

การทดสอบพฤติกรรมทางโครงสร้างของรอยต่อของคานคอนกรีตอัดแรง บางส่วนสำเร็จรูป

Tests on Structural Behaviors of Precast Partially-Prestressed Concrete Beam's Joints

จักษดา อ่างวุฒิ¹, สิทธิชัย แสงอาทิตย์², กรรณ คำลือ³

Received: October, 2013; Accepted: December, 2013

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้เป็นส่วนหนึ่งของโครงการพัฒนาคานคอนกรีตสำเร็จรูป โดยมีวัตถุประสงค์หลักเพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรง และลักษณะการวิบัติของรอยต่อของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูปและคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป และนำกำลังของรอยต่อที่ทดสอบเปรียบเทียบกับค่าที่คำนวณได้จากสมการออกแบบของ ว.ส.ท. ตัวอย่างงานวิจัยเป็นคานขนาดหน้าตัดกว้าง 0.20 m ลึก 0.40 m และมีระยะห่างระหว่างจุดรองรับ 2.0 m จำนวน 6 ตัวอย่าง ถูกทดสอบโดยแรงกระทำแบบ 3 จุด ตัวอย่างคานทั้งสองชนิดและรอยต่อได้ถูกออกแบบตามมาตรฐานของ ว.ส.ท. โดยใช้น้ำหนักบรรทุกทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกทุกจรที่เท่ากัน จากการทดสอบพบว่า ในช่วงแรกตัวอย่างมีพฤติกรรมรับแรงแบบเชิงเส้นถึงค่าประมาณ 75-80% ของกำลังรับแรงสูงสุด จากนั้นตัวอย่างทดสอบจะมีพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้น และการแอนตัวมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วจนกระทั่งเกิดการวิบัติ ตัวอย่างทดสอบมีลักษณะการวิบัติแบบ Flexural failure นอกจากนี้ยังพบว่า สมการออกแบบของ ว.ส.ท. สามารถทำนายกำลังของรอยต่อได้อย่างถูกต้องเพียงพอ

คำสำคัญ: คานคอนกรีตอัดแรงสำเร็จรูป, อัดแรงบางส่วน, จุดเชื่อมต่อ

¹ คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

² สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

³ วิศวกรโยธา บริษัท เอส-คอน คอนกรีต จำกัด

E - mail : jaksada@gmail.com, sitchai@sut.ac.th, kankumlue@hotmail.com

Abstract

This research is a part of development project on precast concrete beams. The objectives of this research are to study behaviors and modes of failure of the joints of precast partially-prestressed concrete beams and the joints of precast reinforced concrete beams, and to compare the obtained strength of the joints with those predicted by using the E.I.T. design equations. In this study, the beam specimens had the cross-sectional dimensions of 0.20x0.40 meters with the span length of 2.00 meters. The total of six specimens were tested under three-points loading. These two types of beams and the joints were designed according to E.I.T standard with the same dead loads and live loads. From the tests, it was found that the specimens have linear behavior up to 75-80% of their maximum load capacity. Then, the behavior of the specimens is nonlinear until failure. The mode of failure of all the test specimens was in the form of flexural failure. In addition, the E.I.T's design equations accurately predict the strength of the joints of the beams.

Keywords : Precast Concrete Beam, Partially-Prestressed, Joint Connection

บทนำ

โดยส่วนมากรูปแบบของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทย จะมีรูปแบบการก่อสร้างเป็นระบบเสาคานชนิดหล่อในที่ (cast-in-place) โดยการก่อสร้างชิ้นส่วนขององค์อาคารต่างๆ ต้องดำเนินการในแต่ละชั้นตอนตามลำดับ ซึ่งโดยปกติแล้วต้องใช้เวลาในการก่อสร้างมาก ตลอดจนใช้แรงงานจำนวนมาก (Haas, A.M., 1983) ส่งผลให้มีค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างสูง จึงไม่สอดคล้องกับสถานะเศรษฐกิจในปัจจุบันที่มีการแข่งขันกันในเรื่องราคาและระยะเวลาการก่อสร้าง (Sibunruang, T., 1977) ดังนั้น จึงมีความจำเป็นต้องหาแนวทางที่ทำให้การก่อสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กมีราคาถูกลงและใช้เวลาการก่อสร้างที่รวดเร็วขึ้น ปัจจุบันการก่อสร้างแบบสำเร็จรูป (precast construction) ได้เข้ามามีบทบาทต่อการก่อสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศมากขึ้น ตัวอย่างเช่น เสา คาน พื้น และผนัง ซึ่งจะหล่อสำเร็จรูปจากโรงงาน และนำมาประกอบในสถานที่ก่อสร้างโดยการใช้อุปกรณ์เชื่อมต่อ ซึ่งได้รับการออกแบบให้สามารถรับและถ่ายแรง รวมทั้งให้ความแข็งแรงแก่โครงสร้าง การก่อสร้างแบบสำเร็จรูป มีข้อดีหลายประการ อาทิเช่น การก่อสร้างทำได้อย่างรวดเร็ว ประหยัดในการใช้ไม้แบบ (Elliott, K.S., 2002; Naaman, A.E., 1982) อีกทั้งยังสามารถลดค่าใช้จ่ายด้านแรงงานซึ่งช่วยลดต้นทุนในการก่อสร้างลงได้มาก นอกจากนั้น การก่อสร้างดังกล่าวยังมีการควบคุมปริมาณวัสดุและคุณภาพของงานได้ดีกว่าการก่อสร้างแบบหล่อในที่ (กรรณ และสิทธิชัย, 2548) ตลอดจนมีความคลาดเคลื่อนหรือข้อผิดพลาดน้อย เป็นผลทำให้ผลงานที่ได้มีคุณภาพดีอย่างสม่ำเสมอ (จักษดา และสิทธิชัย, 2548)

โดยปัจจุบันได้มีผู้รับเหมาก่อสร้างหลายรายได้นำระบบการก่อสร้างสำเร็จรูป (prefabrication) มาใช้ก่อสร้างแล้วในบางส่วนของอาคาร เช่น แผ่นพื้นสำเร็จรูป ผนังสำเร็จรูป และคานคอนกรีตอัดแรงสำเร็จรูป เป็นต้น

คานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป (precast partially prestressed concrete beam) เป็นคานคอนกรีตอัดแรงรูปแบบหนึ่งซึ่งสามารถลดปัญหาที่กล่าวไว้ข้างต้น โดยการเสริมเหล็กแบบไม่อัดแรง (non-prestressed reinforcement) ซึ่งอาจเป็นลวดอัดแรงหรือเหล็กเสริมแบบธรรมดา ก็ได้ โดยเหล็กเสริมดังกล่าวสามารถวางไว้ในตำแหน่งต่าง ๆ ของคานคอนกรีตอัดแรงเพื่อวัตถุประสงค์และภายใต้สภาวะการทำงานที่ต่างกันได้โดยสะดวก ในขณะที่การเสริมเหล็กแบบไม่อัดแรงมีข้อดี คือ ทำหน้าที่ป้องกันการแตกร้าวของคอนกรีต สามารถกระชากการโก่งขึ้น (camber) และระงับการแอ่นตัวของคานภายใต้น้ำหนักบรรทุก (Naaman, A.E., et al., 1986; Campbell T.L. and Chouinard, K.L. 1991; Pisani, M.A. and Nicoli, E. 1996) รวมทั้งยังเพิ่มน้ำหนักบรรทุกประลัยและให้ความปลอดภัยแก่โครงสร้างเพิ่มขึ้น (Cairns, D.J. and Rafeequi, S.F.A., 1997; Zandi, Y. et al., 2012) นอกจากนี้ ภายใต้น้ำหนักบรรทุกประลัย คานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนจะมีความเหนียวมากกว่าคานคอนกรีตอัดแรง ส่งผลให้คานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสามารถดูดซับพลังงานได้ดีกว่าคานคอนกรีตอัดแรงภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร (cyclic loading) เช่น แรงเนื่องจากแผ่นดินไหว เป็นต้น (Harajli, M.H. and Naaman, A.E., 1984)

อย่างไรก็ตาม ปัญหาสำคัญที่นำมาสู่ความไม่นิยมนำคานดังกล่าวมาใช้งานก่อสร้างคือขาดข้อมูลผลการทดสอบรอยต่อของคานหรือบริเวณหัวเสา ซึ่งในปัจจุบันรอยต่อดังกล่าว มีลักษณะตัวอย่างดังแสดงในรูปที่ 1 โดยเจ้าของโครงการและผู้รับเหมาบางรายได้ตั้งข้อสงสัยว่า รอยต่อระหว่างคานประเภทดังกล่าวอาจขาดความปลอดภัยในแง่ของการใช้งาน เนื่องจากการเทคอนกรีตในส่วนของรอยต่อซึ่งเป็นคนละส่วนหรือไม่เป็นเนื้อเดียวกันกับตัวคาน ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อทำการทดสอบรอยต่อของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูปชนิดดึงเหล็กก่อน เพื่อศึกษาพฤติกรรมทางโครงสร้างและลักษณะการวิบัติ และนำข้อมูลจากการทดสอบที่ได้เป็นพื้นฐานเบื้องต้นสำหรับการพิจารณาออกแบบรอยต่อ



รูปที่ 1 รอยต่อของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป

การเตรียมตัวอย่างทดสอบและวิธีการทดสอบ

การทดสอบคุณสมบัติของวัสดุ

การทดสอบคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในงานวิจัย ได้ทดสอบตามมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก.) ได้แก่ การทดสอบกำลังรับแรงกดอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกตามมาตรฐาน มอก.409-2525 (มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม, 2525) การทดสอบกำลังรับแรงดึงของลวดอัดแรง และกำลังรับแรงดึงของเหล็กข้ออ้อย ตามมาตรฐาน มอก.95-2540 (มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม, 2540) และมาตรฐาน มอก.24-2548 (มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม, 2548) ตามลำดับ โดยวัสดุที่ใช้ในงานวิจัยมีคุณสมบัติทางกล ดังที่แสดงในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 คุณสมบัติทางกลของวัสดุในงานวิจัย

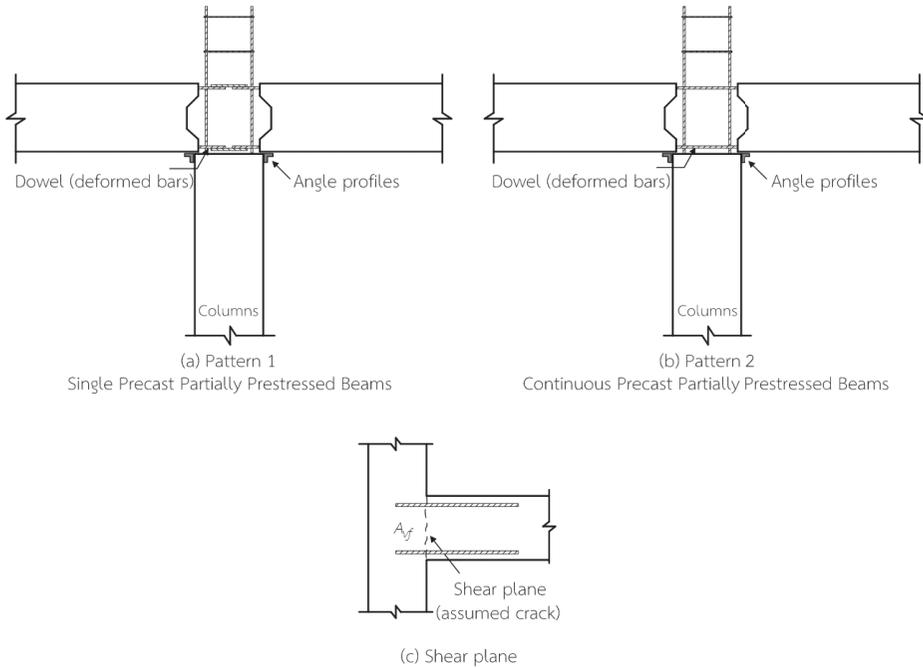
วัสดุ	กำลังครากเฉื่อย (MPa)	กำลังสูงสุดเฉื่อย (MPa)	โมดูลัสยืดหยุ่นเฉื่อย (MPa)
คอนกรีต	-	38.5	29.1×10^3
DB12	360.7	487.6	193.9×10^3
DB16	381.2	521.4	195.5×10^3
PC.wire 2.8 mm	501.5	747.1	202.1×10^3
PC.wire 4 mm	1,212.0	1,501.2	201.5×10^3
PC.wire 5 mm	1,281.0	1,539.6	204.0×10^3

ตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบที่ใช้ในการศึกษาเป็นคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูปและคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีรอยต่อบริเวณกึ่งกลางความยาวคาน ($L/2$) โดยลักษณะรอยต่อของคานดังกล่าวเป็นลักษณะที่นิยมใช้ในงานก่อสร้างในปัจจุบัน ซึ่งแบ่งออกเป็น 2 แบบ ได้แก่ แบบที่ 1 เป็นรอยต่อที่ได้จากการนำเหล็กข้ออ้อยเชื่อมระหว่างเหล็กเดือย (dowel bars) ของคานทั้งสองด้าน ดังแสดงในรูปที่ 2(a) และแบบที่ 2 เป็นรอยต่อที่มีเหล็กเสริมของคานเชื่อมต่อระหว่างคานอย่างต่อเนื่อง โดยได้จากการหล่อคานเป็นลักษณะสองช่วงต่อกัน และทำการบล็อกช่องว่างไว้ เพื่อเป็นจุดเชื่อมหรือรอยต่อเข้ากับทิวเสา ดังแสดงในรูปที่ 2(b)

ตัวอย่างทั้งหมดถูกออกแบบตามมาตรฐานคานคอนกรีตอัดแรง (วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์, 2537) และคานคอนกรีตเสริมเหล็ก (วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์, 2538) ของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย (ว.ส.ท.) โดยที่คานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูปถูกออกแบบตามทฤษฎีอัสติติก (working stress design) สำหรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน และตรวจสอบความสามารถในการรับน้ำหนักของหน้าตัดที่ออกแบบโดยวิธีกำลัง (ultimate strength design) ส่วนรอยต่อคานถูกออกแบบโดยวิธีกำลัง โดยสมการที่ (1) เป็นสมการสำหรับการวิเคราะห์กำลังต้านทานโมเมนต์ค้ำยัน และสมการที่ (2) เป็นสมการสำหรับวิเคราะห์กำลังต้านทานแรงเฉือน

ระบุบริเวณรอยต่อ และเป็นสมการที่ใช้หาค่ารับแรงเฉือนของหูช้าง (corbel) เนื่องจากรอยร้าวบริเวณรอยต่อมีระนาบการแตกร้าวเกิดในแนวขนานกับรอยต่อ ดังแสดงในรูปที่ 2(c) ซึ่งคล้ายกับรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นในชั้นส่วนหูช้าง และแตกต่างอย่างชัดเจนเมื่อเปรียบเทียบกับรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นในคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีแนวเอียงทแยงมุม



รูปที่ 2 รอยต่อของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป

$$M_n = (A_s f_y - A'_s f'_s)(d_s - \frac{a}{2}) + A'_s f'_s (d_s - d'_s) \quad (1)$$

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \quad (2)$$

โดยที่ M_n เป็นกำลังต้านทานโมเมนต์ระบุ A_s เป็นพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงดึง A'_s เป็นพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงอัด f_y เป็นกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริม f'_s เป็นกำลังของเหล็กเสริมรับแรงอัด d_s เป็นระยะจากขอบนอกสุดด้านรับแรงอัดไปยังจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมรับแรงดึง d'_s เป็นระยะจากขอบนอกสุดด้านรับแรงอัดไปยังจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมรับแรงอัด a เป็นความลึกของการกระจายหน่วยแรงอัดของคอนกรีต V_n เป็นกำลังต้านทานแรงเฉือนระบุ A_{vf} เป็นพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่ใช้วางรอยร้าว $\mu = 0.7\lambda$ เป็นค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานสำหรับคอนกรีตที่ยึดกับเหล็กเสริม (สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ ตัวคูณ λ มีค่าเท่ากับ 1.0 และคอนกรีตมวลเบา λ มีค่าเท่ากับ 0.75)

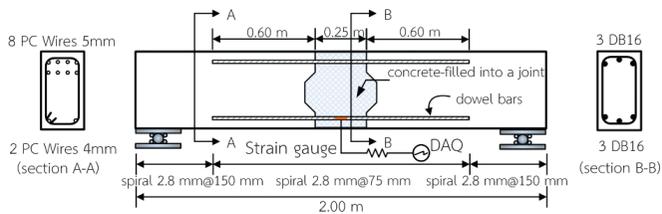
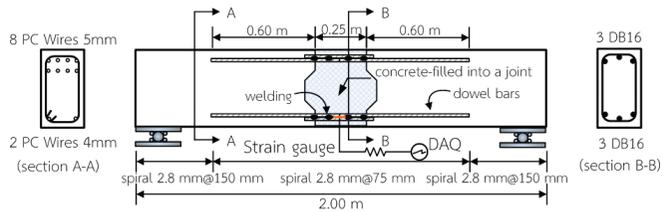
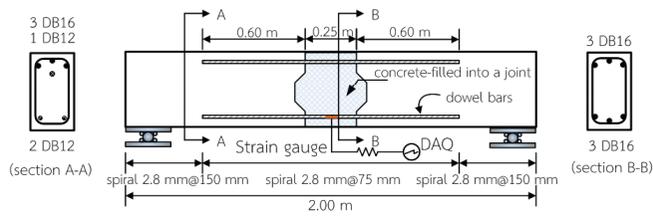
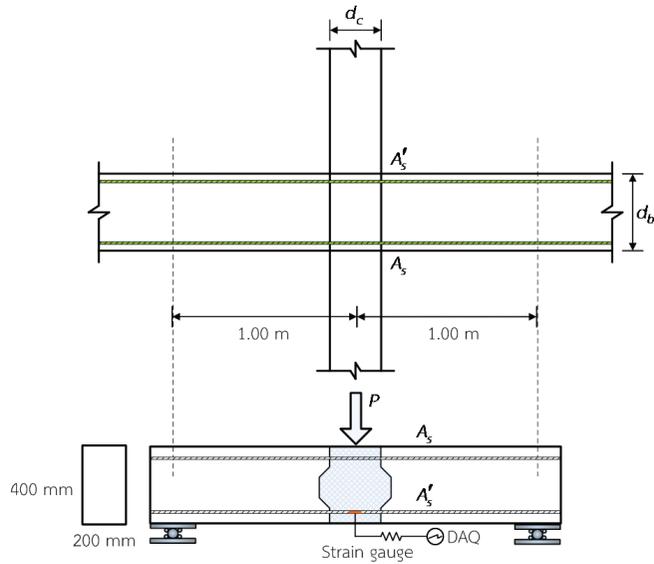
การก่อสร้างตัวอย่างทดสอบ

เพื่อจำลองรูปแบบการทดสอบเสมือนการรับน้ำหนักบรรทุกทุกในการใช้งานจริง การทดสอบแรงกระทำแบบ 3 จุด จึงถูกประยุกต์ใช้ในการทดสอบกำลังรับแรงของรอยต่อคาน เพื่อจำลองสภาวะของแรงกระทำต่อรอยต่อที่บริเวณหัวเสา เนื่องจากสภาวะการทดสอบรอยต่อกลับด้านกับสภาวะของการรับแรงกระทำของรอยต่อ ดังนั้นจึงมีการดัดแปลงการจัดวางเหล็กเสริมภายในคาน โดยสลับการวางตำแหน่งระหว่างเหล็กเสริมรับแรงดึง และเหล็กเสริมรับแรงอัด ดังแสดงในรูปที่ 3(a) และให้แรงกระทำในทิศทางจากบนลงล่าง

ในการศึกษา ตัวอย่างทดสอบขนาดหน้าตัดกว้าง 0.20 m ลึก 0.40 m และยาว 2.0 m จำนวน 6 ตัวอย่าง โดยแบ่งออกได้เป็น 3 กลุ่ม ดังแสดงในตารางที่ 2 โดยที่กลุ่มที่ 1 (RC-01, RC-02) เป็นคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีรอยต่อแบบที่ 2 ส่วนกลุ่มที่ 2 (PC-01, PC-02) และกลุ่มที่ 3 (PC-03, PC-04) เป็นคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูปที่มีรอยต่อแบบที่ 1 และ 2 ตามลำดับ บริเวณรอยต่อของทุกตัวอย่างทดสอบใช้เหล็กเดือย DB16 3 เส้นฝังเป็นระยะ 0.60 m จากปลายคาน เพื่อให้รอยต่อของคานทุกตัวมีปริมาณเหล็กเสริมเท่ากัน ดังในรูปที่ 3(b) ถึง 3(d) นอกจากนี้บริเวณรอยต่อที่กึ่งกลางความยาวของเหล็กเดือยได้ติดตั้งมาตรวัดความเครียด (strain gauge) เพื่อตรวจสอบความเครียดของเหล็กเดือยที่ถูกห่อหุ้มโดยคอนกรีตภายใต้แรงกระทำ

ตารางที่ 2 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบ

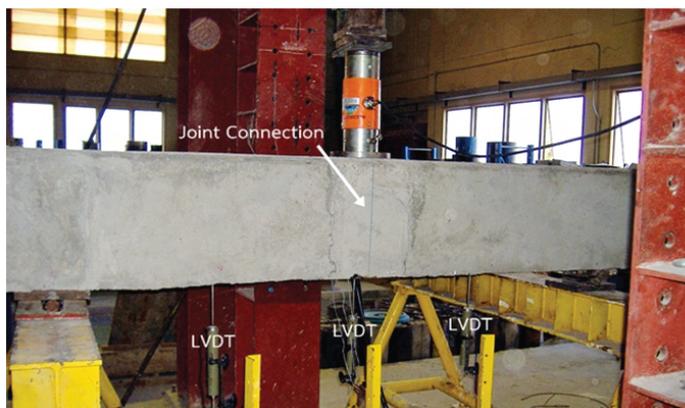
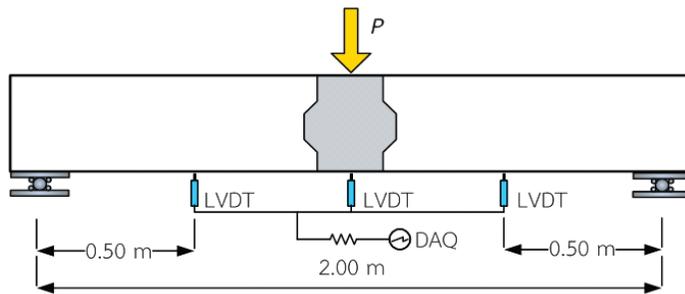
กลุ่มที่	ตัวอย่างทดสอบ	ปริมาณเหล็กเสริม	ดัชนีเหล็กเสริม	รูปแบบรอยต่อ
1	RC-01	0.0032	-	แบบที่ 2
	RC-02	0.0032	-	แบบที่ 2
2	PC-01	-	0.00035	แบบที่ 1
	PC-02	-	0.00035	แบบที่ 1
3	PC-03	-	0.00035	แบบที่ 2
	PC-04	-	0.00035	แบบที่ 2



รูปที่ 3 รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบ

การทดสอบรอยต่อของคานคอนกรีตสำเร็จรูป

รูปที่ 4 แสดงแผนภาพและการติดตั้งตัวอย่างทดสอบเข้ากับ Loading frame เพื่อทดสอบแรงกระทำแบบ 3 จุด (three-points load test) โดยใช้แรงกดจาก Hydraulic actuator ผ่าน Load cell กระทำที่กึ่งกลางความยาวตัวอย่างทดสอบผ่าน Steel bearing plate เพื่อจำลองแรงกระทำที่เกิดขึ้นบริเวณรอยต่อของตัวอย่าง ระยะการแ่นตัวของตัวอย่างทดสอบถูกวัดโดย Linear variable differential transducers (LVDTs) ที่ติดตั้งบริเวณกึ่งกลางความยาวคานจำนวน 1 ตัว และที่ระยะเท่ากับ $L/4$ ถัดจาก LVDT ตัวแรกไปทางด้านซ้ายและขวา จำนวนด้านละ 1 ตัว เมื่อติดตั้งตัวอย่างทดสอบเข้าที่แล้ว ก่อนการทดสอบตัวอย่างจะถูก pre-loading 20 kN และ unloading เพื่อเตรียมความพร้อมของตัวอย่างทดสอบ และตรวจการทำงานของเครื่องมือทดสอบ จากนั้นทำการทดสอบโดยเพิ่มแรงกระทำอย่างช้าๆ โดยใช้ Data acquisition system (DAQ) บันทึกข้อมูลอย่างต่อเนื่อง จนตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติ



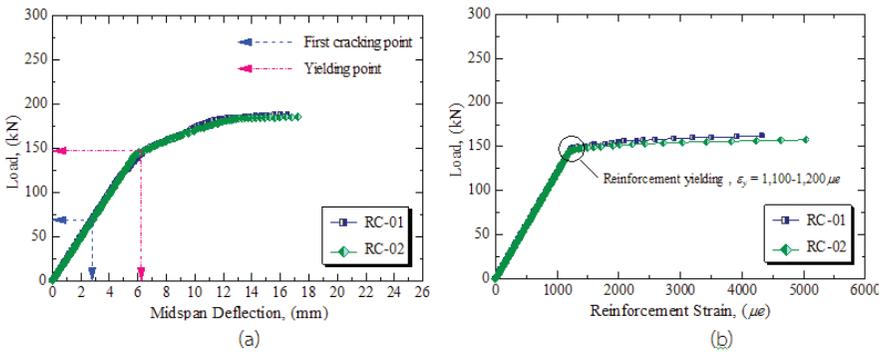
รูปที่ 4 การติดตั้งคานตัวอย่างทดสอบ

ผลการทดสอบ

ในการศึกษานี้ กำหนดให้ P_y เป็นกำลังรับแรงกระทำ ณ จุดที่เหล็กเสริมบริเวณรอยต่อของตัวอย่างทดสอบเกิดการ yielding และกำลังสูงสุดของตัวอย่าง P_{max} เป็นแรงกระทำที่รอยต่อของตัวอย่างทดสอบรับได้สูงสุดก่อนที่ตัวอย่างเกิดการวิบัติ รูปที่ 5(a) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำ (load) และ

ระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางความยาวคาน (midspan deflection) ของตัวอย่างกลุ่มที่ 1 (RC-01, RC-02) จากรูปพบว่า พฤติกรรมการรับแรงกระทำถูกแบ่งออกเป็นสองช่วง ช่วงแรกตัวอย่างทดสอบมีพฤติกรรมแบบเชิงเส้น (linear) จนถึงจุดที่แรงกระทำมีค่าประมาณ 40% ของกำลังสูงสุดที่แรงกระทำนี้จะพบรอยร้าวขนาดเล็กเกิดขึ้นบริเวณกึ่งกลางคาน จากนั้นรอยร้าวดังกล่าวจะเพิ่มจำนวนมากขึ้นและขยายตัวสูงขึ้น จนถึงจุดที่แรงกระทำมีค่าประมาณ 75-80% ของกำลังสูงสุด ที่จุดนี้พบว่า เหล็กเดือยเกิดการคราก โดยมีค่าความเครียดอยู่ในช่วง 1,100 ถึง 1,200 $\mu\epsilon$ ดังแสดงในรูปที่ 5(b) ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับค่าที่วัดได้จากการทดสอบแรงดึงของเหล็กเสริม จากนั้นตัวอย่างมีพฤติกรรมสู่ช่วงที่สอง พฤติกรรมจะค่อยๆ เปลี่ยนแปลงแบบไร้เชิงเส้น (nonlinear) ความชันของเส้นกราฟลดลงอย่างรวดเร็ว จนถึงจุดวิบัติของคาน ซึ่งพบว่าในช่วงนี้รอยร้าวของรอยต่อมีการขยายตัวอย่างรวดเร็ว โดยที่แรงกระทำมีค่าเพิ่มขึ้นไม่มากนัก ลักษณะการวิบัติเป็นแบบ Flexural failure ดังตัวอย่างที่แสดงในรูปที่

6



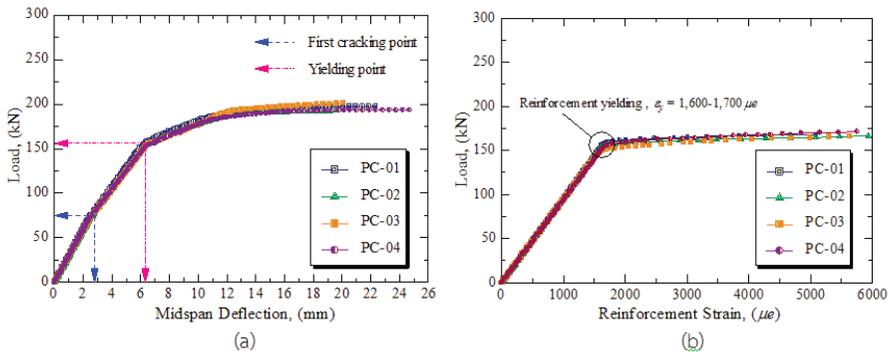
รูปที่ 5 ผลการทดสอบของตัวอย่างกลุ่มที่ 1

- (a) ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน
- (b) ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและความเครียดของเหล็กเดือย



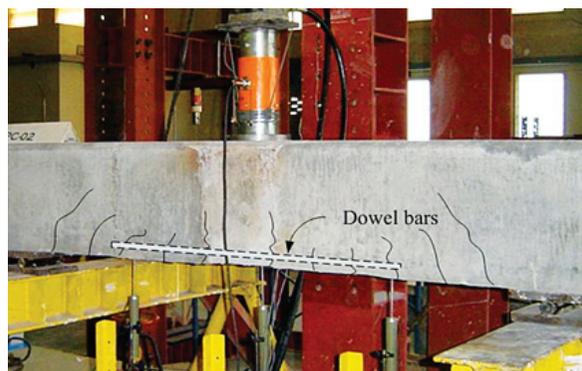
รูปที่ 6 ลักษณะการวิบัติของตัวอย่างคานกลุ่มที่ 1

รูปที่ 7(a) แสดงพฤติกรรมการรับแรงกระทำของตัวอย่างกลุ่มที่ 2 (PC-01, PC-02) และ 3 (PC-03, PC-04) พบว่า พฤติกรรมการรับแรงถูกแบ่งออกเป็นสามช่วง โดยในช่วงแรกตัวอย่างมีพฤติกรรมแบบเชิงเส้นจนถึงจุดที่แรงกระทำมีค่าประมาณ 35-40% ของกำลังสูงสุด ที่จุดนี้พบว่าตัวอย่างเกิดรอยร้าวขนาดเล็ก จากนั้นตัวอย่างจะมีพฤติกรรมเข้าสู่ช่วงที่สอง ซึ่งความชันของเส้นกราฟจะลดลงเล็กน้อย โดยมีจำนวนรอยร้าวเกิดมากขึ้นและขยายตัวสูงขึ้น จนกระทั่งแรงกระทำมีค่าประมาณ 75-80% ของกำลังสูงสุด ที่จุดนี้พบว่าเหล็กเดือยเกิดการคราก โดยค่าความเครียดที่วัดได้อยู่ในช่วง 1,600 ถึง 1,700 $\mu\epsilon$ ดังแสดงในรูปที่ 7(b) ซึ่งมากกว่าค่าความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริมที่ได้จากการทดสอบคุณสมบัติทางกล (1,100 ถึง 1,200 $\mu\epsilon$) พฤติกรรมเช่นนี้เกิดจากการอัดแรงภายในลวดอัดแรง ทำให้เหล็กเสริมที่รับแรงดึงเกิดหน่วยแรงอัด (compressive stress) และความเครียดอัด (compressive strain) ล่วงหน้า และส่งผลให้เหล็กเดือยตรงบริเวณรอยต่อมีความเครียดที่จุดครากสูงขึ้น พฤติกรรมช่วงสุดท้ายของคาน เส้นกราฟมีลักษณะเป็นแบบเส้นโค้ง ซึ่งแรงกระทำมีค่าเพิ่มขึ้นเล็กน้อย ขณะที่ระยะการแอ่นตัวมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว รอยร้าวที่ปรากฏเพิ่มจำนวนมากขึ้น และขยายตัวสูงขึ้น จนถึงจุดวิบัติของคาน ซึ่งการวิบัติเกิดขึ้นจากแรงดึงด้านล่างของคาน ดังแสดงตัวอย่างในรูปที่ 8 ซึ่งมีคล้ายกับการวิบัติของตัวอย่างกลุ่มที่ 1



รูปที่ 7 ผลการทดสอบของตัวอย่างกลุ่มที่ 2 และ 3

- (a) ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกและระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน
- (b) ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกและความเครียดของเหล็กเดือย



รูปที่ 8 ลักษณะการวิบัติของตัวอย่างคานกลุ่มที่ 2 และ 3

วิจารณ์ผลการทดสอบ

กำลังรับแรงของรอยต่อ

ตารางที่ 3 แสดงผลการทดสอบและผลการคำนวณกำลังของรอยต่อของคานตัวอย่างโดยใช้สมการที่ (1) จากตารางพบว่า กำลังรับแรงกระทำ ณ จุดที่เหล็กเสริมของตัวอย่างเกิดการ yielding ที่ได้จากการทดสอบ ($P_{Y, \text{test}}$) ของตัวอย่างกลุ่มที่ 1 (คานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป) และตัวอย่างกลุ่มที่ 2 และ 3 (คานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป) มีค่าใกล้เคียงกัน ซึ่งสามารถบอกได้ว่ารูปแบบของรอยต่อคานแบบที่ 1 และ 2 มีความสามารถในการแรงรับแรงกระทำที่ใกล้เคียงกัน เมื่อพิจารณาอัตราส่วนแรงกระทำ ณ จุดที่เหล็กเสริมเกิดการ yielding ที่ได้จากการทดสอบต่อค่าที่ได้จากการคำนวณ ($P_{Y, \text{test}} / P_{Y, \text{pred}}$) พบว่า ตัวอย่างมีอัตราส่วน $P_{Y, \text{test}} / P_{Y, \text{pred}}$ อยู่ในช่วงระหว่าง 1.05-1.14 ดังนั้นเมื่อพิจารณาอัตราส่วนดังกล่าวพบว่า สมการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กของ ว.ส.ท. สามารถใช้ออกแบบและทำนายกำลังของรอยต่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป และคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูปได้อย่างถูกต้องเพียงพอภายใต้ขอบเขตที่ศึกษา

ตารางที่ 3 ผลการทดสอบและผลการคำนวณกำลังของหน้าตัด

กลุ่มที่	ตัวอย่างทดสอบ	$P_{Y, \text{test}}$ (kN)	$P_{Y, \text{pred}}$ (kN)	$\frac{P_{Y, \text{test}}}{P_{Y, \text{pred}}}$
1	RC-01	147.70	138.84	1.06
	RC-02	145.37	138.84	1.05
2	PC-01	157.93	138.84	1.14
	PC-02	154.61	138.84	1.11
3	PC-03	151.77	138.84	1.09
	PC-04	154.12	138.84	1.11

นอกจากนี้ เมื่อพิจารณาระยะฝังของเหล็กเดือย (0.60 m) บริเวณปลายคาน พบว่าระยะดังกล่าวเพียงพอต่อการต้านทานแรงเฉือนที่เกิดขึ้นบริเวณรอยต่อของคานคอนกรีตสำเร็จรูป นอกจากนี้เหล็กเดือยดังกล่าวยังสามารถเพิ่มความสามารถในการต้านทานโมเมนต์คัตบริเวณรอยต่อ ให้มีค่าเพิ่มสูงขึ้นเท่ากับค่าโมเมนต์คัตที่เหล็กเดือยสามารถรับได้

โมเมนต์คัตของคานสำหรับใช้งาน

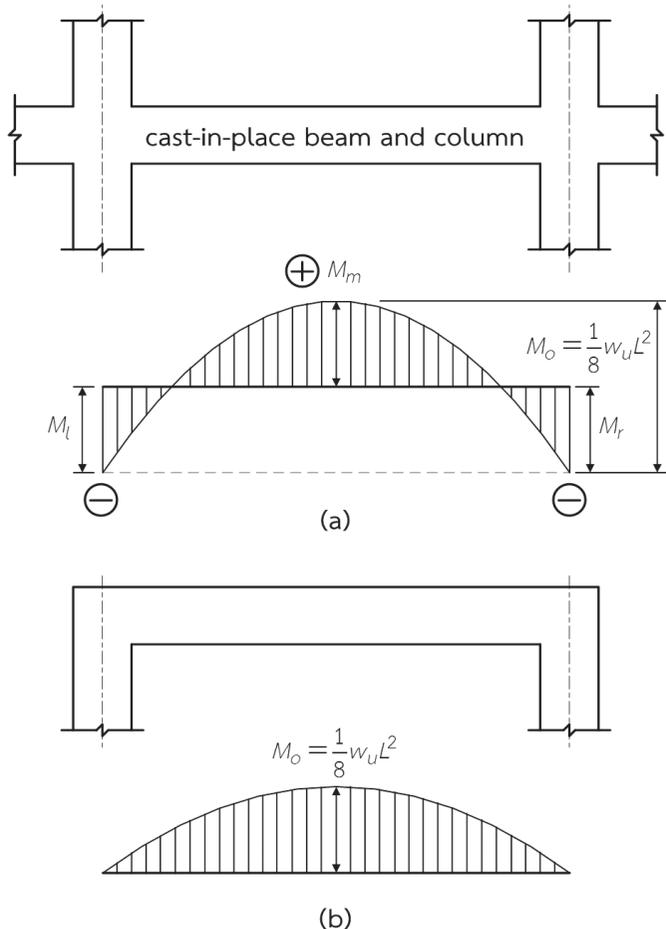
มาตรฐาน ACI (ACI, 2005) ให้พิจารณาหาค่าโมเมนต์คัตและแรงเฉือนสูงสุดสำหรับคานต่อเนื่อง ซึ่งมีหน้าตัดคงที่ตลอดความยาว (EI) ภายใต้เงื่อนไข ดังนี้

- 1) มีช่วงคานตั้งแต่ 2 ช่วงขึ้นไป
- 2) มีช่วงความยาวเท่ากันโดยประมาณ โดยที่ความยาวช่วงยาวมากกว่าช่วงสั้นที่อยู่ติดกันไม่เกินร้อยละ 20
- 3) รับน้ำหนักบรรทุกทุกแผ่กระจายสม่ำเสมอเต็มช่วงองค้ำอาคาร

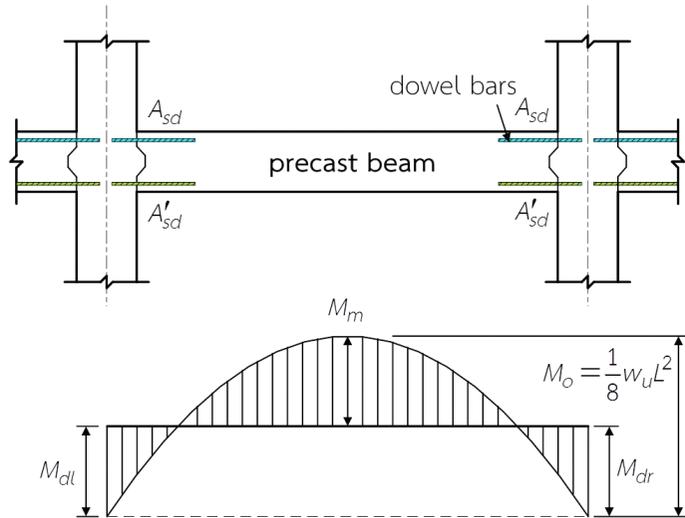
- 4) น้ำหนักบรรทุกทุกจุดไม่มากกว่าน้ำหนักบรรทุกทุกคงที่เกิน 3 เท่า
- 5) องค์อาคารมีหน้าตัดคงที่ตลอดความยาวช่วง
- 6) องค์อาคารจะต้องเป็นส่วนหนึ่งของโครงสร้างที่มีการยึดรั้งด้านการเคลื่อนตัวในแนวนอน จากหลักการวิเคราะห์คานต่อเนื่อง โดยที่โมเมนต์บวกหมายถึงโมเมนต์ที่ทำให้ท้องคานด้านล่างรับแรงดึง และโมเมนต์ลบหมายถึงโมเมนต์ที่ทำให้หลังคานด้านบนรับแรงดึง ดังแสดงในรูปที่ 9(a) จากรูปพบว่า ผลรวมของโมเมนต์บวกที่กึ่งกลางคานกับค่าเฉลี่ยของโมเมนต์ลบที่จุดรองรับ มีค่าเท่ากับโมเมนต์บวกตรงกึ่งกลางของคานช่วงเดียวที่มีช่วงความยาวเท่ากันเสมอ ดังแสดงในสมการที่ (3)

$$M_o = \frac{1}{8} w_u L^2 = M_m + \frac{1}{2} (M_l + M_r) \quad (3)$$

โดยที่ M_o เป็นโมเมนต์แบบสถิตย์ทั้งหมด (total static moment) มีค่าเท่ากับโมเมนต์บวกสูงสุดตรงกึ่งกลางคานช่วงเดียว ดังแสดงรูปที่ 9(b) M_l เป็นโมเมนต์ลบที่ขอบรองรับด้านซ้าย M_m เป็นโมเมนต์บวกที่กึ่งกลางคานช่วงต่อเนื่อง M_r เป็นโมเมนต์ลบที่ขอบรองรับด้านขวา w_u เป็นน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งานที่เพิ่มค่าด้วยตัวคูณเพิ่มน้ำหนัก (load factor)



รูปที่ 9 โมเมนต์ไดอะแกรมตามแนวความยาวคาน (MacGregor, J.G., 1992)
 (a) คานต่อเนื่อง (b) คานช่วงเดียว



รูปที่ 10 โมเมนต์โคจรของคานคอนกรีตสำเร็จรูป

โดยทั่วไป หลักการของการออกแบบคานคอนกรีตสำเร็จรูปจะแตกต่างจากการออกแบบคานคอนกรีตแบบหล่อในที่ เนื่องจากการออกแบบคานคอนกรีตสำเร็จรูปจะพิจารณาในลักษณะของคานช่วงเดียว (simple beam) ที่มีค่าโมเมนต์บวกที่กึ่งกลางคานเท่ากับค่าโมเมนต์แบบสถิตย์ทั้งหมด (M_o) โดยไม่คำนึงถึงค่าโมเมนต์ลบที่เกิดขึ้นจากเหล็กเดียวในบริเวณหัวเสา อย่างไรก็ตาม จากการทดสอบพบว่า เหล็กเดียวที่ฝังอยู่บริเวณส่วนปลายของคานสำเร็จรูปที่รอยต่อของคานมีความสามารถช่วยต้านทานโมเมนต์ลบที่เกิดขึ้นบริเวณหัวเสาได้บางส่วน ซึ่งโมเมนต์ที่เกิดขึ้นดังกล่าวสามารถช่วยลดค่าโมเมนต์แบบสถิตย์ (M_o) ชำงต้นได้โดยอาศัยการกระจายโมเมนต์บวกจากกลางคานมาเป็นโมเมนต์ลบที่หัวเสา ดังแสดงในรูปที่ 10 ซึ่งเป็นผลทำให้ค่าโมเมนต์บวกที่กึ่งกลางความยาวคานดังกล่าวมีค่าลดลง และค่าโมเมนต์บวกดังกล่าวสามารถคำนวณได้จากสมการที่ (4) ดังนั้น เมื่อขนาดของโมเมนต์บวกดังกล่าวมีค่าลดลงแล้ว ผู้ออกแบบสามารถลดปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงบริเวณช่วงกลางคานได้บางส่วน

$$M_m = M_o - \frac{1}{2}(M_{dl} + M_{dr}) \quad (4)$$

$$M_{dl} = M_{dr} = A_{sc} f_y (d_s - d'_s) \quad (5)$$

โดยที่ M_{dl}, M_{dr} เป็นโมเมนต์ลบที่เหล็กเดียวสามารถรับได้บริเวณทางด้านซ้ายและขวาของคาน ตามลำดับ A_{sc} เป็นพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเดียวที่รับแรงดึงหรือรับโมเมนต์ลบช่วงหัวเสา

อย่างไรก็ตาม ในเชิงทฤษฎีแล้ว ความแรงแรงของรอยต่อของคานดังกล่าวยังขึ้นอยู่กับความแรงแรงของเสาและคานที่เชื่อมต่อที่รอยต่อดังกล่าวด้วย ถ้าเสาและคานที่จุดเชื่อมต่อมีความแรงแรงสูงอนันต์แล้ว โมเมนต์ M_{dl} และ M_{dr} จะมีค่า $w_u L^2 / 12$ แต่ถ้ามีความแรงแรงเป็นศูนย์แล้ว โมเมนต์ M_{dl} และ M_{dr} จะมีค่าเป็นศูนย์ด้วย ในความเป็นจริง การประมาณค่าความแรงแรงเปรียบเทียบดังกล่าวทำได้ยากในการออกแบบ ดังนั้นจากผลการทดสอบที่พบว่ารอยต่อทั้งสองแบบ มีความสามารถในการรับแรงได้ใกล้เคียงกัน และสามารถทำนายได้โดยใช้สมการออกแบบของ ว.ส.ท. ผู้วิจัยจึงขอเสนอแนะว่า โมเมนต์ M_{dl} และ M_{dr} ควรมีค่าที่น้อยกว่าระหว่างค่าโมเมนต์ที่คำนวณได้จากสมการที่ (5) หรือค่าโมเมนต์ที่คำนวณได้จากข้อกำหนดตามมาตรฐานการออกแบบของ ACI ที่เกี่ยวข้อง (ACI 318-05) ซึ่งขึ้นอยู่กับลักษณะการเชื่อมต่อของคาน

สรุปผลการทดสอบ

จากการศึกษาพฤติกรรมทางโครงสร้างของรอยต่อของคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูปภายใต้แรงกระทำ พบว่า

- 1) ในภาพรวม พฤติกรรมการรับแรงกระทำของรอยต่อคานคอนกรีตสำเร็จรูปที่ใช้ในการศึกษามีพฤติกรรมรับแรงเชิงเส้นจนถึงจุดที่แรงกระทำมีค่าประมาณ 75-80% ของกำลังสูงสุด จากนั้นพฤติกรรมการรับแรงมีลักษณะไร้เชิงเส้น โดยแรงกระทำมีค่าเพิ่มขึ้นเล็กน้อยในขณะที่ระยะการแอ่นตัวมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วจนถึงจุดวิบัติของคาน ซึ่งลักษณะการวิบัติเป็นแบบ Flexural failure เกิดขึ้นจากแรงดึงด้านล่างของคาน
- 2) รูปแบบรอยต่อคานสำเร็จรูปแบบที่ 1 (เหล็กข้ออ้อยเชื่อมระหว่างเหล็กเดือย) และแบบที่ 2 (เหล็กเดือยเชื่อมต่อระหว่างคานอย่างต่อเนื่อง) มีความสามารถรับแรงกระทำที่ใกล้เคียงกัน
- 3) สมการวิเคราะห์เพื่อทำนายกำลังคานคอนกรีตเสริมเหล็กของ ว.ส.ท. สามารถออกแบบและวิเคราะห์กำลังของรอยต่อคานได้อย่างถูกต้องเพียงพอ โดยตัวอย่างทดสอบทั้งหมดมีค่าอัตราส่วนอยู่ในช่วงระหว่าง 1.05-1.14

บรรณานุกรม

- กรรณ คำลือ และสิทธิชัย แสงอาทิตย์. (2548). การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 10, ชลบุรี, 2-4 พฤษภาคม 2548: หน้า STR 58-63.
- จักษดา อารังวุฒิ และสิทธิชัย แสงอาทิตย์. (2548). คานคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปที่มีเหล็กทรงน้ำผึ้งที่ส่วนรองรับภายใต้แรงกระทำเป็นจุดตามขวาง. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 10, ชลบุรี, 2-4 พฤษภาคม 2548: หน้า STR 1-6.
- มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม. (2525). วิธีทดสอบความต้านแรงอัดของแท่งคอนกรีต มอก.409-2525, สำนักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม. กรุงเทพมหานคร.

- มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม. (2540). **ลวดเหล็กกล้าสำหรับคอนกรีตอัดแรง มอก.95-2540.**
สำนักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม. กรุงเทพมหานคร.
- มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม. (2548). **เหล็กเส้นเสริมคอนกรีต: เหล็กข้ออ้อย มอก.24-2548.**
สำนักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม. กรุงเทพมหานคร.
- วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์. (2537). **มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตอัดแรง.**
กรุงเทพมหานคร.
- วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์. (2538). **มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีกำลัง.** กรุงเทพฯ.
- American Concrete Institute Committee 318. (2005). **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (318R-05).** Farmington Hills, Michigan, United States of America.
- Cairns, D.J. and Rafeequi, S.F.A. (1997). Behaviour of reinforced concrete beams strengthened by external unbonded reinforcement. **Constructions and Building Materials.** 11(5-6), pp. 309-317.
- Campbell, T.I. and Chouinard, K.L. (1991). Influence of non prestressed reinforcement on the strength of unbonded partially prestressed concrete members. **ACI Structural Engineering Journal.** 88(5), pp 546- 551.
- Elliott, K.S. (2002). **Precast Concrete Structures.** Butterworth-Heinemann. United Kingdom.
- Haas, A.M. (1983). **Precast Concrete Design and Applications.** Applied Science Publishers Ltd. United Kingdom.
- Harajli, M.H. and Naaman, A.E. (1984). Deformation and cracking of partially prestressed concrete beams under static and cyclic fatigue loading. Report No. UMEE 84R1, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Michigan, United States of America.
- MacGregor, J.G. (1992). **Reinforced Concrete Mechanics and Design.** Second edition, Prentice-Hall, Inc., New Jersey, United States of America.
- Naaman, A.E. (1982). **Prestressed Concrete Analysis and Design.** McGraw-Hill Book Company, United States of America.
- Naaman, A.E., Harajli, M.H. and Wight, J.K. (1986). Analysis of ductility in partially prestressed concrete flexural members. **PCI Journal.** 31(3), pp. 64-87.
- Pisani, M.A. and Nicoli, E. (1996). Beams prestressed with unbonded tendons at ultimate. **Canadian Journal of Civil Engineering.** 23(6), pp. 1120-1230.

- Sibunruang, T. (1977). Construction methods of public housing in Thailand. International Conference on Low-Income Housing-Technology and Policy. Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand. June 7-10: pp. 903-917.
- Zandi, Y., Akgün, Y. and Durmus, A. (2012). Investigating the use of high performance concrete in partially prestressed beams and optimization of partially prestressed ratio. Indian Journal of Science and Technology, 5(7), pp. 2991-2996.