สำนักหอสมุดกลาง พระจอมเกล้าลาดกระบัง

เอกสารอิเล็คทรอนิคประกอบการสอน สำหรับวิชา การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก 2

(ฉบับปรับปรุงครั้งที่ 1)

ELECTRONIC CLASS NOTES ON REINFORCED CONCRETE DESIGN II

(REVISION 1)

T036759

โดย

นายสุธน ธนพิทักษ์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

เลขหมู่.....
เลขทะเบียน 36759
วัน, เดือน, ปี 28 ส.ค. 2543

โครงงานพิเศษนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

สาขาวิศวกรรมการก่อสร้าง

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2541

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ELECTRONIC CLASS NOTES ON REINFORCED CONCRETE DESIGN II

(REVISION 1)

MR.SUTHON THANAPITAK



A SPECIAL PROJECT SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT OF THE

REQUIREMENT FOR THE BACHELOR'S DEGREE OF CONSTRUCTION ENGINEERING

KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

1998

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ใบรับรองโครงงานพิเศษ

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

หัวข้อโครงงานพิเศษ (ไทย) เอกสารอิเล็คทรอนิคประกอบการสอนสำหรับวิชาการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 (ฉบับปรับปรุงครั้งที่ 1)

(อังกฤษ) ELECTRONIC CLASS NOTES ON REINFORCED CONCRETE DESIGN II (REVISION 1)

นักศึกษา	นายสุธน ธนพิทักษ์ รหัสประจำตัว 36014500
หลักสูตร	วิศวกรรมศาสตร์บัณฑิต
สาขาวิชา	วิศวกรรมการก่อสร้าง
ภาควิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษา	ดร.ศรีกริช หิรัญมาศ

คณะกรรมการสอบโครงงานพิเศษ	ลายมือชื่อ
1. ดร.ศรีกริช หิรัญมาศ	
2. อาจารย์ศิริวัฒน์ ไชยชนะ	
3. อาจารย์ศิลป์ชัย จานสุวรรณ	

ภาควิชาวิศวกรรมโยธารับรองแล้ว

(ดร.แดง เหรียญสุวรรณ)

หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา

วันที่ เดือน พ.ศ 2542

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เอกสารอิเล็คทรอนิคประกอบการสอน สำหรับวิชา การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 (ฉบับปรับปรุงครั้งที่ 1)

ELECTRONIC CLASS NOTES ON REINFORCED CONCRETE DESIGN II (REVISION 1)

นายสุธน ธนพิทักษ์ รหัสประจำตัว 36014500

ดร. ศรีกริช หิรัญมาศ อาจารย์ที่ปรึกษา

(DR. SRIKRIT HIRANMAS) ADVISOR

บทคัดย่อ

โครงงานพิเศษนี้จัดทำขึ้นเพื่อเป็นนำคอมพิวเตอร์เข้ามาช่วยอำนวยความสะดวกในการเรียนการสอนของภาควิศวกรรมโยธา โดยนำวิชา Reinforced Concrete Design II มาเป็นวิชาหลักเช่นเดิมในโครงงานที่ทำเพิ่มเติมนี้ เอกสารอิเล็คทรอนิคนี้จะแสดงผลบนโปรแกรม Microsoft Word 2000 และยังสามารถนำเข้าสู่ Internet ได้ นักศึกษาสามารถนำไปใช้ได้ง่ายและศึกษาด้วยตนเองได้ ก่อนที่จะเริ่มมีการสอน อาจารย์ผู้สอนสามารถนำไปเป็นสื่อการเรียนการสอน เป็นการพัฒนาการเรียนการสอนให้มีประสิทธิภาพมากขึ้น

โครงงานพิเศษนี้ ประกอบด้วย ส่วนที่หนึ่งซึ่งเป็นเนื้อหา,โจทย์ตัวอย่าง และส่วนที่สองเป็นแผนผังที่ใช้ในการวิเคราะห์-การออกแบบ โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก(โดยวิธีกำลัง) โดยอ้างอิงตามมาตรฐาน วสท.และ ACI.

ABSTRACT

The objective of this special project is to pioneer computer aided instruction (CIA) in the department of civil engineering. Reinforced Concrete Design II was so selected as the principle course. Class notes were gathered and published in a form of Microsoft Word 2000 document and is available for access via the Internet. Any students can access and download these notes for self-studying or for references. Instructors can present these notes on the screen in the classroom in a more effective manner than putting sheet by sheet of transparencies on the overhead projector.

The report contains theories, example and flowcharts used in the analysis and design of reinforced concrete by the strength design method. The design follows Engineering Institute of Thailand (E.I.T) and American Concrete Institute (ACI) standards.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กิตติกรรมประกาศ

โครงงานพิเศษนี้สามารถสำเร็จลุล่วงได้นั้นมิได้เกิดจากผู้เขียนเพียงลำพัง จึงใคร่ขอกราบขอบพระคุณบุคคลผู้มีส่วนในรายงานฉบับนี้บรรลุผลสำเร็จดังนี้

ดร.ศรีกริช หิรัญมาศ อาจารย์ที่ปรึกษาและให้คำแนะนำด้านต่างๆ ตลอดจนหาอุปกรณ์เพื่อใช้ในการทำโครงงานพิเศษนี้

คณะกรรมการสอบโครงงานพิเศษทุกท่านที่ให้ความกรุณาแก้ไขจนรายงานฉบับนี้สมบูรณ์

อาจารย์ และเจ้าหน้าที่ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

นายจักรกฤษณ์ กาลจักร รุ่นน้องในภาคและเพื่อนที่ให้ความช่วยเหลือในการให้คำแนะนำด้านต่างๆ ที่มีส่วนช่วยเหลือในการทำโครงงานนี้

ผู้จัดรายการวิทยุวิสัยทัศน์ 2000 คลื่น F.M. 96.5 MHZ. ที่ได้ให้คำแนะนำในปัญหาการใช้คอมพิวเตอร์ต่างๆ

พ่อ แม่ พี่ น้องและญาติมิตรของผู้จัดทำที่คอยสนับสนุนและให้กำลังใจตลอดมา ตลอดจนบุคคลอื่นๆ ที่ให้ความช่วยเหลือในโครงงานนี้ที่ยังมิได้กล่าวถึงทุกท่าน

จึงขอขอบพระคุณบุคคลเหล่านี้อีกครั้ง และจะระลึกถึงตลอดไป

นายสุธน ธนพิทักษ์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

	หน้า
บทนำ	1
ขั้นตอนการทำการเชื่อมโยงข้อมูลที่ใช้ในการสอน	4
บรรณานุกรม	31
ภาคผนวก	
ภาคผนวก ก – ส่วนของเนื้อหาวิชา Reinforced Concrete Design II	
ภาคผนวก ข – ส่วนของ Flowchart	

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทนำ

โครงงานพิเศษ เอกสารอิเล็คทรอนิคประกอบการสอน สำหรับวิชา การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 ฉบับปรับปรุงครั้งที่ 1 (Electronic Class Notes On Reinforced Concrete Design II (Revision I)) จัดทำขึ้นตามความเห็นพร้องต้องกันระหว่างตัวผู้จัดทำกับอาจารย์ที่ปรึกษา ดร.ศรีกริช หิรัญมาศ ด้วยมุ่งหวังให้มีการเพิ่มเติมเนื้อหาที่น่าสนใจในการออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง และช่วยอำนวยความสะดวกในการเรียนการสอนของภาควิชา วิศวกรรมโยธา อันเป็นการเพิ่มประสิทธิภาพและสร้างภาพลักษณ์ที่ดีให้เกิดขึ้นในการเรียนการสอน โดยได้เลือกวิชา Reinforced Concrete Design II เนื่องจากวิชานี้มีการเรียนการสอนในภาคเรียนที่ 2 ของนักศึกษาชั้นปีที่ 4 ซึ่งเป็นประโยชน์ต่อนักศึกษาที่ต้องการหาเอกสารอ่านประกอบเสริมความรู้และตัวผู้จัดทำเองก็สามารถศึกษาหาความรู้ในส่วนของวิชาดังกล่าวไปพร้อมๆกัน กับการดำเนินการจัดทำโครงงานพิเศษนี้ด้วย

โครงงานพิเศษที่ได้ทำการปรับปรุงครั้งที่ 1 นี้ไปจะประกอบไปด้วย

ส่วนที่เป็นเนื้อหาทางทฤษฎี, โจทย์ตัวอย่าง ซึ่งเนื้อหาส่วนใหญ่ที่ได้อ้างอิงเหล่านี้ได้รับการแนะนำจาก ดร.ศรีกริช หิรัญมาศ ให้นำหนังสือเล่มเดิมที่เคยใช้จากโครงงานเดิมที่มีชื่อว่า "NOTES ON ACI 318-95 BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE With Design Applications Portland Cement Association PCA" Edited by : S.K.Ghosh David A.Fanella Basile G.Rabbat จากเดิมมีเนื้อหาจำนวน 10 บท ได้มีการเพิ่มเติมเนื้อหาอีก 9 บท มาจัดทำให้อยู่ในรูปแบบภาษาไทยและแปลงหน่วยอังกฤษเป็นหน่วยเมตริกเพื่อให้เหมาะสมกับการใช้งานได้จริงในประเทศไทย ยังผลให้นักศึกษาชั้นปีที่ 4 ที่กำลังเรียนอยู่ มีโอกาสได้ศึกษาในเนื้อหาที่ครบถ้วนมากกว่าของเดิมที่เคยจัดทำไว้แล้วในปีการศึกษา 2540

เนื้อหาบทต่างๆที่จัดทำใหม่นี้เรียงตามลำดับได้ดังนี้

บทที่ 1 บทนำ*

บทที่ 2 วัสดุ*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 3 รายละเอียดเหล็กเสริม*

บทที่ 4 ระยะฝังเพิ่มและการต่อเหล็กเสริม*

บทที่ 5 วิธีการออกแบบและข้อกำหนดด้านกำลัง

บทที่ 6 หลักการทั่วไปสำหรับการออกแบบโดยวิธีกำลัง

บทที่ 7 การจัดเหล็กเสริมรับแรงดัด

บทที่ 8 การแอ่นตัว

บทที่ 9 การกระจายซ้ำของโมเมนต์*

บทที่ 10 การออกแบบด้านทานแรงดัด

บทที่ 11 การออกแบบรับแรงดัดและแรงตามแนวแกน

บทที่ 12 การออกแบบรับแรงดัดสองแกน*

บทที่ 13 การแบบรับผลของความชะลูด

บทที่ 14 แรงเฉือน

บทที่ 15 แรงบิด*

บทที่ 16 แรงเฉือน-ความเสียดทาน*

บทที่ 17 แป้นหูช้างและเชิงยืน*

บทที่ 18 ระบบพื้น 2 ทาง

บทที่ 19 ฐานราก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

* เป็นเนื้อหาของบทใหม่ที่เพิ่มเติมขึ้นจากโครงงานเดิม

การจัดทำนี้ ส่วนของสูตรและข้อกำหนดต่างๆ ได้อ้างอิงตามมาตรฐาน ว.ส.ท. 1008-38 ส่วนของคำศัพท์ที่ใช้ ได้อ้างอิงตาม ว.ส.ท. "ศัพท์วิทยาการวิศวกรรมโยธา" และส่วนของขั้นตอนการทำโจทย์ตัวอย่าง ได้อ้างอิงตามหนังสือเดิมเป็นหลัก โดยทั้งหมดนี้ได้รับคำแนะนำและการตรวจสอบความถูกต้องจาก ดร.ศรีกริช หิรัญมาศ ในส่วนของเนื้อหาและโจทย์ตัวอย่าง จำนวน 19 บท (รวมของเดิมด้วย) จัดทำขึ้นใหม่บนโปรแกรม Microsoft Word 2000 หลังจากจัดทำข้อมูลทั้งหมดเรียบร้อยแล้ว นำมาทำการเชื่อมโยงข้อมูลในส่วนต่างๆ ตามที่แสดงไว้ในขั้นตอนการทำการเชื่อมโยงข้อมูล จะทำให้สามารถเข้าถึงข้อมูลในส่วนต่างๆ ได้อย่างรวดเร็วและสะดวกในการนำเสนอข้อมูลต่อผู้รับ หน้าจอในการนำเสนอสามารถปรับปรุงเปลี่ยนแปลงได้ด้วยตนเองตามความพึงพอใจและดึงดูดความสนใจให้ใช้งาน

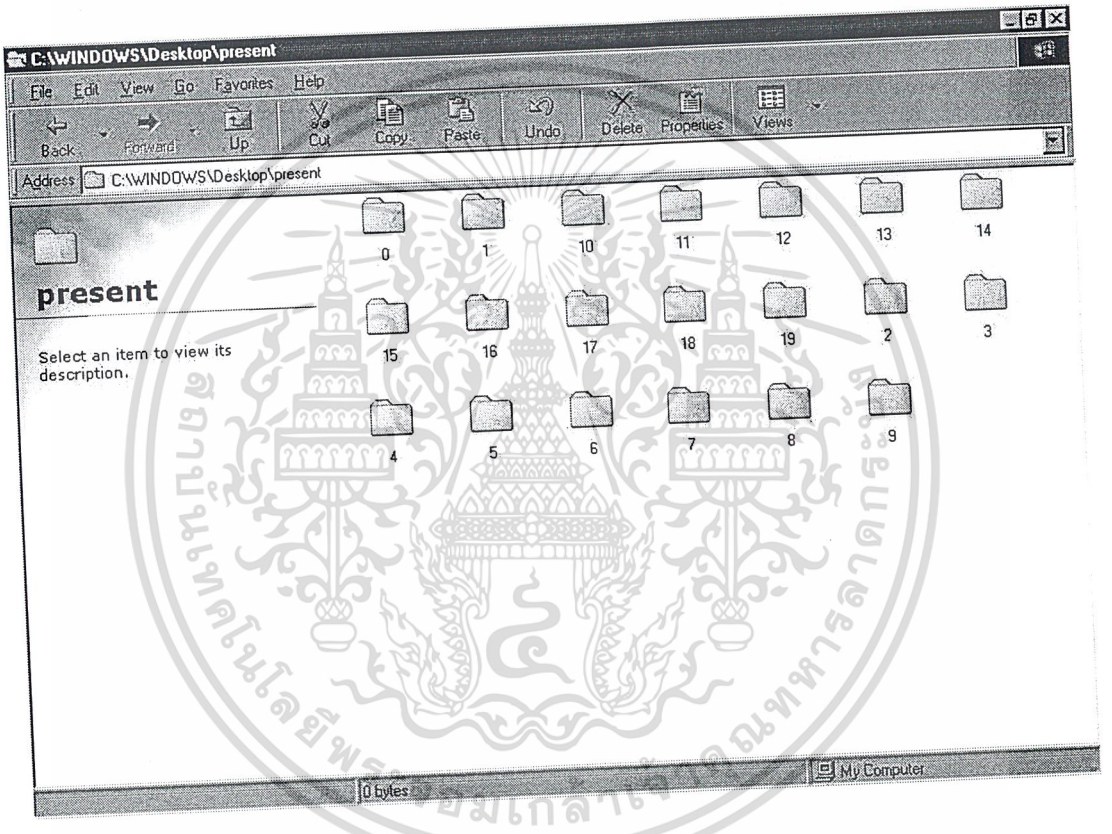
ดังที่แสดงไว้ในขั้นตอนการทำการเชื่อมโยงข้อมูล จะได้เอกสารอิเล็คทรอนิคประกอบการสอนที่สมบูรณ์ที่สามารถแสดงผลบนโปรแกรม Microsoft Word 2000 หรือ FrontPage 2000 เมื่อต้องการจะแสดงผลส่วนใด เพียง Click mouse ยังจุดนั้น จะได้ดังที่ต้องการ ไม่ว่าจะเป็น ส่วนของเนื้อหาในหัวข้อหลัก, รอง หรือย่อย, รูปภาพ, ตาราง และโจทย์ตัวอย่าง จะเห็นได้ว่า อาจารย์ผู้สอนสามารถนำไปเป็นสื่อการเรียนการสอนได้อย่างมีประสิทธิภาพ และยังเป็นการพัฒนาเนื้อหาการเรียนการสอนทันสมัยอยู่เสมอ อาจารย์ผู้สอนท่านอื่นๆ สามารถนำไปประยุกต์ใช้กับวิชาอื่นๆ ก็ได้ โดยทำตามขั้นตอนการทำการเชื่อมโยงข้อมูล ทางด้านนักศึกษาก็สามารถนำไปใช้ได้ง่าย และศึกษาด้วยตนเองได้ ก่อนที่จะเริ่มมีการสอน

เนื่องจากข้อมูลส่วนต่างๆ ที่ประกอบขึ้นเป็นโครงงานพิเศษนี้มีความจุถึง 70.9 เมกกะไบต์ ทางผู้จัดทำและอาจารย์ที่ปรึกษา เห็นตรงกันว่า จะนำโครงงานพิเศษทั้งหมดนี้เขียนลง CD-ROM อันจะเป็นการเก็บข้อมูลที่สะดวก, คงทน, นำไปใช้งานได้สะดวก และเพื่อเป็นสมบัติของภาควิชา วิศวกรรมโยธา ต่อไป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

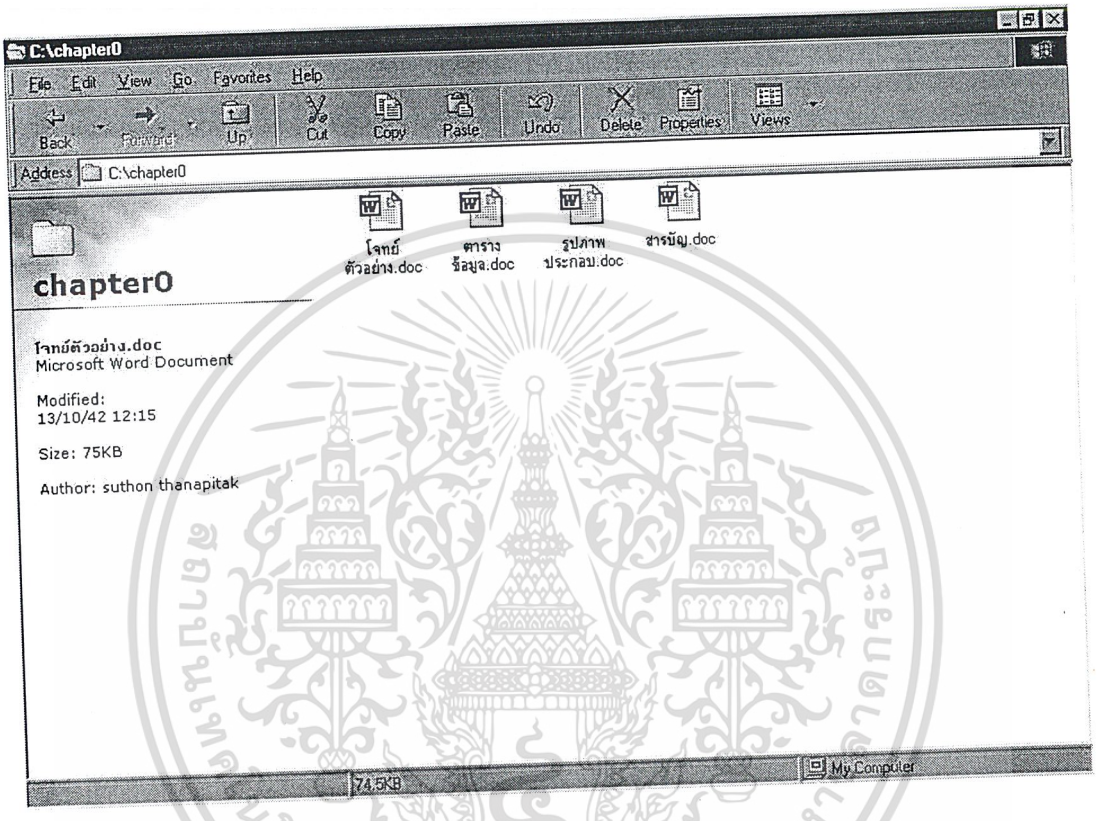
ขั้นตอนการทำการเชื่อมโยงข้อมูลที่ใช้ในการสอน

1. ให้พิมพ์ข้อมูลที่ใช้ในการสอนลงใน Microsoft Word 2000 โดยในที่นี้ได้พิมพ์แบ่งเป็นบทละ 1 แฟ้ม



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. โดยในแต่ละแฟ้มก็จะแบ่งเป็นแฟ้มย่อยๆ ดังนี้

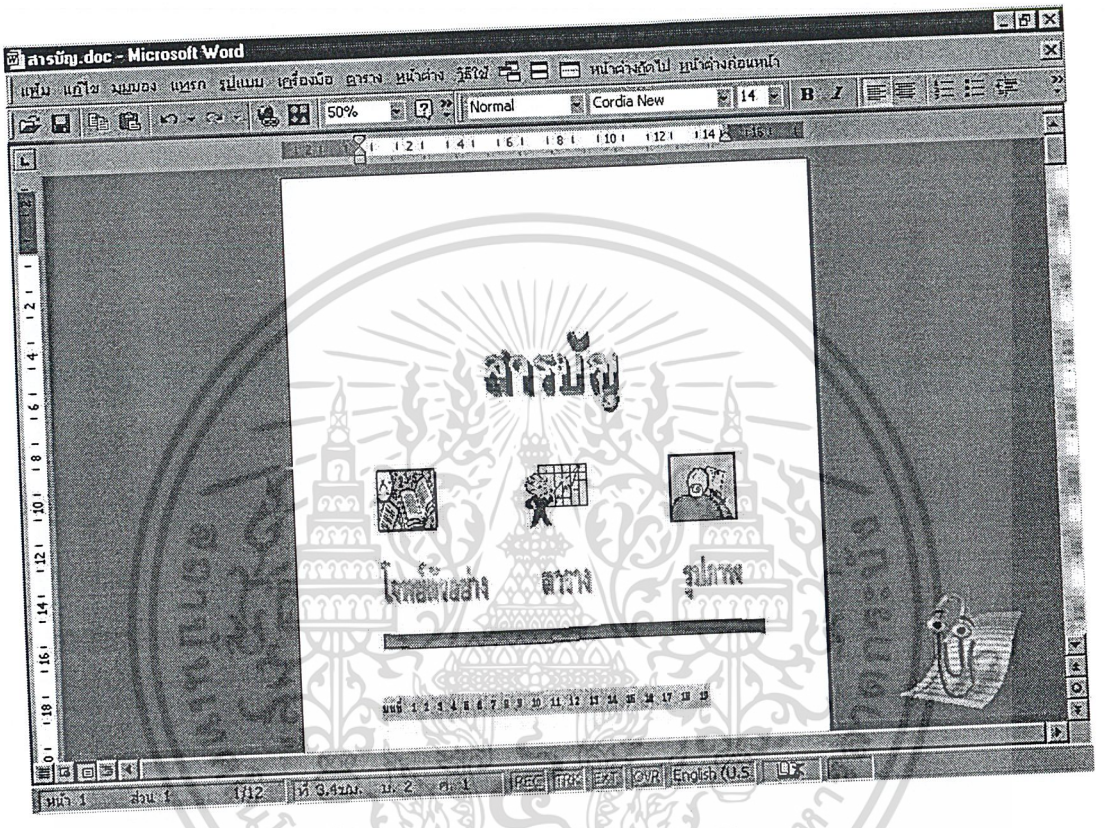


จากรูปข้างต้น จะเห็นว่า

ไฟล์	โจทย์ตัวอย่าง	คือ	สารบัญโจทย์ตัวอย่าง
ไฟล์	ตารางข้อมูล	คือ	สารบัญตารางข้อมูล
ไฟล์	รูปภาพประกอบ	คือ	สารบัญรูปภาพ
ไฟล์	สารบัญ	คือ	สารบัญหัวข้อตามบทต่างๆ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

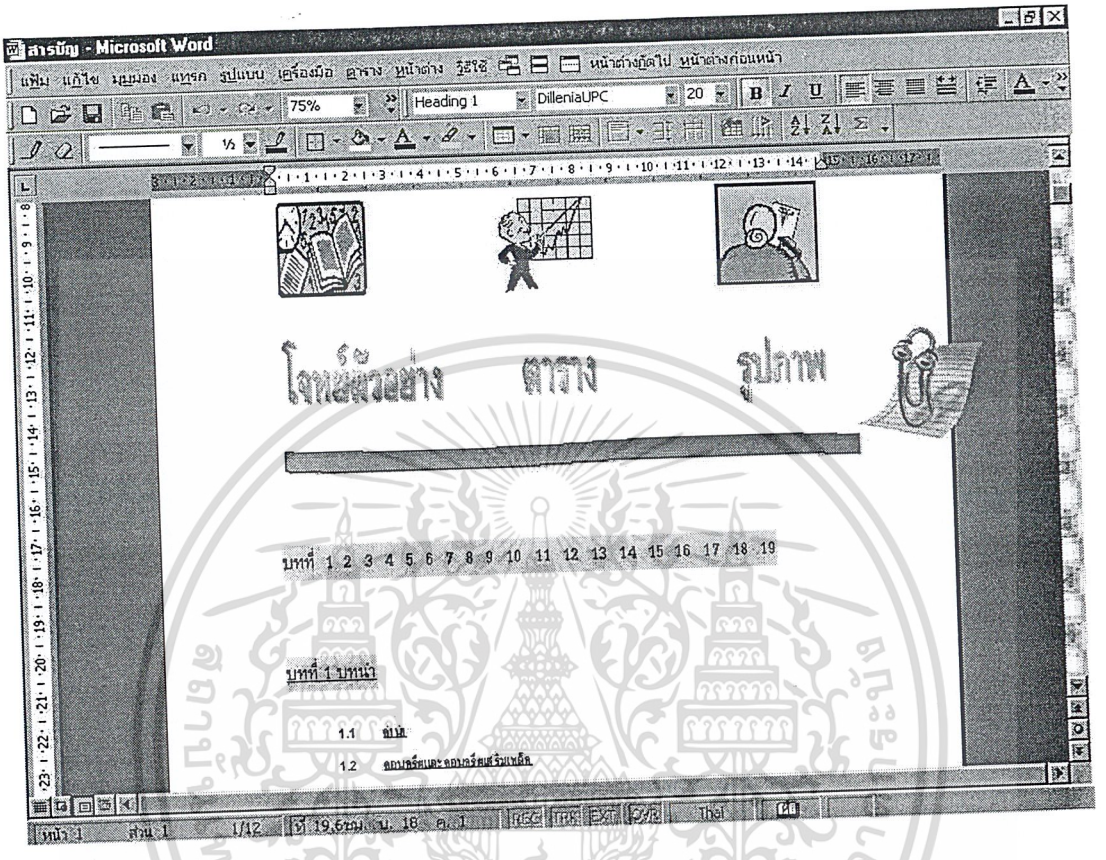
3. ให้ทำการพิมพ์หน้าสารบัญของเนื้อหาทั้งหมดดังรูปทั้ง 2 รูปข้างล่าง



โดยในบรรทัดแรกที่เห็นมีรูปภาพนั้น (รูปภาพที่ทำขึ้นเพื่อไว้ทำการเชื่อมโยงข้อมูลแต่ละส่วน)

รูปที่ 1 (รูปหนังสือแบบฝึกหัด)	หมายถึง	หน้าสารบัญโจทย์ตัวอย่าง
รูปที่ 2 (รูปนักธุรกิจแสดงตารางกราฟ)	หมายถึง	หน้าสารบัญตาราง
รูปที่ 3 (รูปจิตรกรกำลังวาดรูป)	หมายถึง	หน้าสารบัญรูปภาพ

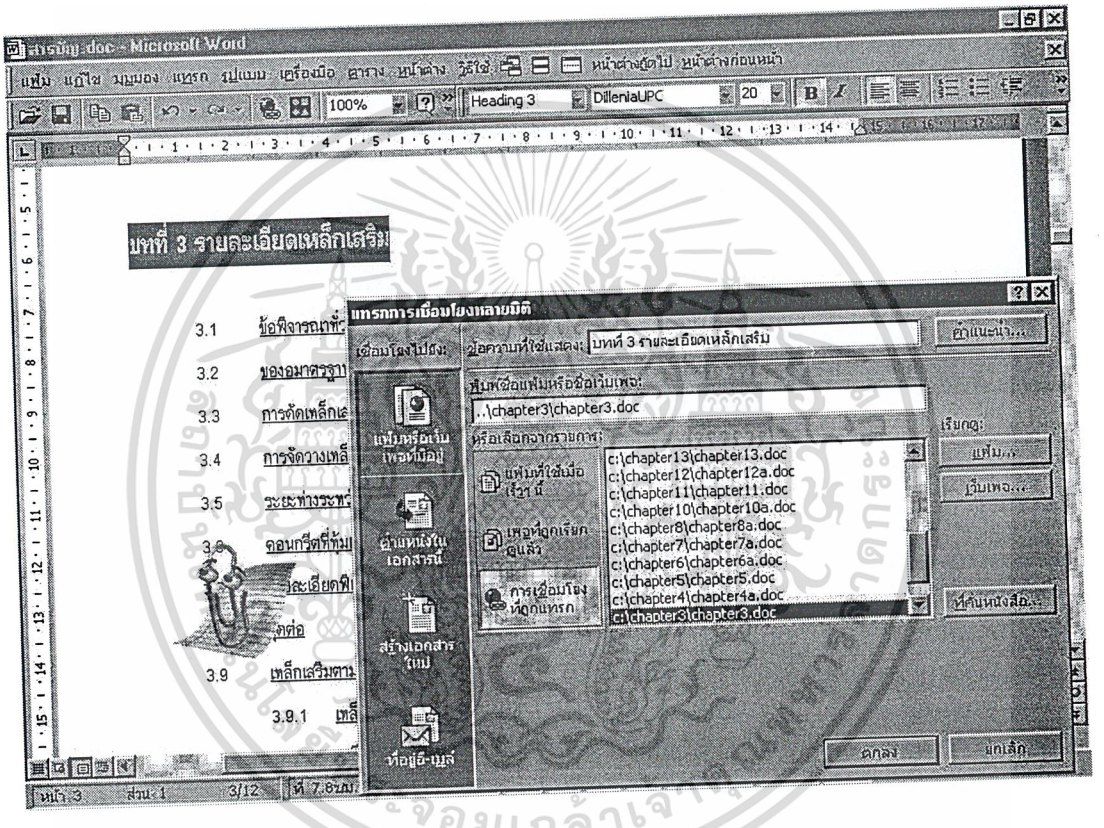
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4. ทำการเชื่อมโยงข้อมูลส่วนหัวข้อหลักและรองดังนี้

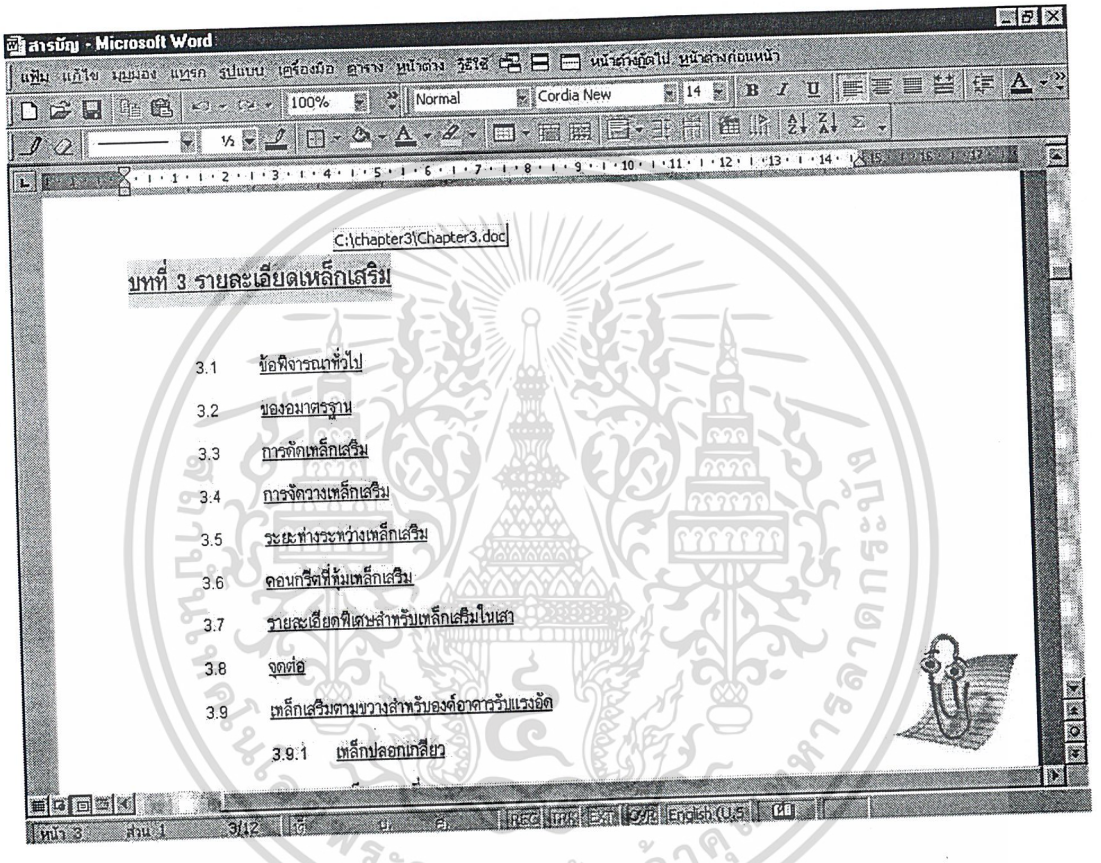
4.1 ให้ทำแถบสีดำในส่วนที่ต้องการเชื่อมโยง และ ไปกดปุ่ม เชื่อมโยงหลายมิติ ในเมนูแทรก หรือปุ่มรูปลูกโลก



4.2 หลังจากนั้นจะมีหน้าต่างแทรกการเชื่อมโยงหลายมิติ (Insert Hyperlink) ขึ้นมา แล้วให้ป้อนตำแหน่งของ ไฟล์ที่ต้องการเชื่อมโยงดังรูปข้างบน และกดปุ่มตกลง หรือ หาจากการกดปุ่ม แฟ้ม หรือ เว็บเพจ แล้วเลือกชื่อไฟล์ที่ต้องการ จากนั้นให้กดปุ่ม ตกลง แล้วกดปุ่ม ตกลงอีกครั้ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.3 หลังจากนั้น ส่วนที่ทำแถบดำไว้ข้างต้น ก็จะเปลี่ยนเป็นสีน้ำเงิน และ มีขีดเส้นใต้ เมื่อนำลูกศรไปชี้ที่บริเวณดังกล่าวแล้วค้างไว้สักครู่ จะขึ้นตำแหน่งไฟล์ที่เชื่อมโยง เพื่อตรวจสอบว่าถูกต้องหรือไม่

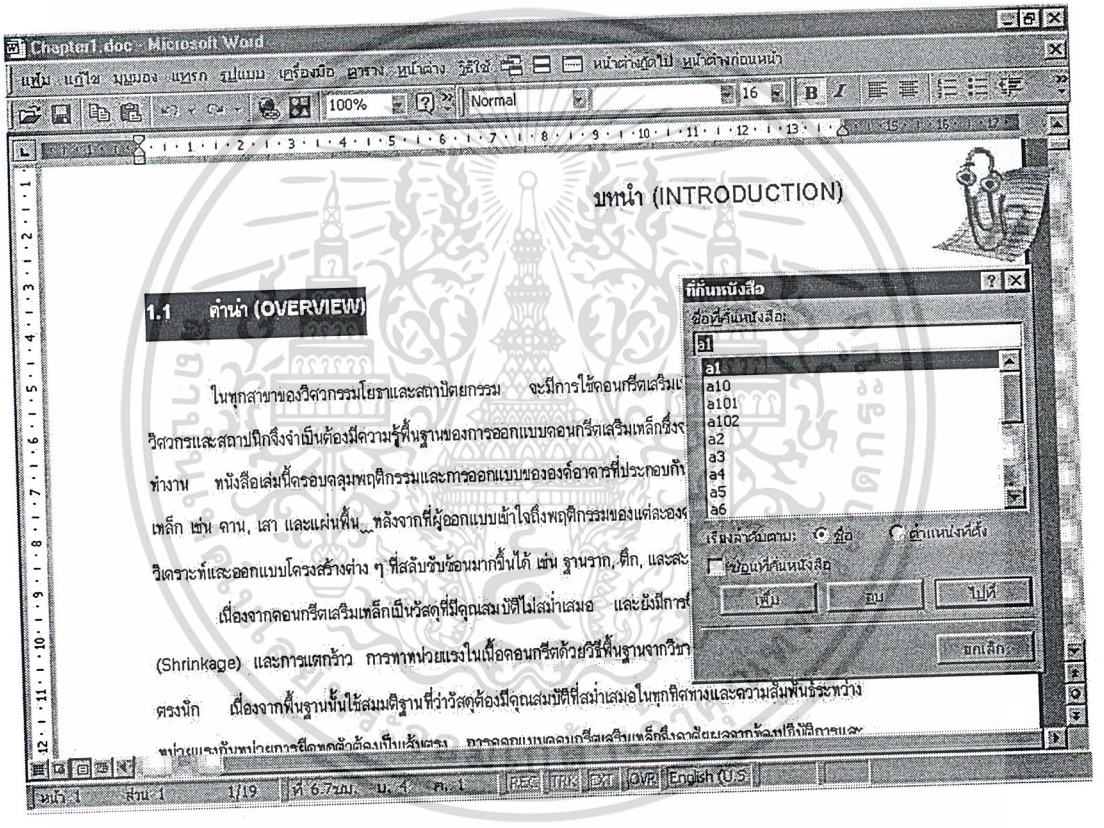


4.4 ในส่วนของหัวข้อรองต่าง ๆ เช่น 3.1 , 3.2 และ ส่วนของเอกสารอ้างอิง ให้ทำดังขั้นตอนเช่นเดียวกับข้างต้น แต่จะต้องทำตำแหน่งที่คั่นหนังสือเสียก่อน ซึ่งจะกล่าวในลำดับต่อไป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5. ทำการเชื่อมโยงข้อมูลส่วนหัวข้อย่อยดังนี้

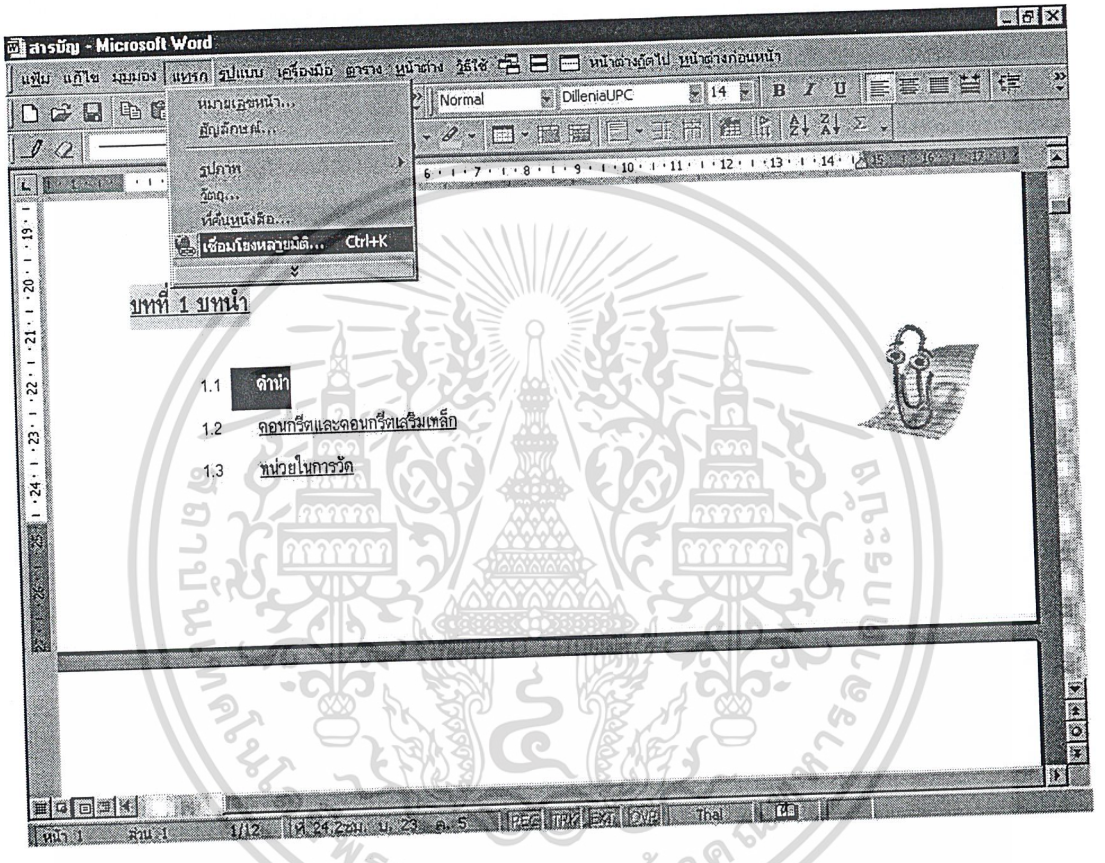
5.1 ให้เปิดไฟล์ที่มีส่วนหัวข้อย่อยที่ต้องการ แล้ว Click mouse ที่หน้าข้อความนั้น จากนั้นให้กดปุ่มที่คั่นหนังสือ (Bookmark) เพื่อสร้างตำแหน่งอ้างอิงในเอกสารนั้น ๆ (เช่นหัวข้อ 1.1 จากบทที่ 1 บทนำ)



5.2 หลังจากนั้นจะมีหน้าต่างที่คั่นหนังสือ (Bookmark) ขึ้นมา แล้วให้ป้อนชื่อที่ต้องการใช้อ้างอิงหัวข้อย่อยนั้น จากนั้นให้ กดปุ่ม เพิ่ม (Add) ดังรูปข้างบน

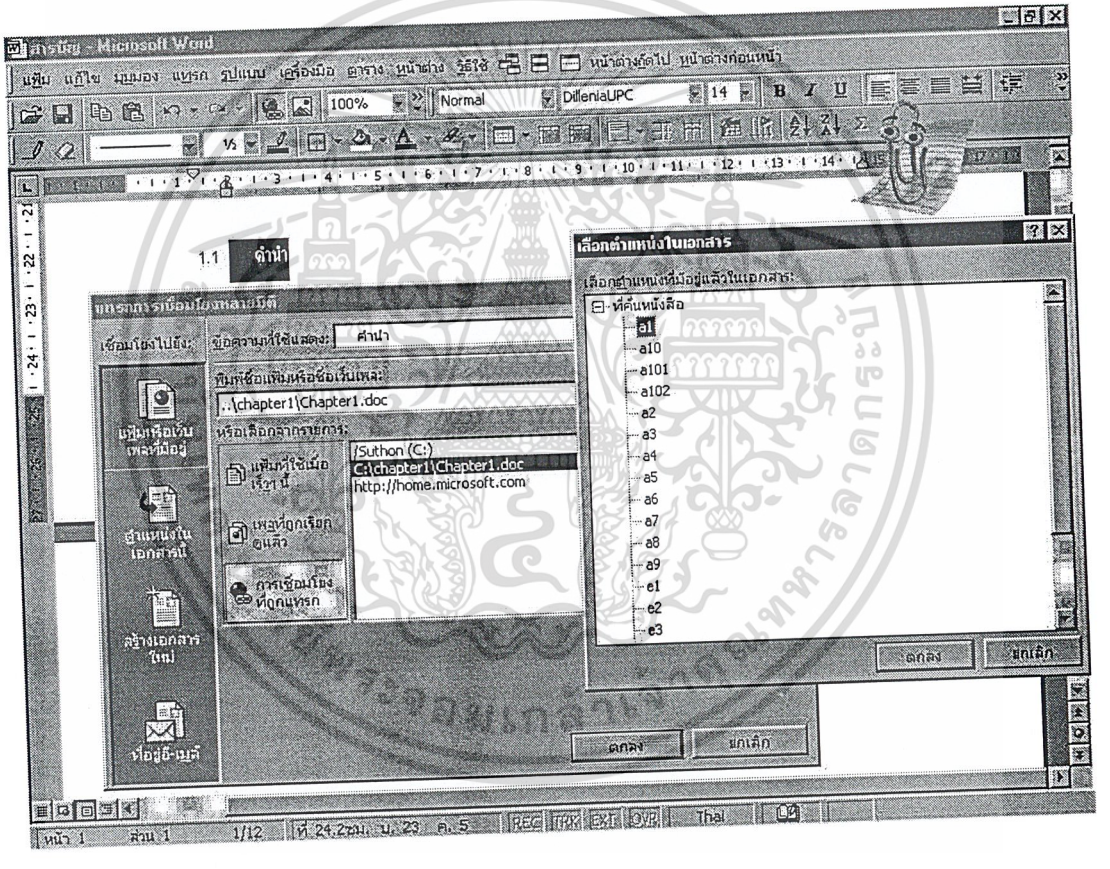
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5.3 ให้ทำแถบสีดำในส่วนที่ต้องการเชื่อมโยง และ ไปกดปุ่ม แทรกเชื่อมโยงหลายมิติ



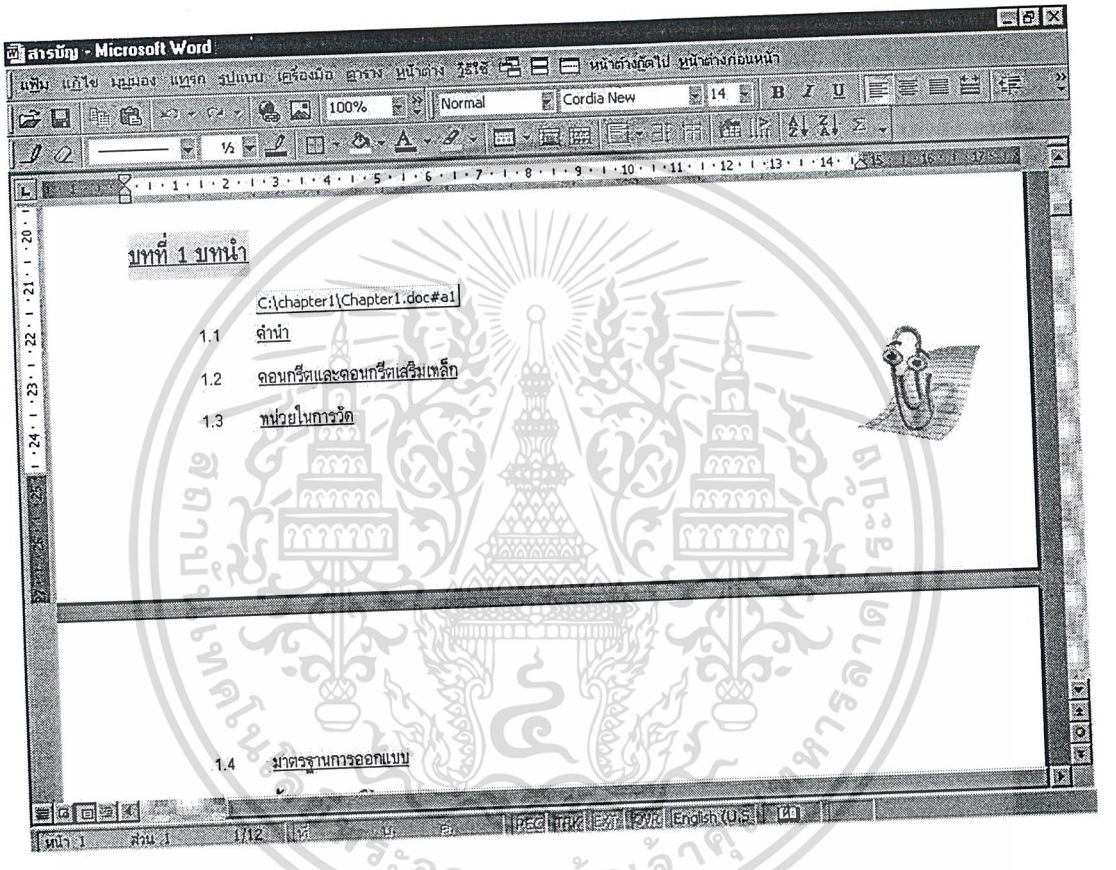
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5.4 หลังจากนั้นจะมีหน้าต่างแทรกการเชื่อมโยงหลายมิติ (Insert Hyperlink) ขึ้นมา แล้วให้ป้อนตำแหน่งของ ไฟล์ที่ต้องการเชื่อมโยง หรือ หาจากการกดปุ่ม แฟ้ม หรือ เว็บเพจ แล้วเลือกชื่อไฟล์ที่ต้องการ จากนั้นให้ป้อนชื่อตำแหน่งในไฟล์ที่ใช้อ้างอิงดังที่ได้ทำไว้ใน ขั้นตอนที่ 5.2 ที่ปุ่มที่คั่นหนังสือในหน้าต่างแทรกการเชื่อมโยงหลายมิติ และ ให้กดเลือก ตกลง และกดปุ่มตกลงอีกครั้งหนึ่ง



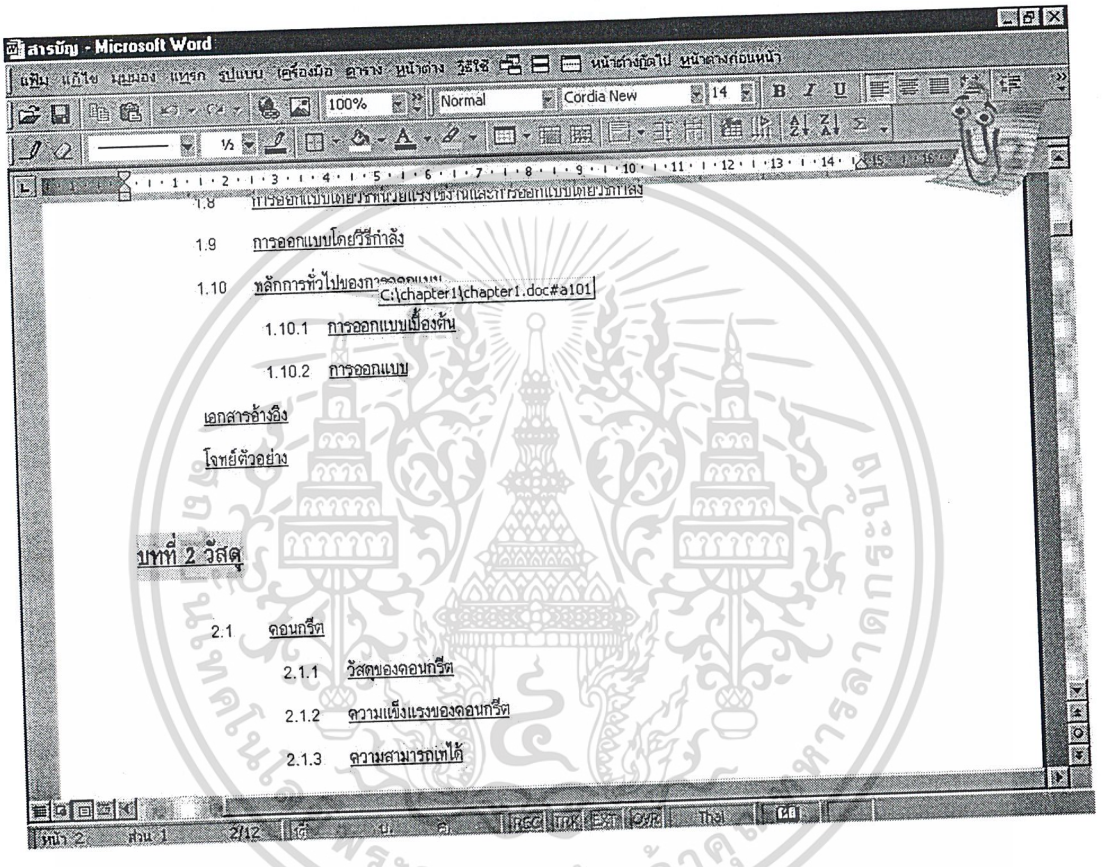
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5.5 หลังจากนั้น ส่วนที่ทำแถบดำไว้ข้างต้น ก็จะเปลี่ยนเป็นสีน้ำเงิน และ มีขีดเส้นใต้ เมื่อนำลูกศรไปชี้ที่บริเวณดังกล่าวแล้วค้างไว้สักครู่ จะขึ้นตำแหน่งไฟล์ที่เชื่อมโยง เพื่อตรวจสอบว่าถูกต้องหรือไม่



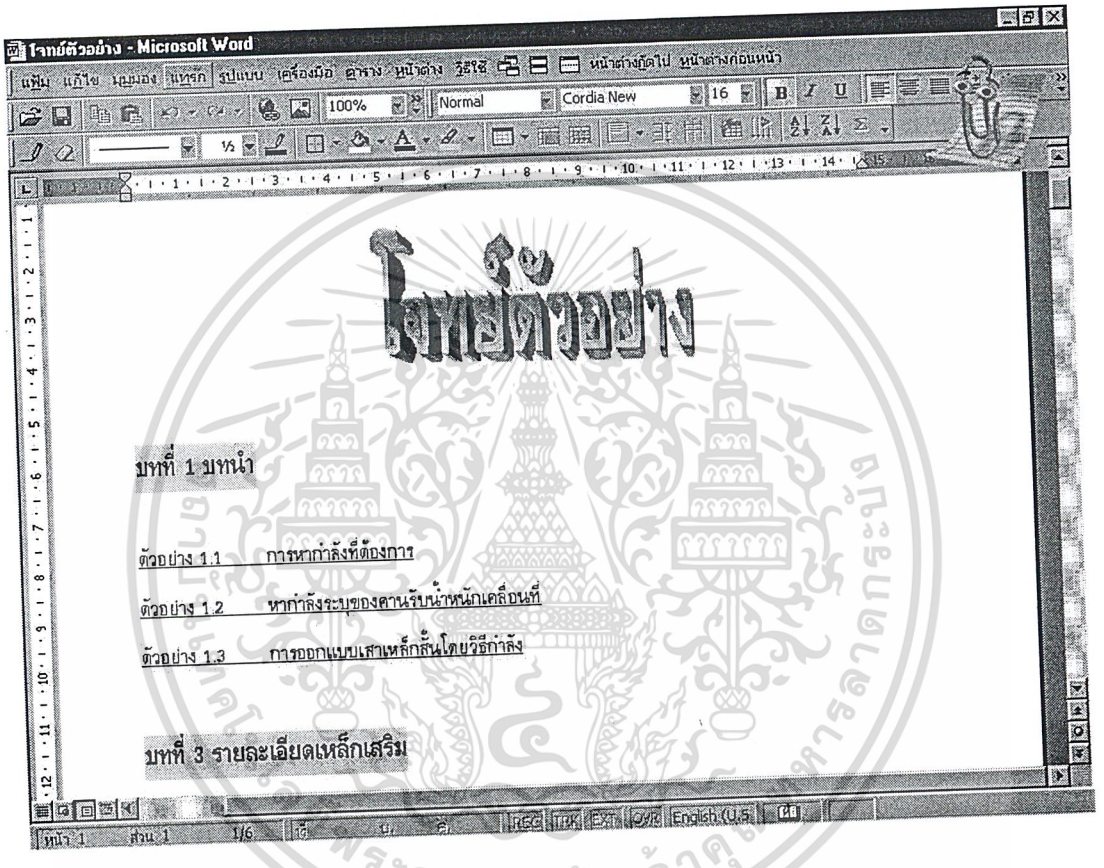
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5.6 ในส่วนของหัวข้อย่อยต่าง ๆ ถ้ามี ให้ทำดังขั้นตอนเช่นเดียวกับข้างต้นจะได้ผลลัพธ์ ดังรูปข้างล่าง เช่นในบทที่ 1



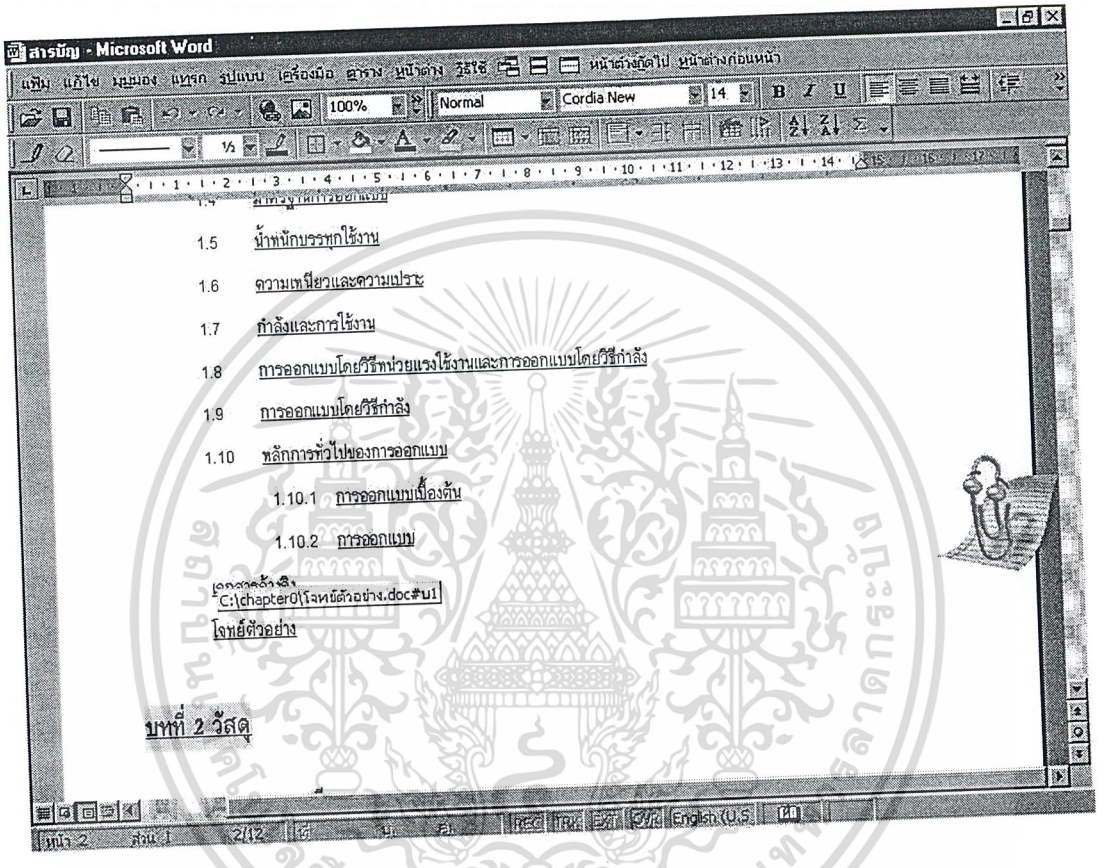
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

6. ให้ทำการพิมพ์หน้าสารบัญของตัวอย่างในบทนั้นๆ ดังรูปข้างล่าง และลำดับขั้นตอนก็เหมือนกับที่กล่าวมาแล้ว



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

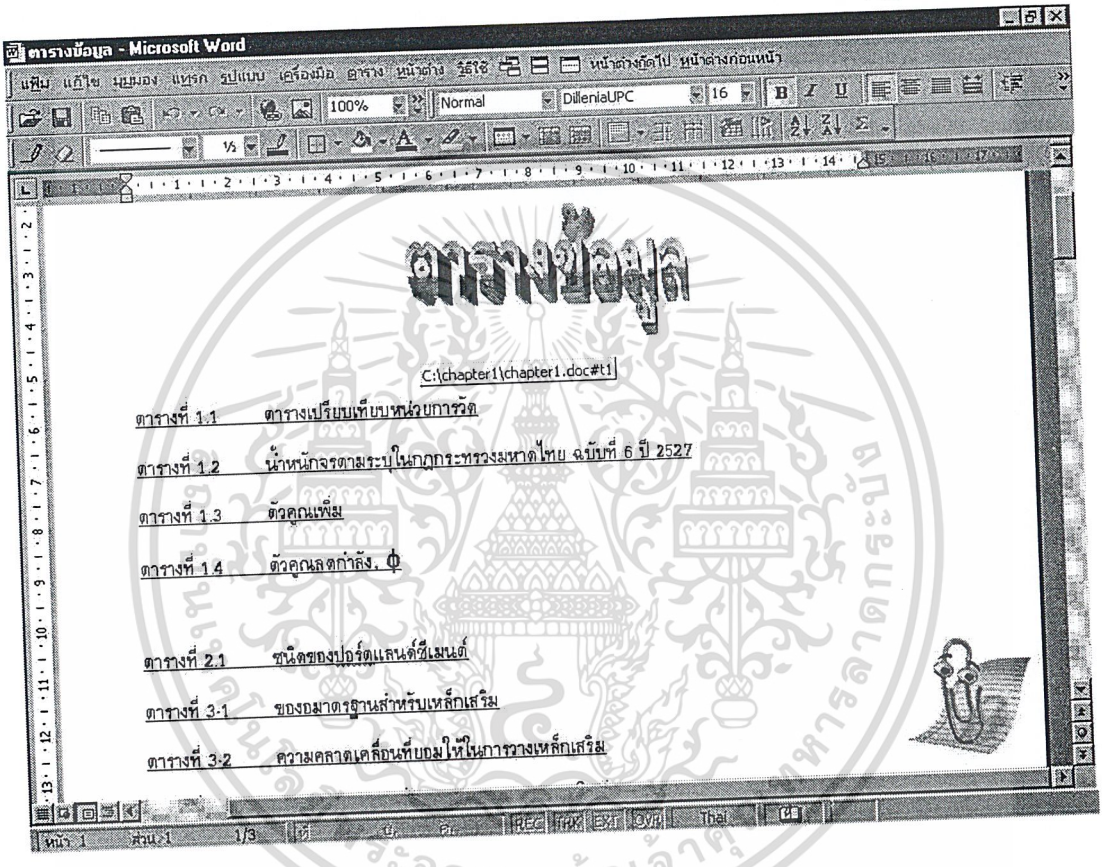
7. ให้เชื่อมโยง ระหว่าง สารบัญเนื้อหา กับ สารบัญตัวอย่าง ตามขั้นตอนที่ 4 จะได้ผลลัพธ์ดังรูป



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำนักหอสมุดกลาง พระจอมเกล้าลาดกระบัง

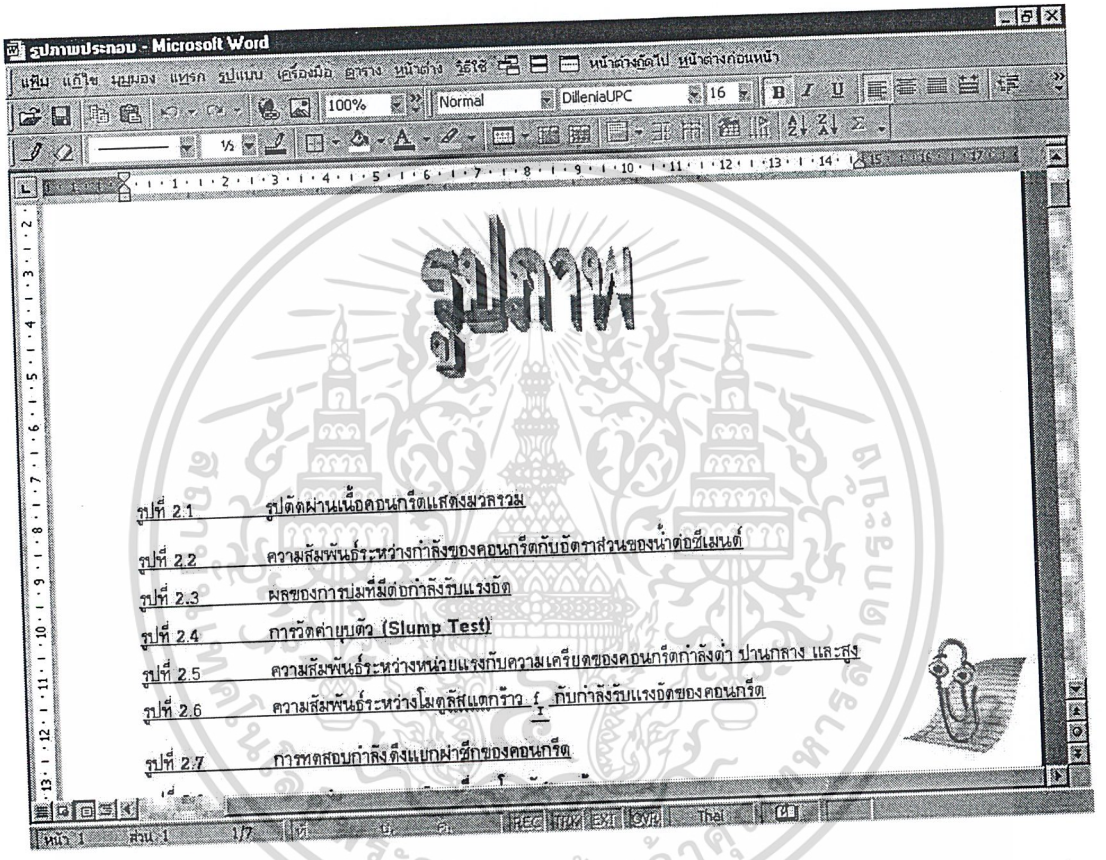
8. ให้ทำการพิมพ์หน้าสารบัญตารางในบทนั้นๆ ดังรูปข้างล่าง และลำดับขั้นตอนก็เหมือนกับที่กล่าวมาแล้ว และตรวจสอบตำแหน่งไฟล์ที่เชื่อมว่าถูกต้องหรือไม่



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

36759

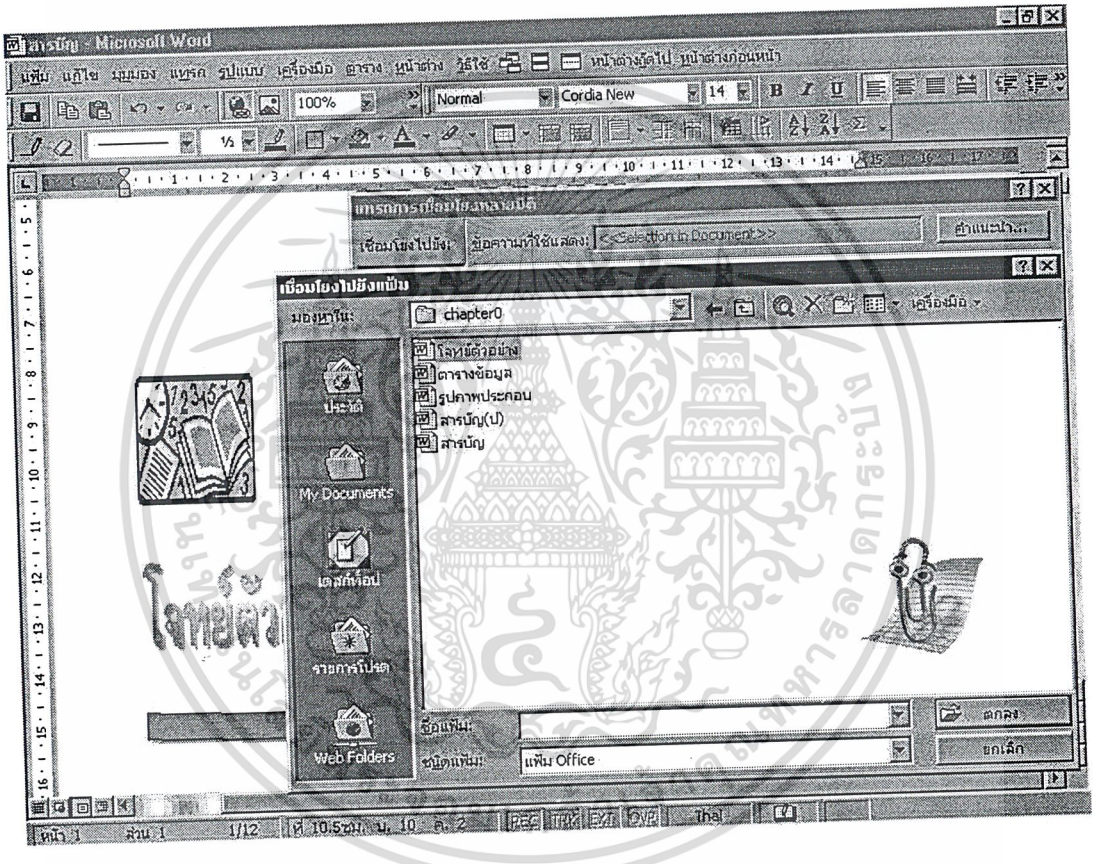
9. ให้ทำการพิมพ์หน้าสารบัญรูปภาพในบทนั้นๆ ดังรูปข้างล่าง และลำดับขั้นตอนก็เหมือนกับที่กล่าวมาแล้ว และตรวจสอบตำแหน่งไฟล์ที่เชื่อมว่าถูกต้องหรือไม่



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

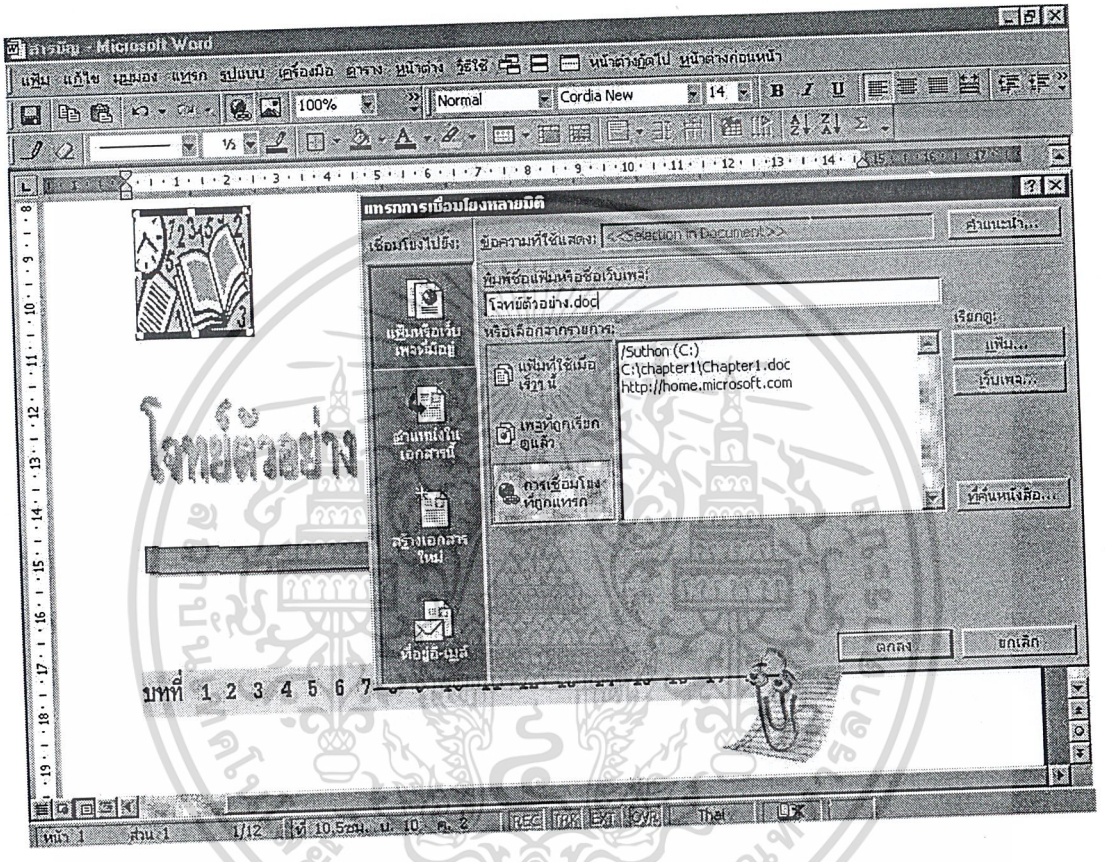
10. ทำการเชื่อมโยงระหว่างหน้าสารบัญต่างๆ

10.1 Click mouse ที่รูปหนังสือแบบฝึกหัด แล้วไปเมนูแทรก เลือกปุ่ม เชื่อมโยงหลายมิติ จากนั้นก็กดปุ่มแฟ้ม แล้วเลือกไฟล์ที่ต้องการ แล้วกดตกลง



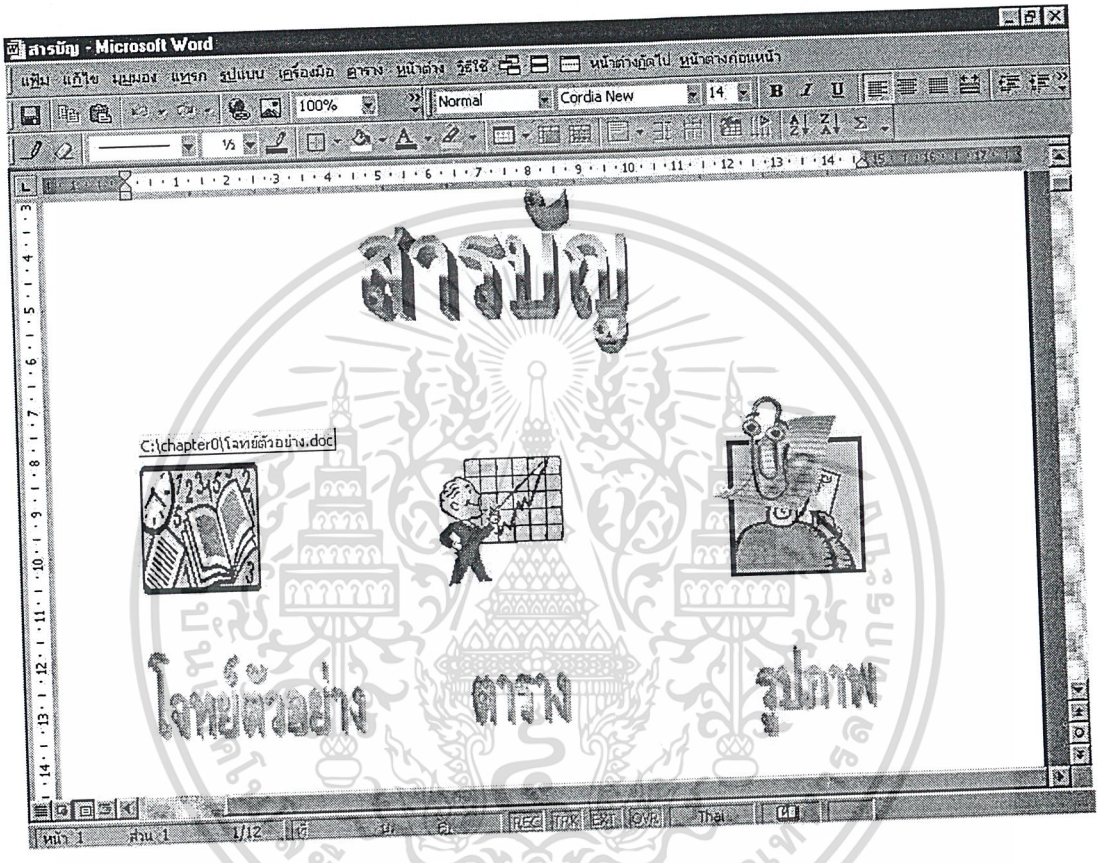
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

10.2 จากนั้นก็กดปุ่มตกลงอีกครั้งหนึ่งที่หน้าต่าง แทรกการเชื่อมโยงหลายมิติ



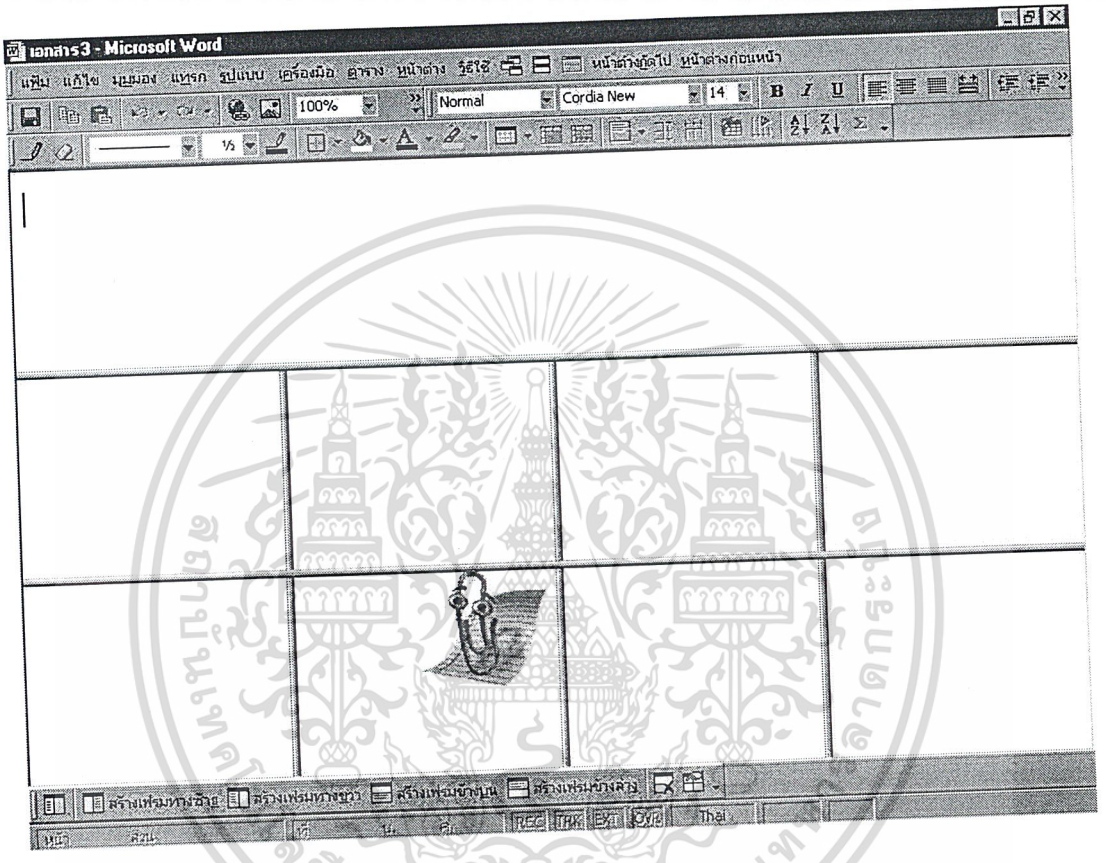
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

10.3 ตรวจสอบอีกว่าได้เชื่อมโยงถูกต้องหรือไม่



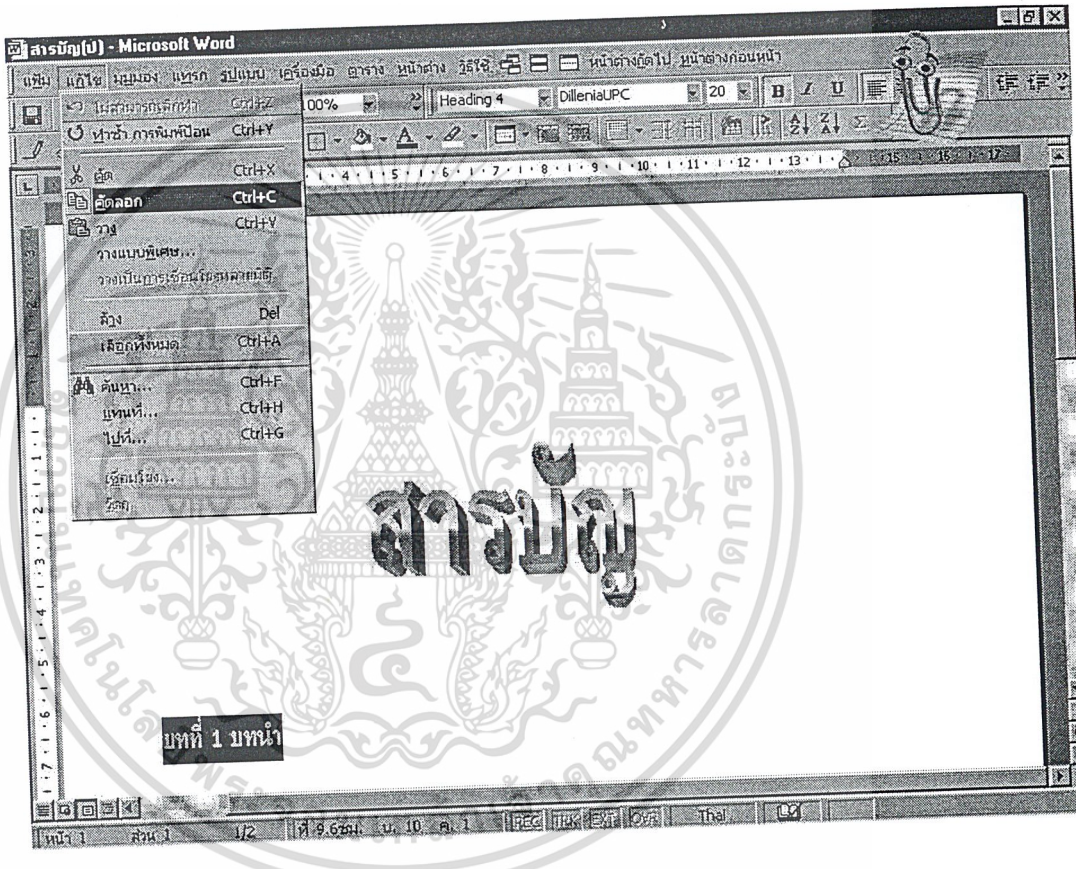
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

11. เพื่อให้การหาข้อมูลต่างๆรวดเร็วขึ้น สามารถแสดงในรูปของเฟรมได้ดังนี้



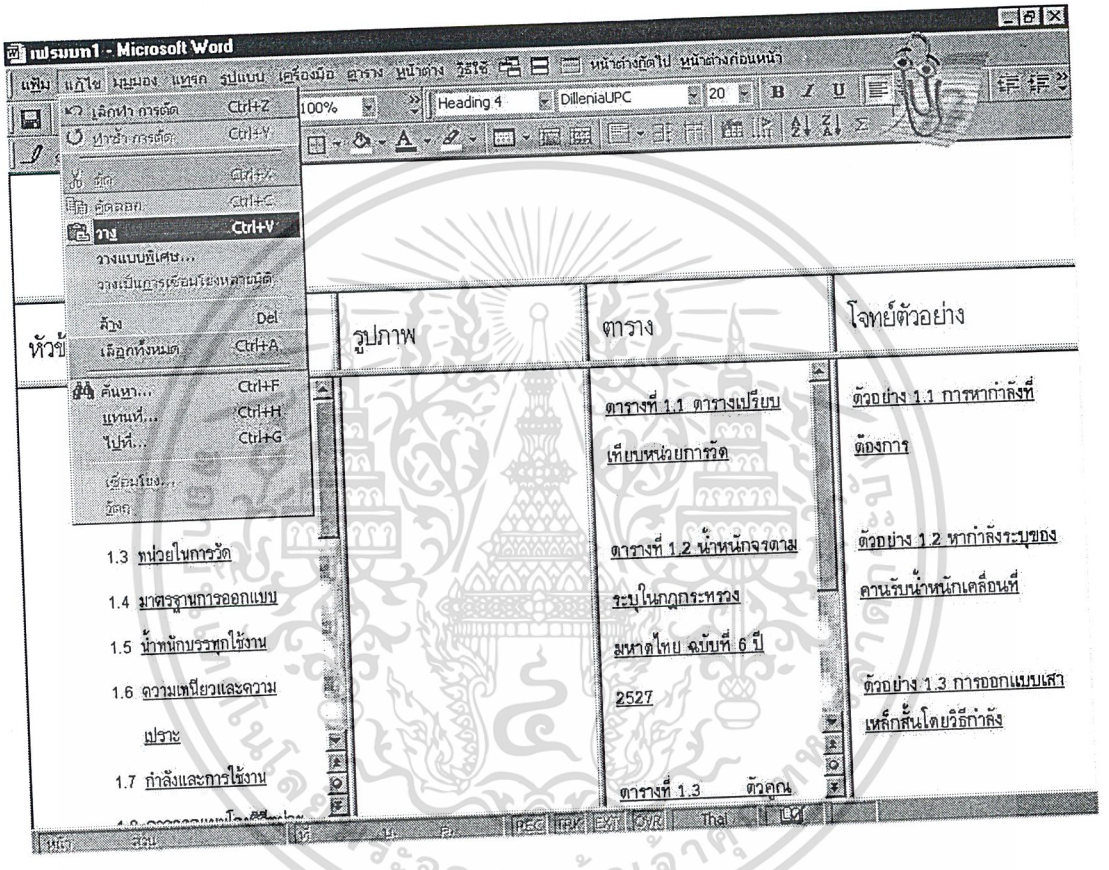
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

11.1 จากนั้นก็จัดขนาดกรอบแต่ละช่อง ด้วยการใช้ Mouse คลิกลากเส้นกั้นแต่ละเส้น เมื่อจัดกรอบแต่ละช่องได้ขนาดที่เหมาะสมแล้ว ก็เปิดแฟ้มเอกสารที่ต้องการคัดลอกข้อความ



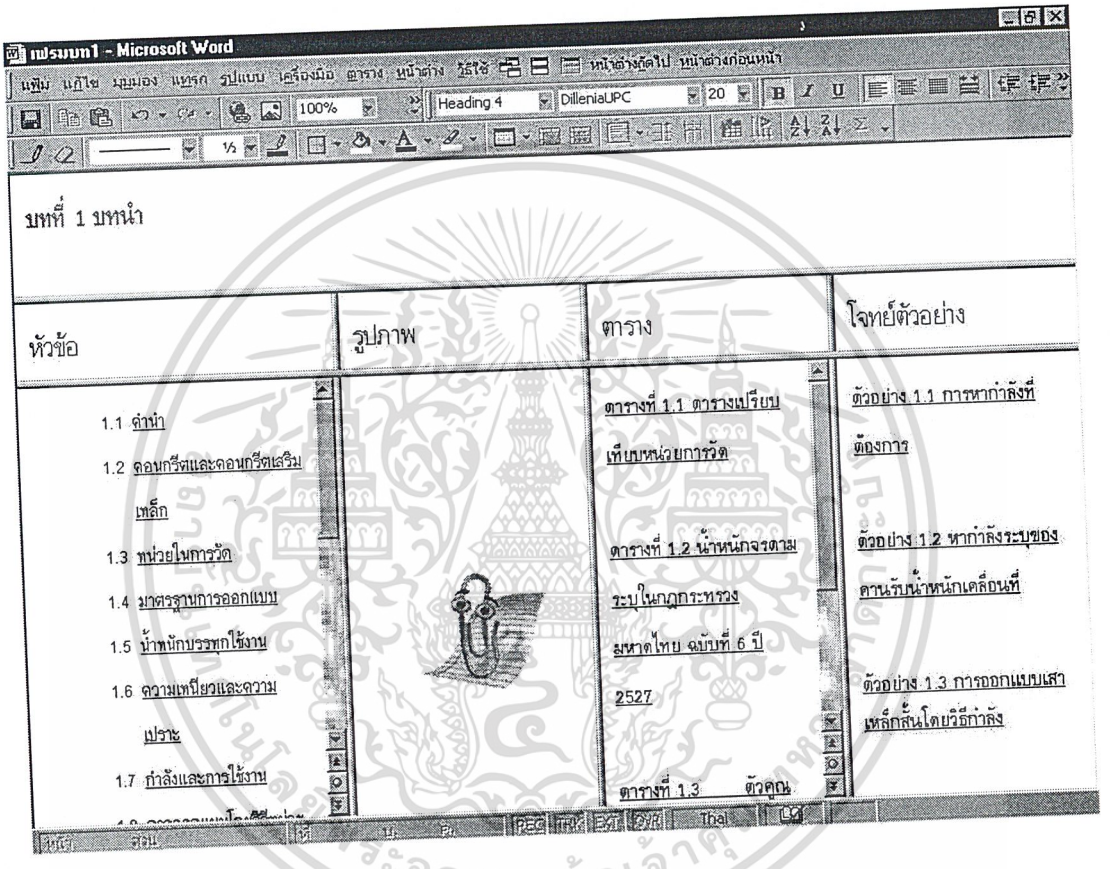
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

11.2 นำข้อความมาวางในช่องกรอบที่ต้องการ โดยคลิก Mouse ที่ต้องการวางข้อความลงไป จากนั้นก็กดปุ่ม วาง



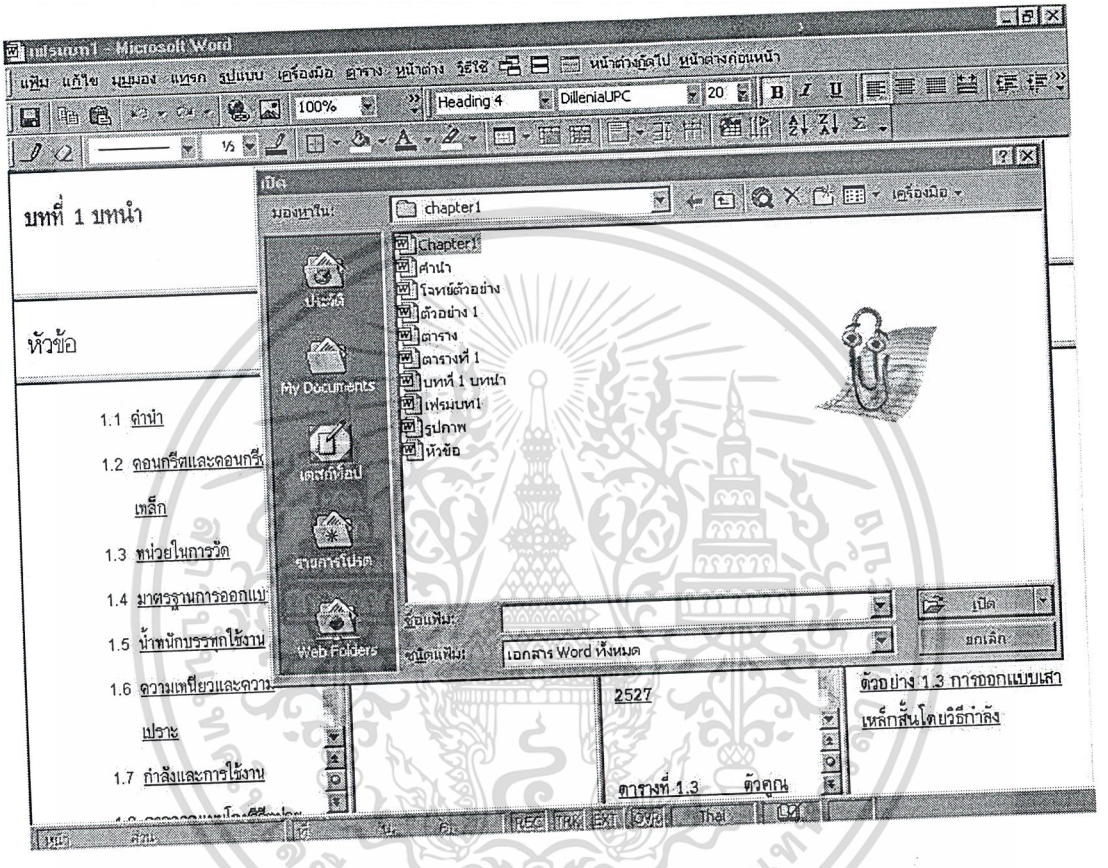
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

11.3 ช่องกรอบแต่ละช่องก็วางข้อความลงไป ในลักษณะวิธีเดียวกัน ส่วนช่องกรอบแถวกลาง 4 ช่อง (หัวข้อ ,รูปภาพ ,ตาราง และ โจทย์ตัวอย่าง) ใช้วิธีพิมพ์ข้อความลงไป



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

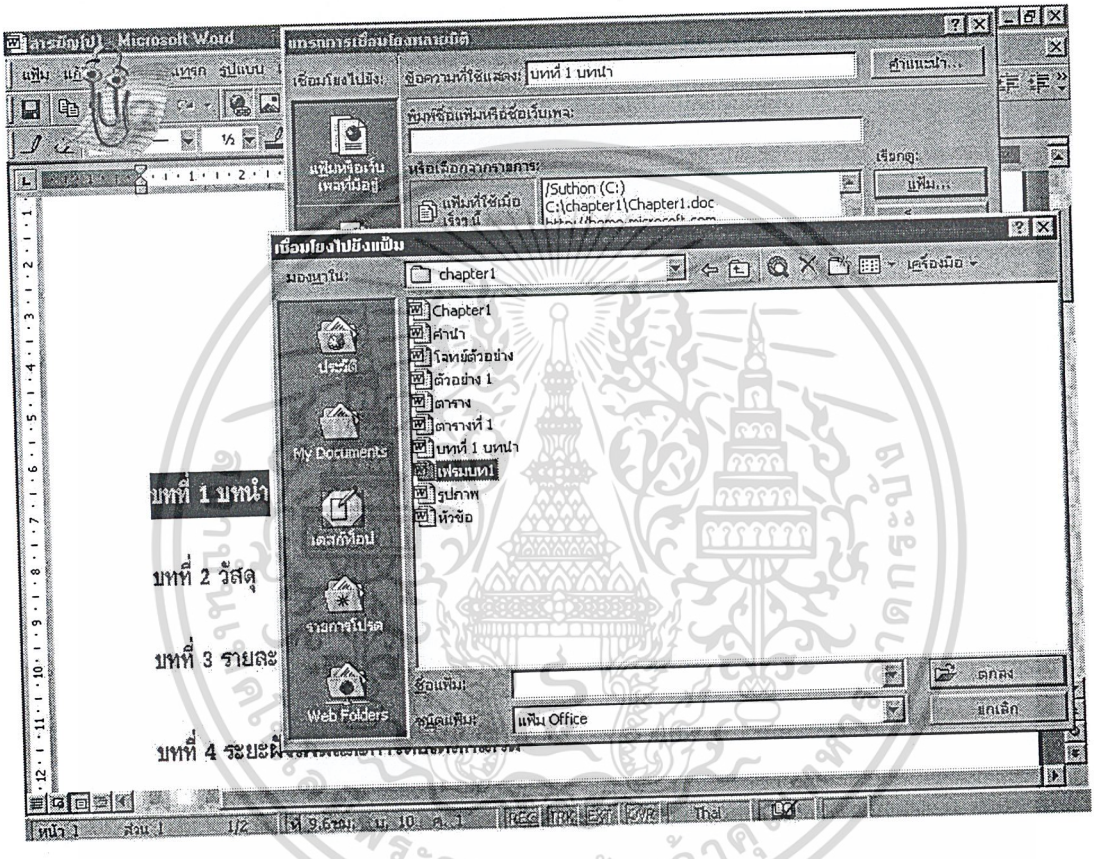
11.4 จากนั้นก็ตั้งชื่อเฟรม และเก็บเฟรมไว้ที่แฟ้มบทนั้นๆ



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

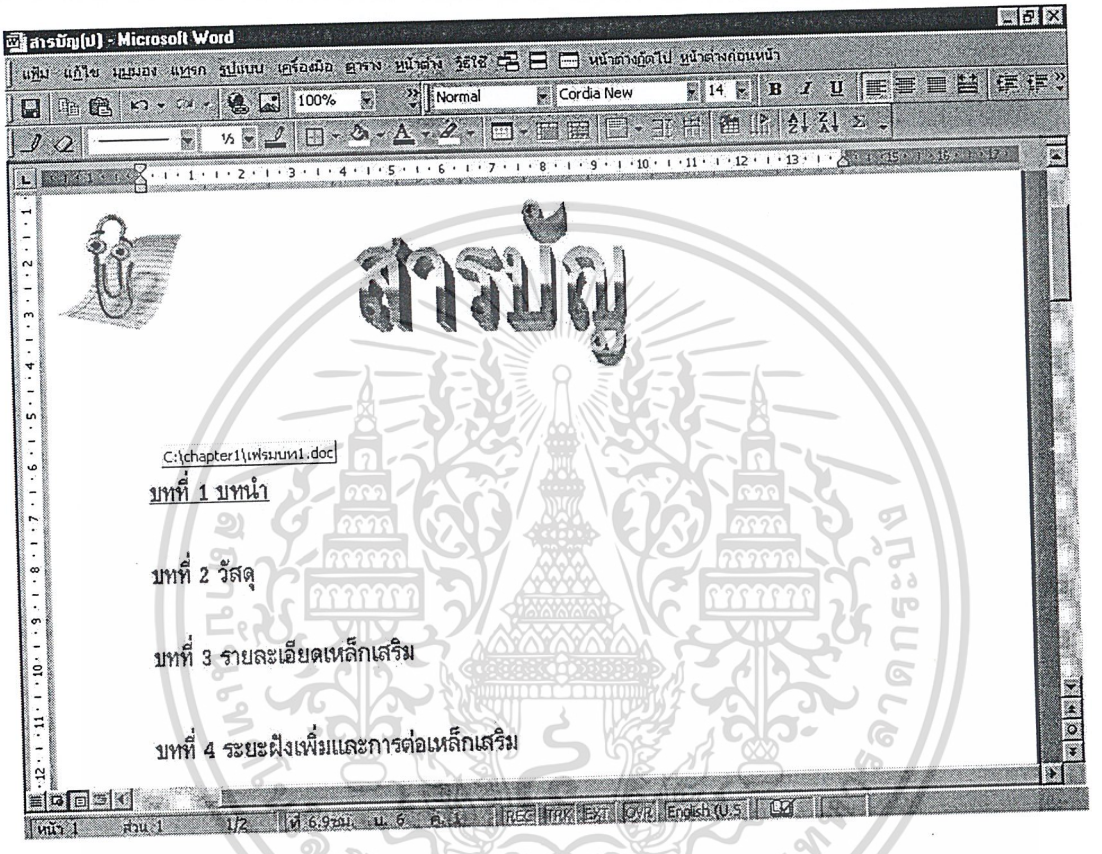
12. นำสารบัญบทต่างๆ ทำการแทรกเชื่อมโยงหลายมิติกับเฟรมของบทนั้นๆ

12.1 ทำการเชื่อมโยงระหว่างรายชื่อบทกับเฟรมของบทนั้นๆ



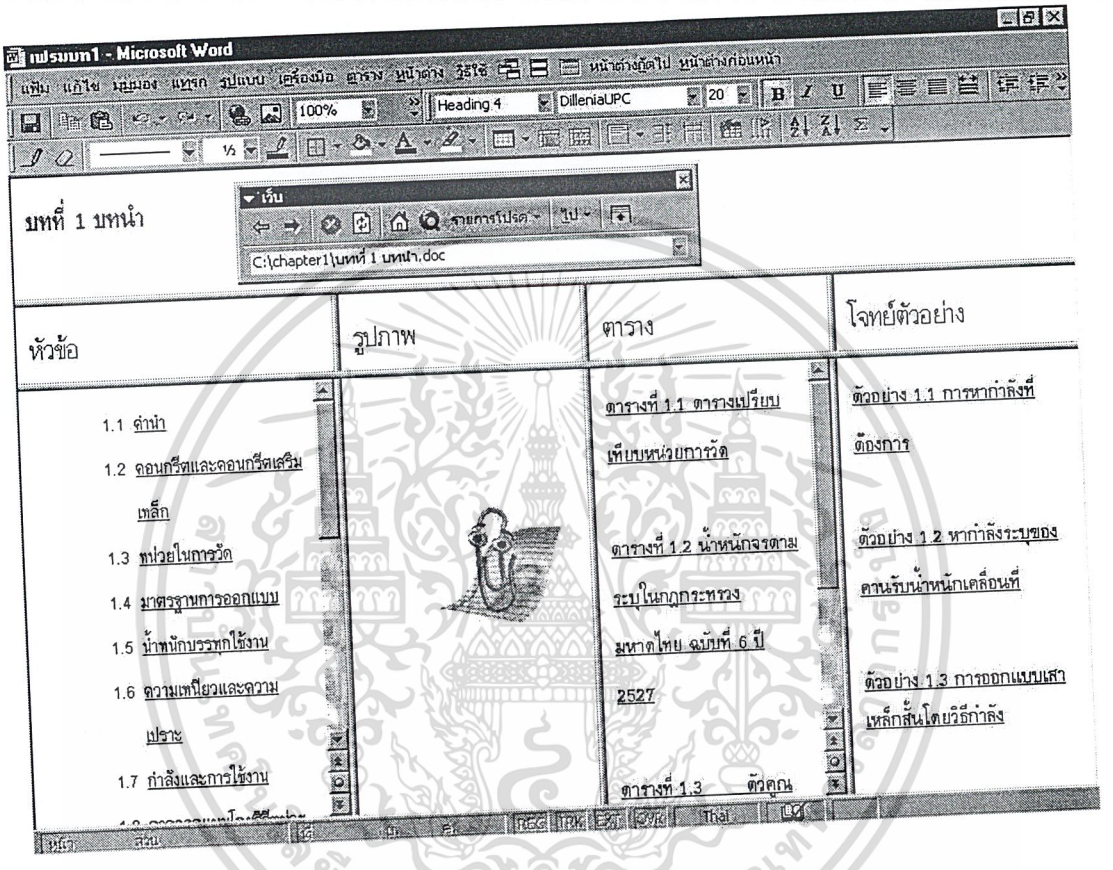
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

12.2 ตรวจสอบดูว่าทำการเชื่อมถูกต้องหรือไม่



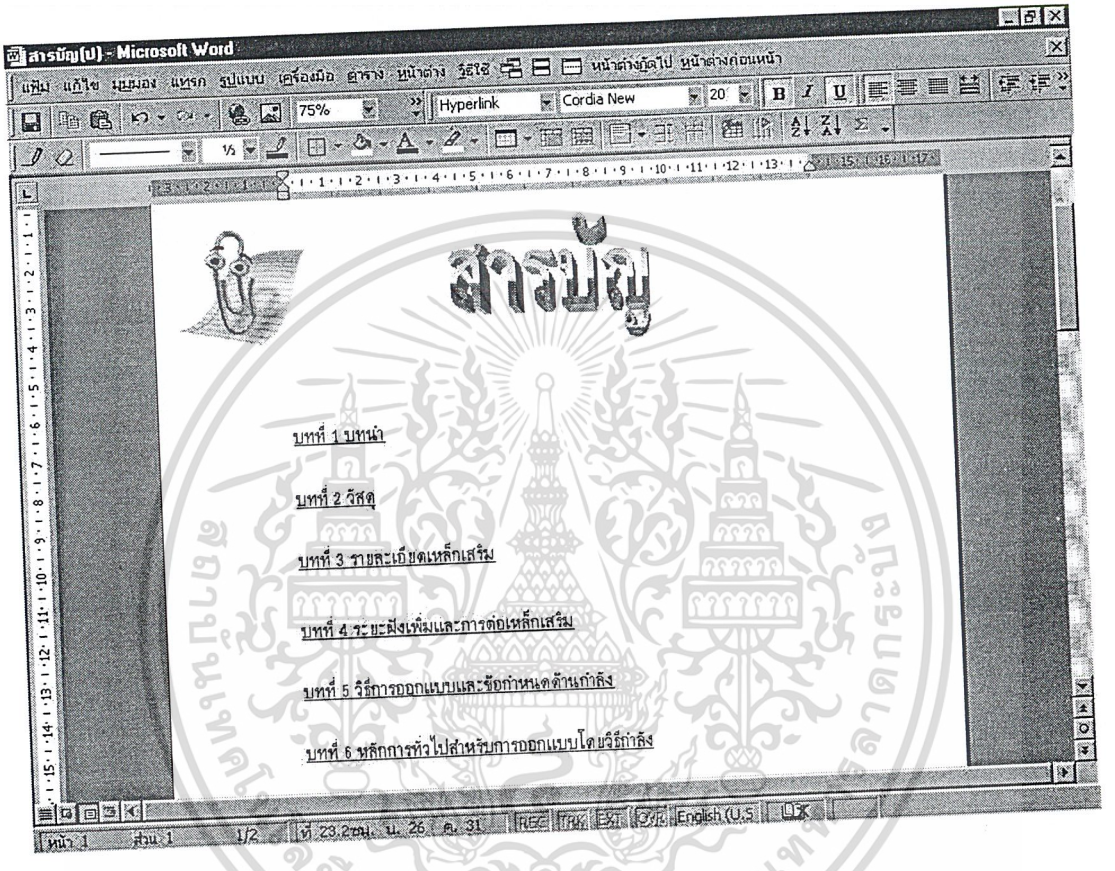
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

12.3 กดปุ่มเข้าไปดูว่า Link ได้ผลหรือไม่



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

12.4 สารบัญบทต่างๆที่ปรับปรุงใหม่จะมีรูปแบบดังนี้



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บรรณานุกรม

1. ACI 318-95 BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE With Design Applications Portland Cement Association PCA Edited by : S.K.Ghosh David A.Fanella Basile G.Rabbat

2. วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย "มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีกำลัง" (มาตรฐาน ว.ส.ท. 1008-38) ,143 หน้า,2540

3. วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย "ศัพย์วิทยาการวิศวกรรมโยธา" ,102 หน้า,2540

4. ศ.ดร. วินิต ช่อวิเชียร "การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีกำลัง" ,551 หน้า ,2540

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ภาคผนวก ก

ส่วนของเนื้อหาวิชา Reinforced Concrete Design II

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

		หน้า
บทที่ 1	**บทนำ**	1
1.1	คำนำ	1
1.2	คอนกรีตและคอนกรีตเสริมเหล็ก	1
1.3	หน่วยในการวัด	2
1.4	มาตรฐานการออกแบบ	3
1.5	น้ำหนักบรรทุกใช้งาน	5
1.6	ความเหนียวและความเปราะ	7
1.7	กำลังและการใช้งาน	7
1.8	เปรียบเทียบการออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงใช้งานและวิธีกำลัง	8
1.9	การออกแบบโดยวิธีกำลัง	9
1.10	หลักการทั่วไปในการออกแบบ	12
	1.10.1 การออกแบบเบื้องต้น	12
	1.10.2 การออกแบบขั้นสุดท้าย	13
	เอกสารอ้างอิง	14
	โจทย์ตัวอย่าง	15
บทที่ 2	**วัสดุ**	20
2.1	คอนกรีต	20
	2.1.1 วัสดุของคอนกรีต	22
	2.1.2 ความแข็งแรงของคอนกรีต	23
	2.1.3 ความสามารถเทได้	25
	2.1.4 ความทนทาน	25

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.2 คุณสมบัติทางกลของคอนกรีต 26
2.2.1 กำลังรับแรงอัดและโมดูลัสยืดหยุ่น 26
2.2.2 กำลังรับแรงดึง 28
2.2.3 กำลังรับแรงสองแกน 30
2.2.4 การคืบ 31
2.2.5 การหดตัว 33
2.2.6 การเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิ 36
2.3 เหล็กเสริม 37
2.3.1 ชนิดของเหล็กเสริม 37
2.3.2 คุณสมบัติของเหล็กเสริม 39
2.3.3 การประกอบเหล็กเสริม 40
เอกสารอ้างอิง 42

บทที่ 3 รายละเอียดเหล็กเสริม 43
3.1 ข้อพิจารณาทั่วไป 43
3.2 ของอมาตรฐาน 43
3.3 การดัดเหล็กเสริม 44
3.4 การจัดวางเหล็กเสริม 44
3.5 ระยะระหว่างเหล็กเสริม 45
3.6 คอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม 46
3.7 รายละเอียดพิเศษสำหรับเหล็กเสริมในเสา 47
3.8 จุดต่อ 49
3.9 เหล็กเสริมตามขวางสำหรับองค์อาคารรับแรงอัด 49
3.9.1 เหล็กปลอกเกลียว 49
3.9.2 เหล็กปลอกเดี่ยว 50

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.10 เหล็กเสริมตามขวางสำหรับองค์อาคารรับแรงดัด 52

3.11 เหล็กเสริมต้านการยึดหด 53

เอกสารอ้างอิง 54

โจทย์ตัวอย่าง 55

บทที่ 4 ระยะฝังเพิ่มและการต่อเหล็กเสริม 56

4.1 การทำให้เกิดแรงโดยการฝังของเหล็กเสริม – ทั่วไป 56

4.2 การทำให้เกิดแรงโดยการฝังของเหล็กข้ออ้อยและลวดข้ออ้อยรับแรงดึง 56

4.3 การทำให้เกิดแรงโดยการฝังของเหล็กข้ออ้อยและลวดข้ออ้อยรับแรงอัด 60

4.4 การทำให้เกิดแรงโดยการฝังของเหล็กเส้นมัดรวมกันเป็นกำ 60

4.5 การทำให้เกิดแรงโดยการฝังของของอมาตรฐานรับแรงดึง 60

4.6 การทำให้เกิดแรงโดยการฝังของเหล็กเสริมรับแรงดัด – ทั่วไป 62

4.7 การทำให้เกิดแรงโดยการฝังของเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวก 64

4.8 การทำให้เกิดแรงโดยการฝังของเหล็กเสริมรับโมเมนต์ลบ 66

4.9 การต่อเหล็กเสริม – ทั่วไป 68

4.10 การต่อเหล็กข้ออ้อยและลวดข้ออ้อยรับแรงดึง 69

4.11 การต่อเหล็กข้ออ้อยรับแรงอัด 71

4.12 ข้อกำหนดพิเศษสำหรับการต่อในเสา 71

เอกสารอ้างอิง 74

โจทย์ตัวอย่าง 75

บทที่ 5 วิธีการออกแบบและข้อกำหนดด้านกำลัง 109

5.1 วิธีการออกแบบ 109

5.2 กำลังและการใช้งาน-ทั่วไป 111

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5.2.1 ข้อกำหนดด้านกำลัง 111
5.2.2 ข้อกำหนดด้านการใช้งาน 115
5.3 กำลังที่ต้องการ 115
5.4 กำลังที่ใช้ในการออกแบบ 117
5.4.1 กำลังระบุและกำลังที่ใช้ในการออกแบบ 117
5.4.2 ตัวคุณลดกำลัง 117
เอกสารอ้างอิง 119

บทที่ 6 หลักการทั่วไปสำหรับการออกแบบโดยวิธีกำลัง 120
6.1 สมมติฐานในการออกแบบ 120
6.1.1 ความสมดุลของแรงและความสอดคล้องของความเครียด 120
6.1.2 สมมติฐานข้อที่ 1 121
6.1.3 สมมติฐานข้อที่ 2 123
6.1.4 สมมติฐานข้อที่ 3 123
6.1.5 สมมติฐานข้อที่ 4 124
6.1.6 สมมติฐานข้อที่ 5 124
6.1.7 สมมติฐานข้อที่ 6 128
6.2 ข้อกำหนดและหลักการทั่วไป 131
6.2.1 กำลังระบุรับแรงดัด 131
6.2.2 ความเครียดที่สภาวะสมดุล 134
6.2.3 ปริมาณเหล็กเสริมมากที่สุดที่ยอมให้ 137
6.2.4 กำลังรับแรงตามแนวแกนสูงสุด 138
6.2.5 กำลังรับผลรวมของแรงดัดและแรงตามแนวแกน 140
6.3 ปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดสำหรับองค์อาคารรับแรงดัด 144
6.4 กำลังรับแรงแบกทานของคอนกรีต 146

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เอกสารอ้างอิง 148

โจทย์ตัวอย่าง 149

บทที่ 7 การกระจายเหล็กเสริมรับแรงดัด 159

7.1 คานและแผ่นพื้นทางเดียว 160

7.1.1 การจัดเหล็กเสริมรับแรงดึง 160

7.1.2 สภาวะแวดล้อมที่มีการกัดกร่อน 166

7.1.3 การจัดเหล็กเสริมรับแรงดึงในปีกของคานรูปตัวที 166

7.1.4 เหล็กเสริมควบคุมรอยร้าวในคานลึก 167

7.2 แผ่นพื้นสองทาง 168

เอกสารอ้างอิง 168

โจทย์ตัวอย่าง 169

บทที่ 8 การแอ่นตัว 177

8.1 ความหนาต่ำสุดสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กและแผ่นพื้นทางเดียว 177

8.2 การแอ่นตัวที่เกิดขึ้นทันทีทันใดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กและแผ่นพื้นทางเดียว 178

8.3 โมเมนต์อินเนอร์เชียประสิทธิผลของคานคอนกรีตเสริมเหล็กและแผ่นพื้นทางเดียว 182

8.4 การแอ่นตัวระยะยาวของคานคอนกรีตเสริมเหล็กและแผ่นพื้นทางเดียว 184

8.4.1 วิธีการคิดรวมผลของการหดตัวและการคืบ 185

8.4.2 วิธีการคิดแยกผลของการหดตัวและการคืบ 186

8.4.3 ขีดจำกัดการแอ่นตัว 187

8.5 แผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กสองทาง 188

8.5.1 การแอ่นตัวระยะสั้นโดยวิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่า 190

8.5.2 การแอ่นตัวระยะสั้นโดยวิธีการออกแบบโดยตรง 194

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

8.5.3 โมเมนต์อินเนอร์เชียประสิทธิผล 195
8.5.4 การแอ่นตัวระยะยาว 196
8.6 โครงสร้างคอนกรีตอัดแรง 196
8.7 โครงสร้างเชิงประกอบ 198
8.7.1 การก่อสร้างที่มีการค้ำยัน 199
8.7.2 การก่อสร้างที่ไม่มีการค้ำยัน 200
เอกสารอ้างอิง 203
โจทย์ตัวอย่าง 205

บทที่ 9 การกระจายซ้ำของโมเมนต์ 242
9.1 การกระจายซ้ำของโมเมนต์ลบในองค์อาคารต่อเนื่องที่รับแรงดัดแบบไม่อัดแรง 242
โจทย์ตัวอย่าง 245

บทที่ 10 การออกแบบต้านทานแรงดัด 263
10.1 ข้อกำหนดทั่วไป 263
10.2 การออกแบบหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว 264
10.3 ขั้นตอนการออกแบบหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว 266
10.4 ขั้นตอนการออกแบบหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงอัดด้วย 267
10.5 ขั้นตอนการออกแบบหน้าตัดสี่เหลี่ยมมีปีก และมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว 268
โจทย์ตัวอย่าง 272

บทที่ 11 การออกแบบรับแรงดัดและแรงตามแนวแกน 301
11.1 ความแตกต่างระหว่างเสาปลอกเดี่ยวและเสาปลอกเกลียว 303
11.2 ข้อพิจารณาถึงการยึดรั้งขององค์อาคาร 303
11.3 ข้อกำหนดถึงผลของความชะลูด 304

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

11.4 พิกัดสำหรับเหล็กเสริมขององค์อาคารรับแรงดัด 307
11.4.1 เหล็กเสริมตามยาว 307
11.4.2 เหล็กปลอกเดี่ยว 307
11.4.3 เหล็กปลอกเกลียว 309
11.5 ลักษณะการพังทลายขององค์อาคารรับแรงดัดและแรงตามแนวแกน 309
11.6 การออกแบบองค์อาคารรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ารับแรงดัดและแรงตามแนวแกน 310
11.6.1 สภาวะทั่วไป 310
11.6.2 สภาวะสมดุล 310
11.6.3 สภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงอัด 312
11.6.4 สภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงดึง 314
11.7 การออกแบบองค์อาคารรูปวงกลมรับแรงดัดและแรงตามแนวแกน 315
โจทย์ตัวอย่าง 318

บทที่ 12 การออกแบบรับแรงดัดสองแกน 338
12.1 ข้อพิจารณาทั่วไป 338
12.2 กำลังรับแรงร่วมสองแกน 338
12.3 พื้นผิววิบัติ 340
12.3.1 วิธีกลับส่วนค่าน้ำหนักบรรทุกของ Bresler 341
12.3.2 วิธีเส้นระดับน้ำหนักบรรทุกของ Bresler 343
12.3.3 วิธีเส้นระดับน้ำหนักบรรทุกของ PCA 345
12.4 ขั้นตอนการออกแบบ 353
เอกสารอ้างอิง 354
โจทย์ตัวอย่าง 356

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 13 การออกแบบรับผลของความชะลูด 370

13.1 ข้อกำหนดทั่วไป 373

13.2 การพิจารณาผลของความชะลูด 374

13.2.1 คุณสมบัติหน้าตัดสำหรับการวิเคราะห์ 374

13.2.2 รัศมีไจเรชั่น 375

13.2.3 ความยาวส่วนที่ไม่มีการยึดรั้งและความยาวประสิทธิผลขององค์อาคารรับแรงอัด 375

13.2.4 การระบุระหว่างโครงที่มีการยึดรั้งกับโครงที่ไม่มีการยึดรั้ง 381

13.2.5 ตัวคูณขยายค่าโมเมนต์ สำหรับการดัด 2 แกน 381

13.2.6 การปรับเพิ่มค่าโมเมนต์ สำหรับโครงที่มีการยึดรั้งต้านทานการเคลื่อนตัวด้านข้าง 382

13.2.7 การปรับเพิ่มค่าโมเมนต์ สำหรับโครงที่ไม่มีการยึดรั้งต้านทานการเคลื่อนตัวด้านข้าง 385

13.2.8 การคำนวณหา $\delta_x M_x$ 385

13.2.9 ตำแหน่งที่เกิดโมเมนต์สูงสุด 386

13.2.10 เสถียรภาพของโครงสร้างภายใต้น้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง 387

13.2.11 การปรับค่าโมเมนต์ สำหรับองค์อาคารรับแรงดัด 388

13.3 สรุปสมการที่ใช้ในการออกแบบ 388

13.3.1 โครงที่มีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง 388

13.3.2 โครงที่ไม่มีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง 391

เอกสารอ้างอิง 394

โจทย์ตัวอย่าง 395

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 14 แรงเฉือน 413

14.1 กำลังรับแรงเฉือน 413

14.1.1 ช่องเปิดในคาน 416

14.1.2 ปริมาณน้อยที่สุดของเหล็กลูกตั้งในคานที่ใช้คอนกรีตกำลังสูง 416

14.2 คอนกรีตน้ำหนักเบา 417

14.3 กำลังเฉือนของคอนกรีตสำหรับองค์อาคารชนิดไม่อัดแรง 417

14.4 กำลังรับแรงเฉือนโดยเหล็กเสริม 420

14.4.1 ชนิดของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน 420

14.4.2 รายละเอียดของการงอเหล็ก สำหรับเหล็กเสริมรับแรงเฉือน 420

14.4.3 ข้อกำหนดระยะห่างของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน 421

14.4.4 ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนน้อยที่สุดที่ต้องมี 421

14.4.5 การออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือน 422

14.5 องค์อาคารคอนกรีตเชิงประกอบรับแรงดัด 425

14.5.1 กำลังรับแรงเฉือนในแนวตั้ง 425

14.5.2 กำลังรับแรงเฉือนในแนวนอน 425

14.5.3 เหล็กปลอกรับแรงเฉือนในแนวนอน 426

เอกสารอ้างอิง 428

โจทย์ตัวอย่าง 429

บทที่ 15 แรงบิด 449

15.1 พื้นฐาน 449

15.2 เมื่อต้องพิจารณาแรงบิด 452

15.3 แรงบิดสมดุลและแรงบิดสอดคล้อง 453

15.4 กำลังรับแรงบิด 454

15.5 รายละเอียดของเหล็กเสริมรับแรงบิด 456

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

15.6 เหล็กเสริมรับแรงบิดน้อยสุด 457
15.7 ระยะเรียงของเหล็กเสริมรับแรงบิด 457
เอกสารอ้างอิง 458
โจทย์ตัวอย่าง 459

บทที่ 16 แรงเฉือน-ความเสียดทาน 467

16.1 พื้นฐาน 467
16.2 การใช้งาน 468
16.3 วิธีการออกแบบโดยวิธีแรงเฉือน-ความเสียดทาน 469
16.3.1 สัมประสิทธิ์ความเสียดทาน 471
16.3.2 กำลังถ่ายแรงเฉือนสูงสุด 471
16.4 แรงตั้งฉากกับระนาบแรงเฉือน 471
16.5 ข้อกำหนดเพิ่มเติม 472
เอกสารอ้างอิง 473
โจทย์ตัวอย่าง 474

บทที่ 17 แป้นหูช้างและเชิงยื่น 484

17.1 แป้นหูช้าง 484
17.2 เชิงยื่น 487
17.2.1 แรงเฉือน-ความเสียดทาน 488
17.2.2 แรงดัด 489
17.2.3 แรงเฉือนทะลุ 490
17.2.4 เหล็กเสริมแขวนรับ 490
17.3 การฝังเพิ่มเพื่อให้เกิดแรงและการยึดของเหล็กเสริม 492
เอกสารอ้างอิง 494

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โจทย์ตัวอย่าง 495

บทที่ 18 ระบบแผ่นพื้นสองทาง 511

18.1 ขอบเขต 511

18.2 การควบคุมการแอ่นตัว – ความหนาต่ำสุดของพื้น 513

18.3 คำจำกัดความ 516

18.3.1 แถบออกแบบ 516

18.3.2 หน้าตัดคานประสิทธิผล 517

18.4 เหล็กเสริมในแผ่นพื้น 518

18.5 ขั้นตอนการออกแบบ 520

18.5.1 การวิเคราะห์น้ำหนักบรรทุกอันเนื่องมาจากแรงโน้มถ่วง 520

18.5.2 การวิเคราะห์น้ำหนักกระทำด้านข้าง 520

18.6 แรงเฉือนในระบบแผ่นพื้นสองทาง 521

18.7 การส่งถ่ายโมเมนต์ที่จุดต่อระหว่างแผ่นพื้นและเสา 523

18.8 แผ่นพื้นสองทาง - โดยวิธีการคำนวณออกแบบโดยตรง 525

18.8.1 ข้อกำหนดทั่วไป 525

18.8.2 โมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณแล้วทั้งหมดสำหรับหนึ่งช่วง 527

18.8.3 โมเมนต์ลบและบวกที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว 528

18.8.4 โมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณแล้วในแถบเสา 530

18.8.5 โมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณแล้วในคาน 531

18.8.6 โมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณแล้วในแถบกลาง 535

18.8.7 โมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณแล้วในเสาและกำแพง 535

18.9 ตารางช่วยในการออกแบบ – สัมประสิทธิ์การกระจายโมเมนต์ในวิธีการออกแบบแผ่นพื้นโดยตรง 536

โจทย์ตัวอย่าง 541

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 19 ฐานราก 557

19.1 น้ำหนักและแรงลัพธ์ 557

19.2 โมเมนต์ในฐานราก 558

19.3 แรงเฉือนในฐานราก 559

19.4 การถ่ายแรงที่ฐานของเสา กำแพง หรือตอม่อ 562

19.5 ข้อพิจารณาเพิ่มเติมสำหรับฐานรากวางบนเสาเข็ม 564

19.5.1 ขนาดของฐานราก 564

19.5.2 ผลของตำแหน่งของเสาเข็มที่มีต่อแรงเฉือนบนฐานราก 564

19.5.3 ฐานรากซึ่งมีจำนวนเสาเข็มในกรณีพิเศษ 565

เอกสารอ้างอิง 569

โจทย์ตัวอย่าง 570

คำศัพท์ **590**

ภาคผนวก ข ส่วนของ Flowchart

แผนผังที่ 1 ขั้นตอนการวิเคราะห์คานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า เสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว

แผนผังที่ 2 ขั้นตอนการออกแบบคานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า เสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว

แผนผังที่ 3 ขั้นตอนการวิเคราะห์คานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า เสริมเหล็กรับแรงดึงและแรงอัด

แผนผังที่ 4 ขั้นตอนการออกแบบคานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า เสริมเหล็กรับแรงดึงและแรงอัด

แผนผังที่ 5 ขั้นตอนการออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

แผนผังที่ 6 ขั้นตอนการคำนวณค่าการแอ่นตัว

แผนผังที่ 7 ขั้นตอนการออกแบบเสาสั้น

แผนผังที่ 8 การออกแบบเสายาว

แผนผังที่ 9 ขั้นตอนการออกแบบฐานราก

แผนผังที่ 10 ขั้นตอนการวิเคราะห์คานหน้าตัดรูปตัว T และ L

แผนผังที่ 11 ขั้นตอนการออกแบบแผ่นพื้นสองทาง โดยวิธี DIRECT DESIGN METHOD

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 1

บทนำ (INTRODUCTION)

1.1 คำนำ (OVERVIEW)

ในทุกสาขาของวิศวกรรมโยธาและสถาปัตยกรรม จะมีการใช้คอนกรีตเสริมเหล็กในโครงสร้างและฐานราก วิศวกรและสถาปนิกจึงจำเป็นต้องมีความรู้พื้นฐานของการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งจะต้องใช้ตลอดชีวิตการทำงาน หนังสือเล่มนี้ครอบคลุมพฤติกรรมและการออกแบบขององค์อาคารที่ประกอบกันเป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก เช่น คาน, เสา และแผ่นพื้น หลังจากที่ผู้ออกแบบเข้าใจถึงพฤติกรรมของแต่ละองค์ประกอบแล้ว ก็สามารถที่จะวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างต่าง ๆ ที่สลับซับซ้อนมากขึ้นได้ เช่น ฐานราก, ตึก, และสะพาน

เนื่องจากคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นวัสดุที่มีคุณสมบัติไม่สม่ำเสมอ และยังมีการคืบ (Creep) การหดตัว (Shrinkage) และการแตกร้าว การหาหน่วยแรงในเนื้อคอนกรีตด้วยวิธีพื้นฐานจากวิชากำลังของวัสดุจึงจะได้ผลที่ไม่ตรงนัก เนื่องจากพื้นฐานนั้นใช้สมมติฐานที่ว่าวัสดุต้องมีคุณสมบัติที่สม่ำเสมอในทุกทิศทางและความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับหน่วยการยืดหดตัวต้องเป็นเส้นตรง การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กจึงอาศัยผลจากห้องปฏิบัติการและข้อมูลจากการก่อสร้างจริง มาสร้างเป็นขั้นตอนและสมการที่ใช้ในการออกแบบ

การเข้าใจในพฤติกรรมของคอนกรีตเสริมเหล็กจะช่วยให้ผู้ออกแบบสามารถปรับปรุงคอนกรีตจากวัสดุที่เปราะมา กลายเป็นวัสดุที่เหนียว และสามารถที่จะใช้ประโยชน์จากคุณสมบัติที่เด่นของคอนกรีต เช่น กำลังรับแรงอัดที่สูง ความสามารถในการต้านอัคคีภัย และความคงทน

1.2 คอนกรีตและคอนกรีตเสริมเหล็ก (CONCRETE AND REINFORCED CONCRETE)

คอนกรีตเป็นวัสดุที่มีลักษณะเหมือนหิน ทำจากการผสมซีเมนต์, น้ำ, มวลรวมแบบละเอียด (ส่วนมากใช้ทราย) มวลรวมแบบหยาบ และสารผสมเพิ่มเพื่อช่วยปรับปรุงคุณสมบัติ เราสามารถเทคอนกรีตสดซึ่งยังเหลวอยู่ ลงในแบบซึ่งเมื่อคอนกรีตแข็งตัว ก็จะได้องค์อาคารต่าง ๆ ในรูปแบบต่าง ๆ ตามต้องการ คอนกรีตเมื่อแข็งตัวจะแข็งแรงมากในการรับแรงอัด แต่จะรับแรงดึงได้น้อยจึงเกิดการแตกร้าวได้ง่าย คอนกรีตที่ไม่ได้เสริมเหล็กจะเปราะ ไม่สามารถยืด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หรือหดตัวได้มากภายใต้แรงกระทำ จึงพังอย่างรวดเร็วโดยไม่มีการเตือนล่วงหน้า การเสริมเหล็กจะช่วยลดข้อบกพร่องของคอนกรีตในเรื่องการแตกร้าวและความเปราะ แม้ว่าเหล็กจะแข็งแรงและแกร่งแต่ก็ยังมีจุดอ่อนหลายจุดที่สามารถกำจัดหรือลดลงไปได้เมื่อถูกห่อหุ้มด้วยเนื้อคอนกรีต คอนกรีตที่หุ้มเหล็กจะป้องกันเหล็กจากการกัดกร่อนโดยความชื้นหรือน้ำเกลือ ภายใต้อุณหภูมิที่สูงกว่า 650°ซ กำลังรับแรงดึงของเหล็กจะลดลงอย่างรวดเร็ว แต่เนื่องจากคอนกรีตเป็นฉนวนที่ดี เหล็กที่ถูกคอนกรีตหุ้มจะยังคงกำลังรับแรงดึงเอาไว้ได้เป็นเวลาหลายชั่วโมงภายใต้ความร้อนสูง ดังนั้นจะกล่าวได้ว่าทั้งเหล็กและคอนกรีตช่วยปรับปรุงคุณสมบัติซึ่งกันและกันเป็นอย่างดี ทำให้ข้อด้อยของแต่ละวัสดุหมดไปและคงข้อดีเอาไว้

เมื่อเหล็กเสริมถูกยึดเหนี่ยวอย่างแข็งแรงในเนื้อคอนกรีต เราจะได้วัสดุโครงสร้างที่มีความแข็งแรงและยืดหยุ่น วัสดุเชิงประกอบนี้เรียกว่า *คอนกรีตเสริมเหล็ก* มีการใช้คอนกรีตเสริมเหล็กอย่างแพร่หลายในการสร้างฐานราก, โครงสร้าง, ถังเก็บน้ำ, หลังคาแบบผิวบาง, ทางหลวง, ผนัง, กำแพง, เขื่อน, คลองส่งน้ำ และอื่นๆ ข้อเสียอีกอย่างของคอนกรีตที่ยังคงอยู่แม้จะเสริมเหล็กแล้วก็ตาม ได้แก่ การหดตัว และการคืบ แต่ข้อเสียเหล่านี้ก็สามารถแก้ไขได้ด้วยการออกแบบอย่างระมัดระวัง

1.3 หน่วยในการวัด (UNIT OF MEASURE)

ถึงแม้ว่าประเทศต่าง ๆ จะมีความเห็นตรงกันในการที่จะใช้หน่วยการวัดเดียวกันทั่วโลก หน่วยการวัดนั้นคือหน่วยเมตริก (System International หรือ SI) นานาประเทศได้เปลี่ยนไปใช้ระบบดังกล่าวแล้ว ในระหว่างที่บางประเทศยังคงหน่วยที่ตัวเองใช้มาตั้งแต่ดั้งเดิมอยู่ เช่น ประเทศสหรัฐอเมริกา ยังคงใช้หน่วยอังกฤษ ถึงแม้ว่าประเทศสหรัฐอเมริกาจะมีแผนที่จะเปลี่ยนไปใช้หน่วยเมตริกมาเป็นเวลาหลายสิบปีแล้ว แต่ปัจจุบันก็ยังไม่มีการเปลี่ยนแปลงแต่อย่างใด ถือได้ว่าประเทศสหรัฐอเมริกาเป็นประเทศที่พัฒนาแล้วประเทศเดียว ที่ยังไม่มีการเปลี่ยนไปใช้หน่วยเมตริก

สำหรับประเทศไทย หน่วยที่เราใช้กันมาแต่ดั้งเดิม คือ หน่วย MKS (ระบบ เมตร-กิโลกรัม) ซึ่งหน่วยดังกล่าวค่อนข้างที่จะใกล้เคียงกับหน่วยเมตริกมาก การเปลี่ยนแปลงหน่วยการวัดในแต่ละประเทศ จะต้องมีค่าใช้จ่ายที่สูงมาก ในภาวะเศรษฐกิจอย่างนี้ ประเทศไทยก็จะคงระบบเดิมของเราต่อไป

การใช้หน่วยการวัดเดียวกันทั่วโลก มีข้อดีนานานับประการ ยกตัวอย่างเช่น ปัจจุบันขนาดของเหล็กเสริมที่ผลิตในประเทศสหรัฐอเมริกามีหน่วยเป็นนิ้ว ในขณะที่ในประเทศที่ใช้ระบบเมตริกรวมทั้งประเทศไทย ใช้หน่วยเป็นมิลลิเมตร ตำราที่ใช้ในการเรียนการสอน มาตรฐานในการออกแบบต่าง ๆ เมื่อใช้ในประเทศที่ใช้ระบบอังกฤษ ก็จะใช้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หน่วยของหน่วยแรงเป็น ปอนด์ต่อตารางนิ้ว ในประเทศที่ระบบเมตริก ก็จะใช้หน่วย เมกาปาสคาล ในประเทศไทย ใช้หน่วยเป็น กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ดังนั้นเอกสารเหล่านั้นหรือผลิตภัณฑ์เหล็กเสริมเหล่านั้น ก็จะผลิตและใช้ได้ในประเทศที่ผลิตเอง แต่ถ้าใช้หน่วยการวัดเดียวกันทั้งโลก เอกสารหรือผลิตภัณฑ์ที่ผลิตในประเทศใด ๆ ก็สามารถที่จะใช้ได้ในทั่วโลก โดยยึดถือมาตรฐานบนหน่วยการวัดเดียวกัน

ตารางที่ 1.1 - ตารางเปรียบเทียบหน่วยการวัด

	ระบบเมตริก	ระบบอังกฤษ	ระบบ MKS
ความยาว	มิลลิเมตร	นิ้ว	เซนติเมตร
	เมตร	ฟุต	เมตร
แรง	นิวตัน	ปอนด์	กิโลกรัม
หน่วยแรง	เมกาปาสคาล	ปอนด์ต่อตารางนิ้ว	กิโลกรัมต่อตาราง ซม.
ความหนาแน่น	กิโลกรัม/ลูกบาศก์เมตร	ปอนด์ต่อลูกบาศก์ฟุต	กิโลกรัม/ลูกบาศก์เมตร

1.4 มาตรฐานการออกแบบ (Code)

มาตรฐานการออกแบบเป็นข้อกำหนดที่ควบคุมรายละเอียดที่สำคัญต่าง ๆ ในการออกแบบและการก่อสร้าง จุดประสงค์ของมาตรฐานการออกแบบเพื่อควบคุมให้ได้โครงสร้างที่แข็งแรง ให้ความปลอดภัยต่อสาธารณชน ป้องกันการออกแบบและการก่อสร้างที่ไม่ดีพอ

มาตรฐานโดยทั่วไปมีอยู่สองชนิด ชนิดแรกคือ มาตรฐานของการรออกแบบโครงสร้าง (Structural Code) ซึ่งได้ร่างขึ้นมาโดยคณะผู้เชี่ยวชาญในสาขาต่าง ๆ จุดประสงค์เพื่อควาบคุมการใช้วัสดุให้ถูกต้องและเพื่อวางแนวทางในการออกแบบที่ปลอดภัยสำหรับโครงสร้างชนิดต่าง ๆ ตัวอย่างของมาตรฐานที่สำคัญสำหรับวิศวกรโครงสร้าง ได้แก่

The American Concrete Institute (ACI) Building Code 318-95 ควบคุมเรื่องการออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก

The American Institute of steel Construction Specification (AISC) ควบคุมเรื่องการออกแบบอาคารเหล็ก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

The American Association of State Highway and Transportation Office (AASHTO) ควบคุมเรื่องการออกแบบ ถนนและสะพาน

The American Railroad Engineering Association (AREA) ควบคุมเรื่องสะพานรถไฟ

วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, "มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีกำลัง" มาตรฐาน ว.ส.ท. 1008-38

มาตรฐานชนิดที่สอง คือ กฎหมายก่อสร้างของแต่ละท้องถิ่น (Building Code) ซึ่งจัดทำขึ้นควบคุมการก่อสร้างในแต่ละท้องถิ่น วัตถุประสงค์ก็เพื่อคุ้มครองสาธารณชนจากสภาวะแวดล้อมของการก่อสร้างของแต่ละท้องถิ่น ยกตัวอย่าง เช่น ในท้องถิ่นที่มีแผ่นดินไหว, มีลมพายุบ่อย การออกแบบโดยทั่วไปจะต้องใช้ข้อกำหนดของมาตรฐานการออกแบบควบคู่กับกฎหมายก่อสร้าง

มาตรฐาน วสท. ครอบคลุมทุกหัวข้อในการออกแบบและก่อสร้างโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก มาตรฐานระบุถึงคุณสมบัติของวัสดุ รายละเอียดในการผสมและการเทคอนกรีต สมมติฐานในการออกแบบ การวิเคราะห์โครงสร้าง และสมการที่ใช้ในการออกแบบองค์อาคารต่าง ๆ ภายใต้แรงกระทำ ขั้นตอนในการออกแบบในหนังสือเล่มนี้จะยึดถือมาตรฐาน วสท. เป็นหลัก

มาตรฐาน วสท. ซึ่งยึดถือ มาตรฐาน ACI เป็นหลัก มีพื้นฐานมาจากข้อมูลที่เก็บรวบรวมมาเป็นเวลาหลายปีจากผลในห้องปฏิบัติการและจากประสบการณ์ในการก่อสร้างจริง มาตรฐานแสดงข้อกำหนดต่ำสุดที่จำเป็นเพื่อให้ได้โครงสร้างที่แข็งแรงและปลอดภัยในการใช้งาน ผลของการทดลองต่อเนื่องในห้องปฏิบัติการเพิ่มข้อมูลใหม่ ๆ ในพฤติกรรมของคอนกรีตเสริมเหล็ก ทำให้มาตรฐานมีการปรับปรุงให้ทันสมัยตลอดเวลา ทุก ๆ หกถึงเจ็ดปี จะมีมาตรฐานปรับปรุงใหม่เผยแพร่ออกมาให้วิศวกรได้ยึดถือเป็นพื้นฐานในการออกแบบ

เช่นเดียวกับมาตรฐานในการออกแบบทั่ว ๆ ไป มาตรฐาน วสท. อนุญาตให้วิศวกรผู้ออกแบบใช้วิธีนอกเหนือไปจากที่ระบุในมาตรฐาน ตราบใดที่มีการพิสูจน์ด้วยการทดสอบหรือการวิเคราะห์ว่าวิธีดังกล่าวให้โครงสร้างที่ปลอดภัยจริง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1.5 น้ำหนักบรรทุกใช้งาน (Service Loads)

จะต้องออกแบบโครงสร้างทั้งหมดให้สามารถรับน้ำหนักที่มากระทำโดยไม่พังทะลาย และต้องไม่แอ่นตัวมากเกินไปภายใต้สภาวะใช้งาน ดังนั้นจึงเป็นสิ่งสำคัญมากที่วิศวกรจะต้องรู้ว่ามีน้ำหนักบรรทุกอะไรบ้างที่จะมากระทำบนโครงสร้างตลอดอายุการใช้งาน

ในการออกแบบโดยทั่วไป ขนาดขององค์อาคารมักจะถูกกำหนดด้วยน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรกระทำพร้อมกัน แต่ก็ยังสิ่งอื่น ๆ ที่ต้องพิจารณา เช่น แรงลม, แรงกระแทก, การหดตัวของคอนกรีต, การเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิ, การคืบ, การทรุดของฐานรองรับ, แผ่นดินไหว และอื่นๆ

น้ำหนักบรรทุกซึ่งประกอบด้วยน้ำหนักของโครงสร้างและองค์ประกอบที่ถาวร เรียกว่า *น้ำหนักบรรทุกคงที่* (Dead Load) น้ำหนักบรรทุกคงที่ของคอนกรีตซึ่งมีปริมาณค่อนข้างมากเมื่อเทียบกับน้ำหนักอื่น ๆ เป็นสิ่งจะละเลยไม่ได้ในการออกแบบ ปริมาณของน้ำหนักบรรทุกคงที่จะไม่ทราบได้แน่นอนจนกว่าจะรู้ขนาดของชิ้นส่วนโครงสร้าง ดังนั้นเราจะเริ่มต้นโดยการประมาณน้ำหนักบรรทุกคงที่เพื่อใช้ในการคำนวณหาขนาดโครงสร้างในเบื้องต้น หลังจากวิเคราะห์โครงสร้าง ได้ขนาดหน้าตัด และรายละเอียดทางสถาปัตยกรรมเรียบร้อย ก็จะสามารถหาน้ำหนักบรรทุกคงที่จริงได้ ถ้าน้ำหนักบรรทุกคงที่จริงใกล้เคียงกับค่าที่ประมาณในตอนแรก ก็เป็นการจบขั้นตอนของการออกแบบ แต่ถ้ามีความแตกต่างกันมาก ก็ต้องมีทำการวิเคราะห์ซ้ำโดยใช้น้ำหนักบรรทุกคงที่ใหม่

น้ำหนักบรรทุกจร (Live Load) จะถูกกำหนดโดยกฎหมายก่อสร้างของแต่ละท้องถิ่น แทนที่จะต้องเสียเวลาในการหาน้ำหนักเฟอร์นิเจอร์ เครื่องจักร หรือผู้อยู่อาศัยในบริเวณต่าง ๆ ของอาคาร กฎหมายก่อสร้างได้ระบุค่าน้ำหนักบรรทุกจรเป็นน้ำหนักแผ่กระจายซึ่งมีค่าคงที่ สำหรับชนิดการใช้งานต่าง ๆ ของอาคาร น้ำหนักบรรทุกจรมาตรฐานตามกฎกระทรวงมหาดไทย ฉบับที่ 6 ปี 2527 ได้แสดงไว้ในตารางที่ 1.2

หลังจากเลือกขนาดโครงสร้างเพื่อรับน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร หรือรวมกันเรียกว่า น้ำหนักตามแนวโน้มถ่วง (Gravity Load) แล้ว จะต้องวิเคราะห์ผลของแรงลมร่วมกับน้ำหนักตามแนวโน้มถ่วง ในสัดส่วนที่ระบุตามมาตรฐานการออกแบบ โดยทั่วไปแรงลมจะไม่มีผลต่อขนาดขององค์อาคาร ในอาคารซึ่งสูงไม่เกิน16 ถึง 18 ชั้น แต่ถ้าสูงกว่านี้ แรงลมจะกลายเป็นสิ่งสำคัญเพราะจะทำให้เกิดแรงมหาศาลในโครงสร้าง ภายใต้สภาวะนี้จะสามารถลดค่าก่อสร้างลงได้ โดยเลือกระบบโครงสร้างที่สามารถถ่ายแรงตามแนวราบไปสู่ดินได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ในท้องถิ่นที่มีแผ่นดินไหว จะต้องวิเคราะห์ผลของแรงจลน์เนื่องการเคลื่อนตัวของผิวโลก แรงจลน์ในโครงสร้างขึ้นกับอยู่มวลของโครงสร้างและความหน่วงกระทำบนโครงสร้างเนื่องจากการเคลื่อนตัวของผิวโลก สำหรับอาคารใน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บริเวณที่แผ่นดินไหวมีความรุนแรงน้อยถึงปานกลาง มาตรฐาน ACI ได้กำหนดเกณฑ์ในการออกแบบเพื่อให้โครงสร้างมีความยืดหยุ่นพอที่จะรับแรงกระชากของผิวโลก แต่ในบริเวณที่มีความรุนแรงมากจะต้องมีการออกแบบเป็นพิเศษ ซึ่งได้กล่าวถึงในบทที่ 21 ของมาตรฐาน ACI องค์อาคารภายใต้แรงตามแนวนอนที่มีขนาดมาก อาจจะเกิดการเปลี่ยนทิศทางของหน่วยแรง บริเวณที่เคยอยู่ภายใต้แรงอัดภายใต้น้ำหนักตามแนวโน้มถ่วง จะกลายเป็นอยู่ภายใต้แรงดึง ดังนั้นในองค์อาคารเหล่านี้จึงต้องมีการเสริมเหล็กทั้งสองด้านในทิศทางรับแรง

ตารางที่ 1.2 – น้ำหนักจรตามระบุในกฎกระทรวงมหาดไทย ฉบับที่ 6 ปี 2527

ประเภทการใช้อาคาร	น้ำหนักบรรทุก, กก./ตรม.
1. หลังคา	30
2. กันสาดหรือหลังคาคอนกรีต	100
3. ที่พักอาศัย โรงเรียนอนุบาล ห้องน้ำ ห้องส้วม	150
4. ห้องแถว ตึกแถวที่ใช้พักอาศัย อาคารชุด หอพัก โรงแรม และห้องคนไข้พิเศษของโรงพยาบาล	200
5. สำนักงาน ธนาคาร	250
6. (ก) อาคารพาณิชย์ ส่วนของห้องแถว,ตึกแถวที่ใช้เพื่อการพาณิชย์ มหาวิทยาลัย วิทยาลัย โรงเรียน โรงพยาบาล	300
(ข) ห้องโถง บันได ช่องทางเดินของอาคารชุด,หอพัก,โรงแรม,สำนักงานและธนาคาร	300
7. (ก) ตลาด อาคารสรรพสินค้า หอประชุม โรงมหรสพ ภัตตาคาร ห้องประชุม ห้องอ่านหนังสือในห้องสมุดหรือหอสมุด ที่จอดหรือเก็บรถยนต์นั่ง หรือรถจักรยานยนต์	400
(ข) ห้องโถง บันได ช่องทางเดินของอาคารพาณิชย์,มหาวิทยาลัย,วิทยาลัยและ โรงเรียน	400
8. (ก) คลังสินค้า โรงกีฬา พิพิธภัณฑ์ อัฒจันทร์ โรงงานอุตสาหกรรม โรงพิมพ์ ห้องเก็บเอกสารและพัสดุ	500
(ข) ห้องโถง บันได ช่องทางเดินของตลาด,อาคารสรรพสินค้า,ห้องประชุม,หอประชุม,โรงมหรสพ,ภัตตาคาร,ห้องสมุดและหอสมุด	500
9. ห้องเก็บหนังสือของห้องสมุดหรือหอสมุด	600
10. ที่จอดหรือเก็บรถยนต์บรรทุกเปล่าและรถอื่น ๆ	800

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1.6 ความเหนียวและความเปราะ (DUCTILITY VERSUS BRITTLENESS)

จุดประสงค์หลักของมาตรฐานการออกแบบ คือ ต้องการทำให้โครงสร้างคอนกรีตมีความเหนียวหรือยืดหยุ่นที่เพียงพอด้วยการเสริมเหล็ก *ความเหนียว* (Ductility) คือความสามารถขององค์อาคารในการทนต่อการเสียรูปโดยไม่เกิดการวิบัติ คานเหล็กจัดเป็นตัวอย่างขององค์อาคารที่มีความเหนียว สามารถบิดและงอเป็นมุมกว้างได้โดยไม่หัก ความสามารถนี้ป้องกันการพังทลายของโครงสร้างและให้ความปลอดภัยต่อผู้อยู่อาศัย ในขณะที่ *ความเปราะ* (Brittle) จะทำให้องค์อาคารพังทลายทันทีส่งผลไปยังส่วนของโครงสร้างที่ต่อเนื่อง ทำให้ส่วนนั้นต้องรับน้ำหนักเพิ่มขึ้นและอาจทำให้เกิดการพังทลายต่อไป โครงสร้างที่เหนียวจะมีการเปลี่ยนรูปก่อนเกิดการวิบัติทำให้สามารถแก้ไขสถานการณ์ได้ ในทางตรงกันข้ามโครงสร้างที่เปราะจะเกิดการวิบัติทันทีโดยไม่มีการเตือนล่วงหน้า ดังนั้นในการออกแบบ โครงสร้างที่เหนียว จึงเป็นสิ่งที่วิศวกรต้องการ

1.7 กำลังและการใช้งาน (STRENGTH AND SERVICEABILITY)

องค์อาคารมักจะถูกออกแบบให้มีกำลังรับน้ำหนักสูงกว่าน้ำหนักใช้งาน กำลังส่วนเกินไม่เพียงแต่จะให้อัตราส่วนความปลอดภัยต่อการพังทลายถ้าบังเอิญน้ำหนักที่มากระทำสูงกว่าน้ำหนักที่ใช้ออกแบบ ยังควบคุมการแอ่นตัวและการแตกร้าว นอกเหนือไปจากการรับน้ำหนักที่มากระทำได้แล้ว องค์อาคารยังจะต้องไม่เกิดการแอ่นตัวมากจนสภาพการใช้งานสูญเสียไป

ในการออกแบบโครงสร้างให้มีกำลังรับน้ำหนักสูงกว่าน้ำหนักใช้งาน เป็นเพราะผู้ออกแบบคำนึงถึงขั้นตอนในการก่อสร้างซึ่งบางครั้งน้ำหนักที่มากระทำจะสูงกว่าน้ำหนักบรรทุกใช้งาน ยกตัวอย่างเช่น ในระหว่างการก่อสร้าง อาจจะมีการกองวัสดุก่อสร้างทำให้องค์อาคารบางส่วนต้องรับน้ำหนักมากกว่าน้ำหนักใช้งาน หรือแม้กระทั่งเมื่อมีการใช้งานในอาคารแล้ว ก็อาจจะมีการวางเครื่องจักรหนักไปบนบริเวณที่ออกแบบให้รับน้ำหนักไม่มากนัก นอกเหนือไปจากนี้ ผู้ออกแบบยังคำนึงถึงกรณีที่วัสดุที่ใช้จริงในการก่อสร้างอาจจะมีคุณภาพด้อยกว่าที่ออกแบบ ครอบคลุมไปจนถึงกรณีคุณภาพในการก่อสร้างด้อยกว่ามาตรฐาน

อย่างไรก็ตาม ถึงแม้ว่าสิ่งแรกที่ต้องคำนึงถึงในการออกแบบโครงสร้างคือความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุก สิ่งสำคัญไม่แพ้กันก็คือโครงสร้างต้องใช้งานได้อย่างมีประสิทธิภาพ การแอ่นตัวจะต้องถูกจำกัดให้พื้นอยู่ใน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ระดับที่ยอมรับได้และไม่มีการสั่นสะเทือน เพื่อป้องกันไม่ให้ปูนที่เพดานผนังอิฐก่อเกิดการแตกร้าว หรือถ้าเกิดการแตกร้าว รอยแตกร้าวก็จะต้องไม่กว้างจนดูน่าเกลียดและไม่กว้างจนความชื้นอาจซึมเข้าไปทำความเสียหายต่อเหล็กเสริมได้

1.8 การออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงใช้งานและการออกแบบโดยวิธีกำลัง (ELASTIC VERSUS STRENGTH DESIGN)

การออกแบบเพื่อหาขนาดขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กมีสองวิธี วิธีแรกเรียกว่า *วิธีหน่วยแรงใช้งาน* (Elastic Design) ซึ่งมีพื้นฐานอยู่บนการสมมุติค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในองค์อาคารภายใต้น้ำหนักบรรทุกใช้งาน *น้ำหนักบรรทุกใช้งาน* (Service Load) นี้ เป็นน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่คาดว่าองค์อาคารจะรับได้ ในวิธีหน่วยแรงใช้งาน จะเลือกขนาดขององค์อาคารเพื่อให้หน่วยแรงที่เกิดขึ้นน้อยกว่าหน่วยแรงที่กำหนด หน่วยแรงที่ยอมให้จะเป็นอัตราส่วนของหน่วยแรงที่วัสดุสามารถรับได้ก่อนการพังทลายหรือก่อนการคราก

ผู้ใช้วิธีหน่วยแรงใช้งานจะต้องเข้าใจถึงพฤติกรรมขององค์อาคารภายใต้น้ำหนักบรรทุกใช้งาน โดยใช้สมมติฐานที่ว่าหน่วยแรงและความเครียดมีความสัมพันธ์เป็นเชิงเส้น วิธีหน่วยแรงใช้งานไม่คำนึงถึงชนิดของการพังทลายขององค์อาคาร ไม่ว่าจะเป็นแบบเหนียวหรือแบบเปราะ ไม่คำนึงถึงข้อแตกต่างระหว่างกำลังที่องค์อาคารรับได้ภายใต้น้ำบรรทุกใช้งานและกำลังที่องค์อาคารรับได้สูงสุด ดังนั้นเราจึงไม่สามารถรู้อัตราส่วนปลอดภัยที่แท้จริงขององค์อาคารได้จากวิธีหน่วยแรงใช้งาน

วิธีที่สอง เรียกว่า *วิธีกำลัง* (Strength Design) ซึ่งมีพื้นฐานอยู่บนการสมมุติน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิบัติแทนการสมมติค่าหน่วยแรงภายใต้น้ำหนักบรรทุก ผู้ออกแบบจะหาน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้โครงสร้างวิบัติโดยสมบูรณ์และด้วยชนิดของการวิบัติที่เลือกได้ ซึ่งก็คงจะเป็นชนิดเหนียวหรือยืดหยุ่น ดังนั้นเราจะไม่ค่อยให้ความสำคัญกับหน่วยแรงหรือการแอ่นตัวที่เกิดขึ้นภายใต้น้ำหนักบรรทุกใช้งาน

เนื่องจากการพังทลายแบบยืดหยุ่นในโครงสร้างเป็นสิ่งที่เราให้ความสำคัญมากที่สุดในการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก การออกแบบด้วยวิธีกำลังจึงเป็นวิธีที่เหมาะสมกว่า เราสามารถควบคุมกำลังวิบัติของทุกองค์อาคารในโครงสร้าง เราสามารถควบคุมชนิดการวิบัติของระบบโครงสร้างทั้งหมด ด้วยวิธีนี้ ถ้าเกิดมีน้ำหนักบรรทุกมากระทำสูงกว่าที่ออกแบบไว้ การวิบัติก็จะเกิดขึ้นเพียงบางส่วนไม่ทำให้เกิดการวิบัติของโครงสร้างทั้งระบบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

นอกเหนือจากนี้ ผลจากห้องปฏิบัติการยังยืนยันว่า การควบคุมชนิดของการวิบัติขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสามารถกระทำได้อย่างแม่นยำและได้ผล อย่างไรก็ตาม ขนาดของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงในองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กก็ยังไม่สามารถหาได้อย่างแม่นยำนัก เนื่องจากเหตุผลดังต่อไปนี้

1. หน่วยแรงอันเกิดจากการหดตัว (Shrinkage Stress) เนื่องจากการแข็งตัวของคอนกรีตสด ทำให้เกิดหน่วยแรงที่พยายามจะสร้างความสมดุลด้วยตัวเอง
2. ภายใต้น้ำหนักบรรทุกที่มากระทำ การแตกร้าวของคอนกรีตมีรูปแบบที่ไม่แน่นอน ดังนั้นจึงไม่สามารถหาคุณสมบัติของหน้าตัดที่แต่ละตำแหน่งได้อย่างแน่นอน
3. เมื่อเวลาผ่านไปคอนกรีตเสริมเหล็กจะมีการคืบ (Creep) การคืบทำให้หน่วยแรงเกิดการเปลี่ยนแปลง โดยทั่วไปจะเพิ่มหน่วยแรงในเหล็กเสริมและลดหน่วยแรงในคอนกรีต

1.9 การออกแบบโดยวิธีกำลัง

ในการออกแบบโดยวิธีกำลัง องค์อาคารจะถูกเลือกขนาดเพื่อรับ*น้ำหนักที่คูณด้วยตัวคูณเพิ่ม* (Factored Loads) น้ำหนักนี้ได้มาจากการคูณน้ำหนักบรรทุกใช้งานด้วย *ตัวคูณเพิ่ม* (Load Factors) ค่าของตัวคูณเพิ่มเป็นส่วนหนึ่งของอัตราส่วนความปลอดภัยที่เพิ่มไปในน้ำหนักที่มากระทำ และขึ้นอยู่กับชนิดของน้ำหนักนั้น ๆ น้ำหนักซึ่งมีขนาดและการกระจายที่ชัดเจน จะมีค่าของตัวคูณเพิ่มที่น้อยเมื่อเปรียบเทียบกับน้ำหนักที่มีขนาดและการกระจายที่ไม่ชัดเจน ยกตัวอย่าง เช่น น้ำหนักบรรทุกคงที่ซึ่งสามารถหาได้อย่างแม่นยำ จะใช้ค่าตัวคูณเพิ่มเท่ากับ 1.4 แต่น้ำหนักบรรทุกจรซึ่งส่วนมากได้มาจากการประมาณ จะใช้ค่าตัวคูณเพิ่มเท่ากับ 1.7 ตารางที่ 1.3 แสดงค่าตัวคูณเพิ่ม ตามชนิดของน้ำหนักบรรทุกต่างๆ

โดยทั่วไป น้ำหนักบรรทุกที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว จะแสดงโดย U และแรงภายในทั้งหลายที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกที่คูณด้วยตัวคูณ จะใช้ u แสดงเป็นเครื่องหมายข้างใต้ เช่น M_u แสดงถึงโมเมนต์ที่หน้าตัดใด ๆ อันเกิดจากน้ำหนักบรรทุกที่คูณด้วยตัวคูณ ผู้ออกแบบจะใช้น้ำหนักบรรทุกที่คูณตัวคูณแล้ว ในการวิเคราะห์โครงสร้างโดยคำนึงถึงน้ำหนักตามแนวโน้มถ่วงและเมื่อรวมผลของแรงลม ตัวอย่างที่ 1.1 แสดงถึงสภาวะน้ำหนักบรรทุกที่ต้องคำนึงถึงในการวิเคราะห์โครงสร้าง แรงภายในที่เกิดขึ้นในแต่ละองค์อาคารเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่คูณด้วยตัวคูณ เรียกว่า *กำลังที่ต้องการ* (Required Strength)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จะต้องเลือกขนาดขององค์อาคารให้ได้*กำลังที่ใช้คำนวณออกแบบ* (Design Strength) ไม่น้อยกว่ากำลังที่ต้องการ (Required Strength) กำลังที่ใช้คำนวณออกแบบเป็นค่าที่ลดมากจากกำลังวิบัติหรือ*กำลังระบุ* (Nominal Strength) ของหน้าตัด กำลังระบุหาได้จากสภาวะของหน่วยแรงบนหน้าตัด ตามชนิดของการวิบัติ (อาจจะเป็นการคราก ของเหล็กเสริมหรือการอัดทลายของคอนกรีต) แรงภายในระบุจะใช้ n เป็นเครื่องหมายข้างใต้

ตารางที่ 1.3 – ตัวคูณเพิ่ม

น้ำหนักบรรทุกคงที่ D	1.4
น้ำหนักบรรทุกจร L	1.7
แรงดันของดิน H	1.7
แรงดันของน้ำ F	1.4
แรงเนื่องจากแผ่นดินไหว E	แทนค่า W ในสมการข้างล่างด้วย 1.1E

เมื่อแรงในองค์อาคารเกิดจากแรงลม W ร่วมกับน้ำหนักบรรทุกตามแกนโน้มถ่วง น้ำหนักบรรทุกที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว U = 0.75(1.4D + 1.7 L +1.7W) โดยที่ ตัวคูณ 0.75 ถูกใช้เนื่องจากความไม่แน่นอนว่าแรงลมสูงสุดและน้ำหนักบรรทุกจรจะกระทำพร้อมกันบนองค์อาคาร

ถ้าน้ำหนักบรรทุกจรไม่ได้กระทำบนองค์อาคาร และทำให้เกิดการกลับทางของหน่วยแรงหรือเกิดความเป็นไปได้ที่แรงลมจะทำให้โครงสร้างเกิดการล้ม ให้ใช้น้ำหนักบรรทุกที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว U = 0.9D + 1.3W

ถ้าจะคำนึงผลจากตัวโครงสร้างเอง T อันเกิดจากการทรุดตัวที่ไม่เท่ากัน การคืบ การหดตัว หรืออุณหภูมิ น้ำหนักบรรทุกที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว U = 0.75(1.4D + 1.7 L +1.4T) แต่ต้องไม่น้อยกว่า U = 1.4(D + T)

เพื่อที่จะคำนึงถึงการสูญเสียกำลังขององค์อาคารเนื่องจาก การก่อสร้างที่มีคุณภาพไม่ดีพอ ขนาดขององค์อาคารที่เล็กกว่าแบบ การวางเหล็กเสริมไม่ตรงตำแหน่ง รูพรุนในเนื้อคอนกรีต และวัสดุที่มีกำลังน้อยกว่าที่ใช้ในการออกแบบ เราจะลดกำลังระบุลงโดยคูณด้วยตัวคูณลดกำลัง (Capacity Reduction Factor ϕ) ผลที่ได้จะเรียกว่า *กำลังที่ใช้คำนวณออกแบบ* (Design Strength) ค่าของตัวคูณลดกำลังแสดงอยู่ในตารางที่ 1.4 ซึ่งค่าเหล่านี้ขึ้นกับความเหนียวขององค์อาคาร ความแม่นยำในการหากำลังขององค์อาคาร และความสำคัญขององค์อาคารนั้นในโครงสร้างทั้งหมด ยกตัวอย่างเช่น การวิบัติด้วยแรงดัดในคานจะเกิดขึ้นแค่ในคานตัวนั้นถือเป็นการวิบัติเพียงส่วนเดียว แต่ถ้าเสาเกิด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

วิบัติอาจจะส่งผลให้อาคารหลาย ๆ ชั้นเกิดพังไปด้วย ตัวคูณลดกำลังเป็นอัตราส่วนปลอดภัยตัวที่สองในการออกแบบด้วยวิธีกำลัง

ตัวคูณเพิ่มและลดกำลังสำหรับองค์อาคารทุกตัว ถูกเลือกมาโดยกำหนดให้การวิบัติเริ่มต้นที่คานโดยเริ่มจากการครากของเหล็กเสริม การครากของเหล็กเสริมในคานที่ออกแบบถูกตามขั้นตอนจะทำให้คานเกิดการแอ่นตัวและแตกร้าว แต่จะไม่ทำให้โครงสร้างทั้งหมดพังทลาย สำหรับองค์อาคารอื่น ๆ ที่มีชนิดของการวิบัติเปราะมากกว่าคาน จะมีอัตราส่วนความปลอดภัยสูงกว่า

โดยสรุป สาระสำคัญของการออกแบบโดยวิธีกำลังมีดังต่อไปนี้

กำลังที่ต้องการ $\leq$ กำลังที่ใช้คำนวณออกแบบ *(1.1)*

หรือ กำลังที่ต้องการ $\leq \phi$ (กำลังระบุ) *(1.2)*

สำหรับคานภายใต้แรงเฉือนและโมเมนต์ ที่ทุกหน้าตัด

$$V_u \leq V_n \text{ และ } \quad M_u \leq M_n$$

โดยที่ V_u และ M_u เป็นแรงเฉือนและโมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว เป็นกำลังที่ต้องการ ในระหว่างที่ V_n และ M_n คือกำลังระบุที่หน้าตัดนั้น

ตารางที่ 1.4 – ตัวคูณลดกำลัง, ϕ

แรงดัดหรือแรงดึงอย่างเดียว หรือกระทำร่วมกัน	0.9
แรงเฉือนและแรงบิด	0.85
แรงแบกทานบนคอนกรีต	0.70
แรงดัดบนคอนกรีตไม่เสริมเหล็ก	0.65
เสาปลอกเกลียว	0.75
เสาปลอกเดี่ยว	0.70

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1.10 หลักการทั่ว ๆ ไปของการออกแบบ (OVERVIEW OF THE DESIGN PROCEDURE)

ก่อนที่จะออกแบบและวิเคราะห์องค์อาคารต่าง ๆ ของโครงสร้าง เช่น พื้น, คาน, เสา เราจะต้องรู้ขั้นตอนการออกแบบเริ่มตั้งแต่การวางมโนภาพเบื้องต้นจนถึงการเขียนแบบก่อสร้างในขั้นสุดท้าย ถึงแม้ว่าขั้นตอนที่จะกล่าวถึงจะเกี่ยวกับการออกแบบอาคาร ซึ่งจะต้องใช้การประสานงานอย่างใกล้ชิดระหว่างวิศวกรกับสถาปนิก แต่ขั้นตอนเดียวกันนี้ก็ใช้ได้กับการออกแบบโครงสร้างอื่น ๆ ไม่ว่าจะเป็น เขื่อน ถังเก็บน้ำ และสะพาน ซึ่งอาจจะไม่ต้องใช้สถาปนิก แต่ก็ต้องอาศัยความชำนาญพิเศษของวิศวกรในสาขาต่าง ๆ

1.10.1 การออกแบบเบื้องต้น (Preliminary Design)

สถาปนิกจะเป็นผู้เริ่มต้นในการวางรูปแบบเบื้องต้นของอาคาร ซึ่งจะขึ้นอยู่กับจุดประสงค์ในการใช้งานหลักของอาคารเหล่านั้น ไม่ว่าจะระบบรองรับเครื่องจักรกลที่ซับซ้อนในโรงงาน หรือบริเวณโล่งกว้างของสนามบาสเกตบอล สถาปนิกจะต้องผนวกการใช้งานภายในของอาคารเข้ากับภูมิลักษณะใด ๆ ของบริเวณที่จะทำการก่อสร้างเพื่อจะเพิ่มความน่าใช้หรือคุณค่าให้แก่อาคาร ยกตัวอย่าง ถ้าบริเวณที่ก่อสร้างสามารถมองเห็นหุบเขาหรืออ่าว สถาปนิกจะพยายามออกแบบอาคารให้ผู้อยู่อาศัยสามารถที่จะมองเห็นทัศนียภาพเหล่านั้นได้อย่างเต็มที่ ในทางกลับกัน ถ้าอาคารจะถูกสร้างชิดกับผนังของอาคารอื่น สถาปนิกก็จะต้องออกแบบให้ข้อเสียนี้มีผลกระทบต่อผู้อยู่อาศัยน้อยที่สุด แปลนเบื้องต้นของสถาปนิกจะแสดงการแบ่งพื้นที่ใช้สอยของอาคาร ซึ่งจะประกอบด้วยความสูงของแต่ละชั้น ตำแหน่งของผนัง ประตู บันได และลิฟท์ ซึ่งรูปแบบนี้จะขึ้นอยู่กับการใช้งานหลักของอาคารและข้อจำกัดของบริเวณที่ก่อสร้าง เมื่อรูปแบบเบื้องต้นได้จัดวางเรียบร้อยแล้ว สถาปนิกก็จะปรึกษากับวิศวกรโครงสร้างเพื่อสรุปหาระบบโครงสร้างที่เหมาะสมกับรูปแบบเบื้องต้นที่เขาได้วางไว้

ในขั้นตอนเบื้องต้นนี้ ผู้ออกแบบจะต้องตรวจสอบและพิจารณาวัสดุที่จะใช้ ระบบโครงสร้าง ราคา ระยะเวลา และวัสดุก่อสร้างที่หาง่ายในท้องถิ่นนั้น วิศวกรจะเลือกระบบโครงสร้างที่เหมาะสมกับรูปแบบทางสถาปัตยกรรม ระบบที่มีประสิทธิภาพ และประหยัด

ความสัมพันธ์ที่ดีระหว่างวิศวกรและสถาปนิกสามารถสรุปตามคำกล่าวของ Siegel[1.2] ดังต่อไปนี้

หน้าที่ของวิศวกรมีนอกเหนือไปจากการที่จะสานต่อรูปแบบของสถาปนิกให้นำไปใช้ก่อสร้างได้ วิศวกรจะต้องเป็นเพื่อนร่วมงาน ที่พร้อมจะโต้แย้งกับสถาปนิกถ้ารูปแบบทางสถาปัตยกรรมจะก่อความยุ่งยากต่อการออก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แบบโครงสร้าง วิศวกรจะต้องอธิบายเหตุผลและพฤติกรรมทางด้านโครงสร้างให้สถาปนิกเข้าใจอย่างถ่องแท้ เพื่อที่สถาปนิกจะได้รู้ข้อจำกัดต่าง ๆ และจะได้นำข้อมูลเหล่านั้นไปใช้ในการออกแบบขั้นสุดท้าย

1.10.2 **การออกแบบขั้นสุดท้าย** (Final Design)

หลังจากที่สถาปนิกผนวกรายละเอียดของระบบโครงสร้างเข้ากับแบบทางสถาปัตยกรรม และหลังจากที่วิศวกรไฟฟ้าและเครื่องกลได้เลือกบริเวณช่องเปิดในพื้นและคาน เพื่อวางท่อ สายส่ง และงานระบบต่าง ๆ เราก็จะสามารถที่จะหาน้ำหนักที่กระทำบนโครงสร้างได้ ในการออกแบบขั้นสุดท้ายวิศวกรโครงสร้างจะวิเคราะห์และออกแบบแต่ละองค์อาคารภายใต้ทุกกรณีของน้ำหนักบรรทุก ข้อมูลทั้งหมด ไม่ว่าจะเป็นขนาดของหน้าตัด เหล็กเสริม จุดต่อ ความเอียงของพื้น และรายละเอียดต่าง ๆ ที่จำเป็นสำหรับการก่อสร้าง จะรวมกันเป็นแบบโครงสร้างและรายการประกอบแบบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เอกสารอ้างอิง

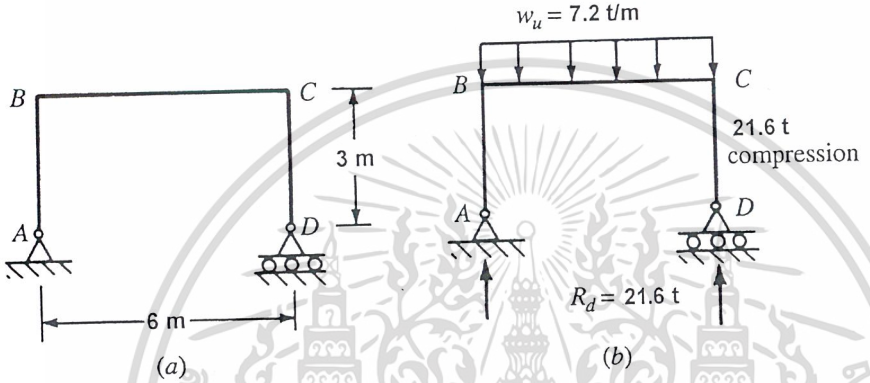
1. *Basic Building Code*, Building Officials and Code administrators International, Chicago, 1978.

2. Curt Siegel, *Structure and Form in Modern Architecture*, Reinhold, New York, 1962.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 1.1 การหากำลังที่ต้องการ

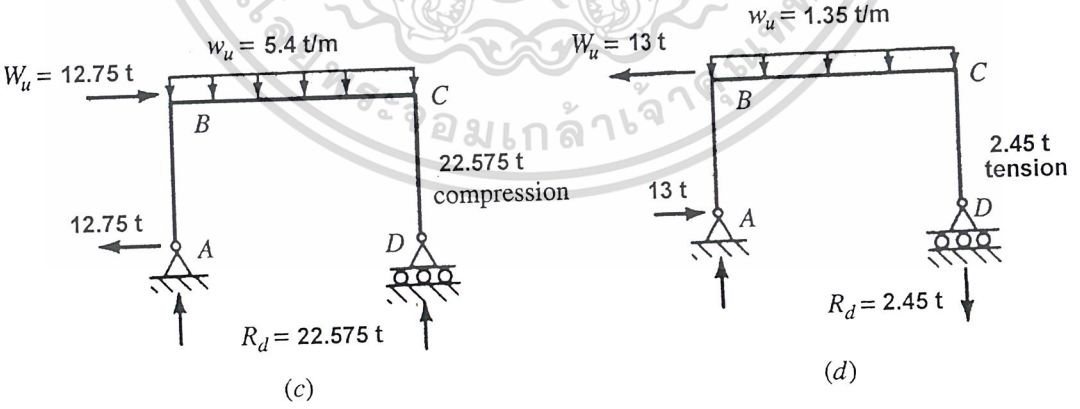
จงหาแรงตามแนวแกนในเสา CD เพื่อใช้ในการออกแบบ สำหรับน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่กระทำบนโครงสร้างดังต่อไปนี้ 1.) น้ำหนักบรรทุกคงที่ 1.5 ตัน/ม. กระทำบนคาน BC 2). น้ำหนักบรรทุกจร 3.0 ตัน/ม. กระทำบนคาน BC และ 3). แรงลม 10 ตัน กระทำในแนวนอนที่จุด B และอาจจะกระทำไปทางซ้ายหรือขวาก็ได้



กรณีที่ 1 : L+D (ตามรูป b)

w_u = 1.4D + 1.7L = 1.4(1.5) + 1.7(3) = 7.2 ตัน/ม.

จากการวิเคราะห์ได้แรงอัดใน CD เท่ากับ 21.6 ตัน



กรณี 2 : L + D + W (แรงลมทำให้เกิดแรงอัด ตามรูป c)

w_u =0.75(1.4D + 1.7L) = 0.75[1.4(1.5) + 1.7(3)] = 5.4 ตัน/ม.

W_u = 0.75(1.7W) = 0.75(1.7)(10) = 12.75 ตัน ไปทางขวา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากการวิเคราะห์ได้แรงอัดใน CD เท่ากับ 22.575 ตัน

กรณี 3 : D+W (แรงลมทำให้เกิดแรงดึง ตามรูป d)

$w_u = 0.9D = 0.9(1.5) = 1.35$ ตัน/ม.

$W_u = 1.3W = 1.3(10) = 13$ ตัน ไปทางซ้าย

จากการวิเคราะห์ได้แรงดึงใน CD เท่ากับ 2.45 ตัน

สรุป จะต้องออกแบบ CD ให้รับแรงอัด 22.575 ตัน และรับแรงดึง 2.45 ตัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 1.2 หากำลังระบุของคานรับน้ำหนักเคลื่อนที่

คานในรูปข้างล่าง รับน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่ประกอบด้วย (ก.) น้ำหนักบรรทุกคงที่ w_d = 2 ตัน/ม. กระทำตลอดความยาวของคาน (ข.) น้ำหนักบรรทุกจรกระทำเป็นจุด P_l = 10 ตัน ซึ่งสามารถบนทุกตำแหน่งของคาน ใช้ตัวคูณเพิ่มในตารางที่ 1.3 และตัวคูณลดกำลังในตารางที่ 1.4 หากำลังระบุรับแรงดัด M_n ที่จุด B และจุด C

$w_u = 1.4w_d = 1.4(2) = 2.8$ ตัน/ม.

$P_u = 1.7P_l = 1.7(10) = 17$ ตัน

1. โมเมนต์บวกสูงสุดที่จุด B (เพื่อให้ได้โมเมนต์บวกสูงสุดที่จุด B น้ำหนักบรรทุกจรกระทำเป็นจุดจะต้องกระทำที่จุด B ตามรูป b)

   จากการวิเคราะห์ได้ กำลังที่ต้องการ M_u = 36.525 ตัน-ม.

   $M_u = \phi M_n$, โดยที่ $\phi = 0.9$

   $36.525 = 0.9M_n$ ได้ M_n = 40.58 ตัน-ม.

   เพื่อหาโมเมนต์ลบที่อาจจะเกิดที่ B น้ำหนักบรรทุกจรกระทำเป็นจุดจะต้องกระทำที่ปลายคานยื่นที่จุด D ซึ่งเป็นตำแหน่งที่จะทำให้เกิดโมเมนต์ลบในช่วง ABC จากรูป c จะได้โมเมนต์ลบที่ B, M_u = -1.725 ตัน-ม.

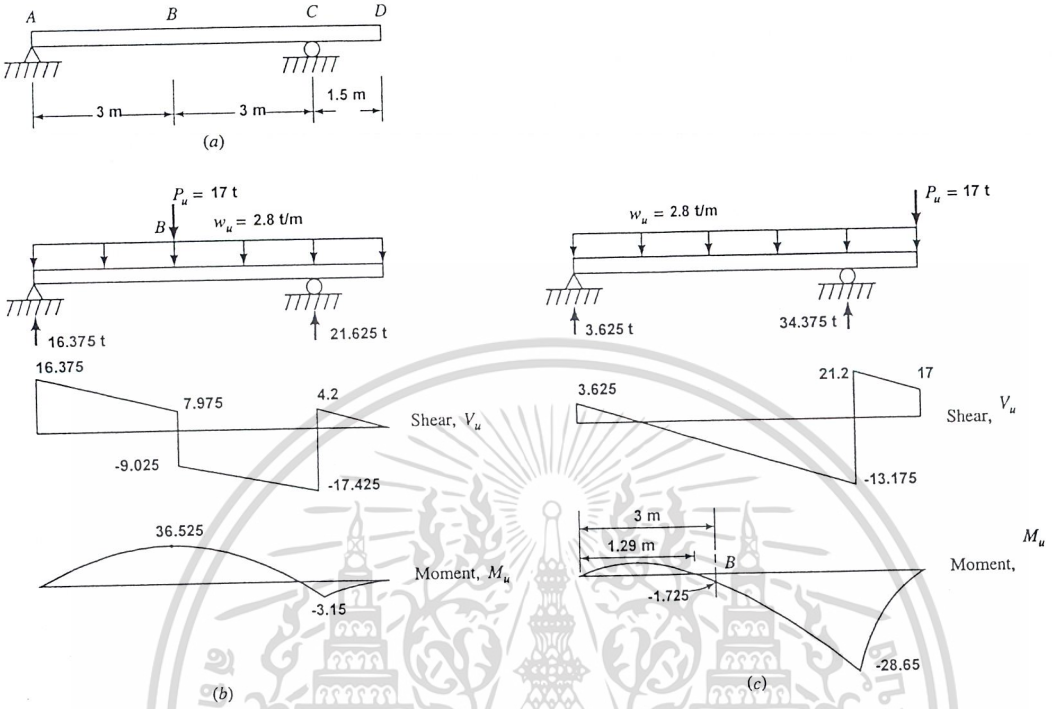
   หรือ M_n = 1.917 ตัน-ม. ดังนั้นจะต้องออกแบบคานที่กลางช่วงให้รับทั้งโมเมนต์บวกและลบ คือจะต้องเสริมเหล็กช่วยรับแรงดัดทั้งด้านบนและล่างของคาน

2. โมเมนต์ลบสูงสุดที่จุด C

   $M_u = \phi M_n$, โดยที่ $\phi = 0.9$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$28.65 = 0.9M_n$ ได้ $M_n = 31.83$ ตัน-ม.



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 1.3 การออกแบบเสาเหล็กสั้นโดยวิธีกำลัง

หาหน้าตัดเล็กสุดของเสาเพื่อรับน้ำหนักบรรทุกจร L = 14 ตัน, น้ำหนักบรรทุกคงที่ D = 18 ตัน สมมุติว่าการวิบัติเกิดขึ้นเมื่อหน่วยแรงเฉลี่ยในเหล็กถึงจุดคราก ,f_y = 3,500 กก/ซม.^{2}

$P_u = 1.4D + 1.7L = 1.4(18) + 1.7(14) = 49$ ตัน

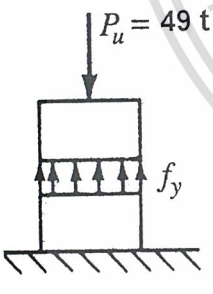
$\phi P_n = \phi A f_y = 0.7A(3,500) = 2,450A$

$P_u = \phi P_n$, $49x1000 = 2,450A$

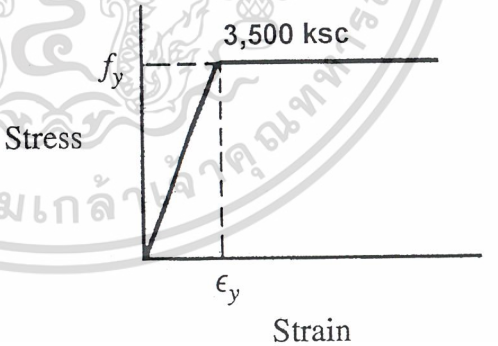
$A = 20$ ซม.^{2}

ภายใต้น้ำหนักบรรทุกใช้งาน D + L = 18 + 14 = 32 ตัน หน่วยแรงในหน้าตัดจะต่ำกว่าจุดครากมาก และพฤติกรรมของหน้าตัดจะอยู่ในช่วงอีลาสติก จะได้หน่วยแรงใช้งานเท่ากับ

$f = P/A = 32x1000/20 = 1,600$ กก/ซม.^{2} $= 0.457\, f_y$



(a)



(b)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 2

วัสดุ

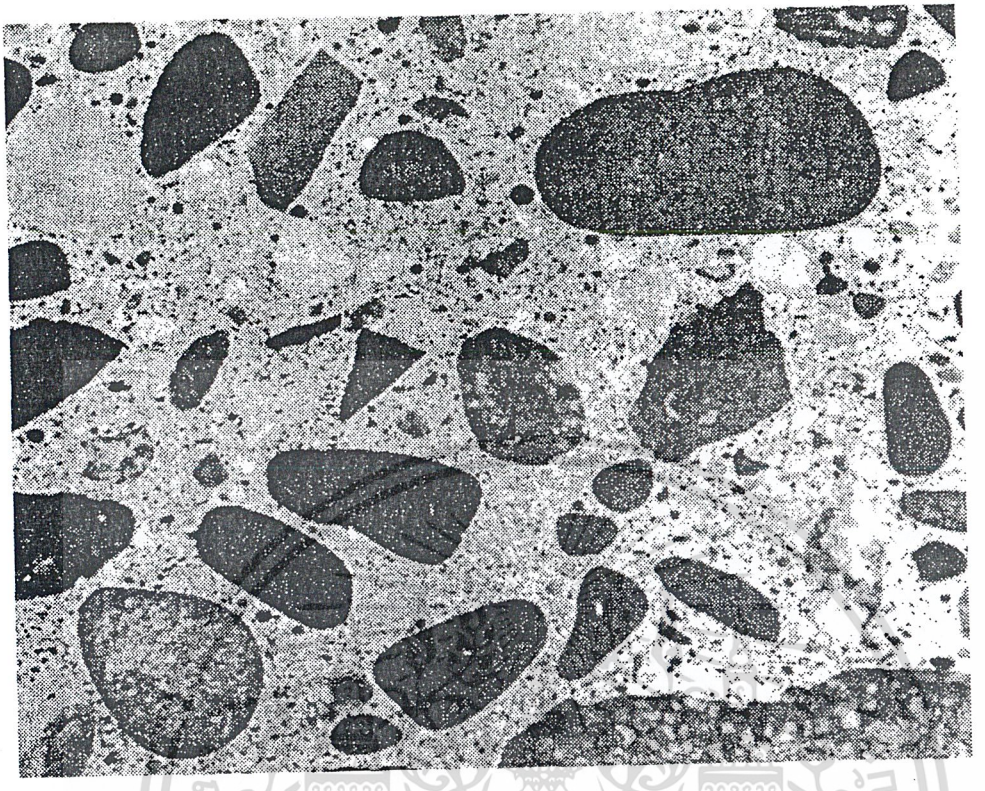
2.1 คอนกรีต

คอนกรีตเป็นวัสดุที่เกิดจากการผสมของซีเมนต์ น้ำ มวลรวมละเอียด และมวลรวมหยาบ นอกเหนือไปจากนี้ยังมีการใส่*สารผสมเพิ่ม* (admixture) เพื่อควบคุมปฏิกิริยาหรือเพื่อปรับปรุงคุณสมบัติทางกายภาพของคอนกรีต ในทันทีที่ส่วนประกอบของคอนกรีตถูกผสมเข้าด้วยกัน ซีเมนต์และน้ำจะรวมตัวเป็นซีเมนต์เจล ทำหน้าที่เป็นตัวประสานให้มวลรวมทั้งหลายจับตัวกัน กลายเป็นวัสดุแข็งคล้ายหิน ปฏิกิริยาระหว่างซีเมนต์และน้ำเป็นปฏิกิริยาที่คลายความร้อนออกมา เราเรียกปฏิกิริยานี้ว่า *ไฮเดรชั่น* (Hydration)

ในสภาวะเริ่มต้นของปฏิกิริยาไฮเดรชั่น ปริมาณของซีเมนต์เจลจะมีไม่มากนัก คอนกรีตอยู่ในสภาวะพลาสติกและไหลได้ง่าย ในช่วงนี้คอนกรีตเมื่อถูกเทลงในแบบ จะไหลไปตามช่องว่างระหว่างเหล็กเสริม ซึ่งอาจจะช่วยด้วยการจี้เขย่าเพื่อลดรูพรุนในเนื้อคอนกรีต การปรับแต่งผิวหน้าก็ทำได้ง่าย เมื่อปฏิกิริยาไฮเดรชั่นเกิดต่อเนื่องปริมาณของซีเมนต์เจลจะเพิ่มขึ้นเรื่อย จนถึงจุดที่คอนกรีตแข็งตัว สูญเสียความง่ายในการเท และมีความแข็งแรงเพิ่มขึ้น

อัตราการสร้างซีเมนต์เจลขึ้นกับอุณหภูมิ ที่อุณหภูมิสูงปฏิกิริยาจะเกิดอย่างรวดเร็ว คอนกรีตจะแข็งตัวโดยใช้เวลาเพียงสิบถึงสิบห้านาทีเท่านั้น ที่อุณหภูมิต่ำปฏิกิริยาอาจจะใช้เวลาถึง 10-12 ชั่วโมงเพื่อทำให้คอนกรีตแข็งตัว รูปที่ 2.1 แสดงรูปตัดของคอนกรีตจะเห็นได้ว่าคอนกรีตประกอบด้วยวัสดุหยาบหลาย ๆ ขนาดล้อมรอบด้วยซีเมนต์และทราย คอนกรีตที่แน่นเป็นเนื้อเดียวกัน ปราศจากรูพรุน รอยแตกร้าว และข้อบกพร่องอื่น ๆ เป็นสิ่งที่เราต้องการ คอนกรีตควรจะมีคุณสมบัติแข็งแรงสม่ำเสมอ น้ำไม่สามารถซึมผ่านได้ และมีผิวที่ดูสวยงาม แต่ในทางปฏิบัติแล้ว เป็นการยากมากที่จะผลิตคอนกรีตที่สมบูรณ์แบบ แม้จะควบคุมการผลิตอย่างดีแค่ไหนก็ตาม รูพรุนในคอนกรีตที่แข็งตัวแล้วเกิดจากฟองอากาศที่ฝังตัวอยู่ในคอนกรีตสดระหว่างการผสม และเกิดจากการแยกตัวของมวลรวมหยาบจากซีเมนต์เจลเมื่อเทคอนกรีตสดลงในแบบ ปริมาณน้ำที่ผสมในคอนกรีตเพื่อให้เทได้ง่ายจะมีมากกว่าปริมาณที่ต้องการพื่อทำปฏิกิริยากับซีเมนต์ถึงสองเท่า น้ำส่วนเกินจะลอยตัวขึ้นสู่ผิวของคอนกรีต เมื่อมีการจี้เขย่า การลอยตัวของน้ำขึ้นสู่ผิวนี้ เรียกว่า *การเยิ้ม* (Bleeding)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.1 – รูปตัดผ่านเนื้อคอนกรีตแสดงมวลรวม

สิ่งบกพร่องที่ผิวซึ่งมีลักษณะเป็นหลุมเป็นบ่อหรือเหมือนกับรังผึ้ง เกิดขึ้นเนื่องจากปริมาณของซีเมนต์เจลไม่เพียงพอหรืออาจจะเกิดจากการจี้เขย่าที่ไม่เพียงพอเมื่อเทคอนกรีตลงในแบบ เมื่อมีการใช้เอ็กซ์เรย์หรือกล้องขยายเข้าช่วย จะเห็นรอยร้าวเล็ก ๆ ภายในเนื้อคอนกรีตซึ่งเกิดจากการสูญเสียกำลังยึดเหนี่ยวระหว่างซีเมนต์เจลกับมวลรวม การสูญเสียกำลังยึดเหนี่ยวมีผลมาจากการแห้งและการหดตัว รอยร้าวภายในเหล่านี้เป็นตัวอธิบายให้เรารู้ได้ว่าทำไมคอนกรีตจึงมีกำลังรับแรงอัดสูงแต่มีกำลังรับแรงดึงต่ำ

นอกเหนือไปจากสิ่งบกพร่องเล็กน้อยเหล่านี้ที่ไม่สามารถหลีกเลี่ยงได้ องค์อาคารคอนกรีตที่มีการยึดรั้ง จะเกิดการแตกร้าวเนื่องจากการหดตัวและการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิเนื่องจากสภาวะแวดล้อม ถึงแม้ว่ารอยแตกร้าวเหล่านี้จะเป็นสิ่งที่หลีกเลี่ยงไม่ได้ แต่การเสริมเหล็กซึ่งเรียกว่า *เหล็กเสริมต้านการยืดหด* (Temperature and Shrinkage Steel) จะช่วยควบคุมขนาดและตำแหน่งของการแตกร้าว ป้องกันไม่ให้การใช้งานและรูปแบบของโครงสร้างสูญเสียไป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.1.1 วัสดุของคอนกรีต

คอนกรีตส่วนใหญ่ทำด้วยปอร์ตแลนด์ซีเมนต์ ซึ่งเรียกอีกชื่อว่า *ไฮดรอลิกซีเมนต์* (Hydraulic Cement) อันเป็นชื่อเรียกตามคุณสมบัติของมัน เพราะซีเมนต์จะทำปฏิกิริยากับน้ำและสามารถที่จะแข็งตัวได้ภายใต้น้ำ ปอร์ตแลนด์ซีเมนต์โดยทั่วไปแบ่งเป็น 5 ชนิด (ตามตารางที่ 2.1) ทั้งห้าชนิดผลิตมาจากวัสดุพื้นฐานเดียวกัน แต่คุณสมบัติแตกต่างกัน เนื่องจากกรรมวิธีที่แตกต่างกันในตอนที่วัตถุดิบบางอย่าง เช่นดินเหนียวและหินปูน ถูกผสม เผา และบดผสมกลายเป็นผงซีเมนต์

ตารางที่ 2.1 - ชนิดของปอร์ตแลนด์ซีเมนต์

ชนิด	ชื่อ	การใช้งานหรือคุณลักษณะทั่วไปของซีเมนต์
I	ทั่วไป	ใช้งานทั่วไป; ใช้เมื่อไม่มีความต้องการเป็นพิเศษ
II	ปานกลาง	มีความต้านทานต่อซัลเฟตดีกว่าชนิดที่ 1; มีความร้อนปานกลางระหว่างการเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชัน
III	High-early	ให้กำลังได้รวดเร็ว ถอดแบบได้เร็ว ใช้เร่งงานก่อสร้าง
IV	ความร้อนต่ำ	มีความร้อนเกิดขึ้นต่ำ; ใช้ในการก่อสร้างที่มีหน้าตัดใหญ่ เช่น เขื่อน
V	ต้านทานซัลเฟต	ใช้เมื่อคอนกรีตอยู่ในที่ ๆ มีซัลเฟตสูง

มวลรวมซึ่งเป็นส่วนประกอบประมาณ 75% ของเนื้อคอนกรีต มักจะเป็นกรวดหรือหินซึ่งมีการจัดส่วนคละของขนาดที่เหมาะสม มวลรวมที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 4 (ช่องเปิดขนาด 6.4 มม.) ถูกจัดให้เป็นมวลรวมละเอียด มวลรวมที่ใหญ่กว่านั้นจัดให้เป็นมวลรวมหยาบ เนื่องจากฝุ่นหรือสารเคมีจะทำให้การยึดหน่วงระหว่างซีเมนต์เจลและมวลรวมลดลงได้ ดังนั้นคอนกรีตที่คงทนจะต้องใช้มวลรวมที่สะอาดและแข็งแกร่ง คอนกรีตไม่เสริมเหล็กซึ่งใช้มวลรวมเป็นหินและกรวด จะมีน้ำหนักโดยปกติประมาณ 2,320 กก./ม^3 แต่เมื่อเสริมเหล็กเข้าไป น้ำหนักก็จะเพิ่มเป็นโดยทั่วไปประมาณ 2,400 กก./ม^3

ถ้าผู้ออกแบบต้องการที่จะลดน้ำหนักขององค์อาคารคอนกรีตที่ไม่อยู่ภายใต้การเสียดทานสูง ก็อาจจะใช้มวลรวมน้ำหนักเบาทำจากดินดาน (Shale) และกากแร่ (Slags) แทนหินหรือกรวด คอนกรีตซึ่งกำลังรับแรงอัดที่อายุ 28 วัน เท่ากับ 175 กก./ซม^2 และหนักน้อยกว่า 1,840 กก./ม^3 จะถูกจัดเป็น *คอนกรีตน้ำหนักเบา* ถ้ามวลรวมทั้งหยาบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

และละเอียดเป็นมวลรวมเบา จะจัดเป็น *คอนกรีตน้ำหนักเบาที่มีมวลเบาล้วน* (All-lightweight) ถ้ามวลรวมหยาบเป็นมวลรวมเบาและมวลรวมละเอียดเป็นทรายจะจัดเป็น *คอนกรีตน้ำหนักเบาที่มีทรายเป็นส่วนผสม* (Sand-lightweight)

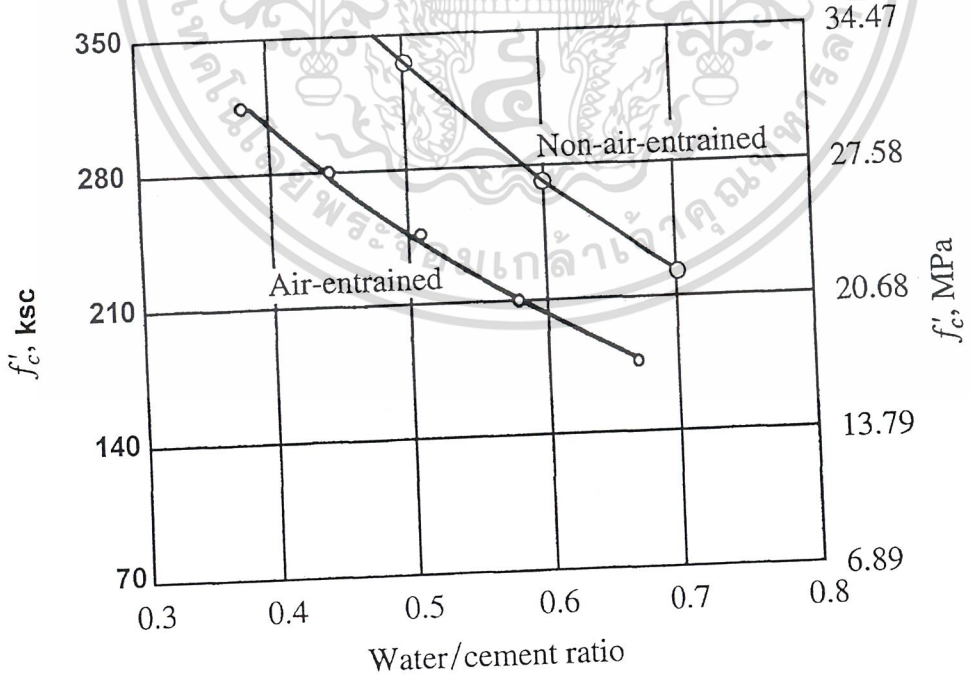
มาตรฐานการออกแบบกำหนดขนาดโตสุดของมวลรวมต้องไม่ใหญ่กว่า

1. 1/2 ของด้านในที่แคบที่สุดของแบบหล่อ
2. 1/3 ของความหนาของแผ่นพื้น
3. 3/4 ของระยะช่องว่างที่น้อยที่สุดระหว่างเหล็กเสริมแต่ละเส้นหรือแต่ละมัด

หากวิศวกรพิจารณาเห็นว่าคอนกรีตซึ่งใช้มวลรวมใหญ่กว่าข้อกำหนดแต่มีความสามารถเทได้ และมีวิธีการทำให้คอนกรีตแน่นตัวได้โดยจะไม่เกิดรูพรุนหรือโพรงขึ้นแล้ว ก็อาจจะผ่อนผันจากข้อกำหนดนี้ได้

2.1.2 ความแข็งแรงของคอนกรีต

อัตราส่วนของน้ำต่อซีเมนต์เป็นปัจจัยหลักที่มีอิทธิพลต่อความแข็งแรงและความทนทานของคอนกรีต เมื่ออัตราส่วนของน้ำต่อซีเมนต์สูง จะได้เจลที่เจือจาง มีการหดตัวสูง และไม่แข็งแรง คอนกรีตที่ผลิตจากเจลแบบนี้ จะมีกำลังต่ำและมีความต้านทานต่อสภาวะแวดล้อมต่ำ ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังของคอนกรีตกับอัตราส่วนของน้ำต่อซีเมนต์ แสดงในรูปที่ 2.2



รูปที่ 2.2 - ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังของคอนกรีตกับอัตราส่วนของน้ำต่อซีเมนต์

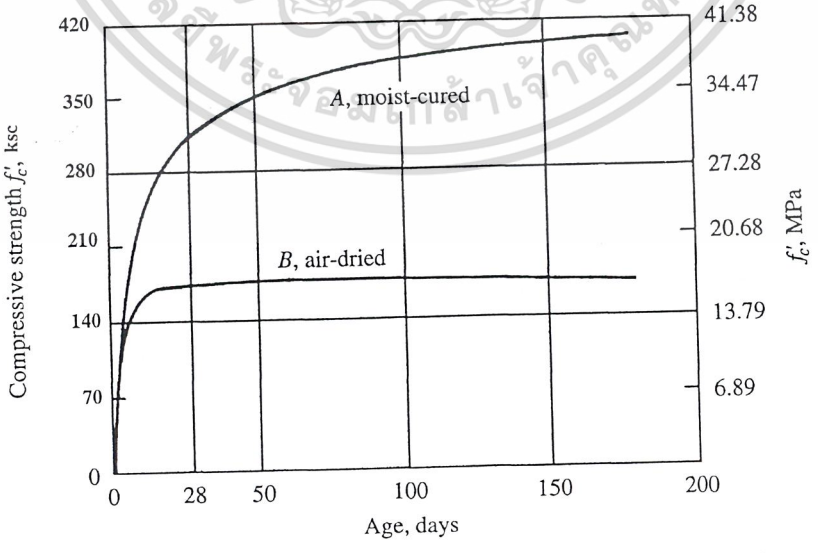
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

อัตราการเพิ่มกำลังของคอนกรีตจะเร็วขึ้นถ้าใช้ซีเมนต์ละเอียด ให้ความร้อนด้วยการบ่มด้วยไอน้ำ หรือใช้ตัวเร่งปฏิกิริยา เช่น แคลเซียมคลอไรด์ การเพิ่มของอัตราการเพิ่มกำลังในคอนกรีต ทำให้เราถอดแบบได้เร็ว ทำให้การก่อสร้างรวดเร็วขึ้น

ถ้าคอนกรีตสดถูกแช่แข็ง น้ำส่วนเกินที่อยู่ในรูพรุนในเนื้อคอนกรีตจะกลายเป็นน้ำแข็ง เกิดการขยายตัว ทำลายโครงสร้างของคอนกรีตและลดกำลังของคอนกรีตลงอย่างถาวร ในกรณีที่คอนกรีตต้องโดนน้ำเกลือหรือต้องอยู่ภายใต้วัฏจักรของการเย็นจนแข็งและละลาย จะใส่สารผสมเพิ่มฟองอากาศซึ่งจะเพิ่มปริมาณฟองอากาศในเนื้อคอนกรีตประมาณ 4 ถึง 8 เปอร์เซ็นต์ ฟองอากาศเหล่านี้จะช่วยเพิ่มความทนทานให้คอนกรีต และยังช่วยเป็นเสมือนตัวหล่อลื่นช่วยให้ง่ายต่อการเทคอนกรีต

เพื่อให้ได้คอนกรีตที่กำลังสูงสุดและมีความทนทาน มาตรฐานการออกแบบ กำหนดว่า ต้องบ่มคอนกรีตในอุณหภูมิที่สูงกว่า 10° ซ และให้มีความชื้นอยู่เสมออย่างน้อย 7 วันนับจากวันที่เทคอนกรีต สำหรับคอนกรีตให้กำลังสูงเร็วให้ใช้เวลาอย่างน้อย 3 วัน ความชื้นจะช่วยทำให้ปฏิกิริยาไฮเดรชั่นเกิดต่อเนื่อง เพิ่มปริมาณซีเมนต์เจล การบ่มอาจจะทำด้วยการพ่นน้ำ คลุมคอนกรีตด้วยวัสดุกันน้ำ หรือทิ้งแบบไว้โดยไม่ถอด และคลุมคอนกรีตส่วนที่โดนอากาศ

รูปที่ 2.3 แสดงความสัมพันธ์ของกำลังอัดของคอนกรีตกับเวลา เป็นผลมาจากการทดสอบคอนกรีตรูปทรงกระบอกภายใต้แรงอัด คอนกรีตที่ใช้ในการเปรียบเทียบมาจากส่วนผสมเดียวกัน แตกต่างกันตรงการบ่ม ทรงกระบอก A ถูกบ่มชื้นตลอดจนถึงเวลาทดสอบ ทรงกระบอก B ถูกทิ้งไว้ในห้องธรรมดา จากรูปที่ 2.3 จะเห็นว่าหลังจากหกเดือนกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตบ่มด้วยความชื้นจะสูงกว่าคอนกรีตที่ไม่มีการบ่มถึงสองเท่า

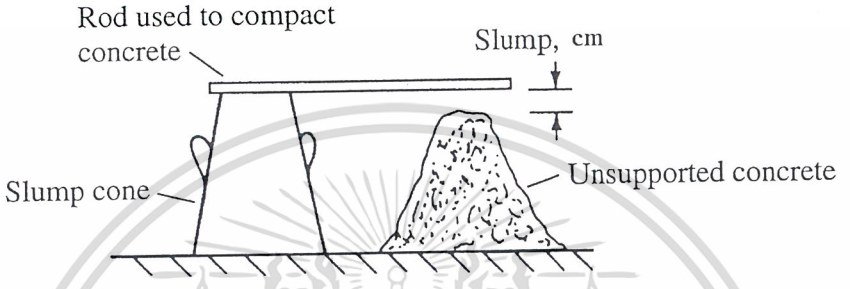


รูปที่ 2.3 – ผลของการบ่มที่มีต่อกำลังรับแรงอัด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.1.3 ความสามารถเทได้ (Workability)

ในการผลิตคอนกรีตที่มีคุณภาพสูง จะต้องมีปริมาณน้ำที่พอเพียงเพื่อช่วยให้คอนกรีตไหลเข้าไปในทุกส่วนของแบบ แต่ถ้าปริมาณน้ำมากเกินไป จะทำให้ได้คอนกรีตที่กำลังต่ำและมีการหดตัวสูง ในปัจจุบันมีสารผสมเพิ่มลดปริมาณน้ำ (Superplasticizer) ให้เลือกใช้อย่างแพร่หลาย ทำให้วิศวกรสามารถผลิตคอนกรีตที่มีความสามารถในการเทสูง แต่ไม่ต้องเพิ่มปริมาณน้ำ



รูปที่ 2.4 – การวัดค่ายุบตัว (Slump Test)

การทดสอบค่ายุบตัว เป็นวิธีที่ใช้ทั่วไปในสนามเพื่อควบคุมความสามารถเทได้และคุณภาพของคอนกรีต ซึ่งขั้นตอนคร่าว ๆ ประกอบด้วยการเทคอนกรีตสดลงในโคนรูปทรงกรวยตัดสูง 30 ซม. วางบนพื้นราบ หลังจากที่ทำคอนกรีตให้แน่นด้วยการตำด้วยแท่งเหล็ก และปาดผิวหน้าเรียบร้อย จะค่อย ๆ ยกโคนรูปทรงกรวยขึ้น คอนกรีตสดจะยุบตัวลง ผลแตกต่างระหว่างความสูงของโคนรูปทรงกรวยกับความสูงคอนกรีตที่ยุบตัว จะเรียกว่า *ค่ายุบตัว* ค่ายุบตัวโดยทั่วไปจะอยู่ระหว่าง 5 ถึง 15 ซม. คอนกรีตที่มีการยุบตัวมาก จะใช้ในการก่อสร้างซึ่งมีแบบที่แคบและมีเหล็กเสริมวางค่อนข้างถี่

2.1.4 ความทนทาน (Durability)

การเลือกกำลังของคอนกรีตที่จะใช้ในเบื้องต้น จะต้องคำนึงถึงกำลังที่ต้องการ สภาวะแวดล้อมว่าจะโดนน้ำทะเลหรือเกลือที่ใช้ในการละลายน้ำที่แข็งจับตัวบนผิวคอนกรีตหรือไม่ คอนกรีตจะต้านสภาวะเหล่านี้ได้ ถ้ามีการบ่มที่ดีและจี้เขย่าอย่างทั่วถึง

โครงสร้างคอนกรีตที่โดนความชื้นและอยู่ภายใต้วัฏจักรของการเย็นจนแข็งและละลาย น้ำแข็งที่จับตัวบนผิวและน้ำในรูพรุนในเนื้อคอนกรีตที่เกิดการแข็งตัว จะก่อให้เกิดแรงดันภายในทำลายเนื้อคอนกรีตอย่างรวดเร็ว สิ่งเหล่านี้สามารถป้องกันได้โดยใช้คอนกรีตกำลังสูงและใส่สารผสมเพิ่มฟองอากาศ มาตรฐานการออกแบบกำหนดว่า ต้องมี

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ปริมาตรของฟองอากาศ ประมาณ 6 ถึง 7.5 เปอร์เซ็นต์ สำหรับคอนกรีตที่มีมวลรวมขนาดเล็กกว่า 3/8 นิ้ว และ 3.5 ถึง 4.5 เปอร์เซ็นต์ สำหรับคอนกรีตที่มีมวลรวมขนาดใหญ่กว่า 3 นิ้ว

เพื่อจะให้มีปริมาณซีเมนต์ที่เพียงพอ มาตรฐานการออกแบบกำหนดว่า สำหรับคอนกรีตน้ำหนักธรรมดา อัตราส่วนของน้ำต่อซีเมนต์โดยน้ำหนักจะต้องไม่เกิน 0.50 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักเบา จะควบคุมโดยใช้กำลังอัดแทน โดยกำหนดว่ากำลังรับแรงอัดจะต้องไม่น้อยกว่า 280 กก./ซม^2 ด้วยเหตุที่ว่าการดูดซับน้ำของมวลรวมน้ำหนักเบามีค่าสูง ดังนั้นปริมาณน้ำที่เหลือเพื่อทำปฏิกิริยากับซีเมนต์จึงไม่สามารถระบุได้แน่ชัด

สำหรับโครงสร้างคอนกรีตที่ต้องสัมผัสกับน้ำที่มีปริมาณซัลเฟตปานกลาง มาตรฐานการออกแบบระบุว่า คอนกรีตนั้นจะต้องผลิตด้วยซีเมนต์ชนิด II ซึ่งเป็นซีเมนต์ที่ต้านทานซัลเฟตได้ ถ้าสัมผัสกับน้ำที่มีปริมาณซัลเฟตสูง ประมาณ 1,500-10,000 ppm. ควรใช้ซีเมนต์ชนิด V ซึ่งต้านทานซัลเฟตได้สูงสุด และอัตราส่วนของน้ำต่อซีเมนต์จะต้องไม่เกิน 0.45 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักธรรมดา สำหรับคอนกรีตน้ำหนักเบา กำลังรับแรงอัดจะต้องไม่น้อยกว่า 310 กก./ ซม.^{2}

2.2 คุณสมบัติทางกลของคอนกรีต

2.2.1 กำลังรับแรงอัดและโมดูลัสยืดหยุ่น

โดยทั่วไป กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตจะหาได้จากการกดแท่งตัวอย่างรูปทรงกระบอกที่มีเส้นผ่าศูนย์กลาง 15 ซม. และยาว 30 ซม. จนวิบัติ คอนกรีตที่ทดสอบต้องมีอายุ 28 วัน และต้องบ่มใต้น้ำหรือบ่มในห้องที่มีอุณหภูมิคงที่และมีความชื้นสัมพัทธ์ 100 เปอร์เซ็นต์ การให้ความชื้นตลอดเวลาแก่คอนกรีตเป็นการเร่งอัตราการเพิ่มกำลังโดยทำให้มีปฏิกิริยาไฮเดรชั่นอย่างต่อเนื่อง

รูปที่ 2.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับความเครียดของคอนกรีตภายใต้แรงอัดตามแนวแกน กำลังรับแรงอัดสูงสุดซึ่งเกิดขึ้นเมื่อความเครียดมีค่าระหว่าง 0.002 ถึง 0.003 จะแทนค่าด้วย f_c' ถึงแม้ว่าความเครียดที่จุดวิบัติ จะมีค่าแปรเปลี่ยนจาก 0.003 ในคอนกรีตกำลังสูง ไปจนถึง 0.005 ในคอนกรีตกำลังต่ำ มาตรฐานการออกแบบกำหนดให้ใช้ค่าความเครียดสูงสุดเป็น 0.003 สำหรับคอนกรีตทุกชนิด ถึงแม้จะพบว่ามีการใช้คอนกรีตซึ่งกำลังอัดตั้งแต่ 175 กก./ซม.^{2} จนถึง 1,300 กก./ซม.^{2} ในการก่อสร้างทั่วไป แต่ในส่วนใหญ่แล้ว คอนกรีตที่ใช้จะมีกำลังรับแรง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

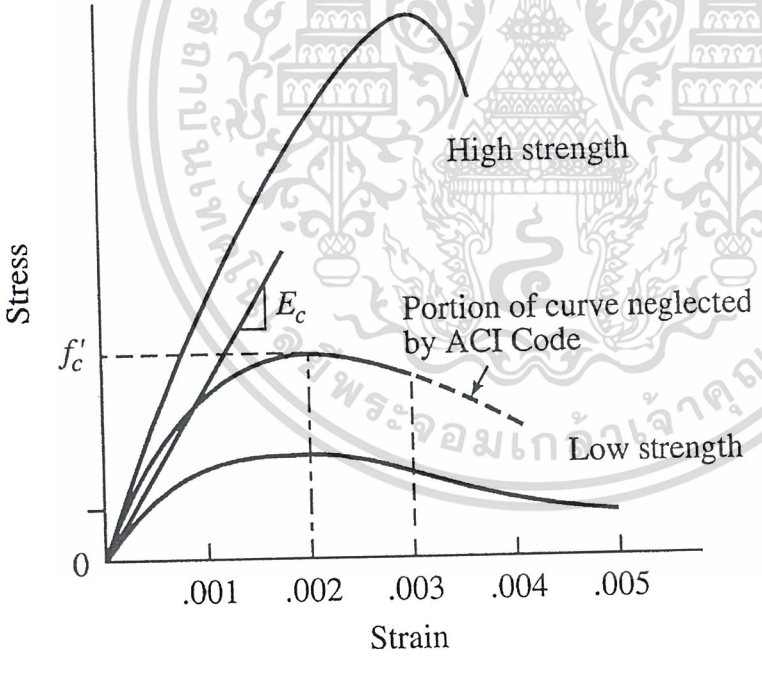
อัดอยู่ระหว่าง 210 กก./ซม.^{2} ถึง 350 กก./ซม.^{2} เนื่องจากความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตไม่เป็นเชิงเส้น โมดูลัสยืดหยุ่นจึงแปรเปลี่ยนตามกำลังของมัน มาตรฐานการออกแบบกำหนดให้โมดูลัสยืดหยุ่นสำหรับคอนกรีตที่มีน้ำหนัก w_c ระหว่าง 1,500 กก./ม.^{3} และ 2,500 กก./ม.^{3} เป็น

$$E_c = 4{,}270 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \qquad \text{กก./ซม.}^2 \qquad (1)$$

ถ้าคอนกรีตทำจากหินหรือกรวดและมีน้ำหนักปกติ w_c เท่ากับ 2,320 กก./ม.^{3} แทนค่าในสมการที่ (1) จะได้

$$E_c = 15{,}100 \sqrt{f'_c} \qquad \text{กก./ซม.}^2 \qquad (2)$$

สำหรับคอนกรีตทั่วไป ภายใต้หน่วยแรงที่ต่ำกว่า 2/3 f'_c อัตราส่วนโพซอง (Poisson's Ratio: อัตราส่วนระหว่างความเครียดในแนวตั้งฉากต่อความเครียดในแนวแกน) จะมีค่าประมาณ 0.2



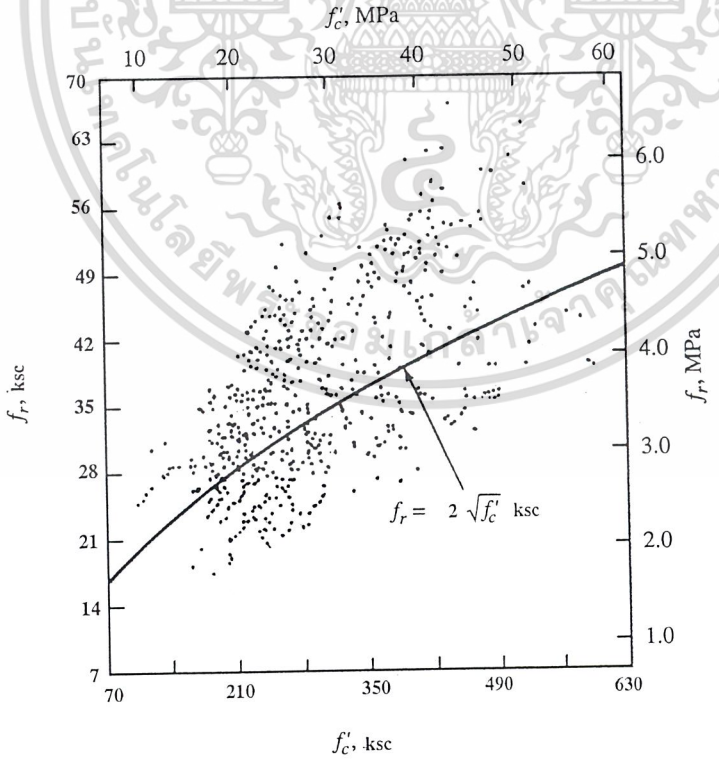
รูปที่ 2.5 – ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตกำลังต่ำ ปานกลาง และสูง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.2.2 กำลังรับแรงดึง (Tensile Strength)

ผลจากห้องปฏิบัติการแสดงว่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีตมีค่าแปรเปลี่ยนมาก อยู่ในช่วงประมาณ 8 ถึง 15 เปอร์เซ็นต์ของกำลังรับแรงอัด ความแตกต่างอันมากมายระหว่างกำลังรับแรงดึงและกำลังรับแรงอัด เป็นผลมาจากรอยแตกร้าวเล็ก ๆ ที่มีอยู่ทั่วไปในเนื้อคอนกรีต ที่หน่วยแรงไม่มากนัก รอยแตกร้าวจะไม่มีผลต่อกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต เนื่องจากแรงอัดจะบีบรอยแตกร้าวเข้าหากันและถ่ายแรงผ่านรอยแตก ดังนั้นเนื้อคอนกรีตทั้งส่วนที่มีรอยแตกและไม่มีก็จะช่วยกันส่งถ่ายแรงอัด

ภายใต้แรงดึง การกระจายหน่วยแรงผ่านหน้าตัดจะเปลี่ยนแปลงไป เนื่องจากแรงดึงไม่สามารถถ่ายผ่านรอยแตก มันจะถ่ายผ่านเฉพาะในพื้นที่ที่ไม่มีรอยแตกในหน้าตัดเท่านั้น ทำให้พื้นที่ประสิทธิผลในการส่งผ่านแรงดึงมีน้อยกว่าพื้นที่ทั้งหมดของหน้าตัด หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงจะมีค่าสูงกว่าหน่วยแรงเฉลี่ย เมื่อหน่วยแรงดึงถ่ายผ่านรอบรอยแตกร้าวและรูพรุนภายใน จะเกิดความเข้มของหน่วยแรง (Stress Concentration) รอบ ๆ ขอบของรูพรุนและที่ปลายของรอยแตกร้าว ทำให้รอยแตกร้าวขยายตัวลดพื้นที่ที่ไม่มีรอยแตก ทำให้หน่วยแรงเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว นำไปสู่การวิบัติของหน้าตัด เนื่องจากเราไม่สามารถที่จะรู้ขนาดและตำแหน่งของรอยแตกร้าวเหล่านี้ได้ กำลังรับแรงดึงจึงมีค่าที่แปรเปลี่ยนมาก ตามที่แสดงในรูปที่ 2.6



รูปที่ 2.6 – ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสแตกร้าว f_r กับกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การทดสอบหากำลังรับแรงดึงของคอนกรีตที่ใช้ทั่วไปมีอยู่ 2 วิธีดังแสดงข้างล่าง

1. การทดสอบดึงแยกผ่าซีกรูปทรงกระบอก The Split-cylinder Test

ในวิธีนี้ จะใช้แท่งตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐาน วางให้แกนตามยาวอยู่ในแนวนอนบนเครื่องทดสอบรับแรงอัด และกดด้วยแรงกระทำตามความยาวของแท่งตัวอย่าง สภาวะภายใต้แรงดึงอย่างเดียวจะเกิดขึ้นที่ระนาบดิ่งใต้แรงกด ตามแสดงในรูปที่ 2.7 สำหรับคอนกรีตที่ทำจากหินและกรวด ผลการทดลองแสดงว่า กำลังรับแรงดึงแยกผ่าซีกรูปทรงกระบอก f'_{ct} มีค่าประมาณ $1.6\sqrt{f'_c}$ กก./ซม.^{2}



รูปที่ 2.7 – การทดสอบกำลังดึงแยกผ่าซีกของคอนกรีต

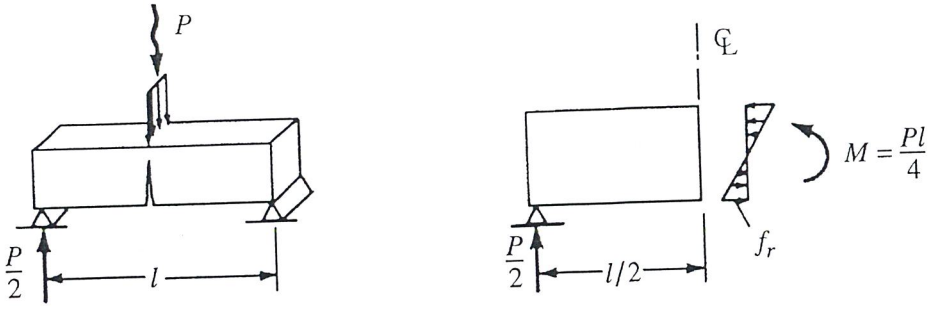
2. การทดสอบคานมาตรฐาน The Standard Beam Test

ในวิธีนี้ จะใช้คานคอนกรีตไม่เสริมเหล็ก ขนาด 10x10 ซม. ยาว 40 ซม. กดที่กลางช่วง (รูปที่ 2.8) ถ้าสมมติให้พฤติกรรมเป็นอีลาสติกและหน่วยแรงดัดแปรเปลี่ยนตามระยะจากแกนสะเทิน หน่วยแรงดึงสูงสุดจะเกิดที่ผิวล่าง ซึ่งเรียกว่า โมดูลัสแตกร้าว $f_r = Mc/I$ การทดลองคานมาตรฐานเป็นจำนวนหลายร้อยตัว ให้ผลตามที่แสดงในรูปที่ 2.6 ซึ่งมาตรฐานการออกแบบกำหนดสมการให้ใช้สำหรับกำลังรับแรงดึงเนื่องจากโมเมนต์คือ

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} \text{ กก./ซม.}^2 \qquad (3)$$

สำหรับคอนกรีตน้ำหนักเบาล้วน จะต้องคูณค่า f_r ด้วย 0.75 ถ้าเป็นคอนกรีตน้ำหนักเบาที่ใช้ทรายผสม จะต้องคูณค่า f_r ด้วย 0.85

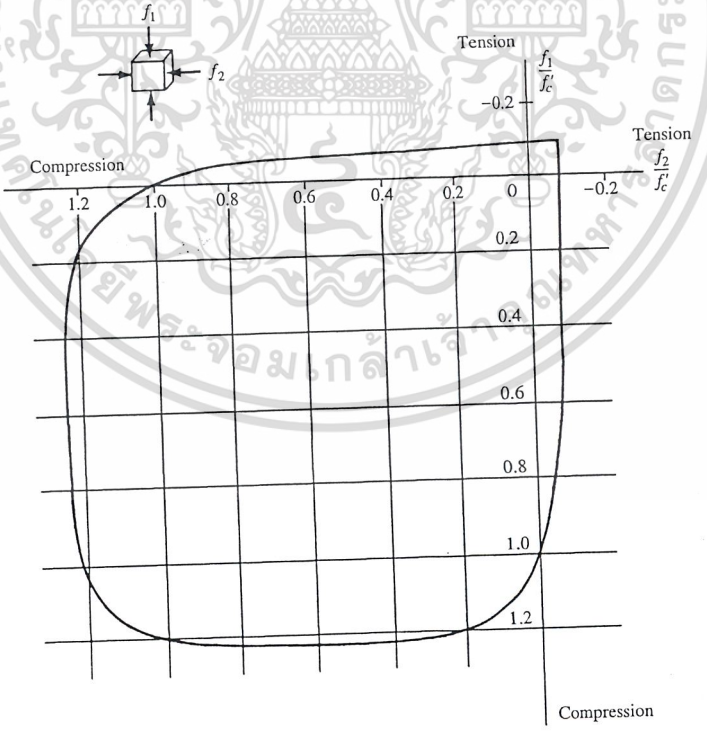
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.8 – การทดสอบคานมาตรฐานเพื่อหาโมดูลัสแตกร้าว

2.2.3 กำลังรับแรงสองแกน (Biaxial Strength)

บางส่วนขององค์อาคารจะอยู่ภายใต้สภาวะที่แรงกระทำในสองทิศทาง ผลของหน่วยแรงสองแกนบนหน้าตัดแสดงอยู่ในรูปที่ 2.9 แผนภาพที่แสดงเป็นผลมาจากการทดลองกดและดึงแท่งทดสอบในสองทิศทางตั้งฉากกัน จะเห็นว่าภายใต้แรงอัดทั้งสองแกน กำลังรับแรงอัดจะเพิ่มขึ้นประมาณ 20 เปอร์เซ็นต์จากกำลังรับแรงอัดแกนเดียว แต่ถ้าแรงในอีกแกนหนึ่งเป็นแรงดึงแล้ว กำลังรับแรงอัดจะลดลงอย่างมากมายเมื่อเปรียบเทียบกับแรงดึงที่มากระทำ

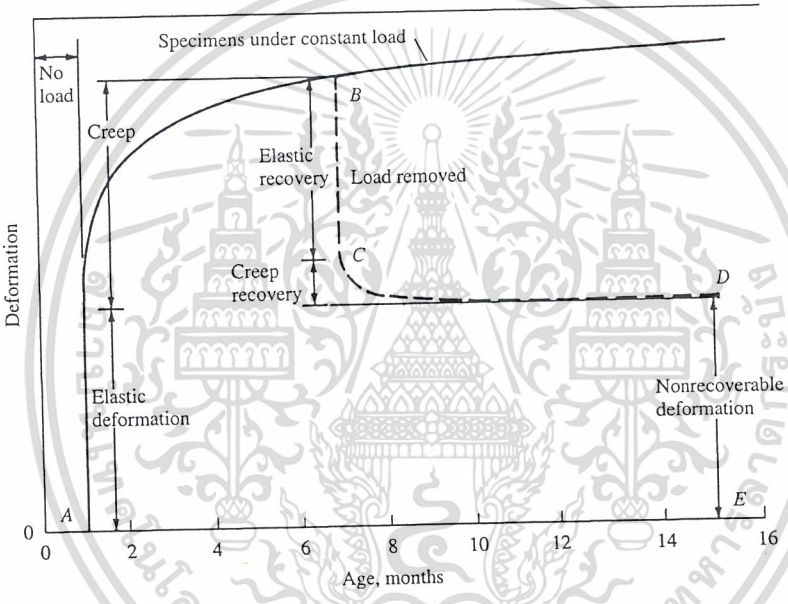


รูปที่ 2.9 – กำลังรับแรงสองแกนของคอนกรีต

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.2.4 การคืบ (Creep)

ผลจากห้องปฏิบัติการแสดงว่าการยืดหดตัวขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากแรงตามแกนและแรงดัดจะเพิ่มขึ้นตามเวลา การยืดหดตัวทั้งหมดแบ่งออกได้เป็นสองส่วน ส่วนแรกได้แก่การยืดหดตัวเบื้องต้นที่เกิดขึ้นทันทีหลังจากที่มีน้ำหนักมากระทำ และส่วนที่สองได้แก่การยืดหดตัวที่เพิ่มขึ้นตามเวลา เรียกว่า *การคืบ* (Creep) ซึ่งจะเพิ่มต่อไปในระยะเวลาสองสามปีแต่อัตราการเพิ่มจะลดลง รูปที่ 2.10 แสดงผลการคืบ โดยแสดงการเปลี่ยนแปลงตามเวลาของการหดตัวของคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐานภายใต้แรงอัด จะเห็นว่าหลังจาการหดตัวเบื้องต้น การคืบจะเริ่มขึ้นทันทีในปริมาณค่อนข้างมากในตอนแรก แล้วก็จะลดลงเรื่อย ๆ



รูปที่ 2.10 – การหดตัวแบบอีลาสติกและการคืบของคอนกรีต

ประมาณร้อยละ 75 ของการคืบจะเกิดขึ้นในปีแรก และจะเกิดต่อไปเรื่อย ๆ จนสิ้นสุดเอาประมาณสิ้นปีที่สามหรือสี่ ถ้าเอาแรงกดออก (เส้นประ BC) จะเกิดการยืดตัวกลับแบบอีลาสติกตามด้วยการยืดตัวกลับจากการคืบ แต่อย่างไรก็ตามจะมีการหดตัวแบบถาวรคงอยู่ สังเกตได้จากระยะระหว่าง จุด D กับ จุด E

ถึงแม้ว่าการคืบที่เกิดขึ้นภายใต้น้ำหนักใช้งานทั่วไปจะไม่ลดกำลังขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก แต่จะมีผลต่อพฤติกรรม กรณีที่จะกล่าวถึงข้างล่างแสดงผลของการคืบที่มีต่อพฤติกรรมและวิธีที่จะป้องกันความเสียหายที่อาจจะเกิดขึ้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กรณีที่ 1 – เนื่องจากการคืบขึ้นอยู่กับเวลา ดังนั้นการแอ่นตัวสุดท้ายของคานอาจจะมากกว่าการแอ่นตัวเบื้องต้นสองถึงสามเท่า ดังนั้นผู้ออกแบบจะต้องคำนึงถึงการแอ่นตัวสุดท้ายนี้ไม่ว่าจะเป็นในคอนกรีตเสริมเหล็กหรือคอนกรีตอัดแรง จะต้องตรวจว่าโครงสร้างยังคงใช้งานได้และการแอ่นตัวสุดท้ายต้องน้อยกว่าค่าที่ยอมให้

กรณีที่ 2 –ในคอนกรีตอัดแรง แรงอัดส่วนมากจะเกิดขึ้นที่ปลายทั้งสองข้างขององค์อาคารที่รับตัวยึดของลวดอัดแรง เมื่อเกิดการคืบขึ้นในองค์อาคาร จะส่งผลให้เกิดการเสื่อมลดของแรงอัดทำให้องค์อาคารเกิดการแตกร้าวและแอ่นตัวมากขึ้นภายใต้น้ำหนักใช้งาน ข้อเสียนี้สามารถกำจัดได้โดยการใช้ลวดแรงสูง ซึ่งถึงแม้จะมีการเสื่อมลดของแรงดึงในลวดเนื่องจากการคืบแล้ว ก็ยังคงแรงอัดในเนื้อคอนกรีตเหมือนเดิม

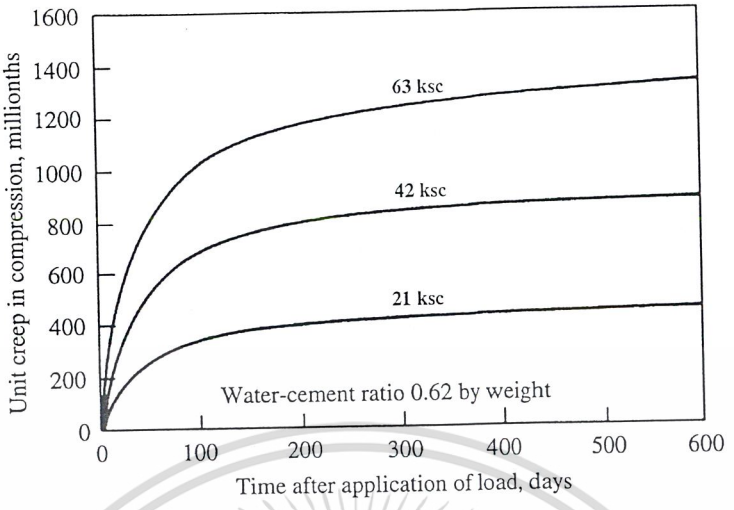
กรณีที่ 3 –เสาคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงอัดคงที่ การคืบจะทำให้หน่วยแรงเบื้องต้นในเหล็กเสริมเพิ่มขึ้นเป็นสองหรือสามเท่า เมื่อการคืบในคอนกรีตเกิดขึ้น เหล็กเสริมซึ่งยึดเหนี่ยวติดกับเนื้อคอนกรีตก็จะต้องหดตัวตามไปด้วย ทำให้แรงที่เหล็กเสริมต้องรับเพิ่มขึ้นตามแรงที่เนื้อคอนกรีตรับลดลงเนื่องจากการคืบ

ข้อดีของการคืบก็มีอยู่บ้าง ยกตัวอย่าง ในกรณีขององค์อาคารภายใต้แรงอัดสูงบนบางตำแหน่ง การคืบจะลดหน่วยแรงที่สูงบนตำแหน่งนั้น ถ่ายแรงไปให้ตำแหน่งใกล้เคียงที่มีหน่วยแรงต่ำช่วยรับ ดังนั้นการคืบจึงเป็นเสมือนตัวลดความเข้มของหน่วยแรงและช่วยป้องกันการวิบัติ

การคืบจะแปรเปลี่ยนตามหน่วยแรงในเนื้อคอนกรีต ตราบใดที่หน่วยแรงในคอนกรีตต่ำกว่าครึ่งหนึ่งของกำลังของคอนกรีต (รูปที่ 2.11) ค่าการคืบสูงสุดขึ้นอยู่กับชนิดของมวลรวม กำลังของคอนกรีต วิธีการบ่ม อายุของคอนกรีตเมื่อเริ่มใช้งาน อัตราส่วนผิวต่อปริมาตรขององค์อาคาร และความชื้นสัมพัทธ์ เราจะลดค่าของการคืบได้ตามขั้นตอนต่อไปนี้

1. ยืดการใช้งานของคอนกรีตไปจนกระทั่งคอนกรีตมีกำลังเพียงพอ
2. ใช้คอนกรีตกำลังสูง
3. ใช้ปริมาตรของซีเมนต์เจลให้ต่ำที่สุดเมื่อเปรียบเทียบกับปริมาตรของมวลรวม
4. บ่มคอนกรีตด้วยไอน้ำภายใต้ความดัน
5. เพิ่มปริมาณเหล็กเสริม
6. ใช้มวลรวมเป็นหินปูน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.11 – ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการคืบต่อหน่วยแรงกระทำ

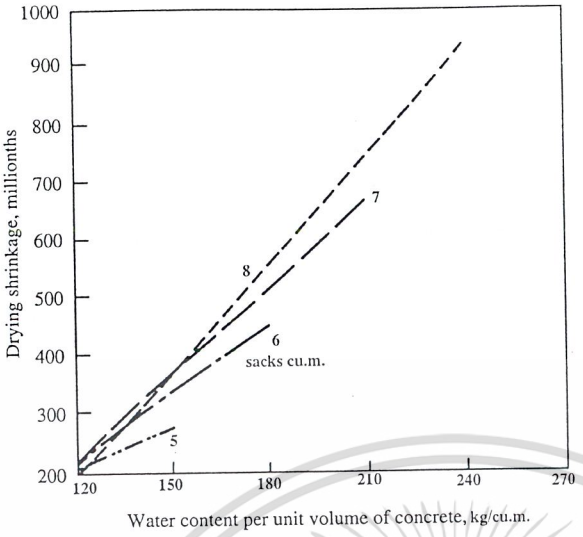
2.2.5 การหดตัว (Shrinkage)

เพื่อที่จะให้ได้คอนกรีตสดที่สามารถเทลงได้แบบ ไหลไประหว่างเหล็กเสริม ตามทุกส่วนของไม้แบบและปราศจากรูพรุน ปริมาณน้ำที่ผสมในคอนกรีตจะต้องมีมากกว่าปริมาณที่ต้องการเพื่อทำปฏิกิริยากับซีเมนต์ถึงสองเท่า หลังจากคอนกรีตถูกบ่มและเริ่มแข็งตัว น้ำส่วนเกินซึ่งเหลือจากการทำปฏิกิริยากับซีเมนต์จะลอยตัวจากเนื้อคอนกรีตขึ้นสู่ผิวหน้า เมื่อน้ำเหล่านี้ระเหยไป คอนกรีตก็จะหดตัวตามไปด้วย ปริมาณการสูญเสียความชื้นแปรเปลี่ยนตามระยะถึงผิว จะเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วใกล้ผิวหน้าและเกิดอย่างช้าภายในเนื้อคอนกรีตเพราะระยะที่ห่างจากผิวหน้า การหดตัวต่อหน่วยความยาวซึ่งเกิดร่วมกับการลดปริมาตรเนื่องจากการสูญเสียความชื้น เรียกว่า *การหดตัว* (Shrinkage)

ปริมาณการหดตัวขึ้นอยู่กับปริมาณน้ำเบื้องต้นในคอนกรีตกับความชื้นสัมพัทธ์ของสภาวะแวดล้อม จะเห็นจากรูปที่ 2.12 ว่า ปริมาณการหดตัวกับปริมาณน้ำในส่วนผสมมีความสัมพันธ์เกือบเป็นเส้นตรงต่อกัน ถ้าความชื้นสัมพัทธ์เพิ่มขึ้น การหดตัวจะลดลง ภายใต้ความชื้นสัมพัทธ์ 100 เปอร์เซ็นต์หรือถ้าเอาไปจุ่มในน้ำ คอนกรีตจะขยายตัวเพราะคอนกรีตเจลจะก่อตัวเพิ่มเนื่องจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่น

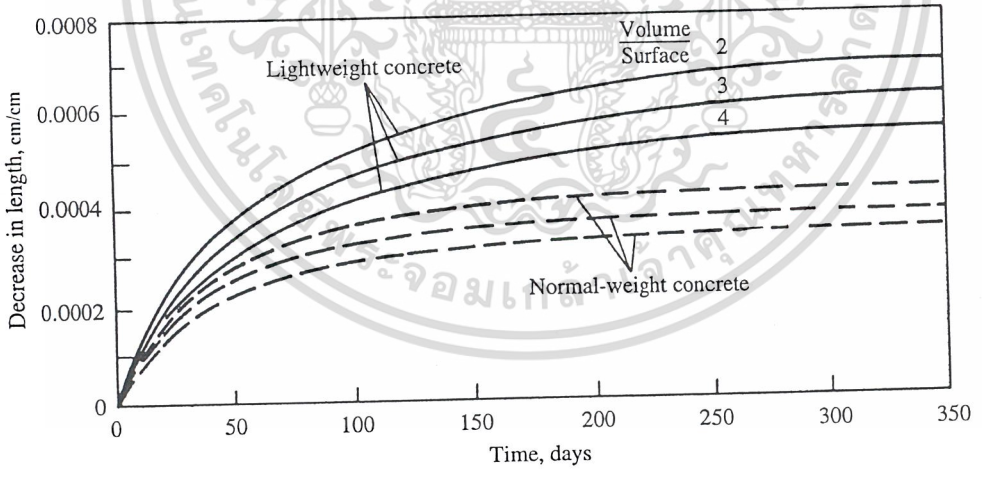
ค่าสูงสุดและอัตราการเกิดของการหดตัวขึ้นอยู่กับอัตราส่วนของผิวหน้าต่อปริมาตรขององค์อาคารคอนกรีต ถ้ามีผิวหน้ามากเมื่อเปรียบเทียบกับปริมาตร ความชื้นก็จะระเหยได้เร็ว สำหรับองค์อาคารคอนกรีตไม่เสริมเหล็กภายใต้ความชื้นสัมพัทธ์ทั่วไป (ประมาณ 70 %) การหดตัวมีค่าสูงสุดประมาณ 0.0004 ถึง 0.0007 แต่ถ้ามีการเสริมเหล็กแล้ว เหล็กจะช่วยลดการหดตัวสูงสุดลงเหลือ 0.0002 ถึง 0.0003

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.12 – ความสัมพันธ์ระหว่างการหดตัว ปริมาณซีเมนต์ และปริมาณน้ำในคอนกรีต

ถึงแม้ว่าการหดตัวจะเกิดต่อเนื่องเป็นเวลาหลายปี โดยเฉพาะอย่างยิ่งในองค์อาคารที่มีความหนามาก ประมาณร้อยละ 90 ของค่าสูงสุดจะเกิดขึ้นในปีแรก ดังแสดงในรูปที่ 2.13 การหดตัวในคอนกรีตน้ำหนักเบาจะมีค่ามากกว่าคอนกรีตน้ำหนักธรรมดา เนื่องจากมวลรวมของคอนกรีตน้ำหนักเบาจะพองตัวในตอนแรกเนื่องจากการดูดซึมน้ำเข้าไปในตัวของมัน เมื่อคอนกรีตเริ่มแข็งตัว การหดตัวที่มากก็เป็นผลมาจากการหดตัวของมวลรวมและซีเมนต์เจล

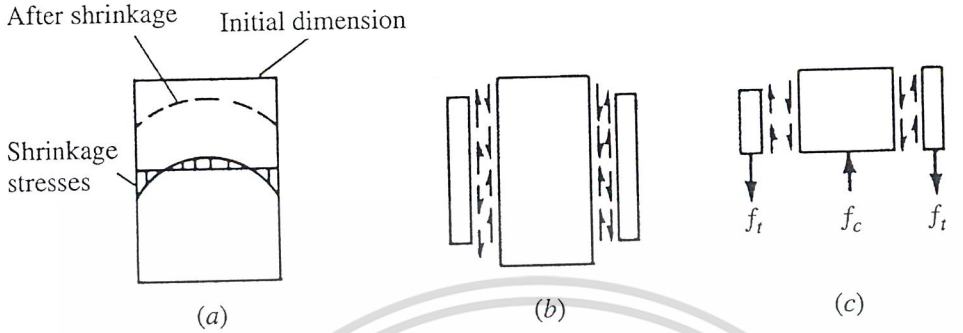


รูปที่ 2.13 – อัตราการหดตัวของคอนกรีตน้ำหนักธรรมดาและคอนกรีตน้ำหนักเบา

เนื่องจากคอนกรีตใกล้ผิวหน้าจะหดตัวเร็วกว่าคอนกรีตภายใน การหดตัวจะมีมากที่ใกล้ผิวหน้ามากกว่าภายในเนื้อคอนกรีต ทำให้เกิดแรงภายในที่พยายามจะสร้างความสมดุลขึ้น โดยที่ด้านนอกจะเกิดแรงดึงและภายในจะเกิดแรงอัด ซึ่งการกระจายโดยประมาณของหน่วยแรงเหล่านี้ ได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.14a หน่วยแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากการหด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

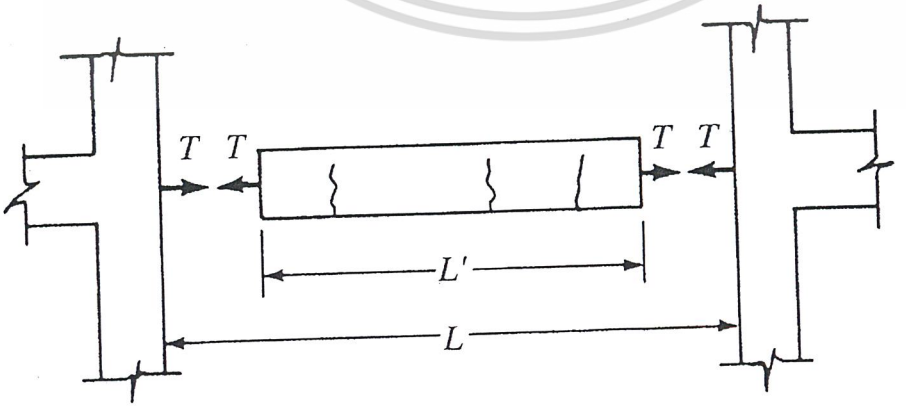
ตัวนี้ จะเข้าใจได้ง่ายขึ้น ถ้าลองคำนึงถึงคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐาน และถ้าแยกส่วนแกนออกจากส่วนวงแหวนรอบนอก และปล่อยให้แต่ละส่วนหดตัวได้เองตามความชื้นที่มีอยู่ในตัวของมัน (รูปที่ 2.14b)



รูปที่ 2.14 – หน่วยแรงตามแกนเกิดจากการหดตัวไม่เท่ากัน

แต่ในความเป็นจริงแล้ว การหดตัวที่จุดต่อจะต้องเท่ากัน ดังนั้นที่ผิวสัมผัสของแกนและส่วนในของวงแหวนจะเกิดหน่วยแรงเฉือนขึ้น ถ้าตัดส่วนบนของแกนและวงแหวนมาพิจารณา ตามรูปที่ 2.14c จะเห็นว่าเพื่อให้หน้าตัดอยู่สภาวะสมดุล หน่วยแรงเฉือนจะต้องทำให้เกิดแรงอัดขึ้นในส่วนแกน และทำให้เกิดแรงดึงขึ้นในวงแหวนรอบนอก หลังจากระยะเวลาหนึ่ง เมื่อความชื้นในส่วนในระเหยไปหมด การหดตัวจะเกิดสม่ำเสมอทั่วหน้าตัด หน่วยแรงเหล่านี้ก็จะหายไป

นอกเหนือไปจากการเกิดหน่วยแรงที่สมดุลในตัวมันเองเนื่องจากการหดตัวที่ไม่สม่ำเสมอ การหดตัวยังทำให้เกิดหน่วยแรงในองค์อาคารที่มีการยึดต้านการหดตัว ยกตัวอย่าง เช่น คานซึ่งเป็นส่วนหนึ่งของอาคาร ถ้าคอนกรีตในคานสามารถหดตัวได้ ความยาวของคานก็จะกลายเป็น L' ซึ่งสั้นกว่าความยาวระหว่างเสา L (ดูรูปที่ 2.15) แต่เนื่องจากคานถูกยึดติดแน่นอยู่กับเสา จะเกิดแรงดึงที่จุดต่อต้านการหดตัว แรงดึงนี้มักจะสูงกว่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีต ดังนั้นจะเกิดรอยแตกร้าวขึ้นในคาน รอยแตกร้าวจะเริ่มจากตำแหน่งที่อ่อนแอที่สุดในคาน และจะเกิดต่อเนื่องไปทั่วความยาวของคาน

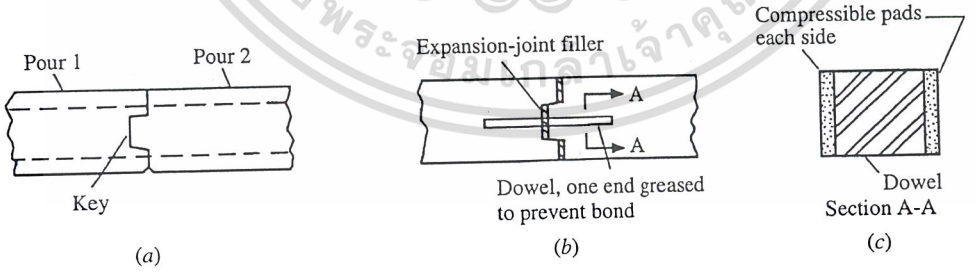


รูปที่ 2.15 – แรงดึงภายในองค์อาคารที่ถูกยึดต้านการหดตัว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การแตกร้าวเนื่องจากแรงดึงอันเป็นผลมาจากการหดตัวจะเกิดขึ้นในแทบทุกองค์อาคารที่มีการยึดรั้งรอบ ๆ ไม่ว่าจะเป็นผนัง แผ่นพื้นบนคาน หรือแผ่นพื้นวางบนดิน จะต้องมีการควบคุมรอยแตกร้าวเพราะจะเป็นช่องเปิดให้ความชื้นซึมเข้าไปในเนื้อคอนกรีตได้ ทั้งยังลดกำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดอีกด้วย เพื่อที่จะลดรอยแตกร้าว ผู้ออกแบบควรดำเนินการดังต่อไปนี้

1. ใช้น้ำในส่วนผสมให้น้อยที่สุด
2. ใช้มวลรวมที่ปราศจากรูพรุน
3. บ่มคอนกรีตให้ดี
4. จำกัดพื้นที่หรือความยาวของบริเวณที่จะเทคอนกรีตในแต่ละครั้ง ถ้าชอยการเทผนังหรือแผ่นพื้นเป็นหลายส่วน การหดตัวจะเกิดเฉพาะในส่วนที่เทแล้ว ดังนั้นการหดตัวจะน้อยกว่าการเทหลายส่วนพร้อมกัน
5. ใช้รอยต่อก่อสร้าง (Construction Joint) และรอยต่อเผื่อขยาย (Expansion Joint) เพื่อควบคุมตำแหน่งของรอยแตกร้าว รูปที่ 2.16 แสดงรายละเอียดของรอยต่อสำหรับผนังและแผ่นพื้น ถ้าจะใช้รอยต่อก่อสร้างเพื่อลดการหดตัวในคานหรือแผ่นพื้นที่หล่อติดคาน รอยต่อจะต้องอยู่ในบริเวณที่มีแรงเฉือนต่ำ หรือบริเวณกลางช่วง เพื่อลดรอยร้าวในแผ่นพื้นหล่อบนดิน ควรใช้เหล็กเดือยหุ้มด้วยแผ่นยึดหยุ่นฝังในรอยต่อ (ดูรูปที่ 2.16c)
6. เพิ่มเหล็กเสริมเพื่อควบคุมความกว้างของรอยแตกร้าว เหล็กตะแกรงซึ่งเรียกว่า *เหล็กเสริมต้านการยึดหด* (Shrinkage Steel) จะช่วยลดความกว้างของรอยร้าว จนไม่สามารถเห็นได้ด้วยตาเปล่า



รูปที่ 2.16 – a. รอยต่อก่อสร้าง, b. รอยต่อเผื่อขยาย และ c. รายละเอียดของเหล็กเดือย

2.2.6 การเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิ

คอนกรีตจะขยายตัวเมื่ออุณหภูมิเพิ่มและหดตัวเมื่ออุณหภูมิลด ถ้าองค์อาคารถึงยึดรั้ง อุณหภูมิที่ลดจะทำให้เกิดหน่วยแรงดึงและอุณหภูมิที่เพิ่มจะทำให้เกิดหน่วยแรงอัดขึ้น การลดผลของอุณหภูมิกระทำได้ในลักษณะเดียวกับ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การลดผลของการหดตัว ผู้ออกแบบจะต้องป้องกันไม่ให้การยืดหดตัวส่งผลให้เกิดหน่วยแรงเกินกว่าที่องค์อาคารจะรับได้ สัมประสิทธิ์การขยายตัวของคอนกรีตมีค่าประมาณ 2.8×10^{-6} ซม./ซม./ ^{o}ซ ซึ่งน้อยกว่าสัมประสิทธิ์ของเหล็กเพียงเล็กน้อย

2.3 เหล็กเสริม

คอนกรีตเป็นวัสดุที่เปราะ มีกำลังรับแรงดึงต่ำ จึงไม่สามารถนำมาใช้เป็นวัสดุก่อสร้างได้ เพราะในองค์ประกอบโครงสร้างทั่วไปจะต้องรับแรงเฉือนและโมเมนต์ซึ่งจะทำให้เกิดแรงดึงขนาดใหญ่บนหน้าตัด การเพิ่มเหล็กเสริมที่ยืดหยุ่น มีกำลังสูง และยึดติดอย่างแข็งแรงกับเนื้อคอนกรีต ทำให้ได้วัสดุที่เหนียวส่งถ่ายแรงดึงได้สูง และเหมาะสำหรับก่อสร้างเป็นส่วนต่าง ๆ ของอาคารมากมาย เช่น แผ่นพื้น คาน และเสา นอกเหนือไปจากนี้ เหล็กเสริมยังช่วยลดการคืบและลดความกว้างของรอยแตกร้าวในคอนกรีต เหล็กเสริมมีขนาดยาวเรียว สามารถดัดเป็นรูปต่าง ๆ ได้ ทำให้สามารถสร้างองค์อาคารที่มีรูปแบบได้หลากหลาย

2.3.1 ชนิดและขนาดของเหล็กเสริมที่ใช้ในงานก่อสร้าง

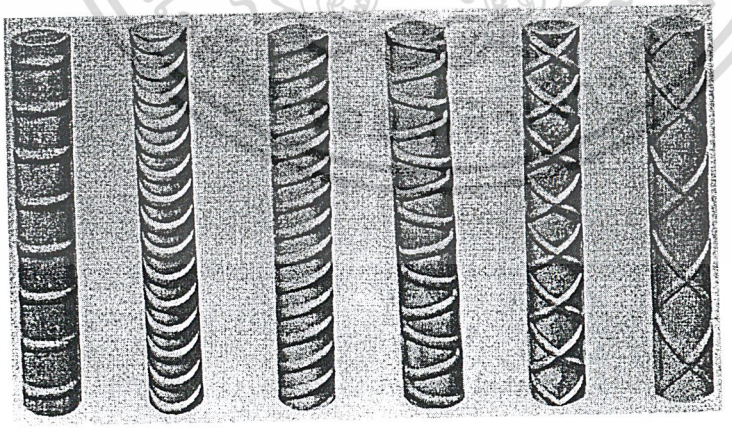
เหล็กเสริมทั่วไปจะอยู่ในรูปของเหล็กเส้นมีหน้าตัดเป็นวงกลม แบ่งออกเป็นสองประเภทตามลักษณะของผิวของเหล็กเส้น ประเภทแรกเป็นเหล็กเส้นกลมมีผิวเรียบ (Round Bar) มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6, 9, 12, 15, 19 และ 25 มม. ชั้นคุณภาพที่มีจำหน่ายในประเทศมีเพียงอย่างเดียวคือ ชั้นคุณภาพ SR24 โดยที่ R หมายถึง Round หรือเหล็กเส้นกลมผิวเรียบ และตัวเลข 24 แสดงกำลังรับแรงดึงที่จุดครากไม่น้อยกว่า 2,400 กก./ซม.^{2} ประเภทที่สองเป็นเหล็กเส้นกลมซึ่งมีปั้งหรือครีบเกลียวบนผิวเพื่อเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับเนื้อคอนกรีต (ดูรูปที่ 2.17) เรียกว่า เหล็กข้ออ้อย (Deformed Bar) มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10, 12, 16, 20, 25, 28 และ 32 มม. ชั้นคุณภาพที่มีจำหน่ายในประเทศมีสามชั้นคุณภาพ คือ SD30, SD40 และ SD50 โดยที่ D หมายถึง Deformed หรือเหล็กข้ออ้อย และตัวเลขข้างหลัง แสดงกำลังรับแรงดึงที่จุดคราก สำหรับทั้งสองประเภทความยาวมาตรฐานที่ผลิตจากโรงงานมีสองขนาดคือ 10 และ 12 เมตร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในแบบก่อสร้าง จะใช้คำย่อ RB แทน เหล็กเส้นกลม และ DB แทนเหล็กข้ออ้อย ตามด้วยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง ยกตัวอย่างเช่น RB6 หมายถึงเหล็กเส้นกลมขนาด 6 มม. และ DB25 หมายถึงเหล็กข้ออ้อยขนาด 25 มม.

งานก่อสร้างทั่วไปจะใช้เหล็กข้ออ้อย เพราะมีกำลังสูงและมีแรงยึดเหนี่ยวกับคอนกรีตสูง เปรียบเทียบง่าย ๆ ระหว่าง เหล็ก SD50 กับเหล็ก SR24 จะเห็นว่ากำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็ก SD50 เป็นสองเท่าของเหล็ก SR24 ดังนั้นภายใต้น้ำหนักกระทำเหมือนกันและใช้การคำนวณง่าย ๆ โดยไม่คำนึงถึงข้อกำหนดต่าง ๆ ของมาตรฐานการออกแบบ ถ้าเลือกใช้เหล็ก SD50 จะต้องใช้พื้นที่หน้าตัดเพียงครึ่งเดียวของเหล็ก SR24 และราคาของเหล็ก SD50 ก็แพงกว่าเหล็ก SR24 ไม่เกิน 20% เหล็กเส้นกลมเหมาะสำหรับงานก่อสร้างขนาดไม่ใหญ่นัก เหมาะสำหรับโครงสร้างที่รับน้ำหนักไม่มากนัก เช่นในโครงสร้างที่วิเคราะห์แล้วได้หน่วยแรงใช้งานไม่เกินครึ่งหนึ่งของจุดครากของเหล็กเสริม เพราะแรงยึดหน่วงระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมประเภทนี้มีไม่มาก ในการก่อสร้างทั่วไปจะนิยมใช้เหล็กเส้นกลมแค่สองขนาดคือ 6 และ 9 มม. เพราะขนาดเล็ก งอได้ง่าย มักจะใช้เป็นเหล็กปลอกของคานและเสา หรือเป็นเหล็กเสริมในแผ่นพื้นขนาดเล็ก

นอกเหนือไปจากเหล็กเส้นสองประเภทดังกล่าวมาแล้ว ยังมีเหล็กเสริมที่นิยมใช้เฉพาะในงานบางอย่างอีกสองประเภท คือ ลวดเหล็ก (Steel Wires) และ ลวดตะแกรงเหล็กเชื่อม (Welded Wire Fabric) ลวดเหล็กจะใช้เป็นเหล็กปลอกในเสาปลอกเกลียว ส่วนลวดตะแกรงเหล็กเชื่อมมักจะใช้ในแผ่นพื้นหล่อบนดิน และถนน

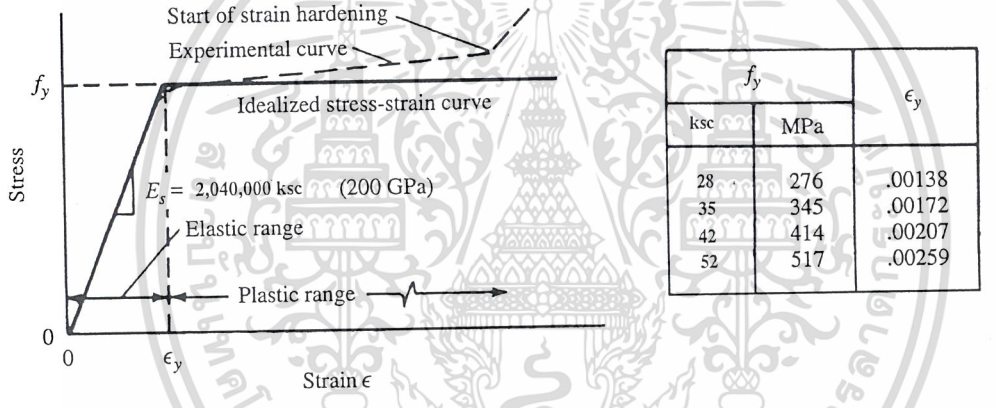


รูปที่ 2.17 – ตัวอย่างของเหล็กข้ออ้อย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

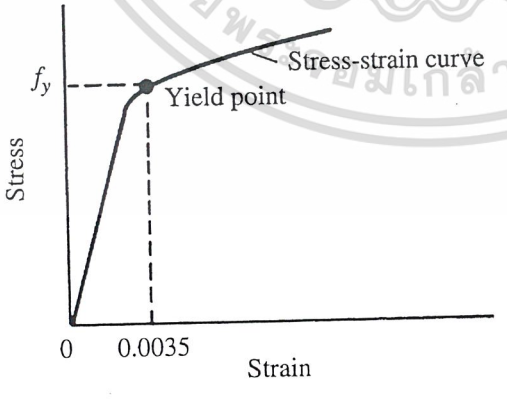
2.3.2 คุณสมบัติของเหล็กเสริม

รูปที่ 2.18 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับหน่วยการยืดตัวของตัวอย่างเหล็กเสริมภายใต้แรงดึง สำหรับเหล็กซึ่งมีจุดครากต่ำกว่า 4,000 กก./ซม.^{2} ความสัมพันธ์นี้สามารถแทนที่ด้วยเส้นตรงสองเส้น สมมติฐานนี้ไม่คำนึงถึงส่วนโค้งบริเวณจุดคราก และส่วนที่หน่วยแรงสูงกว่าจุดคราก (เส้นประในรูปที่ 2.18) โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กวัดได้เป็น 2,040,000 กก./ซม.^{2} สำหรับทุกชั้นคุณภาพ สำหรับเหล็กที่มีจุดครากสูง ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับหน่วยการยืดตัวจะไม่แสดงจุดครากที่เด่นชัด ในกรณีนี้เราจะถือว่าจุดครากคือหน่วยแรงที่ตำแหน่งที่หน่วยการยืดตัวมีค่าเท่ากับ 0.0035 ตามที่แสดงในรูปที่ 2.19



f_y		ϵ_y
ksc	MPa	
28	276	.00138
35	345	.00172
42	414	.00207
52	517	.00259

รูปที่ 2.18 – ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงกับหน่วยการยืดตัวของเหล็กเสริม



รูปที่ 2.19 – ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงกับหน่วยการยืดตัวของเหล็กเสริมกำลังสูง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.3.3 **การประกอบเหล็กเสริม** (Fabrication of Bars)

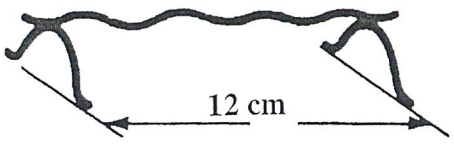
หลังจากที่ได้ศึกษาแบบก่อสร้างและรายการประกอบแบบอย่างถ่องแท้ ผู้รับเหมาจะทำการตัดและดัดเหล็กเสริมเพื่อใส่ลงในไม้แบบ ขั้นตอนจะเริ่มต้นด้วยการเขียนรายละเอียด (Shop Drawing) สำหรับเหล็กเสริมทุกเส้นที่จะใส่ลงในโครงสร้าง ตัวอย่างรูปแบบของรายละเอียดนี้แสดงอยู่ในรูปที่ 2.20 หลังจากที่วิศวกรผู้ออกแบบได้ตรวจสอบและอนุมัติรายละเอียดนี้แล้ว การตัดและการดัดก็จะเริ่มขึ้น

เพื่อป้องกันไม่ให้เหล็กเสริมเคลื่อนตัวออกจากตำแหน่งที่วาง ในระหว่างการเทคอนกรีตและการจี้เขย่า คนงานจะผูกเหล็กเสริมชิ้นต่าง ๆ ให้รวมติดกันไว้ด้วยลวดผูกเหล็ก ในลักษณะเหมือนพรมในเหล็กเสริมแผ่นพื้น และในลักษณะเหมือนกรงในคานและเสา เพื่อให้ได้ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมตามต้องการ จะมีการรองรับเหล็กเสริมหรือกันด้านข้างด้วยตัวรองรับ ดังที่แสดงในรูปที่ 2.21 แต่ในการก่อสร้างทั่วไปในประเทศ มักนิยมใช้การหล่อลูกปูนเล็ก ๆ ใช้แทน



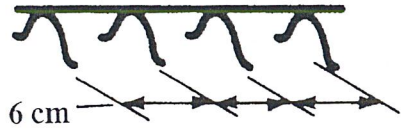
รูปที่ 2.20 – ตัวอย่างรายละเอียดเหล็กเสริม ใน Shop Drawing

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



2-, 2.5-, 4-, and 5-cm heights in 1.5- and 3-m lengths

(*a*)



2.5-, 4-, 5-, and over 5- to 12-cm heights in increments of 0.5-cm in lengths of 1.5 m

(*b*)



2-, 2.5-, 4-, and 4.5-cm in heights

(*c*)



5- to 35-cm in heights in increments of 0.5 cm

(*d*)

รูปที่ 2.21 – ตัวอย่าง Bar Support

ถ้าปล่อยให้เหล็กเสริมโดนฝนหรือน้ำค้าง จะเกิดสนิมขึ้นอย่างรวดเร็วบนผิวของเหล็กเสริม ถ้าสนิมมีไม่มากนัก ก็ไม่จำเป็นต้องเอาออก (ในความเป็นจริงแล้ว สนิมที่เกิดขึ้นเล็กน้อย เพิ่มความขรุขระบนผิวของเหล็ก จะเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กกับคอนกรีต) แต่ถ้าสนิมเกิดมาก เป็นแผ่นแข็ง ก็จำเป็นต้องขัดออก

ก่อนเทคอนกรีต วิศวกรจะตรวจสอบอีกครั้งว่า เหล็กเสริมมีขนาดถูกต้องตามแบบ ระยะเรียง ระยะห่างถูกต้อง และวางในตำแหน่งที่ถูกต้อง การตรวจสอบครั้งสุดท้ายนี้เป็นสิ่งที่สำคัญมาก การวิบัติของอาคารหลายแห่งเกิดจากการลดปริมาณเหล็กเสริมหรือการวางเหล็กเสริมไม่ถูกตำแหน่ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เอกสารอ้างอิง

1. Leet, K.M., *Reinforced Concrete Design*, 3rd Edition, McGraw-Hill, New York, 1997.



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 3

รายละเอียดเหล็กเสริม (Details of Reinforcement)

3.1 ข้อพิจารณาทั่วไป

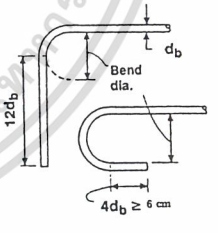
การกำหนดรายละเอียดของเหล็กเสริมที่ดีเป็นสิ่งสำคัญสำหรับโครงสร้างของคอนกรีตเสริมเหล็ก คณะกรรมการมาตรฐานการออกแบบ (ACI Committee 318) ได้รวบรวมข้อมูลจากห้องปฏิบัติการและการก่อสร้างจริง และได้นำเสนอในรูปของคู่มือซึ่งมีชื่อว่า ACI Detailing Manual[3.1] คู่มือดังกล่าวได้ประกอบด้วยวิธีที่แนะนำและมาตรฐานต่าง ๆ สำหรับการเตรียมแบบก่อสร้าง รายละเอียดมาตรฐาน และรายละเอียดการประกอบและใส่เหล็กเสริมลงในแบบ

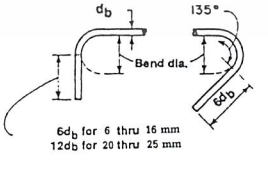
3.2 ของอมาตรฐาน (Standard Hooks)

ตารางที่ 3-1 แสดงข้อกำหนดของของอมาตรฐานและเส้นผ่านศูนย์กลางภายในน้อยสุดของการดัดเหล็กเสริม รายละเอียดของของอมาตรฐานสำหรับเหล็กปลอกใช้ได้สำหรับเหล็กเสริมขนาดไม่เกิน 25 มม.

ตารางที่ 3-1 ของอมาตรฐานสำหรับเหล็กเสริม

ขนาดเหล็กเสริม, มม.	เส้นผ่านศูนย์กลางภายในน้อยสุด
6 ถึง 25	$6d_b$
28 ถึง 36	$8d_b$
เหล็กปลอก 9 ถึง 16	$4d_b$
เหล็กปลอก 20 ถึง 25	$6d_b$





เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.3 การดัดเหล็กเสริม

(ก) การดัดเหล็กเสริมต้องใช้วิธีดัดเย็น นอกจากวิศวกรจะกำหนดให้เป็นอย่างอื่นได้

(ข) เหล็กเสริมซึ่งมีบางส่วนฝังอยู่ในคอนกรีต ห้ามดัดปลายข้างที่โผล่จากคอนกรีตในที่ นอกจากจะแสดงไว้ในแบบหรือวิศวกรจะอนุญาตเป็นกรณีพิเศษและขั้นตอนในการดัดจะต้องเป็นไปตามขั้นตอนที่แนะนำในเอกสารอ้างอิงเลขที่ 3.4

3.4 การจัดวางเหล็กเสริม

(ก) ก่อนเทคอนกรีต ต้องจัดวางเหล็กเสริมในตำแหน่งที่ถูกต้องโดยมีที่รองรับที่แข็งแรงและยึดไว้แน่นหนาพอ โดยมีความคลาดเคลื่อนที่ยอมให้ตามที่กำหนดในตารางที่ 3.3

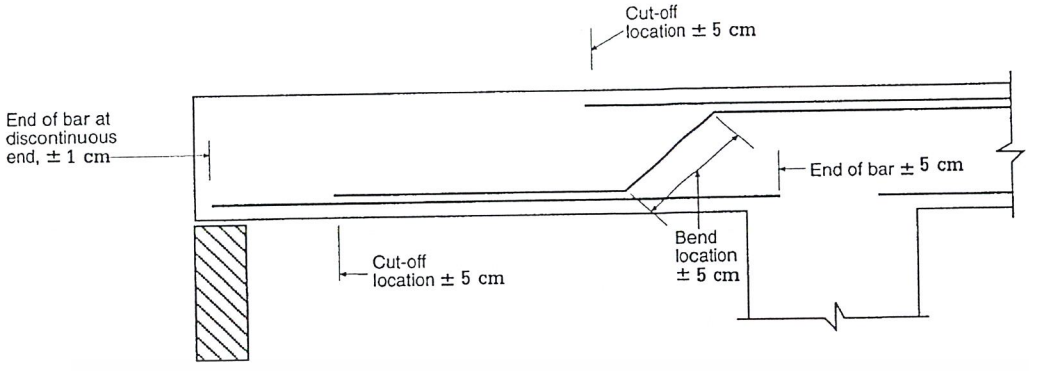
(ข) นอกจากวิศวกรจะกำหนดให้เป็นอย่างอื่น ความคลาดเคลื่อนที่ยอมให้ของการจัดวางเหล็กเสริมให้เป็นดังนี้

1. ความคลาดเคลื่อนที่ยอมให้สำหรับความลึกประสิทธิผล d และระยะหุ้มคอนกรีตต่ำสุดในองค์อาคารที่รับแรงดัด แรงอัด และกำแพง ให้ใช้ค่าตามตารางที่ 3.3 โดยที่ค่าในตารางสำหรับความคลาดเคลื่อนที่ยอมให้ของระยะหุ้มคอนกรีตต่ำสุดจะต้องไม่เกิน –1/3 ของระยะหุ้มคอนกรีตต่ำสุดที่ยอมให้ตามแบบก่อสร้าง
2. ความคลาดเคลื่อนที่ยอมให้สำหรับตำแหน่งจุดดัดและปลายของเหล็กเสริมตามยาว มีค่าเท่ากับ $\pm$ 5 ซม. ยกเว้นปลายด้านที่ไม่ต่อเนื่องขององค์อาคาร ยอมให้คลาดเคลื่อนได้ $\pm$ 1 ซม. ตามแสดงในรูปที่ 3.1

ตารางที่ 3-2 ความคลาดเคลื่อนที่ยอมให้ในการวางเหล็กเสริม

ความลึกประสิทธิผล d	ความคลาดเคลื่อนที่ยอมให้ของ d	ความคลาดเคลื่อนที่ยอมให้ของระยะหุ้มคอนกรีตต่ำสุด
d < 20 ซม.	$\pm$ 0.5 ซม.	-0.5 ซม.
d > 20 ซม.	$\pm$ 1.0 ซม.	-1.0 ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.1 – ความคลาดเคลื่อนที่ยอมให้สำหรับตำแหน่งจุดดัดและปลายของเหล็กเสริมตามยาว

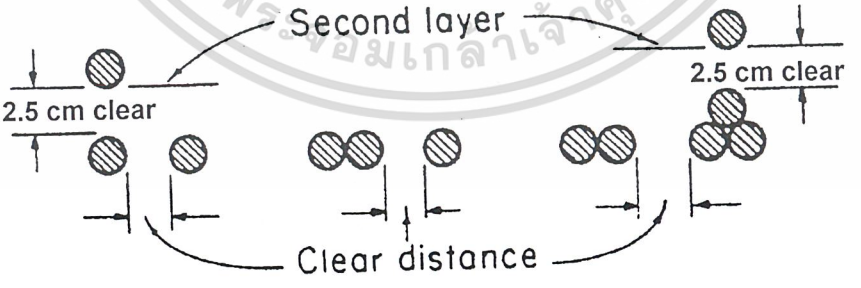
3.5 ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริม

(ก) ระยะช่องว่างต่ำสุดของเหล็กเส้นที่วางขนานกันในแต่ละชั้น ต้องไม่แคบกว่าขนาดของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเส้นนั้น ๆ และต้องไม่น้อยกว่า 2.5 ซม.

(ข) การเสริมเหล็กในคานที่มีเหล็กเส้นตั้งแต่สองชั้นขึ้นไป ระยะช่วงว่างระหว่างชั้นของเหล็กเส้นต้องไม่แคบกว่า 2.5 ซม. และเหล็กเส้นที่อยู่ชั้นบนต้องจัดเรียงให้อยู่ในแนวเดียวกับเหล็กเส้นที่อยู่ชั้นล่าง

(ค) ระยะช่องว่างของเหล็กเสริมตามยาวในองค์อาคารรับแรงดัดที่ใช้เหล็กปลอกเกลียวหรือเหล็กปลอกเดี่ยว ต้องไม่น้อยกว่า 1-1/2 ของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเส้นนั้น ๆ และต้องไม่น้อยกว่า 4 ซม.

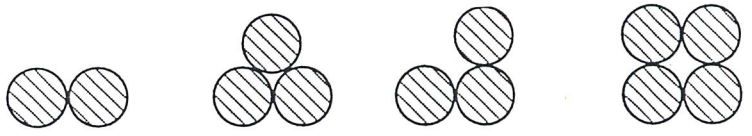
(ง) ระยะช่องว่างระหว่างเหล็กต่อทาบกับเหล็กต่อทาบด้วยกัน หรือระหว่างเหล็กต่อทาบกับเหล็กเส้นอื่น ให้ใช้เช่นเดียวกับที่กำหนดไว้สำหรับระยะช่องว่างระหว่างเหล็กเส้น



รูปที่ 3.2 – ระยะช่องว่างระหว่างเหล็กเสริม

(จ) ในกำแพงและในแผ่นพื้น ยกเว้นแผ่นพื้นระบบตงคอนกรีต เหล็กเสริมเอกรับแรงดัดต้องมีระยะเรียงไม่มากกว่า 3 เท่าของความหนาของกำแพงหรือแผ่นพื้นนั้น และต้องไม่เกิน 40 ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.3 – การจัดเหล็กเส้นมัดรวมกันเป็นกำ

(ฉ) เหล็กเส้นมัดรวมกันเป็นกำ

1. เหล็กเส้นหลายเส้นที่ขนานกันและมัดรวมกันเป็นกำ เพื่อให้รับแรงเสมือนเป็นหน่วยเดียวกันนั้น ต้องเป็นเหล็กข้ออ้อยทุกเส้น มีจำนวนไม่เกินกำละ 4 เส้น ดังแสดงในรูปที่ 3.3
2. เหล็กเส้นมัดรวมกันเป็นกำต้องถูกล้อมรอบให้อยู่ภายในเหล็กลูกตั้งหรือเหล็กปลอกเดี่ยว
3. เหล็กเส้นขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางใหญ่กว่า 36 มม. ไม่อนุญาตให้มัดรวมกันในคาน
4. ในเหล็กเส้นที่มัดรวมเป็นกำ เหล็กเส้นแต่ละเส้นที่สิ้นสุดในช่วงขององค์อาคารับแรงดัด ต้องสิ้นสุดในตำแหน่งที่เหลื่อมกัน โดยมีตำแหน่งสิ้นสุดห่างกันอย่างน้อย 40 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเส้นนั้น
5. หากใช้วิธีกำหนดระยะเรียงของเหล็กเส้นและระยะหุ้มคอนกรีตต่ำสุด โดยการถือเอาขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเส้นเป็นหลัก ให้ถือว่าเหล็กแต่ละกำเป็นเสมือนเหล็กเส้นเดียวที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางที่หามาจากเนื้อที่หน้าตัดเทียบเท่ากับเหล็กเส้นทั้งกำรวมกัน

3.6 คอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริม

ระยะหุ้มคอนกรีตหมายถึง ระยะที่วัดจากผิวคอนกรีตถึงผิวนอกสุดของเหล็กปลอกเดี่ยว เหล็กปลอกเกลียว หรือเหล็กลูกตั้ง ในกรณีที่ไม่มีเหล็กดังกล่าว ให้วัดถึงผิวนอกของเหล็กเส้นที่อยู่นอกสุด ระยะหุ้มต่ำสุดมีกำหนดอยู่ในมาตรฐาน วสท. 1008-38 หัวข้อ 3407 ในที่นี้จะกล่าวถึงเฉพาะคอนกรีตหล่อในที่ ซึ่งระยะหุ้มคอนกรีตต่ำสุดสำหรับเหล็กเสริม จะต้องเป็นไปตามตารางที่ 3-4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 3-3 ระยะหุ้มคอนกรีตต่ำสุดสำหรับคอนกรีตหล่อในที่

สภาพของการก่อสร้าง	ระยะหุ้มต่ำสุด, ซม.
1. คอนกรีตที่หล่อติดกับดิน และผิวคอนกรีตสัมผัสกับดินตลอดเวลา	7.5
2. คอนกรีตที่สัมผัสกับดินหรือถูกแดดฝน	
ϕ > 16 มม.	5.0
$\phi \leq$ 16 มม.	4.0
3. คอนกรีตที่ไม่สัมผัสกับดินหรือไม่ถูกแดดฝน	
$\phi \geq$ 44 มม.	4.0
$\phi \leq$ 36 มม.	2.0
เหล็กเสริมหลัก เหล็กลูกตั้งในคาน	3.0
เหล็กปลอกเดี่ยวหรือเหล็กปลอกเกลียวในเสา	3.5
ในหลังคาเปลือกบาง แผ่นพื้นพับจีบ	
ϕ > 16 มม.	2.0
$\phi \leq$ 16 มม.	1.5

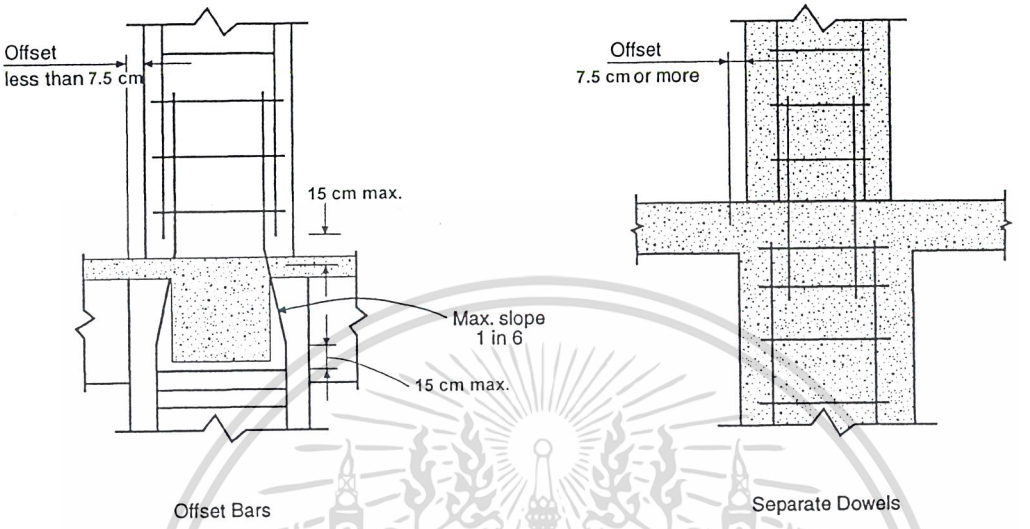
3.7 รายละเอียดพิเศษสำหรับเหล็กเสริมในเสา

(ก) การดุ้งเหล็กเส้นตามยาวต้องเป็นไปตามข้อกำหนดดังต่อไปนี้

1. ความลาดเอียงของเหล็กเส้นส่วนที่ดัดเยื้อง เมื่อเทียบกับแกนของเสาต้องไม่เกิน 1 ต่อ 6
2. เหล็กส่วนบนและล่างของส่วนที่ดุ้งต้องขนานกับแกนของเสา ดังแสดงในรูปที่ 3.4
3. ตำแหน่งที่ดุ้งเหล็กนั้น ต้องมีการยึดตามแนวนอนอย่างเพียงพอ ด้วยเหล็กปลอกเดี่ยว เหล็กปลอกเกลียว หรือส่วนของแผ่นพื้นก็ได้ ที่ยึดตามแนวนอนกต้องออกแบบให้สามารถรับแรงได้เท่ากับ 1.5 เท่าของแขนงแรงในแนวราบของแรงในเหล็กเส้นส่วนที่เอียงนั้น เหล็กปลอกเดี่ยวหรือเหล็กปลอกเกลียวที่ใช้ต้องอยู่ห่างจากจุดที่ดุ้งเหล็กนั้นไม่เกิน 15 ซม.
4. เหล็กที่ดุ้งต้องดัดให้ได้รูปก่อนที่จะจัดวางในแบบหล่อ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5. หากด้านในด้านหนึ่งของเสาเยื้องกันตั้งแต่ 7.5 ซม. ขึ้นไป การต่อเหล็กเส้นที่หน้าเสานั้น ห้ามใช้วิธีการดุ้ง แต่ให้ใช้ต่อทาบด้วยการเสริมเหล็กเดือย



รูปที่ 3.4 – รายละเอียดการดุ้งเหล็กในเสา

(ข) แกนเหล็กในโครงสร้างรูปพรรณ

การถ่ายน้ำหนักในแกนเหล็กโครงสร้างรูปพรรณขององค์อาคารเชิงประกอบรับแรงอัด ต้องเป็นไปตามข้อกำหนดดังต่อไปนี้

1. ปลายของแกนเหล็กโครงสร้างรูปพรรณต้องถูกตัดแต่งให้หน้าตัดยันแนบกันสนิทและโดยมีวิธีการต่อยึดที่เพียงพอ พร้อมทั้งให้ได้แนวและตรงศูนย์
2. ที่ปลายรอยต่อของแกนเหล็กโครงสร้างรูปพรรณ ให้ถือว่าสามารถรับแรงแบกทานได้ไม่เกินร้อยละ 50 ของแรงอัดทั้งหมดในแกนเหล็กนั้น และแรงอัดส่วนที่เหลือให้ถ่ายผ่านเหล็กเดือย เหล็กประกับ หรือรอยเชื่อม ฯลฯ
3. ฐานของแกนเหล็กโครงสร้างรูปพรรณ ต้องคำนวณออกแบบให้สามารถถ่ายน้ำหนักทั้งหมดขององค์อาคารเชิงประกอบรับแรงอัดลงสู่ฐานราก หรือในกาณีที่หน้าตัดคอนกรีตมีขนาดเพียงพอที่สามารถถ่ายน้ำหนักในส่วนของคอนกรีตเสริมเหล็กลงสู่ฐานรากได้ ให้คำนวณออกแบบฐานของแกนเหล็กเพื่อถ่ายน้ำหนักเฉพาะจากแกนเหล็กโครงสร้างรูปพรรณเท่านั้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.8 จุดต่อ

จุดต่อขององค์อาคารโครงหลัก เช่น คานและเสา ที่มีการต่อเหล็กเสริมและการยึดปลายเหล็กเสริม ต้องมีมาตรการการเสริมความแข็งแรงพิเศษที่จุดต่อนั้น ซึ่งประกอบด้วยคอนกรีตที่อยู่ด้านนอกอย่างเพียงพอ เหล็กปลอกเดี่ยว เหล็กปลอกเกลียว หรือเหล็กลูกตั้ง ที่ล้อมรอบจุดต่อ

3.9 เหล็กเสริมตามขวางสำหรับองค์อาคารรับแรงอัด

3.9.1 เหล็กปลอกเกลียว (Spirals)

(ก) เหล็กปลอกเกลียวต้องประกอบด้วยเหล็กเส้นหรือลวดเหล็กที่มีความต่อเนื่องและหนาพอที่จะไม่ทำให้ขนาดและระยะที่ออกแบบไว้คลาดเคลื่อนได้เนื่องจากการขนย้ายและติดตั้ง

(ข) สำหรับการก่อสร้างในที่ เหล็กปลอกเกลียว ต้องมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางไม่เล็กกว่า 9 มม.

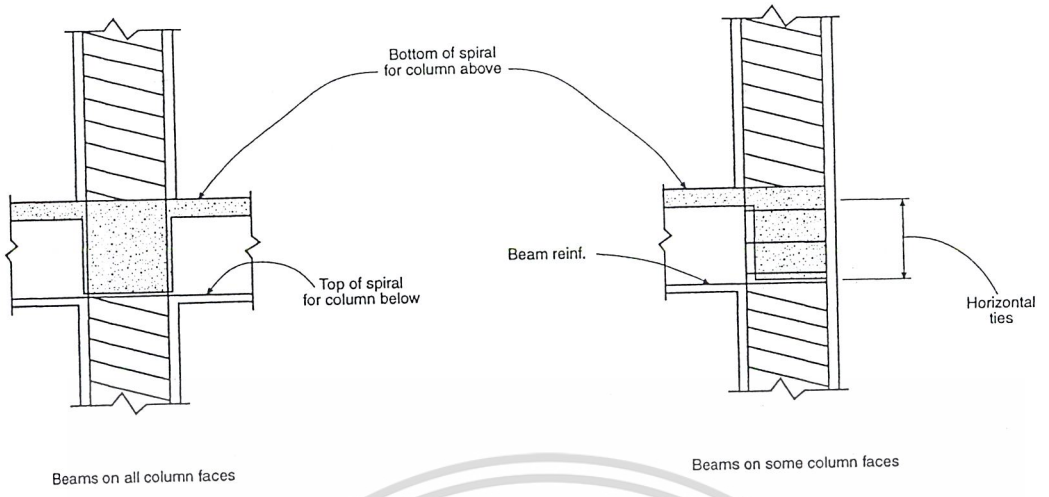
(ค) ระยะช่องว่างของเหล็กปลอกเกลียวต้องไม่มากกว่า 7.5 ซม. และต้องไม่น้อยกว่า 2.5 ซม.

(ง) การยึดเหล็กปลอกเกลียวที่แต่ละปลายขององค์อาคาร ต้องยึดด้วยการพันเหล็กปลอกนั้นเพิ่มอีก 1.5 รอบ

(จ) การต่อเหล็กปลอกเกลียว ต้องเป็นการต่อทาบโดยมีระยะทาบเท่ากับ 48 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอกเกลียว แต่ไม่น้อยกว่า 30 ซม. หรือเป็นการต่อด้วยวิธีเชื่อม

(ฉ) ต้องพันเหล็กปลอกเกลียวให้ตลอดตั้งแต่ระดับพื้น หรือจากส่วนบนสุดของฐานรากขึ้นไปถึงระดับเหล็กเสริมตามแนวนอนเส้นที่อยู่ล่างสุดขององค์อาคารชั้นที่เหนือกว่า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.5 – การหยุดเหล็กปลอกเกลียว

(ช) กรณีที่คานหรือแป้นหูช้างไม่ได้ยึดกับเสาทุกด้าน ต้องใช้เหล็กปลอกเดี่ยวรัดต่อจากปลายของเหล็กปลอกเกลียวไปถึงท้องแผ่นพื้น หรือแป้นหัวเสา ดังแสดงในรูปที่ 3.5

(ซ) ในเสาที่มีเหมวกหัวเสา ต้องพันเหล็กปลอกเกลียวขึ้นไปจนถึงระดับที่หมวกหัวเสามีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง หรือความกว้างเป็น 2 เท่าของขนาดเสา

(ฌ) เหล็กปลอกเกลียวต้องยึดอย่างมั่นคงให้อยู่ในตำแหน่งที่ถูกต้องและได้แนว

3.9.2 เหล็กปลอกเดี่ยว (Ties)

(ก) เหล็กยืนทุกเส้นต้องรัดไว้ด้วยเหล็กปลอกเดี่ยว โดยมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางดังนี้

- $\geq$ 6 มม. สำหรับ $\phi \leq 20$ มม.
- $\geq$ 9 มม. สำหรับ ϕ = 25 ถึง 32 มม.
- $\geq$ 10 มม. สำหรับ $\phi > 20$ มม. และเหล็กยืนมัดรวมกันเป็นกำ

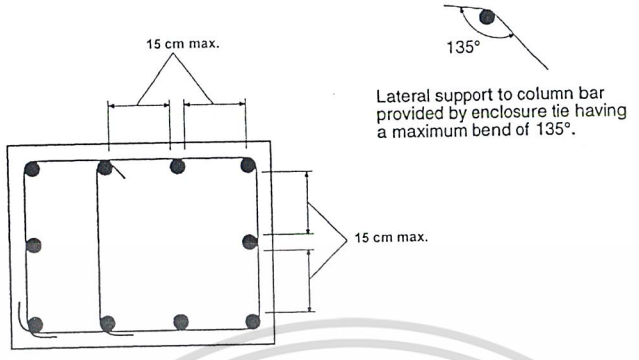
(ข) ระยะห่างของเหล็กปลอกเดี่ยวต้องไม่มากกว่าค่าต่อไปนี้

- 16 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กยืน
- 48 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอกเดี่ยว
- มิติที่เล็กที่สุดขององค์อาคารรับแรงอัด

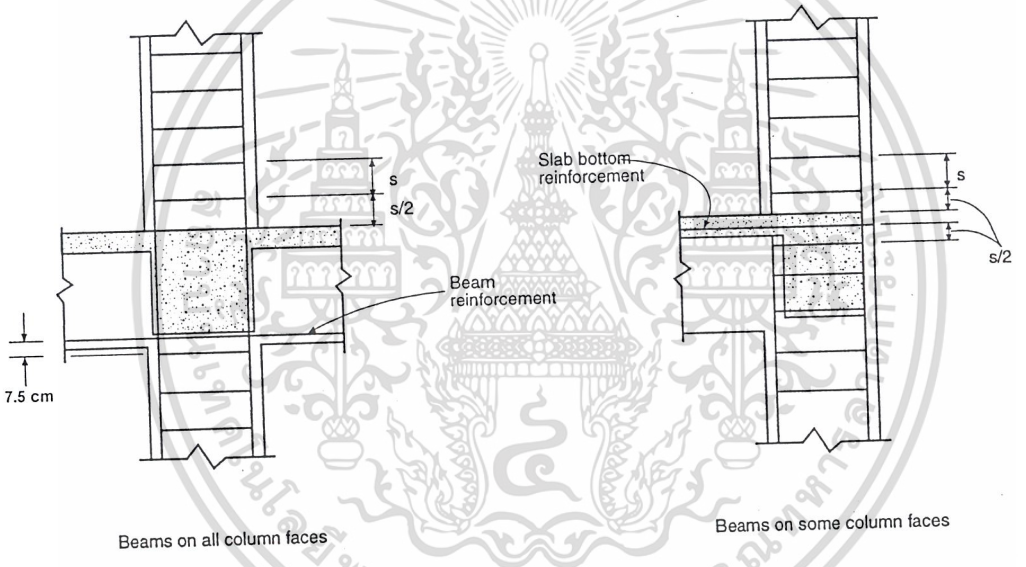
(ค) ต้องจัดให้มุมของเหล็กปลอกเดี่ยวยึดเหล็กยืนทุกมุม ขณะเดียวกันต้องจัดให้เหล็กปลอกเดี่ยวยึดเหล็กยืนเส้นเว้นเส้น โดยมุมของเหล็กปลอกนั้นต้องไม่มากกว่า 135 องศา สำหรับเหล็กเส้นที่ไม่มีมุมของ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เหล็กปลอกเดี่ยวยึด ระยะช่องว่างของเหล็กเส้นนั้นกับเหล็กเส้นที่มีเหล็กปลอกเดี่ยวยึดมุมข้างเคียง ต้องไม่เกิน 15 ซม. ถ้าเหล็กยืนเรียงกันเป็นวงกลม อาจใช้เหล็กปลอกเดี่ยวรัดรอบเป็นวงกลมก็ได้



รูปที่ 3.6 – การยึดเหล็กยืนในแนวนอนด้วยเหล็กปลอกเดี่ยว



รูปที่ 3.7 – การหยุดเหล็กปลอกเดี่ยว

(ง) เหล็กปลอกเดี่ยวต้องอยู่เหนือส่วนบนของฐานราก หรือพื้นของชั้นใด ๆ ไม่มากกว่าครึ่งหนึ่งของระยะห่างของเหล็กปลอกเดี่ยว และต้องอยู่ใต้เหล็กเสริมตามแนวนอนล่างสุดของแผ่นพื้นหรือแป้นหัวเสาที่อยู่เหนือขึ้นไป ไม่มากกว่าครึ่งหนึ่งของระยะห่างของเหล็กเสริมเดี่ยวนั้น

(จ) ในกรณีเสามีคานหรือแป้นหูช้างมาต่อทั้ง 4 ด้าน เหล็กเดี่ยวอาจหยุดอยู่ใต้เหล็กเสริมล่างสุดของคานหรือแป้นหูช้างที่ตื้นที่สุดไม่มากกว่า 7.5 ซม.

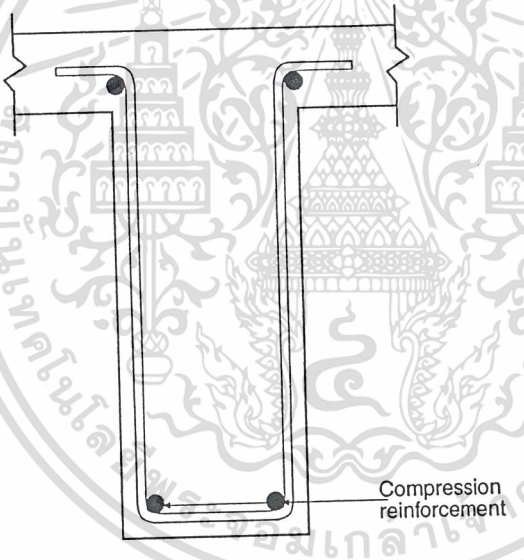
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.10 เหล็กเสริมตามขวางสำหรับองค์อาคารรับแรงดัด

(ก) เหล็กเสริมรับแรงอัดในคานต้องมีเหล็กปลอกเดี่ยวหรือเหล็กลูกตั้งรัดรอบไว้ และต้องใส่เหล็กปลอกเดี่ยวหรือเหล็กลูกตั้งดังกล่าวตลอดระยะของคานที่ต้องการเหล็กเสริมรับแรงอัด ดังแสดงในรูปที่ 3.8

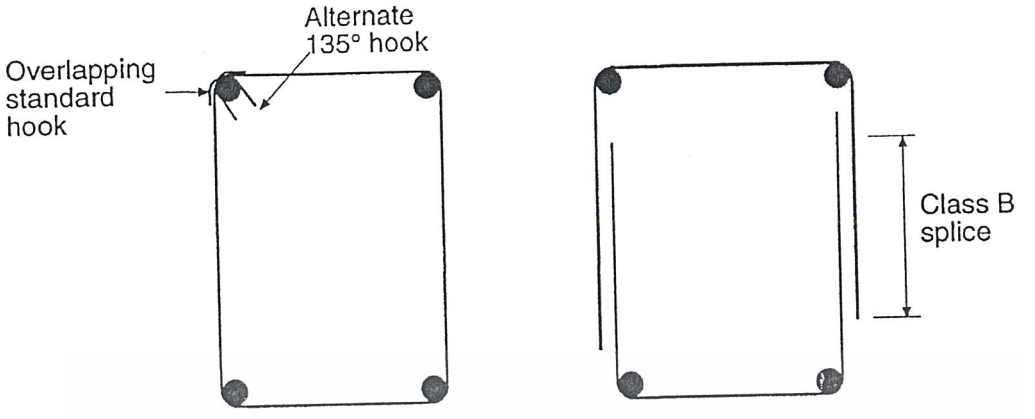
(ข) เหล็กเสริมตามขวางสำหรับองค์อาคารที่เป็นโครงรับแรงดัด ซึ่งรับแรงสลับทิศหรือแรงบิดที่จุดรองรับ ต้องประกอบด้วยเหล็กปลอกเดี่ยววงปิด เหล็กลูกตั้งวงปิด หรือเหล็กปลอกเกลียวพันรอบเหล็กเสริมรับแรงดัด

(ค) เหล็กปลอกเดี่ยวหรือเหล็กลูกตั้งวงปิดนี้ต้องเป็นเหล็กเส้นเดี่ยวรัดรอบเหล็กเส้นตามยาวและปลายงอมาซ้อนกันตามมาตรฐานของของอ หรืออาจเป็นการต่อทาบของเหล็ก 1 หรือ 2 เส้น ประเภท B (ระยะทาบ $1.3l_d$) ดังแสดงในรูปที่ 3.9



รูปที่ 3.8 – เหล็กลูกตั้งรัดรอบเหล็กเสริมรับแรงอัด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.9 – มาตรฐานเหล็กลูกตั้งวงปิด

3.11 เหล็กเสริมต้านการยืดหด (Shrinkage and Temperature Reinforcement)

(ก) ในแผ่นพื้นโครงสร้างที่มีเหล็กเสริมรับแรงดัดทางเดียว ต้องเสริมเหล็กในแนวตั้งฉากกับเหล็กเสริมเอก เพื่อรับแรงที่เกิดจากการหดตัวของคอนกรีตหรือการยืดหดเนื่องจากอุณหภูมิ

(ข) เหล็กเสริมต้านการยืดหด ต้องเป็นไปตามข้อกำหนดดังต่อไปนี้

1. อัตราส่วนเนื้อที่เหล็กเสริมต้านการยืดหดต่อหน้าตัดคอนกรีตทั้งหมดต้องไม่น้อยกว่าค่าที่ให้ไว้ข้างล่างนี้ และต้องไม่น้อยกว่า 0.0014

- แผ่นพื้นที่ใช้เหล็กเส้นกลมชั้นคุณภาพ SR24 0.0025
- แผ่นพื้นที่ใช้เหล็กเส้นข้ออ้อยชั้นคุณภาพ SD30 0.0020
- แผ่นพื้นที่ใช้เหล็กเส้นข้ออ้อยชั้นคุณภาพ SD40 หรือลวดตะแกรงเชื่อมชนิดกลมเรียบหรือมีข้อ 0.0018
- แผ่นพื้นที่ใช้เหล็กเสริมชั้นคุณภาพสูงกว่า SD40 $0.0018\frac{4,000}{f_y}$

2. เหล็กเสริมต้านการยืดหด ต้องวางเรียงห่างกันไม่มากกว่า 5 เท่าของความหนาของแผ่นพื้น และต้องไม่มากกว่า 40 ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เอกสารอ้างอิง

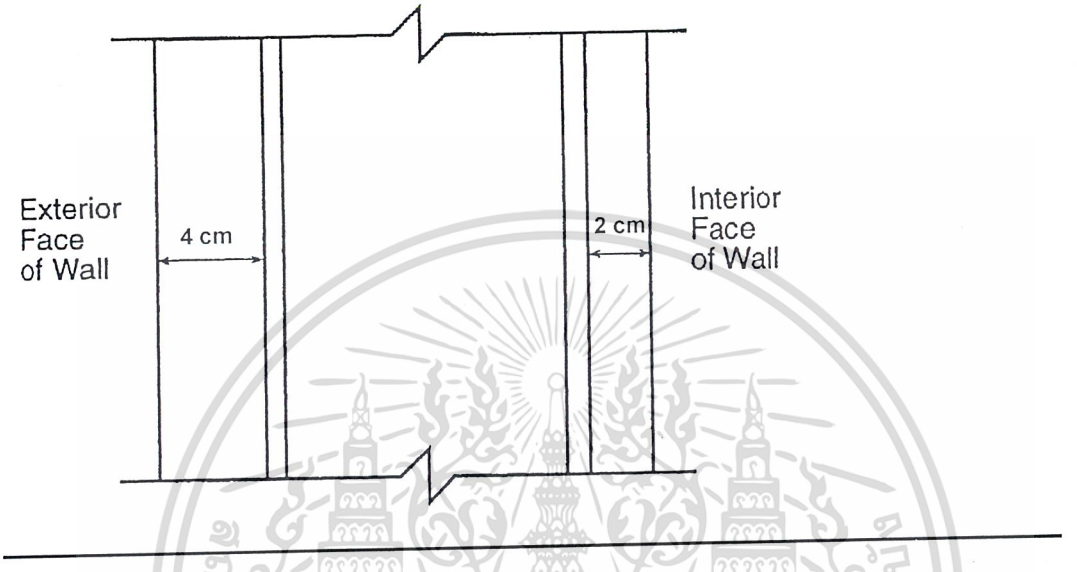
3.1 ACI Committee 315, *ACI Detailing Manual – 1994*, Publication SP-66(94), American Concrete Institute, Detroit, MI, 1994.

3.2 *Manual of Standard Practice*, 25th edition, Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, IL, 1990.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่าง 3.1 – ความคลาดเคลื่อนของการวางเหล็กเสริม

สำหรับผนังข้างล่าง หาระยะคอนกรีตหุ้มน้อยสุดที่ยอมให้ในการก่อสร้าง



ความคลาดเคลื่อนที่ยอมให้ของระยะหุ้มคอนกรีตต่ำสุด = ±1.0 ซม. แต่ต้องไม่มากกว่า 1/3 ของระยะหุ้มที่ระบุในแบบ

1. สำหรับด้านนอกของผนัง ระยะหุ้มน้อยสุดที่ยอมให้ = 4 – 1.0 = 3.0 ซม. ดังนั้นในการก่อสร้าง จะยอมให้วางเหล็กเสริมด้วยระยะหุ้มน้อยสุด = 3.0 ซม.
2. สำหรับด้านในของผนัง ระยะหุ้มน้อยสุดที่ยอมให้ = 2 – 2/3 = 1.33 ซม. สำหรับระยะหุ้มที่ระบุในแบบเท่ากับ 2 ซม. ความคลาดเคลื่อนที่ยอมให้ = (1/3)(2) = 0.66 < 1.0 ซม.

ความคลาดเคลื่อนเป็นสิ่งที่ผู้ออกแบบและผู้รับเหมาจะตกลงกัน เปลี่ยนแปลงได้ตามตำแหน่งและความสำคัญขององค์อาคารเหล่านั้น เป็นตัวกำหนดความยากง่ายในการทำงาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 4

ระยะฝังเพิ่มและการต่อเหล็กเสริม

(Development Length and Splices of Reinforcement)

4.1 การทำให้เกิดแรงโดยการฝังของเหล็กเสริม – ทั่วไป

ระยะฝังเพิ่มเพื่อการยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริม มีพื้นฐานมาจากหน่วยแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยตลอดความยาวของเหล็กเสริมที่ฝังอยู่ในเนื้อคอนกรีต ระยะฝังเพิ่มหมายถึงความยาวน้อยสุดของเหล็กเสริมที่ต้องยื่นต่อออกไปจากทุกตำแหน่งที่เกิดหน่วยแรงสูงสุดในเหล็กเสริมและตำแหน่งที่มีการงอเหล็กเสริมหรือตำแหน่งสิ้นสุดของเหล็กเสริม ระยะฝังเพิ่มจะต้องยื่นออกไปทั้งสองข้างของตำแหน่งที่เกิดหน่วยแรงสูงสุด แต่ในองค์อาคารต่อเนื่อง ซึ่งเหล็กเสริมในด้านต่อเนื่องจะยื่นยาวเข้าไปตามความยาวขององค์อาคาร การหาระยะฝังเพิ่มจะกระทำเฉพาะในด้านที่ใกล้ตำแหน่งสิ้นสุดของเหล็กเสริม

สมการทั้งหลายที่ใช้ในการหาระยะฝังเพิ่มและระยะต่อทาบใช้ได้ทั้งในการออกแบบโดยวิธีกำลังและวิธีหน่วยแรงใช้งาน เพราะอัตราส่วนปลอดภัยหรือตัวคูณลดกำลัง ϕ ได้รวมอยู่ในสมการเหล่านั้นแล้ว สมการทุกสมการไม่ว่าจะเป็นระยะฝังเพิ่มภายใต้แรงดึงหรือแรงอัด จะอยู่ในรูปของ $\sqrt{f'_c}$ สมการเหล่านี้ถูกสร้างมาจากผลจากห้องปฏิบัติการทดสอบคอนกรีตซึ่งมีกำลังอัดระหว่าง 210 ถึง 420 กก./ซม.^{2} ในระหว่างที่ข้อมูลของคอนกรีตซึ่งมีกำลังสูงกว่านี้ยังมีไม่มากนัก ดังนั้นค่าของ $\sqrt{f'_c}$ ที่ใช้ในบทนี้จะต้องมีค่าไม่เกิน 27 กก./ซม.^{2}

4.2 การทำให้เกิดแรงโดยการฝังของเหล็กข้ออ้อยและลวดข้ออ้อยรับแรงดึง

ผลจากการทดลองโดย Orangun, Jirsa และ Breen[4.1] และเพิ่มเติมด้วยการทดลองของ Sozen และ Moehle[4.2] กำหนดให้อัตราส่วนของความยาวระยะฝังเพิ่ม ℓ_d (ซม.) ต่อเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม d_b สำหรับเหล็กข้ออ้อยและลวดข้ออ้อยรับแรงดึง เป็นตามสมการข้างล่าง แต่ทั้งนี้ ℓ_d ต้องไม่น้อยกว่า 30 ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\frac{\ell_d}{d_b} = 0.283 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b}\right)} \qquad \textit{ACI (12-1)}$$

โดยที่ ℓ_d = ความยาวระยะฝังเพิ่ม, ซม.

d_b = ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางระบุของเหล็กเส้นหรือลวดเหล็ก, ซม.

f_y = กำลังครากที่กำหนดของเหล็กเสริม, กก./ซม.^{2}

f'_c = กำลังอัดที่กำหนดของคอนกรีต, กก./ซม.^{2}

α = ตัวคูณที่ขึ้นอยู่กับตำแหน่งของเหล็กเสริม

= 1.3 สำหรับเหล็กนอนที่มีเนื้อคอนกรีตหนากว่า 30 ซม. อยู่ข้างล่าง

= 1.0 สำหรับกรณีอื่น ๆ

β = ตัวคูณที่ขึ้นอยู่กับการเคลือบผิวของเหล็กเสริม

= 1.5 สำหรับเหล็กเสริมที่เคลือบด้วยอีพอกซี และมีระยะหุ้มน้อยกว่า $3d_b$ หรือระยะเรียงว่างระหว่างเหล็กเส้นน้อยกว่า $6\ d_b$

= 1.2 สำหรับเหล็กเสริมที่เคลือบด้วยอีพอกซี

= 1.0 สำหรับเหล็กเสริมที่ไม่มีการเคลือบผิว

γ = ตัวคูณที่ขึ้นอยู่กับขนาดของเหล็กเสริม

= 0.8 สำหรับเหล็กขนาดไม่เกิน 20 มม.

= 1.0 สำหรับเหล็กขนาดใหญ่กว่า 20 มม.

λ = ตัวคูณที่ขึ้นอยู่กับน้ำหนักของคอนกรีต

= 1.3 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักเบา

= 1.0 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักธรรมดา

c = ค่าที่น้อยกว่าระหว่างระยะจากกึ่งกลางของเหล็กเสริมไปยังผิวคอนกรีตที่ใกล้ที่สุดและครึ่งหนึ่งของระยะเรียงของเหล็กเสริมที่คำนวณหาระยะฝังเพิ่ม, ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

K_{tr} = ดัชนีเหล็กเสริมตามขวาง

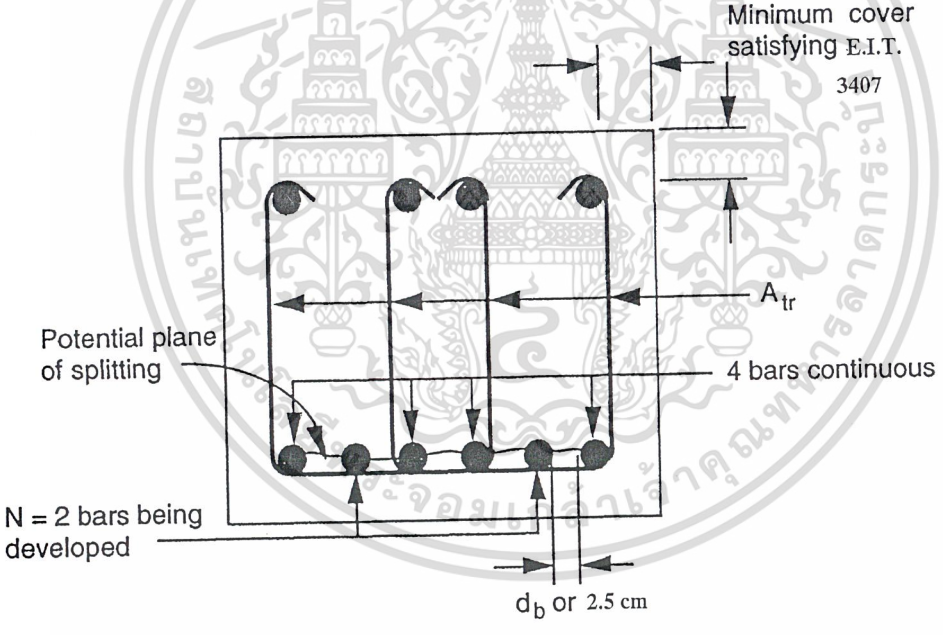
= $A_{tr}f_{yt}/(105sn)$

โดยที่ A_{tr} = เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กเสริมทางขวาง (เหล็กลูกตั้งหรือเหล็กปลอกเดี่ยว) ภายในระยะเรียง s และตัดผ่านระนาบที่อาจเกิดการแตกร้าวผ่านเหล็กเสริมที่คำนวณหาระยะฝังเพิ่ม (รูปที่ 4.1)

f_{yt} = กำลังครากที่กำหนดของเหล็กเสริมทางขวาง, กก./ซม.^{2}

s = ระยะเรียงห่างสุดของเหล็กลูกตั้งหรือเหล็กปลอกเดี่ยวภายในระยะ ℓ_d , ซม.

n = จำนวนของเหล็กเส้นที่ถูกต่อหรือที่ทำให้เกิดแรงโดยการฝังตามระนาบการแตกร้าว



Confining reinforcement for closely spaced bars

รูปที่ 4.1 – ขยายความดัชนีเหล็กเสริมตามขวาง

ผลคูณของ α และ β จะต้องไม่มากกว่า 1.7 และ $(c + K_{tr})/ d_b$ จะต้องไม่มากกว่า 2.5

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เพื่อให้ง่ายต่อการออกแบบ อาจจะให้ K_{tr} เท่ากับศูนย์ ถึงแม้ว่าจะมีเหล็กเสริมตามขวางก็ตาม ถ้าระยะหุ้มเท่ากับ $2d_b$ และระยะช่องว่างระหว่างเหล็กเสริมที่คำนวณหาระยะฝังเพิ่มเท่ากับ $4d_b$ c จะมีค่าเท่ากับ $2.5d_b$ ในกรณีนี้ถึงแม้ว่าจะให้ $K_{tr} = 0$ ค่าของ $(c + K_{tr})/ d_b$ จะเท่ากับ 2.5 ตารางที่ 4-1 ให้สมการที่ง่ายขึ้น โดยใช้ค่า $(c + K_{tr})/ d_b$ เท่ากับ 1.5 ในกรณีแรก และเท่ากับ 1.0 ในกรณีหลัง

ตารางที่ 4.1 ระยะฝังเพิ่ม

	$d_b \leq 20$ มม.	$d_b > 20$ มม.
ระยะช่องว่างระหว่างเหล็กเสริมที่ต่อหรือหาระยะฝังเพิ่มและระยะคอนกรีตหุ้มไม่น้อยกว่า d_b และมีเหล็กลูกตั้งหรือเหล็กปลอกไม่น้อยกว่าที่ต้องการตามมาตรฐานตลอดความยาว l_d หรือระยะช่องว่างระหว่างเหล็กเสริมที่ต่อหรือหาระยะฝังเพิ่มไม่น้อยกว่า $2 d_b$ และระยะคอนกรีตหุ้มไม่น้อยกว่า d_b	$\frac{\ell_d}{d_b} = 0.15 \frac{f_y \alpha\beta\gamma\lambda}{\sqrt{f'_c}}$	$\frac{\ell_d}{d_b} = 0.19 \frac{f_y \alpha\beta\gamma\lambda}{\sqrt{f'_c}}$
กรณีอื่น ๆ	$\frac{\ell_d}{d_b} = 0.23 \frac{f_y \alpha\beta\gamma\lambda}{\sqrt{f'_c}}$	$\frac{\ell_d}{d_b} = 0.28 \frac{f_y \alpha\beta\gamma\lambda}{\sqrt{f'_c}}$

อาจลดความยาวระยะฝังเพิ่มได้ด้วยอัตราส่วน (A_s ที่ต้องการ)/(A_s ที่เสริมจริง) เมื่อเหล็กเสริมในองค์อาคารรับแรงดัดมีเกินกว่าที่ต้องการจากการวิเคราะห์ ยกเว้นในกรณีที่ต้องมีการยึดปลายหรือการฝังเพิ่มสำหรับ f_y ตามความต้องการที่กำหนดขึ้น หรือการคำนวณออกแบบเหล็กเสริมภายใต้ข้อกำหนดของเรื่องแผ่นดินไหว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.3 การทำให้เกิดแรงโดยการฝังของเหล็กข้ออ้อยและลวดข้ออ้อยรับแรงอัด

ระยะฝังเพิ่มภายใต้แรงอัดจะสั้นกว่าระยะฝังเพิ่มภายใต้แรงดึง เนื่องจากจะไม่เกิดการแตกร้าวในองค์อาคารเนื่องจากแรงดึง ความยาวระยะฝังเพิ่มพื้นฐาน $\ell_{db} = 0.075 d_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}$ แต่ต้องไม่น้อยกว่า $0.0043 d_b f_y$ หรือ 20 ซม. ระยะฝังเพิ่มจะลดลงได้เมื่อเสริมเหล็กเกินที่ต้องการ ในอัตราส่วนที่ระบุในหัวข้อที่แล้ว และจะลดลงได้อีกร้อยละ 25 เมื่อเหล็กเสริมถูกรัดรอบด้วยเหล็กปลอกเกลียวขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางไม่น้อยกว่า 6 มม. และมีระยะเกลียวไม่มากกว่า 10 ซม. หรือรัดรอบด้วยเหล็กปลอกเดี่ยวขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม.และระยะเรียงไม่เกิน 10 ซม.

4.4 การทำให้เกิดแรงโดยการฝังของเหล็กเส้นมัดรวมกันเป็นกำ

(ก) ความยาวระยะฝังเพิ่มของเหล็กเส้นแต่ละเส้นที่มัดรวมกันเป็นกำที่รับแรงดึงหรือแรงอัด ต้องมีความยาวเท่ากับระยะฝังเพิ่มของเหล็กแต่ละเส้นนั้น และต้องเพิ่มอีกร้อยละ 20 สำหรับเหล็กเส้นสามเส้นมัดรวมกันเป็นกำ และเพิ่มอีกร้อยละ 33 สำหรับเหล็กเส้นสี่เส้นมัดรวมกันเป็นกำ ปริมาณที่เพิ่มขึ้นใช้เพื่อชดเชยกับโอกาสที่เหล็กเสริมแต่ละเส้นอาจจะไถลลื่นออกจากกันได้

(ข) ในการหาค่าตัวคูณต่าง ๆ เพื่อใช้ในหัวข้อที่ผ่านมา ให้ถือว่าเหล็กเส้นที่มัดรวมกันเป็นกำเสมือนหนึ่งเป็นเหล็กเส้นเดียวที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางที่หามาจากเนื้อที่หน้าตัดเทียบเท่าทั้งหมด

4.5 การทำให้เกิดแรงโดยการฝังของของอมาตรฐานรับแรงดึง

(ก) ความยาวระยะฝังเพิ่ม ℓ_{dh} (ซม.) สำหรับเหล็กข้ออ้อยรับแรงดึงที่มีปลายเป็นของอมาตรฐานต้องคำนวณโดยมีค่าเท่ากับผลคูณของความยาวระยะฝังเพิ่มพื้นฐาน ℓ_{hb} ในข้อ (ข) กับตัวคูณปรับใช้งานหรือตัวคูณในข้อ (ค) แต่ต้องไม่น้อยกว่า $8d_b$ และทั้งนี้ต้องไม่น้อยกว่า 15 ซม.

(ข) ความยาวระยะฝังเพิ่มพื้นฐาน l_{hb} สำหรับเหล็กเส้นที่มีของอซึ่ง f_y เท่ากับ 4,000 กก./ซม.^{2} ต้องมีค่าเท่ากับ ..... $320\, d_b/\sqrt{f'_c}$

(ค) ความยาวระยะฝังเพิ่มพื้นฐาน ℓ_{hb} ต้องคูณด้วยตัวคูณใช้งานหรือตัวคูณสำหรับกรณีต่อไปนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1. กำลังครากของเหล็กเส้น

เหล็กเส้นซึ่ง f_y มีค่าต่างจาก 4,000 กก./ซม..... .....f_y/4,000

2. ระยะหุ้มของคอนกรีต

สำหรับเหล็กเส้นขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางไม่เกิน 36 มม. มีระยะหุ้มด้านข้าง (ตั้งฉากกับระนาบของของอ) ไม่น้อยกว่า 6 ซม. และสำหรับของอ 90 องศาที่มีระยะหุ้มปิดเหล็กเส้นที่เลยจากของอไม่น้อยกว่า 5 ซม. 0.7

3. เหล็กปลอกเดี่ยวหรือเหล็กลูกตั้ง

สำหรับเหล็กเส้นขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางไม่เกิน 36 มม. ของอที่ถูกรัดรอบในแนวตั้งหรือตามแนวนอนด้วยเหล็กปลอกเดี่ยวหรือเหล็กลูกตั้ง โดยมีระยะเรียงตลอดความยาวของระยะฝังเพิ่ม ℓ_{dh} ไม่มากกว่า $3d_b$ โดยที่ d_b เป็นขนาดของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเส้นที่งอขอ..... 0.8

4. เหล็กเสริมเกิน

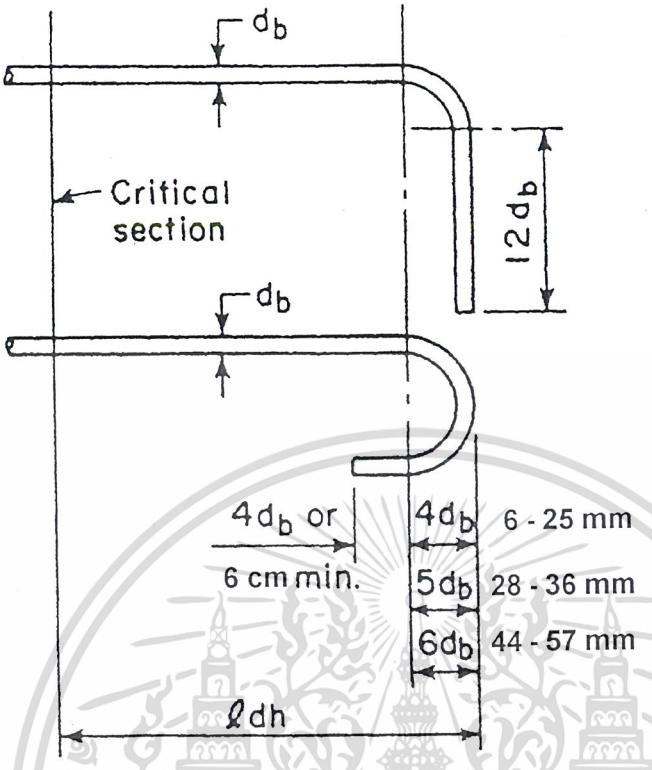
ในกรณีที่มีเหล็กเสริมเกินกว่าที่ต้องการโดยการวิเคราะห์ เป็นผลให้หน่วยแรงในเหล็กเสริมมีค่าไม่ถึง f_y ..... .(A_s ที่ต้องการ)/(A_s ที่เสริมจริง)

5. คอนกรีตมวลรวมน้ำหนักเบา..... 1.3

(ง) ในกรณีที่เหล็กเส้นมีการฝังเพิ่มด้วยของอมาตรฐานที่ปลายขององค์อาคารที่ไม่ต่อเนื่อง ซึ่งมีระยะหุ้มทั้งด้านข้างและด้านบน (หรือด้านล่าง) ของของอน้อยกว่า 6 ซม. ต้องรัดรอบเหล็กเส้นที่งอขอด้วยเหล็กปลอกเดี่ยวหรือเหล็กลูกตั้ง โดยมีระยะเรียงตลอดความยาวของระยะฝังเพิ่ม ℓ_{dh} ไม่มากกว่า $3d_b$ โดยที่ d_b เป็นขนาดของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเส้นที่งอขอ และในกรณีนี้ห้ามใช้ตัวคูณในข้อ (ค)3

(จ) ให้ถือว่าของอไม่มีผลในการยึดเหล็กเส้นรับแรงอัด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.2 – ระยะฝังเพิ่มสำหรับของอมาตรฐาน

4.6 การทำให้เกิดแรงโดยการฝังของเหล็กเสริมรับแรงดัด – ทั่วไป

(ก) การทำให้เกิดแรงในเหล็กเสริมรับแรงดึงให้กระทำได้ด้วยการดัดเหล็กคอม้าแล้วยึดปลาย หรือเสริมต่อเนื่องเป็นเหล็กเสริมด้านตรงข้ามขององค์อาคาร

(ข) หน้าตัดวิกฤตสำหรับการทำให้เกิดแรงโดยการฝังของเหล็กเสริมในองค์อาคารรับแรงดัด อยู่ที่จุดเกิดหน่วยแรงสูงสุดและที่จุดภายในช่วงคานที่มีการหยุดเหล็กเสริมที่ติดกันหรือมีการดัดเหล็กคอม้า ทั้งนี้ต้องเป็นไปตามข้อกำหนดใน หัวข้อ 4.7(ค)

(ค) ต้องยื่นเหล็กเสริมเลยจุดที่ไม่ต้องการให้รับแรงดัด เป็นระยะทางเท่ากับความลึกประสิทธิผลขององค์อาคารหรือ $12d_b$ โดยให้ใช้ค่าที่มากกว่า ยกเว้นที่บริเวณที่รองรับของคานช่วงเดียวธรรมดาและที่ปลายอิสระของคานยื่น

(ง) เหล็กเสริมต่อเนื่องต้องมีความยาวระยะฝังไม่น้อยกว่าความยาวระยะฝังเพิ่ม ℓ_d ยื่นเลยจุดที่ดัดเหล็กคอม้าหรือจุดที่ไม่มีความต้องการเหล็กเสริมรับแรงดึงอีกต่อไป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

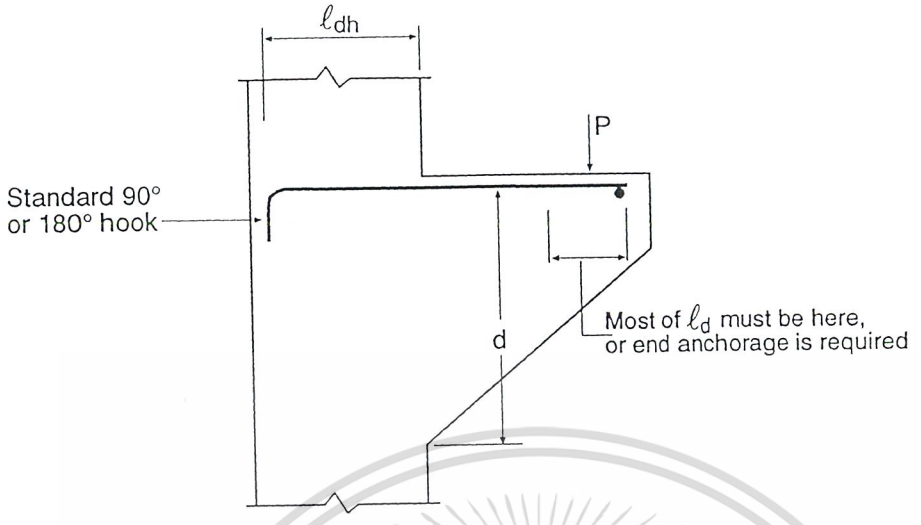
(จ) ต้องไม่หยุดเหล็กเสริมรับแรงดัดในบริเวณที่มีแรงดึง เว้นแต่จะเป็นไปตามเงื่อนไขข้อใดข้อหนึ่งต่อไปนี้

1. แรงเฉือนที่จุดหยุดเหล็กไม่เกินสองในสามของค่าที่ยอมให้ โดยรวมถึงกำลังเฉือนของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่เสริมไว้ด้วย
2. ต้องเสริมเหล็กลูกตั้งเกินกว่าที่ต้องการในกาเรับแรงเฉือนและแรงบิดไปตามเหล็กเส้นหรือลวดเหล็กที่หยุดให้เลยออกไปเป็นระยะเท่ากับสามในสี่ของความลึกประสิทธิผลขององค์อาคาร เนื้อที่เหล็กลูกตั้งที่เสริมเกิน A_v ต้องไม่น้อยกว่า $4.2b_w s/f_y$ ระยะเรียง s ต้องไม่เกิน $d/8\beta_b$ โดยที่ β_b เป็นอัตราส่วนของเนื้อที่เหล็กสเริมเส้นที่ถูกหยุดต่อเนื้อที่ทั้งหมดของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่หน้าตัดนั้น
3. สำหรับเหล็กเส้นขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางไม่เกิน 36 มม. เนื้อที่เหล็กเสริมต่อเนื่องที่เสริมจริงเป็นสองเท่าของที่ต้องการสำหรับแรงดัดที่จุดหยุดเหล็กและแรงเฉือนต้องไม่เกินสามในสี่ของค่าที่ยอมให้

(ฉ) ต้องมีการยึดที่เพียงพอสำหรับเหล็กเสริมรับแรงดึงในองค์อาคารรับแรงดัด ในกรณีที่หน่วยแรงของเหล็กเสริมไม่เป็นสัดส่วนโดยตรงกับโมเมนต์ เช่น ฐานรากแบบหลังลาดเอียง แบบเป็นขั้น แบบสอบ แป้นหูช้างองค์อาคารลึกรับแรงดัด หรือองค์อาคารที่เหล็กเสริมรับแรงดึงไม่ขนาดกับผิวหน้าด้านรับแรงอัด

ยกตัวอย่างแป้นหูช้างในรูปที่ 4.3 ระยะฝังเพิ่มเข้าในเสาจะวิกฤตน้อยกว่าความยาวของระยะฝังเพิ่มที่ต้องการ ในกรณีนี้ ความปลอดภัยจะขึ้นอยู่กับการยึดที่ปลายนอก ซึ่งทำได้ด้วยการเชื่อมเหล็กเสริมรับแรงดัดเข้ากับเหล็กเสริมตามขวางที่มีขนาดเท่ากัน ของอมาตรฐานที่ปลายในระนาบดิ่งมีประสิทธิภาพไม่เพียงพอเพราะที่บริเวณปลายแป้นจะมีแต่เนื้อคอนกรีตอยู่ใต้น้ำหนักที่กระทำซึ่งอาจทำให้เกิดการวิบัติในบริเวณนั้นได้ ถ้าแป้นหูช้างมีความกว้างมากและตำแหน่งของน้ำหนักกระทำอยู่ห่างจากของเสา เหล็กปลอกรูปตัว U ในแนวนอนจะใช้แทนของอได้อย่างมีประสิทธิภาพ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.3 – องค์อาคารพิเศษซึ่งจะต้องใช้การยึดที่ปลายช่วย

4.7 การทำให้เกิดแรงโดยการฝังของเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวก

(ก) เพื่อป้องกันการเปลี่ยนแปลงของโมเมนต์จะด้วยสาเหตุใดก็ตาม มาตรฐานการออกแบบกำหนดว่าต้องยื่นเหล็กเสริมอย่างน้อยหนึ่งในสามของเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวกในองค์อาคารช่วงเดียวธรรมดา และหนึ่งในสี่ของเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวกในองค์อาคารช่วงต่อเนื่องไปตามผิวหน้าเดียวกันขององค์อาคารเข้าไปในที่รองรับ สำหรับคานเหล็กเสริมดังกล่าวต้องยื่นเข้าไปในที่รองรับอย่างน้อย 15 ซม.

(ข) เพื่อจะให้องค์อาคารสามารถรับน้ำหนักกระทำเกินกว่าที่ออกแบบไว้ เช่น ในกรณีของแรงลม กระโชกหรือแผ่นดินไหว มาตรฐานการออกแบบกำหนดว่า ต้องยึดเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวกที่ต้องยื่นเข้าไปในที่รองรับตามข้อ (ก) เพื่อทำให้เกิดกำลังครากในลักษณะแรงดึง f_y ที่กำหนดที่ขอบของที่รองรับ

(ค) ในกรณีของคานช่วงสั้นภายใต้น้ำหนักกระทำขนาดใหญ่ จะเกิดโมเมนต์ต่ำและแรงเฉือนสูง จำเป็นที่จะต้องใช้เหล็กเสริมขนาดใหญ่เพื่อจะได้ระยะฝังเพิ่มที่ต้องการในระยะที่ค่อนข้างสั้น มาตรฐานการออกแบบกำหนดว่าต้องจำกัดขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับรับโมเมนต์บวก ณ ที่รองรับธรรมดาและที่จุดดัดกลับ เพื่อที่ว่า ℓ_d ซึ่งคำนวณมาจาก f_y ตามหัวข้อ 4.2 เป็นไปตามสมการ วสท. (45-2) ยกเว้นแต่ในกรณีที่เหล็กเสริมหยุดเลยเส้นกึ่งกลางของที่รองรับธรรมดา โดยมีของอมาตรฐานหรือการยึดทางกลที่เทียบเท่าของอมาตรฐาน

$$\ell_d \leq \frac{M_n}{V_u} + \ell_a \qquad \text{วสท. (45-2)}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

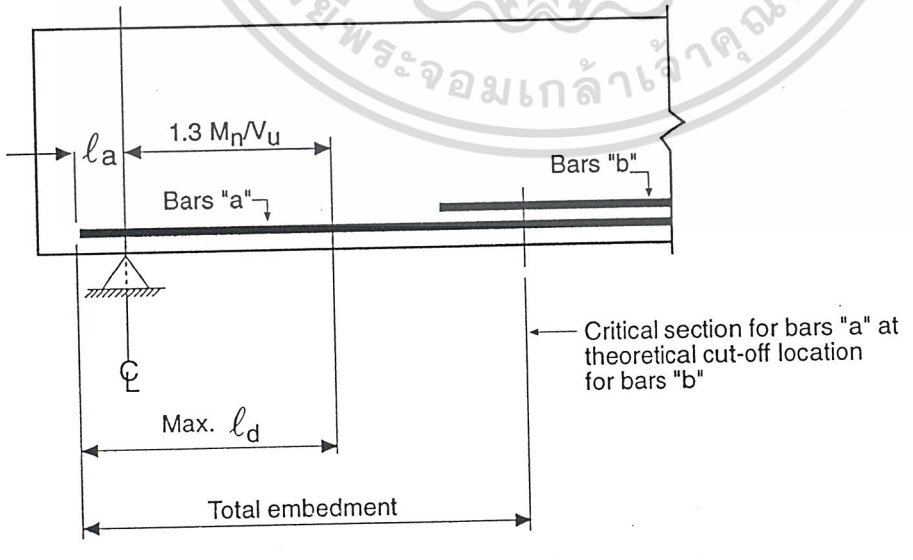
โดยที่ M_n = กำลังโมเมนต์ระบุโดยสมมุติว่าเหล็กเสริมทั้งหมดที่หน้าตัดมีหน่วยแรงเท่ากับกำลังคราก f_y ที่กำหนด

V_u = แรงเฉือนที่คูณด้วยตัวคูณแล้วที่หน้าตัด

ℓ_a = ณ ที่รองรับ เป็นระยะฝังที่เลยจุดกึ่งกลางของที่รองรับที่จุดดัดกลับ เป็นระยะที่ยื่นจากจุดดัดกลับไปยังที่รองรับ เท่ากับความลึกประสิทธิผลขององค์อาคาร หรือ $12d_b$ โดยเลือกใช้ค่าที่มากกว่า

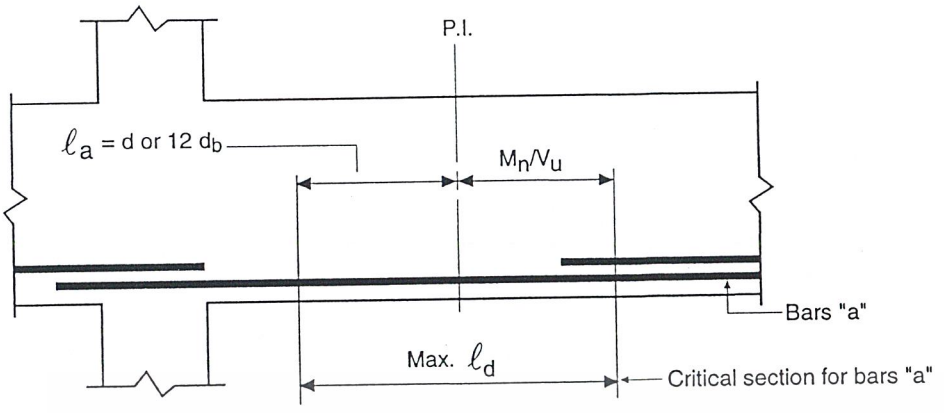
ให้เพิ่มค่า M_n/V_u อีกร้อยละ 30 เมื่อปลายของเหล็กเสริมถูกยัดโดยแรงปฏิกิริยาจากที่รองรับที่เป็นแรงอัด ดังเช่นในกรณีของเสาที่รองรับ แต่ไม่ใช่ในกรณีของคานฝากที่ยื่นเข้าไปในคานหลัก

สำหรับคานช่วงเดี่ยวในรูปที่ 4.4 ระยะสูงสุดที่ยอมให้ ℓ_d ของเหล็กเสริม "a" เท่ากับ $1.3M_n/V_u + \ell_a$ ถึงแม้ว่าระยะฝังเพิ่มจริงจะมากกว่านี้ แต่ขนาดของเหล็กเสริม "a" จะถูกกำหนดเพื่อให้ $\ell_d \leq 1.3M_n/V_u + \ell_a$ ที่จุดดัดกลับของคานในรูปที่ 4.5 เหล็กเสริมรับแรงโมเมนต์บวกจะต้องมีระยะฝังเพิ่ม ℓ_d ตามที่หาได้จากหัวข้อ 4.2 แต่ต้องไม่เกินค่าที่มากสุดของ $M_n/V_u + \ell_a$ หรือความลึกประสิทธิผลหรือ $12d_b$



รูปที่ 4.4 – ระยะฝังเพิ่มของคานช่วงเดี่ยว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.5 – การหาขนาดใหญ่สุดของเหล็กเสริม “a” ที่จุดดัดกลับ

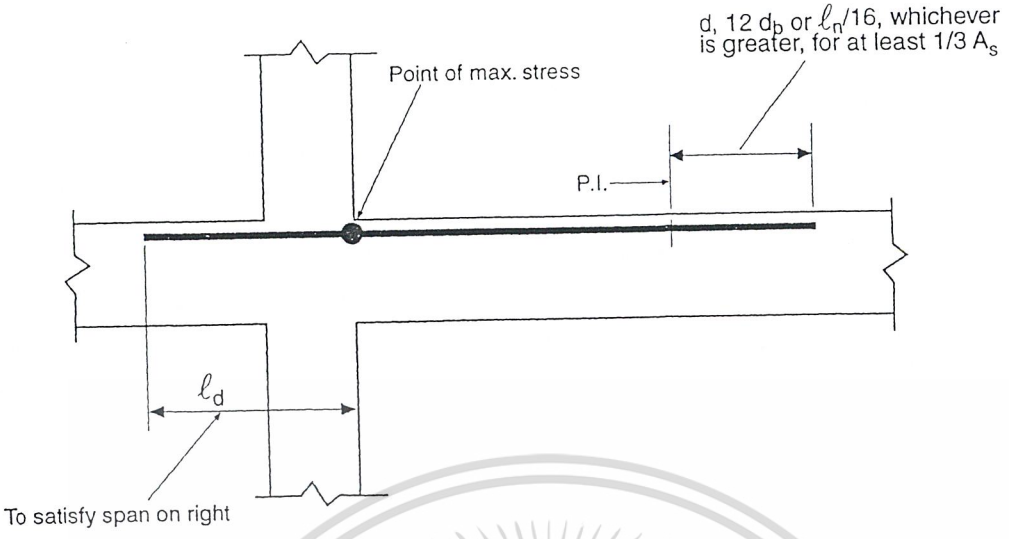
4.8 การทำให้เกิดแรงโดยการฝังของเหล็กเสริมรับโมเมนต์ลบ

(ก) ต้องยึดเหล็กเสริมรับโมเมนต์ลบในองค์อาคารต่อเนื่อง องค์อาคารยึดรั้งหรือปลายยื่น หรือองค์อาคารใด ๆ ของโครงข้อแข็งเข้าไปในองค์อาคารที่รองรับโดยมีความยาวระยะฝัง ของอหรือการยึดทางกล

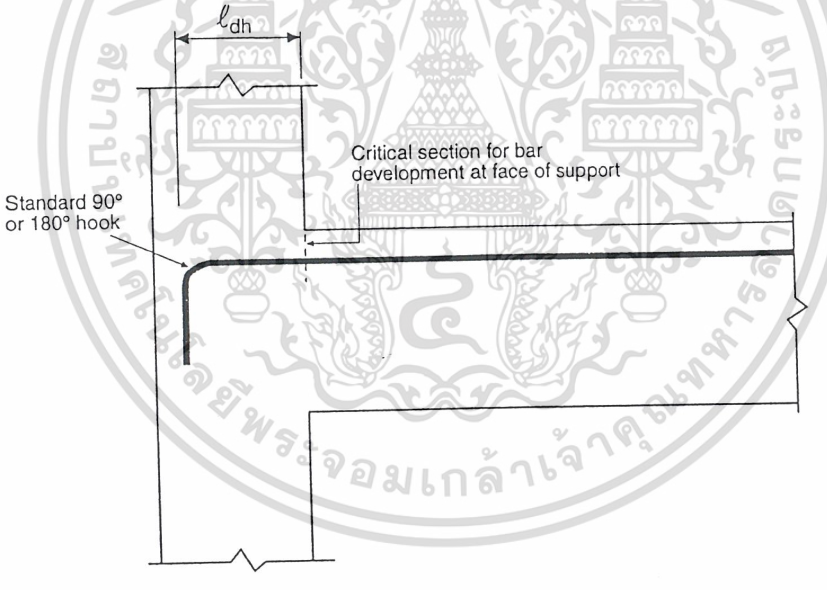
(ข) เหล็กเสริมรับโมเมนต์ลบต้องมีความยาวระยะฝังยื่นเข้าไปในช่วงคานตามที่ต้องการในหัวข้อ 4.6(ค)

(ค) อย่างน้อยหนึ่งในสามของเหล็กเสริมรับแรงดึงทั้งหมดที่เสริมรับโมเมนต์ลบ ณ ที่รองรับต้องมีความยาวระยะฝังยื่นเลยจุดดัดกลับไม่น้อยกว่าความลึกประสิทธิผลขององค์อาคาร หรือ $12d_b$ หรือหนึ่งในสิบหกของช่วงว่าง โดยเลือกใช้ค่าที่มากกว่า ดังแสดงในรูปที่ 4.6 ในที่รองรับด้านปลายอาจจะใช้ของอมาตรฐานเพื่อยึดรั้ง ดังแสดงในรูปที่ 4.7

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.6 – ระยะฝังเพิ่มในคานต่อเนื่อง



รูปที่ 4.7 – การยึดเหล็กเสริมในเสาริมด้วยของอมาตรฐาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.9 การต่อเหล็กเสริม – ทั่วไป

(ก) การต่อเหล็กเสริมกระทำได้ต่อเมื่อมีความจำเป็นหรือที่ยอมให้ตามแบบก่อสร้าง หรือในข้อกำหนดประกอบแบบหรือโดยอนุมัติจากวิศวกร

(ข) การต่อทาบ

1. ต้องไม่ใช้การต่อทาบสำหรับเหล็กเส้นขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางใหญ่กว่า 36 มม. ยกเว้นตามที่ให้ไว้ในหัวข้อ 4.10(ข)
2. การต่อทาบของเหล็กเส้นที่มัดรวมเป็นกำต้องเป็นตามความยาวระยะต่อทาบที่ต้องการของเหล็กเส้นแต่ละเส้นภายในมัดนั้น และต้องเพิ่มตามหัวข้อ 4.4 การต่อเหล็กเส้นแต่ละเส้นภายในมัดต้องไม่ต่อในบริเวณเดียวกัน ห้ามต่อทาบเหล็กมัดรวมกันเป็นกำทั้งมัด
3. การต่อเหล็กโดยวิธีต่อทาบที่ผิวไม่สัมผัสกันในองค์อาคารรับแรงดัด ต้องวางห่างกันไม่เกินหนึ่งในห้าของความยาวระยะต่อทาบ และทั้งนี้ต้องไม่เกิน 15 ซม.

(ค) การต่อเชื่อมและข้อต่อทางกล

1. อนุญาตให้ใช้การต่อเชื่อมและข้อต่อทางกลได้
2. ยกเว้นตามที่กำหนดไว้ในมาตรฐานการออกแบบ การเชื่อมต้องเป็นไปตามข้อกำหนดอื่นที่เกี่ยวข้องกับการเชื่อมเหล็กเสริมในงานโครงสร้าง
3. การต่อเชื่อมอย่างสมบูรณ์ต้องต่อชนและเชื่อมเพื่อให้สามารถรับแรงดึงอย่างน้อยร้อยละ 125 ของกำลังครากที่กำหนดของเหล็กเส้นนั้น
4. การต่อโดยใช้ข้อต่อทางกลอย่างสมบูรณ์ ต้องสามารถรับแรงดึงหรือแรงอัดอย่างน้อยร้อยละ 125 ของกำลังครากที่กำหนดของเหล็กเส้นนั้น
5. การเชื่อมและการต่อโดยใช้ข้อต่อทางกลที่ไม่เป็นไปตามข้อกำหนดในหัวข้อนี้ อนุญาตให้ใช้ตามที่ระบุในหัวข้อ 4.10(ง) ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.10 การต่อของเหล็กข้ออ้อยและลวดข้ออ้อยรับแรงดึง

(ก) ความยาวระยะต่อทาบน้อยสุดสำหรับการต่อทาบรับแรงดึงต้องเป็นไปตามข้อกำหนดสำหรับการต่อชั้นคุณภาพ A หรือ B แต่ต้องไม่น้อยกว่า 30 ซม. โดยที่

การต่อชั้นคุณภาพ A .....1.0 l_d

การต่อชั้นคุณภาพ B .....1.3 l_d

โดยที่ เป็นระยะฝังเพิ่มรับแรงดึงสำหรับกำลังคราก f_y ที่กำหนดที่เป็นไปตามหัวข้อ 4.2 โดยไม่คำนึงถึงตัวคูณเนื่องจากเหล็กเสริมเกิน

(ข) การต่อทาบของเหล็กข้ออ้อยและลวดข้ออ้อยรับแรงดึงต้องเป็นการต่อชั้นคุณภาพ B ทั้งนี้อนุญาตให้ใช้การต่อชั้นคุณภาพ A ได้ เมื่อ

1. เนื้อที่ของเหล็กเสริมที่เสริมจริงมีปริมาณอย่างน้อยเป็นสองเท่าของที่ต้องการโดยการวิเคราะห์ตลอดความยาวของการต่อ และ
2. ให้ต่อเหล็กเสริมได้ไม่เกินครึ่งหนึ่งของเหล็กเสริมทั้งหมดภายในระยะทาบที่ต้องการ

(ค) ให้ใช้การต่อโดยการเชื่อมหรือการต่อโดยใช้ข้อต่อทางกลที่เป็นไปตามหัวข้อ 4.9(ค) เมื่อเนื้อที่ของเหล็กเสริมจริงมีปริมาณน้อยกว่าสองเท่าของที่ต้องการโดยการวิเคราะห์

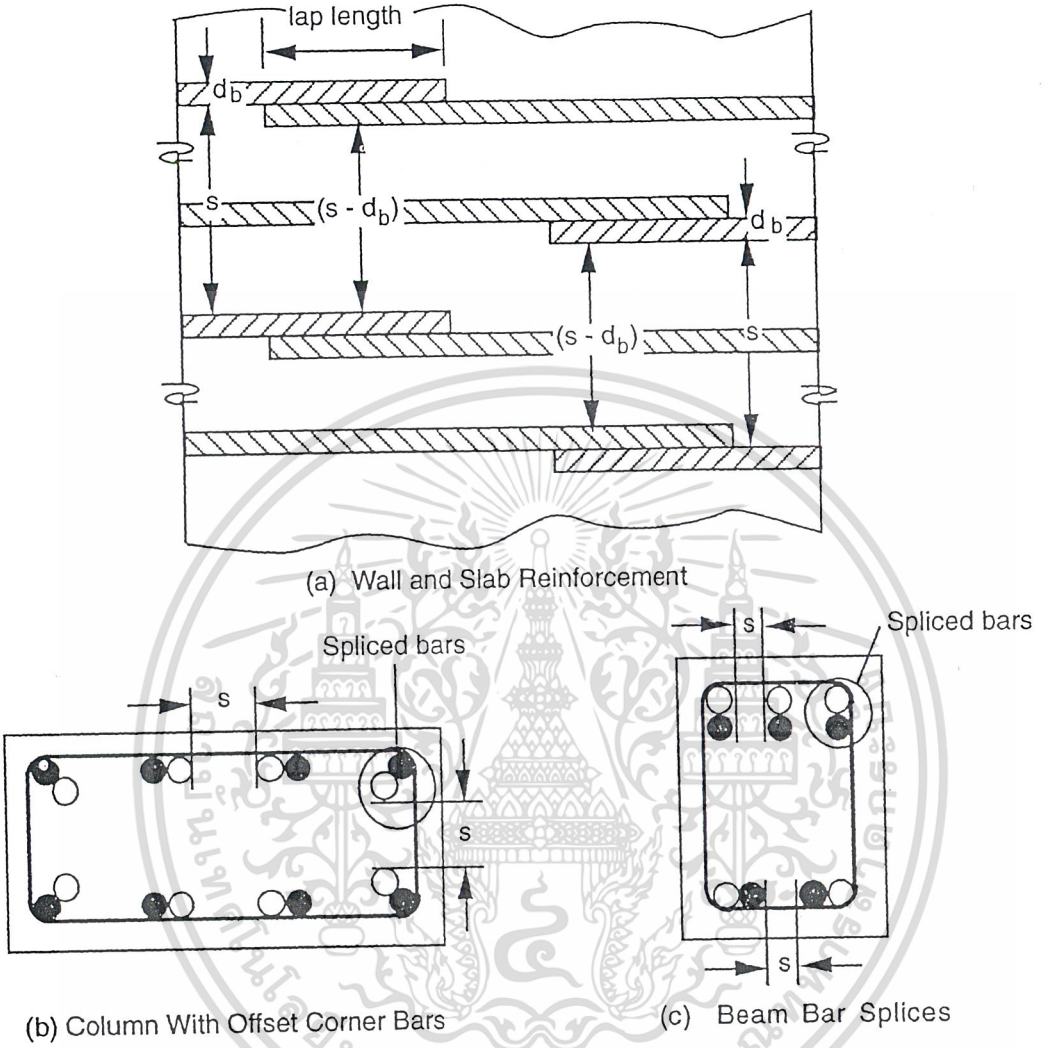
(ง) ให้ใช้การต่อโดยการเชื่อมหรือการต่อโดยข้อต่อทางกล เมื่อเนื้อที่ของเหล็กเสริมที่เสริมจริงมีปริมาณเป็นอย่างน้อยสองเท่าของที่ต้องการโดยการวิเคราะห์ และต้องเป็นไปตามข้อต่อไปนี้

1. การต่อต้องเหลื่อมกันอย่างน้อย 60 ซม. และโดยที่หน้าตัดทุกหน้าตัดต้องสามารถรับแรงดึงอย่างน้อยเป็นสองเท่าที่คำนวณไว้ แต่หน่วยแรงในเหล็กเสริมทั้งหมดต้องไม่น้อยกว่า 1,400 กก./ซม.^{2}

2. ในการคำนวณแรงดึงที่เกิดขึ้นที่แต่ละหน้าตัด เหล็กเสริมที่มีการต่ออาจประเมินไว้ที่กำลังของการต่อตามที่กำหนด สำหรับเหล็กเสริมที่ไม่มีการต่ออาจประเมินเป็นสัดส่วนของ f_y โดยนิยามเป็นอัตราส่วนของระยะฝังเพิ่มจริงที่สั้นกว่าต่อระยะ ℓ_d ตามที่ต้องการเพื่อให้เกิดกำลังคราก f_y ที่กำหนด

(จ) การต่อใน "องค์อาคารรับแรงดึงตามแนวแกน" ต้องต่อโดยการต่อเชื่อมแบบชน หรือการต่อโดยใช้ข้อต่อทางกลอย่างสมบูรณ์ที่เป็นตามหัวข้อ 4.9(ค) และการต่อของเหล็กเส้นที่ติดกันต้องเหลื่อมกันอย่างน้อย 75 ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.8 – ระยะช่องว่างประสิทธิผลระหว่างเหล็กเส้นที่มีการต่อ

สำหรับเหล็กที่ต่อในแผ่นพื้นและผนัง ระยะช่องว่างประสิทธิผลระหว่างเหล็กที่ต่อทาบที่ตำแหน่งเดียวกัน จะถือว่าเท่ากับระยะห่างระหว่างเหล็กเส้นที่ทาบลบด้วยเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กนั้น ดังแสดงในรูปที่ 4.8(a) สำหรับเหล็กต่อทาบในคานและเสา ระยะช่องว่างประสิทธิผลระหว่างเหล็กที่ต่อทาบที่ตำแหน่งเดียวกันจะขึ้นอยู่กับทิศทางของการต่อทาบ ดังแสดงในรูปที่ 4.8(b) และ 4.8(c)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.11 การต่อเหล็กข้ออ้อยรับแรงอัด

(ก) ความยาวของการต่อทาบรับแรงอัดต้องมีค่าเท่ากับ $0.007f_y d_b$ สำหรับเหล็กชั้นคุณภาพไม่เกิน SD40 หรือมีค่าเท่ากับ $(0.013\ f_y - 24)d_b$ เมื่อมีชั้นคุณภาพสูงกว่านั้น แต่ทั้งนี้ต้องไม่น้อยกว่า 30 ซม. และต้องเพิ่มระยะทาบอีกหนึ่งในสามเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดน้อยกว่า 210 กก./ซม.^{2}

(ข) เมื่อมีการต่อทาบรับแรงอัดสำหรับเหล็กเส้นต่างขนาดกัน ความยาวระยะต่อต้องเป็นความยาวระยะฝังเพิ่มของเหล็กเส้นขนาดใหญ่กว่าหรือระยะต่อทาบของเหล็กเส้นขนาดเล็กกว่า โดยเลือกค่าที่มากกว่า

(ค) การต่อโดยการเชื่อมหรือการต่อโดยข้อต่อทางกลเพื่อรับแรงอัดต้องเป็นไปตามข้อกำหนดในหัวข้อ 4.9(ค)

(ง) การต่อชนที่ปลายโดยยึดด้วยอุปกรณ์

1. เฉพาะเหล็กเส้นที่รับแรงอัดเท่านั้นที่อนุญาตให้มีการถ่ายหน่วยแรงอัดโดยวิธีการต่อชนที่ปลายซึ่งตัดให้ได้ฉาก และมีการยึดให้ตรงศูนย์ด้วยอุปกรณ์ที่เหมาะสม
2. ที่ผิวหน้าของปลายเหล็กเส้นให้ตัดตั้งฉากกับแกน โดยมีความคลาดเคลื่อนได้ไม่เกิน 1.5 องศา และหลังจากยึดด้วยอุปกรณ์แล้ว ต้องมีความคลาดเคลื่อนไม่เกิน 3 องศา
3. การต่อชนที่ปลาย ให้ใช้เฉพาะกับองค์อาคารที่มีเหล็กปลอกเดี่ยววงปิด เหล็กลูกตั้งวงปิด หรือเหล็กปลอกเกลียวรัดรอบ

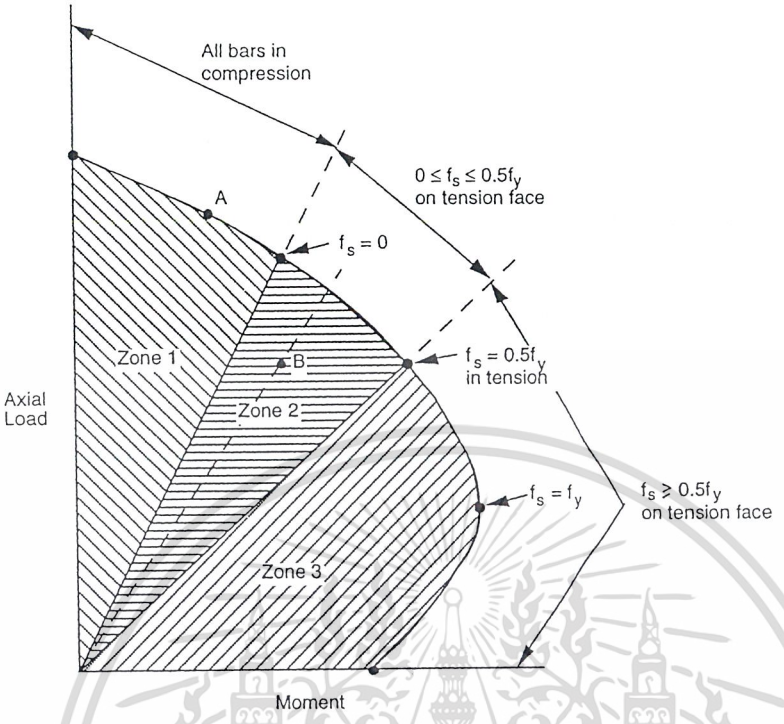
4.12 ข้อกำหนดพิเศษสำหรับการต่อในเสา

(ก) การต่อทาบ การต่อชนโดยการเชื่อ การต่อโดยใช้ข้อต่อทางกล หรือการต่อชนที่ปลายโดยยึดด้วยอุปกรณ์ ให้ใช้ได้โดยมีข้อจำกัดตามข้างล่าง รอยต่อสำหรับเสานั้นต้องสามารถรับน้ำหนักบรรทุกต่าง ๆ กระทำร่วมกันได้ในทุกกรณีตามข้อกำหนด

(ข) การต่อทาบในเสา (ดูรูปที่ 4.9 ประกอบ)

1. เมื่อหน่วยแรงในเหล็กเส้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่คูณด้วยตัวคูณแล้วเป็นหน่วยแรงอัด การต่อทาบต้องเป็นไปตามหัวข้อ 4.11(ก) และ 4.11(ข) ประกอบกับข้อกำหนด 4 และ 5 ข้างล่าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



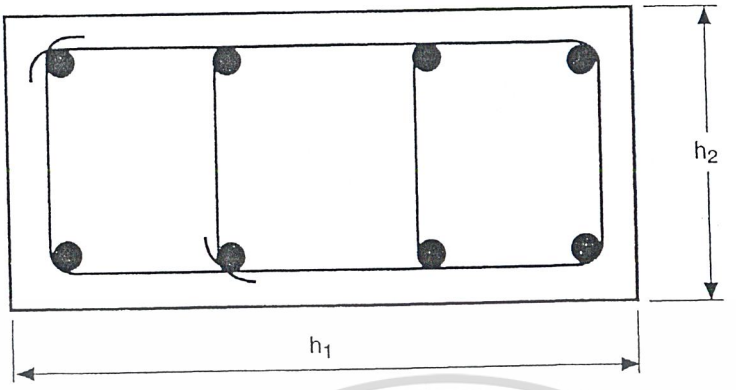
รูปที่ 4.9 – ข้อกำหนดพิเศษสำหรับการต่อเหล็กเสริมในเสา

2. เมื่อหน่วยแรงในเหล็กเส้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่คูณด้วยตัวคูณแล้วเป็นหน่วยแรงดึง และมีค่าไม่เกิน $0.5f_y$ ถ้าเป็นการต่อเหล็กเส้นที่มีจำนวนมากกว่าครึ่งหนึ่งที่หน้าตัดใด ๆ การต่อทาบต้องเป็นการต่อทาบรับแรงดึงชั้นคุณภาพ B หรือเป็นการต่อทาบรับแรงดึงชั้นคุณภาพ A ถ้าเป็นการต่อเหล็กเส้นที่มีจำนวนไม่เกินครึ่งหนึ่งที่หน้าตัดใด ๆ ในกรณีที่มีการต่อทาบเหล็กทุกเส้นในบริเวณใกล้เคียงกัน การต่อทาบต้องสลับกันและเหลื่อมกันเป็นระยะ l_d

3. เมื่อหน่วยแรงดึงในเหล็กเส้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่คูณด้วยตัวคูณแล้วเป็นหน่วยแรงดึง และมากกว่า $0.5f_y$ การต่อทาบต้องเป็นการต่อทาบรับแรงดึงชั้นคุณภาพ B

4. ในองค์อาคารรับแรงอัดที่เสริมด้วยเหล็กปลอกเดี่ยว โดยที่เหล็กปลอกเดี่ยวตลอดความยาวของการต่อทาบมีเนื้อที่ประสิทธิผลไม่น้อยกว่า 0.0015hs (ดูรูปที่ 4.10) อาจคูณความยาวระยะต่อทาบด้วย 0.83 แต่ระยะทาบต้องไม่น้อยกว่า 30 ซม. ขาของเหล็กปลอกเดี่ยวที่ตั้งฉากกับมิติ h ต้องนำมาใช้ในการหาเนื้อที่ประสิทธิผล

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



(perpendicular to h_1 dimension) 4 tie bar areas ≥ $0.0015h_1s$
(perpendicular to h_2 dimension) 2 tie bar areas ≥ $0.0015h_2s$

รูปที่ 4.10 – การหาเนื้อที่ประสิทธิผลของเหล็กปลอกเดี่ยว

5. ในองค์อาคารรับแรงอัดที่เสริมด้วยเหล็กปลอกเกลียว อาจคูณความยาวระยะต่อทาบของเหล็กเส้นภายในปลอกเกลียวด้วย 0.75 แต่ความยาวระยะทาบต้องไม่น้อยกว่า 30 ซม.

(ง) การต่อชนที่ปลายโดยการยึดด้วยอุปกรณ์ในเสา

อาจใช้การต่อชนที่ปลายโดยยึดด้วยอุปกรณ์ที่เป็นไปตามหัวข้อ 4.11(ง) สำหรับเหล็กเส้นในเสาที่รับแรงอัดโดยให้มีการต่อเหลื่อมกันหรือให้มีการเพิ่มเหล็กเส้นที่ตำแหน่งการต่อ เหล็กเส้นที่ต่อเนื่องกันที่แต่ละผิวหน้าของเสาต้องมีกำลังดึงไม่น้อยกว่า $0.25f_y$ คูณด้วยเนื้อที่ของเหล็กเสริมในแนวตั้งในผิวหน้านั้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เอกสารอ้างอิง

4.1 Orangun, C. O., Jirsa, J. O., and Breen, J. E., "A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices," *ACI Journal, Proceedings* V. 74, Mar. 1977, pp. 114-122.

4.2 Sozen, M.A., and Moehle, J. P., "Selection of Development and Lap-Splice Lengths of Deformed Reinforcing Bars in Concrete Subjected to Static Loads," Report to PCA and CRSI, PCA R&D Serial No. 1868, March 1990.

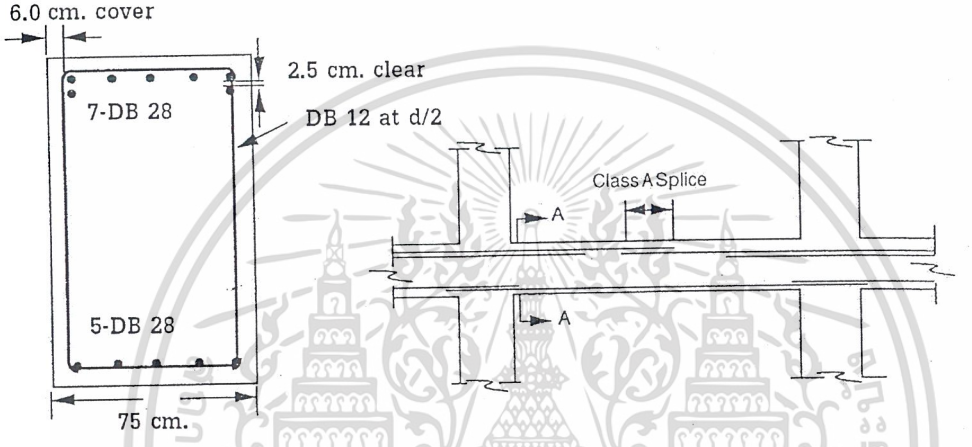
4.3 Hamad, B. S., Jirsa, J. O., and D'Abreu, N. I., "Effect of Epoxy Coating on Bond and Anchorage of Reinforcement in Concrete Structures," Research Report 1181-1F, Center for Transportation Research, University of Texas at Austin, Dec. 1990, 242 pp.

4.4 Reinforcement Anchorages and Splices, 2nd Edition, Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, IL, 1984.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 4.1 การทำให้เกิดแรงโดยการฝังเพิ่มของเหล็กเสริมรับแรงดึง

คานรอบอาคารมีเหล็กเสริมชั้นบน DB28 จำนวน 7 เส้นที่บริเวณเหนือเสา มาตรฐานการออกแบบ (ACI 7.13.2.2) กำหนดว่าอย่างน้อย 1/6 ของเหล็กเสริมรับแรงดึงจะต้องวิ่งรอบอาคาร โดยที่เหล็กเหล่านั้นจะต้องต่อทาบแบบชั้นคุณภาพ A ณ กลางช่วง



กำหนดให้ : คอนกรีตน้ำหนักเบา

สภาวะแวดล้อมรุนแรง (ระยะหุ้มคอนกรีต 6 ซม. ถึงผิวนอกของเหล็กลูกตั้ง)

เหล็กเคลือบอีปอกซี

f'_c = 280 กก./ซม.^{2}.

f_y = 4,000 กก./ซม.^{2}

b = 75 ซม. (เรียงเหล็กเส้นตามที่แสดงในรูป)

สมมติให้ระยะฝังเพิ่มของเหล็กเสริมรับโมเมนต์ลบผ่านการตรวจสอบ ดังนั้นจะหยุดเหล็กบนที่ตำแหน่งห่างจากกลางช่วง *[ACI 12.12.3]*

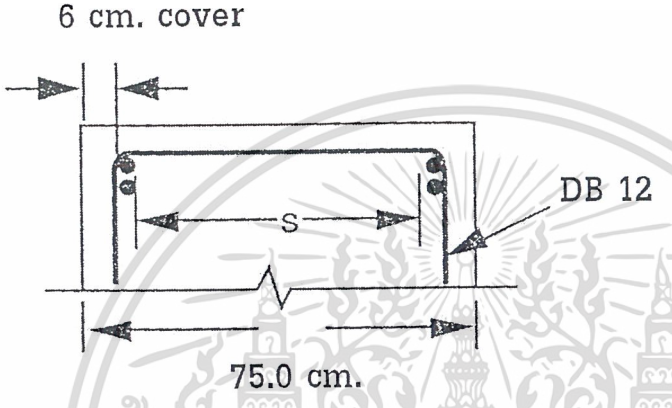
จำนวนของเหล็กบนที่ต้องวิ่งต่อเนื่องรอบอาคาร เป็น 1/6 ของ 7 เส้น = 7/6 เส้น ดังนั้นจะใช้เหล็กเส้นที่มุมสองเส้นต่อทาบที่กลางช่วง *[ACI 7.13.2.2]*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ความยาวระยะต่อทาบแบบชั้นคุณภาพ A จะต้องไม่น้อยกว่า 1.0 ℓ_d *[วสท. 4514 (ก)]*

a. ใช้ตารางที่ 4.1 [ACI 1.2.2.2]

หาระยะหุ้มและระยะช่องว่างระหว่างเหล็กเส้นที่จะต่อทาบ



ระยะห่างระหว่างเหล็กที่จะต่อทาบ (เหล็กมุม)

= [75 - 2(ความหนาคอนกรีตหุ้ม) - 2(เหล็กลูกตั้ง DB 12) - 2(เหล็กDB 28)]

= [75 - 2(6) - 2(1.2) - 2(2.8)]

= 55 ซม. = 19.6 d_b

ระยะหุ้มด้านข้าง = 6 + 1.2 = 7.2 = 2.57 d_b

เนื่องจาก ระยะช่องว่าง > $2d_b$ และระยะหุ้ม > d_b จะใช้สมการ

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{0.189 f_y \text{aí?}}{\sqrt{f_c'}}$$ *[ACI 12.2.2]*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

α = 1.3 สำหรับเหล็กเส้นบน *[ACI 12.2.4]*

β = 1.5 สำหรับเหล็กเคลือบอีปอกซี *[ACI 12.2.4]*

และผลคูณของ α และ β จะต้องไม่มากกว่า 1.7 *[ACI 12.2.4]*

λ = 1.3 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักเบา *[ACI 12.2.4]*

$$\ell_d = \frac{0.189(4{,}000)(1.7)(1.3)}{\sqrt{280}}(2.8) = 278 \text{ ซม.}$$

ดังนั้นใช้ระยะต่อทาบแบบคุณภาพ A = 1.0 ℓ_d = 278 ซม.

b. ใช้สมการ ACI (12-1) [ACI (12.2.3)]

การนำสมการ (12-1) มาใช้ต้องมีการคำนวณมากขึ้นเล็กน้อย แต่ทำให้ได้ความยาวระยะฝังเพิ่มนั้นสั้นลง

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{0.283 f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\text{aí??}}{\left[\frac{c + K_{tr}}{d_b}\right]} \qquad \textit{ACI (12-1)}$$

โดยที่ c คือ ค่าที่น้อยกว่าระหว่างระยะจากศูนย์กลางเหล็กเส้นฝังเพิ่มไปยังผิวของคอนกรีตที่ใกล้ที่สุดและ ครึ่งหนึ่งของศูนย์กลางไปยังศูนย์กลางของระยะห่างของเหล็กเส้นที่ถูกฝังเพิ่ม โดยที่ $\left[\frac{c + K_{tr}}{d_b}\right]$ ต้องไม่เกิน 2.5

ระยะจากศูนย์กลางของเหล็กเส้นที่จะฝังเพิ่มไปยังผิวคอนกรีตที่ใกล้ที่สุดเท่ากับ

= ระยะหุ้มคอนกรีต+ ½ ของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง

= 2.57 d_b + 0.5 d_b = 3.07 d_b

ระยะศูนย์กลางถึงศูนย์กลาง = ระยะช่องว่าง(clear spacing) + 1.0 d_b

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$= 19.6\ d_b + 1\ d_b \quad = 20.6 d_b$$

ดังนั้น c ซึ่งเป็นค่าที่น้อยกว่าของ 3.07 d_b และ 0.5 (20.6 d_b) เท่ากับ 3.07 d_b และไม่จำเป็นที่จะต้องหา K_{tr} เพราะว่า c/d_b มากกว่า 2.5

γ = 1.0 สำหรับเหล็กขนาด 25 มม. และใหญ่กว่า

$$\ell_d = \frac{0.283(4000)(1.7)(1.0)(1.3)}{\sqrt{280}\ (2.5)}(2.8)$$

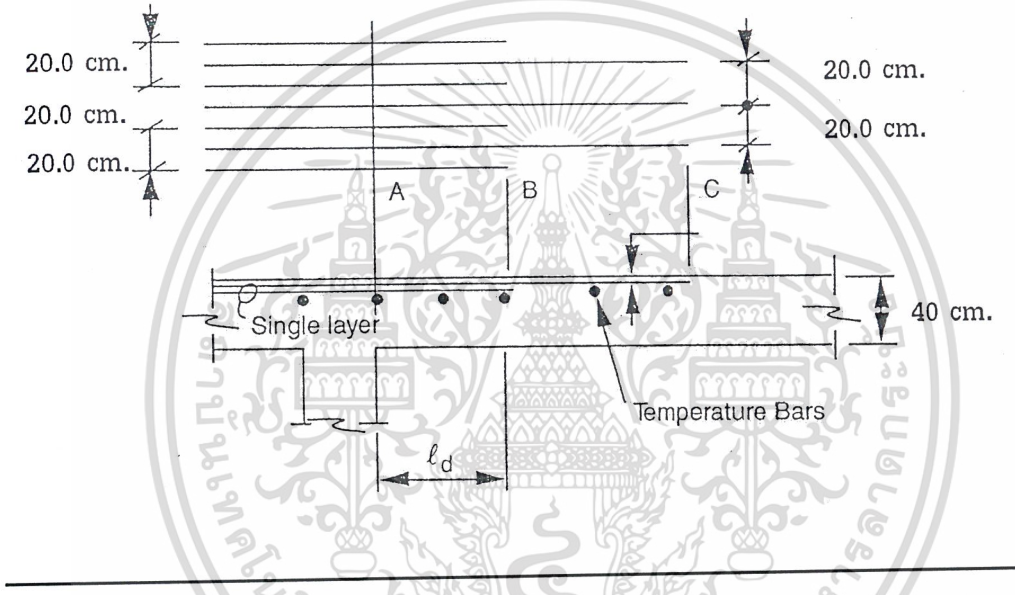
$$= 167 \text{ ซม.}$$

ดังนั้นใช้ระยะต่อทาบแบบคุณภาพ A = 1.0 ℓ_d = 167 ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 4.2 การทำให้เกิดแรงโดยการฝังเพิ่มของเหล็กเสริมรับแรงดึง

หาระยะฝังเพิ่มสำหรับเหล็ก DB 25 (เหล็กเส้นสั้นวางสลับเส้นในรูปข้างล่าง) ในคอนกรีตน้ำหนักเบาที่มีทรายเป็นส่วนผสม ของแผ่นพื้นทางเดียว กำหนดให้ f'_c = 280 กก./ซม.^{2} และ f_y = 4,000 กก./ซม.^{2} ความหนาคอนกรีตหุ้ม = 2 ซม.



สมมติให้เหล็กสั้นมีระยะฝังเพิ่มอยู่ช่วง AB และเหล็กยาวมีระยะฝังเพิ่มอยู่ในช่วง BC

a. ใช้ตารางที่ 4.1 [ACI 1.2.2.2]

ระยะระหว่างศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของเหล็กที่จะฝังเพิ่ม = 20 ซม. = 8 d_b ระยะหุ้ม = 2 ซม.= 0.8 d_b

เนื่องจาก ระยะหุ้ม < d_b และ ขนาดของเหล็กใหญ่กว่า DB 20 จากตารางที่ 4.1

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{0.283 f_y \alpha \lambda}{\sqrt{f'_c}} \qquad \textit{[ACI 12.2.2]}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

α = 1.3 สำหรับเหล็กเส้นบน

β = 1.0 สำหรับเหล็กเสริมไม่เคลือบอีพอกซี

λ = 1.3 สำหรับ คอนกรีตน้ำหนักเบา

$$\ell_d = \frac{0.283(4000)(1.3)(1.0)(1.3)}{\sqrt{280}}(2.5)$$

= 286 ซม.

b. ใช้สมการ ACI (12-1) [ACI (12.2.3)]

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{0.283 f_y \alpha ??}{\sqrt{f'_c}\left(\frac{c + k_{tr}}{d_b}\right)}$$

γ = 1.0 สำหรับเหล็กเส้นขนาด 25 มม.และใหญ่กว่า

ระยะห่างจากศูนย์กลางสู่ศูนย์กลางของเหล็กที่จะฝังเพิ่ม = 20 ซม. = 8 d_b

ระยะช่องว่างระหว่าง เหล็กที่จะฝังเพิ่ม = 20-2.5 = 17.5 ซม. = 7d_b

ระยะหุ้ม = 2 ซม. = 0.8 d_b

ระยะ "c" จากศูนย์กลางของเหล็กไปยังผิวคอนกรีต = 2+1 = 3 ซม. = 1.2d_b

$c = 1.2\ d_b$

K_{tr} = 0 (ไม่มีเหล็กเสริมทางขวาง)

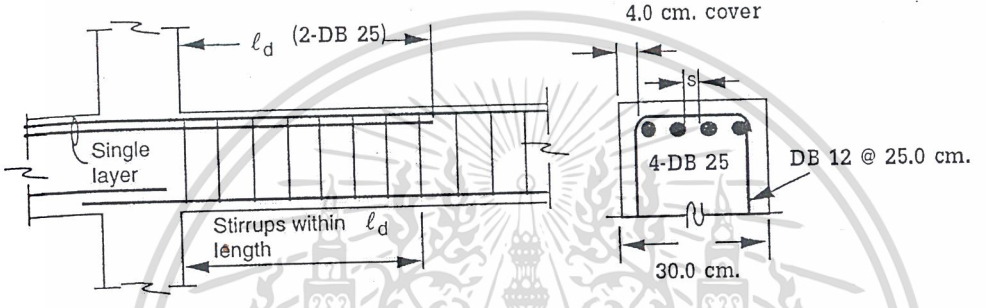
$$\ell_d = \frac{0.283(4{,}000)(1.3)(1.0)(1.0)(1.3)}{\sqrt{280}\,(1.2)}(2.5)$$

= 238 ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 4.3 การทำให้เกิดแรงโดยการฝังเพิ่มเพื่อรับแรงดึง

หาระยะฝังเพิ่ม สำหรับเหล็ก DB25 ภายใน 2 เส้น ดังในรูป เหล็ก DB 25 ภายนอกทั้ง 2 เส้นวิ่งตลอดความยาวคาน กำหนดให้ f'_c เท่ากับ 280 กก./ซม.^{2} (คอนกรีตน้ำหนักปกติ) และ f_y = 4,000 กก./ซม.^{2} เหล็กลูกตั้งที่มีอยู่เพียงพอสำหรับข้อกำหนดน้อยที่สุดที่ยอมให้ในการรับแรงเฉือนในคาน



a. ใช้ตารางที่ 4.1 [ACI 1.2.2.2]

ระยะช่องว่างระหว่างเหล็กเสริมที่จะหาระยะฝังเพิ่ม

= [(30 - 2(ระยะหุ้ม) - 2 (ขนาดเหล็กลูกตั้ง) - 4 (ขนาดเหล็กเส้น DB25)]/3

$$= \frac{30 - 2(4) - 2(1.2) - 4(2.5)}{3}$$

= 3.2 ซม. = 1.28 d_b

ระยะช่องว่างระหว่างเหล็กฝังเพิ่มมากกว่า d_b และระยะหุ้มมากกว่า d_b และมีเหล็กลูกตั้งไม่น้อยกว่าที่ต้องการตามมาตรฐานตลอดความยาว l_d ดังนั้น

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{0.189 f_y a\acute{i}?}{\sqrt{f'_c}} \qquad \textit{[ACI 12.2.2]}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

α = 1.3 สำหรับเหล็กบน

β = 1.0 สำหรับเหล็กไม่เคลือบอีพอกซี

λ = 1.0 สำหรับ คอนกรีตน้ำหนักธรรมดา

$$\ell_d = \frac{(0.189)(4000)(1.3)(1.0)(1.0)}{\sqrt{280}}(2.5)$$

= 146.8 ซม.

b. ใช้สมการ ACI (12-1) [ACI (12.2.3)]

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{0.283 f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha i??}{\left[\frac{c + K_{tr}}{d_b}\right]} \qquad \textit{ACI (12.1)}$$

α = 1.3 สำหรับเหล็กบน

β = 1.0 สำหรับเหล็กไม่เคลือบอีพอกซี

γ = 1.0 สำหรับเหล็กขนาด 25 มม. และใหญ่กว่า

λ = 1.0 สำหรับ คอนกรีตน้ำหนักปกติ

ระยะช่องว่าง =1.28 d_b

ระยะจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของเหล็กฝังเพิ่ม = 3.2 + 2.5 = 5.7 ซม. = 2.28 d_b

ระยะหุ้ม = 4 + 1.2 =5 .2 ซม. = 2.08 $d_b \approx 2.0\ d_b$

ระยะห่างจากศูนย์กลางของเหล็กไปยังผิวคอนกรีต = 5 + 1.2 = 6.2 ซม. = 2.5 d_b

c = ค่าที่น้อยกว่าระหว่างระยะจากศูนย์กลางเหล็กไปยังผิวคอนกรีตที่ใกล้ที่สุดกับ ครึ่งหนึ่งของระยะจากศูนย์กลางถึง

ศูนย์กลางของเหล็กฝังเพิ่ม เท่ากับ 2.28 $d_b/2 = 1.14 d_b$

$c = 1.14\ d_b$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{105sn}$$

A_{tr} = เหล็กขนาด 12 มม. จำนวน 2 เส้น

s = ระยะห่าง 25 ซม.

n = เหล็กฝังเพิ่ม 2 เส้น

$$K_{tr} = \frac{2(1.13)(4,000)}{105(25)(2)}$$

$= 1.72$ ซม. $= 0.7\, d_b$

$$\left[\frac{c + K_{tr}}{d_b}\right] = \frac{1.14 + 0.7}{1.0} = 1.84 \; < \; 2.5 \quad \text{ผ่าน}$$

$$\ell_d = \frac{0.283(4000)(1.3)(1.0)(1.0)(1.0)(2.5)}{\sqrt{280}\,(1.84)}$$

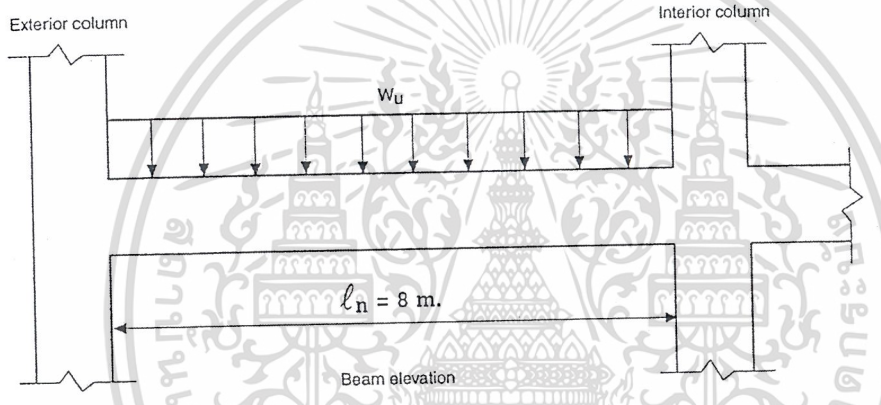
$= 119.5$ ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 4.4 การทำให้เกิดแรงโดยการฝังของเหล็กเสริมรับแรงดัด

หาความยาวของเหล็กเสริมบนและล่างของช่วงนอกของคานต่อเนื่องดังแสดงข้างล่างนี้ ใช้คอนกรีตน้ำหนักปกติและเหล็กเสริมชั้นคุณภาพ SD40 น้ำหนักแผ่กระจายบนคานเนื่องจากแรงโน้มถ่วงที่เพิ่มค่าแล้ว รวมทั้งน้ำหนักคานด้วย w_u = 8900 กก./ม. f'_c = 280 กก./ตร.ซม., f_y = 4,000 กก./ตร.ซม., b = 40 ซม., h = 55 ซม.

ระยะหุ้มคอนกรีต = 4 ซม.



1. หาเหล็กเสริมรับโมเมนต์และแรงเฉือน

   a. หาโมเมนต์และแรงเฉือนโดยประมาณ *[วสท. 4103]*

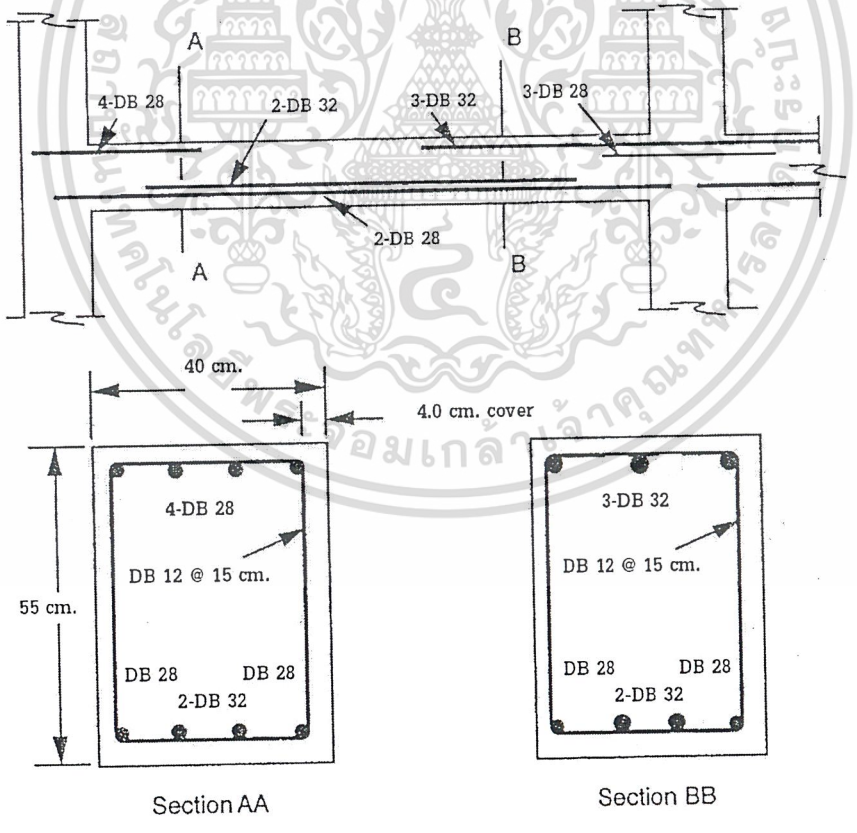
ตำแหน่ง	ค่าโมเมนต์และแรงเฉือน
ที่ขอบในของเสาตัวนอก	$-M_u = -w_u \ell_n^2/16 = -8.9(8)^2/16 = -35.6$ ตัน-ม.
กลางคานช่วงปลาย	$M_u = w_u \ell_n^2/14 = 8.9(8)^2/14 = 40.7$ ตัน-ม.
ที่ขอบนอกของเสาตัวในตัวแรก	$-M_u = -w_u \ell_n^2/16 = -8.9(8)^2/10 = -56.96$ ตัน-ม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ที่ขอบของเสาตัวในตัวแรก	$V_u = 1.15w_u\ell_n/2 = 1.15(8.9)(8)/2 = 40.94$ ตัน

b. หาเหล็กเสริมรับแรงดัด โดยใช้ระยะหุ้ม 4 ซม. เหล็กลูกตั้ง DB12 และ d = 48.4 ซม.

M_u	A_s ที่ต้องการ	เหล็กเสริม	A_s ที่เสริมจริง
-35,600 กก.-ม.	22.66 ซม.^{2}	4-DB28	24.64 ซม.^{2}
40,685.7 กก.-ม.	26.37 ซม.^{2}	2-DB28 + 2-DB32	28.4 ซม.^{2}
-56,960 กก.-ม.	39.4 ซม.^{2}	3-DB28 + 3-DB32	42.6 ซม.^{2}



Section AA Section BB

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

c. หาเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

V_u ที่ระยะ d จากขอบเสา = 40,940 – 8,900(48.4/100)= 36,632.4 กก.

$$\phi V_c = \phi\left(0.53\sqrt{f'_c}\, b_w d\right) = 0.85(0.53)\left(\sqrt{280}\right)(40)(48.4) = 14{,}594.2 \text{ กก.}$$

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{48.4}{2} = 24.2 \text{ ซม.}$$

ลองใช้เหล็กลูกตั้งตัวสองขา ขนาด 12 มม. ระยะเรียง 15 ซม.

$$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_y d}{S} = \frac{0.85(2.26)(4{,}000)(48.4)}{15} = 24{,}793.7 \text{ กก.}$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = 14{,}594.2 + 24{,}793.7 = 39{,}387.9 \text{ กก.} > 36{,}632.4 \text{ กก. ผ่าน}$$

ใช้เหล็กลูกตั้ง DB12 ระยะเรียง 15 ซม.ตลอดช่วง

2. ความยาวของเหล็กเสริมล่าง

a. จำนวนเหล็กที่ต้องยื่นเข้าไปในเสา *[วสท. 4510]*

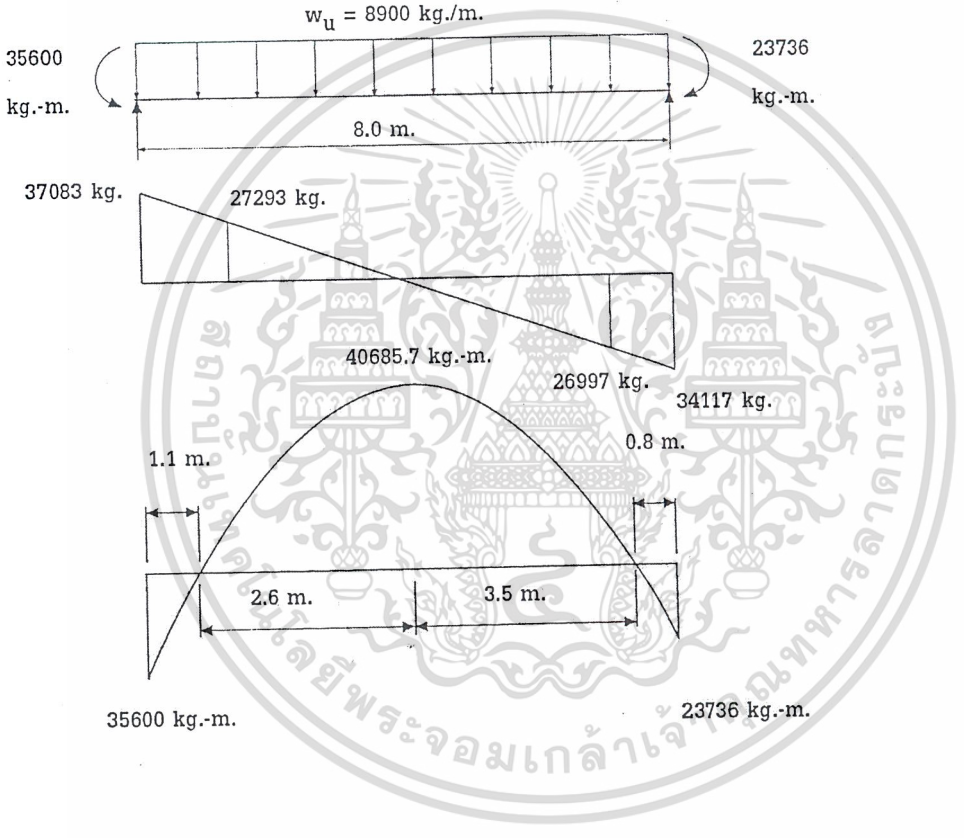
ต้องยื่นเหล็กเสริมอย่างน้อยหนึ่งในสี่ของเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวกในองค์อาคารช่วงต่อเนื่อง ไปตามผิวหน้าเดียวกันขององค์อาคารเข้าไปในที่รองรับ สำหรับคาน เหล็กเสริมดังกล่าวต้องยื่นเข้าไปในที่รองรับอย่างน้อย 15 ซม. เนื่องจากเราต้องมีเหล็กสองเส้นที่มุมเพื่อยึดเหล็กลูกตั้งอยู่แล้ว ดังนั้นจะใช้ DB28 สองเส้นวิ่งตลอดทั้งคาน และยื่น 15 ซม. เข้าไปในเสานอก สำหรับ DB32 สองเส้นจะหยุดภายในช่วง

b. หาตำแหน่งหยุดของเหล็ก DB32 สองเส้น และตรวจสอบการทำให้เกิดแรงโดยการฝังแรงเฉือนและโมเมนต์ในสภาวะรับน้ำหนักเนื่องจากโมเมนต์บวกสูงสุดได้แสดงอยู่ในรูปข้างล่าง ในระหว่างที่รูปต่อไปได้ขยายแสดงโมเมนต์ที่ต้องการ M_u พร้อมกับโมเมนต์ที่ใช้คำนวณออกแบบ ϕM_n สำหรับเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวกทั้งหมด (2-DB28 และ 2-DB32) และสำหรับเหล็กเสริมวิ่งยาวตลอด (2-DB28)

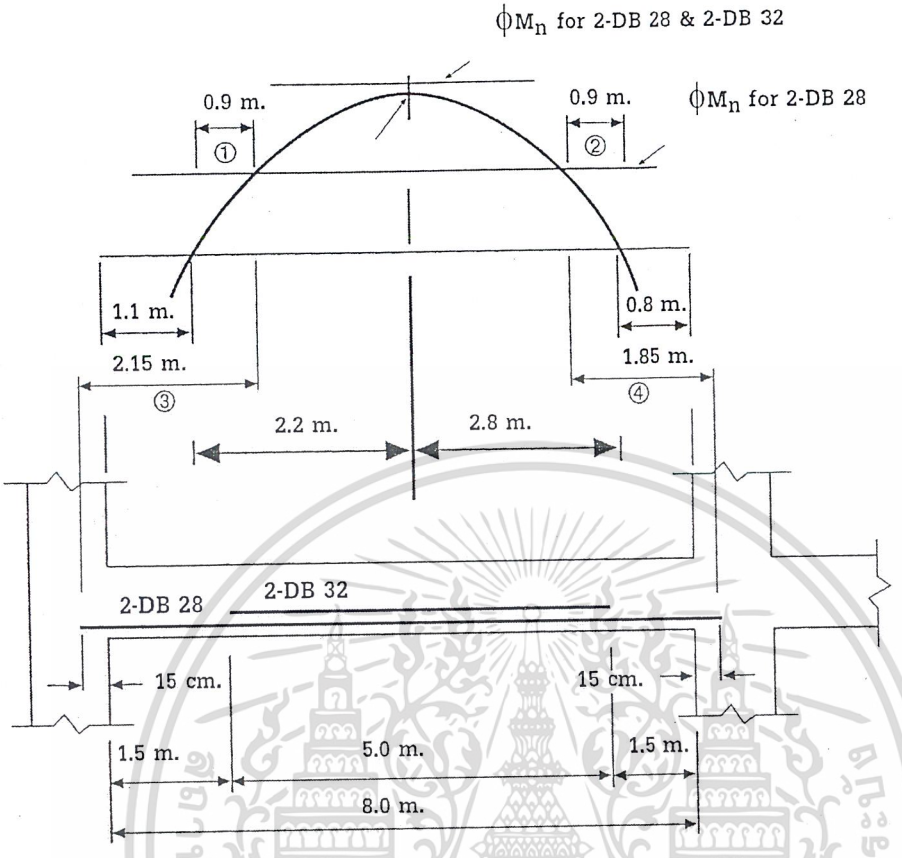
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

พร้อมกับระยะต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้อง สำหรับเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวกทั้งหมด ϕM_n = 46,380.6 กก.-ม. และเท่ากับ 20,318 กก.-ม. สำหรับเหล็ก DB28 สองเส้น

DB28 สองเส้น จะวิ่งตลอดความยาวของคานและยื่นเข้าไปในเสาเป็นระยะ 15 ซม. ในระหว่างที่ DB32 สองเส้น จะหยุดที่ระยะ 1.5 ม. จากขอบเสาทั้งสองข้าง ซึ่งระยะนี้หามาได้ตามที่แสดงข้างล่าง



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



ระยะ (1) และ (2) เป็นค่าที่มากกว่าของ d หรือ 12 d_b *[วสท. 4509(ค)]*

d = 48.4 ซม.≈ 0.5 ม. (บังคับ)

12 d_b = 12(3.2)= 38.4 ซม.

ระยะ (3) และ (4) ต้องไม่น้อยกว่า ℓ_d *[วสท. 4509(ง)]*

ℓ_d สำหรับเหล็กเส้นขนาด 28 มม. สองเส้น

$\ell_d = 0.19(4{,}000)d_b / \sqrt{280}$ = 46(2.8) = 128.8 ซม. ≈ 1.3 ม. *ตารางที่ 4.1*

ระยะ (3) 2.15 ม. > 1.3 ม. ผ่าน

ระยะ (4) 1.85 ม. > 1.3 ม. ผ่าน

ℓ_d สำหรับเหล็กเส้นขนาด 32 มม. สองเส้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ระยะช่องว่างระหว่างเหล็กเส้นขนาด 32 มม.สองเส้น

$$\frac{\left[40-2(4)-2(1.2)-2(2.8)-2(3.2)\right]}{3}=\frac{17.6}{3}=5.87 \text{ ซม.}=1.83d_b$$

$\ell_d = 46\ d_b$ $= 46(3.2) = 147.2$ ซม. ≈ 1.5 ม.

$= 1.5$ ม. < 2.2 ม. ผ่าน

สำหรับเหล็กเส้นขนาด 28 มม., ให้ตรวจความยาวระยะฝังเพิ่ม ณ. จุดดัดกลับ *[วสท. 4510(ค)]*

$$\ell_d \le \frac{M_n}{V_u}+\ell_a \qquad \textit{วสท. (45-2)}$$

สำหรับเหล็กเส้นขนาด 28 มม. สองเส้น, $M_n = \frac{20{,}318.4}{0.9} = 22{,}576$ กก. - ม.

ที่จุดดัดกลับด้านซ้าย $V_u = 27{,}293$ กก.

ℓ_a เป็นค่าที่มากกว่าของ d หรือ $12\ d_b$

$\ell_d = (22{,}576 \times 100/27{,}293) + 48.4 = 131$ ซม.

สำหรับเหล็กเส้นขนาด 28 มม., $\ell_d = 128.8$ ซม. < 131 ซม. ผ่าน

ที่จุดดัดกลับด้านขวา $V_u = 26{,}997$ กก. ก็จะผ่านการตรวจสอบด้วย

ตำแหน่งหยุดเหล็กเส้น DB32 ทั้งสองด้านอยู่ในบริเวณที่มีแรงดึง ดังนั้นจะต้องผ่านเงื่อนไขข้อหนึ่งข้อใดจาก 3 ข้อดังนี้

จุดหยุดด้านซ้าย (1.5 ม. จากจุดรองรับ)

$V_u = 37{,}083 - 1.5 \times 8{,}900 = 23{,}733$ กก.

$\phi V_n = 39{,}387.9$ กก. (เหล็กลูกตั้งขนาด 12 มม. ระยะเรียง 15 ซม.)

$\left(\frac{2}{3}\right)(39{,}387.9) = 26{,}258.6$ กก. $> 23{,}733$ กก. ผ่าน . *[วสท. 4509(จ)1]*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จะลองตรวจสอบดูว่า จะผ่านเงื่อนไข วสท. 4509(จ)3 หรือไม่

$$M_u = \frac{-8{,}900x1.5^2}{2} + 37{,}083(1.5) - 35{,}600 = 10{,}012 \text{ กก.-ม.}$$ ณ.ระยะ 1.5 ม. จากขอบเสา

A_s ที่ต้องการ = 5.9 ซม.^{2}

สำหรับ DB 28 สองเส้น, A_S=12.32 ซม.^{2} > 2(5.9) = 11.8 ซม.^{2}

และ $\frac{3}{4}(39{,}387.9) = 29{,}540.9$ กก. $>$ 23,733 กก. ผ่าน

ดังนั้นตำแหน่งหยุดเหล็กเป็นไปผ่านเงื่อนไข วสท. 4509(จ)3

จุดหยุดด้านขวา (1.5 ม.จากจุดรองรับ)

V_u = 34,117 - 1.5x8,900 = 20,767 กก.

$\frac{2}{3}(\phi V_n) = 26{,}258.6$ กก. $>$ 20,767 กก. ผ่าน *[วสท. 4509(จ)1]*

ดังนั้นตำแหน่งหยุดเหล็กสำหรับเหล็กเส้นล่าง เป็นไปตามข้อกำหนดของมาตรฐานการออกแบบทุกประการ จะวางเหล็กเส้นขนาด 32 มม. ยาว 5.0 ม. สองเส้น ลงในกลางช่วง แต่ถ้าต้องการให้ตำแหน่งหยุดเหล็กอยู่พ้นบริเวณที่มีแรงดึง ก็อาจเปลี่ยนไปใช้ความยาว 5.5 หรือ 6.0 ม.

3. ความยาวของเหล็กบน

แรงเฉือนและโมเมนต์ในสภาวะรับน้ำหนักเนื่องจากโมเมนต์ลบสูงสุดได้แสดงอยู่ในรูปข้างล่าง ในระหว่างที่รูปต่อไปได้ขยายแสดงโมเมนต์ที่ต้องการ M_u พร้อมกับโมเมนต์ที่ใช้คำนวณออกแบบ ϕM_n สำหรับเหล็กเสริมรับโมเมนต์ลบที่ช่วงในทั้งหมด (3-DB28 และ 3-DB32) และสำหรับเหล็กเสริม 3-DB28 รวมทั้งเหล็กเสริมรับโมเมนต์ลบที่ปลายช่วง (4-DB28) พร้อมกับระยะต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้อง สำหรับเหล็กเสริมรับโมเมนต์ลบช่วงในทั้งหมด ϕM_n เท่า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กับ 68,272.26 กก.-ม. เท่ากับ 29,616.7 กก.-ม. สำหรับเหล็ก DB28 สองเส้น และเท่ากับ 38,341 กก.-ม. สำหรับเหล็ก DB28 สี่เส้น

4. ระยะฝังเพิ่มสำหรับเหล็ก 4-DB 28 ที่เสานอก

a. จำนวนเหล็กเส้นที่จะต้องฝังเพิ่ม

อย่างน้อยหนึ่งในสามของเหล็กเสริมรับแรงดึงทั้งหมดที่เสริมรับโมเมนต์ลบ ณ ที่รองรับต้องมีความยาวระยะฝังยื่นเลยจุดดัดกลับไม่น้อยกว่า d, $12d_b$ หรือ $\ell_n/16$ *[วสท. 4511(ค)]*

d = 48.4 ซม. ≈ 0.5 ม.

$12\ d_b = 12(2.8) = 33.6$ ซม.

$\frac{\ell_n}{16} = \frac{8}{16} = 0.5$ ม.

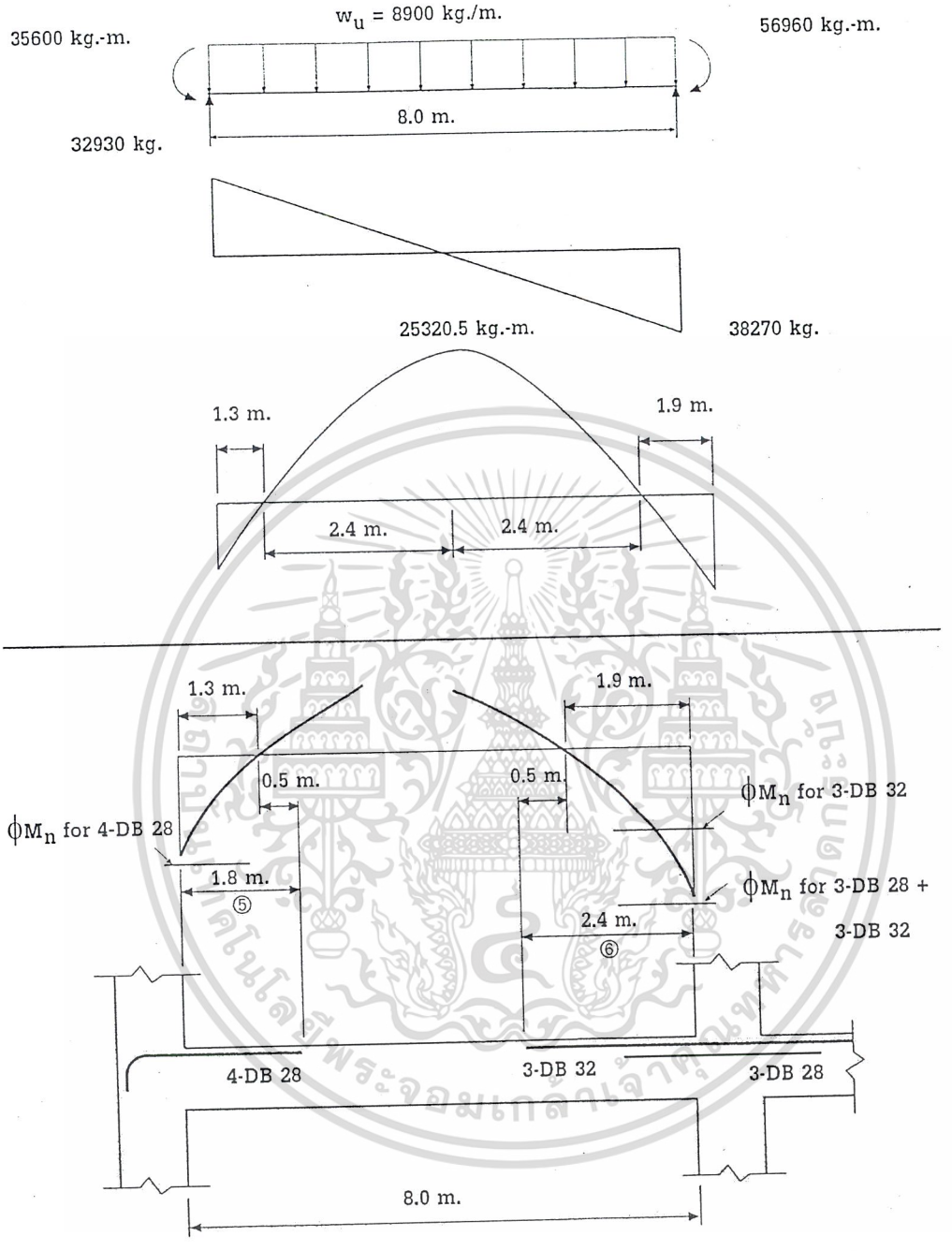
เนื่องจากจุดดัดกลับอยู่ที่ระยะ 1.3 ม.จากขอบเสา ความยาวทั้งหมดของเหล็ก DB28 จะค่อนข้างสั้นแม้จะรวมระยะ 0.5 ม. ที่จะต้องต่อจากจุดดัดกลับแล้วก็ตาม จึงต้องตรวจสอบระยะฝังเพิ่มที่ต้องการ ℓ_d ที่ตำแหน่งหยุดเหล็ก 1.8 ม. จากขอบเสา

ระยะ (5) ต้องไม่น้อยกว่า ℓ_d *[วสท. 4511(ข)]*

สำหรับเหล็กเส้นขนาด 28 มม. $\ell_d = 46d_b = 46(2.8) = 128.8$ ซม.≈ 130 ซม. *[ตารางที่ 4-1]*

ฝังเพิ่มเหล็กเส้นขนาด 28 มม. สี่เส้นในตำแหน่งเดียวกัน (ที่ขอบเสา)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เนื่องจากเป็นเหล็กบน ต้องคูณด้วยตัวคูณที่ขึ้นอยู่กับตำแหน่งของเหล็กเสริม, ℓ_d = 1.3 (130) = 169 ซม.

เพราะฉะนั้น สำหรับเหล็กบนขนาด 28 มม., ℓ_d = 169 ซม. < 180 ซม. ผ่าน

b. การยึดในเสาริม

สามารถยึดเหล็กเส้น DB28 เข้ากับเสาด้วยของอมาตรฐาน โดยที่ความยาวระยะฝังเพิ่มพื้นฐาน ℓ_{hb} =0.08x4,000x2.8/$\sqrt{280}$ = 53.5 ซม. สำหรับของอ 90 องศาซึ่งมีความหนาคอนกรีตหุ้มด้านข้างมากกว่า 6 ซม.และหุ้มที่ปลายมากกว่า 5 ซม. จะต้องคูณค่าพื้นฐานด้วย 0.7 [วสท. 4505(ค)2] ดังนั้นระยะฝังเพิ่มทั้งหมดที่ต้องการ ℓ_{dh} = 0.7(53.5) = 37.45 ซม. ค่า ℓ_{dh} ที่ต้องการสำหรับของอจะลดลงอีกได้เมื่อคำนึงถึงปริมาณเหล็กเสริมเกิน

$$\frac{(A_S \text{ที่ต้องการ})}{(A_S \text{ที่เสริมจริง})} = \frac{22.66}{4x6.16} = 0.92$$ *[วสท. 4505(ค)4]*

$$\ell_{dh} = 37.45x0.92 = 34.45 \text{ ซม.}$$

5. ระยะฝังเพิ่มสำหรับเหล็กเส้น 3-DB 28+3-DB 32 ในเสาภายใน

a. หาระยะยื่นของเหล็กปริมาณไม่น้อยกว่าหนึ่งในสามของเหล็กเสริมรับโมเมนต์ลบ *[วสท. 4511(ค)]*

d = 48.4 ซม. ≈ 0.5 ม.

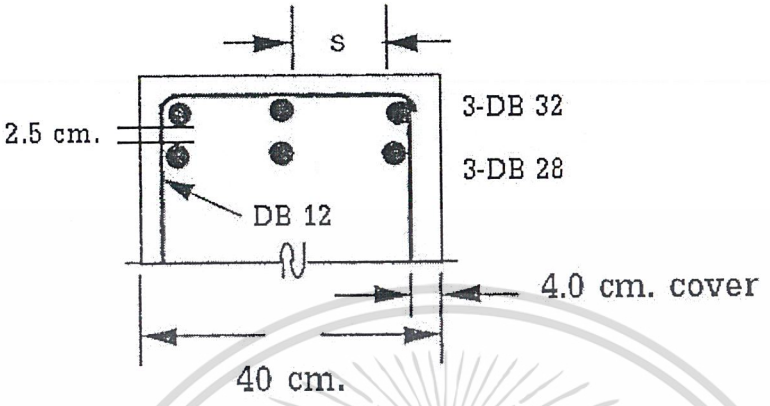
12 d_b = 12(3.2) = 38.4 ซม.

$\frac{\ell_n}{16}$ = 50 ซม.

สำหรับเหล็กเส้นขนาด 32 มม. ระยะช่องว่าง = $\frac{[40 - 2(4) - 2(1.2) - 3(3.2)]}{2}$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

= 10 ซม. = 3.125 $d_b > d_b$



ระยะจากจุดศูนย์กลางถึงจุดศูนย์กลาง = 4.125 d_b

ระยะคอนกรีตหุ้ม = 4 + 1.2 = 5.2 = 1.625 $d_b > d_b$

ระยะจากศูนย์กลางเหล็กเส้นไปยังผิวคอนกรีต = 1.625 d_b + 0.5 d_b = 2.125 d_b

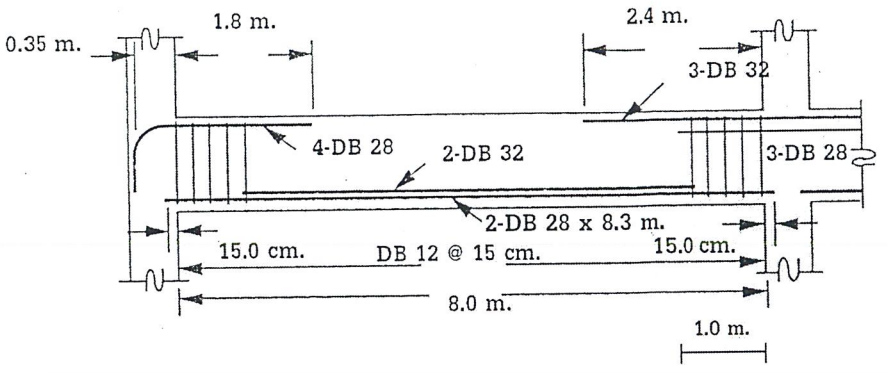
มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนตามมาตรฐาน และเมื่อคำนึงถึงว่าตำแหน่งเป็นเหล็กเส้นบน

ℓ_d = 1.3 (46d_b) = 1.3(46)(3.2) = 191.4 ซม. ≈ 200 ซม.

ระยะ (6) = 1.9 ม. + 0.5 ม. = 2.4 ม. > ℓ_d = 2 ม. ผ่าน

เนื่องจากมีเหล็กเสริม 3-DB28 อีกชั้น จะวางใต้เหล็ก 3-DB32 และให้ระยะห่างระหว่างชั้นเท่ากับ 2.5 ซม.

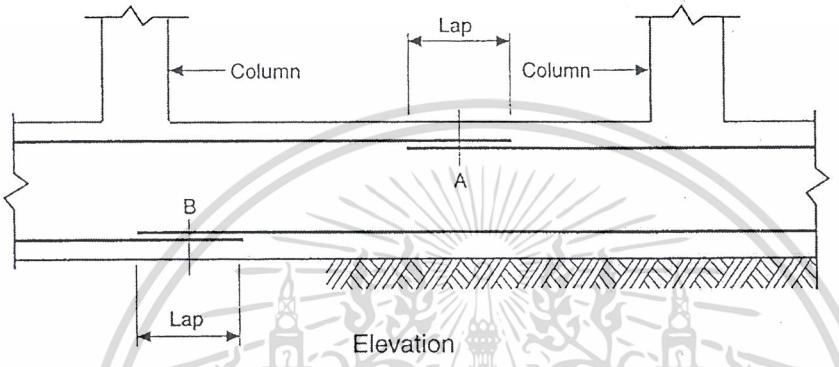
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 4.5 การต่อทาบรับแรงดึง

ออกแบบของการต่อทาบรับแรงดึง สำหรับคานคอดินข้างล่าง



f'_c = 280 กก./ซม.2, f_y = 4,000 กก./ซม.2, b = 40 ซม., h = 75 ซม.

ความหนาคอนกรีตหุ้ม = 8 ซม.

เหล็กเสริมขนาด 28 มม. จำนวนสี่เส้นต่อเนื่องทั้งบนและล่าง

เหล็กลูกตั้งขนาด 12 มม. ทุกระยะ 35 ซม. ตลอดช่วง

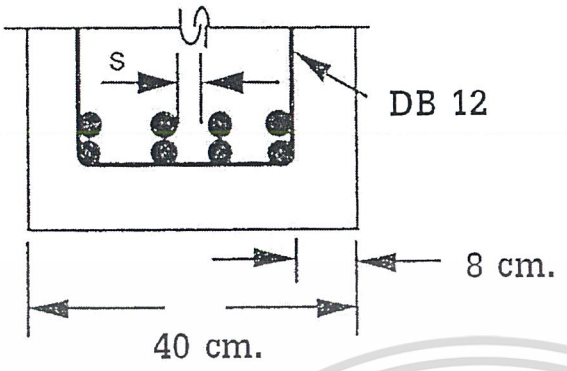
$+M_u$ @ B = 47,000 กก.-ม.

$-M_u$ @ A = 16,590 กก.-ม.

การต่อทาบควรจะอยู่ห่างจากบริเวณที่มีแรงดึงสูง สำหรับคานคอดินทั่วไป ควรต่อเหล็กบนบริเวณใต้เสา และเหล็กล่างบริเวณกลางช่วง ในตัวอย่างนี้แม้ว่าจุดต่อ ณ.บริเวณ A ไม่ใช่ตำแหน่งที่ควรจะเป็น แต่เนื่องจากโมเมนต์ที่จุด A นั้นค่อนข้างน้อย จึงจะสมมติว่าจุดต่อทาบมีตำแหน่งตามที่แสดงในรูป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สมมติว่าทาบต่อเหล็กทุกเส้นที่ตำแหน่งเดียวกัน



ระยะช่องว่าง = [40 - 2 (ระยะหุ้ม) - 2(เหล็กขนาด 12 มม.) - 4(เหล็กขนาด 28 มม.)]/3

= [40 - 2(8) - 2(1.2) - 4(2.8)]/3 = 10.4/3 =3.5 ซม. = 1.25 d_b

ระยะเรียงวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของเหล็กที่จะต่อทาบ

= 3.5 ซม. + 2.8 ซม. = 6.3 ซม. = 2.25 d_b

ระยะหุ้ม = 8.0 + 1.2 = 9.2 ซม. = 3.28 d_b

ระยะจากศูนย์กลางเหล็กเส้นไปยังผิวคอนกรีต = 8 + 1.2 + 2.8/2 = 10.6 ซม. = 3.78 d_b

c = ค่าที่น้อยกว่าของระยะจากจุดศูนย์กลางของเหล็กเส้นที่จะฝังเพิ่มไปยังผิวคอนกรีตที่ใกล้ที่สุด และครึ่งหนึ่งของระยะวัดจากจุดศูนย์กลางถึงจุดศูนย์กลางของเหล็กที่จะฝังเพิ่ม

c = 6.3/2 = 1.13 d_b

ระยะต่อทาบของเหล็กเสริมล่างที่ตำแหน่ง B

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{0.283 f_y \alpha\beta\gamma\lambda}{\sqrt{f'_c}\left(\frac{c + k_{tr}}{d_b}\right)}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

α = 1.0 สำหรับเหล็กล่าง

β = 1.0 สำหรับเหล็กไม่เคลือบอีพอกซี

γ = 1.0 สำหรับเหล็กขนาด 22 มม. และใหญ่กว่า

λ = 1.0 สำหรับ คอนกรีตน้ำหนักปกติ

c = 1.13 d_b (ดังที่คำนวณจากข้างบน)

$$K_{tr} = \frac{2(1.13)(4{,}000)}{105(35)(4)} = 0.62 \text{ ซม.} = 0.22 d_b$$

$$\left(\frac{c + k_{tr}}{d_b}\right) = 1.13 + 0.22 = 1.35 < 2.5 \text{ ผ่าน}$$

$$\ell_d = \frac{0.283(4000)(1)(1)(1)(1)}{\sqrt{280}(1.35)}(2.8)$$

$$= 135.3 \text{ ซม.}$$

A_s ที่ต้องการ (+M_u @ B = 47,000 กก.-ม.) = 21.65 ซม.^{2}

A_s ที่เสริมจริง (4 DB 28) = 24.64 ซม.^{2}

$$\frac{A_s \text{ ที่เสริมจริง}}{A_s \text{ที่ต้องการ}} = \frac{24.64}{21.65} = 1.14 < 2$$

ต้องใช้การต่อชั้นคุณภาพ B ระยะทาบเท่ากับ 1.3 ℓ_d *[วสท. 4514]*

หมายเหตุ: ถึงแม้ว่ารอยต่อทาบจะทำสับหลีกกัน (A_s รอยต่อ = 50%), ก็ยังจะต้องใช้การต่อชั้นคุณภาพ B เพราะ (A_sที่เสริมจริง/ A_sที่ต้องการ) < 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ดังนั้นระยะต่อทาบชั้นคุณภาพ B = $1.3\ell_d$ = 1.3(135.3) = 176 ซม.

ในทางปฏิบัติจะดีกว่ามากถ้าใช้การสลับรอยต่อทาบ ทำให้ได้ระยะช่องว่างระหว่างเหล็กทาบเพิ่มขึ้น ส่งผลให้ระยะฝังทาบลดลง ดังแสดงในการคำนวณข้างล่าง

ระยะช่องว่าง= 2(3.5) + 2.8 = 9.8 ซม. = 3.5 d_b

ระยะเรียงวัดจากจุดศูนย์กลางถึงจุดศูนย์กลางของเหล็กทาบ = 3.5 d_b+1 d_b = 4.5 d_b

ระยะจากศูนย์กลางของเหล็กเส้นถึงผิวคอนกรีต = 3.8 d_b

เพราะฉะนั้น $c = \frac{4.5d_b}{2} = 2.25d_b$

$$k_{tr} = \frac{2(1.13)(4,000)}{105(35)(2)} = 1.23 \text{ ซม.} = 0.44d_b$$

$$\left(\frac{c + k_{tr}}{d_b}\right) = 2.25 + 0.44 = 2.7 > 2.5 \text{ ใช้ } 2.5$$

$$\ell_d = \frac{0.283x4000x1x1x1x1x2.8}{\sqrt{280}x2.5} = 75.8 \text{ ซม.} \approx 80 \text{ ซม.}$$

ดังนั้นระยะทาบต่อชั้นคุณภาพ B = 1.3(80) = 104 ซม.

ใช้ระยะต่อทาบ 105 ซม. @ ตำแหน่ง B และสลับตำแหน่งรอยต่อทาบ

ระยะต่อทาบของเหล็กเส้นบนที่ตำแหน่ง A

เนื่องจากเหล็กเสริมบนและล่างมีขนาดเดียวกัน ระยะฝังเพิ่มและระยะทาบต่อของเหล็กบนจะเท่ากับระยะของเหล็กล่างคูณด้วยตัวคูณที่ขึ้นอยู่กับตำแหน่งของเหล็กเสริม α ในกรณีนี้เท่ากับ 1.3 นอกเหนือไปจากนี้ความแตกต่างของโมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบ อันจะมีผลต่อสัดส่วนของเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมจริงต่อที่ต้องการ อาจมีผลต่อชนิดการต่อทาบดังที่จะกล่าวต่อไปนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

A_S ที่ต้องการ ($+M_u$ @ A = 16,590 กก.-ม.) = 7.64 ซม.^{2}

$$\frac{A_S \text{ ที่เสริมจริง}}{A_S \text{ ที่ต้องการ}} = \frac{24.64}{7.64} = 3.23 > 2$$

ถ้าต่อทาบแบบสลับกัน โดยให้ตำแหน่งต่อทาบห่างกันอย่างน้อยเท่ากับ ความยาวระยะทาบต่อ (A_S ของการต่อ = 50%) จะใช้การต่อทาบแบบชั้นคุณภาพ A และระยะต่อทาบเท่ากับ 1.0 ℓ_d

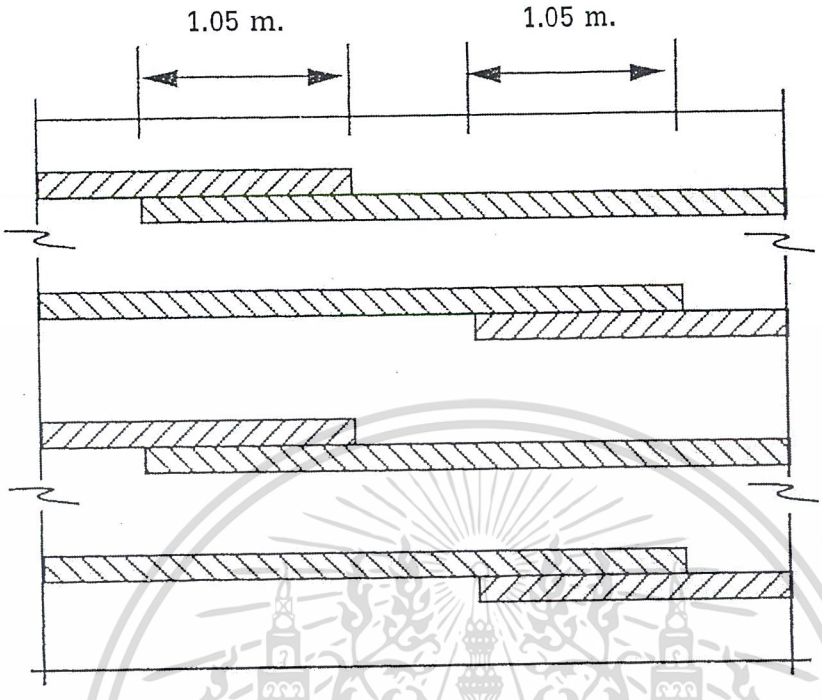
แต่ถ้าต่อทาบที่ตำแหน่งเดียวกันทั้งหมด (ระยะห่างระหว่างตำแหน่งทาบห่างกันน้อยกว่าความยาวระยะทาบต่อที่ต้องการ) จะต้องใช้การต่อทาบแบบชั้นคุณภาพ B และระยะต่อทาบเท่ากับ 1.3 ℓ_d

สมมติใช้การต่อแบบสลับกัน เหล็กเส้นบนใช้ตัวคูณประกอบ 1.3

ระยะการต่อทาบแบบชั้นคุณภาพ A = 1.3(1.0)(80) = 104 ซม.

ดังนั้นใช้ระยะต่อทาบ ยาว 105 ซม. ณ. ตำแหน่ง A และเลื่อมสลับกัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



Alternate lap splice stagger arrangement
(Note: bar laps are positioned vertically)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

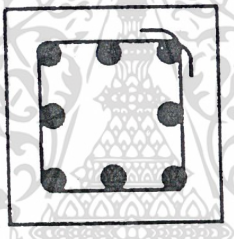
ตัวอย่างที่ 4.6 การต่อทาบรับแรงอัด

ตัวอย่างสองข้อต่อไปนี้จะอธิบายการคำนวณหารอยต่อทาบรับแรงอัดของเหล็กปลอกเดี่ยวและเหล็กปลอกเกลียวในเสา

---

1. ออกแบบรอยต่อทาบรับแรงอัดของเหล็กปลอกเดี่ยวในเสาข้างล่าง สมมติว่าเหล็กเส้นทุกเส้น (8-DB28) อยู่ภายใต้แรงอัดในทุกสภาวะของน้ำหนักบรรทุกที่กระทำ (ขอบเขต 1 ในรูปที่ 4.9)

   b = 40 ซม. h = 40 ซม. f'_c = 280 กก./ซม.^{2} f_y = 4,000 กก./ซม.^{2}



   a. หาระยะทาบต่อ *[วสท. 4515]*

   สำหรับ f_y = 4,000 กก./ ซม.^{2}

   ความยาวระยะทาบต่อ = $0.007 f_y d_b$ แต่ไม่น้อยกว่า 30 ซม.

   = 0.007x4,000x2.8 = 78.4 ซม.

   b. พิจารณาเหล็กปลอกเดี่ยวในเสา ซึ่งอาจจะช่วยลดความยาวระยะทาบด้วยตัวคูณ 0.83 *[วสท. 4516ข(4)]*

   เหล็กปลอกเดี่ยวที่ต้องใช้ DB 10 @ 40 ซม. *[วสท. 3410จ(2)]*

   ระยะเรียงของเหล็กปลอก DB 10 เพื่อลดความยาวระยะทาบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

พื้นที่ประสิทธิผลของเหล็กปลอก $\geq$ 0.0015 hs

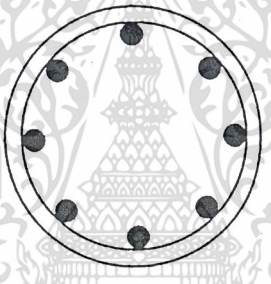
$2 \times 0.636 \geq 0.0015 \times 40 \times s$

s = 21.2 ซม.

ดังนั้นถ้าลดระยะเรียงของเหล็กปลอก DB 10 ลงเหลือ 20 ซม ตลอดความยาวของระยะต่อทาบ จะลดความยาวของระยะต่อทาบลงมาได้เหลือ 0.83 (78.4) = 65.1 ซม. $\approx$ 65 ซม.

2. หาระยะต่อทาบรับแรงอัดของเหล็กปลอกเกลียว

$f_c^{'}$ = 280 กก./ซม.^{2} f_y = 4,000 กก./ซม.^{2} เหล็กยืน 8 เส้น DB 28 เหล็กปลอกเกลียวขนาด 9 มม.



สำหรับเหล็กในเสาที่รัดรอบด้วยเหล็กปลอกเกลียว ระยะต่อทาบจะเท่ากับร้อยละ 75 ของ ระยะต่อทาบของเสาปลอกเดี่ยว แต่ต้องไม่น้อยกว่า 30 ซม. *[วสท. 4516ข(5)]*

ระยะต่อทาบ = 0.75(78.4) = 58.8 ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 4.7 รอยต่อทาบในเสา

ออกแบบรอยต่อทาบในเสาปลอกเดี่ยว รายละเอียดดังรูป

- เหล็กวิ่งยาวจากเสาด้านบน (4-DB25)
- เหล็กดุ้งจากเสาด้านล่าง (4-DB25)

f'_c = 280 กก./ซม.^{2} (น้ำหนักปกติ), f_y = 4,000 กก./ซม.^{2}, b = h = 40 ซม.

เหล็กยืนขนาด 25 มม.จำนวน 4 เส้น (ชั้นบนและชั้นล่าง), เหล็กปลอกขนาด 9 มม.@ 40 ซม.

ระยะหุ้ม = 4 ซม.

หาระยะต่อทาบสำหรับสภาวะน้ำหนักบรรทุกต่อไปนี้

น้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วง

1. U = 1.4D + 1.7L : P_u = 210,900 กก., M_u = 2,765 กก.-ม.

น้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วงและแรงลม

2. U = 0.75(1.4D + 1.7L +1.7W) : P_u = 163,300 กก., M_u = 16,590 กก.-ม.

3. U = 0.9D + 1.3W : P_u = 140,600 กก., M_u = 13,825 กก.-ม.

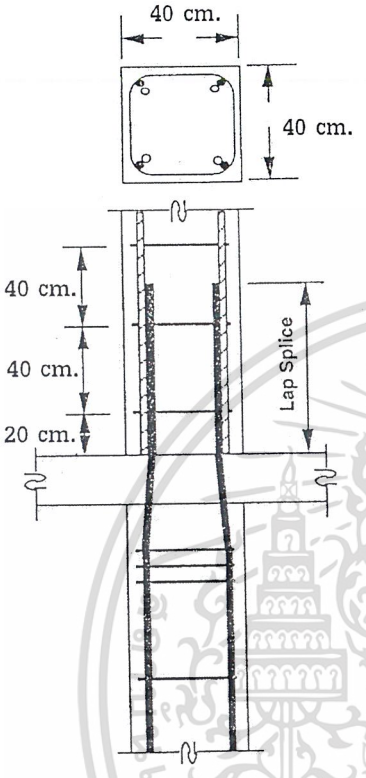
---

1. พิจารณาชั้นคุณภาพของการต่อทาบที่ต้องใช้ *[วสท. 4516(ข)]*

   ชั้นคุณภาพของการต่อทาบ ขึ้นอยู่กับหน่วยแรงในเหล็กเสริมที่จุดต่อ เนื่องจากสภาวะน้ำหนักบรรทุกใช้งานในทุกกรณีที่ใช้ในการออกแบบเสานี้ เมื่อหน่วยแรงในเหล็กเสริมอยู่ในขอบเขตใดของแผนภูมิแสดงกำลังรับแรงร่วม (แรงตามแกนและแรงดัด) ตามรูปที่ 4.9 ชั้นคุณภาพของการต่อทาบก็ต้องใช้ตามที่ระบุไว้ในแต่ละ

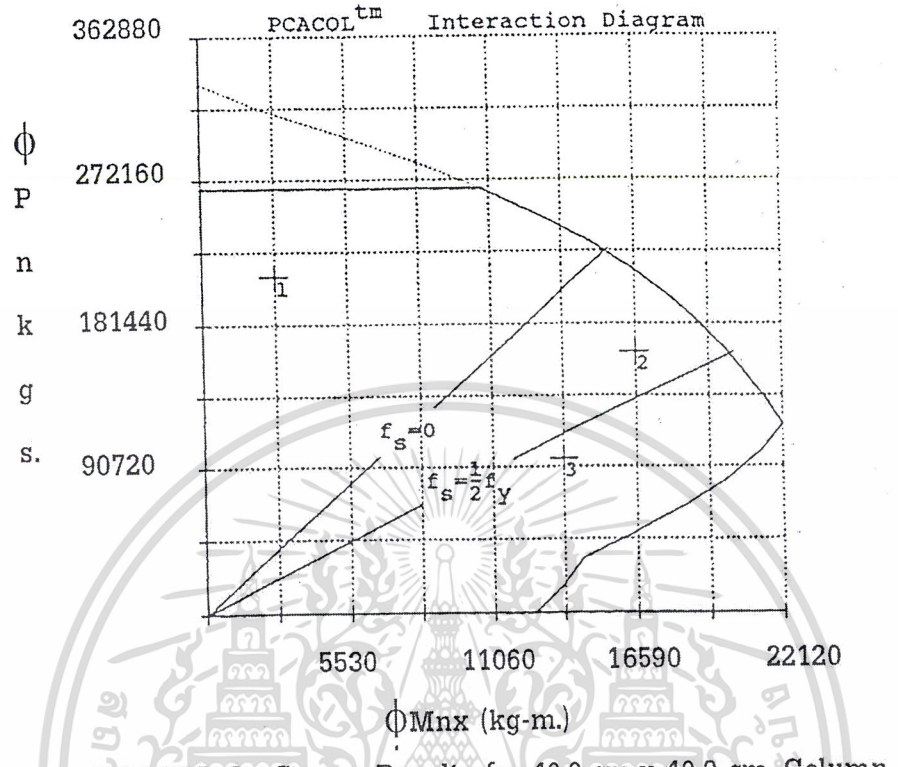
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขอบเขต แผนภูมิแสดงกำลังรับแรงร่วมของเสาขนาด 40x40 ซม. มีเหล็กยืน 4-DB28 แสดงไว้ข้างล่าง ตำแหน่ง 1, 2 และ 3 บนแผนภูมิ แสดงผลของสภาวะน้ำหนักบรรทุกทั้งสามกรณี



สภาวะน้ำหนักบรรทุกที่สอง เป็นสภาวะที่วิกฤติ ซึ่งเป็นที่มาของการเลือกใช้เหล็กเสรม 4-DB28 สำหรับสภาวะน้ำหนักบรรทุกที่หนึ่ง เหล็กทุกเส้นอยู่ภายใต้แรงอัด (ขอบเขตที่ 1), รอยต่อทาบจะเป็นแบบรับแรงอัด สำหรับสภาวะน้ำหนักบรรทุกที่สอง หน่วยแรงในเหล็กเส้นน้อยกว่า $0.5f_y$ (ขอบเขตที่ 2) จะต้องใช้ชั้นคุณภาพการต่อแบบ B หรือจะใช้แบบ A ก็ได้ ถ้าตำแหน่งที่ต่อทาบสลับกัน สำหรับสภาวะน้ำหนักบรรทุกที่สาม หน่วยแรงในเหล็กเส้นสูงกว่า $0.5f_y$ (ขอบเขตที่ 3) จะต้องใช้การต่อแบบชั้นคุณภาพ B แต่อย่างเดียว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

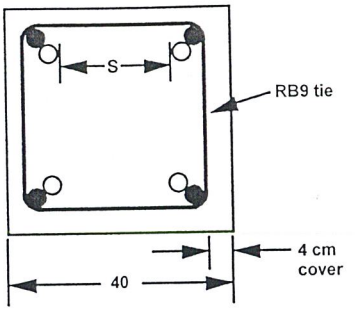


การต่อทาบสำหรับเหล็กเส้น DB 25 จำนวนสี่เส้น จะขึ้นอยู่กับสภาวะน้ำหนักบรรทุก ที่ทำให้เกิดแรงดึงสูงสุดในเหล็กเสริม ซึ่งในตัวอย่างนี้ ได้แก่สภาวะน้ำหนักบรรทุกที่สาม

2. ความยาวของการต่อทาบ (lap splice)

พิจารณาความยาวระยะฝังเพิ่มรับแรงดึงตามสมการ ACI (12-1)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



ระยะหุ้ม = 4 + 0.9 = 4.9 ซม. = 1.96 d_b

ระยะ "c" จากจุดศูนย์กลางเหล็กไปยังผิวคอนกรีต = 4.9 + 1.25 = 6.15 ซม. = 2.46 d_b

ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมที่ต่อทาบที่ตำแหน่งเดียวกัน (s ในรูปข้างบน) มีค่าค่อนข้างมาก ดังนั้น c = 2.46 d_b

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{0.283 f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b}\right)} \qquad \textit{ACI (12-1)}$$

a = 1.0 สำหรับเหล็กยืน

β = 1.0 สำหรับเหล็กไม่เคลือบอีพอกซี

γ = 1.0 สำหรับเหล็กขนาด 25 มม. ขึ้นไป

λ = 1.0 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ

c = 2.46 d_b

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{105sn}$$

A_{tr} = เหล็กเส้น RB 9 จำนวน 2 เส้น

S = 40 ซม.

n = เหล็ก 2 เส้นที่ถูกทำให้เกิดแรงโดยการฝังที่ด้านหนึ่งของเสา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$K_{tr} = \frac{2(0.636)(4,000)}{105(40)(2)} \quad = 0.61 \text{ ซม.} = 0.24\, d_b$$

$$\text{เทอม} \left(\frac{c + k_{tr}}{d_b} \right) = 2.46 + 0.24 = 2.7 > 2.5 \text{ ใช้ } 2.5$$

$$\ell_d = \frac{0.283(4000)(1)(1)(1)(1)(2.5)}{\sqrt{280}x2.5} = 67.65 \text{ ซม.}$$

ระยะต่อทาบชั้นคุณภาพ B = 1.3(68) = 88.4 ซม.≈ 90 ซม.

ดังนั้นใช้ระยะต่อทาบยาว 90 ซม. สำหรับ เหล็กเส้น DB25 จำนวน 4 เส้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 5

วิธีการออกแบบและข้อกำหนดด้านกำลัง

5.1 วิธีการออกแบบ

วิธีการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตมีอยู่สองวิธีที่ใช้กันมาแต่ดั้งเดิม วิธีหน่วยแรงใช้งาน (Working Stress Design) เป็นวิธีที่นิยมใช้กันในต้นคริสตศตวรรษที่ 1900 จนถึงต้นทศวรรษที่ 1960 หลังจากการเผยแพร่ของมาตรฐานของ American Concrete Institute (ACI) ในปี 1963 ผู้ออกแบบก็เริ่มหันมาใช้การออกแบบโดยวิธีกำลัง (Ultimate Strength Design) เพราะเป็นวิธีที่ให้ความปลอดภัยแก่โครงสร้างที่มองเห็นภาพพจน์ได้ดีกว่า

การออกแบบโดยวิธีกำลัง กำหนดให้ความสามารถในการรับแรงขององค์อาคารที่ทุกตำแหน่ง จะต้องไม่น้อยกว่าน้ำหนักบรรทุกที่กระทำซึ่งคำนวณจากตัวคูณต่าง ๆ ที่กำหนดโดยมาตรฐานการออกแบบหรือกฎหมาย

กำลังที่ใช้คำนวณออกแบบ (Design Strength) $\geq$ กำลังที่ต้องการ (Required Strength ; U)

โดยที่

Design Strength = Strength Reduction Factor (ϕ) $\times$ Nominal Strength

Strength Reduction Factor (ϕ) = ตัวคูณลดกำลัง ซึ่งกำหนดขึ้นมาโดยคำนึงถึง

1. ความคลาดเคลื่อนของขนาดจริงขององค์อาคารและความแข็งแรงของวัสดุ
2. ความไม่เที่ยงตรงของสมการที่ใช้ในการออกแบบ
3. ความสามารถขององค์อาคารที่รับแรงและความคงทน
4. ความสำคัญของแต่ละองค์อาคาร

Nominal Strength = กำลังระบุ ซึ่งหมายถึงความสามารถจริงในการรับแรงขององค์อาคาร ซึ่งคำนวณมาจากสมมติฐานและสมการที่ใช้ในทฤษฎีกำลัง ก่อนที่จะนำมาคูณกับตัวคูณลดกำลัง

Required Strength (U) = ความสามารถในการรับแรงที่ต้องการ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

= Load Factors × Service Load

โดยที่

Load Factor = ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุก ซึ่งกำหนดโดยคำนึงถึงความไม่แน่นอนของน้ำหนักบรรทุกใช้งาน

Service Load = น้ำหนักบรรทุกใช้งาน ซึ่งกำหนดโดยมาตรฐานการออกแบบหรือกฎหมาย

ความหมายของตัวย่อที่ใช้ (Notation)

กำลังที่ต้องการ (Required Strength) :

M_u = กำลังรับแรงดัดที่ต้องการ (factored moment)

P_u = กำลังรับแรงตามแนวแกนที่ต้องการ (factored axial load)

V_u = กำลังรับแรงเฉือนที่ต้องการ (factored shear force)

T_u = กำลังรับแรงบิดที่ต้องการ (factored torsional moment)

กำลังระบุ (Nominal Strength) :

M_n = กำลังต้านทานโมเมนต์ระบุ (nominal moment strength)

M_b = กำลังต้านทานโมเมนต์ระบุที่สภาวะสมดุลของความเครียด
(nominal moment strength at balanced strain conditions)

P_n = กำลังต้านทานน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนระบุ ที่มีการเยื้องศูนย์
(nominal axial load strength at given eccentricity)

P_o = กำลังต้านทานน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนระบุ ที่ไม่มีการเยื้องศูนย์
(nominal axial load strength at zero eccentricity)

P_b = กำลังต้านทานน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนระบุ ที่สภาวะสมดุลของความเครียด
(nominal axial load strength at balanced strain conditions)

V_n = กำลังต้านทานแรงเฉือนระบุ (nominal shear strength)

V_c = กำลังต้านทานแรงเฉือนระบุที่รับโดยคอนกรีต (nominal shear strength)

V_s = กำลังต้านทานแรงเฉือนระบุที่รับโดยเหล็กปลอก (nominal shear strength)

T_n = กำลังต้านทานโมเมนต์บิดระบุ (nominal torsional moment strength)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

T_c = กำลังต้านทานโมเมนต์บิดระบุที่รับโดยคอนกรีต (nominal torsional moment strength)

T_s = กำลังต้านทานโมเมนต์บิดระบุที่รับโดยเหล็กเสริม (nominal torsional moment strength)

กำลังที่ใช้คำนวณออกแบบ (Design Strength) :

ϕM_n = กำลังรับโมเมนต์ที่ใช้ออกแบบ (design moment strength)

ϕP_n = กำลังรับแรงตามแนวแกนที่ใช้ออกแบบ

(design axial load strength at given eccentricity)

ϕV_n = กำลังรับแรงเฉือนที่ใช้ออกแบบ (design shear strength)

ϕT_n = กำลังโมเมนต์บิดที่ใช้ออกแบบ (design torsional moment strength) $= \phi(T_c + T_s)$

5.2 กำลังและการใช้งาน – ทั่วไป

5.2.1 ข้อกำหนดด้านกำลัง

ข้อกำหนดพื้นฐานของการออกแบบด้วยทฤษฎีกำลัง ได้ระบุไว้ดังนี้

กำลังที่ใช้คำนวณออกแบบ (Design Strength) ≥ กำลังที่ต้องการ (Required Strength ; U)

หรือ Strength Reduction Factor (ϕ) × Nominal Strength ≥ Load Factors × Service Load

จะต้องออกแบบให้ทุกองค์อาคารผ่านข้อกำหนดข้างบน ภายใต้ผลรวมของน้ำหนักบรรทุกที่วิกฤติที่สุด และต้องรับแรงทุกชนิดได้ (แรงดัด, แรงตามแกน, แรงเฉือน ฯลฯ)

$$\phi P_n \geq P_u \ , \qquad \phi M_n \geq M_u \ , \qquad \phi V_n \geq V_u \ , \qquad \phi T_n \geq T_u$$

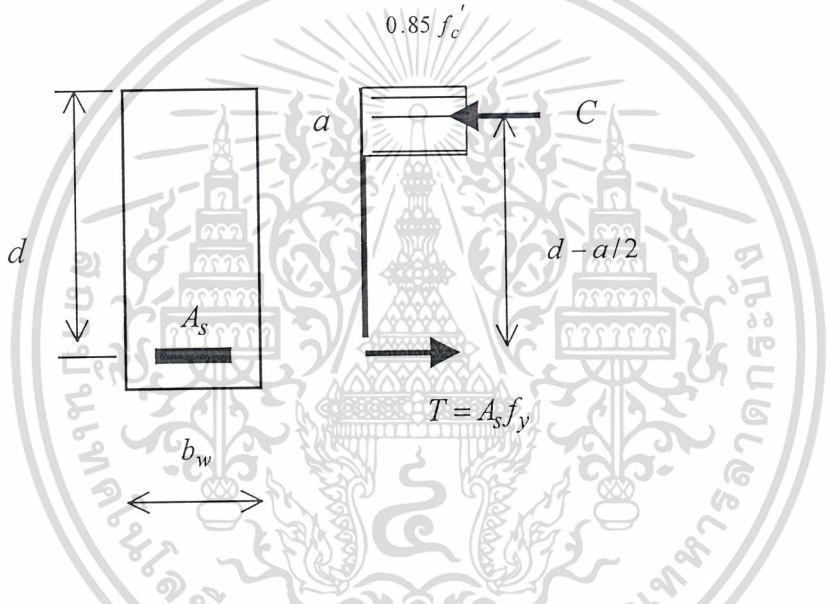
ข้อกำหนดข้างบนได้ถูกกำหนดไว้เพื่อให้ค่าความปลอดภัยแก่องค์อาคารในสองทางคือ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1. ได้ลดความสามารถจริงในการรับแรงขององค์อาคาร เพื่อใช้เป็นกำลังที่ใช้ในการออกแบบโดยคูณด้วยตัวคูณลดกำลัง (ϕ) ซึ่งจะมีค่าตามชนิดของแรง แต่จะมีค่าน้อยกว่า 1 เสมอ ความสามารถในการรับแรงนี้ได้มาจากการคำนวณ โดยถือว่าหน้าตัดขององค์อาคารและวัสดุที่ใช้ในการก่อสร้างจริง เท่ากับค่าที่ใช้ในการคำนวณทุกอย่าง

ยกตัวอย่างสำหรับคานซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงตามรูปข้างล่าง กำลังระบุในการรับแรงดัดของคาน

$$M_n = A_s f_y (d - a/2)$$



ในระหว่างซึ่งกำลังที่ใช้ในการคำนวณออกแบบเท่ากับ $\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2)$

2. ได้เพิ่มน้ำหนักบรรทุกที่มากระทำบนองค์อาคารโดยคูณด้วยตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุก (Load Factor)

ยกตัวอย่าง สำหรับคานข้างบน

แรงดัดใช้งานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ = M_d

เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร = M_l

แรงดัดที่ต้องการคือ $M_u = 1.4M_d + 1.7M_l$

ดังนั้น ในการออกแบบของคานตัวนี้ ข้อกำหนดทางด้านกำลังในส่วนแรงดัดคือ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\phi A_s f_y (d - a/2) \geq 1.4M_d + 1.7M_l$$

สำหรับ แรงเฉือนที่กระทำบนคาน ข้อกำหนดทางด้านกำลังในส่วนแรงเฉือนคือ

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) \geq V_u$$

$$\phi\left[0.53\sqrt{f_c'}\, b_w d + \frac{A_v f_y d}{s}\right] \geq 1.4V_d + 1.7V_l$$

เหตุผลที่จำเป็นต้องมีตัวคูณลดและตัวคูณเพิ่มในการออกแบบโดยวิธีกำลัง สามารถอธิบายได้ดังต่อไปนี้

1. จำเป็นต้องมีตัวคูณลดเพราะ

ก. คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้อาจจะไม่เป็นไปตามที่เรากำหนดในการออกแบบเพราะ

- ความไม่คงตัวในคุณสมบัติของวัสดุ ทั้งในแรงอัดประลัยของคอนกรีตและแรงดึงครากของเหล็กเสริม
- ในการทดสอบในห้องปฏิบัติการ อัตราการเพิ่มน้ำหนักในเครื่องทดสอบจะมีผลต่อการทดสอบ
- ความแตกต่างระหว่างคุณสมบัติของคอนกรีตที่หล่ออยู่หน้างาน กับคุณสมบัติของลูกปูนที่ถูกเก็บไว้ในห้องปฏิบัติการเพื่อการทดสอบ
- ผลของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากการหดตัวของคอนกรีต อาจทำให้เกิดการแตกร้าวในเนื้อคอนกรีต ซึ่งจะมีผลต่อแรงประลัยที่รับได้ ยกตัวอย่างในเสา การหดตัวของคอนกรีตอาจส่งผลให้หน่วยแรงในเหล็กรับแรงอัดในเสา ถึงจุดครากก่อนที่ออกแบบไว้ ส่งผลให้เกิดการวิบัติโดยเฉพาะอย่างยิ่งในเสาชะลูดที่มีเหล็กเสริมน้อย

ข. ขนาดขององค์อาคารในการก่อสร้างจริง อาจจะไม่เป็นไปตามที่เรากำหนดในการออกแบบ โดยเฉพาะอย่างยิ่ง

- ขนาดของเหล็กเสริมอาจไม่ตรง เนื่องจากความคลาดเคลื่อนที่ยอมให้ในการรีด
- ขนาดขององค์อาคารอาจคลาดเคลื่อนเนื่องจากเข้าไม้แบบไม่ถูกต้อง และการวางเหล็กเสริมไม่ถูกต้อง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค. สมมติฐานในการสร้างสมการออกแบบ และการปรับแต่งให้ง่ายต่อการใช้ เช่นการใช้รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าแทนเส้นโค้งในการคำนวณหาแรงในคอนกรีต และการจำกัดให้ความเครียดสูงสุดของคอนกรีตเท่ากับ 0.003 ส่งผลให้ผลการคำนวณคลาดเคลื่อนจากความเป็นจริง

2. จำเป็นต้องมีตัวคูณเพิ่มเพราะ

ก. น้ำหนักบรรทุกที่กระทำอาจไม่ตรงกับที่เรากำหนด

น้ำหนักบรรทุกคงที่อาจคลาดเคลื่อน เนื่องจากความคลาดเคลื่อนของขนาดขององค์อาคาร น้ำหนักของวัสดุ รวมถึงการเปลี่ยนแปลงแบบโครงสร้างหรือแบบสถาปัตยกรรม

น้ำหนักบรรทุกจรเปลี่ยนแปลงได้ตามเวลาที่ใช้และตามชนิดของอาคาร

ข. ความไม่แน่นอนในการคำนวณผลของน้ำหนักบรรทุกที่กระทำ เช่น สมมติฐานของสติฟเนส ความยาวช่วง ฯลฯ ซึ่งจะส่งผลให้หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงแตกต่างไปจากหน่วยแรงที่คำนวณได้จากการวิเคราะห์โดยวิศวกร

3. จำเป็นต้องมีทั้งตัวคูณลดและตัวคูณเพิ่ม เพราะความเสียหายที่เกิดจากการวิบัติของอาคาร สิ่งที่ควรคำนึงถึงได้แก่

ก. ชนิดของการวิบัติและการเตือนก่อนวิบัติ

ข. ความเป็นไปได้ในการสูญเสียชีวิตของผู้ใช้อาคาร

ค. ผลต่อสังคมเนื่องจากการสูญเสียเวลา รายได้ และทรัพย์สิน

ง. ค่าใช้จ่ายในการซ่อมแซมหรือสร้างใหม่

J. G. Macgregor [5.1] ได้กล่าวถึงที่มาของตัวคูณทั้งสองนี้ว่า

" ACI ได้ตั้งสมมติฐานว่า ถ้าโอกาสในการออกแบบได้องค์อาคารที่มีความแข็งแรงน้อยกว่าที่คำนวณเป็น 1 ใน 100 และโอกาสที่น้ำหนักบรรทุกจริง ซึ่งกระทำบนองค์อาคารจะมากกว่าที่ออกแบบไว้เป็น 1 ใน 1,000 ดังนั้น การที่องค์อาคารซึ่งออกแบบได้ความแข็งแรงน้อย จะถูกกระทำโดยน้ำหนักบรรทุกที่มากกว่าที่ออกแบบไว้ มีโอกาสเป็น 1 ใน 100,000 ตัวคูณเพิ่มถูกกำหนดขึ้นมาเพื่อรับโอกาสที่น้ำหนักบรรทุกจริงจะมากกว่าน้ำหนักบรรทุกที่กำหนดตามมาตรฐาน และจากการเปรียบเทียบผลจากห้องปฏิบัติการกับสมการที่ใช้หากำลังระบุของหน้าตัดใน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

องค์อาคารชนิดต่าง ๆ จึงได้มีการกำหนดตัวคูณลดขึ้นมา เพื่อรับโอกาสที่ความสามารถในการรับแรงขององค์อาคารจริงจะมีน้อยกว่าความสามารถที่คำนวณได้"

5.2.2 ข้อกำหนดด้านการใช้งาน

ถึงแม้ว่าจะออกแบบองค์อาคารให้ผ่านข้อกำหนดด้านกำลังแล้วก็ตาม แต่ก็ไม่ได้หมายความว่าภายใต้น้ำหนักบรรทุกใช้งานที่กระทำ องค์อาคารจะใช้งานได้โดยไม่เสียหาย ดังนั้นมาตรฐานการออกแบบ[5.2,5.3] จึงได้ตั้งข้อกำหนดในด้านการใช้งานไว้ ข้อกำหนดดังกล่าว ได้เน้นความสำคัญของการแอ่นตัวขององค์อาคาร การจัดเรียงเหล็กเสริม และหน่วยแรงที่ยอมให้ในอาคารคอนกรีตอัดแรง

สิ่งสำคัญที่สุดภายใต้น้ำหนักบรรทุกใช้งานก็คือ การแอ่นตัว โดยเฉพาะอย่างยิ่งในองค์อาคารที่ใช้วัสดุกำลังสูงซึ่งจะส่งผลให้ได้องค์อาคารที่บางและชะลูด

5.3 กำลังที่ต้องการ

ตารางที่ 5.1 แสดงน้ำหนักบรรทุกที่กระทำบนองค์อาคารและตัวคูณเพิ่มที่เกี่ยวข้องกับน้ำหนักบรรทุกและแรงชนิดต่าง ๆ ค่าของตัวคูณเพิ่มได้มาจากการคำนึงถึงความแม่นยำในการกำหนดน้ำหนักบรรทุกชนิดต่าง ๆ และการเปลี่ยนแปลงของน้ำหนักบรรทุกชนิดนั้นในช่วงเวลาการใช้งานขององค์อาคาร

น้ำหนักบรรทุกและแรง[1]	**กำลังที่ต้องการ**
น้ำหนักบรรทุกคงที่ (D) และน้ำหนักบรรทุกจร (L)	$U = 1.4D + 1.7L$
น้ำหนักบรรทุกคงที่, น้ำหนักบรรทุกจร และแรงลม (W)	(i) $U = 1.4D + 1.7L$ (ii) $U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.7W)$ (iii) $U = 0.9D + 1.3W$
น้ำหนักบรรทุกคงที่, น้ำหนักบรรทุกจร และแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว (E)	(i) $U = 1.4D + 1.7L$ (ii) $U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.87E)$ (iii) $U = 0.9D + 1.43E$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

น้ำหนักบรรทุกคงที่, น้ำหนักบรรทุกจร และแรงดันจากดินและน้ำใต้ดิน $(H)^2$	(i) $U = 1.4D + 1.7L$ (ii) $U = 1.4D + 1.7L + 1.7H$ (iii) $U = 0.9D + 1.7H$ ในกรณีที่ D หรือ L มีผลต้านกับ H
น้ำหนักบรรทุกและแรง[1]	**กำลังที่ต้องการ**
น้ำหนักบรรทุกคงที่, น้ำหนักบรรทุกจร และแรงดันของของเหลว $(F)^3$	(i) $U = 1.4D + 1.7L$ (ii) $U = 1.4D + 1.7L + 1.4F$ (iii) $U = 0.9D + 1.4F$ ในกรณีที่ D หรือ L มีผลต้านกับ F
แรงกระแทก $(I)^4$	ใช้สมการข้างบนแต่แทนค่า L ด้วย $L + I$
น้ำหนักบรรทุกคงที่, น้ำหนักบรรทุกจร และผลจากการทรุดตัว, การคืบ, การหดตัวของคอนกรีต และอุณหภูมิ (T)	(i) $U = 1.4D + 1.7L$ (ii) $U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.7T)$ (iii) $U = 1.4(D + T)$

1 D, L, W, E, H, F และ T *ใช้แทนน้ำหนักบรรทุกและแรงใช้งานชนิดต่าง ๆ*

2 *น้ำหนักบรรทุกและแรงดันของดินและน้ำในดิน (แรงดันของน้ำใต้ดินจะถือเป็นส่วนหนึ่งของแรงดันดิน)*

3 *น้ำหนักบรรทุกและแรงดันของของเหลวที่มีความหนาแน่นและมีความลึกที่แน่นอน*

4 *ผลของแรงกระแทกจะต้องใช้ในการออกแบบอาคารที่จอดรถ ชานชาลาสำหรับขนถ่ายสินค้า พื้นโกดัง ปล่องลิฟต์ ฯลฯ*

ดังนั้นน้ำหนักบรรทุกคงที่ ซึ่งสามารถที่จะกำหนดได้แม่นยำและเปลี่ยนแปลงน้อย จึงมีค่าตัวคูณเพิ่มเป็น 1.4 ในระหว่างที่น้ำหนักบรรทุกจร ซึ่งกำหนดโดยการประมาณและเปลี่ยนแปลงได้มาก จะใช้ค่าตัวคูณเพิ่มเป็น 1.7

น้ำหนักบรรทุกและแรงดันของของเหลวที่มีความหนาแน่นคงที่และมีความลึกที่แน่นอน จะใช้ตัวคูณเพิ่มเป็น 1.4 เนื่องจากความผิดพลาดในการคำนวณหาแรงเป็นไปได้ต่ำ ในระหว่างที่แรงดันของดินและน้ำใต้ดิน จะใช้ตัวคูณเพิ่มเป็น 1.7 เพราะความไม่แน่นอนในการหาความลึกและปริมาณ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในการคำนวณหากำลังที่ต้องการเนื่องจากผลรวมของน้ำหนักบรรทุกและแรงชนิดต่าง ๆ จะต้องระวังในเรื่องของทิศทางของแรงลัพธ์ที่ได้ เพราะแรงชนิดหนึ่งอาจจะมีผลต่อองค์อาคารในทิศทางตามหรือสวนกับแรงอีกชนิดหนึ่ง เช่นแรงลมและแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวจะพยายามที่จะยกเสาขึ้นและทำให้เกิดการกลับทิศทางของแรงดัดในคาน

ดังนั้นในการคำนวณหากำลังที่ต้องการเนื่องจากผลรวมของน้ำหนักบรรทุกและแรงชนิดต่าง ๆ จะต้องมองหากรณีที่ให้ผลที่วิกฤติที่สุด ซึ่งจะสำคัญมากสำหรับองค์อาคารภายใต้น้ำหนักบรรทุกหรือแรงมากกว่าหนึ่งชนิด เช่น กำลังขององค์อาคารภายใต้แรงดัดและแรงตามแนวแกน หรือภายใต้แรงเฉือนและแรงตามแนวแกน

5.4 กำลังที่ใช้ในการออกแบบ

5.4.1 กำลังระบุและกำลังที่ใช้ในการออกแบบ

กำลังที่ใช้ในการออกแบบขององค์อาคารรับแรงต่าง ๆ เช่น แรงดัด แรงตามแนวแกน แรงเฉือน และแรงบิด มีค่าเท่ากับกำลังระบุที่ได้จากการคำนวณ คูณกับตัวคูณลดกำลัง (ϕ) ซึ่งจะมีค่าน้อยกว่า 1 เสมอ

5.4.2 ตัวคูณลดกำลัง

ค่าของตัวคูณลดกำลังสำหรับแรงชนิดต่าง ๆ ได้แสดงไว้ในตารางที่ 5.2 ข้างล่าง

แรงดัดอย่างเดียว	0.90
แรงดึงตามแนวแกน และแรงดึงตามแนวแกนพร้อมแรงดัด	0.90
แรงอัดตามแนวแกน และแรงอัดตามแนวแกนพร้อมแรงดัด	
- องค์อาคารซึ่งมีเหล็กเสริมปลอกเกลียว	0.75*
- องค์อาคารอื่น ๆ	0.70*
แรงเฉือนและแรงบิด	0.85
แรงกดบนคอนกรีต (Bearing)	0.70**

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

* อาจจะเพิ่มตามอัตราส่วนถึง 0.90 ถ้า ϕP_n ลดจากค่าที่น้อยกว่าของ $0.10 f_c' A_g$ และ ϕP_b เข้าหาค่าศูนย์

** ในกรณีของแผ่นยึดรับแรงอัดที่ปลายของคอนกรีตอัดแรงชนิดดึงทีหลัง ให้ใช้ค่าอื่น

จะสังเกตเห็นว่า ค่า ϕ ของเสาจะน้อยกว่าของคาน เพราะเสาจะมีความเปราะมากกว่าและความแข็งแรงของคอนกรีตในเสาจะไม่คงที่เหมือนในคาน และการวิบัติของเสาจะเป็นไปอย่างรุนแรงเมื่อเทียบกับการวิบัติของคาน และจะเห็นว่าเสาซึ่งมีเหล็กเสริมปลอกเกลียวจะมีค่า ϕ มากกว่าเสาปลอกเดี่ยว เพราะปลอกเกลียวจะให้ความคงทนและความเหนียวมากกว่า



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เอกสารอ้างอิง

5.1 MacGregor, J.G., "Safety and Limit States Design for Reinforced Concrete," *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 3, No. 4, December 1976, pages 484-513.

5.2 "Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary" *(ACI 318-95)*, American Concrete Institute, Detroit, 1995.

5.3 "มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีกำลัง" *มาตรฐาน วสท. 1008-38*, สมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์, พิมพ์ครั้งที่ 1, ธันวาคม 2538

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 6

หลักการทั่วไปสำหรับการออกแบบโดยวิธีกำลัง

คำนำ

การออกแบบโดยวิธีกำลัง โดยแท้จริงแล้วเป็นวิธีที่ใช้กันมาตั้งแต่เริ่มแรก ตั้งแต่ยังไม่มีการศึกษาเรื่องขนาดและการกระจายของหน่วยแรงภายในเนื้อวัสดุ ตั้งแต่เริ่มต้นคริสต์ศตวรรษที่ 1900 ได้ใช้การทดลองในห้องปฏิบัติการและใช้ผลการทดลองนั้นสร้างทฤษฎีการออกแบบขึ้นมา ดังนั้นทฤษฎีที่ใช้ในระยะนั้นจะเป็นผลที่ได้มาจากการทดลอง ซึ่งได้แสดงไว้ในรูปที่ 6-1

ในขณะที่องค์อาคารเข้าสู่จุดวิบัติ ทั้งคอนกรีตและเหล็กเสริมจะมีคุณสมบัติไม่เป็นไปตามเส้นตรงสัมพัทธ์ ในการสร้างทฤษฎีเพื่อกำหนดกำลังประลัยขององค์อาคารนี้ เราจะต้องสามารถกำหนดคุณสมบัติของวัสดุเหล่านี้ได้ด้วยสมการทางคณิตศาสตร์ สำหรับเหล็กเสริมซึ่งมีจุดครากที่ชัดเจน เราสามารถที่จะแทนคุณสมบัติของเหล็กเสริมได้ด้วยเส้นตรงสองเส้น ดังแสดงในรูปที่ 6-2 ต่างกับคอนกรีต ซึ่งค่อนข้างยากมากในการที่จะหาคุณสมบัติของมันทั้งในห้องปฏิบัติการและในการสร้างสมการทางคณิตศาสตร์

การทดลองหาคุณสมบัติของคอนกรีตในอดีต ได้ผลซึ่งแสดงไว้ในรูปที่ 6-1 ซึ่งได้ถือเป็นพื้นฐานสำหรับทฤษฎีที่ใช้ในปัจจุบัน โดยเฉพาะอย่างยิ่งผลของการทดลองในปี ค.ศ. 1912 และ 1932

6.1 สมมติฐานในการออกแบบ

6.1.1 ความสมดุลของแรงและความสอดคล้องของความเครียด

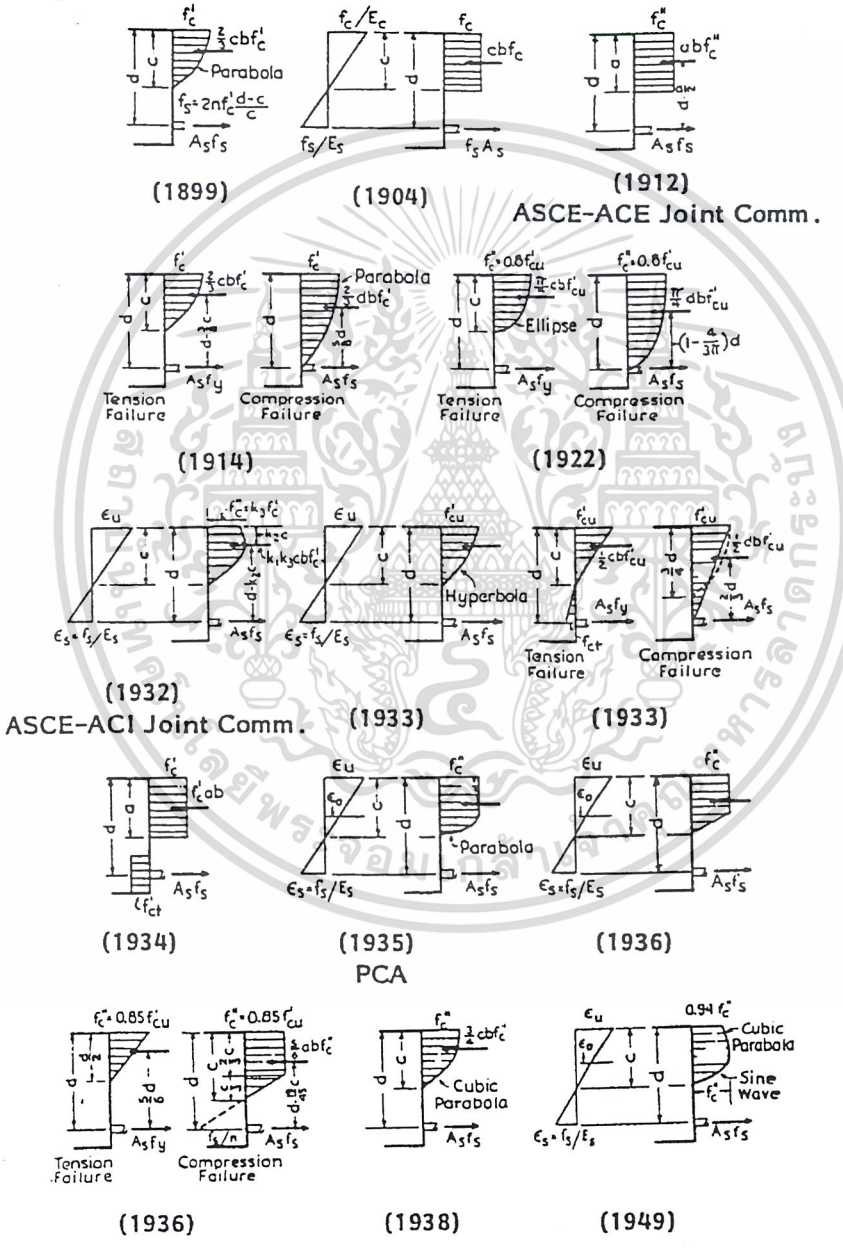
การหากำลังขององค์อาคารโดยทฤษฎีกำลังสามารถกระทำได้ ตราบใดที่การคำนวณได้ทำตามข้อกำหนดสองข้อ คือ แรงในหน้าตัดต้องอยู่ในสภาวะสมดุล และความเครียดในหน้าตัดจะต้องอยู่ในสภาวะสอดคล้องกัน ข้อกำหนดแรกระบุว่า แรงอัดและแรงดึงซึ่งกระทำบนหน้าตัด ณ จุดประลัย จะต้องเท่ากัน และข้อกำหนดที่สองระบุว่า ความเครียดในคอนกรีตและในเหล็กเสริม จะต้องสอดคล้องกัน ณ จุดประลัย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

6.1.2 สมมติฐานข้อที่ 1

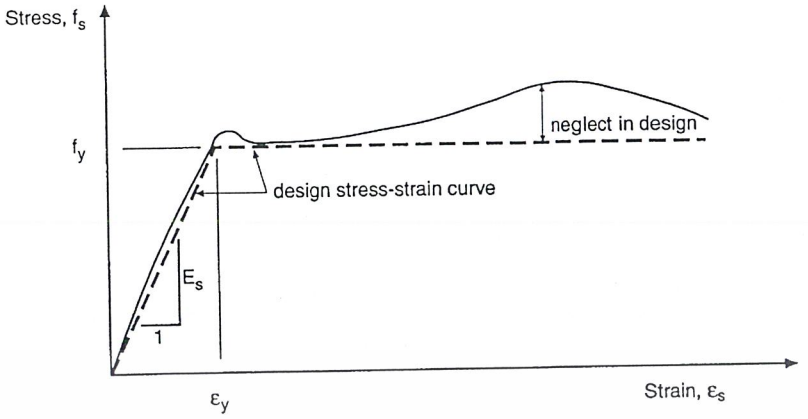
"ความเครียดในเหล็กเสริมและคอนกรีตเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะทางจากแกนสะเทินของหน้าตัด"

หรืออีกความหมายก็คือว่า หน้าตัดใดๆที่ตั้งฉากกับแกนของแรงดัดจะยังคงสภาพเดิมอยู่หลังจากแรงดัดนั้นกระทำ การทดลองในห้องปฏิบัติการยืนยันสมมติฐานข้อนี้ตลอดระยะเวลาของการทดลอง ตั้งแต่เริ่มใส่แรงจนกระทั่งถึงจุดประลัย สภาวะของความเครียดที่กำลังประลัยของหน้าตัดสี่เหลี่ยมและทรงกลมได้แสดงไว้ในรูปที่ 6-3

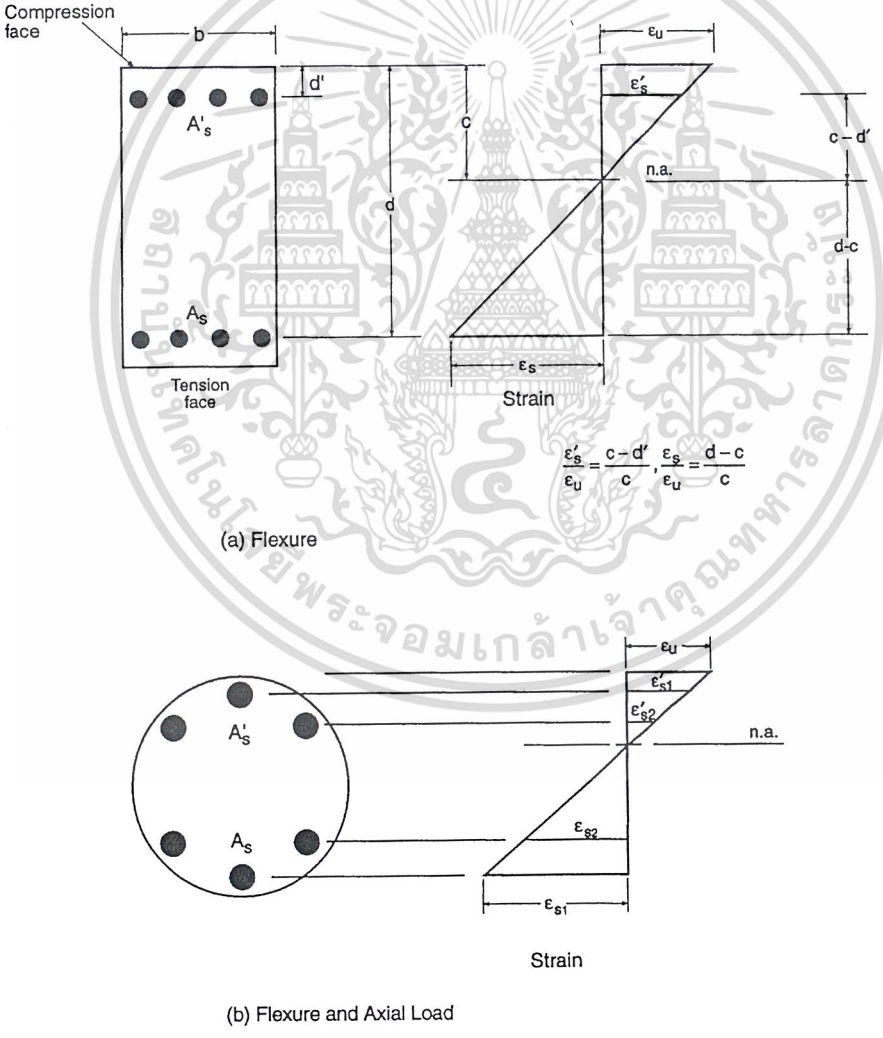


รูปที่ 6-1 ประวัติศาสตร์การสร้างทฤษฎีกำลัง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 6-2 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กเสริม



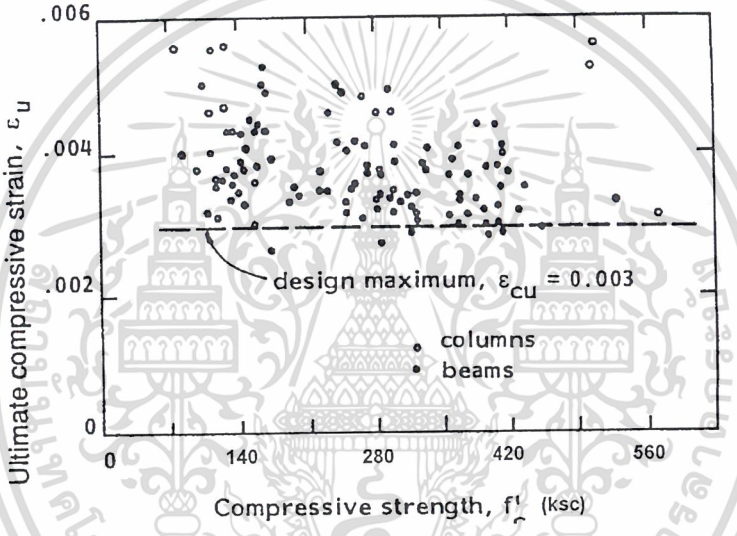
รูปที่ 6-3 การกระจายความเครียด (a) หน้าตัดสี่เหลี่ยม (b) หน้าตัดวงกลม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

6.1.3 สมมติฐานข้อที่ 2

"ค่าความเครียดสูงสุดที่ผิวของคอนกรีตในด้านรับแรงอัดมีค่าเท่ากับ $\varepsilon_u = 0.003$"

จากการทดลองหาความเครียดสูงสุดของคอนกรีตที่จุดประลัย ทั้งในองค์อาคารที่มีเหล็กเสริมและไม่มี ผลของการทดลองในคานและเสา ได้ผลว่า ความเครียดสูงสุดมีค่าระหว่าง 0.003 ถึง 0.008 ตามที่แสดงในรูปที่ 6-4 แต่ถ้าดูจากภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดตามรูปที่ 6-5 แล้ว จะได้ค่าอยู่ระหว่าง 0.003 ถึง 0.004 ดังนั้นจึงเลือกใช้ค่า 0.003 มาตรฐานในบางประเทศจะให้ใช้ค่า 0.0035 แต่ผลที่ได้ในการหากำลังขององค์อาคารก็ใกล้เคียงกัน



รูปที่ 6-4 ความเครียดอัดสูงสุดของคอนกรีต (ε_u) จากการทดสอบองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กต่างชนิด

6.1.4 สมมติฐานข้อที่ 3

"หน่วยแรงในเหล็กเสริม (f_s) ภายใต้จุดคราก (f_y) จะถือว่าเท่ากับผลคูณของ E_s กับความเครียดในเหล็กเสริม (ε_s) เมื่อเลยจากจุดคราก หรือเมื่อความเครียดสูงกว่า f_y / E_s จะถือว่าหน่วยแรงในเหล็กเสริมสิ้นสุดความสัมพันธ์กับความเครียด และมีค่าคงที่เท่ากับ f_y"

เมื่อ $\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$ (ความเครียดที่จุดคราก) :

$f_s = E_s\varepsilon_s$ และ $A_s f_s = A_s E_s \varepsilon_s$

เมื่อ $\varepsilon_s > \varepsilon_y$:

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$f_s = E_s\varepsilon_y = f_y$ และ $A_s f_s = A_s f_y$

โดยที่ ε_s เป็นค่าความเครียดที่ตำแหน่งของเหล็กเสริม (ดูรูปที่ 6-3) ในการออกแบบ จะใช้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม (E_s) เท่ากับ 2,040,000 กก./ซม.^{2}

6.1.5 **สมมติฐานข้อที่ 4**

"จะไม่คำนึงถึงความสามารถในการรับแรงดึงของคอนกรีต ในองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงดัด"

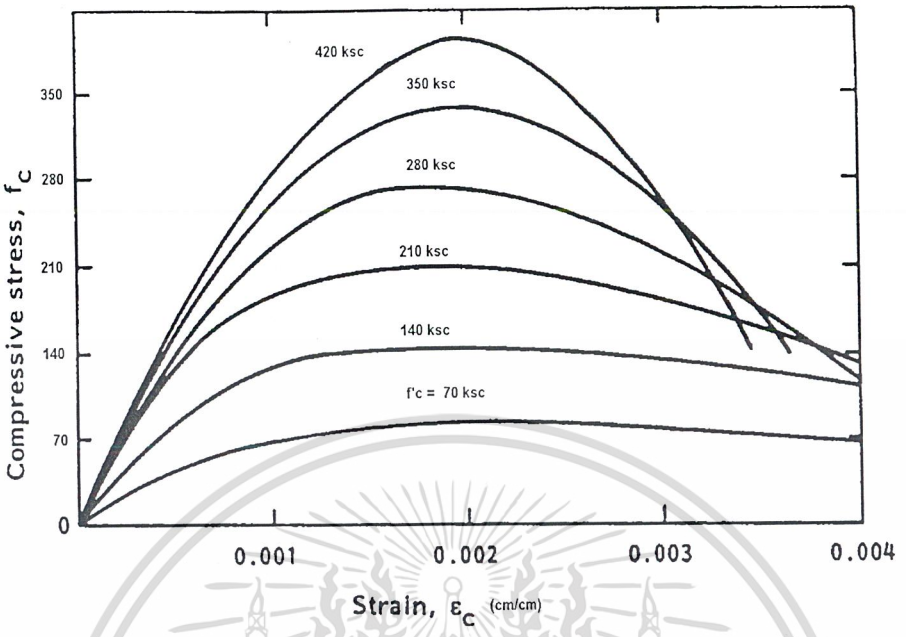
แรงดึงประลัยในคอนกรีตภายใต้แรงดัด หรือที่เรียกว่า โมดูลัสแตกร้าว (Modulus of Rupture) มีค่าประมาณ 10% ถึง 15% ของแรงอัดประลัยที่คอนกรีตรับได้ สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติจะใช้ค่าเท่ากับ $2\sqrt{f_c'}$ สำหรับองค์อาคารที่มีเหล็กเสริมในปริมาณปานกลาง การหากำลังของหน้าตัดภายใต้แรงดัดโดยถือว่าคอนกรีตไม่สามารถรับแรงดึงได้ จะได้ผลใกล้เคียงกับการทดลองในห้องปฏิบัติการ

6.1.6 สมมติฐานข้อที่ 5

"จะสมมติให้ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและความเครียดในคอนกรีต มีลักษณะเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า สี่เหลี่ยมคางหมู พาราโบลิค หรือรูปอะไรก็ได้ ตราบใดที่กำลังที่คำนวณได้ใกล้เคียงกับผลจากการทดลอง"

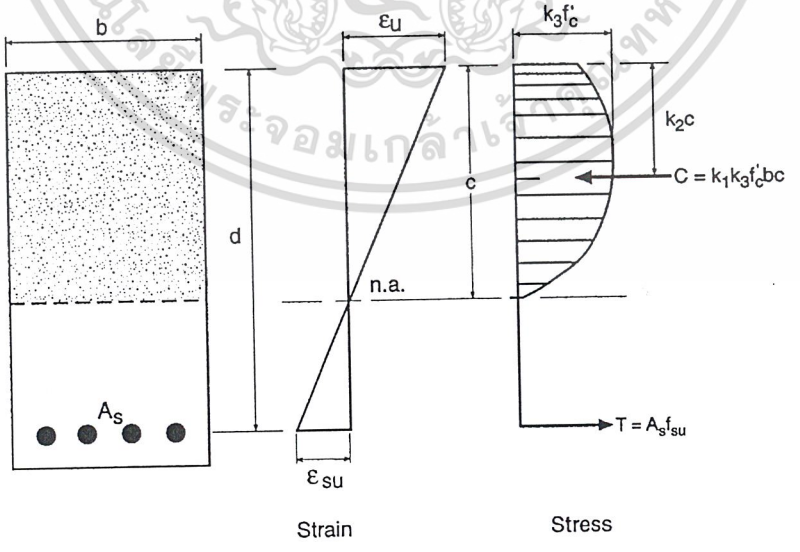
สมมติฐานข้อนี้ระบุว่า เมื่อเข้าใกล้หน่วยแรงสูงสุด ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดในคอนกรีตจะไม่เป็นปฏิภาคเส้นตรงต่อไป ความสัมพันธ์ดังกล่าวได้แสดงไว้ในรูปที่ 6-5 จะเห็นว่าความสัมพันธ์ขึ้นอยู่กับความแข็งแรงของคอนกรีต เริ่มจากหน่วยแรงเป็นศูนย์ขึ้นไปจนถึงหน่วยแรงสูงสุด ซึ่งจะเกิดที่ความเครียดประมาณ 0.0015 ถึง 0.0020 จากนั้นหน่วยแรงก็จะตกลงมา จนถึงจุดแตกหักที่ความเครียดอยู่ระหว่าง 0.003 ถึง 0.004 สังเกตจากรูปจะเห็นว่า ความสัมพันธ์เริ่มเบี่ยงเบนจากเส้นตรง เมื่อหน่วยแรงมีค่าประมาณ $0.5f_c'$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 6-5 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับความเครียดของคอนกรีต

การกระจายหน่วยแรงอัดที่แท้จริงในคอนกรีต สามารถจะใช้การประมาณได้หลายวิธี ดังแสดงไว้ในรูปที่ 6-1 วิธีประมาณที่ให้ค่าใกล้เคียงกับผลทดลอง ได้แก่ การประมาณด้วยรูปพาราโบลิค รูปสี่เหลี่ยมคางหมู และสี่เหลี่ยมผืนผ้า ดังแสดงในรูปที่ 6-6 ในรูปนี้หน่วยแรงสูงสุดจะถือว่ามีค่าเท่ากับ $k_3 f_c'$ ค่าเฉลี่ยเท่ากับ $k_1 k_3 f_c'$ และความลึกจากผิวบนถึงตำแหน่งผลรวมของหน่วยแรงมีค่าเท่า $k_2 c$ โดยที่ c เป็นความลึกของแกนสะเทิน



รูปที่ 6-6 ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและความเครียด ซึ่งใช้ในการหากำลังรับแรงดัด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากความสมดุลของแรงในหน้าตัด : $C = T$

หรือ $k_1 k_3 f_c^{'} bc = A_s f_{su}$

ซึ่งจะได้ $c = (A_s f_{su}) / \left(k_1 k_3 f_c^{'} b \right)$

จากความสมดุลของแรงดัดในหน้าตัด :

$$M_n = (C \text{ or } T)(d - k_2 c) = A_s f_{su} (d - \frac{k_2}{k_1 k_3} \frac{A_s f_{su}}{f_c^{'} b}) \qquad (1)$$

กำลังสูงสุดจะเกิดขึ้นเมื่อความเครียดที่ผิวบนของคอนกรีตถึงจุดแตกร้าวภายใต้แรงอัด (ε_u) ที่จุดนี้ความเครียดในเหล็กเสริม (ε_{su}) อาจจะสูงกว่าหรือน้อยกว่า $\varepsilon_y = f_y / E_s$ ซึ่งจะขึ้นอยู่กับปริมาณของเหล็กเสริม

ถ้าเหล็กเสริมมีปริมาณน้อยเพียงพอที่จะให้เหล็กเสริมเกิดการยืดตัวก่อนที่คอนกรีตจะแตกหัก การพังทลายแบบนี้จะเรียกว่า เป็นการพังทลายแบบช้า (Ductile failure condition)

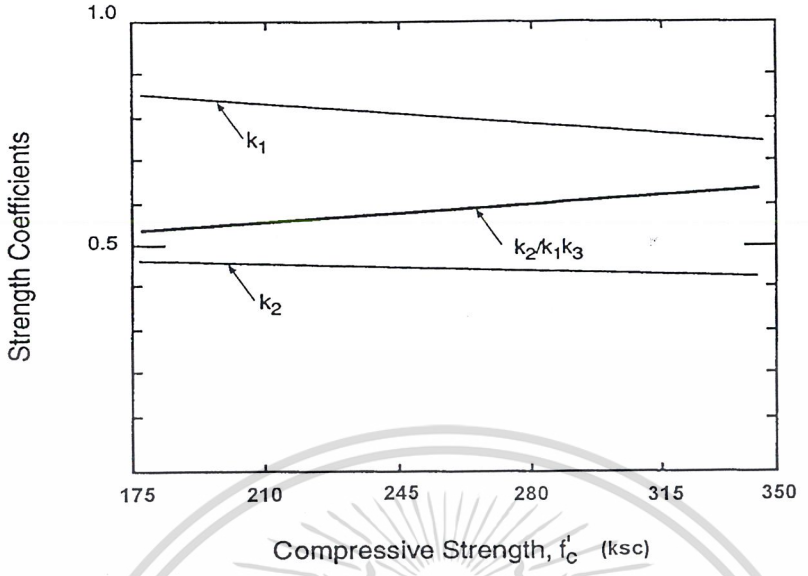
ถ้าปริมาณเหล็กเสริมมาก การแตกหักของคอนกรีตจะเกิดขึ้นก่อน โดยที่หน่วยแรงในเหล็กเสริมยังน้อยกว่าจุดคราก การพังทลายแบบนี้จะเรียกว่า เป็นการพังทลายแบบฉับพลัน (Brittle failure condition)

เราพยายามที่จะให้การพังทลายที่เกิดขึ้นเป็นแบบช้า ด้วยการจำกัดปริมาณเหล็กเสริมไม่ให้มีมากเกินไป ซึ่งในกรณีนี้ f_{su} จะมีค่าเท่ากับ f_y และสมการที่ (1) ก็จะกลายเป็น

$$M_n = (C \text{ or } T)(d - k_2 c) = A_s f_y (d - \frac{k_2}{k_1 k_3} \frac{A_s f_y}{f_c^{'} b}) \qquad (2)$$

ถ้าเรารู้ค่าของ $k_2 / k_1 k_3$ เราก็สามารถจะหากำลังรับแรงดัดได้จากสมการที่ (2) ผลจากการทดลองได้ถูกรวบรวมและแสดงไว้ในรูปที่ 6-7 ให้ค่าของ $k_2 / k_1 k_3$ อยู่ระหว่าง 0.55 และ 0.63 ซึ่งก็จะทำให้เราสามารถคำนวณหากำลังรับแรงอัดจากสมมติฐานของการกระจายหน่วยแรงอัดในคอนกรีตอยู่ในรูปพาราโบลิคดังในรูปที่ 6-6 จากสมการที่ (2) ได้ แต่อย่างไรก็ตามเพื่อให้การคำนวณง่ายขึ้น เราจะใช้การกระจายหน่วยแรงอัดในรูปแบบอื่น ซึ่งจะแสดงต่อไป

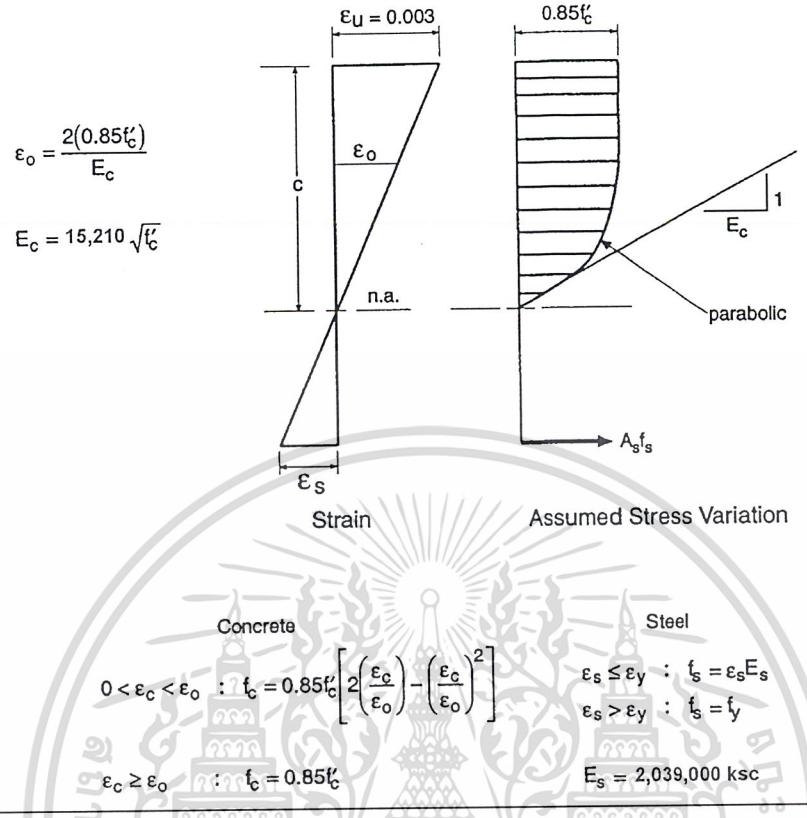
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 6-7 ค่าสำหรับการกระจายหน่วยแรงแบบพาราโบลิค

หลังจากการทดลองและวิเคราะห์ในด้านนี้มายาวนาน Portland Cement Association (PCA) ได้นำเสนอความสัมพันธ์ในรูปของพาราโบลิค ซึ่งมีสมการแสดงความสัมพันธ์มาอย่างครบถ้วน ดังแสดงในรูปที่ 6-8 ซึ่งเหมาะสำหรับที่จะทำการคำนวณด้วยคอมพิวเตอร์มากกว่าการคำนวณด้วยมือ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



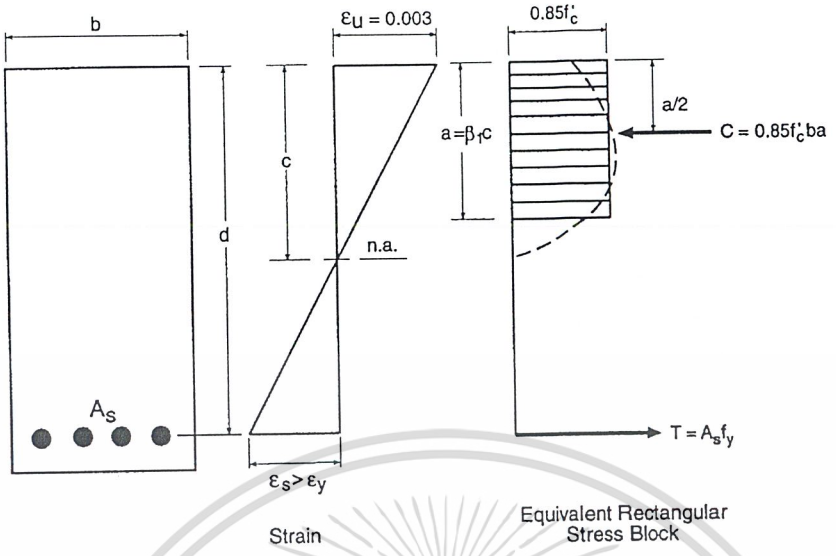
รูปที่ 6-8 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและความเครียด นำเสนอโดย PCA

6.1.7 สมมติฐานข้อที่ 6

"จากสมมติฐานข้อที่ 5 เราสามารถที่จะใช้การกระจายหน่วยแรงอัดของคอนกรีตในรูปของสี่เหลี่ยมผืนผ้า โดยกำหนดให้ สี่เหลี่ยมนั้นประกอบด้วยด้านหนึ่งเป็นหน่วยแรงอัดในคอนกรีตมีค่าคงที่เท่ากับ $0.85f_c'$ และอีกด้านเป็นความลึก มีระยะห่างจากผิวบนสุดของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ $a = \beta_1 c$ โดยที่ c เป็นระยะจากผิวบนสุดถึงแกนสะเทิน และ β_1 มีค่าเท่ากับ 0.85 สำหรับคอนกรีตที่มีกำลังต่ำกว่า 280 กก./ซม.^{2} และลดลงด้วยอัตรา 0.05 ต่อกำลังที่เพิ่มขึ้นทุก ๆ 70 กก./ซม.^{2} จนกระทั่งถึงจุดที่มีค่าคงที่เท่ากับ 0.65"

รูปที่ 6-9 แสดงการกระจายหน่วยแรงอัดของคอนกรีตในรูปของสี่เหลี่ยมผืนผ้าตามสมมติฐานข้อที่ 6 และความสัมพันธ์ของ β_1 กับกำลังของคอนกรีตได้แสดงไว้ในรูปที่ 6-10

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 6-9 การกระจายแรงอัดของคอนกรีตในรูปของสี่เหลี่ยมผืนผ้า (ACI)

ใช้การกระจายแรงอัดตามรูปข้างบน และสมมติให้หน่วยแรงในเหล็กเสริมถึงจุดคราก ก่อนที่คอนกรีตจะแตกเพราะแรงอัด $(\varepsilon_s > \varepsilon_y)$

จากความสมดุลของแรง : $C = T$

หรือ $0.85 f_c' ba = A_s f_y$

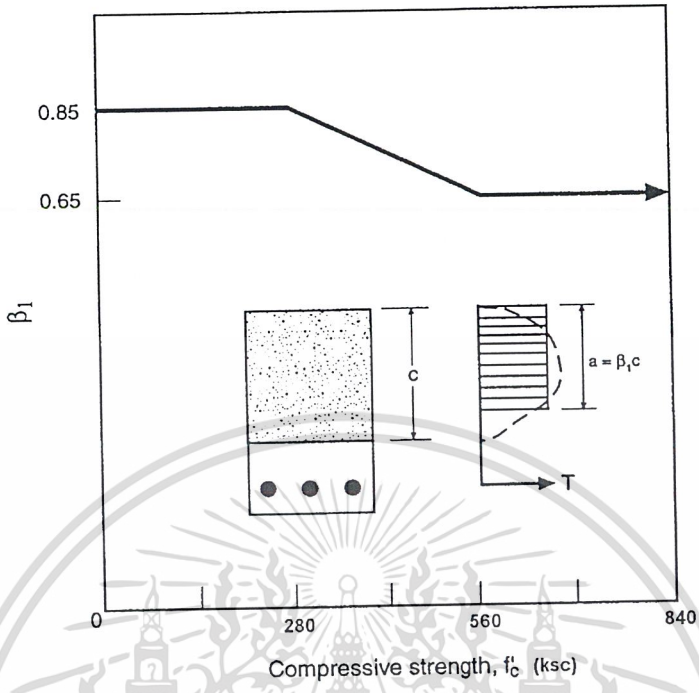
ได้ $a = A_s f_y / \left(0.85 f_c' b \right)$

จากความสมดุลของแรงดัด :

$$M_n = (C \text{ or } T)(d - a/2) = A_s f_y (d - a/2)$$

แทนค่า a จากความสมดุลของแรง ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 6-10 Strength Factor (β_1)

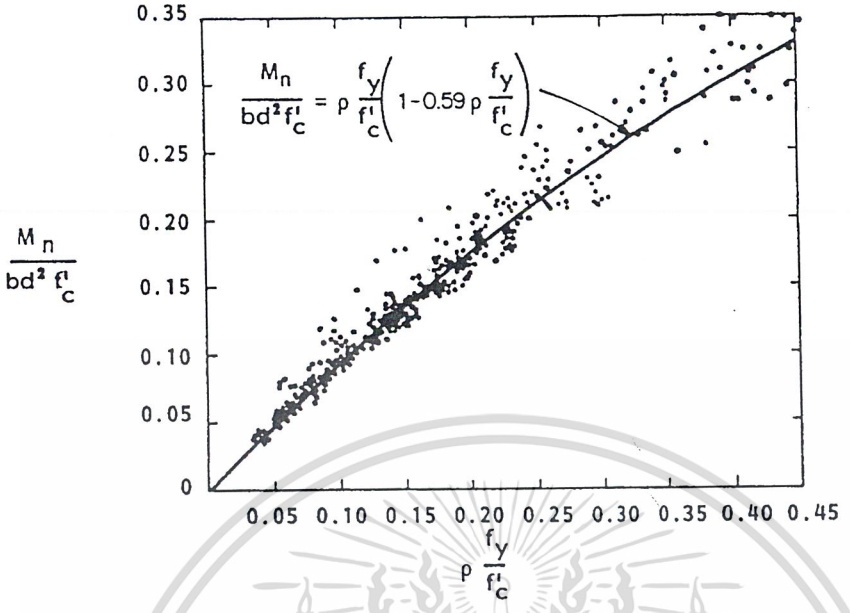
$$M_n = A_s f_y \left(d - 0.59 \frac{A_s f_y}{f_c' b} \right) \qquad (3)$$

สังเกตได้ว่า ค่า 0.59 คือ $k_2 / k_1 k_3$ ในสมการที่ (2) เมื่อแทนค่า $A_s = \rho bd$ เราสามารถที่จะเขียนสมการที่ (3) ให้อยู่ในรูปของสมการไร้มิติดังต่อไปนี้

$$\frac{M_n}{bd^2 f_c'} = \rho \frac{f_y}{f_c'} \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f_c'} \right) \qquad (4)$$

จากผลการทดสอบที่แสดงในรูปที่ 6-11 จะเห็นว่าสมการที่ (4) ให้ผลซึ่งใกล้เคียงกับผลการทดสอบมาก แต่ต้องอย่าลืมว่า การแทนการกระจายของหน่วยแรงด้วยรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า มีผลทำให้การคำนวณได้ค่ากำลังที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ แต่ว่าไม่ได้แสดงการกระจายที่แท้จริงของหน่วยแรง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 6-11 ผลการทดสอบคาน 364 ตัวซึ่งแตกหักแบบช้า $(\varepsilon_s > \varepsilon_y)$

6.2 ข้อกำหนดและหลักการทั่วไป

6.2.1 กำลังระบุรับแรงดัด

ใช้การกระจายหน่วยแรงอัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ค่าของกำลังระบุรับแรงดัด สำหรับคานรูปสี่เหลี่ยมธรรมดาและแบบมีปีก ซึ่งเป็นหน้าตัดที่ใช้ทั่วไปในการก่อสร้าง สามารถที่จะสรุปได้ดังต่อไปนี้

ก. คานสี่เหลี่ยมธรรมดา มีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว (ดูรูปที่ 6-9) :

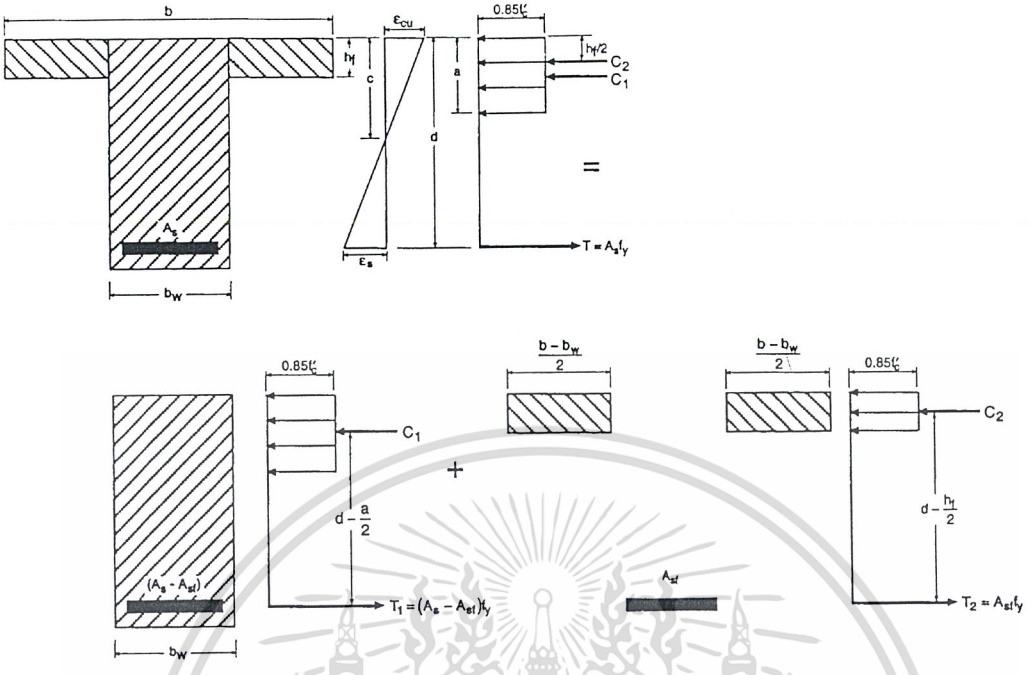
ค่าของกำลังรับแรงดัด แสดงภายใต้หัวข้อ สมมติฐานข้อที่ 6

ข. คานสี่เหลี่ยมมีปีก มีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว :

เมื่อความลึกของปีกเท่ากับหรือมากกว่าความลึกของรูปสี่เหลี่ยมของหน่วยแรงอัด a , เราสามารถที่จะใช้สมการที่ (3) คำนวณหา M_n โดยใช้ความกว้างของคานเท่ากับความกว้างของปีก

เมื่อความลึกของปีก h_f น้อยกว่า a เราสามารถหา M_n ได้จากรูปที่ 6-12

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 6-12 การกระจายความเครียดและหน่วยแรงสำหรับคานสี่เหลี่ยมแบบมีปีก

$$M_n = (A_s - A_{sf})(d - \frac{a}{2}) f_y + A_{sf} f_y (d - \frac{h_f}{2}) \qquad (5)$$

โดยที่

A_{sf} = ปริมาณเหล็กเสริมที่ทำให้เกิดแรงดึงสมดุลกับแรงอัดในปีกของคาน

= $0.85 f_c^{'} (b - b_w) h_f / f_y$

a = $\left(A_s - A_{sf}\right) f_y / \left(0.85 f_c^{'} b_w\right)$

b = ความกว้างประสิทธิผลของปีก

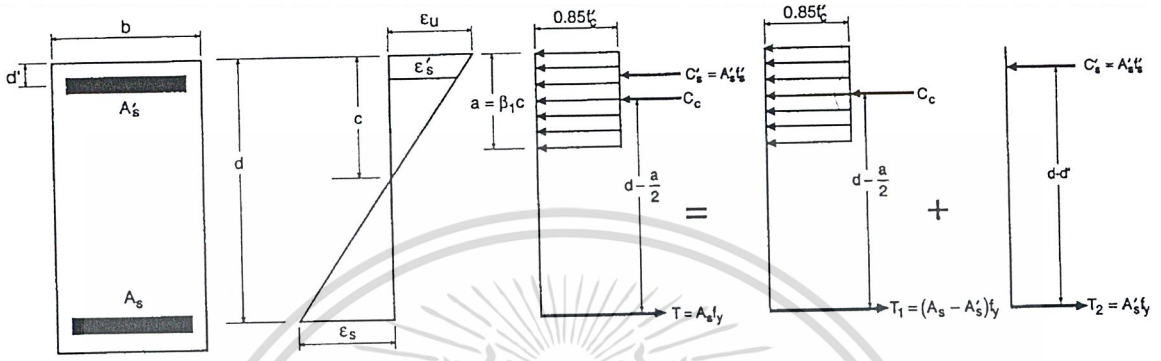
b_w = ความกว้างของคาน

h_f = ความหนาของปีก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค. คานสี่เหลี่ยม มีเหล็กเสริมช่วยรับแรงอัดด้วย

สำหรับคานสี่เหลี่ยมที่มีเหล็กเสริมทั้งบนและล่าง มีสองกรณีที่อาจจะเกิดขึ้นได้ (ดูรูปที่ 6-13)



รูปที่ 6-13 การกระจายความเครียดและหน่วยแรงของคานที่มีเหล็กเสริมช่วยรับทั้งแรงดึงและแรงอัด

1. เหล็กรับแรงอัด A_s' ถึงจุดคราก :

$$f_s' = f_y$$

$$a = \frac{(A_s - A_s')f_y}{0.85 f_c' b} \qquad (6)$$

$$M_n = (A_s - A_s')f_y(d - \frac{a}{2}) + A_s' f_y (d - d') \qquad (7)$$

โดยที่ A_s' จะถึงจุดคราก ก็ต่อเมื่อ

$$\frac{(A_s - A_s')}{bd} \geq 0.85\frac{\beta_1 f_c' d'}{f_y d}\left(\frac{6{,}120}{6{,}120 - f_y}\right)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. เหล็กรับแรงอัดไม่ถึงจุดคราก :

$$f_s' = E_s \varepsilon_s' = E_s \varepsilon_u \left(\frac{c - d'}{c} \right) < f_y \qquad (8)$$

ความลึกของแกนสะเทิน c หาได้จากสมการกำลังสองต่อไปนี้

$$c^2 - \frac{(A_s f_y - 6{,}120 A_s')c}{0.85 \beta_1 f_c' b} - \frac{6{,}120 A_s' d'}{0.85 \beta_1 f_c' b} = 0$$

โดยที่ f_c' และ f_y มีหน่วยเป็น กก./ซม.^{2}

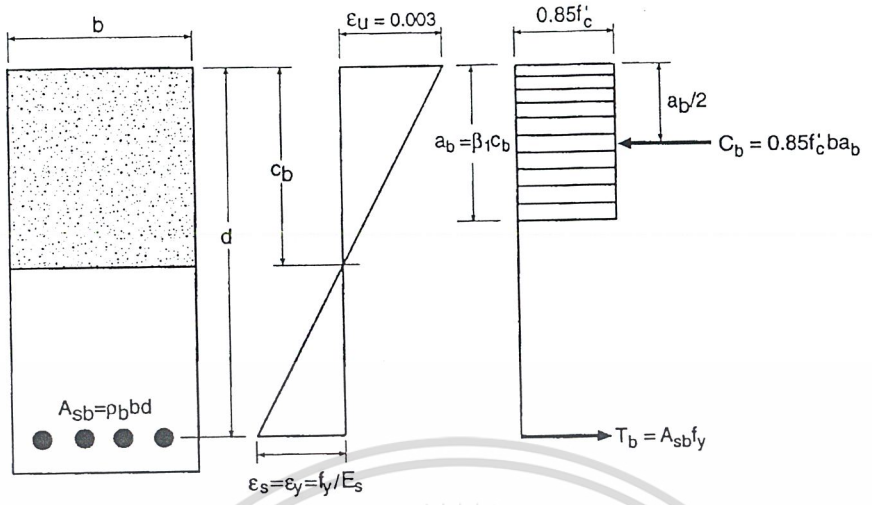
$$M_n = 0.85 f_c' ab \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_s' (d - d') \qquad (9)$$

โดยที่ $a = \beta_1 c$

6.2.2 ความเครียดที่สภาวะสมดุล

ความเครียดที่สภาวะสมดุลเกิดขึ้นเมื่อความเครียดสูงสุดภายใต้แรงอัดของเนื้อคอนกรีต เข้าสู่ค่า $\varepsilon_u = 0.003$ ในขณะเดียวกับที่ความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงดึงถึงจุด $\varepsilon_s = \varepsilon_y = f_y / E_s$ สภาวะสมดุลนี้ได้แสดงไว้ในรูปที่ 6-14

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 6-14 สภาวะความเครียดสมดุลภายใต้แรงดัด

เปอร์เซ็นต์ของเหล็กเสริม (ρ_b) ที่จะทำให้เกิดสภาวะนี้หาได้จากความสมดุลของแรงภายในและความสอดคล้องของความเครียด

$$\frac{c_b}{d} = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + \varepsilon_y} = \frac{0.003}{0.003 + \dfrac{f_y}{2{,}040{,}000}} = \frac{6{,}120}{6{,}120 + f_y}$$

จากความสมดุลของแรงที่กระทำ : $C_b = T_b$

$$0.85 f_c' b a_b = A_{ab} f_y$$

$$0.85 f_c' b(\beta_1 c_b) = \rho_b bd f_y$$

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f_c'}{f_y} \times \frac{c_b}{d} = \frac{0.85\beta_1 f_c'}{f_y} \times \frac{6{,}120}{6{,}120 + f_y} \qquad \text{วสท (41-1)}$$

ค่าของ ρ_b สำหรับคอนกรีตและเหล็กเสริมที่ชั้นคุณภาพต่าง ๆ ได้แสดงไว้ในตารางข้างล่าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 6-1 เปอร์เซ็นต์ของเหล็กเสริมที่สภาวะความเครียดสมดุล

สำหรับคานสี่เหลี่ยมมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว

fc' / fy	180	210	240	280	300	320
	β1=0.85	β1=0.85	β1=0.85	β1=0.85	β1=0.84	β1=0.82
2,400	0.0389	0.0454	0.0519	0.0605	0.0641	0.0668
3,000	0.0291	0.0339	0.0388	0.0453	0.0479	0.0499
4,000	0.0197	0.0229	0.0262	0.0306	0.0324	0.0337

เปอร์เซนต์ของเหล็กเสริมที่สภาวะความเครียดสมดุลสำหรับคานสี่เหลี่ยมมีปีกและคานสี่เหลี่ยมที่มีเหล็กเสริมช่วยรับแรงอัดด้วย สามารถที่จะหาได้ด้วยวิธีเดียวกัน

สำหรับคานสี่เหลี่ยมมีปีก ซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว :

$$\rho_b = \frac{b_w}{b}(\bar{\rho}_b + \rho_f)$$

โดยที่

$$\rho_f = \frac{A_{sf}}{b_w d}$$

$$A_{sf} = 0.85\frac{f_c'}{f_y}(b - b_w)h_f$$

$\bar{\rho}_b$ = เปอร์เซนต์ของเหล็กเสริมที่สภาวะความเครียดสมดุลสำหรับคานสี่เหลี่ยมมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว

สำหรับคานสี่เหลี่ยมที่มีเหล็กเสริมช่วยรับแรงอัดด้วย :

$$\rho_b = \bar{\rho}_b + \rho'\frac{f_{sb}'}{f_y}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยที่

f'_{sb} = หน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงอัดที่สภาวะความเครียดสมดุล

$= 6,120 - \frac{d'}{d}(6,120 + f_y) \leq f_y$

6.2.3 ปริมาณเหล็กเสริมมากที่สุดที่ยอมให้

จุดประลัยขององค์อาคารภายใต้แรงดัด จะเกิดขึ้นเมื่อความเครียดในเนื้อคอนกรีตสูงถึงความเครียดที่ทำให้เกิดการแตกหัก ซึ่งในขณะนั้นความเครียดในเหล็กเสริมอาจจะถึงจุดครากพอดี หรือยังไม่ถึง หรืออาจจะเกินแล้ว ขึ้นอยู่กับปริมาณของเหล็กเสริม

ถ้าปริมาณของเหล็กเสริมมีน้อย ความเครียดในเหล็กเสริมจะเกินจุดครากไปมาก $(\varepsilon_s >> \varepsilon_y)$ การแอ่นตัวขององค์อาคารก็มีมาก เป็นการเตือนให้รู้ก่อนที่จะเกิดการวิบัติ (เป็นการวิบัติแบบ Ductile หรือแบบช้า)

ถ้าปริมาณของเหล็กเสริมมีมาก ความเครียดในเหล็กเสริมอาจจะไม่ถึงจุดคราก $(\varepsilon_s < \varepsilon_y)$ ในระหว่างที่เกิดการแตกหักในเนื้อคอนกรีต การแอ่นตัวจะน้อย ไม่มีการเตือนก่อนการวิบัติ (ถือว่าเป็นการวิบัติแบบ Brittle หรือแบบฉับพลัน)

จุดประสงค์ของการออกแบบ คือ ต้องการให้การวิบัติเป็นแบบช้าแต่อย่างเดียว

มาตรฐานของการออกแบบได้กำหนดจุดนี้ไว้ โดยการจำกัดปริมาณของเหล็กเสริมมากที่สุดที่จะมีได้ในองค์อาคาร ต้องไม่เกิน 75% ของปริมาณเหล็กเสริมที่สภาวะความเครียดสมดุล เพื่อให้แน่ใจว่าเหล็กเสริมจะถึงจุดครากก่อนที่คอนกรีตจะเกิดการแตกหัก

ปริมาณเหล็กเสริมมากที่สุดที่ยอมให้ในหน้าตัดสี่เหลี่ยม มีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียวคือ

$$\rho_{max} = 0.75\overline{\rho_b} = 0.75\left[0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \times \frac{6,120}{6,120 + f_y}\right] \qquad (10)$$

ปริมาณเหล็กเสริมมากที่สุดที่ยอมให้ในหน้าตัดสี่เหลี่ยมมีปีกคาน และมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียวคือ

$$\rho_{max} = 0.75\left[\frac{b_w}{b}\left(\overline{\rho_b} + \rho_f\right)\right] \qquad (11)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ปริมาณเหล็กเสริมมากที่สุดที่ยอมให้ในหน้าตัดสี่เหลี่ยม มีเหล็กเสริมรับแรงดึงและแรงอัดด้วยคือ

$$\rho_{\max} = 0.75\overline{\rho_b} + \rho' \frac{f_{sb}'}{f_y} \qquad (12)$$

จะสังเกตได้ว่า ปริมาณของเหล็กเสริมรับแรงอัด $\left(\rho' f_{sb}' / f_y\right)$ ไม่ได้ถูกจำกัดด้วยตัวคูณ 0.75 เหมือนปริมาณอื่น การควบคุมให้คานซึ่งมีเหล็กเสริมช่วยรับแรงอัดถึงจุดประลัยแบบช้า จะจำกัดแค่ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง ซึ่งใช้เพื่อให้เกิดการสมดุลกับแรงอัดในคอนกรีต $\overline{\rho_b}$ แต่อย่างเดียว

6.2.4 กำลังรับแรงตามแกนสูงสุด

กำลังขององค์อาคารในการรับแรงอัดตามแกนอย่างเดียว (ไม่มีการหนีศูนย์) หาได้จาก

$$P_o = 0.85 f_c' A_g + f_y A_{st}$$

โดยที่ A_{st} เป็นพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม และ A_g เป็นพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของคอนกรีต หรือถ้าจะหักพื้นที่ของเหล็กเสริมซึ่งแทนที่เนื้อคอนกรีตอยู่ ก็จะได้สมการ

$$P_o = 0.85 f_c' \left(A_g - A_{st}\right) + f_y A_{st} \qquad (13)$$

การที่น้ำหนักจะถ่ายลงในองค์อาคารโดยไม่มีการหนีศูนย์ เป็นสิ่งที่เป็นไปได้ยากมาก ก่อน ค.ศ. 1977 มาตรฐานได้กำหนดว่า จะต้องออกแบบให้รับการหนีศูนย์อย่างน้อยเท่ากับ $0.05h$ สำหรับเสาปลอกเกลียว และ $0.10h$ สำหรับเสาปลอกเดี่ยว (h = ความหนาทั้งหมดของเสา) ค่าการหนีศูนย์น้อยที่สุดนี้ถูกกำหนดมาเพื่อ

- ป้องกันการหนีศูนย์ที่เกิดขึ้นในหน้างาน แต่ไม่ได้คำนึงถึงในการออกแบบ
- ลดความแข็งแรงของคอนกรีต เพราะภายใต้แรงอัดสูงและกระทำอย่างต่อเนื่อง ความแข็งแรงของคอนกรีตจะลดลง

หลังจาก ค.ศ. 1977 มาตรฐานได้เปลี่ยนเป็นจำกัดกำลังรับแรงตามแนวแกน โดยไม่มีการหนีศูนย์ไว้ที่ 85% สำหรับเสาปลอกเกลียว และ 80% สำหรับเสาปลอกเดี่ยว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ดังนั้นสำหรับเสาปลอกเกลียว

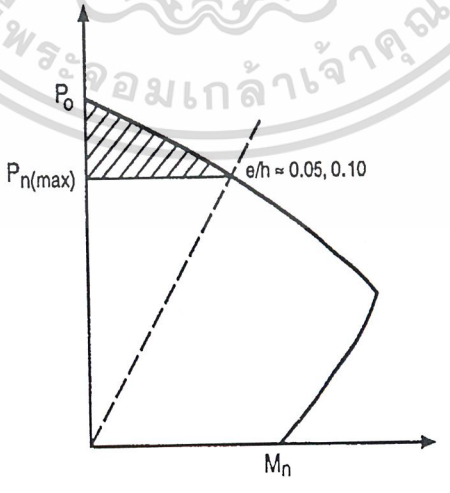
$$P_{n(\max)} = 0.85P_o = 0.85\left[0.85f_c'\left(A_g - A_{st}\right) + f_y A_{st}\right] \quad (14)$$

และสำหรับเสาปลอกเดี่ยว

$$P_{n(\max)} = 0.80P_o = 0.80\left[0.85f_c'\left(A_g - A_{st}\right) + f_y A_{st}\right] \quad (15)$$

การจำกัดกำลังไว้ที่เปอร์เซ็นต์ดังกล่าว เป็นการประมาณกำลังเมื่อมีการหนีศูนย์ $e/h = 0.05$ และ 0.10 ตามที่ได้กำหนดไว้ในมาตรฐานปี 1971 สำหรับเสาปลอกเกลียวและปลอกเดี่ยว ซึ่งมาตรฐานที่ได้ยกเลิกไปมีผลมากต่อเสาขนาดใหญ่ เพราะทำให้แรงดัดที่ต้องออกแบบเผื่อสำหรับการหนีศูนย์อย่างน้อยที่กำหนดไว้ มีค่ามากเกินกว่าที่จะเป็นไปได้

กำลังสูงสุดในการรับแรงตามแนวแกนขององค์อาคารได้แสดงไว้ในรูปที่ 6-15 บริเวณพื้นที่เส้นลาย เป็นบริเวณที่ถูกจำกัดไม่ให้ใช้

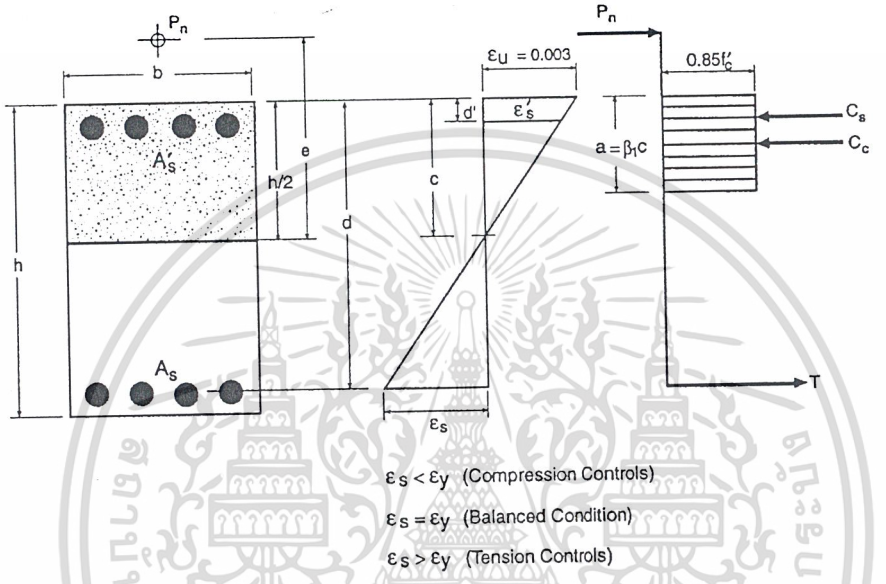


รูปที่ 6-15 กำลังสูงสุดในการรับแรงตามแนวแกน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

6.2.5 กำลังรับผลรวมของแรงดัดและแรงตามแนวแกน

กำลังขององค์อาคารภายใต้แรงดัด M_n และแรงตามแนวแกน P_n จะต้องเป็นไปตามข้อกำหนดสองข้อ คือความสมดุลของแรงภายในและการสอดคล้องของความเครียด สภาวะทั่วไปของหน่วยแรงและความเครียดในคอนกรีตและเหล็กเสริม ภายใต้ผลรวมของแรงดัดและแรงตามแนวแกน ได้แสดงไว้ในรูปที่ 6-16 แรงดึงหรือแรงอัดในเหล็กเสริมหาได้จากความสัมพันธ์กับความเครียด ณ ตำแหน่งของเหล็กเสริมนั้น



รูปที่ 6-16 การกระจายความเครียดและหน่วยแรงในหน้าตัดภายใต้ผลรวมของแรงดัดและแรงตามแนวแกน

$$T = A_s f_s = A_s(E_s \varepsilon_s) \qquad \text{เมื่อ } \varepsilon_s < \varepsilon_y$$

หรือ $$T = A_s f_y \qquad \text{เมื่อ } \varepsilon_s \geq \varepsilon_y$$

$$C = A_s' f_s' = A_s'\left(E_s \varepsilon_s'\right) \qquad \text{เมื่อ } \varepsilon_s' < \varepsilon_y$$

หรือ $$C = A_s' f_y \qquad \text{เมื่อ } \varepsilon_s' \geq \varepsilon_y$$

$$C_c = 0.85 f_c' ba$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กำลังระบุในการรับผลรวมของแรงตามแนวแกนและแรงดัด (P_n และ M_n)หาจากความสมดุลของแรงและแรงดัด

จากความสมดุลของแรง :

$$P_n = C_c + C_s - T \qquad (16)$$

จากความสมดุลของแรงดัดรอบศูนย์กลางของหน้าตัด

$$M_n = P_n e = C_c(h/2 - a/2) + C_s(h/2 - d') + T(d - h/2) \qquad (17)$$

ถ้ารู้สภาวะของความเครียด เราก็สามารถที่จะคำนวณหา P_n และ M_n ได้ทันที ยกตัวอย่างเช่นในกรณีของสภาวะความเครียดสมดุล คือให้เหล็กเสริมรับแรงดึงถึงจุดคราก $(\varepsilon_s = \varepsilon_y)$ พอดีกับความเครียดในผิวคอนกรีตภายใต้แรงอัดถึงจุดแตกหัก คือมีค่าเท่ากับ 0.003

$$\frac{c_b}{d} = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + \varepsilon_y} = \frac{0.003}{0.003 + f_y/2{,}040{,}000} = \frac{6{,}120}{6{,}120 + f_y}$$

ดังนั้น $$a_b = \beta_1 c_b = \left(\frac{6{,}120}{6{,}120 + f_y}\right)\beta_1 d$$

และ $$\frac{c_b}{c_b - d'} = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_s''}$$

ดังนั้น $$\varepsilon_s' = 0.003\left(1 - \frac{d'}{c_b}\right) = 0.003\left[1 - \frac{d'}{d}\left(\frac{6{,}120 + f_y}{6{,}120}\right)\right]$$

และ $$f_{sb}' = E_s\varepsilon_s' = 6{,}120 - \frac{d'}{d}(6{,}120 + f_y)$$ แต่ต้องไม่เกิน f_y

จากความสมดุลของแรง :

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$P_b = 0.85 f_c' b a_b + A_s' f_{sb} - A_s f_y \qquad (18)$$

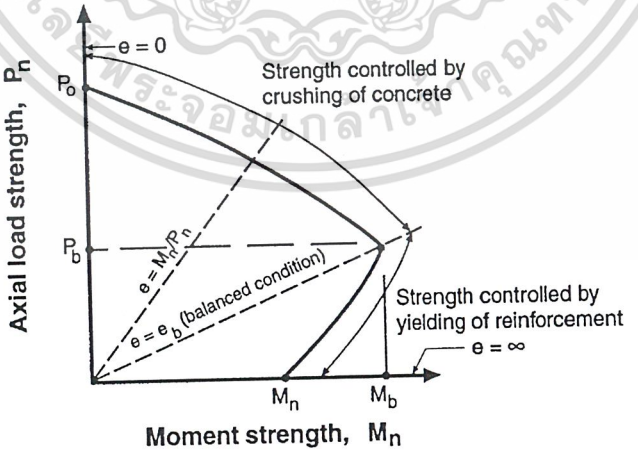
จากความสมดุลของแรงดัด :

$$M_b = P_b\, e_b = 0.85 f_c' b a_b (h/2 - a/2) + A_s' f_{sb} (h/2 - d') + A_s f_y (d - h/2) \qquad (19)$$

กำลังในการรับผลรวมของแรงตามแนวแกนและแรงดัด ที่สภาวะความเครียดสมดุล เป็นเพียงแค่กรณีหนึ่งในหลายกรณีที่อาจจะเกิดขึ้นในหน้าตัด กรณีอื่น ๆ ที่เกิดขึ้นได้ เช่น

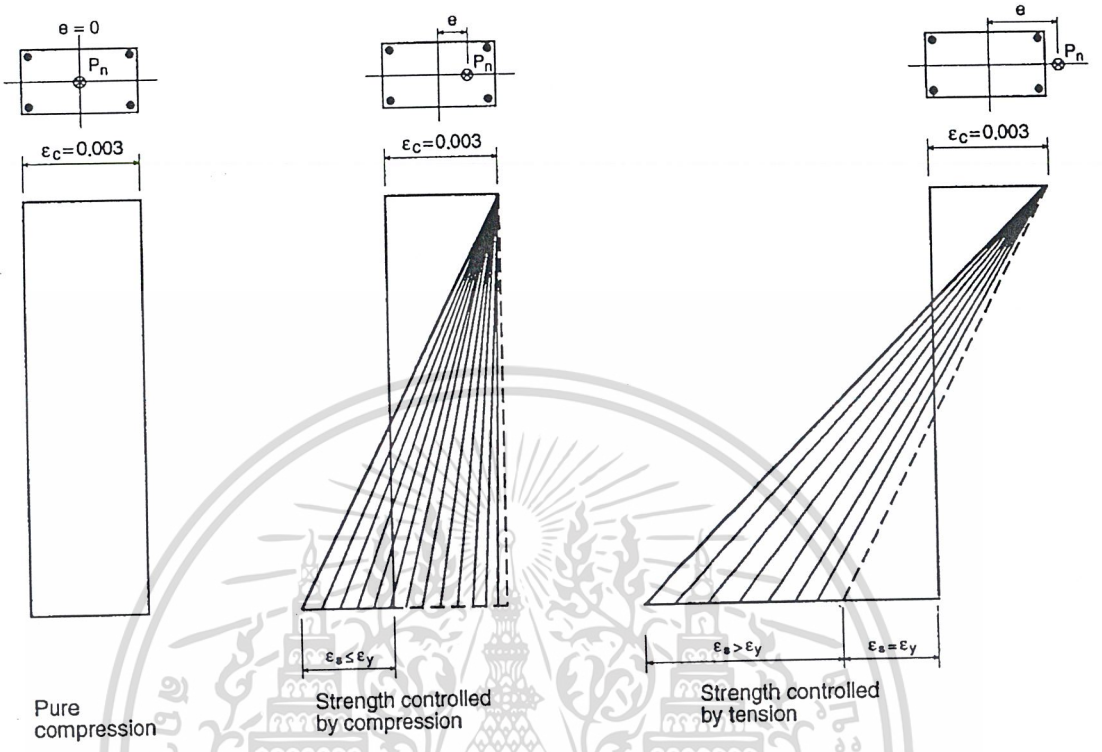
เมื่อทั้งหน้าตัดอยู่ภายใต้แรงอัด ทำให้ความเครียดในคอนกรีตถึงจุดแตกหัก $(\varepsilon_u = 0.003)$ ก่อนที่เหล็กเสริมจะถึงจุดคราก $(\varepsilon_s < \varepsilon_y)$ ซึ่งเป็นกรณีที่เรียกว่า "Compression Control"

หรือในกรณีที่หน้าตัดเกือบทั้งหมดอยู่ภายใต้แรงดึง ทำให้ความเครียดในเหล็กเสริมมีค่าเกินจุดคราก $(\varepsilon_s > \varepsilon_y)$ เมื่อความเครียดในคอนกรีตถึงจุดแตกหัก ซึ่งเป็นกรณีที่เรียกว่า "Tension Control" สภาวะความเครียดสมดุลเป็นกรณีที่แยกสองกรณีที่กล่าวถึงออกเป็นสองส่วน ดังแสดงในรูปที่ 6-17 การกระจายความเครียดบนหน้าตัดที่ทำให้เกิดกรณีต่าง ๆ ของสภาวะการรับแรงรวม ได้แสดงไว้ในรูปที่ 6-18



รูปที่ 6-17 Axial Load-Moment Interaction Diagram

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 6-18 การกระจายความเครียดภายใต้ขอบเขตการรับแรงรวมตามแนวแกนและแรงดัด

ภายใต้แรงอัดอย่างเดียว ความเครียดจะคงที่ทั้งหน้าตัดและมีค่าเท่ากับ -0.003 เมื่อเริ่มมีการหนีศูนย์หรือเมื่อแรง P_n เคลื่อนตัวออกจากจุดศูนย์กลางของหน้าตัด ทำให้เกิดแรงดัดขึ้น ความเครียดลบที่หน้าตัดด้านรับแรงดึงจะค่อยๆ เปลี่ยนเข้าหาค่าศูนย์และเปลี่ยนเป็นค่าบวก เพิ่มเข้าหาจุดคราก $(\varepsilon_s = \varepsilon_y)$ เพื่อเข้าสู่สภาวะความเครียดสมดุล ในช่วงที่ผ่านมานี้ ถือว่าหน้าตัดอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงอัด ($\varepsilon_s = -0.003$ ถึง ε_y) เมื่อผ่านสภาวะนี้ไป ความเครียดในเหล็กเสริมจะเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ จนถึงจุดที่หน้าตัดอยู่ภายใต้แรงดัดอย่างเดียว $(\varepsilon_s = \alpha)$ ซึ่งในช่วงนี้ จะถือว่าหน้าตัดอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงดึง $(\varepsilon_s > \varepsilon_y)$

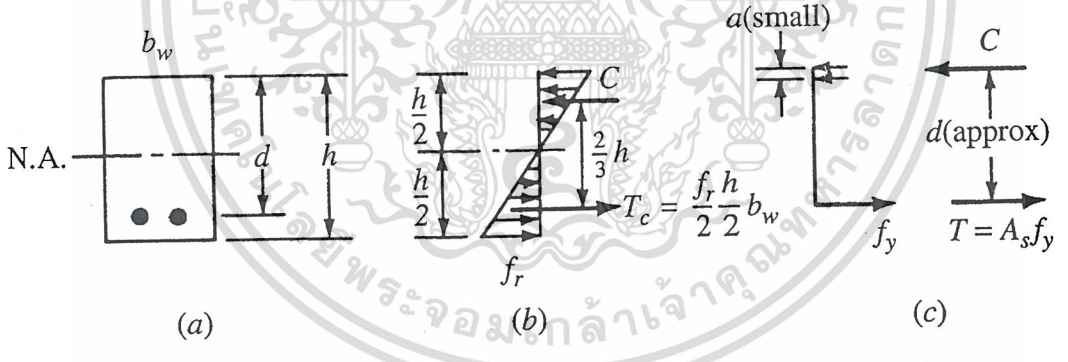
การหาค่าของ P_n และ M_n ที่สภาวะความเครียดต่าง ๆ ได้แสดงไว้ในโจทย์ตัวอย่างที่ 6.4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

6.3 ปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดสำหรับองค์อาคารรับแรงดัด

สำหรับคานทั่วไป โมเมนต์แตกร้าวจะมีค่าประมาณ 15% ถึง 20% ของโมเมนต์ใช้งาน ถ้าหน่วยแรงดึงในคอนกรีตน้อยกว่าโมดูลัสแตกร้าว คานก็จะไม่เกิดการแตกร้าว และหน่วยแรงในเหล็กเสริมที่สภาวะนั้นจะมีค่าประมาณ 1400 ถึง 2100 กก./ซม.^{2} ถึงแม้ว่า หลังจากการแตกร้าวแล้ว เหล็กเสริมจะต้องรับแรงดึงทั้งหมดก็ตาม แต่หน่วยแรงในเหล็กเสริมโดยทั่วไป ก็ยังต่ำกว่าหน่วยแรงที่จุดคราก

ในบางกรณี สถาปนิกอาจจะระบุให้ใช้คานซึ่งมีความลึกมาก เพื่อความสวยงามมากกว่าที่จะใช้รับน้ำหนักหรือเพื่อควบคุมการแอ่นตัว เหล็กเสริมที่คำนวณได้ในกรณีนี้ จะมีปริมาณน้อยมากซึ่งอาจจะส่งผลให้ความสามารถในการรับแรงดัดของคานต่ำกว่าโมเมนต์แตกร้าว ถ้าบังเอิญมีน้ำหนักมากกว่าที่ออกแบบไว้มากระทำบนคานตัวนี้ จะทำให้คานตัวนี้วิบัติอย่างฉับพลันด้วยการวิบัติของเหล็กเสริม เพื่อป้องกันกรณีนี้ มาตรฐานการออกแบบจึงได้กำหนดปริมาณเหล็กเสริมน้อยสุดที่ต้องมีในองค์อาคารไว้ตามการวิเคราะห์ของรูปข้างล่าง



รูปที่ 6-19 – สภาวะของหน่วยแรงในคาน: (a) รูปหน้าตัด, (b) ณ จุดแตกร้าว, (c) ณ จุดวิบัติ

$$M_{cr} = T_c\left(\frac{2}{3}h\right) = \frac{f_r}{2}\frac{b_w h}{2}\left(\frac{2}{3}h\right) \qquad (a)$$

โดยที่ T_C เป็นแรงดึงที่รับโดยคอนกรีต

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ถ้าปริมาณของเหล็กเสริมมีน้อยมาก เมื่อเปรียบเทียบกับหน้าตัดของคาน ความลึกของสี่เหลี่ยมแทนแรงอัดของคอนกรีตก็จะน้อยมาก จนอาจจะถือได้ว่า ระยะห่างระหว่างแรงอัดในคอนกรีตและแรงดึงในเหล็กเสริมมีค่าเท่ากับ d ดังนั้นกำลังระบุในการรับแรงดัดของหน้าตัด

$$M_n = A_s f_y d \qquad (b)$$

ให้ M_n เท่ากับ M_{cr} แทนค่า $d = h$ และ $f_r = 2\sqrt{f_c'}$ จะได้

$$A_s f_y d = \frac{2\sqrt{f_c'}}{2}\frac{b_w d}{2}\left(\frac{2}{3}d\right) \quad \rightarrow \quad A_s = \frac{\sqrt{f_c'}}{3f_y} b_w d$$

ถ้าให้ factor of safety = 2.5 เราจะได้

$$A_s = \frac{2.5\sqrt{f_c'}}{3f_y} b_w d = \frac{0.8\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d \qquad (c)$$

หรือในกรณีของคอนกรีตที่ใช้ทั่วไป มีกำลังไม่เกิน 310 กก./ซม.^{2} เราจะได้

$$A_{s,\min} = \frac{0.8\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d \geq \frac{14 b_w d}{f_y}$$ *วสท. (43-3) & ACI (10-3)*

สำหรับคานสี่เหลี่ยมมีปีก เหล็กเสริมต่ำสุดจะต้องไม่น้อยกว่า :

$$A_{s,\min} = \frac{1.59\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d$$ *ACI (10-4)*

หรือ

$$A_{s,\min} = \frac{0.8\sqrt{f_c'}}{f_y} b_f d \geq \frac{14 b_f d}{f_y}$$

อนึ่ง ถ้ามีการวิเคราะห์หาปริมาณเหล็กเสริมที่แน่นอนแล้วเพิ่มปริมาณนั้นอีกอย่างน้อย 1/3 เท่า ก็ไม่จำเป็นต้องใช้ปริมาณเหล็กเสริมน้อยสุด ตามสมการข้างบน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

6.4 กำลังรับแรงแบกทานของคอนกรีต

กำลังรับแรงแบกทานของคอนกรีตจะใช้ค่าเฉลี่ยเท่ากับ $0.85f_c'$ บนพื้นที่รับแรง A_1 ถ้าเนื้อคอนกรีตที่รองรับด้านล่าง มีขนาดกว้างกว่าพื้นที่รับแรงในทุกด้าน เราสามารถที่เพิ่มกำลังรับแรงแบกทานขึ้นเป็นอัตราส่วนของ $\sqrt{A_2/A_1}$ แต่ต้องไม่เกิน 2 การหาอัตราส่วนเพิ่มกำลังแบกทานนี้ ได้แสดงอยู่ในรูปที่ 6-19

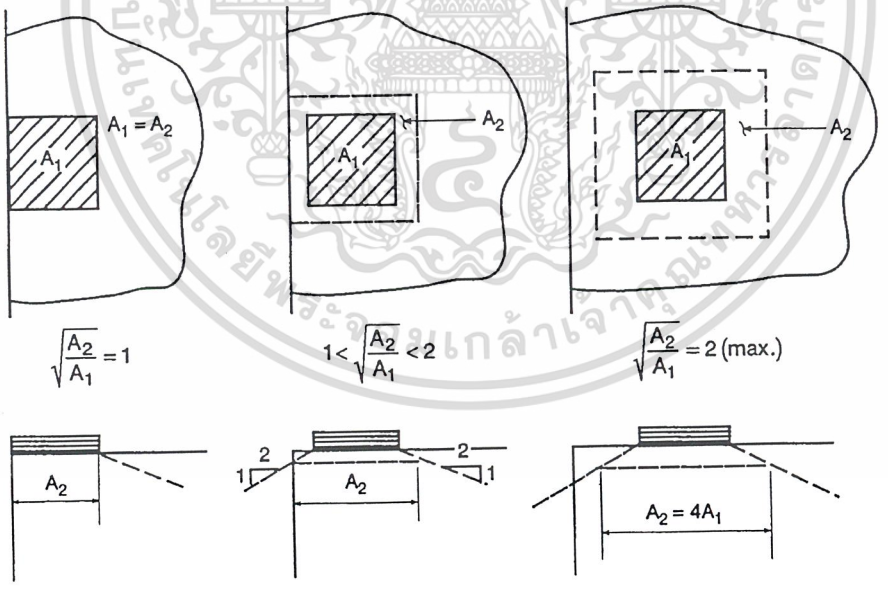
ในกรณีทั่วไป ซึ่งเนื้อคอนกรีตใต้พื้นที่รับแรงมีพื้นที่มาก $\left(\sqrt{A_2/A_1} > 2\right)$ หน่วยแรงของกำลังแบกทานที่ยอมให้คือ $2\left(0.85f_c'\right)$

จากรูปที่ 6-20 :

ก. สำหรับหน้าตัดรับแรงเป็นเสาหรือตอม่อ

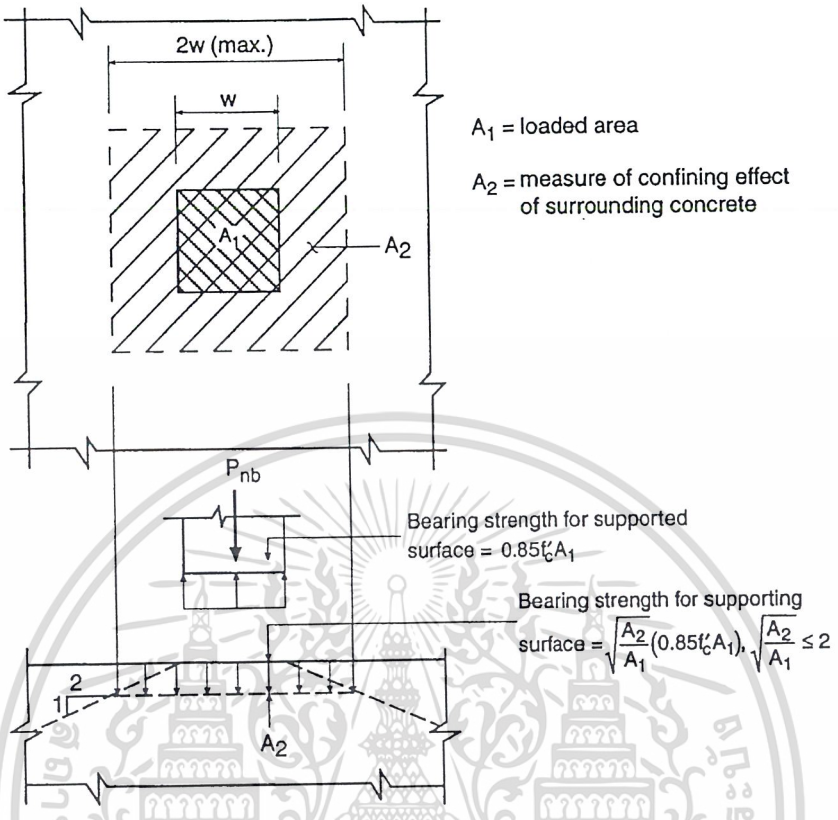
$$P_{nb} = 0.85f_c'A_1$$

โดยที่ f_c' เป็นกำลังอัดประลัยของคอนกรีตในเสา



รูปที่ 6-20 การวัดพื้นที่คอนกรีตที่รองรับ เพื่อหาอัตราส่วนเพิ่มของกำลังแบกทาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 6-21 กำลังรับแรงแบกทานของคอนกรีต

ข. สำหรับหน้าตัดรับแรงเป็นฐานราก :

$$P_{nb} = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}\left(0.85 f_c' A_1\right), \qquad \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \le 2$$

โดยที่ f_c' เป็นกำลังอัดประลัยของคอนกรีตในฐานราก

กำลังแบกทานที่ใช้ในการคำนวณออกแบบเท่ากับ ϕP_{nb} โดยที่ $\phi = 0.70$ ถ้าแรงกดมากกว่ากำลังแบกทาน จะต้องมีการเสริมเหล็กรับแรงส่วนที่เกิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เอกสารอ้างอิง

6.1 Hognestad, E., Hanson, N.W., and McHenry, D., "Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design," *ACI Journal, Proceedings* Vol. 52, December 1955, pp. 455-479; also *PCA Development Department Bulletin D6.*

6.2 Hognestad, E.,"Ultimate Strength of Reinforced Concrete in American Design Practice,"

Proceedings of a Symposium on the Strength of Concrete Structures, London, England,

May 1955; also *PCA Development Department Bulletin D12.*

6.3 Hognestad, E., "Confirmation of Inelastic Stress Distribution in Concrete," *Journal of the Structural Division, Proceedings ASCE,* Vol. 83, No. ST2, March 1957; pp. 1189-1—1189-17 also *PCA Development Department Bulletin D15.*

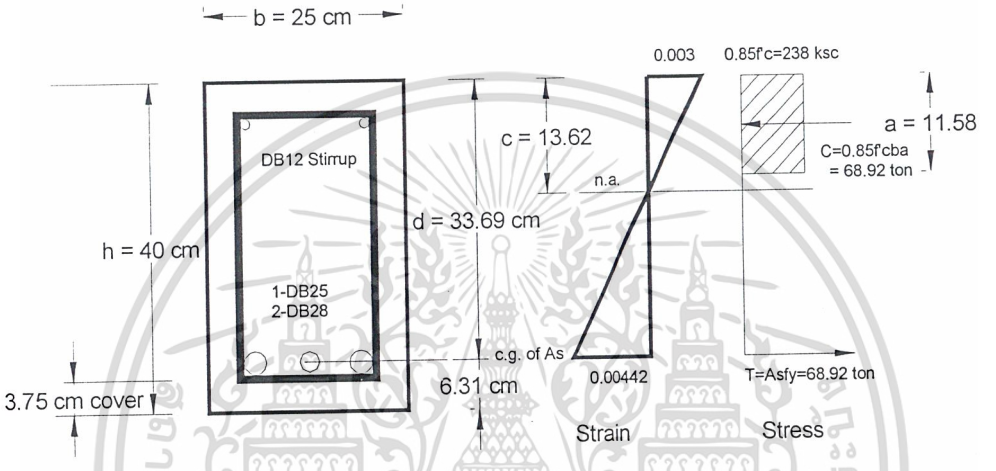
6.4 Mattock, A.H., Kriz, L.B., and Hognestad, E., "Rectangular Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design," *ACI Journal, Proceedings,* Vol. 57, February 1961, pp. 875-928; also *PCA Development Department Bulletin D49.*

6.5 Wang, C.K., and Salmon, C.G., ***Reinforced Concrete Design,*** Fourth Edition, Harper & Row Publishers, New York, N.Y. 1985.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 6.1 – กำลังรับแรงดัดโดยใช้การกระจายหน่วยแรงแบบสี่เหลี่ยม

จงหากำลังรับแรงดัดสำหรับคานข้างล่างโดยใช้หลักความสมดุลของแรงจากการกระจายหน่วยแรงแบบสี่เหลี่ยม ซึ่งแสดงไว้ในรูปที่ 6-9 ใช้ $f_c' = 280$ กก./ซม.^{2} และ $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2}



1. สร้างรูปการกระจายหน่วยแรงในคอนกรีตแบบสี่เหลี่ยม *[4302 ช]*

หาระยะจากจุดศูนย์กลางของกลุ่มเหล็กไปยังผิวล่างของคาน

$$= \frac{12.32(3.75+1.2+1.4)+4.91(3.75+1.2+1.25)}{17.23} = 6.31 \text{ ซม.}$$

(1-DB25: $A_s = 4.91$ ซม.^{2}, 2-DB28: $A_s = 2\times 6.16 = 12.32$ ซม.^{2}, รวมพื้นที่เหล็กเสริม $= 17.23$ ซม.^{2})

$d = 40 - 6.31 = 33.69$ ซม.

สมมติให้ $\varepsilon_s > \varepsilon_y$, $T = A_s f_y = 17.23\times 4 = 68.92$ ตัน *[4302 ง]*

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{68.92}{0.85\times 0.28\times 25} = 11.58 \text{ ซม.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. หากำลังระบุรับแรงดัด (Nominal moment strength), M_n และ กำลังที่ใช้คำนวณออกแบบ (Design Moment Strength), ϕM_n

$$M_n = A_s f_y (d - \frac{a}{2}) = 68.92\left(33.69 - \frac{11.58}{2}\right) = 1{,}922.90 \text{ ตัน-ซม.}$$

$$\phi M_n = 0.9(1{,}922.90) = 1{,}730.60 \text{ ตัน-ซม.}$$ *[4203 ข]*

3. ตรวจข้อกำหนดของมาตรฐานสำหรับเหล็กเสริม *[4303 ค]*

$$\rho = A_s bd = 17.23/(25 \times 33.69) = 0.0204$$

จากตารางที่ 6-1 เมื่อ $f_c' = 280$ กก./ซม.^{2} และ $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2} ได้ $\rho_b = 0.0306$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b = 0.75(0.0306) = 0.0229$$

$\rho < \rho_{\max}$ ใช้ได้ แสดงว่า $\varepsilon_s > \varepsilon_y$ ตามที่ตั้งสมมติฐาน

4. ตรวจปริมาณเหล็กน้อยที่สุดที่ต้องมีในหน้าตัด

$$A_{s,\min} = \frac{0.8\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d \geq \frac{14 b_w d}{f_y}$$ *วสท. (43-3)*

$$= \frac{0.8\sqrt{280}}{4{,}000}(25 \times 33.69) \geq \frac{14}{4{,}000}(25 \times 33.69)$$

$$= 2.82 \text{ ซม.}^2 < 2.95 \text{ ซม.}^2$$

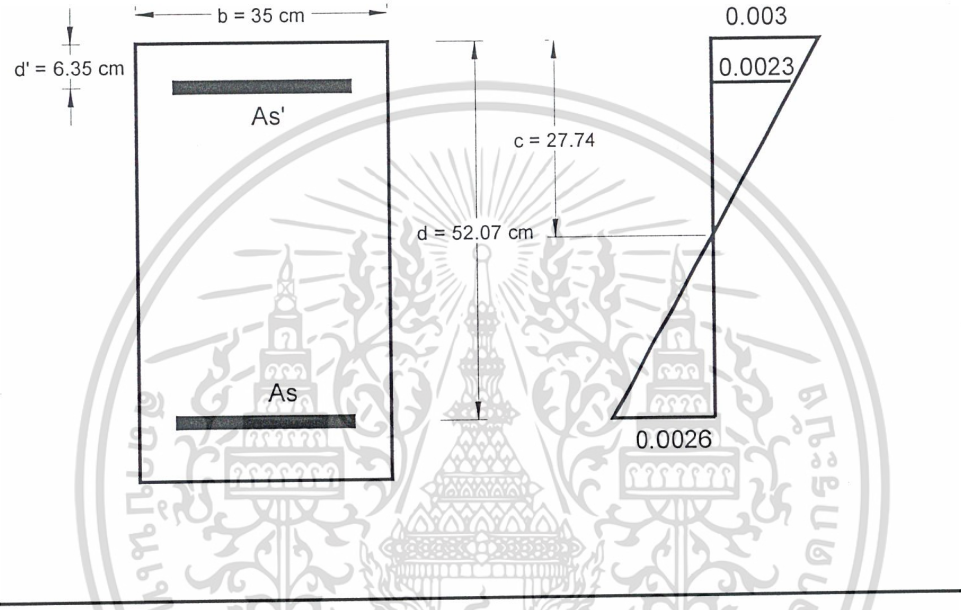
$A_s = 17.32$ ซม.^{2} $> A_{s,\min}$ ใช้ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 6.2 – ออกแบบคานซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงอัด

หน้าตัดของคานถูกจำกัดให้มีขนาดตามที่แสดง หาปริมาณของเหล็กเสริมเพื่อจะรับแรงดัด $M_u = 80{,}210$ กก.-ม.

ใช้ $f_c' = 280$ กก./ซม.^{2} และ $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2}



1. ตรวจดูกำลังของคาน ถ้ามีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว

จากตารางที่ 6-1 เมื่อ $f_c' = 280$ กก./ซม.^{2} และ $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2} ได้ $\rho_b = 0.0306$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b = 0.75(0.0306) = 0.0229$$ *[4303 ค]*

$$A_{s(\max)} = 0.0229 \times 35 \times 52.07 = 41.82 \text{ ซม.}^2$$

$$a = \frac{A_{s(\max)} f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{41.82 \times 4{,}000}{0.85 \times 280 \times 35} = 20.08 \text{ ซม.}$$

$$\phi M_{n(\max)} = \phi A_{s(\max)} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 20.08 \left(52.07 - \frac{20.08}{2} \right) = 63{,}274 \text{ กก.-ม.}$$

น้อยกว่า $M_u = 80{,}210$ กก.-ม. ดังนั้นจะต้องมีเหล็กเสริมช่วยรับแรงอัด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. หาปริมาณเหล็กเสริม

$M_u - \phi M_{n(\max)} = 80{,}210 - 63{,}274 = 16{,}936$ กก.-ม.

สมมติว่า $f_s' = f_y$ ที่จุดประลัย (เหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดคราก) ดังนั้น

$$M_u = \phi(A_s - A_s')f_y(d - \frac{a}{2}) + \phi A_s' f_y(d - d')$$

$$= \phi M_{n(\max)} + \phi A_s' f_y(d - d')$$

$$A_s' = \frac{M_u - \phi M_{n(\max)}}{\phi f_y(d - d')} = \frac{16{,}936 \times 100}{0.9 \times 4{,}000(52.07 - 6.35)} = 10.29 \text{ ซม.}^2$$

ใช้ 2-DB25 ($A_s = 9.82$ ซม.^{2})

$A_s = A_{s(\max)} + A_s' = 41.82 + 10.29 = 52.11$ ซม.^{2}

ใช้ 12-DB25 (As = 58.92 ซม.^{2})

โปรดสังเกตว่าเหล็กเสริมรับแรงดึงมีจำนวนถึง 12 เส้น

จะต้องวางเรียงถึง 3 ชั้นในคานที่มีความกว้าง 35 ซม. ซึ่งอาจจะมีผลต่อค่า d ที่เราใช้

3. ตรวจสอบการครากของเหล็กเสริมรับแรงอัด

ถ้า A_s' ถึงจุดคราก

$$a = \frac{(A_s - A_s')f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{(58.92 - 9.82)(4{,}000)}{0.85(280)(35)} = 23.58 \text{ ซม.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{23.58}{0.85} = 27.74 \text{ ซม.}$$

จากการสอดคล้องของความเครียด

$$\varepsilon_s' = \left(\frac{c - d'}{c}\right)\varepsilon_u = \left(\frac{27.74 - 6.35}{27.74}\right) \times 0.003 = 0.0023 \quad > \quad \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4{,}000}{2.04e6} = 0.00196$$

แสดงว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดครากตามสมมติฐาน

ลองตรวจความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงดึง

$$\varepsilon_s = \left(\frac{d - c}{c}\right)\varepsilon_u = \left(\frac{52.07 - 27.74}{27.74}\right) \times 0.003 = 0.0026 \quad > \quad \varepsilon_y$$

เป็นตามที่คาดไว้ เหล็กเสริมรับแรงดึงก็ถึงจุดครากเหมือนกัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 6.3 – กำลังรับแรงตามแกนสูงสุด ณ ตำแหน่งที่การหนีศูนย์น้อยที่สุด

จงหากำลังระบุรับแรงตามแนวแกน (P_n) ซึ่งมีค่าเท่ากับ $0.80P_o$ ตามมาตรฐานใหม่ กับ P_n ที่ตำแหน่งหนีศูนย์ $0.1h$ ตามมาตรฐานเดิม สำหรับเสาปลอกเดี่ยว ขนาด 50×50 ซม. มีเหล็กยืนเป็น 4-DB28 ($A_s = 24.64$ ซม.^{2}) ใช้ $f_c' = 350$ กก./ซม.^{2} และ $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2}

ก่อนที่มาตรฐาน ACI 318-77 จะออกมา การออกแบบเสาทุกต้นจะถูกกำหนดว่า จะต้องออกแบบให้รับแรงดัดในเสาอย่างน้อย เมื่อการหนีศูนย์เท่ากับ $0.1h$ สำหรับเสาปลอกเดี่ยว และ $0.05h$ สำหรับเสาปลอกเกลียว ข้อกำหนดนี้ทำให้การออกแบบยุ่งยาก เสียเวลาในการคำนวณมากเพื่อหากำลังของเสาที่ระยะการหนีศูนย์ดังกล่าว

ในปี 1977 มาตรฐาน ACI ได้เปลี่ยนแปลงข้อกำหนดโดยให้ใช้ค่ากำลังสูงสุดในเสาปลอกเดี่ยวเป็น $0.80P_o$ และในเสาปลอกเกลียวเป็น $0.85P_o$ เปอร์เซ็นต์ของกำลังที่ลดไปนี้ถูกเลือกขึ้นมา ก็เพื่อเป็นการประมาณการหากำลังที่ตำแหน่งหนีศูนย์น้อยที่สุด ตามมาตรฐานเดิม

1. คำนวณตามมาตรฐานเดิม โดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์

   ที่ $e/h = 0.10$: ได้ $P_n = 700$ ตัน

2. คำนวณตามมาตรฐานปัจจุบัน *[4303 จ]*

$$P_{n(\max)} = 0.80P_o = 0.80\left[0.85f_c'\left(A_g - A_{st}\right) + f_y A_{st}\right] \qquad \text{วสท. (43-2)}$$

$$= 0.80[0.85\times0.35(2{,}500 - 24.64) + (4\times24.64)] = 668 \text{ ตัน}$$

ค่าจากการคำนวณจากทั้งสองมาตรฐาน จะแตกต่างกันมากน้อยแค่ไหน ขึ้นอยู่กับกำลังของวัสดุที่ใช้ ขนาดและปริมาณของเหล็กเสริม แต่อย่างไรก็ตาม ผู้ออกแบบมีสิทธิ์ที่จะเลือกใช้ได้วิธีใดวิธีหนึ่งจากทั้งสองวิธีนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

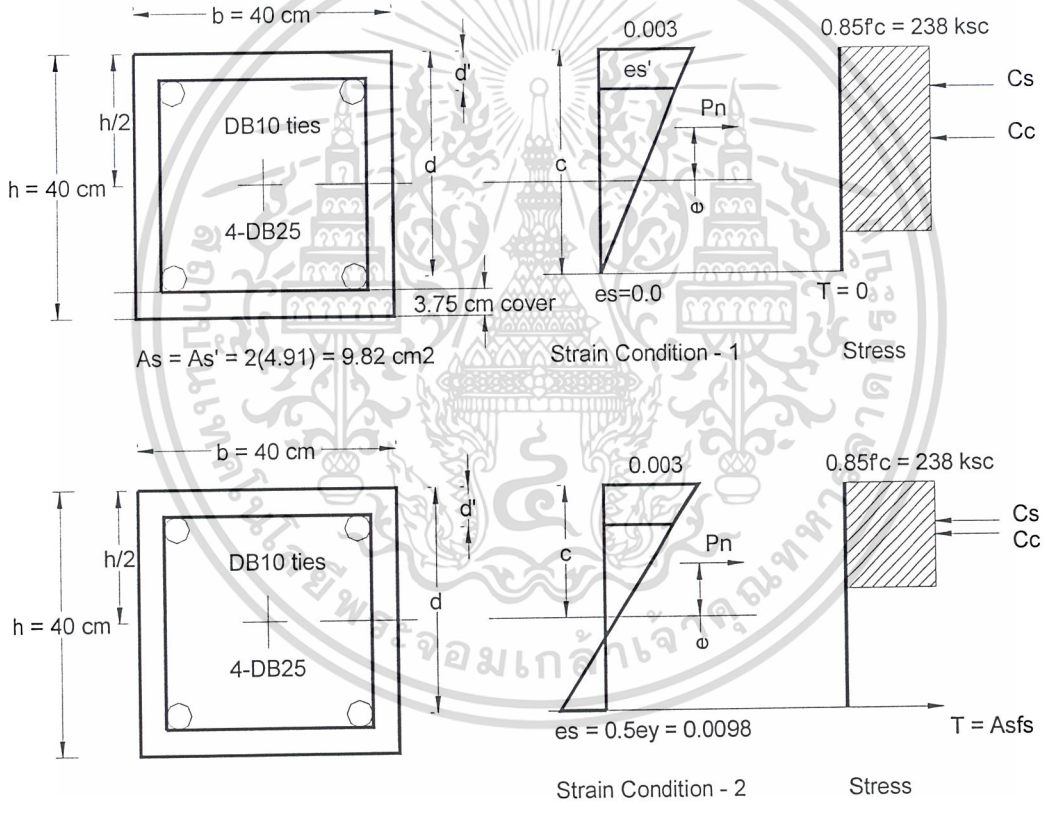
ตัวอย่างที่ 6.4 – กำลังรับผลรวมของแรงตามแนวแกนและแรงดัด P_n และ M_n ณ สภาวะความเครียดที่กำหนดให้

จงหากำลังรับผลรวมของแรงตามแนวแกนและแรงดัดของเสาตามหน้าตัดที่ให้ข้างล่าง เมื่อ

(1) หน่วยแรงในเหล็กเสริมด้านรับแรงดึงมีค่าเท่ากับศูนย์ $(f_s = 0)$ และ

(2) หน่วยแรงในเหล็กเสริมด้านรับแรงดึงมีค่าเท่ากับ $0.5f_y$

ใช้ $f_c' = 280$ กก./ซม.^{2} และ $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2}



---

1. กำลังระบุรับแรงรวม P_n และ M_n สำหรับสภาวะความเครียดที่ 1 *[4302]*

a. กำหนดการกระจายหน่วยแรงและแรงต่าง ๆ

d' = ระยะหุ้ม + เส้นผ่าศก.เหล็กปลอก + รัศมีเหล็กยืน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$= 3.75 + 1.0 + 2.5/2 = 6.0$ ซม.

$d = 40 - 6 = 34$ ซม.

เนื่องจาก $\varepsilon_s = 0 \longrightarrow c = d = 34$ ซม. *[4302 ข]*

$a = \beta_1 c = 0.85(34) = 28.90$ ซม. (สำหรับ $f_c' = 280$ กก./ซม.^{2}, $\beta_1 = 0.85$)

$C_c = 0.85 f_c' ba = 238(40)(28.90) = 275.13$ ตัน

$\varepsilon_y = f_y / E_s = 4{,}000/2{,}040{,}000 = 0.00196$

$$\varepsilon_s' = \left(\frac{c-d'}{c}\right)\varepsilon_u = \left(\frac{34-6}{24}\right)\times 0.003 = 0.0025 \quad > \quad \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4{,}000}{2.04e6} = 0.00196$$

แสดงว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดคราก

$C_s = A_s' f_y = 9.82(4) = 39.28$ ตัน

b. หา P_n และ M_n จากความสมดุลของแรง

จากสมการ

$P_n = C_c + C_s = 275.13 + 39.28 = 314.41$ ตัน

จากสมการ

$$M_n = P_n e = C_c(h/2 - a/2) + C_s(h/2 - d') + T(d - h/2)$$

$$= 275.13(20 - 14.45) + 39.28(20 - 6) = 2{,}076.89 \text{ ตัน-ซม.}$$

$e = M_n / P_n = 2{,}076/314.41 = 6.60$ ซม.

ดังนั้น สำหรับสภาวะความเครียดที่ $\varepsilon_s = 0$

กำลังที่ใช้คำนวณออกแบบรับแรงตามแนวแกน,

$\phi P_n = 0.7(314.41) = 220$ ตัน *[4203 ข]*

กำลังที่ใช้คำนวณออกแบบรับแรงดัด,

$\phi M_n = 0.7(2{,}076.89) = 1{,}454$ ตัน-ซม.

2. กำลังรับแรงรวม P_n และ M_n สำหรับสภาวะความเครียดที่ 2 *[4302]*

a. กำหนดการกระจายหน่วยแรงและแรงต่าง ๆ

$d' = 6$ ซม. $\quad d = 34$ ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากการสอดคล้องของความเครียด

$$\frac{c}{\varepsilon_u} = \frac{d}{\varepsilon_u + \varepsilon_s} \qquad \text{หรือ}$$

$$c = \frac{0.003d}{0.003 + 0.5\varepsilon_y} = \frac{0.003 \times 34}{0.003 + 0.00098} = 25.63 \text{ ซม.}$$

ดังนั้นความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงอัด

$$\varepsilon_s^{'} = \left(\frac{c - d'}{c}\right)\varepsilon_u = \left(\frac{25.63 - 6}{25.63}\right) \times 0.003 = 0.0023 \quad > \quad \varepsilon_y = 0.00196$$

แสดงว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดคราก

$$a = \beta_1 c = 0.85(25.63) = 21.78 \text{ ซม.}$$

$$C_c = 0.85 f_c^{'} ba = 238(40)(21.78) = 207.38 \text{ ตัน}$$

$$C_s = A_s^{'} f_y = 9.82(4) = 39.28 \text{ ตัน}$$

$$T = A_s f_s = A_s(0.5 f_y) = 9.82(2) = 19.64 \text{ ตัน}$$

b. หา P_n และ M_n จากความสมดุลของแรง

จากสมการ

$$P_n = C_c + C_s - T = 207.38 + 39.28 - 19.64 = 227.02 \text{ ตัน}$$

จากสมการ

$$M_n = P_n e = C_c(h/2 - a/2) + C_s(h/2 - d') + T(d - h/2)$$

$$= 207.38(20 - 10.89) + 39.28(20 - 6) + 19.64(34 - 20) = 2,714.11 \text{ ตัน-ซม.}$$

$$e = M_n / P_n = 2,714.11/227.02 = 11.95 \text{ ซม.}$$

ดังนั้น สำหรับสภาวะความเครียดที่ $\varepsilon_s = 0.5\varepsilon_y$

กำลังที่ใช้คำนวณออกแบบรับแรงตามแนวแกน,

$$\phi P_n = 0.7(227.02) = 159 \text{ ตัน}$$

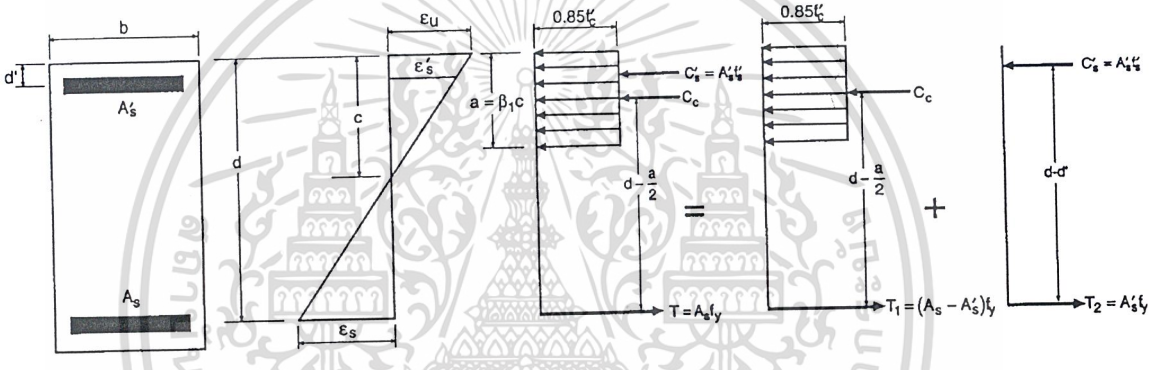
กำลังที่ใช้คำนวณออกแบบรับแรงดัด,

$$\phi M_n = 0.7(2,714.11) = 1,900 \text{ ตัน-ซม.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 6.5 – พิสูจน์สมการที่ใช้สำหรับคานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมที่มีเหล็กเสริมช่วยรับแรงดึง และแรงอัด

สำหรับคานในรูปที่ 2-13 จงแสดงสภาวะที่จะกำหนดว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดครากหรือไม่ และถ้าไม่ถึงจุดคราก จงแสดงที่มาของสมการกำลังสองที่ใช้หาความลึกของรูปสี่เหลี่ยม ซึ่งแสดงการกระจายหน่วยแรงของคอนกรีต, c



1. สภาวะที่กำหนดว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดคราก

จากการสอดคล้องของความเครียด

$$\frac{c}{d'} = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u - \varepsilon_s'} \rightarrow c = \left(\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u - \varepsilon_s'}\right) d'$$

จากความสมดุลของแรงภายในบนหน้าตัด พิจารณาเฉพาะส่วนที่เป็นเสมือนคานคอนกรีตมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว

$$T_1 = C_C \quad \text{หรือ} \quad \left(A_s - A_s'\right) f_y = 0.85 f_c' ab = 0.85 f_c' (\beta_1 c)(b)$$

หารด้วย bd ทั้งสองข้าง ได้

$$\frac{A_s - A_s'}{bd} = 0.85 \frac{f_c' \beta_1 c}{f_y d} = 0.85 \frac{f_c' \beta_1 d'}{f_y d} \left(\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u - \varepsilon_s'}\right)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เหล็กเสริมรับแรงอัดจะถึงจุดคราก ก็ต่อเมื่อ ε_s' มีค่าเท่ากับหรือมากกว่า ε_y

แทนค่า $\varepsilon_s' \geq \varepsilon_y$ ลงในสมการ ได้

$$\frac{A_s - A_s'}{bd} \geq 0.85\frac{f_c'\beta_1 d'}{f_y d}\left(\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u - \varepsilon_y}\right) \geq 0.85\frac{f_c'\beta_1 d'}{f_y d}\left(\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u - f_y/E_s}\right)$$

หรือ

$$\boxed{\frac{A_s - A_s'}{bd} \geq 0.85\frac{f_c'\beta_1 d'}{f_y d}\left(\frac{6{,}120}{6{,}120 - f_y}\right)}$$

1. สมการกำลังสองที่ใช้หาความลึกของรูปสี่เหลี่ยมซึ่งแสดงการกระจายหน่วยแรงของคอนกรีต, c

จากสมการ

$$f_s' = E_s\varepsilon_s' = E_s\varepsilon_u\left(\frac{c - d'}{c}\right) = 6{,}120\left(\frac{c - d'}{c}\right) < f_y$$

หรือ

$$c\,f_s = 6{,}120(c - d').....(a)$$

จากความสมดุลของแรงภายในบนหน้าตัด พิจารณาแรงทั้งหมด

$$T = C_c + C_s'$$

$$A_s f_y = 0.85 f_c' ab + A_s' f_s' = 0.85 f_c'(\beta_1 c)b + A_s' f_s'$$

$$f_s' = \frac{A_s f_y - 0.85 f_c'(\beta_1 c)b}{A_s'} = \frac{A_s f_y}{A_s'} - \frac{0.85 f_c'(\beta_1 c)b}{A_s'}$$

แทนค่า f_s' ใน (a) ได้

$$\frac{A_s f_y}{A_s'}c - \frac{0.85 f_c'\beta_1 b}{A_s'}c^2 = 6{,}120(c - d')$$

$$\frac{A_s f_y}{0.85 f_c'\beta_1 b}c - c^2 = \frac{6{,}120 A_s'}{0.85 f_c'\beta_1 b}(c - d')$$

หรือ

$$\boxed{c^2 - \frac{(A_s f_y - 6{,}120 A_s')}{0.85\beta_1 f_c' b}c - \frac{6{,}120 A_s' d'}{0.85\beta_1 f_c' b} = 0}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 7

การจัดเหล็กเสริมรับแรงดัด

(DISTRIBUTION OF FLEXURAL REINFORCEMENT)

ข้อกำหนดทั่วไป

การจัดเหล็กเสริมรับแรงดัดในคานและแผ่นพื้นทางเดียวที่ถูกวิธี จะมีผลในการควบคุมการแตกร้าวเนื่องจากแรงดัด โครงสร้างในอดีตซึ่งออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงใช้งานและใช้เหล็กเสริมซึ่งมีจุดครากต่ำกว่า 3,000 กก./ซม.^{2} จะส่งผลให้หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมค่อนข้างต่ำภายใต้น้ำหนักใช้งาน ผลจากการทดลองในห้องปฏิบัติการแสดงว่าการแตกร้าวโดยทั่วไปจะมีความสัมพันธ์โดยตรงกับหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม ดังนั้นในโครงสร้างที่ออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน ซึ่งมีหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมต่ำ จึงไม่ค่อยมีปัญหาเกี่ยวกับการแตกร้าว

การใช้เหล็กเสริมกำลังสูงซึ่งมีจุดครากที่ 4,000 กก./ซม.^{2} หรือมากกว่า ในการออกแบบโดยวิธีกำลังซึ่งยอมให้มีหน่วยแรงดึงสูงในเหล็กเสริม การควบคุมการแตกร้าวจึงเป็นเรื่องสำคัญ ยกตัวอย่าง ในคานซึ่งออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน และใช้เหล็กเสริมซึ่งมีจุดครากที่ 3,000 กก./ซม.^{2} ภายใต้น้ำหนักใช้งานหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมจะมีค่าประมาณ 1,500 กก./ซม.^{2} เมื่อใช้วิธีกำลังในการออกแบบและใช้เหล็กเสริมซึ่งมีจุดครากที่ 4,000 กก./ซม.^{2} ภายใต้น้ำหนักใช้งานหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมอาจจะมีค่าสูงถึง 2,500 กก./ซม.^{2} และถ้าการแตกร้าวเป็นสัดส่วนกับหน่วยแรงดึงของเหล็กเสริมจริงตามข้อมูลจากการทดลองแล้ว การควบคุมการแตกร้าวจึงจำเป็นที่จะต้องรวมอยู่ในขั้นตอนของการออกแบบด้วย

การวิจัยในเบื้องต้นได้ผลว่าความกว้างของรอยแตกร้าวในคานและองค์อาคารภายใต้แรงดึงตามแนวแกนแปรผันตามหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมและขนาดของเหล็กเสริม และแปรผกผันกับปริมาณของเหล็กเสริม การวิจัยล่าสุดซึ่งใช้เหล็กข้ออ้อยยืนยันว่าความกว้างของรอยร้าวขึ้นอยู่กับหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม แต่ก็มีตัวแปรตัวอื่นซึ่งมีผลต่อความกว้างของรอยแตกร้าว ตัวแปรอื่น ๆ ประกอบด้วยความหนาของคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมและพื้นที่ของเนื้อคอนกรีตล้อมรอบเหล็กเสริมแต่ละเส้นในบริเวณที่เกิดหน่วยแรงดึงสูงสุด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

7.1 คานและแผ่นพื้นทางเดียว

7.1.1 การจัดเหล็กเสริมรับแรงดึง

เมื่อคานเกิดการแอ่นตัว คอนกรีตในด้านรับแรงดึงจะเกิดการแตกร้าวเมื่อหน่วยแรงในคอนกรีตสูงเกินโมดูลัสแตกร้าว เมื่อการแอ่นตัวมากขึ้น รอยร้าวก็จะยาวและกว้างมากขึ้น ถึงแม้ว่าเราจะไม่สามารถป้องกันการแตกร้าวนี้ได้ แต่เราก็สามารถที่จะจัดเหล็กเสริมในคานให้ควบคุมรอยแตกร้าวให้เกิดกระจายทั่วไปหลายตำแหน่งแต่ให้เป็นรอยร้าวที่แคบ ดีกว่าที่จะให้เกิดการแตกร้าวที่น้อยตำแหน่ง แต่เป็นรอยร้าวที่กว้าง

การศึกษาในเรื่องของการแตกร้าวนี้ ได้ผลว่า รอยแตกร้าวที่แคบจะไม่มีผลเสียหายต่อความสามารถของคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมในการที่จะป้องกันเหล็กเสริมจากการสึกกร่อนเนื่องจากสภาพอากาศและสารเคมีภายนอก แต่ถ้ารอยแตกร้าวนั้นกว้าง สารเคมีและออกซิเจนในอากาศจะซึมเข้าไปสร้างความเสียหายต่อเหล็กเสริมได้

ความกว้างของรอยแตกร้าวที่ยอมรับได้ ขึ้นอยู่กับสภาพแวดล้อม องค์อาคารภายนอกที่สัมผัสกับน้ำทะเลหรืออยู่ในสภาวะที่เปียกชื้นและแห้งสลับกัน ความกว้างของรอยแตกร้าวในองค์อาคารนั้นไม่ควรจะเกิน 0.15 มม. สำหรับองค์อาคารภายใน ความกว้างของรอยแตกร้าวไม่ควรจะเกิน 0.41 มม.

ในอดีต ซึ่งการออกแบบใช้ทฤษฎีหน่วยแรงใช้งาน เหล็กเสริมที่ใช้จะมีกำลังหรือจุดครากต่ำ ทำให้ความเครียดของคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมมีไม่มาก รอยแตกร้าวที่เกิดก็จะมีไม่มากหรือไม่กว้างพอที่สร้างความเสียหายต่อเหล็กเสริมได้ แต่ในการออกแบบด้วยทฤษฎีกำลัง ซึ่งใช้เหล็กเสริมกำลังสูง รอยแตกร้าวจะเกิดขึ้นจะมากกว่าและกว้างกว่าในอดีต

การทดลองในห้องปฏิบัติการ แสดงว่า ความกว้างของรอยแตกร้าวขึ้นอยู่กับหน่วยแรงของเหล็กเสริม และได้แสดงอีกว่า เหล็กเสริมขนาดเล็กหลายเส้นที่กระจายอยู่ทั่วพื้นที่รับแรงดึง จะช่วยลดความกว้างของรอยแตกร้าวได้ดีกว่าเหล็กเสริมขนาดใหญ่แต่มีจำนวนน้อยเส้น (รวมกันแล้วได้ปริมาณเหล็กเสริมเท่ากัน)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Gergely และ Lutz ใช้การวิเคราะห์ทางสถิติจากผลทดสอบของคานหกชุด สร้างสมการที่ใช้ในการทำนายรอยแตกร้าวที่กว้างมากที่สุดบนผิวคานคอนกรีต ดังแสดงข้างล่าง

$$w = 10.75\times10^{-6}\beta f_s\sqrt[3]{d_c A}$$

โดยที่ w = ความกว้างสูงสุดของรอยแตกร้าว, มม.

β = อัตราส่วนของระยะจากแกนสะเทินของหน้าตัดแตกร้าวถึงผิวด้านรับแรงดึงต่อระยะจากแกนสะเทินถึงศูนย์ถ่วงของเหล็กเสริม มีค่าเท่ากับ 1.2 สำหรับคาน และ 1.35 สำหรับแผ่นพื้น

f_s = หน่วยแรงในเหล็กเสริมภายใต้สภาวะใช้งาน ให้เท่ากับ $0.6f_y$, กก./ซม.^{2}

d_c = ความหนาของระยะหุ้มคอนกรีตวัดจากขอบนอกสุดด้านรับแรงดึงไปยังศูนย์กลางของเหล็กเส้นหรือลวดที่อยู่ใกล้สุด, ซม.

A = เนื้อที่รับแรงดึงประสิทธิผลของคอนกรีตที่ล้อมรอบเหล็กเสริมรับแรงดึงเนื่องจากแรงดัดและมีจุดศูนย์ถ่วงจุดเดียวกับเหล็กเสริมหารด้วยจำนวนเหล็กเส้นหรือลวด (ซม.^{2}) แต่ถ้าเหล็กเสริมรับแรงดัดประกอบด้วยเหล็กเส้นหรือลวดต่างขนาดกัน การหาจำนวนเหล็กเส้นหรือลวดให้คำนวณจากเนื้อที่ทั้งหมดของเหล็กเสริม หารด้วยเนื้อที่ของเหล็กเส้นหรือลวดเส้นที่ใหญ่ที่สุด

ถ้าใช้ค่า $\beta = 1.2$ โดยประมาณ จะได้สมการสำหรับคาน

$$w = 12.9\times10^{-6} f_s\sqrt[3]{d_c A}$$

ถ้าให้ $z = w/\left(12.9\times10^{-6}\right)$ จะได้สมการ

$$z = f_s\sqrt[3]{d_c A} \qquad \text{วสท. (43-4)}$$

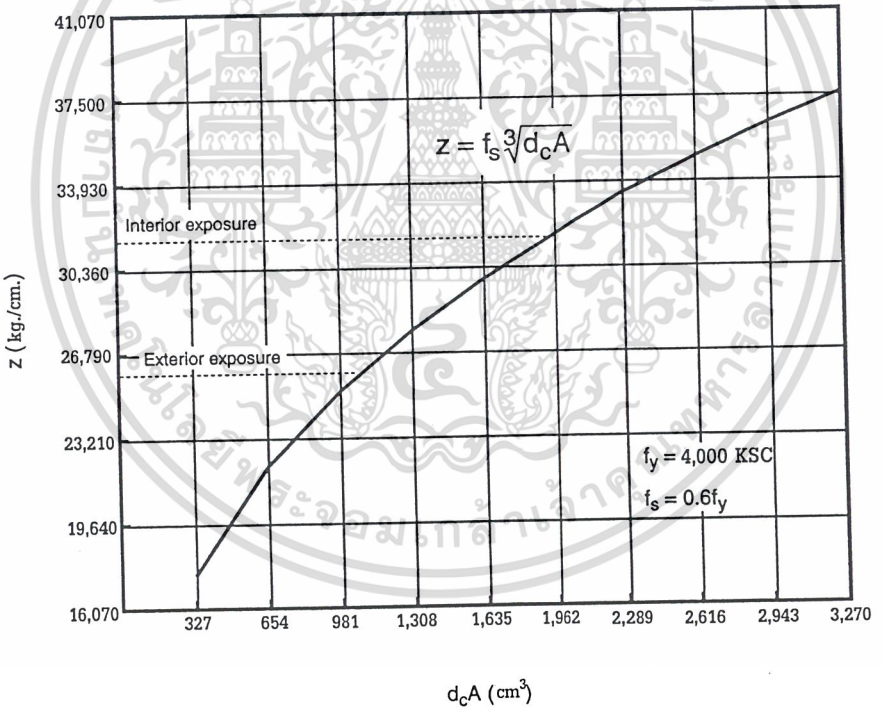
โดยที่ $z < 31{,}000$ กก./ซม. สำหรับองค์อาคารภายใน ซึ่งรอยแตกร้าวสูงสุด $w < 0.4$ มม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

และ $z < 26,000$ กก./ซม. สำหรับองค์อาคารภายนอก ซึ่งรอยแตกร้าวสูงสุด $w<0.33$ มม.

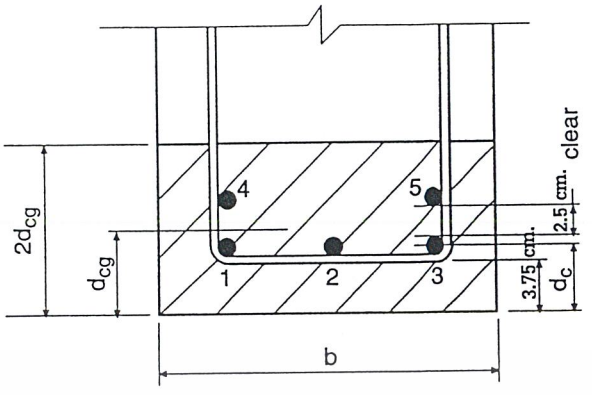
ผลของการทดลองเพิ่มเติม สรุปได้ว่า สมการข้างบนสามารถใช้ได้กับแผ่นพื้นทางเดียวด้วย ถ้าใช้ค่า $\beta = 1.35$ หรือใช้ค่า z จากสมการข้างบน คูณด้วยอัตราส่วน 1.2/1.35 ซึ่งจะได้ z < 27,555 กก./ซม. สำหรับแผ่นพื้นภายใน และ z < 23,111 กก./ซม. สำหรับแผ่นพื้นภายนอก

แผนภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง z กับ d_cA แสดงอยู่ในรูปที่ 7-1 เมื่อเหล็กเสริมรับแรงดัดประกอบด้วยเหล็กหลายขนาด, จำนวนเส้นของเหล็กเสริมหาได้จากการหารพื้นที่รวมทั้งหมดด้วยพื้นที่ของเหล็กเสริมที่ใหญ่ที่สุด (รูปที่ 7-2) ยกเว้นในกรณีของเหล็กเสริมมัดรวมเป็นกลุ่ม ซึ่งการคำนวณหาค่า A ในกรณีนี้จะดูได้จากตัวอย่างข้างล่าง



รูปที่ 7-1 ค่าของ z สำหรับการจัดเหล็กเสริมรับแรงดัด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 7-2 พื้นที่รับแรงดึงประสิทธิผล A เมื่อใช้เหล็กเสริมต่างขนาด

ตัวอย่างสำหรับหาค่า A

1. เหล็ก 1, 2 และ 3 เป็น DB32 (พื้นที่ = 8.04 ซม.^{2})

   เหล็ก 4 และ 5 เป็น DB28 (พื้นที่ = 6.16 ซม.^{2})

   จำนวนของเหล็ก DB32 ที่เทียบเท่า $= \dfrac{(3\times 8.04 + 2\times 6.16)}{8.04} = 4.53$ เส้น

   $$A = 2d_{cg} \times \frac{b}{4.53}$$

   โดยที่ d_{cg} = จุดศูนย์ถ่วงของกลุ่มเหล็กเสริม

2. เหล็ก 1, 3, 4 และ 5 เป็น DB25 (พื้นที่ = 4.91 ซม.^{2})

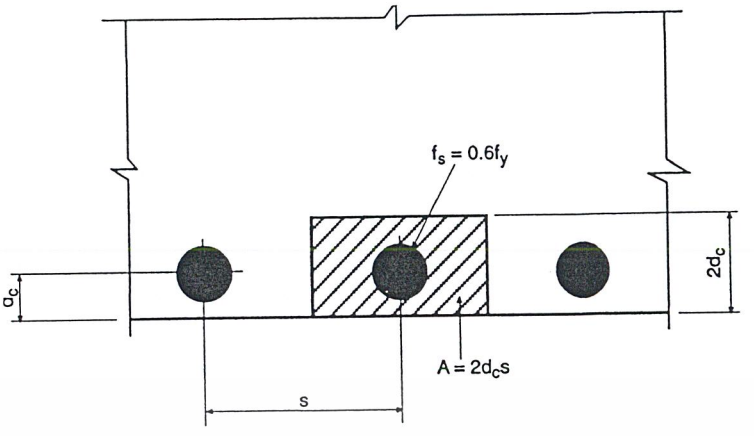
   เหล็ก 2 เป็น DB28 (พื้นที่ = 6.16 ซม.^{2})

   จำนวนของเหล็ก DB28 ที่เทียบเท่า $= \dfrac{(4\times 4.91 + 6.16)}{6.16} = 4.18$ เส้น

   $$A = 2d_{cg} \times \frac{b}{4.18}$$

   โดยที่ d_{cg} = จุดศูนย์ถ่วงของกลุ่มเหล็กเสริม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 7-3 การวางเหล็กเสริมชั้นเดียวใช้ในตารางที่ 7-1 และ 7-2

ถ้ามีการวางเหล็กเสริมชั้นเดียว ระยะห่างมากสุดระหว่างเหล็กเสริมสำหรับการควบคุมรอยแตกร้าว จะหาได้จากวิธีข้างล่าง

$$z = f_s\sqrt[3]{d_cA} = f_s\sqrt[3]{d_c(2d_cs)}$$

หรือ

$$s = \frac{z^3}{2f_s^{\,3}d_c^{\,2}}$$

โดยที่ d_c = ความหนาคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม + รัศมีของเหล็กเสริม
+ เส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กปลอก (ในกรณีของคาน)

สมการข้างบนใช้ในการหาระยะห่างมากสุดระหว่างเหล็กเสริมดังแสดงในตารางที่ 7-1 และ 7-2 สำหรับเหล็กเสริม DB40 โดยใช้หน่วยแรงดึงภายใต้น้ำหนักบรรทุกใช้งาน $f_s = 0.6f_y$ แต่ในความเป็นจริงแล้ว f_s จะมีค่าประมาณ $0.56f_y$ เมื่ออัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกคงที่ต่อน้ำหนักบรรทุกจรเท่ากับ 0.5 และ $0.60f_y$ เมื่ออัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกคงที่ต่อน้ำหนักบรรทุกจรเท่ากับ 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 7-1 ระยะห่างมากสุดของเหล็กเสริมในคาน เพื่อควบคุมรอยร้าว, ซม.

ขนาดของเหล็กเสริม (มม.)	องค์อาคารภายนอก $z = 26,000$ กก./ซม.			องค์อาคารภายใน $z = 31,000$ กก./ซม.		
	ระยะคอนกรีตหุ้ม (ซม.)			ระยะคอนกรีตหุ้ม (ซม.)		
	4	5	7.5	3	4	5
12	20	15	8	50	34	25
16	19	14	7	47	32	23
20	18	13	7	43	30	22
25	16	12	7	39	27	21
28	15	12	6	37	26	20
32	14	11	6	34	25	19

ตารางที่ 7-2 ระยะห่างมากสุดของเหล็กเสริมในแผ่นพื้นทางเดียว เพื่อควบคุมรอยร้าว, ซม.

ขนาดของเหล็กเสริม (มม.)	องค์อาคารภายนอก $z = 23,111$ กก./ซม.				องค์อาคารภายใน $z = 27,555$ กก./ซม.			
	ระยะคอนกรีตหุ้ม (ซม.)				ระยะคอนกรีตหุ้ม (ซม.)			
	2	3	4	5	2	3	4	5
10	-	36	22	15	-	-	37	25
12	-	34	21	14	-	-	36	24
16	-	31	19	13	-	-	3	22
20	-	28	18	12	-	-	30	21
25	42	25	16	11	-	42	27	19
28	39	23	15	11	-	39	26	18

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

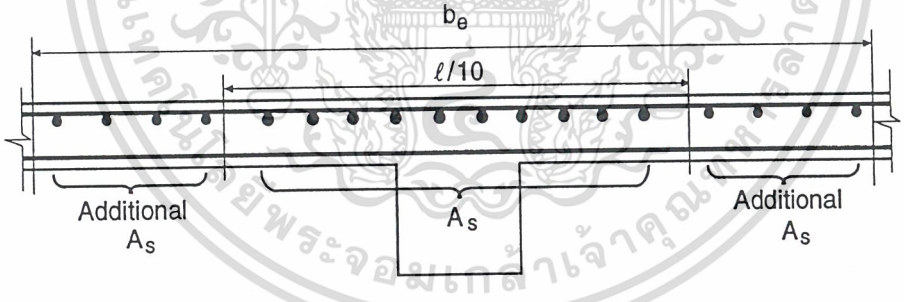
ระยะห่างไม่ควรเกิน 3 เท่าความหนาของพื้นหรือ 45 ซม. ในช่องที่ไม่ได้แสดงค่าไว้ แสดงว่าระยะห่างมากกว่า 45 ซม.

7.1.2 **สภาวะแวดล้อมที่มีการกัดกร่อน**

ไม่มีข้อมูลเกี่ยวกับขอบเขตสูงสุดของความกว้างของรอยร้าวที่จะส่งผลให้เหล็กเสริมเป็นอันตรายจากการกัดกร่อน การทดสอบองค์อาคารภายนอกระบุว่าคุณภาพของคอนกรีต, การสั่นหรือเขย่าที่เพียงพอ, และระยะคอนกรีตหุ้มที่หนาพอ อาจจะเป็นสิ่งสำคัญสำหรับการป้องกันการกัดกร่อนมากกว่าการจำกัดความกว้างของรอยร้าวที่ผิวคอนกรีต ค่าของ z ในสมการ วสท. (43-4) ถูกเลือกมาจากประสบการณ์ในการใช้งานของโครงสร้างที่มีอยู่ ข้อกำหนดเหล่านี้ใช้ไม่ได้กับโครงสร้างภายใต้สภาพแวดล้อมที่รุนแรงหรือโครงสร้างที่ถูกออกแบบให้ทึบน้ำ ซึ่งจำเป็นต้องพิจารณาพิเศษเป็นกรณีๆ ไป

7.1.3 **การจัดเหล็กเสริมรับแรงดึงในปีกของคานรูปตัวที** [4306 ฉ]

ในการควบคุมรอยร้าวจากแรงดัดในปีกของคานรูปตัวที จะต้องกระจายเหล็กเสริมรับแรงดึงตลอดความกว้างของปีก แต่ต้องไม่เกินความกว้างประสิทธิผล หรือ 1/10 ของความยาวช่วง ถ้าความกว้างประสิทธิผลมากกว่า 1/10 ของความยาวช่วง ต้องใส่เหล็กเสริมตามยาวเพิ่มเติม ดังรูปที่ 7-4 ที่ส่วนนอกของปีก (ดูตัวอย่างที่ 7.3)



รูปที่ 7-4 เหล็กเสริมรับโมเมนต์ลบ สำหรับคานพื้นรูปปีก

วสท. 4110 (ข)

ความกว้างประสิทธิผลของแผ่นพื้นที่ใช้ปีกของคานรูป T ต้องไม่กว้างกว่า ¼ ของความยาวช่วงคาน และความกว้างประสิทธิผลของปีกที่ยื่นออกไปจากตัวคานแต่ละข้างต้องไม่เกินข้อกำหนดดังต่อไปนี้

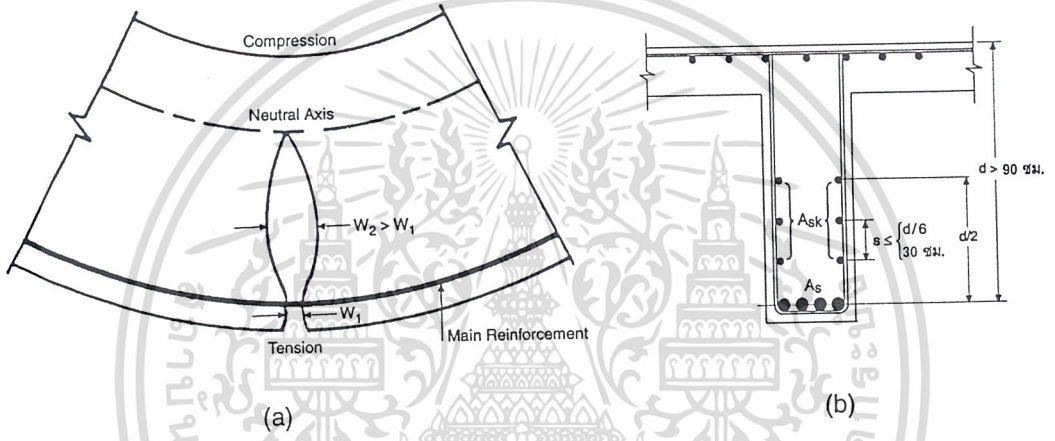
1. แปดเท่าของความหนาของแผ่นพื้น และ

2. ครึ่งหนึ่งของระยะช่วงว่างถึงตัวคานถัดไป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

7.1.4 เหล็กเสริมควบคุมรอยร้าวในคานลึก [4306 ช]

รอยแตกร้าวค่อนข้างกว้างที่เกิดขึ้นบนพื้นที่ระหว่างเหล็กเสริมหลักและแกนสะเทิน จะสังเกตเห็นได้ทั่วไปบนผิวด้านข้างของคานลึก [รูปที่ 7-5(a)] รอยร้าวเหล่านี้เกิดขึ้นเพราะไม่มีการเสริมเหล็กที่ผิว (skin reinforcement) ส่งผลให้รอยร้าวในตัวคานกว้างกว่ารอยร้าวที่แนวของเหล็กเสริมหลัก [รูปที่ 7-5(a)] สำหรับองค์อาคารที่มีความลึกประสิทธิผล (d) มากกว่า 90 ซม. ต้องเสริมเหล็กตามยาวเพิ่มเติมเพื่อควบคุมรอยร้าว และเหล็กเสริมนี้ต้องกระจายตามผิวด้านข้างตลอดความลึกของบริเวณภายใต้แรงดึง [รูปที่ 7-5(b)]



รูปที่ 7-5 (a) รอยร้าวที่ผิวด้านข้าง และ (b) เหล็กเสริมควบคุมรอยร้าวที่ผิวสำหรับคานลึก

ซึ่งบริเวณดังกล่าวจะถือเป็นบริเวณภายในระยะ $d/2$ วัดขึ้นมาจากเหล็กเสริมรับแรงดึงหลัก เนื้อที่ของเหล็กเสริมแต่ละด้าน $A_{sk} = 0.1(d-75)$ ซม.^{2}/ม. โดยมีระยะห่างไม่เกิน $d/6$ หรือ 30 ซม. พื้นที่รวมทั้งหมดของเหล็กเสริมที่ผิวทั้งสองข้างต้องไม่เกินครึ่งหนึ่งของพื้นที่ทั้งหมดของเหล็กเสริมรับแรงดึงหลัก

ข้อกำหนดข้างบนจะไม่สามารถใช้ได้กับองค์อาคารคอนกรีตอัดแรง เนื่องจากพฤติกรรมขององค์อาคารอัดแรงแตกต่างกับองค์อาคารไม่อัดแรงหลายอย่าง ดังนั้นในองค์อาคารอัดแรงจะต้องใช้ประสบการณ์และวิจารณญานในการการจัดกระจายเหล็กเสริมที่เหมาะสม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

7.2 แผ่นพื้นสองทาง

รอยแตกร้าวในแผ่นพื้นสองทางซึ่งครอบคลุมถึงแผ่นพื้นไร้คานมักจะไม่ใช่ปัญหาใหญ่ มาตรฐานการออกแบบจึงไม่ได้มีข้อกำหนดไว้ เพียงแต่จำกัดระยะห่างของเหล็กเสริมในพื้นที่โมเมนต์วิกฤติไว้ให้ไม่เกินสองเท่าของความหนาของแผ่นพื้น และปริมาณของเหล็กเสริมในแต่ละทิศทางก็ต้องไม่น้อยกว่าที่ต้องการสำหรับต้านการยืดหด ในส่วนของข้อกำหนดเกี่ยวกับความหนาอย่างน้อยของแผ่นพื้นสองทางเพื่อควบคุมการโก่งตัว ก็มีส่วนที่ช่วยในการควบคุมรอยร้าวในทางอ้อม

เอกสารอ้างอิง

7.1 Lutz, L.A., "Crack Control Factor for Bundled Bars and for Bars and for Bars of Different Sizes," *ACI Journal, Proceedings* Vol. 71, No.1, January 1974, pp. 9-10.

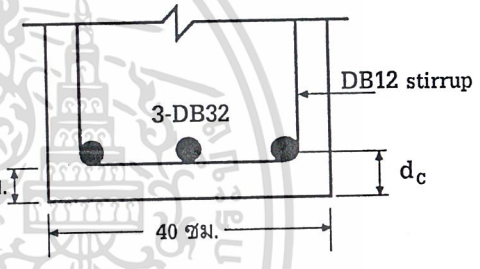
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 7.1- การจัดเหล็กเสริม เพื่อควบคุมการแตกร้าว

สมมติ คานกว้าง 40 ซม. มีปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องการ เท่ากับ 18.75 ซม.^{2} และ $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2} เลือกและจัดเหล็กเสริมขนาดต่าง ๆ เพื่อควบคุมการแตกร้าว (เหล็กเสริมขนาดเล็กจำนวนหลายเส้น ที่ระยะห่างชิดกันจะให้ผลการควบคุมดีกว่าเหล็กเสริมขนาดใหญ่จำนวนน้อยเส้น)

---

1. เลือก 3-DB32 ($A_s = 24.12$ ซม.^{2})



$$z = f_s\sqrt[3]{d_c A}$$

$$d_c = 3 + 1.20 + \frac{3.20}{2} = 5.80 \text{ ซม.}$$

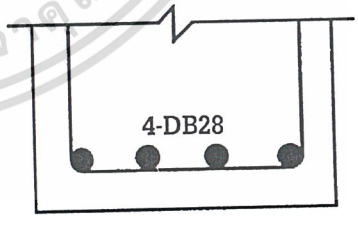
$$A = \frac{2(5.80)40}{3} = 154.67 \text{ ซม.}^2/\text{เส้น}$$

ใช้ $f_s = 0.6f_y = 0.6 \times 4{,}000 = 2{,}400$ กก./ซม.^{2}

$$z = 2{,}400\sqrt[3]{5.80(154.67)} = 23{,}147 \text{ กก./ซม.}$$

(จากรูปที่ 7-1 , $z = 28{,}320$ กก./ซม. สำหรับ $d_c A = 5.80 \times 232 = 1{,}346$ ซม.^{3})

2. เลือก 4-DB28 ($A_s = 24.64$ ซม.^{2})



$$d_c = 3 + 1.20 + \frac{2.80}{2} = 5.60 \text{ ซม.}$$

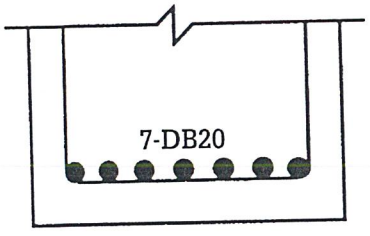
$$A = \frac{2(5.60)40}{4} = 112 \text{ ซม.}^2/\text{เส้น}$$

$$z = 2{,}400\sqrt[3]{5.60(112)} = 20{,}544 \text{ กก./ซม.}$$

(จากรูปที่ 7-1 , $z = 21{,}170$ กก./ซม. สำหรับ $d_c A = 5.60 \times 112 = 627.20$ ซม.^{3})

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3. เลือก 7-DB20 ($A_s = 21.98$ ซม.^{2})

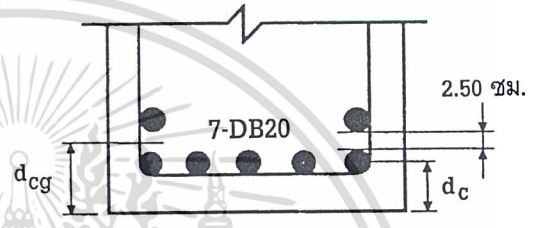


$$d_c = 3 + 1.20 + \frac{2.00}{2} = 5.20 \text{ ซม.}$$

$$A = \frac{2(5.20)40}{7} = 59.43 \text{ ซม.}^2/\text{เส้น}$$

$$z = 2{,}400\sqrt[3]{5.20(59.43)} = 16{,}226 \text{ กก./ซม.}$$

4. เรียงเหล็กเสริม 7-DB20 อีกวิธีหนึ่ง



$$d_c = 5.20 \text{ ซม.}$$

$$d_{cg} = \frac{5(5.20) + 2(9.70)}{7} = 6.49 \text{ ซม.}$$

$$A = \frac{2(6.49)40}{7} = 74.17 \text{ ซม.}^2/\text{เส้น}$$

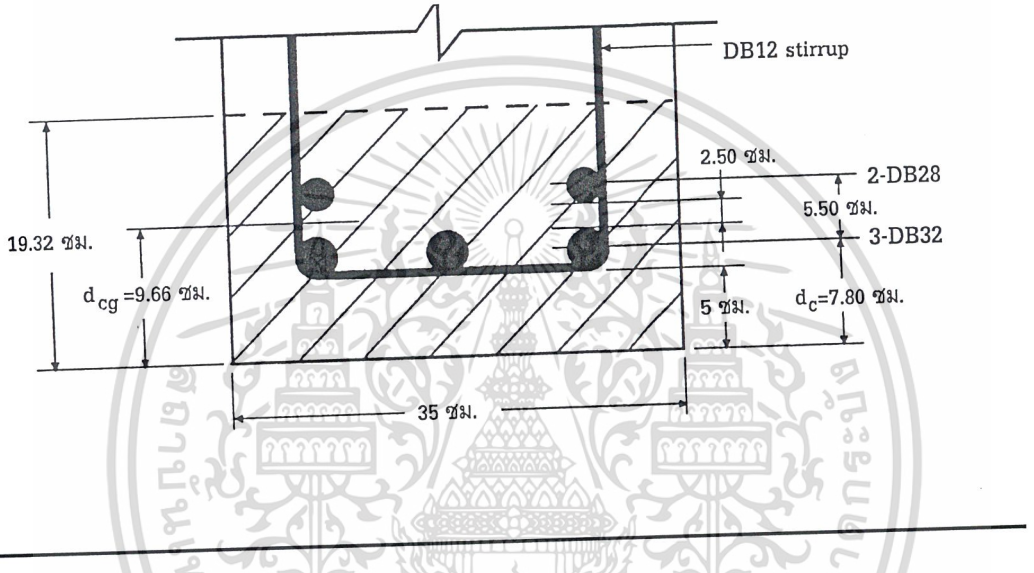
$$z = 2{,}400\sqrt[3]{5.20(74.17)} = 17{,}470 \text{ กก./ซม.}$$

จากผลข้างบน จะเห็นว่าการเลือกเหล็กเสริมขนาดเล็กที่มีจำนวนเส้นมากกว่าจะทำให้ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมแคบลงและถ้าจัดให้เหล็กเสริมอยู่ใกล้ผิวรับแรงดึงของคาน (วางเหล็กชั้นเดียว) มากที่สุด จะช่วยในการลดค่าของ z ถ้าคำนึงร่วมกับความง่ายในการวางเหล็กที่หน้างานด้วย ในตัวอย่างนี้การจัดที่ดีที่สุด ควรจะเป็นการวางเหล็ก 4 – $DB28$ ชั้นเดียว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 7.2 - การจัดเหล็กเสริมรับแรงดัด

ตรวจสอบการจัดเหล็กเสริมในคานตามรูปข้างล่าง ใช้ $z = 26{,}000$ กก./ซม. สำหรับองค์อาคารภายนอก และใช้เหล็กเสริม SD40



1. จุดศูนย์ถ่วงของเหล็กเสริม $d_{cg} = \dfrac{3(8.04)(7.80)+2(6.16)(13.30)}{3(8.04)+2(6.16)} = 9.66$ ซม.

2. พื้นที่รับแรงดึงประสิทธิผลของคอนกรีต $= 2\times 9.66\times 35 = 676.20$ ซม.^{2}

3. ปริมาณเทียบเท่าของเหล็ก DB32 $= \dfrac{3(8.04)+2(6.16)}{8.04} = 4.53$ เส้น

4. $A =$ พื้นที่ประสิทธิผล / จำนวนเหล็กเส้น $= 676.20/4.53 = 149.27$ ซม.^{2}/เส้น

5. $z = f_s\sqrt[3]{d_c A}$ *วสท. (43-4)*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$= (0.6 \times 4{,}000)\sqrt[3]{7.80(149.27)} = 25{,}248$ กก./ซม. $< 26{,}000$ กก./ซม. ใช้ได้ *[4306 ง]*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 7.3 - การจัดเหล็กเสริมในคานลึกแบบมีปีก

จงเลือกและจัดเหล็กเสริมสำหรับคานรูปตัวที ในรูปข้างล่าง ซึ่งเป็นคานต่อเนื่องมีช่วงยาว 15 ม. และอยู่ภายนอกอาคาร ใช้ $f_c' = 280$ กก./ซม.^{2} และ $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2}

โมเมนต์ใช้งานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก :

โมเมนต์บวก	โมเมนต์ลบ
$M_d = +30$ ตัน-ม.	$M_d = -35$ ตัน-ม.
$M_l = +90$ ตัน-ม.	$M_l = -100$ ตัน-ม.



1. การกระจายเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวก

   a. $M_u = 1.4(30) + 1.7(90) = 195$ ตัน-ม.

   สมมติ จัดวาง DB32 สองชั้น โดยมีระยะหุ้ม 4 ซม. และเหล็กลูกตั้ง DB12

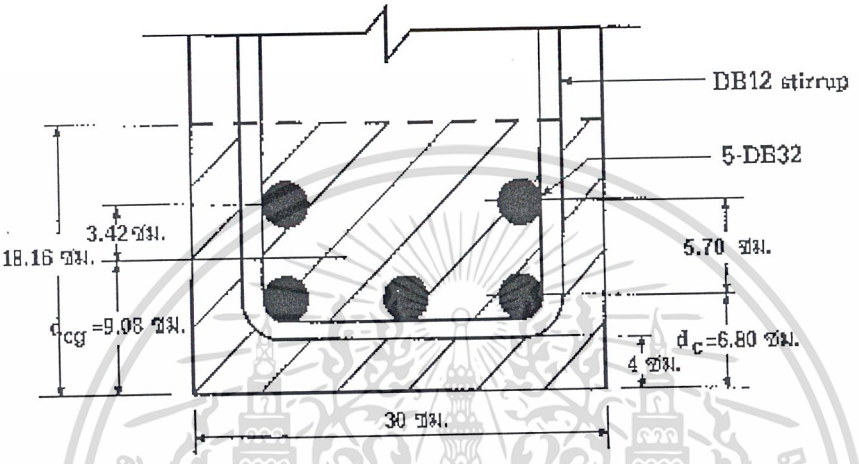
   $$d_{cg} = \frac{(3 \times 8.04)(6.80) + (2 \times 8.04)(12.50)}{(5 \times 8.04)} = 9.08 \text{ ซม.}$$

   $$d = 120 - 9.08 = 110.92 \text{ ซม.}$$

   ความกว้างประสิทธิผลเป็นค่าที่น้อยที่สุดของค่าต่อไปนี้ *[4110 ข]*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- L/4 = 1500/4 = 375 ซม.
- $2(8t) + b_w$ = 2x8x15 + 30 = 270 ซม.
- 300 –30 = 270 ซม.



A_s ที่ต้องใช้ $= 40.05$ ซม.^{2} ลองใช้ 5-DB32 ($A_s = 40.20$ ซม.^{2})

b. พื้นที่คอนกรีตประสิทธิผล $= (2 \times 9.08) \times 30 = 544.80$ ซม.^{2}

$$A = \frac{544.80}{5} = 108.96 \text{ ซม.}^2/\text{เส้น}$$

หน่วยแรงในเหล็กเสริมเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก : *[4306 ง]*

$$f_s = \frac{+M}{jdA_s} = \frac{(30+90)1{,}000 \times 100}{0.98 \times 110.92 \times 40.20} = 2{,}746 \text{ กก./ซม.}^2$$

$z = f_s \sqrt[3]{d_c A}$ *วสท. (43-4)*

$z = 2{,}746\sqrt[3]{6.80(108.96)} = 24{,}848$ กก./ซม. $< 26{,}000$ กก./ซม.

2. การกระจายเหล็กเสริมรับโมเมนต์ลบ

a. $M_u = 1.4(35) + 1.7(100) = 219$ ตัน-ม.

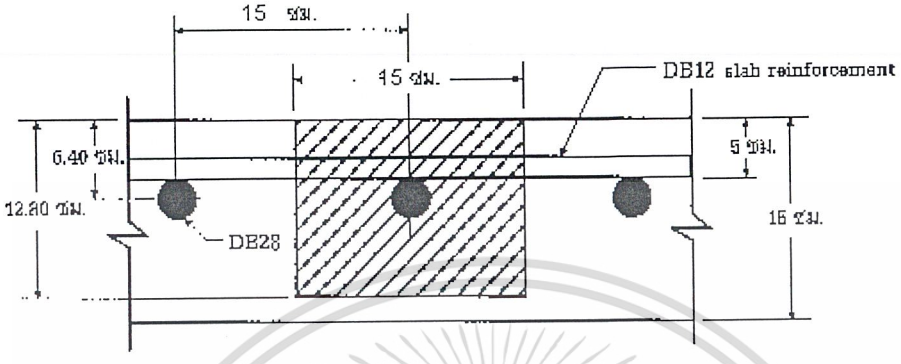
A_s ที่ต้องใช้ $= 64.52$ ซม.^{2}

ความกว้างประสิทธิผล สำหรับการเสริมเหล็กรับแรงดึง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$= 1/10 \times 15 \times 100 = 150$ ซม. < 270 ซม. *[4306 ฉ]*

ลองใช้ 11-DB28 @ 0.15 ม. ($A_s = 67.76$ ซม.^{2})



b. $d_c = d_{cg} = 5 + \frac{2.80}{2} = 6.40$ ซม.

$A = 2d_c s = 2 \times 6.40 \times 15 = 192.0$ ซม.^{2}/เส้น

$z = f_s \sqrt[3]{d_c A}$

$z = (0.6 \times 4{,}000)\sqrt[3]{6.40(192)} = 25{,}706$ กก./ซม. $< 26{,}000$ กก./ซม. ใช้ได้

c. เหล็กเสริมตามยาวในแผ่นพื้นภายนอกบริเวณความกว้าง 1.50 ม. *[4306 ฉ]*

สำหรับการควบคุมการแตกร้าว นอกบริเวณความกว้าง 1.50 ม.

จะใช้เหล็กเสริมต้านการยืดหด *[3412 ข]*

สำหรับเหล็กเสริมเกรด SD40 , $A_s = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.70$ ซม.^{2}/ม.

ใช้ DB12 @ 0.40 ม. ($A_s = 2.83$ ซม.^{2}/ม.)

3. เหล็กเสริมควบคุมการแตกร้าวบริเวณผิวด้านข้าง ($d > 90$ ซม.) *[4306 ช]*

เนื้อที่หน้าตัดเหล็กเสริมควบคุมการแตกร้าว $A_{sk} = 0.1(d - 75) = 0.1(110.92 - 75)$

$= 3.6$ ซม.^{2}/ม./ผิวด้านข้าง

$s_{\max} = \frac{d}{6} = \frac{110.92}{6} = 18.49$ ซม. < 30 ซม. ใช้ 0.15 ม.

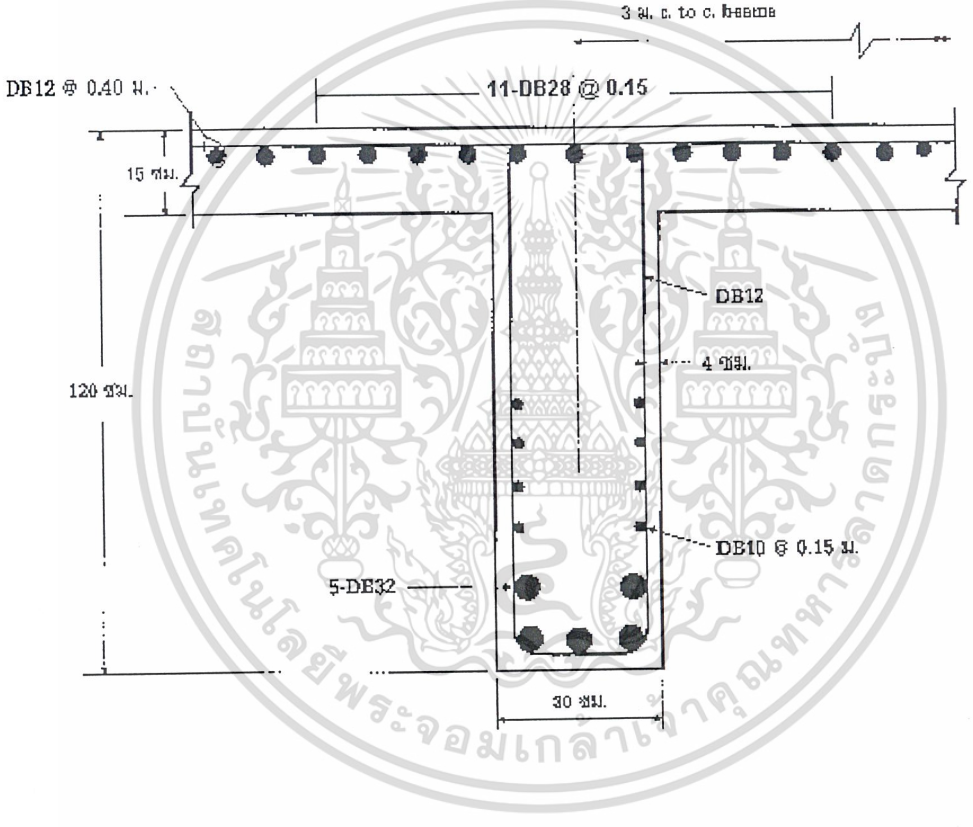
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ใช้ DB10 วางที่ผิวด้านข้างแต่ละด้านของคาน ให้มีระยะห่างเท่าๆกัน และวางไล่มาจากเหล็กเสริมรับแรงดึงจนเกินระยะ $d/2$ จากจุดศูนย์ถ่วงของเหล็กเสริมรับแรงดึง

เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กเสริมบริเวณผิว เท่ากับ 8-DB10

$8 \times 0.78 = 6.24$ ซม.^{2} $< A_s/2 = 20.10$ ซม.^{2} ใช้ได้

4. รายละเอียดของหน้าตัด แสดงตามรูปด้านล่าง



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 8

การแอ่นตัว

คำนำ

มาตรฐานการออกแบบในเรื่องเกี่ยวกับการควบคุมการแอ่นตัว มีข้อกำหนดแค่ในเรื่องของการแอ่นตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกใช้งานสถิต ไม่ได้ครอบคลุมถึงการแอ่นตัวเนื่องจากน้ำหนักหรือแรงจลน์ เช่น แผ่นดินไหว, แรงลม และการสั่นสะเทือนของเครื่องจักรกล เนื่องจากการเคลื่อนตัวของโครงสร้างคอนกรีตมีหลากหลาย ดังนั้นผู้ออกแบบจึงไม่ควรยึดมั่นกับค่าการแอ่นตัวที่คำนวณได้จากสมการทั่วไป ถึงแม้ว่าในกรณีทั่วไปแล้ว สมการเหล่านี้จะใช้งานได้ดี

มาตรฐานการออกแบบใช้วิธีสองวิธีในการควบคุมการแอ่นตัวในองค์อาคารรับแรงดัดแบบทางเดียวและสองทาง วิธีแรกเป็นการควบคุมโดยตรงโดยระบุค่าการแอ่นตัวที่ยอมให้ในองค์อาคารชนิดต่างๆ และวิธีที่สองเป็นการควบคุมทางอ้อมโดยระบุความหนาต่ำสุดที่ยอมให้ในองค์อาคารชนิดต่าง ๆ

8.1 ความหนาต่ำสุดสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กและแผ่นพื้นทางเดียว

การแอ่นตัวของคานและแผ่นพื้นทางเดียวภายใต้น้ำหนักบรรทุกทั่วๆ ไปในอาคาร จะอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้เมื่อมีความหนาไม่น้อยกว่าที่กำหนดให้ในตารางที่ 8-1 แต่ความหนาต่ำสุดในตารางนั้นใช้ได้เฉพาะสำหรับองค์อาคารที่ไม่ได้รองรับหรือยึดติดกับผนังหรือสิ่งก่อสร้างอื่นๆ ที่อาจเกิดความเสียหายเมื่อเกิดการแอ่นตัวมาก ดังนั้นในองค์อาคารนอกเหนือจากที่ระบุจึงจำเป็นต้องมีการคำนวณหาระยะแอ่นตัว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 8-1 ความหนาต่ำสุดสำหรับคานหรือแผ่นพื้นทางเดียว [วสท. ตาราง 4205 (ก)]

(เหล็กเสริมชั้นคุณภาพ SD40 และคอนกรีตน้ำหนักปกติ)

องค์อาคาร	ความหนาน้อยที่สุด (h)			ปลายยื่น
	ช่วงเดียวธรรมดา	ปลายต่อเนื่องปลายเดียว	ปลายต่อเนื่องทั้งสองปลาย	
แผ่นพื้นตันทางเดียว	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
คานหรือแผ่นพื้นตงถี่ทางเดียว	$l/16$	$l/18.5$	$l/21$	$l/8$

(1) สำหรับเหล็กเสริมชั้นคุณภาพอื่น ให้คูณค่าในตารางด้วย $(0.4 + f_y/7{,}000)$
เช่น เหล็กเสริม SD30 ให้คูณด้วย 0.83

(2) สำหรับโครงสร้างคอนกรีตมวลเบา ให้คูณด้วย $(1.65 - 0.0003w_c)$ *แต่ต้องไม่น้อยกว่า* 1.09
โดยที่ w_c *คือน้ำหนักของคอนกรีตในหน่วย กก./ม.*^{3}

8.2 การแอ่นตัวที่เกิดขึ้นทันทีทันใดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กและแผ่นพื้นทางเดียว

การแอ่นตัวเบื้องต้นหรือการแอ่นตัวระยะสั้นของคานและแผ่นพื้นทางเดียวจะเกิดขึ้นทันทีหลังจากที่มีน้ำหนักบรรทุกมากระทำต่อองค์อาคาร ปัจจัยหลักที่มีผลต่อการแอ่นตัวที่เกิดขึ้นทันทีทันใดขององค์อาคาร ได้แก่ :

ก. ขนาดและการกระจายของน้ำหนักบรรทุก

ข. ความยาวของช่วงและสภาพการยึดรั้งที่ปลายของช่วง

ค. คุณสมบัติของหน้าตัดและปริมาณของเหล็กเสริม

ง. คุณสมบัติของวัสดุ

จ. ปริมาณและขนาดของการแตกร้าวเนื่องจากแรงดัด

คุณสมบัติของคอนกรีตมีอิทธิพลสูงต่อพฤติกรรมขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงดัดภายใต้น้ำหนักกระทำในช่วงเวลาอันสั้น คุณสมบัติเหล่านั้นได้แก่ กำลังอัด $\left(f_c'\right)$, โมดูลัสยืดหยุ่น (E_c) และโมดูลัสแตกร้าว (f_r) โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับโมดูลัสยืดหยุ่นซึ่งแปรเปลี่ยนไปตามคุณภาพของคอนกรีต,อายุของคอนกรีต, ขนาดของหน่วยแรง และอัตราหรือช่วงระยะเวลาของน้ำหนักบรรทุก

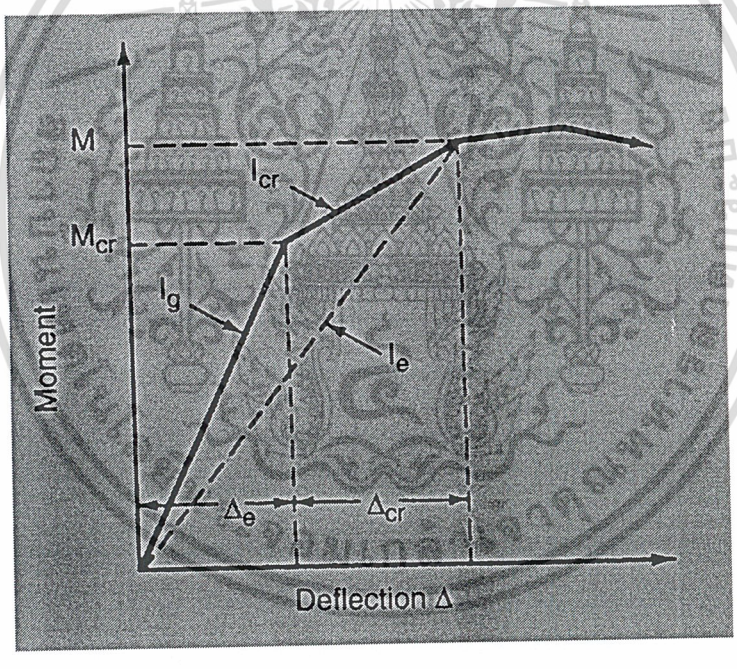
เอกสารนี้มีไว้เพื่อการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การแอ่นตัวระยะสั้นของคานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยทั่วไป แสดงไว้ในรูปที่ 8-1 โดยมีพฤติกรรมแบ่งเป็น 2 ช่วงที่ชัดเจน :

(1) ก่อนที่หน้าตัดจะแตกร้าว, เมื่อโมเมนต์ (M_a) ต่ำกว่าโมเมนต์ที่ทำให้เกิดการแตกร้าว (M_{cr})

(2) หลังจากที่เกิดการแตกร้าว, เมื่อโมเมนต์ (M_a) สูงกว่าโมเมนต์ที่ทำให้เกิดการแตกร้าว (M_{cr})

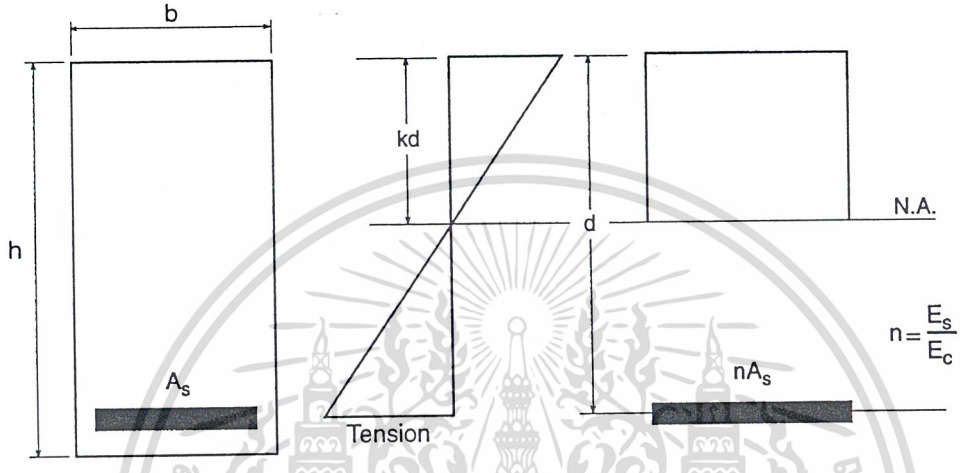
ดังนั้นในการคำนวณการแอ่นตัว จะต้องใช้ค่าโมเมนต์อินเนอร์เชียที่แตกต่างกัน อันได้แก่ โมเมนต์อินเนอร์เชียของหน้าตัดคานทั้งหมด (I_g) สำหรับหน้าตัดที่ยังไม่แตกร้าว และโมเมนต์อินเนอร์เชียที่ลดลง (I_{cr}) เมื่อหน้าตัดเกิดการแตกร้าว



รูปที่ 8-1 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับการแอ่นตัว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับคานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่ยังไม่แตกร้าวในรูปที่ 8-2 จะใช้ค่าโมเมนต์อินเนอร์เชียของหน้าตัดทั้งหมด $\left(I_g = bh^3/12\right)$ ส่วนโมเมนต์อินเนอร์เชียของหน้าตัดคานมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียวที่เกิดการแตกร้าว $\left(I_{cr}\right)$ จะหาได้ ดังนี้ :



รูปที่ 8-2 หน้าตัดแตกร้าวของคานเสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว

หาโมเมนต์ของพื้นที่รอบแกนสะเทิน : $b \times kd \times \frac{kd}{2} = nA_s(d - kd)$

ใช้ $B = \frac{b}{nA_s}$

$$kd = \frac{\sqrt{2Bd + 1} - 1}{B}$$

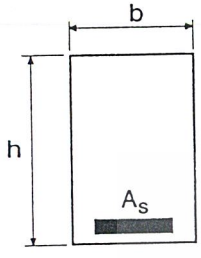
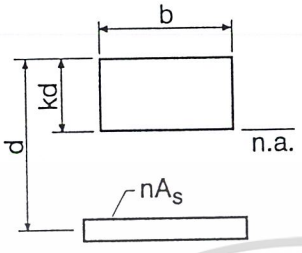
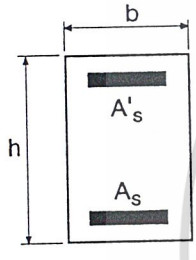
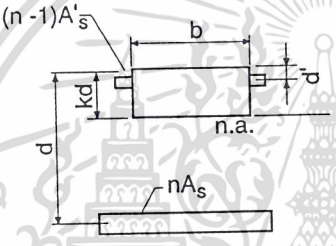
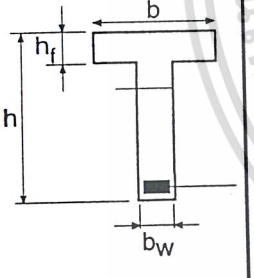
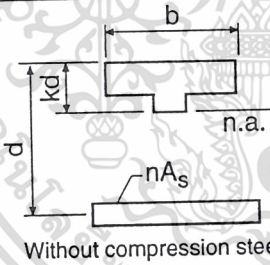
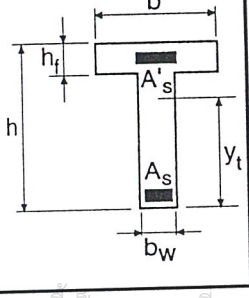
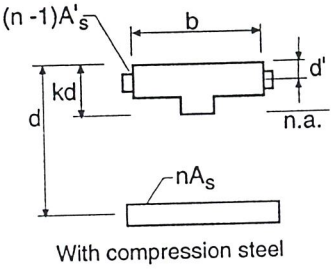
โมเมนต์อินเนอร์เชียของหน้าตัดแตกร้าวรอบแกนสะเทิน

$$I_{cr} = \frac{b(kd)^3}{3} + nA_s(d - kd)^2$$

โมเมนต์อินเนอร์เชียของหน้าตัดแตกร้าวที่มีเหล็กเสริมรับแรงอัดและหน้าตัดแบบมีปีก สามารถหาได้ด้วยวิธีตามขั้นตอนข้างบน และได้แสดงไว้ในตารางที่ 8-2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 8-2 โมเมนต์อินเนอร์เชียทั้งหมดและโมเมนต์อินเนอร์เชียแตกร้าวของหน้าตัดสี่เหลี่ยมและที่มีปีก

หน้าตัดทั้งหมด	หน้าตัดแตกร้าวแปลง	โมเมนต์อินเนอร์เชีย
	 Without compression steel	$n=\frac{E_s}{E_c}$ $B=\frac{b}{(nA_s)}$ $I_g=\frac{bh^3}{12}$ ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงอัด $kd=\left(\sqrt{2dB+1}-1\right)/B$ $I_{cr}=bk^3d^3/3+nA_s(d-kd)^2$
	 With compression steel	มีเหล็กเสริมรับแรงอัด $r=(n-1)A_s'/(nA_s)$ $kd=\left[\sqrt{2dB(1+rd'/d)+(1+r)^2}-(1+r)\right]/B$ $I_{cr}=bk^3d^3/3+nA_s(d-kd)^2+(n-1)A_s'(kd-d')^2$
	 Without compression steel	$n=\frac{E_s}{E_c}$ $C=b_w/(nA_s)$, $f=h_f(b-b_w)/(nA_s)$ $y_t=h-1/2\left[(b-b_w)h_f^2+b_wh^2\right]/\left[(b-b_w)h_f+b_wh\right]$ $I_g=(b-b_w)h_f{}^3/12+b_wh^3/12+(b-b_w)h_f(h-h_f/2-y_t)^2+b_wh(y_t-h/2)^2$
	 With compression steel	ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงอัด $kd=\left[\sqrt{C(2d+h_ff)+(1+f)^2}-(1+f)\right]/C$ $I_{cr}=(b-b_w)h_f^3/12+b_wk^3d^3/3+(b-b_w)h_f(kd-h_f/2)^2+nA_s(d-kd)^2$ มีเหล็กเสริมรับแรงอัด $kd=\left[\sqrt{C(2d+h_ff+2rd')+(f+r+1)^2}-(f+r+1)\right]/C$ $I_{cr}=(b-b_w)h_f^3/12+b_wk^3d^3/3+(b-b_w)h_f(kd-h_f/2)^2+nA_s(d-kd)^2+(n-1)A_s'(kd-d')2$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

8.3 โมเมนต์อินเนอร์เชียประสิทธิผลของคานคอนกรีตเสริมเหล็กและแผ่นพื้นทางเดียว

ความแข็งเชิงดัด (Flexural rigidity ; EI) ของคานอาจจะไม่คงที่ตลอดความยาวของคาน เนื่องจากปริมาณเหล็กเสริมที่ไม่เท่ากันและการแตกร้าวที่แตกต่างกัน ณ ตำแหน่งต่างๆ รวมทั้งความไม่คงที่ของเนื้อวัสดุ ส่งผลให้การคาดคะเนการแอ่นตัวให้ถูกต้องเป็นไปได้ยากในทางปฏิบัติ

โมเมนต์อินเนอร์เชียประสิทธิผลของคานยื่น, ของคานช่วงเดียว และของคานต่อเนื่องระหว่างตำแหน่งที่โมเมนต์เปลี่ยนค่า (Inflection points) สามารถหาได้จากสมการข้างล่าง

$$I_e = (M_{cr}/M_a)^3 I_g + \left[1-(M_{cr}/M_a)^3\right] I_{cr} \leq I_g \qquad \text{วสท. (42-7)}$$

โดยที่ $M_{cr} = f_r I_g / y_t$ วสท. (42-8)

M_a = โมเมนต์ใช้งานสูงสุด (ไม่ได้คูณด้วยตัวคูณ) ที่เกิดขึ้นเมื่อหาการแอ่นตัว

$f_r = 2\sqrt{f_c'}$ สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ วสท. (42-9)

ถ้าเป็นคอนกรีตน้ำหนักเบา ต้องปรับค่า f_r ตาม วสท. หัวข้อ 4205 ข

โมเมนต์อินเนอร์เชียประสิทธิผล (I_e) เป็นค่าระหว่างค่าสูงสุด I_g และค่าต่ำสุด I_{cr} ซึ่งการที่ค่าลดน้อยลงเป็นผลมาจากระดับของการแตกร้าวซึ่งระบุโดย M_a/M_{cr} สมการข้างบนได้รวมผลของการที่เนื้อคอนกรีตในส่วนที่ยังไม่แตกร้าวช่วยในการรับแรงดึงด้วย

สำหรับทุกกรณีของน้ำหนักบรรทุกที่กระทำ เช่น น้ำหนักบรรทุกคงที่ หรือ น้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร ต้องหาการแอ่นตัวโดยใช้โมเมนต์อินเนอร์เชียประสิทธิผลร่วมกับ M_a จากกรณีเหล่านั้น การแอ่นตัวที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกเพิ่มเติม เช่น จากน้ำหนักบรรทุกจร ก็จะหาได้จากผลต่างของการแอ่นตัวที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกทั้งสองกรณี

สำหรับองค์อาคารที่มีหน้าตัดคงที่ (รวมทั้งคานรูปตัวที ที่มีการแตกร้าวที่ต่างกันในบริเวณโมเมนต์บวกและลบ), จะใช้ค่า I_e จากหน้าตัดที่รองรับสำหรับคานยื่น และใช้ I_e จากหน้าตัดที่กลางช่วงสำหรับคานช่วงเดี่ยวและคานต่อเนื่อง การใช้คุณสมบัติของหน้าตัดที่กลางช่วงสำหรับองค์อาคารต่อเนื่องจะให้ผลโดยประมาณที่ใกล้เคียง เพราะว่าค่า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ความแข็งเชิงดัดที่กลางช่วงมีผลต่อระยะแอ่นตัวมากกว่าค่าที่ตำแหน่งอื่น หรืออาจจะใช้ค่าเฉลี่ยของ I_e ที่หน้าตัดวิกฤตของโมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบ สำหรับองค์อาคารต่อเนื่องทั้งที่หน้าตัดคงที่และไม่คงที่ มาตรฐานการออกแบบได้แนะนำวิธีการหา I_e เพื่อให้ได้ผลจากการคำนวณดีขึ้น ดังต่อไปนี้

สำหรับคานที่ต่อเนื่องที่ปลายข้างเดียว

$$Avg.\ I_e = 0.85I_m + 0.15(I_{cont.end}) \quad (1)$$

สำหรับคานที่ต่อเนื่องที่ทั้งสองปลาย

$$Avg.\ I_e = 0.70I_m + 0.15(I_{e1} + I_{e2}) \quad (2)$$

โดยที่ I_m เป็น I_e ที่หน้าตัดกลางช่วง

I_{e1} และ I_{e2} เป็น I_e ที่ปลายคานแต่ละข้าง

โมเมนต์ที่หาจากค่าสัมประสิทธิ์โมเมนต์โดยประมาณตาม วสท. หัวข้อ 4103 มีความละเอียดพอที่จะใช้เป็นค่าโมเมนต์บวกและลบในการหาค่า I_e (ดูตัวอย่างที่ 8.2) สำหรับน้ำหนักมาก ๆ ที่กระทำเป็นจุด ควรจะใช้ค่า I_e ที่กลางช่วงเท่านั้น

การแอ่นตัวเบื้องต้นหรือระยะสั้น (Δ_i) สำหรับคานยื่น คานช่วงเดี่ยวและคานต่อเนื่อง จะหาได้จากสมการข้างล่าง สำหรับคานต่อเนื่อง การแอ่นตัวกลางช่วงอาจจะใช้เป็นค่าประมาณของการแอ่นตัวมากที่สุด

$$\Delta_i = K(5/48)M_a\ell^2 / E_cI_e \quad (3)$$

โดยที่ M_a เป็นโมเมนต์เหนือที่รองรับสำหรับคานยื่น

และเป็นโมเมนต์ที่กลางช่วงสำหรับคานช่วงเดี่ยว และคานต่อเนื่อง

ℓ คือความยาวช่วง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับน้ำหนักบรรทุกชนิดแผ่สม่ำเสมอ (w) ค่าสัมประสิทธิ์การแอ่นตัว (K) ได้แสดงไว้ในตารางที่ 8-3

การแอ่นตัวสำหรับช่วงคานต่อเนื่อง ควรจะหาจากในกรณีที่น้ำหนักกระทำทำให้เกิดค่าโมเมนต์บวกสูงสุด ดังนั้นสมการที่ (3) จึงนับว่าเป็นวิธีที่สะดวกที่สุดสำหรับการหาการแอ่นตัว

ตารางที่ 8-3 สัมประสิทธิ์การแอ่นตัว (K)

	K
1. คานยื่น (ไม่รวมการแอ่นตัวเนื่องจากการหมุนที่ที่รองรับ)	2.40
2. คานช่วงเดี่ยว	1.0
3. คานต่อเนื่อง	1.2 - 0.2 M_0 / M_a
4. คานปลายยึดแน่นข้างเดียว (การแอ่นตัวกลางช่วง)	0.80
5. คานปลายยึดแน่นข้างเดียว (การแอ่นตัวสูงสุดโดยใช้ค่าโมเมนต์สูงสุด)	0.74
6. คานปลายยึดแน่นทั้งสองข้าง	0.60
สำหรับน้ำหนักบรรทุกชนิดอื่นๆ ค่า K ได้ให้ไว้ในเอกสารอ้างอิง 8.2 M_0 = โมเมนต์ช่วงเดี่ยวที่กลางช่วง $\left(\frac{w\ell^2}{8}\right)$ M_a = โมเมนต์กลางช่วงสุทธิ	

8.4 การแอ่นตัวระยะยาวของคานคอนกรีตเสริมเหล็กและแผ่นพื้นทางเดียว

คานและพื้นทางเดียวภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำต่อเนื่อง จะเกิดการแอ่นตัวระยะยาว การแอ่นตัวนี้อาจจะเป็นสองถึงสามเท่าของการแอ่นตัวที่เกิดขึ้นทันทีที่หลังจากมีน้ำหนักกระทำ การแอ่นตัวระยะยาวเป็นผลของ การหดตัว การคืบ การก่อตัวของรอยร้าวใหม่ และการขยายตัวของรอยร้าวเดิม องค์ประกอบหลักที่ส่งผลต่อการแอ่นตัวระยะยาว คือ

ก. หน่วยแรงในคอนกรีต

ข. ปริมาณของเหล็กเสริมรับแรงดึงและแรงอัด

ค. ขนาดขององค์อาคาร

ง. สภาพการบ่ม

จ. อุณหภูมิ

ฉ. ความชื้นสัมพัทธ์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ซ. อายุของคอนกรีต ณ เวลาที่รับน้ำหนัก

ซ. ระยะเวลาของการรับน้ำหนัก

ผลของการหดตัวและการคืบเป็นสิ่งที่จำเป็นต้องหา เพราะการกระจายหน่วยแรงและความเครียดจะแปรตามความลึกและตามระยะบนคาน เช่นเดียวกับคุณสมบัติของคอนกรีต (อันได้แก่ กำลัง, โมดูลัสยืดหยุ่น, การหดตัว และการคืบ) ก็จะแปรเปลี่ยนตามส่วนผสม, สภาพการบ่มและอายุ วิธีการประมาณค่าการแอ่นตัวระยะยาวได้แสดงอยู่ในหัวข้อถัดไป

8.4.1 วิธีการคิดรวมผลของการหดตัวและการคืบ

การแอ่นตัวระยะยาวที่เพิ่มขึ้นอันเป็นผลมาจากการหดตัวและการคืบเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกกระทำต่อเนื่อง $\Delta_{(cp+sh)}$ หาได้จากการคูณการแอ่นตัวที่เกิดในทันทีทันใด $(\Delta_i)_{sus}$ ด้วยตัวประกอบ λ

$$\Delta_{(cp+sh)} = \lambda(\Delta_i)_{sus} \tag{4}$$

โดยที่ $\lambda = \dfrac{\xi}{1+50\rho'}$ *วสท. (42-10)*

ค่าของ ξ ได้แสดงอยู่ในตารางที่ 8-4 สำหรับระยะเวลาต่างๆ ของน้ำหนักบรรทุกค้าง ปริมาณของเหล็กเสริมรับแรงอัด $\rho' = A_s' / bd$ ในสมการ หาจากหน้าตัดเหนือที่รองรับสำหรับคานยื่น และที่หน้าตัดกลางช่วงสำหรับคานช่วงเดี่ยวและคานต่อเนื่อง

ตารางที่ 8-4 ตัวประกอบที่ขึ้นกับเวลา (ξ)

ระยะเวลาน้ำหนักบรรทุกคงค้าง	ξ
5 ปี และ มากกว่า	2.0
12 เดือน	1.4
6 เดือน	1.2
3 เดือน	1.0

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

8.4.2 วิธีการคิดแยกผลของการหดตัวและการคืบ[8.2, 8.4 และ 8.5]

การแอ่นตัวจากการคืบและการหดตัวอาจจะคำนวณแยกกันโดยใช้สมการต่อไปนี้

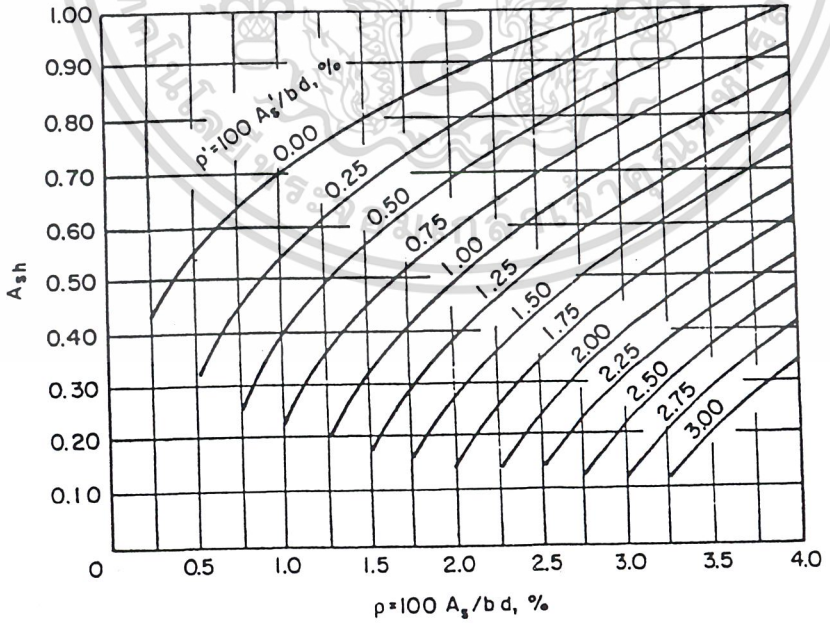
$$\Delta_{cp} = \lambda_{cp}(\Delta_i)_{sus} \quad (5)$$

$$\Delta_{sh} = K_{sh}\phi_{sh}\ell^2 \quad (6)$$

เมื่อ $\lambda_{cp} = k_r C_t = \dfrac{0.85C_t}{1+50\rho'}$

$\phi_{sh} = A_{sh}\varepsilon_{sh}/h$

สำหรับสภาพทั่วๆไป ค่าสูงสุดสำหรับ C_t และ ε_{sh} อาจใช้เป็น $C_t = 1.60$ และ $(\varepsilon_{sh})_u = 400\times10^{-6}$ ค่า A_{sh} หาได้จากรูปที่ 8-3 ค่าของสัมประสิทธิ์การแอ่นตัวจากการหดตัว (K_{sh}) ได้ให้ไว้ในตารางที่ 8-5 โดยสมมติว่าความโค้งการหดตัวบวกและลบเท่ากัน โดยมีจุดดัดกลับที่ระยะ 1/4 ของช่วงคานต่อเนื่อง ซึ่งถือว่าได้ผลใกล้เคียงสำหรับการคำนวณการแอ่นตัว



รูปที่ 8-3 ค่าของ A_{sh} สำหรับการคำนวณระยะแอ่นตัวเนื่องจากการหดตัว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 8-5 สัมประสิทธิ์การแอ่นตัวเนื่องจากการหดตัว (K_{sh})

	K_{sh}
คานยื่น	0.50
คานช่วงเดี่ยว	0.13
คานที่มีปลายข้างหนึ่งต่อเนื่อง-คานหลายช่วง	0.09
คานที่มีปลายข้างหนึ่งต่อเนื่อง-คานสองช่วง	0.08
คานที่ต่อเนื่องที่ปลายทั้งสองข้าง	0.07

ปริมาณเหล็กเสริม ρ และ ρ' ที่ใช้ในการหาค่า A_{sh} จากรูปที่ 8-3 จะใช้ที่หน้าตัดเหนือที่รองรับสำหรับคานยื่นและที่กลางช่วงสำหรับคานช่วงเดี่ยวและคานต่อเนื่อง สำหรับคานรูปตัวที ใช้ $\rho = 100(\rho + \rho_w)/2$ และใช้วิธีเดียวกันในการหาปริมาณเหล็กเสริมรับแรงอัด (ρ') ในการหาค่า A_{sh} โดยที่ $\rho_w = A_s / b_w d$ ดูตัวอย่างที่ 8.2

เปรียบเทียบระหว่างสองวิธีนี้แล้ว วิธีของ ACI ซึ่งรวมผลของการหดตัวและการคืบเข้าด้วยกัน จะง่ายกว่า แต่ให้ค่าโดยประมาณ เพราะว่าการแอ่นตัวจากการหดตัวจะไม่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกโดยตรง (แต่จะมีผลทางอ้อมจากปริมาณของเหล็กเสริม) ในกรณีหนึ่งซึ่งการคำนวณการแอ่นตัวจากการคืบและการหดตัวแยกกันตามวิธีที่สอง อาจจะดีกว่า ก็คือเมื่อบางส่วนของน้ำหนักบรรทุกจรเป็นน้ำหนักบรรทุกค้าง

ขั้นตอนทั้งหมดและค่าทั้งหมดที่ใช้ในการคำนวณการแอ่นตัวเนื่องจากการคืบและการหดตัวใช้ได้กับทั้งคอนกรีตน้ำหนักปกติและน้ำหนักเบา

8.4.3 ขีดจำกัดการแอ่นตัว

การแอ่นตัวที่คำนวณโดยใช้วิธีข้างต้นจะต้องนำมาเปรียบเทียบกับการแอ่นตัวที่ยอมให้ในตารางที่ 4205(ข) ในมาตรฐาน วสท. 1008-38 คำบรรยายใต้ตารางได้ให้ข้อมูลสำหรับการปรับแต่งขีดจำกัดเหล่านี้แล้วแต่กรณี รวมทั้งการพิจารณาการแอ่นตัวที่เกิดขึ้นก่อนที่จะติดตั้งผนัง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

8.5 แผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กสองทาง

ไม่จำเป็นที่จะต้องหาการแอ่นตัวของระบบพื้นสองทางทั้งที่มีและไม่มีคานรับ, หมวกหัวเสา และแป้นหัวเสา เมื่อแผ่นพื้นนั้นหนากว่าข้อกำหนดของความหนาต่ำสุดในตารางข้างล่าง แต่ต้องหนาไม่น้อยกว่า 12.5 ซม. สำหรับแผ่นพื้นซึ่งไม่มีแป้นหัวเสา และไม่น้อยกว่า 10 ซม. ถ้ามีแป้นหัวเสา ข้อกำหนดนี้ได้รวมผลของตำแหน่งของแผ่นพื้น (ภายในหรือภายนอก) รูปร่างของแผ่นพื้น อัตราส่วนของความกว้างต่อความยาว คานขอบ เสาที่รองรับ หมวกหัวเสา แป้นหัวเสา และกำลังครากของเหล็กเสริม ตัวอย่างของข้อกำหนดนี้สำหรับเหล็กเสริมชั้นคุณภาพ SD40 ได้แสดงไว้ในรูปที่ 8-4

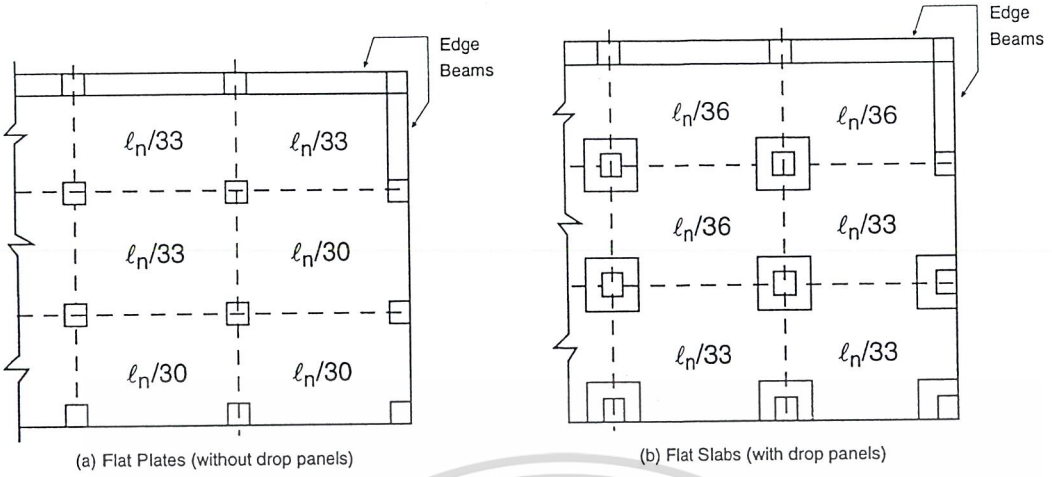
ตารางที่ 8-6 ความหนาต่ำสุดของแผ่นพื้นที่ไม่มีคานภายใน [วสท. ตาราง 4205(ค)]

กำลังคราก* (f_y) กก./ซม.^{2}	ไม่มีแป้นหัวเสา			มีแป้นหัวเสา		
	ช่วงพื้นภายนอก		ช่วงพื้น	ช่วงพื้นภายนอก		ช่วงพื้น
	ไม่มีคานขอบ	มีคานขอบ**	ภายใน	ไม่มีคานขอบ	มีคานขอบ**	ภายใน
3,000	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
4,000	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
5,000	$\frac{\ell_n}{28}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{34}$	$\frac{\ell_n}{34}$

* ถ้าเหล็กเสริมที่ใช้มีกำลังครากอยู่ระหว่างค่าที่ให้ไว้ในตาราง ให้หาความหนาต่ำสุดโดยวิธีเทียบส่วนแบบเชิงเส้น

** แผ่นพื้นที่มีคานขอบระหว่างเสา ค่าของ α สำหรับคานต้องไม่น้อยกว่า 0.8

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 8-4 ความหนาต่ำสุดของแผ่นพื้นที่ไม่มีคานภายใน (เหล็กเสริมชั้นคุณภาพ SD40)

สำหรับแผ่นพื้นสองทางซึ่งมีคานรอบ ความหนาต่ำสุดต้องเป็นไปตามข้อกำหนดดังนี้

ถ้า α_m เท่ากับหรือน้อยกว่า 0.2 ใช้ข้อกำหนดเดียวกับแผ่นพื้นไร้คาน

โดยที่ α เป็นอัตราส่วนของสติฟเนสการดัดของหน้าตัดคานต่อสติฟเนสการดัดของหน้าตัดของแผ่นพื้นที่มีความกว้างเท่ากับระยะระหว่างเส้นกึ่งกลางของช่วงพื้นที่ติดกัน (ถ้ามี) ในแต่ละข้างของคาน และ α_m เป็นค่าเฉลี่ยของ α สำหรับคานทุกตัวที่อยู่ตามขอบของช่วงพื้น

ถ้า α_m มากกว่า 0.2 แต่ไม่เกิน 2.0 ความหนาจะต้องไม่น้อยกว่า

$$h = \frac{l_n\left(0.8 + \frac{f_y}{14{,}000}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)}$$ แต่ต้องไม่น้อยกว่า 12 ซม. *ACI (9-11)*

โดยที่ l_n เป็นความยาวของช่วงว่างทางด้านยาวของการก่อสร้างสองทาง วัดจากขอบถึงขอบของที่รองรับในแผ่นพื้นไร้คานและระหว่างขอบถึงขอบของคาน หรือที่รองรับในกรณีอื่น

β เป็นอัตราส่วนของช่วงว่างระหว่างด้านยาวต่อด้านสั้นของแผ่นพื้นสองทาง

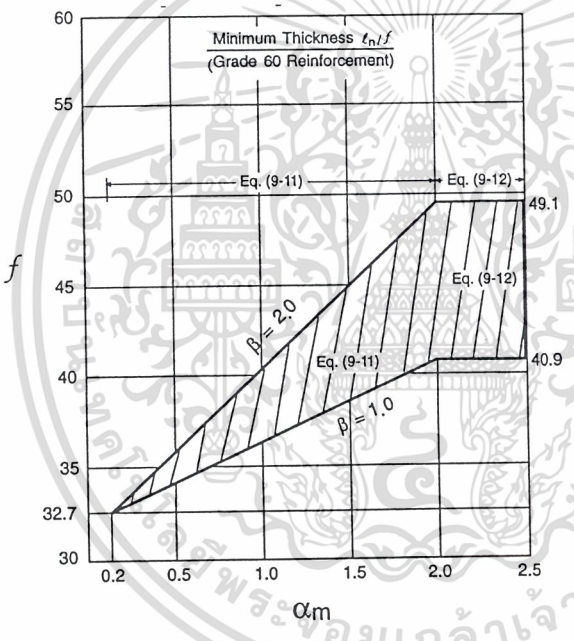
3. ถ้า α_m มากกว่า 2.0 ความหนาจะต้องไม่น้อยกว่า

$$h = \frac{l_n\left(0.8 + \frac{f_y}{14{,}000}\right)}{36 + 9\beta}$$ แต่ต้องไม่น้อยกว่า 9 ซม. *ACI (9-12)*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4. ที่ขอบซึ่งไม่ต่อเนื่อง คานขอบจะต้องมีค่าอัตราส่วนสติฟเนส α ไม่น้อยกว่า 0.8 ถ้าน้อยกว่าจะต้องเพิ่มความหนาของแผ่นพื้นบริเวณไม่ต่อเนื่องจากสมการข้างบนอีก 10 เปอร์เซ็นต์

รูปที่ 8-5 แสดงการหาความหนาต่ำสุดสำหรับระบบแผ่นพื้นสองทางให้ง่ายขึ้น โดยที่ f เป็นอัตราส่วนของ l_n / h เท่ากับ $\left[\frac{36+5\beta(\alpha_m-0.2)}{0.8+f_y/14{,}000}\right]$ สำหรับ *ACI Eq.(9-11)* และ $\left[\frac{36+9\beta}{0.8+f_y/14{,}000}\right]$ สำหรับ *ACI Eq.(9-12)* สังเกตได้ว่ามีความแตกต่างไม่มากนักระหว่างความหนาต่ำสุดสำหรับแผ่นพื้นสี่เหลี่ยมจัตุรัสและแผ่นพื้นสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีอัตราส่วนของด้านเป็น 2:1



รูปที่ 8-5 ความหนาต่ำสุดของพื้นสองทางที่รองรับโดยคาน

8.5.1 การแอ่นตัวระยะสั้นโดยวิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่า

การแอ่นตัวระยะสั้นหาได้จากขั้นตอนโดยประมาณ ซึ่งประยุกต์มาจากวิธีการออกแบบโดยตรง (Direct Design Method) และ วิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่า (Equivalent frame Method) วิธีนี้ใช้ได้ทั้งในแผ่นพื้นไร้คานและในแผ่นพื้นที่มีคานรอบ ซึ่งสิ่งที่จะแตกต่างกันก็เพียงขั้นตอนในการหาสติฟเนสเท่านั้น การแอ่นตัวที่กลางแผ่นพื้นคือผล

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รวมของการแอ่นตัวที่กลางช่วงของแถบเสาหรือแนวเสาในทิศทางหนึ่ง Δ_{cx} หรือ Δ_{cy} และการแอ่นตัวที่กลางช่วงของแถบกลางในทิศที่ตั้งฉาก Δ_{mx} หรือ Δ_{my} (ดูรูปที่ 8-6)

แถบเสา คือ ส่วนตามแนวเสาที่มีความกว้างในแต่ละข้างของศูนย์กลางเสาเท่ากับ 1/4 ของด้านสั้น

แถบกลาง คือ ส่วนตรงกลางของแผ่นพื้นซึ่งล้อมรอบโดยแถบเสาสองข้าง

สำหรับแผ่นพื้นสี่เหลี่ยมจัตุรัส

$$\Delta = \Delta_{cx} + \Delta_{my} = \Delta_{cy} + \Delta_{mx} \tag{7}$$

สำหรับแผ่นพื้นสี่เหลี่ยมผืนผ้าหรือสำหรับพื้นที่มีคุณสมบัติต่างกันใน 2 ทิศทาง, Δ เฉลี่ยสำหรับทั้งสองทาง คือ

$$\Delta = \left[\left(\Delta_{cx} + \Delta_{my}\right) + \left(\Delta_{cy} + \Delta_{mx}\right)\right]/2 \tag{8}$$

การแอ่นตัวกลางช่วงของแถบเสาหรือแถบกลางในโครงข้อแข็งเทียบเท่าเป็นผลรวมของสามส่วน อันได้แก่ การแอ่นตัวของแผ่นพื้นเมื่อสมมติว่าที่ปลายทั้งสองข้างยึดแน่น บวกการแอ่นตัวของแผ่นพื้นเนื่องจากการหมุนที่แนวของที่รองรับทั้งสองด้าน ในทิศทาง x การแอ่นตัวจะหาได้จากสมการต่อไปนี้

$$\Delta_{cx} = Fixed\Delta_{cx} + \left(\Delta\theta_1\right)_{cx} + \left(\Delta\theta_2\right)_{cx} \qquad \text{สำหรับแถบเสา} \tag{9}$$

$$\Delta_{mx} = Fixed\Delta_{mx} + \left(\Delta\theta_1\right)_{mx} + \left(\Delta\theta_2\right)_{mx} \qquad \text{สำหรับแถบกลาง}$$

สมการข้างบนแสดงการหาการแอ่นตัวในทิศทาง x เท่านั้น แต่การแอ่นตัวในทิศทาง y อันได้แก่ Δ_{cy} และ Δ_{my} ก็จะใช้วิธีเดียวกัน

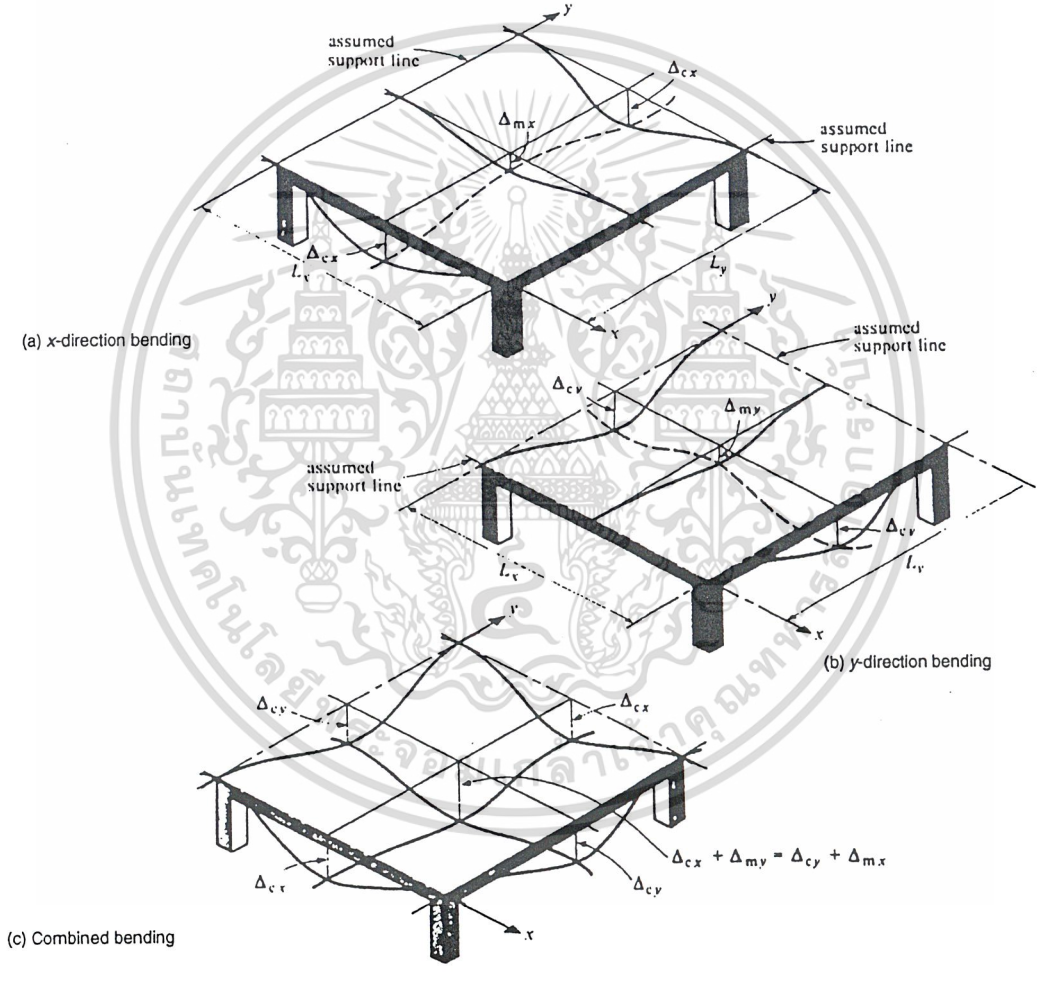
ขั้นตอนแรกในการหา $Fixed\ \Delta_{cx}$ และ $Fixed\ \Delta_{mx}$ คือ การคำนวณหาการแอ่นตัวกลางช่วงเมื่อขอบยึดแน่น ของโครงข้อแข็งเทียบเท่าภายใต้น้ำหนักบรรทุกแผ่สม่ำเสมอ

$$Fixed\Delta_{frame} = \frac{w\ell^4}{384E_cI_{frame}} \tag{10}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อ w คือน้ำหนักบรรทุกแผ่สม่ำเสมอ คูณ ความกว้างทั้งหมด

ผลของสติฟเนสที่ต่างกันในบริเวณของโมเมนต์บวกและลบ [เนื่องจากแป้นหัวเสา และ/หรือ I_e ในสมการ วสท. (42-7)] จะนำมาคิดโดยการใช้โมเมนต์อินเนอร์เชียเฉลี่ยที่ให้ไว้ในสมการ (1) และ (2)



รูปที่ 8-6 มาตรฐานสำหรับวิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่าของการวิเคราะห์การแอ่นตัว ของระบบพื้นสองทางแบบมีหรือไม่มีคาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การแอ่นตัวกลางช่วงเมื่อขอบยึดแน่นของแถบเสาและแถบกลางหาได้จากการคูณ $Fixed\,\Delta_{frame}$ จาก สม การ (10) ด้วยอัตราส่วน M/EI ของแถบเสาและแถบกลางต่อ M/EI ของโครงข้อแข็งซึ่งมีความกว้างทั้งหมด

$$Fixed\Delta_{c,m} = (LDF)_{c,m}\, Fixed\Delta_{frame} \frac{(EI)_{frame}}{(EI)_{c,m}} \quad \text{สำหรับแถบเสาหรือแถบกลาง} \tag{11}$$

โดยที่ $(LDF)_{c,m} = \dfrac{M_{c,m}}{M_{frame}}$

= ตัวประกอบการกระจายโมเมนต์ทางข้าง (ดูตารางที่ 8-7 สำหรับค่าทั่วไปของ LDF)

ตารางที่ 8-7 ตัวประกอบการกระจายโมเมนต์ทางข้าง (Lateral Distribution Factors, LDF)

สำหรับแถบกลางและแถบเสา

เปอร์เซ็นต์ของโมเมนต์ของแถบพื้นทั้งหมดซึ่งใช้เป็นโมเมนต์ในแถบเสา คือ	
ลบ ภายนอก	$100 - 10\beta_t + 12\beta_t(\alpha_1\ell_2/\ell_1)(1-\ell_2/\ell_1)$
ลบ ภายใน	$75 + 30(\alpha_1\ell_2/\ell_1)(1-\ell_2/\ell_1)$
บวก	$60 + 30(\alpha_1\ell_2/\ell_1)(1.5-\ell_2/\ell_1)$
ยกเว้นเมื่อ	$\alpha_1\ell_2/\ell_1 > 1$ (ระบบพื้นที่รองรับโดยคาน 2 ทางทั่วไป) ใช้ $\alpha_1\ell_2/\ell_1 = 1$
ตัวอย่าง $\alpha_1 = \beta_t = 0$ สำหรับแผ่นเรียบไร้คาน ใช้ค่าขอบเขตโมเมนต์บวกลบเฉลี่ย	
แผ่นพื้นภายในทั้งสองทิศทาง	$(LDF)_c = \dfrac{60(Pos)+75(Neg)}{2} = 67.5\%$ $(LDF)_m = 100 - 67.5 = 32.5\%$
แผ่นพื้นด้านนอกในทิศทางที่ปลายข้างหนึ่งต่อเนื่อง	$(LDF)_c = \dfrac{60+(100+75)/2}{2} = 73.8\%$ $(LDF)_m = 100 - 73.8 = 26.2\%$
แผ่นพื้นด้านนอกในทิศทางที่ปลายทั้งสองข้างต่อเนื่อง	$(LDF)_c = 67.5\%$, $(LDF)_m = 32.5\%$
แผ่นพื้นที่มุมในทั้งสองทิศทาง	$(LDF)_c = 73.8\%$, $(LDF)_m = 26.2\%$

สิ่งต่อไปที่จะต้องหาก็คือ การแอ่นตัวกลางช่วงของแถบเสาหรือแถบกลางที่เกิดจากการหมุนที่ปลาย $((\Delta\theta_1)_{cx}, (\Delta\theta_1)_{mx})$ ซึ่งถ้าปลายของเสาในพื้นชั้นบนและพื้นชั้นล่างของชั้นนี้ถูกสมมติให้เป็นแบบยึดแน่น (ซึ่งเป็นกรณี

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ทั่วไปสำหรับการวิเคราะห์โครงข้อแข็งเทียบเท่า) หรือสมมติให้เป็นแบบข้อหมุน การหมุนของเสาที่พื้นชั้นนี้ก็จะเท่ากับผลรวมของโมเมนต์หารด้วยสติฟเนสของเสาเทียบเท่า

$$\theta_{frame} = \theta_c = \theta_m = \frac{(M_{net})_{frame}}{K_{ec}} \qquad (12)$$

โดยที่ K_{ec} = สติฟเนสของเสาเทียบเท่า

การแอ่นตัวกลางช่วงของแถบเสา เมื่อปลายข้างหนึ่งหมุนไปเป็นมุม θ_1 เรเดียน และที่ปลายด้านตรงข้ามยึดแน่นคือ

$$(\Delta\theta_1)_c = \frac{\theta_1 \ell}{8} \qquad (13)$$

การแอ่นตัวส่วนที่เหลือของแถบเสาและแถบกลางก็จะหาได้โดยวิธีเดียวกัน

เนื่องจาก θ ในสมการ (12) ได้มาจากคุณสมบัติหน้าตัดทั้งหมด ในระหว่างที่การหาการแอ่นตัวต้องใช้ I_e ดังนั้น จะใช้สมการ (14) แทน (13) ดังต่อไปนี้

$$(\Delta\theta_1)_c = \theta_1 \left(\frac{\ell}{8}\right)\left(\frac{I_g}{I_e}\right)_{frame} \qquad (14)$$

8.5.2 **การแอ่นตัวระยะสั้นโดยวิธีการออกแบบโดยตรง** (Direct Design Method)

การคำนวณระยะแอ่นตัวที่อธิบายในหัวข้อที่แล้วเป็นขั้นตอนในวิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่า ซึ่งก็ใช้ได้กับวิธีการออกแบบโดยตรงซึ่งใช้การหาโมเมนต์ที่หน้าตัดวิกฤติจากค่าสัมประสิทธิ์แทนการวิเคราะห์โครงข้อแข็งดังในวิธีของโครงข้อแข็งเทียบเท่า ในวิธีการออกแบบโดยตรง โมเมนต์ที่ใช้ในการออกแบบจะหาได้จากความยาวช่วงซึ่งวัดจากขอบถึงขอบของที่รองรับ เมื่อต้องการหาการแอ่นตัวเนื่องจากการหมุนที่ปลายขององค์อาคาร โมเมนต์เหล่านี้ควรจะถูกแก้ไขตามทฤษฎีเพื่อให้ได้ค่าของโมเมนต์ที่กึ่งกลางเสา อย่างไรก็ตาม ข้อแตกต่างนี้มีค่าน้อยมากจนอาจจะไม่ต้องคำนึงถึงก็ได้ ในกรณีของแผ่นพื้นไร้คาน ความยาวของช่วงจะวัดระหว่างศูนย์กลางของเสา ซึ่งน่าจะเหมาะสมกว่าการวัดจากขอบถึงขอบของเสา เมื่อใช้ในการหาระยะแอ่นตัว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ถ้าทุกช่วงมีขนาดเท่ากันและมีน้ำหนักกระทำเท่ากัน วิธีการออกแบบโดยตรงจะให้ค่าโมเมนต์ที่สมดุลบนทุกตำแหน่งที่รองรับทำให้ได้ค่าการหมุนที่ตำแหน่งเหล่านั้นเป็นศูนย์ ยกเว้นแต่ที่เสาภายนอก ดังนั้นในกรณีดังกล่าวเราจะพิจารณาการหมุนแค่ที่เสาภายนอกเท่านั้น เมื่อน้ำหนักบรรทุกจรมีค่ามากเมื่อเปรียบเทียบกับน้ำหนักบรรทุกคงที่ (เป็นกรณีที่จะไม่พบบ่อยนัก) การหมุนที่ปลายอาจจะหาได้ด้วยการวิเคราะห์โครงสร้างธรรมดา แต่จะรวมผลของการวางน้ำหนักที่กระทำบนช่วงที่แตกต่างกัน (Pattern Loading) เข้าไปด้วย

8.5.3 โมเมนต์อินเนอร์เชียประสิทธิผล

ในการหาการแอ่นตัวของแผ่นพื้นสองทางที่แตกร้าวบางส่วน ควรจะใช้ค่าของโมเมนต์อินเนอร์เชียประสิทธิผลที่ได้มาจากสมการ วสท. (42-7) และอาจจะใช้ค่าเฉลี่ยของ I_e ที่บริเวณโมเมนต์บวกและลบตามสมการ (1) และ (2) ในทุกตำแหน่งที่แตกร้าวทั่ว ๆ ไป การใช้ค่าโมเมนต์อินเนอร์เชียตามตารางข้างล่างให้ผลที่ใกล้เคียงในเกือบทุกกรณี

กรณี	อินเนอร์เชีย
ก. แผ่นพื้นไร้คาน (แผ่นเรียบ, พื้นเรียบ)	
(1) การแอ่นตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ทั้งหมด	I_g
(2) การแอ่นตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่บวกน้ำหนักบรรทุกจร:	
- สำหรับแถบเสาทั้งสองทิศทาง	I_e
- สำหรับแถบกลางทั้งสองทิศทาง	I_g
ข. แผ่นพื้นที่มีคาน (แผ่นพื้นสองทางที่รองรับโดยคาน)	
(1) การแอ่นตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ทั้งหมด	I_g
(2) การแอ่นตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่บวกน้ำหนักบรรทุกจร:	
- สำหรับแถบเสาทั้งสองทิศทาง	I_g
- สำหรับแถบกลางทั้งสองทิศทาง	I_e

I_e ของโครงข้อแข็งเทียบเท่าในแต่ละทิศทางคิดเป็นผลรวมของค่า I_e ของแถบเสาและแถบกลาง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

8.5.4 การแอ่นตัวระยะยาว

เนื่องจากข้อมูลที่มีอยู่ในเรื่องของการแอ่นตัวระยะยาวของการแผ่นพื้นสองทาง มีน้อยมากจนไม่พอจะกำหนดวิธีในการหาการแอ่นตัวระยะยาวแบบมีเหตุมีผลได้ ดังนั้นเราจึงจะใช้ขั้นตอนเหมือนกับที่ใช้ในองค์อาคารทางเดียว ค่าของ ξ ในสมการ วสท. (42-10) จะใช้เท่ากับ 2.5 สำหรับน้ำหนักบรรทุกค้างที่กระทำ 5 ปีขึ้นไป

8.6 โครงสร้างคอนกรีตอัดแรง

อัตราส่วนความยาวช่วงต่อความลึกสำหรับการใช้ทั่วไปในการออกแบบองค์อาคารอัดแรง มีแสดงอยู่ใน PCI Design Handbook [8.3] และข้อมูลจากหลายแหล่งได้สรุปไว้ในเอกสารอ้างอิง 8.2

ในองค์อาคารอัดแรงที่ไม่เป็นเชิงประกอบ เราสามารถหาระยะยกเผื่อการแอ่นตัวและการแอ่นตัวขององค์อาคารอัดแรงได้ตามขั้นตอนจากเอกสารอ้างอิง 8.2 ซึ่งใช้ค่า I_e สำหรับองค์อาคารอัดแรงบางส่วน (เอกสารอ้างอิง 8.3) ในการหาการแอ่นตัวเมื่อหน่วยแรงดึงสูงเกินโมดูลัสแตกร้าว แต่น้อยกว่า $3.18\sqrt{f'_c}$ สำหรับรายละเอียดในการหาการแอ่นตัวของคานอัดแรงแตกร้าวและในเรื่องการแอ่นตัวของคานอัดแรงเชิงประกอบได้มีแสดงอยู่ในเอกสารอ้างอิง 8.2 และ 8.7

การแอ่นตัวสูงสุดขององค์อาคารอัดแรงที่ไม่เป็นเชิงประกอบหาได้จากสมการข้างล่าง (เอกสารอ้างอิง 8.2 และ 8.7)

$$\Delta_u = \underset{(1)}{-\Delta_{po}} + \underset{(2)}{\Delta_o} - \underset{(3)}{\left[-\frac{\Delta P_u}{P_o} + (k_r C_u)\left(1-\frac{\Delta P_u}{2P_o}\right)\right]\Delta_{po}} + \underset{(4)}{(k_r C_u)\Delta_o} + \underset{(5)}{\Delta_s}$$

$$+ \underset{(6)}{(\beta_s k_r C_u)\Delta_s} + \underset{(7)}{\Delta_\ell} + \underset{(8)}{\left(\Delta_{cp}\right)_\ell} \qquad (15)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

พจน์ (1) คือ ระยะยกเริ่มต้นเนื่องจากโมเมนต์อัดแรงเริ่มต้นหลังจากเกิดการเสื่อมลดเนื่องจากการหดตัวอีลาสติก $P_0 e$ ถ้าเหล็กเสริมอัดแรงดึงเป็นเส้นตรง จะได้ $\Delta_{po} = P_0 e \ell^2 / 8 E_{ci} I_g$

พจน์ (2) คือ การแอ่นตัวเริ่มต้นของคานเนื่องจากน้ำหนักตัวมันเอง สำหรับคานช่วงเดี่ยว $\Delta_0 = 5 M_0 \ell^2 / 48 E_{ci} I_g$ โดยที่ M_0 = โมเมนต์ที่กลางช่วงเนื่องจากน้ำหนักตัวมันเอง

พจน์ (3) คือ ระยะยกเนื่องจากการคืบ (ขึ้นกับเวลา) ของคานเนื่องจากโมเมนต์จากการอัดแรง พจน์นี้รวมผลของการคืบและการเสื่อมลดของแรงอัด อันได้แก่ผลของการคืบภายใต้หน่วยแรงต่างๆ ค่าเฉลี่ยของอัตราส่วนการเสื่อมลดของแรงอัด หลังจากการถ่ายแรง (ไม่รวมการเสื่อมลดเนื่องจากการหดตัวอีลาสติก) $\Delta P_u / P_0$ มีค่าประมาณ 0.18 สำหรับคอนกรีตทั่วไป, 0.21 สำหรับคอนกรีตมวลเบาซึ่งใช้ทราย และ 0.23 สำหรับคอนกรีตมวลเบาอื่น ๆ ดังนั้นเราอาจจะใช้ค่าเฉลี่ยของ $C_u = 2.0$ เพื่อหาผลของการคืบเนื่องจากแรงอัดสูงสุดและน้ำหนักของตัวมันเอง ตัวประกอบ k_r เป็นผลของเหล็กเสริมรับแรงดึงไม่อัดแรงในการลดระยะยกที่ขึ้นกับเวลา หาได้จากสมการที่ (16)

$$k_r = 1/\left[1 + \left(A_s / A_{ps}\right)\right] \quad \text{สำหรับ} \quad A_s / A_{ps} < 2 \tag{16}$$

เมื่อ $k_r = 1$ และ $\Delta P_u = P_0 - P_e$ พจน์ (1) + (3) จะรวมได้เป็น

$$-\Delta_{po} - \left[-\Delta_{po} + \Delta_{pe} + C_u\left(\frac{\Delta_{po} + \Delta_{pe}}{2}\right)\right] = -\Delta_{pe} - C_u\left(\frac{\Delta_{po} + \Delta_{pe}}{2}\right)$$

พจน์ (4) คือ การแอ่นตัวเนื่องจากการคืบของคานภายใต้น้ำหนักของตัวมันเอง ซึ่งจะใช้ค่า C_u เดียวกันกับในพจน์ (3) เนื่องจากการคืบเกิดขึ้นภายใต้หน่วยแรงรวมซึ่งเป็นผลจากการอัดแรงและน้ำหนักตัวมันเอง ผลของเหล็กเสริมรับแรงดึงไม่อัดแรงที่ช่วยลดการแอ่นตัวเนื่องจากการคืบถูกรวมไว้ในทั้งพจน์ (3) สำหรับระยะยก และ พจน์ (4) สำหรับการแอ่นตัว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

พจน์ (5) คือ การแอ่นตัวเริ่มต้นของคานภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่ม สำหรับคานช่วงเดี่ยว

$\Delta_s = 5M_s\ell^2/48E_cI_g$ โดยที่ M_s = โมเมนต์กลางช่วงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่ม (กระทำแบบแผ่สม่ำเสมอ)

พจน์ (6) คือ การแอ่นตัวเนื่องจากการคืบของคานภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่ม k_r มีค่าเหมือนกับในพจน์ (3) และ (4) และถูกรวมในพจน์การแอ่นตัวนี้สำหรับเหตุผลเดียวกันกับในพจน์ (4) ใช้ค่าเฉลี่ยของ $C_u = 1.6$ β_s คือ ตัวประกอบแก้ไขการคืบสำหรับอายุของคอนกรีตเมื่อได้รับน้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่ม (สามารถใช้ค่าเดียวกันนี้ได้ทั้งคอนกรีตทั่วไปและคอนกรีตมวลเบา) : $\beta_s = 0.85$ สำหรับอายุ 3 สัปดาห์, 0.83 สำหรับอายุ 1 เดือน, 0.76 สำหรับอายุ 2 เดือน, 0.74 สำหรับอายุ 3 เดือน และ 0.71 สำหรับอายุ 4 เดือน

พจน์ (7) คือ การแอ่นตัวเบื้องต้นของคานภายใต้น้ำหนักบรรทุกจร สำหรับคานช่วงเดี่ยวภายใต้น้ำหนักบรรทุกจรที่แผ่สม่ำเสมอ $\Delta_\ell = 5M_\ell\ell^2/48E_cI_g$ โดยที่ M_ℓ = โมเมนต์กลางช่วงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร สำหรับองค์อาคารที่ไม่แตกร้าวใช้ $I_e = I_g$ สำหรับองค์อาคารเชิงประกอบและไม่เป็นเชิงประกอบที่แตกร้าวบางส่วน ให้ศึกษาขั้นตอนจากเอกสารอ้างอิง 8.2 และ 8.3 และดูตัวอย่าง 8.5

พจน์ (8) คือ การแอ่นตัวเนื่องจากการคืบของคานภายใต้น้ำหนักบรรทุกจร การแอ่นตัวที่เพิ่มขึ้นนี้หาได้จาก $(\Delta_{cp})_\ell = (M_s/M_\ell)C_u\Delta_\ell$ โดยที่ M_s คือโมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรคงค้าง และ $C_u = 1.6$ เหมือนในพจน์ (6)

8.7 โครงสร้างเชิงประกอบ

ขั้นตอนในการหาการแอ่นตัวสูงสุดขององค์อาคารรับแรงดัดเชิงประกอบที่มีการค้ำยันและไม่มีการค้ำยัน ได้แสดงอยู่ในหัวข้อต่อไป วิธีดังกล่าวเป็นวิธีที่แสดงอยู่ในเอกสารอ้างอิง 8.2 และ 8.7 ในหัวข้อต่อๆ ไปถ้าในพจน์ใดแสดงตัวเลขห้อยอยู่ ให้ถือตามคำอธิบายต่อไปนี้ เลขตัวห้อย 1 แสดงถึงแผ่นพื้น (หรือผลของแผ่นพื้น, เช่นภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่ของพื้น) และเลขตัวห้อย 2 แสดงถึงคานสำเร็จรูป ตัวอย่าง 8.6 และ 8.7 แสดงข้อดีของการค้ำยันในการลดการแอ่นตัว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

8.7.1 การก่อสร้างที่มีการค้ำยัน

สำหรับองค์อาคารเชิงประกอบที่มีการค้ำยัน ซึ่งน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักจรถูกรับโดยหน้าตัดเชิงประกอบรวม ให้ใช้ความหนาต่ำสุดที่ยอมให้ตามตาราง 8-1 โดยถือเสมือนว่าเป็นองค์อาคารที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกัน

การคำนวณการแอ่นตัวสำหรับคานเชิงประกอบที่มีการค้ำยันจึงใช้ขั้นตอนเดียวกับคานที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกัน ยกเว้นแต่ในการแอ่นตัวเนื่องจากการบิดเบี้ยวหดตัวของคานสำเร็จรูปซึ่งจะถูกต้านทานโดยหน้าตัดเชิงประกอบหลังจากที่คอนกรีตที่เทในพื้นแข็งตัวแล้ว และในการแอ่นตัวเนื่องจากการหดตัวและการคืบที่ต่างกันของคานเชิงประกอบ ซึ่งข้อยกเว้นสองอย่างนี้ได้แสดงอยู่ในพจน์ (3) และ (4) ของสมการ (17)

$$\Delta_u = \underset{(1)}{(\Delta_i)_{1+2}} + \underset{(2)}{1.80k_r(\Delta_i)_{1+2}} + \underset{(3)}{\Delta_{sh}\frac{I_2}{I_c}} + \underset{(4)}{\Delta_{ds}} + \underset{(5)}{(\Delta_i)_\ell} + \underset{(6)}{(\Delta_{cp})_\ell} \tag{17}$$

เมื่อ $k_r = 0.85$ (ไม่คิดผลของเหล็กรับแรงอัดในพื้น) และ สมมติให้ Δ_{ds} เท่ากับ $(\Delta_i)_{1+2}$ สมการที่ (17) ลดรูปเป็นสมการที่ (18)

$$\Delta_u = \underset{(1+2+4)}{3.53(\Delta_i)_{1+2}} + \underset{(3)}{\Delta_{sh}\frac{I_2}{I_c}} + \underset{(5)}{(\Delta_i)_\ell} + \underset{(6)}{(\Delta_{cp})_\ell} \tag{18}$$

พจน์ (1) คือ การแอ่นตัวเริ่มต้นหรือ ระยะสั้นของคานเชิงประกอบเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ของพื้นและของคานสำเร็จรูป (รวมน้ำหนักผนัง,หลังคา,ฯลฯ) โดยใช้สมการที่ (3) ที่มี $M_a = M_1 + M_2 =$ โมเมนต์กลางช่วงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ของพื้นและคานสำเร็จรูป สำหรับการคำนวณ $(I_e)_{1+2}$ ในสมการที่ (1) ใช้ M_a เท่ากับ $M_1 + M_2$ และใช้ค่า M_{cr}, I_g และ I_{cr} ที่หน้าตัดคานเชิงประกอบที่กลางช่วง

พจน์ (2) คือ การแอ่นตัวเนื่องจากการคืบของคานเชิงประกอบเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ของพื้นและคานในพจน์ (1) โดยใช้ สมการ (5) $C_u = 1.80$ (ซึ่งถือว่าการค้ำยันจะถูกเอาออกหลังจากที่พื้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ถูกบ่มด้วยความชื้นเป็นเวลา 10 วัน) และ ρ' เป็นเหล็กเสริมรับแรงอัดในพื้นที่กลางช่วง เมื่อใช้ในการคำนวณหา k_r

พจน์ (3) คือ การแอ่นตัวเนื่องจากการหดตัวของคานเชิงประกอบหลังจากที่เอาค้ำยันออกไปแล้ว เป็นผลมาจากการหดตัวของคอนกรีตในคานสำเร็จรูป แต่ไม่รวมผลของการหดตัวและการคืบที่ต่างกันซึ่งแสดงในพจน์ (4) อาจจะใช้สมการ (6) ในการหาค่า Δ_{sh} สมมติว่าหล่อพื้นหลังจากที่คานสำเร็จรูป (ซึ่งบ่มด้วยไอน้ำ) มีอายุ 2 เดือน และค้ำยันถูกเอาออกหลังจากที่หล่อพื้นได้ 10 วัน $(\varepsilon_{sh})_u = (1-0.37)(400\times10^{-6}) = 252\times10^{-6}$ ซม./ซม.

พจน์ (4) คือ การแอ่นตัวเนื่องจากการหดตัวและการคืบที่ต่างกันอาจจะใช้ $\Delta_{ds} = (\Delta_i)_{1+2}$ ซึ่งเป็นค่าโดยประมาณ

พจน์ (5) คือ การแอ่นตัวเริ่มต้นหรือระยะสั้นของคานเชิงประกอบภายใต้น้ำหนักบรรทุกจรโดยใช้สมการ (3) การคำนวณการแอ่นตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรที่เพิ่มขึ้น ใช้ขั้นตอนเดียวกันกับคานที่หล่อเป็นเนื้อเดียว ซึ่งจะเหมือนกับวิธีที่จะอธิบายในพจน์ (9) ของสมการ (19) ต่อไป

พจน์ (6) คือ การแอ่นตัวเนื่องจากการคืบเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรคงค้าง โดยใช้สมการ (5)

ขั้นตอนเหล่านี้ควรใช้กับค่ากลางช่วงเท่านั้น ซึ่งจะให้ค่าที่ยอมรับได้สำหรับทั้งคานเชิงประกอบช่วงเดี่ยวและพื้นต่อเนื่อง ตัวอย่างของการคำนวณพื้นต่อเนื่องในการก่อสร้างเชิงประกอบหาดูได้ในเอกสารอ้างอิง 8.7

8.7.2 การก่อสร้างที่ไม่มีการค้ำยัน

ในการก่อสร้างเชิงประกอบที่ไม่มีการค้ำยัน ถ้าความหนาของชิ้นส่วนสำเร็จรูปที่ไม่ได้อัดแรงมากกว่าความหนาต่ำสุดที่ยอมให้ ก็ไม่จำเป็นต้องหาทั้งการแอ่นตัวเริ่มต้นและการแอ่นตัวที่เกิดขึ้นหลังจากที่ชิ้นส่วนนั้นได้กลายเป็นเชิงประกอบ แต่จะต้องหาการแอ่นตัวระยะยาวของชิ้นส่วนสำเร็จรูปภายใต้น้ำหนักบรรทุกและระยะเวลาที่น้ำหนักกระทำก่อนที่จะมีการเทคอนกรีตส่วนอื่นซึ่งทำให้หน้าตัดกลายเป็นหน้าตัดเชิงประกอบประสิทธิผล

(1) (2) (3) (4)

$$\Delta_u = (\Delta_i)_2 + 0.77k_r(\Delta_i)_2 + 0.83k_r(\Delta_i)_2\frac{I_2}{I_c} + 0.36\Delta_{sh}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(5) (6) (7) (8)

$$+\ 0.64\Delta_{sh}\frac{I_2}{I_c} + (\Delta_i)_1 + 1.22k_r(\Delta_i)_1\frac{I_2}{I_c} + \Delta_{ds}$$

(9) (10)

$$+\ (\Delta_i)_\ell + (\Delta_{cp})_\ell \qquad (19)$$

เมื่อ $k_r = 0.85$ (ในกรณีที่ไม่มีเหล็กรับแรงอัดในคานสำเร็จรูป) และถ้าสมมติให้ Δ_{ds} เท่ากับ $0.50(\Delta_i)_1$ สมการที่ (19) ถูกลดรูปเป็นสมการที่ (20)

(1+2+3) (4+5)

$$\Delta_u = \left(1.65+0.71\frac{I_2}{I_c}\right)(\Delta_i)_2 + \left(0.36+0.64\frac{I_2}{I_c}\right)\Delta_{sh}$$

(6+7+8) (9) (10)

$$+\left(1.50+1.04\frac{I_2}{I_c}\right)(\Delta_i)_1 + (\Delta_i)_\ell + (\Delta_{cp})_\ell \qquad (20)$$

ในสมการ (19) และ (20) ส่วนของการหดตัวและการคืบที่เกิดขึ้นก่อนและหลังจากเมื่อมีการหล่อพื้น จะใช้ใต้สมมติฐานที่ว่า คานสำเร็จรูปมีอายุ 20 วัน เมื่อรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ และมีอายุสองเดือนเมื่อมีการหล่อพื้นเชิงประกอบ

พจน์ (1) คือ การแอ่นตัวเริ่มต้นหรือระยะสั้นของคานสำเร็จรูปภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่ โดยใช้สมการ (3) ที่มี $M_a = M_2$ = โมเมนต์กลางช่วงเนื่องจากน้ำหนักของคานสำเร็จรูป สำหรับการหา $(I_e)_2$ ในสมการ (8-1) M_a เป็นผลจากน้ำหนักของคานสำเร็จรูป และค่า M_{cr}, I_g และ I_{cr} หาที่หน้าตัดของคานสำเร็จรูปที่กลางช่วง

พจน์ (2) คือ การแอ่นตัวเนื่องจากการคืบภายใต้น้ำหนักของคานสำเร็จรูป ตั้งแต่เริ่มต้นจนถึงเมื่อมีการหล่อพื้น โดยใช้สมการ (5) ที่มี $C_t = 0.48$ (สำหรับ 20 วันถึง 2 เดือน) $\times 1.60 = 0.77$ และใช้ ρ' เป็นปริมาณเหล็กเสริมรับแรงอัดในคานสำเร็จรูปที่กลางช่วงเมื่อคำนวณหา k_r

พจน์ (3) คือ การแอ่นตัวเนื่องจากการคืบของคานเชิงประกอบหลังจากการหล่อพื้นเนื่องจากน้ำหนักของคานสำเร็จรูปโดยใช้สมการ (5) ที่มี $C_t = 1.60 - 0.77 = 0.83$, ρ' เหมือนกับในพจน์ที่ (2) ใช้อัตรา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ส่วน I_2 / I_c ในการปรับหน่วยแรงเริ่มต้นซึ่งเป็นผลมาจากการที่หน้าตัดเชิงประกอบช่วยลดการแอ่นตัวเนื่องจากการคืบ หลังจากที่หน้าตัดเชิงประกอบกระทำตัวเป็นชิ้นเดียวกัน ถ้าจะประมาณอย่างง่าย จะใช้ $I_2 / I_c = \left[(I_2 / I_c)_g + (I_2 / I_c)_{cr}\right] / 2$

พจน์ (4) คือ การแอ่นตัวเนื่องจากการบิดเบี้ยวจากการหดตัวของคานสำเร็จรูป ตั้งแต่เริ่มต้นจนถึงเมื่อมีการหล่อพื้น โดยใช้สมการ (6) ที่มี $\varepsilon_{sh} = 0.36(\varepsilon_{sh})_u$ ที่อายุ 2 เดือนสำหรับคอนกรีตบ่มไอน้ำ (ซึ่งจะสมมติให้เป็นกรณีปกติสำหรับคานสำเร็จรูป) $(\varepsilon_{sh})_u = 400\times10^{-6}$ ซม./ซม.

พจน์ (5) คือ การแอ่นตัวเนื่องจากการหดตัวของคานเชิงประกอบหลังจากการหล่อพื้น อันเป็นผลมาจากการหดตัวของคอนกรีตในคานสำเร็จรูป โดยใช้สมการ (6) ที่มี $\varepsilon_{sh} = 0.64(\varepsilon_{sh})_u$ พจน์นี้ไม่รวมผลของการคืบและการหดตัวที่ต่างกัน ซึ่งจะอยู่ในพจน์ (8) ใช้ I_2 / I_c เหมือนกับในพจน์ที่ (3)

พจน์ (6) คือ การแอ่นตัวเริ่มต้นหรือระยะสั้นของคานสำเร็จรูปภายใต้น้ำหนักของพื้น โดยใช้สมการ (3) ที่มีการแอ่นตัวเพิ่มขึ้นดังต่อไปนี้: $(\Delta_i)_1 = (\Delta_i)_{1+2} - (\Delta_i)_2$ เมื่อ $(\Delta_i)_2$ เหมือนกับในพจน์ที่ (1) สำหรับการคำนวณ $(I_e)_{1+2}$ และ $(\Delta_i)_{1+2}$ ในสมการ (8-1) และ (3) , $M_a = M_1 + M_2$ เนื่องจากน้ำหนักของคานสำเร็จรูปและน้ำหนักของพื้น ที่กลางช่วง และค่า M_{cr}, I_g และ I_{cr} ใช้ที่หน้าตัดของคานสำเร็จรูปที่กลางช่วง ถ้าก่อผนัง, ประกอบหลังคา ฯลฯ ในเวลาเดียวกันกับที่หล่อพื้นหรือหลังจากนั้นไม่นาน น้ำหนักของสิ่งเหล่านั้นควรจะรวมอยู่ใน M_1 และ M_a

พจน์ (7) คือ การแอ่นตัวเนื่องจากการคืบของคานเชิงประกอบภายใต้น้ำหนักของพื้น โดยใช้สมการ (5) ที่มี $C_t = 0.76$ (ตัวประกอบแก้ไขอายุน้ำหนักบรรทุกที่อายุ 2 เดือน) $\times 1.60 = 1.22$ ในพจน์นี้ความเครียดเริ่มต้น, ความโค้ง และการแอ่นตัว ภายใต้น้ำหนักของพื้นหาจากหน้าตัดของคานสำเร็จรูปเท่านั้น ดังนั้น ความโค้งการคืบและการแอ่นตัวจะเป็นผลของคอนกรีตในคานสำเร็จรูป ถึงแม้ว่าหน้าตัดเชิงประกอบจะช่วยต้านการแอ่นตัวเหล่านี้เหมือนกับในพจน์ที่ (3) ใช้ k_r เหมือนกับในพจน์ที่ (2) และ I_2 / I_c เหมือนกับในพจน์ที่ (3)

พจน์ (8) คือ การแอ่นตัวเนื่องจากการหดตัวและการคืบที่ต่างกัน จะประมาณอย่างง่ายโดยใช้

$$\Delta_{ds} = 0.50(\Delta_i)_1$$

พจน์ (9) คือ การแอ่นตัวเริ่มต้นหรือระยะสั้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร (และน้ำหนักบรรทุกอื่น ๆ บนคานเชิงประกอบที่ไม่ได้รวมไว้ในพจน์ที่ (6)) ของคานเชิงประกอบ โดยใช้สมการ (4) ซึ่งจะประมาณการแอ่นตัวที่เพิ่มขึ้นเป็น $(\Delta_i)_\ell = (\Delta_i)_{d+\ell} - (\Delta_i)_d$ โดยใช้หน้าตัดเชิงประกอบ ซึ่งอาจ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จะได้ค่าที่สูงเกินไป เพราะจะได้ $(\Delta_i)_d$ มีค่าต่ำและ $(\Delta_i)_\ell$ มีค่ามาก ถึงแม้ว่าน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นจะถูกรับโดยหน้าตัดที่ประกอบกัน วิธีนี้เหมือนกับพจน์ที่ (5) ของสมการ (17) และเป็นเสมือนกับคานที่หล่อเป็นเนื้อเดียว ถ้าใช้อีกวิธีหนึ่ง จะใช้สมการ (3) โดยมี $M_a = M_1$ และ $I_e = (I_c)_{cr}$ ซึ่งจะเป็นการประมาณอย่างหยาบๆ วิธีแรกจะแสดงไว้ในตัวอย่าง 8.7 และ อีกวิธีหนึ่งในตัวอย่าง 8.6

พจน์ (10) คือ การแอ่นตัวเนื่องจากการคืบภายใต้น้ำหนักบรรทุกจรคงค้าง (และน้ำหนักบรรทุกคงค้างอื่นๆ) บนคานเชิงประกอบ โดยใช้สมการ (5) ที่มี $C_u = 1.60$ และใช้ ρ' เป็นปริมาณเหล็กเสริมรับแรงอัดในพื้นที่กลางช่วงในการหา k_r ซึ่งเหมือนกับพจน์ที่ (6) ในสมการ (17) และ (18)

เอกสารอ้างอิง

8.1 *Deflections of Concrete Structures,* Special Publication SP 43, American Concrete Institute, Detroit, MI, 1974.

8.2 Branson, D.E., *Deformation of Concrete Structures,* McGraw-Hill Book Co., New York, N.Y., 1977.

8.3 *PCI Design Handbook— Precast and Prestressed Concrete,* 4th Ed., Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, 1992.

8.4 *Designing for Creep and Shrinkage in Concrete Structures,* Special Publication SP 76, American Concrete Institute, Detroit, MI, 1982.

8.5 *Designing for Effects of Creep, Shrinkage, and Temperature in Concrete Structures,* Special Publication SP 27, American Concrete Institute, Detroit, MI, 1971.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

8.6 Nilson, A. H., and Walters, D. B., "Deflection of Two-Way Floor Systems by the Equivalent Frame Method," *ACI Journal, Proceedings* Vol. 72, No. 5, May 1975, pp. 210-218.

8.7 Branson, D.E., "Reinforced Concrete Composite Flexural Members," Chapter 4, pp. 97- 174, and "Prestressed Concrete Composite Flexural Members," Chapter 5, pp. 148-210, *Handbook of Composite Construction Engineering,* G.M. Sabanis, Editor, Van Nostrand Reinhold Co., New York, N.Y., 1979.

8.8 Branson, D.E., "Deflections of Reinforced Concrete Flexural Members", ACI 435.2R-66, (Reapproved 1984).

8.9 *Control of Deflection in Concrete Structures,* ACI 435R-95, American Concrete Institute, Detroit, MI, 1995.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 8.1- คานคอนกรีตเสริมเหล็กรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าช่วงเดี่ยว

ให้หาการแอ่นตัวระยะสั้น และ ระยะยาวที่อายุ 3 เดือน และ 5 ปี (ค่าสูงสุด)

$f_c' = 210$ กก./ซม.^{2}

$f_y = 3{,}000$ กก./ซม.^{2}

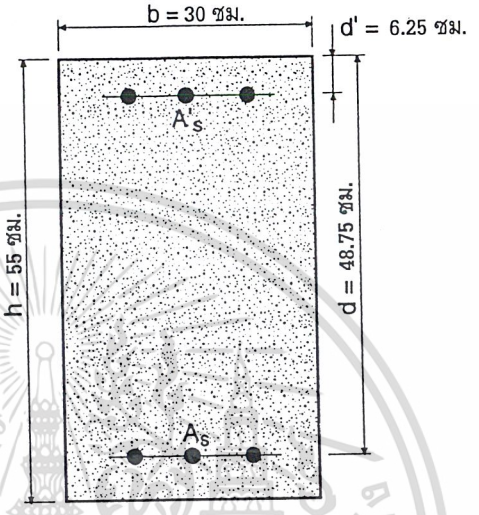
$A_s = 3 - DB20 = 3 \times 3.14 = 9.42$ ซม.^{2}

$E_s = 2.04 \times 10^6$ กก./ซม.^{2}

$\rho = A_s / bd = 0.0077$

$A_s' = 3 - DB12 = 3 \times 1.13 = 3.39$ ซม.^{2}

$\rho' = A_s' / bd = 0.0026$



(ไม่จำเป็นต้องใช้ A_s' ในการรับน้ำหนัก)

น้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่ม (ไม่รวมน้ำหนักคาน) $= 180$ กก./ม.

น้ำหนักบรรทุกจร $= 450$ กก./ม. (คิดเป็นส่วนน้ำหนักบรรทุกค้าง 50 %)

ความยาวช่วง $= 750$ ซม.

---

1. ความหนาต่ำสุดของคาน สำหรับองค์อาคารที่ไม่ได้รองรับหรือติดกับผนัง หรือการก่อสร้างอื่น ๆ ที่อาจเกิดความเสียหายเมื่อเกิดการแอ่นตัวมากๆ

$$h_{\min} = \left(\frac{\ell}{16}\right)$$ *(ตาราง 4205 ก)*

คูณด้วย $0.4 + \frac{3000}{7000} = 0.83$ สำหรับ $f_y = 3{,}000$ กก./ซม.^{2}

$$h_{\min} = \frac{750}{16} \times 0.83 = 38.91 \text{ ซม.} < 55 \text{ ซม.}$$ ใช้ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. โมเมนต์

$$w_d = 180 + (0.30 \times 0.55 \times 2,400) = 576 \text{ กก./ม.}$$

$$M_d = \frac{w_d \ell^2}{8} = \frac{576 \times 7.50^2}{8} = 4,050 \text{ กก.-ม.}$$

$$M_\ell = \frac{w_\ell \ell^2}{8} = \frac{450 \times 7.50^2}{8} = 3,164.06 \text{ กก.-ม.}$$

$M_{d+\ell} = 7,214.06$ กก.-ม. และโมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มและน้ำหนักบรรทุกค้าง

$$M_{sus} = M_d + 0.50 M_\ell = 4,050 + (0.50 \times 3,164.06) = 5,632.03 \text{ กก.-ม.}$$

3. โมดูลัสแตกหัก, โมดูลัสอีลาสติก, อัตราส่วนโมดูลัส

$$f_r = 2.0\sqrt{f_c'} = 2.0\sqrt{210} = 29 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$E_c = w_c^{1.5} 4,270\sqrt{f_c'} = 2.323^{1.5} \times 4,270\sqrt{210} = 219,084 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 \times 10^6}{219,084} = 9.31$$

4. โมเมนต์อินเนอร์เชียหน้าตัดแตกร้าวและหน้าตัดทั้งหมด โดยใช้ตารางที่ 8-2

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 55^3}{12} = 415,937.50 \text{ ซม.}^4$$

$$B = \frac{b}{nA_s} = \frac{30}{9.31 \times 9.42} = 0.342 \text{ ซม.}^{-1}$$

$$r = \frac{(n-1)A_s'}{(nA_s)} = \frac{(8.31)(3.39)}{(9.31)(9.42)} = 0.321$$

$$kd = \left[\sqrt{2dB(1 + rd'/d) + (1+r)^2} - (1+r)\right] / B$$

$$= \left[\sqrt{2 \times 48.75 \times 0.342\left(1 + \frac{0.321 \times 6.25}{48.75}\right) + (1+0.321)^2} - (1+0.321)\right] / 0.342$$

$$= 13.79 \text{ ซม.}$$

$$I_{cr} = \frac{bk^3 d^3}{3} + nA_s(d - kd)^2 + (n-1)A_s'(kd - d')^2$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$= \frac{(30)(13.79)^3}{3} + (9.31)(9.42)(48.75-13.79)^2 + (8.31)(3.39)(13.79-6.25)^2$$

$$= 135{,}012.51 \text{ ซม.}^4 \qquad \frac{I_g}{I_{cr}} = \frac{415{,}937.50}{135{,}012.51} = 3.08$$

5. โมเมนต์อินเนอร์เชียประสิทธิผล

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{(29)(415{,}937.50)}{(55/2)} = 438{,}625 \text{ กก.-ซม.} = 4{,}386.25 \text{ กก.-ม.}$$ *วสท. (42-8)*

ก. ภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่อย่างเดียว

$$\frac{M_{cr}}{M_d} = \frac{4{,}386.25}{4{,}050} = 1.08 \quad > \quad 1 \quad \text{ดังนั้น } (I_e)_d = I_g = 415{,}937.50 \text{ ซม.}^4$$

ข. ภายใต้น้ำหนักบรรทุกค้าง

$$\left(\frac{M_{cr}}{M_{sus}}\right)^3 = \left(\frac{4{,}386.25}{5{,}632.03}\right)^3 = 0.472$$

$$(I_e)_{sus} = (M_{cr}/M_a)^3 I_g + \left[1-(M_{cr}/M_a)^3\right] I_{cr} \quad \le \quad I_g$$ *[วสท. (42-7)]*

$$= (0.225)(7{,}214) + (1-0.225)(135{,}012.51)$$

$$= 267{,}609.10 \text{ ซม.}^4$$

ค. ภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มและน้ำหนักบรรทุกจร

$$\left(\frac{M_{cr}}{M_{d+\ell}}\right)^3 = \left(\frac{4{,}386.25}{7{,}214}\right)^3 = 0.225$$

$$(I_e)_{d+\ell} = (0.225)(415{,}937.50) + (1-0.225)(135{,}012.51)$$

$$= 198{,}219.70 \text{ ซม.}^4$$

6. การแอ่นตัวเริ่มต้น หรือ การแอ่นตัวระยะสั้น *[วสท. 4205 ข2 และ ข3]*

$$(\Delta_i)_d = \frac{K(5/48)M_d \ell^2}{E_c (I_e)_d} = \frac{1(5/48)(4{,}050)(750)^2}{(219{,}084)(415{,}937.5)} = 0.0026 \text{ ม.} = 0.26 \text{ ซม.}$$

$K = 1$ สำหรับคานช่วงเดี่ยว (ตารางที่ 8.3)

$$(\Delta_i)_{sus} = \frac{K(5/48)M_{sus} \ell^2}{E_c (I_e)_{sus}} = \frac{1(5/48)(5{,}632.03)(750)^2}{(219{,}084)(267{,}609.10)} = 0.00563 \text{ ม.} = 0.563 \text{ ซม.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$(\Delta_i)_{d+\ell} = \frac{K(5/48)M_{d+\ell}\ell^2}{E_c(I_e)_{d+\ell}} = \frac{1(5/48)(7{,}214.06)(750)^2}{(219{,}084)(198{,}219.70)} = 0.00973 \text{ ม.} \qquad = 0.973 \text{ ซม.}$$

$$(\Delta_i)_{\ell} = (\Delta_i)_{d+\ell} - (\Delta_i)_d = 0.973 - 0.260 = 0.715 \text{ ซม.}$$

<u>การแอ่นตัวที่ยอมให้</u> *(ตาราง 4205 ข)*

สำหรับหลังคาราบซึ่งไม่รองรับหรือไม่ติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างซึ่งคาดว่าจะเกิดความเสียหายเนื่องจากการแอ่นตัวมาก

$$(\Delta_i)_{\ell} \le \frac{\ell}{180} = \frac{750}{180} = 4.17 \text{ ซม.} > 0.715 \text{ ซม.}$$ ใช้ได้

สำหรับพื้นซึ่งไม่รองรับหรือไม่ติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างซึ่งคาดว่าจะเกิดความเสียหายเนื่องจากการแอ่นตัวมาก

$$(\Delta_i)_{\ell} \le \frac{\ell}{360} = \frac{750}{360} = 2.083 \text{ ซม.} > 0.715 \text{ ซม.}$$ ใช้ได้

7. การแอ่นตัวระยะยาวเพิ่มเติมที่อายุ 3 เดือน และ 5 ปี (ค่าสูงสุด)

การแอ่นตัวเนื่องจากการคืบและการหดตัวรวมกัน *[วสท. (42-10) และสมการ (4)]*

ระยะเวลา	ξ	$\lambda = \frac{\xi}{1+50\rho'}$	$(\Delta_i)_{sus}$	$(\Delta_i)_{\ell}$	$\Delta_{cp} + \Delta_{sh} = \lambda(\Delta_i)_{sus}$	$\Delta_{cp} + \Delta_{sh} + (\Delta_i)_{\ell}$
5 ปี	2.0	1.770	0.563	0.715	0.997	1.712
3 เดือน	1.0	0.885	0.563	0.715	0.498	1.213

การแอ่นตัวเนื่องจากการคืบและการหดตัวคำนวณแยกกัน ใช้สมการ (5) และ (6)

สำหรับ $\rho = 0.0077; \rho' = 0.0026$

$100\ \rho = 0.77$ และ $100\ \rho' = 0.26$ อ่านค่า A_{sh} จากรูปที่ 8-3 ได้ 0.455

และจากตารางที่ 8-5 สำหรับ คานช่วงเดี่ยว ได้ค่า K_{sh} เป็น 0.13

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ระยะเวลา	C_t	$\lambda_{cp}=\frac{0.85C_t}{1+50\rho'}$	$\Delta_{cp}=\lambda_{cp}(\Delta_i)_{sus}$	ε_{sh}	$\phi_{sh}=\frac{A_{sh}\varepsilon_{sh}}{h}$	$\Delta_{sh}=K_{sh}\phi_{sh}\ell^2$	$\Delta_{cp}+\Delta_{sh}+(\Delta_i)_\ell$
5 ปี	1.6(ค่าสุงสุด)	1.2	0.676	$400x10^{-6}$	$3.3x10^{-6}$	0.232	1.623
3 เดือน	0.56x1.6=0.9	0.68	0.383	$.6x400x10^{-6}=240x10^{-}$	$1.9x10^{-6}$	0.134	1.232

<u>การแอ่นตัวที่ยอมให้</u> *(ตาราง 4205 ข)*

หลังคาหรือพื้นซึ่งรองรับหรือที่ติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง ซึ่งคาดว่าอาจจะเกิดความเสียหายเนื่องจากการแอ่นตัวมาก

$$\Delta_{cp}+\Delta_{sh}+(\Delta_i)_\ell \le \frac{\ell}{480}=\frac{750}{480}=1.563 \text{ ซม.}$$ ใช้ได้ ทั้งสองวิธี

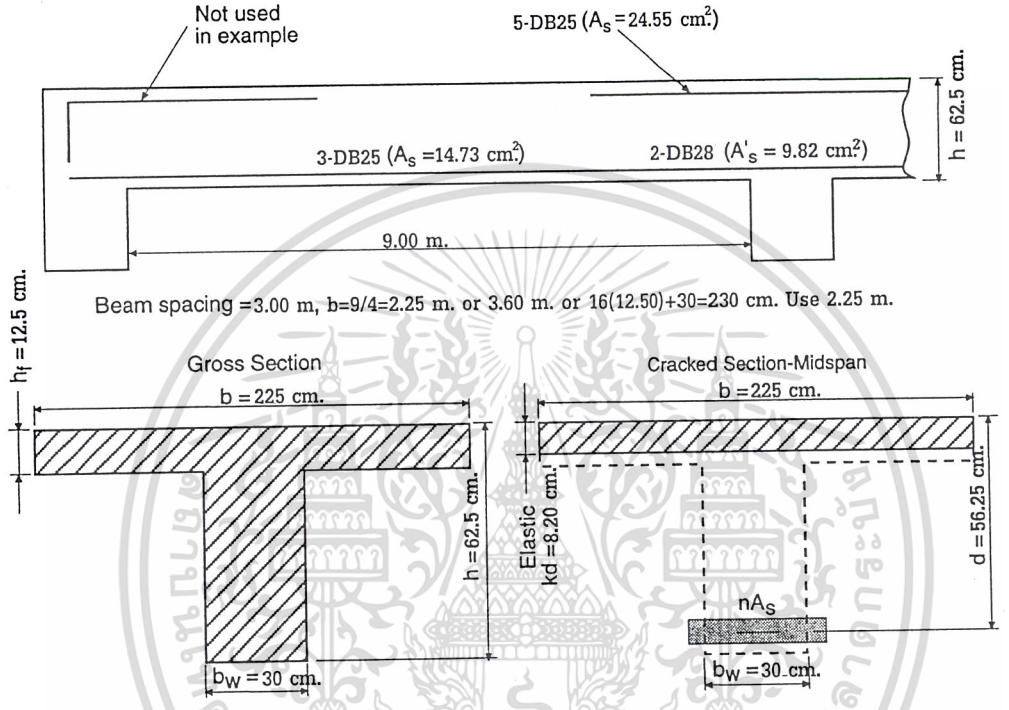
หลังคาหรือพื้นซึ่งรองรับหรือที่ติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง ซึ่งคาดว่าอาจจะไม่เกิดความเสียหายเนื่องจากการแอ่นตัวมาก

$$\Delta_{cp}+\Delta_{sh}+(\Delta_i)_\ell \le \frac{\ell}{240}=\frac{750}{240}=3.125 \text{ ซม.}$$ ใช้ได้ ทั้งสองวิธี

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 8.2 - คานต่อเนื่องคอนกรีตเสริมเหล็กรูปตัวที

วิเคราะห์การแอ่นตัวในระยะสั้นและระยะยาวสูงสุดของคานต่อเนื่องช่วงปลายดังรูปข้างล่าง



$$nA_s = (11.3)(14.73) = 116.45 \text{ ซม.}^2,\ \rho = \frac{14.73}{(225\times 56.25)} = 0.00116$$

$$\rho_w = \frac{14.73}{(30\times 56.25)} = 0.00873,\ \rho' = 0$$

ข้อมูล :

$f_c' = 280$ กก./ซม.^{2}

$f_y = 3{,}000$ กก./ซม.^{2}

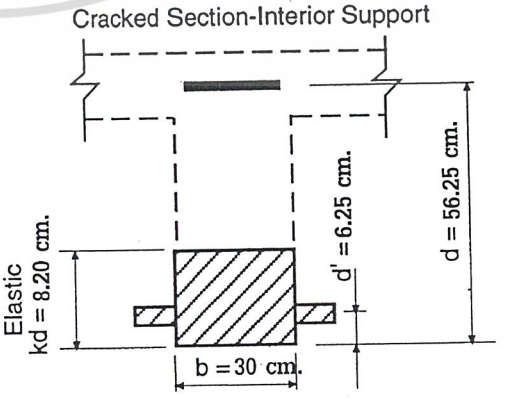
$w_c = 2.0$ ตัน/ม.^{3}. (คอนกรีตน้ำหนักเบา)

ระยะห่างระหว่างคาน = 3 ม.

น้ำหนักบรรทุกคงที่ = 100 กก./ม.^{2}

น้ำหนักบรรทุกจร = 500 กก./ม.^{2} (บรรทุกค้าง 30 %)

(ไม่ต้องใช้ A_s' ในการรับน้ำหนัก)



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เนื่องจากปลายด้านนอกรองรับด้วยคานขอบ (Spandrel Beam) ในการหาค่า h_m จากตาราง วสท. 4205 ก, ค่าเฉลี่ย I_e จากสมการ (1) และ K_{sh} จากสมการ (6) เราจะถือว่าคานนี้ต่อเนื่องเพียงด้านเดียว แต่ถ้าไม่มีคานขอบ และรองรับแทนด้วยเสาด้านนอกทั้งสองด้าน เราอาจจะถือได้ว่าช่วงปลายนี้เป็นคานต่อเนื่องทั้งสองด้าน

---

1. ความหนาต่ำสุดสำหรับองค์อาคารที่ไม่รองรับหรือไม่ติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างซึ่งคาดว่าจะเกิดความเสียหายเนื่องจากการแอ่นตัวมาก

$$h_{\min} = \frac{l}{18.5}$$ *(ตาราง วสท. 4205 ก)*

ซึ่งต้องคูณด้วย $0.4 + \frac{3000}{7000} = 0.83$ สำหรับ $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2}

และ $1.65 - 0.0003(2{,}000) = 1.05$ สำหรับ $w_c = 2.0$ ตัน/ม.^{3}

$$h_{\min} = \left(\frac{900}{18.5}\right)(0.83)(1.05) = 42.40 \quad < \quad h = 62.50 \text{ ซม.}$$

2. น้ำหนักและโมเมนต์

$w_d = 100 \times 3 + (2{,}000)(0.3 \times 0.5 + 3 \times 0.125) = 1{,}350$ กก./ม.

$w_l = 500 \times 3 = 1{,}500$ กก./ม.

ค่าของโมเมนต์ จะใช้ค่าโดยประมาณ ตาม วสท. หัวข้อ 4103 ซึ่งให้ค่าโมเมนต์บวก $M = \frac{wl_n^{\,2}}{14}$ และ

โมเมนต์ลบ $M = \frac{wl_n^{\,2}}{10}$ สำหรับคานต่อเนื่องช่วงปลาย

a. โมเมนต์บวก

$$M_d = \frac{w_d l_n^{\,2}}{14} = \frac{13.50 \times 900^2}{14} = 781{,}071.43 \text{ กก.-ซม.}$$

$$M_l = \frac{15 \times 900^2}{14} = 867{,}857.14 \text{ กก.-ซม.}$$

$$M_{d+l} = 1{,}648{,}928.57 \text{ กก.-ซม.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$M_{sus} = M_d + 0.3M_l = 781{,}071.43 + (0.3)(867{,}857.14) = 1{,}041{,}428.57 \text{ กก.-ซม.}$$

b. โมเมนต์ลบ

$$M_d = \frac{w_d l_n^{\,2}}{10} = \frac{13.50 \times 900^2}{10} = 1{,}093{,}500 \text{ กก.-ซม.}$$

$$M_l = \frac{15 \times 900^2}{10} = 1{,}215{,}000 \text{ กก.-ซม.}$$

$$M_{d+l} = 2{,}308{,}500 \text{ กก.-ซม.}$$

$$M_{sus} = M_d + 0.3M_l = 1{,}093{,}500 + (0.3)(1{,}215{,}000) = 1{,}458{,}000 \text{ กก.-ซม.}$$

3. โมดูลัสแตกร้าว, โมดูลัสยืดหยุ่น, อัตราส่วนโมดูลัส

$$f_r = 0.85 \times 2 \times \sqrt{280} = 28.45 \text{ กก./ซม.}^2 \quad \text{(คูณเพิ่มด้วย 0.85 สำหรับคอนกรีตทรายเบา)} \quad \textit{วสท. (42-9)}$$

$$E_c = w_c^{\,1.5}(4{,}270)\sqrt{f_c'} = 2.0^{1.5} \times 4{,}270 \times \sqrt{280} = 202{,}093.29 \text{ กก./ซม.}^2 \quad \textit{[4105 ก]}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2{,}040{,}000}{202{,}093.29} = 10.1$$

4. โมเมนต์อินเนอร์เชียทั้งหมด และโมเมนต์อินเนอร์เชียของหน้าตัดแตกร้าว

a. หน้าตัดรับโมเมนต์บวก

$$y_t = h - \left(\frac{1}{2}\right)\left[(b-b_w)h_f^{\,2} + b_w h^2\right] \;/\; \left[(b-b_w)h_f + b_w h\right]$$

$$= 62.50 - \left(\frac{1}{2}\right)\left[(225-30)(12.50^2) + (30 \times 62.50^2)\right] \;/\; \left[(225-30)(12.50) + (30 \times 62.50)\right]$$

$$= 45.38 \text{ ซม.}$$

$$I_g = \frac{(b-b_w)h_f^{\,3}}{12} + \frac{b_w h^3}{12} + (b-b_w)h_f\left(h - \frac{h_f}{2} - y_t\right)^2 + b_w h\left(y_t - \frac{h}{2}\right)^2$$

$$= 1{,}304{,}453.98 \text{ ซม.}^4$$

$$B = \frac{b}{nA_s} = \frac{225}{(10.1)(14.73)} = 1.51/\text{ซม.} \text{ (ตารางที่ 8-2)}$$

$$kd = \frac{\sqrt{2dB+1}-1}{B} = \frac{\sqrt{(2)(56.25)(1.51)}-1}{1.51}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$= 7.97$ ซม. $< h_f = 12.50$ ซม.

ดังนั้นพื้นที่รับแรงอัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า มีความลึกน้อยกว่าความหนาของปีก

$$I_{cr} = \frac{bk^3d^3}{3} + nA_s(d-kd)^2$$

$$= \frac{(225)(12.50)^3}{3} + (10.10)(14.73)(56.25-7.97)^2$$

$$= 493{,}268.05 \text{ ซม.}^4$$

b. หน้าตัดรับโมเมนต์ลบ

$$I_g = \frac{30\times 62.50^3}{12} = 610{,}351.56 \text{ ซม.}^4$$

$I_{cr} = 149{,}218.75$ ซม.^{4} (ทำตามวิธีในตัวอย่างที่ 8.1,

โดยใช้ $b = 30$ ซม., $d = 56.25$ ซม., $d' = 6.25$ ซม., $A_s = 24.55$ ซม.^{2}, $A_s' = 9.82$ ซม.^{2})

5. โมเมนต์อินเนอร์เชียประสิทธิผล

a. โมเมนต์บวก

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{(28.45)(1{,}304{,}453.98)}{45.38}$$ *วสท. (42-8)*

$= 817{,}799$ กก.-ซม

$\frac{M_{cr}}{M_d} = \frac{817{,}799}{781{,}071.43} = 1.05 > 1$ ดังนั้น $(I_e)_d = I_g = 1{,}304{,}453.98$ ซม.^{4}

$$\left(\frac{M_{cr}}{M_{sus}}\right)^3 = \left(\frac{817{,}799}{1{,}041{,}428.57}\right)^3 = 0.49$$

$$(I_e)_{sus} = \left(\frac{M_{cr}}{M_{sus}}\right)^3 I_g + \left[1-\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} < I_g$$ *วสท. (42-7)*

$$= (0.49)(1{,}304{,}453.98) + (1-0.49)(493{,}628.05) = 890{,}932.76 \text{ ซม.}^4$$

$$\left(\frac{M_{cr}}{M_{d+l}}\right)^3 = \left(\frac{817{,}799}{1{,}648{,}928.57}\right)^3 = 0.122$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$(I_e)_{d+l} = (0.122)(1{,}304{,}453.98) + (1-0.122)(493{,}268.05) = 592{,}232.73 \text{ ซม.}^4$$

b. หน้าตัดรับโมเมนต์ลบ

$$M_{cr} = \left(\frac{(28.45)(610{,}351.56)}{(31.25)}\right) = 555{,}664.06 \text{ กก.-ซม.} \qquad \text{วสท. (42-8)}$$

$$\left(\frac{M_{cr}}{M_d}\right)^3 = \left(\frac{555{,}664.06}{1{,}093{,}500}\right)^3 = 0.13$$

$$(I_e)_d = (0.13)(610{,}351.56) + (1-0.13)(149{,}218.75) = 209{,}166.02 \text{ ซม.}^4 \qquad \text{วสท. (42-7)}$$

$$\left(\frac{M_{cr}}{M_{sus}}\right)^3 = \left(\frac{555{,}664.06}{1{,}458{,}000}\right)^3 = 0.06$$

$$(I_e)_{sus} = (0.06)(610{,}351.56) + (1-0.06)(149{,}218.75) = 176{,}886.72 \text{ ซม.}^4 \qquad \text{วสท. (42-7)}$$

$$\left(\frac{M_{cr}}{M_{d+l}}\right)^3 = \left(\frac{555{,}664.06}{2{,}308{,}500}\right)^3 = 0.014$$

$$(I_e)_{d+l} = (0.014)(610{,}351.56) + (1-0.014)(149{,}218.75) = 155{,}674.61 \text{ ซม.}^4 \qquad \text{วสท. (42-7)}$$

c. ค่าเฉลี่ยอินเนอร์เชีย

$$Avg.(I_e) = 0.85I_m + 0.15(I_{cont.end}) \qquad \text{สมการ (1)}$$

$$Avg.(I_e)_d = 0.85(1{,}304{,}453.98) + 0.15(209{,}166.02) = 1{,}140{,}160.80 \text{ ซม.}^4$$

$$Avg.(I_e)_{sus} = 0.85(890{,}932.76) + 0.15(176{,}886.72) = 783{,}825.85 \text{ ซม.}^4$$

$$Avg.(I_e)_{d+l} = 0.85(592{,}232.73) + 0.15(155{,}674.61) = 526{,}749 \text{ ซม.}^4$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

6. การแอ่นตัวระยะเริ่มแรกหรือระยะสั้น

$$(\Delta_i) = K\left(\frac{5}{48}\right)\frac{M_a l^2}{E_c I_e}$$ *สมการ (3)*

$$K = 1.20 - 0.20\frac{M_o}{M_a} = 1.20 - 0.2\frac{\left(\frac{wl_n{}^2}{8}\right)}{\left(\frac{wl_n{}^2}{14}\right)} = 0.85$$ *ตาราง (4-3)*

$$(\Delta_i)_d = K\left(\frac{5}{48}\right)\frac{M_d l^2}{E_c (I_e)_d} = 0.85\left(\frac{5}{48}\right)\frac{(781{,}071.43)(900)^2}{(202{,}093.29)(1{,}304{,}453.98)} = 0.212 \text{ ซม.}$$

$= 0.243$ ซม. ถ้าใช้ $avg.I_e = 1{,}140{,}160.80$ ซม.^{4}

$$(\Delta_i)_{sus} = K\left(\frac{5}{48}\right)\frac{M_{sus} l^2}{E_c (I_e)_{sus}} = 0.85\left(\frac{5}{48}\right)\frac{(1{,}041{,}428.57)(900)^2}{(202{,}093.29)(890{,}932.76)} = 0.415 \text{ ซม.}$$

$= 0.472$ ซม. ถ้าใช้ $avg.I_e = 783{,}825.84$ ซม.^{4}

$$(\Delta_i)_{d+l} = K\left(\frac{5}{48}\right)\frac{M_{d+l} l^2}{E_c (I_e)_{d+l}} = 0.85\left(\frac{5}{48}\right)\frac{(1{,}648{,}928.57)(900)^2}{(202{,}093.29)(592{,}232.73)} = 0.99 \text{ ซม.}$$

$= 10.11$ ซม. ถ้าใช้ $avg.I_e = 526{,}749$ ซม.^{4}

$$(\Delta_i)_l = (\Delta_i)_{d+l} - (\Delta_i)_d = 0.99 - 0.212 = 0.778 \text{ ซม.}$$

$= 0.867$ ซม. ถ้าใช้ $avg.I_e$ จากสมการที่ (1)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่าการแอ่นตัวที่อนุญาติให้ใช้ในตาราง วสท. 4205 ข

สำหรับหลังคาราบซึ่งไม่รองรับหรือไม่ติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างซึ่งคาดว่าจะเกิดความเสียหายเนื่องจาก

การแอ่นตัวมาก $(\Delta_i)_l \le \frac{l}{180} = 5$ ซม. > 0.867 ซม. ใช้ได้

สำหรับพื้นซึ่งไม่รองรับหรือไม่ติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างซึ่งคาดว่าจะเกิดความเสียหายเนื่องจากการแอ่นตัวมาก $(\Delta_i)_l \le \frac{l}{360} = 2.50$ ซม. ใช้ได้

7. การแอ่นตัวในระยะยาว ค่าสูงสุด

ใช้วิธีของ ACI ซึ่งรวมผลกระทบของการคืบ (creep) และการหดตัว (Shrinkage)

$$\lambda = \frac{\xi}{1+50\rho'} = \frac{2.0(utimate\ value)}{1+0} = 2.0$$ *วสท. (42-10)*

$$\Delta_{(cp+sh)} = \lambda(\Delta_i)_{sus} = 2(0.415) = 0.83 \text{ ซม.}$$ *สมการ (4)*

$$\Delta_{(cp+sh)} + (\Delta_i)_l = 0.83 + 0.778 = 1.61 \text{ ซม.}$$

$= 1.70$ ซม. ถ้าใช้ $avg.I_e$ จากสมการที่ (1)

ถ้าใช้วิธีซึ่งแยกคิดการแอ่นตัวเนื่องการคืบ และการหดตัว

$$\lambda_{cp} = \frac{0.85C_u}{1+50.0\rho'} = \frac{(0.85)(1.60)}{1+0} = 1.36$$

$$\Delta_{cp} = \lambda_{cp}(\Delta_i)_{sus} = (1.36)(0.415) = 0.564 \text{ ซม.}$$ *สมการ (5)*

$= 0.642$ ซม. ถ้าใช้ $avg.I_e$ จากสมการที่ (1)

$$\rho = 100\left(\frac{\rho+\rho_w}{2}\right) = 100\left(\frac{14.73}{225\times 56.25} + \frac{14.73}{30\times 56.25}\right)/2$$

$$= 100\frac{(0.0016+0.00873)}{2} = 0.495 \ \%$$

A_{sh} (จากรูปที่ 8-3) = 0.555

$$\phi_{sh} = A_{sh}\frac{(\varepsilon_{sh})_u}{h} = \frac{(0.555)(400\times 10^{-6})}{62.5} = 3.55\times 10^{-6} \text{ / ซม.}$$

$$\Delta_{sh} = K_{sh}\phi_{sh}l^2 = (0.09)(3.55\times 10^{-6})(900)^2 = 0.259 \text{ ซม.}$$ *สมการ (6)*

$$\Delta_{cp} + \Delta_{sh} + (\Delta_i)_l = 0.564 + 0.259 + 0.778 = 1.60 \text{ ซม.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$= 0.642 + 0.259 + 0.867 = 1.77$ ซม. ถ้าใช้ $avg.I_g$ จากสมการที่ (1)

ค่าการแอ่นตัวที่อนุญาติให้ใช้ในตาราง วสท. 4205 ข

สำหรับหลังคาหรือพื้นซึ่งรองรับหรือที่ติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง ซึ่งคาดว่าอาจจะเกิดความเสียหายเนื่องจากการแอ่นตัวมาก $\Delta_{cp} + \Delta_{sh} + (\Delta_i)_l \le \frac{l}{480} = 1.875$ ซม. ใช้ได้

สำหรับหลังคาหรือพื้นซึ่งรองรับหรือที่ติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง ซึ่งคาดว่าจะไม่เกิดความเสียหายเนื่องจากการแอ่นตัวมาก $\Delta_{cp} + \Delta_{sh} + (\Delta_i)_l \le \frac{l}{240} = 3.75$ ซม. ใช้ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 8.3 - แผ่นพื้นไร้คาน (Flat Plate)

วิเคราะห์การแอ่นตัวในระยะสั้นและระยะยาวของแผ่นพื้นมุม ในระบบแผ่นพื้นไร้คานและไม่มีคานรอบนอก ออกแบบโดยวิธีการออกแบบโดยตรง (Direct design method) แผ่นพื้นเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส ขนาด 4.50x4.50 ม. วัดจากศูนย์กลางของเสา

ข้อมูล :

$f_c' = 210$ กก./ซม.^{2} สำหรับพื้น , $f_c' = 350$ กก./ซม.^{2} สำหรับเสา , เหล็กเสริม $f_y = 3{,}000$ กก./ซม.^{2}

เสารูปสี่เหลี่ยม -35×35 ซม., ความยาวช่วงว่าง $l_n = 450-35 = 415$ ซม.

ความสูงระหว่างชั้น 300 ซม., ความหนาของพื้น $h = 15$ ซม.

เหล็กเสริมในแถบเสา $A_s = 4-DB16 = 4\times2.01 = 8.04$ ซม.^{2}, $A_s' = 6-DB16 = 6\times2.01 = 12.06$ ซม.^{2}

$d = 15-2-0.8 = 12.20$ ซม. วางเหล็กชั้นเดียว

$d' = 15-2-1.6 = 11.40$ ซม. วางเหล็กสองชั้น

ไม่จำเป็นต้องรู้ปริมาณเหล็กเสริมและความลึกประสิทธิผลในบริเวณแถบกลาง เนื่องจากจะถือว่าแผ่นพื้นในแถบกลางจะไม่มีการแตกร้าว

น้ำหนักบรรทุกคงที่ = 50 กก./ม.^{2}, น้ำหนักบรรทุกจร = 250 กก./ม.^{2}

หาระยะการแอ่นในกรณีที่น้ำหนักบรรทุกจรคงค้างเป็น 0 % และ 40%

---

1. ความหนาต่ำสุด

   จากตารางที่ 8-6 หรือ วสท. ตาราง 4205(ค) สำหรับเหล็กเสริมชั้นคุณภาพ SD30

   ช่วงพื้นภายใน $h_{\min} = \dfrac{l_n}{36} = \dfrac{415}{36} = 11.53$ ซม.

   ช่วงพื้นภายนอก $h_{\min} = \dfrac{l_n}{33} = \dfrac{415}{36} = 12.58$ ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เนื่องจากแผ่นพื้นที่ใช้มีความหนา 15 ซม. ดังนั้นจึงไม่จำเป็นที่จะต้องหาระยะแอ่นตัว แต่เพื่อเป็นการแสดงขั้นตอน จะหาระยะแอ่นตัวสำหรับแผ่นพื้นมุม และเปรียบเทียบกับค่าที่ยอมให้ในตาราง วสท. 4205 (ข)

2. ข้อคิดเห็นเกี่ยวกับการเลือกความหนาเบื้องต้นของแผ่นพื้นโดยคำนึงถึงข้อบังคับในการแอ่นตัว

ถ้าความหนาที่เลือกมีค่ามากกว่าความหนาต่ำสุดที่ยอมให้ในตาราง วสท. 4205 (ก) แล้ว ระยะแอ่นตัวที่คำนวณได้จะน้อยกว่าค่าสูงสุดที่ยอมให้ตาม ตาราง วสท. 4205 (ข) ในแทบทุกกรณี

3. โมดูลัสแตกร้าว, โมดูลัสยืดหยุ่น, อัตราส่วนโมดูลัส

$$f_r = 2\times\sqrt{210} = 28.98 \text{ กก./ซม.}^2 \qquad \textit{วสท. (42-9)}$$

$$E_{cs} = w_c^{1.5}(4{,}270)\sqrt{f_c'} = 2.4^{1.5}\times 4{,}270\times\sqrt{210} = 2.30\times10^5 \text{ กก./ซม.}^2 \qquad \textit{[4105 ก]}$$

$$E_{cc} = w_c^{1.5}(4{,}270)\sqrt{f_c'} = 2.4^{1.5}\times 4{,}270\times\sqrt{350} = 2.97\times10^5 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{2{,}040{,}000}{2.30\times10^5} = 8.87$$

4. โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกใช้งานและโมเมนต์แตกร้าว

$$w_d = 50 + (2400\times0.15) = 410 \text{ กก./ม.}^2$$

$$(M_o)_d = \frac{w_d l_2 l_n^2}{8} = \left(\frac{410}{10^4}\right)\frac{450\times415^2}{8} = 397{,}193.91 \text{ กก.-ซม.}$$

$$(M_o)_{d+l} = \frac{w_{d+l} l_2 l_n^2}{8} = \left(\frac{410+250}{10^4}\right)\frac{450\times415^2}{8} = 639{,}385.31 \text{ กก.-ซม.}$$

โมเมนต์ในครึ่งแถบเสาและครึ่งแถบกลางได้แสดงไว้ในตารางข้างล่าง

$$(M_{cr})_{c/2} = (M_{cr})_{m/2} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{28.98\times\left(\frac{450\times15^3}{12}\right)}{7.50} \text{ กก.-ซม.}$$

$$= 122{,}259.38 \text{ กก.-ซม.} > (M_d)_{c/2}, (M_d)_{m/2}, (M_{d+l})_{m/2}$$ ตามรายการ 5, 8, 9 ในตารางข้างล่าง ดังนั้นใช้ $I_e = I_g$ ในการหาระยะแอ่นตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ทั้งหมดและในการหาระยะแอ่นตัวในแถบกลางเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร การหาค่าของ $(I_e)_{d+l}$ สำหรับครึ่งแถบเสาได้แสดงไว้ในตารางข้างล่างด้วย

$$(I_e)_{d+l} = (0.391)(31{,}640.63) + (1-0.391)(5{,}601) = 15{,}390.46 \text{ ซม.}^4 \qquad \textit{สมการ (1)}$$

โดยที่ $I_g = \frac{(450/4)(15^3)}{12} = 31{,}640.63 \text{ ซม.}^4$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5. สติฟเนสเชิงดัด $(K_{ec},\ \alpha_{ec})$ สำหรับเสาเทียบเท่ารอบนอก :

$K_b = 0$ (ไม่มีคาน) *[5107 ง]*

$$I_s = (I_g)_{frame} = \frac{l_2 h^3}{12} = \frac{(450)(15^3)}{12} = 126{,}562.50 \text{ ซม.}^4$$

$$K_s = \frac{4E_{cs}I_c}{l_c} = \frac{4E_{cs}(126{,}562.50)}{450} = 1125E_{cs}$$

สำหรับโครงเทียบเท่าด้านนอก, $K_s = \frac{1{,}125E_{cs}}{2} = 562.5E_{cs}$

$$K_c = \frac{4E_{cc}I_c}{l_c} = \frac{4E_{cc}(35^4/12)}{300} = 1{,}667.36E_{cc}$$

$$\sum K_c = 2K_c = (2)(1{,}667.36E_{cc}) = 3{,}334.72E_{cc}$$

$$C = (1-(0.63x/y))(x^3 y/3) = \left(1-\left(0.636\times\frac{15}{35}\right)\right)(15^3\times 35/3) = 28{,}743.75 \text{ ซม.}^2$$

$$K_t = \frac{\sum 9E_{cs}C}{l_2(1-c_2/l_2)^3} = \frac{(2)(9)(E_{cs})(28{,}743.75)}{(450)\left(1-\frac{35}{450}\right)^3} = 1{,}465.87E_{cs}$$

สำหรับโครงเทียบเท่าด้านนอก, $K_t = \frac{1{,}465.87}{2}E_{cs} = 732.94E_{cs}$

$$E_{cc} = \left(\frac{2.97}{2.30}\right)E_{cs} = 1.291E_{cs}$$

$$K_{ec} = \frac{1}{\frac{1}{\sum K_c}+\frac{1}{K_t}} = \frac{E_{cs}}{\left(\frac{1}{3{,}334.72\times 1.291}\right)+\left(\frac{1}{1{,}465.87}\right)} = 1{,}093.53E_{cs}$$

สำหรับโครงเทียบเท่าด้านนอก, $K_{ec} = \frac{E_{cs}}{\left(\frac{1}{3{,}334.72\times 1.291}\right)+\left(\frac{1}{732.94}\right)} = 626.31E_{cs}$

เพื่อจะใช้ในสมการที่ 12, avg. $K_{ec} = (1{,}093.53+626.31)\left(\frac{2.30\times 10^5}{2}\right) = 197{,}781{,}600$ กก.-ซม.

$$\alpha_{ec} = \frac{K_{ec}}{\sum K_s + K_b} = \frac{1{,}093.53E_{cs}}{1{,}125E_{cs}} = 0.972\ , \qquad \frac{1}{\alpha_{ec}} = 1.029$$

สำหรับโครงเทียบเท่าด้านนอก, $\alpha_{ec} = \frac{626.31E_{cs}}{562.50E_{cs}} = 1.114$

$$\frac{1}{\alpha_{ec}} = 0.898$$

เพื่อจะใช้หา M_{net} ในสมการที่ 12, ใช้ค่าเฉลี่ย $avg.\alpha_{ec} = 1.043$

$$\frac{1}{\alpha_{ec}} = 0.959$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางตัวอย่างที่ 8.3 โมเมนต์ในแถบต่าง ๆ (กก.-ม.) และโมเมนต์อินเนอร์เชีย (ซม.^{4})[a]

	โครงด้านนอก, $1/\alpha_{ec}=0.898$		โครงด้านใน, $1/\alpha_{ec}=1.029$	
	บวก	ลบภายใน	บวก	ลบภายใน
1. Moment Ratio[b]	0.48	0.70	0.49	0.70
2. Panel $M_d=(LINE\ 1)(M_o)_d$	190,653.07	278,035.74	194,625.02	278,035.
3. Panel $M_{d+l}=(LINE\ 1)(M_o)_{d+l}$	306,904.95	447,569.72	313,298.80	74
4. $(LDF)_c$ จากตารางที่ 8-7 โดย $\alpha_1=\beta_t=0$	0.60	0.75	0.60	7,569.72
5. $(M_d)_{c/2}=(LINE\ 2)(LINE\ 4)/2$	57,195.92	104,263.40	58,387.51	0.75
6. $(M_{d+l})_{c/2}=(LINE\ 3)(LINE\ 4)/2$	92,071.49	167,838.65	93,989.64	104,263.
7. $(M_l)_{c/2}=(LINE\ 6)-(LINE\ 5)$	34,875.57	63,575.25	35,602.13	40
8. $(M_d)_{m/2}=(LINE\ 2)/2-(LINE\ 5)$	38,130.62	34,754.47	38,925	167,838.
9. $(M_{d+l})_{m/2}=(LINE\ 3)/2-(LINE\ 6)$	61,380.99	55,946.21	62,659.76	65
10. $[(M_{cr})_{c/2}/(LINE\ 6)]^3$	>1	0.39	>1	63,575.2
				5
				34,754.4
				7
				55,946.2
				1
				0.39
สำหรับครึ่งแถบเสา				
11. No. of DB16	4	6	4	6
12. $A_s=(LINE\ \ 11)(2.01)$	8.04	12.06	8.04	12.06
13. I_{cr}[c] ซม.^{4}	-	5,001.02	-	5,001.02
14. $(I_e)_{d+l}$[d] $=(LINE\ 10)I_g+[(1-(LINE\ 10))I_{cr}]$	31,640.63	15,390.46	31,640.63	15.390.4
				6

a. ไม่จำเป็นต้องหาค่าโมเมนต์ลบภายนอกและ I_e ที่ตำแหน่งนั้น เพราะไม่ต้องใช้ในสมการที่ 1

b. ใช้วิธีเปลี่ยนแปลงค่าสติฟเนส ตาม วสท. หัวข้อ 5106 (ค)

$$+M=0.63-\frac{0.28}{1+1/\alpha_{ec}},\ -M=0.75-\frac{0.10}{1+1/\alpha_{ec}}$$

c. จากตารางที่ 8-2 , $B=b/nA_s=\frac{450/4}{8.7(10.62)}=1.21$/ ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$kd = \left(\sqrt{2dB+1}-1\right)/B = \frac{\sqrt{(2\times 9.59\times 1.21)+1}-1}{1.21} = 3.24 \text{ ซม.}$$

$$I_{cr} = \frac{bk^3d^3}{3} + nA_s(d-kd)^2 = \left(\frac{450}{4}\right)\left(\frac{3.24}{3}\right)^3 + (8.7)(10.62)(9.59-3.24)^2 = 5{,}001.02 \text{ ซม.}^4$$

d. $(I_e)_{d+l} = (0.39)(31{,}640.63)+(1-0.39)(5{,}001.02) = 15{,}390.46 \text{ ซม.}^4$

โดยที่ $I_g = \left(\frac{(450/4)15^3}{12}\right) = 31{,}640.63 \text{ ซม.}^4$

6. สรุปค่าโมเมนต์อินเนอร์เชียประสิทธิผล

แถบกลาง $(I_e)_d = (I_e)_{d+l} = I_g = \frac{225\times 15^3}{12} = 63{,}281.25 \text{ ซม.}^4$

แถบเสา $(I_e)_d = I_g = \frac{225\times 15^3}{12} = 63{,}281.25 \text{ ซม.}^4$

ใช้ค่า (I_e) สำหรับครึ่งแถบเสา จากลำดับที่ 14 ในตัวอย่างที่แล้ว

$avg.\ (I_e)_{d+l} = 0.85I_m + 0.15(I_{cont.end})$ *สมการ (1)*

$= (0.85)(31{,}640.63+31{,}640.63)+(0.15)(15{,}390.46+15{,}390.46) = 58{,}406.21 \text{ ซม.}^4$

สำหรับโครงข้อแข็งเทียบเท่า

$(I_e)_d = (I_g)_c + (I_g)_m = (I_g)_{frame} = 2(63{,}281.25) = 126{,}562.50 \text{ ซม.}^4$

$(I_e)_{d+l} = (I_e)_c + (I_g)_m = 58{,}406.21+63{,}281.25 = 121{,}687.46 \text{ ซม.}^4$

7. การแอ่นตัว, ใช้สมการที่ 7 ถึง 14

$Fixed\ \ \Delta_{frame} = \frac{wl_2l^4}{384E_{cs}I_{frame}}$ *สมการ (10)*

$(Fixed\ \ \Delta_{frame})_{d,d+l} = \frac{410\times 10^{-4}\ or\ 660\times 10^{-4}\ (450^5)}{(384)(2.30\times 10^5)(126{,}562.50\ or\ 121{,}687.46)} = 0.0676 \text{ หรือ } 0.104$

$Fixed\ \ \Delta_{c,m} = (LDF)_{c,m}(Fixed\ \Delta_{frame})(I_{frame}/I_{c,m})$ *สมการ (11)*

$Pos.\ and\ Neg.\ avg.\ (LDF)_c = 0.738,\ (LDF)_m = 0.267(corner\ panel)$ ตารางที่ 8-7

$(Fixed\ \ \Delta_c)_d = (0.738)(0.0676)(2) = 0.10 \text{ ซม.}$

$(Fixed\ \ \Delta_c)_{d+l} = (0.738)(0.11)\left(\frac{121{,}687.46}{58{,}406.21}\right) = 0.17 \text{ ซม.}$

$(Fixed\ \ \Delta_c)_l = 0.17-0.10 = 0.07 \text{ ซม.}$

$(Fixed\ \ \Delta_m)_d = (0.262)(0.0676)(2) = 0.035 \text{ ซม.}$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$(Fixed \quad \Delta_m)_{d+l} = (0.262)(0.11)\left(\frac{121{,}687.46}{58{,}406.21}\right) = 0.06 \text{ ซม.}$$

$$(Fixed \quad \Delta_m)_l = 0.06 - 0.035 = 0.0250 \text{ ซม.}$$

$$(M_{net})_{d+l} = 0.65(M_o)_{d+l} / (1 + 1/avg.\alpha_{ec}) = 0.65(639{,}385.31) / \left(1 + \frac{1}{0.959}\right) \qquad [5106 \text{ ค}]$$

$$= 203{,}451.17 \text{ กก.-ซม.}$$

$$(M_{net})_d = \left(\frac{397{,}193.91}{639{,}383.31}\right)(203{,}451.17) = 126{,}386.73 \text{ กก.-ซม.}$$

สำหรับแถบเสาและแถบกลาง

$$End\ \theta_d = \frac{(M_{net})_d}{avg.\ K_{ce}} = \frac{126{,}386.73}{197{,}781{,}600} = 6.4 \times 10^{-4} \text{ เรเดียน} \qquad \text{สมการ (12)}$$

$$End\ \theta_{d+l} = \frac{203{,}451.17}{197{,}781{,}600} = 1.03 \times 10^{-3} \text{ เรเดียน}$$

$$\Delta\theta = (End\ \theta)\left(\frac{l}{8}\right)\left(\frac{I_g}{I_e}\right)_{frame} \qquad \text{สมการ (14)}$$

$$(\Delta\theta)_d = \left(6.4 \times 10^{-4}\right)\left(\frac{450}{8}\right)(1) = 0.036 \text{ ซม.}$$

$$(\Delta\theta)_{d+l} = \left(1.03 \times 10^{-3}\right)\left(\frac{450}{8}\right)\left(\frac{126{,}562.50}{121{,}687.46}\right) = 0.06 \text{ ซม.}$$

$$(\Delta\theta)_l = 0.06 - 0.036 = 0.24 \text{ ซม.}$$

$$\Delta_{c,m} = Fixed\ \Delta_{c,m} + (\Delta\theta_1)_{c,m} + (\Delta\theta_2)_{c,m} \qquad \text{สมการ (9)}$$

$$(\Delta_c)_d = 0.10 + 0.036 + 0 = 0.136 \text{ ซม.}$$

$$(\Delta_m)_d = 0.035 + 0.036 + 0 = 0.07 \text{ ซม.}$$

$$(\Delta_c)_l = 0.07 + 0.024 + 0 = 0.094 \text{ ซม.}$$

$$(\Delta_m)_l = 0.025 + 0.024 + 0 = 0.049 \text{ ซม.}$$

$\Delta = \Delta_{cx} + \Delta_{my}$ = การแอ่นตัวที่แถบกลางของแผ่นพื้นมุม สมการ (7)

$$(\Delta_i)_d = 0.136 + 0.07 = 0.206 \text{ ซม.}$$

$$(\Delta_i)_l = 0.094 + 0.049 = 0.143 \text{ ซม.}$$

ใช้สมการ วสท. (42-10), โดยใช้ค่าสูงสุด $\xi = 2.5$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\Delta_{(cp+sh)} = \lambda(\Delta_i)_{sus} = \frac{2.5}{1+50\rho'}\left[(\Delta_i)_d + 0.40(\Delta_i)_l\right] \qquad (\rho' = 0)$$

$$= 2.5(0.206 + (0.40 \times 0.143)) = 0.658 \text{ ซม.} \quad \text{(กรณีน้ำหนักบรรทุกจรคงค้าง 40 \%)}$$

$$= 2.5(0.206) = 0.515 \text{ ซม.} \quad \text{(กรณีน้ำหนักบรรทุกจรคงค้าง 0 \%)}$$

$$\Delta_{(cp+sh)} + (\Delta_i)_l = 0.658 + 0.143 = 0.801 \text{ ซม.} \quad \text{(กรณีน้ำหนักบรรทุกจรคงค้าง 40 \%)}$$

$$= 0.515 + 0.143 = 0.658 \text{ ซม.} \quad \text{(กรณีน้ำหนักบรรทุกจรคงค้าง 0 \%)}$$

ระยะแอ่นตัวที่หาได้ถูกนำมาเปรียบเทียบกับระยะแอ่นตัวสูงสุดที่ยอมให้ในตาราง วสท. 4205 (ข) ตามที่แสดงไว้ข้างล่าง :

สำหรับหลังคาราบซึ่งไม่รองรับหรือไม่ติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างซึ่งคาดว่าจะเกิดความเสียหายเนื่องจากการแอ่นตัวมาก $(\Delta_i)_l \le \frac{l_n \text{ or } l}{180} = \frac{415 \text{ or } 450}{180} = 2.31 \text{ or } 2.50$ ซม. $>$ 0.143 ซม. ใช้ได้

สำหรับพื้นซึ่งไม่รองรับหรือไม่ติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างซึ่งคาดว่าจะเกิดความเสียหายเนื่องจากการแอ่นตัวมาก $(\Delta_i)_l \le \frac{l_n \text{ or } l}{360} = \frac{415 \text{ or } 450}{360} = 1.15 \text{ or } 1.23$ ซม. $>$ 0.143 ซม. ใช้ได้

สำหรับหลังคาหรือพื้นซึ่งรองรับหรือติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างซึ่งคาดว่าจะเกิดความเสียหายเนื่องจากการแอ่นตัวมาก $\Delta_{cp} + \Delta_{sh} + (\Delta_i)_l \le \frac{l_n \text{ or } l}{480} = 0.86 \text{ or } 0.94$ ซม. $>$ 0.66 or 0.80 ซม. ใช้ได้

สำหรับหลังคาหรือพื้นซึ่งรองรับหรือติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างซึ่งคาดว่าจะไม่เกิดความเสียหายเนื่องจากการแอ่นตัวมาก $\Delta_{cp} + \Delta_{sh} + (\Delta_i)_l \le \frac{l_n \text{ or } l}{240} = 1.73 \text{ or } 2.00$ ซม. $>$ 0.52 or 0.66 ซม. ใช้ได้

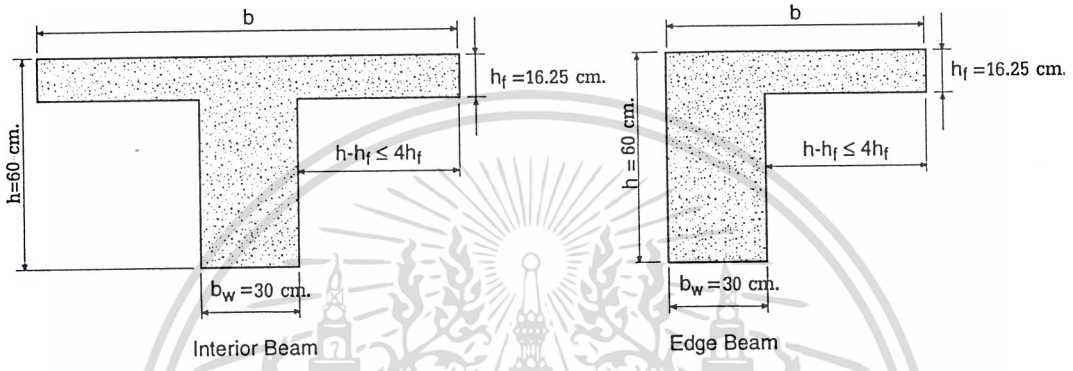
จากการคำนวณระยะแอ่นตัวทั้งหมดจะเห็นได้ว่า ทุกค่านั้นผ่านค่าระยะแอ่นตัวที่ยอมให้ ดังนั้นถือว่าใช้งานได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 8.4 - คานสองทางรองรับพื้น

จงหาความหนาต่ำสุดเพื่อควบคุมระยะแอ่นตัว

ข้อมูล :



$f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2}, ความหนาแผ่นพื้น $h_f = 16.25$ ซม.

แผ่นพื้นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส 660×660 ซม. วัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางเสา

สำหรับคานทุกตัว : $b_w = 30$ ซม. และ $h = 60$ ซม. $l_n = 660 - 30 = 630$ ซม.

หมายเหตุ: ไม่จำเป็นต้องใช้ค่า f_c' และน้ำหนักบรรทุกเพื่อการวิเคราะห์ในตัวอย่างนี้

---

1. ความกว้างประสิทธิผล b และคุณสมบัติของหน้าตัด

   a. คานภายใน

   $$I_s = \frac{(660)(16.25)^3}{12} = 236{,}006 \text{ ซม.}^4$$

   $h - h_f = 60 - 16.25 = 43.75 \quad < \quad 4h_f = (4)(16.25) = 65$ ซม. ใช้ได้

   ดังนั้น $b = 30 + (2)(43.75) = 117.50$ ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$y_t = h - \left(\frac{1}{2}\right)\left[(b-b_w)h_f{}^2 + b_w h^2\right] / \left[(b-b_w)h_f + b_w h\right]$$

$$= 60 - \left(\frac{1}{2}\right)\left[(87.50)(16.25)^2 + (30)(60)^2\right] / \left[(87.50)16.25 + (30)(60)\right]$$

$$= 39.65 \text{ ซม.}$$

$$I_b = \frac{(b-b_w)h_f{}^3}{12} + \frac{b_w h^3}{12} + (b-b_w)h_f\left(h - \frac{h_f}{2} - y_t\right)^2 + b_w h\left(y_t - \frac{h}{2}\right)^2$$

$$= \frac{(87.50)(16.25)^3}{12} + \frac{(30)(60)^3}{12} + (87.50)16.25(60 - 8.12 - 39.65)^2 + (30)(60)(39.65 - 30)^2$$

$$= 951{,}583.12 \text{ ซม.}^4$$

$$\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} = \frac{I_b}{I_s}$$

$$= \frac{951{,}583.12}{236{,}006} = 4.03$$

b. คานขอบ

$$I_s = \frac{\left(330 \times 16.25^3\right)}{12} = 118{,}003 \text{ ซม.}^4$$

$$b = 30 + (60 - 16.25) = 73.75 \text{ ซม.}$$

$$y_t = 60 - (\frac{1}{2})\frac{\left[(43.75)(16.25)^2 + (30)(60)^2\right]}{\left[(43.75)(16.25) + (30)(66)\right]}$$

$$= 36.20 \text{ ซม.}$$

$$I_b = \frac{(43.75)(16.25)^3}{12} + \frac{(30)(60)^3}{12} + (43.75)(16.25)(60 - 8.12 - 36.20)^2$$
$$+ (30)(60)(36.20 - 30)^2$$

$$= 799{,}629.13 \text{ ซม.}^4$$

$$\alpha = \frac{I_b}{I_s} = \frac{799{,}629.13}{118{,}003} = 6.78$$

ค่าของ α_m และ β

α_m เป็นค่าเฉลี่ยของ α ของคานทุกตัวตามขอบของแผ่นพื้น

แผ่นพื้นภายใน - $\alpha_m = 4.03$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แผ่นพื้นด้านข้าง - $\alpha_m = \frac{[(3)(4.03)+6.78]}{4} = 4.72$

แผ่นพื้นมุม - $\alpha_m = \frac{[(2)(4.03)+(2)(6.78)]}{4} = 5.41$

สำหรับแผ่นพื้นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส, β = อัตราส่วนของความยาวช่วงว่างในสองทิศทาง = 1

2. ความหนาต่ำสุด

เนื่องจากในทุกแผ่นพื้น $\alpha_m > 2.0$ ใช้สมการ วสท. (42-12)

$$h_{\min} = l_n \frac{(0.8+\frac{f_y}{14,000})}{36+9\beta}$$

$$= \frac{(630\times 630)}{(30\times 30)} \frac{(0.8+\frac{4,000}{14,000})}{36+9(1)} = 10.64 \text{ ซม.}$$

ดังนั้น, ความหนาของพื้น 16.25 ซม. > 10.64 ซม. ซึ่งผ่านการตรวจสอบทุกแผ่นพื้นและไม่จำเป็นต้องตรวจสอบการแอ่นตัว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 8.5 - คานคอนกรีตอัดแรงรูปตัวที ซึ่งเป็นคานช่วงเดี่ยว

วิเคราะห์การยกตัว (camber) และการแอ่นตัว (deflection) ในระยะสั้นและระยะยาว

ข้อมูล :

ความยาวช่วง = 24 ม. (บางส่วนของคานมีการแตกร้าว)

$f_{ci}' = 280$ กก./ซม.^{2}, $f_c' = 350$ กก./ซม.^{2}, $f_{pu} = 19{,}000$ กก./ซม.^{2}, $E_p = 1{,}900{,}000$ กก./ซม.^{2}

ลวดเกลียวอัดแรงเส้นผ่าศูนย์กลาง 1.27 ซม. 14 เส้น (ลวดตรงหักงอหนึ่งจุด)

ลวดเกลียวไม่อัดแรงเส้นผ่าศูนย์กลาง 1.27 ซม. 4 เส้น

(สมมติให้มีลวดทั้งสองชนิดมีจุดศูนย์ถ่วงอยู่ที่ตำแหน่งกัน ในการค่า I_{cr})

$P_i = (0.7)(14)(0.987)(9{,}000) = 183{,}779.40$ กก.

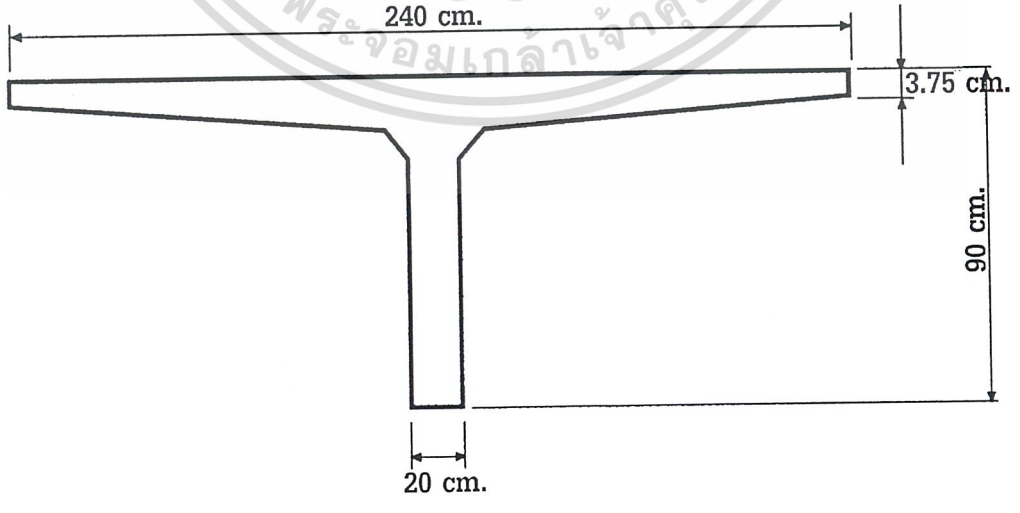
$P_o = (0.90)(183{,}779.40) = 165{,}401.46$ กก.

$P_e = (0.78)(183{,}779.40) = 143{,}347.93$ กก.

$e_e = 27.88$ ซม., $e_c = 56.78$ ซม., $y_t = 65$ ซม., $A_c = 3{,}562.5$ ซม.^{2}, $I_g = 2{,}692{,}187.50$ ซม.^{4}

น้ำหนักคาน, $w_o = 885$ กก./ม., น้ำหนักบรรทุกจร LL, $w_l = (2.4)(250\,kg/m^2) = 600$ กก./ม.

น้ำหนักบรรทุกคงที่ DL, $w_s = (2.4)(50\,kg/m^2) = 120$ กก./ม. กระทำเมื่อคานมีอายุ 2 เดือน [ใช้ $\beta s = 0.76$ ในพจน์ (6) ของสมการ (15)]



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1. อัตราส่วนความยาวช่วงต่อความลึกของคาน (ตาม PCI Handbook):

อัตราส่วนความยาวช่วงต่อความลึกของคานรูปตัวทีโดยทั่วไป จะมีค่าประมาณ 25 ถึง 35 เมื่อใช้ในพื้นทั่วไป และประมาณ 35 ถึง 40 เมื่อใช้ในชั้นหลังคา สำหรับคานในตัวอย่างนี้ อัตราส่วน $\frac{(2,400)}{90} = 26.67$ แสดงว่าเป็นคานที่ค่อนข้างจะลึก เมื่อเปรียบเทียบระยะแอ่นตัวที่คำนวณได้กับระยะแอ่นตัวสูงสุดที่ยอมให้ จะพบว่าระยะแอ่นตัวที่คำนวณได้น้อยกว่าระยะสูงสุดที่ยอมให้ในทุกกรณี

2. โมเมนต์สำหรับการคำนวณระยะแอ่นตัว

$$M_o = \frac{w_o l^2}{8} = \frac{8.85 \times 2,400^2}{8} = 6.37 \times 10^6 \text{ กก.-ซม.}$$

$(\times\ 0.96 = 6.12 \times 10^2$ เป็นค่าโมเมนต์ที่ระยะ $0.4l$ ซึ่งจะใช้คำนวณหาหน่วยแรง และ $I_e)$

$$M_s = \frac{w_s l^2}{8} = \frac{1.20 \times 2,400^2}{8} = 0.864 \times 10^6 \text{ กก.-ซม. } (0.829 \times 10^6 \text{ ที่ระยะ } 0.4l)$$

$$M_l = \frac{w_l l^2}{8} = \frac{6.00 \times 2,400^2}{8} = 4.32 \times 10^6 \text{ กก.-ซม. } (4.128 \times 10^6 \text{ ที่ระยะ } 0.4l)$$

3. โมดูลัสแตกร้าว, โมดูลัสยืดหยุ่น, อัตราส่วนโมดูลัส

$$f_r = 2\sqrt{f_c'} = 2 \times \sqrt{350} = 37.42 \text{ กก./ซม.}^2 \qquad \text{วสท. (42-9)}$$

$$E_{ci} = w_c^{1.5}(4,270)\sqrt{f_{ci}'} = 2.4^{1.5} \times 4,270 \times \sqrt{280} = 265,658.52 \text{ กก./ซม.}^2 \qquad [4105\ ก]$$

$$E_c = w_c^{1.5}(4,270)\sqrt{f_c'} = 2.4^{1.5} \times 4,270 \times \sqrt{350} = 297,015.26 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$n = \frac{E_p}{E_c} = \frac{1,900,000}{297,015.26} = 6.30$$

4. การยกตัวและการแอ่นตัว, ใช้สมการที่ 15

พจน์ (1) $\Delta_{po} = \frac{P_o(e_c - e_e)l^2}{12E_{ci}I_g} + \frac{P_e e_e l^2}{8E_{ci}I_g}$ (จาก PCI Handbook สำหรับลวดอัดแรงหักงอหนึ่งจุด)

$$= \frac{(165,401.46)(56.28 - 27.88)(2,400)^2}{12(265,658.52)(2,692,187.50)} + \frac{(165,401.46)(27.88)(2,400)^2}{8(265,658.52)(2,692,187.50)}$$

$$= 3.16 + 4.64 = 7.80 \text{ ซม.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

พจน์ (2) $\Delta_o = \dfrac{5M_o l^2}{48E_{ci}I_g} = \dfrac{5(6.372\times10^6)(2{,}400)^2}{48(265{,}658.52)(2{,}692{,}187.50)}$

$= 5.35$ ซม.

พจน์ (3) $K_r = \dfrac{1}{[1+(A_s/A_{ps})]} = \dfrac{1}{[1+(4/14)]} = 0.78$

$$\left[\frac{-\Delta P_u}{P_o} + (k_r C_u)\left(1-\frac{\Delta P_u}{2P_o}\right)\right]\Delta P_o = [-0.18 + (0.78\times2)(1-0.09)](7.80) = 9.67 \text{ ซม.}$$

พจน์ (4) $(k_r C_u)\Delta_o = (0.78)(2.0)(5.35) = 8.35$ ซม.

พจน์ (5) $\Delta_s = \dfrac{5M_s l^2}{48E_c I_s} = \dfrac{5(0.864\times10^6)(2{,}400)^2}{48(297{,}015.26)(2{,}692{,}187.50)} = 0.65$ ซม.

พจน์ (6) $(\beta_s k_r C_u)\Delta_s = (0.70)(0.78)(1.6)(0.65) = 0.57$ ซม.

พจน์ (7) หาค่า I_e ที่ตำแหน่ง $0.4l$ สำหรับลวดอัดแรงดึงตรงหักงอหนึ่งจุด

วิธีที่ 1 จากเอกสารอ้างอิง 8.2 สำหรับ $(M_l)_{cr}/M_l$:

$$(M_l)_{cr} = \frac{P_e I_g}{A_g y_t} + P_e e - M_{o+s} + \frac{f_r I_g}{y_t}$$

$$= \frac{(143{,}347.93)(2{,}692{,}187.50)}{(3{,}562.50)(65)} + (143{,}347.93)(50.60) - (6.949\times10^6) + \frac{(37.42)(2{,}692{,}187.50)}{65}$$

$$= 1{,}666{,}588.96 + 7{,}253{,}405.26 - 6.949\times10^6 + 1{,}549{,}871.64$$

$= 3{,}520{,}865.60$ กก.-ซม.

$\dfrac{(M_l)_{cr}}{M_l} = \dfrac{3{,}520{,}865.60}{4.128\times10^6} = 0.853$ ที่ตำแหน่ง $0.4l$

วิธีที่ 2 จากเอกสารอ้าง 8.2 สำหรับ $\dfrac{(M_l)_{cr}}{M_l}$:

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_g} + \frac{P_e e}{S} = \frac{(143{,}347.93)}{(3{,}562.50)} + \frac{(143{,}347.93)(50.60)}{(41{,}418.27)}$$

$= 215.50$ กก./ซม.^{2}

โดยที่ $S = \dfrac{I_g}{y_t} = \dfrac{2{,}692{,}187.50}{65} = 41{,}418.27$ ซม.^{3}

$$f_{o+s} = \frac{M_{o+s}}{S} = \frac{6.949\times10^6}{41{,}418.27} = 167.77 \text{ กก./ซม.}^2$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$f_{to} = -f_{pe} + \frac{M_{to}}{S} = -215.50 + \frac{11.08\times10^{6}}{41{,}418.27} = 52.02 \text{ กก./ซม.}^2$$

ซึ่งมากกว่า $f_r = 37.42$ กก./ซม.^{2} และ $3.2\sqrt{350} = 59.87$ กก./ซม.^{2}

ดังนั้นใช้ I_e

$$\frac{(M_l)_{or}}{M_l} = \frac{f_{pe} - f_{o+s} + f_r}{f_{pe} - f_{o+s} + f_{to}} = \frac{215.05 + 167.77 + 37.42}{215.50 - 167.77 + 52.02} = 0.853$$

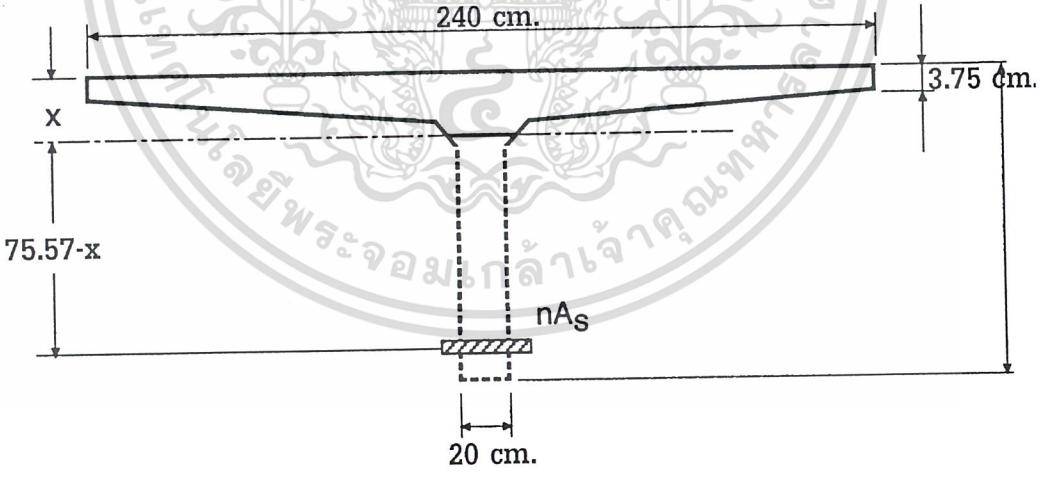
ใช้วิธีจาก PCI Handbook สำหรับค่า $\frac{(M_l)_{cr}}{M_l}$:

$$f_{tl} = f_{to}(above) = 52.02 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$f_l = \frac{M_l}{S} = \frac{4.128\times10^{6}}{41{,}418.27} = 100 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\frac{(M_l)_{cr}}{M_l} = 1 - \frac{f_{tl} - f_r}{f_l} = 1 - \frac{52.02 - 37.42}{100} = 0.854 \quad \text{ที่ตำแหน่ง } 0.4l$$

จะเห็นได้ว่าทั้ง 3 วิธี ให้ค่า $\frac{(M_l)_{cr}}{M_l}$ ที่ใกล้เคียงกัน



ถ้าไม่คำนึงปีกคานซึ่งลาดเอียงเข้าหาแกน สมมติว่าความลึกของปีกคงที่ ดังนั้นส่วนรับแรงอัดมีพื้นที่ = 240x3.75 ซม.^{2}

$$(240)(3.75)(x - 1.875) = (6.30)(18\times0.987)(75.575 - x)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$x = 10.03$ ซม.

$$I_{cr} = \frac{(240)(3.75)^3}{12} + (240)(3.75)(10.03 - 1.875)^2 + (6.30)(18 \times 0.987)(75.575 - 10.03)^2$$

$= 541{,}758$ ซม.^{4} ที่ตำแหน่ง $0.4l$

วิธีของ PCI Handbook สำหรับค่า I_{cr}

$$I_{cr} = nA_{st}d^2\left(1 - 1.6\sqrt{n\rho}\right) = (6.30)(18 \times 0.987)(75.575)^2\left(1 - 1.6\sqrt{6.30 \times 9.79 \times 10^{-4}}\right)$$

$= 558{,}924.90$ ซม.^{4} ที่ตำแหน่ง $0.4l$ (ใช้ $I_{cr} = 558{,}924.90$ ซม.^{4})

โดยที่ $\rho = \frac{(18)(0.987)}{(240)(75.575)} = 9.79 \times 10^{-4}$

$$\left(\frac{M_{cr}}{M_l}\right)^3 = 0.854^3 = 0.622$$

$$(I_e)_l = \left(\frac{M_{cr}}{M_l}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_l}\right)^3\right] I_{cr} \qquad \text{วสท. (42-7)}$$

$$= (0.622)(2{,}692{,}187.50) + (1 - 0.622)(558{,}924.90)$$

$= 1{,}885{,}814.24$ ซม.^{4} ที่ตำแหน่ง $0.4l$

สำหรับการวางลวดในรูปแบบอื่น เช่นวางตรง หักงอสองจุด พาลาโบล่า หรืออื่น ๆ จะใช้การหาหน่วยแรงเค้น และ I_e ที่กลางช่วงคานแทนที่จะคำนวณที่ตำแหน่ง $0.4l$

ถ้าตรวจสอบโดยใช้ รูปที่ 4.10.16 จาก PCI Handbook[8.3]

$f_e = f_{tl} - f_r = 52.02 - 37.42 = 14.60$ กก./ซม.^{2}

$$\frac{f_e}{f_l} = \frac{14.6}{100} = 0.15 \quad ; \frac{I_{cr}}{I_g} = \frac{558{,}924.90}{2{,}692{,}187.50} = 0.20$$

จาก PCI Handbook, $I_e = 0.64$, $I_e = (0.64)(2{,}692{,}187.50) = 1{,}723{,}000$ ซม.^{4}

เมื่อเปรียบเทียบกับค่า I_e ที่คำนวณได้ซึ่งมีค่า $1{,}885{,}814.24$ ซม.^{4}

การแอ่นตัวบริเวณกลางช่วงคานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\Delta_l = \frac{5M_l l^2}{48E_c(I_e)_l} = \frac{(5)(4.32\times10^6)(2{,}400)^2}{48(297{,}015.26)(1{,}885{,}814.24)} = 4.62 \text{ ซม.}$$

รวมค่าการแอ่นตัวทั้งหมดแล้วเปรียบเทียบกับค่าการแอ่นตัวที่กำหนดไว้

(1) (2) (3) (4) (5) (6) (7)

$\Delta_u = -7.80 + 5.35 - 9.67 + 8.35 + 0.65 + 0.57 + 4.62 = 2.07$ ซม. *สมการ (15)*

การยกตัวบริเวณช่วงกลางในเบื้องต้น

$\Delta_{po} - \Delta_o = 7.80 - 4.62 = 3.18$ ซม. $\uparrow$ $>$ 4 ซึ่งหาจาก PCI Hand book

การยกตัวบริเวณช่วงกลางหักลบการแอ่นตัว

$\Delta_l - \Delta_u = 4.62 - 2.07 =$ 2.55 ซม. $\uparrow$ ใกล้เคียงกับ 2.75 ซม. ซึ่งหาจาก PCI Handbook

การแอ่นตัวระยะยาว รวมผลของน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร

$= -9.67 + 8.35 + 0.65 + 0.56 + 4.62 = 4.51$ ซม. หรือ

$= \Delta_u - (\Delta_o - \Delta_{po}) = 2.07 - (-3.18) = 5.25$ ซม. (ซึ่งถือว่าใกล้เคียงกัน)

เปรียบเทียบระยะแอ่นตัวกับค่าสูงสุดที่ยอมให้ตาม ตาราง วสท. 4205 (ข)

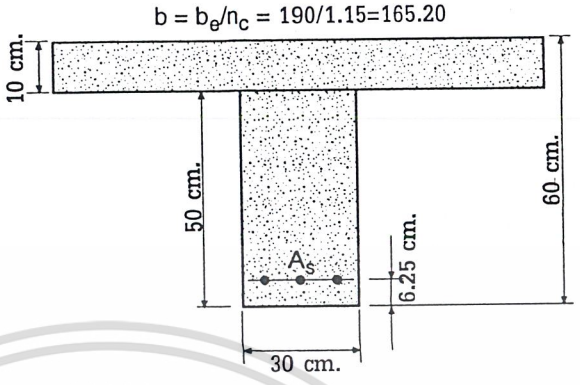
$\frac{l}{180} = \frac{2{,}400}{180} = 13.33$ ซม. ซึ่งมากกว่า $\Delta_l = 4.62$ ซม. ใช้ได้

$\frac{l}{360} = \frac{2{,}400}{360} = 6.67$ ซม. ซึ่งมากกว่า $\Delta_l = 4.62$ ซม. ใช้ได้

$\frac{l}{480} = \frac{2{,}400}{480} = 5$ ซม. ซึ่งมากกว่าการแอ่นตัวระยะยาว $= 4.51$ ซม. ใช้ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 8.6 — คานคอนกรีตเสริมเหล็กเชิงประกอบ ไม่มีค้ำยัน



วิเคราะห์การแอ่นตัวในระยะสั้นและระยะยาว

ข้อมูล :

$f_c' = 210$ กก./ซม.^{2} สำหรับพื้น

$f_c' = 280$ กก./ซม.^{2} สำหรับคานสำเร็จรูป

$f_y = 3{,}000$ กก./ซม.^{2}

$A_s = 3 - DB28 = 3(6.16) = 18.48$ ซม.^{2}

$E_s = 2{,}040{,}000$ กก./ซม.^{2}

น้ำหนักบรรทุกคงที่ (ไม่รวมน้ำหนักพื้นและคาน) 50 กก./ม.^{2}

น้ำหนักบรรทุกจร = 360 กก./ม.^{2} (คงค้าง 20 %)

ความยาวช่วง = 780 ซม. ระยะระหว่างคาน = 240 ซม.

$b_e = \frac{780}{4} = 195$ ซม. หรือ ระยะระหว่างคาน =240 ซม. หรือ $16(10)+30 = 190$ ซม.

---

1. ความหนาต่ำสุดสำหรับองค์อาคารซึ่งไม่รองรับหรือติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างซึ่งคาดว่าจะเกิดความเสียหายเนื่องจากการแอ่นตัวมาก

$$h_{\min} = \left(\frac{l}{16}\right)(0.80) \text{ สำหรับเหล็กเสริมชั้นคุณภาพ SD30}$$ *ตาราง 4205 (ก)*

$$= \left(\frac{780}{16}\right)(0.80) = 39 \quad < \quad h = 50 \text{ ซม. หรือ } 60 \text{ ซม.}$$

2. น้ำหนักและโมเมนต์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$w_1 = (50)\left(\frac{240}{100}\right) + (2{,}400)\left(\frac{240}{100}\right)\left(\frac{10}{100}\right) = 696 \text{ กก./ม.}$$

$$w_2 = 2{,}400\left(\frac{30}{100}\right)\left(\frac{50}{100}\right) = 360 \text{ กก./ม.}$$

$$w_l = 360\left(\frac{240}{100}\right) = 864 \text{ กก./ม.}$$

$$M_1 = \frac{w_1 l^2}{8} = \frac{696 \times 7.80^2}{8} = 5{,}293.10 \text{ กก.-ม.}$$

$$M_2 = \frac{w_2 l^2}{8} = \frac{360 \times 7.80^2}{8} = 2{,}737.80 \text{ กก.-ม.}$$

$$M_l = \frac{w_l l^2}{8} = \frac{864 \times 7.80^2}{8} = 6{,}570.72 \text{ กก.-ม.}$$

3. โมดูลัสแตกร้าว, โมดูลัสยืดหยุ่น, อัตราส่วนโมดูลัส

$$(f_r)_2 = 2 \times \sqrt{280} = 33.47 \text{ กก./ซม.}^2 \qquad \text{วสท. (42-9)}$$

$$(E_c)_1 = w_c^{1.5}(4{,}270)\sqrt{f_c'} = 2.4^{1.5} \times 4{,}270 \times \sqrt{210} = 2.30 \times 10^5 \text{ กก./ซม.}^2 \qquad \text{[4105 ก]}$$

$$(E_c)_2 = w_c^{1.5}(4{,}270)\sqrt{f_c'} = 2.4^{1.5} \times 4{,}270 \times \sqrt{280} = 2.65 \times 10^5 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$n_c = \frac{(E_c)_2}{(E_c)_1} = \frac{2.65 \times 10^5}{2.30 \times 10^5} = 1.15$$

$$n = \frac{E_s}{(E_c)_2} = \frac{2.04 \times 10^6}{2.65 \times 10^5} = 7.70$$

4. โมเมนต์อินเนอร์เชียทั้งหมดและโมเมนต์อินเนอร์เชียของหน้าตัดแตกร้าว

หน้าตัดคอนกรีตหล่อสำเร็จ

$$I_g = \frac{30 \times 50^3}{12} = 312{,}500 \text{ ซม.}^4$$

$$B = \frac{b}{nA_s} = \frac{30}{(7.70)(18.48)} = 0.21/\text{ซม.}$$

$$kd = \frac{\sqrt{2dB+1}-1}{B} = \frac{\sqrt{(2)(50-6.25)(0.21)+1}-1}{0.21}$$

$$= 16.20 \text{ ซม.}$$

$$I_{cr} = \frac{bk^3d^3}{3} + nA_s(d-kd)^2$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$= \frac{(30)(16.20)^3}{3} = (8.06)(18.48)(50 - 6.25 - 16.20)^2$$

$$= 155{,}567.80 \text{ ซม.}^4$$

หน้าตัดคอนกรีตเชิงประกอบ

$$y_t = h - \left(\frac{1}{2}\right)\left[(b - b_w){h_f}^2 + b_w h^2\right] / \left[(b - b_w)h_f + b_w h\right]$$

$$= 60 - \left(\frac{1}{2}\right)\left[(135.20)(10^2) + (30 \times 60^2)\right] / \left[(135.20)(10) + (30 \times 60)\right]$$

$$= 40.72 \text{ ซม.}$$

$$I_g = \frac{(b - b_w){h_f}^3}{12} + \frac{b_w h^3}{12} + (b - b_w)h_f\left(h - \frac{h_f}{2} - y_t\right)^2 + b_w h\left(y_t - \frac{h}{2}\right)^2$$

$$= \frac{(135)(10)^3}{12} + \frac{30 \times 60^3}{12} + (135.20)(10)(60 - 5 - 40.72)^2$$

$$+ 30(60)(40.70 - 30)^2$$

$$= 1{,}033{,}842.470 \text{ ซม.}^4$$

$$B = \frac{b}{nA_s} = \frac{165.20}{(8.06)(18.48)} = 1.11/\text{ซม.}$$

$$kd = \frac{\sqrt{2dB + 1} - 1}{B} = \frac{\sqrt{(2)(53.75)(1.11) + 1} - 1}{1.11}$$

$$= 8.98 \text{ ซม.} < h_f = 10 \text{ ซม.}$$

ดังนั้น, หน้าตัดรับแรงอัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า อยู่ภายในแผ่นพื้น

$$I_{cr} = \frac{bk^3 d^3}{3} + nA_s(d - kd)^2$$

$$= \frac{(165.20)(8.98)^3}{3} + (8.06)(18.48)(53.75 - 8.98)^2$$

$$= 338{,}422.53 \text{ ซม.}^4$$

$$\frac{I_2}{I_c} = \frac{\left[\left(\frac{I_2}{I_c}\right)_g + \left(\frac{I_2}{I_c}\right)_{cr}\right]}{2}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$= \frac{\left[\left(\frac{312,500}{1,033,842.47}\right)+\left(\frac{155,525.04}{338,422.53}\right)_{cr}\right]}{2} = 0.381$$

5. โมเมนต์อินเนอร์เชียประสิทธิผล ใช้สมการ วสท. (42-7)

สำหรับ พจน์ 1 ในสมการ (19) สำหรับระบบเชิงประกอบที่ไม่มีการค้ำยัน

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{(33.47)(312,500)}{25} = 418,375 \text{ กก.-ซม.}$$ *วสท. (42-8)*

$$\frac{M_{cr}}{M_2} = \frac{418,375}{273,780} > 1$$

ดังนั้น $(I_e)_2 = I_g = 312,500$ ซม.^{4}

สำหรับ พจน์ 6 ในสมการ (19) สำหรับระบบเชิงประกอบที่ไม่มีการค้ำยัน

$$\left(\frac{M_{cr}}{M_1+M_2}\right)^3 = \left(\frac{418,375}{529,310+273,780}\right)^3 = 0.14$$

$$(I_e)_{1+2} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1-\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} < I_g$$ *วสท. (42-7)*

$$= (0.141)(312,500) + (1-0.141)(155,525.04) = 177,658.51 \text{ ซม.}^4$$

6. การแอ่นตัว ใช้สมการ (19)

พจน์ 1 $(\Delta_i) = K\left(\frac{5}{48}\right)\frac{M_2 l^2}{(E_c)_2 (I_e)_2} = (1)\left(\frac{5}{48}\right)\frac{(273,780)(780)^2}{(2.65\times10^5)(312,500)} = 0.22$ ซม.

พจน์ 2 $k_r = 0.85$ (ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงอัดในคานสำเร็จรูป)

$$0.77 k_r (\Delta_i)_2 = (0.77)(0.85)(0.22) = 0.1440$$

พจน์ 3 $0.83 k_r (\Delta_i)_2 \frac{I_2}{I_1} = (0.83)(0.85)(0.22)(0.381) = 0.059$ ซม.

พจน์ 4 $K_{sh} = \frac{1}{8}$ และจากหน้าตัดคาน : $\rho = \frac{18.48}{30\times(43.75)}\times100 = 1.41\%$

จากรูปที่ 4-3, $A_{sh} = 0.789$ ซม.^{2}

$$\phi_{sh} = \frac{A_{sh}(\varepsilon_{sh})_u}{h} = \frac{(0.789)(400\times10^{-6})}{50} = 6.312\times10^{-6} / \text{ซม.}$$

$$\Delta_{sh} = K_{sh}\phi_{sh} l^2 = \left(\frac{1}{8}\right)(6.312\times10^{-6})(780)^2 = 0.48 \text{ ซม.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$0.36\Delta_{sh} = (0.36)(0.48) = 0.173 \text{ ซม.}$$

พจน์ 5 $0.64\Delta_{sh}\frac{I_2}{I_1} = 0.64(0.48)(0.381) = 0.117$ ซม.

พจน์ 6 $(\Delta_i)_1 = \frac{K(5/48)(M_1+M_2)(l)^2}{(E_c)_2(I_e)_{1+2}} - (\Delta_i)_2$

$$= \frac{(1)(5/48)(529{,}310+273{,}780)(780^2)}{(2.65\times10^5)(177{,}658.51)} - (0.22) = 0.912 \text{ ซม.}$$

พจน์ 7 $1.22k_r(\Delta_i)\frac{I_2}{I_c} = 1.22(0.85)(0.9112)(0.381) = 0.360$ ซม.

พจน์ 8 $\Delta_{ds} = 0.50(\Delta_i)_1 = (0.50)(0.9112) = 0.456$ ซม.

พจน์ 9 ใช้สมการที่ (3)

$$(\Delta_i)_l = \frac{K(5/48)M_l l^2}{(E_c)_2(I_c)_{cr}} = \frac{(1)(5/48)(657{,}072)(780)^2}{(2.53\times10^5)(338{,}422.53)} = 0.486$$

พจน์ 10 $k_r = 0.85$ (ไม่คำนึงถึงผลของเหล็กเสริมรับแรงอัดในแผ่นพื้น)

$$(\Delta_{cp})_l = k_r C_u (0.20)(\Delta_i)_l$$

$$= (0.85)(1.60)(0.20\times0.486) = 0.132 \text{ ซม.}$$

จากสมการที่ (19),

$$\Delta_u = 0.22 + 0.144 + 0059 + 0.173 + 0.117 + 0912 + 0.36 + 0.456 + 0.486 + 0.132 = 3 \text{ ซม.}$$

จากสมการที่ (20)

$$\Delta_u = \left(1.65+0.71\frac{I_2}{I_c}\right)(\Delta_i)_2 + \left(0.36+0.64\frac{I_2}{I_c}\right)\Delta_{sh} + \left(1.50+1.04\frac{I_2}{I_c}\right)(\Delta_i)_1$$

$$(\Delta_i)_l + (\Delta_{cp})_l = (1.65+0.71\times0.381)0.22 + (0.36+0.64\times0.381)0.48$$

$$+(1.50+1.04\times0.381)0.912 + (0.486) + (0.132)$$

$$= 2.95 \approx 3 \text{ ซม.}$$

สมมติให้ชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง ถูกติดตั้งหลังจากแผ่นพื้นเชิงประกอบมีความแข็งแรงแล้ว

$\Delta_{cp} + \Delta_{sh} + (\Delta_i)_l =$ เทอม 3 + 5 + 7 + 8 + 9 + 10

$$= 0.059 + 0.117 + 0.36 + 0.456 + 0.486 + 0.132 = 1.61 \text{ ซม.}$$

การเปรียบเทียบกับระยะแอ่นตัวสูงสุดที่ยอมให้แสดงไว้ในตัวอย่างต่อไป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 8.7 – คานคอนกรีตเสริมเหล็กเชิงประกอบ มีค้ำยัน

วิเคราะห์การแอ่นตัวในระยะสั้นและระยะยาวสำหรับระบบเชิงประกอบใน ตัวอย่างที่ 8.6 โดยถือว่าเป็นการก่อสร้างแบบมีการค้ำยัน

1. โมเมนต์อินเนอร์เชียประสิทธิผลสำหรับหน้าตัดเชิงประกอบ ใช้สมการ วสท. (42-7)

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{(33.47)(1{,}033{,}842)}{40.72} = 849{,}771 \text{ กก.-ซม.}$$ *วสท. (42-8)*

$$\frac{M_{cr}}{(M_1 + M_2)} = \frac{849{,}771}{529{,}310 + 273{,}780} = 1.06 > 1$$

ดังนั้น $(I_e)_{1+2} = I_g = 1{,}033{,}842$ ซม.^{4}

ในพจน์ (5) ของสมการ (17) สำหรับโครงสร้างเชิงประกอบ

$$[M_{cr}/(M_1 + M_2 + M_l)]^3 = [849{,}771/(529{,}310 + 273{,}780 + 657{,}072)]^3 = 0.197$$

$$(I_e)_{d+l} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} < I_g$$ *วสท. (42-7)*

$$= (0.197)(1{,}033{,}842) + (1 - 0.197)(338{,}422) = 475{,}494 \text{ ซม.}^4$$

เปรียบเทียบกับตัวอย่างที่ 8.6 ซึ่งใช้ $I_e = (I_c)_{cr} = 338{,}422$ ซม.^{4} ในการหาระยะแอ่นตัวเนื่องจากน้ำหนักจร

2. หาระยะแอ่นตัวโดยใช้สมการ (17) และ (18)

พจน์ (1) $(\Delta_i)_{1+2} = K\left(\frac{5}{48}\right)\frac{(M_1 + M_2)l^2}{(E_c)_2 (I_e)_{1+2}} = (1)\left(\frac{5}{48}\right)\frac{(529{,}310 + 273{,}780)(780)^2}{(2.65\times10^5)(1{,}033{,}842)} = 0.186$ ซม.

พจน์ (2) $k_r = 0.85$ (ไม่คำนึงถึงผลของเหล็กเสริมรับแรงอัดในแผ่นพื้น)

$$1.80 k_r (\Delta_i)_{1+2} = (1.80)(0.85)(0.186) = 0.284 \text{ ซม.}$$

พจน์ (3) จากพจน์ (4) ในตัวอย่างที่ 8.6 และใช้ $(\varepsilon_{sh})_u = 252\text{x}10^{-6}$ ซม./ซม.

$$\Delta_{sh} \frac{I_2}{Ic} = \frac{252}{400}(0.48)(0.381) = 0.115$$

พจน์ (4) $\Delta_{ds} = (\Delta_i)_{1+2} = 0.186$

พจน์ (5) $(\Delta_i)_l = \frac{K(5/48)(M_1 + M_2 + M_l)(l)^2}{(E_c)_2 (I_e)_{d+l}} - (\Delta_i)_{1+2}$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$= \frac{(1)(5/48)(529{,}310 + 273{,}780 + 657{,}072)(780^2)}{(2.65\times10^5)(475{,}494)} - (0.186) = 0.548$$

พจน์ (6) $k_r = 0.85$ (ไม่คำนึงถึงผลของเหล็กเสริมรับแรงอัดในแผ่นพื้น)

$$(\Delta_{cp})_l = k_r C_u (0.20)(\Delta_i)_l$$

$$= (0.85)(1.60)(0.20\times0.548) = 0.149 \text{ ซม.}$$

จากสมการ (17),

$\Delta_U =$ 0.186 + 0.284 + 0.115 + 0.186 + 0.548 + 0.149 = 1.468 ซม.

เปรียบเทียบกับระยะแอ่น 3.00 ซม. ที่ได้จากระบบไม่มีการค้ำยัน แสดงให้เห็นว่าระบบที่มีการค้ำยันจะช่วยลดระยะแอ่น

ตรวจสอบด้วยสมการ (18)

$$\Delta_u = 3.53(\Delta_i)_{1+2} + \Delta_{sh}\frac{I_2}{I_c} + (\Delta_i)_l + (\Delta_{cp})_l$$

= 3.53(0.186) + 0.115 + 0.548 + 0.149 = 1.468 ซม. ได้ค่าเท่ากับสมการ (17)

สมมติให้ชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง ถูกติดตั้งหลังจากแผ่นพื้นเชิงประกอบมีความแข็งแรงแล้ว

$$\Delta_{cp} + \Delta_{sh} + (\Delta_i)_l = \Delta_u - (\Delta_i)_{1+2} = 1.468 - 0.186 = 1.282 \text{ ซม.}$$

3. เปรียบเทียบระยะแอ่นจากตัวอย่างที่ 8.6 และ 8.7

จะเปรียบเทียบระยะแอ่นสองค่าคือ $(\Delta_i)_l$ ซึ่งเท่ากับ 0.486 ซม. ในระบบไม่มีค้ำยัน และ 0.548 ซม. ในระบบมีค้ำยัน และค่า $\Delta_{cp} + \Delta_{sh} + (\Delta_i)_l$ ซึ่งเท่ากับ 1.610 ซม. ในระบบไม่มีค้ำยัน และ 1.282 ซม. ในระบบมีค้ำยัน กับระยะแอ่นสูงสุดที่ยอมให้ใน ตาราง วสท. 4205 (ข) ตามข้างล่าง

สำหรับหลังคาราบซึ่งไม่รองรับหรือไม่ติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างซึ่งคาดว่าจะเกิดความเสียหายเนื่องจากการแอ่นตัวมาก $(\Delta_i)_l < l/180 = 780/180 = 4.333$ ซม. ใช้ได้

สำหรับพื้นซึ่งไม่รองรับหรือไม่ติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างซึ่งคาดว่าจะเกิดความเสียหายเนื่องจากการแอ่นตัวมาก $(\Delta_i)_l < l/360 = 780/360 = 2.166$ ซม. ใช้ได้

สำหรับหลังคาหรือพื้นซึ่งรองรับหรือติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างซึ่งคาดว่าจะเกิดความเสียหายเนื่องจากการแอ่นตัวมาก $\Delta_{cp} + \Delta_{sh} + (\Delta_i)_l < l/480 = 780/480 = 1.625$ ซม. ใช้ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับหลังคาหรือพื้นซึ่งรองรับหรือติดกับชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างซึ่งคาดว่าจะไม่เกิดความเสียหายเนื่องจากการแอ่นตัวมาก $\Delta_{cp} + \Delta_{sh} + (\Delta_i)_l < l/480 = 780/240 = 3.250$ ซม. ใช้ได้

จะเห็นว่าระยะแอ่นตัวที่คำนวณได้ผ่านข้อบังคับในทุกกรณี

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 9

การกระจายซ้ำของโมเมนต์ (Moment Redistribution)

9.1 การกระจายซ้ำของโมเมนต์ลบในองค์อาคารต่อเนื่องที่รับแรงดัดแบบไม่อัดแรง

มาตรฐานการออกแบบยอมให้มีการกระจายซ้ำของโมเมนต์ลบในองค์อาคารรับแรงดัด ถ้าปริมาณของเหล็กเสริมไม่เกินค่าที่แสดงไว้ในรูปที่ 9.1 โดยทั่วไป การกระจายซ้ำจะลดปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องใช้โดยไม่ลดความปลอดภัย ทำให้ลดปริมาณเหล็กเสริมที่มักจะมีหนาแน่นในบริเวณรับโมเมนต์ลบ

มาตรฐานการออกแบบ กำหนดว่าจะต้องวิเคราะห์องค์อาคารต่อเนื่องในหลายกรณีของการจัดน้ำหนักบรรทุกด้วยการวางน้ำหนักบรรทุกจรในช่วงต่าง ๆ แตกต่างกันออกไป เพื่อให้ได้ค่าโมเมนต์สูงสุดที่จะใช้ในการออกแบบที่ตำแหน่งต่าง ๆ ดังนั้นในแต่ละกรณี จะเกิดโมเมนต์ประลัยที่ตำแหน่งหนึ่ง ในระหว่างที่ตำแหน่งอื่น ๆ จะเกิดโมเมนต์ที่น้อยกว่าที่ตำแหน่งนั้น ผลจากการทดลอง แสดงว่า โครงสร้างจะยังคงสามารถรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้น ถึงแม้ว่าบางตำแหน่งจะรับโมเมนต์ถึงจุดประลัยและเกิดการหมุนตัวแบบจุดหมุนพลาสติก (Plastic Hinge) ทำให้เกิดการกระจายโมเมนต์ซ้ำส่งต่อไปยังตำแหน่งที่โมเมนต์ยังต่ำอยู่ เพื่อให้ตำแหน่งนั้นช่วยรับโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้น

ความสามารถในการรับโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้นนอกเหนือไปจากที่ออกแบบไว้ในเบื้องต้น เป็นที่มาของการออกแบบซ้ำส่งผลให้ปริมาณของวัสดุที่ใช้ลดลง มาตรฐานการออกแบบ (วสท. หัวข้อ 4104) ยอมให้ลดหรือเพิ่มค่าโมเมนต์ลบในแต่ละกรณีของการจัดน้ำหนักบรรทุก ซึ่งก็จะส่งผลให้ค่าโมเมนต์บวกเปลี่ยนแปลงไปด้วย การเปลี่ยนแปลงค่านี้ อาจจะได้ผลสุดท้ายคือ การลดทั้งค่าโมเมนต์ลบและบวก

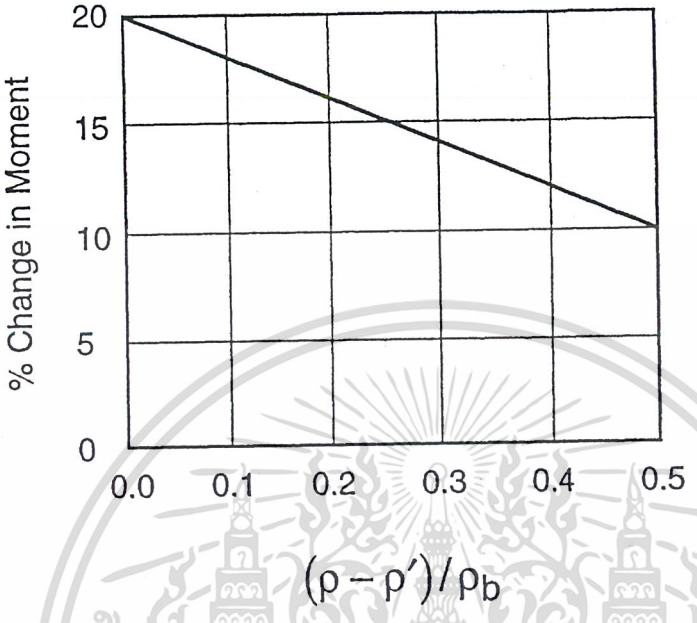
ในบางกรณี ผลที่ได้ก็คือการลดโมเมนต์ลบเหนือที่รองรับ ส่งผลให้ปริมาณเหล็กในบริเวณนั้นลดลงหรืออาจจะลดขนาดหน้าตัดลงได้ด้วย

ข้อจำกัดของการกระจายซ้ำของโมเมนต์ได้สรุปไว้ดังข้างล่าง

1. ใช้ได้เฉพาะกับองค์อาคารต่อเนื่องไม่อัดแรง
2. ใช้ไม่ได้กับการออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน (Alternate Design Method) และใช้ไม่ได้กับแผ่นพื้นที่ออกแบบโดยวิธีออกแบบโดยตรง (Direct Design Method)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3. ค่าโมเมนต์ที่ใช้ต้องได้มาจากการวิเคราะห์โครงสร้าง ถ้าเอาค่ามาจากการคูณด้วยสัมประสิทธิ์ (วสท. หัวข้อ 4103) จะนำมากระจายซ้ำไม่ได้



รูปที่ 9.1 – การกระจายซ้ำของโมเมนต์ที่ยอมให้

4. การกระจายซ้ำของโมเมนต์ลบ จะใช้ได้ต่อเมื่อหน้าตัดซึ่งโมเมนต์ถูกลดลง ได้รับการคำนวณออกแบบให้มีค่า ρ หรือ $\rho - \rho'$ ไม่มากกว่า $0.5\rho_b$

5. อนุญาตให้เพิ่มหรือลดโมเมนต์ลบสำหรับการจัดน้ำหนักบรรทุกในแต่ละกรณีได้ไม่เกินร้อยละ

$$20\left(1 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_b}\right)$$

6. หลังจากที่ได้ค่าโมเมนต์ลบจากการปรับแต่งในแต่ละกรณีของการจัดน้ำหนักบรรทุก จะต้องนำค่านั้นไปใช้ในการออกแบบหน้าตัด

7. การปรับแต่งโมเมนต์ลบจะส่งผลให้โมเมนต์บวกเปลี่ยนไปด้วย การลดโมเมนต์ลบเหนือที่รองรับ จะส่งผลให้โมเมนต์บวกที่กลางช่วงมีค่ามากขึ้น

8. จะต้องคงความสมดุลที่ทุกข้อต่อทั้งก่อนและหลังการกระจายซ้ำของโมเมนต์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

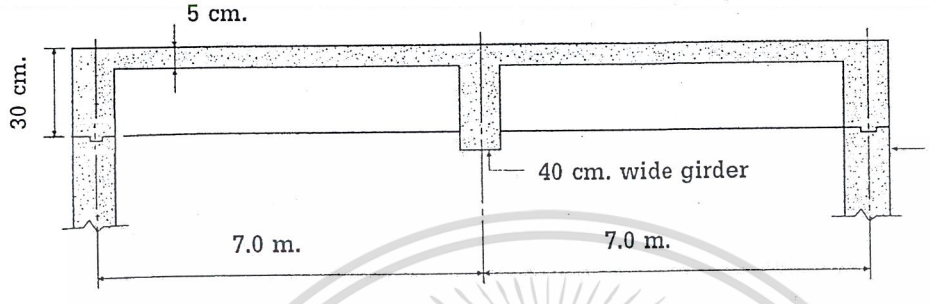
9. ในกรณีที่โมเมนต์ที่สองข้างของที่รองรับไม่เท่ากัน (ความยาวของแต่ละช่วงไม่เท่ากัน) ผลต่างของโมเมนต์จะต้องถูกรับโดยที่รองรับ

10. สามารถทำการกระจายซ้ำได้หลายครั้ง ตราบใดที่มีการหาปริมาณเหล็กเสริมใหม่และมีการตรวจสอบข้อกำหนดที่ 4 หลังจากการกระจายทุกครั้ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 9.1 การกระจายซ้ำของโมเมนต์

หาปริมาณเหล็กเสริมของพื้นแบบตงทางเดียวดังภาพ ใช้วิธีการกระจายซ้ำของโมเมนต์เพื่อลดปริมาณเหล็กเสริม



Joist-slab 25+5x15+65 (25 cm. deep form + 5 cm. slab,15 cm. wide form space @ 65 cm.o.c.)

กำหนดให้ $f'_c = 280$ กก./ซม.^{2}, $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2}

น้ำหนักบรรทุกคงที่ 390 กก./ ซม.^{2}, น้ำหนักบรรทุกจร 490 กก./ ซม.^{2}

---

1. หาอัตราส่วนเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล ρ_b และน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่ต้องการ

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y}\left(\frac{6120}{6120 + f_y}\right)$$

$$\rho_b = 0.85 \times 0.85 \times \frac{280}{4000}\left(\frac{6120}{6120 + 4000}\right) = 0.036$$

$$w_d = 1.4 \times 390 \times 0.65 = 354.9 \text{ กก./ม.}^2 \approx 355 \text{ กก./ม.}^2$$

$$w_\ell = 1.7 \times 490 \times 0.65 = 541.45 \text{ กก./ม.}^2 \approx 541 \text{ กก./ม.}^2$$

$$w_u = 896 \text{ กก./ม.}^2$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

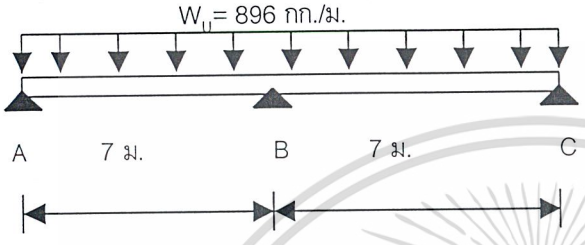
2. เขียนแผนภาพโมเมนต์ สำหรับน้ำหนักกระทำในกรณีต่าง ๆ ดังต่อไปนี้

กรณีที่ 1 น้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร เต็มทั้งสองช่วง

กรณีที่ 2 น้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร บนช่วงเดียว อีกช่วงมีเพียงน้ำหนักบรรทุกคงที่

กรณีที่ 3 ตรงกันข้ามกับกรณีที่ 2

สามารถหาค่าโมเมนต์ที่จุดรองรับจากกรณีที่ 1 ได้ดังนี้



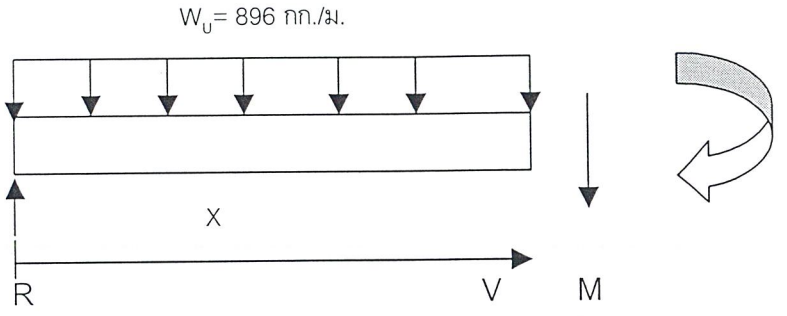
เลือกใช้วิธีการกระจายโมเมนต์

$FEM_{AB} = -896 \times 7^2/12 = -3{,}658.67$ กก.-ม., $FEM_{BC} = 3{,}658.67$ กก.-ม.

จุดต่อ		A	B		C
ชิ้นส่วน		AB	BA	BC	CB
EI/L (ในเทอมของ EI_C)		0.143	0.143	0.143	0.143
รอบ	DF	1	0.5	0.5	1
1	FEM	-3658.67	3658.67	-3658.67	3658.67
	BAL	3658.67	0	0	-3558.67
2	CO	0	1829.34	-1829.34	0
	BAL	0	0	0	0
ผลรวมของโมเมนต์		0	5488.01	-5488.01	0

เมื่อ $0 \leq x \leq 7$ เริ่มนับจากจุด A

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



$$R = 896 \times \frac{7}{2} - \frac{5,488.01}{7} = 2,352 \text{ กก.}$$

$V = 2,352 - 896x$, ถ้า $V = 0$, $x = 2.63$ ม.

$$M = 2,352x - \frac{896x^2}{2}$$, ถ้า $x = 2.63$ ม., $M = 3,086.99$ กก.-ม.

และ $x = 7 - 0.2 = 6.8$ ม., $M = -4,721.92$ กก.-ม.

ลดค่าโมเมนต์ลบที่จุดรองรับคาน $5,488.01(1 - \frac{12.8}{100}) = 4,785.54$ กก.-ม.

ซึ่งค่า 12.8% นี้ แสดงอยู่ในหัวข้อที่ 3 เพราะฉะนั้นค่าต่าง ๆ ที่ได้หลังจากการกระจายซ้ำ แสดงได้ดังนี้

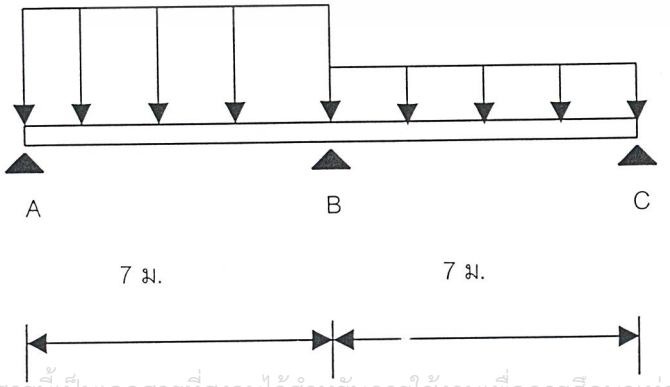
$$R = \frac{896 \times 7}{2} - \frac{4785.54}{7} = 2,452.35 \text{ กก.}$$

$V = 2,452.35 - 896x$, ถ้า $x = 0$, $V = 2.74$ ม.

$$M = 2,452.35x - \frac{896x^2}{2}$$, ถ้า $x = 2.74$ ม., $M = 3,356.03$ กก.-ม.

กรณีที่2 หรือกรณีที่3 ก็สามารถแสดงได้ดังนี้

W_U=896 กก./ม. W_U=355 กก./ม.



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ใช้วิธีการกระจายโมเมนต์

FEM_{AB} = -3,658.67 กก.-ม., FEM_{BA} = 3,658.67 กก.-ม.

$FEM_{BC} = -355 \times \frac{7^2}{12}$ = -1,449.58 กก.-ม., FEM_{CB} = 1,449.58 กก.-ม.

จุดต่อ		A	B		C
ชิ้นส่วน		AB	BA	BC	CB
EI/L (ในเทอมของ EI_C)		0.143	0.143	0.143	0.143
รอบ	DF	1	0.5	0.5	1
1	FEM	-3658.67	3658.67	-1449.58	1449.58
	BAL	3658.67	-1104.55	-1104.55	-1449.58
2	CO	-552.28	1829.34	-724.79	-552.28
	BAL	552.28	-552.28	-552.28	552.28
3	CO	-276.14	276.14	276.14	-276.14
	BAL	276.14	-276.14	-276.14	276.14
ผลรวมของโมเมนต์		0	3831.18	-3831.2	0

ให้ M ที่จุด B เท่ากับ 3,831.2 กก.-ม.

เมื่อ $0 \leq x \leq 7$ เริ่มนับระยะจากจุด A

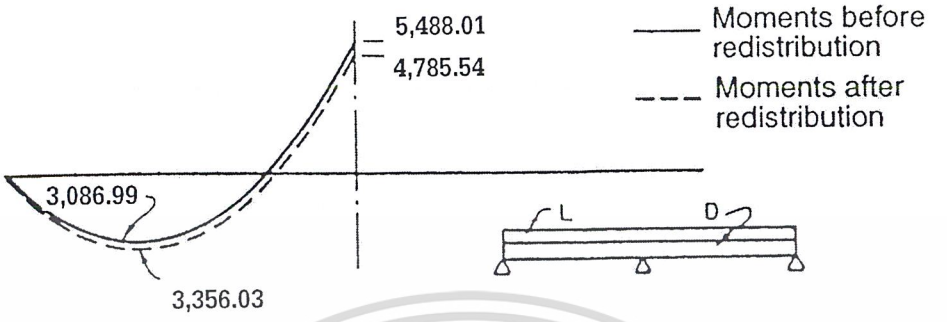
$R = 896 \times \frac{7}{2} - \frac{3831.2}{7}$ = 2,588.69 กก.

V = 2,588.69-896x , ถ้า V = 0, x = 2.9 ม.

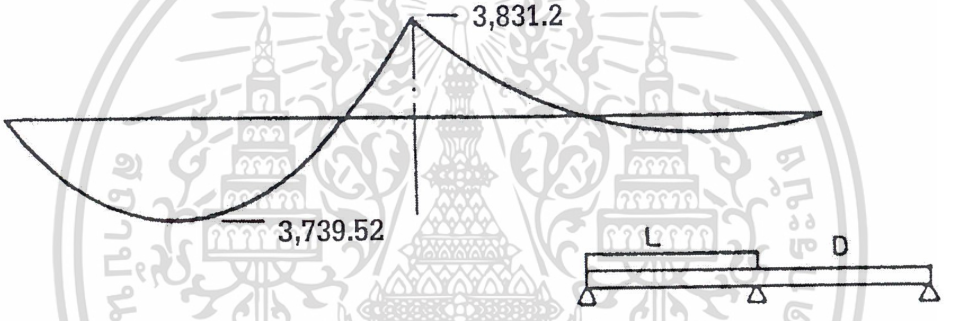
$M = 2,588.69x - \frac{896x^2}{2}$, ถ้า x = 2.9 ม., M = 3,739.52 กก.-ม.

แผนภาพโมเมนต์สำหรับน้ำหนักบรรทุกระทำทั้งสามกรณีแสดงอยู่ในรูปข้างล่าง (หน่วยคือ ตัน.-ม.)

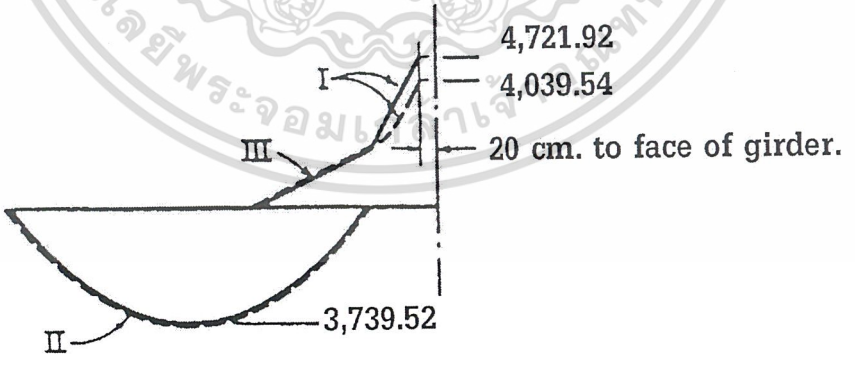
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป (a) กรณีที่ 1



รูป (b) กรณีที่ 2 และ 3 (กลับข้างของกรณีที่ 3)



รูป (c) โมเมนต์ทั้งสามกรณีแสดงร่วมกัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3. การกระจายซ้ำของโมเมนต์ลบ

a. กรณีที่1

หาปริมาณเหล็กเสริมจาก M_u = -4,721.92 กก-ม.ที่ขอบผนัง (b = 15 ซม. และ d = 27.5 ซม.)

$$R_u = \frac{M_u}{\phi bd^2} = \frac{4,721.92x100}{0.9x15x27.5^2} = 46.25 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\rho = 0.85\frac{f'_c}{f_y}\left(1-\sqrt{1-2\frac{R_u}{0.85f'_c}}\right) = 0.85\times\frac{280}{4,000}\times\left(1-\sqrt{1-2x\frac{46.25}{0.85x280}}\right) = 0.013$$

$$\omega = 0.013\times\frac{4,000}{280} = 0.19$$

ไม่จำเป็นต้องมีเหล็กเสริมรับแรงอัด ρ' : $\frac{\rho}{\rho_b} = \frac{0.013}{0.036} = 0.36 < 0.5$

ดังนั้นโมเมนต์ลบจะลดลงมาได้ $= 20(1-\frac{\rho-\rho'}{\rho_b}) = 20(1-0.36) = 12.8\%$

ลดค่าโมเมนต์ลบ M_u= 5,488.01 กก.-ม.ในภาพ (a.) ลง 12.8% ซึ่งจะเขียนเป็นเส้นประ

โมเมนต์บวกสูงสุดที่ได้จากการปรับค่าแล้วเพิ่มเป็น 3,356.03 กก.-ม.

b. กรณีที่ 2

เนื่องจากโมเมนต์ลบที่จุดรองรับมีค่าใกล้เคียงกันโมเมนต์บวกที่กลางช่วงคานจึงไม่ต้องทำการกระจายซ้ำของโมเมนต์

4. หาปริมาณเหล็กเสริมจากโมเมนต์ที่ปรับค่าแล้ว

ที่จุดรองรับที่เกิดโมเมนต์ขนาด 4,039.54 กก.-ม. สามารถหาขนาดเหล็กเสริมเพื่อรับโมเมนต์ได้ดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$R_u = \frac{4,039.54x100}{0.9x15x27.5^2} = 39.57 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\rho = 0.85x\frac{280}{4,000}\left(1-\sqrt{1-\frac{2x39.57}{0.85x280}}\right) = 0.0109$$

$$A_S = 0.0109x15x27.5 = 4.49 \text{ ซม.}^2$$

เลือกใช้เหล็กเสริม 1-DB25 (A_S = 4.91 ซม.^{2} โดยที่ $\rho = \frac{4.91}{15x27.5} = 0.012$)

ที่บริเวณกลางช่วงคานที่เกิดโมเมนต์ขนาด 3,739.52 กก.-ม.ก็สามารถหาขนาดเหล็กเสริมเพื่อรับโมเมนต์ได้ในทำนองเดียวกัน

$$R_u = \frac{3,739.52x100}{0.9x15x27.5^2} = 8.45 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\rho = 0.85x\frac{280}{4,000}x\left(1-\sqrt{1-\frac{2x8.45}{0.85x280}}\right) = 0.0022$$

$$A_S = 0.0022x65x27.5 = 3.85 \text{ ซม.}^2$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากการกระจายซ้ำของโมเมนต์ ได้นำผลลัพธ์มาสรุปดังตารางข้างล่างนี้

หน้าตัด	กรณีแรงกระทำ		เหล็กเสริมที่ต้องการ		เหล็กเสริมที่เสริมจริง		ร้อยละของการกระจายซ้ำ	ρ_{MAX} ที่ยอมได้
	1	2	$A_s(cm^2)$	ρ	$A_s(cm^2)$	ρ^*		
โมเมนต์ที่จุดรองรับ	-4039.54	-	4.49	0.0109	1-DB25	0.012 b=15 ซม.	12.8	0.013
โมเมนต์ที่กลางช่วงคาน	-	3739.52	3.85	0.0022	1-DB25	0.0027** b=65 ซม.	-	-

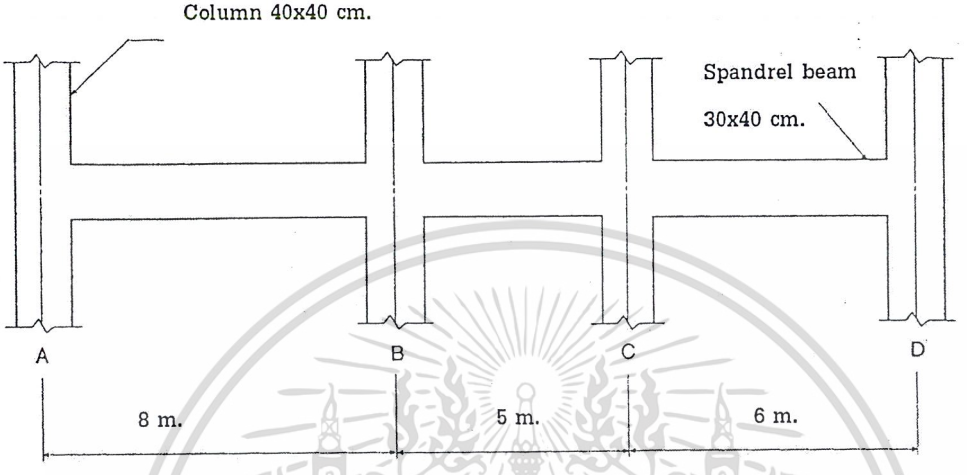
* ตรวจสอบค่าเหล็กเสริมน้อยสุดที่ต้องมี

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4,000} = 0.0035 \text{ (บังคับ)}, \quad **\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{4.91}{15x27.5} = 0.012 > \rho_{min}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 9.2 การกระจายโมเมนต์ซ้ำ

หาเหล็กเสริมในคานขอบดังรูป ใช้วิธีการกระจายโมเมนต์ซ้ำ เพื่อช่วยลดปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องการทั้งหมด



กำหนดให้

ขนาดเสา = 40.0x40.0 ซม., ความสูงชั้นอาคาร = 3.0 ม., ขนาดคานขอบ = 30.0 ซม.x 40.0 ซม.

f'_c = 280 กก./ซม.^{2}, f_y = 4,000 กก./ซม.^{2}

น้ำหนักบรรทุกคงที่ 1,490 กก./ม., น้ำหนักบรรทุกจร = 630 กก./ม.

---

1. คำนวณหาน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่ต้องการ

   U = 1.4D + 1.7L

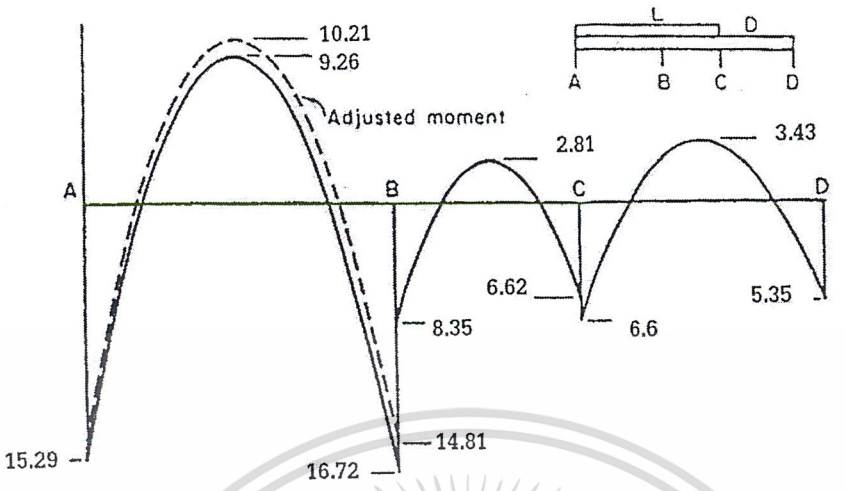
   w_d = 1.4x1,490 = 2,086 กก./ม.

   w_ℓ = 1.7x630 = 1,071 กก./ม.

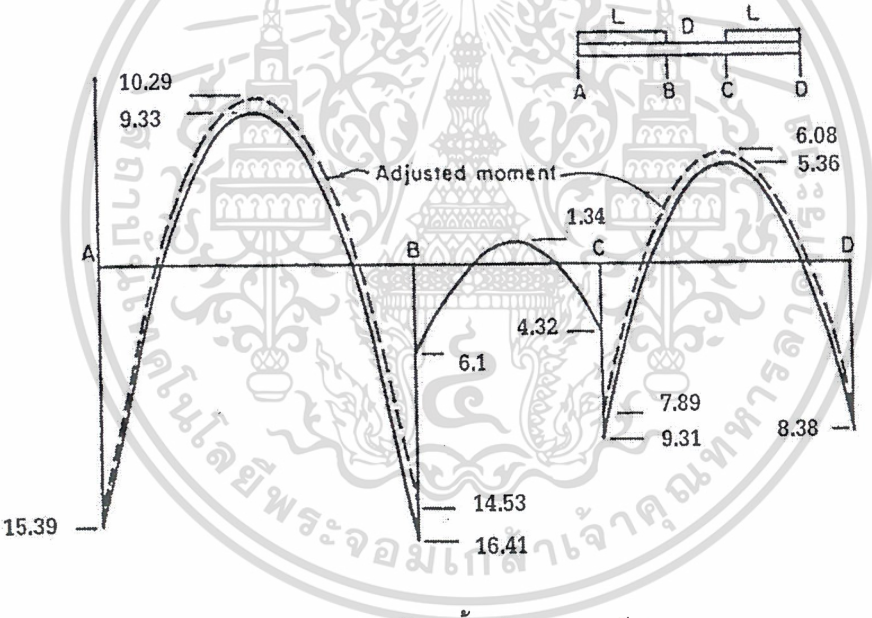
   w_u = 3,157 กก./ม.

2. วาดแผนภาพโมเมนต์ สำหรับการจัดวางน้ำหนักบรรทุก 5 กรณี (ใช้โปรแกรม PCA-FRAME ช่วยในการคำนวณ) ค่าโมเมนต์ในแผนภาพมีหน่วยเป็น ตัน-เมตร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

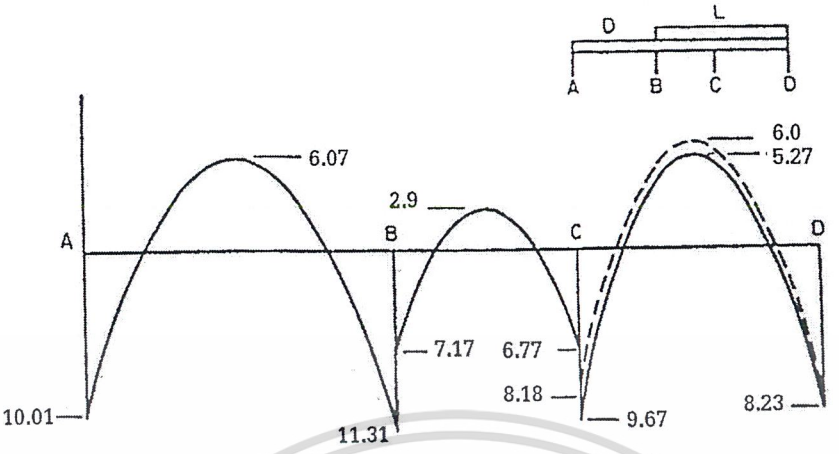


รูป (a) การจัดวางน้ำหนักบรรทุกกรณี 1

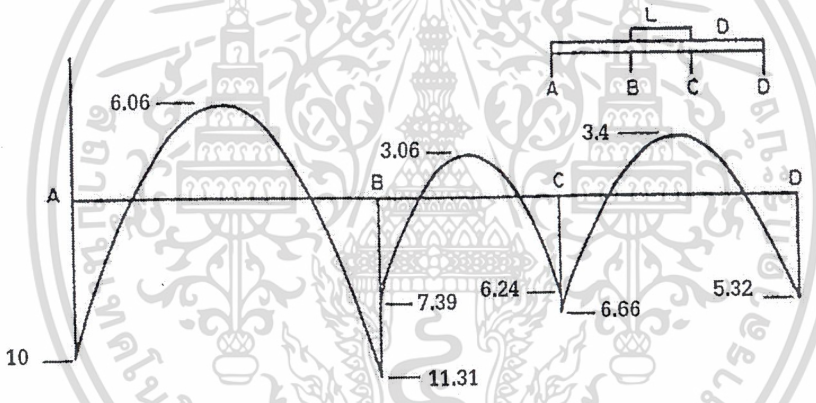


รูป (b) การจัดวางน้ำหนักบรรทุกกรณี 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

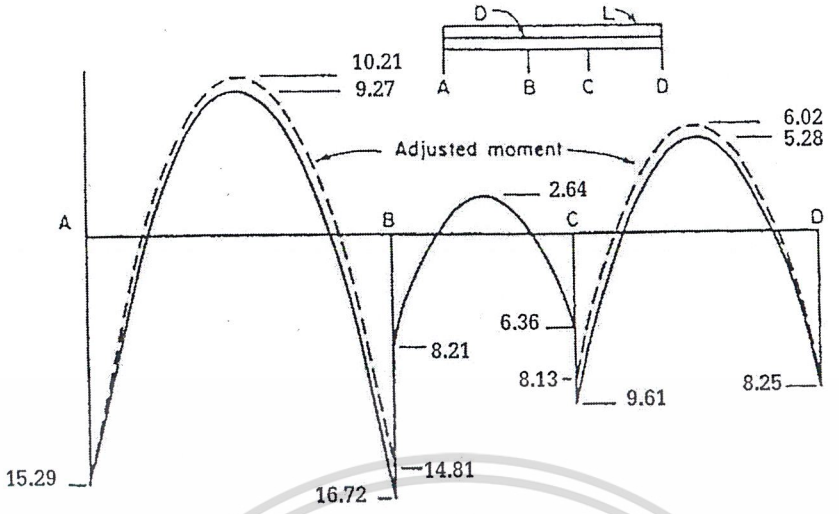


รูป (c) การจัดวางน้ำหนักบรรทุกกรณี 3

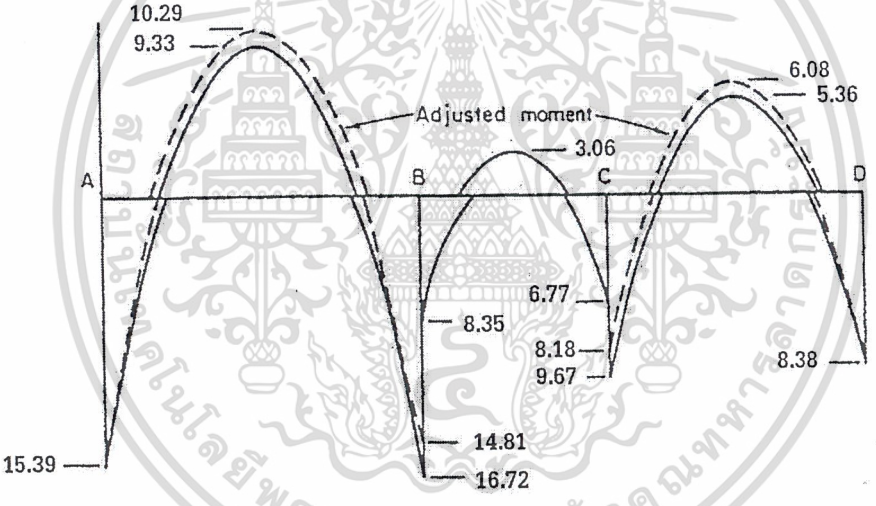


รูป (d) การจัดวางน้ำหนักบรรทุกกรณี 4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป (e) การจัดวางน้ำหนักบรรทุกกรณี 5



รูป (f) รวมโมเมนต์สูงสุดสำหรับทุกกรณี

3. หาค่าร้อยละที่ยอมให้ในการเพิ่มหรือลดค่าโมเมนต์ลบ

ใช้ d = 34 ซม. ระยะหุ้มคอนกรีต 5 ซม.

จากตัวอย่างที่แล้ว $\rho_b = 0.036$ และ $\rho_{max} = 0.5\rho_b = 0.018$

หา ρ เบื้องต้น สำหรับโมเมนต์ลบสูงสุด และหาค่าร้อยละที่ยอมให้ได้ในการเพิ่มหรือลดค่าของโมเมนต์ลบที่กึ่งกลางเสา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากรูป (f) ที่จุด A เกิดโมเมนต์ –15,390 กก.-ม.

$$R_u = \frac{15{,}390 \times 100}{0.9 \times 30 \times 34^2} = 49.308 \text{ กก./ซม.}^2, \rho = 0.85 \times \frac{280}{4{,}000} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 49.308}{0.85 \times 280}}\right) = 0.014$$

ดังนั้นเมื่อไม่คำนึงถึง ρ', $\frac{\rho}{\rho_b} = \frac{0.014}{0.036} = 0.389$, ค่าร้อยละที่ยอมให้ $= 20(1 - 0.389) = 12.22\%$

ฉะนั้นที่เสา B, C และ D สามารถหาค่า ρ_{max} และค่าร้อยละที่ยอมให้ สรุปได้ดังตารางต่อไปนี้

ตารางที่ 9-2(a) โมเมนต์ที่ปรับค่าแล้วที่ตำแหน่งเสา

จุดรองรับ (เสา)	โมเมนต์ที่เพิ่มค่าแล้ว (กก.-ม.)	อัตราส่วนเหล็กเสริมต่อเนื้อที่ประสิทธิผล ρ	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	ค่าร้อยละของการปรับค่าที่ยอมให้ได้
A	-15,390	0.014	0.389	12.2
B	-16,720	0.0154	0.428	11.44
C	-9,670	0.0083	0.231	15.38
D	-8,380	0.0071	0.198	16.04

ทุกตำแหน่งไม่ต้องการเหล็กเสริมรับแรงอัด ดังนั้น $\rho' = 0$

4. การปรับค่าโมเมนต์

การปรับค่าโมเมนต์ลบไม่ว่าจะปรับขึ้นหรือลง จะขึ้นอยู่กับดุลยพินิจของวิศวกร ในตัวอย่างนี้เราจะลดโมเมนต์ลบที่เสา B และ C ซึ่งจะส่งผลให้โมเมนต์บวกเพิ่มขึ้น และจะไม่ปรับค่าโมเมนต์ลบที่เสาริม A และ D

การปรับค่าโมเมนต์ได้แสดงอยู่ข้างล่าง ควรดูรูป (a) ถึง (e) ประกอบไปด้วย

กรณีที่ 1-รูป (a) พิจารณาช่วง A-B

M_B = -16,720 กก-ม. (ร้อยละของการปรับค่าที่ยอมให้ได้ 11.44%)

ลดค่า M_B = -16,720x0.1144 = -1,912.77 กก.-ม.

ปรับค่า M_B = -16,720 - (-1912.77) = -14,807.23 กก.-ม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เพิ่มโมเมนต์บวกในช่วง A-B

M_A= -15,290 กก.-ม., M_B ที่ปรับค่าแล้ว = -14,807.23 กก.-ม.

ค่าที่กลางช่วงของเส้นลากเชื่อม M_A และ M_B =

$$\frac{-15,290 + (-14,807.23)}{2} = -15,048.62 \text{ กก. - ม.}$$

โมเมนต์กลางช่วงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกชนิดแผ่สม่ำเสมอ =

$$\frac{w_u \ell^2}{8} = 3,157 \times \frac{8^2}{8} = 25,256 \text{ กก. - ม.}$$

ค่าโมเมนต์บวกที่ปรับแก้แล้วที่กลางช่วง = 25,256 + (-15,048.62) = 10,207.38 กก.-ม.

กรณีที่ 2- รูป (b) พิจารณาช่วง AB และ CD ตามลำดับ

M_B= -16,410 กก.-ม., M_B ที่ปรับค่าแล้ว = –16,410(1 - 0.1144) = -14,532.7 กก.-ม.

เพิ่มโมเมนต์บวกในช่วง A-B

M_A = -15,390 กก.-ม. ,M_B ที่ปรับค่าแล้ว = –14,532.7 กก.-ม.

ค่าที่กลางช่วงของเส้นลากเชื่อม M_A และ M_B =

$$\frac{-15,390 - 14,523.7}{2} = -14,961.35 \text{ กก. - ม.}$$

โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกชนิดแผ่สม่ำเสมอ = $\frac{w_u \ell^2}{8} = 3,157 \times \frac{8^2}{8} = 25,256$ กก. - ม.

ค่าโมเมนต์บวกที่ปรับแก้แล้วที่กลางช่วง = 25,256 – 14,961.35 = 10,294.65 กก.-ม.

M_C = -9,310 กก.-ม., M_C ที่ปรับค่าแล้ว = –9,310(1 - 0.1538) = -7,878.122 กก.-ม.

เพิ่มโมเมนต์บวกในช่วง C-D

M_D = -8,380 กก.-ม., M_C ที่ปรับค่าแล้ว = -7,878.122 กก.-ม.

ค่าที่กลางช่วงของเส้นลากเชื่อม M_C และ M_D =

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\frac{-8,380 - 7,878.122}{2} = -8,129.061 \text{ กก. - ม.}$$

โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกชนิดแผ่สม่ำเสมอ $= \frac{w_u \ell^2}{8} = 3,157x\frac{6^2}{8} = 14,206.5$ กก. - ม.

ปรับค่าโมเมนต์ที่กลางช่วงคาน = 14,206.5 – 8,129.061 = 6,077.439 กก.-ม.

กรณีที่ 3-รูป (c) พิจารณาช่วง CD

M_C = -9,670 กก.-ม., M_C ที่ปรับค่าแล้ว = –9,670(1 - 0.1538) = -8,182.75 กก.-ม.

เพิ่มค่าโมเมนต์บวกในช่วง C-D

M_D = -8,230 กก.-ม., M_C ที่ปรับค่าแล้ว = –8,182.75 กก.-ม.

ค่าที่กลางช่วงของเส้นลากเชื่อม M_C และ M_D =

$$\frac{-8,230 - 8,182.75}{2} = -8,206.38 \text{ กก. - ม.}$$

โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกชนิดแผ่สม่ำเสมอ $= \frac{w_u \ell^2}{8} = 3,157x\frac{6^2}{8} = 14,206.5$ กก. - ม.

ปรับค่าโมเมนต์ที่กลางช่วงคาน 14,206.5 – 8,206.38 = 6,000.12 กก.-ม.

กรณีที่ 4 – รูป (d) ไม่มีการปรับลดในกรณีนี้ เพราะโมเมนต์ในกรณีนี้น้อยกว่าในกรณีอื่น ๆ

กรณีที่ 5 – รูป (e) พิจารณาช่วง AB และ CD

M_B = -16,720 กก.-ม., M_B ที่ปรับค่าแล้ว = –16,720(1 - 0.1144) = -14,807.23 กก.-ม.

เพิ่มโมเมนต์บวกในช่วง A-B

M_A = -15,290 กก.-ม., M_B ที่ปรับค่าแล้ว = –14,807.23 กก.-ม.

ค่าที่กลางช่วงของเส้นลากเชื่อม M_A และ M_B =

$$\frac{-15,290 - 14,807.23}{2} = -15,048.62 \text{ กก. - ม..}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกชนิดแผ่สม่ำเสมอ = $\frac{w_u \ell^2}{8} = 3{,}157 \text{x} \frac{8^2}{8} = 25{,}256$ กก. - ม.

ค่าโมเมนต์บวกที่ปรับแก้แล้วที่กลางช่วง 25,256 – 15,048.62 = 10,207.38 กก.-ม.

M_c = -9,610 กก.-ม., M_c ที่ปรับค่าแล้ว = –9,610(1 - 0.1538) = -8,131.98 กก.-ม.

เพิ่มค่าโมเมนต์บวกในช่วง C-D

M_D = -8,250 กก.-ม., M_C ที่ปรับค่าแล้ว = –8,131.98 กก.-ม.

ค่าที่กลางช่วงของเส้นลากเชื่อม M_C และ M_D =

$\frac{-8{,}250 - 8{,}131.98}{2} = -8{,}191.0$ กก. - ม.

โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกชนิดแผ่สม่ำเสมอ = $\frac{w_u \ell^2}{8} = 3{,}157 \text{x} \frac{6^2}{8} = 14{,}206.5$ กก. - ม.

ปรับค่าโมเมนต์ที่กลางช่วงคาน 14,206.5 – 8,191 = 6,015.5 กก.-ม.

ตารางที่ 9-2(b) โมเมนต์สูงสุด (กก.-ม.) หลังจากการกระจายซ้ำหนึ่งรอบ

	กรณีที่1		กรณีที่2		กรณีที่3		กรณีที่5	
ตำแหน่ง	M_u	M_{adj}	M_u	M_{adj}	M_u	M_{adj}	M_u	M_{adj}
A	-15,290	-	-15,390	-	-10,010	-	-15,290	-
กลางช่วง A-B	9,260	10,210	9,330	10,290	6,070	-	9,270	10,210
B	-16,720	-14,810	-16,410	-14,530	-11,310	-	-16,720	-14,810
กลางช่วง B-C	2,810	-	1,340	-	2,900	-	2,640	-
C	-6,620	-	-9,310	-7,890	-9,670	-8,180	-9,610	-8,100
กลางช่วง C-D	3,430	-	5,360	6,080	5,270	6,000	5,280	6,020
D	-5,350	-	-8,380	-	-8,230	-	-8,250	-

5. โมเมนต์ที่ปรับค่าแล้วในทุกกรณีของน้ำหนักบรรทุก แสดงเป็นเส้นประอยู่ในรูป (a) ถึง (e)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

6. และค่าสูงสุดของทุกกรณีได้รวมสรุปไว้ในรูป (f)

7. ปริมาณเหล็กเสริมจะหาได้จากโมเมนต์ที่ปรับค่าแล้ว และต้องตรวจสอบว่าปริมาณเป็นไปตามข้อกำหนดในรูปที่ 9-1 ปริมาณเหล็กเสริมและโมเมนต์ที่ปรับค่าแล้วจากรูป (f) ได้แสดงไว้ในตารางที่ 9-2(c) จะเห็นว่าปริมาณเหล็กเสริมที่ทุกตำแหน่งน้อยกว่าข้อกำหนดในรูปที่ 9-1 ค่าโมเมนต์ลบที่ใช้เป็นค่าที่กึ่งกลางเสา ซึ่งถ้าใช้ค่าที่ขอบเสาจะได้ค่าที่น้อยลง

ตารางที่ 9-2(c) สรุปการออกแบบ

ตำแหน่ง	โมเมนต์ (กก.-ม.)	กรณี	เหล็กเสริมที่ต้องการ		เหล็กเสริมจริง		ร้อยละของการกระจายซ้ำ	ρ มากที่สุดที่ยอมให้ได้
			A_s ($cm.^2$)	ρ	A_S	ρ**		
กลางช่วง A-B	10,290	2	9.09	0.0089	3-DB20	0.0092	-	-
จุดรองรับ B	-14,810	1,5	13.64	0.0134	4-DB20 1-DB12	0.0134	11.44	0.0154
จุดรองรับ C	-8,180	3	7.1	0.0070	2-DB20 1-DB12	0.0073	15.38	0.0083
กลางช่วง C-D	6,080	2	5.2	0.0051	2-DB20	0.0062	-	-

ตรวจสอบ $\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4000} = 0.0035$

8. การกระจายซ้ำของโมเมนต์รอบที่ 2

ถ้าวิศวกรคิดว่าควรจะทำการปรับค่าโมเมนต์เพิ่มต่อไป ก็สามารถที่จะกระทำได้โดยใช้วิธีเดียวกับที่ผ่านมา เพียงแต่ว่าค่าร้อยละของการกระจายซ้ำที่ยอมให้ในคราวนี้จะต้องหามาจากปริมาณเหล็กเสริมที่ได้จากรอบก่อน เพื่อแสดงให้ดูเป็นตัวอย่าง ค่าร้อยละที่ยอมให้ได้สำหรับการปรับค่าโมเมนต์ในรอบที่ 2 ของการกระจายซ้ำสำหรับจุดรองรับ B และ C ได้แสดงไว้ในตารางที่ 9-2(d).

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 9-2(d) การกระจายโมเมนต์ซ้ำรอบที่2

จุดรองรับ	โมเมนต์ที่ปรับค่าแล้ว(กก.-ม.)	อัตราส่วนของเหล็กเสริม(ρ) รอบที่หนึ่ง	ρ/ρ_b (ρ_b=0.036)	ร้อยละการกระจายซ้ำที่ยอมให้ได้
B	-14,810	0.0134	0.3728	12.54
C	-8,180	0.0073	0.2028	15.94

ในการกระจายซ้ำรอบที่ 2 ที่จุดรองรับ B ได้ค่าโมเมนต์ปรับแก้คือ –16,720(1 - 0.125) = -14623.3 กก.-ม.ซึ่งจะลดลงเพียงร้อยละ 1.2 เมื่อเปรียบเทียบกับการกระจายซ้ำรอบแรก

ในตัวอย่างนี้ ไม่ได้แสดงการหาค่าโมเมนต์ที่ขอบเสา เพราะต้องการเพียงแต่จะแสดงขั้นตอนของการกระจายซ้ำของโมเมนต์เท่านั้น ในตัวอย่างที่ 9-1 ทั้งค่าโมเมนต์ที่ปรับค่าแล้วและโมเมนต์ที่ขอบของที่รองรับจะใช้ในการออกแบบ.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 10

การออกแบบต้านทานแรงดัด

10.1 ข้อกำหนดทั่วไป

ในการออกแบบองค์อาคารรับแรงดัด เช่นคานและพื้น กำลังระบุของหน้าตัด (Nominal Strength, M_n) จะต้องถูกลดค่าลงโดยตัวคูณลดกำลัง, ϕ ($\phi = 0.90$) เพื่อที่จะได้มาซึ่งกำลังที่ใช้ในการออกแบบ (Design Strength, ϕM_n) ขององค์อาคารนั้น และกำลังที่ใช้ในการออกแบบจะต้องมีค่าไม่น้อยกว่ากำลังที่ต้องการ (Required Strength, M_u)

ทุกองค์อาคารภายใต้แรงดัดจะต้องถูกออกแบบให้เป็นไปตามข้อกำหนดในด้านกำลังดังที่กล่าวมาแล้ว และนอกเหนือจากนี้ยังต้องคำนึงถึงข้อกำหนดในการใช้งาน ซึ่งควบคุมการแตกร้าวขององค์อาคารโดยจะอยู่ในรูปแบบของการจัดวางเหล็กเสริม และที่สำคัญที่สุดก็คือการเคลื่อนตัวขององค์อาคาร

ตัวอย่างของการออกแบบ 7 ข้อ ที่แสดงในบทนี้ แต่ละข้อแสดงการประยุกต์ที่เหมาะสมของข้อกำหนดมาตรฐานต่าง ๆ ซึ่งครอบคลุมการออกแบบขององค์อาคารภายใต้แรงดัดแต่อย่างเดียว

ตัวอย่างได้แสดงการออกแบบเป็นขั้นตอน สำหรับการออกแบบของหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว, หน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงอัดด้วย และหน้าตัดที่มีปีกซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

10.2 การออกแบบหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว

ในหน้าตัดรูปเหลี่ยมซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว (รูปที่ 10-1) เงื่อนไขของความสมดุลคือ

1. ความสมดุลของแรง

$$C = T \tag{1}$$

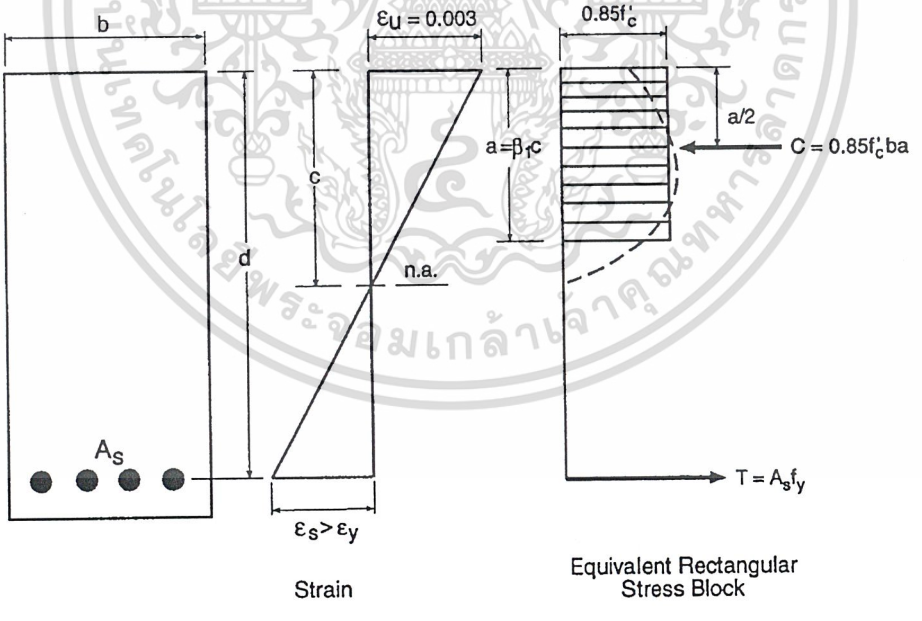
$$0.85 f_c' ba = A_s f_y = \rho b d f_y$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{\rho d f_y}{0.85 f_c'}$$

2. ความสมดุลของโมเมนต์

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

$$M_n = \rho b d f_y \left(d - \frac{0.5 \rho d}{0.85} \frac{f_y}{f_c'}\right) \tag{2}$$



รูปที่ 10-1 การกระจายความเครียดและหน่วยแรงในหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หาค่าสัมประสิทธิ์ของกำลังระบุ R_n ได้ เมื่อ หารทั้ง 2 ข้างของสมการที่ (2) ด้วย bd^2

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \rho f_y\left[1-\frac{0.5\rho}{0.85}\frac{f_y}{f_c'}\right] \qquad (3)$$

ถ้ารู้ค่า b และ d , เราจะหา ρ โดยการแก้สมการกำลังสองจากค่าของ R_n

$$\rho = \frac{0.85f_c'}{f_y}\left[1-\sqrt{1-\frac{2R_n}{0.85f_c'}}\right] \qquad (4)$$

สมการที่ (3) ใช้หาอัตราส่วนของเหล็กเสริม ρ เมื่อกำหนดค่า M_u หรือใช้หาค่า M_u เมื่อรู้ปริมาณเหล็กเสริมและมิติของหน้าตัดของคาน ถ้าแทนค่า $M_n = M_u/\phi$ ในสมการที่ (3) และหารแต่ละข้างด้วย f_c' จะได้

$$\frac{M_u}{\phi f_c' bd^2} = \frac{\rho f_y}{f_c'}\left(1-\frac{0.5\rho f_y}{0.85f_c'}\right)$$

และกำหนดให้ $\omega = \dfrac{\rho f_y}{f_c'}$

แทนค่า ω ลงในสมการข้างบน จะได้

$$\frac{M_u}{\phi f_c' bd^2} = \omega(1-0.59\omega) \qquad (5)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

10.3 ขั้นตอนการออกแบบหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีการเสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว

ขั้นที่ 1 : เลือกค่าโดยประมาณของอัตราส่วนการเสริมแรงรับแรงดึง ρ ซึ่งต้องไม่เกิน $0.75\rho_b$ และไม่น้อยกว่าค่าต่ำสุดที่ยอมให้ ซึ่งปริมาณเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล ρ_b หาได้จากสมการ

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f_c'}{f_y}\left(\frac{6{,}120}{6{,}120+f_y}\right)$$ หรือจากตารางที่ 2-1

โดยที่ $\beta_1 = 0.85$ สำหรับ $f_c' \leq 280$ กก./ซม.^{2}

$= 0.85 - 0.05\left(\frac{f_c' - 280}{70}\right)$ สำหรับ 280 กก./ซม.^{2} $< f_c' \leq$ 560 กก./ซม.^{2}

$= 0.65$ สำหรับ $f_c' >$ 560 กก./ซม.^{2}

ขั้นที่ 2 : เมื่อหาค่า ρ ได้แล้ว ($\rho_{\min} \leq \rho \leq 0..75\rho_b$) หาค่า bd^2 ที่ต้องการ

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

โดยที่ $R_n = \rho f_y\left(1 - \frac{0.5\rho f_y}{0.85 f_c'}\right)$

$\phi = 0.90$ สำหรับ แรงดัด

$M_u =$ โมเมนต์ที่กระทำบนหน้าตัดและได้คูณตัวคูณเพิ่มแล้ว

ขั้นที่ 3 : จัดขนาดของหน้าตัดจนกระทั่งได้ค่าของ bd^2 ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับค่าที่ต้องการ

ขั้นที่ 4 : จากค่า bd^2 ที่ได้ในขั้นที่ 3, คำนวณค่าแก้ไขของ ρ โดยวิธีต่อไปนี้

1. โดยสมการที่ (4) โดยที่ $R_n = \frac{M_u}{\phi bd^2}$ (วิธีที่แน่นอน)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. หรือโดยการประมาณจากอัตราส่วน

$$\rho \approx \rho_{\text{เดิม}} \frac{R_n}{R_n} \frac{\text{ใหม่}}{\text{เดิม}}$$

ขั้นที่ 5 : หาปริมาณเหล็กเสริม A_s ที่ต้องการ

$$A_s = \rho(bd)$$

โดยที่ ρ เป็นค่าแก้ไขที่ได้จากขั้นที่ 4

10.4 ขั้นตอนการออกแบบหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงอัดด้วย

ขั้นตอนโดยสรุปสำหรับการออกแบบคานรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า (ซึ่งได้ถูกจำกัดขนาดไว้) ที่ต้องการเหล็กเสริมช่วยรับแรงอัดได้แสดงไว้ข้างล่าง (ดูตัวอย่างที่ 10.3)

ขั้นที่ 1 : สมมติว่าเป็นคานซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว หาปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงที่ต้องการ ρ สำหรับ M_u ที่มากระทำ โดยใช้สมการที่ (4)

ขั้นที่ 2 : ถ้า $\rho > 0.75\rho_b$ ใช้ค่า ρ เท่ากับ $0.75\rho_b$ แล้วหาค่าของโมเมนต์ที่ต้องใช้เหล็กเสริมรับแรงอัดมาช่วยรับ M_n'

$$M_u' = M_u - (\phi M_n)_{\max}$$

โดยที่ $(\phi M_n)_{\max}$ หาได้จากปริมาณเหล็กเสริม $(A_s)_{\max} = 0.75A_{sb} = 0.75\rho_b bd$

ขั้นที่ 3 : สมมติว่าเหล็กรับแรงอัดครากที่น้ำหนักบรรทุกประลัยและหาเหล็กรับแรงอัดที่ต้องการ ρ'

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd} = \frac{M_u'}{\phi f_y(d-d')bd}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นที่ 4 : หาค่าเหล็กเสริมที่ต้องการทั้งหมด

$$\rho = 0.75\rho_b + \rho'$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_s' = \rho' bd$$

ขั้นที่ 5 : ตรวจสอบการครากของเหล็กรับแรงอัด เหล็กรับแรงอัดครากเมื่อสมการข้างล่างเป็นจริง

$$\frac{A_s - A_s'}{bd} \geq \frac{0.85\beta_1 f_c' d'}{f_y d}\left(\frac{6{,}120}{6{,}120 - f_y}\right)$$

ขั้นที่ 6 : ตรวจสอบความสามารถในการรับโมเมนต์

$$\phi M_n = \phi\left[\left(A_s - A_s'\right) f_y\left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' f_y (d - d')\right] \geq M_u$$

โดยที่ $$a = \frac{\left(A_s - A_s'\right) \cdot f_y}{0.85 f_c' b}$$

10.5 ขั้นตอนการออกแบบหน้าตัดสี่เหลี่ยมมีปีกและมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว

ขั้นตอนโดยสรุปสำหรับการออกแบบคานรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ามีปีก ซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียวได้แสดงไว้ข้างล่าง (ดูตัวอย่างที่ 10.4 และ 10.5)

ขั้นที่ 1 : หาความลึกของรูปสี่เหลี่ยมแสดงการกระจายหน่วยแรงในคอนกรีต (a) โดยถือเสมือนว่าเป็นคานรูปหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าไม่มีปีก (หรือสมมติว่า $a \leq h_f$)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{\rho df_y}{0.85 f_c'} = 1.18\,\omega d$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นที่ 2 : ถ้า $a \leq h_f$ หาปริมาณเหล็กเสริมโดยใช้วิธีเดียวกับหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว

ถ้า $a > h_f$ ไปยังขั้นที่ 3

ขั้นที่ 3 : ถ้า $a > h_f$ หาปริมาณเหล็กเสริม A_{sf} และกำลังต้านทานโมเมนต์ ϕM_{nf} ซึ่งรับโดยเนื้อคอนกรีตในส่วนปีก

$$A_{sf} = \frac{C_f}{f_y} = \frac{0.85 f_c'(b - b_w)h_f}{f_y}$$

$$\phi M_{nf} = \phi\left[A_{sf} f_y\left(d - \frac{h_f}{2}\right)\right]$$

ขั้นที่ 4 : หากำลังต้านทานโมเมนต์ที่รับโดยตัวคาน

$$M_{uw} = M_u - \phi M_{nf}$$

ขั้นที่ 5 : หาปริมาณเหล็กเสริม A_{sw} ที่ต้องการเพื่อให้สมดุลกับโมเมนต์ที่รับโดยตัวคาน จากสมการ (3) และ สมการ (4)

ขั้นที่ 6 : หาปริมาณเหล็กเสริมทั้งหมด

$$A_s = A_{sf} + A_{sw}$$

ขั้นที่ 7 : ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงมากที่สุดที่ยอมให้

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \leq \rho_{\max} = \left[0.75\frac{b_w}{b}\left(\rho_b + \rho_f\right)\right]$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยที่ $$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f_c'}{f_y}\left(\frac{6{,}120}{6{,}120+f_y}\right)$$

$$\rho_f = \frac{0.85f_c'(b-b_w)h_f}{f_y b_w d}$$

ขั้นที่ 8 : ตรวจสอบความสามารถในการรับโมเมนต์

$$\phi M_n = \phi\left[(A_s - A_{sf})f_y\left(d-\frac{a_w}{2}\right)+A_{sf}f_y\left(d-\frac{h_f}{2}\right)\right] \geq M_u$$

โดยที่ $$A_{sf} = \frac{0.85f_c'(b-b_w)h_f}{f_y}$$

$$a_w = \frac{(A_s - A_{sf})f_y}{0.85f_c' b_w}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เอกสารอ้างอิง

10.1 Wang, C.K. and Salmon, C.G., *Reinforced Concrete Design*, Fourth Edition, Harper & Row Publishers, New York, N.Y., 1985.

วสท. 1008-38 หัวข้อ 3406 ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริม

(ก) *ระยะช่องว่างต่ำสุดของเหล็กเส้นที่วางขนานกันในแต่ละชั้น ต้องไม่แคบกว่าขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเส้นนั้น และต้องไม่น้อยกว่า 2.5 ซม.*

(ข) *การเสริมเหล็กในคานที่มีเหล็กเส้นตั้งแต่สองชั้นขึ้นไป ระยะช่องว่างระหว่างชั้นของเหล็กเส้นต้องไม่แคบกว่า 2.5 ซม. และเหล็กเส้นที่อยู่ชั้นบนต้องจัดเรียงให้อยู่ในแนวเดียวกับเหล็กเส้นที่อยู่ชั้นล่าง*

(ค) *ระยะช่องว่างของเหล็กเสริมตามยาวในองค์อาคารรับแรงอัดที่ใช้เหล็กปลอกเกลียวหรือเหล็กปลอกเดี่ยว ต้องไม่น้อยกว่า 1.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเส้นนั้น ๆ และต้องไม่น้อยกว่า 4 ซม.*

(จ) *ในกำแพงและในแผ่นพื้น ยกเว้นแผ่นพื้นระบบตงคอนกรีต เหล็กเสริมเอกรับแรงดัดต้องมีระยะเรียงไม่มากกว่า 3 เท่าของความหนาของกำแพงหรือแผ่นพื้นนั้น และต้องไม่เกิน 40 ซม.*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 10.1 – ออกแบบคานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว

จงหาขนาดคานรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าและปริมาณเหล็กเสริม เพื่อรับโมเมนต์ใช้งานอันประกอบด้วย M_D = 7,730 กก./ม. และ M_L = 4,830 กก./ม. เลือกเหล็กเสริมเพื่อที่จะควบคุมการแตกร้าวเนื่องจากแรงดัด สำหรับองค์อาคารภายนอก

ใช้ $f_c' = 280$ กก./ซม.^{2} $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2} $z = 26{,}000$ กก./ซม.

---

1. เพื่อที่จะแสดงขั้นตอนการออกแบบโดยสมบูรณ์ สำหรับหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว ตัวอย่างจะเลือกใช้คานที่มีความลึกน้อยที่สุด เพื่อที่จะได้ปริมาณเหล็กเสริมที่มากที่สุดที่ยอมให้ สำหรับหน้าตัดรับแรงดัด, $0.75\rho_b$ วิธีออกแบบจะเป็นไปตามขั้นตอนที่ได้อธิบายไว้แล้ว

ขั้นที่ 1 หาปริมาณเหล็กเสริมมากที่สุดสำหรับวัสดุที่ใช้ อันได้แก่

$f_c' = 280$ กก./ซม.^{2} และ $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2}

$\rho_b = 0.0306$ จากตารางที่ 2-1

$\rho_{\max} = 0.75\rho_b = 0.75(0.0306) = 0.02295$ *วสท. [4303 (ค)]*

ขั้นที่ 2 หา bd^2 ที่ต้องการ

กำลังต้านทานโมเมนต์ที่ต้องการ

$M_u = (1.4 \times 7{,}730) + (1.7 \times 4{,}830) = 19{,}033$ กก.-ม. *วสท. (42-1)*

$$R_n = \rho f_y \left(1 - \frac{0.5\rho f_y}{0.85 f_c'}\right)$$

$$= (0.02295 \times 4{,}000)\left(1 - \frac{0.5 \times 0.02295 \times 4{,}000}{0.85 \times 280}\right) = 74.10 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$bd^2 \text{ ที่ต้องการ} = \frac{M_u}{\phi R_n} = \frac{19{,}033 \times 100}{0.90 \times 74.10} = 28{,}540 \text{ ซม.}^3$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นที่ 3 เลือกขนาดหน้าตัดเพื่อให้ได้ bd^2 ที่เลือก $\geq$ bd^2 ที่ต้องการ

ถ้าเลือก $b = 25$ ซม. (เท่ากับความกว้างของเสา)

$$d = \sqrt{\frac{28{,}540}{25}} = 33.79 \text{ ซม.}$$

ความลึกน้อยที่สุดของคาน $= 33.79 + 5 = 38.79$ ซม.

ดังนั้นคานขนาด 25×40 ซม. ก็เพียงพอที่จะรับโมเมนต์ใช้งานนี้ แต่มีสิ่งที่ต้องคำนึงถึงนอกเหนือจากในด้านกำลังอย่างเดียว นั่นก็คือการแอ่นตัวของคาน ซึ่งเป็นสิ่งสำคัญที่ต้องพิจารณาในด้านของการใช้งาน การควบคุมการแอ่นตัวได้พูดถึงในบทที่ 4

ขั้นที่ 4 ใช้คานลึก 40 ซม. คำนวณค่าของ ρ อีกครั้ง เพื่อการเปรียบเทียบจะคำนวณ ρ ทั้งสองวิธีที่กล่าวถึง

$d = 40 - 5 = 35$ ซม.

a. โดยสมการ (4) ซึ่งให้ค่าที่แน่นอน

$$R_n = \frac{M_u}{\phi(bd^2)} = \frac{19{,}033 \times 100}{0.90(25 \times 35^2)} = 69 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 f_c'}{f_y}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f_c'}}\right)$$

$$= \frac{0.85 \times 280}{4{,}000}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 69}{0.85 \times 280}}\right) = 0.0209$$

b. โดยการประมาณจากอัตราส่วน

$$\rho \approx \rho_{\text{เดิม}} \frac{R_{n\ \text{ใหม่}}}{R_{n\ \text{เดิม}}}$$

$$\rho \approx 0.02295 \times \frac{69}{74.096} = 0.0214$$

ขั้นที่ 5 คำนวณ A_s ที่ต้องการ

$A_s = (\rho$ ใหม่$)(bd$ ที่หามาได้$)$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$= 0.0209 \times 25 \times 35 = 18.29$ ซม.^{2}

เลือกใช้เหล็กเสริม 3-DB28 ($A_s = 3 \times 6.16 = 18.48$ ซม.^{2} – $\rho = 0.0211$)

2. ตรวจสอบความถูกต้องของการคำนวณโดยพิจารณาความสมดุล

$T = A_s f_y = 18.48 \times 4{,}000 = 73{,}920$ กก.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{73{,}920}{0.85 \times 280 \times 25} = 12.42 \text{ ซม.}$$

กำลังรับโมเมนต์ที่ใช้ออกแบบ

$$\phi M_n = \phi\left[A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] = 0.9\left[73{,}920\left(35 - \frac{12.42}{2} \right) \right]$$

$= 1{,}915{,}341$ กก.-ซม. $= 19{,}153$ กก.-ม. $> M_u =$ 19,033 กก.-ม. ใช้ได้

3. เลือกเหล็กเสริมให้เป็นไปตามข้อกำหนดการเสริมเหล็กรับแรงดัดเพื่อป้องกันการแตกร้าว

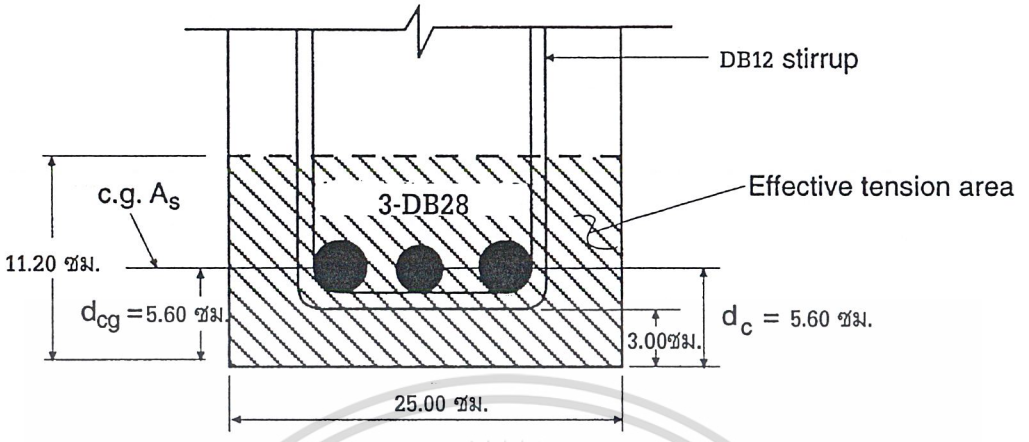
ใช้ $z = 26{,}000$ กก./ซม. สำหรับองค์อาคารภายนอก *วสท. [4306 (ง)]*

$A_s = 18.48$ ซม.^{2}

เลือกใช้เหล็ก 3-DB28 ($A_s = 18.48$ ซม.^{2})

ในบางครั้งการเลือกเหล็กเสริมหลายขนาดมารวมกัน จะได้หน้าตัดที่ใกล้เคียงกับที่ต้องการมากกว่าการใช้เหล็กเสริมขนาดเดียว แต่เพื่อความสะดวกในการก่อสร้างและง่ายต่อการเขียนแบบรายละเอียด การใช้เหล็กขนาดเดียวกันทั้งหมดจะเหมาะสมมากกว่า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



$z = f_s\sqrt[3]{d_c A} \leq 26{,}000$ กก./ซม. *วสท. (43-4)*

$d_{cg} = d_c = 3.00 + 1.20 + 1.40 = 5.60$ ซม.

ซึ่ง d_c = ระยะจากผิวที่รับแรงดึงมากที่สุดไปยังศูนย์กลางของเหล็กที่อยู่ใกล้ที่สุด

พื้นที่รับแรงดึงประสิทธิผล $= 2(5.60)25 = 280$ ซม.^{2}

A = พื้นที่รับแรงดึงประสิทธิผลต่อเหล็กเสริมหนึ่งเส้น $= \frac{280}{3} = 93.33$ ซม.^{2}/เส้น

ใช้ $f_s = 0.6f_y = 0.6(4{,}000) = 2{,}400$ กก./ซม.^{2}

$z = 2{,}400 \times \sqrt[3]{5.60(93.33)} = 19{,}332$ กก./ซม. $<$ 26,000 กก./ซม. ใช้ได้

4. ตรวจสอบความกว้างคาน

b ที่ต้องการ $\geq 2(3.0) + 2(1.2) + 3(2.8) + 2(2.8) \geq 22.4$ ซม. $<$ b ที่ใช้ $= 25$ ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

วสท. 1008-38 หัวข้อ 3407 คอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริม

ระยะหุ้มคอนกรีตหมายถึงระยะที่วัดจากผิวคอนกรีตถึงผิวนอกสุดของเหล็กปลอกหรือเหล็กลูกตั้ง ในกรณีที่ไม่มีเหล็กดังกล่าว ให้วัดถึงผิวนอกของเหล็กเส้นที่อยู่นอกสุด

สำหรับคอนกรีตหล่อในที่ ระยะหุ้มคอนกรีตต่ำสุดสำหรับเหล็กเสริมให้เป็นไปตามข้อกำหนดดังนี้

1.	คอนกรีตที่หล่อติดกับดิน และผิวคอนกรีตสัมผัสกับดินตลอดเวลา	7.5	ซม.
2.	คอนกรีตที่สัมผัสกับดินหรือถูกแดดฝน		
	- สำหรับเหล็กเส้นขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางใหญ่กว่า 16 มม.	5.0	ซม.
	- สำหรับเหล็กเส้นขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 16 มม. และเล็กกว่า	4.0	ซม.
3.	คอนกรีตที่ไม่สัมผัสกับดินหรือไม่ถูกแดดฝน ในแผ่นพื้น กำแพง และตง		
	- สำหรับเหล็กเส้นขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางตั้งแต่ 44 มม. ขึ้นไป	4.0	ซม.
	- สำหรับเหล็กเส้นขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 36 มม. และเล็กกว่า	2.0	ซม.
	- เหล็กเสริมหลัก เหล็กลูกตั้งในคาน	3.0	ซม.
	- เหล็กปลอกเดี่ยวและเหล็กปลอกเกลียวในเสา	3.5	ซม.

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 10.2 - การออกแบบแผ่นพื้นทางเดียว

จงหาความหนาและเหล็กเสริมสำหรับแผ่นพื้นทางเดียวซึ่งต่อเนื่องมากกว่า 2 ช่วงขึ้นไปและมีความยาวช่วงเท่ากัน

กำหนดให้ : $\ell_n = 5.40$ ม. , $f_c' = 280$ กก.ซม.^{2} , $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2}

น้ำหนักบรรทุกใช้งาน : $w_d = 360$ กก./ม.^{2} (สมมติพื้นหนา 15 ซม.) , $w_\ell = 240$ กก./ม.^{2}

---

1. หากำลังที่ต้องการ โดยใช้ค่าโมเมนต์โดยประมาณที่ยอมให้ (หัวข้อ 4103 *วิธีการวิเคราะห์โครงสร้าง* ในมาตรฐาน วสท.) ตัวอย่างนี้จะแสดงการออกแบบเฉพาะในช่วงริม

   น้ำหนักบรรทุกใช้งานพร้อมตัวคูณเพิ่ม $w_u = (1.4\times 360)+(1.7\times 240) = 912$ กก./ม.^{2} *วสท. (42-1)*

   โมเมนต์บวก (ปลายที่ไม่ต่อเนื่องหล่อเป็นเนื้อเดียวกันกับที่รองรับ)

   $+M_u = W_u l_n^{\,2}/14 = 912(5.4)^2/14 = 1{,}900$ กก.-ม./ม. *วสท. [4103 (ค)]*

   โมเมนต์ลบที่ขอบนอกของที่รองรับตัวในตัวแรก

   $-M_u = W_u l_n^{\,2}/10 = 912(5.4)^2/10 = 2{,}659.39$ กก.-ม./ม. *วสท. [4103 (ค)]*

2. หาความหนาของแผ่นพื้น

   เลือกปริมาณหล็กเสริม ρ ให้เท่ากับ $0.375\rho_b$ หรือครึ่งหนึ่งของค่ามากที่สุดที่ยอมให้ เพื่อการควบคุมการแอ่นตัว

   จากตารางที่ 2-1 สำหรับ $f_c' = 280$ กก./ซม.^{2} และ $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2} : $\rho_b = 0.0306$

   ดังนั้น $\rho = 0.375(0.0306) = 0.0115$

   การออกแบบจะเป็นไปตามวิธีที่กล่าวไว้ข้างต้นสำหรับหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว

$$R_n = \rho f_y\left(1-\frac{0.5\rho f_y}{0.85 f_c'}\right)$$

$$= (0.0115\times 4{,}000)\left(1-\frac{0.5\times 0.0115\times 4{,}000}{0.85\times 280}\right) = 41.55 \text{ กก./ซม.}^2$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

d ที่ต้องการ $= \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_n b}} = \sqrt{\frac{2{,}659.39\times 100}{0.90\times 41.55\times 100}} = 8.43$ ซม.

ถ้าใช้เหล็กเสริม DB16 ; ความหนาของพื้นจะต้องมากกว่า $8.43 + 0.8 + 2.0 = 11.23$ ซม.

การคำนวณข้างบนแสดงให้เห็นว่า ถ้าคำนึงถึงด้านกำลังอย่างเดียวจะใช้ความหนาของพื้นแค่ 12 ซม. แต่ถ้าคำนึงถึงในด้านการใช้งานด้วยแล้ว มาตรฐาน วสท. (หัวข้อ 4205 *การควบคุมระยะแอ่น*) ระบุว่า ถ้าไม่มีการหาระยะแอ่นตัวที่แท้จริงของแผ่นพื้น จะต้องใช้ความหนาไม่น้อยกว่า $\frac{\ell}{24}$ หรือ 22.50 ซม. ซึ่งข้อกำหนดนี้ใช้ได้เฉพาะกับองค์อาคารที่ไม่ได้รองรับหรือติดกับผนังหรือสิ่งก่อสร้างอื่นๆ ที่อาจเสียหายถ้าเกิดการแอ่นตัวอย่างมากเท่านั้น ถ้าเป็นกรณีนอกเหนือจากนี้จะต้องแสดงการคำนวณหาการแอ่นตัวขององค์อาคาร

ในตัวอย่างนี้ ต้องการจะแสดงขั้นตอนในการคำนวณเท่านั้น ดังนั้นจะคงใช้ h = 12 ซม. และ d = h – ระยะคอนกรีตหุ้ม – รัศมีเหล็กเสริม = 12 – 2 – 1.6/2 = 9.20 ซม.

3. หาปริมาณเหล็กเสริม

$A_s = \rho bd = 0.0115(100)(9.2) = 10.58$ ซม.^{2}/ม.

ใช้เหล็ก DB16 @ 0.175 ม. ($A_s = 2.01/0.175 = 11.49$ ซม.^{2}/ม.)

4. สำหรับโมเมนต์บวก

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{M_u}{\phi bd^2} = \frac{1{,}900}{0.9(1)(9.2)^2} = 24.94 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 f_c'}{f_y}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f_c'}}\right) = \frac{0.85(280)}{4{,}000}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 24.94}{0.85\times 280}}\right) = 0.0066$$

$A_s = \rho bd = 0.0066(100)(9.2) = 6.07$ ซม.^{2}/ม.

ใช้เหล็ก DB16 @ 0.30 ม. < 3h และ < 40 ซม. ใช้ได้ *วสท. [3406 (จ)]*

5. หาปริมาณเหล็กเสริมด้านตามยาว

$\rho_{\min}$ สำหรับ เหล็ก SD40 = 0.0018 *วสท. [3412 (ข)]*

$A_s = 0.0018(100)(12) = 2.16$ ซม.^{2}/ม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ถ้าใช้เหล็ก DB16 จะมีระยะห่าง $= 2.01/2.16 = 93$ ซม. ซึ่งจะมากกว่าระยะห่างมากที่สุดที่ยอมให้ คือ 5 เท่าของความหนาของแผ่นพื้นหรือ 40 ซม. ดังนั้นถ้าเราจะใช้เหล็กเสริมตามขวางขนาด DB16 เพื่อให้ใช้เหล็กขนาดเดียวกันหมด จะใช้ระยะห่างได้ไม่เกิน 40 ซม. ถึงแม้ว่าจะช่วยให้ไม่สับสนในเวลาก่อสร้าง แต่ก็จะเป็นการไม่ประหยัด

ลองใช้เหล็ก DB10 จะได้ระยะห่าง $= 0.78/2.16 = 36.11$ ซม.

ดังนั้นในด้านตั้งฉากกับเหล็กเสริมเอก ใช้เหล็กเสริม DB10 @ 0.35 ม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 10.3 – การออกแบบคานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าซึ่งมีเหล็กเสริมช่วยรับแรงอัดด้วย

หน้าตัดของคานถูกกำหนดให้มี $b = 30$ ซม. , $d = 75$ ซม. และ $d' = 6.25$ ซม. จงหาปริมาณของเหล็กเสริม

กำหนดให้ : $M_u = 125$ ตัน-ม. , $f_c' = 280$ กก./ซม.^{2} , $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2} และ

$z = 26{,}000$ กก./ซม. (องค์อาคารภายนอก)

---

1. หาเหล็กเสริมที่ต้องการ

ขั้นที่ 1 ตรวจสอบเหล็กเสริมรับแรงดึงที่ต้องการ

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{M_u}{\phi bd^2} = \frac{125\times 1{,}000}{0.9(0.3)(75)^2} = 82.30 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85f_c'}{f_y}\left(1-\sqrt{1-\frac{2R_n}{0.85f_c'}}\right) = \frac{0.85(280)}{4{,}000}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 82.30}{0.85\times 280}}\right) = 0.0265$$

ถ้าเป็นคานที่มีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว

$\rho_{\max} = 0.75\rho_b = 0.75\times 0.0306 = 0.0230 \quad < \quad 0.0265$ *วสท. [4303 (ค)]*

ดังนั้นต้องมีเหล็กเสริมช่วยรับแรงอัด

ขั้นที่ 2 หาโมเมนต์ M_u' ที่จะต้องรับโดยเหล็กเสริมรับแรงอัด

$$A_{s(\max)} = 0.0230\times 30\times 75 = 51.75 \text{ ซม.}^2$$

$$a = \frac{A_{s(\max)}f_y}{0.85f_c'b} = \frac{51.75\times 4{,}000}{0.85\times 280\times 30} = 28.99 \text{ ซม.}$$

$$\phi M_{n(\max)} = \phi A_{s(\max)}f_y\left(d-\frac{a}{2}\right) = 0.9\times 51.75\times 4\left(75-\frac{28.99}{2}\right)\times 10^{-2} = 112.72 \text{ ตัน-ม.}$$

ดังนั้นโมเมนต์ที่จะถูกรับโดยเหล็กเสริมรับแรงอัด

$M_u' = 125 - 112.72 = 12.28$ ตัน-ม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นที่ 3 หาค่า ρ' ของ เหล็กรับแรงอัดที่ต้องการ

สมมติเหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดครากที่สภาวะสูงสุด $\left(f_s' = f_y\right)$

$$\rho' = \frac{M_u'}{\phi f_y (d-d')bd}$$

$$= \frac{12.28\times 1{,}000\times 100}{0.9\times 4{,}000\times(75-6.25)\times 30\times 75} = 0.00221$$

ขั้นที่ 4 หาค่าเหล็กเสริมที่ต้องการทั้งหมด

$\rho = 0.75\rho_b + \rho' = 0.0223 + 0.00221 = 0.025$

เป็นที่น่าสังเกตว่าสำหรับคานที่มีการเสริมเหล็กรับแรงอัด, ส่วนของ ρ_b ซึ่งใช้ในการสมดุลกับเหล็กเสริมรับแรงอัดไม่ถูกจำกัดด้วยตัวคูณ 0.75

$A_s = \rho bd = 0.025\times 30\times 75 = 56.25$ ซม.^{2} ใช้ 8-DB32 ($A_s = 64.32$ ซม.^{2})

$A_s' = \rho' bd = 0.00221\times 30\times 75 = 4.97$ ซม.^{2} ใช้ 2-DB20 ($A_s' = 6.28$ ซม.^{2})

ขั้นที่ 5 ตรวจสอบการครากของการเสริมเหล็กรับแรงอัด

$$\frac{A_s - A_s'}{bd} \geq \frac{0.85\beta_1 f_c' d'}{f_y d}\left(\frac{6{,}120}{6{,}120 - f_y}\right)$$

$$\frac{64.32-6.28}{30\times 75} \geq \frac{0.85\times 0.85\times 280\times 6.25}{4{,}000\times 75}\left(\frac{6{,}120}{6{,}120-4{,}000}\right)$$

$$0.0258 \geq 0.0122$$

ดังนั้น เหล็กเสริมรับแรงอัดครากที่สภาวะสูงสุดดังที่ได้สมมติไว้

ขั้นที่ 6 ตรวจสอบความสามารถในการรับโมเมนต์

เมื่อเหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดคราก

$$a = \frac{\left(A_s - A_s'\right)f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{(64.32-6.28)\times 4{,}000}{0.85\times 280\times 30} = 32.52 \text{ ซม.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\phi M_n = \phi\left[\left(A_s - A_s'\right)\cdot f_y\left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' f_y(d - d')\right]$$

$$= 0.9\left[(64.32 - 6.28)4{,}000\left(75 - \frac{32.52}{2}\right) + 6.28 \times 4{,}000(75 - 6.25)\right]$$

$$= 0.9[13{,}637{,}078.40 + 1{,}727{,}000]$$

$= 13{,}827{,}670.56$ กก.-ซม. $= 138.28$ ตัน-ม. $>$ 125 ตัน-ม. ใช้ได้

2. เลือกเหล็กเสริมให้เป็นไปตามการควบคุมรอยร้าวเนื่องจากแรงดึงสำหรับองค์อาคารภายนอก

$z = f_s\sqrt[3]{d_c A} \leq 26{,}000$ กก./ซม. *วสท. (43-4)*

$d_c =$ ระยะหุ้ม + เส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กปลอก + รัศมีเหล็กเสริมเอก

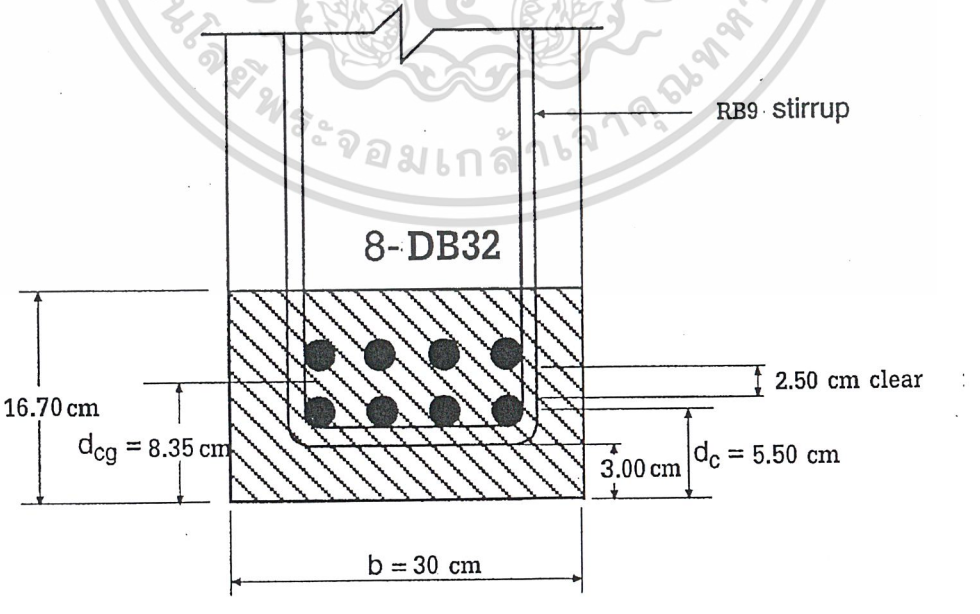
$= 3.00 + 0.90 + 1.60 = 5.50$ ซม. (สมมติให้ใช้เหล็กปลอก RB9)

$d_{cg} = 3.00 + 0.90 + 3.20 + 1.25 = 8.35$ ซม.

$A =$ พื้นที่รับแรงดึงประสิทธิผลต่อเหล็กเสริมหนึ่งเส้น $= \frac{8.35 \times 2 \times 30}{8} = 62.63$ ซม.^{2}/เส้น

ใช้ $f_s = 0.6 f_y = 0.6(4{,}000) = 2{,}400$ กก./ซม.^{2} *วสท.[4306 (ง)]*

$z = 2{,}400 \times \sqrt[3]{5.50(62.63)} = 16{,}823.44$ กก./ซม. $< 26{,}000$ กก./ซม. ใช้ได้



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3. ตรวจสอบความกว้างคาน

b ที่ต้องการ $\geq 2(3.00)+2(0.90)+4(3.20)+3(3.20)=30.20$ ซม. *วสท. [3406]*

b ที่ใช้ $=30$ ซม. น้อยกว่าที่ต้องการ ถึงแม้ว่าจะใกล้เคียงกันมากก็ตาม ก็ควรที่จะกลับไปเลือกขนาดของเหล็กเสริมใหม่ (ดูตารางที่ จ3 - ภาคผนวก จ) ในความเป็นจริงแล้วขั้นตอนนี้ควรจะตรวจสอบควบคู่ไปกับการเลือกขนาดของเหล็กเสริมในเบื้องต้น

4. เหล็กเสริมรับแรงอัดในคานต้องมีเหล็กปลอกเดี่ยวหรือเหล็กลูกตั้งรัดรอบไว้ ตลอดระยะของคานที่ต้องการเหล็กเสริมรับแรงอัด *วสท. [3411 (ก)]*

ระยะห่างต้องไม่มากกว่าค่าต่อไปนี้ *วสท. [3410 (จ)]*

= 16 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาว $=16\times3.20=51.20$ ซม.

= 48 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอกเดี่ยว $=48\times0.90=36$ ซม.

= มิติที่เล็กที่สุดขององค์อาคารรับแรงดัด $=30$ ซม.

ดังนั้นใช้ ระยะห่าง 30 ซม. สำหรับเหล็กปลอก RB9

หมายเหตุ ระยะห่างของเหล็กปลอกตามข้างบน แสดงไว้เพื่อให้เห็นถึง ข้อกำหนด วสท. [3410(จ)] เท่านั้น แต่ในความเป็นจริงแล้ว เมื่อพิจารณาถึงข้อกำหนดในการรับแรงเฉือนด้วย เหล็กปลอกเดี่ยวที่เสริมรับแรงเฉือนจะมีระยะห่างน้อยกว่าระยะที่แสดงข้างบน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

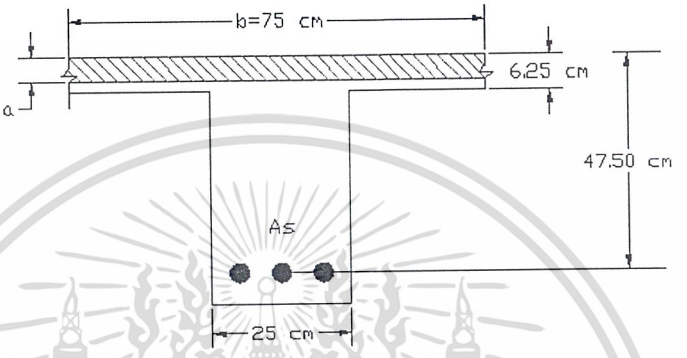
ตัวอย่างที่ 10.4 - ออกแบบหน้าตัดสี่เหลี่ยมมีปีกซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว

จงหาปริมาณเหล็กเสริมรับสำหรับคานหน้าตัดรูปตัว T เพื่อรับโมเมนต์ดัดใช้งานอันประกอบด้วย โมเมนต์จากน้ำหนักบรรทุกคงที่ ($M_D = 9{,}950$ กก.-ม.) และ จากน้ำหนักบรรทุกจร ($M_L = 12{,}170$ กก.-ม.)

$f_c' = 280$ กก./ซม.^{2}

$f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2}

$z = 26{,}000$ กก./ซม.



1. หาค่าโมเมนต์ดัดที่ต้องการ

$$M_u = (1.4 \times 9{,}950) + (1.7 \times 12{,}170) = 34{,}619 \text{ กก.-ม.}$$ *วสท. (42-1)*

2. หาค่า a

$$\omega = 0.85\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 f_c' b d^2 \phi}}\right]$$

$$= 0.85\left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 34{,}619 \times 10^2}{0.85 \times 280 \times 75 \times (47.50)^2 \times 0.9}\right)}\right]$$

$$= 0.0855$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{\rho d f_y}{0.85 f_c'} = 1.18\omega d$$

$$= 1.18 \times 0.0855 \times 47.50 = 4.79 \text{ ซม.} < h_f = 6.25 \text{ ซม.}$$

เมื่อ $a < h_f$, ให้หาค่า A_s เหมือนกับเป็นคานสี่เหลี่ยมธรรมดา (ดูตัวอย่างที่ 5.5 สำหรับกรณี $a > h_f$)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3. หาค่า A_s ที่ต้องการ

$$A_s f_y = 0.85 f_c' ba$$

$$A_s = \frac{0.85 \times 280 \times 75 \times 4.79}{4{,}000} = 21.38 \text{ ซม.}^2$$

ใช้ 3-DB32 ($A_s = 24.12$ ซม.^{2})

4. ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดที่ต้องมี

$$\rho_{\min} = \frac{0.8\sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.8\sqrt{280}}{4{,}000} = 0.0033$$

$$= \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4{,}000} = 0.0035 \qquad \textit{วสท. (43-3)}$$

$$\frac{A_s}{b_w d} = \frac{24.12}{75 \times 47.50} = 0.0068 \ > \ 0.0035 \qquad \text{ใช้ได้}$$

5. ตรวจสอบการกระจายของการเสริมเหล็ก ($z = 26{,}000$ กก./ซม.) สำหรับองค์อาคารภายนอก

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \ \leq \ 26{,}000 \text{ กก./ซม.} \qquad \textit{วสท. (43-4)}$$

d_c = ระยะหุ้ม + เส้นผ่าน ศก. เหล็กปลอก + รัศมีเหล็กเสริม $= (3 + 1.20) + 0.5(3.20) = 5.80$ ซม.

A = พื้นที่รับแรงดึงประสิทธิผลต่อเหล็กเสริมหนึ่งเส้น

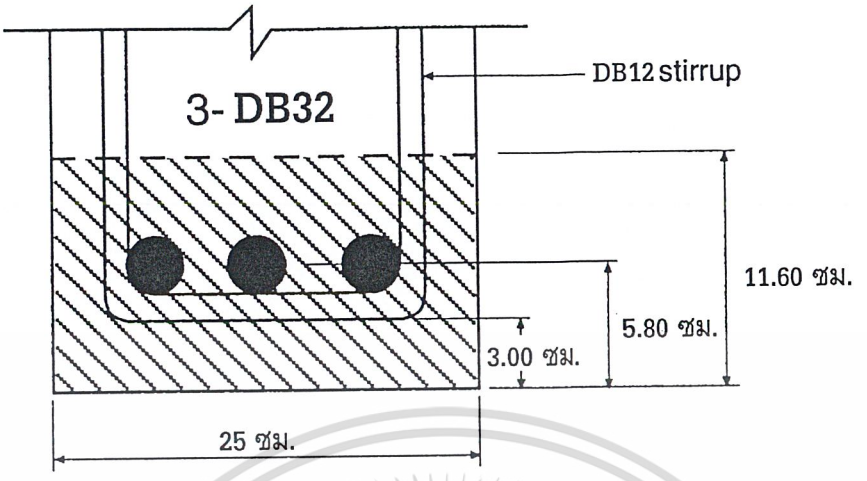
$= 2 \times 5.80 \times 25/3 = 96.67$ ซม.^{2}/ เส้น

ใช้ $f_s = 0.6 \times 4{,}000 = 2{,}400$ กก./ ซม.^{2} *วสท. [4306 (ง)]*

$z = 2{,}400 \sqrt[3]{5.80 \times 96.67} = 19{,}790$ กก./ซม. $<$ 26,000 กก./ซม.

ค่า z ไม่ควรมากกว่าค่าที่กำหนด เพราะจะทำให้คอนกรีตแตกร้าวภายใต้แรงดึง ถ้าค่า z เกินค่าที่กำหนด ควรจะเลือกใช้เหล็กเสริมที่มีขนาดเล็กลง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



6. ตรวจสอบความกว้างของตัวคาน :

$b_w \geq$ 2(ความหนาคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม + เส้นผ่าศก.เหล็กปลอก) + ผลรวมเส้นผ่าศก.เหล็กเสริม + ผลรวมระยะห่างระหว่างเหล็กเสริม *วสท. [3406]*

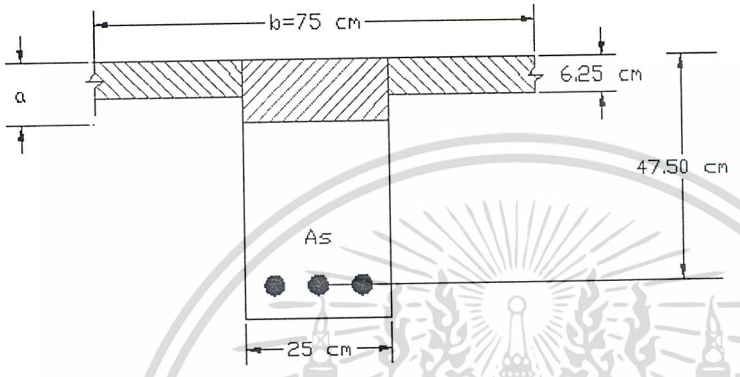
$= 2(3) + 2(1.20) + 3(3.20) + 2(3.20) = 24.40$ ซม. $<$ 25 ซม. ใช้ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 10.5 - ออกแบบหน้าตัดสี่เหลี่ยมมีปีกซึ่งมีเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียว

จงหาปริมาณเหล็กเสริม สำหรับคานหน้าตัดรูปตัว T เพื่อรับโมเมนต์ที่ต้องการ $M_u = 55{,}300$ กก.-ม.

ใช้ $f_c' = 280$ กก./ซม.^{2} $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2} $z = 26{,}000$ กก./ซม.



1. หาปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องการ

ขั้นที่ 1 หาค่า a (สมมติ $a < 6.25$ ซม.)

$$\omega = 0.85\left[1-\sqrt{1-\frac{2M_u}{0.85f_c' bd^2\phi}}\right]$$

$$= 0.85\left[1-\sqrt{1-\left(\frac{2\times 55{,}300\times 10^2}{0.85\times 280\times 75\times (47.50)^2\times 0.9}\right)}\right]$$

$$= 0.141$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85f_c' b} = \frac{\rho d f_y}{0.85f_c'} = 1.18\omega d$$

$$= 1.18\times 0.141\times 47.50 = 7.90 \text{ ซม.} > 6.25 \text{ ซม.}$$

ขั้นที่ 2 ค่า a มากกว่าความหนาของปีกคาน (6.25 ซม.) การแผ่หน่วยแรงอัดในคอนกรีตจะไม่เป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ต้องออกแบบโดยใช้รูปตัดตัว T (ถ้าค่า a น้อยกว่าความหนาของปีกคาน ให้ดูตัวอย่างที่ 5.4)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นที่ 3 หาปริมาณเหล็กเสริม A_{sf} และโมเมนต์ที่ใช้คำนวณออกแบบ ϕM_{nf} ในส่วนของปีกคาน

แรงอัดที่เกิดขึ้นในส่วนของปีกคาน :

$$C_f = 0.85 f_c' (b - b_w) h_f$$

$$= 0.85 \times 280 (75 - 25) 6.25 = 74,375 \text{ กก.}$$

ปริมาณเหล็กเสริม A_{sf} ที่ต้องการเพื่อความสมดุลกับ C_f :

$$A_{sf} = \frac{C_f}{f_y} = \frac{74,375}{4,000} = 18.59 \text{ ซม.}^2$$

ค่าโมเมนต์ที่ใช้คำนวณออกแบบที่เกิดขึ้นในส่วนของปีกคาน :

$$\phi M_{nf} = \phi \left[A_{sf} f_y \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \right]$$

$$= 0.9 \left[18.59 \times 4,000 \left(47.50 - \frac{6.25}{2} \right) \right] \times 10^{-2} = 29,698 \text{ กก.-ม.}$$

ขั้นที่ 4 หาค่าโมเมนต์ที่ต้องการซึ่งรับโดยตัวคาน

$$M_{uw} = M_u - \phi M_{nf} = 55,300 - 29,698 = 25,602 \text{ กก.-ม.}$$

ขั้นที่ 5 หาปริมาณเหล็กเสริมในตัวคาน A_{sw} เพื่อต้านทานแรงอัดในส่วนของตัวคาน

$$\omega = 0.85 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 f_c' b d^2 \phi}} \right]$$

$$= 0.85 \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 25,602 \times 10^2}{0.85 \times 280 \times 25 \times (47.50)^2 \times 0.9} \right)} \right]$$

$$= 0.2048$$

$$\rho_w = \omega \frac{f_c'}{f_y} = 0.2048 \times \frac{280}{4,000} = 0.0143$$

$$A_{sw} = \rho_w b d = 0.0143 \times 25 \times 47.50 = 16.98 \text{ ซม.}^2$$

ขั้นที่ 6 หาปริมาณเหล็กเสริมทั้งหมดที่ต้องการ เพื่อต้านทาน $M_u = 55,300$ กก.-ม.

$$A_s = A_{sf} + A_{sw} = 18.59 + 16.98 = 35.57 \text{ ซม.}^2$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นที่ 7 ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงที่มากที่สุดที่ยอมให้

สำหรับส่วนของเหล็กเสริมรับแรงดึงในปีกคาน :

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f_c'}{f_y}\left(\frac{6{,}120}{6{,}120+f_y}\right)$$

$$= 0.85(0.85)\frac{280}{4{,}000}\left(\frac{6{,}120}{6{,}120+4{,}000}\right) = 0.0306$$

$$\rho_f = \frac{0.85 f_c'(b-b_w)h_f}{f_y b_w d}$$

$$= \frac{0.85\times 280(75-25)6.25}{4{,}000\times 25\times 47.50} = 0.0157$$

$$\rho_{\max} = \left[0.75\frac{b_w}{b}\left(\rho_b+\rho_f\right)\right]$$

$$= \left[0.75\frac{25}{75}(0.0306+0.0157)\right] = 0.01158$$

$$\rho = \frac{35.57}{75\times 47} = 0.00998 \quad < \quad \rho_{\max}$$ ใช้ได้

ขั้นที่ 8 ตรวจสอบโมเมนต์ที่ใช้คำนวณออกแบบทั้งหมด

$$a_w = \frac{(A_s - A_{sf})f_y}{0.85 f_c' b_w}$$

$$= \frac{(35.57-18.59)\times 4{,}000}{0.85\times 280\times 25} = 11.42 \text{ ซม.}$$

$$\phi M_n = \phi\left[(A_s - A_{sf})f_y\left(d-\frac{a_w}{2}\right)+A_{sf}f_y\left(d-\frac{h_f}{2}\right)\right]$$

$$= 0.9\left[(35.57-18.59)4{,}000\left(47.50-\frac{11.42}{2}\right)+(18.59\times 4{,}000)\left(47.50-\frac{6.25}{2}\right)\right]\times 10^{-2}$$

$$= 55{,}807 \text{ กก.-ม.} \quad > \quad M_u$$ ใช้ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. เลือกเหล็กเสริมเพื่อควบคุมการแตกร้าวขององค์อาคารภายนอก ($z < 26{,}000$ กก./ซม.)

วสท. [4036 (ง)]

ลองใช้ 5-DB32 ($A_s = 40.20$ ซม.^{2})

หาค่า z :

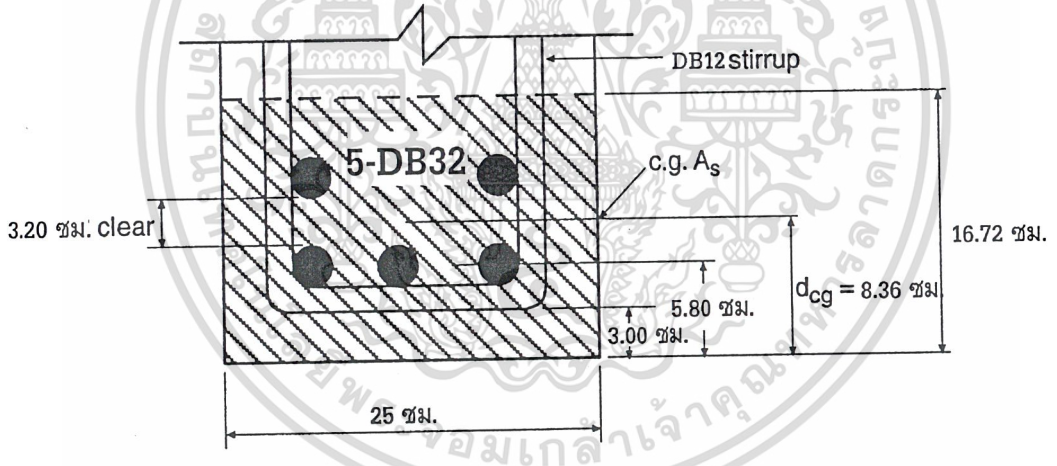
$$d_c = 3 + 1.20 + \frac{3.20}{2} = 5.80 \text{ ซม.}$$

$$d_{cg} = [3(5.80) + 2(12.20)]/5 = 8.36 \text{ ซม.}$$

$$A = (2 \times 8.36 \times 25)/5 = 83.60 \text{ ซม.}^2\text{/เส้น}$$

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \leq 26{,}000 \text{ กก./ซม.}$$

$$= (0.60 \times 4{,}000)\sqrt[3]{5.80 \times 83.60} = 18{,}855 \text{ กก./ซม.}$$ ใช้ได้



3. ตรวจสอบความกว้างของตัวคาน

$b_w \geq$ 2(ความหนาคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม + เส้นผ่าศก.เหล็กปลอก) + ผลรวมเส้นผ่าศก.เหล็กเสริม + ผลรวมระยะห่างระหว่างเหล็กเสริม

$$= 2(3) + 2(1.20) + 3(3.20) + 2(3.20) = 24.40 \text{ ซม.} < 25 \text{ ซม.}$$ ใช้ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 10.6 - การออกแบบระบบตงทางเดียว

จงหาความลึกและปริมาณเหล็กเสริมสำหรับระบบตงทางเดียว ดังรูปข้างล่าง ตงมีความกว้าง 15 ซม. วางห่างกันทุกๆ 90 ซม. พื้นหนา 8 ซม. ถือว่าเป็นองค์อาคารภายใน

ใช้ $f_c' = 280$ กก./ซม.^{2} $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2}

น้ำหนักบรรทุกคงที่ $DL = 620$ กก./ม.^{2} (รวมน้ำหนักของตง คาน และวัสดุปูผิวแล้ว)

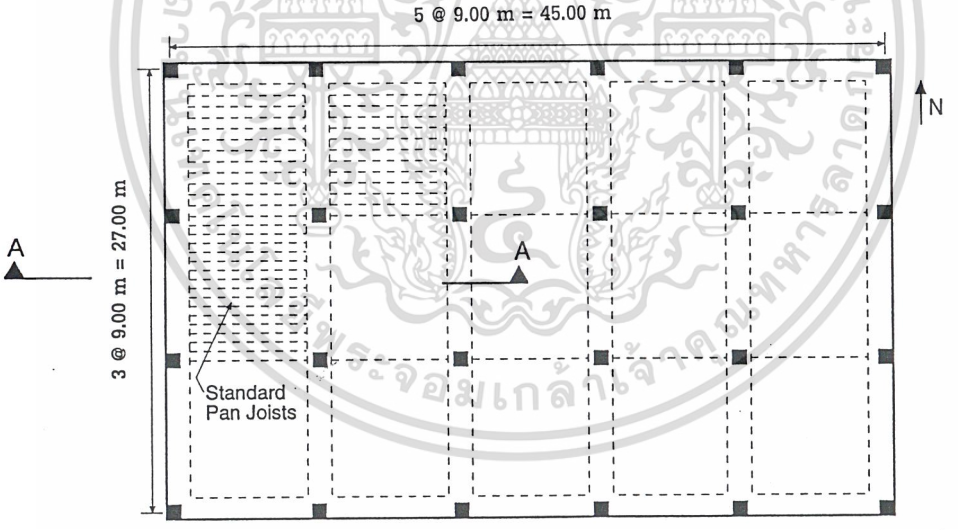
น้ำหนักบรรทุกจร $LL = 300$ กก./ม.^{2}

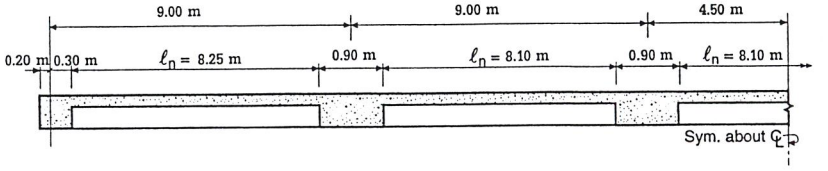
ความกว้างของคานรอบ = 50 ซม.

ความกว้างของคานภายใน = 90 ซม.

เสา : ภายใน = 45 × 45 ซม.

ภายนอก = 40 × 40 ซม.





Section A-A

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1. หาโมเมนต์ที่ขอบของที่รองรับและหาความลึกของตง

$w_u = [(1.4 \times 620) + (1.7 \times 300)] \times 0.90 = 1,240$ กก./ม.

ใช้ค่าโดยประมาณที่กำหนดโดยมาตรฐาน วสท. หัวข้อ 4103 เพื่อหาค่าโมเมนต์ที่ต้องการ ดังข้างล่าง

ตำแหน่ง	M_u (กก.-ม.)
ช่วงปลาย	
ลบ ตัวนอก	$w_u l_n^2 / 24 = 1,240(8.25)^2 / 24 = 3,517$
บวก	$w_u l_n^2 / 14 = 1,240(8.25)^2 / 14 = 6,028$
ลบ ตัวใน	$w_u l_n^2 / 10 = 1,240(8.175)^2 / 10 = 8,287$
ช่วงใน	
บวก	$w_u l_n^2 / 16 = 1,240(8.10)^2 / 16 = 5,085$
ลบ	$w_u l_n^2 / 11 = 1,240(8.10)^2 / 11 = 7,396$

เพื่อควบคุมการแอ่นตัว, เลือกอัตราส่วนของเหล็กเสริม ρ ประมาณครึ่งหนึ่งของค่าสูงสุดที่ยอมให้

จากตารางที่ 2-1 , $\rho_b = 0.0306$

ใช้ $\rho = 0.5 \times 0.0306 = 0.0153$

หาความลึกของตง เพื่อรับ $M_u = 8,287$ กก.-ม.

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi b_w \rho f_y \left[1 - \frac{0.5\rho f_y}{0.85 f_c'}\right]}}$$

$$= \sqrt{\frac{8,287 \times 10^2}{0.9 \times 15 \times 0.0153 \times 4,000 \left[1 - \frac{0.5 \times 0.0153 \times 4,000}{0.85 \times 280}\right]}}$$

$= 33.93$ ซม.

$h \approx 33.93 + 3 = 36.93$ ซม.

จากตาราง 4205(ก) ในมาตรฐาน วสท. ความหนาต่ำสุดของตงที่ยอมให้ ในกรณีที่ไม่มีการคำนวณหาระยะแอ่น

$$h_{\min} = \frac{l}{18.5} = \frac{900}{18.5} = 48.65 \text{ ซม.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ใช้ความลึกของตงเท่ากับ 50 ซม.

2. หาปริมาณเหล็กเสริม

a. ช่วงปลาย โมเมนต์ลบที่ขอบในของคานตัวนอก

$$\omega = 0.85\left[1-\sqrt{1-\frac{2M_u}{0.85\phi f_c' bd^2}}\right]$$

$$= 0.85\left[1-\sqrt{1-\left(\frac{2\times 3{,}517\times 10^2}{0.85\times 0.9\times 280\times 15\times (47)^2}\right)}\right] = 0.043$$

หาปริมาณเหล็กเสริมในส่วนของพื้น :

$$A_s = \rho bd = \omega\frac{f_c'}{f_y}bd$$

$$= 0.043\times\left(\frac{280}{4{,}000}\right)\times 15\times 47 = 2.12 \text{ ซม.}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{0.8\sqrt{f_c'}\, b_w d}{f_y} = \frac{0.8\sqrt{280}\times 15\times 47}{4{,}000} = 2.36 \text{ ซม.}^2$$

$$= \frac{14 b_w d}{f_y} = \frac{14\times 15\times 47}{4{,}000} = 2.47 \text{ ซม.}^2 > 2.12 \text{ ซม.}^2 \text{ ใช้ } 2.47 \text{ ซม.}^2 \quad \textit{วสท. (43-3)}$$

กระจายเหล็กเสริมไปทั่วส่วนบนของพื้น :

$$A_s = \frac{2.47}{0.90} = 2.74 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$$ (ระยะห่าง = 0.78/2.74 = 0.28 ม. > 3h = 3x0.08 = 0.24 ม.)

ใช้ DB10 @ 0.24 ม. (A_s = 0.78/.24 = 3.25 ซม.^{2}/ม.)

b. ช่วงปลาย โมเมนต์บวก

$$\omega = 0.85\left[1-\sqrt{1-\frac{2M_u}{0.85\phi f_c' bd^2}}\right]$$

$$= 0.85\left[1-\sqrt{1-\left(\frac{2\times 6{,}028\times 10^2}{0.85\times 0.9\times 280\times 90\times (47)^2}\right)}\right] = 0.012$$

หาปริมาณเหล็กเสริมในตัวตง :

$$A_s = \rho bd = \omega\frac{f_c'}{f_y}bd$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$= 0.012 \times \left(\frac{280}{4{,}000}\right) \times 90 \times 47 = 3.55 \text{ ซม.}^2$$

ตรวจสอบค่าของ a :

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{3.55 \times 4{,}000}{0.85 \times 280 \times 90} = 0.66 \text{ ซม.} < 8 \text{ ซม.}$$ ใช้ได้

ใช้ 2-DB16 ($A_s = 4.02$ ซม.^{2})

c. ช่วงปลาย โมเมนต์ลบที่ขอบนอกของคานตัวในตัวแรก

$$\omega = 0.85\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85\phi f_c' bd^2}}\right]$$

$$= 0.85\left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 8{,}287 \times 10^2}{0.85 \times 0.9 \times 280 \times 15 \times (47)^2}\right)}\right] = 0.106$$

หาปริมาณเหล็กเสริมในส่วนของพื้น :

$$A_s = \rho bd = \omega \frac{f_c'}{f_y} bd$$

$$= 0.106 \times \left(\frac{280}{4{,}000}\right) \times 15 \times 47 = 5.23 \text{ ซม.}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{0.8\sqrt{f_c'}\, b_w d}{f_y} = \frac{0.8\sqrt{280} \times 15 \times 47}{4{,}000} = 2.36 \text{ ซม.}^2$$

$$= \frac{14 b_w d}{f_y} = \frac{14 \times 15 \times 47}{4{,}000} = 2.47 \text{ ซม.}^2 < 5.23 \text{ ซม.}^2$$ *วสท. (43-3)*

กระจายเหล็กเสริมไปทั่วส่วนบนของพื้น :

$$A_s = \frac{5.23}{0.90} = 5.81 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$$ (ระยะห่าง = 2.01/5.81 = 0.34 ม.)

ใช้ DB16 @ 0.24 ม. ($A_s = 8.38$ ซม.^{2}) ตรวจสอบระยะห่างเพื่อควบคุมการแตกร้าวในส่วนของพื้น จากตารางที่ 3-2 ถือว่าระยะห่าง 0.24 ม. ใช้ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

d. เหล็กเสริมในส่วนอื่นๆ หาโดยวิธีเดียวกัน ตารางข้างล่างได้สรุปปริมาณเหล็กเสริมในส่วนต่างๆ ไว้

ตำแหน่ง ช่วงปลาย	M_u (กก.-ม.)	A_s (ซม.^{2})	เหล็กเสริม
ลบ ตัวนอก	3,517	2.74	ใช้ DB10 @ 0.24 ม.
บวก	6,028	3.55	ใช้ 2-DB 16
ลบ ตัวใน	8,287	5.81	ใช้ DB16 @ 0.24 ม.
ช่วงใน			
บวก	5,085	3.02	ใช้ 2-DB 16
ลบ	7,396	4.63	ใช้ DB16 @ 0.24 ม.

e. เหล็กเสริมในพื้นในแนวตั้งฉากกับตง จะวาง ณ ตำแหน่งกึ่งกลางความหนาของพื้น เพื่อรับทั้งโมเมนต์บวกและลบ

น้ำหนักบรรทุกคงที่เท่ากับ 0.08x2400 = 192 กก./ม.^{2} น้ำหนักวัสดุปูผิวเท่ากับ 20 กก./ม.^{2} และน้ำหนักบรรทุกจรเท่ากับ 300 กก./ม.^{2}

$$w_u = 1.4(192+20)+1.7(300) = 806.8 \text{ กก./ม.}$$

$$M_u = \frac{w_u l_n^{\,2}}{12} = \frac{806.8(0.75)^2}{12} = 37.82 \text{ กก.-ม.}$$

$$\omega = 0.85\left[1-\sqrt{1-\frac{2M_u}{0.85\phi f_c' bd^2}}\right]$$

$$= 0.85\left[1-\sqrt{1-\left(\frac{2\times 37.82\times 10^2}{0.85\times 0.9\times 280\times 100\times (4)^2}\right)}\right] = 0.0094$$

$$A_s = \rho bd = \omega\frac{f_c'}{f_y}bd$$

$$= 0.0094\times\left(\frac{280}{4{,}000}\right)\times 100\times 4 = 0.26 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$$

ปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดในแผ่นพื้น สำหรับเหล็ก SD40 :

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$A_{s,\min} = 0.0018 \times 100 \times 8 = 1.44$ ซม.^{2}/ม.

ถ้าเลือกใช้เหล็กขนาด DB10 ระยะห่างจะเท่ากับ 0.78/1.44 = 0.54 ม.

ตามมาตรฐาน วสท. หัวข้อ 3412 ตามบทคัดย่อข้างล่าง ระยะห่างต้องไม่มากกว่า 5x8 = 40 ซม.

ดังนั้นใช้ DB10 @ 0.40 ม. (As = 1.95 ซม.^{2}/ม.)

วสท. 1008-38 หัวข้อ 3412 เหล็กเสริมต้านการยืดหด

(ก) *ในแผ่นพื้นโครงสร้างที่มีเหล็กเสริมรับแรงดัดทางเดียว ต้องเสริมเหล็กในแนวตั้งฉากกับเหล็กเสริมเอก เพื่อรับแรงที่เกิดจากการหดตัวของคอนกรีตหรือการยืดหดเนื่องจากอุณหภูมิ เหล็กเสริมต้านการยืดหด ต้องเป็นไปตามข้อ 3412 (ข)*

(ข) *เหล็กเสริมต้านการยืดหดต้องเป็นไปตามข้อกำหนดดังต่อไปนี้*

1. *อัตราส่วนเนื้อที่เหล็กเสริมต้านการยืดหดต่อหน้าตัดคอนกรีตทั้งหมดต้องไม่น้อยกว่า ค่าที่ให้ไว้ข้างล่างนี้ และต้องไม่น้อยกว่า 0.0014*

   - *แผ่นพื้นที่ใช้เหล็กเสริมกลมชั้นคุณภาพ SR24* — *0.0025*
   - *แผ่นพื้นที่ใช้เหล็กข้ออ้อยชั้นคุณภาพ SD30* — *0.0020*
   - *แผ่นพื้นที่ใช้เหล็กข้ออ้อยชั้นคุณภาพ SD40 หรือลวดตะแกรงเชื่อมชนิดกลมหรือมีข้อ* — *0.0018*
   - *แผ่นพื้นที่ใช้เหล็กเสริมที่มีค่ากำลังครากเกินกว่า 4,000 กก./ซม.^{2} โดยวัดที่หน่วยความเครียดที่ร้อยละ 0.35* — $(0.0018 \times 4{,}000)/f_y$

2. *เหล็กเสริมต้านการยืดหด ต้องวางเรียงห่างกันไม่มากกว่า 5 เท่าของความหนาแผ่นพื้นและต้องไม่มากกว่า 40 ซม.*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 10.7 - การออกแบบคานต่อเนื่อง

จงหาความลึก และปริมาณเหล็กเสริมสำหรับคานตามแนวของเสาภายใน ในตัวอย่างที่ 5.6 ให้คานกว้าง 90 ซม.

ใช้ $f_c' = 280$ กก./ซม.^{2} $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2}

น้ำหนักบรรทุกคงที่ $DL = 620$ กก./ม.^{2} (สมมติว่ารวมน้ำหนักของตง คาน และวัสดุปูผิวแล้ว)

น้ำหนักบรรทุกจร $LL = 300$ กก./ม.^{2}

เสา : ภายใน = 45 × 45 ซม., ภายนอก = 40 × 40 ซม., ความสูงระหว่างชั้น = 4.00 ม.

---

1. หาโมเมนต์ที่ต้องการที่ขอบของที่รองรับและหาความลึกของคาน

$$w_u = [(1.4 \times 620) + (1.7 \times 300)] \times 9 = 12{,}400 \text{ กก./ม.}$$

ใช้ค่าโดยประมาณที่กำหนดโดยมาตรฐาน วสท. หัวข้อ 4103 เพื่อหาค่าโมเมนต์ที่ต้องการ ดังข้างล่าง

ตำแหน่ง	M_u (กก.-ม.)
ช่วงปลาย	
ลบ ตัวนอก	$w_u l_n^2/16 = 12{,}400(8.575)^2/16 = 56{,}986$
บวก	$w_u l_n^2/14 = 12{,}400(8.575)^2/14 = 65{,}127$
ลบ ตัวใน	$w_u l_n^2/10 = 12{,}400(8.575)^2/10 = 90{,}923$
ช่วงใน	
บวก	$w_u l_n^2/16 = 12{,}400(8.55)^2/16 = 56{,}654$

เพื่อความประหยัด ใช้ความลึกของคานเท่ากับความลึกของตงในตัวอย่างที่ 5.6 เท่ากับ 50 ซม.

ลองใช้ $\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.02295$ ดูว่าจะรับ $M_u = 90{,}923$ กก.-ม. ได้หรือไม่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

d_c = ระยะหุ้ม + เส้นผ่าศก.เหล็กปลอก + รัศมีเหล็กเสริมเอก

$= 3 + 0.6 + 0.5(2.5) = 4.85$ ซม. ใช้ 5 ซม.

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi b_w \rho f_y \left[1 - \frac{0.5\rho f_y}{0.85 f_c'}\right]}}$$

$$= \sqrt{\frac{90{,}923 \times 10^2}{0.9 \times 90 \times 0.02295 \times 4{,}000\left[1 - \frac{0.5 \times 0.02295 \times 4{,}000}{0.85 \times 280}\right]}}$$

$= 38.92$ ซม.

$h \approx 38.92 + 5 = 43.92$ ซม. $<$ 50 ซม. ใช้ได้

ตรวจสอบความหนาต่ำสุดที่สามารถใช้ได้ ในกรณีที่ไม่มีการคำนวณหาระยะแอ่น *[ตาราง 4205(ก)]*

$$h_{\min} = \frac{l}{18.5} = \frac{900}{18.5} = 48.65 \text{ ซม.}$$ ใช้ได้

ใช้คานขนาด 0.90×0.50 ม.

2. หาปริมาณเหล็กเสริม

a. ช่วงปลาย โมเมนต์ลบที่ขอบในของเสาตัวนอก

$$\omega = 0.85\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85\phi f_c' bd^2}}\right]$$

$$= 0.85\left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 56{,}986 \times 10^2}{0.85 \times 0.9 \times 280 \times 90 \times (45)^2}\right)}\right] = 0.1348$$

$$A_s = \rho bd = \omega \frac{f_c'}{f_y} bd$$

$$= 0.1348 \times \left(\frac{280}{4{,}000}\right) \times 90 \times 45 = 38.22 \text{ ซม.}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{14 b_w d}{f_y} = \frac{14 \times 90 \times 45}{4{,}000} = 14.18 \text{ ซม.}^2 \quad < 38.22$$

ใช้ 8-DB25 ($A_s = 39.28$ ซม.^{2})

ตรวจสอบการกระจายเหล็กเสริม สำหรับองค์อาคารภายใน ใช้ค่า $z = 31{,}000$ กก./ซม.

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \leq 31{,}000 \text{ กก./ซม.}$$ *วสท. (43-4)*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

A = พื้นที่รับแรงดึงประสิทธิผลต่อเหล็กเสริมหนึ่งเส้น $= 2(5)90/8 = 112.50$ ซม.^{2}/เส้น

ใช้ $f_s = 0.6 \times 4{,}000 = 2{,}400$ กก./ซม.^{2}

$z = 2{,}400\sqrt[3]{5 \times 112.50} = 19{,}812$ กก./ซม. ใช้ได้

ตรวจสอบความกว้างของคาน :

$b \geq$ 2(ความหนาคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม + เส้นผ่านศก.เหล็กปลอก) + ผลรวมเส้นผ่านศก.เหล็กเสริม + ผลรวมระยะห่างระหว่างเหล็กเสริม

$= 2(3) + 2(0.6) + 8(2.5) + 7(2.5) = 44.70$ ซม. $<$ 90 ซม. ใช้ได้

b. ช่วงปลาย โมเมนต์บวก

$$\omega = 0.85\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85\phi f_c' bd^2}}\right]$$

$$= 0.85\left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 65{,}127 \times 10^2}{0.85 \times 0.9 \times 280 \times 90 \times (45)^2}\right)}\right] = 0.156$$

$$A_s = \rho bd = \omega \frac{f_c'}{f_y} bd$$

$$= 0.156 \times \left(\frac{280}{4{,}000}\right) \times 90 \times 45 = 44.25 \text{ ซม.}^2$$ ใช้ 10-DB25 ($A_s = 49.10$ ซม.^{2})

เหล็กเสริมนี้เพียงพอสำหรับการควบคุมการแตกร้าว และคานก็กว้างพอที่จะใส่เหล็ก DB25 จำนวน 10 เส้น ดังนั้นเราจะใช้เหล็กเสริมนี้สำหรับรับโมเมนต์บวกในช่วงในด้วย ถึงแม้ว่าโมเมนต์บวกในช่วงในจะน้อยกว่าโมเมนต์บวกในช่วงปลายก็ตาม

c. ช่วงปลาย โมเมนต์ลบที่ขอบนอกของเสาตัวในตัวแรก

$$\omega = 0.85\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85\phi f_c' bd^2}}\right]$$

$$= 0.85\left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 90{,}923 \times 10^2}{0.85 \times 0.9 \times 280 \times 90 \times (45)^2}\right)}\right] = 0.229$$

$$A_s = \rho bd = \omega \frac{f_c'}{f_y} bd$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$= 0.229 \times \left(\frac{280}{4{,}000} \right) \times 90 \times 45 = 64.92 \text{ ซม.}^2 \text{ใช้ 14-DB25 } (A_s = 68.74 \text{ ซม.}^2)$$

ซึ่งเพียงพอสำหรับการควบคุมการแตกร้าว และคานก็กว้างพอที่จะใส่เหล็ก DB25 จำนวน 10 เส้น



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 11

การออกแบบรับแรงดัดและแรงตามแนวแกน

ข้อกำหนดทั่วไป

การออกแบบองค์อาคารรับแรงอัดแบบสั้นจะใช้ความแข็งแรงของหน้าตัดเป็นหลัก ความสามารถในการรับผลรวมของแรงดัดและแรงตามแนวแกนต้องขึ้นอยู่กับความสมดุลของแรงและความสอดคล้องของความเครียด กำลังระบุรับโมเมนต์และแรงตามแนวแกน (P_n, M_n) คูณด้วยตัวคูณลดกำลัง (ϕ) จะได้ผลลัพธ์คือกำลังที่ใช้ในการออกแบบของหน้าตัด $(\phi P_n, \phi M_n)$ ซึ่งจะต้องไม่น้อยกว่ากำลังที่ต้องการ :

$$(\phi P_n, \phi M_n) \geq (P_u, M_u)$$

องค์อาคารภายใต้แรงดัดและแรงตามแนวแกนจะต้องได้รับการออกแบบตามข้อกำหนดดังกล่าว โดยกำลังที่ต้องการ (P_u, M_u) ซึ่งกระทำบนโครงสร้างมีผลมาจากผลรวมของน้ำหนักบรรทุกและแรงทั้งหมด

"Strength interaction diagram" เป็นแผนภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังออกแบบรับแรงตามแนวแกน (ϕP_n) กับกำลังออกแบบรับโมเมนต์ (ϕM_n) แผนภาพนี้แสดงความสามารถในการรับแรงของหน้าตัดภายใต้ระยะการหนีศูนย์ต่าง ๆ ของน้ำหนักกระทำ รูปที่ 11-1 แสดงลักษณะทั่วไปของแผนภาพความสัมพันธ์ของแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ในส่วนต่าง ๆ ที่ใช้ในการออกแบบ ส่วนบนซึ่งขนานกับแกนนอนบ่งถึงกำลังรับแรงตามแนวแกนมากที่สุดที่ยอมให้ $P_{n(\max)}$ เมื่อกำลังออกแบบรับแรงตามแนวแกน (ϕP_n) มีค่าลดลงเรื่อย ๆ จนถึงจุดที่มีค่าน้อยกว่า $0.10 f_c' A_g$ หรือ ϕP_b จากตำแหน่งนี้จนถึงจุดที่ ϕP_n มีค่าเท่ากับศูนย์ ซึ่งเป็นกรณีของหน้าตัดอยู่ภายใต้แรงดัดอย่างเดียว ค่าของตัวคูณลดกำลัง (ϕ) จะเพิ่มขึ้นอย่างเชิงเส้น จาก $\phi = 0.75$ หรือ 0.70 สำหรับแรงอัด เข้าหา $\phi = 0.90$ สำหรับแรงดัด ในรูปที่ 11-1 ตัวคูณลดกำลังจะเริ่มเพิ่มขึ้นเมื่อ P_n มีค่าเท่ากับ $0.10 f_c' A_g$

ในองค์อาคารซึ่งใช้เหล็กเสริมชั้นคุณภาพไม่สูงกว่า SD40 และวางเหล็กสมมาตรโดยมีระยะระหว่างเหล็กเสริมรับแรงดึงและแรงอัดไม่น้อยกว่า 0.7 เท่าของความลึกทั้งหมดขององค์อาคาร ค่า $0.10 f_c' A_g$ จะน้อยกว่า ϕP_b ในกรณีนี้ซึ่งถือว่าเป็นกรณีทั่วไป ค่าของตัวลดคูณกำลัง (ϕ) จะเพิ่มขึ้นตามสมการ

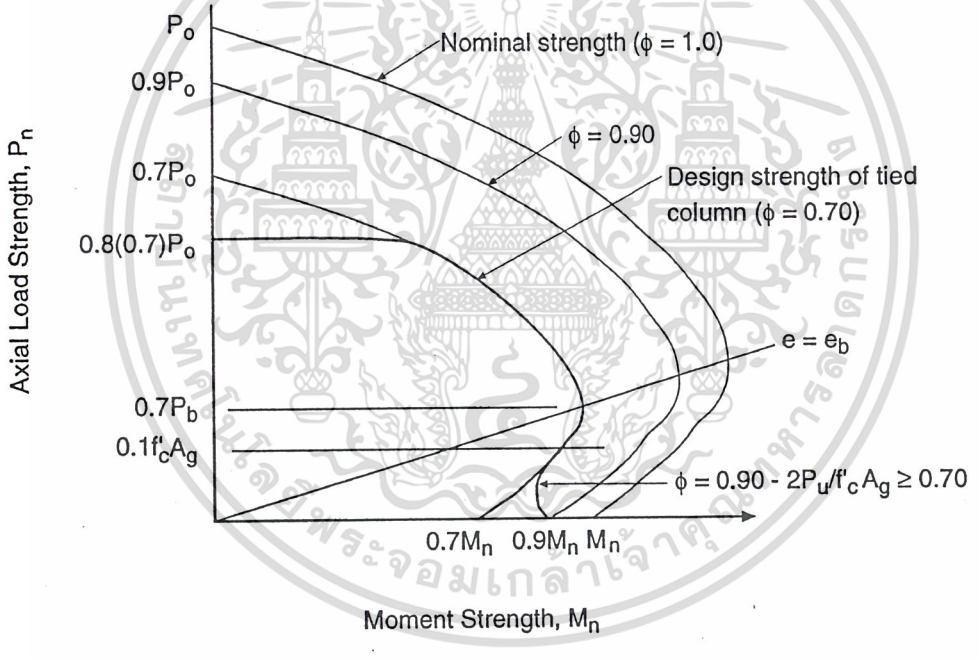
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- สำหรับองค์อาคารที่เสริมเหล็กปลอกเดี่ยว

$$\phi = 0.90 - \frac{0.20P_u}{0.10f_c' A_g} \geq 0.70$$

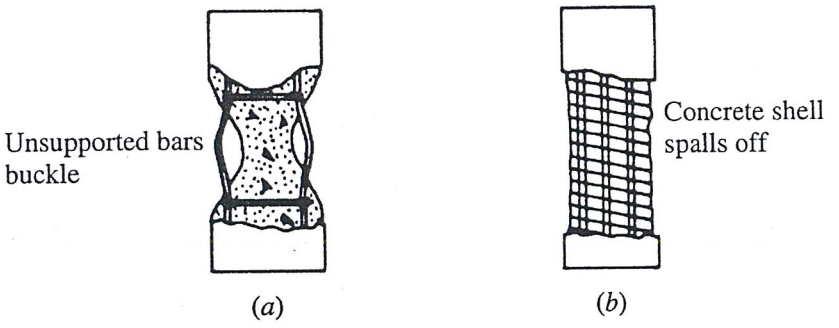
- สำหรับองค์อาคารที่เสริมเหล็กปลอกเกลียว

$$\phi = 0.90 - \frac{0.15P_u}{0.10f_c' A_g} \geq 0.75$$



รูปที่ 11-1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ (เสาปลอกเดี่ยว, $\phi = 0.70$)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 11-2 เปรียบเทียบการพังทลายของเสาปลอกเดี่ยวและเสาปลอกเกลียว

11.1 ความแตกต่างระหว่างเสาปลอกเดี่ยวและเสาปลอกเกลียว

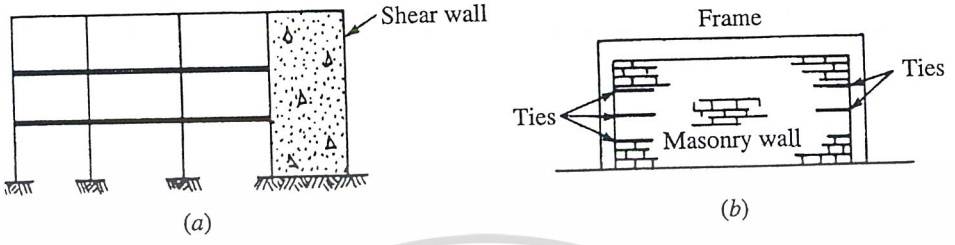
การทดลองในห้องปฏิบัติการ แสดงว่าเสาปลอกเดี่ยวและปลอกเกลียวซึ่งมีพื้นที่หน้าตัดเท่ากันและปริมาณเหล็กเสริมเท่ากัน มีกำลังในการรับแรงตามแนวแกนเท่ากัน แต่ลักษณะของการพังทลายจะแตกต่างกัน (รูปที่ 11-2) เมื่อรับน้ำหนักจนถึงจุดประลัย คอนกรีตรอบนอกของเหล็กปลอกจะเกิดการแตกร้าวเนื่องจากแรงอัดและหลุดออกไป ส่งผลให้หน้าตัดของคอนกรีตที่รับแรงลดน้อยลง เมื่อปราศจากคอนกรีตห่อหุ้มยึดเหล็กยืนให้อยู่กับที่ เหล็กยืนในเสาปลอกเดี่ยวจะเกิดการโก่งทำให้เสาพังทลายอย่างฉับพลัน ในระหว่างที่ในเสาปลอกเกลียว ถึงแม้คอนกรีตรอบนอกเหล็กปลอกจะหลุดออกไป แต่ปลอกเกลียวซึ่งเป็นเหล็กเส้นต่อเนื่องกัน จะยึดเนื้อคอนกรีตส่วนในและเหล็กเสริมไว้กับที่ ทำให้สามารถรับแรงต่อไปได้ จึงไม่เกิดการพังทลายแบบฉับพลัน เสาปลอกเกลียวจะพังทลาย ก็ต่อเมื่อน้ำหนักที่กดสามารถทำให้เนื้อคอนกรีตส่วนในเกิดแรงดันออกทุกด้าน ทำให้เหล็กปลอกถึงจุดคราก

11.2 ข้อพิจารณาถึงการยึดรั้งขององค์อาคาร

องค์อาคารซึ่งมีข้อต่อยึดติดกับโครงสร้างที่มีความแข็งแรงมากจนไม่มีการเคลื่อนตัวด้านข้าง จะถือว่าเป็นองค์อาคารที่มีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง เช่น พื้นของอาคารซึ่งยึดติดกับผนังรับแรงเฉือน (shear wall) ปล่องลิฟท์ หรือผนังอิฐก่อ ส่วนองค์อาคารที่อาศัยความแข็งแรงของตัวมันเองในการต้านทานการเคลื่อนที่ด้านข้าง จะถือว่าเป็นองค์อาคารที่ไม่มีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ดังในรูปที่ 11-3 รูป (a)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

และ (b) จะถือว่ามีการยึดรั้ง ในระหว่างที่รูป (c) ซึ่งเป็นโครงสร้างซึ่งอาศัยความแข็งแรงของเสาและคานแต่อย่างเดียว จะถือว่าไม่มีการยึดรั้ง



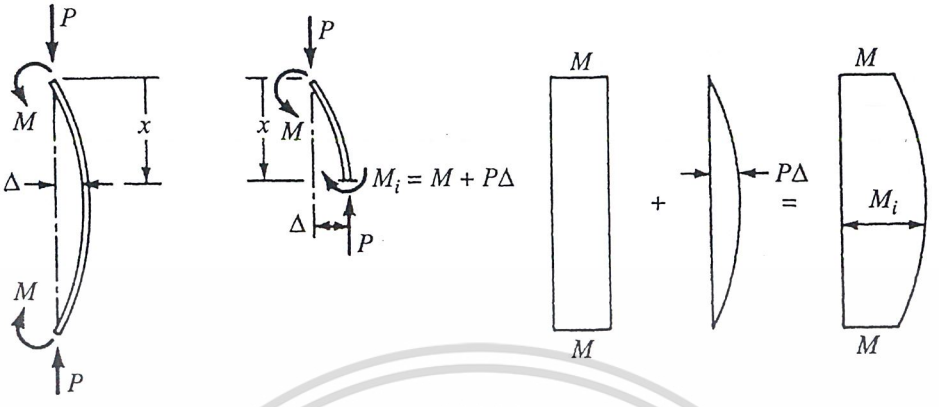
รูปที่ 11-3 ตัวอย่างของโครงสร้างที่มีการยึดและไม่มีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

11.3 ข้อกำหนดถึงผลของความชะลูด

เสาซึ่งมีพื้นที่หน้าตัดใหญ่จนการแอ่นตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากโมเมนต์หลัก (Primary moment) มีค่าน้อยมาก จะเรียกว่า เสาสั้น (short column) ความสามารถในการรับน้ำหนักของเสาประเภทนี้ ขึ้นอยู่กับความแข็งแรงของวัสดุที่ใช้ (คอนกรีตและเหล็ก)

เสาซึ่งมีพื้นที่หน้าตัดเล็ก จนการแอ่นตัวเนื่องจากโมเมนต์มีค่ามาก จนทำให้เกิดโมเมนต์เพิ่มขึ้นอีก (Secondary moment) เนื่องจากผลคูณของแรงตามแนวแกน (P) และการแอ่นตัว (Δ) ที่กึ่งกลางเสา เสาประเภทนี้จะเรียกว่า เสายาวหรือเสาชะลูด (long or slender column) การออกแบบเสาประเภทนี้จะต้องออกแบบให้รับได้ทั้งโมเมนต์เดิมและโมเมนต์ที่เกิดเพิ่มขึ้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 11-4 โมเมนต์ที่เกิดขึ้นในเสาทั้งโมเมนต์เดิมและโมเมนต์ที่เกิดเพิ่มขึ้น

มาตรฐานการออกแบบกำหนดค่า kl_u/r เป็นตัวระบุว่า เสาต้นใดจะจัดว่าเป็นเสาสั้นหรือเสาชะลูด ตามข้อกำหนดต่อไปนี้

1. สำหรับองค์อาคารรับแรงอัดที่มีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ไม่ต้องคิดผลของความชะลูด เมื่อ kl_u/r น้อยกว่า $34 - 12M_{1b}/M_{2b}$

2. สำหรับองค์อาคารรับแรงอัดที่ไม่มีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ไม่ต้องคิดผลของความชะลูด เมื่อ kl_u/r น้อยกว่า 22

โดยที่ k = ตัวคูณความยาวประสิทธิผลสำหรับองค์อาคารรับแรงอัด

l_u = ความยาวส่วนที่ไม่มีการยึดรั้งขององค์อาคารรับแรงอัด

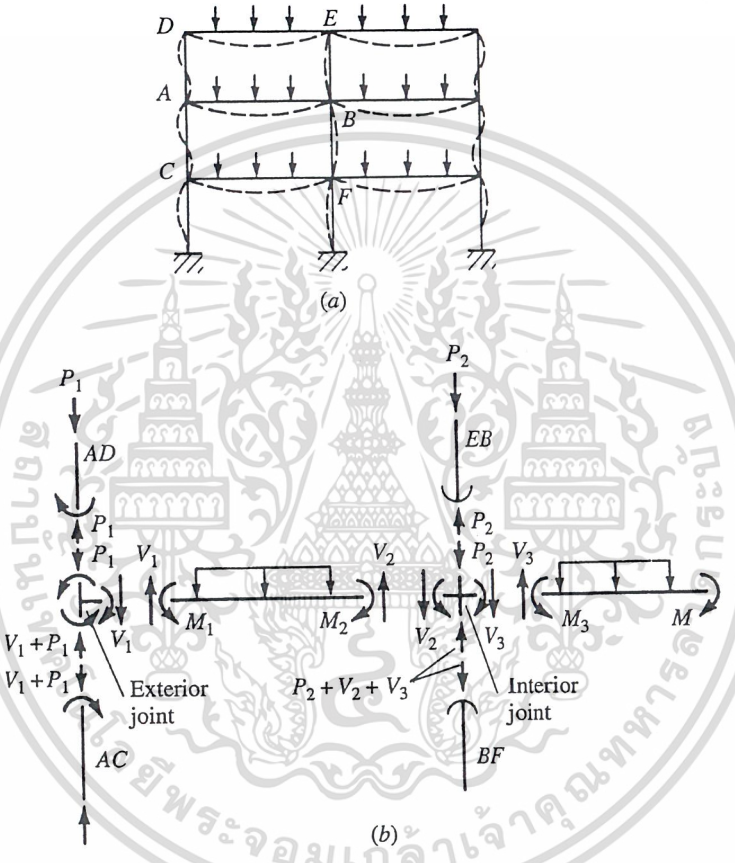
r = รัศมีไจเรชั่นของหน้าตัดองค์อาคารรับแรงอัด สำหรับหน้าตัดสี่เหลี่ยมใช้เท่ากับ 0.3 ของความลึกขององค์อาคารด้านรับแรงดัด สำหรับหน้าตัดกลมใช้เท่ากับ 0.25 ของเส้นผ่าศูนย์กลาง

M_{1b} = ค่าที่น้อยกว่าของโมเมนต์ที่ต้องการที่ปลายขององค์อาคาร เนื่องจากแรงที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวด้านข้างไม่มาก คำนวณหาได้โดยการวิเคราะห์โครงอาคารด้วยวิธีอีลาสติก มีค่าเป็นบวกถ้าองค์อาคารงอในรูปโค้งเดียว มีค่าเป็นลบถ้างอในรูปโค้งคู่ดัดกลับ (ดูรูปที่ 11-5)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

M_{2b} = ค่าที่มากกว่าของโมเมนต์ที่ต้องการที่ปลายขององค์อาคาร เนื่องจากแรงที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวด้านข้างไม่มาก คำนวณหาได้โดยการวิเคราะห์โครงอาคารด้วยวิธีอีลาสติก

ในกรณีที่โมเมนต์ที่ปลายทั้งสองขององค์อาคารมีค่าน้อยมาก ให้ใช้อัตราส่วน $M_{1b}/M_{2b} = 1$ และในกรณีที่องค์อาคารงอในรูปโค้งคู่ดัดกลับ อัตราส่วน M_{1b}/M_{2b} จะต้องไม่น้อยกว่า -0.5



รูปที่ 11-5 การแอ่นตัวและแรงในอาคารหลายชั้น

รูป 11-5(a) แสดงอาคารสามชั้นสองช่วง มีน้ำหนักแผ่กระจายคงที่กระทำบนคานทุกตัว ซึ่งสามารถใช้แทนอาคารทั่วไปที่ใช้ในการออกแบบได้ รูป 11-5(b) แสดง Free-body diagram ของคานและเสาซึ่งต่อเชื่อมกันที่ด้านนอกและด้านในของอาคาร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ที่ตำแหน่งเสาด้านใน มีคานมาต่อสองด้าน ถ้าคานมีช่วงเท่ากันและรับน้ำหนักกระทำเท่ากัน โมเมนต์ที่ปลายคานสองข้างจะมีขนาดเท่ากันและทิศทางตรงกันข้าม ส่งผลให้โมเมนต์ที่ส่งถ่ายไปยังเสามีค่าน้อยมาก เสาในด้านในของอาคารจะมีการงอแบบโค้งเดียว

ที่ตำแหน่งเสาด้านนอก มีคานมาต่อเพียงด้านเดียว โมเมนต์จากคานจะส่งถ่ายไปยังเสาทั้งหมด ทำให้เสาด้านนอกต้องรับโมเมนต์มากกว่าเสาด้านใน การงอของเสาด้านนอกจะเป็นลักษณะของการงอแบบโค้งคู่ดัดกลับ

11.4 พิกัดสำหรับเหล็กเสริมขององค์อาคารรับแรงอัด

11.4.1 เหล็กเสริมตามยาว

เพื่อความยืดหยุ่น, เพื่อลดการหดตัวและการคืบของคอนกรีต และเพื่อให้องค์อาคารสามารถรับแรงดัดได้บ้าง มาตรฐานการออกแบบกำหนดให้ เนื้อที่ของเหล็กเสริมตามยาวสำหรับองค์อาคารรับแรงอัดแบบไม่เชิงประกอบ ต้องไม่น้อยกว่า 0.01 ของเนื้อที่ทั้งหมด A_g ของหน้าตัด และค่ามากที่สุดที่ยอมให้คือ 0.08

แต่ในทางปฏิบัติแล้ว เป็นการยากที่จะใส่เหล็กมากกว่า 5% ลงในแบบแล้วเหลือเนื้อที่พอที่จะให้คอนกรีตเหลวไหลลงในแบบระหว่างเทอย่างสะดวก โดยเฉพาะอย่างยิ่งบริเวณที่คานมาต่อกับเสา ซึ่งในบริเวณนั้นนอกเหนือจากเหล็กเสริมในเสาแล้ว ยังมีเหล็กเสริมของคานวิ่งผ่านเข้ามาด้วย

เพื่อที่จะให้คอนกรีตเหลวไหลผ่านระหว่างเหล็กเสริมอย่างสะดวก ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมจะต้องไม่น้อยกว่า 1.5 เท่าเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริม หรือ 4 ซม.

เพื่อป้องกันความเสียหายจากอัคคีภัยและสนิม มาตรฐานการออกแบบกำหนดให้ระยะหุ้มของคอนกรีตถึงผิวนอกของเหล็กปลอกจะต้องไม่น้อยกว่า 3.5 ซม. สำหรับองค์อาคารที่ไม่สัมผัสกับดินหรือไม่ถูกแดดฝน แต่ถ้าสัมผัสกับดินและถูกแดดฝนต้องใช้ระยะหุ้มต่ำสุด 5.0 ซม. สำหรับเหล็กเสริมขนาดใหญ่กว่า 16 มม. และ 4.0 ซม. สำหรับเหล็กเสริมขนาดไม่เกิน 16 มม.

11.4.2 เหล็กปลอกเดี่ยว

เหล็กปลอกเดี่ยวสำหรับองค์อาคารรับแรงอัด ต้องเป็นไปตามข้อต่อไปนี้

ก. เหล็กเสริมตามยาวทุกเส้นต้องรัดไว้ด้วยเหล็กปลอกเดี่ยว โดยมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางดังนี้

- ขนาดอย่างน้อย 6 มม. สำหรับเหล็กเส้นตามยาวขนาด 20 มม. หรือเล็กกว่า
- ขนาดอย่างน้อย 9 มม. สำหรับเหล็กเส้นตามยาวขนาด 25 มม. ถึง 32 มม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

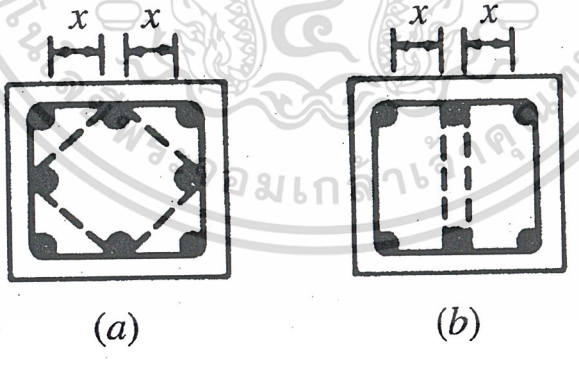
- ขนาดอย่างน้อย 12 มม. สำหรับเหล็กเส้นตามยาวขนาดใหญ่กว่า 32 มม. และสำหรับเหล็กเส้นตามยาวมัดรวมกันเป็นกำ

ข. ระยะห่างของเหล็กปลอกเดี่ยว ต้องไม่มากกว่าค่าต่อไปนี้

- 16 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเส้นตามยาว
- 48 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กปลอกเดี่ยว
- มิติที่เล็กที่สุดขององค์อาคารรับแรงอัด

ค. ต้องจัดให้มุมของเหล็กปลอกเดี่ยวยึดเหล็กเส้นตามยาวทุกมุม ขณะเดียวกันต้องจัดให้เหล็กปลอกเดี่ยวยึดเหล็กเส้นตามยาวเส้นเว้นเส้น โดยมุมของเหล็กปลอกนั้นต้องไม่มากกว่า 135 องศา สำหรับเหล็กเส้นที่ไม่มีมุมของเหล็กปลอกเดี่ยวยึด ระยะช่องว่างของเหล็กเส้นนั้นกับเหล็กเส้นที่มีเหล็กปลอกเดี่ยวยึดมุมข้างเคียงต้องไม่เกิน 15 ซม. ถ้าเหล็กเส้นตามยาวเรียงกันเป็นวงกลม อาจใช้เหล็กปลอกเดี่ยวรัดรอบเป็นวงกลมก็ได้

ง. เหล็กปลอกเดี่ยวต้องอยู่เหนือส่วนบนของฐานรากหรือพื้นของชั้นใด ๆ ไม่มากกว่าครึ่งหนึ่งของระยะห่างของเหล็กปลอกเดี่ยว และต้องอยู่ใต้เหล็กเสริมตามแนวนอนล่างสุดของแผ่นพื้นหรือเป็นหัวเสาที่อยู่เหนือขึ้นไป ไม่มากกว่าครึ่งหนึ่งของระยะห่างของเหล็กปลอกเดี่ยวนั้น



รูปที่ 11-6 การเสริมเหล็กปลอกเดี่ยว (จะต้องมีเหล็กปลอกเดี่ยวเสริมตามเส้นประ ถ้าระยะ $x > 15$ ซม.)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

11.4.3 **เหล็กปลอกเกลียว**

เหล็กปลอกเกลียวสำหรับองค์อาคารรับแรงอัด ต้องเป็นไปตามข้อต่อไปนี้

ก. อัตราส่วนของเหล็กปลอกเกลียว (ρ_s) ต้องไม่น้อยกว่า $\rho_s = 0.45\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f_c'}{f_y}$

โดยที่ A_g = เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมด

A_c = เนื้อที่แกนคอนกรีตขององค์อาคารรับแรงอัดที่รัดด้วยเหล็กปลอกเกลียว โดยวัดถึงขอบนอกของเส้นผ่าศูนย์กลางของวงเหล็กปลอกเกลียว

f_y = กำลังครากที่กำหนดของเหล็กปลอกเกลียว แต่ต้องไม่เกิน 4,000 กก./ซม.^{2}

ข. สำหรับการก่อสร้างหล่อในที่ เหล็กปลอกเกลียว ต้องมีขนาดไม่น้อยกว่า 9 มม.

ค. ระยะช่องว่างระหว่างเหล็กปลอกเกลียวต้องไม่มากกว่า 7.5 ซม. และไม่น้อยกว่า 2.5 ซม.

11.5 ลักษณะการพังทลายขององค์อาคารรับแรงดัดและแรงตามแนวแกน

พิจารณาโดยยึดค่าของความเครียดในเหล็กเสริมด้านรับแรงดึงเป็นหลัก ให้ P_n เป็นแรงตามแนวแกน และ P_{nb} เป็นแรงตามแนวแกนที่สภาวะสมดุล ลักษณะการพังทลายขององค์อาคารรับแรงดัดและแรงตามแนวแกน สามารถแบ่งได้เป็นสามกรณีดังต่อไปนี้

ก. การพังทลายที่สภาวะสมดุล เมื่อคอนกรีตด้านรับแรงอัดเกิดการแตกหักพร้อมกับการครากของเหล็กเสริมด้านรับแรงดึง $(P_n = P_{nb})$

ข. การพังทลายด้วยแรงอัด ซึ่งเริ่มจากการแตกหักของคอนกรีตด้านรับแรงอัด $(P_n > P_{nb})$

ค. การพังทลายด้วยแรงดึง ซึ่งเริ่มจากการครากของเหล็กเสริมด้านรับแรงดึง $(P_n < P_{nb})$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

11.6 การออกแบบองค์อาคารรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ารับแรงดัดและแรงตามแนวแกน

11.6.1 สภาวะทั่วไป

จากรูปที่ 11-7 เราสามารถสร้างสมการแสดงค่าของแรงและหน่วยแรงบนหน้าตัดได้ดังต่อไปนี้

$$P_n = C_c + C_s - T \qquad (11\text{-}1)$$

$$M_n = P_n e = C_c\left(\bar{y} - \frac{a}{2}\right) + C_s(\bar{y} - d') + T(d - \bar{y}) \qquad (11\text{-}2)$$

โดยที่

$$C_c = 0.85 f_c' b a \quad , \quad C_s = A_s' f_s' \quad , \quad T = A_s f_s$$

$$f_s' = 6{,}120\frac{c - d'}{c} \le f_y$$

$$f_s = 6{,}120\frac{d - c}{c} \le f_y$$

11.6.2 สภาวะสมดุล

$$\frac{c_b}{d} = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + \varepsilon_y} = \frac{0.003}{0.003 + f_y / 2{,}040{,}000} = \frac{6{,}120}{6{,}120 + f_y}$$

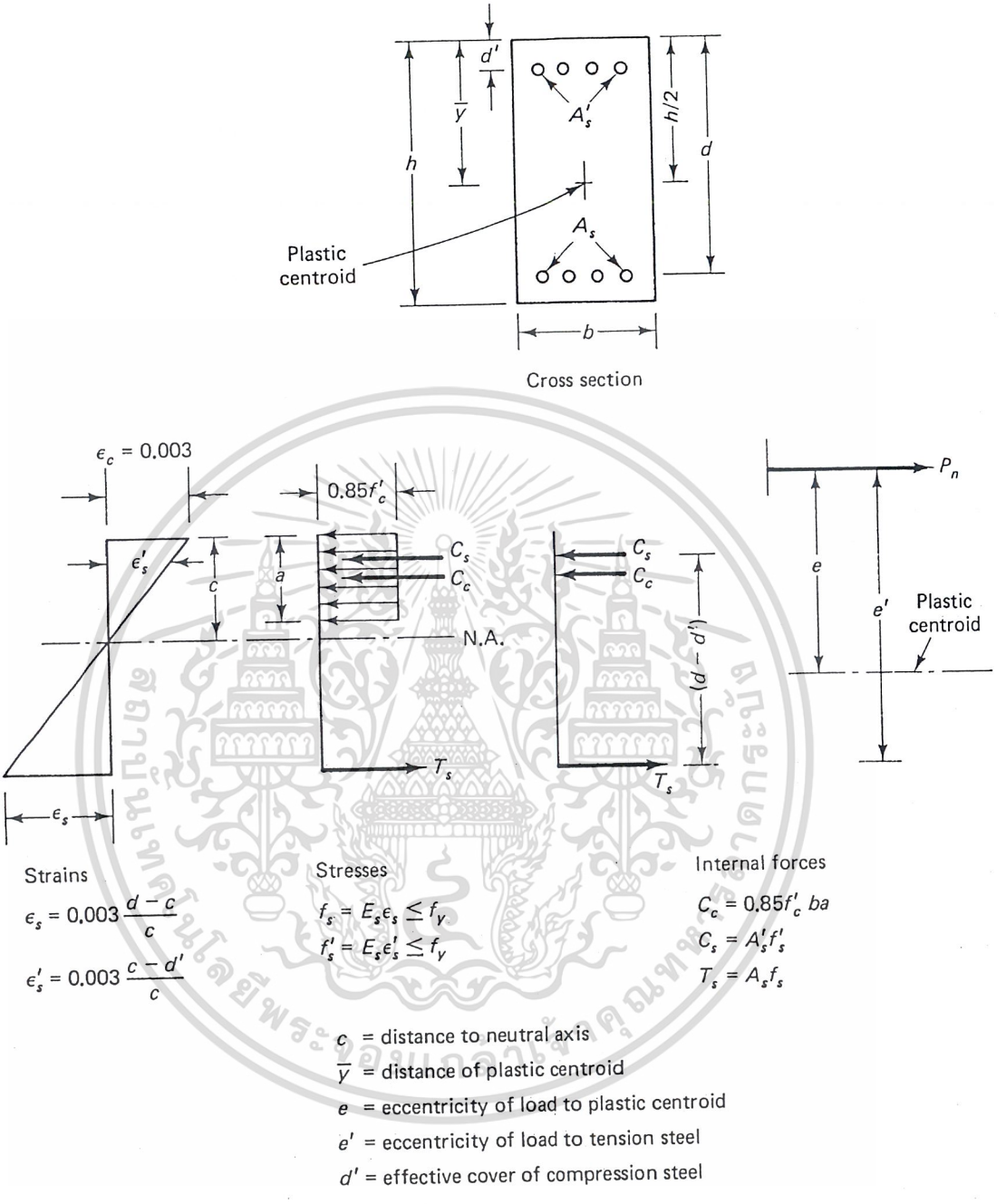
$$a_b = \beta_1 c_b = \beta_1 d\frac{6{,}120}{6{,}120 + f_y}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c_b - d'}{c_b}\varepsilon_u \longrightarrow f_s' = \frac{c_b - d'}{c_b}6{,}120 \le f_y$$

$$P_{nb} = 0.85 f_c' b a_b\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + A_s' f_s'\left(\frac{h}{2} - d'\right) + A_s f_y\left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{nb} = P_{nb} e_b = 0.85 f_c' b a_b\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + A_s' f_s'\left(\frac{h}{2} - d'\right) + A_s f_y\left(d - \frac{h}{2}\right)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 11-7 การกระจายความเครียดและหน่วยแรงในหน้าตัดภายใต้ผลรวมของแรงดัดและแรงตามแนวแกน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

11.6.3 **สภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงอัด**

เมื่อแรงตามแนวแกนที่กระทำ (P_n) มากกว่าแรงตามแนวแกนที่สภาวะสมดุล (P_{nb}) หรือเมื่อระยะหนีศูนย์ (e) น้อยกว่าระยะหนีศูนย์ที่สภาวะสมดุล (e_b) องค์อาคารจะวิบัติโดยการพังทลายของคอนกรีตภายใต้แรงอัด ในระหว่างที่หน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงดึงจะน้อยกว่าจุดคราก หรืออาจจะอยู่ภายใต้แรงอัดด้วย

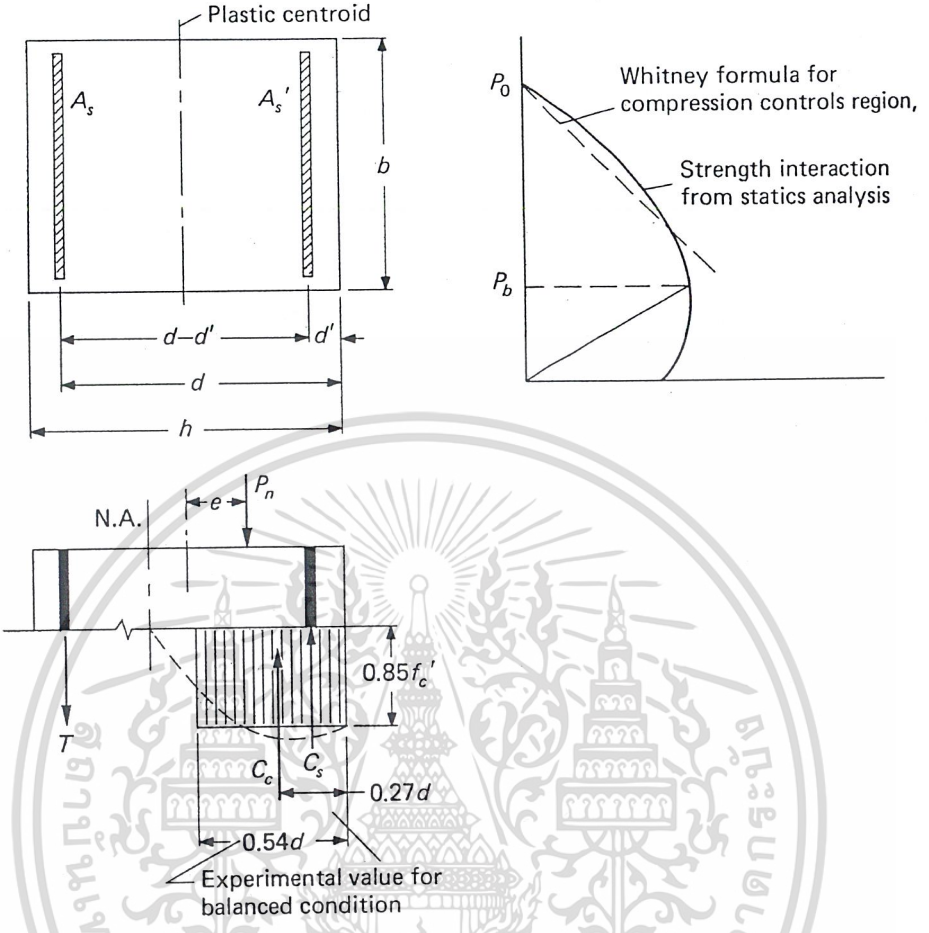
การออกแบบและวิเคราะห์ในกรณีนี้ จะใช้การลองผิดลองถูกสมมติค่าของความลึกของแกนสะเทิน (c) ร่วมกับความสอดคล้องของความเครียดและสมการสมดุล (11-1) และ (11-2) หรืออาจจะใช้การประมาณโดยวิธีของ Whitney

วิธีของ Whitney จะให้ค่าในการออกแบบที่ต่ำกว่าค่าจริงที่ได้จากการลองผิดลองถูก ยกเว้นแต่เมื่อแรงตามแนวแกนที่กระทำมีค่าเข้าใกล้แรงตามแนวแกนที่สภาวะสมดุล วิธีของ Whitney จะให้ค่าที่สูงกว่า

วิธีของ Whitney ถูกสร้างขึ้นมาโดยอาศัยสมมติฐานดังต่อไปนี้

1. มีการวางเหล็กเสริมแถวเดียวแบบสมมาตรรอบแกนรับแรงดัด
2. เหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดคราก
3. ไม่คิดพื้นที่ของคอนกรีตซึ่งถูกแทนที่โดยพื้นที่เหล็กเสริมรับแรงอัด
4. ความลึกของรูปกล่องสี่เหลี่ยมผืนผ้าเทียบเท่าของหน่วยแรงในคอนกรีต (a) เท่ากับ $0.54d$ ซึ่งเป็นค่าเฉลี่ยที่สภาวะสมดุลขององค์อาคารรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า
5. ความสัมพันธ์ของแรงตามแนวแกนและแรงดัดในสภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงอัดถือว่าเป็นเชิงเส้นตรง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 11-8 สมมติฐานของ Whitney สำหรับสภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงอัด

จากรูปที่ 11-8 ถ้ารวมโมเมนต์รอบแนวเหล็กเสริมรับแรงดึงจะได้

$$P_n\left(e+\frac{d-d'}{2}\right) = C_c\left(d-\frac{a}{2}\right) + C_s(d-d') \qquad (a)$$

โดยที่

$$C_c = 0.85f_c'ba = 0.85f_c'b(0.54d) = 0.459bd\,f_c'$$

$$C_c\left(d-\frac{a}{2}\right) = 0.459bd\,f_c'\left(d-\frac{0.54d}{2}\right) = \frac{1}{3}f_c'bd^2 \qquad (b)$$

$$C_s = A_s'f_y \qquad (c)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แทนค่า สมการ (b) และ (c) ลงใน (a) จะได้

$$P_n = \frac{\frac{1}{3}f_c' bd^2}{e+\frac{1}{2}(d-d')} + \frac{A_s' f_y (d-d')}{e+\frac{1}{2}(d-d')} = \frac{f_c' bh}{\frac{3he}{d^2}+\frac{3(d-d')h}{2d^2}} + \frac{A_s' f_y}{\frac{e}{d-d'}+\frac{1}{2}} \qquad (d)$$

เมื่อ $e=0$: $P_n = P_o = 0.85 f_c' bh + f_y\left(A_s + A_s'\right) = 0.85 f_c' bh + 2 f_y A_s'$

แทนค่าข้างบนลงในสมการ (d) จะได้

$$0.85 f_c' bh + 2 f_y A_s' = \frac{f_c' bh}{0+\frac{3(d-d')h}{2d^2}} + \frac{A_s' f_y}{0+\frac{1}{2}}$$

$$\frac{3(d-d')h}{2d^2} = \frac{1}{0.85} = 1.18 \qquad (e)$$

แทนค่าสมการ (e) ลงใน (d) จะได้

$$P_n = \frac{f_c' bh}{\frac{3he}{d^2}+1.18} + \frac{A_s' f_y}{\frac{e}{d-d'}+0.5} \qquad (11\text{-}3)$$

11.6.4 สภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงดึง

เมื่อแรงตามแนวแกนที่กระทำ (P_n) น้อยกว่าแรงตามแนวแกนที่สภาวะสมดุล (P_{nb}) หรือเมื่อระยะหนีศูนย์ (e) มากกว่าระยะหนีศูนย์ที่สภาวะสมดุล (e_b) องค์อาคารจะวิบัติโดยเริ่มต้นจากที่เหล็กเสริมรับแรงดึงถึงจุดคราก ในระหว่างที่หน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงอัดอาจจะถึงจุดครากหรือน้อยกว่าก็ได้

การออกแบบและวิเคราะห์ในกรณีนี้ จะใช้สมการที่ (11-1) และ (11-2) เป็นหลัก โดยใช้ค่า f_y แทน f_s ในสมการ

การวางเหล็กเสริมให้สมมาตรรอบแกนรับแรงดัด $\left(A_s' = A_s\right)$ เป็นที่นิยมใช้กันทั่วไป เพื่อรับการกลับทิศทางของแรงในองค์อาคารรับแรงตามแนวแกนและแรงดัด เนื่องจากการกลับทิศทางของแรงลม และเพื่อป้องกันความผิดพลาดในการวางเหล็กกลับทางในการก่อสร้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ถ้าสมมติให้เหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดครากด้วย และใช้ $A_s' = A_s$ เราสามารถจะเขียนสมการที่ (11-1) และ (11-2) ได้ใหม่

$$P_n = 0.85f_c'ba \rightarrow a = \frac{P_n}{0.85f_c'b} \qquad (a)$$

$$M_n = P_n e = 0.85f_c'ba\left(\bar{y} - \frac{a}{2}\right) + A_s'f_y(\bar{y} - d') + A_sf_y(d - \bar{y})$$

$$= 0.85f_c'ba\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + A_sf_y(d - d') \qquad (b)$$

แทนค่า P_n และ a จากสมการ (a) ลงใน (b)

$$P_n e = P_n\left(\frac{h}{2} - \frac{P_n}{1.7f_c'b}\right) + A_sf_y(d - d')$$

$$\frac{P_n^2}{1.7f_c'b} - P_n\left(\frac{h}{2} - e\right) - A_sf_y(d - d') = 0 \qquad (11\text{-}4)$$

จากสมการที่ (11-4) เมื่อรู้ P_n และ M_n จากการวิเคราะห์โครงสร้าง ถ้าเลือกหน้าตัดขององค์อาคารให้อยู่ในกรณีของเสาแบบสั้น (ไม่ต้องคิดถึงผลของความชะลูด) เราก็สามารถที่จะหาปริมาณของเหล็กเสริมได้

11.7 การออกแบบองค์อาคารรูปวงกลมรับแรงดัดและแรงตามแนวแกน

การออกแบบเสาหน้าตัดรูปวงกลมจะต้องใช้เวลาและขั้นตอนมากกว่าหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยม วิธีที่ง่ายที่สุดคือ การแปลงหน้าตัดรูปวงกลมให้เป็นรูปสี่เหลี่ยมเทียบเท่า ตามที่แสดงในรูปที่ 11.9 ซึ่งวิธีนี้ให้ผลเป็นที่ยอมรับได้

สำหรับสภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงอัด หน้าตัดสี่เหลี่ยมเทียบเท่าจะต้องมี

ก. ความลึกในด้านรับแรงดัดเท่ากับ $0.8h$ โดยที่ h เป็นเส้นผ่าศูนย์กลางของเสารูปวงกลม

ข. ความกว้าง b เท่ากับ $A_g/0.8h$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค. ปริมาณเหล็กเสริมทั้งหมด (A_{st}) จะถูกแบ่งเป็นสองส่วน และวางเป็นสองแถวเดี่ยวสมมาตรรอบแกนรับแรงดัด โดยระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมสองแถวเท่ากับ $2D_s/3$ โดยที่ D_s เป็นเส้นผ่าศูนย์กลางของวงกลมแนววางเหล็กเสริม

สำหรับสภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงดึง จะใช้เสาจริงในการหาแรงอัดในคอนกรีต (C_c) และจะวางเหล็กเสริมตามข้อ ค. ข้างบน แต่ใช้ปริมาณเท่ากับ $0.4A_{st}$ และวางห่างกันเท่ากับ $0.75D_s$

หลังจากที่จัดหน้าตัดเป็นตามข้างบนแล้ว เราสามารถที่จะวิเคราะห์และออกแบบเสาทรงกลมด้วยวิธีเหมือนกับเสาสี่เหลี่ยมตามข้างล่าง

สำหรับสภาวะภายใต้แรงอัด แทนค่า $A_{st}/2 = A_s'$, $2D_s/3 = d - d'$, $0.8h = t$, $0.4h + D_s/3 = d$ และ $A_g = bh$ ลงในสมการที่ (11-3) จะได้

$$P_n = \frac{f_c' bh}{\frac{3he}{d^2} + 1.18} + \frac{A_s' f_y}{\frac{e}{d - d'} + 0.5}$$

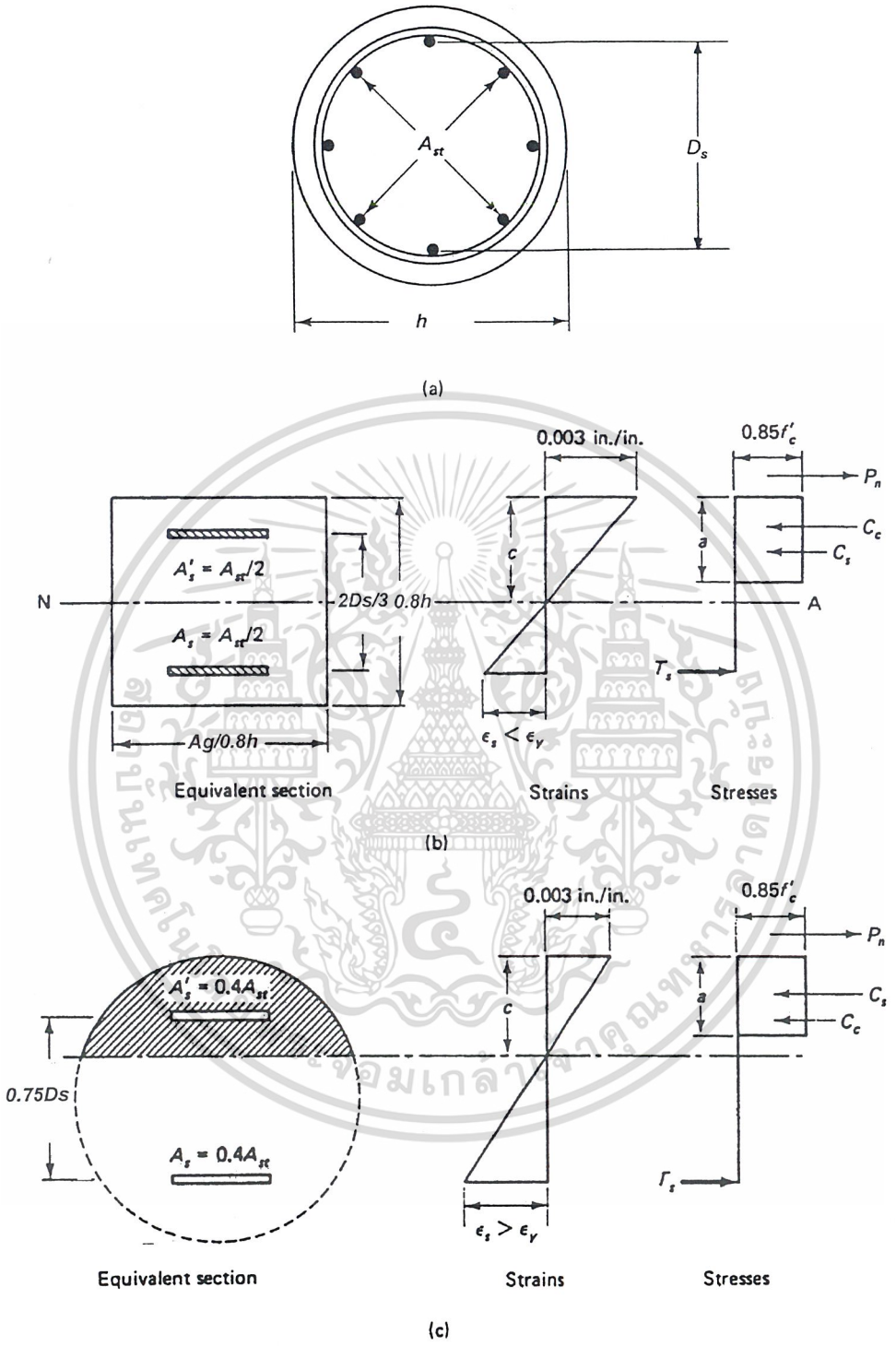
$$= \frac{A_g f_c'}{\frac{9.6he}{(0.8h + 0.67D_s)^2} + 1.18} + \frac{A_{st} f_y}{\frac{3e}{D_s} + 1.00} \qquad (11\text{-}5)$$

สำหรับสภาวะภายใต้แรงดึง จะได้

$$P_n^2 + P_n \frac{(e - 0.438h) f_c' h}{0.638} - \frac{0.30 A_{st} f_y D_s f_c' h}{0.638} = 0 \qquad (11\text{-}6)$$

$$P_n = 0.85 f_c' h^2 \left[\sqrt{\left(\frac{0.85e}{h} - 0.38 \right)^2 + \frac{\rho_g m D_s}{2.5h}} - \left(\frac{0.85e}{h} - 0.38 \right) \right] \qquad (11\text{-}6a)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 11-9 เสาสี่เหลี่ยมเทียบเท่า (a) เสาหน้าตัดวงกลมเดิม,

(b) หน้าตัดเทียบเท่า สภาวะภายใต้อิทธิพลของแรงอัด, (c) หน้าตัดเทียบเท่าภายใต้อิทธิพลของแรงดึง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 11.1- ออกแบบรับแรงอัดอย่างเดียว

จงออกแบบเสาปลอกเดี่ยวรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส รับน้ำหนักบรรทุกใช้งานกระทำที่จุดศูนย์กลางของเสา อันได้แก่น้ำหนักบรรทุกคงที่ 140 ตันและน้ำหนักบรรทุกจร 80 ตัน เสามีความยาวส่วนที่ไม่มีการยึดรั้ง 2.50 ม. และมีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

ใช้ $f_c' = 280$ กก./ซม.^{2} $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2}

---

1. หากำลังที่ต้องการ

$$P_u = 1.4D + 1.7L$$

$$= 1.4(140) + 1.7(80) = 332 \text{ ตัน}$$ *วสท. (42-1)*

2. ตรวจสอบความชะลูด โดยสมมติ เสาสี่เหลี่ยมจัตุรัสมีขนาด 45 ซม.

$k = 1.0$ สำหรับเสาที่มีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง *วสท. [4311 (ข)]*

$r = 0.3 \times 45 = 13.50$ ซม. *วสท. [4311 (ค)]*

$$\frac{kl_u}{r} = \frac{1.0 \times 250}{13.50} = 18.50 \; < \; 34 - 12\left(\frac{M_{1b}}{M_{2b}}\right) = 22$$ *วสท. [4311 (ง)1]*

ดังนั้นไม่ต้องคิดผลของความชะลูด

3. ออกแบบเหล็กเสริมในเสา

น้ำหนักบรรทุกออกแบบ $P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{332}{0.70} = 474$ ตัน *วสท. [4203 (ข)]*

สำหรับเสาซึ่งไม่รับโมเมนต์ หรือรับน้ำหนักตามแกนอย่างเดียว จะจำกัดกำลังไว้ที่ $0.80P_n$

วสท. [4303 (จ)2]

จาก $P_n = 0.8P_o = 0.8[0.85f_c'(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$ *วสท. (43-2)*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$= 0.8[0.85f_c'A_g + A_{st}(f_y - 0.85f_c')]$$

สมมติใช้เสาขนาด 45×45 ซม.

กำลังรับน้ำหนักโดยคอนกรีต $= 0.85(280)(45 \times 45) = 481{,}950$ กก.

กำลังรับน้ำหนักโดยเหล็กเสริม $= \dfrac{474{,}000}{0.80} - 481{,}950 = 110{,}550$ กก.

ใช้เหล็กยืน $A_{st}(f_y - 0.85f_c') = 110{,}550$ กก.

$$A_{st} = \frac{110{,}550}{4{,}000 - 0.85(280)} = 29.39 \text{ ซม.}^2$$

ใช้เหล็กยืน 4-DB32, $A_{st} = 4(8.04) = 32.16$ ซม.^{2}

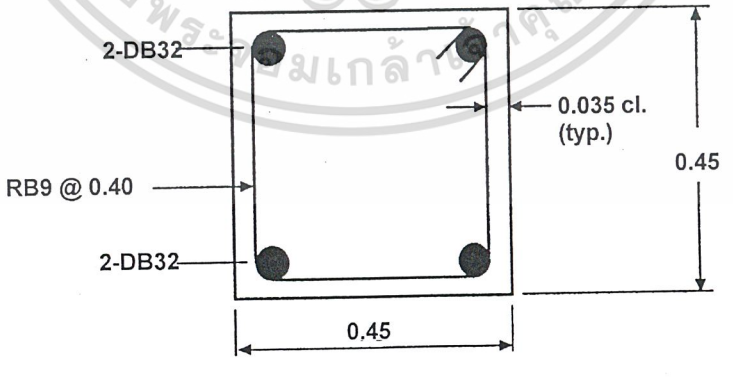
ตรวจสอบเปอร์เซ็นต์เหล็กเสริม $= 32.16/(45 \times 45) = 0.016$ (อยู่ระหว่าง 0.01 และ 0.08) ใช้ได้

4. เลือกเหล็กปลอก *วสท. [3410 (จ)1]*

เมื่อใช้เหล็กยืน DB32 จะต้องใช้เหล็กปลอกขนาดอย่างน้อย 9 มม. และระยะห่าง

- 16 เท่าของเหล็กยืน $16 \times 3.20 = 51.20$ ซม.
- 48 เท่าของเหล็กปลอก $48 \times 0.90 = 43.20$ ซม.
- ด้านแคบของเสา $= 45$ ซม. *วสท. [3410 (จ)2]*

ใช้ เหล็กปลอกเดี่ยว RB9 @ 0.40 ม.



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 11.2 - ออกแบบรับน้ำหนักตามแนวแกนซึ่งมีค่าน้อย

จงออกแบบเสาปลอกเดี่ยวรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส เพื่อรับน้ำหนักบรรทุกใช้งานคงที่เท่ากับ 9 ตัน น้ำหนักบรรทุกจรเท่ากับ 6 ตัน โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่เท่ากับ 12 ตัน-ม.และโมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร 9 ตัน-ม. เสามีความมีความยาวส่วนที่ไม่มีการยึดรั้ง 3.50 ม. และเกิดการงอตัวแบบโค้งคู่ดัดกลับ (Double curvature) สถาปนิกกำหนดให้ใช้เสาขนาด 45 ซม. และมีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

ใช้ $f_c' = 350$ กก./ซม.^{2} $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2}

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\left(\frac{f_c' - 280}{70}\right) = 0.85 - 0.05\left(\frac{350 - 280}{70}\right) = 0.80$$

1. หากำลังที่ต้องการ

$$P_u = 1.4D + 1.7L \qquad \text{วสท. (42-1)}$$

$$= 1.4(9) + 1.7(6) = 22.80 \text{ ตัน}$$

$$M_u = 1.4D + 1.7L$$

$$= 1.4(12) + 1.7(9) = 32.10 \text{ ตัน-ม.}$$

2. ตรวจสอบความชะลูด

$k = 1.0$ สำหรับองค์อาคารที่ มีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง วสท. [4311 (ข)]

$r = 0.3 \times 45 = 13.50$ ซม. วสท. [4311 (ค)]

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{-32.1}{32.1} = -1 \quad < \quad -0.5 \qquad \text{ใช้} \quad -0.5$$

$$\frac{kl_u}{r} = \frac{1.0 \times 350}{13.50} = 25.90 \quad < \quad 34 - 12(-0.5) = 40 \qquad \text{วสท. [4311 (ง)1]}$$

ดังนั้นไม่ต้องคิดผลของความชะลูด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3. ออกแบบเหล็กเสริมในเสา

เนื่องจากหน้าตัดของเสามีขนาดใหญ่ ในระหว่างที่แรงตามแนวแกน $P_u = 22.80$ ตัน มีค่าน้อยมาก เมื่อเทียบกับหน้าตัด ดังนั้นเราอาจจะเพิ่มค่าของตัวคูณลดกำลัง (ϕ) ได้

จากข้อกำหนดใน **"ข้อพิจารณาทั่วไป"**

ถ้า $(h - d' - d_s)/h = (45 - 6.50 - 6.50)/45 = 0.71 > 0.70$ และ *ACI (9.3.2)*

$0.10 f_c' A_g = 0.10 \times 350 \times (45 \times 45) = 70.88$ ตัน > 22.80 ตัน

เราสามารถจะเพิ่มค่าของตัวคูณลดกำลัง สำหรับองค์อาคารที่เสริมเหล็กปลอกเดี่ยว ได้ตามสมการ

$$\phi = 0.90 - \frac{0.20 P_u}{0.10 f_c' A_g} \geq 0.70$$

$$= 0.90 - \frac{0.20(22{,}800)}{0.10(350)(45 \times 45)} = 0.84$$

น้ำหนักบรรทุกออกแบบ

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{22.80}{0.84} = 27.28 \text{ ตัน}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{32.10}{0.84} = 38.41 \text{ ตัน-ม.}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{38.41}{27.28} = 140.80 \text{ ซม.}$$

ณ สภาวะสมดุล

$$P_{nb} = 0.85 \beta_1 f_c' b d \left(\frac{6{,}120}{6{,}120 + f_y} \right)$$

$$= 0.85(0.80)(350)(45)(38.50)\left(\frac{6{,}120}{6{,}120 + 4{,}000} \right) = 249.36 \text{ ตัน}$$

เนื่องจาก $P_n < P_{nb}$ แสดงว่ากำลังรับแรงของหน้าตัดอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงดึง

จากสมการที่ (11-4)

$$\frac{P_n^2}{1.7 f_c' b} + \left(e - \frac{h}{2} \right) P_n - A_s f_y (d - d') = 0$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\frac{(27,280)^2}{1.7(350)(45)} + \left(140.80 - \frac{45}{2}\right)(27,280) = A_s(4,000)[(45-6.50)-6.50]$$

$$A_s = \frac{27,794.5 + 3,227,224}{128,000} = 25.43 \text{ ซม.}^2$$

ใช้ $A_s = A_s' = 25.43$ ซม.^{2} รวมเป็น 50.86 ซม.^{2}

ใช้เหล็กยืน 8-DB28 ($A_{st} = 8 \times 6.16 = 49.28$ ซม.^{2}) วางด้านละ 4 เส้นในแถวเดียว

4. ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริม

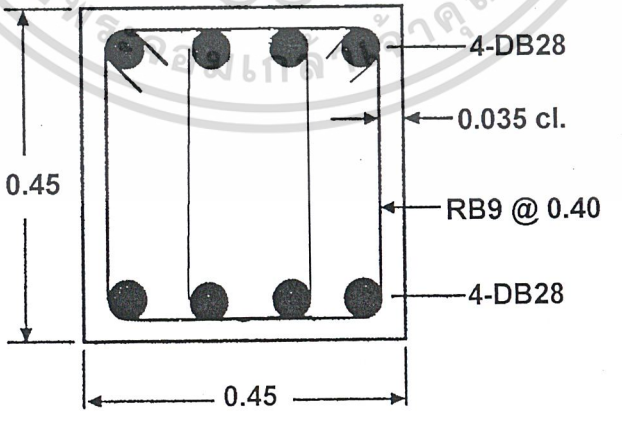
$$\rho = \frac{49.28}{45 \times 45} = 0.024 \quad \rightarrow \quad 0.01 < \rho < 0.08 \quad .$$ ใช้ได้

5. เลือกเหล็กปลอก *วสท. [3410 (จ)1]*

เมื่อใช้เหล็กยืน DB28 เหล็กปลอกเดี่ยวต้องมีขนาดอย่างน้อย RB9 ระยะเรียงต้องไม่เกิน

- 16 เท่าของเหล็กยืน $= 16 \times 2.80 = 44.80$ ซม.
- 48 เท่าของเหล็กปลอก $= 48 \times 0.90 = 43.20$ ซม.
- ด้านแคบของเสา $= 45$ ซม. *วสท. [3410 (จ)2]*

ใช้ เหล็กปลอกเดี่ยว RB9 @ 0.40 ม.



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 11.3 — การออกแบบสำหรับน้ำหนักบรรทุกทั่ว ๆ ไป (หน้าตัดสี่เหลี่ยม)

จงออกแบบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กปลอกเดี่ยว รับน้ำหนักบรรทุกใช้งานคงที่ 160 ตัน และน้ำหนักบรรทุกจร 110 ตัน โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ และน้ำหนักบรรทุกจร ที่ปลายด้านบนของเสารอบแกนเอก มีค่าเท่ากับ 15 และ 10 ตัน-ม. โมเมนต์ที่ปลายด้านล่างของเสาเป็นครึ่งหนึ่งของปลายด้านบน โมเมนต์รอบแกนโทถือว่ามีค่าน้อยมาก เสามีความยาวส่วนที่ไม่มีการยึดรั้ง 2.30 ม. งอตัวรอบแกนเอกเป็นแบบโค้งคู่ดัดกลับ (Double curvature) และงอเป็นแบบโค้งเดียวรอบแกนโท (Single curvature)

ใช้ $f_c' = 350$ กก./ซม.^{2} และ $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2}

สถาปนิกจำกัดความกว้างของเสาไว้ที่ 35 ซม. และให้มีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\left(\frac{f_c' - 280}{70}\right) = 0.85 - 0.05\left(\frac{350-280}{70}\right) = 0.80$$

1. หากำลังที่ต้องการ

$P_u = 1.4(160) + 1.7(110) = 411$ ตัน *วสท. (42-1)*

$M_u = 1.4(15) + 1.7(10) = 38$ ตัน-ม.

2. ตรวจสอบความชะลูดของเสา โดยสมมติใช้เสาขนาด 35×60 ซม.

a. ความชะลูดรอบแกนโท (35 ซม.)

$k = 1.0$ เมื่อมีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง *วสท. [4311 (ข)]*

$r = 0.3(35) = 10.50$ ซม. *วสท. [4311 (ค)]*

$kl_u / r = 1 \times 2.30 \times 100 / 10.50 = 21.90$

เนื่องจากโมเมนต์รอบแกนโทมีค่าน้อยมาก จะถือว่า $M_{1b} / M_{2b} = 1$

$kl_u / r \quad < \quad 34 - 12(1) = 22$ (สำหรับการงอแบบโค้งเดียว) *วสท. [4311 (ง)1]*

ดังนั้น ไม่ต้องคิดผลของความชะลูดรอบแกนโท

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

b. ความชะลูดรอบแกนเอก (60 ซม.)

$k = 1.0$ เมื่อมีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง *วสท. [4311 (ข)]*

$r = 0.3(60) = 18$ ซม. *วสท. [4311 (ค)]*

$M_{1b} / M_{2b} = -0.5$

$kl_u / r = 1 \times 2.30 \times 100 / 18 = 12.80 \quad < \quad 34 - 12(-0.5) = 40$ *วสท. [4311 (ง)1]*

ดังนั้น ไม่ต้องคิดผลของความชะลูดรอบแกนเอก

3. **ออกแบบเหล็กเสริมในเสา**

$P_n = P_u / \phi = 411 / 0.7 = 587.14$ ตัน

$M_n = M_u / \phi = 38 / 0.7 = 54.29$ ตัน-ม.

ระยะเยื้องศูนย์ $e = M_u / P_u = 38 / 411 = 0.09$ ม.

ณ สภาวะสมดุล

$$P_{nb} = 0.85\beta_1 f_c' b d \left(\frac{6{,}120}{6{,}120 + f_y} \right)$$

$$= 0.85(0.80)(350)(35)(60 - 6.50) \left(\frac{6{,}120}{6{,}120 + 4{,}000} \right) = 269.51 \text{ ตัน}$$

$$c_b = \frac{6{,}120}{6{,}120 + f_y} d = \frac{6{,}120}{6{,}120 + 4{,}000}(53.50) = 32.35 \text{ ซม.}$$

เนื่องจาก $P_n > P_{nb}$ แสดงว่ากำลังรับแรงของหน้าตัดอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงอัด

ความลึกของแกนสะเทิน (c) จะต้องมากกว่า c_b

หาเหล็กเสริมโดยวิธีทดลองค่า (trial and error)

วางเหล็กให้สมมาตร โดยมี $A_s = A_s'$

และสมมติระยะ $c = 50$ ซม.

ดังนั้น $a = \beta_1 c = 0.80(50) = 40$ ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตรวจสอบหน่วยแรงในเหล็กเสริม

$$f_s' = \left(\frac{c-d'}{c}\right)6{,}120 = \left(\frac{50-6.50}{50}\right)6{,}120 = 5{,}324.40 \text{ กก./ซม.}^2 > f_y \rightarrow f_s' = f_y$$

$$f_s = \left(\frac{d-c}{c}\right)6{,}120 = \left(\frac{53.50-50}{50}\right)6{,}120 = 428.40 \text{ กก./ซม.}^2$$

หาโมเมนต์รอบแกนศูนย์ถ่วงของเหล็กเสริมรับแรงดึงจะได้

$$P_n(e+\frac{d-d'}{2}) - C_c(d-\frac{a}{2}) - C_s'(d-d') = 0$$

$$587{,}140\left(9.25+\frac{53.50-6.50}{2}\right) - 0.85(350)(35)(40)\left(53.50-\frac{40}{2}\right) - 4{,}000A_s'(53.50-6.50) = 0$$

$$587{,}140(32.75) - 416{,}500(33.50) - 4{,}000A_s'(47) = 0$$

$$A_s' = \frac{19{,}228.84 - 13{,}952.75}{4(47)} = 28.06 \text{ ซม.}^2$$

ตรวจสอบระยะ a จากความสมดุลของแรง $\left(\sum F = 0\right)$ จะได้

$$P_n = 0.85f_c'ab + A_s'f_s' - A_sf_s$$

$$587{,}140 = (0.85)(350)(35)a + 28.06(4{,}000) - 28.06(428.40)$$

$$a = \frac{587{,}140 - 28.06(3{,}571.60)}{(0.85)(350)(35)} = 46.76 \text{ ซม.}$$

ในระหว่างที่ค่าที่ลองเดิมคือ 40 ซม.

ลองดูอีกครั้ง ใช้ค่า $c = d = 53.50$ ซม. จะได้ค่า $a = 0.80(53.50) = 42.80$ ซม.

$$f_s' = \left(\frac{c-d'}{c}\right)6{,}120 = \left(\frac{53.50-6.50}{53.50}\right)6{,}120 = 5{,}376.40 \text{ กก./ซม.}^2 > f_y \rightarrow f_s' = f_y$$

$$f_s = \left(\frac{d-c}{c}\right)6{,}120 = \left(\frac{53.50-53.50}{53.50}\right)6{,}120 = 0$$

หาโมเมนต์รอบแกนศูนย์ถ่วงของเหล็กเสริมรับแรงดึงจะได้

$$P_n(e+\frac{d-d'}{2}) - C_c(d-\frac{a}{2}) - C_s'(d-d') = 0$$

$$587{,}140\left(9.25+\frac{53.50-6.50}{2}\right) - 0.85(350)(35)(42.80)\left(53.50-\frac{42.80}{2}\right) - 4{,}000A_s'(53.50-6.50) = 0$$

$$587{,}140(32.75) - 445{,}655(32.10) - 4{,}000A_s'(47) = 0$$

$$A_s' = \frac{19{,}228.84 - 14{,}305.53}{4(47)} = 26.18 \text{ ซม.}^2$$

ตรวจสอบระยะ a จากความสมดุลของแรง $\left(\sum F = 0\right)$ จะได้

$$P_n = 0.85f_c'ab + A_s'f_s' - A_sf_s$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$587{,}140 = (0.85)(350)(35)a + 26.18(4{,}000) - 26.18(0)$$

$$a = \frac{587{,}140 - 26.18(4{,}000)}{(0.85)(350)(35)} = 46.33 \text{ ซม.}$$

(ถ้าลองต่อไป จะได้เหล็กเสริมล่างอยู่ภายใต้แรงอัดด้วย ทำให้ได้หน้าตัดเหล็กเสริมน้อยลงอีก)

ใช้ $A_s = A_s' = 26.18$ ซม.^{2}

4. สรุป

1. ใช้ขนาดหน้าตัดของเสาขนาด 0.35×0.60 ม.

2. ใช้เหล็กยืน 8-DB32 ($A_s = 8 \times 8.04 = 64.32$ ซม.^{2}) ซึ่งปริมาณเหล็กเสริม

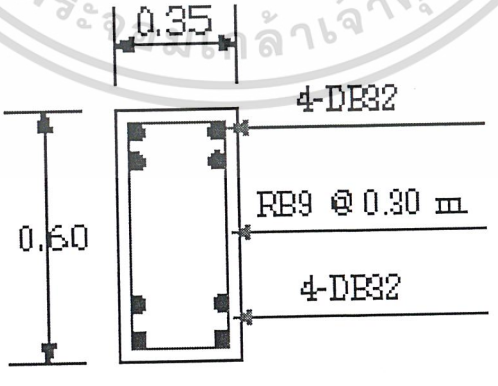
$$\rho = \frac{64.32}{35(60)} = 0.031 \quad 0.01 < \rho < 0.08$$ ใช้ได้

3. เลือกเหล็กปลอก

เมื่อใช้เหล็กยืน DB32 เหล็กปลอกเดี่ยวต้องมีขนาดอย่างน้อย RB9 ระยะเรียงต้องไม่เกิน :

- 16 เท่าของเหล็กยืน $= 16 \times 3.20 = 51.20$ ซม.
- 48 เท่าของเหล็กปลอก $= 48 \times 0.90 = 43.20$ ซม.
- ด้านแคบของเสา $= 35$ ซม.

ใช้ เหล็กปลอกเดี่ยว RB9 @ 0.35 ม.



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ลองตรวจสอบโดยใช้สมการของ Whitney :

$$P_n = \frac{f_c' bh}{\frac{3he}{d^2} + 1.18} + \frac{A_s' f_y}{\frac{e}{d - d'} + 0.5}$$

$$587{,}140 = \frac{(350)(35)(60)}{\frac{3(60)(9.25)}{(53.50)^2} + 1.18} + \frac{A_s'(4{,}000)}{\frac{9.25}{53.50 - 6.50} + 0.5} = 417{,}208 + \frac{4{,}000}{0.697} A_s'$$

$A_s' = 29.60$ ซม.^{2} $\quad A_s = 2 \times 29.60 = 59.20$ ซม.^{2}

ต้องใช้ 8-DB32 ($A_s = 8 \times 8.04 = 64.32$ ซม.^{2})

ได้ปริมาณเหล็กเสริมมากกว่าวิธี trial and error ซึ่งก็เป็นไปอย่างที่คาด เพราะสมการของ Whitney จะให้ค่ากำลังที่ต่ำกว่าค่าจริง แต่เมื่อคิดถึงเวลาและขั้นตอนที่ลดลงไป ก็สามารถที่จะใช้ได้ในกรณีที่รีบเร่ง หรืออาจจะใช้เป็นค่าเริ่มต้นที่ใช้ในวิธี trial and error

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 11.4 - การออกแบบสำหรับน้ำหนักบรรทุกทั่วไป (หน้าตัดวงกลม)

จงออกแบบเสากลมปลอกเกลียว โดยมีเส้นผ่าศูนย์กลาง 50 ซม. เสามีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง และมีความยาวของส่วนที่ไม่มีการยึดรั้ง 2.60 ม.

ใช้ $f_c' = 350$ กก./ซม.^{2} , $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2}

$P_d = 32$ ตัน , $P_l = 27$ ตัน, $M_d = 14$ ตัน-ม. , $M_l = 11$ ตัน-ม.

(โมเมนต์ที่ปลายข้างหนึ่งของเสามีค่าเป็นครึ่งหนึ่งของปลายอีกข้าง และเสามีการงอแบบโค้งเดียว)

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\left(\frac{f_c' - 280}{70}\right) = 0.85 - 0.05\left(\frac{350 - 280}{70}\right) = 0.80$$

1. หากำลังที่ต้องการ

$P_u = 1.4(32) + 1.7(27) = 90.70$ ตัน *วสท. (42-1)*

$M_u = 1.4(14) + 1.7(11) = 38.30$ ตัน-ม.

2. ตรวจสอบความชะลูดของเสา

$k = 1.0$ เมื่อเสามีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง *วสท. [4311 (ข)]*

$r = 0.25(50) = 12.50$ ซม. *วสท. [4311 (ค)]*

$kl_u / r = 1 \times 2.60 \times 100 / 0.125 = 20.80 \quad < \quad 34 - 12(0.5) = 28$ *วสท. [4311 (ง)1]*

ดังนั้น ไม่ต้องคิดผลของความชะลูด

3. ออกแบบเหล็กเสริมในเสา

$P_u = P_u / \phi = 90.70 / 0.75 = 120.93$ ตัน

$M_u = M_u / \phi = 38.30 / 0.75 = 51.06$ ตัน-ม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ระยะหนีศูนย์ของเสากลม เท่ากับ

$$\frac{M_u}{P_u} = \frac{38.30}{90.70} = 42.23 \text{ ซม.}$$

จะเห็นว่า ระยะหนีศูนย์มีค่ามากเมื่อเทียบกับเส้นผ่าศูนย์กลางของเสา

ดังนั้นหน้าตัดควรจะอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงดึง แปลงเหล็กเสริมเป็นรูปเทียบเท่า ตามรูปที่ 11-9(c)

$$A_g = \pi(50)^2/4 = 1{,}963.50 \text{ ซม.}^2$$

$$D_s = 50 - 2(3.50 + 0.90 + 1.60) = 38 \text{ ซม.}$$ (สมมติ เหล็กยืน DB32 และเหล็กปลอก RB9)

ดังนั้นระยะห่างระหว่างเหล็กเสริม $= 0.75(38) = 28.50$ ซม.

$$d' = (50 - 28.50)/2 = 10.75 \text{ ซม.}$$

$$d = t - d' = 50 - 10.75 = 39.25 \text{ ซม.}$$

สมมติ $A_{st} = 0.03A_g = 58.90$ ซม.^{2} $\longrightarrow$ $A_s = A_s' = A_{st}/2 = 29.45$ ซม.^{2}

ที่สภาวะสมดุล

$$c_b = \frac{6{,}120}{6{,}120 + f_y} d = \frac{6{,}120}{6{,}120 + 4{,}000} 39.25 = 23.74 \text{ ซม.}$$

$$a_b = \beta_1 c_b = 0.80(23.74) = 18.99 \text{ ซม.}$$

$$f_s' = 6{,}120\frac{c_b - d'}{c_b} = 6{,}120\frac{23.74 - 10.75}{23.74} = 3{,}348.73 \text{ กก./ซม.}^2 < f_y$$

$$f_s = 6{,}120\frac{d - c_b}{c_b} = 6{,}120\frac{39.25 - 23.74}{23.74} = 3{,}998.36 \text{ กก./ซม.}^2 < f_y$$

$$P_{nb} = C_c + A_s'f_s' - A_sf_y = 0.85(350)(684.16)^* + 29.45(3{,}348.73) - 29.45(3{,}998.36)$$

$$= 203{,}537 + 98{,}620.10 - 117{,}751.70 = 184{,}405.40 = 184.405 \text{ ตัน}$$

$$M_{nb} = C_c\left(\frac{h}{2} - \bar{y}'^*\right) + A_s'f_s'\left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_sf_y\left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$= 203{,}537\left(\frac{50}{2} - 11.075\right) + 98{,}620.10\left(\frac{50}{2} - 10.75\right) + 117{,}751.70\left(39.25 - \frac{50}{2}\right)$$

$$= 2{,}834.20 + 1{,}405.30 + 1{,}677.90 = 5{,}917.45 \text{ ตัน-ซม.}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{5{,}917.45}{184.405} = 32.09 \text{ ซม.}$$

* พื้นที่ในส่วนสำหรับหาแรง C_c เท่ากับ 684.16 ซม.^{2} และแรง C_c กระทำที่ 11.075 ซม.จากขอบบน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$P_n < P_{nb}$ $(e > e_b)$ แสดงว่าหน้าตัดอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงดึง

ใช้สมการที่ (11-6) หาปริมาณเหล็กยืน

$$P_n^2 + P_n \frac{(e-0.438h)f_c' h}{0.638} - \frac{0.30A_{st}f_y D_s f_c' h}{0.638} = 0$$

$$(120.93)^2 + 120.93\frac{(42.23-0.438\times 50)(0.35)(50)}{0.638} = \frac{0.3A_{st}(4)(38)(0.35)(50)}{0.638}$$

$$14{,}624.0649 + 67{,}435.5341 = 1{,}250.7837A_{st}$$

$A_{st} = 65.61$ ซม.^{2}

ใช้เหล็กยืน 8-DB32 ($A_{st} = 8\times 8.04 = 64.32$ ซม.^{2})

4. หาปริมาณเหล็กปลอกเกลียวที่ต้องใช้

ถ้าใช้เหล็กปลอกเกลียวขนาด RB 9 ซึ่งมี $f_y = 2{,}400$ กก./ซม.^{2}

ระยะเส้นผ่าศูนย์กลางถึงขอบนอกของเหล็กปลอก $D_c = h - 2d_c = 50 - 2(3.50) = 43$ ซม.

$A_c = \pi(43)^2/4 = 1{,}452.20$ ซม.^{2}

$$\rho_s = 0.45\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f_c'}{f_y} = 0.45\left(\frac{1{,}963.50}{1{,}452.20} - 1\right)\frac{350}{2{,}400} = 0.023$$

$\rho_s =$ อัตราส่วนของปริมาตรของเหล็กปลอกเกลียวที่พันหนึ่งรอบต่อปริมาตรของแกนคอนกรีตที่รัดด้วยเหล็กปลอกเกลียวหนึ่งรอบ

ดังนั้น ถ้าให้ D_s เป็นเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กปลอกเกลียว

และ A_s เป็นพื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกเกลียว จะได้

$$\rho_s = \frac{A_s\pi(D_c - D_s)}{A_c s}$$

$$s = \frac{A_s\pi(D_c - D_s)}{A_c\rho_s} = \frac{\pi(0.636)(43-0.90)}{1{,}452.20(0.023)} = 2.52 \text{ ซม.}$$

ดังนั้น ใช้เหล็กปลอกเกลียว RB9 ที่ระยะห่าง 2.50 ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 11.5 – การออกแบบเหล็กเสริมในเสาที่ถูกกำหนดขนาดมาแล้ว

จงหาเหล็กเสริม สำหรับเสาปลอกเดี่ยวคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 25 × 50 ซม.

ใช้ $f_c' = 350$ กก./ซม.^{2}, $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2} โดยไม่ต้องคำนึงถึงความชะลูด

กำลังที่ต้องการ : $P_u = 90$ ตัน $M_u = 32.50$ ตัน-ม.

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\left(\frac{f_c' - 280}{70}\right) = 0.85 - 0.05\left(\frac{350 - 280}{70}\right) = 0.80$$

1. ต้องออกแบบให้เสามีกำลังต้านทานแรงอัด และโมเมนต์ เท่ากับ

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{90}{0.70} = 128.57 \text{ ตัน}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{32.50}{0.70} = 46.43 \text{ ตัน-ม.}$$

2. โดยหลักการของความสมดุล

ให้ $A_s = A_s'$ สมมติว่า เหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดคราก $f_s' = f_y$ เช่นเดียวกับเหล็กเสริมรับแรงดึง

และ สมมติให้ $d = 45$ ซม. และ $d' = 5$ ซม.

ดังนั้นจากความสมดุลของแรง $P_n = C_c + C_s' - T_s = C_c$

แทนค่า $128.57 \times 1{,}000 = 0.85 \times 350 \times 25 \times a$

$$a = 17.29 \text{ ซม.}$$

แต่ที่สภาวะสมดุล $$c_b = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} d = 27.22 \text{ ซม.}$$

ระยะ $a_b = \beta_1 c_b = 0.80 \times 27.22 = 21.78$ ซม. > ระยะ $a = 17.29$ ซม.

แสดงว่าเสาวิบัติภายใต้อิทธิพลของแรงดึง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3. หาโมเมนต์รอบแกนศูนย์ถ่วงรับแรงดึง

$$P_n\left(e+\frac{d-d'}{2}\right)=C_c(d-0.5a)+C_s'(d-d')$$

$$e=\frac{M_u}{P_u}=\frac{32.50}{90}=0.36 \text{ ม.}$$

$$128{,}570\left(36+\frac{45-5}{2}\right)=128{,}570(45-0.5\times 17.3)+C_s'(45-5)$$

$$C_s'=\frac{128{,}570(56-36.35)}{40}=63{,}160 \text{ กก.}$$

$$C_s'=A_s'f_y=A_s'4{,}000=63{,}160$$

$$A_s'=\frac{63{,}160}{4{,}000}=15.80 \text{ ซม.}^2=A_s$$

4. ตรวจสอบว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดครากหรือไม่

$a=17.29$ ซม. ดังนั้น $c=\frac{a}{\beta_1}=\frac{17.29}{0.80}=21.61$ ซม.

เมื่อพิจารณาจากรูปการกระจายความเครียดจะได้

$$\varepsilon_s'=\varepsilon_c\frac{c-d'}{c}=0.003\frac{21.61-5}{21.61}=0.0023 \quad > \quad \varepsilon_y=\frac{f_y}{E_s}=0.00196$$

แสดงว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดครากตามที่สมมติ ใช้ได้

ดังนั้นใช้ $A_s=A_s'=15.80$ ซม.^{2}

เลือกเหล็ก 4-DB32 ($A_s=4\times 8.04=32.16$ ซม.^{2})

5. เลือกเหล็กปลอกเดี่ยวขนาด RB9

ระยะห่างต้องไม่เกิน

- 16 เท่าเหล็กยืน $=16\times 2.50=40$ ซม.
- 48 เท่าเหล็กปลอก $=48\times 0.90=43.20$ ซม.
- ด้านแคบที่สุดของเสา $=25$ ซม.

ดังนั้น ใช้เหล็กปลอกเดี่ยวขนาด RB9 @ 0.25 ม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 11.6 — การออกแบบสำหรับน้ำหนักบรรทุก 2 แกน(หน้าตัดวงกลม)

จงออกแบบเสากลมเสริมเหล็กปลอกเกลียว เพื่อรับน้ำหนักบรรทุกใช้งานตามตารางข้างล่าง เสามีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้างและมีความยาวของส่วนที่ไม่มีการยึดรั้ง 2.10 ม. สถาปนิกจำกัดขนาดของเสาไว้ที่ 40 ซม.

ใช้ $f_c' = 350$ กก./ซม.^{2} $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2}

	น้ำหนักบรรทุกคงที่	น้ำหนักบรรทุกจร
แรงตามแนวแกน (ตัน)	36	33
โมเมนต์ทิศ E-W (ตัน-ม.)	5.52	4.14
โมเมนต์ทิศ N-S (ตัน-ม.)	7.18	5.80

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\left(\frac{f_c' - 280}{70}\right) = 0.85 - 0.05\left(\frac{350 - 280}{70}\right) = 0.80$$

1. หากำลังที่ต้องการ

$$P_u = 1.4(36) + 1.7(33) = 106.50 \text{ ตัน}$$

$$M_u(E-W) = 1.4(5.52) + 1.7(4.14) = 14.77 \text{ ตัน-ม.}$$

$$M_u(N-S) = 1.4(7.18) + 1.7(5.80) = 19.91 \text{ ตัน-ม.}$$

เนื่องจากเป็นเสากลม โมเมนต์รอบแกนทั้งคู่สามารถรวมเป็นโมเมนต์ลัพธ์ และคิดเสมือนว่ามีโมเมนต์กระทำรอบแกนเดียว

$$M_u \text{ (รวม)} = \sqrt{14.77^2 + 19.91^2} = 24.80 \text{ ตัน-ม.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. ตรวจสอบความชะลูด

$k = 1.0$ เมื่อมีการยึดเพื่อต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

$r = 0.25(40) = 10$ ซม.

$\frac{kl_u}{r} = \frac{1 \times 2.1}{0.10} = 21 \quad < \quad 34 - 12(1) = 22$ (สมมติให้โมเมนต์ที่ปลายทั้งสองข้างเท่ากัน)

ดังนั้น ไม่ต้องพิจารณาเรื่องความชะลูด

3. ออกแบบเหล็กเสริม

ต้องออกแบบให้เสามีกำลังต้านทานแรงอัด และโมเมนต์ดัด เท่ากับ

$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{106.50}{0.75} = 142$ ตัน

$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{24.80}{0.75} = 33.07$ ตัน-ม.

ระยะหนีศูนย์เท่ากับ $e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{3,307}{142} = 23.29$ ซม.

จะเห็นว่า ระยะหนีศูนย์มีค่ามากเมื่อเทียบกับเส้นผ่าศูนย์กลางของเสา

ดังนั้นหน้าตัดควรจะอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงดึง แปลงเหล็กเสริมเป็นรูปเทียบเท่า ตามรูปที่ 11-9(c)

$A_g = \pi(40)^2/4 = 1,256.60$ ซม.^{2}

$D_s = 40 - 2(3.50 + 0.90 + 1.60) = 28$ ซม. (สมมติ เหล็กยืน DB32 และเหล็กปลอก RB9)

ดังนั้นระยะห่างระหว่างเหล็กเสริม $= 0.75(28) = 21$ ซม.

$d' = (40 - 21)/2 = 9.50$ ซม.

$d = t - d' = 40 - 9.50 = 30.50$ ซม.

สมมติ $A_{st} = 0.04A_g = 50.26$ ซม.^{2} $\longrightarrow$ $A_s = A_s' = A_{st}/2 = 25.13$ ซม.^{2}

ที่สภาวะสมดุล

$c_b = \frac{6,120}{6,120 + f_y} d = \frac{6,120}{6,120 + 4,000} 30.50 = 18.44$ ซม.

$a_b = \beta_1 c_b = 0.80(18.44) = 14.75$ ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$f_s' = 6{,}120\frac{c_b - d'}{c_b} = 6{,}120\frac{18.44 - 9.50}{18.44} = 2{,}967.07 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$f_s = 6{,}120\frac{d - c_b}{c_b} = 6{,}120\frac{30.50 - 18.44}{18.44} = 4{,}002.50 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$P_{nb} = C_c + A_s'f_s' - A_sf_y = 0.85(350)(420.75)^* + 25.13(2{,}967.07) - 25.13(4{,}000)$$

$$= 125{,}173.125 + 74{,}562.469 - 100{,}520 = 99{,}215.594 = 99.215 \text{ ตัน}$$

$$M_{nb} = C_c\left(\frac{h}{2} - \bar{y}'^*\right) + A_s'f_s'\left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_sf_y\left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$= 125{,}173.1\left(\frac{40}{2} - 8.61\right) + 74{,}562.469\left(\frac{40}{2} - 9.50\right) + 100{,}520\left(30.50 - \frac{40}{2}\right)$$

$$= 1{,}425.72 + 782.90 + 1{,}055.46 = 3{,}264.08 \text{ ตัน-ซม.}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{3{,}264.08}{99.215} = 32.90 \text{ ซม.}$$

* พื้นที่ในส่วนสำหรับหาแรง C_c เท่ากับ 420.75 ซม.^{2} และแรง C_c กระทำที่ 8.61 ซม.จากขอบบน

ได้ $P_n > P_{nb}$ $(e < e_b)$ ซึ่งควรจะเป็นกรณีที่หน้าตัดอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงอัด แต่จะลองใช้สมการที่ (11-6) หาปริมาณเหล็กยืนดูก่อน

$$P_n^2 + P_n\frac{(e - 0.438h)f_c'h}{0.638} - \frac{0.30A_{st}f_yD_sf_c'h}{0.638} = 0$$

$$(142)^2 + 142\frac{(23.29 - 0.438\times 40)(0.35)(40)}{0.638} = \frac{0.3A_{st}(4)(28)(0.35)(40)}{0.638}$$

$$20{,}164 + 17{,}979.25 = 737.30A_{st}$$

$$A_{st} = 51.73 \text{ ซม.}^2 \longrightarrow \rho = \frac{51.73}{1{,}256.6} = 0.041$$

ลองอีกครั้งโดยสมมติให้หน้าตัดอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงอัด แปลงหน้าตัดเป็นสี่เหลี่ยมเทียบเท่าตามรูปที่ 11-9(b)

$t = 0.8h = 32$ ซม.

$b = A_g/t = 1{,}256.60/32 = 39.27$ ซม.

ระยะห่างของแนวเหล็กเสริม $= 2D_s/3 = 2(28)/3 = 18.67$ ซม.

$d' = (32 - 18.67)/2 = 6.67$ ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$d = t - d' = 32 - 6.67 = 25.33$ ซม.

สมมติ $A_{st} = 0.04A_g = 50.26$ ซม.^{2} $\longrightarrow$ $A_s = A_s' = A_{st}/2 = 25.13$ ซม.^{2}

ที่สภาวะสมดุล

$$c_b = \frac{6{,}120}{6{,}120 + f_y} d = \frac{6{,}120}{6{,}120 + 4{,}000} 25.33 = 15.32 \text{ ซม.}$$

$$a_b = \beta_1 c_b = 0.80(15.32) = 12.26 \text{ ซม.}$$

$$f_s' = 6{,}120 \frac{c_b - d'}{c_b} = 6{,}120 \frac{15.32 - 6.67}{15.32} = 3{,}455.50 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$f_s = 6{,}120 \frac{d - c_b}{c_b} = 6{,}120 \frac{25.33 - 15.32}{15.32} = 3{,}998.80 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$P_{nb} = 0.85 f_c' b a_b + A_s' f_s' - A_s f_y$$

$$= 0.85(350)(39.27)(12.26) + 25.13(3{,}455.50) - 25.13(3{,}998.80)$$

$$= 143{,}231.435 + 86{,}836.715 - 100{,}489.844 = 129{,}578.306 = 129.578 \text{ ตัน}$$

$$M_{nb} = 0.85 f_c' b a_b \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + A_s' f_s' \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s f_y \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$= 143{,}231.435 \left(\frac{32}{2} - \frac{12.26}{2}\right) + 86{,}836.715 \left(\frac{32}{2} - 6.67\right) + 100{,}489.844 \left(25.33 - \frac{32}{2}\right)$$

$$= 1{,}413.69 + 810.19 + 937.57 = 3{,}161.45 \text{ ตัน-ซม.}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{3{,}161.45}{129.578} = 24.40 \text{ ซม.}$$

ได้ e_b มีค่าใกล้เคียงกับ e แสดงว่าน้ำหนักกระทำที่กำหนดในตัวอย่างนี้ มีค่าใกล้เคียงกับค่าที่สภาวะสมดุลมาก ทำให้การใช้วิธีประมาณโดยแปลงหน้าตัด ไม่สามารถจะแยกแยะชัดเจนได้ว่าหน้าตัดจะวิบัติด้วยอิทธิพลของแรงอัดหรือแรงดึง

ลองหาพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมด้วยสมการที่ (11-5)

$$P_n = \frac{A_g f_c'}{\frac{9.6he}{(0.8h + 0.67D_s)^2} + 1.18} + \frac{A_{st} f_y}{\frac{3e}{D_s} + 1}$$

$$142 = \frac{1{,}256.60(0.35)}{\frac{9.6(40)(23.29)}{(0.8 \times 40 + 0.67 \times 28)^2} + 1.18} + \frac{A_{st}(4)}{\frac{3(23.29)}{28} + 1}$$

$$142 = 94.56 + 1.14 A_{st} \longrightarrow A_{st} = 41.45 \text{ ซม.}^2$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ใช้เหล็กยืนที่มากที่สุดที่หาได้จากการลองทั้งสองวิธี ได้ $A_{st} = 51.73$ ซม.^{2}

ใช้ 9-DB28 ($A_{st} = 9 \times .16 = 55.44$ ซม.^{2})

4. หาปริมาณเหล็กปลอกเกลียวที่ต้องใช้

ถ้าใช้เหล็กปลอกเกลียวขนาด RB 9 ซึ่งมี $f_y = 2{,}400$ กก./ซม.^{2}

ระยะเส้นผ่าศูนย์กลางถึงขอบนอกของเหล็กปลอก $D_c = h - 2d_c = 40 - 2(3.50) = 33$ ซม.

$A_c = \pi(33)^2 / 4 = 855.30$ ซม.^{2}

$$\rho_s = 0.45\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f_c'}{f_y} = 0.45\left(\frac{1{,}256.60}{855.30} - 1\right)\frac{350}{2{,}400} = 0.031$$

$\rho_s =$ อัตราส่วนของปริมาตรของเหล็กปลอกเกลียวที่พันหนึ่งรอบต่อปริมาตรของแกนคอนกรีตที่รัดด้วยเหล็กปลอกเกลียวหนึ่งรอบ

ดังนั้น ถ้าให้ D_s เป็นเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กปลอกเกลียว

และ A_s เป็นพื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกเกลียว จะได้

$$\rho_s = \frac{A_s \pi (D_c - D_s)}{A_c s}$$

$$s = \frac{A_s \pi (D_c - D_s)}{A_c \rho_s} = \frac{\pi(0.636)(33 - 0.90)}{855.30(0.031)} = 2.42 \text{ ซม.}$$

ได้ระยะห่างน้อยกว่าระยะห่างน้อยสุดที่ยอมให้ 2.50 ซม.

ต้องเปลี่ยนไปใช้ DB10 แล้วหาระยะห่างใหม่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 12

การออกแบบรับแรงดัดสองแกน

12.1 ข้อพิจารณาทั่วไป

แรงดัดสองแกนในเสาเกิดขึ้นเมื่อน้ำหนักบรรทุก ทำให้เกิดการดัดรอบแกนหลักทั้งสองพร้อมกัน ซึ่งจะพบได้ทั่วไปในเสาที่มุมของอาคาร เสาดังกล่าวจะต้องถูกออกแบบให้รับแรงดัดรอบทั้งสองแกนร่วมกับแรงตามแกน และจะต้องคิดถึงค่าเพิ่มของโมเมนต์เนื่องจากความชะลูดด้วย วิธีออกแบบสองวิธีที่จะกล่าวถึงในบทนี้ ได้แก่ วิธีส่วนกลับของค่าน้ำหนักบรรทุก (Reciprocal Load Method) และวิธีเส้นบอกระดับน้ำหนักบรรทุก (Load Contour Method)

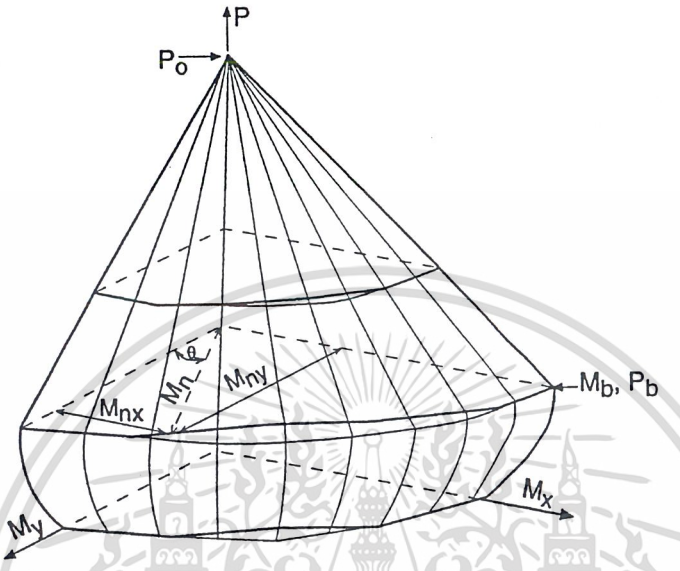
เช่นเดียวกับการออกแบบองค์อาคารรับแรงดัดและแรงตามแกนในแกนเดียว ตารางและแผนภูมิช่วยในการออกแบบเป็นสิ่งจำเป็นอย่างยิ่ง ตัวอย่างที่ 12.1 และ 12.2 แสดงการใช้แผนภูมิช่วยในการออกแบบ สำหรับเสากลมซึ่งมีลักษณะเป็นขั้วสมมาตร (Polar Symmetry) เราสามารถรวมโมเมนต์ทั้งสองทิศทางเป็น $M_u = \sqrt{M^2_{ux} + M^2_{uy}}$ แล้วออกแบบเสมือนเป็นเสารับแรงดัดในแกนเดียวร่วมกับแรงตามแนวแกน , M_u และ P_u ดูตัวอย่างที่ 12-6

12.2 กำลังรับแรงร่วมสองแกน(BIAXIAL INTERACTION STRENGTH)

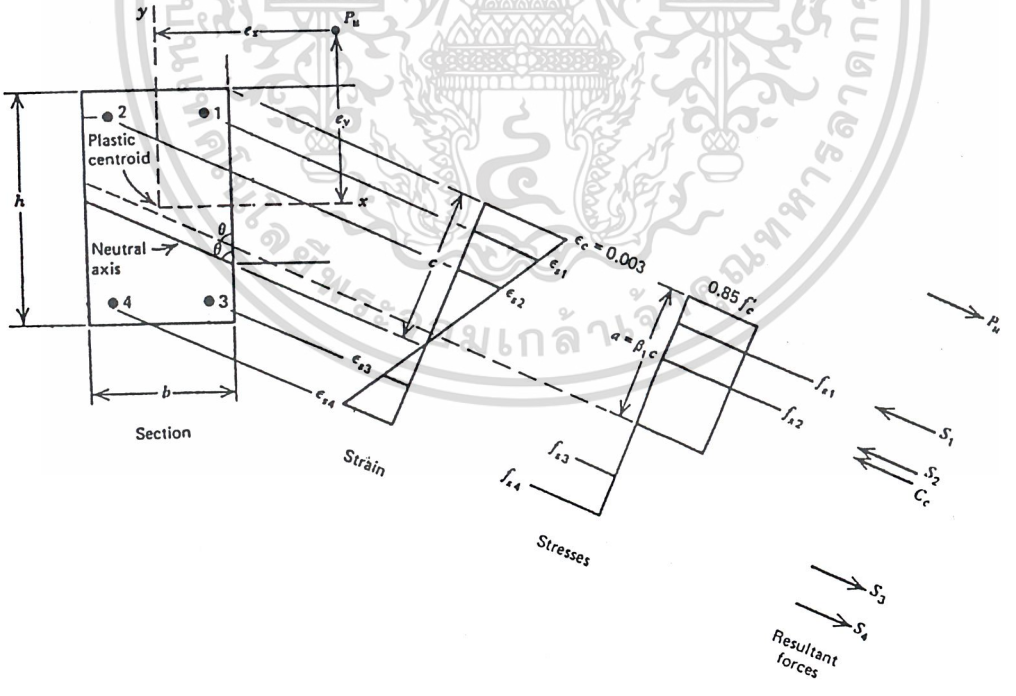
แผนภาพ Interaction Diagram ในแกนเดียว แสดงกำลังของหน้าตัดในการรับน้ำหนักบรรทุก (P) และโมเมนต์ตามระนาบเดี่ยว (M) กำลังรับแรงดัดสองแกนร่วมกับแรงตามแกนของเสา สามารถแทนได้ด้วยผิวซึ่งประกอบขึ้นมาจาก Interaction Diagram ของเสารับโมเมนต์ในแกนเดี่ยว กวาดเป็นรัศมีรอบแกน P ตามรูปที่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

12-1 ซึ่งเส้นโค้งซึ่งประกอบเป็นผิวเหล่านี้ ได้มาจากการเปลี่ยนแปลงมุมของแกนสะเทินที่ทำกับแกนหลักไปเป็นค่าต่าง ๆ (ดูรูปที่ 12-2)



รูปที่ 12-1 Biaxial Interaction Surface



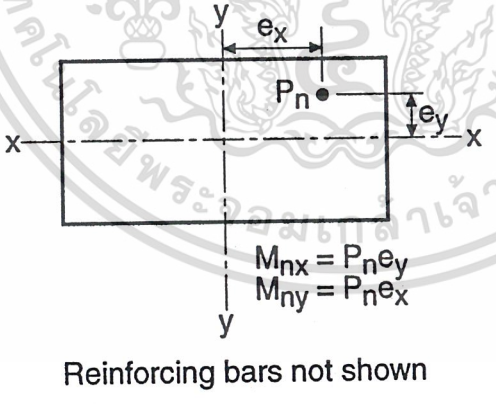
รูปที่ 12-2 แกนสะเทินทำมุมกับแกนหลัก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในการออกแบบเสารับแรงดัดรอบแกนเดียว มักจะใช้ตารางหรือแผนภูมิช่วย แต่ในกรณีของแรงดัดรอบสองแกนแล้ว เป็นการยากที่จะสร้างตารางหรือแผนภูมิรอบแต่ละแกนแล้วนำมาผนวกกัน จึงต้องใช้วิธีหาพฤติกรรมโดยประมาณของเสาภายใต้แรงดัดสองแกน โดยจะสร้างความสัมพันธ์ของเสาภายใต้แรงดัดสองแกน กับ Interaction Diagram ของเสาภายใต้แรงดัดแกนเดียวรอบแกนหลัก[12.1]

12.3 พื้นผิววิบัติ (Failure Surfaces)

กำลังระบุของหน้าตัดภายใต้การดัดสองแกนและแรงอัดตามแกน ขึ้นอยู่กับตัวแปรสามตัว อันได้แก่ P_n, M_{nx}, M_{ny} ซึ่งอาจจะแสดงในรูปของแรงตามแนวแกนกระทำที่ระยะเยื้องศูนย์ $e_x=M_{ny}/P_n$ และ $e_y=M_{nx}/P_n$ ดังแสดงในรูปที่ 12-3 พื้นผิววิบัติจะเป็นพื้นผิวที่เกิดจากการเขียนเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงวิบัติ (P_n) เปรียบเทียบกับระยะเยื้องศูนย์ e_x และ e_y หรือเปรียบเทียบกับโมเมนต์ M_{ny} และ M_{nx}

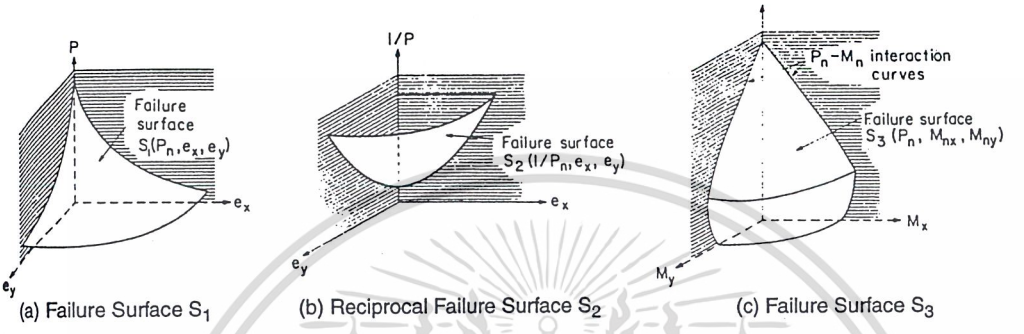


รูปที่ 12-3 น้ำหนักกระทำเยื้องศูนย์ทั้งสองแกน

ชนิดของผิววิบัติอาจจะแสดงได้สามวิธี[12.2,12.3,12.4] พื้นผิวพื้นฐาน S_1 แสดงจากความสัมพันธ์ระหว่าง P_n, e_x และ e_y ตามรูปที่ 12.4(a) หรือถ้าแสดงจากความสัมพันธ์ระหว่าง ส่วนกลับของค่า P_n, e_x และ e_y จะได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

พื้นผิววิบัติ S_2 ตามรูปที่ 12-4 (b) พื้นผิววิบัติแบบที่สาม ตามรูปที่ 12-4 (c) แสดงจากความสัมพันธ์ของแรงระบุตามแนวแกน P_n กับโมเมนต์ M_{nx} และ M_{ny} พื้นผิววิบัติแบบ S_3 นี้เป็นแผนภูมิสามมิติสร้างจาก Interaction Diagram ของเสาภายใต้แรงดัดแกนเดียว ดังที่ได้กล่าวมาแล้ว



(a) Failure Surface S_1 (b) Reciprocal Failure Surface S_2 (c) Failure Surface S_3

รูปที่ 12-4 พื้นผิววิบัติ

พื้นผิววิบัติ S_2 และ S_3 เป็นรูปแบบที่นิยมที่ใช้ในการออกแบบและวิเคราะห์เสาภายใต้แรงดัดสองแกน คำอธิบายของวิธีเหล่านี้มีแสดงในหัวข้อถัดไป รวมทั้งได้แสดงในตัวอย่างด้วย

13.3.1 วิธีกลับส่วนค่าน้ำหนักบรรทุกของ Bresler (Bresler Reciprocal Load Method)

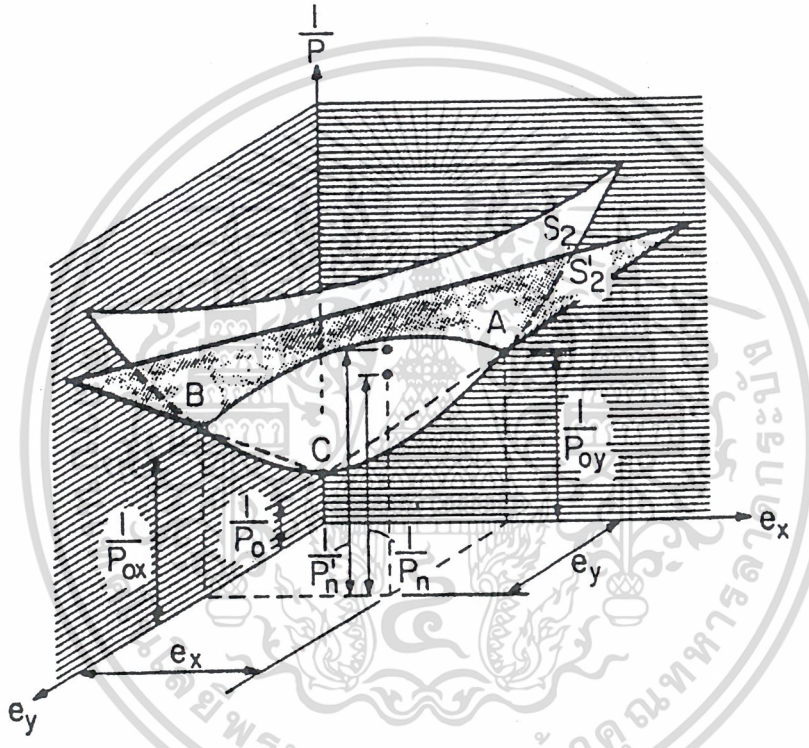
วิธีนี้จะประมาณค่าพิกัด $1/P_n$ บนพื้นผิว $S_2\left(1/P'_n, e_x, e_y\right)$ โดยอิงกับค่าพิกัดของ $1/P'_n$ บนระนาบ $S'_2\left(1/P'_n, e_x, e_y\right)$ ซึ่งจะถูกกำหนดโดยจุดหลัก A, B และ C ดังแสดงในรูปที่ 12-5 บนหน้าตัดใด ๆ คู่ P_o (แสดงโดยจุด C) เป็นกำลังภายใต้แรงอัดตามแกนแต่อย่างเดียว P_{ox} (แสดงโดยจุด B) และ P_{oy} (แสดงโดยจุด A) เป็นกำลังภายใต้การเยื้องศูนย์แกนเดียว e_y และ e_x ตามลำดับ แต่ละจุดบนพื้นผิวจริง จะได้มาจากการประมาณค่าโดยระนาบต่าง ๆ กัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กำลังรับแรงตามแนวแกนสำหรับ ค่าต่าง ๆ ของ e_x และ e_y แสดงได้ทั่ว ๆ ไปดังต่อไปนี้

$$\frac{1}{P_n} \approx \frac{1}{P'_n} = \frac{1}{P_{ox}} + \frac{1}{P_{oy}} - \frac{1}{P_o}$$

จัดใหม่เป็น $$P_n = \frac{1}{\frac{1}{P_{ox}} + \frac{1}{P_{oy}} - \frac{1}{P_o}} \qquad (1)$$



รูปที่ 12-5 Reciprocal Load Method

โดยที่ P_{ox} = กำลังรับแรงตามแกนเดียวสูงสุด ภายใต้โมเมนต์ $M_{nx} = P_n e_y$

P_{oy} = กำลังรับแรงตามแกนเดียวสูงสุด ภายใต้โมเมนต์ $M_{ny} = P_n e_x$

P_o = กำลังรับแรงตามแกนเดียวสูงสุด เมื่อไม่มีโมเมนต์

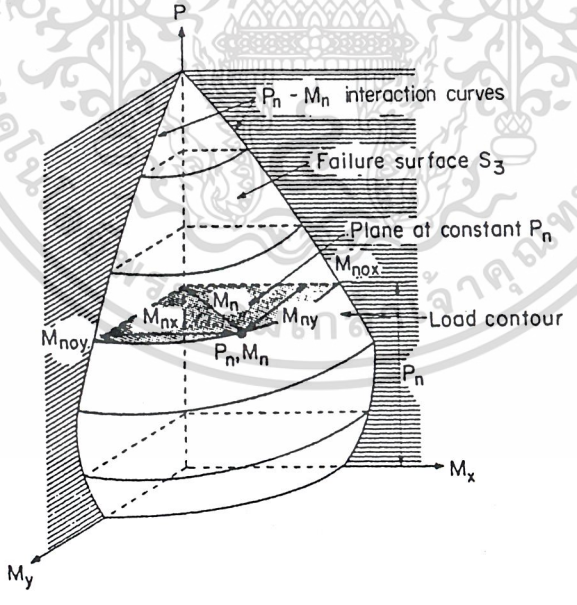
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สมการนี้เป็นรูปแบบที่ง่าย และตัวแปรต่าง ๆ ก็หาได้ง่าย กำลังรับแรงในแนวแกน P_o, P_{ox} และ P_{oy} หาได้จากวิธีในบทที่แล้ว ผลจากห้องปฏิบัติการแสดงว่าสมการข้างบนใช้ได้ดี เมื่อแรงดัดไม่เป็นตัววิกฤติ หรือสรุปได้ว่า ควรจะใช้สมการนี้ก็ต่อเมื่อ $P_n \geq 0.1 f'_c A_g$ (2)

12.3.2 วิธีเส้นระดับน้ำหนักบรรทุกของ Bresler (Bresler Load Contour Method)

ในวิธีนี้พื้นผิว S_3 (P_n, M_{nx}, M_{ny}) จะถูกสร้างขึ้นด้วยกลุ่มของเส้นโค้งซึ่งได้มาจากการเปลี่ยนค่าคงที่ของ P_n เส้นโค้งเหล่านี้จะเรียกได้ว่าเป็น "เส้นระดับน้ำหนักบรรทุก (Load Contour)" ตามรูปที่ 12-6 สมการทั่วไปของเส้นโค้งเหล่านี้จะประมาณโดยใช้สมการไร้มิติตามที่แสดงข้างล่าง

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nox}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{noy}}\right)^{\beta} = 1.0 \qquad (3)$$



รูปที่ 12-6 เส้นระดับน้ำหนักบรรทุกของ Bresler สำหรับค่า P_n คงที่บนพื้นผิววิบัติ S_3

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยที่ M_{nx} และ M_{ny} เป็นโมเมนต์ระบุในแกนคู่ ตามทิศทางของ x และ y ตามลำดับ ซึ่งโมเมนต์ทั้งสองนี้เมื่อรวมกันแล้ว ก็จะมีค่าเท่ากับกำลังรับโมเมนต์ระบุ M_n

M_{nox} = กำลังรับโมเมนต์ระบุภายใต้โมเมนต์กระทำแกนเดียวรอบแกน x

M_{noy} = กำลังรับโมเมนต์ระบุภายใต้โมเมนต์กระทำแกนเดียวรอบแกน y

ค่าของ α และ β ขึ้นอยู่กับปริมาณ, การกระจาย, การจัดวางเหล็กเสริม, ขนาดของเสา, กำลังและคุณสมบัติของเหล็กเสริมและคอนกรีต Bresler[12.4] แสดงให้เห็นว่าสมการจะยังคงให้ค่าที่สมเหตุสมผล เมื่อสมมติให้ $\alpha = \beta$ ดังนั้นสมการ (3) จะกลายเป็น

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nox}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{noy}}\right)^{\alpha} = 1.0 \qquad (4)$$

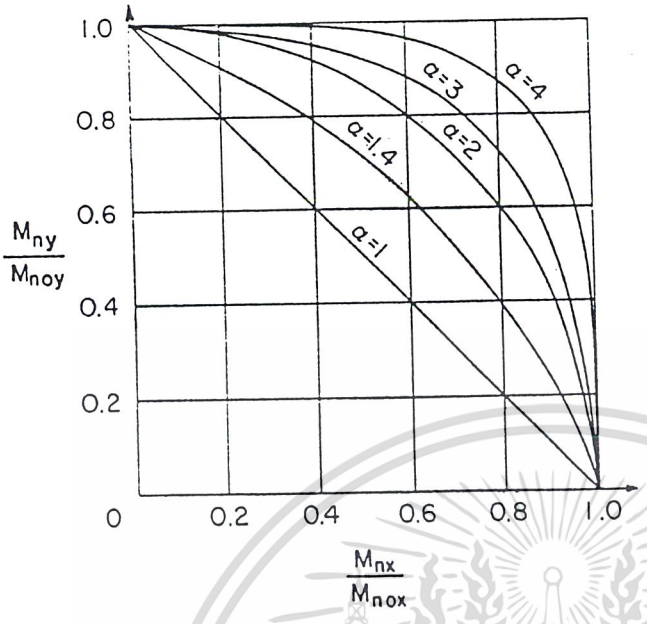
ซึ่งจะแสดงเป็นแผนภูมิดังรูปที่ 12-7

ไม่ว่าจะใช้สมการ (4) หรือรูปที่ 12-7 ก็ยังจำเป็นที่จะต้องหาค่า α ของหน้าตัดที่พิจารณา Bresler ระบุว่า α มีค่าอยู่ระหว่าง 1.15 ถึง 1.55 โดยที่ค่า 1.5 จะเหมาะสมกับหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสหรือรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ที่มีการกระจายเหล็กเสริมอย่างสม่ำเสมอ

ถ้าให้ α เป็น 1 จะได้สมการเชิงเส้น $\dfrac{M_{nx}}{M_{nox}} + \dfrac{M_{ny}}{M_{noy}} = 1.0$ (5)

สมการ (5) ดังแสดงในรูปที่ 12-7 ปกติจะให้ค่าที่ปลอดภัย โดยเฉพาะอย่างยิ่งในกรณีที่แรงตามแกนมีค่าสูง หรือเมื่อปริมาณเหล็กเสริมค่อนข้างต่ำ ดังนั้นควรจะใช้สมการนี้ก็ต่อเมื่อ $P_n < 0.1 f'_c A_g$ (6)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 12-7 Interaction Curves สำหรับวิธีเส้นระดับน้ำหนักบรรทุกของ Bresler (Eq. 4)

12.3.3 วิธีเส้นระดับน้ำหนักบรรทุกของ PCA (PCA Load Contour Method)

วิธี PCA เป็นวิธีที่พัฒนามาจากวิธีเส้นระดับน้ำหนักบรรทุกของ Bresler โดยใช้สมการที่ (4) ซึ่งถือว่าเป็นสมการที่ให้ค่าที่ใกล้เคียงสภาพจริงมากที่สุด และง่ายในการใช้

ตัวอย่างของเส้นระดับ Bresler สำหรับค่าคงที่ใด ๆ ของ P_n แสดงอยู่ในรูปที่ 12-8 (a) ในวิธีของ PCA[12.9] จุด B จะถือว่าเป็นจุดที่อัตราส่วนของกำลังรับโมเมนต์ระบุสองทิศทาง M_{nx} และ M_{ny} เมื่อเทียบกับกำลังรับโมเมนต์แกนเดียว, M_{nox}และ M_{noy} มีค่าเท่ากัน ดังนั้นที่จุด B

$$\frac{M_{nx}}{M_{ny}} = \frac{M_{nox}}{M_{noy}} \qquad (7)$$

เมื่อเส้นระดับน้ำหนักบรรทุกของรูปที่ 12-8 (a) ถูกทำให้ไร้มิติก็จะกลายเป็นรูปที่ 12-8 (b) และพิกัดตามแกน x และแกน y ของจุด B จะมีค่าเป็น β เมื่อกำลังต้านแรงดัดถูกนำมาสร้างแผนภูมิในรูปของตัวแปรไร้มิติ

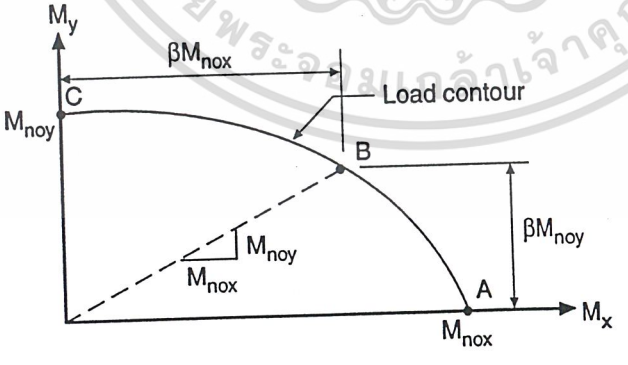
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

P_n/P_o, M_{nx}/M_{nox}, M_{ny}/M_{noy} จะได้พื้นผิววิบัติ S_4 (P_n/P_o, M_{nx}/M_{nox}, M_{ny}/M_{noy}) ดังแสดงในรูปที่ 12-8 (c) ข้อดีของการแสดงความสัมพันธ์แบบไร้มิติ ก็คือเส้นระดับของพื้นผิวที่ตำแหน่งใด ๆ ดังแสดงในรูปที่ 12-8 (b) ซึ่งเกิดจากการตัดของระนาบของค่าคงที่ P_n/P_o กับพื้นผิววิบัติ จะถือว่ามีความสมมาตรรอบแนวตัดของระนาบดิ่ง ทำให้ง่ายแก่การออกแบบ และจะใช้ได้แม้กระทั่งกับหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าซึ่งมีเหล็กเสริมไม่เท่ากันที่สองด้าน

ความสัมพันธ์ระหว่าง α จากสมการ (4) และ β หาได้มาจากการแทนค่าพิกัดของจุด B จากรูป 12-8 (a) ลงในสมการที่ (4) และหาค่า α ในรูปของ β จะได้ $\alpha = \dfrac{\log 0.5}{\log \beta}$ ดังนั้นจะเขียนสมการ (4) ใหม่ได้ดังนี้

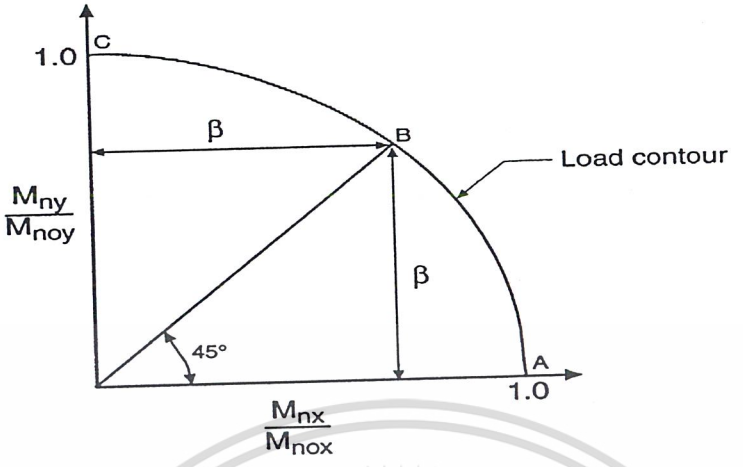
$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nox}}\right)^{\left(\frac{\log 0.5}{\log \beta}\right)} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{noy}}\right)^{\left(\frac{\log 0.5}{\log \beta}\right)} = 1.0 \qquad (8)$$

เพื่อช่วยในการออกแบบ แผนภูมิจากสมการ (8) โดยใช้ค่าตัวแปร β เก้าค่า ได้แสดงไว้ในรูปที่ 12-9 ที่พิกัดต่ำสุด (β = 0.5) จะได้แผนภูมิเป็นเส้นตรงเชื่อมจุดที่อัตราส่วนของโมเมนต์มีค่าเป็นหนึ่ง พิกัดสูงสุด (β = 1) จะได้เส้นตรงสองเส้นลากขนานกับแกนพิกัด

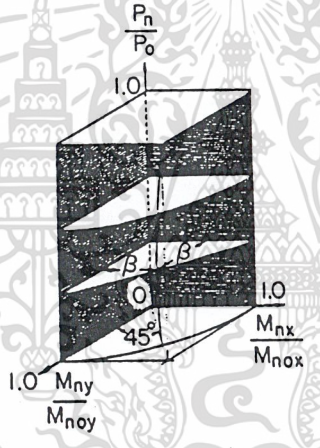


รูปที่ 12-8 (a) เส้นระดับน้ำหนักของพื้นผิววิบัติ S_3 ตามระนาบที่มีค่า P_n คงที่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

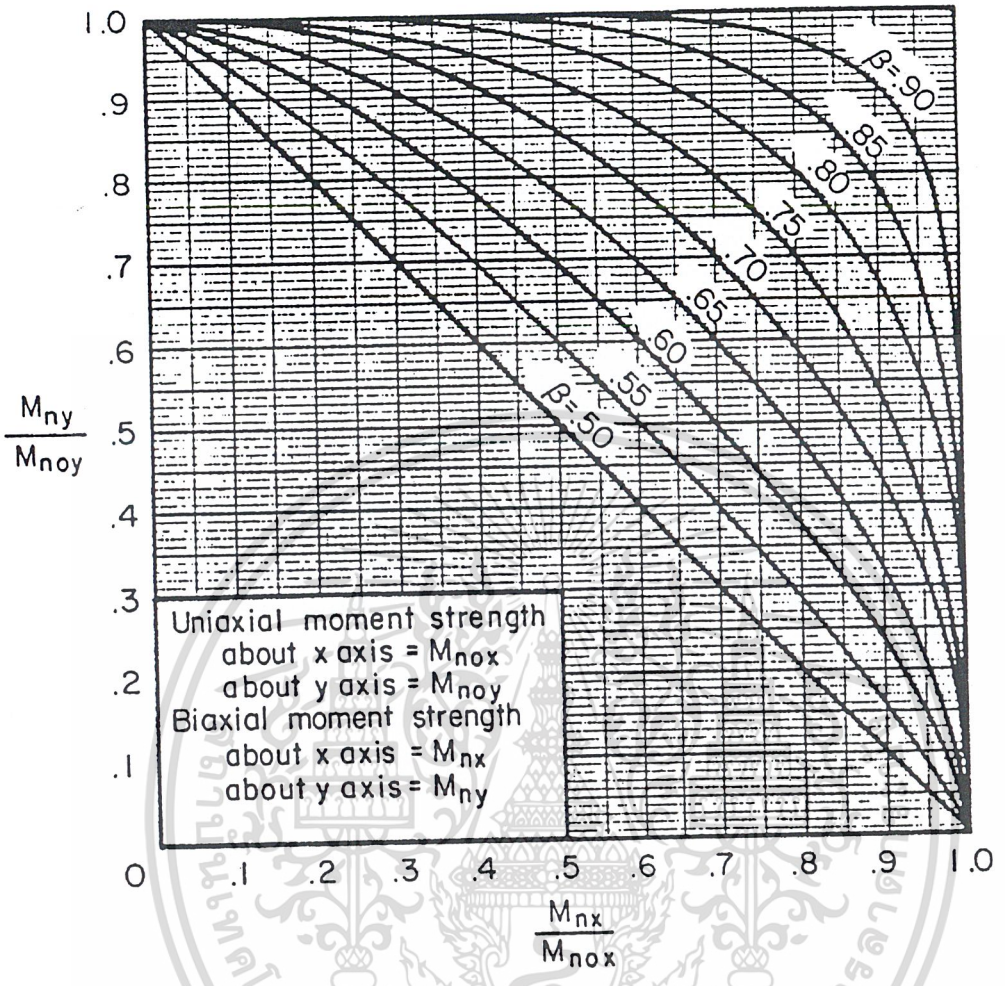


รูปที่ 12-8 (b) เส้นระดับน้ำหนักแบบไร้มิติ ตามระนาบที่มีค่า P_n คงที่



รูปที่ 12-8 (c) พื้นผิววิบัติ S_4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

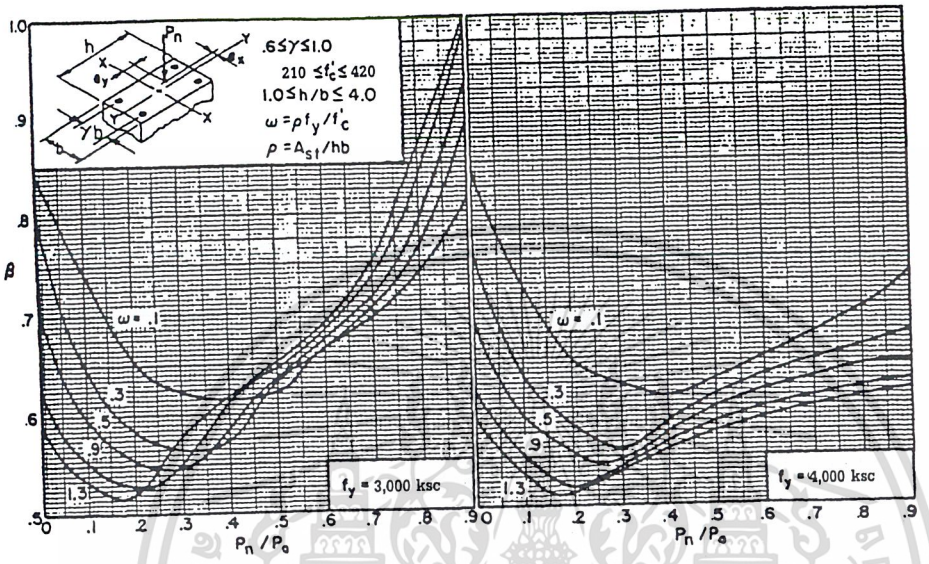


รูปที่ 12-9 ความสัมพันธ์ของกำลังรับแรงดัดสองแกน

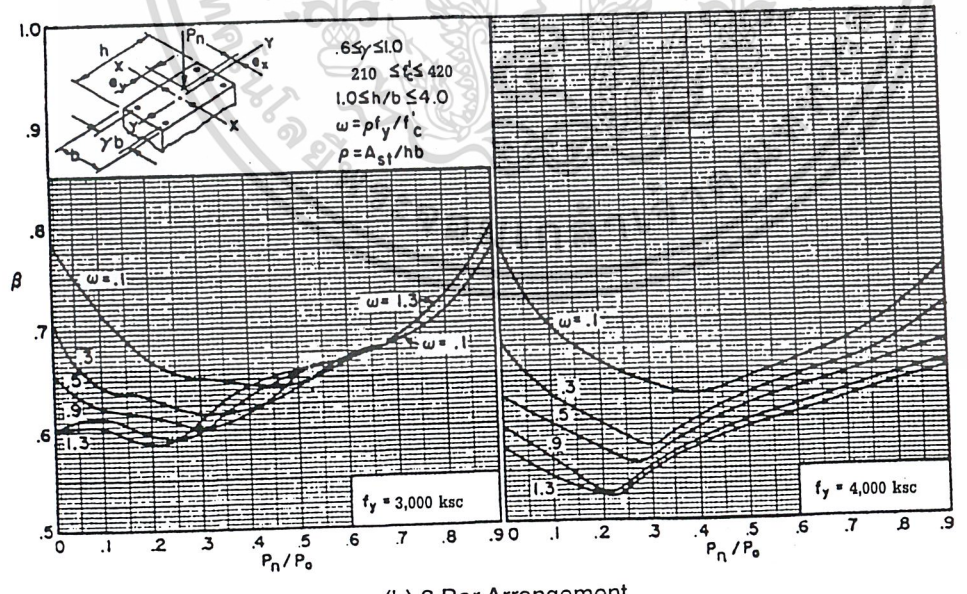
ค่าต่าง ๆ ของ β หาได้จากพื้นฐานของการออกแบบโดยทฤษฎีกำลัง โดยใช้รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าเทียบเท่าของหน่วยแรงและหลักของความสมดุล จะพบว่าตัวปัจจัย γ, b/h และ f'_c มีผลน้อยมากต่อค่า β การเปลี่ยนแปลงสูงสุดของ β มีค่าประมาณร้อยละ 5 เกิดเมื่อค่าของ P_n/P_o เปลี่ยนจาก 0.1 ถึง 0.9 ค่าส่วนใหญ่ของ β โดยเฉพาะอย่างยิ่งในช่วงการใช้ค่าการใช้งานทั่วไปของ P_n/P_o จะเปลี่ยนไม่เกินร้อยละ 3 เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงที่น้อย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

มากดังกล่าว เราจะสร้างแผนภูมิช่วยในการออกแบบโดยใช้ค่าต่ำสุดของ β ร่วมกับสองตัวแปรคือชั้นคุณภาพของเหล็กเสริมและการจัดเหล็กที่แตกต่างกัน ได้ดังที่แสดงในรูปที่ 12-10 และ 12-11



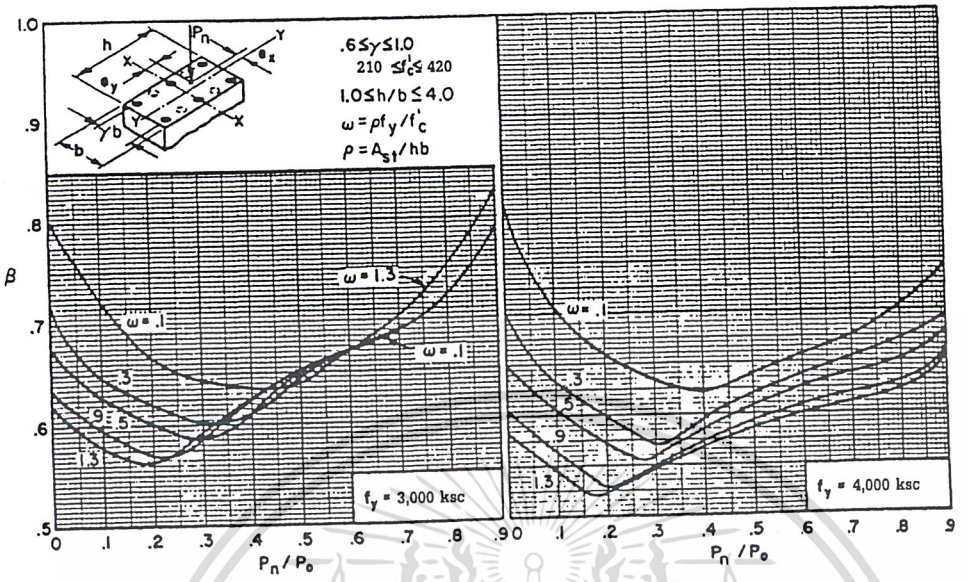
(a) 4 Bar Arrangement



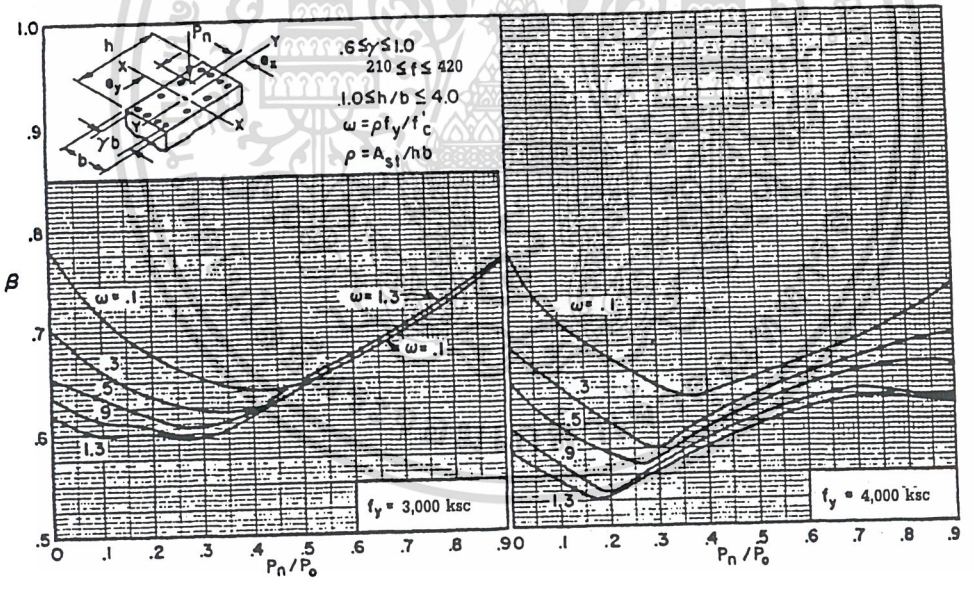
(b) 8 Bar Arrangement

รูปที่ 12-10 ค่าคงที่ในการออกแบบแรงดัดสองแกน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



(a) เหล็กเสริม 6, 8 และ 10 เส้น



(b) เหล็กเสริม 12 เส้นขึ้นไป

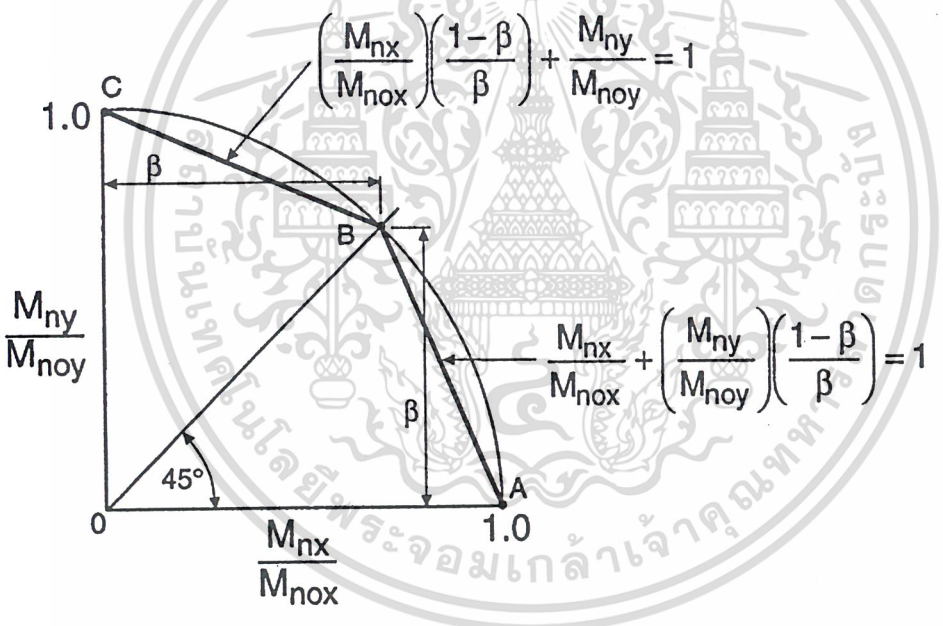
รูปที่ 12-11 ค่าคงที่ในการออกแบบแรงดัดสองแกน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากรูปที่ 12-10 และ 12-11 , จะเห็นว่า β จะมีค่าขึ้นอยู่กับอัตราส่วน P_n/P_o และขึ้นอยู่กับตัวแปรอื่น ๆ เพียงเล็กน้อย ไม่ว่าจะเป็นการจัดเหล็กเสริม ดัชนีเหล็กเสริม ω และชั้นคุณภาพของเหล็กเสริม

รูปที่ 12-9 ใช้ร่วมกับรูปที่ 12-10 และ 12-11 จะช่วยในการหากำลังรับแรงดัดสองแกนของหน้าตัดใด ๆ เนื่องจากค่า P_o, M_{nox} และ M_{noy} สามารถหาได้โดยตรงจากวิธีในบทที่แล้ว

ในด้านของการออกแบบหาหน้าตัดรับแรงกระทำเยื้องศูนย์ทั้งสองแกน สามารถกระทำได้โดยการวิเคราะห์หน้าตัดสมมติ ซึ่งขั้นตอนจะลดลงได้แทนเส้นโค้งในรูปที่ 12-9 ด้วยเส้นตรงสองเส้นตัดกันที่เส้น 45 องศา ดังในรูปที่ 12-12



รูปที่ 12-12 การประมาณเส้นระดับน้ำหนักแบบไร้มิติ

จากรูปข้างบน สมการสำหรับพิกัดสูงสุดสามารถแสดงได้ดังนี้

$$\frac{M_{nx}}{M_{nox}}\left(\frac{1-\beta}{\beta}\right)+\frac{M_{ny}}{M_{noy}}=1.0 \text{ เมื่อ } \frac{M_{ny}}{M_{nx}}>\frac{M_{noy}}{M_{nox}} \qquad (9)$$

ซึ่งสามารถจัดรูปแบบใหม่เพื่อความสะดวกในการออกแบบดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$M_{nx}\left(\frac{M_{noy}}{M_{nox}}\right)\left(\frac{1-\beta}{\beta}\right)+M_{ny}=M_{noy} \qquad (10)$$

ถ้าเป็นหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าซึ่งมีเหล็กเสริมเท่ากันทุกด้าน สมการ (10) สามารถประมาณได้ดังนี้

$$M_{nx}\frac{b}{h}\left(\frac{1-\beta}{\beta}\right)+M_{ny}=M_{noy} \qquad (11)$$

สมการสำหรับพิกัดต่ำสุดของรูปที่ 12-12 เป็น

$$\frac{M_{nx}}{M_{nox}}+\frac{M_{ny}}{M_{noy}}\left(\frac{1-\beta}{\beta}\right)=1 \quad \text{เมื่อ} \quad \frac{M_{ny}}{M_{nx}}<\frac{M_{noy}}{M_{nox}} \qquad (12)$$

หรือ

$$M_{nx}+M_{ny}\left(\frac{M_{nox}}{M_{noy}}\right)\left(\frac{1-\beta}{\beta}\right)=M_{nox} \qquad (13)$$

ถ้าเป็นหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าซึ่งมีเหล็กเสริมเท่ากันทุกด้าน

$$M_{nx}+M_{ny}\frac{h}{b}\left(\frac{1-\beta}{\beta}\right)=M_{nox} \qquad (14)$$

ในการออกแบบด้วยสมการ (11) และ (14) , เราจะเลือกอัตราส่วน b/h หรือ h/b และสมมติค่า β ในกรณีที่น้ำหนักตามแกนไม่มากนัก, β จะมีค่าระหว่าง 0.55 และ 0.7 ดังนั้นค่าสมมติเท่ากับ 0.65 ดูจะเป็นค่าที่เหมาะสมสำหรับการเลือกในเบื้องต้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

12.4 ขั้นตอนการออกแบบ

ขั้นตอนการออกแบบเสารับแรงดัดสองแกนสมารถสรุปได้ดังต่อไปนี้

1. เลือกค่า $\beta = 0.65$ หรือใช้รูปที่ 12-10 และ 12-11 เพื่อช่วยในการเลือก
2. ถ้า M_{ny}/M_{nx} มีค่ามากกว่า b/h ใช้สมการ (11) หาค่าประมาณเทียบเท่าของกำลังรับแรงดัดแกนเดียว M_{noy} ถ้า M_{nx}/M_{ny} น้อยกว่า b/h ใช้สมการ (14) คำนวณหาค่าประมาณเทียบเท่าของกำลังรับแรงดัดแกนเดียว M_{nox}
3. ออกแบบหน้าตัดโดยใช้วิธีในบทที่แล้ว (เสารับแรงตามแกนและแรงดัด) เพื่อที่จะหากำลังรับแรงตามแกน P_n และกำลังรับโมเมนต์แกนเดียวเทียบเท่า M_{noy} หรือ M_{nox}
4. ตรวจสอบหน้าตัดที่ได้เลือกเอาไว้ด้วยวิธีใดวิธีหนึ่งใน 3 วิธีที่ให้ไว้ดังนี้

a. **วิธีกลับส่วนค่าน้ำหนักบรรทุกของ**Bresler (Bresler Reciprocal Load Method)

$$P_n \le \frac{1}{\frac{1}{P_{ox}} + \frac{1}{P_{oy}} - \frac{1}{P_o}} \qquad (1)$$

b. **วิธีเส้นระดับน้ำหนักบรรทุกของ** Bresler (Bresler Load Contour Method)

$$\frac{M_{nx}}{M_{nox}} + \frac{M_{ny}}{M_{noy}} \le 1.0 \qquad (5)$$

c. **วิธีเส้นระดับน้ำหนักบรรทุกแบบ** PCA (PCA Load Contour Method):

ใช้สมการ (8) หรือ

$$\frac{M_{nx}}{M_{nox}}\left(\frac{1-\beta}{\beta}\right) + \frac{M_{ny}}{M_{noy}} \le 1.0 \text{....สำหรับ} \frac{M_{ny}}{M_{nx}} > \frac{M_{noy}}{M_{nox}}$$

$$\frac{Mnx}{Mnox} + \frac{Mny}{Mnoy}\left(\frac{1-\beta}{\beta}\right) \le 1.0 \text{..สำหรับ} \frac{M_{ny}}{M_{nx}} < \frac{M_{noy}}{M_{nox}} \qquad (9) \text{ และ } (12)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เอกสารอ้างอิง

1. Wang, C.K., and Salmon, C.G., *Reinforced Concrete Design*, 4th Edition, Harper & Row Publishers, New York, 1985.

2. Pannell, F.N., "The Design of Biaxially Loaded Columns by Ultimate Load Methods," *Magazine of Concrete Research*, London, July 1960, pp. 103-104.

3. Pannell, F.N., "Failure Surfaces for Members in Compression and Biaxial Bending," *ACI Journal, Proceedings* Vol. 60, January 1963, pp. 129-140.

4. Bresler, Boris, "Design Criteria for Reinforced Columns under Axial Load and Biaxial Bending," *ACI Journal, Proceedings* Vol. 57, November 1960, pp. 481-490, discussion pp. 1621-1638.

5. Furlong, Richard W., "Ultimate Strength of Square Columns under Biaxially Eccentric Loads," *ACI Journal, Proceedings* Vol. 58, March 1961, pp. 1129-1140.

6. Meek, J.L., "Ultimate Strength of columns with Biaxially Eccentric Loads," *ACI Journal, Proceedings* Vol. 60, August 1963, pp. 1053-1064.

7. Aas-Jakobsen, A., "Biaxial Eccentricities in Ultimate Load Design," *ACI Journal, Proceedings* Vol. 61, March 1964, pp. 293-315.

8. Ramamurthy, L.N., "Investigation of the Ultimate Strength of Square and Rectangular Columns under Biaxially Eccentric Loads," Symposium on Reinforced Concrete Columns, American Concrete Institute, Detroit, 1966, pp. 263-298.

9. *Capacity of Reinforced Columns Subject to Biaxial Bending*, Publication EB011D, Portland Cement Association, Skokie, IL, 1966.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

10. *Biaxial and Uniaxial Capacity of Rectangular Columns*, Publication EB031D, Portland Cement Association, Skokie, IL, 1967.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 12.1 การออกแบบเสาสี่เหลี่ยมเพื่อรับแรงดัดสองแกน

จงหาขนาดเสาปลอกเดี่ยวรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสและปริมาณเหล็กเสริมเพื่อรับน้ำหนักบรรทุกใช้งานและโมเมนต์ที่เพิ่มค่าแล้ว วางเหล็กเสริมให้เท่ากันทุกด้าน

P_u= 545 ตัน, M_{ux} = 250 ตัน.-ม., M_{uy} = 105 ตัน.-ม., f'_c = 280 กก./ตร.ซม., f_y = 4,000 กก./ตร.ซม.

---

1. หากำลังระบุ , สำหรับเสาปลอกเดี่ยว ϕ = 0.7

$$P_n = \frac{545}{0.7} = 778.57 \text{ ตัน.}$$

$$M_{nx} = \frac{M_{ux}}{\phi} = \frac{250}{0.7} = 357.14 \text{ ตัน - ม.}$$

$$M_{ny} = \frac{M_{uy}}{\phi} = \frac{105}{0.7} = 150.00 \text{ ตัน - ม.}$$

2. สมมติ β = 0.65

3. หากำลังโมเมนต์แกนเดียวเทียบเท่า M_{nox} หรือ M_{noy}

$$\frac{M_{ny}}{M_{nx}} = \frac{150}{357.14} = 0.42 \text{ ซึ่งน้อยกว่า } \frac{b}{h} = 1.0 \quad \left(\text{เสารูปตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส}\right)$$

ดังนั้นใช้สมการ (14)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$M_{nox} = M_{nx} + M_{ny}\frac{h}{b}\left(\frac{1-\beta}{\beta}\right)$$

$$= 357.14 + \left[150 \times 1.0 \times \left(\frac{1 - 0.65}{0.65}\right)\right]$$

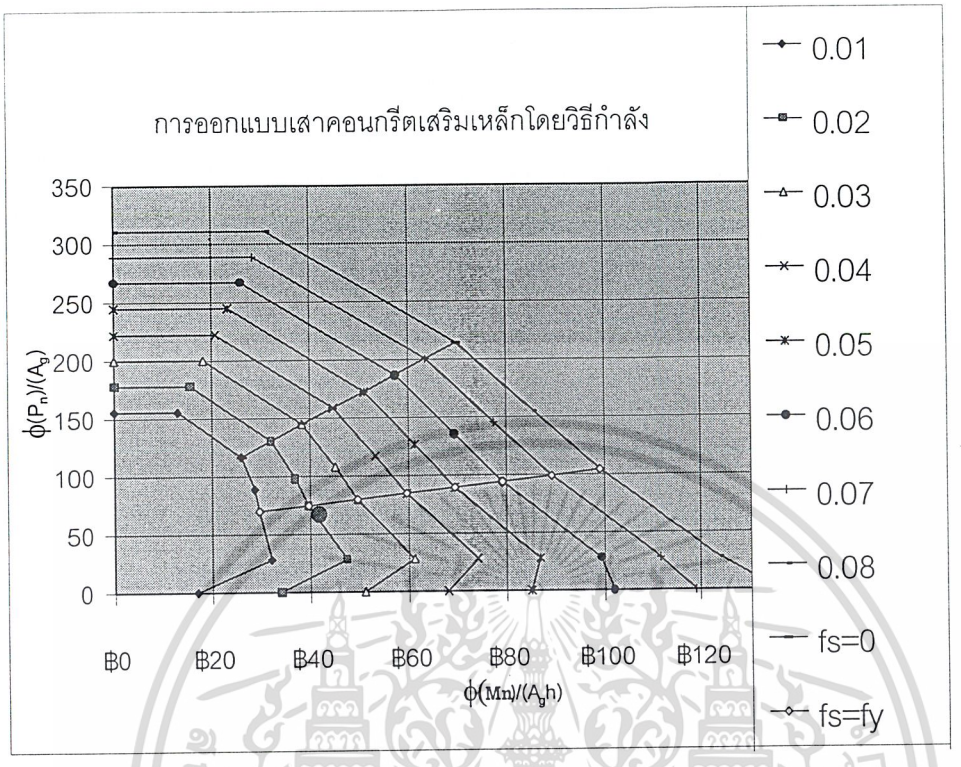
$$= 437.91 \text{ ตัน - ม.}$$

4. สมมติใช้เสาขนาด 90 ซม.x 90 ซม. หาเหล็กเสริมจริงที่ใช้รับแรงตามแกน P_n = 778.57 ตัน และโมเมนต์แกนเดียวเทียบเท่า M_{nox} = 437.91 ตัน-ม.

5. จากแผนภูมิช่วยในการออกแบบเสา (อ้างอิงจากโครงงานพิเศษเรื่อง "คู่มือการออกแบบเสาโดยวิธีกำลัง" จัดทำโดย นายประพัทธ์พงษ์ อุปลา และนายธนศักดิ์ สาตาชนม์ หลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตร์บัณฑิต จากภาควิชาวิศวกรรมการก่อสร้าง สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง ปีการศึกษา 2541)

สำหรับเสารูปตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่มีปริมาณเหล็กเสริมเท่ากันทุกด้าน f'_c = 280 กก./ตร.ซม. f_y = 4,000 กก./ตร.ซม. และ γ = 0.9

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{0.7 \times 778570}{90 \times 90} = 67.3$$

$$\frac{\phi M_{nox}}{A_g h} = \frac{0.7 \times 437910 \times 100}{90^3} = 42.0$$

จาก Interaction Diagram ได้ $\rho_g \approx 0.022$

$A_{st} = \rho_g A_g = 0.022(90X90) = 178.2$ ตร.ซม.

เลือก 24-DB32 มม. (A_s =192.96 ตร.ซม.) ρ_g(แท้จริง) = 0.024

6. ตรวจสอบกำลังรับแรงดัดสองแกนของหน้าตัดที่เลือก ด้วยวิธีตรวจสอบ 3 วิธีดังแสดงต่อไปนี้

a.) วิธีกลับส่วนค่าน้ำหนักบรรทุกของ Bresler (Bresler Reciprocal Load Method)

ตรวจสอบ $P_n \geq 0.1 f_c' A_g$ (สมการ 2)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$778{,}570 > 0.1 \times 280 \times 90^2 = 226{,}800$ กก. O.K.

ตรวจสอบด้วยวิธีนี้ จำเป็นที่จะต้องหาค่า P_o, P_{ox} และ P_{oy}

$$P_o = 0.85 f'_c \left(A_g - A_{st}\right) + A_{st} f_y$$

$$= 0.85 \times 280 \times \left(90^2 - 192.96\right) + 192.96(4000)$$

$$= 2{,}653.7 \text{ ตัน}$$

รู้ค่า ρ_g (ที่ใช้จริง) และกำลังระบุของแรงตามแกนและโมเมนต์ (P_n, M_{nx} และ M_{ny}), ก็สามารถหาค่า P_{ox} และ P_{oy} ได้

ตามแกน x

$P_n = 778.57$ ตัน , $M_{nx} = 357.14$ ตัน-ม.

$$e_y = \frac{M_{nx}}{P_n} = \frac{357.14}{778.57} = 0.46 \text{ ม.}, \quad \frac{e_y}{h} = \frac{0.46}{0.9} = 0.5$$

จาก Interaction Diagram

เมื่อ $\frac{e_y}{h} = 0.5$, $\rho_g = 0.024$ อ่านค่าได้ $\frac{\phi P_{ox}}{A_g} \approx 81.56$ กก./ตร.ซม.

$$P_{ox} = \frac{81.56 \times 90^2}{0.7} = 943.77 \text{ ตัน}$$

ตามแกน y

$P_n = 778.57$ ตัน. , $M_{ny} = 150$ ตัน-ม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$e_x = \frac{M_{ny}}{P_n} = \frac{150}{778.57} = 0.193 \text{ ม.}$$

$$\frac{e_x}{h} = \frac{0.193}{0.9} = 0.21 \text{ ม.}$$

จาก Interaction Diagram เมื่อ $\frac{e_x}{h} = 0.21$ และ $\rho_g = 0.024, \frac{\phi P_{oy}}{A_g} \approx 144$ กก./ตร.ซม.

ดังนั้น $P_{oy} = \frac{144 x 90^2}{0.7} = 1{,}666.29$ ตัน

ใช้ค่าข้างบน, นำสมการ (1) มาใช้ดังนี้

$$P_n = 778.57 \text{ ตัน} \leq \frac{1}{\frac{1}{P_{ox}} + \frac{1}{P_{oy}} - \frac{1}{P_o}} \quad \text{สมการ (1)}$$

$$= \frac{1}{\frac{1}{943.77} + \frac{1}{1666.29} - \frac{1}{2653.7}} = 779.49 \text{ ตัน (ผ่าน)}$$

b. วิธีเส้นระดับน้ำหนักบรรทุกของ Bresler (Bresler Load Contour Method)

เนื่องจากมีข้อมูลที่ไม่ทราบค่าอยู่หลายค่า จะสมมติให้ α เท่ากับ 1 เพื่อใช้ในสมการ (5) และถึงแม้ว่า P_u จะมากกว่า $0.1f'_c$ ก็ตาม เราจะแสดงการคำนวณเพียงเพื่อเป็นตัวอย่าง เนื่องจากหน้าตัดมีความสมมาตร จะได้ M_{nox} เท่ากับ M_{noy} รู้ค่า ρ_g ที่ใช้ และรู้ค่ากำลังรับแรงตามแกนที่ต้องการ P_u, เราจะสามารถหาค่า M_{nox} ซึ่งเป็นกำลังรับแรงดัดระบุในทิศทางของแกน x ได้

P_n=778.57 ตัน , $\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{0.7 x 778570}{90^2} = 67.3$

จาก Interaction Diagram

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อ $\frac{\phi P_n}{A_g} = 67.3$ และ ρ_g=0.024 อ่านค่าได้ $\frac{\phi M_{nox}}{A_g h} \approx 45.6$ กก./ตร.ซม.

ดังนั้น $M_{nox} = \frac{45.6 x 90^3}{0.7} = 474.89$ ตัน - ม.

ใช้สมการ (5) จะคำนวณได้ดังนี้

$$\frac{M_{nx}}{M_{nox}} + \frac{M_{ny}}{M_{noy}} = \frac{357.14}{474.89} + \frac{150}{474.89} = 0.75 + 0.32 = 1.07 > 1.0$$ **ไม่ผ่าน**

เนื่องจากการสมมติที่เผื่อไว้มาก เมื่อใช้ α = 1.0 ทำให้หน้าตัดที่ใช้ไม่ผ่านการตรวจสอบด้วยวิธีนี้

c. วิธีเส้นระดับแบบ PCA (PCA Load Contour Method)

ในวิธีนี้จะต้องทราบค่า P_o, M_{nox}, M_{noy}และค่าที่แท้จริงของ β เสียก่อน

$$P_o = 0.85 f'_c \left(A_g - A_{st}\right) + A_{st} f_y$$

$$= 0.85 x 280 x \left(90^2 - 192.96\right) + 192.96(4000)$$

$$= 2,653.7 \text{ ตัน}$$

เนื่องจากเป็นหน้าตัดสมมาตร จะได้ M_{nox} เท่ากับ M_{noy} รู้ค่า ρ_g และกำลังรับแรงตามแกนระบุ P_n เราจะหา M_{nox} ได้ตามวิธีข้างล่าง

P_n=778.57 ตัน , $\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{0.7 x 778570}{90^2} = 67.3$

จาก Interaction Diagram

เมื่อ $\frac{\phi P_n}{A_g} = 67.3$ และ ρ_g=0.024 อ่านค่าได้ $\frac{\phi M_{nox}}{A_g h} \approx 45.6$ กก./ตร.ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ดังนั้น $M_{nox} = \frac{45.6x90^3}{0.7} = 474.89$ ตัน - ม.

รู้ค่า P_o และ ρ_g ที่ใช้ ค่า β จริง จะหาได้ดังนี้

$$\frac{P_n}{P_o} = \frac{778.57}{2653.7} = 0.29, \quad \omega = \frac{\rho_g f_y}{f'_c} = \frac{0.024x4000}{280} = 0.34$$

จากรูปที่ 12-11(b), อ่านค่า $\beta = 0.57$

ใช้สมการ (8) ได้ดังนี้

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nox}}\right)^{\left(\frac{\log 0.5}{\log \beta}\right)} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{noy}}\right)^{\left(\frac{\log 0.5}{\log \beta}\right)} \leq 1.0$$

$$\log 0.5 = -0.3$$

$$\log \beta = \log 0.571 = -0.244$$

$$\frac{\log 0.5}{\log \beta} = 1.23$$

$$\left(\frac{357.14}{474.89}\right)^{1.23} + \left(\frac{150}{474.49}\right)^{1.23} = 0.70 + 0.24 = 0.94 < 1.0 \quad \text{ผ่าน}$$

หรืออาจจะตรวจสอบด้วยการประมาณ

เนื่องจาก $\frac{M_{ny}}{M_{nx}} < \frac{M_{noy}}{M_{nox}}$, จึงสามารถตรวจสอบด้วยสมการ (12)

$$\frac{M_{nx}}{M_{nox}} + \frac{M_{ny}}{M_{noy}}\left(\frac{1-\beta}{\beta}\right) = \frac{357.14}{474.89} + \frac{150}{474.89}\left(\frac{1-0.57}{0.57}\right) = 0.752 + 0.238 = 0.99 < 1.0 \text{ ผ่าน}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 12.2 การออกแบบเสาหน้าตัดสี่เหลี่ยมที่รับแรงดัดสองแกน

จงหาหน้าตัดของเสารูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้ามีอัตราส่วน h/b=1.5 และปริมาณเหล็กเสริมเพื่อรับน้ำหนักบรรทุกและโมเมนต์ตามกำหนด วางเหล็กเสริมให้เท่ากันทุกด้านของหน้าตัด

P_u = 770 ตัน, M_{ux} = 400 ตัน-ม., M_{uy} = 165 ตัน-ม., f'_c = 280 กก./ตร.ซม., f_y = 4,000 กก./ตร.ซม.

---

1. หากำลังระบุ, สำหรับเสาปลอกเดี่ยว $\phi = 0.7$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{770}{0.7} = 1{,}100 \text{ ตัน}$$

$$M_{nx} = \frac{M_{ux}}{\phi} = \frac{400}{0.7} = 571.43 \text{ ตัน - ม.}$$

$$M_{ny} = \frac{M_{uy}}{\phi} = \frac{165}{0.7} = 235.71 \text{ ตัน - ม.}$$

2. สมมติ $\beta = 0.65$

3. หากำลังรับโมเมนต์แกนเดียวเทียบเท่า M_{nox} หรือ M_{noy}

$$\frac{M_{ny}}{M_{nx}} = \frac{235.71}{571.43} = 0.41 \quad \text{น้อยกว่า} \quad \frac{b}{h} = 0.67$$

ดังนั้นใช้สมการ (14)

$$M_{nox} = M_{ny}\frac{h}{b}\left(\frac{1-\beta}{\beta}\right) + M_{nx}$$

$$= 235.71(1.5)\left(\frac{1-0.65}{0.65}\right) + 571.43$$

$$= 761.81 \text{ ตัน - ม.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

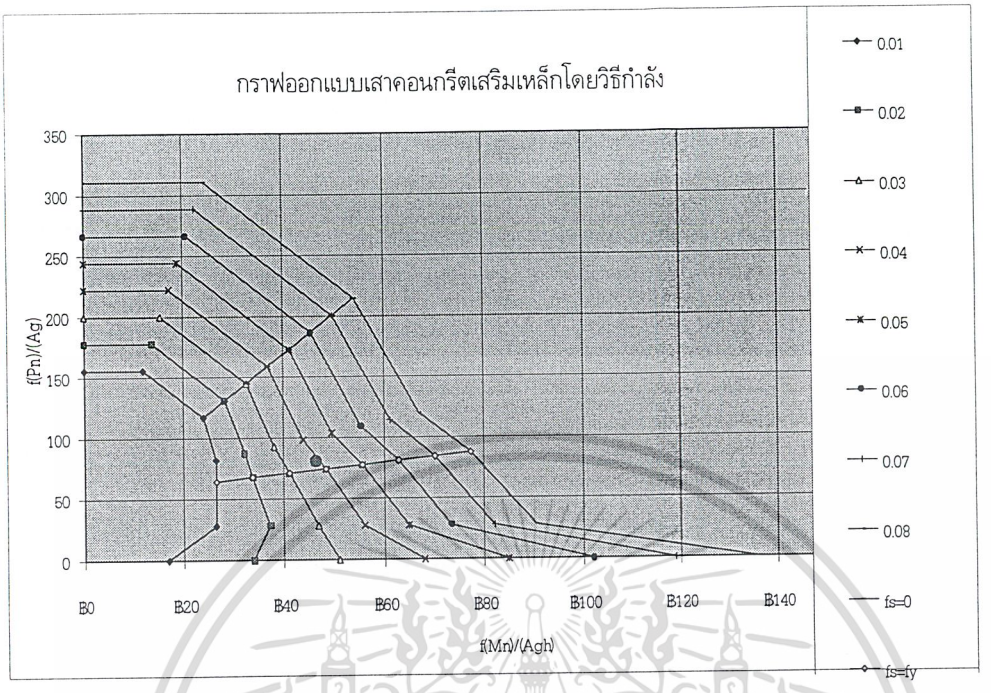
4. สมมติ b = 80 ซม.และ h = 120 ซม. หาปริมาณเหล็กเสริมเพื่อรับแรงตามแกน P_n = 1,100 ตัน และรับโมเมนต์แกนเดียวเทียบเท่า M_{nox} = 761.81 ตัน-ม.

5. จากแผนภูมิช่วยในการออกแบบเสา (อ้างอิงจากโครงงานพิเศษเรื่อง "คู่มือการออกแบบเสาโดยวิธีกำลัง" จัดทำโดย นายประพัทธ์พงษ์ อุปลา และนายธนศักดิ์ สาตาชนม์ หลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตร์บัณฑิต จากภาควิชาวิศวกรรมการก่อสร้าง สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง ปีการศึกษา 2541) สำหรับหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีปริมาณเหล็กเสริมเท่ากันทุกด้าน, f'_c = 280 กก./ตร.ซม., f_y = 4,000 กก./ตร.ซม. และ $\gamma \approx 0.9$,

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{0.7 \times 1100}{80 \times 120} = 80.21 \text{ กก./ซม}^2$$

$$\frac{\phi M_{nox}}{A_g h} = \frac{0.7 \times 761.81}{80 \times 120 \times 120} = 46.3 \text{ กก./ซม}^2$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



จาก Interaction Diagram ได้ $\rho_g \approx 0.027$

$A_{st} = \rho_g A_g = 0.027(80x120) = 259.2$ ซม.^{2}

เลือก 32-DB32 มม. ($A_g = 257.28$ ซม.^{2}), ρ_g ที่ใช้ $= 257.28/(80x120) = 0.0268$

6. ตรวจสอบกำลังรับแรงดัดสองแกนของหน้าตัดที่เลือก ด้วยวิธีที่ 1 และวิธีที่ 3 จะไม่ใช้วิธีเส้นระดับน้ำหนักของ Bresler เนื่องจากการเผื่อที่ไม่ประหยัด ดังที่อธิบายไว้ในตัวอย่าง 12.1

   a. วิธีส่วนกลับค่าน้ำหนักบรรทุกของ Bresler

      ตรวจ $P_n \geq 0.1 f'_c A_g$ สมการ (2)

      1,100 ตัน $\geq 0.1(.280)(80x120) = 268.8$ ตัน

      จากวิธีนี้ จะต้องหาค่า P_o , P_{ox} และ P_{oy}

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$P_o = 0.85f'_c\left(A_g - A_{st}\right) + A_{st}f_y$$

$$= 0.85x0.28x(9600 - 257.28) + (257.28)(4)$$

$$= 3,252.7 \text{ ตัน}$$

รู้ค่า ρ_g และกำลังที่ต้องการ P_n, M_{nx} และ M_{ny} เราสามารถหา P_{ox} และ P_{oy} ได้ดังต่อไปนี้

ตามแกน x

P_n = 1,100 ตัน, M_{nx} = 571.43 ตัน-ม.

$$e_y = \frac{M_{nx}}{P_n} = \frac{571.43}{1,100} = 0.52 \text{ ม.}$$

$$\frac{e_y}{h} = \frac{0.52}{1.2} = 0.43$$

จาก Interaction Diagram

เมื่อ $\frac{e_y}{h} = 0.43$ และ $?_g = 0.0268$ อ่านค่า $\frac{\phi P_{ox}}{A_g} = 105.46$ กก./ซม^2

ดังนั้น $P_{ox} = \frac{105.46x(80x120)}{0.7} = 1,446.3$ ตัน

ตามแกน y

P_n = 1,100 ตัน, M_{ny} = 235.71 ตัน-ม.

$$e_x = \frac{M_{ny}}{P_n} = \frac{235.71}{1,100} = 0.214 \text{ ม.}$$

$$\frac{e_x}{b} = \frac{0.214}{0.8} = 0.27$$

จาก Interaction Diagram

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อ $\frac{e_x}{b} = 0.27$ และ $?_g = 0.0268$ อ่านค่า $\frac{\phi P_{oy}}{A_g} = 144.13$ กก./ซม.^{2}

ดังนั้น $P_{oy} = \frac{144.13x(80x120)}{0.7} = 1{,}976.6$ ตัน

ใช้ค่าข้างบน, สมการ (1) สามารถนำมาประเมินได้ดังนี้

$$P_n = 1{,}100 \text{ ตัน} \leq \frac{1}{\frac{1}{P_{ox}} + \frac{1}{P_{oy}} - \frac{1}{P_o}}$$

$$\leq \frac{1}{\frac{1}{1{,}446.3} + \frac{1}{1{,}976.6} - \frac{1}{3{,}252.7}} = 1{,}123.7 \text{ ตัน (ผ่าน)}$$

b. วิธีเส้นระดับน้ำหนักบรรทุกแบบ PCA

$$Po = 0.85f'_c\left(A_g - A_{st}\right) + A_{st}f_y$$

$$= 0.85x0.28x(9600 - 257.28) + (257.28)(4)$$

$$= 3{,}252.7 \text{ ตัน}$$

รู้ค่า ρ_g และแรงตามแกนที่ต้องการ P_n, M_{nox} และ M_{noy} จะหาได้ดังนี้

$$P_n = 1{,}100 \text{ ,} \frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{0.7(1{,}100{,}000)}{80x120} = 80.21 \text{ กก./ซม.}^2$$

จาก Interaction Diagram

เมื่อ $\frac{\phi P_n}{A_g} = 80.21$, $?_g = 0.0268$, อ่านค่า $\frac{\phi M_n}{A_g h} \approx 51$ กก./ซม.^{2}

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ดังนั้น $M_{nox} = \frac{51A_g h}{\phi} = \frac{51x80x120x120}{0.7} = 839.3$ ตัน - ม.

$$M_{noy} = \frac{51A_g b}{\phi} = \frac{51x80x120x80}{0.7} = 559.5 \text{ ตัน - ม.}$$

รู้ค่า P_o แล้วและใช้ ρ_g หาค่าจริงของ β ได้ดังต่อไปนี้

$$\frac{P_n}{P_o} = \frac{1,100}{3252.7} = 0.34, \omega = \frac{\rho_g f_y}{f'_c} = \frac{0.0268x4,000}{280} = 0.38$$

จากรูป 12-11 (b), อ่านค่า $\beta = 0.58$ ค่าข้างต้นสามารถนำสมการ (8) มาใช้ได้ดังนี้

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nox}}\right)\left(\frac{\log 0.5}{\log \beta}\right) + \left(\frac{M_{ny}}{M_{noy}}\right)\left(\frac{\log 0.5}{\log \beta}\right) \leq 1.0$$

$$\log 0.5 = -0.3$$

$$\log \beta = \log 0.58 = -0.237$$

$$\frac{\log 0.5}{\log \beta} = 1.27$$

$$\left(\frac{571.43}{839.3}\right)^{1.27} + \left(\frac{235.71}{559.5}\right)^{1.27} = 0.614 + 0.333 = 0.948 < 1.0 \quad \text{ผ่าน}$$

หรืออาจจะตรวจสอบด้วยการประมาณ

เนื่องจาก $\frac{M_{ny}}{M_{nx}} < \frac{M_{noy}}{M_{nox}}$, จึงสามารถตรวจสอบด้วยสมการ (12)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\frac{M_{nx}}{M_{nox}}+\frac{M_{ny}}{M_{noy}}\left(\frac{1-\beta}{\beta}\right)=\frac{571.43}{839.3}+\frac{235.71}{559.5}\left(\frac{1-0.58}{0.58}\right)=0.681+0.305=0.986<1.0 \text{ ผ่าน}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 13

การออกแบบรับผลของความชะลูด

ข้อกำหนดทั่วไป

สิ่งที่จำเป็นในการออกแบบเสาประกอบด้วย การเลือกหน้าตัดเสาและเหล็กเสริมที่เพียงพอ เพื่อจะรับผลรวมของน้ำหนักบรรทุกในแนวแกน (P_u) โมเมนต์หลัก (M_u, primary moment) รวมทั้งผลของความชะลูดของเสาซึ่งจะทำให้เกิดโมเมนต์เพิ่มขึ้น (secondary moment) ความชะลูดของเสาจะระบุด้วยอัตราส่วนความชะลูด $k\ell_u / r$ โดยที่ k คือ ตัวคูณความยาวประสิทธิผล (ซึ่งขึ้นอยู่กับการยึดรั้งต้านการหมุนและต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ปลายเสา) ℓ_u คือความยาวเสาส่วนที่ไม่มีการยึดรั้ง และ r คือ รัศมีไจเรชั่นของหน้าตัดเสา เสาชะลูดหรือเสายาวอาจจัดได้ว่าเป็นเสาที่มีพื้นที่หน้าตัดเล็กเมื่อเทียบกับความยาว

สำหรับเสาสั้นนั้น จัดได้ว่าเป็นเสาที่มีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกเท่ากับที่คำนวณได้จากหน้าตัดโดยตรง ในระหว่างที่กำลังของเสายาวจะถูกลดน้อยลงโดยผลของโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้น เสาต้นเดียวกันอาจจะถูกระบุว่าเป็นเสาสั้นภายใต้การยึดรั้งแบบหนึ่ง และอาจจะถูกระบุว่าเป็นเสายาวภายใต้การยึดรั้งอีกแบบหนึ่งก็ได้

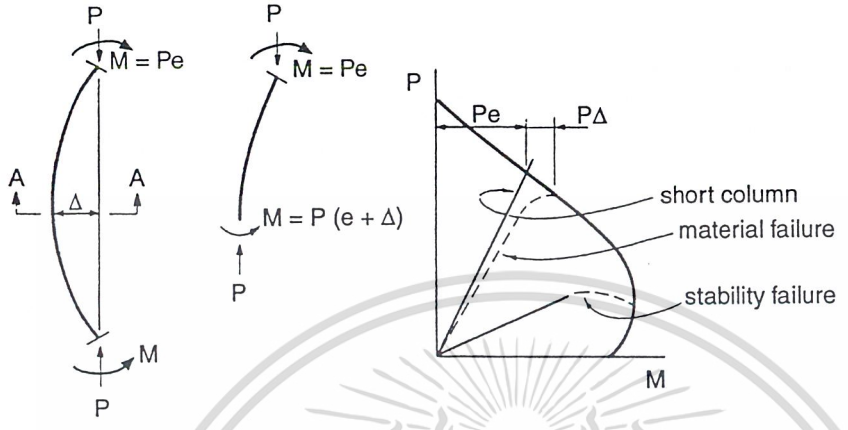
ในปัจจุบันมีการใช้คอนกรีตและเหล็กเสริมที่มีกำลังสูงมากขึ้น ผนวกกับการใช้วิธีการออกแบบที่มีความแน่นอนมากขึ้น ทำให้หน้าตัดที่ได้มีขนาดเล็กลง ซึ่งก็ส่งผลให้องค์อาคารนั้นมีความชะลูดมากขึ้น การออกแบบเพื่อรับผลของความชะลูด จึงเป็นสิ่งที่สำคัญอย่างยิ่ง

เสาสั้นอาจวิบัติเมื่อผลรวมของโมเมนต์และน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนสูงเกินกำลังของหน้าตัด การวิบัติเช่นนี้เป็นการวิบัติของวัสดุที่ใช้ในเสานั้น (Material failure) ลองพิจารณาเสาในรูปที่ 13-1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุก เสาเกิดการโก่งตัว Δ ทำให้เกิดโมเมนต์เพิ่มขึ้นในเสา ซึ่งค่าสูงสุดจะเกิดขึ้นที่หน้าตัด A-A โดยเป็นผลรวมของโมเมนต์จากน้ำหนักบรรทุกและโมเมนต์เนื่องจากการโก่งตัว มีค่าเท่ากับ $M = P(e + \Delta)$

การวิบัติของเสาสั้นจะเกิดขึ้นตามเส้นบนแผนภาพ Strength Interaction ซึ่งเป็นผลรวมของน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนและโมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุก $(M = Pe)$ เมื่อมีการโก่งตัวเกิดขึ้น การวิบัติจะเกิดขึ้นตามเส้นบนแผ่นภาพเช่นกัน แต่จะเกิดจากผลรวมของน้ำหนักบรรทุก (P) และโมเมนต์ $M = P(e + \Delta)$ ถ้าเสามีความชะลูดมาก การโก่งตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกน (P) และโมเมนต์ (Pe) อาจจะมากจนถึงจุดที่

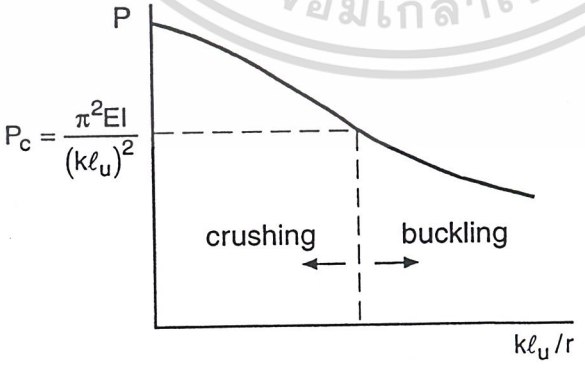
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุก (P) อีกหน่อยเดียว ก็จะเกิดการโก่งตัวอย่างไม่มีที่สิ้นสุด การวิบัติแบบนี้ เรียกว่า การวิบัติแบบสูญเสียเสถียรภาพ (Stability failure) ซึ่งได้แสดงไว้ในรูปด้วย



รูปที่ 13-1 Strength Interaction ของเสายาว

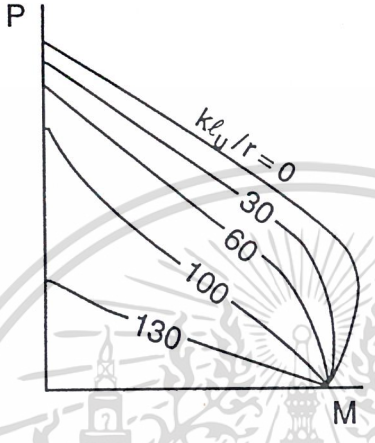
เมื่อ 200 กว่าปีมาแล้ว Euler ได้ศึกษาพฤติกรรมของเสาชะลูดภายใต้น้ำหนักตามแนวแกน และได้สรุปว่า องค์อาคารจะเกิดการวิบัติโดยการโก่งเดาะ เมื่อน้ำหนักตามแกนมีค่าเท่ากับ $P_c = \pi^2 EI/(\ell_e)^2$ โดยที่ EI เป็นสติฟเนสต้านการดัดขององค์อาคารนั้น และ ℓ_e เป็นความยาวประสิทธิผล ซึ่งมีค่าเท่ากับ $k\ell_u$ สำหรับเสาสั้น ค่าของน้ำหนักบรรทุกโก่งเดาะจะมีค่ามากกว่ากำลังรับแรงตามแนวแกน แต่ในองค์อาคารที่มีความชะลูดมาก ($k\ell_u/r$ มาก) ค่าของน้ำหนักบรรทุกโก่งเดาะจะลดลง เมื่อความชะลูดเพิ่มขึ้น ตามรูปที่ 13-2 ทำให้วิบัติโดยการโก่งเดาะ (stability failure)



รูปที่ 13-2 ความสัมพันธ์ของน้ำหนักบรรทุกวิบัติกับความชะลูดของเสา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

พิจารณาจากรูปข้างบนและจากแผนภาพ Strength interaction มาตรฐานของเสาสั้น $(kl_u / r = 0)$ เราสามารถที่จะทำนายผลของความชะลูดและโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้นได้ โดยสร้างกลุ่มของแผนภาพ Strength interaction สำหรับเสาที่มีอัตราส่วนความชะลูดต่างๆ กัน ดังในรูปที่ 13-3

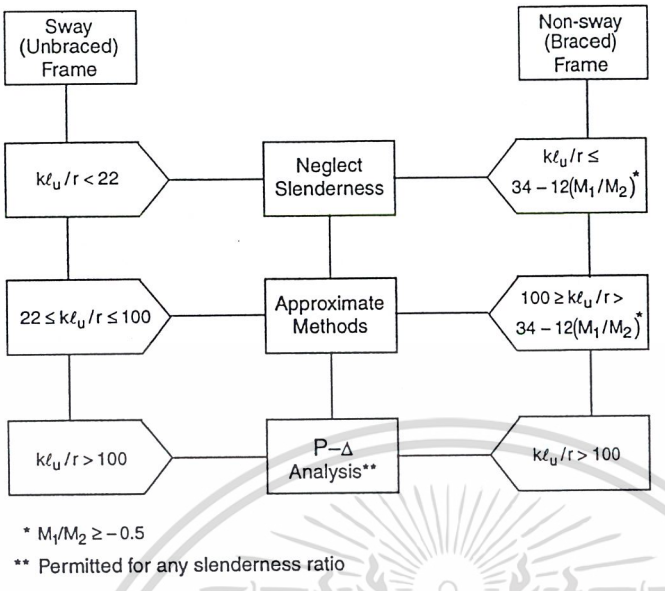


รูปที่ 13-3 Strength Interaction สำหรับเสายาว

การพิจารณาผลของความชะลูด

มาตรฐานการออกแบบได้กำหนดขอบเขตของความชะลูด สำหรับโครงข้อแข็งที่มีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวด้านข้างและสำหรับโครงข้อแข็งที่ไม่มีการยึดรั้ง ซึ่งจะต้องใช้การออกแบบด้วยขั้นตอนที่ต่างกันไว้ในรูปที่ 13-4 โดยแบ่งเป็นช่วงซึ่งมีความชะลูดน้อยที่สุด ซึ่งการออกแบบองค์อาคารที่มีความชะลูดอยู่ในขอบเขตนี้ จะถือว่าเป็นเสาสั้น จะออกแบบให้รับน้ำหนักตามแนวแกนและโมเมนต์หลักอย่างเดียว ไม่ต้องคำนึงถึงโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากความชะลูด โดยทั่วๆไปแล้วใน 90 % ของโครงสร้างที่มีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัว และประมาณ 40 % ของโครงสร้างที่ไม่มีการยึดรั้ง จะไม่ต้องคิดถึงผลของความชะลูด ถ้าคานและเสาในโครงสร้างนั้นมีขนาดปกติ และความสูงของโครงสร้างคอนกรีตนั้นมีขนาดปกติ ในช่วงซึ่งมีความชะลูดปานกลาง จะใช้การวิเคราะห์ผลของความชะลูดโดยประมาณ ซึ่งอยู่ในรูปของการขยายค่าโมเมนต์ ในช่วงซึ่งมีความชะลูดสูง จะต้องใช้การวิเคราะห์ที่แน่นอน ซึ่งจะต้องคำนึงถึงคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ การแตกร้าว รวมถึงผลของการแอ่นตัว การเคลื่อนตัว ระยะเวลาที่รับน้ำหนักบรรทุก การหดตัว การคืบ และการยึดต่อกับฐานราก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 13-4 การพิจารณาความชะลูดเสา

13.1 ผลของความชะลูดในองค์อาคารรับแรงอัด

มาตรฐานการออกแบบสนับสนุนให้ใช้การวิเคราะห์โครงสร้างในขั้นที่ 2 (second-order frame analysis) หรือ วิธีที่เรียกว่า การวิเคราะห์ผลของ $P-\Delta$ เพื่อหาผลของความชะลูดในองค์อาคารรับแรงอัด ซึ่งจะเป็นการหาผลที่การเคลื่อนตัวทางด้านข้างมีต่อน้ำหนักบรรทุกในแนวแกนและโมเมนต์ การศึกษาในเรื่องนี้อย่างต่อเนื่องในระยะ 30 ปีที่ผ่านมา ทำให้การวิเคราะห์ในขั้นที่ 2 สำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นเรื่องที่ไม่ยากอีกต่อไป โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อในปัจจุบันมีการใช้คอมพิวเตอร์อย่างแพร่หลาย และมีการใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์เข้ามาช่วยในการวิเคราะห์โครงสร้าง โดยทั่วไปแล้ว การวิเคราะห์ในขั้นที่ 2 จะให้ค่าโมเมนต์ที่เป็นจริงมากกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยประมาณตามหัวข้อที่ 13-4 สำหรับโครงสร้างที่ไม่มีการยึดรั้งหรือยึดบ้างแต่ไม่มากนัก การวิเคราะห์ในขั้นที่ 2 จะให้ผลการออกแบบที่ประหยัดมากกว่า

ถ้าไม่สามารถทำการวิเคราะห์ในขั้นที่ 2 ซึ่งให้ผลที่แน่นอนได้ มาตรฐานการออกแบบยอมให้ใช้วิธีประมาณโดยการขยายค่าโมเมนต์ แต่อย่างไรก็ตาม ถ้าอัตราส่วนความชะลูดเสา $k\ell_u/r > 100$ (ดูรูปที่ 13-4) แล้วต้องใช้วิธีวิเคราะห์ในขั้นที่ 2 เพียงวิธีเดียว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

13.2 การหาค่าโดยประมาณสำหรับผลของความชะลูด

โมเมนต์ที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากการแอ่นและการเคลื่อนตัวขององค์อาคารตัวหาได้จากการคูณตัวคูณขยายค่าโมเมนต์ δ กับโมเมนต์หลัก ตัวขยายค่าโมเมนต์ δ นี้ขึ้นอยู่กับอัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนต่อน้ำหนักบรรทุกโก่งเดาะหรือวิกฤติของเสา, อัตราส่วนของโมเมนต์ที่ปลายของเสา และรูปแบบการแอ่นตัวของเสา

13.2.1 คุณสมบัติของหน้าตัดสำหรับการวิเคราะห์

มาตรฐานการออกแบบระบุให้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีอีลาสติก โดยคำนึงถึงน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนที่ต้องการ (P_u) โมเมนต์ที่ปลายเสาทั้งสองข้าง (M_1 และ M_2) และการเคลื่อนตัวด้านข้าง (Δ_0) โดยใช้หน้าตัดที่แตกร้าวตามความยาวขององค์อาคาร ซึ่งทำให้เสียเวลามากและเป็นการไม่คุ้มค่า ถึงแม้ว่าโครงสร้างนั้นจะเป็นโครงสร้างเล็กๆ ก็ตาม ตารางที่ 13-1 แสดงคุณสมบัติของหน้าตัดซึ่งสามารถที่จะใช้แทนการวิเคราะห์ตามข้างบนได้ ค่าในตารางเป็นผลมาจากการทดลองและวิเคราะห์ ถ้าเป็นการวิเคราะห์ภายใต้น้ำหนักบรรทุกใช้งาน (service load) จะใช้ค่าโมเมนต์อินเนอร์เชียจากตารางคูณด้วย $1/0.70 = 1.43$ ถ้าเป็นการวิเคราะห์ในกรณีที่มีน้ำหนักด้านข้างกระทำบนโครงสร้างอย่างต่อเนื่อง (เช่น น้ำหนักด้านข้างเนื่องจากแรงดันของดิน) หรือเมื่อใช้ในการตรวจสอบเสถียรภาพของโครงสร้าง จะใช้ค่าโมเมนต์อินเนอร์เชียจากตารางหารด้วย $(1+\beta_d)$

ตารางที่ 13-1 คุณสมบัติของหน้าตัดสำหรับการวิเคราะห์

	Modulus of Elasticity	Moment of Inertia	Area
คาน	$4{,}270w^{1.5}\sqrt{f_c'}$	$0.35I_g$	$1.0A_g$
เสา		$0.70I_g$	
กำแพงที่ไม่มีรอยร้าว		$0.70I_g$	
กำแพงที่มีรอยร้าว		$0.35I_g$	
แผ่นพื้นไร้คาน		$0.25I_g$	

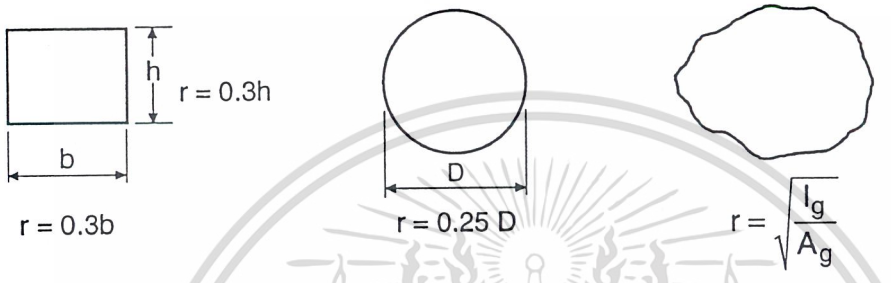
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

13.2.2 รัศมีไจเรชั่น

โดยทั่วไปค่ารัศมีไจเรชั่น (r) ถือว่าเท่ากับ $\sqrt{I_g / A_g}$

สำหรับหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า จะมีค่าเท่ากับ 0.3 เท่าของความลึกในด้านที่วิเคราะห์

สำหรับหน้าตัดวงกลม จะมีค่าเท่ากับ 0.25 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลาง ดังรูปที่ 13-5

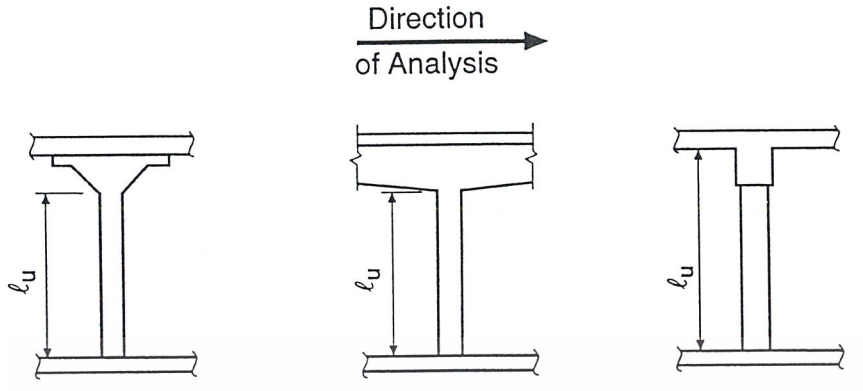


รูปที่ 13-5 รัศมีไจเรชั่น (r)

13.2.3 **ความยาวส่วนที่ไม่มีการยึดรั้งและความยาวประสิทธิผลขององค์อาคารรับแรงอัด** [วสท. 4311]

ความยาวส่วนที่ไม่มีการยึดรั้ง (ℓ_u) ของเสา คือระยะระหว่างที่ยึดต้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง ดังแสดงในรูปที่ 13-6 ความยาว ℓ_u อาจจะมีค่าแตกต่างกันสำหรับการโก่งเดาะรอบแกนต่างกันของหน้าตัดเสา สมการพื้นฐาน Euler สำหรับน้ำหนักบรรทุกโก่งเดาะวิกฤติใช้ค่า $P_c = \pi^2 EI/(\ell_e)^2$ โดยที่ ℓ_e เป็นความยาวประสิทธิผลมีค่าเท่ากับ $k\ell_u$ โดยทั่วไปผู้ออกแบบจะหาความยาวประสิทธิผล $(k\ell_u)$ ของเสาโดยการหาโมเมนต์ที่กระทำบนเสาจาก Free body diagram สมการพื้นฐานสำหรับการออกแบบเสายาวสร้างมาจากเสาที่ปลายทั้งสองข้างมีฐานรองรับแบบหมุน ดังนั้นจึงต้องมีการปรับค่าที่จะใช้ ถ้าฐานรองรับเป็นแบบอื่น ความยาวเสาประสิทธิผล $(k\ell_u)$ ซึ่งใช้ในการประมาณกำลังของเสายาว ได้รวมผลของการยึดรั้งที่ปลายและการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวด้านข้างไว้ด้วย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

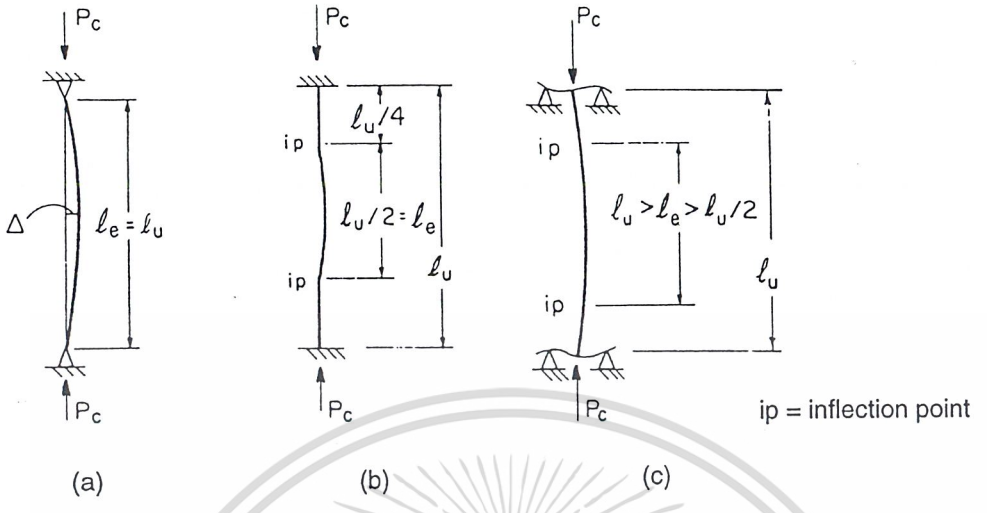


รูปที่ 13-6 ความยาวส่วนที่ไม่มีการยึดรั้ง (ℓ_u)

ภายใต้น้ำหนักบรรทุกวิกฤติจากสมการ Euler องค์อาคารซึ่งเดิมมีลักษณะตรงจะแอ่นตัวไปเป็นลักษณะครึ่งหนึ่งของ sine wave ดังรูปที่ 13-7(a) ซึ่งจะทำให้เกิดโมเมนต์เพิ่ม $(P-\Delta)$ กระทำที่ทุกหน้าตัด โดยที่ Δ เป็นระยะแอ่นตัวด้านข้างที่ตำแหน่งใดๆ ตามความยาวขององค์อาคาร การแอ่นตัวนี้จะเพิ่มอย่างต่อเนื่องจนกระทั่ง หน่วยแรงดัดจากโมเมนต์ที่เกิดเพิ่ม $(P-\Delta)$ รวมกับหน่วยแรงอัดเดิม เนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกที่กระทำมีค่าเกินกำลังอัดของคอนกรีต องค์อาคารนั้นก็จะวิบัติ

ความยาวประสิทธิผล $\ell_e(=k\ell_u)$ คือ ความยาวระหว่างปลายยึดหมุน หรือระหว่างจุดที่โมเมนต์ที่เป็นศูนย์ หรือระหว่างจุดดัดกลับ สำหรับปลายยึดหมุนดังรูปที่ 13-7(a) ความยาวประสิทธิผลเท่ากับความยาวส่วนที่ไม่มีการยึดรั้ง (ℓ_u) ถ้าองค์อาคารถูกยึดต้านการหมุนที่ปลายทั้งสองข้างดังรูปที่ 13-7(b) จะเกิดการโก่งเดาะในรูปร่างเหมือนที่แสดงในรูป ความยาวประสิทธิผล (ℓ_e) จะเท่ากับครึ่งหนึ่งของความยาวส่วนที่ไม่มีการยึดรั้ง น้ำหนักบรรทุกโก่งเดาะวิกฤติ (P_c) สำหรับสภาพปลายยึดแน่น จะเป็นสี่เท่าของกรณีสภาพปลายยึดหมุน แต่ในความเป็นจริงแล้ว จะไม่มีเสาใดในโครงสร้างจริงที่อยู่ในสภาพปลายหมุนเต็มที่หรือปลายยึดแน่นเต็มที่ ส่วนมากจะถูกยึดต้านการหมุนบ้างเป็นบางส่วนด้วยองค์อาคารที่มาต่อกับเสาที่ปลายด้านนั้น ดังนั้นความยาวประสิทธิผลจะมีค่าระหว่าง $\ell_u/2$ และ ℓ_u ตามรูปที่ 13-7(c) ถ้าไม่มีความแตกต่างของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของปลายทั้งสอง ค่าจริงของความยาวประสิทธิผลจะขึ้นอยู่กับความสามารถในการต้านการหมุนขององค์อาคารที่มายึดต่อที่ปลายบนและล่างของเสา

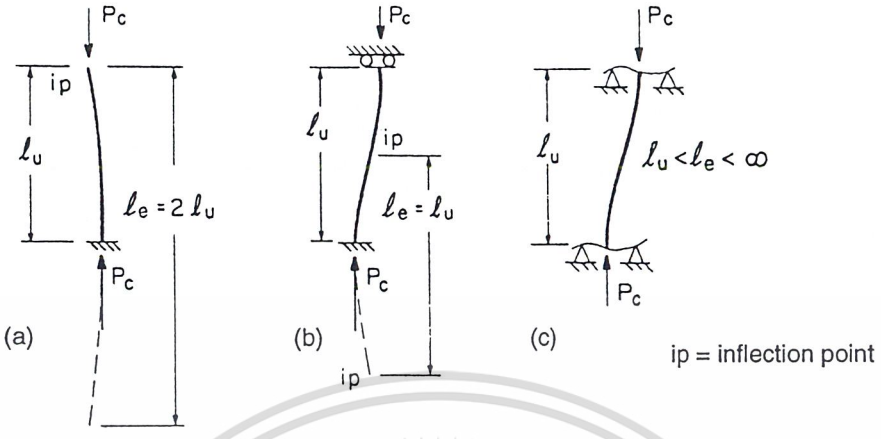
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 13-7 ความยาวประสิทธิผล ℓ_e (องค์อาคารที่มีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง)

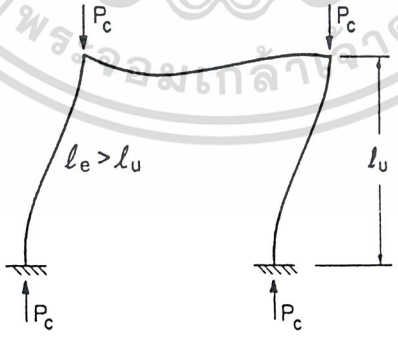
เสาที่มีฐานยึดแน่นที่ปลายข้างหนึ่งและปล่อยให้ปลายอีกข้างเป็นอิสระ (Cantilever) จะเกิดการโก่งเดาะดังในรูปที่ 13-8(a) ปลายด้านบนจะเคลื่อนตัวไปทางด้านข้าง ด้วยระยะที่เรียกว่า sideway การแอ่นตัวจะมีลักษณะเหมือนกับครึ่งรูปของการแอ่นตัวขององค์อาคารที่ปลายทั้งสองเป็นปลายยึดหมุนดังรูปที่ 13-7(a) ดังนั้นความยาวประสิทธิผลจะมีค่าเท่ากับสองเท่าของความยาวจริง ถ้าเสามีการยึดแน่นที่ปลายทั้งสองข้าง แต่ปลายข้างหนึ่งสามารถเคลื่อนตัวไปทางข้างได้ จะเกิดโก่งเดาะดังในรูปที่ 13-8(b) ความยาวประสิทธิผล (ℓ_e) จะเท่ากับความยาวจริง (ℓ_u) และมีจุดดัดกลับ (inflection point, ip) เกิดขึ้นดังรูป น้ำหนักบรรทุกโก่งเดาะของเสาดังรูปที่ 13-8(b) เมื่อไม่มีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง มีค่าเป็นหนึ่งในสี่ของเสาในรูปที่ 13-7 (b) ซึ่งมีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง ดังที่กล่าวมาข้างต้นแล้ว ว่าไม่มีเสาใดในโครงสร้างจริงที่อยู่ในสภาพปลายหมุนเต็มที่หรือปลายยึดแน่นเต็ม ส่วนมากจะถูกยึดต้านการหมุนบ้างเป็นบางส่วนด้วยองค์อาคารที่มาต่อกับเสาที่ปลายด้านนั้น ดังนั้นความยาวประสิทธิผลจะมีค่าระหว่าง ℓ_u และ ∞ ตามรูปที่ 13-8(c) ถ้าองค์อาคารที่มายึดปลายเสา เช่น คานหรือพื้น มีความแข็งแรงมากเมื่อเปรียบเทียบกับเสา จะเกิดการโก่งเดาะตามในรูปที่ 13-8(b) แต่องค์อาคารที่ยึดปลายเสามียึดหยุ่นมาก จะเกิดสภาพเหมือนที่ปลายทั้งสองเป็นจุดหมุน ทำให้เสานั้นหรืออาจทำให้ทั้งโครงสร้างอยู่ในสภาพที่ไม่มีเสถียรภาพ (instability)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 13-8 ความยาวประสิทธิผล ℓ_e (องค์อาคารที่ไม่มีการยึดรั้งต้านการการเคลื่อนตัวด้านข้าง)

ในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไป ผู้ออกแบบมักจะไม่ให้ความสนใจต่อองค์อาคารเดี่ยวมากนัก แต่จะให้ความสนใจอย่างมากกับโครงข้อแข็งที่ประกอบด้วยการต่อกันของคานกับเสาและพื้นกับเสา พฤติกรรมการโก่งเดาะของโครงสร้างที่ไม่มีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง สามารถแสดงได้โดยโครงชั้นเดียวในรูปที่ 13-9 ถ้าปราศจากการยึดรั้งที่ปลายบน โครงทั้งหมดจะเป็นอิสระที่จะเคลื่อนตัวไปทางด้านข้าง ในระหว่างที่ปลายด้านล่างอาจจะเป็นฐานแบบยึดหมุน หรือมีการต้านการหมุนบางส่วน โดยทั่วไปความยาวประสิทธิผล (ℓ_e) จะขึ้นอยู่กับระดับของการยึดรั้งต้านทานการหมุนที่ปลายทั้งสองข้าง และ $\ell_u < \ell_e < \infty$



รูปที่ 13-9 โครงข้อแข็ง (ไม่มีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากคำอธิบายข้างต้น สามารถสรุปได้ดังต่อไปนี้

1. สำหรับเสาที่มีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง ความยาวประสิทธิผล (ℓ_e) จะอยู่ระหว่าง $\ell_u/2$ และ ℓ_u โดยที่ ℓ_u เป็นความยาวส่วนที่ไม่มีการยึดรั้งของเสา
2. สำหรับเสาที่ไม่มีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง ความยาวประสิทธิผล (ℓ_e) จะมีค่ามากกว่าความยาวส่วนที่มีไม่การยึดรั้งของเสา (ℓ_u) อาจจะเป็น $2\ell_u$ หรือมากกว่า
3. เราสามารถใช้ Alignment chart ดังรูปที่ 13-10 หาความยาวประสิทธิผล สำหรับโครงสร้างที่การยึดรั้งและไม่มีการยึดรั้งได้

สำหรับโครงสร้างที่มีการยึดรั้ง

ถ้าปลายทั้งสองข้างมีการยึดต้านการหมุนน้อย จะได้ค่า $\Psi = \infty$ และ $k = 1.0$

ถ้าปลายทั้งสองข้างมีการยึดต้านการหมุนมากจนใกล้เคียงกับการยึดแน่น จะได้ค่า $\Psi = 0$ และ $k = 0.5$

สำหรับโครงสร้างที่ไม่มีการยึดรั้ง

ถ้าปลายทั้งสองข้างมีการยึดมีต้านการหมุนน้อย จะได้ค่า $\Psi = \infty$ และ $k = \infty$

ถ้าปลายทั้งสองข้างมีการยึดต้านการหมุนมากจนใกล้เคียงกับการยึดแน่น จะได้ค่า $\Psi = 0$ และ $k = 1.0$

หัวข้อ R10.12.1 ใน ACI318-95 ได้ให้วิธีการหาค่า k ไว้อีกวิธีดังต่อไปนี้

- สำหรับเสาที่มีการยึดรั้ง ค่า k สูงสุดให้ใช้ค่าที่น้อยกว่าของค่าที่ได้มาจากสองสมการต่อไปนี้

$$k = 0.7 + 0.05(\Psi_A + \Psi_B) \le 1.0$$

$$k = 0.85 + 0.05\Psi_{\min} \le 1.0$$

โดยที่ Ψ_A และ Ψ_B เป็นค่าของ Ψ ที่ปลายเสาและ $\Psi_{\min}$ คือค่าที่น้อยกว่าจากสองค่านี้

- สำหรับเสาที่ไม่มีการยึดรั้ง ถ้าปลายข้างหนึ่งไม่มีการส่งถ่ายโมเมนต์ (hinge)

$$k = 2.0 + 0.3\Psi$$

โดยที่ Ψ คือ อัตราส่วนของสติฟเนสของเสาต่อคาน ที่ปลายที่มีการยึดรั้ง

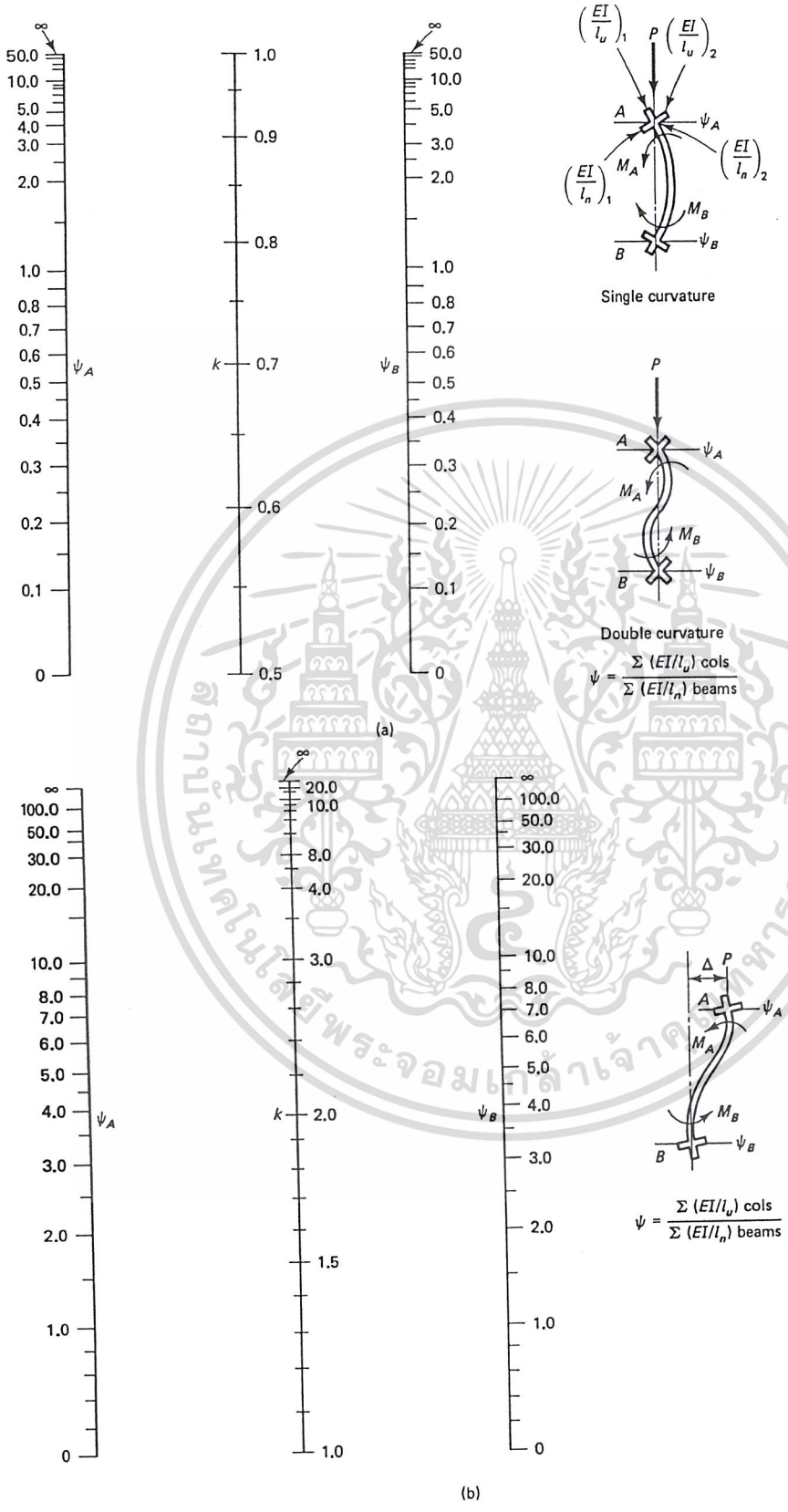
- ถ้ามีการยึดรั้งทั้งสองปลาย

สำหรับ $\Psi_m < 2$, $k = \dfrac{20 - \Psi_m}{20}\sqrt{1 + \Psi_m}$

สำหรับ $\Psi_m \ge 2$, $k = 0.9\sqrt{1 + \Psi_m}$

โดยที่ Ψ_m คือ ค่าเฉลี่ยของค่า Ψ ที่ปลายทั้งสองข้างของเสา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 13-10 ค่าความยาวประสิทธิผล (k) สำหรับ (a) เสาที่มีการยึดรั้ง และ (b) เสาที่ไม่มีการยึดรั้ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

13.2.4 การระบุความแตกต่างระหว่างโครงที่มีการยึดรั้งกับโครงที่ไม่มีการยึดรั้ง

ในโครงสร้างจริงแล้ว สภาพการยึดรั้ง (ไม่ยอมให้มีการเคลื่อนตัว) หรือไม่มีการยึดรั้ง (ยอมให้มีการเคลื่อนตัว) แบบสมบูรณ์ แทบจะหาไม่ได้เลย ACI 318-95 กำหนดวิธีสองวิธีให้ใช้ในการตัดสินว่าโครงสร้างนี้มีการยึดรั้งหรือไม่ ดังต่อไปนี้

1) ให้ถือว่าเสานั้นมีการยึดรั้ง ถ้าโมเมนต์ที่ปลายเสาเนื่องจากการวิเคราะห์ในขั้นที่สองไม่เกิน 5 % ของโมเมนต์เดิม

2) ให้ถือว่าทั้งชั้นในโครงสร้างมีการยึดรั้ง ถ้า

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_0}{V_u \ell_e} \leq 0.05 \qquad \text{ACI (10-7)}$$

โดยที่ Q คือ ดัชนีเสถียรภาพสำหรับชั้นใดชั้นหนึ่ง

$\sum P_u$ คือ น้ำหนักบรรทุกรวมในแนวตั้งที่คูณด้วยตัวคูณเพิ่มแล้ว

V_u คือ แรงเฉือนรวมทั้งชั้น

Δ_0 คือ ความแตกต่างของการเคลื่อนตัวของด้านบนและด้านล่างของชั้นนี้เนื่องจากแรงเฉือน V_u วิเคราะห์โดยวิธีอีลาสติก

ℓ_e คือ ความยาวเสา วัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของข้อต่อในโครงสร้าง

13.2.5 ตัวคูณขยายค่าโมเมนต์ (δ) สำหรับการดัด 2 แกน

สำหรับเสาที่รับแรงดัดรอบสองแกน โมเมนต์รอบแต่ละแกนหลักจะต้องถูกเพิ่มค่าด้วยตัวคูณ (δ) ซึ่งตัวคูณนี้หาได้จากน้ำหนักบรรทุกโก่งเดาะ (P_c) รอบแต่ละแกนแยกกัน โดยพิจารณาความยาวประสิทธิผลและอัตราส่วนสติฟเนสของเสาต่อคานรอบแต่ละแกน ดังนั้นความสามารถในการรับแรงโก่งเดาะที่ต่างกันของสองแกนจะส่งผลให้ตัวคูณขยายค่าต่างกันด้วย โมเมนต์รอบแต่ละแกนของทั้งสองแกนจะถูกขยายโดยแยกกัน หลังจากนั้นจึงดำเนินการออกแบบเสาให้รับน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกน (P_u) และ โมเมนต์สองแกนที่ขยายค่าแล้ว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

13.2.6 การขยายค่าโมเมนต์สำหรับโครงที่มีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง

(Moment Magnification - Non-Sway Frames)

สมการที่ใช้ในการขยายค่าโมเมนต์ที่กระทำในโครงที่มีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนที่ด้านข้าง จะต่างกับสมการที่ใช้ในโครงที่ไม่มีการยึดรั้ง สมการที่ใช้ออกแบบเสายาวสำหรับโครงที่มีการยึดรั้งจะใช้การหาค่าของโมเมนต์ที่ขยายค่าแล้ว (M_c) ด้วยการคูณตัวคูณเพิ่ม (δ_{ns}) กับโมเมนต์ตัวที่มากสุดในสองค่าของโมเมนต์ที่กระทำที่ปลายของเสา (M_2) ซึ่งค่า M_c ที่ได้นี้จะใช้ในการออกแบบองค์อาคารรับแรงอัดร่วมกับแรงตามแนวแกน (P_u) โดยที่

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

โดยที่

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

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} \qquad \textit{ACI (10-11))}$$

ตัวคูณความยาวประสิทธิผล (k) สำหรับเสาที่มีการยึดรั้ง มีค่าเท่ากับ 1 หรือน้อยกว่า และค่า EI ซึ่งได้คำนึงถึงการผันแปรของความแข็งแรงอันเนื่องมาจากการแตกร้าว, การคืบและคุณสมบัติที่ไม่เป็นเชิงเส้นของคอนกรีต เราสามารถจะใช้ค่า EI โดยประมาณได้จากสมการข้างล่าง

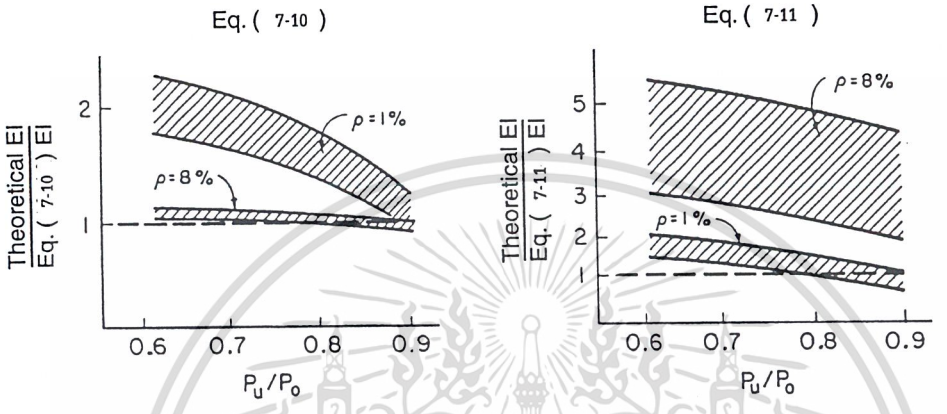
$$EI = \frac{\left(0.2 E_c I_g + E_s I_{se}\right)}{1 + \beta_d} \quad \text{เมื่อมีเหล็กยืนในเสาปานกลางหรือมาก} \qquad \textit{ACI (10-12)}$$

หรือ $$EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad \text{เมื่อมีเหล็กยืนในเสาน้อย(ประมาณ 1-2%)} \qquad \textit{ACI (10-13)}$$

สมการ ACI (10-12) เป็นค่าโดยประมาณของสมการ ACI (10-13) สมการทั้งสองให้ค่าที่ต่ำสุดของหน้าตัดที่ใช้งานทั่วไป รูปที่ 13-12 แสดงค่าจากสมการทั้งสอง เปรียบเทียบกับค่าที่ได้จาก Moment-Curvature diagrams สำหรับกรณีในที่ไม่มีน้ำหนักบรรทุกค้าง $(\beta_d = 0)$ จะเห็นได้ว่า สมการ ACI (10-12) จะให้ค่าที่ใกล้เคียงกับเสาซึ่งมีปริมาณเหล็กมาก และสมการ ACI (10-13) จะให้ค่าที่ใกล้เคียงกับเสาซึ่งมีปริมาณเหล็กน้อย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สมการทั้งสองสร้างขึ้นมาสำหรับองค์อาคารที่มีค่า e/h ต่ำ และ P_u/P_o มาก กล่าวคือสำหรับองค์อาคารที่อยู่ภายใต้อิทธิพลของน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกน



รูปที่ 13-11 การเปรียบเทียบค่า EI จากสมการ กับค่าจาก Moment-Curvature Diagrams

สำหรับเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่รับน้ำหนักคงค้าง, การคืบของคอนกรีตจะถ่ายน้ำหนักบรรทุกบางส่วนจากคอนกรีตไปสู่เหล็กเสริม ทำให้หน่วยแรงในเหล็กเพิ่มขึ้น สำหรับเสาที่มีเหล็กเสริมน้อย น้ำหนักที่ถ่ายมาจะทำให้เหล็กเสริมรับแรงอัดถึงจุดครากก่อนกำหนด เป็นผลให้สูญเสียค่าประสิทธิผลของ EI ด้วยเหตุนี้จึงต้องหาร EI ด้วย $(1+\beta_d)$ สำหรับโครงที่มีการยึดรั้ง โดยที่ β_d เป็นอัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกคงที่ต่อน้ำหนักบรรทุกทั้งหมด หรือ

$$\beta_d = \frac{1.4P_D}{1.4P_D + 1.7P_L}$$

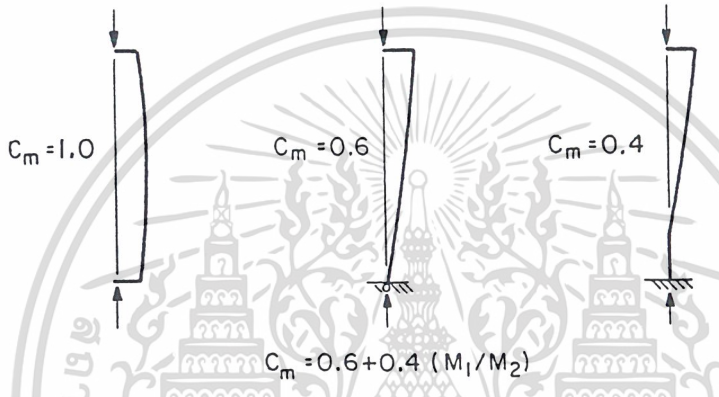
สำหรับเสาที่ใช้เหล็กรูปพรรณเสริม จะไม่มีผลของการส่งถ่ายน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากการคืบ จะมีผลก็ต่อเนื้อคอนกรีตอย่างเดียว ดังนั้น EI ของส่วนที่เป็นคอนกรีตเท่านั้นที่จะต้องถูกลดด้วย $(1+\beta_d)$

ค่า C_m เป็นตัวคูณแก้ไขโมเมนต์เทียบเท่า สำหรับองค์อาคารที่ไม่มีน้ำหนักกระทำในแนวขวางระหว่างฐานรองรับ จะหา C_m ได้จากสมการข้างล่าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$C_m = 0.6 + 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \geq 0.4 \qquad \text{ACI (10-14)}$$

สำหรับองค์อาคารที่มีน้ำหนักกระทำในแนวขวางระหว่างฐานรองรับ ตำแหน่งที่เกิดโมเมนต์สูงสุดอาจจะไม่เกิดที่ปลายทั้งสองก็ได้ ถ้าโมเมนต์สูงสุดเกิดที่ตำแหน่งที่ไม่ใช่ปลายขององค์อาคาร โมเมนต์นั้นจะต้องถูกเพิ่มด้วยค่า δ_{ns} และ C_m จะถือว่าเท่ากับ 1 รูปที่ 13-13 แสดงค่าบางค่าของ C_m ซึ่งขึ้นอยู่กับลักษณะการแอ่นตัวและการยึดที่ปลายของเสา



รูปที่ 13-12 ตัวคูณแก้ไขโมเมนต์เทียบเท่า (C_m)

ถ้าโมเมนต์ที่ปลายของเสา (M_2) มีค่าน้อยมากหรือเท่ากับศูนย์ เสาที่มีการยึดรั้งจะต้องออกแบบให้รับโมเมนต์อย่างน้อย $(M_{2,\min})$ เท่ากับ

$$M_{2,\min} = P_u(1.5 + 0.03h) \qquad \text{ACI (10-15)}$$

สำหรับองค์อาคารซึ่ง $M_{2,\min} > M_2$ ค่าของ C_m อาจจะใช้เท่ากับ 1 หรือหาจากสมการข้างต้นโดยใช้อัตราส่วนระหว่างโมเมนต์ที่ปลายที่เกิดขึ้นจริง M_1 และ M_2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

13.2.7 การขยายค่าโมเมนต์สำหรับโครงที่ไม่มีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง (Moment Magnification - Sway Frames)

การออกแบบโครงที่ไม่มีการยึดรั้งโดยคำนึงถึงความชะลูด ประกอบด้วย 3 ขั้นตอน ดังนี้

1. หาค่าโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้น $(\delta_s M_s)$ ด้วยการวิเคราะห์ในขั้นที่สอง (second-order elastic frame analysis) ด้วยวิธีอีลาสติก หรือด้วยวิธีประมาณ

2. รวมค่าโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้น $(\delta_s M_s)$ เข้ากับโมเมนต์เดิมในโครงที่มีการยึดรั้ง M_{ns} ที่ปลายทั้งสองข้างของเสา

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \qquad \text{ACI (10-16)}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \qquad \text{ACI (10-17)}$$

โมเมนต์เดิมในโครงที่มีการยึดรั้ง M_{1ns} , M_{2ns} หาได้จากวิเคราะห์โครงสร้าง

3. ถ้าเสามีความชะลูดและรับน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนมาก ต้องตรวจสอบว่าโมเมนต์สูงสุดเกิดที่ปลายหรือที่ตำแหน่งระหว่างปลาย โดยใช้ตัวคูณเพิ่มค่าโมเมนต์สำหรับโครงที่มีการยึดรั้ง (δ_{ns}) ร่วมกับ P_c ในการคำนวณและสมมติให้ $k = 1$ หรือน้อยกว่า

13.2.8 การคำนวณหา $\delta_s M_s$

หัวข้อที่แล้วระบุว่าเราสามารถจะหาโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้นในโครงที่ไม่มีการยึดรั้ง $(\delta_s M_s)$ ได้โดยวิธีวิเคราะห์ในชั้นที่สองหรือโดยวิธีประมาณ ถ้าใช้วิธีวิเคราะห์ ระยะแอ่นที่ใช้จะต้องเป็นระยะแอ่นที่เกิดก่อนที่จะถึงจุดประลัย ดังนั้นจะต้องใช้ค่าของ EI จากสมการ ACI (10-12) หรือ (10-13) แต่สำหรับโครงที่ไม่มีการยึดรั้งค่า I ในสมการเหล่านั้นจะต้องหารด้วย $(1+\beta_d)$ โดยที่

β_d = อัตราส่วนของแรงเฉือนคงค้างในชั้นนั้นต่อแรงเฉือนทั้งหมดในชั้นนั้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แรงดันของดินเป็นตัวอย่างหนึ่งของแรงกระทำคงค้าง แรงที่ถือว่าไม่กระทำคงค้าง ได้แก่ แรงลมหรือแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว ให้ใช้ $\beta_d = 0$

ถ้าใช้วิธีโดยประมาณ จะใช้ค่าโมเมนต์เพิ่มจากสมการข้างล่าง

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1-Q} \geq M_s \qquad \textit{ACI (10-18)}$$

โดยที่

Q = ดัชนีเสถียรภาพของชั้นที่พิจารณา (stability index)

$$= \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u l_c} \qquad \textit{ACI (10-7)}$$

สมการ ACI 10-18 จะให้ค่าที่ใกล้เคียงกับการวิเคราะห์ในขั้นที่สอง ถ้า δ_s มีค่าไม่เกิน 1.5 ถ้าเกินกว่านั้นให้ใช้สมการข้างล่าง

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1-\dfrac{\sum P_u}{0.75\sum P_c}} \geq M_s \qquad \textit{ACI (10-19)}$$

โดยที่

$\sum P_u$ = ผลรวมของแรงตามแนวแกนในชั้นนั้น

$\sum P_c$ = ผลรวมของแรงอัดโก่งเดาะของเสาทุกต้นในชั้นนั้นที่ไม่มีการยึดรั้ง

13.2.9 ตำแหน่งที่เกิดโมเมนต์สูงสุด

โดยปกติแล้วเมื่อนำโมเมนต์เดิมที่ปลายของเสาในโครงที่มีการยึดรั้ง (M_{ns}) มารวมกับโมเมนต์เพิ่มในโครงที่ไม่มีการยึดรั้ง (M_s) ผลรวมที่ปลายข้างใดข้างหนึ่งจะเป็นโมเมนต์ที่มากที่สุดในเสา แต่ในเสาชะลูดซึ่งมีน้ำหนักกระทำตามแกนมากๆ โมเมนต์ที่มากที่สุดอาจจะเกิดขึ้นระหว่างปลายของเสาก็ได้ ซึ่งกรณีดังกล่าวจะเกิดขึ้นหรือไม่ พิจารณาได้จากสมการข้างล่าง

เอกสารนี้มีลิขสิทธิ์ สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\frac{l_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f_c' A_g}}} \qquad \text{ACI (10-20)}$$

องค์อาคารรับแรงอัดใด ๆ ถ้ามีคุณสมบัติตามสมการข้างบน โมเมนต์ที่มากที่สุดจะเกิดขึ้นระหว่างปลายของเสา ในกรณีนี้ M_2 จากสมการ ACI (10-17) ต้องปรับเพิ่มค่าด้วยตัวคูณสำหรับโครงที่มีการยึดรั้ง (δ_{ns}) จากสมการ ACI (10-10) ได้ผลคูณคือ M_c : ซึ่งจะใช้ในการออกแบบเสาร่วมกับแรงตามแนวแกน (P_u)

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

$$= \left(\frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} \right) \left(M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \right)$$

โดยที่ k สามารถหาได้จากหัวข้อ 9.2.3 และ $\delta_{ns} \geq 1$

13.2.10 เสถียรภาพของโครงสร้างภายใต้น้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง

ในโครงที่ไม่มีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง มีความเป็นไปได้ที่โครงสร้างทั้งโครงสร้างอาจไม่มีเสถียรภาพภายใต้น้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง การตรวจสอบเสถียรภาพนี้สามารถกระทำได้หลายวิธีขึ้นอยู่กับวิธีที่ใช้หา $\delta_s M_s$ ดังต่อไปนี้

1. เมื่อหาค่า $\delta_s M_s$ โดยใช้วิธีวิเคราะห์ในขั้นที่สอง

   อัตราส่วนของการแอ่นตัวจากการวิเคราะห์ในขั้นที่สองต่อการแอ่นเดิม ต้องมีค่าน้อยกว่า 2.5 โดยที่ระยะแอ่นตัวเหล่านี้ขึ้นอยู่กับน้ำหนักบรรทุกอันประกอบด้วย $1.4P_D$ และ $1.7P_L$ รวมกับแรงกระทำตามแนวนอน

2. เมื่อหาค่า $\delta_s M_s$ โดยใช้ สมการ ACI (10-18)

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u l_c} \leq 0.6$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยใช้ค่า $1.4P_D$ และ $1.7P_L$ สมการข้างบนจะได้ค่าเสมือนกับ $\delta_s = 2.5$ ค่าของ V_u และ Δ_o สามารถหาได้โดยใช้กลุ่มของแรงกระทำตามแนวนอนที่เกิดขึ้นจริงหรือสมมติขึ้นเองก็ได้ สมการข้างบนจะผ่านการตรวจสอบ ก็ต่อเมื่อ Q ซึ่งหาจากสมการ ACI (10-7) มีค่าไม่เกิน 0.2

3. เมื่อหาค่า $\delta_s M_s$ โดยใช้สมการ ACI (10-19) ในกรณีนี้เสถียรภาพของโครงสร้างจะเพียงพอ เมื่อ $0 < \delta_s \leq 2.5$

ในการตรวจสอบทั้งสามวิธี ใช้ β_d เท่ากับอัตราส่วนของน้ำหนักตามแนวแกนคงค้างต่อน้ำหนักตามแนวแกนทั้งหมด

$$\beta_d = \frac{1.4P_D}{1.4P_D + 1.7P_L}$$

13.2.11 การขยายค่าโมเมนต์สำหรับองค์อาคารรับแรงดัด

กำลังของโครงที่ไม่มีการยึดรั้งในแนวนอนจะขึ้นอยู่กับเสถียรภาพของเสาและความแข็งแรงของการยึดต่อกับคาน ถ้าคานที่ยึดรั้งเสาเกิดการวิบัติ ความแข็งแรงของเสาก็จะลดลงอย่างรวดเร็ว ดังนั้นผู้ออกแบบจึงต้องออกแบบให้คานหรือแผ่นพื้นที่ยึดรั้งเสาสามารถรับโมเมนต์ที่เกิดเพิ่มด้วย

13.3 สรุปสมการที่ใช้ในการออกแบบ

สมการต่อไปนี้สามารถนำไปใช้ในการออกแบบเสายาวทั้งในโครงที่มีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวและไม่มีการยึดรั้ง การใช้สมการเหล่านี้ในการออกแบบ ได้แสดงไว้ในตัวอย่างที่ 13.1 และ 13.2

13.3.1 โครงที่มีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง (Non-Sway Frames)

ก. คำนวณหาน้ำหนักบรรทุกที่ต้องการ :

$$P_u = 1.4P_D + 1.7P_L$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$M_{u,bot} = 1.4M_{D,bot} + 1.7M_{L,bot}$ โมเมนต์ที่ปลายเสาด้านล่าง

$M_{u,top} = 1.4M_{D,top} + 1.7M_{L,top}$ โมเมนต์ที่ปลายเสาด้านบน

โดยที่ $M_{u,bot}$ และ $M_{u,top}$ ได้มาจากการวิเคราะห์โครงสร้าง โดยใช้คุณสมบัติของหน้าตัดแตกร้าว

เปรียบเทียบระหว่างค่าของ $M_{u,bot}$ และ $M_{u,top}$ ค่าที่น้อยกว่าจะใช้แทนค่า M_1 และค่าที่มากกว่าจะใช้แทนค่า M_2

ข. หาเหล็กเสริมในเสาเพื่อรับ P_u และ M_c โดยที่ M_c เป็นโมเมนต์ที่มากที่สุดที่ปลายของเสาและได้เพิ่มค่าเนื่องจากผลของความชะลูดแล้ว ซึ่งหาได้จากวิธีใดวิธีหนึ่งตามข้างล่าง

a. การวิเคราะห์ในขั้นที่สองซึ่งรวมผลของ $(P-\Delta)$

b. การใช้วิธีขยายค่าโมเมนต์ (ถ้า $kl_u / r \le 100$)

ค. วิธีขยายค่าโมเมนต์ (Magnified moment method) :

ไม่ต้องคำนึงถึงผลของความชะลูดเมื่อ :

$$\frac{kl_u}{r} \le 34 - 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \qquad \text{โดยที่ } M_1/M_2 \ge -0.5 \qquad \textit{ACI (10-8)}$$

ถ้าเสางอเป็นรูปโค้งเดียว (Single curvature) M_1/M_2 จะมีค่าเป็นบวก

ถ้าเสางอเป็นรูปโค้งคู่ดัดกลับ (Double curvature) M_1/M_2 จะมีค่าเป็นลบ

ถ้าต้องพิจารณาถึงผลของความชะลูด :

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

โดยที่ M_2 = ค่ามากของ $M_{u,bot}$ และ $M_{u,top}$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\geq P_u(1.5+0.03h)$$

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

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} \qquad \textit{ACI (10-11)}$$

$$EI = \frac{\left(0.2E_cI_g + E_sI_{se}\right)}{1+\beta_d} \qquad \textit{ACI (10-12)}$$

หรือ $$EI = \frac{0.4E_cI_g}{1+\beta_d} \qquad \textit{ACI (10-13)}$$

$$\beta_d = \frac{1.4P_D}{1.4P_D+1.7P_L}$$

$$C_m = 0.6+0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \geq 0.4 \quad \text{(ไม่มีแรงกระทำตามขวาง)} \qquad \textit{ACI (10-14)}$$

$$= 1 \quad \text{(มีแรงกระทำตามขวาง)}$$

ตัวคูณความยาวประสิทธิผล (k) อาจจะใช้เท่ากับ 1 หรืออาจจะหามาจาก Alignment chart

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

13.5.2 โครงที่ไม่มีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง (Sway Frames)

ก. หาน้ำหนักบรรทุกที่ต้องการ :

1. น้ำหนักบรรทุกทั้งหมดในแนวดิ่ง

$$P_u = 1.4P_D + 1.7P_L \qquad \text{ACI (9-1)}$$

$(M_{u,bot})_{ns} = 1.4M_{D,bot} + 1.7M_{L,bot}$ โมเมนต์ที่ปลายเสาด้านล่าง

$(M_{u,top})_{ns} = 1.4M_{D,top} + 1.7M_{L,top}$ โมเมนต์ที่ปลายเสาด้านบน

$(M_{u,bot})_{ns}$ และ $(M_{u,top})_{ns}$ ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้าง โดยใช้คุณสมบัติของหน้าตัดที่แตกร้าว

เปรียบเทียบระหว่างค่าของ $M_{u,bot}$ และ $M_{u,top}$ ค่าที่น้อยกว่าจะใช้แทนค่า M_1 และค่าที่มากกว่าจะใช้แทนค่า M_2

M_{1ns} และ M_{2ns} เป็นโมเมนต์ที่ปลายเดียวกับ M_1 และ M_2 ตามลำดับ

2. น้ำหนักบรรทุกทั้งหมดในแนวดิ่งรวมกับแรงลม

$$P_u = 0.75(1.4P_D + 1.7P_L + 1.7P_W) \qquad \text{ACI (9-2)}$$

$$(M_{u,bot})_{ns} = 0.75(1.4M_{D,bot} + 1.7M_{L,bot})$$

$$(M_{u,top})_{ns} = 0.75(1.4M_{D,top} + 1.7M_{L,top})$$

$$(M_{u,bot})_{s} = 0.75(1.7M_{W,bot})$$

$$(M_{u,top})_{s} = 0.75(1.7M_{W,top})$$

โมเมนต์รวมที่ปลายบนของเสา $M_{u,top} = (M_{u,top})_{ns} + (M_{u,top})_s$ และ

โมเมนต์รวมที่ปลายล่างของเสา $M_{u,bot} = (M_{u,bot})_{ns} + (M_{u,bot})_s$

เปรียบเทียบระหว่างค่าของ $M_{u,bot}$ และ $M_{u,top}$ ค่าที่น้อยกว่าจะใช้แทนค่า M_1 และค่าที่มากกว่าจะใช้แทนค่า M_2 ณ จุดนี้โมเมนต์ทั้งสองไม่ได้รวมผลของความชะลูด

M_{1ns} และ M_{1s} เป็นโมเมนต์ที่กระทำที่ตำแหน่งเดียวกับ M_1

โดย ns ใช้แทนโครงที่มีการยึดรั้ง และ s ใช้แทนโครงที่ไม่มีการยึดรั้ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในระหว่างที่ M_{2ns} และ M_{2s} เป็นโมเมนต์ที่กระทำที่ตำแหน่งเดียวกับ M_2

3. น้ำหนักบรรทุกคงที่รวมกับแรงลม

$$P_u = 0.9P_D + 1.3P_W \qquad \text{ACI (9-3)}$$

$$\left(M_{u,bot}\right) = 0.9M_{D,bot}$$

$$\left(M_{u,top}\right)_{ns} = 0.9M_{D,top}$$

$$\left(M_{u,bot}\right)_s = 1.3M_{W,bot}$$

$$\left(M_{u,top}\right)_s = 1.3M_{W,top}$$

4. ในการพิจารณาผลของแรงลม ต้องไม่ลืมว่าลมสามารถจะเปลี่ยนทิศทางได้ ดังนั้นในข้อ 2 และ 3 จะต้องทำซ้ำอีกครั้งโดยกลับทิศทางของแรงลม

ข. หาปริมาณเหล็กเสริมในเสาสำหรับน้ำหนักบรรทุกวิกฤติที่ได้จากข้อ ก ผลรวมของน้ำหนักบรรทุกในแต่ละกรณีประกอบด้วย P_u , M_1 และ M_2 โดยที่ M_1 และ M_2 เป็นโมเมนต์ที่ปลายของเสาซึ่งได้เพิ่มค่าเนื่องจากผลของความชะลูดแล้ว ซึ่งหาได้จากวิธีใดวิธีหนึ่งตามข้างล่าง

1. การวิเคราะห์ในขั้นที่สองซึ่งรวมผลของ $(P-\Delta)$
2. การใช้วิธีขยายค่าโมเมนต์ (ถ้า $kl_u/r \le 100$)

ค. วิธีขยายค่าโมเมนต์ (Magnified moment method) :

ไม่ต้องคำนึงถึงผลของความชะลูดเมื่อ :

$$\frac{kl_u}{r} < 22 \qquad \text{วสท. [4311 (ง)2]}$$

เมื่อต้องพิจารณาถึงผลกระทบจากความชะลูด :

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \qquad \text{ACI (10-16)}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \qquad \text{ACI(10-17)}$$

โมเมนต์ $\delta_s M_{1s}$ และ $\delta_s M_{2s}$ หาได้จากวิธีใดวิธีหนึ่งตามข้างล่าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1. การวิเคราะห์ในขั้นที่สองซึ่งรวมผลของ $(P-\Delta)$

2. การวิเคราะห์ในขั้นที่สองโดยประมาณ

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1-Q} \geq M_s \qquad 1 \leq \delta_s \leq 1.5 \qquad \text{ACI (10-18)}$$

โดยที่ $$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u l_c} \qquad \text{ACI (10-7)}$$

3. การขยายค่าโมเมนต์

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1-\frac{\sum P_u}{0.75\sum P_c}} \geq M_s \qquad \text{ACI (10-19)}$$

โดยที่ $$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} \qquad \text{ACI (10-11)}$$

$$EI = \frac{\left(0.2E_c I_g + E_s I_{se}\right)}{1+\beta_d} \qquad \text{ACI (10-12)}$$

หรือ $$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1+\beta_d} \qquad \text{ACI (10-13)}$$

ตัวคูณความยาวประสิทธิผล (k) ต้องมากกว่า 1 หรืออาจจะหามาจาก Alignment chart

ง. ตรวจสอบว่าโมเมนต์ที่มากที่สุดเกิดขึ้นที่ปลายของเสาหรือระหว่างปลายของเสา

ถ้า $$\frac{l_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f_c' A_g}}} \qquad \text{ACI(10-20)}$$

ต้องออกแบบเสาให้รับน้ำหนักกระทำตามแนวแกน (P_u) และโมเมนต์ (M_c) โดยที่

$$M_c = \delta_{ns} M_2$$

$$= \left(\frac{C_m}{1-\frac{P_u}{0.75P_c}}\right)\left(M_{2ns} + \delta_s M_{2s}\right) \qquad \text{โดยที่ } \delta_{ns} \geq 1$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จ. ตรวจสอบเสถียรภาพภายใต้น้ำหนักกระทำในแนวดิ่ง

1. เมื่อหาค่า $\delta_s M_s$ โดยใช้วิธีวิเคราะห์ในขั้นที่สอง

อัตราส่วนของการแอ่นตัวจากการวิเคราะห์ในขั้นที่สองต่อการแอ่นเดิม ต้องมีค่าน้อยกว่า 2.5 โดยที่ระยะแอ่นเหล่านี้ขึ้นอยู่กับน้ำหนักบรรทุกอันประกอบด้วย $1.4P_D$ และ $1.7P_L$ รวมกับแรงกระทำตามแนวนอน

2. เมื่อหาค่า $\delta_s M_s$ โดยใช้ สมการ ACI (10-18)

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u l_c} \leq 0.6$$

โดยใช้ค่า $1.4P_D$ และ $1.7P_L$

3. เมื่อหาค่า $\delta_s M_s$ โดยใช้ สมการ ACI (10-19)

ในกรณีนี้เสถียรภาพของโครงสร้างจะเพียงพอเมื่อ $0 < \delta_s \leq 2.5$

ในการตรวจสอบทั้งสามวิธี ใช้ β_d เท่ากับอัตราส่วนของน้ำหนักตามแนวแกนคงค้างต่อน้ำหนักตามแนวแกนทั้งหมด

$$\beta_d = \frac{1.4P_D}{1.4P_D + 1.7P_L}$$

เอกสารอ้างอิง

1. MacGregor,J.G., "Design of Slender Concrete Columns-Revisited," *ACI Structural Journal*, V.90. No.3, May-June 1993, pp.302-309.

2. Wood, B.R.; Breaulieu, D.; and Adams, P.F., "Column Design by P-Delta Method," Proceedings, ASCE, V. 102, No. ST2, Feb. 1976, pp. 411-427.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 13.1 — ผลของความชะลูดของเสาในโครงที่มีการยึดรั้งด้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง

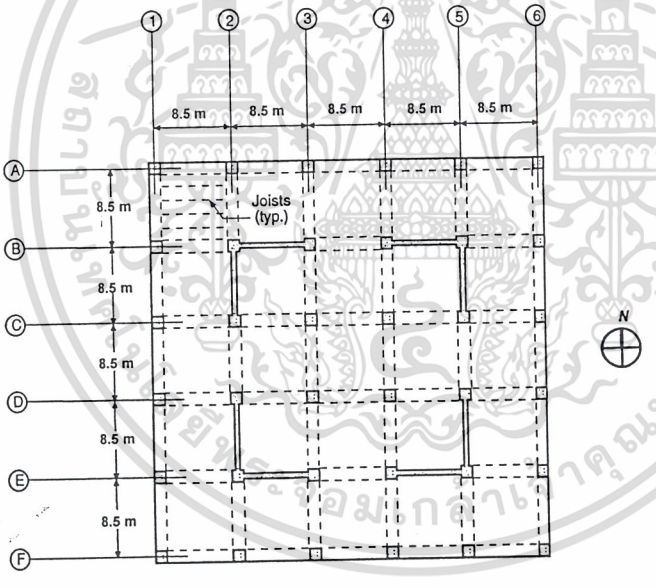
จงออกแบบเสา A3 และ C3 ซึ่งอยู่ชั้นล่างของอาคารสำนักงาน 10 ชั้น โดยชั้นล่างมีความสูง 6.50 ม. และชั้นอื่นๆ สูง 3.50 ม. ผลของแรงในแนวนอนที่แสดงเป็นผลมาจากลมกระทำจากทิศเหนือสู่ทิศใต้

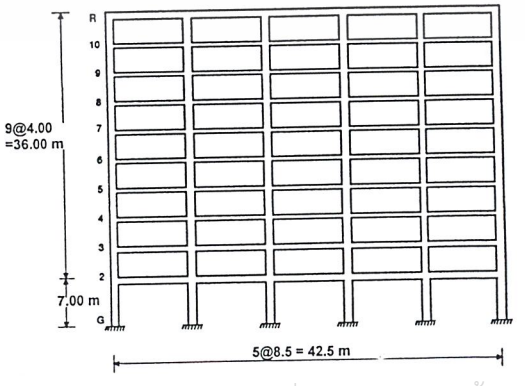
กำหนดให้ $f_c' = 350$ กก./ซม.^{2} ($w_c = 2.40$ ตัน/ม.^{2}) , $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2}

คานขนาด 60 × 50 ซม. , เสาด้านนอก 50 × 50 ซม. , เสาด้านใน 60 × 60 ซม.

กำแพงรับแรงเฉือนหนา 30 ซม.

น้ำหนักของพื้น 420 กก./ม.^{2} , น้ำหนักบรรทุกคงที่ 155 กก./ม.^{2} , น้ำหนักบรรทุกจร 245 กก./ม.^{2}





เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1. น้ำหนักบรรทุกที่รวมตัวคูณเพิ่มแล้ว

เสา	น้ำหนักตามแนวแกน (ตัน)	โมเมนต์ (ตัน-ม.)			
		$M_{u,top}$	$M_{u,bot}$	M_1	M_2
A3	500	16	8	8	16
C3	915	1.7	0.85	0.85	1.7

2. ตรวจสอบโครงสร้างว่ามีการยึดรั้งหรือไม่

ตารางข้างล่างแสดงผลที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้าง โดยใช้หน้าตัดที่แตกร้าวของคานและเสา

ชั้น	$\sum P_u$ * (ตัน)	Δ_o (ซม.)	V_u (ตัน)	l_c (ม.)	$Q = \sum P_u \Delta_o / V_u l_c$
หลังคา	1,800	0.035	11.00	3.50	0.016
10	3,652	0.035	32.20	3.50	0.011
9	5,513	0.038	53.00	3.50	0.011
8	7,368	0.038	73.40	3.50	0.011
7	9,224	0.035	93.20	3.50	0.010
6	11,080	0.035	112.35	3.50	0.010
5	12,935	0.035	131.00	3.50	0.010
4	14,791	0.028	148.80	3.50	0.008
3	16,647	0.025	165.65	3.50	0.007
2	18,614	0.028	187.50	6.50	0.004

*รวมน้ำหนักพื้น , น้ำหนักบรรทุกคงที่ และน้ำหนักบรรทุกจรที่ลดค่าตามที่กฎหมายก่อสร้างยอมให้

ดัชนีเสถียรภาพ (Stability index) $Q = \sum P_u \Delta_o / V_u l_c$ ของแต่ละชั้นน้อยกว่า 0.05

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ดังนั้นถือว่าโครงสร้างทั้งหมดมีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง

3. หาเหล็กเสริมของเสาในเบื้องต้น

เนื่องจากเป็นเสาปลอกเดี่ยว $\phi = 0.70$

$$\phi P_{n,\max} = 0.80\phi\left[0.85f_c'\left(A_g - A_{st}\right) + f_y A_{st}\right] \qquad \text{วสท. (43-2)}$$

$$A_{st} = \frac{\frac{P_u}{0.80\phi} - 0.85f_c' A_g}{f_y - 0.85f_c'}$$

สำหรับเสา A3

$e = M_u / P_u = 16/500 = 3.20$ ซม. $<$ $0.1h = 5$ ซม.

ดังนั้นจะออกแบบโดยวิธีเสาสั้นรับแรงอัดตามแนวแกน และถือว่าโมเมนต์ที่ต้องรับได้เผื่อไว้แล้วในสมการของ $P_{n,\max}$

$$A_{st} = \frac{\frac{500}{0.80(0.70)} - 0.85(0.35)(50\times 50)}{4 - 0.85(0.35)} = 40.27 \text{ ซม.}^2$$

ใช้ 8-DB28 ($A_{st} = 8\times 6.16 = 49.28$ ซม.^{2})

$\rho = A_{st}/A_g = 1.97\%$ ใช้ได้

d' = ระยะหุ้ม + เส้นผ่าศก.เหล็กปลอก + รัศมีเหล็กยืน $= 3.75 + 1.0 + 2.80/2 = 6.15$ ซม.

$d = 50 - 6.15 = 43.85$ ซม.

เรียงเหล็ก DB28 รอบทุกด้านๆ ละ 3 เส้น

สำหรับเสา C3

$e = M_u / P_u = 1.7/915 = 0.18$ ซม. $<$ $0.1h = 5$ ซม.

ดังนั้นจะออกแบบโดยวิธีเสาสั้นรับแรงอัดตามแนวแกน และถือว่าโมเมนต์ที่ต้องรับได้เผื่อไว้แล้วในสมการของ $P_{n,\max}$

$$A_{st} = \frac{\frac{915}{0.80(0.70)} - 0.85(0.35)(60\times 60)}{4 - 0.85(0.35)} = 152.04 \text{ ซม.}^2$$

ใช้ 24-DB28 ($A_{st} = 24\times 6.16 = 147.84$ ซม.^{2})

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$\rho = A_{st} / A_g = 4.11$ % ใช้ได้

d' = ระยะหุ้ม + เส้นผ่าศก.เหล็กปลอก + รัศมีเหล็กยืน = $3.75 + 1.0 + 2.80/2 = 6.15$ ซม.

$d = 60 - 6.15 = 53.85$ ซม.

เรียงเหล็ก DB28 รอบทุกด้านๆ ละ 8 เส้น

4. การออกแบบเสา C3 (60×60 ซม.) ขั้นสุดท้ายคิดรวมผลของความชะลูดด้วย

ตรวจสอบความชะลูดของเสา

ใช้ $k = 1$ *วสท. [4311 (ข)1]*

สำหรับเสาที่งอในรูปโค้งคู่ดัดกลับ (Double curvature)

$$\frac{kl_u}{r} = \frac{1 \times 6.50 \times 100}{0.3 \times 60} = 36.11 \quad < \quad 34 - 12\left(\frac{-8}{16}\right) = 40$$ *วสท. [4311 (ง)1]*

ดังนั้นเสา C3 ไม่ต้องคิดผลของการชะลูด

5. การออกแบบเสา A3 (50×50 ซม.) ขั้นสุดท้ายคิดรวมผลของความชะลูดด้วย

a. ตรวจสอบความชะลูดของเสา

หาค่า k จาก Alignment Chart , จากตารางที่ 9-1

$$I_{col} = 0.70\left(\frac{50^4}{12}\right) = 364{,}583.33 \text{ ซม.}^4$$

$$E_c = 2.40^{1.5} \times 4{,}270 \times \sqrt{350}/1{,}000$$ *วสท. [4105 (ก)]*

$$= 297 \text{ ตัน/ซม.}^2$$

สำหรับเสาสูง 6.75 ม.

$$\frac{E_c I}{l_c} = \frac{297 \times 364{,}583.33}{6.75 \times 100} = 160 \times 10^3 \text{ ตัน-ซม.}$$

สำหรับเสาสูง 4.00 ม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\frac{E_c I}{l_c} = \frac{297 \times 364{,}583.33}{4.00 \times 100} = 270 \times 10^3 \text{ ตัน-ซม.}$$

$$I_{beam} = 0.35\left(\frac{60 \times 50^3}{12}\right) = 218{,}750 \text{ ซม.}^4$$

สำหรับช่วงคานกว้าง 8.50 ม.

$$\frac{E_c I}{l_c} = \frac{297 \times 218{,}750}{8.50 \times 100} = 76 \times 10^3 \text{ ตัน-ซม.}$$

$$\Psi_A = \frac{\sum E_c I / l_c}{\sum E_c I / l} = \frac{160 + 270}{76} = 5.65$$

ให้ $\Psi_B = 1$ สมมติให้ฐานเสาเป็นแบบยึดแน่น

จาก Alignment Chart

ดังนั้น $k = 0.84$

ดังนั้นสำหรับเสา A3 ที่งอในรูปโค้งคู่ดัดกลับ (Double curvature)

$$\frac{kl_u}{r} = \frac{0.84 \times 6.50 \times 100}{0.3 \times 50} = 36.40 \quad < \quad 34 - 12\left(\frac{-8}{16}\right) = 40$$

สำหรับเสา A3 ที่งอในรูปโค้งเดียว (Single curvature)

$$\frac{kl_u}{r} = \frac{1 \times 6.50 \times 100}{0.3 \times 60} = 36.4 \quad > \quad 34 - 12\left(\frac{8}{16}\right) = 28$$

จะเห็นได้ว่า ถ้าเสามีการงอในรูปโค้งคู่ดัดกลับมักจะไม่ต้องพิจารณาผลของความชะลูด การงอลักษณะนี้เป็นสภาพทั่วไปของเสาที่หล่อในที่ แต่ในตัวอย่างนี้ ต้องการจะแสดงผลของความชะลูดจึงสมมติให้เสางอในรูปโค้งเดียว

b. หาโมเมนต์ M_c ซึ่งรวมผลของความชะลูด

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

โดยที่

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{P_u}{0.75 P_c}\right)} \geq 1.0 \qquad \textit{ACI (10-10)}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$C_m = 0.6 + 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \geq 0.4$$ วสท. (43-12)

$$= 0.6 + 0.4\left(\frac{8}{16}\right) = 0.8$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2}$$ วสท. (43-9)

$$EI = \frac{\left(0.2E_c I_g + E_s I_{se}\right)}{1+\beta_d}$$ วสท. (43-10)

$$E_c = 2.40^{1.5} \times 4{,}270 \times \sqrt{350}/1{,}000 = 297 \text{ ตัน/ซม.}^2$$ วสท. [4105 (ก)]

$$I_g = (50)^4/12 = 520{,}833.33 \text{ ซม.}^4$$

$$E_s = 2{,}040 \text{ ตัน/ซม.}^2$$ วสท. [4105 (ข)]

$$I_{se} = 2\left[(3\times 6.16)(25-6.15)^2\right] = 13{,}132.70 \text{ ซม.}^4$$

$$\beta_d = \frac{1.4P_D}{1.4P_D + 1.7P_L} = 0.82$$ วสท. [4300]

$$EI = \frac{(0.2\times 297\times 520{,}833.33)+(2{,}040\times 13{,}132.7)}{1+0.82} = 31{,}718{,}795.50 \text{ ตัน-ซม.}^2$$

จากสมการ วสท. (43-11)

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1+\beta_d} = \frac{0.4(297)(520{,}833.33)}{1+0.82} = 33{,}997{,}252.50 \text{ ตัน-ซม.}^2$$

ใช้ค่า EI จากสมการ วสท. (43-11)

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(0.84\times 6.50\times 100)^2} = 1{,}125.53 \text{ ตัน}$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1-\frac{P_u}{0.75P_c}} = \frac{0.8}{1-\frac{500}{0.75(1{,}125.53)}} = 1.96$$

ตรวจสอบค่าโมเมนต์ที่ต้องใช้อย่างน้อยในการออกแบบ

$$M_{2,\min} = P_u(1.5 + 0.03h)$$ วสท. [4311 (จ)4]

$$= \frac{500(1.5+0.03\times 50)}{100} = 15 \quad < \quad M_2 = 16 \text{ ตัน-ม.} \quad \text{ดังนั้นใช้ } M_2 = 16 \text{ ตัน-ม.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$M_c = 1.96 \times 16 = 31.40$ ตัน-ม.

จะเห็นว่าเหล็กเสริมเดิมที่เลือกมา (8-DB28) ไม่พอที่จะรับโมเมนต์นี้

ต้องออกแบบหาเหล็กเสริมใหม่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 13.2 - ผลของความชะลูดของเสาในโครงที่ไม่มีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง

จงออกแบบเสา C1 และ C2 ซึ่งเป็นเสาชั้นล่าง ในอาคารสำนักงาน 12 ชั้น โดยชั้นล่างมีความสูง 4 ม. และชั้นอื่นๆ สูง 3.10 ม. ผลของแรงในแนวนอนที่แสดงเป็นผลมาจากลมกระทำจากทิศเหนือสู่ทิศใต้

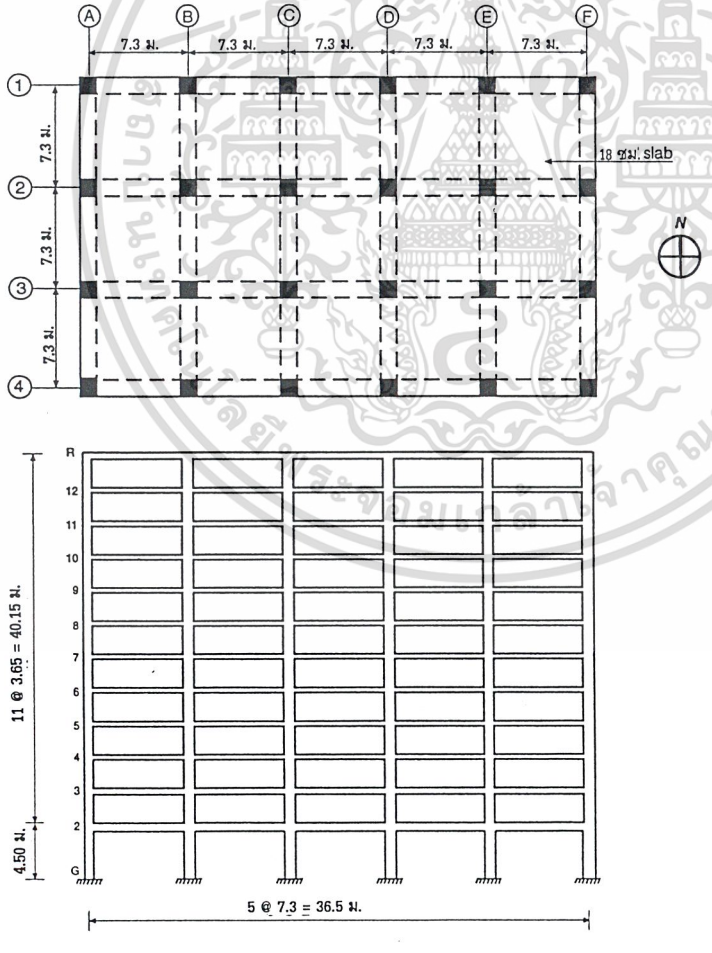
กำหนดให้ $f_c' = 420$ กก./ซม.^{2} สำหรับเสาในชั้นล่างสองชั้น ($w_c = 2.40$ ตัน/ม.^{3})

$f_c' = 280$ กก./ซม.^{2} สำหรับที่อื่น ($w_c = 2.40$ ตัน/ม.^{3})

เหล็กเสริม $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2}

คานขนาด 60 × 50 ซม. , เสาด้านนอก 50 × 50 ซม. , เสาด้านใน 60 × 60 ซม.

น้ำหนักบรรทุกคงที่ 210 กก./ม.^{2}, น้ำหนักบรรทุกจร 240 กก./ม.^{2}



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1. หาน้ำหนักบรรทุกที่ต้องการ ตามสามกรณีข้างล่าง

กรณีที่ 1 $U = 1.4D + 1.7L$ *วสท. (42-1)*

กรณีที่ 2 $U = 0.75(1.4D + 1.72 + 1.7W)$ *วสท. (42-2)*

กรณีที่ 3 $U = 0.9D + 1.3W$ *วสท. (42-3)*

เสา	กรณีของน้ำหนักบรรทุก	น้ำหนักบรรทุก (ตัน)	โมเมนต์ (ตัน-ม.)											
			$M_{u,top}$			$M_{u,bot}$			M_1	M_2	M_{1ns}	M_{2ns}	M_{1s}	M_{2s}
			ns	s	รวม	ns	s	รวม						
C1	1	600	7.86	-	7.86	3.93	-	3.93	3.93	7.86	3.93	7.86	-	-
	2	477	5.90	2.25	8.15	2.95	21.70	24.65	8.15	24.65	5.90	2.95	2.25	21.70
	3	328	3.77	2.30	6.07	1.89	22.12	24.01	6.07	24.01	3.77	1.89	2.30	22.12
C2	1	1,058	0.14	-	0.14	0.07	-	0.07	0.07	0.14	0.07	0.14	-	-
	2	794	0.12	6.09	6.21	0.06	45.62	45.68	6.21	45.68	0.12	0.06	6.09	45.62
	3	513	0.09	6.22	6.31	0.04	46.45	46.49	6.31	46.49	0.09	0.04	6.22	46.45

2. ตรวจสอบโครงสร้างว่ามีการยึดรั้งหรือไม่

ตารางข้างล่างแสดงผลที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้าง โดยใช้หน้าตัดที่แตกร้าวของคานและเสา

ชั้น	$\sum P_u$ *,(ตัน)	Δ_o (ซม.)	V_u (ตัน)	l_c (ม.)	$Q = \sum P_u \Delta_o / V_u l_c$
หลังคา	1,418	0.15	8.66	3.65	0.067
12	2,847	0.25	25.76	3.65	0.076
11	4,273	0.40	42.60	3.65	0.110
10	5,700	0.53	59.00	3.65	0.140
9	7,128	0.66	75.20	3.65	0.170
8	8,522	0.78	90.90	3.65	0.201
7	9,961	0.91	106.00	3.65	0.234
6	11,389	1.04	120.83	3.65	0.267
5	12,846	1.14	135.08	3.65	0.296
4	14,238	1.19	148.32	3.65	0.311
3	15,676	1.11	161.57	3.65	0.295
2	17,355	0.83	175.00	4.32	0.188

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

*รวมน้ำหนักพื้น , น้ำหนักบรรทุกคงที่ และน้ำหนักบรรทุกจรที่ลดค่าตามที่กฎหมายก่อสร้างยอมให้

ดัชนีเสถียรภาพ (Stability index) $Q = \sum P_u \Delta_o / V_u l_c$ ของแต่ละชั้นมากกว่า 0.05

ดังนั้นถือว่าโครงสร้างทั้งหมดไม่มีการยึดรั้งต้านการเคลื่อนตัวด้านข้าง

3. หาเหล็กเสริมของเสาในเบื้องต้น

สำหรับเสา C1

$e = M_u / P_u = 7.86/600 = 1.30$ ซม. $< 0.1h = 5$ ซม.

ดังนั้นจะออกแบบโดยวิธีเสาสั้นรับแรงอัดตามแนวแกน และถือว่าโมเมนต์ที่ต้องรับได้เผื่อไว้แล้วในสม

การของ $P_{n,\max}$

$$A_{st} = \frac{\frac{600}{0.80(0.70)} - 0.85(0.42)(50\times 50)}{4 - 0.85(0.42)} = 49.11 \text{ ซม.}^2$$ *วสท. (43-2)*

ใช้ 8-DB28 ($A_{st} = 8\times 6.16 = 49.28$ ซม.^{2})

$\rho = A_{st} / A_g = 1.97\%$ ใช้ได้

d' = ระยะหุ้ม + เส้นผ่าศก.เหล็กปลอก + รัศมีเหล็กยืน $= 3.75 + 1.0 + 2.80/2 = 6.15$ ซม.

$d = 50 - 6.15 = 43.85$ ซม.

เรียงเหล็ก DB28 รอบทุกด้านๆ ละ 3 เส้น

สำหรับเสา C2

$e = M_u / P_u = 0.14/1,058 = 0.01$ ซม. $< 0.1h = 6$ ซม.

ดังนั้นจะออกแบบโดยวิธีเสาสั้นรับแรงอัดตามแนวแกน และถือว่าโมเมนต์ที่ต้องรับได้เผื่อไว้แล้วในสม

การของ $P_{n,\max}$

$$A_{st} = \frac{\frac{1,058}{0.80(0.70)} - 0.85(0.42)(50\times 50)}{4 - 0.85(0.42)} = 16.58 \text{ ซม.}^2$$

ใช้ 24–DB32 ($A_{st} = 192.24$ ซม.^{2})

$\rho = A_{st} / A_g = 5.34\%$ ใช้ได้

d' = ระยะหุ้ม + เส้นผ่าศก.เหล็กปลอก + รัศมีเหล็กยืน $= 3.75 + 1.0 + 3.20/2 = 6.35$ ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$d = 60 - 6.35 = 53.65$ ซม.

เรียงเหล็ก DB32 รอบทุกด้านๆ ละ 7 เส้น

4. การออกแบบเสา C1 (50×50 ซม.) ขั้นสุดท้ายคิดรวมผลของความชะลูดด้วย

a. ตรวจสอบความชะลูดของเสา

หาค่า k จาก Alignment Chart จากตารางที่ 13-1

$$I_{col} = 0.70\left(\frac{50^4}{12}\right) = 364{,}583.33 \text{ ซม.}^4$$

$$E_c = 2.40^{1.5} \times 4{,}270 \times \sqrt{420}/1{,}000 = 325.36 \text{ ตัน/ซม.}^2$$ *วสท. [4105 (ก)]*

สำหรับเสาสูง 4.25 ม.

$$\frac{E_c I}{l_c} = \frac{325.36 \times 364{,}583.33}{4.25 \times 100} = 279 \times 10^3 \text{ ตัน-ซม.}$$

สำหรับเสาสูง 3.65 ซม.

$$\frac{E_c I}{l_c} = \frac{325.36 \times 364{,}583.33}{3.65 \times 100} = 325 \times 10^3 \text{ ตัน-ซม.}$$

$$I_{beam} = 0.35\left(\frac{60 \times 50^3}{12}\right) = 218{,}750 \text{ ซม.}^4$$

สำหรับช่วงคานยาว 7.30 ม.

$$\frac{E_c I}{l_c} = \frac{325.36 \times 218{,}750}{7.30 \times 100} = 97.5 \times 10^3 \text{ ตัน-ซม.}$$

$$\Psi_A = \frac{\sum E_c I / l_c}{\sum E_c I / l} = \frac{279 + 325}{97.5} = 6.19$$

ให้ $\Psi_B = 1$ สมมติให้ฐานเสาเป็นแบบยึดแน่น

จาก Alignment Chart

ดังนั้น $k = 1.78$

$$\frac{kl_u}{r} = \frac{1.78 \times 4 \times 100}{0.3 \times 50} = 47 \quad > \quad 22$$ *วสท. [4311 (ง)2]*

ต้องพิจารณาผลความชะลูดของเสา จึงออกแบบโดยวิธีเสายาว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

b. หาค่าโมเมนต์ทั้งหมด (M_2) ซึ่งรวมผลของความชะลูด

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \qquad \text{ACI (10-17)}$$

- ใช้วิธีหาผลของ $P-\Delta$ โดยประมาณ

$$\delta_s M_{2s} = \frac{M_{2s}}{1-Q} \geq M_{2s} \qquad \text{ACI (10-18)}$$

ตารางข้างล่างสรุปน้ำหนักรวมในการออกแบบ (รวมผลของความชะลูด) สำหรับกรณีต่างๆ

กรณีของน้ำหนักบรรทุก	M_{2ns} (ตัน-ม.)	M_{2s} (ตัน-ม.)	Q	δ_s	$\delta_s M_{2s}$ (ตัน-ม.)	M_2 (ตัน-ม.)	P_u (ตัน)
1	7.86	-	-	-	-	7.86	600
2	2.95	21.70	0.188	1.23	26.69	29.64	477
3	1.89	22.12	0.188	1.23	27.21	29.10	328

สำหรับค่า $M_{2,\max}$, $P_{u,\max}$ ในทั้งสามกรณี หน้าตัดที่เลือกและเหล็กเสริม 8-DB28 เพียงพอที่รับน้ำหนัก สรุปได้ว่าหน้าตัดที่เลือก เพียงพอที่จะรับผลของความชะลูดซึ่งหาจาก วิธีหาผลของ $P-\Delta$ โดยประมาณ

- เพื่อการเปรียบเทียบ จะคำนวณหาค่า $\delta_s M_{2s}$ อีกครั้ง โดยวิธีขยายเพิ่มค่าโมเมนต์

$$\delta_s M_{2s} = \frac{M_{2s}}{1-\left(\frac{\sum P_u}{0.75\sum P_c}\right)} \geq M_{2s} \qquad \text{ACI (10-19)}$$

สำหรับเสาด้านนอก 12 ต้น

ตามแนว 1 และ 4 ซึ่งมีคานเพียงตัวเดียวเชื่อมต่อในทิศของการวิเคราะห์ ค่า k มีค่าเท่ากับที่หาได้จาก หัวข้อ 4(a) ข้างบน = 1.78 และ

ค่า EI หาจากสมการ วสท. (43-10) หรือ (43-11) ในที่นี้จะใช้ (43-11) โดยให้ $\beta_d = 0$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$EI = 0.4 \times 325.36 \times \frac{50^4}{12} = 67.78 \times 10^6 \text{ ตัน-ม.}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} \qquad \text{วสท. (43-9)}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \times 67.78 \times 10^6}{(1.78 \times 4 \times 100)^2} = 1{,}319.6 \text{ ตัน}$$

สำหรับเสาด้านนอก

ที่ตำแหน่ง A2 , A3 , F2 และ F3 มีคานสองตัวเชื่อมต่อในทิศของการวิเคราะห์

$$\psi_A = \frac{279 + 325}{2 \times 97.50} = 3.1$$

$$\psi_B = 1$$

จาก Alignment Chart, $k = 1.58$

$$P_c = \frac{\pi^2 \times 67.78 \times 10^6}{(1.58 \times 4 \times 100)^2} = 1{,}674.82 \text{ ตัน} \qquad \text{วสท. (43-9)}$$

สำหรับเสา 8 ต้นที่อยู่ด้านใน

$$I_{col} = 0.70\left(\frac{60^4}{12}\right) = 756{,}000 \text{ ซม.}^4$$

สำหรับเสาสูง 4.25 ซม.

$$\frac{E_c I}{l_c} = \frac{325.36 \times 756{,}000}{4.25 \times 100} = 579 \times 10^3 \text{ ตัน-ซม.}$$

สำหรับเสาสูง 3.65 ซม.

$$\frac{E_c I}{l_c} = \frac{325.36 \times 756{,}000}{3.65 \times 100} = 674 \times 10^3 \text{ ตัน-ซม.}$$

$$\Psi_A = \frac{\sum E_c I / l_c}{\sum E_c I / l} = \frac{579 + 674}{2 \times 97.50} = 6.42$$

ให้ $\Psi_B = 1$ สมมติให้ฐานเสาเป็นแบบยึดแน่น

จาก Alignment Chart, ได้ $k = 1.79$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$EI = 0.4 \times 325.36 \times \frac{60^4}{12} = 140 \times 10^6 \quad \text{ตัน-ม.}^2$$ *วสท. (43-11)*

$$P_c = \frac{\pi^2 \times 140 \times 10^6}{(1.79 \times 4 \times 100)^2} = 2{,}695.27 \quad \text{ตัน}$$

ดังนั้น $\sum P_c = 12(1{,}319.6) + 4(1{,}674.82) + 8(2{,}695.27) = 44{,}096.64$ ตัน

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \left(\frac{\sum P_u}{\phi \sum P_c} \right)}$$ *วสท. (43-8)*

$$= \frac{1}{1 - \frac{17{,}355}{0.75 \times 44{,}096.64}} = 2.10$$

สำหรับน้ำหนักบรรทุกกรณีที่ 2

$M_2 = 2.95 + (2.10 \times 21.70) = 48.52$ ตัน-ม.

สำหรับน้ำหนักบรรทุกกรณีที่ 3

$M_3 = 1.89 + (2.10 \times 22.12) = 48.34$ ตัน-ม.

จะเห็นได้ว่า เหล็กเสริมที่เลือกไว้ไม่สามารถจะรับน้ำหนักบรรทุกในกรณีที่ 2 และ 3 ได้ ต้องออกแบบหาเหล็กเสริมใหม่ สรุปได้ว่าหน้าตัดที่เลือกถึงแม้จะเพียงพอที่จะรับผลของความชะลูดซึ่งหาจาก วิธีหาผลของ $P-\Delta$ โดยประมาณ แต่ถ้าใช้วิธีขยายเพิ่มค่าโมเมนต์แล้วจะไม่เพียงพอ

5. การออกแบบเสา C2 (60 × 60 ซม.) ขั้นสุดท้ายคิดรวมผลของความชะลูดด้วย

a. ตรวจสอบความชะลูดของเสา

จากหัวข้อ 4(b) ข้างบน สำหรับเสาด้านใน ได้ค่า $k = 1.79$

$$\frac{kl_u}{r} = \frac{1.79 \times 4 \times 100}{0.3 \times 60} = 39.77 \quad > \quad 22$$ *วสท. [4311 (ง)2]*

ดังนั้นต้องคิดผลความชะลูดของเสา ออกแบบโดยวิธีเสายาว

b. หาค่าโมเมนต์ทั้งหมด (M_2) ซึ่งรวมผลของความชะลูด

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$$ *ACI (10-17)*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ใช้วิธีหาผลของ $P-\Delta$ โดยประมาณ

$$\delta_s M_{2s} = \frac{M_{2s}}{1-Q} \geq M_{2s} \qquad \text{ACI (10-18)}$$

ตารางข้างล่างสรุปน้ำหนักรวมในการออกแบบ (รวมผลของความชะลูด) สำหรับกรณีต่างๆ

กรณีของน้ำหนักบรรทุก	M_{2ns} (ตัน-ม.)	M_{2s} (ตัน-ม.)	Q	δ_s	$\delta_s M_{2s}$ (ตัน-ม.)	M_2 (ตัน-ม.)	P_u (ตัน)
1	0.14	-	-	-	-	0.14	1,058
2	0.06	45.62	0.188	1.23	56.11	56.11	794
3	0.04	46.45	0.188	1.23	57.13	57.13	513

สำหรับค่า $M_{2,\max}$, $P_{u,\max}$ ในทั้งสามกรณี หน้าตัดที่เลือกและเหล็กเสริม 24-DB32 เพียงพอที่รับน้ำหนัก สรุปได้ว่าหน้าตัดที่เลือกเพียงพอที่จะรับผลของความชะลูดซึ่งหาจาก วิธีหาผลของ $P-\Delta$ โดยประมาณ

6. ตรวจสอบว่าโมเมนต์มากที่สุดเกิดที่ปลายเสาจริงหรือไม่

สำหรับเสา C1

$$\frac{l_u}{r} = \frac{4\times100}{0.3\times50} = 26.67 \quad < \quad \frac{1.12}{\sqrt{\frac{P_u}{f_c' A_g}}} = \frac{1.12}{\sqrt{\frac{600\times1,000}{420\times50^2}}} = 46.30 \qquad \text{ACI (10-20)}$$

สำหรับเสา C2

$$\frac{l_u}{r} = \frac{4\times100}{0.3\times60} = 22.22 \quad < \quad \frac{1.12}{\sqrt{\frac{P_u}{f_c' A_g}}} = \frac{1.12}{\sqrt{\frac{1,056\times1,000}{420\times60^2}}} = 41.88$$

ดังนั้น โมเมนต์มากที่สุดเกิดที่ปลายเสาใน C1 และ C2 จึงไม่จำเป็นที่จะต้องคูณค่า (M_2) ด้วย δ_{ns}

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

7. ตรวจสอบเสถียรภาพของโครงสร้าง

a. ถ้าใช้วิธีการหาผลของ $P-\Delta$ โดยประมาณ ในการหาผลของความชะลูด $\delta_s M_s$ ในการตรวจสอบเสถียรภาพค่าของดรรชนีเสถียรภาพ (Q) ต้องมีค่าไม่เกิน 0.6 และจะต้องหารค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียทุกค่าด้วย $(1+\beta_d)$ สำหรับในชั้นล่างนี้

$$\beta_d = \frac{\sum 1.4P_D}{\sum P_u} = 0.89 \quad \rightarrow \quad 1+\beta_d = 1.89$$

การหารค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียด้วย $(1+\beta_d)$ เปรียบเสมือนการเพิ่มค่าการโก่งตัว ซึ่งก็เหมือนกับการเพิ่มค่า Q ด้วยตัวคูณ $(1+\beta_d)$

ดังนั้นในชั้นที่ 2 จะได้

$$Q = 1.89 \times 0.188 = 0.36 \quad < \quad 0.6$$

แสดงโครงสร้างในชั้นนี้จะมีเสถียรภาพ , หา Q ต่อไปในแต่ละชั้น เพื่อตรวจสอบเสถียรภาพของโครงสร้างทั้งหมด

b. ถ้าใช้วิธีขยายเพิ่มค่าโมเมนต์ ในการหาผลของความชะลูด $\delta_s M_s$

ค่าของ δ_s ซึ่งหามาจากค่า $\sum P_u$ และ $\sum P_c$ อันเป็นผลของน้ำหนักบรรทุกคงที่ และน้ำหนักบรรทุกจรต้องมีค่าไม่เกิน 2.5

ในการตรวจสอบเสถียรภาพ ต้องหาร EI ด้วย $1+\beta_d$ ดังนั้นจะต้องหาค่าของ P_c ใหม่เพื่อรวมผลของ β_d

สำหรับเสาริมนอก

แนว E-W: B1 ถึง E1 และ B4 ถึง E4 ใช้ $\beta_d = 0.89$

$$P_c = \frac{1{,}319.60}{1+0.89} = 698.20 \text{ ตัน}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับเสามุม

A1, F1, A4 และ F4 ใช้ $\beta_d = 0.91$

$$P_c = \frac{1,319.60}{1+0.91} = 690.89 \text{ ตัน}$$

สำหรับเสาริมนอก

แนว N-S: A2, F2, A3 และ F3 ใช้ $\beta_d = 0.89$

$$P_c = \frac{1,674.82}{1+0.89} = 886.15 \text{ ตัน}$$

สำหรับเสาด้านใน

ใช้ $\beta_d = 0.88$

$$P_c = \frac{2,695.27}{1+0.88} = 1,433.65 \text{ ตัน}$$

ดังนั้น $\sum P_c = 8(698.20) + 4(690.89) + 4(886.15) + 8(1,433.65) = 23,362.96$ ตัน

และ $\delta_s = \dfrac{1}{1-\dfrac{P_u}{\sum P_u}} = \dfrac{1}{1-\dfrac{17,355}{0.75\times 23,362.96}} = 105 > 2.50$

แสดงว่าโครงสร้างนี้ไม่มีเสถียรภาพ เมื่อใช้วิธีปรับเพิ่มโมเมนต์ (Magnified moment method)

8. ได้มีการวิเคราะห์ในขั้นที่สอง หาผลของ $P-\Delta$ โดยใช้คุณสมบัติแตกร้าวของหน้าตัด เมื่อเปรียบเทียบแล้ว ปรากฏว่า ค่า M_2 ในเสา C1 เพิ่มขึ้นประมาณ 26% และในเสา C2 เพิ่มขึ้นประมาณ 42% แต่ปริมาณเหล็กเสริมในเสาทั้ง 2 ต้นนี้ก็เพียงพอที่จะรับโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้น โดยเฉลี่ยแล้ว โมเมนต์ในเสาชั้นล่างเพิ่มขึ้นประมาณ 26%

สำหรับการตรวจสอบเสถียรภาพ โดยหารค่า I ด้วย $1+\beta_d$ อัตราส่วนของการเคลื่อนตัวด้านข้างจากการวิเคราะห์ขั้นที่สองต่อค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ขั้นที่หนึ่ง ได้ค่าน้อยกว่า 2.5 ในทุกชั้น แสดงว่าโครงสร้างมีเสถียรภาพ

9. สิ่งสำคัญที่ต้องไม่ลืม ก็คือว่าตัวอย่างนี้แสดงการวิเคราะห์สำหรับแรงลมกระทำจากทิศเหนือ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ต้องทำการวิเคราะห์ซ้ำอีกสำหรับแรงลมที่กระทำจากทิศใต้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 14

แรงเฉือน

ข้อกำหนดทั่วไป

การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน(shear failure) เป็นการวิบัติแบบฉับพลัน เมื่อเปรียบเทียบกับการวิบัติแบบช้าเนื่องจากแรงดัด (flexural failure) ทำให้ต้องออกแบบองค์อาคารต่าง ๆ ให้มีกำลังรับแรงเฉือนมากกว่ากำลังรับแรงดัด เพื่อให้การวิบัติที่จะเกิดขึ้นมีการเตือนล่วงหน้าก่อน มาตรฐานการออกแบบได้กำหนดปริมาณเหล็กเสริมเอกน้อยที่สุดและมากที่สุดที่ยอมให้ได้ และกำหนดปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนน้อยที่สุดที่ต้องมีในองค์อาคารรับแรงดัด ถ้าแรงเฉือนประลัย (V_u) ในองค์อาคารนั้น มีค่าเกินครึ่งหนึ่งของกำลังรับเฉือนที่คอนกรีตสามารถรับได้

การหาปริมาณของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน อาศัยทฤษฎีของวิธี truss analogy ซึ่งสมมติให้เหล็กเสริมเป็นตัวรับแรงเฉือนตัดขวางทั้งหมด (V_c) การทดลองในห้องปฏิบัติการแสดงว่า คอนกรีตสามารถจะรับแรงเฉือนได้จนถึงจุดที่เกิดการแตกร้าวในแนวทแยง ดังนั้นแรงเฉือนนอกเหนือจากนั้นจะถูกรับด้วยเหล็กเสริมอย่างเดียว

ข้อความในบทนี้ครอบคลุมถึงการออกแบบรับแรงเฉือนขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งมีอัตราส่วนความยาวช่วงต่อความลึกประสิทธิผลมากกว่า 5 รวมทั้งการออกแบบรับแรงเฉือนตามแนวราบสำหรับองค์อาคารเชิงประกอบ (composite members) สำหรับคานลึกซึ่งมีอัตราส่วนความยาวช่วงต่อความลึกประสิทธิผลน้อยกว่า 5 และองค์อาคารคอนกรีตอัดแรงจะกล่าวถึงในบทต่อไป

14.1 กำลังรับแรงเฉือน

ข้อกำหนดของการออกแบบสำหรับแรงเฉือนถูกกำหนดในรูปของแรง (แทนที่จะกำหนดในรูปของหน่วยแรง) ซึ่งตรงกับเงื่อนไขของการออกแบบโดยวิธีกำลัง ซึ่งนำเสนอในรูปของน้ำหนัก โมเมนต์ และแรง

แรงเฉือนที่ต้องการจะอยู่ในรูปของแรงเฉือนพร้อมตัวคูณเพิ่ม (V_u) โดยที่

กำลังรับแรงเฉือนที่ใช้คำนวณออกแบบ ≥ กำลังรับแรงเฉือนที่ต้องการ

$$\phi V_n \geq V_u \qquad \text{วสท. (44-1)}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กำลังเฉือนระบุ (V_n) หาได้จาก

$$V_n = V_c + V_s \qquad \text{วสท. (44-2)}$$

โดยที่ V_c เป็นกำลังเฉือนระบุของคอนกรีต และ V_s เป็นกำลังเฉือนระบุของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน สมการที่ วสท. (44-2) สามารถแทนในสมการที่ วสท. (44-1) ได้ดังนี้

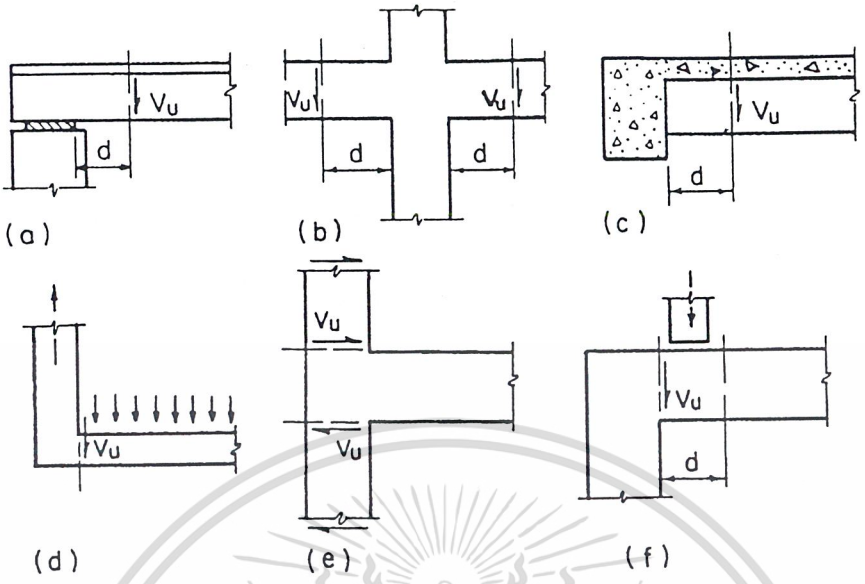
$$\phi V_c + \phi V_s \geq V_u$$

กำลังเฉือนที่ต้องการสำหรับทุกหน้าตัด จะหาได้จากสมการทั้งสองข้างต้น โดยที่กำลังเฉือนที่ต้องการ (V_u) มีค่าเท่ากับ $V_u = 1.4V_d + 1.7V_l$ สำหรับน้ำหนักที่กระทำในแนวดิ่ง และตัวคูณลดกำลัง (ϕ) มีค่าเท่ากับ 0.85

กำลังเฉือนของหน้าตัดจะเพิ่มขึ้น ถ้าแรงลัพธ์ทำให้เกิดแรงอัดขึ้นที่ปลายขององค์อาคาร ในกรณีนี้จะถือว่าแรงเฉือนที่ต้องการ (V_u) สำหรับหน้าตัดที่อยู่ระหว่างฐาน และตำแหน่ง d จากฐาน มีค่าเท่ากับแรงเฉือนที่คำนวณ ณ ตำแหน่ง d จากฐาน กรณีนี้รวมถึงองค์อาคารที่รองรับด้วยแรงแบกทานข้างใต้ ดังรูปที่ 14-1(a) และองค์อาคารที่หล่อเป็นชิ้นเดียวกับองค์อาคารอื่น ดังรูปที่ 14-1(b), 14-1(c) ยกเว้นแต่ถ้าแรงเฉือนในช่วงระหว่างขอบฐานและระยะ "d" จากขอบ เกิดการเปลี่ยนแปลงอย่างกะทันหัน เช่นในรูปที่ 14-1(f) ในกรณีนี้ หน้าตัดวิกฤติจะอยู่ที่ขอบของที่รองรับ

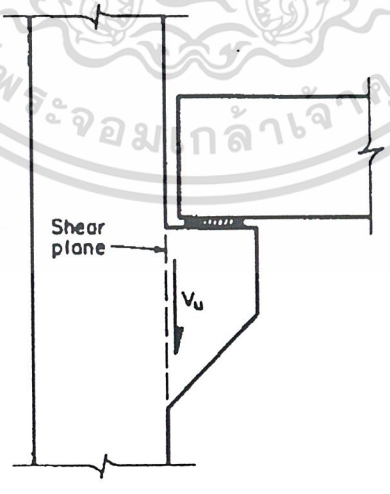
ข้อกำหนดดังกล่าว ใช้ไม่ได้กับองค์อาคารซึ่งทำให้ส่วนที่มารองรับเกิดแรงดึงขึ้น ดังในรูปที่ 14-1(d) ในกรณีนี้ หน้าตัดวิกฤตสำหรับแรงเฉือนจะอยู่ที่ขอบขององค์อาคารที่มารองรับ ทำนองเดียวกับเสาภายใต้แรงเฉือน ในรูปที่ 14-1(e) ถึงแม้ว่าแรงเฉือนจะคงที่ตลอดความยาวของเสาก็ตาม แต่โมเมนต์ (M_u) ที่ขอบของฐาน ก็จะทำให้เกิดแรงดึงได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 14-1 ตำแหน่งวิกฤติของแรงเฉือนสำหรับสภาวะการรองรับต่าง ๆ

สำหรับฐานในรูปแบบของหูช้าง (brackets และ corbels) หน้าตัดวิกฤติของแรงเฉือนจะอยู่ที่ขอบของเสา อย่างไรก็ตามการออกแบบขององค์อาคารในลักษณะนี้ จะใช้แรงเฉือนจากวิธีแรงเสียดทานและแรงเฉือน (shear-friction)



รูปที่ 14-2 ตำแหน่งวิกฤติของแรงเฉือนสำหรับหูช้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

14.1.1 ช่องเปิดในคาน

บ่อยครั้งที่ต้องมีการแก้ไขโครงสร้างของอาคารเพื่อรองรับงานระบบ การติดตั้งงานระบบเหล่านี้อาจจะทำให้ต้องมีการเจาะช่องในพื้นหรือคาน เพื่อเป็นการประหยัดพื้นที่และลดความสูงของอาคาร อย่างไรก็ตามจะต้องมีการพิจารณาถึงผลกระทบของการทำช่องเปิด โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับช่องเปิดซึ่งอยู่ในบริเวณที่มีแรงเฉือนสูงใกล้ๆ กับฐานรองรับ เนื่องจากรูปร่างของช่องเปิด ขนาด และตำแหน่ง จะแตกต่างกันไปตามลักษณะของหน้างาน มาตรฐานการออกแบบจึงได้กำหนดคร่าว ๆ ไว้ว่า ควรจะมีการเพิ่มเหล็กลูกตั้งบริเวณขอบช่องเปิด ยกเว้นช่องเปิดขนาดเล็ก และปริมาณของเหล็กรับแรงเฉือนที่เพิ่มควรจะอยู่ในอัตราส่วนที่เหมาะสม สำหรับการรับแรงเฉือนบริเวณหน้าตัดที่เป็นช่องเปิด การออกแบบเหล็กเสริมรอบช่องเปิด ได้แสดงไว้ในตัวอย่างที่ 14.5

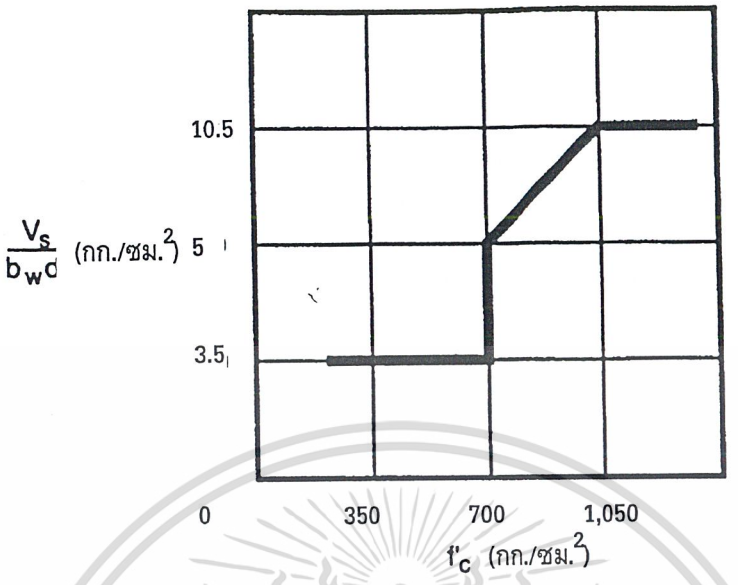
14.1.2 ปริมาณน้อยที่สุดของเหล็กลูกตั้งในคานที่ใช้คอนกรีตกำลังสูง [วสท. 4401 (ข)]

สมการที่ใช้ในการคำนวณกำลังรับเฉือนโดยคอนกรีตขึ้นอยู่กับค่าของ $\sqrt{f_c'}$ ซึ่งเป็นผลมาจากการทดลองในห้องปฏิบัติการของคอนกรีตที่มีกำลังอยู่ระหว่าง 210 ถึง 560 กก./ซม.^{2} สำหรับคอนกรีตที่มีความแข็งแรงมากกว่า 700 กก./ซม.^{2} จะจำกัดค่าของ $\sqrt{f_c'}$ ให้ใช้ได้ไม่เกิน 27 กก./ซม.^{2}

ซึ่งสามารถอธิบายได้ว่า มาตรฐานการออกแบบไม่ได้ห้ามการใช้คอนกรีตที่มีกำลังสูงกว่า 700 กก./ซม.^{2} แต่ในการคำนวณหากำลังเฉือนของคอนกรีตแล้ว วิศวกรไม่ควรจะใช้ค่ากำลังของคอนกรีตเกิน 700 กก./ซม.^{2}

สำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็ก และคอนกรีตอัดแรง มาตรฐานการออกแบบยอมให้ใช้ $\sqrt{f_c'} > 27$ กก./ซม.^{2} ถ้ามีการเสริมเหล็กลูกตั้งด้วยปริมาณน้อยที่สุดที่ยอมให้ตามมาตรฐาน แล้วเพิ่มด้วยตัวคูณ $f_c'/350$ แต่ไม่เกิน 3 ดังนั้นตามข้อกำหนดนี้ เหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่น้อยที่สุด จะเพิ่มเป็น 2 เท่าสำหรับ $f_c' = 700$ กก./ซม.^{2} และ 3 เท่าสำหรับ $f_c' \geq 1{,}050$ กก./ซม.^{2} ดังแสดงในรูปที่ 14-3 ซึ่งแสดงให้เห็นว่า ปริมาณเหล็กลูกตั้งน้อยที่สุดจะเพิ่มขึ้นเป็นสองเท่าทันทีที่ใช้คอนกรีตกำลัง 700 กก./ซม.^{2}

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 14-3 ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนต่ำสุดสำหรับคอนกรีตกำลังสูง

14.2 คอนกรีตน้ำหนักเบา [วสท. 4402]

กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตน้ำหนักเบาจะน้อยกว่าคอนกรีตธรรมดาที่มีกำลังเท่ากัน จึงต้องมีการปรับปรุงสมการที่ใช้ในการหากำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตน้ำหนักเบาจากสมการที่ใช้สำหรับคอนกรีตธรรมดา

ถ้ารู้ค่าเฉลี่ยของกำลังดึงแยกผ่าซีก (f_{ct}) ของคอนกรีตน้ำหนักเบา เราจะใช้ค่า $f_{ct}/1.8$ แทนที่ลงในค่า $\sqrt{f_c'}$ ในสมการทั้งหมดที่ใช้หา V_c แต่ถ้าไม่รู้ เราจะลดค่าของ $\sqrt{f_c'}$ ในสมการทั้งหลายลง โดยคูณด้วย 0.75 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักเบาทั้งหมด และคูณด้วย 0.85 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักเบาที่มีทรายเป็นส่วนผสม

14.3 กำลังเฉือนของคอนกรีตสำหรับองค์อาคารชนิดไม่อัดแรง [วสท. 4403]

เมื่อคำนวณกำลังเฉือนขององค์อาคารภายใต้แรงเฉือนและแรงดัดเท่านั้น สมการทั่วไปคือ

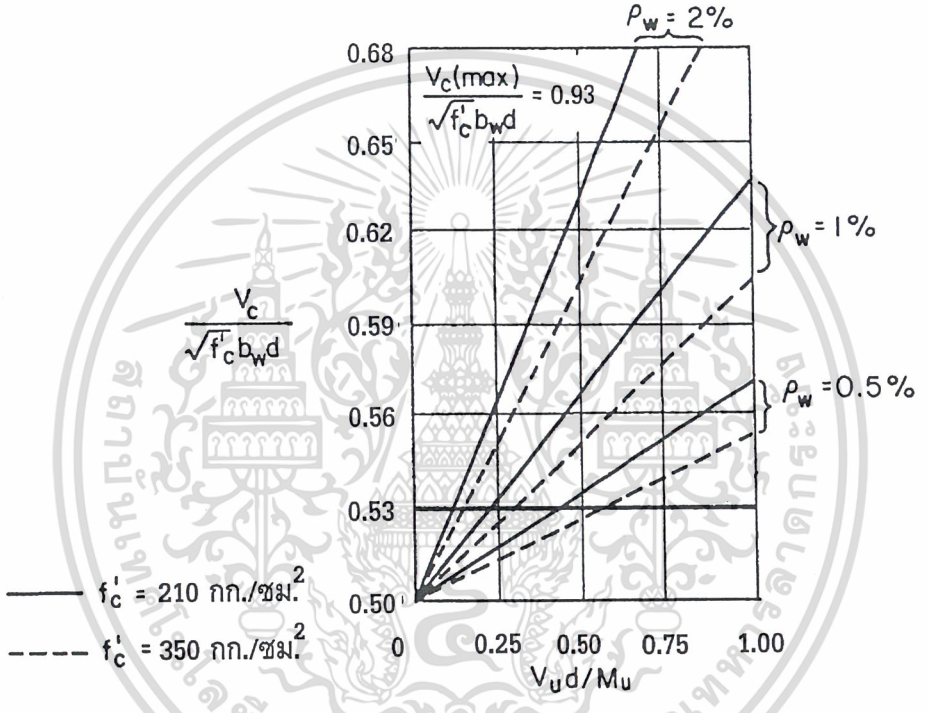
$V_c = 0.53\sqrt{f_c'}\, b_w d$ หรือถ้าจะให้ละเอียดมากขึ้นควรใช้สมการ *วสท. (44-3)*

$V_c = (0.5\sqrt{f_c'} + 176\rho_w \frac{V_u d}{M_u}) b_w d \le 0.93\sqrt{f_c'}\, b_w d$ *วสท. (44-6)*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้เพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ซึ่งค่า V_u และ M_u เป็นค่า ณ ตำแหน่งที่พิจารณาหาแรงเฉือน อัตราส่วน $V_u d / M_u$ จะต้องมีค่าไม่เกินหนึ่ง

รูปที่ 14-4 แสดงการเปลี่ยนแปลงของกำลังเฉือนของคอนกรีตเมื่อเปรียบเทียบกับอัตราส่วนของ $V_u d / M_u$ รูปได้แสดงไว้สำหรับคอนกรีตซึ่งมี f_c' เท่ากับ 210 และ 350 กก./ซม.^{2} และอัตราส่วนเหล็กเสริม $\rho_w = 0.5$, 1 และ 2 %



รูปที่ 14-4 การเปลี่ยนแปลงของ $V_c / \sqrt{f_c'} b_w d$ ตามค่า f_c', ρ_w และ $V_u d / M_u$

สำหรับองค์อาคารรับแรงดัด, แรงเฉือน และมีแรงอัดตามแนวแกน (N_u) กระทำด้วย กำลังรับแรงเฉือนจะคำนวณ

จากสมการ $$V_c = 0.53\left(1 + 0.0071\frac{N_u}{A_g}\right)\sqrt{f_c'} b_w d$$ *วสท. (44-4)*

หรือจากสมการ $$V_c = (0.5\sqrt{f_c'} + 176\rho_w \frac{V_u d}{M_m}) b_w d$$ *วสท. (44-6)*

โดยที่ $$M_m = M_u - N_u\left(\frac{4h - d}{8}\right)$$ *วสท. (44-7)*

และสมการที่ (14-4) จะต้องน้อยกว่า $$V_c = 0.93\sqrt{f_c'} b_w d\sqrt{1 + 0.029\frac{N_u}{A_g}}$$ *วสท. (44-8)*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

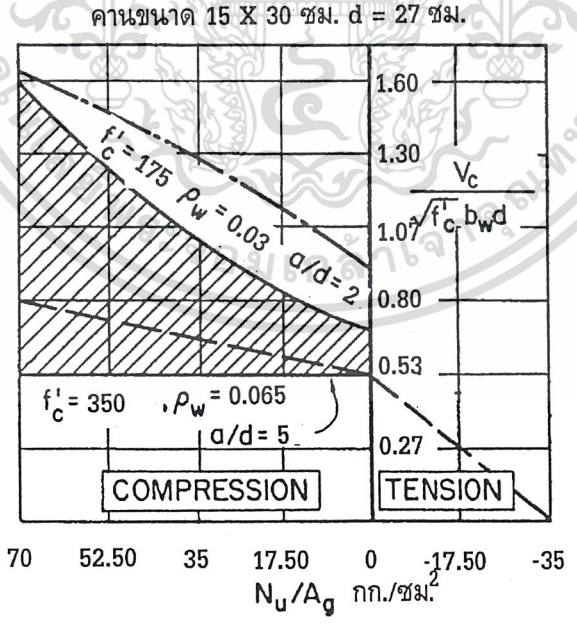
สำหรับองค์อาคารรับแรงดัด, แรงเฉือน และมีแรงดึงตามแนวแกน (N_u) กระทำด้วย กำลังรับแรงเฉือนจะคำนวณ

จากสมการ $$V_c = 0.53\left(1 + 0.029\frac{N_u}{A_g}\right)\sqrt{f_c'}\,b_w d \qquad \text{วสท. (44-9)}$$

โดยถือว่า N_u มีค่าเป็นลบ

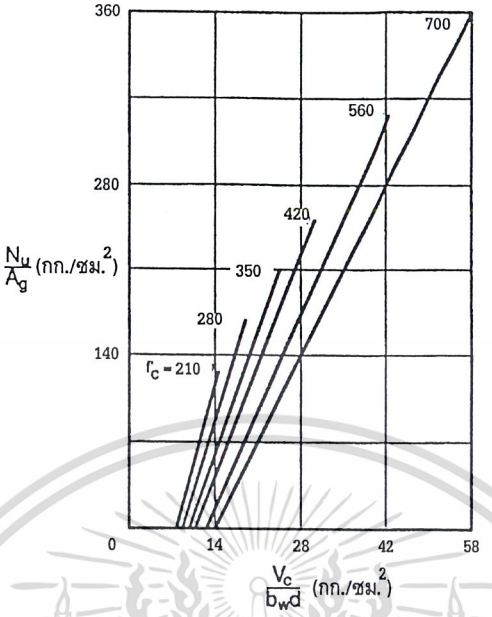
รูปที่ 14-5 แสดงขอบเขตโดยประมาณของ ค่า V_c สำหรับองค์อาคารภายใต้แรงอัดตามแนวแกนจากสมการที่ วสท. (44-6) และ (44-7) ซึ่งเป็นผลจากคานสมมติขนาดหน้าตัด 15 × 30 ซม. และความลึกประสิทธิผล 27 ซม. รูปดังกล่าวยังได้แสดงขอบเขตของค่า V_c ถ้าหาจากสมการที่ วสท. (44-4) (เส้นประเหนือค่า 0.53) และจากสมการที่ วสท. (44-8) (เส้นประสูงสุดของภาพ) รวมทั้งค่าจากสมการที่ วสท. (44-9) สำหรับองค์อาคารรับแรงดึงตามแนวแกน

รูปที่ 14-6 แสดงการเปลี่ยนแปลงของ V_c เมื่อเทียบกับ N_u / A_g และ f_c' สำหรับองค์อาคารภายใต้แรงอัดตามแนวแกน เมื่อคำนวณจากสมการที่ วสท. (44-4) สำหรับค่า N_u / A_g ที่แสดงไว้ในรูป ค่า V_c ที่ได้จะมีค่าอยู่ระหว่าง 49% - 57% ของค่าที่คำนวณจากสมการที่ วสท. (44-8)



รูปที่ 14-5 การเปรียบเทียบสมการออกแบบสำหรับแรงเฉือนและแรงตามแนวแกน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 14-6 การเปลี่ยนแปลงของ $V_c / b_w d$ ตามค่าของ f_c' และ N_u / A_g

14.4 กำลังเฉือนโดยเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

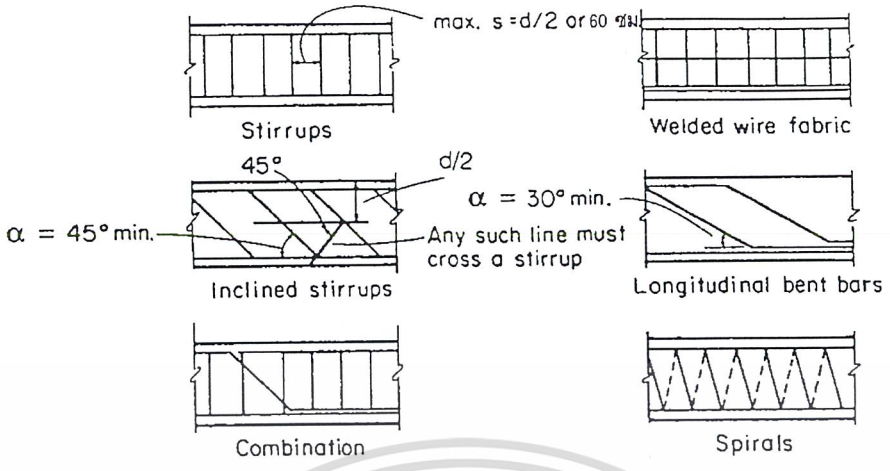
14.4.1 ชนิดของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

ชนิดและการจัดเรียงของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน แสดงอยู่ในรูปที่ 14-7 (เหล็กลูกตั้งแนวดิ่งและลวดตะแกรงเหล็กเชื่อมโดยที่ลวดอยู่ในตำแหน่งตั้งฉากกับแนวแกนขององค์อาคารเป็นรูปแบบเพียงสองชนิดที่ยอมให้ใช้ได้กับคอนกรีตอัดแรง) เหล็กลูกตั้งเป็นเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่นิยมมากที่สุด เหล็กลูกตั้งแนวเอียงและเหล็กคอม้า ไม่เป็นที่นิยม เพราะจะต้องเสียเวลาในการจัดวางให้อยู่ในตำแหน่งที่ต้องการที่หน้างาน

14.4.2 รายละเอียดของการงอเหล็กสำหรับเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

เพื่อให้มีประสิทธิภาพเต็มที่ จะต้องจัดเหล็กเสริมรับแรงเฉือนให้มีขนาดใกล้เคียงกับขนาดขององค์อาคารมากที่สุด โดยมีเนื้อคอนกรีตหุ้มและการงอที่ปลายทั้งสองข้างตามมาตรฐาน เพื่อให้เหล็กเสริมถึงจุดครากจริงภายใต้แรงที่กระทำ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 14-7 ชนิดและการจัดเรียงของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

14.4.3 **ข้อกำหนดระยะห่างของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน** [วสท. 4405(ง)]

ระยะเรียงของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่วางตั้งฉากกับแนวแกนขององค์อาคาร จะต้องไม่เกินครึ่งหนึ่งของความลึกประสิทธิผล $(d/2)$ หรือ 60 ซม. แต่เมื่อค่า $V_s \geq \phi 1.1\sqrt{f_c'}\, b_w d$ ระยะเรียงสูงสุดจะต้องลดลงครึ่งหนึ่งเหลือ $d/4$ หรือ 30 ซม. แต่ถ้าค่าของ $V_u - \phi V_c$ หรือ V_s มีค่าเกิน $\phi 2.1\sqrt{f_c'}\, b_w d$ จะต้องเพิ่มขนาดหน้าตัดหรือเลือกใช้คอนกรีตซึ่งมีกำลังสูงมากขึ้น

14.4.4 **ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนน้อยที่สุดที่ต้องมี** [วสท. 4405(จ)]

เมื่อ V_u มากกว่าครึ่งหนึ่งของกำลังเฉือนของคอนกรีต $(V_u > \phi V_c/2)$ จะต้องมีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนและปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดที่จะต้องมี หาได้จากสมการข้างล่าง ยกเว้นในแผ่นพื้น ฐานราก ตงและในคานซึ่งกว้างและตื้น

$$A_v = 3.5 b_w s / f_y \qquad \text{วสท. (44-10)}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

14.4.5 การออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

เมื่อ V_u เกินกำลังเฉือนที่คอนกรีตสามารถจะรับได้ (ϕV_c) ต้องมีการเสริมเหล็กเพื่อรับแรงเฉือนส่วนที่เกิน มาตรฐานการออกแบบได้กำหนดความสามารถในการรับแรงเฉือนของเหล็กเสริม (V_s) ไว้ในรูปของพื้นที่หน้าตัด (A_v) หน่วยแรงที่จุดคราก (f_y) และระยะเรียงของเหล็กเสริม (s)

สมการนี้สร้างมาจากการแปลงคานที่เกิดการแตกร้าวจากแรงเฉือน เป็นโครงข้อหมุน โดยถือว่าการแตกร้าวเนื่องจากแรงดึงทแยงทำมุม 45° กับแนวแกนขององค์อาคาร

สำหรับเหล็กเสริมรับแรงเฉือนวางตั้งฉากกับแกนขององค์อาคาร การหาพื้นที่หน้าตัด (A_v) และระยะห่าง (s) ได้แสดงไว้ข้างล่าง

$$\phi V_n \geq V_u \qquad \text{วสท. (44-1)}$$

$$V_n = V_c + V_s \qquad \text{วสท. (44-2)}$$

$$V_s = A_v f_y d / s \qquad \text{วสท. (44-12)}$$

แทนค่า V_s ลงใน สมการที่ วสท. (44-2) และ V_n ลงในสมการที่ วสท. (44-1)

$$\phi V_c + \phi A_v f_y d / s \geq V_u$$

หาค่า A_v

$$A_v = (V_u - \phi V_c) s / (\phi f_y d)$$

เมื่อเสริมด้วยเหล็กลูกตั้งเอียง จะได้พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมเอียง

$$A_v = (V_u - \phi V_c) s / (\phi f_y (\sin\alpha + \cos\alpha) d)$$

โดยที่ α เป็นมุมระหว่างลูกตั้งเอียงกับแนวแกนขององค์อาคาร (ดูรูปที่ 14-7)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อเหล็กเสริมรับแรงเฉือนประกอบด้วย เหล็กคอม้าเส้นเดียวหรือหลายเส้นงอขึ้นที่ตำแหน่งเดียวกัน สมการจะเปลี่ยนเป็น

$$A_v = (V_u - \phi V_c)/(f_y \sin\alpha)$$

โดยที่ α เป็นมุมระหว่างเหล็กคอม้ากับแนวแกนขององค์อาคาร แต่ไม่น้อยกว่า 30° (ดูรูปที่ 14-7)

สำหรับกรณีนี้ค่า $V_u - \phi V_c$ ต้องไม่เกิน $\phi 0.8\sqrt{f_c'}\, b_w d$

ขั้นตอนการออกแบบเหล็กรับแรงเฉือน สำหรับคานคอนกรีตไม่อัดแรง

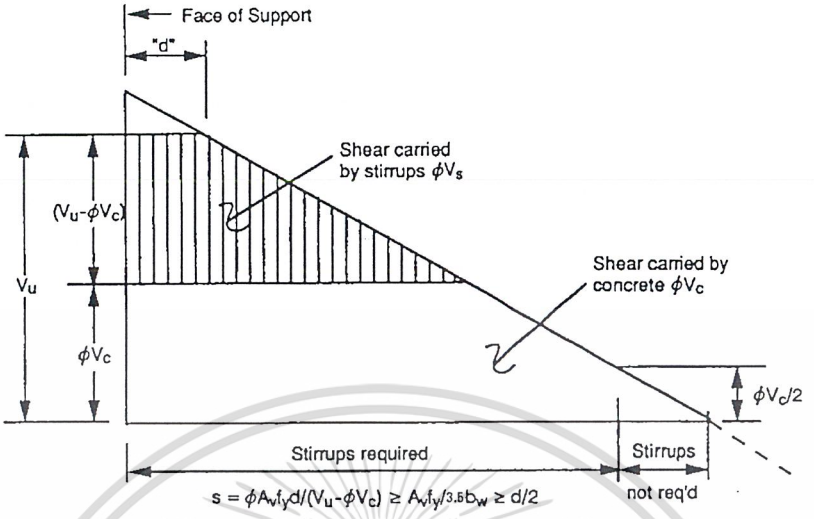
1. หาแรงเฉือนที่ต้องการ (V_u) ที่ตำแหน่งวิกฤตตามแนวแกนขององค์อาคาร โดยเริ่มที่ฐานรองรับหรือที่ระยะ d จากฐาน สำหรับน้ำหนักบรรทุกตามแนวดิ่งใช้ $V_u = 1.4V_d + 1.7V_l$
2. หากำลังรับแรงเฉือนโดยคอนกรีต ϕV_c จากสมการ $V_c = \phi 0.53\sqrt{f_c'}\, b_w d$ ใช้ $\phi = 0.85$ สำหรับแรงเฉือน
3. ถ้า $V_u - \phi V_c > \phi 2.1\sqrt{f_c'}\, b_w d$ เพิ่มขนาดหน้าตัดหรือเพิ่มกำลังของคอนกรีต พร้อมกันนี้ให้หาระยะจากฐานรองรับไปถึงจุดที่ไม่จำเป็นต้องมีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน อันได้แก่ตำแหน่งที่ $\phi V_c/2 \geq V_u$
4. หาเหล็กเสริมรับแรงเฉือนส่วนเกิน $(V_u - \phi V_c)$ สำหรับเหล็กลูกตั้ง $A_v = (V_u - \phi V_c)s/(\phi f_y d)$ แต่ต้องไม่น้อยกว่า $3.5b_w s/f_y$ และระยะระหว่างเหล็กลูกตั้งต้องไม่เกิน $d/2$ หรือ 60 ซม.

ถ้าเราจำกัดขนาดเหล็กเสริมที่จะใช้ไว้ที่สี่ขนาดคือ 6 มม. 9 มม. 10 มม. และ 12 มม. และเสริมเป็นแบบงอสองขา เราก็สามารถที่จะหาระยะเรียงของเหล็กเสริมได้จากสมการ $s = \phi A_v f_y d/(V_u - \phi V_c)$ ซึ่งจะต้องไม่เกิน $A_v f_y/3.5b_w$ หรือ $d/2$ หรือ 60 ซม.

โดยทั่วไปแล้วเราจะพิจารณาหาระยะเรียงของเหล็กเสริม ที่ตำแหน่งต่าง ๆ กันไม่กี่ตำแหน่งตามความยาวของคาน และจะประหยัดที่สุดถ้าหาระยะเรียงที่สามตำแหน่ง ตำแหน่งแรกคือที่ระยะ 5 ซม. จากขอบของฐานรองรับตามด้วยตำแหน่งสองซึ่งอยู่ตรงกลาง และตำแหน่งสุดท้ายคือตำแหน่งที่จะได้ระยะเรียงสูงสุดเท่ากับ $d/2$

รูปที่ 14-8 แสดงการจัดกำลังรับแรงเฉือนของคาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 14-8 การจัดกำลังรับแรงเฉือนของคาน

กำลังเฉือนของเหล็กเสริม (ϕV_s) ขึ้นอยู่กับขนาดของเหล็กเส้นและกำลังครากของเหล็กที่ใช้ การเลือกขนาดและระยะห่างของเหล็กลูกตั้งสามารถทำได้ง่ายขึ้น ถ้าเราจัดให้ระยะห่างเป็นอัตราส่วนของความลึกประสิทธิผล (d) แทนค่าระยะจริง ระยะห่างของเหล็กเสริมควรจะอยู่ประมาณ $s = d/2$ ถึง $d/4$ เพราะว่าระยะเรียงที่แคบกว่า $d/4$ จะไม่ประหยัด เมื่อเพิ่มระยะเรียงในช่วงกลางให้เป็น $d/3$ เราสามารถที่จะหากำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริม (ϕV_s) ได้จากขนาดและระยะเรียงดังต่อไปนี้

สำหรับเหล็กลูกตั้ง $\phi V_s = \phi A_v f_y \frac{d}{s}$ *วสท. (44-12)*

แทนค่า s ด้วย d/n โดยที่ $n = 2, 3, 4$ ได้ $\phi V_s = \phi A_v f_y n$

ดังนั้น สำหรับเหล็กลูกตั้งสองขา ขนาด 9 มม. @ $s = d/2$, $f_y = 2{,}400$ กก./ซม.^{2} และ $\phi = 0.85$

$$\phi V_s = 0.85(2 \times 0.636)2{,}400 \times 2 = 5{,}190 \text{ กก.}$$

ด้วยวิธีจากตัวอย่างข้างบน เราสามารถสร้างตารางของค่า ϕV_s สำหรับขนาดและระยะห่างต่าง ๆ ของเหล็กเสริม ได้ดังที่แสดงในตารางที่ 14-1 ซึ่งค่าเหล่านี้สามารถนำไปใช้ได้ในทุกกรณี ไม่ว่าองค์อาคารจะเป็นขนาดใดและกำลังของคอนกรีตที่ใช้จะเป็นเท่าใด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 14-1 กำลังเฉือนสำหรับเหล็กลูกตั้ง ที่ระยะเรียงและขนาดต่าง ๆ

ระยะเรียง Spacing , s	กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กลูกตั้ง (ϕV_s),กก.					
	RB6	RB9	DB10		DB12	
	SR24	SR24	SD30	SD40	SD30	SD40
d/2	2,310	5,190	7,956	10,608	11,526	15,368
d/2.5	2,887	6,487	9,945	13,260	14,408	19,210
d/3	3,464	7,785	11,934	15,912	17,289	23,052
d/3.5	4,041	9,082	13,923	18,564	20,170	26,894
d/4	4,618	10,380	15,912	21,216	23,052	30,736

14.5 องค์อาคารคอนกรีตเชิงประกอบรับแรงดัด

14.5.1 กำลังรับแรงเฉือนในแนวตั้ง

มาตรฐานการออกแบบอนุญาตให้ใช้พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดองค์อาคารคอนกรีตเชิงประกอบ เพื่อต้านแรงเฉือนในแนวดิ่ง เสมือนกับว่าองค์อาคารนั้นเป็นองค์อาคารหล่อในที่และถือเป็นชิ้นเดียวกัน ดังนั้นในการออกแบบรับแรงเฉือนขององค์อาคารเชิงประกอบ จะใช้ขั้นตอนเหมือนองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้กล่าวมาแล้วทุกอย่าง

14.5.2 กำลังรับแรงเฉือนในแนวนอน

ที่ผิวสัมผัสระหว่างชิ้นส่วนขององค์อาคารคอนกรีตเชิงประกอบรับแรงดัด จะมีแรงเฉือนตามแนวนอนเกิดขึ้น อันเป็นผลมาจากการเปลี่ยนแปลงของแรงดัดเนื่องจากแรงเฉือนในแนวตั้ง ดังนั้นจึงต้องมีการออกแบบเพื่อให้แรงเฉือนตามแนวนอนนี้ สามารถที่จะส่งถ่ายไปยังองค์อาคารที่รองรับ มาตรฐานการออกแบบกำหนดให้ใช้กำลังของชิ้นส่วนต่าง ๆ เท่ากันหมด โดยไม่สนใจว่าชิ้นไหนจะหล่อก่อนและติดตั้งก่อน

ต้องมีการตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนในแนวนอนในทุกองค์อาคารคอนกรีตเชิงประกอบรับแรงดัด เมื่อแรงเฉือนในแนวนอนมากกว่า $\phi 3.5 b_v d$ กก. โดยที่ b_v เป็นความกว้างของหน้าตัดที่ผิวสัมผัส (ซม.) จะต้องใช้วิธีแรงเฉือน-ความเสียดทานในการออกแบบ (shear friction)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่าสูงสุดของกำลังรับแรงเฉือนในแนวนอนขึ้นอยู่กับสภาวะของผิวสัมผัส ซึ่งค่า V_{nh} นี้ขึ้นอยู่กับความหยาบของผิวสัมผัสหรือปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนน้อยสุดที่มี แต่อย่างไรก็ตามผิวสัมผัสจะต้องสะอาดและปราศจากฝ้าน้ำปูน กำลังรับแรงเฉือนในแนวนอนจะยอมให้ใช้ได้ไม่เกิน $\phi 5.6 b_v d$ เมื่อมีการตั้งใจทำผิวสัมผัสให้หยาบโดยไม่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน หรือถ้ามีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนแต่ไม่มีการทำผิวสัมผัสให้หยาบ

เมื่อมีการตั้งใจทำผิวสัมผัสให้หยาบร่วมกับการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน ความสามารถในการรับแรงเฉือนของผิวสัมผัสจะหาได้จากสมการ $(18.2+0.6\rho_v f_y)\lambda b_v d \le \phi 35 b_v d$ ซึ่งสมการนี้ได้คำนึงถึงผลของปริมาณเหล็กเสริมที่ผิวสัมผัส (ρ_v) ซึ่งหาได้จาก อัตราส่วนของพื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกต่อพื้นที่ของผิวสัมผัสหรือ $\rho_v = A_v / b_v s$ และ λ ซึ่งขึ้นอยู่กับความหนาแน่นของคอนกรีตที่ใช้ในองค์อาคาร เมื่อใช้เหล็กเสริมน้อยที่สุด ($\rho_v f_y = 3.5$ กก./ซม^2.), สมการข้างบนจะเท่ากับ $20.3\lambda b_v d$ ค่าสูงสุดของสมการคือ $35\lambda b_v d$ ได้มาจาก $\rho_v f_y = 28$ กก./ซม.^{2} และ $\lambda = 1.0$

การกวาดผิวหน้าของคอนกรีตด้วยแปรงแข็ง เป็นวิธีทั่วไปที่ใช้ในการทำให้ผิวสัมผัสหยาบ แต่ถ้าจะให้หยาบจนเป็นที่ยอมรับเพื่อให้ใช้กำลังต้านทานแรงเฉือนในแนวนอนที่สูงขึ้นตามที่กล่าวถึงข้างบนได้ ผิวที่ตั้งใจทำให้หยาบจะต้องมีขนาดความขรุขระประมาณ 6 มม.

เมื่อแรงเฉือนในแนวนอนมีค่ามากกว่า $\phi 35 b_v d$ จะต้องใช้วิธีแรงเฉือน-ความเสียดทานในการออกแบบ โดยเหล็กเสริมแรงเฉือน-ความเสียดทาน จะถูกนำมาใช้เป็นเหล็กเสริมรับแรงเฉือนตามแนวนอน ซึ่งหาได้จากสมการ $V_n = A_{vf} f_y \mu$ โดยที่สัมประสิทธิ์ความเสียดทาน (μ) มีค่าเป็น 1 สำหรับผิวสัมผัสที่มีการตั้งใจทำให้หยาบ และมีค่าเป็น 0.6 สำหรับผิวที่ไม่ตั้งใจทำให้หยาบ ซึ่งเมื่อใช้ค่า 0.6 แทนลงในสมการ จะทำให้ต้องเพิ่มหน้าตัดของเหล็กเสริมถึง 67 %

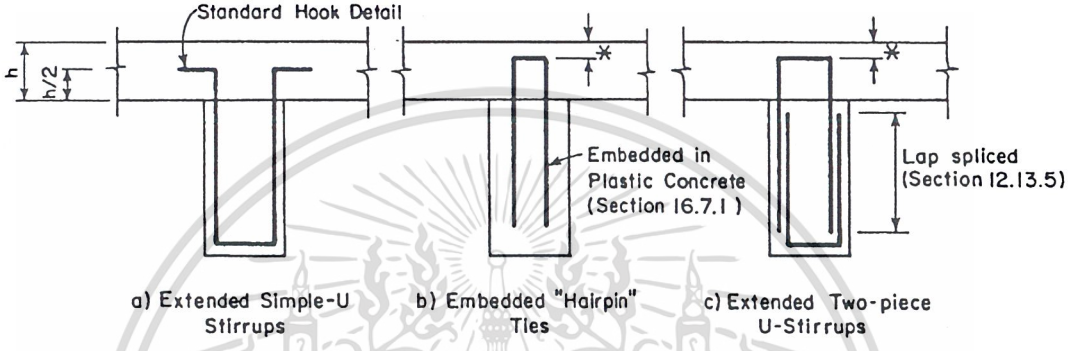
สำหรับความลึกประสิทธิผล (d) ขององค์อาคารเชิงประกอบ ให้ใช้เท่ากับ 0.8 ของความลึกทั้งหมดขององค์อาคาร ซึ่งข้อกำหนดนี้มีประโยชน์มากในการออกแบบองค์อาคารคอนกรีตอัดแรง ซึ่งมีความลึกประสิทธิผลเปลี่ยนแปลงไปตลอดความยาวขององค์อาคาร

14.5.3 เหล็กปลอกรับแรงเฉือนในแนวนอน

เหล็กปลอกจะต้องยึดฝังเข้าไปในทุกองค์อาคารที่มาสัมผัสกัน รูปที่ 14-9 แสดงรายละเอียดของการยึดฝังซึ่งได้ผ่านการทดสอบและใช้งานมาแล้ว รูปที่ 14-9(a) แสดงรายละเอียดที่ใช้การยื่นเหล็กลูกตั้งขึ้นมาจากคาน รูปที่ 14-9(b) แสดงการใช้เหล็กปลอกลักษณะเหมือน "ที่เสียบผม" เสียบลงในคานก่อนเทพื้น ซึ่งเป็นที่นิยมใช้กัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในการก่อสร้างแบบสำเร็จรูปและคอนกรีตอัดแรง ในการผลิตชิ้นส่วนสำเร็จรูปบางครั้ง จะมีปัญหาในการวางเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวนอน ดังนั้นการเสียบเหล็กเสริมลงในชิ้นส่วนหนึ่งก่อนที่จะหล่ออีกชิ้นส่วนหนึ่งจึงช่วยแก้ปัญหานี้ได้ ตราบใดที่ความยาวส่วนที่ยื่นออกมา เพียงพอต่อการยึดเหนี่ยวชิ้นส่วนไว้ด้วยกัน เหล็กเสริมชิ้นนี้สามารถใช้รับได้ทั้งแรงเฉือนตามแนวตั้งและแนวนอน



รูปที่ 14-9 เหล็กปลอกต้านทานแรงเฉือนในแนวนอน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เอกสารอ้างอิง

14.1 Barney, G.B.; Corley, W.G.; Hanson, J.M.; and Parmelee, R.A., *"Behavior and Design of Prestressed Concrete Beams with Large Web Opening,"* *PCI Journal,* V.22, No.6, November-December 1977, pp.32-61. Also, *Research and Development Bulletin* RD054D, Portland Cement Association, Skokie, IL.

14.2 *"Selection of Stirrups in Flexural Members for Economy",* PSI Bulletin 7901A, Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, IL.

14.3 Hanson, N.W., *"Precast-Prestressed Concrete Bridges 2. Horizontal Shear Connections",* Development Department Bulletin D35, Portland Cement Association, Skokie, IL, 1960.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 14.1 – การออกแบบรับแรงเฉือนสำหรับองค์อาคารภายใต้แรงเฉือนและแรงดัด

จงหาขนาดและระยะเรียงของเหล็กลูกตั้ง สำหรับคานช่วงเดียวยาว 9 ม. กำหนดให้

$b_w = 30$ ซม., $d = 50$ ซม., $f_c' = 210$ กก./ซม.^{2}, $f_y = 3{,}000$ กก./ซม.^{2}, $w_u = 6{,}700$ กก./ม.

สมมติให้น้ำหนักจรกระทำเต็มช่วง ซึ่งจะได้แรงเฉือนเป็นศูนย์ที่กึ่งกลางช่วง ในกรณีที่น้ำหนักจรกระทำบนบางส่วนของคาน จะทำให้ได้แรงเฉือนไม่เป็นศูนย์ที่กึ่งกลางช่วง ออกแบบหาเหล็กเสริมรับแรงเฉือนตามขั้นตอนที่ได้กล่าวมาแล้ว :

1. หาน้ำหนักบรรทุกที่ต้องการ

ที่ฐานรองรับ : $V_u = 6{,}700\left(\frac{9}{2}\right) = 30{,}150$ กก.

ที่ระยะ d จากฐานรองรับ : $V_u = 30{,}150 - 6{,}700(0.50) = 26{,}800$ กก. *วสท. [4401 (ค)]*

2. หากำลังเฉือนโดยคอนกรีต ซึ่ง $\phi = 0.85$ *วสท. [4203 (ข)]*

$\phi V_c = 0.53\phi\sqrt{f_c'}\, b_w d$ *วสท. (44-3)*

$= 0.53(0.85)\sqrt{210}(30)50 = 9{,}793$ กก.

3. หาระยะ x_c จากฐานรองรับ ซึ่งคอนกรีตสามารถรับแรงเฉือนทั้งหมดไว้ได้

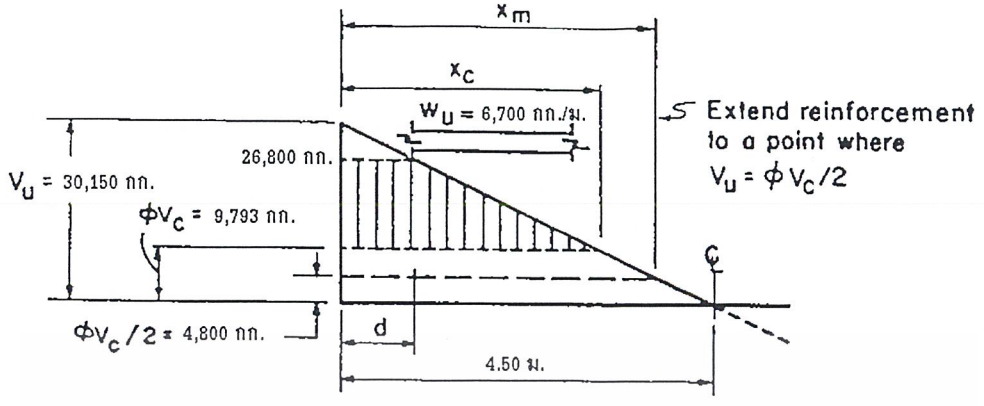
$$x_c = \frac{(30{,}150 - 9{,}793)}{6{,}700} = 3.04 \text{ ม.}$$

4. หาระยะ x_m จากฐานรองรับถึงตำแหน่งสิ้นสุดการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนน้อยสุดที่ต้องมี

(ตำแหน่งที่ $V_u = \phi V_c / 2$) *วสท. [4405 (จ)]*

$$x_m = \frac{(30{,}150 - 4{,}896)}{6{,}700} = 3.77 \text{ ม.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



5. หาระยะเรียงที่ของเหล็กลูกตั้ง

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

สมมติใช้เหล็กลูกตั้ง DB12 ($A_v = 2 \times 1.13 = 2.26$ ซม.^{2})

ที่ระยะ d จากจุดรองรับ :

$$s\ (\textit{ที่ต้องการ}) = \frac{0.85(2.26)3000(50)}{(26{,}800 - 9{,}793)} = 16.94 \text{ ซม.}$$ ใช้ 15 ซม.

เนื่องจาก $(V_u - \phi V_c)$ แปรเปลี่ยนโดยตรง จากค่าสูงสุดที่ $x = d$ และศูนย์ที่ $x = x_c$

ระยะเรียงที่ต้องการก็จะแปรเปลี่ยนผกผันกับ $(V_u - \phi V_c)$ ดังนั้นระยะเรียงที่ตำแหน่งใด ๆ ซึ่งอยู่

ระหว่าง $x = d$ และ $x = x_c$ ก็หาได้โดยตรงจากการเทียบอัตราส่วนกับระยะเรียงที่ $x = d$

ยกตัวอย่าง สำหรับตำแหน่งกึ่งกลางระหว่าง $x = d$ กับ $x = x_c$ จะได้ $x = d + [(x_c - d)/2] = 1.77$ ม.

จากฐานรองรับ ระยะเรียงที่ตำแหน่งนี้จะเท่ากับระยะเรียงที่ $x = d$ หารด้วยส่วนกลับของเศษส่วน

$$s\ (\textit{ที่ต้องการ}) = \frac{16.94}{(1/2)} = 33.88 \text{ ซม.}$$

6. ตรวจสอบพิกัดของระยะเรียงที่ยอมให้ของเหล็กลูกตั้ง *วสท. [4405 (ง)]*

s (*มากที่สุด*) ของเหล็กลูกตั้ง $\leq d/2 = 25$ ซม.

หรือ $\leq$ 60 ซม.

s (*มากที่สุด*) ของเหล็กลูกตั้ง DB12 ต้องสอดคล้องกับเนื้อที่น้อยสุดของเหล็กเสริมที่ต้องมี

$$s\ (\textit{มากที่สุด}) = \frac{A_v f_y}{3.5 b_w} = \frac{2.26(3{,}000)}{3.5(30)} = 64.57 \text{ ซม.}$$ *วสท. (44-10)*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ดังนั้น s (*มากที่สุด*) = 25 ซม.

7. อีกวิธีใช้การเลือกขนาดของเหล็กลูกตั้งและระยะเรียง จากตารางที่ 14-1

$(V_u - \phi V_c)$ ที่ระยะ d จากจุดรองรับ $= 26{,}800 - 9{,}793 = 17{,}007$ กก.

จากตารางที่ 14-1 สำหรับเหล็กชั้นคุณภาพ SD30 และลูกตั้งขนาด DB12

ที่ระยะเรียง d/2 ได้ ϕV_s = 11,526 กก. และที่ d/3 ได้ ϕV_s = 17,289 กก.

จากการเทียบจะได้ว่า ถ้า ϕV_s = 17,007 กก. ระยะเรียงเท่ากับ d/2.95 = 16.95 ซม.

ความยาวที่ต้องการเสริมเหล็กลูกตั้ง = $(30{,}150 - 4{,}896)/6{,}700 = 3.77$ ม.

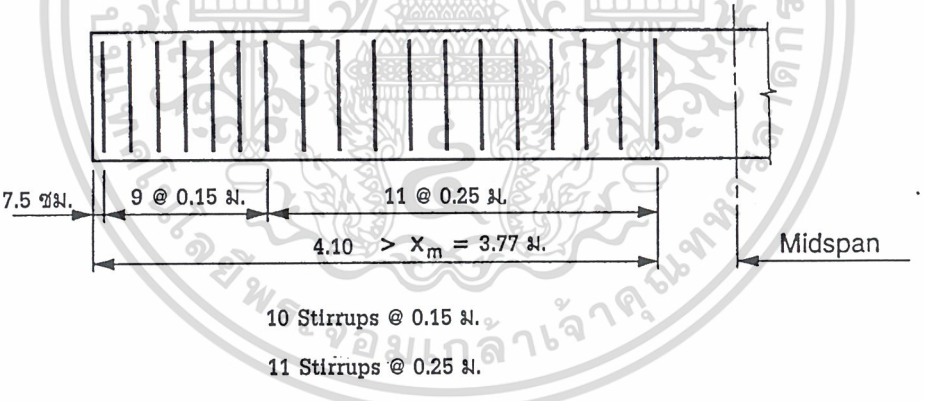
ความยาวที่ต้องการเสริม DB12 @ $d/2.95$ = $(30{,}150 - 9{,}793 - 11{,}526)/6{,}700 = 1.32$ ม.

ความยาวที่ต้องการเสริม DB12 @ $d/2$ = $3.77 - 1.32 = 2.45$ ม.

ใช้เหล็กลูกตั้ง DB12 : 9 @ 0.15 ม.

11 @ 0.25 ม. (จากปลายคานแต่ละด้าน)

บริเวณใกล้ๆ ช่วงกลางคานไม่ต้องการเหล็กเสริม ดังรูปข้างล่าง



8. ทางเลือกอีกทางซึ่งง่ายต่อการปฏิบัติที่หน้างานมากที่สุดคือ เลือกระยะเสริมเหล็กแค่สองช่วง ช่วงแรกคือระยะที่ต้องการเพื่อรับแรงเฉือนมากที่สุด เสริมเหล็กปริมาณนั้นจนไปถึงตำแหน่งที่ต้องเสริมเหล็กด้วยระยะห่างมากที่สุดที่ยอมให้คือ $d/2$

- หาความสามารถในการรับแรงเฉือนของคอนกรีตและเหล็กเสริม DB12 ที่ระยะห่าง $d/2$

$$V_u - \phi V_c = \frac{\phi A_v f_y d}{s} = \frac{\phi A_v f_y d}{d/2} = \phi 2 A_v f_y = 0.85(2)(2.26)(3{,}000) = 11{,}526 \text{ กก.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$V_u = 11{,}526 + 9{,}793 = 21{,}319 \text{ กก.}$$

- หาระยะจากฐานรองรับถึงตำแหน่งที่จะเริ่มใช้ระยะห่างของเหล็กเสริมเท่ากับ $d/2$ หรือ 25 ซม. ได้เท่ากับ $(30{,}150 - 21{,}319)/6{,}700 = 1.32$ ม.

- ดังนั้นใช้เหล็กปลอก DB12 @ 0.15 ม. เริ่มจากระยะ $0.15/2 = 0.075$ ม. จากขอบฐานรองรับไปจนถึงระยะ 1.32 ม. จากศูนย์กลางฐานรองรับแล้วเปลี่ยนไปใช้ DB12 @ 0.25 ม. ไปจนถึงกึ่งกลางช่วง

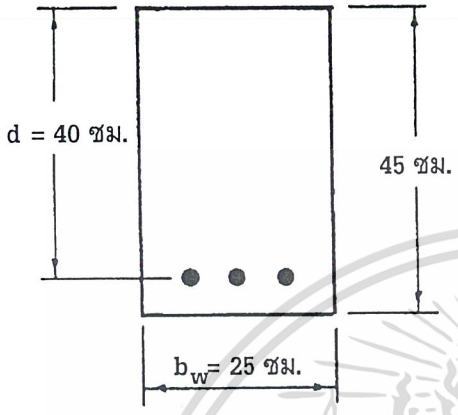
- ถึงแม้ว่า ในข้อ 7 จะแสดงว่าเกินจากระยะ 3.77 ม. ไป ไม่จำเป็นต้องมีเหล็กเสริมก็ตาม แต่เพื่อความสะดวกในการก่อสร้าง เราจะระบุให้ใช้ DB12 @ 0.25 ม. ไปตลอดจนถึงกึ่งกลางช่วง

หมายเหตุ ในตัวอย่างนี้ การหาแรงเฉือนบนหน้าตัด ได้คำนวณจากกึ่งกลางของฐานรองรับ และหน้าตัดวิกฤติก็ถือเป็นที่ระยะ "d" จากกึ่งกลางของฐานรองรับ ทั้งนี้ก็เพราะจุดประสงค์เพียงเพื่อจะแสดงขั้นตอนในการคำนวณแต่อย่างเดียว แต่ในความเป็นจริงแล้ว หน้าตัดวิกฤติคือ ที่ระยะ "d" จากขอบของที่รองรับ ซึ่งจะทำให้ได้ค่าแรงเฉือนน้อยลงกว่าที่แสดงในตัวอย่างนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 14.2 - การออกแบบรับแรงเฉือนร่วมกับแรงดึงตามแนวแกน

จงหาระยะเรียงที่ต้องการของเหล็กเสริมในแนวตั้งสำหรับคาน เพื่อต้านทานแรงดึงตามแนวแกน



f_c' = 250 กก./ซม.^{2} (คอนกรีตน้ำหนักเบาที่ใช้ทรายผสม ไม่ระบุ f_{ct}) , f_y = 2,400 กก./ซม.^{2}

M_d = 6,000 กก.-ม., M_l = 4,400 กก.-ม., V_d = 5,800 กก., V_l = 4,100 กก.

N_d = −900 กก. (แรงดึง), N_l = −6,900 กก. (แรงดึง)

---

1. หาน้ำหนักบรรทุกที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว

$$M_u = 1.4(6{,}000) + 1.7(4{,}400) = 15{,}880 \text{ กก.-ม.}$$

$$V_u = 1.4(5{,}800) + 1.7(4{,}100) = 15{,}090 \text{ กก.}$$

$$N_u = 1.4(-900) + 1.7(-6{,}900) = -12{,}990 \text{ กก.}$$

2. หากำลังเฉือนของคอนกรีต

เนื่องจากกำลังดึงผ่าซีก f_{ct} ไม่ได้ระบุไว้ , จะใช้ค่า $\sqrt{f_c'}$ แล้วคูณด้วย 0.85 *วสท. [4205 ข(3.2)]*

$$\phi V_c = \phi 0.53\left[1 + \frac{0.029N_u}{A_g}\right]0.85\sqrt{f_c'}\, b_w\, d \qquad \text{วสท. (44-9)}$$

$$= 0.85(0.53)\left[1 + \frac{0.029(-12{,}990)}{(45)25}\right]0.85\sqrt{250}(25)40$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$= 4{,}027$ กก.

3. ตรวจสอบความเพียงพอของขนาดหน้าตัด

$$(V_u - \phi V_c) \leq \left(\phi(2.1)0.85\sqrt{f_c'}\, b_w d\right)$$ *วสท. [4405 ฉ(8)]*

11,063 กก. ≤ 23,990 กก. ใช้ได้

4. หาระยะเรียงที่ต้องการของเหล็กลูกตั้ง

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

สมมติใช้เหล็กลูกตั้ง RB9 ($A_v = 2 \times 0.636 = 1.27$ ซม.^{2})

ที่ระยะ d **จากจุดรองรับ** :

$$s\ (\textit{ที่ต้องการ}) = \frac{0.85(1.27)2{,}400(40)}{11{,}063} = 9.37 \text{ ซม.}$$ ใช้ s เท่ากับ 8 ซม.

5. ตรวจสอบระยะเรียงมากสุดที่ยอมให้ของเหล็กลูกตั้ง

$$(V_u - \phi V_c) \leq \left(\phi(1.10)0.85\sqrt{f_c'}\, b_w d\right)$$ *วสท. [4405 ง(3)]*

11,063 กก. < 12,566 กก. ดังนั้นใช้ข้อกำหนดระยะเรียงมากสุด ตาม วสท. หัวข้อ 4405 (ง)

s (*มากที่สุด*) ของเหล็กลูกตั้ง ≤ $d/2$ = 20 ซม.

หรือ ≤ 60 ซม.

s (*มากที่สุด*) ของเหล็กลูกตั้ง RB9 ต้องสอดคล้องกับเนื้อที่น้อยสุดของเหล็กเสริมที่ต้องมี

$$s\ (\textit{มากที่สุด}) = \frac{A_v f_y}{3.5 b_w} = \frac{1.27(2{,}400)}{3.5(25)} = 34.83 \text{ ซม.}$$ *วสท. (44-10)*

ดังนั้น s (*มากที่สุด*) = 20 ซม.

สรุป : ใช้เหล็กเสริมในแนวตั้ง RB9 @ 0.08 ม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

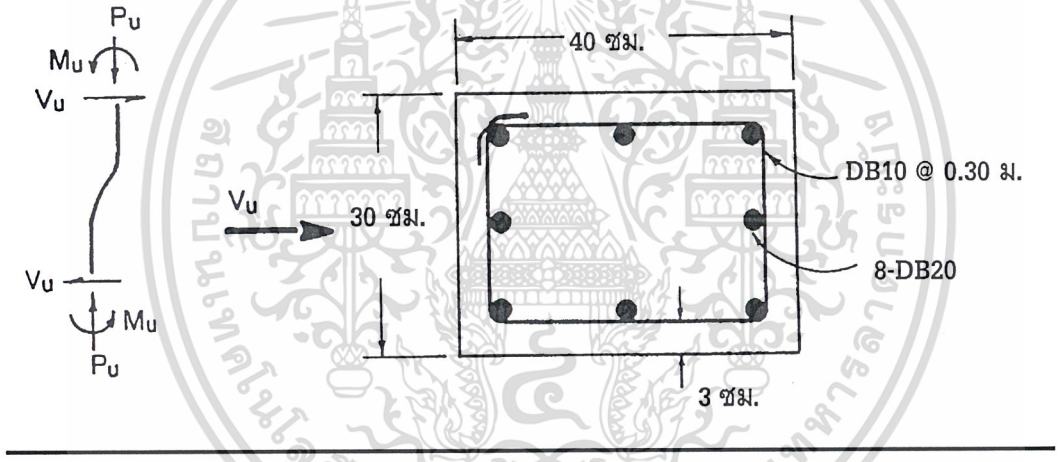
ตัวอย่างที่ 14.3 - การออกแบบรองรับแรงเฉือนร่วมกับแรงอัดตามแนวแกน

เสาปลอกเดี่ยวได้รับการออกแบบมาเพื่อรับน้ำหนักกระทำตามที่กำหนด แต่ว่าในการออกแบบนั้นไม่ได้คำนึงถึงการกลับทิศทางของแรงตามแนวนอน (แรงลม), ซึ่งส่งผลให้น้ำหนักตามแนวแกนเปลี่ยนเป็น 4,500 กก.**โดยที่** M_u **และ** V_u **ยังคงค่าเดิมอยู่ จงตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนสำหรับเสา ภายใต้**

(1) น้ำหนักกระทำตามเดิม

(2) การลดน้ำหนักกระทำตามแนวแกน เนื่องจากการกลับทิศทางของแรงลม

$M_u = 11{,}890$ กก.-ม. , $P_u = 72{,}580$ กก. , $V_u = 9{,}100$ กก. , $f_c' = 210$ กก./ซม.^{2} , $f_y = 3{,}000$ กก./ซม.^{2}



กรณีที่ 1 : $P_u = N_u = 72{,}580$ กก.

1.1 คำนวณหาความต้านทานแรงเฉือนโดยคอนกรีต

$$d = 40 - [3 + 1.0 + (2.0/2)] = 35 \text{ ซม.}$$

$$\phi V_c = \phi(0.53)\left[1 + \frac{0.0071 N_u}{A_g}\right]\sqrt{f_c'}\, b_w d \qquad \text{วสท. (44-4)}$$

$$= 0.85(0.53)\left[1 + \frac{0.0071(72{,}580)}{40(30)}\right]\sqrt{210}(30)35$$

$$= 9{,}798 \text{ กก.} > 9{,}100 \text{ กก.} \quad \text{ใช้ได้}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1.2 เนื่องจาก $V_u = 9{,}100$ กก. $> \phi V_c/2 = 4{,}899$ กก. ต้องมีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนอย่างน้อยในปริมาณที่น้อยที่สุดตาม วสท. หัวข้อ 4405 (จ)

ใช้เหล็กปลอก DB10 $A_v = 2 \times 0.78 = 1.56$ ซม.^{2}

$$s\ (\text{มากที่สุด}) = \frac{A_v f_y}{3.5 b_w} = \frac{1.56(3{,}000)}{3.5(30)} = 44.57 \text{ ซม.} > 30 \text{ ซม. (ตามที่ใช้) ใช้ได้} \quad \textit{วสท. (44-10)}$$

กรณีที่ 2 : $P_u = N_u = 4{,}500$ กก.

2.1 หากำลังเฉือนของคอนกรีต

$$\phi V_c = \phi(0.53)\left[1 + \frac{0.0071 N_u}{A_g}\right]\sqrt{f_c'}\, b_w d \quad \textit{วสท. (44-4)}$$

$$= 0.85(0.53)\left[1 + \frac{0.0071(4{,}500)}{40(30)}\right]\sqrt{210}(30)35$$

$= 7{,}037$ กก. $<$ 9,100 กก. ดังนั้นต้องมีเหล็กเสริมช่วนรับแรงเฉือนส่วนเกิน

2.2 หาระยะเรียงมากที่สุดที่ยอมให้ของเหล็กปลอก DB10

$$s\ (\text{มากที่สุด}) = \frac{d}{2} = \frac{35}{2} = 17.50 \text{ ซม.} < 30 \text{ ซม. (ตามที่ใช้)} \quad \text{ใช้ไม่ได้} \quad \textit{วสท. [4405(ง)]}$$

ดังนั้น ต้องลดระยะเรียงของเหล็กปลอก DB10 จาก 30 ซม. เป็น 15 ซม.

2.3 ตรวจสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของ DB10 @ 0.15 ม.

$$\phi V_s = \phi A_v f_y \frac{d}{s} = \frac{0.85(1.56)3{,}000(35)}{15} = 9{,}282 \text{ กก.} \quad \textit{วสท. (44-12)}$$

$\phi V_c + \phi V_s = 7{,}037 + 9{,}282 = 16{,}319$ กก. $>$ 9,100 กก. ใช้ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 14.4 - การออกแบบรองรับแรงเฉือนของแผ่นพื้นระบบตง

ตรวจสอบแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอกระทำบนแผ่นพื้นระบบตง ดังรูปข้างล่าง

$f_c' = 250$ กก./ซม.^{2}

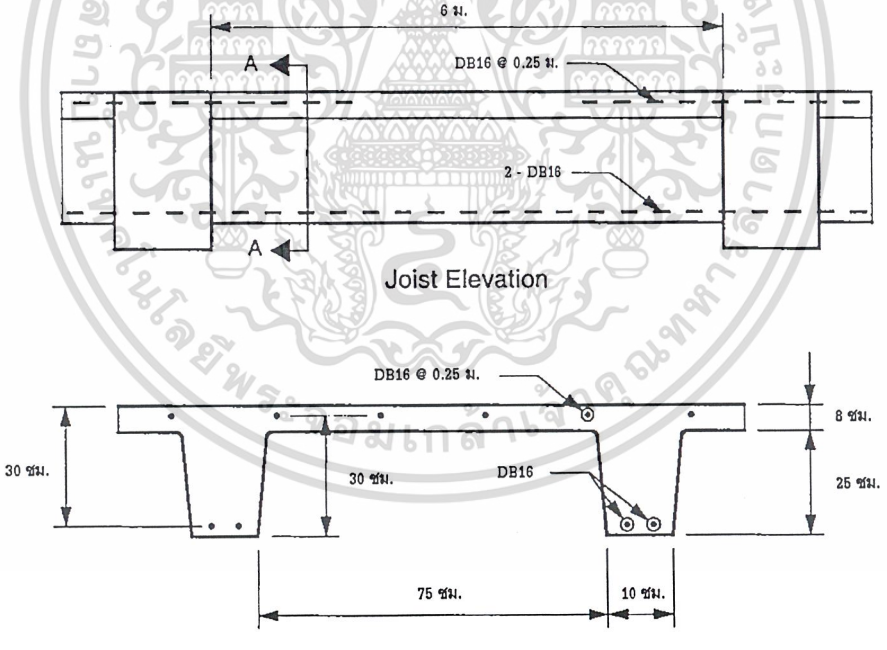
$f_y = 3{,}000$ กก./ซม.^{2}

$w_d = 240$ กก./ม.^{2}

$w_l = 590$ กก./ม.^{2}

สมมติเหล็กเสริมตามแนวยาว : เหล็กล่าง 2–DB16

เหล็กบน DB16 @ 0.25 ม.



Section A-A

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1. หาน้ำหนักบรรทุกที่ต้องการ

$$w_u = [1.4(240) + 1.7(590)]85/100 = 1,138 \text{ กก./ม.}$$

2. หาแรงเฉือนที่ต้องการ

ที่ระยะ d จากจุดรองรับ :

$$V_u = 1,138(3) - 1,138(0.30) = 3,073 \text{ กก.}$$ *วสท. [4401 (ค)]*

3. หากำลังเฉือนของคอนกรีต

วสท. 1008-38 หัวข้อ 4111 (ซ) อนุญาติให้เพิ่มกำลังเฉือนของคอนกรีต V_c ได้อีก 10% เนื่องจากชี่ตงมีลักษณะเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู แต่ขนาดของส่วนที่กว้างมากที่สุดไม่ได้กำหนดมา ดังนั้นจะใช้ความกว้างน้อยสุดที่กำหนดมาให้ คือ $b_w = 10$ ซม. ซึ่งที่จริงแล้ว ควรจะใช้ค่าเฉลี่ย

$$\phi V_c = 1.1\phi 0.53\sqrt{f_c'}\, b_w d$$ *วสท. (44-3)*

$$= 1.1(0.85)0.53\sqrt{250}(10)30 = 2,351 \text{ กก.} < 3,073 \text{ กก.}$$ ไม่พอ

ลองหาค่า V_c ใหม่โดยใช้สมการ วสท. (44-6)

หาค่า ρ_w และ $V_u d / M_u$ ที่ระยะ d จากฐานรองรับ :

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{(2 \times 2.01)}{10(30)} = 0.0134$$

$$M_u = \frac{-w_u l_n^2}{11} + \frac{w_u l_n d}{2} - \frac{w_u d^2}{2} = -\frac{1,138(6)^2}{11} + \frac{1,138(6)(0.30)}{2} - \frac{1,138(0.30)^2}{2}$$

$$= -3,724.40 + 1,024.20 - 51.20 = -2,751.40 \text{ กก.-ม.}$$

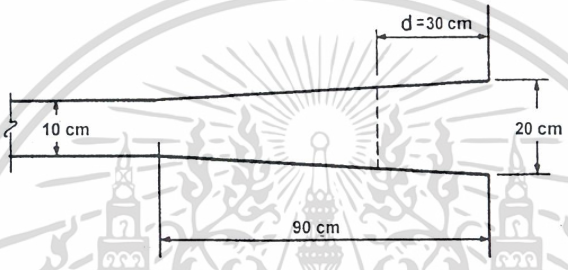
$$\frac{V_u d}{M_u} = \frac{3,073(0.30)}{2,751.4} = 0.335 < 1$$ ใช้ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\phi V_c = 1.1(0.85)\left[0.5\sqrt{250} + 176(0.0134)0.335\right]\times[10(30)] \qquad \text{วสท. (44-6)}$$

$= 2,439$ กก. $<$ 3,073 กก. ไม่พอ

วสท. 1008-38 หัวข้อ 4111 (ซ) ระบุว่า ในระบบแผ่นพื้นแบบตง เราสามารถจะเพิ่มกำลังเฉือนด้วยการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนหรือด้วยการขยายความกว้างของตงที่บริเวณใกล้ฐานรองรับ ดังนั้นเราจะลองเพิ่มความกว้างของตงจาก 10 ซม. เป็น 20 ซม. โดยค่อย ๆ เพิ่มจากตำแหน่ง 90 ซม. จากฐานรองรับดังรูปข้างล่าง



Plan View of End of Joist

หาความกว้าง b_w ที่ระยะ d จากฐานรองรับ

$b_w = 10 + 10[(90-30)/90] = 16.67$ ซม.

กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตที่ระยะ d จากฐานรองรับ

$$\phi V_c = 1.1\phi 0.53\sqrt{f_c'}\, b_w d \qquad \text{วสท. (44-3)}$$

$= 1.1(0.85)0.53\sqrt{250}(16.67)30 = 3,919$ กก. $>$ 3,073 กก. ใช้ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 14.5 - การออกแบบเพื่อรับแรงเฉือน – กำลังเฉือนที่ช่องเปิดในตัวคาน

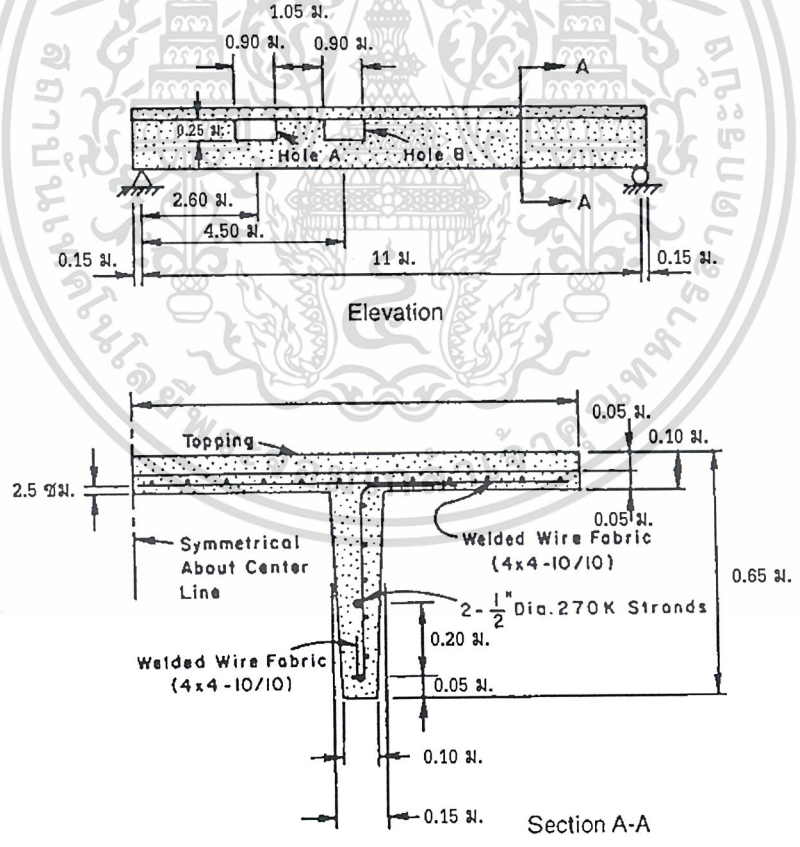
คานคอนกรีตอัดแรงช่วงเดียวรูปทีคู่ (Double Tee) ดังรูป ได้ถูกออกแบบเพื่อรับน้ำหนักบรรทุกจร 250 กก./ม.^{2} แต่จำเป็นต้องเจาะช่องในตัวคานขนาด ลึก 25 ซม. ยาว 90 ซม. จำนวน 2 ช่อง เพื่อใช้วางอุปกรณ์งานระบบทางเครื่องกลและไฟฟ้า จงหากำลังเฉือนของคานที่ตำแหน่งช่องเปิด A

ส่วนคาน $f_c' = 420$ กก./ซม.^{2}

ส่วนผิวบน $f_c' = 210$ กก./ซม.^{2}

$f_{pu} = 19{,}000$ กก./ซม.^{2}

$f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2}



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างนี้แสดงเฉพาะการคำนวณกำลังเฉือนสำหรับช่องเปิดในตัวคานเท่านั้น แต่ในส่วนที่เกี่ยวข้องกับการรับกำลังอื่น ๆ ก็เป็นสิ่งที่ต้องพิจารณาด้วยเช่นกัน เช่น การหลีกเลี่ยงการลื่นไถลของลวดอัดแรง , การคำนึงถึงว่าช่องเปิดต้องวางอยู่ภายนอกช่วงที่มีการพัฒนากำลังของลวดอัดแรง รวมถึงกำลังของคานในการต้านทานแรงดัดและแรงตามแกน ตัวอย่างในเอกสารอ้างอิงที่ 14.3 แสดงวิธีตรวจสอบหน่วยแรงและการแอ่นตัวในบริเวณช่องเปิด

1. หาโมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว และ แรงเฉือนที่ศูนย์กลางของช่องเปิด A

เนื่องจาก คานรูปทีคู่ (Double Tee) สมมาตรรอบศูนย์กลาง เราจะพิจารณาแค่ครึ่งหนึ่งของหน้าตัด

ความกว้างเฉลี่ยส่วนรับแรงดึง $= (10+15)/2 = 12.50$ ซม.

พื้นที่หน้าตัดคานทั้งหมด $= (0.10\times 1.20)+(0.55\times 0.125) = 0.19$ ม.^{2}

น้ำหนักคานต่อเมตร $= 0.19\times 2,400 = 456$ กก./ม.

$w_u = (1.4\times 456)+(1.7\times 250\times 1.20) = 1,148.5 \approx 1,150$ กก./ม. ต่อ 1 ขา (รูปที่หนึ่งตัว)

$M_u = (1,150\times(11/2)\times 2.6)-(1,150\times 2.6^2/2)$

$= 16,445 - 3,887 = 12,558$ กก.-ม.

$V_u = (1,150\times 11/2)-(1,150\times 2.6)$

$= 6,325 - 2,990 = 3,335$ กก.

2. หาเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในบริเวณช่องเปิด

จะต้องเสริมเหล็กลูกตั้งทั้งสองขอบของช่องเปิด ในปริมาณที่จะสามารถรับแรงเฉือนทั้งหมดที่เกิดขึ้นที่ช่องเปิดได้

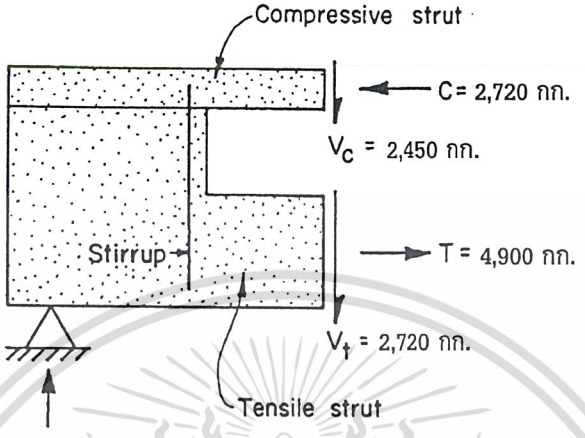
$$A_v = \frac{V_u}{\phi f_y} = \frac{3,335}{0.85\times 4,000} = 0.98 \text{ ซม.}^2$$

เลือกใช้เหล็กลูกตั้งขาคู่ DB10 ใส่ไว้ที่ขอบของช่องเปิดทั้งสองข้าง ข้างละ 1 ตัว

($A_v = 0.79\times 2 = 1.58$ ซม.)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3. แรงตามแนวแกน และ แรงเฉือนที่กระทำบนคาน เหนือและใต้ช่องเปิด A ได้ถูกคำนวณไว้แล้ว ผลลัพธ์แสดงดังรูป ซึ่งรายละเอียดในการหาแรงเหล่านี้ สามารถดูได้จากเอกสารอ้างอิงที่ 14.3



4. หากำลังเฉือนสำหรับส่วนที่รับแรงดึง

$V_u = 2{,}720$ กก. , $N_u = -4{,}900$ กก.

$d = 0.8h = 0.8(30) = 24$ ซม.

b_w = ความกว้างเฉลี่ยส่วนรับแรงดึง $= (10+15)/2 = 12.50$ ซม.

$$V_c = 0.53\left[1-\frac{0.029N_u}{A_g}\right]\sqrt{f_c'}\,b_w d \qquad \text{วสท. (44-9)}$$

$$= 0.53\left[1-\frac{0.029\times 4{,}900}{12.5\times 30}\right]\sqrt{420}\times 12.5\times 24$$

$= 2{,}024$ กก.

$\phi V_c = 0.85\times 2{,}024 = 1{,}720$ กก.

$V_u = 2{,}720$ กก. > $\phi V_c = 1{,}720$ กก. (ดังนั้น ต้องมีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในส่วนที่รับแรงดึง)

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

$$= \frac{(2{,}720-1{,}720)22.50}{0.85\times 4{,}000\times 24} = 0.276 \text{ ซม.}^2$$

ซึ่ง $s = 0.75h = 0.75(30) = 22.50$ ซม.

เลือกใช้เหล็กลูกตั้งขาเดียวขนาด DB10 @ 22.5 ซม. ในส่วนที่รับแรงดึง ($A_v = 0.79$ ซม.^{2})

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

และต้องยึดเหล็กลูกตั้งรอบลวดอัดแรง โดยงอเป็นมุม 180 องศา ที่ปลายทั้งสองข้าง

5. หาค่ากำลังเฉือนสำหรับส่วนที่รับแรงอัด

$V_u = 2{,}450$ กก. , $N_u = 27{,}200$ กก.

$d = 0.8h = 0.8(10) = 8$ ซม. , $b_w = 120$ ซม.

$$V_c = 0.53\left[1+\frac{0.0071N_u}{A_g}\right]\sqrt{f_c'}\,b_w d \qquad \text{วสท. (44-4)}$$

$$= 0.53\left[1+\frac{0.0071\times 27{,}200}{120\times 10}\right]\sqrt{210}\times 120\times 8 \qquad = 8{,}560 \text{ กก.}$$

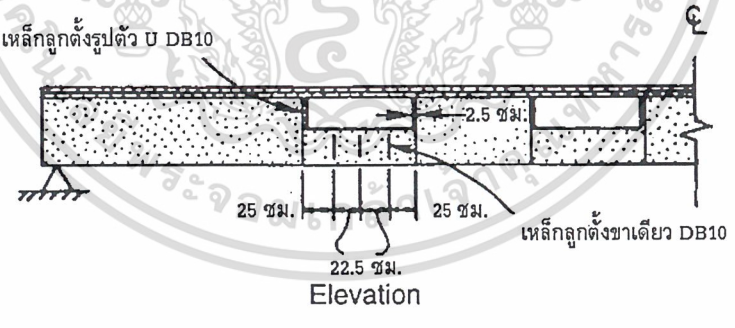
$\phi V_c = 0.85\times 8{,}560 = 7{,}276$ กก.

$V_u = 2{,}450$ กก. $<$ $\phi V_c = 7{,}276$ กก. (ดังนั้น ไม่ต้องใส่เหล็กเสริมรับแรงเฉือนในส่วนที่รับแรงอัด)

6. สรุปการออกแบบ

a. ใช้เหล็กลูกตั้งขาคู่ ขนาด DB10 ใส่ไว้ติดกับขอบของช่องเปิดทั้งสองข้าง เพื่อที่จะป้องกันรอยแยกในคาน

b. ใช้เหล็กลูกตั้งขาเดียว ขนาด DB10 วางห่างกัน 22.5 ซม.ในบริเวณที่รับแรงดึง



Elevation



U-Shaped Stirrup　　Single-Leg Stirrup

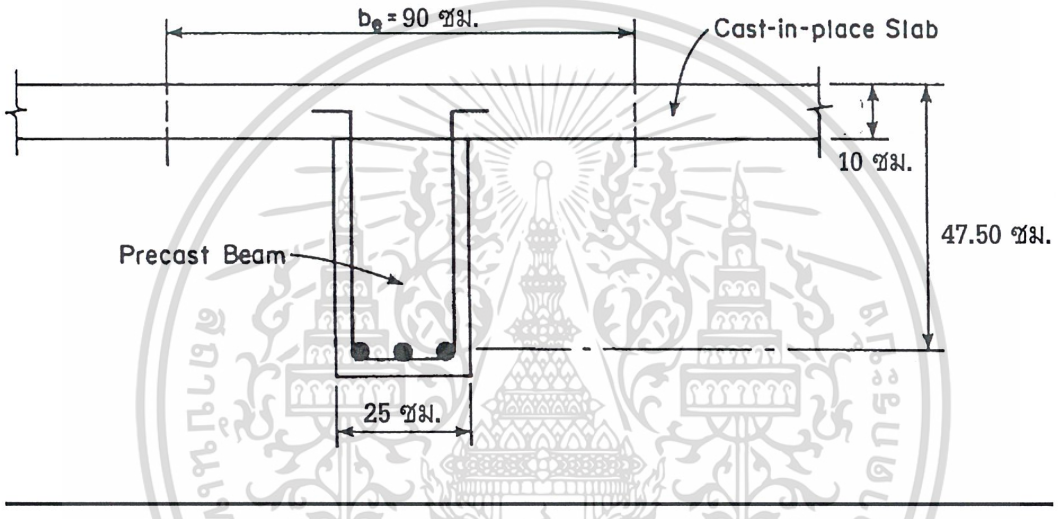
Details of Additional Reinforcement

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 14.6 - การออกแบบเพื่อต้านทานแรงเฉือนตามแนวนอน

ออกแบบเพื่อถ่ายแรงเฉือนในแนวนอนที่ผิวสัมผัสของคานและพื้น สำหรับพื้นเชิงประกอบและคานสำเร็จรูป ดังรูปข้างล่าง สมมติเป็นคานช่วงเดี่ยว มีช่วงยาว 9.00 ม.

ใช้ $f_c' = 210$ กก./ซม.^{2} $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2}



กรณีที่ 1 : น้ำหนักบรรทุกใช้งานคงที่ $= 470$ กก./ม.

น้ำหนักบรรทุกใช้งานจร $= 350$ กก./ม.

1.1 หาแรงเฉือนที่ต้องการ (V_u) ที่ปลายช่วงคาน

$$V_u = 1.4D + 1.7L \qquad = 1.4(470)\left(\frac{9}{2}\right) + 1.7(350)\left(\frac{9}{2}\right)$$

$$= 2{,}961 + 2{,}677.50 = 5638.50 \text{ กก.}$$

ที่ระยะ d จากขอบของที่รองรับ *วสท. [4401 (ค)]*

$$V_u = 5{,}638.50 - 0.475[1.4(470) + 1.7(350)]$$

$$= 5{,}638.50 - 595.18 = 5{,}043.32 \text{ กก.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1.2 หากำลังต้านทานแรงเฉือนตามแนวนอน

$V_u \le \phi V_{nh}$ *วสท. (55-1)*

$\phi V_{nh} = \phi(5.6 b_v d) = 0.85(5.6 \times 25 \times 47.50)$ *วสท. [5505 (ข)]*

$= 5{,}652.50$ กก.

$V_u = 5{,}043.32$ กก. $\le$ $\phi V_{nh} = 5{,}652.50$ กก.

จะใช้สมการข้างบนได้ก็ต่อเมื่อผิวบนของคานสะอาดปราศจากฝ้าน้ำปูนและเป็นผิวที่ตั้งใจทำให้หยาบ หรือถ้าเป็นผิวที่ไม่ตั้งใจทำให้หยาบ แต่มีการเสริมเหล็กยึดปริมาณต่ำสุดตาม วสท. 1008-38 หัวข้อ 5506(ก)

1.3 หาปริมาณเหล็กยึดน้อยสุดที่ต้องมี

$A_v = \dfrac{3.5 b_w s}{f_y}$ *วสท. (44-10)*

ซึ่ง $s(\max) = 4(10) = 40$ ซม. $<$ 60 ซม. *วสท. [5506 (ก)]*

$A_v = \dfrac{3.5 \times 25 \times 40}{4{,}000} = 0.875$ ซม.^{2} ที่ระยะห่าง 40 ซม. หรือ 2.19 ซม.^{2}/ม.

กรณีที่ 2 : **น้ำหนักบรรทุกใช้งานคงที่** $= 470$ กก./ม.

น้ำหนักบรรทุกใช้งานจร $= 1{,}500$ กก./ม.

2.1 หาค่าแรงเฉือนที่ต้องการ (V_u) ที่ปลายช่วงคาน

$V_u = 1.4D + 1.7L = 1.4(470)\left(\dfrac{9}{2}\right) + 1.7(1{,}500)\left(\dfrac{9}{2}\right)$

$= 2{,}961 + 11{,}475 = 14{,}436$ กก.

ที่ระยะ d จากขอบที่รองรับ

$V_u = 11{,}436 - 0.475[1.4(470) + 1.7(1{,}500)]$

$= 11{,}436 - 1{,}523.80 = 12{,}959.80$ กก.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.2 หากำลังต้านทานแรงเฉือนแนวนอน

$V_u = 12{,}959.80$ กก. $>$ $\phi V_{nh} = 5{,}652.50$ กก. *วสท. [5506 (ข)]*

ดังนั้น จะต้องใส่เหล็กยึดด้วยดังที่คำนวณข้างต้น ($A_v = 2.19$ ซม.^{2}/ม.)

$$\phi V_{nh} = \phi\left(18.2 + 0.6\rho_v f_y\right)\lambda b_v d$$

ซึ่ง $\rho_v = \dfrac{A_v}{b_v s} = \dfrac{2.19}{25(30)} = 0.00292$

$\lambda = 1.0$ สำหรับ คอนกรีตน้ำหนักธรรมดา *วสท. [4407 (ง)3]*

$$\phi V_{nh} = 0.85(18.2 + 0.6(0.00292)4{,}000)1.0 \times 25 \times 47.50 = 0.85(25.308)1{,}187.50$$

$= 25{,}444.33$ กก. $<$ $\phi(35 b_v d) = 35{,}328$ กก. ใช้ได้

$V_u = 12{,}959.80$ กก. $<$ $\phi V_{nh} = 25{,}444.33$ กก.

ผิวสัมผัสจะต้องเป็นผิวที่ตั้งใจทำให้หยาบ โดยมีขนาดความขรุขระประมาณ 6 มม.

2.3 เปรียบเทียบเหล็กยึดกับเหล็กเสริมลูกตั้งรับแรงเฉือนที่ปลายช่วง

$V_u = 12{,}959.80$ กก.

$V_c = 0.53\sqrt{f_c'}\, b_w d = 0.53\sqrt{210} \times 25 \times 47.50 = 9{,}120.51$ กก. *วสท. (44-3)*

$$V_u \le \phi(V_c + V_s) = \phi V_c + \phi A_v f_y \frac{d}{s}$$

หาค่า A_v / s

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_y d} = \frac{(12{,}959.80 - 0.85 \times 9{,}120.51)}{0.85 \times 4{,}000 \times 47.50}$$

$= 0.0322$ ซม.^{2}/ซม.

$s_{\max} = \dfrac{47.50}{2} = 23.75$ ซม. $<$ 60 ซม. ใช้ 20 ซม.

$A_v = 0.0322 \times 20 = 0.644$ ซม.^{2}

เลือกใช้เหล็กลูกตั้งขาคู่ DB12 @ 20 ซม. ($A_v = 5.65$ ซม.^{2}/ม.) ซึ่งมีค่าเกินปริมาณเหล็กยึดต่ำสุดที่ต้องการสำหรับต้านทานแรงเฉือนในแนวนอน ($A_v = 2.19$ ซม.^{2}/ม.) ดังนั้นเหล็กลูกตั้งขาคู่ DB12 @ 20 ซม. จึงเพียงพอที่จะรับได้ทั้งแรงเฉือนในแนวตั้งและแนวนอน เหล็กเสริมนี้จะต้องมีการยึดกับพื้นอย่างเพียงพอ โดยการฝังหรือการใช้ของอ (ดูรูปที่ 14-9)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กรณีที่ 3 : น้ำหนักบรรทุกใช้งานคงที่ $= 470$ กก./ม.

น้ำหนักบรรทุกใช้งานจร $= 5,000$ กก./ม.

3.1 หาค่าแรงเฉือนที่ต้องการ (V_u) ที่ปลายช่วงคาน

$$V_u = 1.4D + 1.7L \qquad = 1.4(470)\left(\frac{9}{2}\right) + 1.7(5,000)\left(\frac{9}{2}\right)$$

$$= 2,961 + 38,250 = 41,211 \text{ กก.}$$

ที่ระยะ d จากขอบของที่รองรับ

$$V_u = 41,211 - 0.475[1.4(470) + 1.7(5,000)]$$

$$= 41,211 - 4,350 = 36,861 \text{ กก.}$$

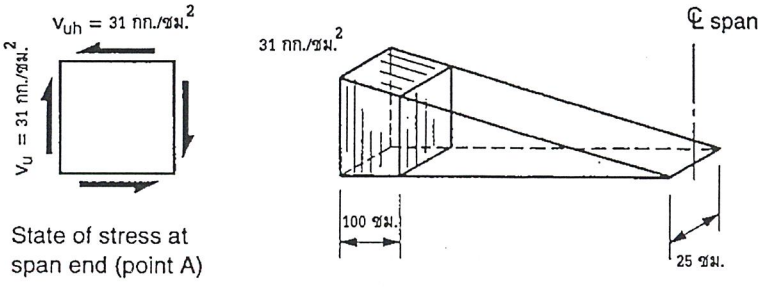
$V_u = 36,861$ กก. $> \phi(35b_v d) = 0.85(35 \times 25 \times 47.50) = 35,328$ กก.

เนื่องจาก V_u มีค่ามากกว่า $\phi(35b_v d)$ การคำนวณออกแบบแรงเฉือนตามแนวนอนจะต้องใช้วิธีแรงเฉือน-ความเสียดทาน (วสท. 1008-38 หัวข้อ 4407) แรงเฉือนตามผิวสัมผัสระหว่างคานและพื้นจะรับโดยเหล็กเสริมรับแรงเฉือน-ความเสียดทานซึ่งจะเสริมผ่านและตั้งฉากกับผิวสัมผัส

ระยะห่างของเหล็กเสริมจะแปรเปลี่ยนไปตามการกระจายของแรงเฉือนในแนวนอน การกระจายนี้หาได้จากการแปลงแรงเฉือนที่ต้องการให้เป็นหน่วยแรงเฉือนในแนวนอน หน่วยแรงเฉือนที่ระยะ d จากปลายช่วง คือ

$$v_{uh} = \frac{V_u}{b_v d} = \frac{36,861}{25 \times 47.50} = 31 \text{ กก./ซม.}^2$$

ซึ่งนำมาวาด Stress block ของแรงเฉือน และการกระจายหน่วยแรงเฉือนได้ตามรูปข้างล่าง



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สมมติให้แรงเฉือนตามแนวนอนคงที่ในช่วงความยาว 1 เมตร ดังนั้นแรงเฉือนที่ถ่ายใน 1 เมตรแรก มีค่าเป็น

$$V_{uh} = 31 \times 25 \times 100 = 77{,}500 \text{ กก.}$$

ปริมาณของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน-ความเสียดทาน หาได้จากสมการข้างล่าง

$$V_{uh} \leq \phi V_n = \phi A_{vf} f_y \mu \qquad \text{วสท. (44-21)}$$

$$A_{vf} = \frac{V_{uh}}{\phi f_y \mu}$$

- ถ้าผิวบนของคานสำเร็จรูปเป็นผิวที่ตั้งใจทำให้หยาบ และมีขนาดความขรุขระประมาณ 6 มม. , ใช้ $\mu = 1.0$

วสท. [4407 (ง)3]

$$A_{vf} = \frac{77{,}500}{0.85 \times 4{,}000 \times 1} = 22.80 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$$

เลือกใช้เหล็กลูกตั้งขาคู่ DB16 ($A_{vf} = 4.02$ ซม.^{2})

$$s = \frac{4.02}{22.80} = 0.176 \text{ ม.}$$

เลือกใช้เหล็กลูกตั้งขาคู่ DB16 @ 15 ซม. วางตลอดจนถึงระยะอย่างน้อย $d+1$ ม. จากปลายช่วง

- ถ้าไม่ทำผิวบนของคานสำเร็จรูปให้มีความหยาบ , ใช้ $\mu = 0.6$ วสท. [4407 (ง)3]

$$A_{vf} = \frac{77{,}500}{0.85 \times 4{,}000 \times 0.6} = 38 \text{ ซม.}^2/\text{ม.}$$

เลือกใช้เหล็กลูกตั้งขาคู่ DB16 ($A_{vf} = 4.02$ ซม.^{2})

$$s = \frac{4.02}{38} = 0.106 \text{ ม.}$$

เลือกใช้เหล็กลูกตั้งขาคู่ DB16 @ 10 ซม. วางตลอดจนถึงระยะอย่างน้อย $d+1$ ม. จากปลายช่วง

วิธีนี้จะใช้หาระยะเรียงของเหล็กปลอกทุก ๆ ช่วงความยาว 1 ม. ต่อไปเรื่อย ๆ ซึ่งก็จะได้ระยะเรียงของเหล็กปลอกห่างมากขึ้นเรื่อย ๆ จนกระทั่งถึงระยะเรียงสูงสุดตามที่ยอมให้คือ 40 ซม.

หมายเหตุ : ระยะเรียงและปริมาณของเหล็กลูกตั้งตัวสุดท้าย จะต้องเป็นไปตามข้อกำหนดของแรงเฉือนในแนวตั้งของคาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 15

แรงบิด (Torsion)

15.1 พื้นฐาน

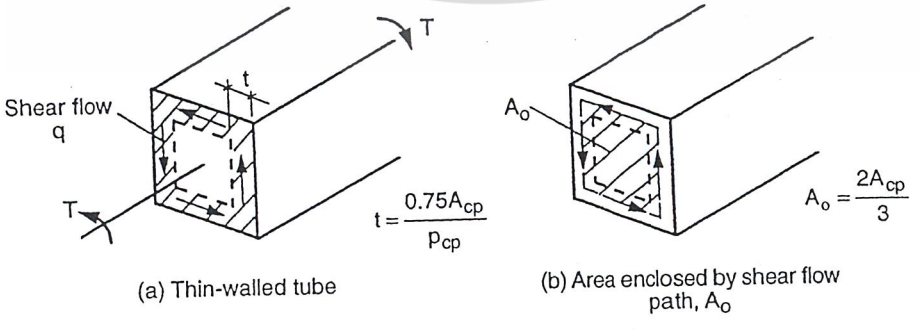
การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงบิดจะคล้ายกับการออกแบบรับแรงเฉือน กำลังรับแรงบิดทั้งหมดจะขึ้นกับกำลังรับแรงบิดของคอนกรีต (T_c) ร่วมกับกำลังรับแรงบิดของเหล็กลูกตั้งและเหล็กเสริมตามยาว แต่เพื่อความง่ายในการออกแบบ จะไม่คำนึงถึงถึงกำลังรับแรงบิดของคอนกรีต (T_c) ดังนั้นแรงเฉือนจะไม่มีผลกระทบกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต V_c การออกแบบรับแรงบิดจะใช้สมมติฐานของท่อผนังบางและโครงถัก 3 มิติ ซึ่งรายละเอียดมีอยู่ในเอกสารอ้างอิงที่ 15.1 โดย MacGregor และ Ghoneim

ในการออกแบบ จะไม่คำนึงถึงส่วนกลางของคาน ทำให้คานดูเสมือนกับเป็นท่อ แรงบิดจะถูกต้านโดยกระแสแรงเฉือน q ซึ่งเป็นแรงต่อความยาวของเส้นกึ่งกลางของท่อ กระทำรอบจุดกึ่งกลางของท่อ ตามรูปที่ 15-1(a) จากความสมดุลระหว่างแรงบิดกระทำภายนอก T และแรงภายในจะได้

$$T = 2A_o q = 2A_o \tau t \quad (1)$$

หรือ

$$q = \tau t = T/2A_o \quad (2)$$



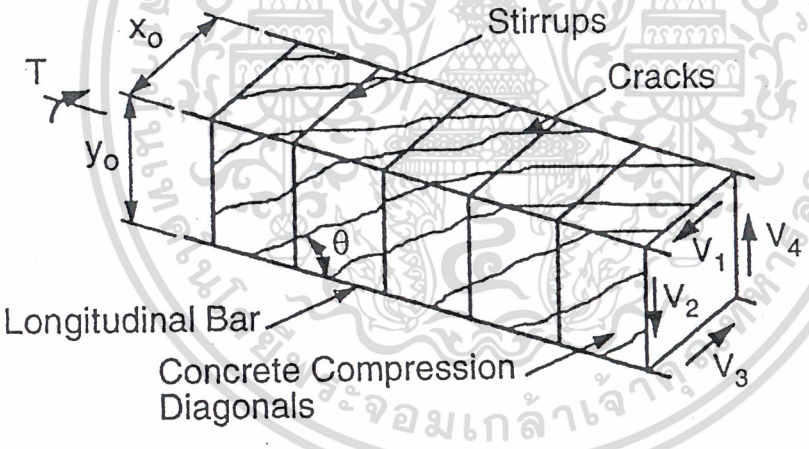
รูปที่ 15-1 สมมติฐานของท่อผนังบาง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยที่ τ = หน่วยแรงเฉือนบนความหนาของผนังท่อ, t = ความหนาของผนังท่อ

T = แรงบิดกระทำภายนอก และ A_0 = พื้นที่ภายในเส้นกึ่งกลางของผนังท่อ

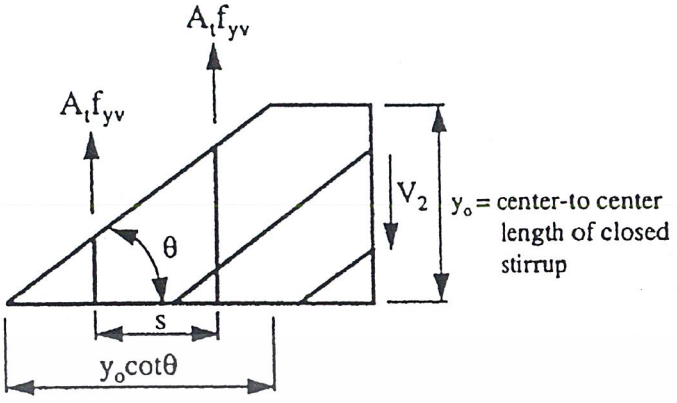
คานคอนกรีตภายใต้แรงบิด จะเกิดการแตกร้าวในแนวทแยงรอบ ๆ คาน หลังจากการแตกร้าว ท่อผนังบางจะกลายสภาพเป็นโครงถักสามมิติดังแสดงในรูปที่ 15-2 ในโครงถักนี้ ชิ้นส่วนในแนวทแยงของผนังท่อจะทแยงเป็นมุม θ เท่ากันหมด โดยที่มุมนี้ไม่จำเป็นที่จะต้องเท่ากับ 45 องศา ผลรวมของกระแสแรงเฉือนในแต่ละผนังจะทำให้เกิดแรงในชิ้นส่วนนั้น ๆ เนื่องมาจากสมมติฐานที่ว่า คอนกรีตจะรับแรงอัดในระหว่างที่เหล็กเสริมจะรับแรงดึง ชิ้นส่วนของโครงถักภายใต้แรงดึงจะประกอบด้วยเหล็กเสริม ในระหว่างที่องค์ประกอบอื่นของโครงถักและชิ้นส่วนทะแยงมุมซึ่งอยู่ภายใต้แรงอัดจะประกอบด้วยเนื้อคอนกรีต แรงภายในชิ้นส่วนต่าง ๆ จะหาได้จากสมการสมดุล และแรงเหล่านี้ก็จะนำมาใช้ในการออกแบบเหล็กเสริม



รูปที่ 15-2 สมมติฐานของโครงถักสามมิติ

รูปที่ 15-3 แสดงรูปตัดของผนังในแนวดิ่งจากรูปที่ 15-2 แรงเฉือน V_2 มีค่าเท่ากับกระแสแรงเฉือน q คูณกับความสูงของผนัง y_o เหล็กลูกตั้งจะออกแบบให้ถึงจุดครากภายใต้แรงบิดสูงสุด จำนวนลูกตั้งที่ถูกตัดผ่านจะขึ้นอยู่กับระยะเรียง s และความยาวในแนวนอนของผิวทแยง $y_o \cot\theta$ จากความสมดุลในดิ่งจะได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 15-3 แผนภาพแสดงสมดุลของแรงในแนวดิ่ง

$$V_2 = \frac{A_t f_{yv} \cot\theta}{s} \qquad (3)$$

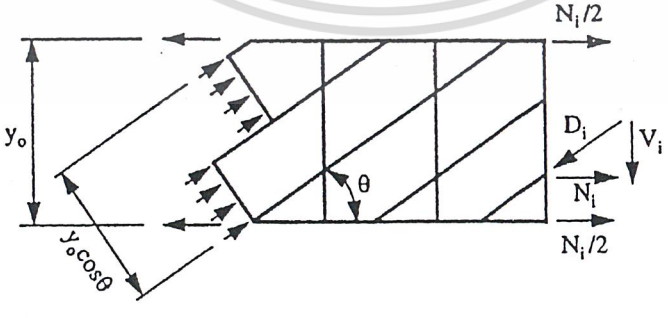
เนื่องจากกระแสแรงเฉือนมีค่าคงที่ตลอดความสูงของผนัง

$$V_2 = qy_o = \frac{T}{2A_o} y_o \qquad (4)$$

จาก (3) และ (4) จะได้

$$T = \frac{2A_o A_t f_{yv}}{s} \cot ? \qquad (5)$$

รูปที่ 15-4 แสดงความสมดุลของแรงในแนวราบ แรงเฉือนในแนวดิ่ง V_i ในผนังใด ๆ มีค่าเท่ากับกระแสแรงเฉือน q คูณกับความสูงของผนัง y_i V_i เป็นผลรวมของแรงในแนวทะแยง และแรงในแนวราบซึ่งมีค่าเท่ากับ



รูปที่ 15-4 แผนภาพแสดงสมดุลของแรงในแนวราบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$N_i = V_i \cot \theta$$

ซึ่งกระทำที่กลางของความสูงของผนัง เนื่องจาก q มีค่าคงที่ตลอดด้านข้างของชิ้นส่วน ดังนั้นที่ขอบบนและล่างของผนังจะมีแรงต้านเป็น $N_i/2$ รวมแรงที่ขอบบนและล่าง ซึ่งก็คือตำแหน่งของเหล็กเสริมหลัก และสมมติให้เหล็กถึงจุดคราก เมื่อแรงบิดมีค่าสูงสุด จะได้

$$A_l f_{yl} = \Sigma N_i = \Sigma V_i \cot\theta = \Sigma q y_i \cot\theta = \frac{T}{2A_o} y_i \cot\theta = \frac{T}{2A} \cot\theta \sum y_i$$

โดยที่ $A_l f_{yl}$ เป็นแรงที่จุดครากในเหล็กเสริมตามยาว ที่ต้องใช้เพื่อรับแรงบิด เขียนสมการใหม่เป็น

$$T = \frac{2A_o A_l f_{yl}}{2(X_o + Y_o)\cot\theta} \qquad (6)$$

15.2 เมื่อต้องพิจารณาแรงบิด

ไม่ต้องคิดแรงบิด ถ้าแรงบิดที่ต้องการ T_u น้อยกว่า $\phi T_{cr}/4$ โดยที่ T_{cr} เป็นแรงบิดที่ทำให้เกิดการแตกร้าว แรงบิดนี้จะมีค่าขึ้นอยู่กับหน่วยแรงหลัก $1.1\sqrt{f'_c}$ ก่อนการแตกร้าว ความหนาของผนังท่อ t และพื้นที่ซึ่งล้อมรอบด้วยเส้นกึ่งกลางของผนัง A_o จะมีค่าตามสมมติฐานข้างล่าง

$$t = 1.875 A_{cp}/P_{cp} \qquad (7)$$

$$A_0 = 2/3\ A_{cp} \text{ (ก่อนการแตกร้าว)} \qquad (8)$$

โดยที่ A_{cp} = พื้นที่ของหน้าตัดคอนกรีตทั้งหมด (ซม.^{2})

P_{cp} = ความยาวเส้นรอบรูปของหน้าตัดคอนกรีต (ซม.)

A_0 = พื้นที่ล้อมรอบด้วยเส้นกึ่งกลางความหนาของท่อผนังบาง (ซม.)

สำหรับคานรอบนอกและองค์อาคารอื่น ๆ ที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกับแผ่นพื้น บางส่วนของแผ่นพื้นยื่นจะช่วยในการรับแรงบิด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แทนค่า t จากสมการ (7), A_0 จากสมการ (8) และ $\tau = 1.1\sqrt{f'_c}$ ลงในสมการ (1) จะได้ค่าแรงบิดที่ทำให้เกิดการแตกร้าวของคอนกรีตไม่อัดแรงเท่ากับ

$$T_{cr} = 1.1\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) \tag{9}$$

สำหรับคอนกรีตอัดแรง หน่วยแรงดึงหลัก $1.1\sqrt{f'_c}$ จะเกิดขึ้นเมื่อแรงบิดมีค่าเท่ากับแรงบิดที่ให้เกิดการแตกร้าวของคอนกรีตไม่อัดแรงคูณกับ $\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{1.1\sqrt{f'_c}}}$ ดังนั้นสำหรับคอนกรีตอัดแรง

$$T_{cr} = 1.1\sqrt{f'_c}\left[\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right]\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{1.1\sqrt{f'_c}}} \tag{10}$$

โดยที่ f_{pc} = หน่วยแรงอัดในคอนกรีตเนื่องจากการอัดแรงที่จุดศูนย์ถ่วงของหน้าตัด

จะไม่คำนึงผลของแรงบิดในการออกแบบ เมื่อ $T_u < \phi\frac{T_{cr}}{4}$ ดังแสดงในสมการข้างล่าง

สำหรับคอนกรีตไม่อัดแรง $T_u < 0.27\phi\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$ (11)

และสำหรับคอนกรีตอัดแรง $T_u < 0.27\phi\sqrt{f'_c}\left[\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right]\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{1.1\sqrt{f'_c}}}$ (12)

15.3 แรงบิดสมดุลและแรงบิดสอดคล้อง T_u

เมื่อองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กอยู่ภายใต้แรงบิดอย่างเดียว หรืออยู่ภายใต้แรงดัดร่วมกับแรงเฉือน สติฟเนสขององค์อาคารนั้นจะลดลงเมื่อเกิดการแตกร้าว สติฟเนสต้านการบิดจะลดลงมากกว่าสติฟเนสต้านการดัด ถ้าแรงบิด T_u ไม่สามารถลดลงได้ด้วยการกระจายซ้ำของแรงภายใน ก็ต้องออกแบบองค์อาคารนั้นให้รับแรงบิด T_u ได้อย่างเต็มที่ เราจะเรียก T_u นี้ว่าเป็น "แรงบิดสมดุล" (Equilibrium Torsion) แต่ถ้าสามารถลดค่าแรงบิดลงได้ด้วยการ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กระจายซ้ำของแรงภายใน แรงบิดนี้จะเรียกว่า "แรงบิดสอดคล้อง" (Compatibility Torsion) ไม่จำเป็นที่จะต้องออกแบบองค์อาคารภายใต้แรงบิดสอดคล้องให้รับแรงบิดได้สูงกว่าแรงบิดที่ทำให้เกิดการแตกร้าวคูณกับตัวคูณลดกำลัง ($\phi = 0.85$) ถึงแม้ว่าแรงบิดที่กระทำ T_u จะมากกว่า ϕT_{cr} ก็ตาม

ในคอนกรีตไม่อัดแรง หน้าตัดวิกฤติที่ใช้ในการออกแบบรับแรงบิดอยู่ที่ระยะความลึกประสิทธิผล "d" จากขอบของที่รองรับ บริเวณที่อยู่ใกล้กับขอบของที่รองรับน้อยกว่า d ก็จะออกแบบให้รับแรงบิดที่หน้าตัดวิกฤติ ในกรณีของคานฝากวางอยู่บนคานใหญ่ที่ระยะน้อยกว่า d จากขอบของที่รองรับ แรงบิดที่ใช้ในการออกแบบจะเป็นแรงบิดที่ขอบของที่รองรับ ข้อกำหนดนี้ใช้ได้กับคอนกรีตอัดแรงและองค์อาคารเชิงประกอบด้วย ยกเว้นแต่ว่าจะใช้ระยะ h/2 แทนระยะ d โดยที่ h เป็นความลึกทั้งหมดขององค์อาคาร

15.4 กำลังรับแรงบิด

กำลังรับแรงบิดที่ใช้คำนวณออกแบบจะต้องไม่น้อยกว่ากำลังรับแรงบิดที่ต้องการ

$$\phi T_n \geq T_u \qquad \textit{ACI (11-20)}$$

กำลังรับแรงบิดระบุในรูปของกำลังดรากของเหล็กลูกตั้ง ได้แสดงการพิสูจน์ไว้ใน สมการ (5)

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yv}}{s}\cot\theta \qquad \textit{ACI (11-21)}$$

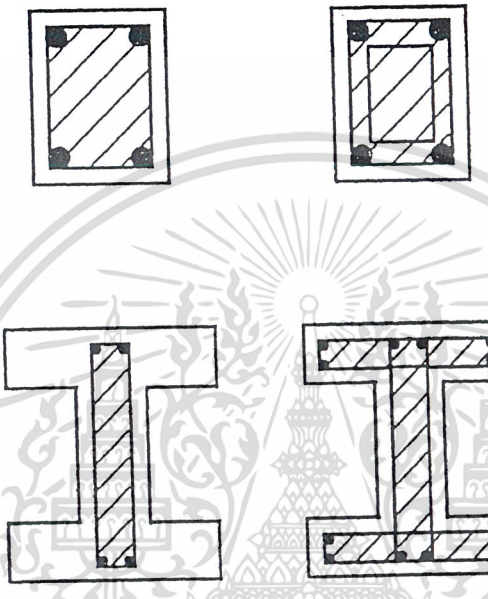
โดยที่ $A_0 = 0.85\, A_{0h}$ (ใช้สมมติฐานนี้เพื่อให้ง่ายในการออกแบบ)

A_{0h} = พื้นที่ซึ่งล้อมรอบด้วยเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมรับแรงบิดตามขวางตัวนอกสุด

θ = มุมของส่วนทะแยงรับแรงอัด มีค่าระหว่าง 30° ถึง 60° จะใช้ 45° สำหรับคอนกรีตไม่อัดแรงและ 37.5° สำหรับคอนกรีตอัดแรง ซึ่งอยู่ภายใต้แรงอัดไม่น้อยกว่าร้อยละ 40 ของกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมตามยาว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

A_0 ในสมการ (8) ใช้ได้เมื่อหน้าตัดไม่แตกร้าว แต่กำลังบิดระบุ T_n จะเกิดขึ้นหลังจากเกิดแตกร้าวและหลังจากที่องค์อาคารได้เกิดการหมุนตัวเนื่องแรงบิด ซึ่งจะทำให้คอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมแตกและหลุดออกไป ดังนั้น A_0 ที่จะใช้ในการหา T_n จะต้องไม่รวมเนื้อคอนกรีตหุ้ม ซึ่งในกรณีนี้จะใช้เท่ากับ $0.85\ A_{0h}$



รูปที่ 15-5 รูปแสดงเนื้อที่ A_{oh}

แทนค่า T จากสมการ (5) ลงใน (6) และแทน $2(X_0 + Y_0)$ ด้วย P_h (ความยาวเส้นรอบรูปของแนวกึ่งกลางของเหล็กเสริมรับแรงบิดตามขวางนอกสุด) จะได้ปริมาณเหล็กเสริมตามยาวรับแรงบิดในรูปของเหล็กเสริมตามขวาง

$$A_l = \left(\frac{A_t}{s}\right) P_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{yl}}\right) \cot^2 \theta \qquad \textit{ACI (11-22)}$$

ปริมาณ A_t/s เป็นปริมาณเหล็กเสริมรับแรงบิดแต่อย่างเดียว ถ้าองค์อาคารอยู่ภายใต้แรงบิดร่วมกับแรงเฉือน แรงดัด หรือแรงตามแกน จะต้องออกแบบหาเหล็กเสริมตามยาวและตามขวางของแต่ละแรงแยกกัน แล้วจึงนำมารวมกัน ในองค์อาคารภายใต้แรงดัด ปริมาณเหล็กเสริมตามยาวรับแรงบิดจะสามารถลดลงได้เมื่ออยู่ในพื้นที่รับแรงอัดเนื่องจากโมเมนต์ ในคอนกรีตอัดแรง เหล็กเสริมตามยาวรับแรงบิดอาจจะใช้เป็นลวดอัดแรงซึ่งถือว่ามีกำลังรับแรงดึงเทียบเท่ากับกำลังครากของเหล็กเสริมธรรมดา และหาปริมาณได้จากสมการ ACI (11-22)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เพื่อลดการแตกร้าวและป้องกันการวิบัติเนื่องจากแรงอัดในเนื้อคอนกรีต มาตรฐานการออกแบบได้กำหนดขีดจำกัดสำหรับหน่วยแรงสูงสุดในองค์อาคารเนื่องจากแรงเฉือนและแรงบิด ในหน้าตัดตัน หน่วยแรงเนื่องจากแรงเฉือนจะกระทำเต็มความกว้างของหน้าตัด ในระหว่างที่หน่วยแรงเนื่องจากแรงบิดจะรับโดยท่อผนังบาง ซึ่งหน่วยแรงร่วมสูงสุดจะต้องเป็นตามข้อกำหนดข้างล่าง

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)} \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 2.1\sqrt{f'_c}\right) \qquad \textit{ACI (11-18)}$$

สำหรับหน้าตัดกลวง หน่วยแรงเนื่องจากแรงเฉือนและแรงบิดจะกระทำร่วมกันบนผนังของหน้าตัด ดังนั้นจะได้ข้อกำหนดของหน่วยแรงร่วมสูงสุดตามข้อกำหนดข้างล่าง

$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2}\right) \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 2.1\sqrt{f'_c}\right) \qquad \textit{ACI (11-19)}$$

15.5 รายละเอียดของเหล็กเสริมรับแรงบิด

จะต้องใช้เหล็กเสริมตามยาวและแนวขวางช่วยกันรับแรงบิด เหล็กเสริมตามยาวอาจจะเป็นเหล็กเสริมหรือลวดอัดแรง เหล็กเสริมตามขวางอาจจะเป็นเหล็กลูกตั้ง, ลวดตะแกรงเชื่อม หรือเหล็กปลอกเกลียว เพื่อควบคุมรอยแตกทะแยง กำลังครากของเหล็กเสริมจะต้องไม่เกิน 4,000 กก./ซม.^{2}

จากรูปที่ 15-2 จะเห็นว่าตัวทะแยงรับแรงอัดจะดันเข้าหาเหล็กเสริมตามยาวที่มุม ในแต่ละผนัง แรงจากตัวทะแยงจะแตกได้เป็นแรงตั้งฉากกับเหล็กเสริมตามยาวและส่งต่อไปยังเหล็กเสริมตามขวาง ผลจากการทดลองบิดคานจนถึงจุดวิบัติ แสดงว่าเมื่อใกล้จุดวิบัติคอนกรีตหุ้มรอบเหล็กปลอกจะแตกร้าวและหลุดออกจากคาน มาตรฐานการออกแบบจึงกำหนดให้เหล็กตามขวางต้องเป็นเหล็กวงปิดและงอแบบ 135 องศา ประสิทธิภาพของเหล็กลูกตั้งซึ่งงอแบบ 90 องศาจะลดลงเมื่อคอนกรีตหุ้มเริ่มหลุดออก สำหรับหน้าตัดกลวง ระยะจากแนวศูนย์กลางของเหล็กรับแรงบิดตามขวางไปยังผิวในของผนังต้องไม่น้อยกว่า $0.5A_{0h}/P_n$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

15.6 เหล็กเสริมรับแรงบิดน้อยสุด

โดยทั่วไปแล้ว เพื่อป้องกันการวิบัติแบบฉับพลัน มาตรฐานการออกแบบจะกำหนดปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องมีในหน้าตัดเพื่อรับแรงดัดและแรงเฉือน และในทำนองเดียวกันก็ได้กำหนดปริมาณเหล็กเสริมน้อยสุดเพื่อรับแรงบิดทั้งตามยาวและตามขวาง ตราบใดที่ $T_u > \phi T_{cr}/4$ ตามปกติแล้ว องค์อาคารภายใต้แรงบิดก็อยู่ภายใต้แรงเฉือนพร้อมกันด้วย ปริมาณเหล็กลูกตั้งน้อยสุดที่ต้องมีหาได้จากข้อกำหนดข้างล่าง

$$A_v + 2A_t = \frac{3.5\, b_w s}{f_y} \qquad \text{วสท. (44-11)}$$

และปริมาณเหล็กเสริมตามยาวน้อยสุดที่ต้องมีหาได้จากข้อกำหนดข้างล่าง

$$A_{\ell,\min} = \frac{1.325\sqrt{f'_c}\, A_{cp}}{f_{yl}} - \left(\frac{A_t}{s}\right) P_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \qquad \text{ACI (11-24)}$$

โดยที่ A_t/S (เนื่องจากแรงบิดอย่างเดียว) จะต้องไม่น้อยกว่า $1.75 b_w/f_{yv}$

15.7 ระยะเรียงของเหล็กเสริมรับแรงบิด

ระยะเรียงของเหล็กลูกตั้ง ต้องไม่เกินค่าที่น้อยกว่าของ $P_h/8$ และ 30 ซม. สำหรับคานรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสภายใต้แรงบิด ระยะเรียงนี้เทียบเท่ากับระยะเรียง d/2 ของคานภายใต้แรงเฉือน

เหล็กเสริมตามยาวแรงบิด จะต้องกระจายไปทั่วเส้นรอบรูปของเหล็กลูกตั้งวงปิด โดยมีระยะห่างไม่เกิน 30 ซม. ในโครงถักอุปมา ตัวทแยงรับแรงอัดจะดันเหล็กเสริมตามยาวซึ่งจะมีการถ่ายแรงตามขวางไปยังเหล็กลูกตั้ง ดังนั้นเหล็กเสริมตามยาวจะต้องล้อมรอบด้วยเหล็กลูกตั้ง และจะต้องมีเหล็กเสริมตามยาวหรือลวดอัดแรงอย่างน้อยหนึ่งเส้นอยู่ที่ทุกมุมของวงเหล็กลูกตั้ง เพื่อช่วยถ่ายแรงจากค้ำยันทแยงรับแรงอัดไปยังเหล็กเสริมตามขวาง เพื่อป้องกันการโก่งเดาะของเหล็กเสริมตามยาว เหล็กเสริมตามยาวจะต้องมีเส้นผ่านศูนย์กลางไม่น้อยกว่า 1/24 ของระยะเรียงของเหล็กลูกตั้ง และต้องไม่น้อยกว่า 10 มม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เอกสารอ้างอิง

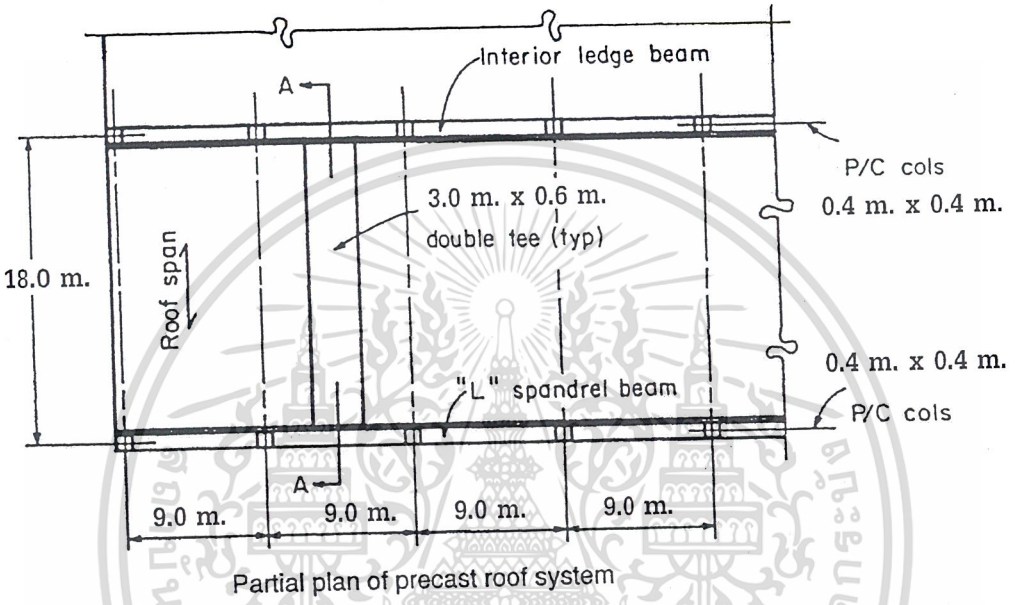
15.1 MacGregor, J.G., and Ghoneim, M.G., "Design for Torsion," *ACI Structural Journal*, March-April 1995, pp. 211-218

15.2 Collins, M.P. and Mitchell, D., *Prestressed Concrete Structures*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1991, 766 pp.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 15.1 ออกแบบคานขอบสำเร็จรูปรับทั้งแรงเฉือนและแรงบิด

ออกแบบคานขอบสำเร็จรูปรับทั้งแรงเฉือนและแรงบิด หลังคาเป็นคานช่วงเดี่ยววางอยู่บนส่วนยื่นของคานขอบ คานขอบเชื่อมติดกับเสาเพื่อถ่ายแรงบิด ไม่ต้องคำนึงความต่อเนื่องของคานขอบ



Partial plan of precast roof system

กำหนดให้

น้ำหนักจร = 150 กก./ตร.ม.

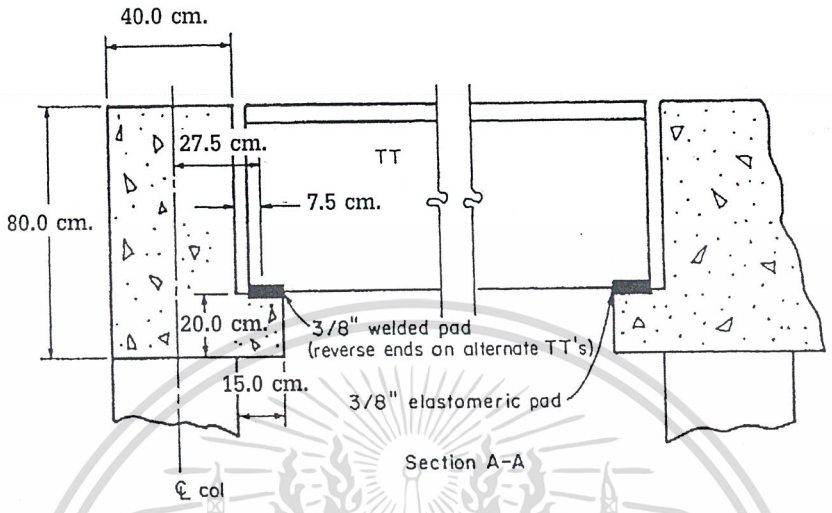
น้ำหนักคงที่ = 300 กก./ตร.ม. (ทีคู่ + ฉนวนกันร้อน + หลังคา)

f'_c = 350 กก./ตร.ซม. (w_c = 2,400 กก./ลบ.ม.)

f_y = 4,000 กก./ตร.ซม.

หลังคาเป็นรูปทีคู่กว้าง 3.0 ม. ลึก 60.0 ซม. การรองรับด้านข้างใช้การยึดปลายของตัวทีคู่เข้ากับคานขอบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



1. สมมติให้น้ำหนักถ่ายจากตัวที่คู่ลงบนคานขอบ กระทำเป็นแบบแผ่สม่ำเสมอ หาค่า M_u, V_u และ T_u ของคานขอบ

น้ำหนักบรรทุกคงที่

จากคานหลังคา = 300 x 18/2 = 2,700 กก./ม.

น้ำหนักคานขอบ = (0.4x0.8+0.15x0.2)x2,400 = 840 กก./ม.

รวม = 3,540 กก./ม.

น้ำหนักจร = 150 x 18/2 = 1,350 กก./ม.

น้ำหนักบรรทุกที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว = 1.4(3,540) + 1.7(1,350) = 7,251 กก./ม.

ที่กลางช่วง $M_u = \frac{7{,}251 \times 9.0^2}{8} = 73{,}416.4$ กก. - ม.

แรงเฉือนที่ปลาย V_u = 7,251 x 9/2 = 32,629.5 กก.

น้ำหนักบรรทุกที่ส่วนยื่นของคานขอบ 1.4(2,700) + 1.7(1,350) = 6,075 กก./ม.

ระยะเยื้องศูนย์ของทีคู่จากเส้นแนวศูนย์กลางของคานขอบ = 20.0 + 7.5 = 27.5 ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

และโมเมนต์บิดที่เสา $T_u = 6,075\left(\frac{9}{2}\right)(0.275) = 7,517.8$ กก. - ม.

หน้าตัดวิกฤต (ของแรงบิด) เกิดที่ระยะ d จากขอบเสา สมมุติ d = 75 ซม.

หน้าตัดวิกฤตของแรงเฉือนก็อยู่ที่ระยะ d จากจุดรองรับ ดังนั้นจะอยู่ที่ระยะ 75 + 20 = 95 ซม.

จากกึ่งกลางเสา หรือ 450 – 95 = 355 ซม. จากกึ่งกลางช่วง ดังนั้นที่หน้าตัดวิกฤต

$$V_u = 32,629.5 \times \frac{355}{450} = 25,741.05 \text{ กก.}$$

และ $$T_u = 7,517.8 \times \frac{355}{450} = 5,930.7 \text{ กก. - ม.}$$

2. ตรวจสอบว่าจะต้องออกแบบรับแรงบิดหรือไม่

ไม่ต้องออกแบบรับแรงบิดถ้า $T_u < \phi \frac{T_{cr}}{4}$, $\phi = 0.85$

$$T_{cr} = 1.1\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$$

A_{cp} = หน้าตัดของคานขอบรวมทั้งส่วนยื่น = 80x40 + 15x20 = 3,500 ซม.^{2}

p_{cp} = เส้นรอบรูปภายนอกของคานขอบ = 2(80 +40 + 15) = 270 ซม.

ค่าสูงสุดที่จะไม่ต้องออกแบบรับแรงบิดคือ

$$0.27\phi\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) = 0.27(0.85)\sqrt{350}\left(\frac{3,500^2}{270}\right)\frac{1}{100} = 1,948 \text{ กก.-ม.} < T_u$$

ดังนั้นต้องออกแบบรับแรงบิด

3, หาพื้นที่เหล็กลูกตั้งรับแรงบิด

$\phi T_n \geq T_u$ โดยที่ $T_n = \frac{2A_o A_t f_{yv}}{s}\cot ?$ และ $A_o = 0.85A_{oh}$

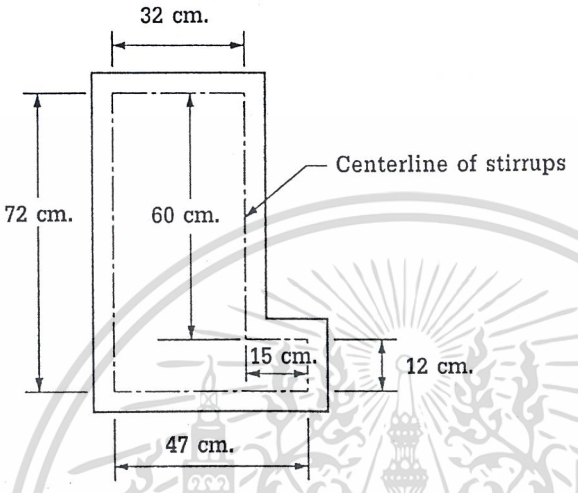
ได้ $$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{2\phi A_o f_{yv}\cot\theta}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

A_{0h} = พื้นที่ซึ่งล้อมรอบด้วยเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมรับแรงบิดตามขวางตัวนอกสุด

สมมุติว่าใช้ระยะหุ้ม 3.175 ซม. และใช้เหล็กลูกตั้งขนาด 12 มม.

$A_{0h} = (32)(72) + (12)(15) = 2{,}484$ ตร.ซม.



$A_o = 0.85(2{,}484) = 2{,}111.4$ ตร.ซม.

สำหรับคอนกรีตไม่อัดแรง $\theta = 45^\circ$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{2\phi A_o f_{yv} \cot\theta} = \frac{5{,}930.7 \times 100}{2(0.85)(2{,}111.4)(4{,}000)(1)}$$

$= 0.041$ ซม.^{2}/ซม./ขา

4. หาพื้นที่เหล็กลูกตั้งรับแรงเฉือน

$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}\ b_w d = 0.53\sqrt{350}(40)(75) = 29{,}746.2$ กก.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{25{,}741.05}{0.85} - 29{,}746.2 = 537.4 \text{ กก.}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yv} d} = \frac{537.4}{4{,}000(75)} = 0.002 \text{ ซม.}^2\text{/ซม./สองขา}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5. หาเหล็กลูกตั้งรับทั้งแรงเฉือนและแรงบิด

$$\frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{2s} = 0.041+0.002/2=0.042 \text{ ซม.}^2/\text{ซม./ขา}$$

ลองใช้ DB10 , $A_b = 0.78$ ซม.^{2}

$s = 0.78/0.042 = 18.57$ ซม. ใช้ระยะเรียง 15 ซม.

6. ตรวจสอบระยะเรียงห่างสุดของเหล็กลูกตั้ง

สำหรับแรงบิด ระยะเรียงต้องไม่เกิน $P_h/8$ หรือ 30.0 ซม.

$p_h = 2(32 + 72) + 2(15.0) = 238$ ซม.

$p_h/8 = 29.75$ ซม.

สำหรับแรงเฉือน ระยะเรียงต้องไม่เกิน d/2 หรือ 30.0 ซม.

$d/2 = 75/2 = 37.5$ ซม.

ดังนั้นใช้ระยะเรียงใกล้สุด 15 ซม. และห่างสุด 25 ซม.

7. ตรวจสอบเนื้อที่เหล็กลูกตั้งน้อยสุด

$$(A_v + 2A_t) = \frac{3.5\, b_w s}{f_y} = \frac{3.5(40)(25)}{4{,}000} = 0.88 \text{ ซม.}^2$$

เหล็กลูกตั้งที่ใช้ = 2(0.78) = 1.56 ซม.^{2} O.K.

8. การจัดเหล็กลูกตั้ง

เนื่องจากทั้งแรงเฉือนและแรงบิดมีค่าเป็นศูนย์ที่กลางช่วง และจะเปลี่ยนค่าเป็นเชิงเส้นจนถึงค่าสูงสุดที่หน้าตัดวิกฤต ดังนั้นตำแหน่งเริ่มต้นของการใช้ระยะเรียงห่างสุดจะหาได้การเทียบบัญญัติไตรยางค์

$$\frac{s \text{ (วิกฤติ)}}{s \text{ (มากที่สุด)}}(3.55) = \frac{15}{25}(3.55) = 2.13 \text{ หรือ } 2.15 \text{ ม. จากกลางช่วง}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

9. ตรวจสอบการวิบัติของเนื้อคอนกรีตในส่วนทแยงรับแรงอัด

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq 2.65\phi\sqrt{f'_c}$$

$$\sqrt{\left(\frac{32{,}629.5}{40 \times 75}\right)^2 + \left(\frac{5{,}930.7 \times 238}{1.7 \times 2{,}484^2}\right)^2} \leq 2.65(0.85)\sqrt{350}$$

$= 10.87 \quad < \quad 42.14$ กก./ซม.^{2}

10. หาเหล็กเสริมตามยาว

$$A_l = \left(\frac{A_t}{s}\right) p_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{yl}}\right) \cot^2\theta$$

$= (0.041)(238)(4{,}000/4{,}000) = 9.76$ ซม.^{2}

ตรวจค่าน้อยสุดของเหล็กเสริมตามยาว

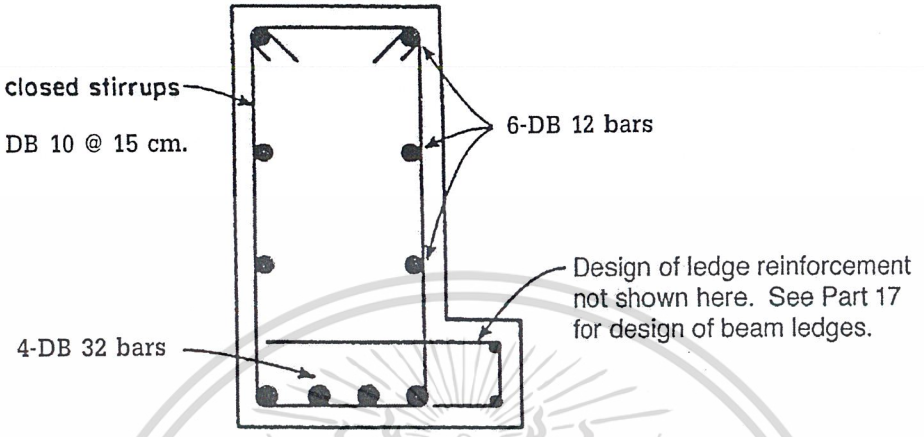
$$A_{\ell,min} = \frac{1.325\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_{yl}} - \left(\frac{A_t}{s}\right) P_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \qquad ACI\ (11\text{-}24)$$

โดยที่ A_t/s จะต้องไม่น้อยกว่า $1.75 b_w/f_{yv} = 1.75(40)/(4{,}000) = 0.0175$ ซม.^{2}/ซม.

$$A_{\ell,min} = \frac{1.325\sqrt{350}\,(3{,}500)}{4{,}000} - (0.041)(238) = 11.93 \text{ ซม.}^2$$

เหล็กเสริมตามยาวรับแรงบิด จะต้องกระจายทั่วเส้นรอบรูปของเหล็กลูกตั้งวงปิด และจะห่างกันได้ไม่เกิน 30 ซม. และจะต้องมีเหล็กเสริมตามยาวอย่างน้อยหนึ่งเส้นที่ทุกมุมของเหล็กลูกตั้ง ถ้าใช้เหล็กตามยาว 10 เส้น จะได้พื้นที่ของแต่ละเส้นเท่ากับ 1.19 ซม.^{2} ลองใช้ DB12

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



Reinforcement Details

11. หาเหล็กเสริมตามยาวรับแรงดัดและแรงบิด

ใช้เหล็ก DB12 ที่ด้านข้างและมุมบนของคานขอบ เหล็ก DB12 สองเส้นที่ขอบบนและล่างของส่วนยื่นจะต้องนำไปรวมกับเหล็กเสริมของส่วนยื่น ซึ่งการหาเหล็กเสริมในส่วนนั้นจะกล่าวถึงในบทที่ 17

$$R_n = \frac{M_u}{\phi bd^2} = \frac{73{,}416.4}{0.9(0.4)(75)^2} = 36.255$$

$$\rho = \frac{0.85f_c'}{f_y}\left(1-\sqrt{1-\frac{2R_n}{0.85f_c'}}\right) = \frac{0.85(350)}{4{,}000}\left(1-\sqrt{1-\frac{2(36.255)}{0.85(350)}}\right) = 0.0097$$

$A_s = (0.0097)(40)(75) = 29.09$ ซม.^{2}

ที่กลางช่วง จะใช้เหล็กเสริมรับแรงบิดสองเส้นร่วมกับเหล็กเสริมรับแรงดัด

$$\left(\frac{2}{10}\right)(11.93) + 29.09 = 31.48 \text{ ซม.}^2$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ที่ปลายช่วง (เหล็กเสริมส่วนที่ยื่นเข้าในเสา)

$\left(\frac{2}{10}\right)(11.93) + 29.09/3 = 12.08$ ซม.^{2}

ใช้ 4-DB 32 ($A_s = 32.16$ ซม.$^2 > 31.48$ ซม.^{2})

และที่ปลายของคานใช้ 2-DB 32 ($A_s = 16.08$ ซม.$^2 > 12.08$ ซม.^{2})

12. ตรวจสอบพื้นที่เหล็กลูกตั้งที่ใช้เป็นเหล็กเสริมของส่วนยื่น

น้ำหนักบรรทุกถ่ายจากตัวที่คู่ 1 ตัว (กว้าง 3 ม. ระยะห่างระหว่างขาตัวที่ 1.5 ม.)

$R_u = [1.4(2,700) + 1.7(1,350)] \times 1.5 = 9,112.5$ กก./ขา

A_v (ต่อความกว้างประสิทธิผลของเชิงยื่นจากคาน)

$$= \frac{R_u}{\phi f_{yv}} = \frac{9,112.5}{0.85(4,000)} = 2.68 \text{ ซม.}^2/\text{ขา}$$

การหาความกว้างประสิทธิผลของส่วนยื่นที่จะใช้ในการรับน้ำหนักบรรทุก ดูได้จากบทที่ 17 ในกรณีนี้จะใช้

$b_c = 65$ ซม.

$$\frac{A_v}{s} = \frac{2.68}{65} = 0.04 \text{ ซม.}^2/\text{ซม.}$$

สำหรับเหล็กลูกตั้ง DB10 $s_{mzx} = \frac{0.78}{0.04} = 19.5$ ซม.

ดังนั้นใช้เหล็กลูกตั้ง DB10 ที่ระยะเรียง 15 ซม. (ตามที่หามาจากขั้นตอนที่ 5) ตลอดความยาวของคาน

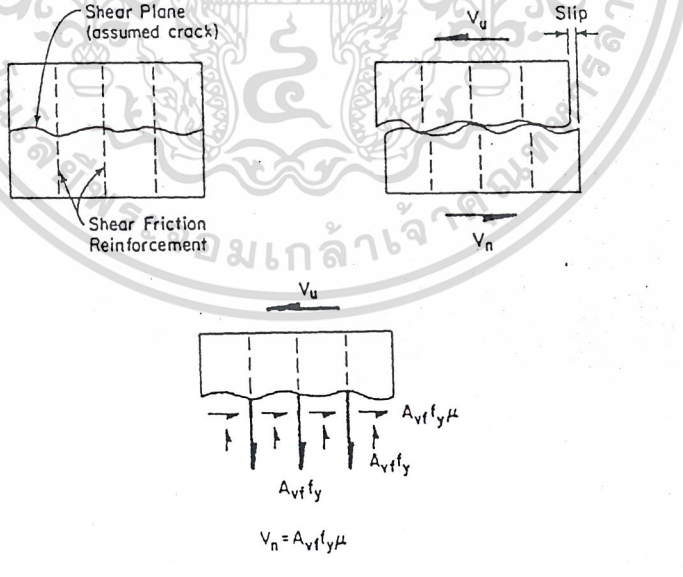
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 16

แรงเฉือน – ความเสียดทาน (Shear Friction)

16.1 พื้นฐาน

หลักการของแรงเฉือน-ความเสียดทานเป็นวิธีที่เหมาะสำหรับการออกแบบองค์อาคารภายใต้แรงเฉือนซึ่งการวิบัติไม่ได้เกิดจากแรงดึงในแนวทแยง องค์อาคารเหล่านี้ได้แก่ รอยต่อขององค์อาคารสำเร็จรูป หรือแป้นหูช้าง หลักการนี้จะช่วยให้ผู้ออกแบบสามารถมองเห็นพฤติกรรมของแรงภายในองค์อาคารหรือที่จุดต่อได้ เริ่มต้นด้วยการสมมติให้เกิดรอยแตกร้าวขึ้นในองค์อาคาร ตามรูปที่ 16-1 เมื่อเกิดการเคลื่อนตัวของผิวแตกร้าว ความขรุขระของผิวแตกร้าวจะทำให้รอยแตกร้าวเกิดการแยกตัวออกจากกัน แต่เหล็กเสริมที่ผ่านรอยแตกร้าวนี้ (A_{vf}) จะพยายามต้านการแยกตัว แรงดึงในเหล็กเสริม ($A_{vf}f_y$) จะเป็นแรงที่พยายามกดรอยแตกร้าวเข้าด้วยกัน ทำให้เกิดแรงเสียดทาน ($A_{vf}f_y\mu$) ในทิศทางขนานกับรอยแตกร้าวต้านการเคลื่อนตัว

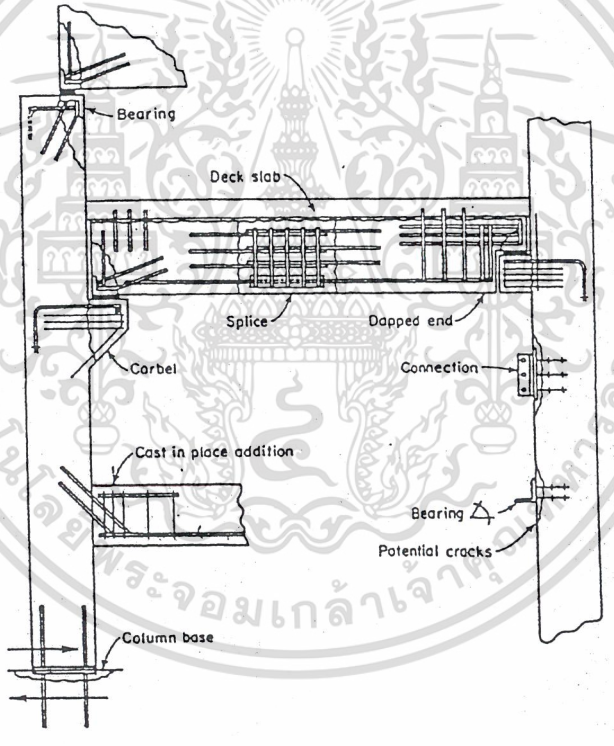


รูปที่ 16-1 หลักการของแรงเฉือน-ความเสียดทาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

16.2 การใช้งาน

จะใช้การออกแบบโดยวิธีแรงเฉือน-ความเสียดทานเมื่อมีการถ่ายแรงเฉือนผ่านระนาบใด ๆ โดยตรง ยกตัวอย่างเช่น ระหว่างผิวของคอนกรีตที่หล่อไม่พร้อมกัน จุดต่อระหว่างโครงสร้างเหล็กกับคอนกรีต หรือข้อต่อระหว่างองค์อาคารสำเร็จรูป ฯลฯ ตัวอย่างของตำแหน่งที่มีการถ่ายแรงเฉือนโดยตรงและชนิดของการแตกร้าวที่อาจจะเกิดขึ้น ได้แสดงไว้ในรูปที่ 16-2 สำหรับโครงสร้างชนิดต่าง ๆ การออกแบบโดยวิธีแรงเฉือน-ความเสียดทานจะได้ผลที่ถูกต้อง ขึ้นอยู่กับการเลือกตำแหน่งและชนิดของการแตกร้าวหรือการเคลื่อนตัวในข้อต่อต่าง ๆ ยกตัวอย่าง ในแป้นรองรับแบบยื่นออกมาจากผนัง รอยแตกร้าวมักจะทำมุม 20 องศากับแนวดิ่ง ดังแสดงในตัวอย่างที่ 16-2



รูปที่ 16-2 รอยต่อชนิดต่าง ๆ และชนิดของรอยแตกร้าวที่อาจเกิดขึ้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

16.3 วิธีการออกแบบโดยวิธีแรงเฉือน-ความเสียดทาน

แรงเฉือน – ความเสียดทานที่ต้องการ $\leq$ แรงเฉือนความเสียดทานที่ใช้คำนวณออกแบบ

$$V_u \leq \phi V_n \qquad \text{วสท. (41-1)}$$

โดยที่ $\phi = 0.85$ สำหรับแรงเฉือน แรงปิด, แรงเฉือน–ความเสียดทาน

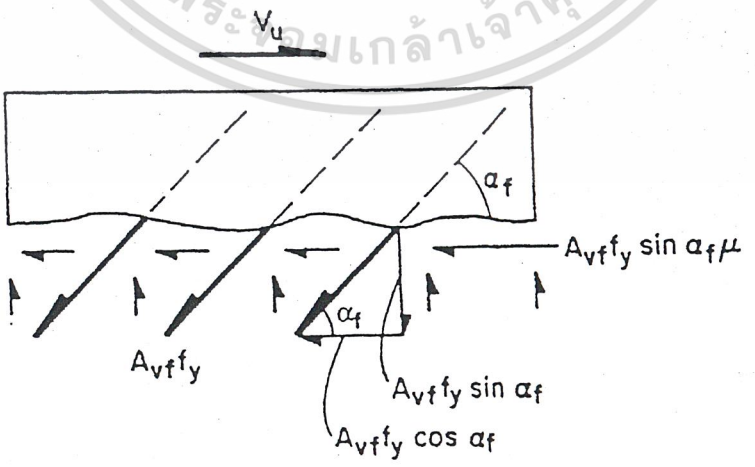
สมการที่ 11-1 สามารถเขียนใหม่ในรูปของหน่วยแรงเฉือนความเสียดทานของคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่ตั้งฉากกับระนาบเฉือนดังนี้

$$V_u \leq \phi A_{vf} f_y \mu \qquad \text{วสท. (44-21)}$$

ดังนั้น พื้นที่เหล็กเสริมรับแรงเฉือน-ความเสียดทาน

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu}$$

เมื่อเหล็กเสริมรับแรงเฉือน-ความเสียดทานทำมุมเอียง α_f กับระนาบแรงเฉือน ดังแสดงในรูปที่ 16-3 แรงดึง $A_{vf}f_y$ จะแตกออกมาได้เป็นสองแรง ประกอบด้วย แรงที่พยายามกดรอยแตกร้าวเข้าด้วยกัน $A_{vf}f_y\sin\alpha_f$ ซึ่งทำให้เกิดแรงเสียดทาน $A_{vf}f_y\sin\alpha_f\mu$ และแรงขนานกับรอยแตกร้าวต้านการเลื่อนตัว $A_{vf}f_y\cos\alpha_f$ รวมสองแรงนี้เข้าด้วยกัน จะได้กำลังที่ต้องการเพื่อถ่ายแรงเฉือนเป็น



รูปที่ 16-3 เหล็กเสริมทำมุมกับระนาบแรงเฉือน

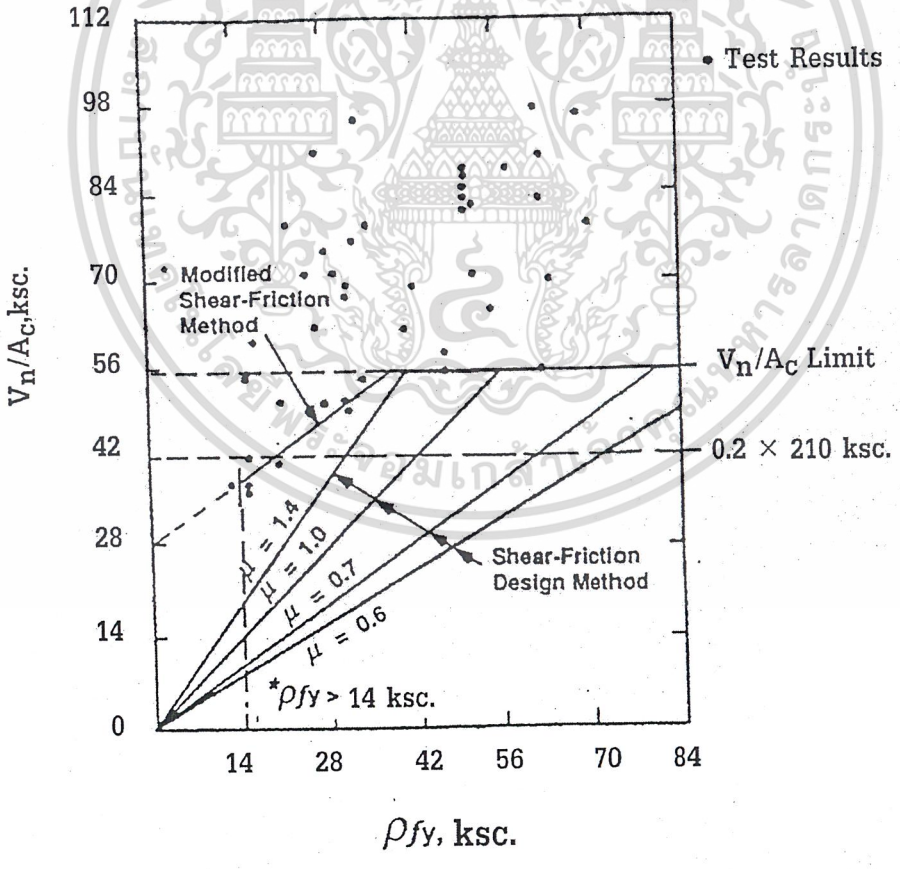
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น และอนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$V_u \leq \phi \left[A_{vf} f_y \sin\alpha_f \mu + A_{vf} f_y \cos\alpha_f\right] \qquad \text{วสท. (44-22)}$$

และ $$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \left(\mu \sin a_f + \cos a_f\right)}$$

สมการ วสท. (44-22) จะใช้ได้ก็ต่อเมื่อ แรงเฉือน (V_u) ทำให้เกิดแรงดึงในเหล็กเสริมรับแรงเฉือน-ความเสียดทาน

วิธีแรงเฉือน-ความเสียดทานใช้สมมติฐานที่ว่า แรงเฉือนทั้งหมดถูกต้านโดยแรงเสียดทานระหว่างผิวแตกร้าว ซึ่งพฤติกรรมจริงจะยุ่งยากมากกว่านี้ ดังนั้นเพื่อให้ค่าจากสมการข้างบนใกล้เคียงกับผลของการทดลอง จึงจำเป็นต้องปรับค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน (μ) ให้สูงกว่าความเป็นจริง ค่าสัมประสิทธิ์ที่เลือกใช้จะให้กำลังรับแรงเฉือนต่ำกว่าผลจากการทดลอง ดังในรูปที่ 16-4 ซึ่งถือว่านำไปใช้ในการออกแบบได้อย่างปลอดภัย



รูปที่ 16-4 ความสัมพันธ์ระหว่างเหล็กเสริมและการถ่ายแรงเฉือน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

16.3.1 สัมประสิทธิ์ความเสียดทาน

ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานในสมการข้างบน ต้องเป็นดังต่อไปนี้

คอนกรีตที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกัน	1.4λ
คอนกรีตที่หล่อติดกับคอนกรีตที่แข็งตัวแล้ว โดยมีผิวรอยต่อที่ทำให้หยาบ โดยมีความขรุขระลึกประมาณ 6 มม.	1.0λ
คอนกรีตที่หล่อติดกับคอนกรีตที่แข็งตัวแล้ว โดยไม่มีผิวรอยต่อที่ทำให้หยาบ	0.6λ
คอนกรีตที่ยึดด้วยสลักมีหัวหรือเหล็กเส้นเสริมคอนกรีตกับเหล็กโครงสร้างรูปพรรณที่ขึ้นรูปด้วยการรีด	0.7λ

โดยที่ $\lambda = 1.0$ สำหรับคอนกรีตน้ำหนักธรรมดา 0.85 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักเบาที่มีทรายเป็นส่วนผสม และ 0.75 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักเบาล้วน

16.3.2 กำลังถ่ายแรงเฉือนสูงสุด

กำลังถ่ายแรงเฉือน V_n ต้องไม่มากกว่า $0.2f'_c$ และทั้งนี้ต้องไม่มากกว่า 56 กก./ซม.^{2} คูณเนื้อที่หน้าตัดคอนกรีตที่รับแรงเฉือนที่ถ่ายผ่าน ขีดจำกัดของ V_n นี้เป็นตัวกำหนดปริมาณสูงสุดของเหล็กเสริมที่จะมีได้ที่หน้าตัด ดังแสดงในรูปที่ 16-4

16.4 แรงตั้งฉากกับระนาบแรงเฉือน

สมการที่ใช้ในการออกแบบแรงเฉือน-ความเสียดทาน ใช้สมมติฐานที่ว่ามีแต่เพียงแรงเฉือนอย่างเดียวที่ระนาบแรงเฉือน แต่ในความเป็นจริงแล้ว จะมีโมเมนต์เกิดขึ้นในแป้นหูช้าง เชิงยื่น และข้อต่อต่าง ๆ เนื่องจากน้ำหนักกระทำเยื้องศูนย์ ซึ่งจำเป็นที่จะต้องมีเหล็กเสริมมารับโมเมนต์ที่เกิดขึ้น ในจุดต่อต่าง ๆ ขององค์อาคารก็จะมีแรงดึงซึ่งเกิดจากการหดตัวของคอนกรีตเนื่องจากการสูญเสียความชื้นหรือเนื่องจากอุณหภูมิที่เปลี่ยน แผ่นรองรับบนแป้นหูช้างก็จะทำให้เกิดแรงดึงบนแป้นหูช้าง เมื่อองค์อาคารที่มันรองรับเกิดการหดตัว

มาตรฐานการออกแบบจึงแนะนำ ควรจะออกแบบองค์อาคารทุกประเภทให้รับแรงดึงได้อย่างน้อยเท่ากับ $0.2V_u$ นอกเหนือไปจากแรงเฉือน ซึ่งข้อแนะนำนี้ใช้เป็นข้อบังคับต่ำสุดในแป้นหูช้างและเชิงยื่น ในกรณีที่ไม่สามารถหา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แรงดึงที่เกิดขึ้นจริงได้ ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงจะหาได้จากสมการ $A_s = N_{uc}/\phi f_y$ โดยที่ N_{uc} เป็นแรงดึงที่ต้องการ

แรงดึงที่ตั้งฉากกับรอยแตกร้าว (ระนาบความเฉือน) จะทำให้กำลังแรงเฉือน-ความเสียดทานลดลง และในทางกลับกันแรงอัดก็จะทำให้กำลังแรงเฉือน-ความเสียดทานเพิ่มขึ้น ซึ่ง วสท. 4407(ช) กำหนดว่า "ให้เสริมเหล็กเสริมเพิ่มเพื่อรับแรงดึงสุทธิที่ผ่านระนาบแรงเฉือน ส่วนแรงอัดสุทธิถาวรที่ผ่านระนาบแรงเฉือน อาจให้คิดรวมกับแรงในเหล็กเสริมรับแรงเฉือน-ความเสียดทาน $A_{vf}f_y$ ในการคำนวณหา A_{vf} ที่ต้องการ"

16.5 ข้อกำหนดเพิ่มเติม

มาตรฐานการออกแบบกำหนดว่า ต้องจัดวางเหล็กเสริมรับแรงเฉือน-ความเสียดทานให้เหมาะสมไปตามระนาบแรงเฉือน ถ้าไม่มีโมเมนต์ในระนาบ จะจัดแบบระยะเรียงเท่ากัน แต่ถ้ามีโมเมนต์ ก็จะต้องจัดเหล็กเสริมให้อยู่ในพื้นที่แรงดึง

จะต้องยึดปลายทั้งสองข้างของเหล็กเสริมเพื่อให้ได้กำลังครากที่กำหนดโดยวิธีการฝังของอ ในองค์อาคารที่มีขนาดจำกัด เช่น ผนังบาง เชิงยื่นและแป้นหูช้าง จะต้องใช้การเชื่อมติดกับอุปกรณ์พิเศษ เช่น แผ่นเหล็ก เหล็กฉาก หรือเหล็กเส้นวิ่งตามขวาง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เอกสารอ้างอิง

16.1 *PCI Design Handbook – Precast and Prestressed Concrete*, 4th Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1992.

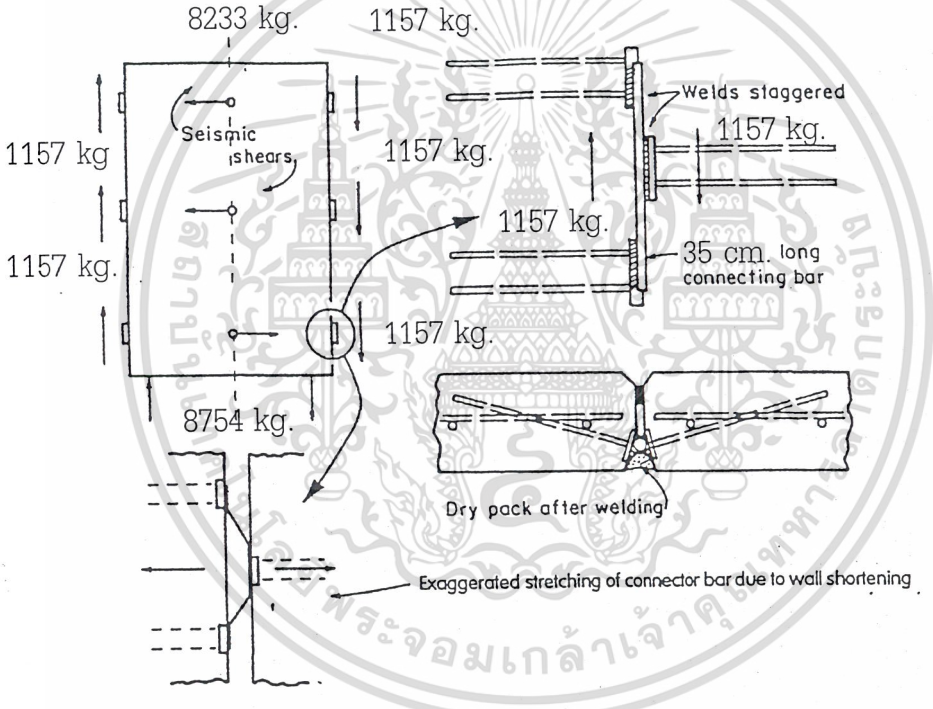
16.2 *Manual of steel Construction: Load and Resistance Factor Design*, 1st Edition ,American Institute of steel Construction, Chicago, 1986.

16.3 *Uniform Building Code*, 1994 Edition, International Conference of Building Officials, Whittier, CA.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 16.1 การออกแบบแรงเฉือน–ความเสียดทาน

ผนังแบบหล่อกับพื้นแล้วยกขึ้นประกอบ (Tilt-up Wall) อยู่ภายใต้แรงเฉือนเนื่องจากแผ่นดินไหวดังรูป ความกว้างของผนังก็สั้นลง เนื่องจากการหดตัวและการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิทำให้เกิดความเครียดตามขวาง 0.0005 ซม./ซม จงออกแบบรับแรงเฉือนดังแสดงในรูปข้างล่าง จุดต่อจะต้องทำให้เกิดแรงดึงน้อยที่สุดเมื่อผนังเกิดการหดตัว ใช้คอนกรีตน้ำหนักเบา W_c = 1,500 กก./ลบ.ม. f'_c = 280 กก./ซม.^{2} f_y = 4,000 กก./ซม.^{2} ผนังกว้าง 5.0 ม.



---

1. หาแรงดึงในเหล็กที่จุดต่อ อันเนื่องมาจากแรงเฉือนและการหดตัวตามขวางของผนัง 0.0005 ซม./ซม.

   ลองใช้ DB12 (A_b 1.13 ซม.^{2})

   สำหรับผนังกว้าง 5 เมตร.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การหดตัวที่จุดต่อ = $0.0005(5.0) = 2.5\times10^{-3}$ ม. = 0.25 ซม.

สมมุติให้เหล็กที่จุดต่อมีความยาวระหว่างรอยเชื่อมเป็น 10 ซม. ก่อนที่ผนังจะหดตัว ดังนั้นหลังจากที่ผนังหดตัวแล้ว ความยาวจะกลายเป็น $\sqrt{10.0^2 + 0.25^2} = 10.003$ ซม.

$$\varepsilon_s = \frac{10.003 - 10.0}{10.0} = 0.0003 \text{ ซม./ซม.} < \varepsilon_y$$

โดยที่ $$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4000}{2.04\times10^6} \approx 1.961\times10^{-3} \text{ ซม./ซม.}$$

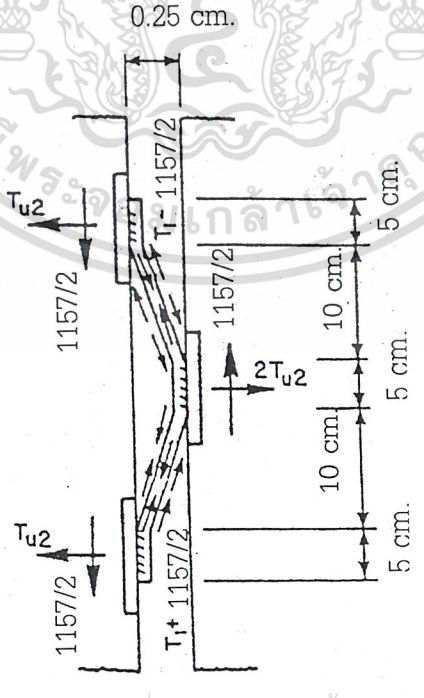
$T_1 = E_s\varepsilon_s A_b = 2.04 \times 10^6 \ (3 \times 10^{-4})(1.13) = 691.56$ กก. $\approx$ 692 กก.

จากเอกสารอ้างอิง 16.3: *Uniform Building Code*

$$U = 1.4(D + L + E)$$

แรงอันเนื่องจากการหดตัวและการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิให้ถือว่าเป็นน้ำหนักจรที่ไม่สามารถระบุได้แน่ชัด, แรงเฉือนทั้งหมดให้ถือว่ารับโดยปลายทั้งสองข้างของเหล็กที่จุดต่อ

$$T_{u1} = 1.4\left(692 + \frac{1,157}{2}\right) = 1,778.7 \text{ กก.}$$



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$\phi T_n = 0.85(4,000)(1.13) = 3,842$ กก. $> T_{ul} = 1,778.7$ กก.

ดังนั้นใช้เหล็กที่จุดต่อขนาด DB12 (DB10 ก็น่าจะใช้ได้)

แรงในแผ่นเหล็กเชื่อมที่ตั้งฉากกับระนาบเฉือนสามารถหาได้จากรูปข้างบน

$$T_{u2} = 1.4\ (692) \left(\frac{0.25}{10.0} \right) = 24.22 \text{ กก. ซึ่งถือว่าน้อยมาก}$$

2. ขนาดของรอยเชื่อม

ในการออกแบบรอยเชื่อม ต้องตรวจสอบทั้งกำลังของรอยเชื่อมและกำลังของแผ่นเหล็กที่ถูกนำมาเชื่อมตามวิธีที่ระบุใน AISC –LRFD (เอกสารอ้างอิงที่ 16.2) สมมติว่าแผ่นเหล็กมีจุดครากที่ 2,500 กก./ซม.^{2} (F_u = 4,000 กก./ซม.^{2})

กำลังของรอยเชื่อม T_{uw} จะเป็นค่าที่น้อยกว่าของสองค่าข้างล่าง

$T_{uw} = \phi[0.6\ F_{exx} \ell_w t_w]$ สำหรับรอยเชื่อม

$T_{uw} = \phi[0.6\ F_u \ell_w s_w]$ สำหรับชิ้นงานที่จะเชื่อม

โดยที่ $\phi = 0.75$

F_{exx} = กำลังของลวดเชื่อมเท่ากับ 5,000 กก./ซม.^{2} (สำหรับลวดเชื่อมแบบ E70)

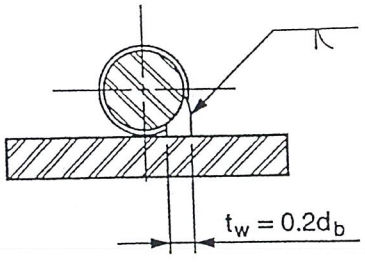
L_w = ความยาวของรอยเชื่อม

t_w = ความหนาประสิทธิผลของคอของรอยเชื่อม = $0.2d_b$ = 0.24 ซม. (ดูรูปข้างล่าง)

s_w = ขนาดของรอยเชื่อม = $0.2d_b$ = 0.24 ซม. (ขนาดเท่ากับ t_w)

F_u = 4,000 กก./ซม.^{2}

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



$T_{uw} = 0.75[0.6(5,000)\ell_w(0.24)] = 540\ell_w$ กก. ของรอยเชื่อม

$T_{uw} = 0.75[0.6(4,000)\ell_w(0.24)] = 432\ell_w$ กก. ของแผ่นเหล็ก

ใช้ $T_{uw} = 432\ell_w$ กก.

a) ที่จุดปลาย

$T_{ul} = 1,778.7$ กก.

$\ell_w = \frac{T_{u1}}{T_{uw}} = \frac{1,778.7}{432} = 4.12$ ซม. ใช้รอยเชื่อมยาว 5 ซม. ตามที่สมมติ

b) ที่จุดกลาง

ต้องรับแรงได้ = 1.4(1,157) = 1,619.35 กก.

$\ell_w = \frac{1,619.35}{432} = 3.75$ ซม. ใช้รอยเชื่อมยาว 5 ซม. ตามที่สมมติ

3. ออกแบบขายึดแผ่นเหล็กโดยใช้วิธีแรงเฉือน-ความเสียดทาน

แผ่นเหล็กตรงกลางจะรับแรงมากที่สุด สมมติใช้แผ่นเหล็กขนาด 5 ซม. x 10 ซม. x 6 มม.

$V_u = 1.4E = 1.4(1,157) = 1,619.35$ กก.

$V_u \leq \phi V_n$

$V_u \leq \phi(A_{vf} f_y \mu)$

เมื่อใช้เหล็กเสริมไม่ทาสีกับคอนกรีตน้ำหนักเบา

$\mu = 0.75(0.7) = 0.525$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หา $A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} = \frac{1,619.35}{0.85(4,000)(0.525)} = 0.91$ ซม.^{2}

เพิ่มเหล็กเสริมเพื่อรับแรงดึงโดยตรง

$2T_{u2} = 2(24.22) = 48.44$ กก. ถือว่าน้อยมากจนไม่ต้องนำมาคิด

ใช้ 2-DB10 ต่อแผ่นเหล็กหนึ่งแผ่น ($A_{vf} = 1.56$ ซม.^{2})

ตรวจสอบกำลังแรงเฉือน-ความเสียดทานสูงสุดที่จุดต่อรับได้

สำหรับคอนกรีตน้ำหนักเบา

$V_{n(max)} = \left(0.2 - 0.07\frac{a}{d}\right)f'_c b_w d$ หรือ $\left(56 - 20\frac{a}{d}\right)b_w d$ *[วสท. 4409(ค)2.2]*

จากสมมการข้างบน สมมติว่า a = ความหนาของแผ่นเหล็ก = 6 มม. , d = ระยะจากขอบของแผ่นเหล็กถึง จุดศูนย์กลางของเหล็กเส้นที่ไกลสุด = 6.0 ซม.

a/d = 0.6/6 = 0.1

และสมมติให้ $b_w d = A_c$ = พื้นที่สัมผัสของแผ่นเหล็ก

$b_w d = A_c = 5 \times 10 = 50$ ซม.^{2}

$V_{n,max}$ = [0.2 – 0.07(0.1)](280)(50) = 2,720 กก. หรือ = [56 – 20(0.1)(50) = 2,700 กก.

$\phi V_{n(max)} = 0.85(2,700) = 2,295$ กก.

$V_u = 1,619.35$ กก. < 2,295 กก.

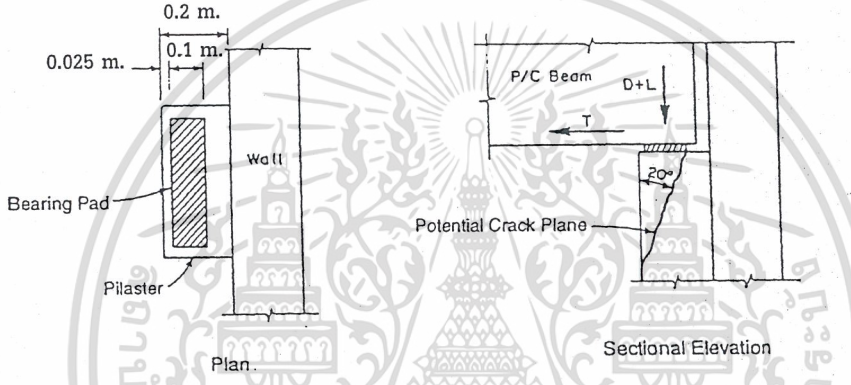
ดังนั้น ใช้ 5 ซม. × 10 ซม. × 6 มม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 16.2 การออกแบบแรงเฉือน-ความเสียดทาน (บนระนาบความเฉือนเอียง)

จงออกแบบการถ่ายแรงเฉือนในเชิงยื่นจากกำแพง คสล. ผ่านระนาบแตกร้าวทำมุม 20 องศากับแนวดิ่งตามรูปข้างล่าง สมมติว่าแรงปฏิกิริยาที่ปลายคานที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ (D) มีค่าเท่ากับ 11.25 ตัน และที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกจร (L) มีค่าเท่ากับ 13.5 ตัน ให้แรงดึง (T) ที่เกิดจากการยืดหดตัวของคานมีค่าเท่ากับ 9 ตัน ดังรูป

ใช้ f_y = 4,000 กก/ซม.^{2} , f'_c = 250 กก./ซม.^{2}



1. หาน้ำหนักบรรทุกที่ต้องการ

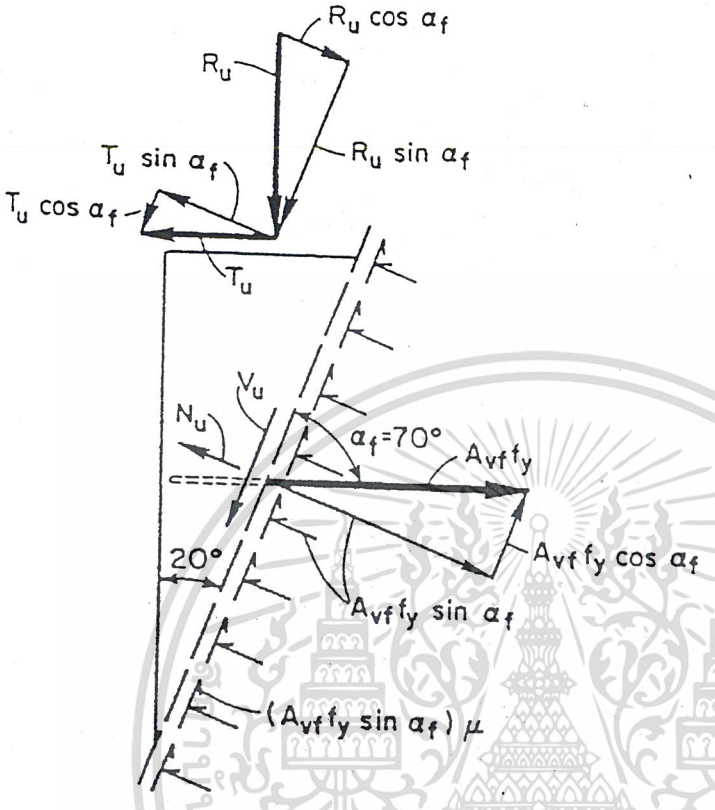
น้ำหนักบรรทุกถ่ายจากคาน $R_u = 1.4D + 1.7L$

$= 1.4(11.25) + 1.7(13.5) = 38.7$ ตัน

แรงดึงเนื่องจากการยืดหดตัว $T_u = 1.7(9) = 15.3$ ตัน $> 0.2(R_u) = 7.74$ ตัน ใช้ได้

จะเห็นว่า ตัวคูณเพิ่มสำหรับ T ใช้ตัวคูณเพิ่มของน้ำหนักจร เพราะการหาผลของการหดตัวและผลของอุณหภูมิมักจะได้ค่าที่ไม่แน่นอน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



2. หาแรงกระทำบนระนาบของรอยร้าว

แรงเฉือนที่ขนานกับรอยร้าว $V_u = R_u \sin\alpha_f + T_u \cos\alpha_f$

$= 38.7 (\sin 70^\circ) + 15.3 (\cos 70^\circ) = 41.60$ ตัน

แรงที่ตั้งฉากกับรอยร้าว $N_u = T_u \sin\alpha_f - R_u \cos\alpha_f$

$= 15.3(\sin 70^\circ) - 38.7(\cos 70^\circ) = 1.14$ ตัน (แรงดึง)

ถ้าแรงที่ตั้งฉากกับรอยร้าวเป็นแรงอัด ก็ยังไม่สามารถนำมาคำนวณเพื่อลด A_{vf} ได้ เนื่องจากความไม่แน่นอน ในการหาผลของการหดตัวและอุณหภูมิ แรงอัดที่จะนำมาคำนวณเพื่อลด A_{vf} ได้จะต้องเป็นแรงอัดสุทธิถาวร ตามที่ระบุโดย วสท. 1407(ข)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3. หาปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือน – ความเสียดทาน สัมประสิทธิ์ความเสียดทานสำหรับคอนกรีตที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกันเท่ากับ 1.4

$$A_{vf} = V_u/\phi f_y(\mu \sin\alpha_f + \cos\alpha_f) = \frac{41.60 \times 1000}{0.85 \times 4000\left(1.4 \sin 70^\circ + \cos 70^\circ\right)} = 7.38 \text{ ซม.}^2$$

4. หาปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึง

$$A_n = N_u/\phi f_y(\sin\alpha_f) = \frac{1.14 \times 1000}{0.85 \times 4000\left(\sin 70^\circ\right)} = 0.36 \text{ ซม.}^2$$

เนื่องจากการวิบัติเกิดจากแรงเฉือน ใช้ ϕ = 0.85

5. หาปริมาณเหล็กเสริมทั้งหมดที่ใช้ แล้วจัดให้กระจายตลอดแนวระนาบของรอยแตกร้าว

$A_s = A_{vf} + A_n = 7.38 + 0.36 = 7.74$ ซม.^{2}

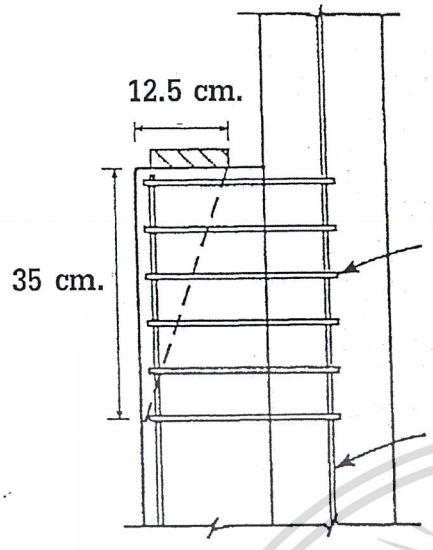
ถ้าเลือกใช้ DB10 มม. โดยทำเป็นวงปิด (สองขาต่อวง)

จำนวนเหล็กปลอกที่ต้องการ = 7.74/1.56 = 4.96 ใช้จริงเท่ากับ 6 ชิ้น

ซึ่งต้องกระจายปลอกให้อยู่ในระยะ = 12.5 (tan 70°) = 34.34 ซม.

ดังนั้น ใช้เหล็กปลอก 6-DB10 มม.@ 0.07 ม. จากขอบบนของเชิงยื่น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



6. ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องการถ้าคิดแค่น้ำหนักบรรทุกคงที่กับผลของการหดตัว โดยใช้ตัวคูณเพิ่มน้ำหนักคงที่เท่ากับ 0.9 เพื่อให้ได้แรงดึงสูงสุดบนระนาบของแรงเฉือน

$R_u = 0.9D = 0.9(11.25) = 10.125$ ตัน, $T_u = 15.3$ ตัน

$V_u = 10.125(\sin 70^\circ) + 15.3\ (\cos 70^\circ) = 14.75$ ตัน

$N_u = 15.3(\sin 70^\circ) - 10.125\ (\cos 70^\circ) = 10.92$ ตัน

$$A_{vf} = \frac{14.75 \times 1000}{0.85 \times 4000\left(1.4 \sin 70^\circ + \cos 70^\circ\right)} = 2.62 \text{ ซม.}^2$$

$$A_n = \frac{10.92 \times 1000}{0.85 \times 4000\left(\sin 70^\circ\right)} = 3.42 \text{ ซม.}^2$$

$A_s = A_{vf} + A_n = 2.62 + 3.42 = 6.04$ ซม.^{2} < 7.74 ซม.^{2} ใช้ได้

7. ตรวจสอบกำลังแรงเฉือน-ความเสียดทานสูงสุดที่ยอมให้

$V_{n(max)} = 0.2 f'_c A_c$ หรือ $56A_c$ *[วสท. 4407(จ)]*

.ให้ความกว้างของเชิงยื่นเป็น 40 ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$A_c = \left(\frac{12.5}{\sin 20} \right) \times 40 = 1461.9 \text{ ซม.}^2$$

$V_{n(max)}$= 0.2(250)(1,461.9)= 62,130.75 กก.

V_u = 14.75 ตัน < 62.13 ตัน ผ่าน

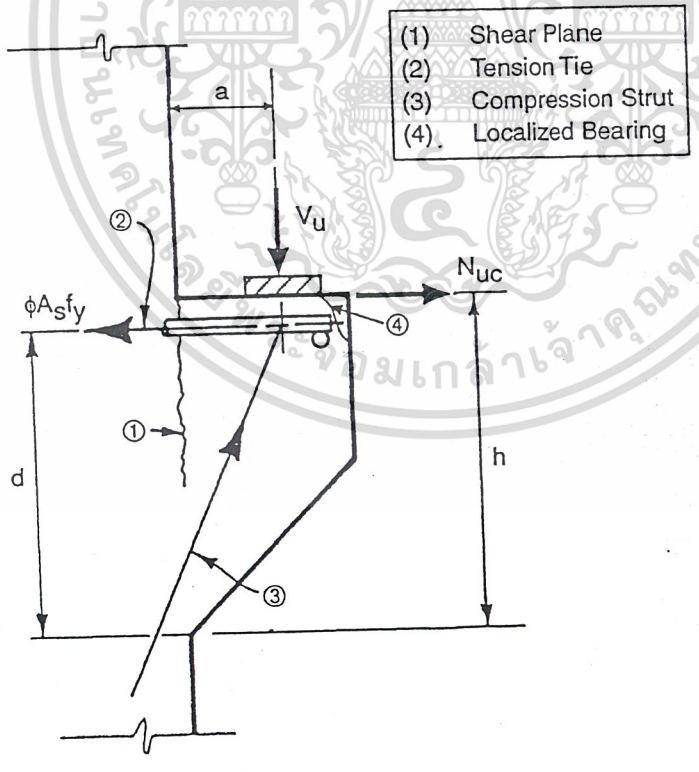
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 17

แป้นหูช้างและเชิงยื่น (Brackets, Corbels and Beam Ledges)

17.1 แป้นหูช้าง (Brackets and Corbels)

การออกแบบแป้นหูช้างซึ่งเป็นองค์อาคารที่มีช่วงแรงเฉือนสั้นใช้พฤติกรรมร่วมของคานลึกและโครงถัก ดังแสดงในรูปที่ 17.1 ขั้นตอนในการออกแบบจะใช้ได้เฉพาะกับองค์อาคารที่มีอัตราส่วนของช่วงแรงเฉือนต่อความลึก a/d ไม่มากกว่า 1.0 เพราะถ้าช่วงแรงเฉือนยาวกว่านี้ อาจจะเกิดรอยแตกร้าวเนื่องจากแรงดึงทแยง ทำให้เหล็กปลอกตามแนวนอนซึ่งเป็นเหล็กเสริมหลักในสมมติฐานนี้ไม่เพียงพอต่อการรับแรง ข้อจำกัดอีกข้อหนึ่งก็คือ แรงดึงในแนวนอน N_{uc} จะต้องไม่มากกว่า V_u การวิบัติมีแนวโน้มที่จะเกิดขึ้นได้ใน 4 รูปแบบตามข้างล่าง จำเป็นที่จะต้องออกแบบป้องกันทั้ง 4 แนวโน้ม



รูปที่ 17-1 พฤติกรรมทางโครงสร้างของแป้นหูช้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(1) การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนที่รอยต่อแป้นหูช้างกับองค์อาคารที่รองรับเอา

(2) การวิบัติเนื่องจากการครากของเหล็กเสริมรับโมเมนต์และแรงดึงโดยตรง

(3) การวิบัติเนื่องจากการอัดทลายของเนื้อคอนกรีตส่วนที่ทำหน้าที่เสมือนค้ำยันรับแรงอัด

(4) การวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานหรือแรงเฉือนที่บริเวณใต้พื้นที่รับแรง

ในการออกแบบแป้นหูช้างให้ถือว่าหน้าตัดวิกฤตอยู่ที่ขอบเสา จะต้องออกแบบหน้าตัดนี้ให้รับแรงเฉือน V_u, โมเมนต์ $[V_u a + N_{uc}(h-d)]$ และแรงดึงในแนวนอน N_{uc} ซึ่งค่าของ N_{uc} ต้องไม่น้อยกว่า $0.2V_u$ และเนื่องจาก N_{uc} เกิดจากการยึดรั้งต้านการหดตัวและผลจากการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิ ตัวคูณเพิ่มจะใช้ตัวคูณเดียวกับตัวคูณของน้ำหนักจรคือ 1.7

สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ กำลังแรงเฉือน V_n ต้องไม่มากกว่า $0.2f'_c b_w d$ หรือ $56b_w d$ และสำหรับคอนกรีตน้ำหนักเบา V_n ต้องไม่มากกว่า $(0.2 - 0.07a/d)f'_c b_w d$ หรือ $(56 - 20a/d)b_w d$

ปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องหาประกอบด้วยสามส่วน ได้แก่

A_{vf} = เนื้อที่ของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน-ความเสียดทาน ซึ่งทำหน้าที่รับแรงเฉือน V_u

A_f = เนื้อที่ของเหล็กเสริมรับโมเมนต์ $V_u a + N_{uc}(h-d)$

A_n = เนื้อที่ของเหล็กเสริมรับแรงดึง N_{uc}

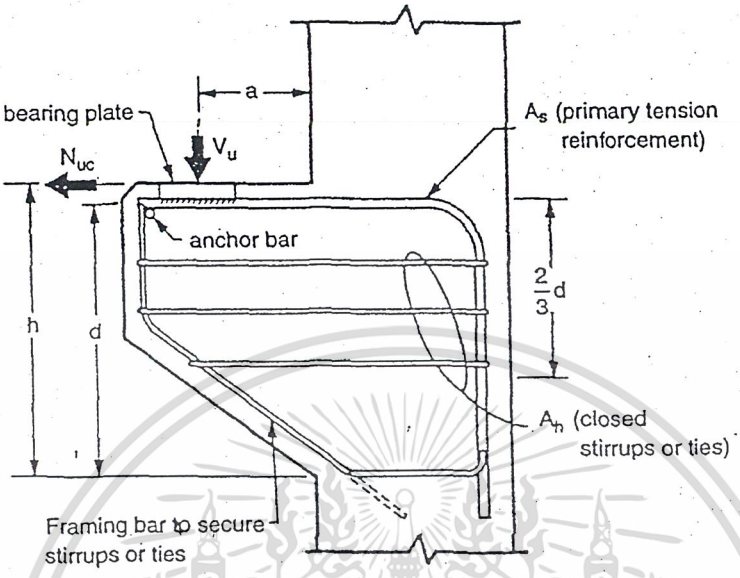
เนื่องจากพฤติกรรมของแป้นหูช้างจะถูกควบคุมด้วยแรงเฉือน ดังนั้นให้ใช้ตัวคูณลดกำลัง ϕ เท่ากับ 0.85 ในการคำนวณออกแบบทุกกรณี

เหล็กเสริมจริงในแป้นหูช้าง ดังที่แสดงในรูปที่ 17-2 ประกอบด้วย

A_s = เนื้อที่ของเหล็กเสริมรับแรงดึง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

A_h = เนื้อที่ของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน



รูปที่ 17-2 เหล็กเสริมของแป้นหูช้าง

จากผลของการทดลอง[17.1] จะต้องจัดให้เนื้อที่ของเหล็กเสริม $A_s + A_h$ ที่หน้าตัดผ่านขอบของเสา ไม่น้อยกว่า (a) $A_{vf} + A_n$ หรือ (b) $(3/2)A_f + A_n$

ถ้า (a) มีค่ามากกว่า (b) โดยที่ $A_s = 2/3A_{vf} + A_n$ (เหล็กเสริมรับแรงดึง)

$A_h = 1/3A_{vf}$ (เหล็กปลอกเดี่ยววงปิด)

จะได้ $A_s + A_h = A_{vf} + A_n$

$A_h = \frac{1}{2}(A_s - A_n)$

ถ้า (b) มีค่ามากกว่า (a) โดยที่ $A_s = A_f + A_n$ (เหล็กเสริมรับแรงดึง)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$A_h = 1/2A_{vf}$ (เหล็กปลอกเดี่ยววงปิด)

จะได้ $A_s + A_h = 3/2A_{vf} + A_n$

$A_h = \frac{1}{2}(A_s - A_n)$

ทั้งสองกรณีจะได้ $A_h = \frac{1}{2}(A_s - A_n)$ เป็นเนื้อที่เหล็กปลอกเดี่ยววงปิดที่วางขนานกับ A_s อย่างสม่ำเสมอภายในสองส่วนสามของความลึกประสิทธิผลถัดไปจาก A_s

เพื่อให้แป้นหูช้างไม่เกิดการวิบัติแบบฉับพลันหลังจากเกิดการแตกร้าวเนื่องจากโมเมนต์และแรงดึง วสท. 4409(จ) กำหนดปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงน้อยสุดที่ต้องมี $\rho_{min} = 0.04 f'_c/f_y$

17.2 เชิงยื่น (BEAM LEDGES)

การออกแบบเชิงยื่นจะเหมือนกับแป้นหูช้างในส่วนของแรงซึ่งมากระทำ นอกเหนือไปจากการวิบัติ 4 รูปแบบที่อาจจะเกิดขึ้นในแป้นหูช้างแล้ว ยังมีอีกสองรูปแบบเพิ่มเติมในเชิงยื่น (ดูรูปที่ 17-3) อันได้แก่

(5) การวิบัติเนื่องจากการแยกตัวของเชิงยื่นออกจากตัวคานในบริเวณที่รับน้ำหนัก

(6) การวิบัติจากแรงเฉือนแบบกดทะลุ

แรงกระทำตามแนวดิ่งบนเชิงยื่นจะถูกต้านด้วยเนื้อคอนกรีตส่วนที่ทำหน้าที่เสมือนค้ำยันรับแรงอัด ซึ่งส่วนของแรงอัดนี้เมื่อแตกไปในแนวดิ่ง ก็จะถูกรับโดยเหล็กลูกตั้ง A_v ในส่วนที่อยู่ติดกับระนาบแรงเฉือน เหล็กลูกตั้งในส่วนนี้จะทำหน้าที่เหมือนเป็นตัวแขวนรับน้ำหนักจากเชิงยื่นแล้วถ่ายต่อไปยังคาน ที่จุดต่อระหว่างเชิงยื่นกับคาน จะเกิดรอยแตกร้าวในแนวทแยงมุมวิ่งไปยังเหล็กลูกตั้ง แล้ววิ่งตามแนวเหล็กลูกตั้งลงไปยังส่วนล่างของคาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ดังนั้นช่วงแรงเฉือน a_f ที่ใช้ในการหาโมเมนต์เนื่องจาก V_u จะวัดไปถึงกึ่งกลางของเหล็กลูกตั้ง โดยจะถือว่าหน้าตัดวิกฤตเกิดที่ตำแหน่งนั้นไม่ใช่ที่ขอบของคาน ในการคำนวณหาค่าโมเมนต์สำหรับเชิงยื่น a_f จะต้องมีค่าไม่เกิน 0.8h

วิธีการออกแบบในบทนี้ มีพื้นฐานมาจากการทดลองของ Mirza และ Furlong (เอกสารอ้างอิง 17.3 ถึง 17.5) สิ่งสำคัญในการออกแบบก็คือการหาความกว้างประสิทธิผลของเชิงยื่นสำหรับทุกแนวโน้มของการวิบัติ

การออกแบบเพื่อป้องกันการวิบัติในทุกแนวโน้ม ประกอบด้วยการหาแรงที่สำคัญดังต่อไปนี้

1) แรงเฉือน V_u

2) แรงดึง N_{uc} ซึ่งจะต้องไม่น้อยกว่า $0.2V_u$ และต้องไม่มากกว่า V_u

3) โมเมนต์ $M_u = V_u a_f + N_{uc} (h - d)$

เหล็กเสริมสำหรับการวิบัติในรูปแบบต่าง ๆ จะขึ้นอยู่กับความกว้างประสิทธิผลหรือหน้าตัดวิกฤตในการวิบัติของรูปแบบนั้น ดังแสดงข้างล่าง

17.2.1 แรงเฉือน–ความเสียดทาน

ตัวแปรต่าง ๆ ในการหาเหล็กเสริมรับแรงเฉือน-ความเสียดทานแสดงอยู่ในรูปที่ 17-4

$$V_u \leq 0.2\phi f'_c(W + 4a)\, d \qquad (1)$$

$$\leq \phi\mu A_{vf} f_y$$

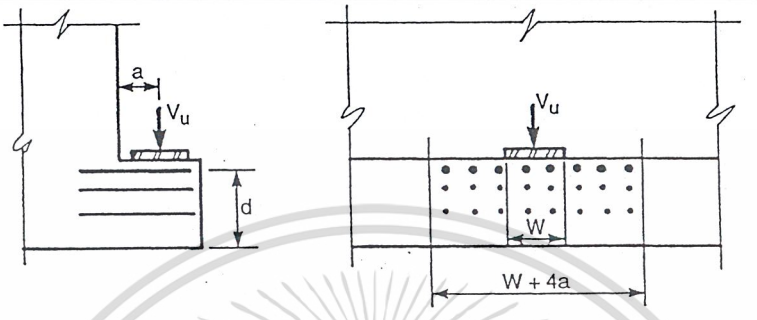
โดยที่ d = ความลึกประสิทธิผลของเชิงยื่น วัดระยะจากจุดกึ่งกลางของเหล็กเสริมทางขวางเส้นบนสุดถึงผิวด้านล่างของเชิงยื่น ดูรูป 17-4 ประกอบ

μ = สัมประสิทธิ์ความเสียดทาน และ $0.2f'_c$ ต้องไม่มากกว่า 56 กก./ซม.^{2}

ถ้า $(W + 4a) > S$ จะได้ $V_u \leq 0.2\phi f'_c Sd$ โดยที่ S เป็นระยะห่างระหว่างตำแหน่งที่น้ำหนักบรรทุกกระทำบนเชิงยื่น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ที่ปลายของเชิงยื่น $V_u \leq 0.2\phi f'_c(2c)d$ โดยที่ c เป็นระยะจากกึ่งกลางของแผ่นรองรับตัวสุดท้ายถึงปลายของเชิงยื่น โดยที่ 2c จะต้องไม่มากกว่าค่าที่น้อยกว่าของ W + 2a หรือ S



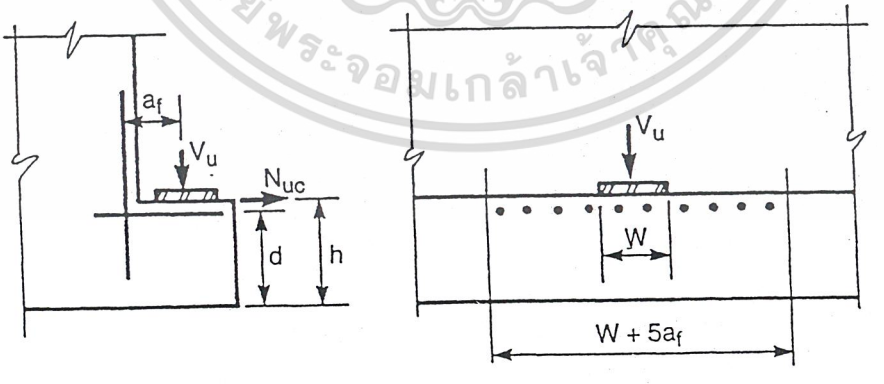
รูปที่ 17-4 แรงเฉือน-ความเสียดทาน

17.2.2 **แรงดัด**

สภาวะของแรงดัดและแรงดึงแสดงอยู่ในรูปที่ 17-5

$$V_u a_f + N_{uc}(h - d) \leq \phi A_f f_y(jd) \qquad (2)$$

$$N_{uc} \leq \phi A_n f_y$$



รูปที่ 17-5 แรงดึงโดยตรงและแรงดึงที่เกิดการดัด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เนื้อที่ของเหล็กเสริมหลักรับแรงดึง A_s ต้องเท่ากับค่าที่มากกว่าของ $(A_f + A_n)$ และ $(2A_{vf}/3 + A_n)$

ถ้า $(W + 5a_f) > S$ จะกระจายเหล็กเสริมไปทั่วระยะ S ที่ปลายของเชิงยื่น จะกระจายเหล็กเสริมไปทั่วระยะ 2c โดยที่ c เป็นระยะจากกึ่งกลางของแผ่นรองรับตัวสุดท้ายถึงปลายของเชิงยื่น แต่ต้องไม่มากกว่า $\frac{1}{2}(W+5a_f)$ เอกสารอ้างอิงที่ 17.5 ให้ใช้ jd = 0.8d

17.2.3 แรงเฉือนทะลุ

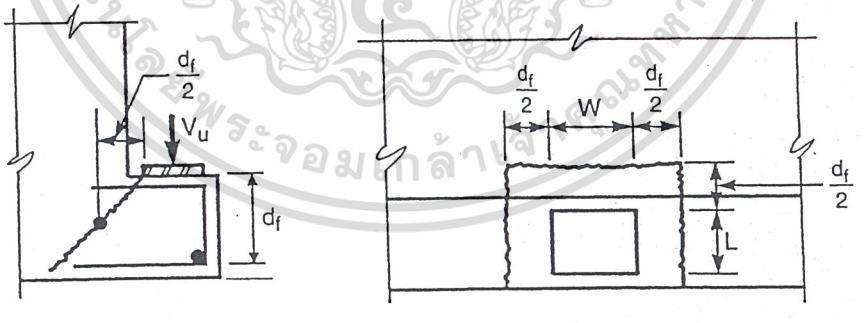
สภาวะวิกฤตในการออกแบบรับแรงเฉือนแบบทะลุแสดงอยู่ในรูปที่ 17-6

$$V_u \leq 1.1\phi\sqrt{f'_c}\,(W + 2L + 2d_f)d_f \qquad (3)$$

โดยที่ d_f = ความลึกประสิทธิผลวัดจากผิวบนของเชิงยื่นถึงจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมทางขวางด้านล่าง

ที่ปลายของเชิงยื่น

$$V_u \leq 1.1\phi\sqrt{f'_c}\,(W + L + d_f)d_f$$



รูปที่ 17-6 แรงเฉือนทะลุ

17.2.4 เหล็กเสริมแขวนรับ

นอกจากจะต้องออกแบบเหล็กเสริมแขวนรับให้รับน้ำหนักที่มากระทำบนเชิงยื่นได้แล้ว ยังจะต้องพิจารณาถึงการใช้งานในกรณีที่เชิงยื่นต้องรับน้ำหนักจรกระแทกซ้ำซ้อนอยู่ตลอดเวลา เช่น ในกรณีของที่จอดรถและสะพาน จากรูปที่ 17-7 จะเห็นว่า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$V_u \leq \phi \frac{A_v f_y S}{s} \qquad (4)$$

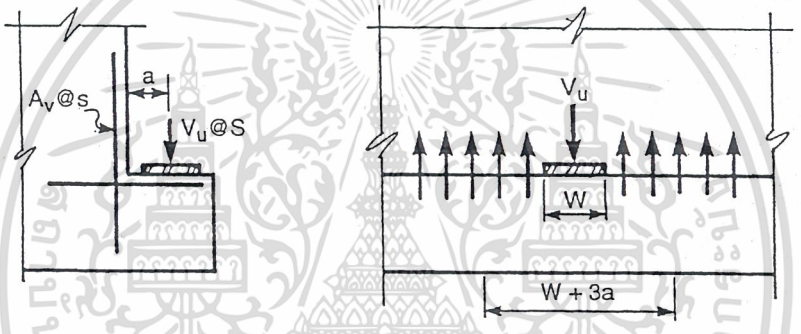
โดยที่ A_v = เนื้อที่เหล็กเสริมหนึ่งขาของเหล็กเสริมแขวนรับ

S = ระยะระหว่างน้ำหนักที่กระทำบนเชิงยื่น

s = ระยะเรียงของเหล็กเสริมแขวนรับ

การใช้งานจะถูกควบคุมโดยสมการ $V \leq \frac{A_v\left(0.5f_y\right)}{S}\left(W+3a\right)$ (5)

โดยที่ V เป็นแรงลัพธ์บนเชิงยื่นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกใช้งานคงที่และจร



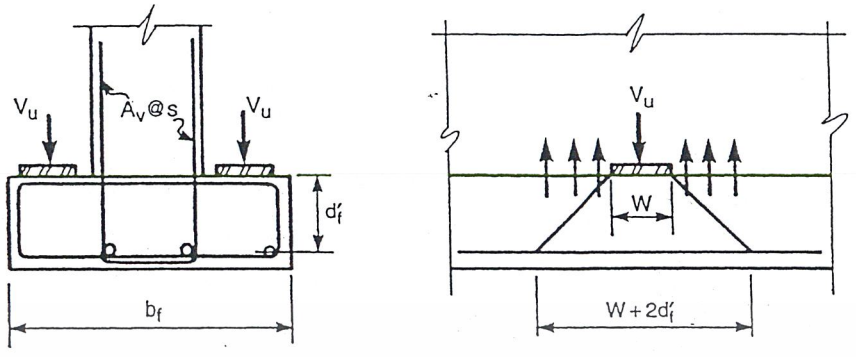
รูปที่ 17-7 เหล็กเสริมป้องกันการแยกตัวของเชิงยื่นจากคาน

ในกรณีของคานรูปตัวทีกลับหัว ปริมาณเหล็กเสริมแขวนรับจะต้องรับการวิบัติจากแรงเฉือนดังแสดงใน รูปที่ 17-8

$$2V_u \leq 2\left[1.1\phi\sqrt{f'_c}\, b_f d'_f\right] + \phi \frac{A_v f_y}{S}\left(W+2d'_f\right) \qquad (6)$$

โดยที่ d'_f = ความลึกของปีกผิวบนของเชิงยื่นถึงจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาวด้านล่าง

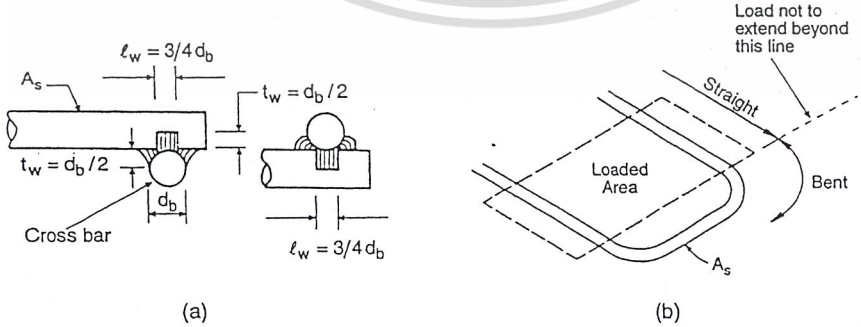
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 17-8 เหล็กเสริมแขวนรับป้องกันแรงเฉือนและป้องกันเชิงยื่นแยกตัวออกจากคาน

17.3 การฝังเพิ่มเพื่อให้เกิดแรงและการยึดของเหล็กเสริม

จะต้องมีการฝังเพิ่มเหล็กเสริมทุกเส้นทั้งสองข้างของหน้าตัดวิกฤต การยึดในที่รองรับมักจะใช้การฝังหรือใช้ของอมาตรฐาน ในกรณีแป้นหูช้างและเชิงยื่น ระยะระหว่างน้ำหนักที่กระทำกับขอบของที่รองรับมักจะสั้นเกินไป จนต้องใช้การยึดแบบพิเศษที่ปลายนอกของทั้งเหล็กเสริมหลัก A_s และเหล็กเสริมรับแรงเฉือน A_h การยึดจะใช้การเชื่อมเหล็กวิ่งตามขวางซึ่งมีขนาดเดียวกันเข้าที่ปลายของ A_s ดูรูปที่ 17-9(a) หรืออาจจะเชื่อมเข้ากับเหล็กฉากที่ปิดปลายของหูช้าง ถ้าใช้การเชื่อมเหล็กขวาง เหล็กเส้นนั้นจะต้องอยู่นอกขอบของแผ่นรองรับน้ำหนักกระทำถ้าใช้ยึดด้วยการงอเหล็กเสริม A_s เป็นวง ส่วนงอจะต้องอยู่นอกขอบของแผ่นรองรับน้ำหนักกระทำ ตามรูปที่ 17-9(b)

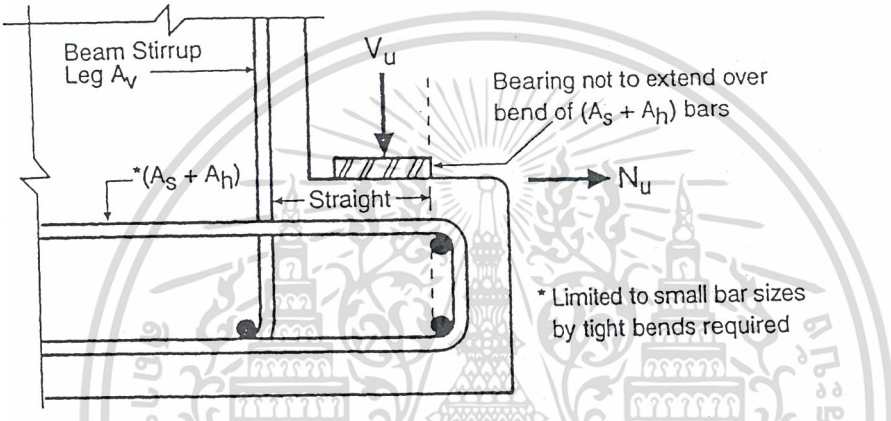


รูปที่ 17-9 รายละเอียดของที่ยึดรั้งแบบ (a) เชื่อมเหล็กแนวขวาง (b) วงเหล็กเส้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในเชิงยื่น การยึดรั้งอาจจะใช้ของอหรืองอเหล็กเสริมเป็นวง โดยส่วนงอจะต้องอยู่นอกขอบของแผ่นรองรับน้ำหนักกระทำ ตามรูปที่ 17-10 ถ้าแป้นหูช้างและเชิงยื่นจะต้องรับแรงในแนวนอน จะต้องเชื่อมแผ่นรองรับน้ำหนักกระทำเข้ากับเหล็กเสริม

เหล็กรับแรงเฉือนวงปิด A_h จะใช้การยึดแบบเดียวกัน โดยจะใช้รัดรอบเหล็กโครง (framing bar) ซึ่งมีขนาดเดียวกัน ดูรูปที่ 17-2



รูปที่ 17-10 รายละเอียดการจัดเหล็กเสริมในเชิงยื่น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เอกสารอ้างอิง

17.1 Mattock, Alan H., Chen, K.C.,and Soongswang, K., "The Behavior of reinforce Concrete Corbels," *PCI Journal*, Prestressed Concrete Institute, V. 21, No. .2, Mar.-Apr. 1976, pp.52-77

17.2 Klein, G.J.," Design of Spandrel Beams," *PCI Journal* , Vol.31, No.5, Sept.-Oct. 1986 , pp.76-124.

17.3 Mirza, Sher Ali ,and Furlong, Richard W., "Strength Criteria for Concrete Inverted T-Girder," *Journal of structural Engineering*, V.109, No.8, Aug.1983 , pp.1836-1853.

17.4 Mirza,Sher Ali, and Furlong,Richard W., "Serviceability Behavior and Failure Mechanisms of Concrete Inverted T-Beam Bridge Bent Caps," *ACI Journal, Proceedings*, V.80, No. 4, July-Aug. 1983, pp.294-304.

17.5 Mirza,S.A., and Furlong, R.W., "Design of Reinforce and Prestressed Concrete Inverted T-Beam for Bridge Structures," *PCI Journal*, Vol.30, No. 4, July-Aug. 1985, pp.112-136.

17.6 "AASHTO LRFD Bridge Design Specification," Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., First Edition, 1994.

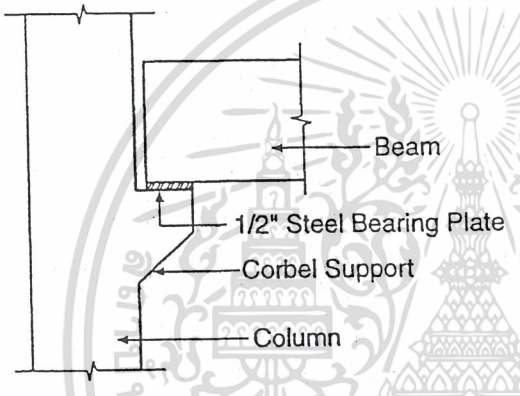
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 17.1 การออกแบบแป้นหูช้าง

จงออกแบบแป้นหูช้างที่มีขนาดเล็กที่สุดเพื่อรองรับคานดังรูป แป้นหูช้างยื่นออกมาจากเสาขนาด 35 ซม.x35 ซม.การยึดรั้งต้านการคืบและการหดหัว ทำให้เกิดแรงในแนวนอน 9,000 กก. บนแผ่นรองรับ

กำหนดให้: f'_c = 350 กก./ซม.^{2} (น้ำหนักปกติ) , f_y = 4,000 กก./ซม.^{2}

แรงลัพธ์จากคาน : DL = 11,000 กก., LL = 17,000 กก., T = 9,000 กก.



1. หาขนาดแผ่นเหล็กรับแรงแบกทาน ความกว้างของแผ่นเหล็ก = 35 ซม.

V_u = 1.4(11,000) + 1.7(17,000) = 44,300 กก.

$V_u \leq \phi P_{nb} = \phi(0.85 f'_c A_1)$

44,300 = 0.7(0.85x350xA_1) = 208.25 A_1 → A_1 = 212.72 ซม.^{2}

ความยาวของแผ่นเหล็ก = 212.72/35 = 6.08 ซม.

ใช้แผ่นเหล็กขนาด 7.0 ซม. × 35 ซม.

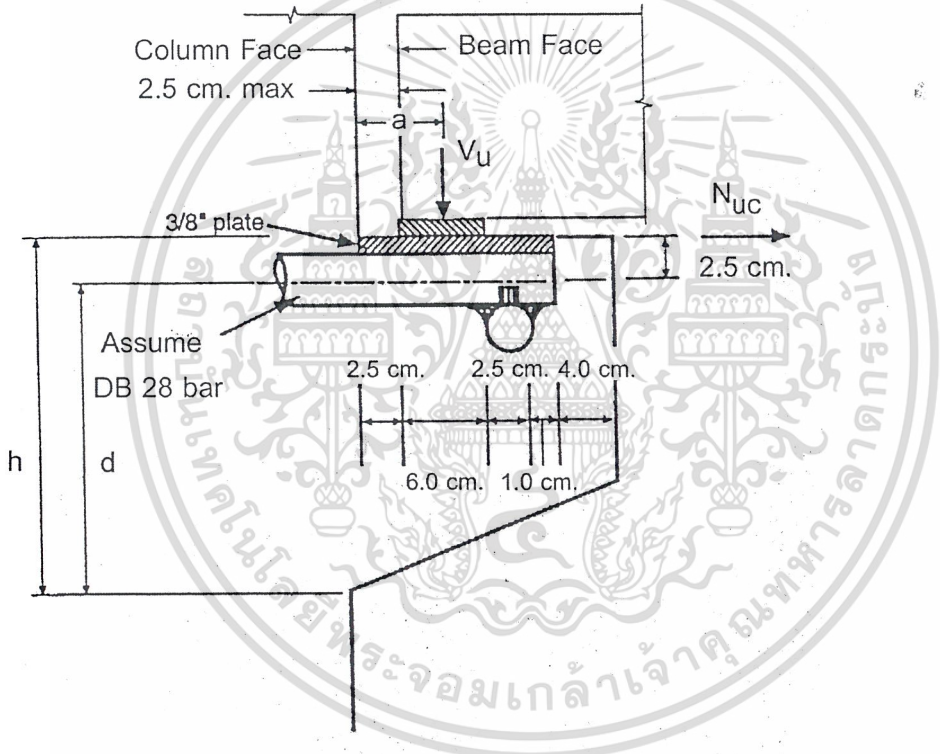
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. หาช่วงแรงเฉือน "a" รวมระยะเว้น 2.5 ซม.จากปลายคาน และสมมติว่าแรงลัพธ์จากคานกระทำที่ 1/3 ของความยาวของแผ่นเหล็กรับแบกทาน ซึ่งเป็นผลมาจากการหมุนตัวของคานรับและสมมติฐานที่ว่าหน่วยแรงภายใต้แผ่นเหล็กรับแรงแบกทานมีการกระจายเป็นรูปสามเหลี่ยม

$$a = \frac{2}{3}(7.0) + 2.5 = 7.17 \text{ ซม.}$$

ใช้ a = 7.5 ซม.

วางเหล็กเสริมตามขวางเพื่อการยึดรั้งนอกขอบของแผ่นเหล็กรับแรงแบกทานตามรูปข้างล่าง



3. หาความลึกทั้งหมดของแป้นหูช้าง ตามกำลังรับแรงเฉือน-ความเสียดทานสูงสุดที่ยอมให้ V_n

สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ $V_{n(max)} = 56b_w d$

$$V_u \leq \phi V_n = \phi(56b_w d)$$

d ที่ต้องการ = 44,300/(0.85x56x35) = 26.6 ซม.

ถ้าใช้เหล็กเสริมหลัก DB25 แผ่นเหล็กหนา 9 มม. (3/8") ,บวกระยะคลาดเคลื่อน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

h = 26.5 + 2.5 = 29 ซม. ใช้ h = 30 ซม.

d = 30 ซม. – 2.5 ซม. = 27.5 ซม.

$$\frac{a}{d} = \frac{7.17}{26.5} = 0.27 < 1 \text{ ผ่าน}$$

4. หาเหล็กเสริมรับแรงเฉือน–ความเสียดทาน A_{vf}

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} = \frac{44{,}300}{0.85(4{,}000 \times 1.4)} = 9.31 \text{ ซม.}^2$$

โดยที่ $\mu = 1.4\lambda$, $\lambda = 1.0$ สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ

5. หาเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยตรง A_n

$N_{uc} = 1.7(9{,}000) = 15{,}300$ กก.

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi f_y} = \frac{15{,}300}{0.85(4{,}000)} = 4.50 \text{ ซม.}^2$$

6. หาเหล็กเสริมรับแรงดัด A_f

$M_u = V_u a + N_{uc}(h\text{-}d) = 44{,}300(7.17) + 15{,}300(30 - 27.5) = 355{,}881$ กก.-ซม.

ใช้ $j_u d = 0.9d$

$$A_f = \frac{355{,}881}{0.85(4000)(0.9 \times 27.5)} = 4.23 \text{ ซม.}^2$$

ในทุกกรณีใช้ $\phi = 0.85$

7. หาเหล็กเสริมหลักรับแรงดึง A_s

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$2/3\ A_{vf} = 2/3(9.31) = 6.21;\ A_f = 4.23$ ดังนั้น $2/3\ A_{vf}$ เป็นตัวควบคุมการออกแบบ

$A_s = 2/3\ A_{vf} + A_n = 6.21 + 4.50 = 10.71$ ซม.^{2}

ใช้ 2-DB28., $A_s = 12.32$ ซม.^{2}

ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมน้อยสุด

$$?_{min} = 0.04[\frac{f'_c}{f_y}] = 0.04\left(\frac{350}{4000}\right) = 0.0035$$

$A_{s(min)} = 0.0035(35)(27.5) = 3.37$ ซม.^{2}

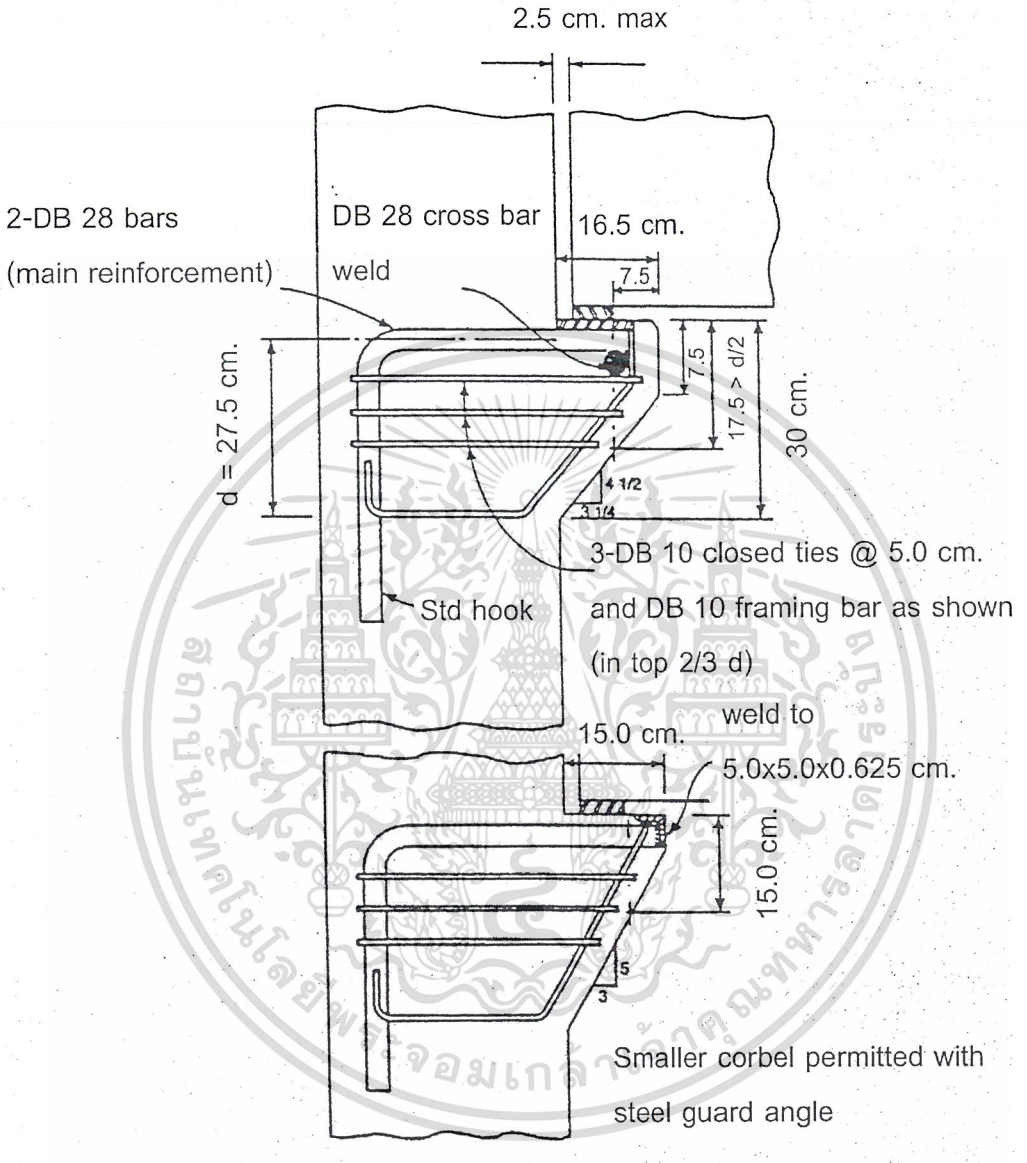
8. หาเหล็กเสริมรับแรงเฉือน A_h

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 0.5(10.71 - 4.50) = 3.11 \text{ ซม.}^2$$

ใช้ 3-DB10, $A_h = 3x(2x0.78) = 4.68$ ซม.^{2}

วางเหล็กปลอกในแนวนอนให้อยู่ใน 2/3 ของความลึกประสิทธิผลของแป้นหูช้างถัดจาก A_s

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



Reinforcement Details for Corbel

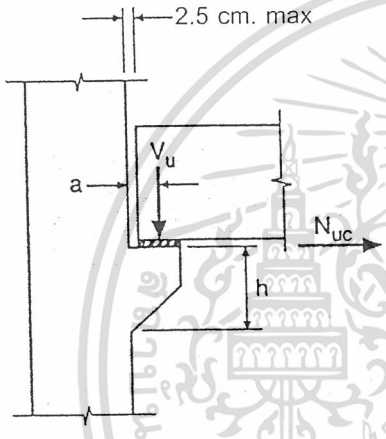
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 17.2 ออกแบบแป้นหูช้างใช้คอนกรีตน้ำหนักเบาและใช้วิธีปรับแก้ค่าแรงเฉือน-ความเสียดทาน

จงออกแบบแป้นหูช้างยื่นจากเสาขนาด 35 ซม. x 35 ซม. เพื่อรองรับแรงลัพธ์จากคานต่อไปนี้ :

น้ำหนักคงที่ = 14,500 กก., น้ำหนักจร = 13,600 กก., แรงกระทำตามแนวราบ = 10,900 กก.

f'_c = 280 กก./ซม.^{2} (คอนกรีตน้ำหนักเบา), f_y = 4,000 กก./ซม.^{2}



1. หาขนาดแผ่นเหล็กรับแรงแบกทาน ความกว้างของแผ่นเหล็ก = 35 ซม.

V_u = 1.4(14,500) + 1.7(13,600) = 43,420 กก.

$$V_u \leq \phi P_{nb} = \phi(0.85 f'_c A_1)$$

$$43{,}420 = 0.7(0.85 \times 280 \times A_1) \rightarrow A_1 = 260.62 \text{ ซม.}^2$$

ความยาวของแผ่นเหล็ก = 260.62/35 = 7.45 ซม.

ใช้แผ่นเหล็กขนาด 7.5 ซม. × 35 ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. หาช่วงแรงเฉือน "a" รวมระยะเว้น 2.5 ซม.จากปลายคาน และสมมติว่าแรงลัพธ์จากคานกระทำที่ 1/3 ของความยาวของแผ่นเหล็กรับแบกทาน ซึ่งเป็นผลมาจากการหมุนตัวของคานรับและสมมติฐานที่ว่าหน่วยแรงภายใต้แผ่นเหล็กรับแรงแบกทานมีการกระจายเป็นรูปสามเหลี่ยม

$$a = \frac{2}{3}(7.5) + 2.5 = 7.5 \text{ ซม.}$$

ใช้ a = 7.5 ซม.

3. หาความลึกทั้งหมดของแป้นหูช้าง ตามกำลังรับแรงเฉือน-ความเสียดทานสูงสุดที่ยอมให้ V_n

เพื่อให้ง่ายต่อการวางเหล็กเสริมและเทคอนกรีต ใช้ h = 38 ซม. เหล็กเสริม DB25 และระยะคอนกรีตหุ้ม 2.5 ซม.

d = 38 – 2.5 – 1.25 = 34.25 ซม.

a/d = 7.5/34.25 = 0.22 < 1

. สำหรับคอนกรีตน้ำหนักเบา และ $f'_c \geq 280$ กก./ซม.^{2}

$V_{n(max)} = (56 - 20a/d)b_w d = (56 - 20x0.22)(35)(34.25) = 61,855.5$ กก.

$\phi V_n = 0.85(61,855.5) = 52,577.2$ กก. $> V_u = 43,420$ กก. ผ่าน

4. หาเหล็กเสริมรับแรงเฉือน–ความเสียดทาน A_{vf}

โดยใช้วิธีการปรับค่าแรงเฉือน-ความเสียดทาน ตาม ACI R11.7.3

$$V_n = 0.8A_{vf}f_y + K_1 b_w d \text{ , เมื่อ } \frac{A_{vf}f_y}{b_w d} \geq 14.0 \text{ กก./ซม.}^2$$

สำหรับคอนกรีตน้ำหนักเบาที่มีมวลรวมเบาล้วน $K_1 = 14$ กก./ซม.^{2}

ดังนั้น $V_u \leq \phi V_n \leq \phi(0.8f_y A_{vf} + 14b_w d)$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$A_{vf} = \frac{V_u - \phi(14 b_w d)}{\phi(0.8 f_y)} \quad \text{แต่ต้องไม่น้อยกว่า } 14 \times \frac{b_w d}{f_y}$$

$$= \frac{43,420 - 0.85 \times 14 \times 35 \times 34.25}{0.85(0.8)4,000} = 10.72 \text{ ซม.}^2$$

$$14 \times \frac{b_w d}{f_y} = 14 \times \frac{35 \times 34.25}{4,000} = 4.2 \text{ ซม}^2. < 10.72 \text{ ซม}^2.$$

ถ้านำมาเปรียบเทียบกับค่า A_{vf} หาตามวิธีในตัวอย่างที่แล้ว

สำหรับคอนกรีตน้ำหนักเบา : $\mu = 1.4\lambda = 1.4(0.75) = 1.05$

$$A_{vf} = \frac{V_n}{\phi f_y \mu} = \frac{43,420}{0.85 \times 4000 \times 1.05} = 12.16 \text{ ซม.}^2 > 10.72 \text{ ซม.}^2$$

5. หาเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยตรง A_n

$N_{uc} = 1.7(10,900) = 18,530$ กก.

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi f_y} = \frac{18,530}{0.85(4,000)} = 5.45 \text{ ซม.}^2$$

6. หาเหล็กเสริมรับแรงดัด A_f

$M_u = V_u a + N_{uc}(h-d) = 43,420(7.5) + 18,530(38 - 34.25) = 395,137$ กก.-ซม.

หาเหล็กเสริมด้วยวิธีออกแบบรับแรงดัดทั่วไป หรือ ใช้ $j_u d = 0.9d$

$$A_f = \frac{395,137}{0.85(4,000)(0.9 \times 34.25)} = 3.77 \text{ ซม.}^2$$

ในทุกกรณีใช้ $\phi = 0.85$

7. หาเหล็กเสริมหลักรับแรงดึง A_s

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$2/3\ A_{vf} = 2/3(10.72) = 7.15 > A_f = 3.77$ ซม.^{2} ดังนั้น $2/3\ A_{vf}$ เป็นตัวควบคุมการออกแบบ

$As = 2/3\ A_{vf} + A_n = 7.15 + 5.45 = 12.6$ ซม.^{2}

ใช้ 3-DB25., $A_s = 14.73$ ซม.^{2}

ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมน้อยสุด

$$?_{min} = 0.04[\frac{f'_c}{f_y}] = 0.04\left(\frac{350}{4000}\right) = 0.0035$$

$A_{s(min)} = 0.0035(35)(27.5) = 3.37$ ซม.^{2} < 14.73 ซม.^{2}

8. หาเหล็กเสริมรับแรงเฉือน A_h

$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 0.5(12.60 - 5.45) = 3.58$ ซม.^{2}

ใช้ 3-DB10, $A_h = 3x(2x0.78) = 4.68$ ซม.^{2}

วางเหล็กปลอกในแนวนอนให้อยู่ใน 2/3 ของความลึกประสิทธิผลของแป้นหูช้างถัดจาก A_s

ดังนั้นระยะเรียงห่างสุด $s_{max} = \left(\frac{2}{3}\right)\frac{34.25}{3} = 7.61$ ซม.

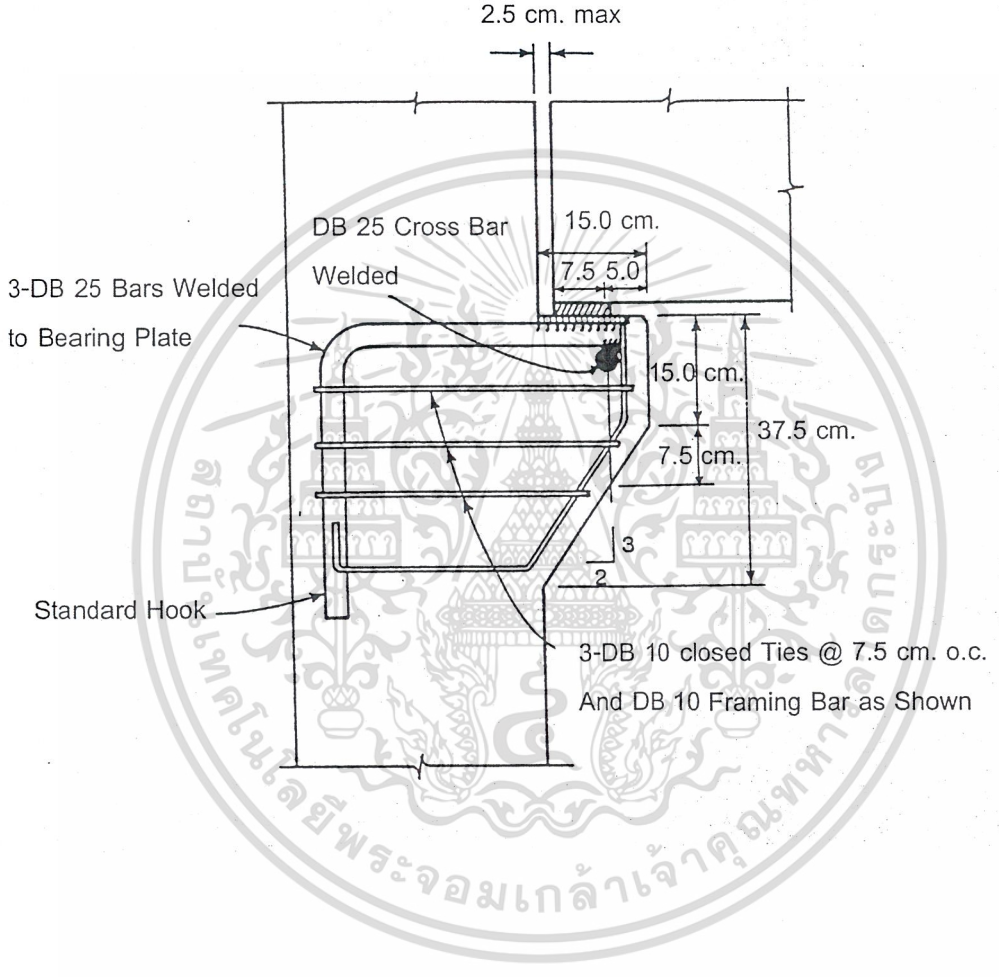
9. รายละเอียดแป้นหูช้าง

แป้นหูช้างจะยื่นออกมาจากขอบเสา (2.5 + 7.5 + 5) = 15 ซม.

ให้ความลึกของแป้นหูช้างที่ด้านหน้าเป็น 15 ซม. ดังนั้นความลึกของแป้นหูช้างที่ขอบนอกของแผ่นเหล็กรับแรงแบกทานจะมีเท่ากับ 15 + 7.5 = 22.5 ซม. > 34.25/2 ผ่าน

ยึดเหล็กเสริมหลักรับแรงดึงที่ด้านหน้าของแป้นหูช้างด้วยการเชื่อมติดกับเหล็ก DB25 วางขวางผ่านปลายของเหล็กเสริมหลัก และยึดเหล็กเสริมหลักในเสาด้วยของอมาตรฐาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

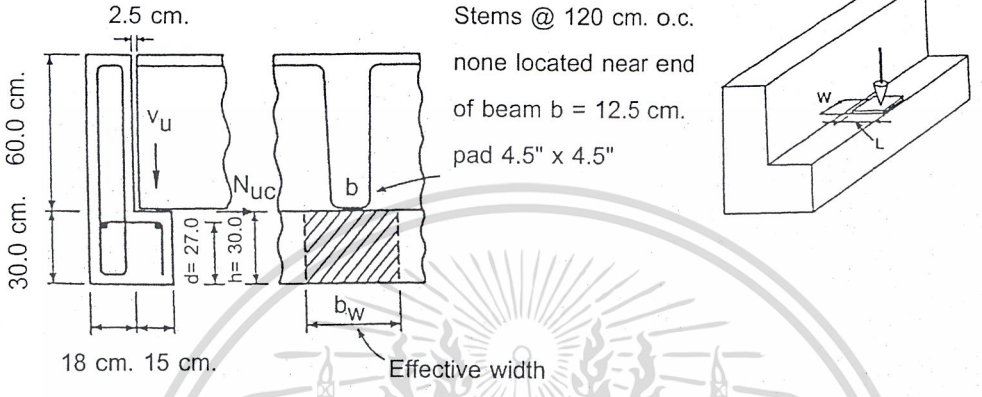


เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 17.3 การออกแบบเชิงยื่น

f'_c = 350 ksc. (normal weight)

f_y = 4000 ksc.



คานรูปตัว L รับคานรูปตัวทีคู่ช่วงยาว 20 เมตร ซึ่งเป็นส่วนหนึ่งของลานจอดรถ น้ำหนักบรรทุกใช้งานสูงสุดต่อหนึ่งขาของทีคู่เป็นดังต่อไปนี้ น้ำหนักบรรทุกคงที่ = 5,000 กก. น้ำหนักจร = 2,900 กก. รวมเป็น 7,900 กก. คานรูปตัวทีคู่จะวางได้ทุกตำแหน่งบนเชิงยื่น ยกเว้นแต่ที่บริเวณปลายคาน ขาของรูปตัวทีคู่วางบนแผ่นรองรับแรงแบกทานขนาด 12 ซม. x 12 ซม. x 0.6 ซม. (รับน้ำหนักบรรทุกใช้งานสูงสุด 70 กก./ซม.^{2})

ถ้าออกแบบตามข้อกำหนดของมาตรฐานการออกแบบ อาจจะต้องใช้เชิงยื่นซึ่งมีความกว้างมากกว่า 15 ซม. แต่ต้องการที่จะยึดความกว้าง 15 ซม. นี้ไว้ ดังนั้นอาจจะต้องใช้ (1) เปลี่ยนไปใช้แผ่นรองรับแรงแบกทานที่แข็งแรงขึ้นเป็น 140 กก./ซม.^{2} หรือ (2) เชื่อมเหล็กเสริมหลัก A_s ติดกับแผ่นเหล็กกันแตกที่มุมหน้าของเชิงยื่น

ในตัวอย่างนี้จะใช้เชิงยื่นกว้าง 15 ซม. และแผ่นรองรับแรงแบกทานขนาด 12.0 ซม. × 12.0 ซม. ตัวอย่างจะแสดงการออกแบบเพื่อป้องกันการวิบัติที่จุดต่อระหว่างเชิงยื่นกับคานแต่อย่างเดียว ในขั้นสุดท้ายก็จะต้องออกแบบคานพร้อมเชิงยื่นนี้ทั้งตัวอีกด้วย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1. ตรวจสอบขนาดแผ่นรองรับ 12 × 12 ซม. (รับน้ำหนักบรรทุกใช้งานสูงสุด 70 กก./ ซม.^{2})

กำลังรับแรงแบกทาน = 12.0 × 12.0 × 70 = 10,080 กก. > 7,900 กก.

2. หาช่วงแรงเฉือนและความกว้างประสิทธิผลเพื่อรับแรงเฉือนและแรงดัด

ให้แรงลัพธ์กระทำที่ระยะ 1/3 ของความยาวของแผ่นรองรับ

a) สำหรับแรงเฉือน–ความเสียดทาน

$$a = 12\left(\frac{2}{3}\right) + 2.5 = 10.5 \quad \text{ซม.}$$

ความกว้างประสิทธิผล = $W + 4a = 12 + 4(10.5) = 54$ ซม.

b) สำหรับแรงดัด หน้าตัดวิกฤตอยู่ที่ศูนย์กลางของเหล็กเสริมแขวนรับ A_v

ให้ระยะคอนกรีตหุ้มเท่ากับ 3 ซม. และใช้เหล็กลูกตั้ง DB12

$a_f = 10.5 + 3 + 0.6 = 14.1$ ซม.

ความกว้างประสิทธิผล $W + 5a_f = 12 + 5(14.1) = 82.5$ ซม.

3. ตรวจกำลังแบกทานของคอนกรีต

$V_u = 1.4\,(5{,}000) + 1.7(2{,}900) = 11{,}930$ กก.

$\phi P_{nb} = \phi(0.85f'_c A_1) = 0.7(0.85 \times 350 \times 12^2) = 29{,}988$ กก. > 11,930 กก.

4. หาหน้าตัดประสิทธิผลของเชิงยื่น ตามกำลังรับแรงเฉือน-ความเสียดทานสูงสุดที่ยอมให้ V_n

สำหรับ $f'_c = 350$ กก./ ซม.^{2}, $V_{n\,(max)} = 56\, b_w d$ โดยที่ $b_w = (W + 4a)$

$V_n = 56(54)(27) = 81{,}648$ กก.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$\phi V_n = 0.85(81,648) = 69,400.8$ กก. > 11,930 กก.

5. หาเหล็กเสริมรับแรงเฉือน–ความเสียดทาน A_{vf}

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} = \frac{11930}{0.85(4000)(1.4)} = 2.5 \text{ ซม.}^2/\text{ความกว้างประสิทธิผล 54 ซม.}$$

6. ตรวจสอบแรงเฉือนทะลุ

$V_u \leq 1.1\phi\sqrt{f'_c}\,(W + 2L + 2d_f)d_f$

$W = L = 12.0$ ซม. , สมมติให้ $d_f \approx 25$ ซม.

$1.1\phi\sqrt{f'_c}\,(W + 2L + 2d_f)d_f = 1.1 \times 0.85\sqrt{350}\,(3 \times 12 + 2 \times 25) \times 25$

$= 37,608$ กก. > 11,930 กก.

7. หาเหล็กเสริมรับแรงดึงโดยตรง A_n

ค่า N_u ต้องไม่น้อยกว่า $0.2V_u$ ซึ่งเป็นแรงที่เกิดจากยึดรั้งต้านการคืบและการหดตัวของคานทีคู่ ในกรณีที่เชิงยื่นต้องรับแรงในแนวราบ จะต้องเชื่อมแผ่นเหล็กรับแรงแบกทาน ติดกับเนื้อที่เหล็กเสริมรับแรงดึง (A_s)

$N_u = 0.2\,V_u = 0.2(11,930) = 2,386$ กก.

$$A_n = \frac{N_u}{\phi f_y} = \frac{2386}{0.85(4000)} = 0.7 \text{ ซม.}^2 \text{ / ความกว้างประสิทธิผล 82.5 ซม.}$$

$= 0.0085$ ซม.^{2}/ซม.

8. หาเหล็กเสริมรับแรงดัด A_f

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$M_u = V_u a_f + N_u(h - d) = 11{,}930(14.1) + 2{,}386(30 - 27)$

$= 175{,}371$ กก.-ซม.

ให้ $j_u d = 0.8d$ และ $\phi = 0.85$

$$A_f = \frac{175371}{0.85(4000 \times 0.8 \times 30)} = 2.15 \text{ ซม.}^2\text{/ความกว้าง } 82.5 \text{ ซม.}$$

$= 0.026$ ซม.^{2}/ซม.

9. หาเหล็กเสริมหลักรับแรงดึง A_s

$$\left(\frac{2}{3}\right)A_{vf} = \left(\frac{2}{3}\right)2.5 = 1.67 \text{ ซม.}^2/54 \text{ ซม.} = 0.0309 \text{ ซม.}^2\text{/ซม.}$$

$$A_s = \left(\frac{2}{3}\right)A_{vf} + A_n = 0.0309 + 0.0085 = 0.0394 \text{ ซม.}^2\text{/ซม.}$$

$$A_s = A_f + A_n = 0.026 + 0.0085 = 0.0345 \text{ ซม.}^2\text{/ซม.}$$

ตรวจสอบ $A_{s(min)} = 0.04\left(\frac{f'_c}{f_y}\right)d$ ต่อเซนติเมตร

$$= 0.04\left(\frac{350}{4{,}000}\right)(27) = 0.095 \text{ ซม.}^2\text{/ซม.} > 0.0396 \text{ ซม.}^2\text{/ซม.}$$

สำหรับเชิงยื่นขนาดมาตรฐานซึ่งมีความลึกไม่มากนัก ปริมาณเหล็กเสริมน้อยสุดที่ต้องมีมักจะเป็นปริมาณที่จะต้องใช้

10. หาเหล็กเสริมรับแรงเฉือน A_h

$$A_h = 0.5(A_s - A_h) = 0.5(0.095 - 0.0085) = 0.0432 \text{ ซม.}^2\text{/ซม.}$$

11. หาขนาดและระยะเรียงของเหล็กเสริมในเชิงยื่น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

A_s = 0.095 ซม.^{2}/ซม.

ลอง DB16 , A = 2.01 ซม.^{2}

$$S_{max} = \frac{2.01}{0.095} = 21.15 \text{ ซม.}$$ ใช้ DB16 @20 ซม.

A_h = 0.0432 ซม.^{2}/ซม.

เพื่อความสดวกในการก่อสร้าง จะเลือกขนาดเหล็กเสริม A_h โดยใช้ระยะเรียง 20 ซม. เท่ากัน

ดังนั้น A = 0.0432(20) = 0.864 ซม.^{2}ใช้ DB12 @20 ซม.

12. ตรวจสอบเนื้อที่เหล็กเสริมแขวนรับ

เพื่อความสามารถในการรับแรง (สมการ 4)

$$A_v = \frac{V_u s}{\phi f_y S}$$

เมื่อ s = 20.0 ซม. และ S = 120.0 ซม.

$$A_v = \frac{11930 \times 20}{0.85 \times 4000 \times 120} = 0.58 \text{ ซม.}^2$$

เพื่อการใช้งาน (สมการ 5)

$$A_v = \frac{V}{0.5 f_y} \times \frac{s}{(W + 3a)}$$

V = 5,000 +2,900 = 7,900 กก.

W + 3a = 12 + 3x10.5 = 43.5 ซม.

$$A_v = \frac{7900}{0.5 \times 4000} \times \frac{20}{43.5} = 1.82 \text{ ซม.}^2$$

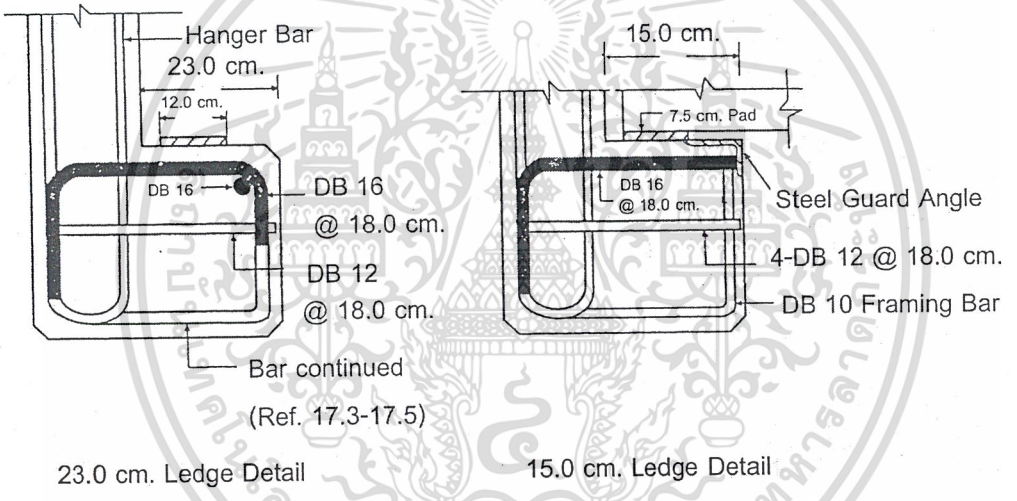
ใช้ DB16 @20 ซม.

เมื่อออกแบบคานพร้อมเชิงยื่น จะต้องมีเหล็กลูกตั้งเพียงพอที่จะรับผลรวมของแรงเฉือนและแรงบิด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

13. รายละเอียด

ตามข้อกำหนด วสท. 4409(ช) พื้นที่รับแรงแบกทาน (ขนาดแผ่น 12 ซม. × 12 ซม.) จะต้องไม่ยื่นเกินส่วนที่ตรงของเหล็กเส้นหลักรับแรงดึง A_s ทั้งนี้ต้องไม่เกินขอบในของเหล็กเส้นยึดในแนวขวาง เมื่อใช้แผ่นรองรับขนาด 12 ซม. ความกว้างของเชิงยื่นจะต้องเพิ่มเป็น 23 ซม. ตามรูปข้างล่าง แต่ถ้าไม่ต้องการที่จะเพิ่มความกว้างของเชิงยื่น ก็จะต้องเปลี่ยนไปใช้แผ่นรองรับขนาด 7.5 ซม. ซึ่งมีกำลังรับแรงแบบทานเท่ากับ 100 กก./ ซม.^{2} และต้องเชื่อมเหล็กเสริมในเชิงยื่นเข้ากับเหล็กฉากกันแตกที่ขอบบนของเชิงยื่น



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 18

ระบบแผ่นพื้นสองทาง

18.1 ขอบเขต

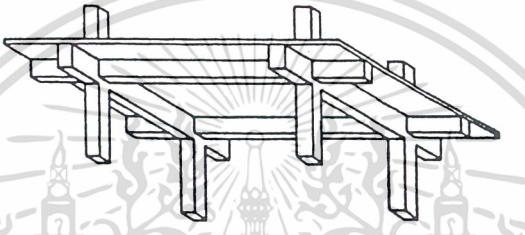
ชนิดต่าง ๆ ของระบบแผ่นพื้นสองทางที่ใช้ในปัจจุบันแสดงอยู่ในรูปที่ 18-1

แผ่นพื้นตันที่รองรับโดยคานที่ขอบทั้งสี่ด้าน [รูปที่ 18-1(a)] เป็นระบบพื้นแบบเริ่มแรกในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ในระบบนี้ ถ้าอัตราส่วนของด้านยาวต่อด้านสั้นของแผ่นพื้น เท่ากับสองหรือมากกว่า การถ่ายน้ำหนักบรรทุกจะเป็นในรูปของแรงดัดในด้านสั้น และแผ่นพื้นจะมีพฤติกรรมเป็นพื้นทางเดียว เมื่ออัตราส่วนของด้านของแผ่นพื้นเข้าใกล้หนึ่ง (มีลักษณะเข้าใกล้รูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส) การถ่ายน้ำหนักจะอยู่ในรูปของแรงดัดในทิศทางตั้งฉากทั้งสองด้าน และแผ่นพื้นจะมีพฤติกรรมเป็นพื้นสองทาง

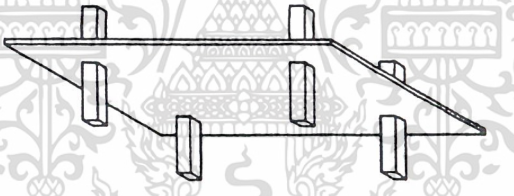
เมื่อเวลาผ่านไปและเทคโนโลยีได้ก้าวหน้าขึ้น คานตามแนวเสาก็ค่อย ๆ ถูกยกเลิกไป กลายเป็นระบบแผ่นพื้นที่ประกอบด้วยพื้นตันที่รองรับโดยตรงด้วยเสา เรียกว่า แผ่นพื้นไร้คานท้องเรียบ (Flat plate) ดังรูป 18-1(b) แผ่นเรียบสองทาง เป็นระบบพื้นที่มีประสิทธิภาพ ประหยัด และ ใช้กันอย่างแพร่หลายมากที่สุด ในโครงสร้างอาคารหลายชั้น เช่น โรงแรม หอพัก และโรงพยาบาล เมื่อเปรียบเทียบกับระบบพื้นและหลังคาคอนกรีตอื่น ๆ แผ่นเรียบจะใช้เวลาการก่อสร้างสั้นกว่าและเสียค่าแรงงานต่ำสุด เนื่องจากใช้แบบหล่อและการวางเหล็กเสริมที่ง่ายที่สุด นอกจากนี้ระบบแผ่นเรียบยังมีผลต่อการประหยัดในอีกหลายด้าน เนื่องจากเป็นระบบพื้นที่มีความหนาไม่มาก ความสูงของชั้นก็จะลดลงได้ ทำให้ความสูงโดยรวมของผนังภายนอกลดลง ผนังกั้นห้องพื้นถึงเพดานสั้นลง ปริมาณของท่อในงานระบบต่าง ๆ ลดลง ในท้องถิ่นที่มีการจำกัดความสูงของอาคาร การใช้ระบบพื้นแบบแผ่นเรียบบาง จะให้จำนวนชั้นมากสุดในความสูงที่ยอมให้ ระบบพื้นแผ่นเรียบยังเปิดโอกาสให้ผู้ออกแบบเลือกรูปแบบการวางผังเสา ตำแหน่งผนังและช่องเปิดขนาดเล็ก ประโยชน์ของระบบพื้นแผ่นเรียบที่ไม่ควรจะมองข้ามคือความสามารถในการต้านทานอัคคีภัย ในกรณีทั่ว ๆ ไปความหนาของพื้นที่จำเป็นสำหรับการรับน้ำหนักจะสามารถต้านทานอัคคีภัยได้ตามมาตรฐานสำหรับอาคารทั่วไป โดยไม่ต้องมีการพ่นวัสดุกันไฟหรือติดตั้งฝ้าเพดานกันไฟ สิ่งสำคัญอีกอย่างก็คือการที่สามารถจะตกแต่งโดยตรงบนผิวล่างของพื้นแบบแผ่นเรียบ แทนการติดตั้งฝ้าเพดาน การประหยัดเวลาและราคาค่าก่อสร้างทำให้ระบบพื้นเรียบเหนือกว่าระบบโครงสร้างแบบอื่น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

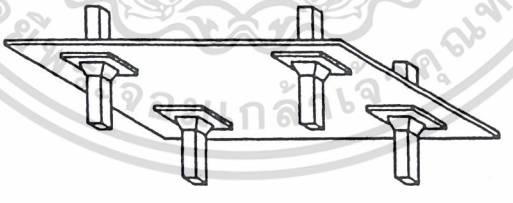
ข้อจำกัดหลักในการเลือกใช้ระบบพื้นแผ่นเรียบ คือแรงเฉือนรอบเสา เมื่อมีน้ำหนักบรรทุกมากหรือเมื่อมีระยะของช่วงยาวมาก ความหนาของระบบพื้นแผ่นเรียบบริเวณรอบเสาจะถูกทำให้หนาขึ้น ซึ่งจะเรียกว่า แป้นหัวเสา (Drop Panel) ระบบพื้นแผ่นเรียบที่มีแป้นหัวเสา จะเรียกว่า แผ่นพื้นไร้คานแบบมีแป้นหัวเสา (Flat slab) ดังรูปที่ 18-1(c) เพื่อรับแรงเฉือนรอบเสา ในระบบนี้บางครั้งปลายเสาจะบานออก เรียกว่าหมวกหัวเสา (Column Capital) เพื่อช่วยรับแรงเฉือนรอบเสา ในการออกแบบ หมวกหัวเสาจะถือว่าเป็นส่วนหนึ่งของเสา และแป้นหัวเสาเป็นส่วนหนึ่งของแผ่นพื้น



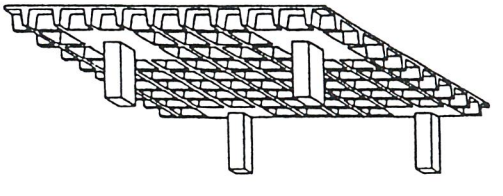
(a) Two-Way Beam-Supported Slab



(b) Flat Plate



(c) Flat Slab



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

รูปที่ 18-1 ชนิดของระบบแผ่นพื้น สองทาง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ระบบแผ่นพื้นแบบกระทง (Waffle Slab) ดังรูป 18-1(d) ประกอบด้วยแถวของตงคอนกรีตที่ทำมุมฉากซึ่งกันและกัน และมีหัวเสาตันเพื่อใช้ต้านทานแรงเฉือน ตงโดยปกติจะหล่อโดยใช้แบบหล่อรูปกระทงมาตรฐาน แต่จะเว้นบริเวณรอบ ๆ เสาไว้เพื่อที่จะหล่อหัวเสาตัน ในการออกแบบระบบพื้นแบบกระทง จะถือว่าเป็นระบบแผ่นพื้นไร้คาน ที่มีหัวเสาตันที่ทำหน้าที่เป็นแป้นหัวเสา ระบบแผ่นพื้นแบบกระทงจะลดน้ำหนักของตัวมันเองลงได้มาก เมื่อเปรียบเทียบกับระบบแผ่นพื้นไร้คานอื่น ๆ เพราะความหนาของพื้นจะลดลงเนื่องจากช่วงระหว่างตงที่สั้น ดังนั้นในกรณีของช่วงยาวและน้ำหนักบรรทุกมาก การเลือกใช้พื้นระบบนี้จะได้ผลมากกว่าการที่จะใช้ระบบแผ่นพื้นท้องเรียบร่วมกับการใช้แป้นหัวเสาลึก ๆ หรือเพิ่มคานเสริม และระบบแผ่นพื้นแบบกระทงนี้ก็มีความสวยงามในด้านของสถาปัตยกรรมด้วย

18.2 การควบคุมการแอ่นตัว – ความหนาต่ำสุดของพื้น

ตารางที่ 18-1 ความหนาต่ำสุดของ ระบบแผ่นพื้นสองทาง

ระบบพื้น 2 ทาง	α_m	β	h ต่ำสุด
แผ่นพื้นไร้คาน	-	≤ 2	$\ell_n/30$
แผ่นพื้นไร้คานแบบมีคานขอบ[1] (h ต่ำสุด = 12.5 ซม.)	-	≤ 2	$\ell_n/33$
แผ่นพื้นไร้คานแบบมีแป้นหัวเสา[2]	-	≤ 2	$\ell_n/33$
แผ่นพื้นไร้คานแบบมีแป้นหัวเสา[2]และมีคานขอบ[1] (h ต่ำสุด = 10 ซม.)	-	≤ 2	$\ell_n/36$
แผ่นพื้นที่รองรับด้วยคาน[3]	≤ 0.2	≤ 2	$\ell_n/30$
	1.0	1	$\ell_n/33$
		2	$\ell_n/36$
	≥ 2.0	1	$\ell_n/37$
		2	$\ell_n/44$
แผ่นพื้นที่รองรับด้วยคาน[1,3]	≤ 0.2	≤ 2	$\ell_n/33$
	1.0	1	$\ell_n/36$
		2	$\ell_n/40$
	≥ 2.0	1	$\ell_n/41$
		2	$\ell_n/49$

[1]อัตราส่วนสติฟเนสคานขอบต่อพื้น $\alpha \geq 0.8$ *[วสท. 4205 (ค)3]*

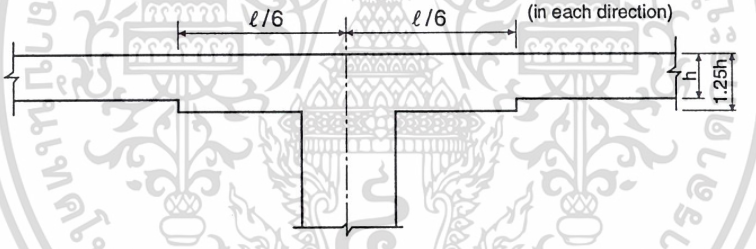
[2]ความยาวแป้นหัวเสา $\geq \ell/3$, ความลึก $\geq 1.25h$ *[วสท. 5104 (ช)1. และ (ช)2.]*

[3] h ต่ำสุด = 12.5 ซม. สำหรับ $\alpha_m \leq 2.0$, h ต่ำสุด = 8.75 ซม. สำหรับ $\alpha_m > 2.0$ *[วสท. 4205 (ค)3]*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การเลือกอัตราส่วนของความหนาต่อความยาวช่วงต่ำสุดตามที่ยอมให้ในมาตรฐานการออกแบบ ทำให้ผู้ออกแบบสามารถหลีกเลี่ยงการคำนวณการแอ่นตัวที่ต้องใช้ขั้นตอนมากมายได้ ความหนาต่ำสุดสำหรับแผ่นพื้นไร้คานแบบไม่มีหรือมีแป้นหัวเสา แผ่นพื้นแบบกระทง ตามตารางที่ 4-6 [วสท. ตาราง 4205(ค)] และความหนาต่ำสุดสำหรับแผ่นพื้นที่รองรับด้วยคานรอบ ตาม วสท. สมการที่ (42-11) และ (42-12) ได้สรุปรวมไว้ในตารางที่ 18-1 โดยที่ ℓ_n คือ ความยาวช่วงว่างที่วัดจากขอบถึงขอบของที่รองรับตามด้านยาวของแผ่นพื้นสองทาง

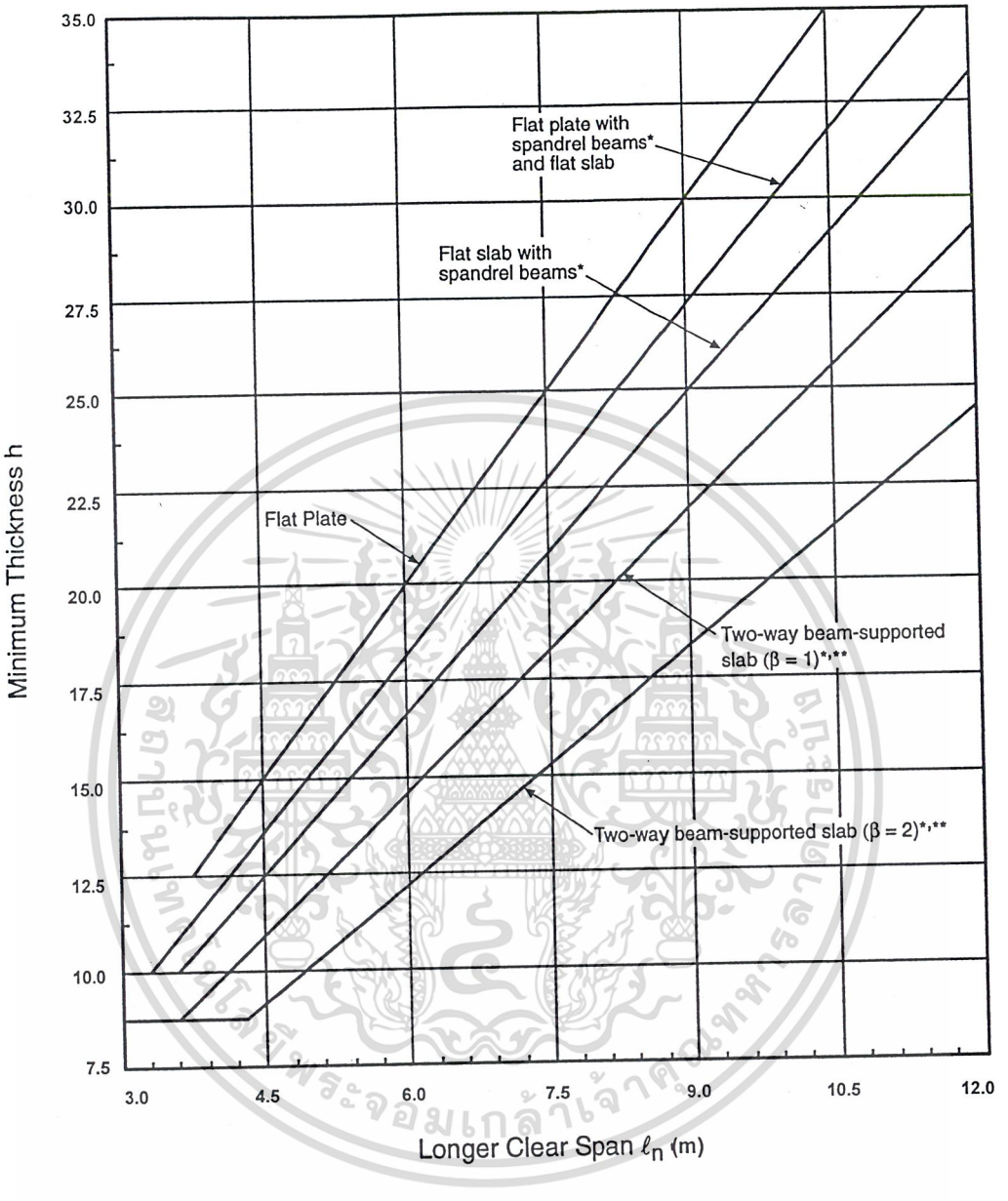
ค่าในตารางเป็นความหนาต่ำสุดที่ครอบคลุม แผ่นพื้นด้านใน ด้านข้าง หรือที่มุม โดยสมมติว่าแผ่นพื้นทั้งหมดที่รวมกันเป็นระบบแผ่นพื้นมีความหนาเท่ากัน ขนาดของคานขอบที่เหมาะสมจะให้ค่าสติฟเนสสัมพัทธ์ของคานต่อพื้น α สูงกว่าค่าต่ำสุด 0.8 ขนาดมาตรฐานของแป้นหัวเสาซึ่งจะยอมให้ความหนาต่ำสุดของแผ่นพื้นลดลงได้ 10 % แสดงอยู่รูปที่ 18-2 ถ้าต้องการความต้านทานแรงเฉือนมากๆ อาจจะใช้แป้นที่มีขนาดใหญ่และลึก แต่อย่างไรก็ตาม ก็ไม่สามารถจะลดความหนาต่ำสุดของแผ่นพื้นได้ ถ้าไม่มีการคำนวณการแอ่นตัว



รูปที่ 18-2 รูปแสดงรายละเอียดของแป้นหัวเสา

เพื่อความสดวกในการออกแบบ ความหนาต่ำสุดสำหรับแผ่นพื้นทั้งหกชนิดตามตารางที่ 18-1 ได้แสดงไว้ในรูปที่ 18-3

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



*Spandrel beam-to-slab stiffness ratio $\alpha \geq 0.8$

**$\alpha_m > 2.0$

รูปที่ 18-3 ความหนาต่ำสุดของแผ่นพื้นสองทาง, ซม. (ดูตารางที่ 18-1)

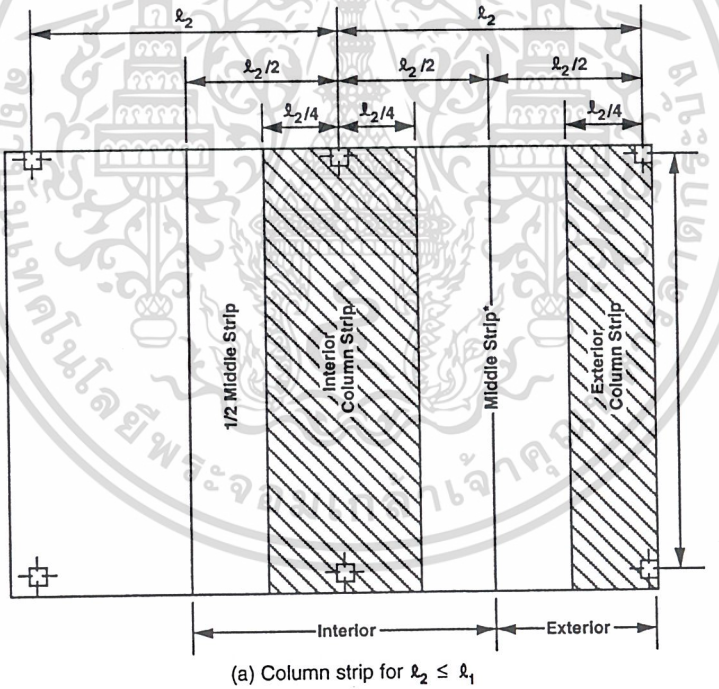
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

18.3 คำจำกัดความ

18.3.1 แถบออกแบบ

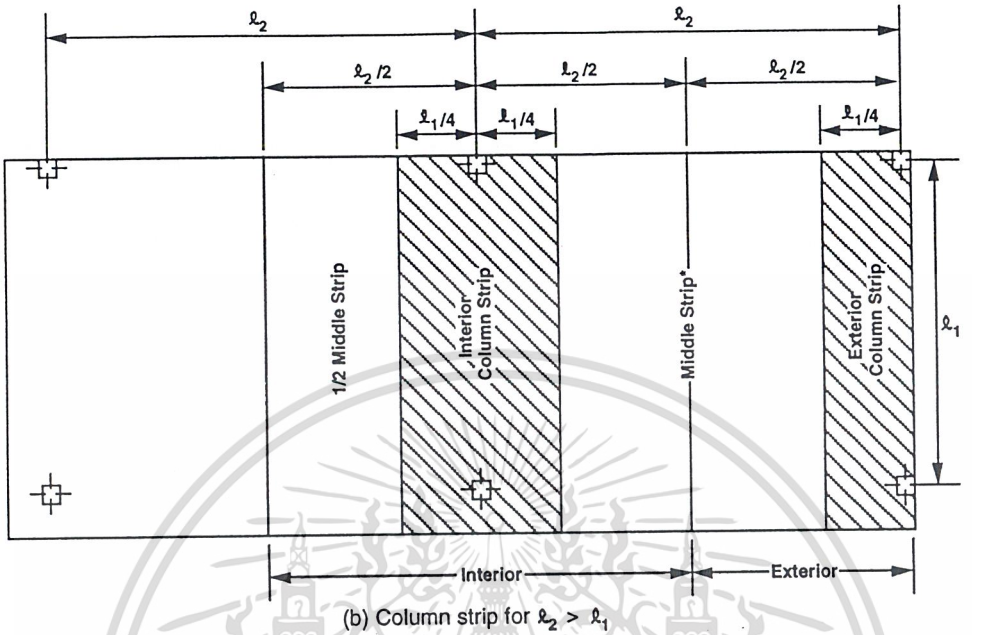
ในการวิเคราะห์ระบบแผ่นพื้นสองทาง ไม่ว่าจะใช้วิธีคำนวณออกแบบโดยตรง (Direct Design Method) หรือวิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่า (Equivalent Frame Method) ระบบพื้นจะถูกแบ่งเป็นแถบออกแบบที่ประกอบด้วยแถบเสาและครึ่งแถบกลาง ดังแสดงในรูปที่ 18-3 แถบเสามีความกว้างเท่ากับครึ่งหนึ่งของช่วงยาวหรือช่วงขวาง อันใดก็ตามที่สั้นกว่า แถบกลางจะอยู่ระหว่างแถบเสา

เหตุที่ใช้ความกว้างของแถบเสาตามด้านที่สั้นกว่าของ ℓ_1 หรือ ℓ_2 ก็เพราะโมเมนต์รวมมักมีค่ามากอยู่ตามแนวเสาเมื่อความยาวช่วงของแถบออกแบบสั้นกว่าความกว้าง



(a) Column strip for $\ell_2 \leq \ell_1$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



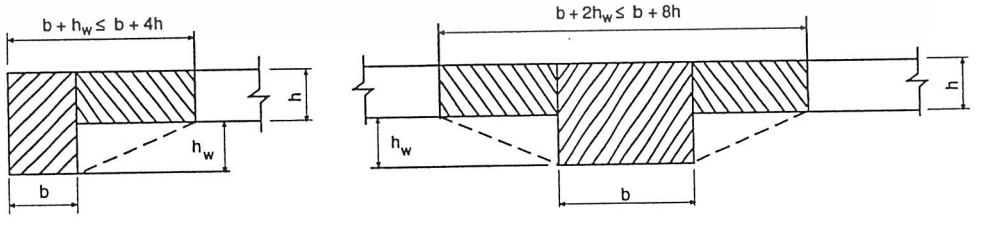
(b) Column strip for $\ell_2 > \ell_1$

* When edge of exterior design strip is supported by a wall, the factored moment resisted by this middle strip is defined in 13.6.6.3.

รูปที่ 18-4 คำจำกัดความของแถบออกแบบ

18.3.2 หน้าตัดคานประสิทธิผล

ในระบบพื้นที่มีคานระหว่างที่รองรับ คานจะรวมส่วนหนึ่งของพื้นเป็นปีกคาน ดังรูป 18-5 ค่าคงที่ในการออกแบบ และตัวแปรสติฟเนสที่ใช้ในวิธีคำนวณออกแบบโดยตรงและวิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่า ต้องหามาจากหน้าตัดคานประสิทธิผลดังรูป



รูปที่ 18-5 หน้าตัดคานประสิทธิผล

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

18.4 เหล็กเสริมในแผ่นพื้น [วสท. 5104]

- อัตราส่วนเนื้อที่เหล็กเสริมในแต่ละทิศทางต่อหน้าตัดคอนกรีตทั้งหมดของระบบพื้นสองทาง ต้องไม่น้อยกว่า

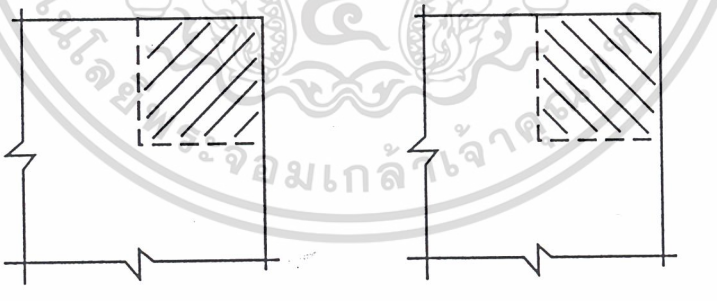
  0.0018 สำหรับแผ่นพื้นที่ใช้เหล็กข้ออ้อยชั้นคุณภาพ SD40

  0.0020 สำหรับแผ่นพื้นที่ใช้เหล็กข้ออ้อยชั้นคุณภาพ SD30

  0.0025 สำหรับแผ่นพื้นที่ใช้เหล็กเส้นกลมชั้นคุณภาพ SR24

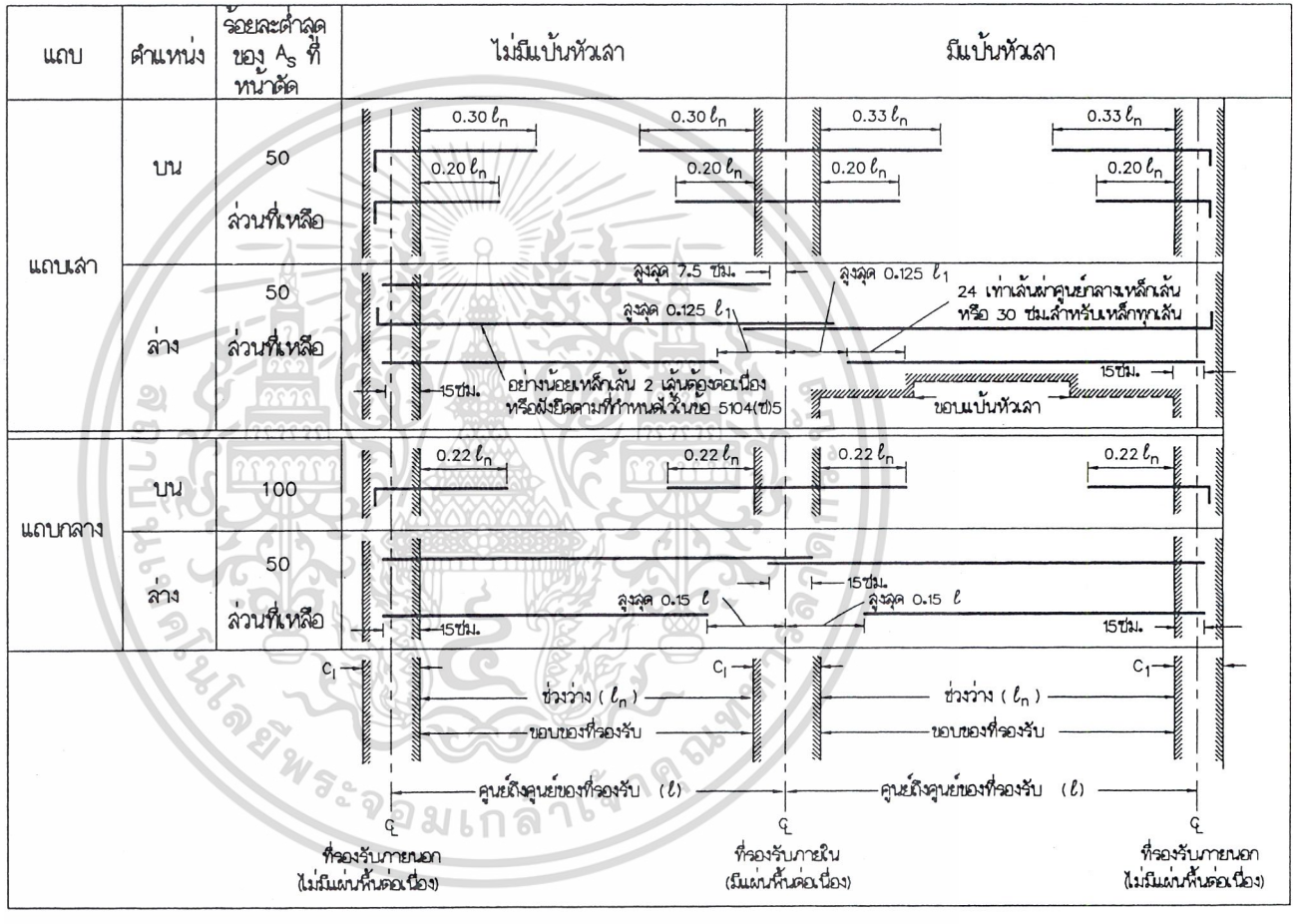
- ระยะเรียงเหล็กเสริมที่หน้าตัดวิกฤติต้องไม่เกิน 2 เท่าของความหนาแผ่นพื้น และต้องไม่เกิน 45 ซม.
- ระยะยื่นต่ำสุดของเหล็กเสริมในแผ่นพื้นไร้คาน แสดงอยู่ในรูปที่ 18-7

ที่มุมภายนอกของแผ่นพื้นที่มีคานขอบซึ่งมีค่า α มากกว่า 1.0 ต้องมีเหล็กเสริมพิเศษทั้งด้านบนและล่าง เหล็กเสริมพิเศษนี้ต้องออกแบบให้รับโมเมนต์ได้เท่ากับโมเมนต์บวกสูงสุดต่อความกว้างหนึ่งหน่วยของแผ่นพื้น และต้องวางตามแนวเส้นทแยงมุมในด้านบนของแผ่นพื้น และในแนวตั้งฉากกับเส้นทแยงมุมในด้านล่างของแผ่นพื้น ตามรูปที่ 18-6 หรืออาจจะวางอีกแบบหนึ่ง โดยวางเป็นสองชั้นขนานกับขอบของพื้นในด้านบน หรือด้านล่างของพื้น เหล็กเสริมเหล่านี้จะต้องยื่นออกมาอย่างน้อย 1/5 ของช่วงที่ยาวกว่าในแต่ละทิศทางจากมุม



รูปที่ 18-6 เหล็กเสริมพิเศษที่มุมของแผ่นพื้นที่มีคานรองรับ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 18-7 ระยะยื่นต่ำสุดสำหรับเหล็กเสริมในแผ่นพื้นไร้คาน

18.5 ขั้นตอนการออกแบบ

18.5.1 การวิเคราะห์น้ำหนักบรรทุกอันเนื่องมาจากแรงโน้มถ่วง

สองวิธีที่ใช้ในการวิเคราะห์ระบบแผ่นพื้นสองทางภายใต้แรงโน้มถ่วง ได้แก่ วิธีคำนวณออกแบบโดยตรงที่ง่ายกว่าและวิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่าที่ซับซ้อนกว่า วิธีคำนวณออกแบบโดยตรงเป็นวิธีที่ประมาณค่าโดยใช้สัมประสิทธิ์ของโมเมนต์ ในระหว่างที่วิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่าจะให้ค่าที่แน่นอนกว่า แต่ถ้าระบบแผ่นพื้นมีคุณสมบัติตามข้อบังคับของวิธีคำนวณออกแบบโดยตรง วิธีนี้จะให้ค่าโมเมนต์ที่ปลอดภัย

ทั้งสองวิธีดังกล่าวใช้สำหรับการวิเคราะห์ภายใต้แรงโน้มถ่วงเท่านั้น และใช้ได้เฉพาะในอาคารที่มีเสา และ/หรือ กำแพงวางแนวเป็นตารางมุมฉาก วิธีดังกล่าวใช้ได้ทั้งกับแผ่นพื้นไร้คานและแผ่นพื้นที่มีคานระหว่างที่รองรับ โดยที่คานจะต้องอยู่ในแนวของเสาและรับโดยเสาหรือโดยฐานรองรับที่ไม่มีการหรุดตัวที่มุมของแผ่นพื้น

แต่ทั้งสองวิธีจะใช้ไม่ได้กับระบบที่มีคานชอย

18.5.2 การวิเคราะห์น้ำหนักกระทำด้านข้าง

สำหรับการวิเคราะห์น้ำหนักบรรทุกด้านข้างสำหรับโครงข้อแข็ง ต้องรวมผลของการแตกร้าวและปริมาณเหล็กเสริมในการหาสติฟเนสของโครงข้อแข็งด้วย ในช่วงอายุการใช้งานของโครงสร้าง น้ำหนักบรรทุกและปริมาตรที่เปลี่ยนแปลงไปเนื่องจากการหดตัวและผลจากอุณหภูมิ จะเป็นเหตุให้เกิดการแตกร้าวในแผ่นพื้น เพื่อให้แน่ใจว่าค่าจากการคำนวณของการเคลื่อนตัวในแนวนอนเนื่องจากแรงลมหรือแผ่นดินไหวไม่น้อยกว่าความเป็นจริง ผลของการแตกร้าวของพื้นจะต้องนำมารวมในการหาสติฟเนส ซึ่งจะนำไปใช้ในวิเคราะห์ผลของแรงด้านข้าง

ถึงแม้ว่าวิธีของโครงข้อแข็งเทียบเท่าจะถูกจำกัดให้ใช้ได้เฉพาะกับการวิเคราะห์น้ำหนักบรรทุกอันเนื่องมาจากแรงโน้มถ่วง แต่ก็สามารถที่จะนำมาใช้กับการวิเคราะห์น้ำหนักบรรทุกด้านข้าง ถ้ามีการปรับลดสติฟเนสของพื้นและคานสติฟเนสของแผ่นพื้นไม่ได้เปลี่ยนแปลงเนื่องจากการแตกร้าวอย่างเดียว แต่ยังมีผลมาจากตัวแปรอื่น ๆ เช่นอัตราส่วน ℓ_2/ℓ_1, c_1/ℓ_1, c_2/c_1 และความหนาแน่นของเหล็กเสริมในความกว้างของพื้นเพื่อการส่งถ่ายโมเมนต์ที่ไม่สมดุล ความหนาแน่นของเหล็กเสริมช่วยเพิ่มสติฟเนสโดยป้องกันการครากที่เกิดก่อนกำหนดซึ่งทำให้แผ่นพื้นบริเวณเสาอ่อนตัวลง การพิจารณาสติฟเนสจริงที่มีผลจากการแตกร้าวและองค์ประกอบอื่นๆ เป็นสิ่งสำคัญสำหรับการวิเคราะห์น้ำหนักบรรทุกด้านข้าง เพราะว่าการเคลื่อนตัวด้านข้างจะมีผลต่อโมเมนต์ในเสาอย่างมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งในอาคารสูง นอก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากนี้การเคลื่อนตัวทางด้านข้างแม้กระทั่งสำหรับอาคารชั้นเดียวหรือต่อความสูงโดยรวมของอาคารก็เป็นสิ่งสำคัญที่ต้องพิจารณาในเรื่องของเสถียรภาพของอาคาร

การแตกร้าวจะลดสติฟเนสของแผ่นพื้นและคานลงเมื่อเปรียบเทียบกับแผ่นพื้นที่ไม่ร้าว การลดสติฟเนสจึงเป็นสิ่งสำคัญในการวิเคราะห์โครงข้อแข็งภายใต้น้ำหนักบรรทุกด้านข้าง ปริมาณการสูญเสียสติฟเนสเนื่องจากการแตกร้าวจะขึ้นอยู่กับ ชนิดของระบบพื้นและรายละเอียดของเหล็กเสริม ตัวอย่างเช่น ระบบพื้นอัดแรงจะลดการแตกร้าวของพื้นได้เนื่องจากการอัดแรง และระบบแผ่นพื้นที่มีคานขนาดใหญ่ระหว่างเสาจะสูญเสียสติฟเนสน้อยกว่าระบบโครงข้อแข็งแผ่นเรียบเสริมเหล็กทั่วไป

เนื่องจากการหาผลของการแตกร้าวต่อสติฟเนสเป็นเรื่องที่ค่อนข้างยาก ดังนั้นจึงถือว่าเป็นการเพียงพอถ้าจะใช้ค่าที่ต่ำสุดของสติฟเนส ด้วยสมมติฐานที่ว่า แผ่นพื้นที่แตกร้าวเต็มที่และมีเหล็กเสริมต่ำสุดอยู่ทั่วทุกตำแหน่ง สติฟเนสสำหรับพื้น-คานเท่ากับ 1/4 ของสติฟเนสของหน้าตัดที่ไม่แตกร้าว โดยปกติแล้วแผ่นพื้นจะมีเหล็กเสริมมากกว่าขีดจำกัดต่ำสุดและจะไม่แตกร้าวเต็มที่ ยกเว้นแต่ภายใต้สภาวะที่ไม่ปกติมาก ดังนั้นอัตราส่วน 1/4 จึงน่าจะเป็นค่าปลอดภัยที่จะใช้สำหรับสติฟเนสภายใต้น้ำหนักบรรทุกด้านข้าง

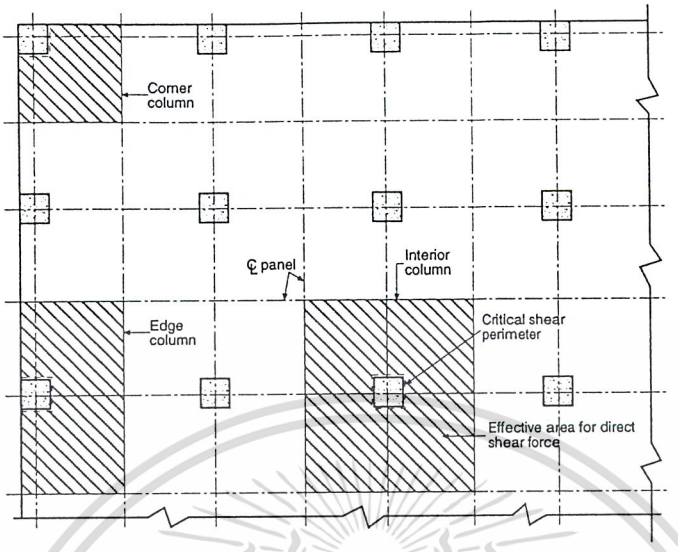
ในการวิเคราะห์สำหรับทั้งน้ำหนักบรรทุกด้านข้างและทางแนวดิ่ง โมเมนต์ที่หน้าตัดวิกฤติของพื้น-คาน จะถูกกระจายไปทางด้านขวางตามแถบเสาและแถบกลาง โมเมนต์สำหรับน้ำหนักบรรทุกอันเนื่องมาจากแรงโน้มถ่วงจากวิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่าหรือวิธีคำนวณออกแบบโดยตรงจะนำมารวมกับโมเมนต์จากการวิเคราะห์สำหรับน้ำหนักบรรทุกด้านข้าง เพื่อหาโมเมนต์สุดท้ายที่ใช้ในการออกแบบ

18.6 แรงเฉือนในระบบแผ่นพื้นสองทาง

ในแผ่นพื้นสองทางที่รองรับด้วยคานหรือกำแพง แรงเฉือนในแผ่นพื้นแทบจะไม่ต้องคำนึงในการออกแบบ เพราะแรงเฉือนที่ต้องการเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่ โดยทั่วไปจะต่ำกว่ากำลังเฉือนของคอนกรีต แต่เมื่อแผ่นพื้นสองทางถูกรองรับโดยตรงด้วยเสา เช่นในแผ่นพื้นไร้คาน แรงเฉือนรอบเสาจะกลายเป็นสิ่งสำคัญถึงขั้นวิกฤติ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในบริเวณจุดต่อของพื้นและเสาภายนอกในกรณีที่ไม่มีคานขอบ เพราะว่า โมเมนต์ลบจากแผ่นพื้นภายนอกจะถูกถ่ายตรงไปยังเสา ความผิดพลาดในการวางเหล็กเสริมหรือแม้กระทั่งความผิดพลาดในการหาปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดัด มักจะไม่มีผลร้ายต่อระบบแผ่นพื้นสองทาง แต่ความผิดพลาดในการหากำลังรับแรงเฉือนจะมีผลถึงขั้นวิกฤติ

ในการออกแบบระบบแผ่นพื้นไร้คาน ในเบื้องต้นควรจะตรวจสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนรอบเสาในบริเวณที่แสดงในรูปข้างล่าง

เอกสารนี้มีลิขสิทธิ์สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 18-8 บริเวณวิกฤติสำหรับกำลังต้านทานแรงเฉือนของแผ่นพื้น

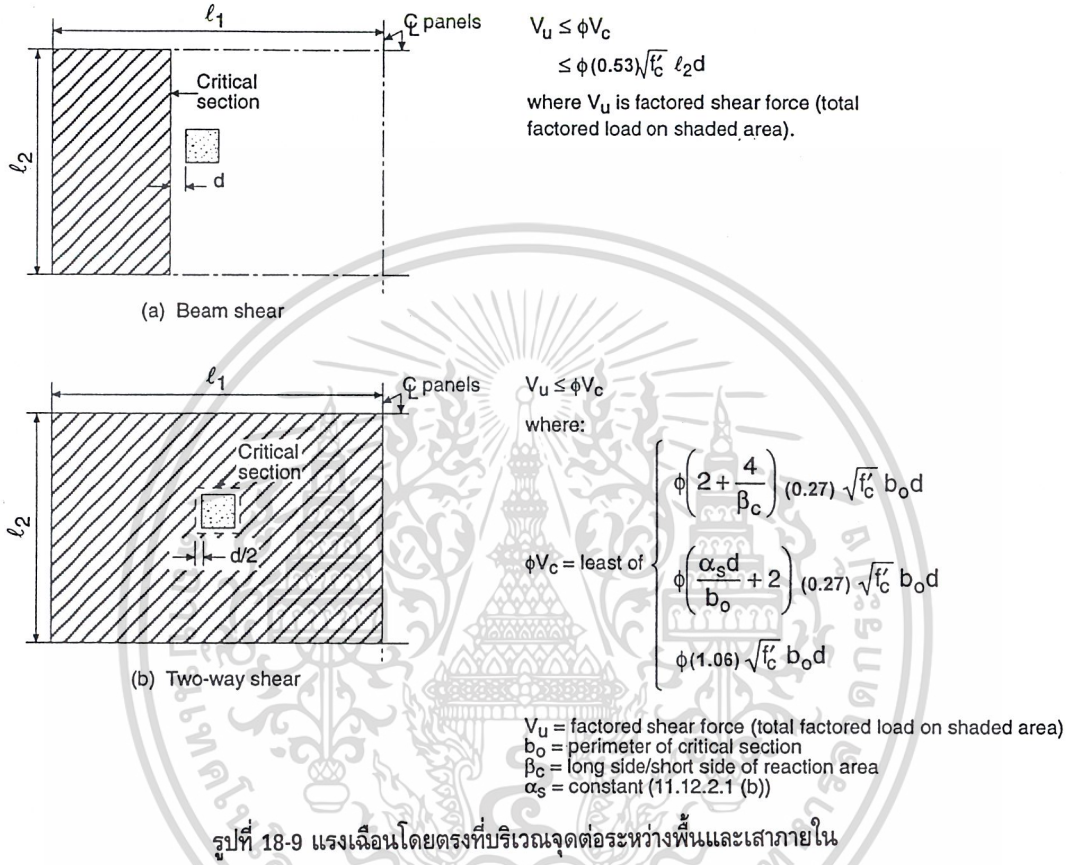
แรงเฉือนสองชนิดที่ต้องพิจารณาในการออกแบบแผ่นพื้นไร้คาน ได้แก่ แรงเฉือนทางเดียวหรือแรงเฉือนแบบคาน และแรงเฉือนสองทางหรือแรงเฉือนแบบเจาะทะลุ แรงเฉือนแบบคานจะวิกฤติในแผ่นพื้นซึ่งยาวและแคบ การวิเคราะห์จะเปรียบพื้นเสมือนเป็นคานกว้างซึ่งพาดระหว่างเสา หน้าตัดวิกฤติอยู่ที่ระยะ d จากขอบเสา การออกแบบรับแรงเฉือนจะเป็นไปตามข้อกำหนดที่แสดงไว้ในรูปที่ 18-9(a) แรงเฉือนแบบคานมักจะไม่เป็นปัญหาในการออกแบบเพราะแรงเฉือนแบบนี้มักจะน้อยกว่ากำลังเฉือนของคอนกรีต

แรงเฉือนสองทางหรือแรงเฉือนเจาะทะลุเป็นแรงเฉือนชนิดที่วิกฤติมากกว่าในระบบแผ่นพื้นไร้คาน ลักษณะการวิบัติจะเป็นคล้ายรูปกรวยหงายรอบเสา โดยที่หน้าตัดวิกฤติจะถือตามความลึกของแผ่นพื้นเป็นแนวรอบเสาและห่างจากขอบเสาเป็นระยะ $d/2$ แรงเฉือน V_u ที่คอนกรีตต้องรับ คือน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดที่คูณด้วยตัวคูณแล้วบนพื้นที่ที่ล้อมรอบด้วยแนวศูนย์กลางของพื้นรอบเสาลบด้วยพื้นที่วิกฤติรอบเสา ดังแสดงในรูปที่ ดังรูป 18-9(b)

เมื่อไม่มีการส่งถ่ายโมเมนต์ซึ่งมีปริมาณสูง จากแผ่นพื้นลงสู่เสา แรงเฉือนที่ใช้ในการออกแบบจะเป็นแรงเฉือนโดยตรงรอบเสาภายใน (กระจายคงที่รอบเส้นรอบรูป b_0) ซึ่งการออกแบบจะต้องผ่านข้อกำหนดที่แสดงไว้ในรูปที่ 18-9(b) แต่ถ้าโมเมนต์มีปริมาณมากหรือเมื่อมีแรงกระทำในแนวนอนเนื่องจากแรงลม จะทำให้น้ำหนักบรรทุกที่จะถ่ายลงเสามีความไม่สม่ำเสมอ มีค่าต่างกันเมื่ออยู่คนละข้างของเสาภายใน สำหรับเสาภายนอกโมเมนต์จากพื้นภายนอก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ทั้งหมดเนื่องจากแรงโน้มถ่วงรวมกับโมเมนต์เนื่องจากแรงด้านข้าง เช่นแรงลม หรือ แผ่นดินไหว จะถูกส่งไปยังเสาโดยตรง



รูปที่ 18-9 แรงเฉือนโดยตรงที่บริเวณจุดต่อระหว่างพื้นและเสาภายใน

18.7 การส่งถ่ายโมเมนต์ที่จุดต่อระหว่างแผ่นพื้นและเสา

การส่งถ่ายโมเมนต์ระหว่างพื้นและเสา เป็นผลรวมของแรงดัดและการเยื้องศูนย์ของแรงเฉือน แรงเฉือนเนื่องจากการส่งถ่ายโมเมนต์จะกระทำบนหน้าตัดวิกฤติที่ระยะ $d/2$ จากขอบเสา ดูรูปที่ 18-9(b) ส่วนหนึ่งของโมเมนต์จะส่งถ่ายผ่านความกว้างของแผ่นพื้นซึ่งเท่ากับความกว้างของเสาแนวขวาง c_2 บวกกับ 1.5 เท่าความหนาของแผ่นพื้น ($1.5h$) บนทั้งสองด้านของเสา เหล็กเสริมรับโมเมนต์ลบจะจัดให้กระจายอยู่ในความกว้างประสิทธิผลส่วนนี้ หน่วยแรงเฉือนรวมเนื่องจากแรงเฉือนโดยตรงและโมเมนต์ส่งถ่ายมักจะเป็นตัวที่สำคัญที่สุดในการออกแบบ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในบริเวณเสาและพื้นภายนอก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ส่วนหนึ่งโมเมนต์ที่ไม่สมดุลทั้งหมด M_u จะถูกส่งถ่ายโดยการเยื้องศูนย์ของแรงเฉือนมีค่าเท่ากับ $\gamma_f M_u$ และโดยแรงดัดมีค่าเท่ากับ $\gamma_f M_u$ โดยที่ $\gamma_f = \frac{1}{1+(2/3)\sqrt{b_1/b_2}}$ และ $\gamma_v = 1 - \frac{1}{1+(2/3)\sqrt{b_1/b_2}}$ โดยที่ b_1 เป็นความกว้างประสิทธิผลวัดในทิศทางของช่วงที่ใช้หาโมเมนต์ และ b_2 เป็นความกว้างประสิทธิผลวัดในทิศทางตั้งฉากกับ b_1 สำหรับเสาภายในรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่มี $b_1 = b_2$, 40% ของโมเมนต์จะถูกส่งถ่ายโดยการเยื้องศูนย์ของแรงเฉือน $\gamma_v M_u = 0.40 M_u$ และ 60% โดยการดัด $\gamma_f M_u = 0.60 M_u$ โดยที่ M_u เป็นโมเมนต์ส่งถ่ายที่จุดศูนย์ถ่วงของหน้าตัดวิกฤติ สำหรับแผ่นพื้นและเสาภายนอกจะไม่ใช้การหา M_u ที่จุดศูนย์ถ่วงของหน้าตัดส่งถ่ายวิกฤติ ในการวิเคราะห์โดยวิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่าจะหาโมเมนต์ที่ศูนย์กลางของแนวเสา ในวิธีคำนวณออกแบบโดยตรงจะหาโมเมนต์ที่ขอบเสา เนื่องจากโมเมนต์ที่ได้จากแต่ละวิธีเป็นค่าโดยประมาณทั้งนั้น ดังนั้นตำแหน่งของการส่งถ่ายจึงให้ค่าที่แตกต่างกันไม่มากนัก จึงเป็นการสมควรที่จะใช้ตำแหน่งแล้วแต่ความเหมาะสมของแต่ละวิธี

หน่วยแรงเฉือนที่คูณด้วยตัวคูณแล้วที่หน้าตัดส่งถ่ายวิกฤติ เป็นผลรวมของแรงเฉือนโดยตรงและแรงเฉือนที่เป็นผลมาจากการส่งถ่ายโมเมนต์

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c}{J}$$

โดยที่ A_c = พื้นที่ของหน้าตัดวิกฤติ

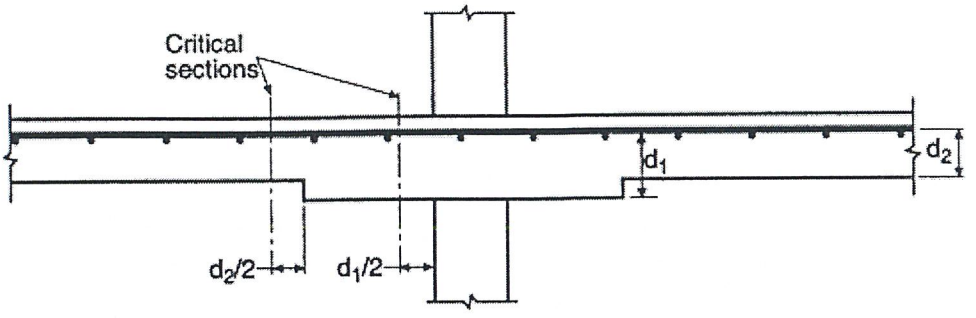
c = ระยะจากจุดศูนย์ถ่วงของหน้าตัดวิกฤติไปยังตำแหน่งที่จะคำนวณหน่วยแรง

J = คุณสมบัติของหน้าตัดวิกฤติ ในรูปของโมเมนต์ความเฉื่อยเชิงขั้ว

สำหรับแผ่นพื้นที่รองรับโดยเสาสี่เหลี่ยม หน่วยแรงเฉือน v_u ต้องมีค่าไม่เกิน $\phi 1.06\sqrt{f_c'}$

ในกรณีของแผ่นพื้นไร้คานที่มีแป้นหัวเสา ในการหาแรงเฉือนแบบเจาะทะลุ จะต้องหาที่หน้าตัดวิกฤติสองตำแหน่ง ตามรูปที่ 18-10

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 18-10 หน้าตัดส่งถ่ายแรงเฉือนวิกฤติสำหรับแผ่นพื้นไร้คานแบบมีแป้นหัวเสา

18.8 แผ่นพื้นสองทาง – โดยวิธีคำนวณออกแบบโดยตรง

18.8.1 ข้อกำหนดทั่วไป [วสท. 5106]

วิธีคำนวณออกแบบโดยตรงเป็นวิธีโดยประมาณสำหรับการวิเคราะห์ระบบแผ่นพื้นสองทางภายใต้แรงโน้มถ่วงเท่านั้น วิธีนี้ใช้ได้เฉพาะกับระบบแผ่นพื้นที่มีคุณสมบัติตามข้อจำกัดข้างล่าง (ดูรูปที่ 18-11) ถ้าไม่เป็นไปตามข้อจำกัดเหล่านี้ ต้องวิเคราะห์โดยวิธีที่แน่นอนกว่าเช่น วิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่า

1. ต้องมีช่วงอย่างน้อยสามช่วงต่อเนื่องกันในแต่ละทิศทาง
2. แผ่นพื้นต้องเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ที่มีอัตราส่วนของช่วงที่ยาวกว่าต่อช่วงที่สั้นกว่าโดยวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของที่รองรับที่อยู่ ไม่มากกว่า 2
3. ความยาวช่วงของแผ่นพื้นที่อยู่ติดกันวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของที่รองรับในแต่ละทิศทาง ต่างกันได้ไม่เกิน 1/3 ของช่วงที่ยาวกว่า
4. ตำแหน่งของเสาอาจเยื้องกันได้สูงสุดไม่เกินร้อยละ 10 ของช่วงในทิศทางที่เยื้องนั้นในแต่ละแกน โดยวัดจากเส้นแกนที่ลากระหว่างจุดศูนย์กลางของเสาที่อยู่ติดกัน
5. น้ำหนักบรรทุกต้องเป็นน้ำหนักในแนวดิ่งเท่านั้น และกระจายอย่างสม่ำเสมอตลอดทั่วทั้งแผ่นพื้น และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งานต้องไม่เกิน 2 เท่าของน้ำหนักบรรทุกคงที่ (ใน วสท. 1008-38 ระบุอัตราส่วนน้ำหนักจรต่อน้ำหนักคงที่เป็น 3 แต่ใน ACI 318-95 ได้ลดอัตราส่วนนี้ลงมาเหลือ 2)
6. สำหรับแผ่นพื้นมีคานอยู่ระหว่างที่รองรับทุกด้าน ค่าสติฟเนสสัมพัทธ์ของคานในสองทิศทางตั้งฉากกัน

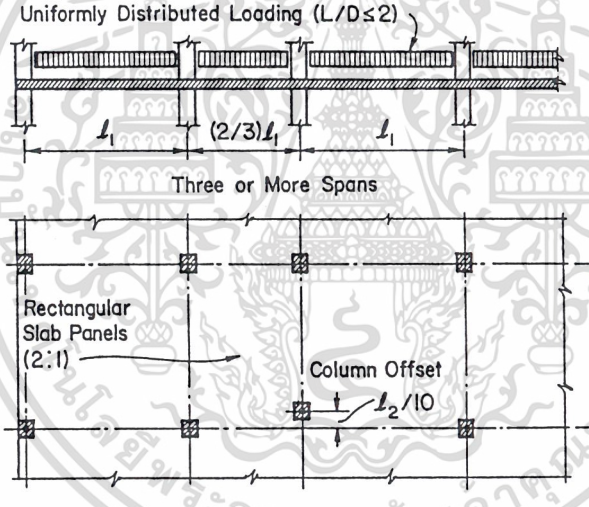
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$\frac{\alpha_1 l_2^2}{\alpha_2 l_1^2}$ ต้องไม่น้อยกว่า 0.2 และต้องไม่มากกว่า 5.0

7. การออกแบบโดยการกระจายซ้ำของโมเมนต์ลบในองค์อาคารรับแรงดัดที่ต่อเนื่อง ไม่อนุญาตให้ใช้กับระบบแผ่นพื้นซึ่งออกแบบคำนวณโดยวิธีตรง เพราะโมเมนต์ที่หาได้จากวิธีนี้เป็นเพียงค่าโดยประมาณ

ก่อนที่จะเริ่มต้นใช้วิธีคำนวณออกแบบโดยตรง จะต้องหาความหนาของแผ่นพื้น h เบื้องต้นเสียก่อน โดยใช้ตารางที่ 18-1 หรือรูปที่ 18-3 และสำหรับแผ่นพื้นไร้คาน ควรจะตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนของแผ่นพื้นสำหรับความหนาที่หาได้นี้ในบริเวณเสาหรือบริเวณที่รองรับอื่น ๆ เสียก่อน

หลังจากที่ได้ความหนาที่ผ่านข้อกำหนดของการแอ่นตัวและผ่านการตรวจสอบแรงเฉือนเรียบร้อยแล้ว จึงวิเคราะห์ด้วยวิธีคำนวณออกแบบโดยตรง ซึ่งจะมีสามขั้นตอนดังต่อไปนี้



รูปที่ 18-11 เงื่อนไขสำหรับการวิเคราะห์โดยใช้สัมประสิทธิ์

1. การหาค่าโมเมนต์คงที่ที่คูณด้วยตัวคูณแล้วทั้งหมด สำหรับแต่ละช่วง
2. แบ่งโมเมนต์คงที่ที่คูณด้วยตัวคูณแล้วทั้งหมดเป็นโมเมนต์ลบและบวกในแต่ละช่วง
3. กระจายโมเมนต์ลบและบวก ไปยังแถบเสาและแถบกลางในทางขวาง

เพื่อการวิเคราะห์ ระบบแผ่นพื้นจะถูกแบ่งเป็นแถบออกแบบที่ประกอบด้วยแถบเสาและครึ่งแถบกลาง 2 แถบ ตามรูปที่ 18-4

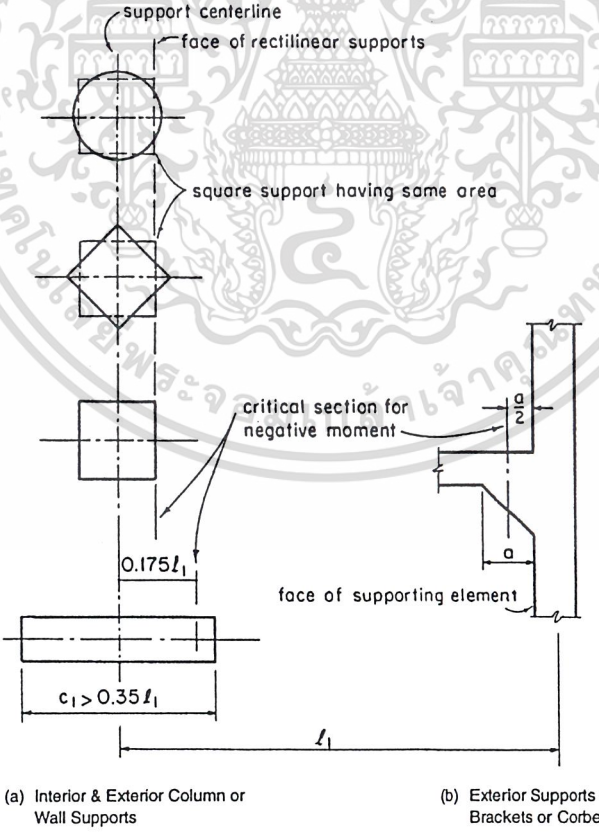
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

18.8.2 โมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณแล้วทั้งหมดสำหรับหนึ่งช่วง

สำหรับน้ำหนักบรรทุกแผ่กระจายสม่ำเสมอ โมเมนต์ที่ใช้ในการออกแบบทั้งหมด M_0 สำหรับหนึ่งช่วงของแถบออกแบบจะหาได้จากสมการข้างล่าง

$$M_o = \frac{w_u \ell_2 \ell_n^2}{8} \qquad \text{วสท. (51-3)}$$

โดยที่ w_u คือ ผลรวมของน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักจรที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว $w_u = 1.4w_d + 1.7w_\ell$, ℓ_n (ในทิศทางที่วิเคราะห์) เป็นความยาวของช่วงว่างวัดระหว่างขอบของที่รองรับ ขอบของที่รองรับในรูปแบบต่าง ๆ แสดงอยู่ในรูปที่ 18-12 แต่มีข้อจำกัดว่า ระยะช่วงว่างจะต้องไม่น้อยกว่า 65% ของระยะช่วงวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของที่รองรับ และ ℓ_2 คือ ความยาวช่วงวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของที่รองรับ ในทิศทางที่ตั้งฉากกับ ℓ_n แต่สำหรับช่วงที่ติดและขนานกับขอบ ℓ_2 จะใช้เป็นระยะจากขอบของพื้นไปยังศูนย์กลางของแผ่นพื้น

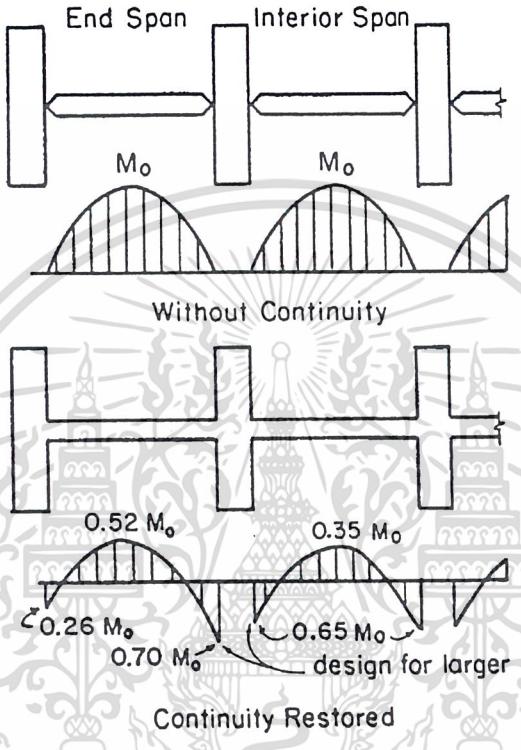


รูปที่ 18-12 หน้าตัดวิกฤติสำหรับโมเมนต์ลบที่ใช้ออกแบบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

18.8.3 โมเมนต์ลบและบวกที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว

โมเมนต์ทั้งหมดสำหรับช่วง จะถูกแบ่งเป็นโมเมนต์ลบและบวกที่ใช้ออกแบบ ดังแสดงในรูปที่ 18-13 โมเมนต์ที่ปลายช่วงที่แสดงในรูปใช้สำหรับแผ่นพื้นไร้คานที่ไม่มีคานขอบ สำหรับสภาพปลายช่วงแบบอื่นๆ โมเมนต์ทั้งหมด M_0 จะถูกกระจายตามที่แสดงตารางที่ 18-2



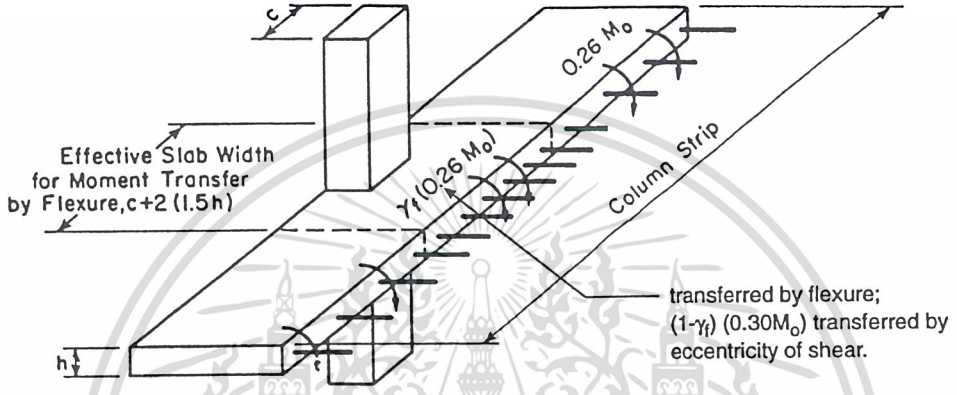
รูปที่ 18-13 โมเมนต์ในแถบออกแบบ

ตารางที่ 18-2 การกระจายของโมเมนต์คงที่ทั้งหมดสำหรับช่วงปลาย [วสท. 5106 (ค)3]

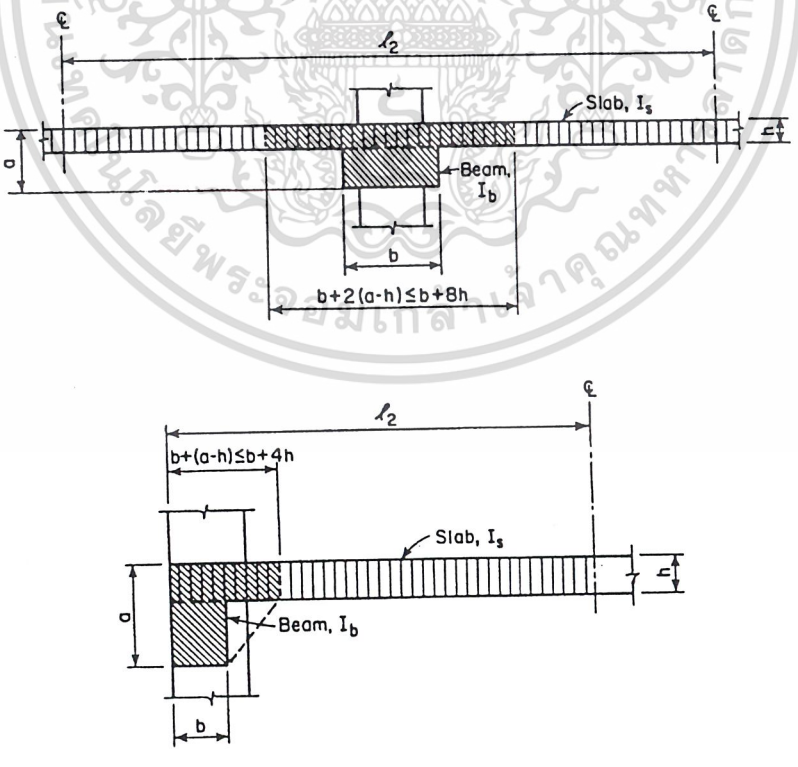
โมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	แผ่นพื้นรองรับโดยผนังคอนกรีตหรืออิฐ	แผ่นพื้นที่มีคานระหว่างที่รองรับ	แผ่นพื้นไร้คานระหว่างที่รองรับภายใน		แผ่นพื้นซึ่งหล่อเป็นเนื้อเดียวกับกำแพงคอนกรีต
			ไม่มีคานขอบ	มีคานขอบ	
ลบภายใน	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
บวก	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
ลบภายนอก	0	0.16	0.26	0.30	0.65

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในการส่งถ่ายโมเมนต์ระหว่างแผ่นพื้นไร้คานกับเสารอบนอก ในช่วงปลายซึ่งไม่มีคานขอบ แถบเสาจะต้องออกแบบให้รับโมเมนต์ลบเท่ากับ $0.3M_o$ ปริมาณเหล็กเสริมในแถบเสาจะต้องรวมเหล็กเสริมที่ต้องเพิ่มบริเวณเหนือเสาเพื่อรับส่วนของโมเมนต์ที่ไม่สมดุลซึ่งส่งถ่ายด้วยแรงดัดมีค่าเท่ากับ $\gamma_f M_u = \gamma_f(0.26)M_o$ (ดูรูปที่ 18-14)



รูปที่ 18-14 การส่งถ่ายโมเมนต์ลบที่เสาภายนอกของแผ่นพื้นไร้คาน



รูปที่ 18-15 หน้าตัดของคานและแผ่นพื้นประสิทธิผลที่ใช้ในการคำนวณหาสติฟเนสสัมพัทธ์ α

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

18.8.4 โมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณแล้วในแถบเสา

ปริมาณของโมเมนต์ลบและบวกที่แถบเสา ตามพื้นที่ที่แรเงาในรูปที่ 18-15 ขึ้นอยู่กับสติฟเนสสัมพัทธ์ระหว่างคานกับแผ่นพื้นและอัตราส่วนระหว่างด้านสั้นต่อด้านยาวของแผ่นพื้นในทิศทางที่วิเคราะห์ ยกเว้นแต่ในกรณีที่บริเวณที่รองรับมีความกว้างในแนวขวางมาก แถบเสาบริเวณขอบช่วงนอกต้องรับโมเมนต์ลบที่คำนวณจากแถบออกแบบได้ มิฉะนั้นต้องมีคานขอบช่วย เมื่อความกว้าง (ในแนวขวางกับทิศทางที่วิเคราะห์) ของที่รองรับ มีค่าไม่น้อยกว่า 3 ใน 4 ของความกว้างของแถบออกแบบ ให้กระจายโมเมนต์ลบไปอย่างสม่ำเสมอทั่วแถบออกแบบ

เปอร์เซนต์ของโมเมนต์ลบและโมเมนต์บวกที่แถบเสาจะต้องรับ จะหาได้จาก ตารางใน วสท. [5106 (ค)] หรือจากสมการข้างล่างนี้ :

เปอร์เซนต์ของโมเมนต์ลบ ณ ที่รองรับภายใน ที่รับโดยแถบเสาเท่ากับ

$$= 75 + 30\left(\frac{\alpha_1 l_2}{l_1}\right)\left(1 - \frac{l_2}{l_1}\right) \qquad (1)$$

เปอร์เซนต์ของโมเมนต์ลบ ณ ที่รองรับภายนอก ที่รับโดยแถบเสาเท่ากับ

$$= 100 - 10\beta_t + 12\beta_t\left(\frac{\alpha_1 l_2}{l_1}\right)\left(1 - \frac{l_2}{l_1}\right) \qquad (2)$$

เปอร์เซนต์ของโมเมนต์บวก ที่รับโดยแถบเสาเท่ากับ

$$= 60 + 30\left(\frac{\alpha_1 l_2}{l_1}\right)\left(1.5 - \frac{l_2}{l_1}\right) \qquad (3)$$

โดยที่ $\alpha_1 = E_{cb}I_b/(E_{cs}I_s)$ เป็นสติฟเนสการดัดสัมพัทธ์ตามทิศทาง l_1 ระหว่างคานกับหน้าตัดของแผ่นพื้นซึ่งมีความกว้างเท่ากับระยะระหว่างเส้นกึ่งกลางของแผ่นพื้นที่อยู่ติดกัน (ถ้ามี) ในแต่ละข้างของคาน และ $\alpha_1 l_2 / l_1$ ต้องไม่มากกว่า 1.0

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$\beta_t = E_{cb}C/(2E_{cs}I_s)$ เป็นอัตราส่วนของสติฟเนสการบิดของหน้าตัดคานขอบต่อสติฟเนสการดัดของแผ่นพื้นซึ่งมีความกว้างเท่ากับความยาวช่วงของคานขอบวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของที่รองรับ ต้องไม่มากกว่า 2.5

E_{cb}, E_{cs} เป็นโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตของคานและแผ่นพื้น

I_b = โมเมนต์อินเนอร์เชียรอบแกนศูนย์ถ่วงของหน้าตัดทั้งหมดของคาน

I_s = โมเมนต์อินเนอร์เชียรอบแกนศูนย์ถ่วงของหน้าตัดทั้งหมดของแผ่นพื้น

C = ค่าคงที่ของหน้าตัดที่ใช้กำหนดคุณสมบัติในการรับแรงบิด

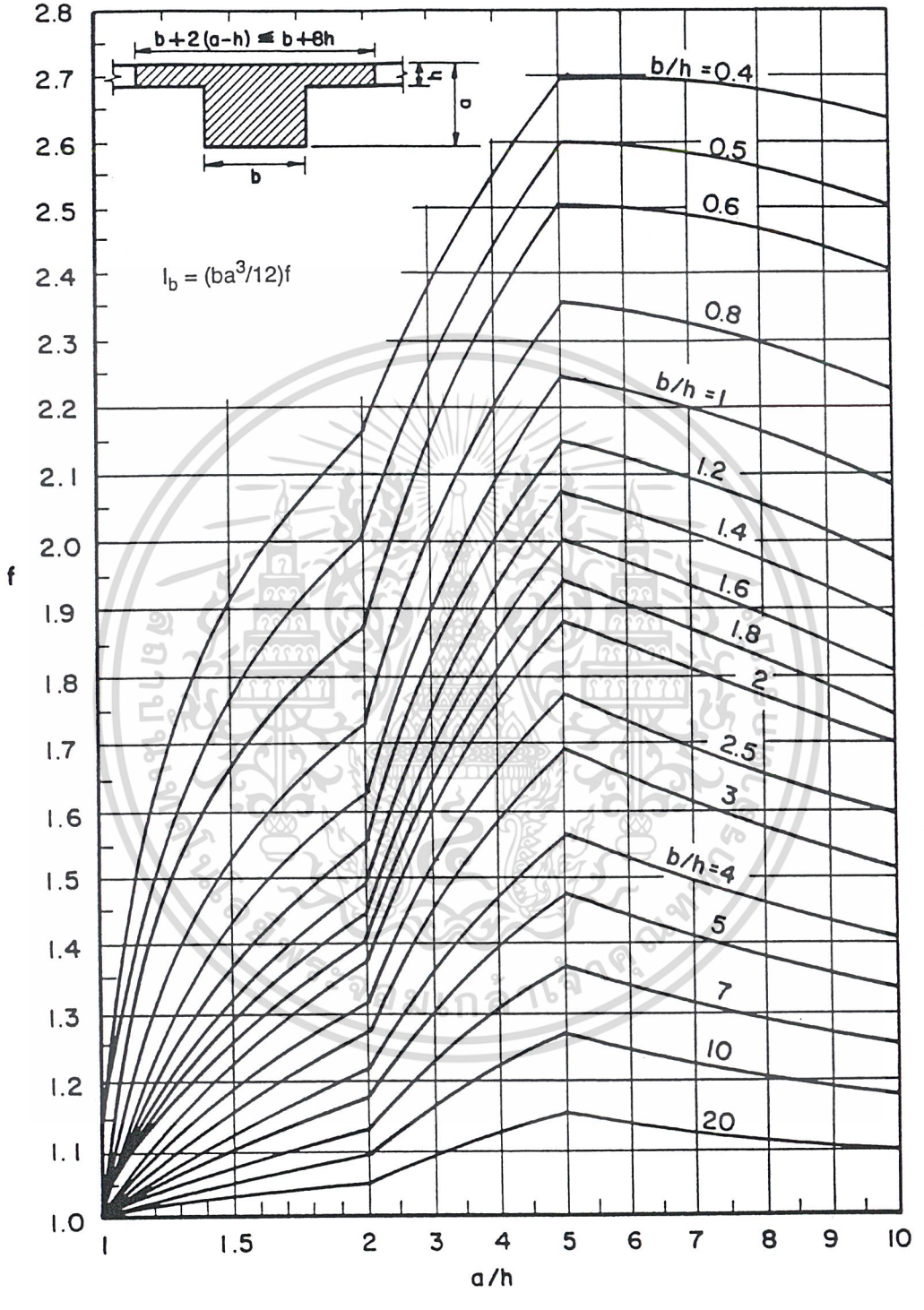
สำหรับแผ่นพื้นที่ไม่มีคานระหว่างที่รองรับ $(\alpha_1 = 0)$ และไม่มีคานขอบ $(\beta_t = 0)$ ให้กระจายโมเมนต์ลบทั้งหมดไปยังแถบเสา 75% และ 100% สำหรับที่รองรับภายในและภายนอก และกระจายโมเมนต์บวกทั้งหมด เท่ากับ 60% สำหรับแผ่นพื้นที่มีคานระหว่างที่รองรับ การกระจายโมเมนต์ขึ้นอยู่กับสติฟเนสสัมพัทธ์ระหว่างคานกับแผ่นพื้นและอัตราส่วนระหว่างสติฟเนสการบิดของคานขอบและสติฟเนสการดัดของแผ่นพื้น

รูปที่ 18-15 , 18-16 และ 18-17 ใช้ในการหาสติฟเนสการดัดสัมพัทธ์ระหว่างคานต่อแผ่นพื้น (α) และอัตราส่วนระหว่างสติฟเนสการบิดของคานขอบต่อสติฟเนสการดัดของแผ่นพื้น (β_t) และตารางที่ 18-3 ช่วยในการหาค่าคงที่ต้านทานการบิดของคาน (C)

18.8.5 โมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณแล้วในคาน

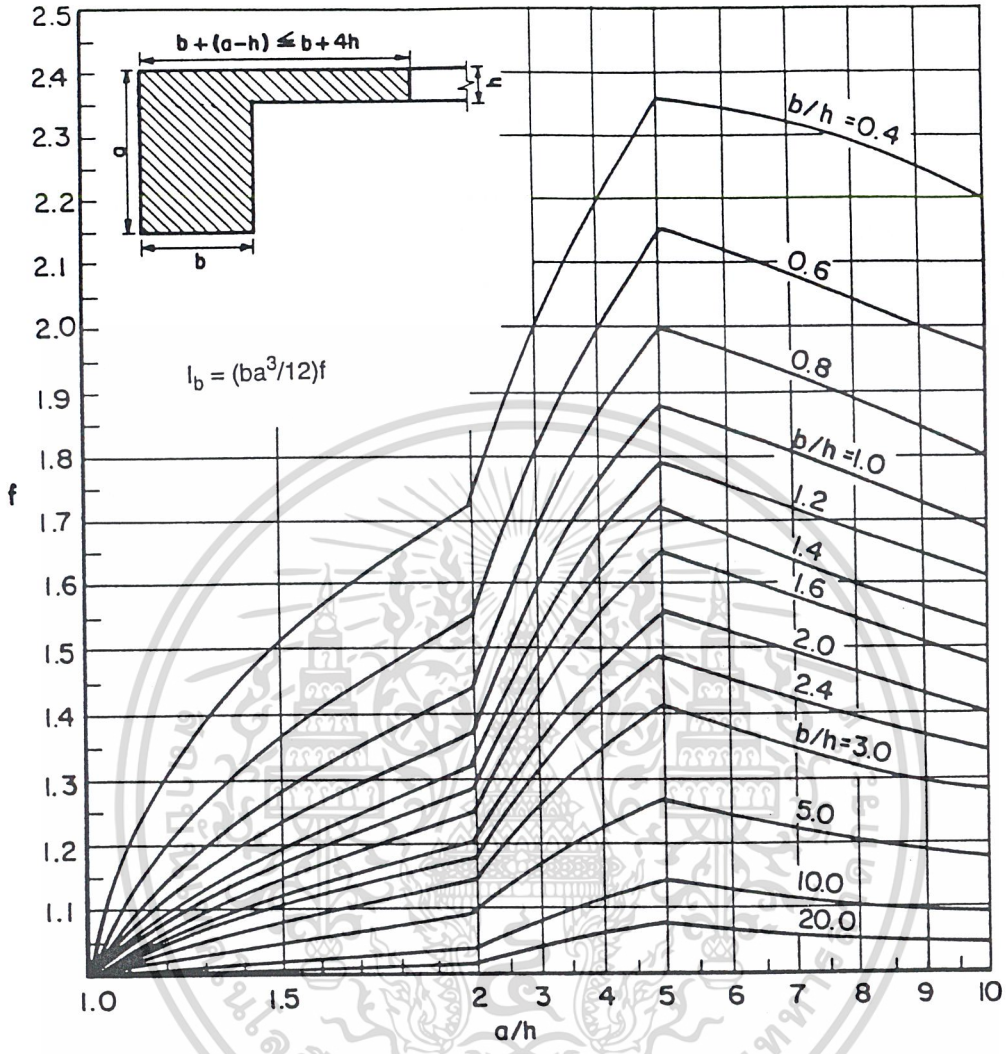
เมื่อในบริเวณแถบออกแบบมีคานอยู่ด้วย จะต้องกระจายโมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณแล้วในแถบเสาไปยังแผ่นพื้นและคานในแถบเสา โมเมนต์ส่วนที่ต้องรับโดยคาน จะมีค่าอยู่ระหว่างร้อยละ 0 ถึง 85 ของโมเมนต์ดัดในแถบเสา แปรเปลี่ยนตามค่า $\alpha_1 l_2 / l_1$ ซึ่งอยู่ระหว่าง 0 ถึง 1.0 เมื่อ $\alpha_1 l_2 / l_1$ มีค่ามากกว่าหรือเท่ากับ 1.0 โมเมนต์ดัดที่คูณด้วยตัวคูณแล้วที่ต้องรับโดยคานเท่ากับร้อยละ 85 ของโมเมนต์ดัดในแถบเสาที่ นอกเหนือจากนี้คานยังต้องรับน้ำหนักซึ่งกระทำโดยตรงบนคานรวมทั้งน้ำหนักของตัวมันเองด้วย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 18-16 สติฟเนสของคาน (คานภายใน)

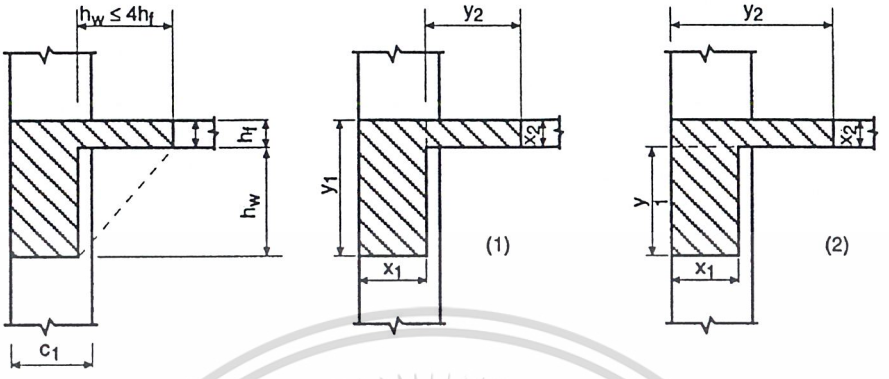
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 18-17 สติฟเนสของคาน (คานขอบ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 18-3 ค่าคงที่ต้านทานการบิดของคาน (C)



คานขอบ (นิยามตาม วสท. 5102ง) ใช้ค่า C ตัวที่มากกว่าจาก (1) และ (2)

y	x							
	5	10	15	20	25	30	35	40
30	1,119	7,900	23,119	46,400	74,219	99,900	113,619	
35	1,327	9,567	28,744	59,733	100,260	144,900	185,077	209,067
40	1,535	11,233	34,369	73,067	126,302	189,900	256,535	315,733
45	1,744	12,900	39,994	86,400	152,344	234,900	327,994	422,400
50	1,952	14,567	45,619	99,733	178,385	279,900	399,452	529,067
55	2,160	16,233	51,244	113,067	204,427	324,900	470,910	635,733
60	2,369	17,900	56,869	126,400	230,469	369,900	542,369	742,400
65	2,577	19,567	62,494	139,733	256,510	414,900	613,827	849,067
70	2,785	21,233	68,119	153,067	282,552	459,900	685,285	955,733
75	2,994	22,900	73,744	166,400	308,594	504,900	756,744	1,062,400
80	3,202	24,567	79,369	179,733	334,635	549,900	828,202	1,169,067
85	3,410	26,233	84,994	193,067	360,677	594,900	899,660	1,275,733
90	3,619	27,900	90,619	206,400	386,719	639,900	971,119	1,382,400
95	3,827	29,567	96,244	219,733	412,760	684,900	1,042,577	1,489,067
100	4,035	31,233	101,869	233,067	438,802	729,900	1,114,035	1,595,733

โดยที่ x และ y เป็นระยะด้านสั้นและด้านยาวของรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าย่อยของคานต้านการบิด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

18.8.6 โมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณแล้วในแถบกลาง

โมเมนต์ลบและบวกที่ไม่ได้รับด้วยแถบเสา จะรับด้วยครึ่งแถบกลางสองแถบ ยกเว้นแต่แถบกลางที่อยู่ติดและขนานกับขอบที่รองรับโดยกำแพง ซึ่งจะต้องรับโมเมนต์เป็นสองเท่าของโมเมนต์ที่ได้จากครึ่งแถบกลางของด้านเสมือนกับเป็นแถบเสาภายในแถวแรก (ดูรูปที่ 18-4)

18.8.7 โมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณแล้วในเสาและกำแพง

เสาและกำแพงต้องสามารถรับโมเมนต์ลบที่ส่งถ่ายมาจากระบบแผ่นพื้น ถ้าไม่มีการวิเคราะห์โดยคำนึงถึงผลของการจัดวางน้ำหนักตามช่วงต่าง ๆ และผลเมื่อความยาวของช่วงต่อเนื่องไม่เท่ากัน โมเมนต์สามารถหาโดยตรงได้จากความยาวของช่วงและน้ำหนักบรรทุก สำหรับเสาหรือกำแพงภายในสามารถใช้สมการโดยประมาณตามข้างล่าง

$$M_u = 0.07[(w_d + 0.5w_l)l_2 l_n^2 - w_d' l_2' (l_n')^2] \qquad \text{วสท. (51-4)}$$

โดยที่ w_l = น้ำหนักบรรทุกจรที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว

l_2 = ความยาวช่วงในทิศตั้งฉากกับ l_n

l_n = ความยาวช่วงว่างในทิศทางที่วิเคราะห์

w_d', l_2', l_n' มีความหมายเหมือนข้างบนแต่เป็นค่าสำหรับช่วงสั้น

ในกรณีทั่วไปที่ความยาวของช่วงต่อเนื่องและช่วงขวางเท่ากัน สมการข้างบนจะลดเหลือ

$$M_u = 0.07\left(0.5w_l l_2 {l_n}^2\right) \qquad (4)$$

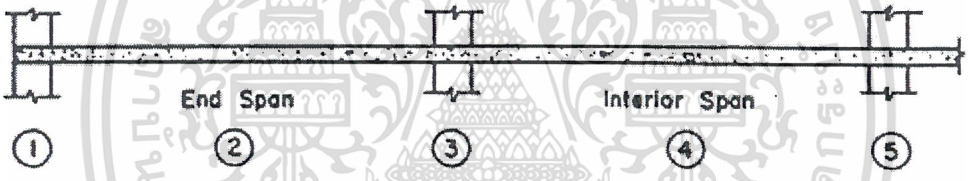
ที่เสาหรือกำแพงภายนอก โมเมนต์ลบภายนอกทั้งหมดที่คูณด้วยตัวคูณแล้วจากระบบแผ่นพื้น จะส่งถ่ายโดยตรงมายังองค์อาคารที่รองรับ โมเมนต์ที่ถ่ายไปยังเสาที่อยู่ข้างบนและข้างใต้ของแผ่นพื้นจะขึ้นกับสติฟเนสสัมพัทธ์ ซึ่งโดยทั่วไปแล้วก็จะขึ้นอยู่กับความยาวของเสาเหล่านั้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

18.9 ตารางช่วยในการออกแบบ–สัมประสิทธิ์การกระจายโมเมนต์ในวิธีการออกแบบแผ่นพื้นโดยตรง

การกระจายโมเมนต์ทั้งหมดจากหนึ่งช่วง M_o เป็นโมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบ แล้วจากนั้นจึงกระจายเป็นโมเมนต์ในแถบเสาและแถบกลาง จะใช้การคูณค่าโมเมนต์ M_o ด้วยสัมประสิทธิ์การกระจายโมเมนต์ ค่าสัมประสิทธิ์เหล่านี้ขึ้นอยู่กับตำแหน่งของช่วง (ภายในหรือปลาย) ชนิดของที่รองรับและประเภทของแผ่นพื้น ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับแผ่นพื้นสองทางทั่ว ๆ ไปแสดงอยู่ในตารางที่ 18-4 ถึง 18-8 โดยที่ตารางที่ 18-4 ถึง 18-7 ใช้สำหรับแผ่นพื้นไร้คาน ซึ่งมีฐานรองรับที่แตกต่างกัน และตารางที่ 18-8 ใช้สำหรับแผ่นพื้นที่มีคานรองรับทั้งสี่ด้าน ค่าโมเมนต์สุทธิสำหรับแถบเสาและแถบกลางได้แสดงไว้ในตารางด้วย

ตารางที่ 18-4 สัมประสิทธิ์การกระจายโมเมนต์สำหรับแผ่นพื้นไร้คานที่มีเสารองรับโดยตรง



โมเมนต์ในแผ่นพื้น	ช่วงปลาย			ช่วงใน	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	ขอบนอก ลบ	บวก	ขอบในตัวแรก ลบ	บวก	ตัวใน ลบ
โมเมนต์ทั้งหมด	0.26 M_o	0.52 M_o	0.70 M_o	0.35 M_o	0.65 M_o
แถบเสา	0.26 M_o	0.31 M_o	0.53 M_o	0.21 M_o	0.49 M_o
แถบกลาง	0	0.21 M_o	0.17 M_o	0.14 M_o	0.16 M_o

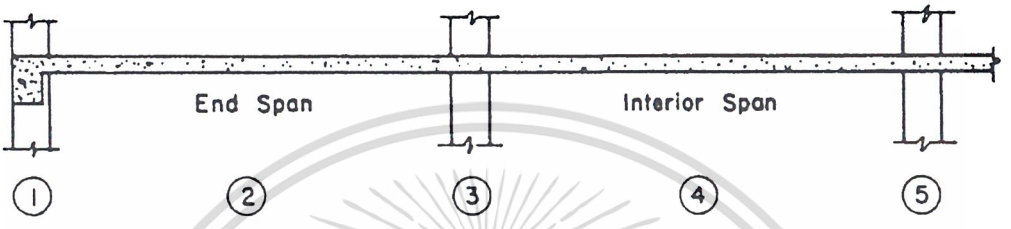
หมายเหตุ: ตำแหน่งของโมเมนต์ลบทุกค่าอยู่ที่ขอบเสา

สัมประสิทธิ์ในตารางที่ 18-5 (แผ่นพื้นไร้คานเรียบมีคานขอบนอก) ใช้ได้เมื่อ $\beta_t \geq 2.5$ ส่วนในตารางที่ 18-8 (แผ่นพื้นมีคานรองรับทุกด้าน) ใช้ได้เมื่อ $\alpha_1 l_2 / l_1 \geq 1.0$ และ $\beta_t \geq 2.5$ คานซึ่งมีขนาดที่ใช้กันทั่ว ๆ ไปหลายขนาด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จะมีค่าสติฟเนสสัมพัทธ์ระหว่างคานและพื้นซึ่งจะส่งผลให้ค่า $\alpha_1 l_2 / l_1$ และ β_t สูงกว่าค่าที่กำหนด ทำให้สามารถใช้สัมประสิทธิ์จากตารางได้โดยตรง สำหรับแผ่นพื้นสองทางที่ $E_{cb}=E_{cs}$, α_1 ก็คืออัตราส่วนระหว่างโมเมนต์อินเนอร์เชียของคานประสิทธิผลกับหน้าตัดของแผ่นพื้นในทิศทางที่วิเคราะห์ ดังนั้น $\alpha_1 = I_b / I_s$ ตามที่แสดงไว้ในรูปที่ 18-16

ตารางที่ 18-5 สัมประสิทธิ์การกระจายโมเมนต์สำหรับแผ่นพื้นไร้คานที่มีคานขอบ



โมเมนต์ในแผ่นพื้น	ช่วงปลาย			ช่วงใน	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	ขอบนอก ลบ	บวก	ขอบในตัวแรก ลบ	บวก	ตัวใน ลบ
โมเมนต์ทั้งหมด	0.30 M_o	0.50 M_o	0.70 M_o	0.35 M_o	0.65 M_o
แถบเสา	0.23 M_o	0.30 M_o	0.53 M_o	0.21 M_o	0.49 M_o
แถบกลาง	0.07 M_o	0.20 M_o	0.17 M_o	0.14 M_o	0.16 M_o

หมายเหตุ: (1) **ตำแหน่งของโมเมนต์ลบทุกค่าอยู่ที่ขอบเสา**

(2) ค่าสติฟเนสการบิดของคานขอบ $\beta_t \geq 2.5$ ถ้า $\beta_t < 2.5$,โมเมนต์ลบแถบเสาภายนอก ต้องเพิ่มเป็น

$(0.30 - 0.03\beta_t)M_o$

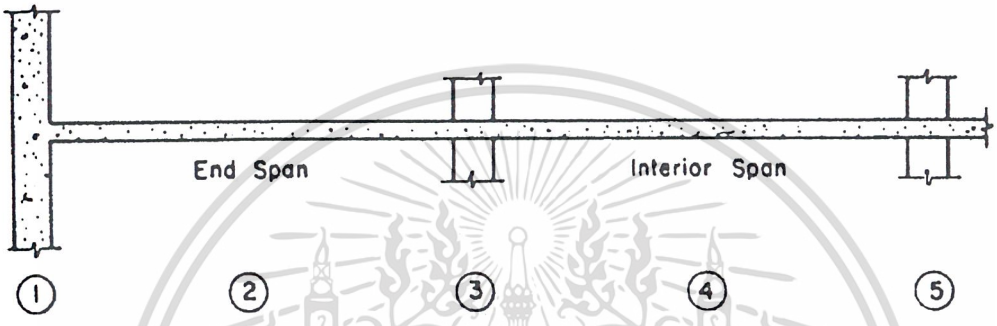
เมื่อ $E_{cb} = E_{cs}$ จะทำให้ $\beta_t = C/2I_s$ โดยที่ I_s เป็นโมเมนต์อินเนอร์เชียของแผ่นพื้นในทิศทางของ l_1 โดยมีความกว้างเท่ากับ l_2 และ $I_s = l_2 h^3 / 12$ ค่าคงที่ต้านทานการบิดของคานขอบ (C) หาได้โดยการแบ่งคานเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้าหลายรูป โดยแต่ละรูปมี x, y เป็นระยะด้านสั้นและด้านยาวของรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าย่อย เมื่อรวมกันแล้วจะได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$C = \Sigma\left(1 - \frac{0.63x}{y}\right)\left(\frac{x^3 y}{3}\right) \qquad (5)$$

การแบ่งรูปสี่เหลี่ยมย่อย ควรจะแบ่งเพื่อให้ได้ค่า C มากที่สุด ตารางที่ 18-3 แสดงค่าคงที่ต้านทานการบิดของคาน (C) เพื่อสะดวกในการใช้

ตารางที่ 18-6 สัมประสิทธิ์การกระจายโมเมนต์สำหรับแผ่นพื้นไร้คานที่ปลายช่วงหล่อเป็นเนื้อเดียวกับผนัง

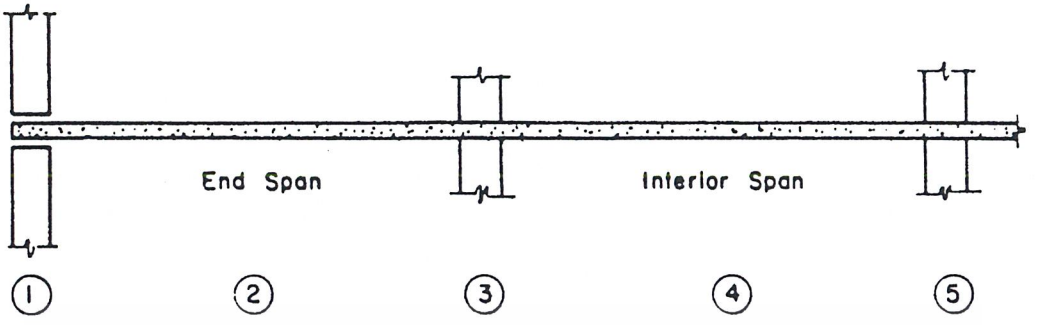


โมเมนต์ในแผ่นพื้น	ช่วงปลาย			ช่วงใน	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	ขอบนอก ลบ	บวก	ขอบในตัวแรก ลบ	บวก	ตัวใน ลบ
โมเมนต์ทั้งหมด	$0.65\,M_o$	$0.35\,M_o$	$0.65\,M_o$	$0.35\,M_o$	$0.65\,M_o$
แถบเสา	$0.49\,M_o$	$0.21\,M_o$	$0.49\,M_o$	$0.21\,M_o$	$0.49\,M_o$
แถบกลาง	$0.16\,M_o$	$0.14\,M_o$	$0.16\,M_o$	$0.14\,M_o$	$0.16\,M_o$

หมายเหตุ: ตำแหน่งของโมเมนต์ลบทุกค่าอยู่ที่ขอบเสา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 18-7 สัมประสิทธิ์การกระจายโมเมนต์สำหรับแผ่นพื้นไร้คานที่ปลายช่วงวางอยู่บนผนัง

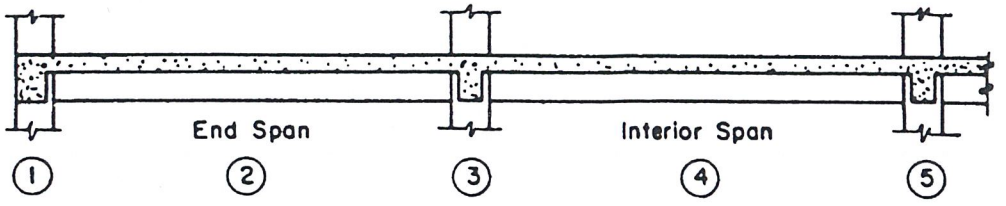


โมเมนตในแผ่นพื้น	ช่วงปลาย			ช่วงใน	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	ขอบนอก ลบ	บวก	ขอบในตัวแรก ลบ	บวก	ตัวใน ลบ
โมเมนต์ทั้งหมด	0	$0.63\,M_o$	$0.75\,M_o$	$0.35\,M_o$	$0.65\,M_o$
แถบเสา	0	$0.38\,M_o$	$0.56\,M_o$	$0.21\,M_o$	$0.49\,M_o$
แถบกลาง	0	$0.25\,M_o$	$0.19\,M_o$	$0.14\,M_o$	$0.16\,M_o$

หมายเหตุ: ตำแหน่งของโมเมนต์ลบทุกค่าอยู่ที่ขอบเสา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 18-8 สัมประสิทธิ์การกระจายโมเมนต์สำหรับแผ่นพื้นสองทางมีคานรองรับทุกด้าน



อัตราส่วนช่วง l_2/l_1	โมเมนต์ในแผ่นพื้นและคาน	ช่วงปลาย			ช่วงใน	
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
		ขอบนอก ลบ	บวก	ขอบในตัวแรก ลบ	บวก	ตัวใน ลบ
	โมเมนต์ทั้งหมด	$0.16\,M_o$	$0.57\,M_o$	$0.70\,M_o$	$0.35\,M_o$	$0.65\,M_o$
0.5	แถบเสา คาน	$0.12\,M_o$	$0.43\,M_o$	$0.54\,M_o$	$0.27\,M_o$	$0.50\,M_o$
	แถบเสา พื้น	$0.02\,M_o$	$0.08\,M_o$	$0.09\,M_o$	$0.05\,M_o$	$0.09\,M_o$
	แถบกลาง	$0.02\,M_o$	$0.06\,M_o$	$0.07\,M_o$	$0.03\,M_o$	$0.06\,M_o$
1.0	แถบเสา คาน	$0.10\,M_o$	$0.37\,M_o$	$0.45\,M_o$	$0.22\,M_o$	$0.42\,M_o$
	แถบเสา พื้น	$0.02\,M_o$	$0.06\,M_o$	$0.08\,M_o$	$0.04\,M_o$	$0.07\,M_o$
	แถบกลาง	$0.04\,M_o$	$0.14\,M_o$	$0.17\,M_o$	$0.09\,M_o$	$0.16\,M_o$
2.0	แถบเสา คาน	$0.06\,M_o$	$0.22\,M_o$	$0.27\,M_o$	$0.14\,M_o$	$0.25\,M_o$
	แถบเสา พื้น	$0.01\,M_o$	$0.04\,M_o$	$0.05\,M_o$	$0.02\,M_o$	$0.04\,M_o$
	แถบกลาง	$0.09\,M_o$	$0.31\,M_o$	$0.38\,M_o$	$0.19\,M_o$	$0.36\,M_o$

หมายเหตุ: (1) ตำแหน่งของโมเมนต์ลบทุกค่าอยู่ที่ขอบเสา

(2) ค่าสติฟเนสการบิดของคานขอบเป็นกรณี $\beta_t \geq 2.5$

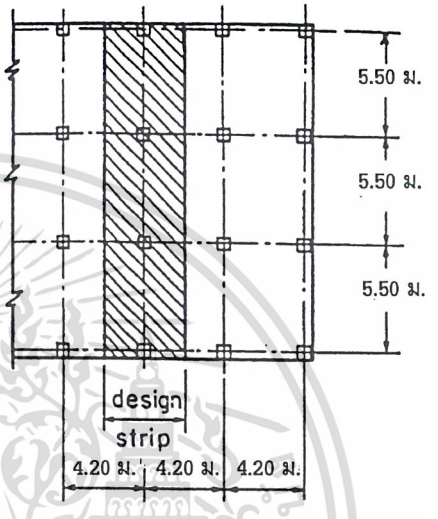
(3) $\alpha_1 l_2/l_1 \geq 1.0$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 18.1 – การออกแบบแผ่นพื้นสองทางแบบไร้คานโดยวิธีคำนวณออกแบบโดยตรง

(Direct Design Method)

ใช้วิธีคำนวณออกแบบโดยตรง หาโมเมนต์ที่จะใช้ในการออกแบบสำหรับระบบแผ่นพื้นไร้คานในรูปข้าล่าง สมมติให้แรงในแนวนอนทั้งหมดรับโดยผนังรับแรงเฉือน ตรวจสอบค่าโมเมนต์ที่ต้องส่งถ่ายลงเสาด้านนอกด้วย



ความสูงของชั้น = 2.70 ม.

ขนาดของเสา = 40 × 40 ซม.

น้ำหนักของกำแพง = 100 กก./ม.^{2}

น้ำหนักบรรทุกจร = 200 กก./ม.^{2}

f_c' = 280 กก./ซม.^{2}

f_y = 4,000 กก./ซม.^{2}

---

1. การออกแบบเบื้องต้น หาความหนาของพื้น (h) :

   a. หาความหนาต่ำสุดของแผ่นพื้นจากพิกัดของการแอ่นตัว *วสท. [4205 (ค)]*

   เมื่อ l_n คือช่วงว่างระหว่างเสาตามด้านยาว = 5.50 – 0.40 =5.10 ม.

   สำหรับพื้นไร้คาน ความหนาต่ำสุดเมื่อใช้เหล็กเสริม f_y = 4,000 กก./ม.^{2} จากตารางที่ 18.1 หรือ ตาราง วสท. 4205 (ค) $h = \frac{l_n}{30} = \frac{5.1 \times 100}{30} = 17$ ซม.

   มากกว่าความหนาต่ำสุดที่ยอมให้ (12.5 ซม.) สำหรับพื้นที่ไม่มีแป้นหัวเสา *วสท. [4205 (ค)2.1]*

   b. ตรวจสอบกำลังเฉือน

   ความลึกประสิทธิผล (d) = 17.0-3.0 =14.0 ซม. (คอนกรีตหุ้ม 2.4 ซม. และเหล็ก DB12)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

น้ำหนักบรรทุกคงที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว $w_d = [(0.17 \times 2400) + 100]1.4 = 711.20$ กก./ม.^{2}

น้ำหนักบรรทุกจรที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว $w_l = [200 \times 1.7] = 340.0$ กก./ม.^{2}

น้ำหนักบรรทุกทั้งหมด $w_u = w_d + w_l$

$= 711.2 + 340.0 = 1{,}051.2$ กก./ม.^{2}

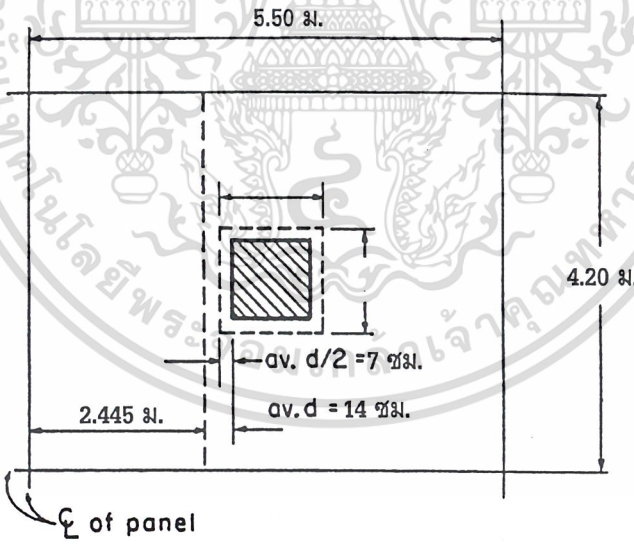
ตรวจสอบแรงเฉือนแบบคานกว้างโดยถือความกว้างเป็น 1 ม. ที่ระยะ d จากขอบเสาในทิศตามยาว ดูรูปที่ 18-19 *วสท. [4412 (ก)]*

$V_u = 1{,}051.2 \times \left(\frac{5.5 - 0.4}{2} - 0.14\right) = 1{,}051.2 \times 2.41 = 2{,}533$ กก.

$V_c = 0.53\sqrt{f_c'}\, b_w d$ *วสท. (44-3)*

$= 0.53\sqrt{280} \times 100 \times 14 = 12{,}416$ กก.

$\phi V_c = 0.85 \times 12{,}416 = 10{,}554$ กก. $> V_u$



รูปที่ 18-19 หน้าตัดวิกฤติสำหรับแรงเฉือนทางเดียวและสองทาง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กำลังรับแรงเฉือนแบบสองทาง ระยะ $\frac{d}{2}$ รอบ ๆ เสา

$V_u = 1{,}051.20 \times \left(5.5 \times 4.2 - (0.54^2)\right) = 23{,}976.2$ กก.

$V_c = 1.06\sqrt{f_c'}\, b_o d$ (สำหรับเสาสี่เหลี่ยม) *วสท. (44-33)*

$= 1.06\sqrt{280} \times (4 \times 54) \times 14 = 53{,}637.27$ กก.

$\phi V_c = 0.85 \times 53{,}637.27 = 45{,}591.68$ กก.

$V_u < \phi V_c$

ดังนั้นในการออกแบบขั้นต้นแผ่นพื้นหนา 17 ซม. จะเพียงพอต่อการต้านการแอ่นตัวและแรงเฉือน

2. ตรวจข้อจำกัดของวิธีคำนวณออกแบบโดยตรง : *วสท. [5106 (ก)]*

- มีช่วงอย่างน้อยสามช่วงต่อเนื่องกันในแต่ละทิศทาง
- อัตราส่วนของด้านยาวต่อด้านสั้นเท่ากับ 1.31 < 2.00
- ความยาวของช่วงต่อเนื่องเท่ากัน
- เสาอยู่ในแนวเดียวกัน
- อัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกจรต่อน้ำหนักบรรทุกคงที่เท่ากับ 0.47 < 2.00
- เป็นแผ่นพื้นระบบไร้คาน

3. โมเมนต์ในแผ่นพื้น *วสท. [5106 (ข)]*

a. โมเมนต์ทั้งหมดต่อหนึ่งช่วง

$$M_o = \frac{W_u l_2 l_n^{\,2}}{8}$$ *วสท. (51-3)*

$$= \frac{1{,}051.20 \times 4.2 \times (5.5 - 0.4)^2}{8} = 14{,}354.4 \text{ กก.-ม.}$$

b. กระจายโมเมนต์ M_o ต่อช่วงเป็นโมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบ จากนั้นก็แบ่งแป็นโมเมนต์ในแถบเสาและแถบกลาง การกระจายโมเมนต์จะใช้สัมประสิทธิ์คูณโดยตรง โดยใช้ค่างจากตารางที่ 18-4 สำหรับแผ่นพื้นไร้คานที่ไม่มีคานขอบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

	โมเมนต์ทั้งหมด (กก.- ม.)	โมเมนต์ในแถบเสา (กก.- ม.)	โมเมนต์ในครึ่งแถบกลางสองด้าน* (กก.- ม.)
พื้นช่วงนอก :			
โมเมนต์ลบภายนอก	$0.26M_o = 3,732.14$	$0.26M_o = 3,732.14$	0
โมเมนต์บวก	0.52Mo=7,464.29	$0.31M_o = 4,409.23$	$0.21M_o = 2,986.90$
โมเมนต์ลบภายใน	$0.70M_o = 9,956.32$	$0.53M_o = 7,538.35$	$0.17M_o = 2,417.96$
พื้นช่วงใน :			
โมเมนต์บวก	$0.35M_o = 4,978.16$	$0.21M_o = 2,986.90$	$0.14M_o = 1,991.26$
โมเมนต์ลบ	$0.65M_o = 9,245.15$	$0.49M_o = 6,969.42$	$0.16M_o = 2,275.73$

*ส่วนของโมเมนต์ทั้งหมด Mo ซึ่งไม่ได้รับด้วยแถบเสา จะถูกรับโดยแถบกลางสองด้าน

หมายเหตุ: วสท. 1008-38 หัวข้อ 5106 (ช) ยอมให้ปรับค่าโมเมนต์ลบและโมเมนต์บวกที่คูณด้วยตัวคูณแล้วได้ ไม่เกินร้อยละ 10 ถ้าผลรวมตามตามตัวเลขของโมเมนต์สถิตย์ทั้งหมดของแผ่นพื้นในทิศทางที่พิจารณาไม่น้อยกว่าที่กำหนดไว้ในสมการ วสท. (51-3)

4. โมเมนต์ในเสา

a. สำหรับเสาด้านใน ซึ่งมีความยาวช่วงคงที่ทั้งในแนวที่วิเคราะห์และในแนวขวาง

$$M_u = 0.07(0.5W_l l_2 l_n^{\,2}) \qquad \text{วสท. (51-4)}$$

$$= 0.07\left(0.5 \times 340 \times 4.2 \times 5.1^2\right) = 1,299.98 \quad \text{กก.-ม.}$$

เมื่อมีขนาดเสาเท่ากัน และความยาวของเสาด้านบนพื้นและด้านใต้พื้นเท่ากัน ดังนั้น

$$M_c = \frac{1,299.98}{2} = 649.99 \qquad \text{กก.-ม.}$$

ค่าโมเมนต์นี้ร่วมกับน้ำหนักตามแกนของแต่ละชั้น จะนำไปใช้ในการออกแบบเสาด้านใน

b. เสาด้านนอก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โมเมนต์ลบด้านนอกทั้งหมดจากพื้นจะถ่ายให้กับเสา

$$M_u = 3,732.14 \quad \text{กก.-ม.}$$

เมื่อมีขนาดเสาเท่ากัน และความยาวของเสาด้านบนพื้นและด้านใต้พื้นเท่ากัน ดังนั้น

$$M_c = \frac{3,732.14}{2} = 1,866.07 \quad \text{กก.-ม.}$$

ค่าโมเมนต์นี้ร่วมกับน้ำหนักตามแกนของแต่ละชั้น จะนำไปใช้ในการออกแบบเสาด้านนอก

5. การส่งถ่ายแรงเฉือนและโมเมนต์ในเสาด้านนอก

ตรวจสอบกำลังเฉือนและกำลังรับแรงดัดในเสาด้านนอก เนื่องจากแรงเฉือนโดยตรงและการส่งถ่ายโมเมนต์ที่ไม่สมดุล *วสท. [5103 (ค)]*

a. การส่งถ่ายแรงเฉือนบริเวณเสาด้านนอก

$$V_u = \frac{W_u l_1 l_2}{2}$$

$$= \frac{1,051.2 \times 4.2 \times 5.5}{2} = 1,2141.36 \quad \text{กก.}$$

b. การส่งถ่ายโมเมนต์ที่ไม่สมดุลบริเวณเสาด้านนอก

เมื่อใช้ค่าสัมประสิทธิ์ในการหาโมเมนต์ที่ช่วงปลาย โมเมนต์ที่ไม่สมดุลซึ่งส่งถ่ายโดยการเยื้องศูนย์ของแรงเฉือนจะถือว่าเท่ากับ $0.3M_o$ เหล็กเสริมทั้งหมดในแถบเสาจะรวมเหล็กเสริมที่ต้องเพิ่มเพื่อรับส่วนของโมเมนต์ที่ไม่สมดุลซึ่งส่งถ่ายโดยแรงดัด $\gamma_f M_u$ โดยที่ M_u เป็นโมเมนต์ลบบนพื้นช่วงนอก สำหรับแผ่นพื้นที่ไม่มีคานขอบ โมเมนต์ลบทั้งหมดที่รับโดยแถบเสา $M_u = 3,732.14$ กก.-ม.

สำหรับแถบกลางและแถบเสา

$$A_{s(\min)} = 0.0018bh = 0.0018 \times 2.1 \times 100 \times 17 = 6.43 \quad \text{ซม.}^2$$ *วสท. [3412 (ข)]*

โดย b คือความกว้างของแถบที่ใช้ในการออกแบบ $= \frac{4.2}{2} = 2.1$ ม.

ถ้าใช้ $S_{\max} = 2h = 2 \times 17 = 34$ ซม. *วสท. [5104 (ข)]*

จำนวนของเหล็กเส้นทั้งหมดที่ต้องการ $\frac{2.1 \times 100}{34} = 6.17 \approx 7$ เส้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตรวจสอบเหล็กเสริมเพื่อต้านโมเมนต์ลบที่บริเวณแถบเสา $M_u = 3,732.14$ กก.-ม.

$$\frac{M_u}{\phi f_c' bd^2} = \frac{3,732.14 \times 100}{0.9 \times 280 \times 2.1 \times 100 \times 14^2} = 0.036$$

โดยที่ $d = 17 - 3 = 14$ ซม.

$\omega = 0.0338$

$$\rho = \frac{\omega f_c'}{f_y} = \frac{0.0338 \times 280}{4,000} = 0.00236$$

$A_s = \rho bd = 0.00236 \times 2.1 \times 100 \times 14 = 6.95$ ซม.^{2}

ใช้เหล็ก DB12 จะได้จำนวนเหล็กเส้น $\frac{6.95}{1.13} = 5.47 \approx 6$ เส้น

เมื่อใช้เหล็ก 6 เส้น ดังนั้น $S_{\max} = 35.5$ ซม.

ดังนั้นใช้เหล็ก DB12 @ 34 ซม. ในแถบเสาและแถบกลาง

เหล็กเสริมเพิ่มที่บริเวณหัวเสาในบริเวณความกว้างประสิทธิผล

$c + 2(1.5h) = 40 + 2(1.5 \times 17) = 91$ ซม. เพื่อต้านส่วนของโมเมนต์ที่ไม่สมดุลซึ่งส่งถ่ายด้วยแรงดัด

$$b_1 = c_1 + \frac{d}{2} = 40 + \frac{14}{2} = 47 \quad \text{ซม.}$$

$$b_2 = c_2 + d = 40 + 14 = 54 \quad \text{ซม.}$$

$$\frac{b_1}{b_2} = \frac{47}{54} = 0.87$$

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{0.87}} = 0.62 \qquad \text{วสท. (51-1)}$$

$\gamma_f M_u = 0.62(3,732.14) = 2,313.93$ กก.-ม. จะถูกส่งถ่ายลงบริเวณพื้นซึ่งมีความกว้างประสิทธิผล 91 ซม. ลองเพิ่มเหล็กเสริม DB12 สองเส้นที่บริเวณหัวเสา แล้วตรวจสอบความสามารถในการรับโมเมนต์ส่งถ่ายของเหล็กเส้น DB12 4 เส้น ในพื้นกว้าง 91 ซม.

สำหรับ 4-DB12 : $A_s = 4(1.13) = 4.52$ ซม.^{2}

$$\omega = \frac{A_s f_y}{f_c' bd} = \frac{4.52 \times 4,000}{280 \times 91 \times 14} = 0.051 \text{ ได้ } \frac{M_n}{f_c' bd^2} = 0.0545$$

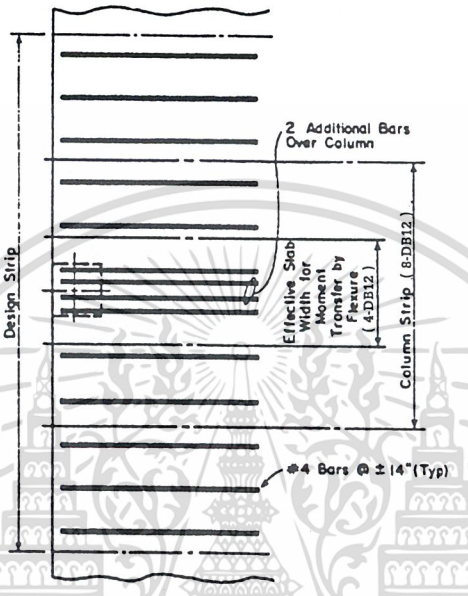
$$M_n = \frac{0.0545 \times 280 \times 91 \times 14^2}{100} = 2,721.77 \quad \text{กก-ม.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$\phi M_n = 0.9 \times (2721.77) = 2,449.59$ กก-ม. $> 2,313.93$ กก-ม. ใช้ได้

ในส่วนของการส่งถ่ายโมเมนต์ที่ไม่สมดุล เนื่องจากการเยื้องศูนย์ของแรงเฉือน จะใช้

$M_u = 0.3M_u = 0.3 \times 14,223.31 = 4,266.99$ กก-ม. *วสท. [5103 (ค)6]*



c. แรงเฉือนรวมที่ด้านในของหน้าตัดวิกฤต

$$v_c = \frac{V_c}{A_c} + \frac{\gamma_v M_n}{\left(\frac{J}{c}\right)}$$

$$= \frac{12,141.36}{2,072} + \frac{0.38 \times 4,266.99 \times 100}{36,172.57}$$

$$= 5.86 + 4.48 = 10.34 \quad \text{กก./ซม.}^2$$

เมื่อ $b_1 = 47$ ซม. และ $b_2 = 54$ ซม.

$$c = \frac{b_1^2}{2b_1 + b_2} = \frac{47^2}{2(47) + 54}$$

$$= 14.93 \quad \text{ซม.}$$

$$A_c = (2b_1 + b_2)d = (2(47) + 54)14 = 2,072 \quad \text{ซม.}^2$$

$$\frac{J}{c} = 2.54\frac{\left[2b_1 d(b_1 + 2b_2) + d^3(2b_1 + b_2)/b_1\right]}{c}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$= 2.54\frac{(203{,}980 + 8{,}640.68)}{14.93} = 36{,}172.57 \quad \text{ซม.}^3$$

$$\gamma_v = 1 - 0.62 = 0.38$$

d. แรงเฉือนที่ยอมให้

$$\phi v_n = 1.06\phi\sqrt{f_c'} = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{280} = 15.07 \quad \text{กก./ซม.}^2 > 10.34 \quad \text{กก./ซม.}^2$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 18.2 - การวิเคราะห์แผ่นพื้นสองทางรองรับด้วยคานโดยวิธีคำนวณออกแบบโดยตรง

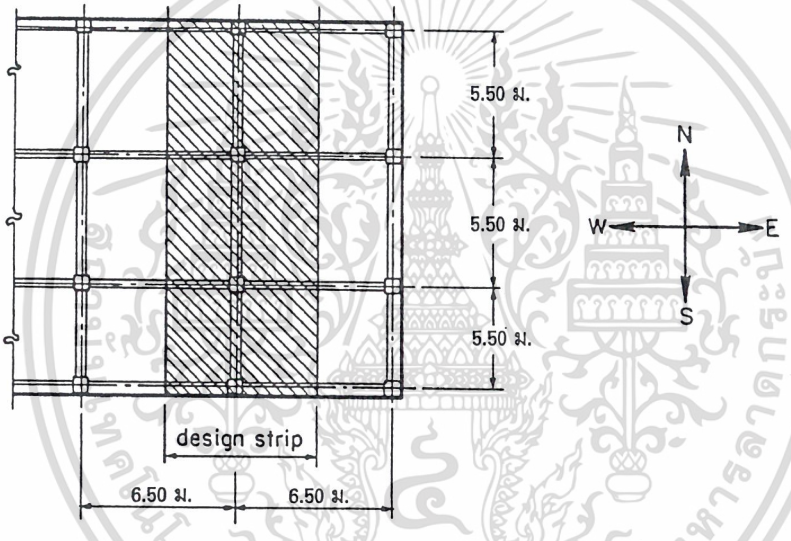
ใช้วิธีคำนวณออกแบบโดยตรง หาโมเมนต์ที่จะใช้ในการออกแบบสำหรับระบบแผ่นพื้นในรูปข้างล่าง

ความสูงของชั้น = 3.60 ม., ขนาดของเสา = 45 × 45 ซม.

ขนาดของคานขอบ = 35 × 60 ซม., ขนาดของคานภายใน = 35 × 50 ซม.

ความหนาของพื้น = 15 ซม., น้ำหนักบรรทุกจร = 450 กก./ม.^{2}

f_c' = 280 กก./ซม.^{2} สำหรับทุกองค์อาคาร, f_y = 4,000 กก./ซม.^{2}



---

1. การออกแบบเบื้องต้นหาความหนาของพื้น (h) : *วสท. [4205 (ค)]*

   หาความหนาต่ำสุดของแผ่นพื้นจากพิกัดของการแอ่นตัว โดยใช้รูปที่ 18-15 , 18-16 และ 18-17 ในการหาค่าสติฟเนสสัมพัทธ์ของการดัด (α) :

   สำหรับคานขอบในด้านทิศเหนือ-ใต้ :

   $l_2 = \frac{650}{2} + \frac{45}{2} = 347.50$ ซม. *วสท. [5106 (ข)4]*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\frac{a}{h} = \frac{60}{15} = 4$$

$$\frac{b}{h} = \frac{35}{15} = 2.33$$

จากรูปที่ 18-17 , $f = 1.43$

$$\alpha = \left(\frac{E_{cb}}{E_{cs}}\right)\left(\frac{b}{l_2}\right)\left(\frac{a}{h}\right)^3 f$$

$$= \left(\frac{35}{347.50}\right)(4)^3(1.43) = 9.22$$

สำหรับคานขอบในด้านทิศตะวันออก-ตะวันตก :

$$l_2 = \frac{550}{2} + \frac{45}{2} = 297.50 \text{ ซม.}$$

$$\alpha = \left(\frac{35}{297.50}\right)(4)^3(1.43) = 10.77$$

สำหรับคานภายในในด้านทิศเหนือ-ใต้ :

$l_2 = 650$ ซม.

$$\frac{a}{h} = \frac{50}{15} = 3.33$$

$$\frac{b}{h} = \frac{35}{15} = 2.33$$

จากรูปที่ 18-16 , $f = 1.61$

$$\alpha = \left(\frac{35}{650}\right)(3.33)^3(1.61) = 3.21$$

สำหรับคานภายในในด้านทิศตะวันออก-ตะวันตก :

$l_2 = 550$ ซม.

$$\alpha = \left(\frac{35}{550}\right)(3.33)^3(1.61) = 3.79$$

เนื่องจาก $\alpha > 2.0$ ในทุกคาน จะใช้สมการ วสท. (42-12) ในการหาความหนาต่ำสุดของพื้น ซึ่งจะต้องไม่น้อยกว่า 9 ซม. *วสท. [4205 (ค)3]*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในทิศ ตะวันออก-ตะวันตก : $l_{n1} = 650 - 2\left(\frac{45}{2}\right) = 605$ ซม.

ในทิศ เหนือ-ใต้ : $l_{n2} = 550 - 2\left(\frac{45}{2}\right) = 505$ ซม.

$$\beta = \frac{l_{n1}}{l_{n2}} = \frac{605}{505} = 1.20$$

l_n คือความยาวช่วงว่างด้านยาวจากขอบเสาถึงขอบเสา

$$l_n = 650 - 2\left(\frac{45}{2}\right) = 605 \text{ ซม.}$$

$$h = \frac{l_n\left(0.8 + \frac{f_y}{14{,}000}\right)}{36 + 9\beta} \qquad \textit{วสท. (42-12)}$$

$$= \frac{605\left(0.8 + \frac{4{,}000}{14{,}000}\right)}{36 + 9(1.20)} = 14.04 \text{ ซม.} \qquad \text{ใช้ } 15 \text{ ซม.}$$

2. ตรวจสอบว่าเป็นไปตามข้อกำหนดตามวิธีออกแบบโดยตรง : *วสท. [5106 (ก)]*

- แผ่นพื้นในแต่ละทิศทางต้องมีความต่อเนื่องกันอย่างน้อยสามช่วง
- อัตราส่วนของด้านยาวต่อด้านสั้นเท่ากับ 650/550 = 1.18 < 2.0
- ความยาวของช่วงต่อเนื่องเท่ากัน
- เสาอยู่ในแนวเดียวกัน
- อัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกจรต่อน้ำหนักบรรทุกคงที่เท่ากับ 450/(2,400 × 0.15) = 1.25 < 2.0

แผ่นพื้นภายใน :

$\alpha_1 = 3.21$ $\quad l_2 = 650$ ซม.

$\alpha_2 = 3.79$ $\quad l_1 = 550$ ซม.

$$\frac{\alpha_1 l_2{}^2}{\alpha_2 l_1{}^2} = \frac{3.21 \times 650^2}{3.79 \times 550^2} = 1.18 \qquad 0.2 < 1.18 < 5.0 \qquad \text{ใช้ได้} \qquad \textit{วสท. [5106 (ก)6]}$$

แผ่นพื้นภายนอก :

$\alpha_1 = 3.21$ $\quad l_2 = 650$ ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$\alpha_2 = 10.77$ $l_1 = 550$ ซม.

$$\frac{\alpha_1 l_2{}^2}{\alpha_2 l_1{}^2} = \frac{3.21 \times 650^2}{10.77 \times 550^2} = 0.42 \qquad 0.2 < 0.42 < 5.0 \qquad \text{ใช้ได้}$$

3. โมเมนต์ในแผ่นพื้น :

a. โมเมนต์สถิตย์ทั้งหมดต่อหนึ่งช่วง

$$M_o = \frac{w_u l_2 l_n{}^2}{8} \qquad \textit{วสท. (51-3)}$$

$$= \frac{1.332 \times 6.50 \times 5.05^2}{8} = 27.60 \text{ ตัน-ม.}$$

โดยที่ $w_u = w_d + w_l = 1.4(360 + 45) + 1.7(450) = 1{,}332$ กก./ม.^{2}

น้ำหนักของแกนคานเฉลี่ยบนความยาว l_2 เท่ากับ $\frac{0.35 \times 0.35 \times 2{,}400}{6.50} = 45$ กก./ม.^{2}

b. โมเมนต์ลบและบวกที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว *วสท. [5106 (ค)]*

จากตารางที่ 18-8

ช่วงภายใน :

โมเมนต์ลบ $= 0.65 M_o = 17.94$ ตัน-ม.

โมเมนต์บวก $= 0.35 M_o = 9.66$ ตัน-ม.

ช่วงปลาย :

โมเมนต์ลบภายนอก $= 0.16 M_o = 4.42$ ตัน-ม.

โมเมนต์บวก $= 0.57 M_o = 15.73$ ตัน-ม.

โมเมนต์ลบภายใน $= 0.70 M_o = 19.32$ ตัน-ม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หมายเหตุ: วสท. 1008-38 หัวข้อ 5106 (ช) ยอมให้ปรับค่าโมเมนต์ลบและโมเมนต์บวกที่คูณด้วยตัวคูณแล้วได้ ไม่เกินร้อยละ 10 ถ้าผลรวมตามตามตัวเลขของโมเมนต์สถิตย์ทั้งหมดของแผ่นพื้นในทิศทางที่พิจารณาไม่น้อยกว่าที่กำหนดไว้ในสมการ วสท. (51-3)

4. กระจายโมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณแล้วสู่แถบเสาและแถบกลาง *วสท. [5106 (ง) และ (ฉ)]*

เปอร์เซ็นต์ที่ใช้กระจายเป็นโมเมนต์ลบและบวกสู่แถบเสา

เสาภายใน ใช้สมการ (1):

$$75+30\left(\frac{\alpha_1 l_2}{l_1}\right)\left(1-\frac{l_2}{l_1}\right)=75+30(1-1.18)=70\%$$

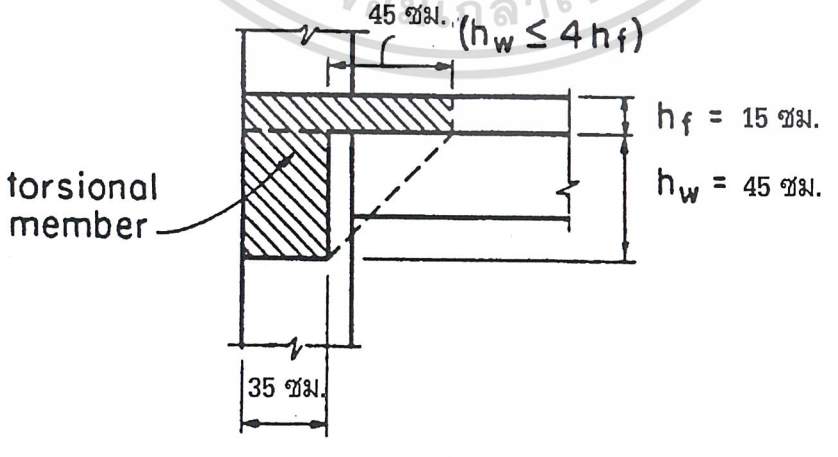
เสาภายนอก ใช้สมการ (2):

$$100-10\beta_t+12\beta_t\left(\frac{\alpha_1 l_2}{l_1}\right)=100-10(1.59)+12(1.59)(1-1.18)=81\%$$

โดยที่ $\beta_t=\dfrac{C}{2I_s}=\dfrac{582{,}363}{2\times 182{,}813}=1.59$

$$I_s=\frac{l_2 h^3}{12}=\frac{650\times 15^3}{12}=182{,}813 \text{ ซม.}^4$$

$C=\Sigma\left(1-0.63\dfrac{x}{y}\right)\dfrac{x^3 y}{3}$ ซึ่งได้แสดงการคำนวณไว้ตามข้างล่างหรือใช้ค่าจากตารางที่ 18-3



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$x_1 = 35$ ซม.	$x_2 = 15$ ซม.	$x_1 = 35$ ซม.	$x_2 = 15$ ซม.
$y_1 = 45$ ซม.	$y_2 = 80$ ซม.	$y_1 = 60$ ซม.	$y_2 = 45$ ซม.
$C_1 = 327{,}994$ ซม.^{4}	$C_2 = 79{,}369$ ซม.^{4}	$C_1 = 542{,}369$ ซม.^{4}	$C_2 = 39{,}994$ ซม.^{4}
$\Sigma C = 327{,}994 + 79{,}369 = 407{,}363$ ซม.^{4}		$\Sigma C = 542{,}369 + 39{,}994 = 582{,}363$ ซม.^{4}	

โมเมนต์บวก ใช้สมการ (3):

$$60 + 30\left(\frac{\alpha_1 l_2}{l_1}\right)\left(1.5 - \frac{l_2}{l_1}\right) = 60 + 30(1.5 - 1.18) = 70\%$$

สรุป โมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณแล้วในแถบเสาและแถบกลาง :

	โมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว (ตัน-ม.)	แถบเสา		โมเมนต์ที่เกิดจากครึ่งแถบกลาง 2 ด้าน (ตัน-ม.)^2
		ร้อยละ	โมเมนต์[1] (ตัน-ม.)	
ช่วงภายนอก :				
โมเมนต์ลบภายนอก	4.42	81	3.58	0.84
โมเมนต์บวก	15.73	70	11.01	4.72
โมเมนต์ลบภายใน	19.32	70	13.52	5.80
ช่วงภายใน :				
โมเมนต์ลบ	17.94	70	12.56	5.38
โมเมนต์บวก	9.66	70	6.76	2.90

1 เมื่อ $\alpha_1 l_2 / l_1 > 1.0$ คานต้องสามารถรับโมเมนต์ได้อย่างน้อย 85% ของโมเมนต์ในแถบเสา *วสท. [5106 (จ)]*

2 ส่วนของโมเมนต์ทั้งหมด Mo ซึ่งไม่ได้รับด้วยแถบเสา จะถูกรับโดยแถบกลางสองด้าน

5. โมเมนต์ที่คูณด้วยตัวคูณแล้วในเสา : *วสท. [5106 (ฌ)]*

a. สำหรับเสาภายใน ซึ่งมีช่วงความยาวคงที่ทั้งในแนวที่วิเคราะห์และในแนวขวาง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$M_u = 0.07\left(0.5 w_l l_2 l_n^2\right)$ *วสท. (51-4)*

$= 0.07\left(0.5 \times 1.7 \times 0.45 \times 6.50 \times 5.05^2\right) = 4.44$ ตัน-ม.

เมื่อเสามีขนาดเท่ากัน และความยาวของเสาด้านบนและด้านล่างของชั้นนี้เท่ากัน ดังนั้น

$M_c = \frac{4.44}{2} = 2.22$ ตัน-ม.

ค่าโมเมนต์นี้ร่วมกับน้ำหนักตามแกนของแต่ละชั้น จะนำไปใช้ในการออกแบบเสาภายใน

b. สำหรับเสาภายนอก โมเมนต์ด้านนอกทั้งหมดจากพื้นจะถ่ายให้กับเสา และเมื่อเสามีขนาดเท่ากัน และความยาวของเสาด้านบนและด้านล่างของชั้นนี้เท่ากัน

$M_c = \frac{4.42}{2} = 2.21$ ตัน-ม.

5. กำลังต้านทานแรงเฉือน :

a. คานรองรับ ($b_w = 35$ ซม., $d = 43$ ซม.)

เนื่องจากคานทุกตัวมีค่า $\alpha_1 l_2 / l_1 > 1.0$ คานทุกตัวจะต้องรับแรงเฉือนทั้งหมด ในตัวอย่างนี้จะแสดงการตรวจสอบเฉพาะคานภายใน เนื่องจากต้องรับแรงเฉือนมากกว่าคานขอบ *วสท. [5106 (ซ)]*

คานในทิศ เหนือ-ใต้ :

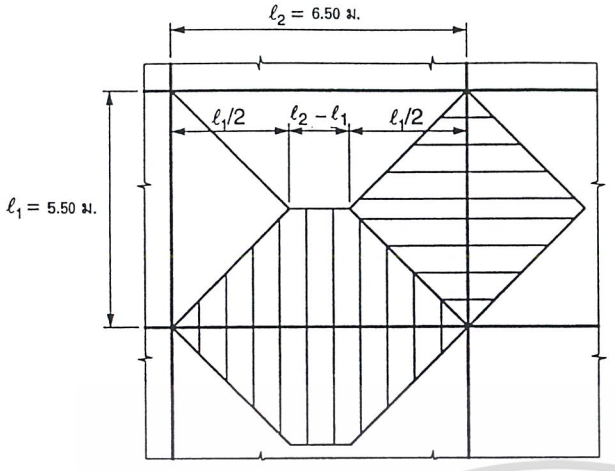
$V_u = \frac{w_u l_1^2}{4} = \frac{1.332(5.50)^2}{4} = 10.07$ ตัน

$\phi V_c = 0.53\phi\sqrt{f_c'}\, b_w d$ *วสท. (44-3)*

$= 0.53 \times 0.85\sqrt{280} \times 35 \times 43 \times 10^{-3} = 11.35$ ตัน

$V_u < \phi V_c$ ใช้ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



$$V_u = \frac{1}{2} w_u \ell_1 \frac{\ell_1}{2} = \frac{w_u \ell_1^2}{4}$$

$$V_u = \frac{1}{2} w_u \frac{\ell_1}{2} \frac{\ell_1}{2} 2 + w_u(\ell_2 - \ell_1)\frac{\ell_1}{2}$$

$$= \frac{w_u \ell_1}{4}(\ell_1 + 2\ell_2 - 2\ell_1) = \frac{w_u \ell_1}{4}(2\ell_2 - \ell_1)$$

คานรองรับในทิศตะวันออก-ตะวันตก :

$$V_u = \frac{w_u l_1 (2l_2 - l_1)}{4}$$

$$= \frac{1.332 \times 5.50(2(6.50) - 5.50)}{4} = 13.74 \text{ ตัน}$$

$$V_u > \phi V_c$$

กำลังเฉือนที่ต้องการเพื่อนำไปใช้หาปริมาณเหล็กเสริมต้านทานแรงเฉือน หาได้จาก

$$V_s = (V_u - \phi V_c)/\phi = (13.74 - 11.35)/0.85 = 2.81 \text{ ตัน}$$

b. พื้น ($b_w = 100$ ซม., $d = 12$ ซม.)

$$V_u = \frac{1.15 w_u l_1}{2} = \frac{1.15 \times 1.269 \times 5.50}{2} = 4.01 \text{ ตัน}$$

$$\phi V_c = 0.53\phi \sqrt{f_c'}\, b_w d$$

$$= 0.53 \times 0.85 \sqrt{280} \times 100 \times 12 \times 10^{-3} = 9.05 \text{ ตัน}$$

$V_u < \phi V_c$ ใช้ได้

ไม่ต้องเสริมเหล็กต้านทานแรงเฉือนในพื้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 19

ฐานราก

เนื้อหาในบทนี้ จะครอบคลุมเฉพาะการออกแบบฐานรากเดี่ยว (Isolated footings) ไม่รวมถึงฐานราก ที่รองรับเสาเกินหนึ่งต้น (Combined footings) การออกแบบฐานร่วมสามารถกระทำได้โดย ออกแบบฐานราก ในด้านยาวเหมือนกับการออกแบบคาน และออกแบบในด้านสั้นเสมือนกับเป็นฐานเดี่ยว

19.1 น้ำหนักและแรงลัพธ์

ฐานรากจะต้องรับ แรงตามแนวแกน, แรงเฉือน และโมเมนต์ ที่ถ่ายลงมาจากเสาได้อย่างปลอดภัย ขนาดของฐานราก, จำนวนของเสาเข็ม และการจัดเรียงเสาเข็ม ขึ้นอยู่กับหน่วยแรงดันของดินใต้ฐานราก และความสามารถในการรับแรงของเสาเข็ม ซึ่งปริมาณเหล่านี้หาได้จากหลักการของปฐพีกลศาสตร์ร่วมกับมาตรฐานควบคุมการออกแบบอาคาร

การออกแบบฐานรากโดยทั่วไป สามารถสรุปได้ดังต่อไปนี้

1. หาขนาดของฐานรากหรือจำนวนของเสาเข็มที่ต้องใช้ จากน้ำหนักบรรทุกใช้งาน (service loads) โดยไม่คิดตัวคูณเพิ่ม และจากหน่วยแรงดันของดินหรือจากน้ำหนักปลอดภัยที่เสาเข็มรับได้
2. หลังจากที่ได้ขนาดและความหนาของฐานรากมาแล้ว ให้หาปริมาณเหล็กเสริมจากทฤษฎีกำลัง น้ำหนักที่ใช้ในตอนนี้จะเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งานคูณด้วยตัวคูณเพิ่ม

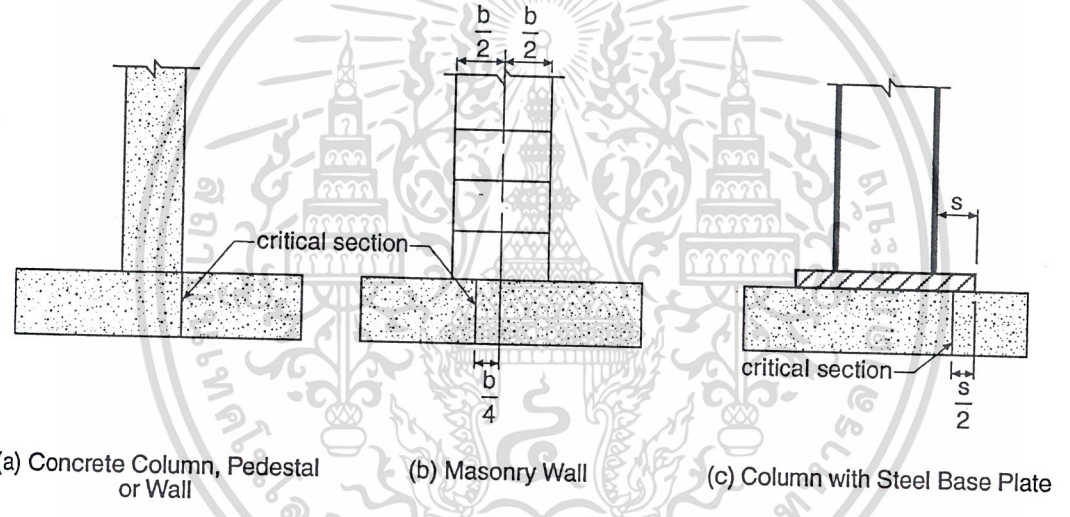
ในการวิเคราะห์ จะถือว่าฐานรากไม่มีการเปลี่ยนรูปหลังจากที่มีน้ำหนักมากระทำ ทำให้แรงดินภายใต้ฐานรากมีลักษณะแผ่กระจายสม่ำเสมอ เมื่อฐานรากรับแรงตามแกนอย่างเดียว และมีลักษณะเป็นรูปสามเหลี่ยมหรือสี่เหลี่ยมคางหมู เมื่อฐานรากรับแรงตามแกนรวมกับโมเมนต์ ซึ่งโมเมนต์นั้นเป็นโมเมนต์ที่เกิดที่ฐานของเสาหรือตอม่อแต่อย่างเดียว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

19.2 โมเมนต์ในฐานราก

เราสามารถจะหาโมเมนต์ภายนอกที่กระทำบนหน้าตัดต่างๆ ของฐานรากได้โดย ตัดระนาบในแนวดิ่งผ่านฐานราก และคำนวณหาโมเมนต์ที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงที่กระทำบนฐานรากที่ด้านหนึ่งด้านใดของระนาบดิ่งนั้น ตำแหน่งวิกฤติสำหรับระนาบนั้น แสดงอยู่ในรูปที่ 19-1 โมเมนต์ที่หาได้นี้จะใช้ในการหาปริมาณของเหล็กเสริมในทิศทางนั้น

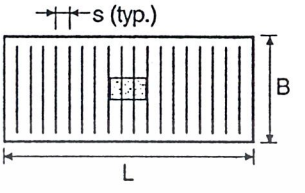
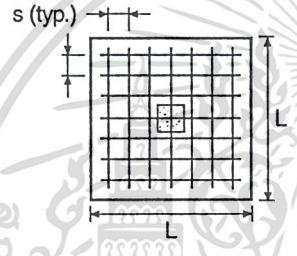
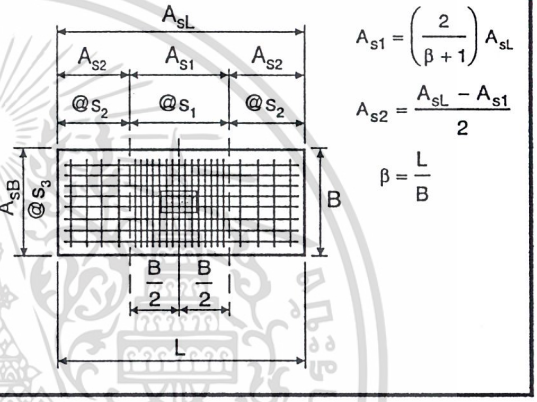
การวางเหล็กเสริมสำหรับฐานแบบทางเดียวหรือรูปจัตุรัส จะจัดให้กระจายไปทั่วความกว้างของฐานราก แต่สำหรับฐานแบบสองทาง การจัดเหล็กเสริมจะต้องเป็นไปตามมาตรฐานซึ่งแสดงไว้ในตารางที่ 19-1



รูปที่ 19-1 หน้าตัดวิกฤติ สำหรับโมเมนต์ในฐานรากเดี่ยว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 19-1 การวางเหล็กเสริมรับโมเมนต์ในฐานราก

Footing Type	Square Footing	Rectangular Footing
One-way	———	
Two-way		

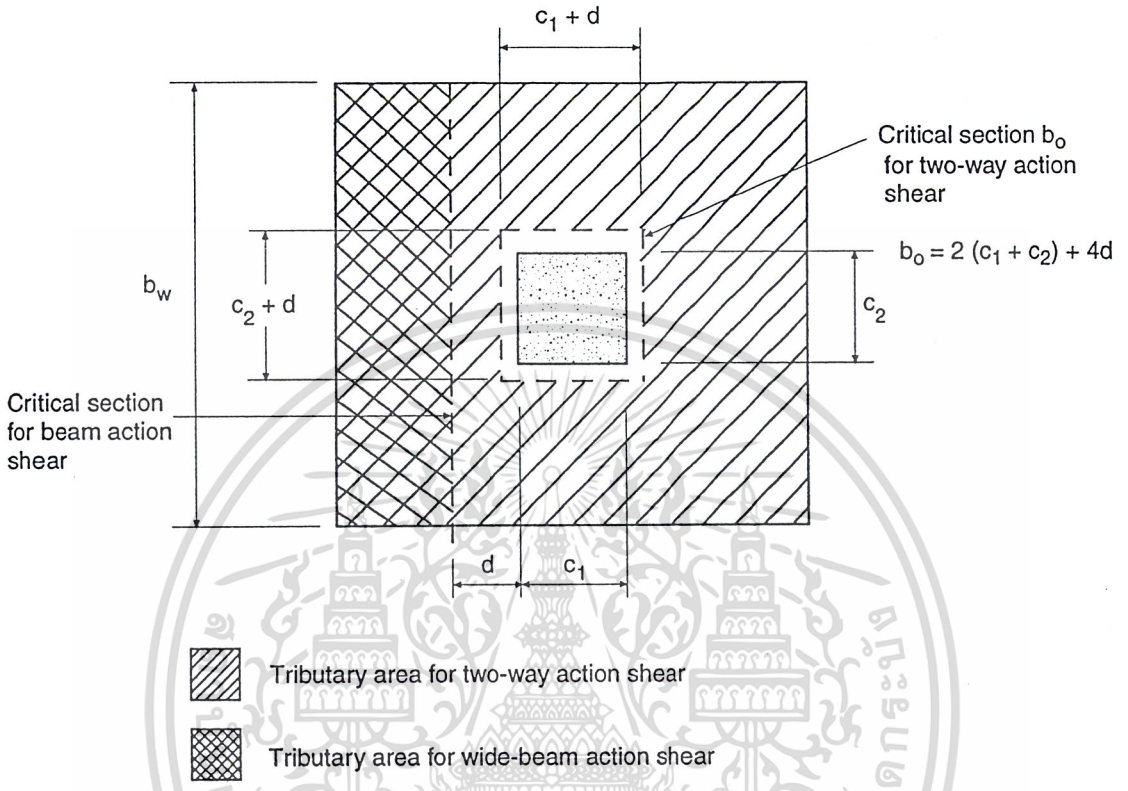
19.3 แรงเฉือนในฐานราก

แรงเฉือนในฐานรากที่ตำแหน่งรอบๆ เสาหรือผนัง ที่ส่งถ่ายน้ำหนักลงมา จะพิจารณาจากสองค่า คือ ค่าแรงเฉือนแบบคานกว้าง (Wide-beam action) และแบบแผ่นพื้นสองทาง (Two-way action) ซึ่งค่าที่มากมักจะเป็นตัวกำหนดความหนาของฐานราก แต่อย่างไรก็ตาม วสท. [5307] ได้กำหนดความหนาน้อยที่สุดของฐานรากไว้ว่า *"ความลึกของฐานรากเหนือเหล็กเสริมล่างต้องไม่น้อยกว่า 15 ซม. สำหรับฐานรากวางบนดิน และต้องไม่น้อยกว่า 30 ซม. สำหรับฐานรากวางบนเสาเข็ม"*

Wide-beam action จะถือเสมือนว่าฐานรากเป็นคานกว้าง หน้าตัดวิกฤติจะผ่านตลอดความกว้างของฐานราก ในระหว่างที่ Two-way action จะคิดแรงเฉือนเสมือนกับเป็นการทะลุของเสาหรือเสาเข็มผ่านฐานราก หน้าตัดวิกฤติของแรงเฉือนแบบนี้ จะถือเป็นเส้นรอบรูปขององค์อาคารที่ถ่ายน้ำหนักลงฐานราก เช่น เสา เป็นต้น

รูปที่ 19-2 แสดงพื้นที่และหน้าตัดวิกฤติสำหรับแรงเฉือนทั้งสองแบบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

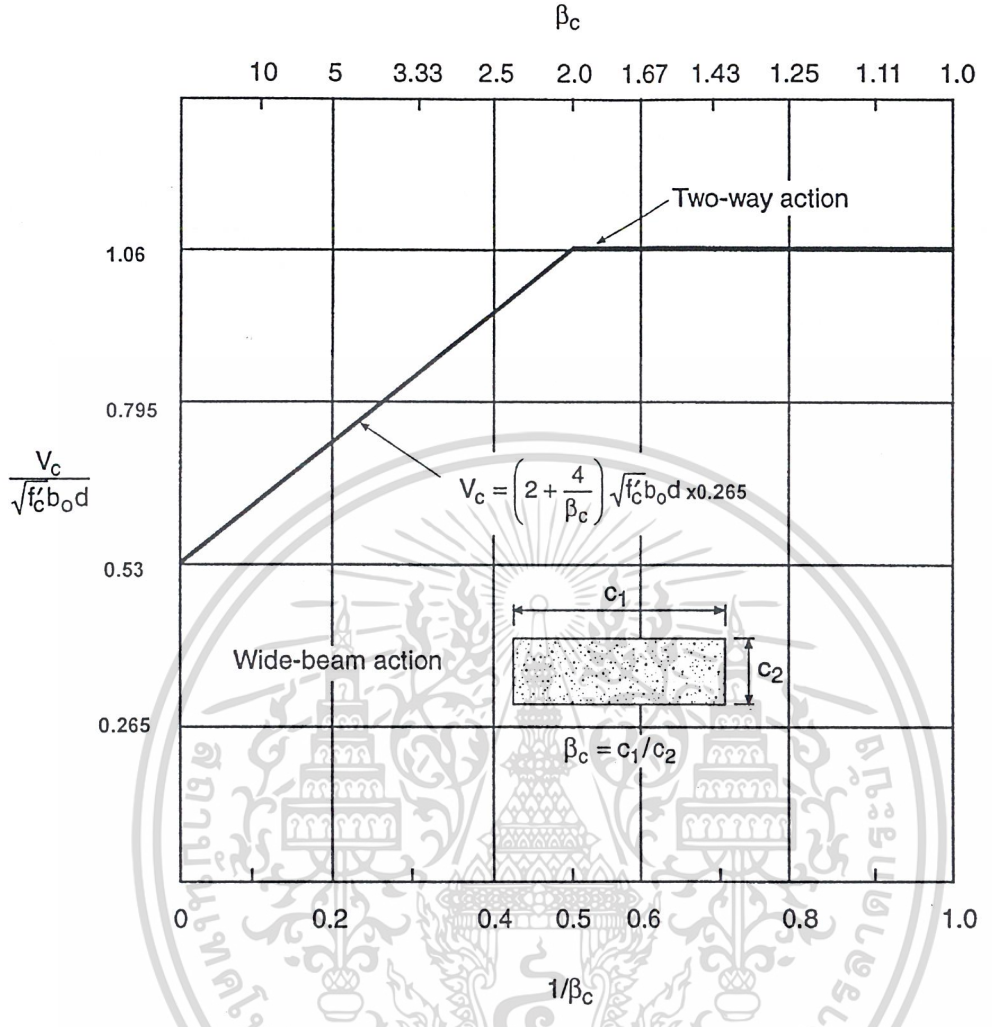


รูปที่ 19-2 หน้าตัดวิกฤติและพื้นที่ สำหรับหาแรงเฉือน

กำลังรับแรงเฉือนแบบแผ่นพื้น (V_c) ของฐานรากขึ้นอยู่กับอัตราส่วนความยาวต่อความกว้างขององค์อาคารที่ถ่ายน้ำหนักลงฐานราก (β_c) เมื่อองค์อาคารนั้นมีลักษณะใกล้สี่เหลี่ยมจัตุรัส คือ $\beta_c \le 2$ จะได้ V_c มีค่าสูงสุดเท่ากับ $1.06\sqrt{f_c'}\,b_o d$ และลดลงมาเรื่อยๆ เมื่อองค์อาคารนั้นเปลี่ยนรูปเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้ามีด้านยาวมากกว่าสองเท่าของด้านกว้าง จนกระทั่งลดลงมาเหลือ $0.53\sqrt{f_c'}\,b_o d$ ซึ่งเป็นค่าเดียวกับแรงเฉือนแบบคานกว้าง เมื่อ $1/\beta_c$ เข้าหาศูนย์ ดังแสดงในรูปที่ 19-3

ถ้าแรงเฉือนที่ต้องการ (V_u) มากกว่าแรงเฉือนที่คอนกรีตรับได้ (ϕV_c) จะต้องเสริมเหล็กช่วยรับแรงเฉือน ซึ่งผลรวมของกำลังรับแรงเฉือนจะต้องไม่เกิน $1.59\sqrt{f_c'}\,b_o d$ และแรงเฉือนในส่วนที่มากกว่า $0.53\sqrt{f_c'}\,b_o d$ จะต้องใส่เหล็กเสริมรับ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 19-3 กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตในฐานราก

สำหรับฐานรากซึ่งไม่มีเหล็กเสริมช่วยรับแรงเฉือน ขั้นตอนการออกแบบสามารถสรุปได้ดังต่อไปนี้

- แรงเฉือนแบบคานกว้าง

$$V_u \leq \phi V_n \leq \phi(0.53\sqrt{f_c'}\, b_w d) \qquad \text{วสท. (44-3)}$$

โดยที่ b_w และ V_u เป็นความกว้างและแรงเฉือนที่หน้าตัดวิกฤติ

- แรงเฉือนแบบแผ่นพื้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

V_u ต้องน้อยกว่าค่าที่น้อยที่สุดของสามสมการต่อไปนี้

$$0.27\left(2+\frac{4}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o\,d \qquad \text{วสท. (44-31)}$$

$$0.27\left(2+\frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o\,d \qquad \text{วสท. (44-32)}$$

$$1.06\sqrt{f_c'}\,b_o\,d \qquad \text{วสท. (44-33)}$$

โดยที่ β_c = อัตราส่วนด้านยาวต่อด้านสั้นของเสา หรือองค์อาคารที่ถ่ายน้ำหนักลงบนฐานราก

α_s = 40, 30 และ 20 สำหรับเสาภายใน , เสาภายนอก และเสามุม

b_o = เส้นรอบหน้าตัดวิกฤติตามรูปที่ 19-2

19.4 การถ่ายแรงที่ฐานของเสา กำแพงหรือตอม่อ

แรงทุกแรงที่กระทำที่ฐานของเสา หรือผนัง จะส่งถ่ายลงสู่ฐานรากโดยแรงแบกทานของคอนกรีตและอาจจะต้องมีเหล็กเสริมช่วยด้วย โดยเฉพาะอย่างยิ่งถ้ามีแรงดึงซึ่งจะต้องออกแบบให้เหล็กเสริมรับไปทั้งหมดเพราะไม่ได้ออกแบบให้คอนกรีตรับแรงดึง แรงแบกทานในคอนกรีตทั้งในองค์อาคารที่ถ่ายแรงลงฐานรากและในตัวฐานรากเอง จะต้องน้อยกว่ากำลังแบกทานของคอนกรีตที่ยอมให้

สำหรับเสาหรือตอม่อ

กำลังแบกทาน, $\phi P_{nb} = \phi\left(0.85 f_c' A_1\right)$ วสท. [4315]

โดยที่ f_c' เป็นกำลังอัดของคอนกรีตในเสา, A_1 เป็นพื้นที่หน้าตัดของเสา และ $\phi = 0.70$

สำหรับฐานราก

กำลังแบกทาน, $\phi P_{nb} = \phi\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}\left(0.85 f_c' A_1\right) \le 2\phi(0.85 f_c' A_1)$

โดยที่ f_c' เป็นกำลังอัดของคอนกรีตในฐานราก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

และ A_2 เป็นพื้นที่ของคอนกรีตที่ด้านล่างของฐานรากส่วนใต้พื้นที่รับแรงด้านบน คิดความลาดจากพื้นที่รับแรงลงสู่ด้านล่างในทุกด้านที่มีเนื้อคอนกรีตรับอยู่ โดยให้ความลาดในแนวตั้งต่อแนวนอนเป็น 1 : 2

เมื่อน้ำหนักแบกทานมากกว่ากำลังที่คอนกรีตรับได้ ต้องมีการเสริมเหล็กรับน้ำหนักส่วนที่เกิน แต่ไม่ว่ากรณีใด จะต้องมีเหล็กเสริมอยู่บริเวณจุดต่อระหว่างองค์อาคารที่กดลงมากับฐานรากที่รองรับ ซึ่งปริมาณของเหล็กเสริมนี้ได้ถูกกำหนดไว้ดังต่อไปนี้

1. สำหรับการก่อสร้างแบบหล่อในที่ พื้นที่เหล็กเสริมเท่ากับ 0.005 เท่าของพื้นที่ขององค์อาคารที่ถูกรองรับ (ยกเว้นถ้าเป็นผนัง ให้ใช้เท่ากับพื้นที่เหล็กยืนของผนัง)
2. สำหรับการก่อสร้างแบบหล่อสำเร็จ พื้นที่เหล็กเสริมเท่ากับ $14/f_y$ เท่าของพื้นที่ขององค์อาคารที่ถูกรองรับ

ในการก่อสร้างแบบหล่อในที่ เหล็กเสริมนี้อาจจะเป็นเหล็กเดือย หรือเหล็กเสริมในเสาหรือผนังยื่นต่อลงมาในฐานราก (ในเสาซึ่งจะต้องมีเหล็กเสริมอย่างน้อย 0.01 เท่าของพื้นที่หน้าตัดอยู่แล้ว การยื่นเหล็กเสริมต่อลงมาในฐานรากเพียงครึ่งหนึ่งของเหล็กในเสา ก็จะผ่านข้อกำหนดข้อนี้) ในการก่อสร้างแบบหล่อสำเร็จ เหล็กเสริมนี้คงจะอยู่ในรูปของสลักสมอ (Anchor Bolt) หรือข้อต่ออื่นๆ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

19.5 ข้อพิจารณาเพิ่มเติมสำหรับฐานรากวางบนเสาเข็ม

19.5.1 ขนาดของฐานราก

ขนาดของฐานรากที่วางบนเสาเข็ม จะถูกกำหนดโดยขนาดของเสาเข็ม ระยะห่างระหว่างเสาเข็มจะมีผลต่อการรับน้ำหนักของกลุ่มเสาเข็ม การวางเสาเข็มชิดกันเกินไปจะทำให้ความสามารถในการรับน้ำหนักเฉลี่ยของเสาเข็มเดี่ยวในกลุ่มเสาเข็มมีน้อยกว่าเมื่อใช้เสาเข็มต้นนั้นเดี่ยว ๆ แต่ต้นเดียว เพื่อตัดปัญหานี้จึงมีข้อกำหนดว่า

(ก) ระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของเสาเข็มแต่ละต้น ต้องไม่น้อยกว่า 3 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางเสาเข็มหรือด้านกว้างของเสาเข็ม

(ข) ขอบนอกของฐานรากต้องห่างจากศูนย์กลางของเสาเข็ม ไม่น้อยกว่าเส้นผ่าศูนย์กลางเสาเข็มหรือด้านกว้างของเสาเข็ม

19.5.2 ผลของตำแหน่งของเสาเข็มที่มีต่อแรงเฉือนบนฐานราก – วสท. [5305(ค)]

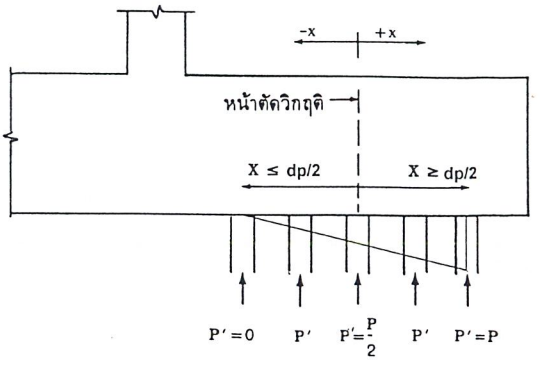
การคำนวณหาแรงเฉือนที่หน้าตัดใด ๆ ของฐานรากที่รองรับโดยเสาเข็มต้องเป็นไปตามข้อต่อไปนี้

(1) แรงปฏิกริยาทั้งหมดจากเสาเข็มซึ่งมีศูนย์กลางอยู่ที่ระยะออกไปภายนอกหน้าตัดที่ระยะ $d_p/2$ หรือมากกว่า ให้นำมาคำนวณหาแรงเฉือนที่เกิดขึ้นที่เกิดขึ้นที่หน้าตัดนั้น โดยที่ d_p คือขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มหรือความกว้างของเสาเข็มที่ฐานของฐานราก

(2) แรงปฏิกริยาจากเสาเข็มซึ่งมีศูนย์กลางอยู่ที่ระยะเข้ามาภายในหน้าตัดที่ระยะ $d_p/2$ หรือมากกว่า ให้ถือว่าไม่ทำให้เกิดแรงเฉือนที่หน้าตัดนั้น

(3) สำหรับตำแหน่งของเสาเข็มที่อยู่ระหว่างตำแหน่งในข้อ 1 และ 2 การคิดส่วนของแรงปฏิกริยาของเสาเข็มที่ทำให้เกิดแรงเฉือนที่หน้าตัดนั้น ให้คิดโดยการเทียบส่วนเชิงเส้นระหว่างค่าจำนวนเต็มที่ระยะออกไปภายนอกหน้าตัดที่ระยะ $d_p/2$ และค่าศูนย์ที่ระยะเข้ามาภายในหน้าตัดที่ระยะ $d_p/2$ ซึ่งสามารถจะแปลงเป็นสมการแสดงค่าแรงเฉือนที่ตำแหน่งเหล่านั้น ได้ดังต่อไปนี้ $P' = P\left(\frac{1}{2} + \frac{x}{d_p}\right) \le P$ ซึ่งได้แสดงรายละเอียดอยู่ในรูปข้างล่าง โดยที่ x มีค่าเป็นบวกเมื่ออยู่ภายนอกหน้าตัดวิกฤติ และเป็นลบเมื่ออยู่เข้ามาภายในหน้าตัดวิกฤติ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 19.4 – การพิจารณาลดแรงเฉือนสำหรับเสาเข็มซึ่งอยู่ในบริเวณหน้าตัดวิกฤติ

19.5.3 ฐานรากซึ่งมีจำนวนเสาเข็มในกรณีพิเศษ

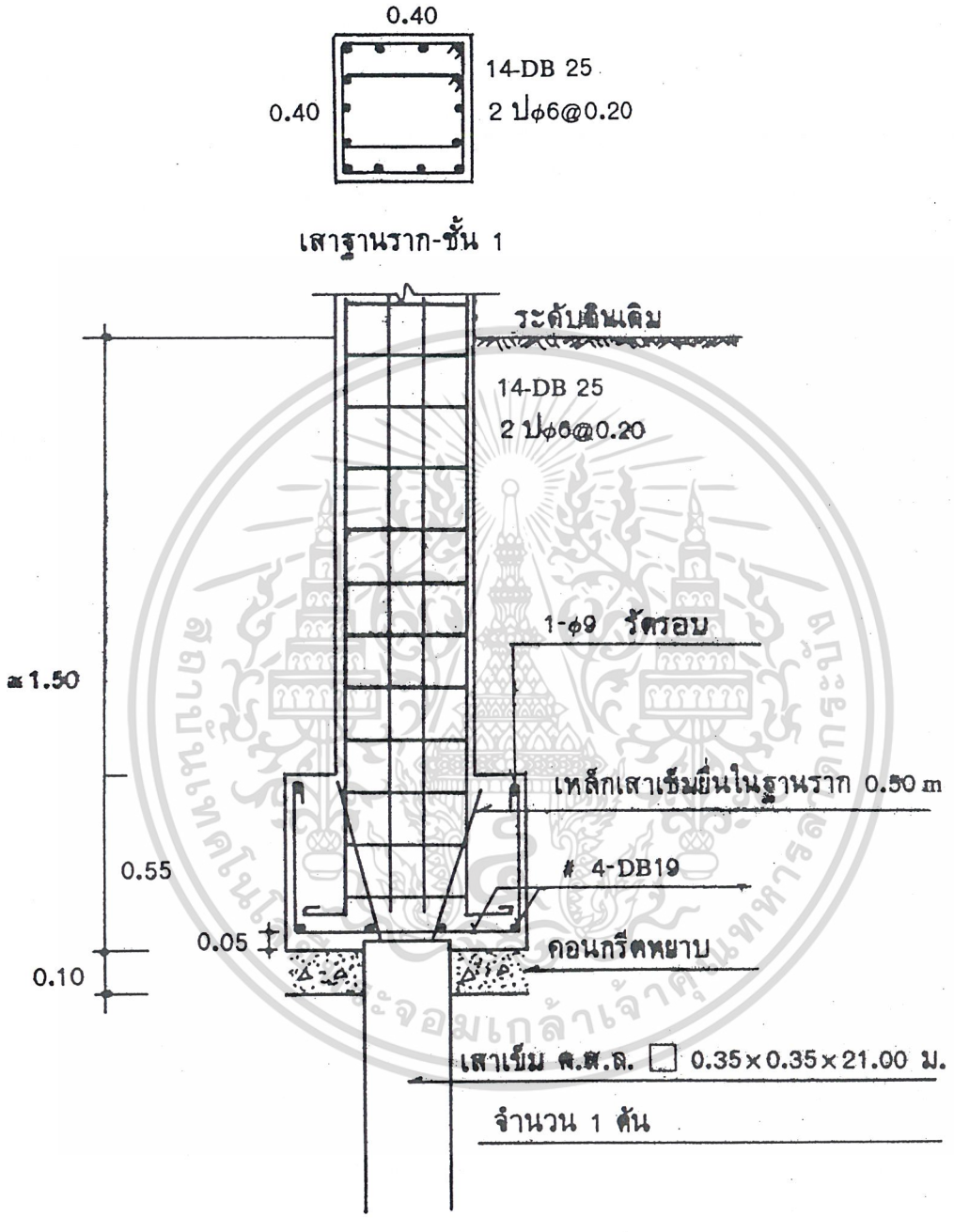
(ก) เสาเข็มเดี่ยว

เมื่อคำนวณจากน้ำหนักที่ถ่ายจากเสาลงฐานราก และสามารถใช้เสาเข็มรองรับได้เพียงแค่ต้นเดียว ซึ่งจะเป็นกรณีซึ่งน้ำหนักที่ถ่ายลงมาเป็นน้ำหนักตามแกนแต่อย่างเดียว ถ้าพิจารณาถึงข้อมูลจากการออกแบบเสา เราจะเห็นว่ากรณีนี้เป็นไปได้ยากมาก แต่ก็อนุโลมให้ใช้ได้ ถ้าน้ำหนักจากเสาน้อยกว่า 80% ของความสามารถในการรับน้ำหนักของเสาเข็ม และถ้าผู้ออกแบบเห็นว่าโมเมนต์ที่ถ่ายจากเสามีค่าน้อยมากจนเสาเข็มเดี่ยวสามารถที่จะรับน้ำหนักจากการคำนวณรวมถึงโมเมนต์ที่อาจจะเกิดขึ้นได้เนื่องจากสภาพแวดล้อม การออกแบบฐานรากรับเข็มเดี่ยว โดยทั่วไปจะใช้ความหนาของฐานรากเท่ากับฐานรากตัวที่หนาที่สุดในอาคารเดียวกัน เพื่อความสดวกในการวางระดับปลายหัวเข็มในการตอก และเหล็กเสริมก็จะใช้ปริมาณไม่น้อยกว่าปริมาณที่ต้องการเพื่อต้านทานการยืดหด

(ข) เสาเข็มสองต้น

ขนาดของฐานรากจะเป็นไปตามข้อกำหนดในหัวข้อ 19.5.1 แต่เมื่อพิจารณาถึงแรงเฉือนแบบสองทาง ในกรณีทั่วไปของฐานรากรับเสาเข็มสองต้น ความกว้างของหน้าตัดวิกฤติที่ระยะ d/2 จากขอบเสามักจะมากกว่าความกว้างของฐานราก b ซึ่งในกรณีนี้ จะใช้หน้าตัดวิกฤติรับแรงเฉือนแบบสองทางเหมือนกับหน้าตัดวิกฤติรับแรงเฉือนแบบคานกว้าง คือ bd ต่อแรงเฉือนจากเสาเข็มหนึ่งต้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

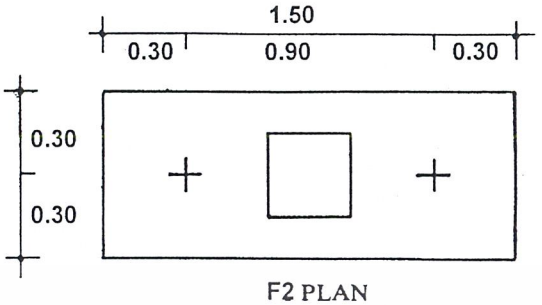


F1 SECTION

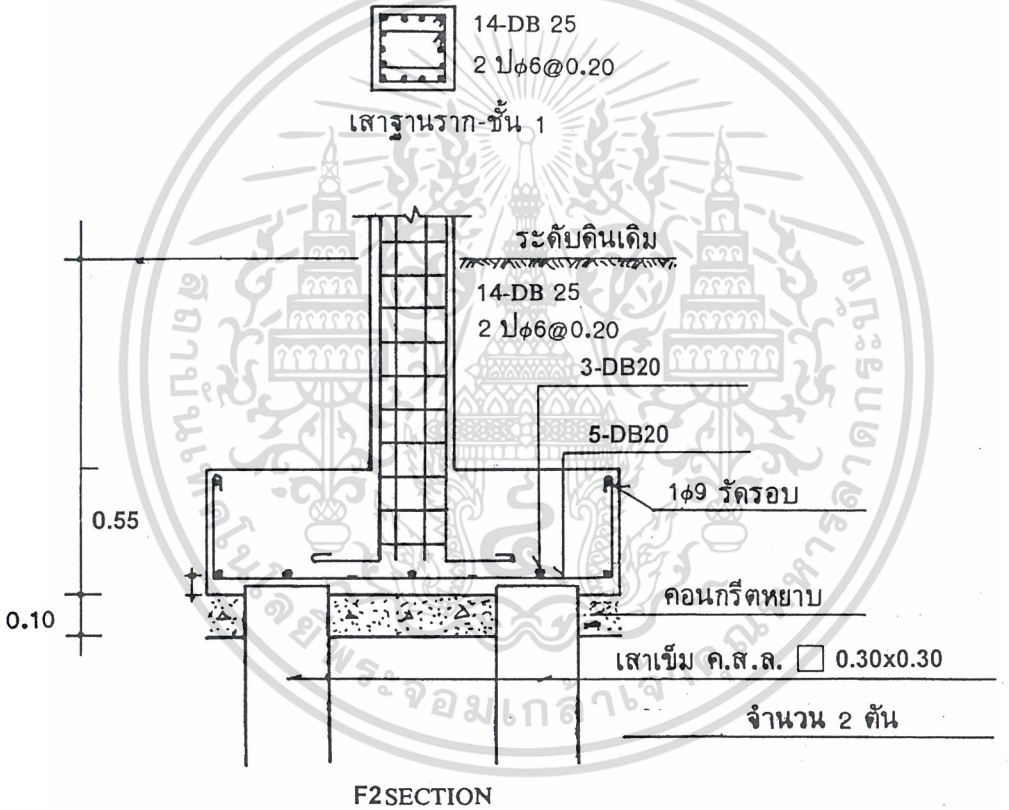
FOOTING F1

รูปที่ 19.5 – ฐานรากรองรับด้วยเข็มเดี่ยว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



F2 PLAN



F2SECTION

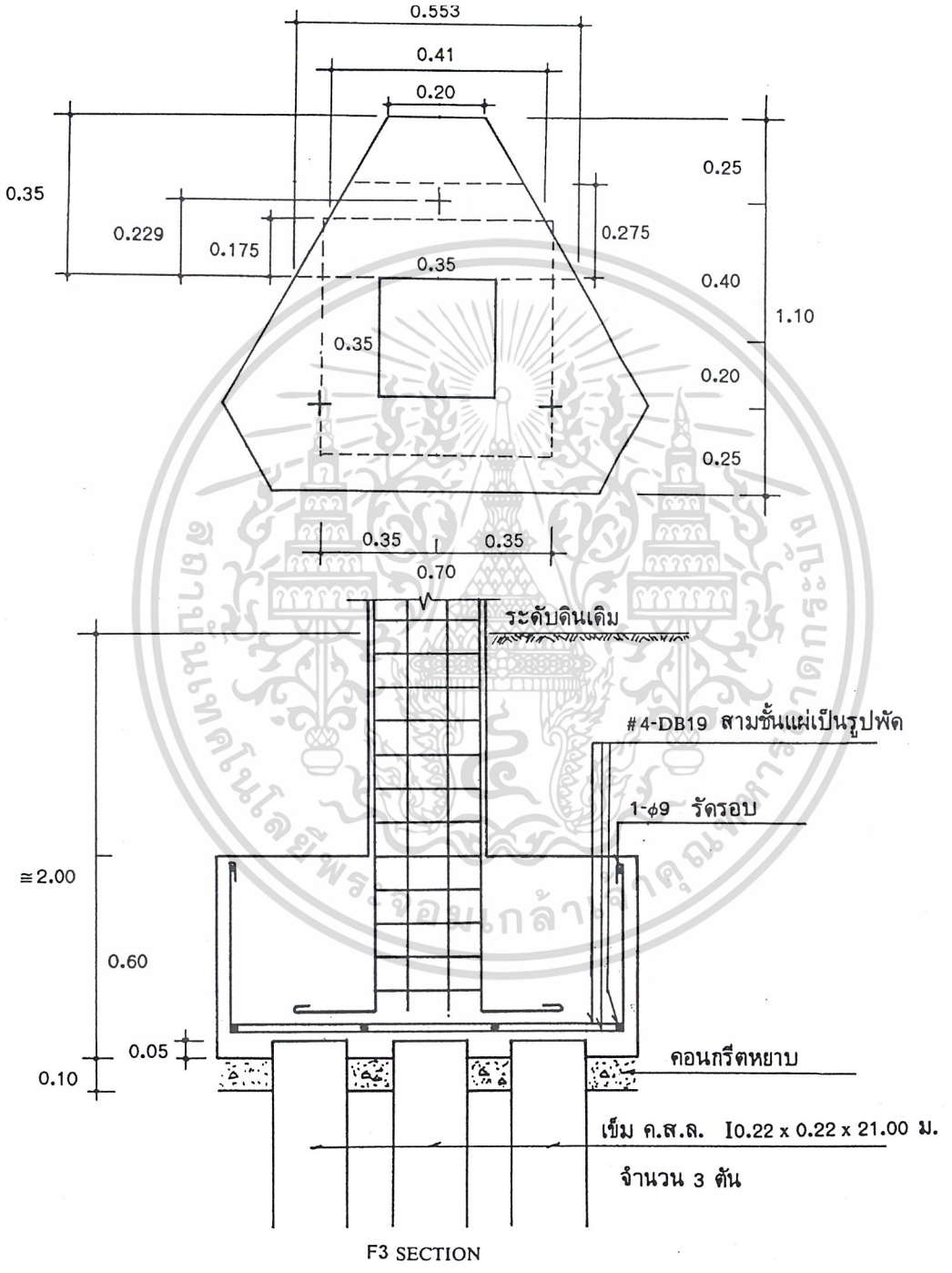
รูปที่ 19.6 – ฐานรากรองรับด้วยเสาเข็มสองต้น

(ค) เสาเข็มสามต้น

รูปแบบการจัดฐานรากซึ่งรองรับด้วยเสาเข็มสามต้นให้มีพื้นที่น้อยที่สุด โดยที่ระยะห่างระหว่างเสาเข็มเหล่านั้นอย่างน้อยจะต้องเป็นสามเท่าของความกว้างของเสาเข็ม คือ รูปสามเหลี่ยมด้านเท่าซึ่งมี

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ความกว้างของด้านเท่ากับสามเท่าของความกว้างของเสาเข็ม และมีความกว้างส่วนที่ยื่นไปถึงขอบของฐานรากเท่ากับความกว้างของเสาเข็ม ดังแสดงในรูปข้างล่าง



รูปที่ 19.7 – ฐานรากรองรับด้วยเสาเข็มสามต้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เอกสารอ้างอิง

1. ACI Committee 336, *"Suggested Design Procedure for Combined Footings and Mats,"*(ACI336.2R-88) American Concrete Institute, Detroit, 1988, 21 pp.

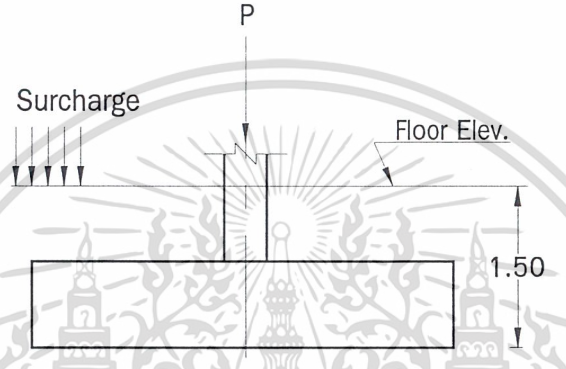
2. Kramrisch, Fritz, and Rogers, Paul, *"Simplified Design of Combined Footings,"* Proceedings, ASCE, V. 87, No. SM5, Oct. 1961, p. 19.

3. PCI Design Handbook, *"Precast and Prestressed Concrete,"* 4th Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, 1992.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 19.1 – ออกแบบฐานรากแผ่

จงออกแบบฐานรากแผ่รูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส รับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน จากน้ำหนักบรรทุกคงที่ = 160 ตัน จากน้ำหนักบรรทุกจร = 125 ตัน และน้ำหนักกดบนระดับพื้น (surcharge) ดังรูป = 500 กก./ม.^{2}



กำหนดให้ : น้ำหนักเฉลี่ยของดินและคอนกรีตเหนือระดับพื้นฐานราก = 2,000 กก./ม.^{3}

แรงดันดินปลอดภัย = 22 ตัน/ม.^{2}

ขนาดของเสา $(c_1 \times c_2)$ = 30×75 ซม.

$f_c' = 210$ กก/ซม.^{2} $f_y = 4{,}000$ กก/ซม.^{2}

---

1. หาขนาดของฐานราก ***(ใช้น้ำหนักบรรทุกใช้งานที่ไม่คูณตัวคูณเพิ่ม)***

แรงดันเนื่องจากน้ำหนักกดบนระดับพื้นและน้ำหนักดินและคอนกรีตเหนือระดับพื้นฐานราก

$= (2 \times 1.50) + 0.50 = 3.50$ ตัน/ม.^{2}

แรงดันของดินที่ใช้ในการออกแบบ $= 22 - 3.50 = 18.50$ ตัน/ม.^{2}

พื้นที่ของฐานราก $= (160 + 125)/18.50$ ม.^{2} *วสท. [5302 (ข)]*

เลือกใช้ฐานรากจัตุรัสขนาด 4×4 ม. ($A_f = 16$ ม.^{2})

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. หาแรงต้านทานของดิน (**ใช้น้ำหนักบรรทุกใช้งานที่คูณด้วยตัวคูณเพิ่ม**)

$P_u = 1.4(160)+1.7(125) = 436.50$ ตัน

แรงต้านทานของดิน, $q_s = P_u / A_f = (436.50)/16 = 27.28$ ตัน/ม.^{2} *วสท. [5302 (ก)]*

3. หาความลึกของฐานราก

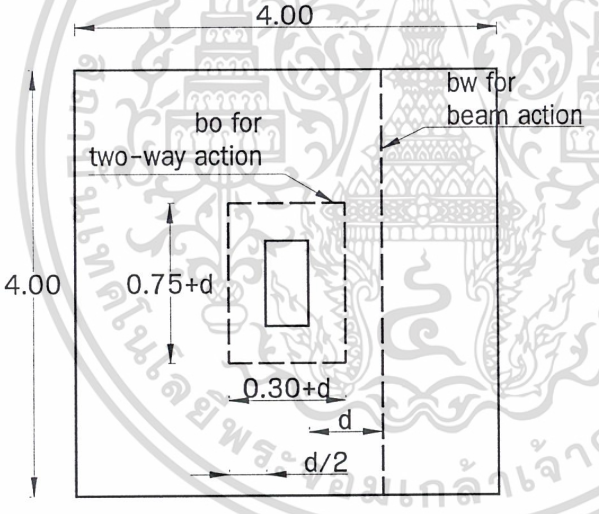
(ซึ่งมักจะถูกกำหนดด้วยความสามารถในการรับแรงเฉือนโดยไม่ต้องมีเหล็กเสริมช่วย)

ในตัวอย่างนี้จะเริ่มด้วยการ สมมติให้ฐานรากมีความหนาทั้งหมดเป็น 80 ซม.

และความลึกประสิทธิผล " d " เป็น 70 ซม.

3.1 ตรวจสอบแรงเฉือนแบบคาน (Wide-beam action)

หน้าตัดวิกฤติเกิดที่ระยะ d จากขอบเสา



$V_u = q_s(4)(2-0.15-0.70) = 125.49$ ตัน

$\phi V_n = \phi\left(0.53\sqrt{f_c'}\, b_w d\right) = 0.85\left(0.53\sqrt{210}\,(400\times 70)\right)$ *วสท. (44-3)*

$= 182.80$ ตัน $>$ V_u ใช้ได้

3.2 คิดแรงเฉือนแบบแผ่นพื้น (Two-way action)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หน้าตัดวิกฤติเกิดที่ระยะ $d/2$ จากขอบเสา

$V_u = q_s[(4\times4)-(0.75+0.70)(0.30+0.70)] = 396.92$ ตัน

$b_o = 2(0.75+0.70)+2(0.30+0.70) = 4.90$ ม.

$\beta_c = 75/30 = 2.50$

$\alpha_s = 40$ สำหรับเสาภายใน

$$\frac{V_c}{\sqrt{f_c'}\,b_o d} \le \begin{cases} 0.53+\dfrac{1.06}{\beta_c} = 0.53+\dfrac{1.06}{2.50} = 0.954 \\ 0.53+0.265\dfrac{\alpha_s d}{b_o} = 0.53+0.265\dfrac{40(0.70)}{4.90} = 2.04 \\ 1.06 \end{cases}$$ *วสท.(44-31,32,33)*

$$\phi V_n = \phi\left(0.954\sqrt{f_c'}\,b_o d\right) = 0.85\left(0.954\sqrt{210}(490\times70)\right)$$

$= 403.06$ ตัน $>$ V_u ใช้ได้

4. หาปริมาณเหล็กเสริมในฐานราก

หน้าตัดวิกฤติของแรงดัดอยู่ที่ขอบเสา *วสท. [5304 (ข)]*

$M_u = 27.28\times4\times(2-0.15)^2/2 = 186.73$ ตัน-ม.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi bd^2} = \frac{186.73(1{,}000)}{0.90(4)(70)^2} = 10.58 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\rho = \frac{0.85f_c'}{f_y}\left(1-\sqrt{1-\frac{2R_n}{0.85f_c'}}\right) = \frac{0.85\times210}{4{,}000}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times10.58}{0.85\times210}}\right) = 0.0027$$

ปริมาณเหล็กเสริมจากข้างบน มีค่าเท่ากับ A_s/bd ในระหว่างที่ปริมาณเหล็กเสริมน้อยสุดที่ต้องมีใน แผ่นพื้น สำหรับเหล็ก SD40 มีค่าเท่ากับ $0.0018bt$ *วสท. [3412 (ข)]*

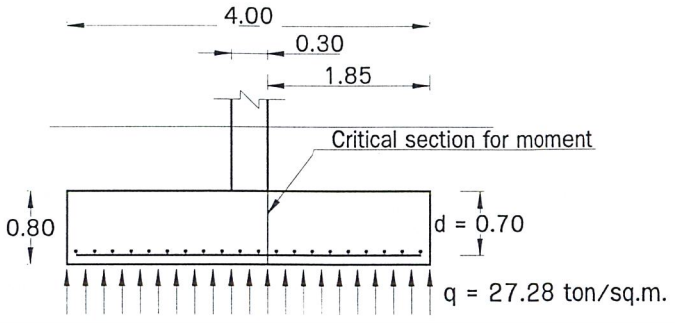
ดังนั้นถ้าจะเปรียบเทียบกันแล้วต้องคูณค่าที่หาได้ d/t เพื่อจะได้ฐานที่สามารถนำมาเปรียบเทียบกันได้

ดังนั้น $0.0027(d/t) = 0.0027(70/80) = 0.0024$ $>$ 0.0018 ใช้ได้

$A_s = 0.0027(400\times70) = 75.60$ ซม.^{2}

เลือกใช้ 16-DB25 ($A_s = 16\times4.91 = 78.56$ **ซม.^{2}**) **ทั้งสองทาง**

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



ในด้านตั้งฉากกับแนวนี้ ซึ่งเสามีความกว้างเท่ากับ 75 ซม. ปริมาณเหล็กเสริมจะน้อยกว่าในด้านที่เสามีความกว้าง 30 ซม. แต่เพื่อความสะดวกในการก่อสร้าง เราจะใช้เหล็กเสริมจำนวนเดียวกัน

5. ตรวจสอบความยาวระยะฝังเพิ่มของเหล็กเสริม *ACI [15.6]*

หลักการที่นำมาใช้ในการหาระยะฝังเพิ่มของเหล็กข้ออ้อยภายใต้แรงดึง ได้มาจากหน่วยแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยของความยาวทั้งหมดของเหล็กเสริม ซึ่งหลักการนี้จะเป็นตัวบ่งถึงความยาวน้อยสุดของเหล็กเสริมที่ต้องฝังในเนื้อคอนกรีต ซึ่งจะวัดจากตำแหน่งที่เกิดหน่วยแรงสูงสุดในเหล็กเสริม ซึ่งจะเป็นตำแหน่งเดียวกับตำแหน่งวิกฤติของโมเมนต์ *วสท [5306(ค)]*

$$\frac{l_d}{d_b} = 0.283\frac{f_y}{\sqrt{f_c'}}\frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c+K_{tr}}{d_b}\right)} = 0.283\frac{4{,}000}{\sqrt{210}}\frac{1\times1\times1\times1}{2.50} = 31.25 \qquad \textit{ACI (12-1)}$$

โดยที่

คอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม (ด้านข้างและด้านล่าง) = 7.50 ซม. *วสท. [3407(ก)1]*

ระยะห่างจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของเหล็กเสริม $= [400-(2\times7.50)-2.50]/15 = 25.50$ ซม.

c = ค่าที่น้อยกว่าของระยะห่างจากศูนย์กลางของเหล็กเสริมไปยังผิวคอนกรีตและครึ่งหนึ่งของระยะจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของเหล็กเสริม

$= 7.50+1.25 = 8.75$ ซม.

K_{tr} = 0 (ไม่มีเหล็กปลอก)

$(c+K_{tr})/d_b = (8.75+0)/2.50 = 3.50 > 2.50$ ใช้ 2.50

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

α = 1.3 ถ้ามีเนื้อคอนกรีตหนามากกว่า 30 ซม.อยู่ใต้เหล็กเสริม หรือ

= 1.0 สำหรับกรณีอื่น

β = 1.0 สำหรับเหล็กเสริมที่ไม่มีการเคลือบผิว

γ = 0.8 สำหรับเหล็กเสริมขนาดไม่เกิน 20 มม.

= 1.0 สำหรับเหล็กเสริมขนาด 25 มม.ขึ้นไป

λ = 1.0 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักธรรมดา

ได้ $l_d = 31.25d_b = 31.25(2.50) = 78.13$ ซม. > 30 ซม. ใช้ได้ *ACI [12.2.1]*

ความยาวของเนื้อคอนกรีตที่มีให้เหล็กฝัง

$= (400/2) - (75/2) - 8.75 = 153.75$ ซม. > 78.13 ซม. ใช้ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 19.2 — ออกแบบฐานรากวางบนเสาเข็ม

จงหาจำนวนเสาเข็มรวมทั้งขนาดและความลึกของฐานราก เมื่อกำหนดให้

ขนาดของเสา = 0.40×0.40 ม.

น้ำหนักบรรทุกใช้งานถ่ายจากเสา

- น้ำหนักบรรทุกคงที่ = 81,000 กก.
- น้ำหนักบรรทุกจร = 40,500 กก.

f_c' = 280 กก./ซม.^{2}

เสาเข็มกลมเส้นผ่านศูนย์กลาง = 0.30 ม. รับน้ำหนักปลอดภัย 15,000 กก. ต่อต้น

---

1. จำนวนเสาเข็มที่ต้องใช้

น้ำหนักบรรทุกใช้งานถ่ายจากเสา

- น้ำหนักบรรทุกคงที่	= 81,000	กก.
- น้ำหนักบรรทุกจร	= 40,500	กก.
รวม	= 121,500	กก.
สมมติน้ำหนักฐานรากเป็น 7% ของน้ำหนักที่ถ่ายจากเสา	= 8,505	กก.
รวมน้ำหนักทั้งหมดที่ต้องรับโดยเสาเข็ม	= 130,005	กก.

ดังนั้นจำนวนเสาเข็มที่ต้องใช้ = 130,005/15,000 = 8.67 = 9 ต้น

2. ขนาดของฐานราก

จัดวางเสาเข็ม 3 แถว ๆ ละ 3 ต้น

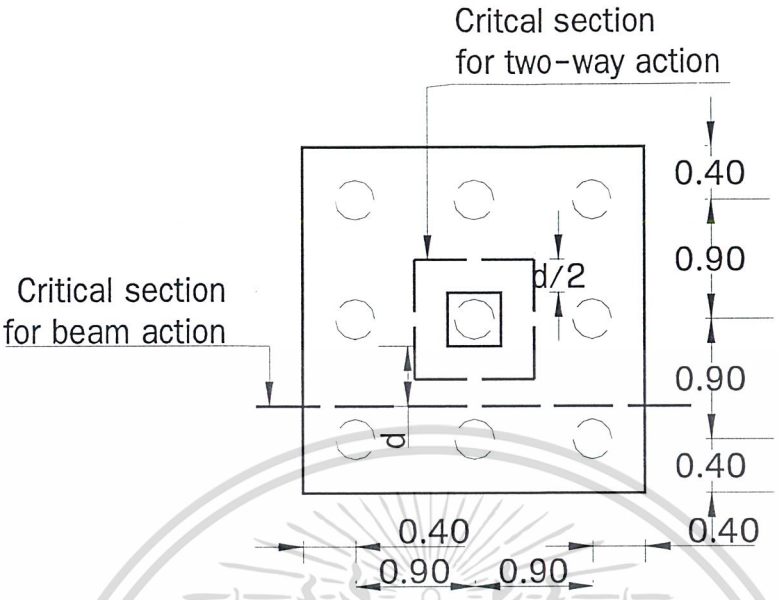
ระยะห่างระหว่างเสาเข็ม = สามเท่าเส้นผ่านศูนย์กลางหรือความกว้างของเสาเข็ม = 3(0.3) = 0.9 ม.

ระยะห่างจากเสาเข็มตัวริมถึงขอบของฐานราก = เส้นผ่านศูนย์กลางหรือความกว้างของเสาเข็ม

= 0.3 ม. เลือกใช้ 0.4 ม.

จัดวางเสาเข็ม ได้ตามรูปแสดงรายละเอียดข้างล่าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



3. หาน้ำหนักลงบนเสาเข็ม

สมมติให้ฐานรากหนา 50 ซม. และมีความหนาประสิทธิผล 40 ซม.

น้ำหนักของฐานราก $= (2.60 \times 2.60 \times 0.50)(2.40) = 8{,}112$ กก.

ใกล้เคียงกับสมมติไว้ในเบื้องต้น (8,505 กก.)

น้ำหนักบรรทุกคงที่ถ่ายลงเสาเข็มแต่ละต้น = (81,000 + 8,112)/9 = 9,901 กก.

น้ำหนักบรรทุกจรถ่ายลงเสาเข็มแต่ละต้น = 40,500/9 = 4,500 กก.

น้ำหนักที่ต้องการถ่ายลงเสาเข็มแต่ละต้น = 1.4(9,901) + 1.7(4,500) = 21.51 ตัน

4. ตรวจสอบแรงเฉือน

4.1 คิดแรงเฉือนแบบคาน (Wide-beam action)

หน้าตัดวิกฤติเกิดที่ระยะ d หรือ 40 ซม. จากขอบเสา

เสาเข็มอยู่ห่างจากขอบเสาเป็นระยะ 90 – 40/2 = 70 ซม. หรือเป็นระยะ 70 – 40 = 30 ซม. ออกไปภายนอกหน้าตัดวิกฤติ ซึ่งมากกว่า $d_p/2$ จึงไม่มีการพิจารณาลดค่าของแรงเฉือน

แรงเฉือนเนื่องจากเสาเข็ม 3 ต้นที่อยู่ในพื้นที่วิกฤติ $= 3 \times 21.51 = 64.53$ ตัน

$$\phi V_n = \phi\left(0.53\sqrt{f_c'}\, b_w d\right) = 0.85\left(0.53\sqrt{280}\,(260 \times 40)\right) \qquad \text{วสท. (44-3)}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$= 78.40$ ตัน $>$ V_u ใช้ได้

4.2 คิดแรงเฉือนแบบแผ่นพื้น (Two-way action)

หน้าตัดวิกฤติเกิดที่ระยะ $d/2$ จากขอบเสา

แรงเฉือนเนื่องจากเสาเข็ม 8 ต้นที่อยู่ในพื้นที่วิกฤติ, $V = 8 \times 21.51 = 172.08$ ตัน

$b_o = 4(0.40 + 0.40) = 3.20$ ม.

$\beta_c = 40/40 = 1$

$\alpha_s = 40$ สำหรับเสาภายใน

$$\frac{V_c}{\sqrt{f_c'}\, b_o d} \le \begin{cases} 0.53 + \dfrac{1.06}{\beta_c} = 0.53 + \dfrac{1.06}{1} = 1.59 \\ 0.53 + 0.265\dfrac{\alpha_s d}{b_o} = 0.53 + 0.265\dfrac{40(0.40)}{3.20} = 1.86 \\ 1.06 \end{cases}$$ *วสท.(44-31,32,33)*

$$\phi V_n = \phi\left(1.06\sqrt{f_c'}\, b_o d\right) = 0.85\left(1.06\sqrt{210}(320 \times 40)\right)$$

$= 192.98$ ตัน $>$ V_u ใช้ได้

5. ตรวจสอบแรงเฉือนแบบทะลุ (Punching shear) เนื่องจากเสาเข็ม

แรงเฉือนที่เสาเข็มต้นมุม = 21.51 ตัน

$b_o = \pi(0.30 + 0.40) = 2.20$ ม.

$\beta_c = 1$

$\alpha_s = 20$ สำหรับเสาเข็มต้นมุม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\frac{V_c}{\sqrt{f_c'}\,b_o d} \le \begin{cases} 0.53+\dfrac{1.06}{\beta_c} = 0.53+\dfrac{1.06}{1} = 1.59 \\ 0.53+0.265\dfrac{\alpha_s d}{b_o} = 0.53+0.265\dfrac{20(0.40)}{2.20} = 1.49 \\ 1.06 \end{cases}$$ *วสท. (44-31,32,33)*

$$\phi V_n = \phi\left(1.06\sqrt{f_c'}\,b_o d\right) = 0.85\left(1.06\sqrt{280}\,(220\times 40)\right)$$

$= 132.67$ ตัน $>$ V_u ใช้ได้

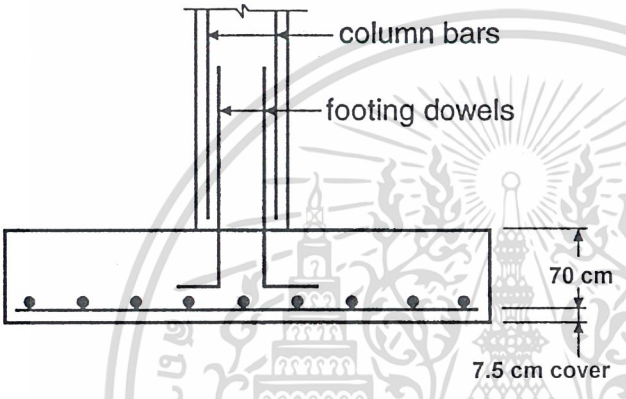
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 19.3 — ออกแบบการถ่ายแรงที่ฐานของเสา

จงตรวจสอบการถ่ายแรงที่จุดต่อของเสาและฐานราก จากตัวอย่างที่ 19.1

กำหนดให้ : f_c' (เสา) = 350 กก./ซม.^{2} f_c' (ฐานราก) = 210 กก./ซม.^{2}

f_y = 4,000 กก./ซม.^{2} P_u = 436.50 ตัน



1. กำลังแบกทานของเสา ($f_c' = 350$ กก./ซม.^{2}) :

$$\phi P_{nb} = \phi\left(0.85 f_c' A_1\right) = 0.70(0.85 \times 350 \times 30 \times 75) = 468.60 \text{ ตัน} > 436.50 \text{ ตัน}$$ *วสท. [4315]*

2. กำลังแบกทานของฐานราก ($f_c' = 210$ กก./ซม.^{2}) :

กำลังแบกทานของฐานรากจะเพิ่มขึ้นตามตัวคูณ $\sqrt{A_2 / A_1} \le 2$ เนื่องจากขนาดที่ใหญ่ของฐานรากจะช่วยในการกระจายน้ำหนักถ่ายจากเสา

A_1 เป็นพื้นที่ของเสา และ A_2 เป็นพื้นที่ของคอนกรีตที่ด้านล่างของฐานรากส่วนใต้เสา คิดความลาดจากพื้นที่รับแรงลงสู่ด้านล่างในทุกด้านที่มีเนื้อคอนกรีตรับอยู่ โดยให้ความลาดในแนวตั้งต่อแนวนอนเป็น 1 : 2 ในตัวอย่างนี้ เสาขนาด 0.30×0.75 ม. รับด้วยฐานรากขนาด 4×4 ม. จะได้ว่า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ความหนาของฐานราก = 77.50 ซม.

$\therefore \quad A_2 = [30+2(155)][75+2(155)]\times 10^{-4} = 13.09$ ม.^{2}

$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{13.09}{0.30\times 0.75}} = 7.63 \quad > \quad 2 \quad$ ใช้ 2

$\phi P_{nb} = 2\left[\phi\left(0.85 f_c' A_1\right)\right] = 2[0.70(0.85\times 210\times 30\times 75)] = 562.30$ ตัน $>$ 436.50 ตัน ใช้ได้

3. ออกแบบเหล็กเดือย (dowel) เชื่อมเสาและฐานราก

ถึงแม้ว่ากำลังแบกทานคอนกรีตของเสาและฐานรากจะเพียงพอที่จะรับการถ่ายน้ำหนัก แต่ก็ยังจำเป็นต้องมีเหล็กเสริมน้อยสุดที่บริเวณข้อต่อ

$A_{s(\min)} = 0.005(30\times 75) = 11.25$ ซม.^{2} *วสท. [5308(ข)1]*

ใช้เหล็ก 4-DB20 เป็นเหล็กเดือย ($A_s = 4\times 3.14 = 12.56$ ซม.^{2})

4. หาความยาวระยะฝังเพิ่มของเหล็กเสริมรับแรงอัด

$l_d = \frac{0.075 d_b f_y}{\sqrt{f_c'}} \geq 0.0043 d_b f_y$ *วสท. [4503(ข)]*

สำหรับ DB20: $l_{d(\min)} = 0.0043(2.0)(4,000) = 34.40$ ซม.

ในเสา: $l_d = 0.075(2.0)(4,000)/\sqrt{350} = 32.10$ ซม.

ในฐานราก: $l_d = 0.075(2.0)(4,000)/\sqrt{210} = 41.40$ ซม.

ระยะฝังที่มีให้ในฐานราก = ความหนาฐานราก – คอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม – สองเท่าเส้นผ่านศก. เหล็กเสริมเอกในฐานราก – เส้นผ่านศก.เหล็กเดือย

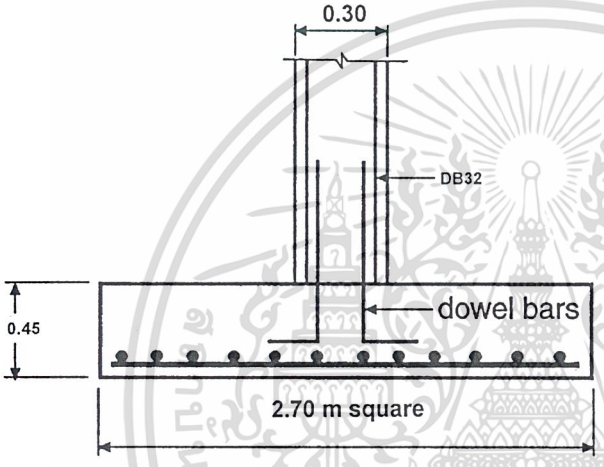
$= 80 - 7.50 - 2(2.50) - 2 = 65.50$ ซม. $>$ 41.40 ซม. ใช้ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 19.4 — ออกแบบการถ่ายแรงที่ฐานของเสาโดยใช้เหล็กเสริม

จงออกแบบเหล็กเสริม เมื่อมีการถ่ายน้ำหนักระหว่างเสาปลอกเดี่ยวขนาด 30x30 ซม. และฐานรากตามรูปข้างล่าง เหล็กเสริมเอกในเสาใช้ 8-DB32 น้ำหนักถ่ายจากเสา P_D = 90 ตัน และ P_L = 45 ตัน

กำหนดให้ : f_c' (ในเสาและฐานราก) = 280 กก./ซม.^{2} f_y = 4,000 กก./ซม.^{2}



1. น้ำหนักพร้อมตัวคูณเพิ่ม

$P_u = 1.4(90) + 1.7(45) = 202.50$ ตัน *วสท. (42-1)*

2. กำลังแบกทานของคอนกรีตในเสา :

$\phi P_{nb} = \phi\left(0.85 f_c' A_1\right) = 0.70(0.85 \times 280 \times 30 \times 30) = 149.90$ ตัน $<$ 202.50 ตัน *วสท. [4315]*

น้ำหนักจากเสาไม่สามารถถ่ายด้วยกำลังแบกทานของคอนกรีตเพียงอย่างเดียว จะต้องมีเหล็กเสริมช่วยถ่ายน้ำหนักส่วนเกิน $202.50 - 149.90 = 52.60$ ตัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3. กำลังแบกทานของคอนกรีตในฐานราก :

กำลังแบกทานของฐานรากจะเพิ่มขึ้นตามตัวคูณ $\sqrt{A_2 / A_1} \le 2$ เนื่องจากขนาดที่ใหญ่ของฐานรากจะช่วยในการกระจายน้ำหนักถ่ายจากเสา

A_1 เป็นพื้นที่ของเสา และ A_2 เป็นพื้นที่ของคอนกรีตที่ด้านล่างของฐานรากส่วนใต้เสา คิดความลาดจากพื้นที่รับแรงลงสู่ด้านล่างในทุกด้านที่มีเนื้อคอนกรีตรับอยู่ โดยให้ความลาดในแนวตั้งต่อแนวนอนเป็น 1 : 2 ในตัวอย่างนี้ เสาขนาด 0.30×0.30 ม. รับด้วยฐานรากขนาด 2.70×2.70 ม. จะได้ว่า

ความหนาของฐานราก $= 45$ ซม.

$\therefore \quad A_2 = [30 + 2(90)]^2 \times 10^{-4} = 4.41$ ม.^{2}

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{4.41}{0.30 \times 0.30}} = 7 \; > \; 2 \quad \text{ใช้} \quad 2$$

$$\phi P_{nb} = 2\left[\phi\left(0.85 f_c' A_1\right)\right] = 2[0.70(0.85 \times 280 \times 30 \times 30)] = 299.90 \text{ ตัน} > 202.50 \text{ ตัน}$$ ใช้ได้

4. หาพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเดือย :

$$A_s = \frac{P_u - \phi P_{nb}}{\phi f_y} = \frac{52.60}{0.70 \times 4} = 18.78 \text{ ซม.}^2$$

$A_{s(\min)} = 0.005(30 \times 30) = 4.50$ ซม.^{2} *วสท. [5308(ข)1]*

ใช้ 4-DB25 ($A_s = 4 \times 4.91 = 19.64$ ซม.^{2})

5. หาความยาวระยะฝังเพิ่มของเหล็กเดือย

a. การฝังเหล็กเดือยเข้าในเสา อาจจะใช้การทาบเหล็กเดือย DB25 เข้ากับเหล็กเสริมเอก DB32 และจะต้องยื่นเหล็กเดือยเข้าไปในเสาเป็นระยะไม่น้อยกว่าระยะฝังเพิ่มของเหล็กเสริมเอก DB32 หรือระยะทาบของเหล็กเดือย DB25 ในฐานราก *วสท. [5308(ข)3]*

$$l_d = \frac{0.075 d_b f_y}{\sqrt{f_c'}} \; \ge \; 0.0043 d_b f_y$$ *วสท. [4503(ข)]*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับ DB32 : $l_{d(\min)} = 0.0043(3.20)(4,000) = 55.04$ ซม.

$l_d = 0.0075(3.20)(4,000)/\sqrt{280} = 57.37$ ซม.

สำหรับ DB25 : ความยาวต่อทาบ $= 0.007 f_y d_b = 0.007(2.50)(4,000) = 70$ ซม.

วสท. [4515(ก)]

ดังนั้นเหล็กเดือย DB25 จะต้องยื่นเข้าไปในเสาอย่างน้อย 70 ซม.

b. การฝังเหล็กเดือยเข้าในฐานราก

สำหรับ DB25 : $l_{d(\min)} = 0.0043(2.50)(4,000) = 43.00$ ซม.

$l_d = 0.0075(2.50)(4,000)/\sqrt{280} = 44.82$ ซม. *วสท. [4503(ข)]*

ซึ่งระยะนี้สามารถจะลดลงมาได้เป็นอัตราส่วนของพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเดือยที่ได้จากการคำนวณต่อพื้นที่หน้าตัดจริงที่ใช้ *วสท. [4503(ค)]*

ดังนั้นระยะฝังเพิ่มของเหล็กเดือยในฐานราก $= 44.82 \times (18.78/19.64) = 42.86$ ซม.

ถ้ามีการงอเหล็กเดือย ซึ่งยื่นเข้าไปในฐานรากเพื่อวางบนเหล็กเสริมเอก ดังที่แสดงในรูป ความยาวของส่วนที่งอนี้จะไม่สามารถนำมารวมเป็นระยะฝังเพื่อรับแรงอัดได้

ระยะในฐานรากที่มีให้ใช้เป็นระยะฝังเพิ่มของเหล็กเดือย

เท่ากับ 45 – (ความหนาคอนกรีตหุ้ม + เหล็กเสริมเอกสองทาง + เหล็กเดือย)

$= 45 - (7.50 + 2(2.50) + 2.50) = 30$ ซม. $<$ 42.86 ซม.

ดังนั้นจะต้องเพิ่มความหนาของฐานราก หรือ ใช้เหล็กเดือยขนาดเล็กลง

ถ้าเพิ่มความหนาของฐานรากเป็น 60 ซม. ใช้เหล็กเดือย DB25 ฝังลงในฐานรากให้มีความยาวเท่ากับ 43 ซม. แล้วจึงงอมุมฉากเพื่อวางบนเหล็กเสริมเอก

จะได้ความยาวของเหล็กเดือยทั้งหมด $= 43 + 70 = 113$ ซม.

(และบวกความยาวของส่วนที่งอมุมฉาก)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 19.5 — ออกแบบการถ่ายแรงตามแนวนอนที่ฐานของเสา

ใช้ฐานรากและเสาจากตัวอย่างที่ 19.4 ออกแบบการถ่ายแรงตามแนวนอน

ถ้ามีแรงประลัยตามแนวนอน 42 ตันกระทำที่ฐานของเสา

กำหนดให้ : f_c' (ในเสาและฐานราก) = 280 กก./ซม.^{2} f_y = 4,000 กก./ซม.^{2}

ฐานรากขนาด 2.70×2.70 ม. หนา 0.60 ม.

เสาปลอกเดี่ยวขนาด 0.30×0.30 ม. เหล็กตั้ง 8-DB32

---

1. ใช้การออกแบบโดยวิธีแรงเฉือน-ความเสียดทาน (Shear-friction method) *วสท. [4407]*

ตรวจสอบการถ่ายแรงเฉือนสูงสุดที่ยอมให้

$V_u \leq \phi\left(0.2 f_c' A_c\right) \leq \phi 56 A_c$ *วสท. [4407(จ)]*

โดยที่ A_c เป็นเนื้อที่ของหน้าตัดคอนกรีตที่รับแรงเฉือนถ่ายผ่าน (ซม.^{2})

$\phi V_n = 0.85(0.2 \times 280 \times 30 \times 30) = 42{,}840$ กก. $> V_u = 42{,}000$ กก. ใช้ได้

$\phi 56 A_c = 0.85 \times 56 \times 30 \times 30 = 50{,}400$ กก.

ดังนั้นจึงเป็นไปได้ที่จะมีการถ่ายแรง 42 ตันตามแนวนอน ผ่านฐานเสาขนาด 0.30×0.30 ม.

เมื่อใช้เหล็กเสริมรับแรงเฉือน-ความเสียดทานตั้งได้ฉากกับระนาบแรงเฉือน

กำลังเฉือน V_n ให้คำนวณจาก

$V_n = V_u / \phi = A_{vf} f_y \mu$ *วสท. (44-21)*

โดยที่ $\mu = 0.6$ ถ้าถือว่ามีการหล่อเสาหลังจากที่คอนกรีตฐานรากได้แข็งตัวแล้ว

โดยไม่มีการทำผิวฐานรากให้หยาบเพื่อรับรอยต่อ

ดังนั้น เนื้อที่ของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน-ความเสียดทาน,

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} = \frac{42{,}000}{0.85 \times 4{,}000 \times 0.6} = 20.59 \text{ ซม.}^2$$

ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงตามแนวนอน 20.59 ซม.^{2} ใกล้เคียงกับเหล็กเดือยที่มีอยู่แล้วเพื่อการถ่ายแรงอัดจากเสา 4-DB25 (19.64 ซม.^{2}) ซึ่งเราจะถือว่าเหล็ก 4-DB25 นี้ก็พอเพียงที่จะรับการถ่ายแรงตาม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แนวนอน แต่ถ้าผู้ตรวจสอบรายการคำนวณไม่ยอมรับ เราอาจจะระบุในรายการก่อสร้างว่า จะต้องมีการทำผิวคอนกรีตของฐานรากที่รอยต่อให้หยาบมีความขรุขระลึกประมาณ 6 มม. ซึ่งในกรณีนี้ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน (μ) ก็จะเพิ่มได้จาก 0.6 เป็น 1.0 ซึ่งเนื้อที่ของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน-ความเสียดทานก็จะลดจาก 20.59 ซม.^{2} เป็น $20.59 \times 0.6 = 12.35$ ซม.^{2} น้อยกว่า 4-DB25 ที่เรามีอยู่ ทำให้เหล็กเดือยที่มีอยู่เพียงพอ

2. ระยะฝังเพิ่มรับแรงดึงของเหล็กเดือย DB25

a. ภายในเสา

$$\frac{l_d}{d_b} = 0.283\frac{f_y}{\sqrt{f_c'}}\frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c+K_{tr}}{d_b}\right)} = 0.283\frac{4{,}000}{\sqrt{280}}\frac{1\times1\times1}{1.22} = 55.45 \qquad \textit{ACI (12-1)}$$

โดยที่

ระยะคอนกรีตหุ้มถึงเหล็กเดือย $= 7.50 + 3.20 = 10.70$ ซม.

ระยะห่างจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของเหล็กเดือย $= 30 - 2(7.50 + 3.20) - 2.50 = 6.10$ ซม.

c = ค่าที่น้อยกว่าของระยะห่างจากศูนย์กลางของเหล็กเสริมไปยังผิวคอนกรีต และครึ่งหนึ่งของระยะจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของเหล็กเสริม

= $6.10/2 = 3.05$ ซม.

K_{tr} = 0 (ไม่มีเหล็กปลอก)

$(c + K_{tr})/d_b = (3.05 + 0)/2.50 = 1.22 \; < \; 2.50$ ใช้ 1.22

α = 1.3 ถ้ามีเนื้อคอนกรีตหนามากกว่า 30 ซม.อยู่ใต้เหล็กเสริม หรือ

= 1.0 สำหรับกรณีอื่น

β = 1.0 สำหรับเหล็กเสริมที่ไม่มีการเคลือบผิว

γ = 0.8 สำหรับเหล็กเสริมขนาดไม่เกิน 20 มม.

= 1.0 สำหรับเหล็กเสริมขนาด 25 มม.ขึ้นไป

λ = 1.0 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักธรรมดา

ได้ $l_d = 55.45 d_b = 55.45(2.50) = 138.63$ ซม. > 30 ซม. ใช้ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ยื่นเหล็กเดือยเข้าไปในเสา 1.40 ม.

b. ในฐานราก

งอเหล็กเดือยที่ปลายในฐานรากตามมาตรฐาน ซึ่งความยาวระยะฝังเพิ่มพื้นฐาน (l_{hb})

สำหรับเหล็ก SD40 ที่มีของอ $= 320d_b/\sqrt{f_c'} = 320(2.50)/\sqrt{280} = 47.81$ ซม.

วสท. [4505(ข)]

ซึ่งระยะข้างบนจะลดลงได้ สำหรับเหล็กที่เล็กกว่า 36 มม. ซึ่งมีระยะหุ้มด้านข้าง (ตั้งฉากกับระนาบของของอ) ไม่น้อยกว่า 6 ซม. และระยะหุ้มปิดเหล็กเส้นที่เลยจากของอไม่น้อยกว่า 5 ซม. คูณด้วย 0.70 *วสท. [4505(ข)2]*

$l_{hb} = 0.70 \times 47.81 = 33.47$ ซม.

$l_{hb(\min)} = 8d_b = 8 \times 2.50 = 20$ ซม. $<$ 33.47 ซม. ใช้ได้ *วสท. [4505(ก)]*

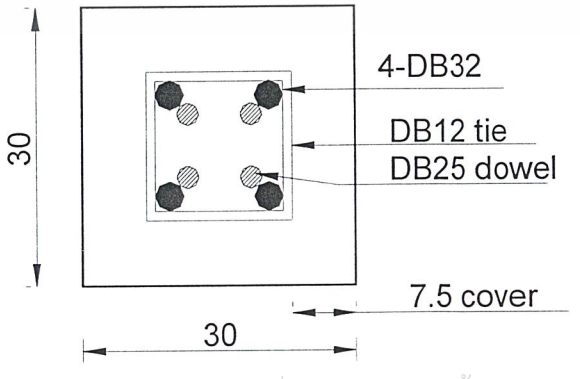
ความลึกของฐานรากที่มีสำหรับการฝังเพิ่ม

$= 60 - (7.50 + 2(2.50) + 2.50) = 45$ ซม. $>$ 33.47 ซม. ใช้ได้

ดังนั้นความยาวทั้งหมดของเหล็กเดือย DB25 $= 1.40 + 0.45 = 1.85$ ม.

ยื่นเข้าไปในเสา 1.40 ม. และยื่นไปในฐานราก แล้วงอมุมฉาก แล้ววางไว้บนเหล็กเสริมเอกของฐานราก

หมายเหตุ : จะต้องทำให้ผิวบนของฐานรากสะอาดและปราศจากฝ้าน้ำปูน ก่อนที่จะเทคอนกรีตเสา



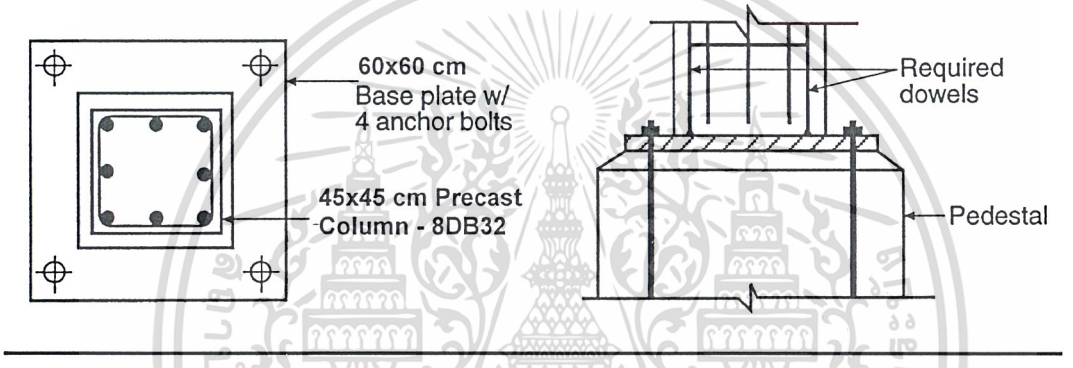
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างที่ 19.6 — ออกแบบการถ่ายแรงที่ฐานของเสาสำเร็จรูป

จงออกแบบส่วนที่มีการถ่ายแรง ระหว่างเสาและแท่นรองรับ สำหรับเสาสำเร็จรูปขนาด 45×45 ซม.และแผ่นรองฐานตามรูปข้างล่าง เพื่อรับน้ำหนักประลัย P_u = 475 ตัน

(เหล็กเสริมในเสาไม่ได้เชื่อมติดกับแผ่นรองฐาน ใช้เหล็กเดือยยึดแทน)

กำหนดให้ : f_c' (เสา) = 350 กก./ซม.^{2} f_c' (ฐานราก) = 210 กก./ซม.^{2} f_y = 4,000 กก./ซม.^{2}



1. ตรวจสอบกำลังแบกทาน $\phi P_{nb} \geq P_u$

   a. กำลังแบกทานของเสา (ระหว่างเสาหล่อสำเร็จกับแผ่นรองฐาน, f_c' = 350 กก./ซม.^{2})

   $$\phi P_{nb} = \phi\left(0.85 f_c' A_1\right) = 0.70(0.85 \times 0.35 \times 45 \times 45) = 421.70 \text{ ตัน} < 475 \text{ ตัน}$$ ไม่เพียงพอ

   b. กำลังแบกทานของแท่นรองรับ (ระหว่างแผ่นรองฐานกับแท่นรองรับ, f_c' = 210 กก./ซม.^{2})

   $$\phi P_{nb} = \phi\left(0.85 f_c' A_1\right) = 0.70(0.85 \times 0.21 \times 60 \times 60) = 449.80 \text{ ตัน} < 475 \text{ ตัน}$$ ไม่เพียงพอ

กำลังแบกทานของคอนกรีตอย่างเดียวไม่สามารถถ่ายน้ำหนักที่ต้องการได้ ต้องใช้เหล็กเสริมเข้ามาช่วย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. ในการผลิตเสาสำเร็จรูป มักจะหล่อแผ่นรองฐานมาพร้อมกับเสา โดยอาจจะใช้การเชื่อมเหล็กยืนในเสาติดกับแผ่นรองฐาน หรือใช้เหล็กเดือยเชื่อมแทน ในตัวอย่างนี้จะใช้เหล็กเดือยเชื่อมติดกับแผ่นรองฐาน พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเดือยที่ต้องใช้

$$A_s = \frac{(P_u - \phi P_{nb})}{\phi f_y} = \frac{475 - 421.70}{0.70 \times 4} = 19.03 \text{ ซม.}^2$$

และจุดเชื่อมระหว่างเสาสำเร็จรูปกับแผ่นรองรับจะต้องสามารถรับแรงดึงได้ไม่น้อยกว่า $14A_g$ กก. โดยที่ A_g เป็นพื้นที่หน้าตัดของเสา, ดังนั้น

$A_{s(\min)} = 14A_g / f_y = (14 \times 45 \times 45)/4{,}000 = 7.09 \text{ ซม.}^2 < 19.03 \text{ ซม.}^2$ *วสท. [5308(ค)2]*

ใช้ 8-DB20 ($A_s = 8 \times 3.14 = 25.12 \text{ ซม.}^2$) โดยเรียงไว้ที่มุมๆ ละ 2 เส้น

ระยะฝังเพิ่มของเหล็กเดือย :

$$l_d = \frac{0.075 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.0043 d_b f_y$$ *วสท. [4503(ข)]*

สำหรับ DB20 : $l_{d(\min)} = 0.0043(2)(4{,}000) = 34.40$ ซม.

$l_d = 0.0075(2)(4{,}000)/\sqrt{350} = 32.07$ ซม.

ซึ่งระยะนี้สามารถจะลดลงมาได้เป็นอัตราส่วนของพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเดือยที่ได้จากการคำนวณต่อพื้นที่หน้าตัดจริงที่ใช้

ดังนั้นระยะฝังเพิ่มของเหล็กเดือยในเสา $= 34.40 \times (19.03/25.12) = 26.06$ ซม.

ดังนั้นใช้ 8-DB20 ยาว 26 ซม. เชื่อมติดกับแผ่นรองรับ แล้วหล่อพร้อมกับเสา

3. น้ำหนักที่เกินกำลังแบกทานที่แท่นคอนกรีตรองรับจะรับได้ ก็จะต้องใช้เหล็กเสริมมาช่วยรับเหมือนกัน และพื้นที่ของเหล็กเสริมนี้จะต้องไม่น้อยกว่า $14A_g / f_y$ ซึ่งในที่นี้จะลองใช้ สลักเกลียว ASTM A36 สี่ตัวซึ่งมี $f_y = 2{,}400$ กก./ซม.^{2}

$$A_s = \frac{(P_u - \phi P_{nb})}{\phi f_y} = \frac{475 - 449.80}{0.70 \times 2.40} = 15 \text{ ซม.}^2$$

$A_{s(\min)} = 14A_g / f_y = (14 \times 45 \times 45)/2{,}400 = 11.81 \text{ ซม.}^2 < 15 \text{ ซม.}^2$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เลือกใช้ สลักเกลียว 24 มม. 4 ตัว ($A_s = 4 \times 4.50 = 18$ ซม.^{2})

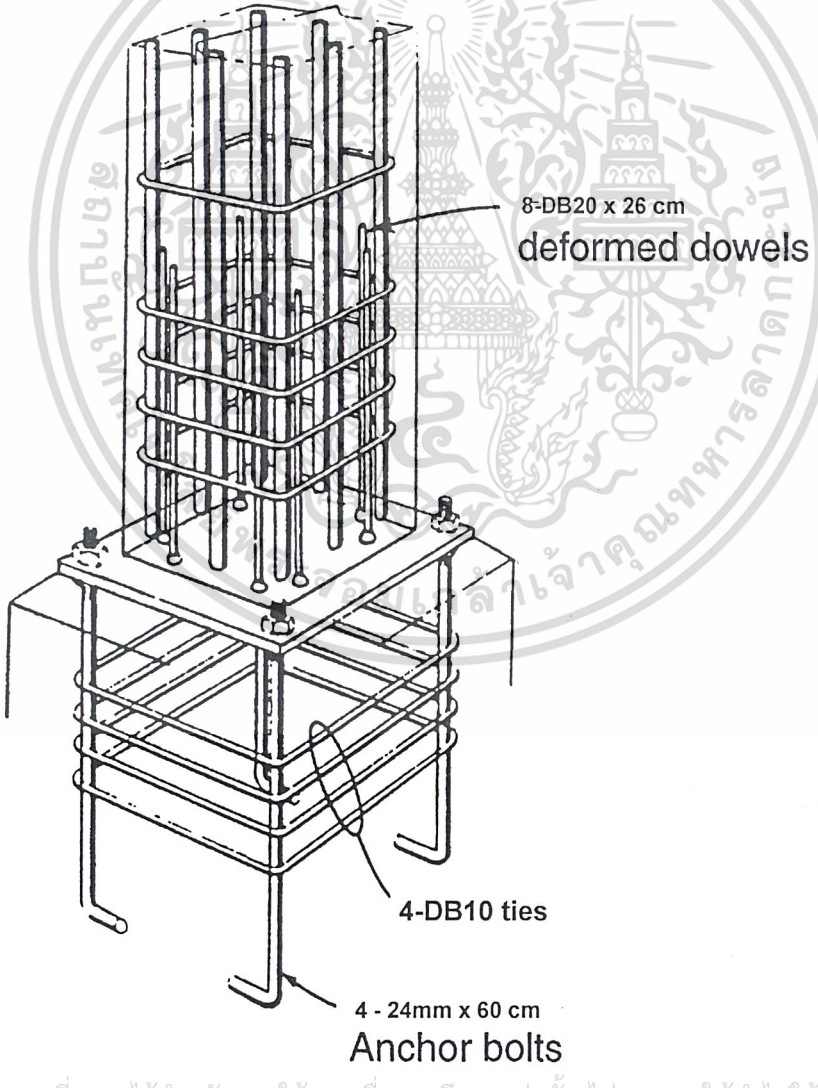
สลักเกลียวเหล่านี้ จะต้องฝังในแท่นรองรับ เพื่อให้เกิดแรงยึดเหนี่ยวกับเนื้อคอนกรีต เนื่องจากว่าสลักเกลียวมีผิวเรียบไม่มีขอบบั้งช่วยเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวเหมือนเหล็กข้ออ้อย ดังนั้นจะใช้ระยะฝังเพิ่มเป็นสองเท่าของเหล็กข้ออ้อย

$l_{d(\min)} = 2[0.0043(2.40)(2{,}400)] = 49.54$ ซม.

$l_d = 2\left[0.0075(2.40)(2{,}400)/\sqrt{210}\right] = 59.62$ ซม.

ดังนั้นใช้ สลักเกลียวขนาด 24 มม. ยาว 60 ซม. สี่ตัว

รัดสลักเกลียวไว้ด้วยเหล็กปลอก DB10 สี่ปลอกที่ระยะห่าง 7.50 ซม. ดังรูป



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

คำศัพท์

การคืบของคอนกรีต(Creep)	เป็นคุณสมบัติหนึ่งของคอนกรีตที่มีส่วนทำให้โครงสร้างเกิดการเสียรูป
การงอแบบโค้งคู่ดัดกลับ(Double Curvature)	เป็นลักษณะการโก่งตัวของเสา ต้นที่อยู่บริเวณริมอาคาร
การงอแบบโค้งเดี่ยว(Single Curvature)	เป็นลักษณะการโก่งตัวของเสา ต้นที่อยู่บริเวณภายในอาคาร
การพังทลายแบบเปราะ(Brittle Failure)	เป็นการพังทลายเนื่องจากองค์อาคารมีปริมาณเหล็กเสริมมาก การแตกหักของคอนกรีตจะเกิดขึ้นก่อน โดยที่หน่วยแรงในเหล็กเสริมยังน้อยกว่าจุดคราก
การพังทลายแบบเหนียว(Ductile Failure)	เป็นการพังทลายเนื่องจากองค์อาคารมีปริมาณเหล็กเสริมน้อยเพียงพอที่จะทำให้เหล็กเสริมเกิดการยืดตัว ก่อนที่คอนกรีตจะแตกหัก
การหดตัวของคอนกรีต(Shrinkage)	เป็นคุณสมบัติที่แสดงถึงความต้านทานตามกาลเวลา เช่นเดียวกับการคืบ แต่มิได้เกิดจากน้ำหนักหรือแรงกดอัดที่กระทำ
การอัดแรงแบบดึงก่อน(Pre-tension Prestress)	เป็นการเพิ่มความเค้นให้แก่คอนกรีต ด้วยการดึงเหล็กที่ใช้ในการอัดแรง ก่อนการหล่อคอนกรีต

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การอัดแรงแบบดึงทีหลัง(Post-tension Prestress)	เป็นการเพิ่มความเค้นให้แก่คอนกรีต ด้วยการดึงเหล็กที่ใช้ในการอัดแรง หลังจากหล่อคอนกรีตเรียบร้อยแล้ว โดยก่อนการหล่อคอนกรีตจะมีการฝังท่อสำหรับร้อยเหล็กเส้นในตำแหน่งที่ออกแบบไว้
กำลังคราก(Yield Strength)	กำลังครากต่ำสุดที่กำหนดหรือจุดครากของเหล็กเส้น กำลังครากหรือจุดครากนี้หาได้จากการทดสอบแรงดึงตามมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมหรือมาตรฐานที่เป็นที่ยอมรับ
กำลังแบกทาน(Bearing Capacity)	เป็นกำลังต้านทานของคอนกรีต ที่มีต่อแรงกดจากเสา
กำลังที่ต้องการ(Required Strength)	กำลังขององค์อาคารหรือของหน้าตัดขวางที่ต้องการ เพื่อรับน้ำหนักบรรทุกที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว หรือโมเมนต์ และแรงภายในต่างๆที่เกี่ยวข้องตามเงื่อนไขการรวมแรงตามที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน
กำลังที่ใช้คำนวณออกแบบ(Design Strength)	กำลังระบุที่คูณด้วยตัวคูณลดกำลัง
กำลังประลัย(Ultimate Strength)	คือ กำลังที่คำนวณมาจากวิธีวิเคราะห์โครงสร้างโดยทฤษฎีอิลาสติก เมื่อส่วนโครงสร้างนั้นรับน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่เพิ่มค่าแล้ว
กำลังระบุ(Nominal Strength)	กำลังขององค์อาคารหรือของหน้าตัดขวางที่คำนวณได้ ซึ่งเป็นไปตามข้อกำหนด และสมมุติฐานของวิธีการคำนวณออกแบบโดยวิธีกำลังของมาตรฐานนี้ก่อนคูณด้วยตัวคูณลดกำลัง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แกนสะเทิน(Neutral Axis)	เป็นแนวแกนตามยาวขององค์อาคารที่จะมีแต่หน่วยแรงเฉือนในแนวนอนและแนวตั้งกระทำเพียงอย่างเดียวเท่านั้น
กำลังดึงแยกผ่าซีก(Splitting Tensile Strength)	กำลังดึงของคอนกรีตที่หาได้ตามมาตรฐาน ASTM C 496 " ข้อกำหนดมาตรฐาน สำหรับ มวลรวมน้ำหนักเบา สำหรับคอนกรีตโครงสร้าง "
คอนกรีตน้ำหนักเบา(Lightweight Concrete)	คอนกรีตที่มีส่วนผสมของมวลรวมน้ำหนักเบาและมีหน่วยน้ำหนักที่แห้งในอากาศซึ่งหาได้โดย "วิธีการทดสอบเพื่อหาหน่วยน้ำหนักของคอนกรีตน้ำหนักเบาที่ใช้ในงานโครงสร้าง" ไม่เกิน 1,800 กก./ม.^{3} ในมาตรฐานนี้คอนกรีตน้ำหนักเบาไม่มีทรายธรรมชาติผสม เรียกว่า คอนกรีตน้ำหนักเบาที่มีมวลเบาล้วนและคอนกรีตน้ำหนักเบาซึ่งมวลรวมละเอียดทั้งหมดประกอบด้วยทรายที่มีน้ำหนักปกติเรียกว่า คอนกรีตน้ำหนักเบาที่มีทรายเป็นส่วนผสม
คอนกรีตหล่อสำเร็จ(Precast Concrete)	ชิ้นส่วนของคอนกรีตล้วนหรือคอนกรีตเสริมเหล็กที่หล่อในสถานที่อื่นที่ไม่ใช่ตำแหน่งสุดท้ายในโครงสร้าง
คอนกรีตอัดแรง(Prestress Concrete)	คือคอนกรีตที่ถูกทำให้อยู่ในสภาพที่มีความเค้นตั้งแต่แรกเริ่มโดยยังมิได้รับแรงกระทำจากภายนอก ด้วยเหล็กอัดแรง
คานขวาง	เป็นคานที่วางตัวในแนวขวางกับทิศทางที่พิจารณา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

คานขอบ(Edge Beam)	เป็นคานที่อยู่บริเวณโดยรอบขององค์อาคาร
คานแคบ(Deep Beam)	เป็นคานที่มีช่วงยาวมากกว่า 30 เท่าของความกว้างคาน
คานต่อเนื่อง(Continuous Beam)	เป็นคานที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกันตลอด โดยมีช่วงมากกว่า 2 ช่วงขึ้นไป
คานช่วงเดียว(Simple Beam)	เป็นคานที่มีที่รองรับ 2 จุด โดยผิวด้านล่างจะเกิดหน่วยแรงดึง ผิวด้านบนจะเกิดหน่วยแรงอัด
คานยื่น(Cantilever Beam)	เป็นคานที่มีที่รองรับ 1 จุด โดยผิวด้านล่างจะเกิดหน่วยแรงอัด ผิวด้านบนจะเกิดหน่วยแรงดึง
ความเครียด(Strain)	เป็นอัตราส่วนระหว่างความยาวของวัสดุที่เปลี่ยนแปลงไปต่อความยาวเดิม
ความยาวระยะฝัง(Embedment Length)	ความยาวระยะฝังของเหล็กเสริมที่ฝังไว้เลยจากหน้าตัดวิกฤติ
ความยาวระยะฝังเพิ่ม(Development Length)	ความยาวระยะฝังของเหล็กเสริมที่ต้องการ เพื่อให้เกิดกำลังตามที่คำนวณออกแบบของเหล็กเสริมที่หน้าตัดวิกฤติ
ความยืดหยุ่นของคอนกรีต(Elasticity of Concrete)	เป็นคุณสมบัติที่บ่งถึงความต้านทานที่มีต่อการเสียรูปของคอนกรีต เมื่อมีน้ำหนักหรือแรงกดอัดกระทำ
ความลึกประสิทธิผล(Effective Depth)	ระยะที่วัดจากขอบนอกสุดด้านรับแรงอัดของหน้าตัดไปยังจุดศูนย์ถ่วงของเหล็กเสริมรับแรงดึงโครงข้อแข็งเป็นโครงสร้างที่มีการส่งถ่ายโมเมนต์ไปยังบริเวณหัวเสา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โครงสร้างที่มีการยึดรั้ง(Braced Frame)	เป็นโครงสร้างที่ไม่ยอมให้มีการเคลื่อนตัวด้านข้าง
โครงสร้างที่ไม่มีการยึดรั้ง(Unbraced Frame)	เป็นโครงสร้างที่ยอมให้มีการเคลื่อนตัวด้านข้าง
จุดคราก(Yield Point)	เป็นจุดที่แสดงค่าความเค้นที่วัสดุแสดงการเสียรูปถาวร หาได้จากการทดสอบแรงดึงตามมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม หรือมาตรฐานสากลซึ่งเป็นที่ยอมรับโดยทั่วไป
จุดประลัย(Ultimate Point)	เป็นจุดที่แสดงค่าความเค้นสูงสุดที่วัสดุจะรับได้
ฐานรากเดี่ยว(Isolated Footing)	เป็นฐานรากที่รับน้ำหนักบรรทุกจากเสาต้นเดียว โดยแต่ละฐานมีระยะห่างกัน
ฐานรากร่วม(Combined Footing)	เป็นฐานรากที่รับน้ำหนักบรรทุกจากเสา 2 ต้นหรือมากกว่า ใช้ในกรณีที่เสา 2 ต้นอยู่ใกล้กัน
ตัวคูณลดกำลัง(Strength Reduction Factors)	คือ สัมประสิทธิ์ที่ใช้คูณเพื่อลดความสามารถในการต้านทานแรงของวัสดุ เป็นการเพิ่มความปลอดภัยในการออกแบบ
ตัวคูณเพิ่มกำลัง(Load Increased Factors)	คือ สัมประสิทธิ์ที่ใช้คูณเพื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อองค์อาคาร เป็นการเพิ่มความปลอดภัยในการออกแบบ
แท่นตอม่อ(Pedestal)	องค์อาคารรับแรงอัดตั้งตรง ที่มีอัตราส่วนของส่วนสูงที่ปราศจากการรองรับต่อมิติด้านข้างที่สั้นที่สุดเฉลี่ยมีค่าน้อยกว่า 3
น้ำหนักบรรทุกที่คูณด้วยตัวคูณแล้ว(Factored Load)	น้ำหนักบรรทุกที่คูณด้วยตัวคูณน้ำหนักบรรทุกที่เหมาะสม ใช้ในการจัดสัดส่วนขององค์อาคาร โดยใช้การ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

คำนวณออกแบบโดยวิธีกำลัง

น้ำหนักบรรทุกคงที่(Dead Load)	น้ำหนักบรรทุกคงที่ที่รองรับด้วยองค์อาคารดังที่นิยามโดยบทบัญญัติเกี่ยวกับอาคารทั่วไป (ที่ยังไม่ได้คูณด้วยตัวคูณน้ำหนักบรรทุก)
น้ำหนักบรรทุกจร(Live Load)	น้ำหนักบรรทุกจรตามที่กำหนดไว้ในบทบัญญัติเกี่ยวกับอาคารทั่วไป(ที่ยังไม่ได้คูณด้วยตัวคูณน้ำหนักบรรทุก)
น้ำหนักบรรทุกใช้งาน(Service Load)	น้ำหนักบรรทุกใช้งานตามที่กำหนดไว้ในบทบัญญัติเกี่ยวกับอาคารทั่วไป(ที่ยังไม่ได้คูณด้วยตัวคูณน้ำหนักบรรทุก)
แป้นหัวเสา(Drop Panel)	เป็นส่วนที่ใช้ในการเพิ่มความต้านทานโมเมนต์ดัดระหว่างเสาและพื้น
แผ่นเรียบ(Flat Plates)	เป็นแผ่นพื้นไร้คาน ซึ่งไม่มีส่วนของหมวกเสา
พื้นทางเดียว(One Way Slab)	เป็นพื้นที่มีด้านยาวยาวมากกว่า 2 เท่าของด้านกว้าง
พื้นแบบรังผึ้ง(Waffle Slab)	เป็นพื้นระบบตง ซึ่งมีลักษณะคล้ายรูปตัวที มีการเสริมเหล็กทั้ง 2 ทาง
พื้นเรียบ(Flat Slab)	หรือแผ่นพื้นไร้คาน เป็นพื้นที่ต้องเสริมเหล็กอย่างน้อย 2 ทางที่ตั้งฉากกัน โดยปกติจะไม่มีคานรองรับ ถ่ายน้ำหนักจากพื้นไปสู่เสาโดยตรง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

พื้น 2 ทาง(Two Way Slab)	เป็นพื้นที่มีลักษณะเป็นรูปสี่เหลี่ยมจตุรัส หรือสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีด้านยาวไม่มากกว่า 2 เท่าของด้านกว้าง
มวลรวม(Aggregate)	วัสดุที่มีลักษณะเป็นเม็ดๆ เช่น ทราย กรวด หินย่อยและกากโลหะจากเตาหลอมเหล็ก ใช้ผสมกับวัสดุประสานเพื่อทำให้เกิดเป็นคอนกรีตหรือมอร์ต้า
มวลรวมเบา(Lightweight Aggregate)	มวลรวมซึ่งมีน้ำหนักในสภาพเหลว และแห้งน้อยกว่า 1,100 กก./ม.^{3}
โมดูลัสแตกร้าว(Modulus Of Rupture)	เป็นความเค้นที่วัสดุสามารถรับไว้ได้ก่อนที่แตกร้าว
โมดูลัสยืดหยุ่น(Modulus Of Elasticity)	อัตราส่วนของหน่วยแรงต่อความเครียดที่สอดคล้องกันสำหรับหน่วยแรงดึงหรือ หน่วยแรงอัดที่ต่ำกว่าพิกัดเป็นสัดส่วนตรงของวัสดุ
ระบบมีการยึดเหนี่ยว(Bond System)	เป็นระบบอัดแรงที่มีการเทน้ำปูนเข้าไปในท่อ หลังจากการอัดแรงแล้ว
ระบบไม่มีการยึดเหนี่ยว(Unbond System)	เป็นระบบอัดแรงที่ไม่มีการเทน้ำปูนเข้าไปในท่อ หลังจากการอัดแรงแล้ว
แรงเฉือนแบบคานกว้าง(Beam Shear)	หรือ แรงเฉือนทางเดียว เป็นแรงเฉือนที่คิดจากหน้าตัดวิกฤติซึ่งห่างจากขอบเสาเป็นระยะเท่ากับความลึกประสิทธิผล

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แรงเฉือนแบบแผ่นพื้น(Punching Shear)	หรือ แรงเฉือนทะลุ เป็นแรงเฉือนที่คิดจากหน้าตัดวิกฤติ ซึ่งห่างจากขอบเสาเป็นระยะเท่ากับครึ่งหนึ่งของความลึกประสิทธิผล
แรงดึงคราก ของเหล็กเสริม	แรงดึงที่ทำให้เหล็กเสริมเกิดการยืดตัวจนถึงจุดคราก และจะไม่มีการคืนตัวกลับ
แรงดึงประสิทธิผล	แรงดึงที่เกิดขึ้นในเหล็กอัดแรง หลังจากการสูญเสียกำลังเนื่องจากสาเหตุต่างๆ
แรงอัดประลัยของคอนกรีต	แรงอัดที่ทำให้คอนกรีตเกิดการแตกร้าว
วิธีกำลังประลัย(Strength Design)	เป็นวิธีการคำนวณออกแบบหาขนาดของส่วนโครงสร้างคอนกรีตและปริมาณเหล็กเสริมที่สภาวะก่อนที่โครงสร้างนั้นจะเกิดการวิบัติจากการบรรทุกน้ำหนักเกินกว่าที่คาดไว้
วิธีโครงข้อแข็งเทียบเท่า(Equivalent Frame Method: EFM)	เป็นวิธีการคำนวณออกแบบระบบแผ่นพื้น โดยอาศัยสมมติฐานที่กำหนดในข้อ5107(ข)–5107(ฉ) วสท.2540
วิธีแรงเสียดทานและแรงเฉือน(Friction-Shear Method)	เป็นวิธีการคำนวณออกแบบ ที่พิจารณาว่า ระนาบที่กำหนดให้มีการถ่ายแรงเฉือน กำหนดไว้ในข้อ 4407 วสท.2540

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

วิธีหน่วยแรงใช้งาน(Working Stress Design)	เป็นวิธีการคำนวณออกแบบ ที่สมมติให้ การกระจายของหน่วยแรงบนรูปตัดของส่วนโครงสร้างเป็นเส้นตรงและมีค่าเป็นสัดส่วนโดยตรงกับหน่วยการยืดหรือหดตัวของวัสดุนั้น
สติฟเนส(Stiffness)	เป็นตัววัดขนาดของแรงกระทำที่ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงถึงขนาดที่กำหนด
เสายาว(Slender Column)	คือ เสาที่มีขนาดหน้าตัดน้อยมาก เมื่อเทียบกับความยาว
เสาสั้น(Short Column)	คือ เสาที่พิจารณาออกแบบโดยไม่ต้องพิจารณาถึงโมเมนต์ส่วนที่เพิ่มเนื่องจากความชะลูด
หน้าตัดวิกฤติ(Critical Section)	เป็นหน้าตัดที่ใช้ในการพิจารณาออกแบบ
หน่วยแรง(Stress)	แรงต่อหน่วยพื้นที่
หมวกหัวเสา(Column Capital)	เป็นส่วนที่ใช้ต้านทานแรงเฉือนทะลุ ที่เกิดขึ้นโดยรอบหัวเสา
เหล็กเดือย(Dowels)	เป็นเหล็กเส้นที่เสริมบริเวณรอยต่อระหว่างเสากับฐานรากเพื่อต้านทานแรงส่วนที่เกินจากที่คอนกรีตจะรับไว้ได้
เหล็กปลอก(Tie)	วงของเหล็กเส้นหรือลวดที่ล้อรอบเหล็กเสริมตามยาว ดูเหล็กลูกตั้งประกอบ
เหล็กปลอกเกลียว(Spiral Reinforcement)	เหล็กเสริมที่พันอย่างต่อเนื่อง เป็นรูปเกลียวทรงกระบอก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เหล็กลูกตั้ง(Stirrup) เหล็กเสริมที่ใช้เพื่อรับหน่วยแรงเฉือน และหน่วยแรงบิดในองค์อาคารโครงสร้างโดยทั่วๆไปเป็นเหล็กเส้น ลวด ลวดตะแกรงเหล็กเชื่อม อาจมีขาเดียวหรือดัดเป็นรูปตัว L ตัว U หรือรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าและอยู่ในตำแหน่งตั้งฉาก หรือทำเป็นมุมกับเหล็กเส้นตามยาว

องค์อาคารคอนกรีตเชิงประกอบรับแรงดัด(Composite Concrete Flexural Members) องค์อาคารคอนกรีตเชิงประกอบรับแรงดัดของชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูปและหรือชิ้นส่วนคอนกรีตหล่อในที่โดยแยกกันหล่อ แล้วต่อเข้าด้วยกันโดยถือเป็นชิ้นส่วนเดียวกันในการรับน้ำหนักบรรทุก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ภาคผนวก ข

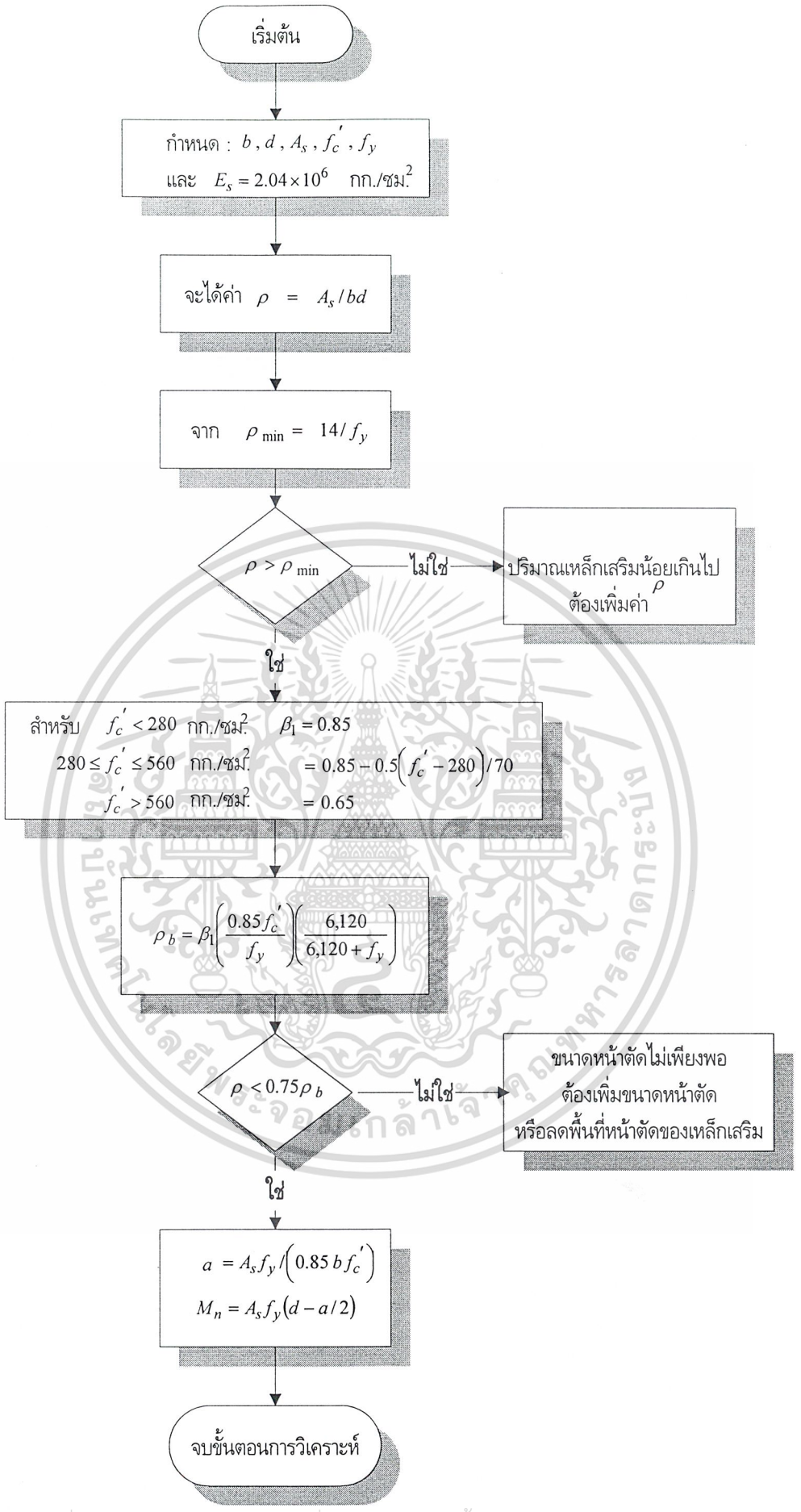
ส่วนของ Flowchart

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แผนผัง (FLOW CHART)

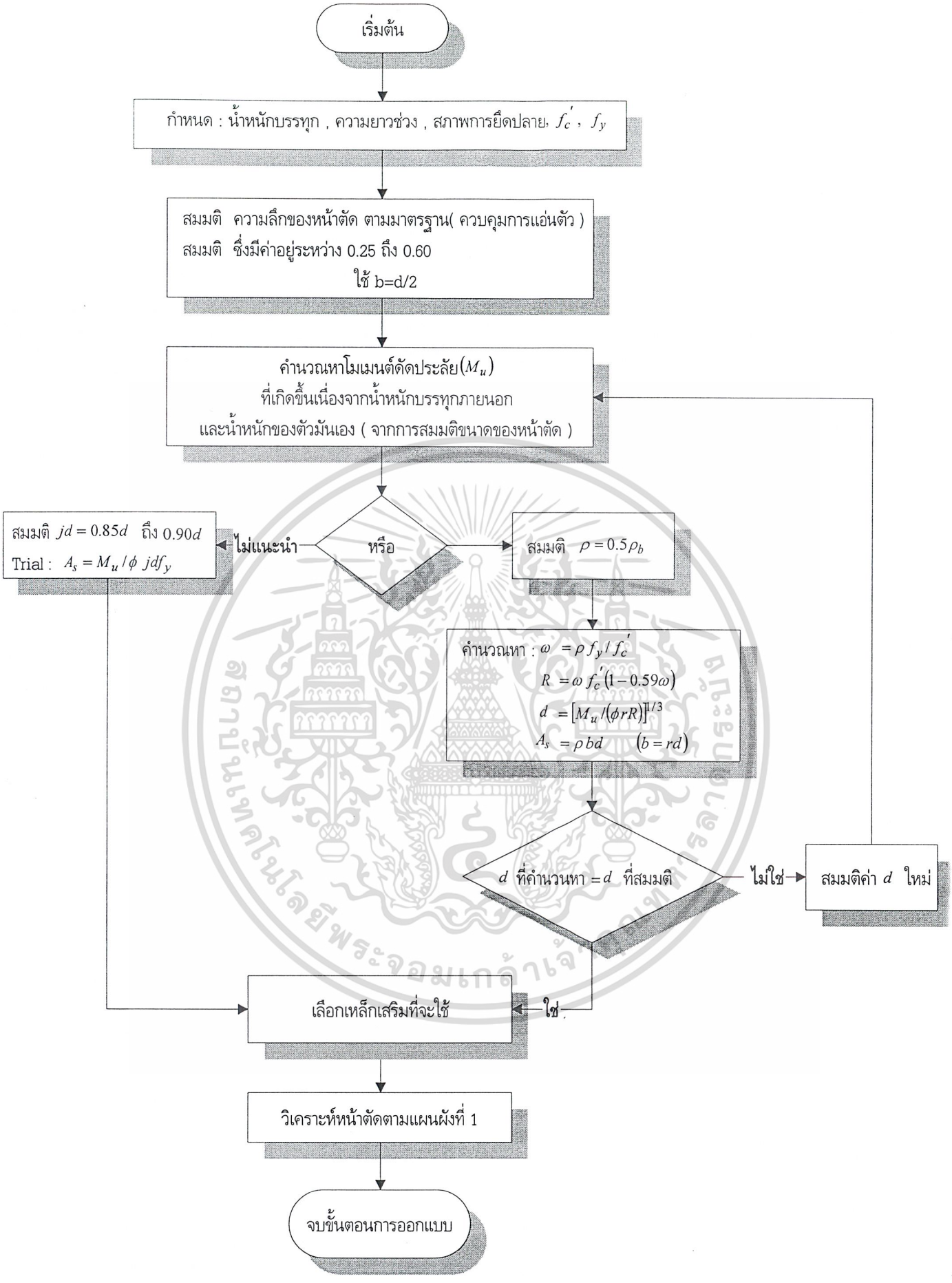
แผนผังที่ 1	ขั้นตอนการวิเคราะห์คานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า เสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว
แผนผังที่ 2	ขั้นตอนการออกแบบคานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า เสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว
แผนผังที่ 3	ขั้นตอนการวิเคราะห์คานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า เสริมเหล็กรับแรงดึงและแรงอัด
แผนผังที่ 4	ขั้นตอนการออกแบบคานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า เสริมเหล็กรับแรงดึงและแรงอัด
แผนผังที่ 5	ขั้นตอนการออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือน
แผนผังที่ 6	ขั้นตอนการคำนวณค่าการแอ่นตัว
แผนผังที่ 7	ขั้นตอนการออกแบบเสาสั้น
แผนผังที่ 8	การออกแบบเสายาว
แผนผังที่ 9	ขั้นตอนการออกแบบฐานราก
แผนผังที่ 10	ขั้นตอนการวิเคราะห์คานหน้าตัดรูปตัว T และ L
แผนผังที่ 11	ขั้นตอนการออกแบบแผ่นพื้นสองทาง โดยวิธี DIRECT DESIGN METHOD

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



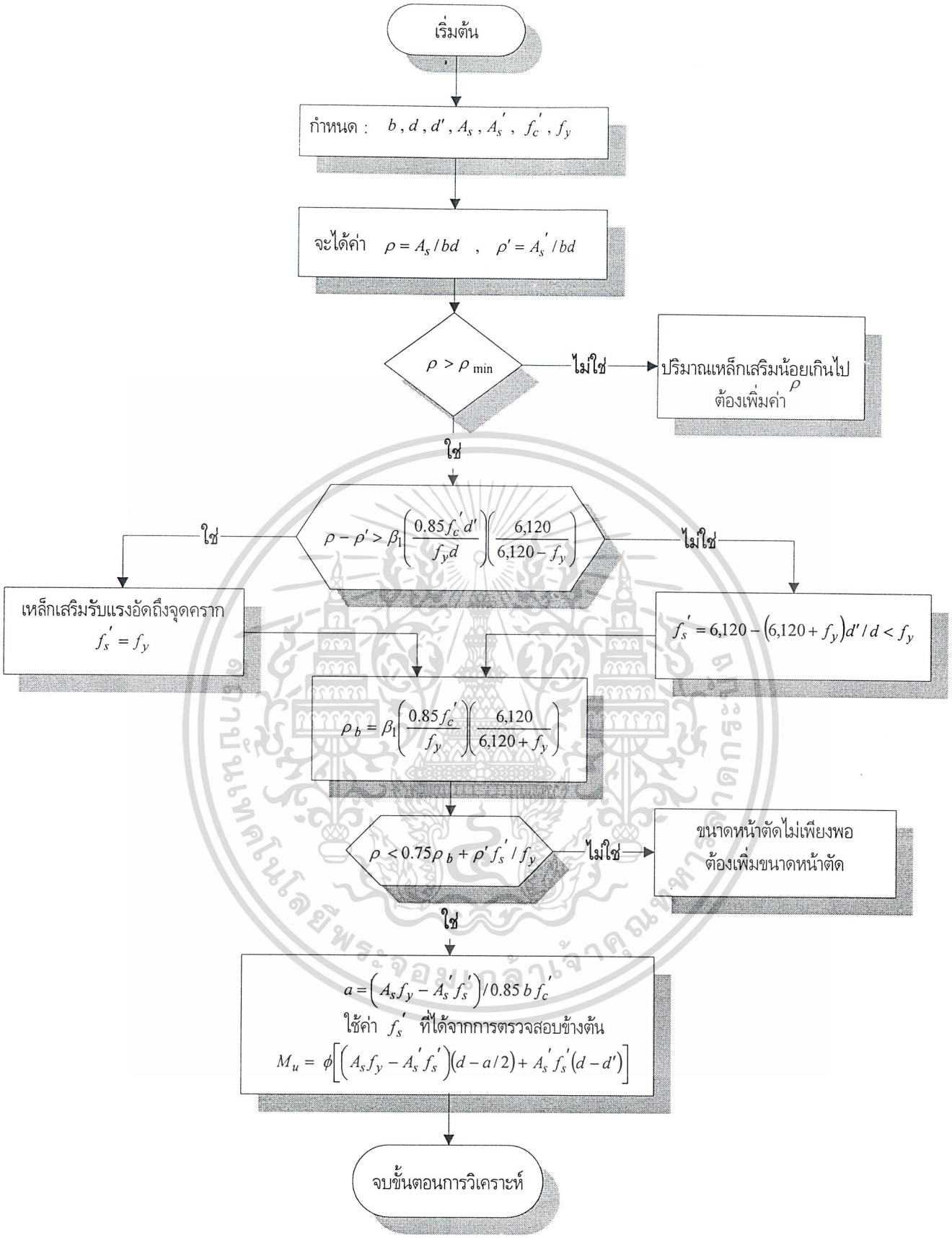
แผนผังที่ 1 ขั้นตอนการวิเคราะห์คานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า เสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



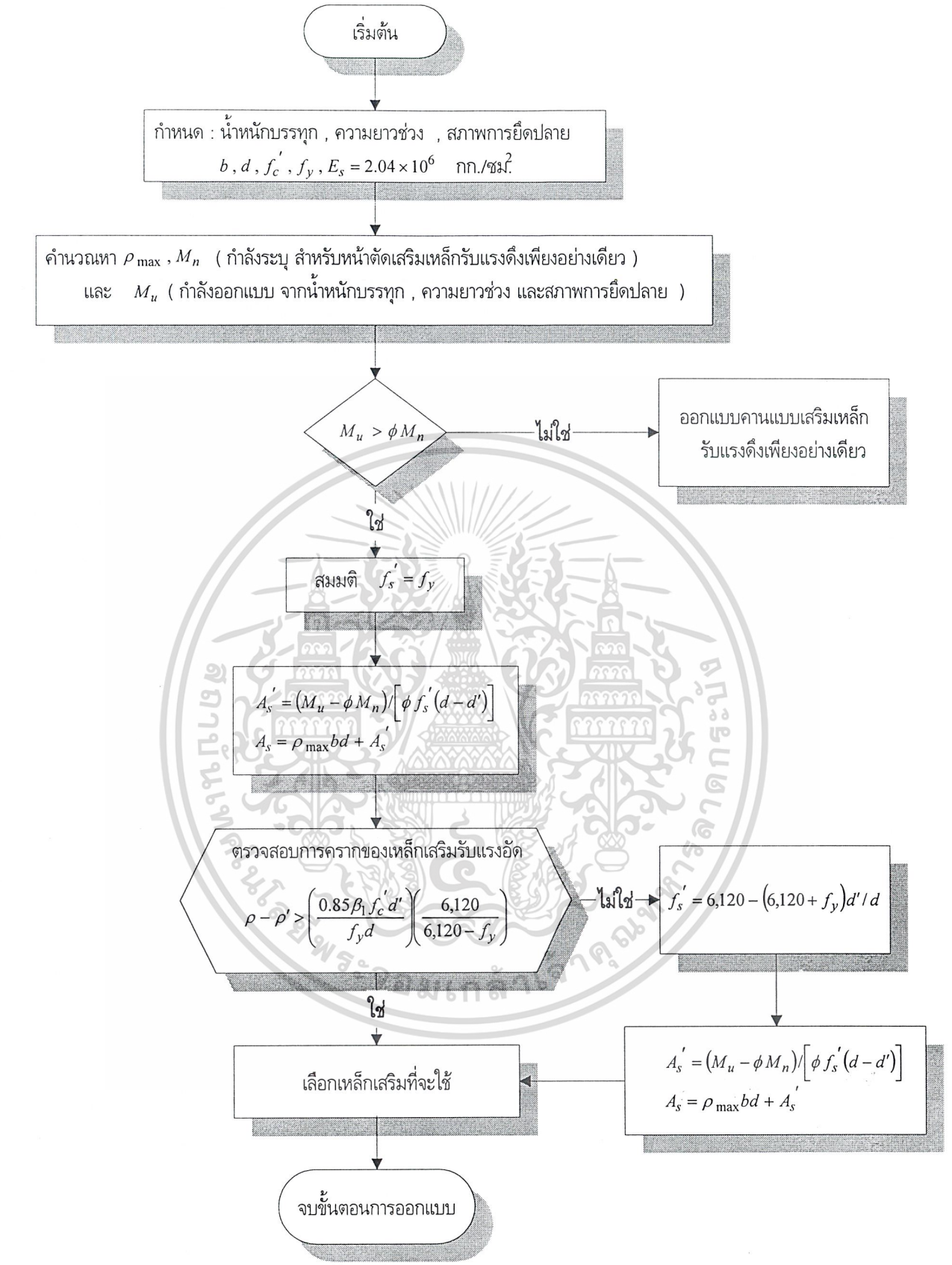
แผนผังที่ 2 ขั้นตอนการออกแบบคานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า เสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า



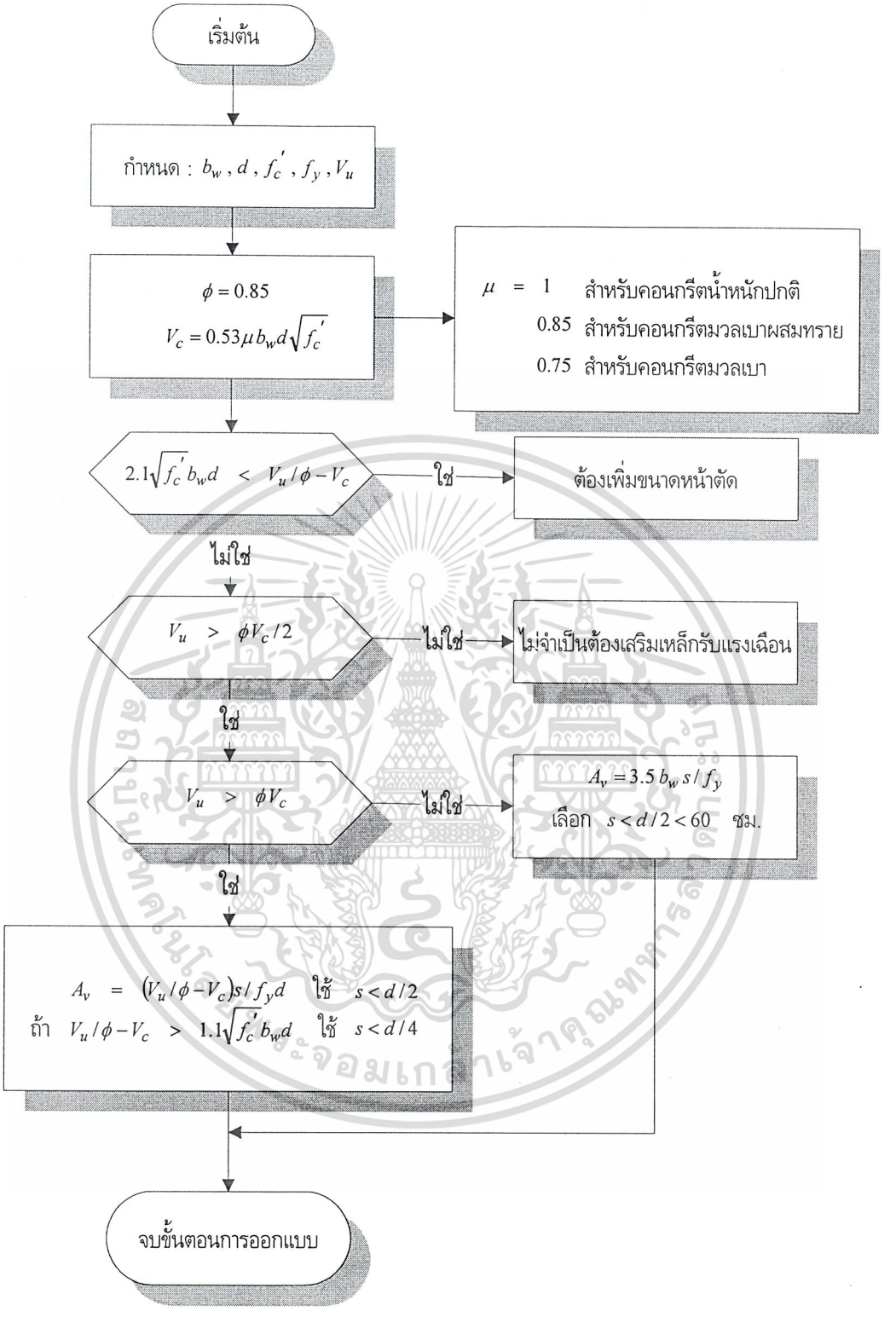
แผนผังที่ 3 ขั้นตอนการวิเคราะห์คานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า เสริมเหล็กรับแรงดึงและแรงอัด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า



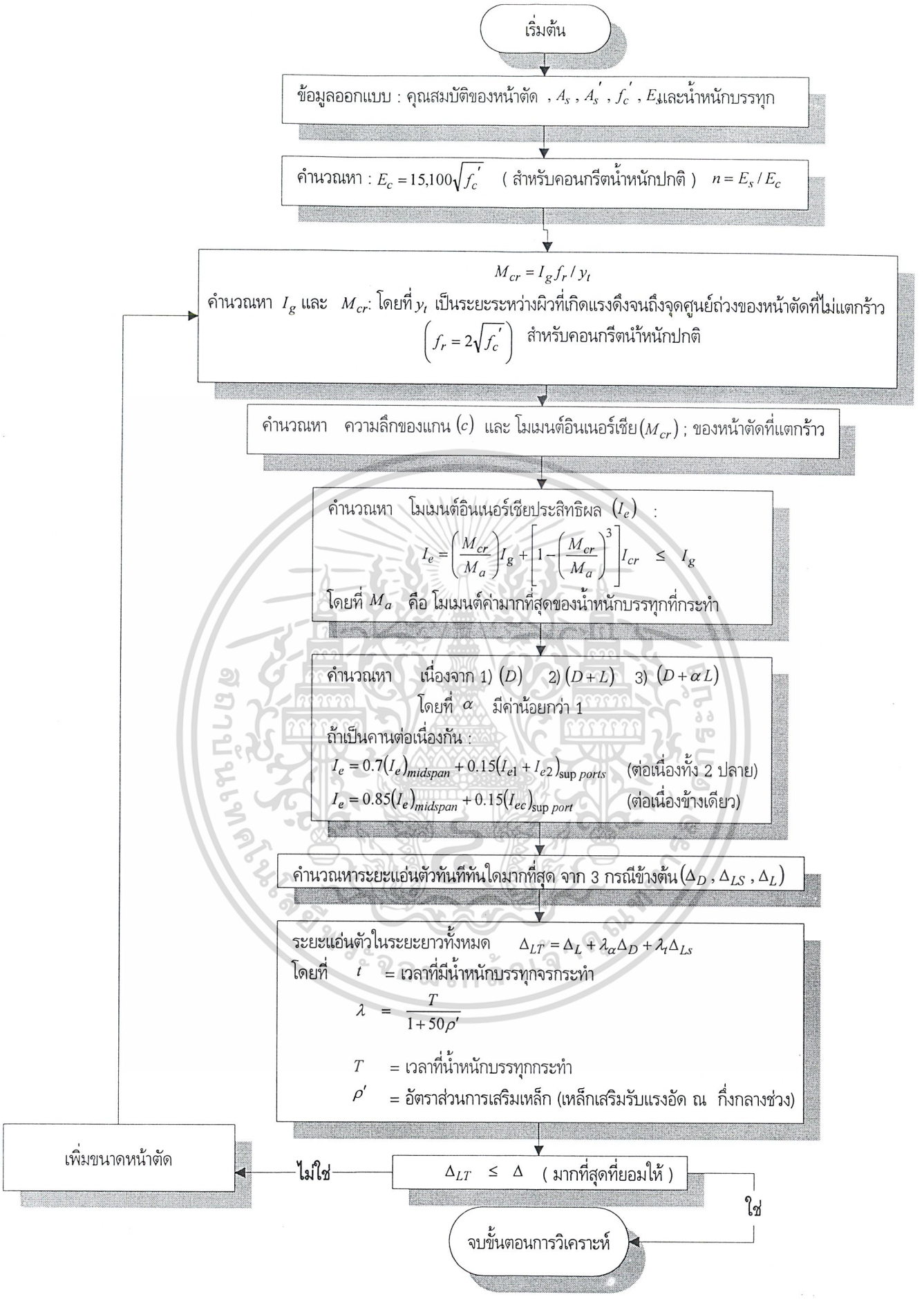
แผนผังที่ 4 ขั้นตอนการออกแบบคานหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า เสริมเหล็กรับแรงดึงและแรงอัด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่อนุญาตให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



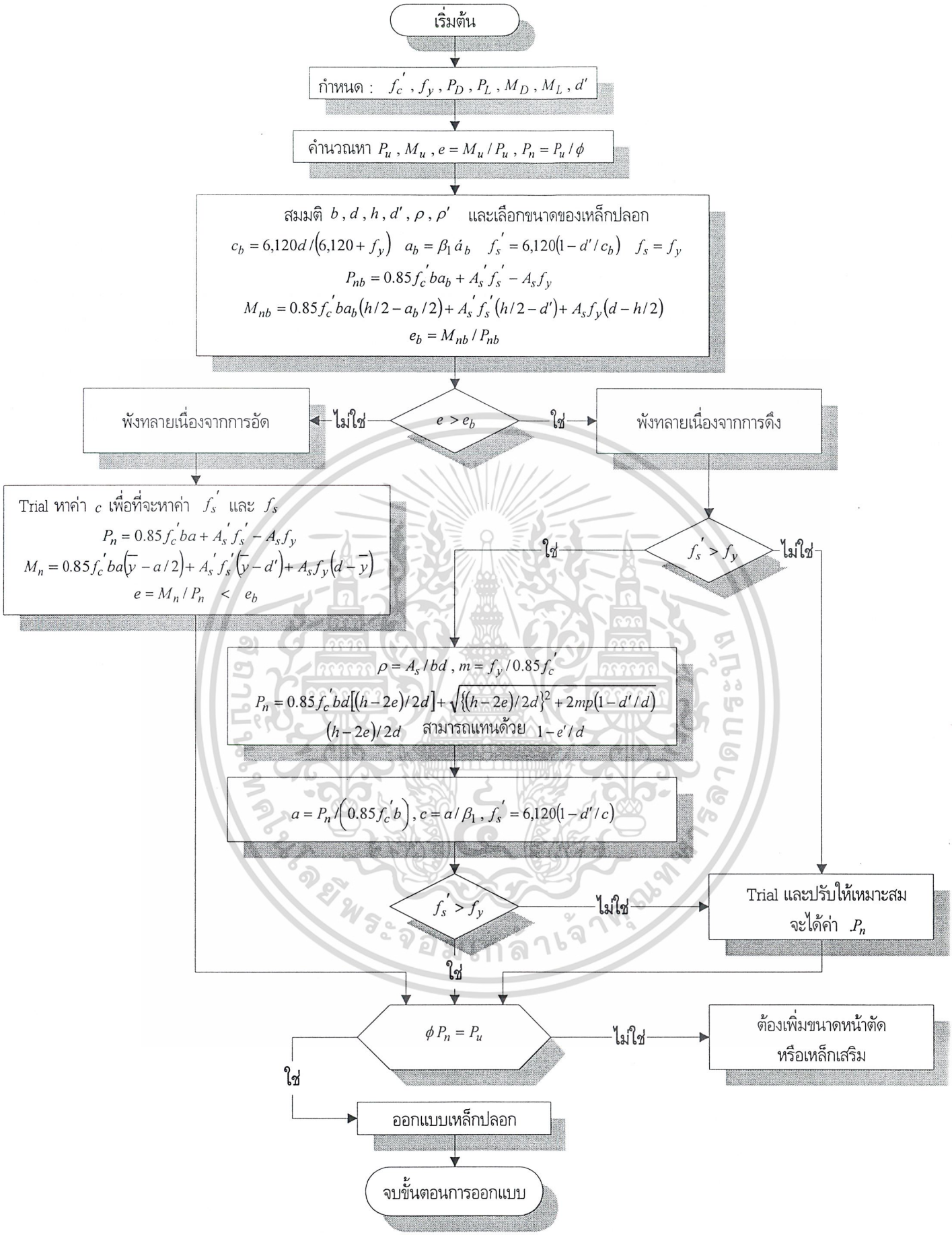
แผนผังที่ ๖ ขั้นตอนการออกแบบเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



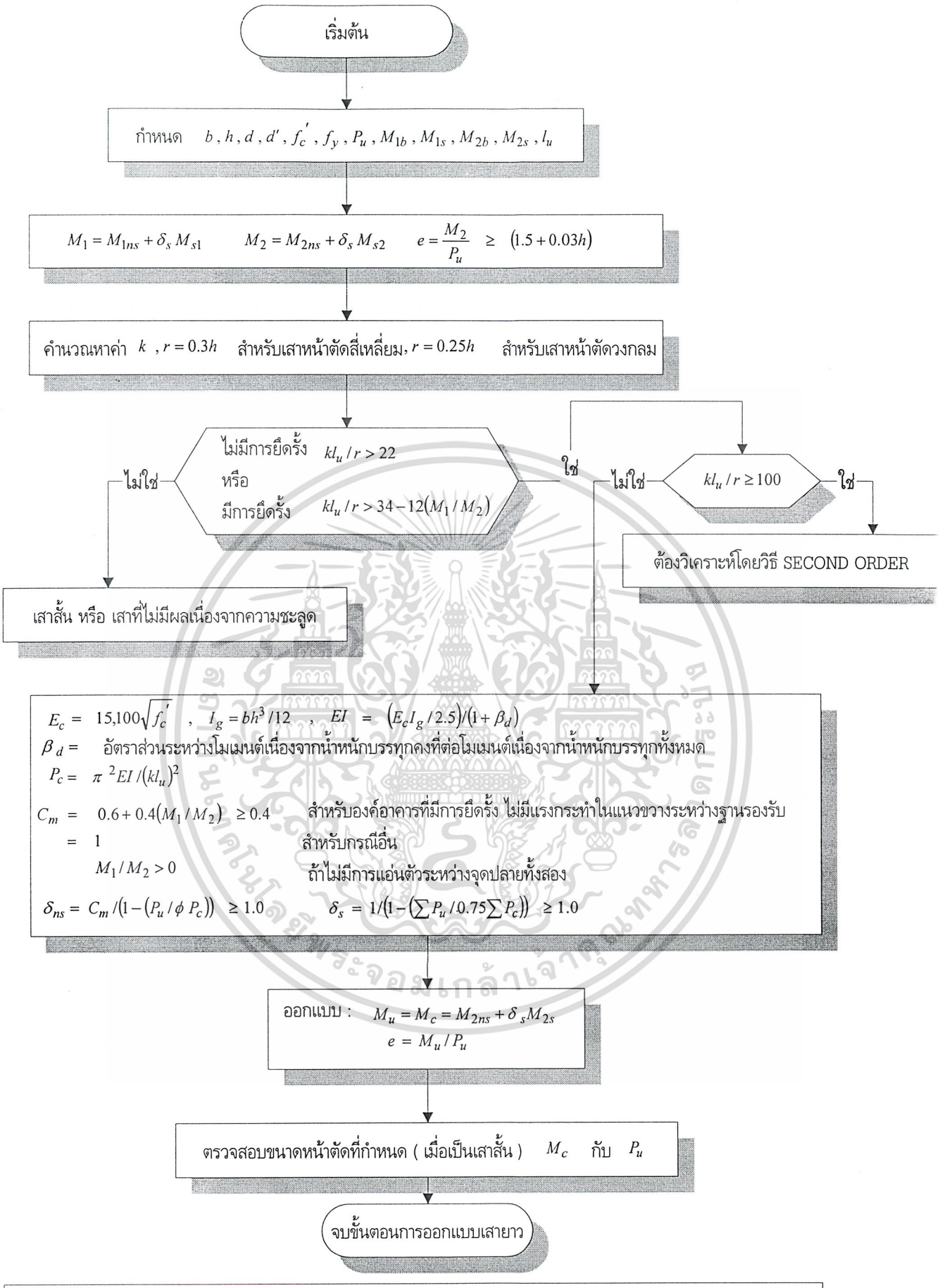
แผนผังที่ 6 ขั้นตอนการคำนวณค่าการแอ่นตัว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



แผนผังที่ 7 ขั้นตอนการออกแบบเสาสั้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



แผนผังที่ 8 การออกแบบเสายาว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เริ่มต้น

กำหนด : ความสามารถรับแรงกดอัดสุทธิ (p_n) ตามข้อมูลสำรวจดิน
น้ำหนักกระทำตามแนวแกน (P) และโมเมนต์ที่เกิดขึ้น (Pe)

คำนวณหาพื้นที่ที่ต้องการของฐานราก (A_f) แล้วหา $p_n = P/A_f \pm Pe/(I/c)$
โดยที่ $I/c = bL^2/6$; b = ความกว้างของฐานราก L = ความยาวของฐานราก

คำนวนหา P_u และ M_u

ประมาณค่า ความลึกประสิทธิผล (d) ของฐานราก เพื่อต้านทานการพังทลายเนื่องจากแรงเฉือนทะลุ
สำหรับการเฉือนทางเดียว ใช้หน้าตัดวิกฤติที่ระยะจากขอบเสา d **สำหรับการเฉือนสองทาง** ใช้หน้าตัดวิกฤติที่ระยะโดยรอบเสา $d/2$
<u>กำลังต้านทานแรงเฉือน</u> **สำหรับการเฉือนทางเดียว** $V_c = 0.53\, b_w d\sqrt{f_c'}$ **สำหรับการเฉือนสองทาง** V_c = ค่าน้อยที่สุดของ 3 สมการนี้

$$V_c = 0.27\,(2 + 4/\beta_c)\, b_o d\sqrt{f_c'} \qquad V_c = 0.27\,(2 + \alpha_s d/b_o)\, b_o d\sqrt{f_c'} \qquad V_c = 1.1\, b_o d\sqrt{f_c'}$$

โดยที่ α_s = 40 , 30 , 20 (สำหรับ เสาใน , เสานอก และเสามุม ตามลำดับ)

b_w = ความกว้างของฐานราก b_o = เส้นรอบรูปของระนาบพังทลาย

คำนวณหา M_u ใช้แนวขอบเสาเป็นจุดหมุน
คำนวณหา ปริมาณเหล็กเสริมทั้งหมด (A_s) โดยใช้สมการ

$$M_n = M_u/\phi = A_s f_y\left(d - 0.59 A_s f_y / b f_c'\right)$$

กระจายเหล็กเสริมที่ขนานกับด้านยาวของฐานราก ให้สม่ำเสมอเท่ากันตลอดความกว้างของฐานราก
ส่วนเหล็กเสริมที่ขนานกับด้านสั้นของฐานราก A_s = พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กเสริมที่เรียงขนานด้านสั้น
ปริมาณเหล็กเสริมในแถบกลาง $A_{s1} = 2A_s/(\beta + 1)$ ส่วนที่เหลือ $(A_s - A_{s1})$ ให้เสริมในแถบริมทั้ง 2 ข้าง
ตรวจสอบให้แน่ใจว่า A_s ไม่น้อยกว่าปริมาณน้อยที่สุดของเหล็กเสริมกันร้าว

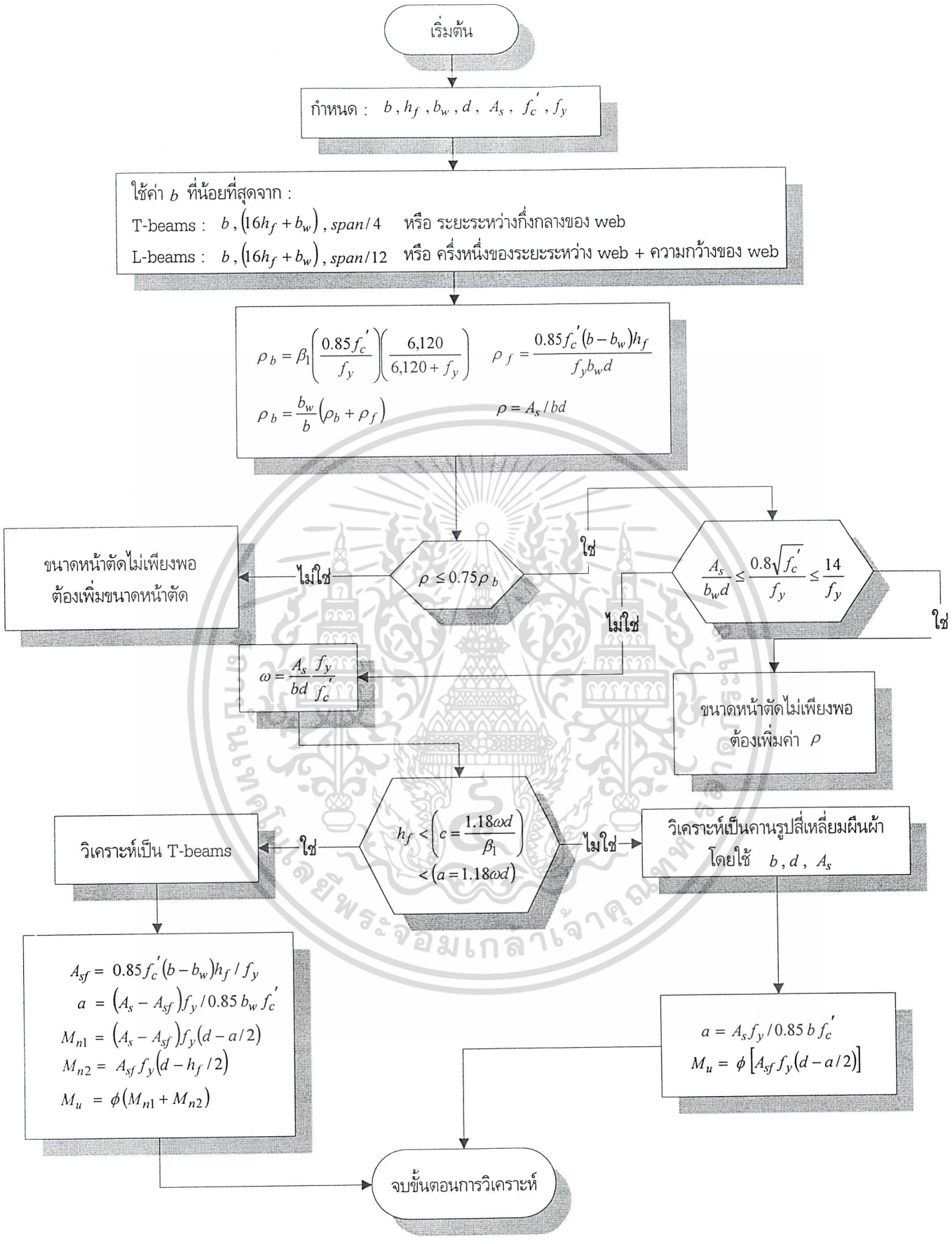
ตรวจสอบระยะฝังของเหล็กเสริม ว่าเพียงพอตามข้อกำหนดเกี่ยวกับแรงยึดเหนี่ยวหรือไม่

ตรวจสอบหน่วยแรงแบกทานที่เสาและฐานราก ที่รับ $P_{nb} = P_u/0.7$
คำนวณหา จำนวนและขนาดของเหล็กเดือยที่ส่งถ่ายแรงกระทำจากเสาสู่ฐานราก

จบขั้นตอนการออกแบบ

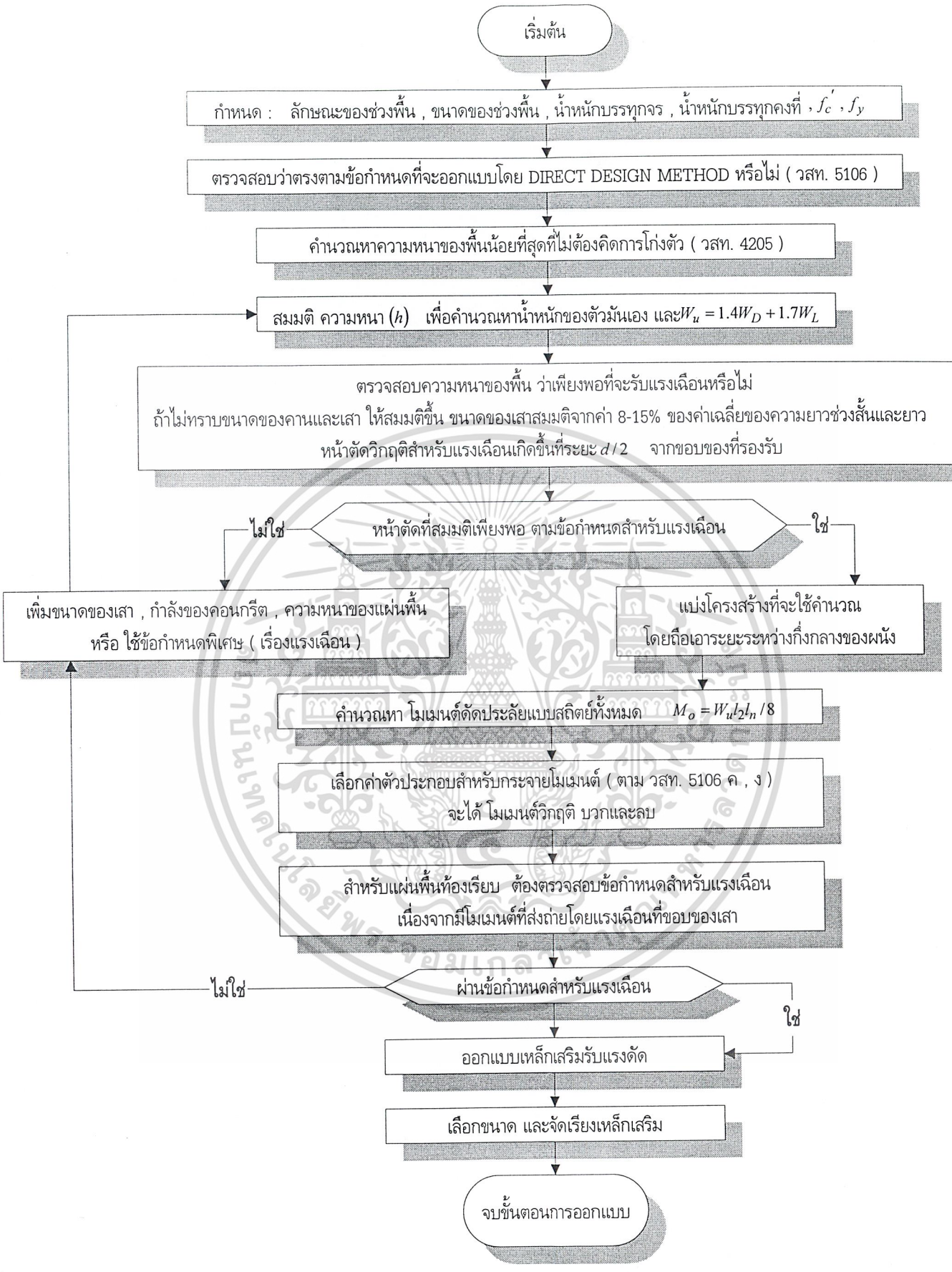
แผนผังที่ 9 ขั้นตอนการออกแบบฐานราก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



แผนผังที่ 10 ขั้นตอนการวิเคราะห์คานหน้าตัดรูปตัว T และ L

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



แผนผังที่ 11 ขั้นตอนการออกแบบแผ่นพื้นสองทาง โดย DIRECT DESIGN METHOD

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้