

ปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดสำหรับองค์อาคาร

คอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงดัด

*Minimum Reinforcement for Flexural*

*Reinforced Concrete Members*

ผศ.ดร.เกรียงศักดิ์ แก้วกุลชัย

หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี

กรรมการสาขาโครงสร้างคอนกรีต สมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย

รศ.ดร.สถาพร โภคา

คณบดี คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี

กรรมการโครงการ วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์

### 1. บทนำ

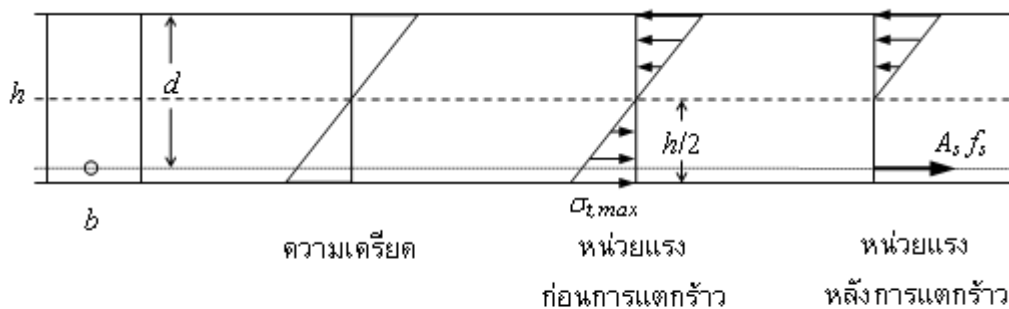
เป็นที่ทราบกันดีอยู่แล้วว่าในการออกแบบของค้ำอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก เหล็กเสริมในคอนกรีตจะเป็นตัวช่วยรับแรงดึงที่เกิดขึ้นในตัวค้ำอาคาร ทั้งนี้เนื่องมาจากความสามารถในการรับแรงดึงที่ต่ำมากของคอนกรีตนั่นเอง อีกทั้งเหล็กเสริมในคอนกรีตยังจะช่วยป้องกันการวิบัติอย่างฉับพลันขององค์อาคารคอนกรีตได้อีกด้วย โดยพื้นฐานการออกแบบของค้ำอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยทั่วไปนั้นจะต้องออกแบบให้มีการเตือนล่วงหน้าก่อนเกิดการวิบัติ เช่น เกิดรอยร้าวขนาดใหญ่หรือเกิดการโก่งตัวที่มองเห็นได้อย่างชัดเจน เป็นต้น เพื่อให้สามารถซ่อมแซมหรือมีเวลาเพียงพอที่จะปกป้องชีวิตของผู้ใช้อาคารได้ ในกรณีขององค์อาคารรับแรงค้ำ เช่น คาน พื้น หรือฐานราก ปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุด ( $A_{s,min}$ ) และปริมาณเหล็กเสริมมากที่สุดจะเป็นตัวกำหนดพฤติกรรมดังกล่าว ในบทความฉบับนี้จะกล่าวถึงเฉพาะปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุด ซึ่งมักจะเกิดความสับสนในการใช้ขึ้นในการออกแบบฐานรากอยู่เสมอ สำหรับรายละเอียดเกี่ยวกับปริมาณเหล็กเสริมมากที่สุดนั้น ผู้เขียนจะนำเสนอในบทความฉบับต่อไป

### 2. ความสำคัญ

เมื่อขนาดหน้าตัดขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กมีขนาดใหญ่กว่าขนาดหน้าตัดที่ต้อง การด้านกำลังมาก กล่าวง่าย ๆ คือองค์อาคารมีขนาดหน้าตัดใหญ่เกินความจำเป็น (บางครั้งเกิดจากการที่แรงค้ำที่กระทำมีค่าน้อยมาก) ทำให้ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงที่จำเป็นในการต้านทานแรงค้ำมีค่าน้อย ซึ่ง การที่องค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กมีขนาดหน้าตัดที่ใหญ่อาจเนื่องมาจากข้อกำหนดด้านสถาปัตยกรรมหรือเกิดจากข้อกำหนดด้านการใช้งาน (การโก่งตัว) ปัญหาจะเกิดขึ้นเมื่อปริมาณเหล็กเสริม รับแรงดึงมีค่าน้อยเกินไป จนทำให้กำลังรับแรงค้ำที่คำนวณได้จากทฤษฎีการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้ การวิเคราะห์หน้าตัดร้าว (Cracked section analysis) มีค่าน้อยกว่ากำลังรับแรงค้ำที่คำนวณได้จากการใช้ค่าโมดูลัสการแตกร้าวของ หน้าตัดคอนกรีตที่ไม่เสริมเหล็ก ในกรณีนี้พฤติกรรมการวิบัติที่เกิดขึ้นจะเป็นแบบฉับพลัน (เสมือนว่าองค์อาคารเสริมเหล็กด้วยเส้นด้าย) เนื่องจากปริมาณเหล็กเสริมรับแรง

คั้งที่มีไม่สามารถต้านทานแรงคั้งที่ส่งถ่าย จากคอนกรีตภายหลังการแตกร้าวดได้ (กำลังรับแรงคั้งของคอนกรีตจะกลายเป็นศูนย์ภายหลังการแตกร้าวด ดังนั้นแรงคั้งทั้งหมดที่คอนกรีตรับไว้ก่อนการแตกร้าวดจะถ่ายสู่เหล็กเสริม ทั้งหมด) เพราะฉะนั้นปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดก็คือปริมาณเหล็กเสริมรับแรงคั้งชั้นต่ำที่ต้งมีในองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงคั้งดัดเพื่อป้องกันการวิบัติ แบบฉับพลันนั่นเอง

คำถามคือปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดมีค่าเท่าใด ลองมาคำนวณหาปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดจากหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด  $b \times h$  มีความลึกประสิทธิผล  $d$  โดยพิจารณารูปที่ 1 ซึ่งแสดงการกระจายของหน่วยแรงและความเครียดบนหน้าตัดภายใต้การคั้ง



รูปที่ 1 การกระจายของหน่วยแรงและความเครียดบนหน้าตัดภายใต้การคั้ง

จากรูปที่ 1 จะเห็นว่าก่อนการแตกร้าวดจะมีหน่วยแรงคั้งเกิดขึ้นสูงสุด ( $\sigma_{t,max}$ ) ที่ผิวล่างของหน้าตัด ซึ่งหน่วยแรงนี้จะทำให้คอนกรีตแตกร้าวดเมื่อมีค่าเท่ากับกำลังรับแรงคั้งของคอนกรีตภายใต้การคั้งหรือค่าโมดูลัสการแตกร้าวด (Modulus of Rupture) นั่นเอง โดยที่โมดูลัสการแตกร้าวดโดยทั่วไปจะมีค่าเท่ากับ  $2\sqrt{f'c}$  ดังนั้นเมื่อพิจารณาขณะคอนกรีตเริ่มแตกร้าวดพอดี แรงคั้งทั้งหมดที่เกิดในคอนกรีตจะมีค่าเท่ากับ  $(1/2)(2\sqrt{f'c})(h/2)(b) = (1/2)\sqrt{f'c}bh$  ซึ่ง แรงคั้งค่านี้อจะส่งถ่ายต่อไปยังเหล็กเสริมหลังจากคอนกรีตแตกร้าวด ถึงจุดนี้ก็จะเห็นว่าถ้าหากไม่ต้องการให้เกิดการวิบัติแบบฉับพลัน หน้าตัดคอนกรีตจะต้องมีปริมาณเหล็กเสริมที่เพียงพอในการรับ

แรงดึงที่เกิด ขึ้น โดยสามารถคำนวณได้อย่างคร่าว ๆ คือ  $(1/2)\sqrt{f'_c} bh \leq A_s f_s$  สมมุติว่าใช้คอนกรีตที่ใช้ทั่วไปมีกำลังรับแรงอัด  $f'_c = 240$  ksc และระยะ  $d$  มีค่าประมาณ  $0.9h$  โดยใช้  $f_s = f_y/2$  จะพบว่าปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องการมีค่าเท่ากับ  $A_s \geq [(1/2) \sqrt{240} (0.9 bd)] / (0.5f_y)$  หรือ  $(13.94 bd) / f_y$  โดยประมาณ

### 3. ข้อกำหนดการออกแบบ

ในหัวข้อนี้ เราจะมาดูข้อกำหนดเกี่ยวกับปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุด ( $A_{s,min}$ ) ของมาตรฐานการออกแบบต่าง ๆ ที่ใช้กันในประเทศไทย ซึ่งมีอยู่ 2 มาตรฐานหลัก ๆ ได้แก่ มาตรฐานการออกแบบของ ว.ส.ท. และมาตรฐานการออกแบบของสถาบันคอนกรีตแห่งอเมริกาหรือ American Concrete Institute, ACI (โดยมาตรฐานอื่น ๆ เช่น BS codes, Eurocodes หรือ Canadian Codes จะไม่ได้กล่าวถึง) สำหรับมาตรฐานการออกแบบของ ว.ส.ท. มีอยู่ด้วยกันจำนวน 2 ฉบับคือ มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน (ว.ส.ท. 1007-34) และมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง (ว.ส.ท. 1008-38) และสำหรับมาตรฐานการออกแบบของ ACI มี 1 ฉบับคือ มาตรฐานอาคารสำหรับคอนกรีตโครงสร้าง (ACI 318-05)

#### ว.ส.ท. 1007-34

มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีหน่วยแรงใช้งานของ ว.ส.ท. ฉบับปัจจุบันจัดพิมพ์ครั้งแรกในปี พ.ศ. 2534 โดยได้ยึดแนวทางตามแบบมาตรฐานการออกแบบของ ACI ฉบับปี ค.ศ. 1989 (ACI 318-89) ซึ่งเก่าแก่ถึงกว่า 20 ปี มีสาระดังนี้

#### 3407 เหล็กเสริมด้านการยึดหด

ใน แผ่นพื้นที่ใช้เป็น โครงสร้างหรือหลังคาซึ่งเสริมเหล็กรับแรงดัดทางเดียว ต้องเสริมเหล็กในแนวตั้งฉากกับเหล็กเสริมเอกเพื่อรับแรงเนื่องจากการยึดหด เนื่องจากอุณหภูมิ ปริมาณของเหล็กเสริมนี้ต้องมีอัตราส่วนเนื้อที่เหล็กต่อหน้าตัดคอนกรีตทั้ง หมดไม่น้อยกว่า

ค่าที่ให้ไว้ข้างล่างนี้ แต่ไม่ว่ากรณีใดก็ตามต้องเรียงเหล็กไม่ห่างเกิน 3 เท่าความหนาของแผ่นพื้น หรือ 30 ซม. และขนาดของเหล็กต้องไม่เล็กกว่า 6 มม.

แผ่นพื้นที่เสริมด้วยเหล็กเส้นกลมชั้นคุณภาพ SR24.....	0.0025
แผ่นพื้นที่เสริมด้วยเหล็กข้ออ้อยชั้นคุณภาพ SD30.....	0.0020
แผ่นพื้นที่เสริมด้วยเหล็กข้ออ้อยชั้นคุณภาพ SD40.....	0.0018

### 4700 เหล็กเสริมน้อยสุดสำหรับองค์อาคารรับแรงดัด

(ก) องค์อาคารรับแรงดัด (ยกเว้นกรณีแผ่นพื้นที่มีความหนาเท่ากันตลอด) ที่ต้องใช้เหล็กเสริมรับแรงดัดจากการคำนวณ อัตราส่วน " $\rho$ " ต้องไม่น้อยกว่า  $14 / f_y$  นอกจากทุก ๆ หน้าตัดขององค์อาคารจะมีเหล็กเสริมสำหรับรับโมเมนต์บวก หรือ โมเมนต์ลบไม่น้อยกว่า 1.34 เท่าของค่าที่คำนวณได้

(ข) พื้นที่มีความหนาเท่ากันตลอด เหล็กเสริมในทิศทางเดียวกับช่วงด้านรับแรงดัด ต้องไม่น้อยกว่าที่ต้องการสำหรับการยึดหดตามข้อ 3407

### ว.ส.ท. 1008-38

มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลังของ ว.ส.ท. ฉบับปัจจุบัน จัดพิมพ์ครั้งแรกในปี พ.ศ. 2538 โดยได้ยึดตามแบบมาตรฐานการออกแบบ ACI 318-89 เป็นหลักเช่นกัน โดยมีสาระดังนี้

### 3412 เหล็กเสริมด้านการยึดหด

(ก) ในแผ่นพื้นโครงสร้างที่มีเหล็กเสริมรับแรงดัดทางเดียว ต้องเสริมเหล็กในแนวตั้งจากกับเหล็กเสริมเอก เพื่อรับแรงที่เกิดจากการหดตัวของคอนกรีตหรือการยึดหดเนื่องจากอุณหภูมิ เหล็กเสริมด้านการยึดหดต้องเป็นตามข้อ 3412 (ข)

(ข) เหล็กเสริมด้านการยึดหด ต้องเป็นไปตามข้อกำหนดดังต่อไปนี้

- อัตราส่วนเนื้อที่เหล็กเสริมด้านการยึดหดต่อหน้าตัดคอนกรีตทั้งหมดต้องไม่น้อยกว่าค่าที่ให้ไว้ข้างล่างนี้ และต้องไม่น้อยกว่า 0.0014
  - แผ่นพื้นที่ใช้เหล็กเส้นกลมชั้นคุณภาพ SR24..... 0.0025
  - แผ่นพื้นที่ใช้เหล็กข้ออ้อยชั้นคุณภาพ SD30..... 0.0020
  - แผ่นพื้นที่ใช้เหล็กข้ออ้อยชั้นคุณภาพ SD40 หรือลวดตะแกรงเชื่อมชนิดกลมเรียบหรือมีข้อ.....0.0018
  - แผ่นพื้นที่ใช้เหล็กเสริมที่มีกำลังครากเกินกว่า 4,000 กก./ชม.<sup>2</sup> โดยวัดที่หน่วยความเครียดที่ร้อยละ 0.35....  $(0.0018 \times 4,000) / f_y$
- เหล็กเสริมด้านการยึดหด ต้องวางเรียงห่างกันไม่มากกว่า 5 เท่าของความหนาแผ่นพื้น และต้องไม่มากกว่า 40 ซม.
- ที่หน้าตัดใด ๆ หากต้องการใช้เหล็กเสริมด้านการยึดหดรับแรงดึงที่เป็นไปตามบทที่ 4500 ต้องใช้หน่วยแรงในเหล็กเสริมที่หน้าตัดนั้นเท่ากับ  $f_y$  ที่กำหนด\*

\*หมายเหตุ – ในข้อ 3 นี้ผู้เขียนเห็นว่ามีความคิดเห็นแตกต่าง โปรดดูข้อ 7.12.2.3 ซึ่งผู้เขียนแปลจากมาตรฐาน ACI 318-05

### 4305 เหล็กเสริมน้อยที่สุดสำหรับองค์อาคารรับแรงดัด

(ก) ที่หน้าตัดใด ๆ ขององค์อาคารรับแรงดัด ยกเว้นที่กำหนดในข้อ 4305 (ข) และ 4305 (ค) ซึ่งเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวกที่ได้จากการวิเคราะห์ ต้องมีอัตราส่วน " $\rho$ " ไม่น้อยกว่า

$$\rho_{\min} = 14 / f_y$$

ในคานรูปตัว และตง ซึ่งตัวคานเป็นส่วนรับแรงดึง ให้ใช้ความกว้างของตัวคาน ในการคำนวณหาอัตราส่วน  $\rho$

(ข) ในอีกทางเลือกหนึ่ง เนื้อที่ของเหล็กเสริมที่ให้ใช้สำหรับทุกหน้าตัดที่รับโมเมนต์บวกหรือโมเมนต์ลบ ต้องมีปริมาณไม่น้อยกว่า 1.33 เท่าของค่าที่ได้จากการวิเคราะห์

(ค) สำหรับ แผ่นพื้นที่มีความหนาเท่ากันตลอด เนื้อที่ที่น้อยที่สุดและระยะเรียงที่มากที่สุดของเหล็กเสริมทางเดียวกับ ช่วงพื้น ต้องไม่น้อยกว่าปริมาณที่ต้องการสำหรับการยึดหดตามข้อ 3412

### ACI 318-05

มาตรฐานอาคารสำหรับคอนกรีต โครงสร้างของ ACI ฉบับนี้เป็นฉบับปี ค.ศ. 2005 แต่ฉบับปัจจุบันเป็นฉบับปี ค.ศ. 2008 อย่างไรก็ตามข้อกำหนดเกี่ยวกับปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดจะเหมือนกันทั้งสองฉบับ มีสาระดังนี้

#### **7.12 เหล็กเสริมด้านการยึดหด**

7.12.2.1 ต้อง มีพื้นที่เหล็กเสริมด้านการยึดหดไม่น้อยกว่าอัตราส่วนของพื้นที่เหล็กเสริม ต่อหน้าตัดคอนกรีตทั้งหมดที่ให้ไว้ข้างล่างนี้ และต้องไม่น้อยกว่า 0.0014

(a) แผ่นพื้นที่ใช้เหล็กข้ออ้อยชั้นคุณภาพ SD30..... 0.0020

(b) แผ่นพื้นที่ใช้เหล็กข้ออ้อยชั้นคุณภาพ SD40 หรือสวด

ตะแกรงเชื่อม..... 0.0018

(c) แผ่นพื้นที่ใช้เหล็กเสริมที่มีกำลังครากเกินกว่า 4,000 กก./ซม.<sup>2</sup>

โดยวัดที่หน่วยความเครียดที่ร้อยละ 0.35.....  $(0.0018 \times 4,000) / f_y$

7.12.2.2 เหล็กเสริมด้านการยึดหด ต้องวางเรียงห่างกันไม่เกิน 5 เท่าของความหนาแผ่นพื้นและต้องไม่มากกว่า 45 ซม.

7.12.2.3 ที่หน้าตัดใด ๆ ที่ต้องใช้เหล็กเสริมด้านการยึดหด หน่วยแรงในเหล็กเสริมที่หน้าตัดนั้นต้องสามารถพัฒนาหน่วยแรงให้ได้เท่ากับ  $f_y$  ในการรับแรงดึงที่เป็นไปตามบทที่ 12

#### **10.5 เหล็กเสริมน้อยที่สุดสำหรับองค์อาคารรับแรงดัด**

10.5.1 ที่หน้าตัดใด ๆ ขององค์อาคารรับแรงดัดที่จากการวิเคราะห์ต้องมีเหล็กเสริมรับแรงดึง ยกเว้นที่กำหนดในข้อ 10.5.2, 10.5.3 และ 10.5.4, ต้องมีปริมาณเหล็กเสริม  $A_s$  ไม่น้อยกว่า

$$A_{s,min} = [(0.8 \sqrt{f'c}) / f_y] b_w d^{**}$$

แต่ต้องไม่น้อยกว่า  $14 b_w d / f_y$

10.5.2 สำหรับคานยื่นหรือคานอย่างง่ายที่มีส่วนปีกรับแรงดึง  $A_{s,min}$  ไม่ควรมีค่าน้อยกว่าที่กำหนดไว้ในข้อ 10.5.1 ยกเว้นว่าให้ใช้  $2b_w$  แทน  $b_w$  หรือใช้ความกว้างของปีกคาน โดยใช้ค่าน้อยกว่า

10.5.3 ไม่จำเป็นต้องใช้ข้อกำหนดในหัวข้อ 10.5.1 และ 10.5.2 ถ้าในทุก ๆ หน้าตัดมีปริมาณ  $A_s$  ไม่น้อยกว่า 1.33 เท่าของค่าที่ต้องการจากการวิเคราะห์

10.5.4 สำหรับแผ่นพื้น โครงสร้างและฐานรากที่มีความหนาเท่ากันตลอด ปริมาณ  $A_{s,min}$  ในทิศทางเดียวกับช่วงพื้นต้องเหมือนกับที่กำหนดในหัวข้อ 7.12 โดยระยะเรียงที่มากที่สุดของเหล็กเสริมต้องไม่เกิน 3 เท่าของความหนา หรือ 45 ซม.

**\*\*หมายเหตุ – สมการนี้เป็นสมการใหม่ ยังไม่ได้บรรจุไว้ในมาตรฐาน ว.ส.ท. โดยจะให้ค่าที่มากกว่า  $14 b_w d / f_y$  เมื่อค่า  $f'c$  สูงกว่า 300 กก./ซม.<sup>2</sup>ขึ้นไป**

#### 4. การพิจารณาและการประยุกต์ใช้

จะเห็นได้ว่าข้อกำหนดจากมาตรฐาน ว.ส.ท. ทั้งสองฉบับโดยรวมแล้วไม่ได้แตกต่างจากมาตรฐาน ACI เพียง แต่มีความล้าสมัยและไม่ได้รับการปรับปรุง ทั้งนี้ในบางส่วนก็ยังคงปรากฏข้อผิดพลาดจากการแปลความหมายอีกด้วย ดังนั้นจึงควรต้องมีการปรับปรุงมาตรฐาน ว.ส.ท. ให้ทันสมัยอยู่เสมอ อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณาข้อกำหนดต่าง ๆ สรุปได้ว่ามีปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องพิจารณา 2 ค่า ได้แก่ ปริมาณเหล็กเสริมด้านการยึดเหนี่ยวและปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดสำหรับองค์อาคาร รับแรงดัด เพื่อให้เข้าใจได้ง่าย ผู้เขียนขอแบ่งการพิจารณาชนิดขององค์อาคารรับแรงดัดออกเป็น 4 ชนิดหลัก ได้แก่ คาน แผ่นพื้นทางเดียว แผ่นพื้นสองทาง และฐานราก โดยมีข้อพิจารณาดังนี้

1. ใน กรณีองค์อาคารรับแรงดัดที่เป็นคาน จะเห็นได้ว่าไม่จำเป็นต้องพิจารณาข้อกำหนดเกี่ยวกับเหล็กเสริมด้านการยึดเหนี่ยว ดังนั้นสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็ก การพิจารณาปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดจะใช้ค่าที่ได้จากการคำนวณ  $A_{s,min} = 14 b_w d / f_y$  หรืออาจใช้การเสริมเหล็กปริมาณไม่น้อยกว่า 1.33 เท่าของค่า  $A_s$  ที่ได้จากการออกแบบรับแรงดัดในทุก ๆ หน้าตัดตลอดความยาวคาน



2. สำหรับ แผ่นพื้นทางเดียวจะพิจารณาเหมือนกัน แต่ต้องพิจารณาเสริมเหล็กด้านการยึดหดในทิศทางตั้งฉากกับแนวเหล็กเสริมหลัก โดยไม่ต้องพิจารณาเหล็กเสริมด้านการยึดหดในทิศทางของเหล็กเสริมหลัก เนื่องจากในความเป็นจริงค่า  $A_{s,min} = 14 b_w d / f_y$  ของเหล็กเสริมหลักจะเป็นค่าที่ควบคุมการออกแบบเสมอเมื่อเทียบกับเหล็กเสริมด้านการยึดหด

ตัวอย่างเช่น ถ้าใช้เหล็กข้อย้อยเกรด SD40 ซึ่งมีกำลังคราก  $f_y = 4,000$  กก./ซม.<sup>2</sup> จะได้ว่า  $A_{s,min} = 14 b_w d / 4,000 = 0.0035 b_w d$  เมื่อเทียบกับเหล็กเสริมด้านการยึดหดของเหล็กเกรด SD40 ได้ว่า  $A_{s,temp} = 0.0018 b_w d$  ซึ่งมีค่าน้อยกว่าเกือบ 2 เท่า

3. ใน กรณีของแผ่นพื้นสองทาง มาตรฐานการออกแบบกำหนดให้ใช้ปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดเท่ากับปริมาณเหล็กเสริมด้านการยึดหดเท่านั้น โดยเหตุผลหลักก็มาจากการที่พฤติกรรมของแผ่นพื้นสองทางเองที่สามารถกระจาย โมเมนต์ได้ในสองทิศทาง ทำให้กลไกการวิบัติของแผ่นพื้นจะค่อย ๆ เกิดขึ้นและมีการเตือนล่วงหน้าก่อนเกิดการวิบัติ ดังนั้นเพียงแค่ใช้ปริมาณเหล็กเสริมด้านการยึดหดก็เพียงพอต่อการป้องกันการ วิบัติแบบฉับพลันแล้ว สรุปก็คือให้ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมทั้ง 2 ทิศทางต้องไม่น้อยกว่าเหล็กเสริมด้านการยึดหดเท่านั้น

(หมายเหตุ – มาตรฐาน ว.ส.ท. 1008-38 ข้อ 4305(ค) กำหนดให้ใช้ระยะเรียงที่มากที่สุดของเหล็กเสริมไม่เกิน 5 เท่าของความหนา แต่แท้จริงแล้วไม่ควรที่จะเกิน 3 เท่าของความหนาดังปรากฏในมาตรฐานฉบับอื่น ๆ)

4. ใน ส่วนของฐานรากซึ่งมักจะเกิดความสับสนในการออกแบบอยู่เสมอ หากพิจารณาข้อกำหนดตามมาตรฐาน ว.ส.ท. จะพบว่าไม่มีข้อแนะนำที่ชัดเจน แต่เนื่องจากฐานรากเป็นองค์อาคารรับแรงค้ำยันกัน โดยเฉพาะฐานรากซึ่งมีพฤติกรรมรับแรงทางเดียวเป็นหลัก เช่น ฐานรากวางบนเข็ม 2 ต้นหรือ 6 ต้น ดังนั้นสมการในการคำนวณหาปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดสำหรับคานก็ควรต้องใช้สำหรับฐานรากเช่นกัน อย่างไรก็ตามสำหรับมาตรฐาน ACI 318-05 ที่เป็นฉบับปรับปรุงใหม่นั้น จะพบว่าข้อกำหนดที่ระบุในข้อ 10.5.4 สำหรับฐานราก ได้กำหนดให้ใช้ปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดเท่ากับปริมาณเหล็กเสริมด้านการยึดหดเหมือนในกรณีของแผ่นพื้นสองทาง! จะเห็นว่าความไม่ชัดเจนนี้ก่อให้เกิดข้อโต้เถียงขึ้นได้ ทั้งนี้หาก

พิจารณาในความจริงนั้นจะพบว่าของฐานรากคอนกรีตเสริมเหล็กโดยทั่วไปนั้นจะมีความหนา  
มาก โดยเฉพาะฐานรากวางบนเสาเข็ม เพื่อจะได้ไม่วิบัติด้วยแรงเฉือน หรือในกรณีของฐานแผ่  
ก็อาจพบว่าหน่วยแรงใต้ฐานนั้นมีค่าน้อย ผลที่เกิดขึ้นก็คือปริมาณเหล็กเสริมที่ได้จากการ  
ออกแบบรับแรงคัตจะมีค่าน้อย และบ่อยครั้งที่ปริมาณเหล็กเสริมด้านการยึดหดจะมีค่ามากกว่า  
ดังนั้นการกำหนดให้ปริมาณเหล็กเสริมด้านการยึดหดเป็นปริมาณเหล็กเสริมน้อย ที่สุดในการ  
ออกแบบฐานรากก็ดูสมเหตุสมผล อย่างไรก็ตาม ในความคิดของผู้เขียนควรพิจารณา  
ข้อกำหนดปริมาณเสริมเหล็กไม่น้อยกว่า  $1.33 A_s$  ที่ได้จากการออกแบบรับแรงคัต  
ประกอบด้วย โดยใช้ค่าที่มากกว่าเป็นค่าควบคุม ทั้งนี้ไม่ต้องพิจารณาปริมาณเหล็กเสริมน้อย  
ที่สุด  $A_{s,min} = 14 b_w d / f_y$  เนื่องจากจะทำให้ต้องเสริมเหล็กในปริมาณมากเกินไป ดังตัวอย่าง  
ต่อไปนี้

สมมุติฐานรากรับ  $M_u / \Phi = 30,000 * 0.15 = 4,500$  กก.-ม.

กำหนดให้ขนาดหน้าตัดฐานราก  $B \times H$  เท่ากับ  $50 \times 45$  ซม.

ดังนั้น  $d = 37$  ซม.

จาก  $(M_u / \Phi) \leq M_n = A_s f_y [d - (A_s f_y / 1.7 f'c b)]$

ใช้คอนกรีต  $f'c = 240$  กก./ตร.ซม. เหล็กเกรด SD40

จะได้ว่า ต้องการ  $A_s = 3.10$  ตร.ซม. (3-DB12)

ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุด

$A_{s,min} = 14 b_w d / f_y = (14)(50)(37) / 4,000 = 6.48$  ตร.ซม. (6-DB12)

$A_{s,temp} = (0.0018)(50)(45) = 4.05$  ตร.ซม. (4-DB12)

$1.33 A_s = 1.33 * 3.10 = 4.13$  ตร.ซม. (4-DB12) เป็นค่าควบคุม

จะเห็นว่าหากใช้ข้อกำหนด  $A_{s,min} = 14 b_w d / f_y$  จะ ทำให้ต้องเสริมเหล็กปริมาณที่มากกว่าที่  
คำนวณได้ถึงสองเท่า ดังนั้นการพิจารณาปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดสำหรับฐานรากควรใช้  
ค่าที่ มากกว่าระหว่าง  $A_{s,temp}$  และ  $1.33 A_s$

หมายเหตุ ในกรณีพื้นฐานรากมีความหนาแน่นมาก ๆ ปริมาณเหล็กเสริมด้านการยึดหดจำนวนหนึ่ง อาจจำเป็นต้องกระจายไปยังผิวด้านบน ของฐานรากด้วย อย่างไรก็ตามค่าปริมาณเหล็กเสริม น้อยที่สุดที่ผิวล่างของฐานรากยังคงต้องใช้ ค่าที่มากกว่าระหว่าง  $A_{s,temp}$  และ  $1.33 A_s$  เช่นเดิม

### 5. บทสรุป

ใน บทความฉบับนี้ได้กล่าวถึงการพิจารณาปริมาณเหล็กเสริมน้อยที่สุดขององค์อาคาร รับแรงค้ำประเภทต่าง ๆ ทั้งคาน แผ่นพื้นและฐานรากจากข้อกำหนดของมาตรฐาน ว.ส.ท. และมาตรฐาน ACI โดย ข้อกำหนดเหล่านี้เป็นเพียงข้อกำหนดสำหรับสภาวะทั่วไป และอ้างอิงจากสภาพอากาศในแถบอเมริกาเหนือเป็นหลัก ดังนั้นการประยุกต์ใช้ข้อกำหนดเหล่านี้ ต้องคำนึงถึงสภาวะอากาศที่แตกต่าง ด้วย ตัวอย่างเช่นหลังคาแดดฟ้าคอนกรีตเสริมเหล็กที่อยู่ในภูมิอากาศที่ร้อนมากแบบ ประเทศไทย ข้อกำหนดต่าง ๆ ในมาตรฐานอาจไม่ครอบคลุมถึง และอาจจำเป็นต้องใช้ปริมาณเหล็กมากกว่าค่าที่แนะนำไว้ ดังนั้นนอกเหนือจากใช้ค่าที่แนะนำ โดยมาตรฐานเพียงอย่างเดียว องค์ความรู้และประสบการณ์ยังเป็นสิ่งสำคัญในการออกแบบ โครงสร้างคอนกรีตเสริม เหล็กให้มีความคงทน แข็งแรง และอยู่ในสภาพที่พร้อมใช้งานได้อยู่เสมอ ในฉบับหน้าผู้เขียนจะนำเสนอข้อกำหนดและความสำคัญเกี่ยวกับปริมาณเหล็กเสริม มาก ที่สุดบ้าง แล้วพบกันครับ ขอขอบคุณครับ