

การออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดสำหรับโครงสร้างเหล็กในระนาบโค้งวิธีอิวิตติก



นางสาว สุนิสสา ทองศรี

ศูนย์วิทยทรัพยากร

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

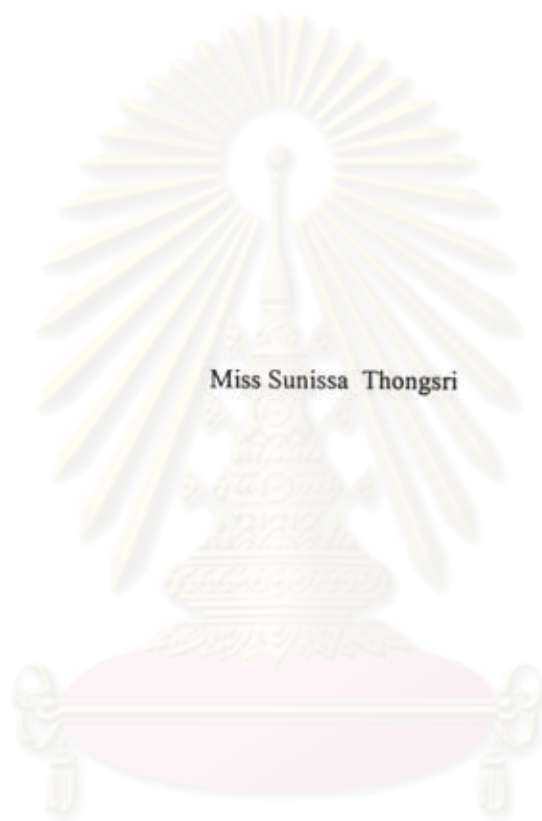
ปีการศึกษา 2553

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



5 0 7 0 4 9 3 6 2 1

OPTIMUM DESIGN OF PLANE STEEL STRUCTURES USING HEURISTIC METHOD



Miss Sunissa Thongsri

**ศูนย์วิทยุทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย**

**A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of Master of Engineering Program in Civil Engineering
Department of Civil Engineering
Faculty of Engineering
Chulalongkorn University
Academic Year 2010
Copyright of Chulalongkorn University**

หัวข้อวิทยานิพนธ์

การออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดสำหรับโครงสร้างเหล็กใน
ระนาบโดยวิธีอีวิริสติก

โดย

นางสาวสุนิสสา ทองศรี

สาขาวิชา

วิศวกรรมโยธา

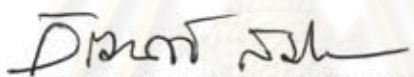
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

ศาสตราจารย์ ดร. ทักษิณ เทพชาติรี

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้นับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วน
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโทบัณฑิต


..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(รองศาสตราจารย์ ดร. บุญสม เลิศหิรัญวงศ์)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์


..... ประธานกรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. วัฒนชัย สมิตถากร)


..... อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
(ศาสตราจารย์ ดร. ทักษิณ เทพชาติรี)


..... กรรมการ
(อาจารย์ ดร. อัครวัชร เล่นวารี)


..... กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
(รองศาสตราจารย์ ดร. สายันต์ ศิริมนตรี)

ศุภนิสสา ทองศรี : การออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดสำหรับโครงสร้างเหล็กในระนาบ
โดยวิธีฮิวริสติก. (OPTIMUM DESIGN OF PLANE STEEL STRUCTURES USING
HEURISTIC METHOD) อ. ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก : ศ.ดร.ทักษิณ เทพชาติศรี, 63
หน้า.

งานวิจัยนี้นำเสนอการศึกษาและพัฒนาการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุด
สำหรับโครงถักเหล็กกระนาบที่มีพฤติกรรมเชิงเส้น และ โครงข้อแข็งเหล็กกระนาบที่มีพฤติกรรม
ไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิต ด้วยวิธีฮิวริสติก โดยคำนึงถึงผลของการโก่งเดาะหลักและการโก่ง
เดาะเฉพาะที่ การออกแบบของค้ำอาคารเหล็ก มีทั้งวิธีกำลังที่ยอมให้ (Allowable Strength
Design, ASD) และวิธีตัวคูณความต้านทานและน้ำหนักบรรทุก (Load and Resistance
Factor Design, LRFD) ตามมาตรฐาน AISC 2005 วัตถุประสงค์ในการออกแบบอย่าง
เหมาะสมที่สุด เพื่อหาปริมาตรรวมขององค์อาคารทั้งโครงสร้างที่น้อยที่สุด และยังสามารถรับ
น้ำหนักบรรทุกได้ตามมาตรฐานที่กำหนดไว้ได้อย่างปลอดภัย

จากการศึกษาพบว่า วิธีฮิวริสติก สามารถนำมาประยุกต์ใช้ในการออกแบบอย่าง
เหมาะสมที่สุดได้อย่างมีประสิทธิภาพ โดยคำตอบสุดท้ายได้แก่ค่าที่น้อยที่สุดจากค่าที่ได้จาก
การคำนวณ 25 ครั้ง ในขณะที่ผลลัพธ์ในแต่ละครั้งของการคำนวณ ได้แก่คำตอบที่มีค่าที่น้อย
ที่สุดเหมือนกัน 3 ครั้ง หรือคำตอบที่น้อยที่สุดเมื่อการคำนวณทำงานครบ 300 รอบ จาก
ตัวอย่างโครงสร้างเหล็กที่ใช้ในการศึกษา เมื่อเปรียบเทียบผลลัพธ์กับงานวิจัยที่ผ่านมาในอดีต
พบว่าการวิจัยนี้สามารถลดปริมาตรของโครงถักได้ประมาณ 2.58 เปอร์เซ็นต์ และในโครงข้อ
แข็งเหล็กสองตัวอย่างได้ 3.73 และ 16.38 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ

ภาควิชา.....วิศวกรรมโยธา.....
สาขาวิชา.....วิศวกรรมโยธา.....
ปีการศึกษา.....2553.....

ลายมือชื่อนิสิต.....ศุภนิสสา ทองศรี.....

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก.....

5070493621 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS : OPTIMUM DESIGN / HEURISTIC METHOD / GENETIC ALGORITHM

SUNISSA THONGSRI : OPTIMUM DESIGN OF PLANE STEEL STRUCTURES
USING HEURISTIC METHOD. ADVISOR : PROF.THAKSIN

THEPCHATRI, Ph.D., 63 pp.

The research presents the study and development of an optimum design for planar steel trusses with linear analysis and rigid frames with geometric nonlinear analysis by the heuristic method. Primary buckling and local buckling of members are considered in the design. The design criteria followed the AISC 2005 specifications using both the Allowable Strength Design (ASD) and the Load and Resistance Design (LRFD) Method. The proposed algorithm will select a possible minimum volume of the given plane steel structure and at the same time can safely carry all given loads.

The study found that the heuristic method can be effectively applied to obtain an optimum design for planar steel trusses and rigid frames. In the algorithm, the final result will be the minimum value among 3 solutions from 25 calculations. Solution of each calculation, on the other hand, is either the one having value repeated itself three times or the minimum value from the solutions obtained after 300 iterations. Results from the selected steel structures compared to those studied by past researchers show that the proposed method yields 2.58 percent less volume for the truss. For other two samples of steel portal frames the method gives 3.73 and 16.38 percent less volume, respectively.

Department : Civill Engineering.....

Student's Signature สุนิสา ทองศรี

Field of Study : Civill Engineering.....

Advisor's Signature ทศสิน เตชะ

Academic Year : 2010.....

กิตติกรรมประกาศ

ขอกราบขอบพระคุณอย่างสูงต่อ ศาสตราจารย์ ดร.ทักษิณ เทพชาตรี ที่ให้คำปรึกษาและข้อเสนอแนะแนวทางการวิจัยและข้อมูลต่างๆ ขอกราบขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. วัฒนชัย สมิตธากร ที่เป็นประธานกรรมการตรวจสอบแก้ไขวิทยานิพนธ์ และขอขอบพระคุณที่ ดร.อัครวัชร เล่นวารี และรองศาสตราจารย์ ดร. สายันต์ สิริมนตรี มาเป็นกรรมการตรวจสอบแก้ไขวิทยานิพนธ์ จนสามารถทำให้งานวิจัยนี้สำเร็จลงด้วยดี

ขอขอบคุณครอบครัวที่คอยให้กำลังใจและสนับสนุนในทุกๆเรื่อง ขอขอบคุณพี่ๆ และเพื่อนๆ ทุกคนที่แนะนำและให้ความช่วยเหลือในทุกๆ อย่างตลอดมา จนทำให้งานวิจัยนี้สำเร็จลงด้วยดี



ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญ

| | หน้า |
|--|-----------|
| บทคัดย่อภาษาไทย..... | ง |
| บทคัดย่อภาษาอังกฤษ..... | จ |
| กิตติกรรมประกาศ..... | ฉ |
| สารบัญ..... | ช |
| สารบัญตาราง..... | ฅ |
| สารบัญรูปภาพ..... | ฉ |
| บทที่ 1 บทนำ..... | 1 |
| 1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา..... | 1 |
| 1.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง..... | 2 |
| 1.3 วัตถุประสงค์ของการวิจัย..... | 4 |
| 1.4 ขอบเขตของการวิจัย..... | 5 |
| 1.5 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย..... | 5 |
| บทที่ 2 แนวคิดและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง..... | 6 |
| 2.1 กล่าวนำ..... | 6 |
| 2.2 สมมติฐานในการออกแบบ..... | 6 |
| 2.3 การวิเคราะห์โครงสร้าง..... | 6 |
| 2.4 การออกแบบโครงสร้างเหล็กตามมาตรฐาน AISC 2005..... | 11 |
| 2.5 การออกแบบของค้ำอาคารรับแรงดึง..... | 13 |
| 2.6 การออกแบบของค้ำอาคารรับแรงอัด..... | 14 |
| 2.7 การออกแบบของค้ำอาคารรับแรงคด..... | 18 |
| 2.8 การออกแบบของค้ำอาคารรับแรงเฉือน..... | 20 |
| 2.9 การออกแบบของค้ำอาคารรับแรงอัดและแรงคดร่วมกัน..... | 21 |
| 2.10 การออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดโดยวิธีวิวิธคติ..... | 22 |
| บทที่ 3 วิธีดำเนินการวิจัย..... | 29 |
| 3.1 หลักการทำงานในการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิต..... | 29 |
| 3.2 หลักการทำงานในการค้นหาค่าตอบ..... | 30 |
| บทที่ 4 ตัวอย่างการคำนวณออกแบบและเปรียบเทียบผล..... | 32 |
| 4.1 กล่าวนำ..... | 32 |

| | |
|---|----|
| 4.2 ตัวอย่างการคำนวณออกแบบและผลลัพธ์..... | 32 |
| บทที่ 5 สรุปผลการวิจัย อภิปรายผล และข้อเสนอแนะ..... | 53 |
| 5.1 สรุปผลการวิจัย..... | 53 |
| 5.2 ผลที่ได้จากงานวิจัย..... | 53 |
| 5.3 สรุปผลงานวิจัย..... | 54 |
| 5.4 ข้อเสนอแนะและงานวิจัยต่อเนื่อง..... | 55 |
| รายการอ้างอิง..... | 56 |
| ภาคผนวก..... | 59 |
| ภาคผนวก ก..... | 60 |
| ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์..... | 63 |



ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญตาราง

| ตารางที่ | | หน้า |
|----------|--|------|
| 4.2.1 | ข้อมูลแรงกระทำ | 32 |
| 4.2.2 | ข้อมูลชิ้นส่วน..... | 34 |
| 4.2.3 | แสดงการเปรียบเทียบผลของขนาดหน้าตัดระหว่างงานวิจัยนี้กับงานวิจัย ที่ผ่านมา | 34 |
| 4.2.4 | แสดงผลการเลือกขนาดหน้าตัดด้วยวิธีวิวิศติค..... | 35 |
| 4.2.5 | แสดงการเปรียบเทียบปริมาตรของโครงถักระหว่างงานวิจัยนี้กับงานวิจัยที่ ผ่านมา ตามข้อกำหนด AISC/ASD 2005..... | 36 |
| 4.2.6 | ข้อมูลชิ้นส่วน..... | 39 |
| 4.2.7 | แสดงผลการเลือกขนาดหน้าตัดด้วยวิธีวิวิศติค..... | 39 |
| 4.2.8 | แสดงการเปรียบเทียบผลของขนาดหน้าตัดระหว่างงานวิจัยนี้กับงานวิจัยที่ ผ่านมา..... | 40 |
| 4.2.9 | แสดงการเปรียบเทียบปริมาตรของโครงข้อแข็งระหว่างงานวิจัยนี้กับงานวิจัย ที่ผ่านมาตามข้อกำหนด AISC/LRFD จากการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นทาง เรขาคณิต..... | 40 |
| 4.2.10 | ข้อมูลชิ้นส่วน..... | 42 |
| 4.2.11 | แสดงการเปรียบเทียบผลของขนาดหน้าตัดระหว่างงานวิจัยนี้กับงานวิจัย ที่ผ่านมาจากการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิต..... | 44 |
| 4.2.12 | แสดงการเปรียบเทียบปริมาตรของโครงข้อแข็งระหว่างงานวิจัยนี้กับงานวิจัย ที่ผ่านมาตามข้อกำหนด AISC/LRFD จากการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นทาง เรขาคณิต..... | 45 |
| 4.2.13 | แสดงผลการเลือกขนาดหน้าตัดด้วยวิธีวิวิศติค..... | 46 |
| 4.2.14 | เปรียบเทียบแรงภายในแกนสูงสุดของโครงสร้างจากการวิเคราะห์แบบไม่ เชิงเส้นทางเรขาคณิตระหว่างงานวิจัยนี้กับโปรแกรม SAP2000..... | 47 |
| 4.2.15 | เปรียบเทียบแรงเฉือนสูงสุดของโครงสร้างจากการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นทาง เรขาคณิตระหว่างงานวิจัยนี้กับโปรแกรม SAP2000 | 48 |
| 4.2.16 | เปรียบเทียบแรงดัดสูงสุดของโครงสร้างจากการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นทาง เรขาคณิตระหว่างงานวิจัยนี้กับ โปรแกรม SAP2000..... | 49 |

| ตารางที่ | | หน้า |
|----------|--|------|
| 4.2.17 | แสดงการเปรียบเทียบการเปลี่ยนตำแหน่งของโครงข้อแข็งระหว่างงานวิจัยนี้กับโปรแกรม SAP2000..... | 51 |



ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญรูปภาพ

| ภาพที่ | หน้า | |
|--------|---|----|
| 2.3.1 | แกนพิกัดต่างๆและแรงภายในชิ้นส่วน..... | 8 |
| 2.3.2 | การทำงานของนิวตัน-ราฟสัน..... | 10 |
| 2.10.1 | ปัญหาการเดินทางของพนักงานขาย..... | 23 |
| 2.10.2 | ลักษณะการค้นหาแบบ Hill climbing..... | 24 |
| 2.10.3 | ตัวอย่างที่ 1 การใช้วิธีฮิวริสติก..... | 26 |
| 2.10.4 | ตัวอย่างที่ 1 การใช้วิธีฮิวริสติก (ต่อ) | 27 |
| 2.10.5 | ตัวอย่างที่ 1 การใช้วิธีฮิวริสติก (ต่อ) | 27 |
| 2.10.6 | ตัวอย่างที่ 1 การใช้วิธีฮิวริสติก (ต่อ) | 28 |
| 3.1.1 | ขั้นตอนในการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิต..... | 29 |
| 3.2.1 | ขั้นตอนการทำงานในการค้นหาคำตอบ..... | 31 |
| 4.2.1 | โครงถักตัวอย่างที่ 1..... | 33 |
| 4.2.2 | กราฟแสดงปริมาตรเหล็กกับจำนวนรอบการคำนวณในครั้งที่ 16..... | 36 |
| 4.2.3 | กราฟแสดงปริมาตรเหล็กที่น้อยที่สุดของการค้นหาในแต่ละครั้ง..... | 37 |
| 4.2.4 | โครงข้อแข็งตัวอย่างที่ 2..... | 38 |
| 4.2.5 | กราฟแสดงปริมาตรเหล็กที่น้อยที่สุดของการค้นหาในแต่ละครั้ง..... | 40 |
| 4.2.6 | โครงข้อแข็งตัวอย่างที่ 3..... | 43 |
| 4.2.7 | กราฟแสดงปริมาตรเหล็กที่น้อยที่สุดของการค้นหาในแต่ละครั้ง..... | 52 |

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ปัจจุบันมีการนำเหล็กมาใช้เป็นองค์อาคารของโครงสร้างหลักมากขึ้น เนื่องจากคุณสมบัติความเหนียวของเหล็ก ก่อสร้างได้รวดเร็ว มีน้ำหนักน้อยและยังสามารถใช้งานได้อย่างปลอดภัยเมื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีตเสริมเหล็ก และในระหว่างการก่อสร้างมีผลกระทบต่อสภาวะแวดล้อมต่ำ

ในการออกแบบโดยทั่วไปจะทำการสุ่มเลือกขนาดหน้าตัดของแต่ละองค์อาคารออกมา ก่อนแล้วทำการวิเคราะห์โครงสร้างทั้งหมด จากนั้นจึงทำการตรวจสอบความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของของแต่ละองค์อาคาร ในการปรับเปลี่ยนขนาดหน้าตัดของแต่ละองค์อาคารจะใช้วิธีลองผิดลองถูก จนกว่าจะได้ขนาดหน้าตัดของแต่ละองค์อาคารที่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกที่กระทำได้ แต่ขนาดหน้าตัดที่ได้ อาจจะไม่ใช่มุมหน้าตัดที่ประหยัดที่สุด นอกจากนี้ ในการคำนวณออกแบบยังใช้เวลานานกว่าจะได้คำตอบ ซึ่งก็ขึ้นอยู่กับความซับซ้อนของโครงสร้าง ดังนั้นเพื่อต้องการ การออกแบบให้ตรงตามจุดประสงค์ จึงได้มีการนำแนวคิดของการออกแบบที่เหมาะสมที่สุด มาใช้ในการออกแบบโครงสร้างเหล็กเพื่อให้ได้คำตอบที่ดีที่สุด

ในการออกแบบที่เหมาะสมที่สุด ได้มีการพัฒนามาอย่างต่อเนื่องจนถึงปัจจุบัน ซึ่งแนวคิดของการออกแบบที่เหมาะสมที่สุด คือ หาจุดต่ำสุดจากสมการลากรองจ์ โดยวิธีเชิงตัวเลข ซึ่งการหาจุดต่ำสุดจากสมการลากรองจน์ั้น มีความซับซ้อนและจะทำให้ได้สมการที่หาคำตอบได้ยาก ทำให้มีการนำวิธีต่างๆมาใช้ในการออกแบบที่เหมาะสม เช่นวิธีงานสมมุติ วิธีอัลกอริทึมเชิงพันธุกรรม (genetic algorithm) วิธีอัลกอริทึมการจำลองการอบเหนียว (simulated annealing algorithm) หลักการความหนาแน่นของพลังงานความเครียด (strain energy density) และอื่นๆ

ในงานวิจัยนี้จะนำเสนอการออกแบบที่เหมาะสมที่สุดด้วยวิธีวิวิธคติ โดยประยุกต์ใช้หลักการของฮิลโคลมิง ซึ่งเป็นวิธีการค้นหาข้อมูลที่มีลักษณะคล้ายกับการปีนเขา มีกระบวนการในการทำงานที่ไม่ซับซ้อน และสามารถหาคำตอบได้โดยง่าย

1.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ปี ค.ศ. 1999 Fuat Erbatur และคณะ ได้เสนอวิธีการออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดสำหรับ โครงสร้างเหล็กด้วยวิธีเชิงพันธุกรรม (genetic algorithm) ซึ่งในการปรับขนาดหน้าตัดขององค์อาคารนั้น จะเลือกหน้าตัดขององค์อาคารจากรางเหล็ก และมีหน้าตัดของโครงสร้างทั้งหมดเป็นเป้าหมาย

ปี ค.ศ. 2000 Pezeshk, Camp and Chen ได้เสนอวิธีการออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุด โดยใช้วิธีอัลกอริทึมเชิงพันธุกรรม (genetic algorithm) สำหรับโครงข้อแข็ง ตามมาตรฐาน AISC-LRFD ในการวิเคราะห์โครงสร้างจะแบ่งออกเป็น 3 กรณี ได้แก่ การวิเคราะห์แบบเชิงเส้น การวิเคราะห์แบบเชิงเส้นโดยพิจารณาผลของ P-Delta และการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิต จะพบว่าขนาดหน้าตัดของโครงสร้างจะมีขนาดใหญ่ขึ้นหากทำการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิต

ปี ค.ศ. 2001 ธนพล บัวมงคล ได้เสนอวิธีการออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดสำหรับ โครงสร้างเหล็กแบบโครงถัก ซึ่งพิจารณาผลของความไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิต โดยมีเงื่อนไขของเสถียรภาพในระนาบของโครงสร้างซึ่งมีหลักการ คือหาค่าความหนาแน่นของพลังงานความเครียด (strain energy density) ของแต่ละองค์อาคาร ซึ่งคำตอบที่เหมาะสมที่สุดคือ ชุดคำตอบที่ให้ค่าความหนาแน่นของพลังงานความเครียดเท่ากันในทุกองค์อาคาร

ปี ค.ศ. 2003 Noyan Turkkay ได้เสนอวิธีการออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดสำหรับ โครงถัก ด้วยวิธีอัลกอริทึมเชิงพันธุกรรมโดยใช้ค่าจริง (floating point genetic algorithm) เมื่อนำผลที่ได้ไปเปรียบเทียบกับวิธีอัลกอริทึมเชิงพันธุกรรมโดยใช้เลขฐานสอง (binary coded genetic algorithm) จะพบว่าได้คำตอบที่เหมาะสมกว่า

ปี ค.ศ. 2003 Schmidt และ Thierauf ได้เสนอวิธีการออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุด โดยนำหลักการของ Threshold Accepting และ Differential Evolution มารวมกัน เพื่อค้นหาหน้าตัดที่น้อยที่สุดของโครงสร้างและมีความแข็งแรงเพียงพอในการรับน้ำหนักบรรทุก ซึ่งจุดประสงค์ในการรวมตัวกันของ 2 หลักการ ก็เพื่อให้ได้คำตอบที่น่าเชื่อถือ และมีความรวดเร็วในการเข้าสู่คำตอบที่เหมาะสม

ปี ค.ศ. 2004 Kripka ได้เสนอวิธีการออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดสำหรับ โครงถัก ด้วยวิธีอัลกอริทึมการจำลองการอบเหนียว (simulated annealing algorithm) โดยคำนึงถึงความเค้นที่ยอมให้และการเคลื่อนที่ที่ไหนด และได้มีการเปรียบเทียบผลกับวิธีอัลกอริทึมเชิงพันธุกรรม (genetic

algorithm) ของ **Rajeev and Krishnamoorty (ค.ศ. 1992)** และ **Coello (ค.ศ. 1994)** ซึ่งจะพบว่าค่าที่ได้เป็นคำตอบที่เหมาะสมกว่า

ปี ค.ศ. 2005 **วรนาถ แซ่มสุวรรณ** ได้เสนอวิธีการออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดสำหรับโครงสร้างถักในระนาบ ด้วยวิธีอัลกอริทึมเชิงพันธุกรรม (genetic algorithm) โดยมีการเปรียบเทียบผลของการออกแบบด้วยวิธีการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นและไม่เชิงเส้น ซึ่งผลที่ได้จะแตกต่างกันเพียงเล็กน้อย หากโครงสร้างที่พิจารณามีความสูงมาก และความแม่นยำของคำตอบจะขึ้นอยู่กับจำนวนชุดข้อมูล ถ้ามีจำนวนน้อยเกินไปจะส่งผลให้คำตอบที่ได้ มีความแม่นยำไม่เพียงพอ แต่หากมากเกินไปจะทำให้เสียเวลามาก

ปี ค.ศ. 2005 **Charles และคณะ** ได้เสนอวิธีการออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดสำหรับโครงสร้างเหล็กด้วยวิธีอาณานิคมมด (ant colony) ซึ่งเป็นวิธีที่ได้แนวคิดมาจากพฤติกรรมการหาอาหารของมด ที่จะทำการค้นหาเส้นทางที่สั้นที่สุดระหว่างแหล่งอาหารกับรังของมัน เมื่อนำผลที่ได้ไปเปรียบเทียบกับงานวิจัยที่ผ่านมาที่ทำการออกแบบด้วยวิธีอัลกอริทึมเชิงพันธุกรรม จะพบว่าได้คำตอบที่เหมาะสมกว่า

ปี ค.ศ. 2007 **ดร.วิรัช เลิศไพฑูรย์พันธ์ และ ชัชวาล พูนลาภพานิช** ได้เสนอวิธีการออกแบบโครงหลังคาเหล็กโดยอาศัยระเบียบวิธีเลียนแบบพันธุกรรมศาสตร์ (genetic algorithm) โดยใช้ตัวแปรจริง (real code) ที่สอดคล้องกับการใช้งาน เช่น ชนิดของวัสดุ คุณสมบัติของวัสดุ รูปร่างและลักษณะของโครงสร้าง มาใช้ในการสร้างสายพันธุ์ และใช้ข้อกำหนดในการออกแบบตามมาตรฐาน AISC/LRFD เป็นข้อจำกัดของปัญหา โดยประสิทธิภาพของการค้นหาคำตอบจะขึ้นอยู่กับจำนวนประชากร และจำนวนรุ่นที่เหมาะสมกับปัญหา ซึ่งปกติยิ่งจำนวนประชากรมาก โอกาสที่จะได้คำตอบที่เหมาะสมที่สุด ก็จะยิ่งมาก แต่ก็ต้องใช้เวลามากขึ้นตามไปด้วย

ปี ค.ศ. 2007 **อลงกรณ์ ละม่อม** ได้เสนอวิธีการออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดสำหรับโครงสร้างถักในระนาบ ด้วยวิธีอัลกอริทึมการจำลองการอบเหนียว (simulated annealing algorithm) โดยพัฒนาขึ้นจากการเลียนแบบพฤติกรรมการจัดเรียงตัวของโครงสร้างผลึก จากการเรียงตัวที่ไม่เป็นระเบียบไปสู่การเรียงตัวที่เป็นระเบียบ โดยที่ค่อยๆ ปล่อยพลังงานออกมาน้อยๆ และวิธีวิวิธติคัล อัลกอริทึม โดยขนาดหน้าตัดที่ใช้ในการพิจารณา คือ ท่อกลวง (pipes) ซึ่งจะพบว่า เมื่อนำคำตอบที่ได้มาเปรียบเทียบกัน ผลคำตอบจะมีค่าเท่ากัน และในการออกแบบโดยวิธีวิวิธติคัล อัลกอริทึม นั้น จะลู่เข้าสู่คำตอบที่เหมาะสมได้เร็วกว่า แต่ในการหาคำตอบยังขาดความแม่นยำ และยังมี ความแปรปรวนของคำตอบที่ได้ในแต่ละครั้ง

ปี ค.ศ. 2008 Degertekin ได้นำวิธีฮาร์โมนีเสิร์ทอัลกอริทึม มาใช้ในการออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดสำหรับโครงข้อแข็ง ซึ่งได้แนวคิดมาจากการแต่งเพลงของนักดนตรี ในการค้นหาตัวโน้ตที่เหมาะสมให้กับเครื่องดนตรีแต่ละชนิด โดยคำนึงถึงการเคลื่อนที่ที่โหนด และได้มีการเปรียบเทียบผลกับวิธีอัลกอริทึมเชิงพันธุกรรม (genetic algorithm) และวิธีอาณานิคมมด (ant colony) พบว่าโครงสร้างมีน้ำหนักรวมน้อยกว่า

ปี ค.ศ. 2010 Kaveh and Malakouti Rad ได้นำวิธีอัลกอริทึมเชิงพันธุกรรม (genetic algorithm) และวิธีฝูงอนุภาค (Particle Swarm) มารวมกัน เพื่อใช้ในการออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดสำหรับโครงเหล็ก และใช้วิธีของแรง (Force Method) ในการวิเคราะห์โครงสร้าง เพื่อหาแรงภายใน จากการศึกษาได้ทำการเปรียบเทียบผลที่ได้กับวิธีอัลกอริทึมเชิงพันธุกรรม (genetic algorithm) และฝูงอนุภาค (Particle Swarm) จะพบว่าได้คำตอบที่เหมาะสมกว่า

จะเห็นได้ว่าการออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุด ที่นำมาใช้ในการออกแบบโครงสร้างนี้ มีด้วยกันหลากหลายวิธี ซึ่งในแต่ละวิธีก็มีข้อดีและข้อเสียแตกต่างกันออกไป ดังนั้นจึงควรเลือกวิธีการออกแบบให้เหมาะสมกับปัญหา เพื่อให้เกิดประโยชน์สูงสุด

ในงานวิจัยนี้ ได้นำวิธีอิวิสติคของ นายอลงกรณ์ ละม่อม มาพัฒนา เพื่อใช้ในการออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดสำหรับโครงเหล็กในระนาบทั่วไป อีกทั้งจะเพิ่มความหลากหลายของหน้าตัดขององค์อาคาร ได้แก่ เหล็กตัวเอช เหล็กตัวที เหล็กฉากเดี่ยว และเหล็กฉากคู่ และได้คำนึงถึงผลของการโก่งคาะเนื่องจากการบิด (torsional buckling) การโก่งคาะและบิดด้านข้าง (lateral-torsion buckling) และการโก่งคาะเฉพาะที่ (local buckling) อันมีผลทำให้ห้องค์อาคารมีความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกลดลง

1.3 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

วัตถุประสงค์ในการทำงานของงานวิจัยนี้ เพื่อ

1. ศึกษาแนวทางการออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดของ โครงถักที่มีพฤติกรรมเชิงเส้น และโครงข้อแข็งพอร์ทอลที่มีพฤติกรรมไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิต ตามมาตรฐาน ASD และ LRFD ของ AISC 2005 และได้คำนึงถึงการจัดกลุ่มขององค์อาคาร

2. สร้างโปรแกรมสำหรับไมโครคอมพิวเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ และออกแบบโครงเหล็ก เพื่อหาความเหมาะสมที่สุด ของพื้นที่หน้าตัดโครงสร้างที่สามารถใช้งานออกแบบได้จริง

1.4 ขอบเขตของการวิจัย

งานวิจัยนี้ ได้ใช้วิธีการรวมสติฟเนสโดยตรง(Direct Stiffness Method) ในการวิเคราะห์โครงสร้าง เพื่อหาแรงภายใน โดยพิจารณาโครงสร้างที่มีคุณสมบัติดังต่อไปนี้

1. โครงสร้างมีฐานรองรับ (support) เป็นฐานรองรับชนิดหมุน (hinged support) ฐานรองรับชนิดลูกกลิ้ง(roller support) หรือฐานรองรับชนิดยึดแน่น (fixed support) เท่านั้น ไม่รวมไปถึงฐานรองรับชนิดสปริง (spring support)
2. ไม่พิจารณาผลของการเอียงศูนย์ที่จุดต่อ และผลของรูเจาะในองค์อาคาร
3. เหล็กgrupพรรณที่ใช้ในการออกแบบเป็นเหล็กที่ผลิตสำเร็จรูปประเภทรีดร้อน (hot-rolled) ได้แก่ เหล็กหน้าตัดตัวเอช เหล็กตัวที เหล็กฉากเดี่ยว และเหล็กฉากคู่
4. ในการออกแบบเหล็กตัวที เหล็กฉากเดี่ยว และเหล็กฉากคู่ จะพิจารณาเพียงผลของแรงในแนวแกนเท่านั้น
5. การออกแบบองค์อาคารจะทำตามมาตรฐาน AISC 2005
6. ในการออกแบบโครงข้อแข็งพอร์ทอล จะพิจารณาเฉพาะเหล็กหน้าตัดตัวเอช (H-beam) เท่านั้น
7. ที่จุดต่อของชิ้นส่วนในโครงข้อแข็งพอร์ทอลจะต้องเป็นข้อแข็ง(rigid joint)
8. แรงภายในของโครงข้อแข็งพอร์ทอล ได้มาจากการวิเคราะห์อีลาสติคอันดับที่สอง (Second-order elastic analysis)

1.5 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย

งานวิจัยนี้ มีขั้นตอนการวิจัยดังต่อไปนี้

1. ศึกษาวิธีการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นสำหรับโครงถัก และแบบไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิต สำหรับโครงข้อแข็งพอร์ทอล ในระนาบ 2 มิติ
2. ศึกษาการเขียนโปรแกรมด้วย Visual Basic 6.0 และพัฒนาโปรแกรมที่ใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้าง
3. ทดสอบและเปรียบเทียบผลที่ได้จากการวิเคราะห์และออกแบบกับงานวิจัยอื่นที่ผ่านมา
4. สรุปผลการคำนวณและวิเคราะห์ผล

บทที่ 2

แนวคิดและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 กล่าวนำ

การวิเคราะห์โครงสร้าง หมายถึงการวิเคราะห์หาแรงภายในและการเปลี่ยนตำแหน่งของจุดต่างๆของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำการเปลี่ยนอุณหภูมิ การยึดรั้งหรือ อื่นๆ ที่กำหนดให้

และนำแรงภายในที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้าง มาใช้ในการออกแบบอย่างเหมาะสม เพื่อหาหน้าตัดขององค์อาคารที่เหมาะสมที่สุด ซึ่งปัจจุบันมีการนำวิธีต่างๆ มาใช้เพื่อการออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุด เช่น วิธีเกรเดียนต์ อัลกอริทึมเชิงพันธุกรรม

โดยในงานวิจัยนี้ได้้นำวิธีวิวิธคติมาใช้ในการออกแบบโครงสร้างเพื่อให้ได้ปริมาตรที่น้อยที่สุด และสามารถรับแรงที่มากกระทำได้อย่างปลอดภัย ตามข้อกำหนดของมาตรฐาน 2 ข้อกำหนด คือ

1. ข้อกำหนดโดยวิธีกำลังที่ยอมให้(Allowable Strength Design,ASD) AISC 2005
2. ข้อกำหนดโดยวิธีตัวคูณความต้านทานแรงแหนักบรรทุก(Load And Resistance Factor Design,LRFD) AISC 2005

2.2 สมมติฐานในการออกแบบ

ในการออกแบบโครงข้อหมุนและข้อแข็งได้ตั้งข้อสมมติฐาน ดังนี้

1. องค์อาคารทุกชิ้นส่วนอยู่ในแนวเส้นตรง(Perfectly straight)
2. ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของวัสดุมีพฤติกรรมเป็นเส้นตรง (Material linear anlysis)
3. ในการออกแบบโครงข้อหมุน จะพิจารณาเพียงผลของแรงในแนวแกนเท่านั้น
4. จุดต่อของโครงข้อแข็งทุกจุด มีลักษณะเป็นข้อแข็ง(Rigid joint)

2.3 การวิเคราะห์โครงสร้าง

ในการวิเคราะห์โครงสร้างมีทั้งแบบเชิงเส้นและไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิตสำหรับโครงข้อหมุนและข้อแข็งตามลำดับ โดยใช้วิธีการรวมสติเฟนสโดยตรง(Direct Stiffness Method)

2.3.1 การวิเคราะห์โครงสร้างแบบเชิงเส้น (Linear analysis)

ในการหาสติเฟเนสมตริกซ์ของชิ้นส่วนย่อยในระบบโคออร์ดิเนตโกลบัล(Global Coordinate System) ในแกน x,y ต้องการสติเฟเนสมตริกซ์ของชิ้นส่วนย่อยในระบบโคออร์ดิเนตประจำตัว(Local Coordinate System) ในแกน x',y' และเมตริกซ์แปลงการเปลี่ยนตำแหน่ง ดังแสดงในรูปที่ 2.3.1

$$[K_e^m] = [a]^T [k_e^m] [a] \quad (2.3.1)$$

สามารถคำนวณหาสติเฟเนสมตริกซ์ของโครงสร้างได้จากการนำสติเฟเนสมตริกซ์ของชิ้นส่วนย่อยในระบบโคออร์ดิเนตโกลบัลทุกชิ้นมารวมกันดังสมการ 2.3.2

$$[K_e] = \sum_{m=1}^{NE} [K_e^m] \quad (2.3.2)$$

ชิ้นส่วนรับแรงในแนวแกน

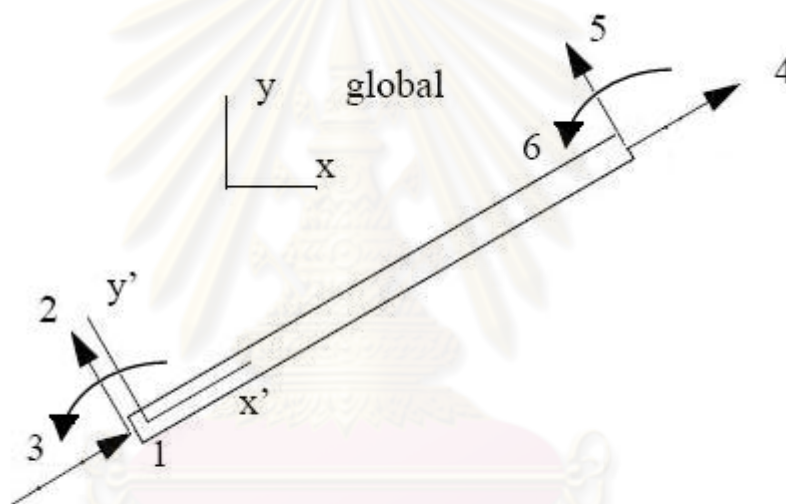
$$[K_e^m] = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} l^2 & lm & -l^2 & -lm \\ lm & m^2 & -lm & -m^2 \\ -l^2 & -lm & l^2 & lm \\ -lm & -m^2 & lm & m^2 \end{bmatrix} \quad (2.3.3)$$

ชิ้นส่วนรับแรงค้ดและแรงในแนวแกน

$$[k_e^m] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{-EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{-12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ \frac{-EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (2.3.4)$$

และ

$$[a] = \begin{bmatrix} \lambda_x & \lambda_y & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\lambda_y & \lambda_x & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \lambda_x & \lambda_y & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\lambda_y & \lambda_x & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.3.5)$$



รูปที่ 2.3.1 แกนพิกัดต่างๆและแรงภายในชิ้นส่วน

โดยที่

ชิ้นส่วน

$[k_e^m]$ = สติฟเนสเมตริกซ์ยึดหยุ่นเชิงเส้นในระบบโคออร์ดิเนตประจำตัวของ

$[a]$ = เมตริกซ์แปลงการเปลี่ยนตำแหน่ง

NE = จำนวนชิ้นส่วนทั้งหมด

$[K_e^m]$ = สติฟเนสเมตริกซ์ยึดหยุ่นเชิงเส้นในระบบโคออร์ดิเนตโกลบัลของ

ชิ้นส่วน

$[K_e]$ = สติเฟนสมเมตริกซ์ยึดหยุ่นเชิงเส้นในระบบโคออร์ดิเนตโกลบัลทั้ง
โครงสร้าง

L = ความยาวขององค์อาคาร

A = พื้นที่หน้าตัดขององค์อาคาร

E = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของวัสดุ

I = โมเมนต์อินเนอร์เซีย

λ_x, l = $\cos \theta$

λ_y, m = $\sin \theta$

θ = มุมที่วัดจากแกนราบไปยังชิ้นส่วน

2.3.2 การวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิต (Geometrically nonlinear analysis)

ความไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิตเกิดขึ้นได้ ถึงแม้ว่าโครงสร้างจะมีความเครียดน้อย (small strain) หรือวัสดุเป็นแบบเชิงเส้นก็ตาม เนื่องจากผลของการหมุน (finite rotation) การแก้ระบบสมการไม่เชิงเส้นด้วยการประมาณแบบเชิงเส้น (linear approximation) ทำให้สมมูลของโครงสร้างในแต่ละขั้นตอนไม่แม่นยำ ดังนั้นในแต่ละขั้นตอนต้องมีการทำซ้ำเพื่อให้ได้สมมูลที่ใกล้เคียงกับสมมูลแม่นยำ สมการสมมูลสามารถเขียนในรูปของเมตริกซ์ได้เป็น

$$([K_e] + [K_g])\{\Delta u\} = \{\Delta F_{ext}\} \quad (2.3.6)$$

และ

$$[k_g^m] = \frac{F_x}{L} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6}{5} & \frac{L}{10} & 0 & -\frac{6}{5} & \frac{L}{10} \\ 0 & \frac{L}{10} & \frac{2L^2}{15} & 0 & -\frac{L}{10} & -\frac{L^2}{15} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{6}{5} & -\frac{L}{10} & 0 & \frac{6}{5} & -\frac{L}{10} \\ 0 & \frac{L}{10} & -\frac{L^2}{15} & 0 & -\frac{L}{10} & \frac{2L^2}{15} \end{bmatrix} \quad (2.3.7)$$

โดยที่

$[K_g^m]$ = สติเฟนสมเมตริกซ์ไม่เชิงเส้นลำดับที่สองในระบบโคออร์ดิเนตประจำตัว
ของชิ้นส่วน

$[K_g]$ = สติเฟนสมเมตริกซ์ไม่เชิงเส้นลำดับที่สองในระบบโคออร์ดิเนตโกลบ์ตั้ง
โครงสร้าง

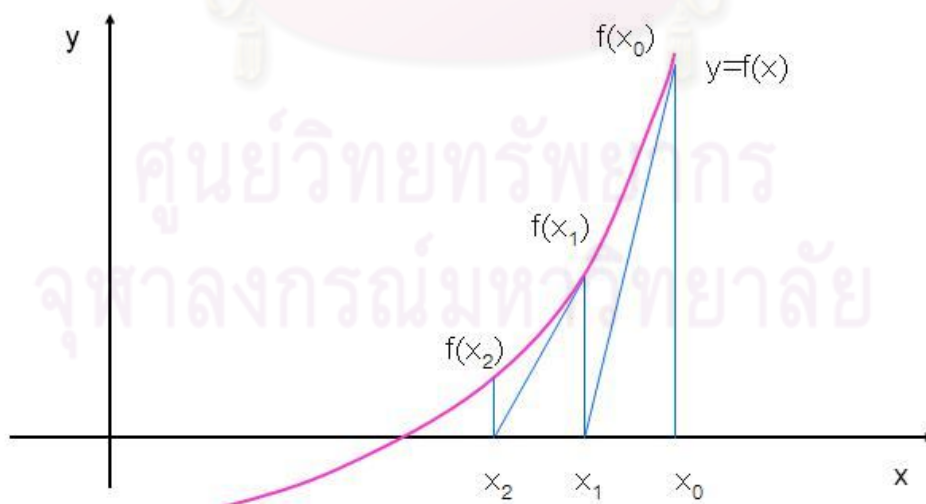
$\{\Delta u\}$ = เวกเตอร์ผลต่างของการกระจัด

$\{\Delta F_{ext}\}$ = เวกเตอร์ผลต่างของแรงภายนอก

F_x = แรงแนวแกนภายใน มีเครื่องหมายเป็นบวกเมื่อเป็นแรงดึง และเป็นลบ
เมื่อเป็นแรงอัด

การแก้ระบบสมการแบบไม่เชิงเส้นโดยวิธีนิวตัน-ราฟสัน (Newton-Raphson)

วิธีนิวตัน-ราฟสัน เป็นวิธีหนึ่งสำหรับแก้สมการ $f(x) = 0$ ซึ่งเป็นวิธีที่นิยมใช้กันมาก เพราะไม่ยุ่งยากและมีอัตราการลู่เข้าสูง แนวคิดของวิธีนี้คือจะประมาณกราฟของ $f(x)$ โดยเส้นสัมผัสที่เหมาะสม เริ่มจากจุด $(x_0, f(x_0))$ บนกราฟของ $f(x)$ ลากเส้นสัมผัสกราฟที่จุดนี้ ตัดแกน x ที่จุด x_1 ต่อไปลากเส้นสัมผัสกราฟที่จุด $(x_1, f(x_1))$ ตัดแกน x ที่จุด x_2 ทำซ้ำเช่นนี้ไปเรื่อยๆ ดังรูปที่ 2.3.2 จนลู่เข้าสู่คำตอบที่เหมาะสม



รูปที่ 2.3.2 การทำงานของนิวตัน-ราฟสัน

โดยที่

$$\Delta_x = x_{i+1} - x_i = -\frac{f(x_i)}{f'(x_i)} \quad (2.3.8)$$

ขั้นตอนการคำนวณมีดังนี้

1. กำหนดค่าเริ่มต้น x_0
2. หาอนุพันธ์ของฟังก์ชัน $f'(x)$ จากฟังก์ชันที่โจทย์กำหนด
3. หาค่า $f(x_i)$ และ $f'(x_i)$ โดย x_i คือค่า x ที่ลำดับ i
4. หาค่า Δ_x จากสมการ 2.3.8
5. หาค่า x ที่ลำดับ i ใหม่ จาก $x_{i+1} = x_i + \Delta_x$
6. หาค่าความผิดพลาด

$$\text{โดย } \varepsilon = \left| \frac{\Delta_x}{x_{i+1}} \right| \times 100\%$$

7. ถ้า $\varepsilon \leq \varepsilon_s$ (ค่าความผิดพลาดที่ยอมรับได้) แสดงว่าค่า x_{i+1} นั้นคือคำตอบจบขั้นตอน แต่ถ้า $\varepsilon > \varepsilon_s$ ให้ค่า x_{i+1} เป็นค่า x_i ของลำดับที่ i ใหม่ แล้วกลับไปขั้นตอนที่ 3 โดยงานวิจัยนี้ กำหนดให้ค่าความผิดพลาดที่ยอมรับได้ (ε_s) เท่ากับ 10^{-4}

2.4 การออกแบบโครงสร้างเหล็กตามมาตรฐาน AISC 2005

แรงภายในที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างจะถูกนำมาออกแบบตามข้อกำหนด เพื่อให้องค์อาคารสามารถรับแรงได้อย่างปลอดภัยตามมาตรฐานของแต่ละข้อกำหนด ซึ่งในงานวิจัยจะเสนอแนวทางในการออกแบบ 2 ข้อกำหนด คือ

2.4.1 วิธีกำลังที่ยอมให้ (Allowable Strength Design, ASD)

วิธี ASD นี้ใช้หลักการของกำลังที่ยอมให้ของหน้าตัดขององค์อาคารและมีตัวคูณความปลอดภัยที่เหมาะสมโดยสามารถเขียนสมการ ได้ดังนี้

กำลังที่ต้องการ \leq กำลังที่รับได้ในการออกแบบ

$$\sum R_d \leq R_n / \Omega \quad (2.4.1)$$

โดยที่

R_d = น้ำหนักบรรทุกทุกที่กระทำต่อองค์อาคาร

R_n = ค่ากำลังต้านทานระบุ

Ω = ตัวคูณความปลอดภัย (safety factor)

ในการออกแบบต้องพิจารณาผลรวมน้ำหนักหรือแรงกระทำในกรณีต่างๆ เพื่อให้ได้น้ำหนักบรรทุกใช้งานสูงสุดที่กระทำต่อโครงสร้างดังต่อไปนี้

- กรณีที่ 1 DL
- กรณีที่ 2 DL+LL+T
- กรณีที่ 3 DL+LL_r
- กรณีที่ 4 DL+0.75(LL+T)+0.75LL_r
- กรณีที่ 5 DL+(WL or 0.7E)
- กรณีที่ 6 DL+0.75(WL or 0.7EL)+0.75LL+0.75LL_r
- กรณีที่ 7 0.6DL+WL
- กรณีที่ 8 0.6DL+0.7EL

โดยที่

- DL = น้ำหนักบรรทุกคงที่
- LL = น้ำหนักบรรทุกจร
- LL_r = น้ำหนักบรรทุกจรบนหลังคา
- WL = น้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงลม
- EL = น้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว
- T = น้ำหนักบรรทุกเนื่องจากอิทธิพลของอุณหภูมิ

2.4.2 วิธีตรวจสอบความต้านทานและน้ำหนักบรรทุก(Load and Resistance Factor

Design,LRFD)

วิธี LRFD นี้ใช้หลักการของสถานะจำกัด โดยมีสัดส่วนความปลอดภัยที่เหมาะสมจากการเทียบเคียงกำลังรับน้ำหนักบรรทุกโครงสร้าง ขณะที่โครงสร้างนั้นอยู่ในสถานะที่ใกล้จะวิบัติ เขียนสมการได้ดังนี้

กำลังที่ต้องกา ≤ กำลังที่รับได้ในการออกแบบ

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (2.4.2)$$

โดยที่

- Q_i = น้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อองค์อาคาร
- γ_i = ตัวคูณน้ำหนักบรรทุก(load factor)

R_n = ค่ากำลังต้านทานระบุ

ϕ = ตัวคูณความต้านทาน(resistance factor)

ค่าตัวคูณน้ำหนักบรรทุก(load factor) ประเภทต่างๆที่กำหนดไว้ดังนี้

กรณีที่ 1 1.4 DL

กรณีที่ 2 1.2 (DL+T)+1.6LL+0.5LL_r

กรณีที่ 3 1.2 DL+1.6LL_r+(LL or 0.8WL)

กรณีที่ 4 1.2 DL+1.6WL+LL+0.5LL_r

กรณีที่ 5 1.2 DL+1.0EL+1.0LL

กรณีที่ 6 0.9 DL+1.6WL

กรณีที่ 7 0.9 DL+1.0EL

โดยที่

DL = น้ำหนักบรรทุกคงที่

LL = น้ำหนักบรรทุกจร

LL_r = น้ำหนักบรรทุกจรบนหลังคา

WL = น้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงลม

EL = น้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว

T = น้ำหนักบรรทุกเนื่องจากอิทธิพลของอุณหภูมิ

2.5 การออกแบบของค้ำอาคารรับแรงดึง

การออกแบบของค้ำอาคารเหล็กรับแรงดึง ตามข้อกำหนดมาตรฐานAISC 2005 สามารถกระทำได้โดย สมมุติให้หน่วยแรงดึงรับแรงดึงกระจายตลอดทั้งหน้าตัดขององค้ำอาคารจะหาค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่องค้ำอาคารรับได้ดังนี้

วิธี ASD

$$T_a \leq (T_n / \Omega_t = F_y A_g / \Omega_t) \quad (2.5.1)$$

วิธี LRFD

$$T_u \leq \phi T_n = \phi F_y A_g \quad (2.5.2)$$

โดยที่

T_a = กำลังแรงดึงใช้งานที่ต้องการ โดยวิธี ASD

T_u = กำลังแรงดึงปรับค่าที่ต้องการ โดยวิธี LRFD

T_n = กำลังแรงดึงระบุ

F_y = หน่วยแรงดึงที่จุดคราก

A_g = พื้นที่หน้าตัดทั้งหมด

Ω_t = ค่าสัมประสิทธิ์ความปลอดภัย โดยวิธี ASD = 1.67

ϕ_t = ค่าตัวคูณความต้านทานสำหรับแรงดึง โดยวิธี LRFD = 0.90

2.6 การออกแบบของค้ำอาคารรับแรงอัด

ในการออกแบบของค้ำอาคารรับแรงอัดนี้ ต้องคำนึงถึงการ โกงเดาะของเสาภายใต้แรงอัดในแนวแกนและพิจารณาค่าอัตราส่วนความชะลูด ($\lambda = \frac{KL}{r}$) ขององค้ำอาคาร ซึ่งมีผลต่อกำลังแรงอัดที่รับได้

2.6.1 การโกงเดาะของเสาเนื่องจากการตัด

ในการออกแบบเสานี้ จะพิจารณาออกเป็น 2 กรณี คือ เสาที่มีพฤติกรรมในช่วงอีลาสติก และอินอีลาสติก โดยสมการที่ใช้แบ่งช่วงพฤติกรรมของเสา คือ

$$\lambda_c = 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \quad (2.6.1)$$

และสามารถคำนวณแรงอัดที่รับได้ได้โดย

วิธี ASD

$$P_a = P_n / \Omega_c = \frac{F_{cr} A_g}{\Omega_c} \quad (2.6.2)$$

วิธี LRFD

$$P_u = \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g \quad (2.6.3)$$

กรณีที่ 1 หน่วยแรงอัดวิกฤตในช่วงอีลาสติก

เมื่อ $\lambda > \lambda_c$ เสาจะมีพฤติกรรมการโกงเดาะในช่วงอีลาสติก ซึ่งสามารถคำนวณหาหน่วยแรงอัดวิกฤตได้โดย

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (2.6.4)$$

กรณีที่ 2 หน่วยแรงอัดวิกฤตในช่วงอินอีลาสติก

เมื่อ $\lambda \leq \lambda_c$ เสาจะมีพฤติกรรมการโก่งคาะในช่วงอินอีลาสติก ซึ่งสามารถคำนวณหาหน่วยแรงอัดวิกฤตได้โดย

$$F_{cr} = Q \left(0.658^{\frac{QF_y}{F_e}} \right) F_y \quad (2.6.5)$$

โดยที่

F_{cr} = หน่วยแรงอัดวิกฤต

P_a = กำลังแรงอัดใช้งานที่ต้องการ โดยวิธี ASD

P_u = กำลังแรงอัดปรับค่าที่ต้องการโดยวิธี LRFD

F_e = หน่วยแรงของออยเลอร์ = $\frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$

A_g = พื้นที่หน้าตัดทั้งหมด

Ω_c = ค่าสัมประสิทธิ์ความปลอดภัย โดยวิธี ASD = 1.67

ϕ_c = ตัวคูณความต้านทานโดยวิธี LRFD = 0.90

Q = ตัวคูณลด = $Q_a Q_s$

Q_a = ตัวคูณรูปร่างสำหรับแผ่นบางที่ปลายมีการยึด

Q_s = ตัวคูณรูปร่างสำหรับแผ่นบางที่ปลายปราศจากการยึด

2.6.2 การโก่งคาะของเสาเนื่องจากการตัดและการบิดร่วมกัน

สำหรับองค์อาคารรับแรงอัดชนิดเหล็กฉากคู่และตัวที ที่หน้าตัดมีความสมมาตรรอบแกน y ซึ่งสามารถคำนวณหาหน่วยแรงอัดวิกฤต เนื่องจากการัดรอบแกน y และบิดรอบแกน z ร่วมกันได้โดย

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \quad (2.6.6)$$

โดยที่

F_{cr} = หน่วยแรงอัดวิกฤตรอบแกน y และรอบแกน z ร่วมกัน

F_{cry} = หน่วยแรงอัดวิกฤตรอบแกน y

F_{crz} = หน่วยแรงอัดวิกฤตรอบแกน z = $GJ/A_g r_o^2$

G = โมดูลัสการเฉือน = $0.38E$

E = โมดูลัสยืดหยุ่น = 2000000 กก./ตร.ซม.

J = ค่าคงที่เนื่องจากการบิด = $\frac{1}{3} \sum bt^3$

b = ความยาว

t = ความหนา

r_o = รัศมีจายเรชันสัมพันธ์กับจุดศูนย์กลางการเฉือน

$$= \sqrt{(x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g})}$$

x_o, y_o = ระยะระหว่างจุดศูนย์กลางถ่วงของหน้าตัดกับจุดศูนย์กลางการเฉือน

A_g = พื้นที่หน้าตัดทั้งหมด

I_x = โมเมนต์อินเนอร์เซียของการัดรอบแกน x

I_y = โมเมนต์อินเนอร์เซียของการัดรอบแกน y

$$H = 1 - \left[\frac{x_o^2 + y_o^2}{r_o^2} \right]$$

2.6.3 การโก่งเดาะเฉพาะที่

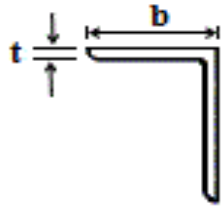
การโก่งเดาะเฉพาะที่ จะมีผลทำให้กำลังแรงอัดที่รับได้มีค่าลดลง ดังนั้นในการออกแบบจึงต้องคำนึงค่าสัดส่วนความกว้างต่อความหนา (b/t) ให้เหมาะสม



สำหรับเหล็กฉากคู่และเดี่ยว

$$b/t \leq 0.45 \sqrt{E/F_y} \quad (2.6.7)$$

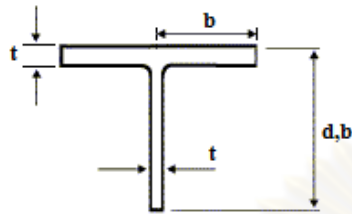
$$Q_s = 1.34 - 0.76(b/t) \sqrt{F_y/E} \quad (2.6.8)$$



สำหรับเหล็กตัวที่พิจารณาที่ปีก

$$b/t \leq 0.56\sqrt{E/F_y} \quad (2.6.9)$$

$$Q_s = 1.415 - 0.74(b/t)\sqrt{F_y/E} \quad (2.6.10)$$



พิจารณาที่เอว

$$b/t \leq 0.75\sqrt{E/F_y} \quad (2.6.11)$$

$$Q_s = 1.908 - 1.22(b/t)\sqrt{F_y/E} \quad (2.6.12)$$

โดยที่

b = ความยาว

t = ความหนา

E = โมดูลัสยืดหยุ่น = 2,000,000 กก./ตร.ซม.

F_y = หน่วยแรงที่จุดคราก

Q_s = ตัวคูณรูปร่างสำหรับแผ่นบางที่ปลายปราศจากการยึด

2.6.4 อัตราส่วนความชะลุด

อัตราส่วนความชะลุดเป็นข้อกำหนดขั้นต่ำเพื่อให้เสามีความชะลุดเกินไปจนเกิดการโก่งเดาะขึ้น ซึ่งค่าอัตราส่วนความชะลุดไม่ควรเกิน 200

$$\lambda = \frac{KL}{r} \quad (2.6.13)$$

โดยที่

λ = อัตราส่วนความชะลุด

K = สัมประสิทธิ์ความขดประสิทธิผล

L = ความยาวอิสระที่ไม่มีการยึดค้ำข้าง

r = รัศมีไจเรชัน

สำหรับ เหล็กฉากเดี่ยวที่มีการยึดที่ปลายเพียงขาเดียวอาจทำให้การถ่ายแรงเกิดการเยื้องศูนย์จากแกนหลัก และการคำนวณกำลังรับแรงอัดจากการโก่งเดาะรอบแกนหลักที่น้อยที่สุด

อาจให้ค่ากำลังที่ไม่ปลอดภัยตามมาตรฐาน AISC ได้กำหนดให้คำนวณกำลังรับแรงอัดจากค่าอัตราส่วนชะลูดประสิทธิผลสำหรับเหล็กฉากเดี่ยวที่ยึด ผ่านขาคียาวกว่า ดังนี้

$$\frac{KL}{r} = 60 + 0.8(L/r_x) \quad \text{เมื่อ} \quad 0 < (L/r_x) \leq 75 \quad (2.6.14)$$

$$\frac{KL}{r} = 45 + (L/r_x) \leq 200 \quad \text{เมื่อ} \quad (L/r_x) > 75 \quad (2.6.15)$$

$$\frac{KL}{r} = \text{อัตราส่วนความชะลูดประสิทธิผล}$$

$$K = \text{สัมประสิทธิ์ ความยาวประสิทธิผล}$$

$$L = \text{ความยาวขององค์อาคารเหล็กฉาก}$$

$$r_x = \text{รัศมีจําเริญรอบแกน X}$$

2.7 การออกแบบองค์อาคารรับแรงดัด

กำลังรับแรงดัดที่ต้องการต้องมีค่าน้อยกว่ากำลังรับแรงดัดที่รับได้สำหรับองค์อาคารรับแรงดัด ดังนี้

$$M_r \leq M_c \quad (2.7.1)$$

วิธี ASD

$$M_c = M_n / \Omega_b \quad (2.7.2)$$

วิธี LRFD

$$M_c = \phi_b M_n \quad (2.7.3)$$

โดยที่

$$M_r = \text{กำลังแรงดัดที่ต้องการ}$$

$$M_c = \text{กำลังแรงดัดที่รับได้}$$

$$M_n = \text{กำลังแรงดัดระบุ}$$

$$\Omega_b = \text{ค่าสัมประสิทธิ์ความปลอดภัย โดยวิธี ASD} = 1.67$$

$$\phi_b = \text{ตัวคูณความต้านทาน โดยวิธี LRFD} = 0.90$$

กำลังรับแรงดัดของหน้าตัดต่อหน่วยความยาวที่รับแรงดัดรอบแกนหลักคือค่าที่น้อยกว่า กำลังรับแรงดัดที่สภาวะบิดจำกัดการคราก (Yielding) และกำลังรับแรงดัดที่สภาวะบิดจำกัดการโก่งเดาะด้านข้างจากแรงบิด

2.7.1 การคราก (Yielding)

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (2.7.4)$$

โดยที่

M_p = กำลังแรงดัดพลาสติก

F_y = หน่วยแรงที่จุดคราก

Z_x = โมดูลัสหน้าตัดพลาสติกกรอบแกน X

2.7.2 การโก่งเดาะด้านข้างเนื่องจากแรงบิด (Lateral-torsional buckling)

2.7.2.1 เมื่อ $L_b \leq L_p$ ไม่เกิดการโก่งเดาะด้านข้างเนื่องจากแรงบิด

2.7.2.2 เมื่อ $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (2.7.5)$$

2.7.2.3 เมื่อ $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (2.7.6)$$

โดยที่

S_x = โมดูลัสหน้าตัดรอบแกน X

$$F_{cr} = \text{หน่วยแรงวิกฤต} = \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b / r_{ts})^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E / F_y}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_o}{E Jc} \right)^2}}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

C_b = ตัวคูณปรับค่าสำหรับการโก่งเดาะด้านข้างจากการบิด เนื่องจากโมเมนต์กระทำมีค่าไม่สม่ำเสมอในช่วงความยาวคานที่ปราศจากการยึดด้านข้าง

$$= \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3.0$$

M_{\max} = ค่าสัมบูรณ์ของโมเมนต์สูงสุดในช่วงความยาวที่ปราศจากการยึด

R_m = พารามิเตอร์ความสมมาตรของหน้าตัด
= 1.0 ; สำหรับหน้าตัดสมมาตรสองแกน

M_A, M_B, M_C = ค่าสัมบูรณ์ของโมเมนต์ในช่วงความยาวที่ 1/4, 1/2, 3/4

$$C_w = \text{ค่าคงที่การบิดเบี้ยว} = \frac{h_o^2 I_y}{4}$$

h_o = ระยะระหว่างแกนศูนย์กลางของปีกบนและปีกล่าง = $d - t_f$

$$J = \text{ค่าคงที่การบิด} = \frac{1}{3}(2bt_f^3 + h_o t_w^3)$$

E = โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก

c = 1 ; สำหรับหน้าตัดตัวทอ

F_y = หน่วยแรงที่จุดคราก

r_y = รัศมีจายเรชันรอบแกน Y

I_y = โมเมนต์อินเนอร์เซียรอบแกน Y

b = ความกว้างของปีกหน้าตัด

d = ความลึกของหน้าตัด

t_f = ความหนาของปีกหน้าตัด

t_w = ความหนาของเอวหน้าตัด

สำหรับหน้าตัดไม่อัดแน่นและหน้าตัดชิ้นส่วนชะลูด สามารถดูรายละเอียดใน

มาตรฐาน AISC 2005

2.8 การออกแบบของค้ำอาคารรับแรงเฉือน

สำหรับค้ำอาคารรับแรงเฉือนสามารถคำนวณได้จาก

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (2.8.1)$$

โดย

V_n = กำลังแรงเฉือนระบุ

F_{yw} = หน่วยแรงครากที่เอว

A_w = พื้นที่หน้าตัดของเอว

$$C_v = \frac{1.51k_v E}{(h/t_w)^2 F_y} \quad \text{เมื่อ} \quad h/t_w > 1.37\sqrt{Ek_v/F_{yw}}$$

$$= \frac{1.10}{(h/t_w)} \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}} \quad \text{เมื่อ} \quad 1.10\sqrt{Ek_v/F_{yw}} < h/t_w \leq 1.37\sqrt{Ek_v/F_{yw}}$$

$$= 1 \quad \text{เมื่อ} \quad h/t_w \leq 1.10\sqrt{Ek_v/F_{yw}}$$

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

$$= 5 \quad \text{เมื่อ} \quad a/h > 3 \text{ หรือ } a/h > [260/(h/t_w)]^2$$

a = ระยะห่างระหว่างแผ่นเหล็กเสริมข้างคาน

2.9 การออกแบบของค้ำอาคารรับแรงอัดและแรงดัดพร้อมกัน

ในการตรวจสอบความสามารถในการรับแรงอัดและแรงดัดพร้อมกันนั้นสามารถทำได้ โดยการรวมค่าอัตราส่วนของกำลังแรงที่ต้องการกับกำลังแรงที่รับได้สำหรับแรงในแนวแกน และอัตราส่วนของกำลังแรงดัดที่ต้องการกับกำลังแรงดัดที่รับได้ โดยมีค่าไม่เกิน 1 และในงานวิจัยนี้จะพิจารณาเฉพาะแรงดัดกระทำรอบแกน x เท่านั้น สำหรับผลรวมของแรงอัดและแรงดัดจะแบ่งออกเป็น 2 กรณี คือ

2.9.1. ความเสถียรในระนาบ

การคำนวณหาความเสถียรในระนาบ จะพิจารณาตามอัตราส่วนของกำลังแรงที่ต้องการกับกำลังแรงที่รับได้ของแรงในแนวแกน ดังนี้

2.9.1.1 อัตราส่วนของกำลังแรงที่ต้องการกับกำลังแรงที่รับได้ของแรงในแนวแกน มีค่ามากกว่า หรือเท่ากับ 0.2

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right) \leq 1.0 \quad (2.9.1)$$

2.9.1.2 อัตราส่วนของกำลังแรงที่ต้องการกับกำลังแรงที่รับได้ของแรงในแนวแกนมีค่ามีค่าน้อยกว่า 0.2

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right) \leq 1.0 \quad (2.9.2)$$

2.9.2 การโค้งเตาะนอกระนาบ

$$\frac{P_r}{P_{co}} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right)^2 \leq 1.0 \quad (2.9.3)$$

โดย

P_r = กำลังแรงอัดในแนวแกนที่ต้องการ

P_c = กำลังแรงอัดในแนวแกนที่รับได้

M_{cx} = กำลังแรงดัดที่รับได้ที่กระทำรอบแกน x

M_{rx} = กำลังแรงดัดอันดับสองที่ต้องการ

P_{co} = กำลังแรงอัดที่รับได้ในองค์อาคารในทิศตั้งฉากกับแนวแกน

2.10 การออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดโดยวิธีฮิวริสติก

การออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดด้วยวิธีฮิวริสติกนั้น เป็นขบวนการค้นหาคำตอบที่เหมาะสมที่สุดจากฐานข้อมูลที่มีจำนวนมาก การค้นหาแบบฮิวริสติก คือการลดจำนวนตัวเลือกของคำตอบ ก่อนที่จะไปสู่คำตอบจริงเพื่อลดจำนวนทางเลือกของการค้นหา ซึ่งแตกต่างกับการค้นหาข้อมูลแบบธรรมดาที่จะต้องทำการตรวจสอบข้อมูลที่ละตัวทุกตัวจนครบ



รูปที่ 2.10.1 ปัญหาการเดินทางของพนักงานขาย

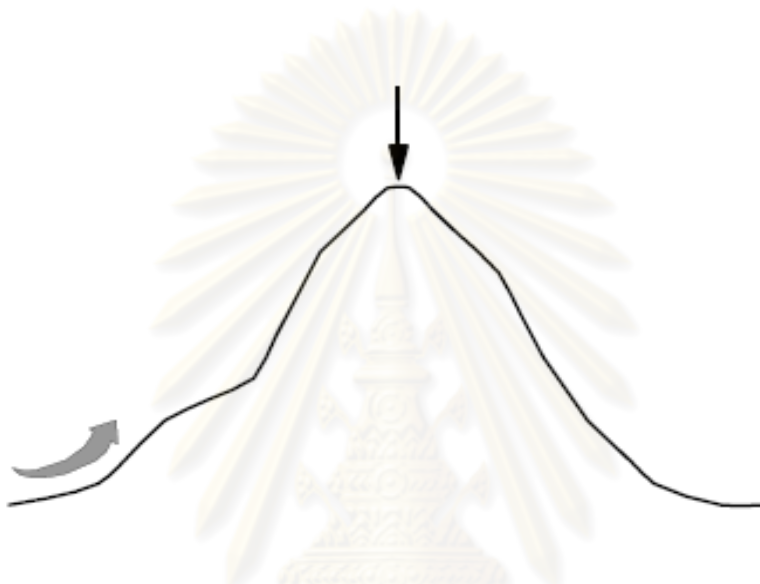
การแก้ปัญหาแบบฮิวริสติกที่มักจะถูกหยิบมาเป็นตัวอย่งในการอธิบาย คือ การเดินทางของพนักงานขาย (Traveling Salesman) ปัญหาคือ พนักงานขายต้องการเดินทางไปให้ได้ครบทุกเมือง และกลับมายังจุดเริ่มต้น โดยให้ได้ระยะทางโดยรวมสั้นที่สุด การแก้ปัญหานี้ด้วยวิธีการปกติ ก็คือการหาเส้นทางเดินที่เป็นไปได้ทั้งหมด แล้วนำมาเปรียบเทียบกัน และเลือกเส้นทางที่สั้นที่สุดและจากรูปที่ 2.10.1 จำนวนเส้นทางที่เป็นไปได้ทั้งหมด เมื่อมีเมืองทั้งหมด 7 เมือง คือ $(7-1)!/2 = 360$ แบบ แต่การทำเช่นนี้จะทำได้ก็ต่อเมื่อเมืองต่างๆ ที่จะต้องเดินทาง มีจำนวนน้อย หากมีเมือง 100 เมือง จะมีเส้นทางที่เป็นไปได้ทั้งหมด 4.67×10^{155} แบบ ซึ่งเป็นเรื่องยากที่จะหาเส้นทางทั้งหมดที่เป็นไปได้ แล้วนำมาเปรียบเทียบกันเพื่อหาคำตอบ

ดังนั้น เมื่อเราต้องการระยะทางโดยรวมสั้นที่สุด เราก็น่าจะเลือกเมืองที่อยู่ใกล้มากที่สุดกับเมืองที่เราอยู่ในปัจจุบัน แล้วเดินทางไปเมืองนั้นก่อน เมื่อไปถึงเมืองนั้นแล้วค่อยทำในทำนองเดียวกันอีกว่า จะเดินไปยังเมืองที่ใกล้ที่สุดเมืองถัดไปทำเช่นนี้จนกระทั่งเดินทางครบทุกเมือง ก็น่าจะได้ระยะทางโดยรวมสั้นที่สุด แม้ว่าวิธีการเช่นนี้จะทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพและคำตอบที่ได้มีแนวโน้มว่าจะดีแต่อย่างไรก็ดี คำตอบที่ได้ อาจไม่เป็นเส้นทางที่สั้นที่สุดก็ได้วิธีการเช่นนี้ ก็คือการนำความรู้แบบหนึ่งมาแก้ไขปัญหาซึ่งเรียกฮิวริสติก

ในการค้นหาแบบฮิวริสติก มีเครื่องมือสำคัญที่ช่วยในการค้นหา คือ ฮิวริสติกฟังก์ชันที่ทำหน้าที่ในการวัดขนาดของความเป็นไปได้ในการแก้ปัญหา เพื่อกำหนดทิศทางของกระบวนการค้นหาคำตอบให้อยู่ในทิศทางที่ได้ประโยชน์สูงสุด

2.10.1 การค้นหาแบบฮิลไคลมิง (Hill climbing)

เป็นวิธีการค้นหาข้อมูลที่มีลักษณะคล้ายกับการปีนเขาการที่นักปีนเขาจะเดินทางไปถึงยอดเขา นักปีนเขาจะต้องมองหาค่าก่อนว่ายอดเขานั้นอยู่ตรงไหนแล้วจะต้องพยายามปีนขึ้นไปให้ถึงยอดเขาให้ได้ เพื่อที่จะเดินทางไปให้ถึงยอดเขาโดยเร็วที่สุด ดังนั้นจึงต้องสังเกตว่าทิศทางใดเมื่อปีนแล้วจะยิ่งใกล้ยอดเขา แลหลีกเลี่ยงทิศทางที่เมื่อไปแล้วจะทำให้ตัวเองห่างจากยอดเขา และจะทำเช่นนี้เรื่อยๆ จนกระทั่งถึงยอดเขา



รูปที่ 2.10.2 แสดงลักษณะการค้นหาแบบ Hill climbing

โดยมีการนำฮิวริสติกฟังก์ชัน มาช่วยในกระบวนการค้นหา เพื่อให้ได้คำตอบอย่างรวดเร็วและมีประสิทธิภาพ ซึ่งค่าของฮิวริสติกฟังก์ชันนั้น บางครั้งอาจใช้ในลักษณะที่ถ้าค่าสูงแสดงว่าสถานะนั้นอยู่ใกล้โหนดเป้าหมายมาก ค่าต่ำแสดงว่าอยู่ไกล แต่บางครั้งอาจนิยามในลักษณะตรงกันข้าม คือถ้าค่าน้อยแสดงว่าอยู่ใกล้ และค่ามากแสดงว่าอยู่ไกล ดังนั้นในการเปรียบเทียบค่าฮิวริสติกของสถานะปัจจุบันกับสถานะใหม่ จึงควรเปรียบเทียบให้ตรงตามลักษณะของฟังก์ชัน

อย่างไรก็ดีอัลกอริทึมนี้จะมีประสิทธิภาพมาก ถ้าใช้ฮิวริสติกฟังก์ชันที่ดีมาก ๆ ในกรณีที่ฮิวริสติกฟังก์ชันไม่ดีนัก อัลกอริทึมนี้ก็อาจหลงเส้นทางได้และอาจไม่พบคำตอบแม้ว่าตัวอย่างที่กำลังค้นหามีคำตอบอยู่ด้วยก็ตาม

2.10.1.1 อัลกอริทึม

หลักการทำงานของการค้นหาแบบฮิลไคลมิง คือ สร้างสถานะใหม่ขึ้นมา แล้วตรวจสอบว่าสถานะใหม่ดีกว่าสถานะปัจจุบันหรือไม่ ด้วยการอาศัยฮิวริสติกฟังก์ชัน ถ้าดีกว่าให้สถานะใหม่เป็นสถานะปัจจุบัน แล้วทำการตรวจสอบต่อให้ไม่ดีกว่า ให้สร้างสถานะใหม่ขึ้นมา แล้วทำการตรวจสอบจนกว่าจะพบ สถานะที่ดีกว่าสถานะปัจจุบัน เขียนเป็นขั้นตอนได้ดังนี้

1. สร้างสถานะเริ่มเป็นสถานะปัจจุบัน
2. ตรวจสอบสถานะปัจจุบันกับสถานะเป้าหมาย ถ้าสถานะปัจจุบันนี้คือสถานะเป้าหมาย ให้แสดงคำตอบและเลิกการทำงาน แต่ถ้าสถานะเริ่มต้นไม่ได้เป็นสถานะเป้าหมายให้ทำงานตามขั้นตอนถัดไป
3. ทำงานตามขั้นตอนด้านล่างจนพบคำตอบ หรือจนกระทั่งไม่มีตัวดำเนินการใดๆ ที่จะใช้สร้างสถานะปัจจุบัน
 - 3.1 เลือกตัวดำเนินการที่ยังไม่ได้ใช้สร้างสถานะปัจจุบันเพื่อเป็นสถานะใหม่ขึ้นมา แล้วทำงานต่อในขั้นตอนถัดไป
 - 3.2 ตรวจสอบสถานะใหม่
 - 3.2.1 ถ้าเป็นคำตอบให้แสดงคำตอบและเลิกการทำงาน
 - 3.2.2 ถ้าไม่ใช่แต่สถานะที่ได้ดีกว่าสถานะปัจจุบัน ให้สถานะนี้เป็นสถานะปัจจุบัน
 - 3.2.3 ถ้าไม่ใช่ แต่สถานะที่ได้แย่กว่าสถานะปัจจุบัน ให้กลับไปทำงานตามขั้นตอน 3.1 ใหม่
4. ให้เลิกทำงานและรายงานว่าการค้นหาประสบความสำเร็จ

ตัวอย่างที่ 1 การใช้วิธีวิริสติก โดยปัญหาในการเลือกขนาดหน้าตัดของวัสดุที่เหมาะสมให้กับโครงสร้าง



รูปที่ 2.10.3 ตัวอย่างที่ 1 การใช้วิธีวิริสติก

จากรูปที่ 2.10.3 แสดงการค้นหาขนาดหน้าตัดให้กับโครงสร้าง โดยมีเส้นสมมุติที่ตำแหน่งใด ๆ ซึ่งคาดว่าเป็นปริมาตรที่น้อยที่สุดที่ได้จากการค้นหาในแต่ละครั้งที่สามารถรับแรงกระทำได้อย่างปลอดภัย

โดยในการทำงานจะเริ่มจากการเลือกขนาดหน้าตัดขึ้นมาหนึ่งขนาดและกำหนดให้เป็นสถานะเริ่มต้น โดยเลือกขนาดที่ใหญ่ที่สุดจากฐานข้อมูล

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2.10.4 ตัวอย่างที่ 1 การใช้วิธีวิริสติก(ต่อ)

จากนั้นทำการตรวจสอบความสามารถในการรับแรงกระทำของหน้าตัด ถ้าหากว่าผ่านตามมาตรฐานที่กำหนด จะทำการหาขนาดหน้าตัดขึ้นมาใหม่อีกครั้ง โดยทำการลดขนาดหน้าตัดลง และถ้าหากว่าผ่านอีก จะทำซ้ำเช่นนี้ไปเรื่อยๆ ดังรูปที่ 2.10.4



รูปที่ 2.10.5 ตัวอย่างที่ 1 การใช้วิธีวิริสติก(ต่อ)

แต่ ถ้าหากว่าไม่ผ่านตามมาตรฐานที่กำหนด จะทำการเพิ่มขนาดหน้าตัดขึ้น และทำการตรวจสอบความสามารถในการรับแรงกระทำ และหากไม่ผ่านอีก จะทำการเพิ่มขนาดหน้าตัดขึ้นอีกครั้ง จะทำซ้ำๆ เช่นนี้ ไปเรื่อยๆ จนกว่าจะผ่านตามมาตรฐานที่กำหนด ดังรูปที่ 10.5



รูปที่ 2.10.6 ตัวอย่างที่ 1 การใช้วิธีอวิริสติก(ต่อ)

และจะทำงานตามที่กล่าวไว้ข้างต้น จนกว่าจะได้ขนาดหน้าตัดที่ตรงตามเงื่อนไขที่กำหนดไว้ ดังรูปที่ 2.10.6

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

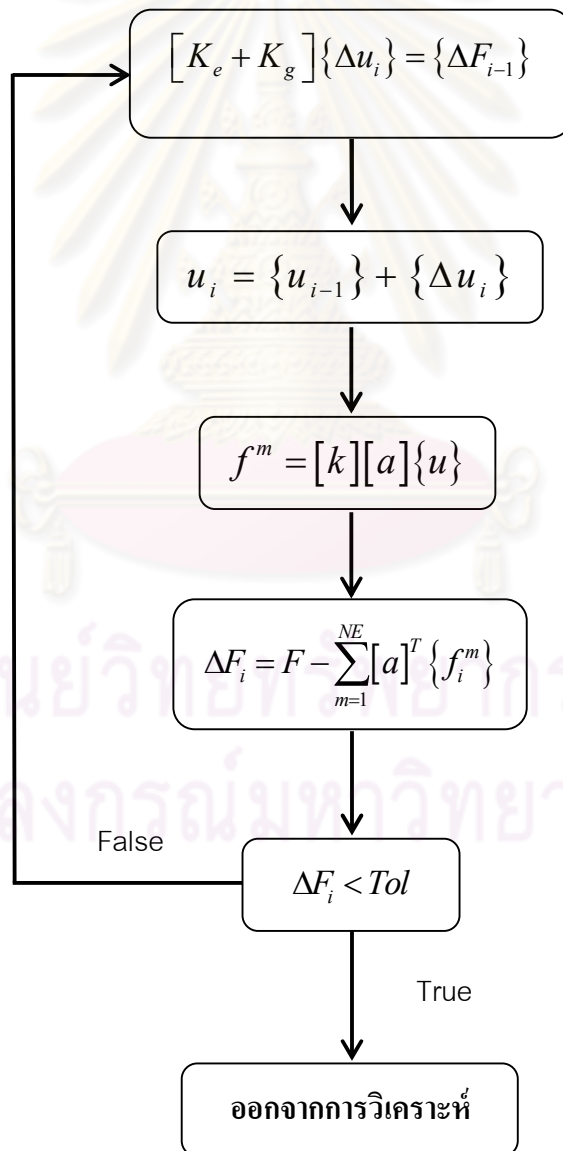
บทที่ 3

วิธีดำเนินการวิจัย

3.1 หลักการทำงานในการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิต

ในงานวิจัยนี้ได้เลือกวิธีทำซ้ำของนิวตัน-ราฟสัน (Newton-Raphson iterations) มาใช้ในการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิต เพื่อคำนวณหาแรงภายในของชิ้นส่วนโครงสร้าง เนื่องจากมีหลักการทำงานที่ไม่ยุ่งยากและลู่เข้าสู่คำตอบได้เร็ว ซึ่งมีหลักการวิเคราะห์ ดังรูปที่

3.1.1



รูปที่ 3.1.1 ขั้นตอนในการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิต

ขั้นตอนที่ 1 ทำการรวมสถิติในสมมาตริกซ์ของชิ้นส่วนที่โครงสร้างเพื่อหาค่าการเปลี่ยนตำแหน่ง

ขั้นตอนที่ 2 คำนวณหาโคออร์ดิเนตของจุดต่อใหม่โดยบวกระยะเคลื่อนที่กับโคออร์ดิเนต เดิม

ขั้นตอนที่ 3 คำนวณหาแรงภายในของชิ้นส่วน โครงสร้างในระบบโคออร์ดิเนตประจำตัว

ขั้นตอนที่ 4 คำนวณหาแรงภายในในระบบโคออร์ดิเนตโกลบอล

ขั้นตอนที่ 5 คำนวณผลต่างของแรงที่ไม่สมดุล(Unbalance Force)

ขั้นตอนที่ 6 ตรวจสอบการลู่เข้าสู่คำตอบ โดยกำหนดค่าความคลาดเคลื่อนที่ยอมรับได้ (Tol) เท่ากับ 10^{-4} และทำซ้ำเรื่อยๆ จนค่าคลาดเคลื่อนที่ได้น้อยกว่าค่าคลาดเคลื่อนที่ยอมรับได้

3.2 หลักการทำงานในการค้นหาคำตอบ

ในการค้นหาคำตอบโดยการนำวิธีของฮิวริสติกมาประยุกต์ใช้ เพื่อให้ได้คำตอบที่เหมาะสมที่สุดนั้น สามารถแสดงหลักการทำงานของโปรแกรม ได้ดังรูปที่ 3.2.1

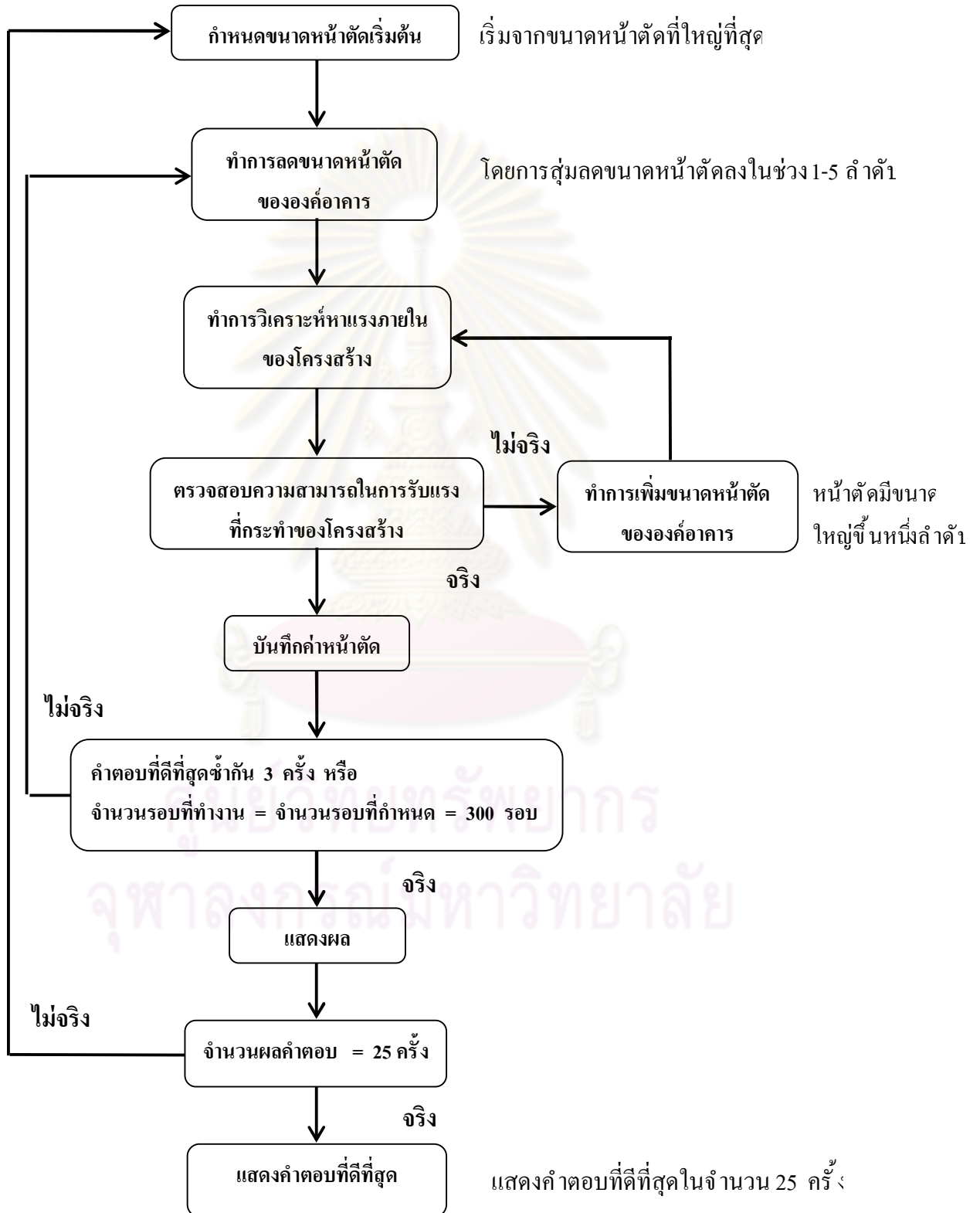
เมื่อกำหนดกลุ่มวัสดุให้กับชิ้นส่วนแล้ว และจากรูปที่ 3.2.1 เริ่มจากการกำหนดขนาดหน้าตัดเริ่มต้น โดยกำหนดให้หน้าตัดเริ่มต้นนั้นมีขนาดที่ใหญ่ที่สุดในแต่ละประเภทของหน้าตัด จากนั้นทำการลดขนาดของหน้าตัดวัสดุลงโดยการสุ่มลดขนาดหน้าตัดลงในช่วง 1-5 ลำดับจะได้หน้าตัดออกมาหนึ่งชุด

หลังจากนั้นทำการวิเคราะห์หาแรงภายในของแต่ละชิ้นส่วนออกมา และทำการตรวจสอบความสามารถในการรับแรงของแต่ละชิ้นส่วน หากโครงสร้างสามารถรับแรงที่กระทำได้ตามมาตรฐานของ AISC จะทำการบันทึกข้อมูลของขนาดหน้าตัดไว้ หลังจากนั้นเริ่มทำการลดขนาดหน้าตัดของชิ้นส่วนลงอีกครั้ง และดำเนินตามขั้นตอนที่กล่าวไว้ข้างต้น ไปเรื่อยๆ

หากโครงสร้างไม่สามารถรับแรงที่มากกระทำได้ จะทำการเพิ่มขนาดของหน้าตัดขึ้นมาหนึ่งขนาดและทำการตรวจสอบความสามารถในการรับแรงที่มากกระทำอีกครั้ง

โปรแกรมจะแสดงผลคำตอบก็ต่อเมื่อ พบคำตอบที่มีค่าปริมาตรของหน้าตัดทั้งหมดเหมือนกัน 3 ครั้ง หรือ จำนวนรอบในการทำงานของโปรแกรมมากกว่าจำนวนรอบที่มากที่สุดที่กำหนดไว้ หลังจากนั้นจะแสดงผลที่ได้ ที่มีค่าน้อยที่สุดออกมาหนึ่งครั้ง

จากนั้น โปรแกรมจะเริ่มดำเนินการตามขั้นตอนข้างต้นอีกครั้ง จนครบ 25 ครั้ง และโปรแกรมจะหยุดทำงาน เมื่อโปรแกรมทำการแสดงผลของคำตอบที่น้อยที่สุดที่ได้จากการวิเคราะห์หาในจำนวน 25 ครั้ง ออกมา



รูปที่ 3.2.1 ขั้นตอนการทำงานในการค้นหาคำตอบ

บทที่ 4

ตัวอย่างการคำนวณออกแบบและเปรียบเทียบผล

4.1 กล่าวนำ

ในบทนี้จะแสดงถึงตัวอย่างการคำนวณออกแบบโครงสร้างเหล็กในระนาบโดยโครงสร้างจะทำการวิเคราะห์โครงสร้างแบบเชิงเส้นและ โครงสร้างเชิงจะทำการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิตในการคำนวณหาแรงภายใน และได้ทำการเปรียบเทียบผลของการออกแบบกับงานวิจัยที่ผ่านมา

4.2 ตัวอย่างการคำนวณออกแบบและผลลัพธ์

ตัวอย่างที่ 1

โครงสร้างเสาไฟฟ้าแรงสูงมืองค์อาคาร 47 ชั้น ส่วน มีลักษณะดังรูปที่ 4.2.1 การเชื่อมต่อระหว่างชั้นส่วนทุกจุดเป็นแบบข้อหมุน มีฐานรองรับเป็นแบบที่รองรับชนิดหมุน โดยมีข้อมูลของแรงกระทำกับโครงสร้างดังตารางที่ 4.2.1 และข้อมูลของการแบ่งกลุ่มของชั้นส่วน ดังตารางที่ 4.2.2 จะทำการตรวจสอบและเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์จากงานวิจัยที่ผ่านมา [8] ตามมาตรฐาน AISC/ASD2005 โดยกำหนดค่า $K = 1.00$ และ $\frac{KL}{r} \leq 200$ ส่วนงานวิจัยนี้ได้คำนวณหา ค่า $\frac{KL}{r}$ ตามรายละเอียดในบทที่ 2 หัวข้อที่ 2.6.4

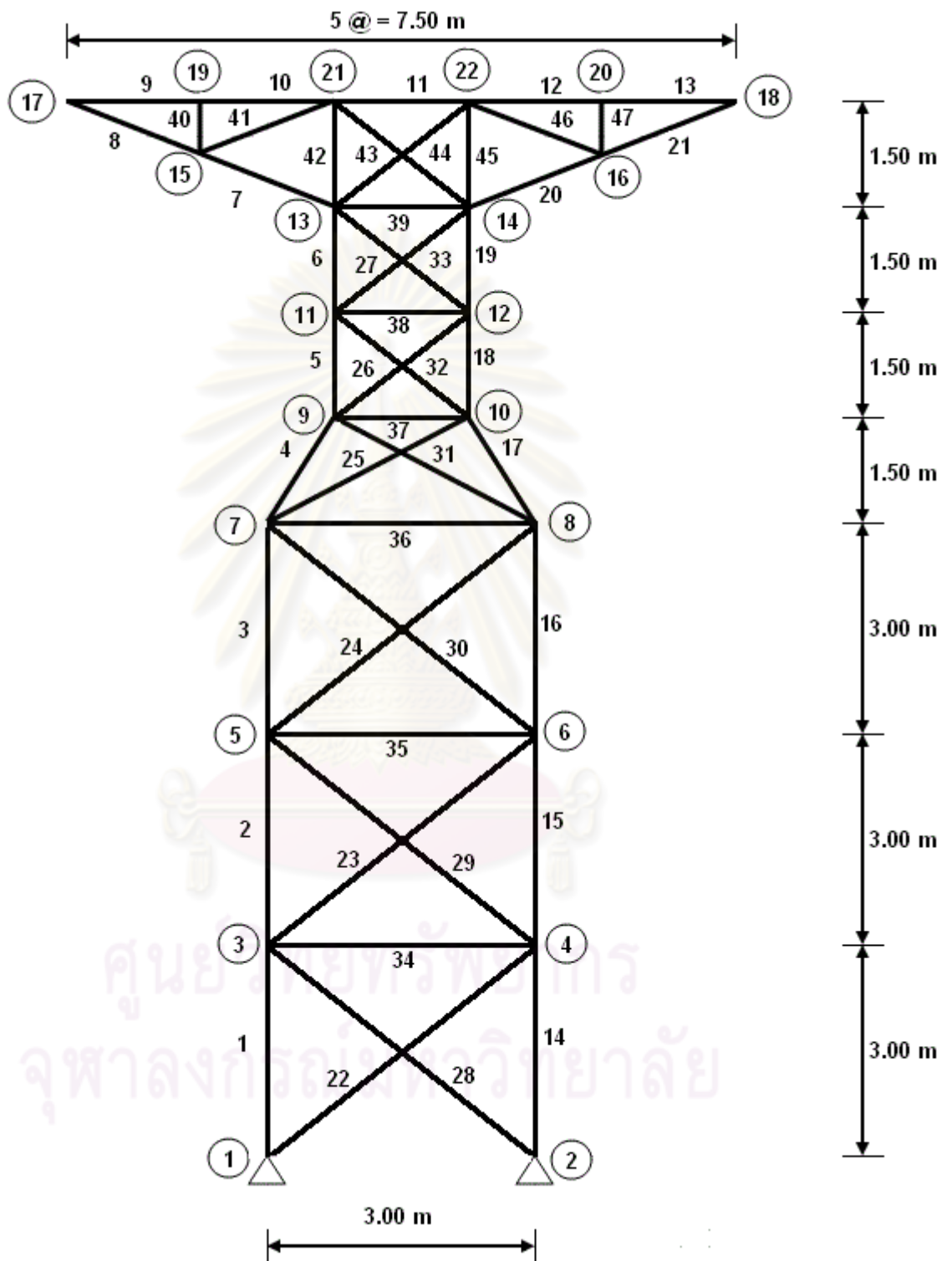
โดยที่

$$F_y = 2,500 \text{ กก./ตร.ซม.}$$

$$E = 2,000,000 \text{ กก./ตร.ซม.}$$

ตารางที่ 4.2.1 ข้อมูลแรงกระทำ (ตัน)

| จุดต่อ | แรงในแนวราบ | แรงในแนวตั้ง |
|--------|-------------|--------------|
| 17 | 3 | -7 |



รูปที่ 4.2.1 โครงถักตัวอย่างที่ 1

ตารางที่ 4.2.2 ข้อมูลชิ้นส่วน

| ชิ้นส่วน | ชุดหน้าตัด |
|--|------------|
| 1, 2, 3, 14, 15, 16 | 1 |
| 4, 5, 6, 7, 8, 17, 18, 19, 20, 21 | 2 |
| 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 41, 43, 44, 46 | 3 |
| 9, 10, 11, 12, 13, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 42, 45, 47 | 4 |

ตารางที่ 4.2.3 แสดงการเปรียบเทียบผลของขนาดหน้าตัดระหว่างงานวิจัยนี้กับงานวิจัยที่ผ่านมา [8]

| ชุดหน้าตัด | ขนาดหน้าตัด | | |
|------------|-------------|-------------|-------------------|
| | งานวิจัยนี้ | งานวิจัยนี้ | งานวิจัยที่ผ่านมา |
| 1 | L125x75x7 | L90x90x6 | L120x120x8 |
| 2 | L125x75x10 | L100x100x7 | L90x90x7 |
| 3 | L100x75x7 | L80x80x6 | L100x100x7 |
| 4 | L75x75x6 | L65x65x6 | L65x65x6 |

¹ พิจารณา การคำนวณค่า $\frac{KL}{r}$ ตามรายละเอียดในที่แสดงในหัวข้อที่ 2.6.4

² พิจารณา การคำนวณค่า $\frac{KL}{r}$ เช่นเดียวกับงานวิจัยที่ผ่านมา[8] และกำหนดให้ $\frac{KL}{r} \leq 200$

ตารางที่ 4.2.4 แสดงผลการเลือกขนาดหน้าตัดด้วยวิธีวิริสติก

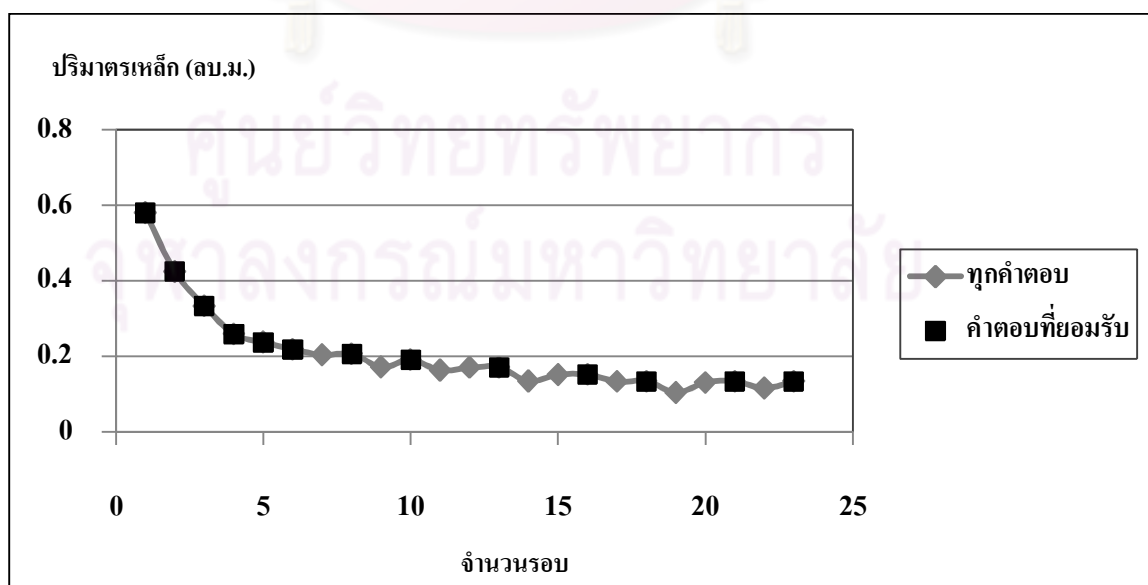
| ครั้งที่ | ปริมาตร (ชม. ³) | จำนวนรอบ | ครั้งที่ | ปริมาตร (ชม. ³) | จำนวนรอบ |
|-----------|-----------------------------|-----------|----------|-----------------------------|----------|
| 1 | 133013.36 | 31 | 19 | 133,013.36 | 36 |
| 2 | 142265.36 | 30 | 20 | 141228.95 | 23 |
| 3 | 133013.36 | 26 | 21 | 133,013.36 | 29 |
| 4 | 142265.36 | 30 | 22 | 142265.36 | 23 |
| 5 | 142265.36 | 34 | 23 | 133,013.36 | 37 |
| 6 | 133013.36 | 33 | 24 | 133,013.36 | 37 |
| 7 | 142265.36 | 34 | 25 | 133,013.36 | 28 |
| 8 | 133,013.36 | 27 | | | |
| 9 | 133,013.36 | 29 | | | |
| 10 | 142265.36 | 31 | | | |
| 11 | 133,013.36 | 32 | | | |
| 12 | 141228.95 | 31 | | | |
| 13 | 133,013.36 | 37 | | | |
| 14 | 133,013.36 | 34 | | | |
| 15 | 142265.36 | 28 | | | |
| 16 | 133,013.36 | 23 | | | |
| 17 | 133,013.36 | 41 | | | |
| 18 | 133,013.36 | 42 | | | |

ตารางที่ 4.2.5 แสดงการเปรียบเทียบปริมาณของโครงถักระหว่างงานวิจัยนี้กับงานวิจัยที่ผ่านมา [8] ตามข้อกำหนด AISC/ASD 2005

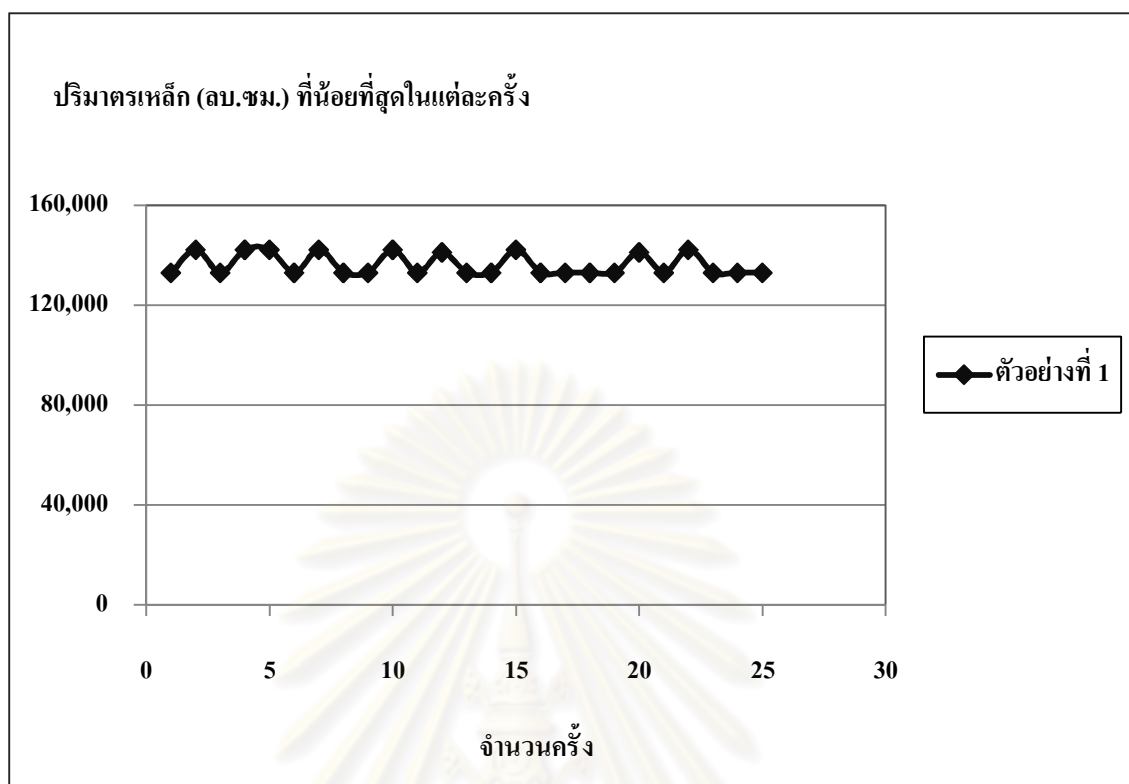
| ชุดหน้าตัด | ปริมาตร (ชม. ³) | | | ค่าความแตกต่าง (%) ³ | ค่าความแตกต่าง (%) ⁴ |
|--------------------------------|-----------------------------|--------------------------|-------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| | งานวิจัยนี้ ¹ | งานวิจัยนี้ ² | งานวิจัยที่ผ่านมา | | |
| 1 | 24,516.00 | 18,990.00 | 33,768.00 | 27.40 | 43.76 |
| 2 | 30,518.38 | 21,876.86 | 19,628.14 | 55.48 | 11.46 |
| 3 | 55,725.13 | 43,786.72 | 63,940.72 | 12.85 | 31.52 |
| 4 | 22,253.85 | 19,193.85 | 19,193.85 | 15.94 | 0.00 |
| รวมปริมาตร (ชม. ³) | 133,013.36 | 103,847.43 | 136,530.71 | 2.58 | 23.94 |

^{1,3}เปรียบเทียบระหว่างงานวิจัยนี้ที่พิจารณา การคำนวณค่า $\frac{KL}{r}$ ตามรายละเอียดในที่แสดงในหัวข้อที่ 2.6.4 กับงานวิจัยที่ผ่านมา[8]

^{2,4}เปรียบเทียบระหว่างงานวิจัยนี้กับงานวิจัยที่ผ่านมา[8] ที่พิจารณา การคำนวณค่า $\frac{KL}{r}$ และกำหนดให้ $\frac{KL}{r} \leq 200$ เช่นเดียวกัน



รูปที่ 4.2.2 กราฟแสดงปริมาตรเหล็กกับจำนวนรอบการคำนวณในครั้งที่ 6



รูปที่ 4.2.3 กราฟแสดงปริมาณเหล็กที่น้อยที่สุดของการคั่นหาในแต่ละครั้ง

ผลลัพธ์ที่ได้จากการออกแบบโครงถัก โดยการวิเคราะห์หาแรงภายในแบบเชิงเส้น ดังแสดงในตารางที่ 4.2.3 และในตารางที่ 4.2.5 ได้ทำการเปรียบเทียบผลของการออกแบบกับ งานวิจัยที่ผ่านมา[8] ตามข้อกำหนด AISC/ASD 2005 ซึ่งจะพบว่าปริมาตรรวมของโครงถักที่ได้ จากงานวิจัยนี้ มีค่าลดลง 3,517.35 ลูกบาศก์เซนติเมตร หรือคิดเป็น 2.58 เปอร์เซ็นต์ เมื่อคำนวณ ค่าอัตราส่วนความชะลูดตามหัวข้อที่ 2.6.4 และมีค่าลดลง 32,683.28 ลูกบาศก์เซนติเมตร หรือคิด เป็น 23.94 เปอร์เซ็นต์ เมื่อคำนวณค่าอัตราส่วนความชะลูดตามงานวิจัยที่ผ่านมา ในรูปที่.2.3 ได้ แสดงคำตอบที่ได้จากการออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดด้วยวิธีวิวิธวิธี จำนวน 25 ครั้ง และ จำนวนรอบที่น้อยที่สุดที่ใช้ในการคั่นหาคำตอบที่ดีที่สุดเท่ากับ 23 รอบ ดังแสดงในตารางที่ 4.2.4

ตัวอย่างที่ 2

โครงเหล็กข้อแฉ่งมีองค์อาคาร 15 ชั้น ส่วน ลักษณะดังรูปที่ 4.2.4 มีฐานรองรับเป็นแบบชนิดหมุน ค่าสัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผลในแนวแกน K_x พิจารณาเป็นโครงข้อแฉ่งที่มีการเคลื่อนที่ด้านข้าง สามารถคำนวณได้ตามสมการของ Dumontail [23] และพิจารณาการยึดรั้งด้านข้างของคาน ทุกๆ 1/6 ของความยาว และข้อมูลของการแบ่งกลุ่มของชั้นส่วนแสดงดังตารางที่ 4.2.6 และทำการตรวจสอบและเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์จากงานวิจัยที่ผ่านมา [19] ตามมาตรฐาน AISC/LRFD 1994

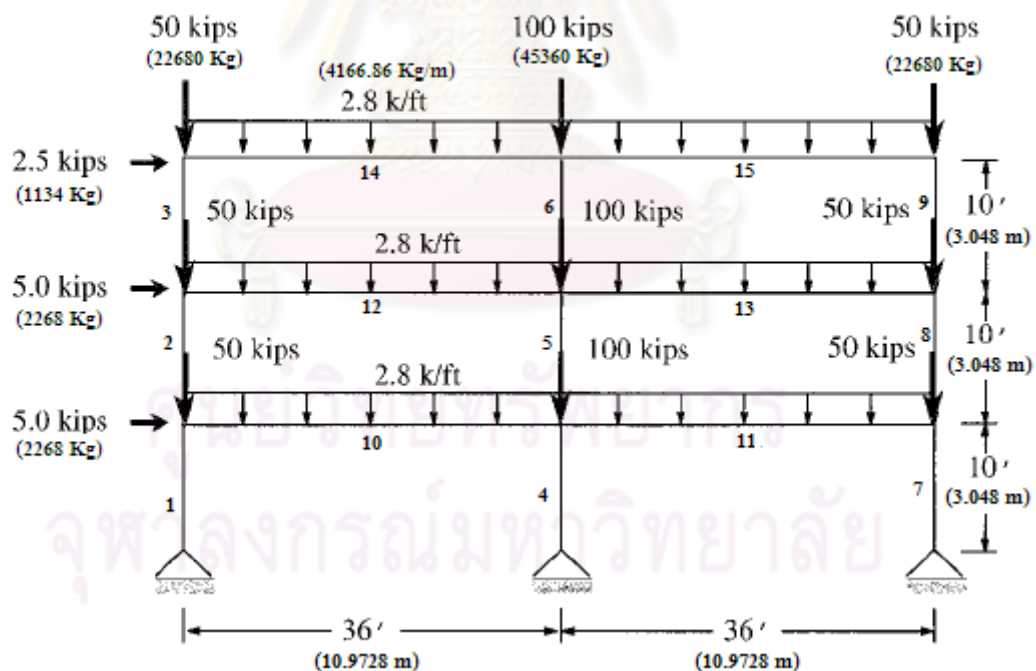
โดยที่

$$F_y = 2,500 \text{ กก./ตร.ซม.}$$

$$E = 2,000,000 \text{ กก./ตร.ซม.}$$

$$K_y = 1.00 \text{ สำหรับเสา}$$

$$= 0.167 \text{ สำหรับคาน}$$



รูปที่ 4.2.4 โครงข้อแฉ่งตัวอย่างที่ 2

ตารางที่ 4.2.6 ข้อมูลชิ้นส่วน

| ชิ้นส่วน | ชุดหน้าตัด |
|---------------------------|------------|
| 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 | 1 |
| 10, 11, 12, 13, 14, 15 | 2 |

ตารางที่ 4.2.7 แสดงผลการเลือกขนาดหน้าตัดด้วยวิธีอิวิริสติก

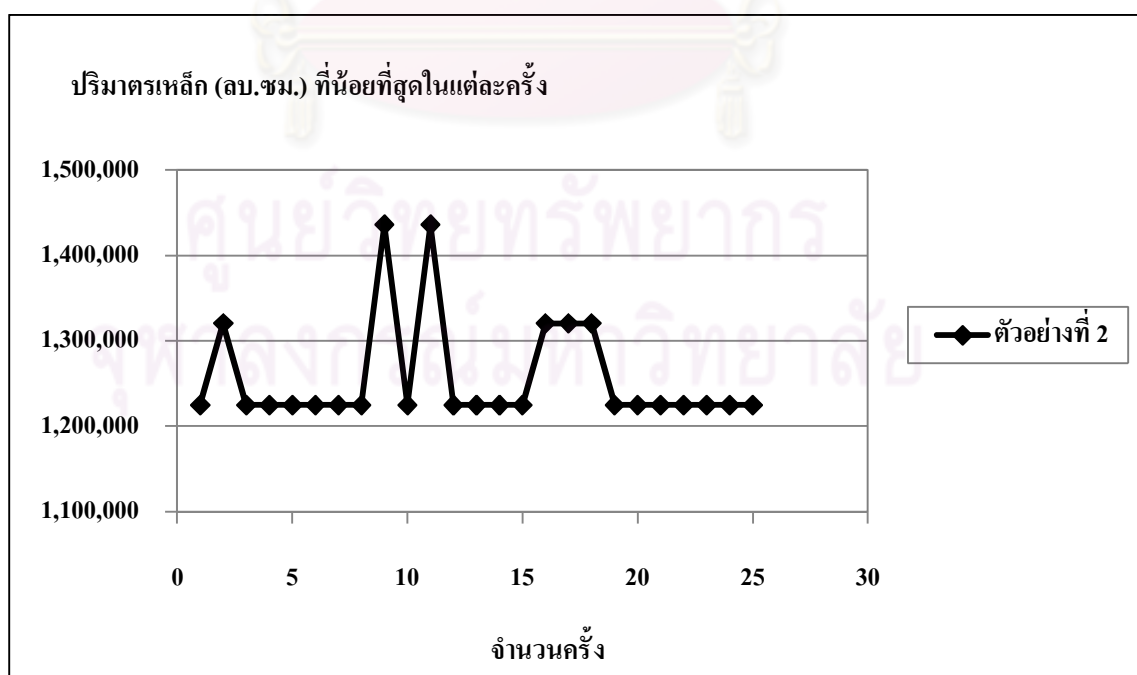
| ครั้งที่ | ปริมาตร (ลบ.ซม.) | จำนวนรอบ | ครั้งที่ | ปริมาตร (ลบ.ซม.) | จำนวนรอบ |
|----------|------------------|----------|----------|------------------|----------|
| 1 | 1,225,113.12 | 29 | 14 | 1,225,113.12 | 26 |
| 2 | 1,320,576.48 | 31 | 15 | 1,225,113.12 | 28 |
| 3 | 1,225,113.12 | 27 | 16 | 1,320,576.48 | 29 |
| 4 | 1,225,113.12 | 38 | 17 | 1,320,576.48 | 30 |
| 5 | 1,225,113.12 | 49 | 18 | 1,320,576.48 | 38 |
| 6 | 1,225,113.12 | 28 | 19 | 1,225,113.12 | 32 |
| 7 | 1,225,113.12 | 59 | 20 | 1,225,113.12 | 32 |
| 8 | 1,225,113.12 | 35 | 21 | 1,225,113.12 | 27 |
| 9 | 1,435,790.87 | 30 | 22 | 1,225,113.12 | 33 |
| 10 | 1,225,113.12 | 43 | 23 | 1,225,113.12 | 39 |
| 11 | 1,435,790.87 | 26 | 24 | 1,225,113.12 | 44 |
| 12 | 1,225,113.12 | 35 | 25 | 1,225,113.12 | 31 |
| 13 | 1,225,113.12 | 32 | | | |

ตารางที่ 4.2.8 แสดงการเปรียบเทียบผลของขนาดหน้าตัดระหว่างงานวิจัยนี้กับงานวิจัยที่ผ่านมา [19]

| กลุ่มที่ | งานวิจัยนี้ | งานวิจัยที่ผ่านมา [21] |
|----------|---------------------|------------------------|
| 1 | H 450x300x124 Kg/m | W10x100 |
| 2 | H 600x200x94.6 Kg/m | W24x62 |

ตารางที่ 4.2.9 แสดงการเปรียบเทียบปริมาณของโครงข้อแข็งระหว่างงานวิจัยนี้กับงานวิจัยที่ผ่านมา [19] ตามข้อกำหนด AISC/LRFD

| ชุดหน้าตัด | ปริมาตร (ชม. ³) | | ค่าความแตกต่าง (%) |
|------------|-----------------------------|-------------------|--------------------|
| | งานวิจัยนี้ | งานวิจัยที่ผ่านมา | |
| 1 | 431,779.68 | 520,321.95 | 17.02 |
| 2 | 793,333.44 | 747,565.01 | -6.12 |
| รวมปริมาตร | 1,225,113.12 | 1,267,886.96 | 3.73 |



รูปที่ 4.2.5 กราฟแสดงปริมาตรเหล็กที่น้อยที่สุดของการค้นหาในแต่ละครั้ง

ในการออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดของตัวอย่างนี้ ตามข้อกำหนดAISC/LRFD ได้ทำการแบ่งกลุ่มขององค์อาคารเป็น 2 กลุ่ม คือ เสา และคาน และขนาดหน้าตัดที่ได้จากการวิเคราะห์หาแรงภายในแบบไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิต ได้แสดงดังตารางที่ 4.2.8 เมื่อทำการเปรียบเทียบปริมาณกับงานวิจัยที่ผ่านมา [19] นั้น พบว่า หน้าตัดชุดที่1 ของงานวิจัยนี้มีขนาดเล็กกว่าคิดค่าความแตกต่างได้ ถึง 17.02 เปอร์เซ็นต์ แต่ในหน้าตัดชุดที่2 มีค่าความแตกต่าง -6.12 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งมีหน้าตัดขนาดใหญ่กว่างานวิจัยที่ผ่านมา เมื่อพิจารณาผลรวมของปริมาตรทั้งโครงสร้าง คิดค่าความแตกต่างได้ 3.73 เปอร์เซ็นต์ หรือมีปริมาตรรวมน้อยกว่า 42,773.84 ลูกบาศก์เซนติเมตร ดังแสดงในตารางที่ 4.2.9 โดยงานวิจัยมีข้อมูลขนาดหน้าตัดทั้งหมด 80 หน้าตัด และเมื่อเปรียบกับงานวิจัยที่ผ่านมา มีข้อมูลขนาดหน้าตัดทั้งหมดถึง 56 หน้าตัด และในรูปที่ 4.2.5 ได้แสดงการทำงานของโปรแกรมของงานวิจัยนี้ ในการค้นหา 25 รอบ จะพบคำตอบที่แตกต่าง เพียง 6 ครั้ง และมีปริมาตรรวมทั้งโครงสร้างเท่ากับ 1,225,113.12 ลูกบาศก์เซนติเมตร



ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตัวอย่างที่ 3

โครงเหล็กข้อแฉ่ง มืองค์อาคาร 30 ชั้น ส่วน ลักษณะดังรูปที่ 4.2.6 มีฐานรองรับเป็นแบบชนิดยึดแน่น ค่าสัมประสิทธิ์ ความยาวประสิทธิผลในแนวแกน K_x พิจารณาเป็น โครงข้อแฉ่งที่มีการเคลื่อนที่ด้านข้างสามารถคำนวณได้ตามสมการของDumontail [23] และพิจารณาการยึดรั้งด้านข้างของคาน ทุกๆ 1/5 ของความยาว และข้อมูลของการแบ่งกลุ่มของชั้นส่วนแสดงดังตารางที่ 4.2.10 และทำการตรวจสอบและเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์จากงานวิจัยที่ผ่านมา [19] ตามมาตรฐาน AISC/LRFD 1994 โดยพิจารณาผลของการโก่งด้านข้างในแต่ละชั้น (story drift < story height / 300)

โดยที่

$$F_y = 2,500 \text{ กก./ตร.ซม.}$$

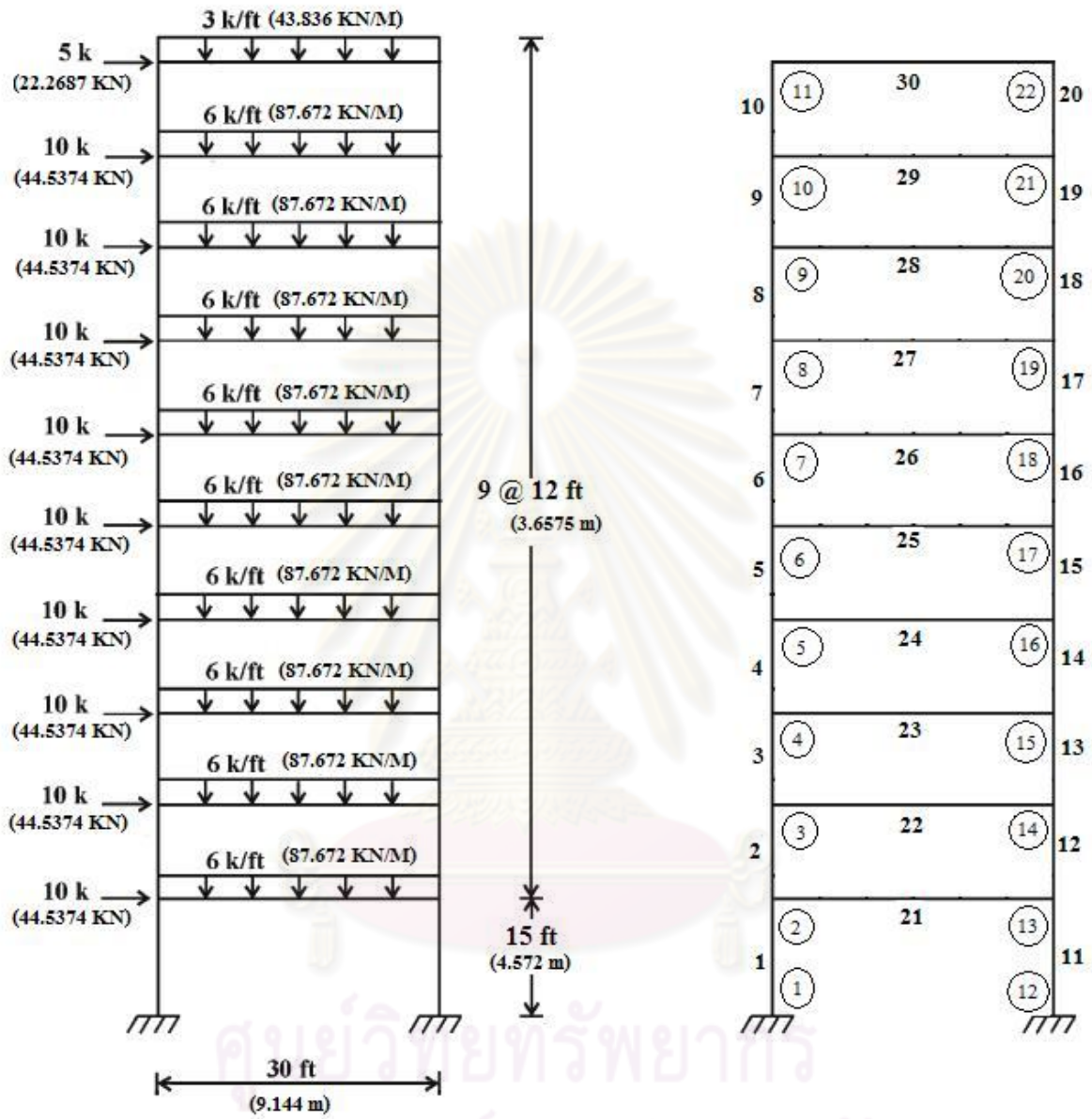
$$E = 2,000,000 \text{ กก./ตร.ซม.}$$

$$K_y = 1.00 \text{ สำหรับเสา}$$

$$= 0.2 \text{ สำหรับคาน}$$

ตารางที่ 4.2.10 ข้อมูลชั้นส่วน

| ชั้นส่วน | ชุดหน้าตัด |
|---------------|------------|
| 1, 2, 11, 12 | 1 |
| 3, 4, 13, 14 | 2 |
| 5, 6, 15, 16 | 3 |
| 7, 8, 17, 18 | 4 |
| 9, 10, 19, 20 | 5 |
| 21, 22, 23 | 6 |
| 24, 25, 26 | 7 |
| 27, 28, 29 | 8 |
| 30 | 9 |



ศูนย์วิทยพัทยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ 4.2.6 โครงข้อแข็งตัวอย่างที่ 3

ตารางที่ 4.2.11 แสดงการเปรียบเทียบผลของขนาดหน้าตัดระหว่างงานวิจัยนี้กับงานวิจัย
ที่ผ่านมา [19] จากการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิต

| กลุ่มที่ | งานวิจัยนี้ | งานวิจัยที่ผ่านมา |
|----------|---------------------|-------------------|
| 1 | H 900x300x286 Kg/m | W14x233 |
| 2 | H 800x300x210 Kg/m | W14x176 |
| 3 | H 700x300x166 Kg/m | W14x132 |
| 4 | H 600x200x120 Kg/m | W14x99 |
| 5 | H 500x200x89.6 Kg/m | W12x65 |
| 6 | H 700x300x166 Kg/m | W36x150 |
| 7 | H 700x300x166 Kg/m | W33x130 |
| 8 | H 600x200x134 Kg/m | W27x94 |
| 9 | H 450x200x76 Kg/m | W16x50 |

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.2.12 แสดงการเปรียบเทียบปริมาตรของโครงข้อแข็งระหว่างงานวิจัยนี้กับงานวิจัยที่ผ่านมา [19] ตามข้อกำหนด AISC/LRFD จากการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิต

| ชุดหน้าตัด | ปริมาตร (ชม. ³) | | ค่าความแตกต่าง (%) |
|------------|-----------------------------|-------------------|--------------------|
| | งานวิจัยนี้ | งานวิจัยที่ผ่านมา | |
| 1 | 599,114.85 | 727,388.96 | 17.63 |
| 2 | 391,216.90 | 488,937.58 | 19.99 |
| 3 | 309,432.96 | 366,231.25 | 15.51 |
| 4 | 223,113.60 | 274,673.47 | 18.77 |
| 5 | 167,079.17 | 180,283.98 | 7.32 |
| 6 | 580,186.80 | 782,252.83 | 25.83 |
| 7 | 580,186.80 | 677,834.57 | 14.41 |
| 8 | 468,264.24 | 490,235.35 | 4.48 |
| 9 | 88,477.34 | 86,720.32 | -2.03 |
| รวมปริมาตร | 3,407,072.66 | 4,074,558.32 | 16.38 |

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.2.13 แสดงผลการเลือกขนาดหน้าตัดด้วยวิธีอวิริสติก

| ครั้งที่ | ปริมาตร (ลบ.ชม.) | จำนวนรอบ | ครั้งที่ | ปริมาตร (ลบ.ชม.) | จำนวนรอบ |
|----------|---------------------|-----------|----------|------------------|----------|
| 1 | 3,426,110.47 | 99 | 14 | 3,411,224.04 | 151 |
| 2 | 3,423,019.80 | 148 | 15 | 3,415,704.6 | 71 |
| 3 | 3,407,072.66 | 104 | 16 | 3,423,166.10 | 138 |
| 4 | 3,423,019.80 | 86 | 17 | 3,439,113.24 | 102 |
| 5 | 3,423,019.80 | 132 | 18 | 3,438,966.94 | 109 |
| 6 | 3,407,072.66 | 136 | 19 | 3,407,072.66 | 172 |
| 7 | 3,407,072.66 | 96 | 20 | 3,423,166.10 | 96 |
| 8 | 3,559,228.81 | 49 | 21 | 3,407,072.66 | 102 |
| 9 | 3,441,307.8 | 83 | 22 | 3,500,835.23 | 66 |
| 10 | 3,472,909.46 | 95 | 23 | 3,428,414.76 | 80 |
| 11 | 3,423,019.80 | 176 | 24 | 3,473,750.71 | 114 |
| 12 | 3,407,072.66 | 120 | 25 | 3,428,780.52 | 111 |
| 13 | 3,452,920.68 | 80 | | | |

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.2.14 เปรียบเทียบแรงภายในแกนสูงสุดของโครงสร้างจากการวิเคราะห์แบบไม่
เชิงเส้นทางเรขาคณิตระหว่างงานวิจัยนี้กับโปรแกรม SAP2000

| ชั้นส่วน | งานวิจัยนี้ (กก) | SAP 2000 (กก) | ค่าความแตกต่าง (%) |
|----------|------------------|---------------|--------------------|
| 1 | -310,874.27 | -310,830.30 | -0.0141 |
| 2 | -280,906.60 | -280,868.61 | -0.0135 |
| 3 | -252,802.77 | -252,772.58 | -0.0119 |
| 4 | -224,574.32 | -224,551.97 | -0.0100 |
| 5 | -195,162.05 | -195,146.87 | -0.0078 |
| 6 | -163,960.56 | -163,951.10 | -0.0058 |
| 7 | -131,324.50 | -131,319.54 | -0.0038 |
| 8 | -95,616.21 | -95,613.81 | -0.0025 |
| 9 | -58,629.93 | -58,629.17 | -0.0013 |
| 10 | -19,893.57 | -19,893.44 | -0.0007 |
| 11 | -465,397.98 | -465,441.61 | 0.0094 |
| 12 | -413,605.64 | -413,642.25 | 0.0089 |
| 13 | -359,987.02 | -360,015.66 | 0.0080 |
| 14 | -306,514.58 | -306,535.40 | 0.0068 |
| 15 | -254,222.85 | -254,236.95 | 0.0055 |
| 16 | 203,726.83 | 203,735.55 | 0.0043 |
| 17 | -154,651.83 | -154,656.26 | 0.0029 |
| 18 | -108,657.68 | -108,659.71 | 0.0019 |
| 19 | -63,936.36 | -63,936.98 | 0.0010 |
| 20 | -20,966.78 | -20,966.85 | 0.0003 |
| 21 | 7,888.13 | 7,873.51 | -0.1857 |
| 22 | -5,776.66 | -5,770.81 | -0.1014 |
| 23 | 164.11 | 169.58 | 3.2256 |
| 24 | -5,320.00 | -5,330.60 | 0.1989 |
| 25 | -758.23 | -774.29 | 2.0747 |
| 26 | -6,031.57 | -6,047.53 | 0.2639 |

ตารางที่ 4.2.14 เปรียบเทียบแรงภายในแกนสูงสุดของโครงสร้างจากการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิตระหว่างงานวิจัยนี้กับโปรแกรมSAP2000 (ต่อ)

| ชั้นส่วน | งานวิจัยนี้ (กก) | SAP 2000 (กก) | ค่าความแตกต่าง (%) |
|----------|------------------|---------------|--------------------|
| 27 | 1,605.10 | 1,624.78 | 1.2112 |
| 28 | -6,468.15 | -6,485.34 | 0.2651 |
| 29 | -390.77 | -407.43 | 4.0890 |
| 30 | -16,470.58 | -16,478.92 | 0.0506 |

ตารางที่ 4.2.15 เปรียบเทียบแรงเฉือนสูงสุดของโครงสร้างจากการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิตระหว่างงานวิจัยนี้กับโปรแกรมSAP2000

| ชั้นส่วน | งานวิจัยนี้ (กก) | SAP 2000 (กก) | ค่าความแตกต่าง (%) |
|----------|------------------|---------------|--------------------|
| 1 | 13,584.11 | 13,584.56 | 0.0033 |
| 2 | 1,468.68 | 14,88.24 | 1.3143 |
| 3 | 2,703.00 | 2,709.34 | 0.2340 |
| 4 | -2,109.04 | -2,097.60 | -0.5454 |
| 5 | -1,450.95 | -1,442.04 | -0.6179 |
| 6 | -6,895.71 | -6,887.54 | -0.1186 |
| 7 | -5,484.95 | -5,477.75 | -0.1314 |
| 8 | -1,1749.64 | -1,1744.00 | -0.0480 |
| 9 | -9,940.49 | -9,936.55 | -0.0397 |
| 10 | -14,173.35 | -14,172.04 | -0.0092 |
| 11 | -30,745.84 | -30,746.01 | 0.0006 |
| 12 | -39,034.94 | -39,016.23 | -0.0480 |
| 13 | -33,268.48 | -33,262.99 | -0.0165 |
| 14 | -33,223.82 | -33,213.05 | -0.0324 |
| 15 | -27,729.97 | -27,721.59 | -0.0302 |
| 16 | -28,262.96 | -28,255.15 | -0.0276 |
| 17 | -22,131.77 | -22,124.85 | -0.0313 |

ตารางที่ 4.2.15 เปรียบเทียบแรงเฉือนสูงสุดของโครงสร้างจากการวิเคราะห์แบบไม่เชิง
เส้นทางเรขาคณิตระหว่างงานวิจัยนี้กับโปรแกรมSAP2000 (ต่อ)

| ชิ้นส่วน | งานวิจัยนี้ (กก) | SAP 2000 (กก) | ค่าความแตกต่าง (%) |
|----------|------------------|---------------|--------------------|
| 18 | -23,577.89 | -23,572.40 | -0.0233 |
| 19 | -16,982.51 | -16,978.64 | -0.0228 |
| 20 | -16,494.36 | -16,493.05 | -0.0079 |
| 21 | 51,735.85 | 51,742.40 | 0.0127 |
| 22 | 53,619.32 | 53,627.16 | 0.0146 |
| 23 | 53,476.95 | 53,484.80 | 0.0147 |
| 24 | 52,308.46 | 52,315.39 | 0.0132 |
| 25 | 50,505.54 | 50,511.09 | 0.0110 |
| 26 | 49,084.89 | 49,089.28 | 0.0089 |
| 27 | 45,999.11 | 46,001.58 | 0.0054 |
| 28 | 44,740.19 | 44,741.72 | 0.0034 |
| 29 | 42,982.90 | 42,983.49 | 0.0014 |
| 30 | 20,977.88 | 20,977.98 | 0.0005 |

ตารางที่ 4.2.16 เปรียบเทียบแรงดัดสูงสุดของโครงสร้างจากการวิเคราะห์แบบไม่เชิง
เส้นทางเรขาคณิตระหว่างงานวิจัยนี้กับโปรแกรมSAP2000

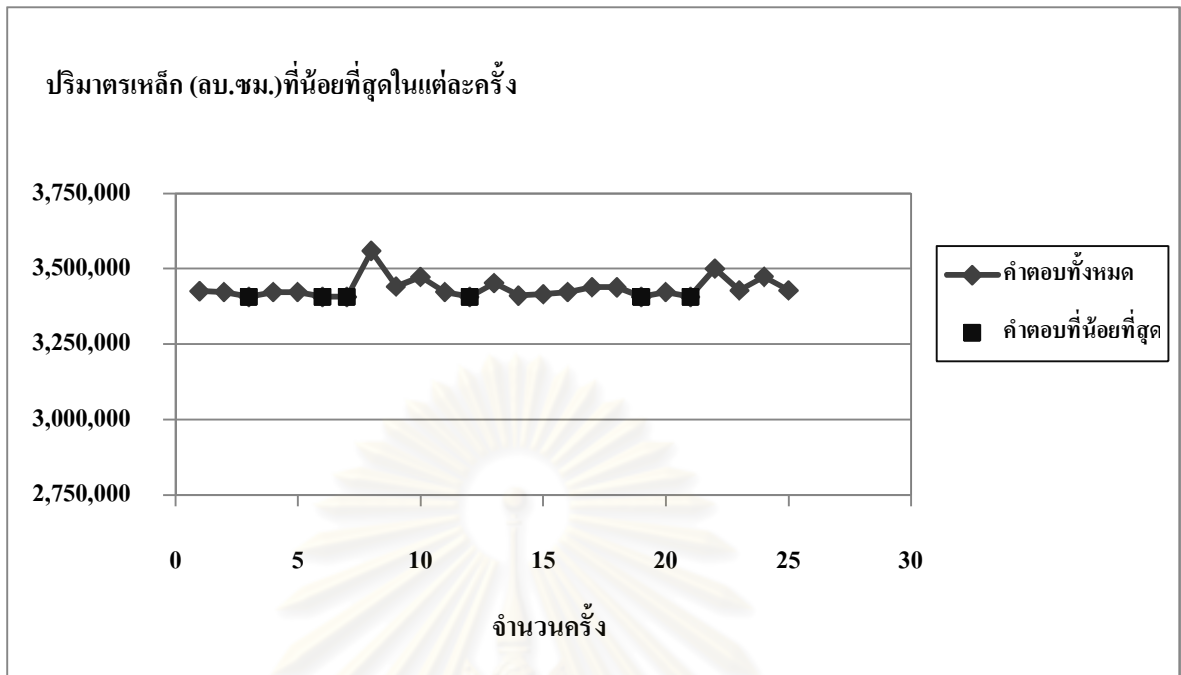
| ชิ้นส่วน | งานวิจัยนี้ (กก-ม.) | SAP 2000 (กก-ม.) | ค่าความแตกต่าง (%) |
|----------|---------------------|------------------|--------------------|
| 1 | 87,056.00 | 87,101.77 | 0.0525 |
| 2 | 14,403.84 | 14,450.71 | 0.3243 |
| 3 | 6,891.04 | 6,902.13 | 0.1607 |
| 4 | -5,251.45 | -5,232.87 | -0.3551 |
| 5 | -4,482.29 | -4,469.67 | -0.2823 |
| 6 | -13,498.40 | -13,490.43 | -0.0591 |
| 7 | 12,127.31 | 12,109.56 | -0.1466 |
| 8 | -22,206.96 | -22,205.00 | -0.0088 |

ตารางที่ 4.2.16 เปรียบเทียบแรงตัดสูงสุดของโครงสร้างจากการวิเคราะห์แบบไม่เชิง
เส้นทางเรขาคณิตระหว่างงานวิจัยนี้กับโปรแกรมSAP2000 (ต่อ)

| ชิ้นส่วน | งานวิจัยนี้ (กก-ม.) | SAP 2000 (กก-ม.) | ค่าความแตกต่าง (%) |
|----------|---------------------|------------------|--------------------|
| 9 | 18,211.55 | 18,199.06 | -0.0686 |
| 10 | -26,049.69 | -26,050.04 | 0.0013 |
| 11 | 114,829.50 | 114,903.13 | 0.0641 |
| 12 | 84,371.91 | 84,383.63 | 0.0139 |
| 13 | -61,191.88 | -61,136.64 | -0.0904 |
| 14 | -64,999.91 | -64,950.10 | -0.0767 |
| 15 | -54,730.89 | -54,687.40 | -0.0795 |
| 16 | -55,525.39 | -55,488.60 | -0.0663 |
| 17 | -41,569.67 | -41,536.59 | -0.0796 |
| 18 | 46,449.45 | -46,425.78 | -0.0510 |
| 19 | -34,152.49 | -34,137.68 | -0.0434 |
| 20 | -30,801.18 | -30,796.35 | -0.0157 |
| 21 | -110,020.83 | -110,051.17 | 0.0276 |
| 22 | -118,814.22 | -118,848.11 | 0.0285 |
| 23 | -117,630.03 | -117,666.51 | 0.0310 |
| 24 | -111,626.37 | -111,657.13 | 0.0275 |
| 25 | -102,519.44 | -102,544.80 | 0.0247 |
| 26 | -94,856.46 | -94,875.84 | 0.0204 |
| 27 | -81,317.73 | -81,329.19 | 0.0141 |
| 28 | -74,382.42 | -74,389.16 | 0.0091 |
| 29 | -63,663.76 | -63,666.30 | 0.0040 |
| 30 | -30,796.10 | -30,796.35 | 0.0008 |

ตารางที่ 4.2.17 แสดงการเปรียบเทียบการเปลี่ยนตำแหน่งของโครงข้อแข็งระหว่าง
งานวิจัยนี้กับ โปรแกรม SAP2000

| จุดต่อ | งานวิจัยนี้ | | | SAP2000 | | |
|--------|-------------|---------|------------|---------|---------|------------|
| | X (ชม.) | Y (ชม.) | Z (รเดียน) | X (ชม.) | Y (ชม.) | Z (รเดียน) |
| 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | 0.6961 | -0.1952 | -0.0026 | 0.6965 | -0.1957 | -0.0026 |
| 3 | 1.7209 | -0.3364 | -0.0030 | 1.7219 | -0.3383 | -0.0030 |
| 4 | 2.8595 | -0.5093 | -0.0031 | 2.8611 | -0.5129 | -0.0031 |
| 5 | 3.9709 | -0.6629 | -0.0030 | 3.9730 | -0.6682 | -0.0030 |
| 6 | 5.0282 | -0.8316 | -0.0028 | 5.0309 | -0.8385 | -0.0028 |
| 7 | 5.9682 | -0.9734 | -0.0027 | 5.9714 | -0.9815 | -0.0028 |
| 8 | 6.9263 | -1.1309 | -0.0032 | 6.9299 | -1.1402 | -0.0032 |
| 9 | 7.7937 | -1.2455 | -0.0030 | 7.7977 | -1.2559 | -0.0030 |
| 10 | 8.4774 | -1.3394 | -0.0030 | 8.4816 | -1.3504 | -0.0030 |
| 11 | 8.9734 | -1.3713 | -0.0030 | 8.9777 | -1.3826 | -0.0030 |
| 12 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 13 | 0.7131 | -0.2923 | -0.0020 | 0.7135 | -0.2929 | -0.0021 |
| 14 | 1.7084 | -0.5001 | -0.0025 | 1.7094 | -0.5020 | -0.0025 |
| 15 | 2.8598 | -0.7463 | -0.0025 | 2.8614 | -0.7501 | -0.0025 |
| 16 | 3.9594 | -0.9559 | -0.0022 | 3.9615 | -0.9614 | -0.0022 |
| 17 | 5.0298 | -1.1757 | -0.0018 | 5.0325 | -1.1828 | -0.0018 |
| 18 | 5.9552 | -1.3519 | -0.0014 | 5.9583 | -1.3601 | -0.0014 |
| 19 | 6.9306 | -1.5374 | -0.0012 | 6.9341 | -1.5469 | -0.0012 |
| 20 | 7.7764 | -1.6677 | -0.0005 | 7.7802 | -1.6782 | -0.0005 |
| 21 | 8.4764 | -1.7700 | 0.0007 | 8.4805 | -1.7812 | 0.0007 |
| 22 | 8.8956 | -1.8036 | 0.0009 | 8.8997 | -1.8151 | 0.0009 |



รูปที่ 4.2.7 กราฟแสดงปริมาณเหล็กที่น้อยที่สุดของการค้นหาในแต่ละครั้ง

ผลลัพธ์ที่ได้จากการออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดของตัวอย่างนี้ ตามข้อกำหนด AISC/LRFD โดยพิจารณาผลของการ โกงด้านข้างในแต่ละชั้น (story drift < story height / 300) โดยทำการวิเคราะห์หาแรงภายในแบบไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิต ได้แสดงดังตารางที่ 4.2.11 และ 4.2.12 พบว่าผลที่ได้ เมื่อเปรียบเทียบกับงานวิจัยที่ผ่านมา [19] นั้น มีปริมาตรรวมน้อยกว่า 667,485.66 ลูกบาศก์เซนติเมตรหรือคิดเป็น 16.38 เปอร์เซ็นต์ และตารางที่ 4.2.14 , 4.2.15 และ 4.2.16 ได้แสดงการเปรียบเทียบค่าแรงภายในสูงสุดจากการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิต ของงานวิจัยนี้กับโปรแกรม SAP2000 จะเห็นว่าผลที่ได้จากงานวิจัยนี้มีค่าใกล้เคียงกับผลที่ได้จากโปรแกรม SAP2000 ซึ่งจะมีค่าคลาดเคลื่อนบ้างเล็กน้อย และในชั้นบนสุดของโครงสร้างมีการเคลื่อนที่ด้านข้างจากแรงที่กระทำ 8.8956 เซนติเมตรดังแสดงในตารางที่ 4.17 ในรูปที่ 4.2.7 ได้แสดงการทำงานของโปรแกรมของงานวิจัยนี้ ใน 25 รอบ ซึ่งจะพบคำตอบที่ดีที่สุดทั้งหมด 6 ครั้ง และปริมาตรรวมทั้ง โครงสร้างเท่ากับ 3,407,072.66 ลูกบาศก์เซนติเมตร

บทที่ 5

สรุปผลการวิจัย อภิปรายผล และข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผลการวิจัย

งานวิจัยนี้ได้ศึกษาโครงสร้างชนิดโครงถักและโครงข้อแข็งในระนาบ โดยทำการวิเคราะห์หาแรงภายในแบบเชิงเส้นและไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิตตามลำดับโดยนำวิธีฮิวริสติกที่ประยุกต์ใช้หลักการของฮิลโคลมิง มาช่วยในการค้นหาขนาดหน้าตัดที่เหมาะสมที่สุดที่ทำให้โครงสร้างที่พิจารณานั้น มีความแข็งแรงสามารถรับแรงที่กระทำ และมีน้ำหนักประหยัดโดยพิจารณาการจัดกลุ่มขององค์อาคาร

ในงานวิจัยนี้ได้มีการนำเสนอการออกแบบขององค์อาคารตามมาตรฐาน AISC ทั้ง 2 ข้อกำหนด คือ ข้อกำหนดโดยวิธีกำลังที่ยอมให้ AISC/ASD 2005 และข้อกำหนดโดยวิธีตัวคูณความต้านทานและน้ำหนักบรรทุก AISC/LRFD 2005 และหน้าตัดเหล็กรูปพรรณประเภทรีดร้อนที่ศึกษาในการออกแบบในงานวิจัยนี้ได้แก่ เหล็กตัวเอช เหล็กตัวที เหล็กฉากเดี่ยว และเหล็กฉากคู่ ซึ่งจากบทที่ 4 นั้น ได้แสดงการศึกษาโครงสร้าง 3 ตัวอย่าง โดยทำการเปรียบเทียบกับผลงานวิจัยที่ผ่านมาและผลของงานวิจัยดังกล่าวในหัวข้อถัดไป

5.2 ผลที่ได้จากงานวิจัย

ตัวอย่างที่ 1 เป็นโครงถักเสาไฟฟ้า ตัวอย่างนี้ได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างแบบเชิงเส้น และออกแบบขององค์อาคารตามข้อกำหนดโดยวิธีกำลังที่ยอมให้ AISC/ASD 2005 โดยทำได้การเปรียบเทียบผลที่ได้ระหว่างงานวิจัยนี้กับงานวิจัยที่ผ่านมา [8] พบว่าปริมาตรรวมที่ได้มีค่าลดลง 2.58 เปอร์เซ็นต์เมื่อคำนวณค่าอัตราส่วนความชะลูดตามหัวข้อที่ 2.6.4 และมีค่าลดลง 23.94 เปอร์เซ็นต์เมื่อพิจารณาค่าอัตราส่วนความชะลูดน้อยกว่าหรือเท่ากับ 200 ตามงานวิจัยที่ผ่านมา จะเห็นว่าปริมาตรที่ได้จากคำนวณค่าอัตราส่วนความชะลูดตามหัวข้อที่ 2.6.4 นั้นมีค่ามากกว่าเนื่องจากได้คำนึงถึงแรงตามแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ด้วย เพื่อเพิ่มความปลอดภัยในการใช้งานมากขึ้น และเนื่องจากตัวอย่างเป็นโครงสร้างที่มีชั้นส่วนเพียง 47 ชั้น และพิจารณาเพียงผลของแรงในแนวแกนเท่านั้น ทำให้การค้นหาใน 25 ครั้ง ใช้เวลาเพียงไม่นาน โดยคำตอบที่ดีที่สุด จะถูกค้นพบในครั้งที่ 1 ของการค้นหา และจำนวนรอบที่น้อยที่สุดที่ใช้ในการค้นหาเพียง 23 รอบ ในการค้นหาครั้งที่ 16

ตัวอย่างที่ 2 เป็น โครงข้อแข็ง ที่มีฐานรองรับเป็นแบบชนิดหมุน ซึ่งได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างแบบไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิตและออกแบบองค์อาคารตามข้อกำหนดโดยวิธีตัวคุณความต้านทานและนํ้าหนักAISC/LRFD 2005 และทำการเปรียบเทียบผลที่ได้ระหว่างงานวิจัยนี้กับงานวิจัยที่ผ่านมา[19] พบว่าผลรวมของปริมาตรทั้งโครงสร้างที่ได้มีค่าลดลง 3.73 เปอร์เซ็นต์ ค่าตอบที่ดีที่สุดที่ได้จากการค้นหา นั้นถูกค้นพบตั้งแต่ครั้งแรกที่ทำการค้นหา และมีเพียง 6 ครั้ง เท่านั้นที่ได้คำตอบที่แตกต่างในการค้นหาทั้งหมด 25 ครั้ง ทำให้คำตอบที่ได้นี้มีความน่าเชื่อถือมากขึ้น

ตัวอย่างที่ 3 เป็น โครงข้อแข็ง ที่มีฐานรองรับเป็นแบบชนิดยึดแน่น ซึ่งได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างแบบไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิตและออกแบบองค์อาคารตามข้อกำหนดโดยวิธีตัวคุณความต้านทาน และนํ้าหนักAISC/LRFD 2005 โดยพิจารณาผลของการโค้งด้านข้างในแต่ละชั้นได้ทำการเปรียบเทียบแรงภายในและการเปลี่ยนตำแหน่งของโครงสร้างของงานวิจัยนี้กับโปรแกรม SAP2000 จะมีค่าคลาดเคลื่อนบ้างเล็กน้อย ซึ่งอาจเนื่องมาจากปัญหาเชิงตัวเลขที่เกิดขึ้นในการแก้สมการ (solver) และเมื่อทำการเปรียบเทียบปริมาตรของโครงสร้างทั้งหมดของงานวิจัยนี้กับงานวิจัยที่ผ่านมา [19] พบว่ามีปริมาตรน้อยกว่า 16.38 เปอร์เซ็นต์ และเนื่องจากโครงสร้างที่พิจารณาเป็น โครงสร้างที่ใหญ่ขึ้น และมีความซับซ้อนมากขึ้นทำให้คำตอบที่ดีที่สุดที่ค้นพบมีเพียง 6 ครั้ง และจำนวนรอบที่น้อยที่สุดที่ใช้ในการค้นหามีถึง 96 รอบ

5.3 สรุปผลงานวิจัย

จากตัวอย่างที่แสดงไว้ข้างต้นจะเห็นว่าวิธีวิวิธวิธีสามารถนำมาประยุกต์ใช้กับงานออกแบบโครงสร้างได้เป็นอย่างดี ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบผลของการออกแบบที่ได้ นั้นพบว่าปริมาตรรวมของโครงสร้างน้อยกว่างานวิจัยที่ผ่านๆ มาตามมาตรฐาน AISC ทั้ง 2 ข้อกำหนด คือ ข้อกำหนดโดยวิธีกำลังที่ยอมให้AISC/ASD 2005 และข้อกำหนดโดยวิธีตัวคุณความต้านทาน และนํ้าหนักบรรทุกAISC/LRFD 2005 โดยได้แบ่งการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อหาแรงภายในเป็น 2 วิธี คือ สำหรับโครงถัก จะวิเคราะห์แบบเชิงเส้น และสำหรับโครงข้อแข็งจะวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิต

สำหรับหน้าตัดหลักรูปพรรณประเภทที่ร้อนที่ศึกษาในการออกแบบของงานวิจัยนี้ได้แก่ เหล็กตัวขอ สำหรับโครงข้อแข็ง เหล็กตัวที เหล็กฉากเดี่ยว และเหล็กฉากคู่ สำหรับโครงถัก โดยความเหมาะสมในการเลือกชนิดหน้าตัดสำหรับโครงสร้างนั้น จะถูกกำหนดโดยผู้ใช้ และปัญหาที่พบในการออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดด้วยวิธีวิวิธวิธี คือ หากจำนวนชุดข้อมูลที่ต้องใช้ในการออกแบบ มีจำนวนชุดมากขึ้น จะส่งผลต่อเวลาที่ใช้ในการค้นหา มากตามไปด้วย และ

จำนวนคำตอบที่ดีที่สุดที่ค้นพบซ้ำ ๆ กันใน 25 ครั้ง จะลดลงไปด้วย นอกจากนี้การวิเคราะห์แบบเชิงเส้นและไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิตก็มีผลต่อเวลาและคำตอบที่ค้นพบเช่นกัน

5.4 ข้อเสนอแนะและงานวิจัยต่อเนื่อง

1. ในงานวิจัยนี้สามารถทำการวิเคราะห์และออกแบบได้กับโครงข้อแข็งและโครงถัก 2 มิติเท่านั้น ซึ่งสามารถนำโปรแกรมนี้ไปพัฒนาต่อในการวิเคราะห์และออกแบบสำหรับโครงสร้าง 3 มิติ เพื่อให้ตรงกับการใช้งานของโครงสร้างมากขึ้น

2. ในงานวิจัยนี้ไม่ได้พิจารณาผลของการโก่งตัวในแนวตั้ง (vertical deflection) ของโครงสร้าง ดังนั้นจึงสามารถทำการพัฒนาต่อเพื่อรวมผลของการโก่งตัวนี้ในขั้นตอนการออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุด

3. ในงานวิจัยนี้ได้เพิ่มความหลากหลายของหน้าตัดให้กับโครงสร้างอันได้แก่ เหล็กตัวเอช เหล็กตัวที เหล็กฉากเดี่ยวย และเหล็กฉากคู่ ซึ่งเป็นเหล็กรีดร้อน ดังนั้นสามารถพัฒนาโดยการเพิ่มความหลากหลายในส่วนประเภทเหล็ก เช่น เหล็กรีดเย็น เป็นต้น



ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

- [1] วิรัช เลิศไพฑูรย์ และ ชัชวาล พูนลาภพานิช. พานิช. การออกแบบโครงหลังคาเหล็กโดยอาศัยระเบียบวิธีเขียนแบบพันธุศาสตร์กับตัวแปรจริง. การประชุมทางวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 9 (2545) : STR 149-154.
- [2] ทักษิณ เทพชาติและอัศววัชร เล่นวาริ. พฤติกรรมและการออกแบบโครงสร้างเหล็ก.ปรับปรุงครั้งที่ 3. พิมพ์ครั้งที่ 2. กรุงเทพมหานคร : สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2553.
- [3] ธนพล บัวมงคล. การคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดสำหรับโครงหลังคาแบบโครงถักช่วงยาวที่มีพฤติกรรมไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิต โดยมีเงื่อนไขของเสถียรภาพในระนาบ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารธุรกิจ, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2544.
- [4] บุญเสริม กิจศิริกุล. ปัญหาประดิษฐ์ เอกสารประกอบคำสอน. กรุงเทพมหานคร : ภาควิชาวิศวกรรม คอมพิวเตอร์. จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2548.
- [5] ปณิธาน ลักณะประสิทธิ์. การวิเคราะห์โครงสร้าง. พิมพ์ครั้งที่ 2. กรุงเทพมหานคร : วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์, 2538.
- [6] ระพินทร์ โพธิ์ศรี. สถิติเพื่อการวิจัย. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพมหานคร : สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2549.
- [7] บุญเจริญ ศิริเนาวกุล. ปัญหาประดิษฐ์. กรุงเทพมหานคร : บริษัท สำนักพิมพ์ท็อป จำกัด, 2551.
- [8] วรรณาด แซ่มสุวรรณ. การออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดสำหรับโครงถักในระนาบโดยใช้วิธีอัลกอริทึมเชิงพันธุกรรม. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารธุรกิจ, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2548.
- [9] อลงกรณ์ ละม่อม. A Nodal Numbering Algorithm to Generate Hybrid Relationship Behavior. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารธุรกิจ, ภาควิชาวิศวกรรมคอมพิวเตอร์ คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2550.

ภาษาต่างประเทศ

- [10] Ghali, A., Neville, A.M., and T.G.Brown. Structural Analysis. Fifth Edition. New York : Spon Press, 2003.
- [11] AISC. Specifications for Structural Steel Buildings. Chicago, Illinois : American Institute of Steel Construction, March 9, 2005.
- [12] Kaveh, A., and Malakouti Rad, S. Hybrid genetic algorithm and particle swarm optimization for the force method-based simultaneous analysis and design. Iranian Journal of Science & Technology 34 (2010) : 15-34.
- [13] Camp, Charles V., Bichon, Barron J., and Stovall, Scott P. Design of Steel Frames Using Ant Colony Optimization. Journal Of Structural Engineering 3 (2005) : 369-379.
- [14] Elaine Rich. Artificial Intelligence. New York : McGraw-Hill Book, 1991.
- [15] Fuat Erbatur, Oğuzhan Hasançebi, İker Tütüncü, and Hkan Kılıç. Optimal Design of Planar and Space Structures with Genetic Algorithms. Computer and Structures 75 (2000) : 209-224.
- [16] Schmidt, H., and Thierauf, G. A combined heuristic optimization technique. Advances in Engineering Software 36 (2005) : 11-19.
- [17] Kripaka, M. Discrete Optimization of Truss by Simulated Annealing. Journal of the Brazilian Society of Mechanical Science and Engineering 26 (2004) : 170-173.
- [18] Noyan Turkkan. Discrete Optimization of Structures Using a Floating Point Genetic Algorithm. Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering (2003) : GCM-134-1 - GCM-134-8.
- [19] Pezeshk, S., Camp, C.V., and Chen, D. Design of nonlinear framed structures using genetic optimization. J Struct Eng ASCE 118 (2000) : 382-388.
- [20] Degertekin, S.O. Optimum design of steel frames using harmony search algorithm. Struct Multidisc Optim 36 (2008) : 393-401.

- [21] Bartlett Quimby, T. A Beginner's Guide to ASCE 7-05[Online]. 2008. Available from :
<http://www.bgstructuralengineering.com/BGASCE7/BGASCE7002/index.htm>
[2009,May]
- [22] William McGuire, Gallagher, Richard H., and Ziemian, Ronald D. Matrix Structural Analysis. Second Edition. New York : John Wiley & Sons,Inc, 2000.
- [23] Dumonteil, P. Simple equations for effective length factors. Eng J AISC 3 : 111-115.



ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



ภาคผนวก

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ก

การหาขนาดของการค้นหาคำตอบที่เหมาะสม

1. กล่าวนำ

เนื่องจากการค้นหาคำตอบในแต่ละครั้งของงานวิจัยนี้เป็นแบบการค้นหาแบบสุ่มทำให้คำตอบที่ได้เกิดความหลากหลาย ดังนั้นจึงได้อ้างอิงหลักการทางสถิติ [6] เพื่อเพิ่มความน่าเชื่อถือของคำตอบที่ได้จากการค้นหา โดยทำการกำหนดขนาดของการค้นหาคำตอบที่เหมาะสม

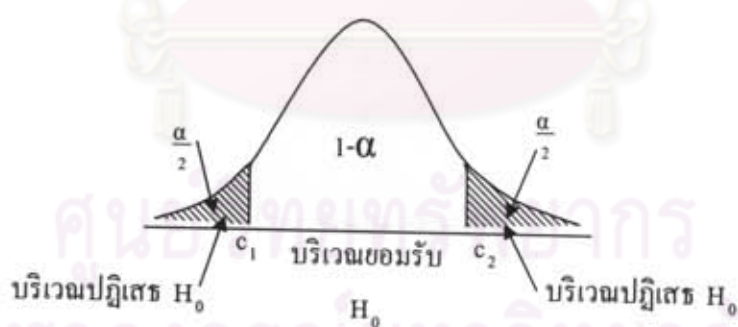
2. การคำนวณหาขนาดกลุ่มตัวอย่างตามหลักการทางสถิติ

การกำหนดกลุ่มตัวอย่างมีความจำเป็นอย่างยิ่ง ทั้งนี้เนื่องจากการเก็บข้อมูลกับประชากรทุกหน่วยอาจทำให้เสียเวลาและค่าใช้จ่ายที่สูงมากและบางครั้งเป็นเรื่องที่ต้องตัดสินใจภายในเวลาจำกัด การเลือกศึกษาเฉพาะบางส่วนของประชากรจึงเป็นเรื่องที่มีความจำเป็น

การคำนวณหาขนาดกลุ่มตัวอย่างที่เหมาะสมในงานวิจัยนี้เป็นการทดสอบสมมติฐานกรณี 1 กลุ่มตัวอย่าง คือการค้นหาคำตอบที่เหมาะสมที่สุด จากกลุ่มตัวอย่างเดิมซ้ำกันหลายๆครั้งตามขนาดกลุ่มตัวอย่างที่กำหนด โดยมีขั้นตอนดังนี้

1. กำหนดสมมติฐาน

1. H_0 : ค่าเฉลี่ยของคำตอบทั้งหมด n ครั้ง = k
2. H_1 : ค่าเฉลี่ยของคำตอบทั้งหมด $n+1$ ครั้ง $\neq k$



รูปที่ 1 แสดงบริเวณปฏิเสธสมมติฐาน H_0 ในกรณีการทดสอบ 2 ทาง

2. สูตรคำนวณหาขนาดกลุ่มตัวอย่างตามหลักการทางสถิติ

กรณีทดสอบสองหาง จะเป็นไปตามสูตรนี้

$$n = (Z_{\alpha/2} + Z_{\beta})^2 (\sigma/ES)^2$$

โดยที่

n = ขนาดกลุ่มตัวอย่าง

$Z_{\alpha/2}$ = ค่าพื้นที่ใต้เส้นโค้งปกติ ณ $\alpha/2$ โดยค่า α คือ โอกาสในการตัดสินใจปฏิเสธ H_0 ในกรณีที่ H_0 เป็นจริง

Z_β = ค่าพื้นที่ใต้เส้นโค้งปกติ ณ β โดยค่า β คือ โอกาสในการตัดสินใจยอมรับ H_0 ในกรณีที่ H_0 ไม่จริง

σ = ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานจากการแจกแจงของประชากร

ES = effect size

3. กำหนดระดับนัยสำคัญ (Level of Significant หรือ α)

ระดับนัยสำคัญ คือ การกำหนดขอบเขตคลาดเคลื่อนประเภท I (H_0 เป็นจริง แต่ผู้วิจัยไปปฏิเสธ H_0) ที่ยอมให้เกิดขึ้นในการวิจัย โดยปกติเรามักจะเลือกระดับนัยสำคัญที่ $\alpha = .05$ และ $.01$ หรือมีระดับความเชื่อมั่นที่ 95 และ 99% ตามลำดับ ถ้าผู้วิจัยกำหนดค่าความเชื่อมั่นไว้เท่ากับ 95% หมายความว่าผู้วิจัยมีโอกาสผิดพลาด 5 ครั้ง จากทั้งหมด 100 ครั้ง ($\alpha = .05$)

4. กำหนดขนาด effect size (ES)

effect size หมายถึง ขนาดความแตกต่างของผลลัพธ์ที่คาดว่าจะเกิดขึ้นระหว่าง H_0 และ H_1 โดยมีเกณฑ์ ดังนี้

ES = 0.2 σ ทำให้กลุ่มตัวอย่างมีขนาดใหญ่

0.5 σ ทำให้กลุ่มตัวอย่างมีขนาดกลาง

0.8 σ ทำให้กลุ่มตัวอย่างมีขนาดเล็ก

จากสูตรข้างต้น กำหนดระดับนัยสำคัญ 0.05 หรือความเชื่อมั่นที่ 95 %

เมื่อ ES = 0.2 σ

$$n = (1.96+1.64)^2(\sigma/(0.2\sigma))^2$$

$$= 324 \text{ ตัวอย่าง}$$

เมื่อ ES = 0.5 σ

$$n = (1.96+1.64)^2(\sigma/(0.5\sigma))^2$$

$$= 51.84 \approx 52 \text{ ตัวอย่าง}$$

เมื่อ ES = 0.8 σ

$$n = (1.96+1.64)^2(\sigma/(0.8\sigma))^2$$

$$= 20.36 \approx 21 \text{ ตัวอย่าง}$$

จะเห็นว่าที่ความเชื่อมั่นที่ 95 % เมื่อ ขนาด effect size ลดลง ขนาดของกลุ่มตัวอย่างก็จะเพิ่มมากขึ้น ซึ่งขนาดของกลุ่มตัวอย่างที่น้อยที่สุดที่แสดงไว้ข้างต้น คือ 21 ตัวอย่าง ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงเลือกใช้ขนาดของกลุ่มตัวอย่าง หรือจำนวนครั้งที่น้อยที่สุดในการค้นหาค่าตอบที่ดีที่สุดทั้งหมด 25 ครั้ง ซึ่งจำนวนครั้งในการค้นหาอาจมีจำนวนมากขึ้น ขึ้นอยู่กับขนาดของโครงสร้างและความซับซ้อนในการออกแบบ



ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

| | |
|-----------------|--|
| ชื่อ | นางสาวสุนิสตา ทองศรี |
| วันเดือนปีเกิด | วันที่ 9 กุมภาพันธ์ พ.ศ. 2525 |
| ประวัติการศึกษา | สำเร็จการศึกษาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต ภาควิศวกรรมโยธา จากมหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ในปีการศึกษา พ.ศ. 2546 และได้เข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา สาขาวิศวกรรมโยธา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อปีการศึกษา พ.ศ.2550 |



ศูนย์วิทยพัทธยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย