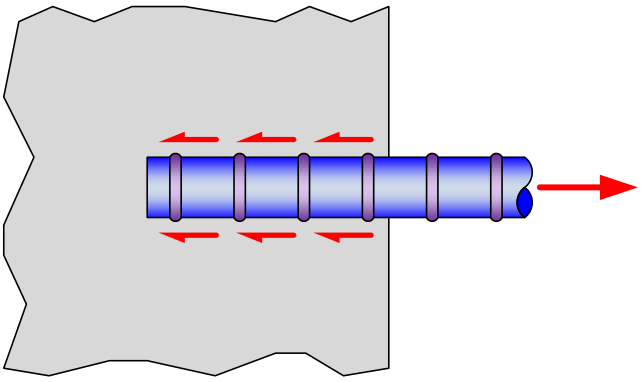


8

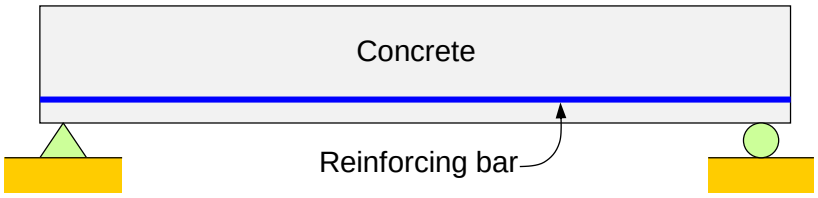
แรงยึดเหนี่ยว

กลไกสำคัญของคอนกรีตเสริมเหล็กคือการที่คอนกรีตและเหล็กเสริมทำงานร่วมกันในการต้านทานน้ำหนักบรรทุกภายนอกโดยเหล็กเสริมจะมีการยืดหดตัวเท่ากับคอนกรีตที่ห่อหุ้มอยู่ นั่นคือมี *แรงยึดเหนี่ยว* ระหว่างเหล็กและคอนกรีตอย่างเพียงพอที่จะทำให้เกิดการถ่ายเทแรงระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต การถ่ายเทของแรงอาจจะเกิดจากการยึดติดที่ผิวของเหล็กหรือความขรุขระของเหล็กเสริมแบบข้ออ้อย แรงยึดเหนี่ยวยังถูกอธิบายได้ในรูปของระยะฝัง (Development length) ซึ่งเป็นความยาวของเหล็กเสริมที่ฝังปล่อยปลายในคอนกรีต แรงยึดเหนี่ยวในเหล็กเสริมจะเริ่มพัฒนาจากศูนย์ที่ปลายปล่อยจนมีค่าเพิ่มขึ้นถึงค่าเต็มที่ตามต้องการ

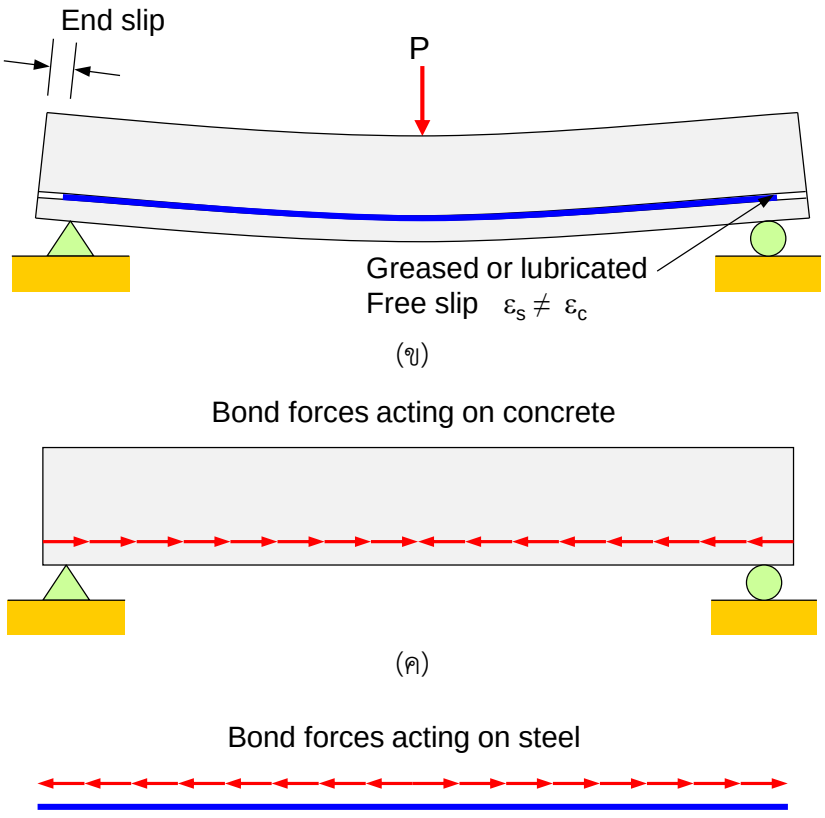
รูปแบบของการวิบัติอาจเกิดจากเหล็กเสริมถูกดึงออกมาจากเนื้อคอนกรีต (Pullout failure) แตกที่พบได้บ่อยกว่าคือแบบที่คอนกรีตโดยรอบแยกออกจากกัน (Splitting) อันเนื่องมากจากการยืดหดที่มากเกินไปของเหล็กเสริม เนื่องจากการแยกตัวของคอนกรีตจะขึ้นอยู่กับความสามารถของคอนกรีตในการต้านทานแรงดึงซึ่งขึ้นกับระยะหุ้มระหว่างผิวคอนกรีตถึงเหล็กเสริม (Covering) และระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมรวมถึงปัจจัยการบีบรัดของเหล็กปลอกด้วย

แรงยึดเหนี่ยวที่เกิดจากการดัด

ถ้าคานคอนกรีตเสริมเหล็กในรูปที่ 8.1(ก) ถูกหล่อขึ้นโดยใช้เหล็กกลมผิวเรียบที่ทาน้ำมันหรือสารหล่อลื่นเอาไว้ก่อนที่จะเทคอนกรีต คานตัวนี้จะมีความแข็งแรงมากกว่าคานคอนกรีตล้วนเพียงเล็กน้อยเท่านั้น เมื่อรับน้ำหนักบรรทุกดังในรูปที่ 8.1(ข) เหล็กเสริมจะพยายามคงความยาวเดิมเอาไว้เมื่อคานเริ่มแอ่นตัว จึงเกิดการลื่นไถลกับคอนกรีตโดยรอบที่กำลังยืดตัวเนื่องจากการดัด



(ก)



รูปที่ 8.1 หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดจากการดัด

ดังนั้นสมมุติฐานในการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กที่ว่าการยืดหดในเหล็กเสริมและคอนกรีตที่ห่อหุ้มจะเท่ากันจึงไม่เป็นจริง ดังนั้นเพื่อให้คอนกรีตเสริมเหล็กมีพฤติกรรมตามที่ต้องการจึงจำเป็นจะต้องมีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม

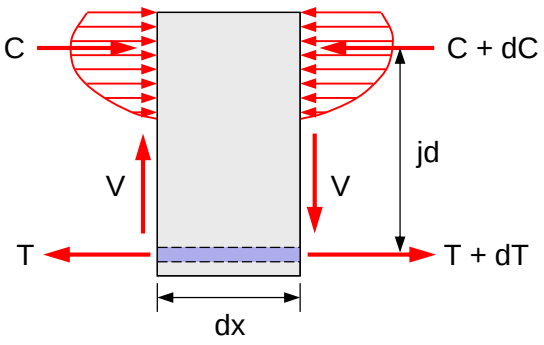
รูปที่ 8.1(ค) แสดงแรงยึดเหนี่ยวที่กระทำกับคอนกรีตที่ผิวสัมผัสซึ่งเป็นผลมาจากการดัด ในขณะที่รูปที่ 8.1(ง) แสดงแรงที่มีขนาดเท่ากันแต่ทิศทางตรงกันข้ามกระทำกับเหล็กเสริม แรงเหล่านี้จะเกิดขึ้นเพื่อป้องกันการลื่นไถลในรูปที่ 8.1(ข)

หน่วยแรงยึดเหนี่ยวจากการวิเคราะห์หน้าตัดแตกร้าว

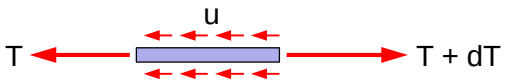
พิจารณาส่วนของคานสั้นๆหลังจากคานเกิดการแตกร้าวที่ยาว dx ดังแสดงในรูปที่ 8.2(ก) โมเมนต์ที่ปลายด้านหนึ่งจะแปรเปลี่ยนไปเล็กน้อยเท่ากับ dM ซึ่งถ้าสมมุติว่าคอนกรีตไม่สามารถรับแรงดึงได้หลักการแตกร้าว แรงภายในจะเป็นดังในรูปที่ 8.2(ก) การแปรเปลี่ยนของโมเมนต์ดัด dM จะทำให้แรงในเหล็กเส้นเปลี่ยนไป

$$dT = \frac{dM}{j\,d} \qquad (8.1)$$

เมื่อ jd คือระยะระหว่างแรงดึงและแรงอัด เนื่องจากเหล็กเส้นต้องอยู่ในสมดุล การเปลี่ยนแปลงแรงในเหล็กเส้นจะถูกต้านทานโดยแรงยึดเหนียวระหว่างคอนกรีตและเหล็กดังแสดงในรูปที่ 8.2(ข)



(ก)



(ข)

รูปที่ 8.2 แรงและหน่วยแรงที่กระทำกับส่วนของคาน

ถ้า u คือขนาดหน่วยแรงยึดเหนี่ยวโดยเฉลี่ยเฉพาะที่ต่อหน่วยพื้นที่ผิวเหล็กเส้น จากสมดุลของแรงในแนวราบจะได้ว่า

$$u\,\Sigma_o\,dx = dT \qquad (8.2)$$

เมื่อ Σ_o คือผลรวมของเส้นรอบรูปเหล็กเส้นทั้งหมด ดังนั้น

$$u = \frac{dT}{\Sigma_o\,dx} \qquad (8.3)$$

นั่นคือหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจะขึ้นกับอัตราการเปลี่ยนแปลงของแรงในเหล็กเส้น ซึ่งถ้าแทนค่าสมการ (8.1) ลงใน (8.3)

$$u = \frac{dM}{\Sigma_o\,jd\,dx} \qquad (8.4)$$

ซึ่งอัตราการเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ต่อระยะทาง dM/dx ก็คือแรงเฉือน V นั่นเอง

$$u = \frac{V}{\Sigma_o\,jd} \qquad (8.5)$$

สมการ (8.5) เป็นสมการของหน้าตัดอิลาสติกแตกร้าว ที่บอกให้เราทราบว่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจากการดัดเป็นสัดส่วนกับแรงเฉือนที่หน้าตัดนั้น

มาตรฐาน ว.ส.ท. โดยวิธีกำลัง (มาตรฐานเดิมของ ACI)

เหล็กข้ออ้อยรับแรงดึง: เหล็กบน $u_n = \dfrac{4.51\sqrt{f'_c}}{d_b} \le 39.4$ ก.ก./ซม.^{2} (8.9)

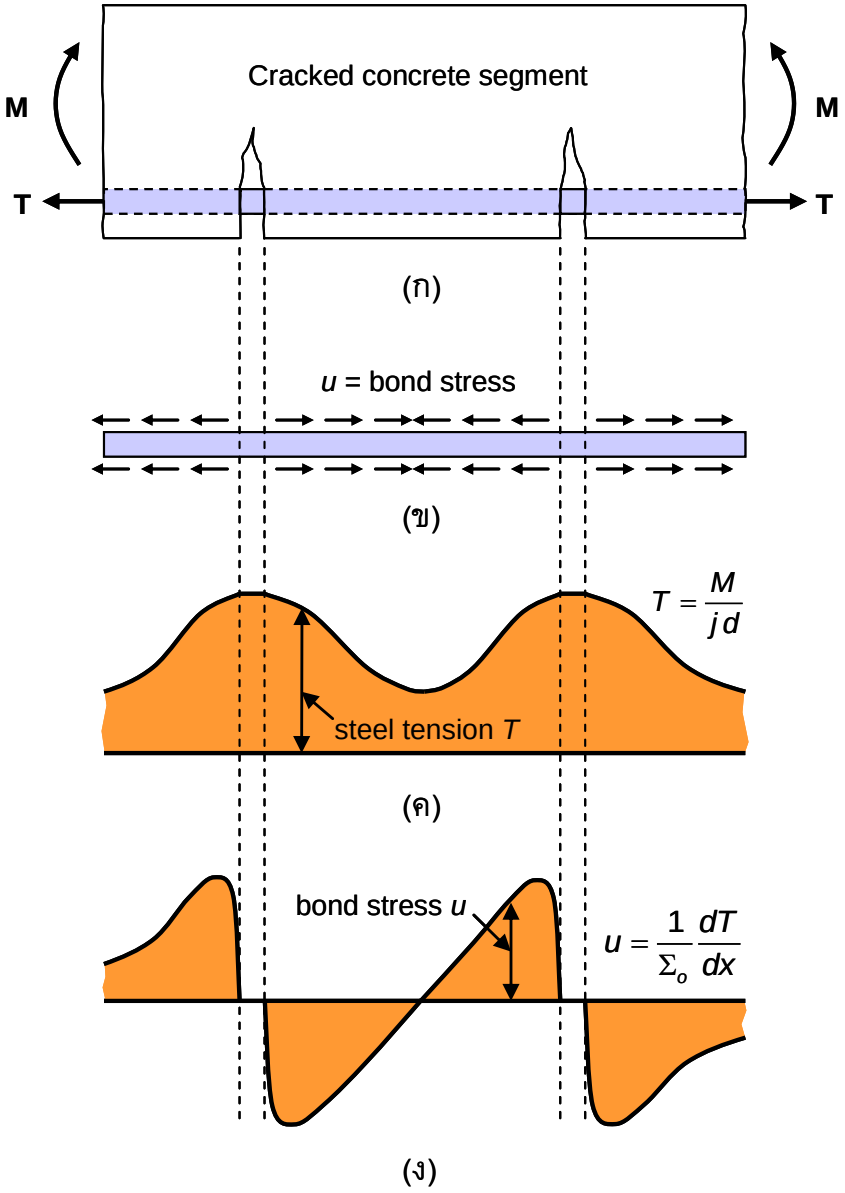
เหล็กอื่น $u_n = \dfrac{6.39\sqrt{f'_c}}{d_b} \le 56.2$ ก.ก./ซม.^{2} (8.10)

เหล็กข้ออ้อยรับแรงอัด: $u_n = 3.44\sqrt{f'_c} \le 56.2$ ก.ก./ซม.^{2} (8.11)

สำหรับเหล็กกลมผิวเรียบให้ใช้ค่าเพียงครึ่งหนึ่งของค่าที่ให้ไว้สำหรับเหล็กข้ออ้อยแต่ต้องไม่เกินกว่า 17.6 ก.ก./ซม.^{2}

การกระจายที่แท้จริงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจากการดัด

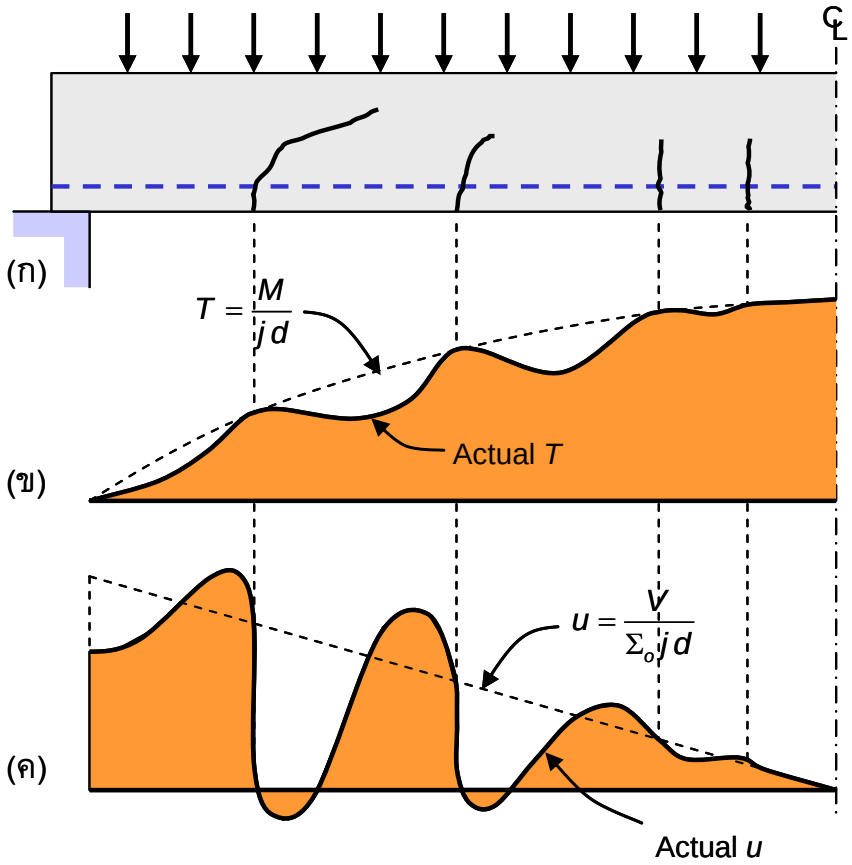
การกระจายที่แท้จริงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวบนเหล็กเสริมข้ออ้อยจะมีความซับซ้อนกว่าในสมการ (8.5) มากและสมการ (8.3) จะช่วยให้เข้าใจพฤติกรรมของคานได้ดีกว่า รูปที่ 8.3 แสดงส่วนของคานที่อยู่ภายใต้การดัดเพียงอย่างเดียว คอนกรีตไม่สามารถรับหน่วยแรงดึงได้ก็ต่อเมื่อเริ่มเกิดรอยร้าวขึ้นจริง ที่รอยร้าวแรงดึงในเหล็กจะมีค่ามากที่สุดและมีค่าเป็นไปตามที่คำนวณได้จาก $T = M / jd$ ระหว่างรอยร้าวคอนกรีตสามารถต้านทานแรงดึงได้บางส่วนโดยผ่านหน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างผิวสัมผัสของคอนกรีตและเหล็กดังแสดงในรูปที่ 8.3(ก)



รูปที่ 8.3 การแปรเปลี่ยนของแรงในเหล็กเส้นและหน่วยแรงยึดเหนี่ยว

ซึ่งจะทำให้แรงดึงในเหล็กเส้นลดลงดังแสดงในรูปที่ 8.3(ค) จากสมการ (8.3) ที่บอกว่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวเป็นสัดส่วนกับอัตราการเปลี่ยนแรงในเหล็กเส้น ดังนั้นหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจึงเป็นไปตามรูปที่ 8.3(ง)

คานโดยทั่วไปไม่เพียงแต่จะรับโมเมนต์เพียงอย่างเดียวเท่านั้น แต่ยังมีน้ำหนักบรรทุกซึ่งทำให้เกิดแรงเฉือนและโมเมนต์ในคาน รูปที่ 8.4(ก) แสดงตัวอย่างคานที่รับน้ำหนักแผ่ซึ่งมักจะเกิดรอยร้าวดังแสดง แรงในเหล็ก *T* ที่คำนวณได้จากการวิเคราะห์หน้าตัดแตกร้าวแบบง่ายดังได้กล่าวมาแล้ว จะแปรผันตามแผนภูมิโมเมนต์ดังแสดงเป็นเส้นประในรูปที่ 8.4(ข) อย่างไรก็ตามค่าที่แท้จริงของ T จะน้อยกว่าที่คำนวณทุกๆที่ยกเว้นที่รอยร้าว การแปรเปลี่ยนที่แท้จริงของแรง T จะแสดงด้วยเส้นทึบในรูปที่ 8.4(ข) ในรูปที่ 8.4(ค) หน่วยแรงยึดเหนี่ยวจะการคำนวณถูกแสดงโดยเส้นประและค่าจริงถูกแสดงโดยเส้นทึบ



รูปที่ 8.4 ผลของรอยร้าวจากการดัดที่มีต่อหน่วยแรงยึดเหนี่ยว

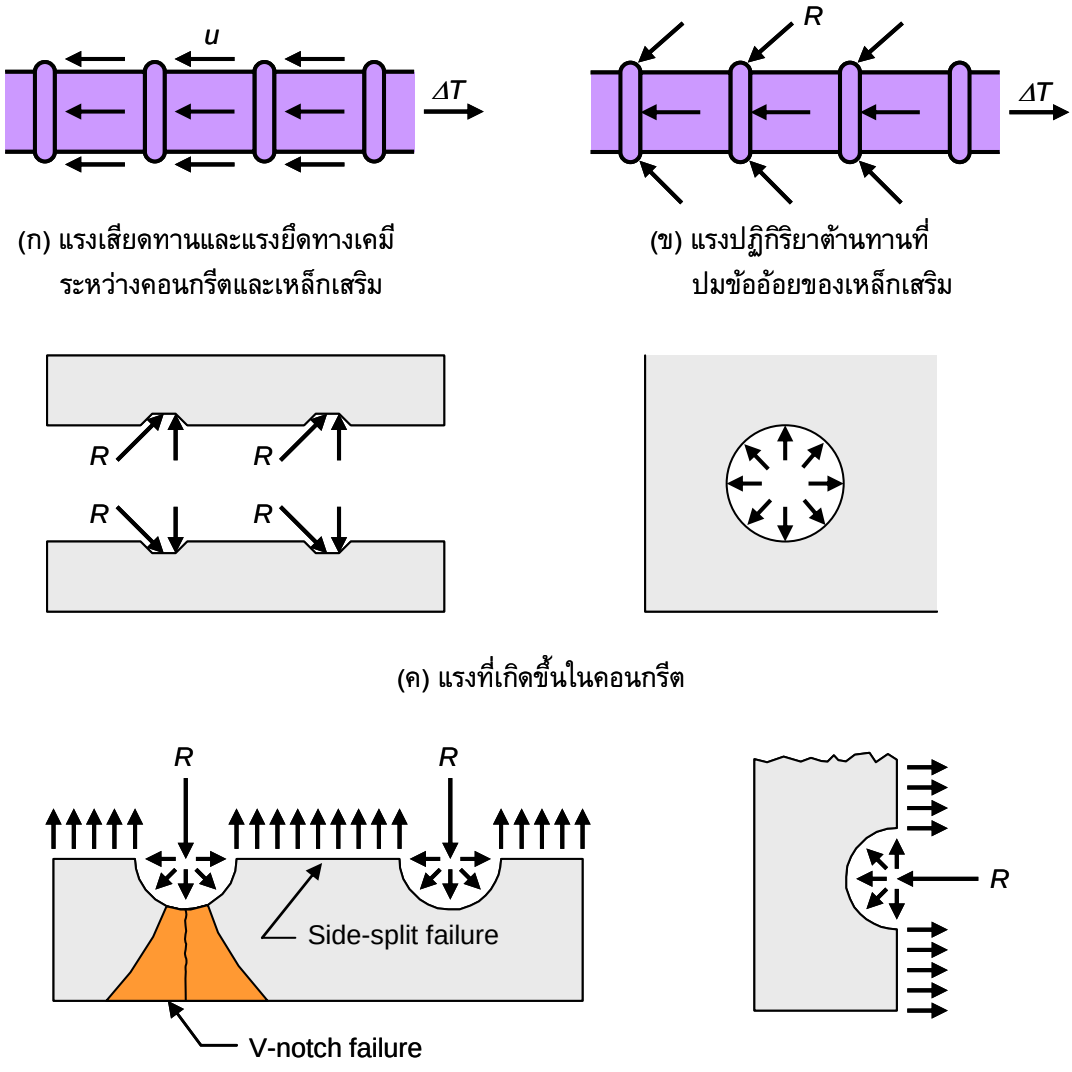
กลไกของกำลังยึดเหนี่ยว

ปัจจัยที่มีผลต่อกำลังยึดเหนี่ยวได้แก่ การยึดตัวทางเคมี แรงเสียดทาน และกำลังแบกทานของเหล็กข้ออ้อยที่มีต่อคอนกรีต สัดส่วนของความต้านทานจากแต่ละส่วนจะแปรเปลี่ยนไปตามระดับของหน่วยแรงในเหล็กเสริม เมื่อองค์อาคารรับหน่วยแรงเล็กน้อยความต้านทานส่วนใหญ่จะมาจากการยึดตัวทางเคมีดังในรูปที่ 8.5(ก) การยึดตัวทางเคมีมีค่าจำกัดประมาณ 14-21 ก.ก./ซม.^{2} และหมดไปเมื่อเริ่มเกิดการเลื่อนไถลระหว่างเหล็กและคอนกรีต

หลังจากที่การยึดตัวทางเคมีหลุดออกจะมีการเคลื่อนตัวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต กำลังยึดเหนี่ยวจะได้จากข้ออ้อยดังในรูปที่ 8.5(ข) แรงต้านทาน R ที่เกิดขึ้นทำมุม β ระหว่าง 45^o

ถึง 80º กับเหล็กเสริม องค์ประกอบของแรงจึงมีทั้งในแนวขนานและตั้งฉากกับเหล็กเสริมทำให้มีความต้านทานได้มากกว่าเหล็กเสริมผิวเรียบซึ่งมีแต่แรงในแนวขนานเท่านั้น

องค์ประกอบของแรงในแนวตั้งฉากที่เกิดขึ้นในตอนกรีตดังในรูปที่ 8.5(ค) จะพยายามดันให้คอนกรีตโดยรอบเหล็กเสริมแตกกะเทาะออกถ้าระยะหุ้มคอนกรีตมีไม่เพียงพอ รูปที่ 8.5(ง) ยังแสดงอีกรูปแบบหนึ่งของการวิบัติของการยึดเหนี่ยว(การกะเทาะของคอนคอนกรีตหุ้ม) โดยแรงลัพธ์ R ผลักลิ่มคอนกรีตสามเหลี่ยมข้างใต้เหล็กออกมา(V-notch failure) ซึ่งมักเกิดขึ้นเมื่อระยะหุ้มด้านล่างมีน้อย บ่อยครั้งที่การวิบัติแบบ V-notch เกิดขึ้นตามการเกิดรอยร้าวในแนวดิ่งจากใต้เหล็กถึงผิวนอกคอนกรีต ซึ่งแสดงว่ามีหน่วยแรงดึงในแนวราบเกิดขึ้นดังแสดงในรูปที่ 8.5(จ)



(ก) แรงเสียดทานและแรงยึดทางเคมีระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม

(ข) แรงปฏิกิริยาต้านทานที่ปมข้ออ้อยของเหล็กเสริม

(ค) แรงที่เกิดขึ้นในคอนกรีต

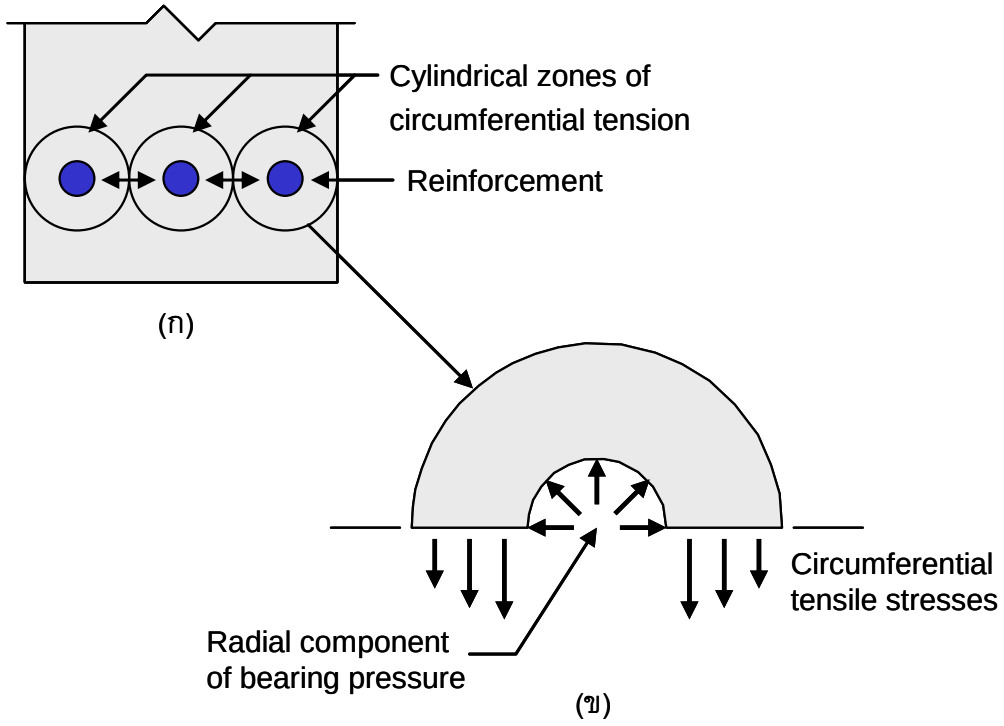
(ง) การวิบัติของการยึดเหนี่ยวด้านท้องคาน

(จ) การแตกร้าวในแนวดิ่ง

รูปที่ 8.5 แหล่งที่มาของกำลังยึดเหนี่ยว

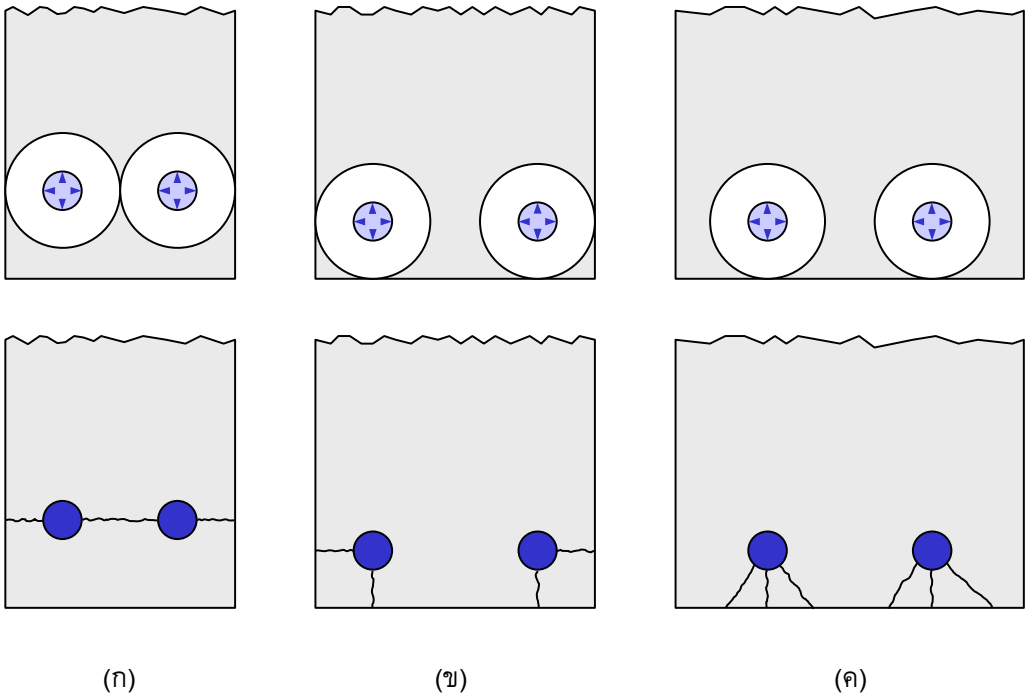
หน่วยแรงในคอนกรีตที่ห่อหุ้มเหล็กเส้นอาจถูกสมมุติให้คล้ายกับหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในท่อผนังหนาโดยแรงดันภายในท่อ รูปที่ 8.5 แสดงสถานะของหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นบนเส้นผ่าศูนย์กลางของพื้นที่ทรงกระบอก หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นนี้จะลดลงตามระยะจากเหล็กเสริมเท่ากันทุกทิศทาง ดังนั้นหากในทิศใดมีระยะไม่เพียงพอคือระยะขอบน้อยไป หรือไปประสานกับหน่วยแรงจากเหล็กเส้น

ข้างเคียงในกรณีที่ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมมีน้อยเกินไป ก็จะเกิดการแตกร้าวขึ้นในแนวขนานเหล็กเสริมจนแพร่ออกไปถึงผิวคอนกรีตด้านนอก



รูปที่ 8.6 หน่วยแรงดึงที่เกิดจากองค์ประกอบในแนวรัศมีของแรงดันแบกทาน

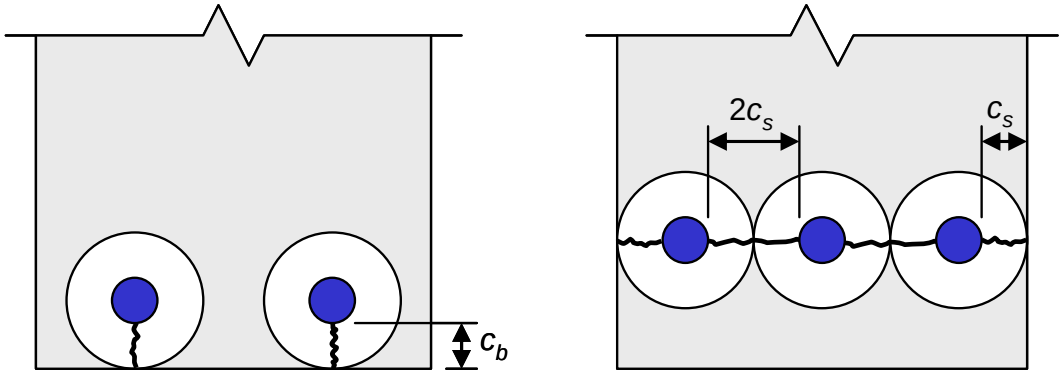
รูปที่ 8.7 แสดงลักษณะการแตกร้าวแบบต่างๆ โดยรอยร้าวจะเกิดขึ้นตามระยะทางสั้นที่สุดระหว่างเหล็กเสริมและผิวคอนกรีตหรือเหล็กเสริมเส้นข้างเคียง ในรูปวงกลมแรงดึงจะสัมผัสขอบคอนกรีตหรือสัมผัสกันเองทำให้เกิดรูปแบบรอยร้าวที่แตกต่างกันไป



รูปที่ 8.7 รูปแบบการวิบัติของการแตกร้าวจากแรงยึดเหนี่ยว

ในรูป 8.7(ก) รอยร้าวเกิดขึ้นเมื่อระยะหุ้มด้านข้างและระยะระหว่างเส้นน้อยกว่าระยะหุ้มด้านล่าง ส่วนในรูปที่ 8.7(ข) นั้นระยะหุ้มด้านข้างและด้านล่างเท่ากันแต่ไม่เพียงพอ และ ในรูปที่ 8.7(ค) ระยะหุ้มด้านล่างมีน้อยเกินไป

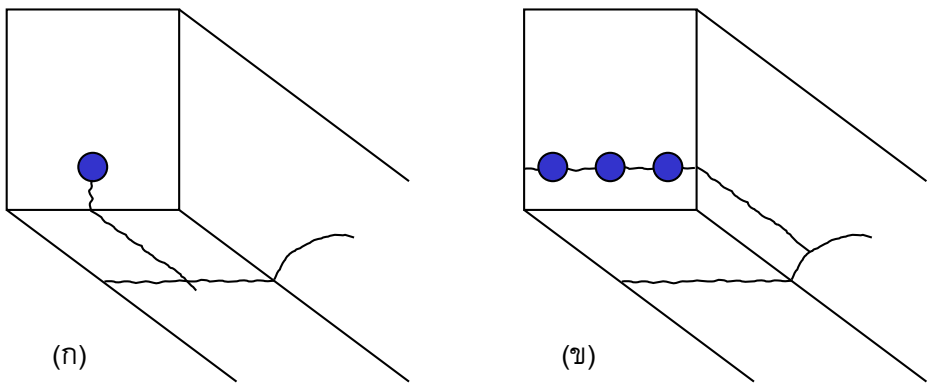
ระนาบวิกฤตซึ่งน่าจะเกิดการแตกร้าวที่สุดจะตัดผ่านศูนย์กลางของเหล็กเส้นในทิศที่ผนังทรงกระบอกสมมุติบางที่สุดซึ่งจะมีหน่วยแรงดึงสูงที่สุด การควบคุมความหนาของผนังทรงกระบอกจะขึ้นกับ ค่าที่น้อยที่สุด ของ (1) ความลึกของระยะหุ้ม c_b (รูปที่ 8.8(ก)) หรือ (2) ครึ่งหนึ่งของระยะช่องว่างระหว่างเหล็กเส้นที่ติดกัน c_s หรือ (3) ระยะหุ้มด้านข้าง c_s (รูปที่ 8.8(ข)) ถ้าเหล็กเส้นถูกวางอยู่ใกล้ผิวล่างก็จะเกิดการแตกร้าวในแนวดิ่งดังในรูป 8.8(ก) แต่ถ้าระยะหุ้มด้านล่างมีมากเพียงพอ (มากกว่าหรือเท่ากับ 2.5 เท่าเส้นผ่าศูนย์กลาง) แต่เหล็กเส้นถูกวางใกล้กันเกินไป(รูปที่ 8.8(ข)) ก็จะเกิดการแตกร้าวในแนวราบพาดผ่านแถวของเหล็กเส้น



(ก) Minimum bar covering, c_b (ข) Minimum bar spacing, $2c_s$

รูปที่ 8.8 ผลของระยะหุ้มและระยะห่างของเหล็กเส้นที่มีต่อการแตกร้าว

การแตกร้าวในแนวนอนจะเกิดขึ้นในลำดับต่อมา โดยเริ่มจากการแตกร้าวเป็นจุดๆ ณ. ตำแหน่งที่หน่วยแรงยึดเหนี่ยวเฉพาะที่มีค่ามากที่สุด จากนั้นเมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นก็เริ่มขยายตัวมาต่อกันเป็นรอยร้าวยาวต่อเนื่องจนถึงปลายคานดังในรูปที่ 8.9 ซึ่งเมื่อเกิดรอยร้าวแบบต่อเนื่องขึ้นการยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเส้นจะถูกทำลายลง เหล็กเสริมก็จะลื่นไถลและคอนกรีตหุ้มจะหลุดออกและเกิดการพังทลายในที่สุด



รูปที่ 8.9 การแตกร้าวของคอนกรีตตามแนวเหล็กเสริม

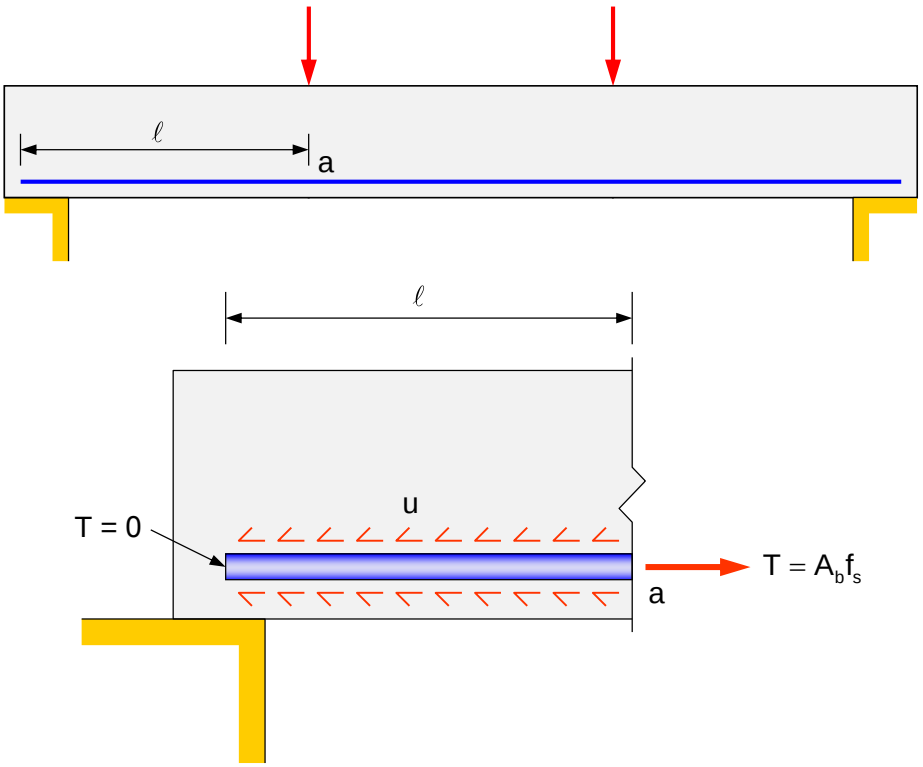
ระยะฝังของเหล็กเสริมรับแรงดึง

ในการออกแบบคานเพื่อรับแรงดันเหล็กเสริมตามแนวยาวถูกออกแบบมาให้รับแรงดึง อย่างไรก็ตาม เหล็กเสริมจะต้องถูกฝังไว้ในเนื้อคอนกรีตเป็นระยะมากพอที่แรงดึงในเหล็กสามารถจะพัฒนาขึ้นจนถึงระดับที่ต้องการได้

สำหรับคานในรูปที่ 8.10 โมเมนต์และแรงดึงในเหล็กเสริมจะเท่ากับศูนย์ที่จุดรองรับ และมีค่ามากที่สุดที่จุด a (ไม่คิดน้ำหนักคาน) ถ้าหน่วยแรงในเหล็กที่จุด a เท่ากับ f_s แรงดึงที่เกิดขึ้นในเหล็กพื้นที่ A_b จะเท่ากับ $T = A_b f_s$ ในขณะที่ปลายเหล็กเส้นไม่มีแรงดึงเกิดขึ้นเลย เห็นได้ชัดว่าแรงดึงในเหล็กถูกถ่ายเทไปสู่คอนกรีตภายในระยะ ℓ โดยหน่วยแรงยึดเหนี่ยว ดังนั้นแรงยึดเหนี่ยวตลอดช่วงความยาว ℓ คือ

$$A_b f_s = u A_{surf} \qquad (8.12)$$

เมื่อพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเส้น $A_b = \pi d_b^2 / 4$ และพื้นที่ผิวสัมผัส $A_b f_s = u A_{surf}$ ถ้าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวต่อหน่วยความยาว u นี้มีค่าน้อยกว่าค่าประลัย u_n ก็จะไม่เกิดการแตกร้าวหรือการวิบัติแบบอื่นใดขึ้นภายในระยะ ℓ



รูปที่ 8.10 การพัฒนากำลังยึดเหนี่ยวตามระยะฝังของเหล็กเสริม

หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งก็คือความยาวน้อยที่สุดที่จำเป็นในการที่แรงยึดเหนี่ยวจะเพิ่มขึ้นถึงค่า $A_b f_s$ ที่ต้องการคือ

$$\ell_d = \frac{d_b f_s}{4 u_n} \qquad (8.13)$$

ความยาว ℓ_d นี้เรียกว่า Development length ของเหล็กเส้น เพื่อให้แน่ใจว่าเหล็กเส้นจะถูกยึดอย่างมั่นคงจนสามารถพัฒนากำลังได้ถึงค่ามากที่สุดในการใช้งาน(กำลังคราก) หรือ $f_s = f_y$ นั่นเอง มาตรฐาน ACI ได้กำหนดให้ระยะฝังพื้นฐานซึ่งจะต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 30 ซม. มีค่าเท่ากับ

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{0.28f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c+K_{tr}}{d_b}\right)} \qquad (8.14)$$

เมื่อ ℓ_d = ระยะฝัง Development length (ซม.)

d_b = เส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเส้น (ซม.)

c = ค่าที่น้อยกว่าของระยะระหว่างศูนย์กลางเหล็กเส้นถึงผิวคอนกรีตที่ใกล้ที่สุด และครึ่งหนึ่งของระยะระหว่างเหล็กเส้น (ซม.)

เทอม $(c + K_{tr})/d_b$ ที่เกี่ยวกับระยะหุ้มและเหล็กเสริมทางขวางจะต้องมีค่าไม่เกิน 2.5 สำหรับโครงสร้างทั่วไป และ $\sqrt{f'_c}$ ต้องมีค่าไม่เกิน 26.5 ก.ก./ซม.^{2} ค่าดัชนีของเหล็กเสริมทางขวาง K_{tr} จะเท่ากับ

$$K_{tr} = \frac{A_{tr}f_{yt}}{105sn} \qquad (8.15)$$

เมื่อ A_{tr} = พื้นที่ทั้งหมดของเหล็กเสริมทางขวางภายในระยะห่าง s (ซม.^{2})

f_{yt} = กำลังครากของเหล็กเสริมทางขวาง (กก./ซม.^{2})

s = ระยะห่างมากที่สุดระหว่างศูนย์กลางเหล็กเสริมทางขวางภายในระยะฝัง (ซม.)

n = จำนวนของเหล็กเส้นที่ใช้ในการยึดรั้งบนระนาบของการแตกร้าว

สัญลักษณ์ α β γ และ λ ในสมการ (8.14) คือตัวคูณปรับแก้ค่าดังนี้

α = ตัวคูณปรับแก้สำหรับตำแหน่งเหล็กเสริม

= 1.3 สำหรับเหล็กบน

= 1.0 สำหรับเหล็กอื่น

β = ตัวคูณปรับแก้สำหรับเหล็กเสริมเคลือบอีป๊อกซี่

= 1.5 เมื่อ ระยะหุ้ม < $3d_b$ หรือ ระยะช่องว่าง < $6d_b$

= 1.2 เหล็กเคลือบอีป๊อกซี่อื่น

= 1.0 เหล็กไม่เคลือบอีป๊อกซี่

$\alpha\beta$ = ต้องไม่เกิน 1.7

γ = ตัวคูณปรับแก้สำหรับขนาดเหล็กเส้น

= 0.8 สำหรับเหล็ก DB20 และเล็กกว่า

= 1.0 สำหรับเหล็ก DB25 และใหญ่กว่า

λ = ตัวคูณปรับแก้สำหรับคอนกรีตมวลรวมเบา

= 1.3 สำหรับคอนกรีตมวลรวมเบา

= 1.0 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ

เหล็กเสริมรับการดัดส่วนเกิน

ถ้าเหล็กเสริมรับการดัดที่ใช้มีปริมาณมากกว่าที่ต้องการเพื่อต้านทานโมเมนต์ดัด หน่วยแรงในเหล็กเสริมที่เกิดขึ้นก็จะมีค่าน้อยกว่า f_y ในกรณีเช่นนี้ ACI จะยอมให้ l_d ถูกคูณด้วย (A_s ที่ต้องการ / A_s ที่ใช้) หรืออาจใช้ f_s / f_y ถ้ามีระยะเพียงพอเรามักไม่ใช้ตัวคูณนี้เพื่อให้แน่ใจว่าเหล็กเสริมถูกยึดอย่างเต็มที่ ไม่ว่าจะมีการเปลี่ยนแปลงในการใช้โครงสร้างอย่างไร

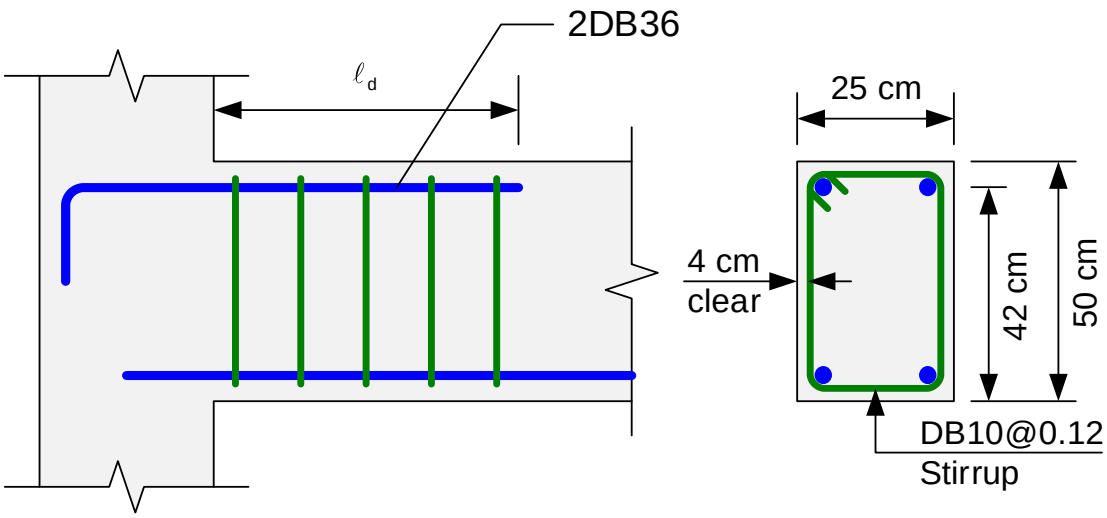
สมการคำนวณระยะฝังรับแรงดึงแบบง่าย

การใช้สมการ (8.14) นั้นค่อนข้างจะซับซ้อนในการพิจารณา ℓ_d ในทางปฏิบัติจึงอาจใช้สมการแบบง่ายซึ่งจะใช้ค่า $(c+K_{tr})/d_b = 1.5$ สำหรับกรณี 1 และ 2 ส่วนกรณีอื่นใช้ $(c+K_{tr})/d_b = 1.0$ ระยะฝังยึดรับแรงดึงจะเป็นดังแสดงในตารางที่ 8.1

ตารางที่ 8.1 สมการแบบง่ายสำหรับระยะฝังรับแรงดึง

	DB20 และเหล็กเส้นเล็กกว่า ($\gamma = 0.8$)	DB25 และเหล็กเส้นใหญ่กว่า ($\gamma = 1.0$)
กรณี 1 : ระยะช่องว่างระหว่างเส้นไม่น้อยกว่า d_b **และ** เหล็กปลอกตลอดความยาว l_d ไม่น้อยกว่าค่าน้อยที่สุดตามมาตรฐาน **หรือ** **กรณี 2 :** ระยะช่องว่างระหว่างเส้นไม่น้อยกว่า $2d_b$ **และ** ระยะช่องว่างหุ้มไม่น้อยกว่า d_b	$\ell_d = \frac{0.15 f_y \alpha\beta\lambda}{\sqrt{f'_c}} d_b$ (A-1) (8.16)	$\ell_d = \frac{0.19 f_y \alpha\beta\lambda}{\sqrt{f'_c}} d_b$ (A-2) (8.17)
กรณีอื่น	$\ell_d = \frac{0.23 f_y \alpha\beta\lambda}{\sqrt{f'_c}} d_b$ (B-1) (8.18)	$\ell_d = \frac{0.28 f_y \alpha\beta\lambda}{\sqrt{f'_c}} d_b$ (B-2) (8.19)

ตัวอย่าง 8.1 พิจารณาระยะฝังที่ต้องการสำหรับเหล็กบนขนาด DB36 ที่ปลายคานดังแสดงในรูปที่ 8.11 กำหนด $f'_c = 210$ ก.ก./ซม.^{2} $f_y = 4{,}000$ ก.ก./ซม.^{2}



รูปที่ 8.11 คานในตัวอย่างที่ 8.1

วิธีทำ

1. ระยะหุ้มและตัวคูณต่างๆ

ระยะช่องว่างระหว่างเหล็กเส้น = 25 – 2(4+1+3.6) = 7.8 ซม. ($2.17d_b$)

ระยะหุ้มด้านข้าง = 4+1 = 5 ซม. ($1.39d_b$)

ระยะหุ้มด้านบน = 8 – (3.6)/2 = 6.2 ซม. ($1.72d_b$)

สำหรับเหล็กบน $\alpha = 1.3$

เหล็กไม่เคลือบอีป๊อกซี่ $\beta = 1.0$

สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ $\lambda = 1.0$

2. โดยใช้วิธีง่าย:

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{0.19 f_y \alpha\beta\lambda}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.19(4{,}000)(1.3)(1.0)(1.0)}{\sqrt{210}} = 68$$

$$\ell_d = (68)(3.6) = 245 \text{ ซม.} = 2.45 \text{ เมตร}$$

3. โดยใช้วิธีละเอียด:

ครึ่งหนึ่งของระยะระหว่างเหล็กเส้น = 0.5(25-2(4+1+3.6/2)) = 5.7 ซม. ← **ควบคุม**

ระยะระหว่างเหล็กเส้นถึงผิวด้านข้าง = 4 + 1 + 3.6/2 = 6.8 ซม.

ระยะระหว่างเหล็กเส้นถึงผิวด้านบน = 8 ซม.

ระยะที่น้อยที่สุด c = 5.7 ซม.

จากการใช้เหล็กปลอก DB10 @ 12 ซม.:

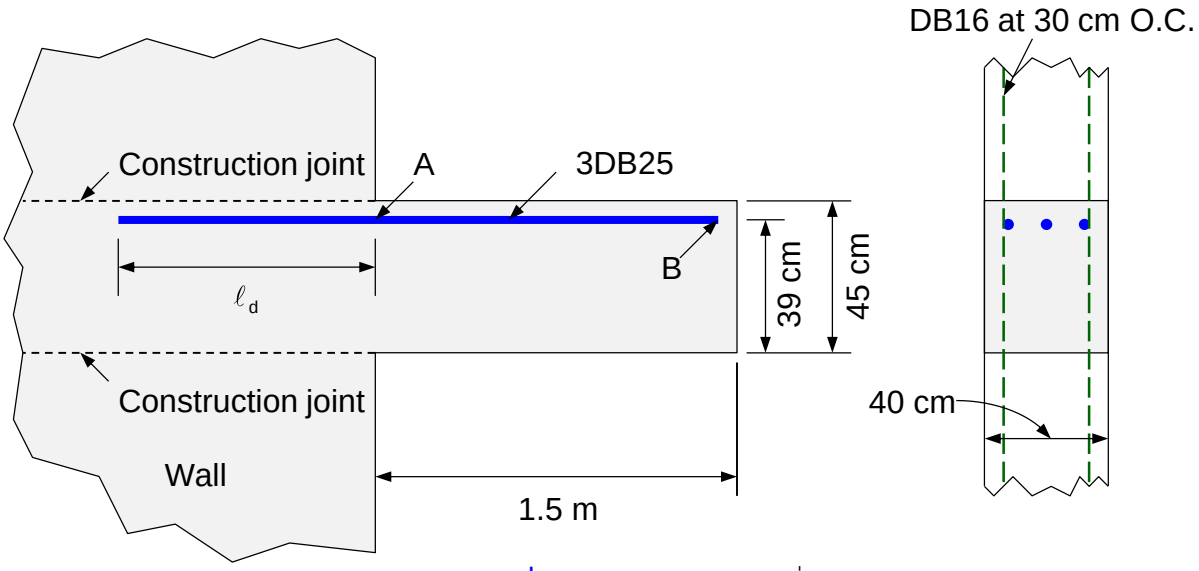
$$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{105sn} = \frac{2(0.78)(4{,}000)}{105(12)(2)} = 2.48$$

$$\frac{c+K_{tr}}{d_b} = \frac{5.7+2.48}{3.6} = 2.27 < 2.5 \quad \textbf{OK}$$

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{0.28 f_y \alpha\beta\gamma\lambda}{\sqrt{f'_c}\left[(c+K_{tr})/d_b\right]} = \frac{0.28(4{,}000)(1.3)}{\sqrt{210}(2.27)} = 44$$

$$\ell_d = (44)(3.6) = 159 \text{ ซม.} < 245 \text{ ซม.} \quad \blacksquare$$

ตัวอย่าง 8.2 คานยื่นออกจากผนังคอนกรีตเสริมเหล็กบน 3DB25 คำนวณระยะฝังยึดน้อยที่สุดของเหล็กเสริมในผนัง กำหนด $f'_c = 240$ กก./ซม.^{2} และ $f_y = 4{,}000$ กก./ซม.^{2}



รูปที่ 8.12 คานในตัวอย่างที่ 8.2

วิธีทำ ลองทำทั้งสองวิธีคือ ใช้สูตรอย่างง่าย และสูตรอย่างละเอียด ตามมาตรฐาน ACI

1. คำนวณระยะห่างและการโอบรัดโดยเหล็กปลอก

ในกรณีนี้ไม่มีเหล็กปลอก แต่มีเหล็ก DB16 ในแนวดิ่งภายในผนังทั้งสองข้าง

ระยะหุ้มด้านข้าง = 4 + 1.6 = 5.6 ซม. ($2.24d_b$)

ระยะห่างเหล็กเส้น = (40 – 2(4+1.6) – 3×2.5) / 2 = 10.65 ซม. ($4.26d_b$)

เนื่องจากระยะหุ้มมากกว่า d_b และระยะห่างเหล็กเส้นมากกว่า $2d_b$ และเหล็กเส้น DB25 ดังนั้นเป็นกรณี **(A-2)**

2. คำนวณความยาวฝังยึด สำหรับเหล็กบน $\alpha = 1.3$

$$\ell_d = \frac{0.19 f_y \alpha\beta\lambda}{\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{0.19(4{,}000)(1.3)(1.3)(1.0)}{\sqrt{240}}(2.5) = 159.4 \text{ ซม.}$$

หรือเปิดตารางที่ ก.4 จะได้ $\ell_d = 1.3 \times 123 = 159.9$ ซม.

ดังนั้นใช้ความยาวฝังยึดเข้าไปในผนัง 1.60 เมตร

3. คำนวณความยาวฝังยึดโดยใช้สูตรอย่างละเอียด $\dfrac{\ell_d}{d_b} = \dfrac{0.28 f_y \alpha\beta\gamma\lambda}{\sqrt{f'_c}\left[(c+K_{tr})/d_b\right]}$

c คือค่าที่น้อยกว่าระหว่าง :

(ก) ระยะจากศูนย์กลางเหล็กเสริมถึงผิวคอนกรีตที่ใกล้ที่สุด

ระยะหุ้มด้านข้าง = 4 + 1.6 + 2.5/2 = 6.85 ซม.

(ข) ครึ่งหนึ่งของระยะห่างระหว่างเหล็กเสริม

$= 0.5\left(\dfrac{40-2\times6.85}{2}\right) = 6.58$ ซม. ← ควบคุม **c = 6.58 ซม.**

$K_{tr} = \dfrac{A_{tr} f_{yt}}{105sn}$ เมื่อ s คือระยะห่างเหล็กเสริมทางขวางในระยะฝังยึด = 30 ซม.

A_{tr} คือพื้นที่เหล็กปลอกในระนาบแตกร้าว

= DB16 ทั้งสองข้าง = $2 \times 2.01 = 4.02$ ซม.^{2}

n คือจำนวนเหล็กเส้นที่ฝังยึด = 3

ดังนั้น $K_{tr} = \dfrac{4.02\times4,000}{105\times30\times3} = 1.70$ ซม.

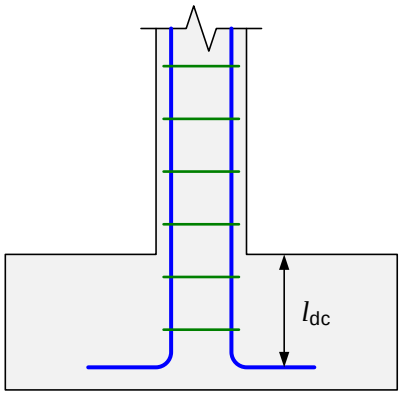
$\dfrac{c+K_{tr}}{d_b} = \dfrac{6.85+1.70}{2.5} = 3.35 > 2.5$ **USE 2.5**

$\dfrac{\ell_d}{d_b} = \dfrac{0.28 f_y \alpha\beta\gamma\lambda}{\sqrt{f'_c}\left[(c+K_{tr})/d_b\right]} = \dfrac{0.28(4,000)(1.3)}{\sqrt{240}(2.5)} = 37.6$

$\ell_d = (37.6)(2.5) = 94$ ซม. < 160 ซม. ■

ระยะฝังสำหรับเหล็กรับแรงอัด

เหล็กเสริมอาจต้องการระยะฝังในการพัฒนากำลังอัดในหลายกรณีเช่น เหล็กเสริมในเสาที่ถ่ายน้ำหนักลงสู่ฐานรากหรือคาน หรือระยะต่อทาบเหล็กเสริมในเสา การงอปลายเหล็กไม่มีผลในการส่งผ่านแรงอัด ดังนั้นจงไม่สามารถนำมาพิจารณาร่วมกับความยาวฝังยึด



รูปที่ 8.13 เหล็กเสริมในเสาบนฐานรากต้องการระยะฝังยึดแรงอัด

มาตรฐาน ว.ส.ท. ได้กำหนดระยะฝังสำหรับเหล็กเสริมรับแรงอัดพื้นฐาน ℓ_{db} มีค่าเทากับ

$$\ell_{db} = 0.075\, d_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \qquad (8.20)$$

ซึ่งมีค่าประมาณสองในสามของระยะฝังน้อยสุด (Min ℓ_d) ของเหล็กดึง เพื่อป้องกันการวิบัติแบบดึงออก ℓ_{db} ต้องไม่น้อยกว่า

$$\ell_{db} \geq 0.0043\, d_b f_y \qquad (8.21)$$

ซึ่งหมายความว่าสามารถใช้ f'_c ได้ถึงค่าประมาณ 300 กก./ซม.^{2} เท่านั้น ดังนั้นความยาว ℓ_{db} จะใช้ค่าที่มากกว่าของสมการ (8.20) และ (8.21)

ระยะฝังรับแรงอัด ℓ_{dc} มีค่าเท่ากับระยะฝังพื้นฐาน ℓ_{db} คูณด้วยตัวคูณปรับแก้ดังนี้

1. การเสริมเหล็กเกินความต้องการ: λ_s = A_S ที่ต้องการ / A_S ที่จัดเตรียม
2. การโอบรัดด้วยเหล็กปลอก: λ_{s1} = 0.75

ซึ่งจะทำให้ความยาวลดลง การโอบรัดด้วยเหล็กปลอกซึ่งมีเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กไม่น้อยกว่า DB12(ปลอกเดี่ยว) หรือ RB6(ปลอกเกลียว)และมีระยะห่างไม่เกิน 10 ซม. หลังการปรับแก้ทั้งหมด ℓ_{dc} ต้องไม่น้อยกว่า 20 ซม.

ระยะฝังสำหรับเหล็กเสริมที่มัดรวมกัน

เมื่อมีช่องว่างในการวางเหล็กจำกัดและต้องการพื้นที่เหล็กเสริมมาก ก็อาจใช้การมัดเหล็กเสริมที่ขนานกันรวมกันเป็นกำ(Bundled bars) โดยจะมัดรวมกันได้ไม่เกินสี่เส้นโดยที่จะเรียงกันไม่เกินสองเส้นในแต่ละแนวและต้องถูกห่อหุ้มด้วยปลอกปิด ตัวอย่างของการมัดเหล็กจะเป็นดังแสดงในรูปที่ 8.14



รูปที่ 8.14 รูปแบบการมัดเหล็กเสริมรวมกันเป็นกำ

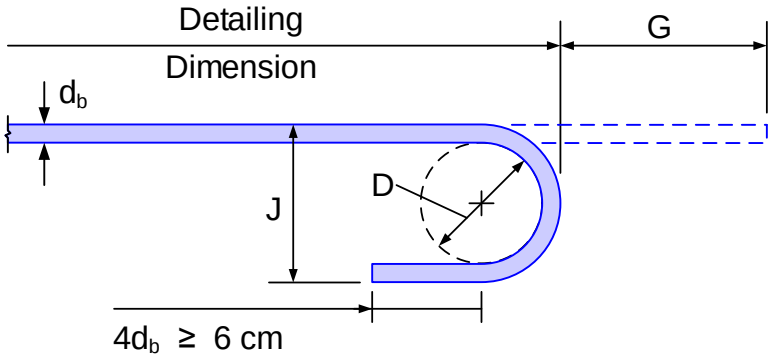
ในองค์อาคารรับแรงดัดการหยุดเหล็กแต่ละเส้นในมัดบนช่วงคานจะต้องกระทำที่ตำแหน่งต่างกันอย่างน้อย 40 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเส้น เพื่อที่จะใช้ข้อกำหนดของระยะห่างและระยะหุ้มน้อยที่สุดซึ่งจะขึ้นกับขนาดของเหล็กเส้น เหล็กทั้งมัดจะถูกคิดเสมือนเป็นเหล็กเส้นเดียวที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเทียบเท่ามาจากพื้นที่รวมของทุกเส้นในมัด

เมื่อพิจารณาระยะฝังที่ต้องการของเหล็กมัดละสามและสี่เส้นพบว่าระยะฝังจะลดลง 16.67 และ 25% ตามลำดับเทียบกับการคิดพื้นที่สัมผัสจริง ACI ยังได้กำหนดให้ระยะฝังอาจจะคิดจากขนาดเหล็กแต่ละเส้นในมัด โดยจะต้องเพิ่มความยาวขึ้นอีก 20% สำหรับมัดละสามเส้น และ 33% สำหรับมัดละสี่เส้น สำหรับการพิจารณาตัวคูณปรับแก้ทั้งหมดที่ต้องการให้คิดจากขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเทียบเท่า

ของอมาตรฐาน Standard Hook

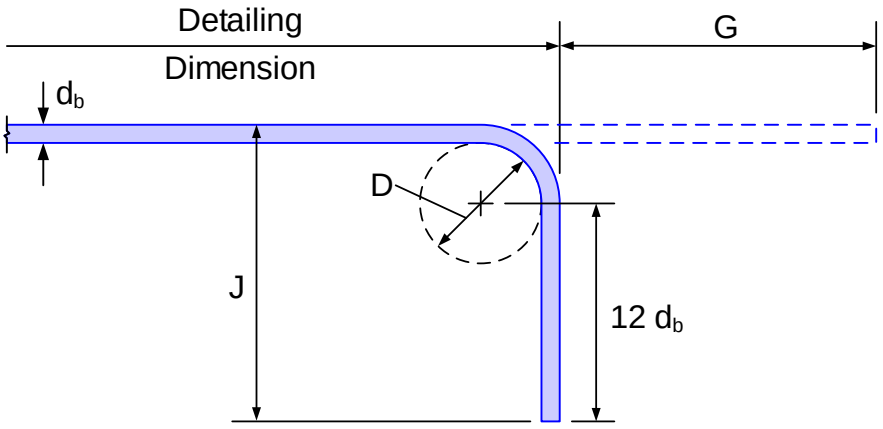
การงอขอที่ปลายเหล็กเสริมคอนกรีตทำเพื่อเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กและคอนกรีตเมื่อมีความยาวฝังยึดของเหล็กเสริมตามแนวเส้นตรงไม่เพียงพอ ตามมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีกำลัง ของ ว.ส.ท. 1008-38 หัวข้อ 3401 กำหนดการงอขอมาตรฐานดังนี้

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



รูปที่ 8.15 การงอขอมาตรฐาน 180°

งอฉาก (90° Hook) ส่วนที่ตัดเป็นมุมฉากและมีส่วนปลายยื่นต่อออกไปอีกอย่างน้อย 12 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเส้นนั้น



รูปที่ 8.16 การงอฉากมาตรฐาน 90°

เส้นผ่าศูนย์กลางเล็กที่สุดของการดัด (D) เส้นผ่าศูนย์กลางของวงโค้งที่ดัดของเหล็กเส้นวัดที่ด้านในต้องไม่น้อยกว่าค่าในตารางที่ 1.11 ทั้งนี้ยกเว้นเหล็กลูกตั้งและเหล็กปลอกที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางตั้งแต่ 6 มม. ถึง 16 มม. ให้มีเส้นผ่าศูนย์กลางภายในของวงโค้งที่ดัดไม่น้อยกว่า 4 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กนั้น

ตารางที่ 8.2 ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางที่เล็กที่สุดของวงโค้งที่ดัด

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

ตารางที่ 8.3 ขนาดในการดัดงอขอแนะนำสำหรับเหล็กเส้นขนาดต่างๆ

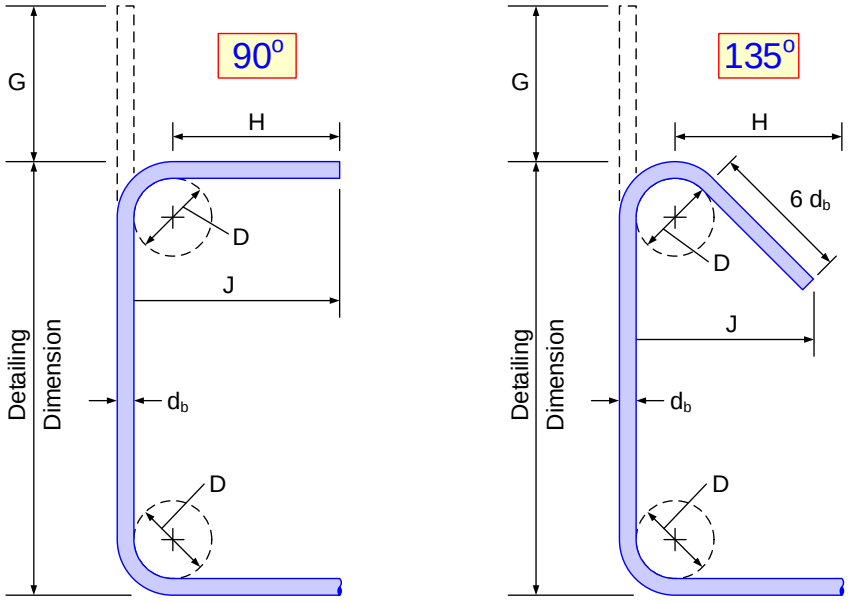
ขนาดของเหล็กเส้น	D (ซม.)	ของอ 180°		ของอ 90°	
		G (ซม.)	J (ซม.)	G (ซม.)	J (ซม.)
RB9	5.5	11	7.3	12	15
DB10	6.0	12	8.0	12	16
DB12	7.5	13	9.9	16	20
DB16	10.0	16	13.2	21	26
DB20	12.0	19	16.0	26	32
DB25	15.0	24	20.0	32	40
DB28	22.5	33	28.1	38	48
DB32	25.5	37	31.9	43	55

เหล็กลูกตั้ง และ เหล็กปลอกเดี่ยว ดัดรัดรอบเหล็กนอนในคาน โดยมีการดัดเป็นมุมฉากหรือมุม 135 องศา และปล่อยปลายดังในรูปที่ 8.17



รูปที่ 8.17 การงอขอส่วนปลายยื่นของเหล็กปลอก

- **ส่วนที่ดัดเป็นมุมฉาก สำหรับเหล็ก ∅ 6 มม. ถึง 16 มม.** ต้องมีส่วนปลายยื่นต่อออกไปอีกอย่างน้อย 6 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง
- **ส่วนที่ดัดเป็นมุมฉาก สำหรับเหล็ก ∅ 20 มม. ถึง 25 มม.** ต้องมีส่วนปลายยื่นต่อออกไปอีกอย่างน้อย 12 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง
- **ส่วนที่ดัดเป็นมุม 135◦** ต้องมีส่วนปลายยื่นต่อออกไปอีกอย่างน้อย 6 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง



รูปที่ 8.18 ระยะส่วนปลายยื่นน้อยที่สุดของเหล็กปลอก

ตารางที่ 8.4 ขนาดในการดัดงอขอแนะนำสำหรับเหล็กปลอกขนาดต่างๆ

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

ระยะฝังของเหล็กรับแรงดึงที่ดัดปลายเป็นของอมาตรฐาน

เมื่อการฝังเหล็กตรงมีระยะไม่พอหรือต้องการกำลังของเหล็กในระยะสั้นที่สุด ก็อาจถูกใช้การของอ โดย ACI ได้กำหนดขนาดของการของอมาตรฐาน การทำของอจะถือว่าไม่ช่วยเพิ่มประสิทธิภาพในเหล็กเสริมรับแรงอัด

มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดให้ความยาวฝังยึด ℓ_{dh} สำหรับเหล็กข้ออ้อยรับแรงดึงที่มีปลายเป็นของอมาตรฐาน มีค่าเท่ากับผลคูณของความยาวฝังยึดพื้นฐาน ℓ_{hb} กับตัวคูณปรับแก้

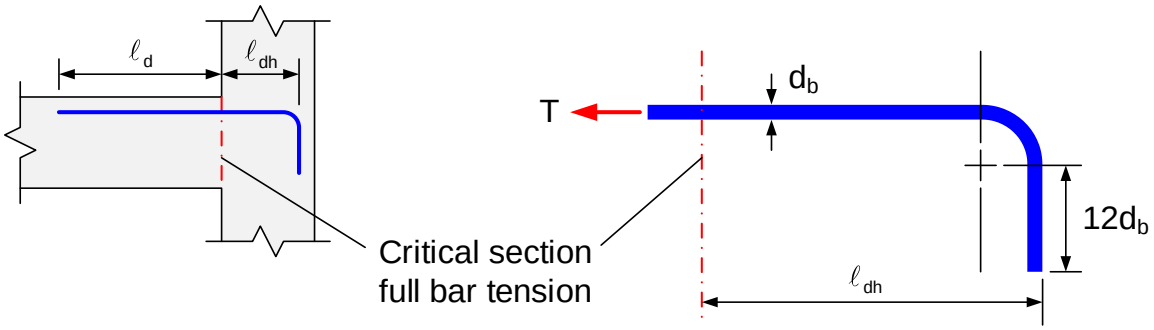
$$\ell_{hb} = \frac{320 d_b}{\sqrt{f'_c}} \qquad (8.22)$$

สำหรับ f_y = 4,000 ก.ก./ซม.^{2} จากนั้นนำไปคูณกับตัวคูณปรับแก้ในตารางที่ 8.5 จะได้ระยะฝังยึด ℓ_{dh} ซึ่งจะต้องมีค่าไม่น้อยกว่า $8d_b$ และ 15 ซม.

ตารางที่ 8.5 ตัวคูณปรับแก้ระยะฝังยึดของอมาตรฐาน

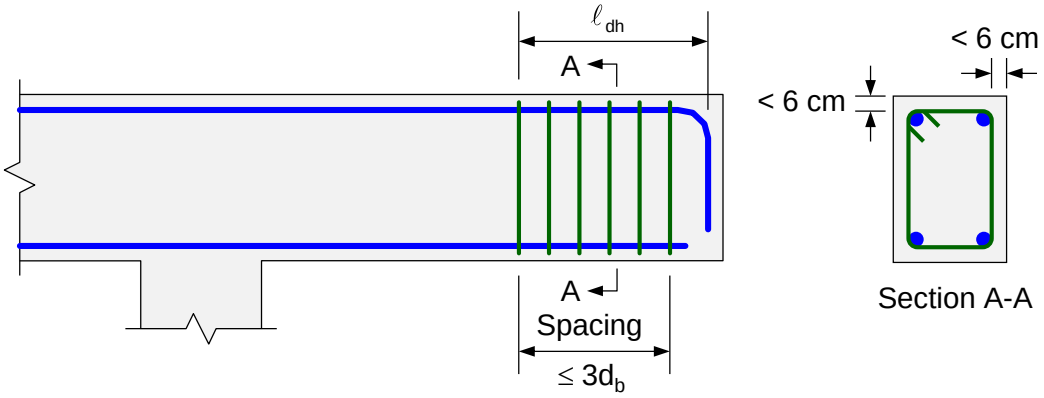
สภาวะ	ตัวคูณ
1) หน่วยแรงคราก ไม่เท่ากับ 4,000 ก.ก./ซม.^{2}	f_y / 4,000
2) ระยะหุ้มคอนกรีต ขอ 180^o ขนาดไม่เกิน DB36 มีระยะหุ้มด้านข้าง ≥ 6 ซม. ขอ 90^o ใช้เหมือนขอ 180^o + ระยะหุ้มส่วนต่อจากขอ ≥ 5 ซม.	0.7
3) เหล็กปลอก ห่างกันไม่เกิน $3d_b$ ในช่วงระยะฝัง	0.8
4) เหล็กเสริมเกิน	$\frac{\text{Required } A_s}{\text{Provided } A_s} \le 1.0$
5) คอนกรีตมวลรวมเบา	1.3

ความยาวฝังยึด ℓ_{dh} จะวัดจากตำแหน่งที่ต้องการกำลังคลากถึงผิวนอกสุดของของอดังแสดงในรูปที่ 8.19



รูปที่ 8.19 การวัดระยะฝังยึด ℓ_{dh}

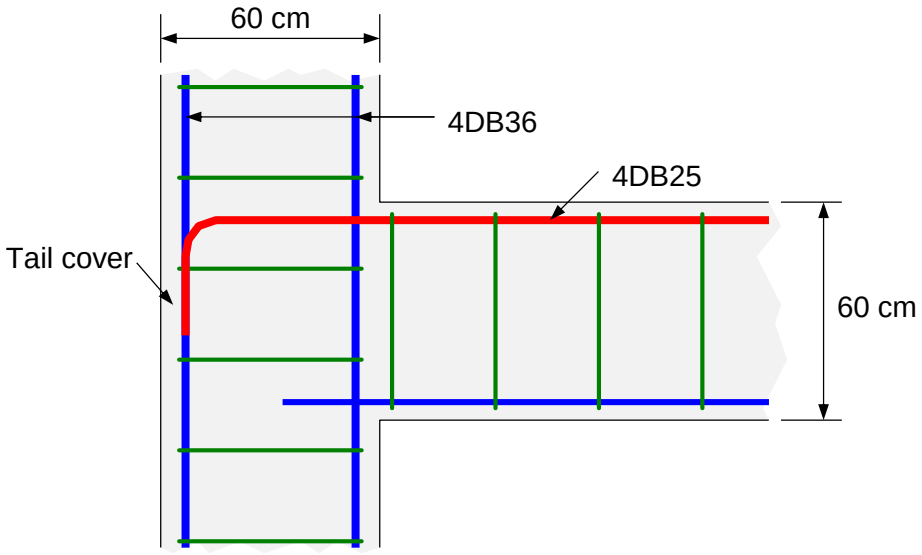
เหล็กของอส่วนใหญ่จะถูกเสียบเข้าไปในจุดต่อซึ่งมักจะมีองค์อาคารอื่นมาต่อทางด้านข้างทำให้มีการโอบรัดด้านข้าง นอกจากนั้นก็ยังมีการโอบรัดในแนวดิ่งโดยแรงในเสา เมื่อไม่มีการโอบรัดเช่นที่ปลายไม่ต่อเนื่องของคานยื่นดังแสดงในรูปที่ 8.20 จะต้องมีระยะหุ้มปลายของออย่างน้อย 6 ซม. หรือส่วนของอต้องถูกรัดรอบด้วยเหล็กปลอกตลอดระยะฝัง ℓ_{dh}



รูปที่ 8.20 ข้อกำหนดพิเศษสำหรับของอมาตรฐานที่ปลายไม่ต่อเนื่อง

ตัวอย่างที่ 8.3 ปลายเหล็กเสริมงอขอยึดเข้าไปในเสา

ปลายคานต่อเนื่องขนาด 40 ซม.× 60 ซม. ยึดติดกับเสาขนาด 60 ซม.× 60 ซม. หน้าตัดเสาใช้เหล็กยืน 4DB36 ส่วนปลายคานที่มาต่อใช้เหล็กบนรับโมเมนต์ลบ 4DB25 คอนกรีตที่ใช้มี f'_c = 240 ก.ก./ซม.^{2} เหล็กเสริมมีกำลัง f_y = 4,000 ก.ก./ซม.^{2}



รูปที่ 8.21 จุดต่อคานเสาในตัวอย่างที่ 8.3

วิธีทำ

1. คำนวณระยะฝังยึดของเหล็กเสริมในคาน ในกรณีที่เหล็ก DB25 ยื่นตรงเข้าไปในเสา ก็จะถูกโอบรัดโดยเหล็กยืนในเสาไม่ใช่เหล็กปลอกเสา ดังนั้นจึงจัดเป็นกรณีอื่นในตารางที่ 8.1 หรือใช้สมการที่ (8.14) เนื่องจากเหล็กในเสาจะช่วยโอบรัดอย่างมาก

$$\ell_d = \frac{0.28 f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b}\right)} d_b$$

เมื่อ α = 1.3 (เหล็กบน)

β = 1.0 (ไม่เคลือบผิว)

γ = 1.0 (เหล็ก DB25)

λ = 1.0 (คอนกรีตน้ำหนักปกติ)

c = ค่าที่น้อยกว่าของ

(ก) ระยะจากศูนย์กลางเหล็กเสริมถูกขอบคอนกรีตด้านที่ใกล้ที่สุด :

ระยะหุ้มคอนกรีต = 4 + 1 + 2.5/2 = 6.25 ซม.

(ข) ครึ่งหนึ่งของระยะห่างระหว่าง c-c ของเหล็กเสริม :

ครึ่งหนึ่งของระยะห่างเหล็กเสริม = (0.5)(40 – 2(6.25))/3 = 4.58 ซม.

ดังนั้น c = 4.58 ซม.

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

A_{tr} = เหล็กเสริมในเสาที่ตัดผ่านระนาบการแตกร้าว

= 2 เส้น DB36 = 2×10.18 = 20.36 ซม.^{2}

s = ระยะห่างเหล็กเสริมทางขวาง = $60 - 2(4 + 1 + 3.6/2)$ = 46.4 ซม.

$$K_{tr} = \frac{20.36 \times 4{,}000}{105 \times 46.4 \times 4} = 4.18 \text{ ซม.}$$

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} = \frac{4.58 + 4.18}{2.5} = 3.50 > 2.5$$ **ดังนั้นใช้ 2.5**

$$\ell_d = \frac{0.28 \times 4{,}000}{\sqrt{240}} \frac{1.3 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0}{2.5} \times 2.5 = 94.0 \text{ ซม.}$$

ระยะฝังยึดที่ต้องการ 94 ซม. มากกว่าความกว้างเสา ต้องงอขอเพื่อให้มีแรงยึดเหนี่ยวเพียงพอ

2. **คำนวณระยะฝังยึดงอขอของเหล็กเสริมในคาน** ระยะฝังยึดงอขอพื้นฐานคือ

$$\ell_{hb} = \frac{320}{\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{320}{\sqrt{240}} \times 2.5 = 51.6 \text{ ซม.}$$

ตัวคูณปรับแก้ตามตารางที่ 8.5 ข้อ 2)

ระยะหุ้มคอนกรีต = 4 + 1 + 2.5/2 = 6.25 ซม. > 6.0 ซม. **ใช้ตัวคูณ 0.7**

$$\ell_{dh} = 0.7 \times 51.3 = 35.9 \text{ ซม.}$$

ระยะฝังยึดงอขอที่มีคือ $60 - 6.25 = 53.75$ ซม. มากกว่าที่ต้องการ 35.9 ซม. **OK**

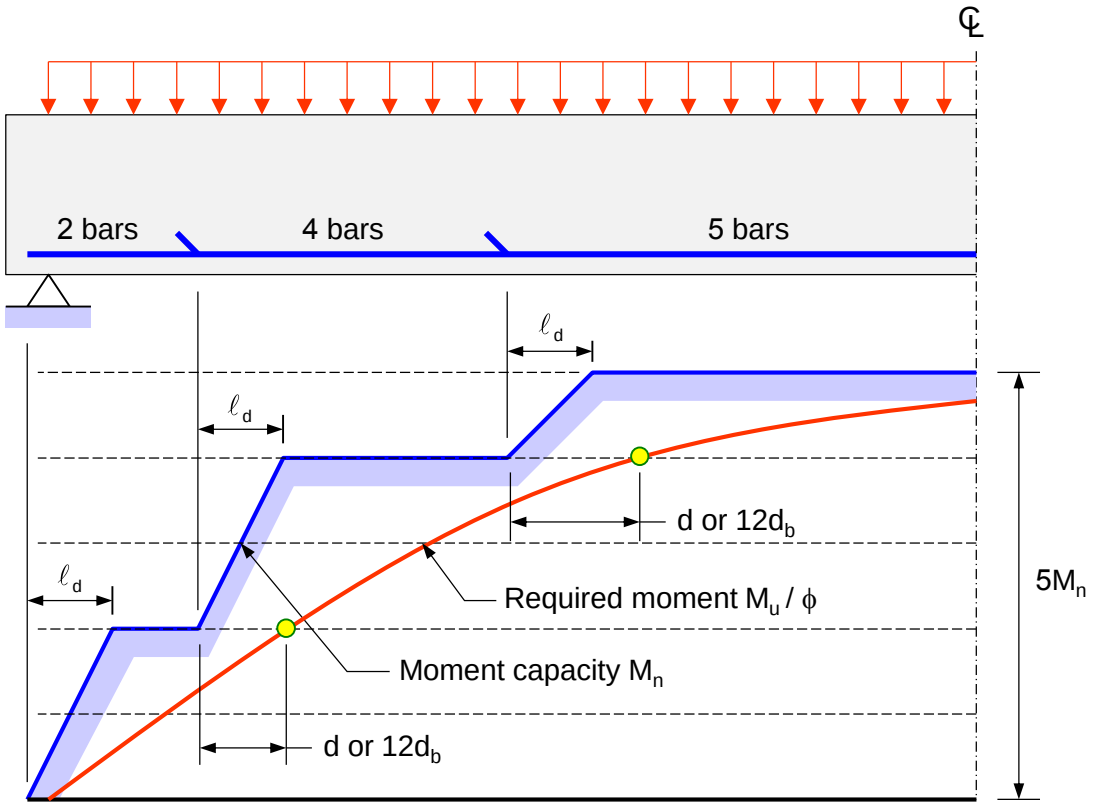
ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ต้านทานกับการหยุดเหล็กเสริม

ความสามารถในการรับโมเมนต์ของคานสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่หน้าตัดใดๆ สามารถเขียนได้เป็น

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \qquad (8.23)$$

ซึ่งในสมการนี้สมมุติให้เหล็กเสริมซึ่งมีหน้าตัด A_s ถูกฝังในเนื้อคอนกรีตอย่างเพียงพอในแต่ละทิศทางเป็นระยะยึดรั้ง ℓ_d จากหน้าตัดซึ่ง M_n ถูกคำนวณขณะเหล็กเสริมมีหน่วยแรงถึง f_y

คานในรูปที่ 8.22 มีการหยุดเหล็กที่ระยะต่างกันเนื่องจากโมเมนต์ดัดที่ต้องการมีค่ามากที่สุด ณ กลางช่วงคานและลดลงที่จุดรองรับ สมมุติว่าที่หน้าตัดกลางช่วงคาน ซึ่งกำลังต้านทานโมเมนต์มากที่สุดมีเหล็กเสริมอยู่ 5 เส้นโดยแต่ละเส้นจะให้กำลังประมาณหนึ่งในห้าของทั้งหมด เมื่อโมเมนต์ดัดลดลงจึงมีการหยุดเหล็กเหลือ 4 เส้นและต่อมาเหลือ 2 เส้นทำให้กำลังดัดของหน้าตัดลดลงเหลือสี่ในห้าและสองในห้าตามลำดับ



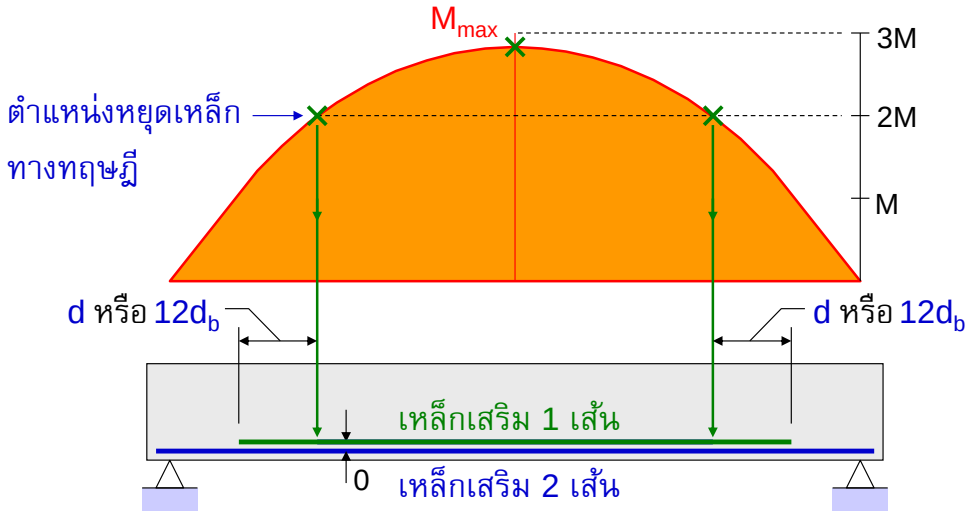
รูปที่ 8.22 แผนภูมิแสดงการหยุดเหล็กตามกำลังรับโมเมนต์ดัด

เนื่องจากแรงดึงที่ปลายเหล็กเส้นที่ถูกหยุดมีค่าเป็นศูนย์ ดังนั้นจึงต้องให้ระยะฝังยึด ℓ_d เพื่อพัฒนาแรงดึงและกำลังโมเมนต์ขึ้นมา แผนภูมิกำลังโมเมนต์จึงมีลักษณะเหมือนขั้นบันไดเอียงที่มีระยะโย้ในแนวราบเท่ากับ ℓ_d เพื่อให้มีกำลังโมเมนต์ดัดเพียงพอตลอดทั้งช่วงคานแผนภูมิกำลังจะต้องครอบคลุมหรือมีค่ามากกว่าแผนภูมิความต้องการโมเมนต์ M_u/ϕ อย่างไรก็ตาม ACI ยังกำหนดให้ใช้ระยะจากจุดที่ต้องการกำลังจนถึงจุดหยุดเหล็กไม่น้อยกว่าความลึก d หรือ 12 เท่าเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริม

ระยะฝังเหล็กเสริมในคานช่วงเดี่ยว

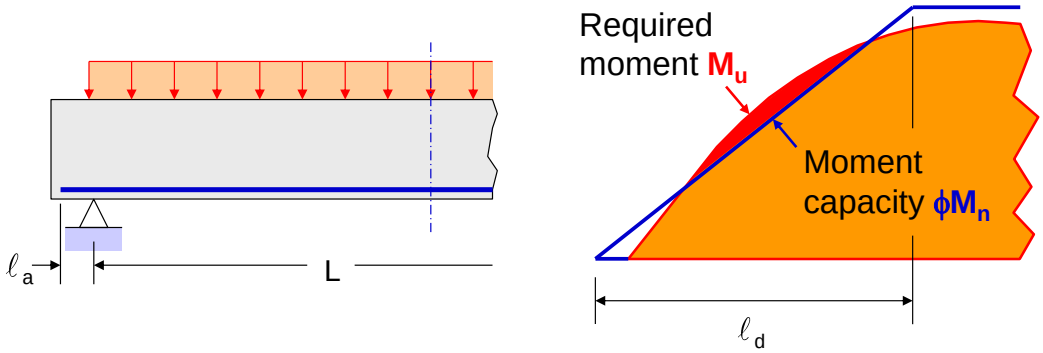
ในคานช่วงเดี่ยวรับน้ำหนักบรรทุกแผ่คงที่ตลอดทั้งช่วงคานมีแผนภูมิโมเมนต์ดัดดังแสดงในรูปที่ 8.23 สมมุติว่าที่กลางช่วงคานมีโมเมนต์มากที่สุด M_{max} เมื่อออกแบบเหล็กเสริมจะได้กำลังมากกว่าเล็กน้อยสมมุติว่าเท่ากับ 3M จะกลางช่วงคานโมเมนต์จะลดลง ถ้าเราต้องการลดเหล็กเสริมลง 1/3 คือลากเส้นที่ระดับความสูง 2M มาตัดโมเมนต์ไดอแกรมจะได้จุดที่หยุดเหล็กทางทฤษฎี (Theoretical cut points)

ในการฝังเหล็กเสริมรับแรงดัด ต้องยื่นเหล็กเลยจุดที่ไม่ต้องรับแรงไปเป็นระยะ **d** หรือ **12 d_b** โดยใช้ค่าที่มากกว่า ยกเว้นที่จุดรองรับคานช่วงเดี่ยวและปลายอิสระของคานยื่น

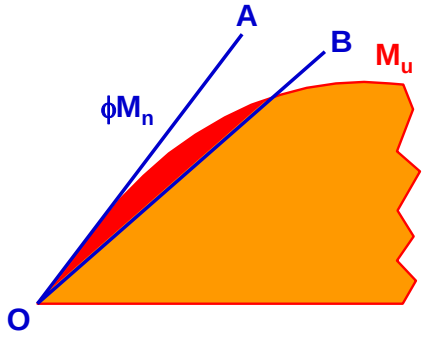


รูปที่ 8.23 การหยุดเหล็กในคานช่วงเดี่ยว

ที่จุดรองรับของคานช่วงเดี่ยวเป็นดังแสดงในรูปที่ 8.24 โดยที่ ℓ_a คือระยะเหล็กเสริมที่ยื่นเลยจุดรองรับ กำลังรับโมเมนต์จะเริ่มต้นที่ปลายเหล็กเสริมซึ่งมีแรงดึงเท่ากับศูนย์ และเพิ่มขึ้นเป็นเส้นตรงจนมีกำลังเต็มที่เมื่อถึงระยะ ℓ_d ซึ่งถ้ามีระยะมากเกินไป อาจจะมีช่วงที่ความต้องการโมเมนต์มากเกินกำลังโมเมนต์ อาจทำให้เกิดการวิบัติเฉพาะที่จากแรงยึดเหนี่ยว (Local bond failure)



รูปที่ 8.24 การพัฒนากำลังโมเมนต์ที่ปลายคานช่วงเดี่ยว



รูปที่ 8.25 ความชันกำลังโมเมนต์

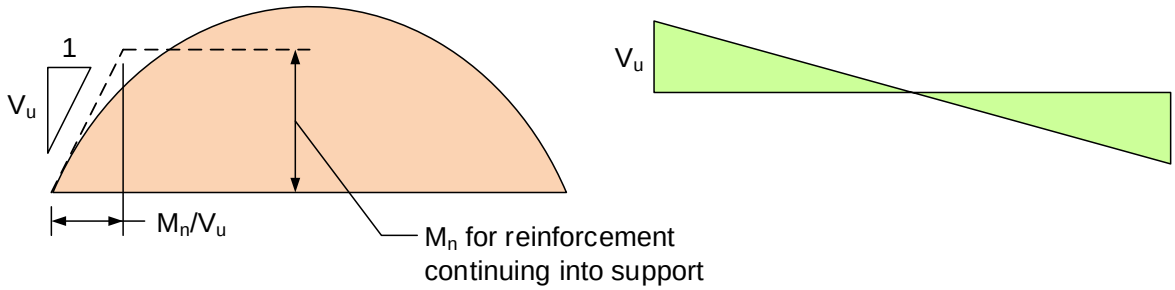
ดังนั้นต้องทำให้ความชันของเส้นกราฟกำลังโมเมนต์ไม่น้อยกว่าเส้นสัมผัส OA ดังแสดงในรูปที่ 8.25

ความชันของกำลังโมเมนต์ $= \dfrac{\phi M_n}{\ell_d}$

ความชันของความต้องการโมเมนต์ $\dfrac{dM_u}{dx} = V_u$

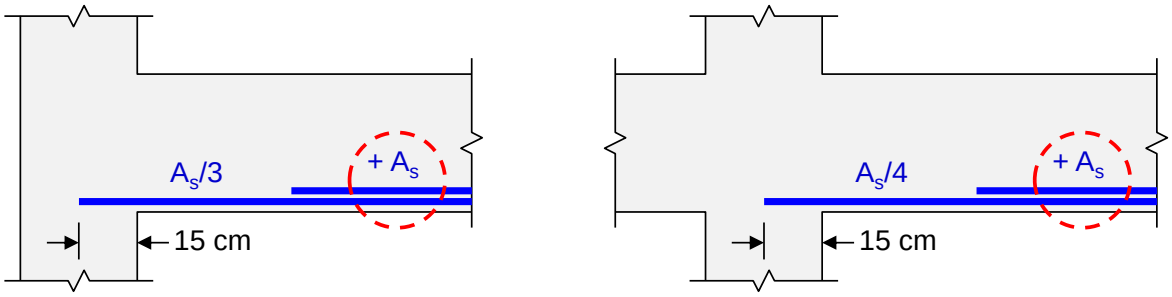
ดังนั้นความชันน้อยที่สุดคือ $\dfrac{\phi M_n}{\ell_d} = V_u$

ดังนั้นความยาวฝังยึดมากที่สุดที่ยอมให้คือ $\ell_d = \dfrac{\phi M_n}{V_u}$



รูปที่ 8.26 ความยาวฝังยึดของเหล็กเสริมยื่นเข้าไปยังจุดรองรับ

มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดให้ทำการฝังยึดเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวก โดยต้องยื่นเหล็กอย่างน้อย 1/3 ของเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวกในคานช่วงเดี่ยว และอย่างน้อย 1/4 ของเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวกในคานต่อเนื่อง และจะต้องยื่นเข้าไปในผิวของจุดรองรับอย่างน้อย 15 ซม. โดยไม่ดัดงอ



รูปที่ 8.27 ความยาวฝังยึดของเหล็กเสริมยื่นเข้าไปยังจุดรองรับ

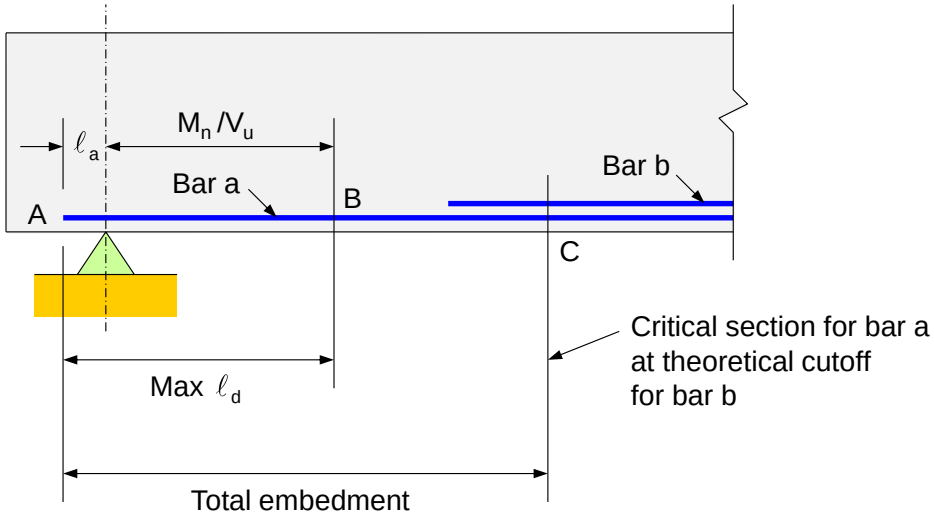
ที่จุดรองรับของคานช่วงเดี่ยวที่ไม่มีการบีบรัดโดยแรงปฏิกิริยาดังในรูปที่ 8.28 เหล็กเสริมรับโมเมนต์บวกที่ใช้จะต้องไม่ทำให้ระยะฝังมีค่าเกิน

$$\ell_d \le \frac{M_n}{V_u} + \ell_a \qquad (8.24)$$

เมื่อ M_n = กำลังรับโมเมนต์เมื่อเหล็กเสริมทุกเส้นมีหน่วยแรงถึง f_y

V_u = แรงเฉือนประลัย ณ. หน้าตัดที่พิจารณา

ปลายคาน ℓ_a = ระยะฝังยึดเพิ่มเติมที่จุดรองรับ



รูปที่ 8.28 การหยุดเหล็กที่ปลายคานช่วงเดี่ยว

สมการที่ (8.24) เป็นข้อกำหนดในการออกแบบหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจากการดัดในบริเวณที่แรงเฉือนมีค่ามากและโมเมนต์ดัดมีค่าน้อยเพื่อป้องกันการแตกร้าวแบบแยกตัว (Splitting) ซึ่งมักเกิดขึ้นกับคานช่วงที่มีระยะช่วงสั้นและรับน้ำหนักบรรทุกมากๆ ดังนั้นจะต้องเลือกขนาดเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวกที่ทำให้ความยาว AC ถึงหน้าตัดวิกฤตในรูปที่ 8.28 ยาวกว่าความยาว AB

อย่างไรก็ตามที่ปลายคานช่วงเดี่ยมักจะมีแรงอัดในแนวดิ่งจากเสามาช่วยโอบรัด ค่า M_n/V_u ในสมการ (8.24) จะเพิ่มขึ้นอีก 30% ดังนั้นมาตรฐาน ACI จึงกำหนดว่า

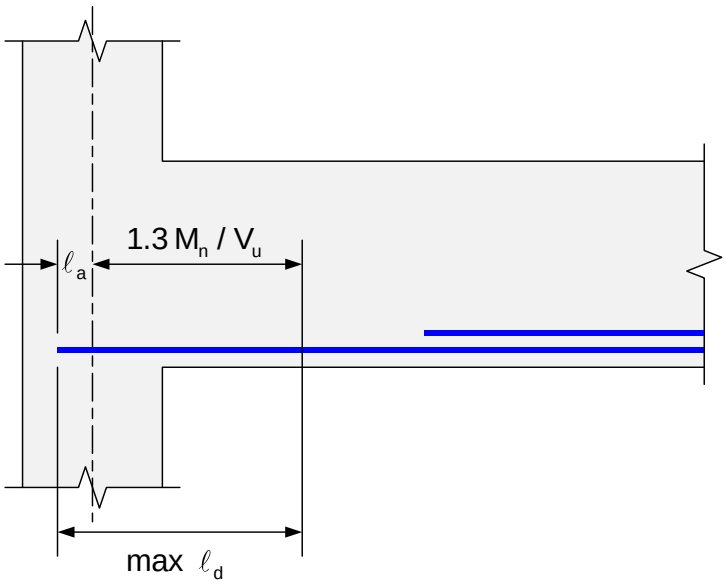
$$\ell_d \le 1.3\frac{M_n}{V_u} + \ell_a \qquad (8.25)$$

ตัวอย่างที่ 8.3 ระยะฝังยึดที่ปลายคานช่วงเดี่ยว: จงตรวจสอบระยะฝังยึดของเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวกที่ยื่นเข้าไปถึงเสาที่รองรับ (ก) DB20 และ (ข) DB28

กำหนด: s = ช่องว่างระหว่างเหล็กเสริม = $3d_b$ V_u = 42 ตัน

M_n = 25 ตัน-เมตร f'_c = 280 ก.ก./ซม.^{2}

f_y = 4,000 ก.ก./ซม.^{2} ℓ_a = 10 ซม.



รูปที่ 8.29 ระยะฝังยึดที่ปลายคานช่วงเดี่ยวในตัวอย่างที่ 8.3

วิธีทำ พารามิเตอร์ $\alpha = \beta = \lambda = 1.0$

(ก) DB20 : จากตารางที่ ก.4 จะได้ค่า ℓ_d = 72 ซม.

$$1.3\frac{M_n}{V_u} + \ell_a = 1.3\frac{25\times10^5}{42\times10^3}+10 = 87.4 \text{ ซม.} > \ell_d$$ **OK**

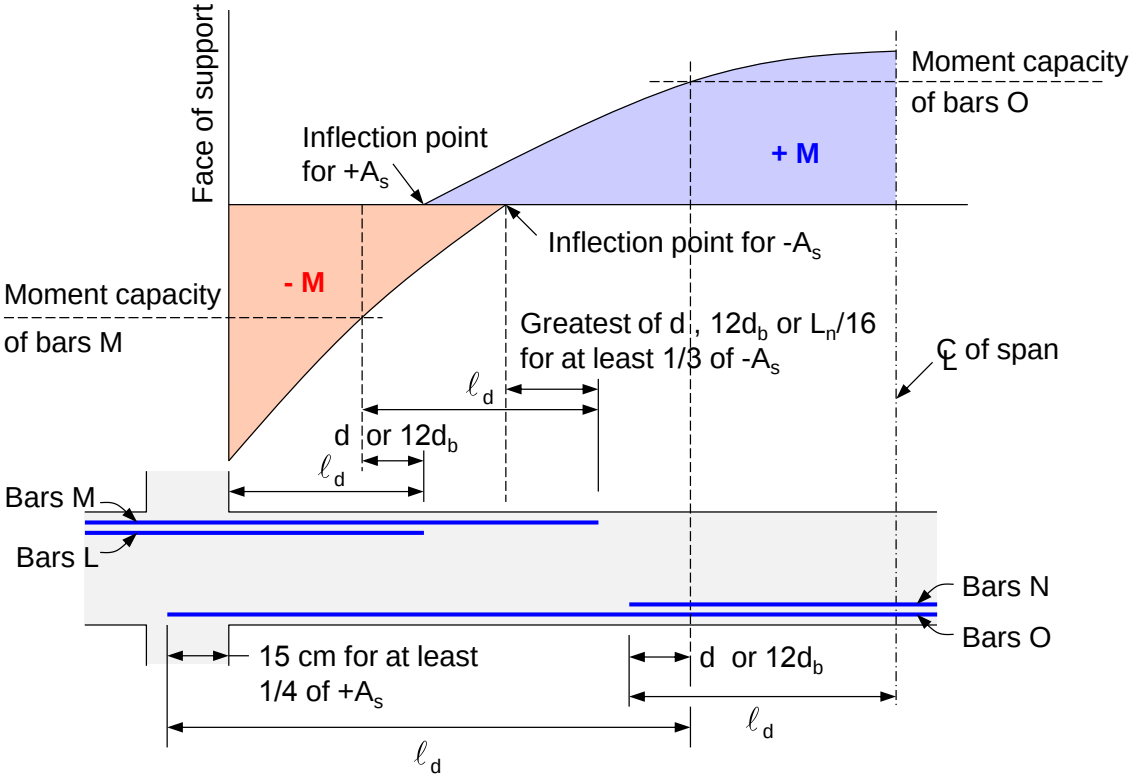
(ข) DB28 : จากตารางที่ ก.4 จะได้ค่า ℓ_d = 127 ซม.

$$1.3\frac{M_n}{V_u} + \ell_a = 1.3\frac{25\times10^5}{42\times10^3}+10 = 87.4 \text{ ซม.} < \ell_d$$ **NG**

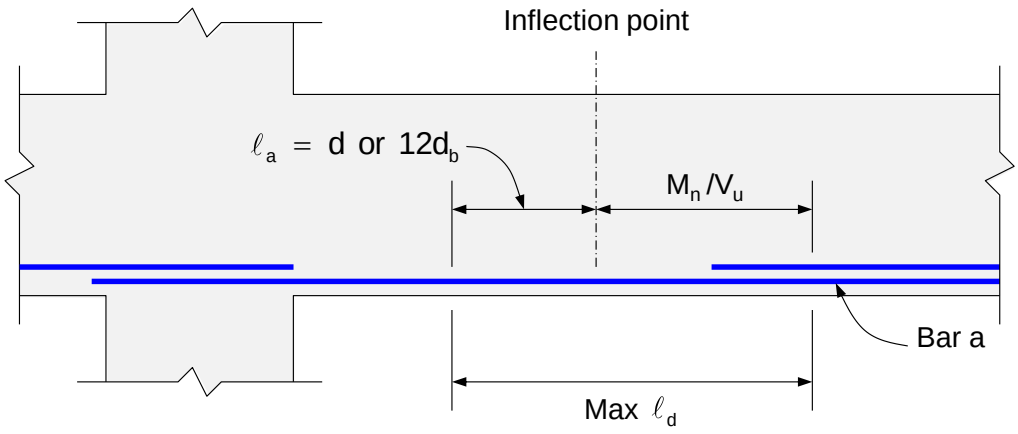
ระยะฝังเหล็กเสริมในคานต่อเนื่อง

ในคานต่อเนื่องนั้นสถานการณ์จะซับซ้อนขึ้นเนื่องจากมี **จุดดัดกลับ (Inflection point)** คือมีการเปลี่ยนทิศทางหรือเครื่องหมายของโมเมนต์ในช่วงคาน

จากรูปที่ 8.30 ในช่วงกลางคานซึ่งมีค่าโมเมนต์ดัดเป็นบวกคือทำให้คานแอ่นตัว เหล็กเสริมที่ใช้จะเป็นเหล็กล่างเพื่อรับแรงดึง จนกระทั่งถูกจุดดัดกลับที่ซึ่งโมเมนต์ดัดเปลี่ยนเป็นลบ ความต้องการใช้เหล็กล่างก็จะหมดไป แต่เพื่อให้มั่นใจว่ามีการพัฒนาแรงยึดเหนี่ยวเต็มที่จึงต้องเสริมเหล็กยาวออกไปอีกเท่ากับความลึกประสิทธิผล d หรือ $12d_b$ ซึ่งมักใช้กับเหล็กเสริมพิเศษเช่น เหล็ก O ดังในรูป ส่วนเหล็กเสริมหลักที่มุมทั้งสี่นั้นต้องเสริมยาวตลอดช่วงคานอยู่แล้ว



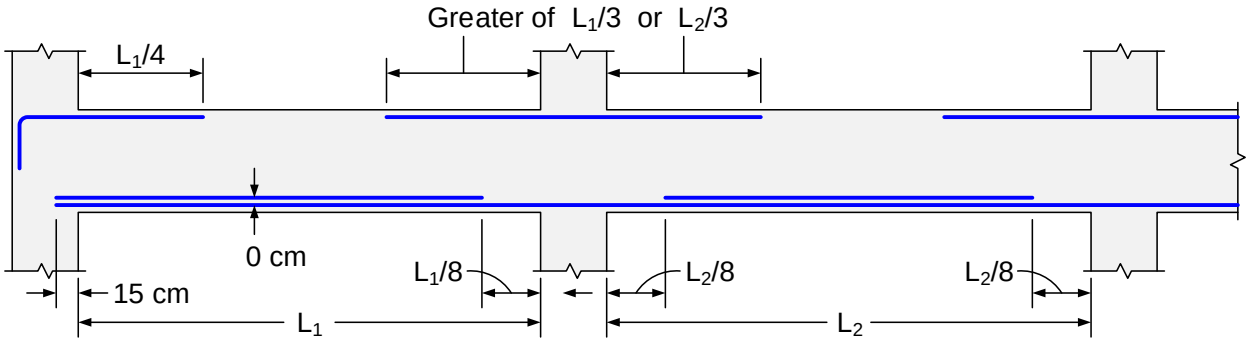
รูปที่ 8.30 ข้อกำหนดการหยุดเหล็กในคานต่อเนื่อง



รูปที่ 8.31 การหยุดเหล็กในคานต่อเนื่อง

ปริมาณเหล็กรับแรงดึงอย่างน้อยที่สุด 1/3 ของทั้งหมดที่ใช้รับโมเมนต์ลบที่จุดรองรับจะต้องยืดเลยจุดดัดกลับเป็นระยะไม่น้อยกว่าความลึกประสิทธิผล d, ความยาว $12d_b$ หรือ 1/16 เท่าของระยะช่วงคานหักความกว้างเสา โดยใช้ค่าที่มากที่สุด ดังจะเห็นได้จากเหล็ก M ในรูปที่ 8.30

เนื่องจากการพิจารณาจุดหยุดเหล็กอาจจะค่อนข้างยากลำบากโดยเฉพาะในโครงอาคารที่ถูกวิเคราะห์โดยวิธีอิลาสติกโดยไม่ใช้สัมประสิทธิ์โมเมนต์ ผู้ออกแบบหลายคนจะกำหนดจุดหยุดเหล็กที่แน่นอนที่มั่นใจแล้วว่ามีความปลอดภัย สำหรับช่วงคานที่เกือบเท่ากัน รับน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอ และไม่หยุดเหล็กรับแรงดึงมากกว่าครึ่ง ตำแหน่งในรูปที่ 8.32 จะเป็นตำแหน่งที่เหมาะสม

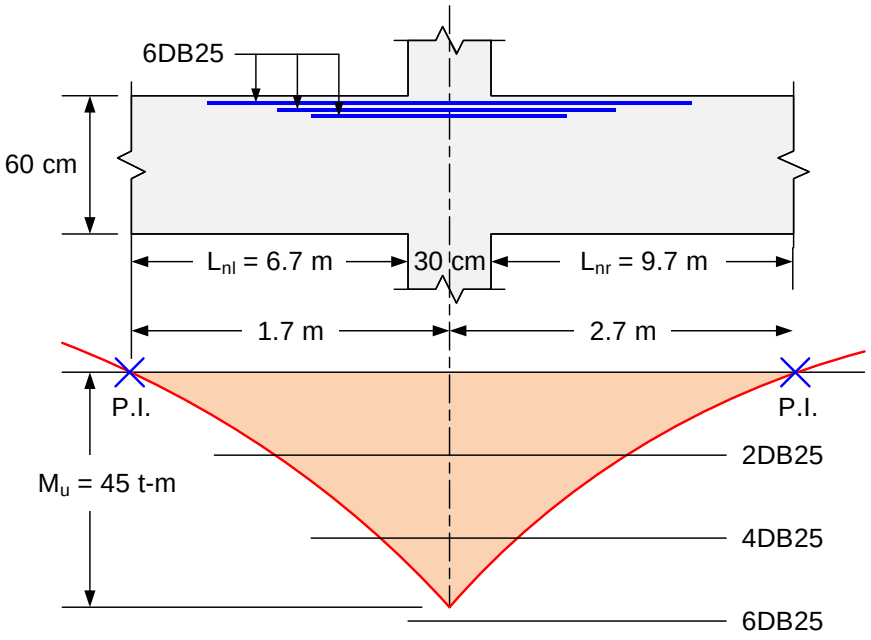


รูปที่ 8.32 การหยุดเหล็กมาตรฐานสำหรับคานช่วงยาวใกล้เคียงกันและรับน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอ

ตัวอย่างที่ 8.4 ระยะฝังยึดที่จุดรองรับคานต่อเนื่อง: คานต่อเนื่องมีระยะช่วงไม่รวมความกว้างจุดรองรับ L_{nr} = 9.7 ม. และ L_{nl} = 6.7 ม. แผนภูมิโมเมนต์ดัดที่จุดรองรับภายในเป็นดังแสดงในรูปที่ 8.33 จงคำนวณระยะหยุดเหล็กบนรับโมเมนต์ลบ คานมีขนาด h = 60 ซม., d = 52 ซม. และ b = 30 ซม. โมเมนต์ลบที่จุดรองรับ $-M_u$ = 45 ตัน-เมตร

กำหนด: s = ช่องว่างระหว่างเหล็กเสริม = $3d_b$, A_s ที่จัดเตรียม = 29.45 ซม.^{2} (6DB25)

A_s ที่ต้องการ = 28.37 ซม.^{2} f'_c = 280 กก./ซม.^{2} และ f_y = 4,000 กก./ซม.^{2}



รูปที่ 8.33 การหยุดเหล็กในคานต่อเนื่องในตัวอย่างที่ 8.4

วิธีทำ พารามิเตอร์ α สำหรับเหล็กบน = 1.3 และ $\beta = \lambda = 1$

เหล็กเสริม DB25 : จากตารางที่ ก.4 จะได้ค่า $\ell_d = 1.3 \times 114 = 148.2$ ซม.

ปรับค่าตัวคูณ $\ell_d = \frac{A_s \text{ required}}{A_s \text{ provided}} \times 148.2 = \frac{28.37}{29.45} \times 148.2 = 142.8$ ซม.

ใช้ ℓ_d = 143 ซม. สำหรับ DB25 ทั้ง 6 เส้น

จุดหยุดเหล็ก:

อย่างน้อย 1 ใน 3 ของปริมาณเหล็ก 6DB25 คือ 2DB25

ต้องยื่นเลยจุดดัดกลับเป็นระยะที่มากที่สุดของ $L_n/16$, d, หรือ $12d_b$

$12d_b = 12(2.5) = 30$ ซม.

d = 52 ซม.

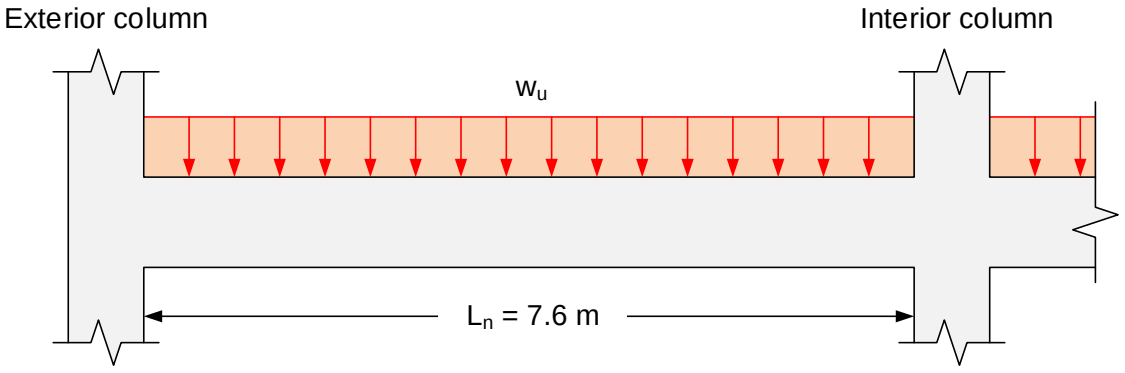
ช่วงคานด้านขวา L_{nr} = 9.7 เมตร:

$L_{nr}/16 = 970/16 = 60.6$ ซม. **ควบคุมโดยระยะ 60.6 ซม.**

ช่วงคานด้านซ้าย L_{nl} = 6.7 เมตร:

$L_{nl}/16 = 670/16 = 41.9$ ซม. **ควบคุมโดยระยะ d = 52 ซม.**

ตัวอย่างที่ 8.5 จงพิจารณาระยะหยุดเหล็กในคานต่อเนื่องช่วงนอกในรูปที่ 8.34 น้ำหนักบรรทุกประลัย w_u = 8.0 ตัน/เมตร กำหนด f'_c = 280 ก.ก./ซม.^{2}, f_y = 4,000 ก.ก./ซม.^{2}, ความกว้างคาน b = 40 ซม., ความลึกคาน h = 60 ซม. และคอนกรีตหุ้ม 4 ซม.



รูปที่ 8.34 คานต่อเนื่องช่วงนอกในตัวอย่างที่ 8.5

วิธีทำ

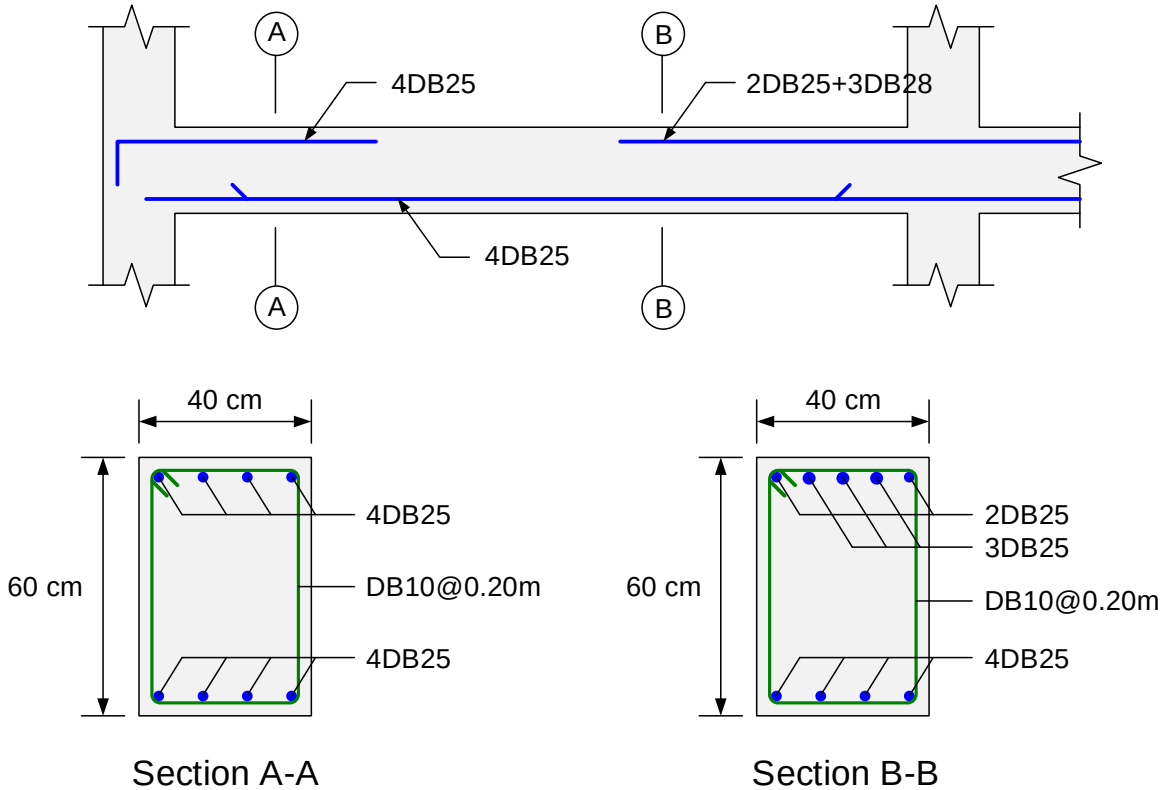
1. ออกแบบเบื้องต้นสำหรับเหล็กเสริมรับโมเมนต์และแรงเฉือน

ก. ใช้การวิเคราะห์แบบประมาณค่าโมเมนต์ดัดและแรงเฉือน

ตำแหน่ง	โมเมนต์และแรงเฉือน
Interior face of exterior support	$-M_u = w_uL_n^2/16 = 8\,(7.6)^2/16 = -28.88$ ตัน-เมตร
Mid span positive	$+M_u = w_uL_n^2/14 = 8\,(7.6)^2/14 = -33.01$ ตัน-เมตร
Exterior face of first interior support	$-M_u = w_uL_n^2/10 = 8\,(7.6)^2/10 = -46.21$ ตัน-เมตร
Exterior face of first interior support	$V_u = 1.15w_uL_n/2 = 34.96$ ตัน

ข. พิจารณาเหล็กเสริมรับโมเมนต์ดัดที่ต้องการ ตามขั้นตอนในบทที่ 3 โดยใช้ระยะหุ้ม 4 ซม., เหล็กปลอก DB10, เหล็กเสริมรับโมเมนต์ดัด DB25 หรือ DB28 ความลึก $d = 60 - 4 - 1 - 2.8/2 = 53.6$ ซม.

M_u	A_s ที่ต้องการ	เหล็กเสริม	A_s ที่ใช้
-28.88 ตัน-เมตร	15.97 ซม.^{2}	4DB25	19.63 ซม.^{2}
+33.01 ตัน-เมตร	18.44 ซม.^{2}	4DB25	19.63 ซม.^{2}
-46.21 ตัน-เมตร	26.76 ซม.^{2}	2DB25+3DB28	28.29 ซม.^{2}



รูปที่ 8.35 การเสริมเหล็กในคานต่อเนื่องช่วงนอกในตัวอย่างที่ 8.5

ค. พิจารณาเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

V_u ที่ระยะ "d" จากผิวเสาที่รองรับ : $V_u = 34.96 - 8(0.536) = 30.67$ ตัน

$$V_c = 0.53\sqrt{280} \times 40 \times 53.6 / 1{,}000 = 19.01 \text{ ตัน}$$

โดยที่ $s_{max} = d/2 = 53.6/2 = 26.8$ ซม., เหล็กปลอก DB10 ($A_v = 1.57$ ซม.^{2})

V_s ที่ต้องการ $= V_u/\phi - V_c = 30.67/0.85 - 19.01 = 17.07$ ตัน

s ที่ต้องการ $= A_v f_y d / V_s = 1.57 \times 4.0 \times 53.6/17.07 = 19.72$ ซม.

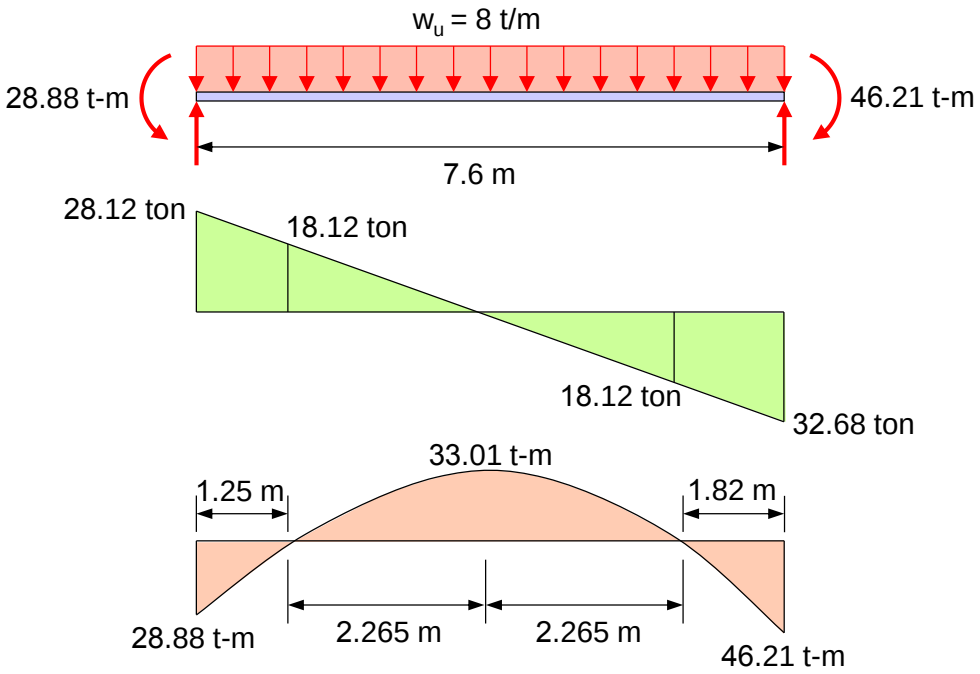
ใช้เหล็กปลอก DB10@0.18 ม.

2. ความยาวเหล็กเสริมล่าง

ก. จำนวนเหล็กเส้นที่ต้องยื่นเข้าไปในจุดรองรับ

หนึ่งในสี่ของ ($+A_s$) ต้องยื่นเข้าไปในที่รองรับอย่างน้อย 15 ซม. โดยที่ต้องมีเหล็กนอนที่แต่ละมุมของหน้าตัดคาน เหล็กเสริมอย่างน้อย 2 เส้นควรยาวตลอดช่วงคานโดยใช้ 2DB25 และหยุดเหล็กเสริม 2DB25 ภายในช่วงคาน

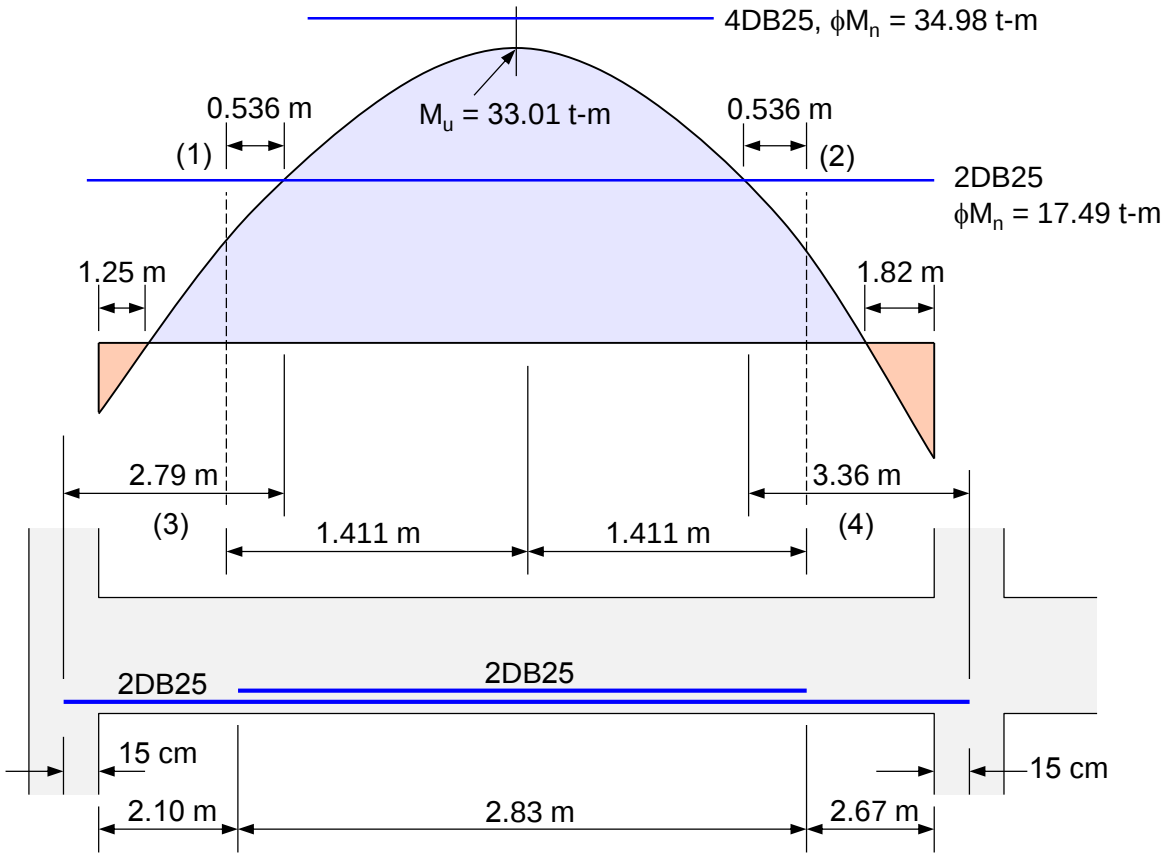
ข. พิจารณาตำแหน่งการหยุดเหล็ก 2DB25 ภายในช่วงคาน และตรวจสอบความต้องการความยาวยึดรั้งอื่นๆ โดยเขียนแผนภูมิแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดของสภาวะน้ำหนักบรรทุกที่ให้ค่าโมเมนต์มากที่สุดเป็นดังในรูปข้างล่าง



รูปที่ 8.36 แผนภูมิแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดของคานต่อเนื่องช่วงนอกในตัวอย่างที่ 8.5

ส่วนโมเมนต์บวกของแผนภูมิ M_u ดังในรูปข้างล่าง พร้อมทั้งกำลังโมเมนต์ ϕM_n สำหรับ 4DB25, $\phi M_n = 34.98$ ตัน-เมตร และสำหรับ 2DB25, $\phi M_n = 17.49$ ตัน-เมตร

จากในรูป 8.37 เหล็กล่าง 2DB25 ยื่นเข้าไปในที่รองรับ 15 ซม. และอีก 2DB25 ถูกหยุดที่ 2.10 ม. และ 2.67 ม. จากจุดรองรับภายนอกและภายในตามลำดับ ตำแหน่งหยุดเหล็กพิจารณาจากขั้นตอนดังนี้ :



รูปที่ 8.37 การหยุดเหล็กล่างในคานต่อเนื่องช่วงนอกในตัวอย่างที่ 8.5

ระยะ (1) และ (2) คือระยะที่เลยจากจุดที่ต้องการเหล็กเสริม จะใช้ค่าที่มากกว่าระหว่าง d และ $12d_b$: d = 53.6 ซม. > $12d_b$ = 12(2.5) = 30 ซม. **ระยะ 53.6 ซม. ควบคุม**

ระยะ (3) และ (4) คือระยะวัดจากปลายเหล็กเสริมจนถึงจุดที่ต้องการกำลังโมเมนต์ดัดเต็มที่ของเหล็ก 2DB25 ที่ยื่นเข้าที่รองรับ ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า ℓ_d :

จากตารางที่ ก.4 สำหรับ DB25 : ℓ_d = 114 ซม.

ระยะ (3) ที่มียาว 279 ซม. > 114 ซม. **OK**

ระยะ (4) ที่มียาว 336 ซม. > 114 ซม. **OK**

ตรวจสอบความยาวฝังยึด ℓ_d สำหรับอีก 2DB25 ที่หยุดก่อนเข้าที่รองรับ

ระยะจากกลางช่วงคานคือ 141 ซม. > 114 ซม. **OK**

สำหรับ 2DB25 ที่ยื่นเข้าที่รองรับ ตรวจสอบระยะฝังที่ต้องการ

ณ จุดเปลี่ยนการดัด (Point of Inflection, PI) : $\ell_d \le \frac{M_n}{V_u} + \ell_a$

สำหรับ 2DB25, M_n = 17.49/0.9 = 19.43 ตัน-เมตร

ณ จุด PI ข้างซ้าย, V_u = 28.12 – 8(1.25) = 18.12 ตัน

ℓ_a = ค่าที่มากกว่าของ $12d_b$ = 12(2.5) = 30 ซม. หรือ d = 53.6 ซม. **(ควบคุม)**

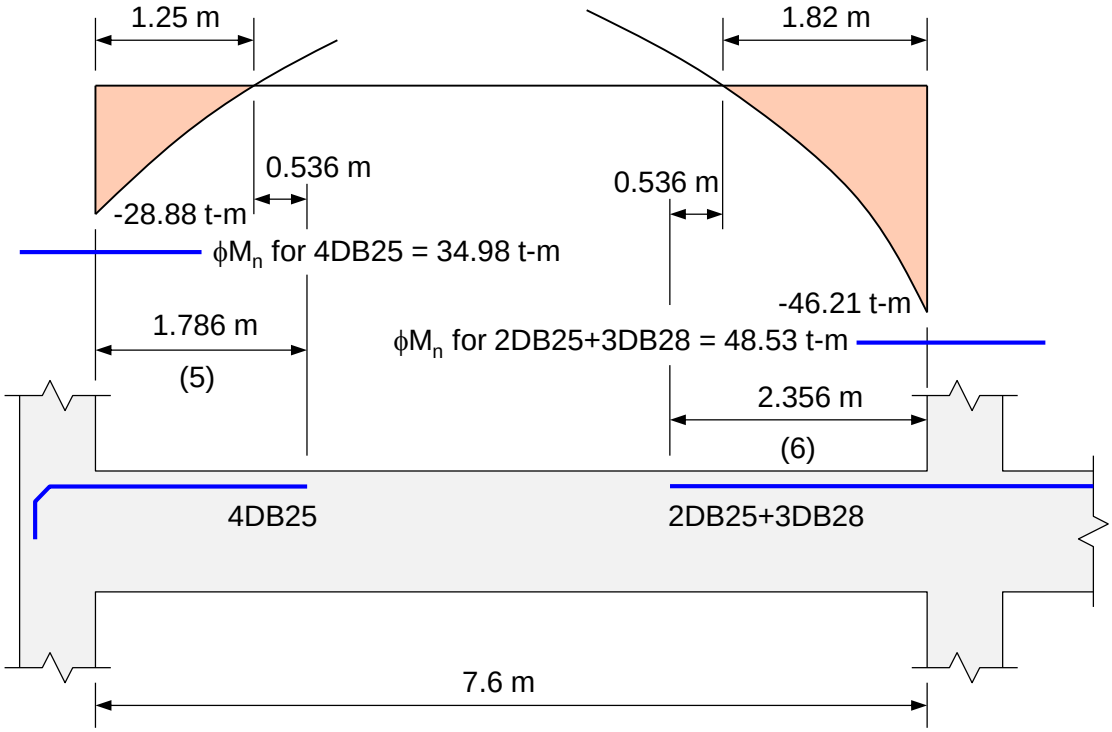
$$\ell_d \le \frac{19.43 \times 100}{18.12} + 53.6 = 160.83 \text{ ซม.}$$

สำหรับ DB25 : ℓ_d = 114 ซม. < 160.83 ซม. **OK**

ณ จุด PI ข้างขวา, $V_u = 32.68 - 8(1.82) = 18.12$ ตัน จากการตรวจสอบ **OK**

3. ความยาวเหล็กเสริมบน

ส่วนของแผนภูมิโมเมนต์ลบ M_u แสดงในรูป 8.38 รวมทั้งกำลังเหล็กบนรับโมเมนต์ลบ ϕM_n สำหรับ 4DB25, ϕM_n = 34.98 ตัน-เมตร และสำหรับ 2DB25+3DB28, ϕM_n = 48.53 ตัน-เมตร



รูปที่ 8.38 การหยุดเหล็กบนในคานต่อเนื่องช่วงนอกในตัวอย่างที่ 8.5

4. ระยะฝังยึดที่ต้องการสำหรับเหล็กบน 4DB25 ที่จุดรองรับภายนอก

ก. จำนวนเหล็กเส้นที่ต้องยื่นออกมาจากที่รองรับ

หนึ่งในสามของ ($-A_s$) เสริมที่จุดรองรับจะต้องยื่นออกมาเลยจุดดัดกลับเป็นระยะเท่ากับค่าที่มากกว่าของ d, $12d_b$, หรือ $L_n/16$

d = 53.6 ซม. **(ควบคุม)**

$12d_b = 12(2.5) = 30$ ซม.

$L_n/16 = 760/16 = 47.5$ ซม.

เนื่องจากจุดดัดกลับอยู่ที่ระยะเพียงแค่ 1.25 ม. จากจุดรองรับ ความยาวของ DB25 จึงค่อนข้างสั้นแม้ว่าจะต้องยื่นเลยจุดดัดกลับไปอีก 53.6 ซม. ตรวจสอบระยะฝังยึด ℓ_d ที่ต้องการที่ระยะ 1.786 ม. จากผิวจุดรองรับ

ระยะ (5) ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า ℓ_d

จากตารางที่ ก.6 สำหรับ DB25 : $\ell_d = 114$ ซม.

ปรับแก้เนื่องจากผลของเหล็กบน, $\ell_d = 1.3(114) = 148$ ซม. < 178.6 ซม. **OK**

ข. การฝังยึดในเสาต้นนอก

เหล็ก DB25 ถูกฝังยึดในเสาโดยใช้การงอขอมาตรฐาน จากตารางที่ ก.5 ค่า $\ell_{hb} = 48$ ซม. ซึ่งลดลงได้โดยพิจารณาการเสริมเหล็กส่วนเกินคือ :

$$\frac{(A_s \text{ required})}{(A_s \text{ provided})} = \frac{15.97}{19.63} = 0.81$$

$$\ell_{dh} = 0.81 \times 48 = 38.9 \text{ ซม.}$$

ความกว้างเสาที่ต้องการคือ $38.9 + 4 + 1 + 2.5/2 = 45.2$ ซม.

ใช้ความลึกเสา 50 ซม.

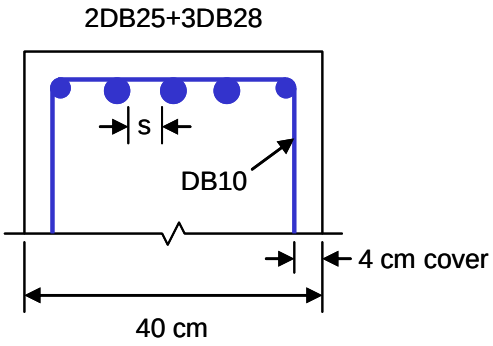
5. ระยะฝังยึดที่ต้องการสำหรับ 2DB25+3DB28 ที่จุดรองรับภายใน

ก. จำนวนเหล็กเส้นที่ต้องยื่นออกมาคือหนึ่งในสามของ ($-A_s$)

d = 53.6 ซม. **(ควบคุม)**

$12d_b = 12(2.8) = 33.6$ ซม.

$L_n/16 = 760/16 = 47.5$ ซม.



รูปที่ 8.39 เหล็กบน 2DB25+3DB28

ระยะช่องว่าง s = [40 – 2(4) – 2(1) – 2(2.5) – 3(2.8)]/4

= 4.15 ซม. = $1.48d_b > d_b$

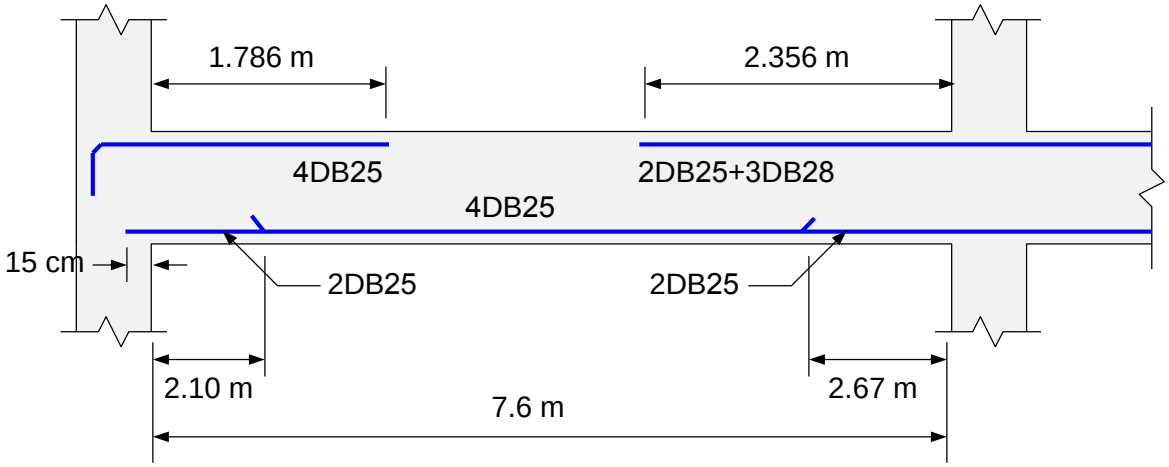
ระยะ c-c เหล็กเสริม = [40 – 2(4) – 2(1) – 2.5]/4 = 6.88 ซม. = $2.46d_b$

ระยะหุ้มคอนกรีต = 4 + 1 = 5 ซม. = $1.79d_b > d_b$

ระยะฝังยึดที่ต้องการ, $\ell_d = 1.3(127) = 165$ ซม.

ระยะ (6) = 182 + 53.6 = 235.6 ซม. $> \ell_d = 165$ ซม. **OK**

6. สรุปผลการออกแบบ : ความยาวของเหล็กล่างและเหล็กบนเป็นดังแสดงในรูปข้างล่าง

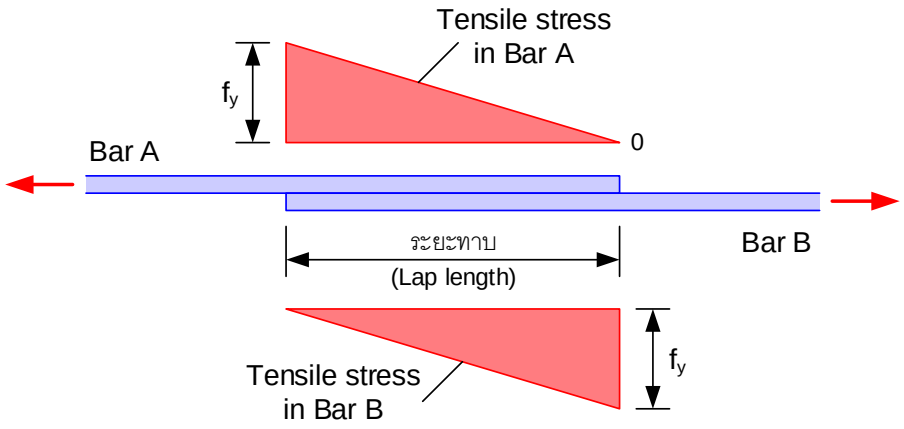


รูปที่ 8.40 ระยะหยุดเหล็กบนและเหล็กล่าง

การต่อเหล็กเสริมรับแรงดึง

เหล็กเส้นที่ใช้เสริมในคอนกรีตจะถูกผลิตออกมาโดยมีความยาวมาตรฐานซึ่งขึ้นกับความสะดวกในการขนส่งและการคิดน้ำหนัก โดยปกติจะผลิตที่ความยาว 10 เมตร ดังนั้นเมื่อนำมาใช้ในคานหรือพื้นต่อเนื่องหลายๆช่วงจึงต้องมีการต่อเหล็กโดยการทาบง่ายๆแบบสัมผัสหรือแยกกัน หรืออาจต่อแบบชนโดยการเชื่อม โดยทั่วไปจุดที่ต่อเชื่อมควรอยู่ห่างจากจุดที่มีหน่วยแรงดึงมากที่สุด และควรสลับกันต่อเพื่อไม่ให้เหล็กเหล็กทุกเส้นในหน้าตัดถูกต่อพร้อมกัน

คานที่มีการต่อเหล็กควรมีความเหนียวเทียบเท่ากับที่ไม่มีการต่อเหล็ก ข้อกำหนดของ ACI ต้องการให้แน่ใจว่าจะไม่เกิดการวิบัติที่จุดต่อเมื่อถึงกำลังดัดสูงสุดของคานที่จุดต่อเหล็ก ข้อกำหนดของระยะทาบน้อยที่สุดสำหรับการต่อทาบแบบสัมผัสมีไว้เพื่อให้มีคอนกรีตหุ้มเพียงพอเพื่อต้านทานการแตกแยกตัว แต่สำหรับการทาบแบบไม่สัมผัส เหล็กแต่ละเส้นไม่ควรวางห่างกันจนเกินไป รูปที่ 8.41 แสดงการกระจายหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมที่จุดต่อทาบ โดยหน่วยแรงจะเพิ่มขึ้นจากศูนย์ที่ปลายแล้วมีค่าเพิ่มขึ้นตามระยะทาบจนมีหน่วยแรงมากสุดคือ f_y



รูปที่ 8.41 การกระจายหน่วยแรงในเหล็กต่อทาบ

มาตรฐาน วสท. 1008-38 กำหนดให้ทำการต่อเหล็กเสริมได้เมื่อมีความจำเป็น หรือที่ยอมให้ตามแบบก่อสร้าง หรือในข้อกำหนดประกอบแบบ หรือโดยอนุมัติจากวิศวกร โดยการต่อเหล็กเสริมอาจทำได้ 2 วิธีคือ การต่อทาบ และ การต่อเชื่อมและข้อต่อทางกล

การต่อทาบจะใช้กับเหล็กเส้นที่มีขนาดใหญ่ไม่เกิน DB36 โดยความยาวในการต่อทาบรับแรงดึงจะขึ้นกับชั้นคุณภาพในการต่อ A หรือ B แต่ต้องไม่น้อยกว่า 30 ซม. โดยที่

การต่อชั้นคุณภาพ A . . . . . $1.0\ell_d$

การต่อชั้นคุณภาพ B . . . . . $1.3\ell_d$

เมื่อ ℓ_d คือความยาวฝังยึดรับแรงดึงของเหล็กเสริม มีค่าเท่ากับ $0.06A_b f_y / \sqrt{f'_c}$ สำหรับคอนกรีตกำลัง f'_c = 240 ksc และเหล็กเสริม SD40 กำลัง f_y = 4,000 ksc ความยาว ℓ_d ของเหล็กเสริมขนาดต่างๆอาจคำนวณได้ดังแสดงในตาราง

ตารางที่ 8.6 ความยาวฝังยึด ℓ_d (ซม.)

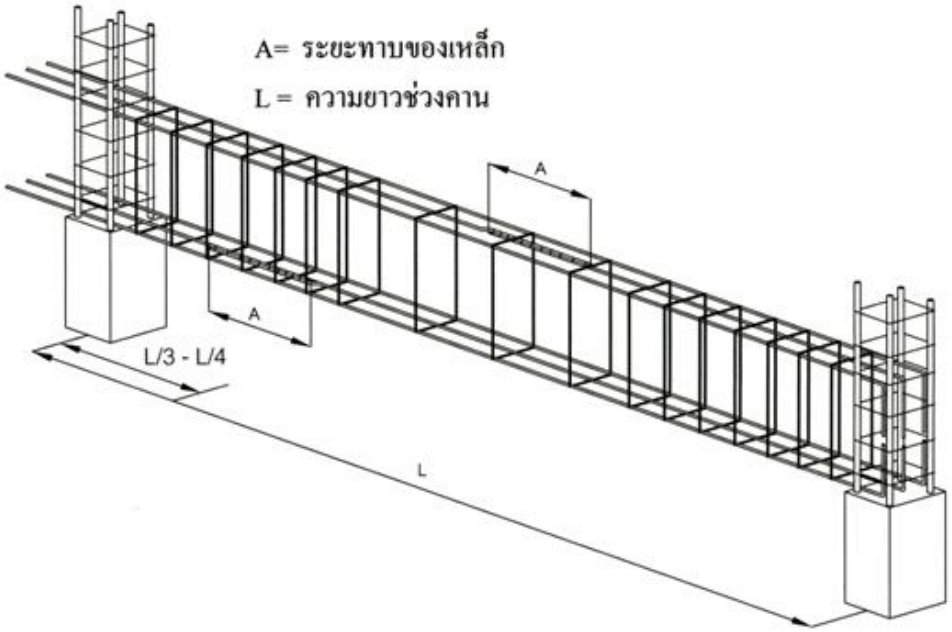
เหล็กเสริม	พื้นที่ (ซม.^{2})	ความยาว ℓ_d (ซม.)
DB10	0.785	12.2
DB12	1.13	17.5
DB16	2.01	31.1
DB20	3.14	48.6
DB25	4.91	76.1
DB28	6.16	95.4
DB32	8.04	125
DB36	10.18	158

หรืออาจใช้สูตรอย่างง่ายแบบดั้งเดิมคือ ระยะทาบของเหล็กข้ออ้อยให้ใช้ไม่น้อยกว่า 36 เท่าขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางแต่ต้องไม่น้อยกว่า 30 ซม.

การต่อทาบของเหล็กข้ออ้อยและลวดข้ออ้อยรับแรงดึงให้ใช้ชั้นคุณภาพ B โดยยกเว้นให้ใช้ชั้นคุณภาพ A ได้ในกรณีดังนี้

1. พื้นที่เหล็กเสริมที่ใช้มีอย่างน้อยสองเท่าของที่ต้องการโดยการวิเคราะห์ตลอดความยาวการต่อ
2. ปริมาณเหล็กเสริมที่ต่อทาบต้องไม่เกินครึ่งหนึ่งของพื้นที่เหล็กเสริมทั้งหมดที่ต้องการต่อทาบ

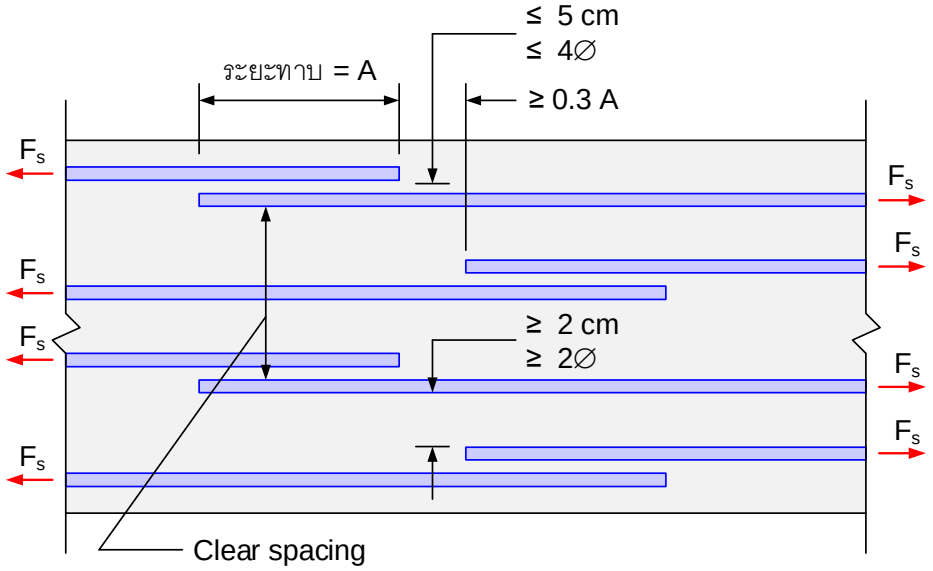
ตำแหน่งที่จะทำการต่อทาบเหล็กเสริมรับแรงดึงควรจะอยู่ห่างจากบริเวณที่รับแรงดึงสูง มาต่อในบริเวณที่มีปริมาณเหล็กเสริมมากกว่าที่ต้องการจากการวิเคราะห์อย่างน้อยสองเท่า ซึ่งในคานโดยทั่วไป เหล็กเสริมบนจะต่อที่กลางช่วงคาน และ เหล็กเสริมล่างจะต่อริมช่วงดังในรูป



รูปที่ 8.42 ตำแหน่งการต่อทาบเหล็กเสริมคาน

การต่อทาบของเหล็กเส้นที่มัดรวมเป็นกำต้องเป็นไปตามความยาวระยะต่อทาบที่ต้องการของเหล็กเส้นแต่ละเส้นภายในมัดนั้น โดยเพิ่มความยาวอีกร้อยละ 20 สำหรับเหล็ก 3 เส้นมัดรวมเป็นกำ และเพิ่มร้อยละ 33 สำหรับเหล็ก 4 เส้นมัดรวมเป็นกำ

การต่อเหล็กโดยวิธีต่อทาบที่ผิวไม่สัมผัสกันในองค์อาคารรับแรงดัด ต้องวางห่างกัน (clear spacing) ไม่เกิน 1/5 ของระยะทาบ และไม่เกิน 15 ซม. ในกรณีที่เหล็กที่จะต่อทาบมีหลายเส้นให้ต่อแบบสลับเส้นตามเงื่อนไขดังนี้

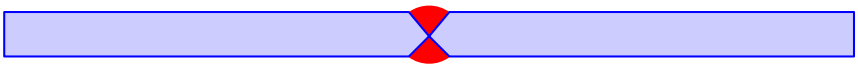


รูปที่ 8.43 การต่อทาบสลับเหล็กเสริม

- ระยะช่องว่างระหว่างเหล็กที่ต่อทาบต้องไม่เกิน 4 เท่าขนาดเหล็กเสริมหรือ 5 ซม. มิฉะนั้นให้เพิ่มระยะทาบตามส่วนที่เกิน
- ระยะห่างตามยาวของส่วนต่อทาบที่ถัดกันต้องไม่น้อยกว่า 0.3 เท่าของระยะทาบ

- ระยะช่องว่างระหว่างเหล็กที่ต่อทาบถัดกันต้องไม่น้อยกว่า 2 เท่าขนาดเหล็กเสริมหรือ 2 ซม.

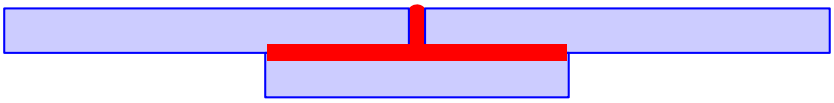
สำหรับการต่อเชื่อมเหล็กเสริมและข้อต่อเชิงกล การต่ออย่างสมบูรณ์ต้องสามารถรับแรงได้อย่างน้อย 1.25 เท่าของกำลังคราก f_y ของเหล็กเสริม โดยทำการต่อเชื่อมในบริเวณที่เนื้อที่เหล็กเสริมจริงมีปริมาณน้อยกว่า 2 เท่าของที่ต้องการโดยการวิเคราะห์



Metal-arc butt weld with double-V preparation



15 x bar size with 2 metal-arc fillet welds 5 x bar size in length



Metal-arc butt weld with fillet weld 10 x bar size in length

รูปที่ 8.44 การเชื่อมต่อเหล็กเสริมแบบต่างๆ

การต่อเหล็กเสริมรับแรงอัด

ในขณะที่การต่อเหล็กรับแรงดึงไม่สามารถทำได้กับเหล็กที่มีขนาดใหญ่กว่า DB36 เหล็กเส้นขนาด DB40 และ DB60 รับแรงอัดอาจถูกต่อกับเหล็ก DB36 หรือเล็กกว่าได้

ระยะทาบ ℓ_s รับแรงอัดน้อยที่สุดเมื่อ f'_c ไม่น้อยกว่า 210 ก.ก./ซม.^{2} จะต้องมีค่าอย่างน้อยเท่ากับ

สำหรับ $f_y \le 4{,}000$ ก.ก./ซม.^{2} ระยะทาบ $\ell_s \ge 0.007 f_y d_b \ge 30$ ซม. (8.26ก)

สำหรับ $f_y > 4{,}000$ ก.ก./ซม.^{2} ระยะทาบ $\ell_s \ge (0.013 f_y - 24) d_b \ge 30$ ซม. (8.26ข)

เมื่อ f'_c น้อยกว่า 210 ก.ก./ซม.^{2} ระยะทาบจะต้องเพิ่มอีกหนึ่งในสาม เมื่อต่อเหล็กสองขนาดที่ไม่เท่ากัน ระยะทาบจะใช้ค่าที่มากกว่าของ (1) ระยะทาบของเหล็กที่เล็กกว่า หรือ (2) ระยะฝัง ℓ_d ของเหล็กรับแรงอัดของเส้นที่ใหญ่กว่า

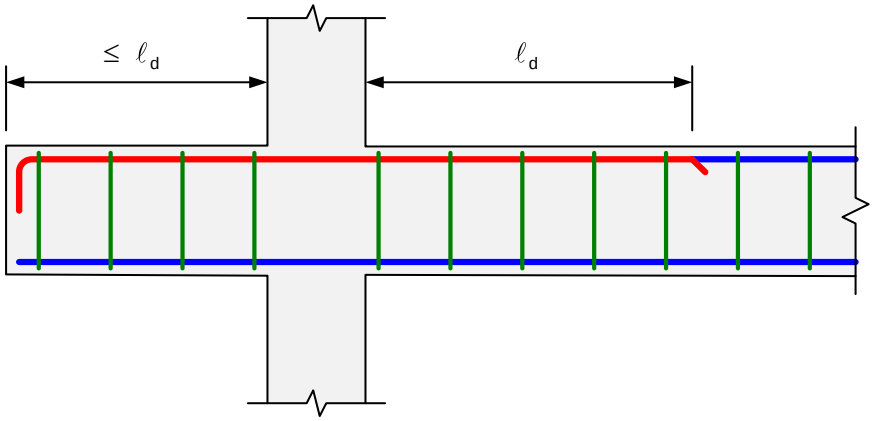
- สำหรับองค์อาคารที่เหล็กเสริมหลักถูกห่อหุ้มโดยปลอกเดี่ยว ระยะทาบอาจลดลงได้เป็น 0.83 ของระยะปกติแต่ต้องไม่น้อยกว่า 30 ซม.
- สำหรับองค์อาคารที่เหล็กเสริมหลักถูกห่อหุ้มโดยปลอกเกลียว ระยะทาบอาจลดลงได้เป็น 0.75 ของระยะปกติแต่ต้องไม่น้อยกว่า 30 ซม. จำนวนเท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางที่ต้องการสำหรับระยะทาบรับแรงอัดเป็นดังแสดงในตารางที่ 8.7

ตารางที่ 8.7 จำนวนเท่าเส้นผ่าศูนย์กลางที่ต้องการสำหรับระยะทาบรับแรงอัดเมื่อ $f'_c \geq 210$ ก.ก./ซม.^{2}

หน่วยแรงคราก f_y (ก.ก./ซม.^{2})	จำนวนเท่าของเส้นผ่าศูนย์กลาง		
	เสาปลอกเกลียว	เสาปลอกเดี่ยว	อื่นๆ
3000	16	18	21
4000	21	24	28
5000	31	59	41

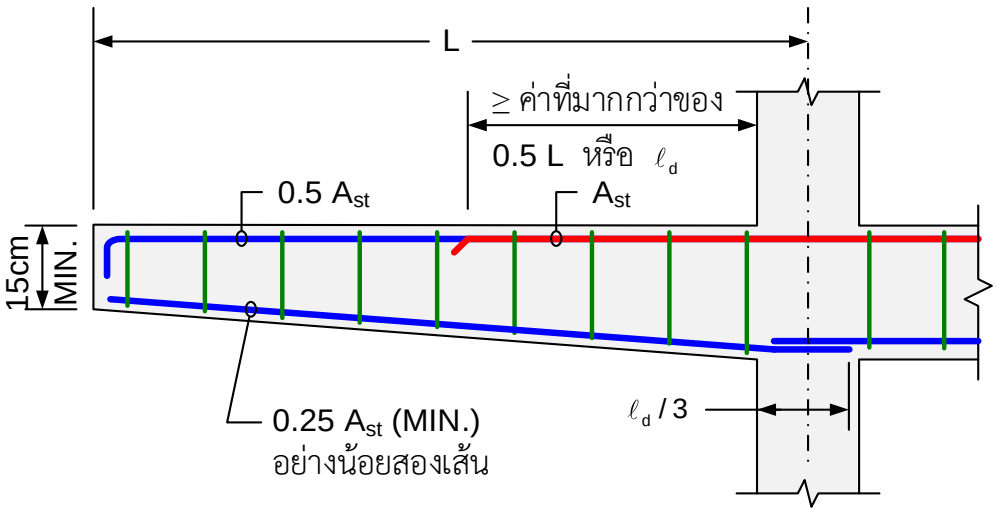
การฝังยึดเหล็กเสริมในคานยื่น

เหล็กเสริมบนรับแรงดึงในคานยื่นจะต้องมีความยาวไม่น้อยกว่าความยาวฝังยึด L_d โดยวัดจากจุดที่มีแรงดึงสูงจุดที่ผิวเสาออกมาทั้งสองข้าง ซึ่งในกรณีที่ช่วงยื่นน้อยกว่า L_d ให้ทำการงอฉากที่ปลายยื่นเพื่อช่วยในการฝังยึด



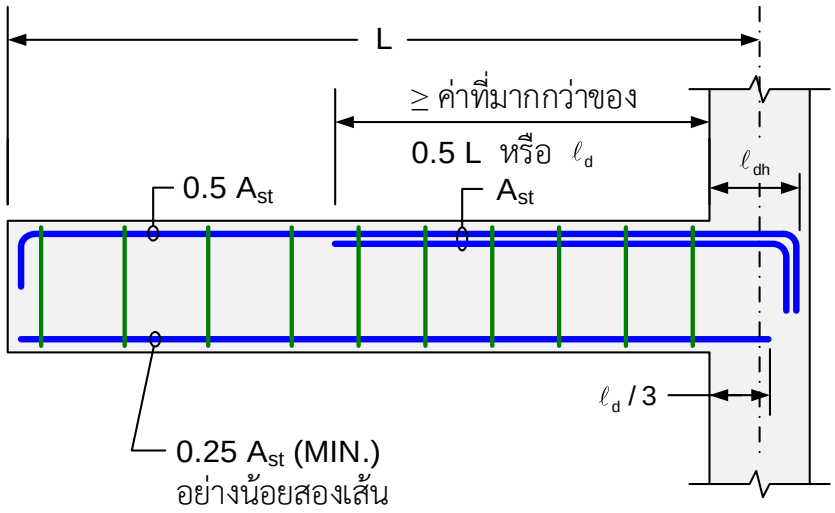
รูปที่ 8.45 การเสริมเหล็กในคานยื่นช่วงสั้น

ในกรณีที่ปลายยื่นมีความยาวมากพออาจหยุดเหล็กครึ่งหนึ่งที่ระยะไม่น้อยกว่าครึ่งหนึ่งของระยะยื่นหรือความยาวฝังยึด โดยอาจลดความลึกคานจนถึงปลายคานไม่น้อยกว่า 15 ซม.



รูปที่ 8.46 การเสริมเหล็กในคานยื่นช่วงยาว

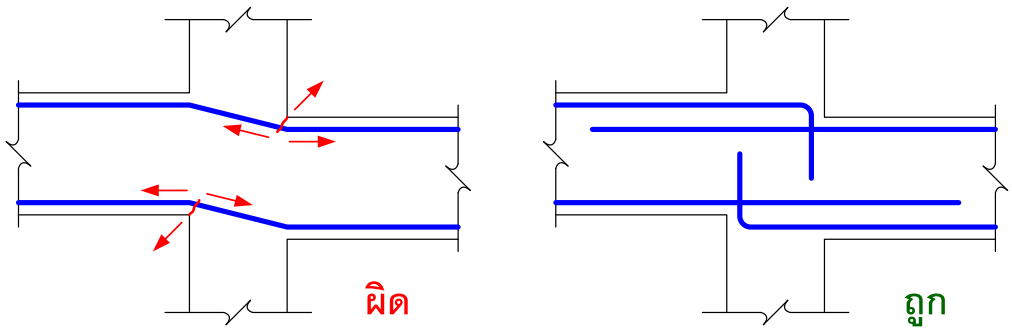
ในกรณีของคานยื่นจากเสาโดยไม่มีคานช่วงในให้ทำการงอฉากเหล็กเสริมบน โดยให้มีระยะปลายงอขอเพื่อให้มีการฝังยึดที่เพียงพอ



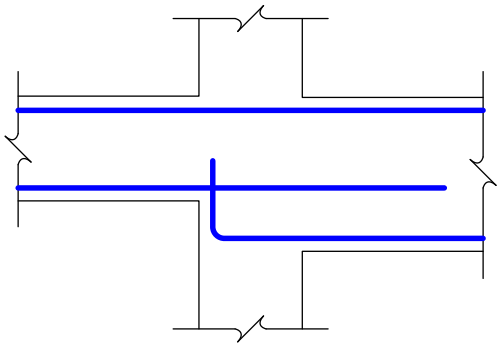
รูปที่ 8.47 การเสริมเหล็กในคานยื่นจากเสา

การเสริมเหล็กต่างระดับ

เหล็กเสริมในคานต่อเนื่องโดยปกติจะวางเป็นแนวเส้นตรงผ่านหัวเสา แต่ในกรณีที่คานที่มาต่อทั้งสองข้างของเสามีการเปลี่ยนระดับ หรือมีความความลึกต่างกัน การดัดเหล็กเสริมอาจก่อให้เกิดการแตกร้าวของคอนกรีตอันเนื่องมาจากแรงดึงในเหล็กเสริม ดังนั้นจึงต้องแยกเหล็กเป็นคนละเส้นโดยใช้การงอเหล็กช่วยในการฝังยึดเพื่อรับแรงดึงในเหล็กเสริม

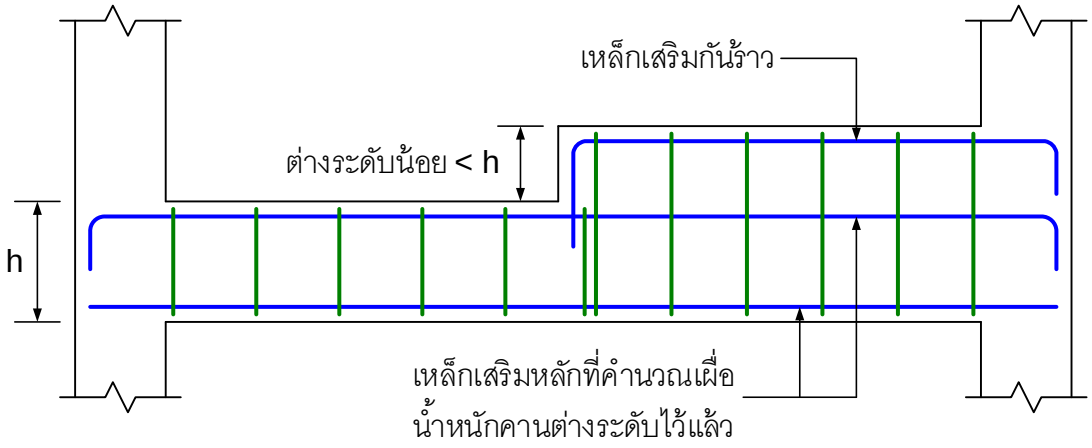


รูปที่ 8.48 การเสริมเหล็กในคานต่างระดับ



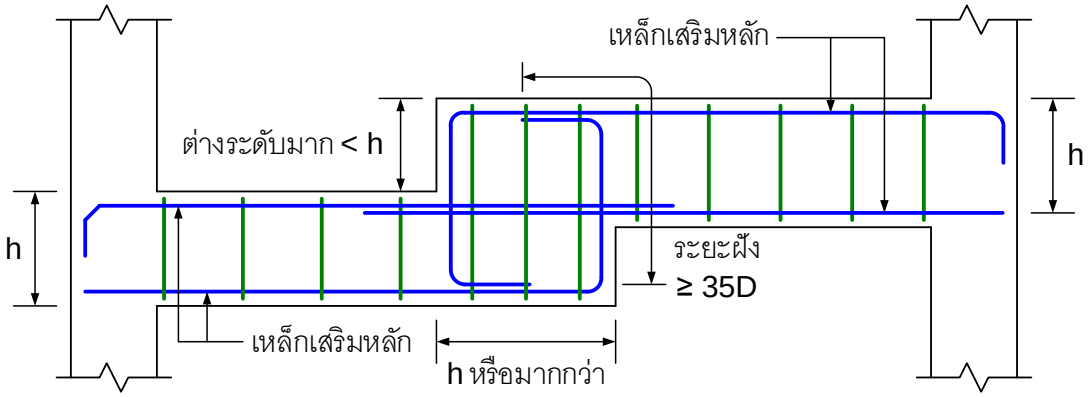
รูปที่ 8.49 การเสริมเหล็กในคานที่มีความลึกต่างกัน

สำหรับคานต่างระดับระหว่างช่วงความยาวจะมีรายละเอียดการเสริมเหล็กแตกต่างกันไปตามความสูงของระยะที่ต่างระดับดังแสดงในรูปที่ 8.50 เป็นการเสริมเหล็กในกรณีที่มีความต่างระดับน้อยเมื่อเทียบกับความลึกคาน h โดยจะเสริมเหล็กกันร้าวเพิ่มในคานส่วนที่ระดับสูงกว่า

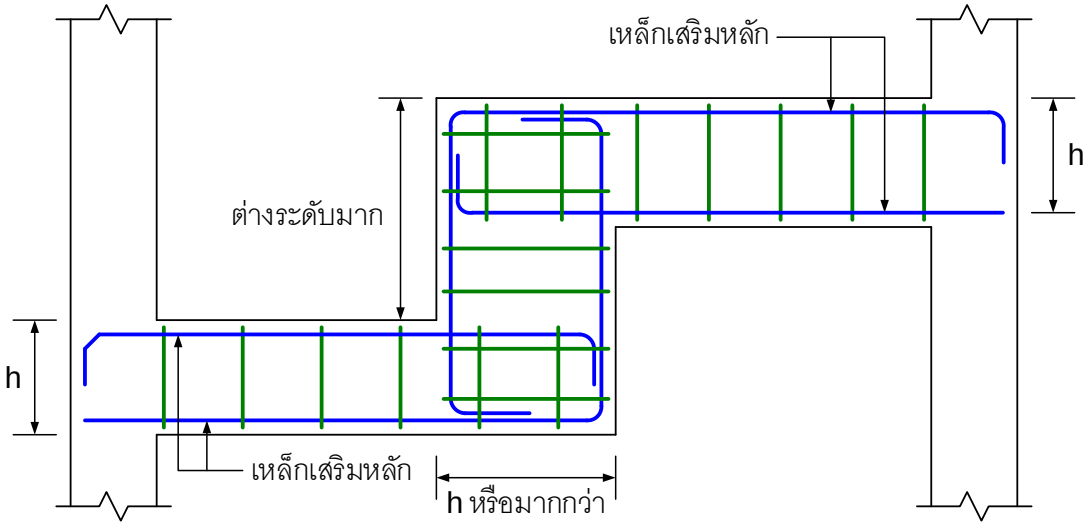


รูปที่ 8.50 การเสริมเหล็กในคานที่มีความต่างระดับน้อย

เมื่อความต่างระดับมีมากขึ้นแต่ยังไม่เกินความลึกคาน h ให้ทำการเสริมเหล็กดังในรูปที่ 8.51 โดยมีช่วงทาบไม่น้อยกว่า h

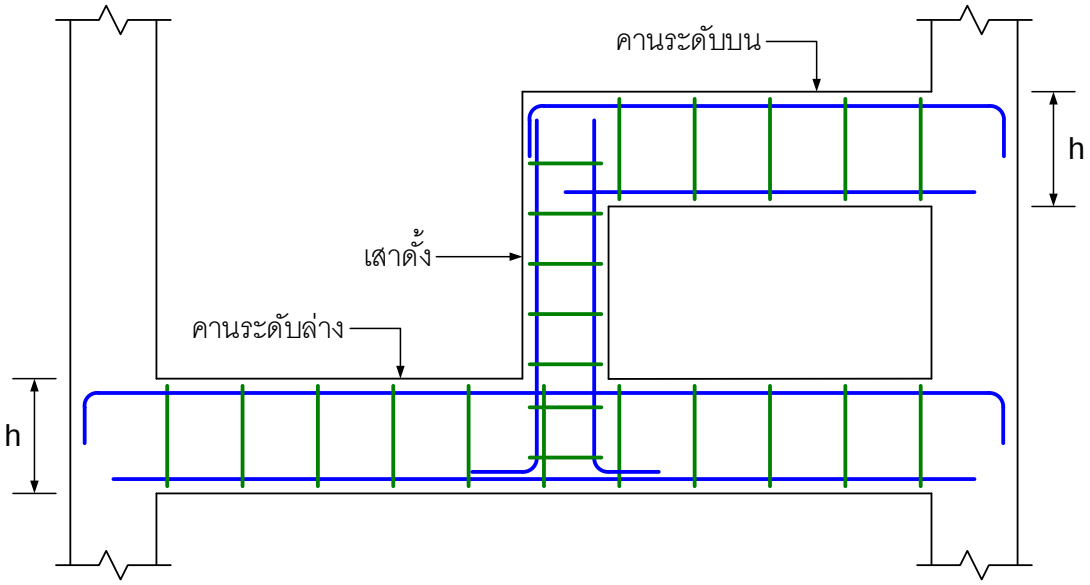


รูปที่ 8.51 การเสริมเหล็กในคานที่มีความต่างระดับมากแต่ยังไม่เกิน h



รูปที่ 8.52 การเสริมเหล็กในคานที่มีความต่างระดับมากเกิน h

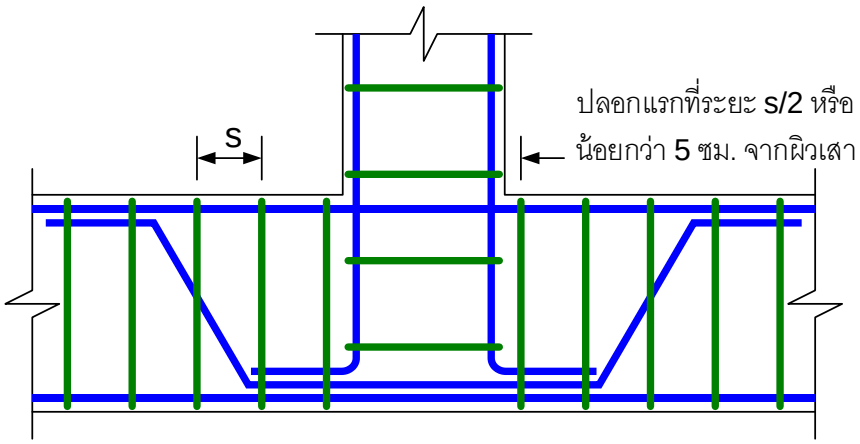
ในกรณีที่คานต่างระดับมากกว่า h อาจทำดังในรูปที่ 8.52 หรือทำเป็นคานสองชั้นโดยมีเสาดั้งรองรับคานระดับบนเพื่อถ่ายน้ำหนักลงมาที่คานระดับล่างดังในรูปที่ 8.53



รูปที่ 8.53 การเสริมเหล็กในคานสองระดับ

คานรองรับเสา

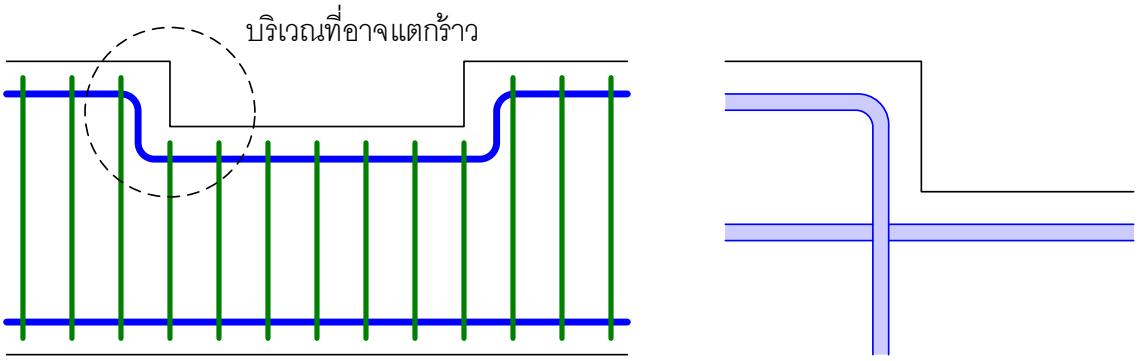
ให้ยื่นเหล็กเสริมในเสาลงมาจนถึงเหล็กเสริมล่างของคาน โดยจัดให้มีเหล็กปลอกอย่างหนาแน่นเพื่อให้มีการโอบอุ้มอย่างเพียงพอที่จะส่งผ่านแรงไปยังส่วนบนของคาน ถ้าน้ำหนักบรรทุกมีขนาดใหญ่อาจใช้เหล็กรูปคอม้าเข้ามาช่วยเสริมดังในรูป



รูปที่ 8.54 การเสริมเหล็กในคานรองรับเสา

การเสริมเหล็กคานเซาะร่อง

ในคานที่มีการเซาะร่องบริเวณกลางช่วงดังแสดงในรูปทางด้านซ้าย เหล็กเสริมจะถูกดัดไปตามขอบร่องซึ่งไม่เหมาะสม เนื่องจากต้องการให้เหล็กเสริมรับแรงทางตรง ซึ่งอาจทำให้เกิดการแตกร้าวได้ ดังนั้นจึงควรแยกเหล็กเสริมเป็นคนละเส้นดังในรูปทางขวา



รูปที่ 8.55 การเสริมเหล็กในคานเซาะร่อง

ปัญหาท้ายบทที่ 8

8.1 จงคำนวณระยะฝังพื้นฐานรับแรงดึงของเหล็กข้ออ้อยที่เสริมในคอนกรีตน้ำหนักปกติดังนี้

(a) DB12, DB16 กำหนด $f'_c = 300$ ก.ก./ซม.^{2} และ $f_y = 4{,}000$ ก.ก./ซม.^{2}

(b) DB25, DB28 กำหนด $f'_c = 280$ ก.ก./ซม.^{2} และ $f_y = 4{,}000$ ก.ก./ซม.^{2}

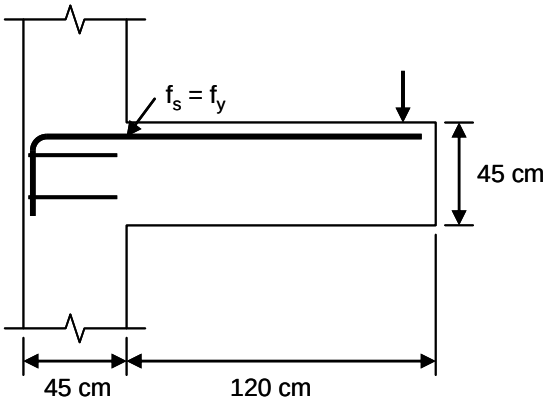
8.2 จงออกแบบระยะทาบในเหล็กรับแรงอัดของหน้าตัดเสา 40 ซม. × 40 ซม. เสริมด้วยเหล็ก 8DB25 วางห่างเท่ากัน

(a) กำหนด $f'_c = 280$ ก.ก./ซม.^{2} และ $f_y = 4{,}000$ ก.ก./ซม.^{2}

(b) กำหนด $f'_c = 210$ ก.ก./ซม.^{2} และ $f_y = 4{,}000$ ก.ก./ซม.^{2}

8.3 คานยื่นคอนกรีตเสริมเหล็กมีระยะช่วงคาน 5 เมตร รับโมเมนต์ $M_u = 32$ ตัน-เมตร และแรงเฉือนประลัย $V_u = 12$ ตัน ที่ผิวจุดรองรับ จงออกแบบเหล็กบนและระยะฝังที่เหมาะสมของการงอ 90^o เข้าไปในผนังคอนกรีตเพื่อรองรับโมเมนต์และแรงเฉือนที่มากระทำ กำหนด $f'_c = 280$ ก.ก./ซม.^{2} และ $f_y = 4{,}000$ ก.ก./ซม.^{2}

8.4 คานยื่นในรูปข้างล่าง กว้าง b = 30 ซม. เสริมเหล็กบน 3DB25 ยึดติดกับเสาโดยงอฉากมาตรฐาน $f'_c = 300$ ก.ก./ซม.^{2} และ $f_y = 4{,}000$ ก.ก./ซม.^{2} ตรวจสอบว่า



(a) ระยะงอฉากฝังยึดในเสาได้หรือไม่ ? ระยะหุ้มด้านข้าง 7 ซม. ระยะหุ้มด้านหลัง 5 ซม. จุดต่อถูกหุ้มด้วยเหล็กปลอกระยะห่าง 15 ซม.

(b) ระยะฝังยึดในคานเพียงพอหรือไม่ ? เหล็กหยุดที่ 5 ซม. จากปลายคาน ใช้เหล็กปลอก DB10@0.15ม.

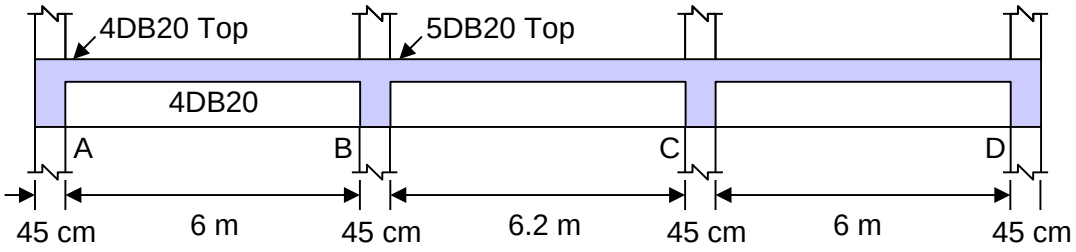
8.5 คานช่วงเดี่ยวหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง b = 35 ซม. และ d = 44 ซม. และเหล็กปลอก DB10 ช่วงคานยาว 4.2 ม.รองรับน้ำหนักบรรทุกประลัย w_u = 9 ตัน/ม. รวมน้ำหนักคานเอง คอนกรีตกำลัง f'_c = 280 ก.ก./ซม.^{2} และใช้เหล็กเสริม 2DB32 กำลังคราก f_y = 4,000 ก.ก./ซม.^{2} ยื่นผ่านศูนย์กลางที่รองรับไป 12 ซม. จงตรวจสอบดูว่าเป็นไปตามข้อกำหนดเรื่องการยึดเหนี่ยวหรือไม่ ?

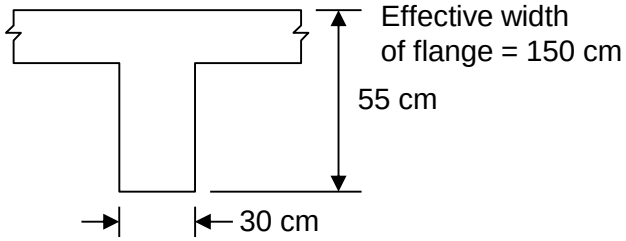
8.6 หน้าตัดคานสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง b = 35 ซม., h = 60 ซม. และ d = 54 ซม. รองรับน้ำหนักบรรทุกประลัย w_u = 6 ตัน/เมตร(รวมน้ำหนักคานเอง) คานช่วงเดี่ยวมีช่วงคานยาว 6.2 เมตร ใช้เหล็กเสริม 6DB20 กำลังคราก 4,000 ก.ก./ซม.^{2} เหล็กสองเส้นถูกหยุดกลางช่วงคาน ที่เหลืออีกสี่เส้นยื่นผ่านเข้าจุดรองรับ 30 ซม. กำหนด f'_c = 300 ก.ก./ซม.^{2} และเหล็กปลอก DB10

(a) วาดแผนภูมิโมเมนต์ดัด $M = w\ell x/2 - wx^2/2$ เมื่อ x คือระยะจากจุดรองรับและ ℓ คือช่วงความยาวคาน

(b) วาดแผนภูมิความต้านทานโมเมนต์ดัดและระบุตำแหน่งการหยุดเหล็กสองเส้น

คานดังแสดงในรูปข้างล่างใช้คอนกรีตกำลัง 240 ก.ก./ซม.^{2} และเหล็ก f_y = 4,000 ก.ก./ซม.^{2} ความลึกประสิทธิผล d = 48 ซม. คานรองรับน้ำหนักบรรทุกประลัย w_u = 7.6 ตัน/เมตร(รวมน้ำหนักคาน)





8.7 เลือกจุดหยุดเหล็กสำหรับช่วงคาน AB ตามเงื่อนไขดังนี้

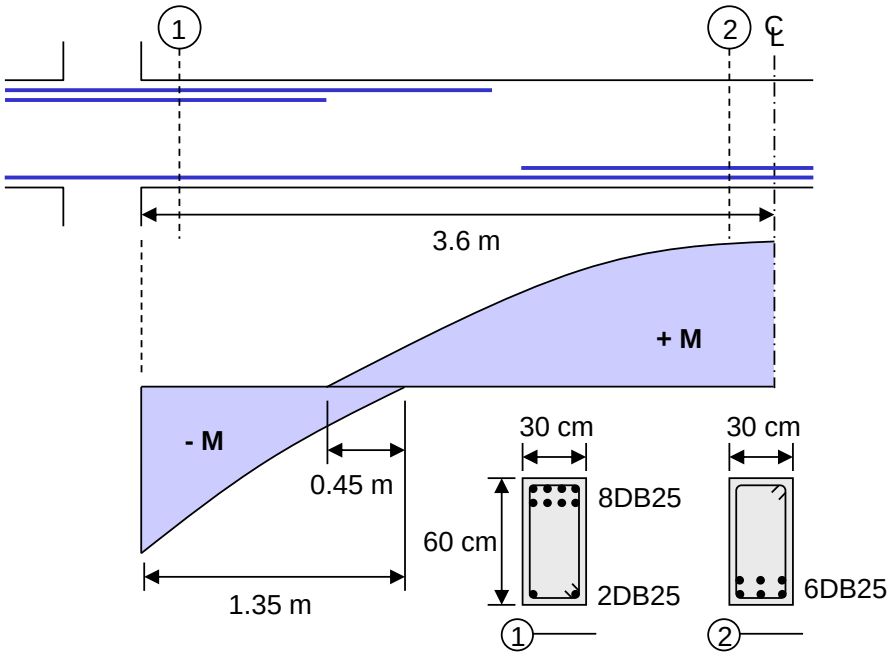
(a) ยื่นเหล็กรับโมเมนต์บวกสองเส้นเข้าไปในเสาและคำนวณระยะหยุดสำหรับอีกสองเส้นที่เหลือ

(b) ยื่นเหล็กรับโมเมนต์ลบทั้งหมดออกมาจากเสาภายในผ่านจุดดัดกลับแล้วคำนวณระยะหยุดเหล็กสามเส้น

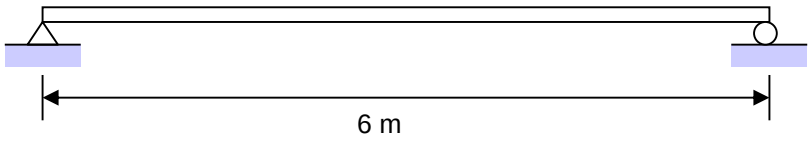
(c) ตรวจสอบการฝังยึดของเหล็กรับโมเมนต์ลบที่เสาภายนอกว่าเพียงพอหรือไม่? ถ้าไม่ให้แก้ไข

8.8 ทำซ้ำปัญหา 8.7(a) และ (b) สำหรับช่วงคาน BC

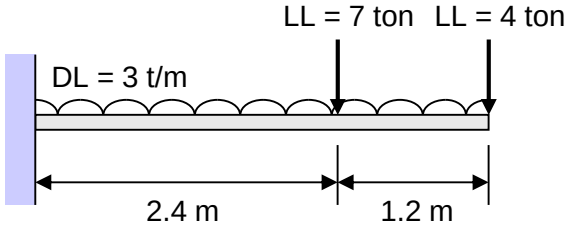
8.9 คานต่อเนื่องมีรายละเอียดการเสริมเหล็กดังแสดงในรูปข้างล่าง ตรวจสอบระยะฝังยึดของเหล็กเสริมที่ทุกหน้าตัดวิกฤต กำหนด f'_c = 280 ก.ก./ซม.^{2} และ f_y = 4,000 ก.ก./ซม.^{2}



8.10 ออกแบบคานดังแสดงในรูปข้างล่างโดยใช้ ρ_{max} เขียนแผนภูมิความต้านทานโมเมนต์และระบุตำแหน่งการหยุดเหล็กเสริม คานรองรับน้ำหนักบรรทุกคงที่รวมน้ำหนักตัวเอง 2.2 ตัน/เมตร น้ำหนักจร 3.2 ตัน/เมตร ใช้ f'_c = 280 ก.ก./ซม.^{2}, f_y = 4,000 ก.ก./ซม.^{2} และ b = 30 ซม.



8.11 ออกแบบคานดังแสดงในรูปข้างล่าง ใช้อัตราส่วนเหล็กเสริม $\rho = 1/2\rho_b$ เขียนแผนภูมิกำลังต้านทานโมเมนต์ดัด พร้อมกำหนดจุดหยุดเหล็ก เมตร ใช้ f'_c = 240 ก.ก./ซม.^{2}, f_y = 4,000 ก.ก./ซม.^{2} และ b = 30 ซม.



8.12 ออกแบบหน้าตัดที่จุดรองรับ *B* ของคานดังในรูปข้างล่าง แล้วใช้ขนาดหน้าตัดที่ *B* สำหรับทั้งคาน *ABC* พิจารณาเหล็กเสริมที่ต้องการในช่วง *AB* และวาดแผนภูมิกำลังต้านทานโมเมนต์ สำหรับคาน *ABC* ใช้ f'_c = 240 ก.ก./ซม.^{2}, f_y = 4,000 ก.ก./ซม.^{2} และ *b* = 30 ซม.

