

การออกแบบโครงสร้างอาคารสูง
THE STRUCTURAL DESIGN
OF
HIGH RISE BUILDING



โครงการพิเศษเป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาคามหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

สาขาวิศวกรรมการก่อสร้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับครูใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ปีการศึกษา 2536

03331๑

STRUCTURAL DESIGN OF HIGH RISE BUILDING



A SPECIAL PROJECT SUBMITTED IN FULFILLMENT

OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE

BACHELOR OF CONSTRUCTION ENGINEERING

KING MONGKUT 'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
ใบรับรองโครงการงานพิเศษ

หัวข้อโครงการงานพิเศษ การออกแบบโครงสร้างอาคารสูง
STRUCTURAL DESIGN OF HIGH RISE BUILDING

นักศึกษา นายกนต์พจน์ จิตติจรุงลาภ รหัสประจำตัว 33100001
นางสาวศศิธร เสนานันทสกุล รหัสประจำตัว 33100368

หลักสูตร วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมการก่อสร้าง
ภาควิชา วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษา อาจารย์สุพจน์ ศรีนิล

คณะกรรมการสอบโครงการงานพิเศษ	ลายมือชื่อ
อาจารย์ศิลป์ชัย จานสุวรรณ
อาจารย์สุพจน์ ศรีนิล
อาจารย์วิบูลย์ วุฒิพาน

ภาควิชาวิศวกรรมโยธารับรองแล้ว
.....
(นายสุรัตน์ หวังเจริญ)
หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา

The structural design of high rise building

โดย นายกนต์พจน์ จิตติจรุงลาภ

นางสาวศศิธร เสนานันท์สกุล

อาจารย์ที่ปรึกษา อาจารย์สุพจน์ ศรีนิล

บทคัดย่อ

โครงงานพิเศษนี้ เป็นการศึกษาาระบบและออกแบบโครงสร้างอาคารสูง ซึ่งแรงลมอาจมีผลต่อการวิเคราะห์โครงสร้างของอาคารสูงด้วย จากการวิเคราะห์พบว่าแรงลมจะทำให้เกิดแรงเฉือนและโมเมนต์กระทำที่คานและเสา เพิ่มจากน้ำหนักโครงสร้างและน้ำหนักบรรทุกปกติ ในการออกแบบโครงสร้างจึงต้องพิจารณาทั้งแรงในแนวดิ่งและในแนวราบ ในการจัดทำโครงงานพิเศษนี้ ได้ใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ช่วยในการออกแบบตามหลักสูตรและทฤษฎี อีลาสติค โดยยึดข้อกำหนดต่างๆตามมาตรฐานว.ส.ท.

ABSTRACT

This special project was carried out to study the design of a high rise building. From the analysis of the design it was established, that there would be a moment and shear effect on girders and columns, due to the wind load. In the structural design method we therefore must be pay attention not only to the vertical load, but also to the effect of wind load. In this special project computer program was used which is base on the working method design and the standards of " The Engineering Institute of Thailand."

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กิตติกรรมประกาศ

ในการจัดทำโครงการพิเศษและปริกษานิพนธ์ครั้งนี้ ผู้จัดทำกราบขอบพระคุณอย่างสูง สำหรับอาจารย์สุพจน์ ศรีนิล อาจารย์ที่ปรึกษา อาจารย์อำนาจ พานิชย์กุล, อาจารย์สุวัฒน์ ภิรเศรษร์ และอาจารย์ศรักริช หิรัญญาศ ที่คอยให้คำแนะนำ ในด้านการออกแบบอาคารสูง ทำให้ผู้จัดทำเกิดความรู้ความเข้าใจในการจัดทำโครงการเป็นอย่างดี

ขอขอบคุณเป็นอย่างยิ่ง สำหรับ คุณประสาน จึงสงวนพรสุธ วิศวกรประจำบริษัท ซีวิลเทคโนโลยีคอนซัลแทนท์ ที่กรุณาให้คำแนะนำในด้านความรู้ และประสบการณ์ในการออกแบบอาคารสูงด้วยดีเสมอมา

และท้ายที่สุด ขอขอบคุณเพื่อนๆทุกคนที่ให้ความช่วยเหลือและกำลังใจแก่ผู้จัดทำตลอดมา ทำให้การทำโครงการและปริกษานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงไปด้วยดี

ผู้จัดทำโครงการ

นายกนต์พจน์ จิตติจรุงลาภ

นางสาวศศิธร เสนานันท์สกุล

มีนาคม 2537

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อ	I
กิตติกรรมประกาศ	II
สารบัญ	III
สารบัญตาราง	VI
สารบัญรูป	VII
บทนำ	1
บทที่ 1 ระบบโครงสร้างของอาคารสูง	11
1.1 โครงข้อแข็ง	11
1.2 โครงข้อแข็งและผนังรับแรงเฉือน	13
1.3 Belt Truss Outrigger	15
1.4 Framed Tube	16
1.5 Trussed Tube	17
1.6 Bundled Tube	18
บทที่ 2 แรงที่ใช้ในการออกแบบ	19
2.1 แรงในแนวดิ่ง	19
2.2 แรงในแนวราบ	20
2.2.1 แรงลม	20
2.2.1.1 การคำนวณหาแรงลมที่ใช้ในการออกแบบอาคารสูง	20
2.2.1.2 ผลของแรงลมต่ออาคารสูง	24
2.2.1.3 การทดสอบโดยใช้หุ่นจำลองในอุโมงค์ลม	26
2.2.1.4 การวิเคราะห์ผลของแรงลมต่อโครงสร้าง	31
2.2.2 แผ่นดินไหว	33
2.2.2.1 ผลของแผ่นดินไหวต่ออาคารสูง	33
2.2.2.2 ผลของแผ่นดินไหวต่อการออกแบบของอาคารในก.ท.ม.	34

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

	หน้า
บทที่ 3 การวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้าง	39
3.1 การออกแบบโดยทฤษฎีอีลาสติค หรือทฤษฎีเส้นตรง	40
3.1.1 คานคอนกรีตเสริมเหล็ก	45
3.1.1.1 ทือกกำหนดทั่วไปในการออกแบบคาน	47
3.1.1.2 การออกแบบคานรับแรงคด	48
3.1.1.3 การออกแบบคานรับแรงเฉือนและแรงดิ่งทแยง	57
3.1.1.4 การออกแบบคานต่อเนื่อง	69
3.1.1.5 การออกแบบคานรับแรงบิด	73
3.1.2 ผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก	85
3.1.2.1 ผนังคอนกรีตเสริมเหล็กทางเดียว	86
3.1.2.2 ผนังคอนกรีตเสริมเหล็กสองทาง	87
3.1.2.3 ผนังระบบ flat plate	97
3.1.3 เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก	143
3.1.3.1 เสาสั้นรับน้ำหนักตามแกน	145
3.1.3.2 เสาสั้นรับน้ำหนักเอียงศูนย์	149
3.1.3.3 shear wall	158
3.1.4 ฐานรากคอนกรีตเสริมเหล็ก	161
3.1.4.1 แบบของฐานราก	164
3.1.4.2 ฐานแผ่	166
3.1.4.3 ฐานรากวางบนเสาเข็ม	167
3.1.4.4 การออกแบบเหล็กเสริมในฐานราก	170
3.1.4.5 แรงเฉือนในฐานราก	171
3.2 การออกแบบโดยทฤษฎีกำลังประลัย	178
3.2.1 การจัดน้ำหนักบรรทุก	180
3.2.2 ตัวคูณค่ากำลังประลัย	181
3.2.3 ทือกกำหนดหน่วยแรงประลัยของคอนกรีตและเหล็กเสริม	182
3.2.4 คานและผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก	182

	หน้า
3.2.4.1 การออกแบบคานและพื้นรับแรงค้ำ	182
3.2.4.2 การออกแบบคานและพื้นรับแรงเฉือนและแรงดิ่งทแยง	190
3.2.5 เสาและฐานรากคอนกรีตเสริมเหล็ก	196
3.2.5.1 กำลังรับน้ำหนักตามแกน	196
3.2.5.2 กำลังรับน้ำหนักตามแกนและแรงค้ำ	197
3.2.5.3 กำลังรับน้ำหนักประลัษ	199
สรุปผล	211
บรรณานุกรม	212
ภาคผนวก A โปรแกรม KETABS	
ภาคผนวก B โปรแกรม SPREAD SHEET	
ภาคผนวก C ผลจากการวิเคราะห์แรงลมโดยโปรแกรม KETABS	
ภาคผนวก D รายการคำนวณ	



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญตาราง

	หน้า
ตารางที่ 2.1 แสดงค่าความเร็วลม	21
ตารางที่ 2.2 แสดงค่า C_D , C_L	22
ตารางที่ 2.3 แสดงค่าแรงลมที่ใช้ในการออกแบบตามมาตรฐาน ว.ส.ท.	23
ตารางที่ 3.1.1 หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ข้อมือให้	68
ตารางที่ 3.1.2 สัมประสิทธิ์ของโมเมนต์	91
ตารางที่ 3.1.3 Minimum thickness for flat plate	97
ตารางที่ 3.1.4 Distribution of factored Moment	108
ตารางที่ 3.2.1 หน่วยแรงยึดเหนี่ยวประลักษ์ข้อมือให้	194

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญภาพ

	หน้า
รูปที่ 1 แสดงขั้นตอนการออกแบบโครงสร้างอาคารสูง	2
รูปที่ 2 แสดงขั้นตอนการออกแบบพื้น	3
รูปที่ 3 แสดงขั้นตอนการออกแบบคาน	4
รูปที่ 4 แสดงขั้นตอนการออกแบบเสา	5
รูปที่ 5 แสดงขั้นตอนการออกแบบ FLAT PLATE	6
รูปที่ 6 แสดงขั้นตอนการออกแบบ SHEAR WALL	7
รูปที่ 7 แสดงขั้นตอนการออกแบบสระน้ำ	8
รูปที่ 8 แสดงขั้นตอนการออกแบบฐานราก	9
รูปที่ 1.1 แสดงโครงข้อแข็ง	12
รูปที่ 1.2 แสดงโครงข้อแข็งภายใต้แรงกระทำด้านข้าง	12
รูปที่ 1.3 แสดงพฤติกรรมของโครงข้อแข็งเมื่อรับแรงด้านข้าง	13
รูปที่ 1.4 แสดงพฤติกรรมของผนังรับแรงเฉือนเมื่อรับแรงด้านข้าง	14
รูปที่ 1.5 แสดงพฤติกรรมร่วมของการรับแรงด้านข้างของ Frame และ Shear Wall	14
รูปที่ 1.6 แสดงโครงสร้างระบบ Belt Truss Outrigger	15
รูปที่ 1.7 แสดงโครงสร้างระบบ Framed Tube	16
รูปที่ 1.8 แสดงโครงสร้างระบบ Trussed Tube	17
รูปที่ 1.9 แสดง Bundled Tube	18
รูปที่ 2.1 แสดงแรงที่เกิดจากการกระทำของลม	23
รูปที่ 2.2 แสดงแบบจำลองของ Sway Elastic Model	28
รูปที่ 3.1.1 พฤติกรรมของคาน ค.ส.ล. ภายใต้น้ำหนักบรรทุก	46
รูปที่ 3.1.2 แสดงการรับแรงค้ำของคาน ค.ส.ล.	49

เอกสารนี้เป็นทรัพย์สินของมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ทางการค้า

ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น ถือว่ามหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ อนุญาตให้นำไปใช้

รูปที่ 3.1.3 แสดงการรับแรงดึงและแรงอัดของคาน ค.ส.ล 54

รูปที่ 3.1.4 แสดงการรับแรงเฉือนของหน้าตัดคาน 58

รูปที่ 3.1.5 แสดงการรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตล้วน 59

รูปที่ 3.1.6 แสดงการรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก 59

รูปที่ 3.1.7 แสดงผังหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในหน้าตัด 60

รูปที่ 3.1.8 แสดงพฤติกรรมของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน 63

รูปที่ 3.1.9 แสดงหน่วยแรงยึดเหนี่ยวในคาน ค.ส.ล. 65

รูปที่ 3.1.10 แสดงการมึงเหล็กในคานชั้น 67

รูปที่ 3.1.11 รูปโมเมนต์คัตตามมาตรฐาน ว.ส.ท. 73

รูปที่ 3.1.12 เหล็กเสริมต้านแรงบิดในคาน 85

รูปที่ 3.1.13 พ้นคอนกรีตเสริมเหล็กทางเดียว 87

รูปที่ 3.1.14 พ้นคอนกรีตเสริมเหล็กสองทาง 88

รูปที่ 3.1.15 แถบกลางและแถบเสาในพื้น ค.ส.ล. 89

รูปที่ 3.1.16 การแบ่งน้ำหนักแผ่นลงบนคานรับพื้น 92

รูปที่ 3.1.17 ตำแหน่งเหล็กเสริมทำคอม้าในพื้น 93

รูปที่ 3.1.19 ระบบพื้นสองทาง (Two-Way Slab System) 97

รูปที่ 3.1.20 Design Strip ด้วยวิธี Equivalent Frame 100

รูปที่ 3.1.21 Column Strips และ Middle Strip 101

รูปที่ 3.1.22 หน้าตัดพื้นเพื่อใช้คำนวณหา Stiffness 102

รูปที่ 3.1.23 หน้าตัดเสาเพื่อใช้คำนวณ Stiffness 104

รูปที่ 3.1.24 Equivalent Column เพื่อใช้หาค่า Stiffness 106

รูปที่ 3.1.25 Loading Patterns 109

รูปที่ 3.1.26 Direct Shear and Moment Transfer 110

รูปที่ 3.1.27 การเสริมเหล็กใน Flat Plate และ Flat Slab 111

รูปที่ 3.1.28 Critical Location for slab Shear Strength 112

รูปที่ 3.1.29 Direct Shear at an Interior Slab-Column Support 113

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดลอกเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีกานำไปใช้

รูปที่ 3.1.30 (ก) ค่า J/C สำหรับเสาภายใน	114
รูปที่ 3.1.30 (ข) ค่า J/C สำหรับเสามุม	115
รูปที่ 3.1.30 (ค) ค่า J/C สำหรับเสาริม (ขนานกับขอบ)	115
รูปที่ 3.1.30 (ง) ค่า J/C สำหรับเสาริม (ตั้งฉากกับขอบ)	116
รูปที่ 3.1.31 Shear Strength of Slabs with Bars of Wire Used as Shear Reinforcement	118
รูปที่ 3.1.32 Shear strength of Slab with "Shearheads" Use as Shear Reinforcement	120
รูปที่ 3.1.33 แสดงการเสริมเหล็กในหน้าตัดเสา	143
รูปที่ 3.1.34 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกับการโค้งหรือหดตัวของเสา	144
รูปที่ 3.1.35 แสดงหน้าตัดเสาหุ้มด้วยท่อเหล็ก	148
รูปที่ 3.1.36 แสดงหน้าตัดเสารับโมเมนต์	150
รูปที่ 3.1.37 แสดงหน้าตัดเสารับแรงเฉือน	151
รูปที่ 3.1.38 แสดงการเรียงเหล็กอื่นในหน้าตัดเสา	153
รูปที่ 3.1.39 แสดงความสัมพันธ์ของแรงตามแกนและโมเมนต์คด	154
รูปที่ 3.1.40 แสดงพฤติกรรมของฐานรากเมื่อรับน้ำหนักบรรทุก	162
รูปที่ 3.1.41 แสดงแบบของฐานราก	165
รูปที่ 3.1.42 แสดงหน่วยแรงดินดินที่กระทำต่อฐานราก	166
รูปที่ 3.1.43 แสดงแรงดินดินที่กระทำต่อฐานรากบนเสาเข็ม	167
รูปที่ 3.1.44 แสดงหน้าตัดวิกฤติของฐานราก	169
รูปที่ 3.1.45 แสดงแถบการเสริมเหล็กในฐานราก	171
รูปที่ 3.1.46 แสดงการรับแรงเฉือนของฐานราก	172
รูปที่ 3.1.47 แสดงหน้าตัดวิกฤติของเสาเข็มเชิงซ้อน	173
รูปที่ 3.2.1 แสดงการสมมุติการแผ่ของหน่วยแรงอัดในคอนกรีต	179
รูปที่ 3.2.2 รูปของแผ่นหน่วยแรงอัดในคอนกรีต	180
รูปที่ 3.2.3 แสดงหน่วยแรงที่กระทำบนหน้าตัด	

เอกสารนี้... ให้นำไปใช้ประโยชน์... 179

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดลอกหรือทำซ้ำโดยไม่ได้รับอนุญาตจากเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้ 180



	หน้า
รูปที่ 3.2.4 แสดงหน้าตัดรับแรงดึงและแรงอัด	187
รูปที่ 3.2.5 เสารับน้ำหนักตามแกนและแรงอัดพร้อมกัน	197
รูปที่ 3.2.6 ศูนย์ถ่วงแกนสะเทินพลาสติก	199
รูปที่ 3.2.7 แสดงหน้าตัดเสารับแรงเอียงศูนย์	202
รูปที่ 3.2.8 แสดงการกระจายของหน่วยแรงในเสาหน้าตัดกลม	204
รูปที่ 3.2.9 แสดงความสัมพันธ์ของแรงตามแกนและแรงดัด	207
รูปที่ 3.2.10 เสารับน้ำหนักตามแกนและแรงดัดทั้งสองแกน	208



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทนำ

ในปัจจุบันอาคารสูงเริ่มมีการก่อสร้างกันอย่างแพร่หลายมากขึ้น การออกแบบเพื่อความมั่นคง แข็งแรงของโครงสร้างจึงเป็นสิ่งจำเป็น ซึ่งในการออกแบบนี้สามารถนำเอาวิทยาการทางคอมพิวเตอร์มาช่วยในการออกแบบได้ตามความเหมาะสม

วัตถุประสงค์

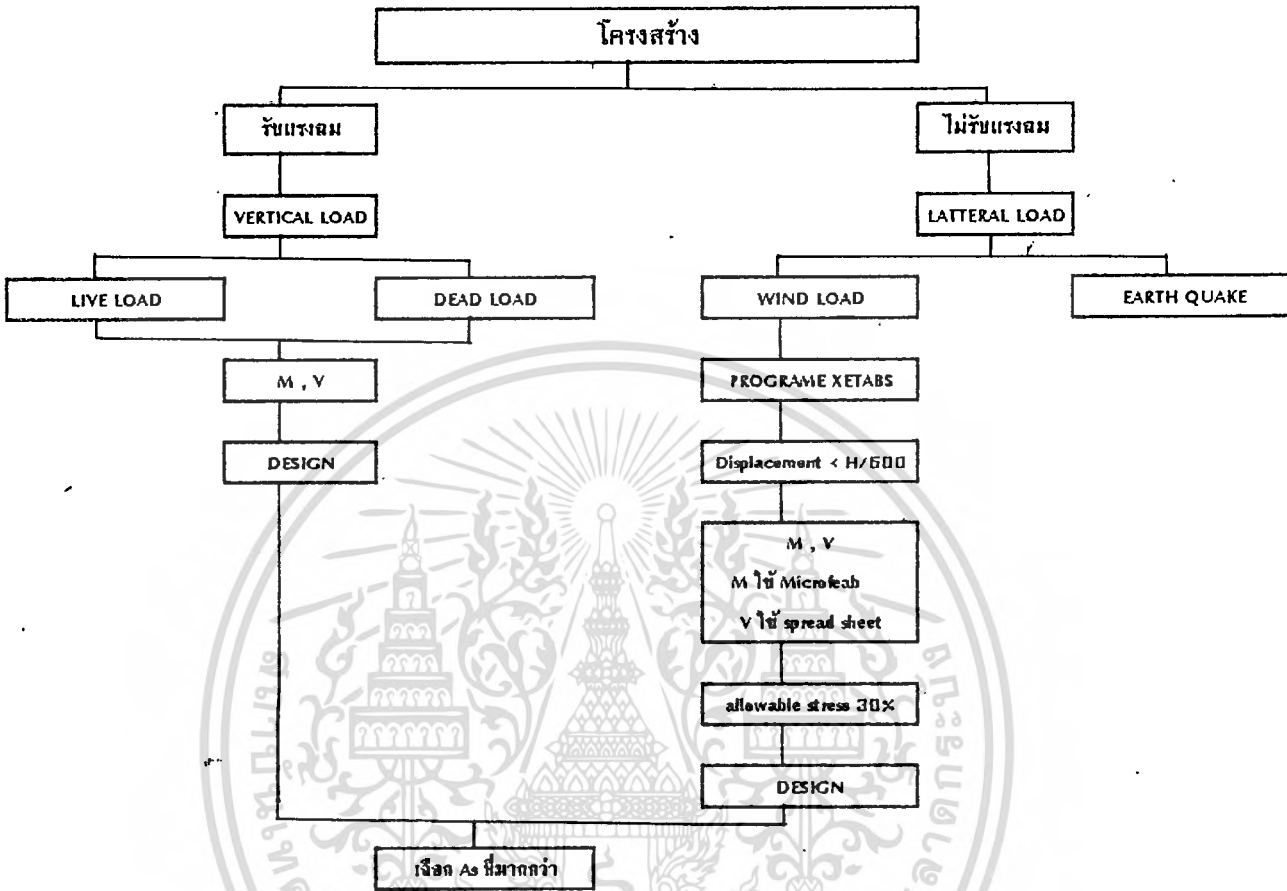
1. เพื่อศึกษาระบบแนวทางทฤษฎีที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารสูง
2. เพื่อศึกษาวิเคราะห์ถึงปัจจัยที่มีผลต่อการออกแบบโครงสร้างอาคารสูง
3. เพื่อให้ผู้ดำเนินโครงการงานพิเศษมีความรู้ความเข้าใจในด้านการออกแบบอาคารสูง และสามารถนำไปใช้ในการประกอบวิชาชีพได้
4. เพื่อเป็นการจัดเก็บรวบรวมข้อมูลในด้านการออกแบบอาคารสูง

การดำเนินการ

1. ขอแบบแปลนสถาปัตยกรรมบริษัท TEKTON ได้แปลนอาคารพักอาศัย 34 ชั้น
2. ศึกษาถึงระบบโครงสร้างอาคารที่ใช้อยู่ปัจจุบัน
3. ทำการวิเคราะห์ผลของแรงลมโดยใช้โปรแกรม XETABS
4. นำผลจากแรงลมมาใช้ในการออกแบบ โดยยึดตามมาตรฐาน ว.ส.ท.
5. นำการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างส่วนต่าง ๆ ดังนี้
 - 5.1 พื้น
 - 5.2 คาน
 - 5.3 เสา
 - 5.4 SHEAR WALL
 - 5.5 สระว่ายน้
 - 5.6 ฐานราก
6. เขียนแบบแสดงผลการคำนวณ

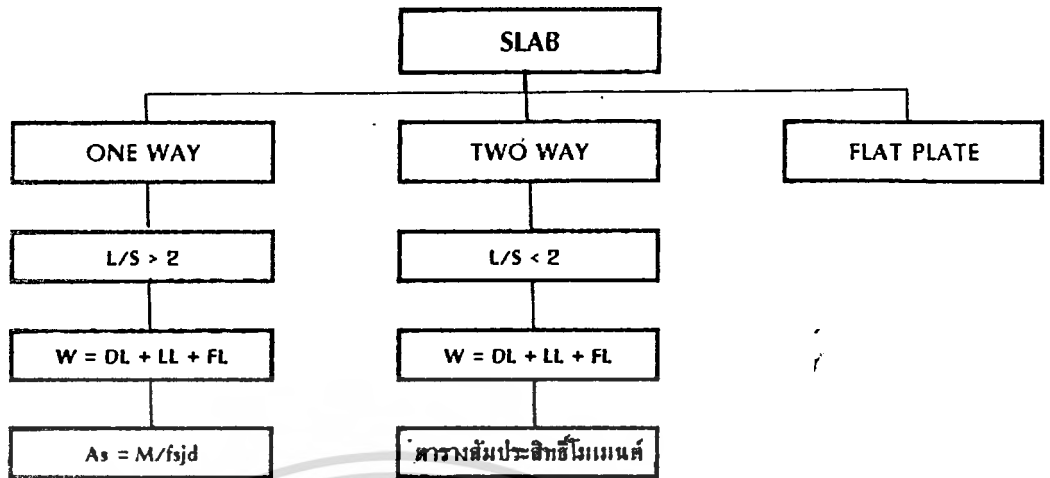
และในการออกแบบโครงสร้างแต่ละชั้นมีหลักการและวิธีการ การดำเนินการดัง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่ส่วนวิศวกรรมรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 รายละเอียดต่อไป
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ ๑ แสดงขั้นตอนการออกแบบโครงสร้างอาคารสูง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

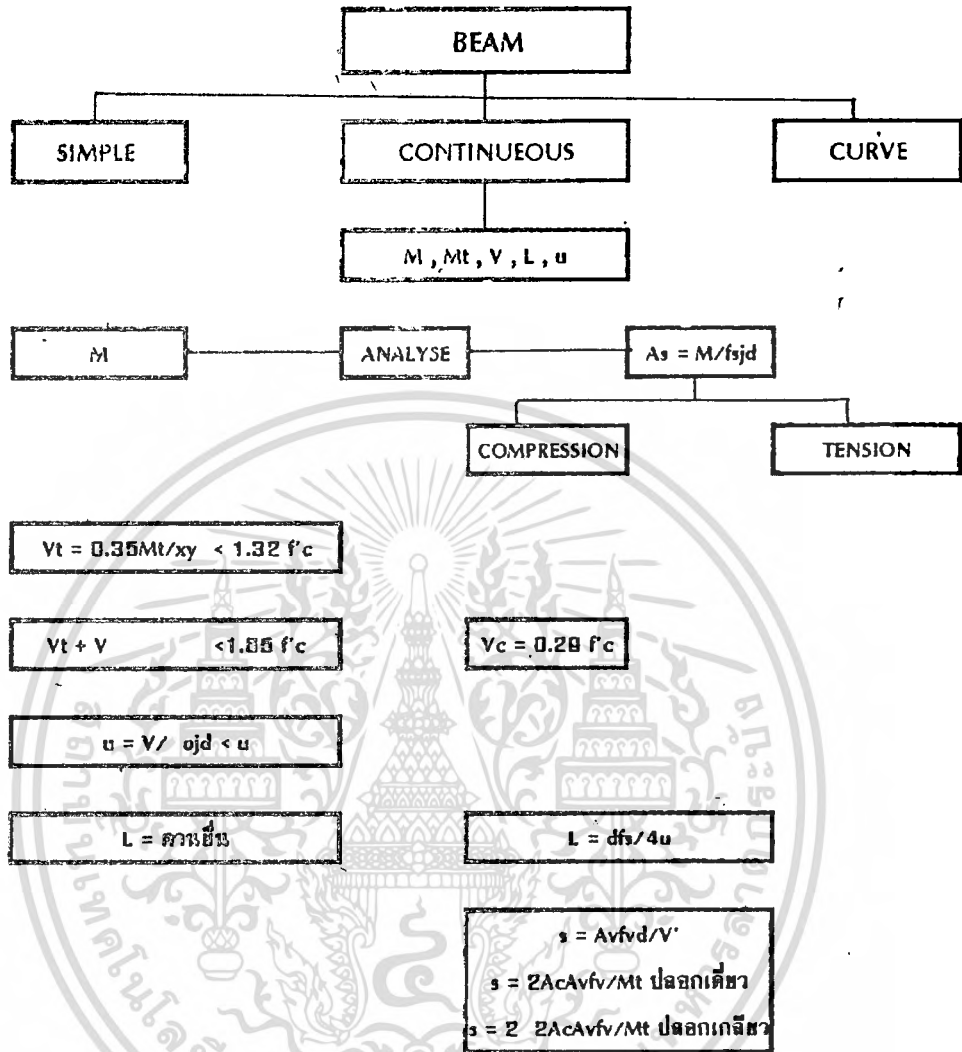


หาเหล็กด้านสั้น $M = CWS^2$

หาเหล็กกันรั่ว $As = M/fsjd$
คิวเรียบ = 0.0025bt
ข้อร้อย = 0.0020bt

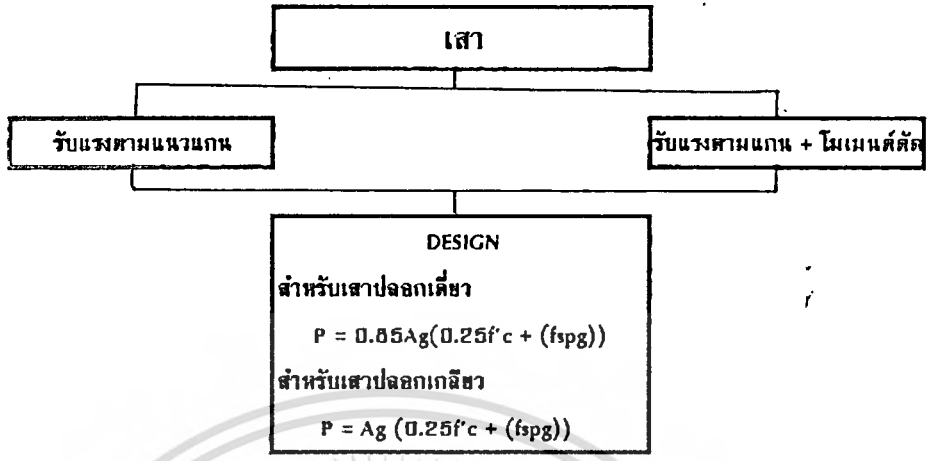
รูปที่ 2 แสดงขั้นตอนการออกแบบพื้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ ๓ แสดงขั้นตอนการออกแบบคาน

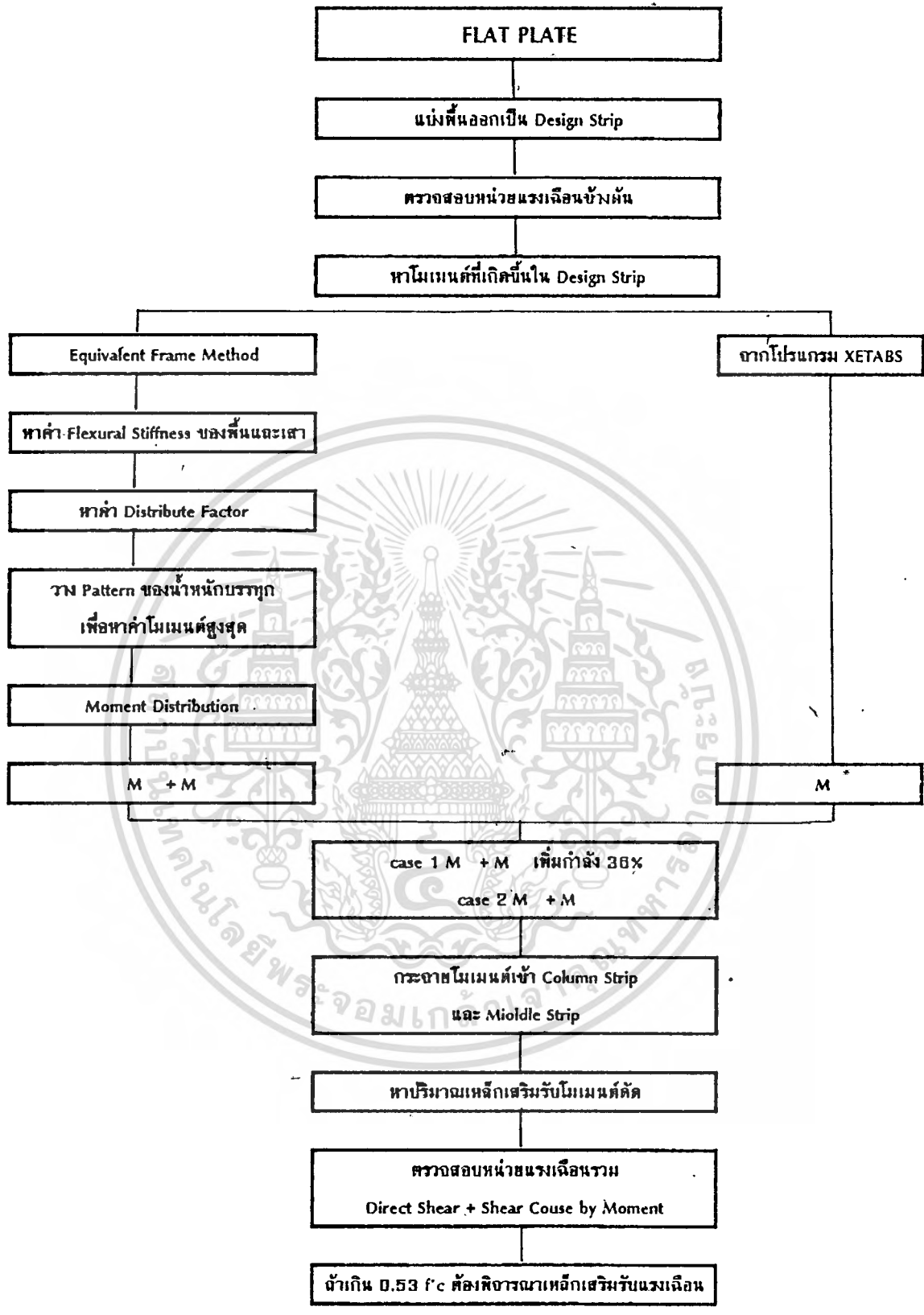
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4 แสดงขั้นตอนการออกแบบเสา

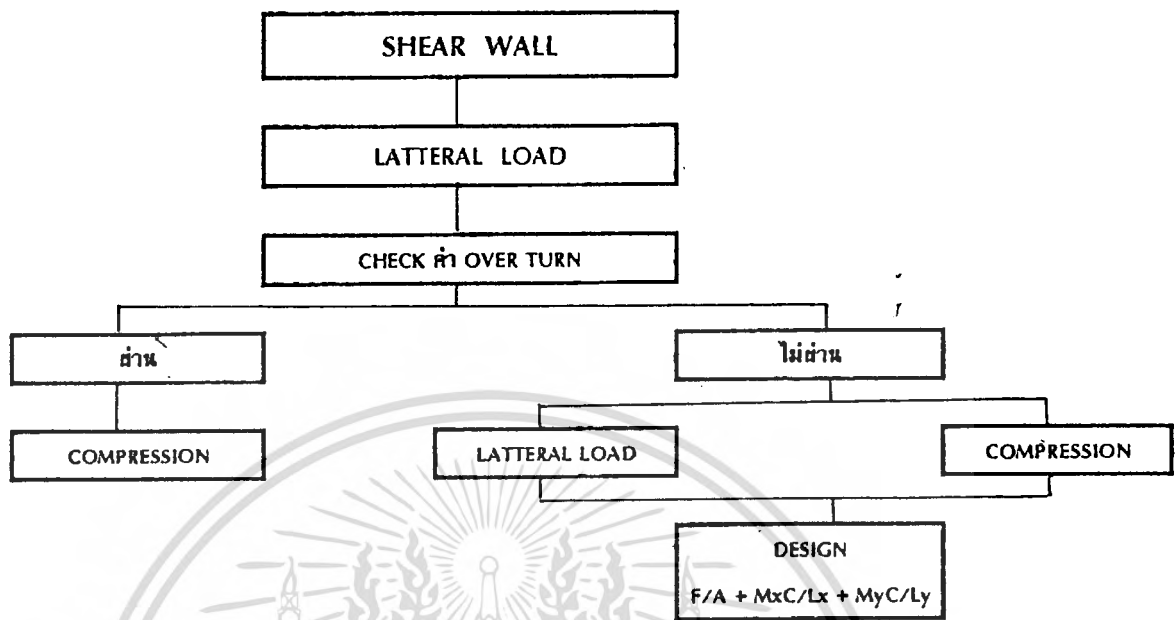


เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 5 แสดงขั้นตอนการออกแบบ FLAT PLATE

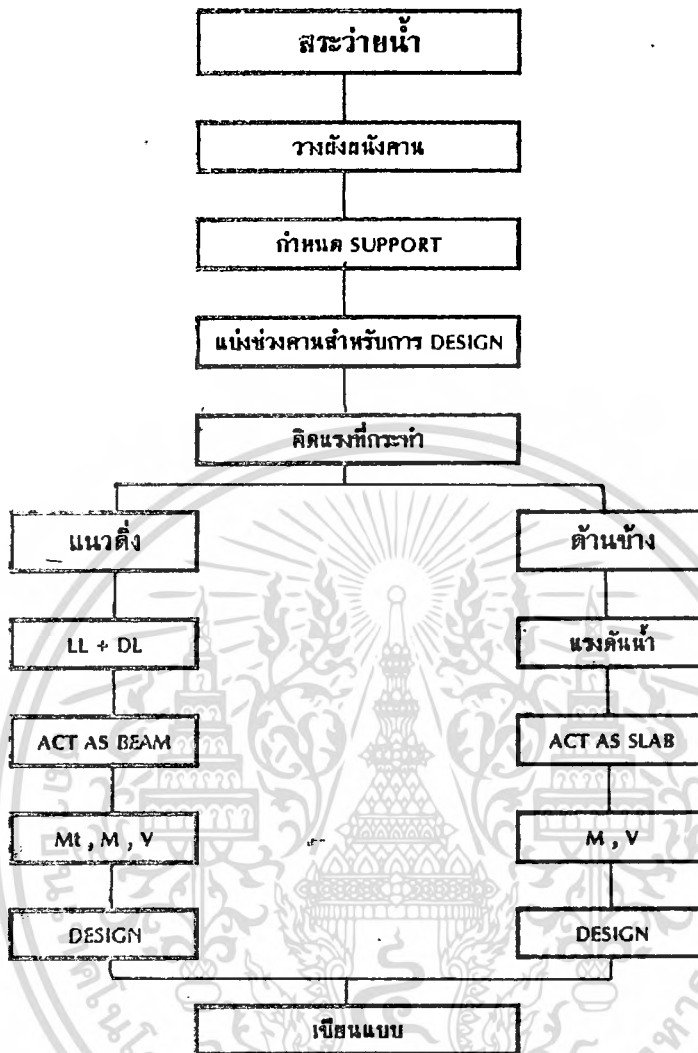
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



ข้อกำหนด
 เหล็กเสริมยืนอย่างต่ำ = $0.0012bd$
 เหล็กเสริมแนวนอนอย่างต่ำ = $0.0020bd$

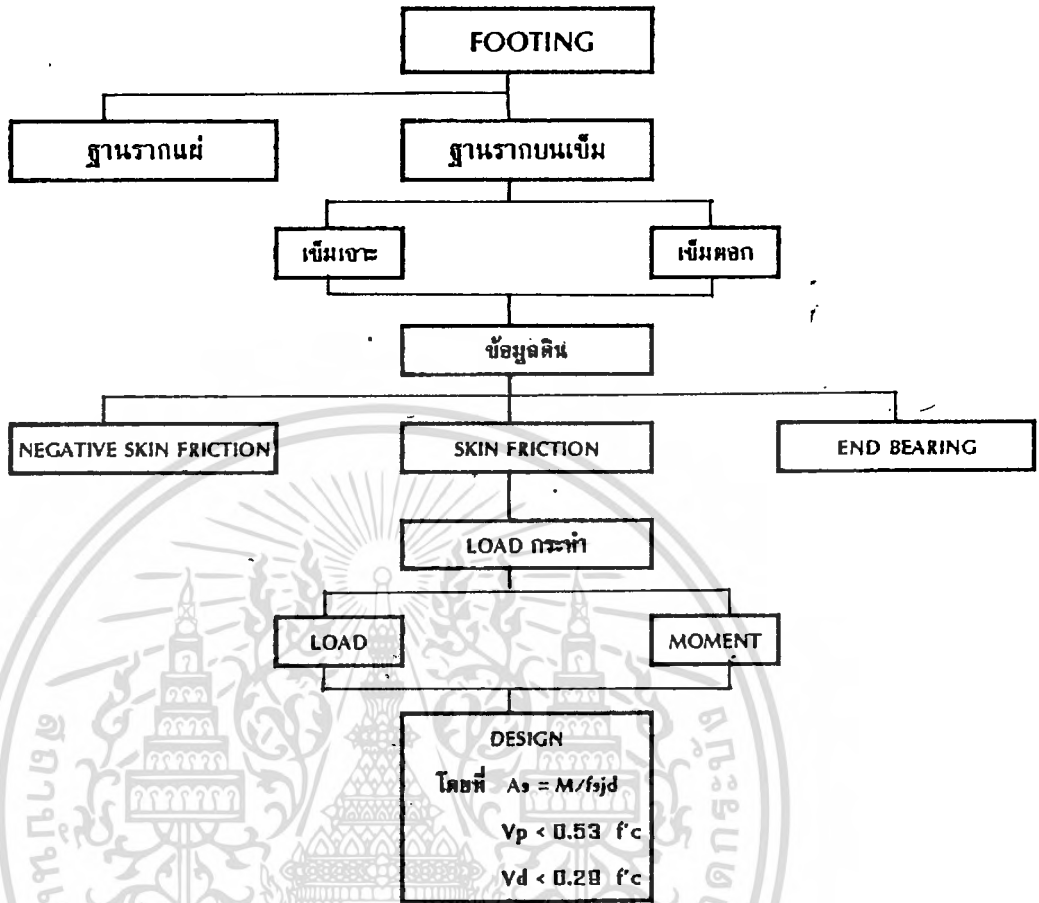
รูปที่ ๘ แสดงขั้นตอนการออกแบบ SHEAR WALL

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 7 แสดงขั้นตอนการออกแบบสระว่ายน้ำ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ ๘ แสดงขั้นตอนการออกแบบฐานราก

ผลที่คาดว่าจะได้รับ

1. เป็นการรวบรวมขั้นตอนและการออกแบบอาคารสูง
2. เป็นการศึกษาปัญหาและวิธีที่ใช้ในการออกแบบอาคารสูง
3. เป็นการเผยแพร่ความรู้และวิชาการในการออกแบบอาคารสูง



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 1

ระบบโครงสร้างอาคารสูง

(Structural System for High-rise Building)

อาคารโดยทั่วไป จะต้องได้รับการออกแบบให้สามารถต้านทานแรงกระทำทั้งในแนวดิ่งและในแนวด้านข้างได้อย่างปลอดภัย สำหรับอาคารขนาดความสูงไม่เกิน 10 ชั้น แรงกระทำในแนวดิ่งจะเป็นค่ากำหนดขนาดของหน้าตัดเสา ในขณะที่อาคารที่มีความสูงเพิ่มขึ้น แรงกระทำด้านข้าง เช่น แรงลม จะมีความสำคัญในการกำหนดขนาดของเสาและผนังกำแพงมากขึ้น ในอาคารสูงการเลือกใช้ระบบโครงสร้างและวางตำแหน่งของโครงสร้างหลักเพื่อรับแรงกระทำด้านข้างจึงมีความสำคัญเพื่อให้เกิดความมั่นคงแข็งแรงแก่อาคารและช่วยลดขนาดขององค์อาคารในแนวดิ่งอีกด้วย

1. ระบบของโครงสร้างอาคารสูง

ระบบโครงสร้างอาคารสูงในปัจจุบันสามารถแยกเป็นประเภทต่าง ๆ ได้ดังนี้

1. โครงข้อแข็ง (Rigid Frame)
2. ผนังรับแรงเฉือน (Shear Wall)
3. โครงข้อแข็ง + ผนังรับแรงเฉือน (Frame + Shear Wall)
4. Belt Truss out Trigger
5. Framed Tube
6. Trussed Tube
7. Bundled Tube

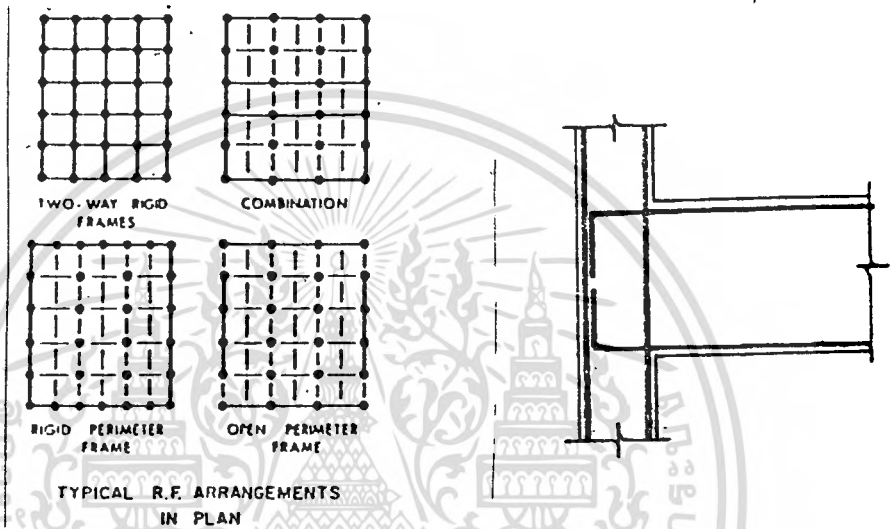
1.1 โครงข้อแข็ง (Rigid Frame)

โครงข้อแข็ง คือโครงสร้างที่มีลักษณะของการยึดต่อของชิ้นส่วนต่างๆ ที่ประกอบยึดกันทั้งในแนวราบและแนวดิ่ง มีพฤติกรรมของจุดยึดต่อเสมือนเป็นชิ้นส่วน (member)

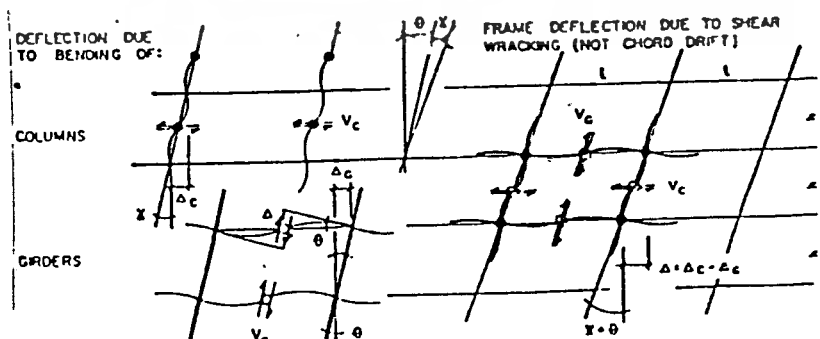
เดียวกัน กล่าวคือ การโก่งงอของชิ้นส่วนใดชิ้นส่วนหนึ่งจะมีผลกระทบต่อชิ้นส่วนอื่นๆ ที่อยู่
ในจุดต่อนั้นด้วย โดยจะมีการหมุนไปทั้งจุดต่อและยังคงรักษารูปขนาดและมุมของแต่ละชิ้นส่วน
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งยังมีเหตุเปลี่ยนแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้
ไม่เปลี่ยนแปลง

ระบบโครงข้อแข็งเป็นระบบที่เหมาะสมกับความสูงของอาคารประมาณ 20-30 ชั้น หากอาคารมีความสูงกว่านี้ ต้องเพิ่มปริมาณวัสดุให้มากขึ้นเพื่อรับแรงลม ทำให้ค่าใช้จ่ายเพิ่มขึ้น

เมื่อมีแรงกระทำด้านข้างโครงข้อแข็งจะมีพฤติกรรม ดังแสดงในรูป 1.2



รูปที่ 1.1 แสดงโครงข้อแข็ง



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 1.2 แสดงโครงข้อแข็งภายใต้แรงกระทำด้านข้าง

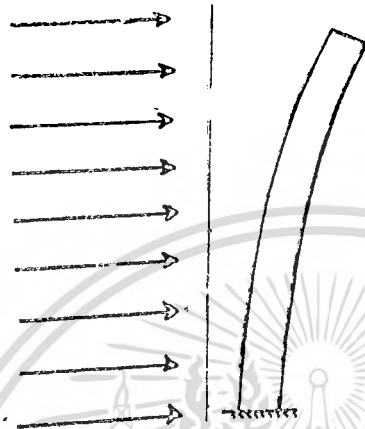
1.2 โครงข้อแข็ง + ผนังรับแรงเฉือน (Frame + Shear Wall)

เป็นโครงสร้างที่ใช้ในโครงข้อแข็ง ร่วมกับผนังรับแรงเฉือน เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในการรับแรงด้านข้างมากขึ้น เป็นระบบโครงสร้างที่ใช้กับอาคารที่มีความสูงประมาณ 40-50 ชั้น ในระบบโครงข้อแข็งอย่างเดีวจะมีพฤติกรรมการรับแรงเป็นแบบ shear Mode ดังรูปที่ 1.3 ในขณะที่ระบบผนังรับแรงเฉือนอย่างเดีวพฤติกรรมการรับแรงด้านข้างจะเป็นแบบ Bending Mode ดังรูปที่ 1.4 และเมื่อรวมพฤติกรรมของทั้งสองระบบเข้าด้วยกันจะพบว่า มีแรงที่เกิดขึ้นที่ระหว่างผิวของแต่ละระบบโครงสร้าง คือบริเวณส่วนบนของอาคารจะเกิดแรงหลักในโครงข้อแข็ง และจะเกิดแรงดัดกลับในผนังรับแรงเฉือนดังรูปที่ 1.5 ซึ่งจะมีผลทำให้ระยะโถงในแนวนอนของระบบโครงสร้างรวมมีค่าน้อยลงด้วย อาคารที่ใช้ระบบนี้คืออาคารใบหยก 1 (สูง 149 ม.)

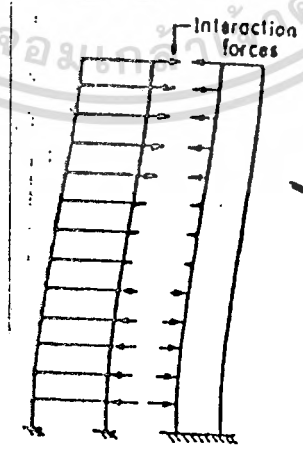


เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ไว้เพื่อใช้ในการศึกษาและวิจัยเท่านั้น ไม่สามารถนำออกจำหน่ายหรือทำซ้ำโดยไม่ได้รับอนุญาต
รูปที่ 1.3 แสดงพฤติกรรมของโครงข้อแข็งเมื่อรับแรงด้านข้าง

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 1.4 แสดงพฤติกรรมของผนังรับแรงเฉือนเมื่อรับแรงด้านข้าง

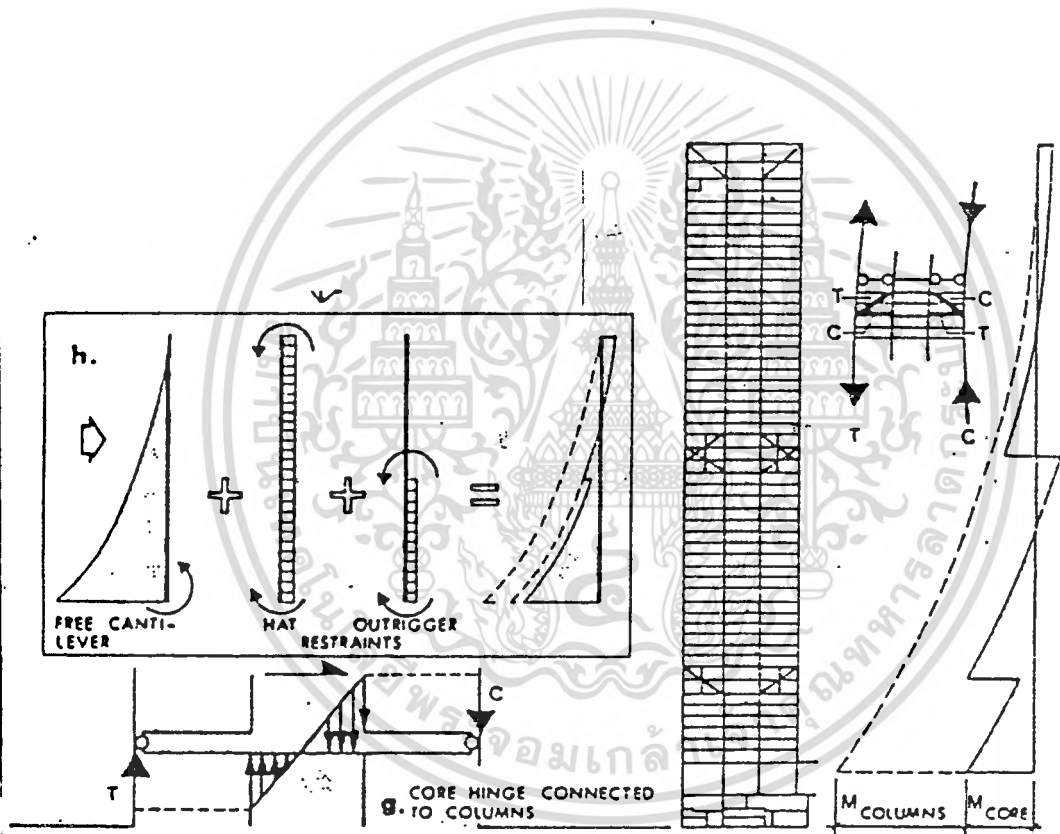


รูปที่ 1.5 แสดงพฤติกรรมร่วมการรับแรงด้านข้างของ frame + Shear Wall

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1.3 Belt Truss Outrigger

คือระบบโครงสร้างที่ใช้ belt truss และ outrigger truss เอามาใช้ร่วมกัน ดังรูป 1.6 พฤติกรรมการรับแรงด้านข้างของโครงสร้างเป็นไปตามรูป 1.6 โดย Truss ที่ยื่นออกมาจาก Core ถึงเสาด้านนอก จะทำหน้าที่ถ่ายแรงในแนวตั้งจาก Core ไปยังเสาด้านนอก ทำให้โครงสร้างมีการลดค่าระยะโก่งในแนวราบ และลดค่าโมเมนต์ที่ Core ไปได้มาก ซึ่งเราสามารถเพิ่มตำแหน่งของ Truss ได้ โดยตรงตำแหน่งที่มี Truss ค่าโมเมนต์ใน Core จะลดลงทุกครั้ง

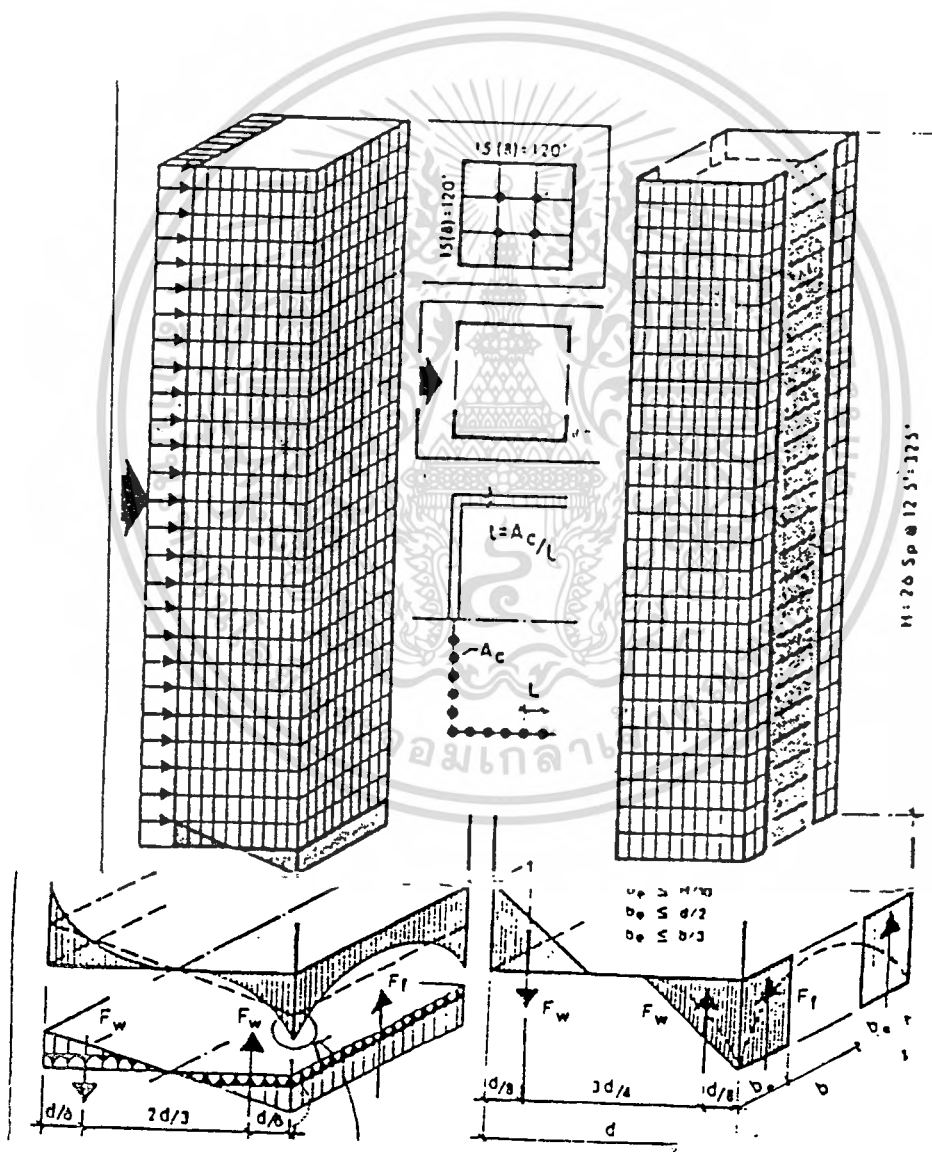


รูปที่ 1.6 แสดงโครงสร้างระบบ Belt Truss Outrigger

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1.4 Framed Tube

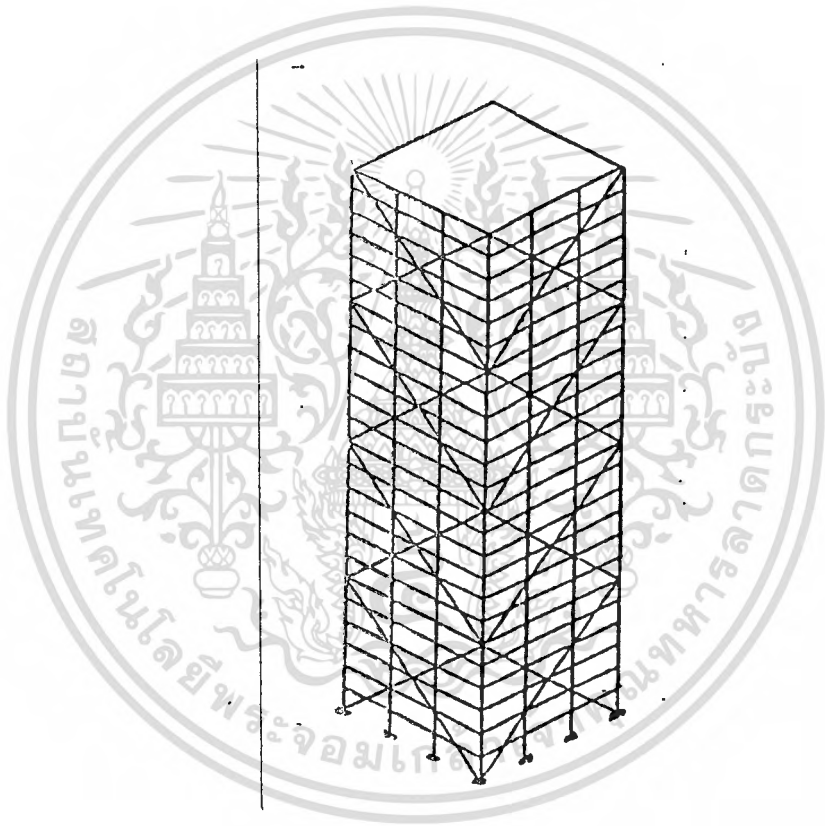
โครงสร้างประกอบด้วยเสารอบนอกที่อยู่ชิดกัน โดยปกติจะห่างกันไม่เกิน 5.00 เมตร และมีคานยึดรอบเสารอบนอกแต่ละต้นเข้าด้วยกัน พฤติกรรมการรับแรงด้านข้างจะเป็นแบบคานยื่น โดยมีรูปตัดเป็นกล่อง แต่เนื่องจากมีช่องว่างระหว่างเสาสองเสาสองจึงทำให้การกระจายของแรงไม่เป็นเส้นตรง ดังรูปที่ 1.7 เหมาะกับอาคารที่มีความสูงในระดับ 80-90 ชั้น



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้
รูปที่ 1.7 แสดงโครงสร้างระบบ Framed tube

1.5 Trussed Tube

เป็นโครงสร้างที่มีการยึดเสารอบนอกอาคารด้วยแกนในแนวทแยงเพื่อให้เปลือกนอกของอาคารทำหน้าที่คล้ายกล่อง เป็นโครงสร้างที่ใช้กับอาคารสูงในระดับ 100 ชั้นเช่นอาคารไบเทค 2 ซึ่งใช้ระบบ truss tube ร่วมกับระบบผนังปล่องลิฟต์โครงข้อแข็งการเสริมโครงถ้ำในแนวขอบช่วยให้โครงสร้างสามารถรับแรงด้านข้างได้ดีมากขึ้น จึงทำให้เป็นการประหยัดและสามารถลดค่าระยะโค้งในแนวราบให้อยู่ในค่าที่กำหนด ดังรูปที่ 1.8

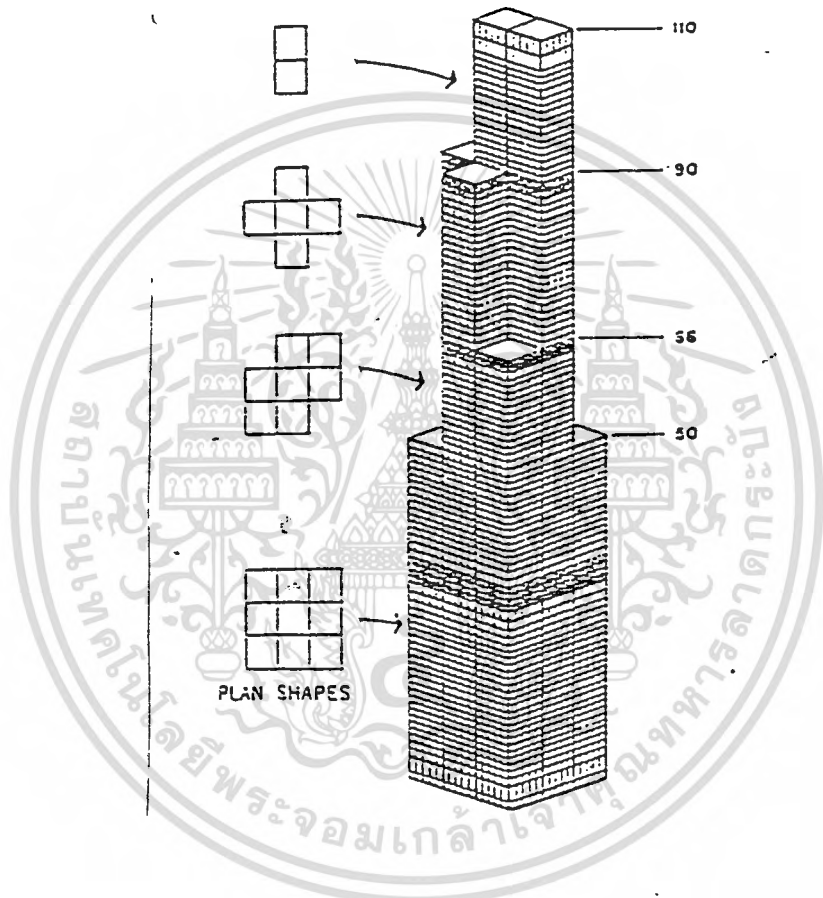


รูปที่ 1.8 แสดงโครงสร้างระบบ Trussed Tube

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1.6 Bundled Tube

เป็นระบบโครงสร้างที่ใช้ framed tube หลายอันมารวมกันเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพของอาคาร ดังรูปที่ 1.9 ใช้กับอาคารสูงกว่า 100 ชั้น ดังเช่น srars tower ซึ่งเป็นอาคารสูง 443 ม. ก็ใช้ระบบนี้



รูปที่ 1.9 แสดง Bundled Tube

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 2

แรงที่ใช้ในการออกแบบ

แรงที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบอาคารสูงจะแบ่งออกเป็น 2 ชนิด คือ

2.1 แรงในแนวดิ่ง

2.2 แรงในแนวราบ

2.1 แรงในแนวดิ่ง ได้แก่ แรงที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกที่โครงสร้างนั้นต้องรับและแรงเนื่องจากน้ำหนักตัวของโครงสร้างนั่นเอง โดยยึดตามข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร 2522 ได้กำหนดไว้ดังนี้

ประเภทการใช้อาคาร	น้ำหนักบรรทุก เป็นกิโลกรัม ต่อตารางเมตร
1. หลังคา	50
2. กันสาดหรือหลังคาคอนกรีต	100
3. ที่พักอาศัย โรงเรียนอนุบาล ห้องน้ำ ห้องส้วม	150
4. ห้องแถว ตึกแถว อาคารชุด หอพัก โรงแรม และห้องคนไข้พิเศษของโรงพยาบาล	200
5. สำนักงาน ธนาคาร	250
6. (ก) อาคารพาณิชย์ ส่วนของห้องแถว ตึกแถวที่ใช้เพื่อการพาณิชย์ มหาวิทยาลัย วิทยาลัย และ โรงเรียน	300
7. (ข) ห้องโถง บันได ช่องทางเดิน ของอาคารชุด หอพัก โรงแรม โรงพยาบาล สำนักงาน และ ธนาคาร	300
7. (ก) ตลาด ห้างสรรพสินค้า หอประชุม โรงมหรสพ ภัตตาคาร ห้องประชุม ห้องอ่านหนังสือในหอสมุด ที่จอดรถหรือเก็บรถยนต์นั่ง	400
(ข) ห้องโถง บันได ช่องทางเดิน ของอาคารพาณิชย์ มหาวิทยาลัย วิทยาลัย และโรงเรียน	400
8. (ก) คลังสินค้า โรงกีฬา พิพิธภัณฑ์ อัจฉรินทร์ โรงงานอุตสาหกรรม โรงพิมพ์ ห้องเก็บเอกสารและพัสดุ	500
(ข) ห้องโถง บันได ช่องทางเดิน ของตลาด ห้างสรรพสินค้า หอประชุม โรงมหรสพ ภัตตาคาร และหอสมุด	500
9. ห้องเก็บหนังสือของหอสมุด	600
10. ที่จอดรถหรือเก็บรถยนต์บรรทุกเปล่าและรถอื่น ๆ	800

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ทางการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามให้คัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.2 แรงในแนวราบ โดยปกติในอาคารที่มีความสูงไม่เกินสามชั้น หรืออาคารที่มีความสูงอื่น ๆ บังลมอยู่โดยรอบก็ไม่จำเป็นต้องคิดแรงลม แต่ในอาคารสูงมากนั้นแรงในแนวราบ ซึ่งได้แก่ แรงลมและแรงแผ่นดินไหวจะมีผลต่อการออกแบบโครงสร้างมาก จึงต้องนำมาเป็นข้อพิจารณาด้วย ดังนี้

2.2.1 แรงลม

ลมเป็นการเคลื่อนตัวของอากาศ ที่เกิดขึ้นจากความแตกต่างของการรับพลังงานความร้อน ความเร็วลมตามธรรมชาติไม่ได้คงที่ตลอดความสูง เนื่องจากลมที่บริเวณใกล้ผิวดินจะพัดผ่านต้นไม้หรืออาคารที่บริเวณผิวดิน จึงเกิดความฝืด (Friction) ระหว่างลมกับผิวดิน ทำให้ความเร็วของลมลดลง และความฝืดนี้จะลดลงสำหรับลมที่อยู่สูงขึ้นไปจากผิวดินจนกระทั่งถึง Gradient Height ซึ่งความเร็วลมจะคงที่

2.2.1.1 การคำนวณหาแรงลมที่ใช้ในการออกแบบอาคารสูง

เมื่อลมพัดผ่านวัตถุที่มีรูปร่างใด ๆ จะก่อให้เกิดแรงที่กระทำบนวัตถุนั้น ดังรูปที่ 2.1 ซึ่งสามารถแบ่งออกเป็น

1. แรง Drag ซึ่งกระทำทิศเดียวกับลม, D
2. แรง Lift ซึ่งกระทำทิศตั้งฉากกับลม, L
3. Aerodynamic Moment, M

โดยทั่ว ๆ ไป แรงลมที่เราใช้ในการออกแบบอาคารสูง คือแรง Drage ซึ่งสามารถหาแรงทั้งสามได้จากสมการ

$$D = 0.5 \rho u^2 AC_D \tag{1.1}$$

$$L = 0.5 \rho u^2 AC_L \tag{1.2}$$

$$M = 0.5 \rho u^2 ABC_M \tag{1.3}$$

โดยที่ ρ = Air Density (0.125 kg/cum)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

A = พื้นที่ลมปะทะ (Exposed Area)

B = ขนาดของโครงสร้างที่เลือกใช้

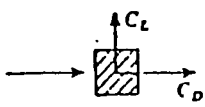
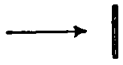
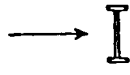
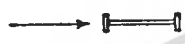



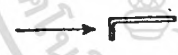

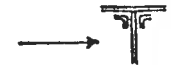
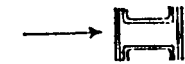
C_D, C_L, C_M = ค่าสัมประสิทธิ์ของแรง Drage, Lift และ Acrodynamic Moment ตามลำดับ

ค่าของ C_D, C_L, C_M เป็นค่าที่ต้องหาจากการทดลอง เพื่อใช้ในการคำนวณหาค่าแรงลม ดังแสดงในตารางที่ 2.2

ความสูง (m)	ความเร็วลม (m/s)	D/A (kg/sq m)
0	0	0
30	25.75	54
60	30.04	73
90	32.87	88
120	35.04	100
150	38.82	122

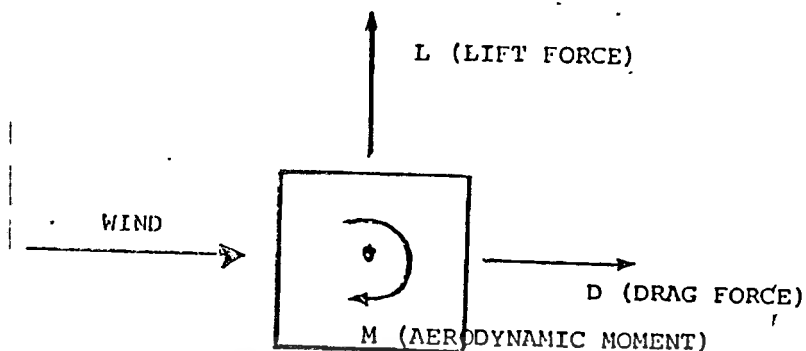
ตารางที่ 2.1 แสดงค่าความเร็วลม

(ที่มา: เอกสารประกอบหลักสูตร การออกแบบโครงสร้างอาคารสูง หัวข้อ เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า แรงลมที่ใช้ในการออกแบบอาคารสูง โดย ดร.พลศักดิ์ เพ็ชรสัมพันธ์)
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Profile and wind direction	C_D	C_L
	2.03	0
	1.96 - 2.01	0
	2.04	0
	1.81	0
	2.0	0.3
	1.83	2.07
	1.99	-0.09
	1.62	-0.48
	2.01	0
	1.99	-1.19
	2.19	0

ตารางที่ 2.2 แสดงค่า C_D , C_L

(ที่มา:เอกสารประกอบหลักสูตร การออกแบบโครงสร้างอาคารสูง หัวข้อ เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า แรงลมที่ใช้ในการออกแบบอาคารสูง โดย ดร.พลศักดิ์ เพ็ชรสัมพันธ์)
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งหากนำไปใช้



รูปที่ 2.1 แสดงแรงที่เกิดจากการกระทำของลม

แต่นอกจากมาตรฐาน ว.ส.ท. ได้กำหนดค่าที่ใช้ออกแบบ สำหรับอาคารสูง
ที่รับแรงลมดังนี้

ความสูงของอาคารหรือส่วนของอาคาร	หน่วยแรงลมอย่างน้อย กิโลกรัมต่อหนึ่งตาราง เมตร.
ส่วนของอาคารที่สูงไม่เกิน 10 เมตร	50
ส่วนของอาคารที่สูงกว่า 10 เมตร แต่ไม่เกิน 20 เมตร	80
ส่วนของอาคารที่สูงกว่า 20 เมตร แต่ไม่เกิน 40 เมตร	120
ส่วนของอาคารที่สูงกว่า 40 เมตร	160

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ตารางที่ 2.3 แสดงค่าแรงลมที่ใช้ในการออกแบบตามมาตรฐาน ว.ส.ท.
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมีเหตุดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ได้มีการศึกษาเปรียบเทียบแรงลมที่คำนวณได้ตามทฤษฎีกับเทศบัญญัติไว้ซึ่งใน การออกแบบอาคารสูงรับแรงลม การเลือกค่าแรงลมมาใช้ควรพิจารณาถึงความเหมาะสมด้านสถานที่ตั้ง เช่น ในจังหวัดภาคใต้ เช่น ประจวบคีรีขันธ์ ชุมพร นครศรีธรรมราช ซึ่งเคยได้รับภัยพิบัติจากพายุไต้ฝุ่น หรือพายุโซนร้อนมาแล้ว ค่าแรงลมที่ใช้ก็ควรจะใช้ให้สูงกว่าที่กำหนด

2.2.1.2 ผลของแรงลมต่ออาคารสูง

ผู้ทำการออกแบบ ต้องศึกษาพฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้าง เนื่องจากต้องออกแบบโครงสร้างใหม่ทั้งความแข็งแรงและความสามารถในการใช้งาน ถ้าหากอาคารมีการสั่นไหวมากจะเกิดผลกระทบต่อผู้ใช้สอยอาคารได้

การศึกษาเกี่ยวกับการสั่นไหวของอาคารสูงเนื่องจากแรงลมนั้น สามารถกระทำได้โดยการทดสอบใช้หุ่นจำลองในอุโมงค์ลม

การสั่นไหวของโครงสร้างอาคารสูงในแรงลม สามารถแบ่งออกเป็น 2 ประเภทตามทิศทางการสั่นไหวได้ดังนี้

- 1. การสั่นไหวในทิศทางเดียวกับทิศทางของลม
- 2. การสั่นไหวในทิศทางตั้งฉากกับทิศทางของลม

1. การสั่นไหวในทิศทางเดียวกับทิศทางลม

เมื่อลมปะทะโครงสร้างทำให้โครงสร้างเกิดการเคลื่อนตัว (Sway) แต่เนื่องจากลมที่กระทำต่อโครงสร้างไม่คงที่เกิดการเปลี่ยนแปลงกับเวลาทำให้ขนาดของการเคลื่อนตัวของโครงสร้างเปลี่ยนแปลงไปตามการเปลี่ยนแปลงของลม จึงทำให้เกิดการสั่นไหวในทิศทางเดียวกับลมขึ้น เรียกว่า Buffeting

2. การสั่นไหวในทิศตั้งฉากกับทิศทางลม

การสั่นไหวของโครงสร้างในทิศทางตั้งฉากกับลมนั้นเป็นการสั่นไหวที่เกิดขึ้นจากการเหนี่ยวนำของลมให้เกิดการสั่นไหวของโครงสร้าง (Wind-induced Ribration) ซึ่งเป็นลักษณะ Self-excited ซึ่งแบ่งออกเป็น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1. Vortex-excited Vibration (Lock-in Phenomena)

เมื่อลมพัดผ่านโครงสร้างจะเกิด Vortex ขึ้นข้างหลังโครงสร้าง โดยความถี่ในการเกิด Vortex ขึ้นอยู่กับ ความเร็วของลม และลักษณะหน้าตัดของโครงสร้าง และ Vortex นี้จะเป็นแรงที่กระทำต่อโครงสร้างนั้นในแนวตั้งฉากกับทิศทางลม

เมื่อความถี่ของ Vortex ที่เกิดขึ้น (หรือความถี่ของแรงที่กระทำต่อโครงสร้าง) ใกล้เคียงกับความถี่ธรรมชาติของอาคารสูง จะทำให้อาคารสูงเกิดการสั่นไหวขึ้น โดยขนาดของการสั่นไหวใหญ่ขึ้น เมื่อความถี่ทั้งสองใกล้กันมากขึ้น การสั่นไหวขนาดใหญ่ของโครงสร้างนี้จะทำให้ความถี่ของ Vortex ที่เกิดขึ้นเท่ากับความถี่ของโครงสร้าง เราเรียกว่า "Lock-in Phenomena" เมื่อความเร็วของลมเพิ่มขึ้น จนกระทั่งความถี่ของ Vortex ห่างจากความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างขนาดการสั่นไหวก็จะลดลงในที่สุด

ดังนั้นการสั่นไหวแบบ Vortex-excited Vibration จะสามารถสังเกตเห็นได้ในช่วงความเร็วลมหนึ่ง ๆ เท่านั้น ซึ่งความเร็วลมที่ทำให้ความถี่ของ Vortex เท่ากับความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างสามารถคำนวณได้จาก

$$U = f D / 0.2 \quad \text{สำหรับหน้าตัดวงกลม} \quad (1.4)$$

$$U = f D / 0.15 \quad \text{สำหรับหน้าตัดสี่เหลี่ยม} \quad (1.5)$$

โดย U = ความเร็วลมที่ความถี่ของ Vortex เท่ากับความถี่ธรรมชาติ (f)

f = ความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง

D = ขนาดของโครงสร้างที่ต้านลม

2. Galloping

Galloping เป็นคำที่ใช้อธิบายการสั่นไหวที่มีขนาดการสั่นไหวใหญ่

เกิดขึ้นในทิศทางตั้งฉากกับทิศทางลม โดยการสั่นไหวนี้เกิดขึ้นที่ความเร็วลมสูงกว่าความเร็วลมที่จะเกิดการสั่นไหวแบบ Vortex-shedding ขนาดของการสั่นไหวแบบนี้ อาจมี

ขนาดเป็นหลายเท่าของหน้าตัด

Galloping นี้ เกิดขึ้นจากการที่โครงสร้างเกิดการเคลื่อนไหว แล้วทำให้เกิดแรงลมเพิ่มขึ้นในทิศทางเดียวกับการเคลื่อนไหวนั้น ส่วนมากจะเกิดขึ้นในวัตถุที่มีขอบคมเหลี่ยม เช่น หน้าตัดสี่เหลี่ยม หน้าตัด D หน้าตัดแปดเหลี่ยม เป็นต้น

2.2.1.3 การทดสอบโดยวิธีหุ่นจำลองในอุโมงค์ลม

ดังที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้น ในการคำนวณหาแรงลมหรือการศึกษาพฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างเนื่องจากลม จะต้องอาศัยข้อมูลหรือการทดสอบใช้หุ่นจำลองของโครงสร้างในอุโมงค์ลม การทดสอบในอุโมงค์จึงถือได้ว่าเป็นเครื่องมือ หรือ อุปกรณ์สำคัญ ในการศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างเนื่องจากแรงลม

การทดสอบในอุโมงค์ลม สำหรับการออกแบบอาคารสูง สามารถแบ่งตามวัตถุประสงค์ในการศึกษาได้ดังนี้

1. Pressure Measurement Test
2. Base Forces Measurement Test
3. Aeroelastic Model Test

1. Pressure Measurement Test

Pressure Measurement Test เป็นการทดสอบเพื่อวัดแรงดันลม เฉพาะจุดที่กระทำบนผนังของโครงสร้าง ค่า Wind Pressure ที่ได้ใช้ในการออกแบบ หน้าต่าง ประตู และระบบ Cladding Glass ของอาคารสูง

ในการทดสอบแบบนี้ จะเจาะรูบนผนังของหุ่นจำลองเพื่อติดตั้ง Pressure Tap ณ จุดที่ต้องการวัดแรงดันลม แล้วต่อสายจาก Pressure Tap เข้าสู่ Pressure Transducer ซึ่งเป็นเครื่องมือวัดแรงดันลม ผลที่วัดได้จะเป็นความดันลมที่จุดของหุ่นจำลอง หรือสัมประสิทธิ์แรงดันลม C_p (Pressure Coefficient)

$$C_p = (P - P_o) / (0.5 \rho U^2) \quad (1.7)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยที่ C_p = Pressure Coefficient

P = Pressure ที่จุดวัดบนผิวของหุ่นจำลอง

P_o = Static Pressure ที่จุดอ้างอิง.

$0.5 \rho U^2$ = Dynamic pressure ที่จุดอ้างอิง

เราสามารถนำค่าความหาแรงดันลมในโครงสร้างจริง จากค่า C_p ที่วัดได้ในอุโมงค์ลม ซึ่งจะนำไปใช้ในการออกแบบ Cladding Glass System

ถ้าหากเรารวมแรงลมทั้งหมดตลอดโครงสร้าง ก็จะได้แรงลมที่กระทำต่อโครงสร้างนี้ได้

2. Base Force Measurement Test

การทดสอบนี้ เป็นการทดสอบ เพื่อวัดแรงลมที่ฐานของโครงสร้าง ได้แก่ Shear forces และ Overturning Moment ที่ฐาน

ในการทดสอบนี้ จะติดตั้งหุ่นจำลองเข้ากับ Load Cell ที่ฐาน แล้วปล่อยลมปะทะหุ่นจำลอง ทำการวัดแรงที่ฐานซึ่งได้แก่ แรงเฉือน และโมเมนต์ แล้วเราสามารถนำแรงที่เกิดขึ้นในโครงสร้างจริงจากแรงที่วัดได้ในหุ่นจำลอง

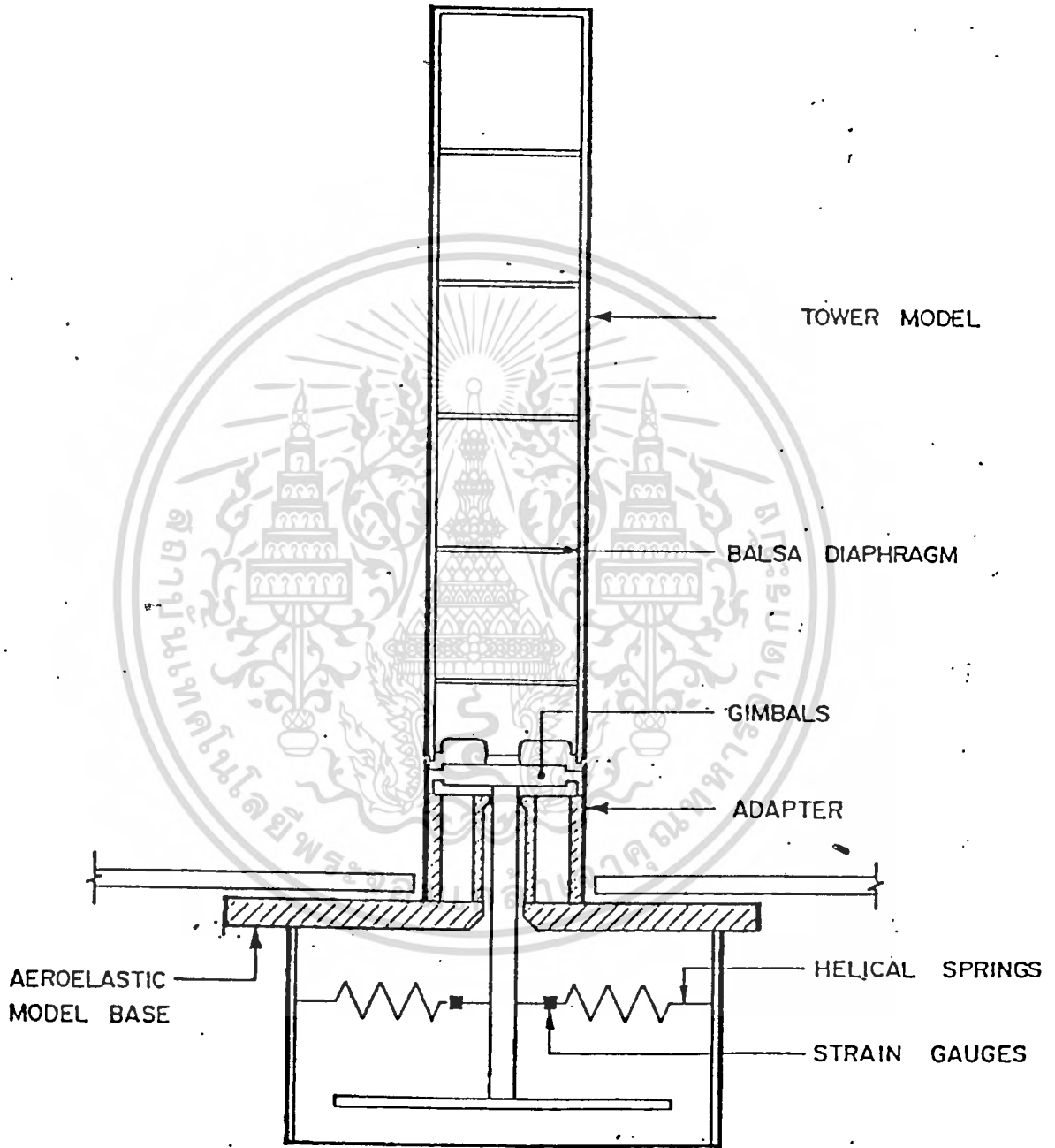
3. Aeroelastic Model Test

การทดสอบนี้ เป็นการทดสอบเพื่อการศึกษาถึงพฤติกรรมการสั่นไหวของอาคารสูงเนื่องจากแรงลม โดยจะจำลองหุ่นจำลองของอาคารสูงทั้งในด้านรูปทรง และ Stiffness ซึ่งหุ่นจำลองแบบนี้เรียกว่า Elastic Model สามารถแบ่งได้เป็น 2 ประเภท คือ

1. Sway Elastic Model

หุ่นจำลอง Elastic แบบนี้สามารถเคลื่อนตัวได้ใน 2 ทิศทาง คือ แนว X กับ Y โดยมี Model ติดอยู่กับ Spring ข้างล่างซึ่งเป็นการจำลอง Stiffness ของโครงสร้างผ่านแกนกลางที่มีจุดหมุนอยู่ที่ Gimbals ดังแสดงในรูปที่ 2.2 Model แบบนี้ เป็นหุ่นจำลองที่ง่ายและประหยัด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
รูปที่ 2.2 แสดงแบบจำลองของ Sway Elastic Model
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. Full Elastic Model

ในหุ่นจำลองชนิดนี้ Stiffness ของอาคารสูง จะถูกจำลองโดย แกนโลหะ และปิดด้วยแผ่นไม้หรือพลาสติกเพื่อเป็นการจำลองรูปทรงของอาคารสูง หุ่นจำลองแบบนี้มีข้อดีตรงที่ว่าสามารถที่จะจำลองลักษณะการสั่น (Mode of Vibration) ของโครงสร้างได้หลายลักษณะในหุ่นจำลองเดียว ทำให้เราสามารถศึกษาถึงพฤติกรรม การสั่นของโครงสร้างได้อย่างละเอียด

นอกจากการทดสอบในอุโมงค์ 3 แบบนี้แล้ว ยังมีการทดสอบใน อุโมงค์ลมแบบอื่น ๆ อีก แต่ข้อมูลที่ได้นั้น ไม่ได้นำมาใช้ในการออกแบบอาคารสูงโดยตรง แต่ว่าเป็นการศึกษาถึงผลกระทบของอาคารสูง เช่น การวัดความเร็วลมที่ระดับทางเท้าว่า หากมีอาคารสูงเกิดขึ้นแล้วจะมีผลต่อผู้ใช้ทางเท้าอย่างไรบ้าง

4. หลักการจำลองสำหรับการทดสอบในอุโมงค์ลม

ในการทดสอบในอุโมงค์ลม เราจะต้องทำการจำลองของ 2 สิ่ง คือ ลม และโครงสร้าง

ในการจำลองลม จะต้องจำลอง Profile ของความเร็วลมบริเวณที่ ก่อสร้าง ที่เป็น Boundary Layer Flow และจะต้องจำลอง ขนาดของ Turbulance ความเร็ว และ Turbulance Scale ซึ่งสามารถจำลองโดย Blockages, Sprics, Grids และอื่น ๆ

ในการจำลองโครงสร้างนั้น จะต้องจำลองคุณสมบัติของโครงสร้างจริง สู่หุ่นจำลอง โดยจะต้องสามารถจำลองรูปทรง (Geometry) Stiflness น้ำหนักของ อาคาร ให้อยู่ใน Scale ที่สอดคล้องและเหมาะสม โดยความสัมพันธ์ระหว่างโครงสร้าง จริงและหุ่นจำลองสามารถกำหนดด้วยอัตราส่วนไร้หน่วย (dimensionless Ratios) ดังต่อไปนี้ คือ

1. อัตราส่วนของขนาดของอาคาร รวมทั้งลักษณะการสั่น (Geometric Similarity)

2. อัตราส่วนของความถี่ในการสั่นของโครงสร้าง

3. อัตราส่วนของ Reduced Velocity, $U_r = U/(n D)$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดย

U = ความเร็วลม

n = ความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง และ

D = ขนาดของโครงสร้าง

4. Damping ของการสั่นในแต่ละลักษณะการสั่นของโครงสร้าง

5. อัตราส่วนของแรงเฉื่อยประสิทธิผล (แรงลม/แรงเฉื่อย)

5. ข้อพิจารณาในการตัดสินใจทำการทดสอบในอุโมงค์ลม

ข้อพิจารณาที่ใช้ในการตัดสินใจว่า สมควรที่จะต้องทำการทดสอบในอุโมงค์ลมหรือไม่ ได้แก่

1. สภาพทางภูมิศาสตร์ และภูมิประเทศของที่ตั้งอาคารสูง (Geographical and Topographical Location) ต้องพิจารณาถึงที่ตั้งของอาคารว่าแรงลมจะมีผลต่อโครงสร้างมากน้อยเพียงใด เมื่อเปรียบเทียบกับแรงอื่น ๆ เช่น น้ำหนักบรรทุกจากแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว และพิจารณาว่าอาคารตั้งอยู่ในภูมิประเทศแบบใด ถ้าอาคารตั้งอยู่ในบริเวณที่มีอาคารสูงจำนวนมากก็จำเป็นต้องทำการทดสอบในอุโมงค์ลม

2. ลักษณะของโครงสร้าง (Geometrical Configuration) โครงสร้างที่มีรูปทรงแปลก ๆ หรืออาคารสูงที่มีการตกแต่งผิวภายนอกที่แตกต่างไปจากปกติ หรือโครงสร้างที่มีหลังคารูปทรงแปลก มีความจำเป็นที่ต้องทำการทดสอบในอุโมงค์ลม

3. คาบการสั่นไหวของโครงสร้าง (Frequency of Vibration) โครงสร้างที่มี Slenderness Ratio สูง หรือโครงสร้างที่มีคาบการสั่นใกล้เคียงกันสมควรที่จะทำการทดสอบในอุโมงค์ลม

4. เหตุผลพิเศษอื่น ๆ เช่น ในกรณีที่เจ้าของโครงการต้องการอาคารสูงที่มีคุณสมบัติพิเศษในเชิงของขนาดการสั่น ตัวอย่างเช่น ความสะดวกสบายของผู้ใช้สอยอาคาร หรือในกรณีของโครงสร้างพิเศษที่ไม่ได้รวมอยู่ใน Code of Practice เช่น โครงสร้างที่มีช่องเปิดขนาดใหญ่, Stadiums, หลังคาแขวนที่ใช้ Cable เป็นต้น ในกรณีเช่นนี้ เรามีความจำเป็นที่ต้องทำการทดสอบในอุโมงค์ลม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.2.1.4 การวิเคราะห์ผลของแรงลมต่อโครงสร้าง

องค์ประกอบของโครงสร้างของอาคารสูง โดยทั่วไปที่ทำหน้าที่ในการรับแรงกระทำด้านข้าง (Lateral Load) ได้แก่ โครงสร้างข้อแข็ง (Frame) กำแพง (Wall or Shear Wall) เป็นต้น เมื่อมีแรงกระทำด้านข้าง องค์ประกอบเหล่านี้ก็จะร่วมกันออกแรงต้านโดยมีพื้นอาคาร (Floor Slab) เป็นตัวยึดรั้งให้แต่ละองค์ประกอบดังกล่าวเคลื่อนตัวไปพร้อม ๆ กัน ดังนั้นแต่ละองค์ประกอบก็จะออกแรงต้านตามสัดส่วนของ Stiffness ของมัน

ดังนั้นในการจะออกแบบโครงสร้าง จะต้องมีการศึกษาพฤติกรรม การรับแรงทางด้านข้างของโครงสร้างเพื่อสามารถหาแรงที่เกิดขึ้น อันเป็นผลเนื่องมาจากแรงลม ในการวิเคราะห์มีหลายวิธีที่ใช้ ดังนี้

1. Portal Method เป็นวิธีที่ตั้งสมมติฐานเกี่ยวกับตำแหน่งของจุดดัดกลับ (Inflection Point) ของคานและเสา และสัดส่วนของแรงเฉือนของเสาแต่ละต้น แล้วคำนวณค่าประมาณต่าง ๆ ออกมา

สมมติฐานของวิธี Portal Method

1. จุดดัดกลับของคานทุกตัวอยู่ที่กึ่งกลางของช่วงคานนั้น
2. จุดดัดกลับของเสาทุกต้นอยู่ที่กึ่งกลางความสูงของแต่ละชั้น
3. แรงเฉือนในแนวราบ (Horizontal Shear) ในแต่ละชั้นของโครงสร้างข้อแข็ง จะกระจายให้กับเสาแต่ละต้น โดยเสาภายใน (Interior Column) จะรับเป็นสองเท่าของเสาวิม (Exterior Column)

2. Method of substitute Frame คือโครงสร้าง Portal สมมาตรที่มี Bay เดียว ที่จะใช้เป็นตัวแทนในการวิเคราะห์หาแรงและการเปลี่ยนรูป (Deformation) ของโครงสร้างจริง ซึ่งวิธีโครงสร้างทดแทนจะมีคุณสมบัติดังนี้

1. มีจำนวนชั้นและความสูงเท่ากับโครงสร้าง
2. คานในแต่ละชั้นของโครงสร้างทดแทนมีค่า Stiffness เท่ากับผลรวมของคานทุก ๆ ตัวในชั้นเดียวกันของโครงสร้างจริง
3. เสาทั้งสองต้นของโครงสร้างทดแทนในชั้นใด ๆ จะมีค่า Stiffness เท่ากับครึ่งหนึ่งของผลรวมของค่า Stiffness ของเสาทุกต้นของโครงสร้างจริงในชั้นนั้น

3. การวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์

ในปัจจุบันมีการใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ ในการวิเคราะห์ผลของแรงลม เพราะสะดวก และให้ค่าที่ใกล้เคียงกับพฤติกรรมจริงของโครงสร้างมากขึ้น โปรแกรมที่ใช้กันแพร่หลาย ได้แก่ MICROFEAP CU TABS, XETABS และ ETABS

ในการวิเคราะห์ในการออกแบบนี้เลือกใช้โปรแกรม XETABS เพื่อใช้ในการวิเคราะห์ผลของแรงลม

โปรแกรม XETABS

โปรแกรม XETABS เป็นโปรแกรมที่พัฒนามาจากโปรแกรม ETABS ซึ่งเป็นโปรแกรมที่ E.L. Wilson, J.P. Hollings และ H.H. Dovey แห่งมหาวิทยาลัย California ได้เขียนขึ้นเพื่อใช้ในการวิเคราะห์แรงทาง Statics และ Dynamic ในระบบโครงข้อแข็งหลายชั้นและระบบผนังรับแรงเฉือนใน 3 มิติ โดยผู้ที่พัฒนาโปรแกรม XETABS ขึ้นมาคือ MICRO-ACE (Microcomputer Club for applications in Civil Engineering, ของ A.I.T. ซึ่งได้พัฒนาจากโปรแกรม ETABS ซึ่งใช้กับเครื่อง Mainframe มาเป็นโปรแกรม XETABS ซึ่งใช้กับคอมพิวเตอร์ 16 บิต

ข้อได้เปรียบของโปรแกรม XETABS

1. XETABS จะให้ผลการวิเคราะห์ที่แม่นยำในระบบโครงข้อแข็ง 3 มิติและสามารถใช้ได้กับการวิเคราะห์แรง Dynamics
2. ในอาคารส่วนใหญ่จะเป็นรูปทรงทางเรขาคณิต ซึ่งมีคานในแนวนอน และเสาในแนวตั้ง โปรแกรม XETABS จะใช้ระบบ Grid สี่เหลี่ยม ซึ่งครอบคลุมในด้านรูปทรงดังกล่าว
3. โครงข้อแข็งและชิ้นส่วนของโครงข้อแข็งส่วนใหญ่จะซ้ำ ๆ กัน ซึ่งโปรแกรม XETABS สามารถรวมการวิเคราะห์ให้สั้นและเร็วขึ้นได้
4. ค่า Stiffness ในระนาบของระบบพื้นในอาคารส่วนมากจะมีค่าสูงมาก ซึ่งโปรแกรม XETABS จะนำค่านี้ไปคำนวณในรูปของ Equilibrium Equations ซึ่ง

ป้องกันการผิดพลาดทางตัวเลข

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีก 5 หน้าหน้าบทสรุปในอาคาร มีรูปแบบจำกัดโดยจะแบ่งเป็นหน้าหน้าบทสรุปใน

แนวตั้ง และแรงกระทำด้านข้าง น้ำหนักในแนวตั้งจะกระทำที่คาน และแรงกระทำด้านข้าง จะกระทำที่ระดับพื้น ซึ่งโปรแกรม XETABS ก็จะมีการแบ่งแยกข้อจำกัดนี้ด้วย

6. XETABS สามารถวิเคราะห์แรงในแนวราบและแนวตั้งได้พร้อมกันทั้งแบบ Static และ Dynamics รายละเอียดโปรแกรม XETABS ศึกษาเพิ่มเติมได้ในภาคผนวก

2.2.2 แผ่นดินไหว

ในระยะเวลาที่ผ่านมา มีเหตุการณ์แผ่นดินไหว ที่ทำให้ประชาชนเกิดความตระหนกตกใจขึ้นหลายครั้ง ผลกระทบของแผ่นดินไหวจึงเป็นที่สนใจของประชาชนทั่วไป โดยเฉพาะอย่างยิ่งด้านความปลอดภัยเมื่อเกิดแผ่นดินไหว

2.2.2.1 ผลของแผ่นดินไหวต่ออาคารสูง

เมื่อเกิดแผ่นดินไหว ฐานรากของอาคารจะถูกแรงกระทำ โดยเหตุที่อาคารมีมวลเฉื่อยส่วนบนของอาคารจึงยังไม่ทันเคลื่อนที่ออกไปทันทีที่เกิดการโก่งตัวขึ้นในอาคาร แรงภายในอาคารก็เกิดขึ้น ซึ่งจะทำให้อาคารสั่นไหวตามมา

การสั่นสะเทือนของอาคารจะมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายอย่างที่สำคัญได้แก่ ลักษณะสมบัติของอาคาร ขนาดและลักษณะของคลื่นแผ่นดินไหวที่จุดกำเนิด ระยะเวลาของการสั่นไหว ระยะทางจากจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวมายังสถานที่ตั้ง และลักษณะพื้นดินที่ตั้งอาคาร

ในอาคารเค็ช้ ๆ ที่มักจะเป็นที่เข้าใจผิดกันเสมอว่าจะปลอดภัยจากแผ่นดินไหว นั้นไม่เป็นจริงเสมอไป เพราะจะขึ้นอยู่กับสภาพทางปฐพีของสถานที่ตั้งอาคาร และจุดกำเนิดของแผ่นดินไหว สำหรับแผ่นดินไหวที่อยู่ใกล้ ๆ และพื้นดินเป็นหินแข็ง อาคารเค็ช้ ๆ จะมีความถี่ธรรมชาติ (Natural Frequency) อยู่ในย่านความถี่ของแผ่นดินไหว ก็จะทำให้เกิดการสั่นพ้อง (Resonance) มาก อาคารนั้นก็จะเป็นการวิบัติได้ สำหรับแผ่นดินไหวที่เกิดอยู่ในที่ห่างไกลออกไป คลื่นแผ่นดินไหวที่มีความถี่สูงจะถูกกรองออกไปโดยพื้นดินมาก และจะเหลือคลื่นชนิดความถี่ต่ำ ซึ่งจะมีผลกับอาคารสูงมากกว่าอาคาร

เค็ช้ ๆ และหากสภาพทางปฐพีเป็นดินอ่อน คลื่นจะถูกขยายออกไปอีก และจะทำให้เกิดความไม่ว่การณีใดๆ เสียหายได้มากยิ่งขึ้นในบริเวณที่เป็นดินอ่อนจึงต้องระมัดระวังในการออกแบบอาคารมากขึ้น

ถึงแม้เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ผ่านมา จะไม่ปรากฏความเสียหายแก่ส่วนของโครงสร้างในประเทศ แต่จากการเกิดแผ่นดินไหวระยะใกล้ที่มีความถี่มากขึ้นและขนาดของแผ่นดินไหวที่แนวโน้มมากขึ้น จึงควรมีการพิจารณาผลของแผ่นดินไหวในการออกแบบและก่อสร้างอาคาร สะพาน เขื่อน และโครงสร้างอื่น ๆ โดยเฉพาะอย่างยิ่งบริเวณใกล้แนวเลื่อน เช่น กาญจนบุรี เชียงใหม่ เชียงราย และในเขต กทม. ซึ่งมีความหนาแน่นของประชาชนและสิ่งก่อสร้างมาก

แรงจากแผ่นดินไหวที่เหมาะสมในการออกแบบอาคารนั้น ต้องได้รับการศึกษาและพิจารณาอย่างรอบคอบ หากไม่แล้วจะทำให้เกิดการสูญเสียทางเศรษฐกิจโดยไม่จำเป็น

2.2.2.2 ผลของแผ่นดินไหวต่อการออกแบบอาคารใน กทม.

การวิเคราะห์ผลของแผ่นดินไหวต่ออาคาร ที่ใช้กับวิธีสเปกตรัม การตอบสนอง (Response Spectrum Method) โดย คุณปดิชาน ลักคุณะ-ประสิทธิ์ ได้นำเสนอในที่ประชุมวิชาการ "เทคโนโลยีใหม่ในงานวิศวกรรม" ในหัวข้อ "สเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบอาคารต้านแผ่นดินไหวในกรุงเทพมหานคร" ที่จัดโดยวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในเดือนตุลาคม 2532 ในงานวิจัยนั้น ได้ใช้ทฤษฎีความถี่ไปใช้ในการคาดคะเนความเป็นไปได้ของการเกิดอัตราเร่งค่าหนึ่ง ๆ และได้คำนึงถึงแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวต่าง ๆ ในอดีต ซึ่งส่งผลมาถึง กทม. รวมทั้งสองของการขยายของคลื่นเมื่อส่งผ่านชั้นดินอ่อนใน กทม. ซึ่งพบว่า ฝาดินมีอัตราเร่งราว 2.2% g โครงสร้าง Generalized Single Degree-of-freedom ที่ค่อนข้าง stiff (stiff) และมีคาบเวลาธรรมชาติ 0.30-0.8 วินาที จะมีอัตราเร่งมากที่สุดราว 6% g นอกจากนี้ โครงสร้างที่ค่อนข้างอ่อนและมีคาบเวลาธรรมชาติใกล้ 2 วินาที จะเกิดการแกว่งไกวมาก อีกช่วงหนึ่งโดยมีอัตราเร่งราว 3.5% g คาบ 2 วินาที นี้สอดคล้องกับคาบเวลาธรรมชาติของชั้นดินใต้บริเวณ กทม. ดังนั้นอาคารที่มีความสูง 10-20 ชั้น (ชั้นอยู่กับสลิปเนส และมวล) ซึ่งอาจมีคาบเวลาธรรมชาติใกล้เคียง 2 วินาที จึงมีโอกาสเกิดการสั่นพ้อง (Resonance) ทำให้เกิดการสั่นไหวได้มาก จึงควรให้ความสนใจเป็นพิเศษในการออกแบบด้วย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
สเปกตรัมการตอบสนองที่ให้ไว้ เป็นประโยชน์อย่างยิ่ง
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงเอกสารที่ผู้จัดทำขึ้นไว้

สำหรับการวิเคราะห์และออกแบบอาคารต้านแรงแผ่นดินไหว อย่างไรก็ตาม ผู้ใช้ควรตระหนักว่าสเปกตรัมการตอบสนองนี้เป็นการตอบสนองในช่วงอีลาสติก การออกแบบที่ดีควรให้โครงสร้างมีความเหนียว และให้โครงสร้างดูดซับ (absorb) พลังงานเนื่องจากแผ่นดินไหวรุนแรงโดย Inelastic Deformation ซึ่งมีผลทำให้แรงที่กระทำกับโครงสร้างลดลงอีกด้วย

สัมประสิทธิ์ความเข้มของแผ่นดินไหว สำหรับประเทศไทย

ในการคำนวณแรงเฉือนที่ฐาน Base Shear ของอาคารเนื่องจากแผ่นดินไหวนั้น Uniform Building Code ปี ค.ศ. 1985 ซึ่งเป็นข้อบัญญัติที่คณะกรรมการควบคุมอาคาร ใช้เป็นแนวทางร่างกฎกระทรวงว่าด้วยการก่อสร้างอาคาร เพื่อดำเนินงานแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวนั้น กำหนดว่า

$$V = ZIKCSW$$

โดยที่ V คือแรงเฉือนทั้งหมดในแนวราบที่ระดับพื้นดิน Z คือ สัมประสิทธิ์ความเข้มของแผ่นดินไหวในเขตจังหวัดต่าง ๆ I คือ ตัวคูณเกี่ยวกับความสำคัญของอาคาร K คือ สัมประสิทธิ์โครงสร้างซึ่งขึ้นกับลักษณะระบบอาคารที่รับแรงในแนวราบ C คือ ค่าสัมประสิทธิ์ซึ่งขึ้นกับค่าคาบธรรมชาติของอาคาร S คือ สัมประสิทธิ์ของการประสานความถี่ธรรมชาติของแผ่นดินไหวกับโครงสร้างอาคาร W คือ น้ำหนักคงที่ของตัวอาคารทั้งหมด ค่าสัมประสิทธิ์ I, K, C และ S อาจใช้ค่าตามที่ UBC Code แนะนำ แต่กว่าค่าสัมประสิทธิ์ความเข้มของแผ่นดินไหวนั้น ควรกำหนดโดยอาศัยพื้นฐานของความรุนแรงของแผ่นดินไหวในท้องที่ซึ่งมีข้อควรพิจารณาดังนี้

ก. จากผลการศึกษาวิจัย ดังได้กล่าวมาแล้วพบว่า ค่าเฉลี่ยของอัตราเร่งสูงสุด (Peak Ground Acceleration) มีค่า $2.2\% g$ (g = อัตราเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก) และค่า Standard Deviation ของอัตราเร่งสูงสุดมีค่าประมาณ $2\% g$ ดังนั้น จึงอาจพิจารณาค่าอัตราเร่งสูงสุด = $4\% g$ สำหรับ 84 Percentile

เนื่องจาก Aone 1 ของ UBC Code หมายถึงใช้กับบริเวณที่อัตราเร่งสูงสุด

ของผิวดินมีค่า $5\% g$ ดังนั้นจากการเทียบส่วนค่าสัมประสิทธิ์จะได้ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับเขตค่าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1 ของเมืองไทย

$$Z = (4/5) \times (3/16) = 0.15$$

ข. ค่าอัตราเร่งสูงสุดที่วัดได้ที่วัดได้เมื่อครั้งเกิดแผ่นดินไหวเมื่อ 22 เมษายน พ.ศ. 2526 โดยเครื่อง Strong Motion Accelerograph ที่ติดตั้งที่ Abutment ของเขื่อนศรีนครินทร์ จังหวัดกาญจนบุรี มีค่าค่อนข้างต่ำประมาณ 0.021 g [6] จุดที่วัดนี้ อยู่ห่างจากบริเวณศูนย์กลางแผ่นดินไหวราว 80 กม. หากสมมติค่าอัตราเร่งเพิ่มเป็น 3 เท่า (เพื่อสำหรับแผ่นดินไหวที่อาจมีขนาดโตขึ้นกว่าที่เคยเกิดมา) และเทียบส่วนค่าสัมประสิทธิ์จาก UBC Code จะได้ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับเขต 2 ดังนี้

$$Z = (2.1 \times 3/10) \times (3/8) = 0.25$$

(Zone II ของ UBC เทียบได้กับอัตราเร่ง 10% g และค่าสัมประสิทธิ์ = 3/8)

ค. สำหรับเขตที่อยู่ใกล้แนวเลื่อน (Fault) มาก เนื่องจากยังไม่มีข้อมูลเพียงพอ จึงควรใช้ค่าสัมประสิทธิ์ Z ตาม Zone II UBC Code กล่าวคือ $Z = 3/8$

ข้อเสนอแนะสำหรับการออกแบบโครงสร้าง

สิ่งสำคัญที่ควรพิจารณาดังนี้

1. โครงสร้างต้องห้าม ต้องหลีกเลี่ยงไม่ใช้โครงสร้างเปราะ เช่น โครงสร้างอิฐฉาบ หรือคอนกรีตที่ไร้เหล็กเสริม เป็นต้น โครงสร้างเหล่านี้ จะวิบัติได้ง่ายมากเมื่อเกิดการสั่นไหวรุนแรง

2. รูปทรงเรขาคณิต ควรจัดให้ค่อนข้างสมมาตรในแปลน และหลีกเลี่ยงการเปลี่ยนแปลงสตีเฟนส์ และกำลังของชิ้นส่วนอย่างกระทันหันทั้งในแปลนและแนวตั้ง หากผิด

ไปจากนี้ต้องวิเคราะห์อย่างละเอียด โดยต้องคำนึงถึงผลของการปิดการเกิดหน่วยแรงสูงเฉพาะที่ (Local Stress Concentration) และ/หรือ ผลทางด้านพลศาสตร์ ซึ่ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไมอนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น ยกเว้นห้ามมิให้ตีพิมพ์และดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงแก่เจ้าของเอกสารทุกครั้งหากนำใบใช้

เกิดการสั่นไหวในรูปแบบ (Mode) สูงขึ้น

3. วัสดุก่อสร้างและคุณภาพการก่อสร้าง ต้องเป็นวัสดุที่มีคุณภาพดีสม่ำเสมอ ได้ตามมาตรฐาน การก่อสร้างต้องกระทำตามหลักวิชาการ ให้ได้มาตรฐานที่ดี

4. ฐานราก ควรมีการยึดโยงกันให้เพียงพอ เช่น ยึดเสาเข้ากับค่อม่อ และ ยึดค่อม่อเข้าด้วยกัน และควรพิจารณาความเหนียวเช่นเดียวกับโครงสร้างส่วนอื่นด้วย

5. ความแข็งแรงของเสาเทียบเท่ากับคาน ควรให้กำลังของเสามากกว่า เมื่อเทียบกับคานที่มาต่อ เนื่องจากเสาเป็นส่วนที่สำคัญมาก หากเสาหักพังจะทำให้ส่วนอื่น ๆ วิตติตามมาด้วย จึงควรให้ Plastic hinge เกิดในคาน ไม่ควรให้เกิดในเสา การให้เสาเล็กเกินไปจึงเป็นสิ่งที่ไม่ควรทำ

6. ปริมาณเหล็กเสริม ต้องเสริมให้ชิ้นส่วนมีปริมาณเหล็กเสริมต่ำ (Under-Reinforced) เพื่อให้ชิ้นส่วนมีความเหนียว

7. ข้อต่อ เป็นจุดอ่อนที่สุดของโครงสร้างและมักถูกมองข้ามไป ต้องออกแบบ และก่อสร้างรายละเอียดให้ข้อต่อสามารถยึดโยงชิ้นส่วนหลักต่าง ๆ ให้ไปด้วยกัน ตัวอย่าง เช่น ในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก จะต้องล้วงเหล็กให้ลึกเพื่อยึดคานและเสาให้มั่นคง ในกรณีโครงสร้างเหล็ก ต้องเชื่อมรอยต่อชิ้นส่วนให้ดี และมีกำลังของรอยเชื่อมเพียงพอ เป็นต้น การยึดต่อชิ้นส่วน โดยสกัดผิวหน้าเสาแล้วเอาเหล็กคานมาเกี่ยวไว้อย่างที่ทำกันในการต่อเติมตึกแถว เป็นสิ่งที่ไม่ควรทำ เมื่อเกิดการโยกกลับไปกลับมา มากพอจากการสั่นไหว ข้อต่อลักษณะนี้อาจแตกหลุดไปได้

ในกรณีที่วางชิ้นส่วนสำเร็จรูป เช่น พื้น หรือ คาน ลงบนชิ้นส่วนที่รองรับ จำต้องระมัดระวังให้มีเนื้อที่รองรับมากพอ ไม่เช่นนั้นชิ้นส่วนสำเร็จอาจหลุดออกจากฐานรองรับเวลาเกิดการไหลรุนแรงได้ และต้องตรวจสอบว่าจะเกิดการถอน (Uplift) หรือไม่ แต่ทางที่ดีควรมีเหล็กเสริมยึดชิ้นส่วนสำเร็จรูปเข้ากับชิ้นส่วนที่รองรับ และในกรณีที่อาจเกิดการสั่นไหวรุนแรงค่อนข้างมากจากแผ่นดินไหว ไม่ควรใช้ระบบพื้นสำเร็จรูป

ระบบพื้นสำเร็จรูปจะทำหน้าที่ถ่ายแรงแนวราบไม่สู้ดี อีกทั้งทำให้ระบบโครงสร้างอาคารมีสัดส่วนในทางต้านแรงด้านข้างน้อยกว่าเมื่อเทียบกับระบบหล่อในที่ ดังนั้นจึงต้องคำนึงถึงเป็นพิเศษในกรณีที่ใช้ระบบนี้กับอาคารสูง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับอาคารไม้ ซึ่งชาวบ้านทั่วไปมักยึดต่อเสาไม้กับค่อม่อปูนสำเร็จรูปขนาดค่อนข้างเล็ก ด้วยสลักเกลียวเล็ก ๆ นั้น ข้อต่อลักษณะนี้จะไม่สามารถต้านแรงแผ่นดินไหวรุนแรงได้ และไม่สามารถต้านแรงพายุได้เช่นกัน ควรเพิ่มขนาดเสาค่อม่อ (ซึ่งต้องเสริมเหล็กให้เพียงพอด้วย) ต้องเพิ่มขนาดและจำนวนของสลักเกลียวที่ยึดต่อและสลักเกลียวที่ใช้ต้องทาสีกันสนิมที่ค่อม่อด้วย

8. เหล็กปลอก สิ่งสำคัญสิ่งหนึ่งที่ช่วยเพิ่มความเหนียวแก่โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก คือการมัด (Confine) ขึ้นส่วนด้วยเหล็กปลอก โดยเฉพาะอย่างยิ่งบริเวณข้อต่อและใกล้เคียง เสาต้องมีเหล็กปลอกมัดไว้เพียงพอ อย่างน้อยตามข้อกำหนดของมาตรฐานเกี่ยวกับการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก และเหล็กปลอกต้องผูกให้มีทอถูกต้องตามหลักวิชาด้วย เสาที่มีเหล็กปลอกน้อยเกินไป จะเกิดการวิบัติของเหล็กปลอกได้ง่าย ซึ่งตามมาด้วยการโก่งงอของเหล็กอื่นในเสา ผลก็คือ เสาแตกหักรับกำลังไม่ได้

ทั้งเสาและคานต้องเสริมเหล็กปลอกอย่างเพียงพอ เพื่อป้องกันไม่ให้ชิ้นส่วนวิบัติโดยแรงเฉือน ซึ่งเป็นลักษณะการวิบัติแบบกะทันหัน ไม่มีการเตือนภัยล่วงหน้า

ในบริเวณเสาที่ใกล้กับข้อต่อ ควรเพิ่มมัดขึ้นต่อของเหล็กปลอกราว 50% จากที่ออกแบบทั่วไป และควรเสริมเหล็กปลอกเสาเข้าไปในข้อต่อเสาและคานด้วย

9. การยึดโยง (Bracing) ในกรณีที่ยึดต่อเสากับคานเกือบเป็นแบบข้อต่อหมุน (Hinge) ดังเช่นในอาคารไม้ทั่ว ๆ ไป จำเป็นต้องมีการยึดโยงทแยง (Diagonal Bracing) หรือมีผนัง (ที่แข็งแรงพอ) เสริม จึงจะสามารถทำให้อาคารนั้นต้านการสั่นไหวรุนแรงได้

10. ระบบสำรอง ในกรณีของอาคารสำคัญ เช่น อาคารสาธารณะหรืออาคารสูง ๆ จำเป็นต้องพิจารณาในระบบโครงสร้างมีระบบกำลังสำรองด้วย

บทที่ 3

การวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้าง

การวิเคราะห์โครงสร้างเป็นการคำนวณหาแรงปฏิกิริยา แรงเฉือน แรงบิด และโมเมนต์ดัด อันเนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อโครงสร้าง ซึ่งต้องดำเนินการก่อนที่จะออกแบบโครงสร้างเพื่อเลือกขนาดและให้รายละเอียดของโครงสร้างแต่ละส่วนให้สามารถต้านทานต่อแรงต่าง ๆ ที่หาได้จากการวิเคราะห์โครงสร้าง

การวิเคราะห์โครงสร้าง คสล.

มาตรฐาน ว.ส.ท. หรือ มาตรฐาน ACI กำหนดให้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างโดยทฤษฎีอัสติค หากโครงสร้างเป็นแบบค้ำเทอรัมีเนทที่สามารถคำนวณหาแรงต่าง ๆ ได้โดยอาศัยสมการของการสมดุล ดังได้กล่าวไว้ในหนังสือทฤษฎีโครงสร้าง แต่ถ้าโครงสร้างเป็นแบบค้ำเทอรัมีเนท ก็ต้องวิเคราะห์โดยอาศัยวิธีการกระจายโมเมนต์ (Moment Distribution Method) หรือใช้สมการของมุมและการโก่งตัว (Slope-deflection Equation) ซึ่งเป็นการวิเคราะห์อย่างละเอียดที่กล่าวไว้ในหนังสือการวิเคราะห์โครงสร้าง อย่างไรก็ตามสำหรับโครงอาคารแบบธรรมดา มาตรฐาน ว.ส.ท. อนุญาตให้ใช้การวิเคราะห์โดยประมาณได้ เช่น โครงอาคารรับแรงลมก็อาจใช้วิธี Portal หรือวิธี Cantilever ดังที่กล่าวไว้ในหนังสือทฤษฎีโครงสร้าง

สำหรับโครงอาคารสูงหลายชั้นที่รับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง อาจวิเคราะห์โดยประมาณโดยพิจารณาที่ละชั้น โดยถือว่าปลายเสาที่อยู่ตรงข้ามกับปลายที่ติดกับชั้นนั้นมีสภาพยึดแน่น และจัดน้ำหนักบรรทุกคงที่วางเต็มช่วงของโครงสร้าง แต่จัดน้ำหนักบรรทุกจรวางโมเมนต์ดัด หรืออาจพิจารณาในลักษณะคานต่อเนื่องแล้วใช้ค่าสัมประสิทธิ์ของโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนตามข้อกำหนดในมาตรฐาน ซึ่งจะกล่าวในหัวข้อที่เกี่ยวข้องต่อไป สำหรับแผ่นพื้นเสริมเหล็กสองทางแบบมีหรือไม่มีคานรองรับที่เรียกว่าแผ่นพื้นไร้คานก็อาจวิเคราะห์โดยละเอียด หรือวิเคราะห์โดยประมาณ ซึ่งมาตรฐาน ว.ส.ท. ได้ให้ค่าสัมประสิทธิ์เพื่อใช้คำนวณหาโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนก่อนที่จะไปออกแบบต่อไป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การออกแบบโครงร่าง คสล.

3.1 การออกแบบโดยทฤษฎีอัสติค (Working Stress Design) หรือทฤษฎีเส้นตรง (Straight-line Theory)

การออกแบบด้วยวิธีนี้ได้ใช้กันแพร่หลายและคุ้นเคยกันมากในประเทศ เป็นการออกแบบให้รูปตัดสามารถต้านทานต่อแรงต่าง ๆ ที่คำนวณหาค่ามาจากการวิเคราะห์ โดยทฤษฎีอัสติค ให้นำน้ำหนักบรรทุกใช้งาน (Working load) ตามประเภทของอาคาร โดยมีหน่วยแรงต่าง ๆ ที่เกิดขึ้นภายในส่วนของอาคารไม่เกินกว่าหน่วยแรงที่ยอมให้ (allowable Stresses) ที่กำหนดโดยเทศบัญญัติและพระราชบัญญัติควบคุมการก่อสร้างอาคาร หรือมาตรฐานทางวิชาชีพ เช่น ของวิศวกรรมสถานฯ เป็นต้น

ข้อมติฐานเบื้องต้นของทฤษฎีอัสติค

1. ระนาบรูปตัด ซึ่งคงเป็นระนาบทั้งก่อนและหลังการรับแรงตัด
2. วัสดุคอนกรีตหรือหัดตัวเป็นไปตามกฎของฮุก
3. หน่วยการยึดหรือหัดตัวเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะที่ห่างจากแนวแกนสะเทิน
4. ไม่คิดกำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต
5. การยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมเป็นไปอย่างสมบูรณ์
6. โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตเท่ากับ $w^{1.5} \cdot 4270 \sqrt{f'_c}$ กก./ซม.²
7. โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริมเท่ากับ 2.04×10^6 กก./ซม.²

หน่วยแรงที่ยอมให้สำหรับใช้ในการออกแบบโดยทฤษฎีอัสติคได้มากจากการกำหนดส่วนลดความต้านทานแรงประลัยของวัสดุนั้น ๆ โดยใช้หน่วยแรงในช่วงขีดจำกัดยืดหยุ่นในส่วนที่เป็นเส้นตรงของเส้นแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับหน่วยการยึดตัวหรือหัดตัวของวัสดุนั้น

หน่วยแรงที่ยอมให้ของคอนกรีตเมื่อรับแรงต่าง ๆ กำหนดเป็นส่วนเทียบจากกำลังอัดประลัย (f'_c) ของแท่งคอนกรีตมาตรฐานรูปทรงกระบอกเมื่ออายุ 28 วัน เช่น หน่วยแรงที่ยอมให้สำหรับแรงดัดเมื่อเกิดหน่วยแรงอัดที่ผิวเท่ากับ $0.45 f'_c$ ซึ่งจะเป็นว่า

ใช้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ $f'_c / 0.45 f'_c$ หรือเท่ากับ 2.2 ส่วนหน่วยแรงที่ยอมให้ของเหล็กเสริมที่กำหนดเป็นส่วนเทียบจากกำลังจุดคานง (f_y) เช่น หน่วยแรงที่ยอมให้ของ

เหล็กเสริมรับแรงดึงเท่ากับ $0.5f_c$ ซึ่งจะเห็นว่าใช้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ $f_y/0.5f_c$ หรือเท่ากับ 2.0

หน่วยแรงที่ขอมให้มาตรฐาน ว.ส.ท.

มาตรฐาน ว.ส.ท. ได้กำหนดหน่วยแรงที่ขอมให้เพื่อใช้ในการออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยทฤษฎีอิลาสติค สำหรับคอนกรีตและเหล็กเสริมในกรณีรับแรงต่าง ๆ ดังต่อไปนี้

หน่วยแรงที่ขอมให้สำหรับคอนกรีต

สำหรับแรงดัด

$$\text{หน่วยแรงอัดที่ผิว } f_c = 0.45 f_c' \text{ กก./ซม.}^2$$

หน่วยแรงดึงที่ผิวในฐานรากและกำแพงคอนกรีตล้วน

$$f_c = 0.42 \sqrt{f_c'} \text{ กก./ซม.}^2$$

สำหรับแรงเฉือน

$$\text{คานที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน } v_c = 0.29 \sqrt{f_c'} \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\text{คานที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน } v_c = 0.32 f_c \text{ กก./ซม.}^2$$

คานที่เสริมเหล็กดัดหรือคอกม้า หรือประกอบกันทั้ง 2 อย่าง

$$\text{(แรงเฉือนที่เกิดขึ้นในคาน)} \quad v = 1.32 \sqrt{f_c'} \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\text{พื้นและฐานราก (ตามเส้นขอบ)} \quad v_c = 0.53 \sqrt{f_c'} \text{ กก./ซม.}^2$$

สำหรับแรงกด

$$\text{รับเต็มเนื้อที่ } f_c = 0.25 f_c' \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\text{รับไม่เกินหนึ่งในสามของเนื้อที่ } f_c = 0.35 f_c' \text{ กก./ซม.}^2$$

สำหรับแรงยึดเหนี่ยว

$$\text{เหล็กบนรับแรงดึง} = 1.145 \sqrt{f_c'} < 11 \text{ กก./ซม.}^2 \text{ (เหล็กกลม)}$$

D

$$\text{เหล็กอ่อนรับแรงดึง} = 1.615 \sqrt{f_c'} < 11 \text{ กก./ซม.}^2 \text{ (เหล็กกลม)}$$

D

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์อื่นใด
เมื่อต้องการทราบค่าหน่วยแรงที่ขอมให้ก็แทนค่า f_c ลงในสมการต่างๆข้างต้น
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

อนึ่งในการที่ทดสอบความต้านทานแรงอัดของคอนกรีต โดยใช้แท่งลูกบาศก์ (15x15x15 ซม.) มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดให้เทียบเป็นกำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกดังนี้

$$f'_c = (0.885) \text{ (กำลังอัดประลัยของแท่งลูกบาศก์)}$$

ในการที่มีการควบคุมไม่เข้มงวด ให้ใช้กำลังอัดประลัยของคอนกรีตเท่ากับ 5/6 ของ f'_c ในการคำนวณหาค่าหน่วยแรงที่ขอมให้ต่าง ๆ

หน่วยแรงที่ขอมให้ของเหล็กเสริม

เหล็กเส้นที่ใช้เสริมคอนกรีตจะต้องมีหน่วยแรงที่ขอมให้ f_u ดังนี้

ก. รับแรงดึง

- เหล็กเส้นชนิดเหล็กโครงสร้าง (เมื่อไม่มีผลการทดสอบ) ใช้ 1200 กก./ซม.²
- เหล็กเสริมเอกที่มีขนาด 9 มม. หรือเล็กกว่า ในพื้นที่เสริมเหล็กทาบเดี่ยวที่ช่วงยาวไม่เกิน 3.00 ม. ให้ใช้ 0.50 เท่าของกำลังคลากต่ำสุดแต่ไม่เกิน 2100 กก./ซม.²
- เหล็กข้ออ้อยที่มี f_u สูงกว่า 3400 กก./ซม.² ใช้ได้ไม่เกิน 1700 กก./ซม.²
- เหล็กขั้วนที่ใช้ 0.50 เท่าของกำลังพิสูจน์แต่ไม่เกิน 2400 กก./ซม.²

ข. รับแรงอัดในเสา

เสาเหล็กปลอกเกลี๊ว

- ให้ใช้ 0.40 เท่าของกำลังคลากต่ำสุด แต่ไม่เกิน 2100 กก./ซม.²

เสาเหล็กปลอกเดี่ยว

- ให้ใช้ 0.85 เท่าของค่าที่กำหนดในเสาปลอกเกลี๊วแต่ไม่เกิน 1750 กก./ซม.²

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับใช้เฉพาะโครงการเท่านั้น ไม่ควรออกให้ผู้อื่นใช้โดยไม่ขออนุญาต
แม้ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดลอกหรือเผยแพร่ข้อมูลใดๆ จากเอกสารนี้โดยไม่ขออนุญาต
และ เหล็กรูป ชนิด A7 (ASTM) ใช้ 1100 กก./ซม.²

- ค. รับแรงอัดในโครงสร้างที่รับแรงตัด ใช้ได้ไม่เกินหน่วยแรงดึงที่ยอมให้
- ง. เหล็กปลอกเกลี้อว ใช้กำลังคลากได้ไม่เกิน 2800 กก./ซม.²

หน่วยแรงที่ยอมให้สำหรับแรงลมและแผ่นดินไหว

โครงสร้างที่ตีสองแบบเพื่อต้านทานแรงลม และแผ่นดินไหวร่วมกับน้ำหนักบรรทุกอื่น ๆ ยอมให้เพิ่มค่าหน่วยแรงต่าง ๆ ขึ้นอีกร้อยละ 30 จากค่าของหน่วยแรงที่กล่าวมาแล้ว แต่จะต้องไม่ทำให้ขนาดของโครงสร้างเล็กลงไปกว่าที่จะสามารถรับน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรได้

โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก E_s

ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กให้ใช้ 2.04×10^6 กก./ซม.²

โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต E_c

ค่าของโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต ให้คำนวณได้ดังนี้

เมื่อน้ำหนักของคอนกรีต $w = 1.45$ ถึง 2.48 ตัน/ม.³

$$E_c = w^{1.5} \cdot 4270 \sqrt{f'_c} \text{ กก./ซม.}^2$$

เมื่อน้ำหนักของคอนกรีตธรรมดา $w = 2.33$ ตัน/ม.³

$$E_c = 15210 \sqrt{f'_c} \text{ กก./ซม.}^2$$

$f'_c =$ กำลังอัดประลัยของคอนกรีต, กก./ซม.²

อัตราส่วนโมดูลัส n คือ อัตราส่วนระหว่างโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก E_s กับโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต E_c

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2040000}{15210 \sqrt{f'_c}} \text{ ประมาณ } 134 / \sqrt{f'_c}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดลอกแปลงเนื้อหาและข้อมูลอ้างอิงของเอกสารเพื่อครั้งที่มีการนำไปใช้
ค่า n อาจใช้เป็นเลขจำนวนเต็มที่ใกล้เคียงที่สุด แต่ต้องไม่น้อยกว่า 6

อัตราส่วนโมดูลัสนี้ใช้ในการคำนวณหน่วยแรงในคาน และพื้น คสล. ที่ใช้ เหล็กเสริมรับแรงอัดด้วย โดยแปลงเนื้อที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงอัดให้เป็นคอนกรีตที่มี เนื้อที่หน้าตัด $2n$ เท่าของเหล็กเสริม หน่วยแรงอัดในเหล็กเสริมที่คำนวณได้ต้องไม่เกิน หน่วยแรงดึงที่ยอมให้

หน่วยแรงที่ยอมให้ตามข้อกำหนดกรุงเทพมหานคร

หน่วยแรงที่ยอมให้สำหรับคอนกรีต

คอนกรีตล้วน $f_c = 0.33 f_{cu} < 60 \text{ กก./ซม.}^2$

คอนกรีตเสริมเหล็ก $f_c = 0.375 f_{cu} < 65 \text{ กก./ซม.}^2$

หน่วยแรงที่ยอมให้ของเหล็กเสริม

เหล็กเสริมรับแรงดึง $f_s = 1200 \text{ กก./ซม.}^2$ (เหล็กกลม)

$f_s = 0.5 f_{su} < 1500 \text{ กก./ซม.}^2$

(เหล็กข้ออ้อยที่มี $f_{su} < 4200$

กก./ซม.²)

$f_s = 0.50$ เท่าของกำลังพิสูจน์แต่ไม่เกิน

2400 กก./ซม.² (เหล็กขั้ว)

เหล็กเสริมรับแรงอัดในเสา

เสาปลอกเกลียว $f_c = 1200 \text{ กก./ซม.}^2$ (เหล็กกลม)

$f_c = 0.4 f_{cu} < 2100 \text{ กก./ซม.}^2$

(เหล็กข้ออ้อย, เหล็กขั้ว)

เสาปลอกเดี่ยว : ใช้ 0.35 เท่า ของค่าที่กำหนดของเสาปลอก

เกลียว แต่ไม่เกิน 1750 กก./ซม.²

เสาเหล็กรูปพรรณ $f_s = 1250 \text{ กก./ซม.}^2$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับใช้ภายในเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น หากมีให้ตัดแปลงเนื้อที่หน้าตัดเหล็กเสริมนี้เท่ากับ 700 กก./ซม.² เจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.1.1 คานคอนกรีตเสริมเหล็ก

คานเป็นส่วนหนึ่งของอาคารที่อยู่ในแนวนอน ใช้สำหรับรับน้ำหนักบรรทุกที่กระทำในแนวดิ่ง เช่น น้ำหนักแผ่จากพื้นอาคารหรือน้ำหนักที่กดเป็นจุดจากคานชอย โดยทำให้เกิดโมเมนต์ แรงเฉือน และบางครั้งก็มีโมเมนต์บิดเกิดขึ้นด้วย เป็นผลให้เกิดหน่วยแรงต่าง ๆ ขึ้นในตัวคานคือหน่วยแรงดัด หน่วยแรงเฉือน หน่วยแรงดิ่งทแยง และหน่วยแรงหนีผิวในการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็ก จะต้องเลือกใช้ขนาดรูปตัดของคานและปริมาณเหล็กเสริมให้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกใช้งานได้ โดยหน่วยแรงต่าง ๆ ที่เกิดในตัวคานมีค่าไม่เกินกว่าค่าหน่วยแรงที่ขอมให้รูปตัดของคานคอนกรีตแบบสี่เหลี่ยมผืนผ้าหรือแบบรูปตัวที เป็นแบบที่นิยมมากที่สุดเนื่องจากง่ายต่อการทำแบบหล่อคอนกรีต

พฤติกรรมของคาน คสล.

พิจารณาคาน คสล. ช่วงเดือวที่มีรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า ตามรูปที่ 3.1.1 (ก) ในขณะที่คานยังไม่รับน้ำหนักบรรทุก จะสมมติว่าคานนี้ยังไม่ร้าว แม้ว่ารอยร้าวอาจเกิดขึ้นบ้างเนื่องจากการหดตัวของคอนกรีต เมื่อคานรับน้ำหนักหรือแรงที่มีค่าน้อย ๆ คานจะโก่งตัวตามรูป 3.1.1 (ข) ในลักษณะที่หลังคานมีแรงดัดชนิดแรงอัดกระทำ และที่ส่วนท้องคานมีแรงดัดชนิดแรงดิ่งกระทำ การคำนวณหาหน่วยแรงต่าง ๆ ตลอดจนการโก่งตัวของคานในสภาวะนี้กระทำโดยถือว่าคาน คสล. นี้เป็นคานคอนกรีตล้วนโดยไม่คำนึงว่ามีเหล็กเสริมอยู่ด้วย ตำแหน่งของแนวแกนสะเทินจะอยู่ตรงกึ่งกลางของหน้าตัดคาน การกระจายของหน่วยแรง (Stress Distribution) และหน่วยการยืดหดตัว (Strain Distribution) จะเป็นเชิงเส้น มีค่าเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะจากแกนสะเทิน คาน คสล. ในขณะนี้นี้ยังไม่มีรอยร้าวเกิดขึ้นจนกว่าจะรับน้ำหนักบรรทุกมากขึ้น จนหน่วยแรงดิ่งในคอนกรีตเกินกว่า ค่าโมดูลัสแห่งการแตกร้าว (Modulus of Rupture,

$f_r = 1.99\sqrt{f'_c}$ กก./ซม.²) ตามรูปที่ 3.1.1(ค) คอนกรีตเริ่มร้าวที่ผิวล่างโดยที่รอย

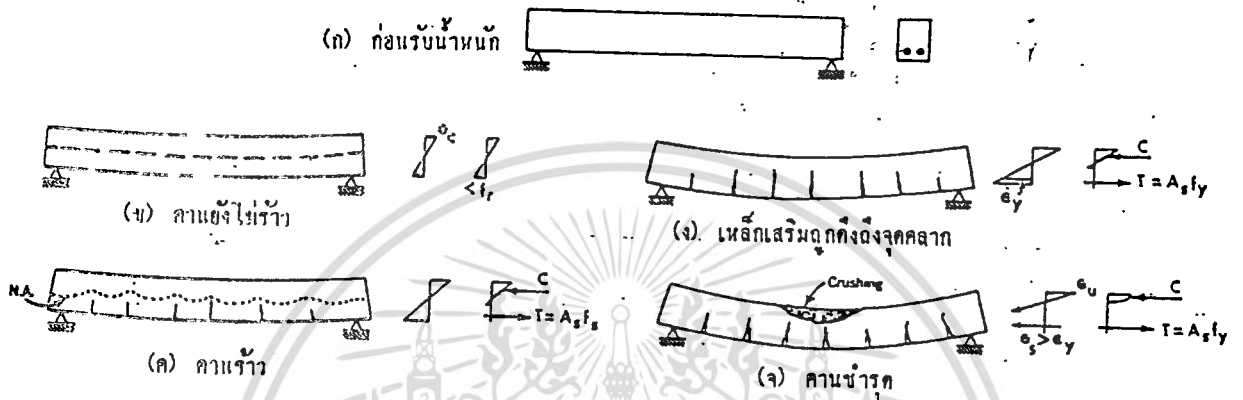
ร้าวมีแนวตั้งฉากกับความยาวคานที่บริเวณกลางคาน และมีแนวเฉียงที่บริเวณปลายคานตรงที่เกิดรอยร้าว ตำแหน่งของแนวแกนสะเทินจะขยับสูงขึ้น คอนกรีตส่วนที่อยู่เหนือรอยร้าวแต่ต่ำกว่าแนวแกนสะเทินยังรับแรงดิ่งได้อีกบ้างเล็กน้อย แต่มักจะไม่นำมาคิดโดยสมมติ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับใช้เฉพาะของหน่วยงานนั้น ส่วนการกระจายของหน่วยแรงอัดของคานให้เหล็กเสริม กำหนดที่ด้านทานแรงดิ่งทั้งหมด ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหาและตัวเลขอ้างอิงจากเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

คอนกรีตในช่วงอิลาสติก

ยังคงเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะห่างจากแกนสะเทิน

หน่วยแรงต่างๆ ที่เกิดขึ้นจะสามารถหาได้โดยอาศัยแรงค้ำยันที่กระทำบนระนาบของหน้าตัด หรือใช้วิธีของหน้าตัดแปลงริ้ว



รูปที่ 3.1.1 พฤติกรรมของคาน คสล. ภายใต้หน้าหนักบรรทุก

เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกมากขึ้นเหล็กจะยึดตัวมากขึ้น รอยร้าวก็เพิ่มขึ้นและมากขึ้นและแกนสะเทินก็สูงขึ้น หน่วยแรงต่าง ๆ ก็เพิ่มขึ้นเกินกว่าขีดยึดหยุ่นและเริ่มไม่เป็นสัดส่วนกับค่าโมเมนต์ดัดที่เพิ่มขึ้น เพราะถึงแม้ว่าช่วงแขนโมเมนต์จะมากขึ้น แต่พื้นที่ของคอนกรีตส่วนที่รับแรงอัดลดลง การกระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตเริ่มไม่เป็นเส้นตรง หน่วยแรงดึงและการยึดตัวในเหล็กเสริมก็เพิ่มขึ้น หากคานดังกล่าวเสริมเหล็กต่ำกว่าสมดุลย์ (Under Reinforced) เหล็กเสริมในคานจะถูกดึงจนถึงจุดคลากก่อน ดังรูปที่ 3.1.1 (ง) เหล็กจะยึดมากเมื่อเลยจุดคลาก คานโก่งตัวมาก ทำให้คอนกรีตร้ามากขึ้นจนมองเห็นได้ชัด เป็นเครื่องเตือนให้ทราบล่วงหน้าถึงการชำรุดที่จะเกิดขึ้นต่อไป หากเอาน้ำหนักบรรทุกออกเสียบ้างก็จะช่วยไม่ให้คานถึงกับพังลงมาได้ แต่ถ้าเพิ่มน้ำหนักบรรทุกอีกจนถึงน้ำหนักประลัยคอนกรีตส่วนที่อยู่เหนือแกนสะเทินจะถูกอัดแตก โดยที่การกระจายของหน่วยแรงเป็นรูปโค้งพาราโบลา มีหน่วยหัดตัวสูงสุดประมาณ 0.003-0.004 ดังรูปที่ 3.1.1 (จ) เรียกการชำรุดแบบนี้ว่าเป็นแบบแรงดึงเป็นหลัก (Tension Failure)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาค้นคว้าเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ในการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับคานที่เสริมเหล็กเกินสมดุลย์ (Over Reindorced) หรือเหล็กเสริมมีกำลังจุด
คลากสูงมาก คานจะชำรุดแบบแรงอัดเป็นหลัก โดยคอนกรีตถูกอัดถึงกำลังประลัยก่อนที่
เหล็กเสริมจะเริ่มคลาก เป็นการชำรุดทันทีที่โดนโดยไม่มีอาการเตือนให้ทราบล่วงหน้า จัดว่า
อันตรายมาก

การพิจารณาออกแบบคาน คสล. โดยทฤษฎีอัสติค อาศัยพฤติกรรมการรับ
น้ำหนักของคานในข้งอัสติค ดังรูปที่ 3.1.1(ค)และสมมติฐานดังที่ให้ไว้ในหัวข้อที่ 3.1

3.1.1.1 ข้อกำหนดทั่วไปในการออกแบบคาน

1. ความลึกประสิทธิภาพของคาน (d) คือระยะระหว่างผิวนอกของ
คอนกรีตที่รับแรงอัด กับจุดศูนย์กลางของเหล็กที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงดึง

2. ขนาดรูปตัดของคานจะต้องจัดสัดส่วนความกว้าง ความลึกให้มาก
พอที่จะต้านทานการโก่งของคานไม่ให้มากเกินไป เช่น L/360 ถ้ามีได้คำนวณการโก่งของ
คานความลึกของคานควรจะต้องไม่เกินค่าต่อไปนี้

- L/20 สำหรับคานช่วงเดี่ยวน
- L/23 สำหรับคานต่อเนื่องเปลวเดี่ยว
- L/26 สำหรับคานต่อเนื่องสองเปลว
- L/10 สำหรับคานอื่น

3. คานที่จะพิจารณาว่าเป็นคานลึกเมื่อช่วงขานน้อยกว่า 2.5 เท่า
ของความลึกสำหรับคานต่อเนื่องและช่วงขานน้อยกว่า 1.25 เท่าของความลึกสำหรับคาน
ช่วงเดี่ยว ต้องถือว่าหน่วยการยึดหดตัวไม่เป็นปฏิกากับระยะจากแนวแกนสะเทิน ต้อง
คำนึงถึงการโก่งทางข้างของคานด้วย ปริมาณเหล็กเสริมทางนอนต้องไม่น้อยกว่า 0.0025
เท่าของหน้าตัด (หรือไม่น้อยกว่าปริมาณในข้อ 4) และปริมาณเหล็กเสริมทางตั้งไม่น้อย
กว่า 0.0015 เท่าของหน้าตัด

4. เหล็กเสริมรับแรงดึงจะต้องมีปริมาณในเกณฑ์ที่ค่าของเปอร์เซ็นต์-
เหล็ก p ไม่น้อยกว่า $14/f_y$ นอกจากหน้าตัดทุกแห่งตลอดคานจะมีเหล็กเสริมสำหรับ
โมเมนต์บวกหรือโมเมนต์ลบไม่น้อยกว่า 1.34 เท่าของที่คำนวณได้

5. เหล็กเสริมทางยาวจะต้องมีเนื้อที่หน้าตัดมากพอ โดยมีหน่วยแรง
ดึงไม่เกินค่าที่ขอมให้ ขนาดและจำนวนเหล็กเสริมควรให้พอเหมาะกับความกว้างของคาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับใช้ภายในเท่านั้น ไม่ควรนำออกเผยแพร่โดยไม่ได้รับอนุญาต
ไม่ว่าการพิมพ์ซ้ำหรือการนำข้อมูลไปใช้โดยไม่ได้รับอนุญาต

เพื่อให้เทคอนกรีตได้สะดวก เมื่อมีเหล็กเสริมมากกว่าหนึ่งชั้นก็ควรจัดเหล็กขนาดใหญ่กว่าวางไว้ล่างและจัดเหล็กในแต่ละชั้นให้ดูเหมือนกันทั้งสองข้างของแกนในแนวดิ่ง

3.1.1.2 การออกแบบคานรับแรงดัด

การศึกษาความต้านทานแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กมี 3 กรณี

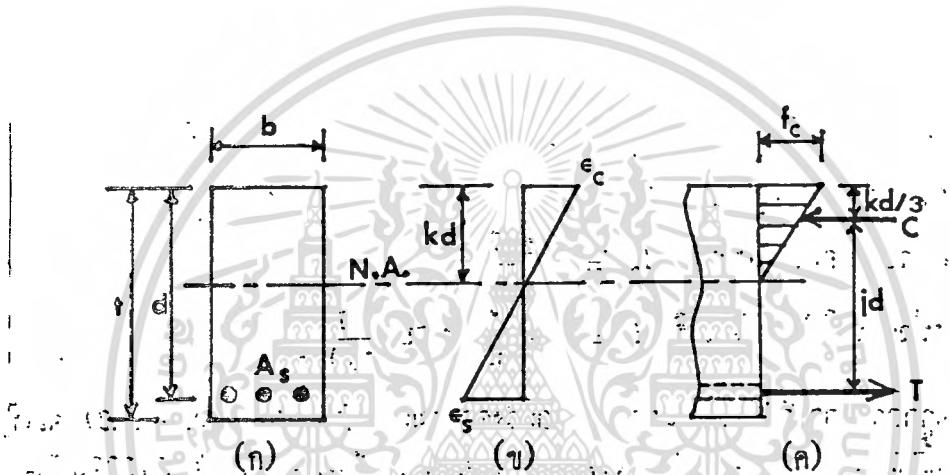
1. การตรวจสอบหาค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงในคอนกรีต และเหล็กเสริมของคาน คสล. ที่กำหนดให้ เมื่อต้องรับน้ำหนักบรรทุกหรือโมเมนต์ดัดที่ต้องการ
2. การตรวจสอบหาค่าโมเมนต์ต้านทานหรือความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของคาน คสล. ที่กำหนดให้ ตามค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ของคอนกรีตและเหล็กเสริมที่กำหนด
3. การพิจารณาออกแบบรูปตัดคาน และปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องใช้เพื่อรับน้ำหนักบรรทุกหรือโมเมนต์ดัดที่กำหนดให้ ตามค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ทั้งคอนกรีตและเหล็กเสริม

ในแต่ละกรณีก็กล่าวข้างต้น ความต้านทานแรงดัดของคาน คสล. ขึ้นอยู่กับรูปร่างของหน้าตัดหรือขนาดของรูปตัด และวิธีการเสริมเหล็กในคาน ซึ่งต้องพิจารณาต่อไป

ถากรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้ามีเหล็กเสริมรับแรงดัดอย่างเดียว

พิจารณา คสล. ซึ่งมีรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาดกว้าง b ลึก t ตามรูปที่ 3.1.2 เสริมเหล็กรับแรงดัดที่มีเนื้อที่หน้าตัด A_s เพียงอย่างเดียว โดยมีความลึกประสิทธิผลนับจากผิวบนของคานมายังจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมเท่ากับ d เมื่อคานนี้รับน้ำหนักบรรทุกเกิดโมเมนต์ดัดในลักษณะที่ด้านบนของคานมีอากาศถูกอัด และด้านล่างของคานมีอากาศถูกดึง ให้ k_d เป็นระยะจากผิวบนของคานถึงแนวแกนสะเทิน ดังนั้นการกระจายของหน่วยการยืดและหดตัวจะเป็นไปตามรูปที่ 3.1.2 (ข) โดยมี ϵ_c เป็นหน่วยการหดตัวที่ขอบบนของคอนกรีต และ ϵ_s เป็นหน่วยการยืดตัวที่ตำแหน่งของเหล็กเสริม รูปที่ 3.1.2 (ค) ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต่ออ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้ แสดงการกระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตซึ่งมีค่าเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะที่ห่างจากแกนสะเทิน ให้ f_c เป็นหน่วยแรงอัดในคอนกรีตที่ผิวบนของคาน และ f_s เป็นหน่วย

แรงดึงในเหล็กเสริม ถ้าสมมติคอนกรีตร้าวที่ผิวล่าง จนถึงแนวแกนสะเทิน และไม่คิดความต้านทานแรงดึงของคอนกรีต ดังนั้นแรงอัดทั้งหมดในคอนกรีต (C) จะเท่ากับ $1/2 f_c b k d$ ซึ่งกระทำที่ระยะ $k d / 3$ จากผิวบนของคาน และแรงดึงทั้งหมดในเหล็กเสริม (T) จะเท่ากับ $A_s f_s$ หรือเท่ากับ $p b d f_s$ ในเมื่อ p เป็นเปอร์เซ็นต์เหล็กเสริมมีค่าเท่ากับ $A_s / b d$ ให้ระยะระหว่างแรงอัดทั้งหมดกับแรงดึงทั้งหมดบนหน้าตัด มีค่าเท่ากับ $j d$ ซึ่งเป็นช่วงแขนของโมเมนต์ นั่นคือระยะ $j d$ เท่ากับ $d - k d / 3$ หรือ j เท่ากับ $1 - k / 3$ นั่นเอง



รูปที่ 3.1.2 แสดงการรับแรงอัดของคาน ค.ส.ล.

ความต้านทานต่อแรงดัดของคานรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่เสริมเฉพาะเหล็กรับแรงดึง หาได้ดังนี้

$$\text{โมเมนต์ทานโดยคอนกรีต } M_c = C \cdot j d = 1/2 f_c k j b d^2 = R b d^2 \quad (3.1.1)$$

ในเมื่อ $R = 1/2 f_c k j$ ซึ่งเป็นค่าคงที่สำหรับค่า f_c และ f_s ที่กำหนดให้

$$\text{โมเมนต์ต้านทานโดยเหล็กเสริม } M_s = T \cdot j d = A_s f_s j d = f_s p j b d^2$$

$$(3.1.2)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ไว้สำหรับใช้ภายในเท่านั้น ไม่อนุญาตให้เผยแพร่ไปยังประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เหล็กเสริม เรียกว่า คานมีเหล็กเสริมสมดุลย์ (Balanced Design) กล่าวคือ เมื่อคานรับน้ำหนักหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในคอนกรีตและเหล็กเสริม มีค่าเท่ากับหน่วยแรงที่ยอมให้ของคอนกรีตและเหล็กเสริมตามลำดับ ปริมาณเหล็กเสริมสมดุลย์เท่ากับ $1/(2 f_c / f_y)$ $(f_c / n f_y + 1)$

ถ้า คาน คสล. มีโมเมนต์ต้านทานโดยเหล็กเสริมน้อยกว่าโมเมนต์ต้านทานโดยคอนกรีต เรียกว่า คานเสริมเหล็กต่ำกว่าสมดุลย์ (Under Reinforced) ซึ่งความต้านทานโมเมนต์ของคานเท่ากับโมเมนต์ต้านทานโดยเหล็กเสริม ในทำนองกลับกัน หากคาน คสล. มีโมเมนต์ต้านทานโดยเหล็กเสริมมากกว่าโมเมนต์ต้านทานโดยคอนกรีต เรียกว่า คานเสริมเหล็กเกินสมดุลย์ (Over Reinforced) กล่าวคือ เมื่อคานรับน้ำหนักหน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นในคอนกรีตจะมีค่าถึงหน่วยแรงอัดที่ยอมให้ ก่อนที่หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมจะมีค่าถึงหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ ดังนั้นความต้านทานโมเมนต์ของคานเท่ากับโมเมนต์ต้านทานโดยคอนกรีต

เมื่อคานต้องรับน้ำหนักบรรทุกหรือโมเมนต์ดัด (M) หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในคอนกรีตและเหล็กเสริมหาได้จากสมการ (3.1.1) และสมการ (3.1.2) ดังนี้

$$\text{หน่วยแรงอัดในคอนกรีต } f_c = \frac{2 M}{k j b d^2}$$

$$\text{หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม } f_y = \frac{M}{A_s j d} \quad \text{หรือ} \quad \frac{M}{p j b d^2}$$

จากการหาความต้านทานของคานต่อแรงดัดตามสมการ (3.1.1) และ (3.1.2) จะเห็นว่าต้องทราบค่าของ k หรือตำแหน่งของแกนสะเทิน kd ก่อน จึงจะคำนวณได้ ซึ่งมีวิธีพิจารณาดังต่อไปนี้

กรณีที่ทราบขนาดรูปตัดของคานและปริมาณเหล็กเสริมในคาน ($p = A_s / bd$)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นอนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ให้พิจารณาจากสมการสมดุลย์ของแรงที่กระทำบนหน้าตัดนั้น ซึ่งจะได้

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามเผยแพร่และดัดแปลงโดยไม่ได้รับอนุญาตจากเจ้าของลิขสิทธิ์ที่มีการนำไปใช้

แรงอัดทั้งหมดของคอนกรีต (C) = แรงดึงทั้งหมดในเหล็กเสริม (T)

แทนค่า C และ T จะได้ $\frac{1}{2} f_c \cdot bkd = A_c f_c$ หรือ $pbd f_c$

2

$$\text{หรือ} \quad \frac{f_c}{f_c} = \frac{2p}{k} \quad (3.1.3)$$

แต่จากรูปการกระจายของหน่วยการยึดหดตัว จะเห็นว่า

$$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_s} = \frac{kd}{d-kd}$$

$$\text{หรือ} \quad \frac{f_c/E_c}{f_s/E_s} = \frac{kd}{d-kd} = \frac{k}{1-k}$$

ถ้า $n = \frac{E_s}{E_c}$ ซึ่งเรียกว่าอัตราส่วนโมดูลัส ดังนั้น

$$\frac{n \cdot f_c}{f_s} = \frac{k}{1-k} \quad (3.1.4)$$

แทนค่า f_s จากสมการ (3.1.3) ลงในสมการ (3.1.4) จะหาค่า k

$$k = \frac{2np + (np)^2 - np}{2np + (np)^2 + np} \quad (3.1.5)$$

ได้ดังนี้

กรณีที่ทราบเฉพาะหน่วยแรงที่ขอมให้ ของคอนกรีต (f_c) และของเหล็กเสริม (f_s) ซึ่งเป็นกรณีของการออกแบบตาม

ให้พิจารณาจากรูปการกระจายของหน่วยการยึดหดตัว ซึ่งจะได้ตามสมการ

(3.1.4) คือ

$$\frac{n \cdot f_c}{f_s} = \frac{k}{1-k}$$

$$\text{ดังนั้นจะได้} \quad k = \frac{nfc}{nfc + f_s} = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{nfc}} \quad (3.1.6)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การพิจารณาการออกแบบคาน

เมื่อต้องการออกแบบรูปตัดคานให้รับน้ำหนักบรรทุกหรือโมเมนต์ตัด (M) ตามที่ต้องการ โดยมีหน่วยแรงที่ยอมให้ในคอนกรีตและเหล็กเสริมเป็น f_c และ f_s กระทำได้ดังนี้

$$\text{จากสมการ (3.1.1) จะได้ } bd^2 = \frac{M}{R}$$

$$\text{ถ้าสมมติความกว้างของคาน (b) จะได้ความลึก } d = \sqrt{M/Rb}$$

$$\text{ในที่นี้ ค่า } R = \frac{1}{2} f_c k j \text{ โดยที่หาค่า } k \text{ จากสมการ (3.1.6) และ}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

สำหรับคานช่วงเดือยธรรมดา อัตราส่วนระหว่างช่วงความยาวคานต่อความลึกของคานไม่ควรน้อยกว่า 20 ทั้งนี้เพื่อให้คานโค้งมากเกินไป สำหรับอัตราส่วนความกว้างต่อความลึกของคานประมาณ $\frac{1}{2} - \frac{3}{4}$ ดังนั้นถ้าใช้ $d = \frac{L}{10}$ และ $b = \frac{d}{2}$ ความกว้างของคาน b ควรสมมติประมาณ $\frac{L}{20}$

$$\text{ความลึกของคาน} = d + \frac{1}{2} \phi + \text{ความหนาของคอนกรีตหุ้ม}$$

ปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องการ A_s หาได้จากสมการ (3.1.2) คือ

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

เมื่อได้ปริมาณเหล็กเสริม A_s ก็เลือกขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริม

และจำนวนที่ต้องใช้ โดยให้เนื้อของเหล็กเสริมเท่ากับหรือมากกว่าค่าปริมาณของเหล็กเสริมที่ต้องการ ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

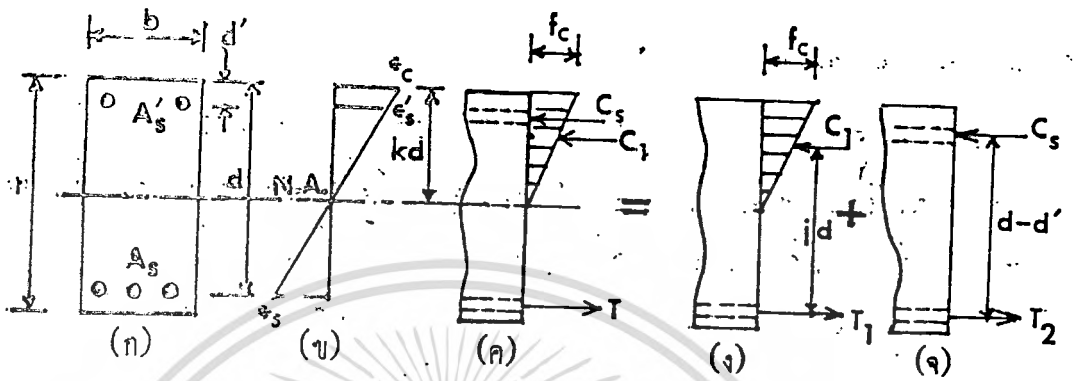
การรูดสีเหลี่ยมผืนผ้าที่เสริมทั้งเหล็กรับแรงดึงและแรงอัด

ตามปกติการออกแบบคาน ค.ส.ล. ให้เหล็กรับแรงดึงและคอนกรีตรับแรงอัดทั้งหมดจะประชิด แต่บางกรณีจำเป็นต้องจำกัดขนาดรูปตัดของคาน เพื่อผลทางสถาปัตยกรรม เช่น เพื่อมิให้ความสูงของเพดานซึ่งอยู่ที่ระดับคานต่ำเกินไป นอกจากนี้คานรูปตัด T (T beam) ที่ต่อเนื่องหลาย ๆ ช่วงโมเมนต์ลบบบริเวณที่รองรับอาจใช้ปีกคานซึ่งอยู่บนมาด้านทานแรงอัดตอนล่างได้ จึงต้องพิจารณาแบบคานรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า ในแต่ละกรณีแล้วแต่ทำให้โมเมนต์ด้านทานของคอนกรีตไม่เพียงพอ จำเป็นจะต้องเสริมเหล็กรับแรงอัดด้วยเพื่อต้านทานต่อโมเมนต์ส่วนที่เกินจากโมเมนต์ด้านทานของคอนกรีต ทำให้หน้าตัดของคานมีทั้งเหล็กเสริมรับแรงดึงและเหล็กเสริมรับแรงอัด

พิจารณาคานรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาด $b \times t$ โดยมีเหล็กเสริมรับแรงอัดปริมาณเท่ากับ A_{sc} ที่ระยะลึก d จากขอบนอกสุดของส่วนรับแรงอัด และมีเหล็กเสริมรับแรงดึงปริมาณเท่ากับ A_{st} อยู่ที่ระยะลึกประสิทธิผล d ตามรูปที่ 3.1.3 ให้ kd เป็นระยะจากผิวบนของคานถึงแนวแกนสะเทิน การกระจายของหน่วยการยึดและหดตัวจะเป็นไปตามรูปที่ 3.1.3 (ข) โดยมี ϵ_c เป็นหน่วยการหดตัวที่ขอบบนของคอนกรีต ϵ_s' เป็นหน่วยการหดตัวที่เหล็กเสริมรับแรงอัด และ ϵ_s เป็นหน่วยการยึดตัวที่ตำแหน่งของเหล็กเสริมรับแรงดึง รูปที่ 3.1.3 (ค) แสดงการกระจายของหน่วยแรง โดยมี f_c เป็นหน่วยแรงอัดในคอนกรีตที่ผิวบนของคาน f_s' เป็นหน่วยแรงอัดตรงตำแหน่งของเหล็กเสริมรับแรงอัด f_s เป็นหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมรับแรงดึง

ความต้านทานต่อแรงอัดของคาน ค.ส.ล. แบบนี้จะได้จากการพิจารณารวมโมเมนต์ด้านทาน M_1 และ M_2 โดยที่ M_1 เป็นโมเมนต์ด้านทานโดยคอนกรีต หรือโมเมนต์ด้านทานโดยเหล็กเสริมรับแรงดึงที่มีปริมาณ A_{s1} ส่วน M_2 เป็นโมเมนต์ด้านทาน โดยเหล็กเสริมรับแรงอัด A_{sc} หรือโมเมนต์ด้านทานโดยเหล็กเสริมรับแรงดึงที่มีปริมาณ A_{s2} (ซึ่งเท่ากับ $A_s - A_{s1}$)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้
 นั่นคือ $M = M_1 + M_2$



รูปที่ 3.1.3 แสดงการรับแรงอัดและแรงดึงของคาน ค.ส.ล.

จากรูป โมเมนต์ต้านทาน $M_1 = \frac{1}{2} f_{c_j} k j b d^2$

หรือ $= A_{s_1} \cdot f_s \cdot j d$ (3.1.7)

หรือ $M_1 = R b d^2$ (3.1.8)

โมเมนต์ $M_2 = A_{s_2} f_s (d-d')$

หรือ $= A'_{s_2} f'_s (d-d)$ (3.1.9)

ดังนั้น ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับโมเมนต์ M_1

$$A_{s_1} = \frac{M_1}{f_s j d}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับโมเมนต์ M_2 ให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$A_{s_2} = \frac{M_2}{f_s (d-d)}$$

เหล็กเสริมรับแรงดึงทั้งหมด

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

$$A_s = \frac{M_1}{f_y j d} + \frac{M_2}{f_y (d-d')} \quad (3.1.10)$$

ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงอัด A_s' ได้จากการพิจารณาสภาพการสมดุลย์ของแรง ซึ่งจะได้

$$C_s = T_s$$

$$A_s' f_s' = A_{s2} f_y$$

และในช่วงอีลาสติก หน่วยแรงในเหล็กเสริมเป็นปฏิกากับระยะจากแนวแกนสะเทิน

$$f_s' = \frac{d-d'}{d} f_y$$

$$f_s' = \frac{d-d'}{d} f_y$$

หรือ

$$f_s' = f_y \frac{kd-d'}{d-kd} = f_y \frac{k-d/d'}{1-k}$$

แต่มาตรฐาน ว.ส.ท. ได้กำหนดให้เหล็กเสริมรับแรงอัดมีหน่วยแรงเป็น 2 เท่าของหน่วยแรงที่คำนวณได้จากทฤษฎีอีลาสติก

ฉะนั้น $f_s' = 2f_y \frac{k-d/d'}{1-k} \quad (3.1.11)$

แทนค่า f_s' ในสมการ $A_s' f_s' = A_{s2} f_y$

$$2A_s' f_y \frac{k-d/d'}{1-k} = A_{s2} f_y$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้ทำไปใช้ประโยชน์ด้านธุรกิจ
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$A_s' = \frac{1}{2} A_{s2} \frac{1-k}{k-d/d'} \quad (3.1.12)$$

สมการ (3.1.12) ใช้หาเนื้อที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงอัด

จะเห็นว่า ในการวิเคราะห์หาความต้านทานต่อแรงดัดของคานแบบนี้ จะต้องหาโมเมนต์ต้านทาน M_1 และ M_2 จากสมการ (3.1.7) และ (3.1.9) ทั้งนี้ต้องพิจารณาถึงหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในคอนกรีตและเหล็กเสริมด้วยว่า ต้องไม่เกินกว่าหน่วยแรงที่ขอมให้

ส่วนการออกแบบคานแบบนี้ เพื่อให้ต้านทานโมเมนต์ M ต้องทราบขนาดรูปตัดของคานก่อน ตลอดจนหน่วยแรงที่ขอมให้ของคอนกรีต f_c และเหล็กเสริม f_s แล้วพิจารณาตามลำดับข้างต้น

อย่างไรก็ตาม การที่จะวิเคราะห์และออกแบบคานแบบนี้ดังกล่าวข้างต้น สิ่งจำเป็น คือต้องทราบค่า k หรือตำแหน่งของแกนสะเทิน สำหรับกรณีออกแบบคานซึ่งทราบเฉพาะหน่วยแรงที่ขอมให้ของคอนกรีต (f_c) และเหล็กเสริม (f_s) จะหาค่า k ได้ตามสมการ (3.1.6) ซึ่งเหมือนกับการพิจารณาคานรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่เสริมเฉพาะเหล็กรับแรงดัด ส่วนกรณีที่ทราบขนาดรูปตัดของคานและปริมาณเหล็กเสริมในคาน (A_s และ A'_s) การหาค่า k กระทำได้ดังนี้

ให้พิจารณาจากการสมดุลย์ของแรงที่กระทำบนหน้าตัดนั้น (ไม่คิดพื้นที่ของคอนกรีต ส่วนที่ถูกแทนที่โดยเหล็กเสริมรับแรงอัด) ซึ่งจะได้

$$\begin{aligned} \text{แรงอัดทั้งหมด } (C_1 + C_2) &= \text{แรงดึงทั้งหมด } (T_1 + T_2) \\ \text{หรือ } \frac{1}{2} f_c bkd + A'_s f_s &= A_{s1} f_s + A_{s2} f_s = A_s f_s \end{aligned} \quad (3.1.13)$$

แต่จากรูปการกระจายของหน่วยการยึดหดตัว จะได้ $f_s = n f_c = \frac{d-kd}{kd}$

$$\text{และจากสมการ (3.1.11) } f_s = \frac{2 f_c (kd-d)}{d-kd}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับเมื่อแทนค่า f_s จากข้างต้นจะได้ f_s อนุญาตให้ทำไปโดยขั้นตอนการคำนวณว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แทนค่า f_s และ f_s ลงในสมการ (3.1.13) และให้ $p = \frac{A_s}{bd}$

$$p = \frac{A_s}{bd} \text{ จะได้}$$

$$k = \sqrt{2n [p+2p' \cdot (d'/d)] + n^2(p+2p')^2 - n(p+2p')} \quad (3.1.14)$$

ถ้าหน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงอัด f_s' มีค่าเท่ากับหน่วยแรงที่ยอมให้ของเหล็กเสริมรับแรงดึง f_s ดังนั้นจากสมการ (3.1.13) จะได้

$$\frac{1}{2} f_c bkd + A_s f_s' = A_s f_s$$

$$\text{หรือ } \frac{1}{2} f_c bkd = (A_s - A_s') f_s = (p - p') b k f_s$$

แทนค่า $f_s' = \frac{n f_c d - kd}{kd}$ จะหาค่า k ได้ดังนี้

$$k = \sqrt{2n (p - p') + n^2 (p - p')^2 - n(p - p')} \quad (3.1.15)$$

3.1.1.3 การออกแบบคานรับแรงเฉือนและแรงดัดทแยง

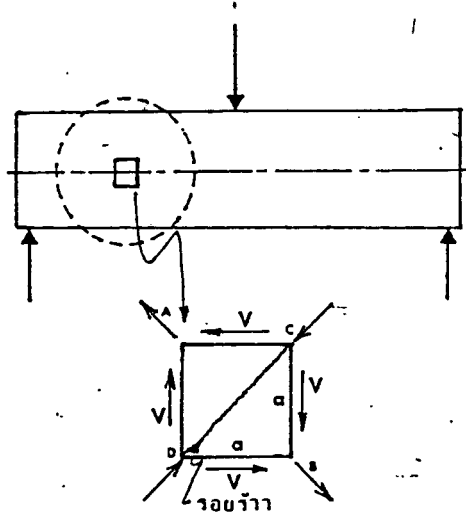
นอกจากคานต้องรับโมเมนต์ดัดขึ้นเนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกแล้ว น้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อคานก่อให้เกิดแรงเฉือนและแรงดัดทแยงตลอดจนบิดเหนียวซึ่งจะต้องออกแบบให้คานต้านทานโดยปลอดภัยอีกด้วย

หน่วยแรงดัดทแยง

เมื่อพิจารณาสี่เหลี่ยมลูกบาศก์มีด้าน a ซึ่งมีขนาดเล็กลงมากที่หน้าตัดใด ๆ ในแนวแกนสะเทินของคอนกรีตที่รับน้ำหนักบรรทุก จะเห็นว่าที่ขอบของลูกบาศก์ก็มีแรงเฉือน

2 คู่ กระทำในแนวตั้งและแนวนอนเพียงอย่างเดียว เนื่องจากที่ตำแหน่งนี้หน่วยแรงดัดเป็น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.1.4 แสดงการรับแรงเฉือนของหน้าตัด

การกระทำของแรงเฉือนนี้เป็นผลให้เกิดเป็นแรงดึงในแนว AB และเป็นแรงอัดในแนว CD ทำมุม 45 องศา กับแนวแกนสะเทิน

$$\begin{aligned} \text{แรงดึงทแยง} &= \sqrt{v^2 + v^2} = v/\sqrt{2} \\ &= va^2 \sqrt{2} \end{aligned}$$

$$\text{เนื้อที่หน้าตัดทางด้านทแยง} = a^2 \sqrt{2}$$

$$\text{หน่วยแรงดึงทแยง} = \frac{fa^2 \sqrt{2}}{a^2 \sqrt{2}} = v$$

นั่นคือ ที่แนวแกนสะเทิน หน่วยแรงดึงทแยงมีค่าเท่ากับหน่วยแรงเฉือนและทำมุม 45 องศา กับแนวแกนสะเทิน

ในกรณีที่จุดที่พิจารณามีได้อยู่ที่แนวแกนสะเทิน ก็จะต้องพิจารณาผลของแรงดัดเพิ่มเข้าไปด้วย

ซึ่งจะได้หน่วยแรงดึงในแนวทแยงมีค่าเท่ากับ

$$t = \frac{1}{2} f + \sqrt{\frac{1}{4} f^2 + v^2} \quad (3.1.16)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งมีลิขสิทธิ์ทำเอียงเป็นมุมและตัดกับแนวกรวย ซึ่งคำนวณได้จากสมการนำเข้าไปใช้

$$\tan 2\alpha = \frac{2v}{f}$$

เมื่อ f = หน่วยแรงคด, กก./ซม.²

v = หน่วยแรงเฉือนในแนวดิ่ง, กก./ซม.²

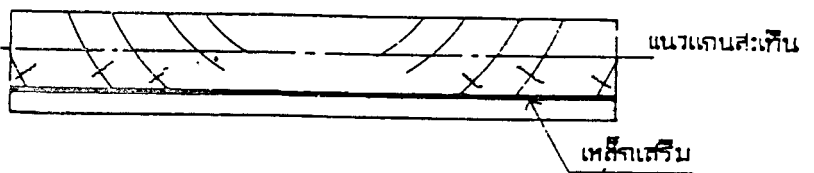
α = มุมที่หน่วยแรงคดทแยงทำกับแนวราบ องศา

หน่วยแรงคดทแยงนี้ จะเป็นสาเหตุให้คานคอนกรีตร้าเอียง ๆ กับแนวราบ โดยเฉพาะที่ใกล้ฐานรอง เนื่องจากคอนกรีตทนแรงคดได้น้อย



รูปที่ 3.1.5 แสดงพฤติกรรมของคาน ค.ส.ล.ที่ไม่เสริมเหล็กในการรับแรงเฉือน

รูปที่ 3.1.5 แสดงคานคอนกรีตที่ไม่เสริมเหล็กซึ่งมีคุณสมบัติคล้ายกับวัสดุที่มีเนื้อเดียวกันและยึดหยุ่น เส้นหักและต่อเนื่องตามความยาวคานคือแนวแรงคดทแยงในคาน มีแนวราบที่กลางคานทุกระดับของความลึกของคาน ใกล้ปลายคานหรือฐานรองเข้าไปค่าของแรงคดจากโมเมนต์ตัดลดลง แรงเฉือนจะมีส่วนในการพิจารณาค่าของแรงคดทแยงมากขึ้น ที่ฐานรองแรงคดจากโมเมนต์ตัดเป็นศูนย์และมีแต่แรงเฉือน ฉะนั้นแรงคดทแยงที่ฐานรองจึงเอียง 45 องศาทุกระดับความลึกของคาน เส้นหักสั้นๆ แสดงรอยร้าวของคอนกรีตตั้งฉากกับแนวแรงคดทแยง



รูปที่ 3.1.6 แสดงพฤติกรรมของคาน ค.ส.ล.ที่เสริมเหล็กในการรับแรงเฉือน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัด, ปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารมาดั่งที่มีระบุไว้ใน

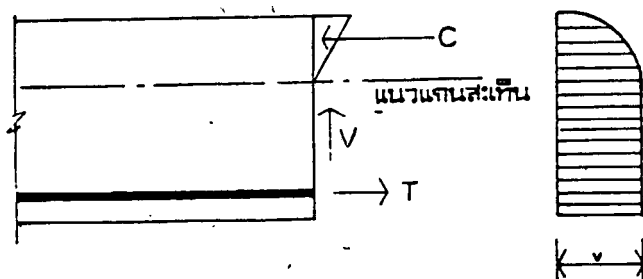
รูปที่ 3.1.6 แสดงคานคอนกรีตเสริมเหล็ก แนวแรงดึงในคานที่บริเวณกลางคานจะต่างไปเพราะเหล็กด้านทานแรงดึงไว้ และบริเวณปลายคานยังคงมีแนวแรงดึงทแยงคล้ายกับคานคอนกรีตไม่เสริมเหล็ก เพราะหน่วยแรงเฉือนในคอนกรีตที่อยู่เหนือเหล็กเสริมขึ้นไปมีค่าสูงดังรูปที่ 3.1.6 เส้นหักสั้น ๆ แสดงรอยร้าวในคานคอนกรีตเนื่องจากแรงดึงทแยง ฉะนั้นการพิจารณาเสริมเหล็กให้ถูกต้องตามเป็นจริงแล้วควรจะเสริมเหล็กตามเส้นแสดงแนวของแรงดึงทแยง ซึ่งทำมุมประมาณ 45 องศาที่ปลายคาน และเอียงน้อยลงเมื่อห่างจากปลายคานหรือฐานรอง

หน่วยแรงเฉือน

หน่วยแรงเฉือนในคานเกิดจากผลต่างของโมเมนต์ที่กระทำในแต่ละข้างของหน้าตัดคาน สำหรับคานที่ก่อด้วยวัสดุยึดหยุ่นและเป็นเนื้อเดียวกันอย่างแท้จริง เช่น ไม้หรือเหล็ก จะคำนวณหาหน่วยแรงเฉือนได้จากสมการ $v = \frac{VQ}{Ib}$ แต่คานคอนกรีตเสริมเหล็ก

มิใช่วัสดุประเภทยึดหยุ่นและเป็นเนื้อเดียวกัน จึงมีอาจคำนวณหาหน่วยแรงเฉือนจากสมการข้างต้นได้ อย่างไรก็ดี การพิจารณาหาหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในคาน ค.ส.ล. ยิ่งอาศัยหลักการอย่างเดียวกัน แต่ไม่คิดความต้านทานแรงดึงของคอนกรีต ซึ่งจะได้ค่าหน่วยแรงเฉือน $v = \frac{V}{bjd}$ และมีลักษณะการกระจายของหน่วยแรงเฉือนตามรูปที่ 3.1.7 คือเป็น

เส้นโค้งเหนือแนวแกนสะเทิน และเป็นเส้นตรงมีค่าคงที่ใต้แนวแกนสะเทินลงมา หน่วยแรงเฉือนโดยลำพังแล้วมีอาจทำให้คานชำรุดได้ หากแต่มาในรูปของหน่วยแรงดึงทแยงอันเป็นสาเหตุให้คานชำรุดด้วยแรงดึงของคอนกรีต



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดรูปที่ 3.1.7 แสดงหน่วยแรงที่กระทำต่อหน้าตัด

สมการสำหรับหน่วยแรงเฉือนที่ใช้ในปัจจุบันเป็นแบบสมการสำเร็จที่ได้จากผลการทดลองขณะที่คอนกรีตเริ่มร้าว ซึ่งเป็นสมการสำหรับออกแบบด้วยกำลังประลัย แต่เมื่อนำมาใช้กับการออกแบบด้วยทฤษฎีคลาสสิก ก็ใช้ส่วนปลอดภัยลดค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ลง ฉะนั้นปัจจุบันจึงใช้สมการ (3.1.18) และ (3.1.19) หาค่าหน่วยแรงเฉือนซึ่งใช้วัดค่าหน่วยแรงดึงทแยงในคานคอนกรีต

$$\text{คานรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า } v = \frac{V}{bd} \quad (3.1.18)$$

$$\text{คานรูปตัด T } v = \frac{V}{b d} \quad (3.1.19)$$

เมื่อ v = หน่วยแรงเฉือนที่ใช้วัดแรงดึงทแยง, กก./ซม.²

V = แรงเฉือนในคานคอนกรีตที่หน้าตัดใด ๆ, กก.

b = ความกว้างของคานคอนกรีต, ซม.

d = ความลึกประสิทธิผลของคานคอนกรีต, ซม.

b = ความกว้างของตัวคานรูปตัด T, ซม.

ในการออกแบบให้ถือว่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุดเกิดที่หน้าตัดซึ่งห่างจากขอบฐานรองเป็นระยะ d

ความต้านทานแรงเฉือนของคานคอนกรีต

คานคอนกรีตเองก็มีส่วนต้านทานหน่วยแรงเฉือนด้วย หน่วยแรงเฉือนที่ต้านทานโดยคอนกรีตล้วน ๆ ที่ตำแหน่งซึ่งห่างจากขอบฐานรองเป็นระยะ d ต้องไม่เกิน

$$v_c = 0.29 \sqrt{f'_c} \text{ กก./ซม.}^2 \quad (3.1.20)$$

หรือสำหรับการคำนวณที่ละเอียด

$$v_c = 0.265 \sqrt{f'_c} + 915 \frac{p_w}{M} \sqrt{v_d} \text{ กก./ซม.}^2 \leq 0.464 \sqrt{f'_c} \text{ กก./ซม.}^2 \quad (3.1.21)$$

หน่วยแรงเฉือนของหน้าตัดที่อยู่ระหว่างระยะ d จากขอบฐานรองไม่ถือว่า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้เมื่อ v_c = หน่วยแรงเฉือนที่ต้านทานโดยคอนกรีต, กก./ซม.² ใช้

V = แรงเฉือนที่หน้าตัดนั้น, กก.

M = โมเมนต์ที่หน้าตัดนั้นและมีค่าไม่น้อยกว่า Vd , กก.-ม.

$$P_w = \frac{A_s}{b d}$$

d = ความลึกประสิทธิผลของคาน

f_c = กำลังยึดของคอนกรีตทรงกระบอกที่อายุ 28 วัน,
กก./ซม.²

เหล็กเสริมรับแรงเฉือน

เมื่อคานคอนกรีตต้องต้านทานแรงเฉือนมากเกินไปที่คานคอนกรีตเองจะ -
สามารถรับไว้ได้ ก็จำเป็นต้องใช้เหล็กเสริมรับแรงเฉือนส่วนที่เกิน

$$\text{นั่นคือ } V' = V - V_c \quad (3.1.22)$$

$$V_c = v_c b d \quad (3.1.23)$$

เมื่อ V' = แรงเฉือนที่คานต้องต้านทาน, กก.

V_c = แรงเฉือนที่คอนกรีตรับไว้ได้, กก.

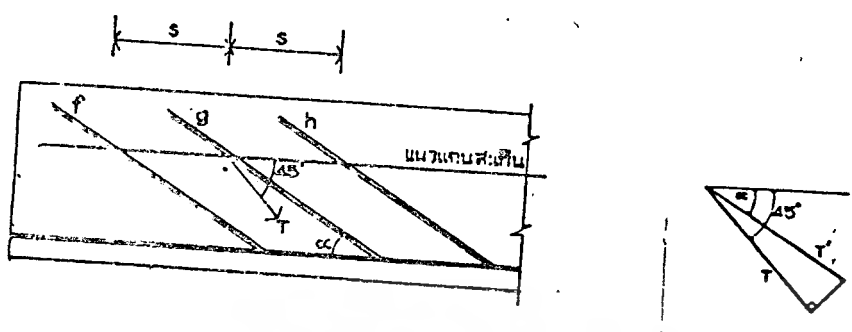
V = แรงเฉือนต้านทานโดยเหล็กเสริมรับแรงเฉือน, กก.

เหล็กเสริมสำหรับต้านทานแรงเฉือนในคานคอนกรีตเสริมเหล็กนี้ มีทั้งชนิดตั้ง -
(เหล็กลูกตั้ง) และชนิดเฉียงทำมุมกับแนวนอน (เหล็กคอดม้า)

รูปที่ 3.1.8 แสดงเหล็กเสริมต้านทานแรงเฉือนทำมุม กับแนวนอน เรียง
ห่างกันตามแนวนอนเป็นระยะ s ดังได้กล่าวแล้วว่าบริเวณรองรับแรงดิ่งแยงมากที่สุด

ทำมุม 45 องศา กับแนวนอน ถ้าให้ T เป็นแรงดิ่งแยงซึ่งทำมุม 45 องศา กับแนวนอนที่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยมนำไปใช้ประโยชน์ทางการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น ยกเว้นหากมีเหตุเปลี่ยนแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



(ก)

(ข)

รูปที่ 3.1.8 แสดงพฤติกรรมของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

จากรูปที่ 3.1.8 (ก) แรงดึงทแยง $T = v b s \sin 45$
 จากรูปที่ 3.1.8 (ข) แรงในเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

$$\begin{aligned}
 T &= T \\
 &= \frac{v b s \sin 45}{\cos (45^\circ - \alpha)} \\
 &= \frac{v b s \sin 45}{\cos 45^\circ \cos \alpha + \sin 45^\circ \sin \alpha} \\
 &= \frac{v b s}{\cos \alpha + \sin \alpha} = \frac{Vs}{d (\sin \alpha + \cos \alpha)}
 \end{aligned}$$

ถ้า A และ f เป็นเนื้อที่หน้าตัดและหน่วยแรงของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน
 ตามลำดับ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้เพื่อใช้ในการเรียนการสอนวิชาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\text{ดังนั้น } A_v f_v = \frac{V_s}{d (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (3.1.24)$$

$$\text{หรือ } s = \frac{A_v f_v d (\sin \alpha + \cos \alpha)}{v}$$

สมการ (3.1.24) ใช้สำหรับคำนวณหาระยะระหว่างเหล็กเสริมรับแรง
เฉือนที่เอียงทำมุม กับแนวนอน

$$\text{ถ้า } \alpha = 45^\circ \quad s = \frac{A_v f_v \sqrt{2}}{v'} \quad (3.1.25)$$

$$\text{สำหรับเหล็กเสริมรับแรงเฉือนแบบลุดตั้ง } \alpha = 90^\circ : s = \frac{A_v f_v d}{v'}$$

มาตรฐานกำหนดสำหรับเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในคาน คสล.

1. หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมรับแรงเฉือนให้ใช้ได้ตามข้อกำหนดเดียวกับเหล็กเสริมรับโมเมนต์คัต
2. หน่วยแรงเฉือน v จะต้องไม่เกิน $1.32 \sqrt{f'_c}$ กก./ซม.² สำหรับหน้าตัดที่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน
3. บริเวณที่ต้องใช้เหล็กเสริมรับแรงเฉือน จะต้องจัดให้มีระยะเรียงไม่เกิน $d/2$ และเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนต้องมากกว่า $0.0015 bs$ ในเนื้อที่ bs เมื่อหน่วยแรงเฉือนเกินกว่า $0.795 \sqrt{f'_c}$ กก./ซม.² ระยะเรียงต้องไม่เกิน $d/4$ เหล็กเสริมรับแรงเฉือนจะต้องเสริมให้เลขจุดที่ต้องการทางทฤษฎีออกไปอีกเป็นระยะ d
4. เหล็กคอกม้าพิจารณาให้รับแรงเฉือนได้เพียง $3/4$ ของช่วงกลางส่วนที่เอียง

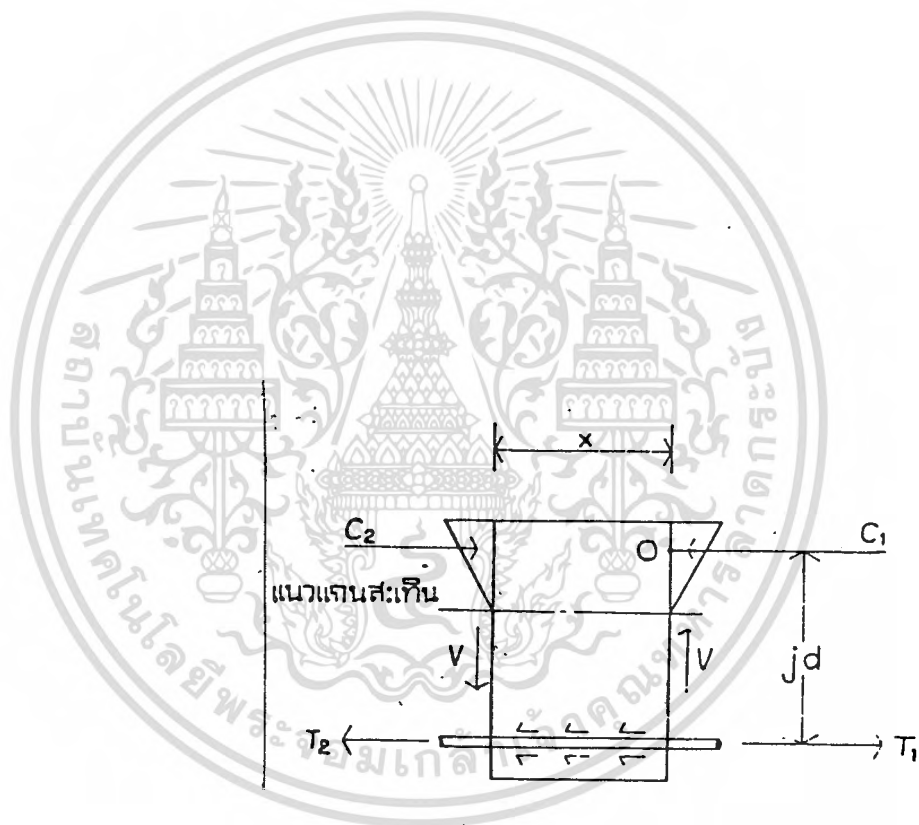
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ไว้สำหรับใช้ภายในเท่านั้น เมื่ออนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดจากฐานรื้อแก้กัน รับแรงเฉือนได้ V โดยคำนวณจาก

$$V = A_v f_v \sin \alpha$$

6. ปลายเหล็กเสริมรับแรงเฉือน จะต้องงอแต่ละปลายให้ตีเช่นงอเป็นขอ.
มาตรฐานพื้นรอบเหล็กเสริมตามยาว 180 องศา เป็นต้น

หน่วยแรงยึดเหนี่ยว

เหล็กเสริมตามยาวสำหรับโมเมนต์ดัดนี้ทำหน้าที่รับแรงดัด จึงจำเป็นจะต้อง
มีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีต เพื่อป้องกันมิให้เหล็กเสริมหลุดออกจาก
คอนกรีตเมื่อรับแรงดัด



รูปที่ 3.1.9 แสดงหน่วยแรงยึดเหนี่ยวในคาน ค.ส.ล.

พิจารณารูปที่ 3.1.9 เป็นรูปตัดทางยาวของคาน ความยาวของรูปตัดนี้น้อย
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ทางการค้า
มากนักำหนักจากภายนอกไม่มีผลในการพิจารณา และไม่คำนึงถึงแรงดัดในคอนกรีตได้แนว
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมีเหตุดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แกนสะเทิน แรงยึด C_1 และแรงดึง T_1 ทางซีกขวามากกว่า C_2 และ T_2 ทางซีกซ้าย
แรงเหวี่ยง V ทางซีกขวาและซ้ายถือว่าเท่ากันเพราะไม่มีผลจากน้ำหนักภายนอก
โมเมนต์รอบจุด O $(T_1 - T_2)jd = Vx$

แรง $T_1 - T_2$ เป็นแรงดึงที่พยายามทำให้เหล็กเสริมครูดออกจากคอนกรีต ซึ่ง
ต้องถูกต้านทานโดยแรงยึดเหนี่ยวไว้ทั้งหมด

$$\text{นั่นคือ } T_1 - T_2 = (\leq 0) \times u$$

$$\text{แทนค่า } T_1 - T_2: (\leq 0) \times u \times jd = V \times x$$

$$\text{จะได้ } u = \frac{V}{(\leq 0)jd} \tag{3.1.28}$$

เมื่อ u = หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้น, กก./ซม.²

≤ 0 = ผลบวกของเส้นรอบวงของเหล็กเสริมตามยาว, ซม.

jd = ระยะแขนโมเมนต์, ซม.

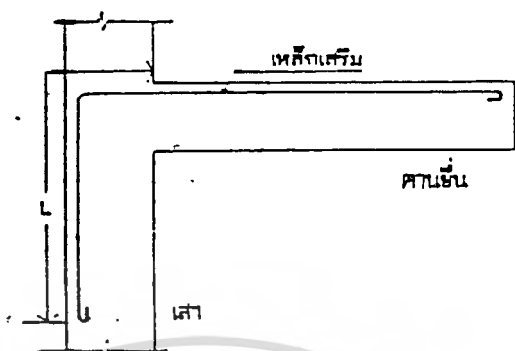
ดังนั้น เพื่อป้องกันมิให้เหล็กเสริมครูดออกจากคอนกรีต ค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยว
ที่คำนวณได้จากสมการ (3.1.28) จะต้องไม่เกินกว่าค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ยอมให้

ระยะดึงและระยะทวนของเหล็กเสริม

เหล็กเสริมตามยาวของคานจำเป็นต้องมีระยะดึงที่มากพอ เช่นในคานยื่น เพื่อ
ป้องกันมิให้คานชำรุดด้วยสาเหตุแรงยึดเหนี่ยวไม่เพียงพอ

เมื่อจำเป็นต้องต่อเหล็กเสริมในคานโดยใช้วิธีทวน ต้องจัดให้มีระยะทวน
เพียงพอ เพื่อให้คอนกรีตเป็นสื่อในการถ่ายแรงจากเหล็กเสริมเส้นหนึ่งไปยังเหล็กเสริมอีก
เส้นหนึ่ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.1.10 แสดงการฝังเหล็กในคานอื่น

ระยะฝังและระยะทาบของเหล็กเสริมพิจารณาได้ดังนี้ สมมติเหล็กเสริมในคานมีเนื้อที่หน้าตัด A_s หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม f_s เส้นผ่าศูนย์กลาง d มีหน่วยแรงยึดเหนี่ยว u ระยะฝังหรือระยะทาบของเหล็กเสริม L

$$\text{แรงดึงทั้งหมดในเหล็ก} = A_s f_s = \frac{\pi d^2}{4} f_s$$

$$\text{แรงยึดเหนี่ยวของคอนกรีต} = \pi d L u$$

$$\pi d L u = \frac{\pi d^2}{4} f_s$$

4

$$\text{ระยะฝังหรือระยะทาบของเหล็กเสริม } L = \frac{d f_s}{4 u} \quad (3.1.29)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ในกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้เผยแพร่เนื้อหาและข้อมูลข้างต้นของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ข้อมให้

ตารางที่ 3.1.1 แสดงค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ข้อมให้ u ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. โดยที่ f_c เป็นกำลังอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอก และ D เป็นเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริม สำหรับเหล็กกลมผิวเรียบ หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ข้อมให้จะมีค่าเพียงครึ่งหนึ่งของค่าที่ให้ไว้สำหรับเหล็กข้ออ้อยตามมาตรฐาน ASTM A305 หรือมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมที่ มอก. 24-2516 แต่ทั้งนี้ต้องไม่เกินกว่า 11 กก./ซม.²

ตารางที่ 3.1.1 หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ข้อมให้

ชนิดของเหล็ก	หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ข้อมให้ กก./ซม. ²
เหล็กรับแรงดึงประเภทเหล็กข้ออ้อยตามมาตรฐาน ASTM A 305 หรือมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมที่ มอก. 24-2516 :	
เหล็กบน	$\frac{2.29 \sqrt{f'_c}}{D} \leq 25$
เหล็กอื่น ๆ นอกเหนือจากเหล็กบน.....	$\frac{3.23 \sqrt{f'_c}}{D} \leq 35$
เหล็กรับแรงดึงประเภทเหล็กข้ออ้อยตามมาตรฐาน ASTM A 408 หรือมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมที่ มอก. 24-2516 :	
เหล็กบน	$0.556 \sqrt{f'_c}$
เหล็กอื่น ๆ นอกเหนือจากเหล็กบน.....	$0.795 \sqrt{f'_c}$
เหล็กข้ออ้อยรับแรงอัดทั้งหมด.....	$1.72 \sqrt{f'_c} \leq 28$

*เหล็กบน หมายถึงเหล็กเส้นตามแนวราบที่มีคอนกรีตหล่ออยู่ใต้เหล็กเส้นนั้นเกิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่ต่ำกว่า 30 ซม. ขึ้นไปงานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.1.1.4 การออกแบบคานต่อเนื่อง

คาน คสล. ที่หล่อติดเป็นเนื้อเดียวกันตลอด โดยมีช่วงคานมากกว่าสองช่วงขึ้นไป เรียกว่า คานต่อเนื่อง เป็นโครงสร้างแบบอินดีเทอริเมท การคำนวณหาค่าของโมเมนต์และแรงเฉือนเพื่อใช้ในการออกแบบหาขนาดรูปตัดและเหล็กเสริม อาจวิเคราะห์หาได้โดยตรงโดยอาศัยทฤษฎีอีลาสติค เช่น วิธี Three-Moment, วิธี Slope-deflection, วิธี Moment-distribution ซึ่งมีวิธีการวิเคราะห์ที่ยุ่งยากและซับซ้อน ฉะนั้น เพื่อความสะดวกในการคำนวณออกแบบ มาตรฐาน ว.ส.ท. จึงได้กำหนดค่าโดยประมาณสำหรับการหาค่าของโมเมนต์และแรงเฉือนของส่วนอาคารประเภทนี้ ดังต่อไปนี้ ซึ่งใช้ได้สำหรับคานที่มีช่วงตั้งแต่สองช่วงขึ้นไปและช่วงคานเกือบเท่ากัน ความยาวของช่วงที่ต่อเนื่องกันยาวกว่าช่วงสั้นไม่เกิน 1.2 เท่า มีน้ำหนักบรรทุกแผ่ (w) เท่ากันเต็มช่วงคาน และน้ำหนักบรรทุกจรมากกว่าน้ำหนักบรรทุกคงที่ไม่เกิน 3 เท่า ระยะ L เป็นช่วงว่างของคานสำหรับการหาโมเมนต์บวกและแรงเฉือน แต่เป็นค่าเฉลี่ยของระยะช่วงว่างสองช่วงติดกันสำหรับการหาโมเมนต์ลบ

โมเมนต์บวก

คานช่วงนอก

- ปลายไม่ยึดรั้งกับที่รองรับ 1/11 wL^2
- ปลายหล่อ เป็น เนื้อเดียวกันกับที่รองรับ 1/14 wL^2

โมเมนต์ลบ

โมเมนต์ที่ขอบนอกของที่รองรับตัวในแรก

- เมื่อมีช่วงต่อเนื่องกัน 2 ช่วง 1/9 wL^2
- เมื่อมีช่วงต่อเนื่องกันมากกว่า 2 ช่วง 1/10 wL^2

โมเมนต์ที่ขอบของที่รองรับในตัวอื่น ๆ 1/11 wL^2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้เฉพาะที่อาคารศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์อื่นใด การค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โมเมนต์ที่ขอบของที่รองรับทุกแห่งสำหรับ

(ก) พื้นที่มีช่วงยาวไม่เกิน 3.00 ม. และ

(ข) คานที่อัตราส่วนผลรวมของสถิติ เบนของเสาต่อคาน

ที่มากกว่า 8 1/12 wL^2

โมเมนต์ที่ขอบในของที่รองรับตัวริมและส่วนอาคารหล่อ

เป็นเนื้อเดียวกัน

- เมื่อที่รองรับ เป็นคานขอบ 1/24 wL^2

- เมื่อที่รองรับ เป็นเสา 1/16 wL^2

แรงเฉือน

แรงเฉือนที่ขอบของที่รองรับตัวในแรก 1.15 $wL/2$

แรงเฉือนที่ขอบของที่รองรับตัวอื่น ๆ $wL/2$

จากค่าที่ให้ข้างต้นจะเห็นว่า ถ้าใช้คานลึกเท่ากันโดยตลอด ค่าโมเมนต์ลบที่ขอบของรองรับมีค่ามากกว่าค่าของโมเมนต์บวกที่กลางช่วงคาน ซึ่งค่าโมเมนต์ลบนี้อาจเป็นค่าควบคุมความลึกของคาน และตรงตำแหน่งนี้ปกติจะออกแบบเป็นคานรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีเหล็กเสริมรับแรงอัดด้วย ซึ่งได้จากการงอเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวกขึ้นไป และยื่นเลยเข้าไปตรงที่รองรับ กลายเป็นเหล็กเสริมรับแรงอัดสำหรับโมเมนต์ลบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่าง การออกแบบคาน ค.ส.ล. โดยวิธีโปรแกรม Spread sheet

RC RECTANGULAR BEAMS, SUBJECT TO BENDING AND SHEAR, WORKING STRENG

Project : SHIVA HEIGH

By : SASITORN

Beam No. : 1 Location : Tower

=====

A. PROPERTIES OF MATERIAL

Steel grade ("SD-xx or" SR-xx)	:	SD-30
Yield strength of steel, fy	:	3,000
Allowable strength of steel, fs	:	1,500
Modulus of elasticity of steel, Es	:	2.04E+06
Ultimate comp. strength of concrete, f'c	:	280
Factor	:	0.45
Allowable strength of concrete, fc	:	126.00
Modulus of elasticity of concrete, Ec	:	2.55E+05

B. DESIGN PARAMETERS

n = Es/Ec	:	8
k = 1/[1+fs/(n·fc)]	:	0.402
j = 1 - k/3	:	0.866
R = fc·j·k/2	:	21.93

C. LOADING

Maximum bending moment, M	:	27,635
Maximum shear, V	:	13,005

D. SECTION (w/o checking of deflection)

Case	min required depth	+b+
1 Simply	0.35	+ + + +
2 One end cont.	0.31	b: 0.50
3 Both ends cont.	0.27	D D: 0.40
4 Cantilever	0.71	
		+ + + +
Type of support (1/2/3/4)	:	1
Concrete cover to surface of bar, d'	:	0.05
Span length, L	:	8.50

E. REINFORCEMENTS & CAPACITY OF SECTION

		Otherside	Tensile
: 1 st. layer	No. of bars, #	:	7 7
	Diameter, mm	:	25 25
: 2 nd. layer	No. of bars, #	:	
	Diameter, mm	:	
: Percent, As/Ag	:		1.72
Design depth, d	:		0.33
Resisting moment, Mr = R·b·d ²	:		11,832
Status	:		Double

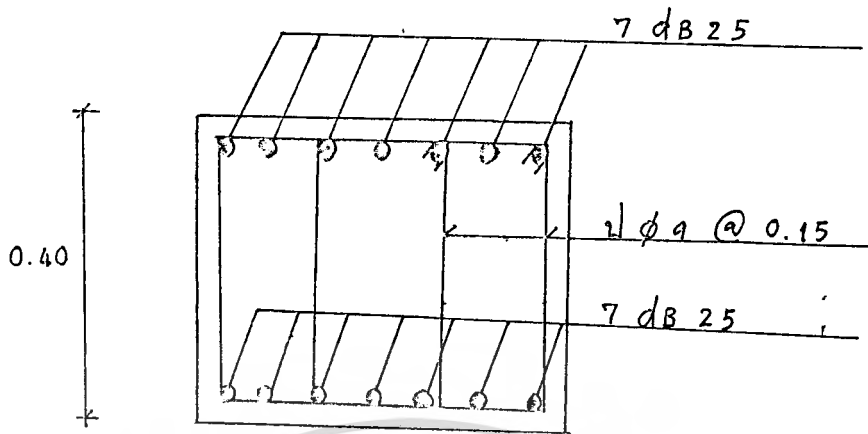
F. REINFORCEMENTS

As = M./[fs·j·d], sq.cm	:	27.73	34.36
As' = (M-Mr)/[fs·(d-d')], sq.cm	:	32.12	34.36
As min = [14/fy]·[b·D], sq.cm	:	7.67	34.36

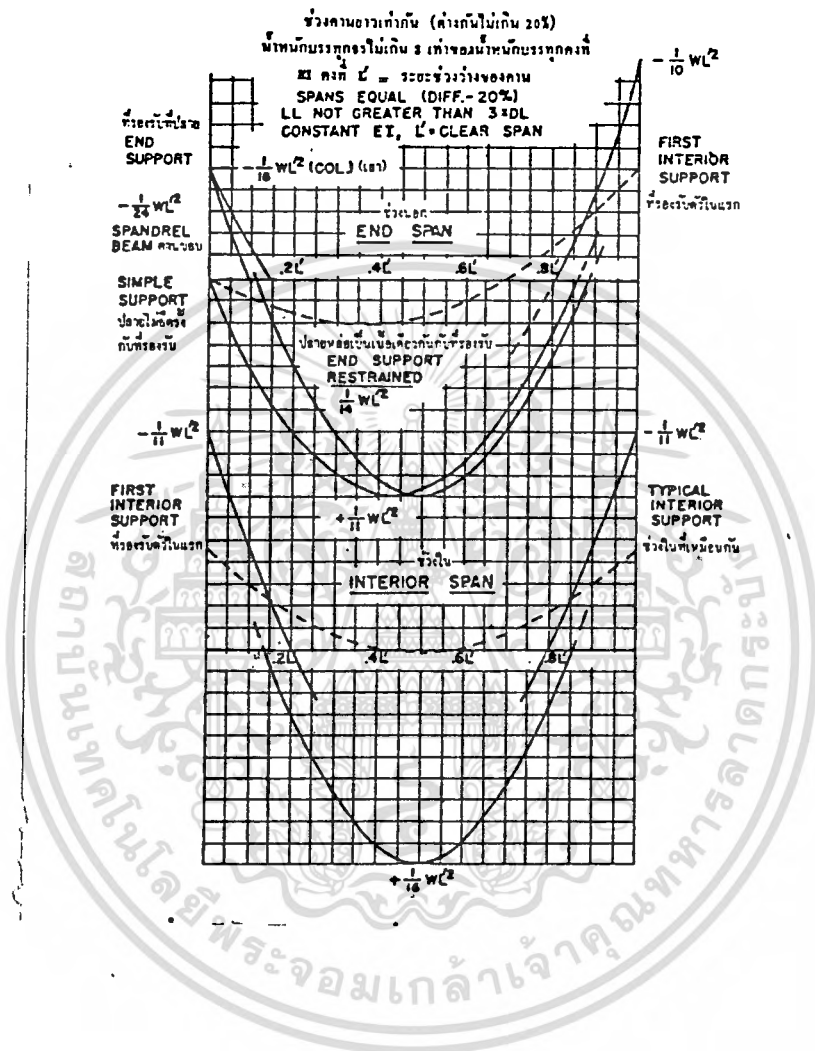
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่ G. SHEAR AND STIRRUP งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกรายละเอียดของเอกสาร 7,970

Use of shear reinf., $v \leq 1.32 \cdot [f'c \cdot \exp(1/2)]$:	Possible
$V_c = 0.29 \cdot [f'c \cdot \exp(1/2)] \cdot [b \cdot d]$:	7,970
$V' = V - V_c$:	5,035
Diameter, mm	:	6 9
$f_v = 0.50 \cdot f_y$, ksc	:	1,200 1,200
Max. permissible spacing, Smax, m	:	0.04 0.08



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.1.11. รูปโมเมนต์ตัดตามมาตรฐาน ว.ส.ท.

3.1.1.5 การออกแบบคานรับแรงบิด

ในบางโอกาสคานคอนกรีตเสริม เหล็กอาจต้องต้านทานทั้งโมเมนต์ตัด

และโมเมนต์บิดพร้อม ๆ กัน เช่น คานในแนวกำแพงที่รับกันสาดที่ออกแบบเป็นพื้น คสล.

เอกสารที่ยื่นแบบขู้าง คานกำแพงที่รับบันไดที่ออกแบบเป็นพื้นยื่น เป็นต้น อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามแก้ไขตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้
 การออกแบบคาน คสล. แบบนี้ จะต้องเลือกขนาดรูปตัดคานใหม่

ขนาดเพียงพอที่จะต้านทานหน่วยแรงบิดได้ นอกจากนี้ยังจะต้อง เสริม เหล็กให้ต้านทาน โมเมนต์บิดได้อย่างเพียงพอด้วย เหล็กเสริมรับโมเมนต์บิดได้แก่ เหล็กเสริมตามยาวที่มุมทั้งสี่ของคานรูปตัดสี่เหลี่ยม ร่วมกับเหล็กกุกตั้งที่พันครอกรอบรูปตัดคาน หรือปลอกเกลียว การออกแบบให้คานวทหน่วยแรงบิดสูงสุดที่ระยะ d จากจุดรองรับตามหลักเกณฑ์ ดังนี้

ก) หน่วยแรงบิดสำหรับรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าและสี่เหลี่ยมจัตุรัสมีค่าสูงสุดที่กึ่งกลางของแต่ละด้านของรูปตัด ค่าของหน่วยแรงบิดของรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า รูปตัด T และรูปตัด L หาได้จาก

$$v_t = \frac{3.5 M_t}{x^2 y} \quad (3.1.30)$$

$$x^2 y$$

เมื่อ M_t = โมเมนต์บิด

v_t = หน่วยแรงบิด

x, y = ด้านสั้นและด้านยาวของสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่ประกอบเป็นหน้าตัดนั้น

สำหรับคานรูปตัด T และ L ความกว้างของปีกคานที่นำมาใช้คำนวณผลรวม

ของเทอม

$x^2 y$ จะต้องไม่เกิน 3 เท่าของความหนาของปีกคานและไม่เกิน 1/12

ของช่วงคาน

ข) ค่าหน่วยแรงบิดอย่างเดียวน่าต้องมีค่าไม่เกิน $1.32 \sqrt{f'_c}$ กก./ซม.²

ค) ค่าหน่วยแรงบิดและหน่วยแรงเฉือนจากโมเมนต์ตัดรวมกันยอมให้

ใช้ได้ไม่เกิน $1.65 \sqrt{f'_c}$ กก./ซม.²

ง) เมื่อค่าหน่วยแรงบิด จากข้อ (ข) และ (ค) เกินค่าหน่วยแรง

เฉือนที่ต้านทานโดยคอนกรีต จะต้องเสริม เหล็กต้านทานหน่วยแรงเฉือนส่วนที่เกินนี้

จ) เหล็กเสริมชนิดเหล็กกุกตั้งที่พันครอกรอบ เพื่อต้านทานหน่วยแรงบิด

อย่างเดียว พื้นที่หน้าตัดเพียงขาเดียวของแต่ละรอบที่พิจารณาให้ต้านทานหน่วยแรงบิด

หาได้จาก

$$A_v = \frac{M_t s}{2 A_c f_v} \quad (3.1.31)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ฉ) เหล็กเสริมชนิดปลอก เกลียวที่ต้านทานหน่วยแรงบิดอย่างเดียวน่าให้

หา เนื้อที่หน้าตัดปลอก เหล็กยาวแต่ละรอบจาก

$$A_v = \frac{M_t \cdot s}{2 \sqrt{2} A_c f_v} \tag{3.1.32}$$

ข) เหล็กเสริมตามยาวสำหรับต้านทานหน่วยแรงบิดอย่างเดียว ให้จัดไว้ตามมุมของหน้าตัดสี่เหลี่ยม ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางไม่เล็กกว่า 12 มม. เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมตามยาวละมุมหาได้จาก

$$A_s = \frac{M_t \cdot z}{2 A_c F_s} \tag{3.1.33}$$

เมื่อ A_v = เนื้อที่หน้าตัดของ เหล็กลูกตั้งหรือปลอก เหล็กยาว

A_s = เนื้อที่หน้าตัดของ เหล็กเสริมตามยาว

A_c = เนื้อที่หน้าตัดของคอนกรีตภายในวง เหล็กลูกตั้งหรือปลอก เหล็กยาว

M_t = โมเมนต์บิด

s = ค่าเฉลี่ยของระยะระหว่าง เหล็กลูกตั้งหรือปลอก เหล็กยาว

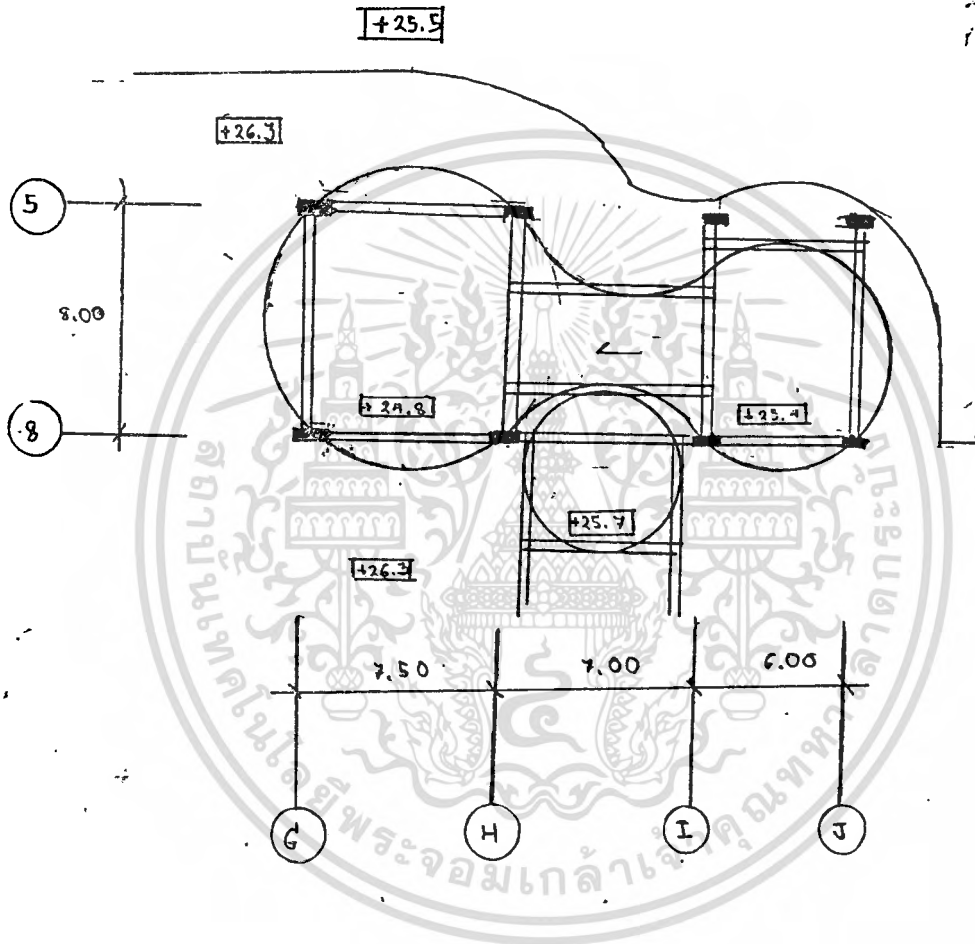
z = ค่าเฉลี่ยของระยะระหว่าง เหล็กเสริมตามยาว

f_v = หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ของ เหล็กลูกตั้งและปลอก เหล็กยาว

f_s = หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ของ เหล็กเสริมตามยาว

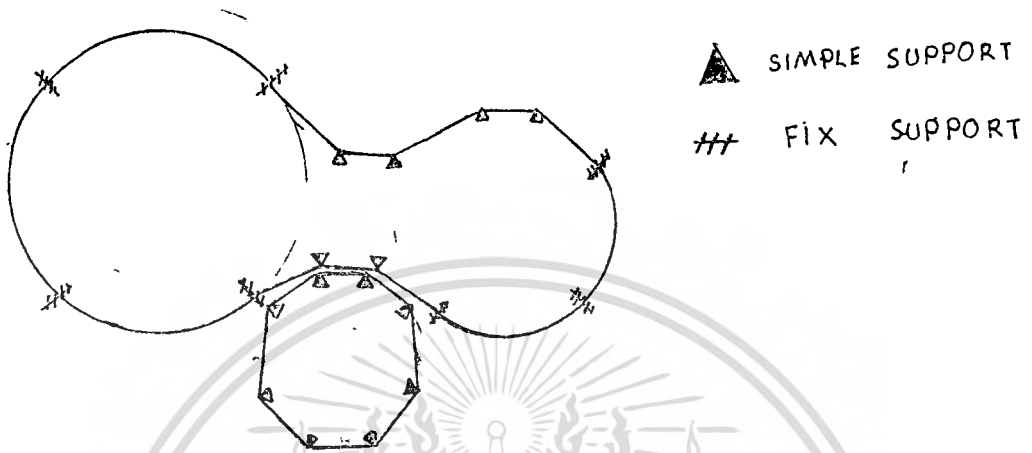
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่าง การออกแบบสระว่ายน้ำ

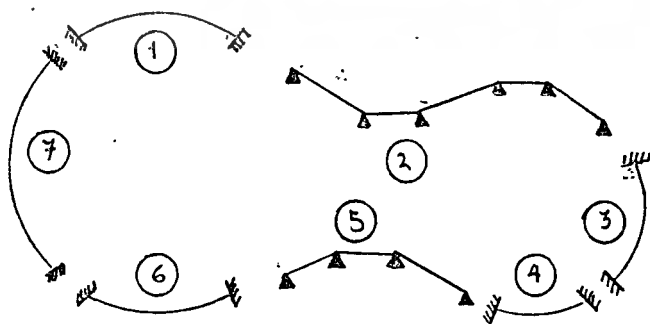


เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

-ออกแบบคานที่เป็นผนังสระว่ายนํ้า



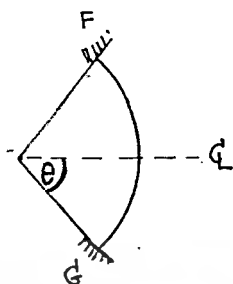
จากผนังคานที่วางไว้ จะสามารถตั้งเสาขึ้นมารับคานได้ ดังรูป โดยคานส่วนที่มีความโค้งน้อย จะคิดเป็นคานตรงธรรมดา ซึ่งสามารถแบ่งคานที่จะคำนวณออกมาเป็นช่วง ๆ ได้ 7 ช่วง ดังรูป



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- ออกแบบคานช่วง (3)

เป็นคานขนาด 0.25×0.9 ม. น้ำหนักกระทำ 2020 กก./ม. รัศมีความโค้งของคาน 4 ม. ความยาวส่วนโค้ง 7 ม. $e = 43$



หาโมเมนต์ตัดที่กระทำที่เสาและกลางคาน โดยใช้ Chart ของ Reynold ได้ดังนี้

$$K_A = 0.065$$

$$K_B = -0.25$$

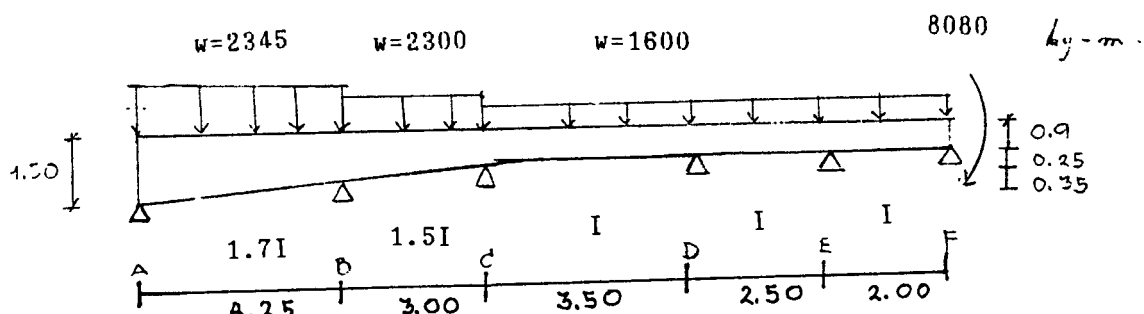
$$M_{max}^+ = K_A w R^2 = 0.065 \times 2020 \times 4^2 = 2100 \text{ กก.-ม.}$$

$$M_{max}^- = K_B w R^2 = -0.25 \times 2020 \times 16 = -8080 \text{ กก.-ม.}$$

แต่เนื่องจากไม่ต้องการให้เสา F รับโมเมนต์ตัด ดังนั้นโมเมนต์ลบที่เกิดขึ้นที่เสาจะให้ถ่ายเข้าไปยังคานช่วงต่อไป คือคานช่วง (2)

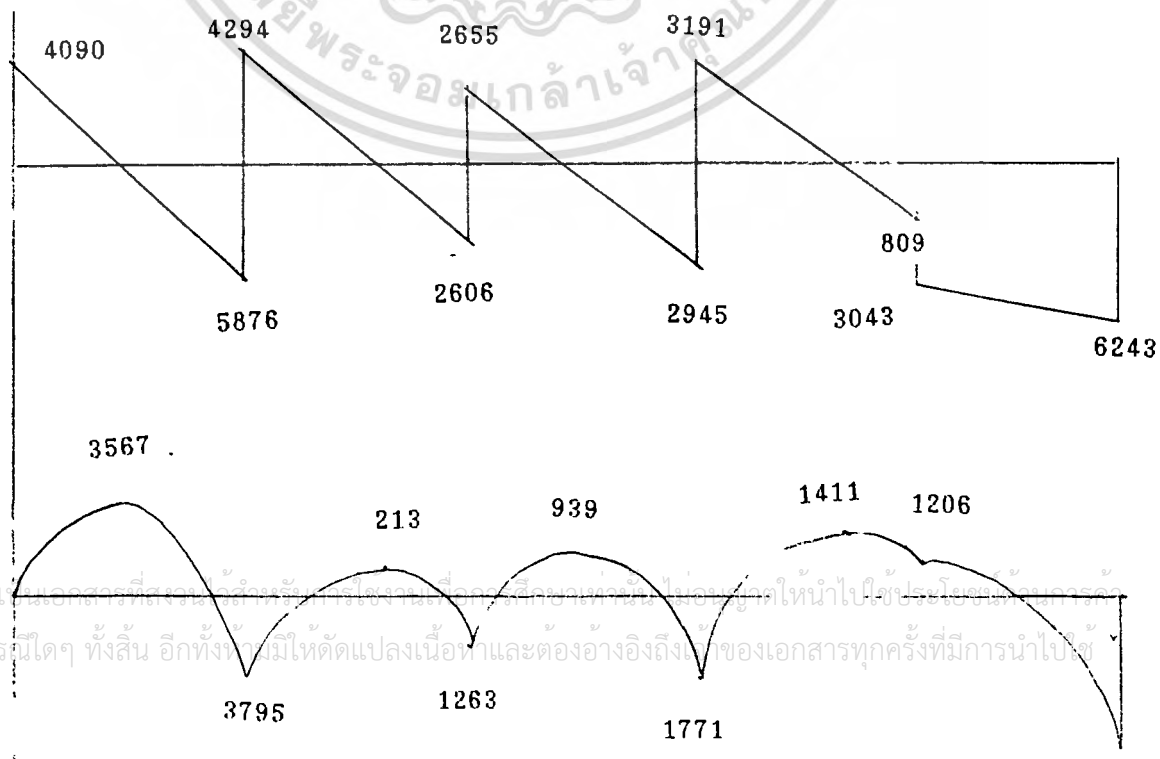
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

-ออกแบบคานช่วง(2) มีลักษณะดังรูป



	A	B		C		D		E		F
DF	1	0.44	0.56	0.63	0.37	0.42	0.58	0.44	0.56	1 0
FEM	-3530	3530	-1725	1725	-1633	1633	-833	833	-533	533 -8080
	3530	-794	-1011	-58	-34	-336	-464	-132	-168	7547
	-397	1765	-29	-506	-168	-17	-66	-232	3774	-84
	397	-764	-972	425	249	35	48	-1558	-1984	84
	-382	199	213	-486	18	125	-779	24	42	-992
	382	-181	-231	295	173	275	379	-29	-37	992
	-91	191	148	-116	138	87	-15	190	496	-19
	91	-149	-190	-14	-8	-30	-42	-302	-384	19
	0	3797	-3797	1265	-1265	1772	-1772	-1206	1206	8080 -8080

R=4090 R=10170 R=5261 R=6136 R=-2234 R=6243



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ทางวิศวกรรมและสถาปัตย์ศาสตร์ให้มาใช้ประโยชน์ในการศึกษา
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งยังมีให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงชื่อของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

-ออกแบบคานช่วง(6)

เป็นคานขนาด 0.25×1.5 ม. น้ำหนักกระทำ 4184 กก./ม. รัศมีความโค้งของคาน 5.25 ม. ความยาวส่วนโค้ง 8.25 ม. $\theta = 43$



๔

หา M_b โดยใช้ Chart ของ Reynold ได้ดังนี้

$$K_4 = 0.06$$

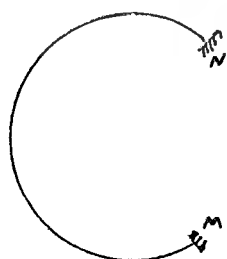
$$K_5 = -0.27$$

$$M_{max}^+ = 0.06 \times 4184 \times 5.25^2 = 6919 \text{ กก.-ม.}$$

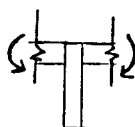
$$M_{max}^- = -0.27 \times 4184 \times 5.25^2 = -31137 \text{ กก.-ม.}$$

ออกแบบเหล็กเสริมของคานแต่ละช่วง

-คาน (6), (7), และ (1) ให้เสริมเหล็กยาวต่อเนื่องกันไป เนื่องจากโมเมนต์ดัดที่กระทำที่หัวเสาของแต่ละช่วงจะมีทิศทางตรงกันข้าม ดังรูป



เสริมเหล็ก ยาว ต่อเนื่องกัน



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้
ที่เสา M และ N ให้เหล็กวิ่งลงไปในเสาเพื่อให้เป็น Fixed Support

$$\begin{aligned}
 r &= 1.75 - (L/40b) \\
 &= 1.75 - (825/40 \times 25) = 0.925 \\
 \dot{M}_c &= rRbd^2 \\
 &= 0.925 \times 22 \times 0.25 \times 140^2 = 99,715 \text{ กก.-ม.} > M_{max}
 \end{aligned}$$

หา A_s^-

$$A_s^- = (31137 \times 100) / (1500 \times 0.866 \times 140) = 17.1 \text{ ซม.}^2$$

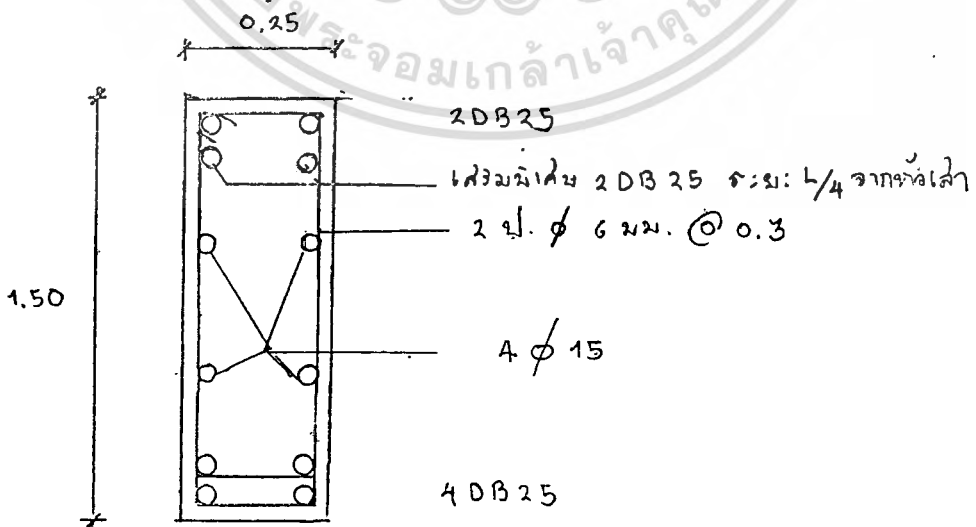
ใช้ $A_s^+ = A_s^-$

$$V_{max} = 17259 \text{ กก.}$$

$$V_c = 0.29 / f'_c \times 25 \times 140 = 16984 \text{ กก.}$$

$$V' = 275 \text{ กก.}$$

จัดเหล็กเสริมได้ดังรูป



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

-คานช่วง 2,3

โดยให้เสริมเหล็กยาวต่อเนื่องกันไป โดยที่ปลายคานช่วงที่ 3 ให้วิ่งเหล็กลงไปในเสา ส่วนที่ปลายคานช่วงที่ 2 ให้ฝังเหล็กในเสาแบบธรรมดา

$$M_{max}^- = 8080 \text{ กก.-ม.}$$

$$M_{max}^+ = 3567 \text{ กก.-ม.}$$

$$M_c = Rbd^2 = 22 \times 0.25 \times 80^2 = 35,200 \text{ กก.-ม.} > M_{max}$$

หา A_s^-

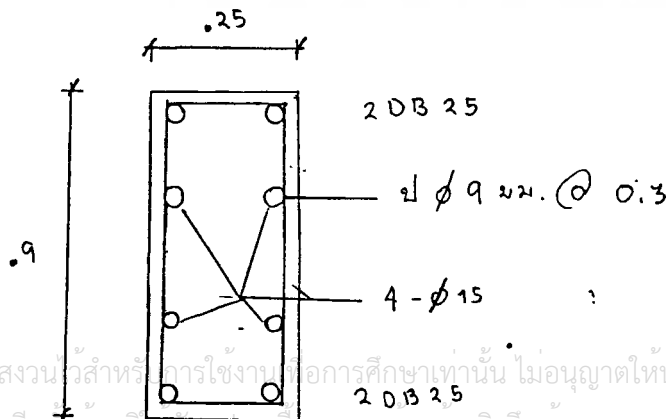
$$A_s^- = (8080 \times 100) / (1500 \times 0.866 \times 80) = 7.77 \text{ ซม.}^2$$

ให้ $A_s^+ = A_s^-$

$$V_{max} = 7700 \text{ กก.}$$

$$V_c = 0.29 / f'_c \times 25 \times 80 = 9705 \text{ กก.} > V_{max}$$

จัดเหล็กเสริมได้ดังรูป

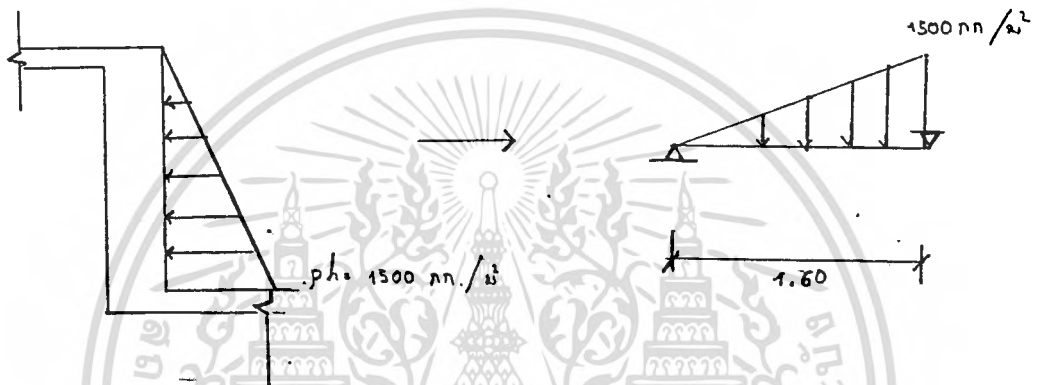


เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษานั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดลอกหรือเผยแพร่และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

-คานช่วง 5 เสริมเหล็กเหมือนคานช่วง 2 โดยที่หัวเสาไม่ต้องวางเหล็กลงไป

-คานช่วง 4 เสริมเหล็กเหมือนคานช่วง 3 โดยให้วางเหล็กลงไปในเสาค้ำ

-คิดผลของแรงดันด้านข้างของน้ำที่กระทำกับคาน โดยคิดคานเหมือนเป็นพื้นผาดช่วงเดียว
ดังรูป



$$M_{max} = W \frac{(L/3)}{L} \frac{2L}{3} \frac{1}{L} \frac{(L/3)}{L} = 1500 \times \frac{1}{3} \frac{2 \times 1.6}{3} \frac{1}{3}$$

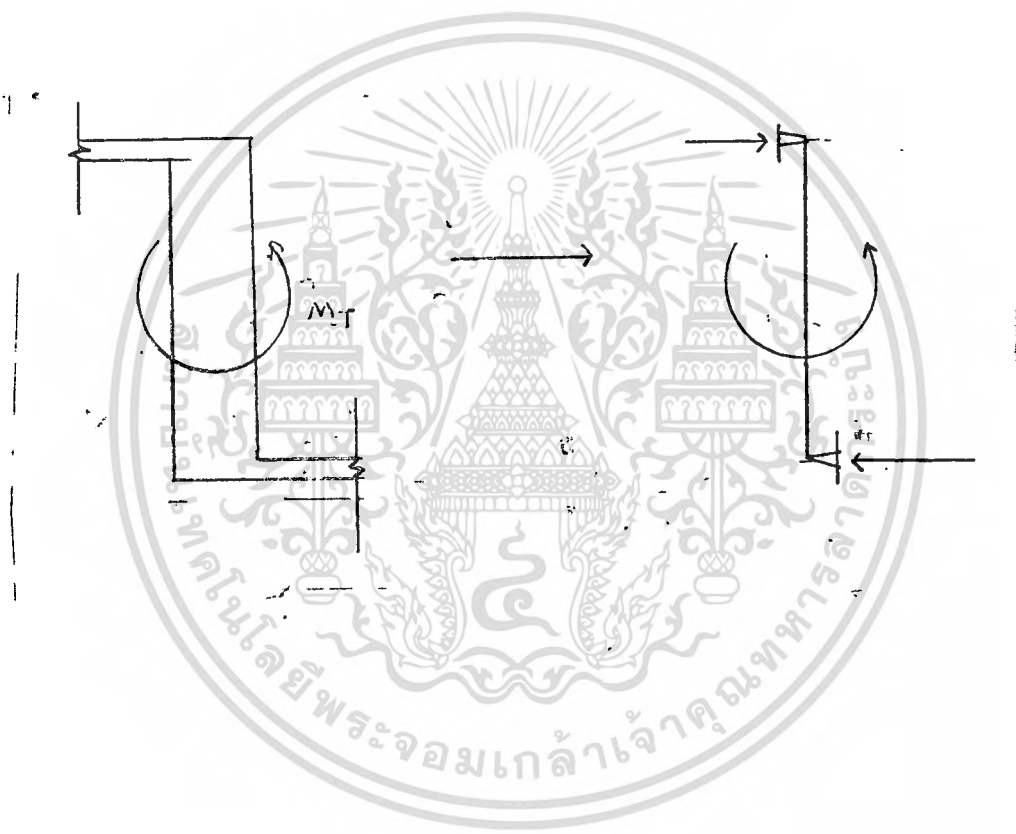
$$= 308 \text{ กก.-ม./ม.}$$

$$M_c = Rbd^2 = 22 \times 1 \times 22^2 = 10,648 \text{ กก.-ม./ม.} > M_{max}$$

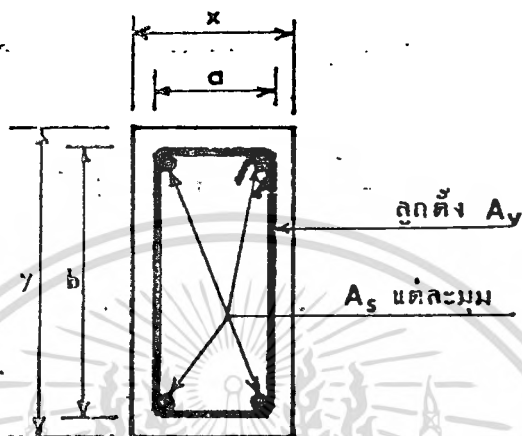
เอกสารนี้ปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องใช้ $= \frac{308 \times 100}{1000} = 1.4 \text{ ไร่.}^2/\text{ม.}$ ให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดลอก 1200x0.866x22 ให้อ่างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ซึ่งเหล็กปลอกก็เสริมในคานสามารถรับแรงคั้นด้านข้างของน้ำได้

-สำหรับโหมเมนต์บิดที่กระทำกับคาน จะใช้พื้นที่ทั้ง 2 ข้างที่เชื่อมติดกับคานเป็นตัวรับโหมเมนต์บิด โดยไม่ต้องเสริมเหล็กเพิ่มเพื่อรับโหมเมนต์บิด ดังรูป



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.1.12 เหล็กเสริมต้านแรงบิดในคาน

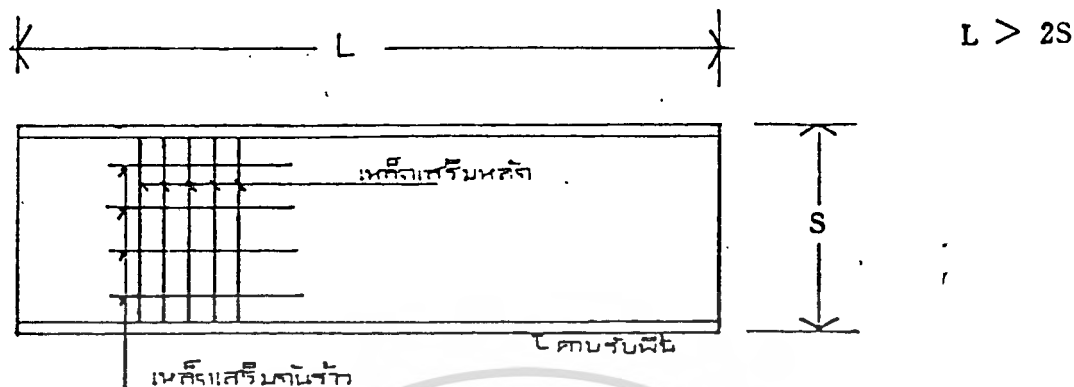
3.1.2 พื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก

พื้นเป็นส่วนหนึ่งของอาคารที่ออกแบบให้รับน้ำหนักบรรทุกทุก ที่กระทำแผ่
 มน เนื้อที่ทาหน้าที่ย่านน้ำหนักบรรทุกที่กับความถี่รองรับ พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กมีหลายชนิด
 อาจจำแนกตามลักษณะการถ่ายน้ำหนัก ซึ่งขึ้นอยู่กับวิธีการเสริมเหล็กในแผ่นพื้นนั้น เช่น
 พื้น คสล. เสริมเหล็กทางเดียวโดยมีคานรับพื้นสองด้าน พื้น คสล. เสริมเหล็กสองทาง
 โดยมีคานรับพื้นทั้งสองด้าน หรือรอบพื้นทั้ง 4 ด้าน พื้นคอนกรีตมีทั้งแบบที่ท้องพื้นหรือส่วนล่าง
 ของพื้น เป็นแผ่นเรียบขนานกับผิวหน้าของพื้น เรียกว่าพื้นคอนกรีตแบบตัน (Solid Slab)
 หรืออาจเป็นแบบที่มีส่วนล่างมีลักษณะเป็นดงเป็นระยะ ๆ ห่างกันพอสมควรเรียกว่า พื้น
 ระบบดง (Joist Floor หรือ Ribbed Slab) มีพื้นคอนกรีตอีกแบบหนึ่งไม่มีคานรับพื้น

แต่ถ่ายน้ำหนักจากพื้นลงสู่หัวเสาโดยตรง เรียกพื้นแบบนี้ว่า พื้นไร้คาน (Flat Slab)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปเผยแพร่โดยไม่ได้รับอนุญาต

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.1.13 พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กทางเดียว

การกระจายน้ำหนักของพื้นเสริมเหล็กทางเดียวลงบนคาน ให้คิดครึ่งหนึ่งของความกว้างของห้องแต่ละข้างของคาน

3.1.2.2 พื้นคอนกรีตแบบเสริมเหล็กสองทาง (Two-way Slab)

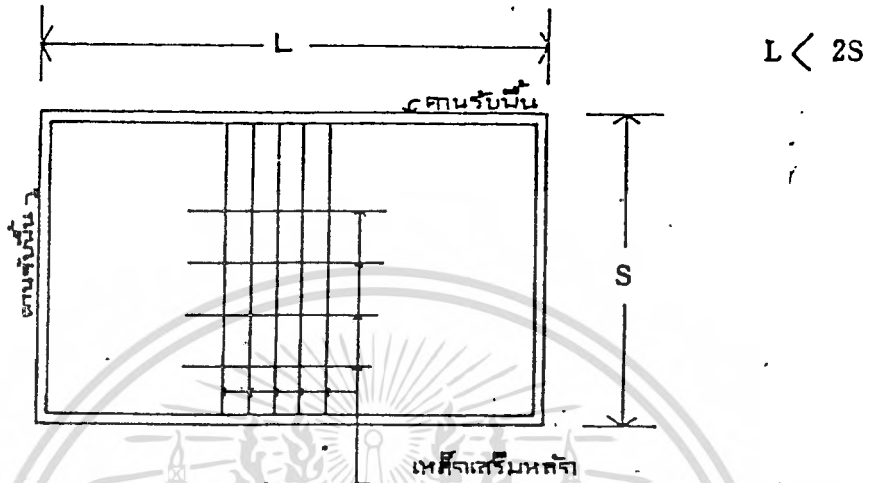
พื้นคอนกรีตแบบนี้ใช้กับพื้นที่ที่มีลักษณะเป็นสี่เหลี่ยมจัตุรัส หรือสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีด้านยาวเกือบเท่ากัน คือด้านยาวไม่มากกว่า 2 เท่าของด้านกว้าง มีเหล็กเสริมทั้งสองทาง เพื่อใช้ถ่ายน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดจากพื้นลงสู่คานที่รองรับทั้งสองด้าน ความหนาของพื้นต้องไม่น้อยกว่า 8 ซม. หรือ $1/180$ ของเส้นรอบรูปของพื้นนั้น เหล็กเสริมสำหรับพื้นแบบนี้วางเหล็กเสริมทางช่วงสั้นไว้ข้างเพราะต้องรับน้ำหนักมากกว่า เหล็กทั้งสองทางจะต้องวางห่างกันไม่เกิน 3 เท่าของความหนาของพื้น โดยมีอัตราส่วนของเหล็กเสริมในแต่ละทิศไม่น้อยกว่าที่ระบุไว้ในข้อ 3.1.2

การออกแบบพื้นแบบนี้ พิจารณาจากพื้นที่กว้าง 1 เมตร ทั้งทางช่วงสั้นและ

เอกสารนี้จัดทำขึ้นสำหรับนักศึกษาเป็นกรณีศึกษาเท่านั้น ไม่สามารถนำไปใช้เพื่อการพาณิชย์ได้
 ไม่ว่ากรณีใดๆก็ตาม หากมีข้อผิดพลาดประการใดขออภัยเป็นอย่างสูงไว้ก่อนล่วงหน้าไว้ใช้

เอกสารนี้จัดทำขึ้นสำหรับนักศึกษาเป็นกรณีศึกษาเท่านั้น ไม่สามารถนำไปใช้เพื่อการพาณิชย์ได้
 ไม่ว่ากรณีใดๆก็ตาม หากมีข้อผิดพลาดประการใดขออภัยเป็นอย่างสูงไว้ก่อนล่วงหน้าไว้ใช้

ให้การโง่งในแนวตั้งของพื้นแต่ละจุด เมื่อกำหนดจากช่วงสั้นกับช่วงยาวต้องมีค่าเท่ากัน นอก
จากนั้นจะต้องคำนึงถึงผลที่เกิดจากการค่อเนื่อง และการยึดแน่นกับที่รองรับด้วย



รูปที่ 3.1.14 พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กสองทาง

จากข้อพิจารณาข้างต้นจะเห็นว่า การคำนวณออกแบบแผ่นพื้นแบบ เสริม เหล็ก
สองทางนี้ค่อนข้างยุ่งยากและซับซ้อน อย่างไรก็ตาม มาตรฐาน ว.ส.ท. ได้ให้วิธีคำนวณ
ออกแบบโดยประมาณสำหรับแผ่นพื้นแบบนี้ไว้ถึงสามวิธีที่ใช้กันอย่างกว้างขวาง ในแต่ละวิธี
จะให้ผลต่างกันบ้างในข้อปลีกย่อย แต่ทุกวิธีก็ให้ความปลอดภัยเพียงพอ ในที่นี้จะกล่าว
เฉพาะวิธีที่ 2 ซึ่งเป็นวิธีคำนวณและออกแบบที่สะดวกและรวดเร็วกว่าวิธีอื่น

การคำนวณออกแบบแผ่นพื้นแบบ เสริม เหล็กสองทางตามวิธีที่ 2 ของมาตรฐาน ว.ส.ท.

ขอบชาย แผ่นพื้นอาจเป็นแบบตันหรือเป็นครีบ และอาจต่อเนื่องหรือไม่ต่อ
เนื่อง แต่ต้องมีผนังหรือคานรองรับทั้งสองด้าน ซึ่งหล่อเป็นเนื้อเดียวกันกับพื้น

โมเมนต์คด ค่าโมเมนต์คดที่เกิดขึ้นในแผ่นพื้นจะได้จากการพิจารณาแบ่งแผ่น

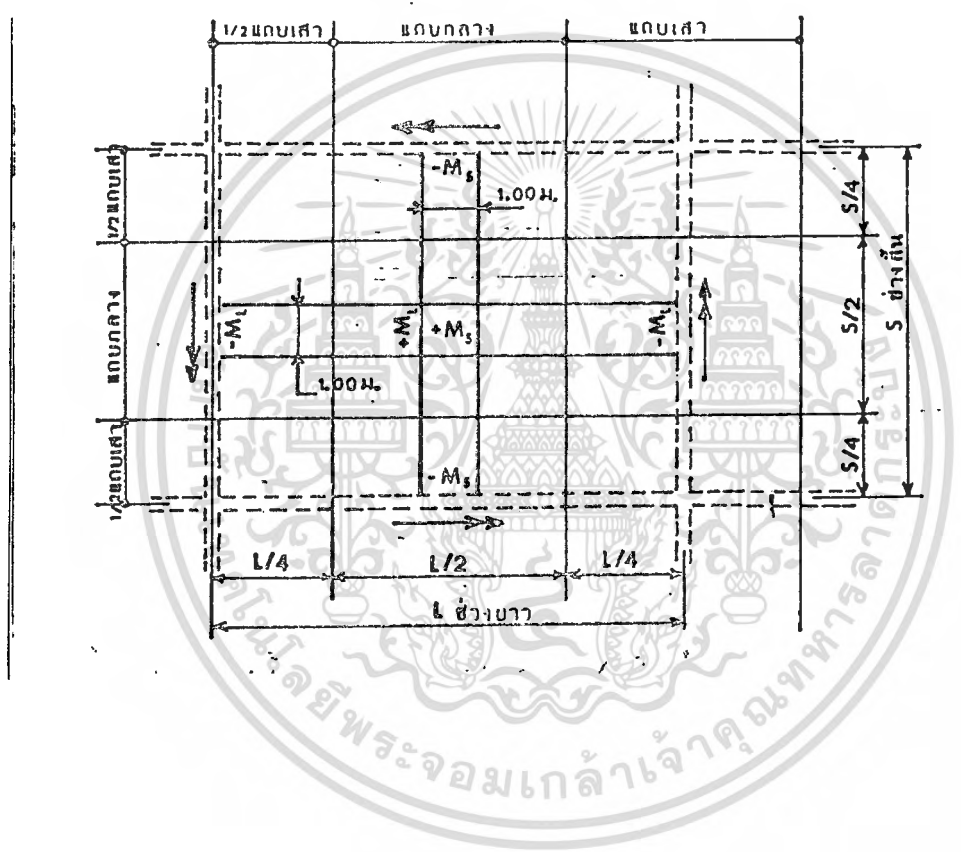
พื้นขนาดกว้าง S และยาว L (ค่า S และ L เป็นค่าน้อยของระยะศูนย์กลางถึงศูนย์กลางที่

รองรับหรือช่วงว่างบวกกับอีก 2 เท่าของความหนาของพื้น) ให้เป็นแถบต่าง ๆ ในแต่ละ
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้
ทิศทางดังนี้ (รูปที่ 3.1.15)

แถบกลาง ให้มีความกว้างเท่ากับครึ่งหนึ่งของช่วงพื้น

แถบเสา ให้มีความกว้างเท่ากับครึ่งหนึ่งของช่วงพื้น ดังนั้นแต่ละซีกในช่วงพื้น
เคียวก็จะมีขนาดเท่ากับพื้นที่หนึ่งในสี่ของช่วงพื้นนั้น

ในกรณีที่ $L > 2S$ แถบกลางที่ขนานกับด้านสั้นให้มีความกว้างเท่ากับ ผลต่าง
ระหว่างด้านทั้งสอง ที่เหลือเป็นความกว้างของแถบเสา



รูปที่ 3.1.15 แถบกลางและแถบเสาในพื้น คสล.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ถ้าให้ w = น้ำหนักบรรทุกรวมซึ่งแผ่สม่ำเสมอบนแผ่นพื้น กก./ม.²

C = สัมประสิทธิ์ของโมเมนต์ในแต่ละทิศทาง (ช่วงสั้น, ช่วงยาว)

สำหรับแผ่นพื้นแบบเสริมเหล็กสองทาง (ตารางที่ 3.1.2)

ซึ่งขึ้นอยู่กับความต่อเนื่องของแผ่นพื้น (5 กรณี) และอัตราส่วน

μ ซึ่งเท่ากับ S/L

ดังนั้น โมเมนต์คัตในแถบกลาง คำนวณจาก $M = CwS^2$ กก.-เมตร/เมตร

(3.1.34) โมเมนต์คัตในแถบเสาเท่ากับสองในสามของโมเมนต์ในแถบกลาง

ค่าโมเมนต์คัตในแถบกลางของพื้นที่คำนวณจากสมการ (3.1.34) มีทั้ง
โมเมนต์ลบและโมเมนต์บวก

ค่าโมเมนต์ลบ เป็นโมเมนต์ตรงขอบของคานที่รองรับ ส่วนค่าโมเมนต์บวก
เป็นโมเมนต์ตามแนวศูนย์กลางของช่วงพื้น M_u เป็นโมเมนต์ในแถบกลางที่ขนานกับด้านสั้น
และ M_v เป็นโมเมนต์ในแถบกลางที่ขนานกับด้านยาว

หากค่าโมเมนต์ลบที่ด้านใดของที่รองรับมีค่ามากกว่าร้อยละ 80 ของโมเมนต์
อีกด้านหนึ่ง ให้นำสองในสามของผลต่างของโมเมนต์กระจายออกไปตามสัดส่วนของความ
แข็งแรงแรงของแผ่นพื้น

โมเมนต์	ช่วงสั้น						ช่วงยาว สำหรับ m ทุกค่า
	ค่าต่าง ๆ ของ m						
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5 และ ต่ำกว่า	
กรณีที่ 1 ช่วงที่แน่นอน							
โมเมนต์ลบ-ที่ด้านซึ่งต่อเนื่องกัน	0.033	0.040	0.048	0.055	0.063	0.083	0.033
-ที่ด้านซึ่งไม่ต่อเนื่องกัน	-	-	-	-	-	-	-
โมเมนต์บวกที่กึ่งกลางช่วง	0.025	0.030	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
กรณีที่ 2 ไม่ต่อเนื่องกันด้านเดียว							
โมเมนต์ลบ-ที่ด้านซึ่งต่อเนื่องกัน	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
-ที่ด้านซึ่งไม่ต่อเนื่องกัน	0.021	0.024	0.027	0.031	0.035	0.042	0.021
โมเมนต์บวกที่กึ่งกลางช่วง	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
กรณีที่ 3 ไม่ต่อเนื่องกันสองด้าน							
โมเมนต์ลบ-ที่ด้านซึ่งต่อเนื่องกัน	0.049	0.057	0.064	0.071	0.078	0.090	0.049
-ที่ด้านซึ่งไม่ต่อเนื่องกัน	0.025	0.028	0.032	0.036	0.039	0.045	0.025
โมเมนต์บวกที่กึ่งกลางช่วง	0.037	0.043	0.048	0.054	0.059	0.068	0.037
กรณีที่ 4 ไม่ต่อเนื่องกันสามด้าน							
โมเมนต์ลบ-ที่ด้านซึ่งต่อเนื่องกัน	0.058	0.066	0.074	0.082	0.090	0.098	0.058
-ที่ด้านซึ่งไม่ต่อเนื่องกัน	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
โมเมนต์บวกที่กึ่งกลางช่วง	0.044	0.050	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
กรณีที่ 5 ไม่ต่อเนื่องกันทั้งสี่ด้าน							
โมเมนต์ลบ-ที่ด้านซึ่งต่อเนื่องกัน	-	-	-	-	-	-	-
-ที่ด้านซึ่งไม่ต่อเนื่องกัน	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033
โมเมนต์บวกที่กึ่งกลางช่วง	0.050	0.057	0.064	0.072	0.080	0.083	0.050

ตารางที่ 3.1.2 สัมประสิทธิ์ของโมเมนต์

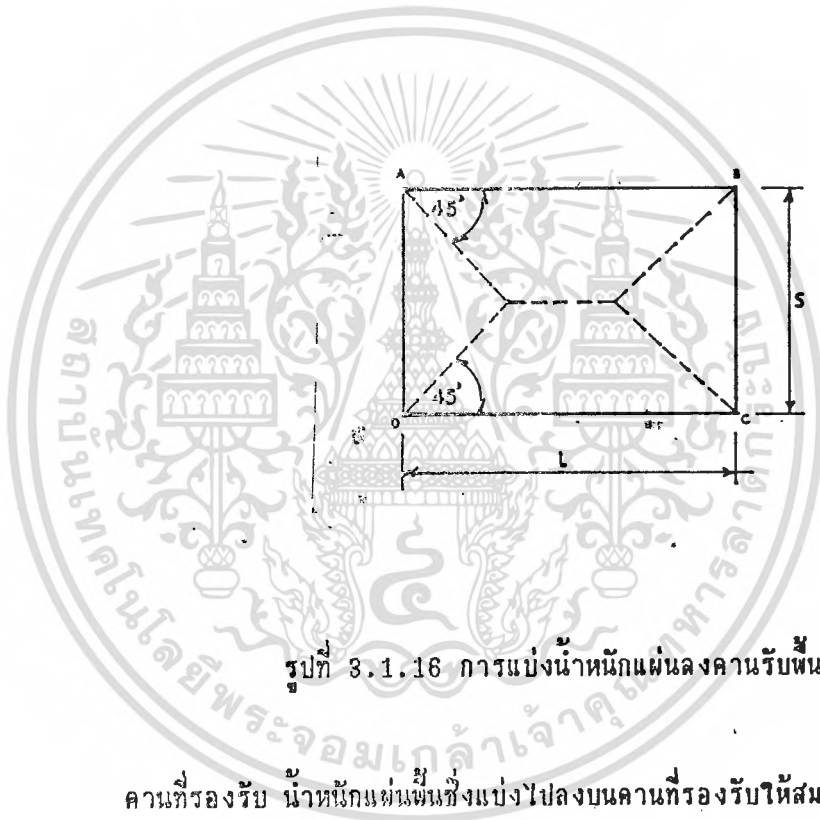
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แรงเฉือน

แรงเฉือนในแผ่นพื้น คำนวณโดยสมมติว่าน้ำหนักแผ่นพื้น (w) ถูกแบ่งไปยังที่รองรับ โดยเส้นที่ลาก 45 องศาจากมุมทั้งสี่ตัดกับเส้นมีเดียนของช่วงพื้นที่ขนานกับด้านยาว ดังรูปที่ 3.1.16

$$\text{ตั้งขึ้น} \quad \text{แรงเฉือนเฉลี่ยที่กระทำทางด้าน AD และ BC} = \frac{wS^2}{4}$$

$$\text{แรงเฉือนเฉลี่ยที่กระทำทางด้าน AB และ DC} = \frac{wS^2}{4} \cdot \frac{(2-m)}{m}$$



รูปที่ 3.1.16 การแบ่งน้ำหนักแผ่นลงคานรับพื้น

คานที่รองรับ น้ำหนักแผ่นพื้นซึ่งแบ่งไปลงบนคานที่รองรับให้สมมติเช่นเดียวกับ การหาแรงเฉือนข้างต้น แต่โมเมนต์ในคานคำนวณจากน้ำหนักแผ่นสม่ำเสมอ ดังนี้

$$\text{คานด้านสั้น AD, BC รับน้ำหนักแผ่น} = \frac{wS}{3} \quad (3.1.35)$$

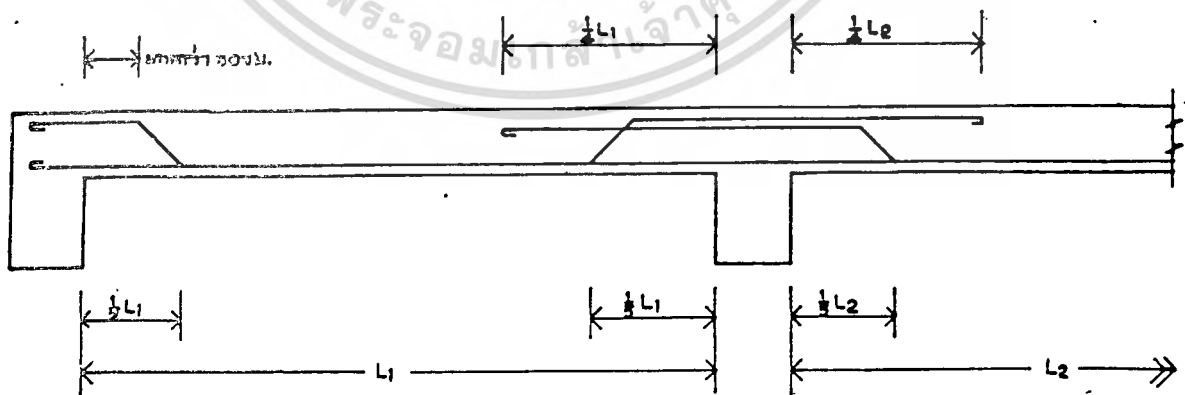
$$\text{คานด้านยาว AB, DC รับน้ำหนักแผ่น} = \frac{wS}{3} (3-m^2)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การจัดเหล็กเสริมในแผ่นพื้นเสริมเหล็กสองทาง

เหล็กเสริมเหล็กในแต่ละแถบมีทั้งเหล็กบนและเหล็กล่าง บริเวณกลางช่วงของแผ่นพื้นจะเป็นเหล็กล่าง เพราะรับโมเมนต์บวก ตรงที่รองรับจะเป็นเหล็กบน เพราะรับโมเมนต์ลบ อย่างไรก็ตามก็ดี เหล็กเสริมที่ขนานกับด้านสั้นจะจัดให้อยู่ด้านล่างกว่า หรืออยู่บนกว่าเหล็กเสริมที่ขนานกับด้านยาวที่กลางช่วงและที่รองรับตามลำดับ เนื่องจากรับโมเมนต์ดัดมากกว่านั่นเอง ประมาณสองในสามของเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวกที่เป็นเหล็กล่าง อาจพิจารณาตัดขึ้นไปเป็นเหล็กบนให้รับโมเมนต์ลบได้ที่ตำแหน่งที่โมเมนต์เปลี่ยนจากบวกไปลบแล้วปล่อยเลยเข้าไปในที่รองรับ หากปริมาณเหล็กเสริมที่ตัดขึ้นไปยังไม่พอที่จะด้านโมเมนต์ลบได้ก็จะใส่เหล็กเสริมพิเศษเพิ่ม ส่วนเหล็กล่างที่เหลือจะปล่อยเลยเข้าไปในที่รองรับ รูปที่ 3.1.17 แสดงตำแหน่งที่ควรตัดเหล็ก และระยะที่ควรหยุดเหล็กเสริมในแผ่นพื้นช่วงนอกและช่วงใน

สำหรับที่มุมนอกของแผ่นพื้นต้องเสริมเหล็กพิเศษทั้งด้านบนและด้านล่าง เพื่อกันรอยแตกร้าวในแนวทแยง โดยเรียงออกไปจากมุมในแต่ละทิศทางเป็นระยะหนึ่งในห้าของด้านยาวเหล็กเสริมด้านบนให้วางขนานกับแนวทแยงของมุม ส่วนเหล็กเสริมด้านล่างให้วางตั้งฉากกับแนวทแยงของเหล็กเสริมด้านบน หากไม่สะดวกต่อการก่อสร้าง ก็อาจเสริมเหล็กสองทางในแนวที่ขนานกับด้านของพื้นแต่ละด้านก็ได้ อย่างไรก็ตามก็ดี เหล็กเสริมในแต่ละแถบต้องมีขนาดและระยะเรียงเท่ากับปริมาณที่ต้องการสำหรับโมเมนต์บวกสูงสุดในแผ่นพื้นนั้น



รูปที่ 3.1.17 ตำแหน่งตัดเหล็กเสริมทำค้ำในพื้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับใช้เฉพาะในเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่าง การออกแบบพื้นระบบ One - Way

ขนาด 2.60*6.4 ม. , R = 21.93, j = 0.87

ความหนาต่ำสุด = 2.60/25 = 0.10 ม.

สมมติพื้นหนา 12.5 ซม. หนัก = 0.125 * 2400 = 300 กก/ม²

น้ำหนักแผ่ทั้งหมด = น้ำหนักบรรทุก + น้ำหนักพื้น

$$= 200 + 300$$

$$= 500 \text{ กก/ม}^2$$

ออกแบบพื้นซึ่งกว้างทุกๆ 1.0 เมตร โดยห้ช่วงยาว 2.6 เมตร

$$M = 1/8(500)(2.6)^2$$

$$= 423 \text{ กก-ม}$$

$$A_s = (423*100)/(1500*0.87*10)$$

$$= 3.24 \text{ ซม}^2$$

ดังนั้นใช้เหล็ก $\phi 9 @ 0.175 \text{ ม. (} A_s = 3.70 \text{ ซม}^2 \text{)}$

เหล็กกันร้าว $A_{s,r} = 0.0025bd$

$$= 0.0025*100*12.5$$

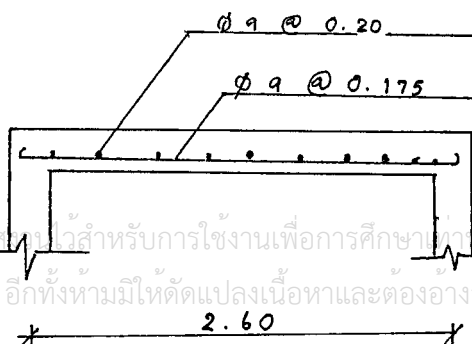
$$= 3.125 \text{ ซม}^2$$

ดังนั้นใช้เหล็ก $\phi 9 @ 0.20 \text{ ม. (} A_s = 3.18 \text{ ซม}^2 \text{)}$

ตรวจสอบแรงเฉือน

$$V = 500/(100*15)$$

$$= 0.50 \text{ กก/ซม}^2 < 0.29/f_c' \text{ O.K.}$$



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สแกนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่าง การออกแบบพื้นระนาบ Two - Way คำนวณโปรแกรม Spread Sheet

D.E.S.I.G.N O.F T.W.O - W.A.Y.S S.L.A.B U.S.I.N.G E.I.T M.E.T.H.O.D - II.
 Project : SHIVA HEIGH 11/04/94
 By : SASITORN 01:58 PM
 Slab No.: 1 Floor :

Design cases available

Case 1 : Interior
 Case 2 : One edge discontinuous
 Case 3 : Two edge discontinuous
 Case 4 : Three edge discontinuous
 Case 5 : Four edge discontinuous

A. PROPERTIES OF MATERIALS

Steel grade ("SD-xx or "SR-xx) : SD-30
 Yield strength of steel, f_y : 3,000 ksc
 Allowable strength of steel, f_s : 1,500 ksc
 Modulus of elasticity of steel, E_s : $2.04E+06$ ksc
 Ultimate compressive strength of concrete, f'_c : 280 ksc
 Factor : 0.450
 Modulus of elasticity of concrete, E_c : $2.55E+05$ ksc
 j : 0.866
 k : 21.928 ksc

B. CONFIGURATION (I: Continuous, λ : Discontinuous)

Design case : 4
 Short span, A : 5.40 m
 Long span, B : 5.40 m
 $m = A/B$: 1.00
 - Three edge discontinuous

C. LOADING (KG/SQ.M)

DL	LL	PL	TL
300	200	0	500

D. COVERING, THICKNESS AND RESISTING MOMENT

Covering to primary layer : 0.025 m
 Max. moment, M_{max} : 846 kg-m
 Required thickness : 0.087 m
 Minimum thickness ($t_{min} = 2 \cdot (A+B)/180$) : 0.120 m
 Design thickness, t : 0.125 m
 Resisting moment, M_r : 2,193 kg-m
 Status : Ok

E. REINFORCEMENTS

Location	Coeff.	Moment (kg-m)	A_s (sq.cm)	6	9	12	15
Short span				mm @	mm @	mm @	mm @
-M, cont.	0.058	846	6.51	0.043	0.098	0.174	0.271
-M, discont.	0.029	423	3.25	0.087	0.195	0.347	0.543
+M	0.044	642	4.94	0.057	0.129	0.229	0.358

Location	Coeff.	Moment (kg-m)	A_s (sq.cm)	6	9	12	15
Long span				mm @	mm @	mm @	mm @
-M, cont.	0.058	846	6.51	0.043	0.098	0.174	0.271
-M, discont.	0.029	423	3.25	0.087	0.195	0.347	0.543
+M	0.044	642	4.94	0.057	0.129	0.229	0.358

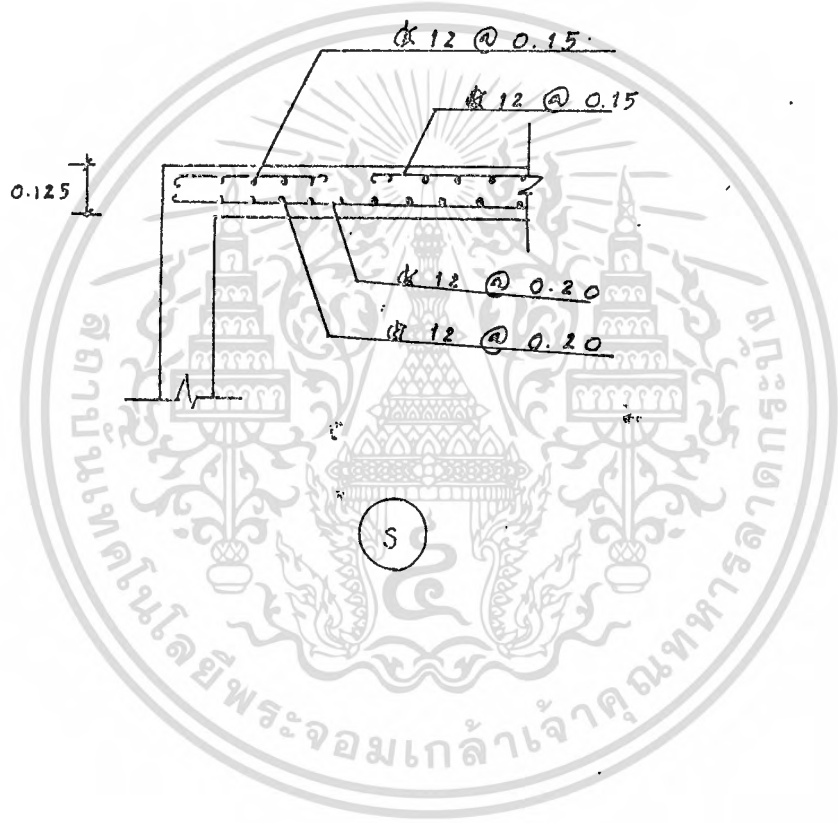
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ไว้สำหรับการใช้เพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่สามารถนำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่าในรูปแบบใด ๆ ทั้งสิ้น ห้ามมิให้คัดลอกหรือเผยแพร่โดยไม่ได้รับอนุญาตของเจ้าของลิขสิทธิ์ทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

G. MAXIMUM PERMISSIBLE SPACING DUE TO TEMPERATURE STEEL AND 3-t

Diameter of bar, mm	6	9	12	15
s-temp (0.0018/0.0020/0.0025) · b · t, m	0.090	0.204	0.452	0.707
3 · t, m	0.375	0.375	0.375	0.375

H. TRANSFERRED SHEAR TO SUPPORTS

On short span, $V-A = w \cdot A/3$:	900	kg-m
On Long span, $V-B = [w \cdot A/3] \cdot [3-m^2]/2$:	900	kg-m



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.1.2.3 Flat Plate

พื้นระบบ Flat plate (รูปที่ 3.1.19) เป็นพื้นที่ได้รัศมีความนิยมนำใช้กันอย่างกว้างขวางทั้งชนิดที่เป็นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดา และพื้นที่เสริมด้วย Prestressing Steel หรือที่เรียกว่า Post-tensioned Slab ทั้งนี้เพราะพื้นระบบนี้มีความสวยงามและการก่อสร้างสามารถทำได้อย่างรวดเร็ว นอกจากนี้ความสูงแต่ละชั้นของอาคารจะเตี้ยกว่าระบบพื้นคานทั่ว ๆ ไป ทำให้สามารถเพิ่มจำนวนชั้นได้มากขึ้น จะพบว่า ในอาคารสูงประเภทอาคารพักอาศัยและอาคารพาณิชย์ส่วนมากพื้นที่เลือกใช้จะเป็นพื้นระบบ Flat plate เกือบทั้งหมด

วิธีการวิเคราะห์และคำนวณออกแบบพื้นระบบ Flat Plate จะมีขั้นตอนดังกล่าวต่อไปนี้

Deflection Control - minimum Slab Thickness.

ตารางที่ 3.1.3 แสดงค่าความหนาต่ำสุดของพื้นระบบ Flat Plate และ Flat Slab ในกรณีที่ไม่ต้องคำนึงถึงค่าการโก่งตัวของพื้น

ตารางที่ 3.1.3 Minimum Thickness สำหรับพื้นระบบ Flat Plate และ Flat Slab (สำหรับเหล็กเสริม SD 40)

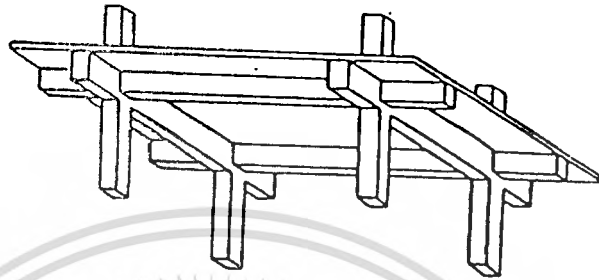
ระบบพื้น	Minimum Thickness (h)
Flat Plate ($h_{min} = 12 \text{ cm.}$)	$l_n/30$
Flat Plate มีคานขอบ ¹	$l_n/33$
Flat Slab ² ($h_{min} = 10 \text{ cm.}$)	$l_n/33$
Flat Slab มีคานขอบ	$l_n/36$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

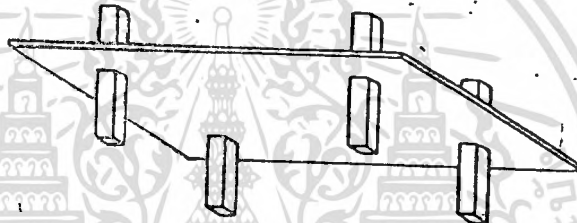
1 Edge beam - to - slab stiffness ratio $d > 0.8$

2 Drop panel length $> 1/3$, depth $> 1.25 h$

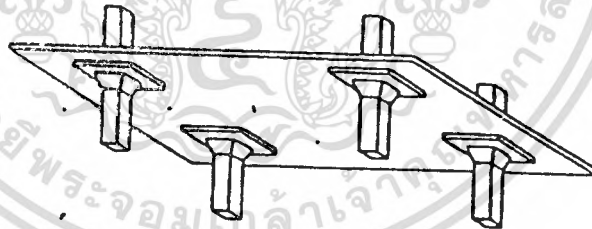
l_n = clear span



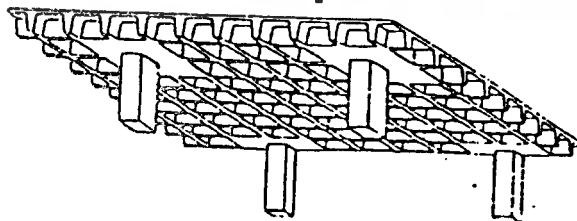
(a) Two - Way Slab



(b) Flat Plate



(c) Flat Slab



(d) Waffle Slab (Two - Way Joist Slab)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 3.1.19 ระบบพื้น 2 ทาง (Two-Way Slab Systems)

วิธีการวิเคราะห์

การวิเคราะห์หาค่าโมเมนต์และแรงเฉือนที่ตำแหน่งต่าง ๆ ของพื้นระบบ Flat Plate สามารถทำได้หลายวิธี วิธีวิเคราะห์ที่ใช้กันอยู่ในปัจจุบัน ได้แก่

- ก. Direct Design Method
- ข. Equivalent Frame Method
- ค. Finite Element Method

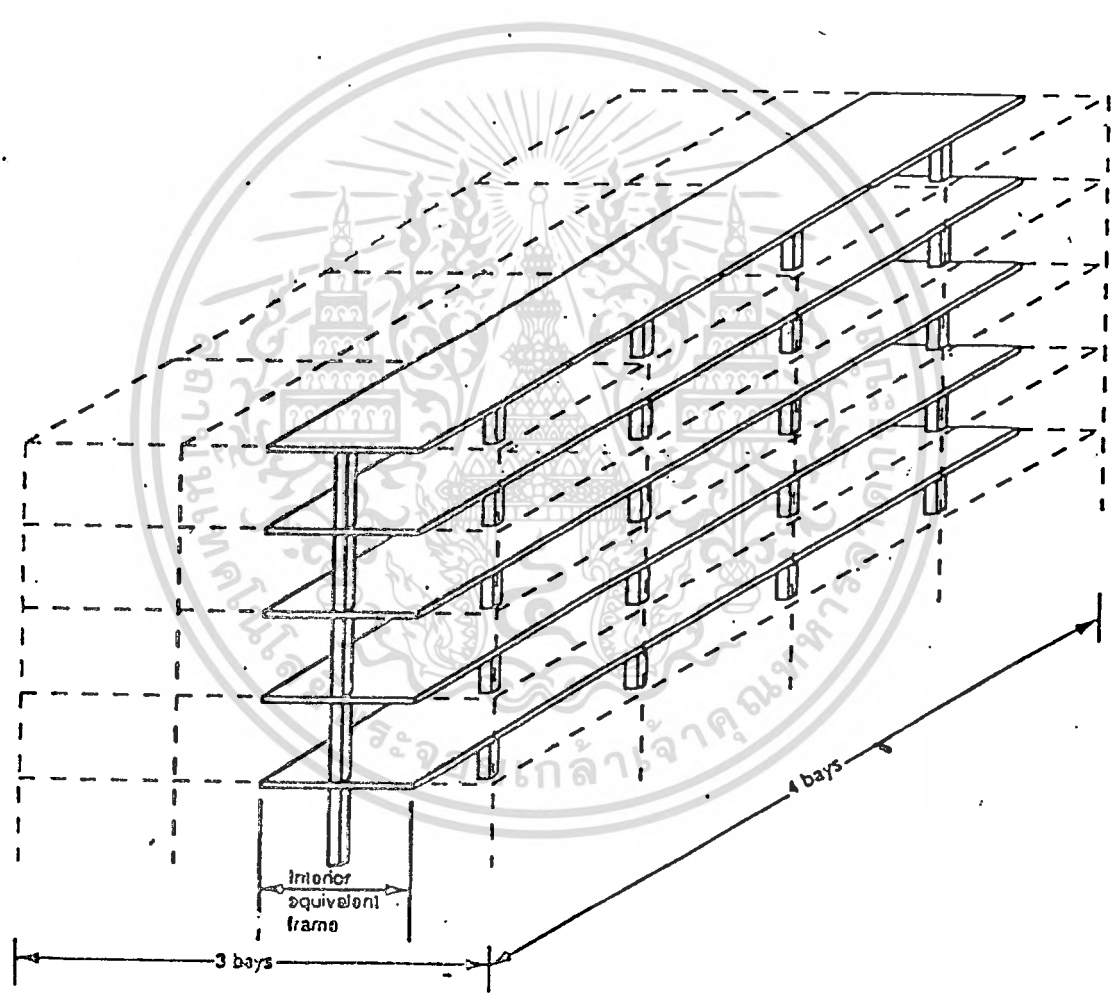
วิธีการวิเคราะห์ด้วย Equivalent Frame Method จะเป็นวิธีที่ได้รับความนิยมมาก เนื่องจากมีความได้เปรียบกว่าวิธี Direct Design ซึ่งมีข้อจำกัดอยู่หลายข้อ เช่น พื้นจะต้องมีความต่อเนื่องในแต่ละทิศทางไม่น้อยกว่า 3 ช่วง ความยาวของช่วงพื้นที่ติดกันต่างกันไม่เกิน 20 เปอร์เซ็นต์ เป็นต้น ส่วนวิธี Finite Element ถึงแม้จะเป็นวิธีการวิเคราะห์ที่มีประสิทธิภาพสูง แต่จำเป็นต้องอาศัยเครื่องคอมพิวเตอร์อย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้ ในวิธี Equivalent Frame จะมีวิธีการวิเคราะห์หาค่าโมเมนต์และแรงเฉือนดังต่อไปนี้

Design Strip

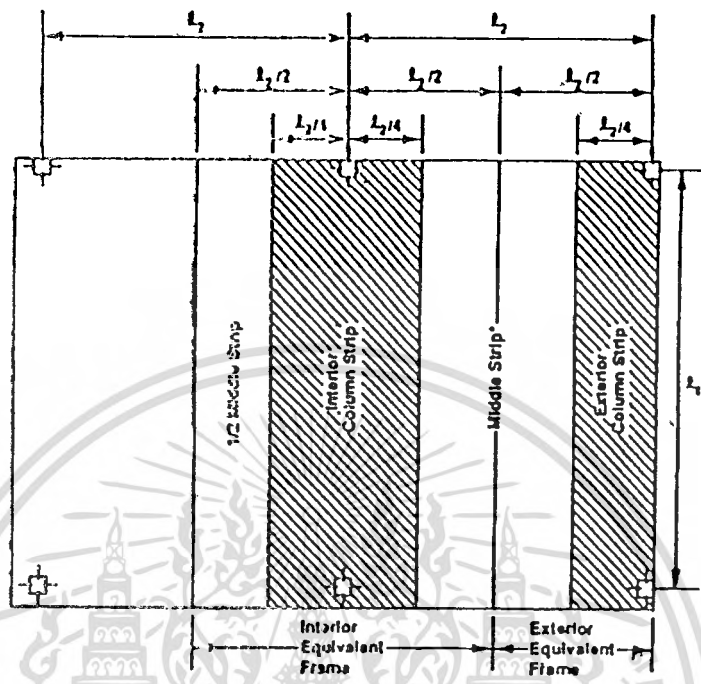
ในวิธี Equivalent Frame โครงสร้างจริง 3 มิติจะถูกแบ่งออกเป็นโครงข้อแข็ง 2 มิติ ทั้งทางยาวและทางขวาง เรียกโครงข้อแข็งแต่ละอันนี้ว่า Equivalent Frame ความกว้างของ Frame มีค่าเท่ากับระยะกึ่งกลางระหว่างศูนย์กลางเสา เรียกว่า Design Strip (ดูรูป 3.1.21) รูปที่ 3.1.21 แสดงส่วนของ Design Strip ที่ถูกแบ่งออกเป็น column strip และ middle strip จะสังเกตว่าส่วนของ column strip ประกอบด้วยระยะ $l_1/4$ หรือ $l_2/4$ (ระยะที่น้อยกว่า) วัดจากกึ่งกลางเสาออกไปทั้ง 2 ข้าง และส่วนที่อยู่ระหว่าง column strip จะเป็น middle strip ดังเห็นในหนึ่ง Equivalent Frame จะประกอบด้วยส่วนที่เป็นพื้น (แนวนอน) กับส่วนที่เป็นเสา (แนวตั้ง) ซึ่งจะสามารถคำนวณหาค่าโมเมนต์ได้ดังนี้

1. คำนวณค่า flexural stiffness ของพื้นและเสา
2. คำนวณค่า distributed factor และ carry over factor
3. วาง pattern ของน้ำหนักบรรทุกเพื่อให้เกิดค่าโมเมนต์สูงสุดและต่ำสุด
4. กระจายค่าโมเมนต์จาก design strip เข้าสู่ column strip และ middle strip

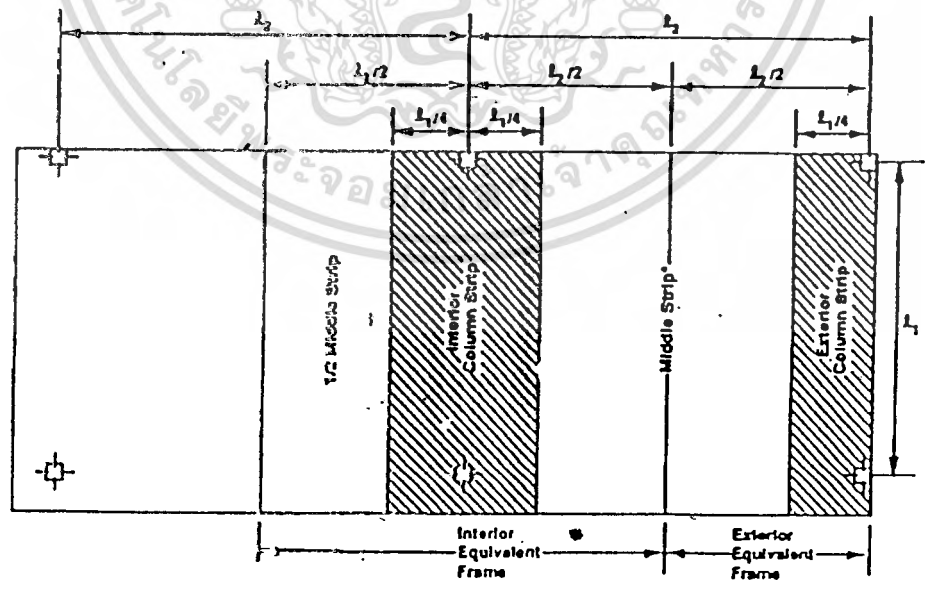
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ทางการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น ยกเว้นกรณีที่มีการขออนุญาตและได้รับอนุญาตจากสำนักพิมพ์แล้ว



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้
รูปที่ 3.1.20 Design Strip ด้วยวิธี Equivalent Frame



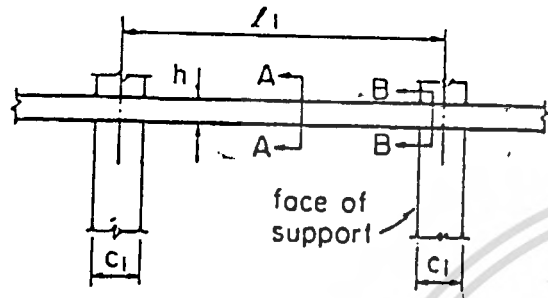
(a) Column Strip for $l_2 \leq l_1$



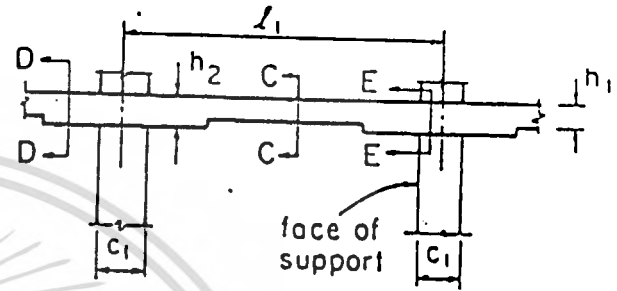
(b) Column Strip for $l_2 > l_1$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

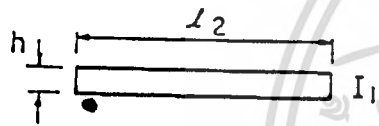
รูปที่ 3.1.21 Column Strips และ Middle Strips



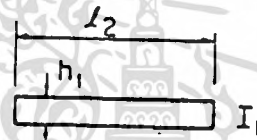
Slab system without beams



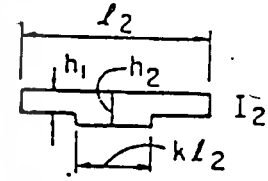
Slab system with drop panels



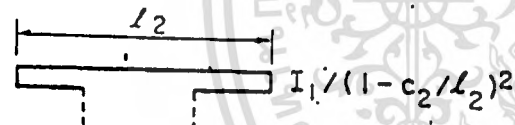
Section A-A



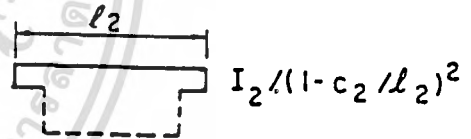
Section C-C



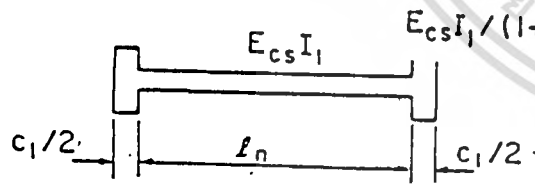
Section D-D



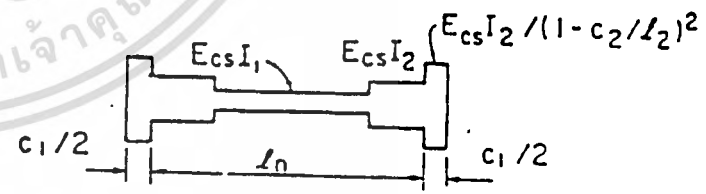
Section B-B



Section E-E



Equivalent slab-beam stiffness diagram



Equivalent slab-beam stiffness diagram

Slab stiffness

รูปที่ 3.1.22 แสดงรูปตั้งและหน้าตัดของพื้นที่หน้าตัด A-A ค่า I_u สามารถคำนวณหาได้โดยตรงจากขนาดที่กำหนดให้

$$I_u = (1/12) l_2 h^3 \quad 3.1.36$$

โดยที่

l_2 = ความกว้างของ Frame

h = ความหนาของพื้นที่หน้าตัด B-B ซึ่งเป็นบริเวณที่ส่วนของพื้นอยู่ในเสา

ค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดคำนวณหาได้จาก

$$I = I_u \quad 3.1.37$$

โดยที่

$(1-c_2)^2$

l_2

c_2 = ความลึกของหน้าเสา

จากสมการที่ 3.1.36 และ 3.1.37 ค่า Equivalent slab stiffness

โดยประมาณที่เสนอโดย Rice ⁽¹⁾ สามารถคำนวณได้จาก

$$K_u = \frac{4 I_u E_u}{(l_1 - c_1)^2} \quad 3.1.38$$

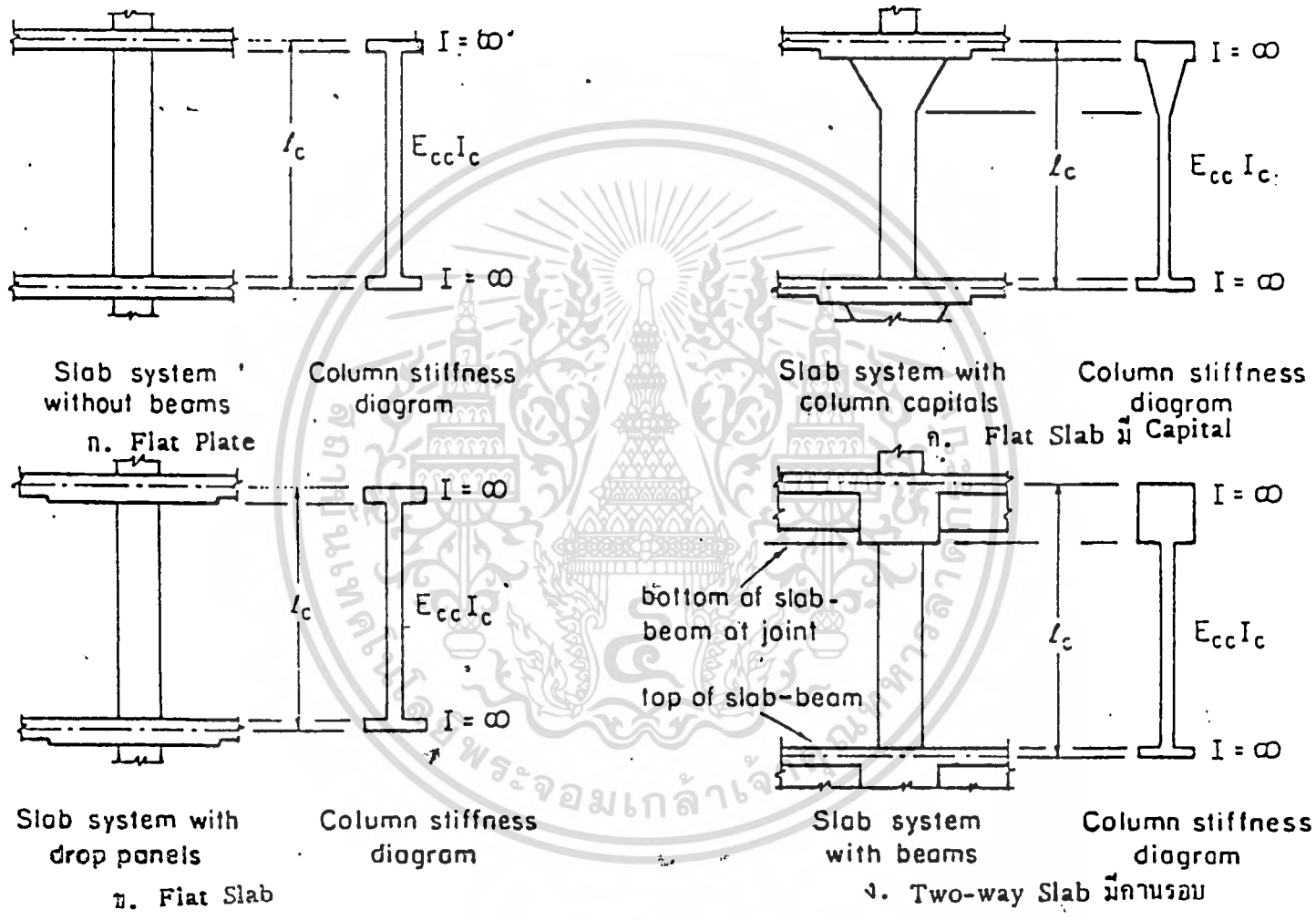
โดยที่

K_u = equivalent slab stiffness

E_u = ในคู่มือของหน้าตัด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ไว้เพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีก l_1 = ความยาวระหว่างศูนย์กลางเสาถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

c_1 = ความยาวของหน้าเสา



รูปที่ 3.1.23 หน้าตัดเสาเพื่อหาค่าความ Stiffness

Column Stiffness

รูปที่ 3.1.23 แสดงรูปตั้งปลระหน้าตัดของเสา ค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียของเสาในช่วงระหว่างพื้นสามารถคำนวณหาได้โดยตรงจากหน้าตัดจริงของเสา ดังนี้

$$I_c = (1/12)c_2c_1^3 \tag{3.1.39}$$

ส่วนโมเมนต์อินเนอร์เซียในส่วนที่อยู่เหนือพื้นให้ถือว่ามีความเท่ากับ α จาก Rice⁽¹⁾

ค่า column stiffness จริงโดยประมาณมีค่า

$$K_c = 4 E_c I_c \tag{3.1.40}$$

$$L_c = 2h$$

โดยที่

K_c = flexural stiffness ของเสา

E_c = โมดูลัสยืดหยุ่นของเสา

L_c = ความสูงของเสาวัดจากกึ่งกลางความหนาพื้น

Equivalent Column stiffness

รูปที่ 3.1.24 แสดงส่วนของเสาและพื้นที่อยู่ร่วมกันเรียกว่า Equivalent column ซึ่งประกอบด้วยส่วนของเสาที่อยู่ระหว่างบนและล่างกับส่วนของพื้นที่ติดกับเสาและยื่นออกไปจากเสาทั้งสองข้าง เรียกส่วนของพื้นที่ว่า attached torsional member ค่า stiffness ที่แท้จริงคำนวณได้จาก

$$1 = 1 + 1 \tag{3.1.41}$$

$$K_{ec} = K_c + K_t$$

โดยที่

K_{ec} = Equivalent column stiffness

K_t = torsional stiffness ของ attached member

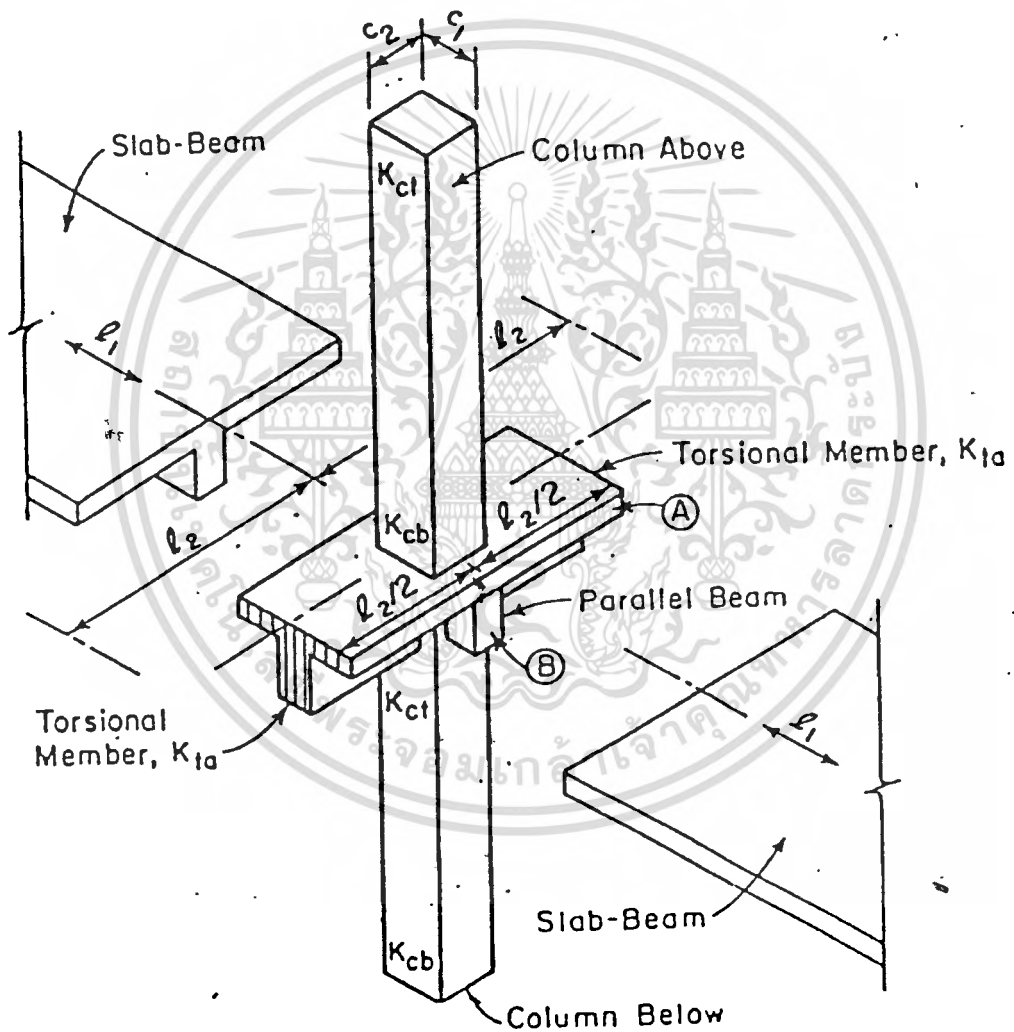
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงแก้ไข EUC และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$l_e [1 - (c_e/l_e)]^3$$

$$C = \sum [1 - 0.63 (x/y)] x^3 y / 3$$

x = ความยาวของพ่น = h

y = ความกว้างของหน้าเสา = c_1



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้
รูปที่ 3.1.24 Equivalent column เพื่อหาค่า Stiffness

Distributed Factor

จากสมการ 3.1.38 และ 3.1.41 ค่า distributed factor ที่แต่ละ joint สามารถคำนวณได้จาก

$$D.F._s(\text{exterior jt.}) = \frac{K_s}{K_s + \Sigma K_{sc}} \quad 3.1.42$$

และ

$$D.F._s(\text{interior jt.}) = \frac{K_s}{\Sigma K_s + \Sigma K_{sc}} \quad 3.1.43$$

โดยที่

$D.F._s$ = distributed factor ของพื้น

Carry over factor

แฟคเตอร์ที่ใช้ในการถ่ายโมเมนต์ จากปลายข้างหนึ่งไปอีกข้างหนึ่งสามารถ

คำนวณหาได้อย่างละเอียดและถูกต้องโดยวิธี Column analogy อย่างไรก็ตามพบว่า ค่า carry over factor เท่ากับ 0.50 จะให้ผลลัพธ์ที่เพียงพอปฏิบัติงานด้านการออกแบบทั่วไป

Loading Pattern

รูปที่ 3.1.41 แสดงการวางตำแหน่งของน้ำหนักบรรทุกจร เพื่อให้ได้ค่าโมเมนต์สูงสุดตรงตำแหน่งที่ต้องการ ในรูปที่ 3.1.41.1 การวางน้ำหนักบรรทุกจรทุกช่วงเสา เมื่อน้ำหนักบรรทุกจรค่อน้ำหนักบรรทุกคงที่มีค่าน้อยกว่า 3/4 [LL/DL (<= 3/4)] ในรูปที่ 3.1.41.2 และ 3.1.41.3 แสดงการวางตำแหน่งน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อให้ได้ค่าโมเมนต์สูงสุดที่กึ่งกลางความยาวช่วงพื้น ในขณะที่รูป 3.1.41.4 และ 3.1.41.5 แสดงการวางตำแหน่งน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อให้ได้ค่าโมเมนต์สูงสุดที่หัวเสา

Distribution of Factored Moment

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ไว้สำหรับใช้ในการเรียนการสอนเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้
ตารางที่ 3.1.4 แสดงค่าการกระจายโมเมนต์จาก Design Strip เข้าสู่

column strip และ middle strip สำหรับพื้น Flat plate

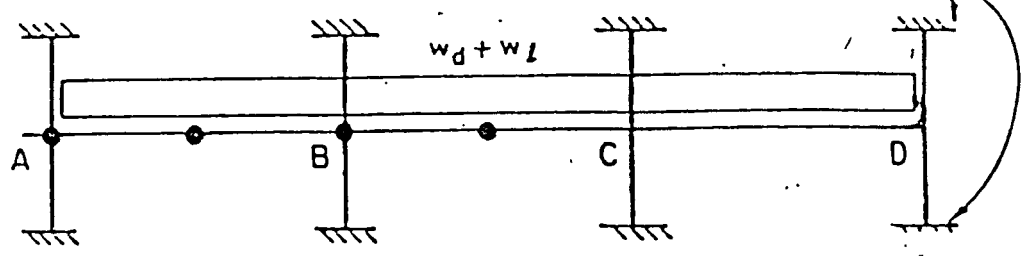
ตารางที่ 3.1.4 Distribution of Factored Moment



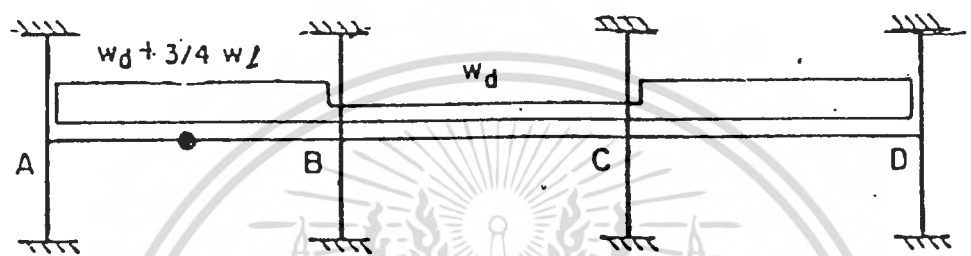
For slab systems without beams .

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 **That portion of the Factored moment not resisted by the
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมีเหตุดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้
 column strip is assigned to the two half-middle strips

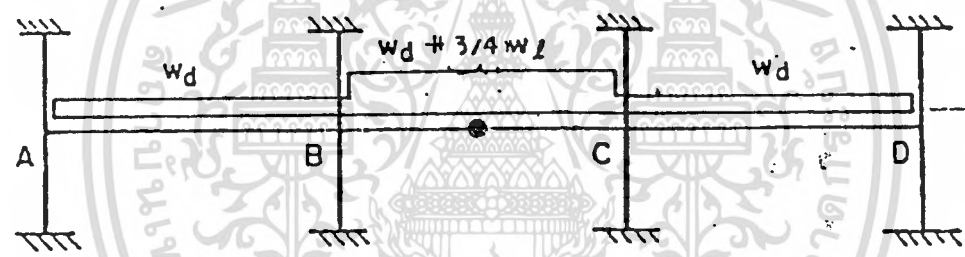
Columns assumed fixed at remote ends.



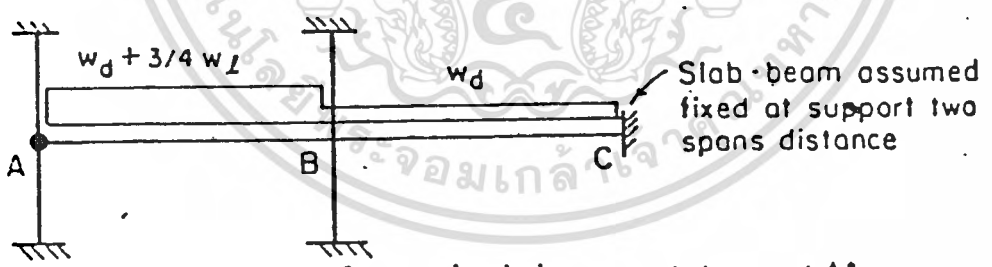
(1) Loading pattern for design moments in all spans with $L \leq 3/4 D$



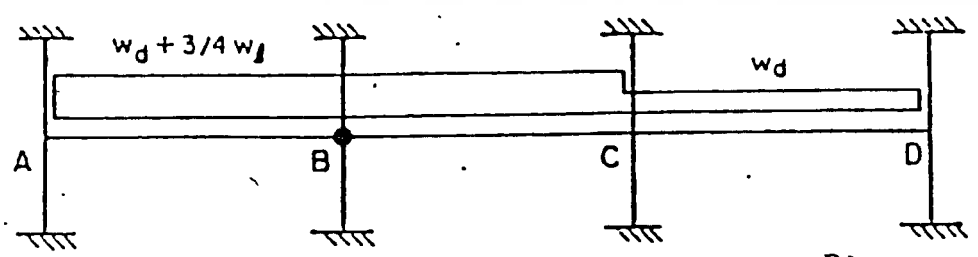
(2) Loading pattern for positive design moment in span AB*



(3) Loading pattern for positive design moment in span BC*



(4) Loading pattern for negative design moment at support A*



(5) Loading pattern for negative design moment at support B*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 3.1.25 Loading Patterns

การเสริมเหล็ก

รูปที่ 3.1.42 แสดงการเสริมเหล็กและระยะ cut-off สำหรับพื้นระบบ Flat Plate และ Flat slab ทั้งกรณีที่ใช้เหล็กตรงและเหล็กค้อม

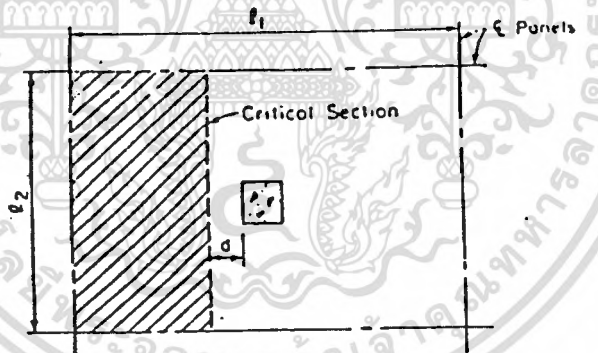
แรงเฉือน

ในพื้นระบบ Flat Plate ค่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นบริเวณหัวเสาจะต้องได้รับการพิจารณาเป็นพิเศษ ซึ่งการถ่ายแรงเฉือนจะมีพฤติกรรมแตกต่างจากพื้นระบบที่มีคานล้อมรอบ กล่าวคือ ในกรณีที่มีคาน พื้นจะถ่ายน้ำหนักผ่านคานเข้าสู่เสา แต่ในพื้นระบบ Flat Plate การถ่ายน้ำหนักจากพื้นเข้าสู่เสาจะประกอบด้วยพฤติกรรม 2 ประเภทคือ

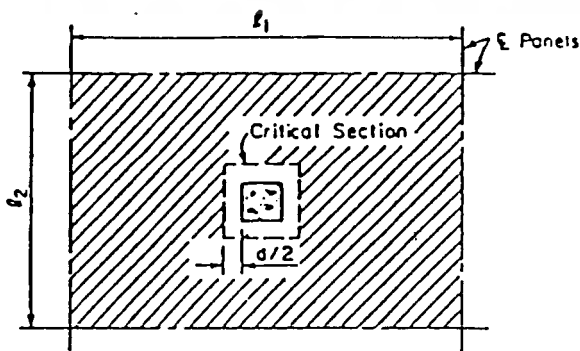
ก. เนื่องจากค่าแรงเฉือนโดยตรง (Direct Shear) และ

ข. เนื่องจากค่าแรงเฉือนจากโมเมนต์ (Shear caused by moment transfer)

รูปที่ 3.1.43 แสดงลักษณะการเกิดขึ้นของแรงดิ่งกล่าว ส่วนรูปที่ 3.1.44 แสดงบริเวณพื้นที่รอบหัวเสา ซึ่งน้ำหนักบรรทุกจากพื้นจะถ่ายเข้าสู่เสาภายในเสามุมและเสาดัด

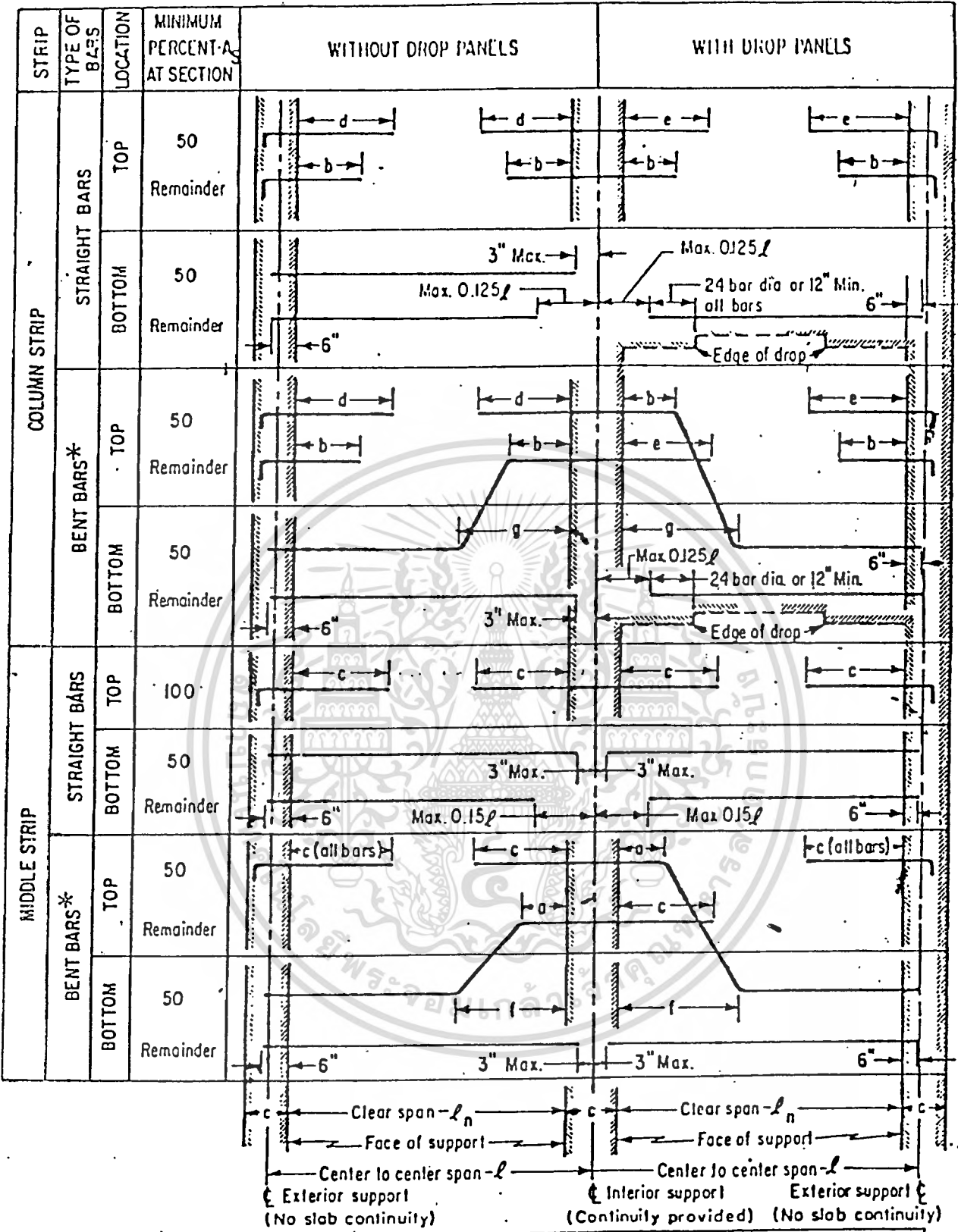


(ก) Beam Shear



(ข) Two-Way Shear

รูปที่ 3.1.26 Direct Shear and Moment Transfer

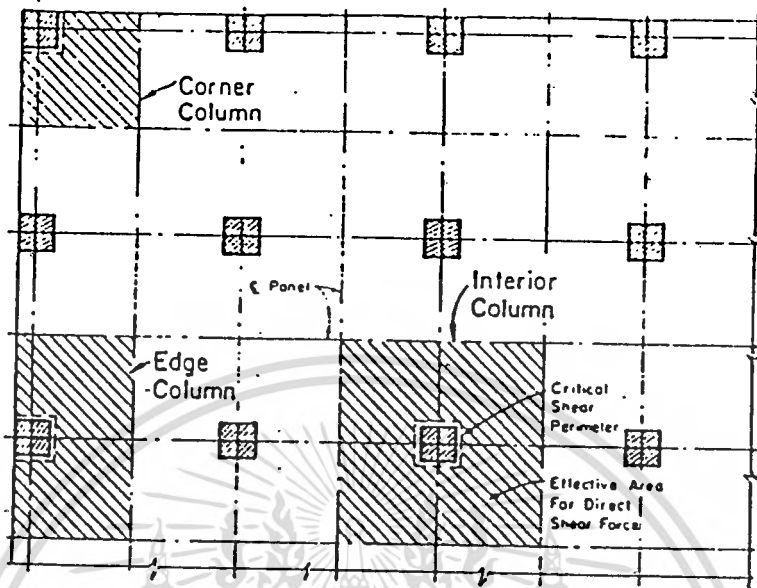


* Bent bars at exterior supports may be used if a general analysis is made

		BAR LENGTH FROM FACE OF SUPPORT						
		MINIMUM LENGTH				MAXIMUM LENGTH		
MARK		a	b	c	d	e	f	g
LENGTH		$0.4l_n$	$0.20l_n$	$0.22l_n$	$0.30l_n$	$0.33l_n$	$0.20l_n$	$0.24l_n$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 3.1.27 การเสริมเหล็กใน Flat Plate และ Flat Slab



รูปที่ 3.1.28 Critical Locations for Slab Shear Strength

หน่วยแรงเฉือนโดยตรง (Direct Shear Stress)

รูปที่ 3.1.45 แสดงตำแหน่งวิกฤตที่ต้องทำการตรวจสอบค่าหน่วยแรงเฉือน โดยตรงที่เกิดจากการถ่ายน้ำหนักบรรทุกจากพื้นที่หัวเสาภายใน รูปที่ 3.1.45 ก และ ข แสดงลักษณะการพิจารณาหน่วยแรงเฉือนในกรณีของ Beam shear (One-way Shear) และ Two-way Shear (Punching Shear) ตามลำดับ

ค่าหน่วยแรงเฉือนคำนวณได้ดังนี้

$$V_{u1} = V_u / A_c \quad 3.1.44(ก)$$

โดยที่

$$V_{u1} = \text{หน่วยแรงเฉือนโดยตรง} \quad \text{กก/ซม.}^2$$

$$V_u = \text{น้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง} \quad \text{กก.}$$

$$A_c = \text{พื้นที่หน้าตัดที่รับแรงเฉือน} \quad \text{ซม.}^2$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.1.29 Direct Shear at an Interior Slab-Column Support

หน่วยแรงเฉือนจากโมเมนต์ (Shear Stress Caused by moment Transfer)

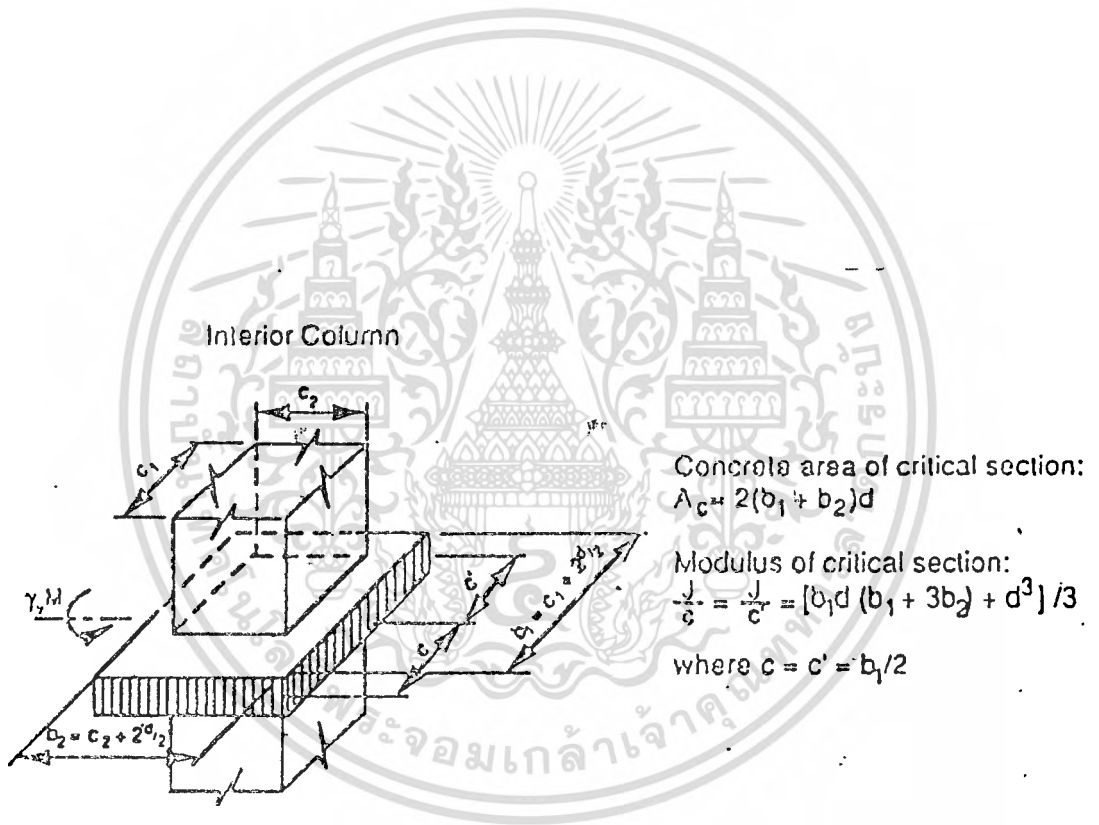
รูปที่ 3.1.43 แสดงลักษณะการเกิดและการกระจายของหน่วยแรงเฉือนที่เกิดจาก unbalanced moment ที่หัวเสา ค่าหน่วยแรงเฉือนมีค่านวนได้จาก

$$V_{ue} = \frac{V}{J} M_{ue} = \frac{V_0}{J} M_{ue} \quad 3.1.44(\text{ข})$$

โดยที่

V_{ue} = หน่วยแรงเฉือนจากโมเมนต์ $\frac{\text{กก}}{\text{ซม.}^2}$
 เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น มิอนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกห้าหมื่นมีที่หนังสือแจ้งเรื่องลิขสิทธิ์ของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้
 = สัดส่วนของโมเมนต์ที่ถ่ายเปลี่ยนเป็นแรงเฉือน

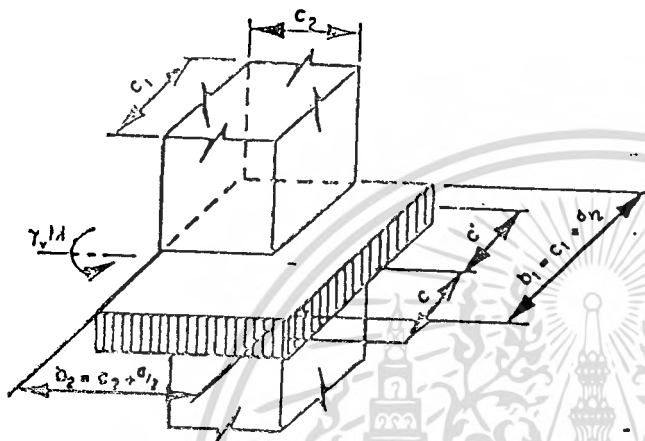
$$\frac{1+2 \sqrt{c_1+d}}{3 \sqrt{c_2+d}}$$



ก. เสากลางใน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Corner Column



Concrete area of critical section:

$$A_c = (b_1 + b_2)d$$

Modulus of critical section:

$$\frac{J}{c} = [b_1 d (b_1 + 4b_2) + d^3 (b_1 + b_2)] / 6b_1$$

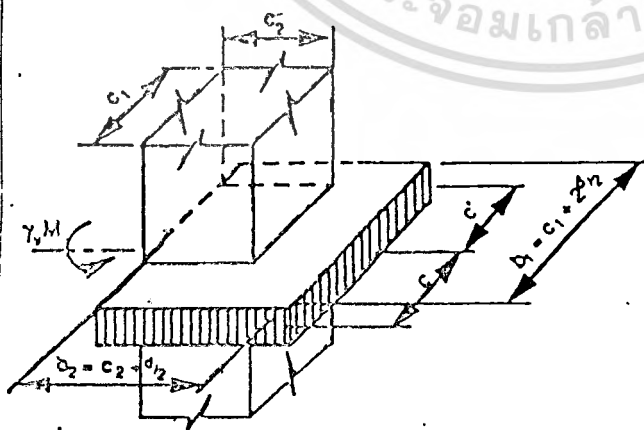
$$\frac{J}{c} = [b_1^2 d (b_1 + 4b_2) + d^3 (b_1 + b_2)] / 6(b_1 + 2b_2)$$

where $c = b_1^2 / 2(b_1 + b_2)$

$$c' = b_1 (b_1 + 2b_2) / 2(b_1 + b_2)$$

อ. เสาริม

Edge Column (Bending parallel to edge)



Concrete area of critical section:

$$A_c = (b_1 + 2b_2)d$$

Modulus of critical section:

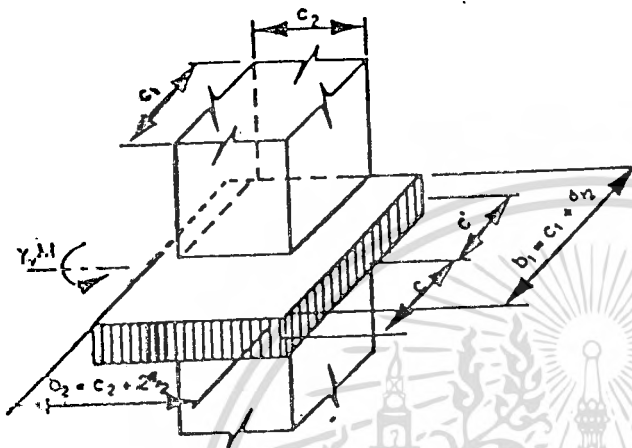
$$\frac{J}{c} = \frac{J}{c} = [b_1 d (b_1 + 6b_2) + d^3] / 6$$

where $c = c' = b_1/2$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

อ. เสาริม (ชานกับขอบ)

Edge Column (Bending perpendicular to edge)



Concrete area of critical section:

$$A_c = (2b_1 + b_2)d$$

Modulus of critical section:

$$\frac{J}{c} = [2b_1d(b_1 + 2b_2) + d^3(2b_1 + b_2)/b_1]/6$$

$$\frac{J}{c} = [2b_1^2 d(b_1 + 2b_2) + d^3(2b_1 + b_2)]/6(b_1 + b_2)$$

$$\text{where } c = \frac{b_1^2}{2(b_1 + b_2)}$$

$$c' = b_1(b_1 + b_2)/(2b_1 + b_2)$$

ง. เสาริม (ตั้งฉากกับขอบ)

รูปที่ 3.1.30 ค่า J/c สำหรับเสา c_1 = ความกว้างของหน้าเสา ซม. c_2 = ความลึกของหน้าเสา ซม. d = ความลึกประสิทธิภาพของพื้น ซม. J/C = Section modulus ของหน้าตัด ซม.³

จากสมการ 3.1.44 (ก) และ 3.1.44 (ข) หน้าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นที่หัวเสา

มีค่า

$$V_u = V_{u1} + V_{u2}$$

3.1.45

$$V_o = V_u + \gamma_o M_u c$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

 A_c J

หน่วยแรงเฉือนของคานกรีต

ในกรณีที่ไม่มีเหล็กเสริมช่วยรับแรงเฉือน ค่าแรงเฉือนที่คานกรีตสามารถรับได้มีค่า

- One-way shear $V_c = 0.53 \phi / f_c'$ 3.1.46

- Two-way shear $V_c = 1.06 \phi / f_c'$ 3.1.47

ในกรณีที่ต้องเสริมเหล็กช่วยรับแรงเฉือน ให้พิจารณาดังนี้

เสริมเหล็กปลอก

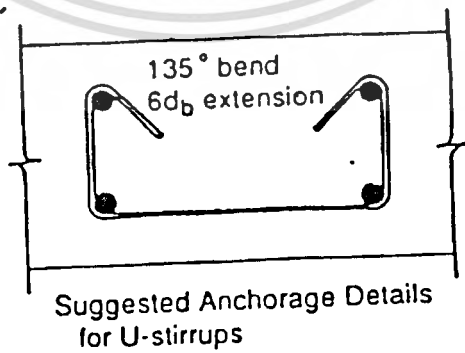
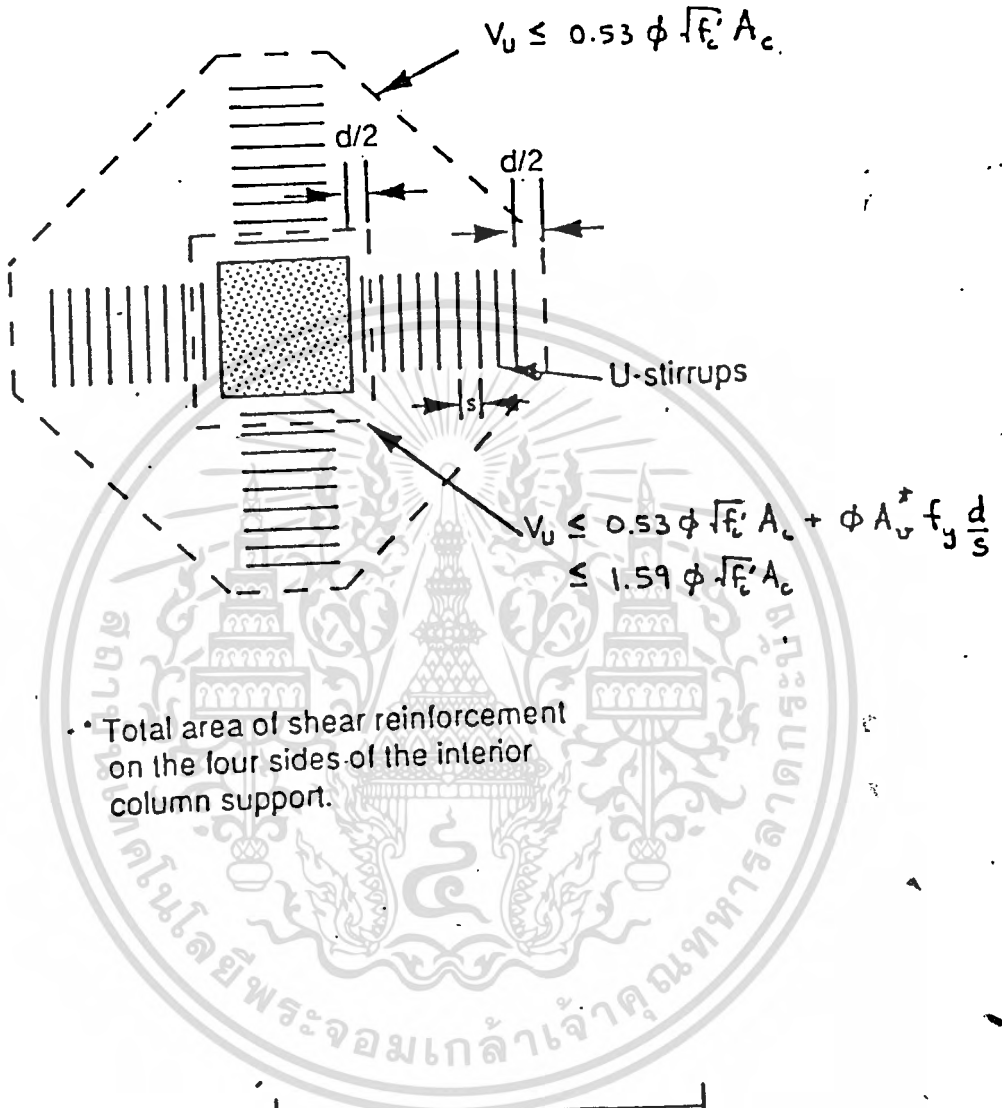
จะทำการเสริมเหล็กปลอกเพื่อช่วยรับแรงเฉือนได้ต่อเมื่อ

$$1.06 \phi / f_c' < V_u < 1.56 \phi / f_c'$$

รูปที่ 4.5 แสดงตำแหน่งและลักษณะของเหล็กปลอกที่ใช้เสริม ปริมาณเหล็ก

เสริมสามารถคำนวณได้จาก

$$A_v >= \frac{(V_u - 0.53 \phi / f_c') A_c s}{n \phi f_v d}$$



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
บท 3.1.31 Shear Strength of Slabs with Bars or Wires Used
 ไม่วากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้
as Shear Reinforcement

โดยที่

$$A_v = \text{ปริมาณเหล็กปลอกที่เสริมต่อหน้าตัดสี่เหลี่ยม} \quad \text{ซม.}^2$$

$$n = \text{จำนวนหน้าตัดสี่เหลี่ยม}$$

$$(n = 2 \text{ สำหรับเสาเข็ม}$$

$$n = 3 \text{ สำหรับเสาเข็ม}$$

$$n = 4 \text{ สำหรับเสาดัดใน})$$

$$A_c = \text{พื้นที่หน้าตัดสี่เหลี่ยม} \quad \text{ซม.}^2$$

$$S = \text{ระยะห่างของเหล็กปลอก} \leq d/2 \quad \text{ซม.}$$

$$f_v = \text{หน่วยแรงคดงของเหล็กปลอก} \quad \text{กก/ซม.}^2$$

สำหรับความยาวของเหล็กเสริมใช้คำนวณจากสมการความสัมพันธ์ของแรงเฉือน

$$V_u \leq 0.53 \phi / f_c' A_c \quad 3.1.48$$

เสริมเหล็กรูปพรรณ.

จะทำการเสริมเหล็กรูปพรรณหรือขั้วรับแรงเฉือนได้ต่อเมื่อ

$$1.06 \phi / f_c' < V_u < 1.86 \phi / f_c' \quad 3.1.49$$

รูปที่ 3.1.48 แสดงลักษณะการเสริมเหล็กรูปพรรณสำหรับเสาภายใน เหล็ก

รูปพรรณที่ใช้เสริมจะต้องมีค่าพลาสติกโมเมนต์ (M_p) ดังนี้

$$M_p = V_u \left[\frac{h_v}{2} + \alpha_v (l_v - c) \right] \quad 3.1.50$$

$2\phi_n$

2

โดยที่

$$\phi = 0.90$$

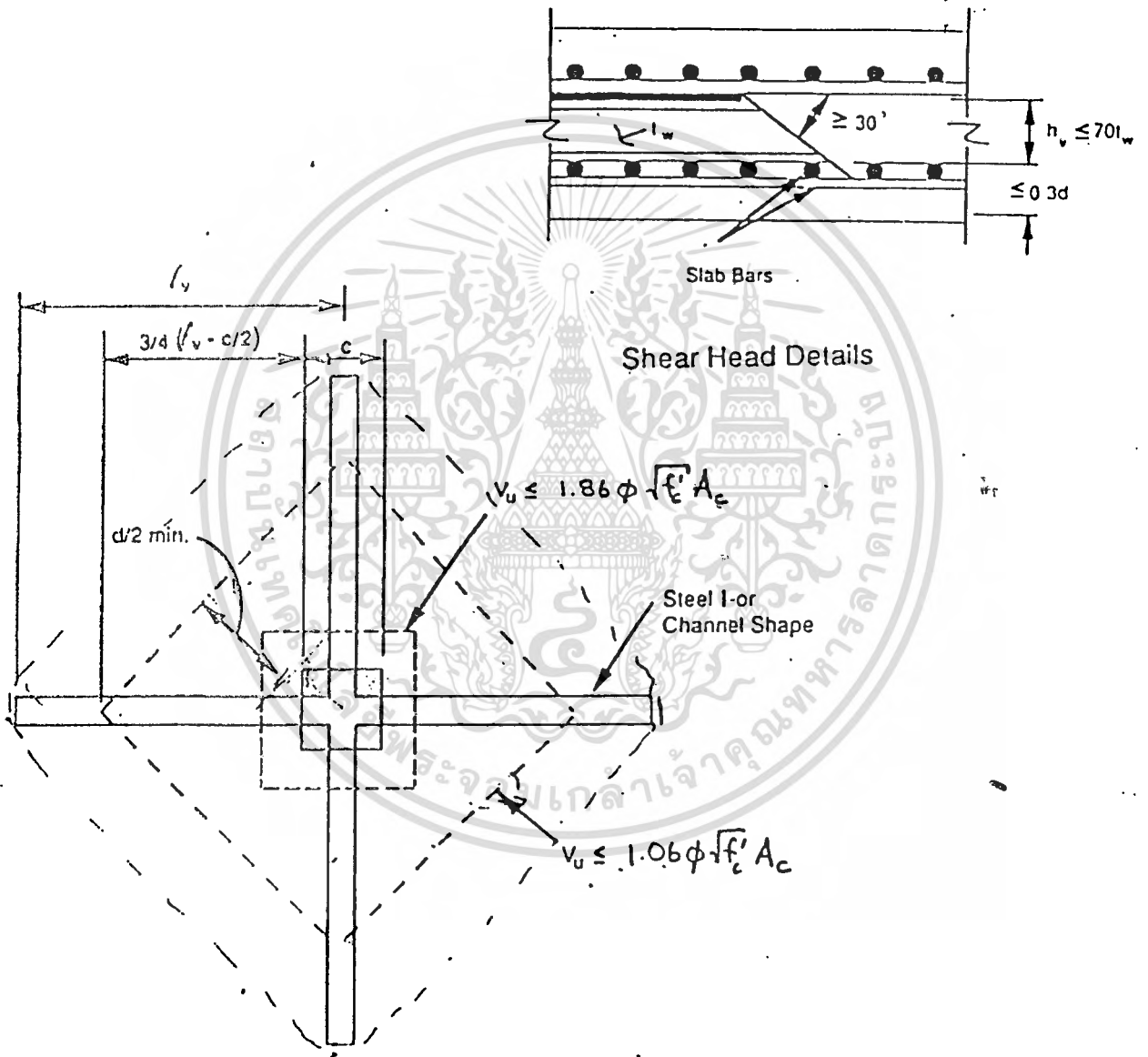
$$n = \text{จำนวนหน้าตัดสี่เหลี่ยม}$$

$$h_v = \text{ความลึกของเหล็กรูปพรรณ}$$

$$\alpha_v = \text{อัตราส่วนสี่เหลี่ยมของ shear head arm/surrounding slab}$$

$$l_v = \text{ความยาวของ shear head arm}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
รูปที่ 3.1.32 Shear Strength of Slabs with "shearheads" Used as
 ไม่วารณิใดๆ ทั้งสน ออกทงห้ามมเหตุดแปลงเนื้อหาและตองอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกคร้งทมีการนำไปใช้

Shear Reinforcement

ตัวอย่าง การออกแบบพื้นระบบ Flat Plate

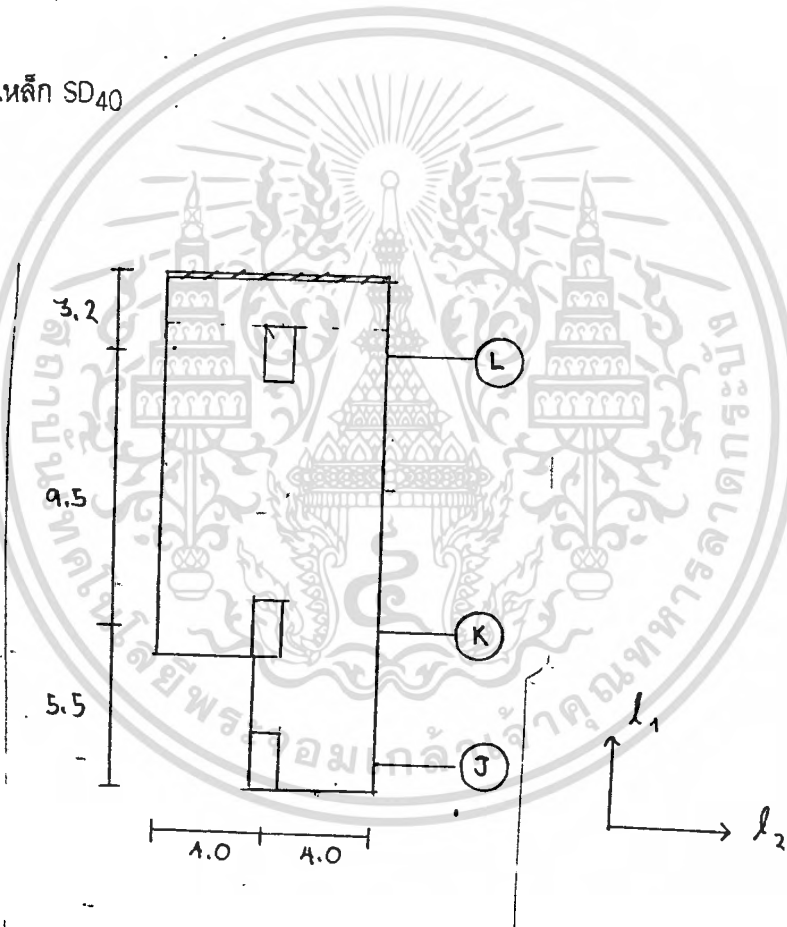
พื้น FLAT PLATE ชั้น 2 ตำแหน่ง J8-L8

ความสูงระหว่างชั้น 3.3 เมตร (ชั้น 1-2) และ 2.4 เมตร (ชั้น 2-3) เสาขนาด 0.5*1 เมตร

LL = 400 กก/ม²

TC = 280 กก/ชม²

เหล็ก SD40



คำนวณค่าความหนาของพื้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น ยินดีให้แก้ไขให้ถูกต้องและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้
 $h_{min} > l/30$

เลือกใช้ความหนาพื้น = 30 ซม

$$d = 27 \text{ ซม.}$$

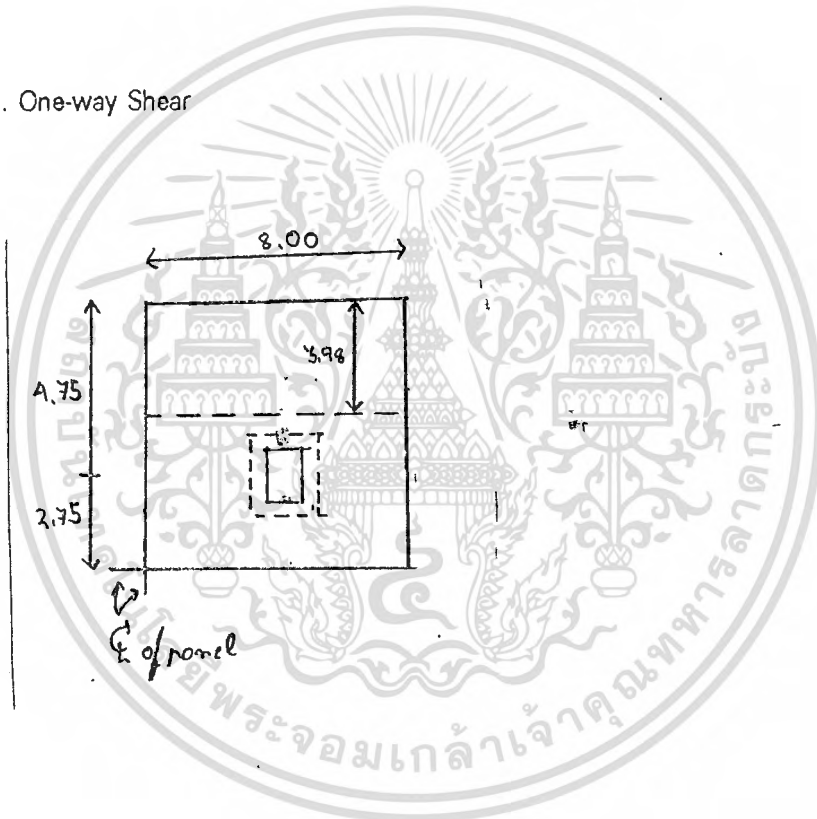
- ตรวจสอบหน่วยแรงเฉือน

$$DL = (2.4 * 0.3) = 0.72 \text{ ตัน/ม}^2$$

$$LL = \quad = 0.4 \text{ ตัน/ม}^2$$

$$\text{เพราะฉะนั้น } W = 1.12 \text{ ตัน/ม}^2$$

1. One-way Shear



$$V_u = 1.12 * 3.98 * 8 = 35.66 \text{ ตัน}$$

$$v_u = V_u / b * d = 35.66 * 10^3 / 800 * 27$$

$$= 1.7 \text{ กก/ซม}^2$$

$$v_c = f_c = 4.85 \text{ กก/ซม}^2$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารลิขสิทธิ์สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งยังมีให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. Punching Shear

$$V_u = 1.12(7.5 \cdot 8 - 1.27 \cdot 0.77)$$

$$= 66 \text{ ตัน}$$

$$v_u = 66 \cdot 10^3 / (2(127 + 77) \cdot 27) = 6 \text{ กก/ซม}^2$$

$$v_c = 0.53 f_c = 8.87 \text{ กก/ซม}^2$$

$$v_u < v_c \quad \text{OK}$$

- คำนวณหาโมเมนต์ใน Design Strip โดยวิธี Equivalent From Method

เนื่องจาก $LL/DL = 0.4/0.72 = 0.56 < 0.75$

ดังนั้นสามารถวางน้ำหนักบรรทุก จะได้ตลอดทุกช่วงเสา

1. Equivalent Slob Stiffness (K_s)

$$K_s = 4I_2 h^3 E_s / 12(l_1 - c_1/2)$$

$$\text{ช่อง JK} \quad K_s/E_s = 4 \cdot 450 \cdot 30^3 / 12(550 - 100/2) = 8100$$

$$\text{ช่อง KL} \quad K_s/E_s = 4 \cdot 300 \cdot 30^3 / 12(950 - 100/2) = 8000$$

2. Column Stiffness (K_c)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\text{เสาชั้น 1-ชั้น 2 } K_C/E_C = 4C_2C_1^3/12(L_C-2h) = 4*50*100^3/12(330-2(30)) = 61,728$$

$$\text{เสาชั้น 2- ชั้น 3 } K_C/E_C = 4*50*100^3/12(240-2(30)) = 92,592$$

3. Torsional Stiffness (K_T)

$$K_T = \{ 9E_s[1-0.63(h/c_1)]h^3c_1/3 \} / \{ 2[1-(c_2/l_2)]^3 \}$$

$$\begin{aligned} \text{เสา J } K_T/E_s &= \{ 9[1-0.63(30/100)]30^3*100/3 \} / 450[1-50/450]^3 \\ &= 20,785 \end{aligned}$$

เสา K และ L

$$\begin{aligned} K_T/E_s &= \{ 9[1-0.63(30/100)]30^3*100/3 \} / 800[1-(50/800)]^3 \\ &= 9,965 \end{aligned}$$

4. Equivalent Column Stiffness (K_{ec})

$$\text{เนื่องจาก } E_s = E_C$$

$$K_{ec}/E_s = 1/(E_c/K_C + E_s/K_C)$$

ชั้น 1-2

$$\text{เสา J } K_{ec}/E_s = 1/(1/61,728 + 1/20,785) = 15,549$$

$$\text{เสา K และ L } K_{ec}/E_s = 1/(1/61,728 + 1/9,965) = 8,580$$

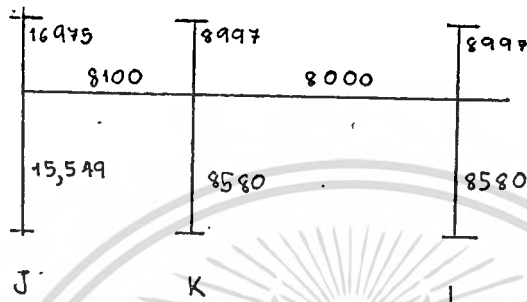
ชั้น 2-3

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เสา J $K_{ec}/E_s = 1/(1/92,592+1/20,785) = 16,975$

เสา K และ L $K_{ec}/E_s = 1/(1/92,592+1/9,965) = 8,997$

5. หา Distribute Factor ที่ Joint ต่างๆได้ดังนี้



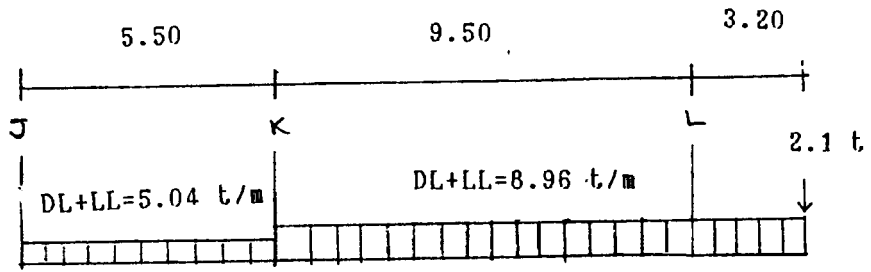
ช่อง JK DF. = $8,100/(8,100+16,975+15,549) = 0.20$

ช่อง KJ DF. = $8,100/(8,100+8,000+8,997+8,580) = 0.24$

ช่อง KL DF. = $8,000/33,677 = 0.24$

ช่อง LK DF. = $8,000/(8,000+8,580+8,997) = 0.31$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



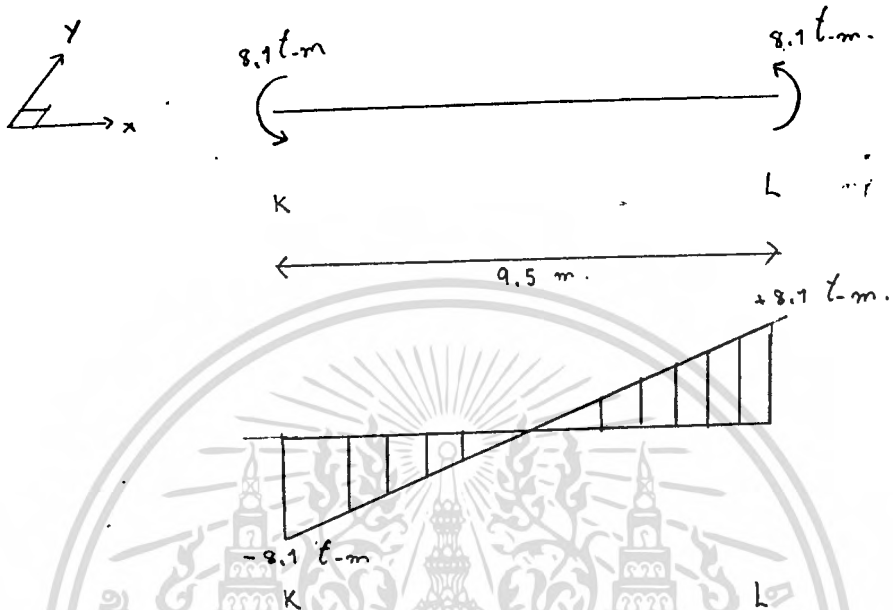
	J	K	L	
DF	0.20	0.24	0.24	0.31
FEM	-12.7	12.7	-67.4	67.4
	2.5	13.1	13.1	-4.6
	6.6	1.3	-2.3	6.6
	-1.3	0.2	0.2	-2.0
M-	-4.9	+27.3	-56.4	67.4
M+	4.6		39.3	

- M_{WL} เนื่องจากแรงลมในแนวแกน X ลง From 12 Level 10 Boy 7

V_{WL} (จากโปร.ลม) = $-2 \cdot 1/2 = -1.05$ t-m/3.5 m.

$M_{WL} = -1.05 \cdot 9 \cdot 0.3^3 / 3.5 \cdot 0.2^3 = -8.1$ t-m/8 m

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



- โมเมนต์ที่ใช้ในการออกแบบหาได้จาก 1 ใน 2 สมการข้างล่างนี้

1. $0.75(M_{DL+LL} + M_{WL})$ โดยไม่ต้องเพิ่มกำลังวัสดุอีก 33%

2. M_{DL+LL}

$M_{Design}^- = M_{DL+LL} = 56.4 \text{ t-m/8 m.}$

$M_{Design}^+ = M_{DL+LL} = 39.3 \text{ t-m/8 m.}$

- กระจายโมเมนต์เข้าสู่ Column Strip และ Middle Strip

Column Strip

Middle Strip

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$M_{Design}^- = 0.75 \cdot 56.4 = 0.25 \cdot 56.4$

$= 42.3 \text{ t-m/4 m} = 14.1 \text{ t-m/4 m.}$

$= 10.6 \text{ t-m/m.} = 3.5 \text{ t-m/m.}$

$$\begin{aligned}
 M^+ &= 0.6 \cdot 39.3 & = 0.4 \cdot 39.3 \\
 &= 23.6 \text{ t-m/4 m.} & = 15.7 \text{ t-m/4 m.} \\
 &= 5.9 \text{ t-m/m.} & = 3.9 \text{ t-m/m.}
 \end{aligned}$$

- ตรวจสอบกำลังรับโมเมนต์ของหน้าตัด

$$\begin{aligned}
 M_C &= Rbd^2 \\
 &= 22 \cdot 1 \cdot 27^2 \\
 &= 16 \text{ t-m/m.}
 \end{aligned}$$

$$M_C > M_{\text{Design}} \quad \text{OK}$$

- ตรวจสอบแรงเฉือน ที่เสา L

1. หน่วยแรงเฉือนโดยตรง

$$V_u = 1.12 \cdot 7.95 \cdot 8 = 71.2 \text{ t}$$

$$A_c = 2 (127 + 77) \cdot 27 = 11016 \text{ ซม}^2$$

$$v_{u1} = 71.2 \cdot 10^3 / 11016 = 6.46 \text{ กก./ซม}^2$$

2. หน่วยแรงเฉือนจากโมเมนต์ Shear Stress Cause By moment

$$v_{u2} = M_u C / J \quad (\text{ก})$$

$$\text{ก} = 1 - \frac{1}{1 + 2 \sqrt{\frac{160 + 27}{3 \cdot 50 + 27}}}$$

$$= 0.46$$

$$J/C = [b_1 d (b_1 + 3b_2) + d^3] / 3$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ 127*27(127+3(77)+27^3)/3 ศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$= 415755 \text{ ซม.}^3$$

$$M_u = 67.4 - 52.6 = 14.8 \text{ t-m}$$

$$v_{u2} = 0.46 * 14.8 * 1000 * 100 / 415755$$

$$= 1.6 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$v_u = v_{u1} + v_{u2}$$

$$= 6.46 + 1.6 = 8.06 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$v_c = 0.53 f_c = 8.87 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$v_u < v_c \quad \text{OK}$$

- หาปริมาณเหล็กเสริม

$$\text{Column Strip } A_s^- = 10.6 * 10^3 * 100 / 1700 * 0.866 * 27$$

$$= 26.7 \text{ ซม.}^2$$

ดังนั้น ใช้ DB 25 @ 0.15 ($A_s = 33$)

$$A_s^+ = 5.9 * 10^3 * 100 / 1700 * 0.866 * 27$$

$$= 14.8 \text{ ซม.}^2$$

ดังนั้น ใช้ DB 20 @ 0.20 ($A_s = 15.7$)

$$\text{Middle Strip } A_s^- = 3.5 * 10^5 / 1700 * 0.866 * 27$$

$$= 8.8 \text{ ซม.}^2$$

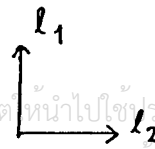
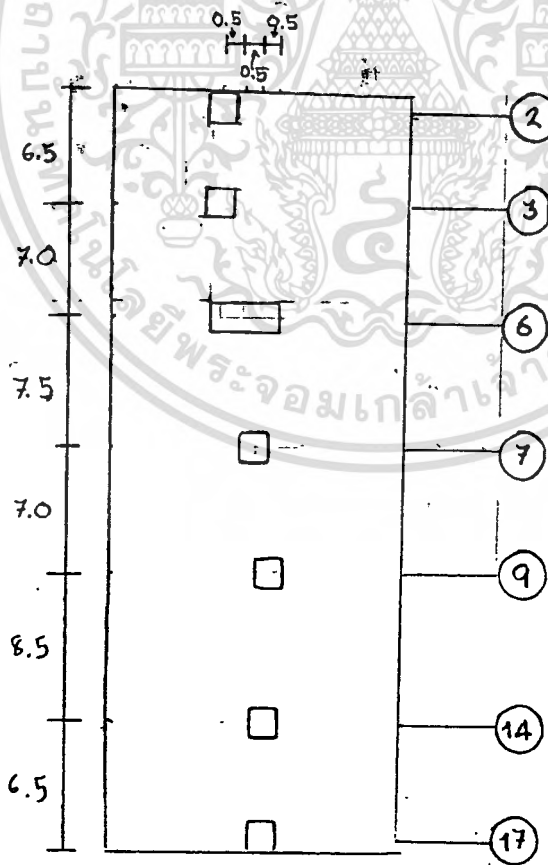
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้าม **ดังนั้น ใช้ DB 20 @ 0.30 ($A_s = 10.47$)** เจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$A_s^+ = 3.9 \times 10^5 / 1700 \times 0.866 \times 27$$

$$= 9.8 \text{ ซม.}^2$$

ดังนั้น ใช้ DB 20 @ 0.30 ($A_s = 10.47$)

พื้น Flat Plate ชั้น 2 ตำแหน่ง E2-E17



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับผู้ใช้ของมหาวิทยาลัยเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ความสูงระหว่างชั้น 2.4 ม.(ชั้น 2-3) และ 4 ม.(ชั้น 1-2)

เสาขนาด 1*1 ม, และ 1*2 ม.

$$LL = 400 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$f_c = 280 \text{ กก. ชม.}^2$$

$$\text{เหล็ก SD 40} = 4200 \text{ กก. ชม.}^2$$

-คำนวณค่าความหนาของชั้น

$$h = 1/30$$

$$25 \text{ ซม. (d = 22 ซม.)}$$

-ตรวจสอบหน่วยแรงเฉือน

$$DL = 2.4 * 2.5 = 0.6 \text{ t/m}^2$$

$$LL = 0.4 \text{ t/m}^2$$

$$W = 1 \text{ t/m}^2$$

ที่เสา (9)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1. One-way Shear

$$V_U = 1 * 3.53 * 7.75$$

$$= 27.36 \text{ t}$$

$$v_U = V_U / bd = 27.3 * 10^3 / 775 * 22 * 100$$

$$= 1.6 \text{ กก./ ซม.}^2$$

$$v_C = 0.29 f_c = 4.85 \text{ กก./ ซม.}^2$$

$$v_U < v_C \quad \text{OK}$$

2. Punching Shear

$$V_U = 1 * (7.75^2 - 1.22^2) = 58.57 \text{ t}$$

$$v_U = 58.57 * 10^3 / 4 * 122 * 22 = 5.46 \text{ กก./ ซม.}^2$$

$$v_C = 0.53 f_c = 8.87 \text{ กก./ ซม.}^2$$

$$v_U < v_C \quad \text{OK}$$

-คำนวณหาโมเมนต์ใน Design Strip โดยวิธี Equivalent Frome Method

$$\text{เนื่องจาก } LL/DL = 400/600 = 0.66 < 0.75$$

ดังนั้นสามารถวางน้ำหนักบรรทุกจรได้ตลอดทุกช่วงเสา

เอกสารนี้เป็นเอกสารเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\text{ช่วงเสา 17-14 } K_s/E_s = 4I_2L^3/12(I_1-C_1/2)$$

$$= 4 \cdot 8 \cdot 25^3 \cdot 100 / 12(650 - 100/2)$$

$$= 6944$$

ช่วง 14-9 $K_S/E_S = 4 \cdot 800 \cdot 25^3 / 12(850 - 100/2)$

$$= 5208$$

ช่วง 9-7 $K_S/E_S = 4 \cdot 800 \cdot 25^3 / 12(700 - 100/2)$

$$= 6410$$

ช่วง 7-6 $K_S/E_S = 5 \cdot 10^7 / 12(750 - 100/2)$

$$= 5952$$

ช่วง 6-3 $K_S/E_S = 5 \cdot 10^7 / 12(700 - 100/2)$

$$= 6410$$

ช่วง 3-2 $K_S/E_S = 5 \cdot 10^7 / 12(650 - 100/2)$

$$= 6944$$

2. Column Stiffness (K_C)

เสาชั้น 1-2

เสา(6) $K_C/E_C = 4c_2c_1^3 / 12(L_C - 2h)$

$$= 4 \cdot 200 \cdot 100^3 / 12(400 - 2 \cdot 25)$$

$$= 190476$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ เล่า 2, 3, 7, 9, 14, 17 ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$K_C/E_C = 4 \cdot 100 \cdot 100^3 / 12(400 - 2 \cdot 25)$$

$$= 95238$$

เสาชั้น 2-3

$$\begin{aligned} \text{เสา (6)} \quad K_C/E_C &= 4 \cdot 200 \cdot 100^3 / 12(240 \cdot 2 \cdot 25) \\ &= 350877 \end{aligned}$$

เสา 2, 3, 7, 9, 14, 17

$$\begin{aligned} K_C/E_C &= 4 \cdot 100 \cdot 100^3 / 12(240 \cdot 2 \cdot 25) \\ &= 175438 \end{aligned}$$

3. Torsional Stiffness (K_T)

$$\begin{aligned} K_T/E_S &= 9[1 - 0.63(L/c_1)]L^3 c_1/3 \\ &\quad L_2[1 - (c_2/2)]^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{เสา (6)} \quad K_T/E_S &= 9[1 - 0.63(25/100)]25^3 \cdot 100/3 \\ &\quad 800[1 - (200/800)]^3 \\ &= 11701 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{เสาอื่นๆ} \quad K_T/E_S &= 9[1 - 0.63(25/100)]25^3 \cdot 100/3 \\ &\quad 800[1 - (100/800)]^3 \\ &= 7369 \end{aligned}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับใช้ในวงมหาวิทยาลัยเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4. Equivalent Column Stiffness (K_{ec})

$$\text{จาก } E_c/K_{ec} = E_c/K_c + E_s/K_T$$

แต่ $E_s = E_s$

ดังนั้น $K_{ec}/E_s = 1$
 $E_c/K_c + E_s/K_e$

ชั้น 1-2

เสา (6) $K_{ec}/E_s = 1 = 11023$

$1/190476 + 1/11701$

เสาอื่นๆ $K_{ec}/E_s = 1 = 6893$

$1/95238 + 1/7369$

ชั้น 2-3

เสา (6) $K_{ec}/E_s = 1 = 11323$

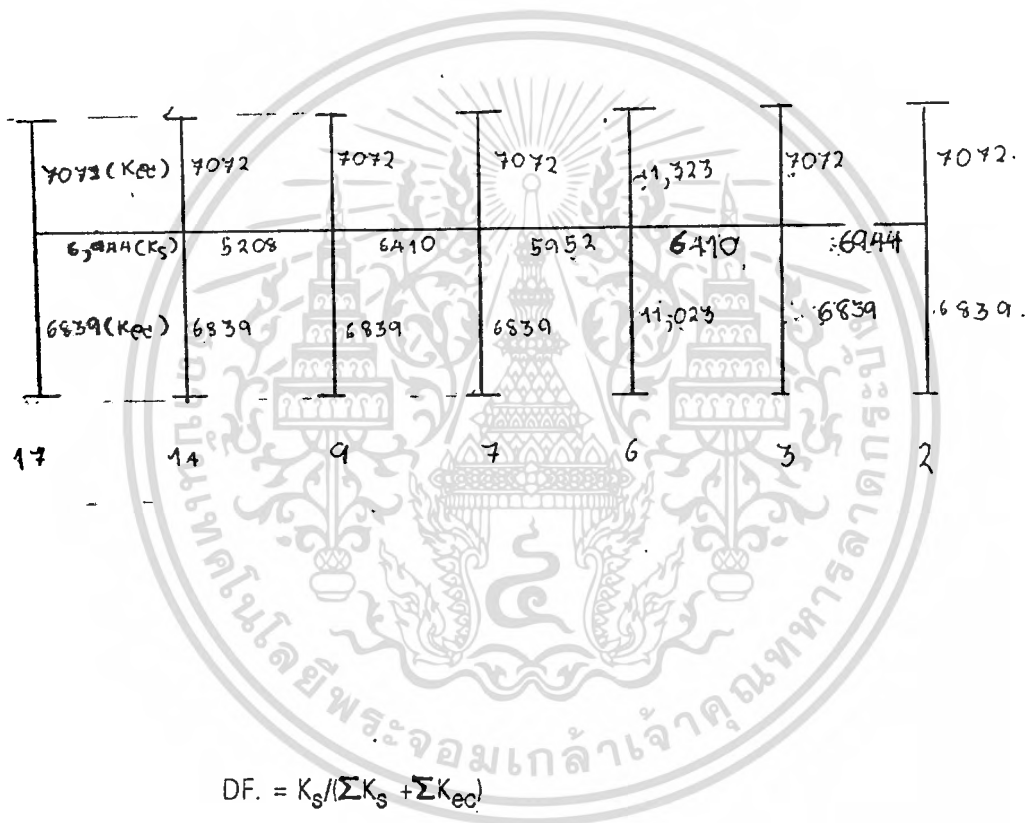
$1/350877 + 1/11701$

เสาอื่นๆ $K_{ec}/E_s = 1 = 7072$

$1/175438 + 1/7369$

5.หา Distribute Factor ที่ Point ต่างๆ ได้ดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



$$\text{ช่วง 17-14} \quad DF. = 6944 / (7072 + 6839 + 6944) = 0.33$$

$$\text{ช่วง 14-17} \quad DF. = 6944 / (6944 + 5208 + 7072 + 6839) = 0.27$$

$$\text{ช่วง 14-9} \quad DF. = 5028 / (26023) = 0.20$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งยังมีในข้อเปลี่ยนแปลงเนื้อหาและข้อมูลอ้างอิงของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\text{ช่วง 9-14} \quad DF. = 5028 / (5208 + 6410 + 6839 + 7072) = 0.20$$

ช่วง 3-7 DF = $6410/25529 = 0.25$

ช่วง 7-9 DF = $6410/(6410+5952+6839+7072) = 0.24$

ช่วง 7-6 DF = $5952/26273 = 0.23$

ช่วง 3-7 DF = $5952/(5952+6410+11023+11023) = 0.17$

ช่วง 6-3 DF = $6410/34708 = 0.18$

ช่วง 3-6 DF = $6410/(6944+6410+6839+7072) = 0.23$

ช่วง 3-2 DF = $6944/27265 = 0.25$

ช่วง 2-3 DF = $6944/(6839+7072+6944) = 0.33$

6.50 8.50 7.00 7.50 7.00 6.50

17 14 9 7 6 3 2

DL+LI=8 t/m

	[Diagram showing a beam with 13 segments and a distributed load of 8 t/m]											
DF	0.38	0.27	0.20	0.20	0.25	0.24	0.23	0.17	0.18	0.23	0.25	0.33
FEM	-28.2	28.2	-48.2	48.2	-32.7	32.7	-37.5	37.5	-32.7	32.7	-28.2	28.2
	9.3	5.4	4.0	-2.2	-2.8	1.2	1.1	-0.8	-0.9	-1	-1.1	-9.3
	2.7	4.7	-1.1	2.0	0.6	-1.4	-0.4	0.6	-0.5	-0.5	-4.7	-0.6
	-0.9	-1.0	-0.7	-0.5	-0.7	0.4	0.4	0	0	1.2	1.3	0.2
M-	-17.1	37.3	-46	47.5	-35.6	32.9	-36.4	37.3	-34.1	32.4	-32.7	18.5
M+	15.7		25.5		14.7		19.4		15.7		17	

$$M^+ \text{ Design} = M_{DL+LL} = 25.5 \text{ t-m/8m.}$$

-กระจายโมเมนต์เข้าสู่ Column Strip และ Middle Strip

Column Strip	Middle Strip
$M^- = 0.75 * 46$	$= 0.25 * 46$
$= 34.5 \text{ t-m/4m.}$	$= 11.5 \text{ t-m/4m.}$
$= 8.6 \text{ t-m/m.}$	$= 2.9 \text{ t-m/m.}$
$M^+ = 0.6 * 25.5$	$= 0.4 * 25.5$
$= 15.3 \text{ t-m/4m.}$	$= 10.2 \text{ t-m/4m.}$
$= 3.8 \text{ t-m/m.}$	$= 2.6 \text{ t-m/m.}$

$$M_c > M \text{ design} \quad \text{OK}$$

-ตรวจสอบแรงเฉือน

ที่เสาดำแหน่ง (17)

1 หน่วยแรงเฉือนโดยตรง (Direct Shear Stress)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปะ $V_u = 1 * 3.5 * 6.5$ อ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้
= 22.8 t

$$M^-_{DL+LL} = 46 \text{ t-m/8m.}$$

$$M^+_{DL+LL} = 25.5 \text{ t-m/8m.}$$

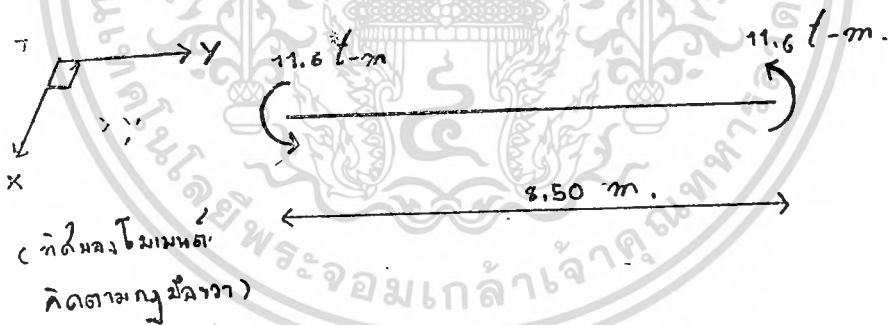
-โมเมนต์เนื่องจากแรงลม (M_{WL}) ในแกน x ที่ Frame No.3 Level 9 Bóy 2

$$M_{WL} \text{ จากโปรแกรม} = 2.6 \text{ t-m/3.5m.}$$

$$M_{WL} \text{ ที่เกิดขึ้นจริง} = \frac{M_{WL}(\text{จากโปรแกรม}) I(\text{จริง})}{I(\text{โปรแกรม})}$$

$$= 2.6 * 8 * 0.25^3 / 3.5 * 0.2^3$$

$$= 11.6 \text{ t-m/8m.}$$



ดังนั้นจะได้ $M_{WL} = 11.6 \text{ t-m/8m.}$

-โมเมนต์ที่ใช้ในการออกแบบหาได้จาก 1 ใน 2 สมการข้างล่างนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่จัดทำขึ้นโดยโปรแกรมคอมพิวเตอร์โดยอัตโนมัติไม่ต้องเพิ่มกำลังวัสดุอีก 33% นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ไม่ว่ากรณีใดๆก็ตาม ผู้ใช้ทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1) $0.75(M_{DL+LL} + M_{WL})$

ดังนั้น $M^-_{Design} = M_{DL+LL} = 46 \text{ t-m/8m.}$

$$A_c = [(2 \cdot 111) + 122] \cdot 22$$

$$v_{u1} = V_u / A_c = 22.8 \cdot 1000 / 7568$$

2. หน่วยแรงเฉือนจากโมเมนต์

$$v_{u2} = M_u C / J \quad (\gamma)$$

$$\gamma = 1 - \frac{1}{1 + 2\sqrt{100+22}} = 1 - 0.6$$

$$\frac{1}{\frac{3\sqrt{100+22}}{3\sqrt{100+22}}} = 0.4$$

$$\begin{aligned} J/C &= [2b_1(b_1+2b_2)+d^3(2b_1+b_2/b_1)]/6 \\ &= [2 \cdot 11 \cdot 22(111+2(122))+22^3(2(111+122)/11)]/6 \\ &= 294470 \quad \text{ซม.}^3 \end{aligned}$$

$$M_{DL+LL} = -17.1 \text{ t-m}$$

$$M_{WL} = 198 \cdot 8 \cdot 0.25^3 / 3.5 \cdot 0.2^3$$

$$\begin{aligned} \text{ดังนั้น } M_u &= 0.75(M_{DL+LL} + M_{WL}) \\ &= -19.5 \text{ t-m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v_{u2} &= 0.4 \cdot 19.5 \cdot 1000 \cdot 100 / 294270 \\ &= 2.64 \text{ กก./ซม.}^2 \end{aligned}$$

$$v_u = v_{u1} + v_{u2}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ไว้เพื่อใช้ในการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$v_c = 0.53 f_c = 8.87 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$v_u < v_c \quad \text{OK}$$

-หาปริมาณเหล็กเสริม

$$\begin{aligned} \text{Column Strip } A_s^- &= 8.6 \cdot 10^3 \cdot 100 / 1700 \cdot 0.866 \cdot 22 \\ &= 26.6 \quad \text{ซม.}^2 \end{aligned}$$

ดังนั้นใช้ DB 25 @0.15 ($A_s = 33$)

$$\begin{aligned} A_s^+ &= 3.8 \cdot 10^3 \cdot 100 / 1700 \cdot 0.866 \cdot 22 \\ &= 11.7 \quad \text{ซม.}^2 \end{aligned}$$

ดังนั้นใช้ DB 20 @0.20 ($A_s = 12.6$)

$$\begin{aligned} \text{Middle Strip } A_s^- &= 2.9 \cdot 10^5 / 1700 \cdot 0.866 \cdot 22 \\ &= 9 \quad \text{ซม.}^2 \end{aligned}$$

ดังนั้นใช้ DB 20 @0.25 ($A_s = 12.6$)

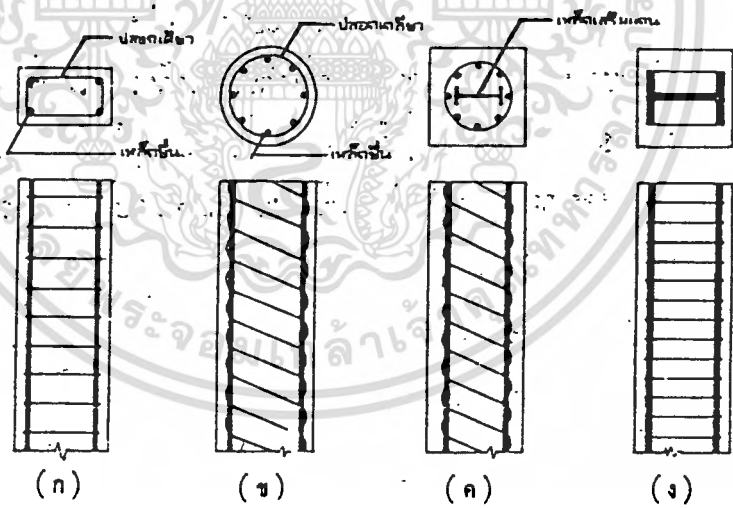
$$\begin{aligned} A_s^+ &= 2.6 \cdot 10^5 / 1700 \cdot 0.866 \cdot 22 \\ &= 8 \quad \text{ซม.}^2 \end{aligned}$$

ดังนั้นใช้ DB 20 @0.30 ($A_s = 10.47$)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

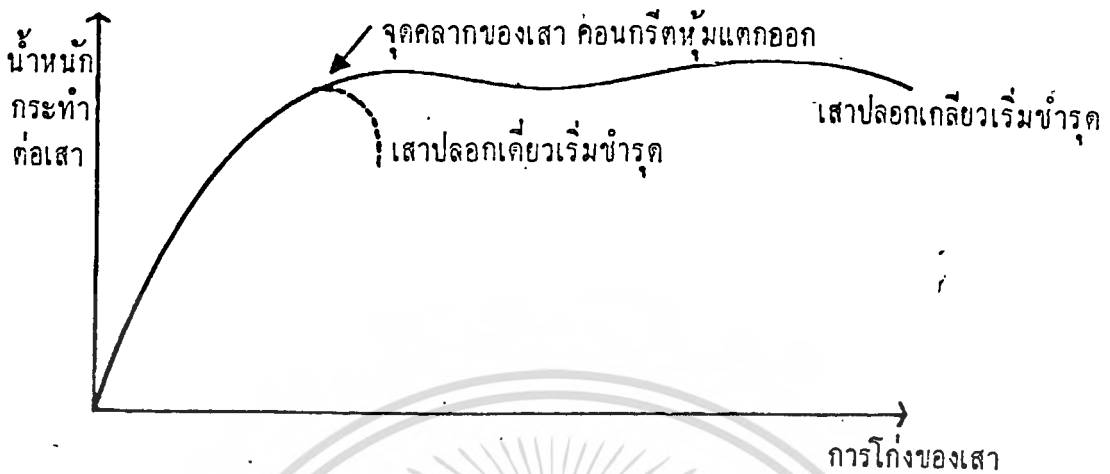
3.1.3 เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

เสาเป็นส่วนของอาคารในแนวดิ่งที่รับแรงอัด หรือทั้งแรงอัด และแรงดัดร่วมกันที่ได้จากการถ่ายน้ำหนักบรรทุกจากคานหรือแผ่นพื้นไว้คาน เสาคอนกรีตเสริมเหล็กอาจมีรูปตัดกลม สี่เหลี่ยมจัตุรัสหรือสี่เหลี่ยมผืนผ้า มีเหล็กเสริมชนิดเหล็กอื่นใช้ช่วยคอนกรีตรับน้ำหนักและเหล็กเสริมทางช้างชนิดปลอกเกลียว ซึ่งพันต่อเนื่องกันรอบเหล็กอื่นที่อยู่บนเส้นรอบวงของวงกลม เรียกว่าเสาปลอกเกลียว เหล็กเสริมทางช้างอาจเป็นชนิดปลอกเดี่ยวพันรอบเหล็กอื่นที่วางในตำแหน่งขอบของรูปสี่เหลี่ยมเว้นเป็นระยะ เรียกว่าเสาปลอกเดี่ยว เหล็กเสริมทางช้างนี้ ช่วยให้เสา คสล. รับน้ำหนักดีขึ้น ประเภทของเสาอาจแยกออกเป็น เสาสั้นและเสายาว เสาสั้นหมายถึงเสาที่มีอัตราส่วนความชะลุดน้อยไม่เกินพิกัดที่จะทำให้เสานั้นแตกเร็วโดยการโก่งเดาะ เสายาวหมายถึง เสาที่มีอัตราส่วนความชะลุดมาก ประมาณค่าเท่ากับ 60 หรือมากกว่า ความสามารถในการรับน้ำหนักจะน้อยกว่าเสาสั้นขนาดเดียวกัน ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับวิธีการโก่งเดาะของเสา



รูปที่ 3.1.33 แสดงการเสริมเหล็กในหน้าตัดเสา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.1.34 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกับการโก่งหรือหดตัวของเสา

จากการทดลองของเสาปลอกเกลียวและปลอกเดี่ยว ที่มีขนาดหน้าตัดและปริมาณเหล็กเสริมเท่ากันโดยให้รับน้ำหนักตามแนวนอน พบว่า ที่จุดคลาจของเสาทั้งเสาปลอกเกลียวและเสาปลอกเดี่ยวจะมีความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและการโก่งหรือหดตัว (Deformation) เหมือนกัน แต่เมื่อเสารับน้ำหนักเกินกว่าจุดนี้ เสาปลอกเดี่ยวจะชำรุดก่อนโดยคอนกรีตที่หุ้มจะถูกอัดแตกโดยแรงเฉือนในแนวทแยง และเหล็กเสริมตามยาวจะบิดเบี้ยวด้วยการโก่งเดาะ โดยมีค่าน้ำหนักประลัยเท่ากับค่าน้ำหนักที่ทำให้เสาถึงจุดคลาจ ส่วนเสาปลอกเกลียว เมื่อน้ำหนักเลยจุดคลาจคอนกรีตที่หุ้มจะถูกอัดแตกออก แต่เหล็กปลอกที่พันอยู่โดยรอบจะช่วยต้านทานการแตกของคอนกรีตภายในได้ ทำให้เสาปลอกเกลียวรับน้ำหนักเพิ่มขึ้นได้อีกมีน้ำหนักประลัยสูงกว่าเสาปลอกเดี่ยว แต่อย่างไรก็ตาม การโก่งตัวได้มากขึ้นจะไม่ถือว่าเสานี้เหมาะในการใช้งานอีก ดังนั้นส่วนของน้ำหนักประลัยที่เพิ่มขึ้น จะถือเป็นแต่เพียงข้อดีของเสาปลอกเกลียวเท่านั้น คือมีความปลอดภัยสูงกว่า และถือว่าเสาปลอกเกลียวและปลอกเดี่ยวรับน้ำหนักประลัยได้เท่ากัน ซึ่งความสามารถในการรับน้ำหนักของเสา คอนกรีตเสริมเหล็ก ได้จากการรวมกำลังรับน้ำหนักที่ได้จากส่วนของคอนกรีตและของเหล็กเสริม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.1.3.1 เสาสั้นรับน้ำหนักตามแกน

กำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาสั้นแบบต่าง ๆ ที่รับน้ำหนักตามแนวแกนอย่างเดียวยังได้มาจากผลการทดลองหาลำดับรับน้ำหนักประลัยของเสาที่รับแรงตามแนวแกนโดยใช้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2.5 และเพื่อระชะเลศูนย์ต่ำสุด (0.10 t) สำหรับเสาปลอกเดี่ยวและ 0.05D สำหรับเสาปลอกเกลียว) คำนวณได้ดังนี้

เสาปลอกเกลียว เสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีปลอกเกลียวพันถี่ ๆ รอบเหล็กยื่นที่อยู่บนเส้นรอบวงของวงกลม ให้คำนวณกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยตามแนวแกน ดังนี้

$$P = A_s (0.25 f'_c + f_y p_s) \tag{3.1.51}$$

เสาปลอกเดี่ยว เสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีปลอกเดี่ยวพันเป็นระยะ ๆ รอบเหล็กยื่นที่อยู่บนเส้นรอบวงของรูปสี่เหลี่ยม ให้คำนวณกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยตามแนวแกน ดังนี้

$$P = 0.85 A_s (0.25 f'_c + f_y + f_y p_s) \tag{3.1.52}$$

- เมื่อ P = กำลังรับน้ำหนักโดยปลอดภัยตามแนวแกนของเสา
- A_s = เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของคอนกรีต
- p_s = อัตราส่วนระหว่างเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กยื่นต่อเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของคอนกรีต
- f_y = หน่วยแรงอัดที่ยอมให้ของเหล็กเสริม
= 0.40 f_y แต่ไม่เกิน 2100 กก./ซม.²
- f'_c = กำลังอัดประลัยของคอนกรีต

เสา คสล. เสริมเหล็กแกน เสาแบบนี้ใช้กับเสาที่มีแป้นหูช้างซึ่งรับน้ำหนักเช่นพื้น คสล. ที่หล่อจากข้างล่างแล้วยกขึ้นไปวาง ต้องออกแบบให้มีคุณสมบัติต่อไปนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ก) เสาคอนกรีตที่เสริมเหล็กทางตั้งกับปลอกเกลียว มีเหล็กรูปหรือเหล็กหล่อเสริมเป็นแกนที่กลางเสา ให้คำนวณรับน้ำหนักปลอกเกลียวได้ดังนี้

$$P = 0.225 A_s f_c' + f_y A_{sc} + f_y A_r \quad (3.1.53)$$

เมื่อ A_s = เนื้อหน้าตัดเสาส่วนที่เป็นคอนกรีต

A_{sc} = เนื้อหน้าตัดเหล็กอื่น

A_r = เนื้อหน้าตัดเหล็กเสริมแกน

f_y = หน่วยแรงที่ยอมให้สำหรับเหล็กเสริมแกนโดยไม่เกิน

1250 กก./ซม.² สำหรับเหล็ก A36 (ASTM)

1100 กก./ซม.² สำหรับเหล็ก A7 (ASTM)

700 กก./ซม.² สำหรับเหล็กหล่อ

ตลอดความยาวเสาทั้งต้นจะต้องมีคุณสมบัติตามสมการ (3.1.53) ส่วนที่เป็นคอนกรีตเสริมเหล็ก จะต้องออกแบบให้รับน้ำหนักบรรทุกจากแป้นหูช้างที่เชื่อมติดกับเหล็กเสริมแกน โดยไม่ทำให้หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในส่วนนี้มีค่าเกิน $0.35 f_c'$ เมื่อเทียบกับเนื้อหน้าตัด A_s

ข) เนื้อหน้าตัดของเหล็กเสริมแกนต้องไม่เกินร้อยละ 20 ของเนื้อหน้าตัดเสา ถ้าเหล็กเสริมแกนมีลักษณะกลวงต้องเทคอนกรีตภายในให้เต็ม ส่วนรายละเอียดอื่นของเสาที่เป็น คสล. ให้ถือตามเสา คสล. ที่มีปลอกเกลียว ช่องว่างระหว่างเหล็กปลอกเกลียวกับเหล็กเสริมแกนต้องมากกว่า 7.5 ซม. ถ้าเหล็กเสริมแกนเป็นรูปตัด H ยอมให้ช่องว่างที่แคบที่สุด 5.0 ซม. การถ่วงน้ำหนักจากพื้น คสล. ผ่านแป้นหูช้างไปยังเหล็กเสริมแกน ให้ทำจุดต่อที่ส่วนบนสุดของเสาซึ่งตรงกับระดับกึ่งกลางความหนาของพื้น เหล็กเสริมแกนจะต้องออกแบบให้รับน้ำหนักต่าง ๆ ในระหว่างการก่อสร้างได้อย่างปลอดภัยก่อนเทคอนกรีตหุ้ม

เสาเหล็กหุ้มด้วยคอนกรีต เสาเหล็กรูปที่หล่อคอนกรีตหุ้มไม่น้อยกว่า 6 ซม.

ตลอดความยาวเสา (ยกเว้นหัวหมุดยี่) คอนกรีตต้องมีกำลังอัดประลัยที่อายุ 28 วัน (f_c')

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ไม่น้อยกว่า 200 กก./ชม.² ที่ระยะ 2.5 ซม. จากผิวคอนกรีตต้องเสริมด้วยลวดตาข่าย ขนาดเบอร์ 10 AS & W Gage รองเสาและเหลื่อมซ้อนกันมากกว่า 40 เท่าของขนาด เหล็ก หรือใช้เหล็กที่ขึ้นรอบเสาห่างกันไม่เกิน 10 ซม. เหล็กอื่นห่างกันไม่เกิน 20 ซม.

เสาเหล็กรูปนี้จะต้องออกแบบให้รับน้ำหนักต่าง ๆ ในระหว่างการก่อสร้างได้อย่างปลอดภัยก่อนเทคอนกรีตหุ้ม กำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาแบบนี้คำนวณได้จากสมการ

$$P = A_r f'_r \left(1 + \frac{A_g}{100 A_r}\right) \quad (3.1.54)$$

เมื่อ A_r = เนื้อหน้าตัดทั้งหมดของเสา

A_g = เนื้อหน้าตัดเหล็กรูป

f'_r = หน่วยแรงที่ยอมให้ของเหล็กรูป คูสมการ (3.1.56)

เสาคอนกรีตหุ้มด้วยท่อเหล็ก เป็นเสาแบบที่ใช้รับน้ำหนักไม่มาก ใช้คอนกรีตเทลงในท่อเหล็กจนเต็ม ให้คำนวณหาน้ำหนักปลอดภัยดังนี้

$$P = 0.25 f'_c (1 - 0.000025 \frac{h^2}{K_c^2}) A_c + f'_r A_r \quad (3.1.55)$$

$$\text{เมื่อ } f'_r = 1195 - 0.0342 \frac{h^2}{K_c^2} \quad (3.1.56)$$

$$\frac{h}{K_c} < 120$$

K_c

A_c = เนื้อหน้าตัดเสาที่เป็นคอนกรีต

A_r = เนื้อหน้าตัดท่อเหล็ก

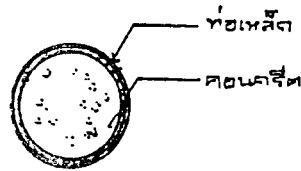
K_c = รัศมีจายเรชันของเสาส่วนที่เป็นคอนกรีต

h = ความยาวของเสา

K_r = รัศมีจายเรชันของท่อเหล็ก

ท่อเหล็กมีค่า f'_r ไม่น้อยกว่า 2300 กก./ชม.²

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.1.35 แสดงหน้าตัดเสาเข็มด้วยท่อเหล็ก

ข้อกำหนดเกี่ยวกับเสา

ก) อัตราส่วน h/b ความสูงของเสาระหว่างชั้นต่อต้านแคบของเสาสี่เหลี่ยมผืนผ้าหรือห้าเหลี่ยมกลางของเสากลมไม่ควรเกิน 15 มิฉะนั้นแล้วจะต้องลดกำลังรับน้ำหนักของเสาดังจะกล่าวต่อ

ข) เนื้อที่หน้าตัดเหล็กยึดของเสาต้องไม่น้อยกว่า 0.01 และไม่เกิน 0.08 ของเนื้อที่หน้าตัดเสา A_s และมีขนาดไม่เล็กกว่า 12 มม. เสาเหลี่ยมต้องมีเหล็กยึดอย่างน้อย 4 เส้น และเสากลมอย่างน้อย 6 เส้น

ค) ช่องว่างระหว่างเหล็กยึดของเสาต้องไม่น้อยกว่า $1 \frac{1}{2}$ เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กหรือ $1 \frac{1}{2}$ เท่าของวิสดุมสมหยาบใหญ่สุดหรือ 4 ซม.

ง) ปดลอกเกลียวต้องมีปริมาตรไม่น้อยกว่าที่คำนวณจาก

$$P_p = 0.45 \left[\frac{A_s}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_y} \quad (3.1.57)$$

เพื่อ P_p = อัตราส่วนปริมาตรของเหล็กปดลอกเกลียวกับปริมาตรของแกนเสาวิคที่ขอบนอก ของเหล็กปดลอกเกลียว

f_y = กำลังคลากของเหล็กปดลอกเกลียว แต่ไม่เกิน 4200 กก./ซม.²

A_c = เนื้อที่หน้าตัดแกนคอนกรีตภายในศูนย์กลางของเหล็กปดลอกเกลียว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

A_s = เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของเสาปดลอกเกลียว

จ) เส้าปลอกเกล็ดชิวและเส้าปลอกเดี่ยว คอนกรีตหุ้มเหล็กที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกับแกนคอนกรีต หนาไม่น้อยกว่า 3 ซม. หรือ $1 \frac{1}{2}$ เท่าขนาดวัสดุผสมหยาบใหญ่สุด

ฉ) เส้าปลอกเดี่ยว ต้องใช้เหล็กปลอกไม่เล็กกว่า 6 มม. ระยะห่างไม่เกิน 18 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กอื่น หรือ 48 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กปลอก และห่างกันมากกว่าด้านแคบของเส้า

ช) เหล็กปลอกเกล็ดชิวของเส้าต้องพันต่อเนื่องสม่ำเสมอมีระยะห่างไม่เกิน 7 ซม. และไม่แคบกว่า 3 ซม. หรือ $1 \frac{1}{2}$ เท่าขนาดวัสดุผสมหยาบใหญ่สุด เส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กปลอกเกล็ดชิวต้องไม่เล็กกว่า 6 มม.

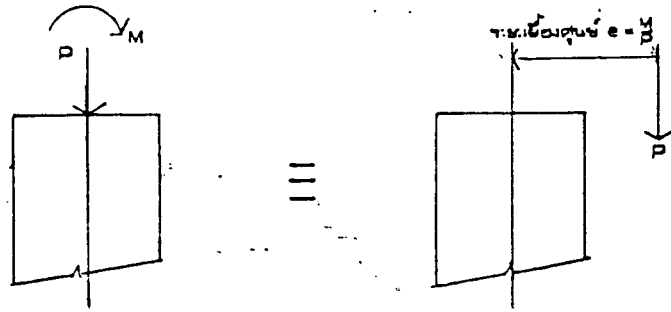
ซ) เส้าปลอกเดี่ยวที่มีหน้าตัดมากกว่าความต้องการในการรับน้ำหนักมาก ๆ การหาปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดนี้ยอมให้ใช้ A_s เพียงครึ่งเดียว

ฌ) การต่อเหล็กอื่นในเส้า อาจต่อโดยวิธีทางหรือเมื่อขนาดเหล็กอื่นโตกว่า 25 มม. ก็ควรต่อโดยวิธีเชื่อม การต่อเหล็กอื่นให้ต่อที่พื้นชั้นล่างของชั้นนั้น ๆ เมื่อต้องติดเหล็กเชื่อมกันที่รอยต่อ ความลาดเอียงต้องไม่เกิน 1 ต่อ 6 เมื่อเทียบกับแกนของเส้า เหล็กส่วนบนและล่างของส่วนที่ดัด ต้องชนานกับแกนเส้า และต้องมีเหล็กยึดในแนวราบอย่างพอเพียง

3.1.3.2 เส้ารับน้ำหนักเชิงซ้อน

ปกติเส้าคอนกรีตเสริมเหล็กมักจะมีน้ำหนักกระทำเชิงซ้อน เช่น น้ำหนักจากบ่าเส้าที่รับน้ำหนักของก้านยกของที่เคลื่อนที่ไปตามความยาวของอาคาร หรือในบางครั้งก็มีโมเมนต์ดัดกระทำร่วมกับน้ำหนักตามแนวแกน

ถ้าเส้ามีแรงกระทำตามแนวแกนเท่ากับ P และต้องรับโมเมนต์ดัด M พร้อมกัน อาจพิจารณาได้ว่า แรงกระทำ P เป็นแรงเชิงศูนย์ โดยมีระยะเชิงศูนย์วัดจากศูนย์ถ่วงของหน้าตัดถึงแรงกระทำเท่ากับ M/P ดังรูปที่ 3.1.36



รูปที่ 3.1.36 แสดงหน้าตัดเสารับโมเมนต์

เมื่อเสาต้องต้านทานทั้งแรงในแนวแกนและโมเมนต์ร่วมกัน หน่วยแรงในแนวแกนและหน่วยแรงดัด จะนำมารวมกันเป็นค่าหน่วยแรงรวมไม่ได้ ต้องพิจารณาจากอัตราส่วนของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงต่อหน่วยแรงที่ยอมให้ แล้วจึงพิจารณาผลบวกของอัตราส่วนนี้ เนื่องจากแรงในแนวแกนและโมเมนต์ทางแกน x และ y โดยมีค่ารวมกันไม่เกินหนึ่ง

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} < 1.0 \tag{3.1.58}$$

เมื่อ $f_a =$ หน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นในแนวแกน $= \frac{P}{A_s}$

$f_{bx} =$ หน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นรอบแกน $x = \frac{M_x C_x}{I_x}$

$f_{by} =$ หน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นรอบแกน $y = \frac{M_y C_y}{I_y}$

$F_a =$ หน่วยแรงอัดที่ยอมให้ของคอนกรีต $= 0.34 (1 - p_m) f'_c$

$F_b =$ หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ของคอนกรีต $= 0.45 f'_c$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เปอร์เซ็นต์เหล็กเสริม

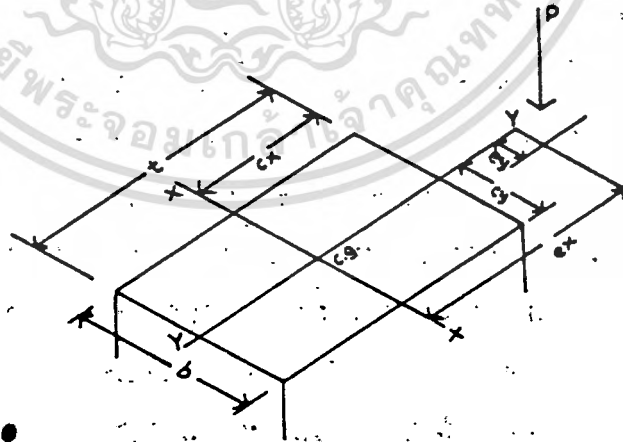
$$p_x = \frac{A_{sx}}{A_g}$$

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

และ

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

ค่าโมเมนต์อินเนอร์เซีย I_x, I_y ของรูปตัดเสา คำนวณจากเนื้อที่ของหน้าตัดแปลง โดยใช้เนื้อที่หน้าตัดแปลงของเหล็กเสริม $A_s = (2n-1) (A_{s1})$ ซึ่งได้ให้ค่าไว้ในข้อ 3.1.59



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้ภายในของวิศวกรรมเท่านั้น ไม่ควรเผยแพร่ไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
รูปที่ 3.1.37 แสดงหน้าตัดเสารับแรงเฉือน
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เหมือนกันนั่นคือ ถ้าระยะเชิงศูนย์มากกว่าค่า e_u กำลังต้านทานของเสาจะขึ้นกับกำลังของเหล็กเสริมที่รับแรงดึง (Tension Controls) และถ้าระยะเชิงศูนย์น้อยกว่าค่า e_u กำลังต้านทานของเสาจะขึ้นกับความต้านทานของเสาด้านที่ถูกอัด (Compression Controls)

คุณสมบัติของหน้าตัด คุณสมบัติของหน้าตัดเสาแบบต่าง ๆ ที่ใช้ในการคำนวณมีดังนี้

หน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส เรียงเหล็กอื่นเป็นวงกลม รูปที่ 3.1.54 (ก)

$$\text{โมเมนต์อินเนอร์เซีย } I_x = I_y = \frac{t^4}{12} + A_{sc} (2n-1) \frac{D_u^2}{8}$$

เนื้อที่หน้าตัดคอนกรีต $A_{sc} = t^2$

ระยะ $C_x = C_y = \frac{t}{2}$

หน้าตัดวงกลม เรียงเหล็กอื่นเป็นวงกลม รูปที่ 3.1.23 (ค) :

$$\text{โมเมนต์อินเนอร์เซีย } I_x = I_y = \frac{\pi D^4}{64} + A_{sc} (2n-1) \frac{D_u^2}{8}$$

เนื้อที่หน้าตัดคอนกรีต $A_{sc} = \frac{\pi D^2}{4}$

ระยะ $C_x = C_y = \frac{D}{2}$

หน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า เรียงเหล็กเหมือนกันทั้งสี่ด้าน รูปที่ 3.1.54 (ข)

$$\text{โมเมนต์อินเนอร์เซีย } I_x = \frac{1}{12} bt^3 + (2n-1) A_{sc} \frac{(gt)^2}{6}$$

$$I_y = \frac{1}{12} b^3t + (2n-1) A_{sc} \frac{(gb)^2}{6}$$

เนื้อที่หน้าตัดคอนกรีต $A_{sc} = bt$

ระยะ $C_x = b/2$

$C_y = t/2$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า เรียงเหล็กยื่นเหมือนกันสองด้านที่ขนานกัน รูปที่

3.1.54 (ง) :

โมเมนต์อินเนอร์ $I_x = \frac{1}{12} bt^3 + (2n-1) A_{st} \frac{(gt)^2}{4}$

$I_y = \frac{1}{12} b^3t + (2n-1) A_{st} \frac{(gb)^2}{4}$

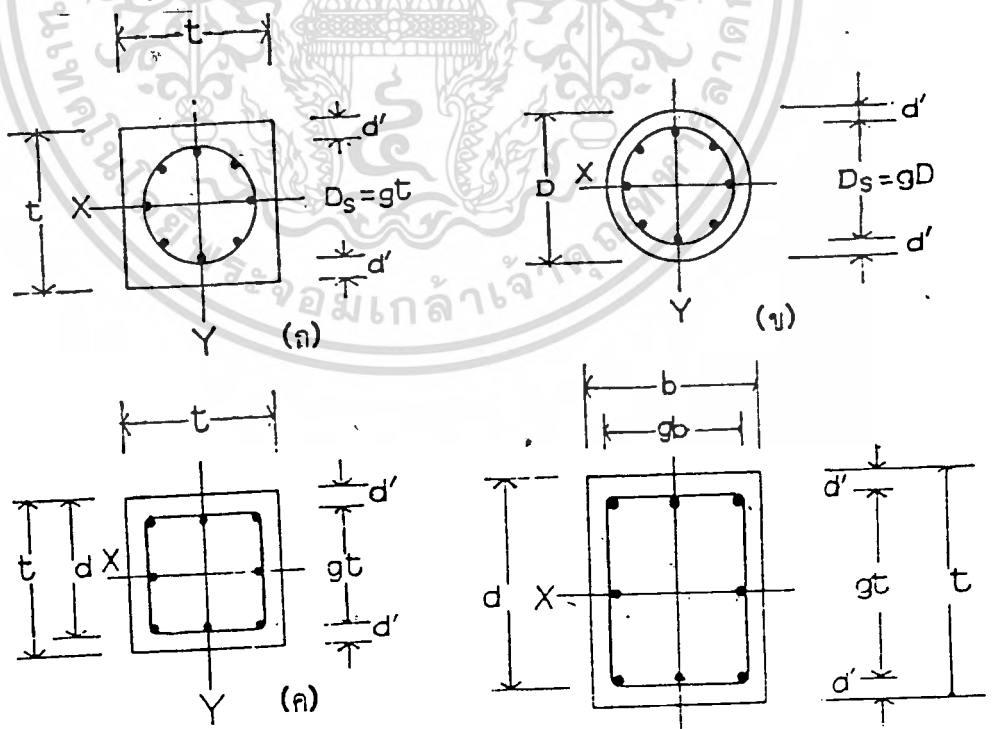
เนื้อที่หน้าตัดคอนกรีต $A_c = bt$

ระยะ $C_x = b/2$

$C_y = t/2$

ในกรณีที่หน้าตัดเป็นแบบอื่น ซึ่งไม่เหมือนกันในแต่ละแกนหลัก ให้คำนวณหาโมเมนต์อินเนอร์เหล็กจากเนื้อที่หน้าตัดแปลง

$A_{st} = (2n-1) (A_{st}')_0$



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้ภายในเพียงการศึกษาก็ได้ ไม่นำไปเผยแพร่เห็นแก่ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การพิจารณาออกแบบเสา เมื่อเสามีแรงในแนวแกน P และโมเมนต์กระทำ มีระยะเลื้อยศูนย์กลาง $e = M/P$ ให้พิจารณาการออกแบบเสาแบ่งออกเป็น 3 ช่วงดังในรูปที่

3.1.55

ช่วง I $P > P_b$

ช่วง II $P > P_b$

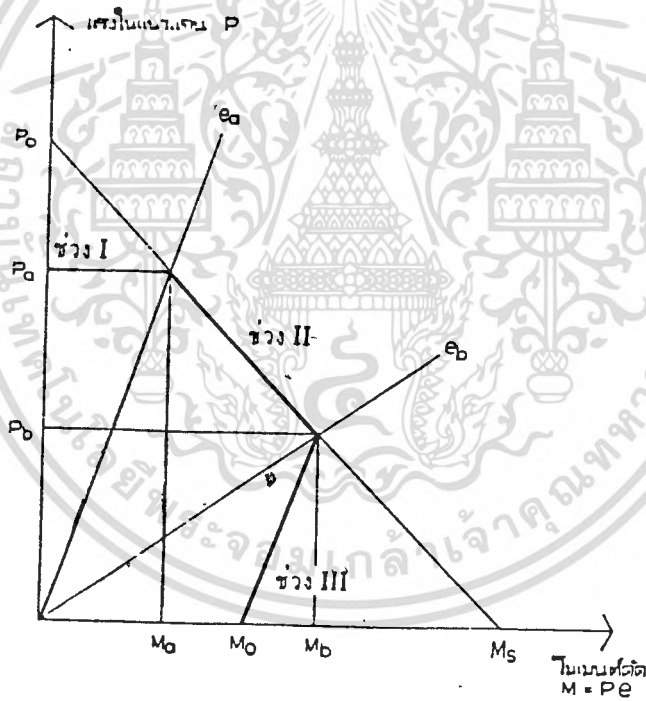
ช่วง III $P < P_b$

$$M_a = P_a e_a$$

$$M_b = P_b e_b$$

$$M_s = F_b S$$

$$P_o = F_a A_g$$



ช่วง I $P > P_b$

ช่วง II $P > P_b$

ช่วง III $P < P_b$

$$M_a = P_a e_a$$

$$M_b = P_b e_b$$

$$M_s = F_b S$$

$$P_o = F_a A_g$$

รูปที่ 3.1.39 แสดงความสัมพันธ์แรงตามแนวแกนและโมเมนต์

ช่วงที่ I เมื่อ $e < e_u$ ให้ออกแบบเป็นเสารับแรงในแนวแกนล้วนโดยใช้

เอกสารนี้เป็นเอกสาร (3.1.51) หรือ (3.1.52) ศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงข้อมูล และต้องอ้างอิงถึงชื่อของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$ระยะเลื้อยศูนย์กลาง e_u = M_u \left(\frac{1}{P_u} - \frac{1}{P_o} \right) \quad (3.1.66)$$

$$P_u \quad P_o$$

เมื่อ $P_u =$ ค่าที่คำนวณได้จากสมการ (3.1.51) หรือ (3.1.52)

$$P_o = F_u A_u \tag{3.1.67}$$

$$M_u = F_u S \tag{3.1.68}$$

โมดูลัสหน้าตัด $S = \frac{1}{c}$

ช่วงที่ II เมื่อ $e_u > e > e_u$ ให้ออกแบบโดยมีแรงดึงเป็นหลัก
 ค่าโมเมนต์ให้ถือว่าเป็นสัดส่วนกับค่า M_o (ที่ $P = 0$) และค่า M_o
 (ที่คำนวณจาก $M_o = P_o e_u$) ค่า e_u คำนวณจากสมการ 3.1.59 ถึง 3.1.65
 และค่า P_o คำนวณจากสมการ (3.1.58) ส่วนค่า M_o คำนวณจากสมการต่อไปนี้

เสาหน้าตัดกลมและสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่มีปลอกเกลียว :

$$M_{ox} = M_{oy} = 0.12 A_u f_y D_u \tag{3.1.69}$$

เสาหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีปลอกเดี่ยว :

$$M_{ox} = 0.40 A_u f_y (t-2d) \tag{3.1.70}$$

$$M_{oy} = 0.40 A_u f_y (b-2d) \tag{3.1.71}$$

เสาหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีปลอกเกลียวและมีสองด้านไม่เหมือนกัน :

$$M_{ox} = 0.40 A_u f_y (j_x) (t-d) \tag{3.1.72}$$

$$M_{oy} = 0.40 A_u f_y (j_y) (b-d) \tag{3.1.73}$$

ในกรณี $A_u =$ เนื้อหน้าตัดเหล็กเสริมตั้งทั้งหมด

$A_u =$ เนื้อหน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงดึง

$j_x (t-d)$ และ $j_y (b-d) =$ ช่วงแขนโมเมนต์

เมื่อเสาต้องรับโมเมนต์ทั้งแกน x และแกน y พร้อมกัน ต้องตรวจสอบความปลอดภัยจาก
 สมการ

$$\frac{M_x}{M_{ox}} + \frac{M_y}{M_{oy}} \leq 1.0 \tag{3.1.74}$$

$$\frac{M_{ox}}{M_{ox}} \quad \frac{M_{oy}}{M_{oy}}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่าง การออกแบบเสา ค้ำขั้ปรนกรม Spread Sheet

DESIGN OF RC COLUMN, SQUARED/RECTANGULAR W/ TIE, SUBJECT TO BIAXIAL BENDING
 Project : SHIVA HEIGH 11/04/94
 By : SASITORN 02:11 PM
 Column : 1 Floor :

A. PROPERTIES OF MATERIALS

Steel grade, SR-xx or SD-xx	:	SD-30	
Yield strength of steel, fy	:	3,000	ksc
Modulus of elasticity of steel, Es	:	2.04E+06	ksc
Ultimate comp. strength of concrete, f'c	:	280	ksc
Modulus of elasticity of concrete, Ec	:	254,512	ksc
n	:	8	
$m = fy / (0.85 \cdot f'c)$:	12.61	



B. LOADING

Axial load, P	:	126,549	kg
Moment about x-axis, Mx	:	1,294	kg-m
Moment about y-axis, My	:	17,112	kg-m

C. SECTION, REINFORCEMENT AND PROPERTIES

Width, b	:	0.600	m
Depth, D	:	1.000	m
Covering to cg. of bars	:	0.050	m
$Dt = t - 2 \cdot d' - (2 \cdot \text{tie dia.}) - (\text{main bar dia.})$:	0.857	m
$Db = b - 2 \cdot d' - (2 \cdot \text{tie dia.}) - (\text{main bar dia.})$:	0.457	m
$cx = t/2$:	0.500	m
$cy = b/2$:	0.300	m
$Ag = b \cdot t$:	0.600	sq.cm

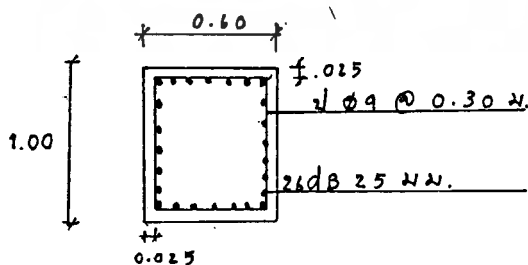
D. TRIAL REINFORCEMENTS & CONFIGURATION

Diameter of bar	:	25	mm
No. of bars	:	22	#
Ast	:	107.99	sq.cm
50% of Ast-x :	6 area	29.45	sq.cm
50% of Ast-y :	7 area	34.36	sq.cm
$pg = Ast/Ag$:	0.018	Ok
$Ix = b \cdot t^3 / 12 + (2 \cdot n - 1) \cdot Ast \cdot Dt^2 / 4$:	0.0698	m ⁴
$Iy = t \cdot b^3 / 12 + (2 \cdot n - 1) \cdot Ast \cdot Db^2 / 4$:	0.0236	m ⁴

E. ACTUAL STRESS AND ALLOWANCE

$fa = P/Ag$:	21.09	ksc
$fbx = Mx \cdot cx / Ix$:	0.93	ksc
$fby = My \cdot cy / Iy$:	12.25	ksc
$Fa = 0.34 \cdot f'c [1 + pg \cdot m]$:	116.80	ksc
$Fb = 0.45 \cdot f'c$:	126.00	ksc

F. PURE AXIAL, $e_x < e_a, e_y < e_a$			
$P_o = P_a \cdot A_g$:	700,791	KG
G. ZERO TENSION ZONE, $e_a < e_x < e_b$ AND $e_a < e_y < e_b$			
$M_{sx} = P_b \cdot (I_x/c_x)$:	175,968	kg-m
$M_{sy} = P_b \cdot (I_y/c_y)$:	99,282	kg-m
$P_a = 0.85 \cdot A_g \cdot [0.25 \cdot f'c + 0.40 \cdot f_y \cdot p_g]$:	467,152	kg
$e_{ax} = M_{sx} \cdot [1/P_a - 1/P_o]$:	0.126	m
$e_{ay} = M_{sy} \cdot [1/P_a - 1/P_o]$:	0.071	m
$M_{ax} = P_a \cdot e_{ax}$:	58,667	kg-m
$M_{ay} = P_a \cdot e_{ay}$:	33,100	kg-m
H. BALANCE CONDITION, M_b, P_b			
$e_{bx} = [0.67 \cdot P_g \cdot m + 0.17] \cdot (t-d')$:	0.299	m
$e_{by} = [0.67 \cdot P_g \cdot m + 0.17] \cdot (b-d')$:	0.170	m
$P_{bx} = 1/[1/(P_a \cdot A_g) + e_{bx} \cdot c_x / (I_x \cdot P_b)]$:	319,895	kg
$P_{by} = 1/[1/(P_a \cdot A_g) + e_{by} \cdot c_y / (I_y \cdot P_b)]$:	318,363	kg
$M_{bx} = P_{bx} \cdot e_{bx}$:	95,643	kg-m
$M_{by} = P_{by} \cdot e_{by}$:	54,179	kg-m
I. PURE BENDING, $P = 0$			
$M_{ox} = 0.40 \cdot A_s \cdot f_y \cdot (t-2 \cdot d')$:	30,289	kg-m
$M_{oy} = 0.40 \cdot A_s \cdot f_y \cdot (b-2 \cdot d')$:	18,844	kg-m
J. ECCENTRICITY			
$e_x = M_x/P$:	0.010	m
$e_y = M_y/P$:	0.135	m
K. STATUS OF SECTION		Compression control	
$f_a/P_a + f_{bx}/P_b + f_{by}/P_b$ (Compression control)	:	0.29	Ok
L. TIE			
Diameter, mm	:	9	mm
Max. allowed spacing, mm	:	0.300	m



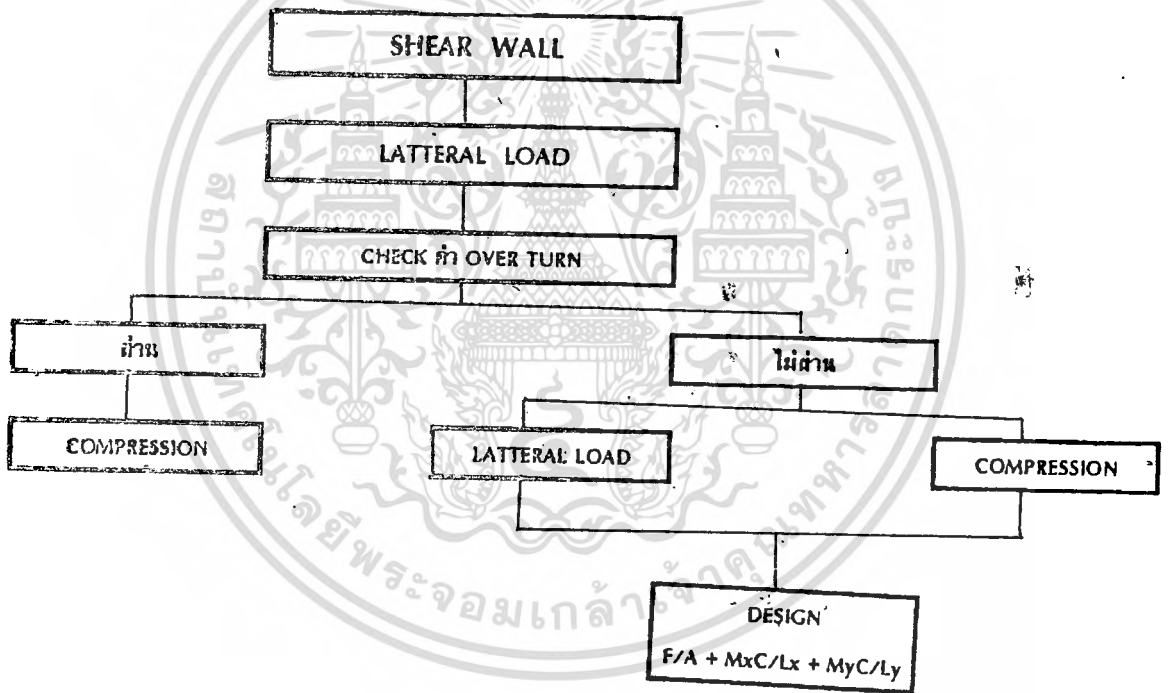
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.1.3.3 การออกแบบ shear wall

การออกแบบผนังแรงเฉือน ต้องออกแบบให้สามารถรับแรงในแนวดิ่งและแรงด้านข้างได้ ในการวิเคราะห์จะต้องพิจารณาว่า โดยน้ำหนักของตัว shear wall สามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างได้หรือไม่ ซึ่งในปกติน้ำหนักของตัว shear wall จะสามารถรับแรงกระทำด้านข้าง โดยไม่เกิดการ over turn เนื่องจากแรงกระทำด้านข้าง

ในการพิจารณาโมเมนต์อินเนอร์เซียของ shear wall จะต้องพิจารณาเนื่องจากหน้าตัดรวม โดยหาจุด C.G ของหน้าตัดจากวิธี moment area แล้วหาค่า I_x I_y เพื่อนำหน้าตัดของ shear wall ไปคำนวณหา deflection ในโปรแกรม Xetabs ต่อไป

วิธีการคำนวณออกแบบ shear wall ดำเนินการตามขั้นตอนต่อไปนี้



ข้อกำหนด
 เหล็กเสริมบี้อย่างต่ำ = 0.0012bd
 เหล็กเสริมแนวรอบอย่างต่ำ = 0.0020bd

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่าง การออกแบบ Shear wall

น้ำหนักตัวของ Shear Wall = 0.25*38.5*2400*99.95

= 2308845 Kg.

Check overturn ของ Shear Wall

M_w = 160*99.95
= 6793.20 T.

M_{DL} = 2038845*4.5
= 10389.8 T.

เพราะฉะนั้นจึงออกแบบเป็นเสาปลอกเดี่ยว ขนาด 0.25*1.00 m.

น้ำหนักที่คอนกรีตรับได้

P = 0.85A_c(0.25f'_c)
= 148 T.

Section ขนาด 0.25*1.00 m.

คิดที่ละ 10 ชั้น

น้ำหนักกระทำ = (4500*10)+(600*30)
= 63 T.

เสริมเหล็กอย่างต่ำ A_s แนวนอน = 0.0012bd
= 3 cm².

use DB 12 @ 0.25 m.

เสริมเหล็กอย่างต่ำ A_s แนวอน = 0.0020bd
= 5 cm².

use DB 12 @ 0.20 m.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดคิดที่ชั้น 20 จากข้างบนนี้ แต่แปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

น้ำหนักกระทำ = (4500*20)+(600*60)
= 120 T.

คอนกรีตยังรับแรงกดได้ เพราะฉะนั้น ใช้เหล็กเสริมอย่างต่ำ

คิดที่ชั้น 9

$$\begin{aligned} \text{น้ำหนักกระทำ} &= (4500 \times 34) + (600 \times 99.95) \\ &= 212.970 \end{aligned} \quad \text{T.}$$

$$\begin{aligned} P \text{ ที่เหล็กต้องรับ} &= 212.970 - 143 \\ &= 69.97 \end{aligned} \quad \text{T.}$$

$$P \text{ เหล็ก} = 0.85 A_s f_y A_s / b d$$

$$A_s = 68.5 \quad \text{cm}^2$$

use DB 25 @ 0.15 # m.



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.1.4 ฐานรากคอนกรีตเสริมเหล็ก

ฐานราก เป็นโครงสร้างของอาคารส่วนที่ทำหน้าที่ถ่ายน้ำหนักจากอาคารส่วนบนลงสู่พื้นดินโดยมีหลักเกณฑ์ว่า การทรุดตัวของฐานรากทุก ๆ ฐานเท่ากันและน้อยมาก ฐานรากคอนกรีตเสริมเหล็กนิยมใช้กันมากเพราะทำการก่อสร้างได้สะดวก ให้กำลังต้านทานสูง การถ่ายน้ำหนักอาคารจากฐานรากลงสู่พื้นดิน ทำได้สองประการคือในท้องที่ใกล้ภูเขาหรือที่เป็นดินลูกรังหรือทรายแน่น ซึ่งดินมีคุณภาพดีทนต่อแรงกดได้สูง ก็ใช้ฐานรากวางบนดิน เรียกก้นว่าฐานแผ่ แต่ในท้องที่ซึ่งเป็นดินเหนียวและเป็นกลุ่มคุณภาพของดินไม่ดีพอที่จะใช้ฐานแผ่ เพราะต้องใช้ฐานรากขนาดใหญ่ขึ้นเป็นการสิ้นเปลือง จึงควรใช้ฐานรากชนิดฐานรากวางบนเสาเข็ม โดยให้น้ำหนักจากฐานรากถ่ายแบ่งให้เสาเข็มทุก ๆ ต้นเท่ากันและเสาเข็มถ่ายน้ำหนักลงสู่พื้นดินในระดับที่ลึกต่ำลงไปโดยอาศัยความผิดระหว่างผิวเสาเข็มกับดินที่อยู่โดยรอบเป็นส่วนใหญ่ การใช้เสาเข็มยาวในบางท้องที่ปลายเสาเข็มอาจอยู่ในระดับดินแน่นมาก ๆ แรงกดที่ปลายเสาเข็มก็อาจช่วยในการรับน้ำหนักได้บ้าง

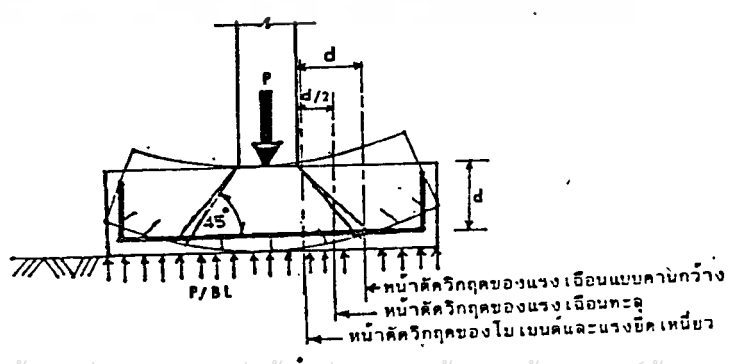
เสาเข็มที่ใช้ทำฐานรากอาจแบ่งออกเป็นสองชนิดคือ เสาเข็มสั้นและเสาเข็มยาว เสาเข็มสั้นเหมาะสำหรับฐานรากที่มีน้ำหนักบรรทุกน้อย ๆ ไม่เกิน 25 ตัน เมื่อฐานรากมีน้ำหนักบรรทุกมากเกินกว่านี้ก็สมควรใช้เสาเข็มยาว การจำแนกเสาเข็มสั้นและเสาเข็มยาวขึ้นอยู่กับชนิดของชั้นดินในระดับต่าง ๆ เช่น ในท้องที่ส่วนใหญ่ของกรุงเทพฯ มีลักษณะของชั้นดินดังนี้คือจากผิวดินจนถึงระดับลึกลงไป 2 เมตร เป็นดินผิวซึ่งมีคุณภาพไม่เหมือนกันทุกแห่ง ชั้นถัดลงไปจนถึงประมาณ 14 เมตรจากผิวดินเป็นดินเหนียวชนิดอ่อน เสาเข็มที่ตอกลงไปในดินชั้นนี้เรียกว่าเสาเข็มสั้น เมื่อเลเยอร์ชั้นนี้ลงไปเป็นดินเหนียวแข็งปานกลางและที่ระดับประมาณ ตั้งแต่ 20 เมตรจากผิวดินหรือต่ำลงไปอีกก็เป็นดินปนทราย เสาเข็มที่ตอกลงไปถึงระดับนี้เรียกว่าเสาเข็มยาวรับน้ำหนักได้สูง เช่น เสาเข็มที่มีเส้นรอบรูปมากกว่า 110 ซม. ยาว 21 เมตร รับน้ำหนักได้มากกว่า 35 ตัน เป็นต้น เสาเข็มยาวที่ผลิตขายกันเป็นชนิดคอนกรีตอัดแรงนอกจากที่หล่อเองก็เป็นเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็ก ส่วนเสาเข็มสั้นในอดีตใช้เสาเข็มไม้กันมากแต่ในปัจจุบันให้ใช้ขนาดเท่าที่ต้องการได้ยาก มักจะมีเส้นผ่าศูนย์กลางเล็กแต่ยาวเท่าที่ต้องการและต้องตอกให้หัวเสาเข็มจมน้ำตลอดเวลา มิฉะนั้นเสาเข็มจะผุ จึงปรากฏว่าปัจจุบันนี้เริ่มนิยมใช้เสาเข็มสั้นที่เป็นคอนกรีตกันมากขึ้น ข้อสำคัญต้องไม่ใช้เสาเข็มยาวและเสาเข็มสั้นร่วมในอาคารเดียวกัน เพราะการทรุดตัวของฐานรากที่ใช้เสาเข็มต่างชนิดจะไม่เท่ากัน ทำให้อาคารไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งหากมีเหตุเปลี่ยนแปลงเนื้อหาและตองอาจอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้ ขำรดแตกเร็วได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับกรใช้งานเป็นเอกสารลับที่ใช้เฉพาะในวงจำกัด ไม่ให้นำไปเผยแพร่
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งหากมีเหตุเปลี่ยนแปลงเนื้อหาและตองอาจอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้
ขำรดแตกเร็วได้

การพิจารณาออกแบบฐานราก

น้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อฐานรากเพื่อส่งถ่ายไปยังชั้นดินที่รองรับ ประกอบด้วยน้ำหนักบรรทุกคงที่ และน้ำหนักจรของส่วนอาคารที่อยู่เหนือฐานรากและน้ำหนักของฐานรากเอง ซึ่งประมาณร้อยละ 10 ของน้ำหนักที่ฐานรากต้องรับ น้ำหนักจรที่ใช้ออกแบบฐานรากไม่จำเป็นต้องเป็นผลรวมจากทุก ๆ ชั้นเสมอไป เพราะโครงสร้างสูงบางประเภท เช่น อาคารสำนักงาน คงไม่มีโอกาสบรรทุกน้ำหนักพร้อมกันทีเดียวทุกชั้น ดังนั้นจึงสามารถพิจารณาน้ำหนักจรลงได้บ้าง ทั้งนี้ต้องเป็นไปตามข้อบังคับที่กำหนด

จากรูปที่ 3.1.55 สมมติให้ฐานรากเดี่ยวชนิดฐานแผ่ต้องรับน้ำหนักบรรทุก P และให้ฐานรากมีขนาดกว้าง B ยาว L น้ำหนัก P ที่กระทำจะถ่ายจากฐานรากสู่ชั้นดินได้ฐานโดยสมมติให้น้ำหนักกระจายสม่ำเสมอ ดังนั้นดินใต้ฐานรากจะมีหน่วยแรงดันขึ้นนี้ ซึ่งด้านล่างของฐานรากในส่วนที่สัมผัสกับดินจะรับแรงดึงที่เกิดจากโมเมนต์ดัดที่กระทำ คอนกรีตจะแตกร้าตรงด้านนี้ เพราะรับแรงดึงได้น้อยมาก จึงควรพิจารณาเสริมเหล็กตรงส่วนที่ใกล้หัวดินตรงระนาบที่ตัดผ่านฐานราก และใกล้กับเสาตอม่อเป็นส่วนของฐานรากรับโมเมนต์ดัดมากที่สุด เรียกว่า หน้าตัดวิกฤตสำหรับการพิจารณาโมเมนต์ดัด และใช้สำหรับการพิจารณาแรงยึดเหนี่ยวด้วย เพราะแรงเฉือนตรงหน้าตัดนี้มีค่ามากที่สุด แต่การวิบัติของฐานรากเนื่องจากแรงเฉือนแบบคานกว้างจะเกิดตรงระนาบที่ห่างจากเสาตอม่อ เป็นระยะเท่ากับความลึกประสิทธิภาพ โดยมีรอยแตกร้าเป็นแนวเฉียงทะแยงมุมประมาณ 45 องศา หรือเป็นแบบเฉือนทะลุในลักษณะที่เสาเจาะผ่านฐานรากเป็นรูปปริมาตร หน้าตัดวิกฤตของแรงเฉือนทะลุจะพิจารณาตามเส้นขอบที่ห่างจากขอบเสาตอม่อ เป็นระยะครึ่งหนึ่งของความลึกประสิทธิภาพ



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้รูปที่ 3.1.40 แสดงพฤติกรรมของฐานรากเมื่อรับน้ำหนักบรรทุก

ละไฉน ต้องพิจารณาออกแบบให้ฐานรากรับแรงต่าง ๆ ได้ปลอดภัย ปกติจะใช้เหล็กเสริมให้ต้านทานแรงดึงอันเนื่องมาจากโมเมนต์ค้ดเพียงอย่างเดียว และพิจารณาให้รูปตัดส่วนที่เป็นคอนกรีตต้านทานแรงอัดและแรงเฉือน ในกรณีที่ฐานรากหนากว่า 25 ซม. อาจพิจารณาเสริมเหล็กรับแรงเฉือนได้

เมื่อพิจารณาออกแบบใช้เสาเข็มเพื่อถ่ายน้ำหนักสู่ชั้นดิน ต้องคำนึงถึงความสามารถของดินข้างรอบเสาเข็มว่ามีความสามารถรับน้ำหนักได้ดีหรือไม่ ตลอดจนระยะห่างระหว่างเสาเข็ม ซึ่งขึ้นอยู่กับขนาดและความยาวของเสาเข็ม ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกโดยปลอดภัยของเสาเข็มที่ตอกเป็นกลุ่ม อาจไม่เท่ากับผลรวมของกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มแต่ละต้น เพราะมีดินบางชั้นที่ถูกทำลายความสามารถรับน้ำหนักบรรทุกหลังจากตอกเสาเข็ม นอกจากนี้ควรพิจารณาถึงระดับน้ำใต้ดินเมื่อใช้เข็มไม้ ความสิ้นสะเทือนเนื่องจากการตอกเข็มซึ่งอาจทำให้อาคารข้างเคียงเสียหายได้

ช่วงระยะระหว่างเสาเข็มไม่ควรให้แคบเกินไป เพราะอาจทำให้กำลังรับน้ำหนักของดินระหว่างกลางเสาเข็มลดลง ช่วงระยะห่างของเสาเข็มธรรมดาอย่างน้อยที่สุดควรให้ห่างกันประมาณ 90 ซม. ช่วงระยะห่างจากศูนย์กลางของหัวเสาเข็มไม่ควรน้อยกว่า 3 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม

ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร ได้ให้ข้อกำหนดต่าง ๆ เพื่อใช้เป็นข้อมูลสำหรับการพิจารณาออกแบบฐานรากดังต่อไปนี้

ในกรณีที่ไม่มีเอกสารแสดงผลการทดสอบคุณสมบัติของดิน

1. น้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้บนชั้นดินเดิม ไม่เกิน 2 ตันต่อตารางเมตร
2. หน่วยแรงผิวดินที่ยอมให้

- ดินที่อยู่ในระดับลึกไม่เกิน 7 เมตร ให้ระดับน้ำทะเลปานกลาง

หน่วยแรงผิวดินที่ยอมให้ = 600 กก./ตารางเมตร

- ดินที่มีความลึกเกินกว่า 7 เมตร ให้ระดับน้ำทะเลปานกลาง

หน่วยแรงผิวดินที่ยอมให้ = $800 + 200L$ กก./ตารางเมตร

ในเมื่อ L เป็นความยาวของเสาเข็มเป็นเมตรเฉพาะส่วนที่ลึกเกินกว่า 7 เมตร เสาเข็มในบริเวณก่อสร้างหรือข้างเคียง ให้ใช้กำลังแบกทานของเสาเข็มไม่เกินอัตราต่อไปนี้

1. ไม่เกินร้อยละ 40 ของกำลังแบกทานของเสาเข็มที่คำนวณจากการทดสอบคุณสมบัติดิน
2. ไม่เกินร้อยละ 40 ของกำลังแบกทานของเสาเข็มที่คำนวณจากสูตรการตอกเสาเข็ม
3. ไม่เกินร้อยละ 50 ของกำลังแบกทานของเสาเข็มที่ได้จากการทดสอบกำลังแบกทานสูงสุด

แบบของฐานราก

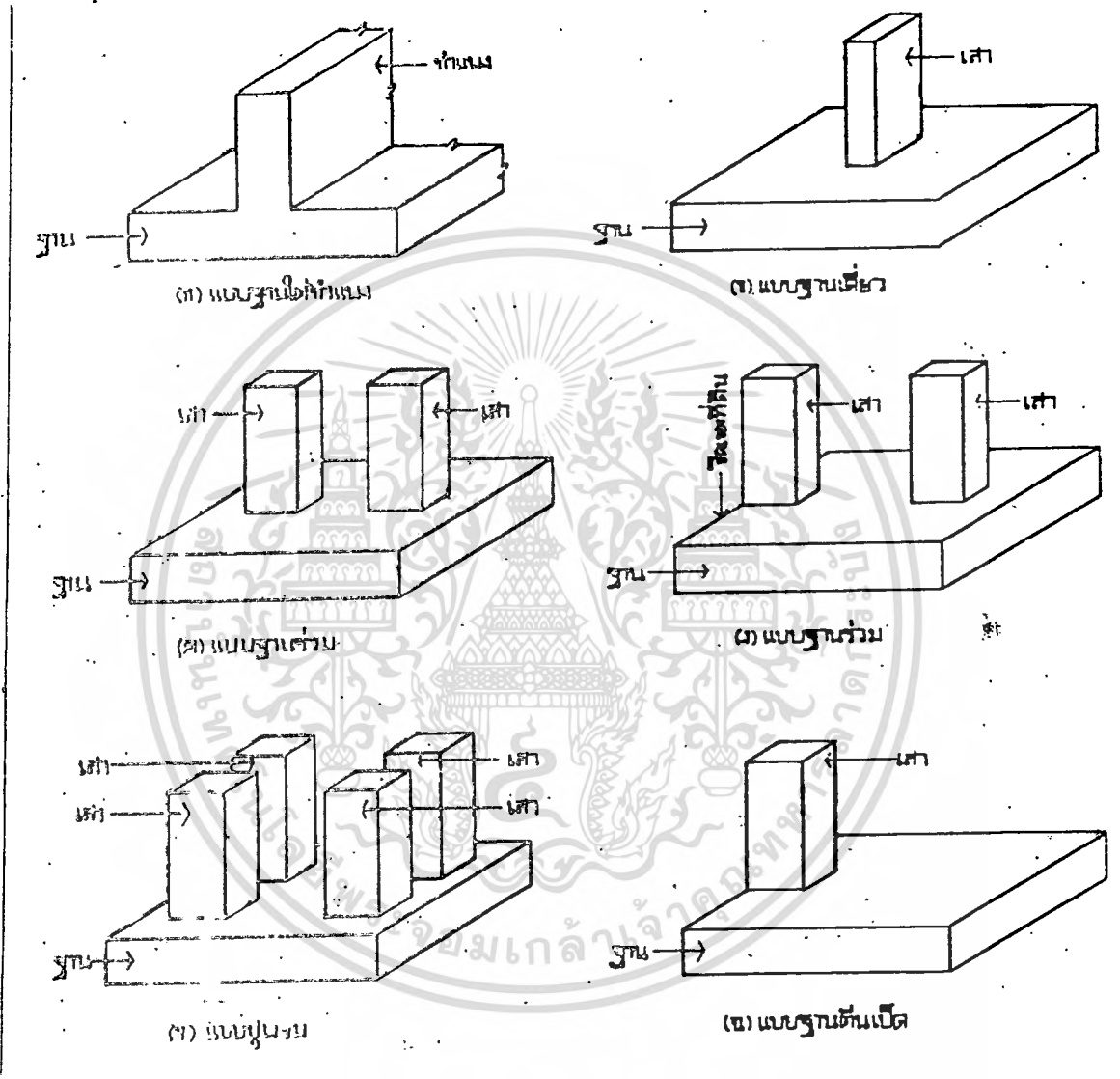
นอกจากจะแบ่งชนิดฐานรากตามระบบการถ่ายน้ำหนักเป็นฐานแผ่ และฐานวางบนเสาเข็มแล้ว แต่ละชนิดยังแยกออกเป็นแบบต่าง ๆ ตามชนิดของน้ำหนักบรรทุกและตำแหน่งเสา

- 1) แบบฐานใต้กำแพง เป็นฐานรากที่ต่อเนื่องใช้รับน้ำหนักกำแพงที่รับน้ำหนัก

บรรทุก มีความกว้างของฐานมากกว่าความกว้างของกำแพง (รูปที่ 3.1.56 ก.) เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- 2) แบบฐานเดี่ยว ใช้รับน้ำหนักบรรทุกจากเสาต้นเดียวที่มีระยะห่าง ๆ อาจ

เป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส สี่เหลี่ยมผืนผ้า หรือกลมก็ได้ (รูปที่ 3.1.41 ข.)



รูปที่ 3.1.41 แสดงแบบของฐานราก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3) แบบฐานร่วม เป็นฐานรากที่ใช้รับน้ำหนักบรรทุกจากเสาสองต้น หรือมากกว่า ใช้เมื่อเสาสองต้นใกล้กันมากดังในรูปที่ 2.1.26 (ค) หรือเป็นแบบชิดแนวเขตที่ดิน ในรูปที่ 3.1.26 (ง) ซึ่งบางครั้งก็ทำเป็นฐานอื่น มีคานยึดฐานรากชิดเขตและฐานรากภายในเข้าด้วยกัน

4) แบบฐานปูพรม เป็นฐานรากที่กระจายแผ่นบนพื้นที่กว้าง ๆ และบางครั้งก็อาจกระจายเต็มทั้งอาคาร ใช้ในทฤษฎีฐานรากต้องรับน้ำหนักบรรทุกมาก ๆ (รูปที่ 3.1.26 จ.)

5) แบบฐานตีเปิด เป็นฐานรากที่รับน้ำหนักบรรทุกจากเสาต้นเดียวที่อยู่ริมขอบฐานราก ทำให้เชื่อมกับศูนย์กลางของฐาน เช่นฐานรากที่รับน้ำหนักกำแพงรั้วซึ่งชิดเขตที่ดิน ฐานรากสำหรับเสาหลังคาโรงรถแบบหลังคายื่นและมีเสารับน้ำหนักแถวเดียวตามความยาวอาคาร (รูปที่ 3.1.56 ฉ.)

3.1.4.2 ฐานแผ่ เมื่อฐานรากวางบนดินที่รับน้ำหนักตามแนวแกน การกระจายน้ำหนักให้ถือหน่วยแรงดันขึ้นของดิน มีค่าสม่ำเสมอเท่ากันทุกจุด ดังรูปที่ 3.1.57 (ก) และหาค่าได้จาก

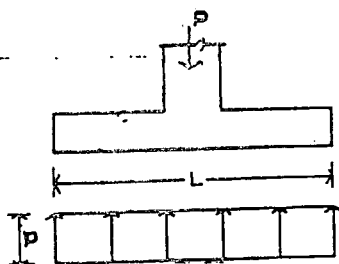
$$p = \frac{P}{A_f} = \frac{P}{B_L} \quad (3.1.75)$$

เมื่อ p = แรงดันขึ้นของดิน

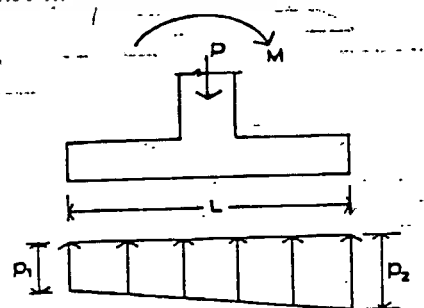
P = น้ำหนักทั้งหมดจากฐานราก

A_f = พื้นที่ของฐานราก

B_L = ความกว้างและความยาวของฐานราก



(ก)



(จ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
รูปที่ 3.1.42 แสดงหน่วยแรงดันดินที่กระทำต่อฐานราก
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับฐานรากที่มีโมเมนต์กระทำร่วมกับน้ำหนักบรรทุกจะทำให้หน่วยแรงดัน-
 ฐานของดินที่ขอบของฐานรากไม่เท่ากัน ดังรูปที่ 3.1.42 (ข) และหาค่าได้จาก

$$P_1 = \frac{P}{BL} - \frac{6M}{BL^2} \tag{3.1.76}$$

และ $P_2 = \frac{P}{BL} + \frac{6M}{BL^2}$ (3.1.77)

3.1.4.3 ฐานรากวางบนเสาเข็ม เมื่อฐานรากวางบนเสาเข็มมี

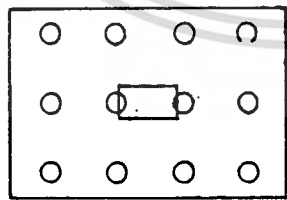
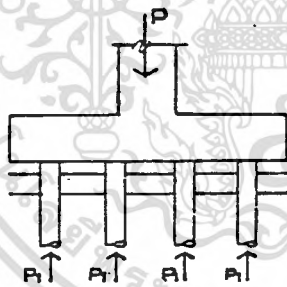
น้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนให้ถือว่า เสาเข็มทุกต้นรับน้ำหนักจากฐานรากเฉลี่ยเท่ากันทุกต้น
 ดังรูปที่ 3.1.43 (ก) และหาค่าได้จาก

$$P_1 = \frac{P}{N}$$

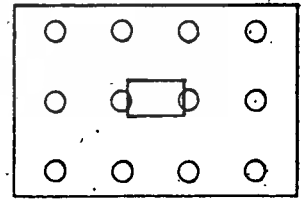
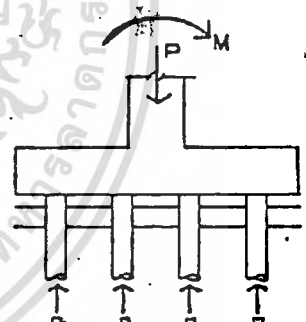
เมื่อ P = น้ำหนักรวมทั้งหมดจากฐานราก

P_1 = น้ำหนักที่เสาเข็มแต่ละต้นรับไว้

N = จำนวนเสาเข็ม



(ก)



(ข)

รูปที่ 3.1.43 แสดงแรงดันดินที่กระทำต่อฐานรากบนเสาเข็ม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับฐานรากที่มีโมเมนต์ร่วมกับน้ำหนักบรรทุก ดังรูปที่ 3.1.43 (ข) เสาค้ำ
เข็มจะรับน้ำหนักไม่เท่ากัน ทางขอบที่ปลายลูกศรแสดงทิศทางโมเมนต์ซึ่งจะมีค่ามาก หา
ค่าได้จาก

$$P_1 = \frac{P}{N} - \frac{M d_1}{d^2}$$

$$P_2 = \frac{P}{N} - \frac{M d_2}{d^2}$$

$$P_3 = \frac{P}{N} - \frac{M d_2}{d^2}$$

$$P_4 = \frac{P}{N} - \frac{M d_1}{d^2}$$

โมเมนต์ค้ำและแรงยึดเหนี่ยว

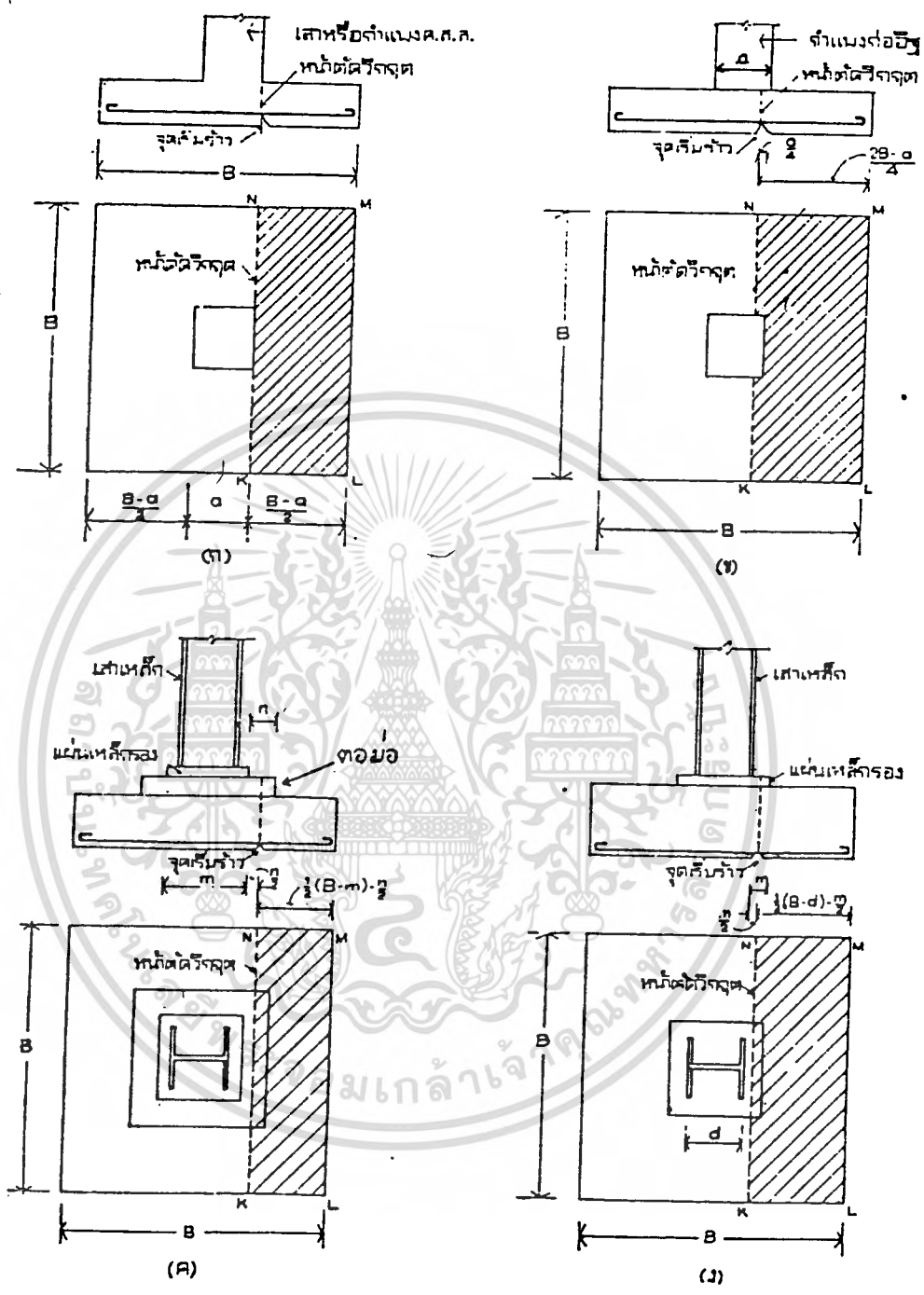
ก) โมเมนต์ค้ำและแรงยึดเหนี่ยวจากแรงภายนอกที่หน้าตัดใด ๆ ให้คำนวณ
จากแรงภายนอกที่กระทำข้างใดข้างหนึ่งของหน้าตัดวิกฤติ ซึ่งได้จากการผ่านระดับดึง
ตลอดแนวฐานราก

ข) สำหรับฐานรากเดี่ยว โมเมนต์ค้ำและแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดคำนวณได้จาก
วิธีในข้อ (ก) ที่ตำแหน่งหน้าตัดวิกฤติดังต่อไปนี้

1. ที่ขอบเสาค้ำ ตอม่อ หรือกำแพง สำหรับฐานรากที่รับเสาค้ำ ตอม่อ หรือ
กำแพงคอนกรีต รูปที่ 3.1.44(ก)
2. ที่กึ่งกลางระหว่างขอบและศูนย์กลางกำแพง สำหรับฐานรากรับ
กำแพงก่อรูปที่ 3.1.44 (ข)
3. ที่กึ่งกลางระหว่างขอบเสาค้ำหรือตอม่อกับขอบแผ่นเหล็กรองใต้เสาค้ำ
สำหรับฐานรากที่ใช้แผ่นเหล็กดังรูปที่ 3.1.44(ค) และ (ง)

แรงเฉือนที่ใช้คำนวณแรงยึดเหนี่ยวคำนวณได้จากแรงดันขึ้นของดิน หรือเสาค้ำ
เข็มในพื้นที่ KLMN ในแต่ละกรณี

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับใช้ในวงประชุมเพื่อใช้ในการนำเสนอข้อมูลเท่านั้น ไม่ควรนำ
ไปทำซ้ำโดยไม่ได้รับอนุญาต หากมีการนำข้อมูลไปใช้โดยไม่ได้รับอนุญาต จะถือว่าผิดกฎหมาย
หมดยกเว้นกรณีที่มีการนำข้อมูลไปใช้เพื่อวัตถุประสงค์อื่นที่ไม่เกี่ยวข้องกับการนำเสนอ



รูปที่ 3.1.44 แสดงหน้าตัดวิงจุดของฐานราก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.1.4.4 การออกแบบเหล็กเสริมในฐานราก

ก) ฐานรากที่เสริมเหล็กทางเดียว ต้องเสริมเหล็กให้มีปริมาณที่จะต้านทานโมเมนต์และแรงยึดเหนี่ยวที่หน้าตัดวิกฤตอย่างเพียงพอ และต้องกระจายเหล็กให้สม่ำเสมอตลอดความกว้างของหน้าตัดนั้น ๆ

ข) ฐานรากที่เสริมเหล็กสองทาง ต้องเสริมเหล็กแต่ละทางให้ต้านทานโมเมนต์และแรงยึดเหนี่ยวที่หน้าตัดวิกฤตอย่างเพียงพอ และต้องกระจายเหล็กเสริมให้สม่ำเสมอตลอดความกว้างของฐานรากในแต่ละทางด้วย

ค) ฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่เสริมเหล็กสองทางต้องเสริมเหล็กแต่ละทางเท่ากัน โดยอาศัยหลักเกณฑ์ในข้อ (ข)

ง) ฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่เสริมเหล็กสองทาง เหล็กเสริมทางด้านยาวต้องกระจายให้สม่ำเสมอเท่ากันตลอดความกว้างทางด้านสั้น และอยู่ด้านล่างใต้เหล็กเสริมทางด้านสั้น ส่วนเหล็กเสริมทางด้านสั้นให้กระจายสม่ำเสมอเป็นสองพวกคือแถบกลางและแถบริมตามรูปที่ 3.1.60 โดยมีปริมาณดังนี้

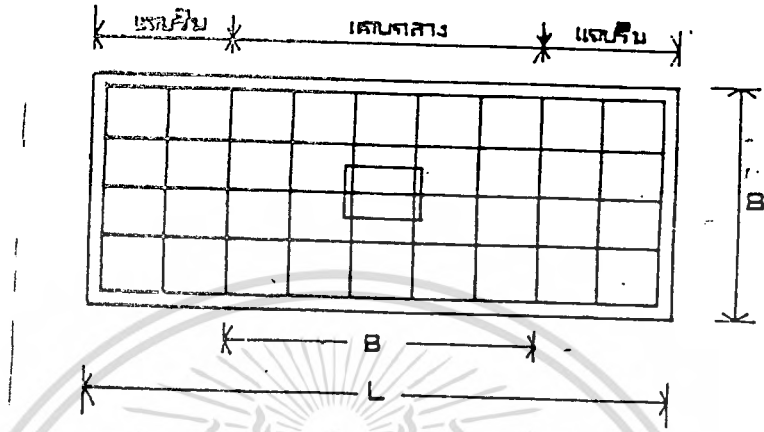
$$\text{เหล็กเสริมในแถบกลางที่กว้าง } B = \frac{2}{S+1} A_{sB}$$

$$\text{เมื่อ } A_{sB} = \text{เนื้อที่หน้าตัดเหล็กเสริมทางสั้นทั้งหมด}$$

$$S = \text{อัตราส่วนระหว่างด้านยาวต่อด้านสั้นของฐานราก}$$

ส่วนแถบริมให้กระจายเหล็กที่เหลือจากแถบกลางให้สม่ำเสมอทั้งสองข้างของ

ฐานราก



รูปที่ 3.1.45 แสดงแถบการเสริมเหล็กในฐานราก

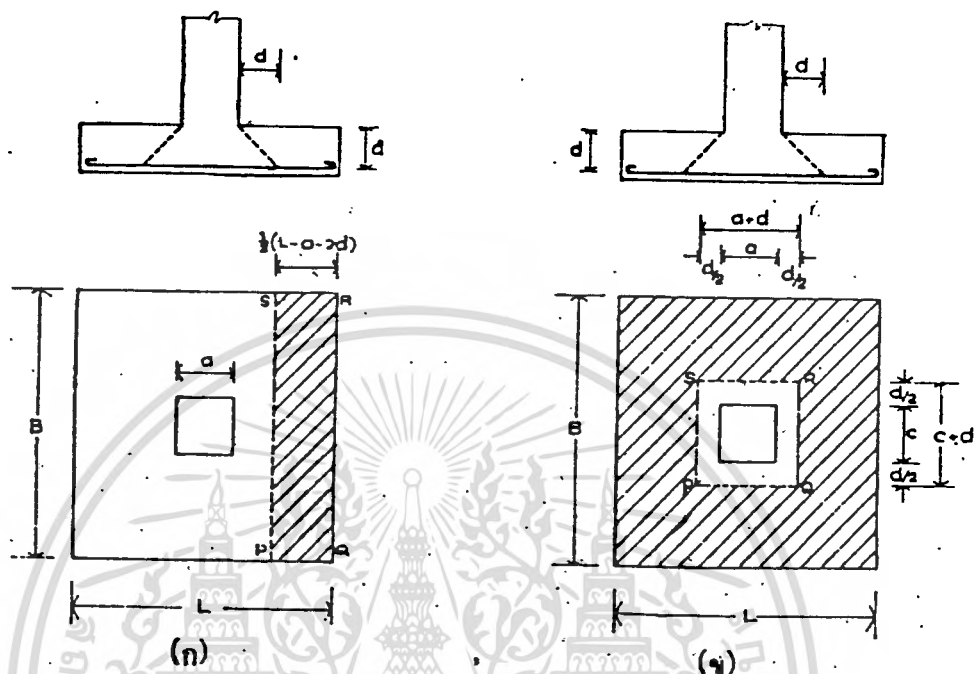
3.4.1.5 แรงเฉือนในฐานราก

ความต้านทานแรงเฉือนของฐานรากที่รับน้ำหนักเป็นจุด เช่นจากเสา
ค่อม จะต้องแยกพิจารณาออกเป็นสองกรณีและฐานรากจะต้องมีความหนาเพียงพอที่จะต้าน
ทานแรงเฉือนที่สูงกว่ากรณีใดก็ตาม

ก) พิจารณาว่าฐานรากเป็นคานกว้าง มีแนวรับเนื่องจากแรงดึง
กแรงตามระนาบเฉียงตลอดความกว้างของฐานรากและห่างจากขอบเสาค่อมเป็นระยะ d
แรงเฉือน (V) ที่ใช้คำนวณคิดจากแรงดันขึ้นของดินหรือจากเสาค่อมที่อยู่ในพื้นที่ PQRS
การคำนวณหน่วยแรงเฉือนใช้สูตร $v = \frac{V}{bd}$ เมื่อ $b = B$ ตามรูป 3.1.62 (ก)

bd

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.1.46 แสดงการรับแรงเฉือนของฐานราก

ข) พิจารณาว่าแนวร้าวที่ฐานรากเป็นแบบเฉือนทะลุตามเส้นขอบที่ฐานของกรวยกลมหรือกรวยเหลี่ยมโดยรวมน้ำหนักกดจากเสาตอม่อ และห่างจากเสาตอม่อเป็นระยะ $d/2$ การคำนวณหน่วยแรงเฉือน $v = V/bd$ ใช้ค่า $b = 4(a+d)$ แรงเฉือน (V) คิดจากแรงดันชั้นของดิน หรือจากเสาเข็มที่อยู่ภายนอกพื้นที่ PQRS ในรูปที่ 3.1.46 (ข)

แรงเฉือนที่คิดจากแรงดันชั้นของเสาเข็มที่ใกล้หน้าตัดวิกฤติในทั้งสองกรณี ดังกล่าวต้องลดค่าลงตามส่วนโดยพิจารณาว่าเสาเข็มที่อยู่ห่างจากหน้าตัดวิกฤติออกไป 15 ซม. หรือมากกว่าให้คิดเต็มกำลังของเสาเข็ม และเสาเข็มที่อยู่ภายในหน้าตัดวิกฤติเข้ามา 15

ซม. หรือมากกว่าไม่ต้องนำไปคิดแรงเฉือน ซึ่งคำนวณได้จากสมการ $P = \frac{1}{x+15} P_0$ การคำนวณว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อ $P =$ กำลังของเสาเข็ม

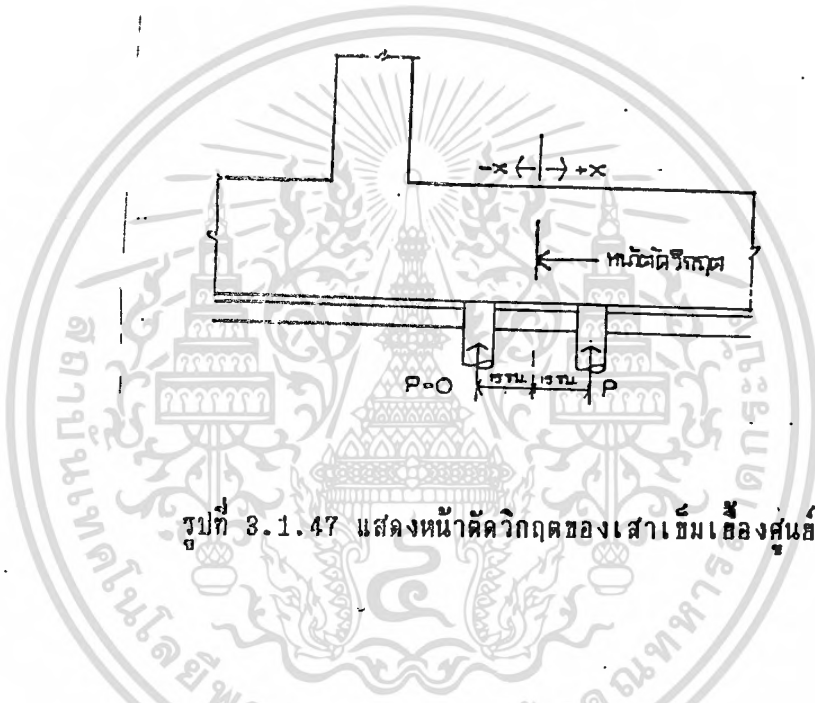
$P =$ กำลังของเสาเข็มที่ประสิทธิภาพ

$x =$ ระยะระหว่างหน้าตัดวิกฤติกับศูนย์กลางเสาเข็ม

มีค่าเป็นลบเมื่ออยู่ภายในหน้าตัดวิกฤติ

และมีค่าเป็นบวกเมื่ออยู่นอกหน้าตัดวิกฤติ

ที่หน้าตัดวิกฤติ $P = 1/2 P$



รูปที่ 3.1.47 แสดงหน้าตัดวิกฤติของเสาเข็มเสองคู่นี้

การถ่ายแรงจากเสาตอม่อลงฐานราก

การถ่ายแรงจากเสาตอม่อลงฐานรากที่รองรับให้ถือว่า แรงอัดจากคอนกรีตในเสาตอม่อถ่ายส่งเป็นแรงกดลงไปยังส่วนบนของฐานราก โดยมีหน่วยแรงกดไม่เกินหน่วยแรงกดที่ยอมให้ของคอนกรีตที่ทำฐานราก ส่วนแรงจากเหล็กเสริมตามแกนในเสาตอม่อถ่ายส่งไปยังฐานรากได้ โดยให้เหล็กเดือยหรือต่อเหล็กเสริมตามแกนนั้นเข้าไปในฐานรากให้มีระยะฝังที่มากพอที่จะถ่ายแรงโดยอาศัยแรงยึดเหนี่ยว ในกรณีที่ใช้เหล็กเดือย เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเดือยจะต้องไม่น้อยกว่าเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมตามแกน และต้องใช้เหล็กเดือยไม่น้อยกว่าสี่เส้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ฐานรากไม่เสริมเหล็ก

ฐานรากที่เป็นคอนกรีตล้วนที่รับน้ำหนักจากเสาตอม่อ ซึ่งเป็นแรงตามแนวแกน ต้องไปทำให้เกิดแรงอัดในคอนกรีตของฐานรากเกิน $0.25 f_c$ เมื่อรับน้ำหนักใช้งาน ต้องออกแบบฐานรากให้มีขนาดกว้างขาลึกเพียงพอ ที่จะไม่ทำให้เกิดแรงดึงในคอนกรีตเนื่องจากโมเมนต์ตัดเกินกว่า $0.424 J f_c$

ฐานรากสำหรับเสากลม

การคำนวณออกแบบฐานรากที่รับเสาตอม่อแบบเสากลมหรือเสารูปแปดเหลี่ยม ให้ถือว่าขอบเสาตอม่อนั้นเป็นขอบเสาตอม่อสี่เหลี่ยมจัตุรัส ที่มีเนื้อที่หน้าตัดเท่ากับเสาตอม่อกลมนั้น

ความหนาตัวสุดของฐานราก

ก. ฐานรากคอนกรีตเสริมเหล็ก ความหนาของคอนกรีตเนื้อเหล็กเสริมที่ขอบนอกของฐานราก ต้องไม่น้อยกว่า 15 ซม.

ข. ฐานรากคอนกรีตล้วนที่วางบนดิน ความหนาที่ขอบนอกต้องไม่น้อยกว่า 20 ซม. และฐานรากที่วางบนเสาเข็มต้องมีความหนาที่ขอบนอกไม่น้อยกว่า 35 ซม. จากหัวเข็ม

คอนกรีตหยาบกับหลุมฐานราก

ในการทำฐานรากเมื่อขุดดินหลุมฐานรากจนถึงระดับที่ต้องการแล้ว จะต้องโรยโคลนเลนกับหลุมออกให้หมด แล้วจึงเอาทรายหยาบหรืออิฐหักกระทุ้งให้แน่นมีความหนาประมาณ 5 ซม. เพื่อปิดสิ่งสกปรกจากกันหลุม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่าง การออกแบบฐานราก ด้วยโปรแกรม Spread Sheet

<<< RC PILECAP, SQUARE OR RECTANGULAR, W/ "n" PILES, REGULAR/IRREGULAR ARRANGEMENTS >>>
 Project : SHIVA HEIGH 11/04/94
 By : SASITORN 02:25 PM
 Pilecap No. : F-1 Location :

A. PROPERTIES OF MATERIAL

Steel grade ("SD-xx or "SR-xx)	:	SD-30	
Yield strength of steel, f_y	:	3,000	ksc
Allowable strength of steel, f_s	:	1,500	ksc
Modulus of elasticity of steel, E_s	:	2.04E+06	ksc
Ultimate comp. strength of concrete, f'_c	:	280	ksc
Factor	:	0.45	
Allowable strength of concrete, f_c	:	126.00	ksc
Modulus of elasticity of concrete, E_c	:	254,512	ksc

B. DESIGN PARAMETERS

$n = E_s/E_c$:	12	
$j = 1 - k/3$:	0.833	
$R = 1/2 \cdot f_c \cdot j \cdot k$:	26.334	ksc

C. LOADING

Axial, P	:	758,337	kg
Moment about x-axis, M_x	:	5,350	kg-m
Moment about y-axis, M_y	:	7,080	kg-m
Eccentricity along x-axis, e_x	:		m
Eccentricity along y-axis, e_y	:		m
Total moment about x-axis, M_x	:	5,350	kg-m
Total moment about y-axis, M_y	:	7,080	kg-m

D. CONFIGURATION OF PILECAP AND COLUMN

Diameter of pile	:	0.80	m	
Total depth of pilecap	:	1.80	m	
Cover to cg. of bars	:	0.10	m	
Design depth	:	1.70	m	
Dimension of column // y-axis, a	:	0.60	m	
Dimension of column // x-axis, c	:	1.00	m	
Capacity of pile, P_{sfc}	:	294,000	kg/ea	
No. of piles needed	:	2.8	ea	
No. of piles used	:	4	ea	
No. of row(s)	:	2	f	
No. of column(s)	:	2	f	
		Minimum	Used	
Spacing of row(s)	:	2.40	2.40	m
Spacing of column(s)	:	2.40	2.40	m
Short side (width), x	:	4.00	4.00	m
Long side (depth), y	:	4.00	4.00	m
Total load, include pilecap	:		827,457	kg

E. PILES ARRANGEMENT

Co-ordinate, m.				Effective Flexural shear, kg		Punching			
No.		dx^2	dy^2	M_x	M_y	Pile(s)	P'_x	P'_y	P'_z
	x	y	sq.m	sq.m	kg-m	kg-m			kg
11	-1.20	-1.20	1.44	1.44			(1,115)	(1,475)	136,795
12	1.20	-1.20	1.44	1.44	144,805		1 (1,115)	1,475	136,795
13	0.00	0.00	0	0.00			0	0	0

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น มิใช่ผูกพันให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่สามารถแก้ไขหรือเปลี่ยนแปลงข้อมูลหรือรายละเอียดของข้อมูลใดๆได้โดยไม่แจ้งให้ทราบล่วงหน้า

21	-1.20	1.20	1.44	1.44	186,178	1,115	(1,475)	139,024
22	-1.20	1.20	1.44	1.44	186,178	1,115	(1,475)	139,024
23	0.00	0.00	0	0.00		0	0	0
31	0.00	0.00	0	0.00		0	0	0
32	0.00	0.00	0	0.00		0	0	0
33	0.00	0.00	0	0.00		0	0	0
41	0.00	0.00	0	0.00		0	0	0
42	0.00	0.00	0	0.00		0	0	0
43	0.00	0.00	0	0.00		0	0	0

Max.	1.20	1.20			186,178	144,805	0	(1,475)
Total			5.76	5.76	372,356	144,805	1	551,638

Axial, P/n	:		206,864	kg
Axial due to M_x , $M_x \cdot dx/dx^2$:		1,115	kg
Axial due to M_y , $M_y \cdot dy/dy^2$:		1,475	kg
$P_{aax} = P/n + M_x \cdot dx/dx^2 + M_y \cdot dy/dy^2$:		209,454	kg
$P_{ain} = P/n - M_x \cdot dx/dx^2 - M_y \cdot dy/dy^2$:		204,275	kg
Status	:		Ok	

P. SHEAR		Flexure Flexure Punching		
		vx	vy	
Actual, v. (ksc)	:	0.00	-0.02	3.24
Allowed, vc (ksc)	:	4.85	4.85	8.87
Status	:	Ok	Ok	Ok

G. MOMENT ABOUT X-AXIS & REINFORCEMENTS				
Actual moment	:	377,706		kg-m
$M_{rx} = 2 \cdot dx \cdot d \cdot \bar{y}$:	*****		kg-m
Status	:	Ok		
$A_s = M_{rx} / [f_s \cdot j \cdot d]$:	177.89		sq.cm
Diameter of bars, mm	:	20	25	32
Required No. of bars, #	:	56.6	36.2	22.1
Required spacing, m	:	0.07	0.11	0.18

H. MOMENT ABOUT Y-AXIS & REINFORCEMENTS				
Actual moment	:	151,885		kg-m
$M_{ry} = 2 \cdot by \cdot d^2$:	*****		kg-m
Status	:	Ok		
$A_s = M_{ry} / [f_s \cdot j \cdot d]$:	71.53		sq.cm
Diameter of bars, mm	:	20	25	32
Required No. of bars, #	:	23.8	14.6	8.9
Required spacing, m	:	0.17	0.28	0.48

I. BONDING				
Diameter of bars, mm	:	20	25	32
Bonding stress, v (ksc)	:	27.02	21.62	16.89
Perimeter //x = $V/[u \cdot j \cdot d]$, cm	:	108.15	135.19	173.05
Required No. of bars, #	:	17.21	17.21	17.21
Required spacing, m	:	0.23	0.23	0.23
Perimeter //y = $V/[u \cdot j \cdot d]$, cm	:	54.08	67.60	86.52
Required No. of bars, #	:	8.61	8.61	8.61
Required spacing, m	:	0.50	0.50	0.50

J. TEMPERATURE STEEL, [0.0018/0.0020/0.0025] · b · t				
Diameter of bars, mm	:	20	25	32
Required No. of bars along x-axis, #	:	11.5	7.3	4.5
Required spacing, m	:	0.33	0.52	0.85

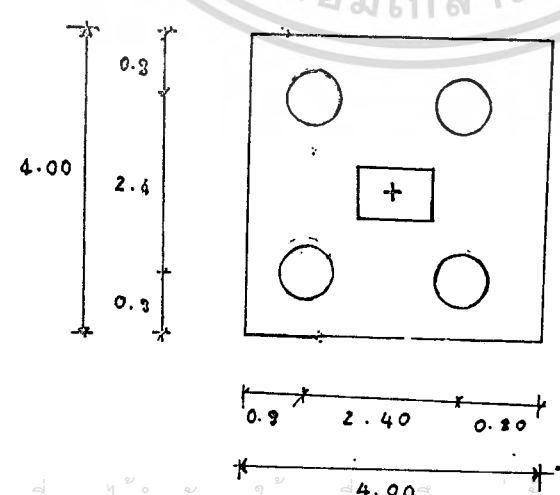
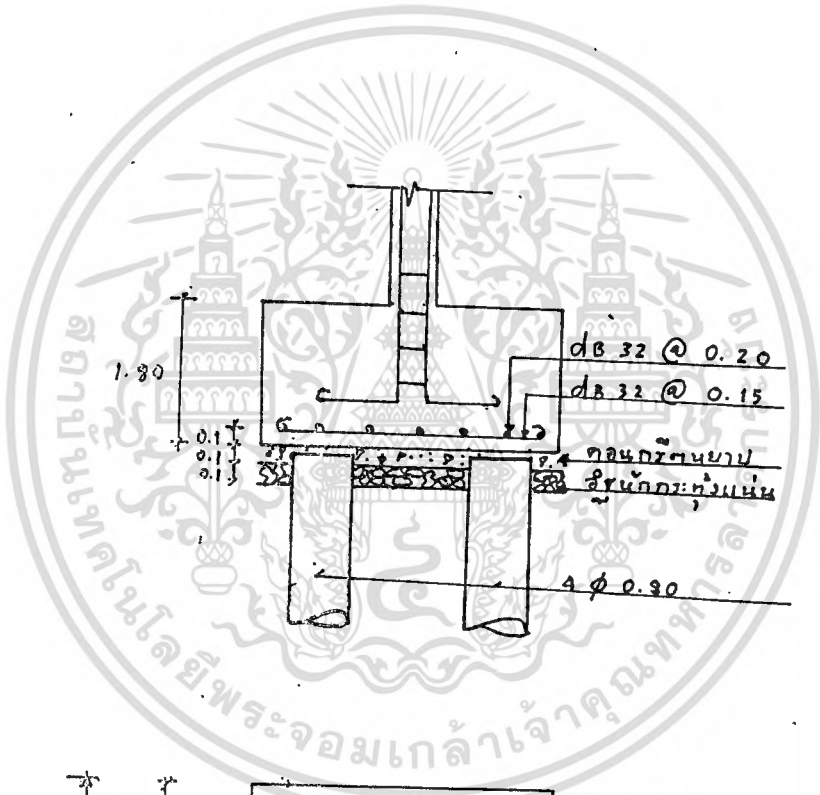
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยมนำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ไม่ว่ากรณีใดๆ กรุณาแจ้งให้ทราบถึงผู้จัดทำเอกสารทุกครั้งที่มีกรณีนำไปใช้

Required No. of bars along y-axis, $\#$:	11.5	7.3	4.5
Required spacing, a	:	0.33	0.52	0.85

K. CONCLUSION OF REINFORCEMENTS

Diameter of bars, mm	:	20	25	32
Required No. of bars along x-axis, $\#$:	22.8	17.2	17.2
Required spacing, a	:	0.17	0.23	0.23
Required No. of bars along y-axis, $\#$:	56.6	36.2	22.1
Required spacing, a	:	0.07	0.11	0.18



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.2 การออกแบบโดยทฤษฎีกำลังประลัย (Ultimate Strength Design)

การออกแบบโดยทฤษฎีกำลังประลัย เป็นวิธีหาขนาดของโครงสร้างในอาคาร คอนกรีตเสริมเหล็กโดยอาศัยกำลังประลัยของวัสดุที่ใช้ ค่าของแรงปฏิกิริยาต่าง ๆ อันเนื่องมาจากการกระทำของน้ำหนักประลัยใช้งานซึ่งใช้ออกแบบ อาจจะได้โดยวิเคราะห์จากทฤษฎีอัสติค ทฤษฎีกำลังประลัยแตกต่างไปจากทฤษฎีอัสติค ก็คือหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในเหล็กและคอนกรีตมีค่ามากเกินกว่าขีดยืดหยุ่น โดยเฉพาะค่าของหน่วยแรงในคอนกรีตจะไม่เป็นสัดส่วนโดยตรงกับหน่วยการยืดหดตัวที่เกิดขึ้น อีกทั้งในการคำนวณโดยอาศัยทฤษฎีกำลังประลัย น้ำหนักที่ใช้ออกแบบจะเป็นน้ำหนักประลัยซึ่งได้จากการคูณน้ำหนักใช้งานด้วยตัวคูณน้ำหนักส่วนปลอดภัย

เหตุผลของการใช้ทฤษฎีกำลังประลัยในการออกแบบ คือ

1. ทฤษฎีกำลังประลัยให้ค่าคาดหมายได้ใกล้เคียงกับพฤติกรรมตามความเป็นจริงของวัสดุ เนื่องจากคำนึงถึงความไม่เป็นสัดส่วนกันของหน่วยแรงกับหน่วยการยืดหดตัวของวัสดุเมื่อน้ำหนักกระทำมีค่าสูง ๆ
2. เนื่องจากสามารถทราบค่าของน้ำหนักบรรทุกทุกคงที่ได้แน่นอนกว่าน้ำหนักจร ดังนั้น จึงไม่ควรใช้ตัวคูณส่วนปลอดภัย (Factor of Safety) ตัวเดียวกันทั้งน้ำหนักบรรทุกคงที่ และน้ำหนักจรเหมือนในทฤษฎีอัสติค ซึ่งทฤษฎีกำลังประลัยจะแยกตัวคูณส่วนปลอดภัยไว้แต่ละอย่าง
3. การใช้ทฤษฎีอัสติคในการคำนวณออกแบบเสา เป็นการตัดแปลงมาจากทฤษฎีกำลังประลัย ซึ่งทฤษฎีอัสติคไม่ได้ให้พฤติกรรมภาพตามความเป็นจริง
4. การใช้ทฤษฎีกำลังประลัยคำนวณหาค่ากำลังรับน้ำหนักของเสา ให้ผลหรือค่าที่ถูกต้องกว่าการใช้ทฤษฎีอัสติค

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ไว้ ห้ามเผยแพร่โดยไม่ได้รับอนุญาตจากสำนักพิมพ์
 5. การคำนวณหาค่ากำลังประลัยในคอนกรีตอัดแรงไม่ต้องใช้ทฤษฎีกำลังประลัยบนด้านการค้า
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

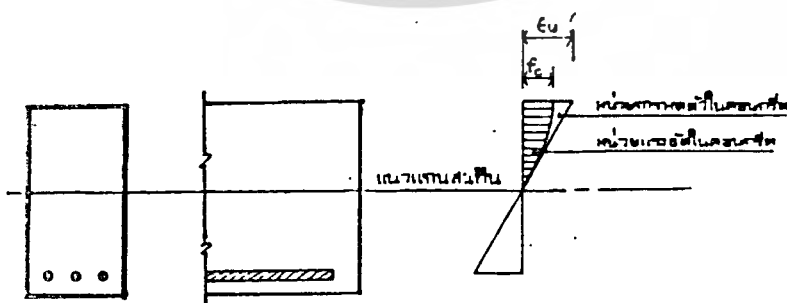
สมมติฐานของทฤษฎีกำลังประลัย

สมมติฐานการคำนวณโดยทฤษฎีกำลังประลัยมีดังนี้

1. ระนาบของหน้าตัดก่อนและหลังที่มีการตัดยังคงเหมือนเดิม
2. σ กำลังประลัย หน่วยแรงและหน่วยการยืดหดตัวไม่เป็นสัดส่วนกัน
3. หน่วยการยืดหดตัวที่เกิดขึ้นในคอนกรีตเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะจากแกนสะเทิน และหน่วยการยืดตัวในเหล็กเสริมมีค่าเท่ากับหน่วยการยืดตัวของคอนกรีต ณ ตำแหน่งเดียวกัน
4. ไม่คำนวณออกแบบให้คอนกรีตรับแรงดึง
5. หน่วยการหดตัวสูงสุดของคอนกรีตที่ขอบรับแรงอัด ϵ_c กำลังประลัยมีค่าเท่ากับ 0.003

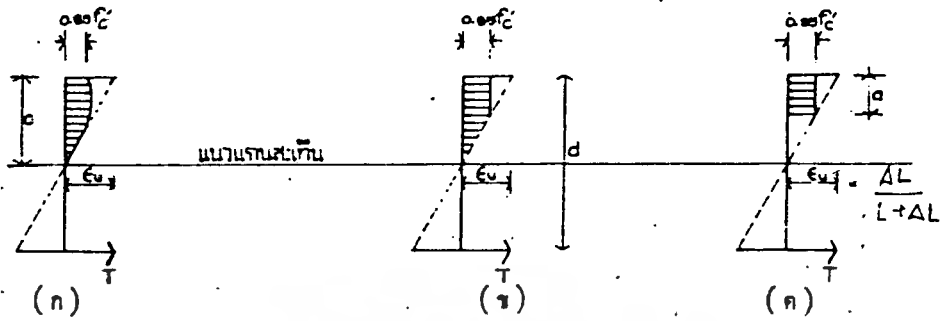
6. โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริมมีค่าเท่ากับ 2.04×10^6 กก./ซม.²
7. หน่วยแรงอัดที่มากที่สุดที่คอนกรีตมีค่าเท่ากับ $0.85 f'_c$
8. หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมมีค่ามากที่สุดเท่ากับกำลังจุดคดฉาก f_y ถึงแม้ว่าหน่วยการยืดตัวจะให้ค่าสูงกว่าค่าที่ให้กำลังคดฉากก็ตาม

นอกจากสมมติฐานดังกล่าวแล้ว การสมมติเกี่ยวกับรูปของการแผ่หน่วยแรงอัดในคอนกรีตมีความสำคัญยิ่ง (รูปที่ 3.2.1) โดยอาจจะสมมติให้เป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า รูปสี่เหลี่ยมคางหมู หรือรูปโค้งพาราโบลาโบว์ หรือรูปอื่นใดก็ได้ที่ให้ผลการคำนวณที่สามารถคาดหมายกำลังประลัยได้ถูกต้องใกล้เคียงกับผลการทดลอง



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น รูปที่ 3.2.1 แสดงการสมมติการแผ่ของหน่วยแรงอัดในคอนกรีต

การสมมติรูปของการแผ่หน่วยแรงอัดในคอนกรีตที่ให้ค่าใกล้เคียงกับผลการทดลอง มีอยู่สามแบบ คือ รูปโค้งพาราโบลา รูปสี่เหลี่ยมคางหมู และรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ดังรูปที่ 3.2.2



รูปที่ 3.2.2 รูปของการแผ่หน่วยแรงอัดในคอนกรีต

ในที่นี้จะสมมติการแผ่ของหน่วยแรงอัดของคอนกรีตให้เป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า (ตามรูปที่ 3.2 ค.) โดยให้ขนาดของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตมีค่าเป็น $0.85 f'_c$ รูปของการแผ่หน่วยแรงอัดสมมุติจะล้อมรอบโดยขอบของหน้าตัดและเส้นตรงที่ลากขนานกับแกนสะเทินมีระยะห่างจากการที่หน่วยการหดตัวสูงสุดมีระยะ $a = k_1 c$ โดยที่ c เป็นระยะจากขอบที่มีหน่วยการหดตัวสูงสุดถึงแกนสะเทิน โดยวัดในทิศทางตั้งฉากกับแกนสะเทิน การสมมติแบบนี้ทำให้ง่ายและสะดวกในการคำนวณ สำหรับค่าของ k_1 นั้นจะมีค่าเท่ากับ 0.85 สำหรับกำลังอัดคอนกรีต f'_c ที่มีค่าเท่ากับหรือน้อยกว่า 280 กก./ซม.² และค่าจะลดลงตามลำดับในอัตรา 0.05 สำหรับกำลังอัดในคอนกรีตที่เพิ่มขึ้นทุก ๆ 70 กก./ซม.² ตามมาตรฐาน ว.ส.ท.

3.2.1 การจัดน้ำหนักบรรทุก

มาตรฐาน ว.ส.ท. และข้อบัญญัติกรุงเทพมหานครได้กำหนด น้ำหนักประลัย U ที่ใช้ในการออกแบบไว้ดังนี้

1. สำหรับอาคารที่ไม่ได้คิดรับแรงลม หรือแรงแผ่นดินไหว

$$U = 1.7D + 2.0L \tag{3.2.1}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. สำหรับอาคารที่คิดรับแรงลมด้วย

$$U = 0.75(1.7D+2.0L+2.0W) \quad (3.2.2)$$

$$\text{หรือ } U = 0.9D+1.3W \quad (3.2.3)$$

โดยให้ใช้ค่า U ที่ให้ค่าสูงสุดแต่ต้องไม่น้อยกว่าค่าของ U ในข้อ (1)

ในชั้น

$$U = \text{น้ำหนักประลัยที่ใช้ออกแบบ}$$

$$D = \text{น้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน}$$

$$L = \text{น้ำหนักบรรทุกจรที่กำหนดบวกด้วยแรงกระทบ}$$

$$W = \text{แรงลม}$$

3.2.2 ตัวคูณค่ากำลังประลัย

สำหรับกำลังประลัยที่คำนวณได้จริงในอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก จะต้องลดค่าลงทั้งนี้เพราะในการก่อสร้างอาจมีคุณภาพของงานแตกต่างกัน ดังนั้นเพื่อความปลอดภัย มาตรฐาน ว.ส.ท. จึงใช้ตัวคูณลดค่ากำลังประลัย ϕ คูณเข้ากับกำลังประลัยที่คำนวณได้จริง ซึ่งจะได้กำลังประลัยที่ใช้งาน กล่าวคือ ถ้า H_u เป็นแรงตัดประลัยที่คำนวณได้จริงและ H_u เป็นแรงตัดประลัยที่ใช้งาน ดังนั้น $H_u = \phi H_u$

ตัวคูณลดค่ากำลังประลัย ϕ นี้ จะขึ้นอยู่กับความสำคัญของโครงสร้าง และลักษณะการเข้ารูปของโครงสร้าง ซึ่งมาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดค่าของตัวคูณลดค่ากำลังประลัยไว้ดังนี้

$$\begin{aligned} \phi &= 0.90 \text{ สำหรับการตัด} \\ &= 0.85 \text{ สำหรับการดึงทแยง} \\ &= 0.75 \text{ สำหรับส่วนอาคารรับแรงอัดเสริมเหล็กปลอกเกลียว} \\ &= 0.70 \text{ สำหรับส่วนอาคารรับแรงอัดเสริมเหล็กปลอกเดี่ยว} \end{aligned}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้เผยแพร่โดยไม่ได้รับอนุญาต
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.2.3 ข้อกำหนดหน่วยแรงประลัยของคอนกรีตและเหล็กเสริม

มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดว่า กำลังจุดคาน f_u ที่ใช้ในการคำนวณออกแบบเหล็กเสริมรับแรงดึงจะต้องไม่เกิน 4200 กก./ซม.^2 แต่ยินยอมให้ใช้กำลังจุดคานได้ถึง 4900 กก./ซม.^2 โดยมีข้อแม้ว่า จะต้องทำการทดลองโครงสร้างขนาดเท่าของจริงแล้วปรากฏว่าควมกว้างของรอยแตกกว้างเฉลี่ยของเนื้อคอนกรีตที่ขอบรับแรงดึงสูงสุดเมื่อรับน้ำหนักบริการ มีค่าไม่เกินกว่าพิภคควบคุมระยะแตกกว้างที่กำหนดให้

ในกรณีที่ใช้เหล็กเสริมที่มีกำลังจุดคานสูงกว่า 4200 กก./ซม.^2 ค่ากำลังจุดคานที่ใช้ในการคำนวณออกแบบจะต้องลดค่าลงโดยใช้ค่าที่มากที่ได้จาก $0.85 f_u$ หรือ 4200 กก./ซม.^2 เว้นแต่ว่าได้ทำการทดลองแรงดึงของเหล็กเสริมแล้วปรากฏว่า กำลังนิสฺนมีค่าเท่ากับค่ากำลังจุดคาน f_u ตามที่กำหนด และหน่วยการยึดตัวไม่เกิน 0.003

ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร กำหนดว่า ให้ใช้ค่าหน่วยแรงประลัยของคอนกรีตได้ไม่เกิน 150 กก./ซม.^2 และใช้หน่วยแรงประลัยของเหล็กเสริมไม่เกินอัตราดังต่อไปนี้

1. เหล็กเส้นธรรมดา ซึ่งไม่มีผลการทดสอบกำลังดึง ให้ใช้ไม่เกิน $2,000 \text{ กก./ซม.}^2$
2. เหล็กเสริมอื่นๆ ให้ใช้ $0.85 f_u$ แต่ต้องไม่เกิน 4200 กก./ซม.^2

3.2.4 คานและพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก

3.2.4.1 การออกแบบคานและพื้นรับแรงดัด

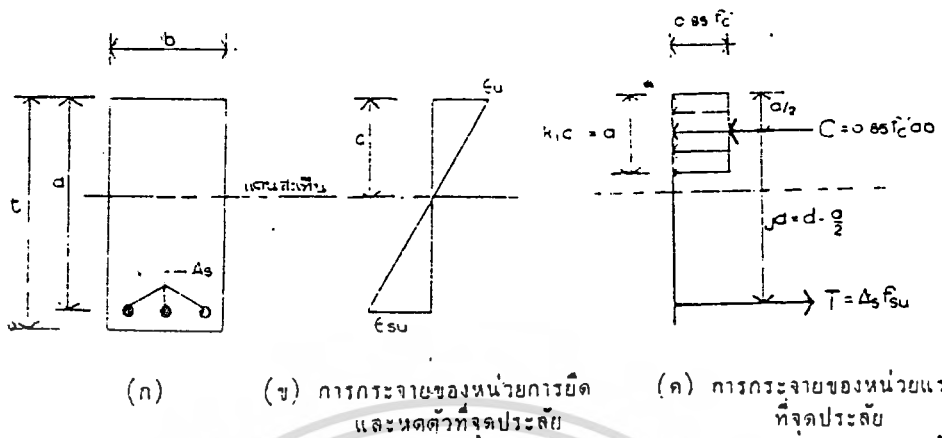
หน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ามีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดี่ยว

พิจารณาโครงสร้าง (คานหรือพื้น) ซึ่งมีหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า

ขนาด b และ t ตามรูป มีเหล็กเสริมรับแรงดึง A_s เพียงอย่างเดี่ยว วางเรียงโดยมีความลึกประลัยกัธล d เมื่อคานนี้รับน้ำหนักจนถึงน้ำหนักประลัย หน่วยการยึดและหดตัวและ

เอกสารนี้เผยแพร่โดยกรมโยธาธิการและผังเมือง กรุงเทพมหานคร โดยที่ ϵ_{cu} เป็นหน่วยการหดตัวสูงสุดที่ขอบบนการค้ำไม่ว่ากของคอนกรีต อีณหจุดประลัยมีค่าประมาณ 0.003 ϵ_{su} เป็นหน่วยการยึดตัวที่ตำแหน่งของ

เหล็กเสริมบนเนื้อที่รับแรงอัดสมมูล ab ตามสมมติฐานของการคำนวณ (รูปที่ 3.2.3 ค) แรงอัดในคอนกรีต (C) จะเท่ากับ $0.85 f_c ab$ แรงดึงในเหล็กเสริม (T) จะเท่ากับ $A_s f_{su}$ โดยที่ f_{su} เป็นหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม มีค่าเท่ากับ $\epsilon_{su} E_s$



รูปที่ 3.2.3 แสดงหน่วยแรงที่กระทำบนหน้าตัด

จากการสมดุลของแรงบนหน้าตัด จะได้

แรงอัดในคอนกรีต (C) = แรงดึงในเหล็กเสริม (T)

หรือ $0.85 f_c' ab = A_s f_{su}$ (3.2.4)

ดังนั้น $0.85 f_c' ab = \frac{A_s f_{su}}{0.85 f_c' b}$ (3.2.5)

ค่าโมเมนต์ดัดประลัยที่คานจะรับได้จริง M_u จะคำนวณได้จากแรงดึงในเหล็กเสริม T คูณด้วยช่วงแขนโมเมนต์ jd หรือจากแรงอัดในคอนกรีต C คูณด้วยช่วงแขนโมเมนต์ jd ก็ได้ ดังนี้คือ

คำนวณจากแรงดึงในเหล็กเสริม :

$$M_u' = T \cdot jd = A_s f_{su} (d - \frac{a}{2}) \quad (3.2.6)$$

แทนค่าของ a จะได้ $M_u' = A_s f_{su} d (1 - 0.59 p f_{su}') \quad (3.2.7)$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในเมื่อ $p = \frac{A_s}{bd} =$ อัตราส่วนของเนื้อที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงดึงต่อเนื้อที่ประสิทธิภาพ

คำนวณจากแรงอัดในคอนกรีต :

$$M_u' = C \cdot jd = 0.85 f_c' ab(d - \frac{a}{2}) \quad (3.2.8)$$

แทนค่าของ a จะได้ $M_u' = 0.85 f_c' abd(1 - 0.59 p f_{y1} / f_c')$ (3.2.9)

เมื่อคานรับน้ำหนักถึงน้ำหนักประลัยคานจะเริ่มชำรุด การชำรุดของคานจะเกิดได้สองแบบ คือแบบแรงดึงเป็นเหล็ก (tension failure) และแบบแรงอัดเป็นเหล็ก (compression failure) แบบแรกจะเกิดเมื่อเหล็กเสริมในคานมีจำนวนพอควร ดังนั้นเหล็กเสริมจะรับแรงถึงจุดคลากก่อนที่คานชำรุด การชำรุดแบบหลัง(แรงอัดเป็นเหล็ก) จะเกิดเมื่อเหล็กเสริมมีจำนวนมากหรือมีกำลังจุดคลากสูงมาก ในลักษณะนี้คอนกรีตจะถูกอัดถึงกำลังประลัย โดยมีหน่วยการหัดตัวสูงเท่ากับ 0.003 ก่อนที่เหล็กเสริมจะเริ่มคลาก

กรณีแรงดึงเป็นหลัก เหล็กจะถูกดึงถึงจุดคลากก่อน ดังนั้น $f_{ru} = f_y$ ตำแหน่งแกนสะเทินซึ่งห่างจากขอบบนของคานจะหาได้จากสมการ (3.2.5) โดยแทนค่า f_{ru} ด้วย f_y

$$c = \frac{a}{k_1} = \frac{A_s f_y}{0.85 k_1 f_c' b} \quad (3.2.10)$$

หรือ $c = \frac{p f_y d}{0.85 k_1 f_c'}$ ในเมื่อ $p = \frac{A_s}{bd}$ (3.2.11)

โมเมนต์ตัดประลัย $M_u' = A_s f_y d (1 - 0.59 p f_y / f_c')$ (3.2.12)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์โดยกรมการศึกษานานาชาติ มีหน่วยงานกำหนดตัวสูงที่สุดเท่ากับ $\epsilon_u = 0.003$ หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม f_{ru} อาจจะไม่ถึงจุดคลาก ซึ่งยังคงเป็น

สัดส่วนกับหน่วยการหดตัว ϵ_{su} นั่นคือ $\epsilon_{su} = \frac{f_{su}}{E_u}$

โดยอาศัยทฤษฎีของสามเหลี่ยมคล้าย ในรูปการกระจายหน่วยการหดและยืดตัว (รูปที่ 3.2.3 ข.) แล้วแทนค่าลงในสมการ (3.2.7) หรือสมการ (3.2.9) แต่เนื่องจากค่าของสมการทั้งสองนี้มีค่าเท่ากัน ดังนั้นจะคำนวณหาระยะ c ได้ในเทอมของ f'_c และ E_u เมื่อแทนค่าของ c ที่หาได้นี้ลงในสมการ (3.2.7) หรือ (3.2.9) จะได้ค่าโมเมนต์ดัดประลัยสำหรับกรณีแรงอัดเป็นหลัก

จากลักษณะการชำรุดของโครงสร้างที่กล่าวแล้ว จะเห็นว่าปริมาณของเหล็กเสริมในคอนกรีตมีส่วนทำให้คานชำรุดแบบไหนก็ได้ ปริมาณของเหล็กเสริมที่พอดีที่จะทำให้คอนกรีตถึงกำลังอัดประลัยพร้อม ๆ กับเหล็กเสริมถึงจุดคลาก เรียกว่า ปริมาณเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุลอัตราส่วนที่สภาวะสมดุล p_b ดังนั้นถ้าอัตราส่วน p มีค่าน้อยกว่าอัตราส่วน p_b คานจะชำรุดแบบแรงดึงเป็นหลัก แต่ถ้าอัตราส่วน p มากกว่าอัตราส่วน p_b คานจะชำรุดแบบแรงอัดเป็นหลัก

๗ สภาวะสมดุล หน่วยการหดตัวสูงสุดของคอนกรีต ϵ_{cu} มีค่าเท่ากับ 0.003 และ เหล็กเสริมถึงกำลังจุดคลาก f_y อัตราส่วน p_b จะหาได้จากสมการ (3.2.11) และ (3.2.13) นั่นคือ

$$p_b = 0.85 k_1 \frac{0.003 f'_c}{f_y + 0.003 f_y} \quad (3.2.14)$$

ถ้าโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม E_u มีค่าเท่ากับ 2.04×10^6 กก./ซม.²

ดังนั้น

$$p_b = 0.85 K_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{6117}{6117 + f_y} \quad (3.2.15)$$

ค่าของ k_1 ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ระหว่างความลึกของรูปหน่วยแรงอัดสมดุลย์ เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นอนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า กับความลึกของแกนสะเทินมีค่าเท่ากับ 0.85 สำหรับค่ากำลังอัดของคอนกรีต f'_c เท่ากับ ไม่วากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หรือน้อยกว่า 280 กก./ชม.^2 และค่าของ k_1 จะลดลงตามลำดับในอัตรา 0.05 สำหรับกำลังอัดในคอนกรีตที่เพิ่มขึ้นทุก ๆ 70 กก./ชม.^2 เมื่อคอนกรีตมีค่า f'_c สูงกว่า 280 กก./ชม.^2

ในการคำนวณและออกแบบตามมาตรฐานของ ว.ส.ท. ค่าอัตราส่วน p ให้ใช้ได้ไม่เกิน 0.75 ของอัตราส่วน p_b ทั้งนี้เพื่อให้การร้าวรุดของคานเป็นไปได้ในแบบแรงดึงเป็นหลักอย่างเดียว ดังนี้

$$p_{max} = 0.75 p_b \quad (3.2.16)$$

นอกจากนี้มาตรฐาน ว.ส.ท. ให้ใช้ $p_{min} = \frac{14}{f_y}$ (3.2.17)

ฉะนั้นเมื่อต้องออกแบบหน้าตัดตามมาตรฐานนี้ ค่าหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม f_s จะเท่ากับ f_y ที่จุดประลัย

$$\text{จากสมการ (3.2.5) จะได้ } a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{p f_y d}{0.85 f'_c} \quad (3.2.18)$$

$$\text{โมเมนต์ดัดประลัย } M_u = A_s f_y (d - \frac{a}{2}) \quad (3.2.19)$$

$$= A_s f_y d (1 - 0.59 \frac{p f_y}{f'_c})$$

$$= p f_y b d^2 (1 - 0.59 \frac{p f_y}{f'_c})$$

$$= b d^2 f'_c q (1 - 0.59 q)$$

$$\text{ในเมื่อ } q = \frac{p f_y}{f'_c} \quad (3.2.20)$$

หน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ามีเหล็กเสริมรับแรงอัด

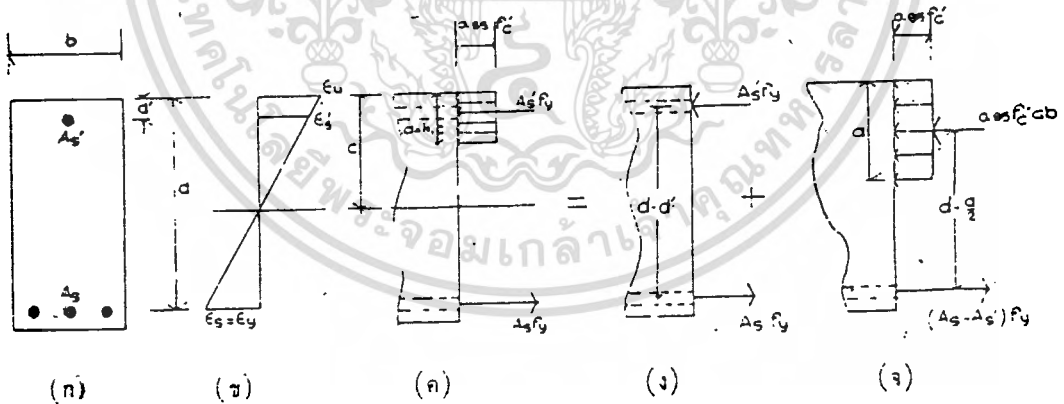
ในบางครั้งหน้าตัดของคานถูกจำกัด ด้วยเหตุผลทางสถาปัตยกรรม ทำให้ความลึกของคานน้อยกว่าความลึกในสภาวะสมดุล เนื้อที่หน้าตัดของคอนกรีตที่จะรับแรงอัด

อาจไม่พอสำหรับค่าโมเมนต์ดัดที่ต้องรับ ดังนั้นจึงจำเป็นต้องเสริมเหล็กในส่วนรับแรงอัดโดยทำให้หน้าตัดของคานมีทั้งเหล็กเสริมรับแรงดึงและเหล็กเสริมรับแรงอัดอีกจากการไปใช้

ใช้เหล็กเสริมรับแรงอัดเพื่อผลดังกล่าวแล้ว เหล็กเสริมรับแรงอัดยังช่วยในการลดค่าการโก่งของคาน และช่วยยึดเหล็กดัดตลอดแนวของคานอีกด้วย

ในคานประเภทนี้ ถ้าอัตราส่วนของเนื้อที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงดึงต่อเนื้อที่ประสิทธิภาพของคอนกรีต p ที่ใช้น้อยกว่าหรือเท่ากับค่า p_{max} ($= 0.75 p_b$) การคำนวณหากำลังรับโมเมนต์ดัดของคานโดยประมาณอาจทำได้โดยไม่คิดถึงว่ามีเหล็กเสริมรับแรงอัดอยู่หรือไม่ และจะสมมติว่าเหล็กเสริมรับแรงดึงถูกดึงจนถึงจุดคลาก แต่ถ้า อัตราส่วน p นี้มากกว่าค่า $0.75 p_b$ การวิเคราะห์ก็จะยุ่งยากขึ้น ทั้งนี้เพราะการชำรุดของโครงสร้างจะเป็นแบบแรงอัดเป็นหลัก

พิจารณาคานที่มีหน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า โดยมีเหล็กเสริมรับแรงอัด A_u ที่ระยะลึก d จากขอบนอกสุดของส่วนรับแรงอัด และมีเหล็กเสริมรับแรงดึง A_s อยู่ที่ระยะลึก d' ตามรูปที่ 3.2.4 สมมติว่าที่จุดประลัยทั้งเหล็กเสริม A_u และ A_s ถูกอัดและดึงจนถึงกำลังจุดคลากค่าโมเมนต์ดัดจะได้อาจการรวมโมเมนต์ดัด M_1 และ M_2 โดยที่ M_1 เป็นโมเมนต์ดัดเนื่องจากแรงค้ำคานจากเหล็กเสริมรับแรงอัด A_u กับแรงในส่วนเหล็กเสริมรับแรงดึงที่มีปริมาณหรือเนื้อที่หน้าตัดเท่ากับเหล็กรับแรงอัด โมเมนต์ M_2 จะได้จากแรงค้ำคานของแรงในเหล็กเสริมรับแรงดึงที่เหลือจากการหักเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงอัดแล้ว (คือ $A_s - A_u$) กับแรงในส่วนของคอนกรีต ตามรูป



รูปที่ 3.2.4 แสดงหน้าตัดรับแรงดึงและแรงอัด

จากรูป (ง) $M_1 = A_u f_y (d-d)$ (3.2.21)

จากรูป (จ) $M_2 = (A_s - A_u) f_y (d-a)$ (3.2.22)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่รวบรวมไว้สำหรับใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากการสมดุลย์ของแรงในรูป (จ) จะได้ระยะ

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{0.85 f_c' b} \quad (3.2.23)$$

ถ้าให้ $p = \frac{A_s}{bd}$ และ $p' = \frac{A_s'}{bd}$ จะได้

$$a = \frac{(p - p') f_y d}{0.85 f_c'} \quad (3.2.24)$$

$$\begin{aligned} \text{โมเมนต์คัตประลัย} \quad M_u &= M_2 + M_1 \\ &= (A_s - A_s') f_y (d - \frac{a}{2}) + A_s' f_y (d - d') \end{aligned} \quad (3.2.25)$$

ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. ค่าโมเมนต์คัตประลัยที่ใช้งาน

$$M_u = \phi M_u' = \phi [(A_s - a_s') f_y (d - \frac{a}{2}) + A_s' f_y (d - d')] \quad (3.2.26)$$

๗ สภาวะสมดุล หน่วยการยึดตัวของเหล็กเสริมรับแรงดึงเท่ากับ
คำนวณหาตำแหน่งของแกนสะเทินและรวมแรงในแนวราบของรูป (ค) จะได้อัตราส่วนของ
เหล็กเสริมต่อเนื้อที่หน้าตัดประลัยของคานแบบที่สภาวะสมดุลย์ p คือ

$$p = p_b + p'$$

ในเมื่อ p_b เป็นอัตราส่วนของเนื้อที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงดึงต่อเนื้อที่หน้า
ตัดประลัยของคอนกรีต มีค่าเท่ากับ $0.85 k_1 f_c' \frac{6117}{f_y 6117 + f_y}$ เพื่อให้การชำรุดของ

คานเป็นแบบแรงดึงเป็นหลัก

$$\text{ดังนั้น } p_{max} = 0.75 (p_b + p')$$

แต่มาตรฐาน ว.ส.ท. ได้กำหนดอัตราส่วน p_{max} ที่มากที่สุดที่ยอมให้ได้ ดังนี้

$$p_{max} = 0.75 p_b + p'$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น ยกเว้นกรณีที่มีการขออนุญาตเปลี่ยนแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับการตรวจสอบว่ากำลังประลัยเหล็กเสริมรับแรงอัดจะถูกอัดถึงจุดคลากหรือไม่นั้น อาจทำได้โดยในตอนแรกสมมติให้ $\epsilon_u = \epsilon_y$ และใช้รูปการกระจายของหน่วยการยืดและหดตัว (ดูรูป ข.) อาศัยทฤษฎีของสามเหลี่ยมคล้าย จะได้

$$c = \frac{u}{\epsilon_u - \epsilon_y} d'$$

จากรูป (ค) รวมแรงในแนวราบ จะได้

$$\begin{aligned} p f_y b d &= 0.85 k_1 f'_c b c + p f_y b d \\ (p-p') &= 0.85 k_1 \frac{f'_c c}{f_y d} = 0.85 k_1 \frac{f'_c d' \epsilon_u}{f_y d (\epsilon_u - \epsilon_y)} \end{aligned}$$

(3.2.28)

ถ้าให้ $\epsilon_u = 0.003$ และ $\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$ ในเมื่อ $E_s = 2.04 \times 10^6$ กก./ซม.² จะให้ค่า $(p-p')$ ที่น้อยที่สุดที่จะทำให้เหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดคลาก นั่นคือ

$$(p-p') > \frac{0.85 k_1 f'_c d' \frac{6117}{E_s}}{f_y d \frac{6117 - f_y}{E_s}} \quad (3.2.29)$$

ดังนั้น ถ้าอัตราส่วน $(p-p')$ น้อยกว่าค่าที่ให้ไว้ข้างต้น หน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงอัดจะน้อยกว่าหน่วยแรงที่จุดคลาก ถ้าเป็นเช่นนั้น การคำนวณหาโมเมนต์ดัดประลัยจะต้องใช้หน่วยแรงและหน่วยการหดตัวที่เกิดขึ้นจริงในเหล็กเสริมรับแรงอัด

หน้าตัดรูปอื่น

การคำนวณหากำลังรับแรงดัดประลัยของส่วนโครงสร้างที่มีหน้าตัดรูปอื่น ๆ จะทำได้โดยอาศัยสมมติฐานของการคำนวณที่กล่าวแล้วข้างต้นเป็นหลัก สำหรับปริมาณเหล็ก

เสริมรับแรงดัดนั้น ควรใช้ไม่เกินขีดร้อยละ 75 ของค่าปริมาณเหล็กเสริม ๗ สภาจะ
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่ลงวันไว้สหรับการวิจัยในเพื่อการศึกษาเท่านั้นไม่มีผู้จำหน่าย
ไม่ว่าในรูปแบบใด ๆ ทั้งนี้ เพื่อให้การบริการของส่วนโครงสร้างเป็นแบบปริงดิงเป็นหลักการทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.2.4.2 การออกแบบคานและหน้ารับแรงเฉือนและแรงดิ่งกวางแรงเฉือนประลัย

ในการคำนวณหาหน่วยแรงเฉือนประลัย ซึ่งใช้วัดแรงดิ่งกวางในอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ให้คำนวณที่ระยะ d จากขอบของที่รองรับ และคำนวณหน่วยแรงเฉือนประลัยคำนวณได้จากสูตร

$$\text{หน่วยแรงเฉือนประลัย } v_u = \frac{V_u}{bd} \tag{3.2.30}$$

ในที่นี้ V_u เป็นแรงเฉือนประลัยที่ระยะ d จากขอบของที่รองรับ b, d เป็นความกว้างและความลึกประสิทธิภาพของคานตามลำดับ สำหรับคานรูปตัว I หรือ T ให้ใช้ค่า b แทน b

หน่วยแรงเฉือนในคาน คสล. ซึ่งไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ในคานคอนกรีตที่มีแต่เหล็กเสริมรับแรงดิ่งเพียงอย่างเดียว แต่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน จะต้องออกแบบให้ค่าหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในคานคอนกรีต ณ จุดวิกฤติ (ระยะ d จากขอบที่รองรับ) ไม่เกินกว่าค่าหน่วยแรงเฉือนที่จะทำให้คอนกรีตแตกเร็ว เนื่องจากแรงดิ่งในแนวทแยง ค่าหน่วยแรงเฉือนประลัยที่คอนกรีตสามารถรับได้มีค่าเท่ากับ

$$v_c = \frac{v_c}{bd} = \frac{(0.504 \sqrt{f'_c} + 176 p_w) V_d}{M} \leq 0.93 \sqrt{f'_c} \tag{3.2.31}$$

- ในเมื่อ p_w = อัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงดิ่งต่อหน้าตัดประสิทธิภาพของคอนกรีต
- d = ความลึกประสิทธิภาพของคาน
- V = แรงเฉือนที่หน้าตัดที่พิจารณา
- M = โมเมนต์ที่หน้าตัดที่พิจารณา (ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า Vd)

ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ในคานคอนกรีตที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเป็น

$$v_c = \phi \frac{(0.504 \sqrt{f'_c} + 176 p_w) V_d}{M} \leq 0.93 \sqrt{f'_c} \tag{3.2.32}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ไว้สำหรับใช้ภายในหน่วยงานราชการเท่านั้น ไม่สามารถนำออกเผยแพร่ได้โดยไม่ได้รับอนุญาตจากทางราชการ
โดยที่ ϕ เป็นตัวคูณลดค่ากำลังประลัยมีค่าเท่ากับ 0.85 สำหรับแรงดิ่งกวาง
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

นอกจากการใช้สมการข้างต้นเพื่อหาหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ในคานาคอนกรีตที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนแล้ว มาตรฐาน ว.ส.ท. ยังกำหนดค่าหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ของคอนกรีตโดยประมาณไว้อีกด้วย คือ $v_c = 0.53 \phi \sqrt{f'_c}$ ทั้งนี้เพื่อให้การคำนวณง่ายและสะดวกขึ้น

แรงเฉือนในพื้นและฐานราก

หน่วยแรงเฉือนประลัยที่หน้าตัดวิกฤติ (คือหน้าตัดที่ตั้งได้จากกับระนาบของพื้น โดยห่างจากขอบโดยรอบของน้ำหนักที่กระทำเป็นจุด หรือโดยรอบพื้นที่ของรองรับออกไปเป็นระยะ d) คำนวณได้โดยใช้สมการ

2

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} \quad (3.2.33)$$

หน่วยแรงเฉือนประลัยที่คำนวณได้นี้จะต้องมีค่าไม่เกิน $1.06 \phi / f'_c$ ในกรณีที่ไม่มีเหล็กเสริมต้านแรงเฉือน และถ้ามีเหล็กเสริมต้านแรงเฉือนค่า v_u นี้จะต้องไม่เกิน $1.59 \phi \sqrt{f'_c}$ ในกรณีที่พื้นหรือฐานรากบางกว่า 25 ซม. จะใส่เหล็กเสริมรับแรงเฉือนไม่ได้

การเสริมเหล็กรับแรงเฉือน

ณ หน้าตัดใด ๆ ที่มีหน่วยแรงเฉือนประลัย v_u เกินกว่าค่าหน่วยแรงเฉือนประลัยของคอนกรีต v_c ของอาคารซึ่งไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน จะต้องเสริมเหล็กรับแรงเฉือนเพื่อให้รับหน่วยแรงเฉือนส่วนที่เกิน

ในการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนนี้ จะต้องเสริมให้เลขจากจุดที่ต้องการทางทฤษฎีออกไปอีกเป็นระยะเท่ากับความลึกประสิทธิผล d ของส่วนโครงสร้าง จำนวนของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ϕ หน้าตัดระหว่างขอบของที่รองรับและที่หน้าตัดห่างออกมาเป็นระยะ d ให้ใช้เท่ากับที่ต้องการตรงหน้าตัด d นั้น

มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่ต้องการคำนวณไว้ดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาค้นคว้าเท่านั้น ไม่อนุญาตให้เผยแพร่โดยไม่ได้รับอนุญาต
ไม่ว่าในรูปแบบใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เหล็กเสริมในแนวตั้ง $A_v = \frac{(V_u - V_c) s}{\phi f_y d}$ (3.2.34)

เหล็กเสริมในแนวเอียง $A_v = \frac{(V_u - V_c) s}{\phi f_y d (\sin \alpha + \cos \alpha)}$ (3.2.35)

- ในที่นี้ V_u = แรงเฉือนประลัยทั้งหมด
- V_c = แรงเฉือนประลัยของคอนกรีตที่สามารถรับได้
- A_v = เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน
- f_y = กำลังจุดกลางของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (จะต้องไม่เกิน 4225 กก./ซม.²)
- d = ความลึกประสิทธิภาพของส่วนโครงสร้าง
= มุมเอียงระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือนกับแกนตามยาวของอาคาร
- s = ระยะเรียงของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

ระยะเรียงของเหล็กเสริม

โดยทั่วไปจะเรียงเหล็กดัดให้ห่างกันอย่างน้อย 10 ซม. การเลือกขนาดของเหล็กดัด ก็ต้องเลือกให้พอที่จะไม่ทำให้ระยะห่างระหว่างเหล็กดัดชิดเกินกว่าที่กำหนด โดยปกติจะวางเรียงเหล็กดัดตลอดแกนความยาวคาน ถึงแม้ว่าจะต้องการเหล็กดัดเพียงบางส่วนเท่านั้นระยะเรียงที่ใช้จะคำนวณจากค่าแรงเฉือนที่มากที่สุด แต่ถ้าหากต้องการเหล็กเสริมรับแรงเฉือนตลอดแนวคาน หรือเมื่อค่าแรงเฉือนแปรเปลี่ยนกับความยาวคาน ก็จะใช้ค่าหารระยะเรียงเป็นช่วง ๆ ไป

มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดเกี่ยวกับระยะเรียงของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนไว้ดังนี้ คือระยะเรียงจะห่างกันได้ไม่เกิน $d/2$ และถ้าหน่วยแรงเฉือนเกินกว่า $1.59 \phi \sqrt{f'_c}$ ระยะเรียงห่างได้ไม่เกิน $d/4$ ถ้าแรงเฉือนที่ยอมให้ที่หน้าตัดที่มีเหล็กเสริมรับแรง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นับยูติเห็นาเป็เซบรีเยชันต่านการค้ำ
 ใจองต้องไม่เกินกว่า $2.65 \phi \sqrt{f'_c}$
 ไม่วาริณใด ๆ พงสน อักทงทานมิให้ตีและลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- ในที่นี้ V_u = ค่าแรงเฉือนประลัย
- ≤ 0 = ผลรวมของเส้นรอบรูปของเหล็กเสริมทั้งหมด
- $j d$ = ระยะระหว่างศูนย์กลางของแรงอัดกับศูนย์กลางแรงดึง
(ประมาณ 0.875 d ถึง 0.900 d)

ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. ค่าแรงเฉือนใช้งานเนื่องจากแรงยึดเหนี่ยวมีค่าเท่ากับ

$$V_u = \phi u_n \leq 0j d \tag{3.2.36}$$

หรือหน่วยแรงยึดเหนี่ยวอันเนื่องจากแรงเฉือนประลัย V_u ในคานอันเกิดจากแรงดัด

$$u_n = \frac{V_u}{\phi} \leq 0j d \tag{3.2.37}$$

หน้าตัดวิกฤติสำหรับแรงยึดเหนี่ยวในคานเนื่องจากแรงดัดจะอยู่ตรงที่หน้าตัดที่มีหน้าตัดการเปลี่ยนโมเมนต์ดัดมากที่สุดและจำนวนเส้นรอบรูปของเหล็กเสริมทั้งหมดน้อยที่สุด หน้าตัดนั้น ๆ ได้แก่ ตรงขอบของที่รองรับ หรือ จุดซึ่งเหล็กรับแรงดัดสิ้นสุดในช่วงนั้น ๆ และหรือที่จุดตัดกับเหล็กค้ำที่วางห่างไม่เกิน $d/3$ จากระดับของเหล็กเสริมเหล็กตามแนวยาวจะนับรวมเข้าไว้ในการคำนวณหา ≤ 0 ด้วย หน่วยแรงยึดเหนี่ยวจะเกิดขึ้นทั้งที่ผิวของเหล็กเสริมรับแรงอัดและเหล็กเสริมรับแรงดึง แต่โดยปกติส่วนที่เกิดขึ้นระหว่างผิวของเหล็กเสริมรับแรงอัดมีค่าน้อยมาก ซึ่งไม่จำเป็นต้องนำมาคำนวณออกแบบ

3.2.4.3 แรงยึดเหนี่ยวประลัยตามมาตรฐานกำหนด

ตารางที่ 3.2.1 แสดงค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวประลัยที่ยอมให้ u_n ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. โดยที่ f'_c เป็นกำลังอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอก และ D

เป็นเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริมสำหรับเหล็กกลมผิวเรียบ หน่วยแรงยึดเหนี่ยวประลัยเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าที่ยอมให้จะมีค่าเพียงครึ่งหนึ่งของค่าที่ให้ไว้สำหรับเหล็กข้ออ้อยตามมาตรฐาน ASTM A305 ไม่วารณใดๆ ทั้งสน ออกทงห้ามมีเหตุดแปลงเนื้อหาและตองอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้หรือมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมที่อก.24-2516 แต่ทั้งนี้ต้องไม่เกินกว่า 11 กก./ซม²

ตารางที่ 3.2.1 หน่วยแรงยึดเหนี่ยวประลัยที่ยอมรับ

ชนิดของเหล็ก	หน่วยแรงยึดเหนี่ยวประลัยที่ยอมรับ กก./ชม. ²
เหล็กรับแรงดึงประเภทเหล็กข้ออ้อยตามมาตรฐาน ASTM A 305 หรือมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมที่ มอก. 24-2516 : เหล็กบน เหล็กอื่น ๆ นอกเหนือจากเหล็กบน.....	$\frac{4.51 \sqrt{f'_c}}{D} \leq 39.4$ $\frac{6.39 \sqrt{f'_c}}{D} \leq 50.2$
เหล็กรับแรงดึงประเภทเหล็กข้ออ้อยตามมาตรฐาน ASTM A 408 หรือมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมที่ มอก. 24-2516 : เหล็กบน เหล็กอื่น ๆ นอกเหนือจากเหล็กบน.....	$1.11 \sqrt{f'_c}$ $1.59 \sqrt{f'_c}$
เหล็กข้ออ้อยรับแรงดัดทั้งหมด.....	$3.44 \sqrt{f'_c} \leq 56.2$

* เหล็กบน ถ้าเกี่ยวข้องกับแรงยึดเหนี่ยว หมายถึงเหล็กเส้นตามแนวราบที่มีคอนกรีตหล่ออยู่ใต้เหล็กเส้นนั้นเกินกว่า 30 ซม. ขึ้นไป

มาตรฐาน ว.ส.ท. ยังกำหนดด้วยว่า หน่วยแรงยึดเหนี่ยวอันเกิดจากแรงดัดไม่จำเป็นต้องนำมาคิด ถ้าแรงยึดเหนี่ยวในเหล็กรับแรงอัดหรือในเหล็กรับแรงดึง ซึ่งเกิดแรงยึดเหนี่ยวของที่ยึดมีค่าน้อยกว่า 0.8 ของค่าที่ยอมรับให้ตามตารางที่ 3.2.1

ความยาวยึดรั้ง

การยึดเหนี่ยวอาจจะคิดอยู่ในเทอมของความยาวของเหล็กที่ฝังไว้ในคอนกรีต

ซึ่งจะทำให้เกิดหน่วยแรงดึง หรือแรงอัดในเหล็กเสริมนั้นตามต้องการ ความยาวนี้จะหาได้จากเอกสารเป็นเอกสารที่ส่งวันเวสสำหรับการใช้งานเพื่อการรื้อถอนเท่านั้น เมื่ออนุญาตให้ใช้เป็นประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$L_d = \frac{A_u f_u}{u \leq 0} \quad (3.2.38)$$

ในที่นี้
 A_u = เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริม
 f_u = หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริม
 u = หน่วยแรงยึดเหนี่ยวประลัย
 ≤ 0 = เส้นรอบรูปของเหล็กเสริม

ในกรณีซึ่งมีที่จำกัด ไม่สามารถจะให้ความยาวยึดรั้งได้เต็มที่ตามต้องการ อาจจะใช้วิธีอื่นที่ปลาสเหล็กแทนได้

วิกฤตควบคุมระยะแตกร้าว

จากการทดลอง เกี่ยวกับระยะแตกร้าวของเนื้อคอนกรีตที่ขอบรับแรงดึงของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก พบว่า

1. ถ้าใช้เหล็กข้ออ้อย ความกว้างของรอยแตกร้าวของเนื้อคอนกรีตจะลดลง
2. ความกว้างของรอยแตกร้าวจะเป็นสัดส่วนกับหน่วยแรงในเหล็กเสริม
3. ความกว้างของรอยแตกร้าวเนื่องจากแรงดึงจะลดลงถ้าวางเหล็กเสริม

รับแรงดึงเรียงแผ่สม่ำเสมอในบริเวณที่เนื้อคอนกรีตรับแรงดึงสูงสุด

4. ความกว้างของรอยแตกร้าวที่ผิวของคอนกรีตจะเป็นสัดส่วนกับระยะหุ้ม

ของคอนกรีตที่ใช้

จากข้อ 3 และ 4 จะเห็นว่า การใช้เหล็กเสริมเล็ก ๆ จำนวนมาก วางเรียงแผ่สม่ำเสมอในบริเวณคอนกรีตรับแรงดึง จะได้ผลในการลดความกว้างของรอยแตกร้าวของเนื้อคอนกรีตได้ดีกว่าการใช้เหล็กเสริมเส้นใหญ่จำนวนน้อย โดยมีเนื้อที่หน้าตัดรวมทั้งหมดเท่ากัน

ความกว้างของรอยแตกร้าวมากที่สุดอาจคำนวณได้โดยอาศัยสูตร ซึ่ง Kaar และ Mattock ได้ให้ไว้ดังนี้

$$W_{max} = 2.6183 \sqrt[4]{A_u f_u} \times 10^{-6} \text{ ซม.} \quad (3.2.39)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งในที่นี้ f_u เป็นหน่วยแรงในเหล็กเส้นอื่นเนื่องจากน้ำหนักที่ต้องการหาความนำนำไปใช้

กว้างของรอยแตกร้าว และ A เป็นเนื้อที่ของคอนกรีตรอบเหล็กเสริมหนึ่งเส้นซึ่งจะหาได้จาก การหารเนื้อที่หน้าตัดประสิทธิภาพของคอนกรีตด้วยจำนวนเหล็กเสริม เนื้อที่ประสิทธิภาพของคอนกรีตที่กล่าวนี้คือ เนื้อที่ของคอนกรีตรอบเหล็กเสริม และมีจุดศูนย์กลางอันเดียวกันกับจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมทั้งหมด

ในการควบคุมระยะแตกร้าว มาตรฐาน ว.ส.ท. ได้กำหนดให้ใช้เหล็กเสริมต่าง ๆ เป็นเหล็กข้ออ้อยเท่านั้น สำหรับเหล็กเส้นกลมมาใช้เป็นเหล็กเสริมกันร้าวเนื่องจากการเปลี่ยนอุณหภูมิหรือเป็นเหล็กปลอกเกลียวหรือปลอกเคียวสำหรับเสาได้ และเหล็กเสริมรับแรงดึงจะต้องวางเรียงแผ่อย่างสม่ำเสมอในบริเวณที่เนื้อคอนกรีตรับแรงดึงสูงสุด และในปีกของคานรูปตัว T นอกจากนี้ยังบังคับด้วยว่า กำลังขูดคลาก f_y ที่ใช้ในการคำนวณออกแบบเหล็กเสริมรับแรงดึงจะต้องไม่เกิน 4200 กก./ซม.^2 เว้นแต่ในกรณีที่ทำ การทดลองส่วนอาคารขนาดเท่าของจริงแล้ว ปรากฏว่า ความกว้างของรอยแตกร้าวเฉลี่ยของเนื้อคอนกรีตที่ขอบรับแรงดึงสูงสุดเมื่อรับน้ำหนักบริการมีค่าไม่เกิน 0.04 ซม. สำหรับคานภายใน และ 0.025 ซม. สำหรับคานภายนอก ข้อกำหนดในตอนหลังนี้เป็นพิกัดควบคุมระยะแตกร้าวในคาน

3.2.5 เสาและฐานรากคอนกรีตเสริมเหล็ก

3.2.5.1 กำลังรับน้ำหนักตามแกน

จากการทดลองของเสาปลอกเกลียวและปลอกเคียว ที่มีขนาดหน้าตัดและปริมาณเหล็กเสริมเท่ากันโดยให้รับน้ำหนักตามแนวแกน พบว่า เสาปลอกเกลียวและเสาปลอกเคียวรับน้ำหนักประลัยได้เท่ากัน แต่เสาปลอกเกลียวทนแรงอัดได้ดีกว่า

ที่จุดประลัยคอนกรีตในเสาจะรับน้ำหนักได้เพียง 85% ของน้ำหนักที่ใช้ในการหาค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีตรูปทรงระบอบ ความสามารถในการรับน้ำหนักตามแกนของเสาได้จากการรวมกำลังรับน้ำหนักที่เป็นส่วนของคอนกรีต และของเหล็กเสริม ดังนี้ คือ

$$\text{น้ำหนักประลัย } P'_u = 0.85 f'_c A_c + f_y A_{s_t} \quad (3.2.40)$$

ในเมื่อ f'_c = กำลังอัดประลัยของคอนกรีตรูปทรงระบอบ

A_c = เนื้อที่หน้าตัดของคอนกรีตทั้งหมด

f_y = กำลังขูดคลากของเหล็กเสริม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$A_{sc} = \text{เนื้อกึ่งหน้าตัดของเหล็กเสริมทั้งหมด}$$

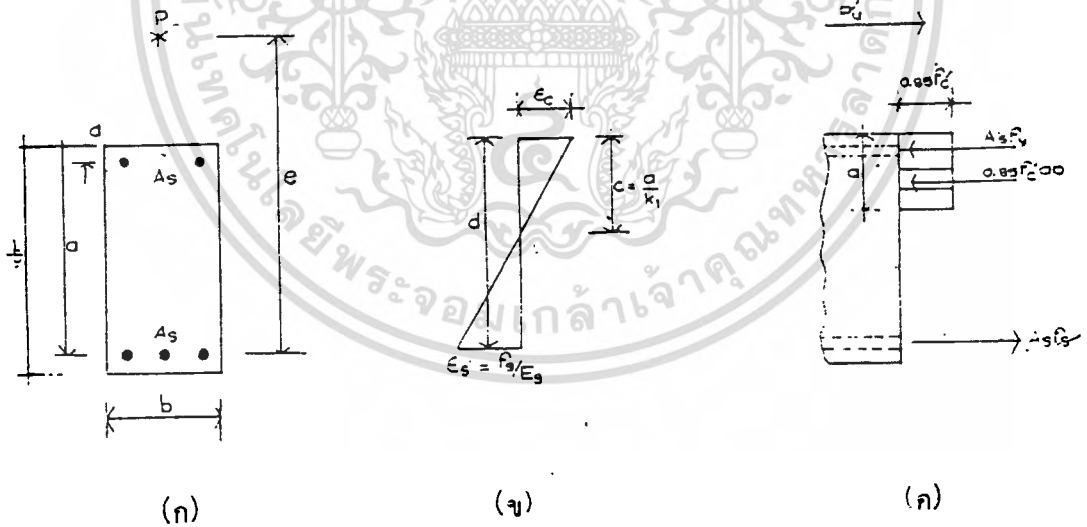
มาตรฐาน ว.ส.ท. ใช้ตัวคูณลดค่า ϕ สำหรับเสาปลอกเดี่ยวเท่ากับ 0.7 และ สำหรับเสาปลอกเกลียวเท่ากับ 0.75

3.2.5.2 กำลังรับน้ำหนักตามแกนและแรงค้ำ

หน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า เรียงเหล็กชั้นในหน้าตัด

พิจารณาเสาสั้นซึ่งมีหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า มีเหล็กชั้นในด้านรับแรงอัด A_u และ ด้านรับแรงดึง A_t เรียงขนานกับแกนตัด รับแรงอัดกระทำเอียงศูนย์ P ตามรูป การกระจายหน่วยการยึดและหดตัวและหน่วยแรง ณ จุดประลัย เป็นไปตามรูป 3.2.5 (ข) และ (ค)

ในรูป (ค) สมมติว่า ณ จุดประลัย คอนกรีตรับแรงอัดมีค่าหน่วยการหดตัวสูงสุด 0.003 หน่วยหดตัวนี้ทำให้เหล็กเสริมรับแรงอัดมีค่าถึงจุดคดง นั่นคือ $\epsilon_c = 0.003$ และ $f_s = f_y$



รูปที่ 3.2.5 เสารับน้ำหนักตามแกนและแรงอัดพร้อมกัน

จากสมคูลย์ของแรง (ในรูป (ค)) จะได้
 เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ของกองการศึกษาให้แก่นักเรียน ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้ง P_u มีค่าให้ 0.85 f_c' ab + A_s' f_y ของ A_s' f_y จากของเอกสารทุก (3.2.41) นำไปใช้

จากโมเมนต์รอบจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมรับแรงดึง A_s จะได้

$$P_u e' = 0.85 f_c' a b (d - \frac{a}{2}) + A_s' f_y (d - d')$$

2

สมการทั้งสองนี้เป็นสมการทั่วไปที่แสดงถึงความสมดุลย์ของแรงบนหน้าตัดของเสารูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าเมื่อรับน้ำหนักตามแกนและแรงดัดพร้อมกัน ณ จุดประลัย โดยที่เหล็กเสริม A_s จะรับแรงดึง และบางส่วนของคอนกรีตรับแรงอัด

ศูนย์กลางแกนสะเทินพลาสติก

พิจารณาหน้าตัดเสาในรูปที่ 3.2.5 (ก) โดยมีจำนวนเหล็กเสริม A_s และ A_s' ถ้าเสารับน้ำหนัก ตามแนวแกน คือน้ำหนักกระทำผ่านศูนย์กลางแกนสะเทินพลาสติก หน่วยการยึดและหดตัวของเหล็กเสริมและของคอนกรีตจะมีค่าเท่ากันหมด คือที่จุดประลัย หน่วยการหดตัวของคอนกรีตจะเป็น 0.003 ดังนั้น ทั้งเหล็กเสริมรับแรงดึงและเหล็กเสริมรับแรงอัดจะถึงจุดคลาก ณ จุดประลัยนี้ จากการสมดุลย์ของแรงบนหน้าตัดนี้ (รูปที่ 3.2.6) จะได้

$$P_u' = 0.85 f_c' b t + A_s' f_y + A_s f_y \quad (3.2.43)$$

$$\text{และ } P_u x = 0.85 f_c' b_1 (d - d') + A_s' f_y (d - d') \quad (3.2.44)$$

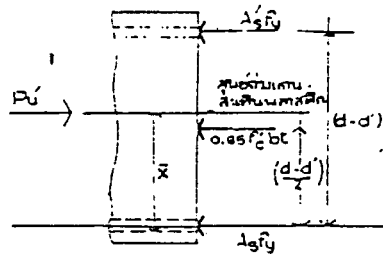
2

แทนค่า P_u จากสมการ (3.2.43) ลงในสมการ (3.2.44) จะได้ระยะจากศูนย์กลางแกนสะเทินพลาสติกถึงศูนย์กลางของเหล็กเสริม A_s นั่นคือ

$$\bar{x} = \frac{0.85 f_c' b t (d - d') + A_s' f_y (d - d')}{0.85 f_c' b t + A_s' f_y + A_s f_y} \quad (3.2.45)$$

ซึ่งเป็นสมการสำหรับใช้หาแนวศูนย์กลางแกนสะเทินพลาสติก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ไว้เพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาติให้นำไปใช้ประโยชน์อื่นการใดๆ
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้
จะทับแนวศูนย์กลางของหน้าตัดพอดี



รูปที่ 3.2.6 ศูนย์ถ่วงแกนสะเทินพลาสติก

3.2.5.3 กำลังรับน้ำหนักประลัย

เมื่อเสารับน้ำหนักมีระยะเชิงศูนย์มาก หรือรับโมเมนต์ดัดมาก เหล็กเสริมรับแรงดึงจะถึงจุดคลากก่อนที่คอนกรีตจะรับแรงอัดจนหน่วยการหดตัวถึงค่าที่จุดประลัย การชำรุดของเสาแบบนี้จะเป็นแบบแรงดึงเป็นหลัก ในทางกลับกัน ถ้าระยะเชิงศูนย์มีค่าน้อย หรือเสารับโมเมนต์ดัดน้อย คอนกรีตจะถูกอัดแตกก่อนที่เหล็กเสริมรับแรงดึงจะถึงจุดคลาก การชำรุดแบบนี้จะเป็นแบบแรงอัดเป็นหลัก สำหรับที่สภาวะสมดุล เหล็กเสริมรับแรงดึงถึงจุดคลากพร้อม ๆ กับคอนกรีตถูกอัดแตก ณ จุดประลัย ระยะเชิงศูนย์และน้ำหนักที่กระทำที่สภาวะนี้จะเป็น e_b และ P_b ตามลำดับ

ณ สภาวะสมดุล

คอนกรีตจะหดตัวโดยมีหน่วยการหดตัวสูงสุดคือ $\epsilon_c = \epsilon_u = 0.003$ ในขณะเดียวกัน เหล็กเสริมรับแรงดึงมีค่าถึงจุดคลากกล่าวคือ $\epsilon_s = \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$ จากรูป

การกระจายของหน่วยการยึดและหดตัว (รูปที่ 3.2.5 ข.) ระยะจากขอบบนของส่วนรับแรงอัดถึงแกนสะเทินมีค่าเท่ากับ

$$c_b = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_s - \epsilon_u} d = \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} - 0.003} d \quad (3.2.46)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อ ϵ_u หรือ ϵ_s เท่านั้น ไม่แนะนำให้ไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึง E_s ของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับหน้าตัดสมมาตร ($A_u = A'_u$) จากการสมมูลย์ของแรงในรูปที่ 3.2.5

(ค) จะได้

$$k_1 c_b = a_b = \frac{P'_u}{0.85 f'_c b} \quad (3.2.47)$$

แทนค่า c_b จากสมการ (3.2.46) จะได้น้ำหนักประลัย ณ สภาวะสมมูลย์ หรือน้ำหนักสมมูลย์ P'_b

$$P'_b = 0.85 k_1 f'_c b d \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003} \quad (3.2.48)$$

ระยะเอียงศูนย์กลาง ณ สภาวะสมมูลย์ e'_b จะคำนวณหาได้จากสมการ (3.2.42) โดยแทนค่า P'_u ด้วย P'_b และแทน a ด้วย a_b ซึ่งจะหาค่าของ e'_b ได้ ความสามารถรับน้ำหนักประลัยของโครงสร้างจะอยู่ในช่วงแรงดึงเป็นหลักเมื่อ P'_u มีค่าน้อยกว่า P'_b (หรือ e' มีค่ามากกว่า e'_b) และความสามารถรับน้ำหนักประลัยของโครงสร้างจะอยู่ในช่วงแรงอัดเป็นหลัก เมื่อ P'_u มีค่ามากกว่า P'_b (หรือ e' มีค่าน้อยกว่า e'_b)

เมื่อน้ำตัดอยู่ในช่วงแรงดึงเป็นหลัก กล่าวคือ $e' > e'_b$ เหล็กเสริมรับแรงดึงจะถึงจุดคลากก่อนที่คอนกรีตจะถูกอัดแตก ในกรณีนี้ $f_s = f_y$ และถ้า $A_u = A'_u$ (สำหรับหน้าตัดสมมาตร) จะได้

$$A_u f_y = A'_u f'_c$$

จากการสมมูลย์ของแรงและโมเมนต์ในรูปที่ 3.2.5 (ข) และ (ค)

$$P'_u = 0.85 f'_c a b \quad (3.2.49)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ใดๆ

$$P'_u e = P'_u (d-a) + A'_u f'_c (d-d) \quad (3.2.50)$$

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากสมการ (3.2.49) จะได้ $a = \frac{P_u'}{0.85 f_c' b}$

แทนค่าของ a นี้ลงในสมการ (3.2.50) จะได้สมการกำลังสอง (Quadratic Equation)

$$\frac{P_u'^2}{2 \times 0.85 f_c' b} + (e'-d) P_u' - A_s' (d-d') = 0$$

หารตลอดด้วย d แล้วแก้สมการ จะได้หน้าหนักประลิสสำหรับกรณีที่มีระยะเอียงศูนย์มาก ๆ คือ

$$P_u' = 0.85 f_c' b d \left[-(e'-1) + \sqrt{(e'-1)^2 + 2 p_m (1-d')} \right] \quad (3.2.51)$$

ในเมื่อ $m = \frac{f_y}{0.85 f_c'}$

เมื่อหน้าตัดอยู่ในช่วงแรงอัดเป็นหลัก กล่าวคือ $e' < e'_b$ คอนกรีตจะถูกอัดแตกก่อน $\epsilon_u = 0.003$ ส่วนเหล็กเสริมรับแรงดึงไม่ถึงจุดคลาก $f_u < f_y$ จากรูปการกระจายหน่วยการยึดหดตัวในรูปที่ 3.2.5 (ข) เมื่อ $\epsilon_c = \epsilon_u$ จะได้

$$c = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_s} d \quad (3.2.52)$$

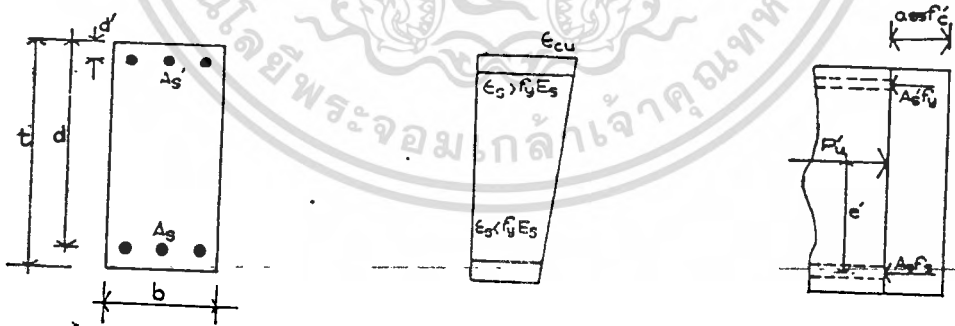
ซึ่งหาค่าหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมได้ $f_s = \epsilon_s \epsilon_u d - c$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\begin{aligned}
 & \frac{d-a}{k_1} \\
 & = E_c \epsilon_u \frac{k_1}{k_1} \quad (3.2.53) \\
 & \frac{a}{k_1}
 \end{aligned}$$

ถ้าแทนค่า f_u นิ่งในสมการ (3.2.41) และพยายามกำจัดค่า a จากสมการ (3.2.41) และ (3.2.42) จะได้สมการกำลังสาม เมื่อแก้สมการกำลังสามนี้จะได้น้ำหนักประลัยสำหรับกรณีเชิงเส้นน้อย ๆ

เมื่อระยะเชิงเส้นมีค่าน้อยมาก ระยะจากขอบรับแรงอัดถึงแกนสะเทิน c อาจเกินกว่าค่าความลึก t ของเสา ดังนั้นตลอดหน้าตัดของเสาจะรับแต่หน่วยแรงอัด และแรงในเหล็กเสริม A_s จะเป็นแรงอัด ตามรูปที่ 3.2.7



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมีรูปที่ 3.2.7 แสดงหน้าตัดเสารับแรงเชิงเส้นน้อยทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากการสมมูลย์ของแรงและโมเมนต์ตัดจะได้

$$P_u' = 0.85 f_c' b t + A_s' f_y + A_s f_y \quad (3.2.54)$$

$$P_u' e' = 0.85 f_c' b t \left(\frac{d-t}{2} \right) + A_s' f_y (d-d') \quad (3.2.55)$$

ในกรณีที่แรงอัด P มีค่าเป็นศูนย์ เหลือแต่โมเมนต์ตัดกระทำเพียงอย่างเดียว การคำนวณหาค่ากำลังประลัยของเสาจะได้ค่าโมเมนต์ตัดประลัย M_u ซึ่งจะมีค่าเท่ากับที่หาได้ในเรื่องของคานที่มีทั้งเหล็กเสริม A_s และ A_s' ดังได้กล่าวแล้วในหัวข้อ 3.2.1

ระยะเชิงศูนย์สมมูลย์

ถ้าเสารับน้ำหนักเชิงศูนย์ มีขนาดที่ทำให้เหล็กเสริมถึงจุดคาน พร้อมกับคอนกรีตถูกอัดแตกโดยมีหน่วยการหดตัวสูงสุดเป็น 0.003 ณ จุดประลัย ระยะเชิงศูนย์ของเสาในสภาพดังกล่าว เรียกว่า ระยะเชิงศูนย์สมมูลย์ e_u ซึ่งจะคำนวณได้จากสมการ $M_u = P_u e_u$ แต่การคำนวณหา P_u และ M_u ของเสาแต่ละแบบนั้นชวามากซึ่งสามารถที่จะประมาณเอาได้ ดังนั้นระยะเชิงศูนย์สมมูลย์ e_u โดยประมาณของเสาแต่ละแบบจะคำนวณได้จากสมการต่อไปนี้

$$\text{สำหรับเสาปลอกเดี่ยว} : e_u = (0.02 + 0.77 p_m) t \quad (3.2.56)$$

$$\text{สำหรับเสาปลอกเกลียว} : e_u = (0.24 + 0.39 p_m) t \quad (3.2.57)$$

$$\text{ในที่นี้ } p_m = \frac{A_s}{A_g}$$

$$A_s$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'}$$

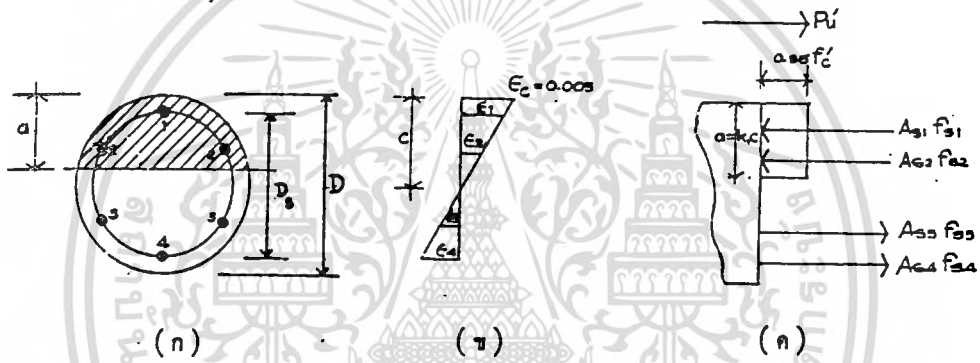
$$0.85 f_c'$$

$$t = \text{ส่วนกว้างทั้งหมดของเสาซึ่งขนาดเท่ากับทิศทางที่รับโมเมนต์ตัด}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หน้าตัดกลม เรียงเหล็กเป็นรูปกลม

พิจารณาเสากลมปอดกลีเยตามรูป เมื่อเสารับน้ำหนักประลัย การกระจายหน่วยการยึดหดตัวและหน่วยแรงจะเป็นไปตามรูปที่ 3.2.8 (ข) และ (ค) ซึ่งคล้ายกับที่ได้กล่าวมาแล้วในเรื่องเสารูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า ค่าของแรงอัดและแรงดึงในเหล็กเสริมจะหาได้จากรูปการกระจายของหน่วยการยึดและหดตัว การกระจายของหน่วยแรงในคอนกรีตยังเป็นไปตามเดิมโดยใช้รูปหน่วยแรงสมมุทธ์เป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ามีหน่วยแรงเฉลี่ย $0.85f'_c$ ซึ่งกระทำบนพื้นที่ส่วนของวงกลม การคำนวณหาค่าแรงอัดและแรงดึงประลัยจะอาศัยหลักการสมดุลของแรงเช่นเดียวกัน



รูปที่ 3.2.8 แสดงการกระจายของหน่วยแรงในเสาหน้าตัดกลม

มาตรฐาน ว.ส.ท. ได้ให้ค่าที่ใช้ในการออกแบบโดยประมาณของเสาประเภท

นี้ ไว้ดังนี้ คือ

เมื่อแรงดึงเป็นหลัก

$$P_u = \phi \left\{ \frac{0.85f'_c D^2 [(\sqrt{0.85e - 0.38})^2 + p_m D_u - 2.5D]}{D} \right.$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับ $\sqrt{0.85e - 0.38}$ เท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประ (3.2.58) การคำนวณว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัด ดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อแรงอัดเป็นหลัก

$$P_u = \phi \left\{ \frac{A_s f_y}{3e + 1} + \frac{A_s' f_c'}{0.96De + 1.18} \right\} \quad (3.2.59)$$

$$D_u \quad (0.8D + 0.67D_u)^2$$

ระยะเยื้องศูนย์กลางที่สภาวะสมดุล e_b โดยประมาณอาจคำนวณได้จากสมการต่อไปนี้

$$e_b = (0.24 + 0.39 p_u m) D \quad (3.2.60)$$

ในที่นี้ $D =$ เส้นผ่าศูนย์กลางของหน้าตัดเสา

$D_u =$ เส้นผ่าศูนย์กลางของวงกลมผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตาม

ยาวในเสาปลอกเกลีียว

$A_s =$ เนื้อหน้าตัดเสาทั้งหมด

$e =$ ระยะเยื้องศูนย์กลางจากศูนย์กลางแกนสะเทินพลาสติก

$p_u = \frac{A_s}{A_c}$

A_c

นอกจากนี้ มาตรฐาน ว.ส.ท. ยังกำหนดปริมาณของเหล็กปลอกเกลีียว P_u

ด้วย กล่าวคือ

$$P_u \geq 0.45 \frac{(A_s - 1) f_c'}{A_c f_y} \quad (3.2.61)$$

โดยที่ f_y เป็นกำลังคลากของเหล็กปลอกเกลีียว แต่ต้องไม่เกิน 4200

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
กก./ชม.
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

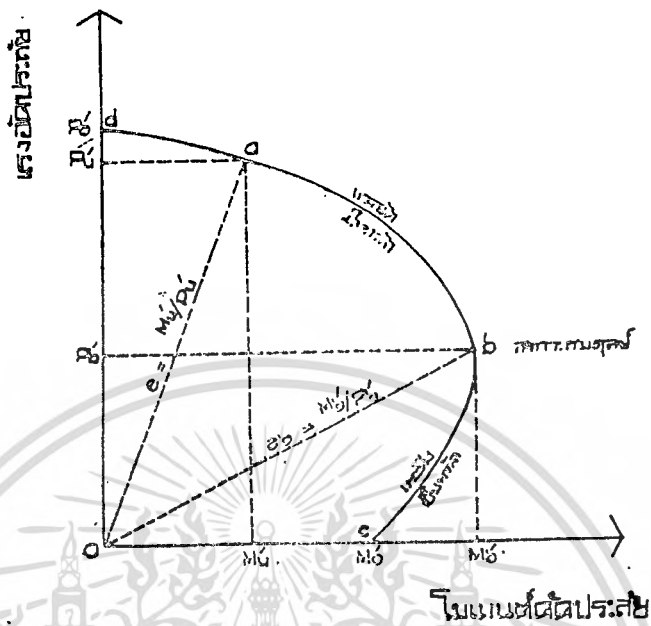
ความสัมพันธ์ของแรงตามแกนและแรงคัตของเสา

การคำนวณหากำลังประลัยของเสาซึ่งรับน้ำหนักตามแกนและโมเมนต์คัต ตามที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้น คือเริ่มการพิจารณาตั้งแต่เสารับน้ำหนักตามแนวแกนเพียงอย่างเดียว ($P = P'_0, M = 0$) ซึ่งกำลังประลัยจะได้ออกมาจากการที่คอนกรีตถูกอัดแตก จนกระทั่งถึงจุดสภาวะสมดุลย์ที่กำลังประลัยซึ่งได้จากการที่เหล็กเสริมถึงจุดคลากและคอนกรีตมีหน่วยการหดตัวประลัยพร้อมกันและต่อมาจนกระทั่งเสารับโมเมนต์คัตอย่างเดียว ($P = 0, M = M'_0$) ซึ่งความสัมพันธ์ของแรงอัดและแรงคัต ณ จุดประลัยนี้ สามารถเขียนได้ในรูปของ Interaction Diagram

ความสัมพันธ์นี้จะมียู่ร่างทั่วไปดังแสดงในรูปที่ 3.2.9 ซึ่งเป็นความสัมพันธ์สำหรับหน้าตัดและปริมาณเหล็กเสริมอย่างหนึ่ง ความสัมพันธ์ดังกล่าวนี้จะเขียนระหว่างแรงอัดประลัยที่แกนตั้งและแรงคัตประลัยที่แกนนอน ทั้งโมเมนต์คัตและระยะเชิงศูนย์กลางที่กล่าวถึงนี้วัดจากศูนย์กลางแกนสะเทินพลาสติกของหน้าตัด แทนที่จะวัดจากศูนย์กลางของเหล็กเสริมรับแรงคัตซึ่งได้กล่าวในตอนต้น แต่ละจุดบนเส้นสัมพันธ์นี้เป็นต้นว่าจุด a จะแสดงถึงความสัมพันธ์ของ P'_0 และ M'_0 ซึ่งหาได้ตามทฤษฎีกำลังประลัย

สำหรับเสารับแรงตามแนวแกนอย่างเดียว ($M'_0 = 0$) เส้นความสัมพันธ์จะเริ่มต้นตั้งแต่จุด d ซึ่งแทนแรงอัดประลัย P'_0 สำหรับการที่อาคารรับแรงตามแนวแกนอย่างเดียว ส่วนของเส้นความสัมพันธ์ db เป็นส่วนที่แสดงถึงการที่หน้าตัดอยู่ในช่วงแรงอัดเป็นหลัก โดยมีระยะเชิงศูนย์กลางน้อย และกำลังประลัยจะหาได้ตามที่กล่าวแล้วโดยคอนกรีตจะถูกอัดแตกที่จุดประลัยก่อนส่วนจุด b แสดงถึงสภาวะสมดุลย์ ภายใต้แรงอัดประลัย P'_0 และโมเมนต์คัตประลัย M'_0 ที่ทำให้คอนกรีตถูกอัดแตกพร้อมกับเหล็กเสริมถึงจุดคลาก ส่วนของเส้นความสัมพันธ์ bc จะเป็นส่วนที่หน้าตัดอยู่ในช่วงแรงดึงเป็นหลักคือเหล็กเสริมจะถึงจุดคลากก่อน เป็นกรณีที่ระยะเชิงศูนย์กลางมีค่ามาก จุดสุดท้ายคือจุด c เมื่อมีแต่โมเมนต์คัต M'_0 เพียงอย่างเดียวกระทำ ($P'_0 = 0$) เส้นลาดเอียงจากจุดเริ่มต้น 0 ไปยังจุดต่าง ๆ บนเส้นความสัมพันธ์ซึ่งอัตราส่วนกลับของความลาดเอียง (Slope) จะแสดงถึงระยะเชิง

เอกสารนี้เป็นเอกสารความรู้ทางวิชาการที่จัดทำขึ้นโดยศูนย์วิจัยและพัฒนาเทคโนโลยีการก่อสร้าง
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น ก็ห้ามมิให้คัดลอกเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้
คือ $e = M'_0/P'_0$



รูปที่ 3.2.9 แสดงความสัมพันธ์ของแรงตามแกนและแรงตัด

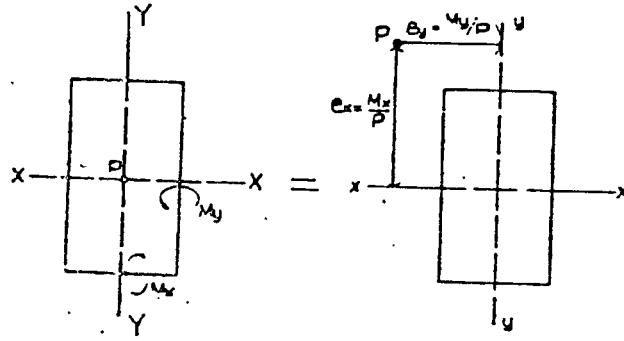
รูปแสดงความสัมพันธ์ของแรงตามแกนและแรงตัดของเสา จะใช้ช่วยในการ ออกแบบหน้าตัดของเสาที่จะรับน้ำหนักและโมเมนต์ตัดต่าง ๆ กัน โดยปกติความสัมพันธ์นี้จะ เขียนในเทอมไว้มิติ คือระหว่าง $\frac{P_u}{M_u}$ กับ $\frac{M_u}{P_u}$ แทนที่จะใช้ $\frac{P_u}{M_u}$ กับ $\frac{M_u}{P_u}$ ซึ่งจะมีส่วนสัมพันธ์กับอัตราส่วน e และเทอม $p_u t$ ด้วย

t

เสารับน้ำหนักตามแกนและแรงตัดทั้งสองแกน

พิจารณาหน้าตัดของเสารูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ารับแรงอัดตามแกน P และโมเมนต์ คัด M_x และ M_y รอบแกน x และ y ตามลำดับ (รูปที่ 3.2.10) ในลักษณะนี้จะเหมือนกับว่าแรงอัด P กระทำที่ระยะเชิงศูนย์กลาง $e_x (= \frac{M_x}{P})$ และ $e_y (= \frac{M_y}{P})$ กับแกนศูนย์กลาง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ของรูป x และ y ไม่ว่าจะพิมพ์ขึ้นใหม่ให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.2.10 เสารับน้ำหนักตรมแกนและแรงดัดทั้งสองแกน

การคำนวณหากำลังรับน้ำหนักของเสาแบบนี้อาจทำได้โดยใช้วิธีการดังกล่าวแล้วในตอนต้น (โดยการสมมติรูปหน่วยแรงสมมูลย์ในคอนกรีตเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า และให้หน่วยการหดตัวสูงสุดในคอนกรีตเป็น 0.003) แต่ยุ่งยากและไม่เหมาะสมสำหรับการออกแบบค่ากำลังรับน้ำหนักประลัยโดยประมาณของเสาแบบนี้จะหาได้จากสมการต่อไปนี้ คือ

$$\frac{1}{P_u'} = \frac{1}{P_x'} + \frac{1}{P_y'} - \frac{1}{P_o'} \quad (\text{ข้อจำกัด } P_u' \gg 0.10 P_o')$$

โดยที่ P_u' = กำลังประลัยของเสาเมื่อมีแรงอัดและโมเมนต์ดัดกระทำรอบแกน x และ แกน y

P_x' = กำลังประลัยของเสาเมื่อมีโมเมนต์ดัดกระทำรอบแกน x อย่างเดียว

P_y' = กำลังประลัยของเสาเมื่อมีโมเมนต์ดัดกระทำรอบแกน y อย่างเดียว

P_o' = กำลังประลัยของเสาเมื่อมีแรงอัดตามแนวแกนอย่างเดียว

การออกแบบเสาและฐานราก

ในการคำนวณและออกแบบเสา ซึ่งรับแรงตามแนวแกนและแรงอัดร่วมกัน เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับครูใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ทางการค้า มาตรฐาน ว.ส.ท. ให้ใช้ค่ากำลังประลัยในการออกแบบเท่ากับผลคูณของกำลังประลัยที่ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมีเหตุดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

คำนวณได้ทางทฤษฎีกับตัวคูณลดค่า ϕ กล่าวคือ

$$P_u = \phi P_u' \text{ หรือ } M_u = \phi M_u'$$

ในที่นี้ P_u, M_u = แรงอัดและโมเมนต์ดัดที่ใช้ในการออกแบบ

P_u', M_u' = แรงอัดและโมเมนต์ดัดที่ได้จากการคำนวณทางทฤษฎี

ϕ = ตัวคูณลดค่า

= 0.70 สำหรับเสาปลอกเดี่ยว

= 0.75 สำหรับเสาปลอกเกลียว

ส่วนวิธีการคำนวณ ก็ใช้หลักการเดียวกับ ทฤษฎีอิลาสติก



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โปรแกรมสเปรดชีท

โปรแกรมสเปรดชีท เป็นโปรแกรมที่ใช้ในการคำนวณออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งพัฒนาขึ้นโดย คุณสมพร อรรถเสถียรพงศ์ นักวิจัยแห่งสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย, คุณกীরติ ศรีวัฒนาเมฆินทร์ วิศวกรระดับ 6 การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย และคุณสถาพร โภคา วิศวกรโครงสร้างบริษัทดับบลิว เอส เค อินเตอร์คอนเน็คท์ จำกัด โดยใช้โปรแกรม Quartro Pro.R.4.0 เขียนเป็น worksheet และสามารถที่จะนำไปใช้กับโปรแกรมสเปรดชีท Lotus 123 R2.2, 2.3, หรือ 2.4 โดยมีข้อจำกัดและวิธีการออกแบบตามทฤษฎีอัสติค ตามมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กฉบับแก้ไขครั้งที่ 2 (ตุลาคม 2534) โดยกรมการสาขาวิศวกรรมโยธา (พ.ศ. 2533-2534) วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย

รายละเอียดโปรแกรมสเปรดชีทศึกษาเพิ่มเติมในภาคผนวก



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สรุปผล

จากการศึกษาการออกแบบโครงสร้างอาคารสูง จะแบ่งแรงที่กระทำต่อโครงสร้างเป็น 2 แบบคือ แรงในแนวดิ่ง ซึ่งได้แก่แรงจากน้ำหนักบรรทุกจร และแรงเนื่องจากน้ำหนักตัวของโครงสร้าง และแรงในแนวราบคือแรงลมและแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว แต่ในที่นี้จะพิจารณาเฉพาะแรงลม ในการพิจารณาระบบของโครงสร้าง ในที่นี้เลือกใช้ระบบพื้น-คาน ในส่วนของ Tower เพราะมีความแข็งแรงของโครงสร้างสูง และเป็นระบบที่คนทำงานมีความคุ้นเคย ในส่วนของพื้นที่บริเวณชั้นจอดรถเลือกใช้ระบบโครงสร้างแบบ Flat Plate เพราะมีข้อจำกัดในด้านความสูงของชั้น

ในการวิเคราะห์ผลของแรงลมด้วยโปรแกรม จะได้ค่าโมเมนต์และแรงเฉือนที่กระทำต่อโครงสร้าง ดังนั้นในการเลือกระบบของโครงสร้างต้องพิจารณาให้เหมาะสมทั้งด้านการรับแรงและในแง่ของความประหยัด หลักการของการออกแบบจะต้องออกแบบโครงสร้างให้สามารถรับแรงทั้งในแนวดิ่งและแนวราบได้ โดยที่ปริมาณเหล็กเสริมในแต่ละโครงสร้างจะต้องคิดจาดค่าโมเมนต์ ผลรวมของแรงในแนวดิ่งและแนวราบ และเพิ่มค่าหน่วยแรงต่าง ๆ ที่ยอมให้เกินเนื่องจากน้ำหนักตามปกติ โดยในการออกแบบครั้งนี้ยึดตามมาตรฐาน ว.ส.ท.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บรรณานุกรม

- [1] อำนวย พานิชกุล, สมนึก กุลประกษา และวินิต ช่อวิเชียร. การวิเคราะห์โครงสร้าง, กรุงเทพฯ 2528
- [2] สนั่น เจริญเผ่า, วินิต ช่อวิเชียร. คอนกรีตเสริมเหล็ก, กรุงเทพฯ 2530
- [3] สมศักดิ์ คำปลิว. การออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก, กรุงเทพฯ 2521
- [4] Charles E. Reydols and Jones C. Steedmon. Reinforced Concrete Designer's Handbook. E. & F.N. Ltd., New York 1988
- [5] ดร. วรากร ไม้เรียง. วิศวกรรมฐานราก, กรุงเทพฯ
- [6] คณะกรรมการสาขาวิศวกรรมโยธา. มาตรฐานอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก, กรุงเทพฯ 2533



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

XETABS

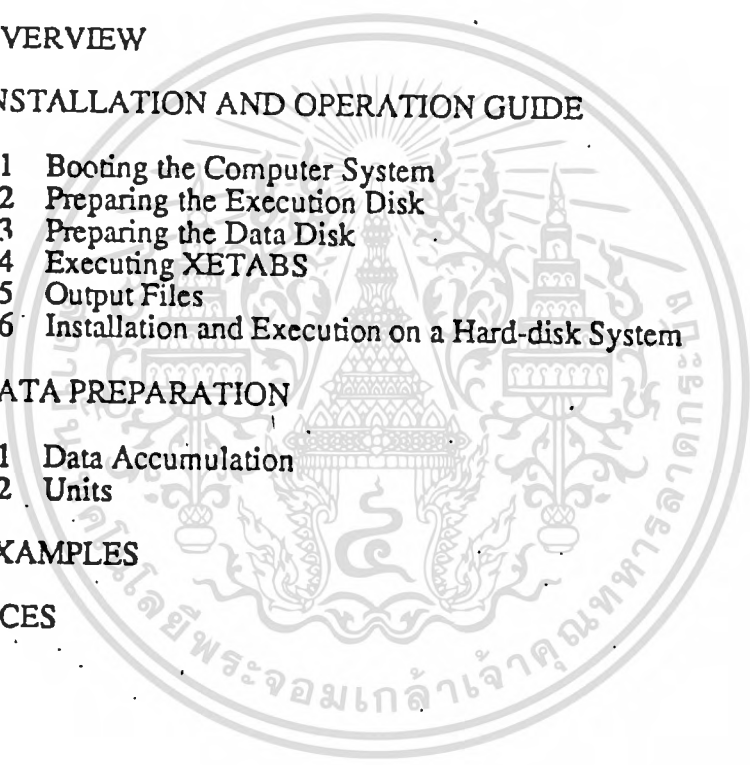
APPLICATION MANUAL



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

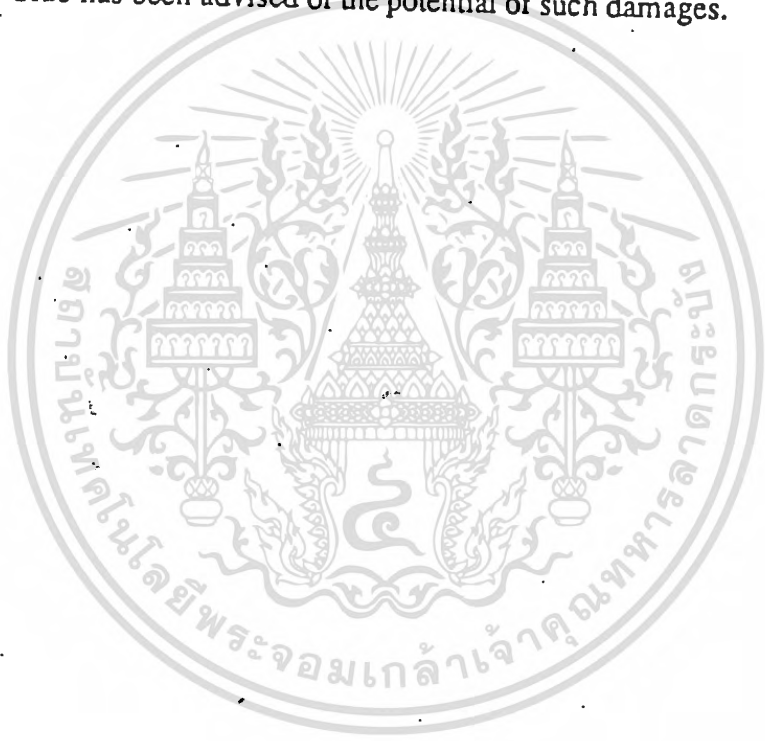
Table of Contents

DISCLAIMER	i
PREFACE	ii
Table of Contents	iv
CHAPTER	
I INTRODUCTION	1
1.1 The XETABS Package	1
1.2 Requirements	1
II OVERVIEW	2
III INSTALLATION AND OPERATION GUIDE	4
3.1 Booting the Computer System	4
3.2 Preparing the Execution Disk	5
3.3 Preparing the Data Disk	5
3.4 Executing XETABS	5
3.5 Output Files	6
3.6 Installation and Execution on a Hard-disk System	6
IV DATA PREPARATION	7
4.1 Data Accumulation	7
4.2 Units	8
V EXAMPLES	9
REFERENCES	35



DISCLAIMER

MICRO-ACE Club makes no warranties, either expressed or implied, with respect to this manual or with respect to the software described in this manual, its quality, performance, merchantability, or fitness to any particular purpose. The program is sold "as is" without warranty of any kind. You must assume the entire risk as to the results and performance of the program. Should the program prove to be defective, you (not MICRO-ACE Club) should assume the cost of all necessary servicing, repair, or correction and any incidental or consequential damages. In no event will MICRO-ACE Club be liable for direct, indirect, incidental or consequential damages resulting from any defect in the software, even if the MICRO-ACE Club has been advised of the potential of such damages.



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยมนำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

PREFACE

XETABS is a professional version of the famous ETABS (Three-Dimensional Analysis of Building Systems - the Extended Version), originated at the University of California at Berkeley by E.L. Wilson, J.P. Hollings and H.H. Dovey. A result of the National Science Foundation's project in 1975, the original program, operational on mainframe computer, was widely distributed to large consulting firms in the U.S. for more than a decade. It later became popular worldwide because of its great reliability. At the age of microcomputers, there is a great benefit for structural engineers in smaller companies who own microcomputers to turn to a more rigorous procedure of the finite element method to analyze building structures using this powerful tool in ETABS.

XETABS is a revised version of ETABS which takes full advantage of the microcomputer system. The project was undertaken by the MICRO-ACE Club (Microcomputer Club for Applications in Civil Engineering), a non-profit organization, to promote the proper use of personal computers in civil engineering profession in the region.

The project started in 1983 as a Master's thesis work of S. Rittanalert who completely rewrote ETABS to include more effective segmentation and incorporated out-of-core profile solver for APPLE II computers. This version enables medium-size 3D building problems to be handled under the 64K memory barrier of the APPLE II. Processing time may take, however, as long as overnight. In 1985, C. Jaturasil converted the program, known then as mTABS, to the IBM PC environment and added graphics to the package.

With a more powerful Microsoft FORTRAN 77 compiler, the original program ETABS was rewritten into FORTRAN 77 by W.K. Wong in 1986 and it was known then as MICRO-ETABS86 version. In 1987, J. Suhardjo incorporated the free-format input module, "the input editor" to MICRO-ETABS86 and called it XETABS.

Significant enhancement to the XETABS program has been done by Tsay Wen-Huoo in his Master's thesis 1990, for portability of the package on mainframe, mini and micro computers, the addition of the fixed and free format options, and the implementation of the global library of typical members for a more efficient input.

All the revisions and enhancements up to the current version of XETABS have been under the close supervision and guidance of Prof. Worsak Kanok-Nukulchai (Ph. D., U. C. Berkeley, 1979) in his capacity as thesis supervisor, as the founder of SEC Microcomputer Software Laboratory and MICRO-ACE Club, and as current Chairman of the Division of Structural Engineering and Construction. Especially, the initial "Input Editor Module" of XETABS was completely overhauled under his personal effort since 1987 until its much improved current form. Significant contributions to all these developments also came from S. Attasaeranewong who gave constructive comments, suggestions and assistance, and to Elizer S. Abrea for making the latest enhancements to the program and preparation of the manuals.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นอนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

The continuous support of the Division of Structural Engineering and Construction, especially the past chairmen, Prof. D. M. Brotton and the late Prof. A. Hasegawa, should be acknowledged.

MICRO-ACE CLUB
SEC Microcomputer Software Laboratory
Division of Structural Engineering and Construction
Asian Institute of Technology
G.P.O Box 2754
Bangkok 10501, Thailand

April 1990



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

CHAPTER I

INTRODUCTION

Over the past decade the TABS and ETABS series of computer programs, originally developed at the University of California at Berkeley by E. L. Wilson, J. P. Hollings and H. H. Dovey [1,2], operating on mainframe computer systems, have demonstrated a record that unconditionally establishes them as the most practical and efficient tools for the three-dimensional static and dynamic analysis of multistory frame and shear wall buildings.

XETABS, one of the application softwares based on the ETABS program, was developed by MICRO-ACE Club (Microcomputer Club for Applications in Civil Engineering) at the Asian Institute of Technology. The analytical capability and versatility of ETABS on Mainframe computer systems are now available on any 16-bit personal computer.

1.1 The XETABS Package

XETABS package consists of a set of distribution disk and the two-volume manual - the Application Manual (this book) and the Reference Manual. The distribution disk contain the XETABS program, the input file editor program (INPUT), the time history acceleration records and response spectral data of major earthquakes which you can use in earthquake analysis, and the example files which demonstrate the capability of XETABS and which would guide you in running the program.

The Application Manual guides you step by step in using XETABS. It starts with an overview of XETABS through system preparation and operation guide. It presents examples to illustrate the range of problems that XETABS can handle.

The Reference Manual presents all the necessary details in running the program. It covers modelling, terminology and conventions, a detailed description of the input data and results interpretation.

1.2 Requirements

XETABS runs on the IBM PC family of computers including XT and AT, along with all IBM compatibles and is source code portable on Mainframe and mini computer systems. XETABS (micro version) requires DOS 3.0 or higher and at least 512 K of RAM (Random Access Memory). Two floppy disk drives are required although we recommend a hard disk with one floppy drive.

XETABS makes use of the 8087 math coprocessor chip if it is present and it will emulate the chip if it is not available. The 8087 chip can significantly enhance the performance of XETABS, but is not required.

CHAPTER II

OVERVIEW

From an analytical standpoint multistory buildings constitute a special class of structure. The XETABS computer program addresses itself to this particular problem.

The building is idealized as an assemblage of vertical frames and shear wall systems interconnected by horizontal floor diaphragm slabs which are rigid in their own plane. The basic frame geometry is defined with reference to a three-dimensional rectangular grid system. With special modelling techniques, very complex framing situation may be considered.

A large number of computer programs exists dealing with linear analysis of two- and three-dimensional complex structures [3,4]. Most of these programs can be used for the static and dynamic analysis of multistory frame and shear wall buildings. However, some characteristics that are inherent in the basic nature of a building analysis result in a significant loss in man-hours, computer time and possibly accuracy.

The input, output and numerical solution techniques of XETABS are specifically designed, taking into consideration specific characteristics that are unique to building type of structures, thereby giving you the time associated with data preparation, output interpretation and execution throughout over general purpose computer programs.

XETABS has the following advantages over those programs:

1. XETABS gives accurate solution for the analysis of three-dimensional frames and is particularly useful for dynamic analysis.
2. Most buildings are of simple geometry with horizontal beams and vertical columns. XETABS uses rectangular grid which helps minimize input necessary to describe such a geometry.
3. Many of the frames and frame elements are typical. XETABS recognizes this fact, therefore, the input is small and unnecessary internal calculations are not duplicated.
4. The in-plane stiffness of the floor systems of most buildings are very high. XETABS recognizes this resulting in a small set of equilibrium equations, which greatly reduce computational effort and prevent additional numerical errors.
5. The loading in building systems is of a restricted form. Loads, in general, are either vertically down (dead or live) or lateral (wind or seismic). The vertical loads are usually applied on the beams and the lateral loads are generated at the floor levels. XETABS loading input data are accordingly restricted.
6. In the dynamic analysis of buildings the mass of the structure can be accurately lumped at the floor levels and hence significantly reduce the size of the eigenvalue problem to be solved.
7. XETABS allows convenient generation and combination of the vertical and lateral static and dynamic loadings.

เอกสารนี้เป็นเอกสารลิขสิทธิ์สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่อผู้ใดเห็นประโยชน์ในการค้า

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

8. Rigid end conditions at the ends of beam and column elements can be included leading to a more realistic calculation of deflection. Member forces can be obtained at column center lines or at the outer faces of the rigid end offsets.
9. XETABS prints the output in a special format resulting in a more simple interpretation of the analysis results.



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

CHAPTER III

INSTALLATION AND OPERATION GUIDE

This chapter deals with the installation and execution of XETABS on a PC-DOS/MS-DOS based computer system. Your familiarity with PC-DOS/MS-DOS is assumed.

The XETABS package includes two (2) diskettes containing the following files:

Disk #1: XETABS Execution Disk

XETABS.EXE - the XETABS program
*.DAT - sample files

Disk #2: XETABS Input File Editor

INPUT.EXE - input file editor module
*.TH - time history acceleration records of major earthquakes
*.RSn - response spectral data of major earthquakes, where $n = \% \text{ damping ration.}$

XETABS may be run directly on the floppy diskettes provided with the package; however, it is strongly recommended that the diskettes be copied for safe keeping. Work only on backup copies.

The problem size may be limited by the space available on the diskette; thus, it is recommended that XETABS be run on hard disk for bigger problems.

Step by step procedures will be presented here first for the two drive system; procedures for installation on a hard disk system will be given in Section 3.6. If you intend to run on two-floppy disk system, prepare two new formatted diskettes (Refer to DOS on how to format diskette). Label the first with "Execution Disk" and the other with "Data Disk".

3.1 Booting the Computer System

Turn off the power to the PC. Insert DOS system (3.0 or higher) diskette into drive A and then turn on the computer. The CONFIG.SYS file in your boot disk should contain the following lines:

```
files=20  
buffers=20
```

If CONFIG.SYS is not present, create the file with the above lines included and reboot the computer. (Refer to your DOS manual for more information.)

3.2 Preparing the Execution Disk

Copy the COMMAND.COM file from your boot disk to the Execution Disk. To do this, insert the DOS diskette in drive A and the Execution Disk in drive B. At the DOS prompt, type:

COPY A:COMMAND.COM B:

and press *Enter*. The DOS message should say that one file was copied.

Next, copy the XETABS program to the Execution Disk. Remove the DOS diskette from drive A and insert Disk #1 of the distribution disks into A. With the Execution Disk still in drive B, type:

COPY A:XETABS.EXE B:

and press *Enter*. The Execution Disk should now contain the COMMAND.COM and the XETABS.EXE files.

3.3 Preparing the Data Disk

Format a new diskette for storing the data file and the output files. Create the data file using the input editor module that comes with the package or using any text editor. Detailed description of the input data format can be found in the Reference Manual.

3.4 Executing XETABS

Place the Execution Disk in drive A and the Data Disk in B. With the current logged drive in A, at the DOS prompt type:

XETABS

and press *Enter*. XETABS will display the logo page and will request for the input file name:

INPUT FILE NAME:

You need to supply the name of the existing data file. The full path of the file can be specified. For instance:

INPUT FILE NAME: b:\xetabs\dat\fname

where **b:** is the drive; **\xetabs\dat** is the directory where **fname** resides. The file name extension is not necessary; **.DAT** extension is assumed.

XETABS will then ask for the output file name:

Just press *Enter* for: **b:\xetabs\dat\fname.op0**

Enter Output File Name:

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นอนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Type the output file name (without extension); the full path can be specified. For example: b:\xetabs\dat\fnamout. Just press *Enter* if you want the output to be stored on the file displayed on the first line.

3.5 Output Files

XETABS will create files to store data generated during execution. Output files obey the following naming convention:

- fnamout.op0 - contains the data generation output and the global solution
- fnamout.opn - output files (8 maximum) for load combinations; "n" is the load combination number limited to 8.

where fnamout is the name you specify for the output file.

3.6 Installation and Execution on a Hard-disk System

To install XETABS for execution on a hard disk, the execution file should be copied into the hard disk. It is a good practice to work in subdirectories. At the DOS prompt key in the following:

```
C>MD XETABS
C>CD XETABS
```

The first command will create the directory XETABS in drive C and the second will set the default directory to XETABS. Insert Disk #1 of the distribution disks in drive A and at the DOS prompt enter the following command:

```
C>COPY A:XETABS.EXE
```

Next, create a subdirectory inside XETABS directory to store the data files. At the DOS prompt enter the following command lines:

```
C>MD DAT
C>CD DAT
```

Create the data file inside the DAT directory using the Input Editor or any text editor. Then, return to the XETABS directory by typing the following command at the DOS prompt:

```
C>CD ..
```

To execute XETABS, follow the procedure described in Section 3.3.

CHAPTER IV

DATA PREPARATION

This chapter will guide you on how to prepare data input for XETABS. In order to use XETABS properly, you need to consult the Reference Manual which contains the detailed information on modelling, terminology and convention as well as input data format.

The XETABS package is supplied with an Input Editor module which you can use to build the data file. Any text editor can be used as well as long as it does not create any special character in the data file.

4.1 Data Accumulation

Before starting the actual coding of the input data you need to accumulate and organize the information needed for the building. The following steps are recommended:

- (a) Draw the plan of the structure. On the plan show the column lines and bays associated with the frames (or other wall systems). Choose the global reference point (or origin).
- (b) Define the horizontal floor levels of the structure for story level definition.
- (c) Determine all the frames and the associated frame elements that are to be part of the computer model. XETABS recognizes four frame elements, namely: columns, beams, panels and braces. Assign the different frame elements with property identification number.
- (d) Identify all the typical frames. Data for frames with identical frame properties need to be supplied once.
- (e) Draw all typical frame elevations. Unfolded elevations may be developed for three-dimensional frames. On the frame elevations show the following:
 1. Column lines and bays.
 2. Story level identification number.
 3. Member property identification number.
 4. Vertical loading (if any) separated as dead load and live load.
- (f) Other information that may be required include:
 1. Floor center of mass
 2. Story dynamic properties
 3. Structure lateral loadings (static and dynamic)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น. อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4. Load combinations

4.2 Units

There are no built-in units in XETABS. You must prepare the data in consistent set of units. The output will conform to the same set of units.

Recommended set of units for practical problems are Ton-meter-second, KN-meter-second and Kip-foot-second (1 Ton = 1000 Kg; 1 KN = 1000 N; 1 Kip = 1000 pounds). Other set of units may produce large numbers beyond the fixed format and will appear in the output as asterisk characters (*). When this happens, use the recommended set of units or you may scale the data properly.



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

CHAPTER V

EXAMPLES

The following examples would guide you properly in using the XETABS program. The proportion of the structures and magnitude of the loads have been chosen to generate problems of practical nature.

Example 1:

A one-story structure composed of a roof floor supported by four columns at its corners and four beams connecting to the columns is analyzed for static load conditions. The plan of the structure is shown in Fig. 5.1 (a). There are four frames in this structure with the same frame properties, and the elevation of the typical frame is shown in Fig. 5.1 (b). Column and beam properties are shown in Fig. 5.2. The static load is composed of a 36-Ton horizontal load applied at the floor center of mass and a 3.6-Ton/m vertical load applied on the beam span. The complete data and output are presented. (Data for Example 1 can be found in the distribution disk under the file name EXAM1.DAT).

Note that for the typical frame, the major direction for column line 1 (CL-1) is towards column line 2 and the major direction for column line 2 is towards column line 1. Also, column 1 of Frame 1 (Fig. 5.1 (a)) coincides with column 1 of Frame 4. The same situation also exists for other columns. To avoid duplication of column properties, only the MAJ SA and MAJ I should be input; the MIN SA and MIN I should be entered as zeros. The MIN SA and MIN I for the column would be the MAJ SA and the MAJ I of the column of the perpendicular frame.

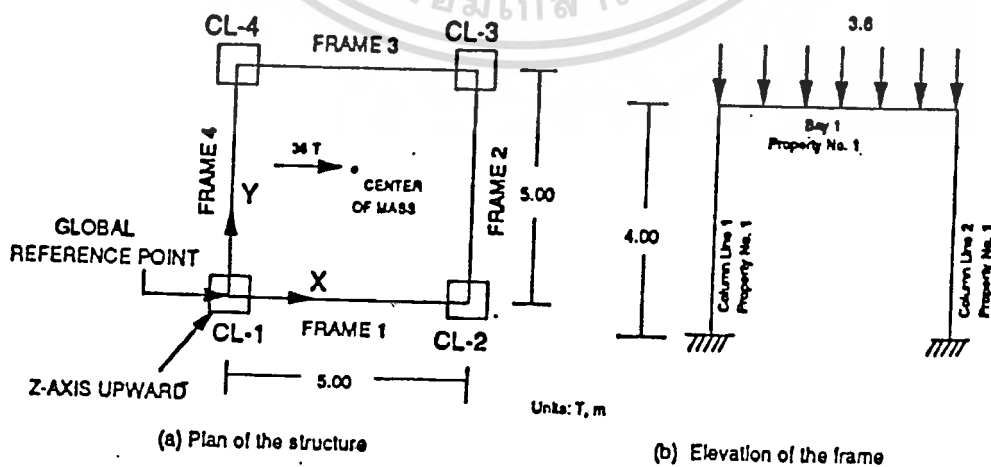
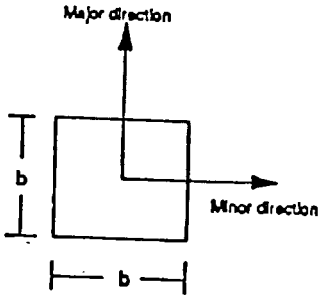


FIG. 5.1

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

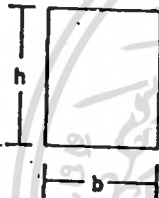
Column Property No. 1



$E = 2,000,000$ Vsq.m.
$b = 0.3$ m
$h = 0.3$ m
$A = 0.09$ sq.m.
MAJ SA = 0.072 sq.m.
MIN SA = 0.0
$T = 0.0$ (neglected)
MAJ I = 0.675E-03 m ⁴
MIN I = 0.0
DT = 0.0
DB = 0.0

(a) column

Beam Property No. 1



$E = 2,000,000$ Vsq.m.
$b = 0.3$ m
$h = 0.5$ m
SA = 0.12 sq.m.
$T = 0.0$ (neglected)
$I = 3.125E-03$ m ⁴
KI = 4 (prismatic beam)
KJ = 4 (prismatic beam)
KU = 2 (prismatic beam)
WI = 0.0
WJ = 0.0

(b) beam

MEMBER PROPERTIES FOR EXAMPLE 1
FIG. 5.2

Data for Example 1 (EXAM1.DAT)

```

MICR FREE M      TON  12/05/90 0
1 1 4 2 0 0 0 1 1 0 0 'EXAMPLE 1'
'FIRST' 4.00 0 0 2.50 2.50 0 0
36.000 0 2.50 2.50 0 0 0 0
1 2000000 .09 .072 0 0 6.75E-04 0 0 0
1 2000000 .12 0 3.125E-03 4 4 2 0 0
1 1 2 1 1 0 0 'TYPICAL FRAME'
1 0 0
2 5.00 0
1 1 0 0 0 0 3.6
1 1 2 1 0 1 0 0
1 1 2 0
2 1 1 0
1 0 0 0 0 'FRAME 1'
1 0 5.00 0 90 'FRAME 2'
1 0 0 5.00 0 'FRAME 3'
1 0 0 0 90 'FRAME 4'
1 0 0 0 0 0 0 0 0
0 0 0 1 0 0 0 0 0
    
```

Global Output File (EXAM1.OP0)

3-D ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS

XETABS (v4.1)

INITIAL DYNAMIC ARRAY MEMORY = 40000

```

-----
AUTHORITY : Elizer S. Abrea          ENGINEER : Elizer S. Abrea
PROJECT   : EXAMPLE 1                MASTER NAME: EXAM1
DATE      : 12/05/90                 FORMAT    : FREE
FORCE UNIT: TON                       HARDWARE: MICR
LENGTH UNIT: M
-----

```

```

*****
* TOTAL NUMBER OF STORIES----- 1 *
* NUMBER OF TYPICAL FRAME GROUPS---- 1 *
* TOTAL NUMBER OF FRAMES----- 4 *
* NUMBER OF LOAD COMBINATIONS----- 2 *
* TYPE OF ANALYSIS----- 0 *
*
* EQ.0-STATIC LOADS ONLY
* EQ.1-MODE SHAPES AND FRREQUENCIES ONLY
* EQ.2-STATIC AND MODE SHAPE ANALYSES
* EQ.3-TYPE 2 AND SEISMIC SPECTRUM ANAL
* EQ.4-TYPE 2 AND SEISMIC RESPONSE ANAL
* EQ.5-EQUIVALENT STATIC V = .2 I K C WD
* EQ.6-EQUIVALENT STATIC V = ALPHA WD
*
* NUMBER OF FREQUENCIES----- 0 *
* STORY TRANSLATION CODE----- 0 *
* TOTAL NO. OF COLUMN PROPERTIES----- 1 *
* TOTAL NO. OF BEAM PROPERTIES----- 1 *
* TOTAL NO. OF PANEL PROPERTIES----- 0 *
* TOTAL NO. OF BRACING PROPERTIES----- 0 *
*****

```

STORY DATA

LEVEL	ID	HEIGHT	MASS(M)	MR**2	X(M)	Y(M)	K-X	K-Y
1	FIRST	4.00	.000	.000	2.50	2.50	.000	.000

STRUCTURE LATERAL LOADS... CONDITIONS A AND B

LEVEL	FX-A	FY-A	MOM-A	FX-B	FY-B	MOM-B
1	36.0	.000	.000	.000	.000	.000

STRUCTURE LATERAL LOADS... CONDITIONS A AND B

LEVEL	FX-A	FY-A	MOM-A	FX-B	FY-B	MOM-B
1	36.0	.000	.000	.000	.000	.000

LEVEL	MOM-B	XA	YA	XB	YB
1	.00	2.5	2.5	.0	.0

*** MEMORY BENCHMARK *** REQUIRED/AVAILABLE = 51/

MEMBER MATERIAL PROPERTIES

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

COLUMN ID	E A	MAJ I MIN I	MAJ SA MIN SA	TORS I	RIGID TOP RIGID BOT	
C 1	.2000E+07 .9000E-01	.6750E-03 .0000	.7200E-01 .0000	.0000	.0000 .0000	
BEAM ID	E FLEX I	SA TORS I	RIGID I RIGID J	KII	KJJ	KIJ
B 1	.2000E+07 .3125E-02	.1200 .0000	.0000 .0000	4.00	4.00	2.00

TYPICAL FRAME DATA

TYPICAL FRAME GROUP NO. (G)----- G 1 (TYPICAL FRAME)

NUMBER OF STORY LEVELS----- 1
 NUMBER OF COLUMN LINES (CL)----- 2
 NUMBER OF BAYS (BY)----- 1
 NO. DIFFERENT FIXED END FORCES (F)----- 1
 TOTAL NO. OF PANEL ELEMENTS----- 0
 TOTAL NO. OF BRACING ELEMENTS----- 0

*** MEMORY BENCHMARK *** REQUIRED/AVAILABLE = 388/ 40000

COLUMN LINE COORDINATES

LINE	X	Y
1	.00	.00
2	5.00	.00

FX-END ID	CODE	ML	VL	MR	VR	W
F 1	1	.000	.000	.000	.000	3.600

GENERATED BEAM LOCATIONS

STORY/BY 1
 1 B 1

GENERATED BEAM LOADS... LOAD CONDITION I

STORY/BY 1
 1 F 1

GENERATED BEAM LOADS... LOAD CONDITION II

STORY/BY 1
 1 F 0

GENERATED BEAM LOADS... LOAD CONDITION III

STORY/BY 1
1 F 0

GENERATED COLUMN LOCATIONS

STORY/CL 1 2
1 C 1 C 1

+++++++ STIFFNESS FORMATION COMPLETED FOR TYPICAL FRAME GROUP - G 1 +++++++
TIME REQUIRED TO FORM STIFFNESS = 1.15

*** MEMORY BENCHMARK *** REQUIRED/AVAILABLE = 101/ 40000

GLOBAL DATA & SOLUTION

FRAME POSITION DATA

FRAME	TF-GROUP	OUTPUT CODE	X1	Y1	ANG	
1	G 1	0	.00	.00	.00	FRAME 1
2	G 1	0	5.00	.00	90.00	FRAME 2
3	G 1	0	.00	5.00	.00	FRAME 3
4	G 1	0	.00	.00	90.00	FRAME 4

BUILDING FLOOR DISPLACEMENTS

LEVEL ID	DOF	I	II	LOAD CONDITIONS III	A	B
1 FIRST	X	.000000	.000000	.000000	.040997	.000000
1 FIRST	Y	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1 FIRST	ROTN	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000

*** MEMORY BENCHMARK *** REQUIRED/AVAILABLE = 36/ 40000

*** MEMORY BENCHMARK *** REQUIRED/AVAILABLE = 83/ 40000

LOAD COMBINATION DEFINITION CARDS

LOAD	I	II	III	A	B	SPCTRM1	SPCTRM2	RESPNSE	SUM CODE
1	1.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	0
2	.00	.00	.00	1.00	.00	.00	.00	.00	0

NOTES:

SUM CODE..... APPLIES TO STATIC LOAD ONLY
 SUM CODE = 0 --> ALGEBRAIC SUM OF LOADS A & B
 SUM CODE = 1 --> ABSOLUTE SUM OF LOADS A & B
 SPCTRM-1... ROOT MEAN SQUARE COMBINATION
 SPCTRM-2... SUM OF ABSOLUTE VALUES

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ไว้สำหรับใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นอนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

*** MEMORY BENCHMARK *** REQUIRED/AVAILABLE = 331/ 40000
 *** MEMORY BENCHMARK *** REQUIRED/AVAILABLE = 331/ 40000
 *** MEMORY BENCHMARK *** REQUIRED/AVAILABLE = 331/ 40000
 *** MEMORY BENCHMARK *** REQUIRED/AVAILABLE = 331/ 40000

TIME LOG (SECONDS)

FORM FRAME STIFFNESSES..... = 2.14
 SOLVE STATIC LOAD CONDITIONS..... = .99
 MODE SHAPES AND FREQUENCIES..... = .27
 COMPUTE FRAME DISPLACEMENTS..... = .55
 COMPUTE AND PRINT STRESSES AND DISPLS. = 3.63
 TOTAL TIME..... = 7.58

Output for Load Combination Number 1 (EXAM1.OP1)

LOAD COMBINATION NO. 1

PROJECT : EXAMPLE 1
 DATE : 12/05/90 HARDWARE : MICR FORMAT: FREE
 FORCE UNIT: TON LENGTH UNIT: M

...OUTPUT FOR FRAME NO 4 FRAME LABEL: FRAME 4
 FRAME GROUP - G 1

..LATERAL FRAME DISPLACEMENTS..

LEVEL		LOAD COMBINATION NO.	
		1	2
1	X	.000000	.000000
1	Y	.000000	-.040997
1	ROTN	.000000	.000000

COLUMN FORCES

COL LINE	LEVEL	TORSION MOMENT	MAJOR MOMENT TOP	MAJOR MOMENT BOTTOM	AXIAL FORCE	MINOR MOMENT TOP	MINOR MOMENT BOTTOM	MAJOR SHEAR	MINOR SHEAR
1	1	.00	-2.61	-1.29	-9.00	.00	.00	-.97	.00
2	1	.00	-2.61	-1.29	-9.00	.00	.00	-.97	.00

BEAM BENDING MOMENTS

BAY	LEVEL	TORS. MOMENT	I-MOMENT	J-MOMENT
1	1	.0000	2.6085	-2.6085

...OUTPUT FOR FRAME NO 3 FRAME LABEL: FRAME 3
 FRAME GROUP - G 1

..LATERAL FRAME DISPLACEMENTS..

LOAD COMBINATION NO.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

LEVEL		1	2
1	X	.000000	.040997
1	Y	.000000	.000000
1	ROTN	.000000	.000000

COLUMN FORCES

COL LINE	LEVEL	TORSION MOMENT	MAJOR MOMENT TOP	MOMENT BOTTOM	AXIAL FORCE	MINOR MOMENT TOP	MOMENT BOTTOM	MAJOR SHEAR	MINOR SHEAR
1	1	.00	-2.61	-1.29	-9.00	.00	.00	-.97	.00
2	1	.00	-2.61	-1.29	-9.00	.00	.00	-.97	.00

BEAM BENDING MOMENTS

BAY LEVEL TORS. MOMENT I-MOMENT J-MOMENT

1 1 .0000 2.6085 -2.6085

...OUTPUT FOR FRAME NO 2 FRAME LABEL: FRAME 2

FRAME GROUP - G 1

..LATERAL FRAME DISPLACEMENTS..

LOAD COMBINATION NO.

LEVEL		1	2
1	X	.000000	.000000
1	Y	.000000	-.040997
1	ROTN	.000000	.000000

COLUMN FORCES

COL LINE	LEVEL	TORSION MOMENT	MAJOR MOMENT TOP	MOMENT BOTTOM	AXIAL FORCE	MINOR MOMENT TOP	MOMENT BOTTOM	MAJOR SHEAR	MINOR SHEAR
1	1	.00	-2.61	-1.29	-9.00	.00	.00	-.97	.00
2	1	.00	-2.61	-1.29	-9.00	.00	.00	-.97	.00

BEAM BENDING MOMENTS

BAY LEVEL TORS. MOMENT I-MOMENT J-MOMENT

1 1 .0000 2.6085 -2.6085

...OUTPUT FOR FRAME NO 1 FRAME LABEL: FRAME 1

FRAME GROUP - G 1

..LATERAL FRAME DISPLACEMENTS..

LOAD COMBINATION NO.

LEVEL		1	2
1	X	.000000	.040997
1	Y	.000000	.000000
1	ROTN	.000000	.000000

COLUMN FORCES

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

COL LINE	LEVEL	TORSION MOMENT	MAJOR MOMENT TOP	MOMENT BOTTOM	AXIAL FORCE	MINOR MOMENT TOP	MOMENT BOTTOM	MAJOR SHEAR	MINOR SHEAR
1	1	.00	-2.61	-1.29	-9.00	.00	.00	-0.97	.00
2	1	.00	-2.61	-1.29	-9.00	.00	.00	-0.97	.00

BEAM BENDING MOMENTS

BAY LEVEL	TORS. MOMENT	I-MOMENT	J-MOMENT	
1	1	.0000	2.6085	-2.6085

Output for Load Combination Number 2 (EXAM1.OP2)

LOAD COMBINATION NO. 2
 PROJECT : EXAMPLE 1
 DATE : 12/05/90
 FORCE UNIT: TON
 HARDWARE : MICR
 LENGTH UNIT: M
 FORMAT: FREE

...OUTPUT FOR FRAME NO 4 FRAME LABEL: FRAME 4
 FRAME GROUP - G 1

..LATERAL FRAME DISPLACEMENTS..

LEVEL		LOAD COMBINATION NO. 1	LOAD COMBINATION NO. 2
1	X	.000000	.000000
1	Y	.000000	-.040997
1	ROTN	.000000	.000000

COLUMN FORCES

COL LINE	LEVEL	TORSION MOMENT	MAJOR MOMENT TOP	MOMENT BOTTOM	AXIAL FORCE	MINOR MOMENT TOP	MOMENT BOTTOM	MAJOR SHEAR	MINOR SHEAR
1	1	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
2	1	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00

BEAM BENDING MOMENTS

BAY LEVEL	TORS. MOMENT	I-MOMENT	J-MOMENT	
1	1	.0000	.0000	.0000

...OUTPUT FOR FRAME NO 3 FRAME LABEL: FRAME 3
 FRAME GROUP - G 1

..LATERAL FRAME DISPLACEMENTS..

LEVEL		LOAD COMBINATION NO. 1	LOAD COMBINATION NO. 2
1	X	.000000	.040997
1	Y	.000000	.000000
1	ROTN	.000000	.000000

COLUMN FORCES

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

COL LINE	LEVEL	TORSION MOMENT	MAJOR MOMENT TOP	MOMENT BOTTOM	AXIAL FORCE	MINOR MOMENT TOP	MOMENT BOTTOM	MAJOR SHEAR	MINOR SHEAR
1	1	.00	17.18	18.82	6.87	.00	.00	9.00	.00
2	1	.00	-17.18	-18.82	-6.87	.00	.00	-9.00	.00

BEAM BENDING MOMENTS

BAY LEVEL TORS. MOMENT I-MOMENT J-MOMENT

1	1	.0000	-17.1830	-17.1830
---	---	-------	----------	----------

...OUTPUT FOR FRAME NO 2 FRAME LABEL: FRAME 2

FRAME GROUP = G 1

..LATERAL FRAME DISPLACEMENTS..

LEVEL		LOAD COMBINATION NO.	
		1	2
1	X	.000000	.000000
1	Y	.000000	-.040997
1	ROTN	.000000	.000000

COLUMN FORCES

COL LINE	LEVEL	TORSION MOMENT	MAJOR MOMENT TOP	MOMENT BOTTOM	AXIAL FORCE	MINOR MOMENT TOP	MOMENT BOTTOM	MAJOR SHEAR	MINOR SHEAR
1	1	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
2	1	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00

BEAM BENDING MOMENTS

BAY LEVEL TORS. MOMENT I-MOMENT J-MOMENT

1	1	.0000	.0000	.0000
---	---	-------	-------	-------

...OUTPUT FOR FRAME NO 1 FRAME LABEL: FRAME 1

FRAME GROUP = G 1

..LATERAL FRAME DISPLACEMENTS..

LEVEL		LOAD COMBINATION NO.	
		1	2
1	X	.000000	.040997
1	Y	.000000	.000000
1	ROTN	.000000	.000000

COLUMN FORCES

COL LINE	LEVEL	TORSION MOMENT	MAJOR MOMENT TOP	MOMENT BOTTOM	AXIAL FORCE	MINOR MOMENT TOP	MOMENT BOTTOM	MAJOR SHEAR	MINOR SHEAR
1	1	.00	17.18	18.82	6.87	.00	.00	9.00	.00
2	1	.00	-17.18	-18.82	-6.87	.00	.00	-9.00	.00

BEAM BENDING MOMENTS

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยมนำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

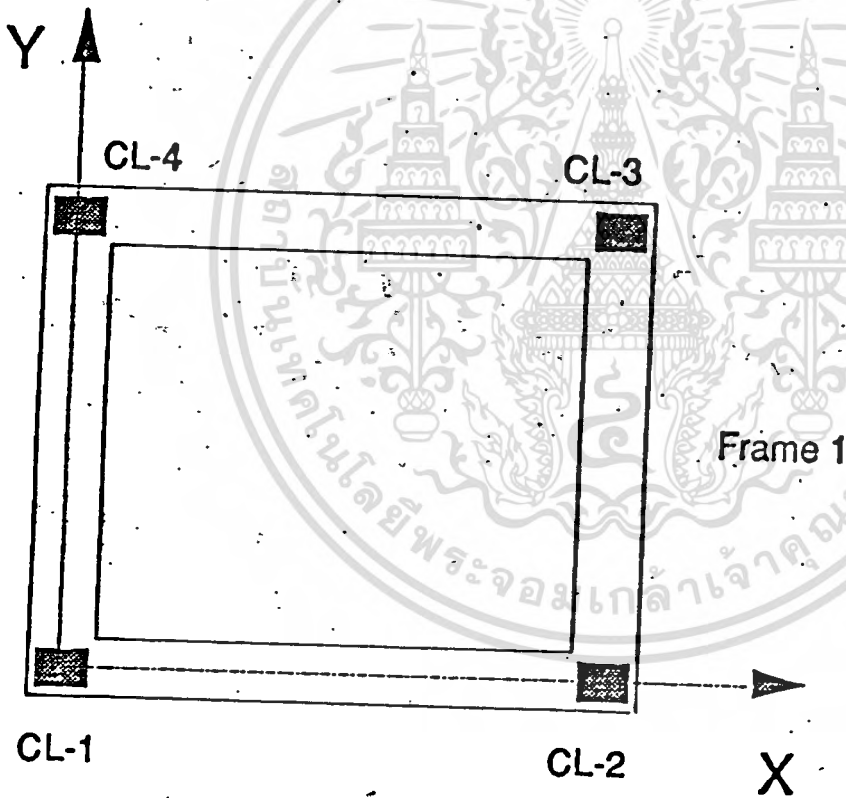
BAY LEVEL	TORS. MOMENT	I-MOMENT	J-MOMENT
1	1	.0000	-17.1830
			-17.1830

Example 2:

The same structure as in Example 1 is analyzed with the same set of loading except that the structure is modelled as a closed frame starting from column line 1, moving along the edges until it makes a complete route to reach column line 1 again. (See Fig. 5.3). The elevation of the frame is shown in Fig. 5.4 and the beam and column properties are shown in Fig. 5.5.

Note that in this example, each column appears only once in the structural model; thus, the column properties must be input in both the major and minor directions to represent the actual structural behavior.

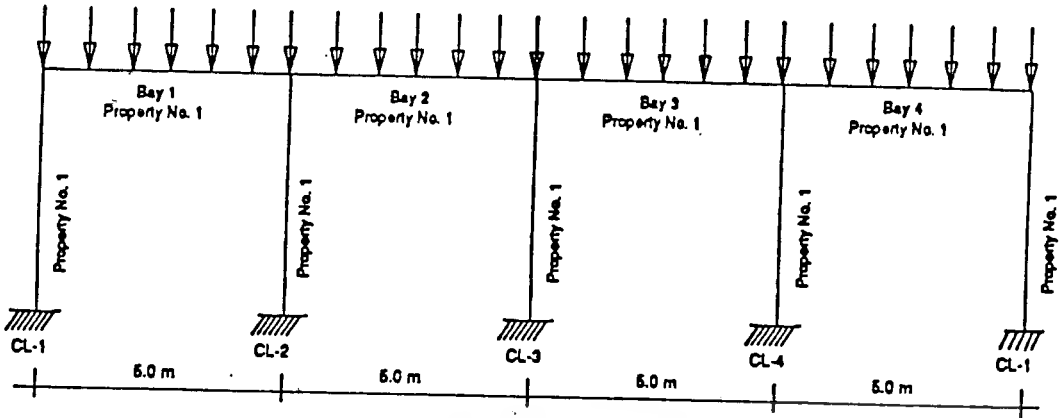
The data for this example can be found in the distribution disk under the file name EXAM2.DAT.



CLOSED FRAME

FIG. 5.3

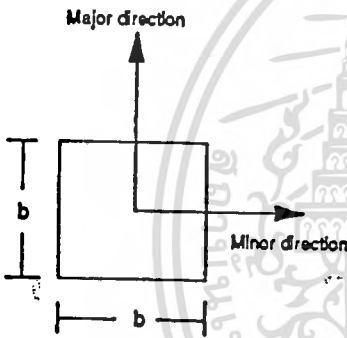
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



FOLDED-OUT ELEVATION

FIG. 5.4

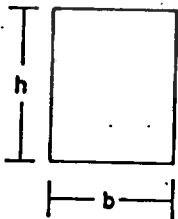
Column Property No. 1



$E = 2,000,000$ Vsq.m.
$b = 0.3$ m
$h = 0.3$ m
$A = 0.09$ sq. m.
MAJ SA = 0.072 sq. m.
MIN SA = 0.072 sq.m.
$T = 0.0$ (neglected)
MAJ I = 0.675E-03 m ⁴
MIN I = 0.675E-03 m ⁴
DT = 0.0
DB = 0.0

(a) column

Beam Property No. 1



$E = 2,000,000$ Vsq.m.
$b = 0.3$ m
$h = 0.5$ m
SA = 0.12 sq. m.
$T = 0.0$ (neglected)
$I = 3.125E-03$ m ⁴
KII = 4 (prismatic beam)
KJJ = 4 (prismatic beam)
KIJ = 2 (prismatic beam)
WI = 0.0
WJ = 0.0

(b) beam

MEMBER PROPERTIES FOR EXAMPLE 2

FIG. 5.5

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Data for Example 2 (EXAM2.DAT)

```

MICR FREE M      TON  16-05-90 0
1 1 1 2 0 0 0 1 1 0 0 'EXAMPLE 2'
'FIRST' 4 0 0 2.5 2.5 0 0
36 0 2.5 2.5 0 0 0 0
1 2000000 0.09 0.072 0.072 0 6.75E-4 6.75E-4 0 0
1 2000000 0.12 0 3.125E-3 4 4 2 0 0
1 1 4 4 1 0 0 'TYPICAL FRAME'
1 0 0
2 5 0
3 5 5
4 0 5
1 1 0 0 0 0 3.6
1 1 2 1 0 1 0 0
2 2 3 1 0 1 0 0
3 3 4 1 0 1 0 0
4 4 1 1 0 1 0 0
1 1 2 0 0
2 1 3 0
3 1 4 0
4 1 1 0
1 0 0 0 0 'CLOSED FRAME'
1 0 0 0 0 0 0 0 0
0 0 0 1 0 0 0 0 0

```

Portion of the Output File for Example 2 (EXAM2.OP0)

GLOBAL DATA & SOLUTION

FRAME POSITION DATA

FRAME	TF-GROUP	OUTPUT CODE	X1	Y1	ANG
1	G 1	0	.00	.00	.00

CLOSED FRAME

BUILDING FLOOR DISPLACEMENTS

LEVEL ID	DOF	LOAD CONDITIONS				
		I	II	III	A	B
1	FIRST X	.000000	.000000	.000000	.040997	.000000
1	FIRST Y	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
1	FIRST ROTN	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000

```

*** MEMORY BENCHMARK *** REQUIRED/AVAILABLE = 36/ 40000
*** MEMORY BENCHMARK *** REQUIRED/AVAILABLE = 50/ 40000

```

LOAD COMBINATION DEFINITION CARDS

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

LOAD	I	II	III	A	B	SPCTRM1	SPCTRM2	RESPNSE	SUM	CODE
1	1.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	0
2	.00	.00	.00	1.00	.00	.00	.00	.00	.00	0

NOTES:

SUM CODE..... APPLIES TO STATIC LOAD ONLY
 SUM CODE = 0 --> ALGEBRAIC SUM OF LOADS A & B
 SUM CODE = 1 --> ABSOLUTE SUM OF LOADS A & B
 SPCTRM-1... ROOT MEAN SQUARE COMBINATION
 SPCTRM-2... SUM OF ABSOLUTE VALUES

*** MEMORY BENCHMARK *** REQUIRED/AVAILABLE = 680/ 40000

TIME LOG (SECONDS)

FORM FRAME STIFFNESSES..... = 3.13
 SOLVE STATIC LOAD CONDITIONS..... = .93
 MODE SHAPES AND FREQUENCIES..... = .27
 COMPUTE FRAME DISPLACEMENTS..... = .55
 COMPUTE AND PRINT STRESSES AND DISPLS. = 2.75
 TOTAL TIME..... = 7.63

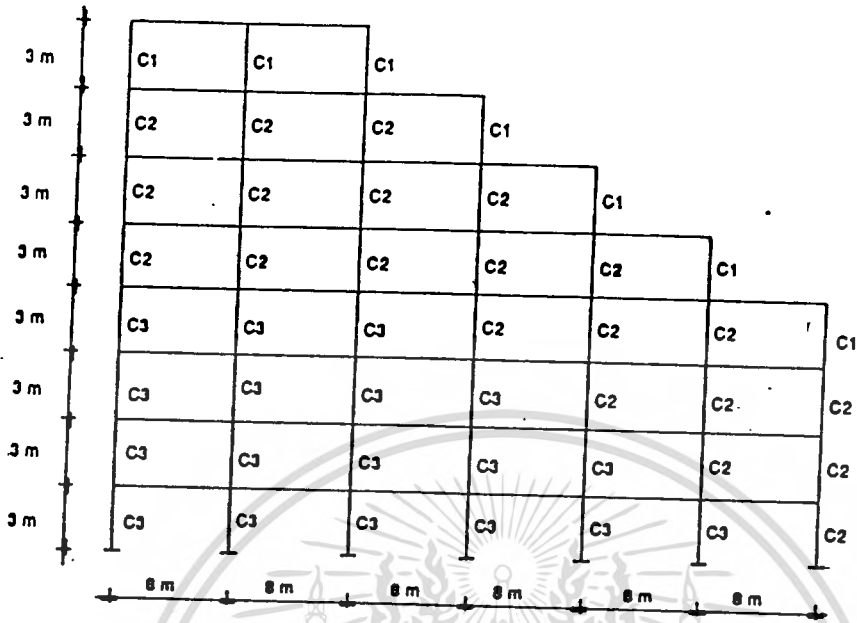
Example 3:

The frame shown in Fig. 5.6 is analyzed for mode shapes and frequencies. The frame model is shown in Fig. 5.7 (Note the dummy columns and beams). This is a plane problem; hence, the code for story degree of freedom is 1 (i.e. X-translation is free).

Material Properties:

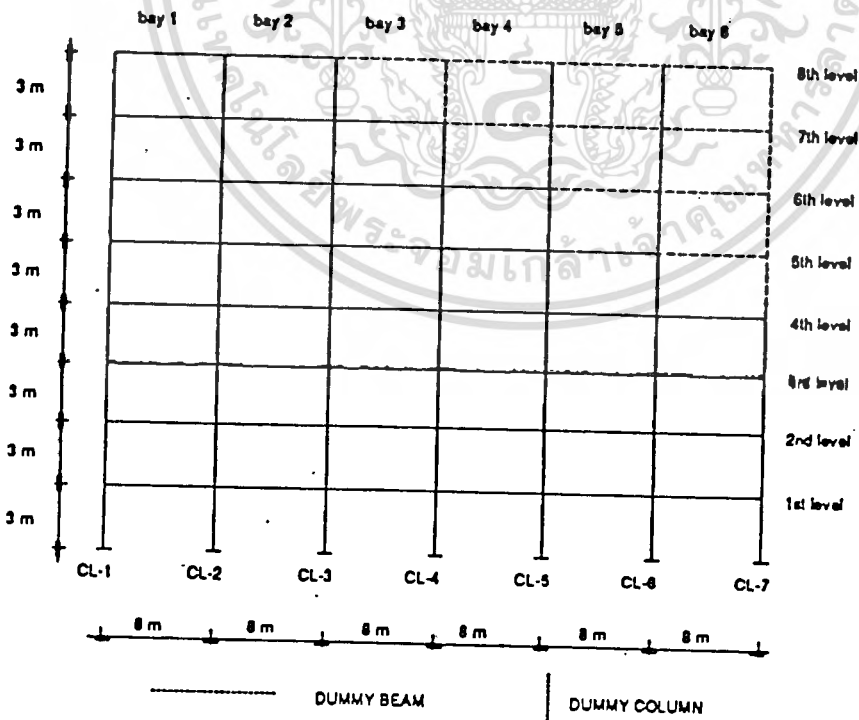
- C1: $E = 2.1 \times 10^6 \text{ T/m}^2$, $A = 0.075 \text{ m}^2$, $I = 0.390625 \times 10^{-3} \text{ m}^4$
- C2: $E = 2.1 \times 10^6 \text{ T/m}^2$, $A = 0.100 \text{ m}^2$, $I = 0.520833 \times 10^{-3} \text{ m}^4$
- C3: $E = 2.1 \times 10^6 \text{ T/m}^2$, $A = 0.150 \text{ m}^2$, $I = 0.781250 \times 10^{-3} \text{ m}^4$
- B1: $E = 2.1 \times 10^6 \text{ T/m}^2$, $I = 2.6042 \times 10^{-3} \text{ m}^4$

The data file for this example can be found in the distribution disk (EXAM3.DAT).



FRAME ELEVATION FOR EXAMPLE 2

FIG. 5.6



FRAME ELEVATION FOR EXAMPLE 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการศึกษาเท่านั้น ไม่นอนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Data for Example 3 (EXAM3.DAT)

```

MICR FREE M   TON  22-05-90 0
8 1 1 0 1 3 1 3 1 0 0 'EXAMPLE 3 '
'EIGHTH ' 3.000 .2530 .0000 8.000 .0000 .0000 .0000
.0000 .0000 .0000 .0000 .0000 .0000 .0000 .0000
'SEVENTH ' 3.000 .3800 .0000 12.00 .0000 .0000 .0000
.0000 .0000 .0000 .0000 .0000 .0000 .0000
'SIXTH ' 3.000 .5070 .0000 16.00 .0000 .0000 .0000
.0000 .0000 .0000 .0000 .0000 .0000 .0000
'FIFTH ' 3.000 .6340 .0000 20.00 .0000 .0000 .0000
.0000 .0000 .0000 .0000 .0000 .0000 .0000
'FOURTH ' 3.000 .7600 .0000 24.00 .0000 .0000 .0000
.0000 .0000 .0000 .0000 .0000 .0000 .0000
'THIRD ' 3.000 .7600 .0000 24.00 .0000 .0000 .0000
.0000 .0000 .0000 .0000 .0000 .0000 .0000
'SECOND ' 3.000 .7600 .0000 24.00 .0000 .0000 .0000
.0000 .0000 .0000 .0000 .0000 .0000 .0000
'FIRST ' 3.000 .7600 .0000 24.00 .0000 .0000 .0000
.0000 .0000 .0000 .0000 .0000 .0000 .0000
1 .210000E+07 .7500E-01 .0000 .0000 .0000 .390625E-03 .0000 .0000 .0000
2 .210000E+07 .1000 .0000 .0000 .0000 .520833E-03 .0000 .0000 .0000
3 .210000E+07 .1500 .0000 .0000 .0000 .781250E-03 .0000 .0000 .0000
1 .210000E+07 .0000 .0000 .26042E-02 4.000 4.000 2.000 .0000 .0000
1 8 7 6 0 0 0 'Typical Frame 1'
1 .0000000 .0000000
2 8.000000 .0000000
3 16.00000 .0000000
4 24.00000 .0000000
5 32.00000 .0000000
6 40.00000 .0000000
7 48.00000 .0000000
1 1 2 1 7 0 0 0
2 2 3 1 7 0 0 0
3 3 4 0 0 0 0 0
3 3 4 1 6 0 0 0
4 4 5 0 1 0 0 0
4 4 5 1 5 0 0 0
5 5 6 0 2 0 0 0
5 5 6 1 4 0 0 0
6 6 7 0 3 0 0 0
6 6 7 1 3 0 0 0
1 1 2 0
1 2 2 2
1 3 2 3
2 1 3 0
2 2 3 2
2 3 3 3
3 1 4 0
3 2 4 2
3 3 4 3
4 0 5 0
4 1 5 0
4 2 5 2
4 3 5 2
5 0 6 1
5 1 6 0
5 2 6 2
5 3 6 1
6 0 7 2

```



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

6 1 7 0
6 2 7 2
6 3 7 0
7 0 6 3
7 1 6 0
7 2 6 2
1 2 .0000000 .0000000 .0000000 'F1 '

```

Portion of the Output File for Example 3 (EXAM3.OP0)

GLOBAL DATA & SOLUTION

FRAME POSITION DATA

FRAME	TF-GROUP	OUTPUT CODE	X1	Y1	ANG
1	G 1	2	.00	.00	.00 F1

*** MEMORY BENCHMARK *** REQUIRED/AVAILABLE = 217/ 40000

BUILDING VIBRATION

MODE NUMBER	PERIOD
1	.491162
2	.199489
3	.122272

MODE SHAPES

LEVEL	ID	DIRN /MODE->	1	2	3
8	EIGHT	X	.7482	-1.008	1.012
7	SEVEN	X	.7030	-.6540	.1254
6	SIXTH	X	.6358	-.2210	-.5281
5	FIFTH	X	.5470	.1899	-.5890
4	FOURT	X	.4416	.4599	-.1265
3	THIRD	X	.3352	.5210	.3321
2	SECON	X	.2167	.4207	.5143
1	FIRST	X	.9350E-01	.2035	.3176

TIME LOG (SECONDS)

```

FORM FRAME STIFFNESSES..... - 41.09
SOLVE STATIC LOAD CONDITIONS..... - 1.75
MODE SHAPES AND FREQUENCIES..... - 2.31
COMPUTE FRAME DISPLACEMENTS..... - .00
COMPUTE AND PRINT STRESSES AND DISPLS. - .00
TOTAL TIME..... - 45.15

```

Example 4:

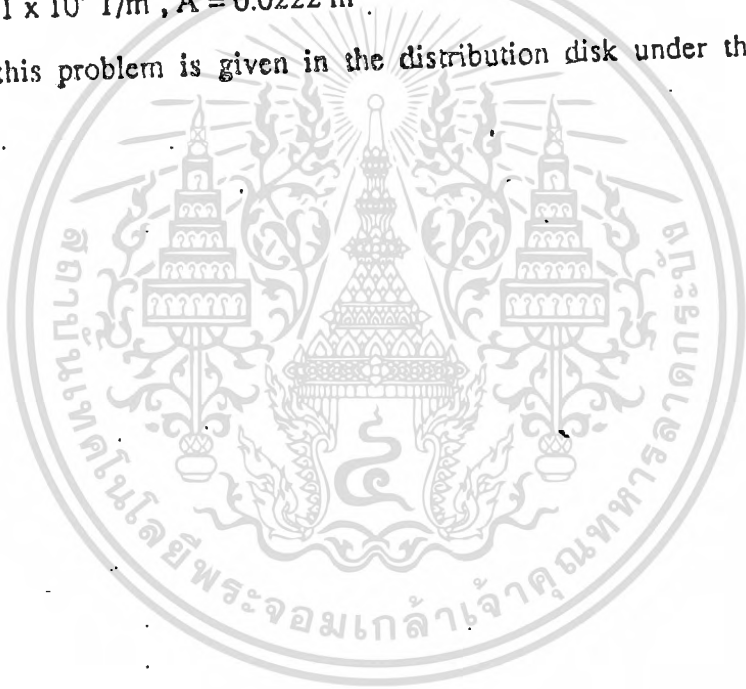
The 30-story building shown in Fig. 5.8 is analyzed for wind loads. Figure 5.9 shows the plan of the building. The typical frames are shown in Fig. 5.10.

Note that for typical frame number 1, the shear wall is modelled as a big column. Dummy columns are provided for frame description.

Material Properties:

$$\begin{aligned} C1: E &= 2.1 \times 10^6 \text{ T/m}^2, A = 0.875 \text{ m}^2, I = 0.22230 \text{ m}^4 \\ C2: E &= 2.1 \times 10^6 \text{ T/m}^2, b = 0.5 \text{ m}, h = 4.0 \text{ m} \\ B1: E &= 2.1 \times 10^6 \text{ T/m}^2, A = 0.80 \text{ m}^2, I = 0.54 \times 10^{-2} \\ BR1: E &= 2.11 \times 10^7 \text{ T/m}^2, A = 0.0222 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

The data file for this problem is given in the distribution disk under the file name EXAM4.DAT.



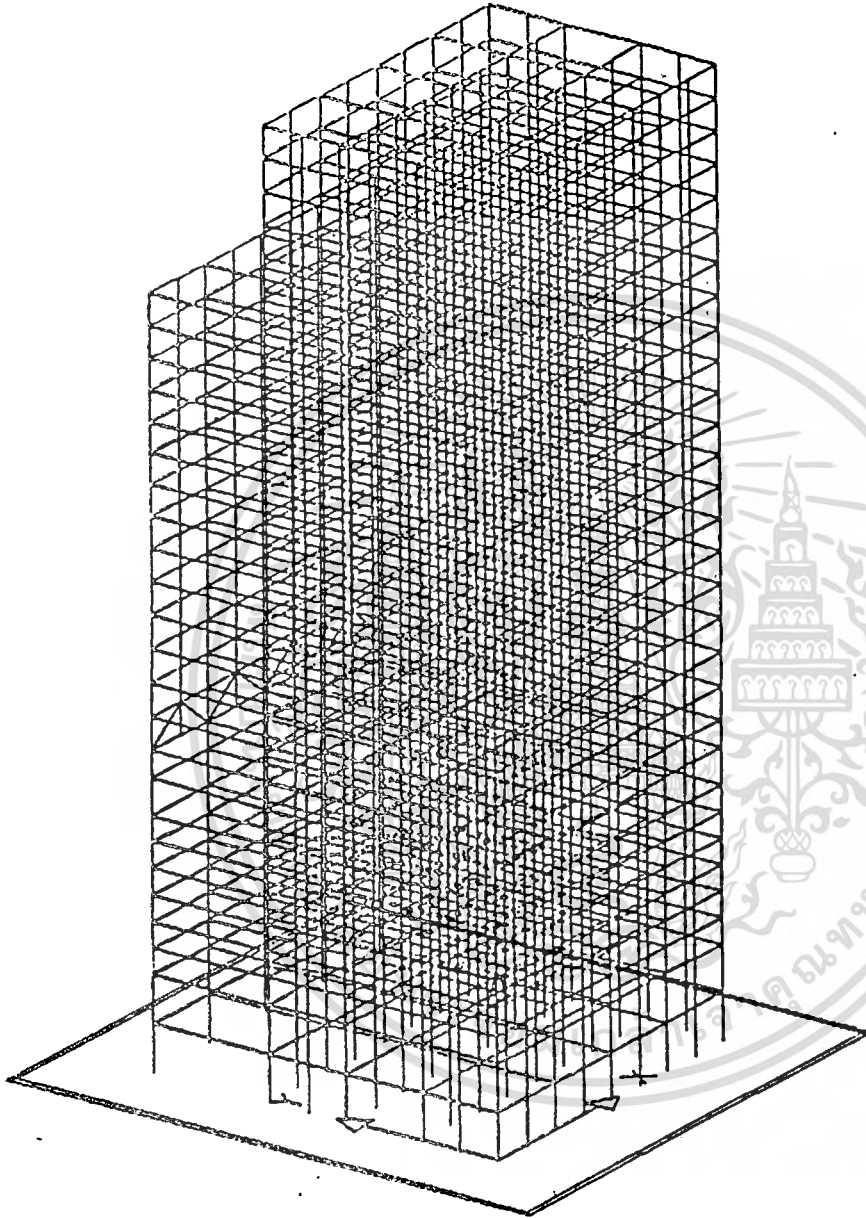


FIG. 5.8

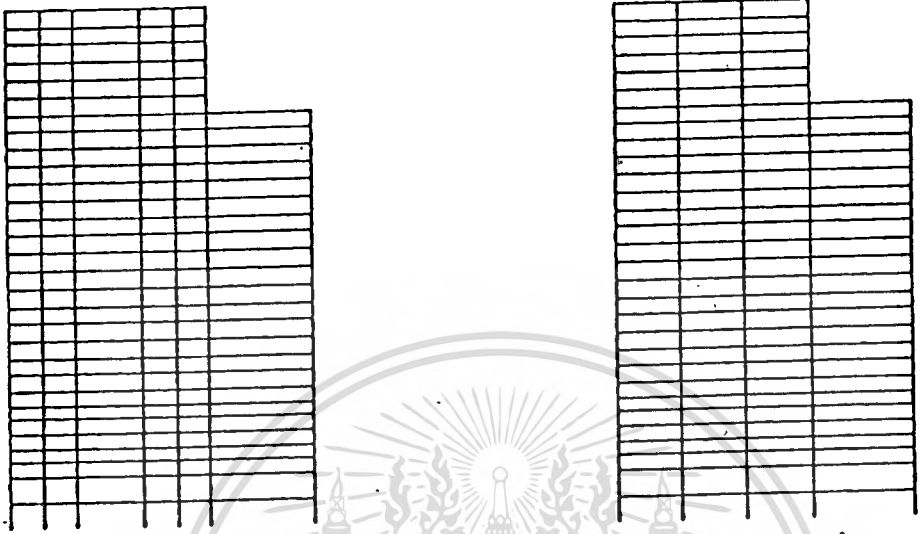
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



BUILDING PLAN FOR EXAMPLE 4

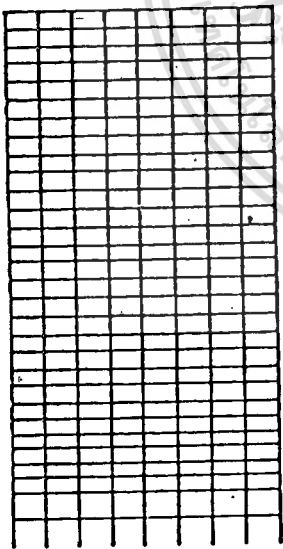
FIG. 5.0

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

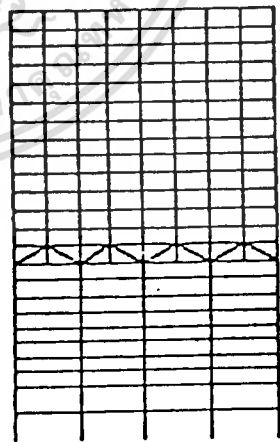


TYPICAL FRAME 1

TYPICAL FRAME 2



TYPICAL FRAME 3



TYPICAL FRAME 4

FIG. 5.10

สารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานที่... ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านกา...
กว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไป

5.440 .0000 .0000 18.15 .0000 6.600 16.00 .0000
 '1 ' 4.300 .0000 .0000 .0000 .0000 .0000 .1000E+07 .1000E+07
 .0000 .0000 .0000 .0000 .0000 .0000 .0000 .0000
 1 .210000E+07 .8750 .0000 .0000 .0000 .2230 .0000 .0000 .0000
 2 .210000E+07 2.000 1.670 1.670 .0000 2.667 .4167E-01 .0000 .0000
 1 .210000E+07 .0000 .0000 .5400E-02 4.000 4.000 2.000 .0000 .0000
 1 .211000E+08 .2220E-01

1 30 7 6 0 0 0 'TYPICAL FRAME 1 '

1 .0000000 .0000000
 2 4.000000 .0000000
 3 8.000000 .0000000
 4 16.00000 .0000000
 5 20.00000 .0000000
 6 24.00000 .0000000
 7 36.30000 .0000000
 1 1 2 1 29 0 0 0
 2 2 3 1 29 0 0 0
 3 3 4 1 29 0 0 0
 4 4 5 1 29 0 0 0
 5 5 6 1 29 0 0 0
 6 6 7 0 5 0 0 0
 6 6 7 1 23 0 0 0

1 1 2 29
 2 2 3 29
 3 1 4 29
 4 1 5 29
 5 2 6 29
 6 1 7 29
 7 0 6 5
 7 1 6 23

2 30 5 4 0 0 0 'TYPICAL FRAME 2 '

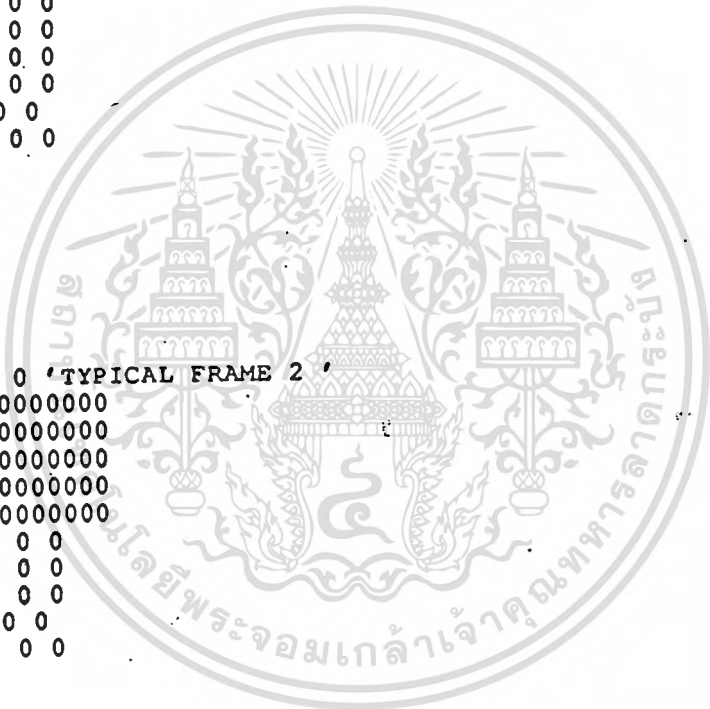
1 .0000000 .0000000
 2 8.000000 .0000000
 3 16.00000 .0000000
 4 24.00000 .0000000
 5 36.30000 .0000000
 1 1 2 1 29 0 0 0
 2 2 3 1 29 0 0 0
 3 3 4 1 29 0 0 0
 4 4 5 0 5 0 0 0
 4 4 5 1 23 0 0 0

1 1 2 29
 2 1 3 29
 3 1 4 29
 4 1 5 29
 5 0 4 5
 5 1 4 23

3 30 9 8 0 0 0 'TYPICAL FRAME 3 '

1 .0000000 .0000000
 2 4.000000 .0000000
 3 8.000000 .0000000
 4 12.00000 .0000000
 5 16.00000 .0000000
 6 20.00000 .0000000
 7 24.00000 .0000000
 8 28.00000 .0000000
 9 32.00000 .0000000
 1 1 2 1 29 0 0 0
 2 2 3 1 29 0 0 0
 3 3 4 1 29 0 0 0
 4 4 5 1 29 0 0 0
 5 5 6 1 29 0 0 0

1 1 2 29
 2 2 3 29
 3 1 4 29
 4 1 5 29
 5 0 4 5
 5 1 4 23



Portion of the Global Output (EXAM4.OP0)

BUILDING FLOOR DISPLACEMENTS			LOAD CONDITIONS			
LEVEL ID	DOF	I	II	III	A	B
30 30	X	.000000	.000000	.000000	.045177	.000432
30 30	Y	.000000	.000000	.000000	-.003501	.066067
30 30	ROTN	.000000	.000000	.000000	.000183	.000049
29 29	X	.000000	.000000	.000000	.044524	.000431
29 29	Y	.000000	.000000	.000000	-.003414	.064674
29 29	ROTN	.000000	.000000	.000000	.000178	.000049
28 28	X	.000000	.000000	.000000	.043810	.000429
28 28	Y	.000000	.000000	.000000	-.003325	.063238
28 28	ROTN	.000000	.000000	.000000	.000172	.000049
27 27	X	.000000	.000000	.000000	.043013	.000428
27 27	Y	.000000	.000000	.000000	-.003229	.061741
27 27	ROTN	.000000	.000000	.000000	.000167	.000049
26 26	X	.000000	.000000	.000000	.042119	.000426
26 26	Y	.000000	.000000	.000000	-.003124	.060169
26 26	ROTN	.000000	.000000	.000000	.000160	.000049
25 25	X	.000000	.000000	.000000	.041122	.000425
25 25	Y	.000000	.000000	.000000	-.003007	.058509
25 25	ROTN	.000000	.000000	.000000	.000153	.000049
24 24	X	.000000	.000000	.000000	.040020	.000423
24 24	Y	.000000	.000000	.000000	-.002874	.056751
24 24	ROTN	.000000	.000000	.000000	.000145	.000048
23 23	X	.000000	.000000	.000000	.038816	.000421
23 23	Y	.000000	.000000	.000000	-.002718	.054886
23 23	ROTN	.000000	.000000	.000000	.000135	.000048
22 22	X	.000000	.000000	.000000	.037512	.000420
22 22	Y	.000000	.000000	.000000	-.002547	.052906
22 22	ROTN	.000000	.000000	.000000	.000125	.000048
21 21	X	.000000	.000000	.000000	.036109	.000418
21 21	Y	.000000	.000000	.000000	-.002366	.050802
21 21	ROTN	.000000	.000000	.000000	.000114	.000048
20 20	X	.000000	.000000	.000000	.034608	.000416
20 20	Y	.000000	.000000	.000000	-.002177	.048568
20 20	ROTN	.000000	.000000	.000000	.000102	.000048
19 19	X	.000000	.000000	.000000	.033011	.000414
19 19	Y	.000000	.000000	.000000	-.001983	.046203
19 19	ROTN	.000000	.000000	.000000	.000090	.000048
18 18	X	.000000	.000000	.000000	.031319	.000412
18 18	Y	.000000	.000000	.000000	-.001781	.043707
18 18	ROTN	.000000	.000000	.000000	.000078	.000048
17 17	X	.000000	.000000	.000000	.029535	.000409
17 17	Y	.000000	.000000	.000000	-.001572	.041085
17 17	ROTN	.000000	.000000	.000000	.000065	.000047
16 16	X	.000000	.000000	.000000	.027664	.000406
16 16	Y	.000000	.000000	.000000	-.001352	.038344
16 16	ROTN	.000000	.000000	.000000	.000052	.000047
15 15	X	.000000	.000000	.000000	.025713	.000402
15 15	Y	.000000	.000000	.000000	-.001115	.035494
15 15	ROTN	.000000	.000000	.000000	.000037	.000047

14 14	X	.000000	.000000	.000000	.023693	.000398
14 14	Y	.000000	.000000	.000000	-.000856	.032549
14 14	ROTN	.000000	.000000	.000000	.000022	.000047
13 13	X	.000000	.000000	.000000	.021619	.000392
13 13	Y	.030000	.000000	.000000	-.000563	.029527
13 13	ROTN	.000000	.000000	.000000	.000004	.000046
12 12	X	.000000	.000000	.000000	.019515	.000385
12 12	Y	.000000	.000000	.000000	-.000222	.026450
12 12	ROTN	.000000	.000000	.000000	-.000017	.000046
11 11	X	.000000	.000000	.000000	.017404	.000377
11 11	Y	.000000	.000000	.000000	.000196	.023341
11 11	ROTN	.000000	.000000	.000000	-.000042	.000046
10 10	X	.000000	.000000	.000000	.015283	.000365
10 10	Y	.000000	.000000	.000000	.000693	.020231
10 10	ROTN	.000000	.000000	.000000	-.000072	.000045
9 9	X	.000000	.000000	.000000	.013526	.000354
9 9	Y	.000000	.000000	.000000	.000951	.017665
9 9	ROTN	.000000	.000000	.000000	-.000088	.000044
8 8	X	.000000	.000000	.000000	.011191	.000336
8 8	Y	.000000	.000000	.000000	.001092	.014335
8 8	ROTN	.000000	.000000	.000000	-.000095	.000043
7 7	X	.000000	.000000	.000000	.009507	.000320
7 7	Y	.000000	.000000	.000000	.001089	.011956
7 7	ROTN	.000000	.000000	.000000	-.000094	.000041
6 6	X	.000000	.000000	.000000	.007875	.000300
6 6	Y	.000000	.000000	.000000	.001021	.009678
6 6	ROTN	.000000	.000000	.000000	-.000088	.000039
5 5	X	.000000	.000000	.000000	.006301	.000277
5 5	Y	.000000	.000000	.000000	.000904	.007530
5 5	ROTN	.000000	.000000	.000000	-.000079	.000037
4 4	X	.000000	.000000	.000000	.004798	.000250
4 4	Y	.000000	.000000	.000000	.000755	.005545
4 4	ROTN	.000000	.000000	.000000	-.000067	.000034
3 3	X	.000000	.000000	.000000	.003390	.000218
3 3	Y	.000000	.000000	.000000	.000589	.003765
3 3	ROTN	.000000	.000000	.000000	-.000055	.000030
2 2	X	.000000	.000000	.000000	.002114	.000183
2 2	Y	.000000	.000000	.000000	.000419	.002240
2 2	ROTN	.000000	.000000	.000000	-.000041	.000025
1 1	X	.000000	.000000	.000000	.000414	.000099
1 1	Y	.000000	.000000	.000000	.000143	.000389
1 1	ROTN	.000000	.000000	.000000	-.000017	.000013

*** MEMORY BENCHMARK *** REQUIRED/AVAILABLE = 16711/ 40000
 *** MEMORY BENCHMARK *** REQUIRED/AVAILABLE = 1831/ 40000

LOAD COMBINATION DEFINITION CARDS

LOAD	I	II	III	A	B	SPCTRM1	SPCTRM2	RESPNSE	SUM CODE
1	.00	.00	.00	1.00	1.00	.00	.00	.00	0

NOTES:

SUM CODE..... APPLIES TO STATIC LOAD ONLY

SUM CODE = 0 --> ALGEBRAIC SUM OF LOADS A & B

SUM CODE = 1 --> ABSOLUTE SUM OF LOADS A & B

SPCTRM-1... ROOT MEAN SQUARE COMBINATION

SPCTRM-2... SUM OF ABSOLUTE VALUES

นี่เป็นเอกสารที่...
 การแก้ไข...
 อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำใ้

REFERENCES

1. Wilson, E. L. and Dovey, H. H., "Three-Dimensional Analysis of Building Systems - TABS", EERC, Report No. 72-8, University of California, Berkeley, California, December 1972.
2. Wilson, E. L., Hollings, J. P. and Dovey, H. H., "Three-Dimensional Analysis of Building Systems (Extended Version)", EERC, Report No. 75-13, University of California, Berkeley, California, April 1975.
3. International Conference of Building Officials, "Uniform Building Code", Whittier, California, 1982.
4. Newmark, Nathan M., Consulting Engineering Services, "A Study of Vertical and Horizontal Earthquake Spectra", US Government Printing Press Office, Washington, D. C., April 1973.
5. Dorick, D. J., Earthquake Resistant Design, John Wiley and Sons, 1977.



REFERENCES

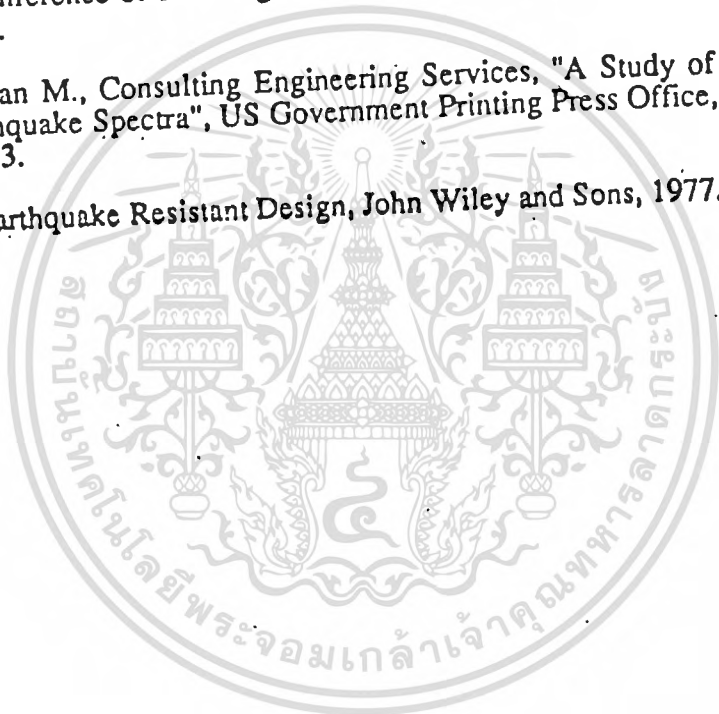
Wilson, E. L. and Dovey, H. H., "Three-Dimensional Analysis of Building Systems - TABS", EERC, Report No. 72-8, University of California, Berkeley, California, December 1972.

Wilson, E. L., Hollings, J. P. and Dovey, H. H., "Three-Dimensional Analysis of Building Systems (Extended Version)", EERC, Report No. 75-13, University of California, Berkeley, California, April 1975.

International Conference of Building Officials, "Uniform Building Code", Whittier, California, 1982.

Newmark, Nathan M., Consulting Engineering Services, "A Study of Vertical and Horizontal Earthquake Spectra", US Government Printing Press Office, Washington, D. C., April 1973.

Dorick, D. J., Earthquake Resistant Design, John Wiley and Sons, 1977.



XETABS

REFERENCE MANUAL



สารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านก

ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไป

Table of Contents

Table of Contents	i
CHAPTER	
I INTRODUCTION	1
II MODELLING OF 3D BUILDING SYSTEM	2
2.1 The XETABS Frame	2
2.2 The XETABS Floor Diaphragm	4
2.3 Reference Coordinate System	5
2.3.1 Global Reference Point and Mass Center Point	5
2.3.2 Frame Reference Point	5
2.4 Frame Location Data	5
2.5 Load Conditions and Load Combinations	5
2.6 Rigid Zones	6
2.7 Characteristics of XETABS Structural Elements	7
2.7.1 Column Element	7
2.7.2 Beam Element	7
2.7.3 Brace Element	8
2.7.4 Panel Element	8
III INPUT DATA	11
3.1 Creating a Data File	11
3.1.1 Interactive Input Editor Module	11
3.1.2 Creating Data File Using a Word Processor	11
3.2 Description of Input Data	11
IV INTERPRETATION OF RESULTS	34
REFERENCES	38
APPENDIX A	39

CHAPTER I

INTRODUCTION

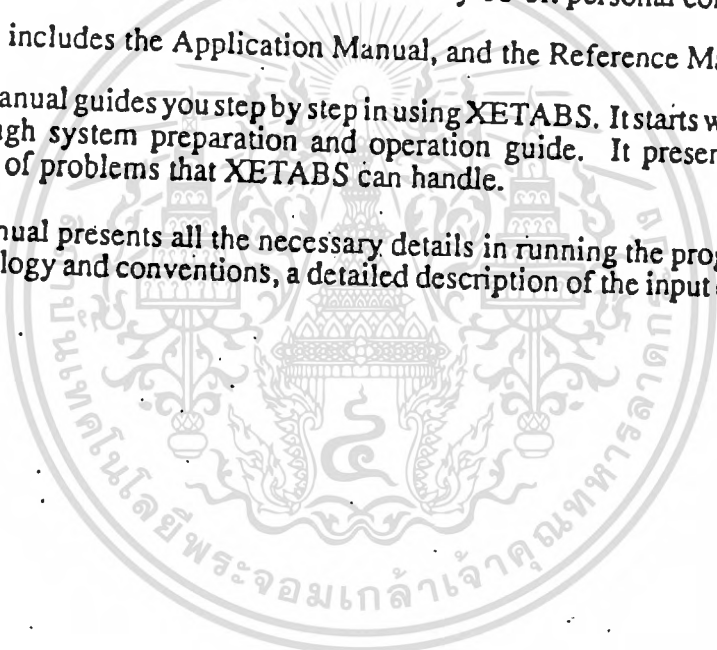
Over the past decade the TABS and ETABS series of computer programs, originally developed at the University of California at Berkeley by E. L. Wilson, J. P. Hollings and M. H. Dovey [1,2], operating on mainframe computer systems, have demonstrated a record that unconditionally establishes them as the most practical and efficient tools for the three-dimensional static and dynamic analysis of multistory frame and shear wall buildings.

XETABS, one of the application softwares based on the ETABS program, was developed by MICRO-ACE Club (Microcomputer Club for Applications in Civil Engineering) at the Asian Institute of Technology. The analytical capability and versatility of ETABS on mainframe computer systems are now available on any 16-bit personal computer.

XETABS package includes the Application Manual, and the Reference Manual.

The Application Manual guides you step by step in using XETABS. It starts with an overview of XETABS through system preparation and operation guide. It presents examples to illustrate the range of problems that XETABS can handle.

The Reference Manual presents all the necessary details in running the program. It covers modelling, terminology and conventions, a detailed description of the input data and results interpretation.



CHAPTER II

MODELLING OF 3D BUILDING SYSTEM

In XETABS, a building is idealized as an assemblage of vertical frame and shear wall systems interconnected by horizontal floor diaphragms which are rigid in their own plane. The basic frame geometry is defined with reference to a three-dimensional rectangular grid system and with special modelling techniques; very complex situations may be considered.

A shear panel element is available to enable modelling of shear walls, with or without openings. A diagonal bracing element is also incorporated.

The column and panel element formulations include the effects of axial, shear and bending deformations. Beam includes shear and bending deformations and diagonal bracing element includes the effect axial deformation only. Rigid end conditions of columns and beams can be included.

The buildings may be unsymmetrical and nonrectangular in plan. Torsional behavior and interstory compatibility of the floors are accurately reflected in the results. The solution enforces complete three-dimensional displacement compatibility, making it possible to capture tubular effects associated with the behavior of tall structures having relatively closely spaced columns.

Three independent vertical and two independent lateral static load conditions are possible in any one run. An automatic generation of earthquake equivalent static load is optional and the static conditions may be combined with load factors to a lateral dynamic earthquake excitation which may be specified as a time-dependent ground acceleration or as an acceleration response spectrum.

2.1 The XETABS Frame

A *frame* basically consists of columns that are vertical and beams which are horizontal. The frame can be two or three dimensional with additional shear walls and diagonal bracings. The gridwork formed by the horizontal floor lines and the vertical column lines serves as the basic reference system for frame description.

Referring to Fig. 2.1, the column lines (identified as C1, C2, C3, etc.) are located with coordinates in the global X-Y plane, and each bay (identified as B1, B2, B3, etc.) is located between any two column lines.

A *column line* is a vertical line parallel to the Z-axis and perpendicular to the building plan defined by the X-Y plane. Along each column line columns (or column elements) of different property sets may be filled at all story levels. Columns with zero property set are dummies, indicating their nonexistence. For example, in Fig. 2.1, column line C3 has 4 columns, one corresponding to a certain level, whereas column line C5 has only one column, corresponding to level 4.

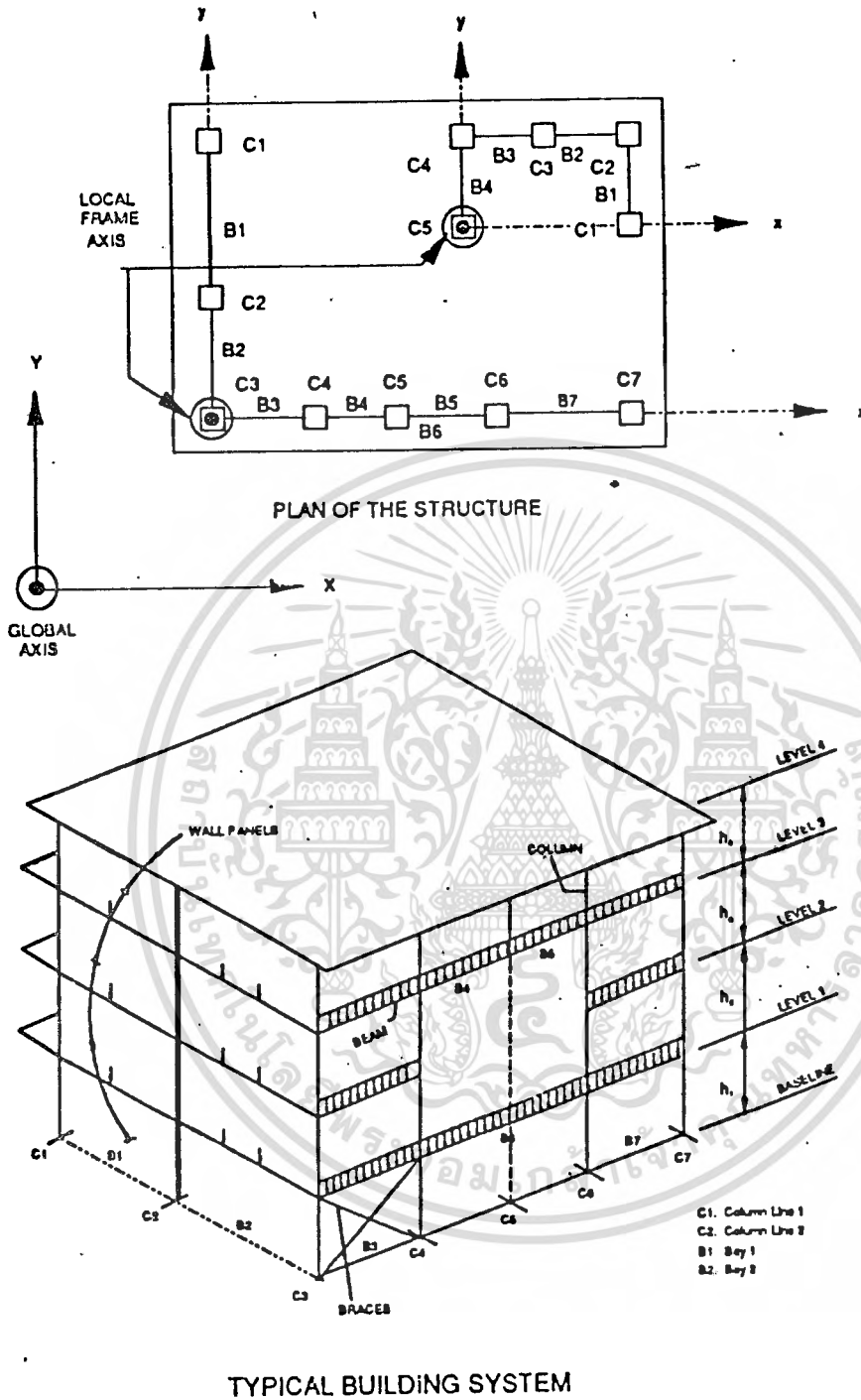


Fig. 2.1

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Similarly, for each bay there may exist beams (or beam elements) corresponding to story levels. In Fig. 2.1, bay B3 has 4 beams, one corresponding to a certain level; bay B4 has two beams, one located at level 3 and the other at level 4. Bay B6, located between C4 and C6, has only one beam at level 1.

The beams, braces (diagonal bracings) and panels are viewed by XETABS as elements that connect to the column lines. The beams associated with a particular story level exist at the story line, while the columns, panels, and diagonal braces associated with a particular story level exist below the corresponding story line. Beams, columns, panels, and braces having the same properties may be generated over a series of story levels.

Figure 2.1 indicates the plan of the structure showing two frames that are isolated from a connectivity standpoint. The structure should be modelled with two separate frames one with 7 column lines and one with 5 column lines.

Two or more frames with identical geometry and loading can be represented in the data by a typical frame. As the first step of data preparation of typical frame description, it is recommended that folded-out frame elevations be drawn for all the typical frames of the structure. The story lines and the column lines that form the basic gridwork for the frame description should be shown on the elevations, including the column line numbers and the bay numbers.

Modelling of X-braced, K-braced and eccentrically braced systems are possible. Complex systems consisting of discontinuous shear walls and shear walls with arbitrarily located openings are easily modeled using the shear panel and special modelling techniques.

2.2 The XETABS Floor Diaphragm

The horizontal floor at any level is modelled by XETABS as a rigid horizontal plane (or diaphragm) that has infinite in-plane stiffness (in the X-Y plane). The floor diaphragms are assumed to have a hinge connection with frame members or shear walls at the floor levels; thus, flexural influence of all floors to the lateral stiffness of the building is neglected. In the case of flat slab, a column strip of the slab may be accounted in the usual manner according to the equivalent frame method.

There is only one floor diaphragm associated with each level. This horizontal plane ties together all the column lines of all the frames in the horizontal plane associated with the level of the diaphragm. Thus, all the column lines of all the frames at that particular level cannot deform independent of each other. In other words, two column lines on a diaphragm will always have the spatial relationship with respect to each other (in the X-Y plane) before and after the diaphragm displaces.

The horizontal levels of the diaphragms establish the levels at which beams may exist in any of the frames of the model. Thus, the floor levels of all the frames must be at the same elevation. However, all the frames need not have the same number of stories. In any case, frames must have the same base line.

2.3 Reference Coordinate Systems

2.3.1 Global Reference Point and Mass Center Point

The *global reference point* is an arbitrary point you select in the plan view of the building. This point is the origin of the global X and Y axes and is the same for all levels of the structure. The story center of mass, the structural lateral loads (static and dynamic) and the position of the various frames are all located with respect to this point and reference axes. The loading and geometry are thereby uniquely defined regardless of the choice of the reference point. The reference point may be chosen to be any dimensionally convenient point in the structural plan. There is only one global reference point for the whole building.

The *mass center point* is the point (X_m, Y_m) on the floor diaphragm where the mass of the floor is lumped. Mass centers may not necessarily be along the same vertical line. Building displacements are output for each individual floor at this mass center point. For static problems, (X_m, Y_m) should always be input as (0,0) so that building displacements will be output at the global reference point.

2.3.2 Frame Reference Point

The *frame reference point* is an arbitrary reference point you select in the plan view of the frame. The point is the origin of the frame local x and y axes and is the same for all the levels of the frame. All frame data are prepared with respect to these axes. This reference point may be chosen as any dimensionally convenient point on the structural plan. Every frame has its own frame reference point. If there are no duplicate frames in the structure, it is usually convenient to coincide the global and the frame reference point locations. Note that the global Z-axis and the frame local z-axis are always parallel.

2.4 Frame Location Data

It is possible for the structure to have some frames (with identical geometry and vertical loading) that are repeated at different locations in the structural plan. The data for such typical frames need only be prepared once. Once typical frames are identified and frame data for each typical frames have been set, these may then be placed at one or more locations in the structure via the frame assignment data. These data locate the *frame reference points* with respect to the *global reference point*.

2.5 Load Conditions and Load Combinations

It is important to note the subtle distinction between a *load condition* and a *load combination* in XETABS. The *load conditions* are independent loadings for which the structure is internally analyzed. These loadings are three vertical static load conditions (I through III), two lateral static load conditions (A and B) and two dynamic load conditions described in following chapter.

The *load combinations* are combined, factored loads that are assembled as linear combinations of the individual *load conditions*. These are loadings that are output by the program. The number of independent *load conditions* is fixed at seven (five for static and two for

dynamic). There is no limit to the number of *load combinations* that may be formulated as linear combinations of these *load conditions*. However, a maximum number of eight (8) *load combinations* may be run at one time.

Vertical load data input for load conditions I through III are prepared as part of the frame data. Self weight of the frame may be included.

Lateral static load data (for load conditions A and B) include the magnitude and the point of application of the load for each story level. Each force acts on the complete floor level. At the end of the analysis, all forces will be automatically distributed to individual frames in accordance with the stiffness and location of the frames.

Lateral static load may be due to wind or earthquake. The earthquake equivalent static load data can be generated automatically by XETABS based upon the Uniform Building Code requirements [3]. Additional lateral loads may also be included. If the automatic generation of earthquake equivalent static load option is chosen, this generated load will be placed in the lateral load condition B. In this case, only load condition A will be available for wind loads.

The dynamic analysis of building may be considered in the form of either an acceleration response spectrum or an acceleration time history input. These data are, in general, provided by the engineer responsible for the geotechnical evaluation of the building site. Time history data and corresponding response spectrum curves of well-known historical earthquakes [4] are available for selection in XETABS.

2.6 Rigid Zones

All structural members have finite dimensions. In many structures the dimensions of the members are large and have significant effect on the stiffness of the structure. An analysis based upon a center line to center line definition, in general, overestimates the deflections. Engineers also prefer to have member forces output at the support faces. The rigid offsets are the distances from the joints to the face of the supports. The beam and column stiffness formulation assumes no member deformations within the rigid offset lengths and all member forces may be output either at the outer ends of the rigid offsets or at the center line of the member. The flexible length of the member is given by

$$L^* = L - (R_i + R_j)$$

where L^* : the flexible element length
 L : the actual element length
 R_i, R_j : the rigid offset lengths of the element at joints i and j , respectively.

It has also been found that an analysis based upon rigid offset lengths can underestimate the deflection of the structure. A rigid zone reduction factor is used to reduce the lengths of the rigid offsets, thereby compensating for some of the deformations that do exist in the zone bounded by the finite dimensions of the joint. The flexible element length is then given by

$$L^* = L - z(R_i + R_j)$$

recommended value for z is 0.5. Irrespective of the values of z , member forces can always be output either at the center line or at the outer faces of the member.

A column element has two rigid zone offsets, the top and bottom ends of the column, respectively, for both major and minor axes. These offsets are set by the depth of the beams that frame into the columns. Since the dimensions of the beams that frame into the columns in the major direction and in the minor directions are often not the same, a judgment on the part of the engineer is needed to determine the value of the rigid zone offset to be used. Beams that are skewed with respect to the column major or minor axis do not make any contributions to the column rigid end offsets.

A beam element has two rigid end offsets corresponding to the two ends of the beam. These offsets are set by the dimensions of the columns that exist at the ends of the beam. A rigid zone offset can only be present if the beam runs parallel to either the major or minor directions. The dimensions of the columns above and below the ends of the beam should be examined and the maximum is established. The rigid end offset is then set to one-half this maximum value. There are no rigid zone offsets for the brace or panel elements.

7 Characteristics of XETABS Structural Elements

2.7.1 Column Element

1. A column may exist at any story level of a column line.
2. The bottom of the column at the first story level is always fixed.
3. Columns must be prismatic.
4. Column elements may have rigid end offsets for stiffness corrections.
5. Column element formulation includes the effects of axial, shear and bending deformations.

2.7.2 Beam Element

1. A beam may exist at any level in a bay.
2. Beam is connected at either end to a rigid joint.
3. Beams must be prismatic.
4. Beam elements may have rigid end offsets for stiffness corrections.
5. Beam element formulation includes the effects of shear and bending deformations. Any participation of the structural floors in bending of the beams must be reflected in the properties of beams.
6. Uniformly distributed load can be applied over the full beam span and fixed-end moments and shears can be applied at both ends.

2.7.3 Brace Element

1. Brace element may exist in any vertical plane between any two column lines (consecutive or nonconsecutive) and between any two consecutive floor levels.
2. The ends of the brace are pinned.
3. Brace elements must be prismatic.
4. Brace has no option for rigid end offsets for stiffness corrections.
5. Brace element includes only the effect of axial deformation.

2.7.4 Panel Element

1. Panel element can exist between any two column lines (consecutive or nonconsecutive) and between any two consecutive floor levels.
2. Panels in the lowermost story are assumed to be fixed at the bottom.
3. Panel elements must be prismatic.
4. Panel stiffness is based upon a length equal to the story height, with no rigid zone offsets due to the depths of the beams that may be framing into the panel.
5. Formulation includes the effects of axial, shear and bending deformations. If zero moment of inertia is used, only the effect of shear deformation is included (shear panel).
6. Column lines that define the panel and any column lines existing within the panel area should have null or zero property set identifications.
7. The panel is a vertical bending element. The bending in the panel is associated with horizontal shears. Therefore, using the panel to model situations which require bending deformations associated with vertical shears will lead to questionable results. See Fig. 2.2.
8. The panel bending stiffness is converted to a bending couple acting at the column lines that bound the panel. Thus, the four corners of the panel do not have any rotational stiffness. To obtain rotational continuity between the panel and any other elements (columns, beams, or braces) that connect to the panel, an artificially rigid beam (e.g. major moment of inertia = 999999 units) needs to be provided between the column lines bounding the panel at the level of connection. These rigid beams are also needed if the panel connects to another panel (below or above) that is not bounded by the same pair of column lines. See Fig. 2.3 for examples.

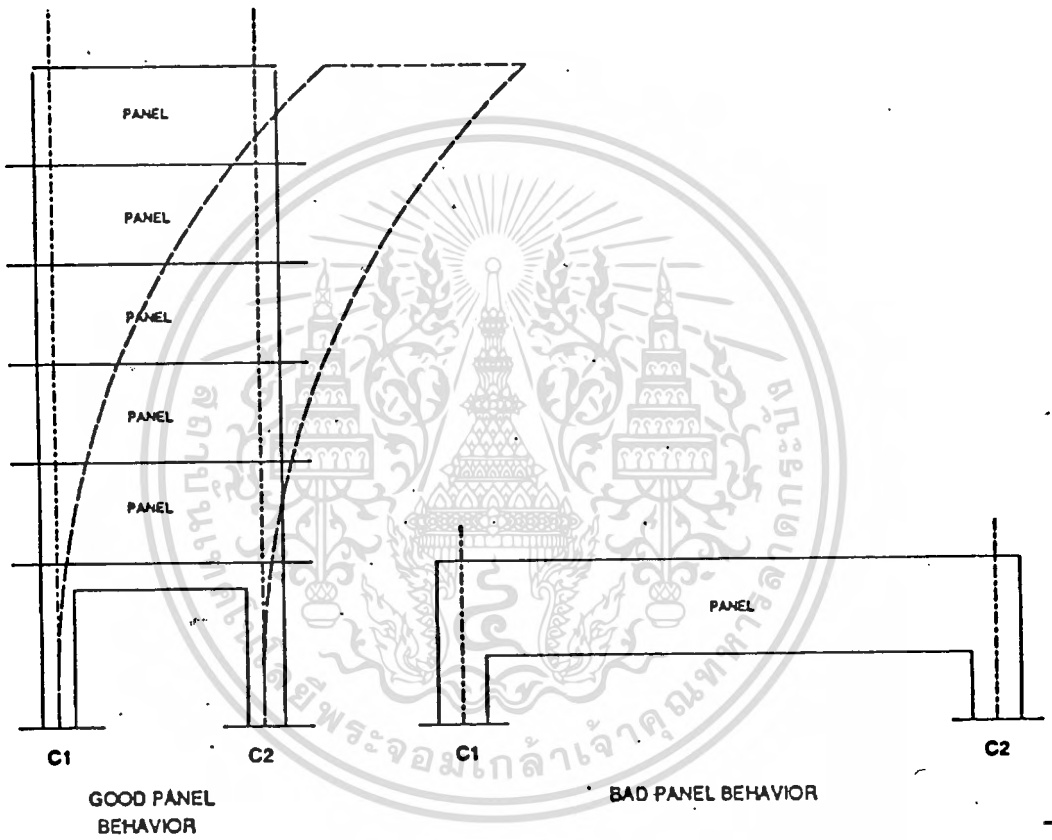


Fig. 2.2

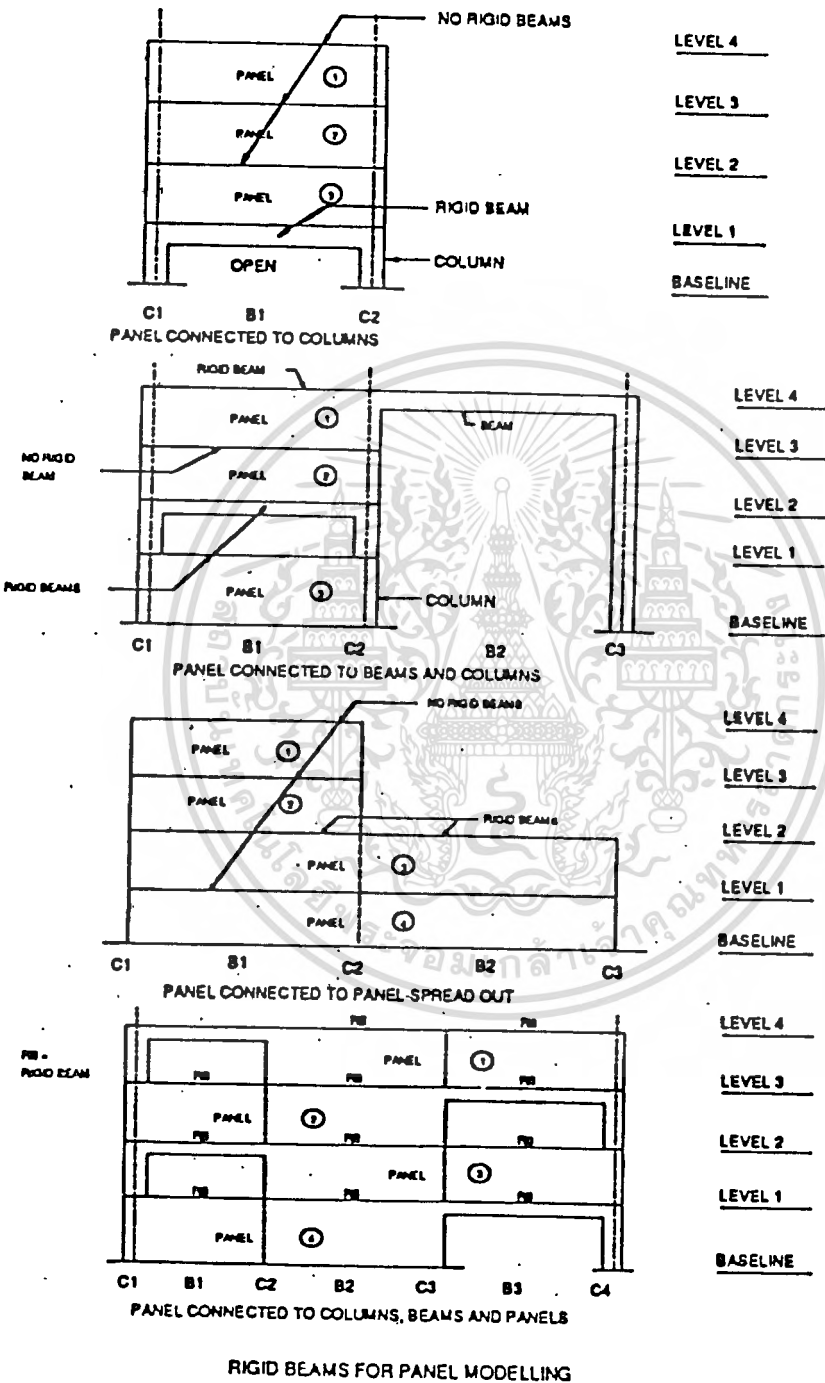


Fig. 2.3

CHAPTER III

INPUT DATA

3.1 Creating a Data File

There are two methods for preparing numerical input to the XETABS program: using the interactive input module (INPUT.EXE) and using a word processor.

3.1.1 Interactive Input Editor Module

An input module included in the XETABS package is provided to help you prepare the data file. This module can be used to create a new data file in free or fixed format or edit an existing free format data file in an interactive environment.

To use this module, execute INPUT.EXE by typing INPUT at the DOS prompt and then pressing *Enter*. The data file name will be asked. Type the file name without extension; the default extension, ".DAT", will always be appended. The module will then check for the existence of the file. If it exists, it will be edited, otherwise a new file will be created.

Data files in free format created using a word processor that follow the acceptable format of XETABS can be edited by this module. If a data file is edited, the old file will be saved under the file name with ".BAK" extension and the new data file will be created under the old name. More information about the Input File Editor can be found in Appendix A of this manual.

3.1.2 Creating Data File Using a Word Processor

Any word processor can be used as long as it does not create any special character in the data file. For example, using Wordstar, a non-document file should be opened.

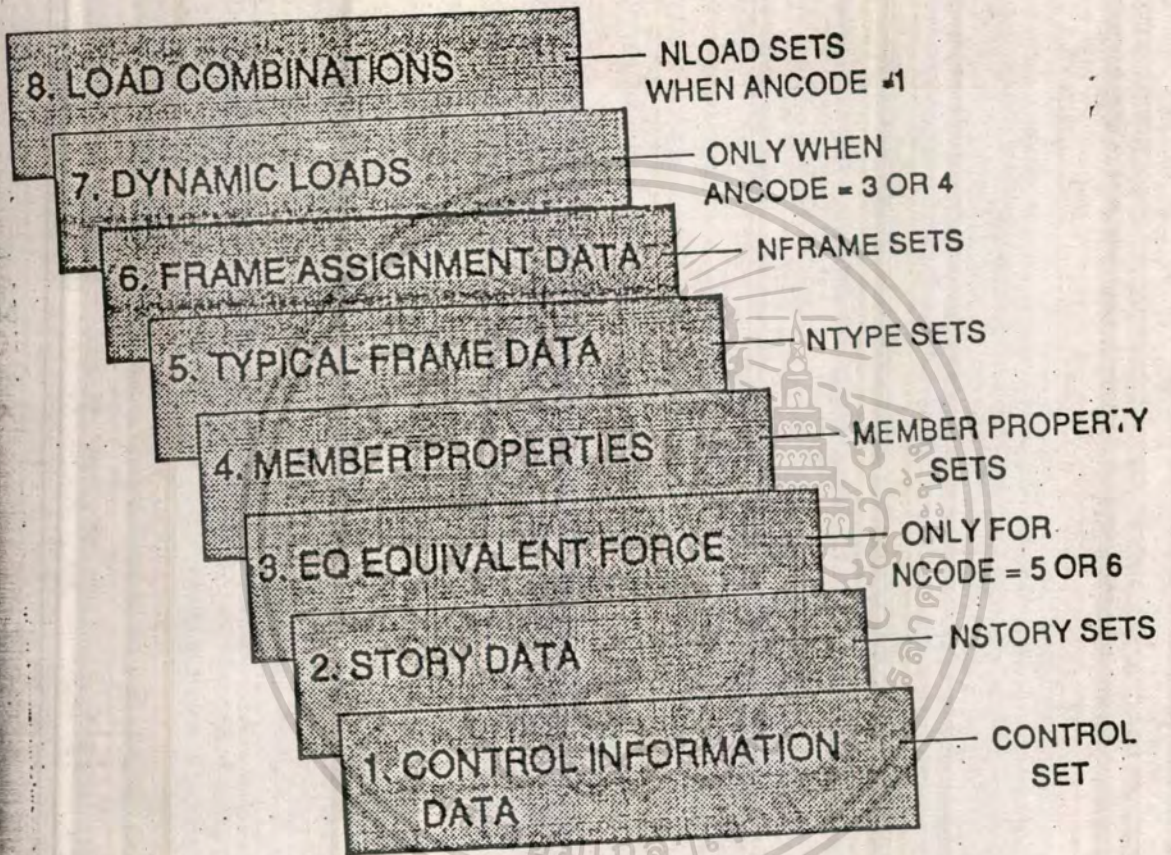
All input data for XETABS can be prepared in fixed or free format. A proper type of data should be supplied. Entries should be distinguished as integers, real numbers or string of characters.

In free format, decimal point for real numbers is not necessary. Scientific notation is allowed. A label which is a string of characters should be placed between two apostrophes. For example: 'EXAMPLE 1'; if the label is intended to be empty, supply a blank between two apostrophes. Two data in a record are separated by at least one space character (blank). Never use space characters as zeros; they should be type explicitly. If the data are prepared in fixed format, you should place each data entity ending at the specific column in a record.

3.2 Description of Input Data

There are basically eight (8) data blocks associated with XETABS data input. A summary of the data setup is shown in Fig. 3.1. This section of the manual details each block and the associated data lines.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



TYPICAL DATA SETUP OF XETABS

FIG. 3.1

I. CONTROL INFORMATION DATA

1B. CONTROL DATA
 NSTORY, NTYPE, NFRAME, NLOAD, ANCODE,
 NMODE, SCODE, NTCPROP, NTBPROP, NTPPROP,
 NTPPROP_LABEL (11|5,A25)

1A. COMPUTER AND DATA FORMAT
 HW, FORMT, UL, UF, DATE, NMAX
 (A4, 1X, A4, 1X, A4, 1X, A4, 1X, A8, 1X, I10)

1A. COMPUTER AND DATA FORMAT

The first line of any data file should always be input in fixed format. The variable FORMT will indicate how the subsequent data lines are read.

No.	Fixed	Keyword	Entry
1	A4	HW	Identification of hardware environment (MAIN, UNIX, or MICR)
2	1X		Blank
3	A4	FORMT	Identification of data input format (FLXD or FREE)
4	1X		Blank
5	A4	UL	Unit of length (M or FT)
6	1X		Blank
7	A4	UF	Unit of force (Ton, KN, or Kip)
8	1X		Blank
9	A8	DATE	Date to be printed with the output
10	1X		Blank
11	I10	NMAX	Estimate of memory required (Enter zero if memory checking is not required). If the input editor is used, this will be automatically determined and assigned accordingly.

1B. CONTROL DATA

No.	Fixed	Keyword	Entry
1	15	NSTORY	Number of stories in the complete building (not including the footing line).
2	15	NTYPE	Number of typical frames (with different properties or different vertical loadings).
3	15	NFRAME	Total number of individual frames in the structure.

เอกสารนี้เป็นเอกสารราชการ
 ไม่ควรเผยแพร่โดยไม่ได้รับอนุญาต
 ไม่ควรนำออกนอกประเทศ
 ไม่ควรนำออกนอกประเทศ

15	NLOAD	Total number of load combinations (≤ 8).
15	ANCODE	Analysis type code: = 0 Static loads only = 1 Mode Shapes and frequencies only = 2 Static load analysis + mode shape and frequencies = 3 Lateral earthquake acceleration response spectrum in addition to analysis type 2 above = 4 Lateral earthquake time history response in addition to analysis type 2 above = 5 Static load analysis + earthquake equivalent static force: $V_{total} = ZIKCSW_d$ = 6 Static load analysis + earthquake equivalent static force: $V_{total} = \alpha W_f$
15	NMODE	Number of frequencies to be calculated
15	SCODE	Allowable story degrees of freedom*: = 0 X,Y translations + story rotation = 1 X translation only = 2 Y translation only
15	NTCPROP	Total number of column property sets in the building
15	NTBPROP	Total number of beam property sets in the building
15	NTPPROP	Total number of panel property sets in the building
15	NTTPROP	Total number of bracing property sets in the building
2	A25	BLABEL Building identification information (not more than 25 characters) to be printed with the output.

If *SCODE* = 0, the structure is assumed to be 3-D and all the stories of the structure must have finite stiffness in the X, Y and rotational directions. If *SCODE* \neq 0, the structure is assumed to be 2-D and all the stories need stiffness in the X-direction only when *SCODE* = 1, or Y-direction only when *SCODE* = 2. This is typically used when only a single frame that constitute the whole structure is being analyzed. The capacity of XETABS is significantly improved for 2-D systems.

4. STORY DATA

Prepare two records per story level; data is entered in sequence from top to bottom of the structure.

2B. **FLOOR LATERAL LOADS**
 FXA, FYA, XA, YA, FXB, FYB, XB, YB
 (9F10.0)

2A. **FLOOR PROPERTIES**
 FLABEL, SHEIGH, TMASS, RMASS, XM,
 YM, KX, KY (A5, 5X, 7F10.0)

NSTORY SETS

2A. FLOOR PROPERTIES

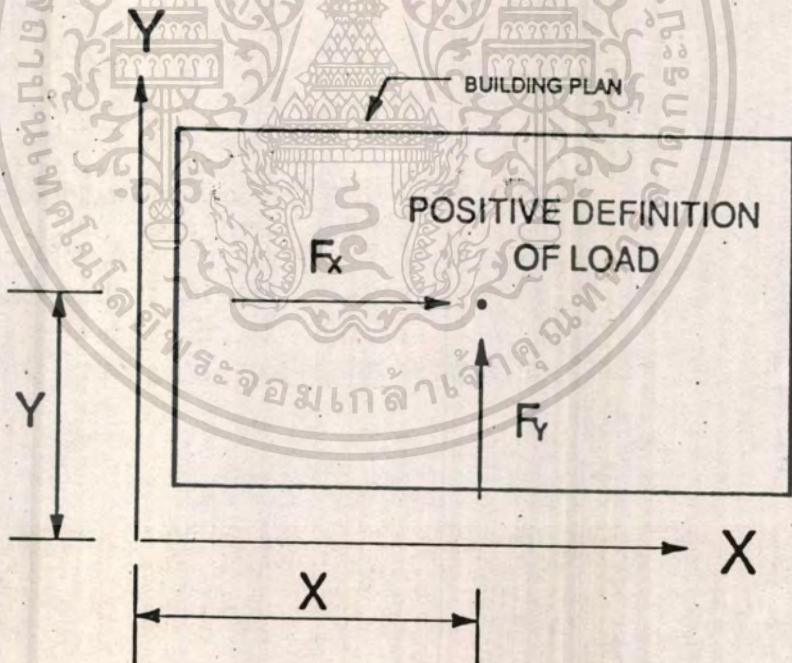
No.	Fixed	Keyword	Entry
1	A5	FLABEL	Five characters to be used for level identification.
2	5X		Five space characters.
3	F10.0	SHEIGH	Story height (distance between two levels).
4	F10.0	TMASS	Translational mass (Table 3.1).
5	F10.0	RMASS	Rotational mass moment of inertia about a vertical axis through the center of mass (Table 3.1).
6	F10.0	XM	X-distance to the center of mass measured from the reference point (Enter zero if ANCODE = 0).
7	F10.0	YM	Y-distance to the center of mass measured from the reference point (Enter zero if ANCODE = 0).
8	F10.0	KX	External story stiffness in X-direction.
9	F10.0	KY	External story stiffness in Y-direction.

These are external lateral spring constants that are located on the floor diaphragm at the center of mass. These stiffness constants can be used to model lateral soil springs for levels that exist underground. Large rotational stiffness components can be used to lock the floors in rotation to study the effects of the elimination of story rotations on the distribution of the structural lateral shear forces.

Note: The translational mass moment of inertia has units of force divided by acceleration ($\frac{W}{g}$). The rotational moment of inertia is not required if the allowable story degrees of freedom does not include rotation. Mass properties need not be supplied if the analysis type code is equal to zero (ANCODE = 0).

2B. FLOOR LATERAL LOADS

No.	Fixed	Keyword	Entry
1	F10.0	FXA	Load for lateral load condition A in X-direction.
2	F10.0	FYA	Load for lateral load condition A in Y-direction.
3	F10.0	XA	X-distance of the point of application for load condition A.
4	F10.0	YA	Y-distance of the point of application for load condition A.
5	F10.0	FXB	Load for lateral load condition B in X-direction.
6	F10.0	FYB	Load for lateral load condition B in Y-direction.
7	F10.0	XB	X-distance of the point of application for load condition B.
8	F10.0	YB	Y-distance of the point of application for load condition B.



LATERAL LOAD APPLICATION

3. EARTHQUAKE EQUIVALENT FORCE

3B. EQ. FORCE (ANCODE = 6)
 α, W, T, X, T, Y (4F10.0)

3A. EQ. FORCE (ANCODE = 5)
 $Z, Z, Z, Z, T, X, T, Y, Z, S, W, D$
(7F10.0)

The automatic generation of earthquake equivalent static load can be of two types:

a) According to the equation [3]

$$V_{total} = ZIKCSW_d$$

b) According to the equation

$$V_{total} = \alpha W_i$$

- where
- V_{total} : base shear
 - Z : seismic zoning factor (Table 3.2)
 - I : occupancy importance factor (Table 3.3)
 - K : frame factor (Table 3.4)
 - C : coefficient that depends on the natural frequency of the structure
 - S : coefficient for site-structure resonance
 - W_d : total dead weight of the structure
 - α : base shear coefficient (Table 3.5)
 - W_i : total dead weight and live load of structure

For dynamic analysis, three-dimensional mode shapes and frequencies may be evaluated.

Table 3.2
Seismic Zoning Factor in the U. S.

Seismic Zone	Z	Descriptions
0	0	No damage
1	3/16	Minor damage; distant earthquakes may cause damage to structures with fundamental periods greater than 1.0 second, corresponding to intensities V and VI of the M. M. Scale.
2	3/8	Moderate damage; corresponding to intensity VII of the M. M. Scale.
3	3/4	Major damage; corresponding to intensity VII and higher of the M. M. Scale.
4	1	Those areas within zone No. 3 determined by the proximity to certain major fault systems.

* Modified Mercalli Intensity Scale of 1931.

Source: International Conference of Building Officials, "Uniform Building Code", Whittier, California, 1982.

Table 3.3
Values for Occupancy Importance Factor I

Type of Occupancy	Factor I
Essential facilities	1.50
Any building where the primary occupancy is assembly use for more than 300 persons (in one room)	1.25
All Others	1.00

Source: International Conference of Building Officials, "Uniform Building Code", Whittier, California, 1982.

Table 3.4
Horizontal Force Factor K for Buildings or other Structures

Type of arrangement of resisting elements	Factor K
All building framing system except as hereinunder classified	1.00
Buildings with a box system as specified in Sect. 2312 (b) EXCEPTION: Buildings not more than three stories in height with stud wall framing and using plywood horizontal diaphragms and plywood vertical shear panels for the lateral force system may use $K = 1.0$.	1.33
Buildings with a dual bracing system consisting of a ductile moment-resisting space frame and shear walls or braced frames using the following design criteria: (a) The frames and shear walls or braced frames shall resist the total lateral force in accordance with their relative rigidities considering the interaction of the shear walls and frames. (b) The shear walls or braced frames acting independently of the ductile moment-resisting portions of the space frame shall resist the total required lateral forces. (c) The ductile moment-resisting space frame shall have the capacity to resist not less than 25 percent of the required lateral force.	0.80
Buildings with a ductile moment-resisting space frame designed in accordance with the following criteria: The moment-resisting space frame shall have the capacity to resist the total required lateral force.	0.67
Elevated tanks plus full contents, on four or more cross-braced legs and not supported by a building.	2.50
Structures other than buildings and other than those set forth in Table No. 23-J.	2.00

Source: International Conference of Building Officials, "Uniform Building Code", Whittier, California, 1982.

Table 3.5
Seismicity and Building Design Code of selected Countries

Countries with Earthquake	Seismic Risk Rating	Maximum base shear Coefficient	Comments
Japan	high	0.200	Code above average
Mexico	high	0.312 (shear) 0.156 (frame)	Code average for Acapueco
New Zealand	high	0.160	Code average
Turkey	high	0.108	Code average
India	high in parts	0.120	Code above average
Indonesia	high in parts	0.150	Code above average
U.S.A.	high in parts	0.133 (shear) 0.067 (frame)	Code average
Rumania	medium	0.300	Code average
Algeria	medium	0.175	Code average
France	medium	0.220 (approx.)	Code average
Bulgaria	medium	0.320 (approx.)	Code average
Canada	medium	0.017 (shear) 0.033 (frame)	Based on U.S.A. too small
Cuba	low	0.100 (shear) 0.080 (frame)	Code average
Israel	low	0.040	Code gives forces only
Germany	low	0.100	No detail but fairly safe
Thailand (proposed)	very low	0.030	Code for general frame building without essential facilities.

Source: Dorick, D. J., Earthquake Resistant Design, John Wiley and Sons, 1977.

$$V_{total} = ZIKCSW_d$$

This data record is required only if the analysis type code is equal to 5 (ANCODE = 5).

Fixed Keyword Entry

F10.0	ZZ	Seismic zoning factor (Table 3.2).
F10.0	ZI	Occupancy importance factor (Table 3.3).
F10.0	ZK	Frame factor (Table 3.4).
F10.0	TX	Period of structure in X-direction.
F10.0	TY	Period of structure in Y-direction.
F10.0	ZS	Coefficient for site-structure resonance (range: 1.0-1.5).
F10.0	WD	Total dead weight of the structure.

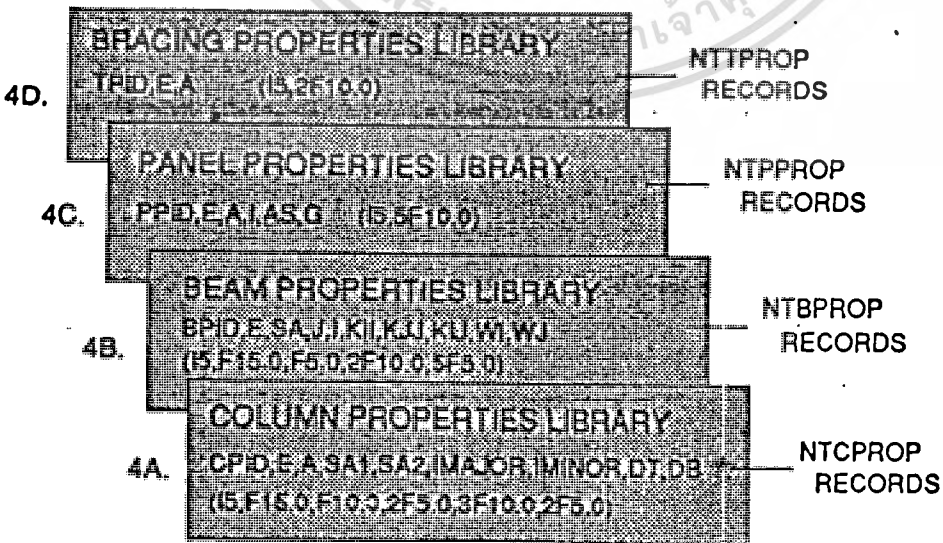
$$V_{total} = \alpha W_f$$

This data record is required only if the analysis type code is equal to 6 (ANCODE = 6).

Fixed Keyword Entry

F10.0	α	Base shear coefficient (See Table 3.5).
F10.0	WT	Total of dead and live load of the structure.
F10.0	TX	Period of structure in X-direction required for distributing base shear.
F10.0	TY	Period of structure in Y-direction required for distributing base shear.

MEMBER PROPERTIES



1A. COLUMN PROPERTY

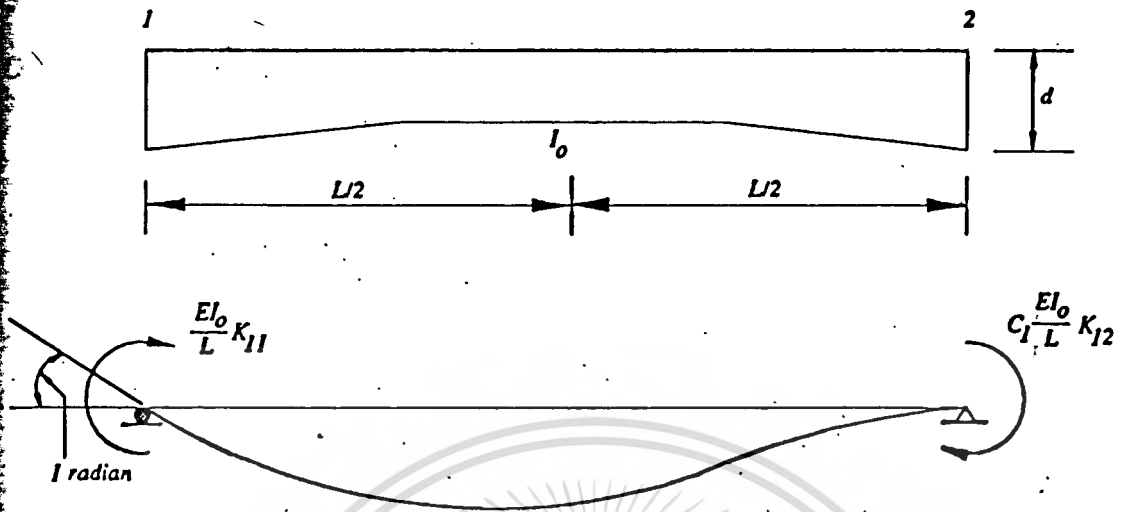
One data line must be supplied for each different column section type in the building. See Fig. 3.4.

No.	Fixed	Keyword	Entry
1	I5	CPID	Column property set identification number (in sequence).
2	F15.0	E	Modulus of Elasticity.
3	F10.0	A	Axial area.
4	F5.0	SA1	Shear area associated with shear forces in major direction, MAJ. SA.
5	F5.0	SA2	Shear area associated with shear forces in minor direction, MIN. SA.
6	F10.0	J	Torsional inertia.
7	F10.0	IMAJOR	Flexural inertia in the major axis direction, MAJ. I.
8	F10.0	IMINOR	Flexural inertia in the minor axis direction, MIN. I.
9	F5.0	DT	Rigid zone depth at top of column (for both axes).
10	F5.0	DB	Rigid zone depth at bottom of column (for both axes).

4B. BEAM PROPERTY

One record must be supplied for each different beam section type in the building. See Fig. 3.2.

No.	Fixed	Keyword	Entry
1	I5	BPID	Beam property set identification number (in sequence).
2	F15.0	E	Modulus of elasticity.
3	F5.0	SA	Shear area.
4	F10.0	J	Torsional inertia.
5	F10.0	I	Flexural inertia.
6	F5.0	KII	Stiffness factor only (normally equal to 4 for prismatic beam).
7	F5.0	KJJ	Stiffness factor only (normally equal to 4 for prismatic beam).
8	F5.0	KIJ	Stiffness factor only (normally equal to 2 for prismatic beam).
9	F5.0	WI	Rigid zone at end I.
10	F5.0	WJ	Rigid zone at end J.



Definition of K_{11} , K_{12} and K_{22}

FIG. 3.2

3C. PANEL PROPERTY

One record must be prepared for each different panel type in the building.

No.	Fixed	Keyword	Entry
1	I5	PPID	Panel property set identification number (in sequence).
2	F10.0	E	Modulus of elasticity.
3	F10.0	A	Cross sectional area.
4	F10.0	I	Moment of inertia.
5	F10.0	AS	Effective shear area, S_e .
6	F10.0	G	Shear modulus, G .

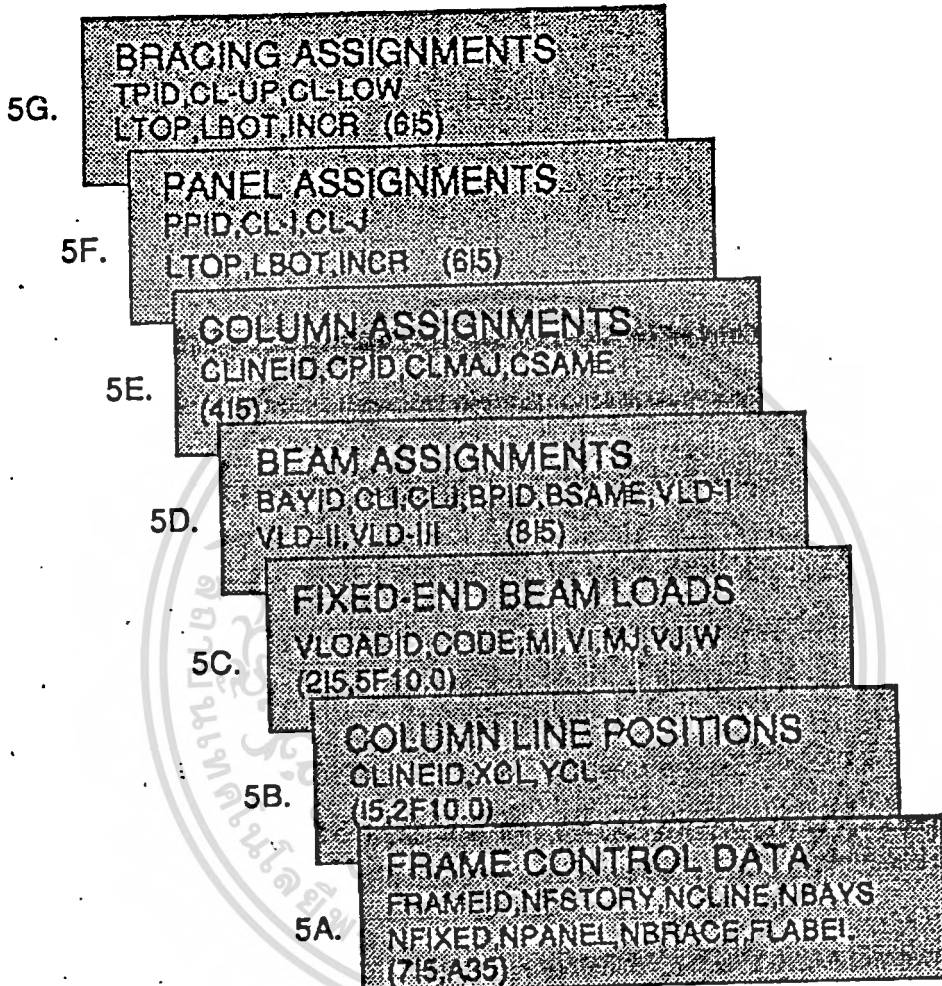
3D. BRACING PROPERTY

One record must be supplied for each different type of bracing in the structure.

No.	Fixed	Keyword	Entry
1	I5	TPID	Bracing property set identification number (in sequence).
2	F10.0	E	Modulus of elasticity.
3	F10.0	A	Cross sectional area

5. TYPICAL FRAME DATA

One set of data must be entered for each different frame. Frames with different locations but identical properties and vertical loading need be entered only once.



5A. FRAME CONTROL DATA

No.	Fixed	Keyword	Entry
1	I5	FRAMEID	Frame identification number.
2	I5	NFSTORY	Number of story levels above the foundation.
3	I5	NCLINE	Number of column lines in the frame.
4	I5	NBAYS	Number of bays in the frame
5	I5	NFIXED	Number of sets of different fixed end moments and shears to be applied as vertical loads to beams (girders).
6	I5	NPANEL	Number of infill shear panels in the frame.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- 7 I5 NBRACE Number of bracing elements in the frame.
- 8 A35 FLABEL Label to be used to identify the frame type.

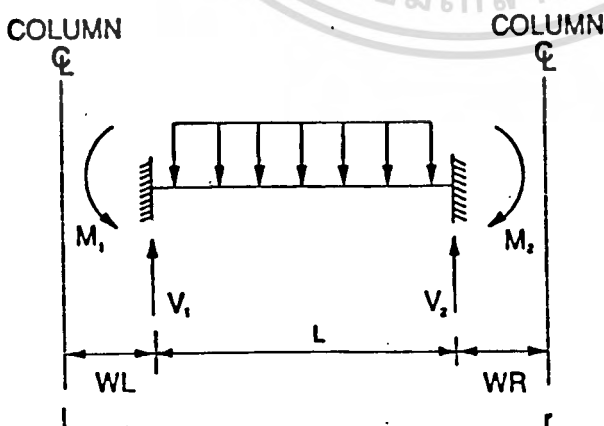
5B. COLUMN LINE POSITIONS (NCLINE records)

No.	Fixed	Keyword	Entry
1	I5	CLINEID	Column line identification number.
2	F10.0	XCL	x-distance to column line from frame reference point.
3	F10.0	YCL	y-distance to column line from frame reference point.

5C. FIXED-END BEAM LOADS (NFIXED records)

All vertical loads on the floors including live load, dead load, etc., must first be distributed into a uniform load on individual girders. Otherwise, a set of fixed-end moments and shears must be calculated for the non-uniformly distributed load to be input. See Fig. 3.3 for sign convention.

No.	Fixed	Keyword	Entry
1	I5	VLOADID	Vertical loading set identification number.
2	I5	CODE	Input code: = 0 Fixed-end forces are applied at column faces. = 1 Fixed-end forces are applied at column center lines.
3	F10.0	MI	Fixed-end reaction, M_1 .
4	F10.0	VI	Fixed-end reaction, V_1 .
5	F10.0	MJ	Fixed-end reaction, M_2 .
6	F10.0	VJ	Fixed-end reaction, V_2 .
7	F10.0	W	Uniform force per unit length, w , acting downward to be added to fixed-end reactions.



POSITIVE CONVENTION FOR FIXED END MOMENTS AND SHEARS

FIG. 3.3

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับใช้ในงานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5D. BEAM ASSIGNMENTS

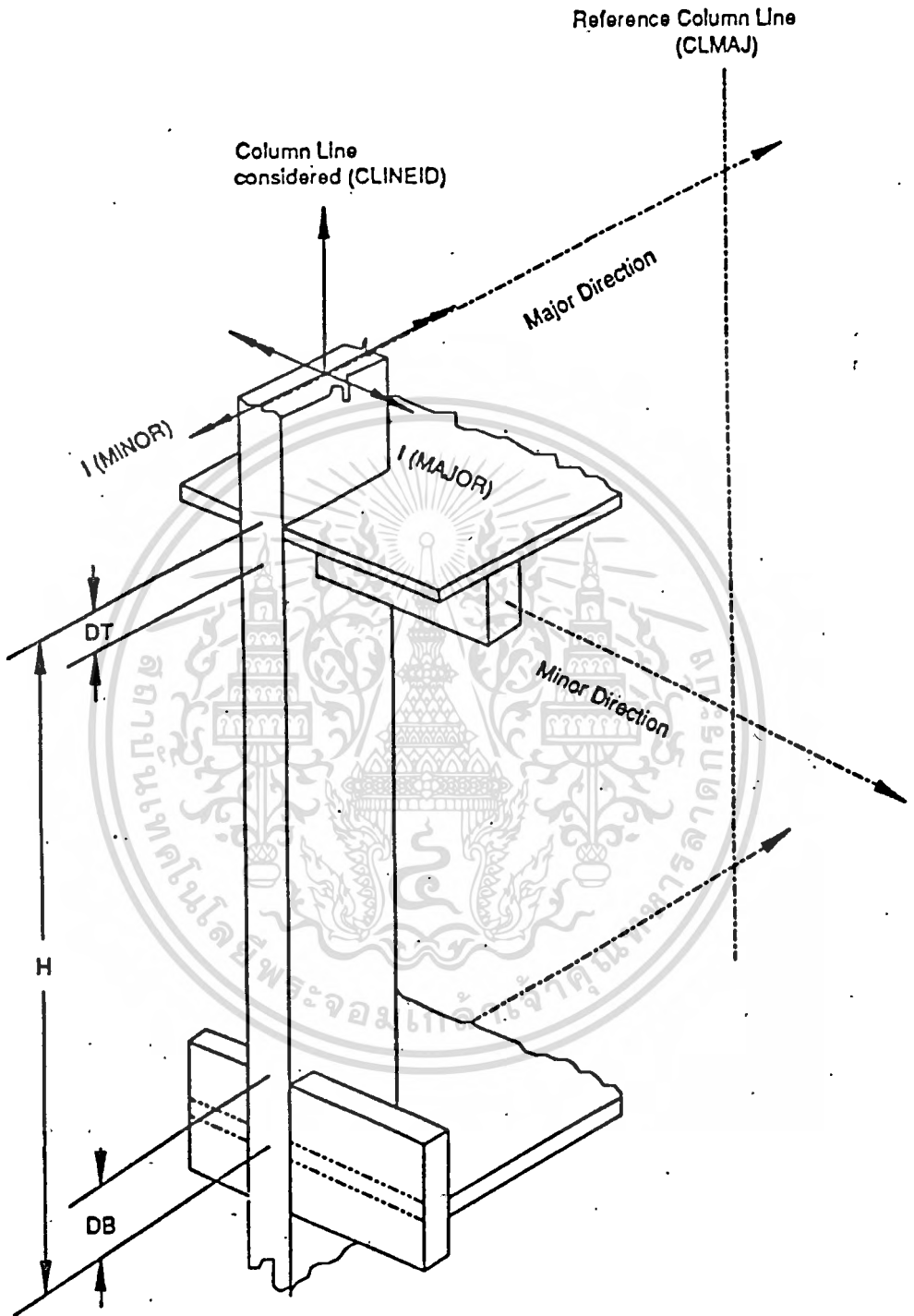
One data line per beam must be input from top to bottom and from bay to bay in the frame (unless identical beams are to be generated).

No.	Fixed	Keyword	Entry
1	I5	BAYID	Bay identification number of the beam.
2	I5	CLI	Column line number at end I.
3	I5	CLJ	Column line number at end J.
4	I5	BPID	Beam property set identification number of the girder.
5	I5	BSAME	Number of beams in sequence below to be generated having the same properties and vertical loading as the beam.
6	I5	VLD-I	Vertical loading set identification number for vertical load condition I.
7	I5	VLD-II	Vertical loading set identification number for vertical load condition II.
8	I5	VLD-III	Vertical loading set identification number for vertical load condition III.

5E. COLUMN ASSIGNMENTS

One data line per column must be input from top to bottom and from column line to column line of the frame (unless identical columns are to be generated).

No.	Fixed	Keyword	Entry
1	I5	CLINEID	Column line identification number of the column.
2	I5	CPID	Column property set identification number.
3	I5	CLMAJ	Column line number defining the direction of the major axis (Fig. 3.4).
4	I5	CSAME	Number of columns in sequence below to be generated having the same properties as the column member.



DEFINITION OF COLUMN REFERENCE
TO DEFINE MAJOR DIRECTION

FIG. 3.4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3F. PANEL ASSIGNMENTS

One data line per panel must be input from top to bottom of the frame (unless identical panels are to be generated).

No.	Fixed	Keyword	Entry
1	I5	PPID	Panel property set identification number.
2	I5	CL-I	Column line number at the I side of the panel.
3	I5	CL-J	Column line number at the J side of the panel.
4	I5	LTOP	Story level at the top of the panel from which panel generation starts.
5	I5	LBOT	Story level at the top of the panel at which panel generation ends.
6	I5	INCR	Story level increment for generation (default = 1).

5G. BRACING ASSIGNMENTS

One data line must be supplied for each bracing element from top to bottom of the frame (unless identical braces are to be generated).

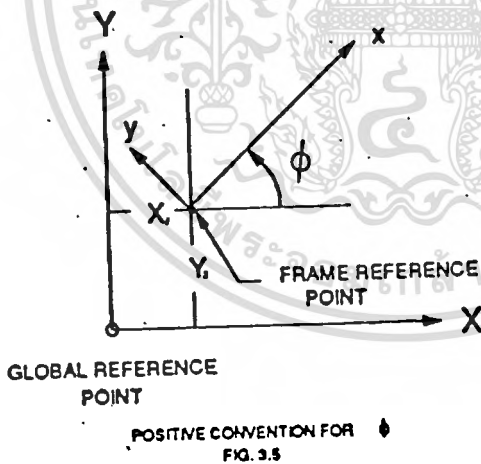
No.	Fixed	Keyword	Entry
1	I5	TPID	Bracing property set identification number.
2	I5	CL-UP	Column line number at the upper end of the brace.
3	I5	CL-LOW	Column line number at the lower end of the brace.
4	I5	LTOP	Story level at the top of the brace from which brace generation starts.
5	I5	LBOT	Story level at the top of the brace at which brace generation ends.
6	I5	INCR	Story level increment for generation (default = 1).

6. FRAME ASSIGNMENT DATA

One record must be prepared in this section for each frame in the building; the total number of frame locations to be read is controlled by the value of NFRAME in the CONTROL DATA record.

FRAME ASSIGNMENTS
FRAMEID, FORCODE, XF, YF, ANG,
TEXT (2I5,3F10.0,A20)

No.	Fixed	Keyword	Entry
1	15	FRAMEID	Frame identification number
2	15	FORCODE	Force calculation code: = 0 Frame forces will be calculated and printed for every load combination. = 1 Frame forces will not be calculated.
3	F10.0	XF	Distance, X_1 .
4	F10.0	YF	Distance, Y_1 .
5	F10.0	ANG	Counterclockwise angle that the frame x-axis makes with the global X-axis (Fig. 3.5).
6	A20	TEXT	Information to be printed with the output which will identify the particular frame.



7. DYNAMIC LOADS

7A. Earthquake Acceleration Spectrum Data

These data are required only if the analysis type code is equal to 3 (ANCODE = 3).

7A(b). PERIOD DATA
PERIOD,SPACCEL (2F10.0)

7A(a). EQ. CONTROL DATA
NPC,NMC,ACCEL,EQDIR,TEXT
(2I5,2F10.0,A50)

7A(a). Earthquake Control Data

No.	Fixed	Keyword	Entry
1	I5	NPC	Number of period records used to define acceleration spectrum.
2	I5	NMC	Number of modes, in sequence, starting from the lowest, to be printed separately. This number should not exceed the number of modes specified in the Control Data (Section 1).
3	F10.0	ACCEL	Acceleration, units/sec/sec.
4	F10.0	EQDIR	Direction of earthquake, ϕ , in degrees.
5	A50	TEXT	Information to be printed in the output.

7A(b). Period Data (NPC records)

No.	Fixed	Keyword	Entry
1	F10.0	PERIOD	Period in increasing numerical order.
2	F10.0	SPACCEL	Spectrum acceleration.

7B. Time History Data

These data are required only if the analysis type code is equal to 4 (ANCODE = 4).

7B(c). ACCELERATION DATA
TIME,GROUAL (2F10.0)

7B(b). DAMPING DATA
NNMD,DAMPRT (I5,F10.4)

7B(a). EQ. CONTROL DATA
NACCEL,NTIME,ACCSF,EQDIR
TINCR,TEXT (2I5,3F10.0,A40)

7B(a). Earthquake Control Data

No.	Fixed	Keyword	Entry
1	I5	NACCEL	Number of acceleration data (see Section 7B(c) below).
2	I5	NTIME	Number of time steps to be used in the analysis.
3	F10.0	ACCSF	Scale factor for acceleration.
4	F10.0	EQDIR	Direction of earthquake, ϕ .
5	F10.0	TINCR	Time increment, δt , for printing of results.
6	A40	TEXT	Information to be printed with the output.

7B(b). Damping Data (NMODE records)

One data line must be supplied for each frequency in the analysis.

No.	Fixed	Keyword	Entry
1	I5	NNMD	Mode number (in ascending order).
2	F10.4	DAMPRT	Damping ratio: Modal Damping/Critical Damping.

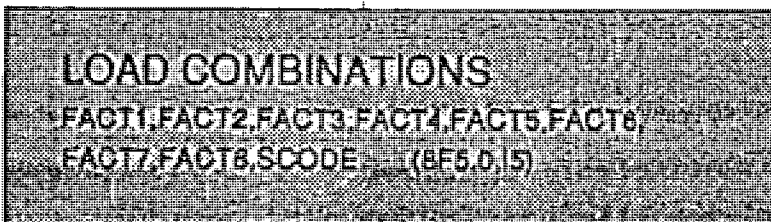
7B(c). Acceleration Data (NACCEL records)

One record must be supplied for each time point, at which ground acceleration is specified, in increasing order. The time span must be greater than the time step, δt .

No.	Fixed	Keyword	Entry
1	F10.0	TIME	Time.
2	F10.0	GROUAL	Ground acceleration.

8. LOAD COMBINATION

Load combination for the complete building is defined as the combination of vertical load conditions (I, II and III), lateral loading conditions (A and B), and earthquake spectrum loadings. One record must be entered in this section for each different building load combination; the total number of building load combinations is controlled by the value of NLOAD in the CONTROL DATA. These data lines should not be supplied if the analysis type code is equal to 1 (ANCODE = 1).



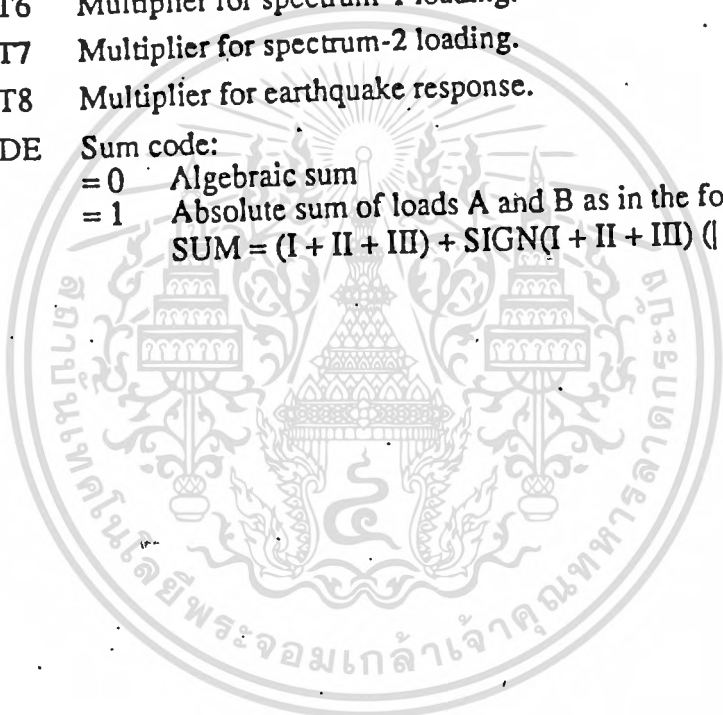
Fixed Keyword Entry

- F5.0 FACT1 Multiplier for vertical load condition I.
F5.0 FACT2 Multiplier for vertical load condition II.
F5.0 FACT3 Multiplier for vertical load condition III.
F5.0 FACT4 Multiplier for lateral load condition A.
F5.0 FACT5 Multiplier for lateral load condition B.
F5.0 FACT6 Multiplier for spectrum-1 loading.
F5.0 FACT7 Multiplier for spectrum-2 loading.
F5.0 FACT8 Multiplier for earthquake response.
I5 SCODE Sum code:

= 0 Algebraic sum

= 1 Absolute sum of loads A and B as in the following:

$$\text{SUM} = (I + II + III) + \text{SIGN}(I + II + III) (|A| + |B|)$$



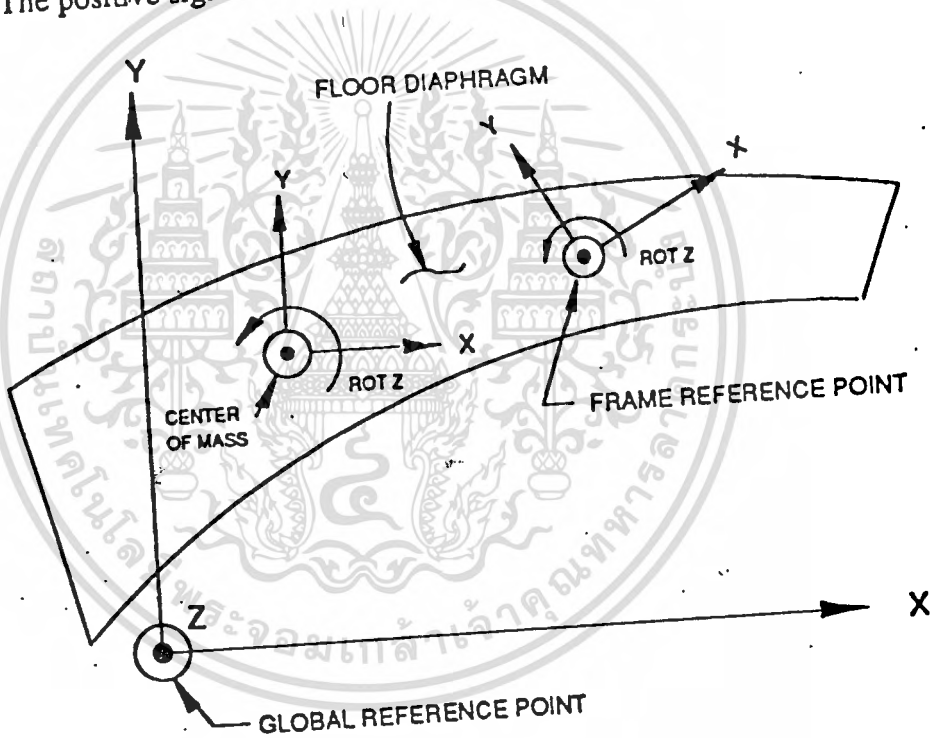
CHAPTER IV

INTERPRETATION OF RESULTS

XETABS will create files to store data generated during execution. The possible files created are described in the Application Manual.

The global output file (FNAME.OP0) contains the following:

1. All generated form of input data.
2. The total lateral story displacement at the center of mass of each story for all load combinations. The positive sign convention is shown in Fig. 4.1.



PLAN

SIGN CONVENTION FOR BUILDING DISPLACEMENTS

FIG. 4.1

The output file (FNAMOUT.OPn) contains the following results for the n^{th} load combination.

The lateral frame displacements and the vertical displacements and rotations of the frame levels at each column line, for all load combinations, with respect to the frame reference point. The positive sign convention is shown in Fig. 4.2.

All member forces:

- The column major and minor moments are output at the ends of the column, at the outer faces of the rigid end offsets. Axial forces, shear forces, and torsions are constant along the column height. See Fig. 4.3a for positive sign convention.
- Beam major and minor moments are output at the ends of the beam at the outer faces of the rigid end offsets. See Fig. 4.3b for sign convention.
- Panel forces are output at the ends. See Figs. 4.3c, 4.4 and 4.5.
- Axial forces are output for brace elements. Tensile forces are positive. See Fig. 4.3d.

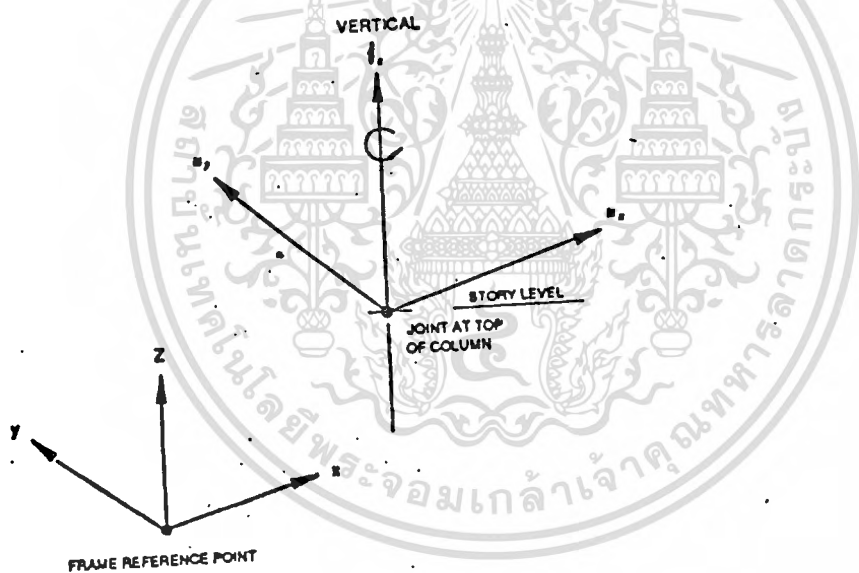
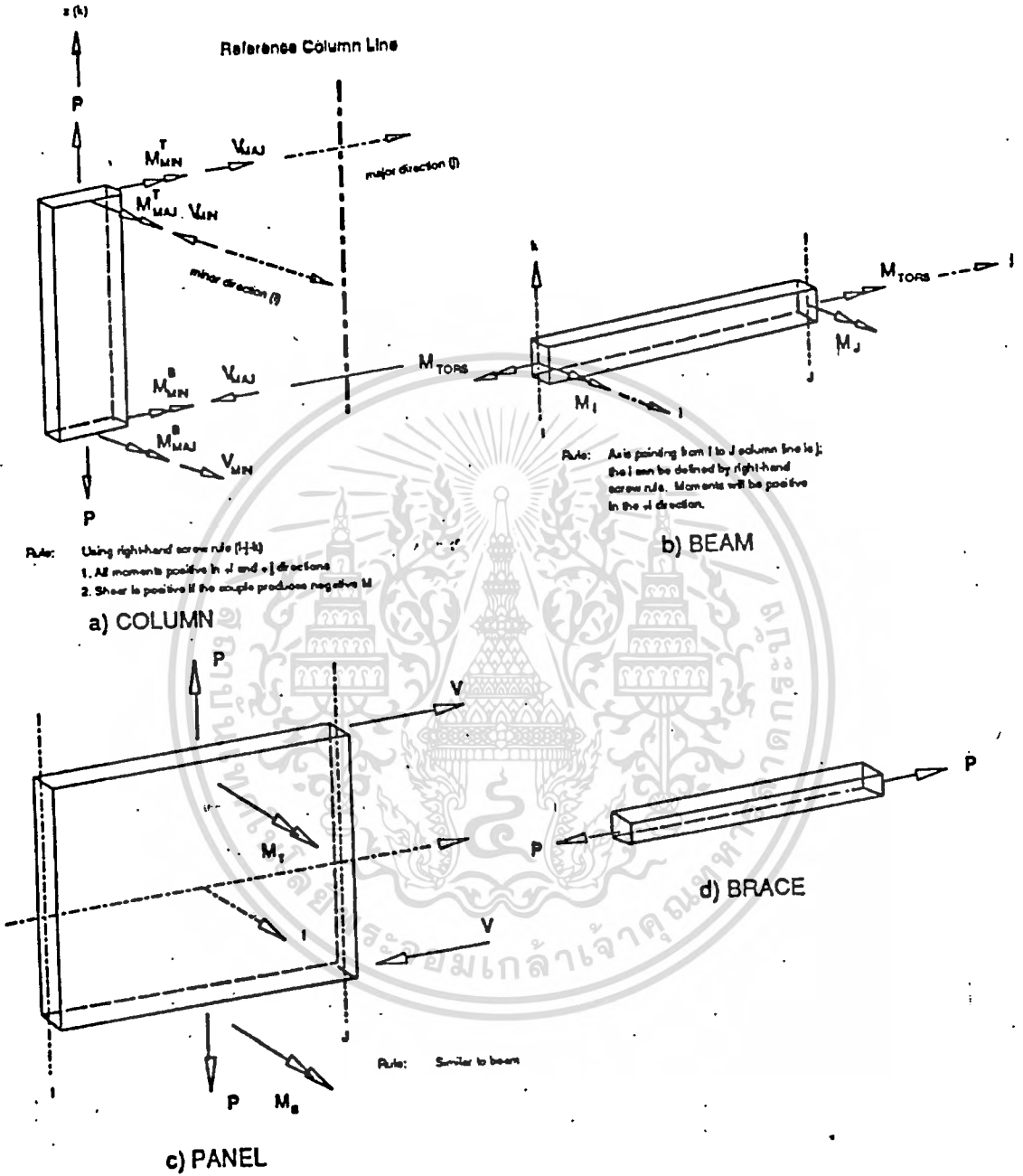
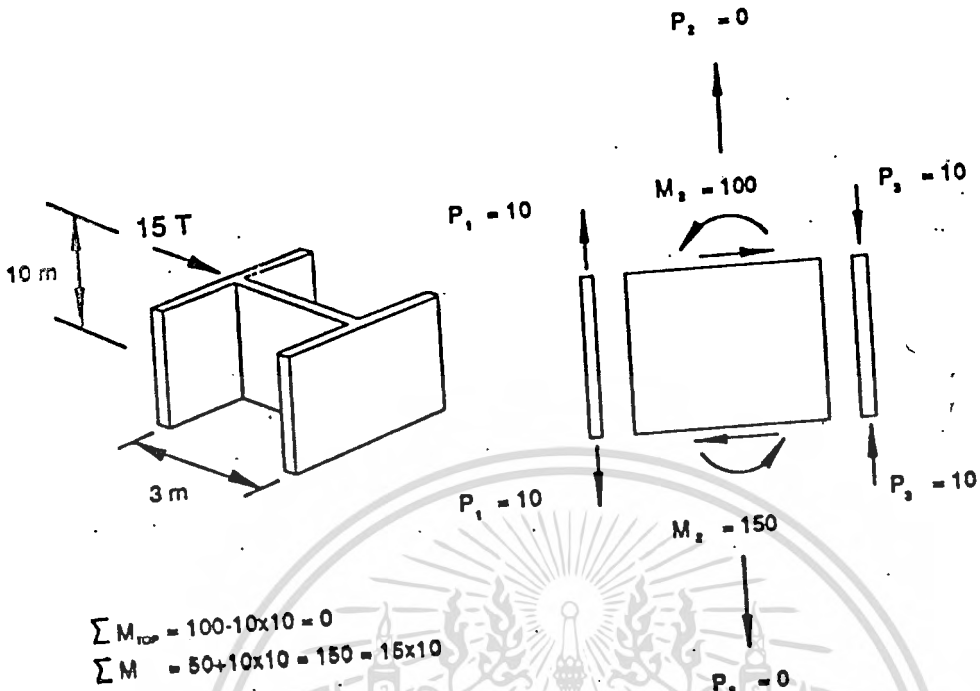


FIG. 4.2

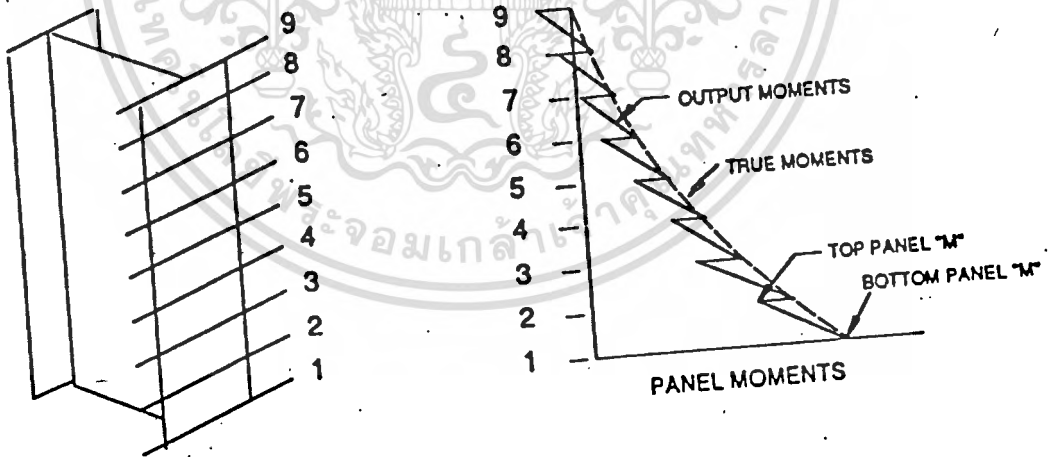


SIGN CONVENTION FOR MEMBER FORCES
FIG. 4.3



COMPOSITE SHEAR WALL

FIG. 4.4



INTERPRETATION OF PANEL MOMENTS IN CONTINUOUS LINE

FIG. 4.5

REFERENCES

1. Wilson, E. L. and Dovey, H. H., "Three-Dimensional Analysis of Building Systems - TABS", EERC, Report No. 72-8, University of California, Berkeley, California, December 1972.
2. Wilson, E. L., Hollings, J. P. and Dovey, H. H., "Three-Dimensional Analysis of Building Systems (Extended Version)", EERC, Report No. 75-13, University of California, Berkeley, California, April 1975.
3. International Conference of Building Officials, "Uniform Building Code", Whittier, California, 1982.
4. Newmark, Nathan M., Consulting Engineering Services, "A Study of Vertical and Horizontal Earthquake Spectra", US Government Printing Press Office, Washington, D. C., April 1973.
5. Dorick, D. J., Earthquake Resistant Design, John Wiley and Sons, 1977.



APPENDIX A

INPUT FILE EDITOR FOR XETABS

1. Introduction

An input file editor module is available for:

- (1) Preparation of input data file for XETABS (as an alternative to word processor).
- (2) Modification of existing data file by screen editing.
- (3) Verification of the data file prepared by a word processor.
- (4) Transform "free format" to the original ETABS' fixed format.
- (5) Confirm input data integrity by displaying 3D graphics of the building using AUTOCAD.

The advantages of the input file editor are the following:

- (1) Proper sequence of data lines are automatically ensured, as various data units may be compulsory, optional or omitted.
- (2) Convenient way of data preparation through user-friendly, menu driven screens.
- (3) Verification and correction of data units are easy.

2. Requirements

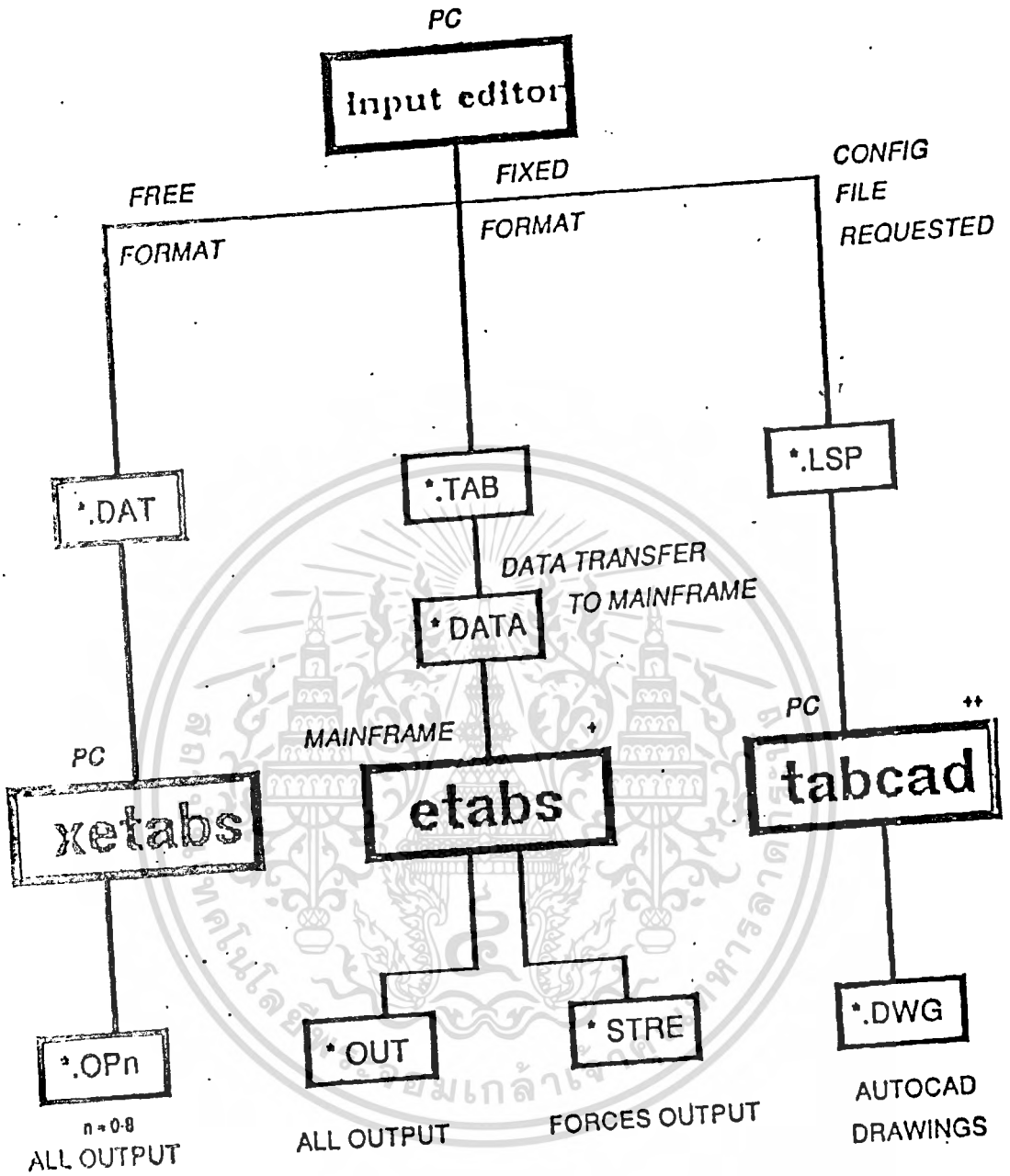
- (1) IBM compatible, with at least 256 Kbytes.
- (2) Color or monochrome display.
- (3) Hard disk is not required (but useful).
- (4) MS-DOS operating system (version 2.0 or higher).
- (5) All data files must have an extension of .DAT (XETABS' requirement).

3. Supportive features

- (1) Data file can be in any drive or any subdirectory (multiple level supported).
- (2) Original data file, say FNAME.DAT, to be edited will be backed up automatically under FNAME.BAK.
- (3) The Input Editor is clash-free, except in a situation when the file is transferred to/from a directory that does not exist.
- (4) In edit mode, the Input Editor works as a screen editor. In input mode (to create a new data file) incomplete entry will be checked and prevented.
- (5) Completed data file (and its backup) can be sent directly to the printer.
- (6) Free format and fixed format (ETABS') option is available.
- (7) An option to create "configuration file" under *.LSP for AUTOCAD display of 3D building configuration using an independent module TABCAD.

4. How to use

- (1) Typing INPUT and pressing <Enter> key at the DOS prompt will activate the editor.
- (2) Initially, the "logged drive and directory" will be used as "data drive and directory" for loading and saving data files. The user can specify a new data drive and existing directory path.
- (3) The user can request for a list of all the files in the data drive/directory with extension of .DAT by typing either <?> or <ALT-Q>. This facility requires COMMAND.COM of the system's DOS in the logged drive/directory.
- (4) If the user specifies a filename not available in the data directory, the program assumes that this file is to be created. This is the INPUT MODE.
- (5) If the specified file name exists in the data directory, the program will start the EDIT MODE by creating a backup of the existing data file.



AIT'S XETABS SYSTEM

Figure 1. Organization of the XETABS system at AIT

+ AIT version

+ currently under revision

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านธุรกิจ
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```

XETABS - INPUT FILE EDITOR
INSTRUCTION

INPUT MODE
Up-arrow      - Move to correct previous entry in same screen
Down/Return   - To register the current entry and move down
<DEL>/ <--    - To delete whole/character of current entry
<F10> at prompt - To end current input session (prematured)

EDIT MODE
ARROW KEYS    - Move to re-enter any entry in the same screen
<ESC>/<END>   - End editing this screen --> Prompt Statement
<POOHH>      - End editing this screen --> Next Screen
<F8> at prompt - Accept current screen --> Next Group of Data
<F9> at prompt - Accept & Screen-to-Screen Fast Forward Toggle
<F10> at prompt - Accept current screen --> End edit session

HIT ANY KEY TO START !

```

Screen 1. Important keys for input and edit modes of the INPUT EDITOR

```

XETABS - INPUT FILE EDITOR
STATUS
Current Logged Drive = C:
Current Subdirectory = \XETABS

OPERATED DATA FILE
Input Data Drive = C:
Data Directory = \XETABS
Data File Name = test.DAT

RESULT FILE SPEC => C:\XETABS\test.DAT

This data file does not exist yet
OK to create this data file (Y/N)?

<?> view existing *.dat file <F10> will quit INPUT EDITOR

```

Screen 2. User inputs a file name (with extension name .DAT understood). He may view currently available data files (*.DAT) in the data directory. He can change data drive and directory by pressing <ESC> key.

```

XETABS - INPUT FILE EDITOR
-----
                S T A T U S
Current Logged Drive = C:
Current Subdirectory = \XETABS

O P E R A T E D   D A T A   F I L E
Input Data Drive = C:
Data Directory   = \XETABS
Data File Name   = test.DAT

RESULT FILE SPEC  => C:\XETABS\test.DAT
ORIGINAL FILE NOW => C:\XETABS\test.BAK

WARNING! This data already exists
OK to edit this data file (Y/N) ?

<?> view existing *.dat file -----<F10> will quit INPUT EDITOR

```

Screen 3. Input Editor checks if the file already exists, and prompts to confirm editing.

```

XETABS - INPUT FILE EDITOR
-----
                C O N F I G U R A T I O N   F I L E   G E N E R A T O R
                F O R   X E T A B S - A U T O C A D   I N T E R F A C E   ( T A B C A D )

AN INPUT EDITOR FACILITY TO CREATE "CONFIGURATION FILE"
OF BUILDING BASED ON THE CURRENTLY INPUT DATA, FOR VERIFICATION
PURPOSE, TO BE GRAPHICALLY DISPLAYED BY AUTOCAD VERSION 2.5 UP

(1) This "Configuration File" is generated in AUTOLISP <*.LSP>.
(2) During new entry / editing of existing datafile, Input File
    Editor can be requested to generate a "Configuration File".
(3) In EDIT mode, avoid using <F10> key to jump exit, until
    after the completion of "Configuration File" was reported.
(4) Before begin the AUTOCAD execution of "Configuration file",
    copy all TABCAD files and the resulting Configuration file
    to C:\WORKDIR, and install AUTOCAD in C:\ACAD, Type TABCAD.

Configuration file of this project requested, reconfirm (Y/N)?

```

Screen 4. Input Editor has an option to create an AUTOLISP file which stores the overall configuration of the building currently input. This results in an output file <*.LSP> which shall be operated in a separate session using AUTOCAD and the XETABS module called TABCAD.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้ ...

```

MODE = INPUT XETABS - INPUT FILE EDITOR
1. CONTROL INFORMATION DATA
Number of stories : 30
Number of frame types (typical frames) : 4
Total number of individual frames/shear walls: 10
Total number of load combinations :
Analysis type code :
(0-Static loads; 1-Free vibration; 2-Types 0+1
3-Type 2 + Earthquake response spectrum analysis
4-Type 2 + Acceleration time history analysis
5-UBC: V = Z I K C Wd ; 6-EQ: V = Alpha* Wt)
Number of frequencies to be calculated :
Code for allowable story degrees of freedom :
0-X, Y translations and story rotations
1-X translation only
2-Y translation only
Total column property sets in the building :
Total beam property sets in the building :
Total panel property sets in the building :
Total bracing property sets in the building :
Building description:

Previous entries are shown as guidance only, <RET> will duplicate each one
<DEL> or * to cancel entry <UP> cursor to amend past entries

```

Screen 5. A typical screen input during INPUT MODE. User must enter the requested data and confirm to accept the entire input on the screen. He may also quit Inputting, and save the incomplete data file for future use by hitting <F10> at the confirmation prompt.

```

MODE = EDIT XETABS - INPUT FILE EDITOR
1. CONTROL INFORMATION DATA
Number of stories : 4
Number of frame types (typical frames) : 3
Total number of individual frames/shear walls: 6
Total number of load combinations : 1
Analysis type code : 0
(0-Static loads; 1-Free vibration; 2-Types 0+1
3-Type 2 + Earthquake response spectrum analysis
4-Type 2 + Acceleration time history analysis
5-UBC: V = Z I K C Wd ; 6-EQ: V = Alpha* Wt)
Number of frequencies to be calculated : 0
Code for allowable story degrees of freedom : 0
0-X, Y translations and story rotations
1-X translation only
2-Y translation only
Total column property sets in the building : 2
Total beam property sets in the building : 1
Total panel property sets in the building : 0
Total bracing property sets in the building : 0
Building description: 4-STOREY CAR PARK

<UP> <DN> cursors to edit ==<PgDn> next screen==<ESC> saves rest of screen

```

Screen 6. In EDIT MODE, previous entries will be displayed on the screen, user will need only to modify the specific number of entries without affecting the rest. If this is the last screen that needs changes, one can key <F10> to jump to the end of the data file, or to the last screen left from previous INPUT MODE.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

```
XETABS - INPUT FILE EDITOR
CONFIGURATION FILE GENERATOR
FOR XETABS-AUTOCAD INTERFACE (TABCAD)

CONFIGURATION FILE of this project is now complete!

C:\XETABS\TEST.LSP

In EDIT mode, you can resume using <F10> anytime to jump exit;
subsequent data change will not affect this Configuration File.

Hit <F10> key to exit editing, or any other key to continue!
```

Screen 7. At a certain intermediate point of the INPUT or EDIT MODE (if configuration file is requested) when all data required for building the configuration file are complete, a prompt screen will be issued so that user may jump exit by hitting <F10>, to view the 3D graphics first before continuing with the remaining data.

```
XETABS - INPUT FILE EDITOR

New data file is C:\XETABS\TEST.DAT
Send to printer (Y/N?) N

Old data file is C:\XETABS\TEST.DAK
Send to printer (Y/N?) N

TABCAD file is C:\XETABS\TEST.LSP
Send to printer (Y/N?)
```

Screen 8. At the end of the session, the user will be informed of the resulting data files and the backup. He may send the data to the printer for hardcopy.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

SAMPLE FREE FORMAT DATA FILE PRODUCED BY THE INPUT EDITOR

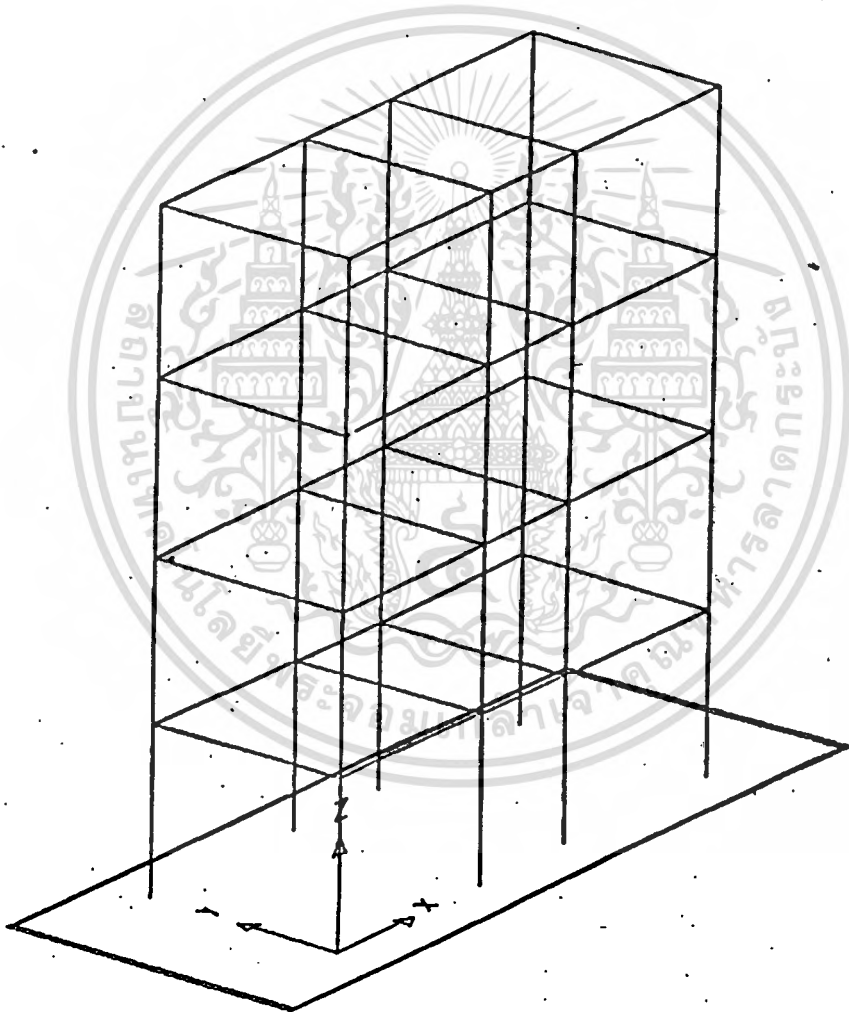
```
MICR FREE Cm   TON 23/05/90      0
4 2 6 1 1 2 0 2 1 0 0 'EXAMPLE VIA '
'FOURTH ' 400.0 .3750E-01 6063. 650.0 250.0 .0000 .0000
'THIRD ' 400.0 .3750E-01 6063. 650.0 250.0 .0000 .0000
'SECOND ' 400.0 .3750E-01 6063. 650.0 250.0 .0000 .0000
'FIRST ' 400.0 .3750E-01 6063. 650.0 250.0 .0000 .0000
1 200.000 500.0 .0000 .0000 .0000 .1667E+05 .0000 .0000 .0000
2 200.000 500.0 .0000 .0000 .0000 .2604E+05 .0000 .0000 .0000
1 200.000 .0000 .0000 .5625E+05 4.000 4.000 2.000 .0000 .0000
1 4 4 3 0 0 0 'Long frame '
1 .0000000 .0000000
2 500.0000 .0000000
3 800.0000 .0000000
4 1300.000 .0000000
1 1 2 1 3 0 0 0
2 2 3 1 3 0 0 0
3 3 4 1 3 0 0 0
1 1 2 3
2 1 3 3
3 1 4 3
4 1 3 3
2 4 2 1 0 0 0 'Short frame '
1 .0000000 .0000000
2 500.0000 .0000000
1 1 2 1 3 0 0 0
1 1 2 3
2 1 1 3
1 0 .0000000 .0000000 .0000000 ' '
1 0 .0000000 500.0000 .0000000 ' '
2 0 .0000000 .0000000 90.00000 ' '
2 0 500.0000 .0000000 90.00000 ' '
2 0 000.0000 .0000000 90.00000 ' '
2 0 1300.000 .0000000 90.00000 ' '
```


SAMPLE CONFIGURATION FILE FOR AUTOCAD (TABCAD), PRODUCED BY THE INPUT EDITOR

```
(SETQ KW '("CM"))
(SETQ BUILDING '( 4 2 6 "EXAM"))
(SETQ STORYHT '(
400.000 400.000 400.000 400.000
))
(SETQ FRAME-DATA '(
( 1 4 4 3 0 0 0 "Long frame ")
( 2 4 2 1 0 0 0 "Short frame ")
))
(SETSYS)
(SETQ COLUMNLINE '(
( 1 0.000000E+00 0.000000E+00)
( 2 500.000000 0.000000E+00)
( 3 800.000000 0.000000E+00)
( 4 1300.000000 0.000000E+00)
))
(SETQ BEAM '(
( 1 1 2 1 3)
( 2 2 3 1 3)
( 3 3 4 1 3)
))
(SETQ COLUMN '(
( 1 1 3)
( 2 1 3)
( 3 1 3)
( 4 1 3)
))
(MAIN 1)
(SETQ COLUMNLINE '(
( 1 0.000000E+00 0.000000E+00)
( 2 500.000000 0.000000E+00)
))
(SETQ BEAM '(
( 1 1 2 1 3)
))
(SETQ COLUMN '(
( 1 1 3)
( 2 1 3)
))
(MAIN 2)
(SETQ LOCATION '(
( 1 1 0.000000E+00 0.000000E+00 0.000000E+00)
( 2 1 0.000000E+00 500.000000 0.000000E+00)
( 3 2 0.000000E+00 0.000000E+00 90.000000)
( 4 2 500.000000 0.000000E+00 90.000000)
( 5 2 800.000000 0.000000E+00 90.000000)
( 6 2 1300.000000 0.000000E+00 90.000000)
))
(ASSIGH)
```



SAMPLE.BUILDING CONFIGURATION PRODUCED BY AUTOCAD (v10) BASED ON THE DATA FILE GENERATED BY THE INPUT EDITOR



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทนำ

การพัฒนา Worksheet สำหรับใช้ในงานออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นประโยชน์อย่างยิ่งสำหรับขั้นตอนการเลือกรูปตัด, เหล็กเสริม และการตรวจสอบคุณสมบัติของรูปตัดที่เสริมเหล็กซึ่งเป็นการลองผิดลองถูก (Trials & Errors) และเป็นขั้นตอนการทำงานที่ซ้ำซาก (Routine) บางครั้งวิศวกรผู้ออกแบบต้องการได้รูปตัดและเหล็กเสริมขนาดอื่นที่มีคุณสมบัติเทียบเท่ากันเนื่องจากเหตุผลต่าง ๆ เช่น ความต้องการออกแบบเหล่านี้จะทำหน้าที่เป็นเครื่องมือ (Tools) ในการลองผิดลองถูกและการทำงานที่ซ้ำซากได้เป็นอย่างดีโดยทำงานได้รวดเร็ว และถูกต้องแม่นยำกว่าการคำนวณด้วยมือ เนื่องจากจะไม่ปรากฏความผิดพลาดที่เกิดขึ้นโดยมิได้ตั้งใจ (Truncation Errors) Worksheet ซึ่งเสนอในบทความนี้ พัฒนาขึ้นโดยยึดถือข้อกำหนดสำหรับการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก, ทฤษฎีอัสติค ซึ่งรายละเอียดกล่าวไว้ในเอกสารอ้างอิง (1)

องค์ประกอบของ Worksheet

Worksheet ที่ถูกพัฒนาขึ้นภายใต้โปรแกรมสเปรดชีต ซึ่งนำเสนอในบทความนี้ ประกอบด้วยส่วนต่าง ๆ ดังนี้

ส่วนป้อนข้อมูล (Input)

ได้แก่ ชนิดและคุณสมบัติของวัสดุ เช่น ชนิดของเหล็กเสริม SR-24, SD-30 แรงอัดประลัยของคอนกรีต (f_c') และค่าตัวคูณลดกำลัง (Factor), แรง เช่น แรงตามแนวแกน (Axial Force) โมเมนต์ดัด (Bending Moment) แรงเฉือน (Shear) โมเมนต์บิด (Torsional Moment), ขนาดมิติของรูปตัด (Dimensions) ความยาวช่วง (Span Length) ความกว้าง (Width) ความลึกหรือความหนา (Depth or Thickness) และ ระยะเวลาของคอนกรีต (Covering) ขนาด, จำนวน และ/หรือ ตำแหน่งของเหล็กเสริม เช่น เส้นผ่านศูนย์กลาง (Diameter of Bar) จำนวน

(Number of Bars) และตำแหน่งของเหล็กเสริมในแต่ละชั้นหรือทิศทาง ในโปรแกรมไม่ว่ากรณีใดสเปรดชีต (Cell) ใด ๆ ของ Worksheet ที่เป็นส่วนที่จะต้องป้อนค่าตัวเลข

(Input Data) จะถูก Un\protected ไว้เพื่อให้ผู้ใช้สังเกตได้ง่ายในการที่จะแก้ไข ข้อมูลเหล่านั้น

ส่วนผลลัพธ์ (Results)

ส่วนผลลัพธ์ได้มาจากการเขียนสูตร (Formula) ลงในแต่ละเซลล์ที่ต้องการ โดยที่เซลล์เหล่านี้จะถูก Protected เอาไว้และค่าผลลัพธ์ที่ได้จากการคำนวณตามสูตรซึ่งปรากฏบนเซลล์นี้จะเปลี่ยนแปลงไปตามค่าตัวเลขข้อมูลที่ถูกรับหรือแก้ไขใหม่

เพื่อความสะดวกในการเขียนและการตรวจสอบสูตรในแต่ละเซลล์ ผู้เขียน Worksheet อาจตั้งชื่อ (Named) ค่าตัวแปรในแต่ละเซลล์เอาไว้ก่อน การตั้งชื่อตัวแปรเหล่านี้กระทำได้ทั้งในเซลล์ที่ Protected หรือ Unprotected ตัวอย่างเช่นเซลล์ที่เก็บค่าตัวแปรซึ่งเป็นค่าแรงอัดประลัยของคอนกรีตจะถูกตั้งชื่อว่า 'FC' เซลล์ที่เก็บค่าตัวคูณ (Factor) จะถูกตั้งชื่อว่า FACTOR ดังนั้นเซลล์ที่แสดงค่าแรงอัดที่ยอมรับของคอนกรีต (ซึ่งถูกตั้งชื่อว่า FC) จะเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$FC = +FACTOR FC$$

หากค่าในเซลล์ที่ชื่อว่า FC และ FACTOR มีค่าเท่ากับ 240 และ 0.45 ตามลำดับในเซลล์ที่แสดงค่า FC จะมีค่าเท่ากับ 108 (240x0.45) ปรากฏอยู่ การตั้งชื่อ (Named) ตัวแปร, ในเซลล์ต่าง ๆ ทำโดยคำสั่งดังนี้

/E.N.C. ชื่อตัวแปร, ตำแหน่งเซลล์

ฟังก์ชันตรรกที่ใช้เพื่อตรวจสอบสถานะ

เป็นฟังก์ชันตรรกที่สร้างเงื่อนไขเพื่อตรวจสอบสถานะ และความสมเหตุสมผล และลำดับขั้นตอนการออกแบบ หรือ ผลลัพธ์ รูปแบบของคำสั่ง IF (เงื่อนไข, ผลลัพธ์ที่สอดคล้องกับเงื่อนไข, ผลลัพธ์อื่นที่ไม่สอดคล้องกับเงื่อนไข) ผลลัพธ์ที่สอดคล้องกับเงื่อนไข หมายถึงผลลัพธ์ที่เกิดขึ้นเนื่องจากเงื่อนไขนั้นเป็นจริง และผลลัพธ์ที่ไม่สอดคล้องกับเงื่อนไข หมายถึงผลลัพธ์ที่เกิดขึ้นเนื่องจากเงื่อนไขนั้นเป็นเท็จ ตัวอย่างเช่นในการตรวจสอบสถานะของคานคอนกรีตเสริมเหล็กจะต้องมีการเปรียบเทียบระหว่างโมเมนต์ดัด (Bending

Moment, M) ที่กระทำต่อคานกับโมเมนต์ต้าน (Resisting Moment, M) ฟังก์ชันตรรกที่ไม่่ว่ากรณีใดๆ ใช้เพื่อตรวจสอบจะเป็นดังนี้ เงื่อนไขและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

③IF($M < M_u$, SINGLE REINFORCEMENT DOUBLE REINFORCEMENT)

ในการตรวจสอบสถานะ และความสมเหตุสมผลของแต่ละขั้นตอนการออกแบบ ผลลัพธ์ที่สอดคล้องและไม่สอดคล้องกับเงื่อนไขอาจเป็นความเห็น (Comment) สั้น ๆ ซึ่งวิศวกรผู้ออกแบบนิยมเขียนกำกับในรายการคำนวณ อาทิเช่น "YES", "NO", "OK", "TRY AGAIN", "REASONABLE" เป็นต้น

ฟังก์ชันตรรกที่ใช้เพื่อกำหนดทางเลือก

ฟังก์ชันตรรกประเภทนี้เหมือนกับฟังก์ชันตรรกที่ใช้เพื่อตรวจสอบสถานะ แต่มีข้อแตกต่างกันตรงที่ผลลัพธ์ที่สอดคล้อง และไม่สอดคล้องกับเงื่อนไขจะให้ ค่าเป็นตัวแปร (ตัวเลข) ตัวอย่างเช่นการคำนวณหาแรงเฉือนที่เกิดขึ้นกว่าความสามารถที่รูปตัดคอนกรีตที่จะสามารถรับได้ ($V = V - V_c$)

$$\text{③IF}(V - V_c \leq 0, 0, V - V_c)$$

ฟังก์ชันตรรกที่ใช้เพื่อกำหนดทางเลือกและตรวจสอบสถานะ

ลักษณะการใช้งานและรูปแบบคำสั่งจะเป็นการผสมผสานกัน กล่าวคือผลลัพธ์ที่สอดคล้องหรือไม่สอดคล้องกับเงื่อนไขอาจเป็นตัวแปรหรือเป็นตัวอักษร (Character) ตัวอย่างเช่นการเสริมเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนส่วนที่เกิดขึ้นกว่าความสามารถของรูปตัดคอนกรีตจะสามารถรับได้

$$\text{③IF}(V > 0, ("Av" f_u) / v_v, "NOT REQUIRED")$$

ฟังก์ชันตรรกที่มีหลายเงื่อนไขและทางเลือก

กำหนดให้ $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$ เป็นจำนวนเงื่อนไขที่จะต้องตรวจสอบ

$Y_1, Y_2, Y_3, \dots, Y_n$ เป็นผลลัพธ์ที่สอดคล้องกับเงื่อนไข $X_1,$

X_2, X_3, \dots, X_n ตามลำดับ

Y_{n+1} เป็นผลลัพธ์ที่ไม่สอดคล้องกับเงื่อนไข $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ของกรมโยธาธิการและผังเมือง หรือส่วงานที่ติดข้องการ รค้า
ไม่ว่ากรณีใดก็ตามขอสงวนสิทธิ์ในสิ่งที่ปรากฏและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(1) การใช้คำสั่ง @IF ซ้อนกันเป็นลำดับนั้น หลาย ๆ ชั้นรูปแบบของคำสั่ง

$$@IF(X1, Y1, @IF(X2, Y2, @IF(X3, Y3, \dots @IF(Xn, Yn, Ym)))$$

วิธีการนี้มีข้อเสียเปรียบสองประการคือ คำสั่งจะมีความยาวทำให้ผู้เขียน Worksheet สับสนและผิดพลาดได้และในบางครั้งจำนวน Character ก็มากเกินไปที่จะบรรจุคำสั่งดังกล่าวลงในเซลล์ได้

(2) การใช้ Operation #AND# หรือ #OR# เพื่อเชื่อมเงื่อนไขตั้งแต่สองเงื่อนไขซึ่งมีผลลัพธ์สอดคล้องกับเงื่อนไขร่วมกันเท่ากับ หรือ สอดคล้องกับเงื่อนไขใดเงื่อนไขหนึ่งเป็นอย่างน้อย

เช่น กำหนดให้ผลลัพธ์ Ymn สอดคล้องกับเงื่อนไข Xm และ Xn

$Y^m'n$ สอดคล้องกับเงื่อนไข Xm หรือ Xn

$Y^{m''n}$ ไม่สอดคล้องทั้งเงื่อนไข Xm และ Xn

รูปแบบของคำสั่ง

$$@IF(Xm\#AND\#Xn, Ymn, (Ym'n' หรือ Ym''n))$$

$$@IF(Xn\#OR\#Xn, Ym'n, (Ynm หรือ Ym''n))$$

ในแต่ละคำสั่ง Operation #AND#, #OR# หรือใช้ทั้ง #AND# และ #OR# ร่วมกันมากกว่าหนึ่ง Operation ได้

ฟังก์ชันทางสถิติที่ใช้สำหรับการเปรียบเทียบ

ในบางกรณีฟังก์ชันทางสถิติที่ใช้สำหรับเปรียบเทียบค่าสูงสุดและต่ำสุดจะทำให้รูปแบบของคำสั่งสั้นและเข้าใจง่ายกว่าการใช้ฟังก์ชันตรรก "IF" ดังที่กล่าวข้างต้นแต่เพียงอย่างเดียว รูปแบบของคำสั่ง

$$@MAX(X1, X2, X3, \dots Xn)$$

$$@MIN(X1, X2, X3, \dots Xn)$$

กำหนด X1, X2, X3, ... Xn เป็นค่าฟังก์ชันหรือตัวแปร ตัวอย่างเช่นใน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษารายงานไปจนกว่าจะผ่านไปใช้ประโยชน์ด้วยกรค่า การคำนวณหาระยะเวลาดังของเหล็กปลอก ซึ่งเลือกใช้ค่าต่ำสุดระหว่างค่าที่คำนวณจากผลไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดลอกเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้ของแรงเฉือน, ครึ่งหนึ่งของความลึกของหน้าตัดและ 0.30 ม.

$$\text{IF}(V_c = V_c, \text{MIN}(D/2, 0.30), \text{MIN}(2A_v f_v / N - V_c, D/2, 0.30))$$

ฟังก์ชันพิเศษ

ฟังก์ชันพิเศษที่ใช้ใน Worksheet ที่นำเสนอในบทความนี้เป็นฟังก์ชันที่ใช้สำหรับการค้นหาค่าที่สอดคล้องกับค่าเริ่มต้นจากกลุ่มเซลล์ รูปแบบของคำสั่ง

HLOOKUP (ค่าเริ่มต้น, กลุ่มเซลล์, OFFSET)

VLOOKUP (ค่าเริ่มต้น, กลุ่มเซลล์, OFFSET)

โดยที่คำสั่ง **HLOOKUP** ใช้ค้นหาค่าจากกลุ่มเซลล์ตามแถว และคำสั่ง **VLOOKUP** ใช้ค้นหาค่าจากกลุ่มเซลล์ตามคอลัมน์ตัวอย่างเช่นใน Worksheet ออกแบบพื้นสองทางตามวิธีการของมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กฯ ซึ่งจะเริ่มต้นด้วยการตรวจสอบสภาพของที่รองรับ (Supports) สัดส่วนระหว่างด้านสั้นต่อด้านยาว ($m=A/B$) และจะนำข้อมูลเหล่านี้ไปค้นหาค่าสัมประสิทธิ์สำหรับโมเมนต์บวกและลบของด้านสั้นและด้านยาว ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับโมเมนต์ดัดของแผ่นพื้นที่มีลักษณะที่รองรับ และสัดส่วนด้านสั้นต่อด้านยาวแตกต่างกันจะถูกจัดเตรียมไว้ล่วงหน้าโดยถูกป้อน (Input) เข้าไปเป็นส่วนหนึ่งของ Worksheet การค้นหาค่าสัมประสิทธิ์ที่สอดคล้องกับแผ่นพื้นนี้ออกแบบกระทำได้โดยใช้คำสั่ง **HLOOKUP** และ **VLOOKUP**

ทางเลือกของผลลัพธ์

ส่วนผลลัพธ์ของ Worksheet ออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กสามารถที่จะถูกจัดเตรียมให้มีหลาย ๆ ทางเลือก เพื่อผู้ออกแบบจะเลือกใช้ตามความเหมาะสม ดังเช่น Worksheet สำหรับออกแบบ พื้น เสา และฐานรากที่นำเสนอในบทความนี้ ได้แก่งผลลัพท์อื่นได้แก่ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง จำนวนและระยะเรียงของเหล็กเสริมให้มีหลายทางเลือก ซึ่งผู้ออกแบบสามารถที่จะเลือกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง จำนวนและระยะ เรียงของเหล็กเสริมที่เหมาะสมกับรูปตัดที่เลือกใช้ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า การแสดงผลลัพธ์เป็นรูปภาพ
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้
บางกรณีการแสดงผลลัพธ์เป็นรูปภาพมีประโยชน์ในการตรวจสอบความถูกต้อง

และความสัมพันธ์ของข้อมูลที่ถูกลบ หรือรูปตัดและเหล็กเสริมที่ออกแบบ อย่างไรก็ตาม แสดงผลลัพธ์เป็นรูปภาพก็ไม่สามารถที่จะกระทำได้สำหรับทุก ๆ Worksheet หรือไม่เกิดประโยชน์ใดที่จะต้องแสดงผลลัพธ์เป็นรูปภาพ Worksheet ในบทความนี้ได้ใช้ประโยชน์ของการแสดงผลลัพธ์เป็นรูปภาพสำหรับการออกแบบฐานรากและเสา โดยใน Worksheet ออกแบบฐานรากแสดงผลลัพธ์เป็นรูปภาพถูกช่วยตรวจสอบพิกัดตำแหน่งของเสา, เสาเข็ม และแสดงตำแหน่งของหน้าตัดวิกฤติ สำหรับแรงเฉือนที่เกิดเนื่องจากการคดและแรงเฉือนเจาะทะลุ ส่วนใน Worksheet ออกแบบเสาการแสดงผลลัพธ์เป็นรูปภาพถูกใช้เพื่อสร้าง Interaction Diagram สำหรับรูปตัดและเหล็กเสริมของเสาที่ออกแบบ ตัวอย่าง Worksheet ที่นำเสนอในบทความนี้สรุปไว้ในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ตัวอย่าง Worksheet ที่นำเสนอในบทความนี้

ตัวอย่างที่	ประโยชน์ใช้งาน	การแสดงผลด้วยรูปภาพ
1	ออกแบบคาน คสล. รูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า ¹ ไม่รับโมเมนต์บิด	ไม่มี
2	ออกแบบพนสองทาง ²	ไม่มี
3	ออกแบบเสาหน้าตัดกลมปลอกเดี่ยว รับโมเมนต์คดสองแกน	มี
4	สร้าง Interaction Diagram ³ สำหรับเสา คสล. 5 รูปแบบ	มี
5	ออกแบบฐานราก ⁴	มี

เครื่องหมาย ที่แสดงในตัวอย่าง Worksheet หมายถึงเซลล์ที่จะต้องป้อนข้อมูล และใน Worksheet เซลล์เหล่านี้จะถูก Unprotect ไว้

หมายเหตุ (1) ใช้สำหรับการออกแบบเบื้องต้น (Preliminary Design)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่ (2) ออกแบบโดยใช้วิธีที่ (2) ตามมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก การค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดลอก แจกจ่าย และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้ เอกสารอ้างอิง (1)

- (3) ใช้สำหรับออกแบบเบื้องต้น (Preliminary Design) โดยออกแบบหน้าตัดสำหรับรับแรงอัดและโมเมนต์ดัดเพียงแกนเดียว
- (4) เหมาะสำหรับฐานรากที่มีเสาเข็มจำนวน 4 ต้นขึ้นไป และมีการจัดเรียงเสาเข็มในลักษณะที่สมมาตรทั้ง 2 แกน และมีรูปร่างของฐานรากเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส หรือสี่เหลี่ยมผืนผ้า ส่วน Worksheet สำหรับการออกแบบฐานรากที่มีเสาเข็ม จำนวน 2, 3 ต้นและฐานรากที่มีเสาเข็มสมมาตรแต่มีรูปร่างของฐานรากเป็นรูปหลายเหลี่ยม (Polygon) นอกเหนือจากรูปสี่เหลี่ยม หรือรูปวงกลม ได้จัดทำ Worksheet แยกไว้ต่างหาก



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้