การวิเคราะห์ความเสียหายของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 มิติเนื่องจากการทรุดตัวของฐานรองรับ

นาย อรรถวิทย์ จงใจวาณิชย์กิจ

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2543

ISBN 974-346-481-6

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

DAMAGE ANALYSIS OF 2-DIMENSIONAL R/C FRAMES SUBJECTED TO SUPPORT SETTLEMENT

Mr. Atthawit Jongjaiwanichkit

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

A Thesis Submitted 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 2000

ISBN 974-346-481-6

หัวข้อวิทยานิพนธ์	การวิเคราะห์ความเสียหายของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 มิติ เนื่องจากการทรุดตัวของฐานรองรับ
โดย	นาย อรรถวิทย์ จงใจวาณิชย์กิจ
ภาควิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษา	ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว

คณะ วิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้นับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญามหาบัณฑิต

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

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

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

.... อาจารย์ที่ปรึกษา
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว)

.... กรรมการ
(อาจารย์ ดร.ธีรพงศ์ เสนจันทร์ฒิไชย)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

อรรถวิทย์ จงใจวาณิชย์กิจ : การวิเคราะห์ความเสียหายของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากการทรุดตัวของฐานรองรับ. (DAMAGE ANALYSIS OF 2-DIMENSIONAL R/C FRAMES SUBJECTED TO SUPPORT SETTLEMENT)
อ. ที่ปรึกษา : ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ทศพล ปิ่นแก้ว, 140 หน้า. ISBN 974-346-481-6.

งานวิจัยนี้ได้ทำการพัฒนาโปรแกรมคอมพิวเตอร์ขึ้นเพื่อใช้ในการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้ผลของน้ำหนักบรรทุกกระทำในรูปแบบต่างๆ ได้แก่ แรงกระทำที่จุดต่อ น้ำหนักบรรทุกแบบแผ่เนื่องจากแรงโน้มถ่วง รวมไปถึงผลเนื่องจากการทรุดตัวของฐานรองรับ การวิเคราะห์เป็นแบบไร้เชิงเส้นโดยพิจารณาพฤติกรรมแบบอินอิลาสติกของหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กและผลของความไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิต โดยวิธีการที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้น ใช้วิธีนิวตันราฟสัน (Newton-Raphson method) และตรวจสอบการลู่เข้าสู่คำตอบโดยใช้ยูคลีเดียนนอร์ม (Euclidean norm) ของเวคเตอร์ของแรงคงค้าง หน้าตัดของชิ้นส่วนจะถูกจำลองให้อยู่ในรูปความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง (Moment and curvature) ในรูปแบบเส้นตรงสามเส้นโดยสมมติให้แรงตามแนวแกนที่กระทำต่อหน้าตัดมีค่าคงที่ และใช้แบบจำลองการกระจายพฤติกรรมแบบพลาสติกร่วมกับแบบจำลองการกระจายการคราก เพื่อคำนวณเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบอินอิลาสติก ซึ่งสามารถนำไปสร้างเมตริกซ์สติฟเนสในสภาวะปัจจุบันของโครงสร้างได้ ส่วนผลของความไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิตซึ่งเป็นผลจากปัจจัยพีเดลต้า (P-Δ effects) จะพิจารณาในรูปของเมตริกซ์สติฟเนสเรขาคณิต

จากตัวอย่างการเปรียบเทียบที่นำเสนอในงานวิจัยนี้ ได้ทำการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับโปรแกรม STAAD-III ในกรณีของปัญหาแบบอิลาสติก ให้ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งและแรงกระทำที่ฐานรองรับแตกต่างกันน้อยมาก และสำหรับในกรณีของปัญหาแบบอินอิลาสติกได้ทำการเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์โดยโปรแกรม IDARC2D ver. 4.0 ให้ค่าแรงเฉือนที่ฐานในตำแหน่งที่เกิดการแตกร้าวและการครากของคานและเสาแตกต่างกันไม่เกิน 4 เปอร์เซ็นต์ นอกจากนี้สำหรับการเปรียบเทียบกับผลการทดสอบให้ค่าแรงกระทำสูงสุดต่อโครงสร้างตัวอย่างแตกต่างกันประมาณ 8 เปอร์เซ็นต์

นอกจากนี้ได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างภายใต้การทรุดตัวของฐานรองรับ ความเสียหายจะเกิดขึ้นกับคานในชั้นล่างที่ติดกับแนวฐานรองรับ และกระจายเข้าสู่เสาในชั้นเดียวกันก่อนส่วนอื่น ดังนั้นในแง่ของการป้องกันความวิบัติของโครงสร้างจึงควรเสริมกำลังของชิ้นส่วนโครงสร้างในส่วนดังกล่าว

ภาควิชา ......วิศวกรรมโยธา...... ลายมือชื่อนิสิต ....
สาขาวิชา ......วิศวกรรมโยธา...... ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา ....
ปีการศึกษา ......2543......

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4170634621 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEY WORD: NONLINEAR ANALYSIS / REINFORCED CONCRETE FRAMES / SUPPORT SETTLEMENT / DAMAGE ANALYSIS / TRILINEAR MOMENT CURVATURE RELATIONSHIP

MR.ATTHAWIT JONGJAIWANICHKIT : THESIS TITLE. (DAMAGE ANALYSIS OF 2-DIMENSIONAL R/C FRAMES SUBJECTED TO SUPPORT SETTLEMENT) THESIS ADVISOR : ASSISTANT PROFESSOR DR. TOSPOL PINKAEW, 140 pp. ISBN 974-346-481-6.

This research develops a computer program for nonlinear analysis of R/C frames subjected to various loading, such as joint loading, uniformly-distributed loading, and support settlement. Both material nonlinearity of R/C sections and geometrical nonlinearity are included. Newton-Raphson method is used for nonlinear analysis and the convergence of results is accomplished by specifying a tolerance of Euclidean norm of the residual force vector. The properties of R/C sections are modeled as a trilinear-relationship between moment and curvature assuming constant axial force. Flexibility-based macromodel, derived from spread plasticity model and yield penetration model, is adopted to calculate the stiffness of inelastic elements. Then the stiffness matrix of an inelastic structure is assembled. While geometrical nonlinearity resulted from P-Δ effect is included using a geometric stiffness matrix.

From the examples, the elastic results show that the differences of displacements and support reactions are very small compared with STAAD-III. For inelastic problems, the differences of base shears at the stages of cracking and yielding of element sections are less than 4 percents compared with IDARC2D version 4.0. Moreover, comparing with the test results, there are only about 8-percent differences in ultimate load prediction.

Finally, an R/C frame subjected to support settlement is evaluated. The first cracks are found in the beams on the first story. Further settlement leads to some other cracks in the first-floor columns. Therefore, it is recommended to strengthen those elements to pervent the damage of the building.

Department. CIVIL ENGINEERING . Student's signature .

Concentration CIVIL ENGINEERING . Advisor's signature .

Academic year 2000 .

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงไปด้วยดีด้วยความช่วยเหลืออย่างดียิ่งของผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ทศพล ปิ่นแก้ว อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ซึ่งท่านได้ให้คำแนะนำและข้อคิดเห็นต่าง ๆ ที่เป็นประโยชน์ต่อการทำวิจัยมาโดยตลอด

ขอกราบขอบพระคุณท่านศาสตราจารย์ ดร. ทักษิณ เทพชาตรี และอาจารย์ ดร. ธีรพงศ์ เสนจันทร์ฒิไชย ที่กรุณาเป็นกรรมการในการตรวจสอบวิทยานิพนธ์พร้อมทั้งให้คำแนะนำที่เป็นประโยชน์ทำให้วิทยานิพนธ์เล่มนี้มีความสมบูรณ์มากขึ้น

ขอกราบขอบพระคุณคุณพ่อ คุณแม่ และญาติผู้ใหญ่ของผู้ทำวิจัยที่ส่งเสียให้ผู้วิจัยได้มีโอกาสทางการศึกษา และได้ทำงานวิจัยครั้งนี้ขึ้น

ขอขอบพระคุณทางบัณฑิตวิทยาลัยแห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยที่สนับสนุนเงินทุนที่ใช้ในการวิจัย

ขอขอบคุณพี่ น้อง รุ่นพี่และเพื่อนๆ ของผู้ทำการวิจัยที่ได้เป็นกำลังใจให้คำแนะนำ คำปรึกษาและความช่วยเหลือตลอดการทำวิจัย

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย ง

บทคัดย่อภาษาอังกฤษ จ

กิตติกรรมประกาศ ฉ

สารบัญ ช

สารบัญตาราง ญ

สารบัญรูปภาพ ฏ

สัญลักษณ์ ฒ

บทที่ 1 บทนำ

1.1 ความนำ 1

1.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง 2

1.3 วัตถุประสงค์ของการวิจัย 9

1.4 ขอบเขตการวิจัย 9

1.5 ประโยชน์ที่ได้รับ 10

1.6 วิธีดำเนินงานวิจัย 11

บทที่ 2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 หลักการวิเคราะห์โครงสร้างแบบอินอีลาสติกไร้เชิงเส้น 13

2.2 แบบจำลองโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก 16

2.2.1 แบบจำลองการวิเคราะห์โมเมนต์และความโค้งของหน้าตัดชิ้นส่วนโครงสร้าง 17

2.2.1.1 หลักการที่ใช้ในการวิเคราะห์โมเมนต์และความโค้งของหน้าตัด 18

2.2.1.2 แบบจำลองความเค้น-ความเครียดของคอนกรีต 20

2.2.1.3 แบบจำลองความเค้น-ความเครียดของเหล็กเสริม 25

2.2.2 แบบจำลองของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กในกรณีที่มีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติก 26

สารบัญ (ต่อ)

บทที่ หน้า

2.2.2.1 การจำลองชิ้นส่วนโครงสร้างคาน เสา และการสร้างสมการในรูปแบบเมตริกซ์สติฟเนส 27

2.2.2.2 แบบจำลองการกระจายพฤติกรรมแบบพลาสติก และแบบจำลองการกระจายการคราก 32

2.3 การประเมินความเสียหายของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก 38

บทที่ 3 โปรแกรมวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กแบบไร้เชิงเหล็ก 42

3.1 ความนำและลักษณะทั่วไปของโปรแกรม 42

3.2 หลักการที่เกี่ยวข้องกับโปรแกรม 43

3.3 ส่วนประกอบและขั้นตอนในการคำนวณของโปรแกรม NARF2D 45

บทที่ 4 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำในรูปแบบต่างๆ 54

4.1 ความนำ 54

4.2 การเปรียบเทียบผลการคำนวณความสัมพันธ์โมเมนต์ และความโค้งของหน้าตัด 58

4.3 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็งพอร์ทอล ในกรณีคานแข็งและคานยืดหยุ่น 61

4.4 การเปรียบเทียบเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างและของโครงสร้าง 62

4.5 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กในกรณีโครงสร้างอยู่ในช่วงอีลาสติก 64

4.5.1 กรณีโครงสร้างภายใต้แรงกระทำที่จุดต่อและน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วง 64

4.5.2 กรณีโครงสร้างภายใต้ผลของการทรุดตัวของฐานรองรับ 71

4.6 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กในกรณีโครงสร้างอยู่ในช่วงอินอีลาสติก 76

4.7 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กกับการวิจัยในอดีต 82

สารบัญ (ต่อ)

บทที่ หน้า

บทที่ 5 พฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้ผลของการทรุดตัวของฐานรองรับ 85

5.1 ความนำ 85

5.2 การจำลองโครงสร้างที่ใช้ในการวิเคราะห์ 85

5.3 ผลการวิเคราะห์ตัวอย่างโครงข้อแข็งและพฤติกรรม ภายใต้การทรุดตัวของฐานรองรับ 90

5.3.1 ลักษณะการโก่งตัวของโครงสร้างภายใต้การทรุดตัวของฐานรองรับ 90

5.3.2 พฤติกรรมของโครงสร้างตัวอย่างภายใต้การทรุดตัวของฐานรองรับ 92

5.3.3 พฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้างหลักภายใต้การทรุดตัวของฐานรองรับ 97

5.4 การประเมินความเสียหายจากดัชนีความเสียหาย 98

5.5 พฤติกรรมของโครงสร้างในสภาพการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริง 101

บทที่ 6 สรุปและข้อเสนอแนะ 105

6.1 สรุปผลการวิจัย 105

6.2 ข้อเสนอแนะ 107

บทที่ 7 รายการอ้างอิง 108

ภาคผนวก 111

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์ 147

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญตาราง

ตาราง หน้า

ตารางที่ (2.1) น้ำหนักบรรทุกเทียบเท่าของน้ำหนักบรรทุกลงคานในแบบต่างๆ 31

ตารางที่ (2.2) ความเสียหายของส่วนโครงสร้างที่ดัชนีความเสียหายต่างๆ (Park และคณะ, 1986) 39

ตารางที่ (4.1) คุณสมบัติของหน้าตัดสำหรับโครงสร้างตัวอย่างที่ 1 56

ตารางที่ (4.2) คุณสมบัติของหน้าตัดสำหรับโครงสร้างตัวอย่างที่ 2 57

ตารางที่ (4.3) รายละเอียดของหน้าตัดที่ใช้ในการเปรียบเทียบความสัมพันธ์โมเมนต์และความโค้ง 58

ตารางที่ (4.4) การเปรียบเทียบเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างในโครงสร้างตัวอย่างที่ 1 63

ตารางที่ (4.5) ผลการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 1 65

ตารางที่ (4.6) ผลการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 2 65

ตารางที่ (4.7) ผลการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกในรูปแบบที่ 1 (ในกรณีที่ไม่คิดผลของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างเนื่องจากแรงเฉือน) 66

ตารางที่ (4.8) ผลการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบที่ 2 (กรณีไม่คิดผลการเปลี่ยนแปลงรูปร่างเนื่องจากแรงเฉือน) เปรียบเทียบกับโปรแกรม GRASP 66

ตารางที่ (4.9) โมเมนต์กระทำต่อหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างของโครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำในรูปแบบที่ 1 และ 2 67

ตารางที่ (4.10) ผลการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกในรูปแบบที่ 1 68

ตารางที่ (4.11) ผลการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกในรูปแบบที่ 2 69

ตารางที่ (4.12) โมเมนต์กระทำต่อหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างของโครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำในรูปแบบที่ 1 และ 2 70

ตารางที่ (4.13) ผลการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 3 71

ตารางที่ (4.14) ผลการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 4 72

ตารางที่ (4.15) โมเมนต์กระทำต่อหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างของโครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกในรูปแบบที่ 3 และ 4 72

ตารางที่ (4.16) ผลการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 3 73

ตารางที่ (4.17) ผลการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 4 74

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตาราง หน้า

ตารางที่ (4.18) โมเมนต์กระทำต่อหน้าตัดของโครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 3 และ 4 75

ตารางที่ (4.19) ค่าแรงเฉือนที่ฐานรองรับของโครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้แรงกระทำรูปแบบที่ 5 ที่ตำแหน่งพฤติกรรมต่างๆ ของโครงสร้าง 78

ตารางที่ (4.20) ค่าแรงเฉือนที่ฐานรองรับของโครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ภายใต้แรงกระทำรูปแบบที่ 5 ที่ตำแหน่งพฤติกรรมต่างๆ ของโครงสร้าง 80

ตารางที่ (4.21) ลำดับของการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบที่ 5 โดยโปรแกรม NARF2D เปรียบเทียบกับ IDARC 80

ตารางที่ (5.1) รายละเอียดของหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างในโครงสร้างตัวอย่าง 87

ตารางที่ (5.2) คุณสมบัติของชิ้นส่วนโครงสร้างในโครงสร้างตัวอย่างที่ใช้ในการวิเคราะห์ 89

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญภาพ

ภาพประกอบ หน้า

รูปที่ (2.1) วิธีนิวตันราฟสันในกรณีโครงสร้างมีระดับขั้นความอิสระเดียว (SDOF) 14

รูปที่ (2.2) ขั้นตอนการคำนวณของวิธีนิวตันราฟสัน 15

รูปที่ (2.3) การวิเคราะห์โดยวิธีแบ่งเป็นชั้นย่อย (Fiber model analysis) 18

(ก) ลักษณะหน้าตัด 18

(ข) การกระจายความเครียด 18

(ค) การกระจายความเค้น 18

(ง) แรงกระทำ 18

รูปที่ (2.4) แบบจำลองความเค้น-ความเครียดของคอนกรีตภายนอกเหล็กปลอก 21

รูปที่ (2.5) แบบจำลองความเค้น-ความเครียดของคอนกรีตภายในเหล็กปลอกกรณีคาน 23

รูปที่ (2.6) แบบจำลองความเค้น-ความเครียดของคอนกรีตภายในเหล็กปลอกกรณีเสา 23

รูปที่ (2.7) แบบจำลองความเค้น-ความเครียดของเหล็กเสริมตามยาว 26

รูปที่ (2.8) ดีกรีความอิสระในชิ้นส่วนโครงสร้างในระบบโคออร์ดิเนตประจำตัว 27

(ก) กรณีเสา 27

(ข) กรณีคาน 27

รูปที่ (2.9) มุมหมุนของโครงสร้างเทียบกับคอร์ด (Chord) ของชิ้นส่วนโครงสร้าง 28

รูปที่ (2.10) การกระจายความโค้งของส่วนโครงสร้าง 33

รูปที่ (2.11) แบบจำลองการกระจายพฤติกรรมแบบพลาสติก 34

รูปที่ (2.12) การกระจายพฤติกรรมแบบพลาสติกในกรณีส่วนโครงสร้าง
มีพฤติกรรมเป็นพลาสติกตลอดชิ้นส่วน 38

รูปที่ (3.1) ส่วนประกอบหลักของโปรแกรม NARF2D 45

รูปที่ (3.2) ขั้นตอนการคำนวณในส่วนคำนวณความสัมพันธ์โมเมนต์
และความโค้งของหน้าตัด 45

รูปที่ (3.3) ขั้นตอนการคำนวณในส่วนโปรแกรมย่อย (I) 46

รูปที่ (3.4) ขั้นตอนการคำนวณในส่วนโปรแกรมย่อย (II) 47

รูปที่ (3.5) ขั้นตอนการคำนวณในส่วนวิเคราะห์โครงสร้าง 48

รูปที่ (3.6) ขั้นตอนของโปรแกรมย่อย (A) 49

รูปที่ (3.7) ขั้นตอนของโปรแกรมย่อย (B) 51

รูปที่ (3.8) ส่วนคำนวณดัชนีความเสียหายของโครงสร้าง 53

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ หน้า

รูปที่ (4.1) ลักษณะของโครงสร้างตัวอย่างที่ 1 55

รูปที่ (4.2) ลักษณะของโครงสร้างตัวอย่างที่ 2 56

รูปที่ (4.3) ความสัมพันธ์โมเมนต์และความโค้งในหน้าตัดตัวอย่างที่ 1 59

รูปที่ (4.4) ความสัมพันธ์โมเมนต์และความโค้งในหน้าตัดตัวอย่างที่ 2 59

รูปที่ (4.5) ความสัมพันธ์โมเมนต์และความโค้งในหน้าตัดตัวอย่างที่ 3 60

รูปที่ (4.6) โครงสร้างตัวอย่างกรณีคานแข็ง และคานยืดหยุ่น 61

รูปที่ (4.7) น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ในกรณีโครงสร้างอยู่ในช่วงอีลาสติก 64

รูปที่ (4.8) น้ำหนักบรรทุกกระทำต่อโครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ในกรณีโครงสร้างอยู่ในช่วงอีลาสติก 69

รูปที่ (4.9) น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 3 และ 4 สำหรับโครงสร้างตัวอย่าง 1 71

รูปที่ (4.10) น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 3 และ 4 สำหรับโครงสร้างตัวอย่างที่ 3 74

รูปที่ (4.11) น้ำหนักบรรทุกกระทำต่อโครงสร้างตัวอย่างที่ 1 รูปแบบที่ 5 76

รูปที่ (4.12) ความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นบนและแรงเฉือนที่ฐานรองรับของโครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 5 77

รูปที่ (4.13) ดัชนีความเสียหายของเสา C01 และคาน B01 คำนวณโดยโปรแกรมที่นำเสนอเปรียบเทียบกับผลจากโปรแกรม IDARC 78

รูปที่ (4.14) น้ำหนักบรรทุกกระทำต่อโครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ในรูปแบบที่ 5 79

รูปที่ (4.15) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานรองรับและการเปลี่ยนตำแหน่งทางราบที่ชั้นบนของโครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 5 79

รูปที่ (4.16) ดัชนีความเสียหายของเสา C02 และคาน B01 คำนวณโดยโปรแกรมที่นำเสนอเปรียบเทียบกับผลจากโปรแกรม IDARC 82

รูปที่ (4.17) ลักษณะของโครงสร้างและน้ำหนักบรรทุกในโครงสร้างตัวอย่างที่ 3 83

รูปที่ (4.18) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงน้ำหนักบรรทุกกับการเปลี่ยนตำแหน่งทางราบเปรียบเทียบกับงานวิจัยของ Beaufait และ Williams (1968) และอรรถพร หาญวานิช 83

รูปที่ (5.1) แผนผังอาคารตัวอย่างบริเวณสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินบ่อนไก่ที่นำมาศึกษา 85

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ หน้า

รูปที่ (5.2) โครงข้อแข็งตัวอย่างที่นำมาศึกษาพฤติกรรม 86

(ก) ชิ้นส่วนโครงสร้าง 86

(ข) จุดต่อและขนาดของโครงข้อแข็ง 86

รูปที่ (5.3) น้ำหนักบรรทุกกระทำที่ใช้ในการวิเคราะห์ 86

รูปที่ (5.4) เส้นแสดงการโก่งตัวของโครงสร้างตัวอย่าง 90

(ก) ภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่ 90

(ข) ภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่และการทรุดตัวของฐานรองรับ 90

รูปที่ (5.5) สภาพของหน้าตัดของโครงสร้างที่การทรุดตัวต่างๆของฐานรองรับ 91

รูปที่ (5.6) การกระจายโมเมนต์ในคานภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่
และการทรุดตัวของฐานรองรับ 92

(ก) ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทั้งหมด 92

(ข) ภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่ 92

(ค) ผลของการทรุดตัว 92

รูปที่ (5.7) ลำดับของการแตกร้าวของหน้าตัด โมเมนต์ที่จุดครากของหน้าตัด และโมเมนต์
ที่หน้าตัดของเสาในชั้นที่ 1 เมื่อการทรุดตัวของฐานรองรับเพิ่มขึ้น 94

รูปที่ (5.8) ลำดับของการคราก โมเมนต์ที่จุดครากของหน้าตัด และโมเมนต์กระทำ
ที่หน้าตัดของเสาในชั้นที่ 1 (C06-C10) เมื่อการทรุดตัวของฐานรองรับเพิ่มขึ้น 95

รูปที่ (5.9) ลำดับของถึงจุดประลัย โมเมนต์ที่จุดประลัยของหน้าตัด
และโมเมนต์กระทำต่อหน้าตัดเสาในชั้นที่ 1 (C06-C10)
เมื่อการทรุดตัวของฐานรองรับมีค่าเพิ่มขึ้น 96

รูปที่ (5.10) ความโค้งของหน้าตัดของเสา C07 เมื่อการทรุดตัวของฐานรองรับเพิ่มขึ้น 97

รูปที่ (5.11) ความโค้งของหน้าตัดของเสา C06 เมื่อการทรุดตัวของฐานรองรับเพิ่มขึ้น 98

รูปที่ (5.12) สภาพของหน้าตัดของโครงสร้างและค่าดัชนีความเสียหายของหน้าตัด
ที่การทรุดตัวต่างๆของฐานรองรับ 100

รูปที่ (5.13) ตำแหน่งที่ติดตั้งอุปกรณ์วัดการทรุดตัวของอาคารตัวอย่าง 101

รูปที่ (5.14) การทรุดตัวของอาคารตัวอย่างที่ตำแหน่งที่ติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด ณ เวลาต่าง ๆ
(เก็บข้อมูลถึงวันที่ 10 พฤษภาคม พ.ศ. 2542) 102

รูปที่ (5.15) ตำแหน่งที่ติดตั้งอุปกรณ์วัดการแตกร้าวของชิ้นส่วนโครงสร้าง 102

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ หน้า

รูปที่ (5.16) โครงสร้างตัวอย่างภายใต้ผลการทรุดตัวที่ฐานรองรับที่ขอบแตกต่างกันเป็น 27 มม. (ข้อมูลจากการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริง ณ วันที่ 10 พฤษภาคม 2543) 104

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 1
บทนำ

เนื่องด้วยในปัจจุบันได้มีการทำโครงการก่อสร้างสาธารณูปโภคใต้ดินขนาดใหญ่เกิดขึ้นในกรุงเทพมหานคร ดังเช่น โครงการรถไฟใต้ดินของบริษัทรถไฟฟ้ามหานคร เป็นต้น ซึ่งในโครงการรถไฟใต้ดินนี้จะต้องมีการขุดอุโมงค์ขนาดใหญ่ใต้ผิวดินในบริเวณกรุงเทพฯ จากสภาพงานใต้ดินดังกล่าวอาจก่อให้เกิดผลกระทบต่อโครงสร้างอาคารที่อยู่โดยรอบแนวที่มีการก่อสร้าง โดยจะทำให้เกิดการทรุดตัวที่ไม่เท่ากันของฐานรากในอาคาร และอาจก่อให้เกิดความเสียหายต่อส่วนโครงสร้างต่างๆ ได้

อย่างไรก็ตามในปัจจุบันยังไม่มีโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างใดที่สามารถทำการวิเคราะห์พฤติกรรมไร้เชิงเส้นและอินอิลาสติกของโครงสร้าง (Nonlinear-inelastic behavior analysis) และประเมินความเสียหายของส่วนโครงสร้าง (Damage analysis) เนื่องจากผลของการทรุดตัวของฐานรองรับได้ ดังนั้นจึงเป็นแนวความคิดให้เกิดการศึกษาครั้งนี้เพื่อพัฒนาโปรแกรมในการวิเคราะห์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 มิติโดยสามารถวิเคราะห์พฤติกรรมในช่วงอินอิลาสติกของโครงสร้างเนื่องจากการทรุดตัวของฐานราก และสามารถประเมินความเสียหายของส่วนโครงสร้างต่างๆได้ โดยจะมีการตรวจสอบผลการวิเคราะห์กับโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง STAAD-III ในกรณีของการวิเคราะห์ในแบบอิลาสติก และโปรแกรม IDARC2D version 5.0 ในกรณีของการวิเคราะห์แบบอินอิลาสติกเมื่อมีแรงภายนอกมากระทำ สุดท้ายโปรแกรมที่พัฒนาขึ้นมาจะถูกนำไปใช้ในการวิเคราะห์กรณีตัวอย่างเพื่อประเมินความเสียหายต่อส่วนโครงสร้างซึ่งเกิดจากการทรุดตัวของฐานรากอีกด้วย

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

งานวิจัยที่เกี่ยวกับการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กแบบไร้เชิงเส้น (Nonlinear analysis)

Corradi และคณะ (1974) ได้เสนอการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กแบบอินอิลาสติก (Inelastic analysis) ซึ่งเป็นการวิเคราะห์ในอันดับสอง (Second-order analysis) โดยอาศัยหลักการของวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite element method) แบ่งโครงข้อแข็งออกเป็นส่วนโครงสร้างย่อยซึ่งมีฟังก์ชันของการกระจายการเปลี่ยนตำแหน่งทางข้างอยู่ในรูปฟังก์ชันพหุนามอันดับที่ 3 (Third-order polynomial) และใช้วิธีอิมโพสโรเทชัน (Imposed-rotation method) ในการจำลองสภาพในช่วงอินอิลาสติกของส่วนโครงสร้าง โดยมีหลักการแบ่งเป็น 3 ขั้นตอน คือ (1) คำนวณการเปลี่ยนตำแหน่งเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกภายนอก (ซึ่งเขียนในรูปโมเมนต์) ในรูปแบบความสัมพันธ์เชิงเส้น (2) คำนวณค่าโมเมนต์ (Self-equilibrated moment) ที่หน้าตัดวิกฤต (Critical section) โดยการกำหนดมุมหมุนสัมพัทธ์ที่หน้าตัดวิกฤต (Imposed relative rotation) ให้เหมาะสม และ(3) คำนวณค่ามุมหมุนในช่วงอินอิลาสติก โดยมีข้อกำหนดให้ตำแหน่งที่หน้าตัดวิกฤต โมเมนต์อิลาสติกเนื่องจากแรงกระทำภายนอก (Elastic moment) มีค่าเท่ากับโมเมนต์ซึ่งคำนวณจากความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับมุมหมุนที่จำลองเป็นรูปแบบเส้นตรงสามเส้น (Trilinear relation) เพื่อแสดงจุดซึ่งเกิดรอยแตก จุดคราก และจุดประลัย ตัวอย่างที่ใช้ในการวิเคราะห์เป็นโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กช่วงคานเดียว สูง 6 ชั้น รับแรงกระทำทางข้าง และน้ำหนักกระจายสม่ำเสมอในแนวดิ่งบนคาน และเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับผลการวิเคราะห์แบบอันดับหนึ่ง (First-order analysis)

Holzer และคณะ (1979) ได้เสนอโปรแกรม SINGER ในการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กแบบอินอิลาสติกและไร้เชิงเส้น (Nonlinear-inelastic analysis) หลักการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นใช้วิธีคำนวณแบบขั้นต่อขั้น (Step-by-step method) ซึ่งเสนอโดย Haisler (1973) และได้เสนอเอลิเมนต์ของส่วนโครงสร้างรับแรงอัดร่วมกับแรงดัด (Beam-column element) โดยกำหนดให้ฟังก์ชันของพลังงานภายในที่คำนวณจากการกระจายของความเครียดแบบเชิงเส้นสองมิติ (Linear two-dimensional strain field) และกำหนดให้ใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดในคอนกรีต ซึ่งเสนอโดย Holzer และคณะ (1975) นอกจากนี้ได้วิเคราะห์ตัวอย่างโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กได้แก่ คาน โครงข้อแข็งช่วงคานเดียวสูง 1 ชั้นซึ่งให้ค่าใกล้เคียงผลการทดสอบ

Darvall และ Mendis (1984) เสนอโปรแกรม PAWS ในการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กแบบอิลาสติก-พลาสติก และมีลักษณะอ่อนตัวลงในช่วงปลาย (Elastic-plastic-softening analysis) โดยวิธีการคำนวณซ้ำ (Incremental-iterative method) และควบคุมการทำซ้ำโดยวิธีการเพิ่มน้ำหนักบรรทุก (Load-controlled method) โดยกำหนดให้ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ และความโค้งถูกจำลองเป็นเส้นตรงสามเส้นเพื่อแสดงตำแหน่งจุดคราก จุดเริ่มอ่อนตัว และจุดประลัย และใช้สมการของ Corley (1966) และ Sawyer (1964) ในการคำนวณตำแหน่ง และความยาวของจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) ในส่วนโครงสร้าง ทั้งนี้ได้วิเคราะห์ตัวอย่างโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กช่วงคานเดียว สูง 1 ชั้น และ 2 ชั้น โดยเปรียบเทียบการวิเคราะห์กับในกรณีที่ใช้แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ และความโค้งเป็นแบบพลาสติกโดยสมบูรณ์ (Perfectly plastic model) และแบบอิลาสติก-พลาสติก และมีลักษณะแข็งแรงขึ้นในช่วงปลาย (Elastic-plastic-hardening model) โดยมิได้เปรียบเทียบกับผลทดสอบ

El-Metwally และ Chen (1989) ได้เสนอการวิจัยเพื่อศึกษาพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้นของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้น้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วง และแรงทางข้างโดยพิจารณาถึงผลกระทบเนื่องจากความไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิต (Geometric nonlinearity) ความไร้เชิงเส้นทางวัสดุ (Material nonlinearity) และความยืดหยุ่นของจุดต่อ (Joint flexibility) ต่อการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงข้อแข็ง ในการศึกษาครั้งนี้ได้วิเคราะห์ตัวอย่างโครงข้อแข็งพอร์ทอล (Portal frame) 2 รูปแบบ คือ โครงข้อแข็งแบบเหนียว (Ductile frame) และโครงข้อแข็งแบบเปราะ (Brittle frame) ซึ่งจะถูกวิเคราะห์โดยเปลี่ยนลักษณะการวิเคราะห์เป็น 5 รูปแบบ โดยเลือกลักษณะความไร้เชิงเส้นในแต่ละรูปแบบร่วมกับผลของความยืดหยุ่นของจุดต่อ และเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ตัวอย่างโครงข้อแข็งภายใต้แรงกระทำแนวดิ่ง และแรงทางข้างกับผลจากการทดสอบ ทั้งนี้ได้ให้ผลสรุปว่าความไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิตมีผลกระทบต่อโครงข้อแข็งภายใต้แรงทางข้างค่อนข้างมาก และการกำหนดจุดต่อให้มีสภาพแข็งเกร็ง (Rigid joint) หรือมีความยืดหยุ่นมีต่อผลการวิเคราะห์น้อยมาก

Verghese และ Krishnamoorthy (1991) ได้เสนองานวิจัยเพื่อศึกษาประสิทธิภาพของวิธีการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นโดยใช้หลักการวิธีอิมโพสโรเทชัน (Imposed rotation method) และความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ และมุมหมุนแบบเส้นตรงสามเส้น (Trilinear moment-rotation relation) ในการคำนวณส่วนของหน้าตัดวิกฤต (Critical section) ซึ่งอยู่บริเวณใกล้กับจุดต่อของส่วนโครงสร้าง และได้เปรียบเทียบตัวอย่างการวิเคราะห์ในโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กกับโปรแกรมวิเคราะห์โดยใช้เอลิเมนต์แบบ plane stress element และโปรแกรมการ

วิเคราะห์โดยวิธีซิมปลิไฟด์เลเยอร์ (Simplified layered method) สามารถลดเวลาที่ใช้ในการคำนวณได้ดี และให้ผลที่แม่นยำพอสมควรเมื่อเปรียบเทียบกับผลการทดสอบ

Kim และ Lee (1992) ได้เสนอการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นถึงขั้นประลัยของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite element method) ในการสร้างสติฟเนส และมีการปรับค่าสติฟเนสในการคำนวณซ้ำแต่ละรอบ โดยวิธีการที่ใช้มี 2 รูปแบบคือ วิธีแบ่งหน้าตัดออกเป็นชั้นย่อยๆซึ่งมีค่าความแข็งเกร็ง (Rigidity) ต่างๆกัน (Layered method) หรือวิธีอินทิเกรตรวมความแข็งเกร็งของหน้าตัดโดยไม่แบ่งออกเป็นชั้นย่อย (Nonlayered method) ทั้งนี้การเลือกวิธีในการคำนวณจะพิจารณาจากความเครียดสูงสุดที่เกิดขึ้นในหน้าตัด การควบคุมการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นทำโดยใช้วิธีควบคุมการเปลี่ยนตำแหน่งของโครงสร้าง (Displacement-controlled method) ในส่วนของแบบจำลองของวัสดุที่ใช้ในการวิเคราะห์ได้แก่ ในคอนกรีตใช้แบบจำลองความเค้น-ความเครียดของ Hognestad (1951) ในกราฟช่วงขึ้น (Ascending) และของ Fafitis และ Shah (1985) ในกราฟช่วงขาลง (Descending) ในเหล็กเสริมเป็นแบบอิลาสติกพลาสติกโดยสมบูรณ์ (Perfectly elasto-plastic) นอกจากนี้ยังได้พิจารณาถึงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ และความโค้ง (Curvature) เพื่อคำนวณหาระยะการเกิดจุดหมุนพลาสติกในส่วนโครงสร้าง (Plastic Hinge) และได้วิเคราะห์ตัวอย่างโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กพอร์ทอลเปรียบเทียบผลกับการทดสอบโดยให้ผลความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการเปลี่ยนแปลงรูปร่างมีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบทั้งนี้ความคลาดเคลื่อนจะมีค่าลดต่ำลงเมื่อใช้ขนาดของเอลิเมนต์ในการวิเคราะห์เล็กลง

Rasheed และ Dinno (1993) ได้เสนอการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กแบบไร้เชิงเส้นโดยใช้วิธีการคำนวณซ้ำ (Incremental-iterative analysis) โดยอาศัยหลักการของวิธีซีแคนท์สติฟเนส (Secant stiffness approach) ในการวิเคราะห์ได้ใช้วิธีการเพิ่มน้ำหนักบรรทุก(Load-controlled method) ในการควบคุมการคำนวณส่วนโครงสร้างที่ถูกแบ่งเป็นชิ้นส่วนย่อยๆ นอกจากนี้ได้พัฒนาสูตรคำนวณตำแหน่งของจุดศูนย์ถ่วงอินอิลาสติก (Inelastic centroid position) ซึ่งเปลี่ยนตำแหน่งไปในหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กตลอดส่วนโครงสร้างเพื่อให้ลดเวลาที่ใช้ในการคำนวณ ทั้งนี้ได้มีการตรวจสอบผลการวิเคราะห์กับผลทดสอบในตัวอย่างโครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำในรูปแบบต่าง ๆ และโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กช่วงคานเดียวสูงหนึ่งชั้น (Portal frame) ภายใต้แรงกระทำแนวดิ่ง

Sun และคณะ (1993) ได้เสนอการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีการคำนวณซ้ำ (Incremental-iterative analysis) และใช้วิธีการเพิ่มน้ำหนักบรรทุก (Load-

controlled method) ในการควบคุม และได้เสนอแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อใช้คำนวณสติฟเนสสำหรับส่วนโครงสร้างรับแรงอัดร่วมกับแรงดัด (Beam-column element) โดยใช้วิธีการแบ่งหน้าตัดให้เป็นชั้นย่อยๆ (Layered method) ซึ่งมีค่าความแข็งเกร็ง (Rigidity) ต่างๆ กัน ซึ่งแบบจำลองที่เสนอดังกล่าวมีฟังก์ชันแสดงรูปร่างของการเปลี่ยนตำแหน่ง 2 รูปแบบ คือ กรณีการเปลี่ยนตำแหน่งทางข้างใช้ฟังก์ชันพหุนามอันดับที่สาม (Third-degree polynomial) และกรณีการเปลี่ยนตำแหน่งตามแนวแกนใช้ฟังก์ชันเชิงเส้น (Linear function) ทั้งนี้ได้มีตรวจสอบผลการวิเคราะห์กับผลทดสอบในตัวอย่างโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กแบบพอร์ทัล (Portal frame) รับแรงกระทำเป็นจุดในแนวดิ่ง

Izzuddin และคณะ (1994) ได้เสนอการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้น-อินอิลาสติกของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีการคำนวณซ้ำ (Incremental-iterative method) และใช้วิธีอะแดพทีฟ (Adaptive nonlinear analysis technique) ในการวิเคราะห์ผลของพฤติกรรมแบบอินอิลาสติกของโครงสร้าง ซึ่งวิธีดังกล่าวอาศัยหลักการของไฟไนต์เอลิเมนต์แบ่งโครงสร้างออกเป็นส่วนโครงสร้างย่อย และในระหว่างการวิเคราะห์จะมีการแบ่งหน้าตัดของส่วนโครงสร้างออกเป็นชั้นย่อยๆ (Layered method) เฉพาะในบริเวณที่มีพฤติกรรมแบบอินอิลาสติก (Inelastic zone) เพื่อคำนวณค่าความแข็งเกร็ง นอกจากนี้ Izzuddin และคณะ ยังได้เสนอ ควอติกเอลิเมนต์ (Quartic elastic element) เพื่อใช้การจำลองส่วนโครงสร้างในช่วงอิลาสติก โดยมีฟังก์ชันแสดงรูปร่างการเปลี่ยนตำแหน่งทางข้างเรียกว่า ฟังก์ชันควอติก (Quartic shape function) และกำหนดสมมติฐานว่าแรงตามแนวแกนตลอดช่วงของเอลิเมนต์มีค่าคงที่ จึงไม่มีฟังก์ชันแสดงรูปร่างการเปลี่ยนตำแหน่งในแนวแกน นอกจากนั้นได้มีการวิเคราะห์ตัวอย่างโครงสร้างคานรับแรงอัดร่วมกับแรงดัด (Beam-column structure) คอนกรีตเสริมเหล็กและเปรียบเทียบผลกับวิธีแบ่งส่วนโครงสร้างเป็นชั้นย่อยๆ (Layered method) ซึ่งให้ผลมีค่าลู่เข้าสู่คำตอบได้ใกล้เคียงกันโดยไม่ขึ้นกับจำนวนของเอลิเมนต์ที่ใช้ และใช้เวลาโดยรวมในการวิเคราะห์น้อยกว่า

Karayannis และคณะ (1994) ได้เสนอการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กแบบไร้เชิงเส้น-อินอิลาสติกโดยวิธีการทำซ้ำ (Incremental-iterative method) ควบคุมการทำซ้ำโดยการเพิ่มน้ำหนักบรรทุก (Load-controlled method) และใช้วิธีการอะแดพทีฟ (Adaptive nonlinear analysis technique) ในการจำลองผลของพฤติกรรมแบบอินอิลาสติกของโครงสร้างเอลิเมนต์ที่ใช้ในส่วนโครงสร้างแบ่งออกเป็น 2 รูปแบบ คือ ควอติกเอลิเมนต์ (Quartic elastic element) ใช้ในบริเวณของส่วนโครงสร้างที่ยังอยู่ในช่วงอิลาสติก และอินอิลาสติกคิวบิคเอลิเมนต์ (Inelastic cubic element) ใช้ในการวิเคราะห์หน้าตัดที่อยู่ในบริเวณอินอิลาสติก (Inelastic zone) ซึ่งจะมีการแบ่งชั้นย่อยๆ (Layered method) โดยได้เสนอวิธีการกำหนดขนาดเอลิเมนต์อัตโนมัติ

(Automatic mesh refinement) ในการปรับขนาดและจำนวนเอลิเมนต์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ ทั้งนี้ได้วิเคราะห์ตัวอย่างโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กกว้าง 2 ช่วงคาน สูง 3 ชั้น ภายใต้แรงกระทำแบบสถิต (Static loading) และแรงกระทำแบบจลน์ (Dynamic loading) โดยในกรณีการวิเคราะห์เปรียบเทียบกับการวิเคราะห์โครงสร้างทั่วไป (Convensional method) ให้ค่าที่อยู่ในขอบเขตที่ยอมรับได้แต่ใช้เวลาในการวิเคราะห์ต่ำกว่า

อรรถพร หาญวานิช (2540) ได้เสนอหลักการวิเคราะห์อิลาสติก-พลาสติกอันดับที่สองของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก ความไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิตของโครงสร้างถูกพิจารณาโดยใช้สติฟเนสเมตริกซ์ที่มีลักษณะแปรเปลี่ยนแบบพาราโบลาตลอดความยาวของชิ้นส่วนโครงสร้าง และคำนึงถึงผลของแรงในแนวแกน ส่วนความไม่เป็นเชิงเส้นทางวัสดุและการตรวจสอบการเกิดจุดหมุนพลาสติกจะพิจารณาจากวิธีวิเคราะห์หน้าตัด สำหรับการวิเคราะห์อันดับที่สองได้ใช้วิธีนิวตัน-ราฟสันในการแก้สมการไม่เป็นเชิงเส้นหลายตัวแปร และตรวจสอบการลู่เข้าคำตอบโดยการกำหนดค่าที่ยอมรับได้จากค่ายูคลีเดียนนอร์มของแรงคงค้าง อนึ่งในขั้นตอนการวิเคราะห์เมื่อหน้าตัดเกิดการแตกร้าวจะทำการปรับปรุงสติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างใหม่โดยการคำนวณ ค่าสติฟเนสตามแนวแกน และค่าสติฟเนสการดัดเทียบเท่าจากวิธีเซ็นทรัลดิฟเฟอร์เรนซ์ และในกรณีที่เกิดจุดหมุนพลาสติกขึ้นที่จุดต่อจะทำการเปลี่ยนสภาพความต่อเนื่องของจุดต่อนั้นๆ เป็นแบบข้อหมุน จากนั้นจะทำการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกขึ้นเรื่อยๆ จนเสถียรภาพของโครงสร้างหมดไป นอกจากนี้ได้ทำการวิเคราะห์ตัวอย่างโครงสร้างเปรียบเทียบกับผลการทดสอบได้ค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดแตกต่างกันประมาณร้อยละ 5-10 ส่วนในกรณีคำนึงถึงการเกิดจุดหมุนพลาสติกได้ค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดต่างจากผลการทดสอบประมาณร้อยละ 5-25

งานวิจัยที่เกี่ยวกับการประเมินความเสียหายของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก (Damage analysis)

ในระยะเริ่มต้นของการวิจัยเพื่อประเมินความเสียหายของโครงสร้าง มักจะวิเคราะห์ในรูปแบบของการประเมินเชิงคุณภาพ (Qualitative analysis) ซึ่งมักระบุได้เพียงอย่างคร่าวๆ โดยอาศัยจากการสังเกตลักษณะของความเสียหายที่เกิดขึ้นต่อโครงสร้าง เช่น รอยแตกในคานหรือเสา การโก่งเดาะที่เกิดขึ้นในเสา การพังทลายของโครงสร้าง เป็นต้น อย่างไรก็ตามการประเมินความเสียหายของโครงสร้างในเชิงปริมาณ (Quantitative analysis) จะให้ผลที่มีความชัดเจนในการประเมินมากกว่า และมีความเหมาะสมกว่าในแง่ของการวิเคราะห์เชิงตัวเลขเพื่อประเมินความเสียหายล่วงหน้า และโดยทั่วไปแล้วการประเมินความเสียหายของเชิงปริมาณมักจะกำหนดให้อยู่ในรูปของดัชนีความเสียหาย (Damage index)

ดัชนีความเสียหายอย่างง่ายอาจสามารถคำนวณได้ในรูปอัตราส่วนความเหนียว (Ductility ratio) ของส่วนโครงสร้างซึ่งเป็นการเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุดที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกเปรียบเทียบกับการเปลี่ยนตำแหน่งที่จุดคราก อย่างไรก็ตามความเสียหายของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กในกรณีที่รับแรงแบบวัฏจักรแล้วสามารถเกิดได้จากปัจจัย 2 ประการได้แก่ การรับความเค้นเป็นวงรอบ (Stress reversals) และการรับความเค้นสูง (High stress) อัตราส่วนความเหนียวจึงเป็นเพียงดัชนีที่บ่งชี้ความเสียหายโดยคร่าวเท่านั้น

Park และ Ang (1984) ได้เสนอดัชนีความเสียหายของส่วนโครงสร้างโดยพิจารณาความเสียหายเนื่องจากการเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุดที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกภายนอก และความเสียหายเนื่องจากการสลายพลังงานฮิสเทอเรติก (Hysteretic energy dissipation) ซึ่งเกิดจากเป็นพฤติกรรมแบบอินอิลาสติกของโครงสร้าง ดัชนีความเสียหายสามารถประเมินได้ 3 ระดับ ได้แก่ ระดับของส่วนโครงสร้าง ระดับของแต่ละชั้น และระดับของโครงสร้างทั้งหมด Park และคณะ (1984) ได้เสนอให้คำนวณดัชนีความเสียหายของแต่ละชั้นจากผลรวมของผลคูณระหว่างดัชนีความเสียหายในแต่ละส่วนโครงสร้างกับพารามิเตอร์ที่ใช้ในการถ่วงน้ำหนัก (Weighing factor) ซึ่งคำนวณได้จากอัตราส่วนระหว่างพลังงานฮิสเทอเรติก (Hysteretic energy) ที่กระจายในแต่ละส่วนโครงสร้างต่อผลรวมของพลังงานฮิสเทอเรติกในชั้นนั้นทั้งหมด และใช้หลักการเดียวกันนี้กับดัชนีความเสียหายในระดับโครงสร้างทั้งหมดโดยคำนวณจากดัชนีความเสียหายและพลังงานฮิสเตอเรติกในแต่ละชั้น นอกจากนี้ Park และคณะ (1984) ยังได้เปรียบเทียบผลการคำนวณดัชนีความเสียหายกับความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างจริง เพื่อเปรียบเทียบความเสียหายในเชิงปริมาณและในเชิงคุณภาพ และจึงสรุปเป็นเกณฑ์ในการประเมินความเสียหาย ค่าดัชนีความเสียหายของ Park และ Ang มีค่าอยู่ในช่วงระหว่าง 0-1.0 โครงสร้างจะยังไม่เกิดการพังทลาย (Collapse) แต่ถ้ามีค่ามากกว่าหรือเท่ากับ 1.0 จะกำหนดให้โครงสร้างเกิดการพังทลายแล้ว

Kunnath และคณะ (1992) ได้เสนอการปรับปรุงการคำนวณดัชนีความเสียหายของ Park และ Ang (1984) เพื่อคำนวณดัชนีความเสียหายของหน้าตัดที่ปลายส่วนโครงสร้างโดยคำนวณการเปลี่ยนตำแหน่งในรูปของมุมหมุนที่ปลายจุดต่อ

Reinhorn และ Valles (1995-1996) ได้เสนอดัชนีความเสียหายอาศัยหลักการของความล้าวงรอบต่ำ (Low-cycle fatique rule) ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการ

$$DI = \frac{\delta_a - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \frac{1}{\left(1 - \frac{E_h}{4(\delta_u - \delta_y)F_y}\right)} \tag{1.1}$$

สถาบันวิทยบริการ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

โดยที่ δ_a คือ การเปลี่ยนแปลงรูปร่างสูงสุดที่เกิดขึ้น δ_y, δ_u คือ การเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่จุดคราก และที่จุดประลัยตามลำดับ F_y คือ แรงกระทำที่รับได้ที่จุดคราก และ E_h คือ พลังงานฮิสเทอเรติกที่กระจายออกแบบสะสม (Cumulative dissipated hysteretic energy)

โปรแกรมการวิเคราะห์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กแบบอิลาสติก-ไร้เชิงเส้นภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบต่างๆ ได้แก่ ETABS พัฒนาโดย Habibaullah (1995) โปรแกรม SAP ซึ่งพัฒนาโดย Wilson (1995) และโปรแกรม STAAD-III เป็นต้น โดยโปรแกรมต่างๆ ที่กล่าวมาข้างต้น แม้มีความสามารถในการวิเคราะห์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กในสภาพที่มีความไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิต แต่ไม่มีความสามารถในการวิเคราะห์พฤติกรรมในช่วงอินอิลาสติกของโครงสร้าง อย่างไรก็ตามโปรแกรมเหล่านี้มักถูกออกแบบให้ใช้งานได้ง่ายจึงเหมาะสมกับการใช้งานของวิศวกรทั่วไปที่ต้องการการวิเคราะห์เพื่อใช้ในการออกแบบเท่านั้น

ในปัจจุบันโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กแบบอินอิลาสติกภายใต้น้ำหนักบรรทุกใน 2 ลักษณะ คือ น้ำหนักบรรทุกสถิต (Static loading) และน้ำหนักบรรทุกจลน์ (Dynamic loading) ได้มีการพัฒนาแพร่หลายมากขึ้น โปรแกรมซึ่งเป็นที่รู้จักกันทั่วไป ได้แก่ DRAIN2D ซึ่งพัฒนาโดย Kanaan และ Powell (1973) และปรับปรุงเป็น DRAIN2DX โดย Allahabadi และ Powell (1988), โปรแกรม IDARC2D พัฒนาโดย Park และคณะ (1987), Kunnath และคณะ (1992) และ Valles และคณะ (1996), โปรแกรม SARCF พัฒนาโดย Chung และคณะ (1988) และ Gomez และคณะ (1990) และ โปรแกรม ANSR พัฒนาโดย Oughourlian และ Powell (1982) เป็นต้น โปรแกรมต่างๆ ที่กล่าวเป็นโปรแกรมที่ใช้กันแพร่หลายในกลุ่มของนักวิจัยเพื่อศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำของคลื่นแผ่นดินไหว ซึ่งแต่ละโปรแกรมจะมีแบบจำลองที่ใช้การจำลองสภาพอินอิลาสติกของหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็ก และวิธีการวิเคราะห์แตกต่างกันออกไป

โปรแกรม IDARC2D (Inelastic damage analysis of reinforced concrete buildings) ได้ถูกพัฒนาขึ้นครั้งแรกโดย Park และคณะ (1987) และต่อมาได้ถูกปรับปรุงโดย Kunnath และคณะ (1992) และ Valles และคณะ (1996) ตามลำดับ โดยตัวโปรแกรมมีสมมติฐานว่าแผ่นพื้นของอาคารเป็นแบบแข็งเกร็ง (Rigid floor diaphragm) จึงมีดีกรีความอิสระทางข้างแต่ละชั้นเป็นหนึ่งดีกรี และเป็นโปรแกรมที่ใช้วิเคราะห์โครงสร้าง 2 มิติ (ไม่พิจารณาผลเนื่องจากการบิดของโครงสร้าง) ในการสร้างสติฟเนสของส่วนโครงสร้างคานและเสาใช้หลักการของการกระจายพฤติกรรมแบบพลาสติก (Spread plasticity model) และแบบจำลองการกระจายการ

คราก (Yield penetration model) เป็นตัวจำลองลักษณะพฤติกรรมแบบอินอิลาสติกของส่วนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก รวมถึงมีแบบจำลองฮิสเทอเรติก (Hysteretic model) ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ และความโค้งในลักษณะเป็นวงรอบ (Cyclic loop) ในรูปแบบต่างๆ เช่น แบบจำลองของ Park (Three parameter Park's model) เป็นต้น นอกจากนี้โปรแกรม IDARC2D version 5.0 มีความสามารถในการวิเคราะห์โครงสร้างได้ใน 4 ลักษณะ คือ การวิเคราะห์แบบสถิต (Static analysis) การวิเคราะห์แรงดันทางข้าง (Pushover analysis) การวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ (Dynamic analysis) และการวิเคราะห์ความเสียหายของโครงสร้าง (Damage analysis)

อย่างไรก็ตามในแง่ของการศึกษาพฤติกรรมในช่วงอินอิลาสติกและการประเมินความเสียหายของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้การทรุดตัวของฐานรองรับ (Support settlement) จะไม่สามารถใช้โปรแกรมข้างต้นในการวิเคราะห์ได้ ดังนั้นจึงมีแนวความคิดที่จะทำงานวิจัยเพื่อพัฒนาโปรแกรมวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อศึกษาพฤติกรรมในช่วงอินอิลาสติกและประเมินความเสียหายเนื่องจากการทรุดตัวของฐานรองรับ และน้ำหนักกระทำในรูปแบบอื่นๆ

วัตถุประสงค์ของการวิจัย

ในการวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ในการวิจัยดังต่อไปนี้

1. พัฒนาโปรแกรมคอมพิวเตอร์เพื่อใช้ในการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 มิติในรูปแบบไร้เชิงเส้น ภายใต้ผลของแรงโน้มถ่วง แรงกระทำที่จุดต่อ และการทรุดตัวของฐานรองรับ
2. พัฒนาโปรแกรมย่อยเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ความเสียหายของส่วนโครงสร้าง
3. ศึกษาพฤติกรรมของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กในกรณีของอาคารที่มีการทรุดตัวของฐานรากโดยใช้โปรแกรมที่พัฒนาขึ้น

ขอบเขตการวิจัย

ในการศึกษาเพื่อพัฒนาโปรแกรมในการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 มิติ ซึ่งสามารถทำการวิเคราะห์ผลเนื่องจากการทรุดตัวของฐานรองรับ และทำการประเมินความเสียหายในส่วนโครงสร้างได้ มีขอบเขตในการศึกษาดังต่อไปนี้

1. เป็นการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 มิติ เนื่องจากผลของแรงจากแรงโน้มถ่วง แรงกระทำที่จุดต่อ และ การทรุดตัวของฐานรองรับ

2. เป็นการวิเคราะห์ในเชิงสถิต (Static analysis) โดยมีสมมติฐานว่าการทรุดตัวของฐานรองรับเป็นไปอย่างช้าๆ
3. เป็นการวิเคราะห์ในแบบไร้เชิงเส้น (Nonlinear analysis)
4. สติฟเนสของส่วนโครงสร้างเป็นไปตามแบบจำลองการกระจายพฤติกรรมแบบพลาสติก (Spread plasticity model) และแบบจำลองการกระจายการคราก (Yield penetration model)
5. จุดต่อของชิ้นส่วนโครงสร้างเป็นจุดต่อแบบแข็งเกร็ง (Rigid Joint)
6. ไม่คำนึงถึงการเปลี่ยนแปลงสติฟเนสตามแนวแกนของเสา
7. ไม่คำนึงถึงผลของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่ขึ้นกับเวลาในหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็ก ได้แก่ ผลของความล้าและและการหดตัวของคอนกรีต (Creep and shrinkage) เป็นต้น
8. ไม่คำนึงถึงผลของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างในแนวแกนในคาน (Axial deformation effects)
9. ไม่คำนึงถึงผลเนื่องจากส่วนโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบให้รับแรง (Nonstructural members) เช่น ผนังก่ออิฐ เป็นต้น
10. ประเมินความเสียหายของส่วนโครงสร้างโดยอาศัยดัชนีความเสียหาย (Damage index)

ประโยชน์ที่ได้รับ

งานวิจัยในครั้งนี้ได้มีการศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก และการประเมินความเสียหายของส่วนโครงสร้างภายใต้การทรุดตัวของฐานรองรับ ประโยชน์ที่ได้รับเป็นไปดังต่อไปนี้

1. โปรแกรมเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ในแบบไม่เป็นเชิงเส้นและอินอิลาสติกของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 มิติ ซึ่งสามารถคำนวณความเสียหายของส่วนโครงสร้างภายใต้แรงโน้มถ่วง แรงกระทำที่จุดต่อ และการทรุดตัวของฐานราก
2. สามารถนำโปรแกรมที่ได้ไปศึกษาพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้นในการรับแรง และการกระจายแรงของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งอยู่ภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำในรูปแบบต่าง ๆ รวมถึงการทรุดตัวของฐานรองรับ

3. สามารถนำโปรแกรมที่ได้ไปใช้ในการประเมินความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นกับชิ้นส่วนโครงสร้างในโครงสร้าง ซึ่งจะเป็นประโยชน์ในแง่ของการเลือกตำแหน่งที่มีโอกาสเสี่ยงที่เกิดความเสียหายมากกว่าในการเสริมกำลังโครงสร้าง
4. ใช้ผลการศึกษาครั้งนี้เพื่อเป็นแนวทางในการพัฒนาโปรแกรมต่อไป

วิธีดำเนินการวิจัย

การวิจัยนี้มีลำดับขั้นตอนในการดำเนินการวิจัยดังต่อไปนี้

1. ศึกษาผลงานวิจัยที่ผ่านมาในอดีตที่ศึกษาเกี่ยวกับการวิเคราะห์โครงสร้างแบบไร้เชิงเส้นและอินอิลาสติกของโครงข้อแข็ง 2 มิติ (Nonlinear-inelastic analysis of 2-D frames) และการวิเคราะห์ความเสียหายของส่วนโครงสร้าง (Damage analysis)
2. ศึกษาทฤษฎีและวิธีการเกี่ยวกับการวิเคราะห์เชิงสถิตของโครงสร้างในแบบอินอิลาสติกและไร้เชิงเส้น (Nonlinear–inelastic static analysis)
3. พัฒนาโปรแกรมเพื่อใช้ในการวิเคราะห์เชิงสถิตของโครงข้อแข็ง 2 มิติแบบอิลาสติกเชิงเส้น (Linear-elastic static analysis) เพื่อใช้เป็นส่วนโปรแกรมย่อยในโปรแกรมวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้น (Nonlinear analysis)
4. พัฒนาโปรแกรมเพื่อใช้ในการวิเคราะห์เชิงสถิตของโครงสร้างแบบอิลาสติก-ไร้เชิงเส้น (Nonlinear-elastic static analysis) ของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 มิติ ภายใต้แรงเนื่องจากแรงโน้มถ่วง แรงกระทำที่จุด ต่อ และการทรุดตัวของฐานรองรับ โดยแบ่งออกเป็นขั้นตอนย่อย ได้ดังต่อไปนี้
   - 4.1 พัฒนาโปรแกรมเพื่อใช้ในการวิเคราะห์เชิงสถิตของโครงสร้างในแบบอิลาสติก-ไร้เชิงเส้น(Nonlinear-elastic static analysis)
   - 4.2 เปรียบเทียบผลกับโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง STAAD-III
5. พัฒนาส่วนอัลกอริทึมหลัก (Main algorithm) ในการวิเคราะห์โครงข้อแข็งในแบบอินอิลาสติก-ไร้เชิงเส้น
6. พัฒนาโปรแกรมเพื่อวิเคราะห์โครงข้อแข็งในแบบอินอิลาสติก-ไร้เชิงเส้น (Nonlinear-inelastic analysis) ภายใต้แรงเนื่องจากแรงโน้มถ่วง แรงกระทำที่จุดต่อ และการทรุดตัวของฐานรองรับโดยแบ่งออกเป็นขั้นตอนย่อยดังนี้
   - 6.1 พัฒนาโปรแกรมเพื่อใช้ในการวิเคราะห์เชิงสถิตของโครงข้อแข็งในแบบอินอิลาสติก-ไร้เชิงเส้น (Nonlinear-inelastic analysis)
   - 6.2 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับโปรแกรม IDARC2D version5.0

7. พัฒนาโปรแกรมย่อยเพื่อวิเคราะห์ความเสียหายของส่วนโครงสร้าง (Damage analysis) และเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับโปรแกรม IDARC2Dver 5.0
8. ศึกษาพฤติกรรมและประเมินความเสียหายของอาคารตัวอย่างภายใต้การทรุดตัวของฐานรองรับเนื่องจากการขุดอุโมงค์ใต้ดินโดยใช้โปรแกรมที่ได้ในการวิเคราะห์
9. รวบรวมและสรุปผลการวิจัยที่ได้

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 2
ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 หลักการวิเคราะห์โครงสร้างแบบอินอิลาสติกไร้เชิงเส้น (Nonlinear-inelastic Analysis)

พฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้นของโครงสร้างโดยทั่วไปสามารถแบ่งออกได้เป็นสองรูปแบบใหญ่ คือ ความไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิต (Geometric nonlinearity) และความไร้เชิงเส้นทางวัสดุ (Material nonlinearity) โดยความไร้เชิงเส้นทั้งสองรูปแบบมีสาเหตุของการเกิดความไร้เชิงเส้นแตกต่างกัน แต่ส่งผลกระทบทำให้ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการเปลี่ยนตำแหน่ง (Force displacement relation) ในระบบโครงสร้างอยู่ในรูปแบบไม่เป็นเชิงเส้นเช่นเดียวกัน

ความไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิตเกิดขึ้นในโครงสร้างที่มีการเปลี่ยนตำแหน่ง (Displacement) สูงจนก่อให้เกิดผลกระทบต่อลักษณะทางเรขาคณิตของโครงสร้างซึ่งมีผลให้ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการเปลี่ยนตำแหน่งของโครงสร้างอยู่ในแบบไร้เชิงเส้น โดยที่ค่าสติฟเนสของโครงสร้างจะมีค่าขึ้นกับสภาพการเปลี่ยนตำแหน่งในขณะนั้นๆ

ความไร้เชิงเส้นทางวัสดุเกิดขึ้นเนื่องจากวัสดุที่ประกอบขึ้นเป็นส่วนโครงสร้างแต่ละชิ้นส่วนมีสภาพการรับแรงในแบบเชิงเส้นจำกัดอยู่ในช่วงๆหนึ่งเรียกว่าช่วงอิลาสติก (Elastic range) หากส่วนโครงสร้างถูกแรงกระทำจนทำให้ค่าความเค้น (Stress) หรือความเครียด (Strain) ของวัสดุถึงค่าๆหนึ่ง วัสดุจะอยู่ในช่วงอินอิลาสติก (Inelastic range) ซึ่งทำให้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดในวัสดุเป็นแบบไร้เชิงเส้น

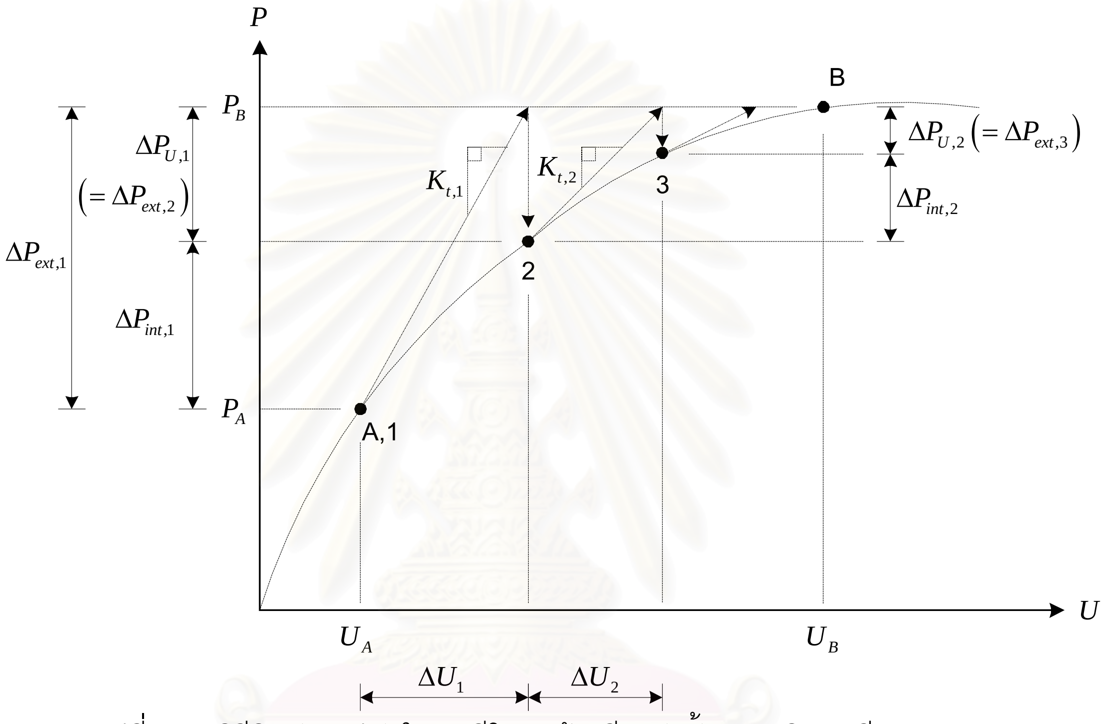
การวิเคราะห์โครงสร้างซึ่งมีพฤติกรรมเป็นรูปแบบไร้เชิงเส้นทั้งสองกรณีดังกล่าวสามารถทำได้หลายวิธีการดังที่ได้มีงานวิจัยที่ผ่านมาได้นำเสนอไว้ อย่างไรก็ตามวิธีการพื้นฐานที่ใช้ในการวิเคราะห์ปัญหาไร้เชิงเส้นที่นิยมใช้กันอยู่ทั่วไป ได้แก่ วิธีนิวตันราฟสัน (Newton-Raphson method) โดยเป็นวิธีการที่อาศัยการวิเคราะห์ส่วนเพิ่มของน้ำหนักบรรทุก (Load increment) ซึ่งจะได้กล่าวถึงในรายละเอียดต่อไป

การวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นโดยวิธีนิวตันราฟสัน (Newton-Raphson method)

วิธีนิวตันราฟสันเป็นวิธีการพื้นฐานที่ใช้ในการวิเคราะห์ในแบบไร้เชิงเส้นของโครงสร้างโดยเป็นการวิเคราะห์ในลักษณะการเพิ่มน้ำหนักบรรทุก (Load increment method) และในแต่ละขั้นของการเพิ่มน้ำหนักบรรทุก (Load increment) จะทำการคำนวณแรงคงค้าง (Unbalanced or residual force: $\mathbf{\Delta P}_U$) ซึ่งเป็นค่าคลาดเคลื่อนจากการคำนวณโดยใช้วิธีการเชิง

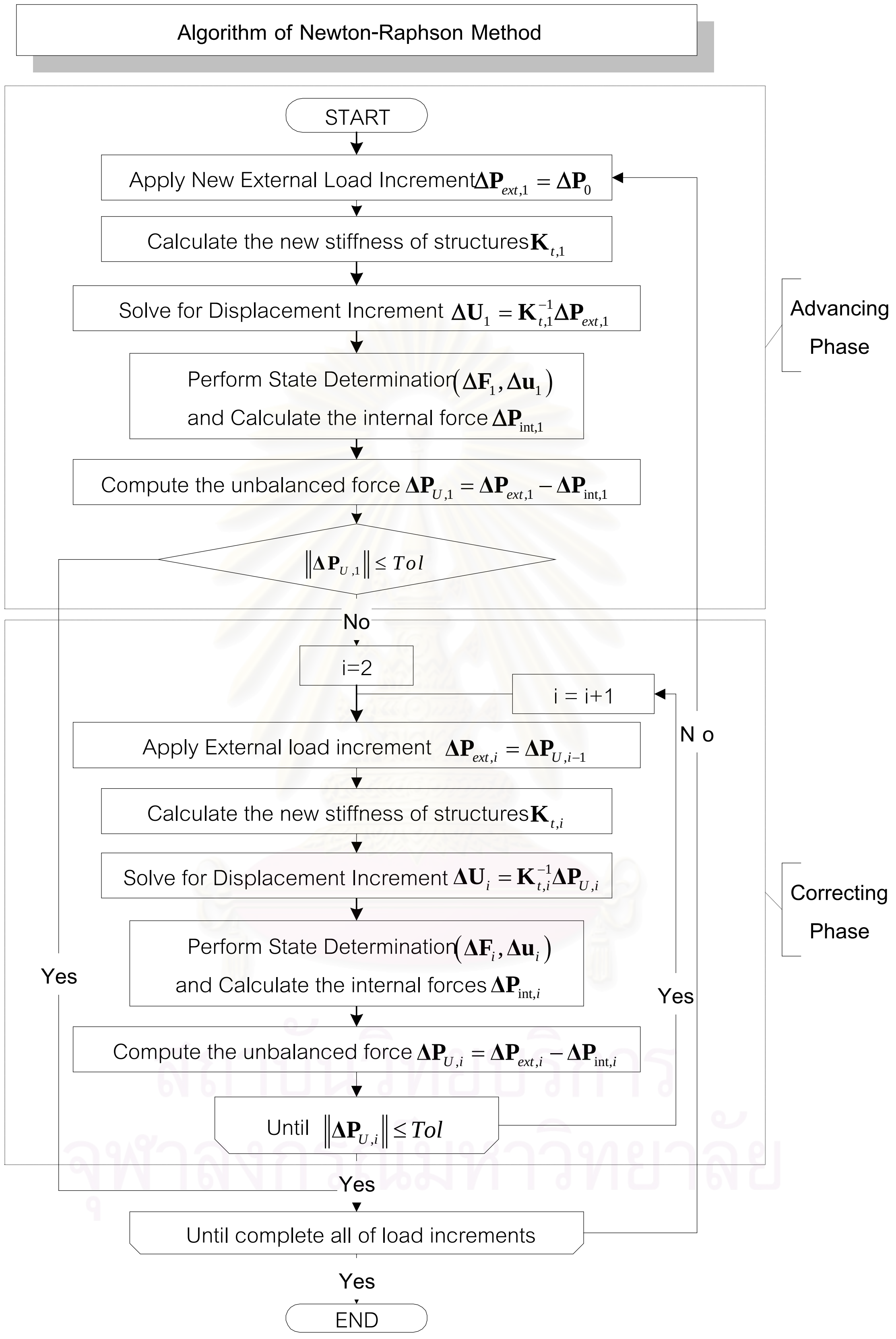
เส้น และสามารถคำนวณได้จากผลต่างระหว่างแรงกระทำภายนอก ($\mathbf{\Delta P}_{ext}$) และแรงภายใน ($\mathbf{\Delta P}_{int}$) ของโครงสร้างโดยใช้สมการที่(2.1) หลังจากนั้นทำการคำนวณต่อในลักษณะเดิมโดยใช้แรงคงค้างเป็นแรงกระทำภายนอกในการคำนวณรอบถัดไป จนกระทั่งแรงคงค้างมีค่าน้อยจนอยู่ในเกณฑ์ที่กำหนด (Tolerance) จึงทำการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกในขั้นถัดไป

$$\mathbf{\Delta P}_U = \mathbf{\Delta P}_{ext} - \mathbf{\Delta P}_{int} \tag{2.1}$$



รูปที่ (2.1) วิธีนิวตันราฟสันในกรณีโครงสร้างมีระดับขั้นความอิสระเดียว (SDOF)

การวิเคราะห์ในแต่ละขั้นของการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกแสดงดังรูปที่ (2.1) และ(2.2) กำหนดให้แรงภายนอก (External force) คือแรงจากการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกสำหรับในการคำนวณรอบแรก หรือแรงคงค้างจากการคำนวณในรอบก่อนหน้าสำหรับการคำนวณรอบถัดมา ส่วนแรงภายใน (Internal force) คือแรงที่ได้จากการคำนวณค่าการเปลี่ยนตำแหน่งและค่าสติฟเนสในรอบนั้นๆ



รูปที่ (2.2) ขั้นตอนการคำนวณของวิธีนิวตันราฟสัน

การคำนวณในแต่ละครั้งของการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกสามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ขั้นตอน (Phase) คือ ขั้นตอนการคำนวณล่วงหน้า (Advancing phase) และ ขั้นตอนการคำนวณซ้ำเพื่อปรับแก้ (Correcting phase) โดยขั้นตอนการคำนวณล่วงหน้าเป็นการคำนวณขั้นแรกในวิธีนิวตันราฟสันเพื่อคำนวณค่าเริ่มต้นของระบบ ส่วนขั้นตอนการคำนวณซ้ำเป็นขั้นตอนที่ใช้ในการปรับแก้ค่าแรงคงค้างที่เกิดขึ้นกับระบบโดยจะมีขั้นตอนเป็นไปดังต่อไปนี้

กำหนดให้การเพิ่มน้ำหนักในรอบที่ i เป็น $\mathbf{\Delta P}_{ext,i} = \mathbf{\Delta P}_{U,i-1}$ (โดยในรอบแรกใช้เป็นค่าการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกเริ่มต้น)

1. คำนวณค่าเมตริกซ์สติฟเนสของโครงสร้างในสภาวะปัจจุบัน (Current state tangent stiffness matrix: $\mathbf{K}_{t,i}$)
2. คำนวณการเปลี่ยนตำแหน่งในระบบโกลบอล (Displacements in global coordinates: $\mathbf{\Delta U}_i$) ในรอบที่ i จากสมการที่ (2.2)

$$\mathbf{\Delta U}_i = \mathbf{K}_{t,i}^{-1}\mathbf{\Delta P}_{ext,i} \qquad (2.2)$$

3. ในระบบโคออร์ดิเนตเฉพาะแห่ง (Local coordinates) คำนวณค่าแรงภายในโครงสร้าง (Internal force : $\mathbf{\Delta F}_i$) การเปลี่ยนตำแหน่ง ($\mathbf{\Delta u}_i$) และรวมเป็นแรงภายในโครงสร้างในระบบโกลบอล (Internal force in global coordinates: $\mathbf{\Delta P}_{\text{int},i}$)
4. คำนวณแรงคงค้าง (Unbalanced force: $\mathbf{\Delta P}_{U,i}$) จากสมการที่ (2.3)

$$\mathbf{\Delta P}_{U,i} = \mathbf{\Delta P}_{ext,i} - \mathbf{\Delta P}_{\text{int},i} \qquad (2.3)$$

5. ตรวจสอบค่าแรงคงค้างกับเกณฑ์ที่กำหนด(Tolerance: Tol) โดยที่ ถ้า $\mathbf{\Delta P}_{U,i} > Tol$ แล้วให้คำนวณซ้ำในขั้นตอนที่ 1-5 โดยกำหนดให้แรงภายนอกในรอบถัดไปมีค่าเป็นแรงคงค้างที่เกิดขึ้นในรอบปัจจุบัน $\mathbf{\Delta P}_{ext,i} = \mathbf{\Delta P}_{U,i-1}$
6. ในกรณีที่ $\mathbf{\Delta P}_{U,i} \le Tol$ ให้เริ่มคำนวณในขั้นตอนการคำนวณล่วงหน้าในการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกครั้งต่อไปจนถึงน้ำหนักบรรทุกที่ต้องการ

2.2 แบบจำลองโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

ในการศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างจริง จำเป็นต้องอาศัยแบบการจำลองโครงสร้างให้อยู่ในรูปแบบของสมการทางคณิตศาสตร์ โดยจะต้องมีความเหมาะสมต่อลักษณะของโครงสร้าง และพฤติกรรมที่ต้องการศึกษา สำหรับในกรณีของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก

ทั่วไปซึ่งอยู่ภายใต้แรงกระทำในแนวระนาบ 2 มิติ แบบจำลองของโครงสร้างในรูปแบบ 2 มิติจึงเพียงพอต่อการวิเคราะห์พฤติกรรมดังกล่าวได้

แบบจำลองของโครงสร้างโดยทั่วไปแล้วประกอบไปด้วย แบบจำลองในสามระดับ คือ ระดับหน้าตัด (Sectional model) ระดับชิ้นส่วนโครงสร้าง (Element model) และระดับโครงสร้าง (Structural model) ซึ่งในการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริม (Reinforced concrete frames) จำเป็นต้องใช้แบบจำลองทั้งสามระดับเพื่อคำนวณคุณสมบัติของโครงสร้าง และการตอบสนองของโครงข้อแข็งเนื่องจากแรงกระทำในรูปแบบต่างๆ

ในกรณีของแบบจำลองในระดับหน้าตัดของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ทำได้โดยใช้วิธีการแบ่งหน้าตัดออกเป็นชั้นย่อย (Fiber-model method) ร่วมกับแบบจำลองความเครียด-ความเค้นของคอนกรีตและเหล็กเสริม (Stress-strain model of concrete and reinforcing steel) ที่เหมาะสม จะสามารถคำนวณความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งของหน้าตัดในรูปแบบเส้นตรงสามเส้น (Trilinear moment-curvature relationship) ได้ ส่วนในระดับชิ้นส่วนโครงสร้างภายใต้แบบจำลองในระดับชิ้นส่วนโครงสร้างที่เหมาะสมและความสัมพันธ์ในระดับหน้าตัด จะสามารถสร้างสติฟเนสของชิ้นส่วน และรวมเข้าเป็นสติฟเนสของโครงสร้างได้

เนื้อหาที่จะกล่าวถึงในหัวข้อนี้จึงประกอบไปด้วย วิธีการคำนวณความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งของหน้าตัด และแบบจำลองในระดับชิ้นส่วนโครงสร้างและการสร้างสมการในรูปแบบเมตริกซ์

2.2.1. แบบจำลองการวิเคราะห์โมเมนต์และความโค้งของหน้าตัดชิ้นส่วนโครงสร้าง (Moment-curvature analysis of section)

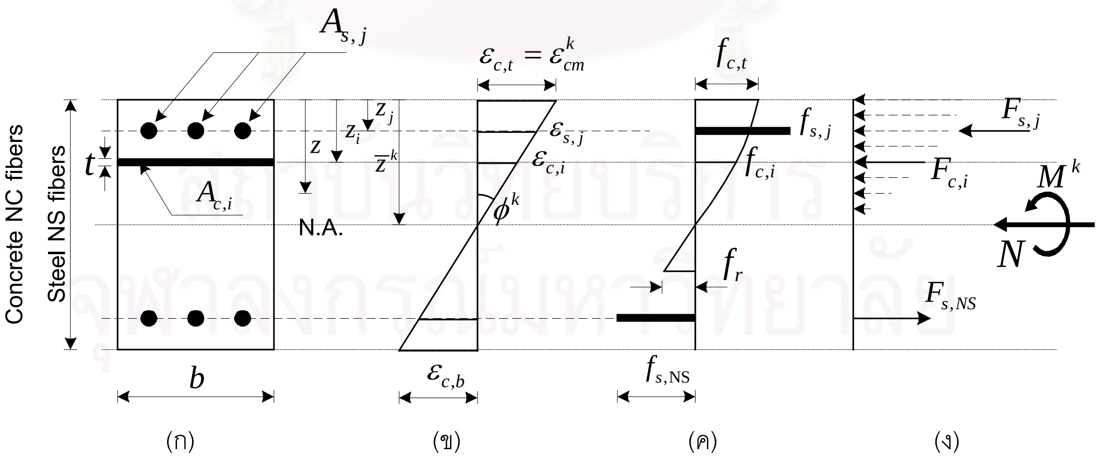
ในการวิเคราะห์ความสัมพันธ์โมเมนต์และความโค้งของหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็ก หลักการที่เกี่ยวข้องได้แก่ วิธีการวิเคราะห์หน้าตัดโดยแบ่งหน้าตัดออกเป็นชั้นย่อย (Fiber-model method) และแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของคอนกรีตแบ่งออกได้เป็น 2 กรณี คือ ส่วนของคอนกรีตที่อยู่ภายนอกเหล็กปลอก (Unconfined concrete) ตามแบบจำลองของ Kent และPark (1971) และส่วนที่อยู่ภายในเหล็กปลอก (Confined concrete) โดยเหล็กปลอกจะทำให้หน้าตัดของคอนกรีตเสริมเหล็กมีความเหนียวมากขึ้น (Ductility) นอกจากนั้นในกรณีคอนกรีตที่อยู่ภายในเหล็กปลอกยังแบ่งออกได้เป็น 2 กรณีย่อยอีก คือ กรณีคิดผลของแรงตามแนวแกน (กรณีเสา) ซึ่งใช้ตามแบบจำลองของ Sheikh และYeh (1992) และกรณีไม่คิดผลแรงตามแนวแกน (กรณีคาน) ใช้ตามแบบจำลองของ Kent และPark (1971) เนื่องจากแรงตาม

แนวแกนจะมีผลทำให้การโอบรัดของเหล็กปลอกดีขึ้นซึ่งส่งผลให้มีกำลังเพิ่มขึ้นอีกด้วย และในส่วนของความสัมพันธ์ความเค้น-ความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวแบบจำลองที่ใช้จะคำนึงถึงผลการเพิ่มความเค้น (Hardening effect) ของเหล็กในขณะที่เกิดการยืดตัวสูงด้วย

2.2.1.1 หลักการที่ใช้ในการวิเคราะห์โมเมนต์และความโค้งของหน้าตัด (Moment-curvature analysis of sections)

การวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งของหน้าตัดนั้น วิธีการที่นิยมใช้กันโดยทั่วไปได้แก่ วิธีการแบ่งหน้าตัดออกเป็นชั้นย่อย (Fiber model method) สมมติฐานของการวิเคราะห์ดังต่อไปนี้

1. หน้าตัดเป็นระนาบทั้งก่อนและหลังการดัดเกิดขึ้น (Plane section remain plain)
2. ไม่คิดแรงดึงในคอนกรีตในกรณีที่ความเค้นเกินกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต (Tensile strength of concrete)
3. ไม่คำนึงถึงผลของการเลื่อนหลุดระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต (Bond-slip between reinforcement and concrete)
4. แรงในแนวแกนที่กระทำต่อหน้าตัดมีค่าคงที่
5. ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตและเหล็กเสริมเป็นไปดังหัวข้อที่ 2.2.1.2



รูปที่ (2.3) การวิเคราะห์โดยวิธีแบ่งเป็นชั้นย่อย (Fiber model analysis) โดยที่
(ก) ลักษณะหน้าตัด (ข) การกระจายความเครียด (ค) การกระจายความเค้น (ง) แรงกระทำ

ภายใต้เงื่อนไขของความสอดคล้องของความเครียดของหน้าตัด (Strain compatibility) ตามสมมติฐานข้างต้น เมื่อแบ่งหน้าตัดออกเป็นชั้นย่อยดังรูปที่ (2.3) จะได้ว่าการกระจายของความเครียดตามความลึกของหน้าตัดในแต่ละชั้นเป็นแบบเชิงเส้นโดยเป็นไปดังสมการที่ (2.4) และจากแบบจำลองความสัมพันธ์ความเค้น-ความเครียดของคอนกรีตและเหล็กเสริมในหัวข้อที่ 2.2.1.2 และ 2.2.1.3 จะสามารถคำนวณหาการกระจายความเค้นในหน้าตัด ซึ่งสามารถนำไปคำนวณแรงกระทำในแต่ละชั้นย่อยของหน้าตัดได้ดังสมการที่ (2.5)

$$\varepsilon_{c,i} = \phi^k \left(\overline{z}^k - z_i\right); \varepsilon_{s,j} = \phi^k \left(\overline{z}^k - z_j\right) \qquad (2.4)$$

$$F_{c,i} = f_{c,i} A_{c,i}; F_{s,j} = f_{s,j} A_{s,j} \qquad (2.5)$$

โดยที่ ϕ^k เป็นความโค้งของหน้าตัด

$A_{c,i} = b \cdot t$ เป็นพื้นที่ของคอนกรีตในชั้นย่อยที่ i

$A_{s,j}$ เป็นพื้นที่ของเหล็กเสริมในชั้นที่ j

$\overline{z}^k$ เป็นระยะจากผิวบนของหน้าตัดถึงแกนสะเทิน (Neutral axis)

z_i , z_j เป็นระยะจากผิวบนของหน้าตัดถึงคอนกรีตชั้นที่ i และเหล็กเสริมชั้นที่ j ตามลำดับ

$\varepsilon_{c,i}$, $\varepsilon_{s,j}$ เป็นความเครียดของคอนกรีตชั้นที่ i และเหล็กเสริมชั้นที่ j ตามลำดับ

$f_{c,i}$ $f_{s,j}$ เป็นความเค้นของคอนกรีตชั้นที่ i และเหล็กเสริมชั้นที่ j ตามลำดับ

$F_{c,i}$, $F_{s,j}$ เป็นแรงกระทำของคอนกรีตชั้นที่ i และเหล็กเสริมชั้นที่ j ตามลำดับ

จากความสัมพันธ์ข้างต้นสามารถวิเคราะห์หาเส้นแสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง (Moment-curvature envelop) โดยคำนวณโมเมนต์และความโค้งทีละจุด และสำหรับการคำนวณความโค้งและโมเมนต์ในครั้งที่ k สามารถทำได้ดังขั้นตอนต่อไปนี้

1. กำหนดความเครียดที่ผิวบนของหน้าตัดโดยเพิ่มค่าความเครียด $\Delta\varepsilon_{cm}$ จากขั้นตอนก่อนหน้า ε_{cm}^{k-1} ได้เป็น $\varepsilon_{cm}^{k} = \varepsilon_{cm}^{k-1} + \Delta\varepsilon_{cm}$
2. สมมติระยะจากผิวบนของหน้าตัดจนถึงแกนสะเทิน ($\overline{z}^k$) และคำนวณความโค้ง $\phi^k = \varepsilon_{cm}^k / \overline{z}^k$ และความเครียดในแต่ละชั้นย่อยของคอนกรีตและเหล็กเสริม
3. คำนวณหาความเค้นในแต่ละชั้นย่อยของคอนกรีตและเหล็กเสริมโดยใช้แบบจำลองความเค้น-ความเครียดของคอนกรีตและเหล็กเสริมในหัวข้อที่ 2.2.1.2 และ 2.2.1.3
4. คำนวณแรงที่กระทำในแต่ละชั้นของคอนกรีตและเหล็กเสริมและหาผลรวมของแรงตลอดหน้าตัดดังสมการที่ (2.6)

$$\Delta F = \sum_{i=1}^{NC} F_{c,i} + \sum_{j=1}^{NS} F_{s,j} - N \qquad (2.6)$$

5. ตรวจสอบผลรวมแรงตามแนวแกนที่เกิดขึ้นกับเกณฑ์ที่กำหนด (Tolerance: N_{Tol}) ถ้า $|\Delta F| > N_{Tol}$ ให้ทำซ้ำในขั้นตอนที่ 2-5 จนกระทั่ง $|\Delta F| \leq N_{Tol}$ จึงคำนวณขั้นถัดไป
6. คำนวณค่าโมเมนต์ของหน้าตัดได้จากสมการที่ (2.7)

$$M^k = \sum_{i=1}^{NC} F_{c,i} z_i + \sum_{j=1}^{NS} F_{s,j} z_j - N \cdot \bar{z}^k \qquad (2.7)$$

7. เริ่มคำนวณในขั้นที่ 1-6 ต่อไปสำหรับโมเมนต์และความโค้งในต่อไป (ϕ^{k+1}, M^{k+1}) จนกระทั่งถึงเงื่อนไขในการวิบัติของคอนกรีตและเหล็กเสริม

จากขั้นตอนของการวิเคราะห์ดังกล่าว โมเมนต์และความโค้งที่จุดประลัย (Ulimate moment and curvature) สามารถคำนวณโดยใช้เงื่อนไขในการวิบัติของคอนกรีตและเหล็กเสริมซึ่งประกอบไปด้วยเงื่อนไข 2 ประการคือ

1. เมื่อความเครียดของเหล็กเสริมที่เกิดขึ้นมีค่าเกินความเครียดที่จุดประลัยของเหล็กเสริม ($\varepsilon_s > \varepsilon_{su}$)
2. เมื่อความเครียดของคอนกรีตที่เกิดขึ้นมีค่าเกินความเครียดที่จุดประลัยของคอนกรีตซึ่งมีค่าเป็นไปดังในหัวข้อที่ 2.2.1.2 ($\varepsilon_c > \varepsilon_{cu}$)

2.2.1.2 แบบจำลองความเค้น-ความเครียดของคอนกรีต (Concrete stress-strain model)

(1) <u>แบบจำลองความเค้น-ความเครียดของคอนกรีตภายนอกเหล็กปลอก (Unconfined concrete stress-strain model)</u>

แบบจำลองที่ใช้ในกรณีของคอนกรีตภายนอกเหล็กปลอกเป็นแบบจำลองของ Kent และPark (1971) ซึ่งมีลักษณะเป็นไปดังรูปที่ (2.4) โดยจะมีความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดแบ่งออกเป็นสามช่วงดังสมการต่อไปนี้

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

<u>ช่วง AB:</u> $\varepsilon_c \le \varepsilon_0$

$$f_c = f_c'\left(\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)^2\right) \tag{2.4ก}$$

<u>ช่วง BC:</u> $\varepsilon_0 < \varepsilon_c \le \varepsilon_{20u}$

$$f_c = f_c'\left(1 - Z_u\left(\varepsilon_c - \varepsilon_0\right)\right) \tag{2.4ข}$$

<u>ส่วน CD:</u> $\varepsilon_c \ge \varepsilon_{20u}$

$$f_c = 0.0 \tag{2.4ค}$$

$$f_c = 0.0$$

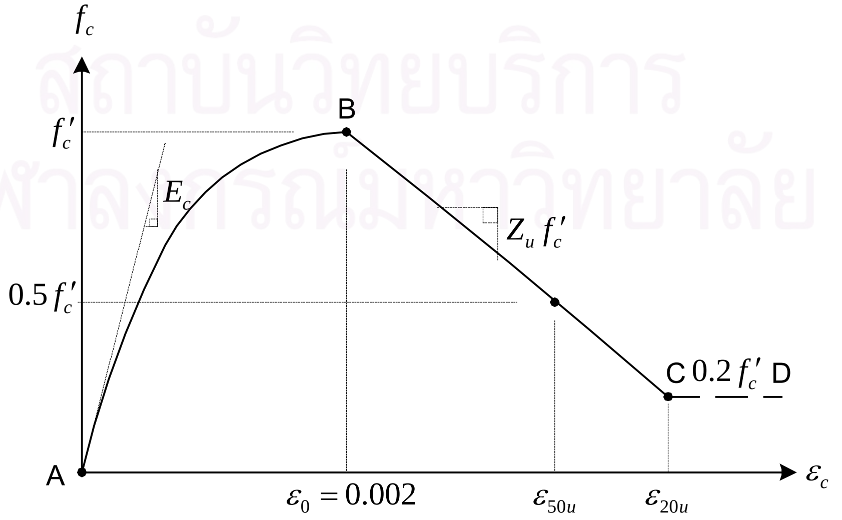
โดยที่ $$Z_u = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} - \varepsilon_0} \tag{2.4ง}$$

$\varepsilon_{50u} = \dfrac{3 + \varepsilon_0 f_c'}{f_c' - 1000}$ เป็นความเครียดของคอนกรีต ณ ตำแหน่งที่ความเค้นลดลงเหลือ 50 เปอร์เซ็นต์ของความเค้นสูงสุดของคอนกรีต ($0.5 f_c'$)

$\varepsilon_{20u} = 0.8/Z_u$ เป็นความเครียดของคอนกรีต ณ ตำแหน่งที่ความเค้นลดลงเหลือ 20 เปอร์เซ็นต์ของความเค้นสูงสุดของคอนกรีต ($0.2 f_c'$)

$\varepsilon_0 = 0.002$ เป็นความเครียดของคอนกรีตที่ตำแหน่งความเค้นสูงสุดของคอนกรีต(f_c')

f_c' เป็นกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (ปอนด์ต่อนิ้ว^2)



รูปที่ (2.4) แบบจำลองความเค้น-ความเครียดของคอนกรีตภายนอกเหล็กปลอก

(2) แบบจำลองความเค้น-ความเครียดของคอนกรีตภายในเหล็กปลอกกรณีคาน (Confined concrete stress-strain model without axial load)

แบบจำลองที่ใช้ในกรณีของคอนกรีตภายในเหล็กปลอกในกรณีคาน (ไม่คิดผลเนื่องจากแรงตามแนวแกน) เป็นแบบจำลองของ Kent และPark (1971) มีลักษณะเป็นไปดังรูปที่ (2.5) โดยจะมีความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดแบ่งเป็นสี่ช่วงดังสมการต่อไปนี้

ช่วง AB: $\varepsilon_c \le \varepsilon_0$

$$f_c = f_c'\left(\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)^2\right) \qquad (2.5ก)$$

ช่วง BC: $\varepsilon_0 < \varepsilon_c \le \varepsilon_{20c}$

$$f_c = f_c'\left(1 - Z_f\left(\varepsilon_c - \varepsilon_0\right)\right) \qquad (2.5ข)$$

ช่วง CD: $\varepsilon_c \ge \varepsilon_{20c}$

$$f_c = 0.2 f_c' \qquad (2.5ค)$$

โดยที่ $$Z_f = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_0} \qquad (2.5ง)$$

$\varepsilon_{50u} = \dfrac{3 + \varepsilon_0 f_c'}{f_c' - 1000}$ เป็นความเครียดของคอนกรีตในตำแหน่งที่ความเค้นลดลงเหลือ 50 เปอร์เซ็นต์ของความเค้นสูงสุดของคอนกรีต ($0.5 f_c'$)

$\varepsilon_{50h} = 0.75 \rho_s \sqrt{\dfrac{\overline{b}}{s_h}}$

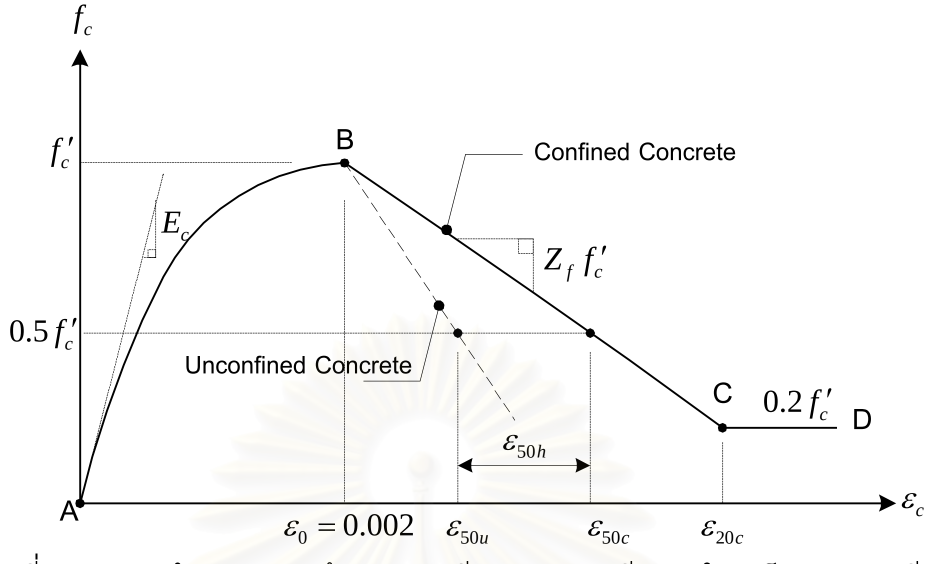
$\varepsilon_{20u} = 0.8/Z_f$ เป็นความเครียดของคอนกรีต ณ ตำแหน่งที่ความเค้นลดลงเหลือ 20 เปอร์เซ็นต์ของความเค้นสูงสุดของคอนกรีต ($0.2 f_c'$)

$\overline{b}$ เป็นความกว้างคอนกรีตภายในเหล็กปลอกโดยวัดถึงภายนอกเหล็กปลอก

s_h เป็นระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก (Spacing of ties)

$\varepsilon_0 = 0.002$ เป็นความเครียดของคอนกรีตที่ตำแหน่งความเค้นสูงสุดของคอนกรีต(f_c')

และ f_c' เป็นกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (ปอนด์ต่อนิ้ว^2)

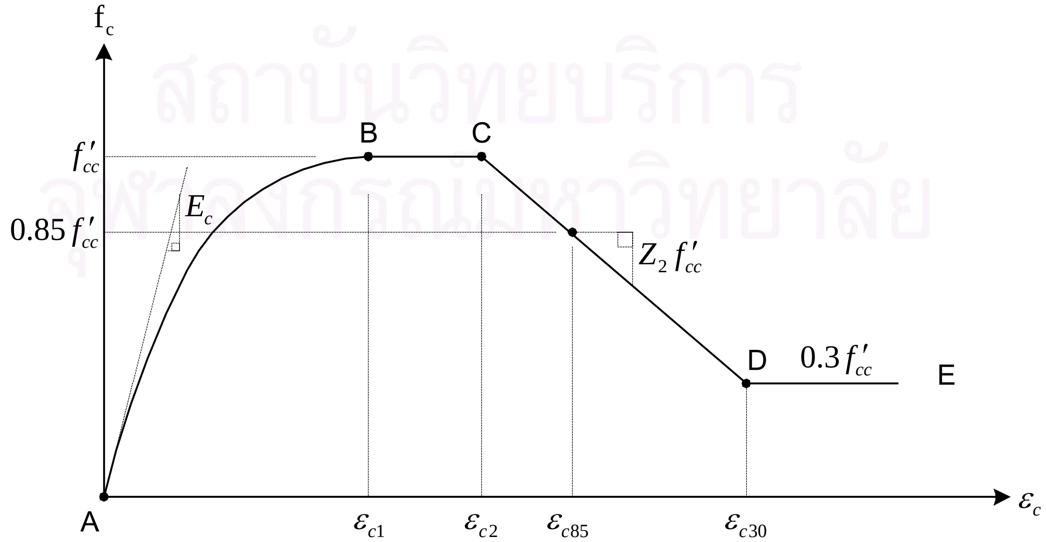


รูปที่ (2.5) แบบจำลองความเค้น-ความเครียดของคอนกรีตภายในเหล็กปลอกกรณีคาน

ค่าความเครียดที่จุดประลัยของคอนกรีต (Ultimate strain of concrete: ε_{cu}) สำหรับในกรณีแบบจำลองนี้กำหนดให้มีค่าเท่ากับ ε_{20u} (Kunnath และคณะ 1992)

<u>(3) แบบจำลองความเค้น-ความเครียดของคอนกรีตภายในเหล็กปลอกกรณีเสา (Confined concrete stress-strain model with axial load)</u>

แบบจำลองที่ใช้ในกรณีของคอนกรีตภายในเหล็กปลอกกรณีเสา (พิจารณาผลของแรงตามแนวแกน) เป็นแบบจำลองของ Sheikh และ Yeh (1992) มีลักษณะเป็นไปดังรูปที่ (2.6) โดยความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดแบ่งออกเป็นสี่ช่วงดังสมการต่อไปนี้



รูปที่ (2.6) แบบจำลองความเค้น-ความเครียดของคอนกรีตภายในเหล็กปลอกกรณีเสา

<u>ช่วง AB:</u> $\varepsilon_c \le \varepsilon_{c1}$

$$f_c = f'_{cc}\left(\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)^2\right) \quad (2.6ก)$$

<u>ช่วง BC:</u> $\varepsilon_{c1} < \varepsilon_c \le \varepsilon_{c2}$

$$f_c = f'_{cc} \quad (2.6ข)$$

<u>ช่วง CD:</u> $\varepsilon_{c2} < \varepsilon_c \le \varepsilon_{c30}$

$$f_c = f'_{cc}\left(1 - Z_2\left(\varepsilon_c - \varepsilon_{c2}\right)\right) \quad (2.6ค)$$

<u>ช่วง DE:</u> $\varepsilon_c > \varepsilon_{c30}$

$$f_c = 0.3 f'_{cc} \quad (2.6ง)$$

โดยที่ $f'_{cc} = K_s \eta f'_c$

$\varepsilon_{c1} = 0.55 K_s f'_c \left(10^{-6}\right)$ สำหรับคอนกรีตที่มีกำลังอัดใกล้เคียงกับ 4000 ปอนด์/นิ้ว^2

$= 0.0022 K_s$ สำหรับคอนกรีตทั่วไป

$$\frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{c0}} = 1 + \left\{\frac{0.81}{C}\left[1 - 5\left(\frac{s}{B}\right)^2\right] + 0.25\sqrt{\frac{B}{c}}\right\}\frac{\rho_s f'_s}{\sqrt{f'_c}}$$

$$\varepsilon_{c85} = 0.225 \rho_s \sqrt{\frac{B}{s}} + \varepsilon_{c2}$$

$$Z_2 = \frac{1.0}{1.5 \rho_s \sqrt{\frac{B}{s}}}$$

$$K_s = 1.0 + \frac{B^2}{10.58 P_{occ}}\left[\left(1 - \frac{nC^2}{5.5B^2}\right)\left(1 - \frac{s}{2B}\right)^2\right]\sqrt{\rho_s f'_s}$$

$$\eta = 1 - 0.575 \frac{P - P_b}{f'_c A_g} \le 1.0$$

$P_{occ} = \eta f'_c \left(A_{co} - A_s\right)$ หน่วยเป็น กิโลปอนด์/นิ้ว^2

$\varepsilon_{c0} = 0.0022$ เป็นความเครียดที่ตำแหน่งความเค้นสูงสุดของคอนกรีต

f'_c เป็นกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (ปอนด์/นิ้ว^2)

A_{co} เป็นพื้นที่หน้าตัดของแกนคอนกรีตโดยวัดระหว่างกึ่งกลางของเสริมตามขวาง

A_s เป็นพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมตามยาว

A_g เป็นพื้นที่หน้าตัดทั้งหมด (Gross area)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

B เป็นระยะห่างระหว่างกึ่งกลางของเหล็กเสริมตามตามขวาง (นิ้ว)

C เป็นระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมตามยาว (นิ้ว)

c เป็นระยะจากผิวรับแรงอัดของหน้าตัดถึงแกนสะเทิน

f_s' เป็นความเค้นในเหล็กเสริมตามขวางในขณะที่เกิดความต้านทานสูงสุดของคอนกรีตที่ถูกโอบรัด (Confined concrete) ใช้ค่าเป็นความเค้นครากของเหล็กเสริมตามขวาง (ปอนด์/นิ้ว^2)

s เป็นระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมตามขวาง (Spacing)

ρ_s เป็นอัตราส่วนระหว่างปริมาตรของเหล็กเสริมตามขวางกับปริมาตรของแกนคอนกรีต

n เป็นจำนวนเหล็กเสริมตามยาว

P เป็นแรงตามแนวแกนที่กระทำต่อหน้าตัด

P_b เป็นแรงตามแนวแกนทีกระทำต่อเสาเมื่อความเครียดที่ผิวบนของคอนกรีตมีค่าเป็น 0.003 และความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงมีค่าเท่ากับความเครียดที่จุดคราก (Balance load from ACI code procedure)

ค่าความเครียดที่จุดประลัยของคอนกรีต (Ultimate strain of concrete: ε_{cu}) สำหรับในกรณีแบบจำลองนี้กำหนดให้มีค่าเท่ากับความเครียดของคอนกรีตที่ทำให้เกิดการขยายตัวด้านข้างเนื่องจากแรงอัดจนทำให้เหล็กเสริมตามขวางขาด โดยมีค่าเป็นไปดังสมการที่ (2.7)

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s \varepsilon_{su} f_s'}{f_{cc}'} \qquad (2.7)$$

2.2.1.3 แบบจำลองความเค้น-ความเครียดของเหล็กเสริม (Steel stress-strain model)

แบบจำลองที่ใช้ในกรณีของเหล็กเสริมตามยาวเป็นแบบจำลองที่มีการพิจารณาถึงผลของการเพิ่มความเค้น (Hardening effect) ซึ่งมีลักษณะเป็นไปดังรูปที่ (2.7) โดยความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดแบ่งออกเป็นสี่ช่วงดังสมการต่อไปนี้

ช่วง AB: $\varepsilon_s \le \varepsilon_{sy}$

$$f_s = E_s \varepsilon_s \qquad (2.8ก)$$

ช่วง BC: $\varepsilon_{sy} < \varepsilon_s \le \varepsilon_{sh}$

$$f_s = f_{sy} \qquad (2.8ข)$$

ช่วง CD: $\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \le \varepsilon_{su}$

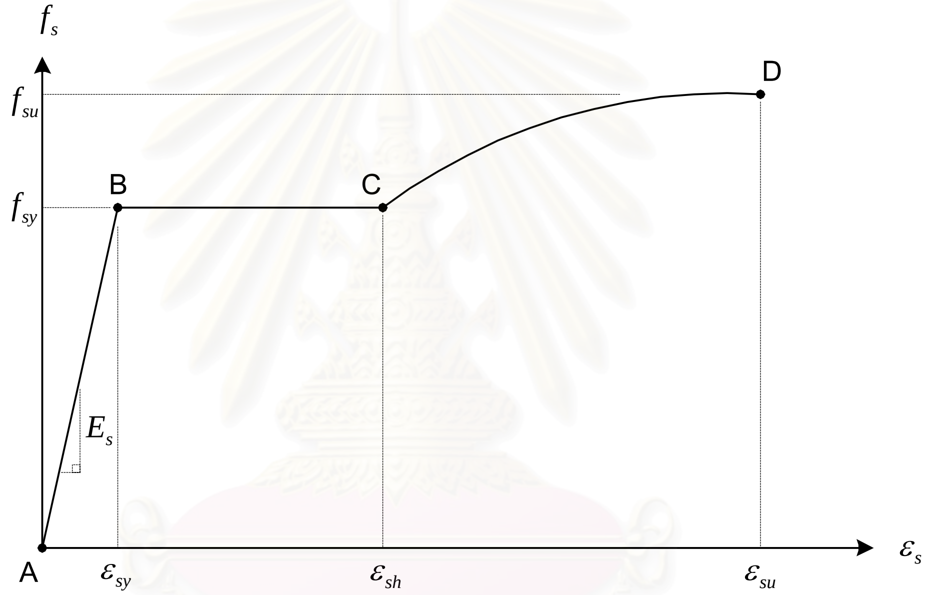
$$f_s = f_y\left[\frac{m(\varepsilon_s-\varepsilon_{sh})+2}{60(\varepsilon_s-\varepsilon_{sh})+2}+\frac{(\varepsilon_s-\varepsilon_{sh})(60-m)}{2(30r+1)^2}\right] \quad (2.8ค)$$

โดยที่ $m=\dfrac{\left(f_{su}/f_{sy}\right)(30r+1)^2-60r-1}{15r^2}$

$r=\varepsilon_{su}-\varepsilon_{sh}$

$\varepsilon_{sy},\varepsilon_{sh},\varepsilon_{su}$ เป็นความเครียดที่จุดคราก (Yielding point) จุดเริ่มต้นการเพิ่มความเค้น (Hardening point) และที่จุดประลัย (Ultimate point) ตามลำดับ

f_{sy}, f_{sh}, f_{su} เป็นความเค้นที่จุดคราก จุดเริ่มต้นของการเพิ่มความเค้น และจุดประลัยตามลำดับ



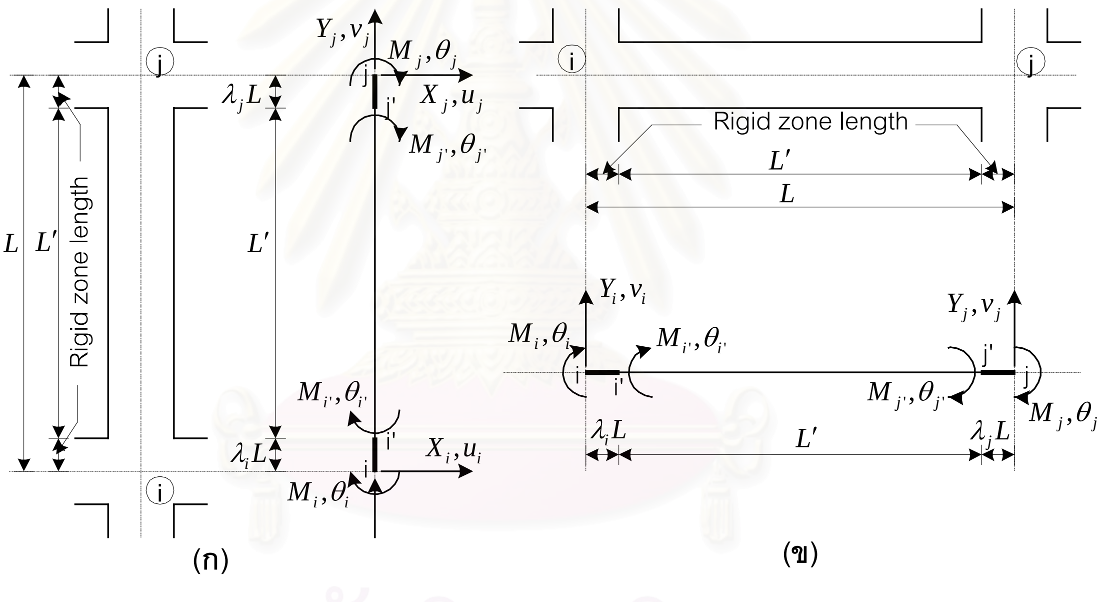
รูปที่ (2.7) แบบจำลองความเค้น-ความเครียดของเหล็กเสริมตามยาว

2.2.2 แบบจำลองของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กในกรณีที่มีพฤติกรรมแบบอินอิลาสติก

การจำลองโครงสร้างที่มีพฤติกรรมในช่วงอินอิลาสติก สามารถทำโดยสร้างแบบจำลองของชิ้นส่วนโครงสร้างเพื่ออธิบายคุณสมบัติของชิ้นส่วนโครงสร้างตลอดความยาว แบบจำลองที่นำมาใช้ได้แก่ แบบจำลองการกระจายพฤติกรรมแบบพลาสติก (Spread plasticity model) และ แบบจำลองการกระจายการคราก (Yield penetration model) จากแบบจำลองดังกล่าวจะสามารถคำนวณหาค่าเฟล็กซิบิลิตี และเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างได้ ซึ่งจะสามารถสร้างเป็นเมตริกซ์สติฟเนสของโครงสร้างได้ต่อไป

2.2.2.1 การจำลองชิ้นส่วนโครงสร้างคาน เสา และการสร้างสมการในรูปแบบเมตริกซ์สติฟเนส (Stiffness matrix)

ชิ้นส่วนโครงสร้างคานและเสาในงานวิจัยนี้มีลักษณะดีกรีความอิสระเป็นไปดังรูปที่ (2.8) สำหรับคานมี 2 ดีกรีความอิสระต่อจุดต่อคือ การเปลี่ยนตำแหน่งในแนวตั้งฉากกับชิ้นส่วน (Traverse dof) และการหมุนของชิ้นส่วน (Rotational dof) ส่วนในกรณีของเสามี 3 ดีกรีความอิสระต่อจุดต่อคือ การเปลี่ยนตำแหน่งในแนวตั้งฉากกับชิ้นส่วน การหมุนของชิ้นส่วน และการเปลี่ยนตำแหน่งตามแนวแกน (Axial dof) โดยมีสมมติฐานว่าการเปลี่ยนตำแหน่งตามแนวแกนของเสาเป็นอิสระจากดีกรีความอิสระตัวอื่น และการเปลี่ยนตำแหน่งในแนวตั้งฉากกับชิ้นส่วนและการหมุนของจุดต่อสามารถหาความสัมพันธ์กับแรงกระทำต่อจุดต่อซึ่งอยู่ในรูปของเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนดังจะกล่าวต่อไป



รูปที่ (2.8) ดีกรีความอิสระในชิ้นส่วนโครงสร้างในระบบโคออร์ดิเนตประจำตัว

(ก) กรณีเสา และ (ข) กรณีคาน

การสังเคราะห์เมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างในกรณีของคานนั้นสามารถทำได้โดยอาศัยหลักการของแบบจำลองการกระจายพฤติกรรมแบบพลาสติก และแบบจำลองการกระจายการคราก ซึ่งจะกล่าวถึงในรายละเอียดในหัวข้อที่ 2.2.2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และการหมุนในตำแหน่งที่ขอบคือ ที่จุด i’ และj’ จะสามารถเขียนในรูปสมการของเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนดังสมการที่ (2.9)

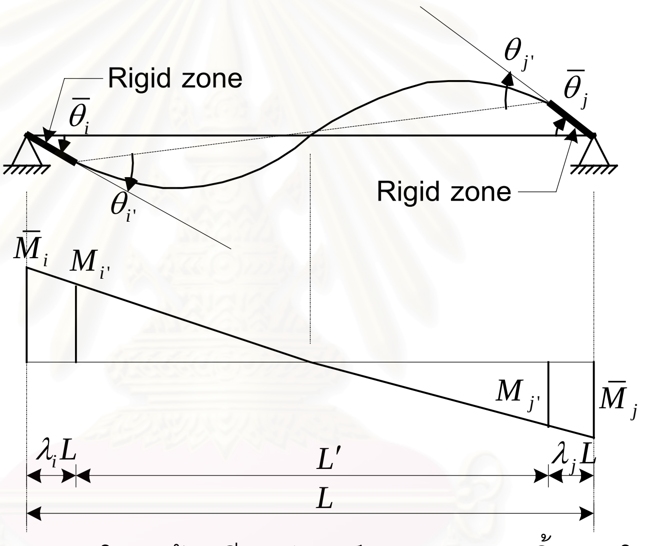
$$\begin{Bmatrix} M_{i'} \\ M_{j'} \end{Bmatrix} = \mathbf{K}' \begin{Bmatrix} \theta_{i'} \\ \theta_{j'} \end{Bmatrix} \tag{2.9}$$

โดยที่ $M_{i'}, M_{j'}$ เป็นโมเมนต์ดัดในตำแหน่ง i’ และ j’ ตามลำดับ

$\theta_{i'}, \theta_{j'}$ เป็นมุมหมุนที่ตำแหน่ง i’ และ j’ ตามลำดับ

และ $\mathbf{K}' = \mathbf{K}'_{2x2}$ เป็นเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างเป็นไปดังสมการที่ (2.22)-(2.29)

จากความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนของชิ้นส่วนข้างต้น เมื่อพิจารณาในกรณีที่โครงสร้างมีส่วนแข็งเกร็ง (Rigid zone length) ดังแสดงในรูปที่ (2.9) จะสามารถสร้างความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนที่จุดต่อ i และ j ได้โดยอาศัยเมตริกซ์การแปลงที่เหมาะสมดังต่อไปนี้



รูปที่ (2.9) มุมหมุนของโครงสร้างเทียบกับคอร์ด (Chord) ของชิ้นส่วนโครงสร้าง

$$\begin{Bmatrix} \bar{M}_i \\ \bar{M}_j \end{Bmatrix} = \mathbf{K}_s \begin{Bmatrix} \bar{\theta}_i \\ \bar{\theta}_j \end{Bmatrix} \tag{2.10}$$

โดยที่ $\mathbf{K}_s = \tilde{\mathbf{L}}\mathbf{K}'\tilde{\mathbf{L}}^T$ เป็นเมตริกซ์สติฟเนสแสดงความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนและโมเมนต์ที่ตำแหน่งปลายของชิ้นส่วนโครงสร้าง

$\tilde{\mathbf{L}} = \dfrac{1}{1-\lambda_i-\lambda_j}\begin{bmatrix} 1-\lambda_j & \lambda_i \\ \lambda_j & 1-\lambda_i \end{bmatrix}$ เป็นเมตริกซ์การแปลง (Transformation matrix) สำหรับการแปลงดีกรีความอิสระในกรณีชิ้นส่วนมีส่วนแข็งเกร็ง (Rigid zone)

$\bar{M}_i, \bar{M}_j$ เป็นโมเมนต์ที่ปลายจุดต่อ i และ j ของชิ้นส่วนโครงสร้างตามลำดับ

$\bar{\theta}_i, \bar{\theta}_j$ เป็นมุมหมุนที่ปลายจุดต่อ i และ j ของชิ้นส่วนโครงสร้างตามลำดับ

λ_i, λ_j เป็นอัตราส่วนระหว่างความยาวของส่วนแข็งเกร็งต่อความยาวของชิ้นส่วน

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

จากความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนเทียบกับคอร์ด สามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และแรงเฉือน (X_i, X_j สำหรับเสา และ Y_i, Y_j สำหรับคาน) กับมุมหมุนสมบูรณ์ (Absolute rotation: θ_i, θ_j) และการเปลี่ยนตำแหน่งในทิศทางตั้งฉากกับชิ้นส่วน (u_i, u_j สำหรับเสา และ v_i, v_j สำหรับคาน) ซึ่งจะเป็นไปดังสมการ (2.11)

$$\begin{Bmatrix} X_i \\ M_i \\ X_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \mathbf{K}_{e,c} \begin{Bmatrix} u_i \\ \theta_i \\ u_j \\ \theta_j \end{Bmatrix} \text{ และ } \begin{Bmatrix} Y_i \\ M_i \\ Y_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \mathbf{K}_{e,b} \begin{Bmatrix} v_i \\ \theta_i \\ v_j \\ \theta_j \end{Bmatrix} \tag{2.11}$$

โดยที่ $\mathbf{K}_{e,c}, \mathbf{K}_{e,b}$ เป็นเมตริกซ์สติฟเนสแสดงความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนตำแหน่งและแรงกระทำที่ปลายจุดต่อของชิ้นส่วนโครงสร้างเสาและคานตามลำดับ และหาได้จากสมการต่อไปนี้

$$\mathbf{K}_{e,c} = \mathbf{R}_{e,c}\mathbf{K}_s\mathbf{R}_{e,c}^T \text{ และ } \mathbf{K}_{e,b} = \mathbf{R}_{e,b}\mathbf{K}_s\mathbf{R}_{e,b}^T \tag{2.12}$$

$\mathbf{R}_{e,c}, \mathbf{R}_{e,b}$ เป็นเมตริกซ์ของการแปลง (Tranformation matrices) เพื่อพิจารณาถึงดีกรีความอิสระในรูปแบบการเปลี่ยนตำแหน่งในทิศทางตั้งฉากกับชิ้นส่วนโครงสร้างของเสาและคานตามลำดับ โดยจะมีค่าต่างกันดังแสดงในสมการที่ (2.13)

$$\mathbf{R}_{e,c} = \begin{bmatrix} 1/L & 1/L \\ 1 & 0 \\ -1/L & -1/L \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \text{ และ } \mathbf{R}_{e,b} = \begin{bmatrix} -1/L & -1/L \\ 1 & 0 \\ 1/L & 1/L \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \tag{2.13}$$

สำหรับในกรณีของเสา สติฟเนสของการเปลี่ยนตำแหน่งในทิศทางตามแนวแกนของชิ้นส่วนสามารถแสดงได้ดังสมการต่อไปนี้

$$\begin{Bmatrix} Y_i \\ Y_j \end{Bmatrix} = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_i \\ v_j \end{Bmatrix} \tag{2.14}$$

โดยที่ $\dfrac{EA}{L}$ เป็นสติฟเนสตามแนวแกนของเสา

ภายหลังจากการคำนวณเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างแล้ว ขั้นตอนต่อไปคือ การรวมเมตริกซ์สติฟเนสของโครงสร้าง (Assembling of stiffness matrices) ซึ่งเป็นการนำเอาเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างมารวมในเมตริกซ์สติฟเนสของโครงสร้างในตำแหน่งที่ดีกรีความอิสระที่ตรงกันระหว่างระบบโคออร์ดิเนตเฉพาะแห่ง และระบบโคออร์ดิเนตโกลบัล หลัง

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

จากรวมครบทุกชิ้นส่วนโครงสร้างแล้วจะสามารถสร้างสมการสมดุลของโครงสร้างได้ดังสมการต่อไปนี้

$$\mathbf{P} = \mathbf{K}_{str}\mathbf{U} \tag{2.15}$$

โดยที่ $\mathbf{P}$, $\mathbf{U}$ เป็นเวคเตอร์ของแรงกระทำภายนอก และการเปลี่ยนตำแหน่งในระบบโคออร์ดิเนตโกลบัล ตามลำดับ

$\mathbf{K}_{str}$ เป็นเมตริกซ์สติฟเนสของโครงสร้างในระบบโคออร์ดิเนตโกลบัล

จากสมการที่ (2.15) หากจัดรูปแบบ (Partitioning) ของสมการโดยแยกดีกรีความอิสระที่ไม่ถูกยึดรั้ง (Unrestrained dof) และถูกยึดรั้ง (Restrained dof) ออกจากกันดังแสดงในสมการที่ (2.16)

$$\begin{Bmatrix} \bar{\mathbf{P}}_a \\ \mathbf{P}_b \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{aa} & \mathbf{K}_{ab} \\ \mathbf{K}_{ba} & \mathbf{K}_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{U}_a \\ \bar{\mathbf{U}}_b \end{Bmatrix} \tag{2.16}$$

โดยที่ $\bar{\mathbf{P}}_a$, $\bar{\mathbf{P}}_b$ เป็นเวคเตอร์ของแรงกระทำภายนอกในตำแหน่งที่ดีกรีความอิสระไม่ถูกยึดรั้ง และถูกยึดรั้ง ตามลำดับ

$\mathbf{P}_b$ เป็นเวคเตอร์ของแรงกระทำลัพธ์ต่อโครงสร้างในตำแหน่งที่ดีกรีความอิสระถูกยึดรั้ง และมีค่าเป็น $\mathbf{P}_b = \mathbf{R}_{xn} + \bar{\mathbf{P}}_b$

$\mathbf{U}_a$, $\bar{\mathbf{U}}_b$ เป็นเวคเตอร์ของการเปลี่ยนตำแหน่งที่ดีกรีความอิสระไม่ถูกยึดรั้ง และถูกยึดรั้ง ตามลำดับ

$\mathbf{R}_{xn}$ เป็นเวคเตอร์ของแรงกระทำที่ฐานรองรับ (ที่ดีกรีความอิสระถูกยึดรั้ง)

$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{aa} & \mathbf{K}_{ab} \\ \mathbf{K}_{ba} & \mathbf{K}_{bb} \end{bmatrix}$ เป็นเมตริกซ์สติฟเนสที่จัดรูปแล้ว (Partitioned stiffness matrix)

สถาบันวิทยบริการ

และจากสมการที่ (2.16) ในกรณีที่เป็นปัญหาแบบเชิงเส้นจะสามารถคำนวณหาค่าการเปลี่ยนตำแหน่งในดีกรีความอิสระที่ไม่ถูกยึดรั้ง และแรงกระทำที่ฐานรองรับได้ดังนี้

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

$$\mathbf{U}_a = \mathbf{K}_{aa}^{-1}\left(\bar{\mathbf{P}}_a - \mathbf{K}_{ab}\bar{\mathbf{U}}_b\right) \tag{2.17ก}$$

$$\mathbf{R}_{xn} = -\bar{\mathbf{P}}_b + \mathbf{K}_{ba}\mathbf{U}_a + \mathbf{K}_{bb}\bar{\mathbf{U}}_b \tag{2.17ข}$$

ในกรณีของปัญหาแบบไร้เชิงเส้น (Nonlinear problem) การคำนวณจะอยู่ในรูปของส่วนเพิ่ม (Increment) ตามหลักการของวิธีนิวตันราฟสัน โดยแบ่งน้ำหนักบรรทุกออกเป็นน้ำหนักบรรทุกส่วนเพิ่ม (Load increment: $\mathbf{\Delta P}_{ext}$) และสามารถคำนวณค่าการเปลี่ยนตำแหน่งส่วน

เพิ่ม (Displacement increment: $\mathbf{\Delta U}$) ได้จากความสัมพันธ์ในรูปแบบเดียวกับกรณีแบบเชิงเส้น ซึ่งหลักการสำหรับการคำนวณในการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกครั้งที่ i เป็นไปดังต่อไปนี้

$$\mathbf{\Delta P}_{ext,i} = \mathbf{K}_{str,i}\mathbf{\Delta U}_i \qquad (2.18ก)$$

หรือ
$$\begin{Bmatrix} \mathbf{\Delta \bar{P}}_a \\ \mathbf{\Delta \bar{P}}_b \end{Bmatrix}_i = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{aa} & \mathbf{K}_{ab} \\ \mathbf{K}_{ba} & \mathbf{K}_{bb} \end{bmatrix}_i \begin{Bmatrix} \mathbf{\Delta U}_a \\ \mathbf{\Delta \bar{U}}_b \end{Bmatrix}_i \qquad (2.18ข)$$

ซึ่งจะสามารถคำนวณหาการเปลี่ยนตำแหน่งส่วนเพิ่มในตำแหน่งดีกรีความอิสระที่ไม่ถูกยึดรั้ง ($\mathbf{\Delta U}_{a,i}$) และแรงกระทำต่อฐานรองรับส่วนเพิ่ม ($\mathbf{\Delta R}_{xn,i}$) ได้ดังสมการที่ (2.19ก) และ (2.19ข)

$$\mathbf{\Delta U}_{a,i} = \mathbf{K}_{aa,i}^{-1}\left(\mathbf{\Delta \bar{P}}_{a,i} - \mathbf{K}_{ab,i}\mathbf{\Delta \bar{U}}_{b,i}\right) \qquad (2.19ก)$$

$$\mathbf{\Delta R}_{xn,i} = -\mathbf{\Delta \bar{P}}_{b,i} + \mathbf{K}_{ba,i}\mathbf{\Delta U}_{a,i} + \mathbf{K}_{bb,i}\mathbf{\Delta \bar{U}}_{b,i} \qquad (2.19ข)$$

โดยที่ $\mathbf{\Delta P}_{ext,i} = \begin{Bmatrix} \mathbf{\Delta \bar{P}}_a \\ \mathbf{\Delta \bar{P}}_b \end{Bmatrix}_i$ เป็นเวคเตอร์ของแรงกระทำส่วนเพิ่มจากภายนอกในขั้นที่ i

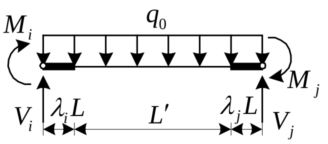
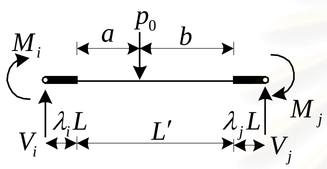
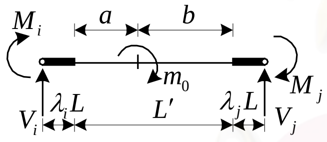
$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{aa} & \mathbf{K}_{ab} \\ \mathbf{K}_{ba} & \mathbf{K}_{bb} \end{bmatrix}_i$ เป็นเมตริกซ์สติฟเนสของโครงสร้างที่จัดรูปแล้วในขั้นที่ i

ผลการคำนวณที่ได้จะได้การเปลี่ยนตำแหน่ง และแรงกระทำในต่อจุดต่อต่างๆ ซึ่งจะสามารถนำไปใช้ในการคำนวณค่าแรงภายใน และแรงคงค้างตามหลักการของวิธีนิวตันราฟสันเพื่อใช้ในการปรับแก้ต่อไป

<u>การคำนวณน้ำหนักบรรทุกเทียบเท่า (Equivalent force) ในกรณีน้ำหนักบรรทุกไม่ได้กระทำลงที่จุดต่อ</u>

ในกรณีที่น้ำหนักบรรทุกภายนอกไม่ได้กระทำลงที่จุดต่อโดยตรง แต่เป็นแรงกระทำต่อชิ้นส่วนโครงสร้าง จำเป็นต้องมีการคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกเทียบเท่า (Equivalent force) ซึ่งเป็นน้ำหนักบรรทุกกระทำที่จุดต่อ น้ำหนักบรรทุกเทียบเท่าจะมีความแตกต่างกันไปตามลักษณะของน้ำหนักบรรทุกภายนอกที่กระทำ โดยในที่นี้จะเสนอน้ำหนักบรรทุกเทียบเท่าของน้ำหนักบรรทุก 3 รูปแบบ คือ น้ำหนักบรรทุกแผ่ลงคาน (Uniformly-distributed load on beam) น้ำหนักบรรทุกเป็นจุดต่อคาน (Point load on beam) และโมเมนต์กระทำต่อคาน (Couple acted at beam) ซึ่งจะมีน้ำหนักบรรทุกเทียบเท่าโดยพิจารณาผลของส่วนแข็งเกร็งของคานดังตารางที่ (2.1)

ตารางที่ (2.1) น้ำหนักบรรทุกเทียบเท่าของน้ำหนักบรรทุกลงคานในแบบต่างๆ

ชนิดน้ำหนักบรรทุก	ลักษณะ	น้ำหนักบรรทุกเทียบเท่า
	โมเมนต์	$M_i = -\frac{q_0 L'^2}{12} - \frac{q_0 L'^2}{2}\left(\frac{\lambda_i}{1-\lambda_i-\lambda_j}\right)$ $M_j = \frac{q_0 L'^2}{12} + \frac{q_0 L'^2}{2}\left(\frac{\lambda_j}{1-\lambda_i-\lambda_j}\right)$
	แรงเฉือน	$V_i = V_j = \frac{q_0 L'}{2}$
	โมเมนต์	$M_i = -\frac{p_0 a b^2}{L'^2} - V_i\left(\frac{\lambda_i L'}{1-\lambda_i-\lambda_j}\right)$ $M_j = \frac{p_0 a^2 b}{L'^2} + V_j\left(\frac{\lambda_j L'}{1-\lambda_i-\lambda_j}\right)$
	แรงเฉือน	$V_i = \frac{p_0 b}{L'^3}\left(L'^2 - a^2 + ab\right)$ $V_j = \frac{p_0 a}{L'^3}\left(L'^2 - b^2 + ab\right)$
	โมเมนต์	$M_i = \frac{m_0 b}{L'}\left(2 - \frac{3b}{L'}\right) + \frac{6 m_0 ab}{L'^2}\left(\frac{\lambda_i}{1-\lambda_i-\lambda_j}\right)$ $M_j = \frac{m_0 a}{L'}\left(2 - \frac{3a}{L'}\right) + \frac{6 m_0 ab}{L'^2}\left(\frac{\lambda_j}{1-\lambda_i-\lambda_j}\right)$
	แรงเฉือน	$V_i = -\frac{6 m_0 ab}{L'^3}, V_j = \frac{6 m_0 ab}{L'^3}$

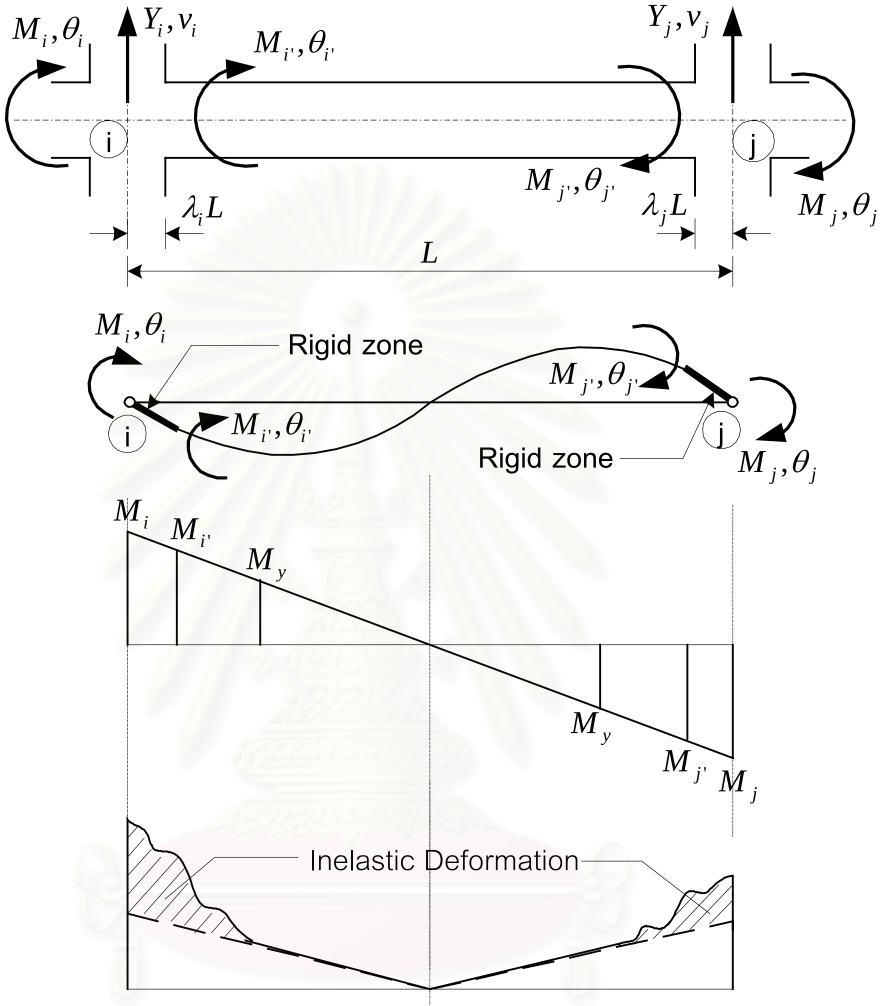
2.2.2.2 แบบจำลองการกระจายพฤติกรรมแบบพลาสติก และแบบจำลองการกระจายการคราก (Spread plasticity model and yield penetration model)

<u>แบบจำลองการกระจายพฤติกรรมแบบพลาสติก (Spread plasticity model)</u>

เมื่อให้แรงกระทำต่อส่วนโครงสร้างจนพฤติกรรมการเปลี่ยนแปลงรูปร่างอยู่ในสภาพอินอิลาสติก (Inelastic deformation behavior) การแตกร้าวของโครงสร้างจะกระจายตัวจากแนวจุดต่อเข้าสู่ภายในชิ้นส่วนโครงสร้างโดยเป็นผลมาจากการกระจายความโค้ง (Curvature distribution) ดังแสดงในรูปที่ (2.10) พฤติกรรมดังกล่าวทำให้คุณสมบัติของหน้าตัดภายในชิ้นส่วนโครงสร้างเกิดการเปลี่ยนแปลงไปโดยจะขึ้นกับระดับขั้นของความเป็นอินอิลาสติก (Degree

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

of Inelasticity) ที่กระจายในชิ้นส่วนโครงสร้างดังแสดงในรูปที่ (2.11) เพื่ออธิบายพฤติกรรมดังกล่าวจึงมีการสร้างแบบจำลองการกระจายพฤติกรรมแบบพลาสติก (Spread Plasticity Model) ซึ่งมีหลักการดังต่อไปนี้



รูปที่ (2.10) การกระจายความโค้งของส่วนโครงสร้าง

จากรูปที่ (2.10) และ (2.11) โมเมนต์และมุมหมุนที่จุดต่อ i' และ j' ของส่วนโครงสร้าง ij มีความสัมพันธ์กันดังสมการต่อไปนี้

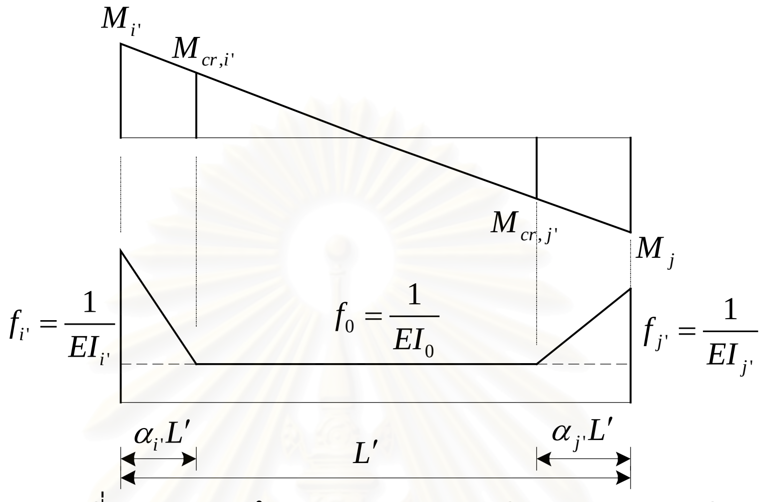
$$\begin{Bmatrix} \theta_{i'} \\ \theta_{j'} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{i'i'} & f_{i'j'} \\ f_{j'i'} & f_{j'j'} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_{i'} \\ M_{j'} \end{Bmatrix} \tag{2.20}$$

$$f_{i'j'} = \int_0^{L'} \frac{m_{i'}(x) m_{j'}(x)}{EI(x)} dx + \int_0^{L'} \frac{v_{i'}(x) v_{j'}(x)}{GA_z} dx \tag{2.21}$$

โดยที่ $f_{i'j'}$ = สัมประสิทธิ์เฟลกซิบิลิตีของชิ้นส่วน

$m_{i'}(x)$ และ $m_{j'}(x)$ เป็นโมเมนต์ในชิ้นส่วนโครงสร้างที่ระยะ x จากปลาย i’ เนื่องจากโมเมนต์ 1 หน่วยกระทำที่ปลาย i’ และ ปลาย j’ ตามลำดับ

$v_{i'}(x)$ และ $v_{j'}(x)$ เป็นแรงเฉือนในส่วนโครงสร้างที่ระยะ x จากปลาย i’ เนื่องจากโมเมนต์ 1 หน่วยกระทำที่ปลาย i’ และ ปลาย j’ ตามลำดับ



รูปที่ (2.11) แบบจำลองการกระจายพฤติกรรมแบบพลาสติก

ในการคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์เฟลกซิบิลิตีตามสมการที่ (2.21) จึงมีการตั้งสมมติฐานให้การกระจายของโมเมนต์ในส่วนโครงสร้างเป็นเส้นตรง ดังนั้นการกระจายของเฟลกซิบิลีตีจะเป็นไปดังรูปที่ (2.11) จากสมมติฐานดังกล่าวจะสามารถหาสัมประสิทธิ์เฟลกซิบิลิตีได้ (ตรงกับสมการซึ่งเสนอโดย Lobo (1994)) ดังต่อไปนี้

$$f_{i'i'} = \frac{L'}{12EI_{i'}EI_0EI_{j'}} f'_{i'i'} + \frac{1}{GA_zL'} \qquad (2.22ก)$$

$$f_{i'j'} = f_{j'i'} = \frac{L'}{12EI_{i'}EI_0EI_{j'}} f'_{i'j'} + \frac{1}{GA_zL'} \qquad (2.22ข)$$

$$f_{j'j'} = \frac{L'}{12EI_{i'}EI_0EI_{j'}} f'_{j'j'} + \frac{1}{GA_zL'} \qquad (2.22ค)$$

โดยที่

$$f'_{i'i'} = 4EI_{i'}EI_{j'} + (EI_0 - EI_{i'})EI_{j'}(6\alpha_{i'} - 4\alpha_{i'}^2 + \alpha_{i'}^3) + (EI_0 - EI_{j'})EI_{i'}(\alpha_{j'}^3) \qquad (2.23ก)$$

$$f'_{i'j'} = -2EI_{i'}EI_{j'} - (EI_0 - EI_{i'})EI_{j'}(2\alpha_{i'}^2 - \alpha_{i'}^3) - (EI_0 - EI_{j'})EI_{i'}(2\alpha_{j'}^2 - \alpha_{j'}^3) \qquad (2.23ข)$$

$$f'_{j'j'} = 4EI_{i'}EI_{j'} + (EI_0 - EI_{i'})EI_{j'}(\alpha_{i'}^3) + (EI_0 - EI_{j'})EI_{i'}(6\alpha_{j'} - 4\alpha_{j'}^2 + \alpha_{j'}^3) \qquad (2.23ค)$$

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

จากเมตริกซ์เฟลกซิบิลิตีดังกล่าวจะสามารถนำไปอินเวอร์สเพื่อคำนวณหาเมตริกซ์สติฟเนสได้และจะได้ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนที่จุดต่อได้ดังสมการ (2.24)

$$\begin{Bmatrix} M_{i'} \\ M_{j'} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{i'i'} & k_{i'j'} \\ k_{j'i'} & k_{j'j'} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_{i'} \\ \theta_{j'} \end{Bmatrix} \qquad (2.24)$$

โดยที่ $$k_{i'i'} = \frac{12EI_0 EI_{i'} EI_{j'}}{D_{et} L'} \left(f'_{j'j'} GA_z L'^2 + 12EI_0 EI_{i'} EI_{j'} \right) \qquad (2.25ก)$$

$$k_{i'j'} = k_{j'i'} = -\frac{12EI_0 EI_{i'} EI_{j'}}{D_{et} L'} \left(f'_{i'j'} GA_z L'^2 + 12EI_0 EI_{i'} EI_{j'} \right) \qquad (2.25ข)$$

$$k_{j'j'} = \frac{12EI_0 EI_{i'} EI_{j'}}{D_{et} L'} \left(f'_{i'i'} GA_z L'^2 + 12EI_0 EI_{i'} EI_{j'} \right) \qquad (2.25ค)$$

และ $$D_{et} = GA_z L'^2 (f'_{i'i'} f'_{j'j'} - f'^2_{i'j'}) + 12EI_0 EI_{i'} EI_{j'} \left(f'_{i'i'} + f'_{j'j'} - 2 f'_{i'j'} \right) \qquad (2.25ง)$$

แบบจำลองการกระจายการคราก (Yield Penetration Model)

แบบจำลองการกระจายการครากเป็นแบบจำลองเพื่อใช้ในการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์การกระจายการคราก (Yield penetration coefficients: $\alpha_{i'}, \alpha_{j'}$) และค่าเฟลกซิบิลิตีของการดัดในช่วงกลางของส่วนโครงสร้าง (f_0) ซึ่งค่าดังกล่าวจะนำไปใช้ในการคำนวณสัมประสิทธิ์เฟลกซิบิลิตีในแบบจำลองการกระจายพฤติกรรมแบบพลาสติก

ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายระยะครากเป็นอัตราส่วนระหว่างความยาวของส่วนโครงสร้างในช่วงที่มีค่าโมเมนต์มากกว่าโมเมนต์ที่หน้าตัดต้านทานได้โดยไม่แตกร้าว (Cracking moment: M_{cr}) กับความยาวของส่วนโครงสร้างทั้งหมด โดยจะมีค่าขึ้นกับปัจจัย 2 ประการคือ การกระจายโมเมนต์ในส่วนโครงสร้าง และสัมประสิทธิ์การกระจายการครากสูงสุดที่คำนวณได้ในขั้นตอนก่อนหน้า จากปัจจัยดังกล่าวสามารถจะแบ่งกรณีของการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์การกระจายการครากเป็น 2 กรณีหลัก ตามลักษณะการกระจายโมเมนต์ของส่วนโครงสร้าง คือ (1) กรณีการกระจายโมเมนต์เป็นแบบความโค้งทางเดียว (Single curvature, $M_{i'} M_{j'} \geq 0$) และ (2) การกระจายโมเมนต์เป็นแบบความโค้งคู่ (Double curvature, $M_{i'} M_{j'} < 0$) ดังแสดงต่อไปนี้

(1) การกระจายโมเมนต์แบบความโค้งทางเดียว แบ่งออกเป็น 4 กรณีย่อยดังนี้

- โมเมนต์ที่จุดต่อทั้งสองจุดมีค่าน้อยกว่าโมเมนต์ที่หน้าตัดต้านทานได้โดยไม่แตกร้าว ($|M_{i'}| \le |M_{cr,i'}|$ และ $|M_{j'}| \le |M_{cr,j'}|$)

$$\begin{aligned} \alpha_{i'} &= 0.0 \ge \alpha_{i',\max} \\ \alpha_{j'} &= 0.0 \ge \alpha_{j',\max} \end{aligned} \tag{2.26ก}$$

- โมเมนต์ที่จุดต่อ i' มากกว่าโมเมนต์ที่หน้าตัดต้านทานได้โดยไม่แตกร้าว ($|M_{i'}| > |M_{cr,i'}|$ และ $|M_{j'}| \le |M_{cr,j'}|$)

$$\begin{aligned} \alpha_{i'} &= \frac{M_{i'} - M_{cr,i'}}{M_{i'} - M_{j'}} \ge \alpha_{i',\max} \\ \alpha_{j'} &= 0.0 \ge \alpha_{j',\max} \end{aligned} \tag{2.26ข}$$

- โมเมนต์ที่จุดต่อ j' มากกว่าโมเมนต์ที่หน้าตัดต้านทานได้โดยไม่แตกร้าว ($|M_{i'}| \le |M_{cr,i'}|$ และ $|M_{j'}| > |M_{cr,j'}|$)

$$\begin{aligned} \alpha_{i'} &= 0.0 \ge \alpha_{i',\max} \\ \alpha_{j'} &= \frac{M_{j'} - M_{cr,j'}}{M_{j'} - M_{i'}} \ge \alpha_{j',\max} \end{aligned} \tag{2.26ค}$$

- โมเมนต์ที่จุดต่อทั้งสองมากกว่าโมเมนต์ที่หน้าตัดต้านทานได้โดยไม่แตกร้าว ($|M_{i'}| > |M_{cr,i'}|$ และ $|M_{j'}| > |M_{cr,j'}|$) เป็นกรณีที่หน้าตัดตลอดความยาวของส่วนโครงสร้างมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอินอิลาสติกทั้งหมด

$$\alpha_{i'} = 0.5, \alpha_{j'} = 0.5 \tag{2.26ง}$$

(2) การกระจายโมเมนต์แบบความโค้งคู่ แบ่งออกเป็น 4 กรณีย่อยดังนี้

- โมเมนต์ที่จุดต่อทั้งสองจุดมีค่าน้อยกว่าโมเมนต์ที่หน้าตัดต้านทานได้โดยไม่แตกร้าว ($|M_{i'}| \le |M_{cr,i'}|$ และ $|M_{j'}| \le |M_{cr,j'}|$)

$$\begin{aligned} \alpha_{i'} &= 0.0 \ge \alpha_{i',\max} \\ \alpha_{j'} &= 0.0 \ge \alpha_{j',\max} \end{aligned} \tag{2.27ก}$$

- โมเมนต์ที่จุดต่อ i' มากกว่าโมเมนต์ที่หน้าตัดต้านทานได้โดยไม่แตกร้าว $|M_{i'}| > |M_{cr,i'}|$ และ $|M_{j'}| \le |M_{cr,j'}|$)

$$\alpha_{i'} = \frac{M_{i'} - M_{cr,i'}}{M_{i'} - M_{j'}} \geq \alpha_{i',\max}$$
$$\alpha_{j'} = 0.0 \geq \alpha_{j',\max} \quad (2.27ข)$$

- โมเมนต์ที่จุดต่อ j' มากกว่าโมเมนต์ที่หน้าตัดต้านทานได้โดยไม่แตกร้าว ($|M_{i'}| \leq |M_{cr,i'}|$ และ $|M_{j'}| > |M_{cr,j'}|$)

$$\alpha_{i'} = 0.0 \geq \alpha_{i',\max}$$
$$\alpha_{j'} = \frac{M_{j'} - M_{cr,j'}}{M_{j'} - M_{i'}} \geq \alpha_{j',\max} \quad (2.27ค)$$

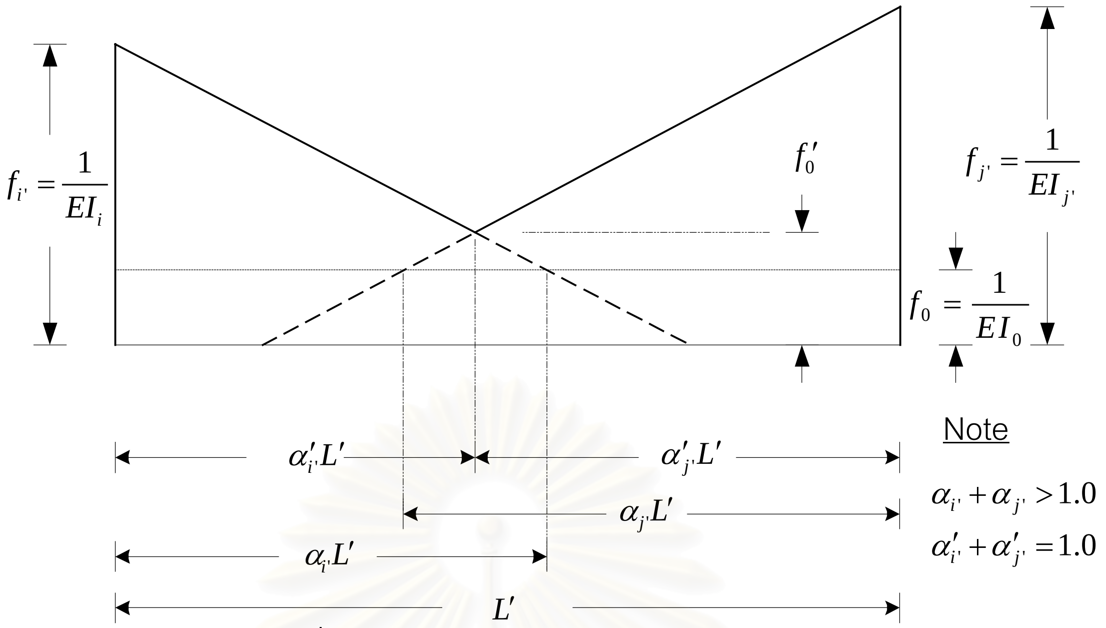
- โมเมนต์ที่จุดต่อทั้งสองมากกว่าโมเมนต์ที่หน้าตัดต้านทานได้โดยไม่แตกร้าว ($|M_{i'}| > |M_{cr,i'}|$ และ $|M_{j'}| > |M_{cr,j'}|$)

$$\alpha_{i'} = \frac{M_{i'} - M_{cr,i'}}{M_{i'} - M_{j'}} \geq \alpha_{i',\max}$$
$$\alpha_{j'} = \frac{M_{j'} - M_{cr,j'}}{M_{j'} - M_{i'}} \geq \alpha_{j',\max} \quad (2.27ง)$$

อย่างไรก็ตามในทุกๆกรณี ผลรวมของสัมประสิทธิ์ของการกระจายการครากต้องมีค่าไม่เกิน 1.00 ดังนั้นในบางกรณีที่ส่วนโครงสร้างอยู่ในสภาวะอินอิลาสติกทั้งส่วนโครงสร้างซึ่งมีค่าผลรวมของสัมประสิทธิ์ของการกระจายการครากมากกว่า 1.00 ดังรูปที่ (2.12) จึงต้องมีการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ค่าใหม่ดังสมการต่อไปนี้

$$\alpha'_{i'} = \frac{r_{i'}(1-\alpha_{j'}) + r_{j'}\alpha_{i'}}{r_{i'} + r_{j'}}$$
$$\alpha'_{j'} = \frac{r_{j'}(1-\alpha_{i'}) + r_{i'}\alpha_{j}}{r_{i'} + r_{j'}} \quad (2.28)$$
$$f'_0 = \frac{r_{i'}r_{j'}}{r_{i'} + r_{j'}}\left(\alpha_{i'} + \alpha_{j'} - 1\right) + f_0$$

โดยที่ $r_{i'} = f_{i'}/\alpha_{i'}$ และ $r_{j'} = f_{j'}/\alpha_{j'}$ (2.29)



รูปที่ (2.12) การกระจายพฤติกรรมแบบพลาสติก
ในกรณีส่วนโครงสร้างมีพฤติกรรมเป็นพลาสติกตลอดชิ้นส่วน

2.3 **การประเมินความเสียหายของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก** (Damage analysis)

ความเสียหายของโครงสร้างภายใต้น้ำหนักบรรทุกนั้นจะเกิดขึ้นในกรณีที่น้ำหนักบรรทุกดังกล่าวสามารถก่อให้เกิดการเปลี่ยนแปลงรูปร่างในโครงสร้างที่มีขนาดใหญ่มากพอ จนกระทั่งเกิดการเปลี่ยนแปลงรูปร่างอย่างถาวร (Permanent deformation) ซึ่งความเสียหายของโครงสร้างที่เกิดขึ้นสามารถแบ่งออกได้เป็นหลายระดับตามสภาพความรุนแรงของความเสียหาย โครงสร้างอาจยังอยู่ในสภาพที่ใช้งานต่อได้ หรืออาจต้องมีการซ่อมแซมในบางส่วน หรือในบางกรณีอาจอยู่ในสภาพที่ใช้งานไม่ได้อีก (Unrepairable) ดังนั้นการประเมินความเสียหายของโครงสร้างจึงเป็นสิ่งที่จำเป็นเพื่อตรวจสอบสภาพของโครงสร้างว่ายังอยู่ในสภาพที่ใช้งานได้

ในโครงสร้างเหนียว (Ductile system) เช่นโครงสร้างเหล็ก ความเสียหายของโครงสร้างจะขึ้นกับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างสะสมแบบอินอิลาสติก (Cumulative inelastic deformation) ซึ่งต่างจากในโครงสร้างเปราะ (Brittle system) เช่น โครงสร้างอิฐ ความเสียหายของโครงสร้างมักจะพิจารณาจากการเปลี่ยนแปลงรูปร่างมากสุด (Maximum deformation) อย่างไรก็ตามความเสียหายของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเกิดขึ้นได้ทั้งจากการรับความเค้นเป็นวงรอบ (Stress reversals) หรือการรับความเค้นสูง (High stress) ดังนั้นในการประเมินความเสียหายต่อโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจึงต้องมีการคำนึงถึงทั้งผลของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างสะสมแบบอินอิลาสติก และผลของการเปลี่ยนตำแหน่งมากสุด

การประเมินความเสียหายของโครงสร้างมักจะพิจารณาในรูปของดัชนีความเสียหาย (Damage index: DI) ซึ่งสามารถแบ่งออกได้เป็น 3 ระดับ ได้แก่ (1) ดัชนีความเสียหายของชิ้นส่วนโครงสร้าง (Element/Local Damage Index) (2) ดัชนีความเสียหายในแต่ละชั้นของโครงสร้าง (Story Damage Index) และ (3) ดัชนีความเสียหายของโครงสร้าง (Overall Structural Damage Index) โดยที่การประเมินความเสียหายในแต่ละชั้นและความเสียหายของโครงสร้างจำเป็นต้องอาศัยการประเมินความเสียหายของส่วนโครงสร้าง และอาศัยวิธีการถ่วงน้ำหนักที่เหมาะสม ซึ่งจะได้กล่าวถึงในหัวข้อถัดไป

ดัชนีความเสียหายของส่วนโครงสร้าง (Element/Local Damage Index)

ดัชนีความเสียหายอย่างง่ายของส่วนโครงสร้างสามารถพิจารณาในรูปของความเหนียว (Ductility) และการเปลี่ยนตำแหน่งทางราบของโครงสร้าง (Interstory drift) ซึ่งขึ้นกับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างสูงสุดเพียงอย่างเดียวเท่านั้น แต่จะไม่คำนึงถึงผลเนื่องจากแรงกระทำเป็นวงรอบ (Cyclic load) ความเหนียวของโครงสร้างมักจะพิจารณาในรูปอัตราส่วนความเหนียว (Ductility ratio) โดยที่สามารถคิดจากการหมุน ความโค้ง หรือ การเปลี่ยนตำแหน่งก็ได้ อัตราส่วนความเหนียวของการหมุน (Rotational Ductility Index: μ_θ) เป็นอัตราส่วนระหว่างมุมหมุนสูงสุด (Maximum Rotation: $\theta_{\max}$) และมุมหมุนที่จุดคราก (Rotation at Yielding: θ_y) ดังสมการต่อไปนี้

$$\mu_\theta = \frac{\theta_{\max}}{\theta_y} \tag{2.30}$$

<u>ดัชนีความเสียหายของ Park และAng (Park & Ang Damage Index)</u>

Park และAng (1987) ได้เสนอหลักการของดัชนีความเสียหายโดยคำนึงถึงผลของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างสูงสุด และผลของการรับแรงกระทำเป็นวงรอบไว้ดังต่อไปนี้

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u P_y}\int dE_n \tag{2.31}$$

โดยที่ DI = ดัชนีความเสียหาย (Damage index)

δ_m = การเปลี่ยนแปลงรูปร่างสูงสุด (Maximum experienced deformation)

δ_u = การเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่จุดประลัยของส่วนโครงสร้าง (Ultimate deformation)

P_y = กำลังรับน้ำหนักที่จุดครากของส่วนโครงสร้าง (Yield strength of element)

$\int dE_n$ = พลังงานฮิสเทอเรติกซึ่งดูดซับโดยส่วนโครงสร้างระหว่างการเคลื่อนที่ (Hysteretic energy absorbed by element during the response history)

β = ค่าคงที่ของแบบจำลอง (Model constant parameter)

จากค่าดัชนีความเสียหายที่คำนวณได้ในสมการที่ (2.31) จะสามารถระบุระดับของความเสียหายเป็นไปดังตารางที่ (2.2)

ตารางที่ (2.2) ความเสียหายของส่วนโครงสร้างที่ดัชนีความเสียหายต่างๆ (Park et.al, 1986)

Damage Index (DI)	Degree Of Damage	Damage (Service)State	Usability	Appearance
	None	Undamaged		Undeformed/Uncracked
0.00			Usable	
	Slight	Serviceable		Moderate to severe cracking
0.20-0.30				
	Minor	Repairable	Temporarily	Spalling of concrete cover
0.50-0.60	Moderate		Unusable	
	Severe	Unrepairable		Buckled bars, exposed core
>1.00				
	Collapse	Collapse	Unusalble	Loss of shear/axial capacity

Kunnath et al. (1992) ได้เสนอการปรับปรุงดัชนีความเสียหายของ Park และ Ang เพื่อใช้ในการคำนวณดัชนีความเสียหายในหน้าตัดที่ปลายส่วนโครงสร้างดังสมการต่อไปนี้

$$DI = \frac{\theta_m - \theta_r}{\theta_u - \theta_r} + \frac{\beta}{M_y \theta_u} E_h \qquad (2.32)$$

โดยที่ θ_m คือมุมหมุนสูงสุดที่เกิดขึ้นระหว่างรับน้ำหนักบรรทุก θ_u คือมุมหมุนที่หน้าตัดรับได้ที่จุดประลัย (Ultimate rotation capacity) θ_r คือมุมหมุนที่เหลืออยู่ขณะไม่เกิดน้ำหนักบรรทุกกระทำ (Recoverable rotation when unloading) M_y คือ โมเมนต์ที่จุดคราก และ E_h คือพลังงานที่ถูกสลายไปที่หน้าตัด (Dissipated energy)

และจากดัชนีความเสียหายของหน้าตัดสามารถคำนวณดัชนีความเสียหายของชิ้นส่วนโครงสร้าง (Element damage indices: $DI_{element}$) ได้โดยอาศัยการถ่วงน้ำหนักโดยพลังงานที่ถูกสลายไปที่หน้าตัดของดังสมการที่ (2.33)

$$DI_{element} = DI_1\lambda_1 + DI_2\lambda_2 \tag{2.33}$$

โดยที่ DI_1, DI_2 เป็นดัชนีความเสียหายของหน้าตัดที่ปลายที่ 1 และ 2 ของชิ้นส่วนโครงสร้างตามลำดับ

λ_1, λ_2 เป็นสัมประสิทธิ์ของการถ่วงน้ำหนักของหน้าตัดที่ 1 และ 2 ตามลำดับ ซึ่งคำนวณได้จาก $\lambda_1 = E_{h1}/(E_{h1}+E_{h2})$, $\lambda_2 = E_{h2}/(E_{h1}+E_{h2})$

และ E_{h1}, E_{h2} เป็นพลังงานที่ถูกสลายไปที่หน้าตัดที่ 1 และ 2 ตามลำดับ

ดัชนีความเสียหายของแต่ละชั้นและของโครงสร้าง (Story and Overall Damage Index)

Park และAng (1984) ได้เสนอวิธีคำนวณดัชนีความเสียหายของแต่ละชั้น และของโครงสร้าง (Global damage indices) โดยใช้การถ่วงน้ำหนักด้วยพลังงานฮิสเทอเรติคที่กระจายออก (Dissipated Hysteretic Energy) ในแต่ละส่วนโครงสร้าง และในแต่ละชั้นตามลำดับ ดังสมการต่อไปนี้

$$DI_{story} = \sum(\lambda_i \; DI_i)_{element}, DI_{overall} = \sum(\lambda_i \; DI_i)_{story} \tag{2.34}$$

โดยที่ $(\lambda_i)_{element}$,$(\lambda_i)_{story}$ เป็นสัมประสิทธิ์ถ่วงน้ำหนักของการคำนวณค่าดัชนีความเสียหาย (Energy weighing factor) ซึ่งสามารถคำนวณได้จาก

$$(\lambda_i)_{element} = \left(\frac{E_{h,i}}{\sum E_{h,i}}\right)_{element}, \; (\lambda_i)_{story} = \left(\frac{E_{h,i}}{\sum E_{h,i}}\right)_{story} \tag{2.35}$$

โดย $(E_{h,i})_{element}$ เป็นพลังงานฮิสเทอเรติกทั้งหมดที่กระจายได้ (Total Absorbed Energy) โดยชิ้นส่วนโครงสร้างที่ i

$(E_{h,i})_{story}$ เป็นพลังงานฮิสเทอเรติกทั้งหมดที่กระจายได้โดยโครงสร้างชั้นที่ i

บทที่ 3
โปรแกรมวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กแบบไร้เชิงเส้น
(Nonlinear analysis of 2D RC frame: NARF2D)

3.1 ความนำและลักษณะทั่วไปของโปรแกรม

โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างที่ได้พัฒนาขึ้นในงานวิจัยครั้งนี้มีความสามารถในการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 มิติในรูปแบบไร้เชิงเส้น (Nonlinear analysis) ภายใต้ผลของน้ำหนักบรรทุกในรูปแบบต่างๆ ได้แก่ น้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วง น้ำหนักบรรทุกกระทำที่จุดต่อ แรงดันทางข้างต่อโครงสร้าง และผลเนื่องจากการทรุดตัวของฐานรองรับ โดยเป็นการวิเคราะห์ในเชิงสถิตย์ (Static analysis) นอกจากนี้ยังมีความสามารถในการวิเคราะห์ความเสียหายของโครงสร้าง (Damage analysis) โดยใช้ดัชนีความเสียหาย (Damage indices) ได้อีกด้วย

การวิเคราะห์โดยโปรแกรม NARF2D มีขอบเขตของการวิเคราะห์ในแง่ของพฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กในดังต่อไปนี้ คือ

1. กำหนดให้พื้นมีลักษณะเป็นพื้นแข็งเกร็ง (Rigid floor) ดังนั้นจึงไม่คิดผลของการยืดหดตัวในคาน และมีดีกรีความอิสระทางข้างเพียง 1 ดีกรีต่อชั้นเท่านั้น
2. ไม่คำนึงถึงผลของการบิดของโครงสร้าง (Torsional effects)
3. ไม่คำนึงถึงผลของชิ้นส่วนโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบให้รับแรง (Nonstructural members) ได้แก่ ผนังก่ออิฐ เป็นต้น
4. ไม่คำนึงถึงผลของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่ขึ้นกับเวลาในหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็ก ได้แก่ ผลของความล้า และการหดตัวของคอนกรีต

โปรแกรมได้ถูกพัฒนาขึ้นโดยใช้โปรแกรม Matlab ซึ่งมีความสามารถในการคำนวณทางคณิตศาสตร์ที่ดี โดยเฉพาะการคำนวณในรูปแบบเมตริกซ์ อีกทั้งยังมีความสะดวกในแง่ของการเขียนโปรแกรม (Coding) และการตรวจสอบผลความถูกต้องของโปรแกรม นอกจากนั้นยังมีความถูกต้อง (Accuracy) อยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้อีกด้วย

3.2 หลักการที่เกี่ยวข้องกับโปรแกรม

หลักการที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์โดยโปรแกรม NARF2D ประกอบด้วย 4 เรื่องหลัก ได้แก่ (1) วิธีการวิเคราะห์โครงสร้างแบบไร้เชิงเส้น (2) การคำนวณความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งของหน้าตัด (3) แบบจำลองในการสร้างสติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างซึ่งมีพฤติกรรมแบบอินอิลาสติก และ (4) วิธีวิเคราะห์ความเสียหายของโครงสร้าง ซึ่งรายละเอียดในแต่ละเรื่องได้กล่าวไปในบทที่ 2 แล้ว อย่างไรก็ตามเพื่อความสมบูรณ์ของเนื้อหาในบทนี้จึงจะได้กล่าวถึงโดยย่อดังต่อไปนี้

วิธีการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นที่ใช้

วิธีการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นที่ใช้ในโปรแกรม NARF2D ได้แก่ วิธีนิวตันราฟสัน (Newton-Raphson method) ซึ่งมีหลักการ คือ แบ่งการคำนวณภายใต้น้ำหนักบรรทุกทั้งหมดออกเป็นการคำนวณภายใต้น้ำหนักบรรทุกส่วนเพิ่ม (Load increment) โดยอาศัยสมการสมดุลย์ในรูปแบบเมตริกซ์ จะสามารถหาการเปลี่ยนตำแหน่งส่วนเพิ่ม (Displacement increment) แล้วจึงตรวจสอบคุณสมบัติในสภาพปัจจุบันของโครงสร้าง คำนวณหาแรงภายใน และแรงคงค้าง (Unbalanced force) ที่เกิดขึ้นซึ่งหากค่าแรงคงค้างมีค่าเกินกว่าเกณฑ์ที่กำหนดจะทำการคำนวณซ้ำในขั้นตอนข้างต้นโดยใช้แรงคงค้างเป็นน้ำหนักบรรทุกส่วนเพิ่มจนกว่าแรงคงค้างจะผ่านเกณฑ์ แล้วจึงเริ่มคำนวณภายใต้น้ำหนักบรรทุกส่วนเพิ่มครั้งใหม่จนกระทั่งครบน้ำหนักบรรทุกทั้งหมด

การคำนวณความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งของหน้าตัด

วิธีที่ใช้ในการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งของหน้าตัดของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ได้แก่ วิธีแบ่งหน้าตัดออกเป็นชั้นย่อย (Fiber-model method) ร่วมกับแบบจำลองความเค้น-ความเครียดของคอนกรีตและเหล็กเสริม โดยในกรณีของคอนกรีตแบ่งออกเป็น 2 ส่วน คือ ส่วนภายนอกเหล็กปลอก (Unconfined concrete) ใช้ตามแบบจำลองของ Kent และ Park (1971) และส่วนภายในเหล็กปลอก (Confined concrete) ซึ่งแบ่งออกเป็น 2 กรณี คือ กรณีหน้าตัดของเสา (พิจารณาผลของแรงตามแนวแกน) ใช้ตามแบบจำลองของ Sheikh และ Yeh (1992) และกรณีหน้าตัดของคาน (ไม่พิจารณาผลของแรงตามแนวแกน) ใช้ตามแบบจำลองของ Kent และ Park (1971) ส่วนในกรณีของเหล็กเสริมใช้แบบจำลองซึ่งคำนึงถึงผลของการเพิ่มความเค้นที่ความเครียดสูงของเหล็กเสริม (Hardening effects) ด้วยเงื่อนไขของความสอดคล้องของความเครียดของหน้าตัด (Strain compatibilty) และสภาพสมดุลย์ของหน้าตัด

(Equilibrium condition) จะสามารถคำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งของหน้าตัดอยู่ในรูปแบบเส้นตรงสามเส้น (Trilinear curve) ซึ่งประกอบไปด้วยจุดวิกฤต 3 จุด ได้แก่ จุดแตกร้าว (Cracking point) จุดคราก (Yielding point) และจุดประลัย (Ultimate point) ซึ่งมีลักษณะเงื่อนไขที่ใช้ในการพิจารณาคือ (1) จุดแตกร้าว คือ จุดที่ความเครียดในคอนกรีตถึงความเครียดแตกร้าวครั้งแรก (2) จุดคราก คือ จุดที่เหล็กเสริมรับแรงดึงมีความเค้นถึงความเค้นที่จุดครากของเหล็กเสริม และ (3) จุดประลัย คือ จุดที่ความเครียดที่ผิวนอกสุดของหน้าตัดคอนกรีตมีค่าเกินกว่าความเครียดที่จุดประลัยของคอนกรีต หรือจุดที่ความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวมีค่าเกินความเครียดที่จุดประลัยของเหล็กเสริม

แบบจำลองในการสร้างสติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างซึ่งมีพฤติกรรมแบบอินอิลาสติก

แบบจำลองในการสร้างเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างซึ่งมีพฤติกรรมแบบอินอิลาสติกของโปรแกรม NARF2D เป็นแบบจำลองของการกระจายคุณสมบัติเฟลกซิบิลิตีของชิ้นส่วนโครงสร้าง (Flexibility-based element model) ประกอบไปด้วยแบบจำลอง 2 แบบ คือ แบบจำลองการกระจายพฤติกรรมแบบพลาสติก (Spread plasticity model) และแบบจำลองการกระจายการคราก (Yield penetration model) ภายใต้แบบจำลองดังกล่าวสามารถคำนวณเมตริกซ์เฟลกซิบิลิตีของชิ้นส่วนโครงสร้าง (Flexibility matrix of element) ซึ่งสามารถแปลงเป็นเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้าง (Element stiffness matrix) ได้ และภายใต้การแปลงระบบโคออร์ดิเนตที่เหมาะสม จะสามารถรวมเป็นเมตริกซ์สติฟเนสของโครงสร้างเพื่อใช้ในการสร้างสม-การสมดุลย์ได้ต่อไป

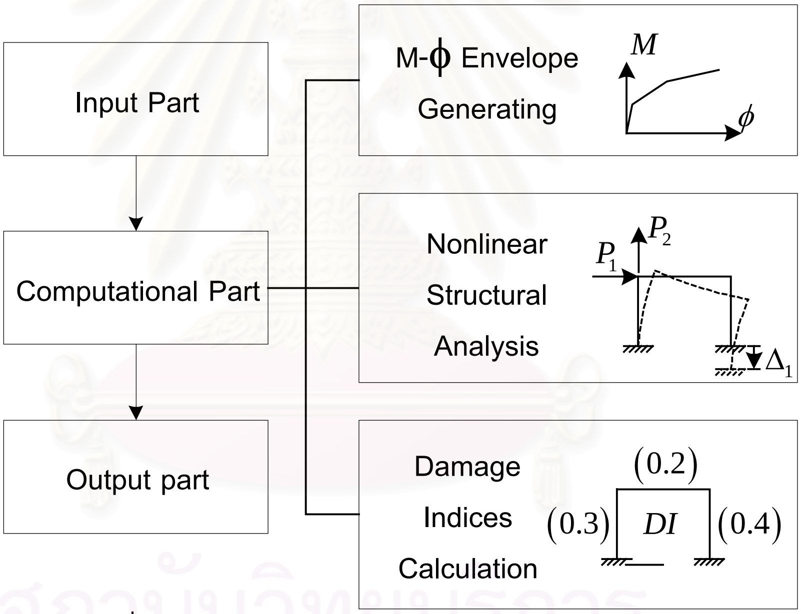
วิธีวิเคราะห์ความเสียหายของโครงสร้าง

การวิเคราะห์ความเสียหายของโครงสร้างสามารถทำได้โดยใช้ค่าดัชนีความเสียหายของโครงสร้าง (Damage indices) เป็นเกณฑ์ในการประเมิน โดยดัชนีความเสียหายที่ใช้ในโปรแกรม NARF2D เป็นดัชนีความเสียหายของ Kunnath และคณะ (1992) ซึ่งปรับปรุงมาจากดัชนีความเสียหายของ Park และ Ang (1984) โดยเป็นดัชนีความเสียหายของหน้าตัดที่ปลายชิ้นส่วนโครงสร้างซึ่งคำนวณจากการหมุนของจุดต่อ และพลังงานฮิสเทอเรติกที่สลายไปที่หน้าตัด (Hysteretic energy) และสามารถคำนวณดัชนีความเสียหายของชิ้นส่วนโครงสร้าง (Element damage indices) ดัชนีความเสียหายของชั้น (Story damage indices) และดัชนีความเสียหายของโครงสร้าง (Overall structural damage indices) ได้โดยอาศัยการถ่วงน้ำหนักของพลังงานฮิสเทอเรติกที่สลายไปที่หน้าตัด ในแต่ละส่วนโครงสร้าง และในแต่ละชั้นตามลำดับ

3.3 ส่วนประกอบและขั้นตอนในการคำนวณของโปรแกรม NARF2D

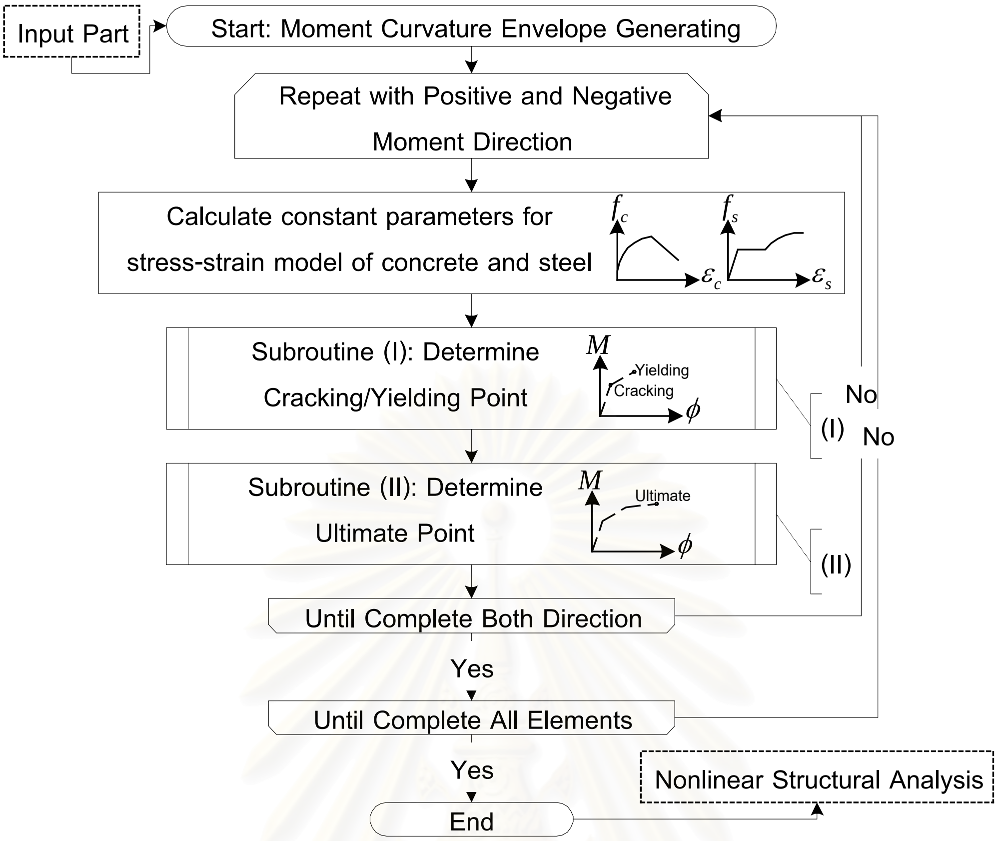
โปรแกรม NARF2D มีส่วนประกอบหลักของโปรแกรมแบ่งออกเป็น 3 ส่วนได้แก่ ส่วนป้อนข้อมูล (Input part) ส่วนคำนวณ (Computational part) และส่วนแสดงผล (Output part) ดังแสดงในรูปที่ (3.1)

ส่วนป้อนข้อมูลทำหน้าที่ในการรับข้อมูลในการวิเคราะห์โครงสร้างจากผู้ใช้เข้ามา โดยข้อมูลที่รับเข้ามาประกอบไปด้วย ลักษณะทางเรขาคณิตของโครงสร้าง คุณสมบัติทางหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างหรือความสัมพันธ์โมเมนต์และความโค้งของหน้าตัด ตำแหน่งของฐานรองรับของโครงสร้าง และลักษณะของน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อโครงสร้าง ข้อมูลดังกล่าวจะถูกส่งเข้าสู่ส่วนที่สอง คือ ส่วนคำนวณ ซึ่งมีหน้าที่ในการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบต่างๆ แล้วจึงส่งผลการวิเคราะห์ไปยังส่วนแสดงผล ซึ่งทำหน้าที่ในการแสดงผลการวิเคราะห์



รูปที่ (3.1) ส่วนประกอบหลักของโปรแกรม NARF2D

ส่วนคำนวณซึ่งเป็นส่วนหลักในโปรแกรมประกอบไปด้วยส่วนประกอบย่อยอีก 3 ส่วน คือ ส่วนคำนวณความสัมพันธ์โมเมนต์และความโค้งของหน้าตัด (Moment-curvature envelope generating part) ส่วนวิเคราะห์โครงสร้าง (Nonlinear structural analysis part) และส่วนคำนวณดัชนีความเสียหายของโครงสร้าง (Damage index calculation part) ดังแสดงในรูปที่ (3.1) ซึ่งมีหน้าที่และขั้นตอนในการคำนวณดังจะกล่าวต่อไปนี้

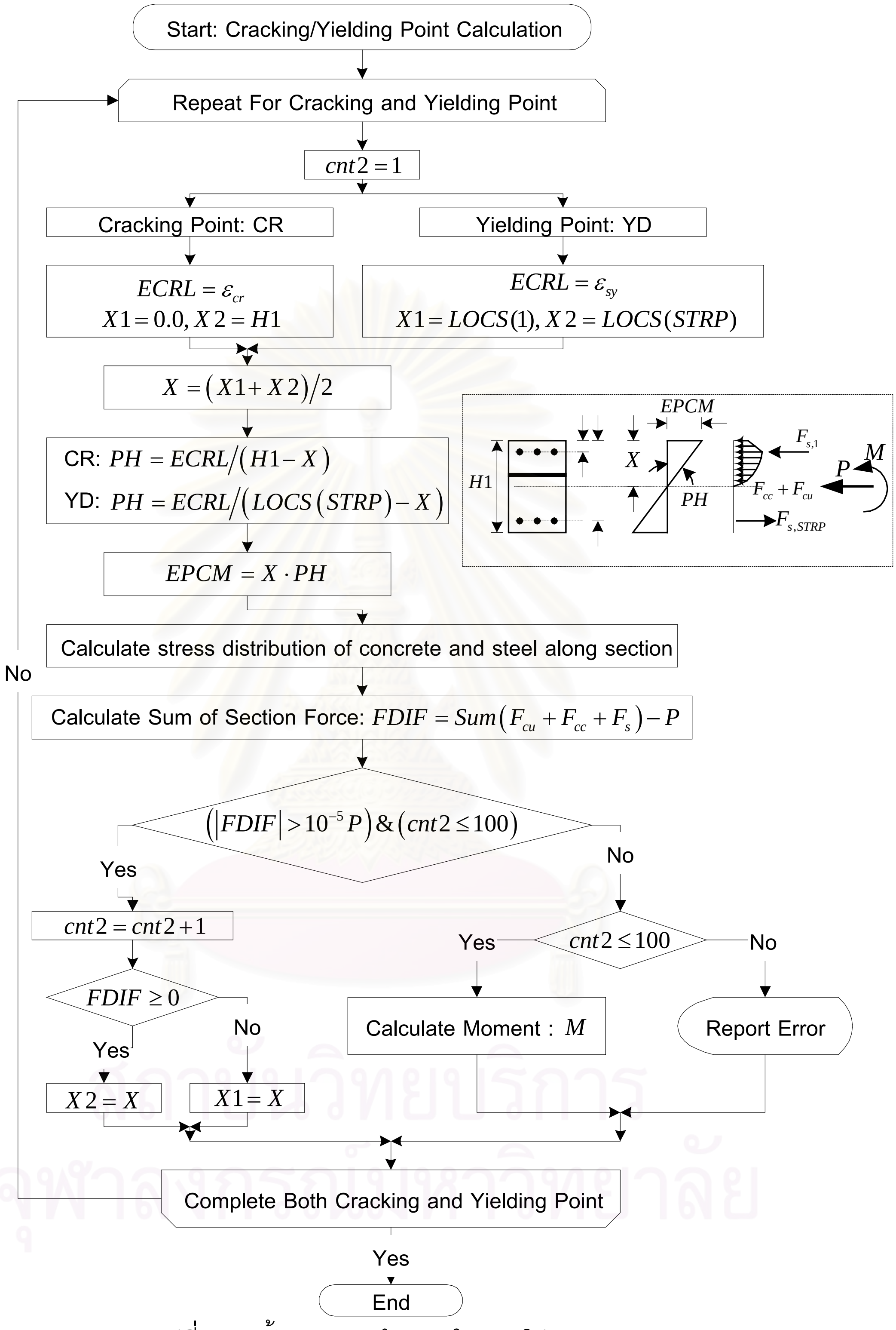


รูปที่ (3.2) ขั้นตอนการคำนวณในส่วนคำนวณความสัมพันธ์โมเมนต์และความโค้งของหน้าตัด

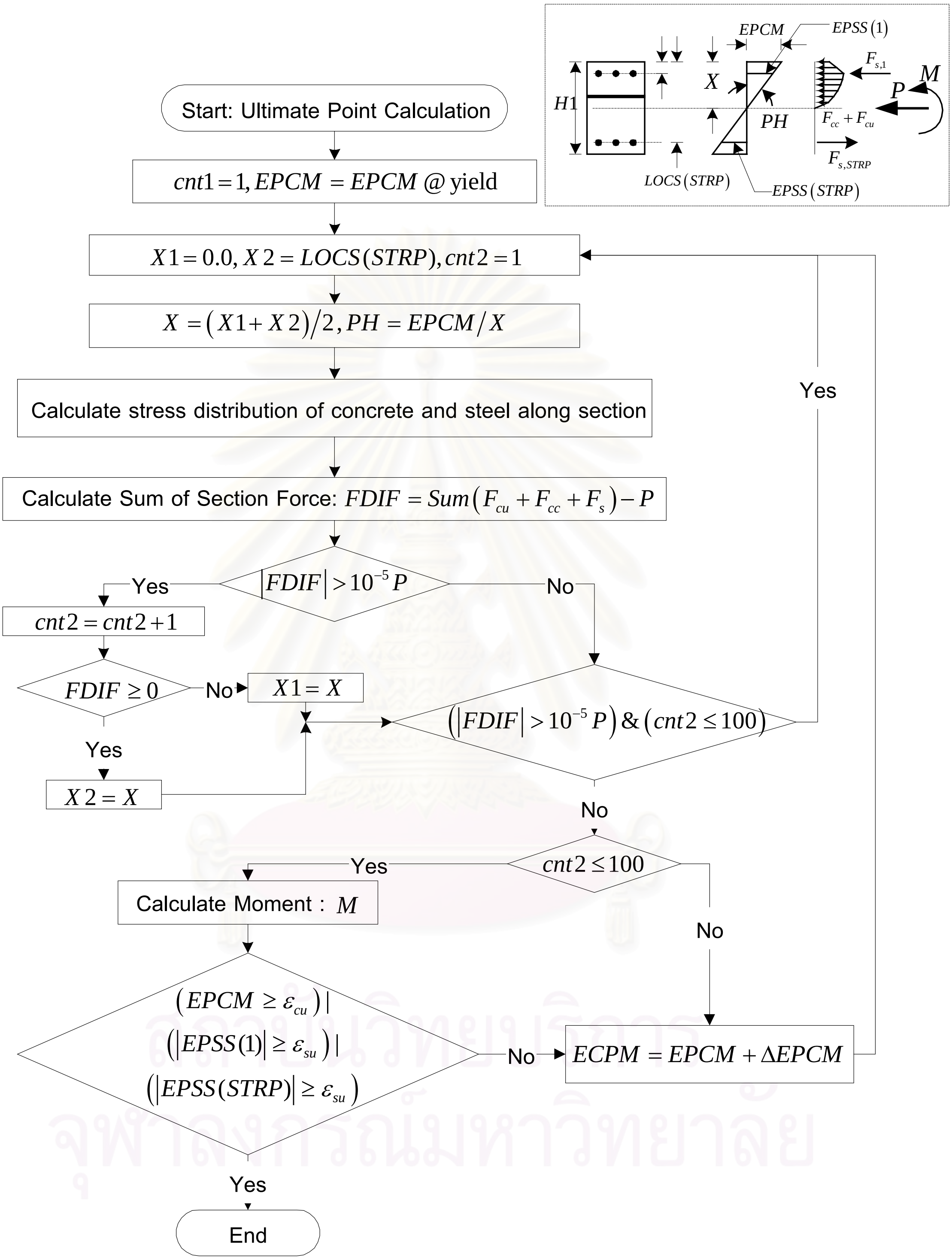
ส่วนคำนวณความสัมพันธ์โมเมนต์และความโค้งของหน้าตัด

ส่วนประกอบนี้ทำหน้าที่ในการคำนวณคุณสมบัติต่างๆ ของหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้าง ได้แก่ ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งของหน้าตัดในรูปแบบเส้นตรงสามเส้น (Trilinear moment-curvature envelope) ความแข็งเกร็งต่อการดัด (Flexural rigidities) ความแข็งเกร็งต่อการเฉือน (Shear rigidities) และสติฟเนสของการอัด (Axial stiffness) โดยส่วนประกอบนี้จะทำงานก็ต่อเมื่อป้อนข้อมูลคุณสมบัติของหน้าตัดเข้าในส่วนป้อนข้อมูล และจะไม่ทำงานในกรณีที่ป้อนความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งเข้าในส่วนป้อนข้อมูล ลำดับขั้นตอนในการวิเคราะห์ของส่วนประกอบนี้สามารถแสดงได้ดังแผนผังในรูปที่ (3.2) ถึง (3.4)

ขั้นตอนในการคำนวณในส่วนคำนวณความสัมพันธ์โมเมนต์และความโค้งของหน้าตัดประกอบไปด้วยการคำนวณค่าโมเมนต์และความโค้งในสองทิศทาง คือ ทิศทางโมเมนต์บวก และโมเมนต์ลบ ในแต่ละทิศทางประกอบไปด้วยการคำนวณค่าโมเมนต์และความโค้งที่จุดวิกฤต 3 จุด โดยจุดแตกร้าว และจุดครากคำนวณโดยโปรแกรมย่อย (I) ดังแสดงในรูปที่ (3.3) ส่วนในกรณีของจุดประลัยคำนวณได้โดยส่วนโปรแกรมย่อย (II) ดังแสดงในรูปที่ (3.4)

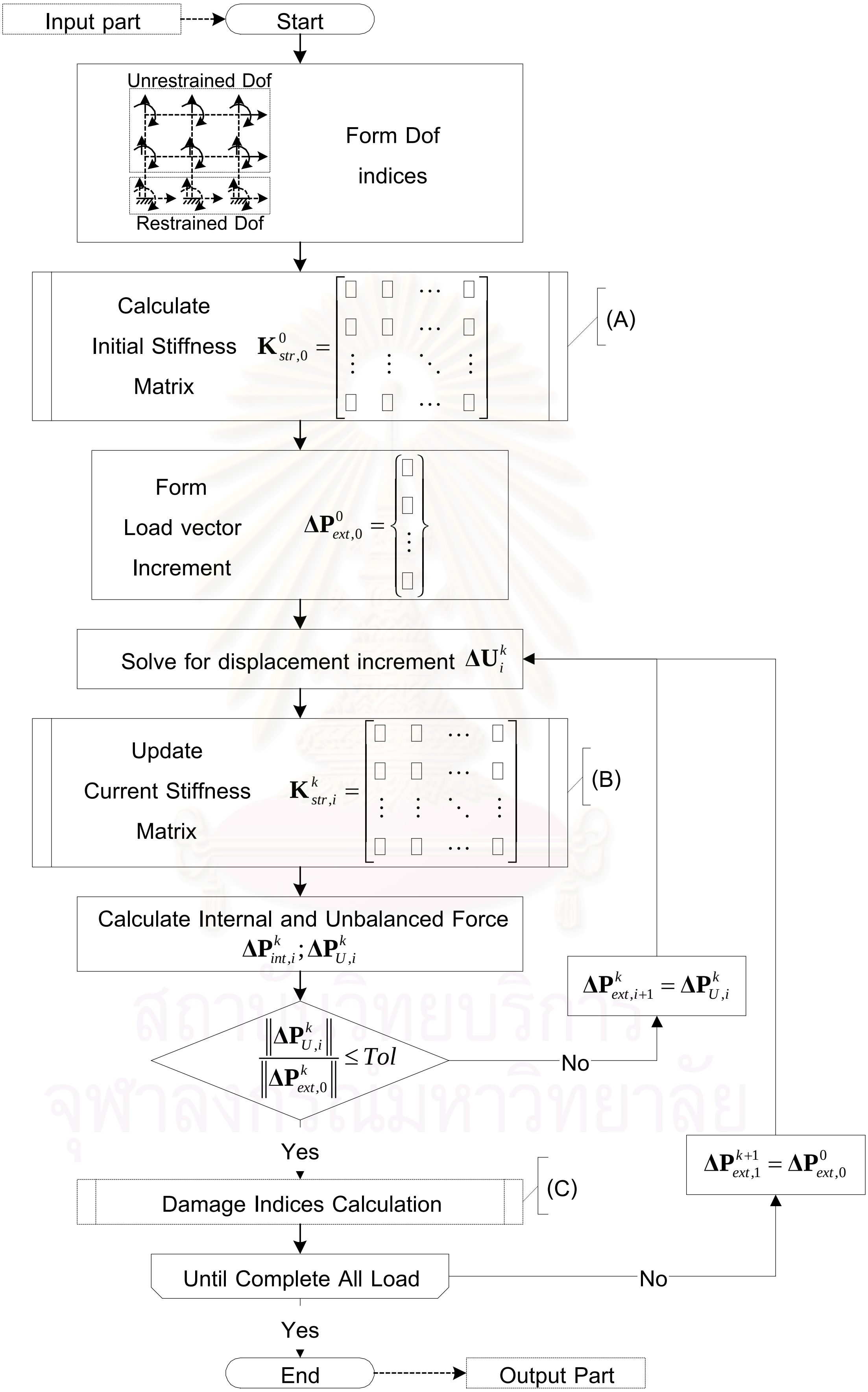


รูปที่ (3.3) ขั้นตอนการคำนวณในส่วนโปรแกรมย่อย (I)



รูปที่ (3.4) ขั้นตอนการคำนวณในส่วนโปรแกรมย่อย (II)

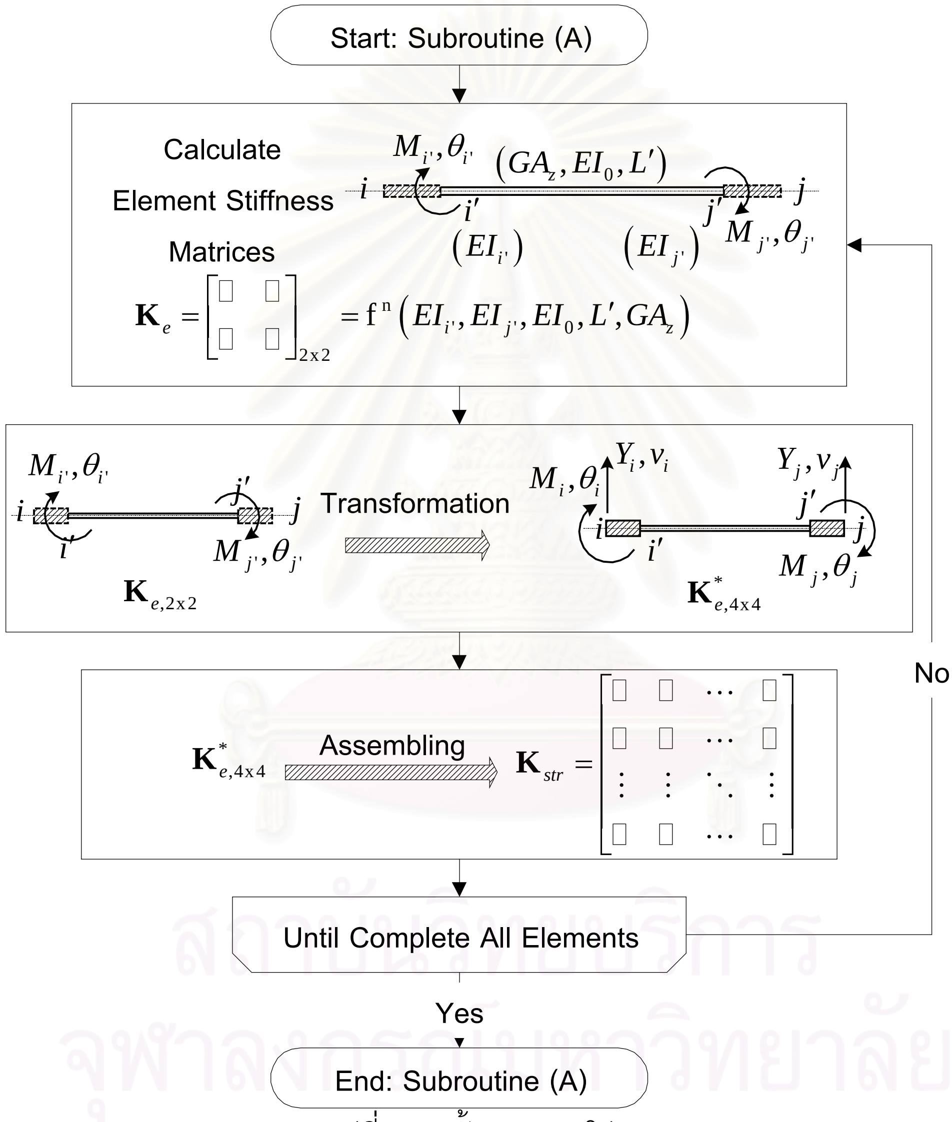
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ (3.5) ขั้นตอนการคำนวณในส่วนวิเคราะห์โครงสร้าง

ส่วนวิเคราะห์โครงสร้าง

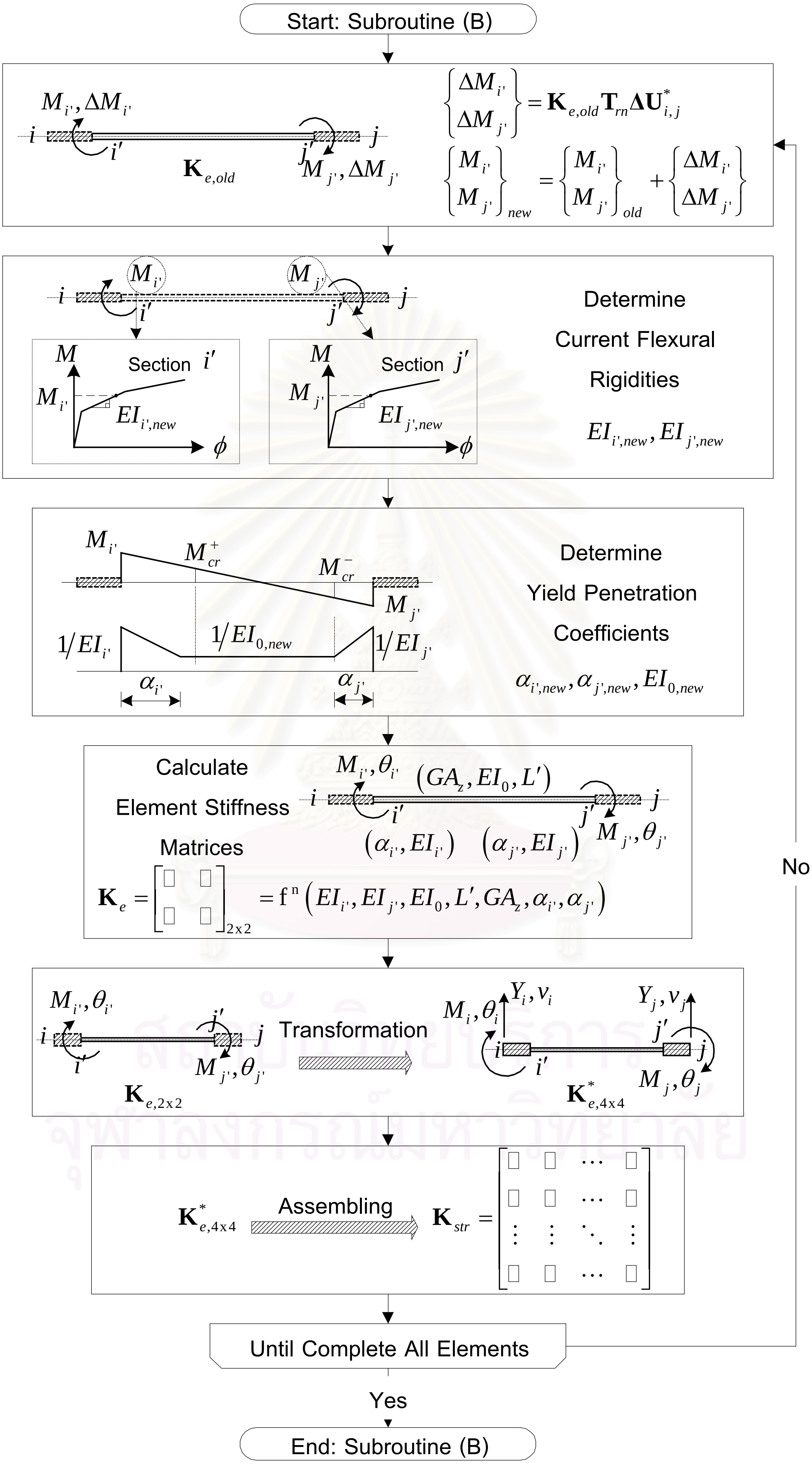
ส่วนประกอบส่วนนี้เป็นส่วนประกอบหลักซึ่งทำหน้าที่ในการวิเคราะห์โครงสร้างในรูปแบบไร้เชิงเส้นตามหลักการของวิธีนิวตันราฟสัน ประกอบไปด้วยขั้นตอนย่อย ได้แก่ การคำนวณเมตริกซ์สติฟเนสของโครงสร้าง การสร้างเวคเตอร์ของน้ำหนักบรรทุกส่วนเพิ่ม การคำนวณหาการเปลี่ยนตำแหน่งส่วนเพิ่ม การตรวจสอบแรงคงค้าง และการคำนวณซ้ำจนระบบเข้าสู่สภาวะสมดุลย์ดังแสดงในรูปที่ (3.5)



รูปที่ (3.6) ขั้นตอนของโปรแกรมย่อย (A)

โปรแกรมย่อย (A) ในรูปที่ (3.5) เป็นส่วนของโปรแกรมซึ่งมีหน้าที่ในการคำนวณเมตริกซ์สติฟเนสเริ่มต้นของโครงสร้างประกอบด้วยขั้นตอนย่อย 3 ขั้น ได้แก่ การคำนวณเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้าง การแปลงเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้าง และการรวมเป็นเมตริกซ์สติฟเนสของโครงสร้าง (Assembling to structural stiffness matrix) ดังรูปที่ (3.6)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ (3.7) ขั้นตอนของโปรแกรมย่อย (B)

จากแผนผังของส่วนวิเคราะห์โครงสร้างพิจารณาโปรแกรมย่อย (B) มีหน้าที่ในการคำนวณเมตริกซ์สติฟเนสในสภาวะปัจจุบัน ซึ่งประกอบไปด้วยขั้นตอนย่อย 6 ขั้น คือ

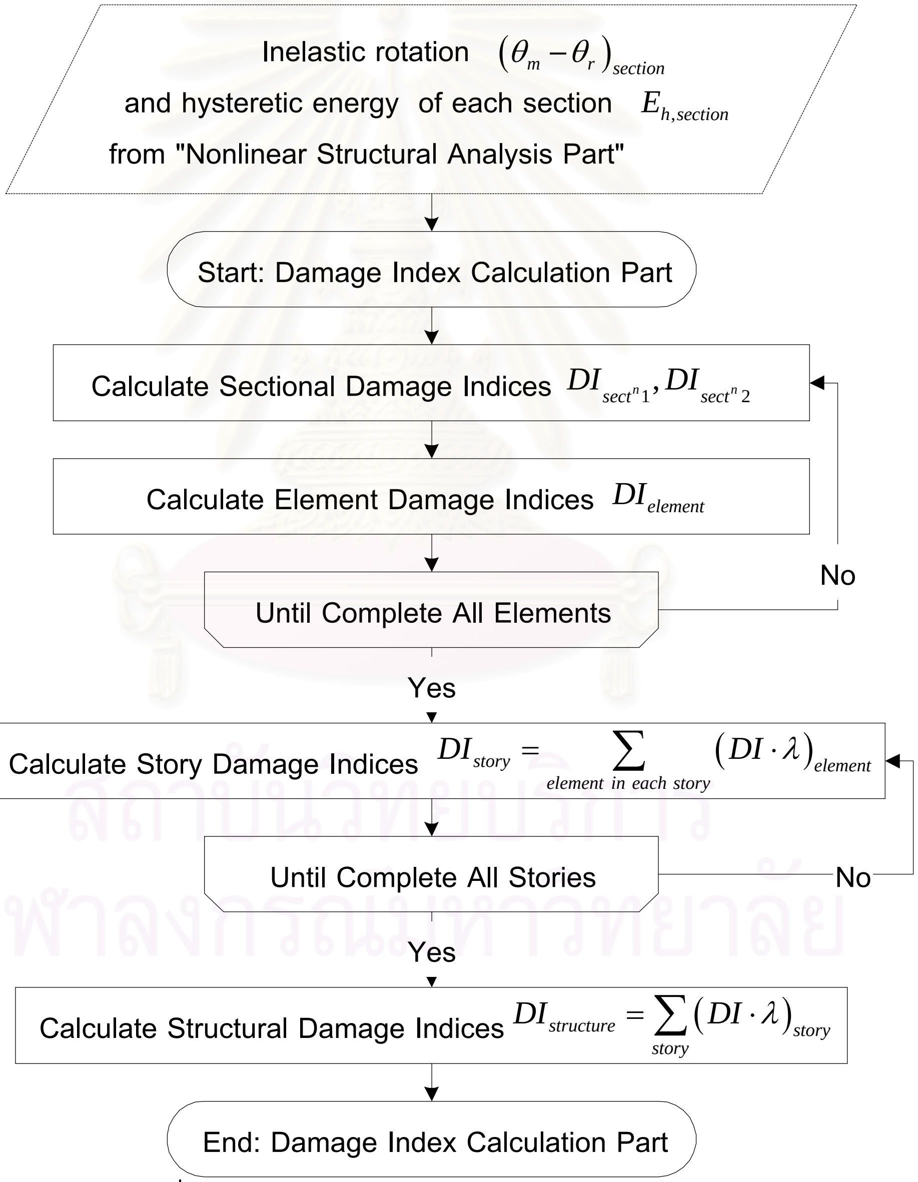
1. การคำนวณโมเมนต์ที่ดีกรีความอิสระที่ขอบของชิ้นส่วนโครงสร้าง ($M_{i'}, M_{j'}$) โดยคำนวณโมเมนต์ส่วนเพิ่มจากการเปลี่ยนตำแหน่งส่วนเพิ่มในระบบโคออร์ดิเนตโกลบัล เมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วน และเมตริกซ์ของการแปลง แล้วรวมกับโมเมนต์ในขั้นตอนก่อนหน้า
2. การคำนวณค่าความแข็งเกร็งต่อการดัด (Flexural rigidities: $EI_{i'}, EI_{j'}$) ของหน้าตัดโดยอาศัยความสัมพันธ์ในรูปแบบเส้นตรงสามเส้นระหว่างโมเมนต์และความโค้งของหน้าตัดในการพิจารณา
3. การคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ของการกระจายการคราก (Yield penetration coefficients: $\alpha_{i'}, \alpha_{j'}$) และค่าความแข็งเกร็งต่อการดัดที่กึ่งกลางชิ้นส่วนโครงสร้าง (EI_0) ตามหลักการของแบบจำลองการกระจายการครากในหัวข้อ 2.2.2.2
4. การคำนวณเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้าง
5. การแปลงเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างให้อยู่ในระบบโคออร์ดิเนตโกลบัล
6. การรวมเป็นเมตริกซ์สติฟเนสของโครงสร้าง

ขั้นตอน 3 ขั้นแรกเป็นขั้นที่เพิ่มเติมจากในกรณีของโปรแกรมย่อย (A) มีหน้าที่ในการคำนวณคุณสมบัติของชิ้นส่วนโครงสร้างในสภาวะปัจจุบันเพื่อนำไปใช้ในขั้นตอนของการคำนวณเมตริกซ์สติฟเนสของโครงสร้างใน 3 ขั้นตอนหลังซึ่งมีลักษณะเดียวกับในโปรแกรมย่อย (A) ขั้นตอนต่างๆ ของโปรแกรมย่อย (B) แสดงอยู่ในรูปที่ (3.7)

ส่วนคำนวณดัชนีความเสียหายของโครงสร้าง

ส่วนสุดท้ายในส่วนคำนวณหลักในโปรแกรม คือ ส่วนคำนวณดัชนีความเสียหายของโครงสร้างซึ่งมีหน้าที่ในการคำนวณค่าดัชนีความเสียหายของหน้าตัดตามค่าดัชนีความเสียหายของ Park และAng ซึ่งปรับปรุงโดย Kunnath และคณะ (1992) ค่าดัชนีความเสียหายของส่วนโครงสร้าง ดัชนีความเสียหายของชั้น และดัชนีความเสียหายของโครงสร้าง ส่วนคำนวณดัชนีความเสียหายของโครงสร้างจะเป็นขั้นตอนซึ่งแทรกอยู่ภายในส่วนวิเคราะห์โครงสร้างดังแสดงในรูปที่ (3.5) โดยจะเริ่มต้นทำงานในทุกครั้งหลังจากแรงคงค้างภายใต้น้ำหนักบรรทุกส่วนเพิ่มมีค่าผ่านเกณฑ์ที่กำหนด สำหรับขั้นตอนในการคำนวณจะเป็นไปดังรูปที่ (3.8)

ในขั้นตอนของการคำนวณดัชนีความเสียหายของชั้น และดัชนีความเสียหายของโครงสร้างจะมีการใช้สัมประสิทธิ์ของการถ่วงน้ำหนัก (Weight faction: $\lambda_{element}, \lambda_{story}$) ในกรณีของการคำนวณดัชนีความเสียหายของชั้น $\lambda_{element}$ เป็นค่าอัตราส่วนระหว่างพลังงานฮิสเทอเรติกที่สลายออกไปในแต่ละชิ้นส่วนโครงสร้าง ($E_{h,element}$) ต่อผลรวมของพลังงานที่สลายไปทั้งหมดในแต่ละชั้น และกรณีการคำนวณดัชนีความเสียหายของโครงสร้าง λ_{story} เป็นอัตราส่วนระหว่างพลังงานฮิสเทอเรติกที่สลายออกไปในแต่ละชั้น ($E_{h,story}$) ต่อผลรวมของพลังงานที่สลายออกไปทั้งโครงสร้าง



รูปที่ (3.8) ส่วนคำนวณดัชนีความเสียหายของโครงสร้าง

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 4
การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก ภายใต้แรงกระทำในรูปแบบต่าง ๆ

4.1 ความนำ

ผลการวิเคราะห์ที่จะเสนอต่อไปนี้เป็นการเป็นการเปรียบเทียบผลของการคำนวณโดยโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างแบบไร้เชิงเส้นที่ได้เสนอไป (โปรแกรม NARF2D) เพื่อเป็นการตรวจสอบความถูกต้องในการวิเคราะห์ โดยการเปรียบเทียบผลแบ่งออกเป็น 6 ส่วนหลัก ได้แก่

1 การเปรียบเทียบผลของการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งของหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็ก
2 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ในกรณีโครงข้อแข็งพอร์ทอลในกรณีพิเศษ คือ คานแข็งเกร็ง (Rigid beam) และคานยืดหยุ่น (Flexible beam)
3 การเปรียบเทียบค่าเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างและของโครงสร้าง
4 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็งในกรณีกำหนดให้โครงสร้างมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก (Elastic structures)
5 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็งในกรณีที่โครงสร้างมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอินอีลาสติก (Inelastic structures)
6 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์โครงสร้างโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กกับงานวิจัยในอดีต

กรณีของการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งของหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็ก ได้ทำการเลือกตัวอย่างหน้าตัดเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ความสัมพันธ์โดยใช้แบบจำลองความเค้น-ความเครียดของคอนกรีตตามแบบจำลองของ Sheikh และ Yeh (1992) และเปรียบเทียบผลกับค่าที่ได้จากกับค่าที่ได้จากผลการวิเคราะห์และการทดลองของ Sheikh และคณะ (1981,1991 และ 1992)

สำหรับส่วนที่ 2 โครงสร้างตัวอย่างที่ใช้ในการวิเคราะห์ เป็นโครงข้อแข็งพอร์ทอลกว้าง 1 ช่วงคาน และสูง 1 ชั้น โดยแบ่งออกเป็น 2 กรณี คือ กรณีคานเป็นคานแข็งเกร็ง (Rigid beam) และกรณีคานเป็นคานยืดหยุ่น (Flexible beam) เพื่อเปรียบเทียบผลกับการวิเคราะห์ในทางทฤษฎีวิเคราะห์โครงสร้างในกรณีที่ไม่คิดผลของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างเนื่องจากแรงเฉือนต่อค่าสติฟเนสของโครงสร้าง

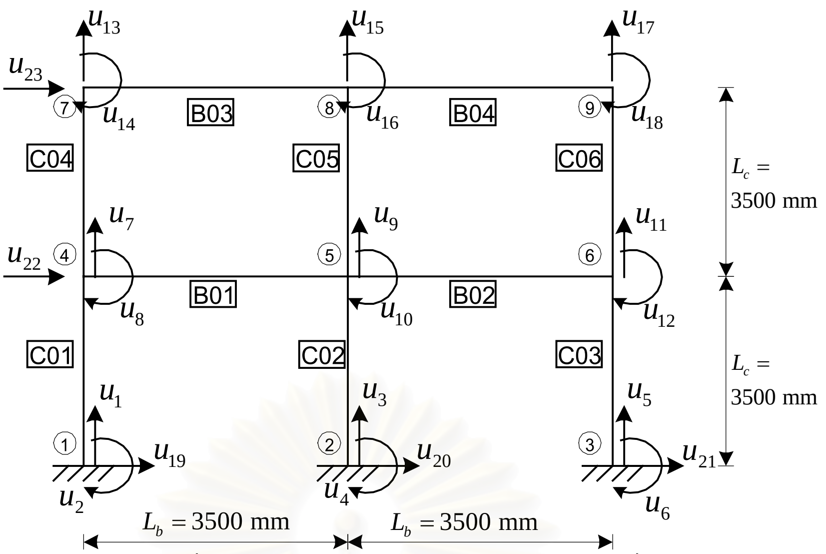
ส่วนที่ 3 เป็นการเปรียบเทียบค่าเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงกับเมตริกซ์สติฟเนสทางทฤษฎี โดยตัวอย่างที่จะใช้ในการวิเคราะห์เป็นตัวอย่างโครงสร้างตัวอย่างที่ 1 แสดงดังรูปที่ (4.1) โครงสร้างตัวอย่างเป็นโครงข้อแข็งพอร์ทอลสูง 3.00 เมตร และขนาดกว้าง 6.00 เมตร โดยมีคุณสมบัติต่าง ๆ ของหน้าตัดเป็นไปดังตารางที่ (4.1)

การวิเคราะห์ในส่วนที่ 4 และ 5 เป็นการเปรียบเทียบการผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กโดย โดยในส่วนที่ 4 กำหนดให้โครงสร้างมีสภาพอยู่ในช่วงอีลาสติกโดยวิเคราะห์ภายใต้น้ำหนักบรรทุก 2 กรณีหลัก ได้แก่ การวิเคราะห์ภายใต้แรงดันทางข้างที่จุดต่อร่วมกับน้ำหนักบรรทุกคงที่ และการวิเคราะห์ภายใต้ผลของการทรุดตัวของฐานรองรับ โดยทั้งสองกรณีจะทำการเปรียบเทียบผลกับการวิเคราะห์โดยโปรแกรม STAAD-III สำหรับในส่วนที่ 5 เป็นการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นของโครงสร้างภายใต้น้ำหนักบรรทุกในรูปแบบแรงทางข้างและแรงกระทำเนื่องจากแรงโน้มถ่วง และเปรียบเทียบผลกับโปรแกรม IDARC2D v.4 สำหรับโครงสร้างที่ใช้ในการวิเคราะห์ในส่วนที่ 4 และ 5 แบ่งออกเป็น 2 โครงสร้าง คือ

1. โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 เป็นโครงข้อแข็งพอร์ทอลสูง 3.00 เมตร ความยาวช่วงคาน 6.00 เมตร มีดีกรีความอิสระแสดงดังรูปที่ (4.1) โดยคุณสมบัติต่างๆ ของหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างจะเป็นไปดังตารางที่ (4.1)

2. โครงสร้างตัวอย่างที่ 2 เป็นโครงข้อแข็งขนาด 2 ชั้น 2 ช่วงคาน สูงชั้นละ 3.50 เมตร ความยาวช่วงคานละ 3.50 เมตร มีดีกรีความอิสระแสดงดังรูปที่ (4.2) โดยคุณสมบัติต่าง ๆ ของชิ้นส่วนโครงสร้างเป็นไปดังตารางที่ (4.2)

รูปที่ (4.1) ลักษณะของโครงสร้างตัวอย่างที่ 1



รูปที่ (4.2) ลักษณะของโครงสร้างตัวอย่างที่ 2

ตารางที่ (4.1) คุณสมบัติของหน้าตัดสำหรับโครงสร้างตัวอย่างที่ 1

คุณสมบัติของหน้าตัด	**คาน B01**	**เสา C01 และ C02**
EI (kN.mm^2)	8.3788x10^{10}	6.4534x10^{10}
GA_z (kN)	1.0299x10^{6}	1.3183x10^{6}
EA (kN)	-	4.4557x10^{6}
M_{cr} (kN.mm)	4.3770x10^{4}	4.8336x10^{4}
M_y (kN.mm)	1.5617x10^{5}	1.3472x10^{5}
ϕ_y (rad/mm)	6.1251x10^{-6}	7.9833x10^{-6}
ϕ_u (rad/mm)	1.6421x10^{-4}	1.4262x10^{-4}
$EI3$ (kN.mm^2)	5.0507x10^{8}	2.4274x10^{7}

หมายเหตุ: EI คือความแข็งเกร็งต่อการดัด, GA_z คือความแข็งเกร็งต่อการเฉือน, EA คือความแข็งเกร็งต่อการอัด, M_{cr} คือโมเมนต์ที่จุดแตกร้าวของหน้าตัด, M_y คือโมเมนต์ที่จุดครากของหน้าตัด, ϕ_y คือความโค้งที่จุดครากของหน้าตัด, ϕ_u คือความโค้งที่จุดประลัย, $EI3$ คือความชันหลังจากเลยจุดครากของความสัมพันธ์โมเมนต์และความโค้ง

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ (4.2) คุณสมบัติของหน้าตัดสำหรับโครงสร้างตัวอย่างที่ 2

คุณสมบัติของหน้าตัด	คาน	เสา			
	B01-B04	C01,C03	C02	C04,C06	C05
EI (kN.mm^2)	2.9360x10^{10}	1.4537x10^{10}	1.4525x10^{10}	1.4507x10^{10}	1.4532x10^{10}
GA_z (kN)	4.7495x10^{6}	5.3432x10^{5}	5.3432x10^{5}	5.3432x10^{5}	5.3432x10^{5}
EA (kN)	-	1.6610x10^{6}	1.6610x10^{6}	1.6610x10^{6}	1.6610x10^{6}
M_{cr} (kN.mm)	1.6821x10^{4}	1.4735x10^{4}	1.6309x10^{4}	1.3297x10^{4}	1.4246x10^{4}
M_y (kN.mm)	4.4417x10^{4}	4.8858x10^{4}	5.1872x10^{4}	4.6197x10^{4}	4.7985x10^{4}
ϕ_y (rad/mm)	4.1165x10^{-6}	7.3849x10^{-6}	7.6413x10^{-6}	7.1619x10^{-6}	7.3123x10^{-6}
ϕ_u (rad/mm)	6.2411x10^{-4}	2.8591x10^{-4}	2.4694x10^{-4}	3.3284x10^{-4}	2.9931x10^{-4}
$EI3$ (kN.mm^2)	4.3970x10^{7}	6.3837x10^{7}	5.81331x10^{7}	6.2858x10^{7}	6.4455x10^{7}

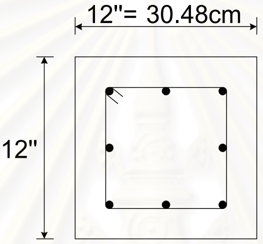
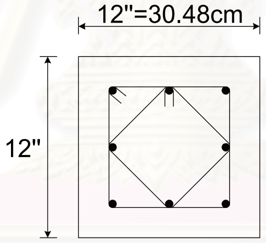
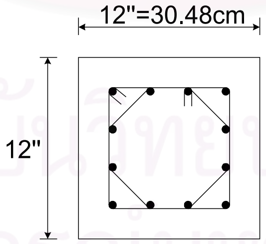
ส่วนสุดท้ายเป็นส่วนของการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กกับงานวิจัยในอดีต โดยโครงสร้างตัวอย่างเป็นโครงข้อแข็งพอร์ทอลขนาดกว้าง 1 ช่วงคาน และสูง 1 ชั้น เปรียบเทียบกับผลงานวิจัยของ Beaufait และ Williams (1968) และผลการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นโดยอรรถพร หาญวานิช (2540) ซึ่งรายละเอียดของโครงสร้างและผลการวิเคราะห์จะได้กล่าวต่อไป

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.2 การเปรียบเทียบผลการคำนวณความสัมพันธ์โมเมนต์และความโค้งของหน้าตัด

เนื่องจากในโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างที่นำเสนอได้มีการพัฒนาส่วนโปรแกรมย่อยเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งของหน้าตัดเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก จึงได้มีการตรวจสอบผลการคำนวณความสัมพันธ์ดังกล่าวกับงานวิจัยที่เสนอโดย Sheikh และ Yeh (1992) โดยหน้าตัดตัวอย่างที่ใช้ในการวิเคราะห์เป็นหน้าตัดของเสาดังแสดงในตารางที่ (4.3)

ตารางที่ (4.3) รายละเอียดของหน้าตัดที่ใช้ในการเปรียบเทียบความสัมพันธ์โมเมนต์และความโค้ง

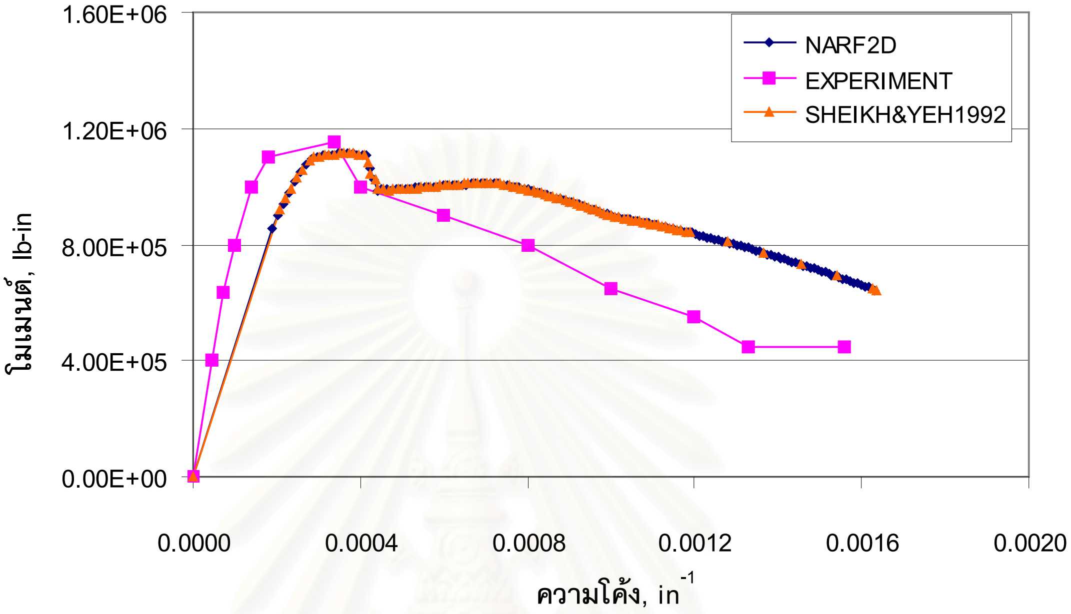
ตัวอย่างที่	ลักษณะหน้าตัด	รายละเอียดของหน้าตัด
1 (E8)		$8\phi 19\text{mm}$ $\rho_s = 0.84\%$ $s = 5" = 12.70\text{cm}$ $P/f_c'A_g = 0.78$
2 (A3)		$8\phi 19\text{mm}$ $\rho_s = 1.68\%$ $s = 4.5" = 11.43\text{cm}$ $P/f_c'A_g = 0.61$
3 (D14)		$12\phi 19\text{mm}$ $\rho_s = 1.68\%$ $s = 4.5" = 11.43\text{cm}$ $P/f_c'A_g = 0.75$

หมายเหตุ: ρ_s คืออัตราส่วนระหว่างปริมาตรของเหล็กเสริมตามขวางต่อแกนคอนกรีต s เป็นระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมตามขวางแต่ละเส้น P เป็นแรงตามแนวแกนที่กระทำต่อหน้าตัด f_c' เป็นกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต และ A_g เป็นพื้นที่ทั้งหมดของหน้าตัดคอนกรีต

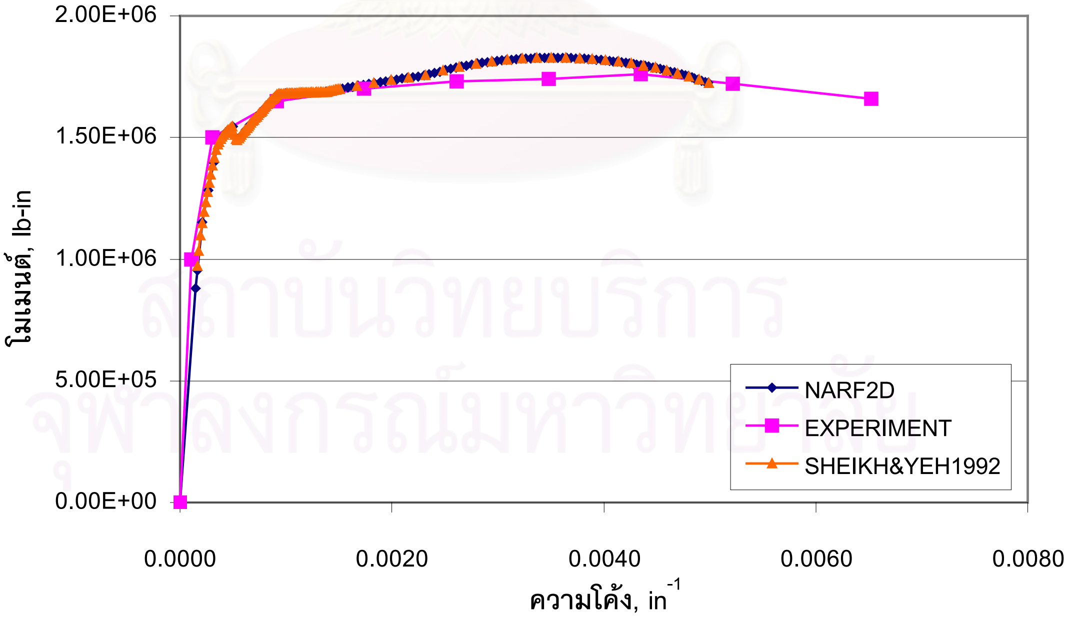
จากผลการวิเคราะห์หน้าตัดตัวอย่างดังกล่าว ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และแรงเฉือนเป็นไปดังแสดงในรูปที่ (4.3), (4.4) และ (4.5) สำหรับหน้าตัดตัวอย่างที่ 1 2 และ 3 ตาม

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

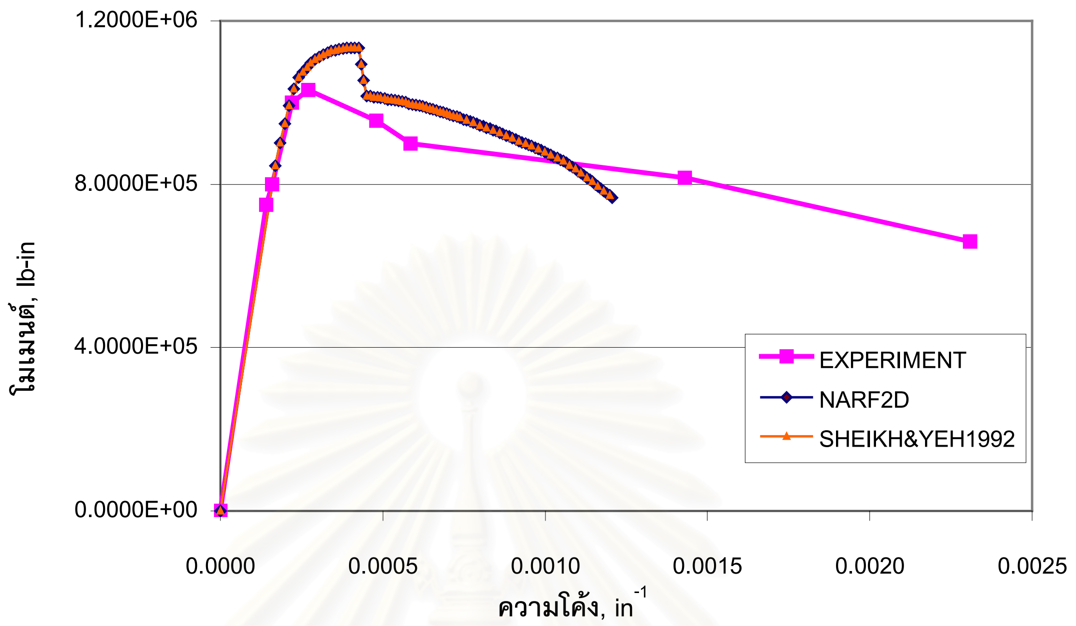
ลำดับ ซึ่งพบว่าได้ความสัมพันธ์ที่ได้มีค่าใกล้เคียงกับผลการวิเคราะห์ และผลการทดลองโดย Sheikh และคณะ (1992)



รูปที่ (4.3) ความสัมพันธ์โมเมนต์และความโค้งในหน้าตัดตัวอย่างที่ 1



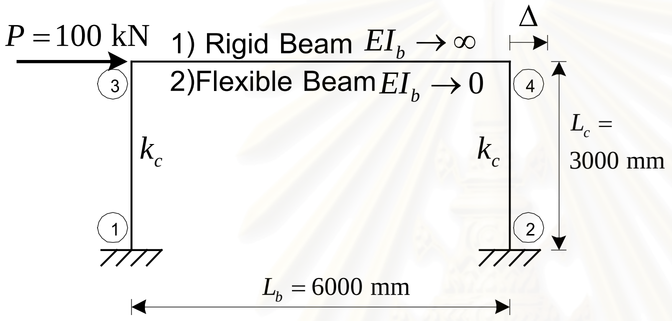
รูปที่ (4.4) ความสัมพันธ์โมเมนต์และความโค้งในหน้าตัดตัวอย่างที่ 2



รูปที่ (4.5) ความสัมพันธ์โมเมนต์และความโค้งในหน้าตัดตัวอย่างที่ 3

4.3 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็งพอร์ทอล (Portal frame) ในกรณีคานแข็งเกร็ง (Rigid beam) และคานยืดหยุ่น (Flexible beam)

โครงสร้างที่ใช้ในการเปรียบเทียบผล ได้แก่ โครงข้อแข็งพอร์ทอล (Portal frame) สูง 3.00 เมตร ความยาวช่วงคาน 6.00 เมตร ดังแสดงในรูปที่ (4.6) โดยมีคุณสมบัติของเสา ได้แก่ ค่าความแข็งเกร็งต่อการดัดเป็น (Flexural rigidity: EI_c) 6.4534x10^{10} กิโลนิวตัน-ตร.มม. และความแข็งเกร็งต่อการอัด (Axial rigidity: EA_c) 4.4557x10^{6} กิโลนิวตัน และกำหนดค่าความแข็งเกร็งต่อการเฉือนเป็น (Shear rigidity: $GA_{z,c}$) 1.0000x10^{9} กิโลนิวตัน (กำหนดค่า $GA_{z,c}$ ให้มีค่ามากเพื่อละทิ้งผลการเปลี่ยนแปลงรูปร่างเนื่องจากแรงเฉือน)



โดยแบ่งออกเป็น 2 กรณี คือ

(1) กรณีคานแข็งเกร็ง (Rigid beam) กำหนดให้ $EI_b \to \infty$

(2) กรณีคานยืดหยุ่น (Flexible beam) กำหนดให้ $EI_b \to 0$

รูปที่ (4.6) โครงสร้างตัวอย่างกรณีคานแข็ง และคานยืดหยุ่น

4.3.1 กรณีคานแข็งเกร็ง ($EI_b \to \infty$)

โครงข้อแข็งพอร์ทอลซึ่งมีคานเป็นแบบคานแข็งเกร็งสามารถคำนวณค่าสติฟเนสของเสาแต่ละต้น (ไม่คำนึงถึงผลของการเฉือน) ได้เป็น $k_c = 12EI_c/L_c^3 = 28.682$ กิโลนิวตันต่อมม. และภายใต้แรงกระทำในแนวราบที่จุดต่อ 3 ดังรูปที่ (4.6) $P = 100$ กิโลนิวตัน สามารถคำนวณค่าการเปลี่ยนตำแหน่งในแนวราบที่ชั้นบนได้เป็น $\Delta = P/2k_c = 1.74$ มม. ส่วนผลจากการคำนวณโดยโปรแกรมที่เสนอได้เป็น $\Delta = 1.75$ มม. มีค่าคลาดเคลื่อนเป็น 0.5 เปอร์เซ็นต์ และโมเมนต์ที่ฐานรองรับที่ 1 และ 2 สามารถคำนวณได้จาก $M_1 = M_2 = 6EI_c\Delta/L_c^2 = 74989$ กิโลนิวตัน-มม.ซึ่งผลการคำนวณโดยโปรแกรมที่เสนอได้เป็น $M_1 = M_2 = 75121$ กิโลนิวตัน-มม. มีค่าคลาดเคลื่อนเป็น 0.18 เปอร์เซ็นต์

4.3.2 กรณีคานยืดหยุ่น ($EI_b \to 0$)

โครงข้อแข็งพอร์ทอลซึ่งมีคานเป็นคานยืดหยุ่นสามารถคำนวณค่าสติฟเนสของเสาแต่ละต้น (ไม่คำนึงถึงผลของการเฉือน) ได้เป็น $k_c = 3EI_c/L_c^3 = 7.170$ กิโลนิวตันต่อมม. และ

ภายใต้แรงกระทำในแนวราบที่จุดต่อ 3 ดังรูปที่ (4.6) $P = 100$ กิโลนิวตัน สามารถคำนวณค่าการเปลี่ยนตำแหน่งในแนวราบที่ชั้นบนได้เป็น $\Delta = P/2k_c = 6.97$ มม. และผลคำนวณจากโปรแกรมที่เสนอได้เป็น $\Delta = 6.97$ มม. มีค่าคลาดเคลื่อนเป็น 0.01 เปอร์เซ็นต์ และโมเมนต์ที่ฐานรองรับที่ 1 และ 2 สามารถคำนวณได้จาก $M_1 = M_2 = 3EI_c\Delta/L_c^2 = 150009$ กิโลนิวตัน-มม. ซึ่งค่าจากผลการคำนวณโดยโปรแกรมที่เสนอได้เป็น $M_1 = M_2 = 149997$ กิโลนิวตัน-มม. มีค่าคลาดเคลื่อนเป็น 0.1 เปอร์เซ็นต์

4.4 การเปรียบเทียบเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างและของโครงสร้าง

การคำนวณเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างโดยโปรแกรมที่เสนอ (โปรแกรม NARF2D) ได้ใช้ค่าเมตริกซ์สติฟเนสซึ่งได้จากแบบจำลองการกระจายการคราก และแบบจำลองการกระจายพฤติกรรมแบบพลาสติก แต่สำหรับในกรณีที่โครงสร้างยังมีสภาพอยู่ในช่วงอีลาสติกอยู่ค่าเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างดังที่ได้กล่าวไว้ในบทที่ 2 อาจสามารถลดรูปลงได้ดังต่อไปนี้

จากสมการของเมตริกซ์สติฟเนสจากบทที่ 2 (สมการที่ 2.25) ในกรณีที่โครงสร้างยังอยู่ในสภาพอีลาสติกอยู่จะได้ว่า ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายระยะครากยังคงมีค่าเป็นศูนย์ ($\alpha_{i'} = \alpha_{j'} = 0.0$) ดังนั้นเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างจะเป็นไปดังสมการต่อไปนี้

$$\mathbf{K}'_e = \begin{bmatrix} k_{i'i'} & k_{i'j'} \\ k_{j'i'} & k_{j'j'} \end{bmatrix} \quad (4.1)$$

โดยที่
$$k_{i'i'} = k_{j'j'} = \frac{12EI_0 EI_{i'} EI_{j'}}{D_{et} L'}\left(4EI_{i'} EI_{j'} GA_z L'^2 + 12EI_0 EI_{i'} EI_{j'}\right) \quad (4.2ก)$$

$$k_{i'j'} = k_{j'i'} = -\frac{12EI_0 EI_{i'} EI_{j'}}{D_{et} L'}\left(-2EI_{i'} EI_{j'} GA_z L'^2 + 12EI_0 EI_{i'} EI_{j'}\right) \quad (4.2ข)$$

และ
$$D_{et} = 12GA_z L'^2 \left(EI_{i'} EI_{j'}\right)^2 + 144EI_0 EI_{i'} EI_{j'} \quad (4.2ค)$$

หากกำหนดให้ชิ้นส่วนโครงสร้างมีค่าสติฟเนสต่อการดัดของหน้าตัดเหมือนกันตลอดความยาว ($EI_{i'} = EI_{j'} = EI_0 = EI$) และให้ $a = (6EI)/(L'^2 GA_z)$ จะได้ว่า

$$k_{i'i'} = k_{j'j'} = \frac{2EI}{L'(1+2a)}\left(2 + a\right) \quad (4.3ก)$$

และ $$k_{i'j'} = k_{j'i'} = \frac{2EI}{L'(1+2a)}\left(1-a\right) \tag{4.3ข}$$

เมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างในกรณีที่คิดผลการเปลี่ยนแปลงรูปร่างเนื่องจากแรงเฉือนในกรณีคานหน้าตัดคงที่สามารถเขียนได้เป็น

$$\mathbf{K} = \frac{2EI}{L'\left(1+2a\right)}\begin{bmatrix} 2+a & 2+a \\ 1-a & 1-a \end{bmatrix} \quad \text{โดย} \quad a = \frac{6EI}{L'^2 GA_z} \tag{4.4}$$

จากสมการที่ (4.1) – (4.3) เมื่อเปรียบเทียบกับสมการที่ (4.4) ซึ่งอ้างอิงจากหนังสือวิเคราะห์โครงสร้างทั่วไป จะได้ว่าเป็นเมตริกซ์สติฟเนสเดียวกัน อย่างไรก็ตามเพื่อการตรวจสอบความถูกต้องของโปรแกรมจึงได้ทำการคำนวณสติฟเนสของโครงสร้างตัวอย่างที่ 1 เปรียบเทียบกับการคำนวณโดยใช้สมการที่ (4.4) ได้ค่าเป็นไปดังตารางต่อไปนี้

ตารางที่ (4.4) การเปรียบเทียบเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างในโครงสร้างตัวอย่างที่ 1

ชิ้นส่วนโครงสร้าง	เมตริกซ์สติฟเนส (kN.mm)	
	คำนวณโดย NARF2D	คำนวณจากสมการที่ (4.4)
เสา C1 และ C2	$\mathbf{K}_c = \begin{bmatrix} 82.091 & 39.069 \\ 39.069 & 82.091 \end{bmatrix} \text{x}10^6$	$\mathbf{K}_c = \begin{bmatrix} 82.091 & 39.069 \\ 39.069 & 82.091 \end{bmatrix} \text{x}10^6$
คาน B1	$\mathbf{K}_c = \begin{bmatrix} 54.753 & 26.823 \\ 26.823 & 54.753 \end{bmatrix} \text{x}10^6$	$\mathbf{K}_c = \begin{bmatrix} 54.753 & 26.823 \\ 26.823 & 54.753 \end{bmatrix} \text{x}10^6$

จากตารางจะเห็นได้ว่าค่าเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างซึ่งคำนวณโดยโปรแกรมได้ค่าตรงกับค่าเมตริกซ์สติฟเนสซึ่งคำนวณจากสูตรคำนวณของหนังสืออ้างอิง อย่างไรก็ตามได้มีการตรวจสอบการคำนวณในส่วนของเมตริกซ์สติฟเนสของโครงสร้างโดยค่าเมตริกซ์สติฟเนสที่ได้มีค่าเป็น

$$\mathbf{K}_{str} = \begin{bmatrix}
1.49\text{x}10^3 & & & & & & \text{Symmetry} & & & & \\
0 & 8.21\text{x}10^7 & & & & & & & & & \\
0 & 0 & 1.49\text{x}10^3 & & & & & & & & \\
0 & 0 & 0 & 8.21\text{x}10^7 & & & & & & & \\
-1.49\text{x}10^3 & 0 & 0 & 0 & 1.49\text{x}10^3 & & & & & & \\
0 & 3.91\text{x}10^7 & 0 & 0 & -1.36\text{x}10^4 & 1.37\text{x}10^8 & & & & & \\
0 & 0 & -1.49\text{x}10^3 & 0 & -4.53 & 1.36\text{x}10^4 & 1.49\text{x}10^3 & & & & \\
0 & 0 & 0 & 3.91\text{x}10^7 & -1.36\text{x}10^4 & 2.68\text{x}10^7 & 1.36\text{x}10^4 & 1.37\text{x}10^8 & & & \\
0 & 4.04\text{x}10^4 & 0 & 0 & 0 & 4.04\text{x}10^4 & 0 & 0 & 26.92 & & \\
0 & 0 & 0 & -4.04\text{x}10^4 & 0 & 0 & 0 & 4.04\text{x}10^4 & 0 & 26.92 & \\
0 & -4.04\text{x}10^4 & 0 & 4.04\text{x}10^4 & 0 & -4.04\text{x}10^4 & 0 & -4.04\text{x}10^4 & -26.92 & -26.92 & 53.85
\end{bmatrix}$$

โดยค่าที่ได้ตรงกับการคำนวณโดยใช้วิธีการรวมสติฟเนสโดยตรง (Direct stiffness method) จากเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างซึ่งคำนวณโดยสมการที่ (4.4)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

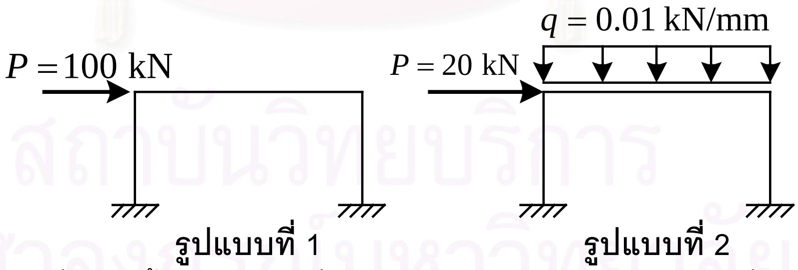
4.5 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กในกรณีโครงสร้างอยู่ในช่วงอีลาสติก (Elastic structural analysis of R/C frames)

โครงสร้างที่ใช้ในการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กในกรณีโครงสร้างอยู่ในช่วงอีลาสติก ได้แก่ โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 และ 2 โดยกำหนดให้ค่าโมเมนต์ที่จุดครากของหน้าตัดมีค่าสูงมากจนสามารถรับน้ำหนักได้โดยไม่เกิดการแตกร้าว และทำการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างทั้งสองแบบภายใต้แรงกระทำใน 2 ลักษณะ ได้แก่ (1) แรงกระทำที่จุดต่อและน้ำหนักบรรทุกคงที่ (น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 1 และ 2) และ (2) การทรุดตัวของฐานรองรับ (น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 3 และ 4) แล้วทำการเปรียบเทียบผลการคำนวณที่ได้กับผลจากการวิเคราะห์โดยโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง STAAD-III

4.5.1 กรณีโครงสร้างภายใต้แรงกระทำที่จุดต่อและน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วง

(1) โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 1 และ 2

น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 นี้แบ่งออกเป็น 2 รูปแบบ คือ (1) แรงกระทำแนวราบต่อจุดต่อที่ชั้นบนขนาด 100 กิโลนิวตัน (10.2 ตัน) และ (2) แรงกระทำแนวราบต่อจุดต่อที่ชั้นบนขนาด 20 กิโลนิวตัน (2.04 ตัน) และน้ำหนักบรรทุกแบบแผ่กระทำต่อคานขนาด 0.01 กิโลนิวตันต่อมม. (1.02 ตัน/เมตร) ดังแสดงในรูปที่ (4.7)



รูปที่ (4.7) น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ในกรณีโครงสร้างอยู่ในช่วงอีลาสติก

เมื่อได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำทั้ง 2 รูปแบบ โดยโปรแกรมที่เสนอ (NARF2D) และโปรแกรม STAAD-III ผลการเปลี่ยนตำแหน่งและแรงกระทำที่ฐานรองรับที่ได้มีค่าเป็นไปดังตารางที่ (4.5) และ (4.6) ตามลำดับ

ตารางที่ (4.5) ผลการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 1

ชนิดของ DOF	DOF No.*	**การเปลี่ยนตำแหน่ง** (Displacement)			DOF No.*	**แรงกระทำที่ฐานรองรับ** (Reaction)		
		NARF2D	STAAD-III	**% ความแตกต่าง**		NARF2D	STAAD-III	**% ความแตกต่าง**
ทางดิ่ง	5	1.3303E-02	1.3400E-02	-0.72	1	-19.76	-19.87	-0.56
	7	-1.3303E-02	-1.3400E-02	-0.72	3	19.76	19.87	-0.56
การหมุน	6	7.3105E-04	7.2000E-04	1.53	2	-90725.84	-90397.88	0.36
	8	7.3105E-04	7.2000E-04	1.53	4	-90725.84	-90397.88	0.36
ทางราบ	11	2.9536E+00	2.8170E+00	4.85	9	-50.00	-50.00	0.00
					10	-50.00	-50.00	0.00
Max				*4.85*	Max			*0.56*

หมายเหตุ: * ดูรูปที่ (4.1)

ตารางที่ (4.6) ผลการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 2

ชนิดของ DOF	DOF No.*	**การเปลี่ยนตำแหน่ง** (Displacement)			DOF No.*	**แรงกระทำที่ฐานรองรับ** (Reaction)		
		NARF2D	STAAD-III	**% ความแตกต่าง**		NARF2D	STAAD-III	**% ความแตกต่าง**
ทางดิ่ง	5	-1.7538E-02	-1.7500E-02	0.22	1	26.05	26.03	0.07
	7	-2.2859E-02	-2.2900E-02	-0.18	3	33.95	33.97	-0.05
การหมุน	6	4.1889E-04	4.1000E-04	2.17	2	-7492.09	-6755.50	10.90
	8	-1.2647E-04	-1.2000E-04	5.39	4	-28798.25	-29403.70	-2.06
ทางราบ	11	5.9072E-01	5.6340E-01	4.85	9	1.01	1.32	-23.30
					10	-21.01	-21.32	-1.44
Max				*5.39*	Max			*23.30*

หมายเหตุ: * ดูรูปที่ (4.1)

เมื่อพิจารณาผลการเปรียบเทียบระหว่างค่าการเปลี่ยนตำแหน่งซึ่งคำนวณได้จากโปรแกรมที่นำเสนอกับโปรแกรม STAAD-III จะได้ว่ามีความแตกต่างกันอยู่ 4.85 เปอร์เซ็นต์ในกรณีน้ำหนักบรรทุกแบบที่ 1 และ 5.39 เปอร์เซ็นต์ในกรณีน้ำหนักบรรทุกแบบที่ 2 จะเห็นได้ว่ามีค่าที่คำนวณได้ค่อนข้างแตกต่างกันโดยเฉพาะในกรณีของการหมุนของจุดต่อ และการเปลี่ยนตำแหน่งทางราบ โดยอาจมีสาเหตุเนื่องมาจากการเปลี่ยนตำแหน่งที่เกิดขึ้นค่อนข้างน้อยภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำที่กำหนดทำให้เมื่อเทียบเป็นร้อยละของความแตกต่างจึงเกิดเป็นค่าตัวเลขที่ค่อนข้างสูง ถึงแม้ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ได้จะมีค่าใกล้เคียงกันก็ตาม

ในกรณีผลของค่าแรงกระทำที่ฐานรองรับ กรณีน้ำหนักบรรทุกรูปแบบแรกแตกต่างกัน 0.56 เปอร์เซ็นต์ ในขณะที่น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 2 มีความแตกต่างกันสูงสุดเป็น 23.30 เปอร์เซ็นต์ เป็นที่สังเกตได้ว่าแรงกระทำที่ฐานรองรับในกรณีน้ำหนักบรรทุกในรูปแบบที่ 2 (แรงกระทำที่จุดต่อ+น้ำหนักบรรทุกคงที่แผ่ลงคาน) มีค่าแตกต่างกันในระดับที่มากพอสมควร

อย่างไรก็ตามจากที่ได้แสดงไปข้างต้นในเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างในกรณีที่คำนึงถึงผลของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างโดยผลของแรงเฉือนที่ใช้ในโปรแกรมที่นำเสนอมีค่าตรงกับที่เสนอโดยหนังสือวิเคราะห์โครงสร้างโดยทั่วไปซึ่งน่าจะมีความถูกต้องในการใช้ในการวิเคราะห์ นอกจากนี้สภาพแรงกระทำต่อโครงสร้างที่คำนวณได้ยังมีค่าอยู่ในสภาพสมดุล จึงได้ทำการตรวจสอบโดยวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 1 โดยกำหนดค่าความแข็งเกร็งต่อการเฉือน (Shear rigidity: GA_z) ให้มีค่าสูงขึ้นเพื่อลดผลของการเปลี่ยนตำแหน่งเนื่องจากแรงเฉือน ซึ่งผลที่ได้มีค่าเป็นไปดังตารางที่ (4.7) จะเห็นได้ว่าการเปลี่ยนตำแหน่ง และแรงกระทำที่ฐานรองรับที่คำนวณได้มีค่าใกล้เคียงกันมากขึ้นโดยอยู่ในระดับไม่ถึง 1 เปอร์เซ็นต์ จึงอาจสรุปได้ว่าเป็นผลกระทบเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงรูปร่างเนื่องจากแรงเฉือนที่ใช้โดยโปรแกรม STAAD-III มีลักษณะแตกต่างจากที่ใช้ในโปรแกรมที่นำเสนอ

ตารางที่ (4.7) ผลการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกในรูปแบบที่ 1 (ในกรณีที่ไม่คิดผลของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างเนื่องจากแรงเฉือน)

ชนิดของ DOF	DOF No.*	**การเปลี่ยนตำแหน่ง** (Displacement)			DOF No.*	**แรงกระทำที่ฐานรองรับ** (Reaction)		
		NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง		NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง
ทางดิ่ง	5	-1.7524E-02	-1.7500E-02	0.13	1	26.03	26.03	-0.01
	7	-2.2874E-02	-2.2900E-02	-0.11	3	33.97	33.97	0.01
การหมุน	6	4.0638E-04	4.1000E-04	-0.88	2	-6755.31	-6755.31	0.00
	8	-1.2006E-04	-1.2000E-04	0.05	4	-29403.85	-29403.85	0.00
ทางราบ	11	5.6339E-01	5.6340E-01	0.00	9	1.32	1.32	0.32
					10	-21.32	-21.32	0.02
Max				*0.88*	Max			*0.32*

หมายเหตุ: * ดูรูปที่ (4.1)

ตารางที่ (4.8) ผลการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบที่ 2 (กรณีไม่คิดผลการเปลี่ยนแปลงรูปร่างเนื่องจากแรงเฉือน) เปรียบเทียบกับโปรแกรม GRASP

ชนิดของ DOF	DOF No.*	**การเปลี่ยนตำแหน่ง** (Displacement)			DOF No.*	**แรงกระทำที่ฐานรองรับ** (Reaction)		
		NARF2D	GRASP	% ความแตกต่าง		NARF2D	GRASP	% ความแตกต่าง
ทางดิ่ง	5	-1.7524E-02	-1.7524E-02	0.00	1	26.03	26.03	0.00
	7	-2.2874E-02	-2.2874E-02	0.00	3	33.97	33.97	0.00
การหมุน	6	4.0638E-04	4.0638E-04	0.00	2	-6755.31	-6755.31	0.00
	8	-1.2006E-04	-1.2006E-04	0.00	4	-29403.85	-29403.80	0.00
ทางราบ	11	5.6339E-01	5.6340E-01	0.00	9	1.32	1.32	0.00
					10	-21.32	-21.32	0.00
Max				*0.00*	Max			*0.00*

หมายเหตุ: * ดูรูปที่ (4.1)

นอกจากนี้ได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกในรูปแบบที่ 2 โดยโปรแกรม GRASP ซึ่งเป็นโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างซึ่งไม่คิดผลของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างเนื่องจากแรงเฉือน และนำเมื่อผลการวิเคราะห์ที่ได้มาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์โดยโปรแกรมที่เสนอ (ในกรณีที่ไม่คำนึงถึงผลของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างเนื่องจากแรงเฉือน) ได้ผลแสดงดังตารางที่ (4.8) ซึ่งจะเห็นได้ว่าค่าที่ได้ค่อนข้างมีความใกล้เคียงกันมาก

อย่างไรก็ตามในการตรวจสอบผลการวิเคราะห์โครงสร้างซึ่งมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติกโดยโปรแกรมที่นำเสนอ ยังคงใช้การเปรียบเทียบผลการคำนวณกับโปรแกรม STAAD-III ทั้งนี้เพื่อให้ค่าที่คำนวณได้มีแนวโน้มของคำตอบอยู่ในขนาดที่ใกล้เคียงกับการวิเคราะห์โดยโปรแกรมทั่ว ไป

ผลการวิเคราะห์แรงภายในของโครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทั้งสองรูปแบบ เปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์โดยโปรแกรม STAAD-III ซึ่งแสดงอยู่ในรูปโมเมนต์กระทำต่อหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างโดยมีค่าดังตารางที่ (4.9) โดยให้ค่าแตกต่างกันสูงสุดเป็น 0.55 และ 10.90 เปอร์เซ็นต์ สำหรับกรณีน้ำหนักบรรทุกแบบที่ 1 และ 2 ตามลำดับ

ตารางที่ (4.9) โมเมนต์กระทำต่อหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างของโครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำในรูปแบบที่ 1 และ 2

ชิ้นส่วน*	**จุดต่อ**	**โมเมนต์กระทำต่อหน้าตัด** (kN.mm)			**โมเมนต์กระทำต่อหน้าตัด** (kN.mm)		
		NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง	NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง
C01	ล่าง	28334.81	28490.86	-0.55	46479.97	46890.58	-0.88
	บน	-28334.81	-28490.87	-0.55	-16479.97	-16444.30	0.22
C02	ล่าง	28334.81	28490.86	-0.55	46479.97	46250.13	0.50
	บน	-28334.81	-28490.86	-0.55	-16479.97	-16696.42	-1.30
B01	ซ้าย	28334.81	28490.87	-0.55	16479.97	16444.32	0.22
	ขวา	28334.81	28490.87	-0.55	16479.97	16696.43	-1.30
Max				0.55	Max		1.30

หมายเหตุ: * ดูรูปที่ (4.1)

(2) โครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกในรูปแบบที่ 1 และ 2

น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ในกรณีนี้มี 2 รูปแบบ คือ (1) แรงกระทำแนวราบที่จุดต่อชั้นที่ 1 และ 2 เป็น 34.335 และ 68.670 กิโลนิวตัน (3.5 และ 7.0 ตัน) ตามลำดับ และ (2) แรงกระทำแนวราบที่จุดต่อชั้นที่ 1 และ 2 เป็น 12.50 และ 25.00 กิโล

นิวตัน (1.27 และ 2.55 ตัน) ร่วมกับน้ำหนักบรรทุกแบบแผ่กระทำต่อคานชั้นที่ 2 ขนาด 0.01 กิโลนิวตันต่อมม. (1.02 ตัน/เมตร) ดังแสดงในรูปที่ (4.8)

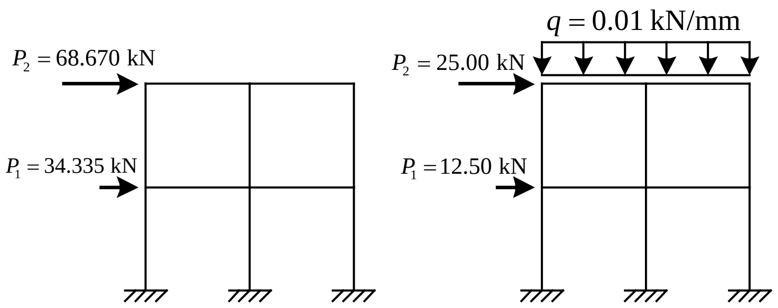
ตารางที่ (4.10) ผลการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกในรูปแบบที่ 1

ชนิดของ DOF	DOF No.*	การเปลี่ยนตำแหน่ง(Displacement)			DOF No.*	แรงกระทำที่ฐานรองรับ (Reaction)		
		NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง		NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง
ทางดิ่ง	7	1.2047E-01	1.2080E-01	-0.28	1	-57.17	-57.31	-0.24
	9	-4.4749E-19	0.0000E+00	-	3	0.00	0.00	-
	11	-1.2047E-01	-1.2080E-01	-0.28	5	57.17	57.31	-0.24
	13	1.5968E-01	1.5980E-01	-0.08				
	15	0.0000E+00	0.0000E+00	-				
	17	-1.5968E-01	-1.5980E-01	-0.08				
การหมุน	8	2.0012E-03	1.9200E-03	4.23	2	-64009.04	-63598.54	0.65
	10	9.1172E-04	8.4000E-04	8.54	4	-72648.24	-72526.32	0.17
	12	2.0012E-03	1.9200E-03	4.23	6	-64009.04	-63598.54	0.65
	14	1.0190E-03	9.7000E-04	5.05				
	16	4.4461E-04	4.1000E-04	8.44				
	18	1.0190E-03	9.7000E-04	5.05				
ทางราบ	22	1.1533E+01	1.1175E+01	3.20	19	-31.83	-31.78	0.15
	23	2.1631E+01	2.0915E+01	3.42	20	-39.35	-39.45	-0.25
					21	-31.83	-31.78	0.15
	Max		**ทางดิ่ง**	0.28	Max			*0.65*
			การหมุน	8.54				
			ทางราบ	3.42				
			ทั้งหมด	*8.54*				

หมายเหตุ: * ดูรูปที่ (4.2)

พิจารณาตารางที่ (4.10) แสดงผลการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 1 จะเห็นได้ว่าได้ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งซึ่งคำนวณโดยโปรแกรมที่นำเสนอแตกต่างกับโปรแกรม STAAD-III มากที่สุดถึง 8.54 เปอร์เซ็นต์ อย่างไรก็ตามเป็นที่สังเกตได้ว่าความแตกต่างเกิดขึ้นค่อนข้างสูงในส่วนของมุมหมุนของจุดต่อ ซึ่งภายใต้น้ำหนักบรรทุกในรูปแบบที่ 1 ก่อให้เกิดการหมุนของจุดต่อน้อยมากจึงทำให้ค่าความแตกต่างที่ทำการเปรียบเทียบในรูปร้อยละจึงมีค่าสูง ในขณะที่ค่าแรงกระทำต่อฐานรองรับของโครงสร้างให้ค่าที่ค่อนข้างใกล้เคียงกันคือมีความแตกต่างกันไม่เกิน 0.65 เปอร์เซ็นต์

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปแบบที่ 1 **รูปแบบที่ 2**

รูปที่ (4.8) น้ำหนักบรรทุกกระทำต่อโครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ในกรณีโครงสร้างอยู่ในช่วงอีลาสติก

ตารางที่ (4.11) ผลการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกในรูปแบบที่ 2

ชนิดของ DOF	DOF No.*	**การเปลี่ยนตำแหน่ง** (Displacement)			DOF No.*	**แรงกระทำที่ฐานรองรับ** (Reaction)		
		NARF2D	STAAD-III	**% ความแตกต่าง**		NARF2D	STAAD-III	**% ความแตกต่าง**
ทางดิ่ง	7	1.0904E-02	1.1060E-02	-1.41	1	-5.17	-5.25	-1.39
	9	-8.1594E-02	-8.1690E-02	-0.12	3	38.72	38.77	-0.12
	11	-7.6811E-02	-7.6860E-02	-0.06	5	36.45	36.48	-0.07
	13	-6.4174E-03	-6.2000E-03	3.51				
	15	-1.6590E-01	-1.6622E-01	-0.19				
	17	-1.2268E-01	-1.2258E-01	0.08				
การหมุน	8	7.0885E-04	6.8100E-04	4.09	2	-23460.43	-23309.79	0.65
	10	3.3192E-04	3.0600E-04	8.47	4	-26448.32	-26403.93	0.17
	12	7.4825E-04	7.1900E-04	4.07	6	-23145.83	-22997.59	0.64
	14	6.1365E-04	5.8900E-04	4.18				
	16	1.6187E-04	1.4900E-04	8.63				
	18	1.2828E-04	1.1800E-04	8.72				
ทางราบ	22	4.1986E+00	4.0685E+00	3.20	19	-11.72	-11.70	0.18
	23	7.8749E+00	7.6143E+00	3.42	20	-14.33	-14.36	-0.25
					21	-11.45	-11.44	0.13
	Max		ทางดิ่ง	3.51	Max			*1.39*
			การหมุน	8.72				
			ทางราบ	3.42				
			ทั้งหมด	*8.72*				

หมายเหตุ: * ดูรูปที่ (4.2)

การเปลี่ยนตำแหน่งและแรงกระทำที่ฐานรองรับในกรณีโครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 2 มีค่าเป็นไปดังตารางที่ (4.11) ความแตกต่างของการเปลี่ยนตำแหน่งซึ่งคำนวณได้โดยโปรแกรมที่เสนอกับโปรแกรม STAAD-III มีค่าสูงสุดเป็น 8.72 เปอร์เซ็นต์ แต่ความแตกต่างในแต่ละดีกรีความอิสระเริ่มมีมากขึ้น ซึ่งเกิดเนื่องจากความแตกต่างกันในการพิจารณาการเปลี่ยนแปลงรูปร่างเนื่องจากแรงเฉือนโดยโปรแกรมที่นำเสนอกับโปรแกรม

STAAD-III ดังที่ได้กล่าวไปแล้วในกรณีโครงสร้างตัวอย่างที่ 1 อย่างไรก็ตามสำหรับแรงกระทำที่ฐานรองรับของโครงสร้างผลจากการวิเคราะห์โดยโปรแกรมที่นำเสนอให้ค่าใกล้เคียงกับโปรแกรม STAAD-III มาก (มีค่ามากสุดเป็น 1.39 เปอร์เซ็นต์)

ตารางที่ (4.12) โมเมนต์กระทำต่อหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างของโครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำในรูปแบบที่ 1 และ 2

ชิ้นส่วน*	**จุดต่อ**	**โมเมนต์กระทำต่อหน้าตัด** (kN.mm)					
		น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 1			**น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 2**		
		NARF2D	STAAD-III	**% ความแตกต่าง**	NARF2D	STAAD-III	**% ความแตกต่าง**
C01	ล่าง	-64009.04	-63598.54	0.65	-23460.43	-23309.79	0.65
	บน	-47385.19	-47624.28	-0.50	-17572.02	-17650.29	-0.44
C02	ล่าง	-72648.24	-72526.32	0.17	-26448.32	-26403.93	0.17
	บน	-65080.81	-65545.51	-0.71	-23693.32	-23862.49	-0.71
C03	ล่าง	-64009.04	-63598.54	0.65	-23145.83	-22997.59	0.64
	บน	-47385.19	-47624.28	-0.50	-16930.09	-17025.90	-0.56
C04	ล่าง	-29239.19	-29273.10	-0.12	-9031.53	-9012.83	0.21
	บน	-37381.54	-37165.37	0.58	-9820.72	-9774.44	0.47
C05	ล่าง	-51612.36	-51945.97	-0.64	-18790.00	-18911.46	-0.64
	บน	-55491.17	-55522.09	-0.06	-20202.12	-20213.38	-0.06
C06	ล่าง	-29239.19	-29273.09	-0.12	-12258.11	-12301.49	-0.35
	บน	-37381.54	-37165.37	0.58	-17397.53	-17286.39	0.64
B01	ซ้าย	76624.38	76897.36	-0.35	26603.55	26663.12	-0.22
	ขวา	58346.58	58745.73	-0.68	20279.89	20370.09	-0.44
B02	ซ้าย	58346.58	58745.73	-0.68	22203.43	22403.85	-0.89
	ขวา	76624.38	76897.36	-0.35	29188.19	29327.39	-0.47
B03	ซ้าย	37381.54	37165.37	0.58	9820.72	9774.44	0.47
	ขวา	27745.59	27761.04	-0.06	22657.88	22809.07	-0.66
B04	ซ้าย	27745.59	27761.04	-0.06	-2455.76	-2595.69	-5.39
	ขวา	37381.54	37165.37	0.58	17397.53	17286.40	0.64
Max				**0.71**	Max		**5.39**

หมายเหตุ: * ดูรูปที่ (4.2)

สำหรับค่าโมเมนต์ภายในซึ่งกระทำต่อหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างมีค่าเป็นไปดังตารางที่ (4.12) โดยในกรณีภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 1 ค่าที่คำนวณได้โดยโปรแกรมที่นำ

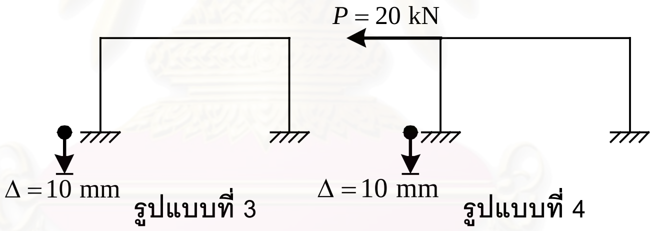
เสนอมีค่าแตกต่างจากผลจากโปรแกรม STAAD-III สูงสุดเป็น 0.71 เปอร์เซ็นต์ ส่วนในกรณีน้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 2 ความแตกต่างมีมากขึ้นถึง 5.39 เปอร์เซ็นต์

4.5.2 กรณีโครงสร้างภายใต้ผลของการทรุดตัวของฐานรองรับ

การวิเคราะห์โครงสร้างในกรณีนี้น้ำหนักบรรทุกกระทำที่ใช้แบ่งออกเป็น 2 รูปแบบ คือ (1) ผลของการทรุดตัวของฐานรองรับเพียงอย่างเดียว (น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 3) และ (2) ผลของการทรุดตัวของฐานรองรับร่วมกับแรงกระทำที่จุดต่อของโครงสร้าง (น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 4) ซึ่งผลของการวิเคราะห์จะได้กล่าวถึงดังต่อไปนี้

(1) โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 3 และ 4

น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ในกรณีนี้แบ่งออกเป็น 2 รูปแบบ คือ (1) การทรุดตัวที่ฐานรองรับที่ 1 ขนาด 10 มม. และ (2) การทรุดตัวที่ฐานรองรับที่ 1 ขนาด 10 มม. ร่วมกับแรงกระทำที่จุดต่อที่ชั้นบนไปทางซ้ายขนาด 20 กิโลนิวตัน (2.04 ตัน) ดังแสดงในรูปที่ (4.9)



รูปที่ (4.9) น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 3 และ 4 สำหรับโครงสร้างตัวอย่าง 1

ตารางที่ (4.13) ผลการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 3

ชนิดของ DOF	DOF No.*	การเปลี่ยนตำแหน่ง			DOF No.*	แรงกระทำที่ฐานรองรับ		
		NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง		NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง
ทางดิ่ง	5	-9.9936E+00	-9.9936E+00	0.00	1	-9.44	-9.50	-0.58
	7	-6.3592E-03	-6.4000E-03	-0.64	3	9.44	9.50	-0.58
การหมุน	6	-1.3172E-03	-1.3200E-03	-0.21	2	28334.81	28490.86	-0.55
	8	-1.3172E-03	-1.3200E-03	-0.21	4	28334.81	28490.86	-0.55
ทางราบ	11	-1.9758E+00	-1.9867E+00	-0.55	9	0.00	0.00	-
					10	0.00	0.00	-
Max				*0.64*	Max			*0.58*

หมายเหตุ: * ดูรูปที่ (4.1)

ผลการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้การทรุดตัวของฐานรองรับเพียงอย่างเดียว (น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 3) มีค่าเป็นไปดังตารางที่ (4.13) โดยการเปลี่ยนตำแหน่งที่แต่ละดีกรีความอิสระที่คำนวณโดยโปรแกรมที่เสนอแตกต่างจากโปรแกรม STAAD-III มากที่สุดเป็น 0.64 เปอร์เซ็นต์ ส่วนแรงกระทำที่ฐานรองรับมีค่าแตกต่างกันมากสุดเป็น 0.58 เปอร์เซ็นต์

ตารางที่ (4.14) ผลการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 4

ชนิดของ DOF	DOF No.*	การเปลี่ยนตำแหน่ง			DOF No.*	แรงกระทำที่ฐานรองรับ		
		NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง		NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง
ทางดิ่ง	5	-9.9963E+00	-9.9963E+00	0.00	1	-5.49	-5.52	-0.48
	7	-3.6986E-03	-3.7000E-03	-0.04	3	5.49	5.52	-0.48
การหมุน	6	-1.4634E-03	-1.4700E-03	-0.45	2	46479.97	46890.58	-0.88
	8	-1.4634E-03	-1.4600E-03	0.23	4	46479.97	46250.13	0.50
ทางราบ	11	-2.5665E+00	-2.5500E+00	0.65	9	10.00	10.15	-1.48
					10	10.00	9.85	1.52
	Max			*0.65*	Max			*1.52*

หมายเหตุ: * ดูรูปที่ (4.1)

สำหรับโครงสร้างตัวอย่างภายใต้ผลของการทรุดตัวของฐานรองรับร่วมกับแรงกระทำที่จุดต่อในกรณีน้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 4 มีผลการเปลี่ยนตำแหน่ง และแรงกระทำที่ฐานรองรับที่วิเคราะห์โดยโปรแกรมที่นำเสนอเปรียบเทียบกับผลจากโปรแกรม STAAD-III ดังแสดงในตารางที่ (4.14) และมีความแตกต่างกันสูงสุดเป็น 0.65 และ 1.52 เปอร์เซ็นต์ตามลำดับ

ตารางที่ (4.15) โมเมนต์กระทำต่อหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างของโครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกในรูปแบบที่ 3 และ 4

ชิ้นส่วน*	จุดต่อ	โมเมนต์กระทำต่อหน้าตัด (kN.mm)			โมเมนต์กระทำต่อหน้าตัด (kN.mm)		
		NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง	NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง
C01	ล่าง	28334.81	28490.86	-0.55	46479.97	46890.58	-0.88
	บน	-28334.81	-28490.87	-0.55	-16479.97	-16444.30	0.22
C02	ล่าง	28334.81	28490.86	-0.55	46479.97	46250.13	0.50
	บน	-28334.81	-28490.86	-0.55	-16479.97	-16696.42	-1.30
B01	ซ้าย	28334.81	28490.87	-0.55	16479.97	16444.32	0.22
	ขวา	28334.81	28490.87	-0.55	16479.97	16696.43	-1.30
Max				0.55	Max		1.30

หมายเหตุ: * ดูรูปที่ (4.1)

ผลการคำนวณค่าโมเมนต์กระทำต่อหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างในกรณีโครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 3 และ 4 มีค่าแสดงดังตารางที่ (4.15) ซึ่งมีผล

การคำนวณโมเมนต์โดยโปรแกรมที่นำเสนอใกล้เคียงกับผลจากโปรแกรม STAAD-III โดยแตกต่างกันเพียง 0.55 และ 1.30 เปอร์เซ็นต์ สำหรับน้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 3 และ 4 ตามลำดับ

(2) โครงสร้างตัวอย่าง 2 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำรูปแบบที่ 3 และ 4

น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ในกรณีนี้แบ่งออกเป็น 2 รูปแบบ คือ (1) การทรุดตัวที่ฐานรองรับที่ 1 และ 2 ขนาด 20 และ 10 มม. ตามลำดับ และ (2) การทรุดตัวที่ฐานรองรับที่ 1 และ 2 ขนาด 20 และ10 มม.ตามลำดับร่วมกับแรงกระทำที่จุดต่อไปทางซ้ายขนาด 12.5 และ 25.0 กิโลนิวตัน สำหรับชั้นที่ 1 และ 2 ตามลำดับ (1.27 และ 2.55 ตัน) ดังแสดงในรูปที่ (4.10)

ตารางที่ (4.16) ผลการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 3

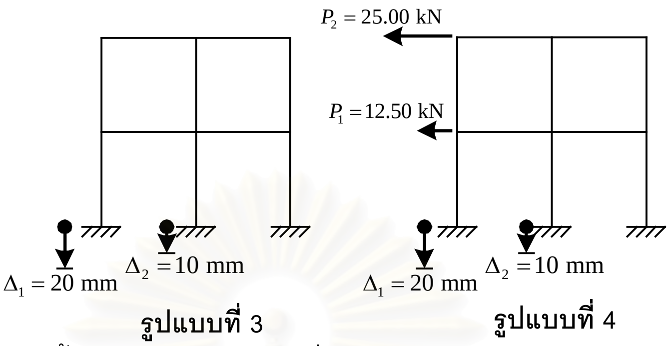
ชนิดของ DOF	DOF No.*	การเปลี่ยนตำแหน่ง (Displacement)			DOF No.*	แรงกระทำที่ฐานรองรับ (Reaction)		
		NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง		NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง
ทางดิ่ง	7	-2.00E+01	-2.00E+01	0.00	1	-4.75	-4.76	-0.25
	9	-1.0000E+01	-1.0000E+01	-	3	0.00	0.00	-
	11	-1.0005E-02	-1.0000E-02	0.05	5	4.75	4.76	-0.25
	13	-1.9989E+01	-1.9989E+01	0.00				
	15	-1.0000E+01	-1.0000E+01	0.00				
	17	-1.07E-02	-1.07E-02	-0.32				
การหมุน	8	-2.62E-03	-2.63E-03	-0.28	2	11444.46	11493.00	-0.42
	10	-2.7590E-03	-2.7700E-03	-0.40	4	10346.85	10354.70	-0.08
	12	-2.6226E-03	-2.6300E-03	-0.28	6	11444.46	11493.10	-0.42
	14	-2.8490E-03	-2.8500E-03	-0.03				
	16	-2.8360E-03	-2.8400E-03	-0.14				
	18	-2.85E-03	-2.85E-03	-0.03				
ทางราบ	22	-4.67E+00	-4.68E+00	-0.32	19	0.32	0.32	-1.50
	23	-1.4316E+01	-1.4348E+01	-0.22	20	-0.63	-0.65	-3.02
					21	0.32	0.32	-1.50
	Max		ทางดิ่ง	0.32	Max			*3.02*
			การหมุน	0.40				
			ทางราบ	0.32				
			ทั้งหมด	*0.40*				

หมายเหตุ: * ดูรูปที่ (4.2)

ผลการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ภายใต้ผลของการทรุดตัวเพียงอย่างเดียวในน้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 3 แสดงดังตารางที่ (4.16) โดยการเปลี่ยนตำแหน่งและแรงกระทำที่ฐานรองรับจากโปรแกรมที่เสนอมีค่าแตกต่างจากโปรแกรม STAAD-III มากสุดเป็น 0.40 และ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

3.02 เปอร์เซ็นต์ตามลำดับ อย่างไรก็ตามในกรณีของค่าแรงกระทำที่ฐานรองรับค่าแรงที่แตกต่างกันมากสุดเกิดในดีกรีความอิสระทางราบซึ่งมีค่าแรงต่ำมากภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบนี้ (รูปแบบที่ 3) จึงทำให้ค่าแรงที่ผิดไปเมื่อเทียบเป็นร้อยละจึงมีค่าสูงกว่าในตำแหน่งอื่น



.รูปที่ (4.10) น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 3 และ 4 สำหรับโครงสร้างตัวอย่างที่ 3

ตารางที่ (4.17) ผลการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 4

ชนิดของ DOF	DOF No.*	การเปลี่ยนตำแหน่ง (Displacement)			DOF No.*	แรงกระทำที่ฐานรองรับ (Reaction)		
		NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง		NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง
ทางดิ่ง	7	-2.0034E+01	-2.0034E+01	0.00	1	16.07	16.10	-0.21
	9	-1.0000E+01	-1.0000E+01	-	3	0.00	0.00	-
	11	3.3853E-02	3.3900E-02	-0.14	5	-16.07	-16.10	-0.21
	13	-2.0047E+01	-2.0048E+01	0.00				
	15	-1.0000E+01	-1.0000E+01	-				
	17	4.7466E-02	4.7500E-02	-0.07				
การหมุน	8	-3.3511E-03	-3.3300E-03	0.63	2	34747.59	34646.70	0.29
	10	-3.0909E-03	-3.0700E-03	0.68	4	36795.17	36758.70	0.10
	12	-3.3511E-03	-3.3300E-03	0.63	6	34747.59	34646.70	0.29
	14	-3.2200E-03	-3.2000E-03	0.63				
	16	-2.9979E-03	-2.9900E-03	0.26				
	18	-3.2200E-03	-3.2000E-03	0.63				
ทางราบ	22	-8.8677E+00	-8.7523E+00	1.32	19	11.90	11.89	0.10
	23	-2.2191E+01	-2.1963E+01	1.04	20	13.70	13.72	-0.18
					21	11.90	11.89	0.10
	Max		ทางดิ่ง	0.14		Max		*0.29*
			การหมุน	0.68				
			ทางราบ	1.32				
			ทั้งหมด	*1.32*				

หมายเหตุ: * ดูรูปที่ (4.2)

สำหรับกรณีโครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ภายใต้ผลของการทรุดตัวของฐานรองรับร่วมกับแรงกระทำที่จุดต่อ (น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 4) การเปลี่ยนตำแหน่งและแรงกระทำที่ฐานรองรับที่คำนวณได้จากโปรแกรมที่เสนอเปรียบเทียบกับผลจากโปรแกรม STAAD-III มีค่าแตกต่างกัน

สูงสุดเป็น 1.32 และ 0.29 เปอร์เซ็นต์ตามลำดับดังในตารางที่ (4.17) จะเห็นได้ว่าความแตกต่างที่เกิดขึ้นในแรงกระทำที่ฐานรองรับมีค่าลดลงจากในกรณีน้ำหนักบรรทุกกระทำแบบที่ 3 เนื่องจากขนาดของแรงกระทำให้แต่ละตำแหน่งมีค่าเพิ่มขึ้น (เมื่อพิจารณาเทียบเป็นเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างจึงมีค่าไม่สูงมากนัก)

ตารางที่ (4.18) โมเมนต์กระทำต่อหน้าตัดของโครงสร้างตัวอย่างที่ 2
ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 3 และ 4

ชิ้นส่วน*	จุดต่อ	โมเมนต์กระทำต่อหน้าตัด (kN.mm)					
		น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 3			น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 4		
		NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง	NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง
C01	ล่าง	11444.46	11493.00	-0.42	34747.59	34646.70	0.29
	บน	-10341.31	-10363.90	-0.22	6909.75	6974.20	-0.92
C02	ล่าง	10346.85	10354.70	-0.08	36795.17	36758.70	0.10
	บน	-12553.16	-12613.00	-0.47	11140.16	11249.50	-0.97
C03	ล่าง	11444.46	11493.10	-0.42	34747.59	34646.70	0.29
	บน	-10341.31	-10363.90	-0.22	6909.75	6974.20	-0.92
C04	ล่าง	1437.38	1415.10	1.57	12082.20	12072.20	0.08
	บน	-439.98	-406.10	8.34	13169.14	13124.30	0.34
C05	ล่าง	-677.59	-721.30	-6.06	18112.40	18190.10	-0.43
	บน	-1317.20	-1296.50	1.60	18884.92	18916.90	-0.17
C06	ล่าง	1437.38	1415.10	1.57	12082.20	12072.20	0.08
	บน	-439.98	-406.10	8.34	13169.14	13124.30	0.34
B01	ซ้าย	8903.93	8948.90	-0.50	-18991.94	-19046.40	-0.29
	ขวา	6615.38	6667.20	-0.78	-14626.28	-14719.80	-0.64
B02	ซ้าย	6615.38	6667.20	-0.78	-14626.28	-14719.80	-0.64
	ขวา	8903.93	8948.80	-0.50	-18991.94	-19046.40	-0.29
B03	ซ้าย	439.98	406.10	8.34	-13169.14	-13124.30	0.34
	ขวา	658.60	648.20	1.60	-9442.46	-9458.50	-0.17
B04	ซ้าย	658.60	648.20	1.60	-9442.46	-9458.50	-0.17
	ขวา	439.98	406.10	8.34	-13169.14	-13124.30	0.34
Max				8.34	Max		0.97

หมายเหตุ: * ดูรูปที่ (4.2)

พิจารณาตารางที่ (4.18) แสดงโมเมนต์กระทำที่หน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างของโครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำในรูปแบบที่ 3 และ 4 ความแตกต่างของ

โมเมนต์ซึ่งคำนวณจากโปรแกรมที่เสนอเปรียบเทียบกับผลจากโปรแกรม STAAD-III ในกรณีน้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 3 เป็น 8.34 เปอร์เซ็นต์ และ ในกรณีน้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 4 เป็น 0.97 เปอร์เซ็นต์ จะเห็นได้ว่าค่าความแตกต่างในกรณีแรกมีค่าค่อนข้างสูง อย่างไรก็ตามค่าโมเมนต์ในหน้าตัดที่มีความแตกต่างกันสูงเกิดในคานที่มีขนาดของโมเมนต์ค่อนข้างต่ำเมื่อเทียบกับในชิ้นส่วนโครงสร้างอื่น ๆ จึงเป็นเหตุให้เกิดความแตกต่างในแง่ของการคำนวณเกิดขึ้นได้มากกว่าเมื่อเทียบเป็นร้อยละ ในขณะที่ในกรณีหลังค่าโมเมนต์กระทำต่อหน้าตัดมีค่าไม่แตกต่างกันมากนักเนื่องจากไม่มีค่าโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในหน้าตัดของแต่ละชิ้นส่วนโครงสร้างซึ่งมีค่าต่ำมากเมื่อเทียบกับชิ้นส่วนโครงสร้างอื่น

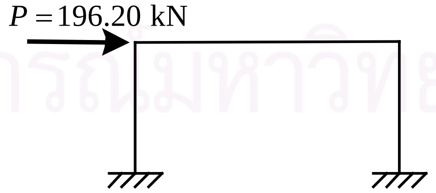
4.6 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กในกรณีโครงสร้างอยู่ในช่วงอินอีลาสติก

โครงสร้างที่ใช้ในการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กในกรณีโครงสร้างอยู่ในช่วงอินอีลาสติก ได้แก่ โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 และ 2 ซึ่งมีคุณสมบัติเป็นดังตารางที่ (4.1) และ (4.2) ที่กล่าวไปข้างต้น และทำการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างทั้งสองแบบภายใต้แรงดันทางข้าง แล้วทำการเปรียบเทียบผลการคำนวณที่ได้กับผลจากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม IDARC2D ver. 4.0

(1) โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 5

ลักษณะน้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการวิเคราะห์ในกรณีนี้มีลักษณะเป็นไปดังรูปที่ (4.11) เป็นแรงดันทางข้างกระทำต่อจุดต่อบนของโครงสร้าง โดยที่การวิเคราะห์เป็นการวิเคราะห์แบบแรงดันด้านข้างเพื่อพิจารณาพฤติกรรมของโครงสร้างที่เปลี่ยนแปลงไปตามค่าแรงดันทางข้างที่เพิ่มขึ้น

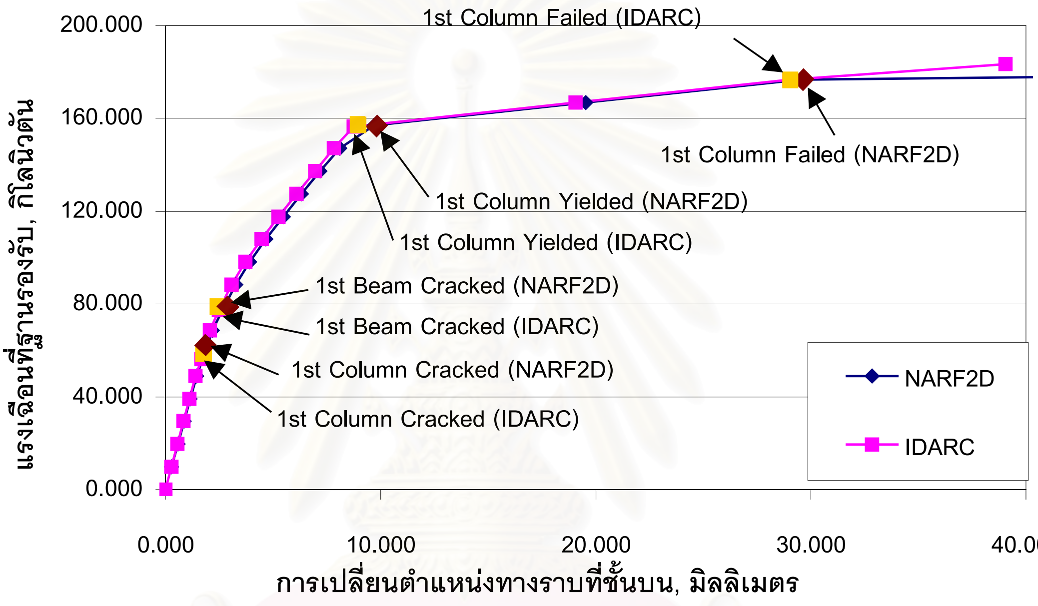
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ (4.11) น้ำหนักบรรทุกกระทำต่อโครงสร้างตัวอย่างที่ 1 รูปแบบที่ 5

จากการวิเคราะห์ดังกล่าวความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นบนของโครงสร้างซึ่งคำนวณโดยโปรแกรมที่เสนอ เปรียบเทียบกับโปรแกรม IDARC จะเป็นไปดังรูปที่ (4.12) โดยแกนราบแทนการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นบนของโครงสร้าง และแกนดิ่ง

แสดงค่าแรงเฉือนที่ฐานรองรับของโครงสร้าง เส้นกราฟเส้นสีน้ำเงินแทนผลการวิเคราะห์ที่ได้จากโปรแกรมที่เสนอ (NARF2D) และเส้นกราฟสีชมพูแสดงผลจากโปรแกรม IDARC จะเห็นได้ว่าความสัมพันธ์ที่ได้มีความใกล้เคียงกัน และเมื่อเปรียบเทียบตำแหน่งของการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้างซึ่งประกอบไปด้วย 4 จุด ได้แก่ ตำแหน่งที่คานเกิดการแตกร้าวครั้งแรก ตำแหน่งที่เสาเกิดการแตกร้าวครั้งแรก ตำแหน่งที่เสาเกิดการครากครั้งแรก และตำแหน่งที่เสาวิบัติครั้งแรก โดยค่าแรงเฉือนที่ฐาน ณ ตำแหน่งดังกล่าวเป็นไปดังตารางที่ (4.19) ซึ่งได้ค่าค่อนข้างใกล้เคียงกันมาก

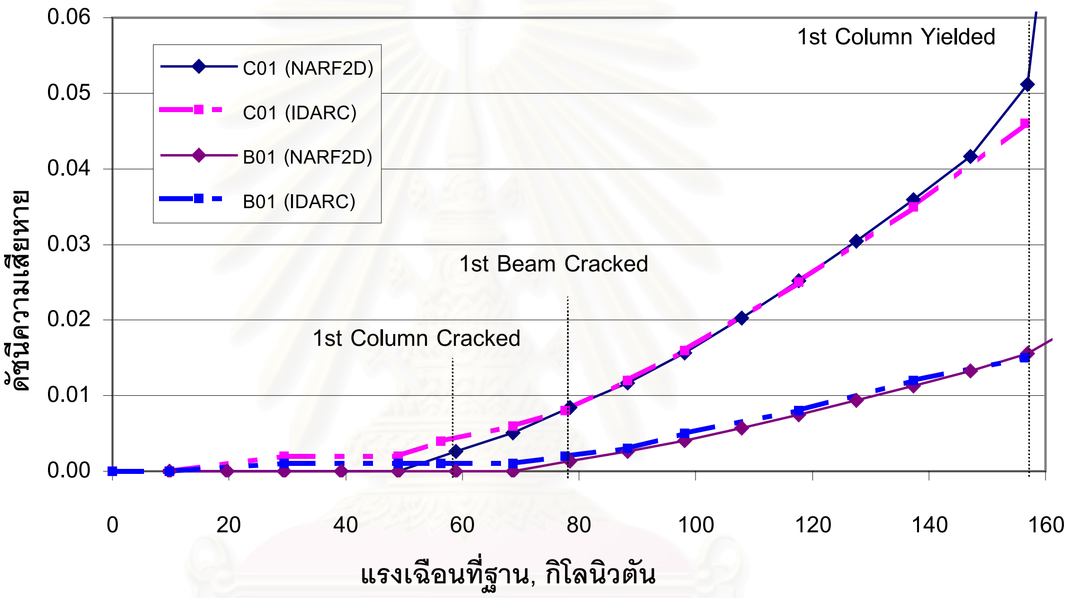


รูปที่ (4.12) ความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นบนและแรงเฉือนที่ฐานรองรับของโครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 5

พิจารณารูปที่ (4.13) แกนราบแสดงค่าแรงเฉือนที่ฐานรองรับของโครงสร้าง และแกนดิ่งแสดงค่าดัชนีความเสียหายของชิ้นส่วนโครงสร้าง เสา C01 (เส้นทึบสีน้ำเงินเข้มสำหรับผลจาก NARF2D และ เส้นประสีชมพูสำหรับผลจาก IDARC) และ คาน B01 (เส้นทึบสีม่วงสำหรับผลจาก NARF2D และ เส้นประสีฟ้าสำหรับผลจาก IDARC) ค่าดัชนีความเสียหายที่คำนวณได้มีค่าค่อนข้างใกล้เคียงกันมากสำหรับค่าแรงเฉือนที่ฐานรองรับแต่ละค่า

ตารางที่ (4.19) ค่าแรงเฉือนที่ฐานรองรับของโครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้แรงกระทำรูปแบบที่ 5 ที่ตำแหน่งพฤติกรรมต่างๆ ของโครงสร้าง

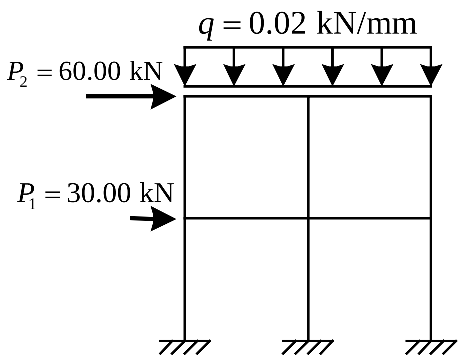
ตำแหน่ง	แรงเฉือนที่ฐานรองรับ (กิโลนิวตัน)		
	NARF2D	IDARC	% ความแตกต่าง
เสาแตกร้าวครั้งแรก	58.86	56.27	4.40
คานแตกร้าวครั้งแรก	78.48	77.58	1.16
เสาครากครั้งแรก	156.96	156.45	0.80
เสาวิบัติครั้งแรก	176.58	176.58	0.00



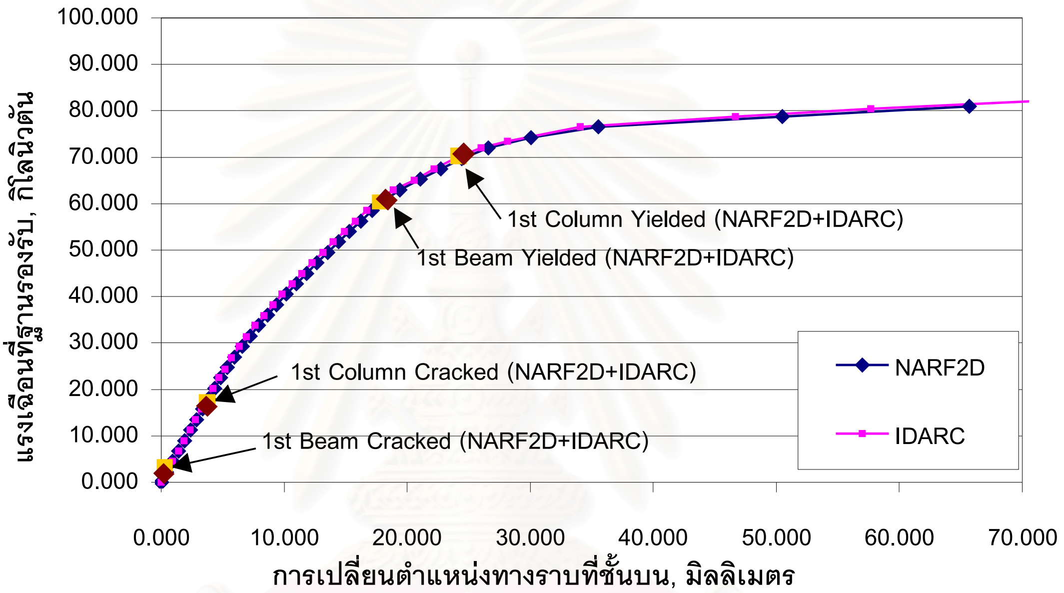
รูปที่ (4.13) ดัชนีความเสียหายของเสา C01 และคาน B01 คำนวณ โดยโปรแกรมที่นำเสนอ เปรียบเทียบกับผลจากโปรแกรม IDARC

(2) โครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 5

ลักษณะน้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการวิเคราะห์ในกรณีนี้มีลักษณะเป็นไปดังรูปที่ (4.14) โครงสร้างตัวอย่างที่ 2 รับแรงดันทางข้างที่จุดต่อ และน้ำหนักบรรทุกแผ่กระจายบนคานชั้นบน ขั้นตอนในการวิเคราะห์คือจะเริ่มวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้ผลของน้ำหนักบรรทุกแผ่ลงคานก่อน แล้วจึงวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างเนื่องจากค่าแรงดันทางข้างที่เพิ่มขึ้นในภายหลัง



รูปที่ (4.14) น้ำหนักบรรทุกกระทำต่อโครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ในรูปแบบที่ 5



รูปที่ (4.15) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานรองรับและการเปลี่ยนตำแหน่งทางราบที่ชั้นบน ของโครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 5

จากการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ดังกล่าวจะได้ว่า ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานรองรับกับการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นบนมีลักษณะเป็นไปดังรูปที่ (4.15) โดยแกนดิ่งแสดงค่าแรงเฉือนรวมที่ฐานรองรับ แกนราบแสดงการเปลี่ยนตำแหน่งทางราบที่ชั้นบนของโครงสร้าง เส้นสีน้ำเงินและสีชมพูแสดงผลการวิเคราะห์จากโปรแกรมที่เสนอกับโปรแกรม IDARC ตามลำดับ จะเห็นได้ว่าเส้นโค้งทั้งสองเกือบซ้อนทับกันเป็นเส้นเดียว และสำหรับจุดเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้าง เกิดขึ้น ณ ค่าแรงเฉือนที่ฐานรองรับดังแสดงในตารางที่ (4.20) จะเห็นได้ว่าค่าแรงเฉือนที่ฐานรองรับในตำแหน่งที่เกิดการครากครั้งแรกขึ้นในเสาและคานมีค่าใกล้เคียงกันมาก อย่างไรก็ตามจุดเริ่มแตกร้าวของคานค่าแรงเฉือนที่ได้มีค่าแตกต่างกันมากพอสมควร จึงได้ทำการแบ่งขนาดน้ำหนักบรรทุกส่วนเพิ่มที่ใช้ในการคำนวณในโปรแกรม IDARC ให้เล็กลง ซึ่งได้ผลว่าการแตกร้าวครั้งแรกของคานจะเกิดขึ้นในการคำนวณภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำขั้นแรก

เสมอ นั่นคือการแตกร้าวครั้งแรกของคานเกิดขึ้นเนื่องจากผลของน้ำหนักบรรทุกคงที่ที่กระทำต่อคานชั้นบนซึ่งตรงกับผลการวิเคราะห์โดยโปรแกรมที่นำเสนอ และเช่นเดียวกันในกรณีของแรงเฉือนที่จุดแตกร้าวครั้งแรกของเสาค่าแรงเฉือนที่ได้จากการคำนวณโดยโปรแกรม IDARC มีค่าเป็น 15.75 กิโลนิวตันเมื่อได้ทำการแบ่งน้ำหนักบรรทุกส่วนเพิ่มให้ละเอียดมากขึ้น

ตารางที่ (4.20) ค่าแรงเฉือนที่ฐานรองรับของโครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ภายใต้แรงกระทำรูปแบบที่ 5 ที่ตำแหน่งพฤติกรรมต่างๆ ของโครงสร้าง

ตำแหน่ง	แรงเฉือนที่ฐานรองรับ (กิโลนิวตัน)		
	NARF2D	IDARC	% ความแตกต่าง
คานแตกร้าวครั้งแรก	0.00	2.25 (1^{st} step)	-
เสาแตกร้าวครั้งแรก	15.75	18.00	12.50
คานครากครั้งแรก	60.75	60.75	0.00
เสาครากครั้งแรก	69.75	69.74	0.00

พฤติกรรมที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนโครงสร้างในโครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 5 จะมีลักษณะเปลี่ยนไปเป็นลำดับดังแสดงในตารางที่ (4.21) เห็นได้ว่าลำดับของการเกิดการแตกร้าวในคานและเสาของโครงสร้างตัวอย่างซึ่งได้จากการคำนวณด้วยโปรแกรมที่เสนอมีลักษณะเดียวกันกับผลจากโปรแกรม IDARC อย่างไรก็ตามการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมของหน้าตัดบางตำแหน่งซึ่งเป็นผลคำนวณโดยโปรแกรมที่เสนออาจเกิดขึ้นเร็วกว่าในกรณีของโปรแกรม IDARC (เกิดที่ค่าแรงเฉือนที่ฐานรองรับต่ำกว่า) ทั้งนี้เกิดเนื่องจากโปรแกรมที่นำเสนอได้กำหนดให้มีการคำนวณซ้ำเพื่อลดค่าแรงคงค้างที่เกิดขึ้นในการคำนวณ ค่าแรงกระทำที่หน้าตัดจึงอาจมีค่าถึงจุดเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมของหน้าตัดได้ ในขณะที่โปรแกรม IDARC เองไม่มีการคำนวณซ้ำ (แต่เพิ่มแรงคงค้างให้กับแรงภายนอกในขั้นตอนถัดมาเท่านั้น)

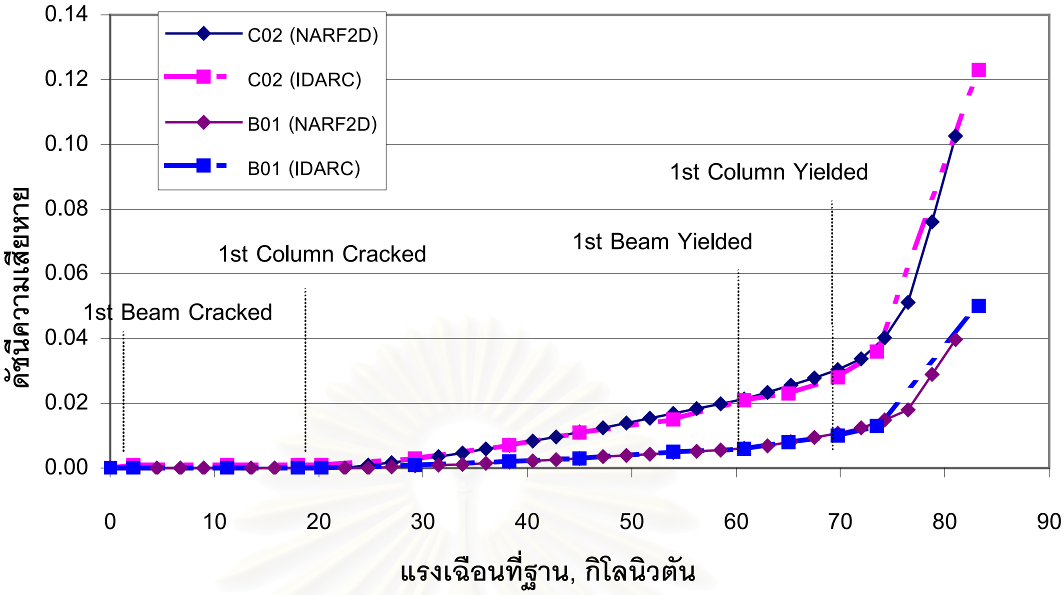
ตารางที่ (4.21) ลำดับของการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างตัวอย่างที่ 2 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบที่ 5 โดยโปรแกรม NARF2D เปรียบเทียบกับ IDARC

ผลจากโปรแกรม IDARC		ผลจากโปรแกรมที่เสนอ (NARF2D)	
แรงเฉือนที่ฐาน(kN)	พฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้าง	แรงเฉือนที่ฐาน(kN)	พฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้าง
2.247	แตกร้าว: B03(ขวา),B04(ซ้าย)	0.000	แตกร้าว: B03(ขวา),B04(ซ้าย)
18.002	แตกร้าว: C06(บน)	15.750	แตกร้าว: C06(บน)
20.249	แตกร้าว: B02(ขวา)	20.250	แตกร้าว: B02(ขวา)
24.321	แตกร้าว: C01(ล่าง),C02(ล่าง),C03(ล่าง)	22.500	แตกร้าว: C01(ล่าง),C02(ล่าง),C03(ล่าง)

ตารางที่ (4.21) (ต่อ)

ผลจากโปรแกรม IDARC		ผลจากโปรแกรมที่เสนอ (NARF2D)	
แรงเฉือนที่ฐาน(kN)	พฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้าง	แรงเฉือนที่ฐาน(kN)	พฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้าง
26.765	แตกร้าว: C02(บน),C05(บน),B01(ซ้าย),B02(ซ้าย),B04(ขวา)	27.000	แตกร้าว: C02(บน),B01(ซ้าย),B02(ซ้าย),B04(ขวา)
29.250	แตกร้าว: C05(ล่าง)	29.250	แตกร้าว: C05(ล่าง),C05(บน)
31.358	แตกร้าว: C01(บน),B01(ขวา)	31.500	แตกร้าว: C01(บน),B01(ขวา)
35.818	แตกร้าว: C03(บน)	36.000	แตกร้าว: C03(บน)
40.498	แตกร้าว: C06(ล่าง)	40.500	แตกร้าว: C06(ล่าง)
51.752	แตกร้าว: C04(บน)	49.500	แตกร้าว: C04(บน)
56.252	แตกร้าว: C04(ล่าง)	56.250	แตกร้าว: C04(ล่าง),B03(ซ้าย)
58.499	แตกร้าว: B03(ซ้าย)		
60.752	คราก: B02(ขวา)	60.750	คราก: B02(ขวา)
62.988	คราก: B01(ซ้าย)	63.000	คราก: B01(ซ้าย)
69.741	คราก: C02(ล่าง)	69.750	คราก: C02(ล่าง)
73.460	คราก: C01(ล่าง),C03(ล่าง)	74.250	คราก: C01(ล่าง),C03(ล่าง)
76.501	คราก: C05(บน),B01(ขวา),B02(ซ้าย)	76.500	คราก: C05(บน),B01(ขวา),B02(ซ้าย),B01(ขวา)
		78.750	คราก: C02(บน)
80.468	คราก: C02(บน),B04(ขวา)	81.000	คราก: C06(บน),B04(ขวา)
83.248	คราก: C04(บน),B03(ซ้าย)	83.250	คราก: C01(บน),C03(บน),C04(บน),B03(ซ้าย),B04(ซ้าย)
87.749	คราก: C06(บน)		

พิจารณารูปที่ (4.16) แกนราบแสดงค่าแรงเฉือนรวมที่ฐานรองรับของโครงสร้าง แกนดิ่งแสดงค่าดัชนีความเสียหายของชิ้นส่วนโครงสร้าง โดยที่เส้นสีน้ำเงินเข้มและสีชมพูแสดงค่าดัชนีความเสียหายของเสา C02 ซึ่งคำนวณโดยโปรแกรมที่เสนอและโปรแกรม IDARC ตามลำดับ ส่วนเส้นสีม่วงและสีฟ้าแสดงค่าดัชนีความเสียหายของคาน B01 ซึ่งคำนวณโดยโปรแกรมที่เสนอและโปรแกรม IDARC ตามลำดับ ได้ค่าใกล้เคียงกันค่อนข้างมาก

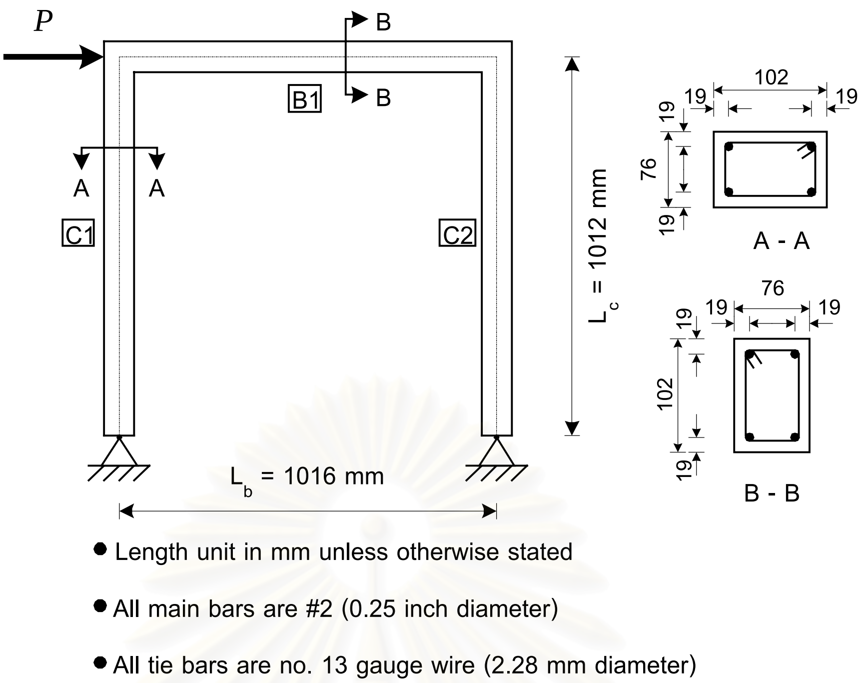


รูปที่ (4.16) ดัชนีความเสียหายของเสา C02 และคาน B01
คำนวณโดยโปรแกรมที่นำเสนอ เปรียบเทียบกับผลจากโปรแกรม IDARC

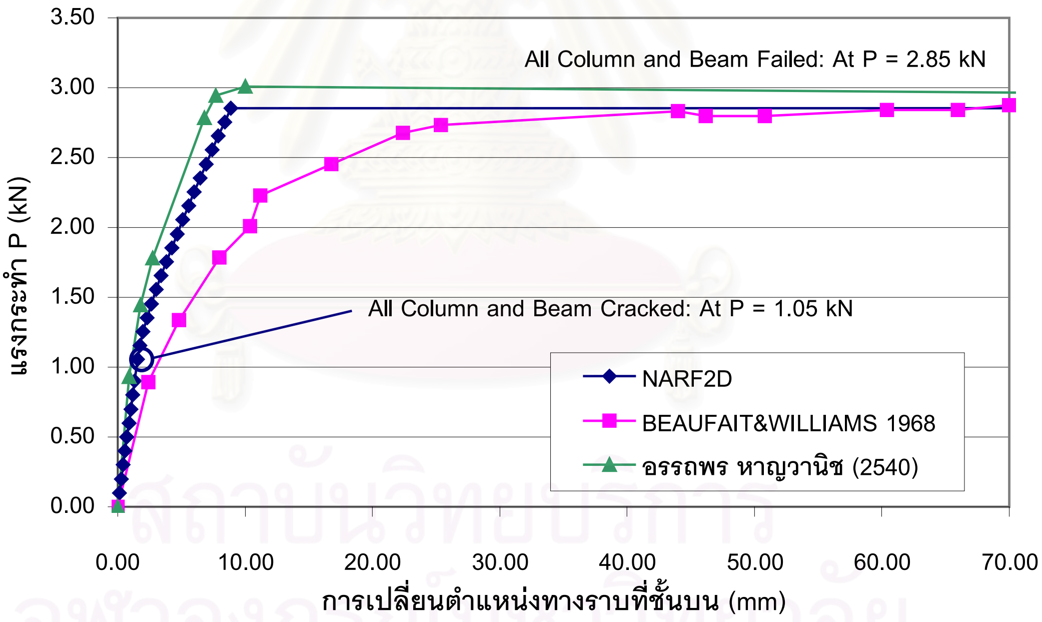
อย่างไรก็ตามมีข้อสังเกตจากค่าดัชนีความเสียหายที่คำนวณได้คือถึงแม้ว่าหน้า-ตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างได้เกิดการแตกร้าวหรือเกิดการครากไปแล้ว แต่ค่าดัชนีความเสียหายที่เกิดขึ้นยังคงมีค่าค่อนข้างต่ำมาก ซึ่งค่าดังกล่าวอาจไม่สมเหตุสมผลกับการวิเคราะห์ผลโดยใช้ดัชนีความเสียหาย ดังนั้นค่าดัชนีความเสียหายที่จะได้ใช้งานในบทต่อไป จึงกำหนดให้ใช้ค่าดัชนีความเสียหายซึ่งคำนวณจากอัตราส่วนระหว่างค่าโมเมนต์กระทำที่หน้าตัดกับค่าโมเมนต์ที่จุดประลัยแทน ซึ่งให้แสดงลักษณะของพฤติกรรมของชิ้นส่วนได้ดีกว่าเนื่องจากค่าที่ได้จะแสดงถึงแรงภายในที่หน้าตัดรับไปแล้ว และความสามารถในการรับแรงภายในต่อ โดยพิจารณาเป็นตัวเลขซึ่งอยู่ในช่วง 0 ถึง 1

4.7 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กกับการวิจัยในอดีต

งานวิจัยครั้งนี้ได้มีการวิเคราะห์ตัวอย่างโครงข้อแข็งเพื่อเปรียบเทียบกับผลการทดสอบของ Beaufait และ Williams (1968) และผลการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นโดยวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ของอรรถพร หาญวานิช (2540) โดยโครงสร้างที่ใช้ในการวิเคราะห์ ได้แก่ โครงข้อแข็งพอร์ทอลคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 1 ช่วงคานสูง 1 ชั้น มีฐานรองรับทั้งสองด้านเป็นแบบจุดหมุน น้ำหนักบรรทุกกระทำเป็นแบบแรงกระทำที่จุดต่อด้านบนในทางข้าง รายละเอียดของโครงสร้างและน้ำหนักบรรทุกแสดงดังรูปที่ (4.17)



รูปที่ (4.17) ลักษณะของโครงสร้างและน้ำหนักบรรทุกในโครงสร้างตัวอย่างที่ 3



รูปที่ (4.18) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงน้ำหนักบรรทุกกับการเปลี่ยนตำแหน่งทางราบ
เปรียบเทียบกับงานวิจัยของ Beaufait และ Williams (1968) และอรรถพร หาญวานิช (2540)

จากการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 3 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกดังกล่าวจะสามารถคำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงกระทำ P และการเปลี่ยนตำแหน่งทางราบที่ชั้นบนได้ดังในรูปที่ (4.18) ซึ่งแสดงการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์โดยโปรแกรมที่นำเสนอกับผลทดสอบจากงานวิจัยของ Beaufait และ Williams (1968) และผลการวิเคราะห์จากงานวิจัยของ

อรรถพร หาญวานิช (2540) โดยที่แกนราบแสดงค่าการเปลี่ยนตำแหน่งทางราบที่ชั้นบนของโครงสร้าง และแกนดิ่งแสดงแรงกระทำทางข้างที่จุดต่อด้านบน (P) จะเห็นได้ว่าความสัมพันธ์ที่ได้มีลักษณะค่อนข้างใกล้เคียงกับผลการวิเคราะห์โดยอรรถพร หาญวานิช (2540)

สำหรับค่าแรงกระทำสูงสุดที่โครงสร้างสามารถรับได้ซึ่งวิเคราะห์โดยโปรแกรมที่เสนอมีค่าเป็น 2.85 กิโลนิวตัน เปรียบเทียบกับงานวิจัยของ Beaufait และ Williams (1968) ซึ่งได้ค่าแรงกระทำสูงสุดเป็น 3.09 กิโลนิวตัน มีความแตกต่างกันเป็น 7.8 เปอร์เซ็นต์ และเปรียบเทียบกับงานวิจัยของอรรถพร หาญวานิช (2540) มีได้แรงกระทำสูงสุดเป็น 3.22 กิโลนิวตัน มีความแตกต่างกันเป็น 11.5 เปอร์เซ็นต์

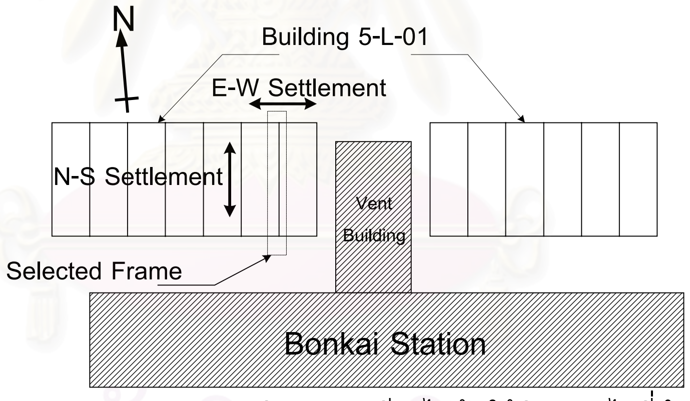
จะเห็นได้ว่าจากผลของการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ 3 โครงสร้างที่ได้ค่อนข้างมีความแข็งมากกว่าค่าที่ได้จากการผลการทดสอบของ Beaufiat และ Williams (1968) ในการรับแรงกระทำในช่วงแรก (ได้ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งทางราบต่ำกว่า ณ ที่ค่าแรงกระทำเดียวกัน) อย่างไรก็ตามเมื่อโครงสร้างรับแรงไปถึงค่า ๆ หนึ่งซึ่งก่อให้เกิดความเสียหายต่อโครงสร้างการคำนวณภายใต้แบบจำลองที่เสนอจะให้ค่าแรงกระทำสูงสุดต่ำกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบจริง ทั้งนี้เกิดเนื่องจากในสภาพโครงสร้างที่แท้จริงความเสียหายจะค่อยๆกระจายเข้าสู่หน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างทั้งส่วนทำให้โครงสร้างยังคงสามารถรับแรงได้เพิ่มอีกส่วนหนึ่งก่อนเกิดการวิบัติ ในขณะที่แบบจำลองที่ใช้ในการคำนวณนั้นกำหนดให้คุณสมบัติของชิ้นส่วนโครงสร้างจากการกำหนดค่าความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งในหน้าตัดเป็นแบบเส้นตรงสามเส้น ซึ่งเมื่อค่าโมเมนต์ถึงจุดประลัยของหน้าตัดจะถึงว่าหน้าตัดนั้นไม่สามารถรับแรงกระทำได้ต่อไป

การวิเคราะห์ในงานวิจัยของอรรถพร หาญวานิช (2540) เป็นการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กแบบอิลาสติก-พลาสติกอันดับที่สอง โดยวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ และคำนึงถึงผลของการเปลี่ยนแปลงแรงตามแนวแกน ซึ่งแตกต่างจากหลักการวิเคราะห์ที่ได้นำเสนอไปแล้วที่มีสมมติฐานว่าความสัมพันธ์ของโมเมนต์และความโค้งของหน้าตัดได้จากการกำหนดให้หน้าตัดมีค่าแรงตามแนวแกนคงที่ นั่นคือกำหนดให้ค่าความแข็งเกร็งต่อการอัดมีค่าคงที่ตลอดการวิเคราะห์ นอกจากนี้แบบจำลองความเค้น-ความเครียดของคอนกรีตที่ใช้ในงานวิจัยของอรรถพร หาญวานิช (2540) ไม่ได้คิดผลของการโอบรัดโดยเหล็กปลอก จากสมมติฐานที่แตกต่างกันดังกล่าวจึงทำให้ค่าแรงกระทำสูงสุดที่คำนวณได้จึงมีค่าแตกต่างกัน และความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเปลี่ยนตำแหน่งที่แสดงในรูปที่ (4.18) จึงมีลักษณะไม่ซ้อนทับกันสนิท

บทที่ 5
พฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้ผลของการทรุดตัวของฐานรองรับ

5.1 ความนำ

การขุดอุโมงค์ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินในกรุงเทพมหานคร อาจก่อให้เกิดผลกระทบต่ออาคารคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งอยู่ในบริเวณใกล้เคียง การวิเคราะห์พฤติกรรมของอาคารดังกล่าวภายใต้ผลของการทรุดตัวของฐานรองรับจึงเป็นสิ่งจำเป็น เพื่อใช้ในการประเมินสภาพความเสียหายของโครงสร้างว่ายังอยู่ในสภาพที่ใช้งานได้หรือไม่ โดยอาคารตัวอย่างที่ได้เลือกมาใช้ในการศึกษาในครั้งนี้ได้แก่ อาคารพาณิชย์คอนกรีตเสริมเหล็กในบริเวณสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินในบริเวณสถานีบ่อนไก่ดังรูปที่ (5.1) อาคารดังกล่าวเป็นอาคารโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 2 ชั้นและมีผนังก่ออิฐ โดยอาคารดังกล่าวอยู่ใกล้กับแนวการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าเกิดการทรุดตัวของฐานรองรับที่มีค่าแตกต่างกันและมีค่าความชันของพื้นดินอยู่ในระดับประมาณ 1/400 ซึ่งอาจก่อให้เกิดความเสียหายต่อส่วนโครงสร้างได้

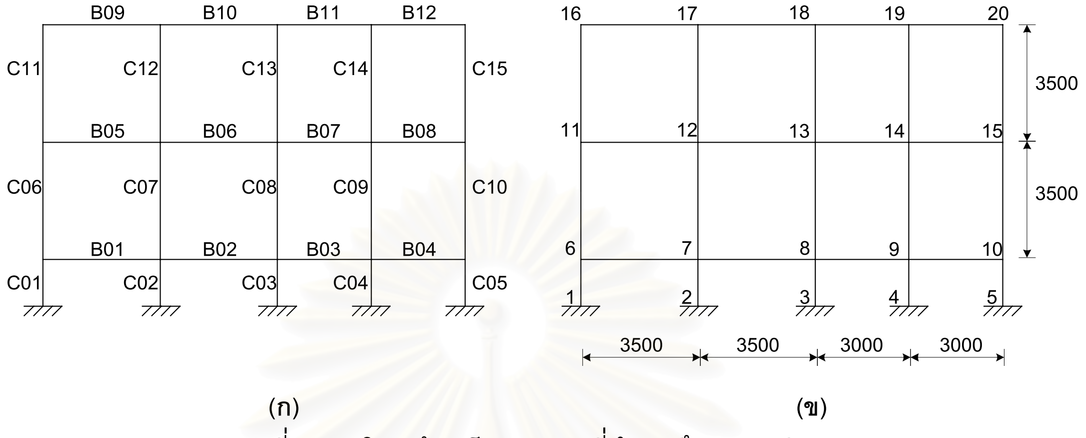


รูปที่ (5.1) แผนผังอาคารตัวอย่างบริเวณสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินบ่อนไก่ที่นำมาศึกษา

5.2 การจำลองโครงสร้างที่ใช้ในการวิเคราะห์

เนื่องจากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม NARF2D มีความสามารถในการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กในแบบ 2 มิติ ดังนั้นจึงได้จำลองอาคารดังกล่าวโดยเลือกโครงข้อแข็งช่วงใน (Interior frame) ในทิศเหนือ-ใต้จากรูปที่ (5.1) และจำลองให้เป็นโครงข้อแข็ง 3 ชั้น กว้าง 4 ช่วงคาน โดยเสาต่อม่อของโครงข้อแข็งจำลองให้เป็นเสาแข็งเกร็ง (Rigid columns) เพื่อรองรับโครงสร้างส่วนบนทั้งหมด ลักษณะของโครงสร้างจะเป็นไปดังรูปที่ (5.2)

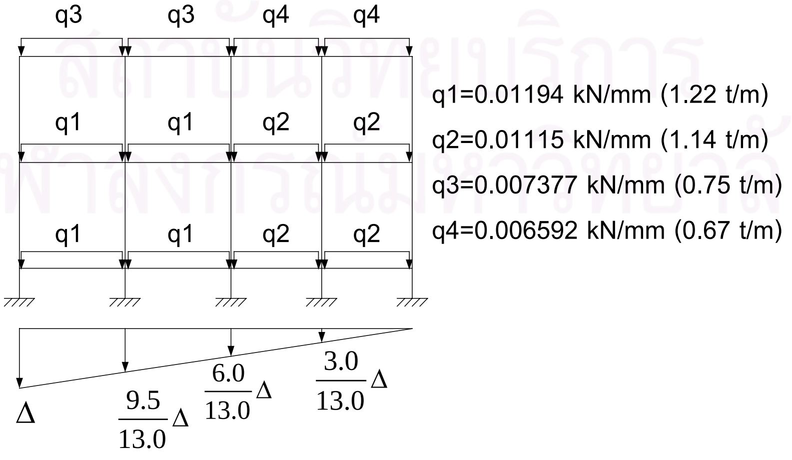
โครงข้อแข็งดังกล่าวประกอบไปด้วยจุดต่อทั้งหมด 20 จุด โดยมีจุดต่อที่เป็นฐานรองรับคือจุดต่อที่ 1 ถึง 5 ชิ้นส่วนโครงสร้างทั้งหมดประกอบด้วย เสา 15 เสา (C01-C15) และคาน 12 คาน (B01-B12) ซึ่งแต่ละชิ้นส่วนมีรายละเอียดของหน้าตัดดังแสดงในตารางที่ (5.1)



รูปที่ (5.2) โครงข้อแข็งตัวอย่างที่นำมาศึกษาพฤติกรรม

(ก) ชิ้นส่วนโครงสร้าง (ข) จุดต่อและขนาดของโครงข้อแข็ง

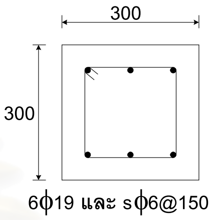
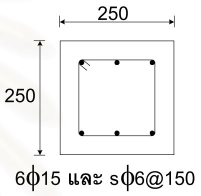
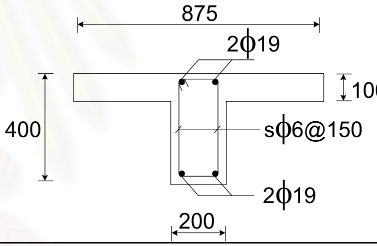
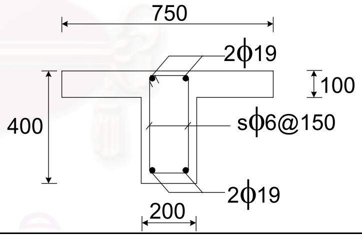
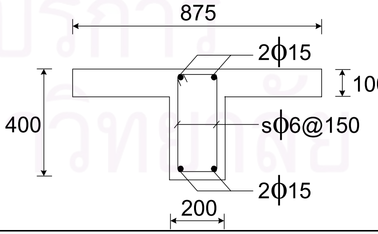
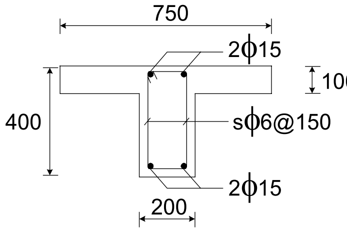
น้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อโครงสร้างประกอบไปด้วย 2 ส่วน คือ (1) น้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead load) ซึ่งประกอบไปด้วยน้ำหนักของแผ่นพื้น คาน เสา และผนังก่ออิฐ โดยกำหนดคอนกรีตเสริมเหล็กมีหน่วยน้ำหนักเป็น 2400 กก./ลบ.ม. (2.354×10^{-8} กิโลนิวตัน/ลบ.มม.) แผ่นพื้นมีหน่วยน้ำหนักต่อพื้นที่เป็น 240 กก./ตร.ม. ผนังก่ออิฐมีหน่วยน้ำหนักต่อพื้นที่เป็น 150 กก./ตร.ม. และ (2) การทรุดตัวของฐานรองรับ โดยกำหนดให้มีการกระจายการทรุดตัวเป็นแบบเชิงเส้น จากน้ำหนักบรรทุกที่กำหนดข้างต้น ค่าแรงกระทำต่อโครงข้อแข็งที่นำมาวิเคราะห์จะมีค่าเป็นไปดังรูปที่ (5.3)



รูปที่ (5.3) น้ำหนักบรรทุกกระทำที่ใช้ในการวิเคราะห์

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ (5.1) รายละเอียดของหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างในโครงสร้างตัวอย่าง

<table>
<tr><th>ชิ้นส่วน</th><th>ชิ้นส่วนที่</th><th>ชนิดของหน้าตัด</th><th>ขนาดหน้าตัด</th></tr>
<tr><td rowspan="3">เสา</td><td>C01, C02, C03, C04, C05</td><td>CT0</td><td>EI=1.4538x10^{10} kN.mm^{2}
GA=4.4527x10^{5} kN
EA=1.6610x10^{6} Kn</td></tr>
<tr><td>C06, C07, C08, C11, C12, C13</td><td>CT1</td><td></td></tr>
<tr><td>C09, C10, C14, C15</td><td>CT2</td><td></td></tr>
<tr><td rowspan="4">คาน</td><td>B01, B02, B05, B06</td><td>BT1</td><td></td></tr>
<tr><td>B03, B04, B07, B08</td><td>BT2</td><td></td></tr>
<tr><td>B09, B10</td><td>BT3</td><td></td></tr>
<tr><td>B11, B12</td><td>BT4</td><td></td></tr>
</table>

หมายเหตุ: ความกว้างประสิทธิผลของปีกคานคำนวณตาม ACI-Code ปี 1999 (ACI 318-99)

จากการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งของหน้าตัด สามารถคำนวณค่าความโค้งและโมเมนต์ของหน้าตัดแต่ละชิ้นส่วนโครงสร้างได้ค่าเป็นไปดังตารางที่ (5.2) โดยในกรณีของเสาใช้แรงตามแนวแกนเฉลี่ยในเสาแต่ละต้นที่ได้จากการคำนวณภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่ เมื่อพิจารณาคุณสมบัติของชิ้นส่วนโครงสร้างมีข้อสังเกตบางประการได้แก่

1. เสา C01-C05 เป็นเสาแข็งเกร็ง (Rigid column) ทำหน้าที่เป็นตัวรองรับโครงข้อแข็ง
2. ในกรณีของเสาเป็นหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยม คุณสมบัติในทิศทางบวกและลบของมีค่าเท่ากัน โดยค่าโมเมนต์ที่จุดวิกฤตต่าง ๆ ของเสาเรียงจากน้อยไปหามาก เป็นไปดังต่อไปนี้

   2.1 โมเมนต์ที่จุดแตกร้าว และจุดครากของเสาเรียงจากน้อยไปมากได้แก่

   $C15<C14<C10<C09<C11<C12,C13<C06<C07,C08$

   2.2 โมเมนต์ที่จุดประลัยของเสาเรียงจากน้อยไปหามากได้แก่

   $C15<C14<C10<C09<C07,C08<C11<C06<C12,C13$

3. กรณีของคานเนื่องจากเป็นหน้าตัดรูปตัว T ทำให้มีคุณสมบัติในทิศทางบวกและลบไม่เท่ากันโดยค่าโมเมนต์ที่จุดวิกฤตต่าง ๆ เรียงตามชนิดของหน้าตัดที่แสดงในตารางที่ (5.1) (โดยเครื่องหมายบวกและลบแทนทิศทางของโมเมนต์ดัด) จะเป็นไปดังต่อไปนี้

   3.1 โมเมนต์ที่จุดแตกร้าว เรียงจากน้อยไปหามาก

   $BT3^{-}<BT4^{-}<BT1^{-}<BT2^{-}<BT4^{+}<BT3^{+}<BT2^{+}<BT1^{+}$

   3.2 โมเมนต์ที่จุดครากเรียงจากน้อยไปหามาก

   $BT4^{-}<BT3^{-}<BT4^{+}<BT3^{+}<BT1^{-}<BT2^{-}<BT2^{+}<BT1^{+}$

   3.3 โมเมนต์ที่จุดประลัยเรียงจากน้อยไปหามาก

   $BT4^{-},BT3^{-}<BT4^{+}<BT3^{+}<BT2^{-}<BT1^{-}<BT2^{+}<BT1^{+}$

4. ค่าสติฟเนสของการดัดของชิ้นส่วนโครงสร้างมีค่าดังต่อไปนี้

   4.1 $EI/L = 4.15\text{x}10^{6}$ kN.mm สำหรับเสา C06-C08,C11-C13

   4.2 $EI/L = 2.07\text{x}10^{6}$ kN.mm สำหรับเสา C09,C10,C14,C15

   4.3 $EI/L = 8.30\text{x}10^{6}$ kN.mm สำหรับคาน B01,B02,B05,B06

   4.4 $EI/L = 9.24\text{x}10^{6}$ kN.mm สำหรับคาน B03,B04,B07,B08

   4.5 $EI/L = 7.92\text{x}10^{6}$ kN.mm สำหรับคาน B09,B10

   4.6 $EI/L = 8.39\text{x}10^{6}$ kN.mm สำหรับคาน B11,B12

ค่าสติฟเนสของการดัดของเสามีค่าต่ำกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับคานในกรณีเมื่อโครงสร้างยังอยู่ในช่วงอิลาสติกอยู่ อย่างไรก็ตามเมื่อชิ้นส่วนโครงสร้างรับแรงจนเกิดพฤติกรรมในช่วงอินอิลาสติกแล้ว ค่าสติฟเนสของการดัดของชิ้นส่วนโครงสร้างมีจะลดลง

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ (5.2) คุณสมบัติของชิ้นส่วนโครงสร้างในโครงสร้างตัวอย่างที่ใช้ในการวิเคราะห์

ชิ้นส่วน	ชิ้นส่วนที่	EI (x10^{10} kN.mm^2)	GA (x10^5 kN)	EA (x10^6 kN)	ทิศทาง	M_{cr} (x10^3 kN.mm)	M_y (x10^3 kN.mm)	M_u (x10^3 kN.mm)	ϕ_{cr} (x10^{-6} rad/mm)	ϕ_y (x10^{-6} rad/mm)	ϕ_u (x10^{-6} rad/mm)
เสา	C01-C05 (Rigid)	2876800	445.91	445910	บวก,ลบ	1132600	11326000	11326000	0.0394	39.37	39370
	C06	1.4538	4.4527	1.6610	บวก,ลบ	15.0870	49.4900	66.4570	1.0377	7.4381	275.90
	C07,C08	1.4506	4.4527	1.6610	บวก,ลบ	17.0420	53.1860	65.2570	1.1748	7.7622	232.10
	C09	0.7220	3.0921	1.2528	บวก,ลบ	10.8130	40.5320	42.3980	1.4978	10.6200	247.80
	C10	0.7272	3.0921	1.2528	บวก,ลบ	9.3705	37.8480	44.1560	1.2885	10.1100	286.50
	C11	1.4512	4.4527	1.6610	บวก,ลบ	13.4240	46.4210	66.4250	0.9250	7.1802	326.61
	C12,C13	1.4532	4.4527	1.6610	บวก,ลบ	14.2450	47.9820	66.8050	0.9803	7.3121	299.34
	C14	0.7282	3.0921	1.2528	บวก,ลบ	8.8850	36.9320	44.7200	1.2201	9.9411	301.56
	C15	0.7287	3.0921	1.2528	บวก,ลบ	8.2786	35.8060	45.6230	1.1360	9.7379	326.23
คาน	B01,B02, B05,B06	2.9060	4.7494	-	บวก	16.7160	44.3900	72.4710	0.5752	4.1358	357.04
					ลบ	9.4370	42.5820	66.3000	0.3248	5.0819	343.74
	B03,B04, B07,B08	2.7730	4.7494	-	บวก	16.3370	44.1670	72.0110	0.5891	4.2110	534.49
					ลบ	10.9970	42.9360	66.2980	0.3966	6.6185	344.31
	B09,B10	2.6421	4.7494	-	บวก	15.2770	28.1790	47.3610	0.5782	3.9429	405.35
					ลบ	8.3677	26.9900	43.3340	0.3167	5.0744	496.69
	B11,B12	2.5165	4.7494	-	บวก	14.8970	28.0520	46.4420	0.5920	4.0047	369.87
					ลบ	8.5929	26.9810	43.3340	0.3415	5.0539	497.83

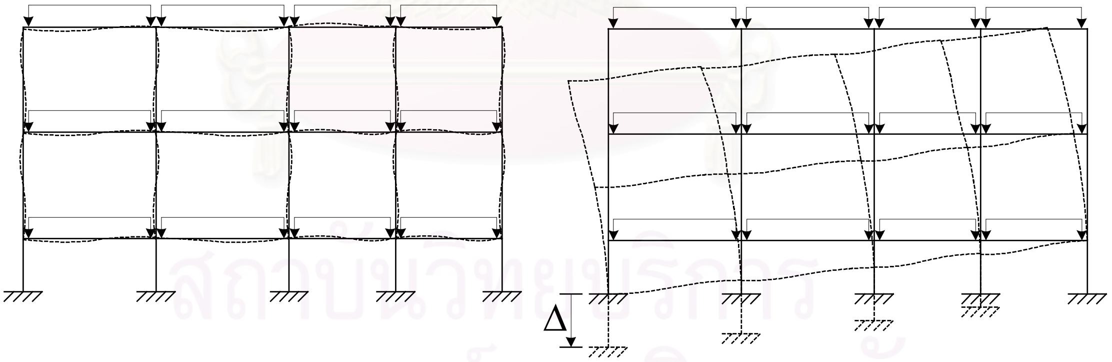
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

5.3 ผลการวิเคราะห์ตัวอย่างโครงข้อแข็งและพฤติกรรมภายใต้การทรุดตัวของฐานรองรับ

จากการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างภายใต้ผลของการทรุดตัว ผลการวิเคราะห์ตัวอย่างโครงข้อแข็งและพฤติกรรมของโครงสร้างเป็นไปดังต่อไปนี้

5.3.1 ลักษณะการโก่งตัวของโครงสร้างภายใต้การทรุดตัวของฐานรองรับ

โครงสร้างตัวอย่างเมื่ออยู่ภายใต้ผลของน้ำหนักบรรทุกคงที่ การโก่งตัวของเสาและคานจะอยู่ในลักษณะการดัดตัวแบบความโค้งสองทางเป็นส่วนใหญ่ดังรูปที่ (5.4ก) เนื่องโครงสร้างตัวอย่างที่นำมาศึกษาเป็นโครงสร้างซึ่งไม่สมมาตร โครงสร้างจึงเกิดการเซทางด้านข้าง ซึ่งสภาพการดัดดังกล่าวจะเปลี่ยนแปลงไปเมื่อเกิดการทรุดตัวของฐานรองรับ โดยการทรุดตัวทำให้การโก่งตัวของเสาในชั้นที่ 1 เปลี่ยนแปลงเป็นการดัดในรูปแบบความโค้งทางเดียว (Single Curvature) แต่สำหรับกรณีของคานจะอยู่ในรูปแบบการดัดแบบโค้งสองทางเป็นส่วนใหญ่ เนื่องจากผลของการทรุดตัวของฐานรองรับยังคงก่อให้เกิดลักษณะของการดัดตัวในรูปแบบความโค้งสองทางด้วย แต่อย่างไรก็ตามในส่วนของเสาในชั้นที่สอง และคานในชั้นที่สาม ซึ่งเป็นชิ้นส่วนโครงสร้างซึ่งอยู่ชั้นบนสุดของโครงข้อแข็ง การยึดรั้งกันระหว่างคานและเสาจะทำให้ลักษณะการดัดเป็นได้ทั้งในแบบการดัดโค้งทางเดียวและสองทาง การโก่งตัวของโครงสร้างที่เกิดขึ้นจะมีลักษณะเป็นไปดังรูปที่ (5.4ข)

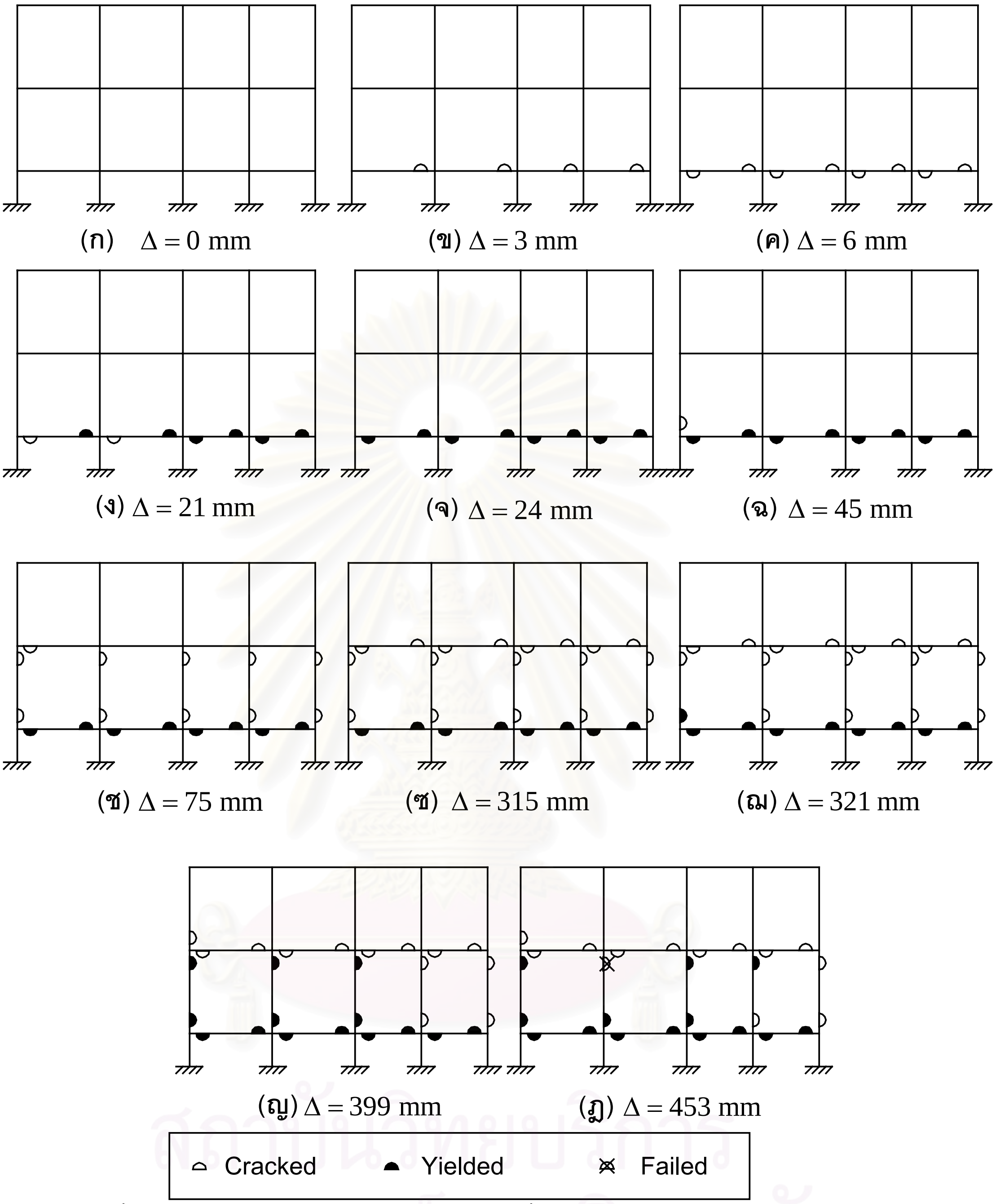


(ก) (ข)

รูปที่ (5.4) เส้นแสดงการโก่งตัวของโครงสร้างตัวอย่าง

(ก) ภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่ (ข) ภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่และการทรุดตัวของฐานรองรับ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

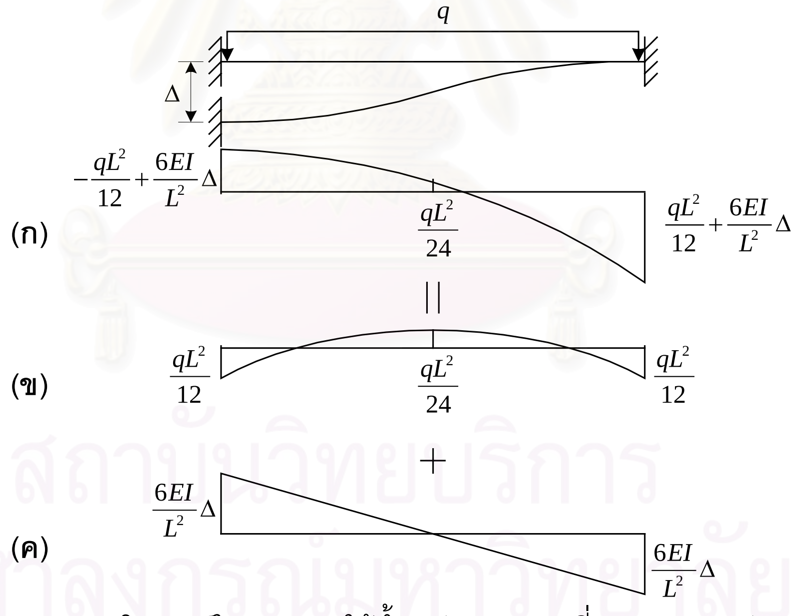


รูปที่ (5.5) สภาพของหน้าตัดของโครงสร้างที่ระดับการทรุดตัวต่างๆของฐานรองรับ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

5.3.2 พฤติกรรมของโครงสร้างตัวอย่างภายใต้การทรุดตัวของฐานรองรับ

พิจารณารูปที่ (5.6) แสดงการกระจายโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในคานภายใต้ผลของน้ำหนักบรรทุกคงที่และการทรุดตัวของฐานรองรับโดยกำหนดให้จุดต่อที่ปลายสองด้านเป็นแบบจุดยึดแน่น (ซึ่งเป็นลักษณะเช่นเดียวกับคานในชั้นล่างของโครงสร้างตัวอย่าง) สังเกตได้ว่าการกระจายโมเมนต์เนื่องจากผลของน้ำหนักบรรทุกคงที่อยู่ในลักษณะเป็นแบบพาราโบลา (รูปที่ 5.6 ข) ซึ่งมีค่าโมเมนต์บวกที่กลางคานเป็น $qL^2/24$ และหากคำนวณค่าโมเมนต์ที่จุดกึ่งกลางคานดังกล่าวสำหรับคานชั้นล่างทั้งใช้จะได้ว่ามีค่าโมเมนต์บวกสูงสุดเกิดขึ้นเป็น 6094 กิโลนิวตัน-มิลลิเมตร ในคาน B01 และ B02 ซึ่งมีค่าต่ำกว่าค่าโมเมนต์ที่จุดแตกร้าวของหน้าตัดคานแสดงให้เห็นว่าไม่เกิดการแตกร้าวเนื่องจากโมเมนต์บวกที่กลางคานภายใต้ผลของน้ำหนักบรรทุกคงที่นั่นเอง อย่างไรก็ตามเมื่อเพิ่มการพิจารณาในส่วนของการทรุดตัวของฐานรองรับเข้าไปด้วย ลักษณะของการกระจายโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในคานจะมีลักษณะเปลี่ยนแปลงไปดังแสดงในรูปที่ (5.6ก) แต่เนื่องจากโมเมนต์เนื่องจากผลของน้ำหนักบรรทุกคงที่มีค่อนข้างต่ำสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างตัวครั้งนี้ ดังนั้นในการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างดังกล่าวจึงใช้เพียงชิ้นส่วนโครงสร้างเดียวในการแทนคานหนึ่งคาน



รูปที่ (5.6) การกระจายโมเมนต์ในคานภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่และการทรุดตัวของฐานรองรับ
(ก) ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทั้งหมด (ข) ภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่ (ค) ผลของการทรุดตัว

พฤติกรรมความเสียหายของโครงสร้างตัวอย่างภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่และผลของการทรุดตัวของฐานรองรับที่เกิดขึ้นต่อโครงสร้างจะมีลักษณะเป็นดังจะกล่าวต่อไปนี้

ในกรณีที่โครงสร้างตัวอย่างอยู่ภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่เพียงอย่างเดียว สภาพของโครงสร้างยังคงมีพฤติกรรมแบบอิลาสติก และยังไม่พบการแตกร้าวเกิดขึ้นในบริเวณรอยต่อระหว่างชิ้นส่วนโครงสร้าง ดังรูปที่ (5.5ก)

เมื่อโครงสร้างเกิดการทรุดตัวที่ฐานรองรับที่หนึ่งเป็น 3 มม. ($\Delta = 3\ \mathrm{mm}$) คานในชั้นที่หนึ่งของโครงสร้างจะเกิดการแตกร้าวขึ้นครั้งแรกดังแสดงในรูปที่ (5.5ข) โดยเริ่มเกิดขึ้นในหน้าตัดทางด้านขวาก่อนทางด้านซ้าย เนื่องจากการกระจายของโมเมนต์ในคานเนื่องจากผลของน้ำบรรทุกคงที่ในคานมีผลเสริมกับผลของการทรุดตัวของฐานรองรับในกรณีของหน้าตัดทางด้านขวา ในขณะที่หน้าตัดทางด้านซ้ายของคานมีค่าโมเมนต์ที่เกิดขึ้นมีทิศทางหักล้างกัน และเกิดการแตกร้าวในคานชั้นที่หนึ่งก่อนชั้นอื่นเนื่องจากเสาในชั้นล่างสุด C01-C05 เป็นเสาแข็งเกร็งจึงทำให้จุดต่อในชั้นที่หนึ่งมีลักษณะใกล้เคียงกับฐานรองรับยึดแน่น (Fixed support) แรงภายในที่เกิดขึ้นที่จุดต่อจึงเกิดขึ้นมากกว่าในชั้นอื่น

การแตกร้าวในทุกหน้าตัดในคานชั้นที่หนึ่งจะเกิดขึ้นเมื่อการทรุดตัวที่ฐานรองรับที่หนึ่งเป็น 6 มม. ($\Delta = 6\ \mathrm{mm}$) ดังแสดงในรูปที่ (5.5ค)

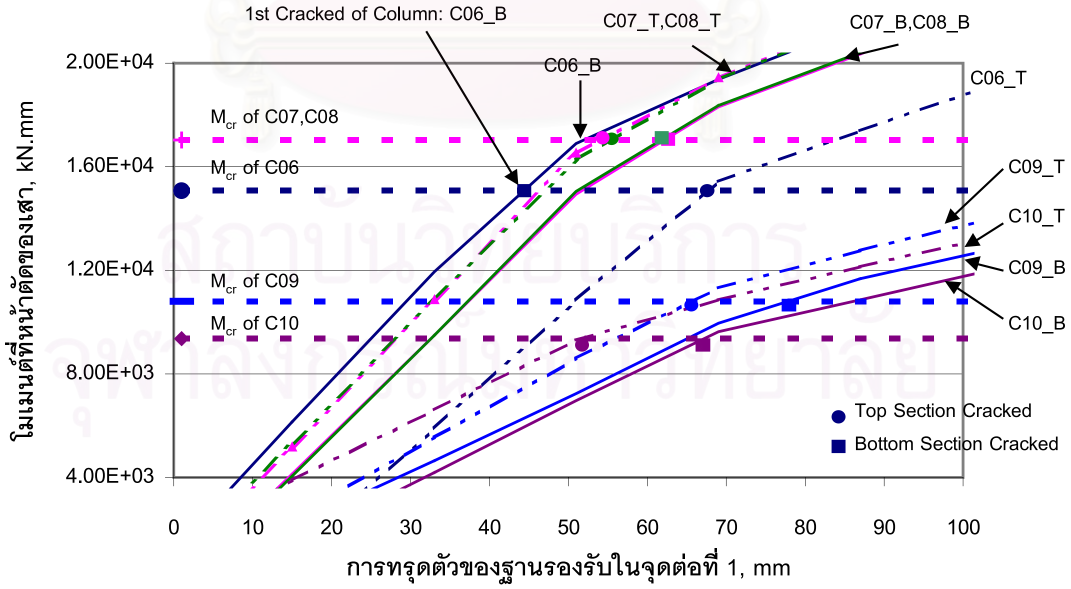
เมื่อเกิดการทรุดตัวของฐานรองรับที่หนึ่งเป็น 21 มม. ($\Delta = 21\ \mathrm{mm}$) คานในชั้นที่หนึ่งเกิดการครากขึ้นเป็นครั้งแรกดังแสดงในรูปที่ (5.5ง) โดยคานที่เกิดการครากได้แก่ คาน B01 และ B02 ที่หน้าตัดด้านขวา และ คาน B03 และ B04 ที่หน้าตัดทั้งสองด้าน สำหรับในกรณีคาน B01 และ B02 สาเหตุที่เกิดการครากขึ้นในหน้าตัดด้านขวาก่อนเกิดเนื่องจาก แรงภายในซึ่งเกิดจากผลของน้ำหนักบรรทุกคงที่มีทิศทางเสริมกับผลของการทรุดตัวของฐานรองรับ และโมเมนต์ที่จุดครากของหน้าตัดทางขวา (ซึ่งเป็นโมเมนต์ในทิศทางลบ) ซึ่งมีค่าต่ำกว่าโมเมนต์ที่จุดคราก (ในทิศทางบวก) ของหน้าตัดทางด้านซ้าย

เมื่อฐานรองรับที่หนึ่งเกิดการทรุดตัวเป็น 24 มม. ($\Delta = 24\ \mathrm{mm}$) คานในชั้นที่หนึ่งเกิดการครากขึ้นหมดทุกหน้าตัดดังแสดงในรูปที่ (5.5จ)

ที่การทรุดตัวของฐานรองรับที่หนึ่งเป็น 45 มม. ($\Delta = 24\ \mathrm{mm}$) เกิดการแตกร้าวขึ้นในเสาเป็นครั้งแรกดังแสดงในรูปที่ (5.5ฉ) การแตกร้าวเกิดขึ้นในหน้าตัดด้านล่างของเสา C06 เนื่องมาจากเป็นจุดต่อที่เชื่อมกันเสาชั้นล่างสุดซึ่งเป็นเสาแข็งเกร็ง (จุดต่อล่างจึงมีลักษณะเป็นจุดต่อแบบยึดแน่น) ทำให้เกิดความเสียหายที่จุดต่อด้านล่างก่อน และเกิดขึ้นในเสา C06 เป็นต้นแรก

เนื่องจากมีค่าโมเมนต์ที่จุดแตกร้าวต่ำกว่าเสา C07 และ C08 ในชั้นเดียวกัน ส่วนในกรณีของเสา C09 และ C10 ในชั้นเดียวกันซึ่งมีค่าโมเมนต์ที่จุดแตกร้าวต่ำกว่าเสา C06 แต่เสาทั้งสองต้นมีสติฟเนสต่อการดัดของเสาต่ำกว่าในเสา C06 แรงภายในที่เกิดขึ้นในเสาจึงมีค่าน้อยกว่าและมีค่ายังไม่ถึงโมเมนต์ที่จุดแตกร้าวของหน้าตัด

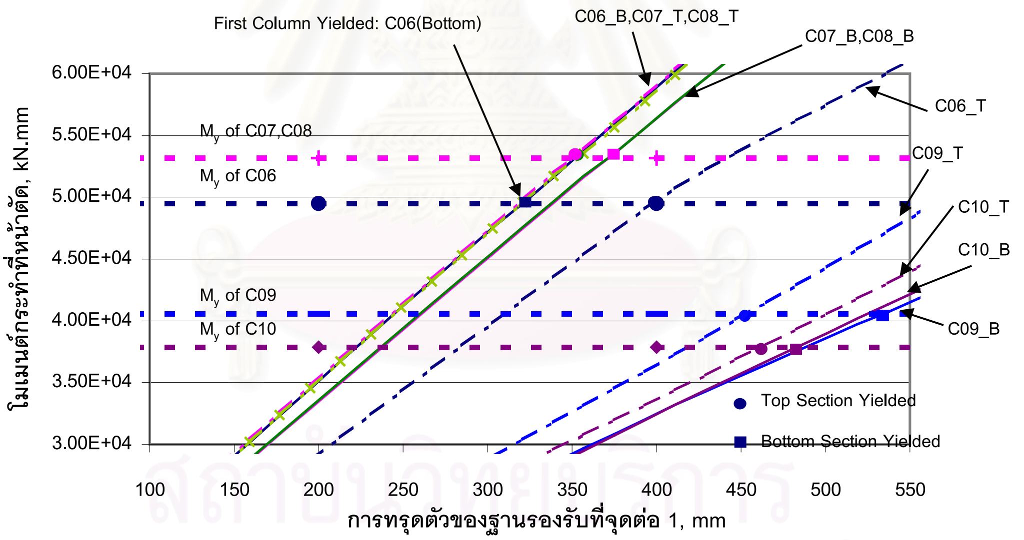
เมื่อฐานรองรับที่หนึ่งเกิดการทรุดตัวเป็น 75 มม. ($\Delta = 75$ mm) เสาทุกต้นในชั้นที่หนึ่งเกิดการแตกร้าวในทุกหน้าตัดดังแสดงในรูปที่ (5.5ซ) โดยลำดับของการแตกร้าวที่เกิดขึ้น คือ ลักษณะการแตกร้าวที่เกิดขึ้นจะกระจายจากเสา C06 ที่หน้าตัดด้านล่าง กระจายเข้าสู่เสา C07, C08 และ C10 ที่หน้าตัดด้านบน เนื่องจากจุดต่อด้านล่างเชื่อมต่อกับเสาแข็งแกร็งซึ่งทำหน้าที่คล้ายกับฐานรองรับแบบยึดแน่น แรงภายในเนื่องจากการดัดของคานในชั้นที่หนึ่งจึงถูกรับโดยเสาแข็งเกร็งเป็นส่วนใหญ่ ในขณะที่จุดต่อด้านบนการดัดของคานจะถูกต้านทานโดยเสาในชั้นที่หนึ่งโดยตรง (C07-C09) จึงเป็นเหตุให้ค่าโมเมนต์ที่กระทำต่อหน้าตัดเสาด้านบนมีค่าสูงจนเกินค่าโมเมนต์ที่จุดแตกร้าวของเสา หลังจากนั้นเมื่อการทรุดตัวของฐานรองรับมากขึ้นการแตกร้าวจึงได้เริ่มกระจายลงสู่หน้าตัดของเสาในด้านล่างของเสา C07, C08 และ C10 ตามลำดับ สำหรับเสา C09 เนื่องจากเป็นเสาต้นในซึ่งมีสติฟเนสต่อการดัดต่ำเมื่อเทียบกับเสาต้นอื่น ดังนั้นโมเมนต์ที่เกิดขึ้นที่หน้าตัดจึงมีค่าต่ำตามไปด้วยซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับเสาต้นอื่นจึงเกิดการแตกร้าวช้ากว่า (ถึงแม้จะมีค่าโมเมนต์ที่จุดแตกร้าวต่ำกว่าก็ตาม) ซึ่งค่าโมเมนต์ที่หน้าตัดของเสาแต่ละต้นในชั้นที่ 1 ที่การทรุดตัวของฐานรองรับที่ 1 มีค่าเพิ่มขึ้นมีลักษณะเป็นไปดังรูปที่ (5.7)



รูปที่ (5.7) ลำดับของการแตกร้าวของหน้าตัด โมเมนต์ที่จุดครากของหน้าตัด และโมเมนต์ที่หน้าตัดของเสาในชั้นที่ 1 เมื่อการทรุดตัวของฐานรองรับเพิ่มขึ้น

เมื่อฐานรองรับเกิดการทรุดตัวเพิ่มขึ้น จะทำให้เกิดการดัดตัวในคานชั้นที่สองมากขึ้นซึ่งทำให้โมเมนต์ที่หน้าตัดของคานในชั้นที่สองมีค่าเพิ่มขึ้น การแตกร้าวของหน้าตัดจึงกระจายเข้าสู่คานในชั้นที่สอง โดยคาน B05 จะเริ่มแตกร้าวก่อนในหน้าตัดทางด้านขวาและด้านซ้ายตามลำดับ และกระจายเข้าสู่คาน B06, B08, B07 ในหน้าตัดด้านขวาและด้านซ้ายตามลำดับ (เนื่องจากโมเมนต์ที่จุดแตกร้าวในหน้าตัดทางขวาอยู่ในทิศทางลบซึ่งมีค่าน้อยกว่าหน้าตัดทางซ้ายซึ่งโมเมนต์ดัดเป็นทิศทางบวก) และที่การทรุดตัวของฐานรองรับที่หนึ่งเป็น 315 มม. ($\Delta = 315\ \mathrm{mm}$) หน้าตัดของคานทั้งหมดในชั้นที่สองเกิดการแตกร้าวทั้งหมด แสดงดังรูปที่ (5.5ซ)

เมื่อการทรุดตัวของฐานรองรับที่หนึ่งมีค่าเป็น 321 มม. ($\Delta = 321\ \mathrm{mm}$) จะเกิดการครากขึ้นครั้งแรกในหน้าตัดของเสา ดังแสดงในรูปที่ (5.5ฌ) โดยตำแหน่งที่เกิดได้แก่หน้าตัดเสาด้านล่างของเสา C06 เนื่องจากเป็นเสาช่วงนอกซึ่งมีค่าโมเมนต์ที่จุดครากต่ำกว่าเสา C07 และ C08 ซึ่งอยู่ในชั้นเดียวกันและการทรุดตัวก่อให้เกิดการเปลี่ยนตำแหน่งทางข้างระหว่างชั้นที่ 1 กับชั้นที่ 2 ค่อนข้างสูงจึงทำให้สภาพเสา C06 มีลักษณะพฤติกรรมคล้ายกับคานยื่นซึ่งมีฐานรองรับเป็นจุดยึดแน่น จึงเป็นเหตุให้โมเมนต์ที่หน้าตัดเสาด้านล่างมีค่าเกินโมเมนต์ที่จุดคราก



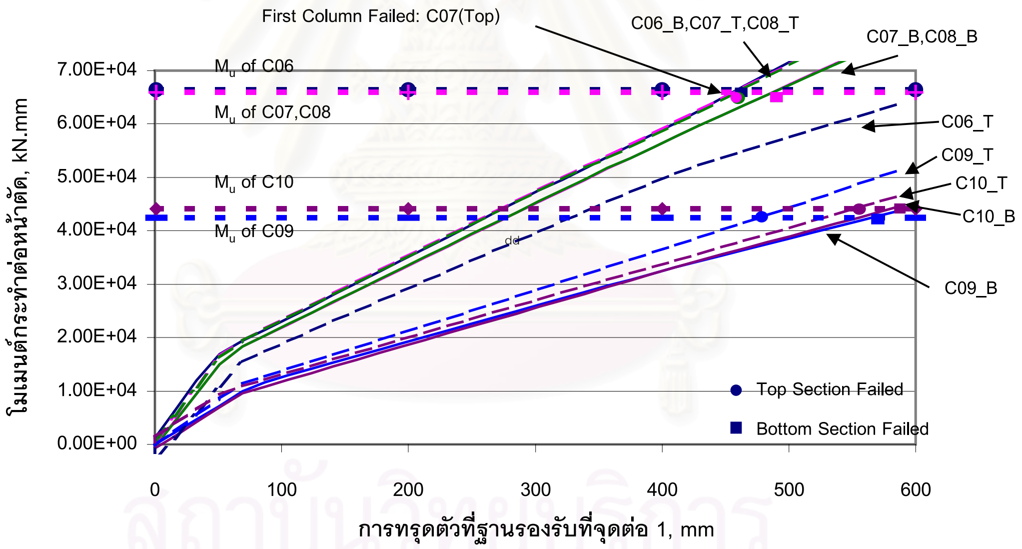
รูปที่ (5.8) ลำดับของการคราก โมเมนต์ที่จุดครากของหน้าตัด และโมเมนต์กระทำที่หน้าตัดของเสาในชั้นที่ 1 (C06-C10) เมื่อการทรุดตัวของฐานรองรับเพิ่มขึ้น

พิจารณารูปที่ (5.8) จากจุดแรกที่หน้าตัดด้านล่างของเสา C06 เกิดการคราก เมื่อการทรุดตัวของฐานรองรับยังคงมีค่าเพิ่มขึ้นการครากจะกระจายเข้าสู่เสาต้นอื่นในชั้นที่หนึ่ง (C07-C10) โดยเริ่มจากหน้าตัดด้านบนของเสา C07 และ C08 เนื่องเป็นเสาต้นถัดจากเสา C06 ซึ่งเกิดการครากไปก่อน แล้วกระจายเข้าสู่หน้าตัดด้านล่างตามลำดับ หลังจากเกิดการครากขึ้นในเสาสามต้นทางซ้าย เสาสองต้นทางด้านขวาจึงเริ่มครากโดยเริ่มจากหน้าตัดด้านบนกระจายลงสู่หน้า

ตัดด้านล่าง (ลำดับของการครากคือ C06 (ล่าง) → C07(บน),C08(บน) → C07(ล่าง),C08(ล่าง) → C06(บน) → C09(บน) → C10(บน) → C10(ล่าง) → C09(ล่าง) ตามลำดับ) โดยหน้าตัดที่เกิดการครากของโครงสร้างตัวอย่างจะเป็นดังรูปที่ (5.5ญ)

หน้าตัดของเสาต้นแรกในโครงสร้างถึงจุดประลัย เมื่อการทรุดตัวของฐานรองรับที่หนึ่งมีค่าเป็น 453 มม. ($\Delta = 453$ mm) โดยหน้าตัดแรกที่ถึงจุดประลัยได้แก่ หน้าตัดด้านบนของเสา C07 ดังโครงสร้างที่แสดงในรูปที่ (5.5ฎ)

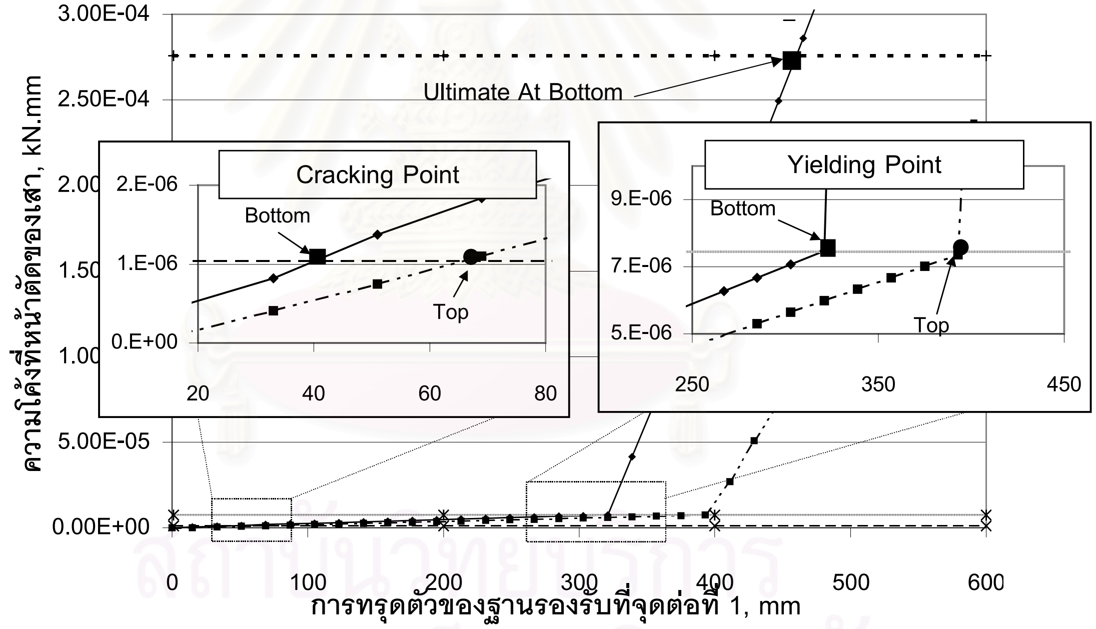
จากรูปที่ (5.9) ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความโค้งของหน้าตัดของเสาที่การทรุดตัวของฐานรองรับขนาดใดๆ สังเกตได้ว่าลำดับของการถึงจุดประลัยของเสาในชั้นที่หนึ่งพิจารณาได้จากตำแหน่งที่เส้นความโค้งตัดกับค่าความโค้งที่จุดประลัยของแต่ละชิ้นส่วน และเป็นไปดังต่อไปนี้ C07(บน) → C08(บน) → C06(ล่าง) → C09(บน) → C07(ล่าง),C08(ล่าง) → C10 (บน) โดยการทรุดตัวของฐานรองรับที่หนึ่งซึ่งทำให้เสาทุกต้นในชั้นที่หนึ่งถึงจุดประลัยได้แก่ที่ 555 มม. ($\Delta = 555$ mm)



รูปที่ (5.9) ลำดับของถึงจุดประลัย โมเมนต์ที่จุดประลัยของหน้าตัด และโมเมนต์กระทำต่อหน้าตัดเสาในชั้นที่ 1 (C06-C10) เมื่อการทรุดตัวของฐานรองรับมีค่าเพิ่มขึ้น

5.3.3 พฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้างหลักภายใต้การทรุดตัวของฐานรองรับ

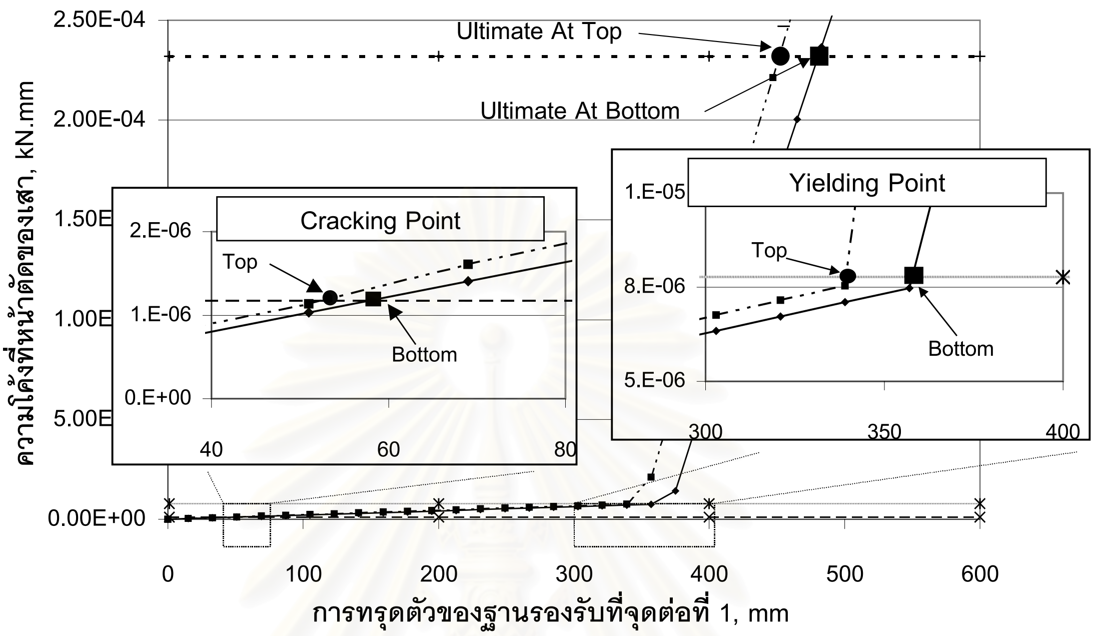
ชิ้นส่วนโครงสร้างหลักที่นำมาพิจารณา คือ เสาในชั้นที่หนึ่งเนื่องจากพฤติกรรมของโครงสร้างตัวอย่างเมื่อเพิ่มการทรุดตัวของฐานรองรับให้มากขึ้นถึงระดับหนึ่งการวิบัติจะเกิดขึ้นกับหน้าตัดของเสาในชั้นที่หนึ่งก่อนส่วนอื่น โดยเสา C07 ซึ่งเป็นเสาต้นแรกที่เกิดการวิบัติ พิจารณารูปที่ (5.10) ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความโค้งที่หน้าตัดของเสาทั้งในด้านบนและด้านล่างที่ค่าการทรุดตัวของฐานรองรับที่หนึ่งต่างๆ กัน สังเกตได้ว่าความโค้งของหน้าตัดที่เกิดขึ้นในหน้าตัดบนมีค่ามากกว่าในหน้าตัดด้านล่าง ซึ่งลักษณะดังกล่าวมีสาเหตุมาจากจุดต่อด้านล่างของเสาเชื่อมต่อกับเสาแข็งเกร็งจะมีลักษณะคล้ายกับจุดต่อยึดแน่นทำให้เกิดการดัดได้น้อยกว่าในหน้าตัดด้านบนซึ่งเชื่อมต่อกับคานและเสา จากสภาพดังกล่าวทำให้เมื่อเพิ่มการทรุดตัวของฐานรองรับมากขึ้นเรื่อยจะทำให้หน้าตัดด้านบนของเสาเกิดการแตกร้าว การคราก และ วิบัติก่อนหน้าหน้าตัดด้านล่างเสมอ ซึ่งลักษณะของเสาที่มีลำดับของการวิบัติเป็นไปเช่นเดียวกับเสา C07 ได้แก่เสา C08,C09 และ C10



รูปที่ (5.10) ความโค้งของหน้าตัดของเสา C07 เมื่อการทรุดตัวของฐานรองรับเพิ่มขึ้น

เสา C06 เป็นเสาต้นที่เกิดการครากขึ้นเป็นต้นแรกมีพฤติกรรมการรับแรงต่างจากในกรณีเสาต้นอื่น พิจารณารูปที่ (5.11) สังเกตได้ว่าความโค้งที่เกิดขึ้นในหน้าตัดด้านล่างมีค่าสูงกว่าหน้าตัดด้านบน ณ ที่การทรุดตัวของฐานรองรับที่ตำแหน่งเดียวกันลักษณะพฤติกรรมดังกล่าวเกิดเนื่องจากเสา C06 เป็นเสาด้านนอกทำให้แรงภายในของจุดต่อเนื่องจากการดัดตัวของจุดต่อที่ด้านล่างของเสาถูกต้านทานโดยเสา C06 เป็นส่วนใหญ่ (เพราะว่าคานในชั้นที่หนึ่งเกิดการครากไป

ก่อนหน้านี้แล้ว) อีกทั้งจุดต่อด้านบนซึ่งเชื่อมต่อกับเสาและคานในชั้นที่ 2 จะถูกยึดรั้งโดยโครงข้อแข็งชั้นบน ทำให้การดัดตัวที่เกิดขึ้นในเสาด้านบนมีไม่มากนัก จากข้อสังเกตดังกล่าวเสา C06 จึงเกิดการแตกร้าว การคราก และการวิบัติขึ้นในหน้าตัดด้านล่างก่อนหน้าตัดด้านบน



รูปที่ (5.11) ความโค้งของหน้าตัดของเสา C06 เมื่อการทรุดตัวของฐานรองรับเพิ่มขึ้น

5.4 การประเมินความเสียหายจากดัชนีความเสียหาย

พฤติกรรมของโครงสร้างตัวอย่างภายใต้แรงกระทำเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และผลเนื่องจากการทรุดตัวของฐานรองรับสามารถอธิบายได้โดยพิจารณาจากดัชนีความเสียหายของหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างดังรูปที่ (5.12) ดัชนีความเสียหายที่นำมาใช้ในการพิจารณาครั้งนี้คำนวณได้จากอัตราส่วนระหว่างค่าโมเมนต์ที่หน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างต่อโมเมนต์ที่จุดประลัยของหน้าตัด ($DI = M/M_u$) และกำหนดให้ค่าดัชนีความเสียหายเริ่มต้นเป็นค่าอัตราส่วนระหว่างโมเมนต์ที่จุดแตกร้าวของหน้าตัดต่อโมเมนต์ที่จุดประลัยของหน้าตัด ($DI_0 = M_{cr}/M_u$) จึงสามารถแบ่งพฤติกรรมของหน้าตัดออกตามค่าดัชนีความเสียหาย (DI) สำหรับในโครงสร้างตัวอย่างที่วิเคราะห์โดยประมาณได้ดังนี้

1. $DI < M_{cr}/M_u \left(DI < 0.2\right)$ หน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างอยู่ในช่วงอิลาสติก
2. $M_{cr}/M_u \le DI < M_y/M_u$ ($0.2 \le DI < 0.6$ สำหรับคาน และ $0.2 \le DI < 0.7$ สำหรับเสา) หน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างเกิดการแตกร้าว (Cracking State)
3. $M_y/M_u \le DI < 1.0$ ($0.6 \le DI < 1.0$ สำหรับคาน และ $0.7 \le DI < 1.0$ สำหรับเสา) หน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างเกิดการคราก (Yielding State)

4. $DI \geq 1.0$ หน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างเกิดความเสียหายจนไม่สามารถใช้งานได้ (ค่าโมเมนต์ที่หน้าตัดถึงจุดประลัย)

จากลักษณะของดัชนีความเสียหายที่ได้กล่าวไปข้างต้นสามารถอธิบายพฤติกรรมของโครงสร้างตัวอย่างซึ่งมีค่าดัชนีความเสียหายของหน้าตัดดังรูปที่ (5.12) ได้ดังต่อไปนี้

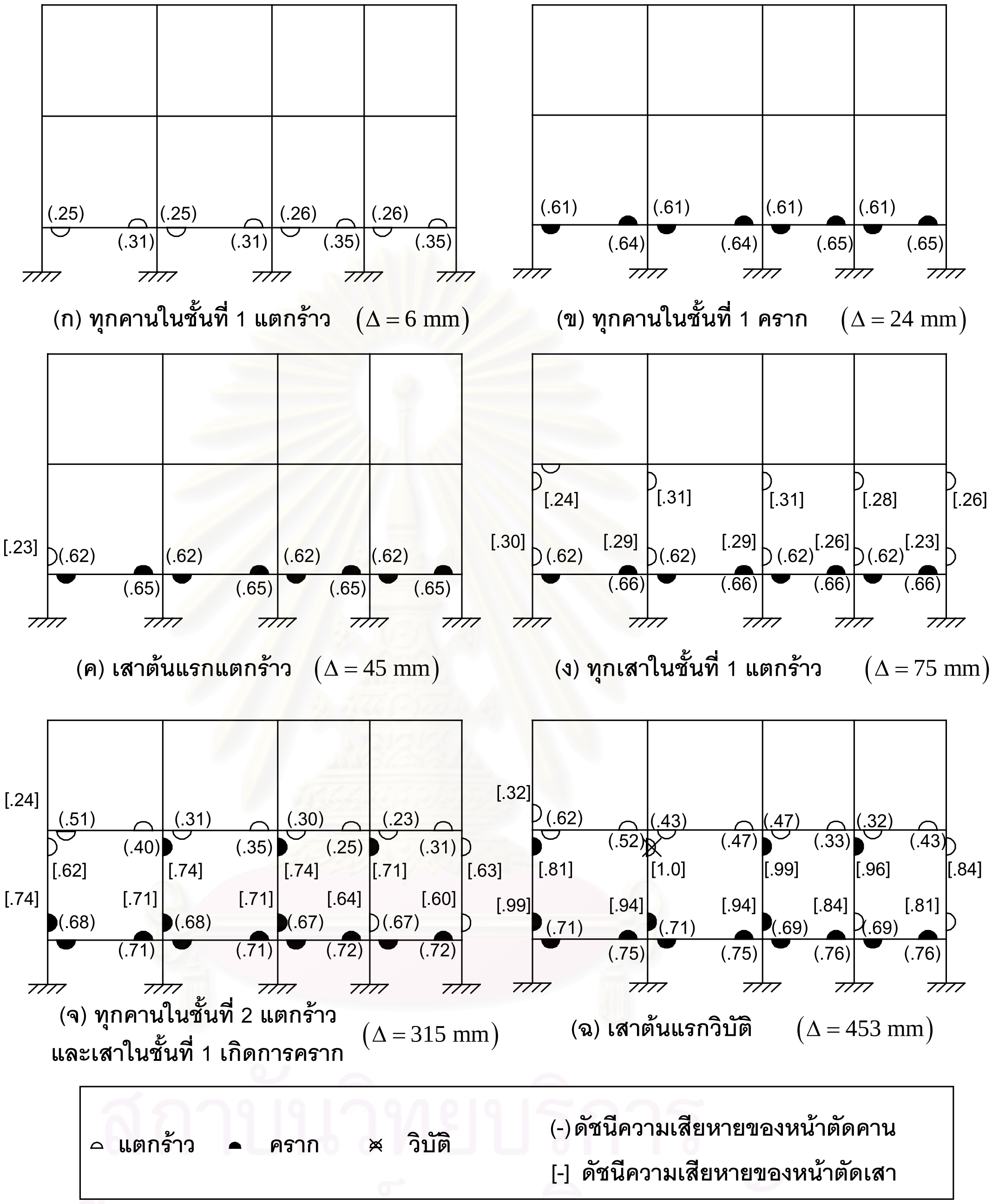
ในกรณีโครงสร้างเกิดการทรุดตัวของฐานรองรับที่หนึ่งเป็นระยะ 6 มม. ($\Delta = 6$ mm) ดังรูปที่ (5.12ก) ค่าดัชนีความเสียหายของหน้าตัดคานในชั้นที่หนึ่งทั้งด้านซ้ายและด้านขวามีค่าอยู่ในช่วง 0.25-0.36 ซึ่งแสดงให้เห็นว่าคานในชั้นที่หนึ่งเกิดการแตกร้าวในทุกๆ หน้าตัด และขนาดของค่าดัชนีความเสียหายในหน้าตัดด้านขวามีค่ามากกว่าหน้าตัดทางด้านซ้ายของคานแสดงให้เห็นว่าหน้าตัดทางด้านขวาของคานเกิดความเสียหายมากกว่า

กรณีโครงสร้างเกิดการทรุดตัวของฐานรองรับที่หนึ่งเป็นระยะ 24 มม. ($\Delta = 24$ mm) ดังรูปที่ (5.12ข) ค่าดัชนีความเสียหายของหน้าตัดคานในชั้นที่หนึ่งมีค่าอยู่ในช่วงประมาณ 0.61-0.65 ซึ่งสามารถอธิบายได้ว่าคานในชั้นที่หนึ่งเกิดการครากจนหมดทุกหน้าตัด โดยที่หน้าตัดทางด้านขวาของคานเกิดความเสียหายมากกว่าทางด้านซ้าย

เมื่อฐานรองรับที่หนึ่งของโครงสร้างเกิดการทรุดตัวเป็นระยะ 45 มม. ($\Delta = 45$ mm) ดังรูปที่ (5.12ค) ค่าดัชนีความเสียหายในคานชั้นที่หนึ่งยังคงมีค่าอยู่ในช่วง 0.62-0.65 แสดงว่าคานยังคงอยู่ในช่วงของการครากอยู่ ส่วนในเสา C06 ที่หน้าตัดด้านล่างเกิดการแตกร้าวเนื่องจากมีค่าดัชนีความเสียหายเป็น 0.23

พิจารณารูปที่ (5.12ง) โครงสร้างเกิดการทรุดตัวของฐานรองรับที่หนึ่งเป็นระยะ 75 มม. ($\Delta = 24$ mm) ค่าดัชนีความเสียหายของหน้าตัดเสาในชั้นที่หนึ่งมีเกิน 0.2 แต่ไม่เกิน 0.7 แสดงว่าหน้าตัดของเสาทุกต้นในชั้นที่หนึ่งเกิดการแตกร้าว และเป็นที่สังเกตได้ว่าเสา C06 ที่หน้าตัดล่าง เสา C07 และ C08 ที่หน้าตัดด้านบนมีค่าดัชนีความเสียหายมากกว่าในหน้าตัดอื่น แสดงให้เห็นว่าในหน้าตัดดังกล่าวเกิดการเสียหายมากกว่า หรือกล่าวในอีกนัยหนึ่งคือหน้าตัดดังกล่าวเกิดการแตกร้าวขึ้นก่อนหน้าตัดอื่น

เมื่อฐานรองรับที่หนึ่งเกิดการทรุดตัวเป็นระยะ 315 มม. ($\Delta = 315$ mm) ดังรูปที่ (5.12จ) ค่าดัชนีความเสียหายในคานชั้นที่สองมีค่าเกิน 0.2 หมดทุกหน้าตัด แสดงว่าคานในชั้นที่สองทั้งหมดเกิดการแตกร้าว ส่วนในกรณีของเสาค่าดัชนีความเสียหายในเสา C06 ที่หน้าตัดด้านล่าง เสา C07 และ C08 ทั้งสองหน้าตัด และเสา C09 ที่หน้าตัดด้านบน มีค่าเกิน 0.7 ซึ่งแสดงว่าหน้าตัดของเสาดังกล่าวเกิดการครากแล้ว



รูปที่ (5.12) สภาพของหน้าตัดของโครงสร้างและค่าดัชนีความเสียหายของหน้าตัด
ที่การทรุดตัวต่างๆของฐานรองรับ

เมื่อฐานรองรับที่หนึ่งของโครงสร้างเกิดการทรุดตัวเป็นระยะ 453 มม. ($\Delta = 453$ mm) ดังแสดงในรูปที่ (5.12ฉ) ดัชนีความเสียหายของหน้าตัดด้านบนของเสา C07 มีค่าเป็น 1.0 แสดงให้เห็นว่าหน้าตัดของเสาต้นดังกล่าวรับแรงจนถึงค่าโมเมนต์ที่จุดประลัยของหน้าตัด หรือกล่าวในอีกนัยหนึ่งคือหน้าตัดดังกล่าวเกิดการวิบัติแล้ว

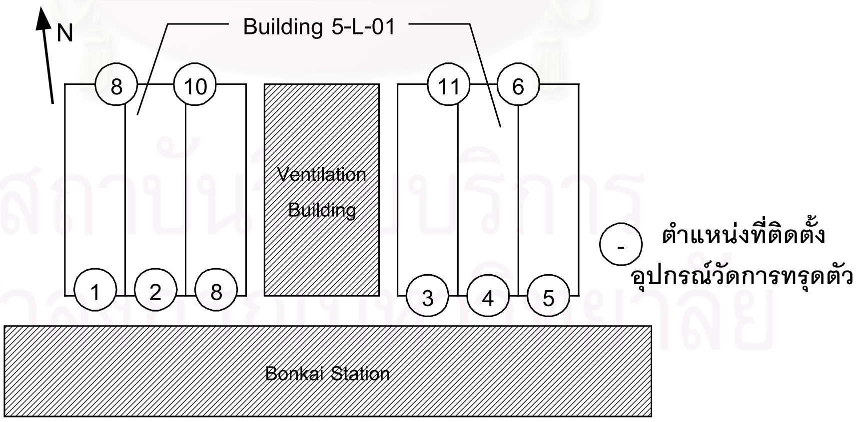
จากผลการวิเคราะห์พฤติกรรมโดยอาศัยการพิจารณาค่าดัชนีความเสียหายเมื่อเปรียบเทียบกับการตรวจสอบคุณสมบัติของโครงสร้างโดยตรงในการวิเคราะห์ จะเป็นที่สังเกตได้ว่าเป็นวิธีการที่สามารถอธิบายพฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้างอย่างสะดวกและเข้าใจในสภาพความเสียหายของโครงสร้างได้ง่าย โดยการกำหนดช่วงของค่าดัชนีความเสียหายที่เหมาะสมกับโครงสร้างที่นำมาทำการวิเคราะห์ อย่างไรก็ตามการกำหนดช่วงของดัชนีความเสียหายเพียงค่าเดียวเพื่อใช้สำหรับอธิบายพฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้างทั้งหมดอาจทำให้ผลของพฤติกรรมที่ได้ไม่ละเอียดถูกต้องมากนักสำหรับในกรณีที่ต้องการความแม่นยำในการทำนายผล

5.5 พฤติกรรมของโครงสร้างในสภาพการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริง

เนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินจะก่อให้เกิดการทรุดตัวซึ่งอาจมีผลทำความเสียหายต่อโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่อยู่ในบริเวณข้างเคียงได้ ดังนั้นทางโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินจึงได้มีการเก็บข้อมูลตรวจวัดอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในบริเวณสถานีรถไฟฟ้าบ่อนไก่ โดยได้ทำการเก็บข้อมูลตรวจสอบดังต่อไปนี้

1. การตรวจวัดค่าการทรุดตัวของฐานรองรับของอาคารโครงสร้างตัวอย่าง

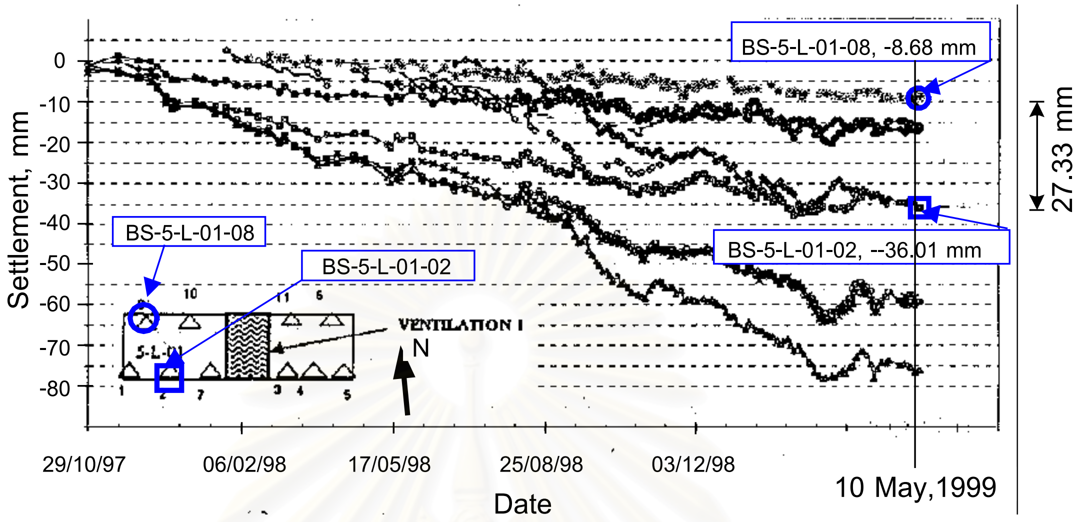
ได้มีการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นกับอาคารคอนกรีตเสริมในบริเวณสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินบ่อนไก่ เพื่อทำการเก็บข้อมูลการทรุดตัวที่เกิดขึ้น ณ เวลาต่างๆ โดยติดตั้งในตำแหน่งแสดงดังรูปที่ (5.13)



รูปที่ (5.13) ตำแหน่งที่ติดตั้งอุปกรณ์วัดการทรุดตัวของอาคารตัวอย่าง

จากรายงานของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดิน ข้อมูลการทรุดตัวที่อุปกรณ์ตรวจวัดข้างต้น ณ เวลาต่างๆ จนถึงวันที่ 10 พฤษภาคม พ.ศ. 2542 มีค่าแสดงดังรูปที่ (5.14) โดยแกนราบแสดงวันที่เก็บข้อมูล และแกนดิ่งแสดงค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้น จากข้อมูลดังกล่าวพบว่าการทรุดตัว

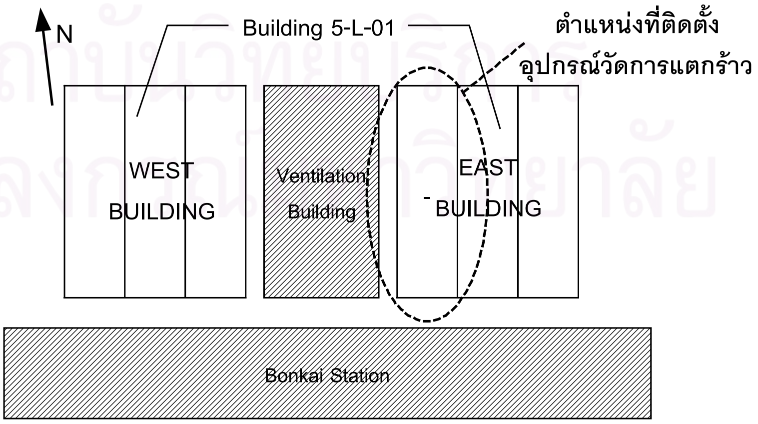
สูงสุดที่เกิดขึ้น (จากข้อมูลที่ทำการตรวจวัดถึงวันที่ 10 พฤษภาคม พ.ศ. 2542) ที่สถานีตรวจวัดที่ 2 และ 8 มีค่าเป็น 36.01 มม. และ 8.68 มม. ตามลำดับ ซึ่งให้ค่าการทรุดตัวที่แตกต่างกันระหว่างฐานรองรับทั้งสองด้านของโครงข้อแข็งในแนวเหนือ-ใต้เป็น 27.33 มม.



รูปที่ (5.14) การทรุดตัวของอาคารตัวอย่างที่ตำแหน่งที่ติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด ณ เวลาต่าง ๆ (เก็บข้อมูลถึงวันที่ 10 พฤษภาคม พ.ศ. 2542)

2. การตรวจสภาพความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนโครงสร้าง

ทางโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินได้มีการติดตั้งอุปกรณ์วัดการแตกร้าวที่บริเวณชิ้นส่วนโครงสร้างของอาคารตัวอย่าง โดยทำการติดตั้งในส่วนของผนังก่ออิฐ และคานในโครงข้อแข็งของอาคารตัวอย่างทางด้านตะวันออกของ Ventilation Building แสดงดังรูปที่ (5.15)



รูปที่ (5.15) ตำแหน่งที่ติดตั้งอุปกรณ์วัดการแตกร้าวของชิ้นส่วนโครงสร้าง

จากรายงานการตรวจสอบพบว่า ความเสียหายส่วนใหญ่เกิดขึ้นในส่วนโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบให้รับแรง (Nonstructural members) เช่น ผนังก่ออิฐฉาบปูน เป็นต้น ซึ่งจะเกิดการแตกร้าวขนาดใหญ่ขึ้น นอกจากนี้ยังพบรอยแตกร้าวขนาดเล็ก (Minor cracks) เกิดขึ้นในคานและแผ่นพื้นบางส่วนของโครงสร้างทั้งฝั่งตะวันออกและตะวันตกในแนวที่ติดกับแนว Ventilation Building

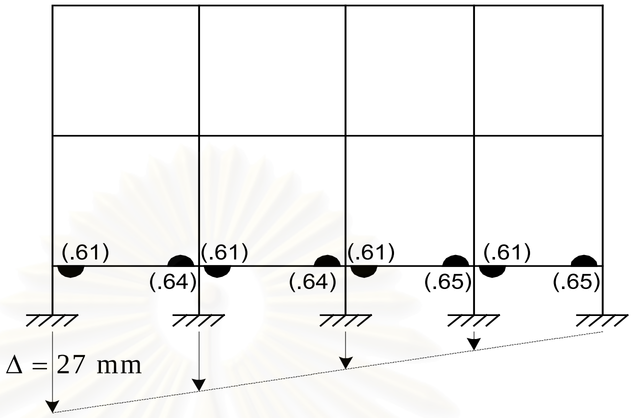
นอกจากนี้ได้มีการจำลองอาคารตัวอย่างดังกล่าวเป็นโครงข้อแข็ง 2 มิติ โดยเลือกวิเคราะห์โครงข้อแข็งในทิศทางตะวันออก-ตะวันตก ขนาดกว้าง 3 ช่วงคาน ภายใต้ลักษณะการทรุดตัวแบบพาราโบลาซึ่งคำนวณด้วยวิธีของ Bowles และวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง STAAD-III อย่างไรก็ตามเนื่องจากโปรแกรมดังกล่าวไม่สามารถวิเคราะห์โครงสร้างซึ่งมีพฤติกรรมแบบอินอิลาสติกได้ จึงได้ทำการวิเคราะห์โดยทดลองให้โครงสร้างภายใต้การทรุดตัวของฐานรองรับในขนาดที่เพิ่มขึ้นจนกระทั่งแรงภายในหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างมีค่าถึงจุดวิกฤต (ได้แก่จุดแตกร้าวและจุดคราก) แล้วจึงทำการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติของหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างที่ผ่านจุดวิกฤตแล้ว หลังจากนั้นทำการวิเคราะห์ภายใต้การทรุดตัวที่เพิ่มขึ้นจนกระทั่งพบตำแหน่งจุดวิกฤตใหม่อีกครั้ง ทำการวิเคราะห์ในลักษณะเช่นนี้จนถึงขนาดของการทรุดตัวที่ทำนายไว้ (โดยวิธีการของ Bowles ข้างต้น) จะได้ว่าผลการวิเคราะห์ที่ได้จะแสดงลำดับของการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้าง และขนาดของการทรุดตัวที่ก่อให้เกิดการแตกร้าวและการครากขึ้นในคานหรือเสา และพฤติกรรมของโครงสร้างภายหลังรับการทรุดตัวที่ทำนายไว้

การเปรียบเทียบผลกับการวิเคราะห์ตัวอย่างโครงสร้างโดยโปรแกรมที่เสนอ

จากข้อมูลการตรวจวัดการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงกับอาคารตัวอย่างในบริเวณสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินบริเวณบ่อนไก่ ได้ค่าการทรุดตัวของฐานรองรับที่ขอบของโครงข้อแข็งในทิศทางเหนือ-ใต้ แตกต่างกันเป็น 27.33 มิลลิเมตร (เป็นข้อมูล ณ วันที่ 10 พฤษภาคม พ.ศ. 2543) เมื่อทำการเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างโดยโปรแกรมที่นำเสนอไปข้างต้น พบว่าโครงสร้างตัวอย่างที่จำลองขึ้นอยู่ในสภาพที่เกิดการครากขึ้นในส่วนของคานในชั้นที่หนึ่งทั้งหมด ดังแสดงในรูปที่ (5.16) จากรูปจุดสีดำที่ขอบของคานแสดงว่าหน้าตัดดังกล่าวมีค่าโมเมนต์ถึงค่าโมเมนต์ที่จุดครากของหน้าตัด ส่วนค่าตัวเลขในวงเล็บเป็นดัชนีความเสียหายของหน้าตัดของคาน

อย่างไรก็ตามการทรุดตัวของอาคารโครงสร้างดังกล่าวยังคงมีค่าเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ ซึ่งลักษณะของพฤติกรรมของอาคารตัวอย่างเมื่อได้รับการทรุดตัวมากขึ้น สามารถอธิบายได้โดยอาศัยผลการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่าง คือ เมื่อโครงสร้างตัวอย่างรับการทรุดตัวจนกระทั่งมีค่าเกิน 45 มม. พบว่าการแตกร้าวจะเริ่มกระจายเข้าสู่เสาชั้นที่ 1 จนกระทั่งหน้าตัดเสาในชั้นที่ 1 เกิด

การแตกร้าวทั้งหมด หลังจากนั้นหากการทรุดตัวยังคงมีค่าเพิ่มขึ้น ความเสียหายจะกระจายเข้าสู่คานในชั้นที่ 2 ในลำดับถัดมา ดังนั้นในแง่ของการซ่อมแซมหรือการปรับปรุงความสามารถในการรับแรงของโครงสร้าง จึงควรมีการเสริมความแข็งแรงให้กับคานและเสาในชั้นที่หนึ่งเพื่อให้สามารถรองรับผลจากการทรุดตัวของฐานรองรับที่เพิ่มขึ้นได้



รูปที่ (5.16) โครงสร้างตัวอย่างภายใต้ผลการทรุดตัวที่ฐานรองรับที่ขอบแตกต่างกัน เป็น 27 มม. (ข้อมูลจากการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริง ณ วันที่ 10 พฤษภาคม 2543)

อย่างไรก็ตามในอาคารจริงซึ่งเป็นโครงสร้าง 3 มิติ อาจมีการยึดรั้งกันระหว่างโครงข้อแข็งแต่ละโครงด้วยแผ่นพื้น แรงภายในที่รับโดยชิ้นส่วนโครงสร้างจึงอาจมีค่าน้อยลง อีกทั้งอาคารจริงยังมีส่วนโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบให้รับแรง ซึ่งได้แก่ ผนังก่ออิฐ เป็นต้น จะสามารถช่วยรับแรงดัดที่เกิดขึ้นต่อคานทำให้โครงสร้างมีความแข็งแรงกว่าสภาพของโครงข้อแข็งตัวอย่างที่จำลองขึ้น นอกจากนี้สภาพการทรุดตัวสูงสุดที่เกิดขึ้นในสถานที่จริงไม่ได้มีขนาดเท่ากันในสำหรับทุกๆ โครงข้อแข็ง เป็นเหตุให้อาคารตัวอย่างยังอยู่ในสภาพที่รับแรงได้โดยไม่เกิดความเสียหายต่อโครงสร้างมากนักหากแต่เพียงเกิดการแตกร้าวขึ้นในส่วนโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบให้รับแรง แผ่นพื้นและคานเพียงบางส่วนของอาคารเท่านั้น

บทที่ 6
สรุปและข้อเสนอแนะ

6.1 สรุปผลการวิจัย

งานวิจัยนี้ได้ทำการพัฒนาโปรแกรมขึ้นเพื่อใช้ในการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้ผลของน้ำหนักบรรทุกกระทำในรูปแบบต่างๆ ได้แก่ แรงกระทำที่จุดต่อ น้ำหนักบรรทุกแบบแผ่เนื่องจากแรงโน้มถ่วง รวมไปถึงผลเนื่องจากการทรุดตัวของฐานรองรับ ลักษณะการวิเคราะห์เป็นการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นโดยคำนึงพฤติกรรมแบบอินอิลาสติกของหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นสำคัญ หลักการที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้น คือวิธีการคำนวณแบบนิวตันราฟสัน (Newton-raphson method) ซึ่งอาศัยการแบ่งน้ำหนักบรรทุกกระทำออกเป็นน้ำหนักบรรทุกส่วนเพิ่ม (Load increment) และทำการวิเคราะห์ภายใต้น้ำหนักบรรทุกส่วนเพิ่มเพื่อคำนวณหาการเปลี่ยนตำแหน่งส่วนเพิ่มและแรงภายในที่เกิดขึ้น จากนั้นจะคำนวณค่าแรงคงค้างซึ่งหากยูคลีเดียนนอร์ม (Euclidean norm) ของเวคเตอร์ของแรงคงค้างมีค่ามากเกินกว่าเกณฑ์ที่กำหนดจะเริ่มคำนวณซ้ำโดยใช้แรงคงค้างเป็นน้ำหนักบรรทุกขั้นต่อไป หน้าตัดของชิ้นส่วนจะถูกจำลองให้อยู่ในรูปความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งในรูปแบบเส้นตรงสามเส้นโดยไม่คำนึงถึงผลของการเปลี่ยนแปลงแรงในแนวแกน และใช้แบบจำลองของการกระจายคุณสมบัติทางเฟลกซิบิลิตีของชิ้นส่วนโครงสร้างได้แก่ แบบจำลองการกระจายพฤติกรรมแบบพลาสติก และแบบจำลองการกระจายการคราก เพื่อใช้ในการสร้างเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบอินอิลาสติก และด้วยการแปลงโคออร์ดิเนตด้วยเมตริกซ์ของการแปลง (Transformation matrix) จะสามารถสร้างเมตริกซ์สติฟเนสในสภาวะปัจจุบันของโครงสร้างได้

โปรแกรมที่นำเสนอเป็นโปรแกรมที่พัฒนาขึ้นบนโปรแกรม MATLAB ซึ่งในการป้อนข้อมูลของการวิเคราะห์จะทำในลักษณะเป็นแฟ้มข้อความ (Text files) โดยข้อมูลที่จำเป็นในการวิเคราะห์ประกอบไปด้วย ลักษณะทางเรขาคณิตของโครงสร้าง คุณสมบัติของหน้าตัดหรือความสัมพันธ์โมเมนต์และความโค้งของหน้าตัด ตำแหน่งของฐานรองรับของโครงสร้าง และลักษณะของน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อโครงสร้าง (หากป้อนข้อมูลเป็นคุณสมบัติของหน้าตัดตัวโปรแกรมจะทำการวิเคราะห์หาความสัมพันธ์โมเมนต์และความโค้งของหน้าตัดออกมาด้วย) และเมื่อได้ทำการวิเคราะห์แล้ว ผลของการวิเคราะห์จะประกอบไปด้วยข้อมูลของการเปลี่ยนตำแหน่งแรงกระทำที่ฐานรองรับ แรงภายในของชิ้นส่วนโครงสร้าง และพฤติกรรมของโครงสร้างที่เปลี่ยนแปลงไป (แตกร้าว คราก หรือวิบัติ) รวมถึงค่าดัชนีความเสียหายของโครงสร้างภายใต้น้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้น

นอกจากนี้ได้ทำการตรวจสอบผลการวิเคราะห์กับการวิเคราะห์โดยโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง STAAD-III สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างแบบอิลาสติก ซึ่งความแตกต่างของผลการคำนวณการเปลี่ยนตำแหน่ง และแรงภายในที่ได้อยู่ในระดับไม่เกิน 10 เปอร์เซ็นต์ ส่วนในกรณีของการวิเคราะห์โครงสร้างแบบอินอิลาสติกได้ทำการเปรียบเทียบกับโปรแกรม IDARC2D ver. 4.0 ซึ่งให้ผลการวิเคราะห์ที่ใกล้เคียงกันมาก ทั้งในแง่ของลำดับของการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมในชิ้นส่วนโครงสร้าง ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานรองรับกับการเปลี่ยนตำแหน่งทางข้างที่ชั้นบนภายใต้การวิเคราะห์แรงดันทางข้าง รวมถึงค่าดัชนีความเสียหายในแต่ละชิ้นส่วนโครงสร้าง และในกรณีของการเปรียบเทียบผลกับงานวิจัยในอดีตได้ผลของค่าน้ำหนักบรรทุกกระทำสูงสุดมีค่าแตกต่างกันอยู่ในระดับไม่ถึง 10 เปอร์เซ็นต์

งานวิจัยครั้งนี้ยังได้ทำการวิเคราะห์ตัวอย่างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่อยู่ใกล้กับบริเวณสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินซึ่งเกิดการทรุดตัวของฐานรากในระดับที่อาจเกิดอันตรายต่อโครงสร้างได้ โดยได้จำลองอาคารตัวอย่างให้อยู่ในรูปโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 มิติ และวิเคราะห์ภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่เนื่องจากน้ำหนักของโครงสร้างร่วมกับการวิเคราะห์การทรุดตัวของฐานรองรับ ผลที่ได้จากการวิเคราะห์อาคารดังกล่าว แสดงให้เห็นได้ว่าในสภาพการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานรองรับอาจก่อให้เกิดผลกระทบต่อโครงสร้างได้อย่างมาก โดยตำแหน่งที่ได้รับผลกระทบก่อน คือ คานในชั้นที่หนึ่งของโครงสร้างตัวอย่างซึ่งจะเกิดการแตกร้าวและการครากขึ้นก่อนชิ้นส่วนโครงสร้างอื่นแต่เนื่องจากหน้าตัดคานของโครงสร้างตัวอย่างค่อนข้างมีความเหนียวมาก จึงเป็นเหตุให้ไม่เกิดการวิบัติในส่วนของคานในชั้นที่หนึ่ง อย่างไรก็ตามหากการทรุดตัวยังคงมีค่าเพิ่มขึ้นจะทำให้แรงภายในหน้าตัดของเสาในชั้นที่หนึ่งจะมีค่ามากขึ้นจนกระทั่งเกิดการแตกร้าวในหน้าตัดขึ้นได้ ซึ่งการแตกร้าวในหน้าตัดของเสาในชั้นที่หนึ่งจะเกิดขึ้นในทุกหน้าตัดเมื่อการทรุดตัวของฐานรองรับทางด้านซ้ายเป็น 75 มม. หลังจากนั้นการแตกร้าวจะเริ่มกระจายเข้าสู่คานในชั้นที่สอง และถ้าการทรุดตัวของฐานรองรับยังคงมีค่ามากขึ้นอย่างต่อเนื่องเสาในชั้นที่หนึ่งจะเริ่มเกิดการคราก โดยการครากในเสาต้นแรกเกิดขึ้นเมื่อการทรุดตัวของฐานรองรับทางซ้ายเป็น 321 มม. และหน้าตัดของเสาในชั้นที่หนึ่งจะเกิดการวิบัติขึ้นหน้าตัดแรกเมื่อการทรุดตัวของฐานรองรับทางซ้ายมีค่าเป็น 453 มม. ซึ่งเป็นจุดเริ่มแรกของการวิบัติของโครงสร้างตัวอย่างดังกล่าว

สำหรับพฤติกรรมของโครงสร้างตัวอย่างเมื่ออยู่ภายใต้สภาพการทรุดตัวของฐานรองรับในสภาพจริงซึ่งได้ทำการตรวจวัดไว้นั้น (ข้อมูลถึงวันที่ 10 พฤษภาคม 2543 มีค่าเป็น 27 มม.) คานในชั้นที่หนึ่งจะเกิดการครากขึ้นในทุกๆ หน้าตัด แต่สภาพของเสาและคานในชั้นอื่น ยังคงมีสภาพอยู่ในช่วงอิลาสติกอยู่ และหากการทรุดตัวยังคงเกิดเพิ่มขึ้นอีกเสาในชั้นที่หนึ่งจะเกิดการแตกร้าวขึ้นหน้าตัดแรกเมื่อการทรุดตัวที่ฐานรองรับด้านซ้ายมีค่าเป็น 45 มิลลิเมตร

ในแง่ของการวิเคราะห์ความเสียหายของโครงสร้างตัวอย่างโดยพิจารณาจากดัชนีความเสียหายของหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้าง เนื่องจากเป็นที่สังเกตได้ว่าค่าดัชนีความเสียหายซึ่งเสนอโดย Kunnath และคณะ (1992) ซึ่งคำนวณจากมุมหมุนที่หน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างให้ค่าที่ค่อนข้างต่ำมากในการวิเคราะห์ งานวิจัยครั้งนี้จึงได้เสนอการคำนวณดัชนีความเสียหายจากอัตราส่วนระหว่างโมเมนต์กระทำที่หน้าตัดต่อค่าโมเมนต์ที่จุดประลัยของหน้าตัด ซึ่งค่าดัชนีความเสียหายที่ได้นี้สามารถเป็นตัวแทนในการประเมินความเสียหายของหน้าตัดชิ้นส่วนโครงสร้างได้เหมาะสมกว่า

อย่างไรก็ตามการวิเคราะห์โครงสร้างแบบ 2 มิติดังกล่าวเป็นการจำลองจากสภาพอาคารแท้จริงซึ่งเป็นอาคาร 3 มิติซึ่งมีการกระจายการทรุดตัวที่เกิดขึ้นไม่ได้เป็นในลักษณะเดียวกันหมดในทุกโครงข้อแข็ง อีกทั้งผลของการยึดรั้งกันระหว่างโครงข้อแข็ง และการรับแรงโดยส่วนโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบให้รับแรง (เช่น ผนังก่ออิฐ เป็นต้น) จึงทำให้การเสียหายมิได้เกิดขึ้นรุนแรงอย่างที่ได้วิเคราะห์ไว้ โดยเกิดแต่เพียงการแตกร้าวขึ้นในส่วนโครงสร้างที่ไม่ได้ออกแบบให้รับแรง แผ่นพื้นและคานบางส่วนของอาคารเท่านั้น อีกทั้งในปัจจุบันอาคารตัวอย่างจริงได้มีการเสริมกำลังอาคารด้วยตัวยึด (Bracing) แล้ว ดังนั้นจึงสามารถบรรเทาความรุนแรงของความเสียหายที่เกิดขึ้นต่อโครงสร้างได้ แต่หากมองในแง่ของการประเมินความเสียหายเบื้องต้นที่อาจเกิดขึ้นต่อโครงสร้าง โปรแกรมที่ได้นำเสนอจากงานวิจัยครั้งนี้จึงมีเหมาะสมในการใช้งาน นอกจากนี้ผลการวิเคราะห์ดังกล่าวสามารถนำไปใช้ในการระบุตำแหน่งของโครงสร้างที่มีแรงภายในเกิดขึ้นสูงซึ่งมีโอกาสเกิดความเสียหายขึ้นก่อนชิ้นส่วนโครงสร้างอื่น จึงเป็นประโยชน์ในแง่ของการเลือกตำแหน่งในการเสริมความแข็งแรงของโครงสร้างที่เหมาะสมได้

6.2 ข้อเสนอแนะ

ในแง่ของการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมที่พัฒนาขึ้นดังกล่าว ยังคงมีข้อจำกัดตามขอบเขตของการศึกษาซึ่งอาจได้มีการพัฒนาเพิ่มเติมขึ้นได้ดังต่อไปนี้

1. ในแง่ของการวิเคราะห์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก อาจมีการเพิ่มเติมชิ้นส่วนโครงสร้างเพื่อให้สามารถวิเคราะห์ได้ครอบคลุมมากขึ้น ได้แก่ กำแพงก่ออิฐ หรือ กำแพงรับแรงเฉือน เป็นต้น
2. ในส่วนของขั้นตอนในการวิเคราะห์โดยโปรแกรม อาจมีการปรับปรุงให้โปรแกรมมีความสามารถในการปรับขนาดของน้ำหนักบรรทุกกระทำส่วนเพิ่มให้เหมาะสมกับการคำนวณ

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์, การวิเคราะห์โครงสร้าง, พิมพ์ครั้งที่ 5, กรุงเทพมหานคร: วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์, 2538

อรรถพร หาญวานิช, การวิเคราะห์อิลาสติก-พลาสติกอันดับที่สองของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก, วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2540.

ภาษาอังกฤษ

Beaufait, F.; and Williams R. R. Experimental study of reinforced concrete frames subjected to alternating sway forces. **ACI Journal** 65 (1968): 980-984.

Bertero, V. V.; and McClure, G. Behavior of reinforced concrete frames subjected to repeated reversible loads. **ACI Journal** 61 (1964): 1305-1330.

Cook, R.D. ; Malkus, D.S. ; and Plesha, M.E. **Concepts and Applications of Finite Element Analysis.** 3rd Ed. Madison: John Wiley&Sons. 1989.

Corradi, L. ; De Donato, O. ; and Maier, G. Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Frames. **Journal of the Structural Division, ASCE** 100 (September 1974): 1925-1942.

Darvall, P. L. ; and Mendis, P. A. Elastic-plastic-softening Analysis of Plane Frames. **Journal of Structural Engineering, ASCE** 111 (April 1985): 871-888.s

El-Metwally, S. E. ; and Chen, W. F. Nonlinear Behavior of RC Frames. **Computers & Structures** 32 (1989): 1203-1209.

Haisler, W. E. ; Stricklin, J. A. ; and Key, J.E. Displacement Incrementation in Non-linear Structural Analysis by the Self-Correcting Method. **International Journal for Numerical Methods in Engineering** 11 (1977): 3-10.

Holzer, S. M. ; Somets, A. E. ; and Bradshaw, J. C. Finite Response of Inelastic RC Structures. **Journal of the Structural Divition, ASCE** 105 (January 1978): 17-33.

Izzuddin, B. A. ; Karayannis, C. G. ; and Elnashai, A. S. Advanced Nonlinear Formulation for Reinforced Concrete Beam-column. **Journal of Structural Engineering, ASCE** 120 (October 1994): 2913-2934.

Karayannis, C. G. ; Izzuddin, B. A. ; and Elnashai, A. S. Application of Adaptive Analysis to Reinforced Concrete Frames. **Journal of Structural Engineering, ASCE** 120 (October 1994): 2935-2957.

Kent, D. C.; Park R. Flexural members with confined concrete. **Journal of the structural division, ASCE** 97 (1971): 1969-1990.

Kim, J. K. ; and Lee, T. G. Failure Behavior of Reinforced Concrete Frames by the Combined Layered and Nonlayered Method. **Computers & Structures** 48 (1993): 819-825.

Kunnath, S. K. ; Reinhorn, A. M. ; and Abel, J. F. A Computational Tool for Evaluation of Seismic Performance of Reinforced Concrete Buildings. **Computers&Structures** 41 (1991): 157-173.

Kunnath, S. K. ; Reinhorn, A. M. ; and Park, Y. J. Analytical Modelling of Inelastic Seismic Response of R/C Structures. **Journal of Structural Engineering, ASCE** 116 (1990): 996-1017.

Park, R.; and Paulay, T. **Reinforced concrete structures.** New York: John Wiley & Sons. 1974.

Paulay , T.; and Priestley, M. J. N. **Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings.** New York: John Wiley & Sons. 1992.

Rasheed, H. A. S. ; and Dinno, K. S. An Efficient Nonlinear Analysis of RC Sections. **Computers & Structures** 53 (1994): 613-623.

Rasheed, H. A. S. ; and Dinno, K. S. An Improved Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Frames. **Computers & Structures** 53 (1994): 625-636.

Sheikh, S. A.; and Uzumeri, S.M. Analytical model for concrete confinement in tied columns. **Journal of the structural division, ASCE** 108 (1982): 2703-2722.

Sheikh, S. A.; and Yeh, C. C. Tied concrete columns under axial load and flexure. **Journal of Structural Engineering, ASCE** 116, (1991): 2780-2801.

Sheikh, S. A.; and Yeh, C. C. Analytical moment-curvature relations for tied concrete columns. **Journal of structural engineering, ASCE** 118 (1992): 529-544.

Singhal, A. 1996. Stochastic Seismic Damage Estimation in Reinforced Concrete Frames. **Proceeding of 11th World Conference on Earthquake Engineering.** Mexico.

Singhal, A. ; and Kiremidjian, A. S. **A method for earthquake motion-damage relationships with applications to reinforced concrete frames.** Report No. NCEER-97-0008, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Standford University, California. 1997.

Sun, C. H. ; Bradford, M. A. ; and Gilbert, R. I. Nonlinear Analysis for Concrete Frame Structures Using the Finite Element Method. **Computers & Structures** 48 (1993): 73-79.

Valles, R.E. ; Reinhorn, A.M. ; Kunnath, S.K. ; Li, C. ; and Madan, A. **IDARC2D version 4.0: A computer program for the inelastic damage analysis of buildings.** Report No. NCEER-96-0010, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo. 1996.

Verghese, T. Z. ; and Krishnamoorthy, C. S. A Study of Finite Element and Mathematical Programming Models for Inelastic Analysis of Concrete Framed Structures. **Computers & Structures** 43 (1992): 1007-1018.

Wilson, E. L. ; and Habibullah, A. Static and dynamic analysis of multi-story buildings, including P-Delta effects. **Earthquake Spectra** 3 (1987): 289-298.

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ก

ตัวอย่างโปรแกรม

Mainsol

```
% Nonlinear Analysis Programming
% Main Part: Mainsol5
% Use Subroutine
% Datainp3, Loadinp1
% Latdof, Partind1, Stffinit3
% Loadvec1, Stffcalc2, Unbforc1
% Variables:
% Tolerance Checking
global TOL1 TOL2 BETAC BETAB;
TOL1    = 0.001;        TOL2    = 0.50;
BETAC = 0.15;        BETAB = 0.15;
% Geometric Data, General Information and Stiffness matrix
global PRJNM;
global NSTR NBAY NCOLT NBEMT NCOL NBEM NJNT NSUP;
global NSTL NCOLL NDOF NLDOF NVRDOF;
global CJN CJP BJN BJP JTLDOF;        global JTI JTJ SUPNO SDIR;
% Element Type Data
global CEA CGA CEI0 BGA BEI0;        global CLRIG CRRIG CLENG;
global BLRIG BRRIG BLENG;        global TRNS;
global CMCP CMYP CPHYP CPHUP CEI3P;        global CMCN CMYN CPHYN CPHUN CEI3N;
global BMCP BMYP BPHYP BPHUP BEI3P;        global BMCN BMYN BPHYN BPHUN BEI3N;
global CMUP CMUN BMUP BMUN;
% Element Data
global CALPLM CALPRM CALPL CALPR;        global BALPLM BALPRM BALPL BALPR;
global CEI BEI CMEI BMEI;        global CTNO BTNO;
global CKID ULCK;        global MTEP MTE PTEP MMXN MMXP PHXN PHXP;
global MTEC MTEO;        global AXFC AXFE;
global STTC STTB;        % State-Determinating Parameters
global MTB;        % Modified for Add moment in Beam 30/8/4
% Damage Index Parameters and Variables
% Damage Coefficients
global UROTC UROTB;        % Ultimate Rotation of each section of each element
global EFAC EFAB;        % Factor of Energy term in Damage Index
global MROTC MROTB;        % Maximum Inelastic Rotation at Edge Section
global IROTC IROTB;        % Inelastic Rotation at Edge Section
% Damage Indices
global DC1 DC2 DB1 DB2;        global DIC DIB DMC DMB DMCS DMBS DMSTR;
% Hysteretic Energy Variables
global ENGC ENGB ENGCS ENGBS;
% Force/displacement Vectors and Stiffness matrix
global FRCI DSPI FRCH DSPH;        global CKA KE STIF STIF0;
global RDOF FDOF;
%Loading Data
global LJTNO LJTN LJTDIR;        global LSDNO LSDJN LSDDIR;
global LPTNO LPTMB LPTLOC LPTMAG;        global LCNO LCMB LCLOC LCMAG;
global LUNFNO LUNFMB LUNFMAG;        global STEP1 STEP2;
global fname1 fname2;
starttime = cputime;
Datainp4(fname1);
Loadinp1(fname2);
iopt2 = input('P-delta Effects Included?<1=Y/2=N>: ');
JTLDOF = Latdof(BJN,BJP,JTI,JTJ);
[RDOF,FDOF] = Partind1(NSUP,SUPNO,SDIR,JTLDOF);
Stffinit4;
loadno = LJTNO+LPTNO+LCNO+LUNFNO;
CNT = zeros(STEP1+STEP2,1);
FRCE0 = FRCI;        DSPI0 = FRCI;
FRCU = FRCI;
% Historical variable
FRHIS   = [];        DSHIS  = [];        UNBHIS        = [];        FRIHIS = [];
FRUHIS        = [];        ULHIS  = [];        MTPHIS        = [];        PTPHIS= [];
KEHIS  = [];        ALPHIS        = [];        MTCHIS        = [];
DC1HIS        = [];        DC2HIS        = [];        DB1HIS        = [];        DB2HIS        = [];
DICHIS        = [];        DIBHIS = [];        DMCHIS        = [];        DMBHIS        = [];
DMCSHIS        = [];        DMBSHIS        = [];        DMSTRHIS        = [];
% Hysteretic Energy Variables
ENGCHIS        = [];        ENGBHIS        = [];        ENGCSHIS        = [];        ENGBSHIS        = [];
```

```
% State-Determinating Parameters
STCHIS       = [];          STBHIS        = [];
% Current Stated Axial Load  MODIFIED AT 21/9/43
AXFC    = zeros(NCOL,1);
% *****************************************************
%                          Start Analysis
% *****************************************************
% DEBUG: Temporary Variables
global MTEHIS PXPHIS PXNHIS MXPHIS MXNHIS PXP1HIS PXN1HIS MXP1HIS MXN1HIS UL1HIS MTP1HIS PTP1HIS;
MTEOHIS      = [];          MTEHIS              = [];          PXPHIS              = [];                    PXNHIS              = [];
MXPHIS       = [];          MXNHIS              = [];          PXP1HIS       = [];                    PXN1HIS       = [];
MXP1HIS      = [];          MXN1HIS       = [];          MTP1HIS       = [];                    PTP1HIS       = [];
RXNHIS              = [];

RXN     = 0.0*FRCE0(RDOF);          FRCU    = 0.0*FRCE0;          DSPI     = 0.0*FRCE0;
istrt       = 0;    istop       = 0;    ICNT = 1;
while((ICNT<=STEP1+STEP2)&((STEP1+STEP2)>0)),
  if((STEP1>0)&(ICNT==1)&(istop==0)),
    % Joint load, Uniformly-distributed load, Point load, Couple moment load
    istrt = 1;
    istop        = STEP1;
    [FRCE0] = Loadvec1(STEP1,1);
  elseif((STEP2>0)&(ICNT<(STEP1+STEP2))),
    % Support Settlement load
    istrt = STEP1+1;
    istop = STEP1+STEP2;
    [DSPI0] = Loadvec1(STEP2,2);
    FRCE0       = 0.0*DSPI0;
  elseif((STEP2==1)&(STEP1==0)&(istop==0)),
    % Support Settlement load in one step
    istrt = 1;
    istop        = 1;
    [DSPI0]      = Loadvec1(STEP2,2);
    FRCE0        = 0.0*DSPI0;
  else
    break;
  end;
  for ICNT = istrt:istop,
KEHIS = [KEHIS;KE];
if((STEP2>0)&(ICNT<=(STEP1+STEP2))&(ICNT>STEP1)),
  FRCE0(FDOF)    =        -STIF(FDOF,RDOF)*DSPI0(RDOF);
  DSPI(RDOF)     =        DSPI0(RDOF);
end;
            FRCE   = FRCE0;
            RXN    = RXN-FRCE(RDOF);
UNBA = 1;
% ADD MOMENT TO EDGE MOMENT OF BEAM DUE TO MEMBER LOAD
if(((LUNFNO+LPTNO+LCNO)>0)&(CNT(ICNT)==0)&(istop==STEP1))
  MTB       = Mom2bem2(STEP1,LUNFNO,LUNFMB,LUNFMAG,LPTNO,LPTMB,LPTLOC,LPTMAG, ...
    LCNO,LCMB,LCLOC,LCMAG,BJN,BJP,BTNO,BLENG,BLRIG,BRRIG);
else
  MTB       = zeros(NBEM,2);
end
% *************************************
% FOR P-DELTA EFFECT INCLUDED iopt2 == 1
if(iopt2==1)
  STFG       = PDELTA(AXFC,CJN,CJP,CLENG,CTNO,JTLDOF)
  STIF(NDOF-NLDOF+1:NDOF,NDOF-NLDOF+1:NDOF) = STIF(NDOF-NLDOF+1:NDOF,NDOF-NLDOF+1:NDOF)+STFG;
end
while(UNBA>=TOL1),
    DSPI(FDOF) = STIF(FDOF,FDOF)\(FRCE(FDOF));
            FRCE(RDOF) = STIF(RDOF,FDOF)*DSPI(FDOF)+STIF(RDOF,RDOF)*DSPI(RDOF);
            CNT(ICNT)  = CNT(ICNT) +1;
            Stffcalc4(CNT(ICNT));
            FRCU = Unbforc1(FRCU,MTEO,MTE,AXFE,CJN,CJP,BJN,BJP,JTLDOF, ...
                         CTNO,BTNO,CLENG,BLENG,CLRIG,CRRIG,BLRIG,BRRIG);
            UNBA = norm(FRCU(FDOF),'fro')/norm(FRCE0(FDOF),'fro');
    RXN     = RXN+FRCE(RDOF);
            PXPHIS = [PXPHIS PHXP];                              PXNHIS = [PXNHIS PHXN];
            MXPHIS = [MXPHIS MMXP];                              MXNHIS = [MXNHIS MMXN];
            UNBHIS = [UNBHIS UNBA];                              FRHIS = [FRHIS FRCE];
            DSHIS = [DSHIS DSPI];                                     RXNHIS = [RXNHIS RXN];
            FRUHIS = [FRUHIS FRCU];                              ULHIS = [ULHIS ULCK];
            MTPHIS = [MTPHIS MTEP];                              PTPHIS = [PTPHIS PTEP];
            MTEHIS = [MTEHIS MTE];                                    MTEOHIS = [MTEOHIS MTEO];
            ALPHIS = [ALPHIS, [CALPL,BALPL;CALPR,BALPR]' ];
```

```
            if CNT(ICNT)>50, break; end;
                FRCE = FRCU;
        % FOR CALCULATING CURRENT STATED AXIAL FORCE (FOR P-DELTA EFFECTS)
        AXFC    = AXFC + AXFE(:,1);
            RXN         = RXN-FRCU(RDOF);                    DSPI(RDOF)    = 0.0*DSPI(RDOF);
    end;

    % Determine Damage Indices
    % Revised July 6,2000
    %Damagcalc1;
    Damagcalc2;
    DC1HIS     = [DC1HIS, DC1];                    DC2HIS         = [DC2HIS, DC2];
        DB1HIS      = [DB1HIS, DB1];                    DB2HIS         = [DB2HIS, DB2];
        DICHIS      = [DICHIS, DIC];                    DIBHIS = [DIBHIS, DIB];
        DMCHIS      = [DMCHIS, DMC];                    DMBHIS         = [DMBHIS, DMB];
        DMCSHIS     = [DMCSHIS, DMCS];              DMBSHIS        = [DMBSHIS, DMBS];
      DMSTRHIS      = [DMSTRHIS, DMSTR];
        ENGCHIS     = [ENGCHIS, ENGC];              ENGBHIS        = [ENGBHIS, ENGB];
        ENGCSHIS    = [ENGCSHIS, ENGCS];                ENGBSHIS       = [ENGBSHIS, ENGBS];

    [STTC,STTB] = Statchk1(ULCK,MTEP,CMUP,CMUN,BMUP,BMUN,CTNO,BTNO);
    STCHIS     = [STCHIS,STTC];                    STBHIS         = [STBHIS,STTB];

    fprintf(1,'\n\n%s%d\n\n','Complete Step: ',ICNT);
  end;
end; %END OF OUTEST WHILE LOOP
if((STEP1+STEP2)<=0),
        fprintf(1,'%s\n','ERROR: INPUTTING ZEROS OR NEGATIVE STEP OF INCREMENT');
end;
endtime = cputime;
fprintf(1,'\n%s%d%s\n','Executing time: ',(endtime-starttime),' sec.');
return;
```

Subroutine: Latdof

```
function JTLDOF = Latdof(BJN,BJP,JTI,JTJ)
% Called by Mainsol
% Purpose: To determine lateral dof index in global-coord. dof vector
% JTLDOF  = Lateral-dof-index list of Joints (Row Vector)
% BJN/BJP = Left/Right joint numbers of Beam (Row Vector)
% JTI/JTJ = Story/Column line list of Joints (Row Vector)
% Step of Determination
% (1) Determine no. of joint and joint no. in each story line then sort by column line index
% (2) Check beam no. which connected to each joint (in each story line)
% (3) Determine lateral dof index for each joint no. (start from 1)
% (4) Determine no. of lateral dof, vertical&rotational dof, and
%     all dof of structures
global NSTL NJNT NDOF NLDOF NVRDOF;
JTTB = [];       NSTRJT = [];    STRJTNO = []; JTLDOF = [];
% Step(1)
STRJTNO = [];
for i = 1:NSTL,
        temp1           = find(JTI==i);                     NSTRJT(i)       = size(temp1,2);
        [temp2,id]      = sort(JTJ(temp1));                 STRJTNO         = [STRJTNO,temp1(id)];
end;
% Step(2)
start = 1; temp1 = []; temp2 = [];
for i = 1:NSTL,
        for j = start:(start+NSTRJT(i)-2),
                temp1 = find(BJN==STRJTNO(j));      % temp1 = no. of beam connected to joint STRJTNO(j)
                if temp1,
                        JTTB(STRJTNO(j)) = temp1;
                 Else
                        JTTB(STRJTNO(j)) = 0;           % temp1 = []
                end;
        end;
        temp2 = find(BJP==STRJTNO(j+1));   % Last joint in each story line
        if temp2,
                JTTB(STRJTNO(j+1)) = temp2;
        else
                JTTB(STRJTNO(j+1)) = 0;
        end;
        start = start+NSTRJT(i);                 % Update starting index of next story line
\end;
% step(3)
NSTRDOF        = ones(1,NSTL);
```

```
NLDOF        = 1;
start        = 1;                  JTLDOF       = zeros(1,NJNT);
for i = 1:NSTL,
    JTLDOF(STRJTNO(start))     = NLDOF;
    for j = start:(start+NSTRJT(i)-2),
        if JTTB(STRJTNO(j)),
            JTLDOF(STRJTNO(j+1)) = NLDOF;   % set current lateral-dof index to current joint
        Else
            NSTRDOF(i) = NSTRDOF(i)+1;
            NLDOF  = NLDOF+1;
            JTLDOF(STRJTNO(j+1)) = NLDOF;   % set new lateral-dof index to current joint
        end;
    end;
    start = start+NSTRJT(i);
    if i>=NSTL, break; end;      % Break for i>= NSTL
    NLDOF = NLDOF+1;
end;
% step(4)
NVRDOF       = 2*NJNT;
JTLDOF       = JTLDOF+NVRDOF;
% shift lateral-dof index to start after Vert./Rotat. Dof
NDOF         = NVRDOF+NLDOF;
```

Subroutine: Partind

```
function [RDOF,FDOF] = Partind1(NSUP,SUPNO,SDIR,JTLDOF)
% Called by Mainsol
% Purpose: Generate index for stiffness matrix/load,displacement vector partitioning
% Variables:
% NSUP        = No. of supports
% SUPNO       = Joint number which be restrained
% SDIR        = Restrained direction
% JTLDOF      = Lateral dof index of each joints
% FDOF        = Free dofs index in displacement vector
% RDOF        = Restrained dofs index in displacement vector
% Check Restraint dof and determine both restraint and free dof
global NDOF;
RDOF = []; FDOF = [];
for i = 1:NSUP,
    if SDIR(i,1)==1,
        temp =JTLDOF(SUPNO(i));
    end,
    mn     = (SUPNO(i)-1)*2;          temp   = [temp mn+find(SDIR(i,2:3)~=0)];
    RDOF   = [ RDOF temp ];
end,
RDOF  = sort(RDOF);        FDOF   = 1:NDOF;     FDOF(RDOF)   = []
```

Subroutine: Loadvec

```
function [VEC] = loadvec1(STEP,OPTION)
% Called by Mainsol
% Purpose: Form incremental load vector
% Variables:
% STEP        = Numbers of incremental steps
% OPTION      = Control parameter for form load vector where
%             = 0, Form Point and Uniformly-distributed load
%             = 1, Form Lateral Joint load
%             = 2, Form Support-displacement load
% VEC         = FRI   :Output incremental load vector for OPTION = 1
%             = DSP  :Output incremental displacement vector for OPTION = 2
global LJTNO LJTN LJTDIR;                      global LSDNO LSDJN LSDDIR;
global LPTNO LPTMB LPTLOC LPTMAG;              global LCNO LCMB LCLOC LCMAG;
global LUNFNO LUNFMB LUNFMAG;                  global NDOF NLDOF;
global JTLDOF;                                 global BJN BJP BLENG BTNO;  % BTNO = Type no. of Beam
global BLRIG BRRIG;
VEC = zeros(NDOF,1);
switch OPTION
case 0
    % Uniformly-distributed load incremental
    if LUNFNO >0,
        for i = 1:LUNFNO,
            id     = LUNFMB(i);              leng    = BLENG(BTNO(id));
            riga   = BLRIG(BTNO(id));        rigb    = BRRIG(BTNO(id));
            mag    = LUNFMAG(i);             lp      = leng*(1-riga-rigb);
            vab    = mag*lp/2;               fema    = -mag*lp^2/12-vab*lp*riga/(1-riga-rigb);
            femb = mag*lp^2/12+vab*lp*rigb/(1-riga-rigb);
            id1  = (BJN(LUNFMB(i))-1)*2+1;      id2  = (BJP(LUNFMB(i))-1)*2+1;
            id3  = [id1:id1+1,id2:id2+1];
```

```
            VEC(id3) = VEC(id3)-[vab;fema;vab;femb];
        end;
        clear mag leng lp riga rigb vab fema femb;
end;
% Point load increment
if LPTNO > 0,
        for i = 1:LPTNO,
                id      = LPTMB(i);             leng    = BLENG(BTNO(id));
                riga    = BLRIG(BTNO(id));      rigb    = BRRIG(BTNO(id));
                lp      = leng*(1-riga-rigb);   a       = LPTLOC(i)-riga*leng;
                b       = lp-a;                 p       = LPTMAG(i);
                va      = p*b/lp^3*(lp^2-a^2+a*b);
                vb      = p*a/lp^3*(lp^2-b^2+a*b);
                fema    = -p*a*b^2/lp^2-va*riga*leng;
                femb    = p*a^2*b/lp^2+vb*rigb*leng;
                id1     = (BJN(id)-1)*2+1;      id2     = (BJP(id)-1)*2+1;
                id3     = [id1:id1+1,id2:id2+1];
                VEC(id3) = VEC(id3)-[va;fema;vb;femb];
        end;
        clear p leng riga rigb lp a b;
end;
% Couple load increment
if LCNO > 0,
        for i = 1:LCNO,
                id      = LCMB(i);              leng    = BLENG(BTNO(id));
                riga    = BLRIG(BTNO(id));      rigb    = BRRIG(BTNO(id));
                lp      = leng*(1-riga-rigb);   a       = LCLOC(i)-riga*leng;
                b       = lp-a;                 mo      = LCMAG(i);
                va      = -6*mo*a*b/lp^3;       vb      = -va;
                fema    = mo*b/lp*(2-3*b/lp)-va*riga*leng;
                femb    = mo*a/lp*(2-3*a/lp)+vb*rigb*leng;
                id1     = (BJN(id)-1)*2+1;      id2     = (BJP(id)-1)*2+1;
                id3     = [id1:id1+1,id2:id2+1];
                VEC(id3) = VEC(id3)-[va;fema;vb;femb];
        end;
        clear a b mo leng lp va vb;
end;
VEC = VEC/STEP;
        % End of Case 1
case 1
        % Lateral Joint load increment
        if LJTNO >0,
                for i = 1:LJTNO,
                        id1 = (LJTN(i)-1)*2+1;          id2 = [JTLDOF(LJTN(i)),id1, id1+1 ];
                        VEC(id2) = VEC(id2) + LJTDIR(i,:)';
                end;
        end;
        VEC = VEC/STEP;
case 2
        % Support displacement increment
        if LSDNO > 0,
                DOF = 2;
                for i = 1:LSDNO,
                        id1 = (LSDJN(i)-1)*DOF+1;
                        VEC([id1 id1+1]) = VEC([id1 id1+1]) + LSDDIR(i,2:3)';
                        VEC(JTLDOF(LSDJN(i))) = VEC(JTLDOF(LSDJN(i))) + LSDDIR(i,1);
                end,
                VEC = VEC/STEP;
        else,
                fprintf(1,'%s\n','Error: LSDNO == 0 for case 2 of Support Displacement Load');
        end;
        % End of Case 2
otherwise
        fprintf(1,'%s','Error: Incorrect input variable "OPTION" ');
end;  % End of Switch
```

Subroutine: Damagcalc

```
function Damagcalc()
% Called by Mainsol
% Purpose:
%       1) Determine Sectional Damage Indices of Column and Beam
%       2) Determine Element Damage Indices of Column and Beam
%       3) Determine Story Damage Indices
%       4) Determine Structural Damage Indices
% Related Variables:
% DC1/DB1       = Ductility-based Term of Damage Indices (Column/Beam)     <NCOLx2/NBEMx2>
```

```
% DC2/DB2    = Energy-based Term of Damage Indices (Column/Beam)    <NCOLx2/NBEMx2>
% DIC/DIB    = Sectional Damage Indices (Column/Beam)               <NCOLx2/NBEMx2>
% DMC/DMB    = Element Damage Indices (Column/Beam)                 <NCOLx1/NBEMx1>
% ENGCS      = Total Hysteretic Energy of Column at Each Story      <NSTRx1>
% ENGBS      = Total Hysteretic Energy of Beam at Each Story        <NSTRx1>
% DMCS       = Story Damage Indices of Column at Each Story         <NSTRx1>
% DMBS       = Story Damage Indices of Beam at Each Story           <NSTRx1>
% DMSTR      = Structural Damage Indices                            <1x1>
% ENGC       = Current-stated Hysteretic Energy of Column Section   <NCOL,2>
% ENGB       = Current-stated Hysteretic Energy of Beam Section     <NBEM,2>
global NSTR NCOL NBEM;                  global CTNO BTNO JTI CJP BJN;
global DC1 DC2 DB1 DB2;                 global DIC DIB DMC DMB DMCS DMBS DMSTR;
global ENGC ENGB ENGCS ENGBS;           global MROTC MROTB UROTC UROTB EFAC EFAB;
ENGCS = zeros(NSTR,1);      ENGBS = zeros(NSTR,1);      ENGT   = 0.0;
% Determine Sectional and Column Damage Indices
if(NCOL>0),
    for i = 1:NCOL,
        DC1(i,:)    = MROTC(i,:)./UROTC(CTNO(i),:);    DC2(i,:)    = EFAC(CTNO(i),:).*abs(ENGC(i,:));
        DIC(i,:)    = DC1(i,:)+DC2(i,:);               ENGT           = ENGC(i,1)+ENGC(i,2);
        if(ENGT>0.01),
            DMC(i)    = (sum((DIC(i,:).*ENGC(i,:))'))/ENGT;
        else,
            DMC(i) = 0.0;
        end;
    end;
end;
% Determine Sectional and Beam Damage Indices
if(NBEM>0),
    for i = 1:NBEM,
        DB1(i,:)    = MROTB(i,:)./UROTB(BTNO(i),:);    DB2(i,:)    = EFAB(BTNO(i),:).*abs(ENGB(i,:));
        DIB(i,:)    = DB1(i,:)+DB2(i,:);               ENGT        = ENGB(i,1)+ENGB(i,2);
        if(ENGT>0.001),
            DMB(i)    = (sum((DIB(i,:).*ENGB(i,:))'))/ENGT;
        else,
            DMB(i) = 0.0;
        end;
    end
end
% Determine Column/Beam Story Damage Indices
for id = 1:NSTR,
    id1     = find(JTI(CJP)==(id+1));                  id2     = find(JTI(BJN)==(id+1));
    sumec  = ENGC(id1,1)+ENGC(id1,2);                  sumeb  = ENGB(id2,1)+ENGB(id2,2);
    sumdc  = sum(DMC(id1,1).*sumec);                   sumdb  = sum(DMB(id2,1).*sumeb);
    ENGCS(id)    = sum(sumec);                         ENGBS(id)    = sum(sumeb);
    sumes        = ENGCS(id)+ENGBS(id);
    if(sumes>0.001),
        DMCS(id)    = sumdc/sumes;                     DMBS(id)    = sumdb/sumes;
    else,
        DMCS(id)    = 0.0;                             DMBS(id)    = 0.0;
    end
end
% Determine Structural Damage Indices
sumc   = sum(DMCS.*ENGCS);                  sumb   = sum(DMBS.*ENGBS);
sume   = sum(ENGCS+ENGBS);
if(sume>0.01),
    DMSTR      = (sumc+sumb)/sume;
else,
    DMSTR      = 0.0;
end;
```

Subroutine: Mom2bem

```
function  [MTB] = Mom2bem2(STEP1,LUNFNO,LUNFMB,LUNFMAG,LPTNO,LPTMB,LPTLOC,LPTMAG, ...
    LCNO,LCMB,LCLOC,LCMAG,BJN,BJP,BTNO,BLENG,BLRIG,BRRIG);
% Called by Mainsol
% Purpose: Add Fixed End Moment(in Fixed-coord. system) to Beam
global NBEM;
MTB = zeros(NBEM,2);
if(LUNFNO>0),
    for i = 1:LUNFNO,
        id      = LUNFMB(i);                   leng    = BLENG(BTNO(id));
        riga    = BLRIG(BTNO(id));             rigb    = BRRIG(BTNO(id));
        mag     = LUNFMAG(i);                  lp      = leng*(1-riga-rigb);
        MTB(id,:) = MTB(id,:)+mag*lp^2/12*[-1,1]/STEP1;
    end
end
if(LPTNO>0)
```

```
        for i = 1:LPTNO,
            id      = LPTMB(i);                 leng    = BLENG(BTNO(id));
            riga    = BLRIG(BTNO(id));          rigb    = BRRIG(BTNO(id));
            lp      = leng*(1-riga-rigb);       a       = LPTLOC(i)-riga*leng;
            b       = lp-a;                     p       = LPTMAG(i);
            MTB(id,:) = MTB(id,:)+p*a*b/lp^2*[-b, a]/STEP1;
        End
    end
    if LCNO > 0,
        for i = 1:LCNO,
            id      = LCMB(i);                  leng    = BLENG(BTNO(id));
            riga    = BLRIG(BTNO(id));          rigb    = BRRIG(BTNO(id));
            lp      = leng*(1-riga-rigb);       a       = LCLOC(i)-riga*leng;
            b       = lp-a;             mo      = LCMAG(i);
            va      = -6*mo*a*b/lp^3;   vb      = -va;
            MTB(id,:) = MTB(id,:)+mo/lp*[b*(2-3*b/lp), a*(2-3*a/lp)]/STEP1;
        end
    end
```

Subroutine Stffinit()

```
function Stffinit()
% Called By Mainsol5 Subroutine
% Purpose:
% 1) Set initial values of each variables
% 2) Generate initial local stiffness matrices and assemble to structural stiffness
% Format: [] = Stffinit()
% Variables:    set all related global variables
% Use Subroutine: Locastff, Assemstf5
% Tolerance Checking
global TOL1 TOL2 BETAC BETAB;
% Geometric Data, General Information
global NDOF NBEM NCOL NBEMT NCOLT NSTR;          global CJN CJP BJN BJP JTLDOF;
% Element Type Data
global CEA CGA CEI0 BGA BEI0;                           global CLRIG CRRIG CLENG;
global BLRIG BRRIG BLENG;                               global TRNS;
global CMCP CMYP CPHYP CPHUP CEI3P;             global CMCN CMYN CPHYN CPHUN CEI3N;
global BMCP BMYP BPHYP BPHUP BEI3P;             global BMCN BMYN BPHYN BPHUN BEI3N;
global CMUP CMUN BMUP BMUN;
% Element Data
global CALPLM CALPRM CALPL CALPR;                       global BALPLM BALPRM BALPL BALPR;
global CEI BEI CMEI BMEI;                                     global CKID ULCK;
global MTEP MTE PTEP MMXN MMXP PHXN PHXP;       global CTNO BTNO;
global MTEC MTEO;                                                    global AXFC AXFE;
global STTC STTB;       % State-Determinating Parameters
global ENG;
% Damage Coefficients
global UROTC UROTB;                 % Ultimate Rotation of each section of each element
global EFAC EFAB;                   % Factor of Energy term in Damage Index
global MROTC MROTB;                 % Maximum Inelastic Rotation at Edge Section
global IROTC IROTB;                 % Inelastic Rotation at Edge Section
global ENGC ENGB;                   % Hysteretic Inelastic Energy of Each Section
global ENGCS ENGBS;                 % Total Hysteretic Inelastic Energy of Each Story
% Damage Indices
global DIC DIB DMC DMB DMCS DMBS DMSTR;         global DC1 DC2 DB1 DB2;
% Force/displacement Vectors and Stiffness matrix
global FRCI DSPI %FRCH DSPH;
global CKA KE STIF;
% Set initial values of each variables
if(NCOL>0),
    CALPLM      = zeros(1,NCOL);                CALPRM      = zeros(1,NCOL);
    CALPL           = zeros(1,NCOL);                CALPR           = zeros(1,NCOL);
    CEI             = CEI0(CTNO,:);                     CMEI        = zeros(1,NCOL);
    CKA         = CEA./CLENG;
    IROTC       = zeros(NCOL,2);                MROTC           = zeros(NCOL,2);
    ENGC        = zeros(NCOL,2);                STTC        = zeros(NCOL,2);
    DC1         = zeros(NCOL,2);                % Ductility-part Sectional Damage Indices
    DC2         = zeros(NCOL,2);                % Energy-part Sectional Damage Indices
    DIC             = zeros(NCOL,2);                % Sectional Damage Indices
    DMC         = zeros(NCOL,1);                % Column Damage Indices
end;
if(NBEM>0),
    BALPLM      = zeros(1,NBEM);                BALPRM      = zeros(1,NBEM);
    BALPL           = zeros(1,NBEM);                BALPR           = zeros(1,NBEM);
    BEI             = BEI0(BTNO,:);                     BMEI        = zeros(1,NBEM);
    IROTB       = zeros(NBEM,2);                MROTB           = zeros(NBEM,2);
    ENGB        = zeros(NBEM,2);                STTB    = zeros(NBEM,2);
```

```
	DB1		= zeros(NBEM,2);		% Ductility-part Sectional Damage Indices
	DB2		= zeros(NBEM,2);		% Energy-part Sectional Damage Indices
	DIB		= zeros(NBEM,2);		% Sectional Damage Indices
	DMB	= zeros(NBEM,1);		% Beam Damage Indices
end;
if((NCOL+NBEM)>0),
	CKID	= ones(1,NCOL+NBEM);		ULCK	= zeros(NCOL+NBEM,2);
	MTEP	= zeros(NCOL+NBEM,2);		MTE	= zeros(NCOL+NBEM,2);
	MTEO	= zeros(NCOL+NBEM,2);		PTEP	= zeros(NCOL+NBEM,2);
	MMXN	= [CMCN(CTNO,:);BMCN(BTNO,:)];	MMXP	= [CMCP(CTNO,:);BMCP(BTNO,:)];
	PHXN	= [CMCN(CTNO,:)./CEI;BMCN(BTNO,:)./BEI];
	PHXP	= [CMCP(CTNO,:)./CEI;BMCP(BTNO,:)./BEI];
	AXFE	= zeros(NCOL,2);		% Axial Force Increment
end;
if(NCOLT>0),
	UROTC		= zeros(NCOLT,2);		EFAC	= zeros(NCOLT,2);
	CMUP	= CMYP+CEI3P.*(CPHUP-CPHYP);	CMUN = CMYN+CEI3N.*(CPHUN-CPHYN);
end;
if(NBEMT>0),
	UROTB	= zeros(NBEMT,2);		EFAB	= zeros(NBEMT,2);
	BMUP	= BMYP+BEI3P.*(BPHUP-BPHYP);
	BMUN	= BMYN+BEI3N.*(BPHUN-BPHYN);
end;
FRCI	= zeros(NDOF,1);		DSPI	= zeros(NDOF,1);
KE		= zeros(2,(NCOL+NBEM)*2);		STIF	= zeros(NDOF);
% Total Hysteretic Energy of Column and Beam
ENGCS		= zeros(NSTR,1);			ENGBS = zeros(NSTR,1);
% M-Phi Energy
ENG	= zeros(NCOL+NBEM,2);
% Story Damage Indices
DMCS	= zeros(NSTR,1);		DMBS	= zeros(NSTR,1);
% Structural Damage Indices
DMSTR = 0.0;
% Determine local stiffness of columns and beams
% Column type part
if(NCOLT>0),
	cmeit	= zeros(1,NCOLT);
	cket		= zeros(2,NCOLT*2);
	for i = 1:NCOLT,
		id1		= (i-1)*2+1;		rig		= [CLRIG(i),CRRIG
(i)];
		alp		= [0.0,0.0];		lngc		= (1-rig(1)-rig
(2))*CLENG(i);
		cmeit(i)= 2*CEI0(i,1)*CEI0(i,2)/(CEI0(i,1)+CEI0(i,2));
		ei		= [CEI0(i,1),CEI0(i,2),cmeit(i)];
		cket(1:2,id1:id1+1)	= Locastff([0,0;0,0],alp,ei,lngc,CGA(i),1);
		TRNS1(1:2,id1:id1+1)= [1-rig(2),rig(1);rig(2),1-rig(1)]/(1-rig(1)-rig(2));
		tp1		= 1/CLENG(i);
		TRNS2(1:4,id1:id1+1) = [tp1,tp1;1,0;-tp1,-tp1;0,1];
		TRNS(1:4,id1:id1+1)	= TRNS2(1:4,id1:id1+1)*TRNS1(1:2,id1:id1+1);
		% Determine Damage Indices Parameter
		hngl		= 0.09*CLENG(i);
		for idsec = 1:2,
		% Ultimate Inelastic Rotation of each column
			urot1	= (CPHUP(i,idsec)-CPHYP(i,idsec))*hngl+0.5*CLENG(i)*CPHYP(i,idsec);
			urot2	= (abs(CPHUN(i,idsec))-abs(CPHYN(i,idsec)))*hngl+0.5*CLENG(i)*abs(CPHYN(i,idsec));
			if(urot1<=urot2),
				UROTC(i,idsec)		= urot1;
			else,
				UROTC(i,idsec)		= urot2;
			end;
		end;
		% Factor for Energy term of Damage Index
		EFAC(i,1)	= BETAC/(abs(CMYN(i,1)*CPHUN(i,1)*CLENG(i)/4.0));
		EFAC(i,2)	= BETAC/(CMYP(i,2)*CPHUP(i,2)*CLENG(i)/4.0);
	end;
end;
% Beam type part
if(NBEMT>0),
	bmeit	= zeros(1,NBEMT);
	bket		= zeros(2,NBEMT*2);
	for i = 1:NBEMT,
		id1	= (i-1)*2+1;		id2	= (NCOLT+i-1)*2+1;
		rig	= [BLRIG(i),BRRIG(i)];		alp	= [0.0,0.0];
		lngc	= (1-rig(1)-rig(2))*BLENG(i);
		bmeit(i) = 2*BEI0(i,1)*BEI0(i,2)/(BEI0(i,1)+BEI0(i,2));
```

```
				ei		= [BEI0(i,1),BEI0(i,2),bmeit(i)];
				bket(1:2,id1:id1+1)	= Locastff([0,0;0,0],alp,ei,lngc,BGA(i),1);
				TRNS1(1:2,id2:id2+1)	= [1-rig(2),rig(1);rig(2),1-rig(1)]/(1-rig(1)-rig(2));
				tp1		= 1/BLENG(i);
				TRNS2(1:4,id2:id2+1)	= [-tp1,-tp1;1,0;tp1,tp1;0,1];
				TRNS(1:4,id2:id2+1)	= TRNS2(1:4,id2:id2+1)*TRNS1(1:2,id2:id2+1);
				% Determine Damage Indices Parameter
				hngl		= 0.09*BLENG(i);
				for idsec = 1:2,
					% Ultimate Inelastic Rotation of each Beam
					urot1	= (BPHUP(i,idsec)-BPHYP(i,idsec))*hngl+0.5*BLENG(i)*BPHYP(i,idsec);
					urot2	= (abs(BPHUN(i,idsec))-abs(BPHYN(i,idsec)))*hngl+0.5*BLENG(i)*abs(BPHYN(i,idsec));
					if(urot1<=urot2),
						UROTB(i,idsec)		= urot1;
					else,
						UROTB(i,idsec)		= urot2;
					end;
				end;
				% Factor for Energy term of Damage Index
				EFAB(i,1)	= BETAB/(BMYP(i,1)*BPHUP(i,1)*BLENG(i)/4.0);
				EFAB(i,2)	= BETAB/(abs(BMYN(i,2)*BPHUN(i,2)*BLENG(i)/4.0));
		end;
end;
% Assign local stiffness to each element and assemble stiffness matrices to structural stiffness matrix
% Column Part
if(NCOL>0),
	for i = 1:NCOL,
		id1		= (i-1)*2+1;			id2	= (CTNO(i)-1)*2+1;
		CMEI(i)		= cmeit(CTNO(i));		jtl	= [JTLDOF(CJN(i)),JTLDOF(CJP(i))];
		KE(1:2,id1:id1+1) = cket(1:2,id2:id2+1);
		Assemstf5(KE(1:2,id1:id1+1),TRNS(1:4,id2:id2+1),[CJN(i),CJP(i)],CKA(CTNO(i)),jtl,1);
	end;
end;
% Beam Part
if(NBEM>0),
	for i = 1:NBEM,
		id1		= (i+NCOL-1)*2+1;		id2		= (BTNO(i)-1)*2+1;
		id3		= (BTNO(i)+NCOLT-1)*2+1;	BMEI(i)		= bmeit(BTNO(i));
```

```
		jtl			= [JTLDOF(BJN(i)),JTLDOF(BJP(i))];
		KE(1:2,id1:id1+1) = bket(1:2,id2:id2+1);
		Assemstf5(KE(1:2,id1:id1+1),TRNS(1:4,id3:id3+1),[BJN(i),BJP(i)],0,jtl,0);
	end;
end;
% ***************************************************************************************************************
```

Subroutine Stffcalc()

```
function Stffcalc(FLAG1)
% Called  by Mainsol5 Subroutine
% Purpose:
% 1) Calculate moment at edge section of each elements
% 2) Check the inelastic behavior of element and update properties
% 3) Generate local stiffness matrices and assemble to structural stiffness
% Format: [FLAG2] = Stffcalc(FLAG1)
% Variables:
% set all related variables being global variables
% Use subroutine
% Hystrack, Alpcal, Locastff, Assemstf5
% Tolerance Checking
global TOL1 TOL2 BETAC BETAB;
% Geometric Data, General Information and Stiffness matrix
global NDOF NBEM NCOL NBEMT NCOLT;			global CJN CJP BJN BJP JTLDOF;
% Element Type Data
global CEA CGA CEI0 BGA BEI0;				global CLRIG CRRIG CLENG;
global BLRIG BRRIG BLENG;				global TRNS;
global CMCP CMYP CPHYP CPHUP CEI3P;			global CMCN CMYN CPHYN CPHUN CEI3N;
global BMCP BMYP BPHYP BPHUP BEI3P;			global BMCN BMYN BPHYN BPHUN BEI3N;
% Element Data
global CALPLM CALPRM CALPL CALPR;			global BALPLM BALPRM BALPL BALPR;
global CEI BEI CMEI BMEI;				global CTNO BTNO;
global MTEP MTE PTEP MMXN PHXN MMXP PHXP ENG;
global MTEC MTEO;					global CKID ULCK;
global AXFP AXFE;					global MTB;
% Damage Indices Parameter
global ENGC ENGB ENGCS ENGBS;				% Hysteretic Energy of Column/Beam Section
global MROTC MROTB;					% Maximum Inelastic Rotation at Edge Section
global IROTC IROTB;					% Inelastic Rotation at Edge Section
```

```
% Force/displacement Vectors and Stiffness matrix
global FRCI DSPI;                                   global CKA KE STIF;
global FRCU;
dof = 2;
% Part I: % 1) Calculate moment at edge section of each elements Check Hysteretic rule
% Store Old Value of variable
global MTEHIS PXPHIS PXNHIS MXPHIS MXNHIS PXP1HIS PXN1HIS MXP1HIS MXN1HIS UL1HIS PTP1HIS MTP1HIS;
if(FLAG1==1),
    MTEP1 = MTEP;      PTEP1 = PTEP;      MMXN1    = MMXN;      MMXP1    = MMXP;
    PHXN1 = PHXN;      PHXP1 = PHXP;      ULCK1 = ULCK;         ENG1  = ENG;
    MXN1HIS = [MXN1HIS, MMXN1];           MXP1HIS = [MXP1HIS, MMXP1];
    PXN1HIS = [PXN1HIS, PHXN1];           PXP1HIS = [PXP1HIS, PHXP1];
    UL1HIS  = [UL1HIS, ULCK1];            PTP1HIS = [PTP1HIS, PTEP1];
    MTP1HIS = [MTP1HIS, MTEP1];
    a = dir('STEP1.mat');
    if(size(a,1)~=0),       delete STEP1.mat;    end;    clear a;
    save('STEP1.mat','MTEP1','PTEP1','MMXN1','MMXP1','PHXN1','PHXP1','ULCK1');
end;
load STEP1.mat;
% Column Part
if(NCOL>0),
    for i = 1:NCOL,
        id1     = (i-1)*2+1;                        id2     = i;
        id3     = (CTNO(i)-1)*2+1;
        alp  = [CALPL(i),CALPR(i)];                 alpm = [CALPLM(i),CALPRM(i)];
        eii  = CEI0(CTNO(i),:);                     ei        = CEI(i,:);
        mmt  = [CMCP(CTNO(i),:),CMCN(CTNO(i),:),CMYP(CTNO(i),:),CMYN(CTNO(i),:)];
        phi  = [CPHYP(CTNO(i),:),CPHYN(CTNO(i),:),CPHUP(CTNO(i),:),CPHUN(CTNO(i),:)];
        ei3  = [CEI3P(CTNO(i),:),CEI3N(CTNO(i),:)];
        trans    = TRNS(1:4,id3:id3+1);
        % Determine Axial force at top/bottom section
        id5(1)   = (CJN(i)-1)*dof+1;                id5(2)   = (CJP(i)-1)*dof+1;
        AXFE(i,2)= (DSPI(id5(2))-DSPI(id5(1)))*CKA(CTNO(i));
        AXFE(i,1)= -AXFE(i,2);
        % Determine moment at edge-sections
        id4(1)   = JTLDOF(CJN(i));          % dof no. for lateral dof of joint CJN(i)
        id4(2)   = CJN(i)*dof;              % dof no. for rotational dof of joint CJN(i)
        id4(3)   = JTLDOF(CJP(i));          % dof no. for lateral dof of joint CJP(i)
        id4(4)   = CJP(i)*dof;              % dof no. for rotational dof of joint CJP(i)
        THETA = trans'*DSPI(id4);           MTE(i,:)  = (KE(1:2,id1:id1+1)*THETA)';
        MTEO(i,:) = MTE(i,:);
        % Update inelastic behavior
        if FLAG1==1,
            [CEI(i,:),MTE(id2,:),MTEC(id2,:),MTEP(id2,:),PTE,PTEP(id2,:),ULCK(id2,:), ...
                MMXP(id2,:),MMXN(id2,:),PHXP(id2,:),PHXN(id2,:),ENG(id2,:)]= ...
                Hystrack5(ei,eii,mmt,phi,ei3,MTEP(id2,:),MTE(id2,:),PTEP(id2,:), ...
                ULCK(id2,:),MMXP(id2,:),MMXN(id2,:),PHXP(id2,:),PHXN(id2,:),ENG(id2,:));
        else %FLAG1>1,
            CEI(i,:),MTE(id2,:),MTEC(id2,:),MTEP(id2,:),PTE,PTEP(id2,:),ULCK(id2,:), ...
                MMXP(id2,:),MMXN(id2,:),PHXP(id2,:),PHXN(id2,:),ENG(id2,:)]= ...
                Hystiter4(ei,eii,mmt,phi,ei3,MTEP(id2,:),MTE(id2,:),PTEP(id2,:), ...
                ULCK(id2,:),MMXP(id2,:),MMXN(id2,:),PHXP(id2,:),PHXN(id2,:),ENG(id2,:), ...
                ULCK1(id2,:),MTEP1(id2,:),PTEP1(id2,:),MMXP1(id2,:),MMXN1(id2,:), ...
                PHXP1(id2,:),PHXN1(id2,:));
        end
        % Update IROTC, ENGC, MROTC
        [IROTC(i,:),ENGC(i,:),MROTC(i,:)] = Engcalc1(IROTC(i,:),ENGC(i,:),MROTC(i,:),       ...
            MTE(id2,:),MTEP(id2,:),THETA',ULCK(id2,:));
    end;
end;
% Beam Part
if(NBEM>0),
    for i = 1:NBEM,
        id1          = (i+NCOL-1)*2+1;                    id2     = i+NCOL;
        id3          = (BTNO(i)+NCOLT-1)*2+1;
        alp          = [BALPL(i),BALPR(i)];               alpm = [BALPLM(i),BALPRM(i)];
        eii          = BEI0(BTNO(i),:);                   ei        = BEI(i,:);
        mmt     = [BMCP(BTNO(i),:),BMCN(BTNO(i),:),BMYP(BTNO(i),:),BMYN(BTNO(i),:)];
        phi          = [BPHYP(BTNO(i),:),BPHYN(BTNO(i),:),BPHUP(BTNO(i),:),BPHUN(BTNO(i),:)];
        ei3          = [BEI3P(BTNO(i),:),BEI3N(BTNO(i),:)];     trans = TRNS(1:4,id3:id3+1);
        % Determine moment at edge-sections + Rotation at edge-section for Energy Calculation
        id4          = (BJN(i)-1)*dof+1;      % dof no. for vertical dof of joint BJN(i)
        id5          = (BJP(i)-1)*dof+1;      % dof no. for vertical dof of joint BJP(i)
        THETA        = trans'*DSPI([id4,id4+1,id5,id5+1]);
        MTE(id2,:)   = (KE(1:2,id1:id1+1)*THETA)';
        MTE(id2,:)   = MTE(id2,:)+MTB(i,:);                MTEO(id2,:) = MTE(id2,:);
```

```
% Update inelastic behavior
if FLAG1==1,
    [BEI(i,:),MTE(id2,:),MTEC(id2,:),MTEP(id2,:),PTE,PTEP(id2,:),ULCK(id2,:), ...
        MMXP(id2,:),MMXN(id2,:),PHXP(id2,:),PHXN(id2,:),ENG(id2,:)]= ...
        Hystrack5(ei,eii,mmt,phi,ei3,MTEP(id2,:),MTE(id2,:),PTEP(id2,:), ...
        ULCK(id2,:),MMXP(id2,:),MMXN(id2,:),PHXP(id2,:),PHXN(id2,:),ENG(id2,:));
else  % FLAG1>1
    [BEI(i,:),MTE(id2,:),MTEC(id2,:),MTEP(id2,:),PTE,PTEP(id2,:),ULCK(id2,:), ...
        MMXP(id2,:),MMXN(id2,:),PHXP(id2,:),PHXN(id2,:),ENG(id2,:)]= ...
        Hystiter4(ei,eii,mmt,phi,ei3,MTEP(id2,:),MTE(id2,:),PTEP(id2,:), ...
        ULCK(id2,:),MMXP(id2,:),MMXN(id2,:),PHXP(id2,:),PHXN(id2,:),ENG(id2,:), ...
        ULCK1(id2,:),MTEP1(id2,:),PTEP1(id2,:),MMXP1(id2,:),MMXN1(id2,:), ...
        PHXP1(id2,:),PHXN1(id2,:));
end;
% Update IROTC, ENGC, MROTC
[IROTB(i,:),ENGB(i,:),MROTB(i,:)] = Engcalc1(IROTB(i,:),ENGB(i,:),MROTB(i,:),         ...
    MTE(id2,:),MTEP(id2,:),THETA',ULCK(id2,:));
end;
end;
% Part II
% 2) Check the inelastic behavior of element and update properties
% 3) Generate local stiffness matrices and assemble to structural stiffness
STIF = 0.0*STIF;
% Column Part
if(NCOL>0),
    for i = 1:NCOL,
        id1        = (i-1)*2+1;                                id2     = i;
        id3        = (CTNO(i)-1)*2+1;
        alp        = [CALPL(i),CALPR(i)];                      alpm = [CALPLM(i),CALPRM(i)];
        eii        = CEI0(CTNO(i),:);                          ei       = CEI(i,:);
        mmt        = [CMCP(CTNO(i),:),CMCN(CTNO(i),:),CMYP(CTNO(i),:),CMYN(CTNO(i),:)];
        phi        = [CPHYP(CTNO(i),:),CPHYN(CTNO(i),:),CPHUP(CTNO(i),:),CPHUN(CTNO(i),:)];
        ei3        = [CEI3P(CTNO(i),:),CEI3N(CTNO(i),:)];      trans   = TRNS(1:4,id3:id3+1);
        [CALPL(i),CALPR(i),CALPLM(i),CALPRM(i),CMEI(i)]= Alpcal(alpm,MTEP(id2,:),mmt(1:4),eii,ei);
        if isequal(alp,[CALPL(i),CALPR(i)])&isequal(ei,CEI(i,:)),
            CKID(id2) = 0;
        else
            CKID(id2) = 1;
```

```
        end;
        % Determine local stiffness and assemble to structural stiffness
        lngc          = (1-CLRIG(CTNO(i))-CRRIG(CTNO(i)))*CLENG(CTNO(i));
        alp           = [CALPL(i),CALPR(i)];                   jtl      = [JTLDOF(CJN(i)),JTLDOF(CJP(i))];
        ei            = [CEI(i,:),CMEI(i)];
        KE(1:2,id1:id1+1) = Locastff(KE(1:2,id1:id1+1),alp,ei,lngc,CGA(CTNO(i)),CKID(id2));
        Assemstf5(KE(1:2,id1:id1+1),trans,[CJN(i),CJP(i)],CKA(CTNO(i)),jtl,1);
    end;
end;
% Beam Part
if(NBEM>0),
    for i = 1:NBEM,
        id1           = (i+NCOL-1)*2+1;                        id2     = i+NCOL;
        id3           = (BTNO(i)+NCOLT-1)*2+1;
        alp           = [BALPL(i),BALPR(i)];                   alpm = [BALPLM(i),BALPRM(i)];
        eii           = BEI0(BTNO(i),:);                       ei       = BEI(i,:);
        mmt           = [BMCP(BTNO(i),:),BMCN(BTNO(i),:),BMYP(BTNO(i),:),BMYN(BTNO(i),:)];
        phi           = [BPHYP(BTNO(i),:),BPHYN(BTNO(i),:),BPHUP(BTNO(i),:),BPHUN(BTNO(i),:)];
        ei3           = [BEI3P(BTNO(i),:),BEI3N(BTNO(i),:)];   trans = TRNS(1:4,id3:id3+1);
        [BALPL(i),BALPR(i),BALPLM(i),BALPRM(i),BMEI(i)]     = Alpcal(alpm,MTEP(id2,:),mmt(1:4),eii,ei);
        if isequal(alp,[BALPL(i),BALPR(i)])&isequal(ei,BEI(i,:)),
            CKID(id2) = 0;
        else
            CKID(id2) = 1;
        end;
        % Determine local stiffness and assemble to structural stiffness
        lngc     = (1-BLRIG(BTNO(i))-BRRIG(BTNO(i)))*BLENG(BTNO(i));
        alp      = [BALPL(i),BALPR(i)];                        jtl      = [0,0];
        ei            = [BEI(i,:),BMEI(i)];
        KE(1:2,id1:id1+1) = Locastff(KE(1:2,id1:id1+1),alp,ei,lngc,BGA(BTNO(i)),CKID(id2));
        Assemstf5(KE(1:2,id1:id1+1),trans,[BJN(i),BJP(i)],0,jtl,0);
    end;
end;

% ***************************************************************************************************************************

Subroutine Hystrack()

function [EI,MTE,MTEC,MTEP,PTE,PTEP,ULCK,MMXP,MMXN,PHXP,PHXN,ENG]= ...
    Hystrack(EIP,EII,MMT,PHI,EI3,MTP0,MTE0,PTP0,ULCK,MXP0,MXN0,PXP0,PXN0,ENG0)
```

```
% Called by Subroutine Stffcalc()
% Purpose:
%               1) Perform the tracking of hysteresis rules
%               2) Determine current-stated flexural rigidity of elements
%               3) Calculate current-stated moment and curvature at edge surfaces
% Variables:
% 1) Input Variables:
% EIP                  = [EIL,EIR]   Previous-stated flexural rigidity at left/right sections
% EII           = [EI0L,EI0R] Initial-stated flexural rigidity at left/right sections
% MMT           = [MCP,MCN,MYP,MYN]        .. Cracking and Yield Moment
% PHI           = [PHYP,PHYN,PHUP,PHUN]            .. Yield and Ultimate Curvature
% EI3                  = [EI3P,EI3N]              .. Post-yielded flexural rigidities
% MTP0          = Previous-stated moment at edge-sections
% MTE0          = Incremental moment at edge-sections
% PTP0                 = Previous-stated curvature at edge-sections
% ULCK                 = Control variable to check direction of loading and behavior of section,
%       0: Initial stage or Pos./Neg. direction with elastic section
%                      [MMXN=MCN,MMXP=MCP,PHXN=PHCN,PHXP=PHCP]
%       -1: Negative direction with cracked section                    %     +1: Positive direction with cracked section
%       -2: Negative direction with yielded section                    %     +2: Positive direction with yielded section
%       -3: Negative direction with inelastic section + Unloading/Reloading slope EI0
%       +3: Positive direction with inelastic section + Unloading/Reloading slope EI0
% MXP0          = MMXP : Limit Positive Moment During Unloading/Reloading Path
% MXN0          = MMXN : Limit Negative Moment During Unloading/Reloading Path
% PXP0          = PHXP : Curvature at Limit Positive Moment During Unloading/Reloading Path
% PXN0          = PHXN : Curvature at Limit Negative Moment During Unloading/Reloading Path
% 2) Output Variables
% EI            = New-stated Flexural Rigidity at Left/Right Sections
% MTE           = New-stated Moment Increment at edge-sections
% MTEC          = New-stated Moment at edge-sections          (Before Checking)
% MTEP          = New-stated Moment at edge-sections          (After Checking)
% PTE           = New-stated Curvature Increment at edge-sections
% PTEP          = New-stated Curvature at edge-sections
% ULCK          = New-stated Control variables
% MMXP          = Limit Positive Moment During Unloading/Reloading Path
% MMXN          = Limit Negative Moment During Unloading/Reloading Path
% PHXP                 = Curvature at Limit Positive Moment During Unloading/Reloading Path
% PHXN          = Curvature at Limit Negative Moment During Unloading/Reloading Path
```

```
% Variables Setting
MCP   = MMT(1:2);          MCN   = MMT(3:4);          MYP   = MMT(5:6);          MYN   = MMT(7:8);
PHYP  = PHI(1:2);          PHYN  = PHI(3:4);          EI3P  = EI3(1:2);          EI3N  = EI3(3:4);
PHCP  = MCP./EII;          PHCN  = MCN./EII;          PHUP  = 1E5*PHI(5:6);      PHUN  = 1E5*PHI(7:8);
MUP   = MYP+(PHUP-PHYP).*EI3P;                        MUN   = MYN+(PHUN-PHYN).*EI3N;
EICP  = (MYP-MCP)./(PHYP-PHCP);                       EICN  = (MYN-MCN)./(PHYN-PHCN);
MC1   = MTP0+MTE0;         MC2   = [0,0];             MMXN = [0,0];              MMXP  = [0,0];
PHXN  = [0,0];             PHXP  = [0,0];             PTE   = MTE0./EIP;         PTEP  = PTP0+PTE;
EI          = EIP;
% Start hysteresis tracking
for i = 1:2,
    if((MTE0(i)*ULCK(i)<0)&(ULCK(i)~=-3)&(ULCK(i)~=+3)),
        % ********************************************************
        % Change Direction Except Case ULCK(i)={0,-3,+3}
        % ********************************************************
        if(MTE0(i)<0.0),
            PLIM2N        = PXN0(i)+(MYN(i)-MXN0(i))/EICN(i);
          if(PTEP(i)>PXN0(i)),
                MC2(i)  = MTP0(i)+PTE(i)*EII(i);
                MMXN(i)       = MXN0(i);                                      MMXP(i)       = MTP0(i);
                PHXN(i)       = PXN0(i);                                      PHXP(i)       = PTP0(i);
                EI(i)         = EII(i);                                       ULCK(i)       = -3;
            elseif(PTEP(i)>PLIM2N),
                TMP1          = (MXN0(i)-MTP0(i))/EII(i);      TMP2   = PTE(i)-TMP1;
                MC2(i)        = MXN0(i)+TMP2*EICN(i);
                MMXN(i)       = MYN(i);                        MMXP(i)       = MCP(i);
                PHXN(i)       = PLIM2N;                        PHXP(i)       = PTEP(i)-(MC2(i)-MCP(i))/EII(i);
                EI(i)         = EICN(i);                       ULCK(i)       = -1;
            else % PTEP(i)<=PLIM2N
                TMP1          = (MXN0(i)-MTP0(i))/EII(i);      TMP2          = (MYN(i)-MXN0(i))/EICN(i);
                TMP3          = PTE(i)-TMP1-TMP2;              MC2(i)        = MYN(i)+TMP3*EI3N(i);
                MMXN(i)       = MUN(i);                        MMXP(i)       = MCP(i);
                PHXN(i)       = PLIM2N+(MUN(i)-MYN(i))/EI3N(i);
                PHXP(i)       = PTEP(i)-(MC2(i)-MCP(i))/EII(i);
                EI(i)         = EI3N(i);                       ULCK(i)       = -2;
                % DEBUG: LARGE INCREMENT FROM UNLOAD SLOPE --> NEG. YIELDED
                fprintf(1,'%s\n','WARNING: LARGE INCREMENT STEP: SHOULD REDUCE STEP SIZES');
            end;
```

```
else %MTE0(i)>=0.0
    PLIM2P      = PXP0(i)+(MYP(i)-MXP0(i))/EICP(i);
    if(PTEP(i)<PXP0(i)),
        MC2(i)      = MTP0(i)+PTE(i)*EII(i);
        MMXN(i)     = MTP0(i);          MMXP(i)     = MXP0(i);
        PHXN(i)     = PTP0(i);          PHXP(i)     = PXP0(i);
        EI(i)       = EII(i);           ULCK(i)     = +3;
    elseif(PTEP(i)<PLIM2P),
        TMP1        = (MXP0(i)-MTP0(i))/EII(i);         TMP2  = PTE(i)-TMP1;
        MC2(i)      = MXP0(i)+TMP2*EICP(i);
        MMXN(i)     = MCN(i);               MMXP(i)     = MYP(i);
        PHXN(i)     = PTEP(i)-(MC2(i)-MCN(i))/EII(i);   PHXP(i)     = PLIM2P;
        EI(i)       = EICP(i);              ULCK(i)     = +1;
    else % PTEP(i)>=PLIM2P
        TMP1        = (MXP0(i)-MTP0(i))/EII(i);     TMP2  = (MYP(i)-MXP0(i))/EICP(i);
        TMP3        = PTE(i)-TMP1-TMP2;             MC2(i)  = MYP(i)+TMP3*EI3P(i);
        MMXN(i)         = MCN(i);                   MMXP(i)     = MUP(i);
        PHXN(i)         = PTEP(i)-(MC2(i)-MCN(i))/EII(i);
        PHXP(i)         = PLIM2P+(MUP(i)-MYP(i))/EI3P(i);
        EI(i)           = EI3P(i);                  ULCK(i)     = +2;
        % DEBUG: LARGE INCREMENT FROM UNLOAD SLOPE --> POS. YIELDED
    fprintf(1,'%s\n','WARNING: LARGE INCREMENT STEP: SHOULD REDUCE STEP SIZES');
    end;
end;
% ********** End of Case Change in direction *************
elseif(ULCK(i)==0),
% ***************************************************************************************
% Case(1): ULCK(i)=0,Initial stage or Positive/Negative direction with elastic section
% ***************************************************************************************
if((MC1(i)<MCP(i))&(MC1(i)>MCN(i))),
    MC2(i)      = MC1(i);
    MMXN(i)     = MCN(i);                   MMXP(i)     = MCP(i);
    PHXN(i)     = PHCN(i);                  PHXP(i)     = PHCP(i);
    EI(i)       = EII(i);                   ULCK(i)     = 0;
elseif (MTE0(i)>=0),
    % Positive Direction
    if(PTEP(i)>=PHCP(i)),
    if(PTEP(i)<PHYP(i)),
        % Cracked Section
        TMP1        = (MC1(i)-MCP(i))/EII(i);       MC2(i)  = MCP(i)+ TMP1*EICP(i);
        MMXN(i)         = MCN(i);                   MMXP(i)     = MYP(i);
        PHXN(i)         = PTEP(i)-(MC2(i)-MCN(i))/EII(i);
        PHXP(i)         = PHYP(i);
        EI(i)           = EICP(i);                  ULCK(i)     = +1;
    else    % PTEP(i)>=PHYP(i)
        % Yielded Section
        TMP1        = (MC1(i)-MCP(i))/EII(i);       TMP2  = (MYP(i)-MCP(i))/EICP(i);
        MC2(i)      = MYP(i)+(TMP1-TMP2)*EI3P(i);
        MMXN(i)         = MCN(i);                   MMXP(i)     = MUP(i);
        PHXN(i)         = PTEP(i)-(MC2(i)-MCN(i))/EII(i);
        PHXP(i)         = PHUP(i);
        EI(i)           = EI3P(i);                  ULCK(i)     = +2;
        % DEBUG: LARGE INCREMENT FROM ELASTIC --> YIELDED
    fprintf(1,'%s\n','WARNING: LARGE INCREMENT STEP: SHOULD REDUCE STEP SIZES');
    end;
end;
else    % MTE0(i)<0
    % Negative Direction
    if(PTEP(i)<=PHCN(i)),
    if(PTEP(i)>PHYN(i)),
        % Cracked Section
        TMP1        = (MC1(i)-MCN(i))/EII(i);       MC2(i)  = MCN(i)+TMP1*EICN(i);
        MMXN(i)         = MYN(i);                   MMXP(i)     = MCP(i);
        PHXN(i)         = PHYN(i);                  PHXP(i)     = PTEP(i)-(MC2(i)-MCP(i))/EII(i);
        EI(i)           = EICN(i);                  ULCK(i)     = -1;
    else    % PTEP(i)<=PHYN(i)
        % Yielded Section
        TMP1        = (MC1(i)-MCN(i))/EII(i);       TMP2  = (MYN(i)-MCN(i))/EICN(i);
        MC2(i)      = MYN(i)+(TMP1-TMP2)*EI3N(i);
        MMXN(i)         = MUN(i);                   MMXP(i)     = MCP(i);
        PHXN(i)         = PHUN(i);                  PHXP(i)     = PTEP(i)-(MC2(i)-MCP(i))/EII(i);
        EI(i)           = EI3N(i);                  ULCK(i)     = -2;
        % DEBUG: LARGE INCREMENT FROM ELASTIC --> YIELDED
        fprintf(1,'%s\n','WARNING: LARGE INCREMENT STEP: SHOULD REDUCE STEP SIZES');
    end;
    end;
```

```
		end;
		% ********* End of case(1): ULCK(i) = 0******************
	elseif((ULCK(i)==+3)|(ULCK(i)==-3)),
		switch ULCK(i)
		% ********************************************************************************
		%	Case(6): ULCK(i)=+3 Positive direction with Unload/Reload slope EI0
		%	Case(7): ULCK(i)=-3 Negative direction with Unload/Reload slope EI0
		% ********************************************************************************
		case {+3,-3}
			% Positive Direction
			if(MTE0(i)>=0),
				if((MXP0(i)<MYP(i))&(MXP0(i)>=MCP(i))),
					% MCP(i)<=MXP0(i)<MYP(i)
					PLIM2P		= PXP0(i)+(MYP(i)-MXP0(i))/EICP(i); % Curvatura at MYP
					if(PTEP(i)<PXP0(i)),
						% Unload Slope EI0
						MC2(i)  = MC1(i);
						MMXN(i)		= MXN0(i);		MMXP(i)		= MXP0(i);
						PHXN(i)		= PXN0(i);		PHXP(i)		= PXP0(i);
						EI(i)		= EII(i);		ULCK(i)		= +3;
					elseif(PTEP(i)<PLIM2P),
						% Cracked Section
						TMP1		= (MC1(i)-MXP0(i))/EII(i);	MC2(i)  = MXP0(i)+TMP1*EICP(i);
						MMXN(i)		= MCN(i);		MMXP(i)		= MYP(i);
						PHXN(i)		= PTEP(i)-(MC2(i)-MCN(i))/EII(i);
						PHXP(i)		= PLIM2P;
						EI(i)		= EICP(i);		ULCK(i)		= +1;
					else % PTEP(i)>=PLIM2P -->  MC2(i)>=MYP(i)
						% Yielded Section
						TMP1   = (MC1(i)-MXP0(i))/EII(i);	TMP2   = (MYP(i)-MXP0(i))/EICP(i);
						MC2(i)  = MYP(i)+(TMP1-TMP2)*EI3P(i);
						MMXN(i)		= MCN(i);		MMXP(i)		= MUP(i);
						PHXN(i)		= PTEP(i)-(MC2(i)-MCN(i))/EII(i);
						PHXP(i)		= PLIM2P+(MUP(i)-MYP(i))/EI3P(i);
						EI(i)		= EI3P(i);		ULCK(i)		= +2;
						% DEBUG: LARGE INCREMENT FROM ELASTIC --> CRACKED --> YIELDED
						fprintf(1,'%s\n','WARNING: LARGE INCREMENT STEP: SHOULD REDUCE STEP SIZES');
					end;
				elseif(MXP0(i)>=MYP(i)),
					if(PTEP(i)<PXP0(i)),
						% Unload Path
						MC2(i)  = MC1(i);
						MMXN(i)		= MXN0(i);		MMXP(i)		= MXP0(i);
						PHXN(i)		= PXN0(i);		PHXP(i)		= PXP0(i);
						EI(i)		= EII(i);		ULCK(i)		= +3;
					else % PTEP(i)>=PXP0(i),
						% Yielded Section
						MC2(i)  = MXP0(i)+(MC1(i)-MXP0(i))/EII(i)*EI3P(i);
						MMXN(i)		= MCN(i);		MMXP(i)		= MUP(i);
						PHXN(i)		= PTEP(i)-(MC2(i)-MCN(i))/EII(i);
						PHXP(i)		= PXP0(i)+(MUP(i)-MXP0(i))/EI3P(i);
						EI(i)		= EI3P(i);		ULCK(i)		= +2;
					end;
				else % MXP0(i)<MCP(i)
					%DEBUG: LIMIT POSITIVE MOMENT LESS THAN CRACKING MOMENT
					fprintf(1,'%s\n','ERROR: LIMIT POSITIVE MOMENT LESS THAN CRACKING MOMENT');
				end
			else % MTE0(i)<0,
				% Negative Direction
				if((MXN0(i)>MYN(i))&(MXN0(i)<=MCN(i))),
					PLIM2N		= PXN0(i)+(MYN(i)-MXN0(i))/EICN(i); % Curvature at MYN
					if(PTEP(i)>PXN0(i)),
						% Unload Path
						MC2(i)		= MC1(i);
						MMXN(i)		= MXN0(i);		MMXP(i)		= MXP0(i);
						PHXN(i)		= PXN0(i);		PHXP(i)		= PXP0(i);
						EI(i)		= EII(i);		ULCK(i)		= -3;
					elseif(PTEP(i)>PLIM2N),
						% Cracked Section
						TMP1		= (MC1(i)-MXN0(i))/EII(i);	MC2(i)  = MXN0(i)+TMP1*EICN(i);
						MMXN(i)		= MYN(i);		MMXP(i)		= MCP(i);
						PHXN(i)		= PLIM2N;
						PHXP(i)		= PTEP(i)-(MC2(i)-MCP(i))/EII(i);
						EI(i)		= EICN(i);		ULCK(i)		= -1;
					else % PTEP(i)<= PLIM2N -->  MC2(i)<=MYN(i)
						% Yielded Section
```

```
                TMP1        = (MC1(i)-MXN0(i))/EII(i);
                TMP2        = (MYN(i)-MXN0(i))/EICN(i);
                MC2(i)      = MYN(i)+(TMP1-TMP2)*EI3N(i);
                MMXN(i)     = MUN(i);                       MMXP(i)     = MCP(i);
                PHXN(i)     = PLIM2N+(MUN(i)-MYN(i))/EI3N(i);
                PHXP(i)     = PTEP(i)-(MC2(i)-MCP(i))/EII(i);
                EI(i)       = EI3N(i);                      ULCK(i)     = -2;
                % DEBUG: LARGE INCREMENT FROM UNLOAD--> CRACKED --> YIELDED
                fprintf(1,'%s\n','WARNING: LARGE INCREMENT STEP: SHOULD REDUCE STEP SIZES');
            end;
        elseif(MXN0(i)<=MYN(i)),
            if(PTEP(i)>PXN0(i)),
                % Unload Path
                MC2(i)      = MC1(i);
                MMXN(i)     = MXN0(i);                      MMXP(i)     = MXP0(i);
                PHXN(i)     = PXN0(i);                      PHXP(i)     = PXP0(i);
                EI(i)       = EII(i);                       ULCK(i)     = -3;
            else    % PTEP(i)<=PXN0(i) --> MC1(i)<=MXN0(i),
                % Yielded Section
                TMP1        = (MC1(i)-MXN0(i))/EII(i);      MC2(i)  = MXN0(i)+TMP1*EI3N(i);
                MMXN(i)     = MUN(i);                       MMXP(i)         = MCP(i);
                PHXN(i)     = PXN0(i)+(MUN(i)-MXN0(i))/EI3N(i);
                PHXP(i)     = PTEP(i)-(MC2(i)-MCP(i))/EII(i);
                EI(i)       = EI3N(i);                      ULCK(i)     = -2;
            end;
        else % MXN0(i)>MCN(i)
            %DEBUG: LIMIT POSITIVE MOMENT LESS THAN CRACKING MOMENT
            fprintf(1,'%s\n','ERROR: LIMIT POSITIVE MOMENT LESS THAN CRACKING MOMENT');
        end
    end;
end;
% ***************End of case(6)&(7): ULCK(i)={+3,-3}*****************
else % (MTE0(i)*ULCK(i)>0.0)&(ULCK(i)~={0,-3,+3}),
    % Maintain Direction
    switch ULCK(i),
    % *****************************************************************************
    %       Case(2): ULCK(i)=+1, Negative Direction with Cracked Section
    % *****************************************************************************
    case +1,
        if((MC1(i)<MYP(i))&(MC1(i)>=MCP(i))),
            % Cracked Section
            MC2(i)      = MC1(i);
            MMXN(i)     = MCN(i);                           MMXP(i)     = MYP(i);
            PHXN(i)     = PTEP(i)-(MC2(i)-MCN(i))/EII(i);   PHXP(i)     = PXP0(i);
            EI(i)       = EICP(i);                          ULCK(i)     = +1;
        elseif(MC1(i)>=MYP(i)),
            % Yielded Section
            MC2(i)      = MYP(i)+(MC1(i)-MYP(i))/EICP(i)*EI3P(i);
            MMXN(i)     = MCN(i);                           MMXP(i)     = MUP(i);
            PHXN(i)     = PTEP(i)-(MC2(i)-MCN(i))/EII(i);
            PHXP(i)     = PXP0(i)+(MUP(i)-MXP0(i))/EI3P(i);
            EI(i)       = EI3P(i);                          ULCK(i)     = +2;
        else % MC1(i)<MCP(i),
            % DEBUG: MOMENT IS NOT IN POSITIVE CRACKED RANGE FOR ULCK = +1
        fprintf(1,'%s\n','ERROR: MOMENT IS NOT IN POSITIVE CRACKED RANGE FOR ULCK = +1');
        end;
    % ****************** End of case(2): ULCK(i)=+1 *****************
    % *************************************************************************
    %       Case(3): ULCK(i)=-1, Positive Direction with Cracked Section
    % *************************************************************************
    case -1,
        if((MC1(i)>MYN(i))&(MC1(i)<=MCN(i))),
            % Cracked Section
            MC2(i)      = MC1(i);
            MMXN(i)     = MYN(i);               MMXP(i)     = MCP(i);
            PHXN(i)     = PXN0(i);              PHXP(i)     = PTEP(i)-(MC2(i)-MCP(i))/EII(i);
            EI(i)       = EICN(i);              ULCK(i)     = -1;
        elseif(MC1(i)<=MYN(i)),
            % Yielded Section
            MC2(i)      = MYN(i)+(MC1(i)-MYN(i))/EICN(i)*EI3N(i);
            MMXN(i)         = MUN(i);           MMXP(i)     = MCP(i);
            PHXN(i)         = PXN0(i)+(MUN(i)-MXN0(i))/EI3N(i);
            PHXP(i)         = PTEP(i)-(MC2(i)-MCP(i))/EII(i);
            EI(i)           = EI3N(i);          ULCK(i)     = -2;
        else % MC1(i)>MCN(i)
            % DEBUG: MOMENT IS NOT IN NEGATIVE CRACKED RANGE FOR ULCK = -1
```

```
                fprintf(1,'%s\n','ERROR: MOMENT IS NOT IN NEGATIVE CRACKED RANGE FOR ULCK = -1');
            end;
        % *************** End of case(3): ULCK(i)=-1 *********************
        % ****************************************************************************
        %       Case(4): ULCK(i)=+2, Positive Direction with Yielded Section
        % ****************************************************************************
        case +2
            if(MC1(i)>=MYP(i))
                MC2(i)      = MC1(i);
                MMXN(i)     = MCN(i);                          MMXP(i)     = MUP(i);
                PHXN(i)     = PTEP(i)-(MC2(i)-MCN(i))/EII(i);  PHXP(i)     = PXP0(i);
                EI(i)       = EI3P(i);                         ULCK(i)     = +2;
            else %MC1(i)<MYP(i)
                % DEBUG: MOMENT IS NOT IN POSITIVE YIELDED RANGE FOR ULCK = +2
                fprintf(1,'%s\n','ERROR: MOMENT IS NOT IN POSITIVE YIELDED RANGE FOR ULCK = +2');
            end;
        % ************** End of case(4): ULCK(i)=+2 **********************
        % ******************************************************************************
        %       Case(5): ULCK(i)=-2, Negative Direction with Yielded Section
        % ******************************************************************************
        case -2
            if(MC1(i)<=MYN(i))
                MC2(i)      = MC1(i);
                MMXN(i)     = MUN(i);          MMXP(i)     = MCP(i);
                PHXN(i)     = PXN0(i);         PHXP(i)     = PTEP(i)-(MC2(i)-MCP(i))/EII(i);
                EI(i)       = EI3N(i);         ULCK(i)     = -2;
            else %MC1(i)>MYN(i)
                % DEBUG: MOMENT IS NOT IN NEGATIVE YIELDED RANGE FOR ULCK = -2
                fprintf(1,'%s\n','ERROR: MOMENT IS NOT IN NEGATIVE YIELDED RANGE FOR ULCK = -2');
            end;
        % *************** End of case(5): ULCK(i)=-2 **********************
        otherrwise
            % DEBUG: ULCK ~= {0,-1,-2,-3,+1,+2,+3}
            fprintf(1,'%s\n','ERROR: ULCK INCORRECT');
        end;
    end;
end; % End of for loop
% Update moment at edge-section
```

```
ENG     = ENG0 + (MC2+MTP0).*PTE/2;
MTEC    = MC1;
MTEP    = MC2;
MTE     = MC2-MTP0;
% ****************************************************************************************************************
```

Subroutine Hystiter()

```
function [EI,MTE,MTEC,MTEP,PTE,PTEP,ULCK,MMXP,MMXN,PHXP,PHXN,ENG]= ...
    Hystiter(EIP,EII,MMT,PHI,EI3,MTP0,MTE0,PTP0,ULCK,MXP0,MXN0,PXP0,PXN0,ENG0, ...
    ULCK1,MTP1,PTP1,MXP1,MXN1,PXP1,PXN1)
% Called By Subroutine Stffcalc()
% Purpose:    For Iterative Step
%             1) Perform the tracking of hysteresis rules
%             2) Determine current-stated flexural rigidity of elements
%             3) Calculate current-stated moment and curvature at edge surfaces
% Variables: Similar to Hystrack() except
% 1) Input Variables:
% ULCK1 = ULCK      : Control Variable to Check Direction of Loading At 1st Step of Iteration
% MTP1  = MTEP At 1st Step of Iteration
% PTP1  = PTEP At 1st Step of Iteration
% MXP1  = MMXPOLD : Limit Positive Moment At 1st Step of Iteration
% MXN1  = MMXNOLD : Limit Negative Moment At 1st Step of Iteration
% PXP1  = PHXPOLD : Curvature at Limit Positive Moment At Step1 of Iteration
% PXN1  = PHXNOLD : Curvature at Limit Negative Moment At Step1 of Iteration
MCP   = MMT(1:2);       MCN   = MMT(3:4);       MYP   = MMT(5:6);        MYN   = MMT(7:8);
PHYP  = PHI(1:2);       PHYN  = PHI(3:4);       EI3P  = EI3(1:2);        EI3N  = EI3(3:4);
PHCP  = MCP./EII;       PHCN  = MCN./EII;       PHUP  = 1E05*PHI(5:6);   PHUN  = 1E05*PHI(7:8);
MUP   = MYP+(PHUP-PHYP).*EI3P;                  MUN   = MYN+(PHUN-PHYN).*EI3N;
EICP  = (MYP-MCP)./(PHYP-PHCP);                 EICN  = (MYN-MCN)./(PHYN-PHCN);
MC1   = MTP0+MTE0;                              MC2   = [0,0];
MMXN  = [0,0];          MMXP  = [0,0];          PHXN  = [0,0];           PHXP  = [0,0];
PTE   = MTE0./EIP;      PTEP  = PTP0+PTE;   EI                = EIP;
% Start Hysteretic Tracking
for i = 1:2,
    if((MTE0(i)*ULCK(i)<0)&(ULCK(i)~=-3)&(ULCK(i)~=+3)),
        % ***********************************************************
        % Change Direction Except Case ULCK(i)={0,-3,+3}
        % ***********************************************************
```

```
if(MTE0(i)<0.0),
    if(PTP0(i)<=PXP1(i)),
        if(PTP0(i)<PTP1(i)),
            MC2(i)      = MC1(i);
            MMXN(i)     = MCN(i);                           MMXP(i)     = MTP1(i);
            PHXN(i)     = PTEP(i)-(MC2(i)-MCN(i))/EII(i);   PHXP(i)     = PTP1(i);
            EI(i)       = EII(i);
            if(ULCK1(i)==0)
                ULCK(i)     = 0;
            else
                ULCK(i)     = -3;
            end
        else    % PTP0(i)>=PTP1(i)
            if(PTEP(i)<PTP1(i))
                MC2(i)      = MTP1(i)+(PTEP(i)-PTP1(i))*EII(i);
                PHXP(i)     = PTP1(i);                      MMXP(i)     = MTP1(i);
                EI(i)       = EII(i);                       ULCK(i)     = -3;
            else    % PTEP(i)>=PTP1(i)
                MC2(i)  = MC1(i);
                PHXP(i)     = PXP0(i);                      MMXP(i)     = MXP0(i);
                switch(ULCK1(i))
                case 1, EI(i) = EICP(i);
                case 2, EI(i) = EI3P(i);
                end
                ULCK(i)     = ULCK1(i);
            end
            MMXN(i)     = MCN(i);                   PHXN(i)     = PTEP(i)-(MC2(i)-MCN(i))/EII(i);
        end
    else % PTP0(i)>PXP1(i),
        if(PTEP(i)<PXP1(i)),
            if(PTEP(i)<=PTP1(i)),
                MC2(i)  = MTP1(i)+(PTEP(i)-PTP1(i))*EII(i);
                MMXN(i)     = MCN(i);                           MMXP(i)     = MTP1(i);
                PHXN(i)     = PTEP(i)-(MC2(i)-MCN(i))/EII(i);   PHXP(i)     = PTP1(i);
                EI(i)       = EII(i);
                if(ULCK1(i)==0)
                    ULCK(i)     = 0;
                else
                    ULCK(i)     = -3;
                end
            else   % PTP1(i)<PTEP(i)<PXP1(i)
                TMP1   = (MC1(i)-MXP1(i))/EI(i);
                switch(ULCK1(i))
                case {0,+3},        EI(i)    = EII(i);
                case +1,            EI(i)    = EICP(i);
                otherwise,% DEBUG: ERROR -> PTP1(i)<=PTEP(i)<PXP1(i) & ULCK1(i) == +2
                    fprintf(1,'%s\n','PTP1(i)<=PTEP(i)<PXP1(i) AND ULCK1(i) == +2');
                end
                MC2(i)  = MXP1(i)+TMP1*EI(i);                   ULCK(i)     = ULCK1(i);
                PHXP(i)     = PXP1(i);                          MMXP(i)     = MXP1(i);
                PHXN(i)     = PTEP(i)-(MC2(i)-MCN(i))/EII(i);   MMXN(i)     = MCN(i);
            end
        else % PTEP(i)>=PXP1(i),
            MC2(i)  = MC1(i);
            PHXN(i)     = PTEP(i)-(MC2(i)-MCN(i))/EII(i);       MMXN(i)     = MCN(i);
            PHXP(i)     = PXP0(i);                              MMXP(i)     = MXP0(i);
            EI(i)       = EIP(i);                               ULCK(i)     = ULCK(i);
        end;
    end;
else %MTE0(i)>=0.0
    if(PTP0(i)>=PXN1(i)),
        if(PTP0(i)>PTP1(i)),
            MC2(i)  = MC1(i);
            MMXN(i)     = MTP1(i);                  MMXP(i)     = MCP(i);
            PHXN(i)     = PTP1(i);                  PHXP(i)     = PTEP(i)-(MC2(i)-MCP(i))/EII(i);
            EI(i)       = EII(i);
            if(ULCK1(i)==0)
                ULCK(i)     = 0;
            else
                ULCK(i)     = +3;
            end
        else
            if(PTEP(i)>PTP1(i))
                MC2(i)  = MTP1(i)+(PTEP(i)-PTP1(i))*EII(i);
                PHXN(i)     = PTP1(i);              MMXN(i)     = MTP1(i);
                EI(i)       = EII(i);               ULCK(i)     = +3;
```

```
            else    % PTEP(i)<=PTP1(i)
                    MC2(i)  = MC1(i);
                    PHXN(i)         = PXN0(i);              MMXN(i)         = MXN0(i);
                    switch(ULCK1(i))
                    case -1,        EI(i) = EICN(i);
                    case -2,        EI(i) = EI3N(i);
                    end
                    ULCK(i)         = ULCK1(i);
            end
            MMXP(i)         = MCP(i);       PHXP(i)         = PTEP(i)-(MC2(i)-MCP(i))/EII(i);
        end
    else % PTP0(i)<PXN1(i),
        if(PTEP(i)>PXN1(i)),
            if(PTEP(i)>PTP1(i)),
                    MC2(i)  = MTP1(i)+(PTEP(i)-PTP1(i))*EII(i);
                    MMXN(i)         = MTP1(i);      MMXP(i)         = MCP(i);
                    PHXN(i)         = PTP1(i);      PHXP(i)         = PTEP(i)-(MC2(i)-MCP(i))/EII(i);
                    EI(i)           = EII(i);
                    if(ULCK1(i)==0)
                        ULCK(i)         = 0;
                    else
                        ULCK(i)         = +3;
                    end
            else    % PTEP(i)<PTP1(i)
                    TMP1            = (MC1(i)-MXN1(i))/EI(i);
                    switch(ULCK1(i))
                    case {0,-3},    EI(i)       = EII(i);
                    case -1,        EI(i)       = EICN(i);
                    otherwise% DEBUG: ERROR --> PTP1(i)<=PTEP(i)<PXP1(i) & ULCK1(i) == -2
                        fprintf(1,'%s\n','PXP1(i)<PTEP(i)<=PTP1(i) AND ULCK1(i) == -2');
                    end
            MC2(i)  = MXN1(i)+TMP1*EI(i);
                    ULCK(i)         = ULCK1(i);
                    PHXN(i)         = PXN1(i);                      MMXN(i)         = MXN1(i);
                    PHXP(i)         = PTEP(i)-(MC2(i)-MCP(i))/EII(i);       MMXP(i)         = MCP(i);
         end
        else % PTEP(i)<=PXN1(i),
            MC2(i)  = MC1(i);
                        PHXN(i)         = PXN0(i);                              MMXN(i)         = MXN0(i);
                        PHXP(i)         = PTEP(i)-(MC2(i)-MCP(i))/EII(i);       MMXP(i)         = MCP(i);
                        EI(i)           = EIP(i);                               ULCK(i)         = ULCK(i);
                    end;
                end;
            end; % End of MTE0(i)<0.0 or MTE0(i)>=0.0
            % *********** End of Case Change in direction **************
        elseif(ULCK(i)==0),
            % *****************************************************************************************
            %   Case(1): ULCK(i)=0,Initial stage or Positive/Negative direction with elastic section
            % *****************************************************************************************
            if((MC1(i)<MCP(i))&(MC1(i)>MCN(i))),
            MC2(i)  = MC1(i);
                MMXN(i)         = MCN(i);                       MMXP(i)         = MCP(i);
                PHXN(i)         = PHCN(i);                      PHXP(i)         = PHCP(i);
                EI(i)           = EII(i);                       ULCK(i)         = 0;
            elseif (MTE0(i)>=0),
                % Positive Direction
                if(PTEP(i)>=PHCP(i)),
                    if(PTEP(i)<PHYP(i)),
                        % Cracked Section
                        TMP1   = (MC1(i)-MCP(i))/EII(i);        MC2(i)  = MCP(i)+ TMP1*EICP(i);
                        MMXN(i)= MCN(i);                        MMXP(i)         = MYP(i);
                        PHXN(i)         = PTEP(i)-(MC2(i)-MCN(i))/EII(i);       PHXP(i)         = PHYP(i);
                        EI(i)           = EICP(i);                      ULCK(i)         = +1;
                    else    % PTEP(i)>=PHYP(i)
                        % Yielded Section
                        TMP1   = (MC1(i)-MCP(i))/EII(i);                TMP2   = (MYP(i)-MCP(i))/EICP(i);
                        MC2(i)  = MYP(i)+(TMP1-TMP2)*EI3P(i);
                        MMXN(i)         = MCN(i);                       MMXP(i)         = MUP(i);
                        PHXN(i)         = PTEP(i)-(MC2(i)-MCN(i))/EII(i);       PHXP(i)         = PHUP(i);
                        EI(i)           = EI3P(i);                      ULCK(i)         = +2;
                    end;
                end;
            else    % MTE0(i)<0
                % Negative Direction
                if(PTEP(i)<=PHCN(i)),
                    if(PTEP(i)>PHYN(i)),
```

```
                % Cracked Section
                TMP1   = (MC1(i)-MCN(i))/EII(i);        MC2(I)     = MCN(i)+TMP1*EICN(i);
                MMXN(i)    = MYN(i);                    MMXP(i)    = MCP(i);
                PHXN(i)    = PHYN(i);                   PHXP(i)    = PTEP(i)-(MC2(i)-MCP(i))/EII(i);
                EI(i)      = EICN(i);                   ULCK(i)    = -1;
            else    % PTEP(i)<=PHYN(i)
                % Yielded Section
                TMP1   = (MC1(i)-MCN(i))/EII(i);        TMP2   = (MYN(i)-MCN(i))/EICN(i);
                MC2(i)  = MYN(i)+(TMP1-TMP2)*EI3N(i);
                MMXN(i)    = MUN(i);                    MMXP(i)    = MCP(i);
                PHXN(i)    = PHUN(i);                   PHXP(i)    = PTEP(i)-(MC2(i)-MCP(i))/EII(i);
                EI(i)      = EI3N(i);                   ULCK(i)    = -2;
            end;
        end;
    end;
    % ********* End of case(1): ULCK(i) = 0******************
elseif((ULCK(i)==+3)|(ULCK(i)==-3)),
    switch ULCK(i)
    % ********************************************************************************
    %       Case(6): ULCK(i)=+3 Positive direction with Unload/Reload slope EI0
    %       Case(7): ULCK(i)=-3 Negative direction with Unload/Reload slope EI0
    % ********************************************************************************
    case {+3,-3}
        % Positive Direction
        if(MTE0(i)>=0),
            if((MXP0(i)<MYP(i))&(MXP0(i)>=MCP(i))),
                PLIM2P      = PXP0(i)+(MYP(i)-MXP0(i))/EICP(i); % Curvatura at MYP
                if(PTEP(i)<PXP0(i)),
                    % Unload Slope EI0
                    MC2(i)  = MC1(i);
                    MMXN(i)    = MXN0(i);               MMXP(i)    = MXP0(i);
                    PHXN(i)    = PXN0(i);               PHXP(i)    = PXP0(i);
                    EI(i)      = EII(i);                ULCK(i)    = +3;
                elseif(PTEP(i)<PLIM2P),
                    % Cracked Section
                    TMP1   = (MC1(i)-MXP0(i))/EII(i);
                    MC2(i)  = MXP0(i)+TMP1*EICP(i);
                    MMXN(i)    = MCN(i);                MMXP(i)    = MYP(i);
                    PHXN(i)    = PTEP(i)-(MC2(i)-MCN(i))/EII(i);
                    PHXP(i)    = PLIM2P;
                    EI(i)      = EICP(i);                      ULCK(i)    = +1;
                else % PTEP(i)>=PLIM2P -->  MC2(i)>=MYP(i)
                    % Yielded Section
                    TMP1   = (MC1(i)-MXP0(i))/EII(i);
                    TMP2   = (MYP(i)-MXP0(i))/EICP(i);
                    MC2(i)  = MYP(i)+(TMP1-TMP2)*EI3P(i);
                    MMXN(i)    = MCN(i);                       MMXP(i)    = MUP(i);
                    PHXN(i)    = PTEP(i)-(MC2(i)-MCN(i))/EII(i);
                    PHXP(i)    = PLIM2P+(MUP(i)-MYP(i))/EI3P(i);
                    EI(i)      = EI3P(i);                      ULCK(i)= +2;
                end;
            elseif(MXP0(i)>=MYP(i)),
                if(PTEP(i)<PXP0(i)),
                    % Unload Path
                    MC2(i)  = MC1(i);
                    MMXN(i)    = MXN0(i);                      MMXP(i)    = MXP0(i);
                    PHXN(i)    = PXN0(i);                      PHXP(i)    = PXP0(i);
                    EI(i)      = EII(i);                       ULCK(i)    = +3;
                else % PTEP(i)>=PXP0(i),
                    % Yielded Section
                MC2(i)  = MXP0(i)+(MC1(i)-MXP0(i))/EII(i)*EI3P(i);
                MMXN(i)    = MCN(i);                       MMXP(i)    = MUP(i);
                PHXN(i)    = PTEP(i)-(MC2(i)-MCN(i))/EII(i);
                PHXP(i)    = PXP0(i)+(MUP(i)-MXP0(i))/EI3P(i);
                 EI(i)      = EI3P(i);                     ULCK(i)    = +2;
                end;
            else % MXP0(i)<MCP(i)
                %DEBUG: LIMIT POSITIVE MOMENT LESS THAN CRACKING MOMENT
                fprintf(1,'%s %d\n','ERROR: LIMIT POSITIVE MOMENT LESS THAN CRACKING MOMENT
LINE350',ULCK(i));
            end
        else % MTE0(i)<0,
            % Negative Direction
            if((MXN0(i)>MYN(i))&(MXN0(i)<=MCN(i))),
                PLIM2N      =    PXN0(i)+(MYN(i)-MXN0(i))/EICN(i); % Curvature at MYN
                if(PTEP(i)>PXN0(i)),
```

```
                % Unload Path
                MC2(i)  = MC1(i);
                MMXN(i)     = MXN0(i);          MMXP(i)     = MXP0(i);
                PHXN(i)     = PXN0(i);          PHXP(i)     = PXP0(i);
                EI(i)       = EII(i);           ULCK(i)     = -3;
    elseif(PTEP(i)>PLIM2N),
                % Cracked Section
                TMP1        = (MC1(i)-MXN0(i))/EII(i);
                MC2(i)  = MXN0(i)+TMP1*EICN(i);
                MMXN(i)     = MYN(i);           MMXP(i)     = MCP(i);
                PHXN(i)     = PLIM2N;
                PHXP(i)     = PTEP(i)-(MC2(i)-MCP(i))/EII(i);
                EI(i)       = EICN(i);          ULCK(i)     = -1;
        else % PTEP(i)<= PLIM2N -->  MC2(i)<=MYN(i)
                % Yielded Section
                TMP1   = (MC1(i)-MXN0(i))/EII(i);       TMP2   = (MYN(i)-MXN0(i))/EICN(i);
                MC2(i)  = MYN(i)+(TMP1-TMP2)*EI3N(i);
                MMXN(i)     = MUN(i);           MMXP(i)     = MCP(i);
                PHXN(i)     = PLIM2N+(MUN(i)-MYN(i))/EI3N(i);
                PHXP(i)     = PTEP(i)-(MC2(i)-MCP(i))/EII(i);
                EI(i)       = EI3N(i);          ULCK(i)     = -2;
        end;
    elseif(MXN0(i)<=MYN(i)),
        if(PTEP(i)>PXN0(i)),
                % Unload Path
                MC2(i)  = MC1(i);
                MMXN(i)     = MXN0(i);              MMXP(i)     = MXP0(i);
                PHXN(i)     = PXN0(i);              PHXP(i)     = PXP0(i);
                EI(i)       = EII(i);               ULCK(i)     = -3;
        else % PTEP(i)<=PXN0(i) --> MC1(i)<=MXN0(i),
                % Yielded Section
                TMP1   = (MC1(i)-MXN0(i))/EII(i);           MC2(i)      = MXN0(i)+TMP1*EI3N(i);
                MMXN(i)     = MUN(i);               MMXP(i)     = MCP(i);
                PHXN(i)     = PXN0(i)+(MUN(i)-MXN0(i))/EI3N(i);
                PHXP(i)     = PTEP(i)-(MC2(i)-MCP(i))/EII(i);
                EI(i)       = EI3N(i);              ULCK(i)     = -2;
        end;
    else % MXN0(i)>MCN(i)
                                %DEBUG: LIMIT POSITIVE MOMENT LESS THAN CRACKING MOMENT
                                fprintf(1,'%s %d\n','ERROR: LIMIT NEGATIVE MOMENT LESS THAN CRACKING MOMENT
LINE400',ULCK(i));
                            end
                        end;
                    end;
                % ***************End of case(6)&(7): ULCK(i)={+3,-3}*****************
                else % (MTE0(i)*ULCK(i)>0.0)&(ULCK(i)~={0,-3,+3}),
                    % Maintain Direction
                    switch ULCK(i),
                    % ****************************************************************************
                    %       Case(2): ULCK(i)=+1, Negative Direction with Cracked Section
                    % ****************************************************************************
                    case +1,
                        if(MC1(i)<MYP(i)),
                            if(MC1(i)<MCP(i)),
                                % DEBUG: MOMENT IS NOT IN POSITIVE CRACKED RANGE FOR ULCK = +1
                                fprintf(1,'%s\n','ERROR: MOMENT IS NOT IN POSITIVE CRACKED RANGE FOR ULCK = +1');
                            end;
                        % Cracked Section
                        MC2(i)      = MC1(i);
                        MMXN(i)     = MCN(i);                   MMXP(i)     = MYP(i);
                            PHXN(i)     = PTEP(i)-(MC2(i)-MCN(i))/EII(i);           PHXP(i)     = PXP0(i);
                            EI(i)       = EICP(i);                          ULCK(i)     = +1;
                        else  % MC1(i)>=MYP(i),
                            % Yielded Section
                            MC2(i)  = MYP(i)+(MC1(i)-MYP(i))/EICP(i)*EI3P(i);
                            MMXN(i)     = MCN(i);                   MMXP(i)     = MUP(i);
                            PHXN(i)     = PTEP(i)-(MC2(i)-MCN(i))/EII(i);
                            PHXP(i)     = PXP0(i)+(MUP(i)-MXP0(i))/EI3P(i);
                            EI(i)       = EI3P(i);                  ULCK(i)     = +2;
                        end;
                % ***************** End of case(2): ULCK(i)=+1 *****************
                % ****************************************************************
                %       Case(3): ULCK(i)=-1, Positive Direction with Cracked Section
                % ****************************************************************
                case -1,
                    if(MC1(i)>MYN(i)),
```

```
                if(MC1(i)>MCN(i)),
                        % DEBUG: MOMENT IS NOT IN NEGATIVE CRACKED RANGE FOR ULCK = -1
                        fprintf(1,'%s\n','ERROR: MOMENT IS NOT IN NEGATIVE CRACKED RANGE FOR ULCK = -1');
                end;
                        % Cracked Section
                        MC2(i) = MC1(i);
                        MMXN(i)     = MYN(i);               MMXP(i)     = MCP(i);
                        PHXN(i)     = PXN0(i);              PHXP(i)     = PTEP(i)-(MC2(i)-MCP(i))/EII(i);
                        EI(i)       = EICN(i);              ULCK(i)     = -1;
        else  % MC1(i)<=MYN(i),
                        % Yielded Section
                        MC2(i) = MYN(i)+(MC1(i)-MYN(i))/EICN(i)*EI3N(i);
                MMXN(i)     = MUN(i);                       MMXP(i)     = MCP(i);
                PHXN(i)     = PXN0(i)+(MUN(i)-MXN0(i))/EI3N(i);
                        PHXP(i)     = PTEP(i)-(MC2(i)-MCP(i))/EII(i);
                        EI(i)       = EI3N(i);              ULCK(i)     = -2;
                end;
% *************** End of case(3): ULCK(i)=-1 *********************
% **************************************************************************
%       Case(4): ULCK(i)=+2, Positive Direction with Yielded Section
% **********************************************************************
case +2
        if(MC1(i)<MYP(i)),
        % DEBUG: MOMENT IS NOT IN POSITIVE YIELDED RANGE FOR ULCK = +2
        fprintf(1,'%s\n','ERROR: MOMENT IS NOT IN POSITIVE YIELDED RANGE FOR ULCK = +2');
end;
MC2(i) = MC1(i);                                    MMXN(i)     = MCN(i);
PHXN(i)     = PTEP(i)-(MC2(i)-MCN(i))/EII(i);       PHXP(i)     = PXP0(i);
EI(i)       = EI3P(i);                              ULCK(i)     = +2;

% ************** End of case(4): ULCK(i)=+2 **********************
% **********************************************************************
%               Case(5): ULCK(i)=-2, Negative Direction with Yielded Section
% **********************************************************************
case -2
        if(MC1(i)>MYN(i))
                % DEBUG: MOMENT IS NOT IN NEGATIVE YIELDED RANGE FOR ULCK = -2
                fprintf(1,'%s\n','ERROR: MOMENT IS NOT IN NEGATIVE YIELDED RANGE FOR ULCK = -2');
```

```
                end
                MC2(i) = MC1(i);
                MMXN(i)     = MUN(i);               MMXP(i)     = MCP(i);
                PHXN(i)     = PXN0(i);              PHXP(i)     = PTEP(i)-(MC2(i)-MCP(i))/EII(i);
                EI(i)       = EI3N(i);              ULCK(i)     = -2;
        % *************** End of case(5): ULCK(i)=-2 **********************
                otherwise
                        % DEBUG: ULCK ~= {0,-1,-2,-3,+1,+2,+3}
                        fprintf(1,'%s\n','ERROR: ULCK INCORRECT');
                end;
        end;
end; % End of for loop
% Update moment at edge-section
ENG    = ENG0 + (MC2-MTP0).*PTE/2;
MTEC   = MC1;
MTEP   = MC2;
MTE    = MC2-MTP0;
```

Subroutine: Alpcal

```
function [ALPL,ALPR,ALPLM,ALPRM,EIO] = Alpcal(ALPM,MTEP,MC,EII,EI)
% Called by Subroutine Stffcalc()
% Purpose :  Determine yield penetration coefficient and mid-span rigidity
% Variables:
% ALP       = [CALPL,CALPR] or [BALPL,BALPR] -->Yield penetration coeff. of Column or Beam
% ALPM      = [CALPL,CALPR] or [BALPL,BALPR] -->Max. yield penetration coeff.
% MTEP      = CMTEP or BMTEP MMXP(i) = MUP(i); -->Edge-section moment of column or beam
% MC        = [MCP,MCN] --> Cracking moment in left/right section of column or beam
% EII       = [CLEI0,CREI0] or [BLEI0,BREI0] -->Initial-stated flexural rigidities
% EI        = [CLEI,CREI] or [BLEI,BREI] --> Current-stated flexural rigidities
% MTP1 = MTEP(1) :-  Positive moment produced positive curvature
% MTP2 = -MTEP(2) :-  Positive moment produced positive curvature
% Step of Determination
% (1) Check moment to calculate yield penetration coeff.
%     and flexural rigidity at Middle section
% (2) Check max. yield penetration coeff.
% (3) Check sum of yield penetration coeff. < 1.0
% set cracking moment and edge moment
```

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

```
MTP1   = MTEP(1);                          MTP2   = -MTEP(2);
if MTP1>0.0,
        MCR1 = MC(1);
else
        MCR1 = MC(3);
end;
if MTP2>0.0,
        MCR2 = MC(2);
else
        MCR2 = MC(4);
end;
% Check for single or double curvature
if MTP1*MTP2<0,
        % Double Curvature
        ALPL   = 0.0;                      ALPR   = 0.0;
        if abs(MTP1)>abs(MCR1),
                ALPL   = (MTP1-MCR1)/(MTP1-MTP2);
        end;
        if abs(MTP2)>abs(MCR2),
                ALPR   = (MTP2-MCR2)/(MTP2-MTP1);
        end;
        EIO = 2.0*EII(1)*EII(2)/(EII(1)+EII(2));
else   % MTP1*MTP2>=0
        % Single Curvature
        ALPL   = 0.0;              ALPR   = 0.0;
        % all sections are cracked
        if (abs(MTP1)>abs(MCR1))&(abs(MTP2)>abs(MCR2)),
                if abs(MTP1)>abs(MTP2),
                        ALPL   = 0.99;         ALPR = 0.00;         EIO  = EI(2);
                else  % abs(MTP1)<=abs(MTP2)
                        ALPL = 0.00;           ALPR = 0.99;         EIO  = EI(1);
                end;
        else
                % Only left-end is cracked
                if (abs(MTP1)>abs(MCR1))&(abs(MTP2)<=abs(MCR2)),
                        if abs((MTP1-MTP2)/MCR1)<1.0E-5,
                                ALPL = (MTP2-MCR1)/(MCR2-MCR1);
                        Else
                                tp1  = (MTP1*MCR2-MTP2*MCR1)/(MTP1-MTP2+MCR2-MCR1);
                                ALPL = (MTP1-tp1)/(MTP1-MTP2);
                        end;
                end;
                % Only right-end is cracked
                if (abs(MTP1)<=abs(MCR1))&(abs(MTP2)>abs(MCR2)),
                        if abs((MTP2-MTP1)/MCR2)<1.0E-5,
                                ALPR = (MTP1-MCR2)/(MCR1-MCR2);
                        else
                                tp1  = (MTP2*MCR1-MTP1*MCR2)/(MTP2-MTP1+MCR1-MCR2);
                                ALPR = (MTP2-tp1)/(MTP2-MTP1);
                        end;
                end;
                EIO = 2*EII(1)*EII(2)/(EII(1)+EII(2));
        end;
end;
% Check for maximum of ALPL, ALPR
if ALPL>ALPM(1),
        ALPLM = ALPL;
else
        ALPL  = ALPM(1);                   ALPLM = ALPM(1);
end;
if ALPR>ALPM(2),
        ALPRM = ALPR;
else
        ALPR   = ALPM(2);          ALPRM = ALPM(2);
end;
% Check for ALPL+ALPR<=1.0
if (ALPL+ALPR)>1.0,
        if MTP1*MTP2 >= 0.0,  % Single curvature
                if abs(MTP1)>abs(MTP2),
                        ALPL = 0.99;           ALPR = 0.00;
                Else
                        ALPL = 0.00;           ALPR = 0.99;
                end;
        else            % MTP1*MTP2<0.0 (Double curvature)
                EIO = 2.0*EII(1)*EII(2)/(EII(1)+EII(2));
                tp2     = (EI(2)*EIO-EI(1)*EI(2))*ALPR*(ALPL+ALPR-1.0);
```

```
            tp2     = tp2/( (EI(2)*EIO-EI(1)*EI(2))*ALPR + (EI(1)*EIO-EI(1)*EI(2))*ALPL );
            tp1     = ALPL+ALPR-1.0-tp2;
            if ALPL>ALPR,
                tp3     = (EIO-EI(1))*tp1/(ALPL*EIO*EI(1));
            else
                tp3     = (EIO-EI(2))*tp2/(ALPR*EIO*EI(2));
            end;
            ALPL    = ALPL-tp1;
            ALPR    = ALPR-tp2;
            EIO     = EIO/(1.0+EIO*tp3);
        end;
end;
```

Subroutine: Locastff

```
function [OKE] = Locastff(IKE,ALP,EI,LNGC,GA,CKID)
% Called by Sttfcalc and Sttfinit
% Purpose: To determine local stiffness matrices of each member  based on "Flexibility-based macromodel" and  Spread Plasticity
Model in terms of Edge Dof
% Variables:
% IKE           = Input(Old) element stiffness matrix (in terms of Edge-dof)
% OKE           = Output(Update) element stiffness matrix (in terms of Edge-dof)
% ALP           = [CALPL,CALPR] or [BALPL,BALPR] yield penetration coeff. of L/R sections
% EI            = [CLEI,CREI,CMEI] or [BLEI,BREI,BMEI] Flexural Rigidity of (L/R/M) sections
% LNGC          = clear length of column or beam
% GA            = Shear rigidity of column or beam
% CKID          = Index for indicating the change in inelastic behav. of members
%       CKID = 1 --> Change and CKID = 0 --> Not change
% Step of Determination
% (1) Check index CKID to select the member whose properties changed
% (2) Calculate new stiffness matrix if CKID=1 unless maintain old values(CKID=0)
% Column Stiffness Determination
if CKID,
        tp1     = EI(1)*EI(2);          tp2     = (EI(3)-EI(1))*EI(2);          tp3     = (EI(3)-EI(2))*EI(1);
        tp4     = ALP.^3;               tp5     = 2*ALP.^2-tp4;                 tp6     = 6*ALP-4*ALP.^2+tp4;
        tp7     = tp1*EI(3);
        faap    = 4*tp1+tp2*tp6(1)+tp3*tp4(2);          fabp    = -2*tp1-tp2*tp5(1)-tp3*tp5(2);
        fbbp    = 4*tp1+tp2*tp4(1)+tp3*tp6(2);          Detk    = GA*LNGC^2*(faap*fbbp-fabp^2)+12*tp7*(faap+fbbp-2*fabp);
        tp8     = 12*tp7/(Detk*LNGC);                   k11     = tp8*(fbbp*GA*LNGC^2+12*tp7);
        k12     = -tp8*(fabp*GA*LNGC^2+12*tp7);         k22     = tp8*(faap*GA*LNGC^2+12*tp7);
        OKE     = [k11,k12;k12,k22];
else
        OKE = IKE;
end;
```

Subroutine: Assemstf

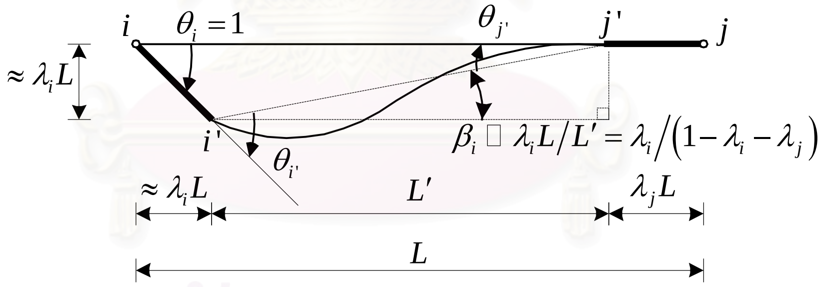
```
function Assemstf5(IKE,trans,JNP,CKA,JTL,MODE)
% Called by Sttfcalc and Sttfinit
% Purpose: To perform assembling element stiffness to structural stiffness
% IKE           = Local stiffness matrix in terms of Edge-dof's
% trans1        = Transformation matrix for including rigid zone effects
% trans2        = Transformation matrix for including lateral dof
% trans         = Transformation matrix for including rigid zone and lateral dof
%               = trans1*trans   to be used in Assemstf5 instead of trans1,trans2
% JNP           = [CJN,CJP] --> Bottom/Top joint numbers of column
%               = [BJN,BJP] --> Left/Right joint numbers of beam
% CKA           = Axial stiffness of column (EA/L)
% JTL           = [JTLDOF(CJN),JTLDOF(CJP)] --> Lateral dof index of joints
% MODE          = Checked variable for type of element (1:column,0:beam)
% Step of Determination
% (1) Check MODE to determine element type: beam or column
% (2) Transform stiffness matrix by trans1
% (3) Transform stiffness matrix by trans2
% (4) Assemble element stiffness to structural stiffness
% (5) For column: Assemble axial stiffness to structural stiffness
global STIF;
% Transform to global element stiffness
KER     = trans*IKE*trans';
%Assemble Stiffness Matrix
if MODE
        % Column stiffness assembling
        % assemble axial stiffness
        MAN = (JNP(1)-1)*2+1;           % dof no.of vertical dof of joint CJN(i)
        MAP = (JNP(2)-1)*2+1;           % dof no.of vertical dof of joint CJP(i)
        STIF([MAN,MAP],[MAN,MAP])=STIF([MAN,MAP],[MAN,MAP])+CKA*[1,-1;-1,1];
        % assemble lateral and rotational dof
```

```
        MRN = (JNP(1)-1)*2+2;           % dof no.of rotational dof of joint CJN(i)
        MRP = (JNP(2)-1)*2+2;           % dof no.of rotational dof of joint CJP(i)
        MLN = JTL(1);  % dof no.of lateral dof of joint CJN(i)
        MLP = JTL(2);  % dof no.of lateral dof of joint CJP(i)
        STIF([MLN,MRN],[MLN,MRN])=STIF([MLN,MRN],[MLN,MRN])+KER([1,2],[1,2]);
        STIF([MLP,MRP],[MLP,MRP])=STIF([MLP,MRP],[MLP,MRP])+KER([3,4],[3,4]);
        STIF([MLN,MRN],[MLP,MRP])=STIF([MLN,MRN],[MLP,MRP])+KER([1,2],[3,4]);
        STIF([MLP,MRP],[MLN,MRN])=STIF([MLP,MRP],[MLN,MRN])+KER([3,4],[1,2]);
else
        % Beam stiffness assembling
        % assemble lateral and rotational dof
        MVN = (JNP(1)-1)*2+1;           % dof no.of vertical dof of joint CJN(i)
        MVP = (JNP(2)-1)*2+1;           % dof no.of vertical dof of joint CJP(i)
        STIF([MVN,MVN+1],[MVN,MVN+1])=STIF([MVN,MVN+1],[MVN,MVN+1])+KER([1,2],[1,2]);
        STIF([MVP,MVP+1],[MVP,MVP+1])=STIF([MVP,MVP+1],[MVP,MVP+1])+KER([3,4],[3,4]);
        STIF([MVN,MVN+1],[MVP,MVP+1])=STIF([MVN,MVN+1],[MVP,MVP+1])+KER([1,2],[3,4]);
        STIF([MVP,MVP+1],[MVN,MVN+1])=STIF([MVP,MVP+1],[MVN,MVN+1])+KER([3,4],[1,2]);
end;
```

ภาคผนวก ข
การวิเคราะห์ผลของส่วนแข็งเกร็งที่ปลายชิ้นส่วนโครงสร้าง

ในการวิเคราะห์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่ปลายชิ้นส่วนโครงสร้างซึ่งเป็นจุดเชื่อมต่อระหว่างชิ้นส่วนจะมีลักษณะเป็นส่วนแข็งเกร็ง (Rigid zone) และจะมีค่าความแข็งเกร็งต่อการดัดสูงมาก ซึ่งในกรณีที่ส่วนแข็งเกร็งในชิ้นส่วนโครงสร้างมีขนาดยาวมากเมื่อเทียบกับความยาวชิ้นส่วนโครงสร้างทั้งหมด ค่าสติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างที่คำนวณจากความยาวจากจุดต่อถึงจุดต่อของชิ้นส่วนจะมีค่าคลาดเคลื่อนจากค่าสติฟเนสที่แท้จริงของชิ้นส่วนโครงสร้าง อย่างไรก็ตามสำหรับในการจำลองโครงสร้างทั่ว ๆ ไปแล้วอาจละทิ้งผลของส่วนแข็งเกร็งที่จุดต่อได้เนื่องจากมีผลต่อค่าสติฟเนสของชิ้นส่วนไม่มากนัก

ในหัวข้อที่ 2.2.2.2 เมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างภายใต้แบบจำลองของเฟลกซิบิลิตีของชิ้นส่วนจะพิจารณาอยู่ในรูปของดีกรีความอิสระที่ขอบ และสามารถคำนวณหาค่าเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างซึ่งพิจารณาในรูปของดีกรีความอิสระที่ปลายจุดต่อได้ โดยอาศัยเมตริกซ์ของการแปลง (ดังแสดงในหัวข้อที่ 2.2.2.1) ซึ่งหลักการที่ใช้ในการสร้างเมตริกซ์การแปลงจะเป็นไปดังต่อไปนี้



รูปที่ (ข1) ลักษณะการดัดของชิ้นส่วนโครงสร้างเมื่อกำหนดให้จุดต่อ i เกิดมุมหมุนหนึ่งหน่วย โดยที่ยึดจุดต่อ j ไม่ให้หมุน

พิจารณารูปที่ (ข1) เป็นชิ้นส่วนโครงสร้างความยาว L ซึ่งมีส่วนแข็งเกร็งทางด้านจุดต่อ i และ j ยาวเป็น $\lambda_i L$ และ $\lambda_j L$ ตามลำดับ เมื่อจุดต่อ i เกิดการบิดตัวไปเป็นมุมหนึ่งหน่วยโดยที่ยึดจุดต่อด้าน j ไม่ให้เกิดการหมุน จะได้ว่ามุมหมุนที่ขอบของชิ้นส่วนโครงสร้างด้าน i’ และ j’ มีค่าดังต่อไปนี้

$$\theta_{i'} = \beta_i + \theta_i = \frac{\lambda_i}{1-\lambda_i-\lambda_j} + 1 = \frac{1-\lambda_j}{1-\lambda_i-\lambda_j} \qquad (ข1)$$

$$\theta_{i'} = \beta_i = \frac{\lambda_i}{1-\lambda_i-\lambda_j} \qquad \text{(ข2)}$$

ในลักษณะเดียวหากกำหนดให้จุดต่อด้าน j บิดไปเป็นมุมหนึ่งหน่วยและยึดจุดต่อปลาย i ให้อยู่นิ่งจะสามารถคำนวณหาค่ามุมหมุนสัมพัทธ์ที่ขอบของชิ้นส่วนโครงสร้างได้ดังนี้

$$\theta_{i'} = \beta_j = \frac{\lambda_j}{1-\lambda_i-\lambda_j} \qquad \text{(ข3)}$$

$$\theta_{j'} = \beta_j + \theta_j = \frac{1-\lambda_i}{1-\lambda_i-\lambda_j} \qquad \text{(ข4)}$$

และจากสมการที่ (ข1) ถึง (ข4) สามารถเขียนอยู่ในรูปเมตริกซ์ได้ดังนี้

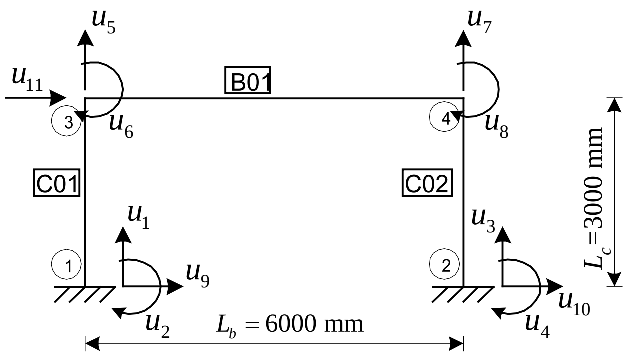
$$\begin{Bmatrix}\theta_{i'}\\ \theta_{j'}\end{Bmatrix} = \frac{1}{1-\lambda_i-\lambda_j}\begin{bmatrix}1-\lambda_j & \lambda_j\\ \lambda_i & 1-\lambda_i\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\theta_i\\ \theta_j\end{Bmatrix} \qquad \text{(ข5)}$$

หรือ $\boldsymbol{\theta}' = \tilde{\mathbf{L}}\boldsymbol{\theta}$ (ข6)

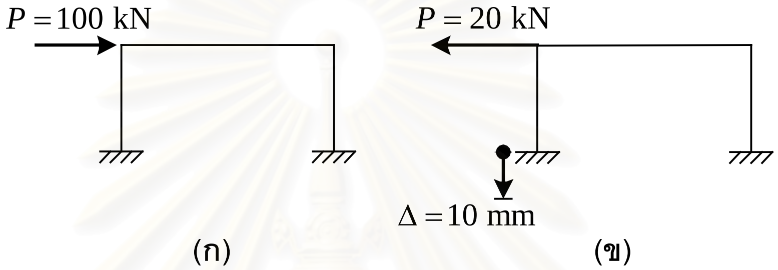
โดยที่ $\tilde{\mathbf{L}} = \frac{1}{1-\lambda_i-\lambda_j}\begin{bmatrix}1-\lambda_j & \lambda_j\\ \lambda_i & 1-\lambda_i\end{bmatrix}$ เป็นเมตริกซ์ของการแปลง (ข7)

และจากเมตริกซ์ของการแปลงที่ได้ในสมการที่ (ข7) จะสามารถนำไปใช้ในการแปลงค่าเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างให้อยู่ในรูปของดีกรีความอิสระที่จุดต่อได้ต่อไป (ดังได้กล่าวไว้แล้วในหัวข้อที่ 2.2.2.1)

โปรแกรมที่นำเสนอในงานวิจัยครั้งนี้ได้คำนึงถึงผลเนื่องจากส่วนแข็งเกร็งที่ปลายชิ้นส่วนโครงสร้างในการคำนวณเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างโดยใช้เมตริกซ์ของการแปลงที่ได้กล่าวไปข้างต้น และได้ทำการเปรียบเทียบผลของการวิเคราะห์ในกรณีที่คิดผลของส่วนแข็งเกร็งกับการวิเคราะห์โดยโปรแกรม STAAD-III โดยโครงสร้างตัวอย่างที่ใช้ในการวิเคราะห์ได้แก่โครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ในบทที่ 4 ซึ่งเป็นโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 1 ชั้นและกว้าง 1 ช่วงคานและมีดีกรีความอิสระแสดงดังรูปที่ (ข2) โดยที่กำหนดให้ความยาวของส่วนแข็งเกร็งเป็น 0.25 เมตรสำหรับปลายจุดต่อด้านบนของเสา และ 0.20 เมตรสำหรับปลายคานทั้งสองด้าน โครงสร้างจะถูกวิเคราะห์ภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำรูปแบบที่ 1 และ 2 ดังแสดงในรูปที่ (ข3-ก) และ (ข3-ข) ตามลำดับ



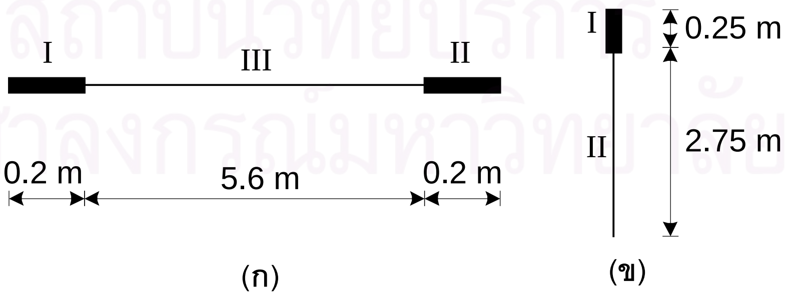
รูปที่ (ข2) โครงสร้างตัวอย่างที่ใช้ในการวิเคราะห์ในกรณีคิดผลของส่วนแข็งเกร็ง



รูปที่ (ข3) น้ำหนักบรรทุกกระทำที่ใช้ในการวิเคราะห์ในกรณีคิดผลของส่วนแข็งเกร็ง

(ก) แรงกระทำที่จุดต่อ (ข) การทรุดตัวของฐานรองรับร่วมกับแรงกระทำที่จุดต่อ

สำหรับการคำนวณโดยโปรแกรม STAAD-III ซึ่งโครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ที่ใช้ในการวิเคราะห์ได้ถูกจำลอง โดยที่แบ่งคานออกเป็น 3 ชิ้นส่วนย่อยดังแสดงในรูปที่ (ข4-ก) และแบ่งเสาออกเป็น 2 ชิ้นส่วนย่อยดังแสดงในรูปที่ (ข4-ข) โดยกำหนดให้ชิ้นส่วนย่อย I และ II ในคาน และ ชิ้นส่วนย่อย I ในเสาเป็นชิ้นส่วนแข็งเกร็งซึ่งมีค่าความแข็งเกร็งต่อการดัดสูง ($EI = 2.0x10^{13} kN.mm^2$) และชิ้นส่วนย่อย III ในคาน และชิ้นส่วนย่อย II ในเสามีคุณสมบัติของหน้าตัดเป็นไปดังตารางที่ (4.1) ของบทที่ 4



รูปที่ (ข4) การจำลองชิ้นส่วนโครงสร้างที่ใช้ในการวิเคราะห์โดยโปรแกรม STAAD-III

(ก) กรณีคาน และ (ข) กรณีเสา

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างดังกล่าวโดยโปรแกรมที่นำเสนอเปรียบเทียบกับโปรแกรม STAAD-III ภายใต้น้ำหนักบรรทุกในรูปแบบแรก (แรงกระทำที่จุดต่อเพียงอย่างเดียว) จะได้การเปลี่ยนตำแหน่งและแรงกระทำที่ฐานรองรับมีค่าดังแสดงในตารางที่ (ข1) โดยที่การเปลี่ยนตำแหน่งมีค่าแตกต่างกันสูงสุดเป็น 8.43 เปอร์เซ็นต์ และแรงกระทำที่ฐานรองรับมีค่าแตกต่างกันสูงสุดเป็น 0.63 เปอร์เซ็นต์

ตารางที่ (ข1) การเปลี่ยนตำแหน่งและแรงกระทำที่ฐานรองรับของโครงสร้าง
ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบแรก (แรงกระทำที่จุดต่อ)

ชนิดของ DOF	DOF No.*	การเปลี่ยนตำแหน่ง (Displacement)			DOF No.	แรงกระทำที่ฐานรองรับ (Reaction)		
		NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง		NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง
ทางดิ่ง	5	1.47E-02	1.36E-02	8.43	1	-2.19E+01	-2.20E+01	-0.63
	7	-1.47E-02	-1.36E-02	8.43	3	2.19E+01	2.20E+01	-0.63
การหมุน	6	6.62E-04	6.50E-04	1.90	2	-8.43E+04	-8.39E+04	0.46
	8	6.62E-04	6.50E-04	1.90	4	-8.43E+04	-8.39E+04	0.46
ทางราบ	11	2.52E+00	2.39E+00	5.47	9	-5.00E+01	-5.00E+01	0.00
					10	-5.00E+01	-5.00E+01	0.00
Max				*8.43*	Max			*0.63*

<u>หมายเหตุ:</u> * ดูรูปที่ (ข2)

ตารางที่ (ข2) การเปลี่ยนตำแหน่งและแรงกระทำที่ฐานรองรับของโครงสร้าง
ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 2 (การทรุดตัวของฐานรองรับและแรงกระทำที่จุดต่อ)

ชนิดของ DOF	DOF No.*	การเปลี่ยนตำแหน่ง (Displacement)			DOF No.	แรงกระทำที่ฐานรองรับ (Reaction)		
		NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง		NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง
ทางดิ่ง	5	-1.00E+01	-1.00E+01	0.00	1	-6.16E+00	-6.19E+00	-0.44
	7	-4.15E-03	-3.80E-03	9.19	3	6.16E+00	6.19E+00	-0.44
การหมุน	6	-1.48E-03	-1.49E-03	-0.65	2	4.85E+04	4.86E+04	-0.25
	8	-1.48E-03	-1.49E-03	-0.65	4	4.85E+04	4.86E+04	-0.25
ทางราบ	11	-2.69E+00	-2.68E+00	0.48	9	1.00E+01	1.00E+01	-0.10
					10	1.00E+01	1.00E+01	-0.10
Max				*9.19*	Max			*0.44*

<u>หมายเหตุ:</u> * ดูรูปที่ (ข2)

สำหรับผลของการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างภายใต้น้ำหนักบรรทุกในรูปแบบที่ 2 (การทรุดตัวของฐานรองรับร่วมกับแรงกระทำที่จุดต่อ) ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งและแรงกระทำที่ฐานรองรับมีค่าเป็นไปดังตารางที่ (ข2) ซึ่งผลลัพธ์ที่ได้จากโปรแกรมที่นำเสนอมีค่าแตกต่างจาก

การวิเคราะห์โดยโปรแกรม STAAD-III สูงสุดเป็น 9.19 เปอร์เซ็นต์ในกรณีของการเปลี่ยนตำแหน่ง และ 0.44 เปอร์เซ็นต์ในกรณีของแรงกระทำที่ฐานรองรับ

ตารางที่ (ข3) โมเมนต์กระทำต่อหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างภายใต้น้ำหนักบรรทุกทั้งสองรูปแบบ

ชิ้นส่วน*	จุดต่อ	โมเมนต์กระทำต่อหน้าตัด (kN.mm)					
		กรณีแรงกระทำที่จุดต่อ			กรณีการทรุดตัว+แรงกระทำที่จุดต่อ		
		NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง	NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง
C01	ล่าง	-8.4293E+04	-8.3907E+04	0.46	4.8488E+04	4.8611E+04	-0.25
	บน	-5.3207E+04	-5.3594E+04	-0.72	-2.0988E+04	-2.1085E+04	-0.46
C02	ล่าง	-8.4293E+04	-8.3906E+04	0.46	4.8488E+04	4.8611E+04	-0.25
	บน	-5.3207E+04	-5.3593E+04	-0.72	-2.0988E+04	-2.1086E+04	-0.47
B01	ซ้าย	6.1326E+04	6.1686E+04	-0.58	1.7256E+04	1.7345E+04	-0.52
	ขวา	6.1326E+04	6.1687E+04	-0.58	1.7256E+04	1.7345E+04	-0.52
Max				0.72	Max		0.52

<u>หมายเหตุ:</u> * ดูรูปที่ (ข2)

พิจารณาตารางที่ (ข3) แสดงค่าโมเมนต์กระทำต่อหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างทั้งจากผลของแรงกระทำที่จุดต่อ และผลจากการทรุดตัวร่วมกับแรงกระทำที่จุดต่อ ซึ่งคำนวณโดยโปรแกรมที่นำเสนอเปรียบเทียบผลจากโปรแกรม STAAD-III ค่าโมเมนต์ที่ได้มีความแตกต่างกันสูงสุดเป็น 0.72 สำหรับน้ำหนักบรรทุกแบบแรกและ 0.52 เปอร์เซ็นต์สำหรับน้ำหนักบรรทุกแบบที่สอง ซึ่งจะเห็นได้ว่ามีค่าใกล้เคียงกันมาก

ตารางที่ (ข4) การเปลี่ยนตำแหน่งและแรงกระทำที่ฐานรองรับของโครงสร้าง
ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 1 กรณีคำนึงถึงและกรณีไม่คำนึงถึงผลของส่วนแข็งเกร็ง

ชนิดของ DOF	DOF No.*	การเปลี่ยนตำแหน่ง (Displacement)			DOF No.*	แรงกระทำที่ฐานรองรับ (Reaction)		
		W/T RIGID	W/O RIGID	% ความแตกต่าง		W/T RIGID	W/O RIGID	% ความแตกต่าง
ทางดิ่ง	5	1.4747E-02	1.3303E-02	10.85	1	-21.90	-19.76	10.85
	7	-1.4747E-02	-1.3303E-02	10.85	3	21.90	19.76	10.85
การหมุน	6	6.6235E-04	7.3105E-04	-9.40	2	-84293.29	-90725.84	-7.09
	8	6.6235E-04	7.3105E-04	-9.40	4	-84293.29	-90725.84	-7.09
ทางราบ	11	2.5234E+00	2.9536E+00	-14.57	9	-50.00	-50.00	0.00
					10	-50.00	-50.00	0.00
Max				*14.57*	Max			*10.85*

หมายเหตุ: * ดูรูปที่ (ข2)

นอกจากนี้ได้ทำการเปรียบเทียบผลของการเปลี่ยนตำแหน่งและแรงกระทำที่ฐานรองรับของโครงสร้างตัวอย่างที่ 1 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกในรูปแบบที่ 1 ในกรณีที่คำนึงถึงและไม่คำนึงถึงผลของส่วนแข็งเกร็งโดยมีค่าแสดงดังตารางที่ (ข4) ซึ่งจะเห็นได้ว่าค่าการเปลี่ยนตำแหน่งและแรงกระทำที่ฐานรองรับที่ได้มีค่าแตกต่างกันสูงสุดเป็น 14.57 และ 10.85 เปอร์เซ็นต์ตามลำดับ

และสำหรับในค่าโมเมนต์กระทำต่อหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำแบบแรก ในกรณีคำนึงถึงและไม่คำนึงถึงผลของส่วนแข็งเกร็งมีค่าแสดงดังตารางที่ (ข5) ค่าโมเมนต์ที่ได้มีค่าแตกต่างกันสูงสุดเกิดขึ้นในหน้าเสาเป็น 10.24 เปอร์เซ็นต์

ตารางที่ (ข5) โมเมนต์กระทำต่อหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้าง
ภายใต้น้ำหนักบรรทุกรูปแบบที่ 1 กรณีคำนึงถึงและไม่คำนึงถึงผลของส่วนแข็งเกร็ง

ชิ้นส่วน*	จุดต่อ	โมเมนต์กระทำต่อหน้าตัด (kN.mm)		
		W/T RIGID	W/O RIGID	% ความแตกต่าง
C01	ล่าง	-8.4293E+04	-9.0726E+04	-7.09
	บน	-5.3207E+04	-5.9274E+04	-10.24
C02	ล่าง	-8.4293E+04	-9.0726E+04	-7.09
	บน	-5.3207E+04	-5.9274E+04	-10.24
B01	ซ้าย	6.1326E+04	5.9274E+04	3.46
	ขวา	6.1326E+04	5.9274E+04	3.46
Max				10.24

หมายเหตุ: * ดูรูปที่ (ข2)

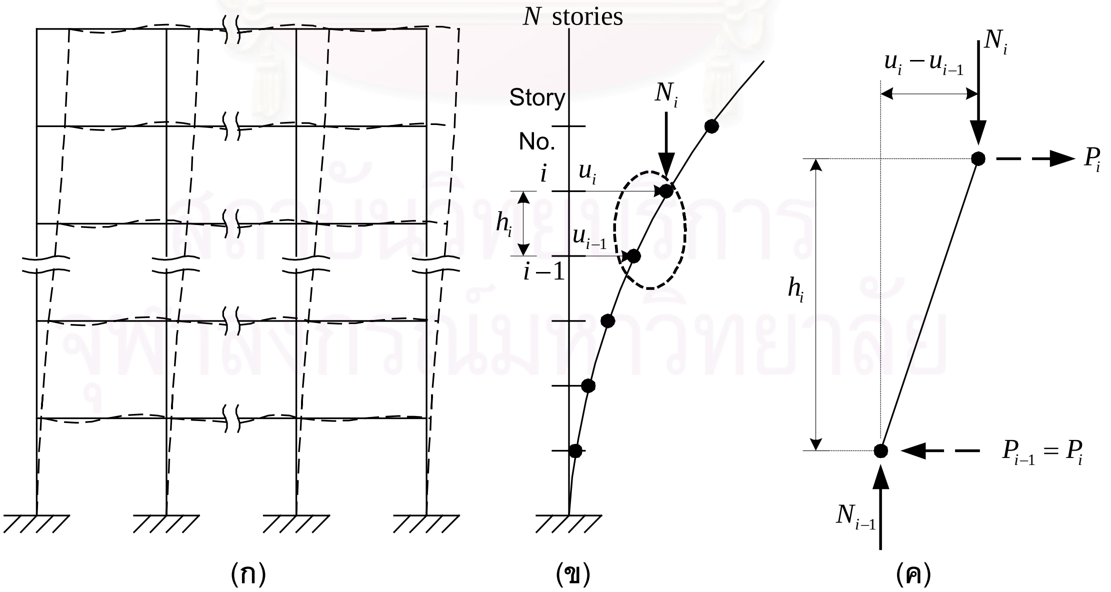
จะเห็นได้ว่าผลการวิเคราะห์ในกรณีที่คำนึงถึงผลของส่วนแข็งเกร็งให้ค่าที่ไม่แตกต่างจากกรณีที่ไม่คำนึงถึงผลของส่วนแข็งเกร็งมากนัก ดังนั้นในการวิเคราะห์ตัวอย่างโครงสร้างทั่วไปจึงอาจไม่พิจารณาผลของส่วนแข็งเกร็งต่อการวิเคราะห์โครงสร้างได้ ทั้งนี้เพื่อความสะดวกในแง่ของการป้อนและการวิเคราะห์ผลข้อมูล

ภาคผนวก ค
การวิเคราะห์ผลความไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิต

หลักการวิเคราะห์ผลของความไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิต

ความไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิตเป็นพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้นซึ่งเกิดขึ้นจากการที่โครงสร้างเกิดการเปลี่ยนตำแหน่งขึ้นอย่างมาก ซึ่งทำให้ลักษณะทางเรขาคณิตของโครงสร้างเปลี่ยนแปลงไปและเป็นเหตุให้สภาพการรับแรงของโครงสร้างเปลี่ยนแปลงตามไปด้วย และยังทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงในเมตริกซ์สติฟเนสของโครงสร้างในช่วงก่อนรับแรงกระทำและหลังจากรับแรงกระทำจนเกิดพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิตอีกด้วย สำหรับโครงข้อแข็งการวิเคราะห์ความไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิตหรือผลของพีเดลต้า (P-Delta effects) จะพิจารณาอยู่ในรูปของโมเมนต์คว่ำที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากแรงตามแนวแกนในเสา ซึ่งสามารถคำนวณได้จากผลคูณระหว่างแรงตามแนวแกนในเสาและการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้น

สำหรับการวิเคราะห์โดยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ ผลของพีเดลต้าสามารถพิจารณาให้อยู่ในรูปของสติฟเนสเรขาคณิตของโครงสร้าง (Geometric stiffness) ซึ่งเสนอโดย Wilson และ Halbibullah (1987) สติฟเนสเรขาคณิตของโครงสร้างเป็นสติฟเนสที่สร้างขึ้นเพื่อพิจารณาผลของโมเมนต์คว่ำที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากแรงตามแนวแกนในเสาให้อยู่ในรูปแรงกระทำทางข้างเสมือนที่เพิ่มขึ้น และพิจารณาให้อยู่รูปของสติฟเนสเรขาคณิตของโครงสร้าง โดยมีหลักการดังจะแสดงต่อไปนี้



รูปที่ (ค1) (ก) โครงข้อแข็งและเส้นแสดงการโก่งตัว (ข) การเปลี่ยนตำแหน่งในเสาในชั้นที่ i และ i-1 และ (ค) แรงตามแนวแกนในเสาชั้นที่ i และแรงกระทำทางราบเสมือน P_i

พิจารณารูปที่ (ค1-ข) แสดงการเปลี่ยนตำแหน่งทางราบของเสาในชั้นที่ i และ i-1 ของโครงข้อแข็งที่แสดงในรูปที่ (ค1-ก) ซึ่งมีค่าเป็น u_i และ u_{i-1} ตามลำดับ จากค่าการเปลี่ยนตำแหน่งดังกล่าวเมื่อพิจารณาเฉพาะในส่วนของเสาระหว่างชั้นที่ i และ i-1 ดังแสดงในรูปที่ (ค1-ค) แรงกระทำทางราบเสมือนเนื่องจากผลของแรงตามแนวแกนที่ชั้นที่ i (N_i) ซึ่งมีค่าขึ้นกับแรงตามแนวแกนและการเปลี่ยนตำแหน่งทางราบระหว่างชั้นดังสมการต่อไปนี้

$$P_i = \frac{N_i}{h_i}\left(u_i - u_{i-1}\right) \tag{ค1}$$

และ

$$P_{i-1} = -\frac{N_i}{h_i}\left(u_i - u_{i-1}\right) \tag{ค2}$$

หรือสามารถเขียนในรูปของเมตริกซ์ได้ดังสมการที่ (ค3)

$$\begin{Bmatrix} P_{i-1} \\ P_i \end{Bmatrix} = \frac{N_i}{h_i}\begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} u_{i-1} \\ u_i \end{Bmatrix} \tag{ค3}$$

สมการที่ (ค3) เป็นสมการซึ่งแสดงค่าแรงกระทำทางราบเสมือนที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงตามแนวแกนที่หัวเสา ณ จุดต่อในชั้นที่ i และหากรวมผลของแรงตามแนวแกนในทุกชั้นจะได้ว่าค่าแรงกระทำทางข้างเสมือนที่เกิดขึ้นมีความสัมพันธ์กับการเปลี่ยนตำแหน่งทางราบ และแรงตามแนวแกนในแต่ละชั้นดังสมการต่อไปนี้

$$\mathbf{P}_l = \mathbf{K}_G \mathbf{u}_l \tag{ค4}$$

โดยที่ $\mathbf{P}_l$ และ $\mathbf{u}_l$ เป็นเวคเตอร์ของแรงกระทำและการเปลี่ยนตำแหน่งทางราบในแต่ละชั้นเรียงจากชั้นที่ 1 ถึงชั้นที่ N

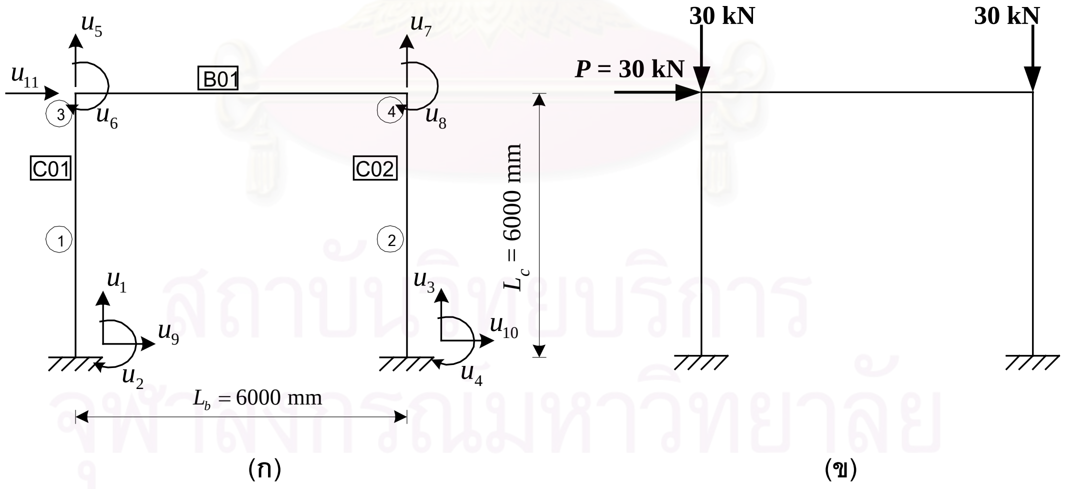
และ $\mathbf{K}_G$ คือ เมตริกซ์สติฟเนสเรขาคณิตของโครงสร้าง ซึ่งมีค่าขึ้นกับแรงตามแนวแกน และความสูงในแต่ละชั้นของเสา ดังนี้

$$\mathbf{K}_G = \begin{bmatrix}
N_1/h_1 & -N_1/h_1 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\
-N_1/h_1 & N_1/h_1 + N_2/h_2 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\
\vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\
0 & 0 & \cdots & N_{i-1}/h_{i-1} + N_i/h_i & -N_i/h_i & 0 & \cdots & 0 & 0 \\
0 & 0 & \cdots & -N_i/h_i & N_i/h_i + N_{i+1}/h_{i+1} & -N_{i+1}/h_{i+1} & \cdots & 0 & 0 \\
0 & 0 & \cdots & 0 & -N_{i+1}/h_{i+1} & N_{i+1}/h_{i+1} + N_{i+2}/h_{i+2} & \cdots & 0 & 0 \\
\vdots & \vdots & \cdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\
0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & N_{N-1}/h_{N-1} + N_N/h_N & N_N/h_N \\
0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & N_N/h_N & N_N/h_N
\end{bmatrix} \tag{ค4}$$

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สำหรับในกรณีที่ต้องการวิเคราะห์โครงสร้างแบบไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิต ในการสร้างเมตริกซ์สติฟเนสของโครงสร้างนอกเหนือจากการรวมค่าสติฟเนสจากเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนโครงสร้างแล้ว สติฟเนสเรขาคณิตดังสมการที่ (ค4) จะถูกรวมเข้าไปในสติฟเนสเมตริกซ์ของโครงสร้างด้วย ซึ่งทำให้เกิดผลกระทบต่อค่าเมตริกซ์สติฟเนสของโครงสร้างเฉพาะในตำแหน่งของดีกรีความอิสระในรูปแบบการเปลี่ยนตำแหน่งทางข้างเท่านั้น อย่างไรก็ตามการเพิ่มเมตริกซ์สติฟเนสเรขาคณิตเข้าในเมตริกซ์สติฟเนสของโครงสร้าง จะทำให้แรงกระทำที่คำนวณได้ไม่อยู่ในสภาพสมดุลย์ เนื่องจากการกำหนดให้คำนวณผลของพีเดลต้าในรูปของแรงกระทำเสมือนทางข้างดังที่กล่าวไปข้างต้น

สำหรับงานวิจัยครั้งนี้เพื่อให้โปรแกรมที่พัฒนาขึ้นมีความสามารถในการวิเคราะห์โครงสร้างในแบบไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิต จึงได้พัฒนาส่วนโปรแกรมย่อยเพื่อการคำนวณค่าสติฟเนสเรขาคณิต และได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างซึ่งเป็นโครงข้อแข็งพอร์ทอลสูง 1 ชั้นกว้าง 1 ช่วงคานและมีดีกรีความอิสระดังแสดงในรูปที่ (ค2-ก) โดยที่เสาและคานมีค่าความแข็งเกร็งต่อการดัดเป็น $6.4534\text{x}10^{10}$ kN.mm^2 และ $8.3788\text{x}10^{10}$ kN.mm^2 ตามลำดับ ความแข็งเกร็งต่อการเฉือนในเสาและคานมีค่าเป็น $1.3183\text{x}10^6$ kN และ $1.0299\text{x}10^6$ kN ตามลำดับ และความแข็งเกร็งต่อการอัดในเสามีค่าเป็น $4.4557\text{x}10^6$ kN โครงสร้างตัวอย่างจะถูกวิเคราะห์ภายใต้ลักษณะน้ำหนักบรรทุกกระทำดังรูปที่ (ค2-ข)



รูปที่ (ค2) โครงสร้างตัวอย่างที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิต

การวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างภายใต้น้ำหนักบรรทุกข้างต้นในรูปแบบไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิตโดยโปรแกรมที่นำเสนอเปรียบเทียบกับโปรแกรม STAAD-III ให้ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งและแรงกระทำที่ฐานรองรับดังแสดงในตารางที่ (ค1) จะเห็นได้ว่าค่าการเปลี่ยนตำแหน่ง

และแรงกระทำที่ฐานรองรับที่คำนวณได้โดยโปรแกรมที่นำเสนอมีค่าแตกต่างจากผลของโปรแกรม STAAD-III สูงสุดเป็น 2.12 และ 2.10 เปอร์เซ็นต์ตามลำดับ

ตารางที่ (ค1) การเปลี่ยนตำแหน่งและแรงกระทำที่ฐานรองรับของโครงสร้างตัวอย่าง ภายใต้การวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิต

ชนิดของ DOF	DOF No.*	การเปลี่ยนตำแหน่ง (Displacement)			DOF No.	แรงกระทำที่ฐานรองรับ (Reaction)		
		NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง		NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง
ทางดิ่ง	5	1.89E-02	1.93E-02	-2.12	1	-1.40E+01	-1.43E+01	-2.10
	7	-9.97E-02	-1.00E-01	-0.41	3	7.40E+01	7.43E+01	-0.41
การหมุน	6	1.64E-03	1.61E-03	1.80	2	-1.67E+05	-1.68E+05	-0.13
	8	1.64E-03	1.61E-03	1.80	4	-1.67E+05	-1.68E+05	-0.13
ทางราบ	11	1.91E+01	1.88E+01	1.44	9	-4.99E+01	-5.01E+01	-0.47
					10	-5.01E+01	-4.99E+01	0.41
Max				*2.12*	Max			*2.10*

<u>หมายเหตุ:</u> * ดูรูปที่ (ค2-ก)

ตารางที่ (ค2) โมเมนต์กระทำต่อหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างของโครงสร้างตัวอย่าง ภายใต้การวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิต

ชิ้นส่วน*	จุดต่อ	โมเมนต์กระทำต่อหน้าตัด (kN.mm)		
		NARF2D	STAAD-III	% ความแตกต่าง
C01	ล่าง	-1.6734E+05	-1.6757E+05	-0.13
	บน	-1.3209E+05	-1.3300E+05	-0.68
C02	ล่าง	-1.6734E+05	-1.6757E+05	-0.13
	บน	-1.3209E+05	-1.3300E+05	-0.68
B01	ซ้าย	1.3209E+05	1.3300E+05	-0.68
	ขวา	1.3209E+05	1.3300E+05	-0.68
Max				0.68

<u>หมายเหตุ:</u> * ดูรูปที่ (ค2-ก)

พิจารณาตารางที่ (ค2) แสดงค่าโมเมนต์กระทำที่หน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างของโครงสร้างตัวอย่างในกรณีวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิต จะเห็นได้ว่าค่าโมเมนต์ที่หน้าตัดซึ่งคำนวณโดยโปรแกรมที่นำเสนอเปรียบเทียบกับโปรแกรม STAAD-III ให้ค่าแตกต่างกันสูงสุดเป็น 0.68 เปอร์เซ็นต์

สถาบันวิทยบริการ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

จะเห็นได้ว่าการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างภายใต้การวิเคราะห์ในรูปแบบไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิตโดยโปรแกรมที่นำเสนอที่แสดงไปข้างต้นให้ผลใกล้เคียงกับผลการวิเคราะห์โดยโปรแกรม STAAD-III ทั้งในกรณีของการเปลี่ยนตำแหน่ง แรงกระทำที่ฐานรองรับ และโมเมนต์กระทำต่อหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้าง

นอกจากนี้ได้ทำการเปรียบเทียบการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างในกรณีวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิต และกรณีวิเคราะห์แบบเชิงเส้นผลการเปลี่ยนตำแหน่งและแรงกระทำที่ฐานรองรับที่ได้มีค่าแตกต่างสูงสุดต่างกันเพียง 0.60 เปอร์เซ็นต์ ดังแสดงในตารางที่ (ค3) จะเห็นได้ว่าผลของพีเดลต้าต่อการวิเคราะห์การเปลี่ยนตำแหน่งและแรงกระทำที่ฐานรองรับมีค่าค่อนข้างต่ำมาก

ตารางที่ (ค3) การเปลี่ยนตำแหน่งและแรงกระทำที่ฐานรองรับของโครงสร้างตัวอย่างภายใต้การวิเคราะห์ในรูปแบบไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิตเปรียบเทียบกับวิเคราะห์แบบเชิงเส้น

ชนิดของ DOF	DOF No.*	การเปลี่ยนตำแหน่ง (Displacement)			DOF No.	แรงกระทำที่ฐานรองรับ (Reaction)		
		P-Delta	No P-Delta	% ความแตกต่าง		P-Delta	No P-Delta	% ความแตกต่าง
ทางดิ่ง	5	1.89E-02	1.90E-02	-0.60	1	-1.40E+01	-1.41E+01	-0.60
	7	-9.97E-02	-9.98E-02	-0.11	3	7.40E+01	7.41E+01	-0.11
การหมุน	6	1.64E-03	1.64E-03	-0.19	2	-1.67E+05	-1.68E+05	-0.19
	8	1.64E-03	1.64E-03	-0.19	4	-1.67E+05	-1.68E+05	-0.19
ทางราบ	11	1.91E+01	1.91E+01	-0.19	9	-4.99E+01	-5.00E+01	-0.19
					10	-5.01E+01	-5.00E+01	0.13
Max				*0.60*	Max			*0.60*

<u>หมายเหตุ:</u> * ดูรูปที่ (ค2-ก)

นอกจากนี้จากงานวิจัยในอดีตได้กล่าวไว้ว่าสำหรับโครงสร้างทั่วไปที่มีการออกแบบตามปกติ โดยมีน้ำหนักต่อสติฟเนสของโครงสร้างไม่สูงเกินไปนัก ผลของพีเดลต้าต่อการวิเคราะห์โครงสร้างจะมีค่าอยู่ในระดับไม่เกิน 10 เปอร์เซ็นต์ (Wilson และ Habibullah, 1987) ดังนั้นการวิเคราะห์โครงสร้างตัวอย่างที่ได้เสนอไปในบทที่ 4 และ 5 จึงทำการวิเคราะห์โดยไม่ได้รวมผลเนื่องจากความไร้เชิงเส้นทางเรขาคณิตเข้าในการวิเคราะห์ด้วย

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายอรรถวิทย์ จงใจวาณิชย์กิจ เกิดเมื่อวันที่ 7 กุมภาพันธ์ พ.ศ. 2520 ที่กรุงเทพมหานคร เข้ารับการศึกษาระดับประถมศึกษาที่โรงเรียนพันธะศึกษา กรุงเทพมหานคร จากนั้นเข้ารับการศึกษาต่อในระดับมัธยมศึกษาตอนต้นและตอนปลายที่โรงเรียนสวนกุหลาบวิทยาลัย กรุงเทพมหานคร สำเร็จการศึกษาปริญญาวิศวกรรมศาสตร์บัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธาจากจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยในปีการศึกษา 2540 และเข้าศึกษาต่อในระดับปริญญาวิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิตสาขาวิศวกรรมโยธา ที่จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2541

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย