน โดยใช้หน้าตัดวิกฤตที่ระยะ d จากขอบตอม่อ
2. การเฉือนทะลุ โดยใช้หน้าตัดวิกฤตที่ระยะ $d/2$ จากขอบตอม่อ
3. การดัด โดยใช้หน้าตัดวิกฤตที่ขอบตอม่อ และ ความลึกประสิทธิผล d

ตัวอย่างที่ 14.2 ออกแบบฐานรากเสาเข็มตอก I – 0.26×0.26 ม. ซึ่งมีกำลังรับน้ำหนักที่ยอมให้ 25 ตัน/ต้น ต่อม่อมีขนาด 0.30×0.30 ม.² น้ำหนักบรรทุกคงที่ 22 ตัน น้ำหนักบรรทุกจร 18 ตัน กำลังคอนกรีต $f'_c = 240$ กก./ซม.² กำลังครากเหล็กเสริม $f_y = 4,000$ กก./ซม.²

วิธีทำ

1. จัดขนาดฐานราก สมมุติน้ำหนักฐานราก 20%

$$\text{จำนวนเสาเข็มที่ต้องการ } n = \frac{1.2(22+18)}{25} = 1.92 \rightarrow 2 \text{ ต้น}$$

$$\text{ขนาดเสาเข็ม } D = 0.26 \text{ เมตร,}$$

$$\text{ระยะห่างเสาเข็ม } 3D = 3 \times 0.26 = 0.78 \rightarrow 0.80 \text{ เมตร}$$

$$\text{ระยะขอบ } C \geq D \rightarrow 0.30 \text{ เมตร}$$

$$\text{ความยาวฐานราก } L = 0.80 + 2 \times 0.30 = 1.40 \text{ เมตร}$$

$$\text{ลองใช้ฐานรากหนา 40 ซม.} \rightarrow \text{ความลึกประสิทธิภาพ } d = 30 \text{ ซม.}$$

$$\text{ความกว้างฐานราก } B \geq 2D = 2 \times 0.26 = 0.52 \text{ เมตร}$$

$$B \geq b + d + 2C_1 = 0.3 + 0.3 + 2 \times 0.075 = 0.75 \text{ เมตร} \quad \text{ควบคุม}$$

$$\text{ดังนั้นใช้ความกว้าง } B = 0.80 \text{ เมตร แบ่งครึ่งที่ระยะ } B/2 = 0.40 \text{ เมตร}$$

$$\text{น้ำหนักฐานราก } W_f = 0.80 \times 1.40 \times 0.4 \times 2.4 = 1.08 \text{ ตัน}$$

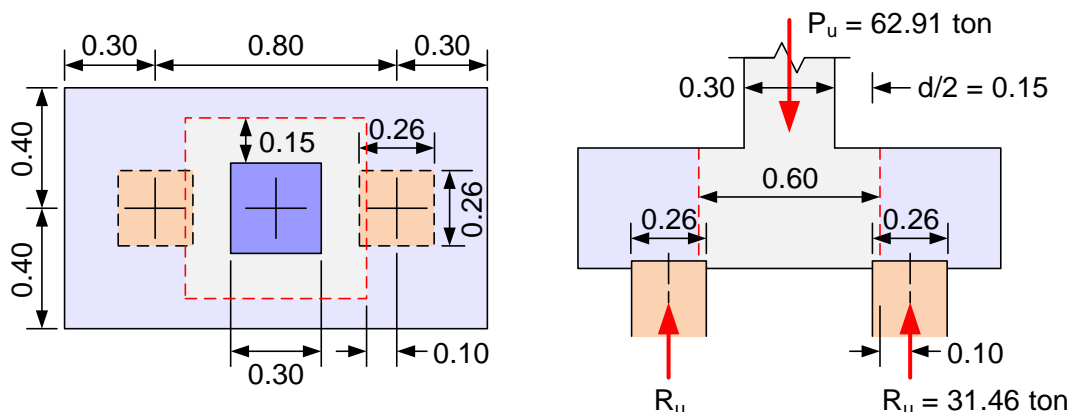
$$\text{รวมน้ำหนักทั้งหมด } P = 22 + 1.08 + 18 = 41.08 \text{ ตัน}$$

$$\text{น้ำหนักลงเข็ม } R = 41.08 / 2 = 20.54 \text{ ตัน} < 25 \text{ ตัน} \quad \text{OK}$$

$$\text{น้ำหนักเพิ่มค่า } P_u = 1.4(22 + 1.08) + 1.7 \times 18 = 62.91 \text{ ตัน}$$

$$\text{แรงในเสาเข็ม } R_u = 62.91 / 2 = 31.46 \text{ ตัน}$$

2. ตรวจสอบการเฉือนทะลุ ที่ระยะ $d/2 = 15$ ซม. จากขอบตอม่อ



รูปที่ 14.15 หน้าตัดวิกฤตเฉือนทะลุในตัวอย่างที่ 14.2

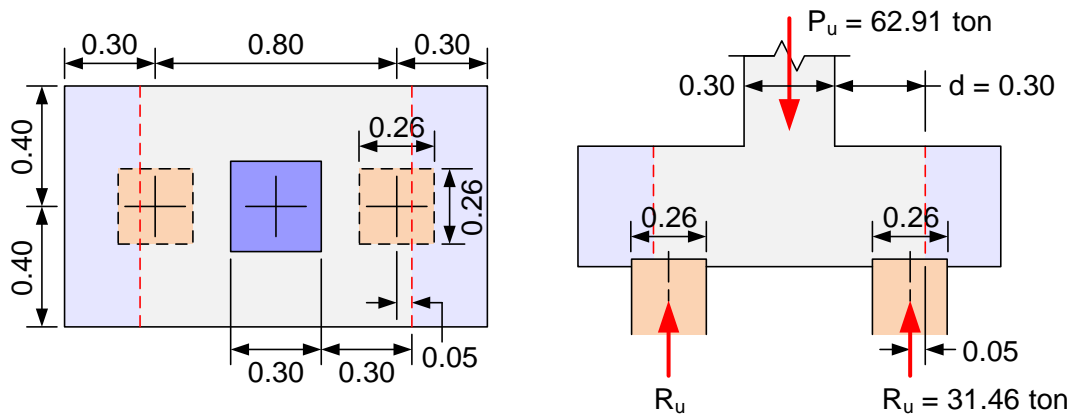
จากในรูปที่ 14.15 ศูนย์กลางเสาเข็มอยู่นอกหน้าตัดวิกฤต 0.10 ม. (+x) น้อยกว่า $D/2 = 0.26/2 = 0.13$ ม. ดังนั้นปรับค่าแรงในเสาเข็ม R_u เป็น R'_u ตามสมการ (14.6)

$$\begin{aligned} \text{แรงเฉือนทะลุ : } V_u &= 2R'_u = 2R_u \left(\frac{1}{2} + \frac{x}{D} \right) \\ &= 2 \times 31.46 \left(\frac{1}{2} + \frac{0.10}{0.26} \right) = 55.66 \text{ ตัน} \end{aligned}$$

$$\text{เส้นรอบรูปการเฉือน : } b_0 = 4 \times 0.60 = 2.40 \text{ เมตร}$$

$$\begin{aligned} \text{กำลังเฉือนคอนกรีต : } \phi V_c &= 0.85 \times 1.06 \sqrt{240} \times 240 \times 30 / 1,000 \\ &= 100.5 \text{ ตัน} > V_u \end{aligned} \quad \text{OK}$$

3. ตรวจสอบการเฉือนคาน ที่ระยะ $d = 30$ ซม. จากขอบตอม่อ



รูปที่ 14.16 หน้าตัดวิกฤตเฉือนคานในตัวอย่างที่ 14.2

จากในรูปที่ 14.16 ศูนย์กลางเสาเข็มอยู่ในหน้าตัดวิกฤต 0.05 ม. (-x) น้อยกว่า $D/2 = 0.26/2 = 0.13$ ม. ดังนั้นปรับค่าแรงในเสาเข็ม R_u เป็น R'_u ตามสมการ (14.6)

$$\begin{aligned} \text{แรงเฉือนคาน : } V_u &= R'_u = R_u \left(\frac{1}{2} + \frac{x}{D} \right) \\ &= 31.46 \left(\frac{1}{2} - \frac{0.05}{0.26} \right) = 9.68 \text{ ตัน} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{กำลังเฉือนคอนกรีต : } \phi V_c &= 0.85 \times 0.53 \sqrt{240} \times 80 \times 30 / 1,000 \\ &= 16.8 \text{ ตัน} > V_u \end{aligned} \quad \text{OK}$$

4. ออกแบบเหล็กเสริมรับโมเมนต์ดัด ความลึกประสิทธิภาพ $d = 30$ ซม.

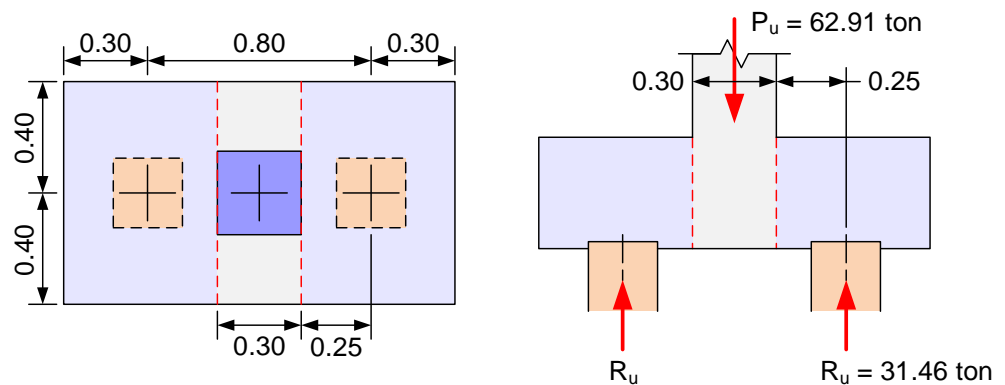
เหล็กเสริมด้านสั้น : ใช้ปริมาณเหล็กเสริมกันร้าว

$$A_s = 0.0018 \times 140 \times 40 = 10.08 \text{ ซม.}^2$$

ใช้เหล็กเสริม **6-DB16** ($A_s = 6(2.01) = 12.06 \text{ ซม.}^2$)

$$\text{ระยะห่าง } s = (140 - 2 \times 7.5) / 5 = 25 \text{ ซม.} < 3 \times 40 = 120 \text{ ซม.} \quad \text{OK}$$

เหล็กเสริมด้านยาว : คำนวณโมเมนต์ที่หน้าตัดวิกฤตที่ผิวตอม่อ



รูปที่ 14.17 หน้าตัดวิกฤตการดัดในตัวอย่างที่ 14.2

โมเมนต์ดัด : $M_u = 31.46 \times 0.25 = 7.87$ ตัน-เมตร

$$R_n = \frac{7.87 \times 10^5}{0.9 \times 80 \times 30^2} = 12.15 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right) = 0.0031 < [\rho_{\max} = 0.0197] \quad \text{OK}$$

$$A_s = \rho b d = 0.0031 \times 80 \times 30 = 7.44 \text{ ซม.}^2$$

เหล็กกันร้าว $A_{s,\min} = 0.0018 b t = 0.0018 \times 80 \times 40 = 5.76 \text{ ซม.}^2 < A_s \quad \text{OK}$

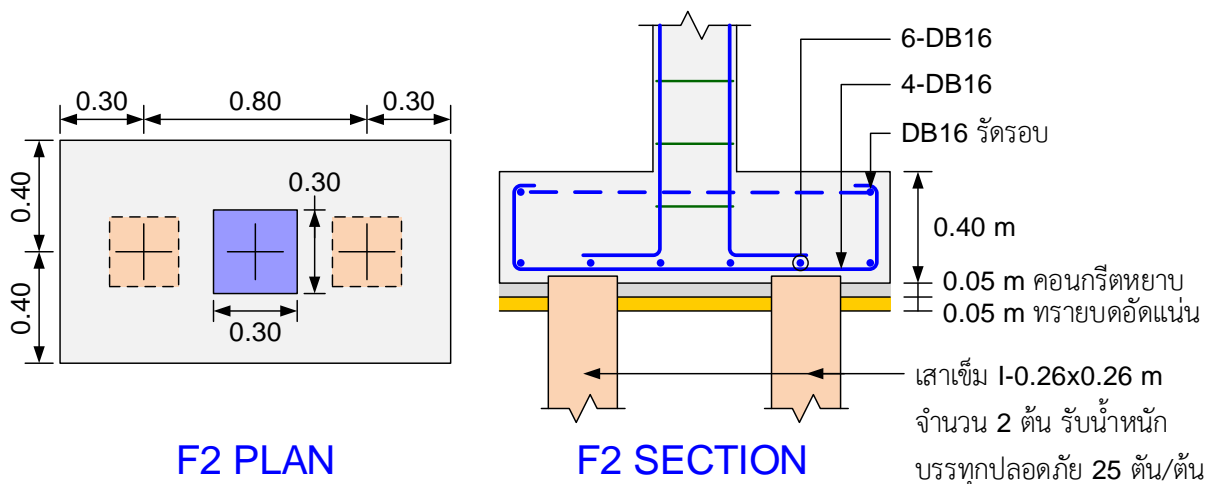
ใช้เหล็กเสริม **4-DB16** ($A_s = 4(2.01) = 8.04 \text{ ซม.}^2$)

ระยะห่าง $s = (80 - 2 \times 7.5) / 3 = 21.7 \text{ ซม.} < 3 \times 40 = 120 \text{ ซม.} \quad \text{OK}$

5. ตรวจสอบระยะฝั่งยึด

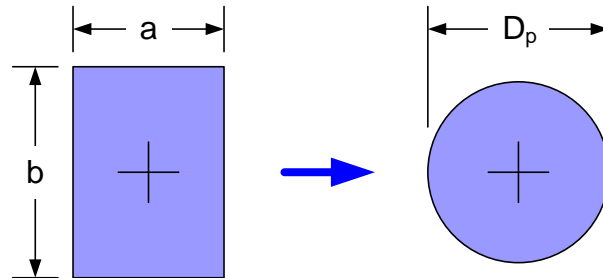
จากตาราง ก.4 ระยะฝั่งยึดของ DB16 : $l_d = 0.62 \text{ ม.}$

ความยาวเหล็กที่ฝั่งจริง = $(1.4 - 0.3) / 2 - 0.075 = 0.475 \text{ ม.} < l_d \quad \text{ต้องงอจาก}$



รูปที่ 14.18 แบบรายละเอียดฐานราก F2 ในตัวอย่างที่ 14.2

เสาเข็ม 3 ต้นจะวางตัวเป็นรูปสามเหลี่ยมด้านเท่าโดยมีตอม่ออยู่ตรงกลาง เพื่อความสะดวกในการคำนวณแรงเฉือน จะแปลงหน้าตัดตอม่อสี่เหลี่ยมเป็นวงกลมซึ่งมีพื้นที่เท่ากัน

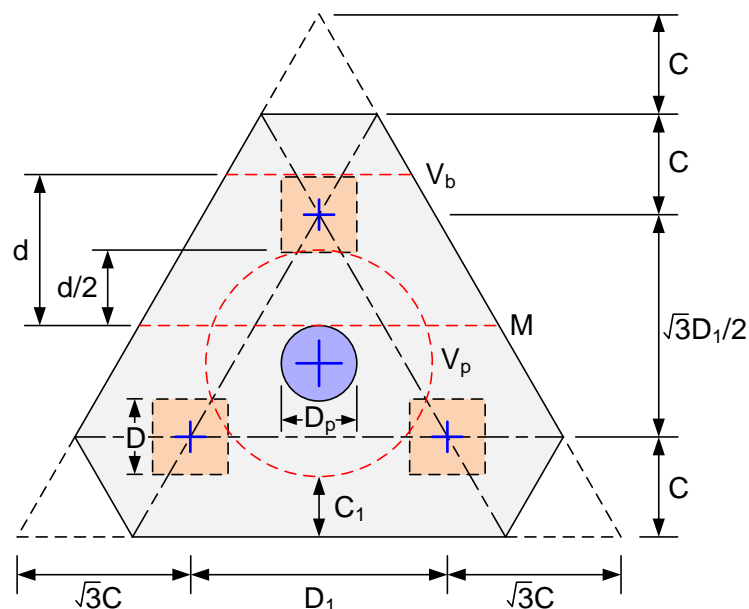


รูปที่ 14.19 การแปลงหน้าตัดเสาตอม่อไปเป็นหน้าตัดวงกลมพื้นที่เท่ากัน

$$ab = \frac{\pi}{4} D_p^2 \rightarrow D_p = 2\sqrt{\frac{ab}{\pi}} \quad (14.11)$$

การเขียนแปลนฐานรากสามเหลี่ยม :

1. เขียนรูปสามเหลี่ยมด้านเท่า แต่ละด้านยาว $D_1 = 3D$ เมื่อ D คือขนาดเสาเข็ม
2. ลากเส้นขนานด้านทั้งสามห่างออกไปเป็นระยะขอบ $C \geq D$
3. ตัดมุมสามเหลี่ยมรูปนอกเข้ามาเป็นระยะ C



รูปที่ 14.20 รูปแปลนฐานรากเสาเข็มสามต้น

แนวเส้นประวงกลม V_p สำหรับการเฉือนทะลุอยู่ห่างจากขอบตอม่อเท่ากับ $d/2$ โดยระยะห่างจากขอบฐานรากต้องไม่น้อยกว่าระยะหุ้ม C_1 ซึ่งถ้าคิดระยะจากศูนย์กลางตอม่อถึงขอบล่างฐานราก

$$\frac{D_p + d}{2} + C_1 = \left(\frac{\sqrt{3}}{2} D_1 \right) / 3 + C$$

$$\text{ดังนั้น} \quad C_1 = \frac{D_1}{2\sqrt{3}} + C - \frac{D_p+d}{2} \quad (14.12)$$

ถ้าค่า C_1 ที่คำนวณได้จากสมการ (14.12) มีค่าน้อยกว่า 7.5 ซม. สำหรับกรณีทั่วไป และ 10 ซม. สำหรับกรณีกักร่อน ให้เพิ่มระยะ D_1 โดยแทนค่า C_1 ที่ต้องการลงในสมการ

$$D_1 = 2\sqrt{3} \left(\frac{D_p+d}{2} + C_1 - C \right) \quad (14.13)$$

$$\text{น้ำหนักบรรทุกทุกเพิ่มค่าลงต่อม่อ} \quad P_u = 1.4DL + 1.7LL$$

$$\text{แรงในเสาเข็มแต่ละต้น} \quad R_u = P_u / 3$$

การเฉือนทะลุ :

ระยะ x จากหน้าตัดวิกฤตถึงศูนย์กลางเสาเข็ม

$$x = \frac{D_1}{\sqrt{3}} - \frac{D_p+d}{2} \quad (14.14)$$

ถ้า $x \leq -D/2$ แรงเฉือนทะลุ $V_u = 0$

ถ้า $-D/2 \leq x \leq D/2$ แรงเฉือนทะลุ $V_u = P_u \left(\frac{1}{2} + \frac{x}{D} \right)$

ถ้า $x \geq D/2$ แรงเฉือนทะลุ $V_u = P_u$

ความยาวเส้นรอบรูปหน้าตัดวิกฤต

$$b_o = 2\pi \left(\frac{D_p+d}{2} \right) = \pi(D_p+d) \quad (14.15)$$

$$\text{กำลังเฉือนทะลุ} \quad \phi V_c = 1.06 \phi \sqrt{f'_c} b_o d \quad (14.16)$$

การเฉือนคาน : แนวเส้นประ V_b สำหรับการเฉือนคานอยู่ห่างจากขอบต่อม่อเป็นระยะ d

ความยาว B_1 ของหน้าตัดวิกฤตคำนวณได้จากสูตร

$$B_1 = \frac{(D_1 + 2\sqrt{3}C) \left(\frac{D_1}{\sqrt{3}} + 2C - \frac{D_p}{2} - d \right)}{\left(\frac{3D_1}{2\sqrt{3}} + 3C \right)} \quad (14.17)$$

ระยะ x จากหน้าตัดวิกฤตถึงศูนย์กลางเสาเข็ม

$$x = \frac{D_1}{\sqrt{3}} - \frac{D_p}{2} - d \quad (14.18)$$

ถ้า $x \leq -D/2$ แรงเฉือนทะลุ $V_u = 0$

ถ้า $-D/2 \leq x \leq D/2$ แรงเฉือนทะลุ $V_u = P_u \left(\frac{1}{2} + \frac{x}{D} \right)$

ถ้า $x \geq D/2$ แรงเฉือนทะลุ $V_u = P_u$

$$\text{กำลังเฉือนคาน} \quad \phi V_c = 0.53 \phi \sqrt{f'_c} B_1 d \quad (14.19)$$

โมเมนต์ดัด : แนวเส้นประ M สำหรับการตัดอยู่ที่ขอบตอม่อ

ความยาว B_2 ของหน้าตัดวิกฤตคำนวณได้จากสูตร

$$B_2 = \frac{(D_1 + 2\sqrt{3}C) \left(\frac{D_1}{\sqrt{3}} + 2C - \frac{D_p}{2} \right)}{\left(\frac{\sqrt{3}D_1}{2} + 3C \right)} \quad (14.20)$$

$$\text{โมเมนต์ดัด :} \quad M_u = R_u \left(\frac{D_1}{\sqrt{3}} - \frac{D_p}{2} \right) \quad (14.21)$$

ตัวอย่างที่ 14.3 ออกแบบฐานรากเสาเข็มตอก $S - 0.40 \times 0.40$ ม. ซึ่งมีกำลังรับน้ำหนักที่ยอมให้ 75 ตัน/ตัน ตอม่อมีขนาด 0.40×0.60 ม.² น้ำหนักบรรทุกคงที่ 100 ตัน น้ำหนักบรรทุกจร 80 ตัน กำลังคอนกรีต $f'_c = 240$ กก./ซม.² กำลังครากเหล็กเสริม $f_y = 4,000$ กก./ซม.²

วิธีทำ

1. จัดขนาดฐานราก สมมติน้ำหนักฐานราก 20%

$$\text{จำนวนเสาเข็มที่ต้องการ} \quad n = \frac{1.2(100 + 80)}{75} = 2.88 \rightarrow 3 \text{ ต้น}$$

ฐานรากเสาเข็ม 3 ต้น แปลงหน้าตัดตอม่อเป็นวงกลมเส้นผ่าศูนย์กลาง D_p

$$D_p = 2\sqrt{\frac{ab}{\pi}} = 2\sqrt{\frac{40 \times 60}{\pi}} = 55.3 \text{ ม.}$$

ขนาดต่างๆของฐานราก :

$$D = 0.40 \text{ ม.} = \text{ขนาดเสาเข็ม}$$

$$C = D = 0.40 \text{ ม.} = \text{ระยะจากศูนย์กลางเสาเข็มถึงขอบฐานราก}$$

$$D_1 = 3D = 3 \times 0.40 = 1.20 \text{ ม.} = \text{ระยะห่างระหว่างศูนย์กลางเสาเข็ม}$$

$$C_1 = 0.10 \text{ ม.} = \text{ระยะหุ้มคอนกรีต}$$

สมมติความลึกฐานราก = 0.40 ม. \rightarrow ความลึกประสิทธิภาพ $d = 0.30$ ม.

ตรวจสอบระยะหุ้ม C_1 :

$$\begin{aligned} C_1 &= \frac{D_1}{2\sqrt{3}} + C - \frac{D_p + d}{2} = \frac{1.20}{2\sqrt{3}} + 0.40 - \frac{0.553 + 0.30}{2} \\ &= 0.32 \text{ ม.} > 0.10 \text{ ม.} \end{aligned}$$

OK

พื้นที่ฐานราก A_F :

$$A_F = \frac{1}{2}(D_1 + 2\sqrt{3}C) \left(\frac{\sqrt{3}}{2}D_1 + 3C \right) - \sqrt{3}C^2$$

$$= \frac{1}{2}(1.20 + 2\sqrt{3} \times 0.40) \left(\frac{\sqrt{3}}{2} \times 1.20 + 3 \times 0.40 \right) - \sqrt{3} \times 0.40^2$$

$$= 2.62 \text{ ตร.ม.}$$

น้ำหนักฐานราก :

$$W_f = 2.62 \times 0.40 \times 2.4 = 2.52 \text{ ตัน}$$

น้ำหนักบรรทุก :

$$P = 100 + 2.52 + 80 = 182.5 \text{ ตัน}$$

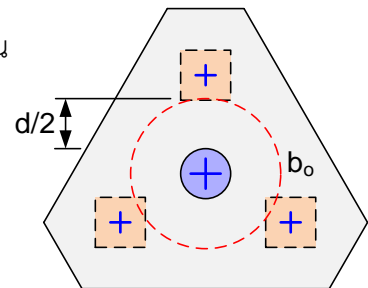
$$R = 182.5/3 = 60.8 \text{ ตัน} < \text{กำลังเสาเข็ม } 75 \text{ ตัน}$$

OK

น้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่า :

$$P_u = 1.4(100 + 2.52) + 1.7 \times 80 = 279.5 \text{ ตัน}$$

$$R_u = P_u/3 = 279.5/3 = 93.2 \text{ ตัน}$$



2. ตรวจสอบการเฉือนทะลุ

ระยะ x จากหน้าตัดวิกฤตถึงศูนย์กลางเสาเข็ม

$$x = \frac{D_1}{\sqrt{3}} - \frac{D_p + d}{2} = \frac{1.20}{\sqrt{3}} - \frac{0.553 + 0.30}{2} = 0.266 \text{ ม.} > [D/2 = 0.20 \text{ ม.}]$$

ดังนั้น $V_u = P_u = 279.5 \text{ ตัน}$

เส้นรอบรูปการเฉือน : $b_o = \pi(D_p + d) = \pi(55.3 + 30) = 268 \text{ ซม.}$

กำลังเฉือนคอนกรีต : $\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \sqrt{240} \times 268 \times 30 / 1,000$

$$= 112 \text{ ตัน} < [V_u = 279.5 \text{ ตัน}]$$

NG

เพิ่มความหนาฐานราก โดยคำนวณความลึกประสิทธิผล d จากสูตร V_c

$$d = \frac{V_u}{1.06 \phi \sqrt{f'_c} b_o} = \frac{279.5 \times 10^3}{1.06 \times 0.85 \sqrt{240} \times 268} = 74.7 \text{ ซม.}$$

ลองฐานรากหนา = 0.90 ม. → ความลึกประสิทธิผล d = 0.80 ม.

ตรวจสอบระยะหุ้ม C_1 :

$$C_1 = \frac{D_1}{2\sqrt{3}} + C - \frac{D_p + d}{2} = \frac{1.20}{2\sqrt{3}} + 0.40 - \frac{0.553 + 0.80}{2}$$

$$= 0.07 \text{ ม.} < 0.10 \text{ ม.}$$

NG

ปรับระยะ D_1 :

$$D_1 = 2\sqrt{3} \left(\frac{D_p + d}{2} + C_1 - C \right) = 2\sqrt{3} \left(\frac{0.553 + 0.80}{2} + 0.10 - 0.40 \right)$$

$$= 1.304 \text{ ม.} \rightarrow 1.35 \text{ ม.}$$

พื้นที่ฐานราก A_F :

$$\begin{aligned} A_F &= \frac{1}{2}(D_1 + 2\sqrt{3}C) \left(\frac{\sqrt{3}}{2}D_1 + 3C \right) - \sqrt{3}C^2 \\ &= \frac{1}{2}(1.35 + 2\sqrt{3} \times 0.40) \left(\frac{\sqrt{3}}{2} \times 1.35 + 3 \times 0.40 \right) - \sqrt{3} \times 0.40^2 \\ &= 2.96 \text{ ตร.ม.} \end{aligned}$$

น้ำหนักฐานราก :

$$W_f = 2.96 \times 0.90 \times 2.4 = 6.39 \text{ ตัน}$$

น้ำหนักบรรทุก :

$$P = 100 + 6.39 + 80 = 186.4 \text{ ตัน}$$

$$R = 186.4/3 = 62.1 \text{ ตัน} < \text{กำลังเสาเข็ม 75 ตัน}$$

OK

น้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่า :

$$P_u = 1.4(100 + 6.39) + 1.7 \times 80 = 285.0 \text{ ตัน}$$

$$R_u = P_u/3 = 285.0/3 = 95.0 \text{ ตัน}$$

3. ตรวจสอบการเฉือนทะลุ (อีกครั้ง)

ระยะ x จากหน้าตัดวิกฤตถึงศูนย์กลางเสาเข็ม

$$x = \frac{D_1}{\sqrt{3}} - \frac{D_p + d}{2} = \frac{1.35}{\sqrt{3}} - \frac{0.553 + 0.80}{2} = 0.103 \text{ ม.} < [D/2 = 0.20 \text{ ม.}]$$

$$-D/2 \leq x \leq D/2 \rightarrow V_u = P_u \left(\frac{1}{2} + \frac{x}{D} \right) = 285 \left(\frac{1}{2} + \frac{0.103}{0.40} \right) = 215.9 \text{ ตัน}$$

เส้นรอบรูปการเฉือน : $b_o = \pi(D_p + d) = \pi(55.3 + 80) = 425 \text{ ซม.}$

กำลังเฉือนคอนกรีต : $\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \sqrt{240} \times 425 \times 80 / 1,000$

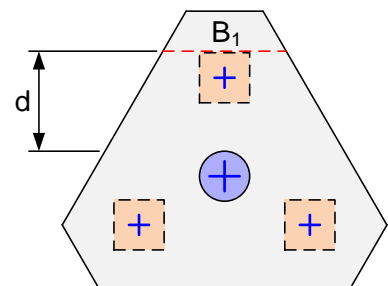
$$= 474.6 \text{ ตัน} > [V_u = 215.9 \text{ ตัน}]$$

OK

4. ตรวจสอบการเฉือนคาน

ความยาว B_1 ของหน้าตัดวิกฤตคำนวณได้จากสูตร

$$B_1 = \frac{(D_1 + 2\sqrt{3}C) \left(\frac{D_1}{\sqrt{3}} + 2C - \frac{D_p}{2} - d \right)}{\left(\frac{3D_1}{2\sqrt{3}} + 3C \right)}$$



$$B_1 = \frac{(1.35 + 2\sqrt{3} \times 0.40) \left(\frac{1.35}{\sqrt{3}} + 2 \times 0.40 - \frac{0.553}{2} - 0.80 \right)}{\left(\frac{3 \times 1.35}{2\sqrt{3}} + 3 \times 0.40 \right)} = 0.58 \text{ ม.}$$

ระยะ x จากหน้าตัดวิกฤตถึงศูนย์กลางเสาเข็ม

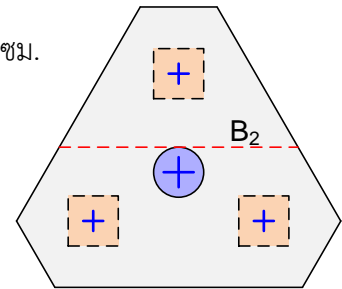
$$x = \frac{D_1}{\sqrt{3}} - \frac{D_p}{2} - d = \frac{1.35}{\sqrt{3}} - \frac{0.553}{2} - 0.80 = -0.29 \text{ ม.}$$

$x \leq -D/2 \rightarrow V_u = 0$ ดังนั้นฐานรากรับการเฉือนคานได้

5. ออกแบบเหล็กเสริมรับโมเมนต์ดัด ความลึกประสิทธิภาพ $d = 80$ ซม.

ความยาว B_2 ของหน้าตัดวิกฤตคำนวณได้จากสูตร

$$B_2 = \frac{(D_1 + 2\sqrt{3}C) \left(\frac{D_1}{\sqrt{3}} + 2C - \frac{D_p}{2} \right)}{\left(\frac{\sqrt{3}D_1}{2} + 3C \right)}$$



$$B_2 = \frac{(1.35 + 2\sqrt{3} \times 0.40) \left(\frac{1.35}{\sqrt{3}} + 2 \times 0.40 - \frac{0.553}{2} \right)}{\left(\frac{\sqrt{3}}{2} \times 1.35 + 3 \times 0.40 \right)} = 1.51 \text{ ม.}$$

โมเมนต์ดัด :

$$M_u = R_u \left(\frac{D_1}{\sqrt{3}} - \frac{D_p}{2} \right) = 95 \left(\frac{1.35}{\sqrt{3}} - \frac{0.553}{2} \right) = 46.3 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi B_2 d^2} = \frac{46.3 \times 10^5}{0.9 \times 151 \times 80^2} = 5.32 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right) = 0.0014 < [\rho_{\max} = 0.0197] \quad \text{OK}$$

$$A_s = \rho B_2 d = 0.0014 \times 151 \times 80 = 16.9 \text{ ซม.}^2$$

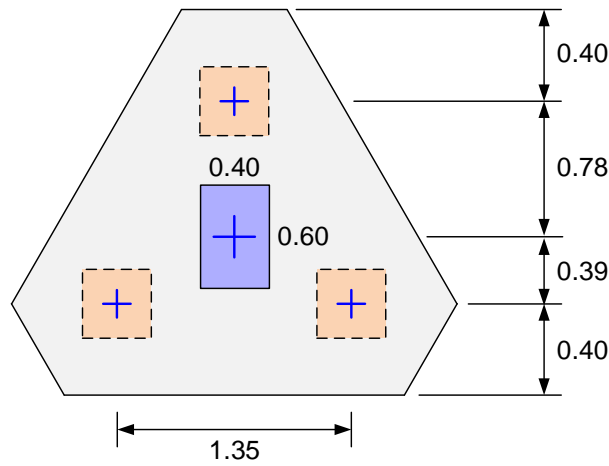
เหล็กกันร้าว $A_{s,\min} = 0.0018 B_2 t = 0.0018 \times 151 \times 90 = 24.5 \text{ ซม.}^2 > A_s$

ใช้เหล็กเสริม **6-DB25** ($A_s = 29.45 \text{ ซม.}^2$)

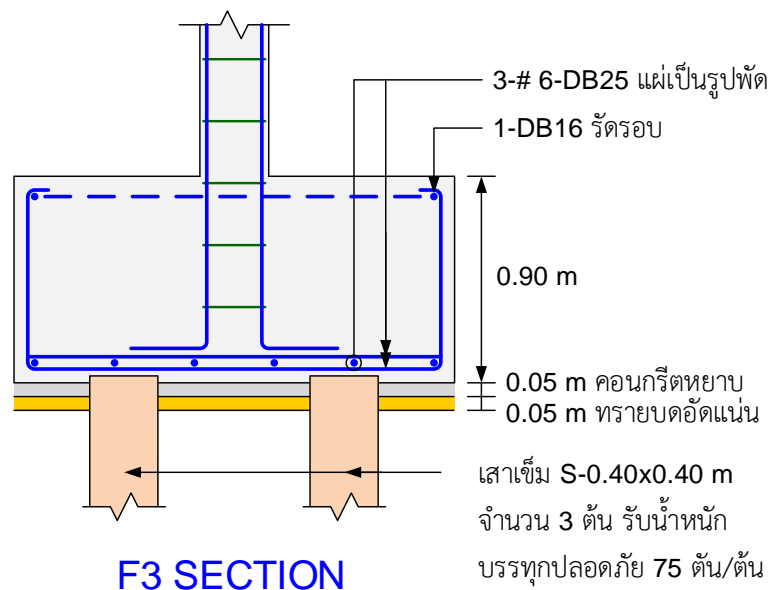
6. ตรวจสอบระยะฝังยึด

จากตาราง ก.4 ระยะฝังยึดของ DB25 : $l_d = 1.23 \text{ ม.}$

$$\begin{aligned} \text{ความยาวเหล็กที่ฝังจริง} &= \frac{D_1}{\sqrt{3}} + C - \frac{D_p}{2} - 0.10 \\ &= \frac{1.35}{\sqrt{3}} + 0.40 - \frac{0.553}{2} - 0.10 = 0.803 \text{ ม.} < l_d \quad \text{ต้องออกจาก} \end{aligned}$$



F3 PLAN

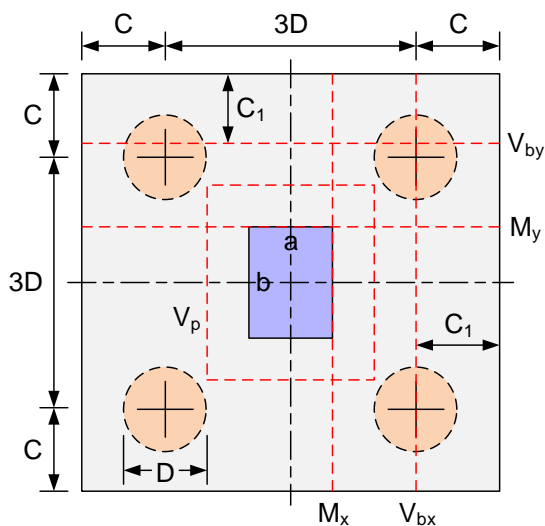


F3 SECTION

รูปที่ 14.21 แบบรายละเอียดฐานราก F3 ในตัวอย่างที่ 14.3

ฐานรากเสาเข็ม 4 ต้น

F4



รูปที่ 14.22 ขนาดฐานเสาเข็ม 4 ต้น

ฐานรากเสาเข็ม 4 ต้นเป็นฐานรากที่มีเสถียรภาพดีเมื่อเทียบกับฐาน F1 และ F2 ก่อสร้างได้ง่ายกว่า F3

การกำหนดขนาดของฐานราก :

D = ขนาดเสาเข็ม

$C \geq D$ = ระยะจากศูนย์กลางเสาเข็มถึงขอบฐาน

3D = ระยะห่างเสาเข็ม

$3D+2C$ = ความกว้างยาวฐานราก

a, b = ขนาดเสาตอม่อ

C1 = ระยะหุ้มคอนกรีต = 0.075 ม. กรณีทั่วไป
= 0.10 ม. กรณีมีการกัดกร่อน

ในการออกแบบต้องตรวจสอบการเฉือนทะลุ (V_p), การเฉือนคาน (V_b) และโมเมนต์ตัด (M) ถ้าเสามีหน้ากว้าง a และ b ไม่เท่ากันต้องตรวจสอบทั้งสองทิศทาง ดังในรูปที่ 14.22

ตัวอย่างที่ 14.4 ออกแบบฐานรากเสาเข็มตอก $S - 0.40 \times 0.40$ ม. ซึ่งมีกำลังรับน้ำหนักที่ยอมให้ 75 ตัน/ต้น ต่อม่อมีขนาด 0.40×0.60 ม.² น้ำหนักบรรทุกคงที่ 120 ตัน น้ำหนักบรรทุกจร 80 ตัน กำลังคอนกรีต $f'_c = 240$ กก./ซม.² กำลังครากเหล็กเสริม $f_y = 4,000$ กก./ซม.²

วิธีทำ

1. จัดขนาดฐานราก สมมุติน้ำหนักฐานราก 20%

$$\text{จำนวนเสาเข็มที่ต้องการ } n = \frac{1.2(120+80)}{75} = 3.2 \rightarrow 4 \text{ ต้น}$$

ขนาดต่างๆของฐานราก :

$$D = 0.40 \text{ ม.} = \text{ขนาดเสาเข็ม}$$

$$C = D = 0.40 \text{ ม.} = \text{ระยะจากศูนย์กลางเสาเข็มถึงขอบฐานราก}$$

$$D_1 = 3D = 3 \times 0.40 = 1.20 \text{ ม.} = \text{ระยะห่างระหว่างศูนย์กลางเสาเข็ม}$$

$$C_1 = 0.10 \text{ ม.} = \text{ระยะหุ้มคอนกรีต}$$

สมมุติความลึกฐานราก = 0.40 ม. \rightarrow ความลึกประสิทธิภาพ $d = 0.30$ ม.

$$\text{ความกว้างฐานราก} = D_1 + 2D = 1.20 + 2 \times 0.40 = 2.00 \text{ ม.}$$

น้ำหนักฐานราก :

$$W_f = 2.00^2 \times 0.40 \times 2.4 = 3.84 \text{ ตัน}$$

น้ำหนักบรรทุก :

$$P = 120 + 3.84 + 80 = 203.84 \text{ ตัน}$$

$$R = 203.84/4 = 50.96 \text{ ตัน} < \text{กำลังเสาเข็ม } 75 \text{ ตัน}$$

OK

น้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่า :

$$P_u = 1.4(120+3.84) + 1.7 \times 80 = 309.4 \text{ ตัน}$$

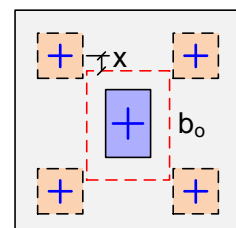
$$R_u = P_u/4 = 309.4/4 = 77.3 \text{ ตัน}$$

2. ตรวจสอบการเฉือนทะลุ

หน้าตัดเสาตอม่อ 0.40×0.60 ม.: $a = 0.40$ ม., $b = 0.60$ ม.

ระยะ x จากหน้าตัดวิกฤตถึงศูนย์กลางเสาเข็ม

$$x = \frac{D_1 - a - d}{2} = \frac{1.20 - 0.40 - 0.30}{2} = 0.25 \text{ ม.} > [D/2 = 0.20 \text{ ม.}]$$



ถ้า $x \leq -D/2$ แรงเฉือนทะลุ $V_u = 0$

ถ้า $-D/2 \leq x \leq D/2$ แรงเฉือนทะลุ $V_u = P_u \left(\frac{1}{2} + \frac{x}{D} \right)$

ถ้า $x \geq D/2$ แรงเฉือนทะลุ $V_u = P_u$

ในกรณีนี้ $x > D/2$ แรงเฉือนทะลุ $V_u = P_u = 309.4$ ตัน

เส้นรอบรูปการเฉือน : $b_o = 2(a+b+2d) = 2(40+60+2 \times 30) = 320$ ซม.

กำลังเฉือนคอนกรีต : $\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \sqrt{240} \times 320 \times 30 / 1,000$
 $= 134.0$ ตัน $< [V_u = 309.4$ ตัน]

NG

กำลังเฉือนทะลุไม่เพียงพอ เพิ่มค่า d โดยพิจารณาจาก

$$\phi V_c = 1.06 \phi \sqrt{f'_c} b_o d = V_u$$

$$1.06 \phi \sqrt{f'_c} \times 2(a+b+2d)d = V_u$$

แทนค่าตัวแปรแล้วแก้สมการกำลังสองเพื่อหาค่า d

$$d^2 + 50d - 5445 = 0 \rightarrow d = 52.91 \text{ ซม.}$$

เลือกรูปร่างรากหนา 70 ซม. ความลึกประสิทธิภาพ $d = 60$ ซม.

น้ำหนักฐานราก :

$$W_f = 2.00^2 \times 0.70 \times 2.4 = 6.72 \text{ ตัน}$$

น้ำหนักบรรทุก :

$$P = 120 + 6.72 + 80 = 206.72 \text{ ตัน}$$

$$R = 206.72/4 = 51.68 \text{ ตัน} < \text{กำลังเสาเข็ม } 75 \text{ ตัน}$$

OK

น้ำหนักบรรทุกทุกเพิ่มค่า :

$$P_u = 1.4(120+6.72) + 1.7 \times 80 = 313.4 \text{ ตัน}$$

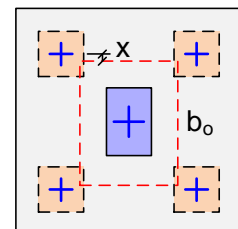
$$R_u = P_u/4 = 313.4/4 = 78.4 \text{ ตัน}$$

3. ตรวจสอบการเฉือนทะลุ (อีกครั้ง)

ระยะ x จากหน้าตัดวิกฤตถึงศูนย์กลางเสาเข็ม

$$x = \frac{D_1 - a - d}{2} = \frac{1.20 - 0.40 - 0.60}{2} = 0.10 \text{ ม.} < [D/2 = 0.20 \text{ ม.}]$$

$$-D/2 \leq x \leq D/2 \rightarrow V_u = P_u \left(\frac{1}{2} + \frac{x}{D} \right) = 313.4 \left(\frac{1}{2} + \frac{0.10}{0.40} \right) = 235.1 \text{ ตัน}$$



เส้นรอบรูปการเฉือน : $b_o = 2(a+b+2d) = 2(40+60+2 \times 60) = 440$ ซม.

$$\begin{aligned} \text{กำลังเฉือนคอนกรีต : } \phi V_c &= 0.85 \times 1.06 \sqrt{240} \times 440 \times 60 / 1,000 \\ &= 368.5 \text{ ตัน} > [V_u = 309.4 \text{ ตัน}] \end{aligned}$$

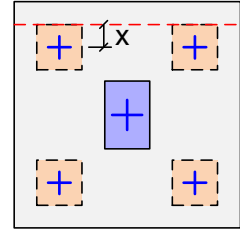
OK

4. ตรวจสอบการเฉือนคาน

ระยะ x จากหน้าตัดวิกฤตถึงศูนย์กลางเสาเข็ม

$$x = \frac{D_1}{2} - \frac{a}{2} - d = \frac{1.20}{2} - \frac{0.40}{2} - 0.60 = -0.20 \text{ ม.}$$

$x \leq -D/2 \rightarrow V_u = 0$ ดังนั้นฐานรากรับการเฉือนคานได้



5. ออกแบบเหล็กเสริมรับโมเมนต์ตัด ความลึกประสิทธิภาพ $d = 60$ ซม.

โมเมนต์ตัด : (เหล็กเสริมแนวอน)

$$\begin{aligned} M_u &= 2R_u \left(\frac{D_1 - a}{2} \right) = 2 \times 78.4 \left(\frac{1.2 - 0.4}{2} \right) \\ &= 62.7 \text{ ตัน-เมตร} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{62.7 \times 10^5}{0.9 \times 200 \times 60^2} = 9.68 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right) = 0.0025 < [\rho_{\max} = 0.0197]$$

$$A_s = \rho b d = 0.0025 \times 200 \times 60 = 29.8 \text{ ซม.}^2$$

เหล็กกั้นร้าว $A_{s,\min} = 0.0018 b t = 0.0018 \times 200 \times 70 = 25.2 \text{ ซม.}^2 < A_s$

ใช้เหล็กเสริม **7-DB25** ($A_s = 34.36 \text{ ซม.}^2$)

โมเมนต์ตัด : (เหล็กเสริมแนวตั้ง)

$$\begin{aligned} M_u &= 2R_u \left(\frac{D_1 - b}{2} \right) = 2 \times 78.4 \left(\frac{1.2 - 0.6}{2} \right) \\ &= 47.0 \text{ ตัน-เมตร} \end{aligned}$$

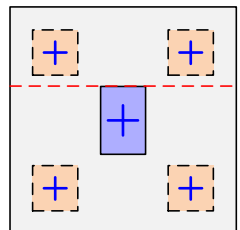
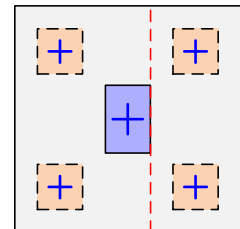
$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{47.0 \times 10^5}{0.9 \times 200 \times 60^2} = 7.26 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right) = 0.0019 < [\rho_{\max} = 0.0197]$$

$$A_s = \rho b d = 0.0019 \times 200 \times 60 = 22.2 \text{ ซม.}^2$$

เหล็กกั้นร้าว $A_{s,\min} = 0.0018 b t = 0.0018 \times 200 \times 70 = 25.2 \text{ ซม.}^2 > A_s$

ใช้เหล็กเสริม **6-DB25** ($A_s = 29.45 \text{ ซม.}^2$)



OK

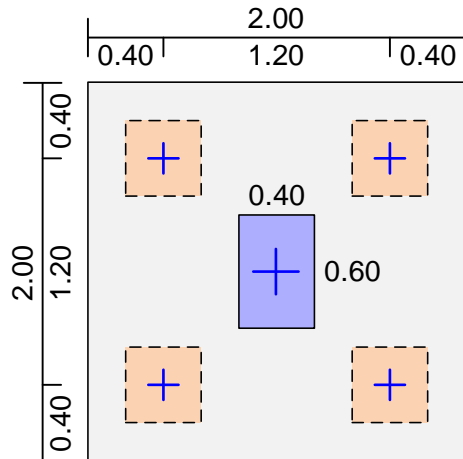
OK

OK

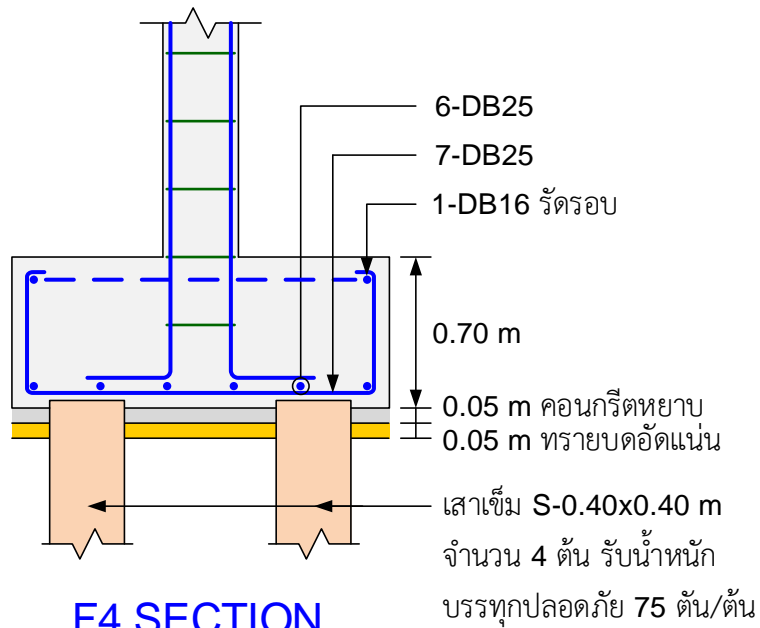
6. ตรวจสอบระยะฝังยึด

จากตาราง ก.4 ระยะฝังยึดของ DB25 : $l_d = 1.23$ ม.

$$\begin{aligned} \text{ความยาวเหล็กที่ฝังจริง} &= \frac{D_1}{2} + C - \frac{b}{2} - 0.10 \\ &= \frac{1.20}{2} + 0.40 - \frac{0.60}{2} - 0.10 = 0.60 \text{ ม.} < l_d \quad \text{ต้องงอจาก} \end{aligned}$$



F4 PLAN



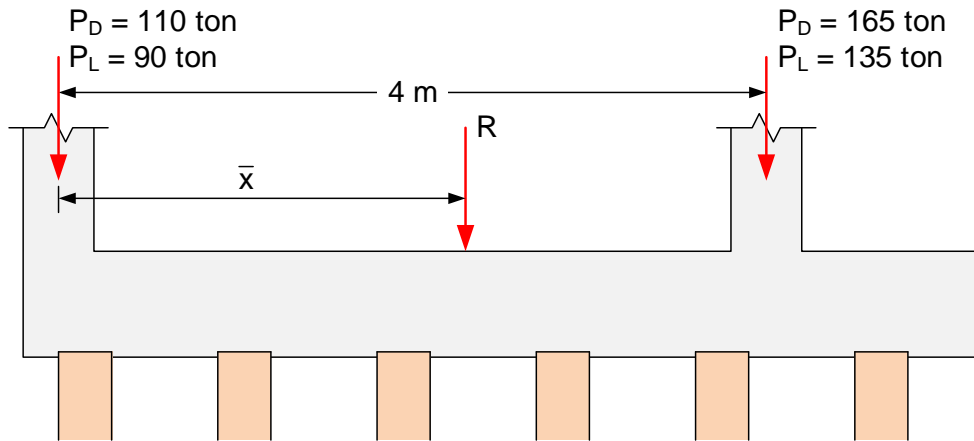
F4 SECTION

รูปที่ 14.23 แบบรายละเอียดฐานราก F4 ในตัวอย่างที่ 14.4

ฐานรากร่วมเสาค้ำ

คือฐานรากที่รองรับเสาค้ำตั้งแต่สองต้นขึ้นไป ใช้หลักการเช่นเดียวกับในบทที่แล้วคือจัดขนาดฐานรากซึ่งในคราวนี้จะเป็นจำนวนเสาค้ำเพื่อให้ศูนย์กลางของแรงต้านตรงกับแรงลัพธ์ของน้ำหนักบรรทุกรวมที่กระทำจากเสาค้ำ

ตัวอย่างที่ 14.5 ออกแบบฐานรากร่วมเพื่อรับเสาตอม่อสองต้น เสาต้นริมที่อยู่ชิดเขตรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ 110 ตัน น้ำหนักบรรทุกจร 90 ตัน เสาต้นในรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ 165 ตัน น้ำหนักบรรทุกจร 135 ตัน เสาตอม่อทั้งสองมีขนาด 0.40×0.40 ม. อยู่ห่างกัน 4 ม. เสาเข็มตอก S – 0.22×0.22 ม. ซึ่งมีกำลังรับน้ำหนักที่ยอมให้ 30 ตัน/ต้น กำลังคอนกรีต $f'_c = 240$ กก./ซม.² กำลังครากเหล็กเสริม $f_y = 4,000$ กก./ซม.²



รูปที่ 14.24 ฐานรากร่วมเสาเข็มในตัวอย่างที่ 14.5

วิธีทำ

1. จัดขนาดฐานราก โดยให้ศูนย์กลางเสาเข็มตรงกับแรงลัพธ์น้ำหนักบรรทุก

กำหนดตำแหน่งแรงลัพธ์ R โดยการหาโมเมนต์รอบศูนย์กลางเสาต้นริม :

$$(110+90+165+135) \bar{x} = (165+135)(4)$$

$$\bar{x} = 2.4 \text{ เมตร}$$

กำหนดให้ศูนย์กลางฐานราก(C.G.)อยู่ตำแหน่งเดียวกับ R :

ระยะจาก C.G. ถึงขอบฐานรากด้านซ้าย = $2.4 + 0.4/2 = 2.6$ เมตร

ความยาวฐานราก, $L = 2 \times 2.6 = 5.2$ เมตร

เนื่องจากฐานรากร่วมมีขนาดใหญ่ สมมุติน้ำหนักฐานราก 30%

$$\text{จำนวนเสาเข็มที่ต้องการ } n = \frac{1.3(110+90+165+135)}{30} = 21.7 \rightarrow 22 \text{ ต้น}$$

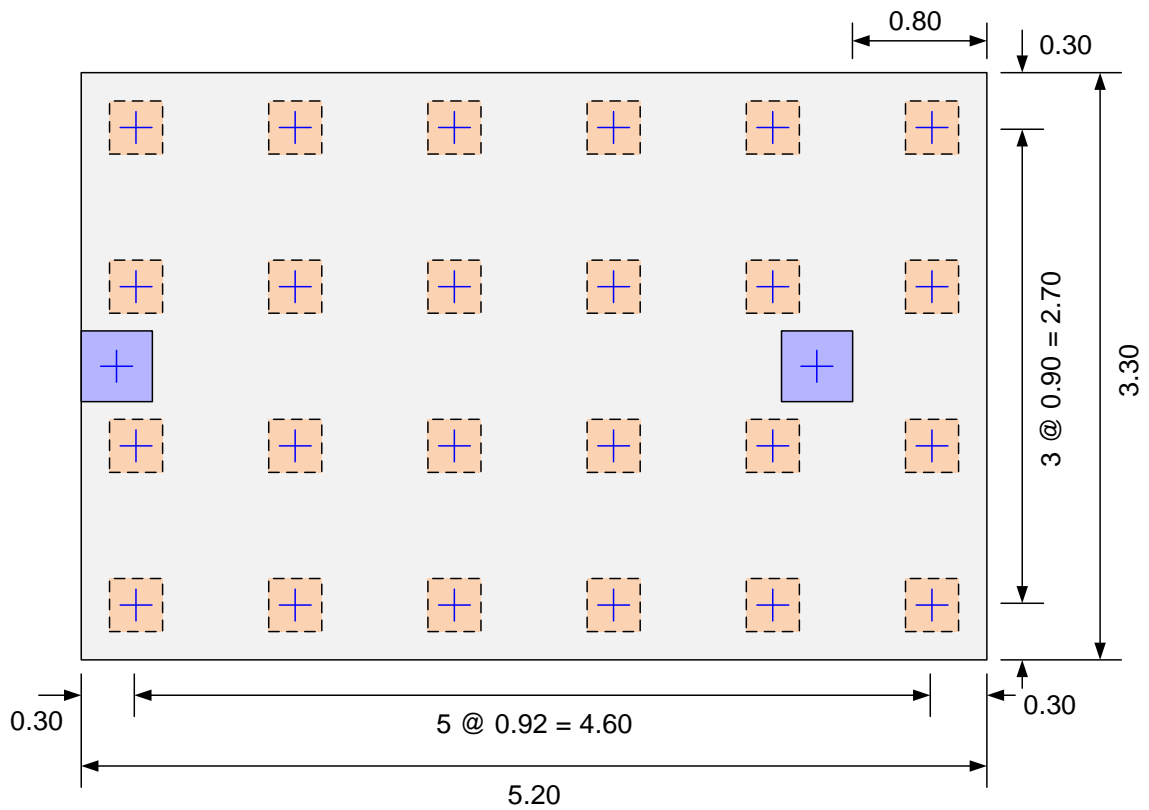
จัดเสาเข็ม 24 ต้น แบ่งเป็น 4 แถวละ 6 ต้น ระยะขอบ 0.30 เมตร

ทางด้านยาวจะได้ระยะห่างเสาเข็ม = $(5.2 - 2 \times 0.3)/5 = 0.92 > [3D = 0.90]$ **OK**

ทางด้านกว้างใช้ระยะห่างเข็ม 0.90 ม.

ความกว้างฐาน, $B = 3 \times 0.9 + 2 \times 0.3 = 3.3$ เมตร

สมมุติความลึกฐานราก = 1.00 ม. → ความลึกประสิทธิภาพ $d = 0.90$ ม. (ลองหลายครั้ง)



รูปที่ 14.25 การจัดวางเสาเข็มในตัวอย่างที่ 14.5

น้ำหนักฐานราก :

$$W_f = 5.2 \times 3.3 \times 1.00 \times 2.4 = 41.2 \text{ ตัน}$$

น้ำหนักบรรทุกรวม :

$$P = 110 + 90 + 165 + 135 + 41.2 = 541.2 \text{ ตัน}$$

$$R = 541.2 / 24 = 22.55 \text{ ตัน} < \text{กำลังเสาเข็ม } 30 \text{ ตัน}$$

OK

น้ำหนักบรรทุกทุกเพิ่มค่า :

$$P_u = 1.4(110 + 165 + 41.2) + 1.7(90 + 135) = 825.2 \text{ ตัน}$$

$$R_u = P_u / n = 825.2 / 24 = 34.4 \text{ ตัน}$$

2. ตรวจสอบการเฉือนทะลุ

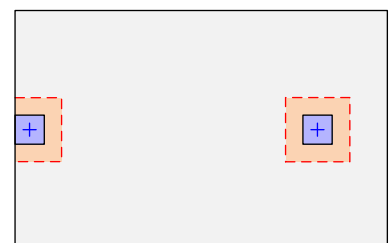
เพื่อความสะดวกในการคำนวณจะกระจายแรงจากเสาเข็มเป็นแรงแผ่กระจาย

$$q_u = \frac{P_u}{A_f} = \frac{825.2}{5.20 \times 3.30} = 48.1 \text{ ตัน/ตร.ม.}$$

หน้าตัดวิกฤตรอบเสาต่อม่อเป็นระยะ $d/2 = 0.45$ ม.

เสาดันริมซ้าย :

$$P_{uCL} = 1.4 \times 110 + 1.7 \times 90 = 307 \text{ ตัน}$$



เส้นรอบรูปการเฉือน : $b_o = 2(40 + 45) + (40 + 90) = 300$ ซม.

แรงเฉือน : $V_u = 307 - 48.1(0.40+0.90)(0.40+0.45) = 254$ ตัน

กำลังเฉือนคอนกรีต : $\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \sqrt{240} \times 300 \times 90 / 1,000$
 $= 377$ ตัน $> [V_u = 254$ ตัน]

OK

เสาต้นใน :

$$P_{ucl} = 1.4 \times 165 + 1.7 \times 135 = 460.5 \text{ ตัน}$$

เส้นรอบรูปการเฉือน : $b_o = 4(40 + 90) = 520$ ซม.

แรงเฉือน : $V_u = 460.5 - 48.1(0.40+0.90)^2 = 379$ ตัน

กำลังเฉือนคอนกรีต : $\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \sqrt{240} \times 520 \times 90 / 1,000$
 $= 653$ ตัน $> [V_u = 379$ ตัน]

OK

3. แผนภูมิแรงเฉือนและโมเมนต์ดัด

แรงแผ่กระจายของเสาเข็มตลอดความยาว 5.20 เมตร

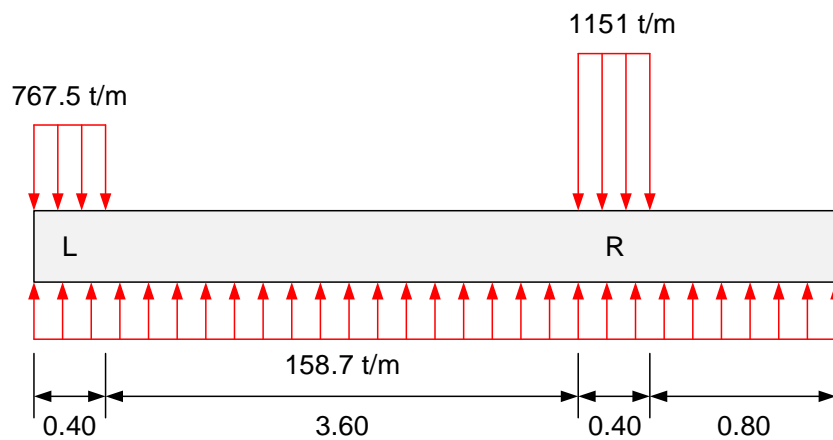
$$w_u = \frac{P_u}{5.20} = \frac{825.2}{5.20} = 158.7 \text{ ตัน/เมตร}$$

แรงแผ่กระจายบนเสาด้านริมซ้าย หน้าตัดเสายาว 0.40 เมตร

$$w_{ucl} = \frac{P_{ucl}}{0.40} = \frac{307}{0.40} = 767.5 \text{ ตัน/เมตร}$$

แรงแผ่กระจายบนเสาต้นใน หน้าตัดเสายาว 0.40 เมตร

$$w_{ucl} = \frac{P_{ucl}}{0.40} = \frac{460.5}{0.40} = 1151 \text{ ตัน/เมตร}$$



รูปที่ 14.26 แรงกระจายบนฐานรากร่วมเสาเข็มในตัวอย่างที่ 14.5

แผนภูมิแรงเฉือน :

จากขอบซ้ายสุดที่แรงเฉือนเป็น 0 ในช่วงเสาน้ำหนักกดลง $767.5 - 158.7 = 608.8$ ตัน/เมตร

$$V_1 = 0 - 608.8 \times 0.40 = -243.5 \text{ ตัน}$$

ระหว่างขอบในเสาซึ่งห่างกัน 3.60 ม. ช่วงนี้มีแรงยกขึ้น 158.7 ตัน/เมตร

$$V_2 = -243.5 + 158.7 \times 3.60 = 327.8 \text{ ตัน}$$

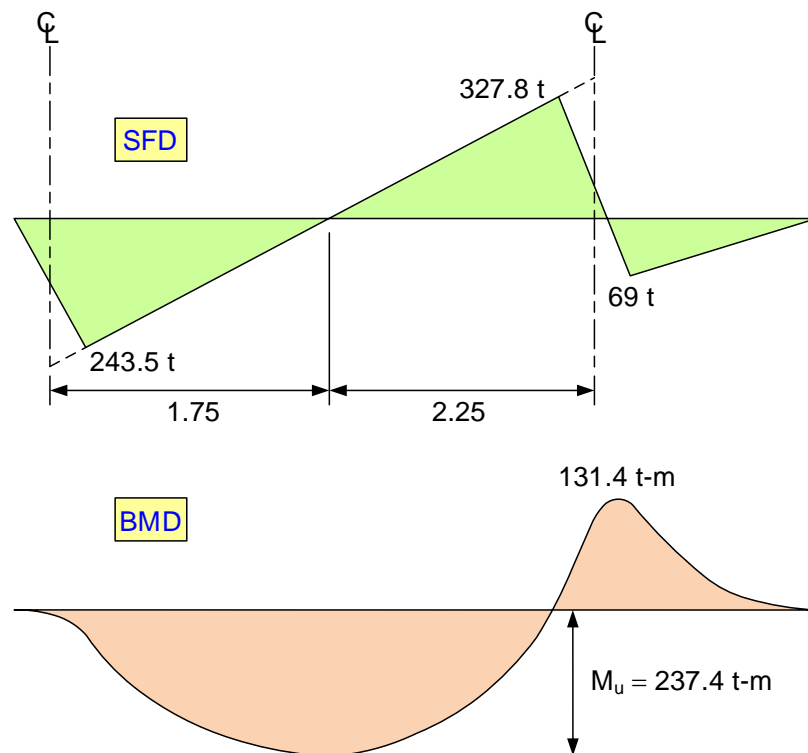
ในช่วงเสาต้นในน้ำหนักกดลง $1151 - 158.7 = 992.3$ ตัน/เมตร

$$V_3 = 327.8 - 992.3 \times 0.40 = -69.0 \text{ ตัน}$$

ระหว่างขอบขวาเสาในถึงขอบฐานซึ่งห่างกัน 0.80 ม. ช่วงนี้มีแรงยกขึ้น 158.7 ตัน/เมตร

$$V_4 = -69.0 + 158.7 \times 0.40 = -5.52 \text{ ตัน} \rightarrow 0 \text{ ตัน}$$

เขียนแผนภูมิแรงเฉือนและโมเมนต์ตัดได้ดังในรูปที่ 14.27



รูปที่ 14.27 แผนภูมิแรงเฉือนและโมเมนต์ตัดในฐานรากร่วมเสาเข็มในตัวอย่างที่ 14.5

2. ตรวจสอบการเฉือนคาน

จากแผนภูมิแรงเฉือนมากที่สุดอยู่ที่ขอบซ้ายของเสาต้นใน 327.8 ตัน

แรงเฉือนที่หน้าตัดวิกฤตที่ระยะ $d = 0.90$ ม. จากขอบเสา

$$V_u = 327.8 - 158.7 \times 0.90 = 185.0 \text{ ตัน}$$

กำลังเฉือนคอนกรีต : $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{240} \times 330 \times 90 / 1,000$

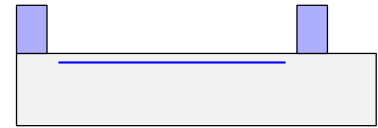
$$= 207.3 \text{ ตัน} > V_u$$

OK

5. ออกแบบเหล็กเสริมรับโมเมนต์ดัด

เหล็กเสริมทางยาว :

โมเมนต์ลบ : (เหล็กเสริมบนที่กลางช่วง)



$$M_u = 237.4 \text{ ตัน-เมตร (จากแผนภูมิโมเมนต์ดัด)}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{237.4 \times 10^5}{0.9 \times 330 \times 90^2} = 9.87 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right) = 0.0025 < [\rho_{\max} = 0.0197] \quad \text{OK}$$

$$A_s = \rho b d = 0.0025 \times 330 \times 90 = 74.25 \text{ ซม.}^2$$

เหล็กกั้นร้าว $A_{s,\min} = 0.0018 b t = 0.0018 \times 330 \times 100 = 59.4 \text{ ซม.}^2 < A_s \quad \text{OK}$

ใช้เหล็กเสริม **10-DB32** ($A_s = 80.42 \text{ ซม.}^2$)

ตรวจสอบระยะฝั่งยึด : (เหล็กบนเพิ่มความยาว 30%)

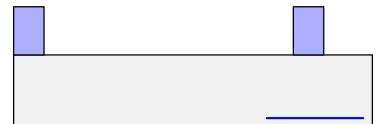
จากตาราง ก.4 ระยะฝั่งยึดของ DB32 :

$$l_d = 1.3 \times 1.57 = 2.04 \text{ ม.}$$

โมเมนต์ลบมากที่สุดอยู่ที่ระยะ 1.95 เมตรจากขอบฐานข้างซ้าย ใช้ระยะหุ้ม 7.5 ซม.

ความยาวเหล็กที่ฝั่งจริง = $1.95 - 0.075 = 1.875 \text{ ม.} < l_d \quad \text{ต้องงอฉาก}$

โมเมนต์บวก : (เหล็กเสริมล่างที่ขอบขวาเสาต้นใน)



$$M_u = 131.4 \text{ ตัน-เมตร (จากแผนภูมิโมเมนต์ดัด)}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{131.4 \times 10^5}{0.9 \times 330 \times 90^2} = 5.46 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right) = 0.0014 < [\rho_{\max} = 0.0197] \quad \text{OK}$$

$$A_s = \rho b d = 0.0014 \times 330 \times 90 = 41.10 \text{ ซม.}^2$$

เหล็กกั้นร้าว $A_{s,\min} = 0.0018 b t = 0.0018 \times 330 \times 100 = 59.4 \text{ ซม.}^2 > A_s \quad \text{Control}$

ใช้เหล็กเสริม **10-DB28** ($A_s = 61.6 \text{ ซม.}^2$)

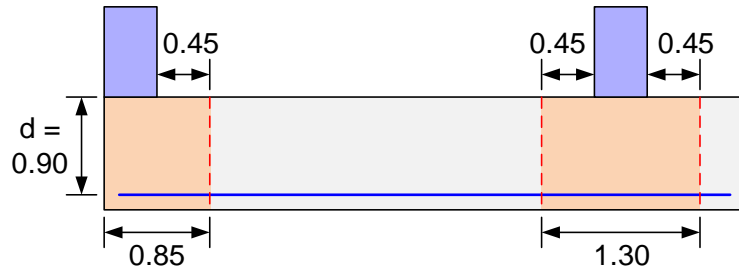
จากตาราง ก.4 ระยะฝั่งยึดของ DB28 : $l_d = 1.37 \text{ ม.}$

โมเมนต์บวกมากที่สุดที่ขอบขวาเสาต้นใน ระยะถึงขอบฐานราก 0.80 เมตร ใช้ระยะหุ้ม 7.5 ซม.

ความยาวเหล็กที่ฝั่งจริง = $0.80 - 0.075 = 0.725 \text{ ม.} < l_d \quad \text{ต้องงอฉาก}$

จากตารางที่ ก.6 ระยะฝั่งงอฉากของ DB28 = $0.57 \text{ ม.} < 0.725 \text{ ม.} \quad \text{OK}$

เหล็กเสริมทางขวาง : คิดเป็นคานขวางใต้เสาตอม่อมีความกว้างจากขอบเสา $d/2$



รูปที่ 14.28 หน้าตัดคานขวางใต้เสาแต่ละต้นในตัวอย่างที่ 14.5

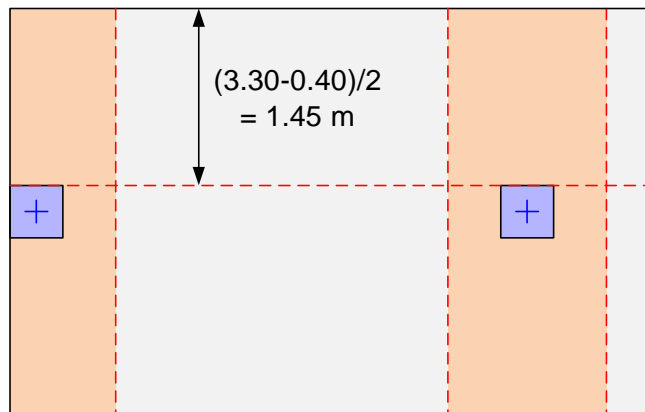
คานขวางที่เสาด้านริม :

ความกว้าง $b = 0.40 + 0.90/2 = 0.85$ ม.

น้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่า $P_{ucl} = 307$ ตัน คิดเป็นน้ำหนักแผ่นคานยาว 3.3 เมตร

$$w_u = \frac{307}{3.3} = 93 \text{ ตัน/เมตร}$$

ระยะจากขอบตอม่อถึงขอบเสาดังในรูปที่ 14.29 คือ $(3.30-0.40)/2 = 1.45$ ม.



รูปที่ 14.29 ระยะในการคิดโมเมนต์ในคานขวางใต้เสาแต่ละต้นในตัวอย่างที่ 14.5

โมเมนต์บวก : (เหล็กเสริมล่างแนวตั้ง)

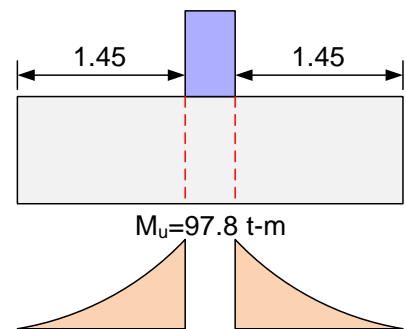
$$M_u = \frac{1}{2} \times 93 \times 1.45^2 = 97.8 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{97.8 \times 10^5}{0.9 \times 85 \times 90^2} = 15.78 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right) = 0.0041 < [\rho_{\max} = 0.0197] \quad \text{OK}$$

$$A_s = \rho b d = 0.0041 \times 85 \times 90 = 31.45 \text{ ซม.}^2$$

เหล็กกั้นร้าว $A_{s,\min} = 0.0018 b t = 0.0018 \times 85 \times 100 = 15.3 \text{ ซม.}^2 < A_s \quad \text{OK}$



ใช้เหล็กเสริม **6-DB28** ($A_s = 36.96 \text{ ซม.}^2$)

จากตาราง ก.4 ระยะฝังยึดของ DB28 : $l_d = 1.37 \text{ ม.}$

ความยาวเหล็กที่ฝังจริง = $1.45 - 0.075 = 1.375 \text{ ม.} > l_d$

OK

คานขวางที่เสาด้านใน :

ความกว้าง $b = 0.40 + 0.90 = 1.30 \text{ ม.}$

น้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่า $P_{ucl} = 460.5 \text{ ตัน}$ คิดเป็นน้ำหนักแผ่บนคานยาว 3.3 เมตร

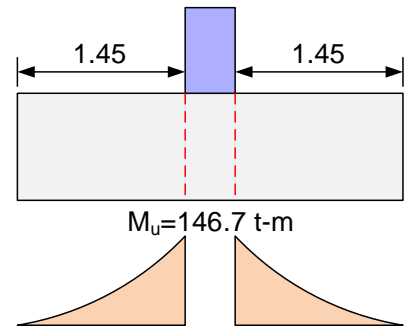
$$w_u = \frac{460.5}{3.3} = 139.5 \text{ ตัน/เมตร}$$

โมเมนต์บวก : (เหล็กเสริมล่างแนวตั้ง)

$$M_u = \frac{1}{2} \times 139.5 \times 1.45^2 = 146.7 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{146.7 \times 10^5}{0.9 \times 130 \times 90^2}$$

$$= 15.48 \text{ กก./ซม.}^2$$



$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right) = 0.0040 < [\rho_{\max} = 0.0197]$$

OK

$$A_s = \rho b d = 0.0040 \times 130 \times 90 = 46.8 \text{ ซม.}^2$$

เหล็กกันร้าว $A_{s,\min} = 0.0018 b t = 0.0018 \times 130 \times 100 = 23.4 \text{ ซม.}^2 < A_s$

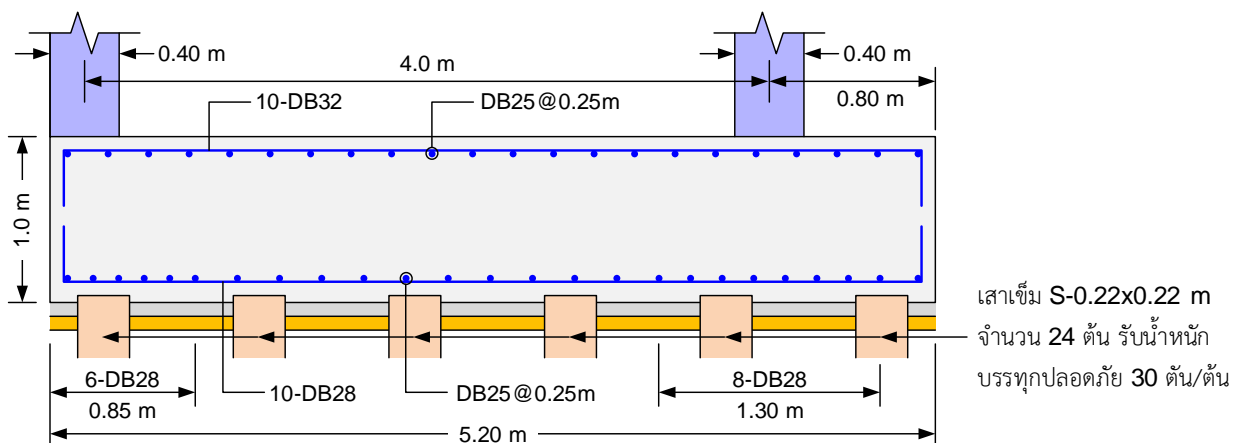
OK

ใช้เหล็กเสริม **8-DB28** ($A_s = 49.28 \text{ ซม.}^2$)

เหล็กเสริมกันร้าว :

$$A_{s,\min} = 0.0018 b t = 0.0018 \times 100 \times 100 = 18 \text{ ซม.}^2$$

ใช้เหล็กเสริม **DB25@0.25m** ($A_s = 19.64 \text{ ซม.}^2$)



รูปที่ 14.30 แบบรายละเอียดฐานรากร่วมเสาเข็มในตัวอย่างที่ 14.5

ภาคผนวก ก

ตารางช่วยออกแบบ

ตารางที่ ก.1 พื้นที่เหล็กเสริมตามจำนวนเส้น, ซม.²

$$A_s = n(\pi/4)d_b^2$$

ขนาดเหล็กเสริม (ม.ม.)	จำนวนเส้นของเหล็กเสริม									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
RB6	.283	.565	.848	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83
RB9	.636	1.27	1.91	2.54	3.18	3.82	4.45	5.09	5.73	6.36
DB10	.785	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85
DB12	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18	11.31
DB16	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11
DB20	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27	31.42
DB25	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09
DB28	6.16	12.32	18.47	24.63	30.79	36.95	43.10	49.26	55.42	61.58
DB32	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	80.42

ตารางที่ ก.2 พื้นที่เหล็กเสริมต่อความยาวหนึ่งเมตร, ซม.²

$$A_s = A_b \left(\frac{100}{s} \right)$$

ระยะห่าง เหล็กเสริม	ขนาดของเหล็กเสริม, ม.ม.						
	RB6	RB9	DB10	DB12	DB16	DB20	DB25
5 ซม.	5.66	12.72	15.60	22.60	40.20	62.80	98.20
10 ซม.	2.83	6.36	7.80	11.30	20.10	31.40	49.10
15 ซม.	1.89	4.24	5.20	7.53	13.40	20.93	32.73
20 ซม.	1.42	3.18	3.90	5.65	10.05	15.70	24.55
25 ซม.	1.13	2.54	3.12	4.52	8.04	12.56	19.64
30 ซม.	0.94	2.12	2.60	3.77	6.70	10.47	16.37
35 ซม.	0.81	1.82	2.23	3.23	5.74	8.97	14.03
40 ซม.	0.71	1.59	1.95	2.83	5.03	7.85	12.28
45 ซม.	0.63	1.41	1.73	2.51	4.47	6.98	10.91

ตารางที่ ก.3 ปริมาณเหล็กเสริมและค่าสัมประสิทธิ์ต้านแรงดัด

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}, \rho_b = \frac{0.85f'_c\beta_1}{f_y} \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right), \rho_{\max} = 0.75\rho_b$$

$$R_{n,\max} = \rho_{\max} f_y \left(1 - \frac{1}{2} \rho_{\max} m \right), m = \frac{f_y}{0.85f'_c}$$

f'_c (กก./ชม.²)	f_y (กก./ชม.²)	ρ_{\min}	ρ_b	ρ_{\max}	m	$R_{n,\max}$ (กก./ชม.²)
180	2400	0.0058	0.0389	0.0292	15.7	54.02
	3000	0.0047	0.0291	0.0218	19.6	51.45
	4000	0.0035	0.0197	0.0147	26.1	47.62
	5000	0.0028	0.0143	0.0107	32.7	44.26
($\beta_1=0.85$)	2400	0.0058	0.0454	0.0341	13.4	63.02
	3000	0.0047	0.0339	0.0255	16.8	60.03
	4000	0.0035	0.0229	0.0172	22.4	55.55
	5000	0.0028	0.0167	0.0125	28.0	51.64
210	2400	0.0058	0.0519	0.0389	11.8	72.03
	3000	0.0047	0.0388	0.0291	14.7	68.60
	4000	0.0035	0.0262	0.0197	19.6	63.49
	5000	0.0028	0.0191	0.0143	24.5	59.02
($\beta_1=0.85$)	2400	0.0058	0.0605	0.0454	10.1	84.03
	3000	0.0047	0.0453	0.0339	12.6	80.04
	4000	0.0035	0.0306	0.0229	16.8	74.07
	5000	0.0028	0.0223	0.0167	21.0	68.85
240	2400	0.0058	0.0669	0.0502	8.8	93.73
	3000	0.0047	0.0500	0.0375	11.0	89.21
	4000	0.0035	0.0338	0.0253	14.7	82.46
	5000	0.0028	0.0246	0.0184	18.4	76.59
($\beta_1=0.82$)	2400	0.0058	0.0712	0.0534	8.1	100.59
	3000	0.0047	0.0532	0.0399	10.1	95.67
	4000	0.0035	0.0360	0.0270	13.4	88.36
	5000	0.0028	0.0262	0.0196	16.8	82.02
280	2400	0.0058	0.0712	0.0534	8.1	100.59
	3000	0.0047	0.0532	0.0399	10.1	95.67
	4000	0.0035	0.0360	0.0270	13.4	88.36
	5000	0.0028	0.0262	0.0196	16.8	82.02
($\beta_1=0.80$)	2400	0.0058	0.0712	0.0534	8.1	100.59
	3000	0.0047	0.0532	0.0399	10.1	95.67
	4000	0.0035	0.0360	0.0270	13.4	88.36
	5000	0.0028	0.0262	0.0196	16.8	82.02

ตารางที่ ก.4 ระยะฝั่งยึดพื้นฐานของเหล็กรับแรงดึง(ชม.)

สำหรับค่า α , β และ λ เท่ากับ 1.0

Bar size	f_y (ก.ก./ชม. ²)	f'_c (ก.ก./ชม. ²)					
		180	210	240	280	320	350
DB10	3000	34	31	29	27	25	24
	4000	45	41	39	36	34	32
	5000	56	52	48	45	42	40
DB12	3000	40	37	35	32	30	29
	4000	54	50	46	43	40	38
	5000	67	62	58	54	50	48
DB16	3000	54	50	46	43	40	38
	4000	72	66	62	57	54	51
	5000	89	83	77	72	67	64
DB20	3000	67	62	58	54	50	48
	4000	89	83	77	72	67	64
	5000	112	104	97	90	84	80
DB25	3000	106	98	92	85	80	76
	4000	142	131	123	114	106	102
	5000	177	164	153	142	133	127
DB28	3000	119	110	103	95	89	85
	4000	159	147	137	127	119	114
	5000	198	184	172	159	149	142
DB32	3000	136	126	118	109	102	97
	4000	181	168	157	145	136	130
	5000	227	210	196	182	170	162

ตารางที่ ก.5 ระยะฝังยึดพื้นฐานของเหล็กรับแรงอัด, ซม.

$$l_{db} = \frac{0.075 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.0043 d_b f_y$$

Bar size	f_y (ก.ก./ชม. ²)	f'_c (ก.ก./ชม. ²)					
		180	210	240	280	320	350
DB10	3000	17	16	15	13	13	13
	4000	22	21	19	18	17	17
	5000	28	26	24	22	22	22
DB12	3000	20	19	17	16	15	15
	4000	27	25	23	22	21	21
	5000	34	31	29	27	26	26
DB16	3000	27	25	23	22	21	21
	4000	36	33	31	29	28	28
	5000	45	41	39	36	34	34
DB20	3000	34	31	29	27	26	26
	4000	45	41	39	36	34	34
	5000	56	52	48	45	43	43
DB25	3000	42	39	36	34	32	32
	4000	56	52	48	45	43	43
	5000	70	65	61	56	54	54
DB28	3000	47	43	41	38	36	36
	4000	63	58	54	50	48	48
	5000	78	72	68	63	60	60
DB32	3000	54	50	46	43	41	41
	4000	72	66	62	57	55	55
	5000	89	83	77	72	69	69

ตารางที่ ก.6 ระยะฝังยึดพื้นฐานของเหล็กรับแรงดึงเมื่อทำมาตรฐานที่ปลายเหล็กเสริม(ซม.)

$$l_{hb} = \frac{318d_b}{\sqrt{f'_c}}$$

Bar size	f'_c (ก.ก./ซม. ²)					
	180	210	240	280	320	350
DB10	24	22	21	19	18	17
DB12	24	22	21	19	18	17
DB16	38	35	33	30	28	27
DB20	47	44	41	38	36	34
DB25	59	55	51	48	44	42
DB28	66	61	57	53	50	48
DB32	76	70	66	61	57	54

ตารางที่ ก.7 ระยะหุ้มคอนกรีตสำหรับเหล็กเสริม

สำหรับคอนกรีตหล่อในที่(ไม่อัดแรง)

องค์อาคาร	ระยะหุ้ม(ซม.)
(ก) คอนกรีตสัมผัสพื้นดินถาวร	8
(ข) คอนกรีตสัมผัสพื้นดินหรือลมฟ้าอากาศ:	
DB20-DB60	5
DB16 และเล็กกว่า	4
(ค) คอนกรีตไม่สัมผัสพื้นดินลมฟ้าอากาศ:	
พื้น ผนัง ตง:	
DB40 และ DB60	4
DB36 และเล็กกว่า	2
คาน เสา	4

ตารางที่ ก.8 ค่าโมเมนต์และแรงเฉือนโดยประมาณในคานต่อเนื่อง

(ก) เจริญไข

1. มีตั้งแต่ 2 ช่วงขึ้นไป
2. มีช่วงยาวเท่ากันโดยประมาณ โดยช่วงที่ติดกันมีความยาวต่างกันไม่เกิน 20%
3. รับน้ำหนักแผ่นสม่ำเสมอเต็มทุกช่วง
4. น้ำหนักจรไม่เกิน 3 เท่าของน้ำหนักบรรทุกคงที่
5. องค์กรอาคารมีลักษณะเป็นแท่งหน้าตัดคงที่

(ข) โมเมนต์บวก

1. คานช่วงปลาย
 - ปลายไม่ต่อเนื่องไม่ยึดรั้งกับที่รองรับ $w_u L^2/11$
 - ปลายไม่ต่อเนื่องหล่อเป็นเนื้อเดียวกันกับที่รองรับ $w_u L^2/14$
2. คานช่วงใน $w_u L^2/16$

(ค) โมเมนต์ลบ

1. โมเมนต์ลบที่ขอบนอกของที่รองรับตัวในครั้งแรก
 - เมื่อมี 2 ช่วง $w_u L^2/9$
 - เมื่อมีมากกว่า 2 ช่วง $w_u L^2/10$
2. โมเมนต์ลบที่ขอบของที่รองรับตัวในอื่นๆ $w_u L^2/11$
3. โมเมนต์ลบที่ขอบของที่รองรับทุกแห่งสำหรับ
 - พื้นที่มีช่วงยาวไม่เกิน 3.00 ม. และ $w_u L^2/12$
 - คานที่มีอัตราส่วนสติเฟนสของเสาต่อคาน > 8 $w_u L^2/12$
4. โมเมนต์ลบที่ขอบในของที่รองรับตัวริมที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกับที่รองรับ
 - เมื่อที่รองรับเป็นคานขอบ $w_u L^2/24$
 - เมื่อที่รองรับเป็นเสา $w_u L^2/16$

(ง) แรงเฉือน

1. แรงเฉือนที่ขอบของที่รองรับตัวในแรก $1.15 w_u L/2$
2. แรงเฉือนที่ขอบของที่รองรับตัวอื่นๆ $w_u L/2$

ตารางที่ ก.9 การประมาณโมเมนต์ในแผ่นพื้นสองทางโดยสัมประสิทธิ์ของโมเมนต์

โมเมนต์ตัดในแถบกลาง

$$M = CwS^2$$

โมเมนต์ตัดในแถบเสา

2/3 โมเมนต์ตัดในแถบกลาง

โมเมนต์	ช่วงสั้น						ช่วงยาว
	ค่าต่างๆของ m						
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	
พื้นภายใน							
โมเมนต์ลบ-ด้านต่อเนื่อง	0.033	0.040	0.048	0.055	0.063	0.083	0.033
-ด้านไม่ต่อเนื่อง	-	-	-	-	-	-	-
โมเมนต์บวกที่กลางช่วง	0.025	0.030	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
พื้นไม่ต่อเนื่องด้านเดียว							
โมเมนต์ลบ-ด้านต่อเนื่อง	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
-ด้านไม่ต่อเนื่อง	0.021	0.024	0.027	0.031	0.035	0.042	0.021
โมเมนต์บวกที่กลางช่วง	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
พื้นไม่ต่อเนื่องสองด้าน							
โมเมนต์ลบ-ด้านต่อเนื่อง	0.049	0.057	0.064	0.071	0.078	0.090	0.049
-ด้านไม่ต่อเนื่อง	0.025	0.028	0.032	0.036	0.039	0.045	0.025
โมเมนต์บวกที่กลางช่วง	0.037	0.043	0.048	0.054	0.059	0.068	0.037
พื้นไม่ต่อเนื่องสามด้าน							
โมเมนต์ลบ-ด้านต่อเนื่อง	0.058	0.066	0.074	0.082	0.090	0.098	0.058
-ด้านไม่ต่อเนื่อง	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
โมเมนต์บวกที่กลางช่วง	0.044	0.050	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
พื้นไม่ต่อเนื่องสี่ด้าน							
โมเมนต์ลบ-ด้านต่อเนื่อง	-	-	-	-	-	-	-
-ด้านไม่ต่อเนื่อง	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033
โมเมนต์บวกที่กลางช่วง	0.050	0.057	0.064	0.072	0.080	0.083	0.050

* $m = S/L =$ ช่วงสั้น/ช่วงยาว

ตารางที่ ก.10 น้ำหนักบรรทุกของดินตาม พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522

ประเภทดิน	กำลังแบกทาน (ตัน/ตร.ม.)
ดินอ่อนหรือถมดินไว้แน่นเต็มที่	2
ดินปานกลางหรือทรายร่วน	5
ดินแน่นหรือทรายหยาบ	10
กรวดหรือดินดาน	20
หินดินดาน	25
หินปูนหรือหินทราย	30
หินอัคนีที่ยังไม่แปรสภาพ	100

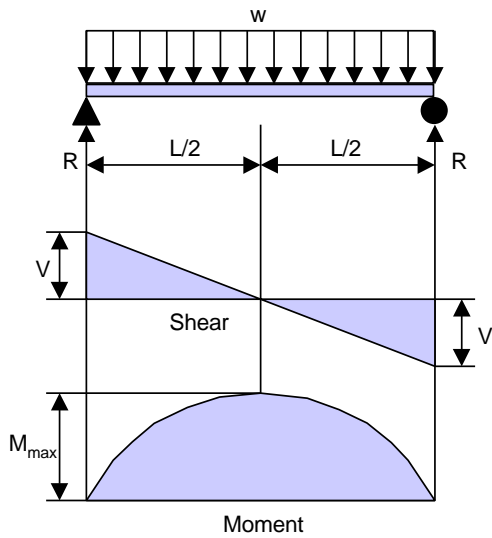
ตารางที่ ก.11 ค่าสูงสุดที่ยอมให้ของระยะแอนที่คำนวณได้

ชนิดขององค์อาคาร	ระยะแอนที่ต้องพิจารณา	พิกัดระยะแอน
หลังคาที่ไม่รองรับหรือติดกับส่วนที่มีใช้โครงสร้างที่คาดว่าจะเกิดการเสียหายจากการแอนตัวมากเกินไป	ระยะแอนตัวทันทีจากน้ำหนักบรรทุกจร	L/180
พื้นที่ที่ไม่รองรับหรือติดกับส่วนที่มีใช้โครงสร้างที่คาดว่าจะเกิดการเสียหายจากการแอนตัวมากเกินไป	ระยะแอนตัวทันทีจากน้ำหนักบรรทุกจร	L/360
หลังคาหรือพื้นที่รองรับหรือติดกับส่วนที่มีใช้โครงสร้างที่คาดว่าจะเกิดการเสียหายจากการแอนตัวมากเกินไป	ระยะแอนตัวทั้งหมดที่เกิดขึ้นหลังจากการยึดติดกับส่วนที่มีใช้โครงสร้าง ผลรวมระยะแอนตัวตามกาลเวลาเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคง	L/480
หลังคาหรือพื้นที่รองรับหรือติดกับส่วนที่มีใช้โครงสร้างที่คาดว่าจะไม่เกิดการเสียหายจากการแอนตัวมากเกินไป	ค้ำทั้งหมด และระยะแอนตัวทันทีเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรที่เพิ่มขึ้น	L/240

ภาคผนวก ข

แผนภูมิและสูตรสำหรับ
คำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกแบบต่างๆ

ตารางที่ ข.1 คานช่วงเดียว-น้ำหนักแผ่สม่ำเสมอ

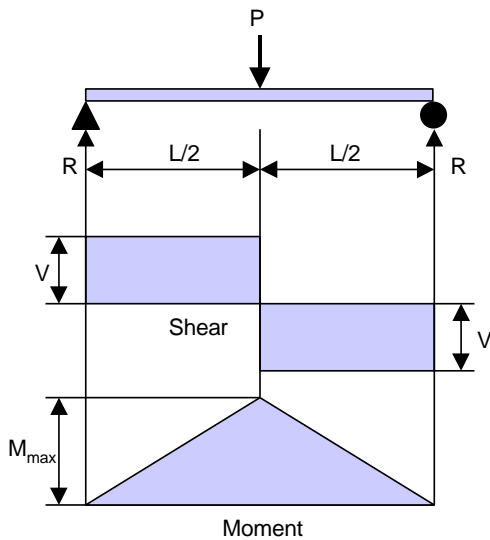


$$R = V = wL/2$$

$$M \text{ max. (center)} = wL^2/8$$

$$\Delta \text{ max. (center)} = 5wL^4/384EI$$

ตารางที่ ข.2 คานช่วงเดียว-น้ำหนักกระทำเป็นจุดกลางช่วง

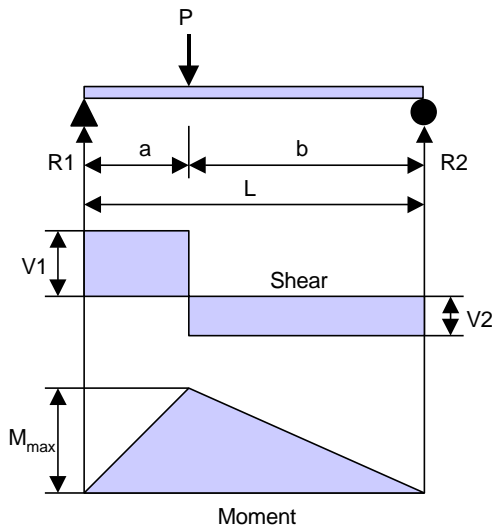


$$R = V = P/2$$

$$M \text{ max. (center)} = PL/4$$

$$\Delta \text{ max. (center)} = PL^3/48EI$$

ตารางที่ ข.3 คานช่วงเดียว-น้ำหนักกระทำเป็นจุด ณ. ตำแหน่งใดๆ



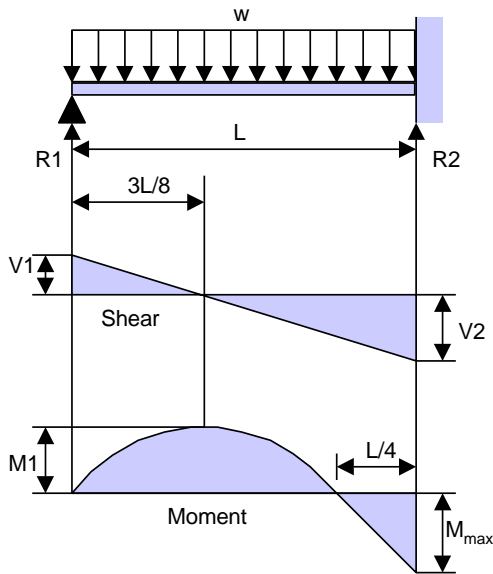
$$R1 = V1 = Pb/L$$

$$R2 = V2 = Pa/L$$

$$M \text{ max. (center)} = Pab/L$$

$$\Delta a \text{ (point of load)} = Pa^2 b^2/3EIL$$

ตารางที่ ข.4 คานต่อเนื่องหนึ่งด้าน-น้ำหนักรูปสามเหลี่ยม



$$R1 = V1 = 3wL/8$$

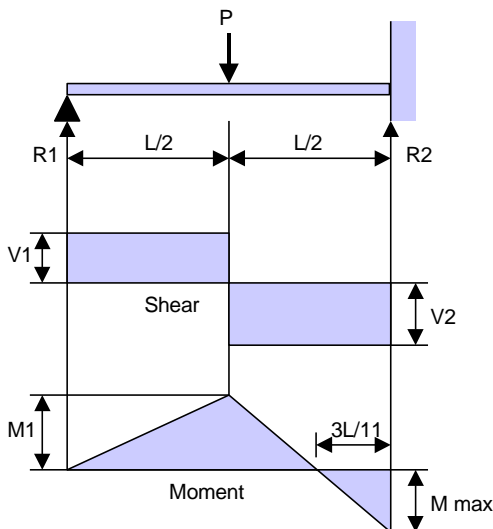
$$R2 = V2 \text{ max.} = 5wL/8$$

$$M \text{ max.} = wL^2/8$$

$$M1 \text{ (at } 3L/8) = 9wL^2/128$$

$$\Delta \text{ max.} = wL^4/185EI$$

ตารางที่ ข.5 คานต่อเนื่องหนึ่งด้าน-น้ำหนักกระทำเป็นจุดกลางช่วง



$$R1 = V1 = 5P/16$$

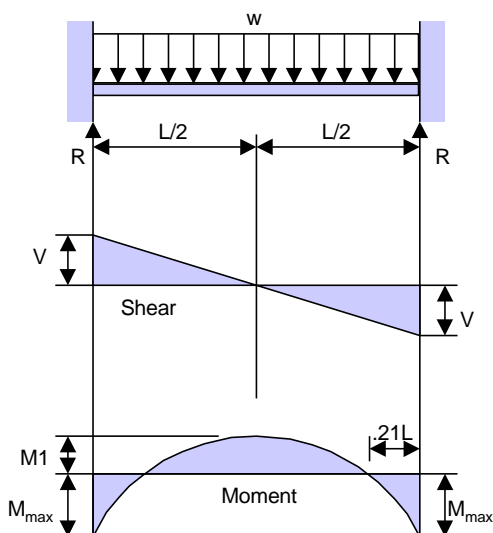
$$R2 = V2 \text{ max.} = 11P/16$$

$$M \text{ max. (fixed end)} = 3PL/16$$

$$M1 = 5PL/32$$

$$\Delta \text{ (point of load)} = 7PL^3/768EI$$

ตารางที่ ข.6 คานต่อเนื่องสองด้าน-น้ำหนักรูปสามเหลี่ยม



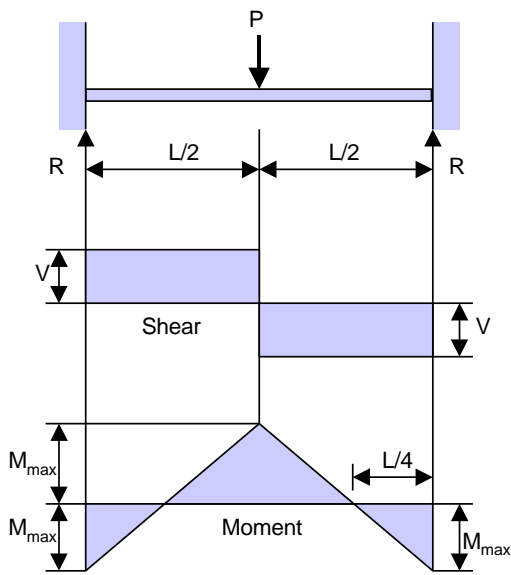
$$R = V = wL/2$$

$$M \text{ max.} = wL^2/12$$

$$M1 \text{ (at } 3L/8) = wL^2/24$$

$$\Delta \text{ max.} = wL^4/384EI$$

ตารางที่ ข.7 คานต่อเนื่องสองด้าน-น้ำหนักกระทำเป็นจุดกลางช่วง

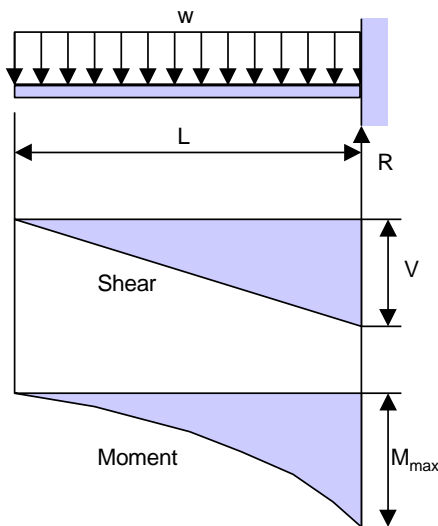


$$R = V = P/2$$

$$M_{\max} = PL/8$$

$$\Delta_{\max} = PL^3/192EI$$

ตารางที่ ข.8 คานยื่น-น้ำหนักแผ่สม่ำเสมอ

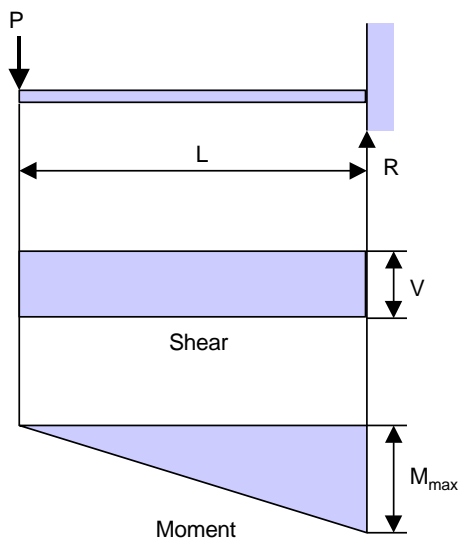


$$R = V = wL$$

$$M_{\max} = wL^2/2$$

$$\Delta_{\max} = wL^4/8EI$$

ตารางที่ ข.9 คานยื่น-น้ำหนักกระทำเป็นจุดที่ปลาย



$$R = V = P$$

$$M_{\max} = PL$$

$$\Delta_{\max} = PL^3/3EI$$

ภาคผนวก ค

ตัวอย่างแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก

ค.1 ข้อกำหนดในงานก่อสร้าง (CONSTRUCTION SPECIFICATIONS)

1. GENERAL NOTES

- 1.1 ALL MATERIALS AND WORKMANSHIP ARE TO BE ACCORCANCED WITH ACI CODE.
- 1.2 THESE DRAWINGS ARE TO BE READ IN CONJUNCTION WITH THE ARCHITECTURAL DRAWINGS.
- 1.3 ONLY FIGURED DIMENSIONS ARE TO BE USED.
- 1.4 ALL LEVELS SHOWN ON STRUCTURAL PLAN AND DETAIL ARE TO BE STRUCTURAL LEVELS.
- 1.5 CONTRACTOR SHALL VERIFY ALL DIMENSIONS BEFORE COMMENCING WORK AND CHECK WITH ELECTRICAL AND MECHANICAL CONTRACTORS FOR POSITIONS OF ALL CONDUIT, SLEEVES, ETC. WHICH HAVE TO BE CAST INTO CONCRETE
- 1.6 CONTRACTOR IS TO PROVIDE ADEQUATE TEMPORARY SHORING AND BRACING DURING CONSTRUCTION TO TAKE CARE OF WIND LOAD AND CONTRUCTION LOADS.
- 1.7 ABBREVIATIONS:-
 - E.F. = EACH FACE OF WALL
 - T. = TOP REINFORCEMENT
 - B. = BOTTOM REINFORCEMENT
 - D.B. = DISTRIBUTION BARS
 - N.T.S. = NOT TO SCALE
 - B.W. = BOTH WAYS
 - T/M = TONS PER METER RUN
 - Fe = FINAL OR EFFECTIVE PRESTRESSING FORCE.
- 1.8 CONTRACTOR SHALL PREPARE SHOP DRAWINGS FOR ALL ANY PORTIONS OF STRUCTURE AND SUBMIT TO ENGINEER FOR APPROVAL BEFORE COMMENCING OF THOSE PORTIONS OF STRUCTURE
- 1.9 FOR POST-TENSIONING SYSTEM, CONTRACTOR SHALL PROPOSE TO ENGINEER FOR APPROVAL TOGETHER WITH BACK UP CALCULATION, RELEVANT INFORMATION AND DRAWINGS FOR STRANDS & BURSTING STEEL DETAILS.

2. MATERIAL SPECIFICATIONS

- 2.1 CONCRETE
 - 2.1.1 CYLINDRICAL CRUSHING STRENGTH OF CONCRETE AT 28 DAYS:-
240 KSC. FOR ALL STRUCTURAL MEMBERS
 - 2.1.2 CYLINDRICAL CRUSHING STRENGTH OF CONCRETE AT TRANSFER SHALL BE NOT LESS THAN 210 KSC.
 - 2.1.3 MAXIMUM AGGREGATE SIZE TO BE 20 MM.
- 2.2 REINFORCING STEEL
 - 2.2.1 DB DENOTES HIGH TENSILE STEEL BARS WITH MINIMUM GUARANTEED YIELD STRENGTH OF 4000 KSC.
 - 2.2.2 RB DENOTES MILD STEEL BAR WITH A MINIMUM GUARANTEED YIELD STRENGTH OF 2400 KSC.
 - 2.2.3 REINFORCING BAR ALSO DENOTES BY \emptyset WHERE
 - $\emptyset \geq 12$ MM. REPRESENTS DEFORM BAR AS DENOTED BY DB
 - $\emptyset \leq 9$ MM. REPRESENTS ROUND BAR AS DENOTED BY RB
- 2.3 STRUCTURAL STEEL
ALL STRUCTURAL STEEL SHALL CONFORM TO JIS G3106 OR EQUIVALENT SM41 OR EQUIVALENT AND WELDING SHALL BE ACCORDING TO AISC OR EQUIVALENT
- 2.4 STRAND IS $\frac{1}{2}$ INCH SUPER 270 KIPS STRAND WITH CROSS SECTIONAL AREA OF 0.153 SQ.IN. (99 MM.²) AND ULTIMATE TENSILE STRESS OF 270,000 PSI. (17,850 KSC.)

3. CONCRETE NOTES

- 3.1 MINIMUM COVER OF CONCRETE TO MAIN REINFORCEMENT:-
20 MM. FOR FLOOR SLABS EXCEPT GROUND FLOOR SLAB WHERE IT IS IN CONTACT WITH EARTH;
25 MM. FOR ALL BEAM
40 MM. FOR VERTICAL STRUCTURE WITH MINIMUM DIMENSION OF 200 MM. AND LESS;
50 MM. FOR GROUND FLOOR SLABS AND BEAMS IN CASE IN CONTACT WITH EARTH;
100 MM. FOR ANY CONCRETE FOUNDATIONS.
- 3.2 MINIMUM LAPS AND SPLICES SHALL BE MAINTAINED INCLUDING DOWELS EXTENSIONS AND EMBEDMENT OR OTHERWISE INDICATED.
FOR HIGH TENSILE STEEL : 45 Ø FOR TENSION & 30 Ø FOR COMPRESSION
FOR MILD STEEL : 40 Ø FOR TENSION & 30 Ø FOR COMPRESSION
NO SPLICE SHALL BE MADE AT POINT OF MAXIMUM STRESS.
- 3.3 100 MM. BINDING LAYER OR 1:3:5 CONCRETE MIX TO BE PROVIDED UNDERNEATH ALL R.C. WORK WHICH ARE IN CONTACT WITH EARTH.
- 3.4 100 MM. COMPACTED SAND OR OTHERWISE INDICATED SHALL BE PROVIDED BEFORE CASTING OF LEAN CONCRETE.

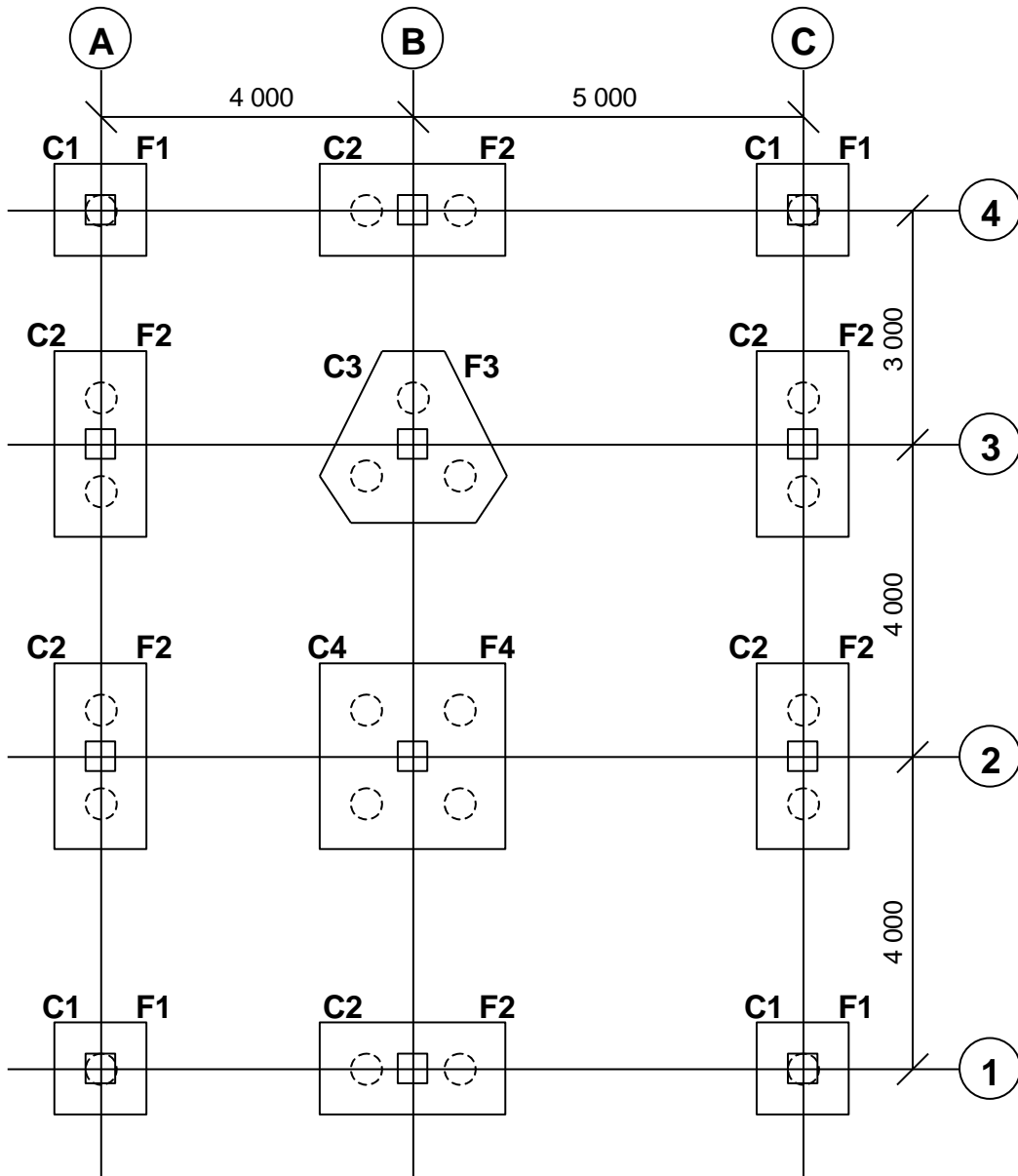
4. STRAND PROVISIONS

- 4.1 CONSTRUCTION JOINT ARE TO BE LOCATED WHERE NECESSARY BY CONTRACTOR SUBJECT TO ARCHITECT'S AND ENGINEER'S APPROVAL.
- 4.2 STARTER BARS FROM STRUCTURAL FLOOR FOR R.C. WALL/COLUMN SHALL CORRESPOND IN NUMBER AND SIZE TO REINFORCEMENT IN WALL/COLUMN IN WHICH THEY ARE EMBEDDED.
- 4.3 KEYWAYS SHALL BE PROVIDED FOR ALL FLOOR SLABS AND STAIRS LEADING INTO R.C. WALL/COLUMN WITH MINIMUM DOWEL BARS IN KEYWAYS OF Y12 © 250 OR OTHERWISE INDICATED.
- 4.4 CRANKING OF VERTICAL BARS (IF ANY) SHALL NOT EXCEED A SLOPE OF 1 IN 10
- 4.5 R9-250(T) DISTRIBUTION BARS OVER SUPPORT OR WALL SHALL BE PROVIDED FOR TOP REINFORCEMENT UNLESS OTHERWISE SHOWN.

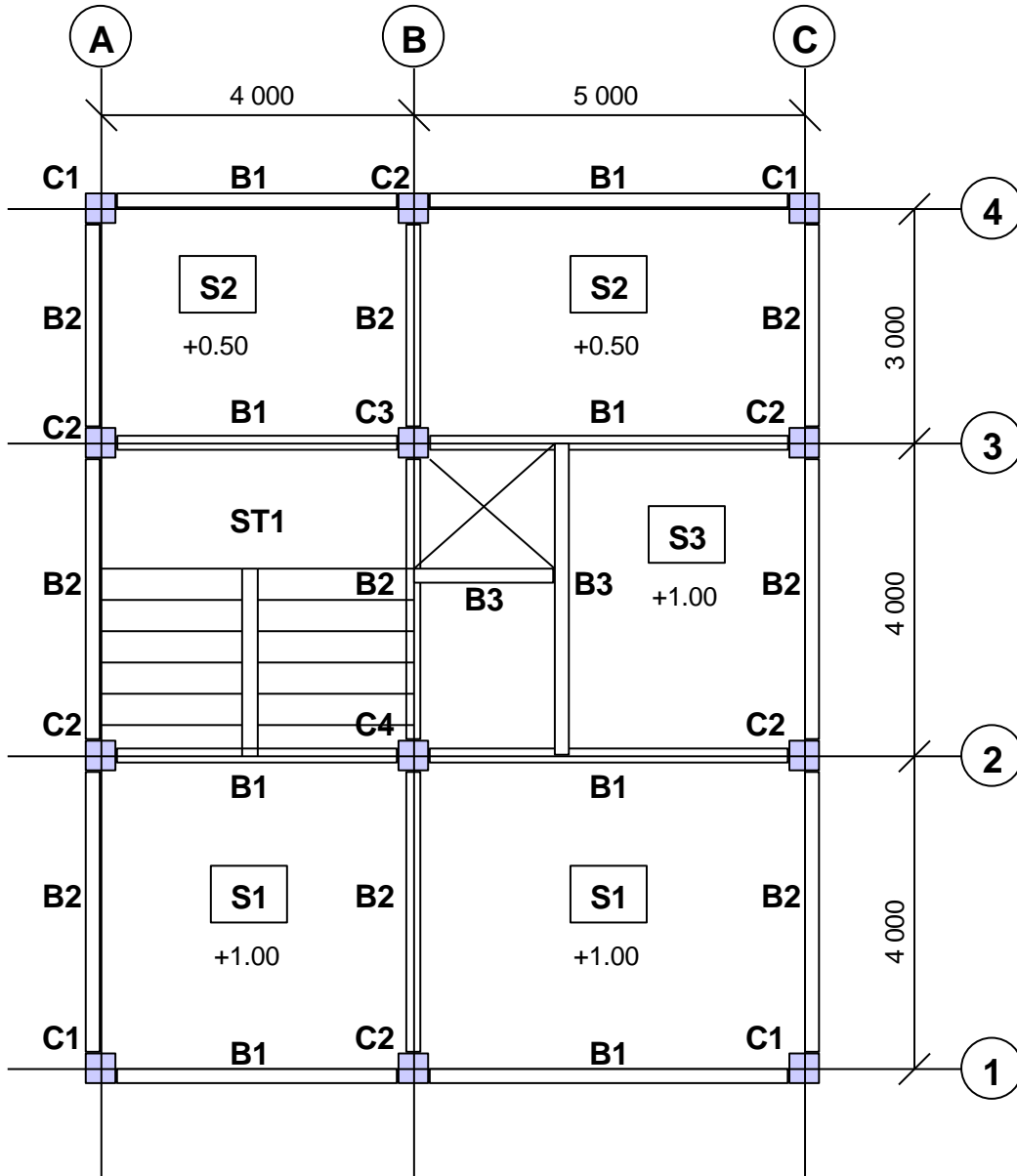
5. PILES

- 5.1 PILE TYPE, SIZE PROPERTIES AND OTHER REQUIREMENTS SHALL STRICTLY CONFORM TO THE REQUIREMENTS OF THE SPECIFICATIONS AND SHALL BE APPROVED BY ENGINEER PRIOR TO THE INSTALLATION.
- 5.2 DESIGN WORKING LOAD CAPACITY FOR BORED PILE DIA 0.80M X 8.00M. AND DIA 1.00M X 8.00M. SHALL BE 90 AND 135 METRIC TONS FACTOR OF SAFETY SHALL NOT BE LESS THAN 2.50
- 5.3 CONCRETE FOR PILES SHALL BE CLASS "240" AND HAVE A MINIMUM COMPRESSIVE STRENGTH OF 350 KILOGRAMS PER SQUARE CENTIMETRE AT THE END OF 28 DAYS.
- 5.4 COMPRESSION PILE LOAD TEST SHALL BE PERFORMED ON A MINIMUM ACCORDING TO SPECIFICATION FOR BORED PILE DIA 1.00M X 8.00M. OF THE ABOVE TEST PILES AS SELECTED BY THE ENGINEER.
- 5.5 MAXIMUM ALLOWABLE DEVIATION FROM SPECIFIED LOCATION OF PILE SHALL BE 8 CENTIMETER
- 5.6 OUT-OF-PLUMBNESS SHALL NOT EXCEED 1.0 PERCENT FOR EACH PILE.
- 5.7 PILE CONTRACTOR SHALL BE FULLY RESPONSIBLE FOR THE SURVEYING OF ALL PILE POSITIONS.

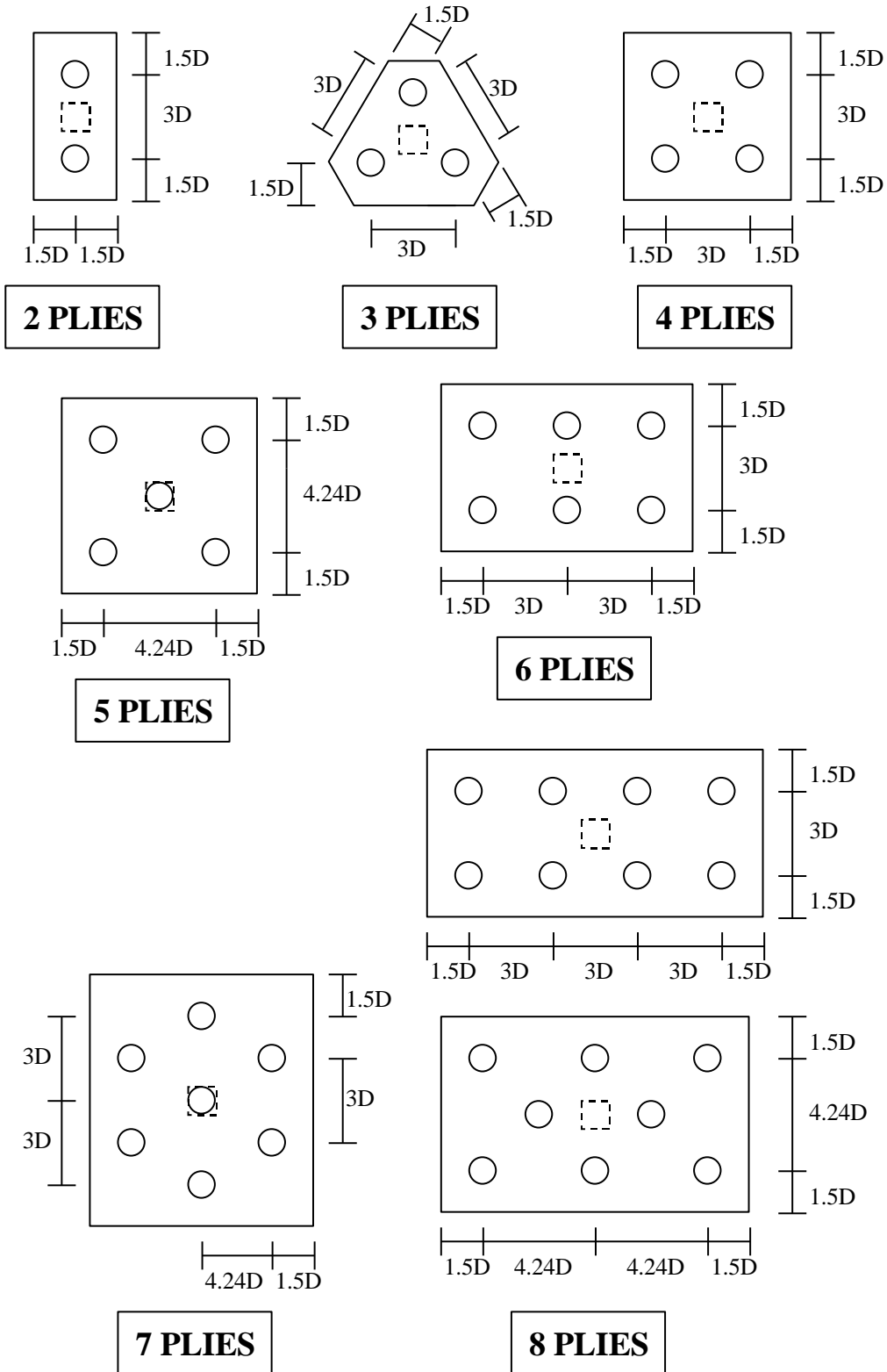
ค.2 ฟังเสาเข็มและฐานราก

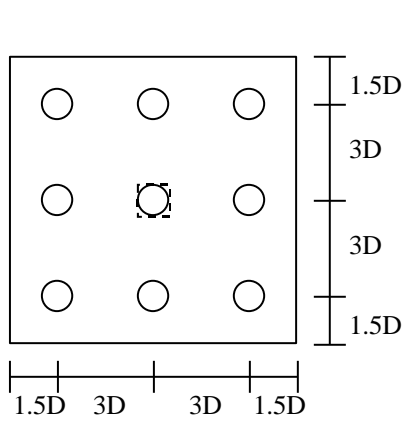


ค.3 ฟังคาน เสา และแผ่นพื้น

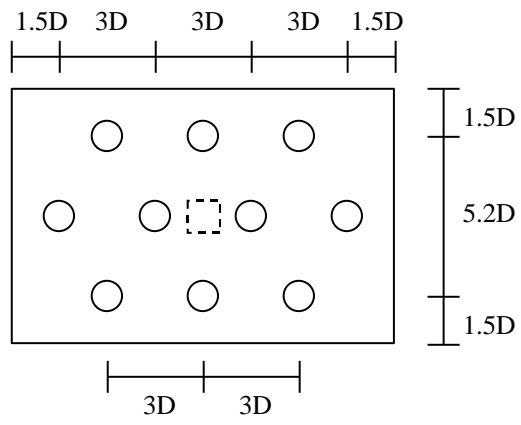


ค.4 แบบรายละเอียดฐานราก

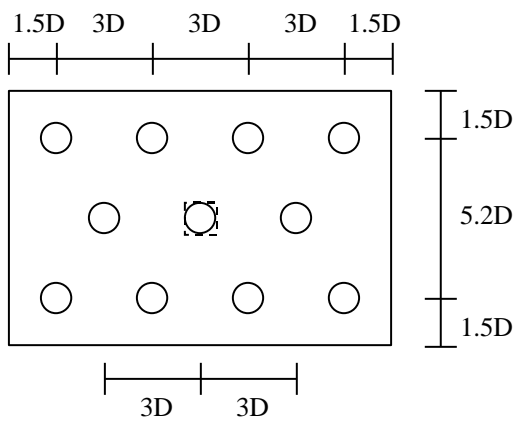




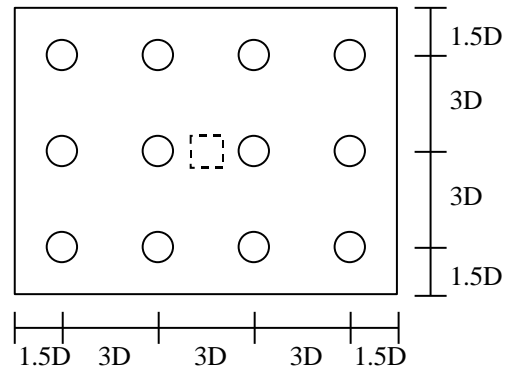
9 PLIES



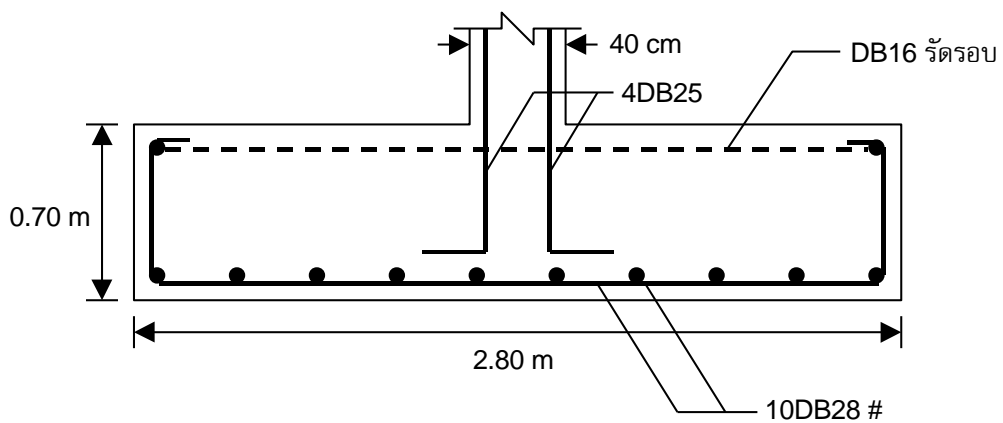
10 PLIES



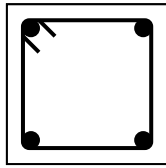
11 PLIES



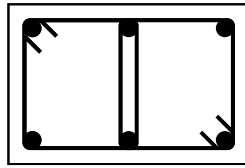
12 PLIES



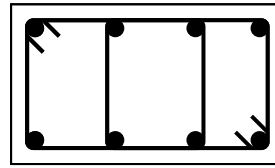
ค.5 แบบรายละเอียดเสา



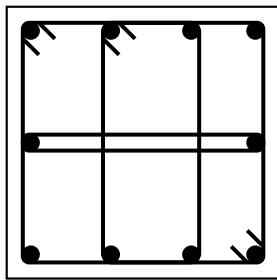
เหล็กยื่น 4 เส้น
1 ปลอก



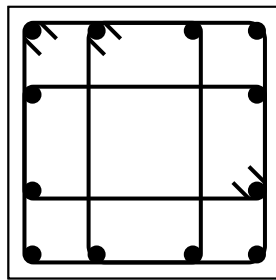
เหล็กยื่น 6 เส้น
2 ปลอก



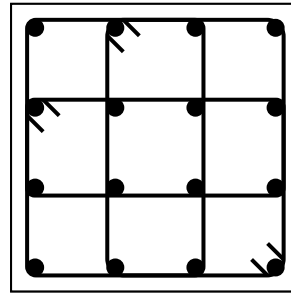
เหล็กยื่น 8 เส้น
2 ปลอก



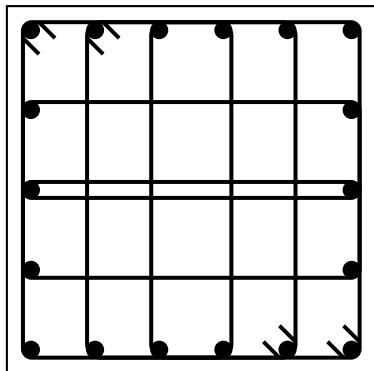
เหล็กยื่น 10 เส้น
3 ปลอก



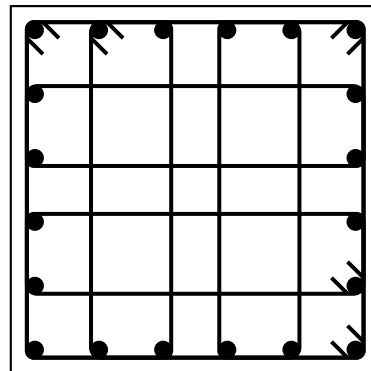
เหล็กยื่น 12 เส้น
3 ปลอก



เหล็กยื่น 16 เส้น
3 ปลอก

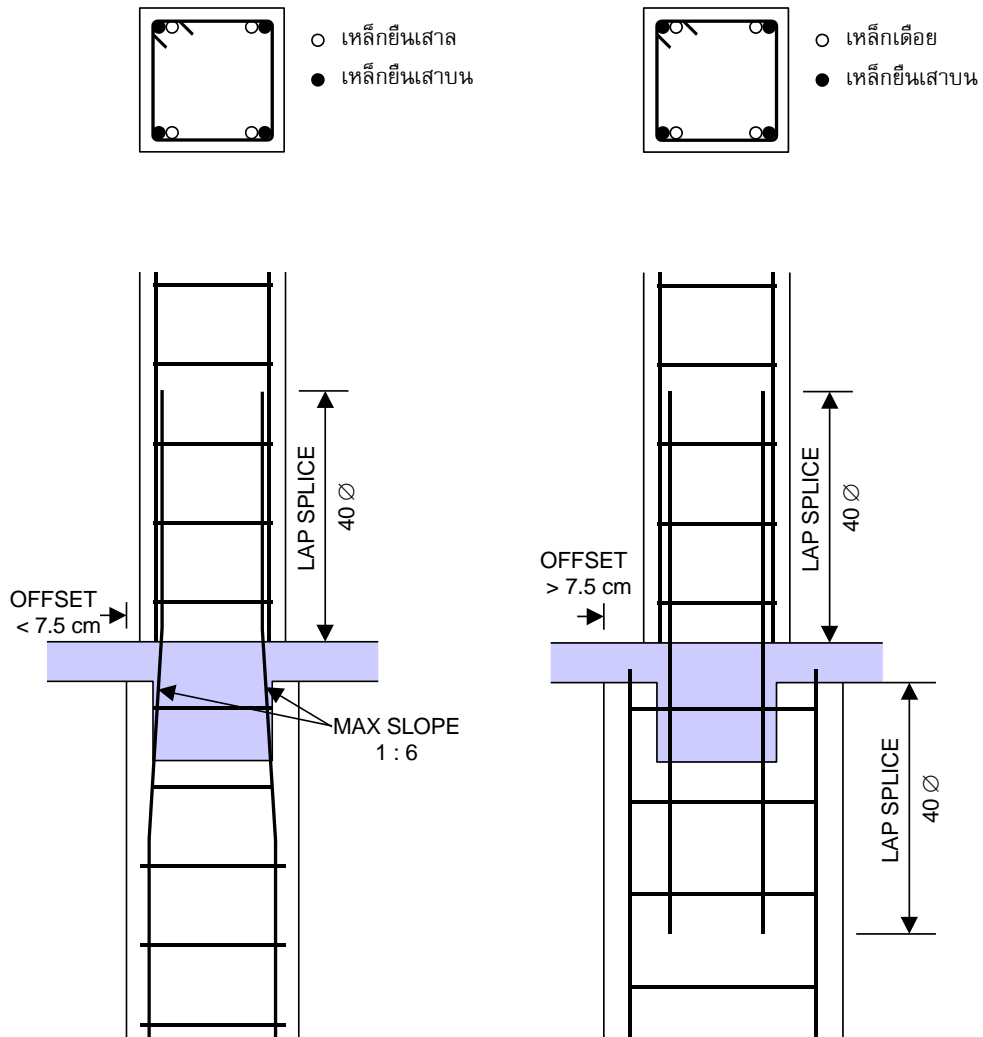


เหล็กยื่น 18 เส้น
4 ปลอก

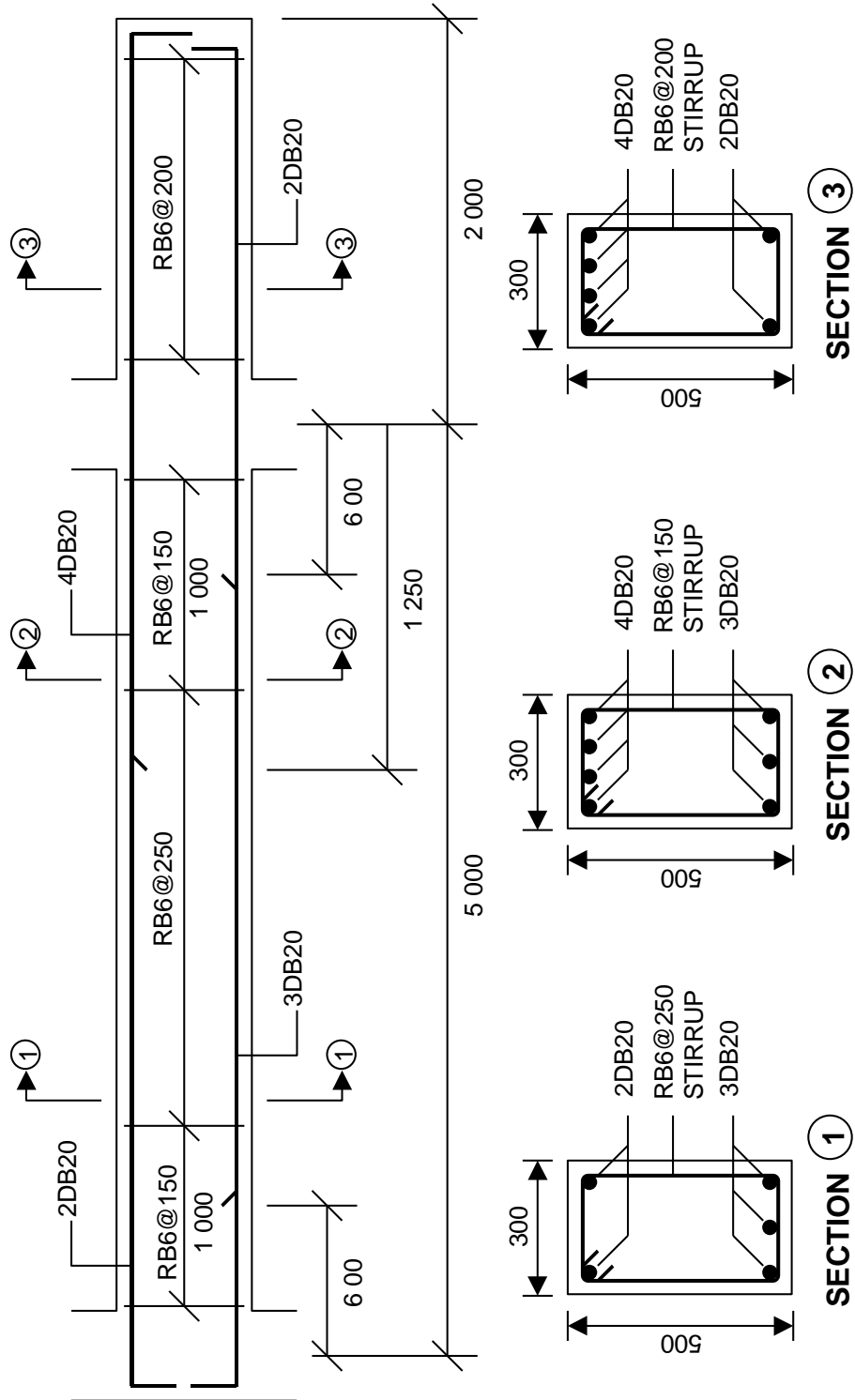


เหล็กยื่น 20 เส้น
5 ปลอก

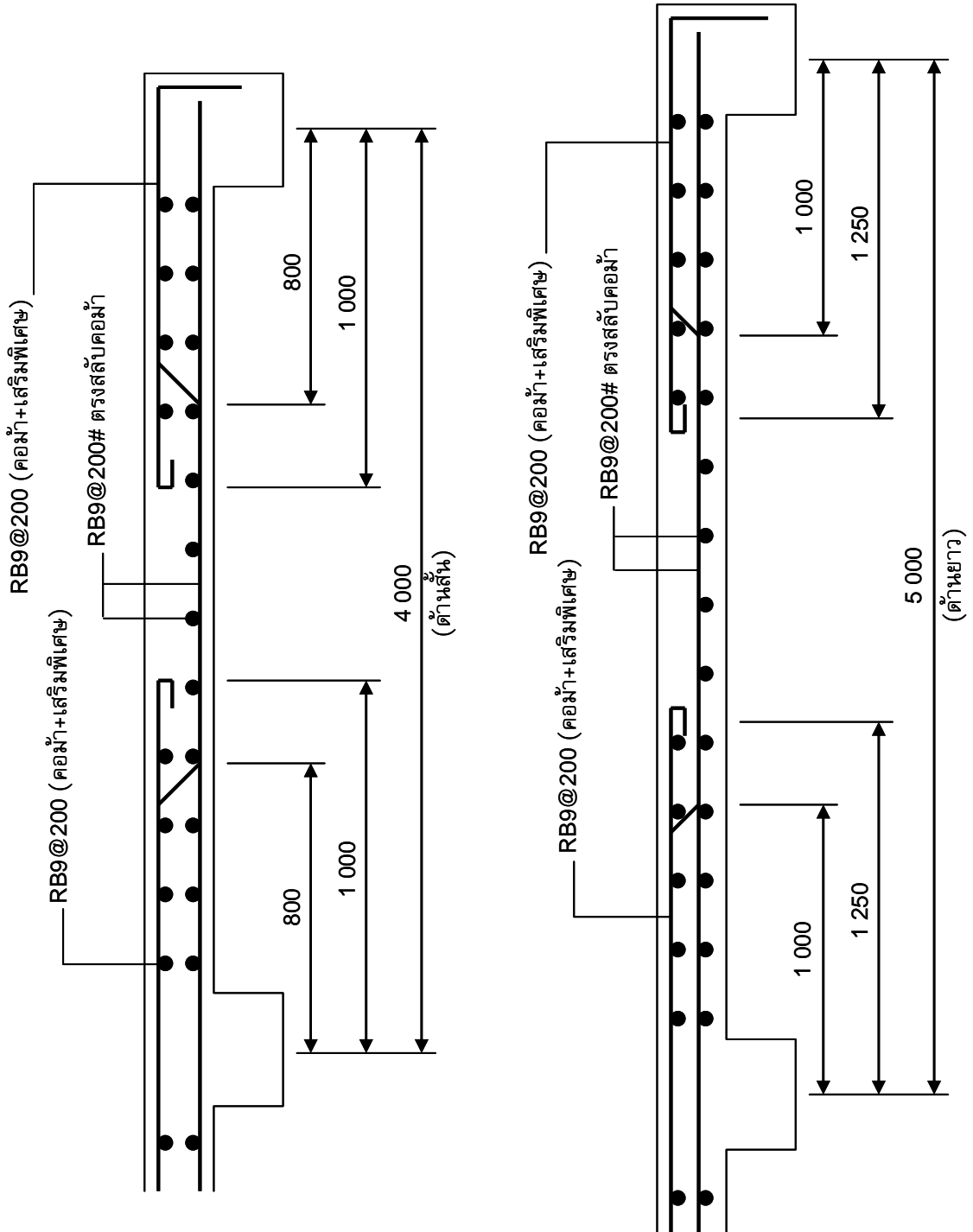
ค.6 แบบรายละเอียดการต่อเสา



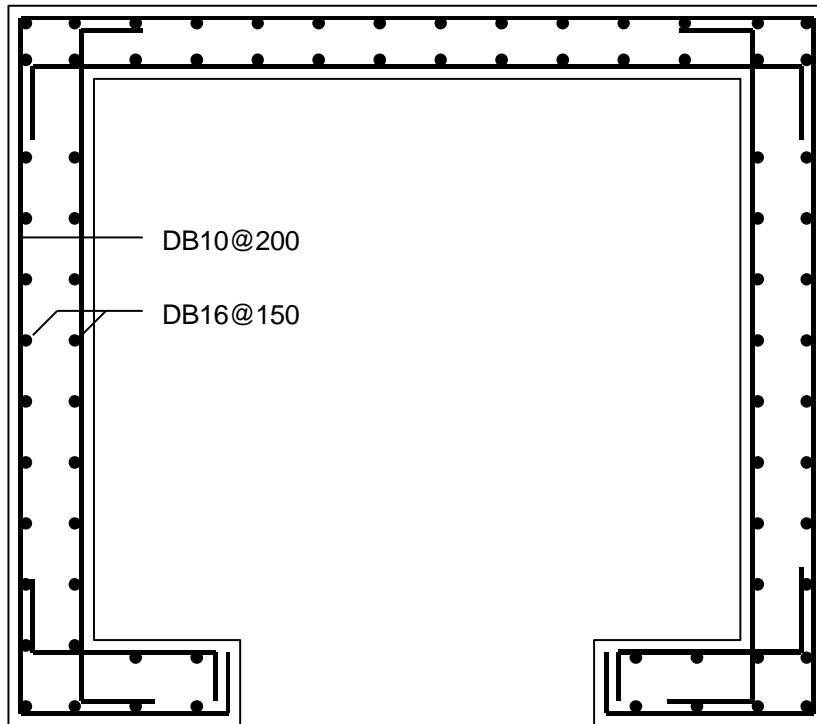
ค.7 แบบรายละเอียดคาน



ค.8 แบบรายละเอียดพื้น

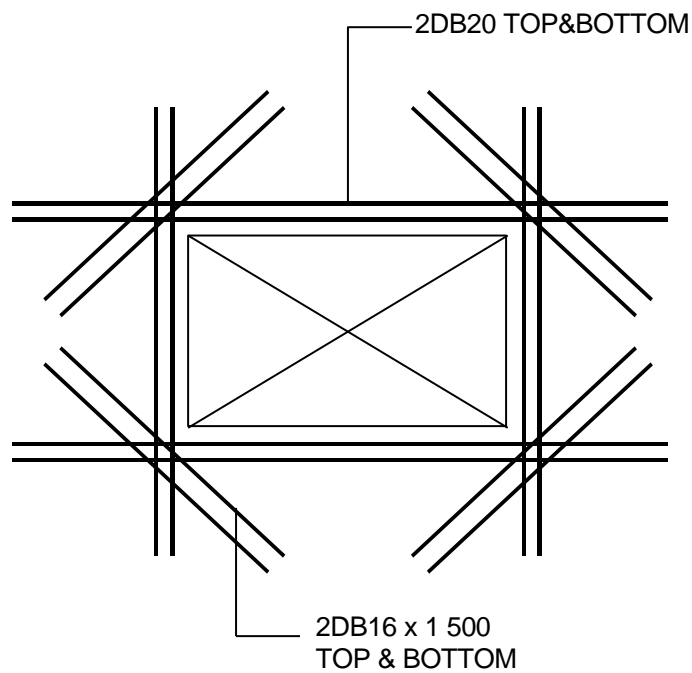


ค.9 แบบรายละเอียดผนัง



RC WALL PLAN

ค.10 แบบรายละเอียดช่องเปิดมาตรฐาน



This Textbook is used for

- | | |
|--|---|
| <input checked="" type="checkbox"/> Basic | <input checked="" type="checkbox"/> Advanced |
| <input checked="" type="checkbox"/> Workshop | <input checked="" type="checkbox"/> Reference |
| <input checked="" type="checkbox"/> IBM Computer | <input type="checkbox"/> Macintosh |

The Civil Engineering Handbook

