พฤติกรรมความต่อเนื่องของระบบพื้นสำเร็จรูปคอนกรีตอัดแรงแบบท้องเรียบ

นาย อนันต์ ณัฐรังสี

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2544

ISBN 974-03-1363-9

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

CONTINUITY BEHAVIOR OF PRECAST PRESTRESSED CONCRETE PLANK

Mr. Anan Nattharungsri

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

A Dissertation Submiited in Partial Fulfillment of the Requirements

for the Degree of Master of Engineering in Civil Engineering

Department of Civil Engineering

[Faculty of Engineering]

Chulalongkorn University

Academic year 2001

ISBN 974-03-1363-9

หัวข้อวิทยานิพนธ์	พฤติกรรมความต่อเนื่องของระบบพื้นสำเร็จรูปคอนกรีตอัดแรงแบบท้องเรียบ
โดย	นายอนันต์ ณัฐรังสี
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษา	ศาสตราจารย์ ดร.เอกสิทธิ์ ลิ้มสุวรรณ

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้นับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญามหาบัณฑิต

.... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(ศาสตราจารย์ ดร.สมศักดิ์ ปัญญาแก้ว)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

.... ประธานกรรมการ
(ศาสตราจารย์ ดร.ทักษิณ เทพชาตรี)

.... อาจารย์ที่ปรึกษา
(ศาสตราจารย์ ดร.เอกสิทธิ์ ลิ้มสุวรรณ)

....กรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร.บุญไชย สถิตมั่นในธรรม)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

อนันต์ ณัฐรังสี : พฤติกรรมความต่อเนื่องของระบบพื้นสำเร็จรูปคอนกรีตอัดแรงแบบท้องเรียบ, (CONTINUITY BEHAVIOR OF PRECAST PRESTRESSED CONCRETE PLANK) อ. ที่ปรึกษา : ศาสตราจารย์ ดร. เอกสิทธิ์ ลิ้มสุวรรณ , 136 หน้า. ISBN 974-03-1363-9

งานวิจัยพฤติกรรมความต่อเนื่องของระบบพื้นสำเร็จรูปคอนกรีตอัดแรงแบบท้องเรียบด้วยการทดสอบแผ่นพื้นตัวอย่างภายใต้น้ำหนักบรรทุกสถิตย์จนถึงจุดวิบัติ ตัวอย่างทดสอบเป็นแผ่นพื้น หน้าตัดตันหนา 5 ซม. กว้าง 35 ซม. วางเรียงกัน 2 แผ่น มีความกว้าง 70 ซม. กำหนดช่วงยาวทดสอบ 375 ซม. เททับหน้าให้เกิดความต่อเนื่อง โดยกำหนดตัวอย่างทดสอบออกเป็น 3 ชุด ชุดแรกให้ปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อเป็นตัวแปร ชุดที่สองให้ความกว้างรอยต่อทางยาวเป็นตัวแปร และชุดที่สามใช้เป็นตัวอย่างอ้างอิงด้วยการทดสอบพื้นสำเร็จรูปช่วงเดียวที่มีคอนกรีตเททับหน้า ผลการทดสอบจะเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์หน้าตัดด้วยวิธีการของความเครียดสอดคล้องใช้หน่วยแรงอัดในคอนกรีตตามแบบจำลองของ Hognestad เมื่อหน้าตัดไม่มีการโอบรัด และตามแบบจำลองของ Popovics เมื่อหน้าตัดมีการโอบรัด ทั้งนี้หน่วยแรงดึงของเหล็กเสริมใช้ความสัมพันธ์จากผลการทดสอบเหล็กเสริมภายใต้แรงดึงตาม ASTM A 370

ผลการทดสอบพบว่าค่าปริมาณเหล็กเสริมที่เพิ่มขึ้นจะส่งผลให้ค่ากำลังดัดสูงตามไปด้วย แต่ค่าความโค้งจากค่าการแอ่นตัวจะมีค่าลดลง การเปรียบเทียบผลการทดสอบและการวิเคราะห์ในกำลังดัดแตกร้าว กำลังดัดที่จุดคราก ค่าสติฟเนสและค่ากำลังดัดประลัย พบว่ามีค่าความแตกต่างกันสูงสุดที่ร้อยละ 5 จากการทดสอบทั้งหมดแสดงให้เห็นว่า ผลการวิเคราะห์สอดคล้องกับการทดสอบเป็นอย่างมาก ส่วนค่าความเหนียวและการกระจายซ้ำของโมเมนต์จะมีค่าลดลงตามปริมาณเหล็กที่เพิ่มมากขึ้น การกำหนดค่าความเหนียวทางโครงสร้างในพื้นต่อเนื่องด้วยดัชนีเท่ากับ 3 เพื่อให้เกิดจุดหมุนพลาสติก สามารถกำหนดปริมาณเหล็กสูงสุดได้ที่ 32 % ของปริมาณที่สภาวะสมดุล และเพื่อให้เกิดพฤติกรรมการกระจายซ้ำของโมเมนต์ดัดกำหนดปริมาณเหล็กต่ำสุดได้ที่ 25% ของปริมาณที่สภาวะสมดุล อิทธิพลของความกว้างรอยต่อจะส่งผลให้ค่าแรงดัดที่ศูนย์กลางของจุดรองรับมีขนาดลดลงตามขนาดของความกว้างของรอยต่อ โดยแรงดัดลดลงร้อยละ 7 , 11 และ 15 เมื่อความกว้างของรอยต่อที่ 5 , 10 และ 15 ซม. ตามลำดับ พฤติกรรมการโอบรัดคอนกรีตส่วนที่รับแรงอัด พบว่ามีอิทธิพลต่อกำลังดัดทางโครงสร้างโดยจะส่งผลให้ค่ากำลังดัดเพิ่มสูงขึ้นประมาณ 4% และค่าความเหนียวทางโครงสร้างจะเพิ่มขึ้นถึง 18 % ผลการศึกษาถึงพฤติกรรมการโอบรัดพบว่าไม่มีนัยสำคัญต่อกำลังดัด แต่จะมีผลต่อความเหนียวเชิงอนุรักษ์มากขึ้น ซึ่งอาจจะไม่จำเป็นที่จะใช้พิจารณาในการออกแบบ แนวทางออกแบบรอยต่อแผ่นพื้นสำเร็จรูปให้มีการต่อเนื่องสามารถพิจารณาคำนวณกำลังดัดที่รอยต่อของพื้นต่อเนื่องด้วยน้ำหนักบรรทุกจรได้ถึง 1.75 ของน้ำหนักบรรทุกจรของพื้นช่วงเดียวแต่ทั้งนี้จะต้องมีการตรวจสอบการแอ่นตัวโดยพิจารณาค่าโมเมนต์ความเฉื่อยที่ 0.18 ของหน้าตัดเต็มและต้องตรวจสอบหน่วยแรงเฉือนทางราบที่ไม่เกิน $0.4\sqrt{f_c'}$

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา ลายมือชื่อนิสิต ....

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา..

ปีการศึกษา 2544 ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษาร่วม ....

4270640421: MAJOR CIVIL ENGINEER
KEY WORD: CONTINUITY / PRECAST/ DUCTILITY /REDISTRIBUTION

ANAN NATTHARUNGSRI: CONTINUITY BEHAVIOR OF PRECAST PRESTRESSED CONCRETE PLANK. THESIS ADVISOR: PROF.EKASIT LIMSUWAN, Ph.D. 136 pp. ISBN 974-03-1363-9

This research has studied on continuity behavior of precast prestressed concrete plank by means of static load test until failure. The specimens are two continuous spans with two precast planks 5 x 35 cm^2 in section 375 cm in span length. The testing is set to be three series. They are varied percentage of reinforcing steel in joint, width of joint, and compared testing results to simply support plank with topping. Testing results are compared to analysis result by concept of strain compatibility, Hognestad's model of concrete unconfined compressive stress, Popovics's model of concrete confined compressive stress, and ASTM A370 is stress strain relationship of reinforcing steel.

Test results are indicated that joint strength increases with amount of the reinforcement but the curvature at failure calculated from deflection are decreased. The comparison of moment at cracking, yield, ultimate and stiffness between testing results and analysis results is good agreement. The increasing in amount of reinforcement decreases the ductility and moment redistribution. The maximum reinforcing steel is limited upto 32% of the amount at balanced condition to define the structural ductility equal to 3 in order to occur plastic hinge. The minimum reinforcing steel is limited at 25% of the amount at balanced condition to control the moment redistribution behavior. Spaces of the precast elements at 5, 10 and 15 cm are influenced the reduction of bending moment to 7, 11 and 15% of moment at center respectively. The confinement effect from support increases flexural strength 4% and increases ductility 18%. The confinement effect has no significant in flexural strength but has significant in structural ductility so it can be neglected in the design procedure. In the design method, the action for ultimate capacity can be 1.75 times design live load of simple span. However the deflection and horizontal shear must be checked by considering the effective moment of inertia at 18% of gross one and $0.4\sqrt{f_c^{/}}$ (ksc) respectively.

Department	Civil Engineering	Student's signature	
Field of study	Civil Engineering	Advisor's signature	
Academic year	2001	Co-advisor's signature	

กิตติกรรมประกาศ

ในการทำวิทยานิพนธ์นี้ ผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณ ศาสตราจารย์ ดร. เอกสิทธิ์ ลิ้มสุวรรณ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ซึ่งได้ให้ความรู้และคำแนะนำต่าง ๆ ที่เป็นประโยชน์ในระหว่างการทำวิทยานิพนธ์ รวมทั้งความกรุณาตรวจสอบและแก้ไขวิทยานิพนธ์ จนสำเร็จลุล่วงไปอย่างสมบูรณ์ และขอกราบขอบพระคุณ ท่านคณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ อันประกอบด้วย ศาสตราจารย์ ดร. ทักษิณ เทพชาตรี และ รองศาสตราจารย์ ดร.บุญไชย สถิตมั่นในธรรม ซึ่งได้ให้ความกรุณาแนะนำและตรวจแก้ไขข้อบกพร่องของวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

กราบขอบพระคุณ บริษัท ดีคอนโปรดักส์ จำกัด ที่เอื้อเฟื้อวัสดุ และขอบคุณเจ้าหน้าที่ของภาควิชาวิศวกรรมโยธา เพื่อน ๆ โครงสร้าง และ ผู้ที่ไม่ได้เอยนามที่ได้ให้ความช่วยเหลือในการวิจัยครั้งนี้

ท้ายสุดนี้ผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณ บิดา มารดา ซึ่งได้ให้โอกาสในการศึกษาเล่าเรียน และให้กำลังใจตลอดการทำวิทยานิพนธ์ ฉบับนี้

อนันต์ ณัฐรังสี
ผู้จัดทำ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย ....ง

บทคัดย่อภาษาอังกฤษ ....จ

กิตติกรรมประกาศ...ฉ

สารบัญ ....ช

สารบัญตาราง ....ฌ

สารบัญรูป ....ฏ

บทที่

บทที่ 1 บทนำ 1

1.1 ความเดิม 1

1.2 งานวิจัยที่ผ่านมา 1

1.3 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย..3

1.4 ขอบข่ายของงานวิจัย..4

1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ 4

บทที่ 2 ทฤษฎี..5

2.1 ความสัมพันธ์ของโมเมนต์ดัดและความโค้ง 5

2.2 พฤติกรรมการต่อเนื่องบริเวณรอยต่อ...9

2.3 ความสัมพันธ์ของแรงและการแอ่นตัวบริเวณกึ่งกลางช่วงกับ
โมเมนต์ดัดและความโค้ง..13

บทที่ 3 การทดสอบและผลการทดสอบ..17

3.1 รายการทดสอบ 17

3.2 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ 18

3.3 วิธีการทดสอบ..19

3.4 ผลการทดสอบ 21

บทที่ 4 การวิเคราะห์และเปรียบเทียบผลการทดสอบ 30

4.1 โมเมนต์และค่าความโค้งบริเวณรอยต่อจากการทดสอบ.................................30

4.2 เปรียบเทียบผลการทดสอบกับการวิเคราะห์ 34

4.3 อิทธิพลของปริมาณเหล็กเสริม..38

4.4 อิทธิพลของรอยต่อ 39

4.5 แนวทางในการออกแบบ...41

สารบัญ(ต่อ)

บทที่ หน้า

บทที่ 5 สรุปผลการวิจัย....44

รายการอ้างอิง....46

รายการตารางประกอบ....48

รายการรูปประกอบ....54

ภาคผนวก....113

ประวัติผู้เขียน....136

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญตาราง

ตารางที่ หน้า

3.1 ตัวอย่างทดสอบชุดที่ 1 มีปริมาณเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อเป็นตัวแปร 49

3.1(ต่อ) ตัวอย่างทดสอบชุดที่ 2 มีความกว้างรอยต่อเป็นตัวแปร 50

3.1(ต่อ) ตัวอย่างทดสอบชุดที่ 3 ทดสอบกำลังของแผ่นพื้นช่วงเดียว 50

3.2 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของลวดอัดแรง..51

3.3 คุณสมบัติเหล็กเสริมธรรมดา..52

3.4 อัตราส่วนผสมสำหรับคอนกรีตหล่อในที่เททับหน้า 53

ก.1 ผลการทดสอบและวิเคราะห์ค่าโมเมนตัดและความโค้ง
(ตัวอย่าง CP30-16B) 115

ก.2 ผลการทดสอบและวิเคราะห์ค่าโมเมนตัดและความโค้ง
(ตัวอย่าง CP30-36B).. 116

ก.3 ผลการทดสอบและวิเคราะห์ค่าโมเมนตัดและความโค้ง
(ตัวอย่าง CP30-45B) 117

ก.4 ผลการทดสอบและวิเคราะห์ค่าโมเมนตัดและความโค้ง
(ตัวอย่าง CP30-82B)...118

ก.5 ผลการทดสอบและวิเคราะห์ค่าโมเมนตัดและความโค้ง
(ตัวอย่าง CP30-100B)...119

ก.6 ผลการทดสอบและวิเคราะห์ค่าโมเมนตัดและความโค้ง
(ตัวอย่าง CP25-45B)...120

ก.7 ผลการทดสอบและวิเคราะห์ค่าโมเมนตัดและความโค้ง
(ตัวอย่าง CP35-45B)...121

ก.8 ผลการทดสอบและวิเคราะห์ค่าโมเมนตัดและความโค้ง
(ตัวอย่าง SP-0B) 122

ก.9 ผลการเปรียบเทียบความเหนียวทางโครงสร้างของรอยต่อ
ที่มีปริมาณเหล็กเสริมเป็นตัวแปร 123

ก.10 ผลการเปรียบเทียบการกระจายซ้ำของโมเมนต์ดัดเมื่อแปร
เปลี่ยนปริมาณเหล็กเสริม..123

ก.11 ผลการเปรียบเทียบค่าโมเมนต์ที่เปลี่ยนไปเมื่อแปรเปลี่ยน
ความกว้างรอต่อ...124

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญตาราง(ต่อ)

ตารางที่ หน้า

ก.12 ผลการวิเคราะห์หน่วยแรงเฉือนทางราบเมื่อแปรเปลี่ยน
หน่วยแรงอัดของคอนกรีต 124

ก.13 ผลการวิเคราะห์คุณสมบัติของตัวอย่างจากการทดสอบ..............................124

ก.14 ผลการวิเคราะห์ปริมาณเหล็กเสริมต้านทานโมเมนต์ดัดแตกร้าว............125

ก.15 ผลการเปรียบเทียบค่าโมเมนต์ดัดจากการทดสอบและการวิเคราะห์ 125

ก.16 ผลการเปรียบเทียบค่าความแข็งดัดประสิทธิผลและค่าความแข็งดัด
ของหน้าตัดเต็ม 126

ก.17 ผลการวิเคราะห์ระยะฝังเหล็กเสริมในคอนกรีต.......................................126

ข.1 การวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ดัดและความโค้งด้วยวิธีการความเครียด
สอดคล้อง (ตัวอย่าง CP30-16B) 128

ข.2 การวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ดัดและความโค้งด้วยวิธีการความเครียด
สอดคล้อง (ตัวอย่าง CP30-36B) 128

ข.3 การวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ดัดและความโค้งด้วยวิธีการความเครียด
สอดคล้อง (ตัวอย่าง CP30-45B) 129

ข.4 การวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ดัดและความโค้งด้วยวิธีการความเครียด
สอดคล้อง (ตัวอย่าง CP30-82B) 129

ข.5 การวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ดัดและความโค้งด้วยวิธีการความเครียด
สอดคล้อง (ตัวอย่าง CP30-100B) 130

ข.6 การวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ดัดและความโค้งด้วยวิธีการความเครียด
สอดคล้อง (ตัวอย่าง CP25-45B) 130

ข.7 การวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ดัดและความโค้งด้วยวิธีการความเครียด
สอดคล้อง (ตัวอย่าง CP35-45B) 131

ข.8 การวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ดัดและความโค้งด้วยวิธีการความเครียด
สอดคล้อง (ตัวอย่าง SP-0B)...131

สารบัญรูป

รูปที่ หน้า

2.1 แบบจำลองหน่วยแรงและความเค้นของคอนกรีตที่เสนอโดย Hognestsad,E. 55

2.2 แบบจำลองหน่วยแรงและความเค้นของเหล็กเสริม 55

2.3 การกระจายหน่วยแรงและความเครียดหลังการแตกร้าว 56

2.4 พฤติกรรมการกระจายซ้ำของโมเมนต์ดัดในโครงสร้างต่อเนื่องสองช่วง ...57

2.5 แบบจำลองหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตภายใต้การโอบรัดของ Popovics,S[20] 58

2.6 การกระจายแรงเฉือนทางราบของหน้าตัด....58

2.7 แบบจำลองของพื้นต่อเนื่องที่ใช้ในงานวิจัย 59

2.8 โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้าง 60

2.9 การกระจายหน่วยแรงอัดในคอนกรีตเมื่อความเครียดในคอนกรีตมีค่าสูงสุด (□ = 0.003) ตามมาตรฐานของ ACI....60

2.10 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับความโค้ง....61

2.11 การแอ่นตัวของคานเนื่องจากโมเมนต์ภายนอก....61

3.1 การทดสอบรอยต่อแบบสองช่วง 62

3.1(ต่อ) การทดสอบรอยต่อแบบปลายยื่น....63

3.1(ต่อ) การทดสอบกำลังของแผ่นพื้นช่วงเดียว 64

3.2 กราฟหน่วยแรงกับความเครียดของลวดอัดแรง 65

3.3 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริม DB12....66

3.3 (ต่อ) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริม DB16 67

3.4 ตำแหน่งการติดตั้งชุดเครื่องมือของการทดสอบแบบสองช่วง 68

3.4 (ต่อ) ตำแหน่งการติดตั้งชุดเครื่องมือของการทดสอบแบบปลายยื่น 69

3.4 (ต่อ) ตำแหน่งการติดตั้งชุดเครื่องมือของการทดสอบกำลังของแผ่นพื้นช่วงเดียว 70

3.5 การเตรียมตัวอย่างทอสอบก่อนการเทคอนกรีตทับหน้า....71

3.6 การติดตั้งเกจวัดความเครียดไฟฟ้าที่เหล็กเสริม 72

3.7 การบ่มตัวอย่างทดสอบ....73

สารบัญรูป(ต่อ)

รูปที่ หน้า

3.8 รอยแตกร้าวบริเวณรอยต่อของตัวอย่าง CP30-16B....74
3.9 รอยแตกร้าวบริเวณรอยต่อของตัวอย่าง CP30-36B....75
3.10 รอยแตกร้าวบริเวณรอยต่อของตัวอย่าง CP30-45B....76
3.11 การวิบัติแตกแยกจากแรงเฉือนทางราบ....77
3.12 รอยแตกร้าวบริเวณรอยต่อของตัวอย่าง CP30-82B....78
3.13 รอยแตกร้าวบริเวณรอยต่อของตัวอย่าง CP30-100B....79
3.14 รอยแตกร้าวบริเวณรอยต่อของตัวอย่าง CP25-45B....80
3.15 รอยแตกร้าวบริเวณรอยต่อของตัวอย่าง CP35-45B....81
3.16 รอยแตกร้าวบริเวณกึ่งกลางช่วงของตัวอย่าง SP-0B....82
3.17 รอยแตกร้าวของตัวอย่าง CP30-16B....83
3.18 รอยแตกร้าวของตัวอย่าง CP30-36B....84
3.19 รอยแตกร้าวของตัวอย่าง CP30-45B....85
3.20 รอยแตกร้าวของตัวอย่าง CP30-82B....86
3.21 รอยแตกร้าวของตัวอย่าง CP30-100B....87
3.22 รอยแตกร้าวของตัวอย่าง CP25-45B....88
3.23 รอยแตกร้าวของตัวอย่าง CP35-45B....89
3.24 รอยแตกร้าวของตัวอย่าง SP-0B....90
3.25 น้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กลางช่วง (ตัวอย่าง CP30-16B).... 91
3.26 น้ำหนักบรรทุกกับความเครียดที่เหล็กเสริม (ตัวอย่าง CP30-16B) 91
3.27 น้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กลางช่วง (ตัวอย่าง CP30-36B) 92
3.28 น้ำหนักบรรทุกกับความเครียดที่เหล็กเสริม (ตัวอย่าง CP30-36B) 92
3.29 น้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กลางช่วง (ตัวอย่าง CP30-45B).... 93
3.30 น้ำหนักบรรทุกกับความเครียดที่เหล็กเสริม (ตัวอย่าง CP30-45B).... 93
3.31 น้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กลางช่วง (ตัวอย่าง CP30-82B) 94
3.32 น้ำหนักบรรทุกกับความเครียดที่เหล็กเสริม (ตัวอย่าง CP30-82B) 94
3.33 น้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กลางช่วง (ตัวอย่าง CP30-100B).... 95
3.34 น้ำหนักบรรทุกกับความเครียดที่เหล็กเสริม (ตัวอย่าง CP30-100B) 95
3.35 น้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กลางช่วง (ตัวอย่าง CP25-45B) 96
3.36 น้ำหนักบรรทุกกับความเครียดที่เหล็กเสริม (ตัวอย่าง CP25-45B).... 96

สารบัญรูป(ต่อ)

รูปที่ หน้า

3.37 น้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กลางช่วง (ตัวอย่าง CP35-45B) 97

3.38 น้ำหนักบรรทุกกับความเครียดที่เหล็กเสริม (ตัวอย่าง CP35-45B) 97

3.39 น้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กลางช่วง (ตัวอย่าง SP-0B) 98

4.1 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่รอยต่อ (ตัวอย่าง CP30-16B) 99

4.2 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่รอยต่อ (ตัวอย่าง CP30-36B) 99

4.3 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่รอยต่อ (ตัวอย่าง CP30-45B) 100

4.4 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่รอยต่อ (ตัวอย่าง CP30-82B) 100

4.5 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่รอยต่อ (ตัวอย่าง CP30-100B) 101

4.6 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่รอยต่อ (ตัวอย่าง CP25-45B)..................... 101

4.7 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่รอยต่อ (ตัวอย่าง CP35-45B) 102

4.8 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งบริเวณกึ่งกลางช่วง (ตัวอย่าง SP-0B)............102

4.9 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่ได้จากการทดสอบและวิเคราะห์ บริเวณกึ่งกลางช่วง (ตัวอย่าง SP-0B)..103

4.10 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่ได้จากการทดสอบและวิเคราะห์ บริเวณรอยต่อ (ตัวอย่าง CP30-16B) 103

4.11 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่ได้จากการทดสอบและวิเคราะห์ บริเวณรอยต่อ (ตัวอย่าง CP30-36B) 104

4.12 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่ได้จากการทดสอบและวิเคราะห์ บริเวณรอยต่อ (ตัวอย่าง CP30-45B) 104

4.13 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่ได้จากการทดสอบและวิเคราะห์ บริเวณรอยต่อ (ตัวอย่าง CP30-82B) 105

4.14 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่ได้จากการทดสอบและวิเคราะห์ บริเวณรอยต่อ (ตัวอย่าง CP30-100B) 105

4.15 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่ได้จากการทดสอบและวิเคราะห์ บริเวณรอยต่อ (ตัวอย่าง CP25-45B) 106

4.16 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่ได้จากการทดสอบและวิเคราะห์ บริเวณรอยต่อ (ตัวอย่าง CP35-45B) 106

4.17 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่มีปริมาณเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อ เป็นตัวแปร 107

4.18 ค่าความเหนียวและปริมาณเหล็กเสริม 107

สารบัญรูป(ต่อ)

รูปที่ หน้า

4.19 การกระจายซ้ำของโมเมนต์กับปริมาณเหล็กเสริม 108

4.20 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่มีความกว้างรอยต่อเป็นตัวแปร.................108

4.21 โมเมนต์ที่เปลี่ยนไปกับความกว้างรอยต่อ..109

4.22 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งจากการทดสอบและการวิเคราะห์ ผลของการโอบรัด (ตัวอย่าง CP25-45B)..109

4.23 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งจากการทดสอบและการวิเคราะห์ ผลของการโอบรัด (ตัวอย่าง CP30-45B)..110

4.24 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งจากการทดสอบและการวิเคราะห์ ผลของการโอบรัด (ตัวอย่าง CP35-45B)..110

4.25 ความเครียดสูงสุดที่เหล็กเสริมกับปริมาณเหล็กเสริม............................111

4.26 หน่วยแรงเฉือนทางราบกับหน่วยแรงอัดของคอนกรีต 111

4.27 ความแข็งดัดกับปริมาณเหล็กเสริม...112

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 1
บทนำ

1.1 ความเดิม

ในปัจจุบันการพัฒนาเทคโนโลยีการก่อสร้างมีอย่างกว้างขวาง เพื่อให้สามารถก่อสร้างได้รวดเร็ว และลดค่าใช้จ่ายในการทำค้ำยันและไม้แบบ แผ่นพื้นสำเร็จรูป คอนกรีตอัดแรงแบบท้องเรียบ จึงได้รับความนิยมมาใช้กันมาก แต่การออกแบบระบบแผ่นพื้นสำเร็จรูปคอนกรีตอัดแรงแบบท้องเรียบ ส่วนใหญ่จะออกแบบเป็นระบบช่วงเดี่ยว ซึ่งเป็นการใช้วัสดุได้ไม่เต็มประสิทธิภาพ เพื่อให้เกิดประสิทธิภาพมากขึ้น ด้วยการออกแบบเป็นระบบต่อเนื่อง ซึ่งจะทำให้ค่าโมเมนต์ดัดและค่าการแอ่นตัวของโครงสร้างลดลง ขณะที่รับน้ำหนักบรรทุกเท่ากัน จากเหตุผลที่กล่าวมาข้างต้น จึงได้นำมาวิจัย และพัฒนาการออกแบบ ระบบแผ่นพื้นสำเร็จรูปคอนกรีตอัดแรงแบบท้องเรียบให้ต่อเนื่อง เพื่อให้ใช้งานได้เต็มประสิทธิภาพมากขึ้น

1.2 งานวิจัยที่ผ่านมา

ในงานวิจัยและการพัฒนาพื้นคอนกรีตอัดแรงหล่อสำเร็จ เพื่อประหยัดวัสดุในการก่อสร้าง จะวิเคราะห์ระบบพื้นเป็นระบบพื้นต่อเนื่อง ซึ่งเมื่อความเหนียวของโครงสร้างเพียงพอ ก็จะสามารถปรับลดโมเมนต์ภายนอกที่มากระทำได้ โดยในส่วนของความเหนียวของหน้าตัด Scholz, H.[1,2] ได้กล่าวว่าค่าความเหนียวที่รับได้ของหน้าตัด จะขึ้นอยู่กับค่ากำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม และระยะความลึกประสิทธิผลของหน้าตัด Beeby, A.W.[3] ได้ทำการทดสอบคานเพื่อดูพฤติกรรมความเหนียวของหน้าตัดพบว่า ค่าความเหนียวของหน้าตัดที่รับได้จะเพิ่มขึ้นเมื่อลดอัตราส่วนของเหล็กเสริม แต่ในกรณีที่เพิ่มความลึกของหน้าตัด และ เพิ่มอัตราส่วนระหว่างความยาวช่วงต่อความลึกประสิทธิผล จะทำให้ค่าความเหนียวลดลง Mohammad, S.[4] ยังได้ศึกษาผลของอัตราการเพิ่มแรงภายนอก พบว่า ค่าความเหนียวจะลดลงเมื่ออัตราการให้ความเครียดเพิ่มขึ้น โดยที่อัตราการให้ความเครียด 0.05 / วินาที และ 0.1 / วินาที จะทำให้ค่าความเหนียวลดลงไปถึง 12 % และ 16 % ตามลำดับ Peter, J.W.[5] กล่าวถึงเรื่องนี้ว่า ค่าความเหนียวที่ต้องการของโครงสร้างที่ไม่นำโมเมนต์รองมาพิจารณาจะมีค่ามากกว่าโครงสร้างที่นำโมเมนต์รองมาพิจารณา Furlong, R.W.[6] ได้แนะนำว่าดัชนีความเหนียว ขึ้นอยู่กับอัตราส่วนระหว่างความยาวช่วงคาน L และความลึกของคาน d โดยทั่วไปอัตราส่วน L/d จะอยู่ระหว่าง 15 ถึง 20 ดังนั้นค่าดัชนีความเหนียวที่ต้องการของหน้าตัดควรอยู่ระหว่าง 4.75 ถึง 6.0 เพื่อให้คานเกิดการหมุนเพียงพอจะให้เกิดการกระจายโมเมนต์ได้

ส่วนค่าปรับลดโมเมนต์ได้มีผู้ทำการวิจัยดังนี้ Scholz,H.[1,2]ได้นำมาตรฐานต่าง ๆ ที่กำหนดเกี่ยวกับค่าดังกล่าวมาเปรียบเทียบกันพบว่า Canadian Standards Association และ British Standards Institution ได้กำหนดให้ขึ้นอยู่กับอัตราส่วนระหว่างระยะที่วัดจากจุดศูนย์กลางของหน้าตัดถึงผิว ต่อ ระยะความลึกประสิทธิผล (c/d) โดยมีสูตรที่ใช้ในการคำนวณแตกต่างกัน ส่วน ACI 318-99[7] จะแตกต่างจากมาตรฐานทั้งสองที่ได้กล่าวมาข้างต้น โดยจะกำหนดให้ขึ้นอยู่กับปริมาณลวดอัดแรงและปริมาณเหล็กเสริม แต่จะพบว่าค่าที่ยอมให้มีค่าไม่เกิน 20 % เช่นกัน และ Scholz, H.[1,2] ยังเสนอให้คำนึงถึงค่าความเหนียวของหน้าตัด เพื่อมาควบคุมค่าดังกล่าวอีกด้วยโดยค่าความเหนียวที่รับได้ของหน้าตัด (Ductility Capacity) จะต้องมีค่ามากกว่า ความเหนียวที่ต้องการ (Ductility Demand) นอกจากนี้แล้วผลของโมเมนต์รองก็จะมีผลต่อค่าความเหนียวที่ต้องการ โดยใช้การวิเคราะห์หน้าตัดที่มีลักษณะเหมือนกัน แต่นำโมเมนต์รองและนำค่าปรับลดที่แตกต่างกันเข้ามาวิเคราะห์หน้าตัดนั้น พบว่าการนำค่าปรับลดมาใช้จะช่วยให้ประหยัดวัสดุได้ลง ในส่วนของโมเมนต์รองพบว่า ถ้าโมเมนต์รองที่มากระทำกับโครงสร้างมีทิศทางตรงกันข้ามกับโมเมนต์ภายนอกที่มากระทำจะทำให้ค่าความเหนียวที่ต้องการของหน้าตัดลง ในทางตรงกันข้าม ถ้าโมเมนต์รองมีทิศทางเดียวกันกับโมเมนต์ภายนอกที่มากระทำจะทำให้เพิ่มค่าความเหนียวที่ต้องการเพิ่มขึ้น ส่วน Kodur และ Campbell, T.I.[8] จะวิเคราะห์หาค่าโดยใช้วิธีไฟไนต์อิเลเมนต์ วิเคราะห์คานจำนวน 66 คาน ซึ่งแบ่งออกเป็น 2 กลุ่ม โดยกลุ่มแรกใช้คานที่มีหน้าตัดเหมือนกัน และกลุ่มสองใช้คานที่มีหน้าตัดแตกต่างกัน จากการวิจัยพบว่า ค่าปรับลดจะขึ้นอยู่กับค่าสติฟเนสของหน้าตัด กล่าวคือ ถ้าค่าสติฟเนสของหน้าตัดเพิ่มจะทำให้ค่าปรับลดเพิ่มตามด้วย ส่วนค่าความเหนียวที่จะนำมาพิจารณาจะพิจารณาทั้งโครงสร้าง แตกต่างจากมาตรฐานต่าง ๆ ที่ได้กล่าวมาข้างต้นซึ่งคิดค่าความเหนียวเฉพาะหน้าตัด นอกจากค่าสติฟเนสแล้ว Kodur และ Campbell, T.I.[8] ยังเสนออีกว่า ขณะที่เพิ่มค่า อัตราส่วนระหว่างความยาวช่วงคาน L และความลึกของคาน d (Span depth ratio, L/d) จะทำให้ค่าดังกล่าวลดลงด้วยและลักษณะของน้ำหนักที่มากระทำก็จะมีผลต่อค่าปรับลดด้วย กล่าวคือ ถ้าแรงกระทำสม่ำเสมอจะสามารถปรับลดได้ 30% และถ้าแรงกระทำเป็นจุดจะสามารถปรับลดได้ถึง 60% Lin, T.Y. [9] ได้ทำการวิจัยในเรื่องนี้โดยศึกษาคานรูปตัวที พบว่า เมื่อพิจารณาผลของโมเมนต์รองและมีการปรับกระจายโมเมนต์สมบูรณ์ กับไม่พิจารณาผลของโมเมนต์รองและมีการปรับกระจายโมเมนต์สมบูรณ์ จะให้ค่ากำลังรับน้ำหนักเท่ากัน คือ 5.23 k/ft ส่วนคานรูปตัวทีคว่ำก็จะให้ผลเช่นเดียวกัน ซึ่งสามารถสรุปได้ว่า ไม่ว่าหน้าตัดคานจะมีลักษณะใดก็ตามถ้าคำนวณหาค่ากำลังรับน้ำหนักโดยวิธีอิลาสติก จะต้องคำนึงผลของโมเมนต์รองร่วมด้วย แต่ถ้าคำนวณโดยวิธีพลาสติก และมีการปรับกระจายโมเมนต์สมบูรณ์ ไม่ว่าจะนำโมเมนต์รองมาคำนวณด้วยหรือไม่ ก็จะมีค่ากำลังรับน้ำหนักประลัยเท่ากัน Cohn, M.Z.[10,11] กล่าวถึงมาตรฐานส่วนมากมักจะไม่พิจารณาผลของน้ำหนักที่มากระทำแต่จากการศึกษาพบว่า ค่าปรับกระจายโมเมนต์ขึ้นอยู่กับอัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกคงที่ต่อน้ำหนักบรรทุกจร และค่าประกอบของน้ำหนัก (Load

Factor) Peter, J.W.[5] กล่าวถึงการค่าที่จะใช้ปรับลดโมเมนต์ พบว่า แตกต่างกัน กล่าวคือ มาตรฐานของ Australian จะปรับกระจายโมเมนต์จากผลรวมของโมเมนต์จากแรงภายนอกและโมเมนต์รอง ซึ่งเมื่อปรับแก้ 20 % จะทำให้ค่าปรับแก้จริงเพิ่มเป็น 25 % ซึ่งแตกต่างกับ ACI 318-99 จะใช้ปรับแก้เฉพาะน้ำหนักที่เกิดจากแรงภายนอกเท่านั้น Rostasy, F.S.[12] กล่าวเกี่ยวกับการปรับกระจายโมเมนต์แบบสมบูรณ์จะเกิดได้ต้องมีโมเมนต์มากที่สุดเท่ากันทุกหน้าตัดวิกฤต ดังนั้น โอกาสเกิดการปรับกระจายโมเมนต์แบบสมบูรณ์จึงน้อยมากและปริมาณลวดอัดแรงที่อยู่ในแผ่นพื้นสำเร็จรูปจะมีผลต่อกำลังรับน้ำหนักน้อยมาก เพราะตำแหน่งของลวดอัดแรงและแนวแกนสะเทินอยู่ใกล้กัน

นอกจากนี้แล้ว แรงเฉือนในแนวราบบริเวณผิวรอยต่อ ก็จะมีผลต่อกำลังรับน้ำหนักของระบบพื้นเชิงประกอบ Robert, F.M.[13] พบว่า กรณีของคอนกรีตที่มีผิวรอยต่อหยาบ จะทำให้มุมเสียดทานของผิวรอยต่อมากเป็น 2 เท่าของกรณีผิวรอยต่อเรียบ โดยมีค่าสัมประสิทธิความเสียดทาน μ = 1.4 และ 0.7 ตามลำดับ และในกรณีที่ไม่ใช้เหล็กเสริมรับแรงเฉือนจะต้องทำให้แรงยึดเหนี่ยวระหว่างผิวมากพอที่จะรับแรงเฉือนได้ Seible, F.[14,15] ได้ผลออกมาทำนองเดียวกันกับ Robert,F.M.[13] คือ กำลังรับแรงเฉือนในกรณีของผิวสัมผัสหยาบจะรับได้มากเป็น 2 เท่าของกรณีผิวสัมผัสเรียบ ทั้งกรณีระบบพื้นช่วงเดียวและระบบพื้นต่อเนื่อง และยังพบอีกว่า ในกรณีของผิวสัมผัสหยาบของพื้นเชิงประกอบจะมีค่ากำลังรับแรงเฉือนเท่ากับพื้นหล่อในที่ แต่จะแตกต่างกันที่การแตกร้าวของระบบพื้นหล่อในที่จะแตกร้าวบริเวณผิวล่าง แต่ระบบพื้นเชิงประกอบจะแตกร้าวในแนวราบของผิวสัมผัส จากผลงานวิจัยที่ผ่านมาพบว่า สามารถนำค่าปรับลดมาใช้ในการหาปริมาณเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อเหนือจุดรองรับที่เหมาะสม เพื่อจะได้ลดปริมาณเหล็กเสริมลงแต่สามารถรับน้ำหนักได้โดยไม่วิบัติ แต่จะต้องควบคุมความเหนียวของหน้าตัดและแรงเฉือนในแนวราบบริเวณผิวรอยต่อให้พอเพียง

1.3 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

เพื่อให้การออกแบบระบบแผ่นพื้นสำเร็จรูปคอนกรีตอัดแรงแบบท้องเรียบเป็นไปอย่างมีประสิทธิภาพ ด้วยการออกแบบให้เป็นระบบต่อเนื่อง ซึ่งงานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ในการพิจารณาพฤติกรรม บริเวณรอยต่อของระบบแผ่นพื้นต่อเนื่องสองช่วง โดยการกำหนดปริมาณเหล็กเสริมรับโมเมนต์การดัดและขนาดของช่องว่างของรอยต่อระหว่างแผ่นพื้นสำเร็จรูปเพื่อศึกษาพฤติกรรมการกระจายโมเมนต์การดัดภายใน

1.4 ขอบเขตการวิจัย

การศึกษาวิจัยพฤติกรรมความต่อเนื่องในระบบแผ่นพื้นสำเร็จรูปคอนกรีตอัดแรงแบบท้องเรียบนี้ ใช้แผ่นพื้นท้องเรียบหน้าตัดตัน และก่อสร้างด้วยระบบคอนกรีตอัดแรงขนาด 35 x 5 ซม. เรียงต่อกัน 2 แผ่น โดยที่รอยต่อจะเป็นระบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ มีความหนาของคอนกรีตเททับหน้าคงที่ 5 ซม. ทำให้หน้าตัดรวมมีขนาด 70x10 ซม. โดยกำลังของคอนกรีตหล่อในที่เท่ากับ 250 กก/ซม.^{2}

1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

จากการศึกษาพฤติกรรมความต่อเนื่องของแผ่นพื้นสำเร็จรูปคอนกรีตอัดแรงแบบท้องเรียบสามารถนำไปออกแบบให้ใช้งานวัสดุให้เต็มประสิทธิภาพมากขึ้นทั้งในแง่ ความสามารถในการรับแรง และความสามารถใช้งานในช่วงการให้บริการ จากปริมาณเหล็กเสริมและช่องว่างของรอยต่อที่จุดรองรับภายใน

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 2
ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

งานวิจัยนี้ทำการศึกษาพฤติกรรมความต่อเนื่องของพื้นสำเร็จรูป ที่มีช่วงคานในแต่ละช่วงเป็นพื้นเชิงประกอบของพื้นคอนกรีตอัดแรงหล่อสำเร็จกับคอนกรีตเททับหน้าและบริเวณรอยต่อเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ การวิเคราะห์พฤติกรรมทางโครงสร้างของหน้าตัดใช้วิธีการความเครียดสอดคล้อง (Strain Compatibility) ซึ่งจะทำให้ทราบถึงพฤติกรรมของหน้าตัดทางด้านกำลัง การให้บริการและการกระจายโมเมนต์จากบริเวณรอยต่อไปสู่จุดวิกฤติข้างเคียง

2.1 ความสัมพันธ์ของโมเมนต์ดัดและความโค้ง

ความสัมพันธ์ของโมเมนต์ดัดและความโค้ง แสดงถึงพฤติกรรมการดัดของหน้าตัดในแต่ละสภาวะตั้งแต่เริ่มให้น้ำหนักบรรทุกจนวิบัติ โดยจะแบ่งการวิเคราะห์ออกเป็นสองส่วน คือ ในช่วงก่อนการแตกร้าวการกระจายหน่วยแรงบนหน้าตัดจะเป็นเส้นตรง การวิเคราะห์ใช้วิธีอิลาสติกและในช่วงหลังการแตกร้าว พฤติกรรมจะเป็นแบบอินอิลาสติก ในการวิเคราะห์หาค่าโมเมนต์ดัดและความโค้งได้ใช้ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีต เหล็กเสริมมาใช้ในการวิเคราะห์ดังนี้

ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีต ดังแสดงในรูปที่ 2.1 ใช้ความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Hognestad, E. ดังสมการที่ 2.1

$$f_c = f_c^{/}\left[\left(\frac{2\varepsilon}{\varepsilon_0}\right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2\right] \qquad 2.1$$

โดยที่ f_c = หน่วยแรงในคอนกรีตที่ระดับใด ๆ

$f_c^{/}$ = กำลังอัดของแท่งคอนกรีตทรงกระบอก

ε = ความเครียดในคอนกรีตที่ระดับใด ๆ

ε_0 = ความเครียดที่ตำแหน่ง $f_c^{/}$ (โดยทั่วไปมีค่าประมาณ 0.002)

ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริม ดังแสดงรูปที่ 2.2 กำหนดให้ความสัมพันธ์เป็นแบบเส้นตรงสองเส้น (Bilinear) มีสมการดังนี้

$$f_s = E_s\varepsilon_s \le f_y \qquad 2.2$$

โดยที่ f_s = หน่วยแรงในเหล็กเสริม

E_s = โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

$\square_s$ = ความเครียดในเหล็กเสริม

f_y = หน่วยแรงครากในเหล็กเสริม

จากความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตและเหล็กเสริม จะถูกนำมาใช้เป็นข้อมูลในการหาความสัมพันธ์ของโมเมนต์ดัดและความโค้ง โดย Burn, N.H. ได้ศึกษาพฤติกรรมของคอนกรีตอัดแรงชนิดยึดเหนี่ยวตั้งแต่เริ่มให้น้ำหนักบรรทุกจนถึงจุดวิบัติ โดยใช้ความสัมพันธ์ของโมเมนต์ดัดและความโค้งเป็นตัวอธิบายพฤติกรรม การวิเคราะห์ได้อาศัยหลักการด้านความเครียดสอดคล้องบนหน้าตัดซึ่งอยู่ภายใต้สมมุติฐานดังต่อไปนี้

1. เหล็กเสริมยึดเหนี่ยวกับคอนกรีตโดยสมบูรณ์ ดังนั้นการเปลี่ยนแปลงความเครียดในเหล็กเสริมและในคอนกรีต ณ จุดเดียวกันจะมีค่าเท่ากัน
2. การกระจายความเครียดบนหน้าตัดใด ๆ กำหนดให้เป็นเส้นตรงตลอดความลึกของหน้าตัด ดังแสดงดังรูปที่ 2.3
3. คอนกรีตสามารถรับแรงดึงได้ จนกระทั่งหน่วยแรงที่ผิวคอนกรีตถึงค่าวิกฤตที่โมดูลัสแตกร้าวและหลังการแตกร้าวคอนกรีตไม่สามารถรับแรงดึงได้
4. องค์อาคารมีกำลังรับแรงเฉือนอย่างเพียงพอ ดังนั้นการวิบัติขององค์อาคารจะเกิดจากการดัดเท่านั้น
5. คอนกรีตจะวิบัติเมื่อความเครียด $\square_c$ เกินกว่า 0.003
6. ตามกฎการสมดุลของแรง แรงอัดรวมในคอนกรีตและแรงดึงรวมในเหล็กเสริมจะมีค่าเท่ากัน และโมเมนต์ของแรงคู่ควบขณะใดจะเท่ากับโมเมนต์ดัดบนหน้าตัด
7. ความโค้งหลังการแตกร้าวของหน้าตัดเป็นค่าเฉลี่ยระหว่างค่าสูงสุดและค่าต่ำสุดตามลักษณะการกระจายรอยแตกร้าว

การคำนวณหาแรงอัดลัพธ์ในคอนกรีต, C_c และระยะจากแกนสะเทินถึงจุดศูนย์ถ่วงของแรงอัดลัพธ์, $\bar{x}$ ดังแสดงในรูปที่ 2.3 สามารถคำนวณได้โดยวิธีการอินทิเกรตความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตเสนอโดย Hognestad,E ความเครียดในคอนกรีตที่ระยะ $\bar{x}$ จากแกนสะเทินเท่ากับ $\square$x จะได้

$$f_c(x) = f_c^{/}\left[\left(\frac{2\phi x}{\varepsilon_0}\right) - \left(\frac{\phi x}{\varepsilon_0}\right)^2\right] \qquad 2.3$$

$$C_c = \int_0^c f_c(x)\,b\,dx \qquad 2.4$$

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

และระยะจากแกนสะเทินถึงจุดศูนย์ถ่วงแรงอัดลัพธ์

$$\overline{x} = [\int_0^c f_c(x)bxdx]/C_c \qquad 2.5$$

โดยที่ b = ความกว้างของพื้นรับแรงอัด

c = ระยะจากผิวรับแรงอัดนอกสุดไปยังแกนสะเทิน

ก. เมื่อแกนสะเทินอยู่ในคอนกรีตเททับหน้า

$$f_c(x) = f_c^{/}[(\frac{2\phi x}{\varepsilon_0}) - (\frac{\phi x}{\varepsilon_0})^2]$$

$$C_c = \int_0^c f_c(x)bdx$$

$$C_{c_1} = \int_0^{c_1} b^{/} f_c^{/}[(\frac{2\phi x}{\varepsilon_0}) - (\frac{\phi x}{\varepsilon_0})^2]dx$$

$$= b^{/} c_1^2 f_c^{/} \frac{\phi}{\varepsilon_0}[1 - \frac{\phi c_1}{3\varepsilon_0}] \qquad 2.6$$

$$\overline{x} = [\int_0^c f_c(x)bxdx]/C_c$$

$$\overline{x_1} = [\int_0^{c_1} f_c(x)bxdx]/C_{c1}$$

$$= c_1[\frac{8\varepsilon_0 - 3\phi c_1}{12\varepsilon_0 - 4\phi c_1}] \qquad 2.7$$

$$T = A_s f_{ps} \qquad 2.8$$

โมเมนต์ดัด; $M = C_{c1}(d - c + \overline{x})$ 2.9

ความโค้ง ; $\phi = \frac{\varepsilon_c}{c}$ 2.10

โดยที่ C_{c1} = แรงอัดลัพธ์ที่อยู่ในพื้นสำเร็จรูป

x_1 = ระยะจากแกนสะเทินถึงศูนย์ถ่วงแรงอัดลัพธ์ที่อยู่ในคอนกรีตเททับหน้า

c_1 = ระยะผิวรับแรงอัดนอกสุดของคอนกรีตเททับหน้าไปยังแกนสะเทิน

$b^{/}$ = ความกว้างประสิทธิผลจากการแปลงหน้าตัด

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ข. เมื่อแกนสะเทินอยู่ในพื้นสำเร็จรูป

$$C_{c_1} = \int_0^{c_1} bf_c^{/}[(\frac{2\phi x}{\varepsilon_0}) - (\frac{\phi x}{\varepsilon_0})^2]dx$$

$$= bc_1^2 f_c^{/} \frac{\phi}{\varepsilon_0}[1 - \frac{\phi c_1}{3\varepsilon_0}] \quad 2.11$$

$$C_{c_2} = \int_{c_1}^{c_2} b^{/} f_c^{/}[(\frac{2\phi x}{\varepsilon_0}) - (\frac{\phi x}{\varepsilon_0})^2]dx$$

$$= b^{/} f_c^{/} \frac{\phi}{\varepsilon_0}[(c_2^2 - c_1^2) - \frac{\phi(c_2^3 - c_1^3)}{3\varepsilon_0}] \quad 2.12$$

โดยที่ $C_c = C_{c1} + C_{c2}$

$$\overline{x_1} = [\int_0^{c_1} f_c(x)bxdx]/C_{c_1}$$

$$= c_1[\frac{8\varepsilon_0 - 3\phi c_1}{12\varepsilon_0 - 4\phi c_1}] \quad 2.13$$

$$\overline{x_2} = [\int_{c_1}^{c_2} f_c(x)bxdx]/C_{c_2}$$

$$= [\frac{8\varepsilon_0(c_2^3 - c_1^3) - 3\phi(c_2^4 - c_1^4)}{12\varepsilon_0(c_2^2 - c_1^2) - 4\phi(c_2^3 - c_1^3)}] \quad 2.14$$

$$T = A_s f_{ps} \quad 2.15$$

โมเมนต์ดัด; $M = C_{c1}(d - c + \overline{x}_1) + C_{c2}(d - c + \overline{x}_2)$ 2.16

ความโค้ง ; $\square = \frac{\varepsilon_c}{c}$ 2.17

โดยที่ C_{c1} = แรงอัดลัพธ์ที่อยู่ในพื้นสำเร็จรูป

C_{c2} = แรงอัดลัพธ์ที่อยู่ในคอนกรีตเททับหน้า

x_1 = ระยะจากแกนสะเทินถึงศูนย์ถ่วงแรงอัดลัพธ์ที่อยู่ในพื้นสำเร็จรูป

x_2 = ระยะจากแกนสะเทินถึงศูนย์ถ่วงแรงอัดลัพธ์ที่อยู่ในคอนกรีตเททับหน้า

c_1 = ระยะผิวรับแรงอัดนอกสุดของพื้นสำเร็จรูปไปยังแกนสะเทิน

c_2 = ระยะผิวรับแรงอัดนอกสุดของคอนกรีตเททับหน้าไปยังแกนสะเทิน

$b^{/}$ = ความกว้างประสิทธิผลจากการแปลงหน้าตัด

b = ความกว้างประสิทธิผลของพื้นสำเร็จรูป

สถาบันวิทยบริการ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

การวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ของโมเมนต์ดัดและความโค้งของแผ่นพื้นสำเร็จรูปที่มีพฤติกรรมเชิงประกอบจะพิจารณากรณีที่น้ำหนักบรรทุกภายนอกกระทำต่าง ๆ ดังนี้

1. เมื่อไม่มีแรงภายนอกมากระทำ ($M = 0$)
2. เมื่อความเครียดในคอนกรีตที่ระดับลวดอัดแรงเท่ากับศูนย์
3. ที่จุดเริ่มต้นของการแตกร้าว ($M = M_{cr}$)
4. เมื่อกำหนดให้ความเครียดที่ผิวบนของคอนกรีต มีค่าอยู่ระหว่าง 0.001 ถึง 0.003

สำหรับหน้าตัดที่รอยต่อจะมีพฤตกิกรรมเป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจะพิจารณากรณีที่น้ำหนักบรรทุกกระทำต่าง ๆ กันดังนี้

1. เมื่อไม่มีแรงภายนอกมากระทำ ($M = 0$)
2. ที่จุดเริ่มต้นของการแตกร้าว ($M = M_{cr}$)
3. เมื่อเหล็กเสริมเกิดการคราก
4. เมื่อกำหนดให้ความเครียดที่ผิวบนของคอนกรีต มีค่าอยู่ระหว่าง 0.001 ถึง 0.003

จากลำดับขั้นตอนของการวิเคราะห์จะเห็นว่าในช่วงก่อนที่หน้าตัดเกิดรอยแตกร้าว ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตยังคงเป็นเส้นตรง จึงสามารถใช้ทฤษฎีอิลาสติกวิเคราะห์ได้ ในช่วงหลังจากคอนกรีตเกิดการแตกร้าวพฤติกรรมจะเป็นแบบอินอิลาสติก การวิเคราะห์จะใช้วิธีการความเครียดสอดคล้องสามารถสรุปเป็นขั้นตอนได้ดังนี้

1. เริ่มต้นโดยการกำหนดความเครียดที่ผิวบนของหน้าตัด, $\square_c$
2. สมมุติระยะจากผิวบนของหน้าตัดถึงแกนสะเทิน c
3. จากค่า $\square_c$ และ c คำนวณหาแรงอัดลัพธ์ C_c และตำแหน่งจุดศูนย์ถ่วงของแรงได้
4. ทำการคำนวณความเครียดในลวดอัดแรง $\square_{ps}$ หรือเหล็กเสริม $\square_s$ แล้วจึงคำนวณหาค่าหน่วยแรงจากกราฟความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและความเครียด
5. ตรวจสอบแรง C_c และแรงดึง T ว่าเท่ากันหรือไม่ ถ้าไม่เท่ากันจะต้องเปลี่ยนค่า c แล้วทำตามขั้นตอนที่ 3 –5 ใหม่
6. เมื่อค่า C_c = T แล้วจึงสามารถคำนวณหาค่าโมเมนต์ดัดและความโค้งได้

2.2 พฤติกรรมการต่อเนื่องบริเวณรอยต่อ

งานวิจัยได้ศึกษาพฤติกรรมการต่อเนื่องบริเวณรอยต่อของพื้นคอนกรีตอัดแรงสำเร็จรูปสองช่วง เสริมเหล็กบนและเทคอนกรีตทับหน้าให้เกิดความต่อเนื่องโดยที่แผ่นพื้นแต่ละช่วงเป็นคอนกรีตอัดแรงที่มีพฤติกรรมเชิงประกอบ ส่วนบริเวณรอยต่อเป็นเสมือนคานคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ ซึ่งงานวิจัยนี้จะเน้นพฤติกรรมการต่อเนื่องที่บริเวณรอยต่อทั้งด้านกำลังดัด

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ความเหนียวทางโครงสร้าง การกระจายซ้ำของโมเมนต์ดัด การแตกร้าวและการแอ่นตัว เป็นต้น เพื่อการวิเคราะห์และการวิจัยในพฤติกรรมการต่อเนื่องของแผ่นพื้นสำเร็จรูปท้องเรียบ เห็นควรจะต้องพิจารณาในรายละเอียดเชิงทฤษฎี ต่อไปนี้

ก. ความเหนียวทางโครงสร้าง (Structural Ductility)

ความเหนียวมีความสำคัญต่อโครงสร้างเนื่องจากโครงสร้างที่มีค่าความเหนียวเพียงพอจะสามารถเสียรูปได้มากก่อนวิบัติ ทำให้สามารถหลีกเลี่ยงความเสียหายได้ ความเหนียวของโครงสร้างจะพิจารณาได้จากอัตราส่วนของความโค้งสูงสุดต่อความโค้งเมื่อเหล็กเสริมเริ่มคราก ดังแสดงในรูปที่ 2.10 เขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$\text{Ductility} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \qquad 2.18$$

ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อความเหนียวคือปริมาณเหล็กเสริม ความเหนียวจะมีค่าลดลง ถ้าปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงมากขึ้นเนื่องจากทำให้ค่า ϕ_y มีค่ามากขึ้นแต่ค่า ϕ_u มีค่าลดลง ซึ่งตามมาตรฐานของ ACI318R-99 กำหนดให้ค่าความเหนียวในคานต่อเนื่องต้องมีค่ามากกว่า 3 เพื่อให้หน้าตัดเกิดจุดหมุนพลาสติกและเกิดการกระจายโมเมนต์ไปยังส่วนอื่น ๆ

ข. การกระจายซ้ำของโมเมนต์ดัด (Moment Redistribution)

พฤติกรรมการต่อเนื่องของโครงสร้างแผ่นพื้นสำเร็จรูปต่อเนื่องสองช่วง บรรทุกน้ำหนักแบบจุดที่กึ่งกลางช่วง ดังแสดงในรูปที่ 2.4(ก) ภายใต้สมมุติฐานที่แผ่นพื้นมีกำลังรับแรงเฉือนอย่างเพียงพอโดยกำหนดให้การวิบัติเกิดจากการดัดเท่านั้น กรณีที่น้ำหนักบรรทุกกระทำต่อโครงสร้างมีค่าน้อย กำลังดัดสามารถวิเคราะห์ได้จากทฤษฎีอิลาสติก ดังแสดงในรูปที่ 2.4(ข) และเมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นจนโมเมนต์ดัดที่รอยต่อถึงกำลังดัดประลัย, M_u^- ดังแสดงในรูปที่ 2.4(ค) จะเกิดจุดหมุนพลาสติกขึ้นที่บริเวณรอยต่อ โครงสร้างเปลี่ยนสภาพเสมือนคานอย่างง่ายสองตัววางเรียงกัน ซึ่งขีดความสามารถในการแบกรับน้ำหนักของจุดหมุนพลาสติกจะขึ้นอยู่กับความเหนียวทางโครงสร้าง หากมีความเหนียวน้อยจะทำให้กำลังต่ำและวิบัติโดยฉับพลันแต่หากมีความเหนียวพอเพียงโครงสร้างจะรับน้ำหนักต่อไปได้และเกิดการกระจายแรงดัดจากบริเวณรอยต่อไปสู่จุดวิกฤตข้างเคียง กำลังดัดบริเวณรอยต่อจะคงเดิมแต่กำลังดัดที่กลางช่วงจะเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ และอาจถึงกำลังดัดประลัย,M_u^+ ดังแสดงในรูปที่ 2.4(ง) พฤติกรรมการกระจายซ้ำตามที่ระบุในมาตรฐาน ACI318R-99 กำหนดให้ปรับลดค่าโมเมนต์ลบได้ไม่เกินร้อยละ $20[1-(\frac{\rho-\rho'}{\rho_b})]$ และอัตราส่วน $\rho - \rho'$ จะต้องไม่เกิน $0.5\rho_b$ โดยที่ ρ , ρ' และ ρ_b คือ อัตราส่วนของปริมาณเหล็กเสริมที่รับแรงดึง , ที่รับแรงอัดและที่ภาวะสมดุล

ค. การโอบรัด (Confinement Effect)

จากสมมุติฐานว่าคอนกรีตที่รอยต่อเกิดการโอบรัดจากฐานรองรับเพราะผิวคอนกรีตที่รับแรงอัดแตกกระจายไม่ได้ด้วยมีการโอบรัดทุกทิศทางโดยเฉพาะจากฐานรองรับส่งผลให้กำลังอัดประลัยของคอนกรีตเพิ่มสูงขึ้น การวิเคราะห์กำลังดัดของหน้าตัดบริเวณที่มีการโอบรัดจะใช้แบบจำลองหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตที่เสนอโดย Popovics,S ดังแสดงในรูปที่ 2.5 เขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$f_c = \frac{f'_{cc}xr}{(r-1+x^r)} \qquad 2.19$$

โดยที่ $f'_{cc} = f'_c+4.1(f_l)$

$x = \square_c/\square_{cc}$

$r = E_c/(E_c-E_{sec})$

เมื่อ f'_{cc} คือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีตภายใต้การโอบรัด, f_l คือ ปฏิกิริยาจากแท่นรองรับ, $\square_c$ และ E_c คือ ความเครียดและโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต, $\square_{cc}$ คือความเครียดของคอนกรีตภายใต้การโอบรัดมีค่าเท่ากับ $\square_c[1+5(f'_{cc}/f'_c-1)]$ และ E_{sec} คือโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตภายใต้การโอบรัดมีค่าเท่ากับ $f'_{cc}/\square_{cc}$ ในงานวิจัยได้ทำการวิเคราะห์โมเมนต์ดัดและความโค้งโดยใช้แบบจำลองของ Hognestad, E และแบบจำลองภายใต้การโอบรัดของ Popovics, S จากนั้นนำมาเปรียบเทียบความแตกต่างของค่ากำลังดัดที่เกิดขึ้น

ง. แรงเฉือนทางราบที่รอยต่อ (Horizontal Shear)

พฤติกรรมเชิงประกอบระหว่างแผ่นพื้นสำเร็จรูปกับคอนกรีตเททับหน้าจะเกิดขึ้นได้อย่างสมบูรณ์ ก็ต่อเมื่อรอยต่อระหว่างแผ่นพื้นสำเร็จรูปกับคอนกรีตเททับหน้ามีการรับและถ่ายแรงเฉือนได้อย่างสมบูรณ์ไม่เกิดการเคลื่อนแยกตัวที่รอยต่อ การพิจารณาหน่วยแรงเฉือนทางราบที่เกิดขึ้นอาจใช้วิธีวิเคราะห์แบบอิลาสติกโดยพิจารณาแรงทางราบบนชิ้นส่วนเล็ก ๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.6

$$dF = H_2 - H_1 \qquad 2.20$$

แรงอัดลัพธ์ บนหน้าตัด 1; $H_1 = \int_{y_1}^{c} \sigma_1 dA = \int_{y_1}^{c} \frac{M_1 y}{I} dA$

แรงอัดลัพธ์บนหน้าตัด 2; $H_2 = \int_{y_1}^{c} \sigma_2 dA = \int_{y_1}^{c} \frac{M_2 y}{I} dA$

แรงเฉือนในแนวราบ; $dF = \frac{M_2}{I}\int_{y_1}^{c} ydA - \frac{M_1}{I}\int_{y_1}^{c} ydA$

$$= \frac{M_2 - M_1}{I}\int_{y_1}^{c} ydA \qquad 2.21$$

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

เมื่อ □ เป็นค่าเฉลี่ยของหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดที่มีความกว้าง b ความยาว dx มีค่าเท่ากับผลต่างของแรงอัดลัพธ์ทางราบจะได้

$$dF = \square bdx \qquad 2.22$$

แทนค่าลงในสมการที่ 2.21 จะได้

$$\tau = \frac{dM}{Ibdx}\int_{y_1}^{c} ydA$$

$$= \frac{V}{Ib}\int_{y_1}^{c} ydA$$

$$= \frac{V}{Ib}A'\overline{y}$$

หน่วยแรงเฉือนประลัยที่เกิดขึ้น; $$\tau = \frac{VQ}{Ib} \qquad 2.23$$

หน่วยแรงเฉือนประลัยที่เกิดขึ้นอาจคำนวณโดยใช้สมการที่ 2.23 และจะต้องมีค่าน้อยกว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนประลัยของหน้าตัด

โดยที่ V = แรงเฉือนในแนวดิ่งจากน้ำหนักที่มากระทำ , กก.

Q = โมเมนต์ที่หนึ่งของพื้นที่ (First moment of area) , ซม.^{3}

I = โมเมนต์อินเนอร์เชียร์ของหน้าตัดเชิงประกอบ , ซม.^{4}

จ. ระยะฝังพื้นฐานของเหล็กเสริมในส่วนคอนกรีตเททับหน้า

การเสริมเหล็กในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจะต้องจัดระยะฝังเหล็กเสริมไว้ในคอนกรีตอย่างเพียงพอ เพื่อต้องการที่จะถ่ายแรงจากเหล็กเสริมไปสู่คอนกรีตด้วยแรงยึดเหนี่ยวโดยไม่ทำให้คอนกรีตเกิดการแตกร้าวซึ่งเมื่อให้ระยะยึดรั้งอย่างเพียงพอสำหรับเหล็กเสริมแล้ว การวิบัติที่เกิดจากหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจากการดัดก็จะไม่เกิดขึ้น สามารถหาระยะพัฒนากำลังของเหล็กเสริมหรือระยะยึดรั้ง ; l_d ได้จากสมการดังนี้

$$l_d = \frac{A_b f_y}{U_n} \qquad 2.24$$

โดยที่ A_b คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม,ซม.^{2} จากการทดลองพบว่ากำลังต้านทานแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยสูงสุดของเหล็กข้ออ้อย,U_n มีค่าเท่ากับ $23.15\sqrt{f_c^{/}}$ กก./ซม. และเมื่อมีเหล็กเสริมข้ออ้อยวางเรียงกันหลาย ๆ เส้นในชั้นเดียวกัน ค่ากำลังต้านทานแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดจะลดลงเหลือเพียงร้อยละ 80 ซึ่งมีค่าเท่ากับ $18.52\sqrt{f_c^{/}}$ และเพื่อความปลอดภัย ACI318R-99 กำหนดให้เพิ่มความยาวระยะฝังเพิ่มขึ้นอีกร้อยละ 15 แทนการใช้ตัวคูณลดกำลัง,□ ดังนั้นสามารถหาความยาวของระยะฝังเหล็กเสริมที่ต้องการได้จากสมการ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

$$l_d = \frac{0.06A_b f_y}{\sqrt{f_c^{/}}} \qquad 2.25$$

ดังนั้นเพื่อป้องการวิบัติเนื่องจากหน่วยแรงยึดเหนี่ยวในงานวิจัย จึงต้องควบคุมระยะฝังเหล็กเสริมในคอนกรีตบริเวณรอยต่อให้มีค่ามากว่าระยะฝังพื้นฐานของเหล็กเสริมที่คำนวณได้ดังสมการที่ 2.25

2.3 ความสัมพันธ์ของแรงและการแอ่นตัวบริเวณกึ่งกลางช่วงกับโมเมนต์ดัดและความโค้ง

ในช่วงก่อนและหลังจากคอนกรีตเกิดการแตกร้าว สามารถอธิบายพฤติกรรมได้ด้วยความสัมพันธ์ของโมเมนต์ดัดและความโค้ง ดังแสดงในรูปที่ 2.11 ซึ่งเขียนเป็นความสัมพันธ์ในรูปของสมการดิฟเฟอเรนเชียล โดยมีสมมุติฐานให้ความแข็งดัดคงที่ตลอดความยาว ดังนี้

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EI_{eff}} \qquad 2.26$$

โดยที่ y = การแอ่นตัวในแนวดิ่ง

$\frac{d^2y}{dx^2}$ = ความโค้ง

M = โมเมนต์ดัด

EI_{eff} = ความแข็งดัดประสิทธิผล

พิจารณาแบบจำลองของพื้นต่อเนื่องสองช่วง ดังแสดงในรูปที่ 2.7 มีน้ำหนักบรรทุกกระทำแบบจุดบริเวณกึ่งกลางช่วงที่ตำแหน่ง P1, P2 การคำนวณหาค่าโมเมนต์ที่ตำแหน่งต่าง ๆ โดยใช้ทฤษฎีอิลาสติกและมีสมมุติฐานให้โมเมนต์ที่เกิดขึ้นบริเวณรอยต่อเมื่อรับโมเมนต์จนถึงจุดคราก แล้วจะไม่สามารถรับโมเมนต์ได้เพิ่มจากเดิม สำหรับการคำนวณหาค่าความโค้งที่กึ่งกลางช่วงและบริเวณรอยต่อโดยอาศัยหลักการรวมผล (Superposition) ของแรงที่กระทำที่กึ่งกลางช่วงและแรงดัดที่ปลายของแผ่นพื้น ดังนี้

ช่วงAB;

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{-P_1(x-L)}{2EI_{eff}} - \frac{M^{-}x}{LEI_{eff}} \qquad 2.27$$

ช่วง CD;

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{P_2x}{2EI_{eff}} - \frac{M^{-}(x-L)}{LEI_{eff}} \qquad 2.28$$

คำนวณหาการแอ่นตัวของแผ่นพื้น โดยการแก้สมการดิฟเฟอเรนเชียล 2.27-2.28 พร้อมกับเงื่อนไขขอบเขตสามารถทำได้จาก

ช่วงAB;

$$y = \frac{-P_1}{48EI_{eff}}(4x^3 - 12Lx^2 + 9L^2x - L^3) - \frac{M^{-}}{6LEI_{eff}}(x^3 - xL^2) \qquad 2.29$$

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ช่วง CD; $$y = \frac{-P_2}{48EI_{eff}}(3xL^2 - 4x^3) - \frac{M^-}{6LEI_{eff}}(x^3 - 3Lx^2 + 2L^2x) \qquad 2.30$$

จากค่าการแอ่นตัวในสมการที่ 2.29-2.30 จะได้ค่าความแข็งดัดประสิทธิผลในแต่ละช่วง ดังนี้

ช่วงAB; $$EI_{eff} = \frac{1}{y_E}\{\frac{-P_1}{48}(4x^3 - 12Lx^2 + 9L^2x - L^3) - \frac{M^-}{6L}(x^3 - xL^2)\} \qquad 2.31$$

ช่วง CD; $$EI_{eff} = \frac{1}{y_F}\{\frac{-P_2}{48}(3xL^2 - 4x^3) - \frac{M^-}{6L}(x^3 - 3Lx^2 + 2L^2x)\} \qquad 2.32$$

คำนวณหาค่าความโค้งที่กึ่งกลางช่วงและบริเวณรอยต่อ โดยแทนค่า EI_{eff} และค่าของ x ที่ระยะ L/2 และ L ในสมการที่ 2.27 และค่าของ x ที่ระยะ 0 และ L/2 ในสมการที่ 2.28 จะได้ค่าความโค้งที่จุดต่าง ๆ ดังนี้

ที่ระยะ x = L/2 ; $$\left.\frac{d^2y}{dx^2}\right|_E = \frac{P_1L}{4EI_{eff}} - \frac{M^-}{2EI_{eff}} \qquad 2.33$$

ที่ระยะ x = L ; $$\left.\frac{d^2y}{dx^2}\right|_B = \frac{M^-}{EI_{eff}} \qquad 2.34$$

ที่ระยะ x = L/2 ; $$\left.\frac{d^2y}{dx^2}\right|_F = \frac{P_2L}{4EI_{eff}} + \frac{M^-}{2EI_{eff}} \qquad 2.35$$

ที่ระยะ x = 0 ; $$\left.\frac{d^2y}{dx^2}\right|_C = \frac{M^-}{EI_{eff}} \qquad 2.36$$

โดยที่ L = ความยาวช่วงของการทดสอบ

P_1 , P_2 = น้ำหนักบรรทุกกระทำที่จุด E , F ตามลำดับ

พิจารณาแบบจำลองของพื้นต่อเนื่องแบบปลายยื่น ดังรูปที่ 2.7 สามารถคำนวณหาค่าความโค้งที่กึ่งกลางช่วงและที่รอยต่อ ดังนี้

ช่วง AB; $$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{-P_1(x - L)}{2EI_{eff}} - \frac{M^-x}{LEI_{eff}} \qquad 2.37$$

คำนวณหาค่าการแอ่นตัวของแผ่นพื้น โดยการแก้สมการดิฟเฟอเรนเชียล 2.37 พร้อมเงื่อนไขขอบเขตสามารถทำได้จาก

ช่วง AB; $$y = \frac{-P_1}{48EI_{eff}}(4x^3 - 12Lx^2 + 9L^2x - L^3) - \frac{M^-}{6LEI_{eff}}(x^3 - xL^2) \qquad 2.38$$

ค่าการแอ่นตัวในสมการที่ 2.38 จะได้ค่าความแข็งดัดประสิทธิผลในแต่ละช่วงดังนี้

ช่วง AB; $$EI_{eff} = \frac{1}{y_E}\{\frac{-P_1}{48}(4x^3 - 12Lx^2 + 9L^2x - L^3) - \frac{M^-}{6L}(x^3 - xL^2)\} \qquad 2.39$$

คำนวณหาค่าความโค้งที่กึ่งกลางช่วงและบริเวณรอยต่อ โดยแทนค่า EI_{eff} และค่าของ x ที่ระยะL/2 และL ในสมการที่ 2.37 จะได้ค่าความโค้งที่จุดต่าง ๆ ดังนี้

ที่ระยะ x = L/2; $$\left.\frac{d^2y}{dx^2}\right|_E = \frac{P_1L}{4EI_{eff}} - \frac{M^-}{2EI_{eff}} \qquad 2.40$$

ที่ระยะ x = L; $$\left.\frac{d^2y}{dx^2}\right|_B = \frac{M^-}{EI_{eff}} \qquad 2.41$$

จากสมการข้างต้นสามารถแปลงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการแอ่นตัวบริเวณกึ่งกลางช่วงเป็นความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และค่าความโค้งโดยเริ่มจากการนำค่าน้ำหนักบรรทุกที่ได้จากการทดสอบมาคำนวณหาค่าโมเมนต์ที่กึ่งกลางช่วงและบริเวณรอยต่อ เนื่องจากเป็นโครงสร้างต่อเนื่องมีการกระจายซ้ำของโมมเนต์ภายใน การคำนวณหาค่าโมเมนต์จึงมีสมมุติฐานว่าโมเมนต์บริเวณรอยต่อเมื่อรับโมเมนต์ถึงจุดครากแล้วจะไม่สามารถรับโมเมนต์ได้เพิ่มจากเดิม การคำนวณหาค่าความโค้งของหน้าตัดจากสมการเชิงอนุพันธ์ของโมเมนต์และความโค้ง ตามสมการที่ 2.26 มีสมมุติฐานให้ความแข็งดัดประสิทธิผลในแต่ละชิ้นส่วนย่อยมีค่าเท่ากันและลดลงหลังจากที่หน้าตัดเกิดการแตกร้าวจากนั้นหาค่าการแอ่นตัวโดยการแก้สมการเชิงอนุพันธ์พร้อมเงื่อนไขขอบเขตจะได้ค่าความแข็งดัดประสิทธิผลในรูปของน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงดังสมการที่ 2.31-2.32 และ 2.39 และนำมาคำนวณหาค่าความโค้งจากผลทดสอบโดยแทนค่าน้ำหนักบรรทุก โมเมนต์และค่าความแข็งดัดประสิทธิผล ดังสมการที่ 2.33-2.36 และ 2.40 –2.41

การคำนวณหาค่าการกระจายซ้ำของโมเมนต์จากบริเวณรอยต่อไปสู่จุดวิกฤตอื่นทำให้กำลังดัดบริเวณรอยต่อมีค่าคงเดิม ซึ่งสอดคล้องกับสมมุติฐานที่ให้หน้าตัดบริเวณรอยต่อเมื่อรับน้ำหนักจนถึงจุดครากแล้วจะทำให้ค่าสติฟเนสลดลงอย่างรวดเร็วจนไม่สามารถรับโมเมนต์ได้เพิ่มจากเดิม ซึ่งเกิดการกระจายแรงดัดไปสู่จุดอื่น ๆ ที่วิกฤตกว่า ดังนั้นการวิเคราะห์โครงสร้างที่มี

ความต่อเนื่องโดยวิธีอิลาสติกจะให้ค่าที่แตกต่างจากกำลังดัดที่เกิดขึ้นจริง เนื่องจากการวิเคราะห์แบบอิลาสติกได้สมมุติให้สติฟเนสมีค่าคงที่ ดังนั้นการคำนวณกำลังดัดที่เกิดขึ้นจากความสัมพันธ์ของแรงและการแอ่นตัวบริเวณกึ่งกลางช่วงจะใช้หลักการสมดุลของโครงสร้าง ดังแสดงในรูปที่ 2.7 ซึ่งเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

ช่วง AB; $$M^{+} = \frac{P_1 L}{4} - \frac{M^{-}}{2} \qquad 2.42$$

ช่วง BD; $$M^{+} = \frac{P_2 L}{4} - \frac{M^{-}}{2} \qquad 2.43$$

โดยที่ P_1 , P_2 = น้ำหนักบรรทุกกระทำที่จุด E , F ตามลำดับ

M^{+} = กำลังดัดบริเวณกึ่งกลางช่วงแต่ละช่วง

ดังนั้นการคำนวณหาค่ากำลังดัดที่เกิดขึ้นหลังจากเกิดการแตกร้าวจึงใช้หลักการสมดุลของโครงสร้าง ดังสมการที่ 2.42-2.43 ส่วนการคำนวณหาค่าการกระจายซ้ำจากบริเวณรอยต่อไปสู่บริเวณกึ่งกลางจะพิจารณาจากค่ากำลังดัดบริเวณรอยต่อที่เพิ่มขึ้นหลังจากที่เหล็กเสริมบริเวณรอยต่อเกิดการคราก จนกระทั่งโครงสร้างเกิดการวิบัติ

บทที่ 3

การทดสอบและผลการทดสอบ

การทดสอบแผ่นพื้นสำเร็จรูปคอนกรีตอัดแรงแบบท้องเรียบในงานวิจัย เพื่อศึกษาพฤติกรรมความต่อเนื่อง และพฤติกรรมเชิงประกอบของโครงสร้างแผ่นพื้นสำเร็จรูป 2 ช่วง เททับหน้าให้ต่อเนื่องกันที่บริเวณรอยต่อระหว่าง 2 ช่วงนั้น ซึ่งได้พิจารณาแยกส่วนเป็น รายการทดสอบ การเตรียมตัวอย่างทดสอบ วิธีการทดสอบ และผลการทดสอบ ดังรายละเอียด คือ

3.1 รายการทดสอบ

การทดสอบได้กำหนดตัวอย่างออกเป็น 3 ชุด ดังแสดงในตารางที่ 3.1 ซึ่งประกอบด้วยตัวอย่างทดสอบรวมทั้งหมด 8 การทดสอบ แผ่นพื้นตัวอย่างทดสอบมีหน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมตันขนาด 35 x 5 ซม. วางเรียงต่อกัน 2 แผ่นได้ความกว้างสุทธิ 70 ซม. แต่ละแผ่นพื้นตัวอย่างเป็นคอนกรีตอัดแรงด้วยปริมาณที่เท่ากันทุกตัวอย่างทดสอบ ดังแสดงรายละเอียดในรูปที่ 3.1

ชุดที่ 1 กำหนดให้ปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อเป็นตัวแปร เพื่อศึกษาพฤติกรรมการดัดที่บริเวณรอยต่อมีจำนวน 5 ตัวอย่างทดสอบ กำหนดให้ปริมาณเหล็กเสริมคิดเป็นร้อยละ 17 , 48 , 63 , 88 และ 130 ของปริมาณเหล็ก ที่สภาวะสมดุล ($\square_b$) ด้วยการเสริมเหล็ก 2DB12 , 4DB12 , 5DB12 , 3 DB16 และ 5DB16 ตามลำดับ

ชุดที่ 2 กำหนดให้ความกว้างรอยต่อเป็นตัวแปร เพื่อศึกษาผลกระทบของความกว้างรอยต่อที่มีต่อกำลังดัด มีจำนวนทั้งหมด 3 ตัวอย่างทดสอบ กำหนดระยะห่างรอยต่อที่ 0.5 , 1.0 และ 1.5 เท่าของความหนาของตัวอย่างทดสอบ แผ่นพื้นทดสอบวางบนบ่ารองรับระยะ 10 ซม. และความกว้างของรอยต่อที่ 5 , 10 และ 15 ซม. ได้ความยาวรอยต่อรวมกับบ่ารับ 25 , 30 และ 35 ซม. ตามลำดับ

ชุดที่ 3 การทดสอบกำลังของแผ่นพื้นช่วงเดียว เพื่อศึกษาพฤติกรรมการดัดของหน้าตัดแผ่นพื้นทดสอบที่กลางช่วง เพื่อยืนยันผลการวิเคราะห์หน้าตัด อันจะนำไปสู่การศึกษาพฤติกรรมที่รอยต่อของตัวอย่างชุดอื่น ๆ ได้อย่างละเอียดลึกซึ้งมากขึ้น การทดสอบชุดนี้ กำหนดไว้เพียง 1 ตัวอย่างทดสอบ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

3.2 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ

3.2.1 วัสดุทดสอบ

การทดสอบได้ใช้แผ่นพื้นสำเร็จรูปคอนกรีตอัดแรงท้องเรียบขนาด 35 x 5 ซม. เรียงตามขวางต่อกัน 2 แผ่น ค่ากำลังอัดของคอนกรีตที่ทำพื้นสำเร็จรูป กำหนดไว้ที่ 350 กก./ซม.^{2} แต่ละแผ่นมีลวดอัดแรงขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 4 มม. จำนวน 5 เส้น ดังนั้นตลอดความกว้างจะมีลวดอัดแรงจำนวน 10 เส้น และเมื่อนำลวดอัดแรงมาทำการทดสอบ สามารถหาค่าหน่วยแรงที่จุดครากได้เท่ากับ 17102 กก./ซม.^{2} หน่วยแรงที่จุดประลัยเท่ากับ 18932 กก./ซม.^{2} ดังรายละเอียดในตารางที่ 3.2 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดได้แสดงไว้ดังรูปที่ 3.2

เหล็กเสริมที่ใช้เป็นแบบข้ออ้อย มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 12 มม. และ 16 มม. ได้นำตัวอย่างของเหล็กเสริมมาทำการทดสอบหาความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียด สามารถหาค่าเฉลี่ยของจุดคราก f_y สำหรับเหล็ก DB12 เท่ากับ 4814 กก./ซม.^{2} และ DB16 เท่ากับ 5602 กก./ซม.^{2} ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ 2.1×10^6 และ 2.0×10^6 กก./ซม.^{2} ตามลำดับ ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดได้แสดงไว้ในตารางที่ 3.4 และ รูปที่ 3.3

คอนกรีตทับหน้า ได้กำหนดค่ากำลังอัดของคอนกรีตไว้ที่ 250 กก./ซม.^{2} โดยที่คอนกรีต 1 ลบ.ม. มีปริมาณส่วนผสมของปูน 410 กก. , ทราย 700 กก. , หิน 1050 กก. , และอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์เท่ากับ 0.49 อัตราส่วนผสมได้แสดงไว้ในตารางที่ 3.5

3.2.2 การหล่อคอนกรีตทับหน้าและการบ่มตัวอย่างทดสอบ

การหล่อคอนกรีตทับหน้า จะเริ่มจากการนำแผ่นพื้นสำเร็จรูป มาเรียงตามขวางต่อกัน 2 แผ่น จากนั้นนำแบบหล่อคอนกรีตที่เป็นไม้อัดหนา 10 มม. เสริมความแข็งแรงบริเวณขอบไม้อัดด้วยไม้คิ้วหนา 10 มม. มาประกอบแบบข้างควบคุมความสูงของไม้แบบให้มีค่าเท่ากับ 5 ซม. และยึดด้านข้างด้วยไม้ขนาด 1 x 2 นิ้วทุกระยะ 30 ซม. จากนั้นนำเหล็กเสริมที่ติดตั้งเกจวัดความเครียดไฟฟ้าแล้วจำนวน 3 ตัว มาจัดวางให้เกจวัดความเครียดไฟฟ้าอยู่บริเวณรอยต่อและมีระยะหุ้มคอนกรีตตามที่กำหนด ดังรูปที่ 3.5 หลังจากนั้นจึงนำคอนกรีตทับหน้าที่ผสมไว้มาเทลงในแบบที่เตรียมไว้ ควบคุมความหนาคอนกรีตทับหน้าให้เท่ากับ 5 ซม. พร้อมเก็บแท่งคอนกรีตตัวอย่างรูปทรงกระบอกขนาด 10 x 20 ซม. เพื่อใช้ในการทดสอบหาค่ากำลังอัดของคอนกรีต หลังจากเทคอนกรีตทับหน้าเสร็จเรียบร้อย บ่มทิ้งไว้ในอากาศประมาณ 24 ชม. แล้วจึงถอดแบบเมื่อคอนกรีตทับหน้าแข็งตัว จากนั้นจึงเริ่มบ่มคอนกรีตโดยใช้กระสอบคลุมรดน้ำจนชุ่มนาน 7 วัน ดังรูปที่ 3.6

3.3 วิธีการทดสอบ

3.3.1 การเตรียมการทดสอบ

งานวิจัยเป็นการศึกษาพฤติกรรมความต่อเนื่องบริเวณรอยต่อของแผ่นพื้นสำเร็จรูป จึงต้องควบคุมให้การวิบัติเกิดขึ้นบริเวณรอยต่อก่อนตำแหน่งอื่น ซึ่งเมื่อกำหนดให้ปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อมีค่ามาก จะทำให้เกิดการวิบัติบริเวณกลางช่วงก่อนจึงต้องทำการเปลี่ยนลักษณะของการทดสอบในส่วนที่ปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อมีค่ามากเป็นแบบปลายยื่น นอกจากนี้ยังทำการทดสอบกำลังของแผ่นพื้นช่วงเดียวเพื่อใช้ในการเปรียบเทียบกับตัวอย่างที่ทำให้เกิดพฤติกรรมความต่อเนื่อง ดังนั้นการทดสอบจะมีทั้งหมด 3 ลักษณะ คือ การทดสอบรอยต่อคานแบบ 2 ช่วง , การทดสอบรอยต่อคานแบบปลายยื่น และการทดสอบคานช่วงเดียวธรรมดา

การทดสอบรอยต่อคานแบบ 2 ช่วง ซึ่งมีความยาวช่วงทดสอบแต่ละช่วงเท่ากับ 375 ซม.การให้น้ำหนักบรรทุกจะให้น้ำหนักบรรทุกจากแม่แรงไฮโดรลิกที่กึ่งกลางของแผ่นพื้นแต่ละช่วงตำแหน่ง P_1 , P_2 ดังรูปที่ 3.1 และนำเครื่องวัดการเปลี่ยนแปลงระยะในแนวดิ่งแบบไฟฟ้า (LVDT : Linear Variable Displacement Transducers) จำนวน 7 ตัว เพื่อวัดค่าการแอ่นตัวไว้ใช้ในการคำนวณหาค่าความโค้งต่อไป ซึ่งเครื่องวัดการเปลี่ยนแปลงระยะในแนวดิ่งดังกล่าว สามารถวัดค่าการแอ่นตัวในแนวดิ่งของตัวอย่างได้ละเอียดถึง 0.01 มม. ตำแหน่งการติดตั้งชุดเครื่องมือทดสอบไว้ในรูปที่ 3.4 หลังจากติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบเรียบร้อยจึงทำการต่อสายไฟที่ติดกับ LVDT และเกจวัดความเครียดไฟฟ้าเข้ากับเครื่องแปลงสัญญาณ (Data Logger) พร้อมทำการทดสอบ

การทดสอบรอยต่อคานแบบปลายยื่น ซึ่งมีความยาวช่วงทดสอบช่วงแรกเท่ากับ 375 ซม.และมีปลายยื่นเท่ากับ 187.5 ซม. การให้น้ำหนักบรรทุกจะให้ที่กึ่งกลางช่วงแรกตำแหน่ง P_1 และที่ระยะ 140 ซม. จากขอบของรอยต่อไปทางปลายยื่นตำแหน่ง P_2 ดังรูปที่ 3.1 จากนั้นติดตั้งเครื่องวัดการแอ่นตัว จำนวน 6 ตัว ตำแหน่งการติดตั้งชุดเครื่องมือแสดงไว้ในรูปที่ 3.4 หลังจากติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบเรียบร้อยแล้ว จึงทำการต่อสายไฟเข้ากับเครื่องแปลงสัญญาณ

การทดสอบคานช่วงเดียว มีความยาวช่วงทดสอบเท่ากับ 375 ซม. การให้น้ำหนักบรรทุกจะให้ที่กึ่งกลางช่วงของแผ่นพื้นที่ตำแหน่ง P_1 ดังรูปที่ 3.1 จากนั้นนำเครื่องวัดค่าการแอ่นตัวในแนวดิ่ง มาติดตั้งไว้ที่ระยะต่าง ๆ ดังรูปที่ 3.4 จำนวน 3 ตัว แล้วทำการต่อสายไฟจากอุปกรณ์ทดสอบเข้ากับเครื่องแปลงสัญญาณ

3.3.2 การทดสอบ

การให้น้ำหนักบรรทุกสำหรับการทดสอบแบ่งออกเป็น 3 รูปแบบตามลักษณะของโครงสร้างที่ใช้ในงานวิจัย ดังนี้

การทดสอบรอยต่อคานแบบ 2 ช่วง มีการให้น้ำหนักบรรทุกแบ่งออกเป็น 5 ขั้นตอนด้วยกัน ขั้นตอนที่ 1 เริ่มต้นด้วยการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกโดยอาศัยแม่แรงไฮโดรลิกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 อย่างช้า ๆ โดยเพิ่มครั้งละประมาณ 200 กิโลกรัม จนมีค่าประมาณ 60% ของโมเมนต์ขณะที่เหล็กเสริมบริเวณรอยต่อเริ่มคราก จากนั้นค่อย ๆ ปลดน้ำหนักบรรทุกออกจนเป็นศูนย์ ในขั้นตอนที่ 2 เพิ่มน้ำหนักบรรทุกในลักษณะเดียวกันบริเวณกึ่งกลางช่วงที่ 2 จากนั้นจึงปลดน้ำหนักบรรทุกออกจนเป็นศูนย์เช่นกัน ขั้นตอนที่ 3 เพิ่มน้ำหนักบรรทุกบริเวณกึ่งกลางช่วงที่ 1 ไปที่ประมาณ 60% ของโมเมนต์ขณะที่เหล็กเสริมบริเวณรอยต่อเริ่มคราก แล้วค่อยเพิ่มน้ำหนักบรรทุกบริเวณกึ่งกลางช่วงที่ 2 ขึ้นไปจนมีน้ำหนักบรรทุกเท่ากัน แล้วจึงทำการปลดน้ำหนักบรรทุกออกจนเป็นศูนย์ทั้งสองช่วง ขั้นตอนที่ 4 ทำลักษณะเดียวกันกับขั้นตอนที่ 3 แต่เริ่มด้วยการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 2 ก่อนแล้วค่อยเพิ่มน้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 การทดสอบในขั้นตอนที่ 1 – 4 จะเป็นการทดสอบในช่วงอิลาสติก ขั้นตอนที่ 5 เริ่มด้วยการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกบริเวณกึ่งกลางช่วงทั้งสองช่วงอย่างช้า ๆ ครั้งละประมาณ 200 กิโลกรัม จนเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อเริ่มคราก ซึ่งเริ่มเข้าสู่ช่วงอินอิลาสติกและเกิดจุดหมุนพลาสติกขึ้นบริเวณรอยต่อ จากนั้นเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไปเรื่อย ๆ จนตัวอย่างเกิดการวิบัติ บันทึกค่าความเครียดในเหล็กเสริมและระยะแอ่นตัวที่เกิดขึ้นทุกครั้งที่มีการเพิ่มน้ำหนักบรรทุก สังเกตการแตกร้าวที่เกิดขึ้นแล้วบันทึกลักษณะรอยแตกร้าว พร้อมกำกับลำดับที่ของการให้น้ำหนักบรรทุกที่ปลายสุดของการแตกร้าวที่สังเกตเห็น

การทดสอบรอยต่อคานแบบปลายยื่น แบ่งขั้นตอนการให้น้ำหนักบรรทุกออกเป็น 3 ขั้นตอน คือ ขั้นตอนที่ 1 เริ่มให้น้ำหนักบรรทุกบริเวณกึ่งกลางช่วงในอย่างช้า ๆ ครั้งละประมาณ 200 กิโลกรัม จนมีค่าประมาณ 60% ของโมเมนต์ขณะที่เหล็กเสริมบริเวณรอยต่อเริ่มคราก เมื่อได้น้ำหนักตามที่กำหนดแล้วจึงปลดน้ำหนักบรรทุกออกจนเป็นศูนย์ ขั้นตอนที่ 2 เพิ่มน้ำหนักบรรทุกบริเวณกึ่งกลางช่วงในไปที่ประมาณ 60% ของโมเมนต์ขณะที่เหล็กเสริมบริเวณรอยต่อเริ่มคราก จากนั้นค่อย ๆ เพิ่มน้ำหนักบรรทุกบริเวณปลายยื่นจนมีค่าน้ำหนักบรรทุกเท่ากับบริเวณช่วงใน แล้วจึงทำการปลดน้ำหนักบรรทุกออกจนเป็นศูนย์ การทดสอบในขั้นตอนที่ 1 และ 2 เป็นการทดสอบในช่วงอิลาสติกในขั้นตอนที่ 3 ทำการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกทั้งบริเวณช่วงในและปลายยื่น อย่างช้า ๆ ครั้งละประมาณ 200 กิโลกรัม จนเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อเริ่มคราก ซึ่งเริ่มเข้าสู่ช่วงอินอิลาสติกและเกิดจุดหมุนพลาสติกขึ้นบริเวณรอยต่อ จากนั้นเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไปเรื่อย ๆ จนกระทั่งตัวอย่างเกิดการวิบัติ บันทึกค่าความเครียดของเหล็กเสริมและระยะแอ่นตัวที่เกิดขึ้นทุกครั้งที่มีการ

เพิ่มน้ำหนักบรรทุก สังเกตการแตกร้าวที่เกิดขึ้นและบันทึกลักษณะรอยแตกร้าว พร้อมกำกับลำดับที่ของการให้น้ำหนักบรรทุกที่ปลายสุดของการแตกร้าวที่สังเกตเห็น

การทดสอบคานช่วงเดียว เริ่มต้นทำการทดสอบโดยการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกอย่างช้า ๆ โดยเพิ่มครั้งละประมาณ 200 กิโลกรัมจนเกิดรอยแตกร้าวบริเวณกึ่งกลางช่วงซึ่งอยู่ในช่วงอิลาสติก จากนั้นเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไปเรื่อย ๆ จนเกิดการวิบัติ ซึ่งเป็นการทดสอบในช่วงอินอิลาสติก แต่ในช่วงหลังจะใช้การบันทึกน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นทุก ๆ ระยะการแอ่นที่เพิ่มขึ้น สังเกตการแตกร้าวที่เกิดขึ้นและบันทึกลักษณะรอยแตกร้าว และกำกับลำดับที่ของการให้น้ำหนักบรรทุกที่ปลายสุดของการแตกร้าวเช่นเดียวกับการทดสอบทั้งสองลักษณะข้างต้น

3.4 ผลการทดสอบ

ผลการทดสอบสามารถแบ่งออกเป็น 3 ชุด ตามตัวแปรต่าง ๆ ดังรายละเอียด คือ

3.4.1 ชุดที่ 1 ปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อเป็นตัวแปร

ก. ตัวอย่าง CP30-16B

ตัวอย่าง CP 30-16B เสริมเหล็กด้วยปริมาณเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อคิดเป็น 17% ของปริมาณที่สภาวะสมดุล ความสัมพันธ์ของแรงและการแอ่นตัวบริเวณกึ่งกลางช่วงได้แสดงในรูปที่ 3.25 ความสัมพันธ์มีลักษณะเป็นเส้นตรง จนกระทั่งหน้าตัดเริ่มแตกร้าวที่น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 และ 2 เท่ากับ 1373 และ 1484 กก. ตามลำดับ ในขณะที่ค่าการแอ่นตัวเท่ากับ 8.37 และ 8.32 มม. ตามลำดับ จากนั้น พบว่าค่าการแอ่นตัวเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว ขณะที่น้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อย จึงใช้ค่าการแอ่นตัวเป็นตัวควบคุมการให้น้ำหนักบรรทุก โดยเพิ่มค่าการแอ่นตัวอย่างช้า ๆ ครั้งละประมาณ 2.5 มม. จนตัวอย่างเกิดการวิบัติ โดยมีค่าน้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 และ 2 สูงสุดเท่ากับ 2046 และ 2264 กก.ตามลำดับ ค่าการแอ่นตัวสูงสุดเท่ากับ 99.37 และ 67.55 มม. ตามลำดับ

ความสัมพันธ์ของแรงและความเครียดในเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อ ดังรูปที่ 3.26 ความสัมพันธ์จะเป็นเส้นตรง และเมื่อเกิดการแตกร้าวบริเวณกึ่งกลางช่วงที่น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ เท่ากับ 1373 กก. ค่าความเครียดในเหล็กเสริมเท่ากับ 1330 □□ ความเครียดจะมีค่าเปลี่ยนแปลงมากขึ้นจนเหล็กเสริมเกิดการครากที่ค่าความเครียดเท่ากับ 2310 □□ และมีน้ำหนักบรรทุกเท่ากับ 1442 กก. สังเกตได้ว่าหลังจากเกิดการคราก น้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นน้อยมาก เมื่อเทียบกับค่าความเครียดในเหล็กเสริม เนื่องจากหน้าตัดเกิดจุดหมุนพลาสติกขึ้นบริเวณรอยต่อ ทำ

ให้น้ำหนักบรรทุกเปลี่ยนแปลงน้อยมาก หลังจากเกิดการวิบัติสามารถอ่านค่าความเครียดสูงสุดบนเหล็กเสริมได้เท่ากับ 7100 □□

ตรวจสอบรอยแตกร้าว ดังรูปที่ 3.17 พบรอยแตกร้าวเกิดขึ้นบริเวณขอบของจุดรองรับที่รอยต่อ ขณะเพิ่มน้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 ประมาณ 500 กิโลกรัม จำนวน 2 รอย ลักษณะของรอยแตกร้าวเกิดจากผิวบนลงมาตั้งฉากกับความยาวของพื้น ความยาวประมาณ 5 ซม. จากนั้นเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไป จนเกิดรอยแตกร้าวขึ้นบริเวณกึ่งกลางช่วงที่ 1 จำนวน 1 รอย ขณะน้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 ประมาณ 1300 กิโลกรัมและเกิดรอยแตกร้าวขึ้นบริเวณกึ่งกลางช่วงที่ 2 ขณะน้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 2 ประมาณ 1400 กิโลกรัม หลังจากนั้นเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 และ 2 ประมาณ 1400 และ 1600 กิโลกรัม เหล็กเสริมบริเวณรอยต่อเริ่มคราก พบรอยแตกร้าวเกิดขึ้นบริเวณรอยต่อ จำนวน 3 รอย ความยาวประมาณ 7 ซม.และเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไปจนเกิดการวิบัติขณะน้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 และ 2 ประมาณ 2046 และ 2264 กิโลกรัม ตรวจสอบพบรอยแตกร้าวเกิดขึ้นบริเวณรอยต่อจำนวน 3 รอย ลักษณะของรอยแตกร้าวเกิดจากผิวบนลงมาตั้งฉากกับความยาวของพื้น มีความลึกประมาณ 9 ซม. ส่วนบริเวณใต้น้ำหนักบรรทุกช่วงที่ 1 เกิดรอยแตกร้าว จำนวน 4 รอย ลักษณะตั้งฉากกับความยาวพื้นเช่นกัน แต่เกิดจากผิวล่างของแผ่นพื้นขึ้นไปสู่ผิวบน มีความยาวประมาณ 8 ซม. บริเวณใต้น้ำหนักบรรทุกช่วงที่ 2 เกิดรอยแตกร้าว จำนวน 5 รอย มีความยาวของรอยแตกร้าวสูงสุดประมาณ 10 ซม. จะสังเกตพบว่ารอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นมีลักษณะตั้งฉากกับความยาวของพื้น ซึ่งจะสามารถวิเคราะห์ได้ว่า โครงสร้างเกิดการวิบัติจากแรงดัด

ข. ตัวอย่าง CP30-36B

ตัวอย่าง CP30-36B เสริมเหล็กด้วยปริมาณเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อคิดเป็น 48% ของปริมาณที่สภาวะสมดุล จากการทดสอบพบความสัมพันธ์ของแรงและการแอ่นตัว ดังรูปที่ 3.27 ในช่วงแรกเป็นเส้นตรง จนกระทั่งเพิ่มน้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 และ 2 เท่ากับ 1522 และ 1409 กก. ตามลำดับ ค่าการแอ่นตัวเท่ากับ 7.52 และ 6.70 มม.ตามลำดับ หน้าตัดบริเวณกึ่งกลางช่วงเริ่มแตกร้าว ทำให้ค่าการแอ่นตัวเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็ว จากนั้นใช้ค่าการแอ่นตัวในการควบคุมการให้น้ำหนักบรรทุก โดยเพิ่มการแอ่นตัว ครั้งละประมาณ 2.5 มม. จนเมื่อค่าการแอ่นตัวที่ใต้น้ำหนักบรรทุก P_1 , P_2 เท่ากับ 60.14 และ 57.60 มม. ตามลำดับ มีน้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 และ 2 เท่ากับ 2614 และ 2807 กก. ตามลำดับ โครงสร้างเกิดการวิบัติ

ส่วนความสัมพันธ์ของแรงและความเครียดในเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อ ดังแสดงในรูปที่ 3.28 จะมีลักษณะเป็นเส้นตรงจนเกิดการแตกร้าวบริเวณกึ่งกลางช่วง ที่น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 เท่ากับ 1522 กก. ค่าความเครียดในเหล็กเสริมเท่ากับ 1180 □□ ค่าความชันของความสัมพันธ์ดังกล่าวจะเปลี่ยนแปลงอย่างเห็นได้ชัด เนื่องจากหน้าตัดเกิดการร้าวทำให้ค่าความ

แข็งดัดเปลี่ยนไป จนเกิดการครากในเหล็กเสริมน้ำหนักบรรทุกมีค่าเพิ่มขึ้นน้อยมาก แต่ค่าความจะเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็ว ที่ค่าน้ำหนักบรรทุกบริเวณกึ่งกลางช่วงที่ 1 เท่ากับ 2220 กก. และค่าความเครียดเท่ากับ 2520 □□ สาเหตุเกิดจากหน้าตัดเกิดจุดหมุนพลาสติกขึ้น หลังจากเกิดการวิบัติอ่านค่าความเครียดสูงสุดในเหล็กเสริมได้เท่ากับ 3720 □□

สังเกตพบรอยแตกร้าว ดังแสดงในรูปที่ 3.18 เกิดขึ้นบริเวณขอบของจุดรองรับบริเวณรอยต่อ ขณะน้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 ประมาณ 300 กิโลกรัม จำนวน 1 รอย ความยาวประมาณ 2 ซม. ลักษณะตั้งฉากกับความยาวของพื้นจากผิวบนลงล่าง จากนั้นเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไป พบรอยแตกร้าวเกิดขึ้นบริเวณรอยต่อจำนวนมาก กระจายตลอดแนวยาวของตัวอย่าง และเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 และ 2 ประมาณ 1500 และ 1400 กิโลกรัม สังเกตพบรอยแตกร้าวเกิดขึ้นที่กึ่งกลางช่วงทั้งสอง หลังจากนั้นเพิ่มน้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 และ 2 ประมาณ 2200 และ 1700 กิโลกรัม เหล็กเสริมบริเวณรอยต่อเริ่มคราก พบรอยแตกร้าวเกิดขึ้นบริเวณรอยต่อ จำนวน 9 รอย ความยาวประมาณ 5 ซม. และเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจนเกิดการวิบัติขณะที่น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 และ 2 ประมาณ 2500 และ 2000 กิโลกรัม ตรวจพบรอยแตกร้าวขึ้นบริเวณรอยต่อ จำนวนทั้งหมด 9 รอย เป็นรอยแตกร้าวที่แตกตั้งฉากกับความยาวของพื้น มีความลึกประมาณ 8 ซม. แต่จะมีรอยแตกร้าวบางรอยที่เกิดการแตกร้าวอยู่ในแนวเฉียง สาเหตุเนื่องจากแรงเฉือนร่วมกับแรงดัด (flexural – shear crack) ส่วนรอยแตกร้าวบริเวณกึ่งกลางช่วงใต้น้ำหนักบรรทุกกึ่งกลางช่วงที่ 1 เกิดรอยแตกร้าว จำนวน 5 รอย แตกร้าวในแนวตั้งฉากกับแผ่นพื้นเช่นเดียวกันและเกิดจากผิวล่างของแผ่นพื้นขึ้นไปสู่ผิวบน มีความยาวเฉลี่ยประมาณ 8 ซม. บริเวณใต้น้ำหนักบรรทุกกึ่งกลางช่วงที่ 2 เกิดรอยแตกร้าว จำนวน 4 รอย ความยาวประมาณ 9 ซม. ลักษณะการแตกร้าวเช่นเดียวกับที่เกิดใต้น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 ซึ่งจะพบว่ารอยแตกร้าวส่วนใหญ่จะแตกร้าวตั้งฉากกับแผ่นพื้นเนื่องจากมีแรงดัดมากระทำ และสามารถสรุปได้ว่าโครงสร้างเกิดการวิบัติจากแรงดัด

ค. ตัวอย่าง CP30-45B

ตัวอย่าง CP30-45B จัดอยู่ในตัวอย่างทดสอบที่จะใช้ผลในการศึกษาพฤติกรรมใน 2 ชุดทดสอบ คือ ชุดที่ 1 ให้ปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อเป็นตัวแปร และชุดที่ 2 ให้ความกว้างของรอยต่อเป็นตัวแปร เสริมเหล็กด้วยปริมาณเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อคิดเป็น 63% ของปริมาณที่สภาวะสมดุล มีความกว้างของรอยต่อ 10 ซม. ผลการทดสอบ ได้แสดงในรูปที่ 3.29 ความสัมพันธ์ของแรงและการแอ่นตัวบริเวณกึ่งกลางช่วงของตัวอย่าง มีความสัมพันธ์เป็นลักษณะเส้นตรง ตั้งแต่เริ่มให้น้ำหนักบรรทุกจนกระทั่งเกิดการแตกร้าวขึ้นที่กึ่งกลางช่วง ที่น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 เท่ากับ 1507 กก. ค่าการแอ่นตัวเท่ากับ 7.66 มม. และที่น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 2 เท่ากับ 1429 กก. ค่าการแอ่นตัวเท่ากับ 8.00 มม. จากนั้นค่าการแอ่นตัวจะ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วจนเกิดการวิบัติที่น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 และ 2 เท่ากับ 2735 และ 2545 กก. ตามลำดับ และค่าการแอ่นตัวสูงสุดเท่ากับ 99.86 และ 96.80 มม.

ความสัมพันธ์ของแรงและความเครียดในเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อ ดังแสดงในรูปที่ 3.30 ในช่วงแรกมีความสัมพันธ์เป็นเส้นตรง จนเกิดการแตกร้าวบริเวณกึ่งกลางช่วงที่น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 เท่ากับ 1507 กก. ค่าความเครียดเท่ากับ 970 □□ จากนั้นอัตราการเปลี่ยนแปลงความเครียดในเหล็กเสริมจะเพิ่มมากขึ้น จนเกิดการครากของเหล็กเสริมที่น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 เท่ากับ 2498 กก. และค่าความเครียดเท่ากับ 2290 □□ จากนั้นค่าความเครียดจะเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ แต่น้ำหนักบรรทุกจะค่อนข้างคงที่ เนื่องจากโครงสร้างเกิดจุดหมุนพลาสติก เมื่อเพิ่มค่าการแอ่นตัวไปเรื่อย ๆ จนโครงสร้างเกิดการวิบัติ พบว่ามีค่าความเครียดสูงสุดเท่ากับ 6940 □□

ตรวจรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้น ดังรูปที่ 3.19 พบรอยแตกร้าวเกิดขึ้นบริเวณกึ่งกลางของจุดรองรับบริเวณรอยต่อ ขณะที่น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 ประมาณ 200 กิโลกรัม จำนวน 1 รอย ความยาวประมาณ 2 ซม. และเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจนน้ำหนักบรรทุกบริเวณกึ่งกลางช่วงที่ 1 และ 2 ประมาณ 1500 กิโลกรัม พบรอยแตกร้าวบริเวณรอยต่อมีการกระจายจากบริเวณรอยต่อออกไปทางกึ่งกลางช่วงทั้งสองจำนวนมาก และเกิดรอยแตกร้าวบริเวณกึ่งกลางช่วงใต้น้ำหนักบรรทุกทั้งสองช่วง จำนวนช่วงละ 3 รอย ความยาวประมาณ 4 ซม. หลังจากนั้นเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไป จนเกิดการครากของเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อ ที่น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 และ 2 ประมาณ 2500 และ 2300 กิโลกรัม พบรอยแตกร้าวบริเวณรอยต่อกระจายมากขึ้น จำนวนทั้งหมด 12 รอย ความยาวประมาณ 5 ซม. จากนั้นเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไปจนเกิดการวิบัติ พบรอยแตกร้าวบริเวณรอยต่อ จำนวน 12 รอย ลักษณะตั้งฉากกับความยาวของพื้น เริ่มแตกร้าวจากผิวบนลงล่าง มีความลึกประมาณ 8 ซม. ส่วนรอยแตกร้าวบริเวณกึ่งกลางช่วงใต้น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 เกิดขึ้นจำนวน 7 รอย แตกร้าวจากผิวล่างตั้งฉากกับความยาวของพื้นขึ้นบน มีความยาวโดยเฉลี่ยเท่ากับ 7 ซม. รอยแตกร้าวใต้น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 เกิดขึ้นจำนวน 6 รอย มีลักษณะเช่นเดียวกันกับใต้น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 ซึ่งเป็นรอยแตกร้าวที่เกิดจากแรงดัด ซึ่งสามารถสรุปได้ว่า โครงสร้างวิบัติจากแรงดัด

ง. ตัวอย่าง CP30-82B

ตัวอย่าง CP30-82B ทดสอบเป็นแบบปลายยื่น เสริมเหล็กด้วยปริมาณเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อคิดเป็น 130% ของปริมาณที่สภาวะสมดุล ผลการทดสอบได้แสดงดังรูปที่ 3.31 ความสัมพันธ์ของแรงและการแอ่นตัวในช่วงแรกจะมีลักษณะเป็นเส้นตรง จนเกิดรอยแตกร้าวในแนวนอน เนื่องจากแรงเฉือนในแนวราบ ขณะน้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 และ 2 เท่ากับ 1404 และ 919 กก. ตามลำดับ ค่าการแอ่นตัวเท่ากับ 2.22 และ 42.6 มม. ตามลำดับ ทำให้

ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกลดลง แต่ยังสามารถรับน้ำหนักบรรทุกต่อไปได้ จึงทำการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไปอย่างช้า ๆ จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 และ 2 เท่ากับ 2293 และ 773 กก. ตามลำดับ ค่าการแอ่นตัวเท่ากับ 21.47 และ 58.4 มม. ตามลำดับ เกิดการแยกตัวระหว่างพื้นคอนกรีตหล่อสำเร็จกับพื้นคอนกรีตทับหน้าบริเวณปลายยื่นอย่างเด่นชัด ตัวอย่างจึงเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนในแนวราบ

ส่วนความสัมพันธ์ของแรงและความเครียดในเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อ ได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.32 มีความสัมพันธ์ค่อนข้างจะเป็นเส้นตรง จนกระทั่งเกิดการแตกร้าวในแนวนอนบริเวณรอยต่อ ที่น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 เท่ากับ 1404 กก. ค่าความเครียดในเหล็กเสริมเท่ากับ 1530 □□□ จากนั้นค่าความเครียดและน้ำหนักบรรทุกลดลงเล็กน้อย และเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 ต่อไป ค่าความเครียดมีลักษณะการเพิ่มขึ้นด้วยอัตราที่ลดลงจนเกิดการวิบัติจากแรงเฉือนในแนวราบ ค่าความเครียดสูงสุดเท่ากับ 1550 □□ และมีค่าน้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 เท่ากับ 2293 กก. ซึ่งจะพบว่าเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อไม่เกิดการคราก

ตรวจสอบรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้น ดังรูปที่ 3.20 พบรอยแตกร้าวเกิดขึ้นบริเวณรอยต่อจำนวน 1 รอย ความยาวประมาณ 1 ซม. ขณะน้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 ประมาณ 200 กิโลกรัม จากนั้นเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไปเรื่อย ๆ พบรอยแตกร้าวเริ่มกระจายตัวออกจากบริเวณรอยต่อออกไปทั้งสองข้าง จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกบริเวณกึ่งกลางช่วงที่ 1 มีค่าประมาณ 1400 กิโลกรัม สังเกตพบรอยแตกร้าวเกิดขึ้นในแนวนอนบริเวณรอยต่อ ความยาวประมาณ 5 ซม. และเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไปอีก จนน้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 มีค่าประมาณ 2300 กิโลกรัม รอยแตกร้าวได้ขยายตัวเพิ่มมากขึ้น จนเกิดการแยกตัวระหว่างพื้นคอนกรีตสำเร็จรูป และพื้นคอนกรีตเททับหน้าจากบริเวณรอยต่อไปจนสุดปลายยื่น ความยาวประมาณ 180 ซม. หลังการวิบัติตรวจสอบรอยแตกร้าวพบรอยแตกร้าวบริเวณรอยต่อเกิดขึ้นเป็นจำนวนมากกระจายออกทั้งสองด้านจากบริเวณรอยต่อ จำนวน 14 รอย เป็นรอยแตกร้าวตั้งฉากจากผิวบนลงล่าง ความยาวประมาณ 9 ซม. และเกิดรอยแตกร้าวในแนวนอนจากบริเวณปลายยื่นเข้ามาบริเวณรอยต่อ ซึ่งเกิดจากแรงเฉือนในแนวราบ ส่วนบริเวณใต้น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 เกิดรอยแตกร้าวเพียง 1 รอย ความยาวประมาณ 7 ซม. มีลักษณะตั้งฉากจากผิวล่างขึ้นบน

จ. ตัวอย่าง CP30-100B

ตัวอย่าง CP30-100B มีการทดสอบเป็นแบบปลายยื่น เสริมเหล็กด้วยปริมาณเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อคิดเป็น 88% ของปริมาณที่สภาวะสมดุล ผลการทดสอบได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.33 ความสัมพันธ์ของแรงและการแอ่นตัวจะมีลักษณะเป็นเส้นตรงในช่วงแรกจนเกิดการแตกร้าวบริเวณกึ่งกลางช่วงที่น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 เท่ากับ 1838 กก. ค่าการแอ่นตัวเท่ากับ 5.17 มม. จากนั้น ค่าการแอ่นตัวบริเวณกึ่งกลางช่วงจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว จนเกิดการ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

วิบัติที่น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 เท่ากับ 2735 กก. และค่าการแอ่นตัวเท่ากับ 66.57 มม. ส่วนความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการแอ่นตัวบริเวณปลายยื่นมีการเพิ่มขึ้นของแรงและการแอ่นตัวด้วยอัตราคงที่จนเกิดการวิบัติที่น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 2 เท่ากับ 1122 กก. และค่าการแอ่นตัวเท่ากับ 109.20 มม.

ความสัมพันธ์ของแรงและความเครียดในเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อ ดังแสดงในรูปที่ 3.34 จะมีลักษณะค่อนข้างเป็นเส้นตรง จนเกิดการแตกร้าวบริเวณกึ่งกลางช่วงที่น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 เท่ากับ 1838 กก. และค่าความเครียดในเหล็กเสริม เท่ากับ 2560 □□ ความชันของความสัมพันธ์ดังกล่าวจึงเริ่มเปลี่ยนแปลงจนกระทั่ง เกิดการครากของเหล็กเสริมที่น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 เท่ากับ 2455 กก. และค่าความเครียดในเหล็กเสริมเท่ากับ 3300 □□□ ทำให้ค่าความเครียดเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็วจนเกิดการวิบัติของโครงสร้าง พบว่าค่าความเครียดสูงสุด มีค่าเท่ากับ 5180 □□

สังเกตพบรอยแตกร้าว ดังรูปที่ 3.21 เกิดขึ้นที่กึ่งกลางของจุดรองรับบริเวณรอยต่อขณะน้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 ประมาณ 200 กิโลกรัม จำนวน 1 รอย ความยาวประมาณ 2 ซม. จากนั้นเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไปเรื่อย ๆ พบว่ารอยแตกร้าวกระจายเพิ่มมากขึ้นโดยกระจายไปทางปลายยื่นเป็นจำนวนมาก จนเมื่อน้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 ประมาณ 1800 กิโลกรัม สังเกตพบรอยแตกร้าวเกิดขึ้นบริเวณกึ่งกลางช่วงที่ 1 จำนวน 2 รอย ความยาวประมาณ 2 ซม. และรอยแตกร้าวบริเวณรอยต่อ จำนวน 9 รอย ความยาวประมาณ 5 ซม. และเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจนเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อเกิดการครากที่น้ำหนักบรรทุกบริเวณกึ่งกลางช่วงที่ 1 ประมาณ 2400 กิโลกรัม พบรอยแตกร้าวบริเวณรอยต่อมีจำนวนเพิ่มมากขึ้นเป็นจำนวน 11 รอย และรอยแตกร้าวบริเวณกึ่งกลางช่วงมีความยาวเพิ่มมากขึ้น จนกระทั่งเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจนเกิดการวิบัติที่น้ำหนักบรรทุกบริเวณกึ่งกลางช่วงที่ 1 ประมาณ 2600 กิโลกรัม ตรวจสอบรอยแตกร้าวพบรอยแตกร้าวเกิดขึ้นบริเวณใต้น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 จำนวน 2 รอย มีลักษณะตั้งฉากกับความยาวของแผ่นพื้น จากผิวล่างของพื้นขึ้นบน มีความยาวประมาณ 9 ซม. ส่วนบริเวณรอยต่อเกิดรอยแตกร้าวเป็นจำนวนมากกระจายจากบริเวณรอยต่อออกไปทั้งสองด้าน จำนวน 11 รอย ลักษณะตั้งฉากจากผิวบนลงล่าง ความยาวประมาณ 8 ซม.

3.4.2 ชุดที่ 2 ความกว้างรอยต่อเป็นตัวแปร

ก. ตัวอย่าง CP25-45B

ตัวอย่างมีความกว้างของรอยต่อระหว่างแผ่นพื้นสำเร็จเป็น 0.5 เท่าของความหนาตัวอย่างซึ่งเท่ากับ 5 ซม. ปริมาณเหล็กเสริมของตัวอย่างทดสอบของชุดนี้คิดเป็น 58% ของภาวะสมดุล ผลการทดสอบได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.35 ความสัมพันธ์ของแรงและการแอ่นตัวบริเวณกึ่งกลางช่วง จะเป็นเส้นตรงในช่วงแรกก่อนเกิดการแตกร้าว บริเวณกึ่งกลางช่วงที่น้ำหนักบรรทุก

ที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 และ 2 เท่ากับ 1490 และ 1501 กก. ตามลำดับ ค่าการแอ่นตัวเท่ากับ 7.18 และ 5.90 มม.ตามลำดับ หลังจากเกิดการแตกร้าวแล้วค่าการแอ่นตัวมีการเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็ว เมื่อเทียบกับน้ำหนักบรรทุกจนโครงสร้างเกิดการวิบัติ โดยมีค่าน้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 และ 2 เท่ากับ 2673 , 2838 กก. ตามลำดับ ค่าการแอ่นตัวสูงสุดเท่ากับ 94.95 , 95.00 มม.

ความสัมพันธ์ของแรงและความเครียด ได้แสดงไว้ดังรูปที่ 3.36 ในช่วงแรกของความสัมพันธ์จะลักษณะเป็นเส้นตรง จนเกิดการแตกร้าวบริเวณกึ่งกลางช่วงที่น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 เท่ากับ 1490 กก. และค่าความเครียดในเหล็กเสริม 600 □□□หลังจากนั้นค่าความเครียดจะเปลี่ยนแปลงเร็วขึ้นจนเกิดการครากที่น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 เท่ากับ 2465 กก. และค่าความเครียดเท่ากับ 2450 □□ น้ำหนักบรรทุกเริ่มมีค่าคงที่แต่ค่าความเครียดเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ เนื่องจากเกิดจุดหมุนพลาสติกขึ้น จนโครงสร้างเกิดการวิบัติมีค่าความเครียดสูงสุดเท่ากับ 6190 □□

ตรวจสอบรอยแตกร้าว ดังแสดงในรูปที่ 3.22 พบรอยแตกร้าวเริ่มแตกร้าวบริเวณรอยต่อ ขณะน้ำหนักบรรทุกบริเวณกึ่งกลางช่วงที่ 1 และ 2 ประมาณ 200 กิโลกรัม จำนวน 1 รอย ความยาวประมาณ 1 ซม. และเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไปเรื่อย ๆ สังเกตพบรอยแตกร้าวเริ่มกระจายออกไปทางกึ่งกลางช่วงทั้งสองช่วง จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกบริเวณกึ่งกลางช่วงที่ 1 และ 2 มีค่าประมาณ 1500 กิโลกรัม เกิดรอยแตกร้าวขึ้นบริเวณกึ่งกลางช่วง จำนวน 1 รอย ความยาวประมาณ 4 ซม. และเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไป เหล็กเสริมบริเวณรอยต่อเริ่มครากที่น้ำหนักบรรทุกบริเวณกึ่งกลางช่วงที่ 1 และ 2 ประมาณ 2400 และ 2600 กิโลกรัม พบรอยแตกร้าวเกิดขึ้น บริเวณรอยต่อจำนวน 9 รอย ความยาวประมาณ 7 ซม. จากนั้นเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไปเรื่อย ๆ จนเกิดการวิบัติ พบรอยแตกร้าวเกิดขึ้นบริเวณรอยต่อ จำนวน 9 รอย จากผิวบนตั้งฉากกับแผ่นพื้นลงล่าง ความยาวประมาณ 8 ซม. ส่วนบริเวณใต้น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 และ 2 มีจำนวน 3 รอยทั้งสองช่วงความยาวประมาณ 10 ซม. ลักษณะตั้งฉากกับแผ่นพื้นเช่นกัน ซึ่งจะสังเกตได้ว่ารอยแตกร้าวที่ทำให้โครงสร้างเกิดการวิบัติเกิดจากแรงดัดทั้งสิ้น

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ข. ตัวอย่าง CP35-45B

ตัวอย่าง CP35-45B มีความกว้างของรอยต่อระหว่างแผ่นพื้นสำเร็จเป็น 1.5 เท่าของความหนาตัวอย่างซึ่งเท่ากับ 10 ซม. เสริมเหล็กเช่นเดียวกับตัวอย่าง CP25-45B ด้วยปริมาณเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อคิดเป็น 81% ของปริมาณที่สภาวะสมดุล พบว่าความสัมพันธ์ของแรงและการแอ่นตัวบริเวณกึ่งกลางช่วงของตัวอย่าง ดังรูปที่ 3.37 มีลักษณะเป็นเส้นตรง จนเกิดการแตกร้าวขึ้นบริเวณกึ่งกลางช่วงที่น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 และ 2 เท่ากับ 1373 และ 1345 กก. ค่าการแอ่นตัว 6.64 และ 8.00 มม. หลังจากนั้นค่าการแอ่นตัวจะเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็วจนเกิดการวิบัติของโครงสร้างที่น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 และ 2 เท่ากับ 2483 และ 2549 กก. และค่าการแอ่นตัวสูงสุดเท่ากับ 100.54 และ 86.80 มม.

ส่วนความสัมพันธ์ของแรงและความเครียดของเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อ ดังแสดงในรูปที่ 3.38 มีลักษณะเป็นเส้นตรงเช่นเดียวกัน แต่เมื่อเกิดการแตกร้าวบริเวณกึ่งกลางช่วงที่น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 เท่ากับ 1373 กก. และค่าความเครียดเท่ากับ 1060 □□ ค่าความเครียดเปลี่ยนแปลงเร็วขึ้นจนกระทั่งเกิดการคลากของเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อที่น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 เท่ากับ 2140 กก. และค่าความเครียดเท่ากับ 2290 □□ จากนั้นน้ำหนักบรรทุกมีค่าค่อนข้างคงที่ขณะที่ค่าความเครียดเพิ่มมากขึ้นเรื่อย ๆ จนโครงสร้างเกิดการวิบัติที่ค่าความเครียดสูงสุดเท่ากับ 7580 □□

ตรวจสอบรอยแตกร้าว ดังรูปที่ 3.23 พบรอยแตกร้าวเกิดขึ้นบริเวณรอยต่อที่กึ่งกลางของจุดรองรับขณะให้น้ำหนักบรรทุกบริเวณกึ่งกลางช่วงที่ 1 ประมาณ 200 กิโลกรัม จำนวน 1 รอย ความยาวประมาณ 3 ซม. จากนั้นเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไปเรื่อย ๆ สังเกตพบรอยแตกร้าวกระจายออกไปทางกึ่งกลางช่วงทั้งสองช่วง จนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 และ 2 มีค่าประมาณ 1350 กิโลกรัม พบรอยแตกร้าวเกิดขึ้นบริเวณกึ่งกลางช่วงใต้น้ำหนักบรรทุกทั้งสองช่วง จำนวน 1 รอย ความยาวประมาณ 3 ซม.และเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไปเรื่อย ๆ จนเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อเริ่มคราก พบรอยแตกร้าวเกิดขึ้นบริเวณรอยต่อ จำนวน 8 รอยความยาวประมาณ 6 ซม. จากนั้นเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไปจนเกิดการวิบัติ พบรอยแตกร้าวบริเวณรอยต่อจำนวน 10 รอย ลักษณะตั้งฉากกับความยาวของแผ่นพื้น จากผิวบนลงล่างความยาวประมาณ 9 ซม. ส่วนบริเวณกึ่งกลางช่วงให้น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางช่วงที่ 1 และ 2 มีจำนวน 8 รอย แตกร้าวจากผิวล่างขึ้นบน ลักษณะตั้งฉากกับความยาวของแผ่นพื้นในช่วงแรกจากพื้นรอยแตกร้าวจึงเริ่มเอียงซึ่งเกิดจากแรงดัดและแรงเฉือนกระทำร่วมกัน

3.4.3 ชุดที่ 3 การทดสอบกำลังของแผ่นพื้นช่วงเดียว

ก. ตัวอย่าง SP-OB

ตัวอย่าง SP-0B ทดสอบกำลังของแผ่นพื้นช่วงเดียว เพื่อศึกษาพฤติกรรมการดัดของหน้าตัดแผ่นพื้นทดสอบบริเวณกึ่งกลางช่วง ซึ่งจะนำมาใช้ในการพิจารณาเปรียบเทียบกับตัวอย่างอื่น ๆ ที่ทดสอบให้มีพฤติกรรมต่อเนื่อง ปริมาณการเสริมเหล็ก จะเป็นระบบพื้นสำเร็จรูปคอนกรีตอัดแรงเป็นลวดอัดแรงขนาด 4 มม. จำนวน 10 เส้น ภายใต้ความกว้างตัวอย่างทดสอบ 70 ซม. โดยมีความสัมพันธ์ของแรงและการแอ่นตัวบริเวณกึ่งกลางช่วง ดังรูปที่ 3.39 มีลักษณะเป็นเส้นตรงจนเกิดการแตกร้าวบริเวณกึ่งกลางช่วงที่น้ำหนักบรรทุก 1143 กก. และค่าการแอ่นตัว 10.80 มม. จากนั้นค่าการแอ่นตัวเปลี่ยนแปลงเร็วขึ้นหรือเทียบกับการเพิ่มขึ้นของน้ำหนักบรรทุกจนโครงสร้างเกิดการวิบัติ โดยมีค่าการแอ่นตัวสูงสุด เท่ากับ 136.90 มม. และน้ำหนักบรรทุกสูงสุดเท่ากับ 1832 กก.

สำรวจรอยแตกร้าว ดังรูปที่ 3.24 พบรอยแตกร้าวเกิดขึ้นบริเวณกึ่งกลางช่วงขณะให้น้ำหนักบรรทุกบริเวณกึ่งกลางช่วงเท่ากับ 1100 กิโลกรัม จำนวน 1 รอย ความยาวประมาณ 5 ซม. จากนั้นเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไปเรื่อย ๆ พบรอยแตกร้าวกระจายออกทางด้านข้าง จำนวน 11 รอย จนกระทั่งตัวอย่างเกิดการวิบัติ พบรอยแตกร้าวเกิดขึ้นบริเวณกึ่งกลางช่วง จำนวน 11 ที่ลักษณะตั้งฉากกับแผ่นพื้น มีความยาวสูงสุดประมาณ 10 ซม. จากลักษณะของการแตกร้าวสามารถวิเคราะห์ได้ว่าโครงสร้างเกิดการวิบัติจากแรงดัด

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 4
การวิเคราะห์และเปรียบเทียบผลการทดสอบ

งานวิจัยนี้เน้นศึกษาพฤติกรรมการดัดของหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็ก บริเวณรอยต่อระหว่างพื้นสำเร็จรูป จากการทดสอบจะได้ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการแอ่นตัวบริเวณกึ่งกลางช่วงและนำค่าที่ได้มาแปลงเป็นความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และค่าความโค้ง บริเวณรอยต่อ จากนั้นนำไปวิเคราะห์หาค่าความเหนียว การกระจายซ้ำของโมเมนต์ และผลของความกว้างรอยต่อ เพื่อกำหนดปริมาณเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อที่เหมาะสม และปรับลดค่าโมเมนต์ในการออกแบบ ส่วนการแตกร้าวและลักษณะการแตกร้าวพร้อมทั้งลักษณะการวิบัติสามารถอธิบายพฤติกรรมการวิบัติที่เกิดขึ้นได้

4.1 โมเมนต์และค่าความโค้งบริเวณรอยต่อจากการทดสอบ

งานวิจัยได้วิเคราะห์ค่าโมเมนต์และความโค้งมาจากน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวบริเวณกึ่งกลางช่วง มาอธิบายพฤติกรรมการดัดของโครงสร้างที่สภาวะต่าง ๆ การคำนวณเริ่มจากการนำค่าน้ำหนักบรรทุกที่ได้จากการทดสอบมาคำนวณหาค่าโมเมนต์ที่กึ่งกลางช่วงและบริเวณรอยต่อ เนื่องจากเป็นโครงสร้างต่อเนื่องมีการกระจายซ้ำของโมเมนต์ภายใน การคำนวณหาค่าโมเมนต์จึงมีสมมุติฐานให้โมเมนต์บริเวณรอยต่อเมื่อรับโมเมนต์จนถึงจุดครากแล้วจะไม่สามารถรับโมเมนต์ได้เพิ่มจากเดิมการคำนวณหาค่าความโค้งของหน้าตัดจากสมการเชิงอนุพันธ์ของโมเมนต์และความโค้ง มีสมมุติฐานให้ความแข็งดัดประสิทธิผลในแต่ละชิ้นส่วนย่อยมีค่าเท่ากันและลดลงหลังจากที่หน้าตัดเกิดการแตกร้าว จากนั้นหาค่าการแอ่นตัวโดยการแก้สมการเชิงอนุพันธ์พร้อมเงื่อนไขขอบเขตจะได้ค่าความแข็งดัดประสิทธิผลในรูปของน้ำหนักบรรทุกและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วง และนำมาคำนวณหาค่าความโค้งจากผลทดสอบโดยแทนค่าน้ำหนักบรรทุก โมเมนต์และค่าความแข็งดัดประสิทธิผล

ค่าโมเมนต์และค่าความโค้งที่คำนวณได้ นำมาคำนวณหาค่าความเหนียว การกระจายซ้ำของโมเมนต์ ผลของความกว้างรอยต่อ และนำค่าที่ได้จากการทดสอบมาเปรียบเทียบกับค่าที่คำนวณได้โดยวิธีการความเครียดสอดคล้อง ดังรายละเอียดคือ

ก. ตัวอย่าง CP30-16B

จากความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการแอ่นตัว นำมาแปลงเป็นความสัมพันธ์ของโมเมนต์และค่าความโค้งบริเวณรอยต่อ ดังแสดงในรูปที่ 4.1 มีโมเมนต์ดัดแตกร้าวเท่ากับ 42740 กก.-ซม. และค่าความโค้งขณะแตกร้าวเท่ากับ 2.8×10^{-5} เรเดียน/ซม. จากนั้นค่าความโค้งจะเปลี่ยนแปลงมากขึ้นจนเกิดการครากของเหล็กเสริมที่โมเมนต์ลบเท่ากับ 64726 กก.-ซม. ค่าความ

โค้งเท่ากับ 6.9 x 10^{-4} เรเดียน/ซม. และมีค่าโมเมนต์บวกบริเวณกึ่งกลางช่วงทั้งสองเท่ากับ 132355 และ 148870 กก-ซม. ค่าความโค้งเท่ากับ 1.1 x 10^{-4} เรเดียน/ซม. ทั้งสองช่วง หลังจากนั้นเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไป ค่าโมเมนต์ลบบริเวณรอยต่อจะมีค่าคงเดิมเนื่องจากเกิดจุดหมุนพลาสติกขึ้น แต่ค่าโมเมนต์บวกบริเวณกึ่งกลางช่วงจะเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ จากการกระจายโมเมนต์มาจากบริเวณรอยต่อจนเกิดการวิบัติขึ้น เนื่องจากโมเมนต์บริเวณกึ่งกลางช่วงมีค่าเท่ากับโมเมนต์ประลัยจึงเกิดจุดหมุนพลาสติกขึ้นอีกจุดหนึ่งทำให้โครงสร้างไม่เสถียรและเกิดการวิบัติตามมา โดยมีค่าโมเมนต์ลบบริเวณรอยต่อเท่ากับ 64726 กก.-ซม. และค่าความโค้งเท่ากับ 2.7 x 10^{-3} เรเดียน/ซม. สำหรับโมเมนต์บวกบริเวณกึ่งกลางช่วงมีค่าเท่ากับ 188999 และ 209402 กก.-ซม. ค่าความโค้งเท่ากับ 8.9 x 10^{-4} และ 6.1 x 10^{-4} เรเดียน/ซม. เมื่อนำค่าความโค้งขณะเกิดการครากและการวิบัติของบริเวณรอยต่อมาคำนวณจะได้ค่าความเหนียวเท่ากับ 3.9 และโมเมนต์บวกมีค่าเพิ่มขึ้นหลังจากเกิดการครากบริเวณรอยต่อเท่ากับ 45% เมื่อนำโมเมนต์ประลัยบริเวณกึ่งกลางช่วงของโครงสร้างต่อเนื่อง CP30-16B มาเปรียบเทียบกับค่าโมเมนต์ดัดประลัยของแผ่นพื้นช่วงเดียว SP-0B พบว่า ค่าโมเมนต์ดัดประลัยของโครงสร้างต่อเนื่องมีค่ามากกว่าประมาณ 7 % ซึ่งแสดงว่าผลการวิเคราะห์กำลังดัดของโครงสร้างต่อเนื่องค่อนข้างผลสอดคล้องกับค่ากำลังดัดของพื้นช่วงเดียว

ข. ตัวอย่าง CP30-36B

ความสัมพันธ์ของโมเมนต์และค่าความโค้งบริเวณรอยต่อ สามารถคำนวณได้จากแรงและการแอ่นตัว ดังแสดงในรูปที่ 4.2 จะได้โมเมนต์ลบขณะแตกร้าวเท่ากับ 36797 กก.-ซม. และค่าความโค้งเท่ากับ 2.3 x 10^{-5} เรเดียน/ซม. จากนั้นค่าความโค้งจะเปลี่ยนแปลงค่อนข้างเร็วจนกระทั่งเกิดการครากของเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อที่ค่าโมเมนต์ลบเท่ากับ 12280 กก.-ซม. ค่าความโค้งเท่ากับ 5.6 x 10^{-4} เรเดียน/ซม. และมีค่าโมเมนต์บวกบริเวณกึ่งกลางช่วงทั้งสองช่วงเท่ากับ 176514 และ 130843 กก.-ซม. ค่าความโค้งเท่ากับ 2.5 x 10^{-4} และ 2.6 x 10^{-4} เรเดียน/ซม. หลังจากนั้น ค่าโมเมนต์ลบบริเวณรอยต่อจะมีค่าค่อนข้างคงที่ เนื่องจากเกิดจุดหมุนพลาสติกขึ้นบริเวณรอยต่อ แต่ค่าโมเมนต์บวกบริเวณกึ่งกลางช่วงยังมีค่าเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ เนื่องจากการกระจายโมเมนต์จนเกิดการวิบัติที่ค่าโมเมนต์บวกบริเวณกึ่งกลางช่วงเท่ากับ 213479 และ 164012 กก.-ซม. ค่าความโค้งเท่ากับ 5.8 x 10^{-4} เรเดียน/ซม. ทั้งสองช่วงจะพบว่าโมเมนต์บวกมีค่าเพิ่มขึ้นหลังจากเกิดการครากบริเวณรอยต่อเท่ากับ 31% และค่าโมเมนต์ลบประลัยมีค่าเท่ากับ 122280 กก.ซม. ค่าความโค้งเท่ากับ 9.4 x 10^{-4} เรเดียน/ซม. เมื่อนำมาคำนวณหาค่าความเหนียวได้ค่าเท่ากับ 1.7 เมื่อนำโมเมนต์ประลัยบริเวณกึ่งกลางช่วงของโครงสร้างต่อเนื่อง CP30-36B และค่าโมเมนต์ดัดประลัยของแผ่นพื้นช่วงเดียว SP-0B มาเปรียบเทียบกัน พบว่า ค่าโมเมนต์ดัดประลัยของโครงสร้างต่อเนื่องมีค่าค่อนข้างสอดคล้องกับกำลังดัดประลัยของพื้นช่วงเดียวมาก มีค่าแตกต่างกันประมาณ 2 %

ค. ตัวอย่าง CP30-45B

พิจารณาความสัมพันธ์ของโมเมนต์และค่าความโค้ง ดังแสดงในรูปที่ 4.3 มีโมเมนต์ดัดขณะแตกร้าวเท่ากับ 38311 กก.-ซม. ค่าความโค้งขณะแตกร้าวเท่ากับ 3.1×10^{-5} เรเดียน/ซม. หลังจากเกิดการแตกร้าว ค่าความโค้งจะมีค่าเพิ่มขึ้นค่อนข้างเร็ว จนเกิดการครากของเหล็กเสริม โดยมีค่าโมเมนต์ลบเท่ากับ 149156 กก.-ซม. ค่าความโค้งเท่ากับ 7.0×10^{-4} เรเดียน/ซม. จากนั้นแม้ว่าจะเพิ่มน้ำหนักบรรทุก ค่าโมเมนต์ลบบริเวณรอยต่อก็จะมีค่าคงที่เนื่องจากเกิดจุดหมุนพลาสติกขึ้น จึงมีการกระจายโมเมนต์ไปยังส่วนอื่น ๆ ของโครงสร้าง และมีค่าโมเมนต์บวกบริเวณกึ่งกลางช่วงขณะเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อเริ่มครากเท่ากับ 189121 และ 168796 กก.-ซม. ค่าความโค้งเท่ากับ 4.0×10^{-4} และ 3.8×10^{-4} เรเดียน/ซม.เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไปจนเกิดการวิบัติพบว่ามีค่าโมเมนต์ลบบริเวณรอยต่อเท่ากับ 149156 กก.-ซม. ค่าความโค้งเท่ากับ 1.4×10^{-3} เรเดียน/ซม. ค่าความเหนียวคำนวณได้เท่ากับ 2 และค่าโมเมนต์บวกบริเวณกึ่งกลางช่วงขณะวิบัติทั้งสองช่วงเท่ากับ 211311 และ 193515 กก.-ซม. ค่าความโค้งเท่ากับ 1.0×10^{-3} และ 9.8×10^{-4} เรเดียน/ซม. และมีการกระจายโมเมนต์หลังจากบริเวณรอยต่อเริ่มครากเท่ากับ 20% เมื่อนำโมเมนต์ดัดประลัยบริเวณกึ่งกลางช่วงของตัวอย่าง CP30-45B มาเปรียบเทียบกับค่าโมเมนต์ดัดประลัยของแผ่นพื้นช่วงเดียว SP-0B พบว่า ค่าโมเมนต์ดัดประลัยของโครงสร้างต่อเนื่องมีค่ามากกว่าประมาณ 8 % ซึ่งถือว่าผลการวิเคราะห์ค่ากำลังดัดประลัยของตัวอย่างทั้งสองมีค่าค่อนข้างสอดคล้องกัน

ง. ตัวอย่าง CP30-82B

ความสัมพันธ์ของแรงและการแอ่นตัวที่ได้จากการทดสอบนำมาหาความสัมพันธ์ของโมเมนต์ดัดและความโค้งบริเวณรอยต่อ ดังแสดงในรูปที่ 4.4 พบว่าขณะที่หน้าตัดบริเวณรอยต่อเริ่มแตกร้าวมีค่าโมเมนต์ลบเท่ากับ 38166 กก.-ซม. ค่าความโค้งเท่ากับ 2.7×10^{-5} เรเดียน/ซม. จากนั้นเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไปพบว่าเกิดรอยแตกร้าวในแนวราบเนื่องจากแรงเฉือนทางราบขณะโมเมนต์ลบบริเวณรอยต่อเท่ากับ 139982 กก.-ซม. และค่าความโค้งเท่ากับ 3.9×10^{-3} เรเดียน/ซม. แต่โครงสร้างยังสามารถรับน้ำหนักต่อไปได้จึงเพิ่มน้ำหนักต่อไปจนเกิดการแยกตัวระหว่างแผ่นพื้นสำเร็จกับคอนกรีตทับหน้าที่ค่าโมเมนต์ลบบริเวณรอยต่อเท่ากับ 158401 กก.-ซม. ค่าความโค้งเท่ากับ 8.1×10^{-3} เรเดียน/ซม.

จ. ตัวอย่าง CP30-100B

ความสัมพันธ์ของโมเมนต์และค่าความโค้งบริเวณรอยต่อสามารถคำนวณได้จากแรงและการแอ่นตัว ดังแสดงในรูปที่ 4.5 พบว่าขณะที่หน้าตัดบริเวณรอยต่อเริ่มแตกร้าวมีค่าโมเมนต์ลบเท่ากับ 34905 กก.-ซม. ค่าความโค้งเท่ากับ 2.6×10^{-5} เรเดียน/ซม. หลังจากนั้นค่าความโค้งจะเปลี่ยนแปลงมากขึ้นจนเกิดการครากของเหล็กเสริมที่โมเมนต์ลบเท่ากับ 179857 กก.-ซม. ค่า

ความโค้งเท่ากับ 7.6 x 10^{-4} เรเดียน/ซม. และมีค่าโมเมนต์บวกบริเวณกึ่งกลางช่วงเท่ากับ 155015 กก.-ซม. ค่าความโค้งเท่ากับ 3.9 x 10^{-4} เรเดียน/ซม. จากนั้นแม้ว่าจะเพิ่มน้ำหนักบรรทุกค่าโมเมนต์ลบบริเวณรอยต่อก็จะมีค่าคงที่ เนื่องจากเกิดจุดหมุนพลาสติกขึ้นและเกิดการกระจายโมเมนต์ไปยังส่วนอื่นๆ จนเกิดการวิบัติของโครงสร้างโดยมีค่าโมเมนต์ลบบริเวณรอยต่อขณะวิบัติเท่ากับ 179857 กก.ซม. ค่าความโค้งเท่ากับ 1.0 x 10^{-3} เรเดียน/ซม. สามารถคำนวณค่าความเหนียวได้เท่ากับ 1.4 มีค่าโมเมนต์บวกบริเวณกึ่งกลางช่วงขณะวิบัติเท่ากับ 181157 กก.ซม. ค่าความโค้งเท่ากับ 7.4 x 10^{-4} เรเดียน/ซม. และจะพบว่าโมเมนต์บวกมีค่าเพิ่มขึ้นหลังจากเกิดการครากบริเวณรอยต่อเท่ากับ 14% เมื่อนำโมเมนต์ประลัยบริเวณกึ่งกลางช่วงของโครงสร้างต่อเนื่อง CP30-100B มาเปรียบเทียบกับค่าโมเมนต์ดัดประลัยของแผ่นพื้นช่วงเดียว SP-0B พบว่า ค่าโมเมนต์ดัดประลัยของโครงสร้างต่อเนื่องมีค่าใกล้เคียงกับค่ากำลังดัดประลัยของพื้นช่วงเดียว SP-0B มากมีความแตกต่างกันประมาณ 2% เท่านั้น

ฉ. ตัวอย่าง CP25-45B

จากความสัมพันธ์ของแรงและการแอ่นตัวนำมาคำนวณหาความสัมพันธ์ของโมเมนต์และค่าความโค้งบริเวณรอยต่อได้ดังรูปที่ 4.6 มีโมเมนต์ดัดแตกร้าวเท่ากับ 38359 กก.-ซม. และ ค่าความโค้งขณะแตกร้าวเท่ากับ 3.2 x 10^{-5} เรเดียน/ซม. จากนั้นค่าความโค้งจะเปลี่ยนแปลงมากขึ้นจนเกิดการครากของเหล็กเสริมที่ค่าโมเมนต์ลบเท่ากับ 150292 กก.-ซม. ค่าความโค้งเท่ากับ 6.3 x 10^{-4} เรเดียน/ซม. และมีค่าโมเมนต์บวกบริเวณกึ่งกลางช่วงทั้งสองเท่ากับ 185474 และ 204320 กก.ซม. ค่าความโค้งเท่ากับ 5.1 x 10^{-4} เรเดียน/ซม. ทั้งสองช่วง หลังจากนั้นเมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไปค่าโมเมนต์ลบบริเวณรอยต่อจะมีค่าค่อนข้างคงที่เนื่องจากเกิดจุดหมุนพลาสติกขึ้นบริเวณรอยต่อแต่ค่าโมเมนต์บวกบริเวณกึ่งกลางช่วงยังมีค่าเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ เนื่องจากการกระจายโมเมนต์จนเกิดการวิบัติที่ค่าโมเมนต์ลบเท่ากับ 150292 กก.-ซม. ค่าความโค้งเท่ากับ 1.1 x 10^{-3} เรเดียน/ซม. เมื่อนำมาคำนวณหาค่าความเหนียวได้เท่ากับ 1.7 และมีค่าโมเมนต์บวกบริเวณกึ่งกลางช่วงเท่ากับ 205018 และ 220487 กก.ซม. ค่าความโค้งเท่ากับ 9.6 x 10^{-4} และ 9.5 x 10^{-4} เรเดียน/ซม. เมื่อศึกษาถึงการกระจายโมเมนต์ก็พบว่า โมเมนต์บวกมีค่าเพิ่มขึ้นหลังจากเกิดการครากเท่ากับ 29% เมื่อนำโมเมนต์ประลัยบริเวณกึ่งกลางช่วงของโครงสร้างต่อเนื่อง CP25-45B มาเปรียบเทียบกับค่าโมเมนต์ดัดประลัยของแผ่นพื้นช่วงเดียว SP-0B พบว่า ค่าโมเมนต์ดัดประลัยของโครงสร้างต่อเนื่องมีค่ามากกว่าประมาณ 14 % ซึ่งแสดงว่าผลการวิเคราะห์กำลังดัดของโครงสร้างต่อเนื่องค่อนข้างสอดคล้องกับค่ากำลังดัดของพื้นช่วงเดียว

ช. ตัวอย่าง CP35-45B

ความสัมพันธ์ของโมเมนต์และค่าความโค้ง ดังแสดงในรูปที่ 4.7 มีโมเมนต์ดัดขณะแตกร้าวเท่ากับ 31729 กก.-ซม. และค่าความโค้งเท่ากับ 2.8×10^{-5} เรเดียน/ซม. จากนั้นค่าความโค้งจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว จนเกิดการครากของเหล็กเสริมที่ค่าโมเมนต์ลบเท่ากับ 144074 กก.-ซม. ค่าความโค้งเท่ากับ 6.4×10^{-4} เรเดียน/ซม. จากนั้นแม้ว่าจะเพิ่มน้ำหนักบรรทุกค่าโมเมนต์ลบบริเวณรอยต่อก็ยังมีค่าคงที่ เนื่องจากเกิดจุดหมุนพลาสติกขึ้นและมีการกระจายโมเมนต์ไปยังส่วนอื่นๆ ของโครงสร้างโดยมีค่าโมเมนต์บวกบริเวณกึ่งกลางช่วงขณะเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อเริ่มครากเท่ากับ 158116 และ 153985 กก.-ซม. ค่าความโค้งเท่ากับ 3.3×10^{-4} เรเดียน/ซม. ทั้งสองช่วง เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต่อไปจะเกิดการวิบัติขึ้นเนื่องจากโครงสร้างเกิดจุดหมุนพลาสติกเพิ่มขึ้นอีกจุดหนึ่งบริเวณกึ่งกลางช่วง พบว่ามีค่าโมเมนต์ลบบริเวณรอยต่อเท่ากับ 144074 กก.-ซม. ค่าความโค้งเท่ากับ 1.5×10^{-3} เรเดียน/ซม. ค่าความเหนียวที่คำนวณได้เท่ากับ 2.4 และค่าโมเมนต์บวกบริเวณกึ่งกลางช่วงขณะวิบัติทั้งสองช่วงเท่ากับ 190307 และ 196015 กก.-ซม. ค่าความโค้งเท่ากับ 1.0×10^{-3} และ 8.7×10^{-4} เรเดียน/ซม. และมีการกระจายโมเมนต์หลังจากบริเวณรอยต่อเริ่มครากเท่ากับ 27% เมื่อนำโมเมนต์ประลัยบริเวณกึ่งกลางช่วงของตัวอย่าง CP35-45B มาเปรียบเทียบกับค่าโมเมนต์ดัดประลัยของแผ่นพื้นช่วงเดียว SP-0B พบว่า ค่าโมเมนต์ดัดประลัยของโครงสร้างต่อเนื่องมีค่าสอดคล้องกับค่าโมเมนต์ดัดประลัยของแผ่นพื้นช่วงเดียว มีค่าแตกต่างกันประมาณ 4%

ซ. ตัวอย่าง SP-0B

จากความสัมพันธ์ของแรงและการแอ่นตัวที่ได้จากการทดสอบนำมาหาความสัมพันธ์ของโมเมนต์ดัดและค่าความโค้งบริเวณกึ่งกลางช่วงได้ดังรูปที่ 4.8 พบว่าขณะที่หน้าตัดที่กลางช่วงเริ่มแตกร้าวมีค่าเท่ากับ 121917 กก.-ซม. ค่าความโค้งเท่ากับ 1.0×10^{-4} เรเดียน/ซม. จากนั้นค่าความโค้งจะเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็วจนกระทั่งเกิดการวิบัติขึ้นที่ค่าโมเมนต์เท่ากับ 186530 กก.-ซม. และค่าความโค้งเท่ากับ 1.2×10^{-3} เรเดียน/ซม.

4.2 เปรียบเทียบผลการทดสอบกับการวิเคราะห์

จากผลการทดสอบจะได้ความสัมพันธ์ของค่าโมเมนต์และความโค้ง จากนั้นนำมาเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์ด้วยวิธีการความเครียดสอดคล้อง และนำมาคำนวณหาค่าความแข็งดัดประสิทธิผล ค่าความเหนียวและตรวจสอบค่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุด ดังรายละเอียดคือ

ก. ตัวอย่าง SP-0B

พิจารณาความสัมพันธ์ของโมเมนต์และความโค้งที่กลางช่วงจากการทดสอบและการวิเคราะห์ ดังแสดงในรูปที่ 4.9 ช่วงก่อนเกิดการแตกร้าวความสัมพันธ์มีลักษณะเป็นเส้นตรงโดยมีความใกล้เคียงกันมากจนเกือบเป็นเส้นตรงเดียวกัน มีค่าโมเมนต์ดัดขณะแตกร้าวจากการ

ทดสอบและการวิเคราะห์เท่ากับ 121917 และ 118871 กก.-ซม. ตามลำดับ ค่าความโค้งจากการทดสอบและวิเคราะห์ขณะแตกร้าวเท่ากับ 1.0×10^{-4} และ 0.78×10^{-4} เรเดียน/ซม. ตามลำดับ สามารถหาค่าความแข็งดัดประสิทธิผลในช่วงก่อนการแตกร้าวมีค่าเท่ากับ 1.22×10^{9} กก.-ซม.^{2} จากนั้นค่าความโค้งจะเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็วจนกระทั่งเกิดการวิบัติโดยมีค่าโมเมนต์จากการทดสอบและวิเคราะห์เท่ากับ 186530 และ 191549 กก.-ซม. ตามลำดับ แตกต่างกันประมาณ 3% ค่าความโค้งขณะประลัยจากการทดสอบมีค่าเท่ากับ 1.2×10^{-3} เรเดียน/ซม. และที่ได้จากการวิเคราะห์มีค่าเท่ากับ 1.73×10^{-3} เรเดียน/ซม.

ข. ตัวอย่าง CP30-16B

ความสัมพันธ์ของโมเมนต์และความโค้งบริเวณรอยต่อจากการทดสอบและจากการวิเคราะห์ ดังแสดงในรูปที่ 4.10 ในช่วงแรกก่อนเกิดการแตกร้าว ความสัมพันธ์มีลักษณะเป็นเส้นตรงและใกล้เคียงกันมากจนเกือบเป็นเส้นตรงเดียวกัน หลังจากเกิดการแตกร้าวความสัมพันธ์ทั้งสองมีความแตกต่างกันบ้างเล็กน้อย จนกระทั่งเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อเกิดการคราก กราฟความสัมพันธ์ที่ได้จากการทดสอบและการวิเคราะห์เริ่มมีความแตกต่างกันบ้าง โดยมีค่าโมเมนต์ดัดประลัยจากการทดสอบเท่ากับ 64726 กก.-ซม. และที่ได้จากการวิเคราะห์เท่ากับ 68007 กก.-ซม. แตกต่างกันประมาณ 5% ในส่วนของค่าความโค้งขณะประลัยจากการทดสอบมีค่าเท่ากับ 2.1×10^{-3} เรเดียน/ซม. ซึ่งมีค่าน้อยกว่าค่าความโค้งที่ได้จากการวิเคราะห์ซึ่งมีค่าน้อยกว่าค่าความโค้งที่ได้จากการวิเคราะห์ซึ่งมีค่าเท่ากับ 4.92×10^{-3} เรเดียน/ซม. เป็นที่สังเกตได้ว่าค่าโมเมนต์ดัด จากการวิเคราะห์และจากการทดสอบจะมีค่าค่อนข้างสอดคล้องกัน

ค. ตัวอย่าง CP30-36B

พิจารณาความสัมพันธ์ของโมเมนต์และความโค้งบริเวณรอยต่อที่ได้จากการทดสอบและการวิเคราะห์ ดังแสดงในรูปที่ 4.11 ความสัมพันธ์มีลักษณะเป็นเส้นตรงและค่อนข้างใกล้เคียงกัน จนกระทั่งหน้าตัดเกิดการแตกร้าว ทำให้ความสัมพันธ์เริ่มมีความแตกต่างกันบ้าง และสังเกตเห็นความแตกต่างได้ชัดเจนยิ่งขึ้น เมื่อเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อเกิดการคราก โดยมีค่าโมเมนต์ดัดประลัยจากการทดสอบเท่ากับ 122280 กก.-ซม. และค่าโมเมนต์ดัดประลัยจากการวิเคราะห์เท่ากับ 126125 กก.-ซม. มีความแตกต่างกันประมาณ 3% ค่าความโค้งขณะประลัยจากการทดสอบมีค่าเท่ากับ 9.4×10^{-4} เรเดียน/ซม. และที่ได้จากการวิเคราะห์มีค่าเท่ากับ 1.76×10^{-3} เรเดียน/ซม.

ง. ตัวอย่างCP30-45B

ตัวอย่าง CP30-45B มีความสัมพันธ์ของโมเมนต์และความโค้งบริเวณรอยต่อจากการทดสอบและจากการวิเคราะห์ ดังแสดงในรูปที่ 4.12 ช่วงก่อนเกิดการแตกร้าวความสัมพันธ์มีลักษณะเป็นเส้นตรง โดยมีความใกล้เคียงกันมากจนเกือบเป็นเส้นตรงเดียวกัน จนเกิดการแตกร้าวความสัมพันธ์จึงเริ่มแตกต่างกันบ้างโดยมีค่าโมเมนต์ดัดประลัยที่ได้จากการทดสอบเท่ากับ 149156 กก.-ซม. และที่ได้จากการวิเคราะห์เท่ากับ 15145 กก.-ซม. แตกต่างกันประมาณ 2% ส่วนค่าความโค้งขณะประลัยจากการทดสอบและจากการวิเคราะห์มีค่าเท่ากับ 1.4×10^{-3}, 1.36×10^{-3} เรเดียน/ซม. ตามลำดับ ซึ่งมีค่าค่อนข้างใกล้เคียงกัน

จ. ตัวอย่าง CP30-82B

พิจารณาความสัมพันธ์ของโมเมนต์และความโค้งบริเวณรอยต่อจากการทดสอบและจากการวิเคราะห์ ดังแสดงในรูปที่ 4.13 ในช่วงก่อนเกิดการแตกร้าว ความสัมพันธ์มีลักษณะเป็นเส้นตรงและค่อนข้างจะใกล้เคียงกัน จนกระทั่งเกิดรอยแตกร้าวในแนวราบเนื่องจากแรงเฉือนทางแนวราบ ทำให้ค่าโมเมนต์มีค่าลดลงอย่างรวดเร็ว ซึ่งสังเกตเห็นความแตกต่างอย่างชัดเจน

เมื่อตรวจสอบค่าหน่วยแรงเฉือนของหน้าตัดพบว่ามีค่าเท่ากับ 6.32 กก.-ซม.^{2} และค่าความเค้นสูงสุดในเหล็กเสริมมีค่าเท่ากับ 1530 □□ ซึ่งพบว่าเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อเกิดการวิบัติจากแรงเฉือนก่อนเกิดการคราก

ฉ. ตัวอย่าง CP30-100B

ความสัมพันธ์ของโมเมนต์และความโค้งบริเวณรอยต่อ จากการทดสอบและวิเคราะห์ ดังแสดงในรูปที่ 4.14 ความสัมพันธ์มีลักษณะเป็นเส้นตรงและใกล้เคียงกันมากจนเกือบเป็นเส้นตรงเดียวกัน หลังจากเกิดการแตกร้าวพบว่าความสัมพันธ์ยังค่อนข้างใกล้เคียงกันเหมือนเดิม จนเกิดการวิบัติโดยที่โมเมนต์ดัดประลัยจากการทดสอบเท่ากับ 179984 กก.-ซม. และที่ได้จากการวิเคราะห์เท่ากับ 178943 กก.-ซม. แตกต่างกันประมาณ 1% เท่านั้น ในส่วนค่าความโค้งขณะประลัยจากการทดสอบมีค่าเท่ากับ 1.2×10^{-3} เรเดียน/ซม. และที่ได้จากการวิเคราะห์มีค่าเท่ากับ 1.04×10^{-3} เรเดียน/ซม. ซึ่งใกล้เคียงกันมาก

ช. ตัวอย่าง CP25-45B

พิจารณาความสัมพันธ์ของโมเมนต์และความโค้งบริเวณรอยต่อจากการทดสอบและจากการวิเคราะห์ ดังแสดงในรูปที่ 4.15 ในช่วงก่อนเกิดการแตกร้าว ความสัมพันธ์มีลักษณะเป็นเส้นตรง และใกล้เคียงกันมากจนเกือบเป็นเส้นตรงเดียวกัน หลังเกิดการแตกร้าวพบความสัมพันธ์มีความแตกต่างกันบ้าง จนเกิดการครากของเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อ กราฟ

ความสัมพันธ์ที่ได้จากการทดสอบและวิเคราะห์จึงเริ่มแตกต่างกัน โดยมีค่าโมเมนต์ดัดประลัยจากการทดสอบเท่ากับ 150292 กก.-ซม. และที่ได้จากการวิเคราะห์เท่ากับ 153123 กก.-ซม. แตกต่างกันประมาณ 5% ในส่วนของค่าความโค้งขณะประลัยจากการทดสอบมีค่าเท่ากับ 1.1×10^{-3} เรเดียน/ซม. ซึ่งมีค่าน้อยกว่าค่าความโค้งที่ได้จากการวิเคราะห์ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.46×10^{-3} เรเดียน/ซม.

ซ. ตัวอย่าง CP35-45B

ความสัมพันธ์ของโมเมนต์และความโค้งบริเวณรอยต่อจากการทดสอบและจากการวิเคราะห์ ดังแสดงในรูปที่ 4.16 ก่อนเกิดการแตกร้าว ความสัมพันธ์มีลักษณะเป็นเส้นตรงและค่อนข้างใกล้เคียงกัน หลังเกิดการแตกร้าวความสัมพันธ์เริ่มมีความแตกต่างกันบ้างเล็กน้อยจนกระทั่งเกิดการวิบัติ โดยมีค่าโมเมนต์ดัดประลัยจากการทดสอบเท่ากับ 144074 กก.-ซม. และจากการวิเคราะห์เท่ากับ 143873 กก.-ซม. ค่าใกล้เคียงกันมาก ความโค้งขณะประลัยจากการทดสอบมีค่าเท่ากับ 1.5×10^{-3} เรเดียน/ซม. และจากการวิเคราะห์มีค่าเท่ากับ 1.05×10^{-3} เรเดียน/ซม. เป็นที่สังเกตุได้ว่าค่าโมเมนต์ดัดทั้งจากการวิเคราะห์และจากการทดสอบมีค่าค่อนข้างใกล้เคียงกัน

จากการเปรียบเทียบค่าโมเมนต์และค่าความโค้งบริเวณรอยต่อจากผลการทดสอบกับการวิเคราะห์ แสดงให้เห็นว่าค่าโมเมนต์ขณะแตกร้าวจากการทดสอบและการวิเคราะห์มีค่าใกล้เคียงกันมาก โดยค่าแตกต่างกันไม่เกินร้อยละ 4 ดังแสดงในตาราง ก.15 ส่งผลให้ค่าโมดูลัสการแตกร้าวและโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตจากการทดสอบและการวิเคราะห์มีค่าค่อนข้างใกล้เคียงเช่นกัน ดังแสดงในตาราง ก.13

เนื่องจากในงานวิจัยมีสมมุติฐานให้โมเมนต์ที่เกิดขึ้นบริเวณรอยต่อเมื่อรับโมเมนต์จนถึงจุดครากแล้วจะไม่สามารถรับโมเมนต์ได้เพิ่มจากเดิม จึงส่งผลให้ค่าโมเมนต์ขณะเกิดการครากจากผลการทดสอบมีค่าเทียบเท่ากับการวิเคราะห์ เมื่อตรวจสอบค่าความเค้นสูงสุดในเหล็กเสริมพบว่าเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อของแต่ละตัวอย่างเกิดการครากทั้งหมดยกเว้นตัวอย่าง CP30-82B เหล็กเสริมบริเวณรอยต่อไม่เกิดการครากเนื่องจากเกิดการวิบัติจากแรงเฉือน

ในส่วนของค่าโมเมนต์ประลัยจากการทดสอบและการวิเคราะห์ค่อนข้างสอดคล้องกัน โดยมีค่าแตกต่างกันไม่เกินร้อยละ 5 ดังแสดงในตาราง ก.15 แสดงให้เห็นว่าพฤติกรรมการตอบสนองกับน้ำหนักบรรทุกจากภายนอกสอดรับกับการวิเคราะห์เชิงทฤษฎีด้วยวิธีการความเครียดสอดคล้องขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้กำลังอัดของคอนกรีตตามแบบจำลองของ Hognestad และกำลังดึงของเหล็กเสริมจากการทดสอบการดึงเป็นอย่างมาก อนึ่งผลการทดสอบและการวิเคราะห์จะสอดรับกันได้ โครงสร้างจะต้องมีกำลังรับแรงเฉือนอย่างเพียงพอและการวิบัติของโครงสร้างจะต้องเกิดจากการดัดเท่านั้น

4.3 อิทธิพลของปริมาณเหล็กเสริม

ในงานวิจัยได้ศึกษาผลของปริมาณเหล็กเสริมที่มีต่อค่าความเหนียวและการกระจายซ้ำของโมเมนต์บริเวณรอยต่อ เพื่อกำหนดปริมาณเหล็กเสริมที่เหมาะสมบริเวณรอยต่อ ดังรายละเอียด คือ

4.3.1 ความเหนียวของโครงสร้าง

การศึกษาอิทธิพลของปริมาณเหล็กเสริมที่มีต่อค่ากำลังดัดและความเหนียวบริเวณรอยต่อได้กำหนดให้ปริมาณเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อเป็นตัวแปรและกำหนดให้ความกว้างรอยต่อและกำลังดัดที่กึ่งกลางช่วงคงที่ การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ของกำลังดัดและความโค้งที่รอยต่อระหว่าง การทดสอบและผลการวิเคราะห์ ได้แสดงในรูปที่ 4.17 พบว่า กำลังดัดแตกร้าวและค่าความแข็งดัดก่อนเกิดการแตกร้าวของตัวอย่างแต่ละตัวอย่าง มีค่าค่อนข้างใกล้เคียงกัน แต่ค่ากำลังดัดขณะเกิดการครากและขณะประลัยมีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณเหล็กเสริม ในส่วนของค่าความโค้งขณะแตกร้าวมีค่าค่อนข้างใกล้เคียงกัน ค่าความโค้งขณะเกิดการครากจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณเหล็ก ซึ่งแตกต่างจากค่าความโค้งขณะวิบัติ พบว่ามีค่าลดลงเรื่อย ๆ และเป็นที่สังเกตว่าค่าความโค้งขณะวิบัติของตัวอย่าง CP30-36B มีค่าค่อนข้างต่ำเนื่องจากมีผลจากการวิบัติของแรงเฉือนเข้ามาเกี่ยวข้อง

เมื่อเปรียบเทียบระหว่างค่ากำลังดัดของการทดสอบกับผลการวิเคราะห์ พบว่ามีค่าค่อนข้างสอดคล้องกันแตกต่างกันมากที่สุดประมาณ 5% แต่ค่าความโค้งขณะที่ปริมาณเหล็กมีค่าน้อย พบว่าค่อนข้างจะแตกต่างจากที่วิเคราะห์เนื่องจากผลของการแตกร้าวและการวิบัติบริเวณอื่นในโครงสร้าง ทำให้หน้าตัดบริเวณรอยต่อวิบัติเร็วขึ้น

การเปรียบเทียบระหว่างค่าความเหนียวที่ได้จากการทดสอบและจากการวิเคราะห์ได้แสงดังรูปที่ 4.18 พบว่า ค่าความเหนียวจะมีค่าลดลงเมื่อปริมาณเสริมบริเวณรอยต่อเพิ่มมากขึ้น ซึ่งตามมาตรฐานของ ACI318R-99 กำหนดให้ค่าความเหนียวในคานต่อเนื่องต้องมีค่ามากกว่า 3 เพื่อให้หน้าตัดเกิดจุดหมุนพลาสติกและเกิดการกระจายโมเมนต์ไปยังส่วนอื่น ๆ จากกราฟสามารถกำหนดปริมาณเหล็กเสริมสูงสุดจากการทดสอบได้ที่ 32% ของปริมาณที่สภาวะสมดุล และปริมาณเหล็กเสริมสูงสุดจากการวิเคราะห์ได้ที่ 45 % ของปริมาณที่สภาวะสมดุล ซึ่งจะพบว่ามีค่าแตกต่างกันบ้างเนื่องจากค่าความเหนียวบริเวณรอยต่อที่ได้จากการทดสอบได้รับผลกระทบจากการวิบัติของหน้าตัดอื่นในโครงสร้าง ดังนั้นปริมาณเหล็กเสริมที่เหมาะสมจึงมีค่าไม่เกิน 32% ของปริมาณที่สภาวะสมดุล

4.3.2 การกระจายซ้ำของโมเมนต์ดัด

โครงสร้างต่อเนื่องจะมีพฤติกรรมการกระจายซ้ำของโมเมนต์ภายในเกิดขึ้นเมื่อมีค่าความเหนียวเพียงพอ โดยจะมีการกระจายจากโมเมนต์ลบบริเวณรอยต่อไปยังโมเมนต์บวกที่กึ่งกลางช่วง ความสัมพันธ์ระหว่างการกระจายซ้ำของโมเมนต์และปริมาณเหล็กเสริมได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.19 การกระจายซ้ำของโมเมนต์เป็นการเปรียบเทียบระหว่างโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้นบริเวณกึ่งกลางช่วงหลังจากที่เหล็กเสริมบริเวณรอยต่อเกิดการครากถึงจุดที่โมเมนต์บริเวณกึ่งกลางเกิดการวิบัติ พบว่าเมื่อปริมาณเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อเพิ่มขึ้น การกระจายซ้ำของโมเมนต์จะมีค่าน้อยลง ส่งผลให้ความกว้างของรอยแตกร้าวที่รอยต่อมีขนาดลดลงด้วย ซึ่งตามมาตรฐานของ ACI318R-99 กำหนดให้เพิ่มหรือลดกำลังดัดบริเวณรอยต่อได้สูงสุดไม่เกิน 20% คิดเป็นปริมาณเหล็กเสริม 76% ของปริมาณที่สภาวะสมดุล จากกราฟสามารถกำหนดปริมาณเหล็กเสริมต่ำสุดได้ที่ 25% ของปริมาณที่สภาวะสมดุล เพื่อให้เกิดพฤติกรรมการกระจายซ้ำของโมเมนต์ภายใน

ในส่วนของปริมาณเหล็กเสริมที่สามารถต้านทานโมเมนต์ดัดแตกร้าวได้ เพื่อไม่ให้เกิดการวิบัติอย่างฉับพลัน จากผลการทดสอบนำค่าโมเมนต์ดัดแตกร้าวในแต่ละตัวอย่างมาคำนวณหาปริมาณเหล็กเสริมได้ที่ 14 % ของปริมาณที่สภาวะสมดุล

ดังนั้นปัจจัยที่เป็นตัวควบคุมปริมาณเหล็กเสริมต่ำสุด คือพฤติกรรมการกระจายซ้ำของโมเมนต์ภายใน ซึ่งจากการทดสอบสามารถกำหนดปริมาณเหล็กเสริมต่ำสุดได้ที่ 25% ของปริมาณที่สภาวะสมดุล

4.4 อิทธิพลของรอยต่อ

4.4.1 ความกว้างของรอยต่อ

การศึกษาอิทธิพลของความกว้างรอยต่อที่มีต่อค่ากำลังดัดบริเวณรอยต่อได้กำหนดให้ความกว้างของรอยต่อเป็นตัวแปร และกำหนดให้ปริมาณเหล็กเสริมและกำลังดัดที่กึ่งกลางช่วงคงที่ การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ของกำลังดัดและความโค้งที่รอยต่อระหว่างการทดสอบและผลการวิเคราะห์ ได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.20 พบว่าค่ากำลังดัดและค่าความโค้งขณะวิบัติมีค่าค่อนข้างใกล้เคียงกันมาก

จากผลการทดสอบนำมาวิเคราะห์หากำลังดัดที่เกิดขึ้นโดยพิจารณาผลของความกว้างของจุดรองรับ โดยใช้ระยะจากขอบถึงขอบของจุดรองรับเป็นความยาวช่วง นำมาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์โดยใช้ระยะจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางที่รองรับเป็นความยาวช่วง ดังแสดงในรูปที่ 4.21 พบว่าเมื่อพิจารณาผลของความกว้างรอยต่อ ค่ากำลังดัดที่รอยต่อมีค่าลดลงจากที่ไม่พิจารณาผลของความกว้างรอยต่อ ซึ่งเขียนเป็นสมการได้ $\square M(\%) = 8.0(c/d)+2.7$ เมื่อ c คือ ระยะห่างระหว่างแผ่นพื้นสำเร็จรูป และ d คือ ความหนาของแผ่นพื้นสำเร็จรูปกับคอนกรีต

เททับหน้า ซึ่งจะพบว่าเมื่อความกว้างของรอยต่อมากขึ้นจะทำให้กำลังดัดของรอยต่อลดลงแต่เป็นที่สังเกตุว่าสามารถปรับลดค่าโมเมนต์ได้สูงสุดประมาณ 15% ซึ่งถือว่าน้อยมาก

4.4.2 ผลของการโอบรัด

จากสมมุติฐานว่าคอนกรีตที่รอยต่อเกิดการโอบรัดจากฐานรองรับเพราะผิวคอนกรีต ที่รับแรงอัดแตกกระจายไม่ได้ด้วยมีการโอบรัดทุกทิศทางโดยเฉพาะจากฐานรองรับ การวิเคราะห์กำลังดัดของหน้าตัดบริเวณที่มีการโอบรัดโดยใช้แบบจำลองหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตที่เสนอโดย Popovics,S เปรียบเทียบกับผลการทดสอบ เมื่อความยาวของรอยต่อเพิ่มขึ้นจาก 5 , 10 , 15 ซม. ดังรายละเอียดคือ

ก. ตัวอย่าง CP25-45B

ตัวอย่าง CP25-45B มีความกว้างของรอยต่อเท่ากับ 5 ซม. ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและค่าความโค้งจากการทดสอบและจากการวิเคราะห์ โดยพิจารณาผลของการโอบรัดดังแสดงในรูปที่ 4.22 ค่าโมเมนต์ดัดขณะแตกร้าวและขณะเกิดการคราก มีค่าค่อนข้างใกล้เคียงกันหลังจากจุดครากพบว่า ค่าโมเมนต์ดัดและค่าความโค้งขณะประลัยจากการวิเคราะห์ โดยพิจารณาผลของการโอบรัด มีค่ามากกว่าผลการทดสอบ โดยค่าโมเมนต์ดัดมีค่าแตกต่างกันประมาณ 2.5%

ข. ตัวอย่าง CP30-45B

ตัวอย่างมีขนาดความกว้างรอยต่อเท่ากับ 10 ซม. ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและค่าความโค้งจากการทดสอบและจากการวิเคราะห์ โดยพิจารณาผลการโอบรัด ได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.23 พบว่าค่าโมเมนต์ดัดขณะแตกร้าวมีค่าใกล้เคียงกันมาก ส่วนค่าโมเมนต์ดัดขณะเกิดการครากเมื่อพิจารณาผลของการโอบรัดมีค่าใกล้เคียงผลการทดสอบค่อนข้างมาก และเมื่อพิจารณาค่าโมเมนต์ดัดขณะวิบัติพบว่ามีค่าสูงกว่าผลการทดสอบเช่นกัน โดยมีค่าสูงกว่าประมาณ 2.4 % แต่ค่าความโค้งขณะประลัยมีค่าสอดคล้องกัน

ค. ตัวอย่าง CP35-45B

ความกว้างรอยต่อของตัวอย่างเท่ากับ 15 ซม. ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและค่าความโค้งจากการวิเคราะห์โดยพิจารณาผลการโอบรัดและจากการทดสอบได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.24 พบว่าโมเมนต์ดัดขณะแตกร้าวและขณะเกิดการคราก เมื่อพิจารณาผลการโอบรัดมีค่าค่อนข้างสอดคล้องกับผลการทดสอบ แต่ค่าโมเมนต์ดัดประลัยจากการวิเคราะห์จะมีค่าสูงกว่าจากผลการทดสอบเล็กน้อยประมาณ 4% เมื่อพิจารณาค่าความโค้งพบว่าค่าความโค้งที่ได้จากการวิเคราะห์มีค่าน้อยกว่าจากการทดสอบ

แสดงให้เห็นว่าค่าโมเมนต์ดัดประลัยจากการวิเคราะห์โดยพิจารณาผลของการโอบรัดมีค่ามากกว่าค่าโมเมนต์ดัดประลัยที่ได้จากการทดสอบไม่เกินร้อยละ 4 แต่ค่าความเหนียวมีค่าเพิ่มขึ้นถึงร้อยละ 18% เมื่อเทียบกับค่าความเหนียวที่วิเคราะห์จากแบบจำลองที่ไม่มีการโอบรัดของ Hognestad ผลการศึกษาถึงพฤติกรรมการโอบรัด พบว่า ไม่มีนัยสำคัญต่อกำลังดัดแต่จะมีผลต่อค่าความเหนียวในเชิงอนุรักษ์มากขึ้น ซึ่งอาจจะไม่จำเป็นที่จะใช้พิจารณาในการออกแบบ

4.5 แนวทางในการออกแบบ

จากงานวิจัยได้ศึกษาถึงปัจจัยต่าง ๆ ที่มีผลต่อพฤติกรรมการดัดบริเวณรอยต่อ ทำให้ความสามารถควบคุมพฤติกรรมของหน้าตัดทางด้านกำลัง ความเหนียวและการให้บริการซึ่งเกี่ยวข้องกับคุณสมบัติของหน้าตัดและรูปแบบของโครงสร้าง เช่น ลักษณะความต่อเนื่องของโครงสร้าง ผลงานวิจัยนี้ทำให้การออกแบบพื้นต่อเนื่องที่มีพฤติกรรมเชิงประกอบให้มีคุณสมบัติสอดคล้องตามที่มาตรฐานกำหนดและใช้วัสดุได้เต็มประสิทธิภาพมากขึ้น ดังรายละเอียดคือ

ก. น้ำหนักบรรทุก

การออกแบบใช้งานแผ่นพื้นสำเร็จรูปโดยทั่วไปนิยมออกแบบให้มีลักษณะเป็นพื้นช่วงเดียว เมื่อนำมาทำการวิเคราะห์โครงสร้างจะมีกำลังดัดสูงสุดบริเวณกึ่งกลางช่วง $M = wL^2/8$ เมื่อ w คือ น้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร , L คือ ความยาวช่วง ซึ่งเป็นการใช้งานวัสดุได้ไม่เต็มประสิทธิภาพ เพื่อให้การใช้งานวัสดุได้เต็มประสิทธิภาพมากขึ้นจึงต้องออกแบบให้บริเวณรอยต่อมีความต่อเนื่อง และโมเมนต์ดัดบริเวณรอยต่อจะคำนวณมาจากน้ำหนักบรรทุกจรเพียงอย่างเดียว โมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกจรได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.8 พบว่า เมื่อพิจารณาให้กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดบริเวณกึ่งกลางช่วงของพื้นต่อเนื่องและพื้นช่วงเดียวมีค่าเท่ากัน ค่าน้ำหนักบรรทุกจรของพื้นต่อเนื่อง 2 ช่วง จะสามารถรับน้ำหนักบรรทุกจรได้มากกว่าพื้นช่วงเดียว 2 เท่าและต้องออกแบบให้กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดบริเวณรอยต่อจะต้องมีค่ามากกว่า $w_L L^2/8$ ในกรณีที่พื้นมีความต่อเนื่องมากกว่า 2 ช่วงจะสามารถรับน้ำหนักบรรทุกจรได้มากกว่าพื้นช่วงเดียว 1.75 เท่าและต้องออกแบบให้กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดบริเวณรอยต่อจะต้องมีค่ามากกว่า $w_L L^2/10$

ข. กำลังต้านทานโมเมนต์ประลัย

กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดประลัยของหน้าตัด อาจพิจารณาให้การแผ่กระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตก่อนเกิดการวิบัติเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าเทียบเท่าตามข้อเสนอของ Whitney ดังแสดงในรูปที่ 2.9 โดยกำหนดขนาดของหน่วยแรงอัดสูงสุดเท่ากับ $0.85f_c'$ และแผ่กระจายสม่ำเสมอบนพื้นที่รับแรงอัด ba ซึ่งจะได้ขนาดของแรงอัดลัพธ์ในคอนกรีต C_c เท่ากับ $0.85f_c'ab$ ตำแหน่งของแรงอัดลัพธ์จะอยู่ที่ศูนย์ถ่วงของพื้นที่รับแรงอัด ระยะของ a เป็นระยะความลึกของการกระจายหน่วยแรงอัดเทียบเท่า ซึ่งมีค่าเท่ากับ $\square_1 c$ เมื่อ c คือ ระยะที่วัดตั้งฉากจากผิวที่มี

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

หน่วยการหดตัวสูงสุดถึงแนวแกนสะเทิน ส่วนค่า □$_1$ กำหนดให้มีค่าเท่ากับ 0.85 เมื่อกำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีต $f_c^/$ มีค่าเท่ากับหรือน้อยกว่า 280 กก./ซม.^{2} และเมื่อกำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีต $f_c^/$ มีค่าสูงกว่า 280 กก./ซม.^{2} ค่าของ □$_1$ จะมีค่าลดลงอย่างต่อเนื่องในอัตรา 0.05 สำหรับกำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตมีค่าเพิ่มขึ้นทุก ๆ 70 กก./ซม.^{2} แต่ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 0.65 ขนาดของแรงอัดลัพธ์ในคอนกรีตจะมีค่าเท่ากับแรงดึงในเหล็กเสริม และมีกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดประลัยเท่ากับผลคูณของแรงดึงในเหล็กเสริมหรือแรงอัดลัพธ์ในคอนกรีตกับระยะช่วงแขนของโมเมนต์ ซึ่งเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$0.85f_c^/ ab = \rho bdf_y$$

$$a = \frac{\rho df_y}{0.85f_c^/} \qquad 4.1$$

$$M_r = \rho bdf_y\,(d - \frac{a}{2}) = 0.85f_c^/ ab(d - \frac{a}{2})$$

$$= \rho bd^2 (1 - \frac{0.59\rho f_y}{f_c^/}) \qquad 4.2$$

ดังนั้น $$M_r = R_u bd^2 \qquad 4.3$$

โดยที่ $$R_u = \rho f_y\,(1 - \frac{0.59\rho f_y}{f_c^/}) \qquad 4.4$$

ค. ปริมาณเหล็กเสริม

ปริมาณเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อจะพิจารณาให้คานวิบัติที่ด้านรับแรงดึงก่อน นั่นคือ พิจารณาให้เหล็กเสริมถูกดึงถึงกำลังที่จุดคราก f_y ก่อนที่ความเครียดสูงสุดในคอนกรีตรับแรงอัดมีค่าเท่ากับ 0.003 จากการแก้สมการ 4.4 สามารถหาอัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงดึงจากสมการ

$$\rho = \frac{0.85f_c^/}{f_y}(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_u}{0.85f_c^/}}) \qquad 4.5$$

จากงานวิจัยพบว่า ปริมาณเหล็กเสริมที่คำนวณจากสมการที่ 4.5 ควรจะมีค่าไม่เกิน 32% ของปริมาณที่สภาวะสมดุล เพื่อให้การออกแบบใช้งานมีค่าความเหนียวเพียงพอและสามารถเปลี่ยนรูปได้มากหลังจากเหล็กเสริมเริ่มคราก และมีค่าไม่ต่ำกว่า 25% ของปริมาณที่สภาวะสมดุล เพื่อให้เกิดพฤติกรรมการกระจายซ้ำของโมเมนต์ภายใน

ง. ค่าการแอ่นตัว

การแอ่นตัวบริเวณกึ่งกลางช่วงของพื้นคอนกรีตอัดแรงสำเร็จรูปที่มีพฤติกรรมเชิงประกอบและรอยต่อเป็นคอนกรีตเสริมเหล็ก ขึ้นอยู่กับความยาวช่วง น้ำหนักบรรทุก คุณสมบัติของหน้าตัด และพฤติกรรมความต่อเนื่องบริเวณรอยต่อ ในช่วงก่อนเกิดการแตกร้าว การแอ่นตัว

สามารถคำนวณได้จากทฤษฎีอิลาสติกแต่หลังจากเกิดการแตกร้าวค่าโมเมนต์ความเฉื่อยจะลดลง งานวิจัยได้เสนอค่าโมเมนต์ความเฉื่อยประสิทธิผล ซึ่งได้จากความสัมพันธ์ของโมเมนต์ดัดและความโค้งบริเวณรอยต่อที่แปลงมาจากแรงและการแอ่นตัวที่กึ่งกลางช่วงโดยคำนวณจากสมการ I_e = M/□E เมื่อ M , □□ คือ โมเมนต์ดัดและความโค้งเมื่อหน้าตัดเริ่มแตกร้าวจนกระทั่งเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อเกิดการคราก จากผลการทดสอบพบว่า ค่าโมเมนต์ความเฉื่อยประสิทธิผลมีค่าเท่ากับ 0.18 ของโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดเต็ม ดังตาราง ก.16 และ ในรูปที่ 4.27

จ. หน่วยแรงเฉือนทางราบ

โครงสร้างที่เกิดการวิบัติจากแรงเฉือนจะเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วและไม่มีสัญญาณเตือนให้ผู้อยู่อาศัยทราบล่วงหน้า ดังนั้นจึงต้องออกแบบให้โครงสร้างมีกำลังต้านทานแรงเฉือนมากกว่าหน่วยแรงเฉือนประลัย ดังสมการ

$$\phi v_n \geq v_u \qquad 4.6$$

หน่วยแรงเฉือนทางราบที่เกิดขึ้นบริเวณรอยต่อระหว่างผิวสัมผัส สามารถคำนวณจากวิธีอิลาสติกตามสมการ v_u=VQ/Ib เมื่อ V คือแรงเฉือนทางราบที่เกิดขึ้น , Q คือโมเมนต์ที่หนึ่งของพื้นที่ , I_g คือ โมเมนต์อินเนอร์เชียของหน้าตัดเชิงประกอบ และ b คือ ความกว้างของผิวสัมผัส โดยที่หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจะต้องมีค่าไม่เกิน 6.32 กก.-ซม.^{2} ซึ่งมีค่าเทียบเท่ากับ $0.4\sqrt{f_c^{/}}$

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 5
สรุปผลการวิจัย

จากการศึกษาพฤติกรรมความต่อเนื่องของระบบพื้นสำเร็จรูปคอนกรีตอัดแรงแบบท้องเรียบด้วยการทดสอบแผ่นพื้นสำเร็จรูปหน้าตัดตันหนา 5 ซม. กว้าง 35 ซม. วางเรียงต่อกัน 2 แผ่น มีช่วงการทดสอบ 375 ซม. เททับหน้าให้ต่อเนื่องกันที่บริเวณรอยต่อ โดยการทดสอบได้กำหนดตัวอย่างทดสอบออกเป็น 3 ชุด ชุดแรกให้ปริมาณเหล็กเสริมที่รอยต่อเป็นตัวแปร ชุดที่สองให้ความกว้างรอยต่อเป็นตัวแปร และชุดที่สามใช้เป็นตัวอย่างอ้างอิงโดยทดสอบพื้นสำเร็จรูปช่วงเดียวที่มีคอนกรีตเททับหน้า ผลการศึกษาวิจัยภายใต้ขอบข่ายการทดสอบและการวิเคราะห์ผลในพฤติกรรมต่าง ๆ สามารถสรุปได้ คือ

1. พฤติกรรมการดัดบริเวณรอยต่อเป็นพฤติกรรมร่วมของโครงสร้างคอนกรีตของระบบอัดแรงสำเร็จรูปและระบบเชิงประกอบ แสดงพฤติกรรมการตอบสนองกับน้ำหนักบรรทุกจากภายนอกที่สอดรับกับการวิเคราะห์เชิงทฤษฎีด้วยวิธีการความเครียดสอดคล้องขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้กำลังอัดของคอนกรีตตามแบบจำลองของ Hognestad และกำลังดึงของเหล็กเสริมจากการทดสอบการดึง พบว่า กำลังดัดแตกร้าว กำลังดัดที่จุดครากและค่าสติฟเนสก่อนการคราก สอดคล้องกับผลการทดสอบอย่างมากโดยค่าความแตกต่างมีค่าไม่เกินร้อยละ 5

2. ปริมาณเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อที่มีอิทธิพลต่อความเหนียวทางโครงสร้างในการควบคุมพฤติกรรมการดัดให้เกิดโมเมนต์พลาสติกได้อย่างสมบูรณ์ ตามข้อเสนอของ ACI กำหนดให้ดัชนีความเหนียวทางโครงสร้างมีค่ามากกว่า 3 สำหรับโครงสร้างต่อเนื่องซึ่งผลการทดสอบในงานวิจัยนี้สามารถกำหนดปริมาณเหล็กเสริมสูงสุดได้ที่ 32% ของปริมาณที่สภาวะสมดุลและผลจากการวิเคราะห์กำลังดัดด้วยทฤษฎีความเครียดสอดคล้องให้ค่าถึง 45% ของปริมาณที่สภาวะสมดุล ซึ่งผลจากการทดสอบให้ค่าที่อนุรักษ์น้อยกว่าประมาณร้อยละ 40

3. พฤติกรรมการกระจายโมเมนต์ดัดจากบริเวณรอยต่อไปสู่จุดที่วิกฤติกว่าภายใต้ข้อกำหนดของ ACI318R-99 ให้ได้ไม่เกินร้อยละ 20 เพื่อให้เกิดการกระจายซ้ำได้อย่างเพียงพอ จากผลการทดสอบพบว่า ปริมาณเหล็กเสริมเกินกว่า 76% ของปริมาณที่สภาวะสมดุล จะให้การกระจายซ้ำของโมเมนต์ดัดเกินกว่าร้อยละ 20 ซึ่งผลการทดสอบในงานวิจัยสามารถกำหนดปริมาณเหล็กเสริมต่ำสุดได้ที่ 25% ของปริมาณที่สภาวะสมดุล

4. ความกว้างของรอยต่อของแผ่นพื้นสำเร็จรูปจะมีอิทธิพลต่อแรงดัดที่ศูนย์กลางของจุดรองรับให้มีขนาดลดลง จากการวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้ระยะจากศูนย์กลางจุดรองรับเป็นความยาวช่วง พบว่า ความกว้างรอยต่อ 5 , 10 และ 15 ซม. ตามลำดับจะให้ค่าแรงดัดที่ศูนย์กลางจุด

รองรับลดลงร้อยละ 7 , 11 และ 15 ตามลำดับ เมื่อเทียบกับค่าแรงดัดที่พิจารณาผลของความกว้างจุดรองรับ

5. กำลังดัดประลัยของหน้าตัดบริเวณรอยต่อของระบบพื้นคอนกรีตต่อเนื่องด้วยเหล็กเสริมที่ผิวบนในคอนกรีตเททับหน้ารับแรงดึง และคอนกรีตส่วนรอยต่อที่ผิวล่างสัมผัสกับแท่นรองรับซึ่งรับแรงอัด พฤติกรรมการโอบรัดคอนกรีตส่วนที่รับแรงอัดนี้มีอิทธิพลต่อกำลังดัดทางโครงสร้าง ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบการวิเคราะห์โดยพิจารณาผลการโอบรัดตามแบบจำลองของ Popovics พบว่า ค่ากำลังดัดสูงสุดจะเพิ่มขึ้น 4% และค่าความเหนียวทางโครงสร้างจะเพิ่มขึ้นถึง 18% ผลการศึกษาถึงพฤติกรรมการโอบรัดพบว่าไม่มีนัยสำคัญต่อกำลังดัด แต่จะมีผลต่อความเหนียวเชิงอนุรักษ์มากขึ้น ซึ่งอาจจะไม่จำเป็นที่จะใช้พิจารณาในการออกแบบ

6. แนวทางการออกแบบรอยต่อระบบพื้นสำเร็จรูปคอนกรีตอัดแรงแบบท้องเรียบจากการทดสอบและการวิเคราะห์พฤติกรรมพบว่า น้ำหนักบรรทุกในการวิเคราะห์โครงสร้างต่อเนื่องจะต้องใช้น้ำหนักบรรทุกจรคำนวณโมเมนต์บริเวณรอยต่อได้ไม่เกิน 1.75 เท่าของน้ำหนักบรรทุกจรของพื้นช่วงเดียว ส่วนปริมาณเหล็กเสริมสามารถคำนวณได้ตามปกติ โดยควบคุมปริมาณสูงสุดที่ 32% ของปริมาณที่สภาวะสมดุลและและปริมาณเหล็กเสริมต่ำสุดที่ 25% ของปริมาณที่สภาวะสมดุล ทั้งนี้จะต้องมีการตรวจสอบการแอ่นตัวโดยพิจารณาค่าโมเมนต์ความเฉื่อยที่ 0.18 ของหน้าตัดเต็ม และต้องตรวจสอบค่าหน่วยแรงเฉือนทางราบต้องมีค่าไม่เกิน 6.3 กก.-ซม.^{2} ซึ่งมีค่าเทียบเท่ากับ $0.4\sqrt{f_c^{/}}$

รายการอ้างอิง

1. Scholz,H.(1993). “Contribition to Redistribution of Moment in Continuous Reinforced Concrete Beam”, ACI Structural Journal 90 , 2 (March-April 1993) :150-155.
2. Scholz,H.(1990). ”Ductility, Redistribution, and Hyperstatic Moments in Partially Prestressed Members”, ACI Structural Journal 87 , 3 (May-June 1990) : 341-349.
3. Beeby,A.W.(1997). ” Ductility in reinforced concrete : Why is it needed and how is it achieved? ”, The Structure Engineering 75 , 8 (September 1997) : 311-318.
4. Mohammad S.Al-Haddad(1995). ” Curvature Ductility of Reinforce Concrete Beams Under Low and High Strain Rates” ACI Structural Journal 92 , 5 (September-October 1995) : 526-534.
5. Peter,J.W.,Judith , G.U. and Graeme , C.R. (1992). “ Interaction between Prestress Secondary Moments, Moment Redistribution and ductility – A Treatise on the Australian Concrete Code” , ACI Structural Journal 89 , 1 (January – February 1992) : 57-70.
6. Furlong , R.W.(1970). “Design of Concrete Frames by Assigned Limit Moment “, ACI Journal Proceeding 67 , 19 (April 1970) : 341-353.
7. ACI Committee 318(1999). “ Building Code Requirements For Reinforced Concrete (ACI 318-99) and Commentary (ACI 318 R-99)” , American Concrete Institute, March
8. Venkatecsh , K.R. Kodur and Campbell T.I.(1990). “Euation of Moment Redistribution in a Two Span Continuous Prestressed Concrete Beam”, ACI Structural Journal 92 , 6 (November – December 1990) : 721-728.
9. Lin,T.Y. (1972). “Secondary Moment and Moment Redistribution in Continuous Prestressed Concrete Beams”, ACI Journal 17 , 1 (Januray-Febuary 1972) : 8-20.
10. Cohn, M.Z. (1992). “Yield Safety , Cracking Control, and Moment Redistribution “ , Journal of Structural Engineering 118 , 12 (February 1992) : 447-468.
11. Cohn,M.Z.(1979). “ In elastic of Reinforced Concrete and Structure Standards”, Journal of the Structural Division ASCE 105 , ST11 (November 1979) : 2221-2241.
12. Rostary,F.S.(1962) . ”Connections in Precast Concrete Structures – Continuity in Double T-Floor Construction”, Journal Prestressed Conc.Inst. (August 1962) : 18-48.
13. Robert,F.M.(1968). ”Auxiliary Reinforcement in Concrete Connections” ,Journal of the Structural Division ASCI 94 , ST6 (June 1968) :1485-1503.

14. Seible,F. "Analysis and Design Models for Structural Concrete Bridge Deck Overlays", Journal of Structural Engineering ASCE 116, 1 : 2711-2728.

15. Seible,F. "Horizontal Load Transfer in Structural Concrete Bridge Deck Overlay", Journal of Structural Engineering ASCE 116 , 10 :2691-2710.

16. Hognestand ,E. N.W. and Mchenry,D. (1955). "Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design", ACI Journal Proceeding 52 , 6 (December 1955) : 455-479

17. Nilson,A.H.(1987) . Design of Prestressed Concrete . second edition . New York :John Wiley &Sons,Inc.

18. Pak,R.,Paulay,T.(1975) . Reinforced Concrete Structures. New York:John Wiley&Sons,Inc.

19. CEB-FIB Model Code 1990. London.Thomas Telford Services Ltd., for Comite Euro-International du Beton ,1993.

20. Mander,J.B. and Priestley,M.J.N. " Theoretical Stress Strain Model for Confined Concrete", Journal of Structural Engineering 114 , 8 : 1804-1826.

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รายการตารางประกอบ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 3.1 ตัวอย่างทดสอบชุดที่ 1 มีปริมาณเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อเป็นตัวแปร

No.	Specimen	Ultimate Strength (ksc)		Continuity Steel				Support Width (cm)	Span (cm)	Effective Depth (cm)	Remark
		Topping	Precast	Number and Size of bars	Yield Strength (ksc)	ρ	$\rho/\rho\beta$				
1	CP30-16B	340	350	2DB12	4814	0.0050	0.17	30	375	6.5	
2	CP30-36B	244	350	4DB12	4814	0.0099	0.48	30	375	6.5	
3	CP30-45B	235	350	5DB12	4814	0.0124	0.63	30	375	6.5	
4	CP30-82B*	250	350	5DB16	5602	0.0219	1.30	30	375	6.5	
5	CP30-100B*	223	350	3DB16	5602	0.0131	0.87	30	375	6.5	

หมายเหตุ

1 หน้าตัดตัวอย่างมีขนาด 10 ซม.x70 ซม. และ วางบนจุดรองรับ 10 ซม.

2 * ทดสอบแบบปลายยื่น โดยมีปลายยื่นความยาว 187.5 ซม.

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง 3.1(ต่อ) ตัวอย่างทดสอบชุดที่ 2 มีความกว้างรอยต่อเป็นตัวแปร

No.	Specimen	Ultimate Strength (ksc)		Continuity Steel				Support Width (cm)	Span (cm)	Effective Depth (cm)	Remark
		Topping	Precast	Number and Size of bars	Yield Strength (ksc)	ρ	ρ/ρβ				
1	CP25-45B	252	350	5DB12	4814	0.0124	0.59	25	375	6.5	
2	CP30-45B	235	350	5DB12	4814	0.0124	0.63	30	375	6.5	
3	CP35-45B	181	350	5DB12	4814	0.0124	0.82	35	375	6.5	

ตารางที่ 3.1(ต่อ) ตัวอย่างชุดที่ 3 ทดสอบกำลังของแผ่นพื้นช่วงเดียว

No.	Specimen	Ultimate Strength (ksc)		Continuity Steel				Support Width (cm)	Span (cm)	Effective Depth (cm)	Remark
		Topping	Precast	Number and Size of bars	Yield Strength (ksc)	ρ	ρ/ρβ				
1	SP-0B	218	350	-	-	-	-	-	375	-	

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 3.2 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของลวดอัดแรง

Load (kg)	Stress (kg/cm^2)	Elongation (mm)	Strain (cm/cm)	Load (kg)	Stress (kg/cm^2)	Elongation (mm)	Strain (cm/cm)
0	0	0	0	0	0	0	0
200	1591	0.056	0.00056	200	1591	0.015	0.00015
400	3182	0.127	0.00127	400	3182	0.125	0.00125
600	4773	0.2	0.002	600	4773	0.175	0.00175
800	6364	0.275	0.00275	800	6364	0.241	0.00241
1000	7955	0.35	0.0035	1000	7955	0.295	0.00295
1200	9545	0.43	0.0043	1200	9545	0.36	0.0036
1400	11136	0.507	0.00507	1400	11136	0.45	0.0045
1600	12727	0.6	0.006	1600	12727	0.544	0.00544
1800	14318	0.704	0.00704	1800	14318	0.66	0.0066
2000	15909	0.797	0.00797	2000	15909	0.8	0.008
2150	17102	2	0.01	2150	17102	2	0.01
2200	17500	3	0.015	2200	17500	3	0.015
2300	18295	5.5	0.0275	2300	18295	5.5	0.0275
2380	18932	8.5	0.0425	2380	18932	8.5	0.0425

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 3.3 คุณสมบัติเหล็กเสริมธรรมดา (Rebar)

No.	Size of Specimen (SD40)	Load		Length (cm.)	Weigth (gm.)	Area (cm^2.)	Gage per Length (cm.)	Elongation (cm.)	Young's Modulus (ksc.)
		Yield (kg.)	Ultimate (kg.)						
1	DB12	5,400	7,200	48.60	432.50	1.13	20	4.10	2.2E+06
2	DB12	5,500	7,350	48.50	432.80	1.14	20	3.70	2.0E+06
3	DB12	5,400	7,250	49.75	435.60	1.12	20	3.75	2.1E+06
4	DB16	11,450	12,500	53.20	834.20	2.00	20	1.80	2.1E+06
5	DB16	11,100	12,750	52.40	816.30	1.98	20	1.80	2.0E+06
6	DB16	10,900	12,600	51.70	807.10	1.99	20	1.60	1.9E+06

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

นำข้อมูลมาคำนวณหาค่าเฉลี่ยได้ดังนี้

A_s (average) for DB12	=	1.13	cm^2.
f_y (average) for DB12	=	4,814	ksc.
f_u (average) for DB12	=	6,439	ksc.
E_s (average) for DB12	=	2.1E+06	ksc.

A_s (average) for DB16	=	1.99	cm^2.
f_y (average) for DB16	=	5,602	ksc.
f_u (average) for DB16	=	6,339	ksc.
E_s (average) for DB16	=	2.0E+06	ksc.

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 3.4 อัตราส่วนผสมสำหรับคอนกรีตหล่อในที่เททับหน้า

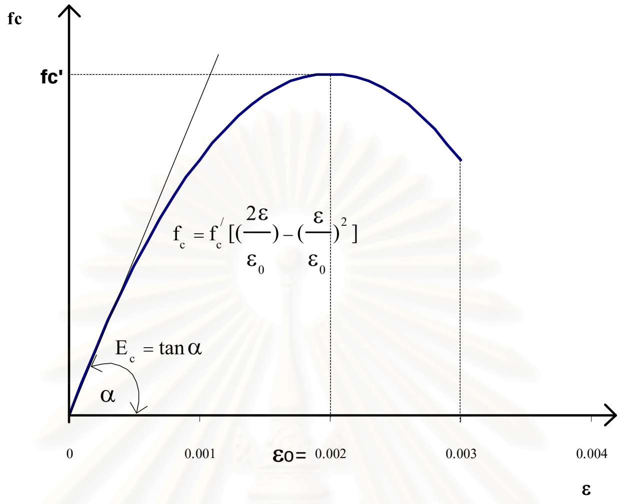
คอนกรีต 1 ลบ.เมตร มีปริมาณส่วนผสมต่างๆ ดังนี้

วัสดุ	ปริมาณ (กก./ม.^{3})
ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ (ประเภทที่ 1)	410
ทราย	700
หิน (3/4 นิ้ว)	1050
น้ำ	200

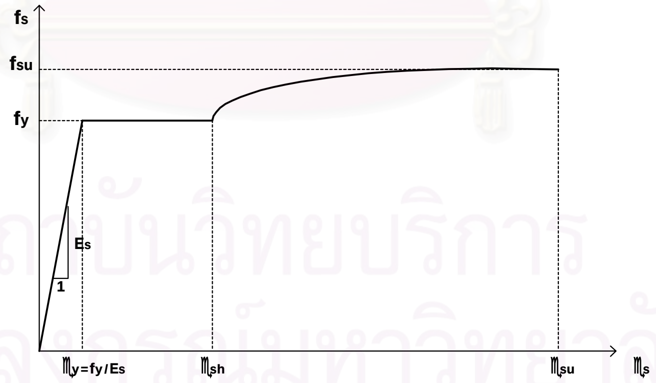
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รายการรูปประกอบ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

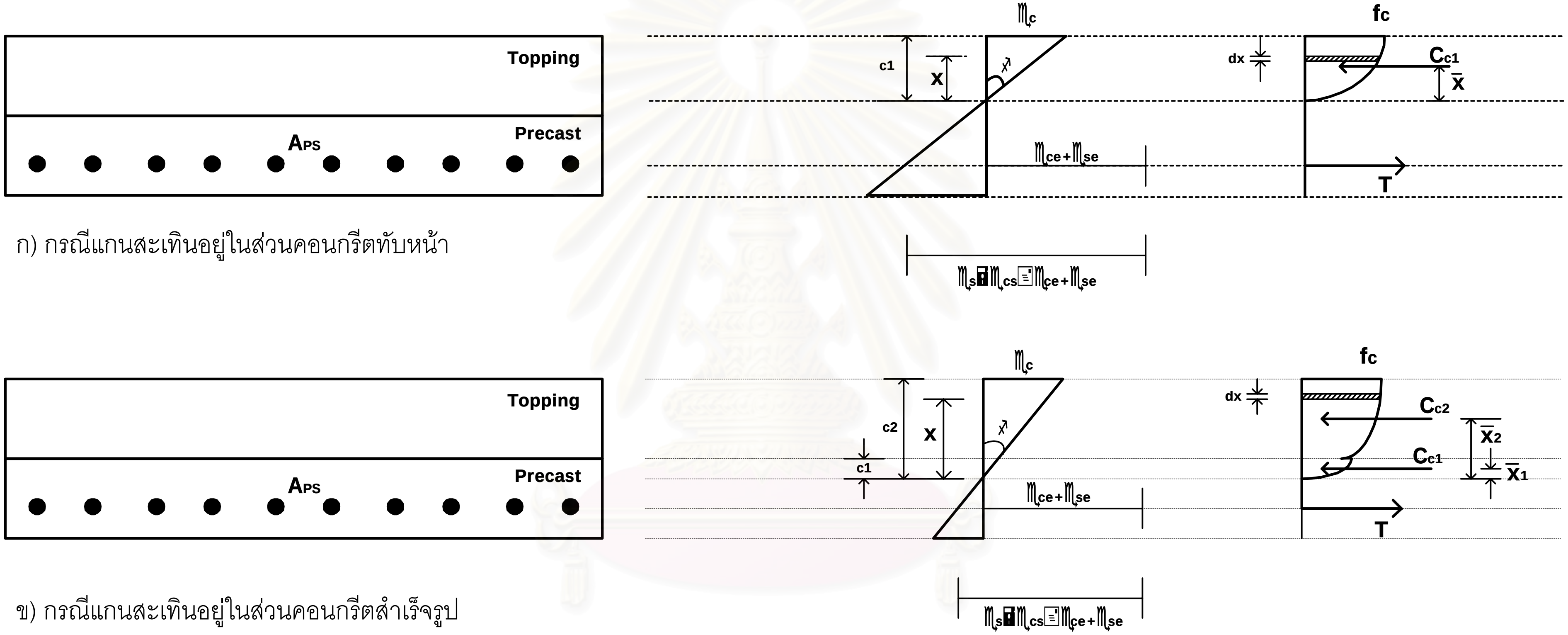


รูปที่ 2.1 แบบจำลองหน่วยแรงและความเค้นของคอนกรีตที่เสนอโดย Hognestad,E



รูปที่ 2.2 แบบจำลองหน่วยแรงและความเค้นของเหล็กเสริม

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



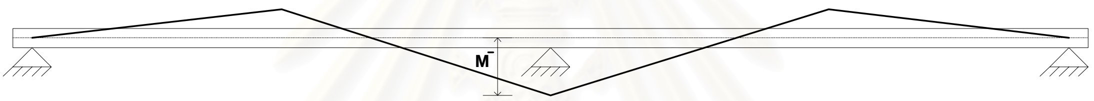
ก) กรณีแกนสะเทินอยู่ในส่วนคอนกรีตทับหน้า

ข) กรณีแกนสะเทินอยู่ในส่วนคอนกรีตสำเร็จรูป

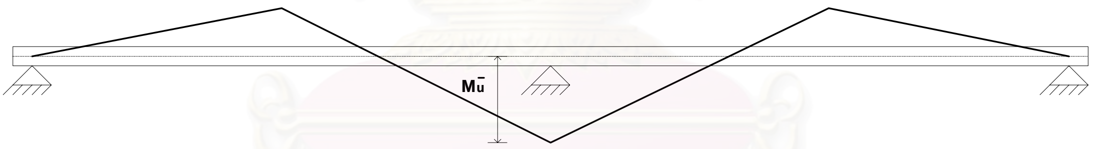
รูปที่ 2.3 การกระจายหน่วยแรงและความเครียดหลังการแตกร้าว

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

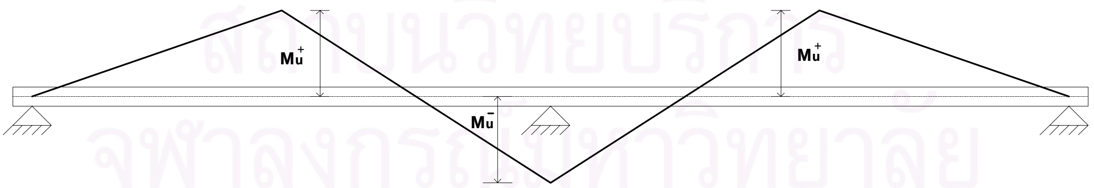
ก) โครงสร้างแผ่นพื้นต่อเนื่องสองช่วงบรรทุกน้ำหนักที่กลางช่วง



ข) โมเมนต์ดัดภายใต้น้ำหนักบรรทุกในช่วงอิลาสติก



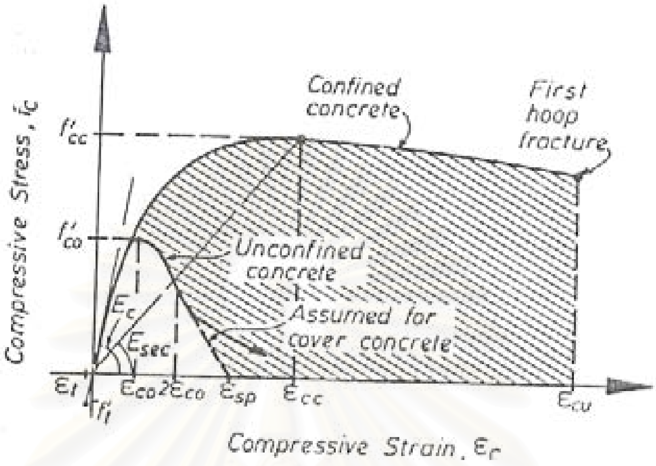
ค) โมเมนต์ดัดเมื่อรอยต่อเกินช่วงอิลาสติก



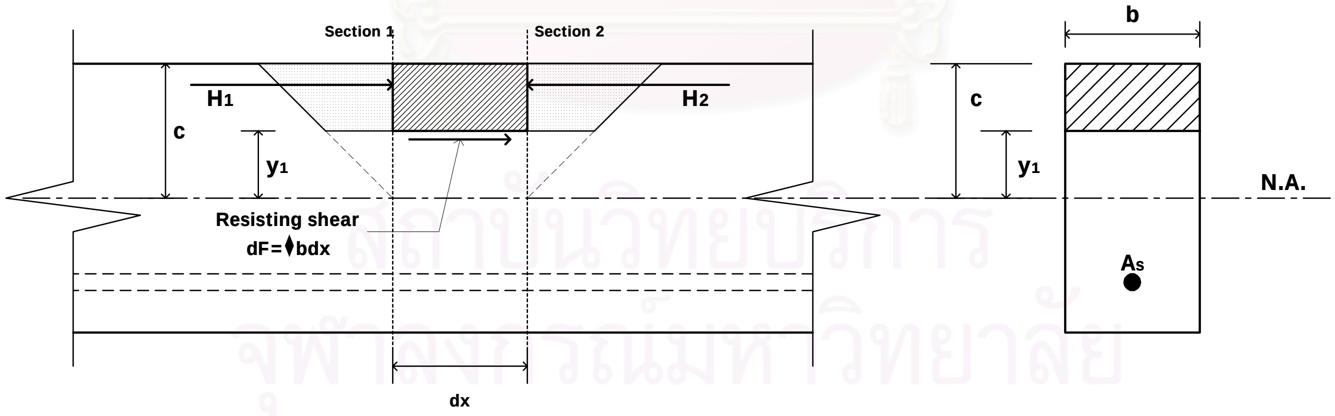
ง) โมเมนต์ดัดที่กระจายสู่กึ่งกลางช่วงถึงช่วงพลาสติก

รูปที่ 2.4 พฤติกรรมการกระจายซ้ำของโมเมนต์ดัดในโครงสร้างต่อเนื่องสองช่วง

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

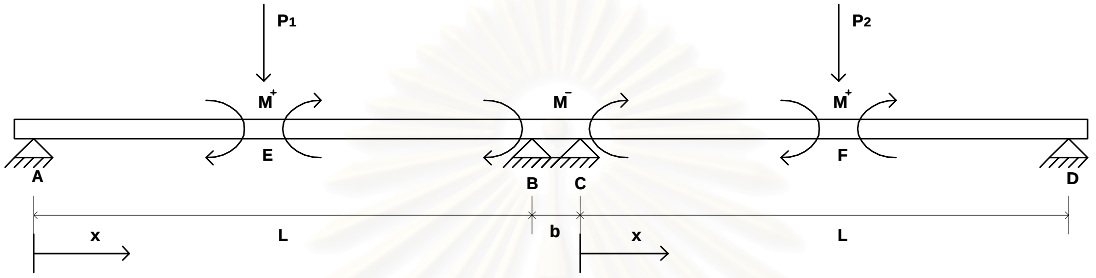


รูปที่ 2.5 แบบจำลองหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตภายใต้การโอบรัดของ Popovics,S[20]

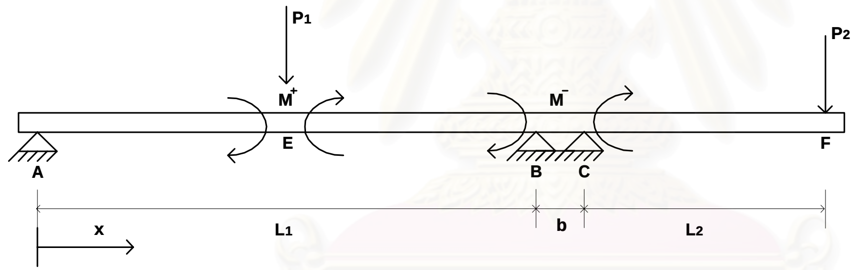


ก) รูปตามยาว ข) รูปตัด

รูปที่ 2.6 การกระจายแรงเฉือนทางราบของหน้าตัด



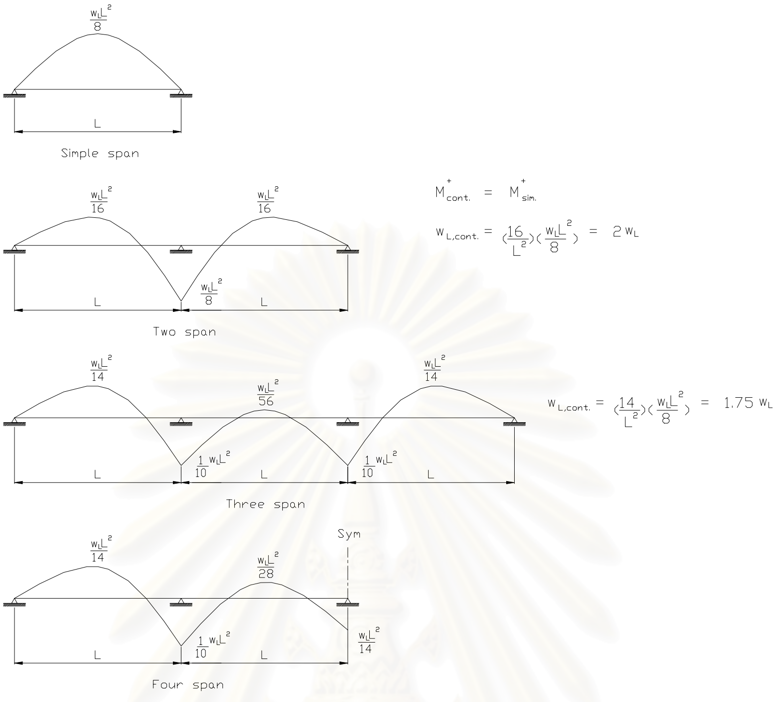
ก) แบบจำลองของพื้นต่อเนื่องแบบสองช่วง



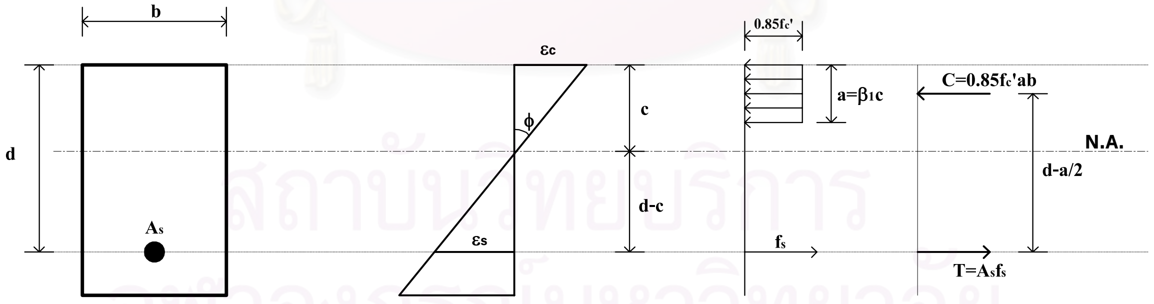
ข) แบบจำลองของพื้นต่อเนื่องแบบปลายยื่น

รูปที่ 2.7 แบบจำลองของพื้นต่อเนื่องที่ใช้ในงานวิจัย

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



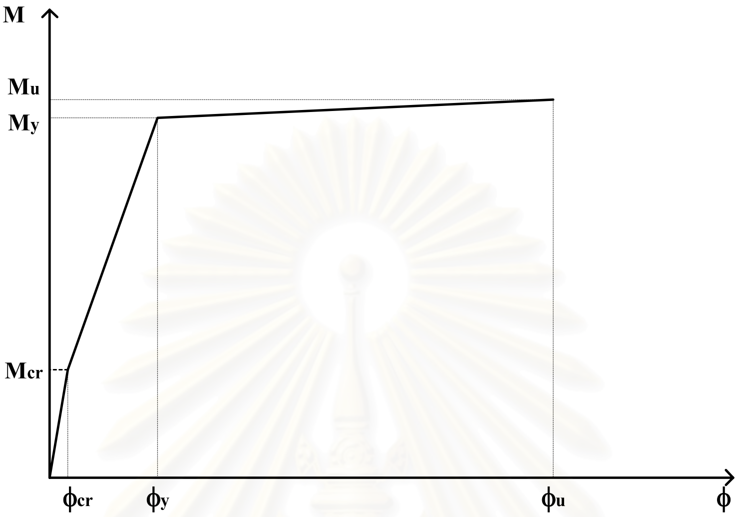
รูปที่ 2.8 โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้าง



(ก) รูปตัดคาน (ข) การกระจายความเครียดภายในบนหน้าตัด (ค) การกระจายของหน่วยแรง (ง) แรงบนหน้าตัด

รูปที่ 2.9 การกระจายหน่วยแรงอัดในคอนกรีตเมื่อความเครียดในคอนกรีตมีค่าสูงสุด ($\varepsilon = 0.003$) ตามมาตรฐานของ ACI

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



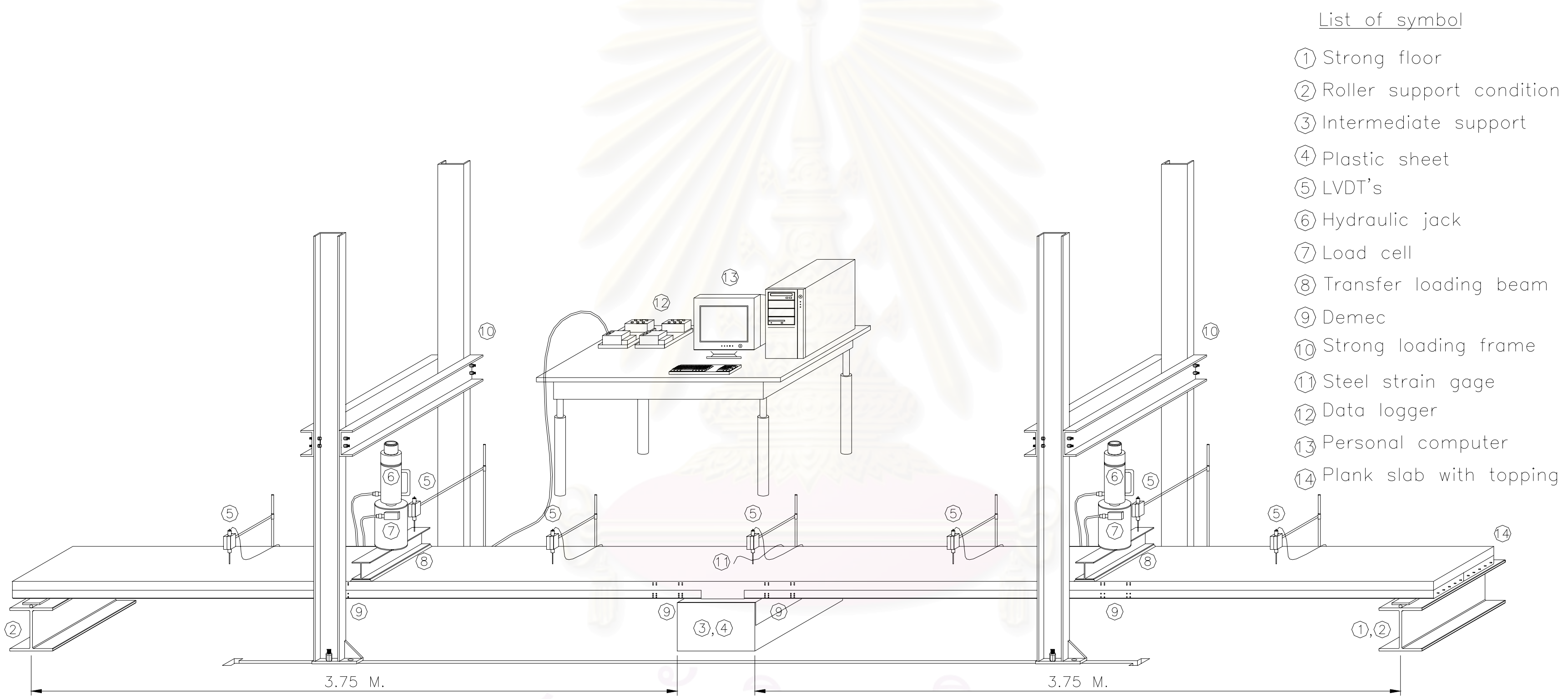
รูปที่ 2.10 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับความโค้ง

รูปที่ 2.11 การแอ่นตัวของคานเนื่องจากโมเมนต์ภายนอก

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

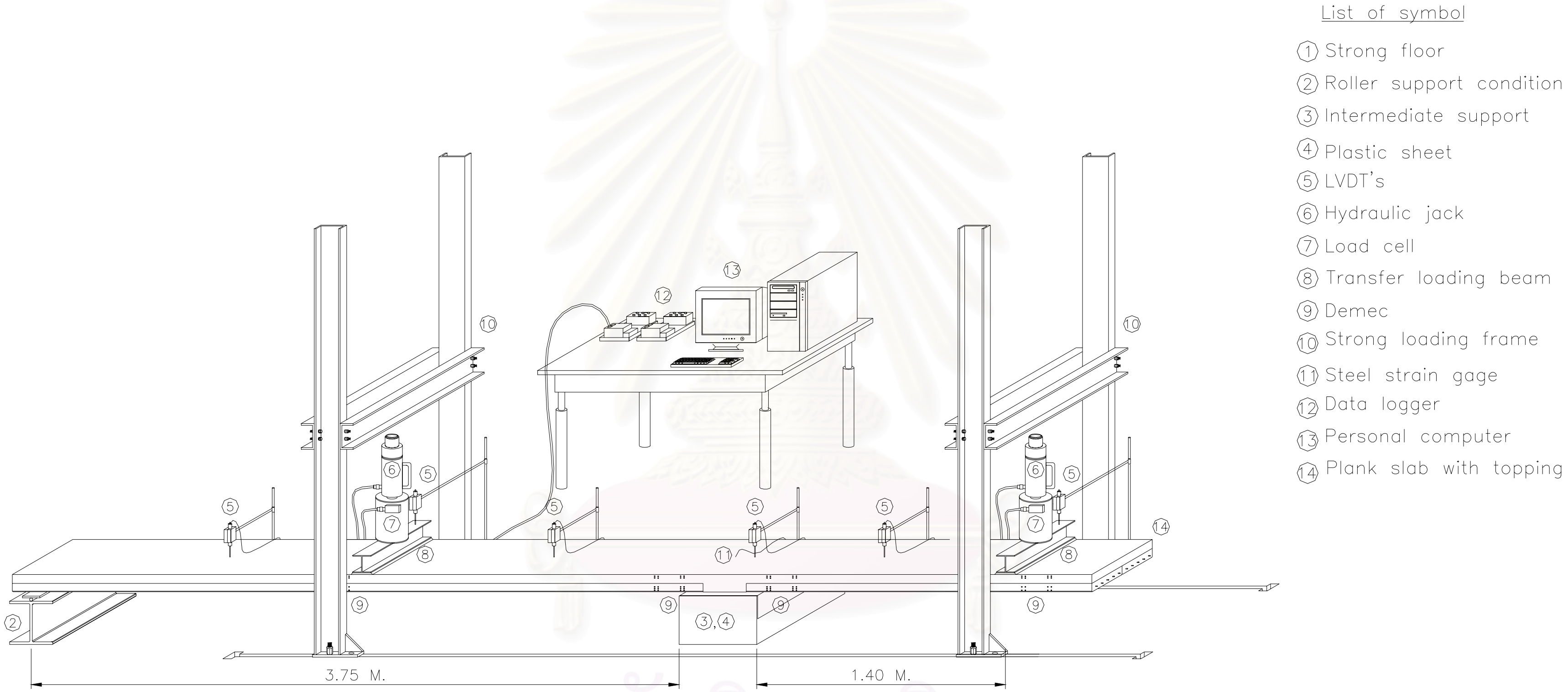
รูปที่ 3.15 รอยแตกร้าวบริเวณรอยต่อ (ตัวอย่าง CP 35-45B)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



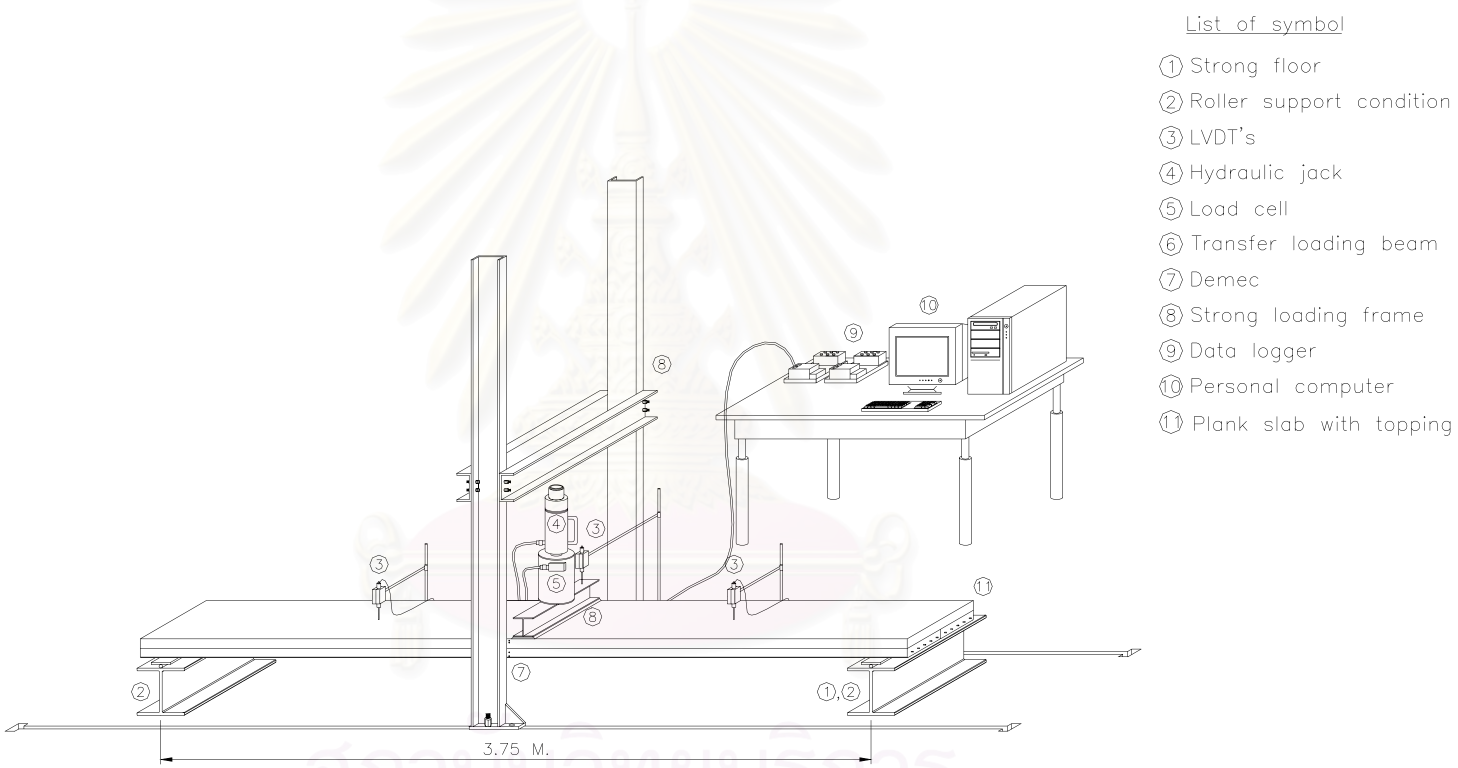
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ 3.1 การทดสอบรอยต่อแบบ 2 ช่วง



รูปที่ 3.1 (ต่อ) การทดสอบรอยต่อแบบปลายยื่น

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

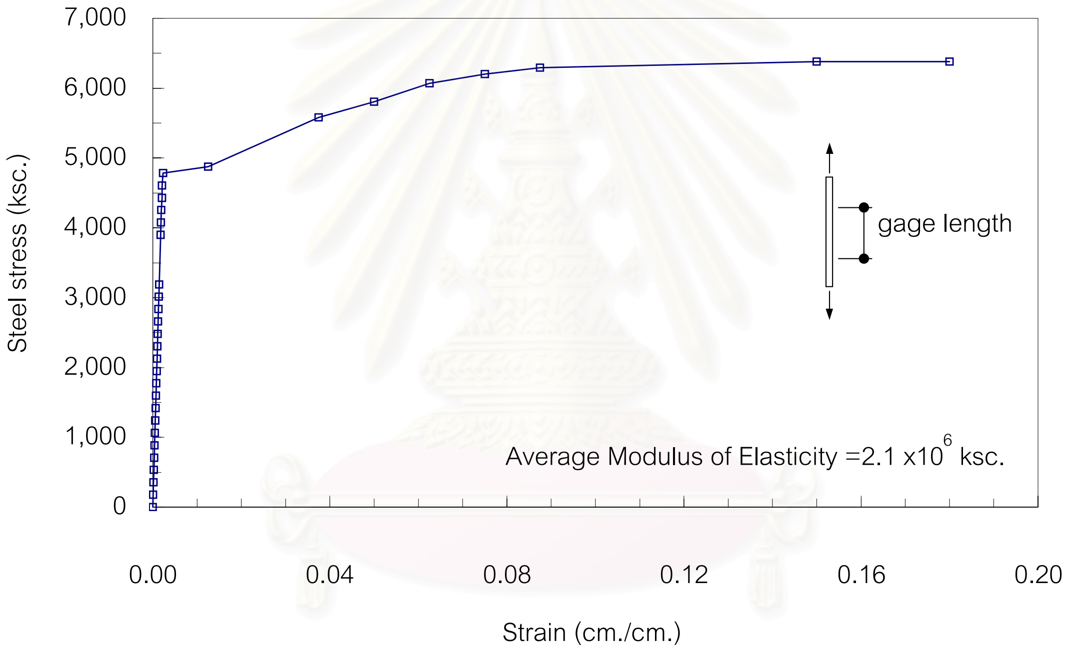


รูปที่ 3.1 (ต่อ) การทดสอบกำลังของแผ่นพื้นช่วงเดียว

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

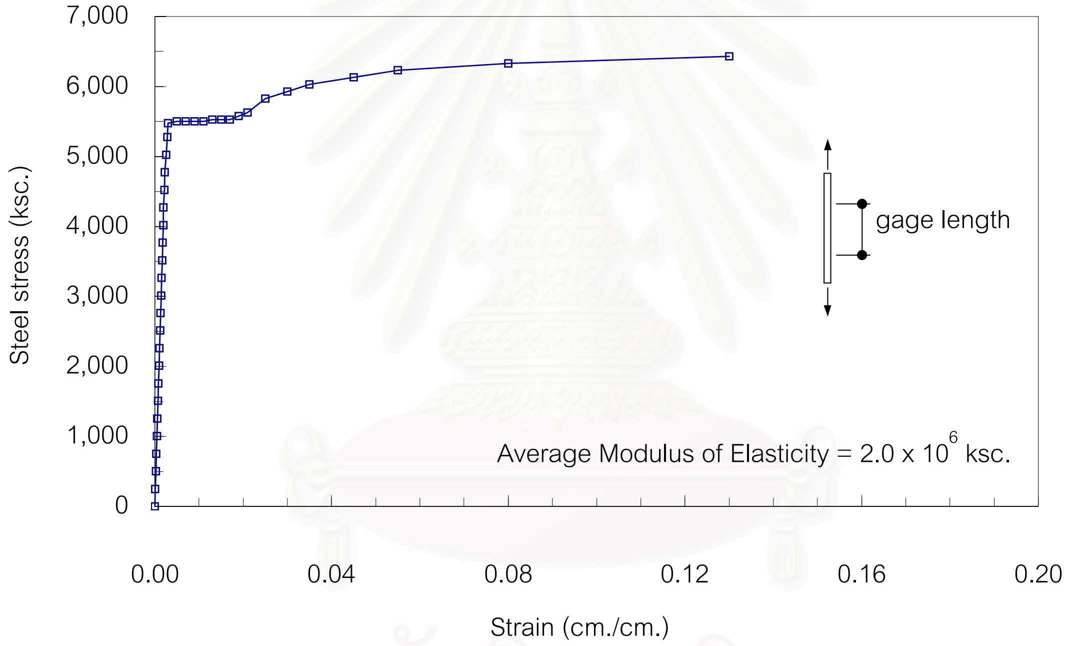
รูปที่ 3.2 กราฟหน่วยแรงกับค่าความเครียดของลวดอัดแรง

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.3 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริม DB12

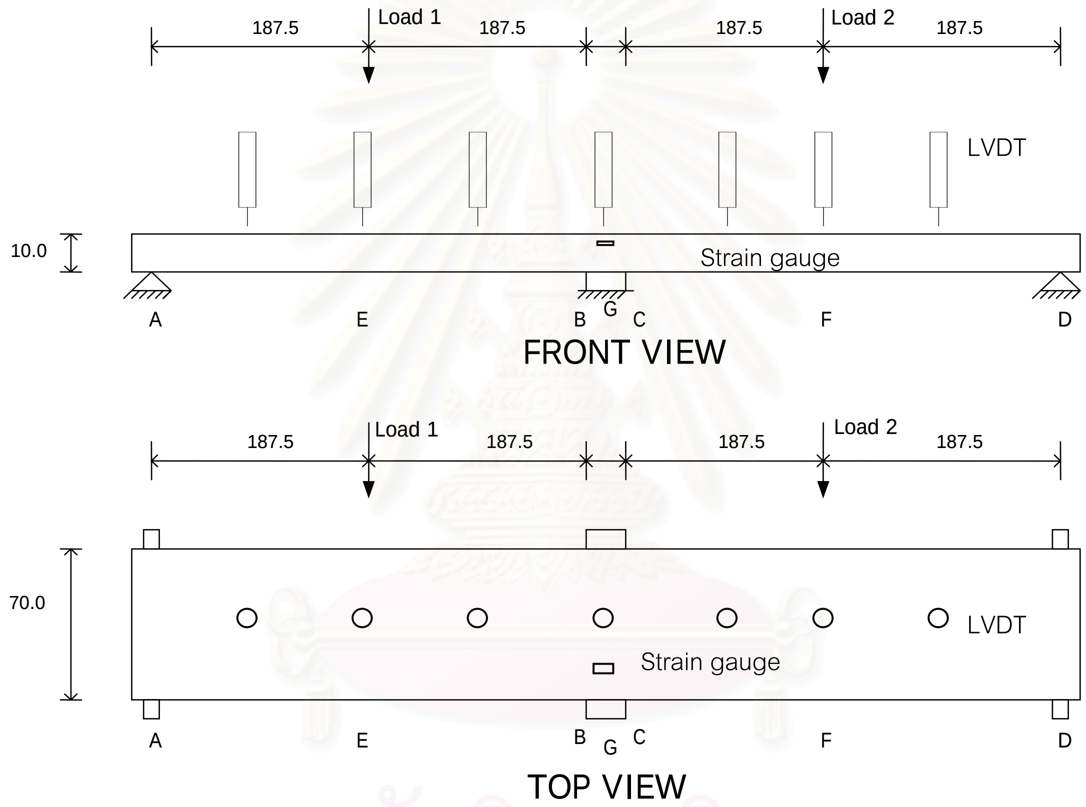
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



สถาบันวิทยบริการ

รูปที่ 3.3 (ต่อ) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริม DB16

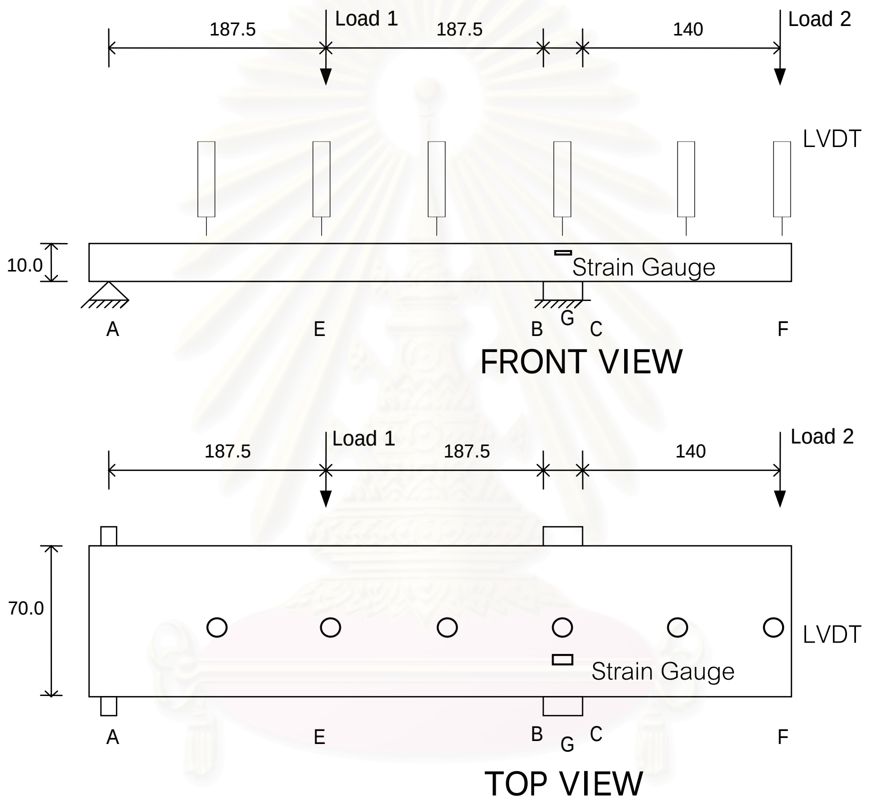
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



สถาบันวิทยบริการ

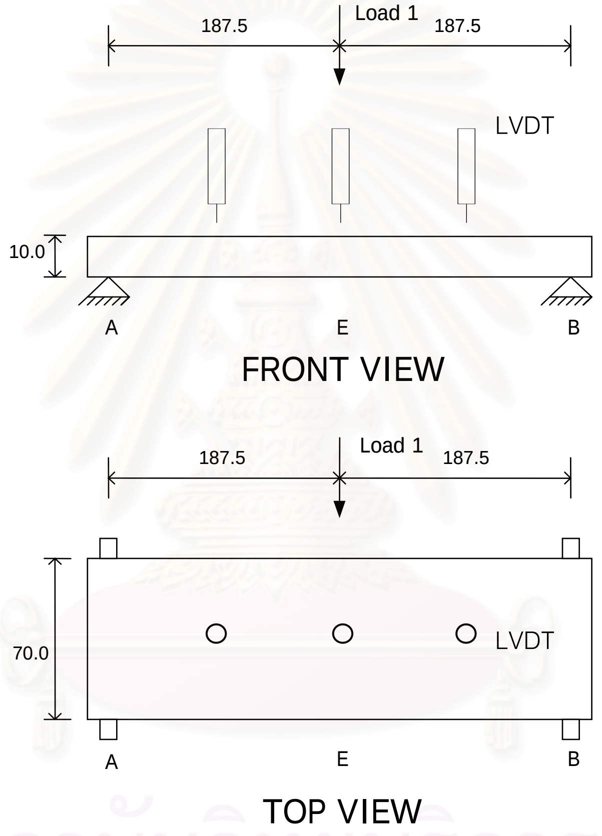
รูปที่ 3.4 ตำแหน่งการติดตั้งชุดเครื่องมือของการทดสอบแบบสองช่วง

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.4(ต่อ) ตำแหน่งการติดตั้งชุดเครื่องมือของการทดสอบแบบปลายยื่น

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.4 (ต่อ) ตำแหน่งการติดตั้งชุดเครื่องมือของการทดสอบกำลังของแผ่นพื้นช่วงเดียว

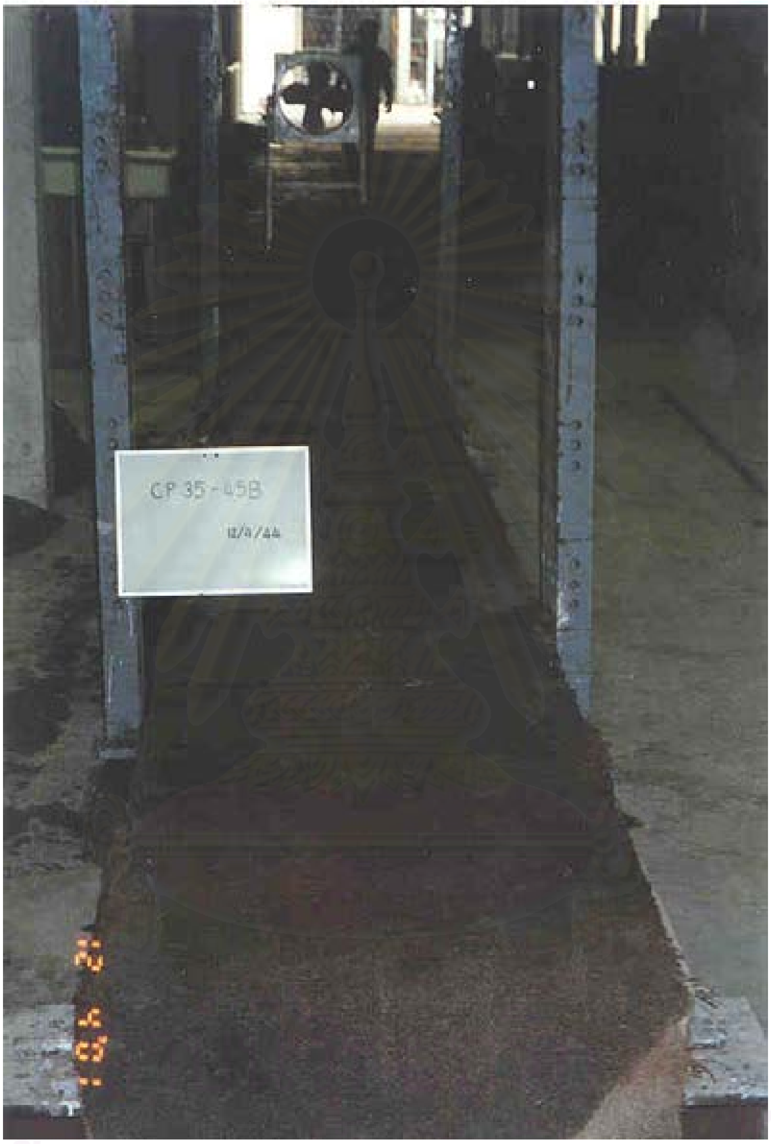
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ 3.5 การเตรียมตัวอย่างทดสอบก่อนการเทคอนกรีตทับหน้า

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

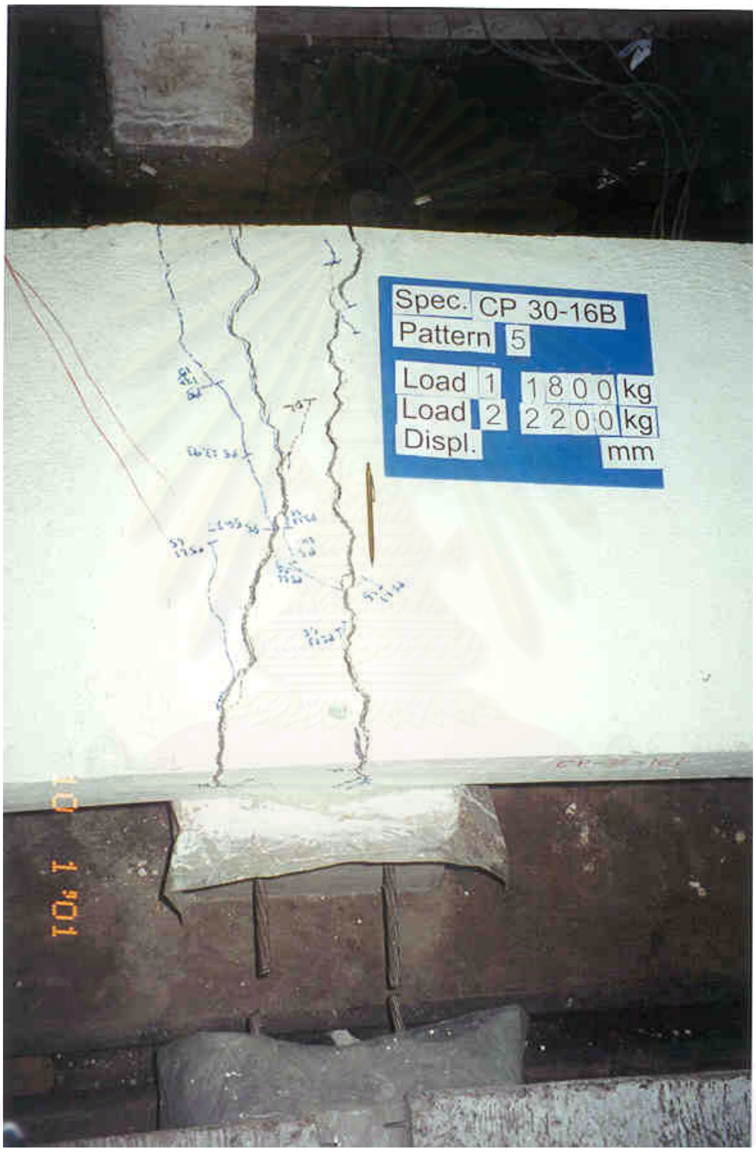
รูปที่ 3.6 การติดตั้งเกจวัดความเครียดไฟฟ้าที่เหล็กเสริม

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

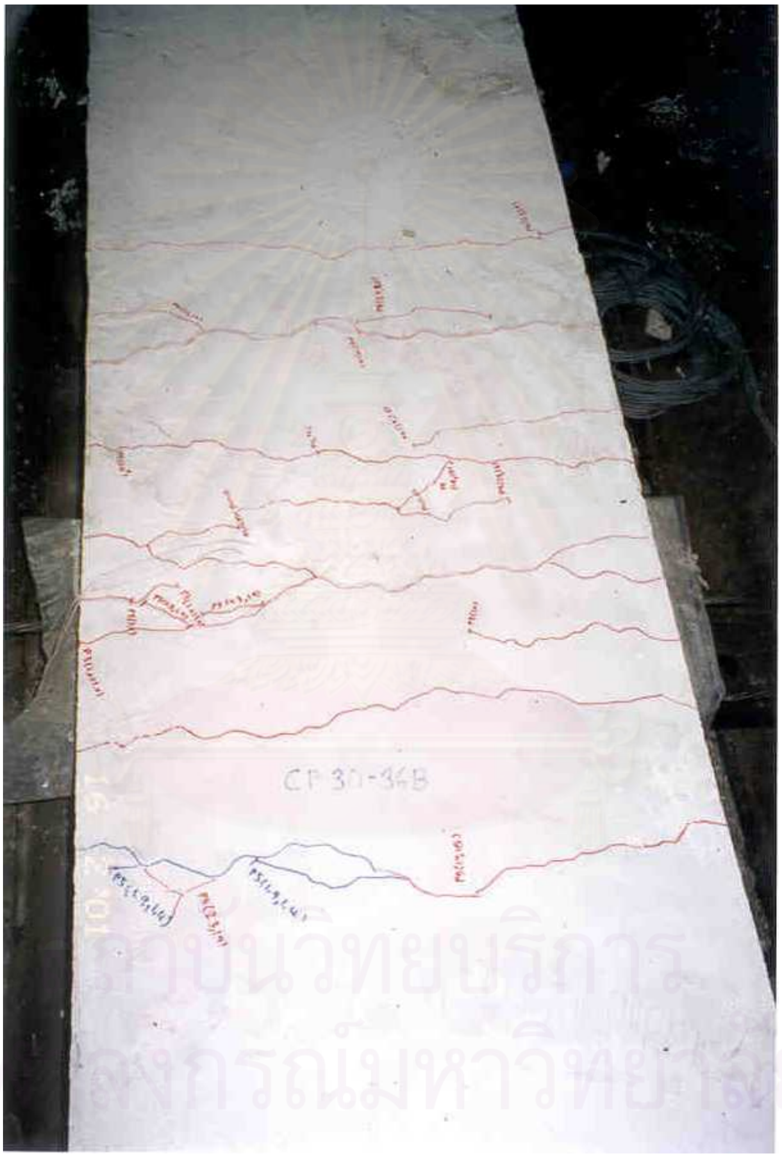


จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

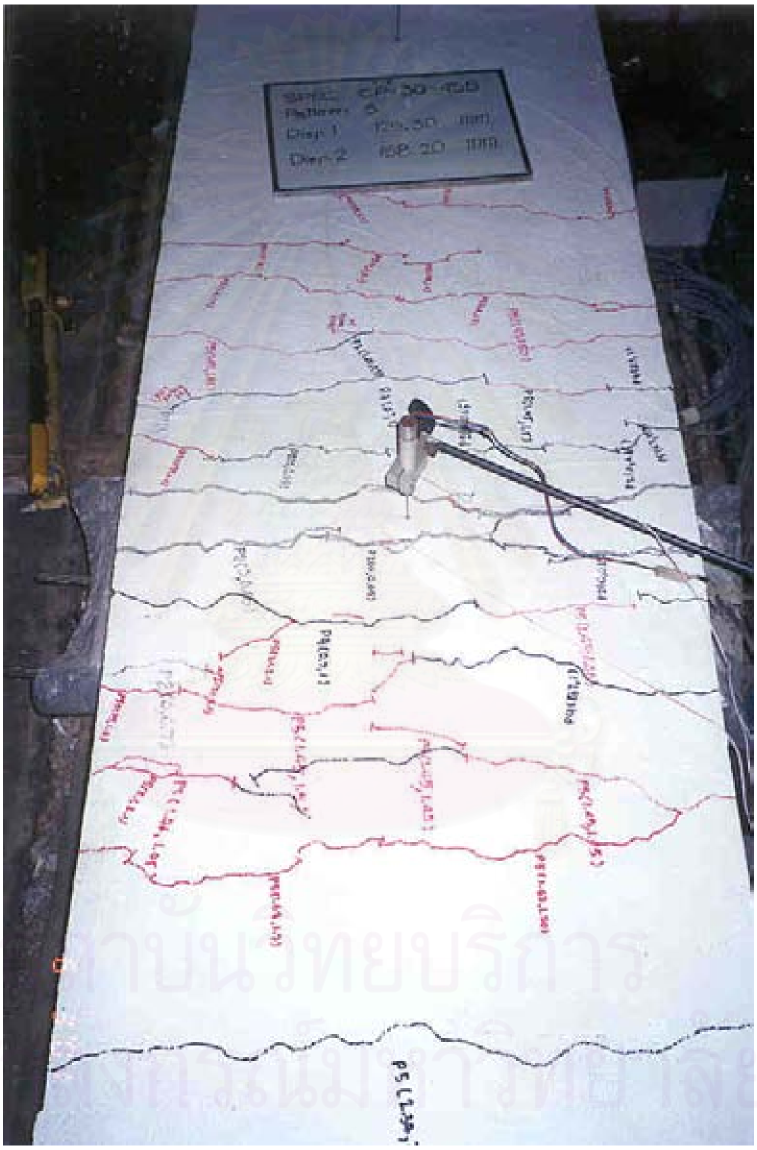
รูปที่ 3.7 การบ่มตัวอย่างทดสอบ



รูปที่ 3.8 รอยแตกร้าวบริเวณรอยต่อ (ตัวอย่าง CP 30-16B)

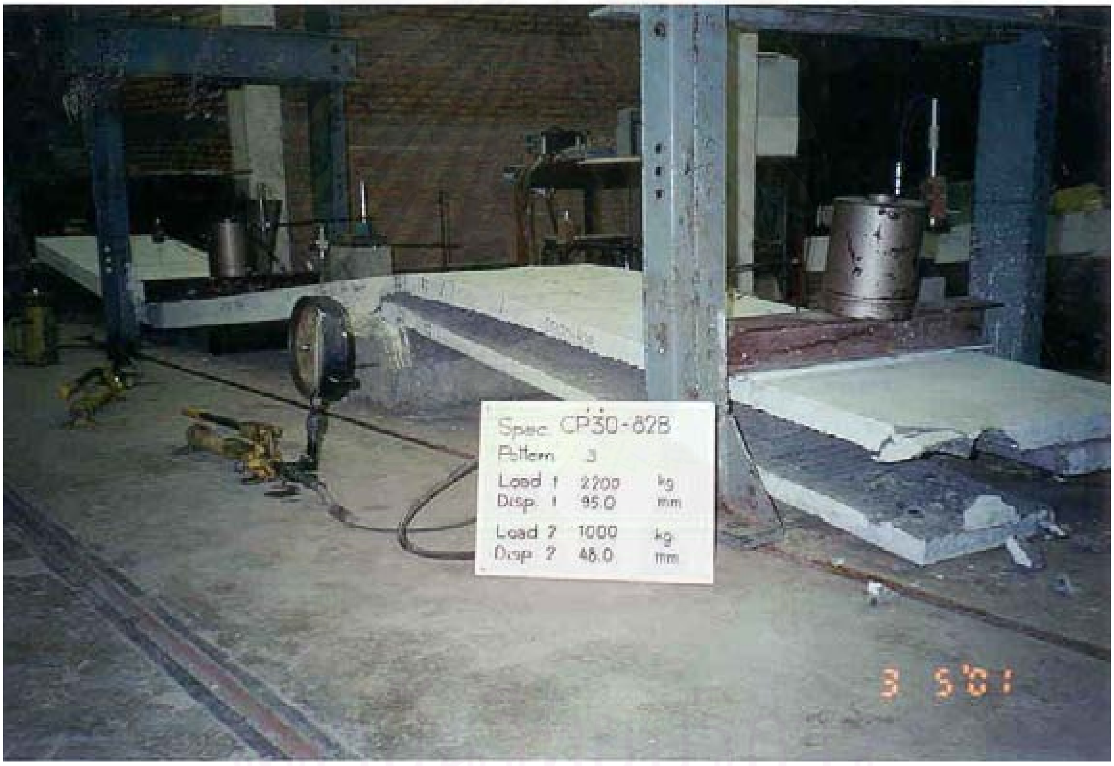


รูปที่ 3.9 รอยแตกร้าวบริเวณรอยต่อ (ตัวอย่าง CP 30-36B)



รูปที่ 3.10 รอยแตกร้าวบริเวณรอยต่อ (ตัวอย่าง CP 30-45B)

สำนักวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

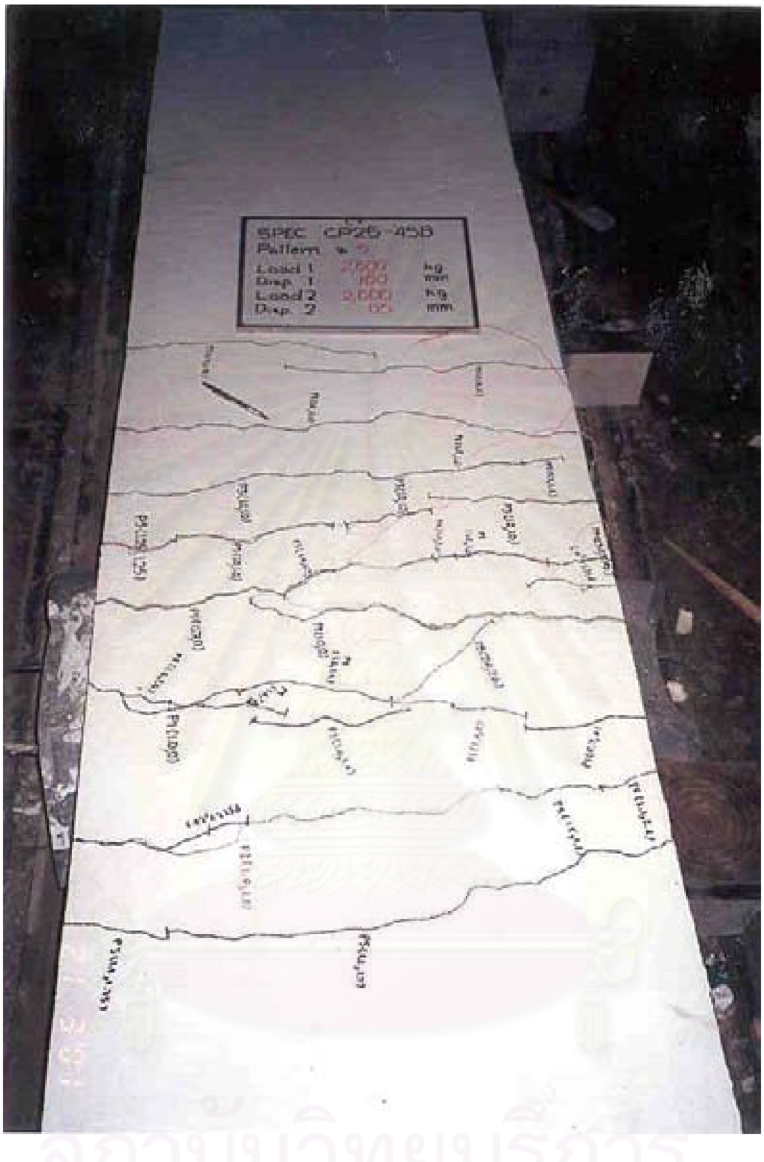


รูปที่ 3.11 การเริ่มแตกแยกจากแรงเฉือนของส่วนเททับหน้า (ตัวอย่าง CP30-82B)

รูปที่ 3.12 รอยแตกร้าวบริเวณรอยต่อ (ตัวอย่าง CP 30-82B

รูปที่ 3.13 รอยแตกร้าวบริเวณรอยต่อ (ตัวอย่าง CP 30-100B)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

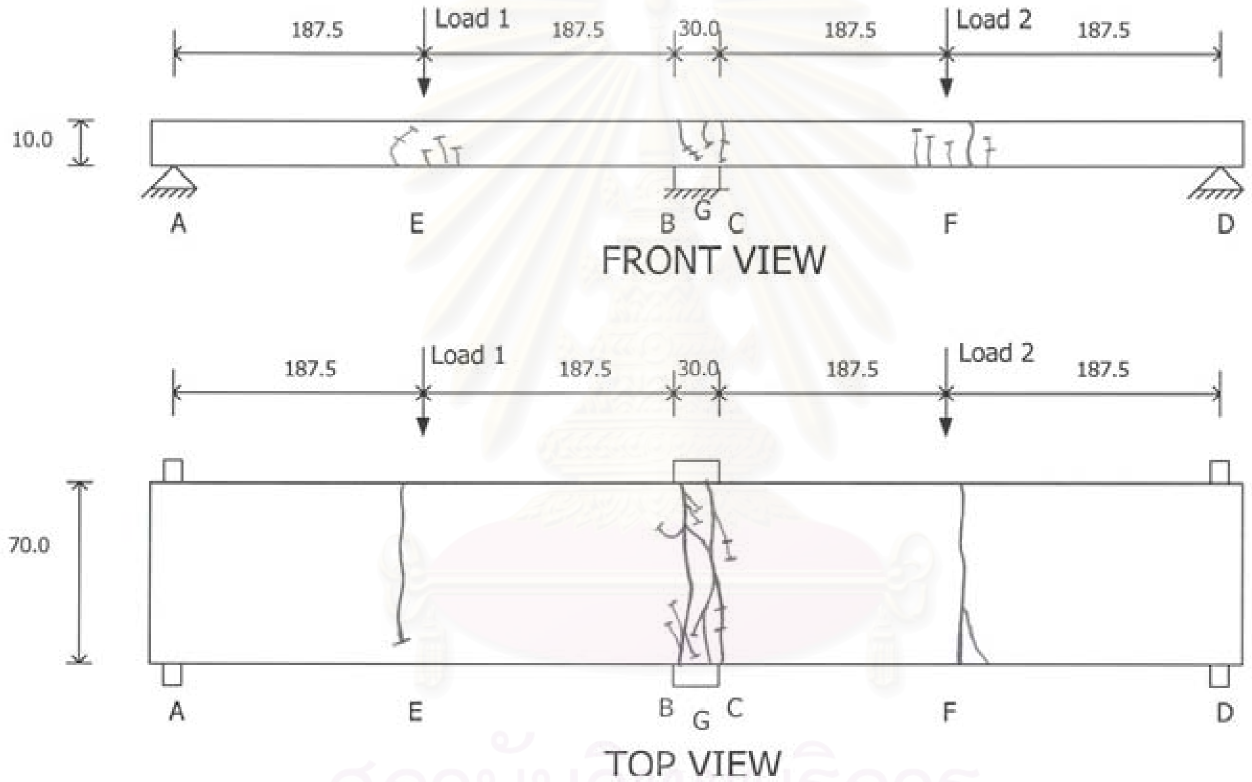


สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ 3.14 รอยแตกร้าวบริเวณรอยต่อ (ตัวอย่าง CP25-45B)

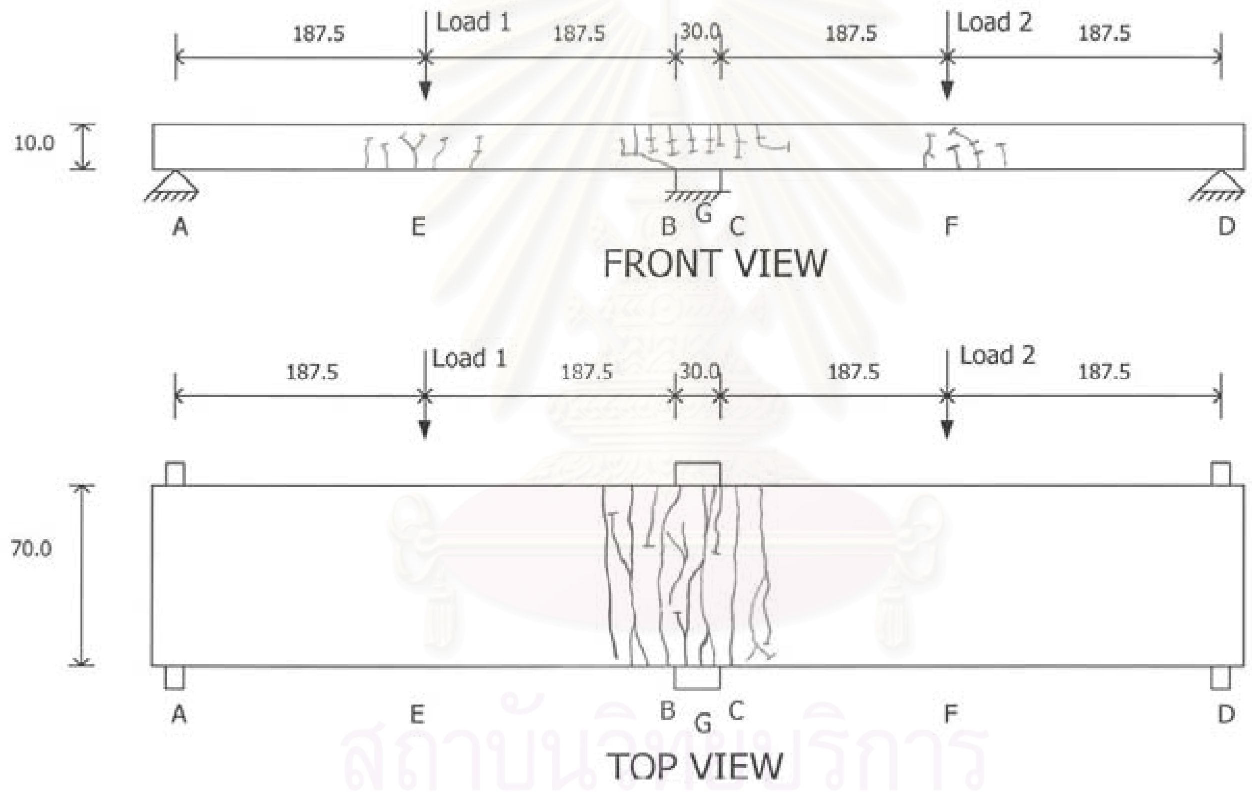
รูปที่ 3.16 รอยแตกร้าวบริเวณกึ่งกลางช่วง (ตัวอย่าง SP-0B)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



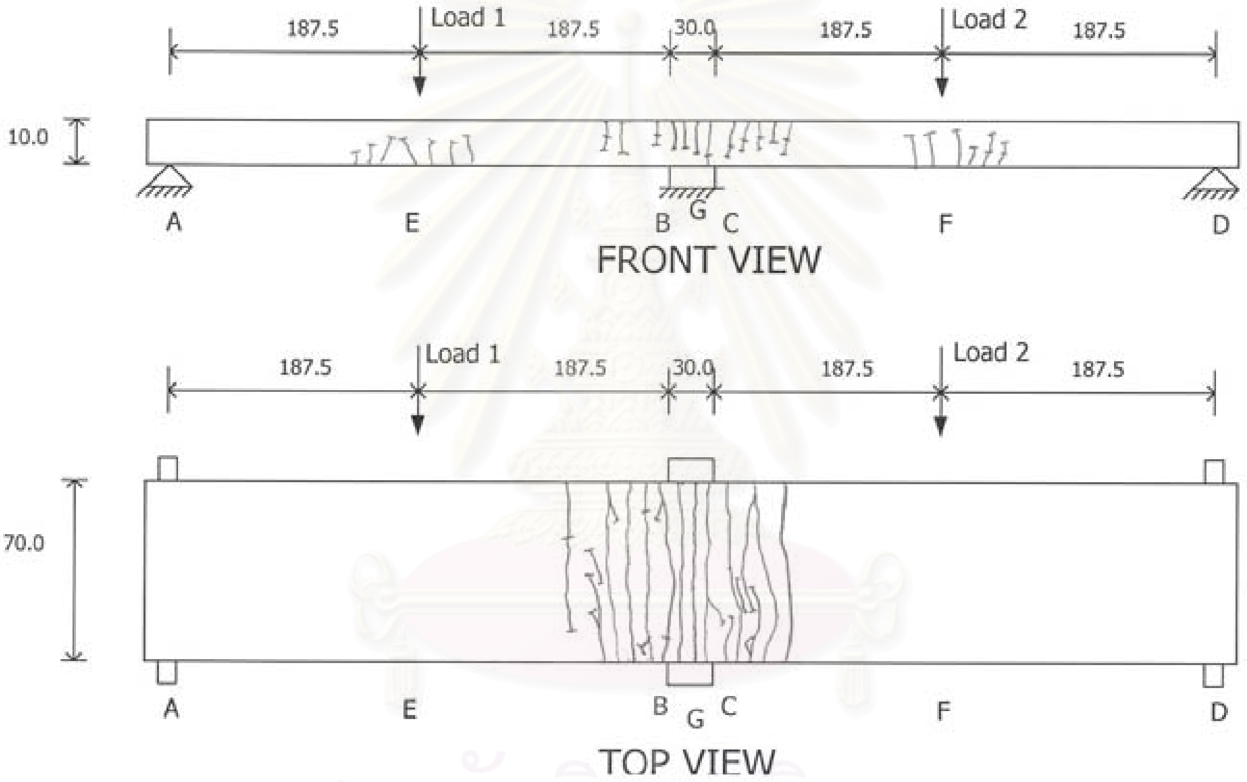
รูปที่ 3.17 รอยแตกร้าวของตัวอย่าง CP30-16B

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



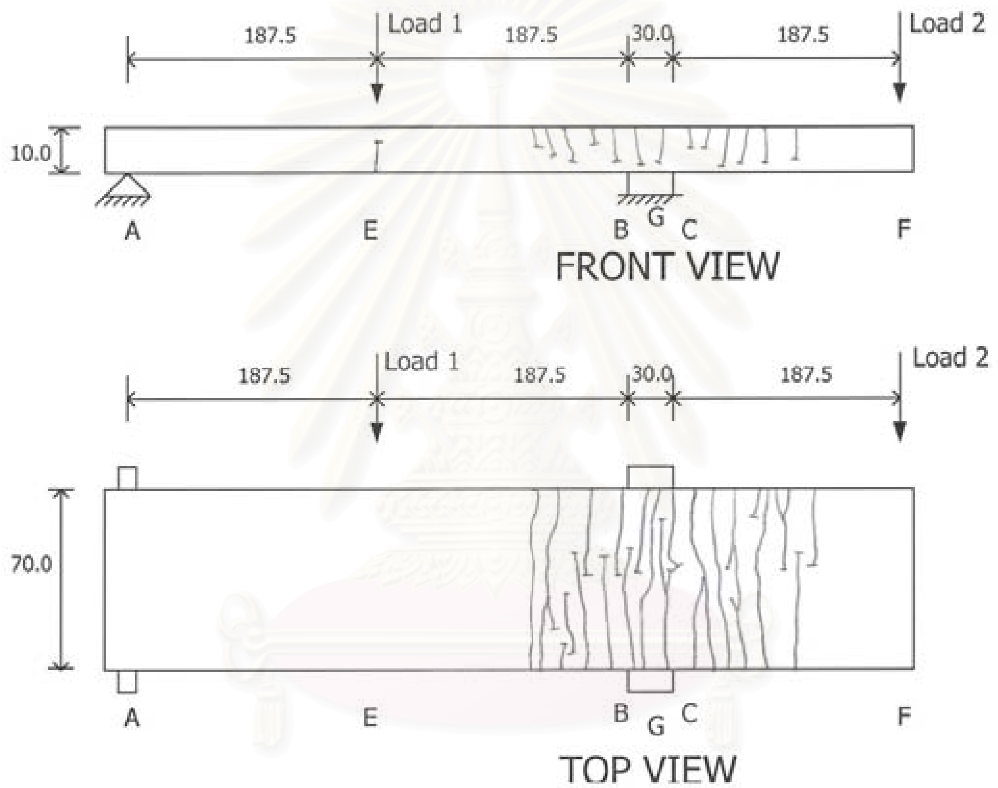
รูปที่ 3.18 รอยแตกร้าวของตัวอย่าง CP30-36B

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



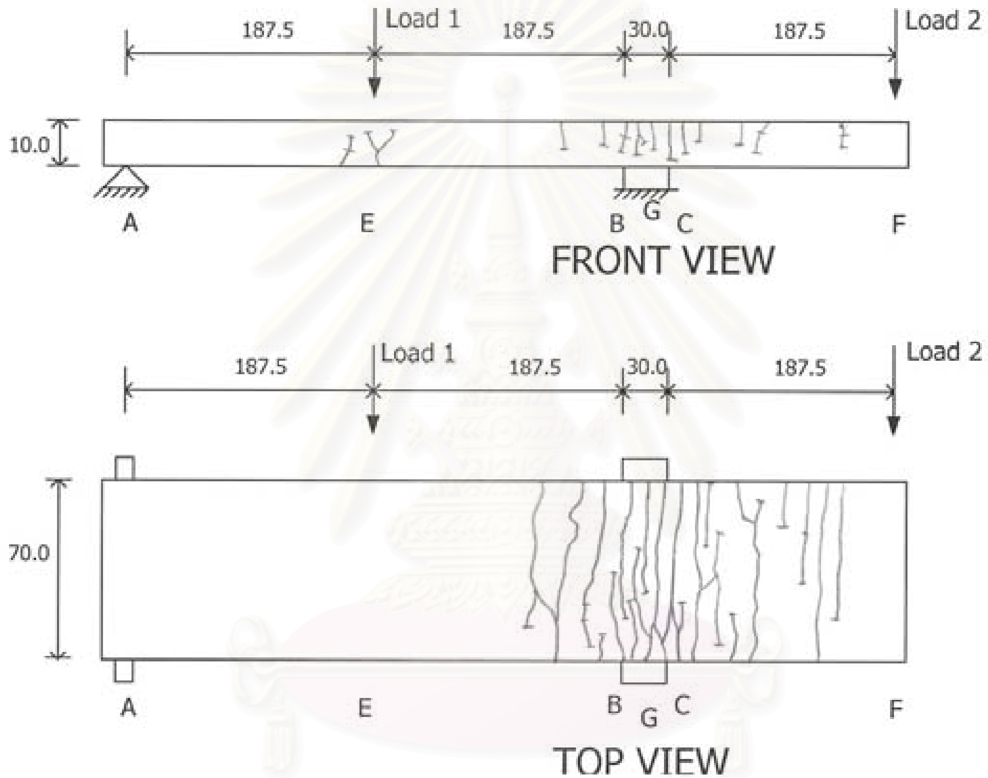
รูปที่ 3.19 รอยแตกร้าวของตัวอย่าง CP30-45B

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

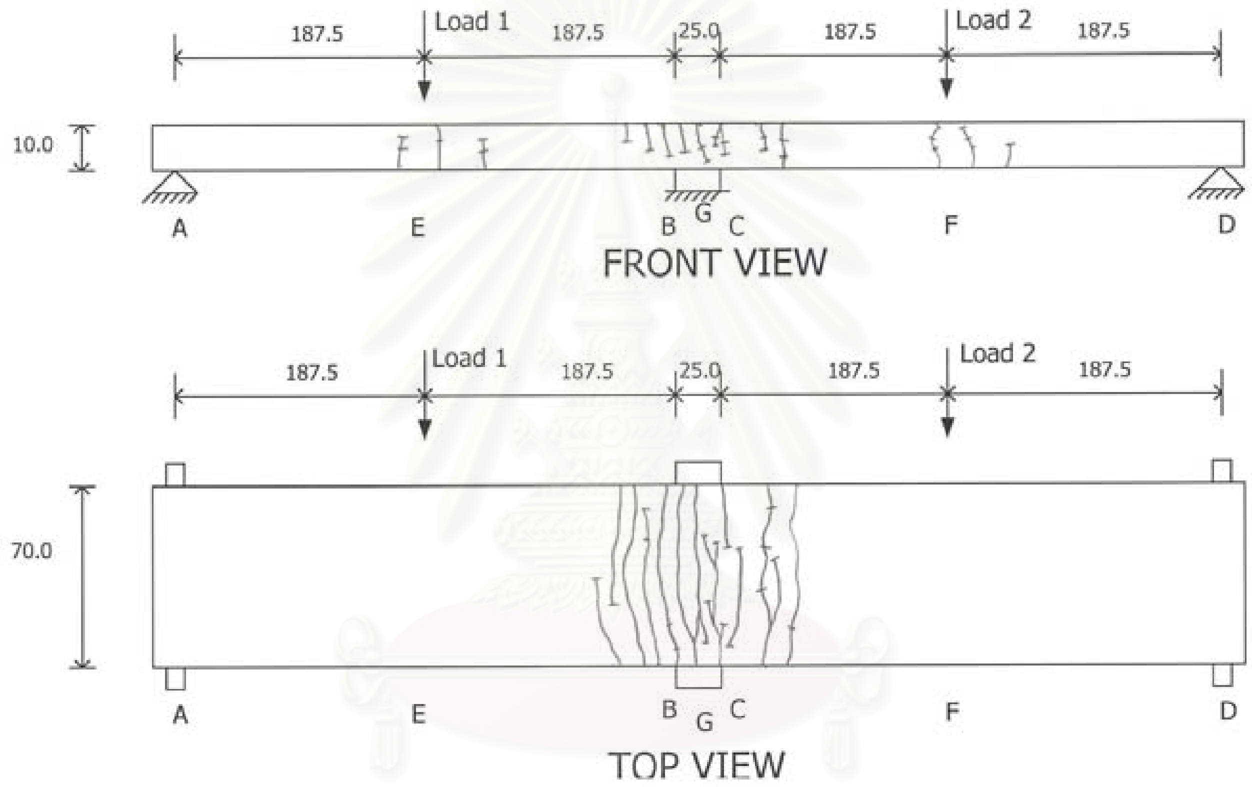


รูปที่ 3.20 รอยแตกร้าวของตัวอย่าง CP30-82B

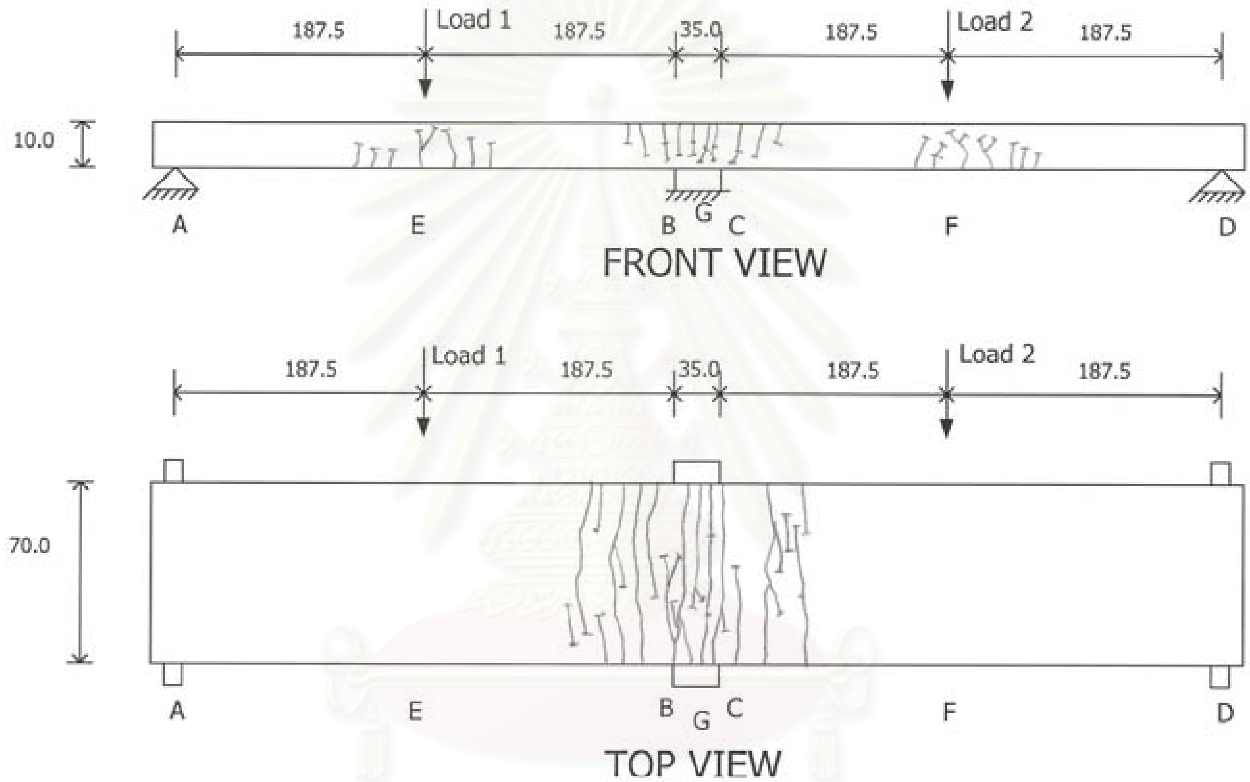
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูป 3.21 รอยแตกร้าวของตัวอย่าง CP30-100B

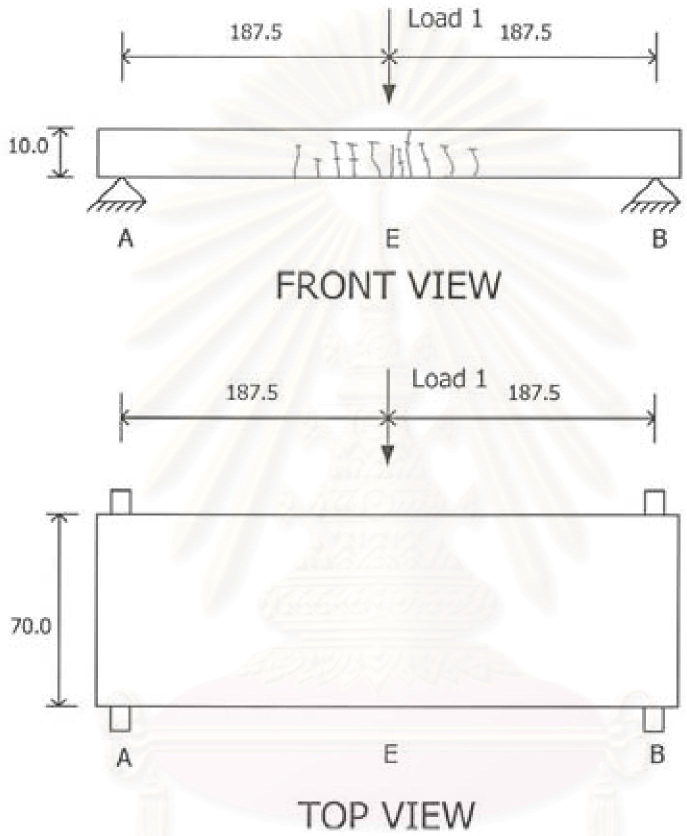


รูปที่ 3.22 รอยแตกร้าวของตัวอย่าง CP25-45B



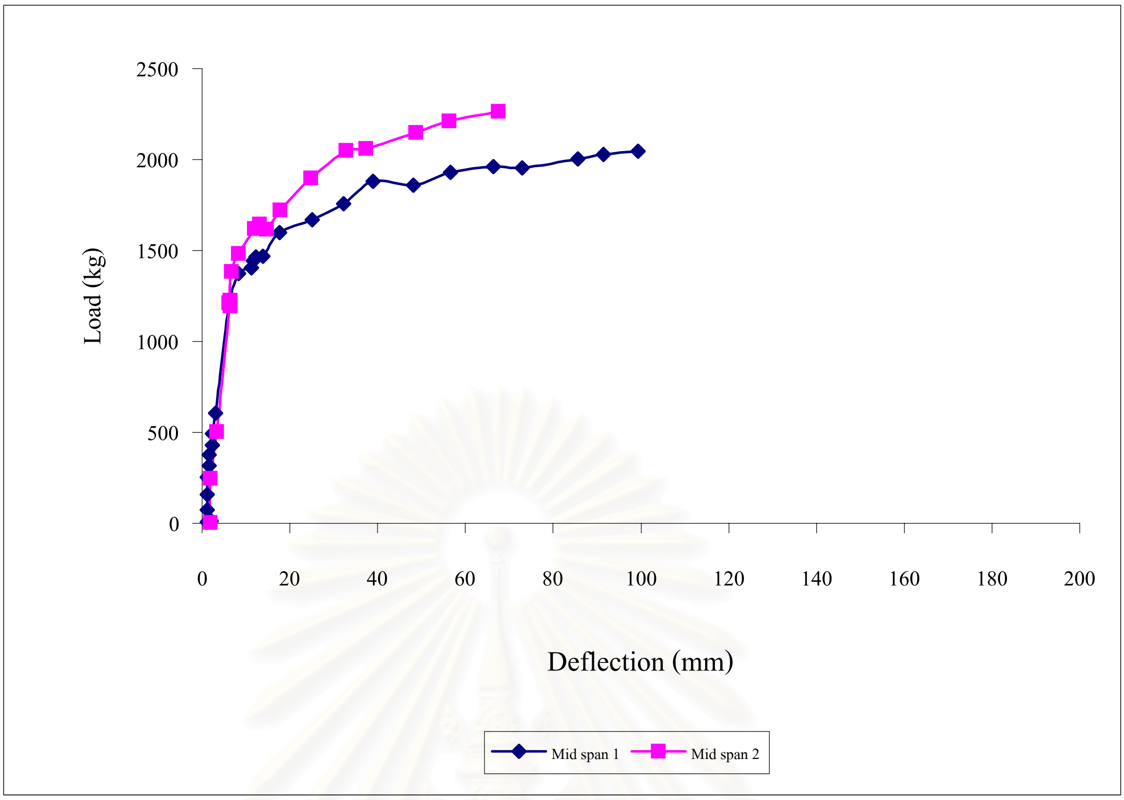
รูปที่ 3.23 รอยแตกร้าวของตัวอย่าง CP35-45B

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

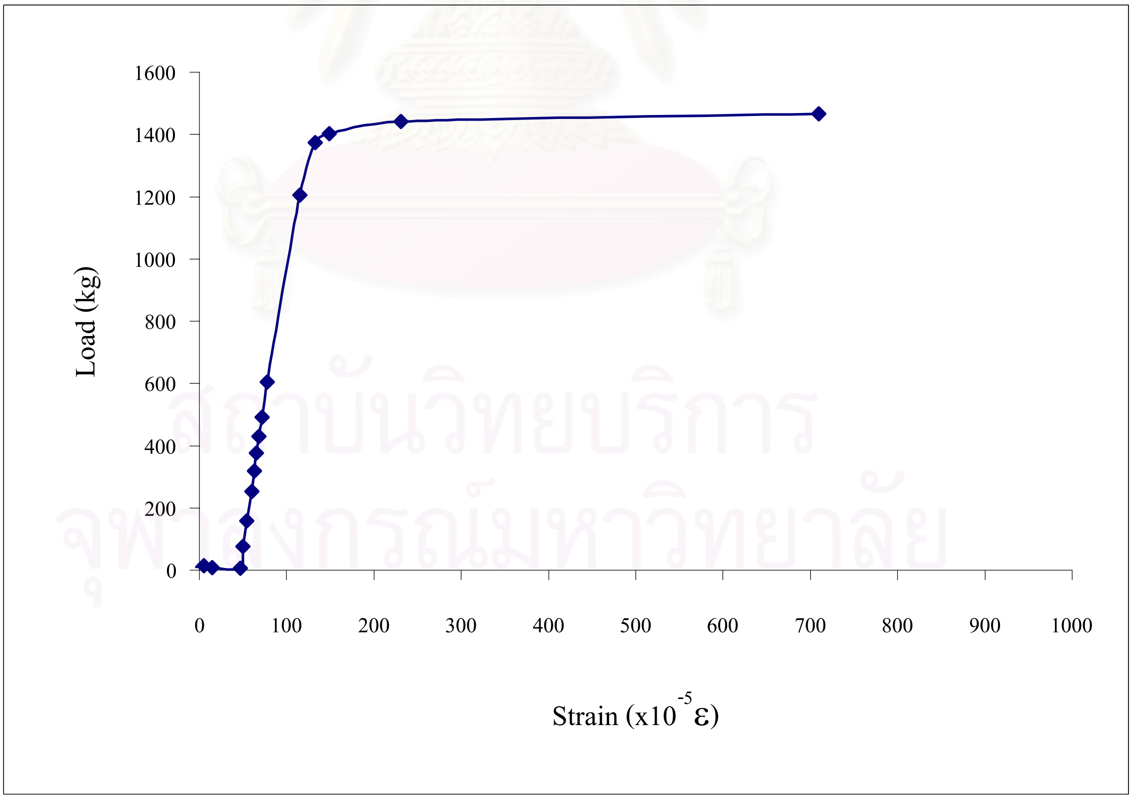


รูปที่ 3.24 รอยแตกร้าวของตัวอย่าง SP-0B

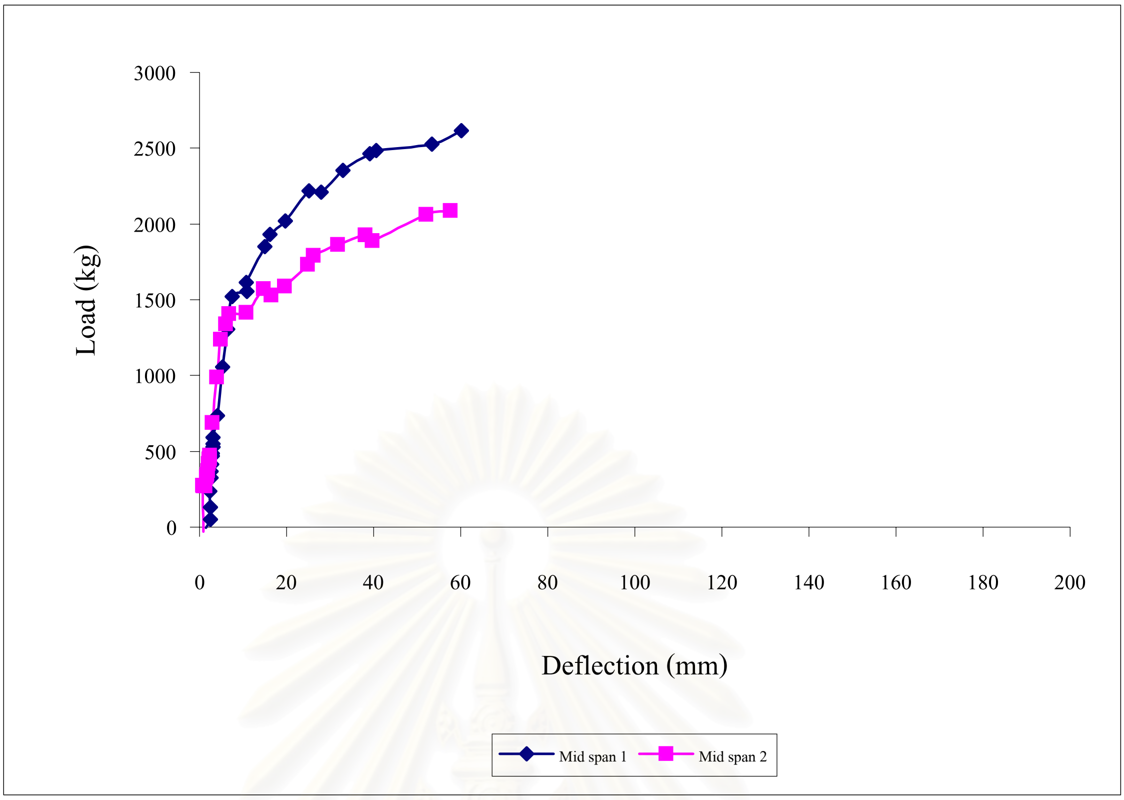
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



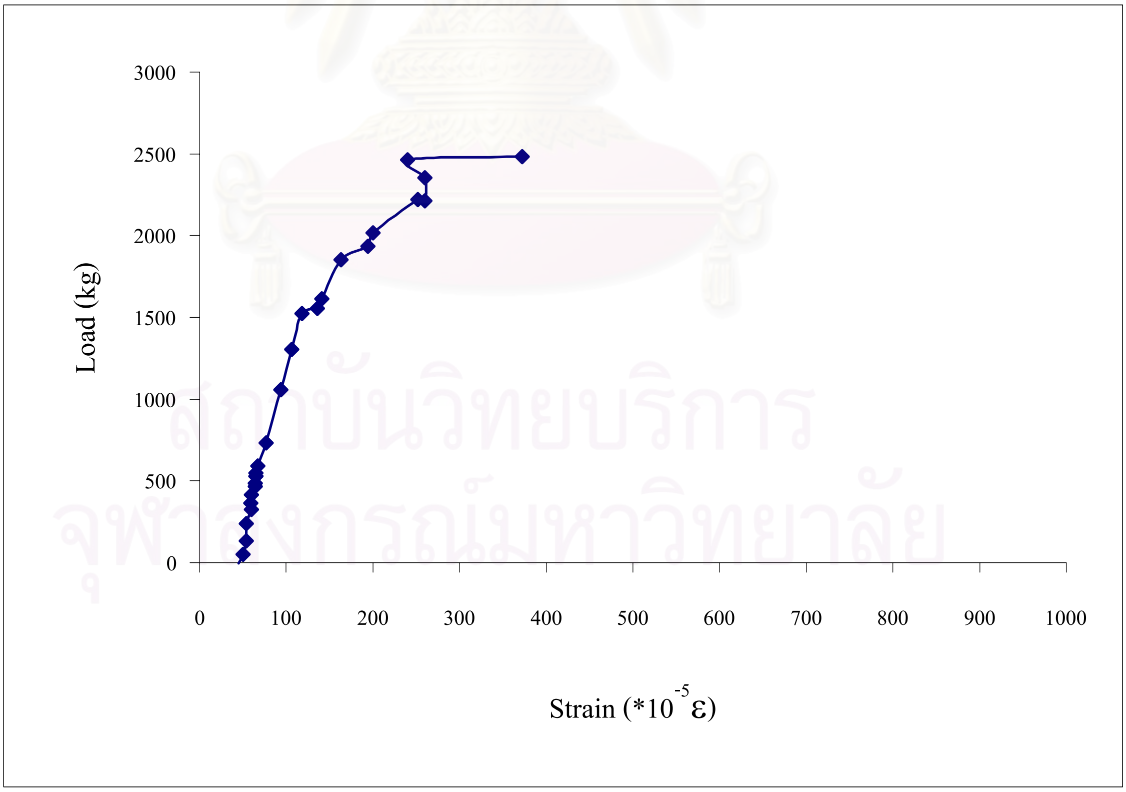
รูปที่ 3.25 น้ำหนักบรรทุกกับการแอ่นตัวที่กลางช่วง (ตัวอย่าง CP30-16B)



รูปที่ 3.26 น้ำหนักบรรทุกกับความเครียดที่เหล็กเสริม (ตัวอย่าง CP30-16B)

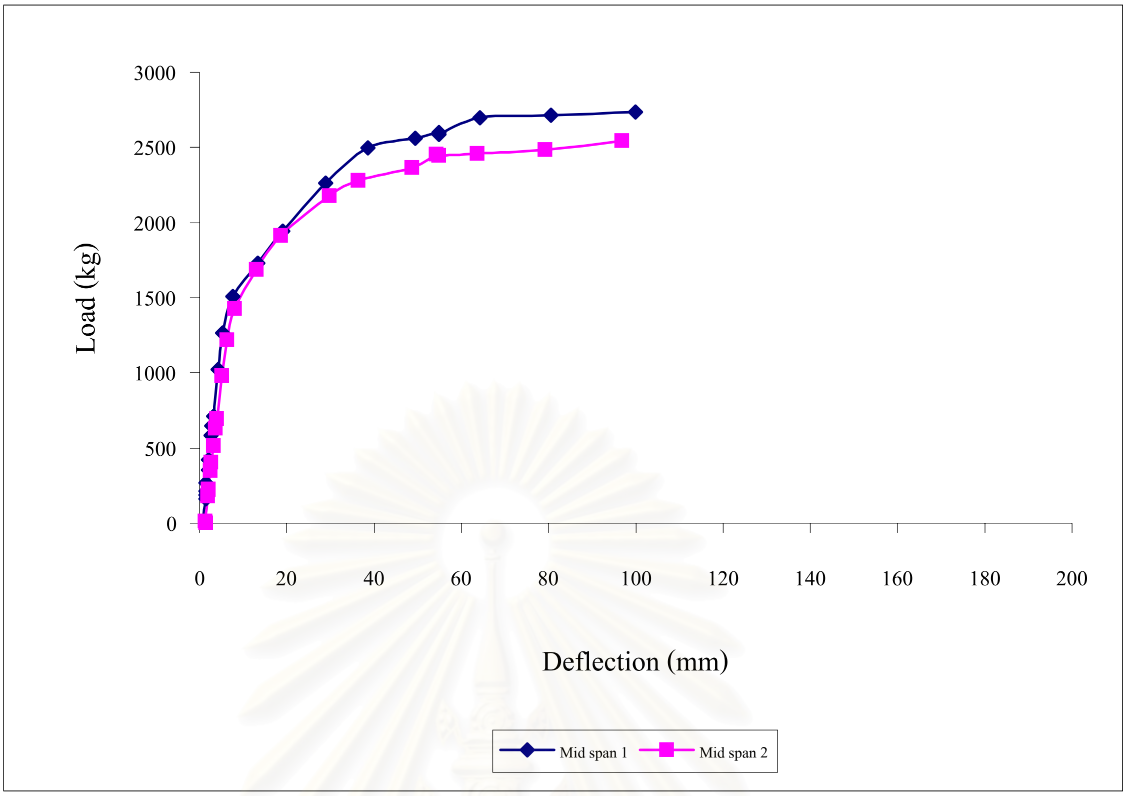


รูปที่ 3.27 น้ำหนักบรรทุกกับการแอ่นตัวที่กลางช่วง (ตัวอย่าง CP30-36B)

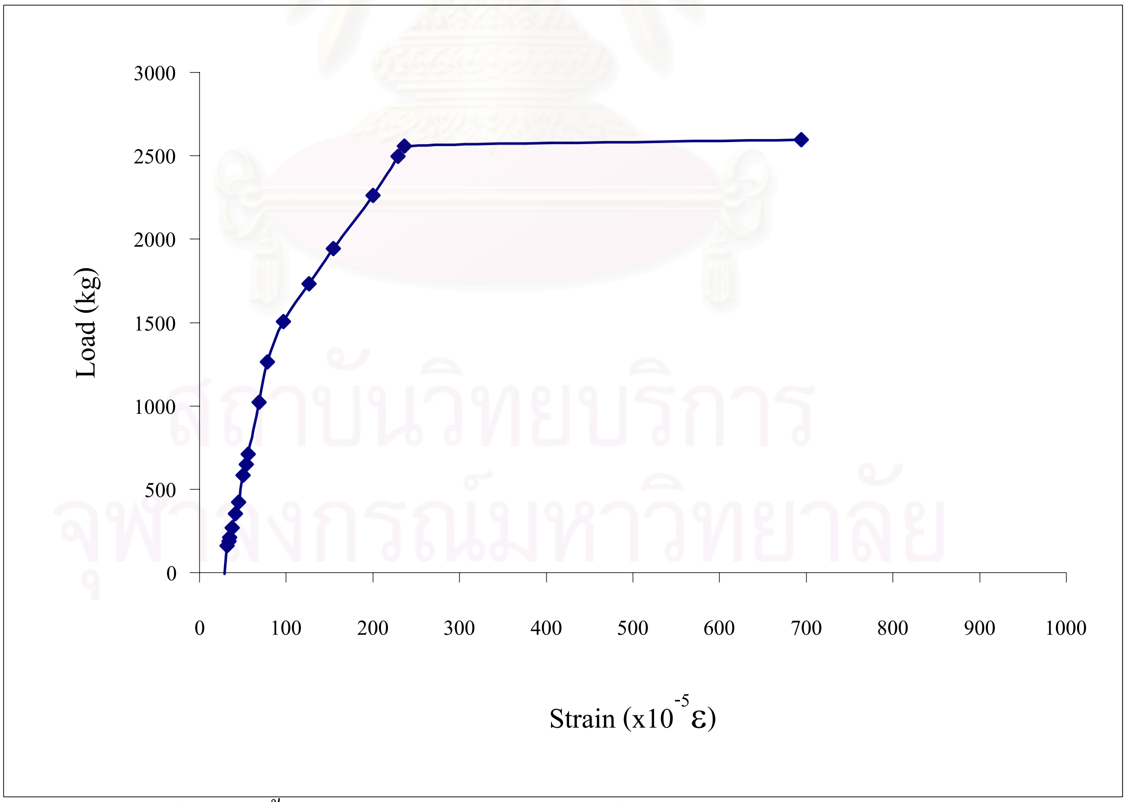


รูปที่ 3.28 น้ำหนักบรรทุกกับความเครียดที่เหล็กเสริม (ตัวอย่าง CP30-36B)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

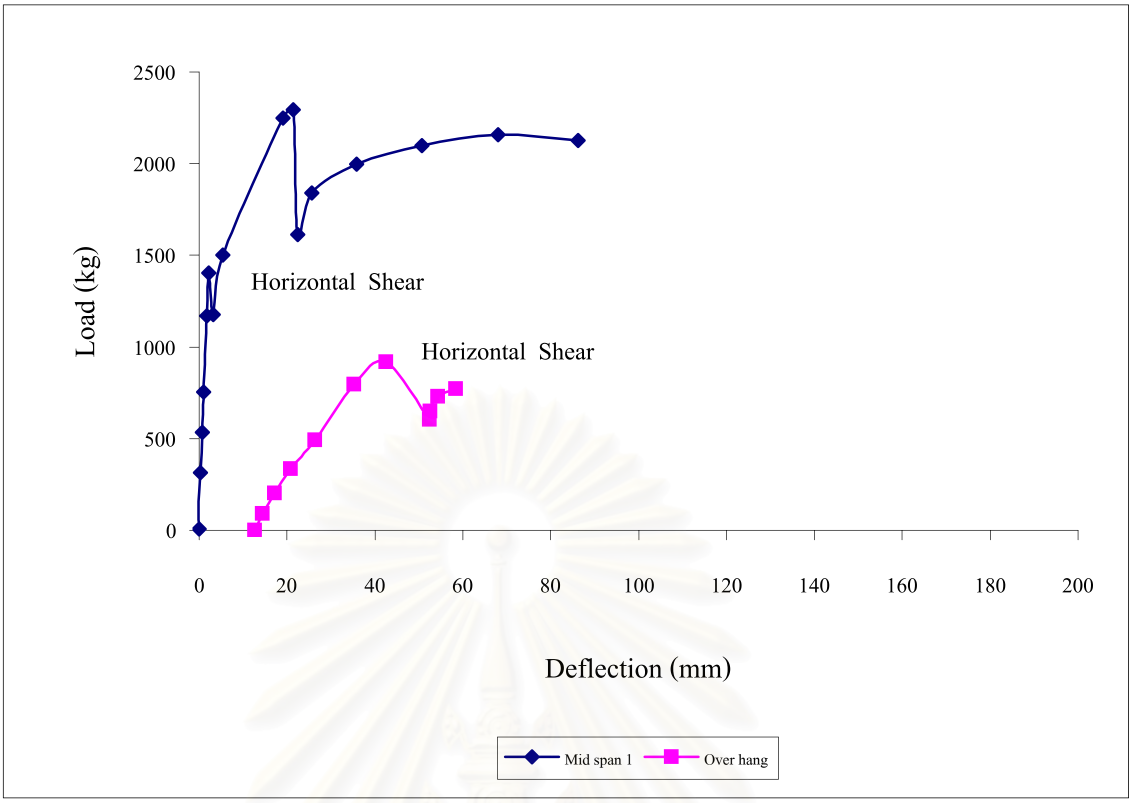


รูปที่ 3.29 น้ำหนักบรรทุกกับการแอ่นตัวที่กลางช่วง (ตัวอย่าง CP30-45B)

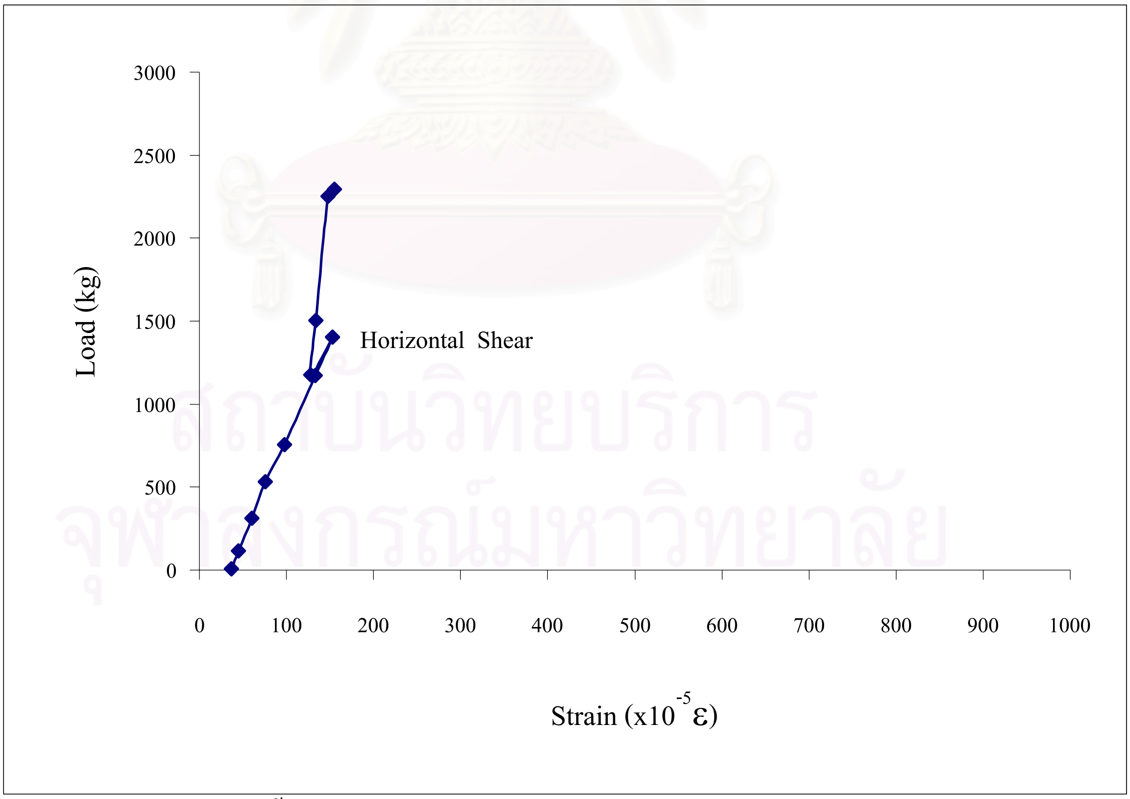


รูปที่ 3.30 น้ำหนักบรรทุกกับความเครียดที่เหล็กเสริม (ตัวอย่าง CP30-45B)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

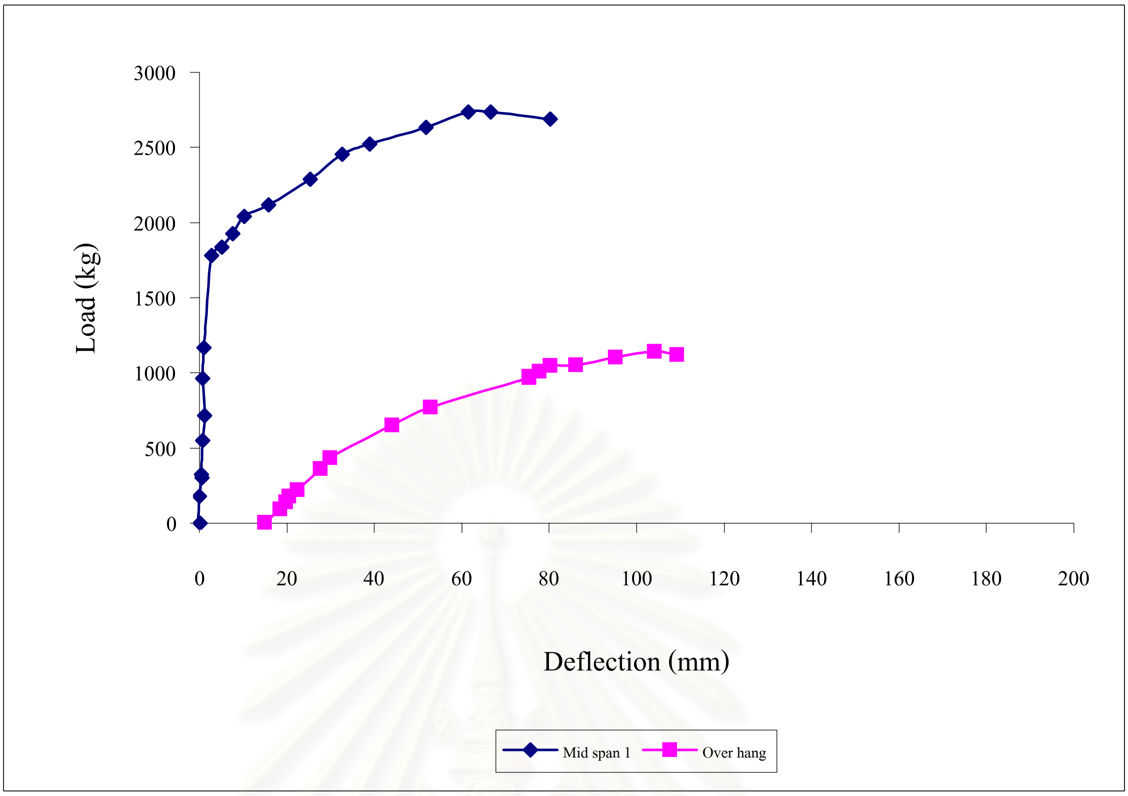


รูปที่ 3.31 น้ำหนักบรรทุกกับการแอ่นตัวที่กลางช่วง (ตัวอย่าง CP30-82B)

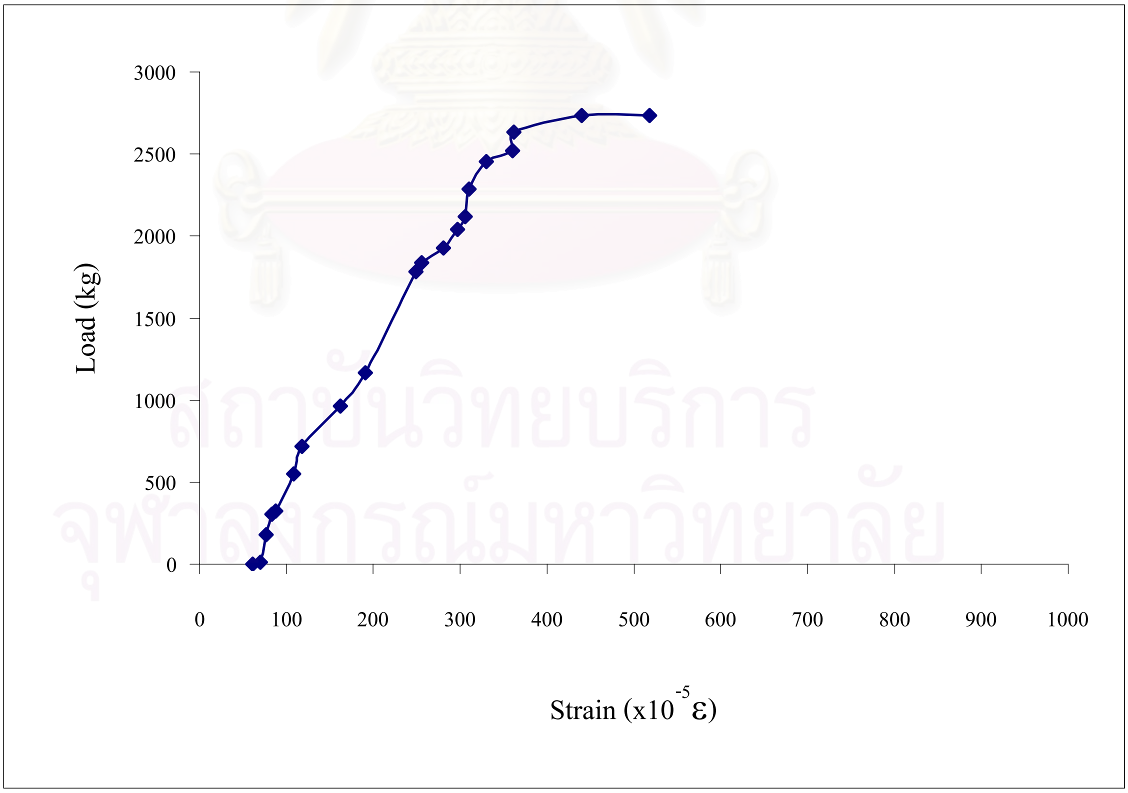


รูปที่ 3.32 น้ำหนักบรรทุกกับความเครียดที่เหล็กเสริม (ตัวอย่าง CP30-82B)

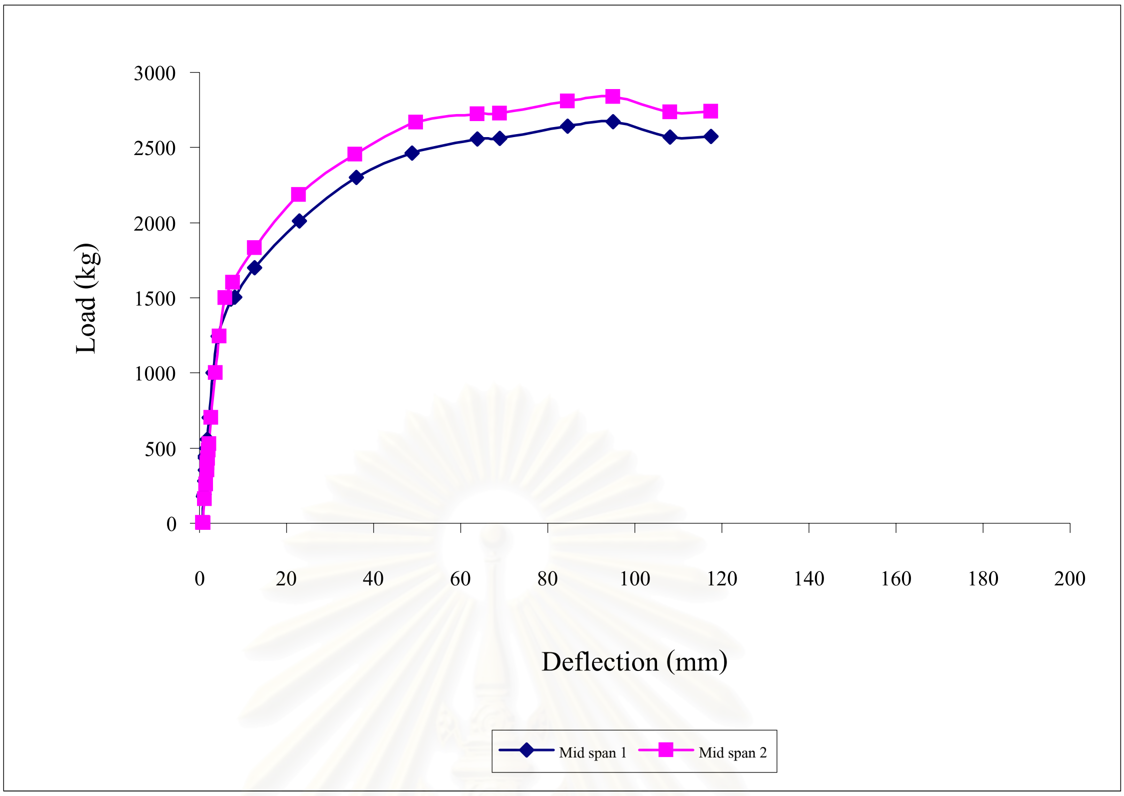
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



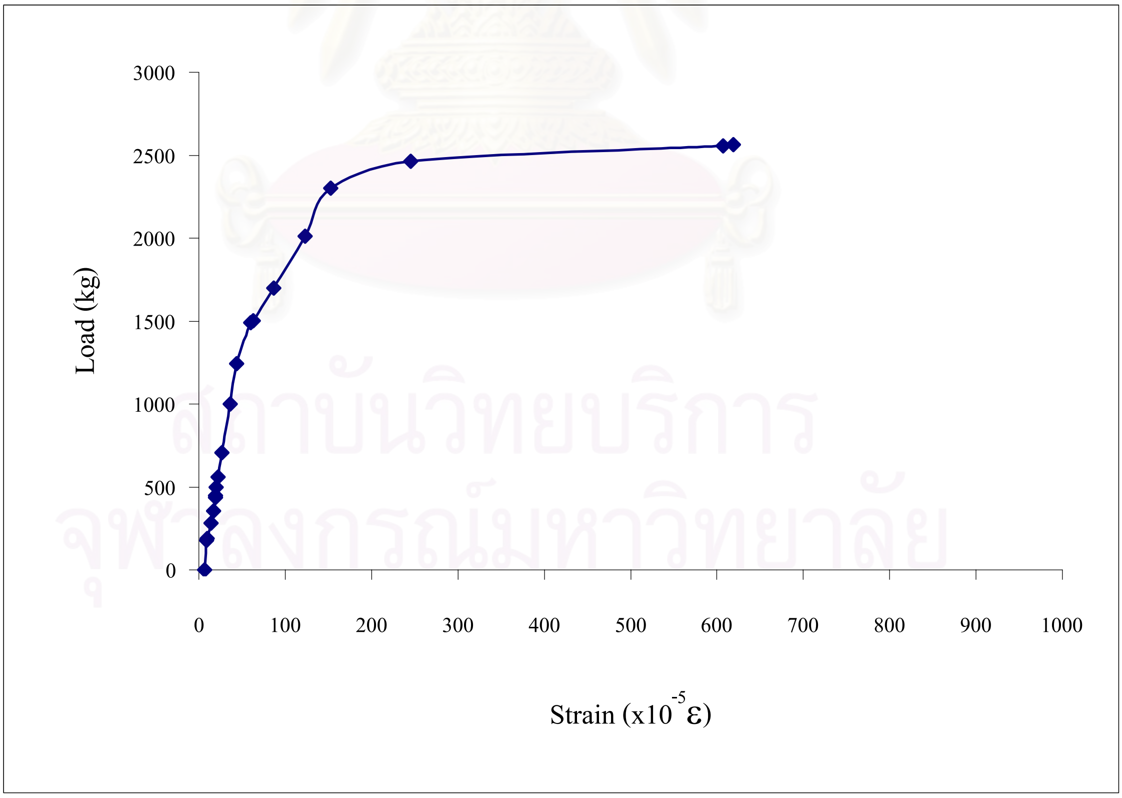
รูปที่ 3.33 น้ำหนักบรรทุกกับการแอ่นตัวที่กลางช่วง (ตัวอย่าง CP30-100B)



รูปที่ 3.34 น้ำหนักบรรทุกกับความเครียดที่เหล็กเสริม (ตัวอย่าง CP30-100B)

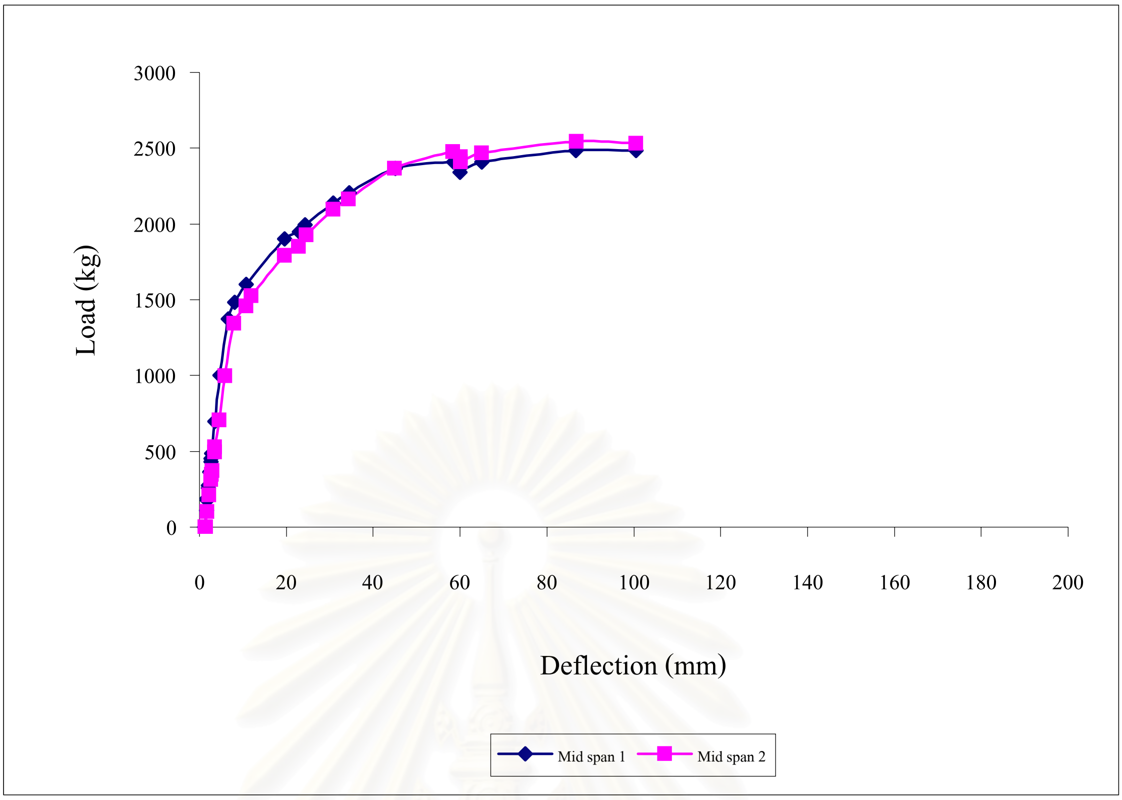


รูปที่ 3.35 น้ำหนักบรรทุกกับการแอ่นตัวที่กลางช่วง (ตัวอย่าง CP25-45B)

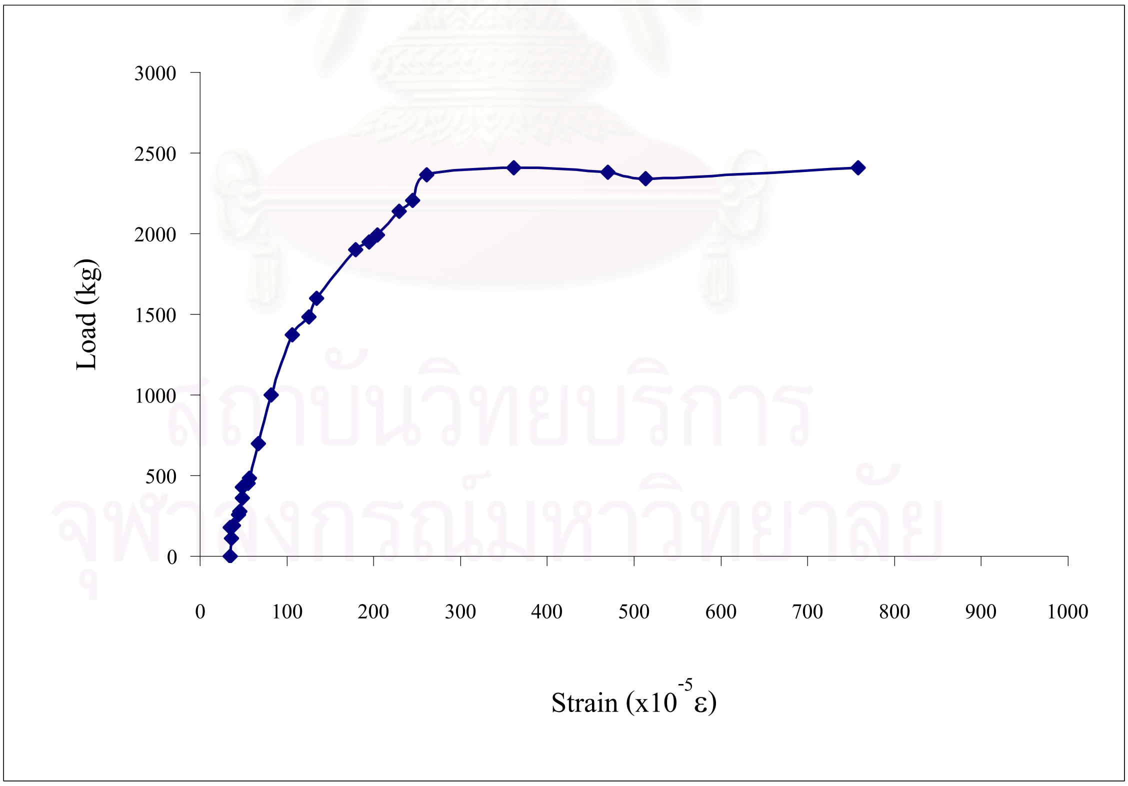


รูปที่ 3.36 น้ำหนักบรรทุกกับความเครียดที่เหล็กเสริม (ตัวอย่าง CP25-45B)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

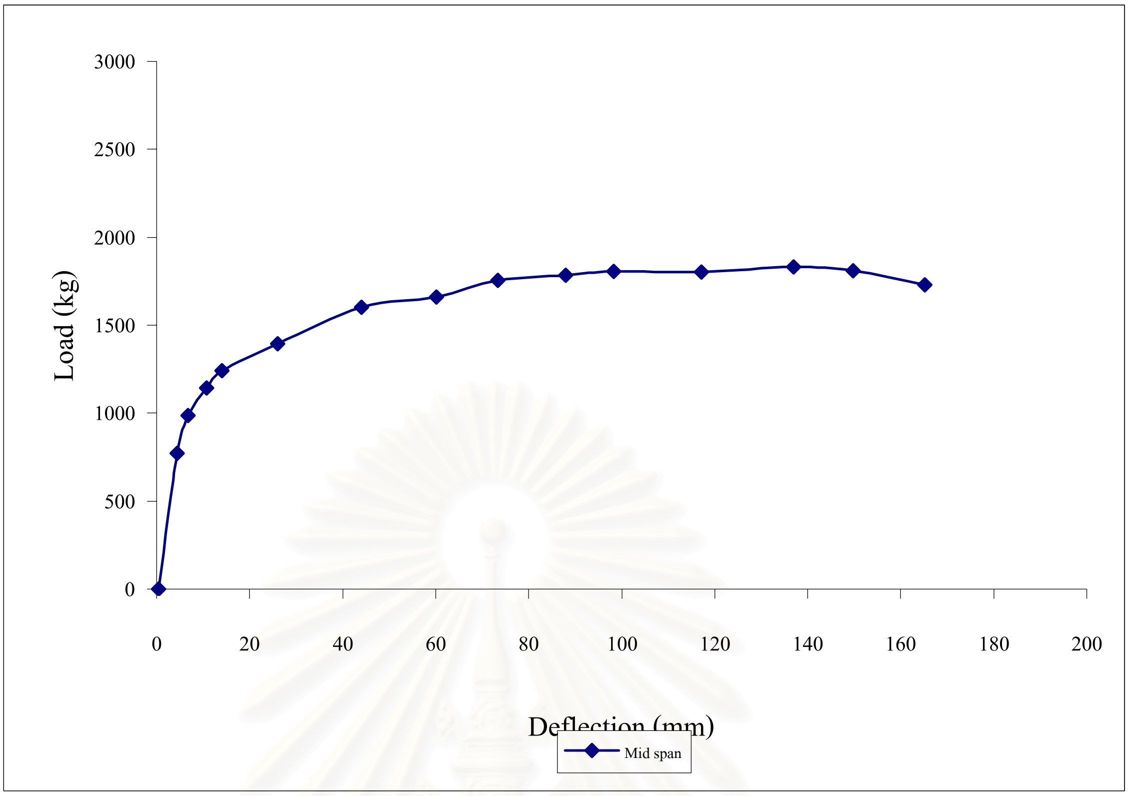


รูปที่ 3.37 น้ำหนักบรรทุกกับการแอ่นตัวที่กลางช่วง (ตัวอย่าง CP35-45B)



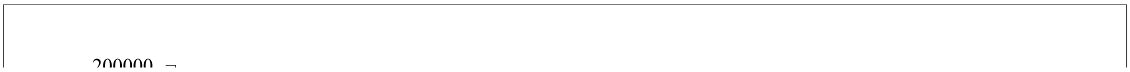
รูปที่ 3.38 น้ำหนักบรรทุกกับความเครียดที่เหล็กเสริม (ตัวอย่าง CP35-45B)

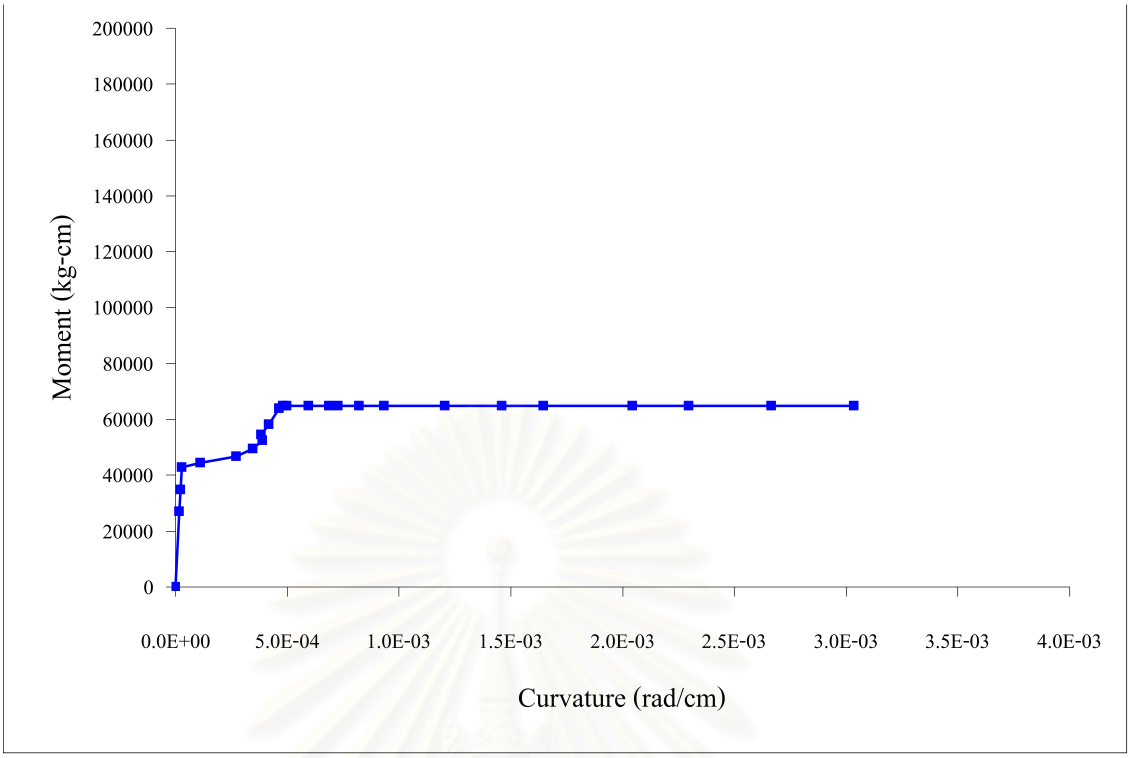
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



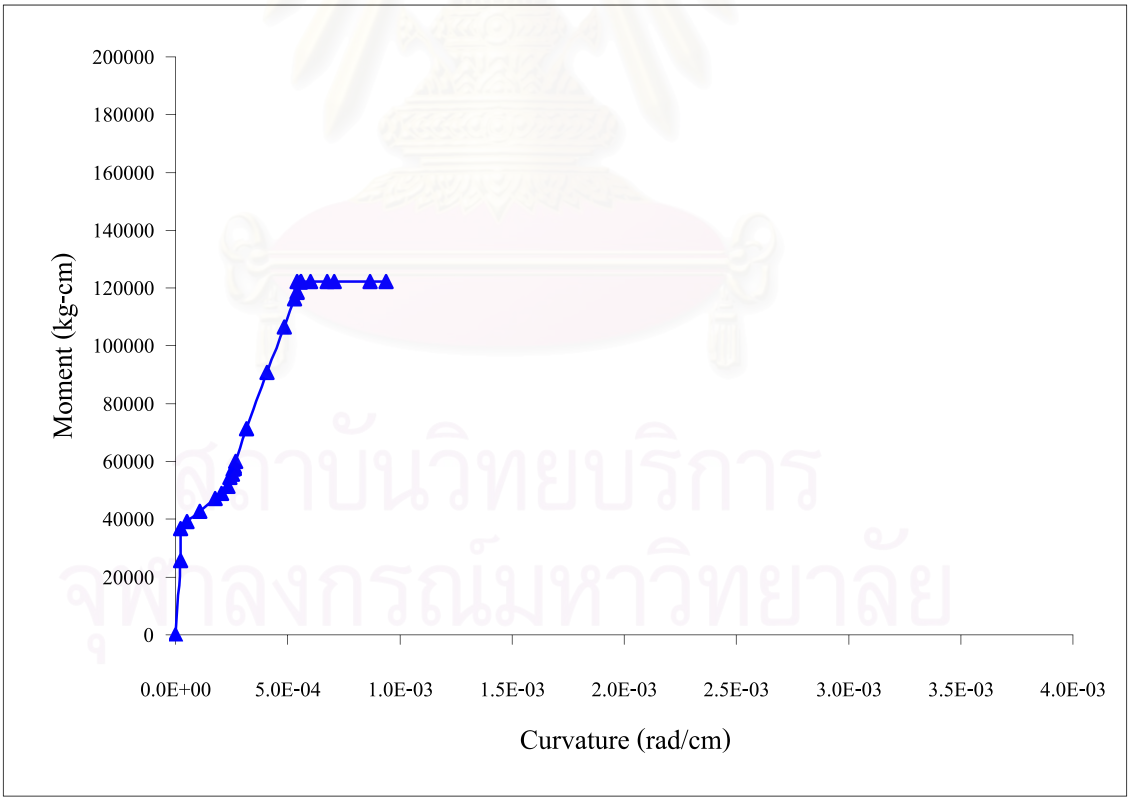
รูปที่ 3.39 น้ำหนักบรรทุกกับการแอ่นตัวที่กลางช่วง (ตัวอย่าง SP-0B)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



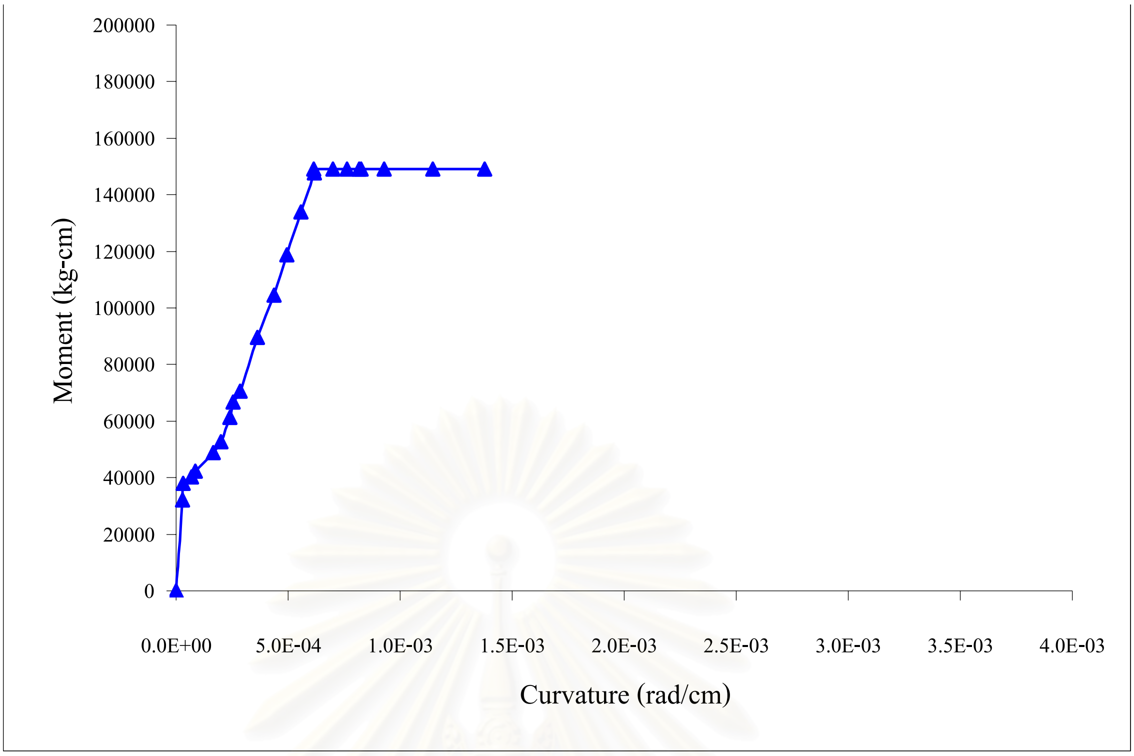


รูปที่ 4.1 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่รอยต่อ (ตัวอย่าง CP30-16B)

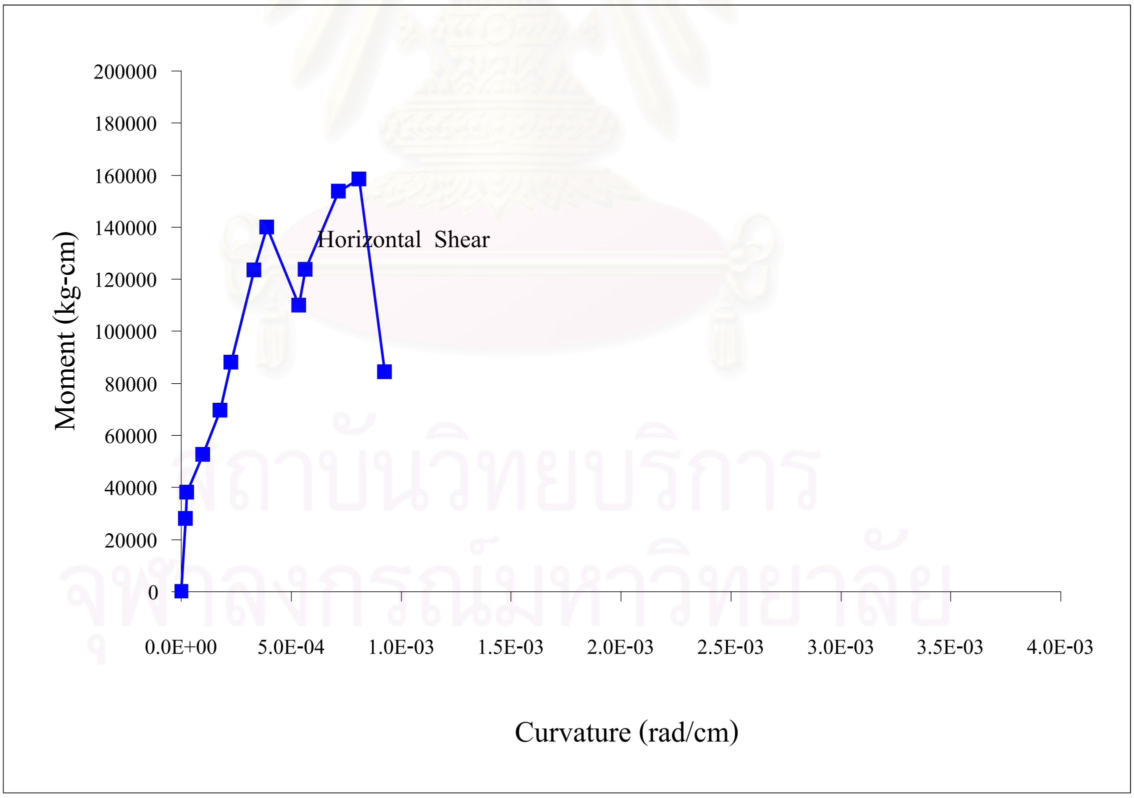


รูปที่ 4.2 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่รอยต่อ (ตัวอย่าง CP30-36B)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

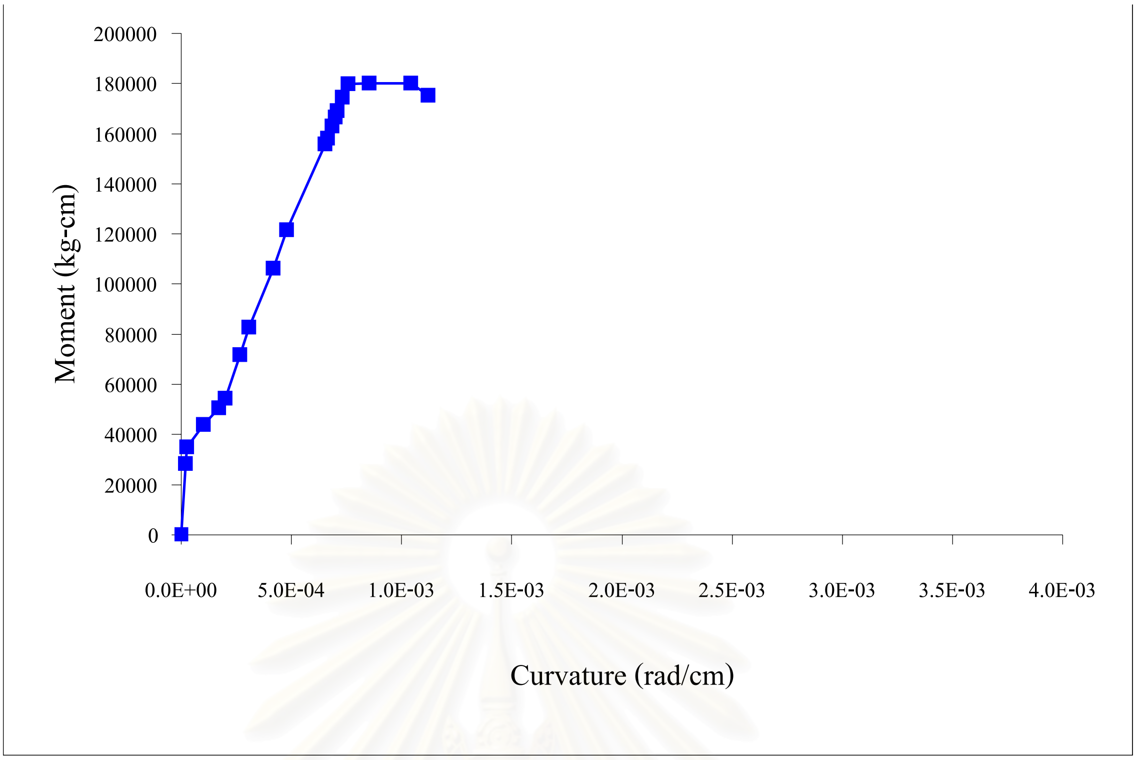


รูปที่ 4.3 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่รอยต่อ (ตัวอย่าง CP30-45B)

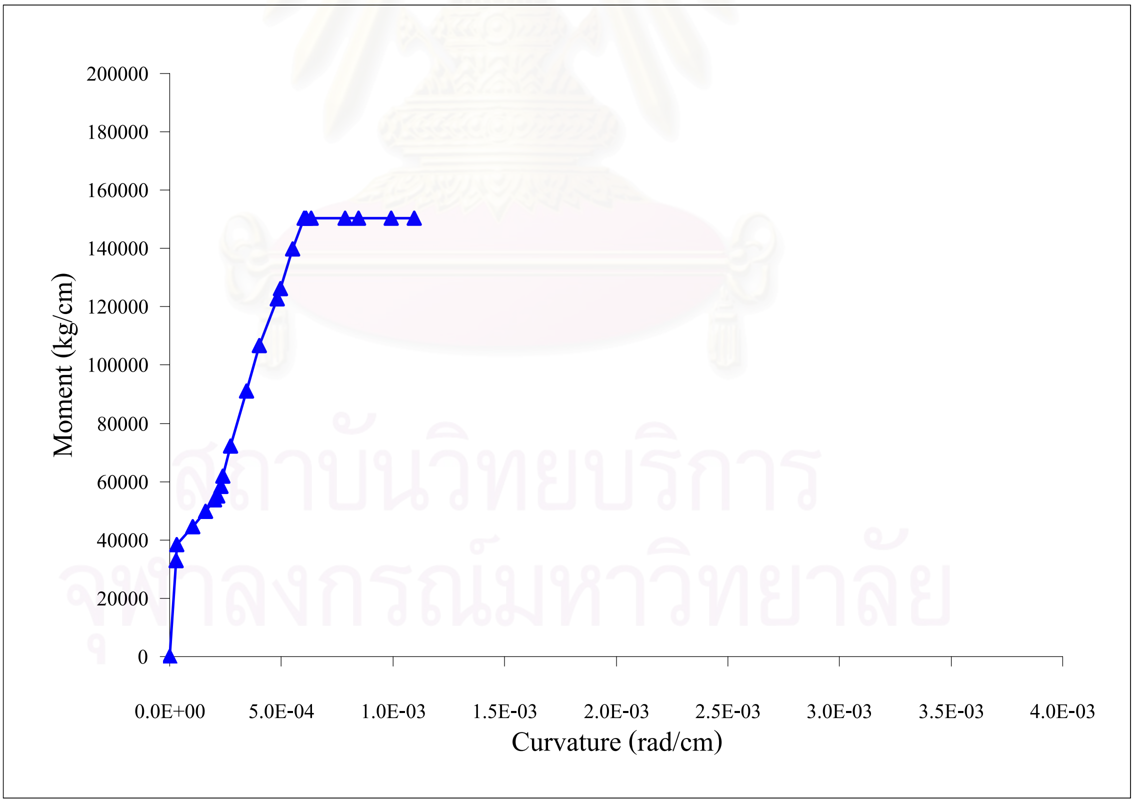


รูปที่ 4.4 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่รอยต่อ (ตัวอย่าง CP30-82B)

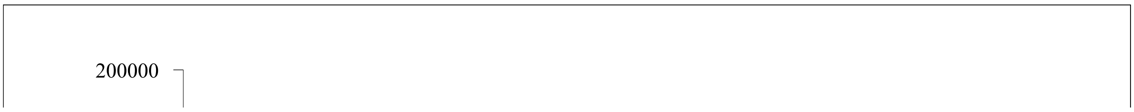
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

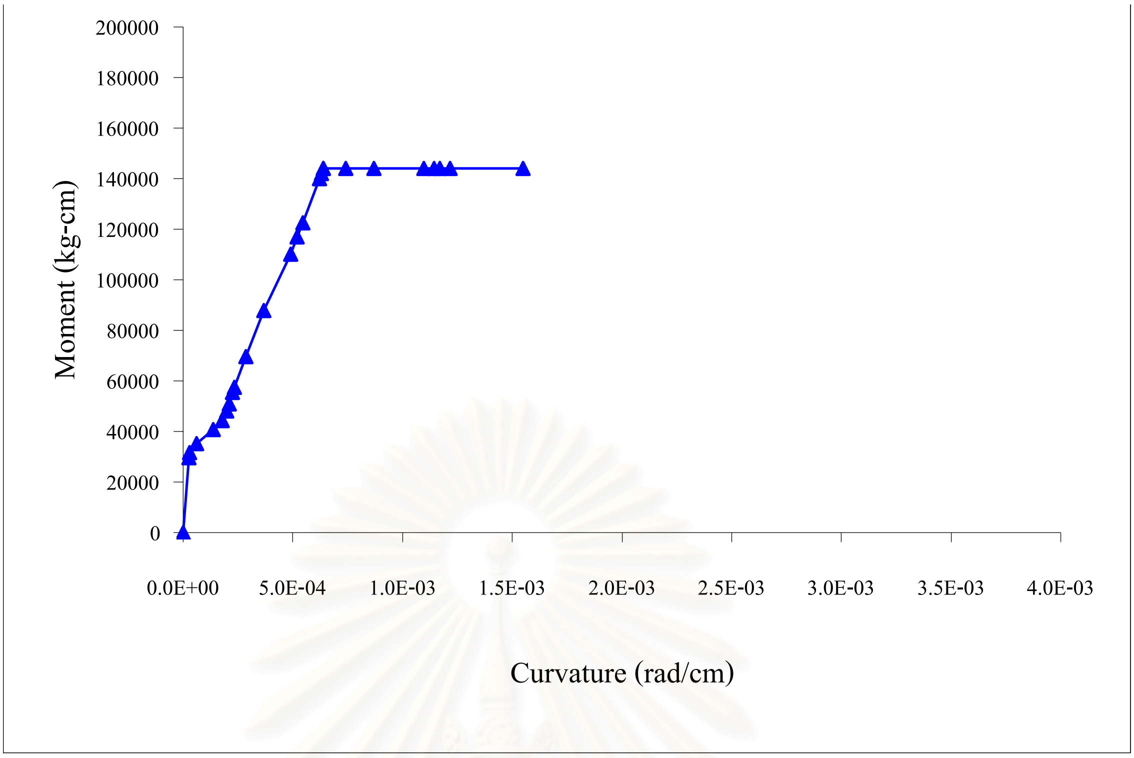


รูปที่ 4.5 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่รอยต่อ (ตัวอย่าง CP30-100B)

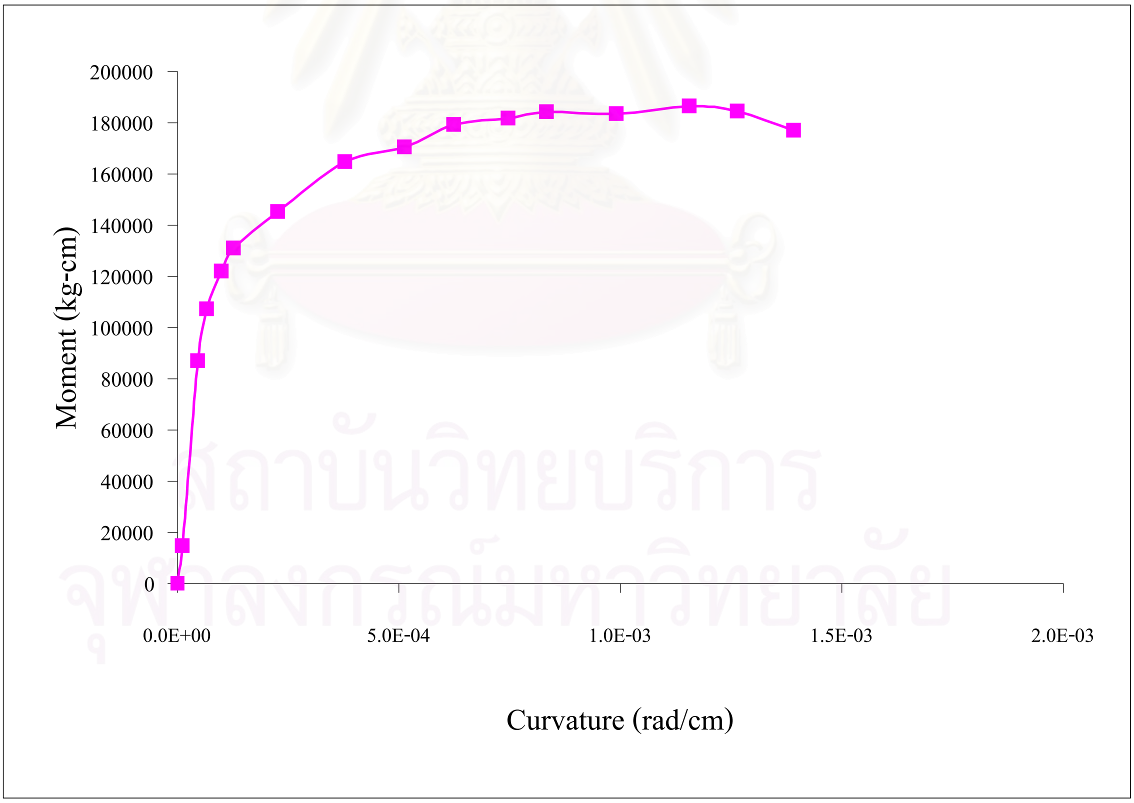


รูปที่ 4.6 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่รอยต่อ (ตัวอย่าง CP25-45B)

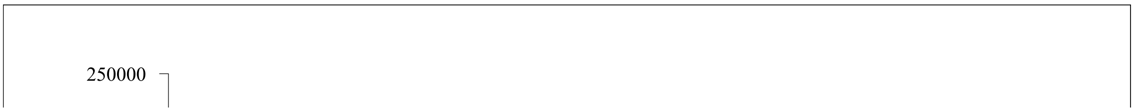




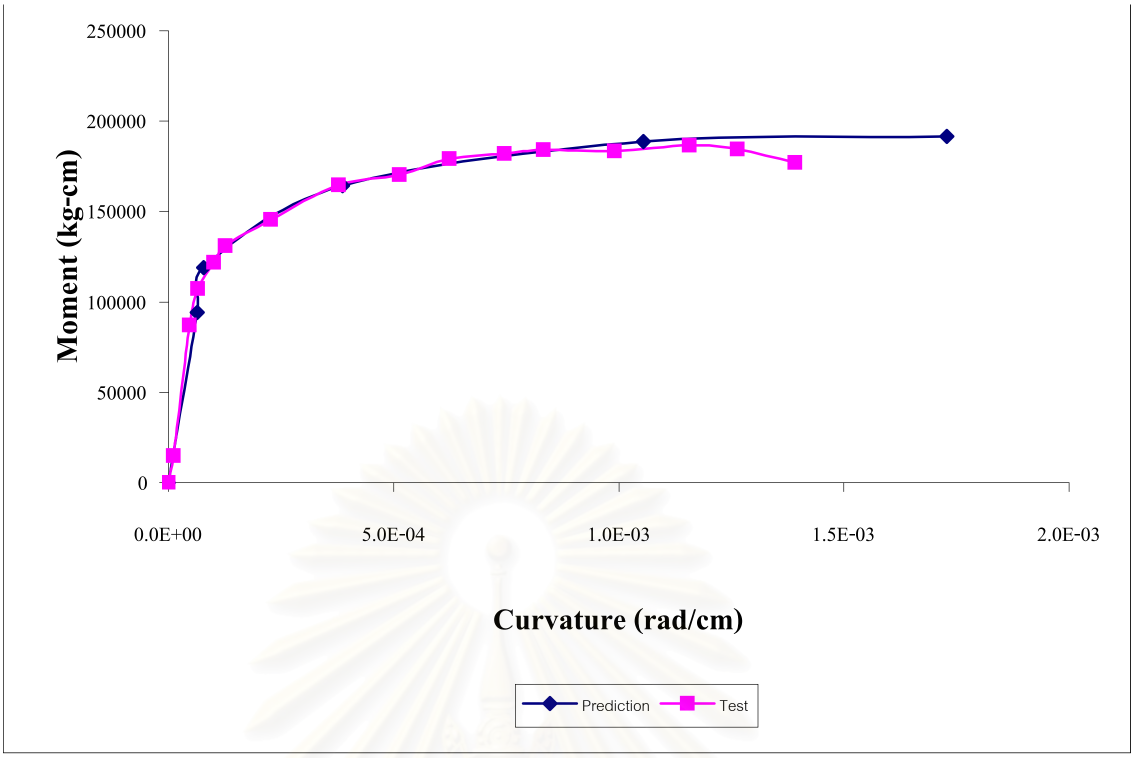
รูปที่ 4.7 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่รอยต่อ (ตัวอย่าง CP35-45B)



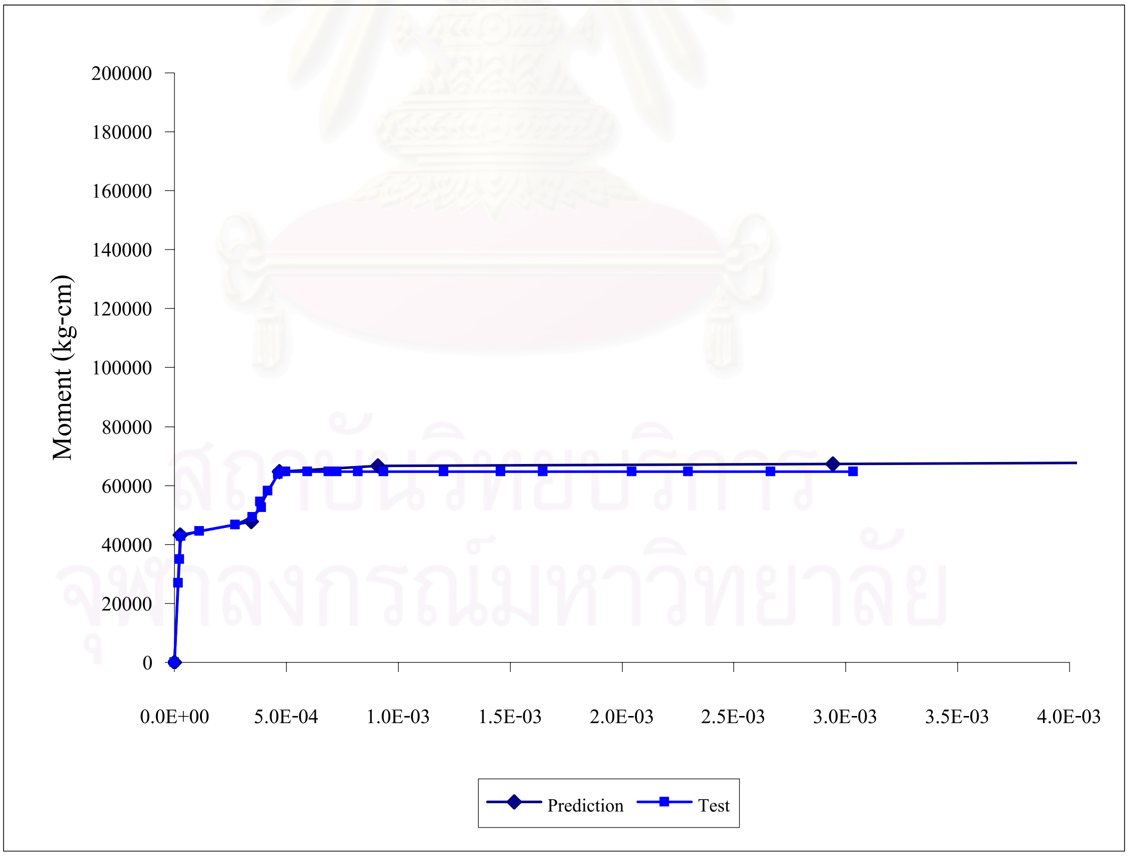
รูปที่ 4.8 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งบริเวณกึ่งกลางช่วง (ตัวอย่างSP-0B)



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

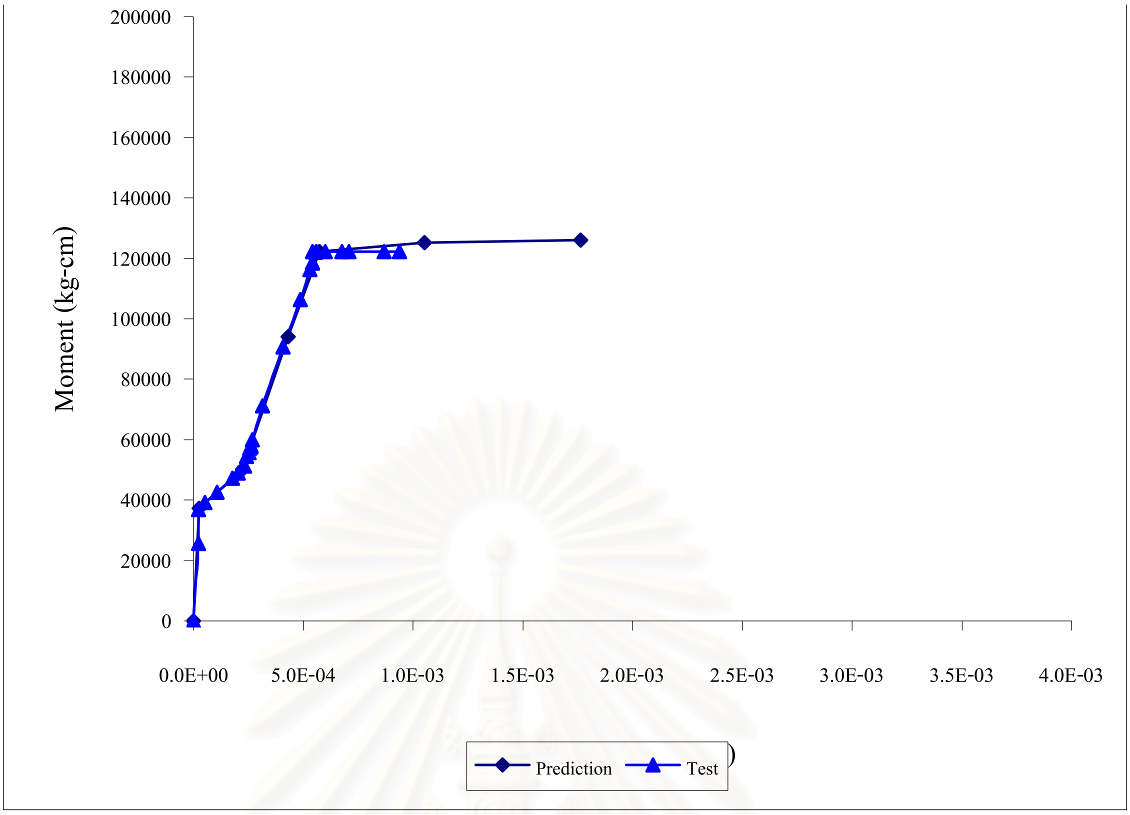


รูปที่ 4.9 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่ได้จากการทดสอบและวิเคราะห์บริเวณกลางช่วง (SP-0B)

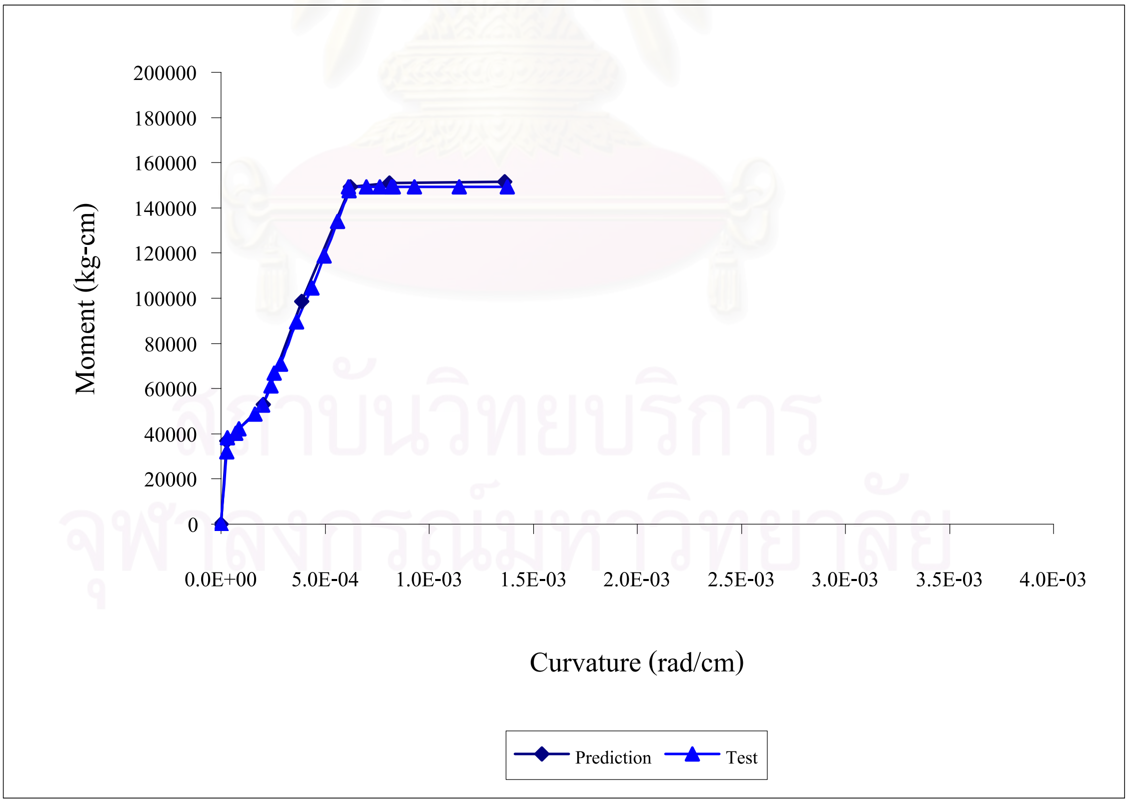


รูปที่ 4.10 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่ได้จากการทดสอบและวิเคราะห์บริเวณรอยต่อ (CP30-16B)

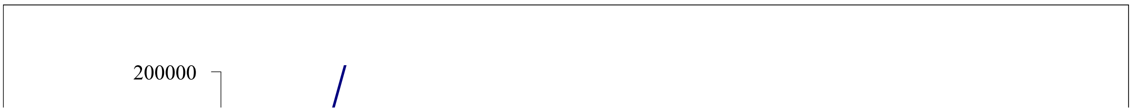
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



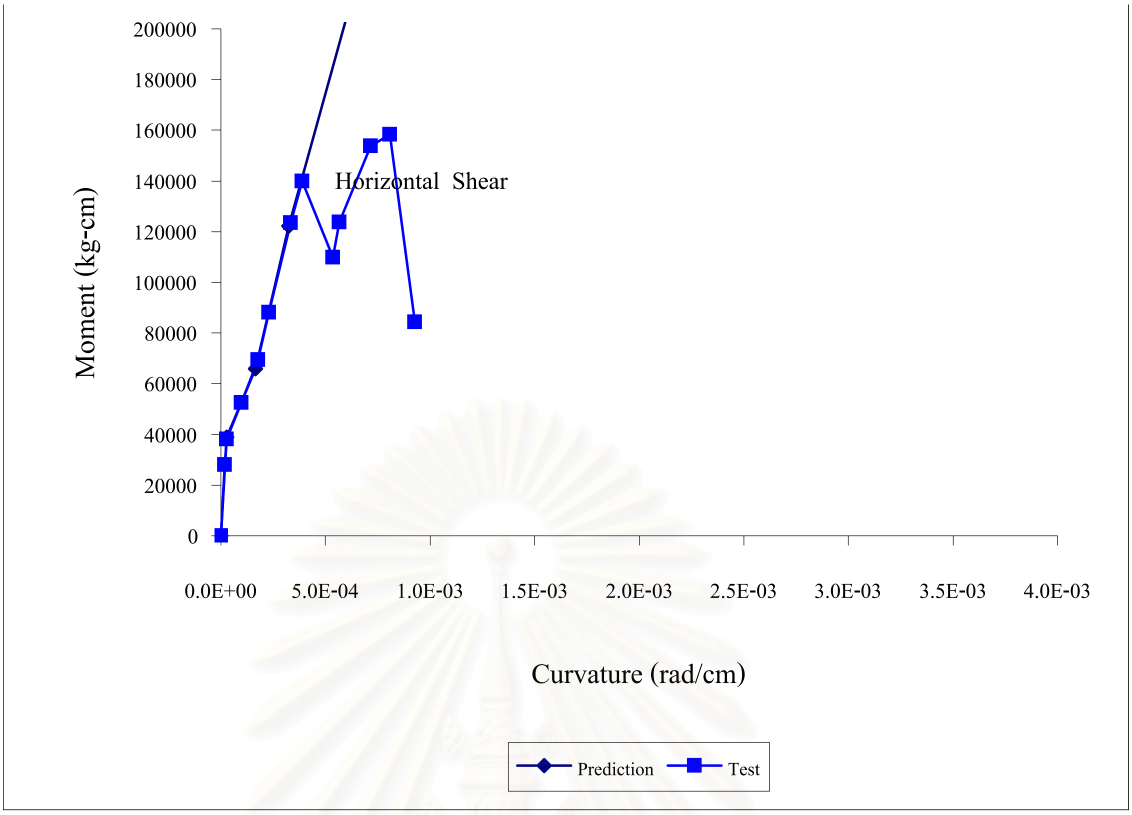
รูปที่ 4.11 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่ได้จากการทดสอบและวิเคราะห์บริเวณรอยต่อ (CP30-36B)



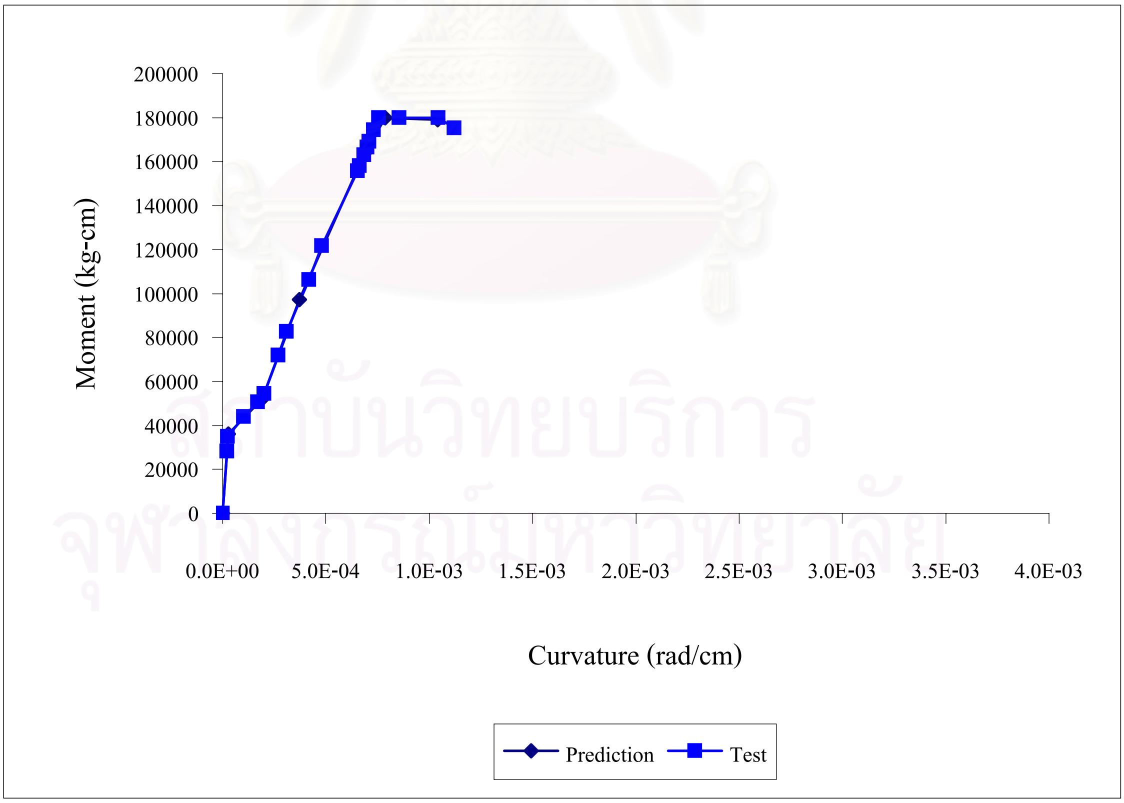
รูปที่ 4.12 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่ได้จากการทดสอบและวิเคราะห์บริเวณรอยต่อ (CP30-45B)



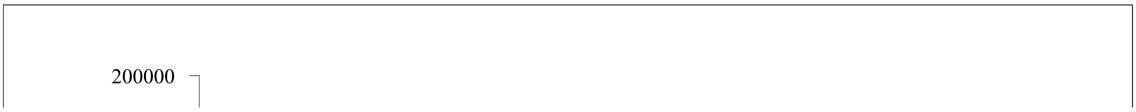
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

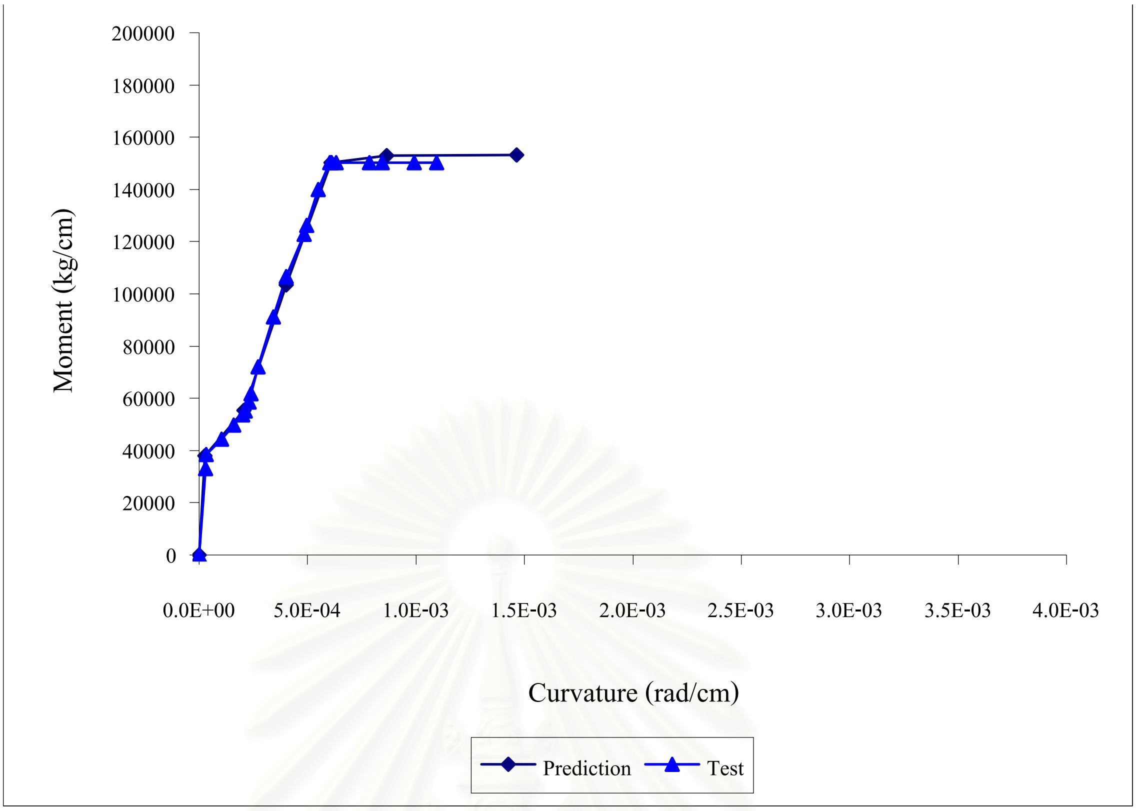


รูปที่ 4.13 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่ได้จากการทดสอบและวิเคราะห์บริเวณรอยต่อ (CP30-82B)

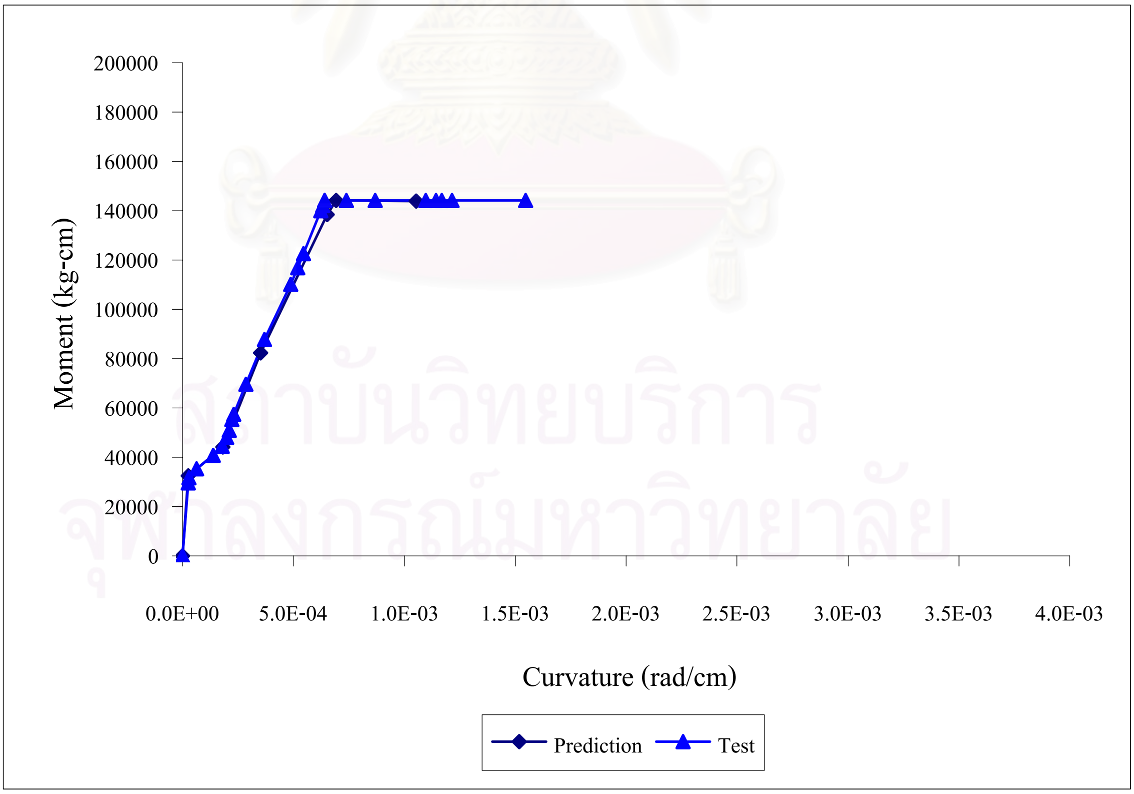


รูปที่ 4.14 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่ได้จากการทดสอบและวิเคราะห์บริเวณรอยต่อ (CP30-100B)



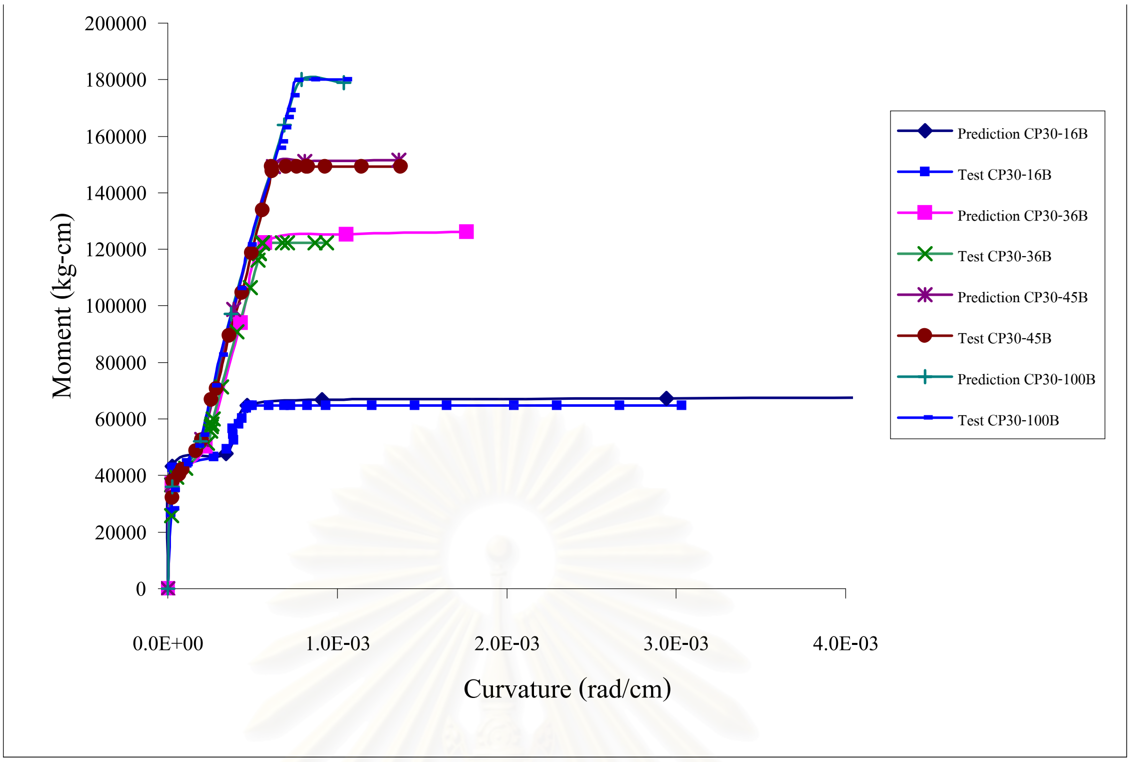


รูปที่ 4.15 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่ได้จากการทดสอบและวิเคราะห์บริเวณรอยต่อ (CP25-45B)

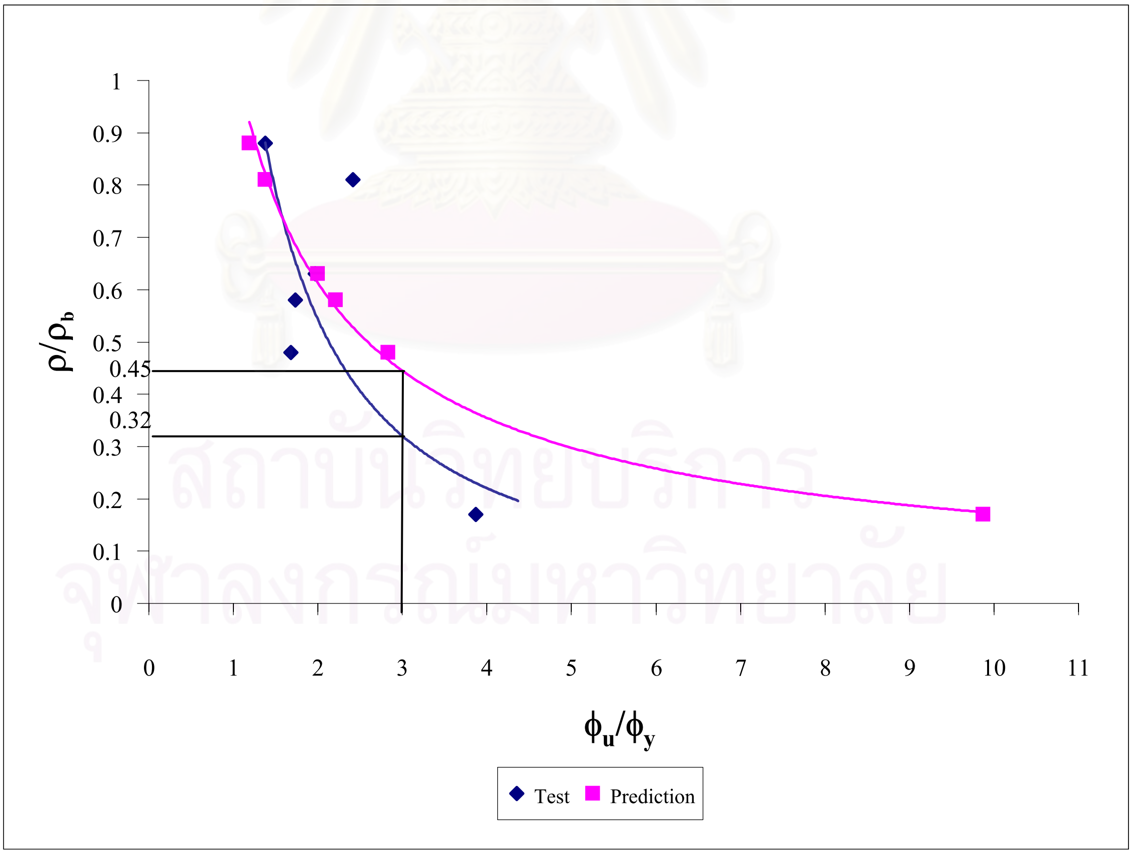


รูปที่ 4.16 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่ได้จากการทดสอบและวิเคราะห์บริเวณรอยต่อ (CP35-45B)

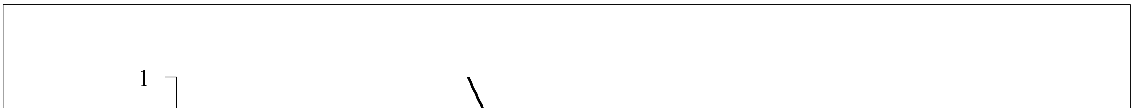
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



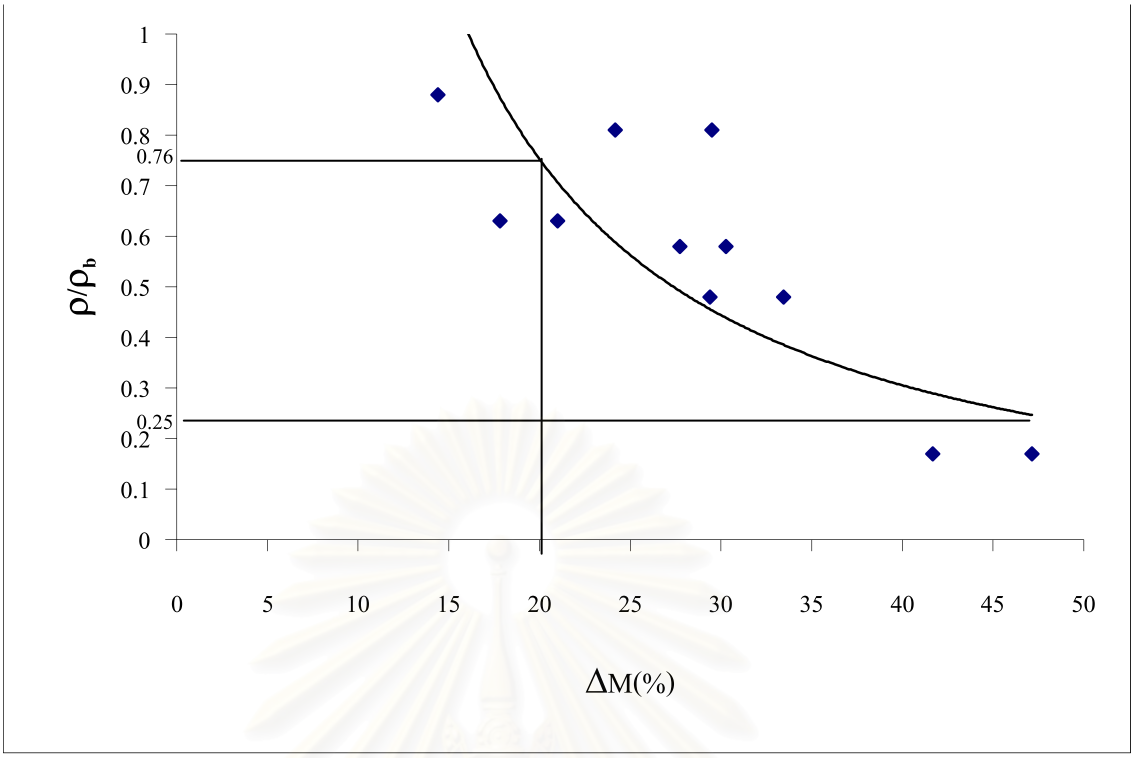
รูปที่ 4.17 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่มีปริมาณเหล็กเสริมบริเวณรอยต่อเป็นตัวแปร



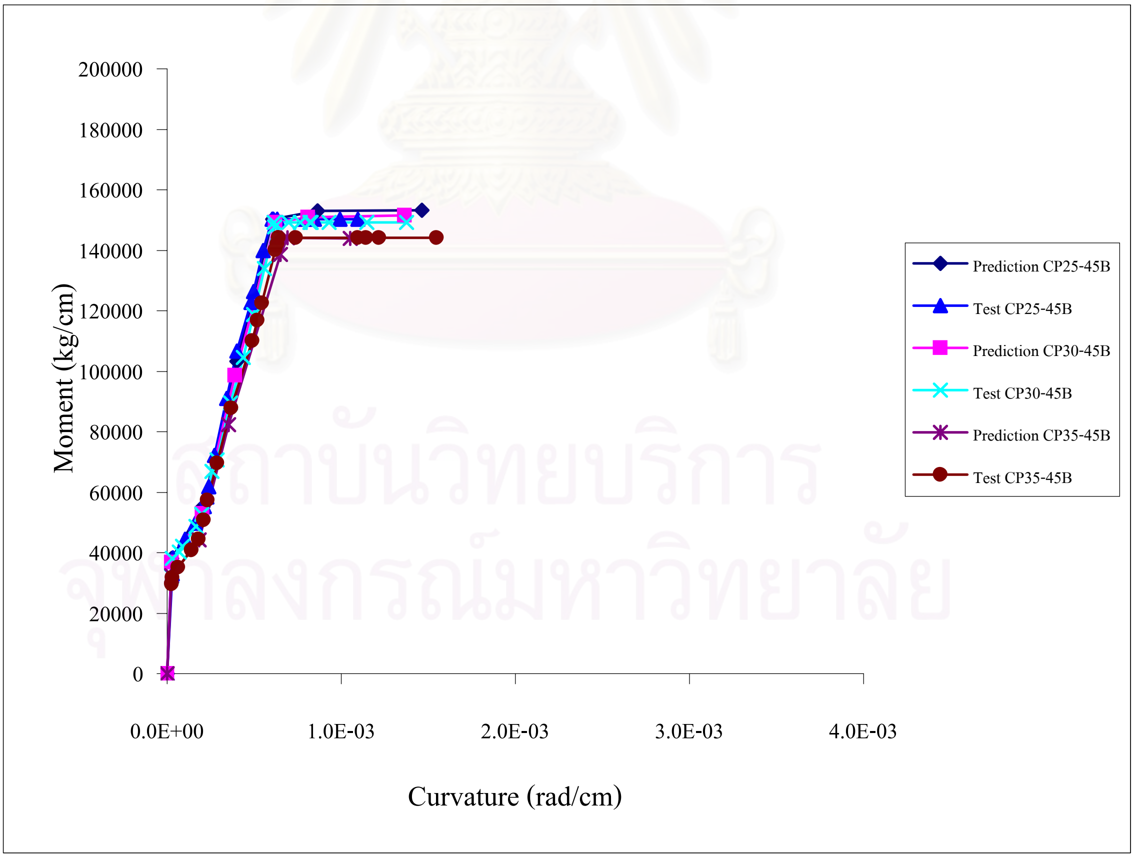
รูปที่ 4.18 ค่าความเหนียวและปริมาณเหล็กเสริม



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

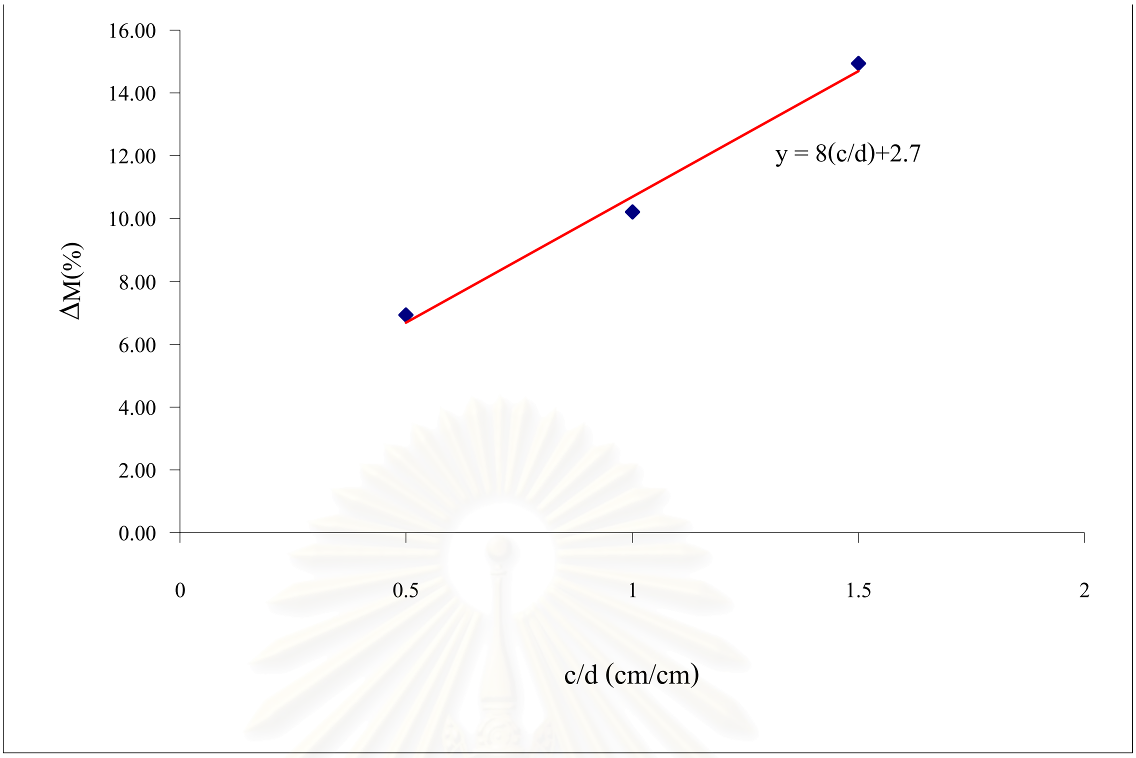


รูปที่ 4.19 การกระจายซ้ำของโมเมนต์กับปริมาณเหล็กเสริม

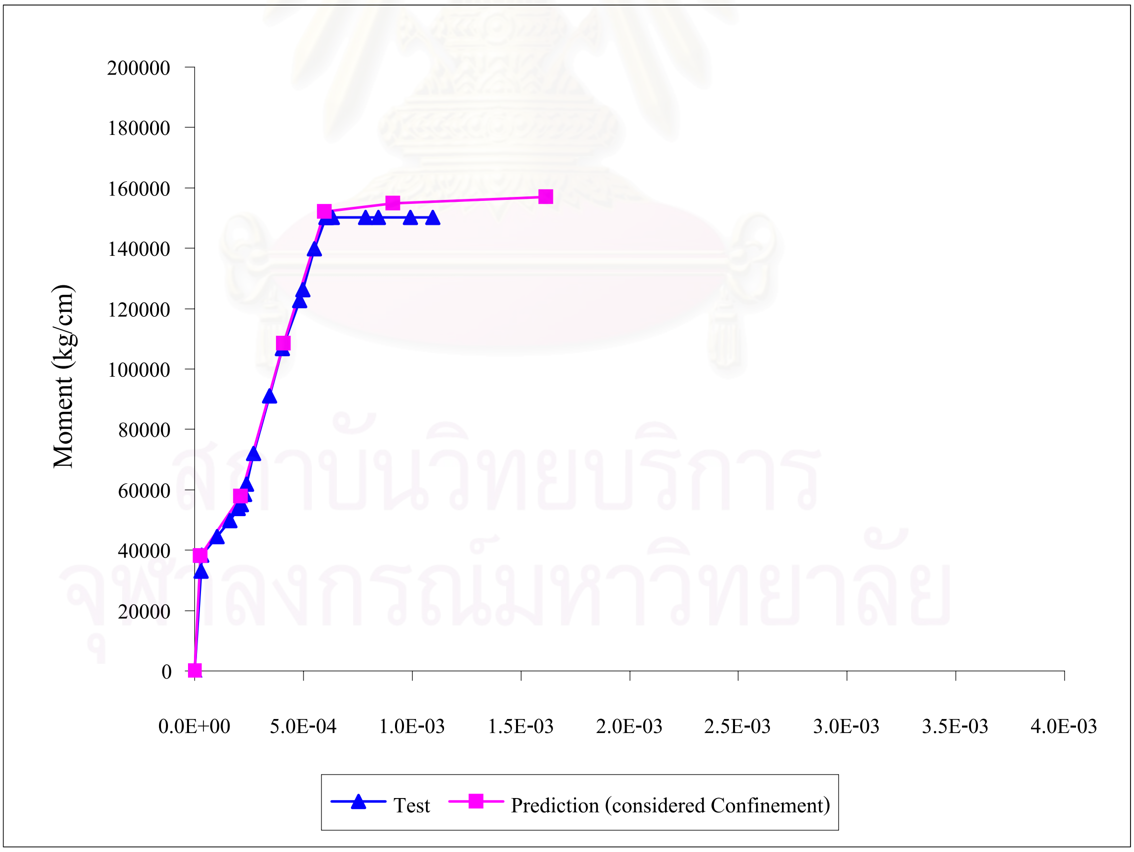


รูปที่ 4.20 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่มีความกว้างรอยต่อเป็นตัวแปร

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

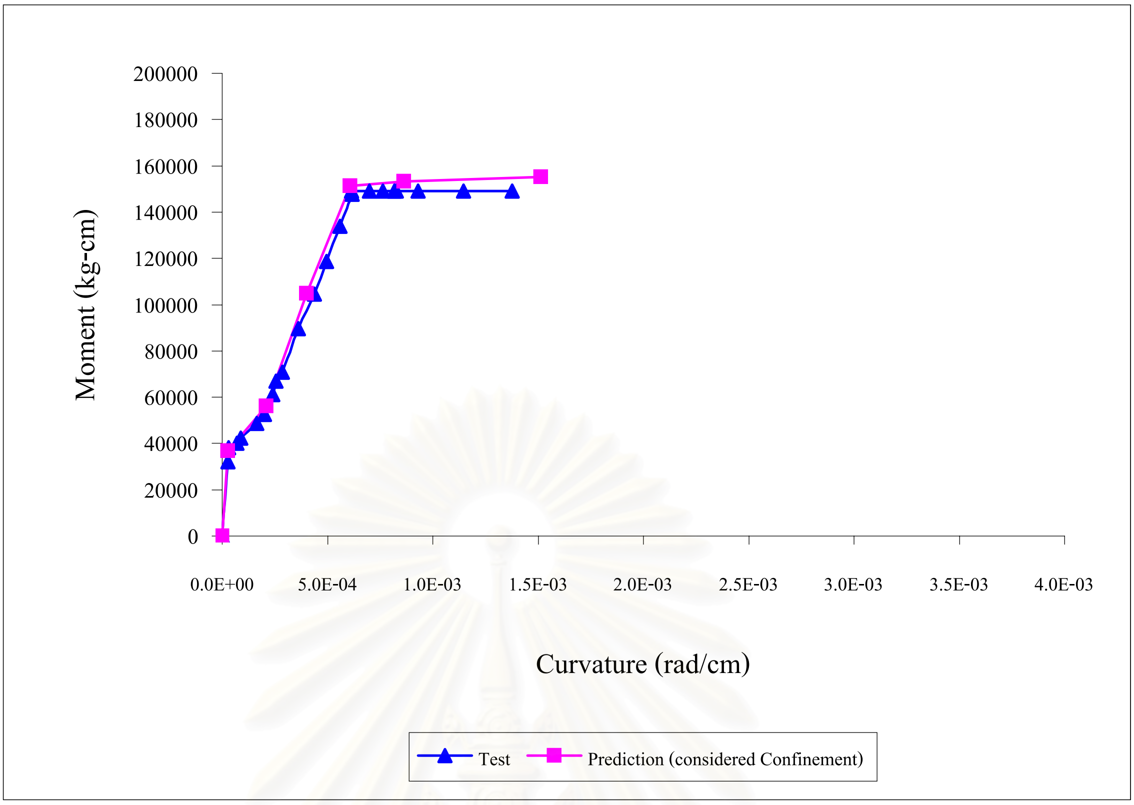


รูปที่ 4.21 โมเมนต์ที่เปลี่ยนไปกับความกว้างรอยต่อ

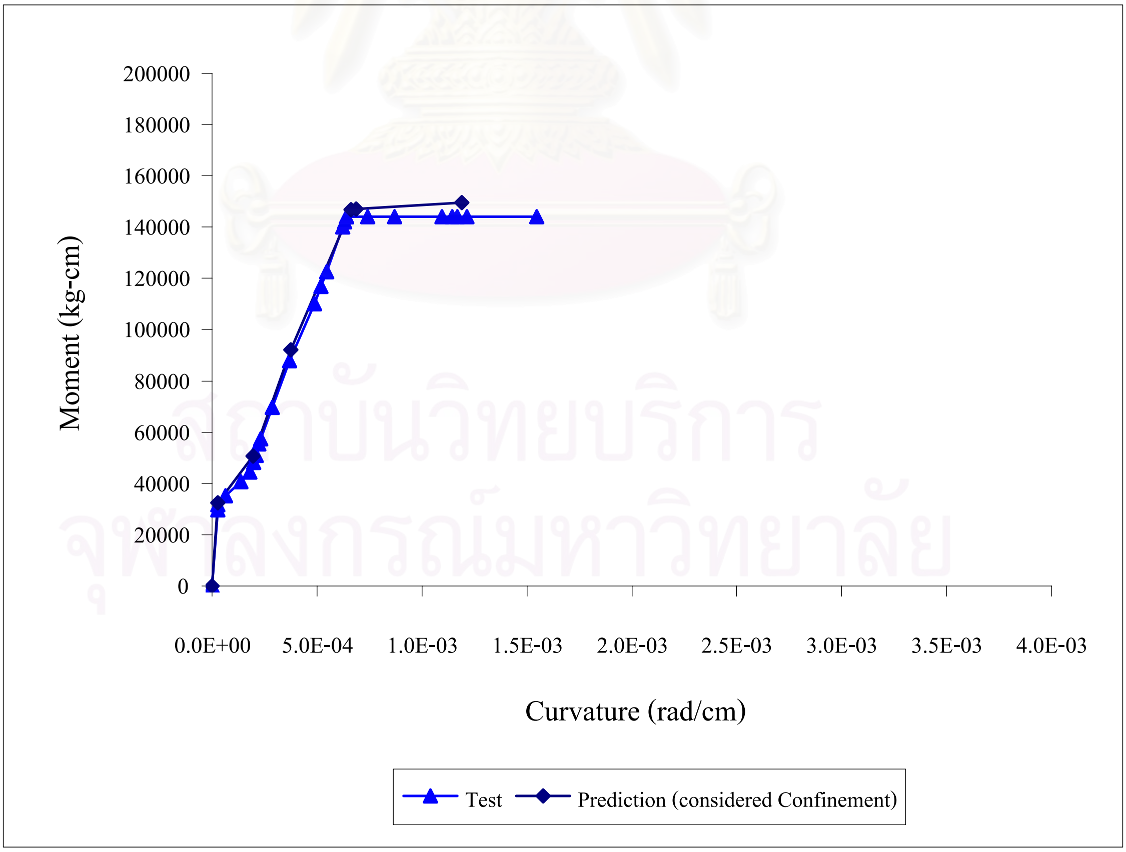


รูปที่ 4.22 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่ได้จากการทดสอบและวิเคราะห์ผลของการโอบรัด(CP25-45B)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

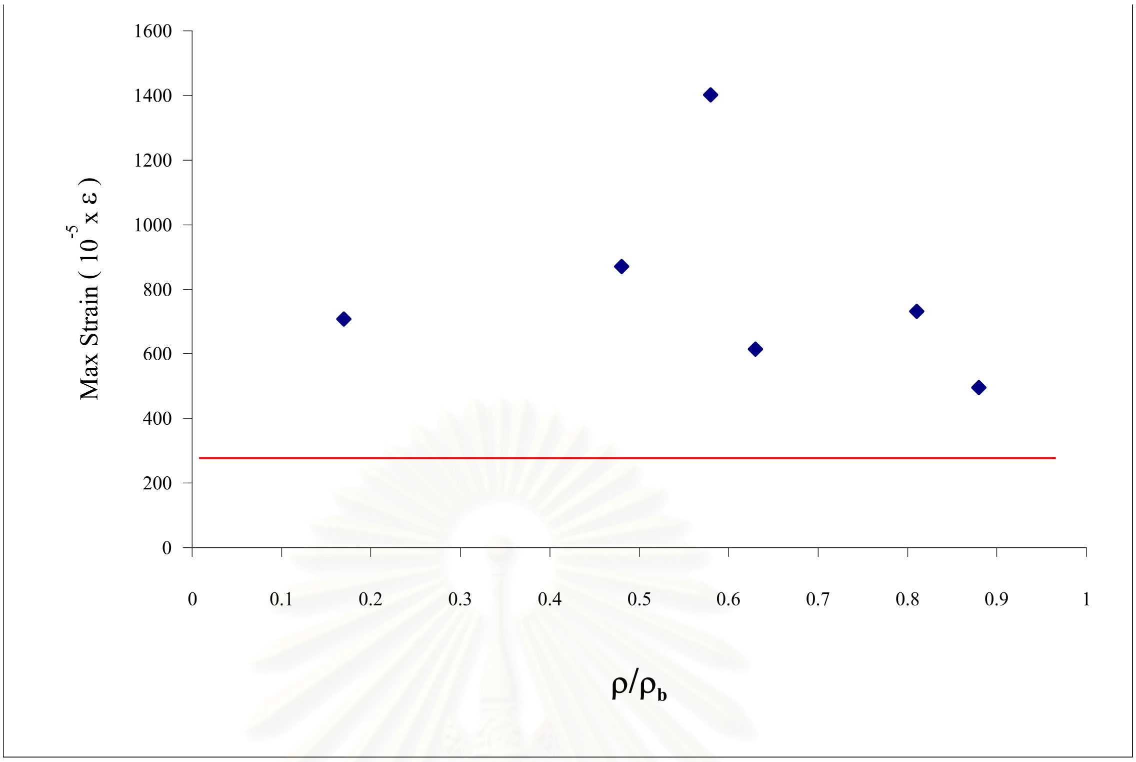


รูปที่ 4.23 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่ได้จากการทดสอบและวิเคราะห์ผลของการโอบรัด(CP30-45B)

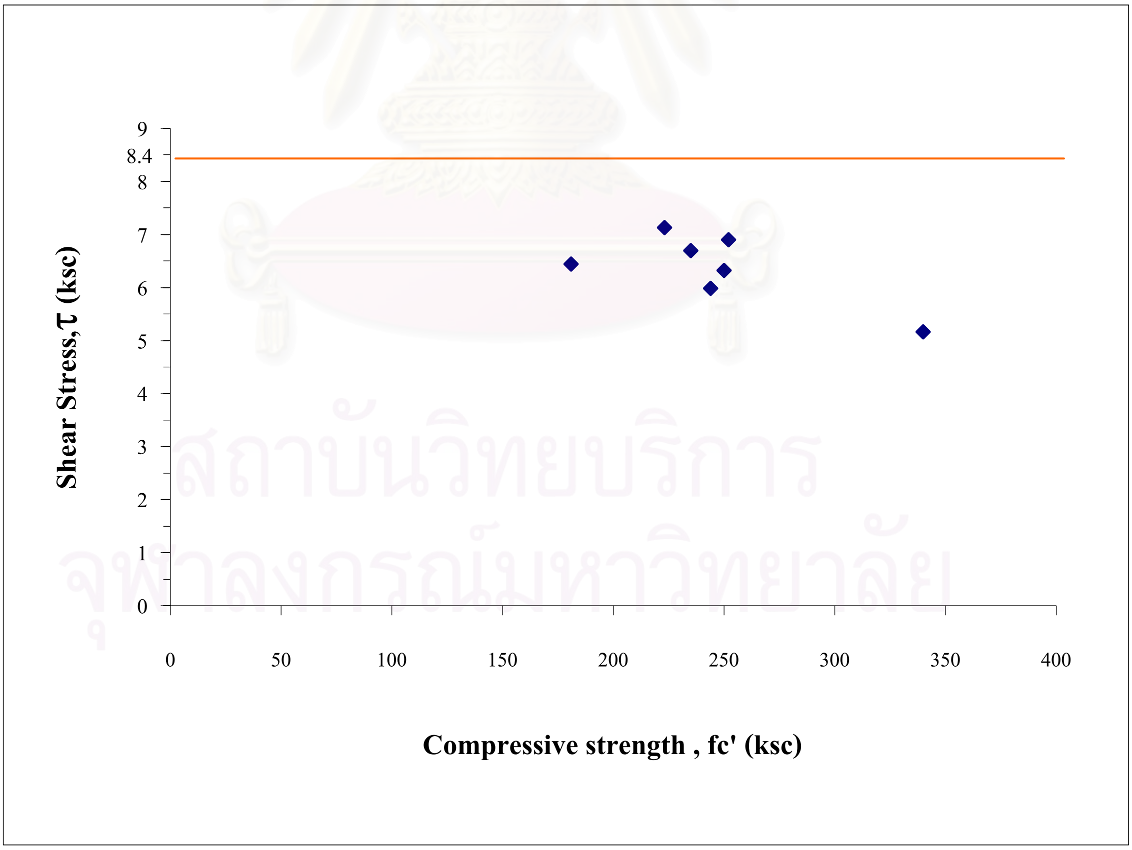


รูปที่ 4.24 โมเมนต์ดัดกับค่าความโค้งที่ได้จากการทดสอบและวิเคราะห์ผลของการโอบรัด(CP35-45B)

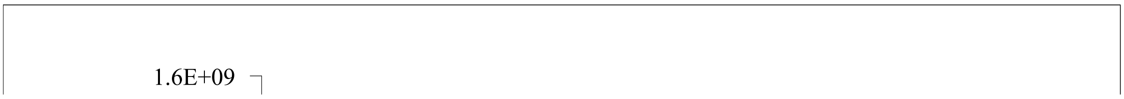
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



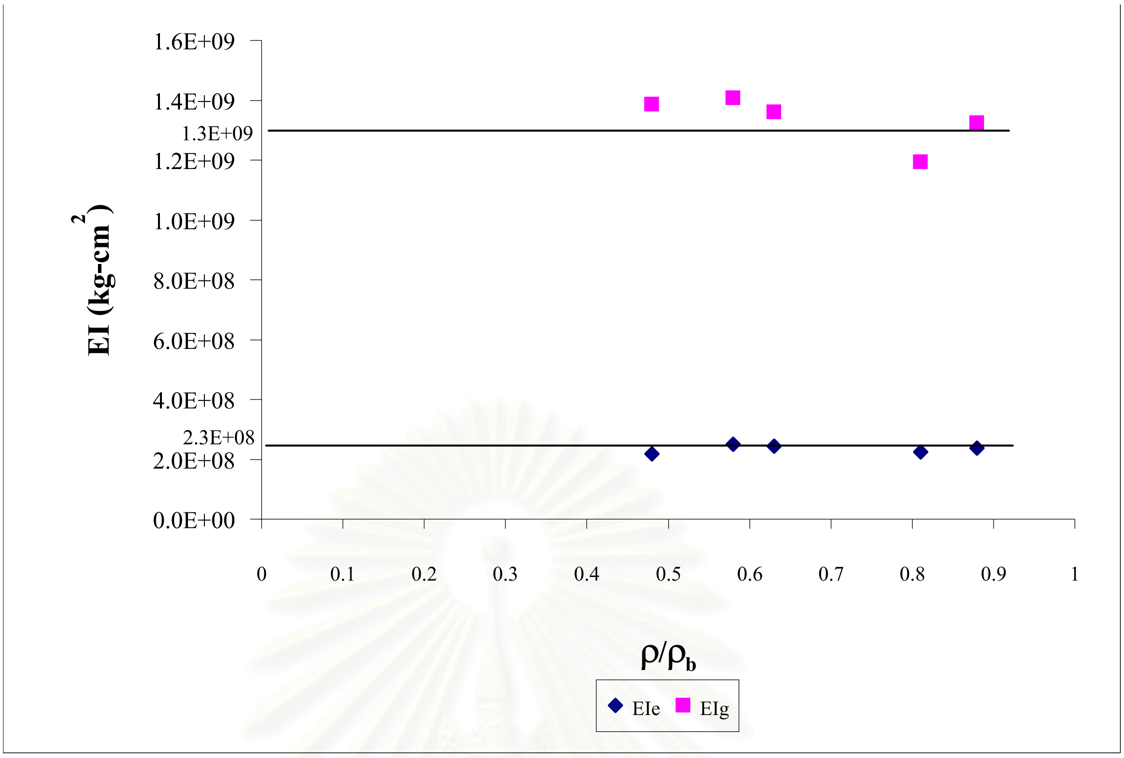
รูปที่ 4.25 ความเครียดสูงสุดที่เหล็กเสริมกับปริมาณเหล็ก



รูปที่ 4.26 หน่วยแรงเฉือนทางราบกับหน่วยแรงอัดของคอนกรีต



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.27 ความแข็งดัดกับปริมาณเหล็กเสริม

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ก

ผลการทดสอบและวิเคราะห์ผล

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง ก.1 ผลการทดสอบและวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ดัดและความโค้ง (ตัวอย่าง CP30-16B)

NO.	Load (kg)		Deflection (mm)		Strain at G	Moment (kg-cm)			Curvature (rad/cm)			Remark
	at E	at F	at E	at F	(x10^{-5} ε)	at E	at F	at G	at E	at F	at G	
1	9	2	2.0	1.9	-4	16773	16314	27024	2.0E-05	2.0E-05	1.7E-05	
2	14	248	2.0	1.9	5	17336	31359	34875	2.0E-05	2.3E-05	2.2E-05	
3	8	504	1.7	3.3	15	17302	47030	42741	1.8E-05	3.9E-05	2.8E-05	Crack G
4	7	1223	1.2	6.4	47	18093	111850	44443	1.3E-05	6.4E-05	1.1E-04	
5	75	1193	1.2	6.4	50	22248	109033	46712	1.4E-05	6.4E-05	2.7E-04	
6	158	1202	1.2	6.4	54	27288	109838	49380	1.5E-05	6.4E-05	3.5E-04	
7	377	1210	1.7	6.4	65	40709	110586	56515	2.1E-05	6.4E-05	3.8E-04	
8	430	1219	2.4	6.4	68	43997	111448	58249	2.8E-05	6.3E-05	4.2E-04	
9	605	1220	3.1	6.4	78	54666	111505	63931	3.6E-05	6.3E-05	4.6E-04	
10	1206	1211	6.2	6.1	115	110223	110701	64726	6.2E-05	6.1E-05	4.8E-04	
11	1373	1385	8.4	6.7	133	125873	127026	64726	8.1E-05	6.6E-05	5.0E-04	Crack E
12	1403	1484	11.2	8.3	149	128734	136281	64726	1.1E-04	8.0E-05	6.0E-04	Crack F
13	1442	1618	11.7	11.9	231	132355	148870	64726	1.1E-04	1.1E-04	6.9E-04	Yield G
14	1466	1646	12.3	13.2	710	134574	151457	64726	1.2E-04	1.2E-04	7.3E-04	
15	1468	1616	13.8	14.8	209	134807	148640	64726	1.3E-04	1.4E-04	8.2E-04	
16	1597	1722	17.7	17.8	221	146895	158643	64726	1.7E-04	1.7E-04	9.3E-04	
17	1669	1900	25.1	24.8	229	153669	175256	64726	2.3E-04	2.3E-04	1.2E-03	
18	1755	2051	32.3	32.8	233	161728	189455	64726	3.0E-04	3.0E-04	1.5E-03	
19	1879	2058	39.0	37.4	239	173349	190144	64726	3.6E-04	3.4E-04	1.6E-03	
20	1860	2149	48.1	48.7	242	171539	198595	64726	4.4E-04	4.4E-04	2.0E-03	
21	1929	2210	56.5	56.3	249	178020	204401	64726	5.1E-04	5.1E-04	2.3E-03	
22	1963	2264	66.3	67.6	250	181174	209402	64726	6.0E-04	6.1E-04	2.7E-03	Ult.F
23	1955	2186	73.0	76.3	238	180473	202101	64726	6.6E-04	6.9E-04	3.0E-03	Ult.G
24	2003	0	85.7	87.7	236	184911	18605	43290	7.7E-04	6.8E-04	4.3E-03	
25	2027		91.5	87.2	241	187189	18634	43260	8.2E-04	6.8E-04	4.5E-03	
26	2046		99.4	86.8	242	188999	18657	43237	8.9E-04	6.7E-04	4.8E-03	Ult.E
27	1990		106.8	86.5	242	183685	18589	43306	9.6E-04	6.7E-04	5.3E-03	
28	1578		113.1	86.3	243	145144	18093	43801	1.0E-03	6.8E-04	7.0E-03	

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง ก.2 ผลการทดสอบและวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ดัดและความโค้ง (ตัวอย่าง CP30-36B)

NO.	Load (kg)		Deflection (mm)		Strain at (	Moment (kg-cm)			Curvature (rad/cm)			Remark
	at E	at F	at E	at F	($x10^{-5}$ ε)	at E	at F	at G	at E	at F	at G	
1	-2	-28	1.4	0.9	45	16013	14462	25710	1.6E-05	1.1E-05	2.4E-05	
2	49	273	2.5	0.8	50	19539	32977	36797	2.5E-05	1.3E-05	2.3E-05	Crack G
3	132	270	2.6	0.9	54	24603	32890	39301	2.7E-05	1.3E-05	5.3E-05	
4	237	272	2.4	1.3	54	31043	33092	42642	2.7E-05	1.7E-05	1.1E-04	
5	416	370	2.8	1.9	60	42097	39308	51329	3.2E-05	2.4E-05	2.3E-04	
6	487	435	3.0	2.2	64	46519	43407	55616	3.5E-05	2.7E-05	2.5E-04	
7	528	447	3.1	2.2	65	49048	44169	57271	3.6E-05	2.7E-05	2.6E-04	
8	550	453	3.1	2.3	65	50389	44571	58148	3.6E-05	2.8E-05	2.6E-04	
9	590	472	3.1	2.4	67	52888	45745	59995	3.7E-05	2.9E-05	2.7E-04	
10	734	687	4.1	2.9	77	61910	59082	71243	4.7E-05	3.5E-05	3.2E-04	
11	1056	987	5.4	4.0	94	81971	77848	90775	6.2E-05	4.7E-05	4.1E-04	
12	1304	1239	6.5	4.9	106	97438	93525	106441	7.5E-05	5.8E-05	4.9E-04	
13	1522	1339	7.5	6.0	118	111053	99901	116259	8.6E-05	7.0E-05	5.3E-04	Crack E
14	1553	1408	10.8	6.7	136	114031	104215	118498	1.2E-04	7.7E-05	5.4E-04	Crack F
15	1615	1415	10.8	10.8	141	119754	104702	118644	1.2E-04	1.2E-04	5.4E-04	
16	1852	1572	15.0	14.7	163	142061	115782	122280	1.6E-04	1.6E-04	5.6E-04	
17	1933	1529	16.2	16.5	194	149594	112062	121977	1.7E-04	1.8E-04	5.6E-04	
18	2019	1588	19.7	19.6	200	157652	117277	122280	2.0E-04	2.1E-04	5.6E-04	
19	2220	1733	25.2	24.8	252	176514	130843	122280	2.5E-04	2.6E-04	5.6E-04	Yield G
20	2464	1928	39.1	38.1	240	199406	149123	122280	3.8E-04	3.9E-04	6.8E-04	
21	2485	1888	40.6	39.7	372	201333	145387	122280	4.0E-04	4.1E-04	7.1E-04	
22	2526	2061	53.4	52.1	400	205187	161597	122280	5.2E-04	5.2E-04	8.7E-04	
23	2614	2087	60.1	57.6	421	213479	164012	122280	5.8E-04	5.8E-04	9.4E-04	Ult.E & F
24	2457	1917	60.6	60.9	411	198705	148088	122280	5.9E-04	6.2E-04	1.1E-03	
25	2594	2043	67.6	67.7	424	211552	159930	122280	6.5E-04	6.8E-04	1.1E-03	
26	2157	1840	68.7	69.1	395	170616	140903	122280	6.8E-04	7.1E-04	1.4E-03	
27	2177	1843	70.1	70.6	395	172485	141190	122280	7.0E-04	7.3E-04	1.4E-03	Ult.G
28	2108	1060	70.2	70.6	391	166003	83543	106462	7.0E-04	7.4E-04	1.5E-03	

ตาราง ก.3 ผลการทดสอบและวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ดัดและความโค้ง (ตัวอย่าง CP30-45B)

NO.	Load (kg)		Deflection (mm)		Strain at G	Moment (kg-cm)				Curvature (rad/cm)			Remark
	at E	at F	at E	at F	($x10^{-5}\varepsilon$)	at E	at F	at G	at G*	at E	at F	at G	
1	162	12	1.5	1.3	32	26121	17136	32139	38311	1.9E-05	1.5E-05	2.7E-05	
2	187	178	1.5	1.9	34	27844	27292	38115	45275	1.9E-05	2.2E-05	3.1E-05	Crack G
3	212	221	1.5	2.1	35	29420	29948	40244	47755	1.9E-05	2.4E-05	7.0E-05	
4	268	227	1.5	2.1	38	32856	30390	42195	50029	1.9E-05	2.4E-05	8.7E-05	
5	355	350	2.0	2.5	41	38338	37997	48779	57701	2.5E-05	2.9E-05	1.6E-04	
6	424	405	2.0	2.7	45	42596	41455	52661	62224	2.5E-05	3.2E-05	2.0E-04	
7	648	632	2.8	3.6	54	56586	55603	66815	78718	3.4E-05	4.2E-05	2.6E-04	
8	710	693	3.2	3.9	56	60470	59429	70693	83237	3.8E-05	4.5E-05	2.9E-04	
9	1022	981	4.2	5.2	69	79868	77432	89507	105161	5.0E-05	6.0E-05	3.6E-04	
10	1264	1220	5.3	6.3	78	95016	92352	104633	122787	6.1E-05	7.2E-05	4.4E-04	
11	1507	1429	7.7	8.0	97	110126	105398	118796	139291	8.8E-05	9.1E-05	5.0E-04	Cr. E & F
12	1732	1686	13.3	13.0	126	124153	121421	133912	149156	1.5E-04	1.5E-04	5.6E-04	
13	1943	1913	19.1	18.7	154	137381	135553	147676	149156	2.1E-04	2.1E-04	6.2E-04	
14	2261	2177	28.9	29.8	200	166931	159024	149156	149156	3.1E-04	3.2E-04	6.1E-04	
15	2498	2281	38.6	36.4	229	189121	168796	149156	149156	4.0E-04	3.8E-04	7.0E-04	Yield G
16	2560	2367	49.5	48.7	236	194961	176844	149156	149156	5.0E-04	5.1E-04	7.6E-04	
17	2597	2453	54.9	54.3	694	198464	184892	149156	149156	5.6E-04	5.6E-04	8.2E-04	
18	2585	2447	54.9	54.9	209	197296	184317	149156	149156	5.6E-04	5.6E-04	8.3E-04	
19	2697	2459	64.3	63.7	200	207808	185467	149156	149156	6.5E-04	6.5E-04	9.3E-04	
20	2716	2483	80.6	79.3	204	209560	187766	149156	149156	8.1E-04	8.1E-04	1.1E-03	
21	2734	2545	99.9	96.8	206	211311	193515	149156	149156	1.0E-03	9.8E-04	1.4E-03	Ult.E & F
22	2473	2312	100.8	101.3	204	186785	171671	149156	149156	1.0E-03	1.1E-03	1.6E-03	
23	2560	2361	104.0	104.8	202	194961	176269	149156	149156	1.1E-03	1.1E-03	1.6E-03	
24	2479	2269	110.1	109.6	202	187369	167647	149156	149156	1.1E-03	1.1E-03	1.8E-03	
25	2174	2330	118.3	119.0	206	158755	173395	149156	149156	1.2E-03	1.2E-03	2.1E-03	Ult.G
26	324	2299	123.4	136.8	205	38784	170521	95691	127855	1.2E-03	1.4E-03	2.3E-03	
27	324	2238	123.4	144.4	203	38710	164772	95765	125613	1.2E-03	1.5E-03	2.5E-03	
28	318	1864	123.4	146.9	204	37878	130593	95127	111710	1.2E-03	1.6E-03	3.2E-03	

หมายเหตุ * วิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้ระยะจากศูนย์กลางของจุดรองรับเป็นความยาวช่วง

ตาราง ก.4 ผลการทดสอบและวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ดัดและความโค้ง (ตัวอย่าง CP30-82B)

NO.	Load (kg)		Deflection (mm)		Strain at (	Moment (kg-cm)		Curvature (rad/cm)		Remark
	at E	at F	at E	at F	($x10^{-5}$ ε)	at E	at G	at E	at G	
1	6	0	0.0	12.7	37	2009	28097	1.3E-06	2.0E-05	
2	117	90	-0.1	14.4	45	9012	38166	5.9E-06	2.7E-05	Crack G
3	313	202	0.3	17.2	60	21332	52648	1.4E-05	9.8E-05	
4	533	336	0.8	20.9	76	35214	69547	2.3E-05	1.8E-04	
5	754	493	1.1	26.4	98	49159	88065	3.2E-05	2.3E-04	
6	1171	796	1.8	35.3	133	75516	123493	5.0E-05	3.3E-04	
7	1404	919	2.2	42.6	153	90118	139982	5.9E-05	3.9E-04	Hor. Shear
8	1177	605	3.3	52.4	128	75362	109932	5.5E-05	5.4E-04	
9	1502	650	5.4	52.6	134	95375	123749	7.0E-05	5.7E-04	
10	2250	729	19.2	54.3	148	141373	153766	2.3E-04	7.2E-04	
11	2293	773	21.5	58.4	155	144124	158401	2.6E-04	8.1E-04	Hor. Shear
12	1613	56	22.5	60.7		100479	84440	2.8E-04	9.3E-04	
13	1840	101	25.6	64.7		114488	95063	3.1E-04	2.2E-03	
14	1999	112	35.8	64.9		124276	101062	4.3E-04	2.9E-03	
15	2097	112	50.7	65.4		130280	104255	6.1E-04	4.1E-03	
16	2158	101	68.1	65.8		134001	105442	8.2E-04	5.3E-03	
17	2128	67	86.2	66.2		132031	102015	1.0E-03	6.6E-03	
18	1999	34	86.8	66.5		124058	95395	1.0E-03	6.7E-03	
19	1999	-67	98.6	39.7		123777	88110	1.2E-03	7.0E-03	
20	1944	-67	107.0	32.7		120400	86314	1.3E-03	7.7E-03	
21	1545	0	113.5	30.8		96196	78197	1.4E-03	9.3E-03	

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง ก.5 ผลการทดสอบและวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ดัดและความโค้ง (ตัวอย่าง CP30-100B)

NO.	Load (kg)		Deflection (mm)		Strain at (	Moment (kg-cm)		Curvature (rad/cm)		Remark
	at E	at F	at E	at F	(x10^{-5} ε)	at E	at G	at E	at G	
1	0	6	0.2	14.9	61	1651	28340	1.1E-06	2.1E-05	
2	11	92	-0.3	18.5	70	2575	34905	1.7E-06	2.6E-05	Crack G
3	179	141	0.1	19.8	77	13000	43921	8.7E-06	1.0E-04	
4	303	178	0.5	20.5	83	20647	50591	1.4E-05	1.7E-04	
5	325	221	0.5	22.4	88	22138	54421	1.5E-05	2.0E-04	
6	549	362	0.7	27.6	108	36248	71903	2.4E-05	2.7E-04	
7	717	435	1.2	29.8	118	46741	82690	3.1E-05	3.1E-04	
8	964	650	0.8	44.0	162	62427	106216	4.2E-05	4.2E-04	
9	1166	773	1.0	52.9	191	75114	121640	5.0E-05	4.8E-04	
10	1782	969	2.8	75.4	249	113384	155877	7.6E-05	6.5E-04	
11	1838	975	5.2	75.4	256	116830	158144	7.8E-05	6.6E-04	Crack E
12	1928	1012	7.6	77.7	281	122420	163067	9.4E-05	6.8E-04	
13	2040	1049	10.3	80.3	297	129381	166613	1.3E-04	7.0E-04	
14	2118	1055	15.9	86.1	306	134199	169150	1.9E-04	7.1E-04	
15	2286	1104	25.4	95.2	310	144624	174486	3.0E-04	7.3E-04	
16	2455	1140	32.7	104.1	330	155015	179857	3.9E-04	7.6E-04	Yield G
17	2522	1122	38.9	109.2	360	161192	179984	4.5E-04	8.5E-04	
18	2634	1018	51.9	124.1	362	171700	179984	5.9E-04	1.0E-03	Ult. G
19	2735	938	61.5	132.0	440	181157	175119	6.8E-04	1.1E-03	
20	2735	938	66.6	142.2	518	181157	175119	7.4E-04	1.2E-03	Ult.E
21	2690	828	80.2	149.2	496	176954	166841	9.0E-04	1.4E-03	
22	2578	705	86.8	157.3	476	166446	157644	9.9E-04	1.6E-03	
23	2410	540	88.6	159.8	436	150685	145227	1.0E-03	1.7E-03	
24	2230	405	101.4	169.8	399	139253	129729	1.2E-03	1.9E-03	
25	1861	423	104.9	173.6	399	116669	119018	1.2E-03	2.2E-03	
26	1849	386	113.9	184.3	392	115881	115996	1.4E-03	2.3E-03	
27	1648	258	121.3	189.6	294	103177	100129	1.5E-03	2.4E-03	
28	549	55	119.0	190.2	252	35396	49761	1.5E-03	3.6E-03	

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง ก.6 ผลการทดสอบและวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ดัดและความโค้ง (ตัวอย่าง CP25-45B)

NO.	Load (kg)		Deflection (mm)		Strain at G	Moment (kg-cm)				Curvature (rad/cm)			Remark
	at E	at F	at E	at F	($x10^{-5}$ ε)	at E	at F	at G	at G*	at E	at F	at G	
1	178	6	0.8	0.7	9	26791	16535	32992	38219	1.7E-05	1.4E-05	3.0E-05	
2	190	162	1.1	1.2	10	27696	26010	38359	44322	2.0E-05	2.0E-05	3.2E-05	Crack. G
3	282	262	1.1	1.4	14	33388	32162	44482	51283	2.0E-05	2.3E-05	1.0E-04	
4	356	355	1.4	1.7	17	37956	37915	49818	57351	2.3E-05	2.7E-05	1.6E-04	
5	435	399	1.4	1.8	19	42845	40647	53758	61830	2.4E-05	2.8E-05	2.0E-04	
6	448	430	1.4	1.9	19	43622	42552	55145	63407	2.4E-05	2.9E-05	2.1E-04	
7	497	486	1.6	2.1	20	46661	46010	58503	67226	2.6E-05	3.1E-05	2.3E-04	
8	558	529	1.8	2.2	22	50432	48722	61856	71038	2.9E-05	3.3E-05	2.4E-04	
9	705	704	2.2	2.7	27	59555	59473	72130	82720	3.3E-05	3.8E-05	2.7E-04	
10	999	1003	3.2	3.7	36	77748	77945	91086	104273	4.4E-05	5.0E-05	3.4E-04	
11	1245	1246	4.2	4.6	44	92903	92960	106684	122009	5.6E-05	6.0E-05	4.0E-04	
12	1490	1501	7.2	5.9	60	108071	108733	122681	140196	8.9E-05	7.5E-05	4.8E-04	Cr. E & F
13	1502	1601	8.0	7.6	63	108919	114802	126257	144262	9.8E-05	9.4E-05	5.0E-04	
14	1698	1831	12.7	12.6	87	121080	129009	139889	150292	1.5E-04	1.5E-04	5.5E-04	
15	2011	2186	22.9	22.8	123	142935	159355	150292	150292	2.6E-04	2.5E-04	6.0E-04	
16	2299	2454	36.1	35.7	153	169953	184465	150292	150292	3.8E-04	3.7E-04	6.1E-04	
17	2465	2666	48.8	49.7	245	185474	204320	150292	150292	5.1E-04	5.1E-04	6.3E-04	Yield G
18	2557	2722	63.8	63.8	607	194096	209565	150292	150292	6.5E-04	6.5E-04	7.9E-04	
19	2563	2728	69.0	69.0	619	194671	210140	150292	150292	7.1E-04	7.0E-04	8.5E-04	
20	2643	2808	84.5	84.5	602	202144	217613	150292	150292	8.6E-04	8.5E-04	9.9E-04	
21	2673	2838	95.0	95.0	600	205018	220487	150292	150292	9.6E-04	9.5E-04	1.1E-03	Ult.E&F
22	2569	2734	108.1	108.1	599	195246	210715	150292	150292	1.1E-03	1.1E-03	1.3E-03	
23	2575	2740	117.5	117.5	599	195821	211290	150292	150292	1.2E-03	1.2E-03	1.4E-03	
24	2336	2501	125.2	125.2	597	173402	188871	150292	150292	1.3E-03	1.3E-03	1.7E-03	
25	2128	2293	139.3	139.3	595	153857	169326	150292	150292	1.5E-03	1.5E-03	2.2E-03	
26	1968	2133	146.8	146.8	596	138911	154380	150292	150292	1.6E-03	1.6E-03	2.6E-03	UltG
27	1735	1900	151.3	151.3	595	123387	133239	143269	150292	1.7E-03	1.7E-03	3.1E-03	
28	766	931	162.4	162.4	591	63515	73367	81361	93215	1.7E-03	1.7E-03	3.3E-03	

หมายเหตุ * วิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้ระยะจากศูนย์กลางของจุดรองรับเป็นความยาวช่วง

ตาราง ก.7 ผลการทดสอบและวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ดัดและความโค้ง (ตัวอย่าง CP35-45B)

NO.	Load (kg)		Deflection (mm)		Strain at G	Moment (kg-cm)				Curvature (rad/cm)			Remark
	at E	at F	at E	at F	($x10^{-5}$ ε)	at E	at F	at G	at G*	at E	at F	at G	
1	110	0	1.6	1.4	36	23208	16551	29650	36413	1.9E-05	1.5E-05	2.7E-05	
2	178	0	1.8	1.4	35	27360	16644	31729	38895	2.1E-05	1.5E-05	2.8E-05	Crack G
3	190	101	1.8	1.7	38	28254	22870	35216	43058	2.1E-05	1.9E-05	6.3E-05	
4	258	213	2.0	2.2	44	32559	29862	40749	49664	2.4E-05	2.5E-05	1.4E-04	
5	276	314	2.0	2.7	46	33830	36096	44426	54053	2.4E-05	3.1E-05	1.8E-04	
6	429	370	2.6	2.9	49	43343	39756	50877	61756	3.1E-05	3.3E-05	2.1E-04	
7	484	527	2.8	3.6	57	46955	49491	57415	69560	3.2E-05	4.1E-05	2.3E-04	
8	699	706	3.6	4.5	67	60412	60824	69557	84056	4.2E-05	5.1E-05	2.9E-04	
9	999	998	4.7	5.9	82	79306	79174	87799	105834	5.5E-05	6.7E-05	3.7E-04	
10	1374	1345	6.6	8.0	106	102807	101075	110036	132383	7.6E-05	9.0E-05	4.9E-04	Cr. E & F
11	1484	1457	8.1	10.7	125	109755	108126	116892	140568	9.2E-05	1.2E-04	5.2E-04	
12	1600	1524	10.8	12.0	134	117019	112425	122556	144074	1.2E-04	1.3E-04	5.4E-04	
13	1901	1793	19.7	19.6	179	135883	129395	140107	144074	2.2E-04	2.2E-04	6.2E-04	
14	1950	1849	23.0	22.8	195	140296	132912	142030	144074	2.5E-04	2.5E-04	6.3E-04	
15	1993	1928	24.4	24.6	204	144319	138223	144074	144074	2.6E-04	2.7E-04	6.4E-04	
16	2140	2096	30.8	30.8	229	158116	153985	144074	144074	3.3E-04	3.3E-04	6.4E-04	Yield G
17	2207	2163	34.5	34.4	245	164439	160289	144074	144074	3.6E-04	3.6E-04	7.4E-04	
18	2410	2477	58.6	58.3	361	183409	189710	144074	144074	6.0E-04	5.9E-04	1.1E-03	
19	2379	2443	60.0	60.2	470	180535	186558	144074	144074	6.1E-04	6.1E-04	1.1E-03	
20	2410	2466	65.0	65.0	758	183409	188659	144074	144074	6.6E-04	6.6E-04	1.2E-03	
21	2483	2544	86.6	86.8	731	190307	196015	144074	144074	8.8E-04	8.7E-04	1.5E-03	Ult.F
22	2483	2533	100.5	100.5	737	190307	194964	144074	144074	1.0E-03	1.0E-03	1.8E-03	Ult.E
23	2355	2410	117.4	118.1	719	178235	183406	144074	144074	1.2E-03	1.2E-03	2.3E-03	
24	2293	2253	130.6	130.4	704	172487	168695	144074	144074	1.3E-03	1.3E-03	2.6E-03	
25	2342	2197	139.8	138.5	681	177086	163441	144074	144074	1.4E-03	1.4E-03	2.7E-03	
26	2324	2107	145.4	144.5	674	175361	155035	144074	144074	1.5E-03	1.5E-03	2.9E-03	Ult.G
27	2379	1513	156.1	154.4	674	180535	112804	130616	144074	1.6E-03	1.6E-03	2.7E-03	
28	2214	78	170.0	172.9	661	165014	24267	84656	116690	1.8E-03	1.4E-03	2.1E-03	

หมายเหตุ * วิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้ระยะจากศูนย์กลางของจุดรองรับเป็นความยาวช่วง

ตาราง ก.8 ผลการทดสอบและวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ดัดและความโค้ง (ตัวอย่าง SP-0B)

NO.	Load (kg)	Deflection (mm)	Moment (kg-cm)	Curvature (rad/cm)	Remark
	at E	at E	at E	at E	
1	1	0.4	14823	1.2E-05	
2	771	4.4	87081	4.7E-05	
3	986	6.7	107201	6.6E-05	
4	1143	10.8	121917	1.0E-04	Crack E
5	1240	14.0	131057	1.3E-04	
6	1393	26.0	145371	2.3E-04	
7	1600	44.0	164801	3.8E-04	
8	1660	60.1	170377	5.1E-04	
9	1754	73.3	179229	6.2E-04	
10	1782	88.0	181874	7.5E-04	
11	1808	98.3	184230	8.3E-04	
12	1801	117.2	183598	9.9E-04	
13	1832	136.9	186530	1.2E-03	Ult.E
14	1810	149.8	184460	1.3E-03	
15	1731	165.2	177045	1.4E-03	
16	1465	167.1	152154	1.4E-03	
17	1507	174.1	156006	1.5E-03	
18	205	176.8	34023	1.4E-03	

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง ก.9 ผลการเปรียบเทียบความเหนียวทางโครงสร้างของรอยต่อที่มีปริมาณเหล็กเสริมเป็นตัวแปร

No.	Specimen	ρ/ρ_b	ϕ_y	ϕ_u	Ductility Index		Remark
					test	Prediction	
1	CP30-16B	0.17	6.9E-04	2.7E-03	3.87	9.87	
2	CP30-36B	0.48	5.6E-04	9.4E-04	1.68	2.83	
3	CP30-45B	0.63	7.0E-04	1.4E-03	1.97	2	
4	CP30-100B	0.88	7.6E-04	1.0E-03	1.38	1.19	
5	CP30-82B	1.31	-	-	-	-	Hor. Shear

ตาราง ก.10 ผลการเปรียบเทียบการกระจายซ้ำของโมเมนต์ดัดเมื่อแปรเปลี่ยนปริมาณเหล็กเสริม

No.	Specimen	At	ρ/ρ_b	$M^+ @ M_y$ (kg-cm)	M_u^+ (kg-cm)	Chang in Moment (%)	Remark
1	CP30-16B	E	0.17	1.32E+05	1.89E+05	42	
2	CP30-16B	F	0.17	1.49E+05	2.09E+05	47	
3	CP30-36B	E	0.48	1.77E+05	2.13E+05	33	
4	CP30-36B	F	0.48	1.31E+05	1.64E+05	29	
5	CP30-45B	E	0.63	1.89E+05	2.11E+05	21	
6	CP30-45B	F	0.63	1.69E+05	1.94E+05	18	
7	CP30-100B	E	0.88	1.55E+05	1.81E+05	14	
8	CP30-82B	E	1.31	-	-	-	Hor. Shear

หมายเหตุ

1. $M^+ @ M_y$ หมายถึง ค่าโมเมนต์ที่ตำแหน่ง E หรือ F ขณะที่เหล็กเสริมรับแรงดึงคราก
2. M_u^+ หมายถึง ค่าโมเมนต์ที่ตำแหน่ง E หรือ F ขณะที่ประลัย

ตาราง ก.11 ผลการเปรียบเทียบค่าโมเมนต์ที่เปลี่ยนไปเมื่อแปรเปลี่ยนความกว้างรอยต่อ

No.	Specimen	Gap/ Depth	M_G (kg-cm)	M_{G*} (kg-cm)	Chang in Moment (%)	Remark
1	CP25-45B	0.5	139889	150292	6.92	
2	CP30-45B	1	133912	149156	10.22	
3	CP35-45B	1.5	122556	144074	14.94	

หมายเหตุ * วิเคราะโครงสร้างโดยใช้ระยะจากศูนย์กลางของจุดรองรับเป็นความยาวช่วง

ตาราง ก.12 ผลการวิเคราะห์หน่วยแรงเฉือนทางราบเมื่อแปรเปลี่ยนหน่วยแรงอัดของคอนกรีต

Group	Specimen	ρ/ρ_b	fc'	$\varepsilon_{max}(\mu\varepsilon)$	τ (ksc)	Remark
1	CP30-16B	0.17	340	7080	5.16	
1	CP30-36B	0.48	244	8710	5.99	
1&2	CP30-45B	0.63	235	6140	6.70	
1	CP30-82B	1.31	250	1530	6.32	Hor. Shear
1	CP30-100B	0.88	223	4950	7.13	
2	CP25-45B	0.58	252	14020	6.90	
2	CP35-45B	0.81	181	7310	6.44	

ตาราง ก.13 ผลการวิเคราะห์คุณสมบัติของตัวอย่างจากการทดสอบ

Group	Specimen	ρ/ρ_b	f_c' (ksc)	$f_{r(Test)}$	$f_{r(Predict)}$	$E_{c(Test)}$	$E_{c(Predict)}$	Remark
1	CP30-16B	0.17	340	36	37	2.6E+05	2.8E+05	
1	CP30-36B	0.48	244	31	31	2.7E+05	2.4E+05	
1&2	CP30-45B	0.63	235	32	31	2.1E+05	2.3E+05	
1	CP30-100B	0.88	223	29	30	2.3E+05	2.3E+05	
1	CP30-82B	1.31	250	31	31	2.4E+05	2.4E+05	Hor. Shear
2	CP25-45B	0.58	252	32	32	2.0E+05	2.4E+05	
2	CP35-45B	0.81	181	26	27	1.9E+05	2.0E+05	

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง ก.14 ผลการวิเคราะห์ปริมาณเหล็กต้านทานโมเมนต์ดัดแตกร้าว

Group	Specimen	f_c' (ksc)	f_y (ksc)	Mcr (kg-cm)	ρ	ρ/ρ_b	Remark
1	CP30-16B	340	4814	42740	3.08E-03	0.11	
1	CP30-36B	244	4814	36797	2.67E-03	0.13	
1&2	CP30-45B	235	4814	45275	3.31E-03	0.17	
1	CP30-82B	250	5602	38166	2.38E-03	0.14	
1	CP30-100B	223	5602	34905	2.18E-03	0.14	
2	CP25-45B	252	4814	38359	2.78E-03	0.13	
2	CP35-45B	181	4814	31729	2.31E-03	0.15	

ตาราง ก.15 ผลการเปรียบเทียบค่าโมเมนต์ดัดจากการทดสอบและการวิเคราะห์

Group	Specimen	Mcr (kg-cm)		ΔMcr(%)	Mu (kg-cm)		ΔMcr(%)	Remark
		Test	Prediction		Test	Prediction		
1	CP30-16B	42740	43297	1.3	64726	67700	4.6	
1	CP30-36B	36797	37245	1.2	122280	126175	3.2	
1&2	CP30-45B	38311	36806	3.9	149156	152219	2.1	
1	CP30-82B	38166	38799	1.7	-	236215	-	Hor.shear
1	CP30-100B	34905	35966	3.0	179857	180039	0.1	
2	CP25-45B	38359	38067	0.8	150292	153796	2.3	
2	CP35-45B	31729	32462	2.3	144074	144946	0.6	

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตาราง ก.16 ผลการเปรียบเทียบค่าความแข็งดัดประสิทธิผลและค่าความแข็งดัดของหน้าตัดเต็ม

Group	Specimen	ρ/ρ_b	EI_e (kg-cm^2)	EI_e (kg-cm^2)	Ie/Ig	Remark
1	CP30-16B	0.17	1.35E+08	1.6E+09	0.08	
1	CP30-36B	0.48	2.19E+08	1.4E+09	0.16	
1&2	CP30-45B	0.63	2.43E+08	1.4E+09	0.18	
1	CP30-100B	0.88	2.38E+08	1.3E+09	0.18	
1	CP30-82B	1.31	-	-	-	Hor.Shear
2	CP25-45B	0.58	2.49E+08	1.4E+09	0.18	
2	CP35-45B	0.81	2.25E+08	1.2E+09	0.19	

ตาราง ก.17 ผลการวิเคราะห์ระยะฝังเหล็กเสริมในคอนกรีต

Group	Specimen	f_c' (ksc)	f_y (ksc)	As (cm^2)	l_d cm	Remark
1	CP30-16B	340	4814	2.26	35	
1	CP30-36B	244	4814	4.52	84	
1&2	CP30-45B	235	4814	5.65	106	
1	CP30-82B	250	5602	10.05	214	
1	CP30-100B	223	5602	6.03	136	
2	CP25-45B	252	4814	5.65	103	
2	CP35-45B	181	4814	5.65	121	

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ข

ผลการวิเคราะห์จากวิธีการความเครียดสอดคล้อง

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ ข.1 การวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ดัดและความโค้งด้วยวิธีการความเครียดสอดคล้อง (ตัวอย่าง CP30-16B)

No.	Positive Moment			Negative Moment			Remark
	Step	M (kg-cm)	Φ (rad / cm)	Step	M (kg-cm)	Φ (rad / cm)	
1	M_{Ext}=0.00	0	-2.89E-05	M_{Ext}=0.00	0	0.00E+00	
2	ε_{ce}= 0.00	87048	2.39E-05	M_{Ext}=M_{cr}	43297	2.63E-05	
3	M_{Ext}=M_{cr}	116139	4.09E-05	ε_s=ε_y	64522	4.82E-04	
4	ε_c= 0.0010	153336	4.04E-04	ε_c= 0.0010	65564	7.66E-04	
5	ε_c= 0.0020	168726	1.29E-03	ε_c= 0.0020	67462	2.59E-03	
6	ε_c= 0.0030	173847	2.31E-03	ε_c= 0.0030	67700	4.76E-03	

ตารางที่ ข.2 การวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ดัดและความโค้งด้วยวิธีการความเครียดสอดคล้อง (ตัวอย่าง CP30-36B)

No.	Positive Moment			Negative Moment			Remark
	Step	M (kg-cm)	Φ (rad / cm)	Step	M (kg-cm)	Φ (rad / cm)	
1	M_{Ext}=0.00	0	-2.94E-05	M_{Ext}=0.00	0	0.00E+00	
2	ε_{ce}= 0.00	83317	2.56E-05	M_{Ext}=M_{cr}	37245	2.65E-05	
3	M_{Ext}=M_{cr}	103793	3.76E-05	ε_c= 0.0005	44143	2.07E-04	
4	ε_c= 0.0010	144234	3.58E-04	ε_c= 0.0010	83687	4.02E-04	
5	ε_c= 0.0020	165642	1.10E-03	ε_s=ε_y	121181	5.99E-04	
6	ε_c= 0.0030	170457	1.98E-03	ε_c= 0.0020	124003	9.29E-04	
7				ε_c= 0.0030	126175	1.70E-03	

ตารางที่ ข.3 การวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ดัดและความโค้งด้วยวิธีการความเครียดสอดคล้อง (ตัวอย่าง CP30-45B)

No.	Positive Moment			Negative Moment			Remark
	Step	M (kg-cm)	Φ (rad / cm)	Step	M (kg-cm)	Φ (rad / cm)	
1	M_{Ext}=0.00	0	-2.95E-05	M_{Ext}=0.00	0	0.00E+00	
2	ε_{ce}= 0.00	82899	2.58E-05	M_{Ext}=M_{cr}	36806	2.66E-05	
3	M_{Ext}=M_{cr}	102496	3.73E-05	ε_c= 0.0005	46235	1.87E-04	
4	ε_c= 0.0010	143214	3.53E-04	ε_c= 0.0010	87462	3.64E-04	
5	ε_c= 0.0020	165238	1.08E-03	ε_s=ε_y	147804	6.53E-04	
6	ε_c= 0.0030	170127	1.94E-03	ε_c= 0.0020	148687	7.15E-04	
7				ε_c= 0.0030	152219	1.31E-03	

ตารางที่ ข.4 การวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ดัดและความโค้งด้วยวิธีการความเครียดสอดคล้อง (ตัวอย่าง CP30-82B)

No.	Positive Moment			Negative Moment			Remark
	Step	M (kg-cm)	Φ (rad / cm)	Step	M (kg-cm)	Φ (rad / cm)	
1	M_{Ext}=0.00	0	-2.94E-05	M_{Ext}=0.00	0	0.00E+00	
2	ε_{ce}= 0.00	83588	2.55E-05	M_{Ext}=M_{cr}	38799	2.70E-05	
3	M_{Ext}=M_{cr}	104642	3.78E-05	ε_c= 0.0005	57090	1.56E-04	
4	ε_c= 0.0010	144954	3.61E-04	ε_c= 0.0010	107597	3.04E-04	
5	ε_c= 0.0020	165817	1.11E-03	ε_c= 0.0020	187524	5.76E-04	
6	ε_c= 0.0030	170755	2.00E-03	ε_c= 0.0030	236215	8.12E-04	

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ ข.5 การวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ดัดและความโค้งด้วยวิธีการความเครียดสอดคล้อง (ตัวอย่าง CP30-100B)

No.	Positive Moment			Negative Moment			Remark
	Step	M (kg-cm)	Φ (rad / cm)	Step	M (kg-cm)	Φ (rad / cm)	
1	M_{Ext}=0.00	0	-2.95E-05	M_{Ext}=0.00	0	0.00E+00	
2	ε_{ce}= 0.00	82317	2.61E-05	$M_{Ext}=M_{cr}$	35966	2.67E-05	
3	$M_{Ext}=M_{cr}$	100718	3.69E-05	ε_c= 0.0005	45457	1.79E-04	
4	ε_c= 0.0010	141887	3.46E-04	ε_c= 0.0010	85976	3.49E-04	
5	ε_c= 0.0020	164667	1.05E-03	ε_c= 0.0020	150962	6.58E-04	
6	ε_c= 0.0030	169570	1.89E-03	$\varepsilon_s=\varepsilon_y$	179027	8.24E-04	
7				ε_c= 0.0030	180039	1.00E-03	

ตารางที่ ข.6 การวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ดัดและความโค้งด้วยวิธีการความเครียดสอดคล้อง (ตัวอย่าง CP25-45B)

No.	Positive Moment			Negative Moment			Remark
	Step	M (kg-cm)	Φ (rad / cm)	Step	M (kg-cm)	Φ (rad / cm)	
1	M_{Ext}=0.00	0	-2.94E-05	M_{Ext}=0.00	0	0.00E+00	
2	ε_{ce}= 0.00	83677	2.55E-05	$M_{Ext}=M_{cr}$	38067	2.66E-05	
3	$M_{Ext}=M_{cr}$	104923	3.79E-05	ε_c= 0.0005	48502	1.92E-04	
4	ε_c= 0.0010	145077	3.62E-04	ε_c= 0.0010	91797	3.74E-04	
5	ε_c= 0.0020	165972	1.11E-03	$\varepsilon_s=\varepsilon_y$	148921	6.37E-04	
6	ε_c= 0.0030	170803	2.01E-03	ε_c= 0.0020	150531	7.67E-04	
7				ε_c= 0.0030	153796	1.41E-03	

ตารางที่ ข.7 การวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ดัดและความโค้งด้วยวิธีการความเครียดสอดคล้อง (ตัวอย่าง CP35-45B)

No.	Positive Moment			Negative Moment			Remark
	Step	M (kg-cm)	Φ (rad / cm)	Step	M (kg-cm)	Φ (rad / cm)	
1	M_{Ext}=0.00	0	-2.99E-05	M_{Ext}=0.00	0	0.00E+00	
2	ε_{ce}= 0.00	80022	2.74E-05	M_{Ext}=M_{cr}	32462	2.67E-05	
3	M_{Ext}=M_{cr}	93993	3.56E-05	ε_c= 0.0005	38492	1.70E-04	
4	ε_c= 0.0010	136524	3.21E-04	ε_c= 0.0010	72744	3.32E-04	
5	ε_c= 0.0020	162432	9.51E-04	ε_c= 0.0020	127366	6.26E-04	
6	ε_c= 0.0030	167340	1.71E-03	ε_s=ε_y	143197	7.29E-04	
7				ε_c= 0.0030	144946	1.01E-03	

ตารางที่ ข.8 การวิเคราะห์ค่าโมเมนต์ดัดและความโค้งด้วยวิธีการความเครียดสอดคล้อง (ตัวอย่าง SP-0B)

No.	Positive Moment			Remark
	Step	M (kg-cm)	Φ (rad / cm)	
1	M_{Ext}=0.00	0	-2.96E-05	
2	ε_{ce}= 0.00	82066	2.63E-05	
3	M_{Ext}=M_{cr}	99961	3.68E-05	
4	ε_c= 0.0010	141249	3.44E-04	
5	ε_c= 0.0020	164518	1.04E-03	
6	ε_c= 0.0030	169407	1.87E-03	

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

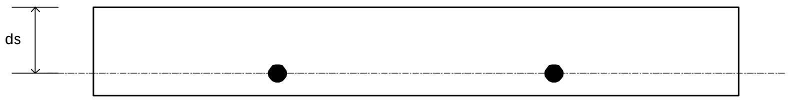
ภาคผนวก ค

ตัวอย่างการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับค่าความโค้ง

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ANALYSIS OF M-ϕ DIAGRAM FOR NEGATIVE MOMENT (Reinforce concrete)

PROPERTY SECTION



	Topping	
width	70	cm
depth	10	cm
ds	6.5	cm
fc' =	244	ksc
Ec =	237588	ksc
Es =	2,040,000	ksc
fy =	4,814	ksc
As	4.52	cm^2
εo =	0.00248	

Sol^n	ns =	8.59	
	A =	734.29	cm^2
	yt =	5.07	cm
	yb =	4.93	cm
	I x =	5,906.88	cm^4

A : Moment crack ($M_{ext} = M_{crack}$)

f_r =	31.08	ksc
M_{cr} =	37245	kg-cm
ϕ =	2.65E-05	rad/cm
εs =	3.79E-05	

B : After cracking at first yield ($\varepsilon s = \varepsilon y$)

εs =	0.00236	
c =	2.575	cm
ϕ =	6.01E-04	

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Cc1 = 21742 kg

Ts = 21,759

Cc1-Ts = - 16.98

x1 = 1.66

M = 121437 kg-cm

C: After Crack at strain top concrete = 0.0005 ($\varepsilon_c = 0.0005$)

c = 2.42 cm

ϕ = 2.07E-04

Cc1 = 7773 kg

εs = 8.43E-04

Ts = 7,773 kg

Cc1-Ts = 0.44

x1 = 1.60 cm

M = 44143 kg-cm

D: After Crack at strain top concrete = 0.001 ($\varepsilon_c = 0.001$)

c = 2.49 cm

ϕ = 4.02E-04

Cc1 = 14844 kg

εs = 1.61E-03

Ts = 14,850

Cc1-Ts = - 5.65

x1 = 1.63

M = 83687 kg-cm

E: After Crack at strain top concrete = 0.002 ($\varepsilon_c = 0.002$)

c = 2.154 cm

ϕ= 9.29E-04

Cc1 = 21694 kg

εs = 4.04E-03

Ts = 21,759

Cc1-Ts = - 65.37

x1 = 1.37

M = 124003 kg-cm

F: After Crack at strain top concrete = 0.003 ($\varepsilon_c = 0.003$)

c = 1.76 cm

ϕ= 1.70E-03

Cc1 = 21701 kg

εs = 8.08E-03

Ts = 21,759

Cc1-Ts = - 58.26

x1 = 1.07

M = 126175 kg-cm

	M_{Ext}=0.00	M_{Ext}=M_{cr}	ε_c= 0.0005	ε_c= 0.0010	ε_s=ε_y	ε_c= 0.0020	ε_c= 0.0030
ϕ =	0.00E+00	2.65E-05	2.07E-04	4.02E-04	6.01E-04	9.29E-04	1.70E-03
M =	0	37245	44143	83687	121437	124003	126175

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ประวัติผู้เขียน

นายอนันต์ ณัฐรังสี เกิดวันที่ 29 ธันวาคม พ.ศ. 2520 ที่อำเภอเมือง จังหวัดสระบุรี สำเร็จการศึกษาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต จากภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยขอนแก่น ในปีการศึกษา 2541 และเข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต ที่จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อ พ.ศ. 2542

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย