

บทที่ 2

หลักการและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

ในบทนี้จะกล่าวถึงหลักการและทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัยนี้ โดยจะกล่าวถึง หลักการ และ ทฤษฎีพื้นฐานที่เกี่ยวข้องกับโครงสร้างด้านทานแรงแผ่นดินไหว พฤติกรรมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร ชัดจำกัดระยะเคลื่อนตัวที่สภาวะการวิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

2.1 หลักการและทฤษฎีพื้นฐานที่เกี่ยวข้องกับโครงสร้างด้านทานแรงแผ่นดินไหว

Paulay และ Priestley (1992) ได้กล่าวถึงหลักการและทฤษฎีพื้นฐานที่เกี่ยวข้องกับโครงสร้างด้านทานแรงแผ่นดินไหว โดยสำหรับอาคารสูงในทางวิศวกรรมโครงสร้าง มิได้มีการกำหนดให้ชัดเจนว่าจะต้องมีความสูงหรือจำนวนชั้นอย่างน้อยเท่าใด หากแต่หมายถึงอาคารซึ่งมีความสูงเพียงพอระดับหนึ่งจนกระทั่งมีผลทำให้แรงกระทำด้านข้างอาคาร (lateral load) เนื่องจากแรงลมหรือแรงแผ่นดินไหว มีบทบาทที่สำคัญต่อการออกแบบโครงสร้างอาคาร ซึ่งจะต้องมีการตรวจสอบค่าระยะการโก่งตัวของโครงสร้างค่าหน่วยแรงในองค์อาคาร และความมั่นคงของโครงสร้างเนื่องจากแรงกระทำด้านข้าง โดยจะมีผลต่อขนาดขององค์อาคาร รายละเอียดการเสริมเหล็กในคานและเสา ตลอดจนถึงการออกแบบฐานรากอีกด้วย ดังนั้น จึงต้องมีการพิจารณาอิทธิพลของแรงกระทำด้านข้างเหล่านี้ในการออกแบบอาคาร

2.1.1 สติฟเนส (Stiffness)

สติฟเนส (stiffness) เป็นคุณสมบัติที่บ่งชี้ถึงความสามารถในการต้านการเคลื่อนที่ของโครงสร้างเมื่อมีแรงมากระทำ การออกแบบไม่ว่าจะเป็นโครงสร้างรับน้ำหนักบรรทุกทั่วไป หรือโครงสร้างที่รับแรงกระทำจากแผ่นดินไหว ผู้ออกแบบจะต้องสามารถคำนวณการเคลื่อนที่ที่เกิดขึ้นของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำได้อย่างถูกต้อง โดยเฉพาะอย่างยิ่งในโครงสร้างบางประเภทที่การใช้งานของโครงสร้างถูกกำหนดโดยการเคลื่อนที่หรือการโก่งตัวของโครงสร้างนั้นสำหรับโครงสร้างที่รับแรงกระทำจากแผ่นดินไหว ผู้ออกแบบต้องสามารถคำนวณการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของอาคารภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว ซึ่งการการเคลื่อนที่ทางด้านข้างนี้ต้องไม่มากจน

ทำให้เกิดความเสียหายต่อส่วนต่างๆ ของอาคารทั้งที่เป็นส่วนของโครงสร้างและไม่ใช่ส่วนของโครงสร้าง

2.1.2 กำลังของโครงสร้าง (Strength)

การออกแบบโครงสร้างรับน้ำหนักบรรทุกทุกทั่วไปหรือแรงลม โดยทั่วไปผู้ออกแบบต้องออกแบบโครงสร้างให้มีกำลังเพียงพอที่จะรับแรงสูงสุดที่อาจเกิดขึ้นได้ตลอดช่วงการใช้งาน แต่การออกแบบโครงสร้างเพื่อต้านทานแรงกระทำจากแผ่นดินไหว ผู้ออกแบบจะต้องพิจารณาเป็น 2 กรณี ได้แก่ กรณีที่แผ่นดินไหวมีขนาดเล็กซึ่งอาจเกิดขึ้นได้หลายครั้งในช่วงอายุการใช้งาน หรือกรณีที่โครงสร้างต้องไม่เกิดความเสียหายเลยระหว่างแผ่นดินไหว โครงสร้างนั้นต้องมีกำลังเพียงพอที่จะรับแรงที่เกิดขึ้นระหว่างแผ่นดินไหวในช่วงอิลาสติก โดยไม่เกิดความเสียหายขึ้นกับโครงสร้าง แต่ในกรณีที่แผ่นดินไหวมีขนาดใหญ่ การออกแบบให้กำลังของโครงสร้างมากจนสามารถต้านทานแรงกระทำจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ซึ่งนานๆ จะเกิดขึ้นโดยไม่เกิดความเสียหายเลยนั้น ย่อมไม่เป็นการประหยัด ดังนั้น เพื่อหลีกเลี่ยงการพังทลายของโครงสร้างเมื่อมีแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ จำเป็นต้องอาศัยเทคนิคการออกแบบให้โครงสร้างมีความเหนียวเพียงพอที่จะทนทานการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง โดยไม่เกิดการพังทลาย

2.1.3 ระยะเวลาเคลื่อนที่ทางด้านข้าง (Lateral Deflection)

สำหรับเสาที่มีลักษณะแบบคานยื่น (Cantilever column) ซึ่งถูกกระทำด้วยแรงด้านข้างที่ปลายอิสระนั้น ระยะเวลาเคลื่อนที่ทางด้านข้างนั้นจะเป็นผลมาจาก 3 ส่วน อันได้แก่ แรงดัด (flexure) การลื่นหลุด (bond slip) ระหว่างเหล็กยื่นในฐานรากกับคอนกรีตรอบๆ และ แรงเฉือน (shear) และเมื่อไม่มีการหมุนในฐานรากสมการของระยะเวลาเคลื่อนที่ที่ปลายเสาจะเขียนได้เป็น

$$\Delta_t = \Delta_f + \Delta_s + \Delta_{sh} \quad (2.1)$$

โดยที่

Δ_t = การเสียรูปรวมทั้งหมด

Δ_f = การเสียรูปเนื่องจากแรงดัด

Δ_s = การเสียรูปเนื่องจากการลื่นหลุด (bond slip)

Δ_{sh} = การเสียรูปเนื่องจากแรงเฉือน

2.1.4 การโก่งเนื่องจากแรงดัด

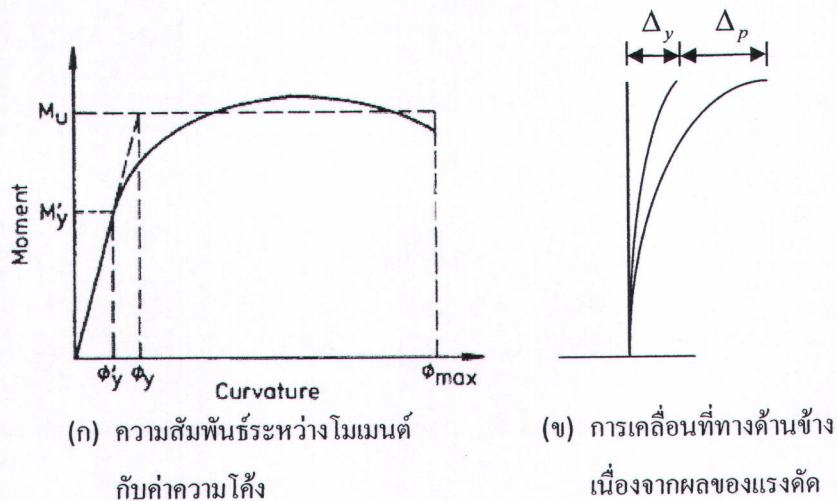
โดยหลักแล้วการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของเสานั้นจะเป็นผลเนื่องมาจากแรงดัด ซึ่งเสาคจะเกิดจุดหมุนพลาสติกขึ้นที่บริเวณหน้าตัดวิกฤต สำหรับเสามีรูปร่างที่เท่ากันตลอดความยาวจุดหมุนพลาสติกจะเกิดขึ้นที่โคนเสาโดยรูปที่ 2.1 แสดงการโก่งเนื่องจากผลของแรงดัด

$$\Delta_f = \Delta_y + \Delta_p \quad (0.2)$$

โดยที่

Δ_y = ระยะการโก่งที่จุดครากเนื่องจากแรงดัดประสิทธิภาพ
(effective flexural yield) ของหน้าตัดวิกฤต

Δ_p = ระยะการโก่งเนื่องจากการหมุนของวัตถุแข็งเกร็ง
(rigid body rotation) ที่จุดหมุนพลาสติก

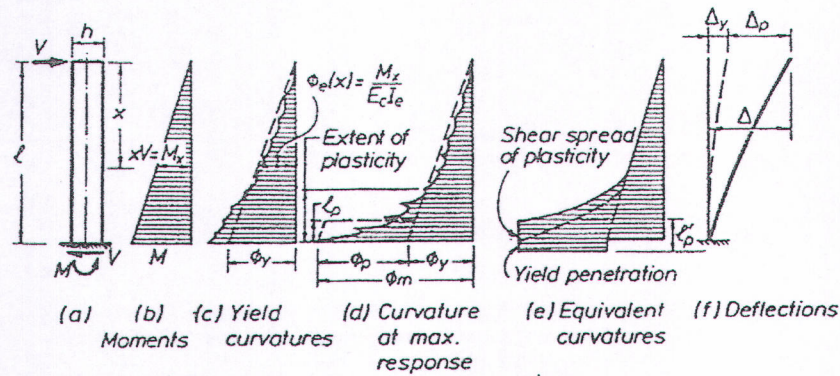


รูปที่ 0.1 การโก่งตัวด้านข้างเนื่องจากผลของแรงดัด

โดยรูปที่ 2.1 (ก) แสดงถึงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง (curvature) ของเสายื่น โดยที่ M_{cr} และ ϕ_{cr} คือโมเมนต์ที่เกิดการแตกร้าว (cracking moment) และค่าความโค้ง (curvature) ตามลำดับ และจากรูปที่ 2.2 สามารถหาระยะการโก่งตัวทางด้านข้าง (Δ_y) นั้นสามารถหาได้จากสมการที่ 2.3 และสมการที่ 2.4

$$\Delta_y = \int_0^l \phi x dx \quad (2.3)$$

$$\Delta_y = \frac{\phi_y l^2}{3} \quad (2.4)$$



รูปที่ 2.2 (a) เสาเอ็น (b) โมเมนต์ (c) ค่าความโค้งที่จุดคราก (d) ค่าความโค้งสูงสุด (e) ค่าความโค้งที่สมมูล (f) การเสียรูป โดย Paulay และ Priestley (1992)

จากรูปที่ 2.2 เมื่อจุดหมุนพลาสติกเกิดขึ้นที่หน้าตัดวิกฤตของเสาเอ็น ระยะการโก่งที่ปลายเสาจะมีค่าเพิ่มขึ้นเนื่องจากการหมุนของวัตถุแข็งเกร็ง (rigid body rotation) ซึ่งสามารถหาได้จากความสัมพันธ์ทางเรขาคณิตซึ่งสมมติให้จุดหมุนอยู่ที่กึ่งกลางของระยะพลาสติกซึ่งระยะการโก่งที่เกิดจากการหมุนของวัตถุแข็งเกร็ง (rigid body rotation) จะหาได้จากสมการที่ 2.5 และสมการที่ 2.6

$$\theta_p = \phi_p l_p = (\phi_m - \phi_y) l_p \quad (2.5)$$

$$\Delta_p = \theta_p \left(l - \frac{l_p}{2} \right) = (\phi_m - \phi_y) l_p \left(l - \frac{l_p}{2} \right) \quad (2.6)$$

โดยที่

- ϕ_m = ค่าความโค้งมากที่สุดของหน้าตัดเสา
- ϕ_p = ค่าความโค้งที่จุดหมุนพลาสติก
- ϕ_y = ค่าความโค้งที่จุดครากของหน้าตัดเสา
- l_p = ระยะเทียบเท่าของจุดหมุนพลาสติก
(equivalent plastic hinge length)
- l = ความสูงของเสา

จากสมการที่ 2.5 และสมการที่ 2.6 จะพบว่าค่าระยะเทียบเท่าของจุดหมุนพลาสติก (l_p) มีผลต่อระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของเสาเพิ่มขึ้น ซึ่งเป็นตัวแปรที่มีความสำคัญ ที่ผ่านได้มี การศึกษาและเสนอสมการความสัมพันธ์ดังกล่าว ไว้ดังต่อไปนี้

Park, และ Priestley (1987) ได้เสนอสมการที่ 2.7 เพื่อหาค่าระยะจุดหมุนพลาสติก ซึ่ง สมการนี้ได้จากการวัดระยะจากการทดสอบเสาภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรทางด้านข้าง

$$l_p = 0.08L + 6d_b \quad (2.7)$$

โดยที่ l_p = ระยะจุดหมุนพลาสติก
 L = ความยาวของเสา
 d_b = ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กตามยาว

Paulay และ Priestley (1992) ได้เสนอสมการที่ 2.8 เพื่อหาค่าระยะจุดหมุนพลาสติก ซึ่ง ระยะจุดหมุนพลาสติกนี้ขึ้นกับความสูงของเสา ระยะเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กยื่นและกำลังที่ จุดคราก (yield strength) ของเหล็กยื่น

$$l_p = 0.08L + 0.022d_b f_y \quad (2.8)$$

โดยที่ l_p = ระยะจุดหมุนพลาสติก
 L = ความยาวของเสา
 d_b = ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กตามยาว
 f_y = กำลังที่จุดคราก (yield strength) ของเหล็กยื่น

โดยทั่วไป ระยะจุดหมุนพลาสติก (plastic hinge length, l_p) สำหรับโครงสร้างเสาจาก สมการที่ 2.8 ผลลัพธ์ที่ได้มีค่าประมาณ สมการที่ 2.9 ซึ่งค่าระยะจุดหมุนพลาสติกในสมการที่ 2.9 นี้ มักใช้กันบ่อยครั้งเนื่องจากมีความถูกต้องเพียงพอ(กล่าวโดย Paulay และ Priestley ,1992)

$$l_p = 0.5h \quad (2.9)$$

โดยที่ l_p = ระยะจุดหมุนพลาสติก
 h = ความลึกของหน้าตัดเสา

2.1.5 การโก่งเนื่องจากแรงเฉือน

การเคลื่อนที่ทางด้านข้างจากแรงเฉือนของเสาที่บริเวณที่ไม่มีการแตกร้าว โดยใช้หลักการสมมุติฐานความยืดหยุ่น (elasticity as assumed) ซึ่งการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเนื่องจากผลของแรงเฉือนนั้นสามารถหาได้จากการให้สูตรคำนวณ ดังสมการที่ 2.10 ถึงสมการที่ 2.12

$$\delta_{ve} = \frac{F}{K_{ve}} L_{uncrack} \quad (2.10)$$

$$L_{uncrack} = \frac{M_{cr}}{F} \quad (2.11)$$

$$K_{ve} = \frac{0.4E_c bD}{f} \quad (2.12)$$

โดยที่ δ_{ve} = การโก่งตัวของแรงเฉือนที่บริเวณที่ไม่มีการแตกร้าว, ม.
 F = แรงเฉือนด้านข้าง, นิวตัน.
 K_{ve} = สติฟเนสแรงเฉือนของชิ้นส่วนที่ไม่มีการแตกร้าว, ม.
 M_{cr} = โมเมนต์การแตกร้าว, นิวตัน-ม.
 $L_{uncrack}$ = ความยาวส่วนที่ไม่มีการแตกร้าวของเสา, ม.
 b = ความกว้างของหน้าตัดเสา, มม.
 D = ความลึกสุทธิของหน้าตัดเสา, มม.
 f = สัมประสิทธิ์สำหรับการกระจายไม่สม่ำเสมอ
 ของแรงเฉือนจากสมมุติฐานมีค่า 1.2 สำหรับหน้าตัดสี่เหลี่ยม
 E_c = โมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต

2.1.6 ความเหนียว (Ductility)

ความเหนียว (Ductility) ของโครงสร้าง หมายถึง ความสามารถในการเสียรูปเช่น การยืด การหด หรือการดัด โดยที่ยังคงรักษากำลังต้านทานส่วนใหญ่ (เช่น 80 % ของกำลังต้านทานสูงสุดของชิ้นส่วน) ไว้ได้ แม้ว่าจะมีการเสียรูปเลยช่วงอีลาสติกไปแล้ว

โครงสร้างจำเป็นต้องสามารถทนทานต่อการเคลื่อนที่ที่จะเกิดขึ้นอย่างมากระหว่างเกิดแผ่นดินไหวโดยที่กำลังรับแรงไม่ลดลงมากนัก เพื่อบรรเทาความเสียหายที่อาจจะเกิดขึ้นและเพื่อเพิ่มความมั่นใจว่าโครงสร้างนั้นมีความสามารถที่จะรับแรงกระทำทางด้านข้างที่เกิดแผ่นดินไหวได้จากเหตุดังกล่าว ทำให้ผู้ออกแบบโครงสร้างรับแรงกระทำที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวจำเป็นต้องพิจารณาถึงคุณสมบัติทางด้านความเหนียวร่วมด้วยในการออกแบบ

ค่าความเหนียวของโครงสร้างสามารถคำนวณเปรียบเทียบกันโดยใช้ค่าอัตราส่วนความเหนียว (Ductility factor, μ) ดังสมการที่ 2.13

$$\mu = \frac{\Delta}{\Delta_y} > 1 \quad (2.13)$$

โดยที่

Δ คือ การเสียรูปของโครงสร้างที่ตำแหน่งหนึ่งภายหลังการคราก (Yielding)

Δ_y คือ การเสียรูปของโครงสร้าง ณ จุดเริ่มต้นที่เกิดการคราก (Yielding)

ซึ่งการเสียรูป (Δ) อาจจะอยู่ในรูปของค่าการเคลื่อนที่ (Displacement) ค่าความโค้ง (Curvature) ค่าการหมุน (Rotation) หรือ ค่าความเครียด (Strain) ก็ได้ โดยทั่วไปแล้วจะสนใจค่าอัตราส่วนความเหนียว ณ จุดที่เกิดการวิบัติ นั่นคือ

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2.14)$$

จากสมการที่ 2.14 ในการออกแบบโครงสร้างให้สามารถทนทานการเคลื่อนที่ได้ Δ_u โดยไม่เกิดการวิบัติ ถ้าออกแบบให้โครงสร้างอยู่ในสภาวะอีลาสติกตลอดจะต้องออกแบบให้รับแรงกระทำได้เป็น μ เท่าของโครงสร้างที่มีค่าอัตราส่วนความเหนียวเท่ากับ μ จะเห็นได้ว่าการออกแบบโครงสร้างให้อยู่สภาพอีลาสติกตลอดโดยไม่อาศัยประโยชน์ของค่าความเหนียวของ



โครงสร้างเลยนั้น อาจเป็นการสิ้นเปลืองมากเกินไป เพราะ จุดมุ่งหมายในการออกแบบโครงสร้างบางประเภทนั้น ต้องการเพียงป้องกันไม่ให้เกิดการสูญเสียชีวิตในกรณีที่เกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่เท่านั้น (survival limit state) ซึ่งยอมให้เกิดความเสียหายกับโครงสร้างหรือยอมให้โครงสร้างหรือยอมให้โครงสร้างเข้าสู่ช่วงอินอีลาสติกได้ แต่สำหรับโครงสร้างบางประเภทที่มีความสำคัญสูง และมีความจำเป็นที่จะใช้งานอยู่แม้ว่าจะเกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ขึ้น เช่น โรงพยาบาล สถานีรถไฟ เชื้อเพลิง โครงสร้างเหล่านี้จำเป็นต้องออกแบบให้อยู่ในสภาพอีลาสติกเพื่อให้โครงสร้างไม่เกิดความเสียหาย ยังคงสภาพการใช้งานได้ทันทีภายหลังเกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่

2.1.7 การต่อทาบเหล็กเสริม

แรงที่ส่งผ่านระหว่างส่วนที่ต่อทาบของเหล็กเสริมต้องมั่นใจว่ามีความสม่ำเสมอและสามารถถ่ายแรงได้ตลอดระยะการต่อทาบ โดยไม่มีปัญหาในเรื่องของการยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีต(Bond) ระยะการต่อทาบ (l_s) ที่ใช้กันทั่วไปแสดงในรูปที่ 2.3 ซึ่งPauley และ Priestley, 1992 ได้พัฒนาออกแบบกำลังการต่อทาบเพื่อรับแรงดึง โดยสามารถคำนวณระยะการต่อทาบ (l_d) ได้จากสมการด้านล่างนี้

$$l_d = m_{db} l_{db} \quad (2.15)$$

โดยที่ระยะต่อทาบที่เพียงพอ (l_{db}) คือ

$$l_{db} = \frac{1.38 A_b f_y}{c \sqrt{f'_c}} \quad (\text{MPa}) \quad (2.16)$$

โดยที่ A_b = พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม, มม.

c = ระยะทางน้อยสุด แสดงตามรูปที่ 2.3

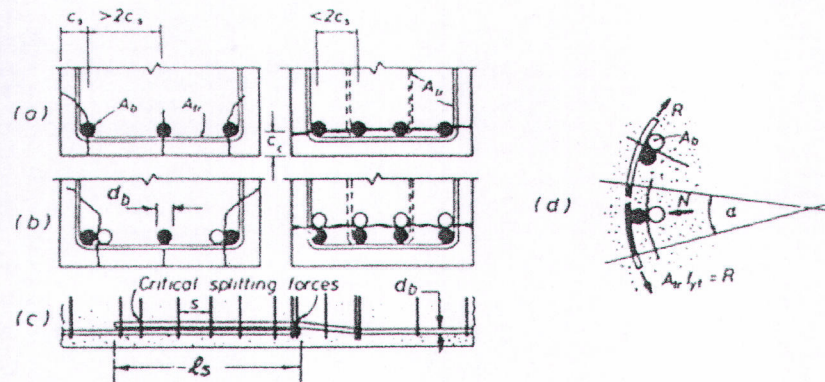
= 3 เท่า ของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม, d_b

= ระยะถึงจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมจากผิวคอนกรีตที่ด้านเดียวกัน

= ระยะครึ่งหนึ่งระหว่างจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมที่อยู่ด้านเดียวกัน

m_{db} = สัมประสิทธิ์ปรับแก้ ซึ่งมีค่า 1.3

สำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ	
ห้องสมุดงานวิจัย	
วันที่ 21 พ.ค. 2555	246201
เลขทะเบียน	
เลขเรียกหนังสือ	



รูปที่ 2.3 การต่อทาบเหล็กเสริม(Paulay และ Priestley ,1992)

โดยในมาตรฐานของ ACI 318-05 การต่อเหล็กข้ออ้อยรับแรงอัด ความยาวของการต่อ ทาบรับแรงอัด ต้องมีค่าเท่ากับ $0.007f_y d_b$ ($0.071f_y d_b$) สำหรับ f_y ไม่เกิน 4,000 กก./ซม.² (420 MPa) หรือมีค่าเท่ากับ $(0.013f_y - 24)d_b$ สำหรับ f_y เกินกว่า 4,000 กก./ซม.² (420 MPa) แต่ครั้งนี้ต้องไม่น้อยกว่า 300 มม. ให้เพิ่มระยะทาบอีกหนึ่งในสามสำหรับ f'_c น้อยกว่า 210 กก./ซม.² (21 MPa)

$$L_s \geq 0.007f_y d_b \quad \text{เมื่อ } f_y \text{ ไม่เกิน } 4,000 \text{ กก./ซม.}^2 \quad (2.17)$$

$$L_s \geq (0.013f_y - 24)d_b \quad \text{เมื่อ } f_y \text{ ไม่เกิน } 4,000 \text{ กก./ซม.}^2 \quad (2.18)$$

2.1.8 เหล็กเสริมตามทางขวางสำหรับเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็ก

โดยตามมาตรฐานของ ACI 318-05 และ E.I.T.1007-34 ได้กล่าวถึงค่าระยะห่างระหว่าง เหล็กเสริมตามขวาง (s) ในบริเวณที่ไม่เกิดแผ่นดินไหวหรือเกิดแผ่นดินไหวน้อยให้พิจารณาค่า ระยะห่างน้อยที่สุดดังต่อไปนี้

มาตรฐานของ ACI 318-05 ได้กล่าวว่า

เหล็กยืนที่ใช้เหล็กเท่ากับหรือน้อยกว่า DB32 ต้องใช้เหล็กปลอกที่มีเส้นผ่านศูนย์กลาง อย่างน้อย 9 มม.

เหล็กยื่นที่ใช้เหล็ก DB36, DB43, DB57 รวมถึงการมัดรวมของเหล็กยื่น ต้องใช้เหล็ก
ปลอกที่มี เส้นผ่านศูนย์กลางอย่างน้อย 12. มม.

ระยะห่างของเส้นผ่านศูนย์กลาง เหล็กปลอก ใช้ค่าค่าที่น้อยที่สุดดังต่อไปนี้
ด้านที่แคบที่สุดของหน้าตัดเสา

ต้องไม่มากกว่า 16 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กยื่น

ต้องไม่มากกว่า 48 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กปลอก

มาตรฐานของ E.I.T.1007-34 ได้กล่าวว่า

เหล็กยื่นทุกเส้นต้องมีเหล็กปลอกเส้นผ่านศูนย์กลาง ไม่น้อยกว่า 6 มม.

ระยะห่างของเส้นผ่านศูนย์กลาง เหล็กปลอก ใช้ค่าค่าที่น้อยที่สุดดังต่อไปนี้
ด้านที่แคบที่สุดของหน้าตัดเสา

ต้องไม่มากกว่า 16 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กยื่น

ต้องไม่มากกว่า 48 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กปลอก

โดยปริมาณเหล็กเสริมทางขวางที่เลือกใช้ สามารถคำนวณจากสมการที่ (2.19) พิจารณา
ปริมาณพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมทางขวางทั้งหมด (A_{sh}) ซึ่งรวมถึงเหล็กยึดทางขวาง (crossties)

$$A_{sh} = 0.3sh_c \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \left(\frac{f_c'}{f_{yh}} \right) \quad (2.19)$$

โดยที่ s = ระยะห่างของเหล็กเสริมทางขวางวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลาง

h_c = ความยาวของแกนคอนกรีตวัดถึงผิวนอกของเหล็กปลอกโดย
วัดในทิศทางที่ตั้งฉากกับแรง

A_g = พื้นที่หน้าตัดของเสา

A_c = พื้นที่หน้าตัดของแกนคอนกรีตคิดถึงผิวนอกของเหล็กปลอก

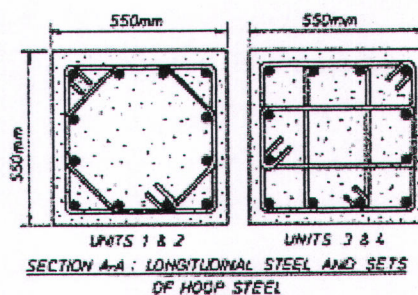
f_c' = กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต

f_{yh} = กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมทางขวาง

2.2 พฤติกรรมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร

2.2.1 ผลของเหล็กปลอกต่อพฤติกรรมของเสา

Park และคณะ (1982) ได้ทำการทดสอบเสาขนาดหน้าตัด 0.55×0.55 ม. สูง 3.30 เมตร จำนวน 4 ต้น ภายใต้แรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักรและแรงตามแนวแกนคงที่ โดยพิจารณาผลแรงกระทำตามแนวแกนและปริมาณเหล็กปลอก โดยปริมาณของเหล็กปลอกถูกออกแบบตามมาตรฐานการออกแบบของนิวซีแลนด์ (New Zealand Code) ขนาดและรูปแบบการเสริมเหล็กปลอกแสดงในรูป 2.4 และคุณสมบัติต่างๆของเสาแสดงในตารางที่ 2.1 ผลการทดสอบพบว่า ตัวอย่างเสาที่ทำการทดสอบมีค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (displacement ductility factor) มีค่าอย่างน้อยเท่ากับ 6 และมีค่าสูงสุดประมาณ 10 ดังแสดงในรูปที่ 2.5 ค่าความเครียดสูงสุดของคอนกรีตในแกนคอนกรีตมีค่าระหว่าง 0.016-0.026 หลังจากคอนกรีตเริ่มเกิดการหลุดล่อนออก นอกจากนั้นยังพบว่าค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดที่แท้จริง จะมีค่ามากกว่าค่าต้านทานโมเมนต์ดัดตามทฤษฎี โดยเฉพาะในกรณีที่ค่าแรงอัดตามแนวแกนมีค่ามากและมีประสิทธิภาพการโอบรัดที่ดี เหล็กปลอกมีค่าความเครียดถึงจุดคราก แต่ไม่ส่งผลต่อเสาเนื่องจากค่าความเครียดถึงจุดคราก แต่ยังไม่ถึงช่วงของการแข็งตัวเพิ่มขึ้น (hardening) ผลการทดสอบบ่งชี้ว่าปริมาณเหล็กปลอกตามมาตรฐาน SEAOC มีค่ามากพอที่จะรับได้สำหรับแรงกระทำตามแนวแกนคงที่ที่ระดับต่ำ แต่ไม่เป็นที่เหมาะสมสำหรับแรงกระทำตามแนวแกนคงที่ที่ระดับสูง

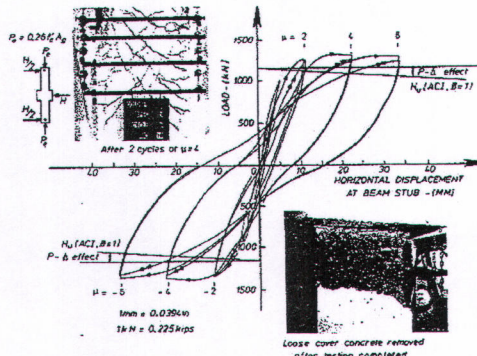


รูปที่ 2.4 ขนาดหน้าตัดและรูปแบบการเสริมเหล็ก (Park และคณะ, 1982)

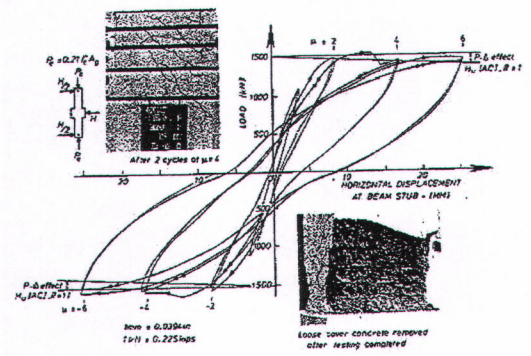
ตารางที่ 2.1 คุณสมบัติของตัวอย่างเสา (Park และคณะ, 1982)

Specimen	Concrete strength (MPa)	Axial Load (kN)	Axial Force ratio ($P/f'_c A_g$)	Longitudinal Reinforcement Ratio		Transverse Reinforcement Ratio	
				ρ_l	f_y (MPa)	ρ_s	f_{sh} (MPa)
1	23.1	1815	0.26	0.0179	375	0.015	297
2	41.4	2680	0.214			0.023	316
3	21.4	2719	0.42			0.02	297
4	23.5	4265	0.6			0.035	294

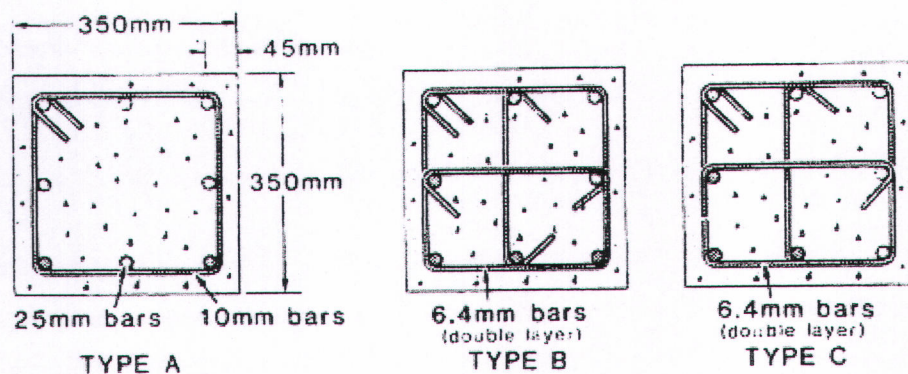
f_y = กำลังที่จุดครากของเหล็กยื่น f_{sh} = กำลังที่จุดครากของเหล็กปลอก



(ก) ตัวอย่างต้นที่ 1



Ozceve และStaacioglu (1987) ได้ทำการทดสอบเสาขนาดหน้าตัด 0.35 ม. x 0.35 ม. จำนวน 4 ต้นภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรทางด้านข้างและให้แรงอัดตามแนวแกนคงที่ โดยมี ความสูงต่อความลึกหน้าตัดเท่ากับ 2.86 แปรผันการเสริมเหล็กปลอก รูปแบบเหล็กปลอกที่ แตกต่างกัน 3 รูปแบบ ดังแสดงในรูปที่ 2.6 เสาทั้ง 4 ต้นเสริมเหล็กตามยาวจำนวน 8 เส้นขนาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 25.2 มิลลิเมตร คุณสมบัติต่างๆของเสาแสดงในตารางที่ 2.2 รูปที่ 2.7 แสดงถึง ผลการทดสอบซึ่งจะเห็นได้ว่าการเสริมเหล็กปลอกรัดรอบ (hoop ties) ร่วมกับการใช้เหล็กยึดทาง ขวาง (crossties) จะมีผลต่อพฤติกรรมของเสาที่ดีกว่าการเสริมเหล็กปลอกรัดรอบเพียงอย่างเดียว ถึงแม้ว่าเสาทั้งสองต้นจะมีปริมาณและระยะห่างของเหล็กปลอกที่ใกล้เคียงกัน นอกจากนั้น ปริมาณการเสริมเหล็กที่ได้กำหนดไว้ตามมาตรฐานการออกแบบ ACI 318-83 นั้นมีปริมาณที่ เพียงพอแต่รายละเอียดการเสริมเหล็กปลอกนั้นยังไม่เพียงพอ นอกจากนี้พบว่าเหล็กยึดทางขวาง ซึ่งใช้ของขนาด 135 องศาที่ปลายทั้ง 2 ข้างกับการเสริมเหล็กทางขวางซึ่งปลายข้างหนึ่งขอ ขนาด 135 องศาและอีกข้างหนึ่ง 90 องศา มีประสิทธิภาพที่ใกล้เคียงกัน



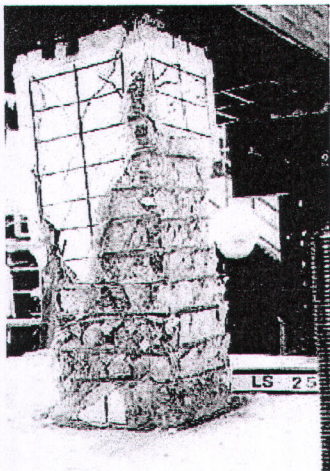
รูปที่ 2.6 รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและรูปแบบการทดสอบ

(Ozceve และ Staacioglu, 1987)

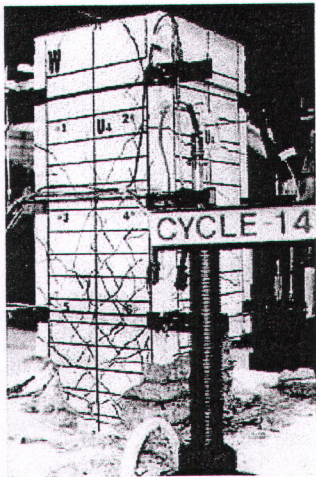
ตารางที่ 2.2 คุณสมบัติของเสาของ Ozceve และStaacioglu (1987)

Specimen	Concrete strength (MPa)	Type	Axial force ratio ($P/f_c'A_g$)	Longitudinal Reinforcement Ratio		Transverse Reinforcement Ratio	
				ρ_l	f_y (MPa)	ρ_s	f_{sh} (MPa)
U3	34.8	A	0.15	0.0327	438	0.0169	470
U4	32.0	A	0.15			0.0254	
U6	37.3	B	0.15		437	0.0195	425
U7	39.0	C	0.15				

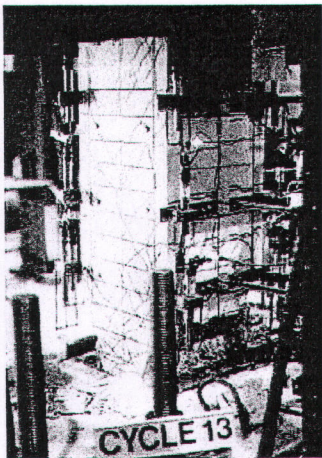
f_y = กำลังที่จุดครากของเหล็กยืน f_{sh} = กำลังที่จุดครากของเหล็กปลอก



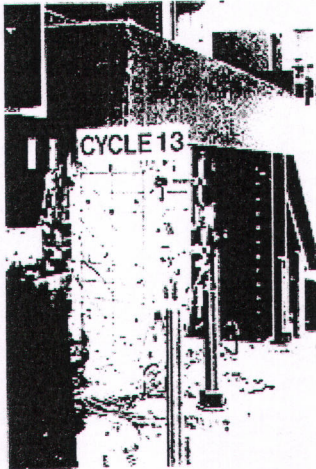
(ก) ตัวอย่าง U3



(ข) ตัวอย่าง U4



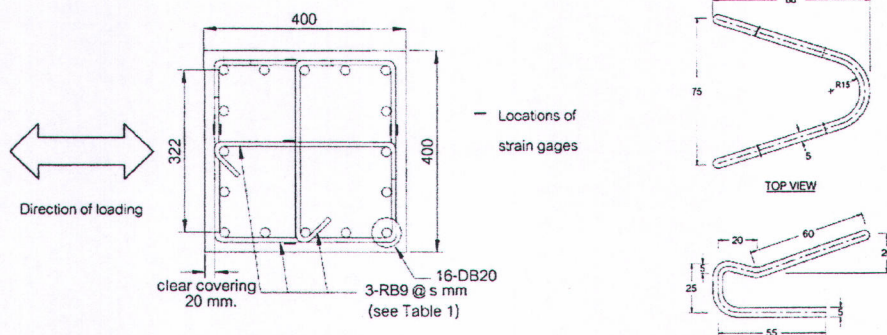
(ค) ตัวอย่าง U6



(ง) ตัวอย่าง U7

รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ด้านข้างของเสาและสภาพเสาหลังการทดสอบ (Ozceve และ Staacioglu,1987)

Lukkunaprasit และ Sittipunt (2003) ได้ทำการทดสอบเสาขนาดหน้าตัด 0.40 ม. X 0.40 ม. สูง 1.5ม. จำนวน 5 ต้น ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรทางด้านข้างโดยจำลองการให้แรงแบบแผ่นดินไหวและให้แรงอัดตามแนวแกนคงที่ทำการแปรผันปริมาณแรงอัดตามแนวแกน ปริมาณเหล็กปลอกและมีการใช้คลิปปี้ดของอ 90 องศาเพื่อความสามารถในการรับแรงแบบวัฏจักรทางด้านข้าง ซึ่งปริมาณการเสริมเหล็กปลอกมีปริมาณการโอบรัดในระดับปานกลาง ตามข้อกำหนดโดยมาตรฐานการออกแบบ ACI 318 ขนาดและรูปแบบการเสริมเหล็กปลอกแสดงในรูปที่ 2.8 คุณสมบัติต่างๆของเสาแสดงในตารางที่ 2.3



รูปที่ 2.8 รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและรายละเอียดของของอ
(Lukkunaprasit และ Sittipunt, 2003)

ตารางที่ 2.3 คุณสมบัติของเสาของ Lukkunaprasit และ Sittipunt (2003)

Specimen	Concrete Strength (MPa)	Axial Force Ratio ($P/f_c'A_g$)	Longitudinal Reinforcement Ratio		Transverse Reinforcement Ratio		Hook Configuration
			ρ_l	f_y (MPa)	A_s / sh_c	f_{sh} (MPa)	
1	38.9	0.3	0.0314	472	0.453%	308	90 crossties; no clips
2	35.7	0.3					135 crossties; no clips
3	31.7	0.3					90 crossties with clips
4	30.5	0.37					135 crossties; no clips
5	32.4	0.37					90 crossties with clips

f_y =กำลังที่จุดครากของเหล็กยืน A_s =พื้นที่หน้าตัดเหล็กปลอก S =ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก f_{sh} =กำลังที่จุดครากของเหล็กปลอก

ผลการทดสอบเห็นได้ว่าการให้แรงอัดตามแนวแกนมากขึ้นส่งผลให้ค่าความเหนียวและการสลายพลังงานสะสมมีค่าน้อยลง และพบว่าตัวอย่างเสาที่มีการเพิ่มคลิปปีดของ 90 องศา มีความสามารถในการรับแรงด้านข้างแบบวัฏจักรและมีความเหนียวมากกว่าเสาที่การใส่มีของ 135 องศา และยังมีการสลายพลังงานที่ดีกว่าด้วย เนื่องจากตัวอย่างเสาที่มีการเพิ่มคลิปปีดของ 90 องศา จะมีการโอบรัดของคอนกรีตที่ดีกว่าเสาที่มีของ 135 องศา ประสิทธิภาพของคลิปปีดของทำให้ความเครียดของเหล็กยึดทางขวาง (crossties) มีค่ามากขึ้นในบริเวณจุดหมุนพลาสติก และยังพบอีกว่ารูปแบบประวัติการรับน้ำหนัก (loading history) ที่แตกต่างกันมีผลทำให้ค่าความเหนียวและค่าการสลายพลังงานแตกต่างกัน

2.2.2 ผลของการต่อทาบเหล็กเสริมบริเวณจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) ต่อพฤติกรรมของเสา

Pauley (1980) ได้ทำการทดสอบเสาจำนวน 12 ต้น ซึ่งมีระยะการต่อทาบที่สั้น ในการทดสอบนี้พบว่า ถึงแม้ระยะการต่อทาบที่ใช้จะสั้น แต่เสายังคงสามารถเพิ่มกำลังที่จุดครากในเหล็กเสริมตามยาวได้ ซึ่งสรุปได้ว่า ถ้าการต่อทาบของเหล็กเสริมที่มีการเพิ่มปริมาณเหล็กปลอกในบริเวณที่มีการต่อทาบของเหล็กยื่นให้ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกน้อยลงหรือถี่มากขึ้น จะส่งผลทำให้พฤติกรรมของเสา มีความสามารถเพิ่มกำลังได้ดีขึ้น

Lynn (1996) ทดสอบเสา 8 ตัวอย่าง โดยมีการต่อทาบและไม่มีการต่อทาบเหล็กเสริมตามยาว รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบ ไปตามตารางที่ 2.4 ซึ่งการทดสอบนี้มีการให้แรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักรและมีการแปรผันน้ำหนักบรรทุกในแนวแกน พบว่าผลลัพธ์ของตัวอย่างทดสอบที่อัตราส่วนแรงอัดในแนวแกนที่มีค่าน้อย จะทำให้เสามีค่าความเหนียวที่ดี แต่ในขณะที่เสาที่มีอัตราส่วนแรงอัดในแนวแกนที่มีค่ามาก จะทำให้เสาตัวอย่างเกิดการวิบัติแบบเปราะ ถึงแม้ว่าเสาตัวอย่างจะสามารถทดสอบจนถึงจุดที่เกิดความเค้นที่จุดครากในเหล็กเสริม แต่อัตราการลดลงของกำลังนั้น เป็นไปอย่างรวดเร็ว เนื่องมาจากการแตกร้าวที่เกิดตามบริเวณที่มีการต่อทาบ

ตารางที่ 2.4 คุณสมบัติของเสาตัวอย่างทดสอบของ Lynn(1996)

Specimen	Longitudinal Reinforcement	Axial Load Applied	Ties	Hoop Spacing (mm; in)	Splice Length (d_b)
3CLH18	8 - #10	$0.12A_g f'_c$	Hoop	457.2 (18)	no splice
2CLH18	8 - #8	$0.12A_g f'_c$	Hoop	457.2 (18)	no splice
3SLH18	8 - #10	$0.12A_g f'_c$	Hoop	457.2 (18)	25
2SLH18	8 - #8	$0.12A_g f'_c$	Hoop	457.2 (18)	20
2CMH18	8 - #8	$0.35A_g f'_c$	Hoop	457.2 (18)	no splice
3CMH18	8 - #10	$0.35A_g f'_c$	Hoop	457.2 (18)	no splice
3CMD12	8 - #10	$0.35A_g f'_c$	Diamond	304.8 (12)	no splice
3SMD12	8 - #10	$0.35A_g f'_c$	Diamond	304.8 (12)	25

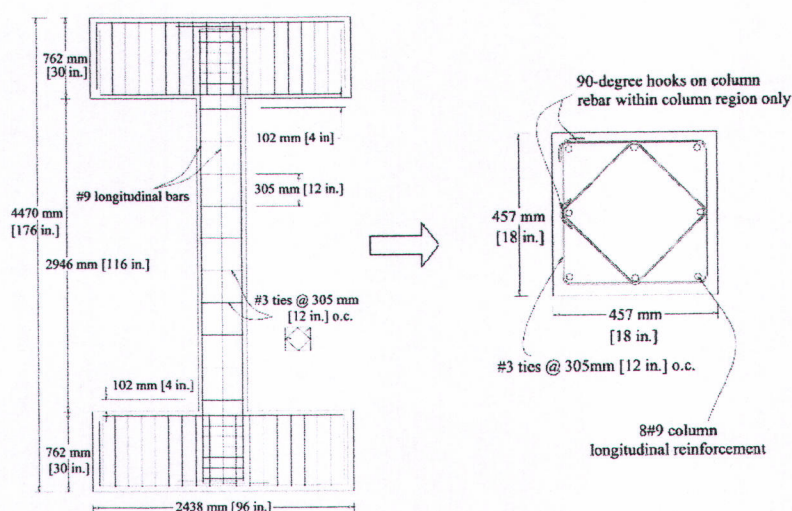
Murat Melek, John W.wallace and Joel P.Conte ได้ทำการศึกษาวิจัยในปี 2003/2004 โดยมีการศึกษาพฤติกรรมของการต่อทาบเหล็กเสริมที่มีระยะต่อทาบที่สั้น ซึ่งทำการทดสอบเสาตัวอย่างทั้งหมด 6 ตัวอย่าง จะแสดงในตารางที่ 2.5 โดยรายละเอียดของเสาตัวอย่างทั้ง 6 ต้น มีรูปแบบที่เหมือนกัน แต่มีการแปรผันน้ำหนักบรรทุกทุกตามแนวแกนที่ต่างกัน ความเสียหายแบบเฉือน และประวัติการเคลื่อนที่ด้านข้าง สรุปได้ว่า ตัวอย่างทดสอบที่มีระยะการต่อทาบเท่ากับ 20 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กยื่น และการบิดความทวนที่ไม่ค่อยดีนั้น พฤติกรรมภายใต้แรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักรจะได้ผลที่ไม่ดี กำลังด้านข้างของตัวอย่างทดสอบเริ่มลดลงที่การเคลื่อนตัวด้านข้าง 1.0%-1.5% และยังพบอีกว่า การเลื่อนหลุดของการต่อทาบนั้น แสดงอย่างชัดเจนต่อการตอบสนองการหมุนของตัวอย่างทดสอบ ที่อัตราการเคลื่อนตัวด้านข้าง 1.5% โดยที่ 80%-85% ของค่าการหมุนที่วัดได้มีความเหมาะสมต่อการเลื่อนหลุดของการต่อทาบ ซึ่งนำไปสู่อัตราการลดลงของกำลังดัดข้างที่สูงขึ้น

ตารางที่ 2.5 คุณสมบัติของเสาของ Murat Melek, John W.wallace, Joel P.Conte (2003/2004)

Specimen	Axial Load ($\%A_g f'_c$)	Splice Length	$\frac{l_{s_provided}}{l_{s_required}}$	Shear ($V_u @ M_n$)/ V_n	Column Height	Load History
S10MI	10	20 d_b	0.65	0.67	1828.8 mm: 6' 0"	Standard
S20MI	20	20 d_b	0.65	0.70	1828.8 mm: 6' 0"	Standard
S30MI	30	20 d_b	0.65	0.78	1828.8 mm: 6' 0"	Standard
S20HI	20	20 d_b	0.64	0.81	1676.4 mm: 5' 6"	Standard
S20HIN	20	20 d_b	0.64	0.81	1676.4 mm: 5' 6"	Near Fault
S30XI	30	20 d_b	0.64	0.93	1524.0 mm: 5' 0"	Standard

2.2.2 การวิบัติของเสาภายใต้แรงโน้มถ่วง

งานวิจัยที่ศึกษาการวิบัติของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงโน้มถ่วงจนถึงการวิบัติมีอยู่อย่างจำกัด เช่น Sezen และ Moehle (2006) ได้ทำการทดสอบเสาขนาดหน้าตัด 0.457 ม. X 0.457 ม. สูง 2.946 ม. จำนวนทั้งหมด 4 ต้นภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรทางด้านข้างและให้แรงอัดตามแนวแกนคงที่และไม่คงที่โดยแปรผันปริมาณเหล็กปลอกและประวัติการให้แรงในแนวแกนและแรงทางด้านข้าง นอกจากนี้ยังมีการทดสอบเสาภายใต้แรงกระทำทางเดียว (monotonic) ดังแสดงในตารางที่ 2.6 และรูปที่ 2.29



รูปที่ 2.9 รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและรูปแบบการทดสอบ

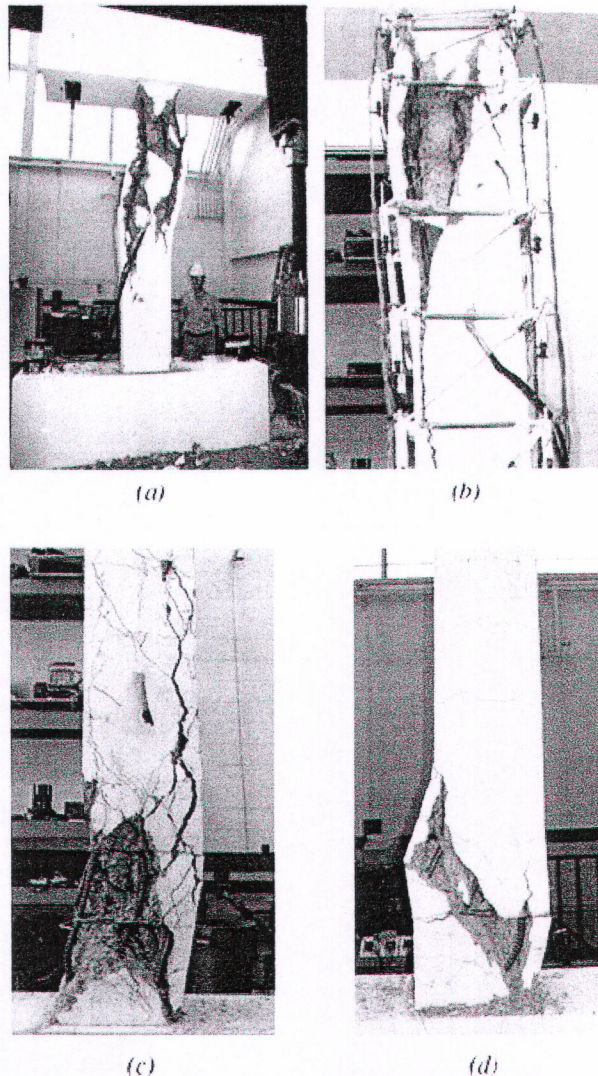
(Sezen และ Moehle, 2006)

ตารางที่ 2.6 คุณสมบัติของเสาของ Sezen และ Moehle (2006)

Specimen	Concrete strength (MPa)	Axial Load (kN)	Axial Force Ratio ($P/f'_c A_g$)	Longitudinal Reinforcement Ratio		Transverse Reinforcement Ratio	
				ρ_l	f_y (MPa)	ρ_s	f_{sh} (MPa)
1	21.1	667	0.157	0.025	438	0.0017	476
2	21.1	2670	0.63				
3	20.9	2719/-250	0.636				
4	21.8	667	0.152				

f_y = กำลังที่จุดครากของเหล็กยืน f_{sh} = กำลังที่จุดครากของเหล็กปลอก

ผลการทดสอบเสาทั้ง 4 ตัวอย่างพบว่าเสาทุกต้นวิบัติด้วยรูปแบบของแรงเฉือนและแรงตามแนวแกน ดังแสดงดังรูปที่ 2.10 โดยที่พฤติกรรมของเสานั้นจะขึ้นอยู่กับขนาดและประวัติการให้แรง เสาที่รับแรงอัดตามแนวแกนที่มีค่ามากนั้นจะเกิดการวิบัติแบบเปราะด้วยแรงอัดและแรงเฉือนโดนเสาจะสูญเสียความสามารถในการรับแรงตามแนวแกนทันทีเมื่อเกิดการวิบัติ เสาที่ทดสอบโดยการแปรผันแรงตามแนวแกนนั้นจะมีพฤติกรรมที่ต่างกันในช่วงที่รับแรงอัดและแรงดึง โดยการวิบัติเกิดขึ้นที่รูปแบบของแรงอัด การทดสอบภายใต้แรงกระทำด้านเดียว (monotonic) นั้น เสาจะมีความสามารถในการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่มากกว่าการทดสอบแบบวัฏจักร การลื่นหลุด (slip) ของเหล็กยึนนั้นมีอิทธิพลอย่างมากต่อสติฟเนสทางด้านข้าง (lateral stiffness)



รูปที่ 2.10 สภาพของเสาต้นที่ 1 ถึง 4 หลังการทดสอบ (Sezen และ Moehle, 2006)

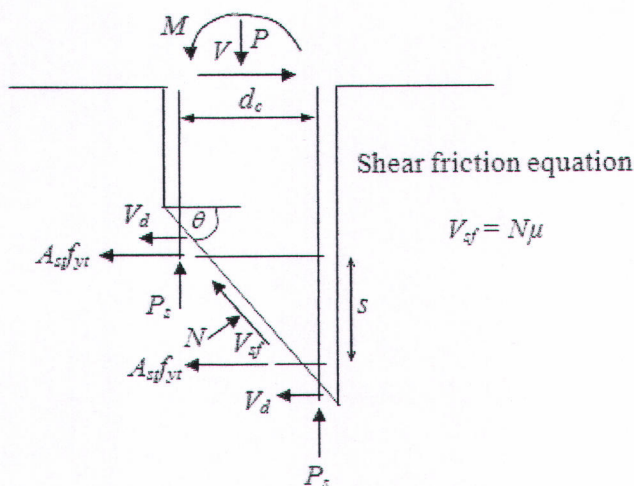
2.3 ขีดจำกัดระยะเคลื่อนตัวที่สภาวะการวิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

งานทดสอบเสาภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรที่ผ่านมา เช่น Park et al. (1982), Ozceve & Staacioglu (1987) , Priestely et al. (1987, 1994), Razvi & Saatcioglu (1999) และ Lukkunaprasit & Sittipunt (2003) เป็นต้น จะหยุดการทดสอบเมื่อกำลังรับแรงด้านข้างของเสา ลดลง 20% และสมมติว่าเสานั้นเกิดการวิบัติ ข้อมูลการทดสอบเหล่านี้จะมีประโยชน์เมื่อเสานั้นเป็นโครงสร้างที่ถูกออกแบบ ให้รับแรงกระทำด้านข้างขององค์อาคาร แต่ในโครงสร้างอาคารบางประเภท เช่น โครงสร้างอาคารที่มีกำแพงรับแรงเฉือน เสาในองค์อาคารมักจะไม่ได้ถูกออกแบบให้รับแรงกระทำด้านข้าง แต่ถูกออกแบบให้รับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งเท่านั้น ถึงแม้ว่าเสาเหล่านี้จะเกิดความเสียหายจากแผ่นดินไหวไม่สามารถรับแรงด้านข้างได้อีก แต่หากยังคงสามารถรับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งได้ ก็ยังถือว่าเสานั้นไม่เกิดการวิบัติ โครงสร้างอาคารประเภทนี้จะวิบัติเมื่อ โครงสร้างรับแรงกระทำด้านข้างสูญเสียกำลังรับแรงและเสาอาคารไม่สามารถรับ น้ำหนักบรรทุกได้ การใช้หลักการนี้ในการประเมินความสามารถของอาคารในการรับแผ่นดินไหว ณ จุดที่อาคารวิบัติ (Life safety) จะทำให้การประเมินมีความประหยัดและเหมาะสมกว่าการประเมินการวิบัติ ณ จุดที่เสาสูญเสียกำลังรับแรงด้านข้าง นอกจากนั้น หลักการนี้ยังมีประโยชน์ในการประยุกต์ใช้ในการเสริมกำลังเสาที่ไม่ได้เป็น โครงสร้างรับแรงด้านข้าง ให้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ที่ระยะเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนตัวสูง ๆ ต่อไป

งาน วิจัยที่เกี่ยวข้องกับการวิบัติของเสาคอนกรีตภายใต้แรงโน้มถ่วงยังมีอยู่ น้อยในปัจจุบัน (Elwood & Moehle 2005) เช่น Nakamura & Yoshimura ได้ทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 4 ต้น ที่เป็นตัวแทนของอาคารที่วิบัติในเมืองโกเบ ประเทศญี่ปุ่น (ซึ่งเป็นเสาที่มีความเหนียว) การทดสอบจะทดสอบจนถึงจุดที่วิบัติเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก ซึ่งนิยามว่า เป็นจุดที่เสาสามารถเสียรูปสูงสุดขณะที่ยังสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ ตัวแปรที่ใช้ในการทดสอบคือ สัดส่วนน้ำหนักบรรทุก (Axial load ratio) และ แรงกระทำด้านข้างซึ่งเป็นแรงกระทำแบบวัฏจักร (Cyclic load) และ แบบอัตราเพิ่มคงที่ (Monotonic load) การทดสอบพบว่า ระดับของน้ำหนักกระทำที่หัวเสามีผลต่อลักษณะการวิบัติ เมื่อน้ำหนักกระทำมีค่ามาก การเคลื่อนตัวสูงสุดขณะรับน้ำหนักบรรทุกและสัดส่วนการทรุดตัวของเสาในแนว ดิ่งมีค่าน้อย แต่หากน้ำหนักกระทำมีค่าน้อย เสาจะเสียรูปและทรุดตัวได้มาก

การ ทดสอบการวิบัติของเสาในขณะรับน้ำหนักบรรทุกของเสาที่มีความเหนียวจำกัดได้ เริ่มทำที่มหาวิทยาลัย California, Berkeley เสาจำนวนมากกว่า 12 ต้น ได้ทำการทดสอบเพื่อ ศึกษาลักษณะการวิบัติขณะรับน้ำหนักบรรทุก โดยนักวิจัยหลายท่าน เช่น Lynn ในปี 1996, Sezen ในปี 2002 เป็นต้น แบบจำลองในการหาการเคลื่อนตัวสูงสุดในขณะรับน้ำหนักบรรทุกได้ ถูกพัฒนาแบบจำลองขึ้น

Elwood และ Moehle,(2005) ได้เสนอแบบจำลองอย่างง่ายสำหรับการจำลอง ความสามารถในการเสียรูปที่จุดวิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งของเสาที่เสียหายเนื่องจากแรง เชือน(หลังจากเกิดการครากเนื่องจากแรงดัด) Elwood และ Moehle,(2005)ได้พัฒนาแบบจำลอง นี้ขึ้น โดยสมมุติฐานของแบบจำลองคือ แรงอัดในแนวแกนถูกต้านด้วยเหล็กเสริมตามยาวที่รับ แรงอัดและการถ่ายเทแรงเสียดทานแบบเชือนบนระนาบการวิบัติแบบเชือนตามสมมุติฐาน ดัง แสดงในรูปที่ 2.11



รูปที่ 2.11 แผนภาพแรงอิสระ(Free body diagram) ของเสาหลังจากวิบัติแบบเชือน
(Elwood และ Moehle, 2005)

โดยสัมประสิทธิ์ประสิทธิผลของแรงเสียดทาน (μ) ได้จากแบบจำลองแรงเสียดทานแบบ เชือนในรูปแบบมาตรฐาน ที่ประมาณจากสภาพสมดุลของแรงที่พื้นผิวของการวิบัติแบบเชือน ซึ่ง ความสัมพันธ์ระหว่างการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานกับอัตราการเคลื่อนที่ ที่การวิบัติใน

แนวแกนของเสาที่เสียหายแบบเฉือน โดยได้จากผลการทดสอบเสาขนาดจริง 12 ต้น ความสัมพันธ์นี้ได้พัฒนาแบบจำลองสำหรับการทำนายอัตราการเคลื่อนที่ที่วิบัติในแนวแกน โดยค่าที่ผลต่อการทำนายแบบจำลอง ได้แก่ แรงอัดในแนวแกน, ปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง และมุมการแตกร้าว ดังแสดงในสมการที่ 2.19

$$\left(\frac{\Delta}{L}\right)_{axial} = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta_s)^2}{\tan \theta_s + P \left(\frac{s}{A_v f_{yh} d_c \tan \theta_s} \right)} \quad (2.19)$$

โดยที่

$$\left(\frac{\Delta}{L}\right)_{axial} = \text{อัตราการเคลื่อนที่ของเสาที่วิบัติในแนวแกน}$$

$$P = \text{แรงอัดในแนวแกน, นิวตัน.}$$

$$\theta_s = \text{มุมบนระนาบการวิบัติแบบเฉือนกับแนวนอน}$$

$$s = \text{ระยะห่างของเหล็กเสริมตามขวาง}$$

$$A_v = \text{พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมตามขวาง}$$

$$f_{yh} = \text{กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมตามขวาง}$$

$$d_c = \text{ความลึกของแกนคอนกรีต (ที่วัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางเหล็กปลอก)}$$

ดังกล่าวได้พัฒนาจากพื้นฐานของ แบบจำลองที่ปรับแก้จากการทดลอง (Empirical model) ซึ่งมีข้อจำกัดในการทำนายพฤติกรรมของเสาที่มีตัวแปรจำกัดอยู่ที่เสาที่ใช้ใน การทดลอง เท่านั้น แบบจำลองดังกล่าวไม่สามารถทำนายพฤติกรรมของเสาที่มีตัวแปรที่แตกต่างกัน เช่น เสาในประเทศไทย ได้อย่างถูกต้องแม่นยำ ดังนั้น การทดสอบเพื่อหาการเคลื่อนตัวสูงสุดขณะรับน้ำหนักบรรทุกของเสาที่จำลองมาจาก เสาจริงในประเทศไทยจึงมีความจำเป็นอย่างยิ่ง ใน การศึกษาพฤติกรรมการวิบัติในการรับน้ำหนักบรรทุกจากแรงกระทำจากแผ่นดินไหว ผลการทดสอบสามารถนำไปใช้ในการพัฒนาแบบจำลองที่เหมาะสมกับเสาในประเทศไทย เพื่อทำนาย พฤติกรรมการวิบัติของเสาที่ถูกต้องและแม่นยำต่อไป