

คอนกรีตตามอายุคอนกรีต ในการทดลองนี้ ผู้วิจัยใช้เวลาทดสอบ 3 วันต่อคาน 1 ตัว เนื่องจาก คาน B4 และ B5 มีอายุมากกว่า คาน B1 B2 และ B3 ดังนั้นจึงมีค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตสูงกว่าด้วย

เมื่อผู้วิจัยได้คำนวณหา normalized shear strength ซึ่งเป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนเทียบกับกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต จะเห็นได้ว่าค่า normalized shear strength ของคาน B4 และ B5 เท่ากับคาน B1 ซึ่งหมายความว่ารอยร้าวมีขนาดเล็กๆ ไม่เกินกว่า 0.3 มม. ไม่มีผลต่อการลดลงของกำลังรับแรงเฉือนของคานเล็ก แต่ในกรณีของคานบาง B3 ที่ใส่เหล็กดัดจำนวนมาก รอยร้าวมีขนาดกว้างหน้าขนาด 0.3 มม. กลับมีผลให้กำลังรับแรงเฉือนของคานมีค่าลดลง ในประเด็นนี้ผู้วิจัยอธิบายว่าอาจเกิดจาก 1. ขนาดของมวลรวมประสิทธิผลของคอนกรีตในกรณีคานบางมีขนาดเล็กมาก เนื่องจากมวลรวมหยาบหรือ กรวดไม่สามารถอยู่ตรงบริเวณหน้าตัดตัวไอซึ่งมีความกว้าง 70 มม. และมีเหล็กดัดวางอยู่อย่างหนาแน่นได้ ส่วนในกรณีคานเล็กเนื่องจากไม่มีเหล็กดัดวางอยู่และขนาดหน้าตัดบริเวณตัวไอก็มีขนาด 80 มม. ดังนั้นขนาดมวลรวมประสิทธิผลจะโตกว่า ทำให้ผลของรอยร้าวมีความสำคัญลดลง 2. จำนวนรอยร้าวในช่วงการเฉือนของคานบางมี 3-4 เส้น แต่ของคานเล็กมีเพียงรอยร้าวเดียวเท่านั้น ดังนั้นความเสียหายจากรอยร้าวจึงกระจายอยู่ตลอดช่วงการเฉือนในกรณีคานบาง แต่ จะกระจุกตัวอยู่ที่รอยร้าวเดียวเท่านั้น ด้วยเหตุผลทั้งสองประการนี้ จึงสามารถอธิบายผลการทดลองดังกล่าวได้

เมื่อศึกษาแนวโน้มของระยะโก่งตัวของคานกับความกว้างของรอยร้าว พบว่ายกเว้นคาน B3 คานที่มีรอยร้าวมีขนาดหน้าขนาดใหญ่ จะมีค่าระยะโก่งตัวตอนวิบัติมากกว่า สาเหตุที่เป็นเช่นนี้เพราะ ถึงแม้ว่าพื้นที่สัมผัสจะลดลงเนื่องจากรอยร้าวมีขนาดกว้างขึ้น เนื่องจากคอนกรีตส่วนที่สัมผัสก่อนจะถูกบดอัดก่อน เมื่อแรงอัดเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ พื้นที่ผิวของรอยร้าวจะสัมผัสกันมากขึ้น และคอนกรีตส่วนอื่นๆที่ยังไม่สัมผัสกันในตอนแรก ก็จะสัมผัสกันสามารถถ่ายเทแรงอัดต่อไปได้ แต่หากเป็นกรณีที่ไม่มีรอยร้าวมีขนาดกว้างขึ้น ถึงแม้จะมีพื้นที่ผิวสัมผัสกันมากในตอนแรก แต่เมื่อเกิดการชนกันและวิบัติก็จะวิบัติพร้อมๆกัน ทำให้ระยะโก่งตัวตอนวิบัติมีค่าน้อยกว่า ส่วนในกรณีคาน B3 นั้น ระยะโก่งตัวสูงสุดตอนวิบัติมีค่าน้อยกว่าคานควบคุม B1 ทั้งที่รอยร้าวมีขนาดหน้าขนาดใหญ่ ทั้งนี้เป็นเพราะ ลักษณะการวิบัติของ B3 นั้นไม่ได้เกิดจากการบดอัดของคอนกรีต แต่ เป็นการวิบัติแบบผสมระหว่างการเลื่อนไถลตามแนวรอยร้าว และ การบดอัดของคอนกรีต การเลื่อนไถลตามแนวรอยร้าวทำให้เกิดการลดลงของน้ำหนักบรรทุกอย่างรวดเร็ว ทำให้ระยะโก่งตัวสูงสุดตอนที่เกิดวิบัติมีค่าน้อยกว่า

ตาราง 4.4 สรุปผลการทดลองของคานเทียบกับคานอ้างอิง

Beam	Concrete compressive strength (MPa)	Width of precrack (mm)	Ultimate Load (kN)	% Load decrease	Maximum deflection (mm)	Normalized shear strength
การทดลองชุดที่ 1						
B1	20.90	-	409.6	-	5.8	0.55
B2	21.87	1.0	325.5	20.52	16.0	0.42
B3	21.36	0.9	336.0	17.96	5.0	0.44
B4	22.19	0.05	444.4	8.5 (increase)	5.0	0.56
B5	21.86	0.3	435.5	5.8 (increase)	8.1	0.56
การทดลองชุดที่ 2						

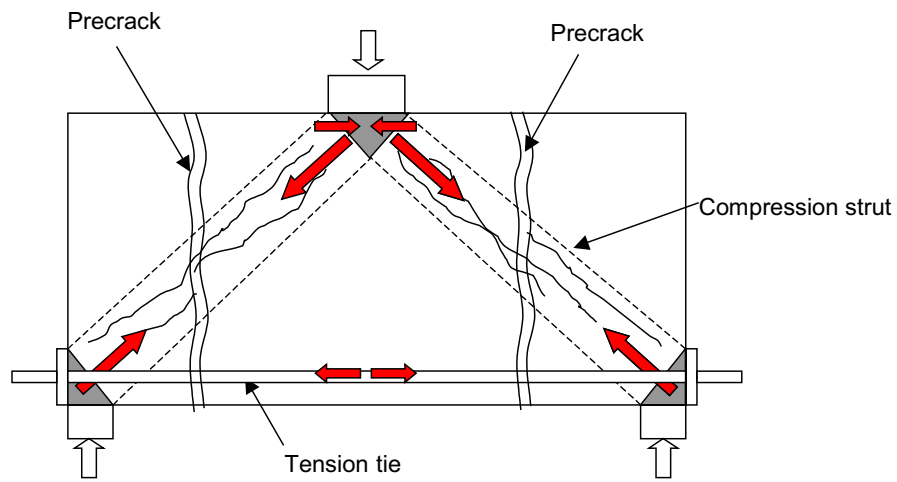
B6	23.90	-	431.0	-	4.1	0.51
B7	23.30	0.40	421.3	2.23	6.5	0.49
B8	23.84	1.60	324.8	24.63	15.0	0.38

4.4 สรุปผลการทดลอง

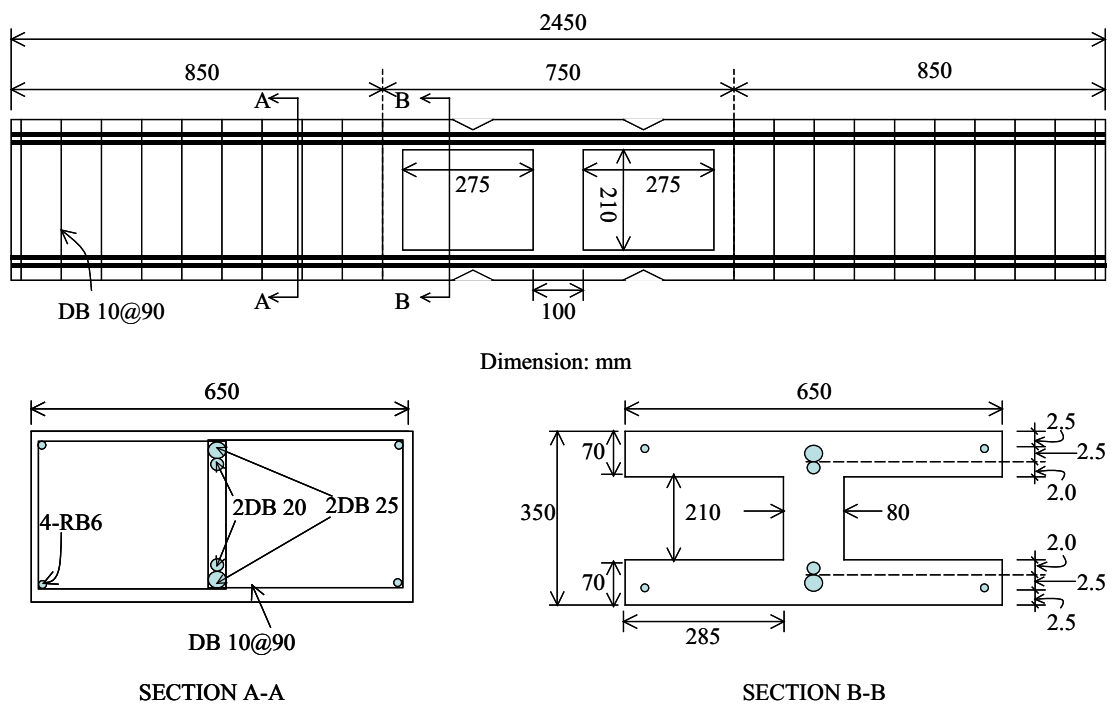
ผู้วิจัยได้ทำการทดสอบคานเหล็กที่มีรอยร้าวล่วงหน้าทั้งสิ้น 8 คาน ผลการทดสอบชี้ให้เห็นว่า รอยร้าวล่วงหน้ามีผลทำให้กำลังรับแรงเฉือนของคานลดลง โดยรอยร้าวล่วงหน้าที่มีขนาดโตกว่าจะทำให้กำลังรับแรงเฉือนของคานลดลงได้มากกว่าสาเหตุของการลดลงของกำลังรับแรงเฉือนคือ 1. การลดลงของพื้นที่สัมผัสประสิทธิภาพของรอยร้าว และ 2. การเสื่อมลดกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตบริเวณผิวรอยร้าว แต่เมื่อเปรียบเทียบผลของความกว้างของรอยร้าวในคานเหล็ก และ คานที่มีเหล็กถูกตั้งเป็นปริมาณมาก พบว่า มีผลของความกว้างของรอยร้าวในคานที่ใส่เหล็กถูกตั้งเป็นปริมาณมาก มากกว่าในคานเหล็ก ที่เป็นเช่นนี้เพราะ ขนาดของมวลรวมประสิทธิภาพไม่เท่ากัน ดังนั้น ผู้วิจัยได้อธิบายว่า ผลของรอยร้าวล่วงหน้าควรขึ้นอยู่กับขนาดของรอยร้าวต่อขนาดมวลรวม ผลการทดลองชี้ให้เห็นว่าการวิบัติในคานเหล็กที่มีรอยร้าวล่วงหน้าสามารถเกิดขึ้นได้ 2 ลักษณะคือ 1. การวิบัติเนื่องจากการบดอัดของคอนกรีตในแนวทแยง และ 2. การวิบัติผสมที่เกิดจากการไหลตัวของมวลรอยร้าวตั้งร่วมกับการบดอัดของคอนกรีตในแนวทแยง ในกรณีที่เป็นการวิบัติเนื่องจากการบดอัดของคอนกรีตในแนวทแยง จะพบว่าระยะโก่งตัวสูงสุดตอนวิบัติมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อขนาดของรอยร้าวล่วงหน้าโตขึ้น

4.5 อ้างอิง

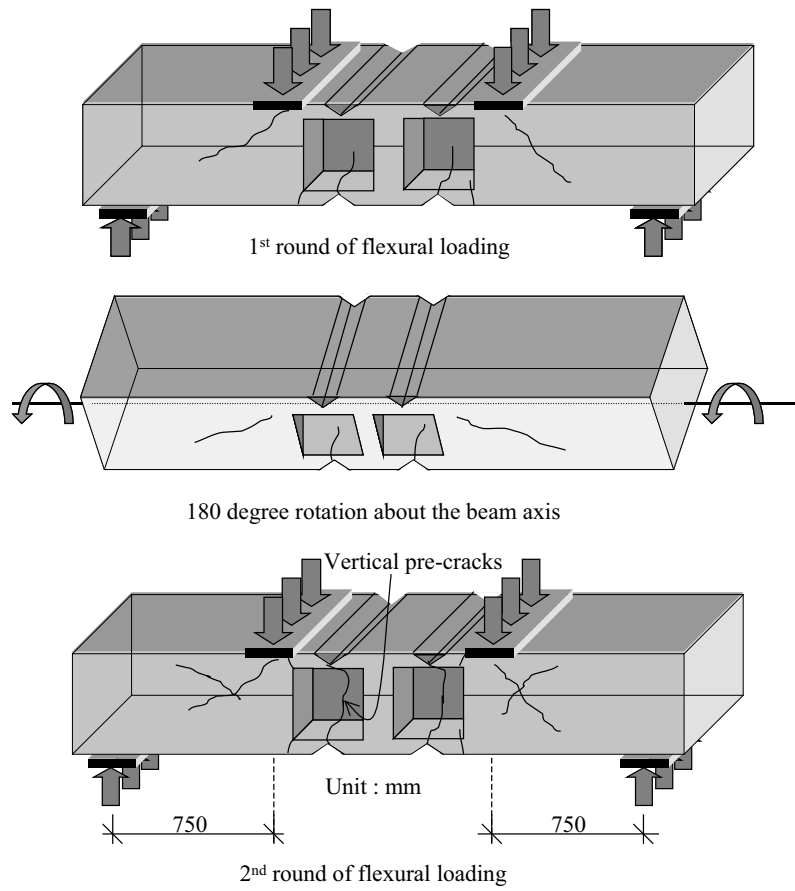
1. A. Pimanmas and K. Maekawa (2001), Influence of pre-cracking on reinforced concrete behavior in shear, *Concrete Library of JSCE No.38*, December, pp.207-223.
2. A. Pimanmas and K. Maekawa (2001), Behavior and finite element analysis of pre-cracked reinforced concrete in shear, *Magazine of concrete research*, Vol.53, No.4, pp.263-282.
3. Koichi Maekawa, Amorn Pimanmas, Hajime Okamura (2003): Nonlinear mechanics of reinforced concrete, Spon Press, 721 pp.
4. Keun-Hyeok Yang, Heon-Soo Chung, Eun-Taik Lee and Hee-Chang Eun (2003), "Shear characteristics of high-strength concrete deep beams without shear reinforcement, *Engineering Structures*, Vol.25, pp.1343-1352



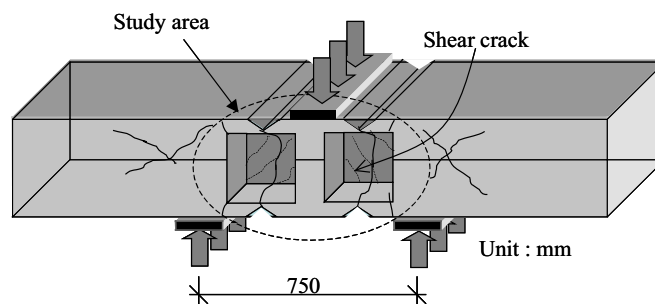
รูป 4.1 กลไกการรับแรงของคานเล็ก



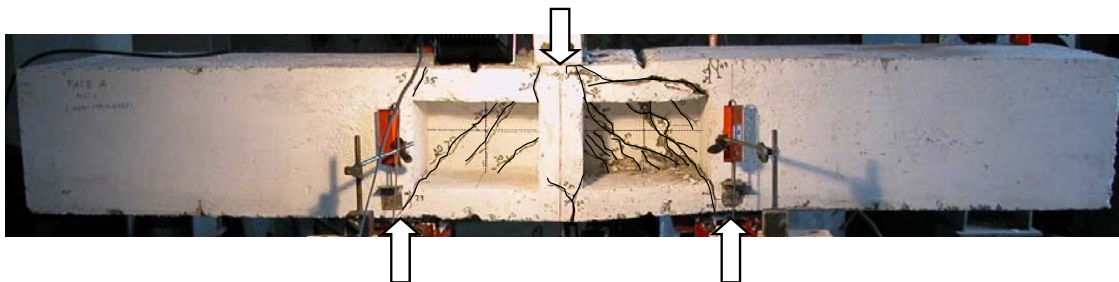
รูป 4.2 ขนาดคาน หน้าตัด ปริมาณและการจัดวางเหล็กเสริมในคานทดสอบ



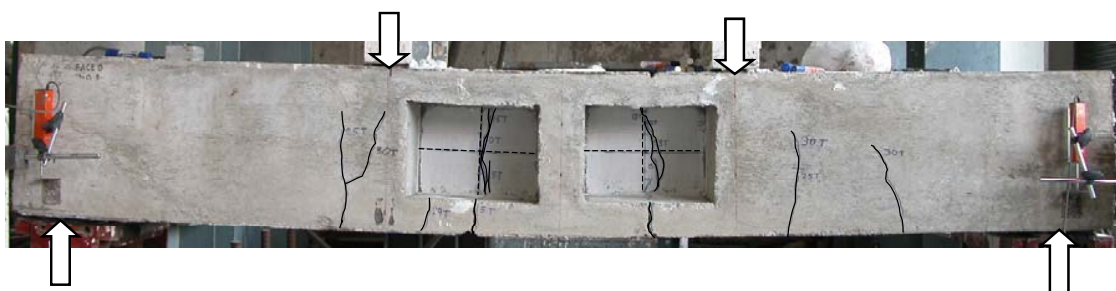
รูป 4.3a การทดสอบการดัด 4 จุดแบบสลับทิศ



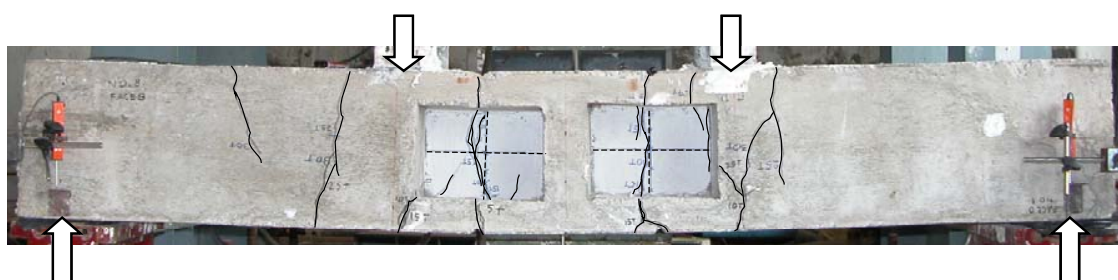
รูป 4.3b การทดสอบการให้น้ำหนักบรรทุกแบบ 3 จุด



(a) คาน B1 ภายใต้การน้ำหนักบรรทุก 3 จุด (Three point loading)

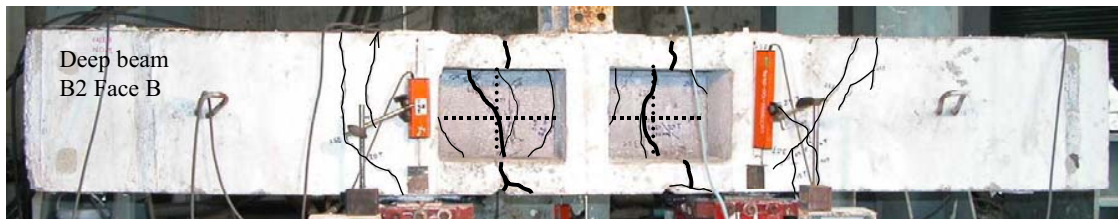


(b) การดัด 4 จุดรอบที่ 1 (0 องศา) (Four point bending – First round)

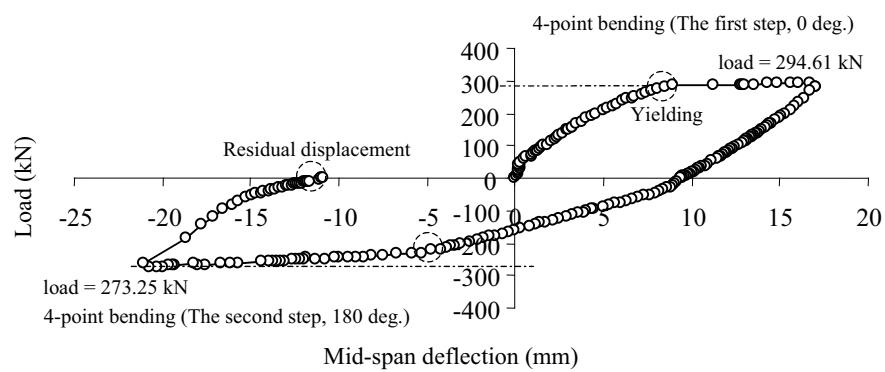


(c) การดัด 4 จุดรอบที่ 2 (180 องศา) (Four point bending – Second round)

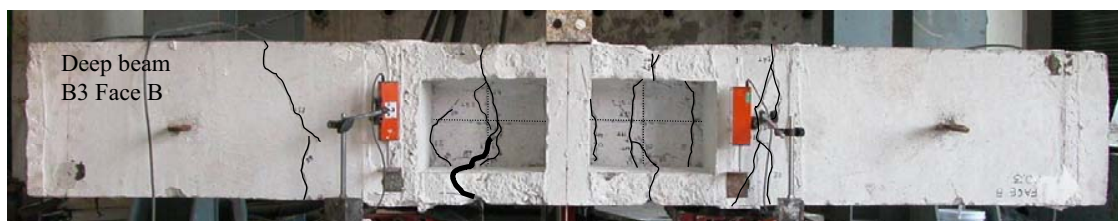
รูป 4.4 การให้น้ำหนักบรรทุกในการทดลอง



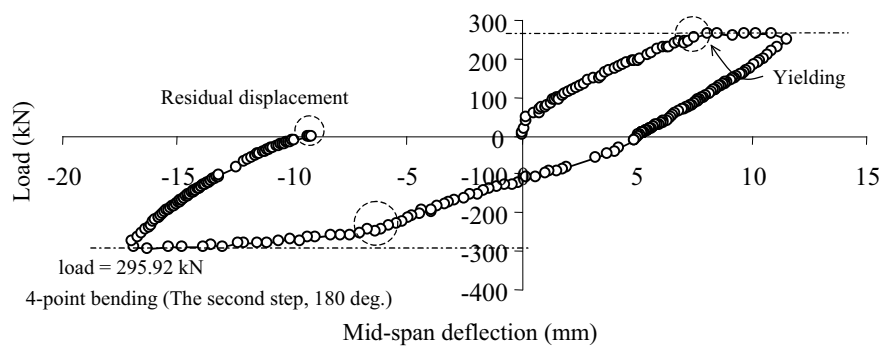
Reversed flexural loading of deep beam B2



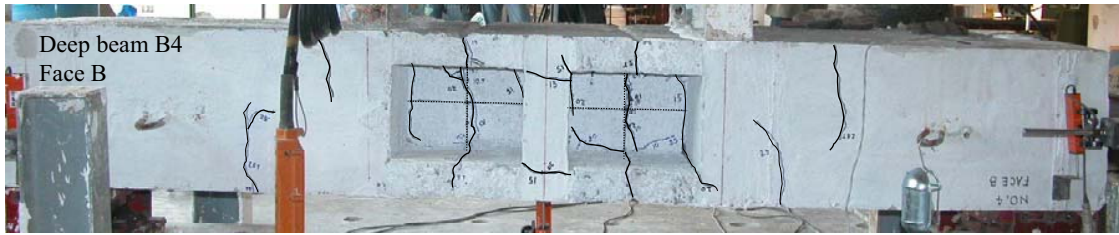
รูป 4.5a คาน B2



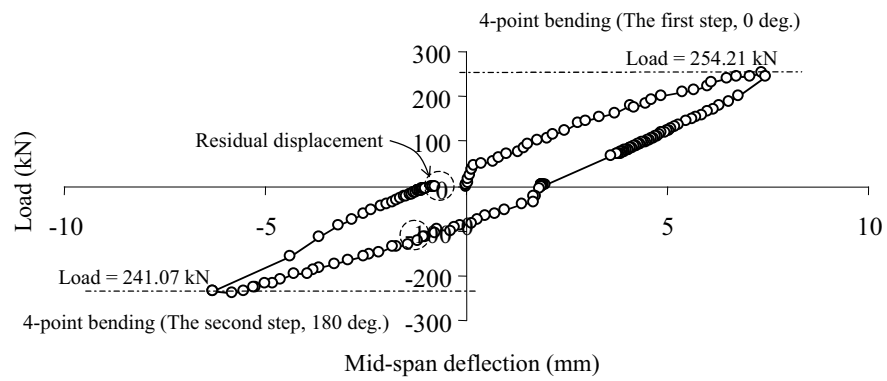
Reversed flexural loading of deep beam B3



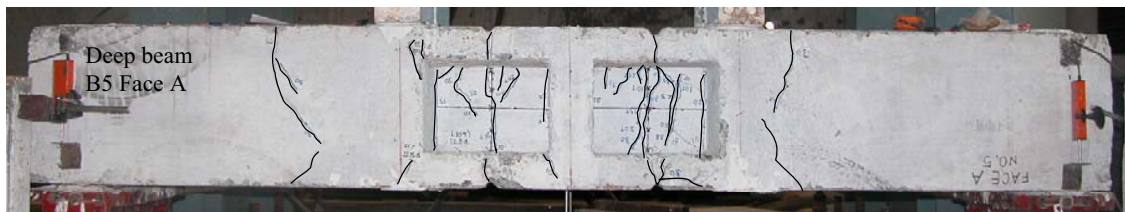
รูป 4.5b คาน B3



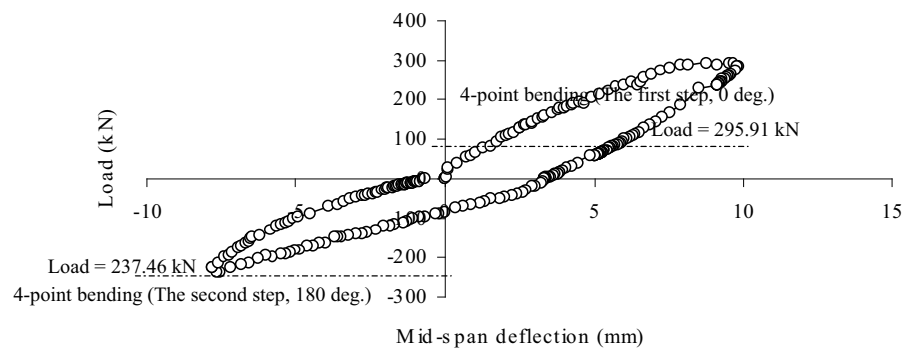
Reversed flexural loading of deep beam B4



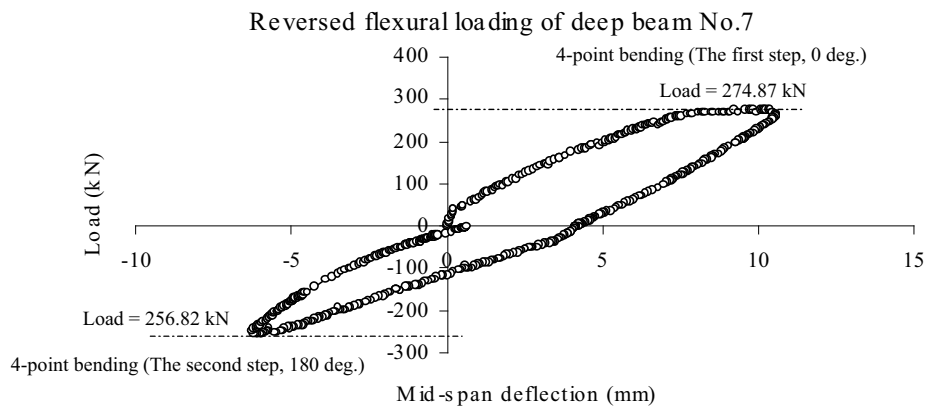
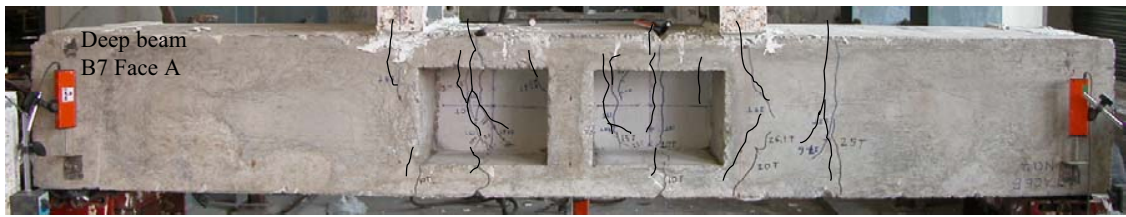
รูป 4.5c คาน B4



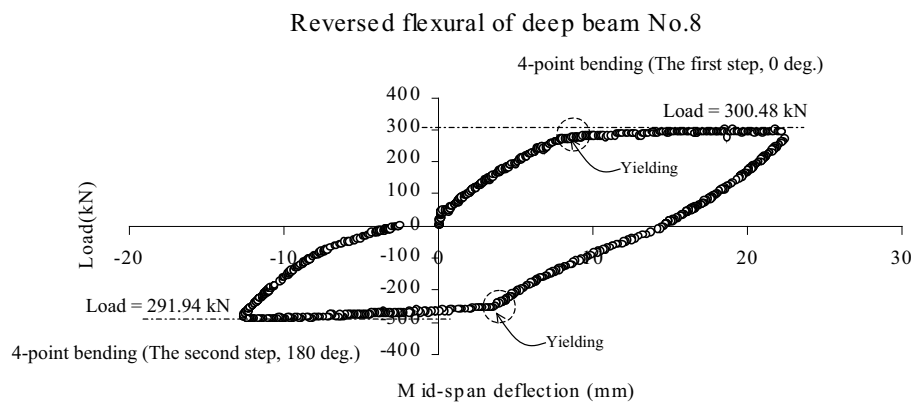
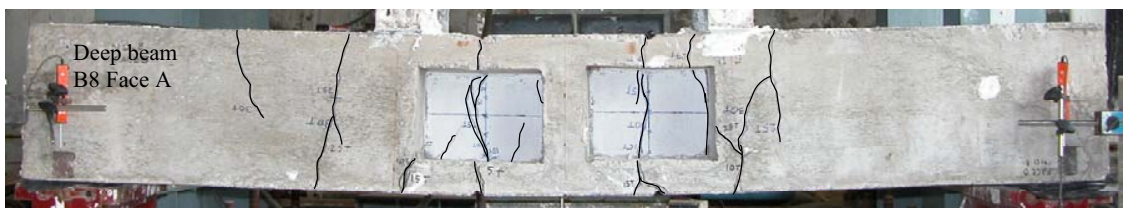
Reversed flexural loading of deep beam No.5



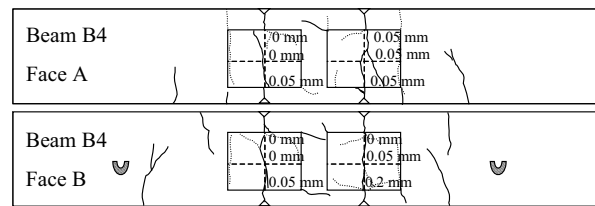
รูป 4.5d คาน B5



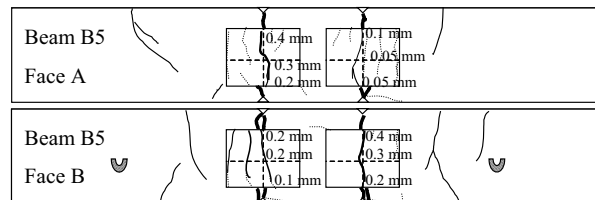
รูป 4.5e คาน B7



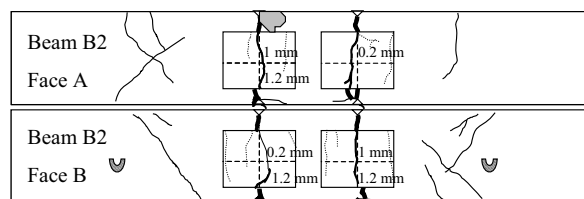
รูป 4.5f คาน B8



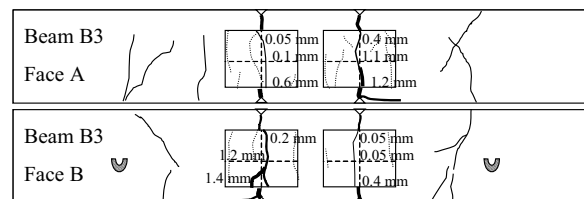
Beam B4



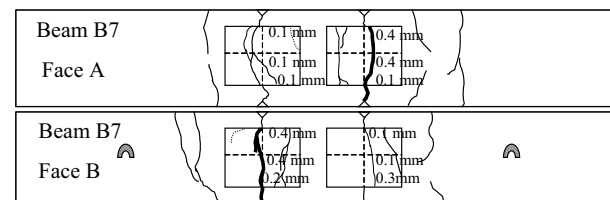
Beam B5



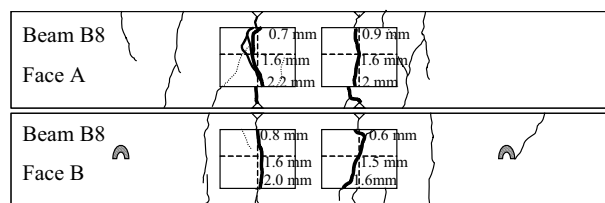
Beam B2



Beam B3

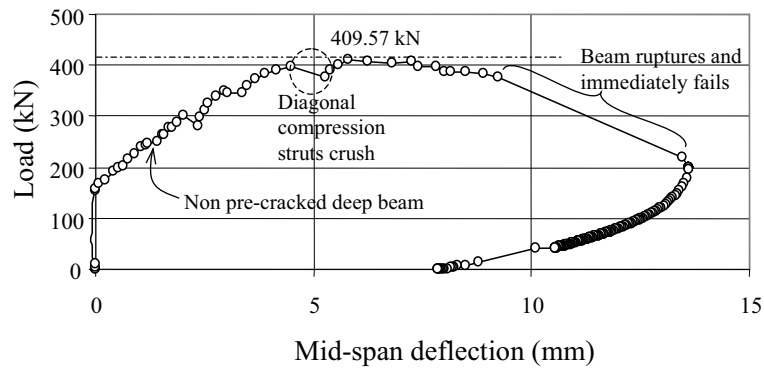
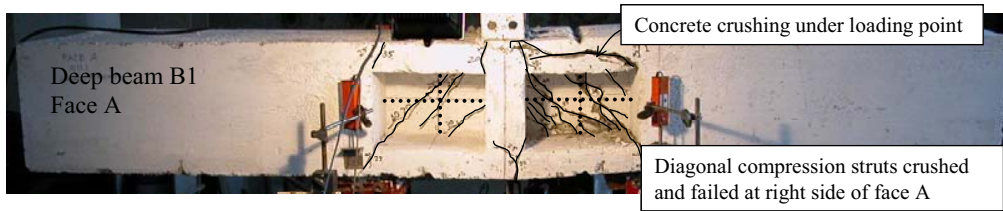


BEAM B7



BEAM B8

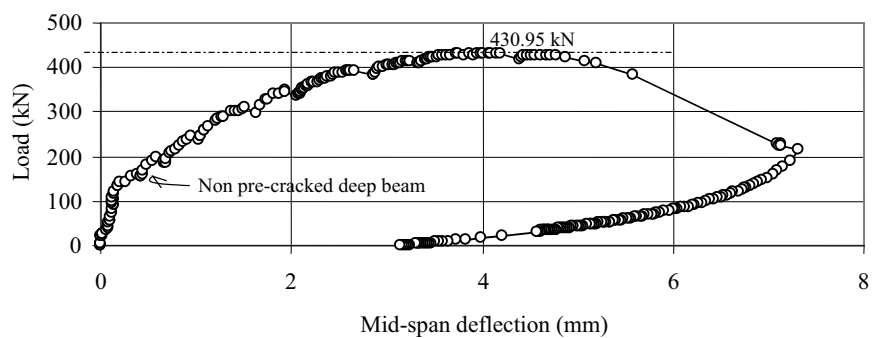
รูป 4.6 ความกว้างของรอยร้าวตั้งหลังจากเสร็จสิ้นการทดสอบแบบการัด 4 จุดสลับทิศ



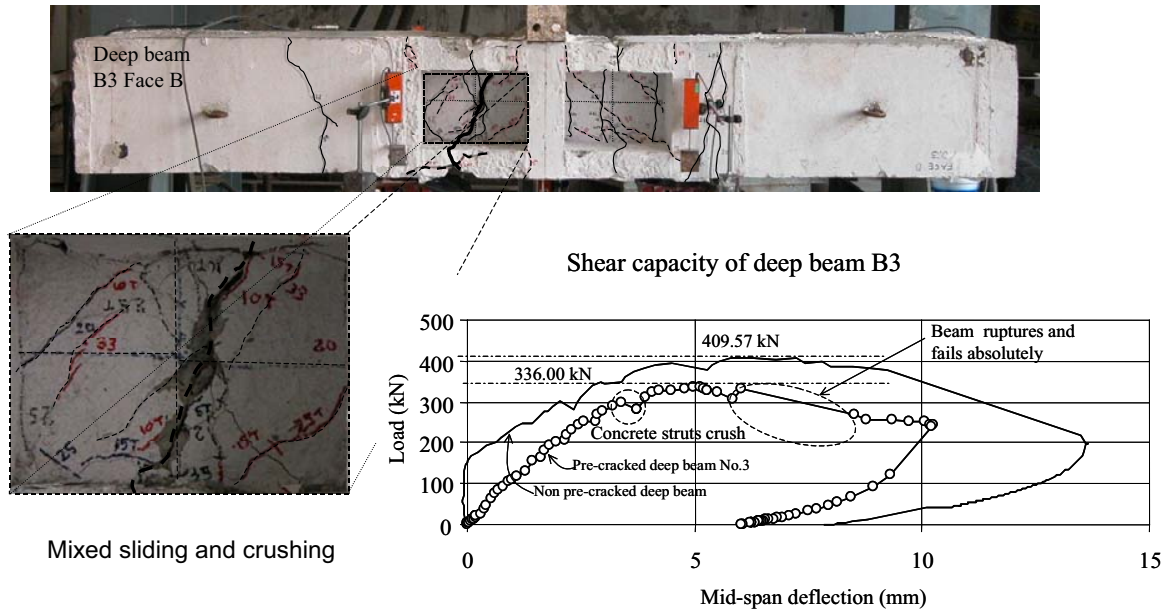
รูป 4.7a ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกและระยะโก่ง และ ภาพการวิบัติของคาน B1



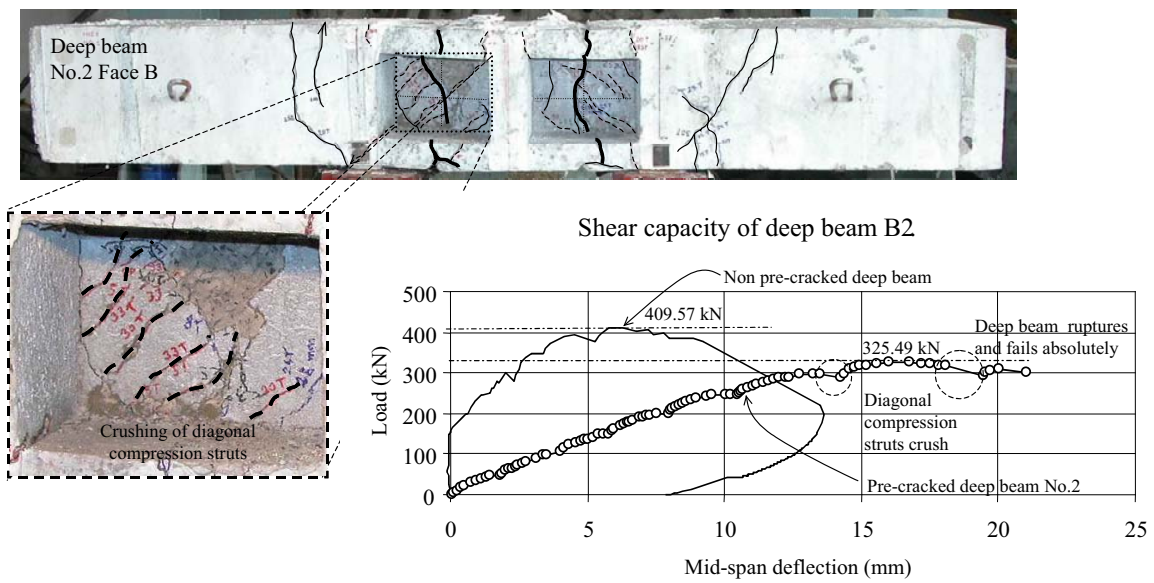
Shear capacity of control beam (Beam B6)



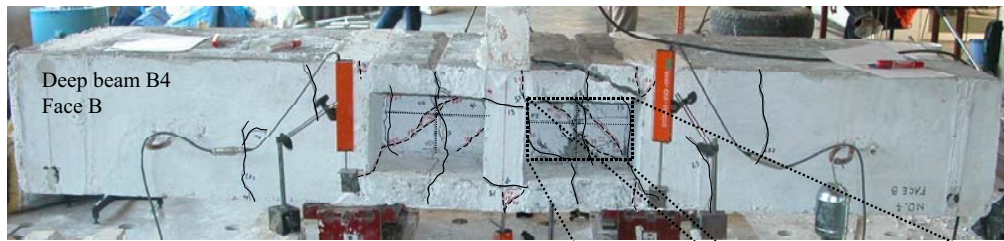
รูป 4.7b ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกและระยะโก่ง และ ภาพการวิบัติของคาน B6



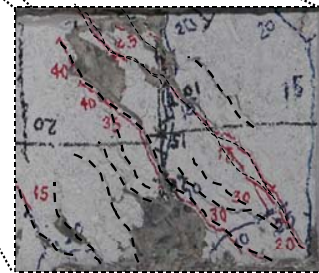
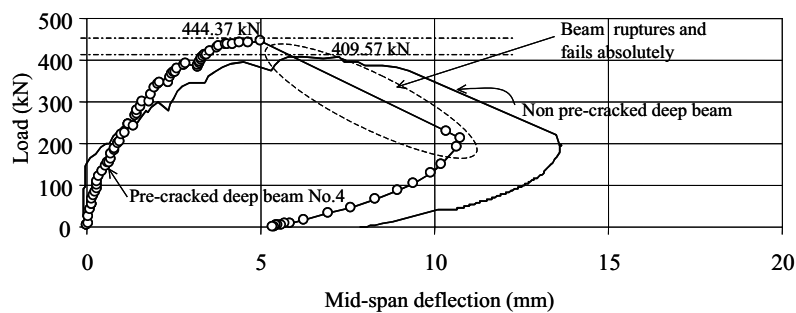
รูป 4.8 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะโก่ง และ ภาพการวิบัติของคาน B2



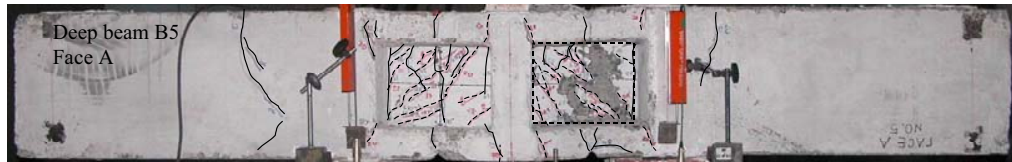
รูป 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและระยะโก่ง และ ภาพการวิบัติของคาน B3



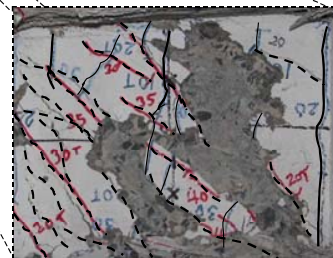
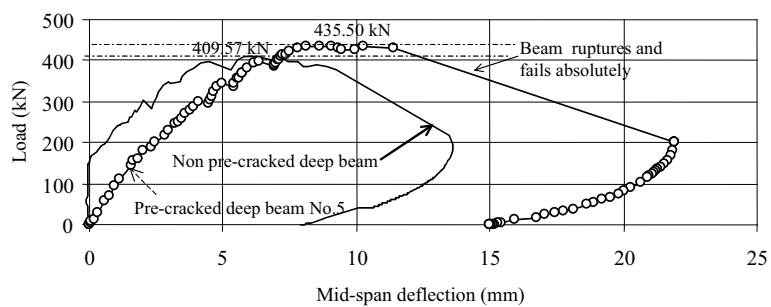
Shear capacity of deep beam B4



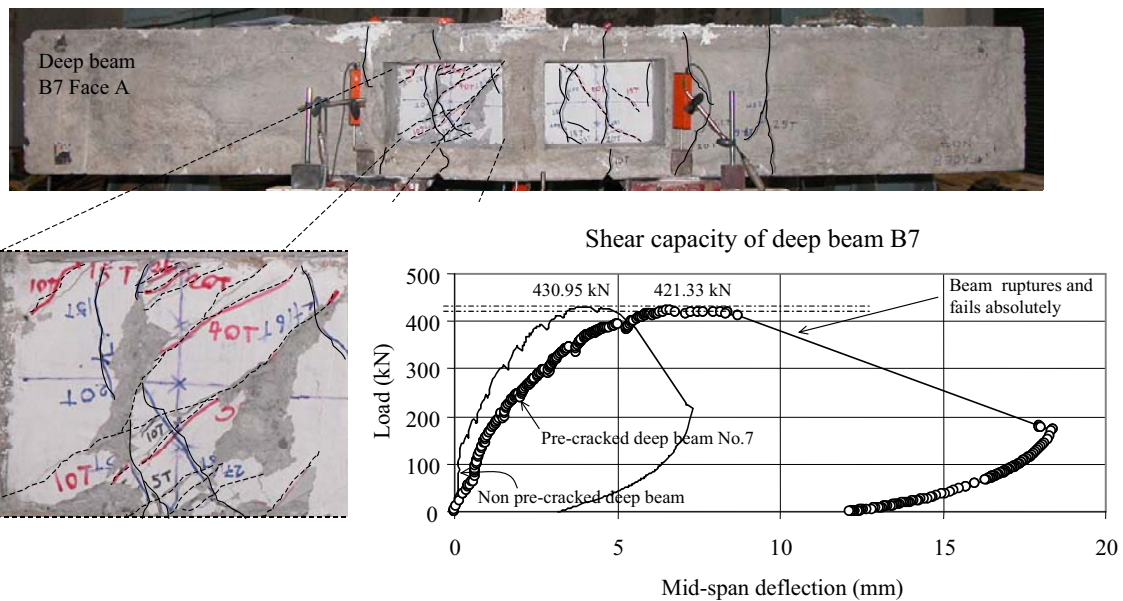
รูป 4.10 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกและระยะโก่ง และ ภาพการวิบัติของคาน B4



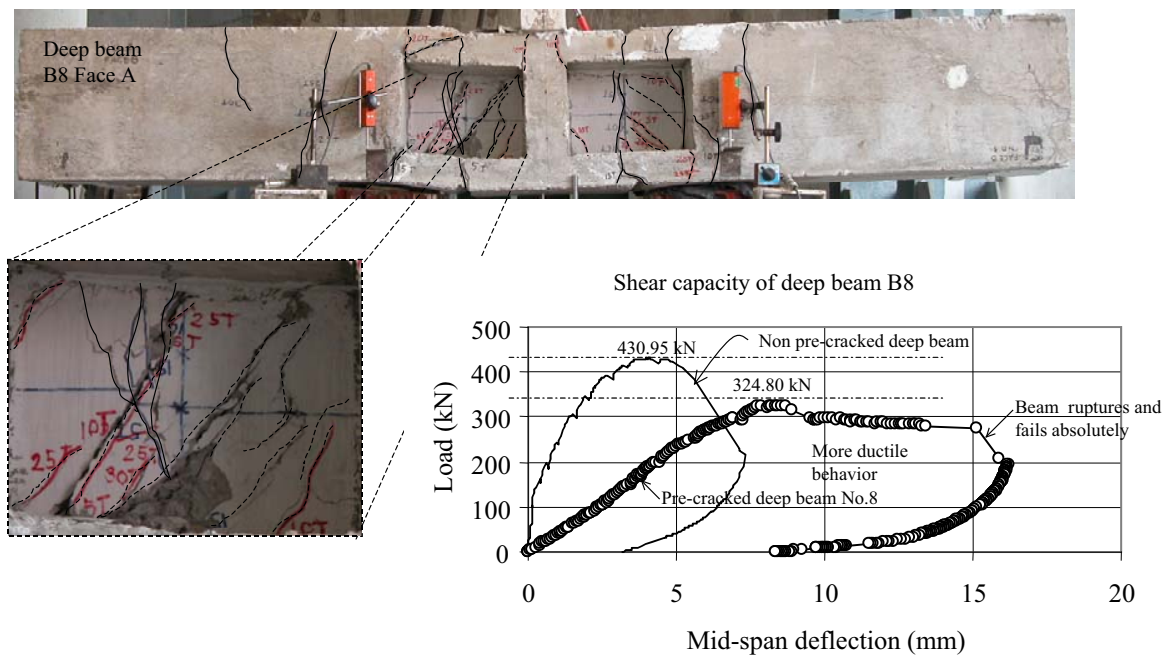
Shear capacity of deep beam B5



รูป 4.11 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกและระยะโก่ง และ ภาพการวิบัติของคาน B5



รูป 4.12 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกและระยะโก่ง และ ภาพการวิบัติของคาน B7



รูป 4.13 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทุกและระยะโก่ง และ ภาพการวิบัติของคาน B8

บทที่ 5 ทฤษฎีการรับแรงของคอนกรีตที่มีรอยร้าวล่วงหน้า

Chapter 5 Theory of pre-cracked concrete

ในบทนี้ผู้วิจัยได้สร้างทฤษฎีที่ใช้อธิบายพฤติกรรมของคอนกรีตที่มีรอยร้าวล่วงหน้า โดยได้แบ่งออกเป็นสองส่วนคือ 1. ทฤษฎีการรับแรงดึงของคอนกรีตที่มีรอยร้าวล่วงหน้า และ 2. ทฤษฎีการรับแรงอัดของคอนกรีตที่มีรอยร้าวล่วงหน้า ทฤษฎีทั้งสองล้วนตั้งอยู่บนสมมุติฐานเดียวกันที่ว่า รอยร้าวล่วงหน้าทำให้เกิดระนาบที่อ่อนแอภายในคอนกรีต การแยกทฤษฎีออกเป็นสองส่วนก็เพื่อให้เห็นผลของรอยร้าวดึงที่มีต่อการรับแรงอัดและแรงดึงของคอนกรีตอย่างชัดเจนมากขึ้น

5.1 ทฤษฎีการรับแรงดึงของคอนกรีตที่มีรอยร้าวล่วงหน้า

จากผลการทดลองได้ชี้ให้เห็นอย่างชัดเจนว่า รอยร้าวดึงที่มีอยู่ก่อนหน้ามีผลให้กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตเพิ่มขึ้น โดยการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนนี้สามารถอธิบายได้ด้วยปรากฏการณ์การหยุดและการเบี่ยงรอยร้าว (Crack arrest and diversion) และ ทฤษฎี shear anisotropy ซึ่งอธิบายได้ดังนี้

1. ทฤษฎีการหยุดและการเบี่ยงรอยร้าว (Crack arrest and diversion)

การทดลองนี้ได้แสดงให้เห็นว่ารอยร้าวดึงล่วงหน้ามีผลต่อพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ทั้งในแง่ของความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุก ลักษณะการวิบัติของโครงสร้าง และความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับระยะเคลื่อนตัว ซึ่งลักษณะการเกิดของรอยร้าวภายหลังจากการทดสอบการเฉือนได้แสดงให้เห็นว่าการที่รอยร้าวเป็นรูปตัว Z (Z-crack) นั้นเกิดขึ้นจากรอยร้าวดึงล่วงหน้าที่เกิดขึ้นตอนของการดัดสลับทิศ ไปขัดขวางการวิ่งของรอยร้าวเฉียงที่เกิดขึ้นในการทดสอบการเฉือน ทั้งนี้ลองพิจารณาจากรูป 5.1 ซึ่งแสดงคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีรอยร้าวดึงอยู่ล่วงหน้าในช่วงกลางของช่วงการเฉือนของคาน สาเหตุที่รอยร้าวเฉียงไม่สามารถวิ่งผ่านรอยร้าวดึงได้ เนื่องจากความสามารถในการถ่ายเทความเค้นตามระนาบของรอยร้าวดึงล่วงหน้ามีค่าต่ำ รูป 5.1 แสดงเส้นทางการแพร่ของรอยร้าวเฉียง ตามแนวการวิ่งของรอยร้าวเฉียงนี้ ขอให้พิจารณาอีลีเมนต์เล็กๆ 2 อีลีเมนต์ โดยอีลีเมนต์หนึ่งอยู่ใกล้กับระนาบของรอยร้าวดึงล่วงหน้า ส่วนอีลีเมนต์หนึ่งอยู่ไกลจาก

ระนาบของรอยร้าวดึงล่วงหน้า ข้อแตกต่างระหว่าง 2 อีลีเมนต์นี้ก็คือ อีลีเมนต์ที่อยู่ใกล้กับระนาบของรอยร้าวดึงมีความสามารถที่จะพัฒนาความเค้นดึงหลักมากพอที่จะทำให้รอยร้าววิ่งต่อไปได้ แต่อีลีเมนต์ที่อยู่ใกล้กับระนาบของรอยร้าวดึงล่วงหน้าไม่สามารถที่จะพัฒนาความเค้นได้ ทั้งนี้ความสามารถที่จะพัฒนาความเค้นในอีลีเมนต์ถูกจำกัดโดยความเค้นที่สามารถส่งผ่านได้ตามระนาบของรอยร้าวดึง ถ้ารอยร้าวดึงมีขนาดกว้าง ความเค้นที่ส่งถ่ายก็จะน้อย เป็นผลให้ความเค้นที่เกิดขึ้นในอีลีเมนต์มีค่าน้อย ดังนั้นรอยร้าวเฉียงจึงหยุดการแพร่เมื่อวิ่งมาเจอกับอีลีเมนต์ที่อยู่ใกล้ระนาบของรอยร้าวดึงล่วงหน้า

การเคลื่อนตัวของระนาบรอยร้าวดึงล่วงหน้า เป็นผลให้เกิดการเคลื่อนที่สัมพันธ์กันระหว่างชิ้นส่วนที่อยู่ทางด้านซ้ายและด้านขวาของระนาบรอยร้าวดึง ปรากฏการณ์การหยุดของรอยร้าวนี้แสดงถึงปฏิสัมพันธ์ (Interaction) ระหว่างรอยร้าวเฉียงและรอยร้าวดึงซึ่งรอยร้าว Z เป็นผลมาจากการเคลื่อนตัวของทั้งรอยร้าวดึงและรอยร้าวเฉียง รูป 5.1 แสดงคานที่มีรอยร้าวดึงล่วงหน้า 2 คาน ที่มีความกว้างของรอยร้าวดึงล่วงหน้าที่ไม่เท่ากัน เมื่อนำมาทดสอบการรับแรงเฉือนแล้วทั้ง 2 คานก็เกิดรอยร้าว Z (Z-crack) เช่นเดียวกัน แต่รูปร่างของรอยร้าว Z ในคานทั้งสองนั้นต่างกัน ในคานที่มีรอยร้าวดึงล่วงหน้ามีขนาดใหญ่ (ดูรูป 5.1 ซ้ายมือ) รอยร้าว Z ที่เกิดขึ้นจะมีส่วนของรอยร้าวดึงที่มากกว่าส่วนของรอยร้าวเฉียง ส่วนในคานที่มีรอยร้าวดึงล่วงหน้าขนาดเล็ก (ดูรูป 5.1 ขวามือ) รอยร้าว Z ที่เกิดขึ้นจะมีส่วนของรอยร้าวเฉียงมากกว่าส่วนของรอยร้าวดึง

2. ทฤษฎี shear anisotropy

Shear anisotropy เป็นทฤษฎีที่ผู้วิจัยใช้เพื่ออธิบายพฤติกรรมของอีลีสติกคอนกรีตที่มีรอยร้าวล่วงหน้า ในทฤษฎีนี้ผู้วิจัยอธิบายว่า รอยร้าวล่วงหน้าที่มีในอีลีสติกคอนกรีต ทำให้เกิดระนาบที่มีถ่ายหน่วยแรงดึงและหน่วยแรงเฉือนได้น้อย หรือ เป็นระนาบที่อ่อนแอ (weak plane) ของอีลีสติก ซึ่งเป็นการสร้าง anisotropy ให้เกิดขึ้น ถ้าหากว่าไม่มีรอยร้าวล่วงหน้าปรากฏอยู่ คอนกรีตก็จะมีพฤติกรรม isotropic นั่นคือทุกๆระนาบในคอนกรีตมีความสามารถในการถ่ายหน่วยแรงดึงและหน่วยแรงเฉือนได้เท่ากัน ผลของ anisotropy นี้สามารถอธิบายได้จากรูป 5.2 ดังนี้ หากเป็นอีลีสติกที่มีรอยร้าวอยู่หลายรูรอยร้าว ก็จะมีเพียงรอยร้าวบางอันเท่านั้นที่ทำงาน (active) ในขณะที่รอยร้าวอื่นๆไม่ทำงาน (inactive) หรือปิดไป โดยรอยร้าวที่ทำงานก็จะเป็นรอยร้าวที่มีความกว้างมากที่สุดและอยู่ในแนวของหน่วยแรงหลักที่กระทำต่ออีลีสติก ณ ขณะเวลานั้น ในกรณีของอีลีสติกที่มีรอยร้าวล่วงหน้า การเปิดและการไหลตามแนวรอยร้าวล่วงหน้าจะเป็นการลดความเข้มของหน่วยแรงในแนวทแยง (concentration of diagonal tensile stress) ทำให้ไม่สามารถเกิดรอยร้าวทแยงได้ ดังนั้นการเกิดขึ้นของรอยร้าวทแยงในบริเวณที่มีรอยร้าวล่วงหน้าในแนวตั้งอยู่จึงเป็นสิ่งที่ยาก และ เป็นเหตุผลว่าทำไมรอยร้าวทแยงจึงหยุดการแพร่เมื่อวิ่งมาชนกับรอยร้าวตั้งล่วงหน้าที่มีอยู่

5.2 ทฤษฎีการรับแรงอัดของคอนกรีตที่มีรอยร้าวล่วงหน้า

จากผลการทดลองได้ชี้ให้เห็นอย่างชัดเจนว่า รอยร้าวตั้งที่มีอยู่ก่อนหน้ามีผลให้กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตลดลง โดยการลดลงของกำลังรับแรงอัดนี้สามารถอธิบายได้ด้วย กลไก 2 กลไก คือ 1. การลดลงของพื้นที่สัมผัสของคอนกรีต (reduction of effective contact area) และ 2. การเสื่อมลดของกำลังรับแรงอัดที่ผิวหน้าของรอยร้าวเนื่องจากรอยร้าวจุลภาค (reduction of effective compressive strength due to micro-fractures) กลไกที่ 1 เป็นกลไกทางเรขาคณิต ส่วนกลไกที่สองเป็นกลไกด้านวัสดุ กลไกทั้งสองสามารถอธิบายได้ดังต่อไปนี้

กลไก 1. การลดลงของพื้นที่สัมผัสของคอนกรีต (Reduction of effective contact area)

รอยร้าวทำให้พื้นที่สัมผัสของคอนกรีตลดลง ดังแสดงใน รูป 5.3 เพราะทำให้ผิวสัมผัสของคอนกรีตไม่ทับกันสนิทเมื่อรับแรงอัด เนื่องจากการเกิดการเลื่อนไถลสัมพัทธ์ (relative sliding) ระหว่างผิวของรอยร้าว อัตราส่วนพื้นที่สัมผัสประสิทธิผล () สามารถแสดงได้ด้วยสมการ [1]

$$1 - \exp(-0.5 G/w)$$

โดยที่ G เป็นขนาดของมวลรวมประสิทธิผล และ w เป็นความกว้างของรอยร้าว

กลไก 2 การเสื่อมลดของกำลังรับแรงอัดที่ผิวหน้าของรอยร้าวเนื่องจากรอยร้าวจุลภาค (reduction of effective compressive strength due to micro-fractures) ที่เนื้อคอนกรีตใกล้กับรอยร้าวล่วงหน้า คอนกรีตจะมีกำลังรับแรงอัด (compressive strength) ลดลงเนื่องจากรอยร้าวจุลภาค (micro cracks) ซึ่งทำความเสียหายให้แก่คอนกรีต การลดลงของกำลังรับแรงอัดนี้สามารถแทนได้ด้วย fracture parameter (K) ซึ่งสามารถคำนวณได้จาก [1]

$$K = \exp(-0.73E(\exp(1-1.25E))) \quad 5.2$$

โดยที่ E เป็นค่าความเครียดเทียบเท่า (equivalent strain) และ สามารถคำนวณได้จาก

$$E = [(c\varepsilon_m)^2 + (d\gamma_d)^2]^{0.5} \quad 5.3$$

$$\varepsilon_m = 0.707 (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) \quad 5.4$$

$$\gamma_d = 0.707 (\epsilon_1 - \epsilon_2) \quad 5.5$$

$$c = 0.62 / \epsilon_p \quad 5.6$$

$$d = 0.98 / \epsilon_p \quad 5.7$$

โดยที่ ϵ_m เป็นความเครียดเฉลี่ย (mean strain) γ_d เป็นความเครียดเฉือน deviatoric (Deviatoric strain) ϵ_1 และ ϵ_2 เป็นความเครียดหลัก (principal strain) โดยที่ $\epsilon_1 > \epsilon_2$

c และ d เป็นค่าคงที่ของวัสดุและคำนวณได้ตามสมการข้างต้น ϵ_p เป็นความเครียดอัดของคอนกรีต ณ ตำแหน่งค่ากำลังรับแรงอัด ซึ่งสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\epsilon_p = 0.00014 (fc)^{0.5} \quad 5.8$$

ในการทดลองในงานวิจัยนี้ ϵ_2 มีค่าเท่ากับ 0 ส่วน ϵ_1 สามารถคำนวณได้จาก (รูป 5.5)

$$\epsilon_1 = w / (S \cdot G/2) \quad 5.9$$

โดยที่ w เป็นความกว้างของรอยร้าว S เป็นระยะระหว่างรอยร้าว G เป็นขนาดมวลรวมประสิทธิผล จะเห็นว่าสมการข้างต้นได้พิจารณาผลของขนาดของมวลรวมในการคำนวณความเครียดหลักไว้ด้วย

เมื่อรวมกลไกทั้งสองเข้าด้วยกันก็จะทำให้สามารถคำนวณหา กำลังรับแรงอัดประสิทธิผล (effective compressive strength) ได้ดังสมการ

$$f_{c,eff} = K fc \quad 5.10$$

ค่ากำลังรับแรงอัดประสิทธิผลนั้น ไม่ใช่ค่ากำลังรับแรงอัดที่แท้จริงของคอนกรีต แต่เป็นค่ากำลังรับแรงอัดประสิทธิผลที่ได้คิดผลการลดลงของพื้นที่สัมผัส และการอ่อนกำลังของกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

5.2.1 การเปรียบเทียบแบบจำลองทางคณิตศาสตร์กับผลการทดลอง

1. ชุดทดลองที่ 1 คานที่ใส่เหล็กดัดเป็นปริมาณมาก

ผู้วิจัยได้ใช้ทฤษฎีดังกล่าวทำนายผลการทดลองชุดที่ 1 ซึ่งเป็นชุดทดลองคานที่ใส่เหล็กดัดเป็นปริมาณมาก ในการใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ได้กำหนดค่าตัวแปรดังนี้

1. ขนาดของมวลรวมประสิทธิผล (G) ผู้วิจัยใช้ $G = 2.0$ มม. ซึ่งเป็นขนาดของทราย ทั้งนี้เพราะหน้าตัดรูปตัวไอมีความกว้างเพียง 70 มม. และมีเหล็กดัดขนาด 10 มม. อยู่เป็นจำนวนมาก จึงทำให้กรวดไม่สามารถแทรกตัวอยู่ในบริเวณหน้าตัดตัวไอได้
2. ระยะระหว่างรอยร้าวดึง (S) ผู้วิจัยใช้ 200 มม. ซึ่งเป็นค่าโดยประมาณที่ได้จากการทดลอง

ผลการเปรียบเทียบระหว่างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์กับการทดลองแสดงดังในตาราง

คาน	กำลังรับแรงอัดจากการทดสอบลูกปูน (MPa)	ความกว้างรอยร้าวตั้ง (มม.)		K	fc,eff (MPa)	Vcal (kN)	Vexp (kN)	Vcal/Vexp
B2	24.56	0.30	0.90	0.81	17.90	128.6	136.3	0.94
B3	23.34	0.25	0.95	0.85	18.85	136.4	144.8	0.94
B4	28.41	0.05	1.00	0.99	28.12	202.0	178.2	1.13
B5	27.02	0.15	0.990	0.94	25.4	182.4	167.4	1.09

2. ชุดทดลองที่ 2 คานเล็ก

ผู้วิจัยได้ใช้ทฤษฎีดังกล่าวทำนายผลการทดลองชุดที่ 2 ซึ่งเป็นชุดทดลองคานเล็กรับแรงเฉือน ในการใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ได้กำหนดค่าตัวแปรดังนี้

1. ขนาดของมวลรวมประสิทธิผล (G) ผู้วิจัยใช้ $G = 7.5$ มม. ซึ่งเป็นขนาดเฉลี่ยของกรวดและทรายโดยประมาณ ทั้งนี้เพราะหน้าตัดรูปตัวไอมีความกว้าง 80 มม. และไม่มีเหล็กถูกตั้งในบริเวณหน้าตัดตัวไอ จึงทำให้กรวดขนาดเล็กๆ จำนวนหนึ่งแทรกตัวอยู่ในบริเวณหน้าตัดตัวไอได้
2. ระยะระหว่างรอยร้าวตั้ง (S) เนื่องจากคานเล็กมีรอยร้าวเพียงรอยร้าวเดียวเกิดขึ้นในแต่ละด้านของคาน จึงไม่สามารถหาระยะระหว่างรอยร้าวตั้ง อย่างไรก็ตาม เนื่องจากหน้าตัดรูปตัวไอมีหน้าตัดและเหล็กเสริมใกล้เคียงกับคานที่ได้เหล็กถูกตั้งจำนวนมากในการทดลองชุดที่ 1 ผู้วิจัยจึงใช้ $S = 200$ มม. เท่ากัน

ผลการเปรียบเทียบระหว่างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์กับการทดลองแสดงดังในตาราง

การทดลองคานเล็กชุดที่ 1

คาน	กำลังรับแรงอัดจากการทดสอบลูกปูน (MPa)	ความกว้างรอยร้าวตั้ง (มม.)		K	fc,eff (MPa)	Vcal (kN)	Vexp (kN)	Vcal/Vexp
B2	21.87	1.0	0.94	0.83	17.06	167.4	162.8	1.03
B3	21.35	0.90	0.96	0.85	17.42	170.9	168.0	1.02
B4	22.19	0.05	1.00	1.00	22.19	217.7	222.2	0.98
B5	21.86	0.30	1.00	0.98	21.42	210.2	217.8	0.97

การทดลองคานเล็กชุดที่ 2

คาน	กำลังรับแรงอัดจากการทดสอบลูกปูน (MPa)	ความกว้างรอยร้าวตั้ง (มม.)		K	fc,eff (MPa)	Vcal (kN)	Vexp (kN)	Vcal/Vexp
B7	23.30	0.40	1.0	0.97	22.60	205.6	210.7	0.98
B8	23.84	1.60	0.74	0.69	12.17	110.7	162.4	0.68

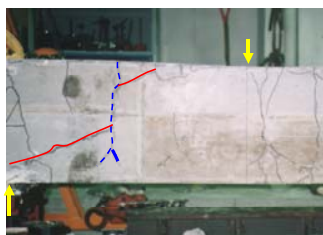
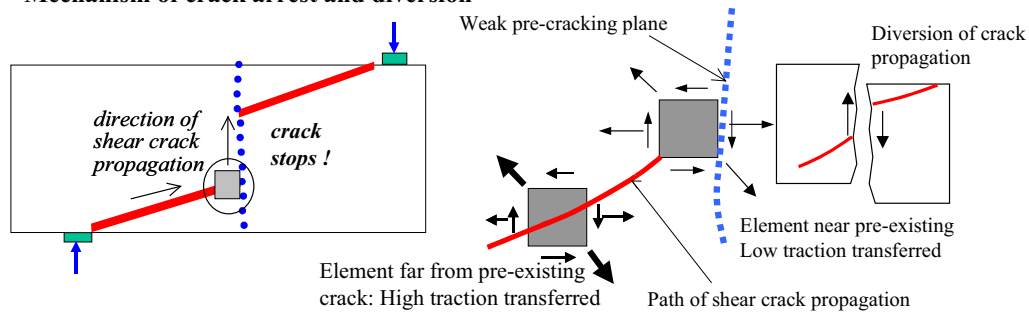
จะเห็นได้ว่าแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่ผู้วิจัยเสนอนี้สามารถคำนวณหาค่ากำลังรับแรงอัดที่ลดลงของคอนกรีตที่มีรอยร้าวล่วงหน้าได้ ข้อดีของแบบจำลองดังกล่าวก็คือเป็นแบบจำลองที่มีความง่ายต่อการเข้าใจ มีความหมายทางกายภาพ

ที่ชัดเจน แต่แบบจำลองดังกล่าวยังมีข้อจำกัดอยู่คือ ไม่ได้พิจารณาผลของมุมระหว่างทิศของแรงอัดกับแนวของรอยร้าวล่วงหน้า รวมทั้งยังไม่ได้พิจารณาผลของรอยร้าวหลายๆรอยร้าวที่อาจเกิดขึ้นในคอนกรีตได้ ซึ่งผู้วิจัยจะได้ปรับปรุงแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ให้ดีขึ้น

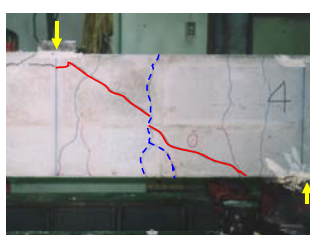
5.3 อ้างอิง

1. Koichi Maekawa, Amorn Pimanmas (2003), Hajime Okamura: Nonlinear mechanics of reinforced concrete, Spon Press, 721 pp.
2. A. Pimanmas and K. Maekawa (2001), Behavior and finite element analysis of pre-cracked reinforced concrete in shear, *Magazine of concrete research*, Vol.53, No.4, pp.263-282.
3. A. Pimanmas and K. Maekawa (2001), Influence of pre-cracking on reinforced concrete behavior in shear, *Concrete Library of JSCE No.38*, December, pp.207-223.

Mechanism of crack arrest and diversion



a) large pre-existing crack
pre-existing crack dominates behavior



b) small pre-crack
diagonal crack dominates behavior

Experimental Observation

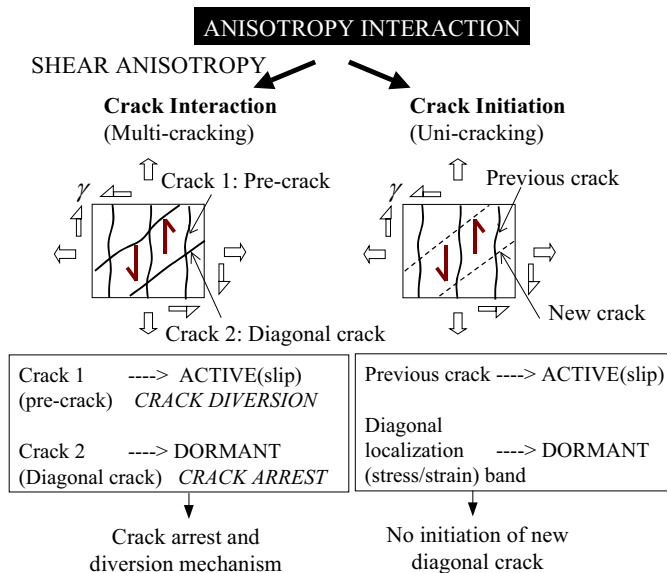
Small normal and shear traction transfer across pre-crack plane

Small combined stress state

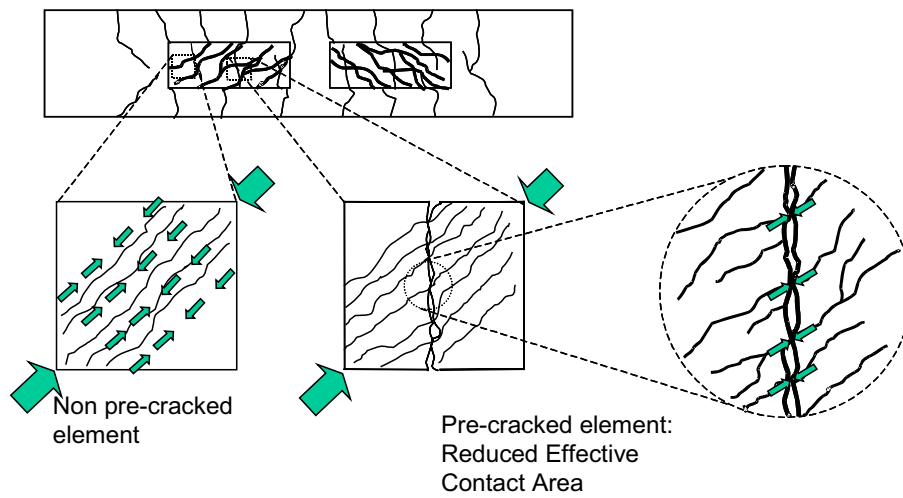
No further propagation of diagonal crack

Deformation along pre-existing crack plays central role

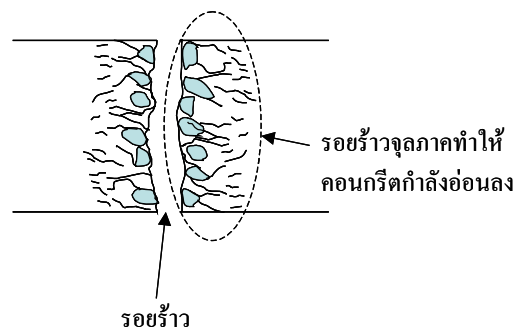
รูป 5.1 ทฤษฎีการหยุดและการเบี่ยงรอยร้าว



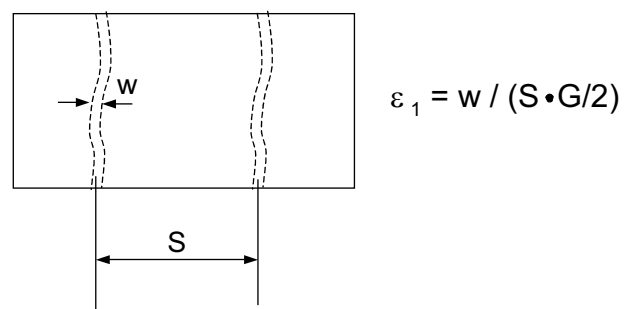
รูป 5.2 ทฤษฎี Shear Anisotropy



รูป 5.3 การลดลงของพื้นที่สัมผัสประสิทธิภาพเนื่องจากรอยร้าวตั้ง



รูป 5.4 การเสื่อมดกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตบริเวณใกล้ผิวรอยร้าวเนื่องจากรอยร้าวระดับจุดภาค



รูป 5.5 การคำนวณความเครียดหลัก ϵ_1