



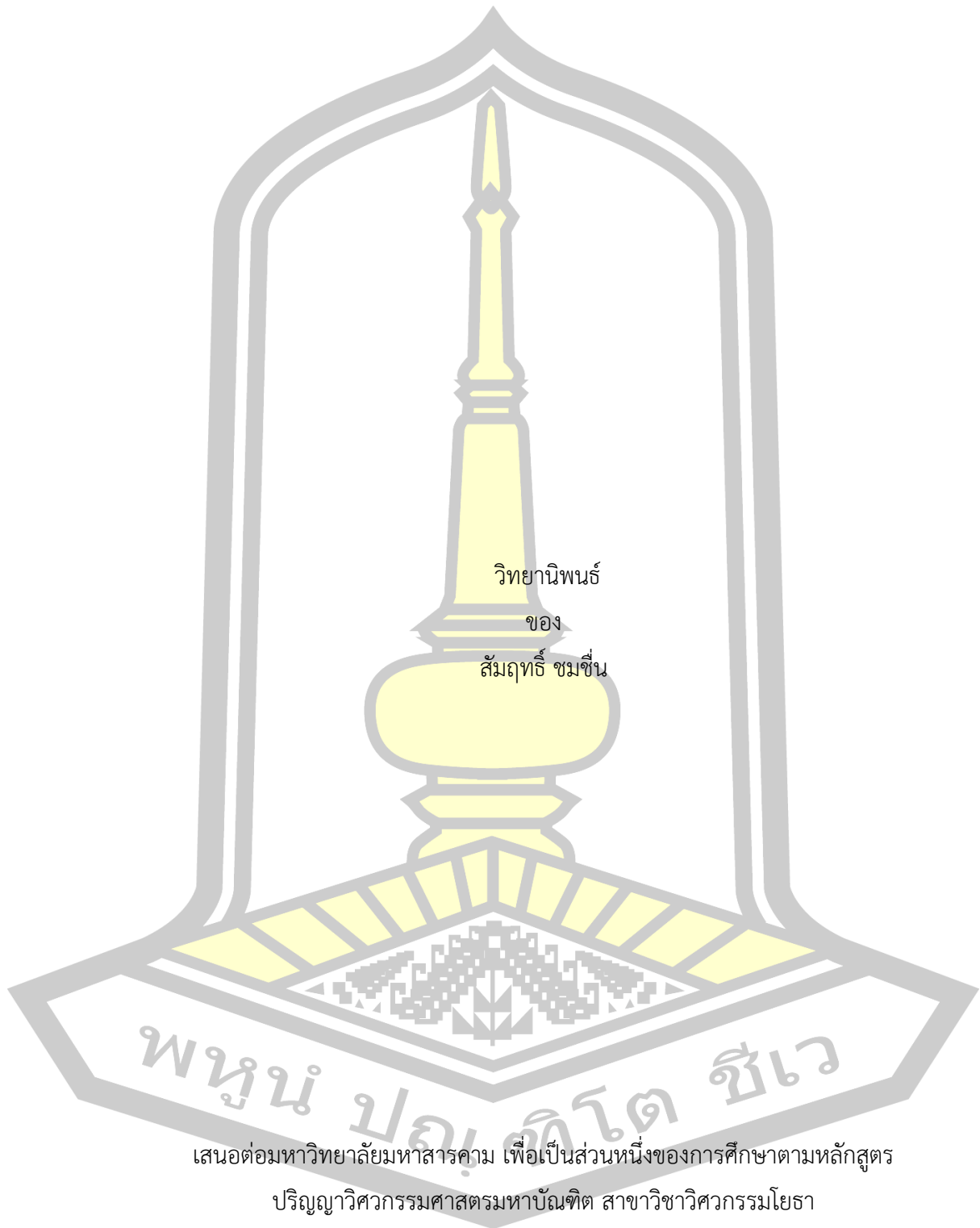
การออกแบบคานสะพานคอนกรีตอัดแรงแบบตันที่เหมาะสมด้วยอัลกอริทึมแบ่งครึ่งช่วง

วิทยานิพนธ์
ของ
สัมพันธ์ ชมชื่น

เสนอต่อมหาวิทยาลัยมหาสารคาม เพื่อเป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตร
ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
พฤศจิกายน 2563

ลิขสิทธิ์เป็นของมหาวิทยาลัยมหาสารคาม

การออกแบบคานสะพานคอนกรีตอัดแรงแบบตันที่เหมาะสมด้วยอัลกอริทึมแบ่งครึ่งช่วง



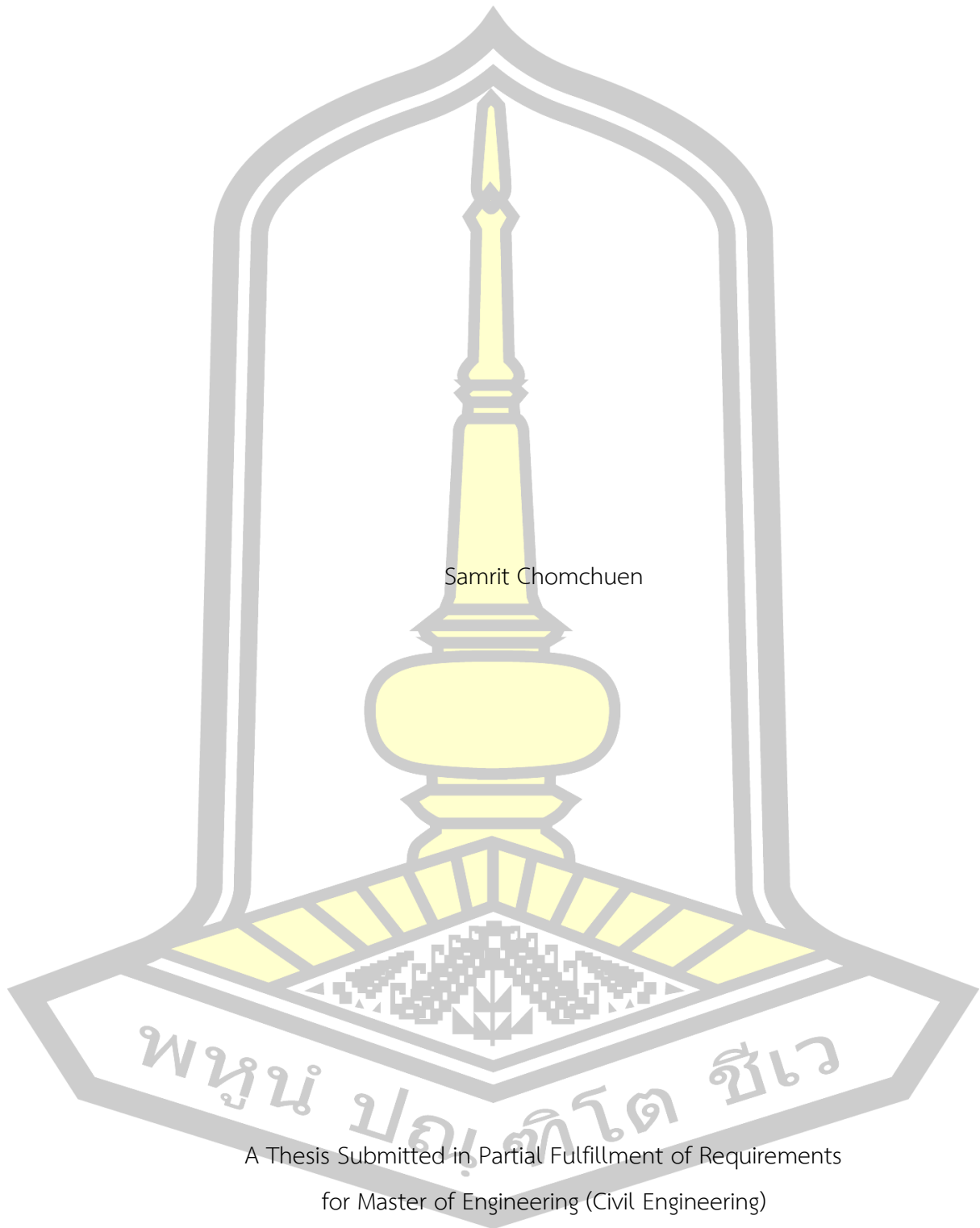
เสนอต่อมหาวิทยาลัยมหาสารคาม เพื่อเป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตร

ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

พฤศจิกายน 2563

ลิขสิทธิ์เป็นของมหาวิทยาลัยมหาสารคาม

Optimum Design of Prestressed Concrete Plank Girder Using Bisection Algorithm



Samrit Chomchuen

A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of Requirements
for Master of Engineering (Civil Engineering)

November 2020

Copyright of Mahasarakham University



คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ได้พิจารณาวิทยานิพนธ์ของนายสัมฤทธิ์ ชมชื่น แล้ว เห็นสมควรรับเป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ของมหาวิทยาลัยมหาสารคาม

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

.....ประธานกรรมการ

(รศ. ดร. วันชัย สะตะ)

.....อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

(ผศ. ดร. อลงกรณ์ ละม่อม)

.....กรรมการ

(ผศ. ดร. ชัยชาญ โชติถนอม)

.....กรรมการ

(ผศ. ดร. นพปฎล เสงี่ยมศักดิ์)

มหาวิทยาลัยอนุมัติให้รับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญา วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ของมหาวิทยาลัยมหาสารคาม

.....
(รศ. ดร. เกียรติศักดิ์ ศรีประทีป)

คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์

.....
(รศ. ดร. กริสน์ ชัยมูล)

คณบดีบัณฑิตวิทยาลัย

ชื่อเรื่อง	การออกแบบคานสะพานคอนกรีตอัดแรงแบบตันที่เหมาะสมด้วยอัลกอริทึมแบ่งครึ่งช่วง		
ผู้วิจัย	สัมพันธ์ ชมชื่น		
อาจารย์ที่ปรึกษา	ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. อลงกรณ์ ละม่อม		
ปริญญา	วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต	สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
มหาวิทยาลัย	มหาวิทยาลัยมหาสารคาม	ปีที่พิมพ์	2563

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้นำเสนอการประยุกต์ใช้อัลกอริทึมแบ่งครึ่งช่วงสำหรับการออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสม เพื่อหาตัวแปรออกแบบตามมาตรฐานของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย วสท. 1009-34, 2553 ด้วยวิธีกำลัง สำหรับน้ำหนักของรถบรรทุกแบบ HS20 – 44 ตามมาตรฐาน AASHTO LRFD 1992 อัลกอริทึมถูกพัฒนาและเปรียบเทียบกับฮิลโคลมิงอัลกอริทึมด้วยโปรแกรมไมโครซอฟท์วิซวลเบสิก 6.0 และทดสอบกับตัวอย่างที่ใช้บ่อย 5 ตัวอย่าง เป็นคานช่วงเดียวมีฐานรองรับแบบง่ายที่แตกต่างกันที่ช่วงความยาวพาด ซึ่งมีฟังก์ชันเป้าหมายคือหาราคาต่ำสุดตัวแปรออกแบบประกอบด้วย กำลังของคอนกรีต (f_c') จุดครากของเหล็กเสริม (f_y) กำลังดึงประลัยของลวดเกลียวอัดแรง (f_{pu}) ขนาดและปริมาณเหล็กเสริม ลวดเกลียวอัดแรง และขนาดของหน้าตัดคาน จากผลการศึกษาพบว่า รอบเฉลี่ยร้อยละ 19.41 ของอัลกอริทึมแบ่งครึ่งช่วง มีการประมวลผลลัพธ์ที่รวดเร็วกว่าฮิลโคลมิงอัลกอริทึม

คำสำคัญ : การออกแบบที่เหมาะสม, อัลกอริทึมแบ่งครึ่งช่วง, คอนกรีตอัดแรง, คานสะพานแบบตัน, การออกแบบสะพาน

พูน ปรณ ทิโต ชีเว

TITLE Optimum Design of Prestressed Concrete Plank Girder Using
Bisection Algorithm

AUTHOR Samrit Chomchuen

ADVISORS Assistant Professor Alongkorn Lamom , Ph.D.

DEGREE Master of Engineering **MAJOR** Civil Engineering

UNIVERSITY Mahasarakham **YEAR** 2020
University

ABSTRACT

This research proposes an application of a bisection algorithm for optimization design of prestressed concrete plank girder in order to determine the design parameters based on the Engineering Institute of Thailand standard, E.I.T. 1009 – 34, 2553 by strength design method for truck HS20 – 44 according to AASHTO LRFD 1992 standards. The algorithm was developed and compared with hill climbing algorithm using Microsoft Visual Basic 6.0 and it was tested with 5 frequently-used examples. The examples are single-span with the simply supported varied by length of girder. The objective function is to convergence the lowest price. The design variable consists of the strength of concrete (f_c'), Yield strength of reinforcement steel (f_y), Ultimate of prestressing strand (f_{pu}) Sizes and quantities of reinforcing steel, Prestressing strand and the cross-section area of plank girder. The result from the experiment showed that bisection algorithm had 19.41 % faster processing time than hill climbing algorithm.

Keyword : Optimum design, Bisection algorithm, Prestressed concrete, Plank Girder, Bridge design

กิตติกรรมประกาศ

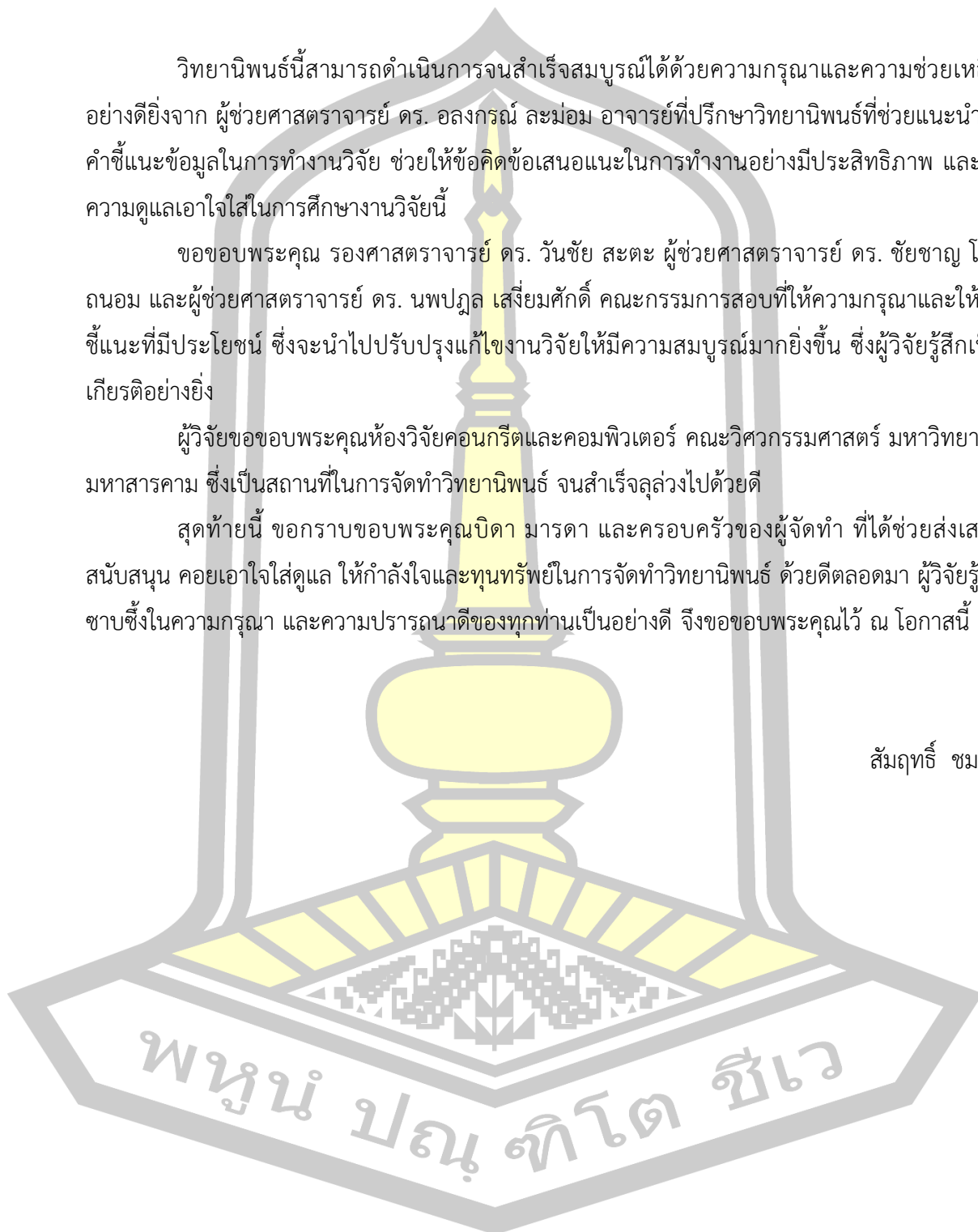
วิทยานิพนธ์นี้สามารถดำเนินการจนสำเร็จสมบูรณ์ได้ด้วยความรู้และความช่วยเหลืออย่างดียิ่งจาก ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. อลงกรณ์ ละม่อม อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ที่ช่วยแนะนำให้ คำชี้แนะข้อมูลในการทำงานวิจัย ช่วยให้ข้อคิดข้อเสนอแนะในการทำงานอย่างมีประสิทธิภาพ และให้ความดูแลเอาใจใส่ในการศึกษาวิจัยนี้

ขอขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร. วันชัย สะตะ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ชัยชาญ โขติ ถนอม และผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. นพปฎล เสถียรมศักดิ์ คณะกรรมการสอบที่ให้ความกรุณาและให้คำชี้แนะที่มีประโยชน์ ซึ่งจะนำไปปรับปรุงแก้ไขงานวิจัยให้มีความสมบูรณ์มากยิ่งขึ้น ซึ่งผู้วิจัยรู้สึกเป็นเกียรติอย่างยิ่ง

ผู้วิจัยขอขอบพระคุณห้องวิจัยคอนกรีตและคอมพิวเตอร์ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหาสารคาม ซึ่งเป็นสถานที่ในการจัดทำวิทยานิพนธ์ จนสำเร็จลุล่วงไปด้วยดี

สุดท้ายนี้ ขอกราบขอบพระคุณบิดา มารดา และครอบครัวของผู้จัดทำ ที่ได้ช่วยส่งเสริมสนับสนุน คอยเอาใจใส่ดูแล ให้กำลังใจและทุนทรัพย์ในการจัดทำวิทยานิพนธ์ ด้วยดีตลอดมา ผู้วิจัยรู้สึกซาบซึ้งในความกรุณา และความปรารถนาดีของท่านเป็นอย่างดี จึงขอขอบพระคุณไว้ ณ โอกาสนี้

สัมฤทธิ์ ชมชื่น

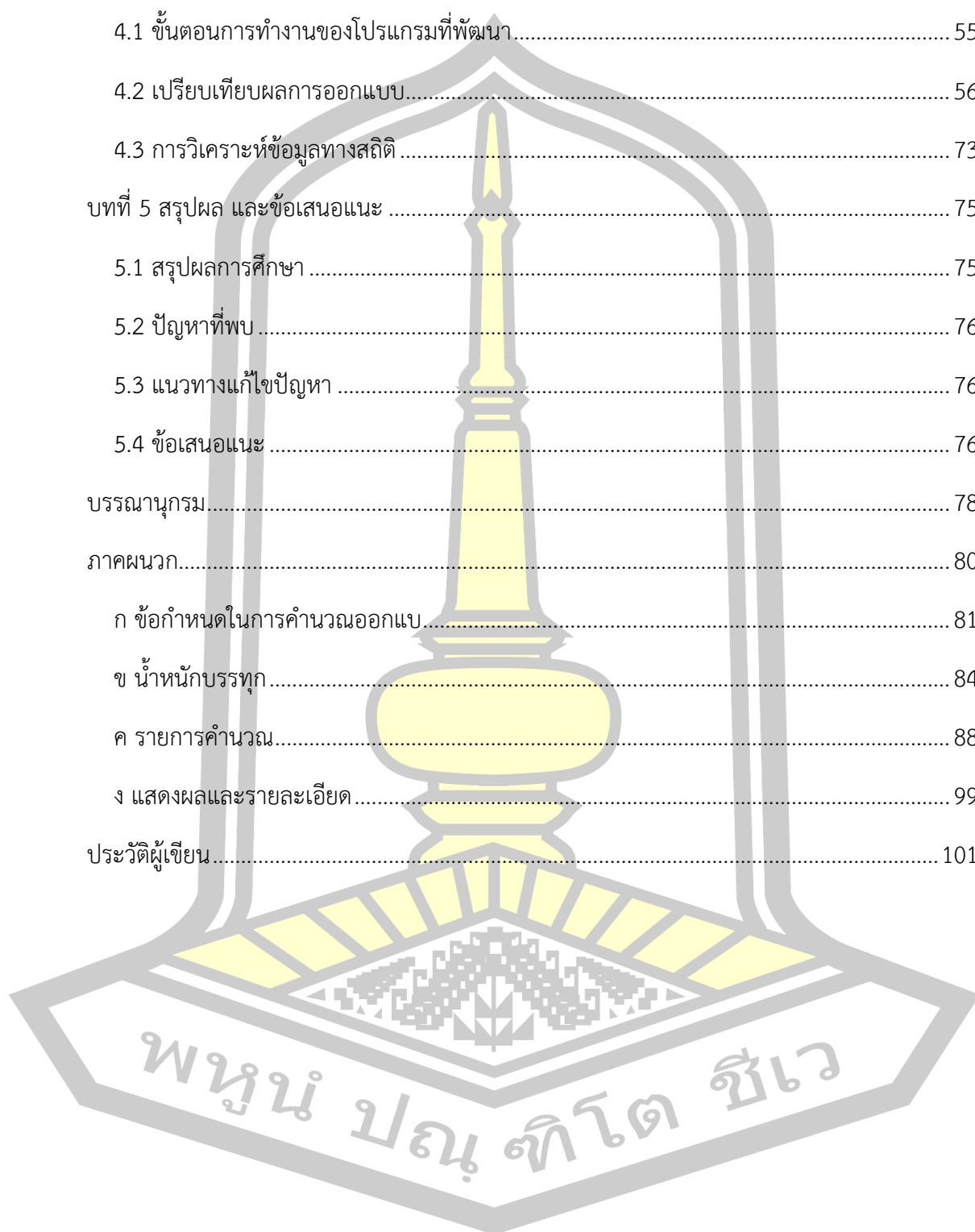


สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ญ
สารบัญภาพประกอบ.....	ฎ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ที่มา และความสำคัญ.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการศึกษา.....	3
1.3 ขอบเขตการศึกษา.....	3
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	3
1.5 ระยะเวลาทำวิจัย.....	3
บทที่ 2 เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	4
2.1 ทฤษฎีการออกแบบคานสะพานคอนกรีตอัดแรงรูปหน้าตัดที่เหมาะสม.....	4
2.1.1 น้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างคานสะพานคอนกรีตอัดแรง.....	5
2.1.2 กำลังรับแรงเฉือน.....	8
2.1.3 ประเภทของคานสะพานคอนกรีตอัดแรง.....	9
2.1.4 การคำนวณออกแบบคานสะพานคอนกรีตอัดแรง.....	11
2.1.5 ลวดเหล็กกล้าตีเกลียวสำหรับคอนกรีตอัดแรง.....	12
2.1.6 แรงยึดเหนี่ยวของลวดอัดแรง.....	12
2.1.7 การเสื่อมลดของแรงอัดชนิดแบบดิ่งลวดก่อน.....	16

2.1.8 การเสื่อมลงเนื่องจากการหดตัวของแบบอีลาสติก (ES).....	16
2.1.9 พิกัดหน่วยแรงในคอนกรีตภายใต้สถานะสิ้นสุดการใช้งาน	19
2.1.10 พฤติกรรมของหน่วยแรงในคอนกรีต.....	20
2.1.11 ความต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุด	23
2.1.12 กำลังดัด (Flexural Strength).....	25
2.1.13 พิกัดของเหล็กเสริมในองค์อาคารรับแรงดัด	27
2.1.14 อัตราส่วนของเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล	27
2.1.15 การวิเคราะห์โมเมนต์ดัดแตกร้าว	28
2.1.16 แรงเฉือน และข้อพิจารณาทั่วไป.....	29
2.1.17 แรงเฉือน และกำลังประลัยของคาน	30
2.1.18 ปริมาณเหล็กดัดพิเศษที่ปลายคาน.....	34
2.1.19 ระยะโค้งขึ้น และระยะแอ่นตัวลง	34
2.1.20 การคำนวณระยะโค้งตัวขึ้น และระยะแอ่นตัวลง.....	36
2.1.21 การควบคุมระยะโค้งหรือแอ่นตัว	37
2.2 ฮิลโคลมิงอัลกอริทึม	39
2.3 ระเบียบวิธีการแบ่งครึ่งช่วง	42
2.4 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	45
บทที่ 3 วิธีดำเนินการศึกษา.....	48
3.1 เครื่องมือ และอุปกรณ์ในการวิจัย	48
3.2 สมการเป้าหมาย	48
3.3 ราคาวัสดุที่ใช้ในงานวิจัย	49
3.4 การออกแบบ และขั้นตอนการทำงานของฮิลโคลมิงอัลกอริทึม.....	50
3.5 การออกแบบ และขั้นตอนการทำงานของอัลกอริทึมแบ่งครึ่งช่วง	51
3.6 ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบการออกแบบ	53

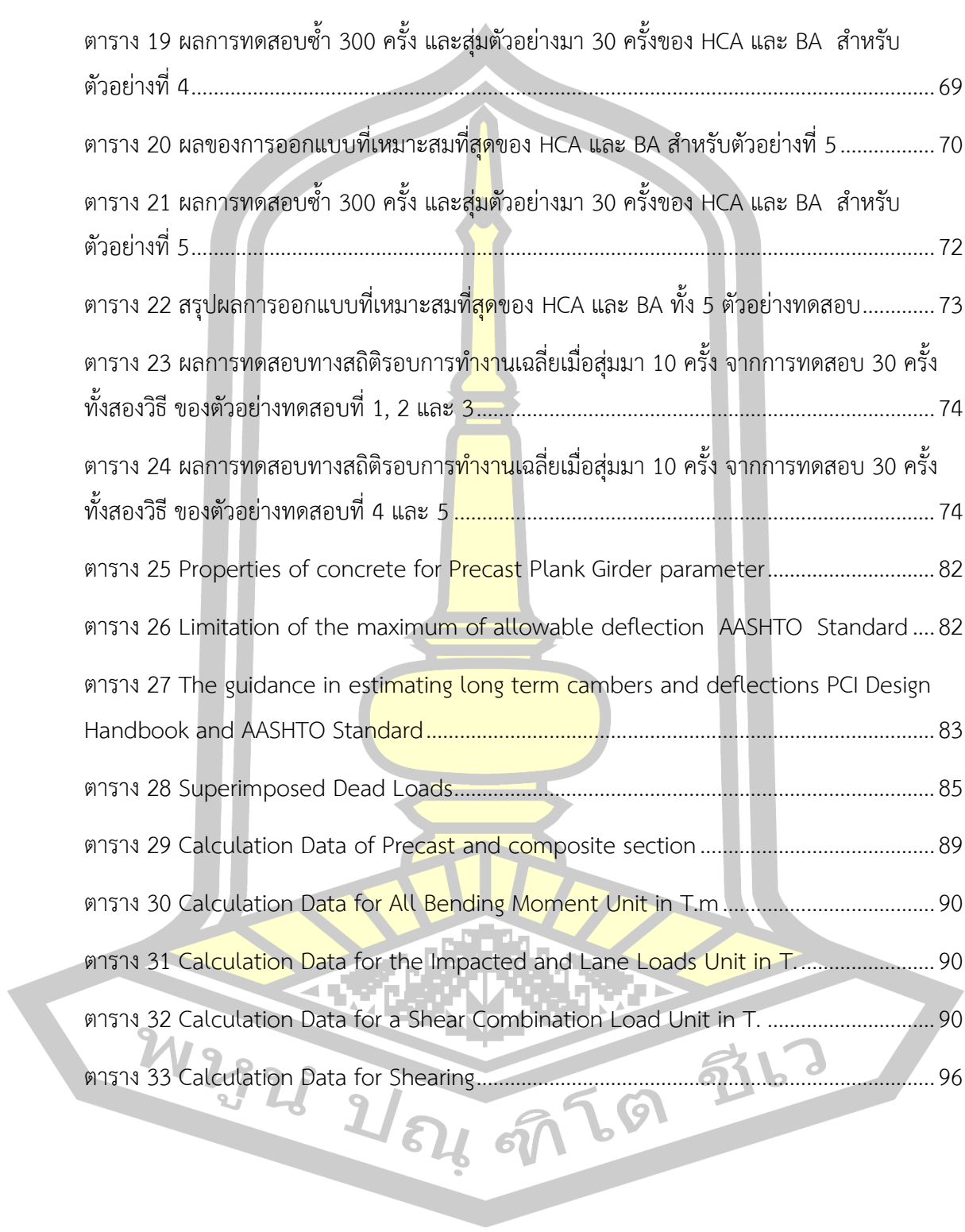
บทที่ 4 ผลการทดลองและการวิเคราะห์.....	55
4.1 ขั้นตอนการทำงานของโปรแกรมที่พัฒนา.....	55
4.2 เปรียบเทียบผลการออกแบบ.....	56
4.3 การวิเคราะห์ข้อมูลทางสถิติ.....	73
บทที่ 5 สรุปผล และข้อเสนอแนะ	75
5.1 สรุปผลการศึกษา	75
5.2 ปัญหาที่พบ	76
5.3 แนวทางแก้ไขปัญหา	76
5.4 ข้อเสนอแนะ	76
บรรณานุกรม.....	78
ภาคผนวก.....	80
ก ข้อกำหนดในการคำนวณออกแบบ.....	81
ข น้ําหนักบรรทุก.....	84
ค รายการคำนวณ.....	88
ง แสดงผลและรายละเอียด.....	99
ประวัติผู้เขียน.....	101



สารบัญตาราง

	หน้า
ตาราง 1 คุณสมบัติของลวดเกลียวอัดแรงตามมาตรฐาน มอก. 420 – 2540.....	12
ตาราง 2 แสดงหน่วยแรงปลอดภัยที่ยอมให้ในลวดเกลียวอัดแรงกำลังสูงตามข้อกำหนด ACI code และ วสท.....	19
ตาราง 3 แสดงหน่วยแรงปลอดภัยในคอนกรีตขณะถ่ายแรง ตามข้อกำหนด ACI Code และ วสท. 19	19
ตาราง 4 แสดงหน่วยแรงปลอดภัยในคอนกรีตขณะใช้งาน ตามข้อกำหนด ACI Code และ วสท....	20
ตาราง 5 แสดงค่าตัวคูณเพื่อคำนวณการโก่งตัวในสภาวะขณะถ่ายแรง ตามมาตรฐาน AASHTO	35
ตาราง 6 แสดงค่าตัวคูณเพิ่มเพื่อคำนวณการโก่งหรือแอ่นตัวในสภาวะขณะใช้งานในระยะยาวตามมาตรฐาน AASHTO	35
ตาราง 7 แสดงค่าพิกัดการโก่งตัวสูงสุดที่ยอมให้ ตามมาตรฐาน AASHTO	37
ตาราง 8 ราคาคอนกรีตผสมเสร็จ	49
ตาราง 9 ราคา และค่าแรงในการติดตั้งเหล็กเสริม.....	49
ตาราง 10 ราคา และค่าแรงในการติดตั้งลวดเกลียวอัดแรง	50
ตาราง 11 ตัวอย่างทดสอบและคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการออกแบบ	53
ตาราง 12 ผลของการออกแบบที่เหมาะสมที่สุดของ HCA และ BA สำหรับตัวอย่างที่ 1	56
ตาราง 13 ผลการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง ของ HCA และ BA สำหรับตัวอย่างที่ 1.....	58
ตาราง 14 ผลของการออกแบบที่เหมาะสมที่สุดของ HCA และ BA สำหรับตัวอย่างที่ 2.....	60
ตาราง 15 ผลการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง ของ HCA และ BA สำหรับตัวอย่างที่ 2.....	62
ตาราง 16 ผลของการออกแบบที่เหมาะสมที่สุดของ HCA และ BA สำหรับตัวอย่างที่ 3.....	63
ตาราง 17 ผลการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง ของ HCA และ BA สำหรับตัวอย่างที่ 3.....	65

ตาราง 18 ผลของการออกแบบที่เหมาะสมที่สุดของ HCA และ BA สำหรับตัวอย่างที่ 4.....	66
ตาราง 19 ผลการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้งของ HCA และ BA สำหรับ ตัวอย่างที่ 4.....	69
ตาราง 20 ผลของการออกแบบที่เหมาะสมที่สุดของ HCA และ BA สำหรับตัวอย่างที่ 5.....	70
ตาราง 21 ผลการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้งของ HCA และ BA สำหรับ ตัวอย่างที่ 5.....	72
ตาราง 22 สรุปผลการออกแบบที่เหมาะสมที่สุดของ HCA และ BA ทั้ง 5 ตัวอย่างทดสอบ.....	73
ตาราง 23 ผลการทดสอบทางสถิติรอบการทำงานเฉลี่ยเมื่อสุ่มมา 10 ครั้ง จากการทดสอบ 30 ครั้ง ทั้งสองวิธี ของตัวอย่างทดสอบที่ 1, 2 และ 3.....	74
ตาราง 24 ผลการทดสอบทางสถิติรอบการทำงานเฉลี่ยเมื่อสุ่มมา 10 ครั้ง จากการทดสอบ 30 ครั้ง ทั้งสองวิธี ของตัวอย่างทดสอบที่ 4 และ 5.....	74
ตาราง 25 Properties of concrete for Precast Plank Girder parameter.....	82
ตาราง 26 Limitation of the maximum of allowable deflection AASHTO Standard	82
ตาราง 27 The guidance in estimating long term cambers and deflections PCI Design Handbook and AASHTO Standard.....	83
ตาราง 28 Superimposed Dead Loads.....	85
ตาราง 29 Calculation Data of Precast and composite section.....	89
ตาราง 30 Calculation Data for All Bending Moment Unit in T.m.....	90
ตาราง 31 Calculation Data for the Impacted and Lane Loads Unit in T.....	90
ตาราง 32 Calculation Data for a Shear Combination Load Unit in T.	90
ตาราง 33 Calculation Data for Shearing.....	96



สารบัญภาพประกอบ

	หน้า
ภาพประกอบ 1 หน้าตัดคานสะพานคอนกรีตเสริมลวดเกลียวอัดแรง.....	4
ภาพประกอบ 2 ลักษณะรถบรรทุกแบบ HS20-44	5
ภาพประกอบ 3 น้ำหนักบรรทุกแบบจุด และแผ่กระจายต่อช่องจราจร (AASHTO LRFD)	6
ภาพประกอบ 4 แสดงตำแหน่งของรถบรรทุกแบบ HS20-44.....	6
ภาพประกอบ 5 รูปตัดตามขวางของสะพานแบบสองช่องจราจร.....	7
ภาพประกอบ 6 การกระจายของหน่วยแรงสำหรับลวดเกลียวอัดแรงเยื้องศูนย์กลาง.....	9
ภาพประกอบ 7 การกระจายหน่วยแรงสำหรับลวดเกลียวอัดแรงเยื้องศูนย์กลาง (ก) หน้าตัดคาน (ข) แรงเยื้องศูนย์กลาง (ค) โมเมนต์ของน้ำหนักคาน (ง) โมเมนต์ของแรงภายนอก (จ) ผลของหน่วยแรงที่เกิดขึ้น 10	
ภาพประกอบ 8 การกระจายหน่วยแรงสำหรับลวดเกลียวอัดแรงเยื้องศูนย์กลาง (ก) หน้าตัดคาน (ข) แรงเยื้องศูนย์กลาง (ค) โมเมนต์ของน้ำหนักคาน (ง) โมเมนต์ของแรงภายนอก (จ) ผลของหน่วยแรงที่เกิดขึ้น 11	
ภาพประกอบ 9 การกระจายหน่วยแรงสำหรับลวดเหล็กอัดแรงเยื้องศูนย์กลาง (ก) หน้าตัดคาน (ข) แรงเยื้องศูนย์กลาง (ค) โมเมนต์ของน้ำหนักคาน (ง) โมเมนต์ของแรงภายนอก (จ) ผลของหน่วยแรงที่เกิดขึ้น 11	
ภาพประกอบ 10 พฤติกรรมของคานสะพานในสภาวะต่าง ๆ ที่ใช้ค่านวณออกแบบ	12
ภาพประกอบ 11 การถ่ายแรงอัดที่ปลายคานชนิดแบบดึงลวดก่อน.....	13
ภาพประกอบ 12 ความยาวของการถ่ายแรง และความยาวของแรงยึดหยุ่นจากการตัด.....	15
ภาพประกอบ 13 หน่วยแรงในคอนกรีตของหน้าตัดคานที่ใช้วิเคราะห์.....	20
ภาพประกอบ 14 หน่วยแรงในหน้าตัดคานที่สภาวะขณะถ่ายแรง	21
ภาพประกอบ 15 หน่วยแรงในหน้าตัดคานที่สภาวะขณะใช้งาน.....	22
ภาพประกอบ 16 กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุด (Nominal Flexural Strength).....	23
ภาพประกอบ 17 การหาโมเมนต์ดัดแตกร้าว (Cracking Moment)	29
ภาพประกอบ 18 แรงเฉือนที่คอนกรีต และลวดเกลียวอัดแรงรับได้	30
ภาพประกอบ 19 การหาค่าโก่งตัวของคานจากรถบรรทุก HS20-44.....	38

ภาพประกอบ 20 การป็นภูเขาข้อมูลของวิธีแบบจำลองการป็นเขา (HCA)	40
ภาพประกอบ 21 ลักษณะการปรับค่าตอบ ของวิธีแบบจำลองการป็นเขา	40
ภาพประกอบ 22 การสร้างโหนดเพื่อหาค่าตอบ	41
ภาพประกอบ 23 กระบวนการทำงานของวิธีแบบจำลองการป็นเขา (HCA)	42
ภาพประกอบ 24 ระเบียบวิธีแบ่งครึ่งช่วงเพื่อใช้หารากของสมการ $f(x) = 0$	43
ภาพประกอบ 25 ความเป็นไปได้ของ $f(x_M)$ ซึ่งมีค่าเป็นบวกหรือลบนั้นขึ้นอยู่กับตำแหน่งของ x_L และ x_R ที่กำหนดให้.....	44
ภาพประกอบ 26 ขั้นตอนการทำงานของโปรแกรมวิธีแบ่งครึ่งช่วง (BA).....	45
ภาพประกอบ 27 กระบวนการทำงานของวิธีแบบจำลองการป็นเขา (HCA)	51
ภาพประกอบ 28 กระบวนการทำงานของวิธีแบ่งครึ่งช่วง (BA)	52
ภาพประกอบ 29 หน้าทึบรทุกแผ่กระจายสม่ำเสมอบนคานหลัก	53
ภาพประกอบ 30 หน้าตัดคาน และตำแหน่งของลวดเหล็กอัดแรง (Strands Pattern)	54
ภาพประกอบ 31 การแสดงรายละเอียดเหล็กเสริมในหน้าตัดคาน.....	54
ภาพประกอบ 32 หน้าจอประมวลผลและการทำงานหลักของโปรแกรมที่พัฒนา	55
ภาพประกอบ 33 รายละเอียดของการเสริมเหล็กของหน้าตัดคาน ตัวอย่างที่ 1	57
ภาพประกอบ 34 ผลของการออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสม ของตัวอย่างที่ 1	58
ภาพประกอบ 35 ผลการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง ของ HCA และ BA สำหรับตัวอย่างที่ 1	59
ภาพประกอบ 36 รายละเอียดของการเสริมเหล็กของหน้าตัดคาน ตัวอย่างที่ 2	61
ภาพประกอบ 37 ผลของการออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสม ของตัวอย่างที่ 2	61
ภาพประกอบ 38 ผลการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง ของ HCA และ BA สำหรับตัวอย่างที่ 2.....	62
ภาพประกอบ 39 รายละเอียดของการเสริมเหล็กของหน้าตัดคาน ตัวอย่างที่ 3	64

ภาพประกอบ 40 ผลของการออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสม ของตัวอย่างที่ 3	65
ภาพประกอบ 41 ผลการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสู่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง ของ HCA และ BA สำหรับ ตัวอย่างที่ 3.....	66
ภาพประกอบ 42 รายละเอียดของการเสริมเหล็กของหน้าตัดคาน ตัวอย่างที่ 4	68
ภาพ ประกอบ 43 ผลของการออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสม ของตัวอย่างที่ 4	68
ภาพประกอบ 44 ผลการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสู่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง ของ HCA และ BA สำหรับ ตัวอย่างที่ 4.....	69
ภาพประกอบ 45 รายละเอียดของการเสริมเหล็กของหน้าตัดคาน ตัวอย่างที่ 5	71
ภาพประกอบ 46 ผลของการออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสม ของตัวอย่างที่ 5	71
ภาพประกอบ 47 ผลการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสู่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง ของ HCA และ BA สำหรับ ตัวอย่างที่ 5.....	72
ภาพประกอบ 48 Precast Member at release or Transfer.....	83
ภาพประกอบ 49 Precast Member at serviceability	83
ภาพประกอบ 50 Truck travel on the Plank Girder	85
ภาพประกอบ 51 Deflection calculate using a Moment of area	87
ภาพประกอบ 52 Plank Girder Sectional	89
ภาพประกอบ 53 Pre stressing strands arrangement	92
ภาพประกอบ 54 Stresses Distribution at Release.....	92
ภาพประกอบ 55 Stresses Distribution at Serviceability Stage.....	93
ภาพประกอบ 56 Nominal Flexural Strength Diagram	95
ภาพประกอบ 57 Shear Diagram	97
ภาพประกอบ 58 Reinforcement of Plank Girder Detail.....	100



บทที่ 1

บทนำ

1.1 ที่มา และความสำคัญ

สะพานเป็นโครงสร้างสาธารณะที่ใช้ในการคมนาคมทางบก ใช้เป็นเส้นทางสัญจร และขนส่งสินค้าระหว่างกลุ่มชุมชนต่าง ๆ หรือเชื่อมต่อกับประเทศเพื่อนบ้าน สะพานมักสร้างขึ้นเพื่อใช้ข้ามทะเล แม่น้ำใหญ่ ลำคลอง หรือทำเป็นทางยกระดับ การพัฒนาสะพานคอนกรีตอัดแรงได้เริ่มขึ้นในยุโรปภายหลังสงครามโลกครั้งที่ 2 ในปี ค.ศ. 1950 (Moothong N., 2019) ในยุคนั้นการสร้างสะพานเหล็กเริ่มลดลง ขณะที่การสร้างสะพานคอนกรีตอัดแรงเพิ่มขึ้นเป็นร้อยละ 78 และเป็นที่ยอมรับมากขึ้นในประเทศต่าง ๆ เนื่องจากสะพานชนิดนี้สามารถควบคุมการแตกร้าว และการโก่งตัวหรือการแอ่นตัวได้ดี การก่อสร้างทำได้รวดเร็วในสภาพแวดล้อมต่าง ๆ และโครงสร้างมีรูปแบบสวยงามเป็นเอกลักษณ์ประจำเมืองนั้น ๆ สำหรับในประเทศไทยมีการใช้สะพานคอนกรีตอัดแรงพอสมควร โดยสะพานช่วงสั้นธรรมดาไม่น้อยกว่า 20-30 เมตร มักใช้ระบบคานคอนกรีตอัดแรงชนิดดิ่งลวดก่อน โดยกระบวนการก่อสร้างคานสะพานคอนกรีตอัดแรงมีสองขั้นตอน ขั้นตอนแรกเป็นการผลิตชิ้นส่วนของคานด้วยระบบหล่อสำเร็จรูปแบบดิ่งลวดเกลียวอัดแรงก่อน (Precast/ Prestressed concrete) โดยขนาดคานมีความกว้างไม่เกิน 1.00 เมตร ส่วนความยาวตามแบบที่ระบุ หากแทนหล่อมีความยาวมากก็จะผลิตได้รอบละหลายคาน ส่วนขั้นตอนที่สองเป็นขั้นตอนการติดตั้งที่หน้างาน โดยใส่เหล็กเสริมธรรมดา (Ordinary reinforcement) สานติดกับเหล็กดัดที่ไต่จากหลังคานแล้วเทคอนกรีตทับหน้าหล่อในที่ ให้เป็นเสมือนดั่งคานตัวเดียวกัน (Monolithic) รวมเรียกว่าหน้าตัดคานเชิงประกอบ (Composite section) สำหรับการออกแบบคานสะพานคอนกรีตอัดแรงในขั้นตอนแรกนั้น ที่ผ่านมาผู้ออกแบบต้องอาศัยประสบการณ์ และความชำนาญในการช่วยออกแบบ เช่น ต้องประมาณค่าความลึกของคานแบบลองผิดลองถูก (Trial and Error) โดยประมาณจากอัตราส่วนของช่วงความยาวพาด $L/15$ ถึง $L/25$ (จินิต ช่อวิเชียร & วรนิติ ช่อวิเชียร, 2560) ซึ่งการออกแบบด้วยวิธีนี้สามารถหาหน้าตัดที่รับแรงที่เกิดขึ้นได้ แต่ไม่ได้มุ่งเน้นถึงความประหยัดในการก่อสร้างสะพาน แตกต่างจากการใช้เทคนิคทางปัญญาประดิษฐ์ที่สามารถหาค่าการออกแบบที่เหมาะสมได้ดีกว่า

ปัจจุบันมีงานวิจัยที่ใช้เทคนิคการคำนวณออกแบบด้วยคอมพิวเตอร์ที่เรียกระบบ ปัญญาประดิษฐ์ (Artificial Intelligence : AI) เพื่อช่วยในการออกแบบให้มีความรวดเร็ว และมี ประสิทธิภาพที่ดีขึ้น โดยสามารถออกแบบโครงสร้างด้วยหลักการอัลกอริทึม (Algorithms) ในการช่วย ค้นหาตัวแปรต่าง ๆ ที่เหมาะสม ได้แก่ การคำนวณขนาด และหน้าตัดของโครงสร้างให้รับน้ำหนัก บรรทุกต่าง ๆ ได้อย่างปลอดภัย ตามข้อกำหนดการออกแบบ และได้ราคาต่ำสุดในการก่อสร้าง ฉะนั้น อัลกอริทึมจึงเป็นอีกทางเลือกหนึ่งที่นิยมกันอย่างแพร่หลายในงานออกแบบโครงสร้างทั่วไป อาทิ (Akin A & Saka MP, 2015) ใช้อัลกอริทึม Harmony search (HS) เพิ่มประสิทธิภาพในการ ออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก และ (Aga AAA & Adam FA, 2015) ทดสอบใช้ Artificial neural networks (ANN) ออกแบบโครงสร้างข้อแข็งองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก และ (Tapown A & Cheerarot R, 2017) นำ Artificial bee colony (ABC) ออกแบบโครงสร้างข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก และ ขั้นตอนวิธีเชิงพันธุกรรม (Genetic Algorithm : GA) ที่นำมาใช้ออกแบบหาค่าที่เหมาะสมของ คานสะพานคอนกรีตอัดแรงหน้าตัดตัวไอ (I-Section) (Limkamontip W & Anunthanakul N, 2005) หรือใช้วิธีกลุ่มอนุภาค (Particle Swarm Optimization : PSO) ได้ถูกนำมาใช้ในการ ออกแบบอย่างเหมาะสมสำหรับสะพานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องกลวง (Banluepuech N & Smithakorn W, 2019) และ (Tapown A, Lamom A, & Cheerarot R, 2555) ได้มีการศึกษา วิธีจำลองการปีนเขา (Hill Climbing Algorithm : HCA) ในการออกแบบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กหน้า ตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าอย่างเหมาะสม และ (Tapown A & Cheerarot R, 2558) ได้นำ Artificial bee colony (ABC) มาประยุกต์ใช้ในการออกแบบหน้าตัดที่เหมาะสมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก นอกจากนี้แล้ว (Patchotichai S, Jitrapinat N, & Lamom A, 2561) ใช้อัลกอริทึมแบ่งครึ่งช่วง (Bisection Algorithm : BA) มาใช้ออกแบบเสาสี่เหลี่ยมคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงตามแนวแกนที่ เหมาะสม ซึ่งผลการวิจัยพบว่า อัลกอริทึมแบ่งครึ่งช่วงมีประสิทธิภาพด้านความเร็ว และความเสถียร ในการค้นหาตัวแปรในการออกแบบดีกว่าอัลกอริทึม HCA แต่ยังไม่ได้นำมาใช้งานวิจัย ออกแบบคานสะพานคอนกรีตอัดแรงแบบตัน

ทั้งนี้เพื่อให้เกิดความหลากหลายในการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กอย่าง เหมาะสมด้วยการนำเอาอัลกอริทึมมาประยุกต์ใช้ในการคำนวณ ซึ่งปัจจุบันได้มีการนำเอาอัลกอริทึม BA มาใช้งานออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กอย่างเหมาะสม และเป็นอัลกอริทึมใหม่ที่ยังไม่ แพร่หลาย ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงได้นำเสนออัลกอริทึมแบ่งครึ่งช่วง มาใช้ในการพัฒนาออกแบบหน้าตัด คานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสม เพื่อเทียบประสิทธิภาพระหว่างทั้งสองอัลกอริทึม BA และ HCA ที่มีความง่ายในการพัฒนาใกล้เคียงกัน

1.2 วัตถุประสงค์ของการศึกษา

1.2.1 เพื่อศึกษาและประยุกต์ใช้อัลกอริทึม BA ในการออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสม

1.2.2 เพื่อทำการเปรียบเทียบประสิทธิภาพการทำงานของอัลกอริทึม BA กับ HCA

1.3 ขอบเขตการศึกษา

1.3.1 ออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตเสริมลวดเหล็กตีเกลียวอัดแรง เพื่อรับโมเมนต์ดัดจากน้ำหนักบรรทุกจร และแรงกระทำของรถบรรทุกแบบ HS20 – 44 ตามมาตรฐาน AASHTO ตามข้อกำหนดของ ACI Code และ วสท.1009-34

1.3.2 ออกแบบเป็นคานช่วงเดียวฐานรองรับอย่างง่ายช่วงพาด 7.0 8.0 9.0 10.0 และ 12.0 m โดยกำหนดความกว้างเท่ากับ 0.99 m สำหรับคานหล่อสำเร็จรูป

1.3.3 ศึกษาที่ค่ากำลังอัดประลัยคอนกรีต 450 500 และ 550 ksc

1.3.4 ขนาดความลึกมากที่สุด 180 cm และขนาดความลึกน้อยสุด 20 cm

1.3.5 ใช้ลวดเหล็กกล้าตีเกลียว เกรด 1860 (270 K) มอก. 420 – 2540 ลวดเกลียวอัดแรงขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 11.1 และ 12.7 mm

1.3.6 ใช้เหล็กปลอก และเหล็กดัดตั้งข้ออ้อยชั้นคุณภาพ SD30 ขนาด 12 และ 16 mm

1.3.7 การออกแบบใช้หน้าตัดคานเป็นแบบปกติ ไม่ใช่หน้าตัดคานเชิงประกอบ

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1.4.1 ประมวลผลได้รวดเร็วในการออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงได้อย่างเหมาะสม

1.4.2 ได้ราคาต่ำสุด และสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้อย่างปลอดภัย

1.4.3 ได้ทราบประสิทธิภาพการทำงานของทั้งสองอัลกอริทึม (BA) และ (HCA) เมื่อนำมาเปรียบเทียบกัน

1.5 ระยะเวลาทำวิจัย

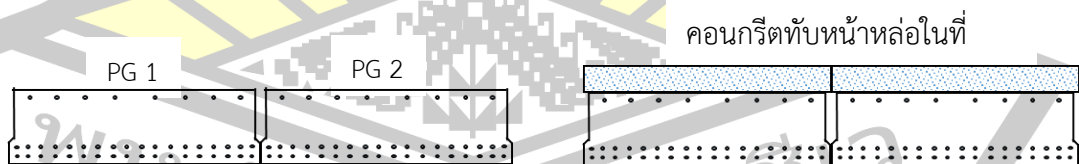
ดำเนินการวิจัยระหว่างเดือน สิงหาคม พ.ศ. 2562 ถึง มีนาคม พ.ศ. 2563

บทที่ 2 เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

โครงสร้างคานสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กลวดอัดแรงมีหน้าที่รับแรงในแนวดิ่ง และน้ำหนักบรรทุกจรของรถบรรทุกทุกแบบ HS20 - 44 เป็นหลัก ซึ่งรับโมเมนต์ดัดสูงสุดที่บริเวณจุดกึ่งกลางของคาน ในการคำนวณ และออกแบบต้องพิจารณาออกแบบให้หน้าตัดคานสามารถรับแรง และโมเมนต์ดัดได้ทั้งหมดจึงจะมีความปลอดภัย โดยงานวิจัยนี้ได้พิจารณาออกแบบเฉพาะกรณีของหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงประเภทคานช่วงเดียวเท่านั้น ในกระบวนการทำงาน และขั้นตอนต่าง ๆ ของอัลกอริทึม และเอกสารงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง ซึ่งประกอบด้วย

2.1 ทฤษฎีการออกแบบคานสะพานคอนกรีตอัดแรงรูปหน้าตัดที่เหมาะสม

คานสะพานคอนกรีตอัดแรงแบบตันเป็นส่วนหนึ่งของโครงสร้างอาคารที่วางพาดในแนวราบ ทำหน้าที่รับน้ำหนักบรรทุกจากรถบรรทุกทุกแบบ HS20 - 44 หรือทั้งแรงกระทำจากล้อรถร่วมกัน แล้วจึงถ่ายน้ำหนักบรรทุกลงสู่จุดรองรับที่มั่นคงแข็งแรง ดังนั้นในการคำนวณออกแบบคานสะพานจึงต้องให้ความสำคัญเป็นพิเศษเกี่ยวกับน้ำหนักบรรทุก และโมเมนต์ดัดที่คานสะพานต้องรองรับ ส่วนหน้าตัดของคานเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า มีลวดเกลียวอัดแรงใช้เป็นตัวเสริมหลักช่วยคอนกรีตรับน้ำหนัก และมีเหล็กเสริมทางตั้งชนิดอย่างน้อยสองขาที่วางในตำแหน่งขอบของรูปสี่เหลี่ยม และเว้นเป็นระยะ ๆ เรียก เหล็กปลอกเดี่ยว (Stirrups) ช่วยให้คานคอนกรีตอัดแรงรับน้ำหนักได้มากขึ้น และทำให้คานสะพานมีพฤติกรรมแบบเหนียวก่อนเกิดการวิบัติ และเมื่อนำมาวางเรียงกันแล้วเทคอนกรีตทับหน้าซึ่งเรียก คานคอนกรีตอัดแรงเชิงประกอบ (Composite Section) ดังภาพประกอบ 1



ก) ชิ้นส่วนคานหล่อสำเร็จรูปวางเรียงกัน (Plank Girder) ข) คานคอนกรีตอัดแรงเชิงประกอบ

ภาพประกอบ 1 หน้าตัดคานสะพานคอนกรีตเสริมลวดเกลียวอัดแรง

2.1.1 น้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างคานสะพานคอนกรีตอัดแรง

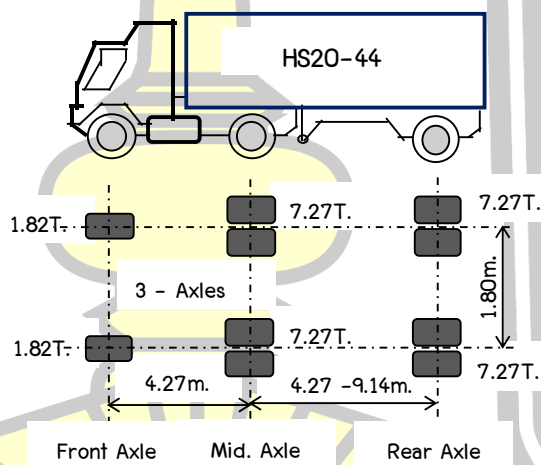
โดยจะพิจารณา คือ น้ำหนักบรรทุกคงที่ น้ำหนักบรรทุกจร และน้ำหนักบรรทุกเพิ่มเนื่องจากแรงกระแทก ตามมาตรฐาน AASHTO ซึ่งจะแยกประเภทได้ดังนี้

2.1.1.1 น้ำหนักบรรทุกคงที่ (Superimposed Dead Load)

ประกอบด้วย น้ำหนักของคาน ทางเท้า ผิวจราจร อุปกรณ์ติดตั้ง และงานสาธารณูปโภค เช่น ระบบไฟฟ้า ประปา ท่อระบายน้ำและอื่น ๆ

2.1.1.2 น้ำหนักบรรทุกจร (Truck Live Load)

ตามมาตรฐาน AASHTO (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 1992) เป็นน้ำหนักของรถบรรทุกแบบ HS20-44 และน้ำหนักบรรทุกกระจายต่อช่องจราจร โดยจัดวางสำหรับ 1 ช่องจราจรต่อ 1 คับ ที่ตำแหน่งจะเกิดหน่วยแรงสูงสุด เพื่อที่จะได้ค่าของโมเมนต์ดัดสูงสุดของคานสะพานช่วงเดียว ซึ่งคำนวณจากน้ำหนักของรถบรรทุก 3 เพลา 2 ช่วงล้อ ที่ตำแหน่งกึ่งกลางคาน ดังภาพประกอบ 2

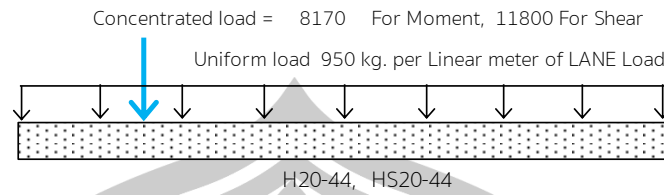


ภาพประกอบ 2 ลักษณะรถบรรทุกแบบ HS20-44

2.1.1.3 น้ำหนักบรรทุกจรกระจายต่อช่องจราจร (Truck Lane Load)

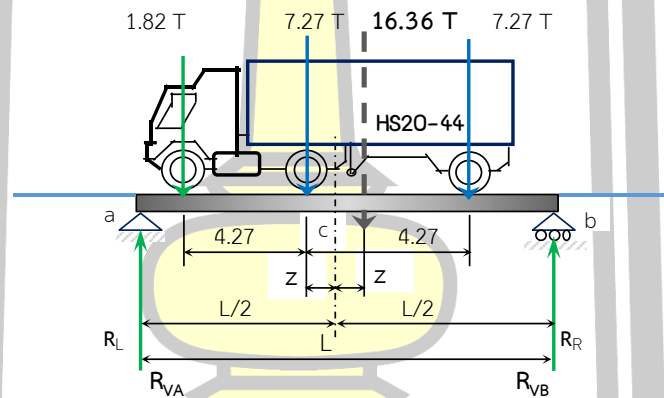
ใช้เป็นน้ำหนักถ่ายแบบจุด และน้ำหนักแผ่กระจายต่อเมตรเต็มช่องจราจร ดัง

ภาพประกอบ 3



ภาพประกอบ 3 น้ำหนักบรรทุกทุกแบบจุด และแผ่กระจายต่อช่องจราจร (AASHTO LRFD)

น้ำหนักบรรทุกทุกจรของรถบรรทุกแบบ HS20 -44 ส่วนเพลาน้ำหนักเท่ากับ 1.82 T และเพลาลังน้ำหนักเพลาละเท่ากับ 7.27 T ระยะห่างระหว่างเพลาน้ำกับเพลากลางเท่ากับ 4.27 m สำหรับสะพานช่วงเดียวที่ทำให้เกิดโมเมนต์คัต และแรงเฉือนสูงสุดจะอยู่ที่ระยะเท่ากับ Z m ส่วนแรงลัพธ์เท่ากับ 16.36 T ดังภาพประกอบ 4



ภาพประกอบ 4 แสดงตำแหน่งของรถบรรทุกแบบ HS20-44

การคำนวณหาตำแหน่งของแรงลัพธ์จากเพลาลังตามทฤษฎีของวาริยอง (กลศาสตร์วิศวกรรม) โมเมนต์ของแรงลัพธ์เท่ากับผลบวกของโมเมนต์ของแรงย่อยรอบแกนหมุนเดียวกัน ดังสมการข้างล่างนี้

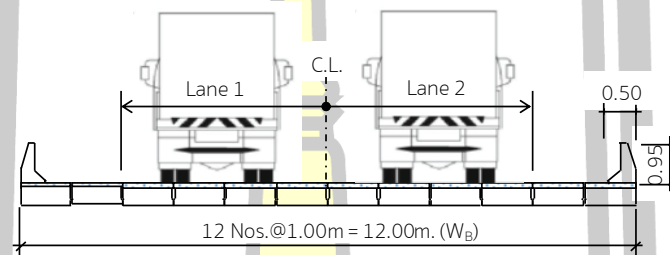
$$\text{ระยะจากเพลาลังสุด คือ } \bar{x} = \frac{\sum Fx_i}{\sum F_y} \quad (2.1)$$

$$\text{โดยที่ผลรวมของแรงในแนวตั้ง คือ } \sum F_y = 16.36T$$

$$\text{จะได้ระยะจากเพลากลางถึงระยะกึ่งกลางคาน (L/2) คือ } Z = \frac{4.27 - \bar{x}}{2} \quad (2.2)$$

ดังนั้นเมื่อรถบรรทุกเคลื่อนที่บนสะพานจะเกิดโมเมนต์ดัดสูงสุดขึ้น เมื่อจุดกึ่งกลางความยาวของสะพานตรงกับจุดแบ่งครึ่งระหว่างแรงลัพธ์กับน้ำหนักเพลลาที่อยู่ใกล้แรงลัพธ์ที่สุดตรงกัน โดยโมเมนต์สูงสุดเกิดขึ้นที่เพลลาซึ่งอยู่ใกล้แรงลัพธ์นั้น

โมเมนต์ดัด และแรงเฉือนจากน้ำหนักบรรทุกทุกจร HL-92 Loading (Design Truck) การคำนวณค่าโมเมนต์ดัด และแรงเฉือนสำหรับหน้าตัดสี่เหลี่ยมแบบตันการกระจายของน้ำหนักบรรทุกจากล้ออ้างอิงจากมาตรฐาน AASHTO เนื่องจากสะพานกำหนดจำนวนช่องจราจรเท่ากับ สองช่องจราจร ดังภาพประกอบ 5



ภาพประกอบ 5 รูปตัดตามขวางของสะพานแบบสองช่องจราจร

2.1.1.4 แรงปฏิกิริยาที่จุดรองรับ (Reaction, R_{VA})

$$R_{VA} = \frac{16.36 \left(\frac{L}{2} - Z \right)}{L} \quad (2.3)$$

2.1.1.5 โมเมนต์ดัดสูงสุด (M_{max})

$$M_{max} = \frac{16.36 \left(\frac{L}{2} - Z \right)^2}{L} - (1.82 \cdot 4.27) \quad (2.4)$$

2.1.1.6 โมเมนต์จากน้ำหนักบรรทุกกระจายต่อช่องจราจร (M_L)

$$M_L = WLR(M_{max}) \quad (2.5)$$

2.1.1.7 โมเมนต์จากแรงกระทบ (Impacted Load Moment, M_{IM})

$$M_{IM} = I_M(M_L) \quad (2.6)$$

2.1.1.8 โมเมนต์ของน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ (M_D)

$$M_D = \frac{(W_G + W_S)L^2}{8} \quad (2.7)$$

2.1.1.9 ผลรวมของโมเมนต์ทั้งหมด (M_T)

$$M_T = M_D + M_L + M_{IM} \quad (2.8)$$

2.1.1.10 โมเมนต์ดัดประลัย ใช้น้ำหนักบรรทุกทุกกลุ่ม 1 ตามมาตรฐาน AASHTO

$$M_u = 1.3(M_D + 1.67M_{L+IM}) \quad (2.9)$$

กำหนดให้

S คือ ความกว้างของคานสะพานเท่ากับ 1.0

WLF คือ สัดส่วนของน้ำหนักล้อบนคานหลักแต่ละตัว (Wheel load fraction)

$$WLF = \frac{S}{D_1} \quad (2.10)$$

$$C_1 = K_1 \left(\frac{W_B}{L} \right) < 5 \quad (2.11)$$

$$D_1 = 0.305(5.75 - 0.5N_L) + 0.7N_L(1 - 0.2C_1)^2 \quad (2.12)$$

$$IM = \frac{15.24}{L + 38} < 0.3 \quad (2.13)$$

2.1.2 กำลังรับแรงเฉือน

กำลังรับแรงเฉือนคำนวณได้จากสมการต่อไปนี้

$$\text{แรงเฉือนจากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่} \quad V_D = (W_G + W_S) \left(\frac{L}{2} - X \right) \quad (2.14)$$

เมื่อระยะ $X > 0$

$$\text{แรงเฉือนจากน้ำหนักบรรทุกกระจายต่อช่องจราจร} \quad V_L = WLF \cdot R_{VB} \quad (2.15)$$

$$\text{แรงเฉือนจากน้ำหนักบรรทุกจรของแรงกระทำ} \quad V_I = V_L \cdot IM \quad (2.16)$$

รวมแรงเฉือนจากน้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่า (Ultimate shear strength)

$$V_u = 1.3(V_D + 1.67V_{L+IM}) \quad (2.17)$$

กำหนดให้

N_L คือ จำนวนเลนส์หรือช่องจราจร

K_1 คือ ตัวคูณของคานแบบตันเท่ากับ 0.7

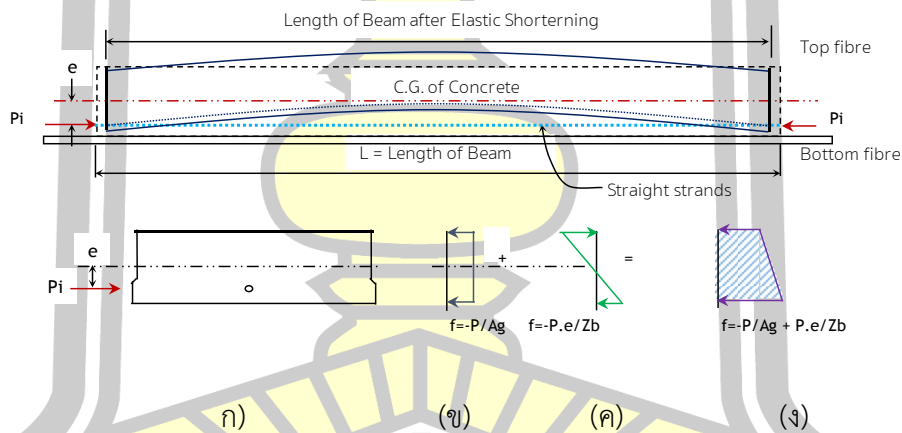
- W_B คือ ความกว้างทั้งหมดของสะพาน
- W_G คือ น้ำหนักบรรทุกคงที่ของคาน
- W_S คือ น้ำหนักบรรทุกคงที่ ที่กระทำต่อคาน
- IM คือ ตัวคูณแรงกระแทก (Impacted factor) หากมีค่ามากกว่า 0.30 \Rightarrow 0.30

2.1.3 ประเภทของคานสะพานคอนกรีตอัดแรง

คานสะพานคอนกรีตอัดแรงแบ่งออกได้เป็นสองประเภท คือ แบบดึงลวดเหล็กก่อน (Prestressed Strands) แนวของลวดอัดแรงอยู่ในตรงหรือแนวเอียง แล้วจึงทำการเทคอนกรีต และอีกประเภท คือ (Post-tensioned) เป็นการดึงลวดหลังจากที่ทำการเทคอนกรีตแล้ว ซึ่งแนวลวดเกลียวอัดแรงจะเป็นรูปแบบแนวโค้ง ส่วนมากมักทำอยู่ใกล้กับบริเวณหน้างานจะสะดวกกว่า แต่ในงานวิจัยนี้จะกล่าวถึงคอนกรีตอัดแรงแบบดึงลวดก่อน และแนวลวดเกลียวอัดแรงอยู่ในแนวตรง

2.1.3.1 คานสะพานคอนกรีตอัดแรงแบบดึงลวดก่อน (Prestressed Strands) ดัง

ภาพประกอบ 6



(ก) หน้าตัดคาน (ข) หน่วยแรงโดยตรง (ค) หน่วยแรงเยื้องศูนย์กลาง (ง) ผลลัพธ์

ภาพประกอบ 6 การกระจายของหน่วยแรงสำหรับลวดเกลียวอัดแรงเยื้องศูนย์กลาง

ดังนั้นจึงสามารถเขียนเป็นสมการหน่วยแรงที่มีการพัฒนาขึ้นที่ผิวด้านบน และล่างของคานได้ดังนี้

หน่วยแรงสูงสุดที่ผิวด้านล่างของคาน

$$f_{bot} = \left(\frac{P}{A} + \frac{P \cdot e_b}{Z_b} \right) = \frac{P}{A_G} \left(1 + \frac{e_b}{r^2} \right) \quad (2.18)$$

และหน่วยแรงสูงสุดที่ผิวด้านบนของคาน

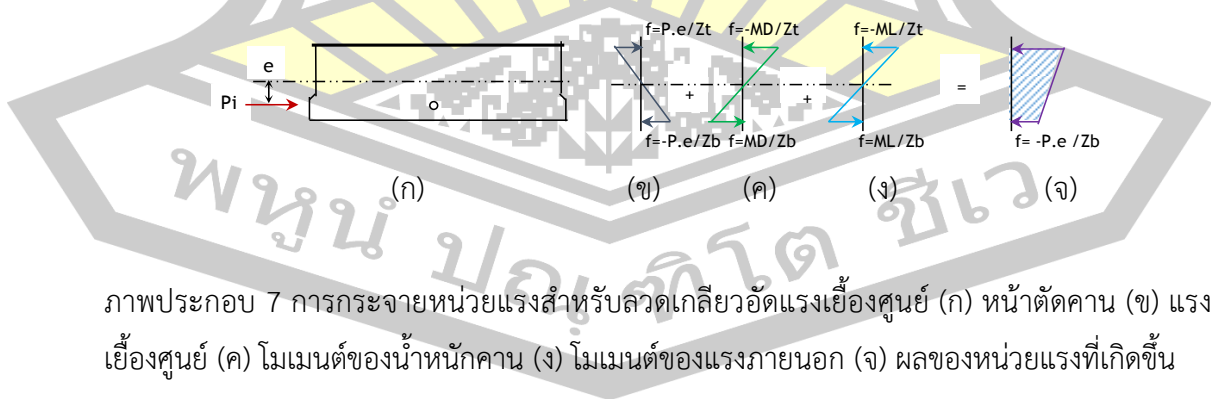
$$f_{top} = \left(\frac{P}{A} + \frac{P \cdot e_b}{Z_t} \right) = \frac{P}{AG} \left(1 - \frac{e_t}{r^2} \right) \quad (2.19)$$

กำหนดให้

- P คือ หน่วยแรงที่กระทำต่อหน้าตัดคานคอนกรีต
- A_G คือ เนื้อที่หน้าตัดของคานทั้งหมด
- e_t คือ ระยะเยื้องศูนย์กลางจากจุดศูนย์กลางของกลุ่มลวดเกลียวอัดแรงส่วนบนถึงจุดศูนย์กลางหน้าตัดคาน
- e_b คือ ระยะเยื้องศูนย์กลางจากจุดศูนย์กลางของกลุ่มลวดเกลียวอัดแรงส่วนล่างถึงจุดศูนย์กลางหน้าตัดคาน
- Z_t คือ โมดูลัสของหน้าตัดคานจากจุดศูนย์กลางของหน้าตัดคานถึงผิวบนของคาน
- Z_b คือ โมดูลัสของหน้าตัดคานจากจุดศูนย์กลางของหน้าตัดคานถึงผิวล่างของคาน
- r คือ รัศมีจายเรชัน $\sqrt{\frac{IG}{AG}}$

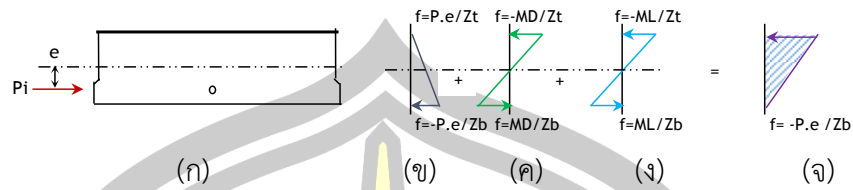
การวิเคราะห์เป็นหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าความเครียดที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนหล่อสำเร็จรูปของคานสะพานคอนกรีตอัดแรง โดยการอัดแรงชนิดดึงลวดเหล็กก่อน (Pretensioned) ซึ่งจำแนกออกได้เป็น 3 รูปแบบที่เกิดหน่วยแรงขึ้นในหน้าตัดของคาน

รูปแบบที่ 1 การจัดวางลวดเกลียวอัดแรงเยื้องศูนย์กลาง และมีผลของแรงต่อหน่วยพื้นที่ผิวล่างและผิวบนของคานเป็นแรงอัด ดังภาพประกอบ 7



ภาพประกอบ 7 การกระจายหน่วยแรงสำหรับลวดเกลียวอัดแรงเยื้องศูนย์กลาง (ก) หน้าตัดคาน (ข) แรงเยื้องศูนย์กลาง (ค) โมเมนต์ของน้ำหนักคาน (ง) โมเมนต์ของแรงภายนอก (จ) ผลของหน่วยแรงที่เกิดขึ้น

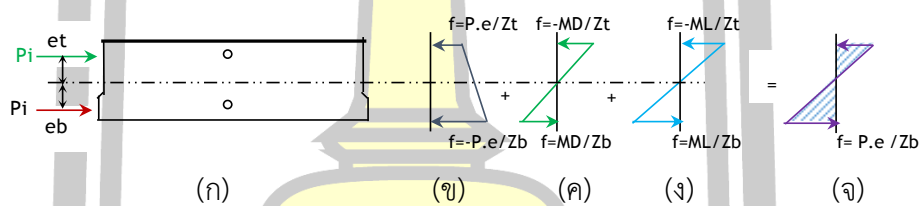
รูปแบบที่ 2 การจัดวางลวดเกลียวอัดแรงเยื้องศูนย์กลางและมีผลของแรงต่อหน่วยพื้นที่เท่ากับศูนย์ที่ผิวล่างของคานนั้นคือไม่เกิดแรงดึง ส่วนผิวบนเกิดแรงอัด ดังภาพประกอบ 8



ภาพประกอบ 8 การกระจายหน่วยแรงสำหรับลวดเกลียวอัดแรงเยื้องศูนย์กลาง (ก) หน้าตัดคาน (ข) แรงเยื้องศูนย์กลาง (ค) โมเมนต์ของน้ำหนักคาน (ง) โมเมนต์ของแรงภายนอก (จ) ผลของหน่วยแรงที่เกิดขึ้น

รูปแบบที่ 3 การจัดวางลวดเกลียวอัดแรงเยื้องศูนย์กลางส่วนบน และล่าง ซึ่งมีผลของแรงต่อหน่วยพื้นที่เกิดแรงดึงที่ผิวด้านล่าง และผิวบนเกิดแรงอัด ดัง

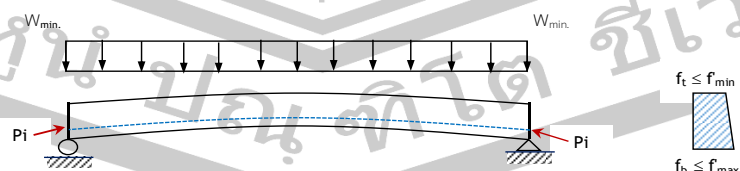
ภาพประกอบ 9



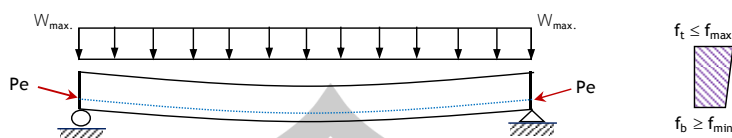
ภาพประกอบ 9 การกระจายหน่วยแรงสำหรับลวดเหล็กอัดแรงเยื้องศูนย์กลาง (ก) หน้าตัดคาน (ข) แรงเยื้องศูนย์กลาง (ค) โมเมนต์ของน้ำหนักคาน (ง) โมเมนต์ของแรงภายนอก (จ) ผลของหน่วยแรงที่เกิดขึ้น

2.1.4 การคำนวณออกแบบคานสะพานคอนกรีตอัดแรง

ขั้นตอนการคำนวณออกแบบแบ่งออกเป็นสองสภาวะ คือ สภาวะขณะถ่ายแรง (At Release or Transfer) และสภาวะขณะใช้งาน (At Working or Services) ดังภาพประกอบ 10



ก) คานอยู่ในสภาวะขณะถ่ายแรง



ข) คานอยู่ในสภาวะขณะใช้งาน

ภาพประกอบ 10 พฤติกรรมของคานสะพานในสภาวะต่าง ๆ ที่ใช้คานวงนอกแบบ

2.1.5 ลวดเหล็กกล้าตีเกลียวสำหรับคอนกรีตอัดแรง

ใช้ตามมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (Thai Industrial Standard) มอก. 420 – 2540 ลวดตีเกลียวชนิด 7 เส้นโดยลวด 6 เส้นพันรอบเส้นที่ 7 ประเภทคลายแรงดึงต่ำ (Low Relaxation) ดังแสดงในตาราง 1

ตาราง 1 คุณสมบัติของลวดเกลียวอัดแรงตามมาตรฐาน มอก. 420 – 2540

ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง (mm)	กำลังดึงประลัย (kg)	พื้นที่หน้าตัดประสิทธิภาพ (mm ²)
ชนิดเกรด 1860 (270K)		
11.11	14072.08	74.2
12.7	18762.77	98.7

2.1.6 แรงยึดหน่วงของลวดอัดแรง

แรงยึดหน่วงของลวดอัดแรง (Bond of Prestressing Tendons) ขึ้นส่วนของคอนกรีตอัดแรงชนิดดึงลวดก่อนแรงยึดหน่วงเป็นผลจากการเทคอนกรีตล้อมรอบลวดเกลียวอัดแรงโดยตรง ทำให้เกิดมีแรงสองชนิดคือ แรงเกาะติด (Adhesion) และแรงฝืด (Friction) ระหว่างลวดอัดแรง และคอนกรีตที่หุ้มลวดเกลียวอัดแรง ซึ่งแรงยึดหน่วงนี้ทำให้เกิดหน่วยแรงยึดหน่วง (Bond stress) แบ่งออกได้เป็น 2 ชนิดคือ

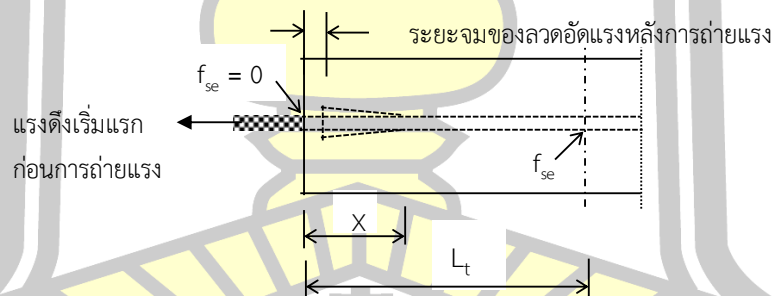
1. หน่วยแรงยึดหน่วงชนิดถ่ายแรง (Transfer bond stress)
2. หน่วยแรงยึดหน่วงชนิดแรงดัด (Flexure bond stress)

2.1.6.1 หน่วยแรงยึดหน่วงชนิดถ่ายแรง (Transfer bond stress)

โครงสร้างชนิดดึงลวดก่อนเมื่อดึงลวดอัดแรงก็จะยืดยาวออกไปพร้อมกับเส้นผ่านศูนย์กลางของลวดเกลียวอัดแรงจะลดลงเนื่องจากอัตราส่วนของปัวซอง (Poisson's effect) หลังจาก

คอนกรีตแข็งตัวได้กำลังตามต้องการแล้ว เมื่อตัดลวดอัดแรง ลวดอัดแรงจะเลื่อนหลุด (Slip) และจมลงไป ในเนื้อคอนกรีตทำให้แรงเกาะติดระหว่างลวดเกลียวอัดแรงกับคอนกรีตเสียไป และขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของลวดเกลียวอัดแรงจะพยายามขยายตัวเพื่อจะกลับมาอยู่ในสภาพเท่าเดิมก่อนดึง แต่เนื่องจากมีคอนกรีตล้อมรอบอยู่จึงทำให้เกิดความดันในแนวรัศมี (Radial pressure) ขึ้นในเนื้อคอนกรีตเนื่องจากความดันนี้ทำให้เกิดแรงฝืด (Frictional force) ขึ้นทำให้เกิดการถ่ายหน่วยแรงระหว่างลวดเกลียวอัดแรงกับคอนกรีต

พิจารณาลวดอัดเกลียวแรง (สมโพธิ วิวิธเกยูรวงศ์, 2555) ดังภาพประกอบ 11 หลังจากตัดลวดอัดแรงหน่วยแรงในลวดเกลียวอัดแรงที่ปลายจะเป็นศูนย์ และเส้นผ่านศูนย์กลางจะกลับมามีขนาดเท่ากับเส้นผ่านศูนย์กลางเดิมก่อนดึงลวดอัดแรง แต่ที่ระยะหนึ่งซึ่งห่างจากปลายข้างนั้นจะมีหน่วยแรงดึงสูงสุด และเนื่องจากผลของปัวซองเส้นผ่านศูนย์กลางของลวดเกลียวอัดแรงที่ตำแหน่งนั้นจะมีขนาดเล็กกว่าเส้นผ่านศูนย์กลางเดิมของลวดเกลียวอัดแรงก่อนดึง ทำให้ลวดอัดแรงมีลักษณะคล้ายลิ้ม (Wedge shape) ซึ่งเรียก ผลของโฮเยอร์ (Hoyer effect) ตามชื่อวิศวกรชาวเยอรมัน E. Hoyer ส่วนที่ระยะที่หน่วยแรงในลวดเกลียวอัดแรงมีค่าเป็นศูนย์จนถึงมีค่าสูงสุดนั้นเรียกว่าความยาวของการถ่ายแรง (Length of Transfer or Transfer length)



ภาพประกอบ 11 การถ่ายแรงอัดที่ปลายคานชนิดแบบดึงลวดก่อน

จากนั้นได้สมการสำหรับหาค่าความยาวในการถ่ายแรงดังนี้

$$L_t = \frac{d_b}{2\mu} (1 + mc) \left(\frac{n}{m_s} - \frac{f_{si}}{E_c} \right) \left(\frac{f_{se}}{2f_{si} - f_{se}} \right) \quad (2.20)$$

กำหนดให้

L_t คือ ความยาวในการถ่ายแรง

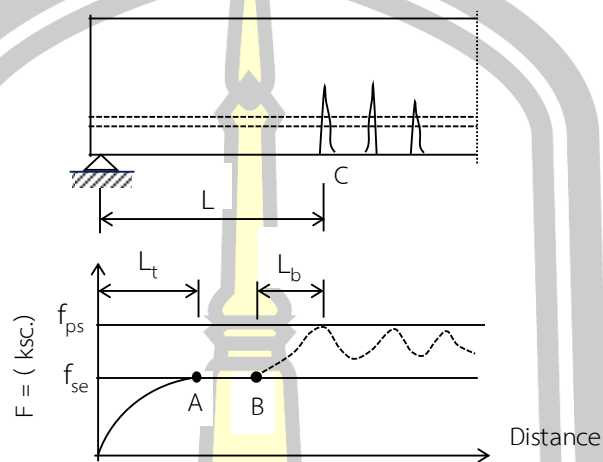
d_b	คือ เส้นผ่านศูนย์กลางกลางของลวดเกลียวอัดแรง
μ	คือ สัมประสิทธิ์ความฝืดระหว่างลวดเกลียวอัดแรง และคอนกรีต
m_c	คือ อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีต
m_s	คือ อัตราส่วนปัวซองของลวดเกลียวอัดแรง
Z_b	คือ โมเมนต์ของหน้าตัดคานจากจุดศูนย์กลางถ่วงของหน้าตัดคานถึงผิวล่างของคาน
n	เท่ากับ $\frac{E_s}{E_c}$
E_s	คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของลวดเกลียวอัดแรง
E_c	คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต
f_{si}	คือ หน่วยแรงดึงเริ่มแรกในลวดเกลียวอัดแรง
f_{se}	คือ หน่วยแรงดึงประสิทธิผลในลวดเกลียวอัดแรง

ค่าความยาวในการถ่ายแรงเป็นสัดส่วนโดยตรงกับเส้นผ่านศูนย์กลางกลางของลวดอัดแรง (d_b) และเป็นสัดส่วนกลับกับสัมประสิทธิ์ของความฝืดระหว่างลวดอัดแรงและคอนกรีต (μ) จากสมการ (2.20) จะเห็นได้ว่าความยาวในการถ่ายแรงจะยาวขึ้นถ้าลวดอัดแรงมีขนาดใหญ่ขึ้นการอัดแรงสูงขึ้น และกำลังของคอนกรีตต่ำลง ลวดเกลียวอัดแรง (Strands) จะมีความฝืดระหว่างลวดอัดแรงกับคอนกรีตจะสูงกว่าลวดเหล็ก (Wires) ดังนั้นความยาวในการถ่ายแรงของลวดเหล็กเกลียวจะสั้นกว่าของลวดเหล็กตามข้อกำหนด ACI Code (ACI Standard, 2014) แนะนำให้ใช้ความยาวในการถ่ายแรงโดยประมาณของลวดเกลียวอัดแรงเท่ากับ $50d_b$ และของลวดเหล็กเท่ากับ $100d_b$ หรือจากสมการ ($L_t = 14.223 \cdot f_{si} \cdot d_b / 3000$) โดยมีหน่วยเป็นเซนติเมตร (cm)

2.1.6.2 หน่วยแรงยึดหน่วงชนิดแรงดัด (Flexure bond stress)

โครงสร้างคอนกรีตอัดแรงแบบยึดหน่วง (Bond tendons) จะพยายามหลีกเลี่ยงไม่ให้โครงสร้างแตกร้าวด้วยโมเมนต์ ทั้งนี้เพราะเมื่อคอนกรีตแตกร้าวหน่วยแรงยึดหน่วง (Bond stress) ในบริเวณนั้นจะมีค่าสูงมาก และเกิดการเลื่อนหลุด (Slip) ระหว่างคอนกรีตกับลวดเกลียวอัดแรงถ้าหากยังเพิ่มน้ำหนักบรรทุกเข้าไปอีกหน่วยแรงยึดหน่วงจะยิ่งมีค่าสูงขึ้น และขยายไปยังด้านปลายคานทำให้เกิดการเลื่อนหลุดมากขึ้น เนื่องจากเมื่อหน่วยแรงดึงในลวดเกลียวอัดแรงสูงขึ้น เส้นผ่านศูนย์กลางกลางของลวดเกลียวอัดแรงจะมีขนาดเล็กลง ทำให้เกิดการเลื่อนหลุดระหว่างลวดเกลียวอัดแรงกับคอนกรีตได้ง่ายขึ้น เป็นผลให้หน่วยแรงยึดหน่วงระหว่างลวดเกลียวอัดแรงกับคอนกรีตเสียไปในขณะที่คอนกรีตยังไม่แตกร้าว หน่วยแรงดึงในลวดเกลียวอัดแรงมีค่าเท่ากับ (f_{se}) แต่เมื่อคอนกรีตแตกร้าวลวดเกลียวอัดแรงในบริเวณรอยแตกร้าวมีหน่วยแรงดึงสูงขึ้นจนเท่ากับ (f_{ps}) และจะมีค่าลด

น้อยลงเมื่อห่างจากรอยแตกร้าวออกไปจนเท่ากับ (f_{se}) ตามเดิมระยะที่หน่วยแรงดึงในลวดเกลียวอัดแรงมีค่าเท่ากับ (f_{ps}) และลดลงไปจนถึง (f_{se}) นี้เรียกว่าความยาวของแรงยึดหน่วงจากการตัด (Flexure bond length, L_b) (สมโพธิ วิวิธเกยูรวงศ์, 2555) ดังภาพประกอบ 12



ภาพประกอบ 12 ความยาวของการถ่ายแรง และความยาวของแรงยึดหน่วงจากการตัด

ถ้าหากความยาวของแรงยึดหน่วงจากการตัด (L_b) ทับกับความยาวของการถ่ายแรง (L_t) คานก็จะวิบัติเนื่องจากแรงยึดหน่วงไม่พอเพียง (Bond failure) ดังนั้นจึงพยายามป้องกันไม่ให้เกิดรอยร้าวเนื่องจากโมเมนต์ดัดในบริเวณใกล้ปลายคาน เนื่องจากความยาวของแรงยึดหน่วงจากการตัดเป็นผลมาจากค่าความแตกต่างระหว่างหน่วยแรงดึงในลวดเกลียวอัดแรง จึงสามารถหาค่าได้ดังนี้

$$(f_{ps} - f_{se}) \left(\pi \frac{d_b^2}{4} \right) = \mu \pi d_b L_b$$

$$L_b = (f_{ps} - f_{se}) \left(\frac{d_b}{4\mu} \right)$$

(2.21)

กำหนดให้

- L_b คือ ความยาวของแรงยึดหน่วงจากการตัด
- d_b คือ เส้นผ่านศูนย์กลางของลวดเกลียวอัดแรง
- μ คือ สัมประสิทธิ์หน่วยแรงยึดหน่วง
- f_{ps} คือ หน่วยแรงในลวดเกลียวอัดแรงที่นำหน้าบรรทุกทุกประลัย
- f_{se} คือ หน่วยแรงประสิทธิผลในลวดเกลียวอัดแรงหลังการสูญเสียแรงอัด

ค่าของ μ ในความยาวของแรงยึดหน่วงจากการตัดจะต่ำกว่าค่าของ (u) ในความยาวของการถ่ายแรงทั้งนี้เพราะในความยาวของการถ่ายแรงขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของลวดเกลียวอัดแรงพยายามที่จะขยายออกยึดติดกับคอนกรีต แต่ในความยาวของแรงยึดหน่วงจากการตัดเส้นผ่านศูนย์กลางของลวดอัดแรงพยายามที่จะหดลงเลื่อนหลุดจากคอนกรีต (ACI Code) กำหนดระยะฝัง (Development length, L_d) ของลวดเกลียวอัดแรงที่สามารถพัฒนาหน่วยแรงในลวดเกลียวอัดแรงจนถึงหน่วยแรงที่นำหน้ากับรทุกประลัย f_{se} ดังนี้

$$L_d = 14.223 \left(f_{ps} - \frac{2}{3} f_{se} \right) d_b \quad (2.22)$$

2.1.7 การเสื่อมลดของแรงอัดชนิดแบบดึงลวดก่อน

การเสื่อมลดของแรงอัดชนิดแบบดึงลวดก่อน (Prestressed Loss) สามารถหาได้จากผลรวมของแรงเสื่อมลดแบบต่าง ๆ (The Engineering institute of Thailand, 2553) ได้จากสมการนี้

$$\Delta f_s = ES + CR + SH + RE \quad (2.23)$$

กำหนดให้ หน่วยของการเสื่อมลดของแรงอัด มีหน่วยเป็นกิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร (ksc)

Δf_s คือ ผลรวมของการเสื่อมลดของแรงอัดแบบดึงลวดก่อน

ES คือ แรงเสื่อมลดเนื่องจากการหดตัวแบบอีลาสติก

CR คือ แรงเสื่อมลดเนื่องจากการคืบของคอนกรีต

SH คือ แรงเสื่อมลดเนื่องจากการหดของคอนกรีต

RE คือ แรงเสื่อมลดเนื่องจากการคลายแรงดึงของลวดเกลียวอัดแรง

2.1.8 การเสื่อมลดเนื่องจากการหดตัวแบบอีลาสติก (ES)

การเสื่อมลดเนื่องจากการหดตัวแบบอีลาสติก (Elastic shortening loss) ขณะถ่ายแรงเหล็กลวดอัดแรงจะถ่ายแรงอัดสู่คอนกรีตทำให้คานหดตัวทันทีภายใต้แรงอัดคาน และน้ำหนักคานเอง เมื่อคานมีการหดตัวลวดเกลียวอัดแรงจะหดตัวไปด้วย การเปลี่ยนแปลงความเครียดของลวดเกลียวอัดแรงเท่ากับความเครียดของคอนกรีตที่ระดับจุดศูนย์กลางของลวดเกลียวอัดแรง หน่วยแรงเสื่อมลดในลวดเกลียวอัดแรงเนื่องจากการหดตัวอีลาสติกของคอนกรีต (ES) คำนวณได้จากสมการ คือ

$$ES = \left(\frac{E_s}{E_{ci}} \right) f_{cir} \quad (2.24)$$

กำหนดให้

E_s คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของลวดเกลียวอัดแรง

A_G คือ เนื้อที่ทั้งหมดของหน้าตัดคาน

M_G คือ โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักของคาน

I_G คือ โมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดคาน

e คือ ระยะเยื้องศูนย์กลางของลวดเหล็กอัดแรง

F_i คือ แรงอัดที่ถ่ายเข้าสู่คานแรกเริ่ม

E_{ci} คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตขณะถ่ายแรง อาจคำนวณได้จาก $15200\sqrt{f_{ci}}$

f_{ci} คือ กำลังอัดของคอนกรีตในขณะถ่ายแรง

f_{cir} คือ หน่วยแรงในคอนกรีตเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงความเครียดของคอนกรีตที่

ระดับจุดศูนย์กลางของลวดเกลียวอัดแรง และน้ำหนักคงที่ของชิ้นส่วนทันทีภายหลังจากการอัดแรง

คำนวณได้จาก
$$f_{cir} = \frac{F_i}{A_G} + \frac{F_i \cdot e^2}{I_G} - \frac{M_G \cdot e}{I_G}$$

2.1.8.1 การเสื่อมลดเนื่องจากการคืบของคอนกรีต (CR)

การเสื่อมลดเนื่องจากการคืบของคอนกรีต (Creep of concrete) เป็นการเสีรูปร่างของคอนกรีตเนื่องจากการหดตัว และมีแรงกระทำจากการคลายแรงดึงของลวดเกลียวอัดแรงแบบถาวรต่อคอนกรีตให้คำนวณดังต่อไปนี้

$$CR = 12f_{cir} - 7f_{cds} \quad (2.25)$$

f_{cds} คือ หน่วยแรงดึงในคอนกรีตที่จุดศูนย์กลางของลวดเกลียวอัดแรงเนื่องจากน้ำหนักคงที่ทั้งหมด ยกเว้นน้ำหนักคงที่ซึ่งมีอยู่แล้วในขณะถ่ายแรงอัด

คำนวณได้จาก
$$f_{cds} = \frac{M_D}{I_G}$$

2.1.8.2 การเสื่อมลดเนื่องจากการหดของคอนกรีต (SH)

การเสื่อมลดเนื่องจากการหดของคอนกรีต (Shrinkage of concrete) หน่วยแรงเสื่อมลดในลวดเกลียวอัดแรงเป็นผลมาจากการสูญเสียความชื้นของคอนกรีตเนื่องจากการหดตัวให้คำนวณจากสมการ คือ

$$SH = 1200 - 11RH \quad (2.26)$$

RH คือ ค่าเฉลี่ยความชื้นสัมพัทธ์ในอากาศตลอดปี สำหรับประเทศไทยแนะนำให้ใช้ค่าความชื้นสัมพัทธ์เฉลี่ยเท่ากับ 80 %

2.1.8.3 การเสื่อมลดเนื่องจากการคลายแรงดึงของลวดเกลียวอัดแรง (RE)

การเสื่อมลดเนื่องจากการคลายแรงดึงของลวดเกลียวอัดแรง (Relaxation of Tendons) การคลายแรงดึงของลวดเกลียวอัดแรงคือการเสื่อมลดหน่วยแรงดึง (Stress) โดยที่มีความเครียด (Strain) คงที่ การคลายหน่วยแรงดึงของลวดเกลียวอัดแรงขึ้นอยู่กับส่วนประกอบของเอเหล็ก และวิธีการผลิต ดังนั้นค่าที่แน่นอนของการคลายหน่วยแรงดึงจึงได้มาจากการทดลองของลวดเหล็กเท่านั้น

เหล็กกรีดเย็น (Cold-drawn wire) มีการคลายหน่วยแรงดึง (Relaxation) ประมาณ 3 % ของหน่วยแรงดึงเริ่มแรก (Initial pre stress) เมื่อตั้งลวดอัดแรงประมาณ $0.50f_{pu}$ (Ultimate stress in steel) และเพิ่มขึ้นเป็น 12 % ของหน่วยแรงดึงเริ่มแรก เมื่อตั้งลวดอัดแรงด้วยแรง $0.90f_{pu}$ ลวดเหล็กคลายหน่วยแรง (Stress-relieved wire) จะมีการคลายหน่วยแรงดึงน้อย เมื่อตั้งลวดอัดแรงต่ำกว่า $0.70f_{pu}$ และค่าการคลายหน่วยแรงดึงจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วถึง 16 % เมื่อตั้งด้วยแรง $0.80f_{pu}$ สำหรับลวดเกลียวคลายหน่วยแรง (Stress-relieved strands) และเหล็กเส้น (Steel bar) ก็มีการคลายหน่วยแรงดึงเหมือนกับลวดคลายหน่วยแรง ในทางปฏิบัติถ้าหากตั้งลวดเกลียวอัดแรงเพียง $0.55f_{pu}$ ถือว่าไม่มีการคลายหน่วยแรงดึงเกิดขึ้น อย่างไรก็ตามก็ไม่ควรตั้งด้วยแรงเกิน $0.70f_{pu}$ โดยทั่วไปกำหนดให้คลายหน่วยแรงดึงมีค่าอยู่ระหว่าง 1 % ถึง 5 % และใช้ค่าเฉลี่ยของการคลายหน่วยแรงดึงเป็น 3 %

ในการคำนวณออกแบบตามข้อกำหนดของ วสท 1009-34, 2553 แนะนำให้ใช้หาค่าสูญเสียแรงดึงในลวดเกลียวอัดแรง สำหรับโครงสร้างคอนกรีตอัดแรงแบบตั้งลวดก่อนของสำหรับลวดเกลียวอัดแรง เกรด 1725 (250K) และ 1860 (270K) ประเภทคลายหน่วยแรง (Stress relieved strands) ให้คำนวณดังต่อไปนี้

$$RE = 1410 - 0.4ES - 0.2(SH + CR) \quad (2.27)$$

หน่วยแรงปลอดภัยในการเสริมลวดเกลียวอัดแรง เหล็กเสริมธรรมดา และคอนกรีต การออกแบบคานสะพานคอนกรีตอัดแรง ซึ่งหน่วยแรงในคอนกรีต และเหล็กเสริมขณะที่สภาวะการถ่ายแรง และขณะสภาวะใช้งานจะต้องไม่มากกว่าหน่วยแรงในคอนกรีต และลวดเกลียวอัดแรง ดังตาราง

ตาราง 2 แสดงหน่วยแรงปลอดภัยที่ยอมให้ในลวดเกลียวอัดแรงกำลังสูงตามข้อกำหนด ACI code และ วสท

หน่วยแรงปลอดภัยในเหล็กเสริมอัดแรง	หน่วยแรง (ksc)
หน่วยแรงดึงในลวดเกลียวอัดแรง จะต้องไม่เกินค่าดังนี้	
1. ขณะถ่ายแรงเข้าสู่อาคาร	$0.70 f_{pu}$
2. ขณะใช้งานหลังเกิดการเสื่อมลดของลวดเกลียวอัดแรง	$0.80 f_{py}$
หน่วยแรงปลอดภัยของเหล็กเสริมธรรมดา	
หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมธรรมดาต้องมีค่าไม่เกิน	$0.5 f_y \leq 2000$

กำหนดให้

- f_y คือ กำลังครากของเหล็กเสริมธรรมดา
 f_{py} คือ กำลังครากของลวดเกลียวอัดแรง
 f_{pu} คือ หน่วยแรงดึงประลัยของลวดเกลียวอัดแรง

2.1.9 พิกัดหน่วยแรงในคอนกรีตภายใต้สถานะสิ้นสุดการใช้งาน

พิกัดหน่วยแรงในคอนกรีตภายใต้สถานะสิ้นสุดการใช้งาน (Stress Limitations) หน่วยแรงชั่วคราวในคอนกรีตทันทีที่ถ่ายแรงมาจากลวดเหล็กอัดแรงก่อนการเสื่อมลดของแรงดึงอันเนื่องมาจากการหดตัวของคอนกรีตการคืบของคอนกรีต และการคลายแรงดึงของลวดเกลียวอัดแรง (Steel Relaxation) ซึ่งจะต้องไม่เกินค่าที่กำหนดดังตาราง 3

ตาราง 3 แสดงหน่วยแรงปลอดภัยในคอนกรีตขณะถ่ายแรง ตามข้อกำหนด ACI Code และ วสท.

หน่วยแรงปลอดภัยในคอนกรีต	หน่วยแรง (ksc)
1.1 หน่วยแรงอัด	
สำหรับหน่วยแรงอัดเริ่มแรก	$0.8 f_c'$
สำหรับหน่วยแรงที่เกิดจากการอัดแรงเป็นรูปสามเหลี่ยม	$0.6 f_{ci}'$
1.2 หน่วยแรงดึง	
สำหรับองค์อาคารที่ไม่มีเหล็กเสริมธรรมดายึดเหนี่ยว (Bonded stress)	$0.80 \sqrt{f_{ci}}$
หน่วยแรงดึงที่ปลายของส่วนโครงสร้างช่วงเดียว	$1.60 \sqrt{f_{ci}}$

หากหน่วยแรงดึงในคอนกรีตมีค่ามากเกินไปกว่าที่กำหนด ให้ใช้เหล็กเสริมธรรมดาหรือเหล็กเสริมอัดแรงเพิ่มขึ้นในบริเวณที่เกิดหน่วยแรงดึง (Tensile zone) นั้น เพื่อให้รับแรงดึงที่คำนวณได้จากสมมติฐานว่าหน้าตัดไม่แตกร้าว ทั้งนี้เหล็กเสริมที่ใช้เพิ่มขึ้นต้องให้มีการยึดเหนี่ยวกับคอนกรีต

หน่วยแรงในคอนกรีตที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกใช้งาน (หลังการเสื่อมลดทั้งหมดของแรงดึงในลวดเหล็กอัดแรง) จะต้องไม่เกินค่าที่กำหนดในตาราง 4

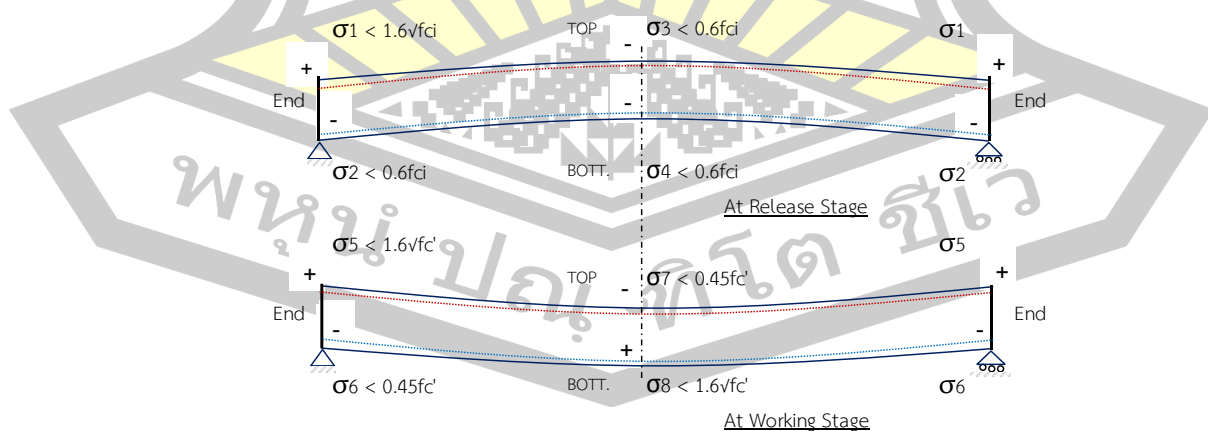
ตาราง 4 แสดงหน่วยแรงปลอดภัยในคอนกรีตขณะใช้งาน ตามข้อกำหนด ACI Code และ วสท.

หน่วยแรงปลอดภัยในคอนกรีต	หน่วยแรง (ksc)
หน่วยแรงอัดเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดประลัยเมื่ออายุ 28 วัน	
เนื่องจากหน่วยแรงอัด	$0.45 f_c'$
หน่วยแรงดึงในบริเวณที่เคยถูกอัดแรงมาก่อน	$1.60 \sqrt{f_c'}$

สำหรับส่วนโครงสร้างคอนกรีตอัดแรงระบบไร้การยึดเหนี่ยว (un bonded) หากหน่วยแรงดึงมีค่าเกินกว่าที่กำหนด อาจใส่เหล็กเสริมธรรมดาเพิ่มขึ้น แต่ให้มีการยึดเหนี่ยวกับคอนกรีต เพื่อควบคุมความกว้างของรอยร้าวไม่ให้เกิน 0.2 mm สำหรับโครงสร้างทั่วไป และไม่ให้เป็นกว่า 0.1 mm สำหรับส่วนโครงสร้างที่สัมผัสกับสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงจะทำให้คอนกรีตเสื่อมคุณภาพ

2.1.10 พฤติกรรมของหน่วยแรงในคอนกรีต

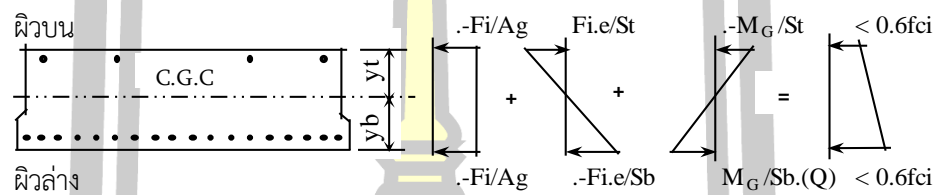
หน่วยแรงในคอนกรีตที่สภาวะขณะถ่ายแรง และสภาวะใช้งาน โดยกำหนดให้เครื่องหมายบวก (+) และลบ (-) แทนหน่วยแรงดึง และแรงอัดตามลำดับ โดยอ้างอิงการคำนวณจากสมการที่ 2.28 ถึง 2.35 (สมโพธิ วิวิธเกยูรวงศ์, 2555) ดังภาพประกอบ 13



ภาพประกอบ 13 หน่วยแรงในคอนกรีตของหน้าตัดคานที่ใช้วิเคราะห์

การคำนวณหน่วยแรงจากการส่งถ่ายแรงของลวดเกลียวอัดแรงสู่หน้าตัดคานคอนกรีต ด้วยตำแหน่งของลวดเหล็กอัดแรงที่เอียงศูนย์ ทำให้คานมีพฤติกรรมโก่งตัวขึ้นในสภาวะขณะถ่ายแรง และในสภาวะขณะใช้งานคานมีพฤติกรรมโก่งตัวลง ตามข้อกำหนดของการออกแบบที่เสริมเหล็กต่ำกว่าสมดุล (Under reinforcement) ดังนี้

2.1.10.1 การคำนวณหน่วยแรงในคอนกรีตที่สภาวะถ่ายแรงเข้าสู่องค์อาคารดังภาพประกอบ 14



ภาพประกอบ 14 หน่วยแรงในหน้าตัดคานที่สภาวะขณะถ่ายแรง หน่วยแรงที่ปลายคาน และที่ผิวบนของคาน

$$\sigma_1 = \left[\frac{-F_i}{A_G} \right] + \left[\frac{F_i \cdot e}{S_t} \right] \leq 1.6 \sqrt{f_{ci}} \quad (2.28)$$

ที่ผิวล่างของคาน

$$\sigma_2 = \left[\frac{-F_i}{A_G} \right] - \left[\frac{F_i \cdot e}{S_b} \right] \leq 0.6 \cdot f_{ci} \quad (2.29)$$

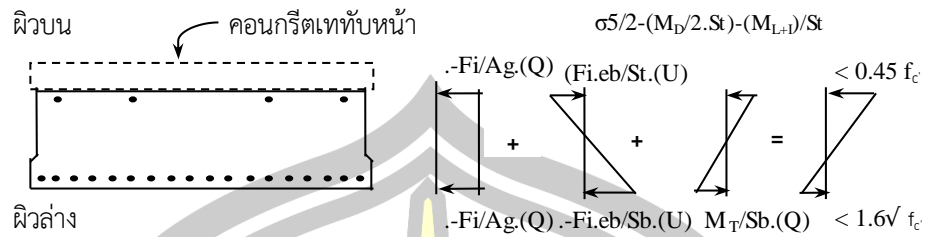
หน่วยแรงที่กึ่งกลางคาน และที่ผิวบนของคาน

$$\sigma_3 = \left[\frac{-F_i}{A_G} \right] + \left[\frac{F_i \cdot e}{S_t} \right] - \left[\frac{M_G}{S_t} \right] \leq 0.6 \cdot f_{ci} \quad (2.30)$$

ที่ผิวล่างของคาน

$$\sigma_4 = \left[\frac{-F_i}{A_G} - \frac{F_i \cdot e}{S_b} \right] + \left[\frac{M_G \cdot Q}{S_b} \right] \leq 0.6 \cdot f_{ci} \quad (2.31)$$

2.1.10.2 การคำนวณหน่วยแรงที่ปลายคานและกึ่งกลางคานในสภาวะการใช้งานดังภาพประกอบ 15



ภาพประกอบ 15 หน่วยแรงในหน้าตัดคานที่สภาวะขณะใช้งาน

หน่วยแรงที่ปลายคาน และที่ผิวบนของคาน

$$\sigma_5 = \left[\frac{-F_i}{A_G} \cdot Q \right] + \left[\frac{F_i \cdot e}{S_t} \cdot U \right] \leq 1.6 \sqrt{f_c} \quad (2.32)$$

ที่ผิวล่างของคาน

$$\sigma_6 = \left[\frac{-F_i}{A_G} \cdot Q \right] + \left[\frac{F_i \cdot e}{S_b} \cdot U \right] \leq 0.45 \cdot f_c \quad (2.33)$$

หน่วยแรงที่กึ่งกลางคาน และที่ผิวบนของคาน

$$\sigma_7 = \frac{\sigma_5}{2} - \left[\frac{M_D}{2 \cdot S_t} \right] - \left[\frac{M_{L+IM}}{S_t} \right] \leq 0.45 \cdot f_c \quad (2.34)$$

ที่ผิวล่างของคาน

$$\sigma_8 = \left[\frac{-F_i}{A_G} - \frac{F_i \cdot e}{S_b} \right] + \left[\frac{M_T}{S_b} \cdot Q \right] \leq 1.6 \sqrt{f_c} \quad (2.35)$$

กำหนดให้

F_i คือ หน่วยแรงอัดที่ถ่ายเข้าสู่คานแรกเริ่ม

F_e คือ หน่วยแรงอัดประสิทธิภาพขณะใช้งาน

f_{ci} คือ กำลังอัดของคอนกรีตในขณะถ่ายแรง

A_G คือ เนื้อที่ทั้งหมดของหน้าตัดคาน

M_G คือ โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักของคาน

M_D คือ โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ตายตัว

M_{L+IM} คือ โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักของรถบรรทุกในช่องจราจรและแรงกระแทก

M_T คือ ผลการรวมโมเมนต์ทั้งหมด ที่นำมาใช้ในการออกแบบ

I_G คือ โมเมนต์ความเฉื่อยของคาน

e คือ ระยะเยื้องศูนย์กลางของกลุ่มลวดเกลียวอัดแรง

S_t คือ โมดูลัสของหน้าตัดคานจากจุดศูนย์กลางถ่วงคานถึงผิวบนของคาน

S_b คือ โมดูลัสของหน้าตัดคานจากจุดศูนย์ถ่วงคานถึงผิวล่างของคาน

Q คือ ตัวคูณลดกำลังของหน่วยแรง $\frac{F_e}{F_i}$ และ U คือ ตัวคูณลดกำลังของโมดูลัสหน้าตัด

คาน $\frac{S_t}{S_b}$

2.1.11 ความต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุด

ความต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุด (Nominal Flexural Resistance) พิจารณา คานคอนกรีตอัดแรงรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาดกว้างเท่ากับ (b) ความลึกทั้งหมดเท่ากับ (h_t) เสริมลวด เหล็กอัดแรงดิ่งอย่างเดียวกันที่ความลึกประสิทธิภาพ (d_p) ด้วยปริมาณเท่ากับ (A_{ps}) ดังภาพประกอบ 16 โดยที่ (ϵ_c) เป็นหน่วยการหดตัวสูงสุดในคอนกรีตที่ผิวบนของคานมีค่าเท่ากับ 0.003 mm/mm และให้หน่วย (ϵ_{ps}) เป็นหน่วยการยืดตัวสูงสุดที่ตำแหน่งของลวดเหล็กลวดอัดแรง ซึ่งเป็นผลรวมของการ ยืดตัวประสิทธิภาพ (ϵ_{se}) กับหน่วยการยืดตัวที่เพิ่มขึ้นเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกทุกที่ที่เพิ่มค่าแล้ว ($\Delta\epsilon_{ps}$) สมมติให้ (f_{ps}) เป็นหน่วยแรงดิ่งในลวดเหล็กลวดอัดแรงที่สภาวะใกล้วิบัติ ซึ่งมีค่าเท่ากับ ($\epsilon_{ps} E_s$) ในเมื่อ (E_s) เป็นค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของลวดเหล็กลวดอัดแรงคานคอนกรีตอัดแรง (วินิต ช่อวิเชียร & วรนิติ ช่อ วิเชียร, 2560)

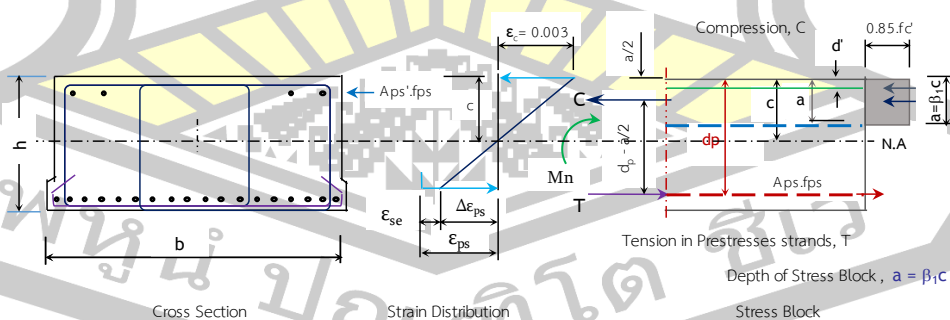
จาก $\Sigma F=0$ แรงอัดในคอนกรีต (C) = แรงดิ่งในลวดเหล็กลวดอัดแรง (T)

$$0.85f_c 'ba = A_{ps}f_{ps} + A_s f_y - A_s 'f_y$$

ความลึกของการกระจายหน่วยแรงอัดเทียบเท่า $a = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s 'f_y}{0.85f_c 'b}$ (2.36)

จะได้กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุดของคานคอนกรีตอัดแรงตามสมการข้างล่างนี้

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s 'f_y \left(\frac{a}{2} - d' \right)$$
 (2.37)



(ก) หน้าตัดคาน (ข) การกระจายหน่วยแรง และแรงต้านทานภายใน

ภาพประกอบ 16 กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุด (Nominal Flexural Strength)

คำนวณได้จากผลคูณของแรงดึงในลวดเกลียวอัดแรง (T) หรือแรงอัดในคอนกรีต (C) กับระยะแขนของโมเมนต์ซึ่งมีค่าเท่ากับ $(d_p - a/2)$

คำนวณจากแรงดึงในลวดเกลียวอัดแรง (T) จะได้

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = A_{ps} f_{ps} d_p \left(1 - 0.59 \rho_p \frac{f_{ps}}{f_c'} \right) \quad (2.38)$$

คำนวณจากแรงอัดในคอนกรีต (C) จะได้

$$M_n = 0.85 f_c' a b \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = \rho_p f_{ps} d^2_p \left(1 - 0.59 \rho_p \frac{f_{ps}}{f_c'} \right) \quad (2.39)$$

ในเมื่อ $\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p}$ คือ อัตราส่วนของของลวดเกลียวอัดแรง

กำหนดให้

A_{ps} คือ เนื้อที่หน้าตัดของปริมาณลวดเกลียวอัดแรงในบริเวณที่เกิดแรงดึง

A_s' คือ เนื้อที่หน้าตัดของปริมาณเหล็กเสริมธรรมดาที่รับแรงอัด

a คือ ความลึกของการกระจายของหน่วยแรงอัดของคอนกรีตเทียบเท่าเป็นรูป

สี่เหลี่ยม

c คือ ระยะตั้งฉากจากแกนสะเทินถึงจุดที่เกิดหน่วยแรงอัดสูงสุด

d คือ ระยะจากผิวที่เกิดหน่วยแรงอัดมากที่สุดถึงจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมธรรมดาที่

รับแรงดึง

d' คือ ระยะจากผิวที่เกิดหน่วยแรงอัดมากที่สุดถึงจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมธรรมดาที่

รับแรงอัด

d_p คือ ระยะจากผิวที่เกิดหน่วยแรงอัดมากที่สุดถึงจุดศูนย์กลางของลวดเกลียวอัดแรง

f_c' คือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีตเมื่ออายุ 28 วัน โดยทดสอบจากแท่งคอนกรีต

ทรงกระบอก

f_{pc} คือ หน่วยแรงอัดเฉลี่ยในคอนกรีตเนื่องจากแรงอัดเท่านั้น (ภายหลังการเสื่อมลดของแรงอัด)

f_{pu} คือ หน่วยแรงดึงประลัยของลวดเกลียวอัดแรง

f_{ps} คือ หน่วยแรงดึงในลวดเกลียวอัดแรงที่สภาวะวิบัติ

f_{py} คือ กำลังครากของลวดเกลียวอัดแรง

f_{se} คือ หน่วยแรงดึงประสิทธิภาพของลวดเกลียวอัดแรง

f_y คือ กำลังครากของเหล็กเสริมธรรมดา

β_1 คือ ตัวคูณที่แปรเปลี่ยนตามกำลังของคอนกรีต มีนิยามดังนี้

ในกรณีที่พิจารณาการกระจายของหน่วยแรงอัดของคอนกรีตเทียบเท่าเป็นรูปสี่เหลี่ยม (Equivalent rectangular concrete stress distribution) นั้นให้ถือว่าหน่วยแรงอัดมีค่า $0.85f_c'$ แผ่กระจายเท่ากันตลอดบริเวณที่ล้อมรอบด้วยขอบของหน้าตัดรับแรงอัด และเส้นขนานกับแกนสะเทิน ซึ่งอยู่ห่างจากผิวนอกสุดด้านรับแรงอัดเป็นระยะ $a = \beta_1 c$ โดยที่ c เป็นระยะตั้งฉากจากแกนสะเทินถึงจุดที่ความเคียดอัดสูงสุด และ β_1 เป็นค่าที่แปรเปลี่ยนตามกำลังของคอนกรีตโดยกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 0.85 เมื่อกำลังอัดของคอนกรีตต่ำกว่าหรือเท่ากับ 300 ksc หากกำลังของคอนกรีตมีค่าสูงกว่านั้นให้ลดค่า β_1 ลง 0.008 ทุก ๆ กำลังของคอนกรีตที่สูงขึ้น 10 ksc แต่ทั้งนี้ค่า β_1 จะต้องไม่ต่ำกว่า 0.65 หรือหาได้จากสมการนี้

$$\beta_1 = 0.85 - 0.0008(f_c' - 300) \quad (2.40)$$

2.1.12 กำลังดัด (Flexural Strength)

กำลังดัดออกแบบ (Design moment strength) ขององค์อาคารให้คำนวณตามหลักการ ซึ่งกล่าวไว้ตามข้อกำหนดนี้

2.1.12.1 หน่วยแรงดึงในลวดเหล็กอัดแรง ณ สภาวะประลัย (f_{ps})

สามารถคำนวณโดยใช้พื้นฐานของความสอดคล้องเชิงความเคียด ในกรณีหน่วยแรงดึงประลัยมีค่าไม่น้อยกว่า $0.5f_{pu}$ สามารถใช้ค่า (f_{ps}) (The Engineering institute of Thailand, 2553) โดยประมาณดังต่อไปนี้

(ก) สำหรับองค์อาคารที่เสริมลวดเกลียวอัดแรงชนิดยึดเหนี่ยว (Bonded tendons)

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \right) \left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f_c'} + \frac{d}{d_p} \right) (\omega - \omega') \quad (2.41)$$

โดยที่ (f_{ps}) คือ หน่วยแรงดึงในลวดเกลียวอัดแรงที่สภาวะวิบัติ หน่วยเป็น (ksc)

r_p คือ ตัวคูณที่คำนึงถึงระดับกำลังครากของลวดเกลียวอัดแรง มีค่าดังนี้

0.40 เมื่อ $\frac{f_{py}}{f_{pu}}$ มีค่าไม่น้อยกว่า 0.85

0.28 เมื่อ $\frac{f_{py}}{f_{pu}}$ มีค่าไม่น้อยกว่า 0.90

ρ คือ อัตราส่วนของเหล็กเสริมธรรมดาที่รับแรงดึง $\frac{A_s}{bd}$

ρ' คือ อัตราส่วนของเหล็กเสริมธรรมดาที่รับแรงอัด $\frac{A_s'}{bd}$

ρ_p คือ อัตราส่วนของลวดเกลียวอัดแรง $\frac{A_{ps}}{b \cdot d_p}$

ω เท่ากับ $\frac{\rho \cdot f_y}{f_c'}$ และ ω' เท่ากับ $\frac{\rho' \cdot f_y}{f_c'}$

ω_p เท่ากับ $\frac{\rho_p \cdot f_{ps}}{f_c'}$

ถ้าพิจารณาเหล็กเสริมธรรมดาร่วมรับแรงอัด ในการคำนวณ (f_{ps}) ตามสมการข้างต้น ค่าของพจน์จะต้องไม่น้อยกว่า 0.17 และระยะจากผิวที่เกิดหน่วยแรงอัดมากที่สุดถึงจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมธรรมดาที่รับแรงอัด d' จะต้องไม่มากกว่า $0.15d_p$

$$\left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f_c'} + \frac{d}{d_p} \right) (\omega - \omega') \quad (2.42)$$

(ข) สำหรับองค์อาคารที่เสริมลวดเหล็กอัดแรงชนิดไม่ยึดเหนี่ยว (Un-bonded tendons) และมีอัตราส่วนความยาวช่วงต่อความลึกไม่เกิน 35

$$f_{ps} = f_{se} + 700 + \left(\frac{f_c'}{100\rho_p} \right) \quad (2.43)$$

แต่ (f_{ps}) จะต้องมีค่าไม่เกิน (f_{py}) และ ($f_{ps} + 4000$) มีหน่วยเป็น (ksc)

(ค) สำหรับองค์อาคารที่เสริมลวดเหล็กอัดแรงชนิดไม่ยึดเหนี่ยว (Un-bonded tendons) และมีอัตราส่วนความยาวช่วงต่อความลึกเกินกว่า 35

$$f_{ps} = f_{se} + 700 + \left(\frac{f_c'}{300\rho_p} \right) \quad (2.44)$$

แต่ (f_{ps}) จะต้องมีค่าไม่เกิน (f_{py}) และ ($f_{ps} + 2000$) มีหน่วยเป็น (ksc)

2.1.12.2 เหล็กเสริมธรรมดา

เหล็กเสริมธรรมดา (Ordinary Reinforcement) ซึ่งมีคุณสมบัติตามมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม เมื่อใช้ร่วมกับลวดเหล็กอัดแรงอาจพิจารณาให้มีส่วนช่วยรับแรงดึงได้ และอาจคำนวณกำลังตัดโดยถือว่าเหล็กเสริมธรรมดามีหน่วยเท่ากับกำลังคราก (f_y)

2.1.13 พิกัดของเหล็กเสริมในองค์อาคารรับแรงดัด

อัตราส่วนเหล็กเสริมอัดแรง และเหล็กเสริมธรรมดาที่ใช้ในการคำนวณกำลังรับแรงดัดขององค์อาคารจะต้องทำให้ค่าดัชนีเหล็กเสริม (Reinforcement index) ω_p หรือ $(\omega_p + (\omega - \omega') d/d_p)$ หรือ $(\omega_{pw} + (\omega_w - \omega_w') d/d_p)$ มีค่าไม่เกิน $0.36 \beta_1$ หรือในรูปของสมการข้างล่างนี้

$$\text{ค่าดัชนีเหล็กเสริม} \quad (\omega_p)_{\max} \leq 0.36 \beta_1 \quad (2.45)$$

นั่นคือ ถ้าดัชนีเหล็กเสริมมีค่าเกินกว่าที่กำหนดแสดงว่าเป็นคานคอนกรีตอัดแรงที่เสริมเหล็กมากเกินไป (Over reinforced) คานจะวิบัติที่ด้านรับแรงอัดโดยคอนกรีตถูกอัดแตกก่อน การคำนวณหากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุด ในกรณีนี้ให้พิจารณาจากคอนกรีตส่วนที่รับแรงอัดเพื่อป้องกันการวิบัติอย่างฉับพลันทันทีที่คอนกรีตแตกแล้ว ข้อกำหนด ACI code หรือ วสท. จึงกำหนดว่า ปริมาณเหล็กเสริมอัดแรงที่ใช้รับโมเมนต์ดัดสูงสุด ในคานรูปใด ๆ ต้องมีปริมาณมากพอที่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกเพิ่มค่าแล้ว (Factored load) ได้ไม่น้อยกว่า 1.2 เท่าของน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้ส่วนโครงสร้างเกิดการแตกแล้ว เมื่อดัชนีเหล็กเสริมมีค่าเกินที่ให้ไว้ในข้อ 2.1.14 กำลังรับแรงดัดออกแบบจะต้องมีค่าไม่เกินกำลังรับแรงดัดที่คำนวณโดยใช้สัดส่วนรับแรงอัด (Compression portion) ของโมเมนต์ดัดภายในเป็นเกณฑ์

2.1.14 อัตราส่วนของเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล

อัตราส่วนของการเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล (Balance Condition ratio) $\rho_{pb} = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p}$ เพื่อให้เหล็กเสริมอัดแรงถูกดึงถึงจุดกำลังครากพอดีกับคอนกรีตส่วนที่อยู่เหนือแนวแกนสะเทินถูกอัดแตก ($\epsilon_c = 0.003$) พิจารณาได้จากสมดุลของแรงภายในหน้าตัดของคาน และจากการกระจายหน่วยการยึดหดตัวดังภาพประกอบ 16 ซึ่งจะหาได้ว่า

$$\rho_{pb} = \beta_1 \frac{0.85 \cdot f_c'}{f_{ps}} \left(\frac{0.003}{0.003 + \Delta \epsilon_{ps}} \right) \quad (2.46)$$

โดยที่ $\Delta \epsilon_{ps} = \epsilon_{ps} - \epsilon_{se}$

สำหรับคอนกรีตอัดแรงกำลังจุดคราก หรือหน่วยการยึดหดตัวของลวดเกลียวอัดแรงไม่แสดงค่าให้เห็นชัดเจน และแน่นอนซึ่งต่างจากเหล็กเสริมธรรมดา เพราะลวดเกลียวอัดแรงมีกำลังดึงสูงมาก ดังนั้นการหาค่าหน่วยแรงดึงหรือหน่วยการยึดหดตัวของลวดเกลียวอัดแรงที่สภาวะใกล้วิบัติ ต้องพิจารณาโดยอาศัยความสอดคล้องของหน่วยการยึดหดตัว โดยทั่วไปพบว่า

$$\text{หน่วยการยึดหดตัวของลวดเกลียวอัดแรงที่สภาวะวิบัติ} \quad \epsilon_{ps} \approx (0.85 - 0.90) \frac{f_{pu}}{E_s}$$

หน่วยการยืดหดตัวประสิทธิผลของลวดเกลียวอัดแรงเมื่อเริ่มถูกดึง $\epsilon_{ps} \approx 0.60 \frac{f_{pu}}{E_s}$

ดังนั้น หน่วยการยืดตัว $\Delta\epsilon_{ps} = (0.25 - 0.30) \frac{f_{pu}}{E_s} \approx 0.275 \frac{f_{pu}}{E_s}$

ฉะนั้น จากสมการ (2.39) จะได้อัตราส่วนของเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล

$$\rho_{pb} = \beta_1 \frac{0.85f_c'}{f_{pu}} \left(\frac{0.003}{0.003 + \frac{0.275f_{pu}}{E_s}} \right) \quad (2.47)$$

หากหน่วยแรงดึงประลัยของลวดเกลียวอัดแรง (f_{pu}) มีค่าเท่ากับ 18,600 (ksc) และโมดูลัสยืดหยุ่น (E_s) มีค่าเท่ากับ 2×10^6 (ksc) จะได้อัตราส่วนของเหล็กเสริมอัดแรงที่สภาวะสมดุล

$$\rho_{pb} = 0.47\beta_1 \frac{f_c'}{f_{ps}} \quad (2.48)$$

เพื่อควบคุมให้คานคอนกรีตอัดแรงมีพฤติกรรมแบบเหนียวก่อนที่จะเกิดการวิบัติ เช่นเดียวกับที่พิจารณาสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดา ดังนั้นถ้าจะพิจารณาใช้ค่าเพียงร้อยละ 75 จะได้

$$(\rho_p)_{\max} \leq 0.75\rho_{pb} = 0.75 \left(0.47\beta_1 \frac{f_c'}{f_{ps}} \right) = 0.36\beta_1 \frac{f_c'}{f_{ps}} \quad (2.49)$$

จำนวนเหล็กเสริมแรงทั้งหมดต้องมีมากพอที่จะทำให้กำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกเพิ่มส่วนไม่น้อยกว่า 1.2 เท่าของน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้ห้องค้ำอาคารแตกร้าว (Modulus of Rupture) เท่ากับ $2.0\sqrt{f_c'}$ (ksc) ยกเว้นกรณีห้องค้ำอาคารมีกำลังรับแรงดัด และแรงเฉือนไม่ต่ำกว่า 2 เท่าของที่ต้องการ

2.1.15 การวิเคราะห์โมเมนต์ดัดแตกร้าว

การวิเคราะห์โมเมนต์ดัดแตกร้าว (Cracking Moment) เมื่อคานคอนกรีตอัดแรงรับน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน จนทำให้หน่วยแรงดึงที่ผิวล่างสุดของคานคอนกรีตมีค่าเท่ากับ โมดูลัสของการแตกร้าว (Modulus of Rupture) คือ $f_{cr} = 2.0\sqrt{f_c'}$ (ksc) คานคอนกรีตอัดแรงจะเริ่มร้าว โมเมนต์ดัดที่เริ่มทำให้คอนกรีตเกิดรอยร้าว เรียกว่า โมเมนต์ดัดแตกร้าว (Cracking Moment, M_{cr}) และให้ตรวจสอบปริมาณเหล็กเสริมต่ำสุดในส่วนโครงสร้างคอนกรีตอัดแรงจากสมการข้างล่างนี้ และพิจารณาได้ดังภาพประกอบ 17

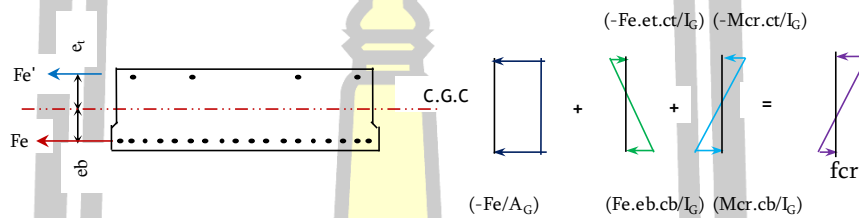
$$\phi M_n \geq 1.2M_{cr} \quad (2.50)$$

ข้อกำหนดของ ACI code หรือ วสท. (The Engineering institute of Thailand, 2553) กำหนดว่า ไม่จำเป็นต้องใช้เงื่อนไขที่กำหนดไว้ในสมการข้างต้น ถ้าโครงสร้างคอนกรีตอัดแรงมีกำลังต้านทานทั้งโมเมนต์ดัด และแรงเฉือน ดังนี้

$$\phi M_n \geq 2M_u \quad \text{และ} \quad \phi V_n \geq 2V_u \tag{2.51}$$

หน่วยแรงดึงที่ผิวล่าง $f_{cr} = \frac{F_e}{A_x} - \frac{F_e \cdot e \cdot c_b}{I_G} + \frac{M_{cr} \cdot c_b}{I_G}$ (2.52)

โมเมนต์ดัดแตกร้าว $M_{cr} = F_e \cdot e + \frac{F_e \cdot I_G}{A_G \cdot c_b} + f_{cr} \frac{I_G}{c_b}$ (2.53)



(ก) หน้าตัดคาน (ข) การกระจายหน่วยแรง และแรงต้านทานภายใน

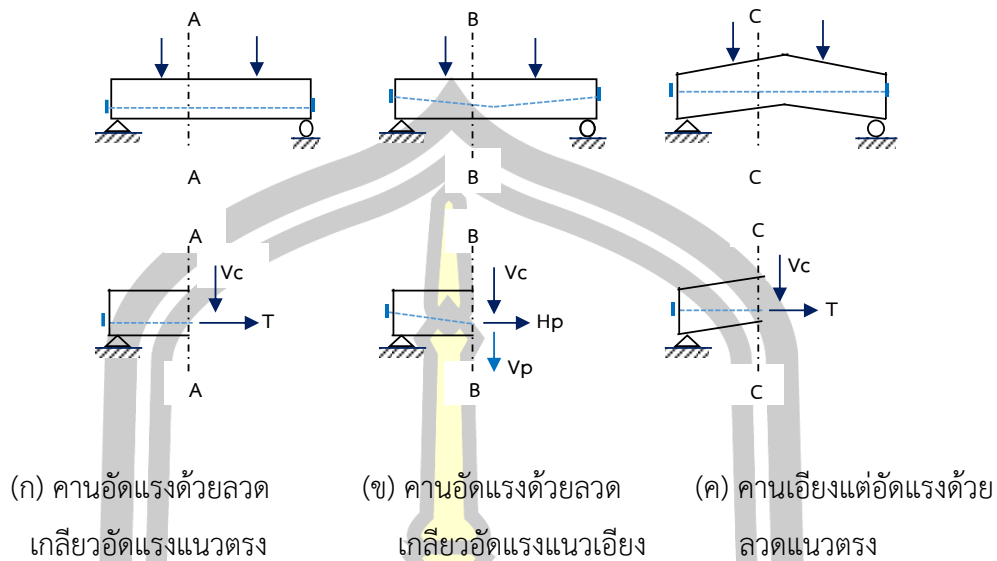
ภาพประกอบ 17 การหาโมเมนต์ดัดแตกร้าว (Cracking Moment)

2.1.16 แรงเฉือน และข้อพิจารณาทั่วไป

แรงเฉือน และข้อพิจารณาทั่วไป (Shear and General Considerations) คานคอนกรีตอัดแรงจะสามารถต้านทานแรงเฉือนได้ดีกว่าคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ทั้งนี้เพราะแรงอัดที่เกิดขึ้นจากลวดเกลียวอัดแรง จะป้องกันไม่ให้คอนกรีตแตกร้าว ซึ่งเป็นสาเหตุให้ความต้านทานรับแรงเฉือนของคอนกรีตน้อยลง แรงเฉือนที่เกิดขึ้นในคานคอนกรีตอัดแรง (สมโพธิ วิวิธเกยูรวงศ์, 2555) ดัง

ภาพประกอบ 18





ภาพประกอบ 18 แรงเฉือนที่คองกรีต และลวดเกลียวอัดแรงรับได้

จากภาพประกอบข้างบน รูป (ก) ใช้ลวดอัดแรงเป็นเส้นตรงอยู่ในแนวขนานกับคาน จะเกิดแรงเฉือน (V) ที่หน้าตัด A - A ซึ่งคองกรีตจะต้องต้านทานไว้เพียงอย่างเดียว รูป (ข) คานมีลักษณะแนวตรงแต่ลวดอัดแรงอยู่ในแนวเอียงมีจุดดิ่งลงตรงกลางจุดเดียว (Single point depression) แรงเฉือนที่หน้าตัด B - B จะมีค่าเท่ากับแรงเฉือนที่คองกรีตรับได้ รวมทั้งแรงเฉือนที่ลวดอัดแรงช่วยรับเอาไว้ ($V=V_c+V_p$) ในที่นี้ (V_c) คือ แรงเฉือนที่คองกรีตรับได้ และ (V_p) คือ ส่วนของการอัดแรง (Pre stress) ในแนวตั้ง และรูป (ค) คานมีลักษณะเอียงขึ้นแต่มีลวดอัดแรงในแนวราบแรงเฉือนที่หน้าตัด C - C ในแนวตั้งยังคงถูกต้านทานไว้ด้วยคองกรีตเพียงอย่างเดียว ทั้งนี้เพราะลวดอัดแรงอยู่ในแนวตั้งฉากกับทิศทางที่แรงเฉือนกระทำ แต่ถ้าหากว่าลวดอัดแรงไม่อยู่ในแนวตั้งฉากกับทิศทางของแรงเฉือน ส่วนของการอัดแรงจะมีส่วนเพิ่มหรือลดความต้านทานรับแรงเฉือนของคองกรีตได้

2.1.17 แรงเฉือน และกำลังประลัยของคาน

แรงเฉือน และกำลังประลัยของคาน (Shear and Ultimate Strength for Beam) การออกแบบคานเพื่อรับแรงเฉือนได้ผลดีโดยวิธีน้ำหนักบรรทุกคูณเพิ่ม หรือวิธีกำลังประลัย (Factored load design or Ultimate strength design) จะตรงตามพฤติกรรมของคองกรีตมากกว่าการออกแบบโดยวิธีน้ำหนักบรรทุกใช้งาน หรือวิธีกำลังใช้งาน (Service load design or Working strength design) เพราะออกแบบหลังจากคองกรีตแตกแล้ว รอยแตกกว้างเนื่องจากแรงเฉือนในคานคองกรีตอัดแรงจะมีสองชนิด คือรอยแตกในเอวของคาน และรอยแตกเนื่องจากแรงดัด ในคานคองกรีตอัดแรงที่มีรอยละของลวดอัดแรงต่ำ และมีอัตราส่วนของโมเมนต์ดัดต่อแรงเฉือนสูง

รอยแตกเนื่องจากแรงดัดจะเกิดขึ้นก่อน แต่ในกรณีคานคอนกรีตอัดแรงมีแรงเฉือนสูงมารอยแตกใน
 เหวคานจะเกิดขึ้นก่อน การออกแบบแรงเฉือนโดยวิธีน้ำหนักบรรทุกทุกตัวคูณเพิ่มตามข้อกำหนด ACI
 Code (ACI Standard, 2014) และ (The Engineering institute of Thailand, 2553) ได้กล่าวไว้
 ดังนี้

$$V_u \leq \phi V_n \quad (2.54)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.55)$$

$$V_{ci} = 0.16\sqrt{f_c'} b_w d + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{max}} \geq 0.45\sqrt{f_c'} b_w d \quad (2.56)$$

$$V_{cw} = (0.93\sqrt{f_c'} + 0.3f_{pe}) b_w d + V_p \quad (2.57)$$

$$M_{cr} = \left(\frac{I_G}{y_t} \right) (0.16\sqrt{f_c'} + f_{pe} - f_d) \quad (2.58)$$

กำหนดให้

V_u คือ แรงเฉือนตัวคูณเพิ่มที่หน้าตัดพิจารณา

V_n คือ แรงเฉือนระบุ

$$V_n \geq \frac{V_u}{\phi}$$

ϕ คือ ตัวประกอบลดกำลังสำหรับแรงเฉือนระบุ = 0.85

V_c คือ แรงเฉือนระบุของคอนกรีต

V_s คือ แรงเฉือนระบุของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

V_{ci} คือ แรงเฉือนระบุของคอนกรีตเมื่อเกิดรอยแตกทแยง เนื่องจากแรงเฉือน และ

โมเมนต์ดัด

V_{cw} คือ แรงเฉือนระบุของคอนกรีตเมื่อเกิดรอยแตกทแยง เนื่องจากแรงดึงประธานใน

เอวคาน

V_d คือ แรงเฉือนที่หน้าตัดคานหรือคานเชิงประกอบ เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่

ภายนอกทั้งหมด

V_i คือ แรงเฉือนตัวคูณเพิ่มจากน้ำหนักบรรทุกทุกตัวคูณเพิ่มภายนอกทั้งหมด ยกเว้น

น้ำหนักบรรทุกคงที่ ที่หน้าตัดเดียวกับโมเมนต์ตั้งคูณเพิ่มสูงสุด

V_p คือ ส่วนของแรงอัดประสิทธิผลในแนวตั้งที่หน้าตัดพิจารณา

b_w คือ ความกว้างของเวอคานหรือคานเชิงประกอบ

d คือ ระยะจากผิวด้านบนสุดของคานที่เกิดแรงอัดมายังจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมรับแรงดึง แต่ต้องไม่น้อยกว่า เท่าของความสูงของคานคอนกรีตอัดแรง หรือคานเชิงประกอบ

y คือ ระยะจากจุดศูนย์กลางของหน้าตัดไปยังรอยต่อระหว่างเวอกับปีกของคาน

y_t คือ ระยะจากแกนผ่านจุดศูนย์กลางของหน้าตัดทั้งหมดของคาน หรือคานเชิงประกอบมายังผิวด้านบนสุดที่เกิดแรงดึง

I_G คือ โมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดคานหรือคานเชิงประกอบที่รับแรงกระทำจากน้ำหนักบรรทุกทุกตัวคูณเพิ่มทั้งหมด

M_{max} คือ โมเมนต์ตัวคูณเพิ่มสูงสุดที่หน้าตัด เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกตัวคูณเพิ่มภายนอกทั้งหมด ยกเว้นน้ำหนักบรรทุกคงที่

M_{cr} คือ โมเมนต์ที่ทำให้เกิดรอยแตกร้าวจากแรงดัดที่หน้าตัดคานหรือคานเชิงประกอบ เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกภายนอกทั้งหมด

f_{pe} คือ หน่วยแรงอัดในคอนกรีตเนื่องจากแรงอัดประสิทธิผลเพียงอย่างเดียวที่ผิวด้านบนสุดของหน้าตัดคาน เมื่อเกิดหน่วยแรงดึงจากน้ำหนักบรรทุกทุกภายนอกทั้งหมด

โดยคำนวณจาก
$$\frac{F_c}{A_G} + \frac{F_c \cdot e \cdot y_t}{I_G}$$

f_{pc} คือ หน่วยแรงอัดในคอนกรีตเนื่องจากแรงอัดประสิทธิผลเพียงอย่างเดียวหรือแรงอัดประสิทธิผลกับน้ำหนักบรรทุกคงที่ที่จุดศูนย์กลางของหน้าตัดคาน หรือคานเชิงประกอบที่รับแรงกระทำจากน้ำหนักบรรทุกทุกภายนอกทั้งหมดหรือที่รอยต่อระหว่างเวอกับปีกคาน เมื่อจุดศูนย์กลางอยู่ในปีกคาน

โดยคำนวณจาก
$$\frac{F_c}{A_G} + \frac{F_c \cdot e \cdot y_t}{I_G} \text{ or } \frac{F_c}{I_G} - \frac{F_c (c_b' - c_b)}{I_G} + \frac{M_D (c_b' - c_b)}{I_G}$$

f_d คือ หน่วยแรงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ ที่ผิวด้านบนสุดของหน้าตัดคาน เมื่อเกิดหน่วยแรงดึงจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ที่ภายนอกทั้งหมด

โดยคำนวณจาก
$$\frac{M_D y_t}{I_G}$$

กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต V_c ใช้ค่าน้อยกว่าระหว่าง V_{ci} และ V_{cw} สำหรับคานที่มีแรงอัดประสิทธิผลไม่น้อยกว่า 40 % ของกำลังดิ่งประลัยของลวดเกลียวแรงอัด

$$V_c = \left(0.16\sqrt{f_c'} + 49 \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (2.59)$$

กำหนดให้

M_u คือ โมเมนต์ตัวคูณเพิ่มที่หน้าตัดพิจารณา

$$\frac{V_u d}{M_u} \leq 1,0.53\sqrt{f_c'} b_w d \leq V_c \leq 1.3\sqrt{f_c'} b_w d$$

เมื่อแรงเฉือนตัวคูณเพิ่ม V_u มากกว่ากำลังเฉือน (ϕV_c) พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนหาค่าได้ดังนี้

เมื่อเหล็กเสริมรับแรงเฉือนตั้งฉากกับแนวแกนกลางของคาน

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (2.60)$$

เมื่อเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเอียงทำมุม (α) กับแกนกลางของคาน

$$V_s = A_v f_y (\sin \alpha + \cos \alpha) \frac{d}{s} \quad (2.61)$$

เมื่อ

$$V_s = V_n - V_c, V_n = \frac{V_u}{\phi}$$

A_v คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนภายในระยะ (s)

s คือ ระยะเรียงของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวขนานกับเหล็กเสริมตามยาว

f_y คือ กำลังครากของเหล็กเสริมธรรมดา

α คือ มุมที่เหล็กเสริมรับแรงเฉือนเอียงทำมุมกับแกนตามยาวของคาน

กำลังรับแรงเฉือน (V_s) จะต้องไม่มากกว่า $2.1\sqrt{f_c'} b_w d$ และเมื่อ V_s มากกว่า $1.1\sqrt{f_c'} b_w d$ ระยะเรียง (s) ของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนมากที่สุด จะต้องลดลงเหลือเพียงครึ่งหนึ่ง

เมื่อต้องเสริมเหล็กเสริมรับแรงเฉือนและโมเมนต์บิดตัวคูณเพิ่ม T_u มีค่าไม่เกิน $\phi(0.4\sqrt{f_c'}\Sigma x^2y)$ เหล็กเสริมรับแรงเฉือนต่ำสุดสำหรับคานคอนกรีตอัดแรง และคานคอนกรีตเสริมเหล็กจะต้องไม่น้อยกว่า

$$A_v = \frac{3.5b_w s}{f_y} \quad (2.62)$$

สำหรับคานคอนกรีตอัดแรงที่มีแรงอัดประสิทธิผลไม่น้อยกว่า 40% ของกำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็กเสริมรับแรงดัด เหล็กเสริมรับแรงเฉือนต่ำสุดจะต้องไม่น้อยกว่า

$$A_v = \frac{A_{ps}}{80} \cdot \frac{f_{pu}}{f_y} \cdot \frac{s}{d} \cdot \sqrt{\frac{d}{b_w}} \quad (2.63)$$

จากสมการ (2.62) ใช้ได้ทั้งคานคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดา คานคอนกรีตเสริมเหล็กอัดแรง แต่สมการ (2.63) ใช้กับคานคอนกรีตอัดแรงเท่านั้น

2.1.18 ปริมาณเหล็กดัดพิเศษที่ปลายคาน

ปริมาณเหล็กดัดพิเศษที่ปลายคาน (Additional Stirrups at the bearing) ให้แรงดึงจากโมเมนต์อัดแตก หรือโมเมนต์อัดระเบิดที่ปลายคานเท่ากับ 4% ของแรงดึงที่เหลือขณะถ่ายแรง (สมโพธิ วิวิธเกียรติก, 2555) โดยคำนวณจากสมการนี้

$$\text{จะได้แรงดึงทั้งหมด} \quad T_t = 0.04P_i \quad (2.64)$$

$$\text{หน้าตัดของเหล็กเสริม} \quad A_{vs} = \frac{T_t}{f_s} \quad (2.65)$$

$$\text{จำนวนเหล็กดัดพิเศษ} \quad N_v = \frac{A_{vs}}{2d_b} \quad (2.66)$$

ซึ่งระบุให้ใส่เหล็กดัดพิเศษที่ระยะ $d/4$ จากปลายคานทั้ง 2 ข้าง

2.1.19 ระยะโก่งขึ้น และระยะแอ่นตัวลง

ในการคำนวณหาระยะโก่งขึ้น (Cambering) และระยะแอ่นตัวลง (Sagging) ของคานคอนกรีตอัดแรงที่รับโมเมนต์ดัด (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 1992) ใช้สมมติฐานที่ว่าคอนกรีตมีลักษณะเป็นเนื้อเดียว (homogeneous) และอยู่ในช่วงอีลาสติก (Elastic) ก่อนที่คอนกรีตจะแตก การหาระยะโก่งของคานคอนกรีตอัดแรงกระทำได้แม่นยำกว่าคานคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดา ทั้งนี้เพราะคานคอนกรีตอัดแรงมีพฤติกรรมที่เป็นอีลาสติกมากกว่า ซึ่งจะกระทำ

ให้ถูกต้องได้ยากเนื่องจากค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (Modulus of elasticity) ของคอนกรีต (E_s) ค่อนข้างจะเปลี่ยนแปลงไปตามหน่วยแรงที่กระทำต่อคอนกรีต และอายุของคอนกรีตผลของการคืบ (Creep)

การคำนวณหาระยะโก่งขึ้น และแอนลงของคานคอนกรีตอัดแรง โดยจะคำนวณได้จากโมเมนต์ดัดซึ่งเกิดจากน้ำหนักบรรทุกบนคาน ระยะโก่งขึ้นคำนวณได้จากโมเมนต์เกิดจากระยะเยื้องศูนย์ (Eccentricity) ของแรงอัด (Prestressing) แต่ในบางครั้งระยะเยื้องศูนย์ของแรงอัดก็จะทำให้แอนลงได้ ซึ่งการคำนวณจำเป็นต้องใช้สมมติฐานดังต่อไปนี้

2.1.19.1 ใช้หน้าตัดทั้งหมดของคอนกรีตในการหาโมเมนต์ความเฉื่อยของคาน

2.1.19.2 แรงอัดที่ทำให้เกิดระยะโก่งตัวขึ้นหรือระยะแอนตัวลง จะมีค่าอยู่ระหว่างแรงอัดแรกเริ่ม (Initial prestressing) และแรงอัดขั้นสุดท้าย (Final prestressing)

2.1.19.3 แรงอัดมีค่าเท่ากันตลอดความยาวของคาน

2.1.19.4 หากลวดเหล็กอัดแรงมีการเปลี่ยนแปลงความลาดอย่างทันทีทันใด ให้เปลี่ยนแรงดึงในลวดอัดแรงนั้นเป็นน้ำหนักบรรทุกที่กระทำเป็นจุด (Concentrated load) ที่จุดเปลี่ยนความลาดนั้น แต่ถ้าลวดเหล็กอัดแรงวางอยู่ในลักษณะโค้งแบน (Flat curve) ให้เปลี่ยนแรงดึงในลวดอัดแรงนั้นเป็นน้ำหนักบรรทุกทุกแบบแผ่สม่ำเสมอ

ค่าตัวคูณเพิ่มเพื่อการคำนวณการโก่งหรือแอนตัวของคานสะพานคอนกรีตอัดแรง การลดแรงอัดเนื่องจากการคืบของคอนกรีต และการหดตัว การคลายแรงดึงในเส้นลวด การเสื่อมลดของแรงดังกล่าวรวมทั้งการเปลี่ยนแปลงของค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต มีผลทำให้การโก่งตัวขึ้นของคานเพิ่มมากขึ้น ค่าตัวคูณเพิ่มเพื่อคำนวณการโก่งขึ้นหรือแอนตัวลง สำหรับหน้าตัดเป็นแบบคานปกติ และคานเชิงประกอบ หาได้จากตาราง 5 และตาราง 6

ตาราง 5 แสดงค่าตัวคูณเพื่อคำนวณการโก่งตัวในสภาวะขณะถ่ายแรง ตามมาตรฐาน AASHTO

ขณะถ่ายแรง	คานปกติ	คานเชิงประกอบ
การโก่งตัวลงเนื่องจากน้ำหนักตัวคาน	1.85	1.85
การโก่งตัวขึ้นเนื่องจากการอัดแรง ขณะติดตั้ง	1.80	1.85

ตาราง 6 แสดงค่าตัวคูณเพิ่มเพื่อคำนวณการโก่งหรือแอนตัวในสภาวะขณะใช้งานในระยะยาวตามมาตรฐาน AASHTO

ขณะใช้งานในระยะยาว	คานปกติ	คานเชิงประกอบ
การโก่งตัวลงเนื่องจากน้ำหนักตัวคาน	2.70	2.40
การโก่งตัวขึ้นเนื่องจากการอัดแรง	2.45	2.20

ขณะใช้งานในระยะยาว	คานปกติ	คานเชิงประกอบ
การโก่งตัวลงเนื่องจากน้ำหนักคอนกรีตเททับหน้า	-	2.30
การโก่งตัวลงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่ม	3.00	3.00

2.1.20 การคำนวณระยะโก่งตัวขึ้น และระยะแอ่นตัวลง
เนื่องจากระยะเยื้องศูนย์กลางของแรงอัด ให้ใช้ (C.G.S) ของลวดเกลียวอัดแรงทั้งกลุ่ม

2.1.20.1 การคำนวณระยะโก่งตัวขึ้น และระยะแอ่นตัวลงจากสมการดังต่อไปนี้
ในสถานะขณะถ่ายแรง

$$\text{ระยะโก่งตัวขึ้นเนื่องจากการอัดแรง} \quad \Delta_P = \frac{F_1 e L^2}{8EI} \quad (2.67)$$

$$\text{ระยะแอ่นตัวลงเนื่องจากน้ำหนักของคาน} \quad \Delta_G = \frac{5wL^4}{384EI} \quad (2.68)$$

2.1.20.2 ในสถานะการติดตั้งในหน้างานหรือขณะการก่อสร้าง โดยใช้ค่าตัวคูณจากตาราง 5 จะได้ระยะโก่งตัวขึ้นดังนี้

$$\text{ระยะโก่งตัวขึ้นขณะติดตั้ง} \quad \Delta_{ER} = (\Delta_P 1.80) - (\Delta_G 1.85) \quad (2.69)$$

2.1.20.3 ระยะแอ่นตัวลงหลังการก่อสร้างแล้วเสร็จ

$$\text{ระยะแอ่นตัวลงเนื่องจากน้ำหนักคอนกรีตทับหน้า} \quad \Delta_S = \frac{5wL^4}{384EI} \quad (2.70)$$

$$\text{ระยะแอ่นตัวลงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกเพิ่ม} \quad \Delta_C = \frac{5wL^4}{384EI} \quad (2.71)$$

$$\text{จะได้ระยะโก่งตัวขึ้นหลังการก่อสร้างแล้วเสร็จ} \quad \Delta_{FC} = \Delta_{ER} - \Delta_S - \Delta_C \quad (2.72)$$

2.1.20.4 ระยะโก่งหรือแอ่นตัวเนื่องจากน้ำหนักคงที่ในระยะยาว (long term deflection) โดยใช้ค่าตัวคูณจากตาราง 6 จะได้ระยะโก่งหรือแอ่นตัวรวมดังนี้

$$\text{ระยะโก่งตัวขึ้นในระยะยาวรวม} \quad (\Delta_P 2.2) - (\Delta_G 2.40) - (\Delta_S 2.30) - (\Delta_C 3.0) \quad (2.73)$$

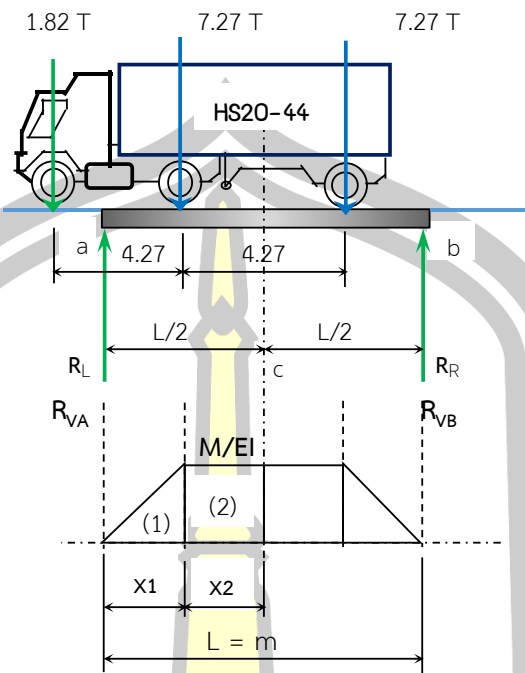
2.1.21 การควบคุมระยะโค้งหรือแอ่นตัว

การควบคุมระยะโค้งหรือแอ่นตัว (Deflection Limitations) ระยะการโค้งตัวสูงสุดไม่ให้เกินกว่ามาตรฐาน AASHTO ที่ยอมรับให้สำหรับการออกแบบสะพาน โดยพิจารณาจากน้ำหนักบรรทุกทุกจรกับแรงกระแทกของรถบรรทุกทุกแบบ HS20 - 44 ดังตาราง 7 โดยกำหนดให้ใช้เครื่องหมายบวก (+) และเครื่องหมายลบ (-) แทนการโค้งตัวขึ้น (Cambering) และแอ่นตัวลง (Sagging) ตามลำดับ และงานวิจัยนี้ใช้ค่าพิกัดการโค้งตัวแบบสะพานที่ไม่มีคนเดินใช้อัตราส่วน (L/800)

ตาราง 7 แสดงค่าพิกัดการโค้งตัวสูงสุดที่ยอมให้ ตามมาตรฐาน AASHTO

ประเภทของ ชิ้นส่วน	การโค้งตัวที่พิจารณา	พิกัดการโค้งตัว	
		สะพานที่ไม่มีคนเดิน	สะพานที่มีคนเดิน
คานช่วงพาดเดียว หรือคานต่อเนื่อง	น้ำหนักบรรทุกทุกรวม กับแรงกระแทก	L/800	L/1000

การคำนวณโค้งหรือแอ่นตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกจร และแรงกระแทกจะวิกฤตที่คานตัวในเพราะการโค้งตัวสูงสุดจะเกิดขึ้นที่กึ่งกลางคาน เมื่อวางน้ำหนักให้เกิดโมเมนต์ดัดสูงสุดซึ่งจะเกิดขึ้นได้ ขณะที่เพลากลางกับเพลาลังอยู่ห่างจากจุดกึ่งกลางเท่ากับที่ระยะ $x_2 = \frac{4.27}{2} = 2.135\text{m}$ และจากปลายคานทั้งสองข้างจะเหลือระยะที่สมมาตร การหาระยะโค้งที่กึ่งกลางคานจะหาได้โดยวิธีโมเมนต์ของพื้นที่ (Moment-area) จากทฤษฎีลากเส้นสัมผัสกับเส้นโค้งฮิสตริกที่กึ่งกลางคาน ระยะโค้งตัวหรือแอ่นตัวลง ของจุดรองรับที่ปลายด้านซ้ายเทียบกับเส้นสัมผัสที่จะกึ่งกลางคาน จะเท่ากับโมเมนต์ของพื้นที่ $\frac{M}{EI}$ ระหว่างจุดรองรับปลายด้านซ้ายกับกึ่งกลางคานรอบปลายด้านซ้าย การแบ่งพื้นที่กราฟโมเมนต์ระหว่างปลายคานด้านซ้ายกับปลายด้านขวาจะได้รูปสี่เหลี่ยมคางหมู แบ่งออกเป็นสามเหลี่ยมรูป (1) และรูปสี่เหลี่ยม (2) จากนั้นหาตำแหน่งจุดศูนย์กลางถ่วงของแต่ละพื้นที่ให้จุด (R_{VD}) เป็นจุดหมุนรอบแกน (สมโพธิ วิวิธเกียรติก, 2555) ดังภาพประกอบ 19



ภาพประกอบ 19 การหาค่าโก่งตัวของคานจากรถบรรทุก HS20-44

คำนวณการโก่งตัวโดยใช้โมเมนต์รอบปลายคานด้านซ้ายได้จากสมการ ดังต่อไปนี้

$$\Delta_{L1} = \frac{\left(0.5M \cdot x_1 \left(\frac{2}{3}x_1\right)\right)}{E(I_G)} \tag{2.74}$$

$$\Delta_{L2} = \frac{\left(M \cdot x_2 (0.5x_2 + x_1)\right)}{E(I_G)} \tag{2.75}$$

การโก่งตัวรวม $\Delta_L = \Delta_{L1} + \Delta_{L2}$ (2.76)

การคำนวณอัตราส่วนแรงกระแทกจากสมการข้างล่างนี้จะได้

$$\Delta_I = \Delta_L (I) \tag{2.77}$$

จะได้การโก่งหรือแอ่นตัวสูงสุดจากน้ำหนักบรรทุกจรและแรงกระแทกของรถบรรทุกแบบ

HS20-44

$$\Delta_{Lmax} = \Delta_L + \Delta_I \leq \Delta_{Allow} \tag{2.78}$$

ค่าพิทักการโก่งหรือแอ่นตัว Δ_{Allow} เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรของรถบรรทุกแบบ HS20 - 44 โดยนำมาเปรียบเทียบกับค่าพิทักโก่งหรือแอ่นตัวสูงสุดที่ยอมให้ ดังตาราง 7

2.2 ฮิลไคลมิงอัลกอริทึม

ในปี ค.ศ 1984 ฮิลไคลมิงอัลกอริทึม (Hill Climbing Algorithm, HCA) (Pearl J, 1984) Pearl ได้นำเสนอครั้งแรกเป็นการค้นหาคำตอบที่เหมือนปีนเขา โดยนักปีนเขาจะเดินทางไปสู่ยอดเขา ได้จะต้องมองหาตำแหน่งยอดเขา แล้วไปถึงจุดนั้นโดยหาเส้นทางที่สั้นที่สุด เพื่อใช้เวลาให้น้อยลง

โดยอัลกอริทึมนี้เป็นวิธีการหาสถานะเป้าหมายหรือสถานะที่ดีที่สุด ที่หาคำตอบเชิงฮิวริสติก (Heuristic Search) เช่นเดียวกับเจเนติกอัลกอริทึม (Genetic Algorithm) ซึ่งกำลังนิยมใช้ในการแก้ปัญหาในด้านความเหมาะสมหลาย ๆ ปัญหา เนื่องจากเป็นขั้นตอนที่รวดเร็ว และมีประสิทธิภาพ ในการค้นหาคำตอบที่เหมาะสม สำหรับค่าสูงสุดหรือค่าต่ำสุด หาคำตอบเชิงกราฟ (Graph Search Algorithm) คล้ายการไต่ขึ้นเขา (Esfandiari M.J, Urgessa G.S, Sheikholarefin S, & Manshadi S.H.D, 2018) และลงจากเขาในแนวตั้งตลอด ในการมุ่งสู่เป้าหมาย ประกอบด้วยขั้นตอนต่าง ๆ ดังนี้

2.2.1. ตรวจสอบสถานะเริ่มต้น ถ้าสถานะเริ่มต้นคือสถานะเป้าหมายให้แสดง คำตอบและ หยุดการทำงาน แต่ถ้าสถานะเริ่มต้นไม่ได้เป็นสถานะเป้าหมาย ให้เปลี่ยนสถานะนี้เป็น สถานะปัจจุบัน (Current State) แล้วทำตามขั้นตอนต่อไป

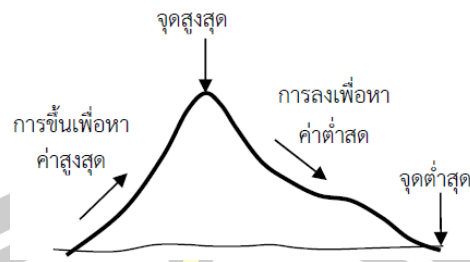
2.2.2. ให้ทำตามกระบวนการข้างล่างนี้จนกว่าจะพบคำตอบ หรือจนกระทั่งไม่มีตัว ดำเนินการใด ๆ ที่จะใช้กับสถานะปัจจุบัน เพื่อสร้างสถานะใหม่

2.2.3. เลือกตัวดำเนินการที่ยังไม่ได้นำมาใช้กับสถานะปัจจุบันเพื่อสร้างสถานะใหม่

2.2.4. ทำการตรวจสอบสถานะดังนี้

1) ถ้าเป็นคำตอบให้หยุดการทำงาน
2) ถ้าไม่ใช่คำตอบ แต่สถานะใหม่นี้ดีกว่าสถานะปัจจุบัน ให้กำหนดสถานะใหม่นี้ เป็นสถานะปัจจุบัน

3) ถ้าไม่ใช่ และสถานะแย่กว่าสถานะปัจจุบันให้กลับไปทำข้อที่ 2.2.4 ใหม่ วิธี แบบจำลองการปีนเขา เป็นการหาคำตอบเชิงกราฟ (Graph Search Algorithm) มีลักษณะคล้ายกับการขึ้นเขาหรือลงเขาไปในแนวตั้งตลอดแนวคล้ายกับการไต่ภูเขาข้อมูล ดังภาพประกอบ 20 ซึ่งในการขึ้นเขาหรือลงเขานั้นจะขึ้นอยู่กับฟังก์ชันวัตถุประสงค์ และการสุ่มค่าที่อยู่ในช่วงที่กำหนด โดยในแต่ละขั้นตอนมีลักษณะการทำงานดังนี้



ภาพประกอบ 20 การป็นฎเข้าข้อมูลของวิธีแบบจำลองการป็นเขา (HCA)

1. การสร้างสถานะเริ่มต้น เป็นการสร้างสถานะคำตอบแรกขึ้นด้วยการสุ่มตัวแปร ออกแบบของปัญหาที่กำหนดไว้ เพื่อสร้างเป็นคำตอบชุดแรกก่อนเข้าสู่กระบวนการหาคำตอบที่เหมาะสม

2. การสร้างสถานะใหม่ เป็นการสร้างคำตอบใหม่ด้วยการปรับเปลี่ยนจากคำตอบเดิมเล็กน้อย ซึ่งในปัญหานี้เป็นการปรับเปลี่ยนคุณสมบัติของหน้าตัดคาน (กำลังของคอนกรีต กำลังรับแรงของลวดเกลียวอัดแรง ขนาดหน้าตัดคาน และปริมาณลวดเกลียวอัดแรง) โดยสุ่มขึ้นหนึ่งชั้น หรือสุ่มลดหนึ่งชั้นในบางตำแหน่งดังภาพประกอบ 21 ซึ่งคำตอบใหม่ที่ได้สามารถเป็นไปได้ทั้งคำตอบที่ดีขึ้นหรือแย่ลงกว่าคำตอบเดิม

	fc'	fy	H	Strand	QTY.		fc'	fy	H	Strand	QTY.	
-1	400	3000	30	11.1	10	→	-1	450	3000	25	11.1	8
0	450	3000	35	11.1	12		0	500	3000	30	12.7	10
+1	500	4000	40	12.7	14		+1	550	4000	35	12.7	12

ก) คำตอบเดิม

ข) คำตอบใหม่

ภาพประกอบ 21 ลักษณะการปรับคำตอบ ของวิธีแบบจำลองการป็นเขา

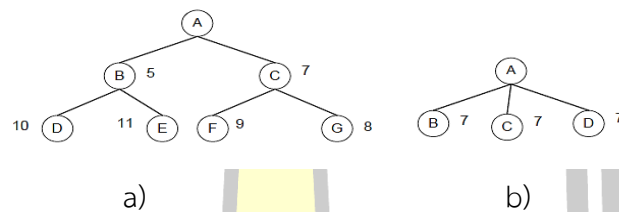
3. การตรวจสอบสถานะ เป็นการตรวจสอบคำตอบหลังจากการสร้างสถานะเพื่อตรวจสอบและแสดงสถานะของคำตอบที่สร้างขึ้น

4. สถานะเป้าหมาย เป็นสถานะที่ถูกกำหนดขึ้นตามที่ต้องการ หรือสถานะสุดท้ายที่มีลักษณะของคำตอบเป็นไปตามสมการเป้าหมาย จากขั้นตอนข้างต้นสามารถสรุปขั้นตอนการทำงานตามดังภาพประกอบ 23 การแก้ปัญหาด้วยวิธีแบบจำลองการป็นเขานั้น แม้จะมีข้อดีเด่นหลายอย่าง แต่ในตัวของมัน เองยังมีปัญหาที่อาจจะเกิดขึ้นได้ คือ

1. โลคอลแม็กซ์อิมัม (Local Maximum) เป็นส่วนที่บอกสถานะที่ดีที่สุดเมื่อเทียบกับ สถานะข้างเคียงเท่านั้น แต่ถ้าเทียบกับสถานะอื่น ๆ ที่อยู่ห่างออกไป หรือการตรวจสอบชั้น

ต่อไปแล้วไม่แน่ว่าจะได้ผลออกมาดีที่สุด จาก ภาพประกอบ 22 (a) จะเห็นได้ว่าที่โหนดในระดับที่หนึ่ง โหนด B และ C ค่าของ B น้อยกว่า C แต่ว่าลูกของ B กลับมีค่ามากกว่าลูกของ C ดังนั้นในการเลือกโหนดที่ดีที่สุดในระดับที่หนึ่ง คือ C จะมีมีผลให้โหนด E ซึ่งควรจะเป็นโหนดที่ดีที่สุด ไม่ได้รับการพิจารณา เพราะในระดับบน หรือระดับที่ 1 โหนด B ไม่ได้รับการเลือก

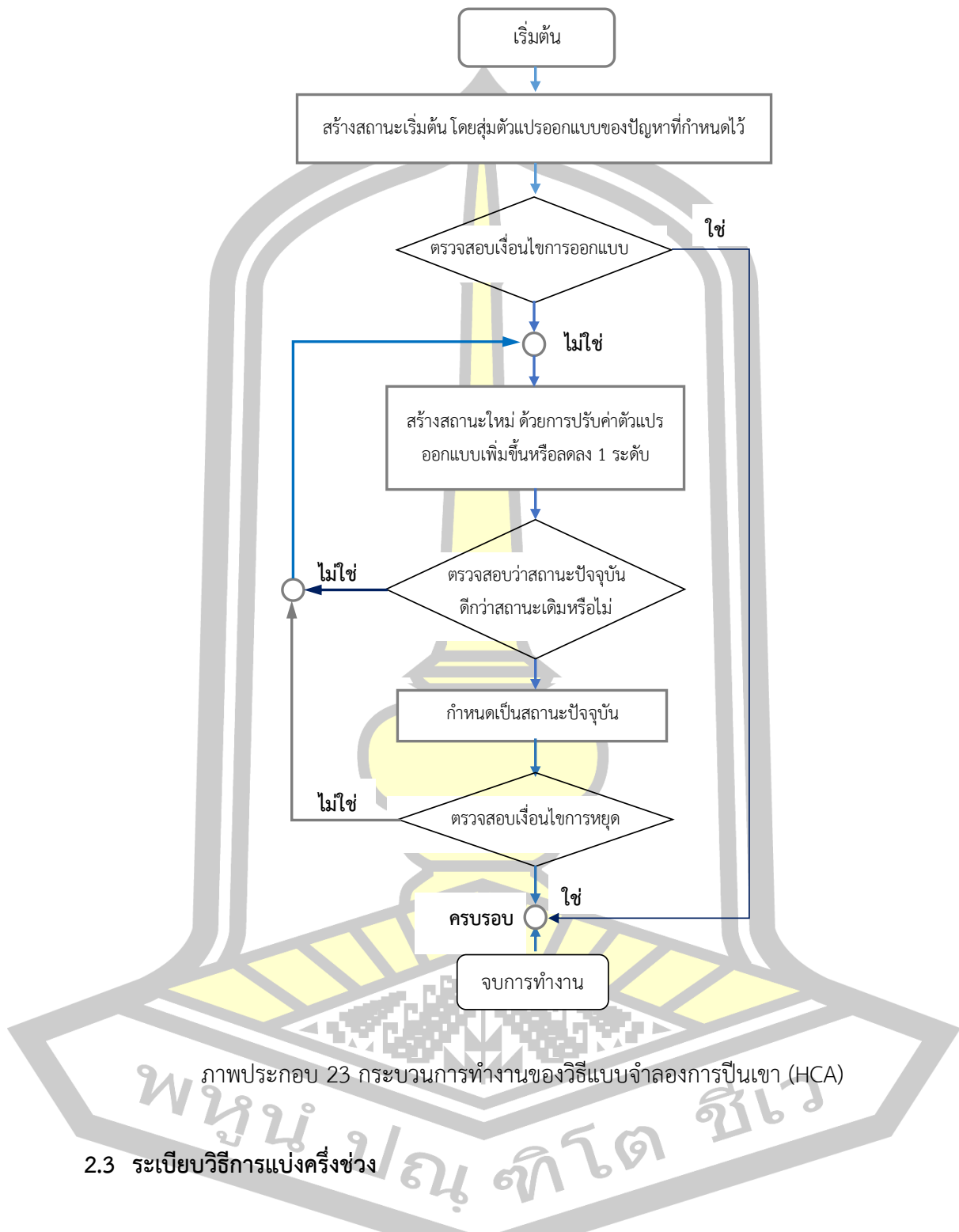
2. เพลทอ (Plateau) ในกรณีที่ปัญหาอยู่บนระดับเดียวกัน และผลของการหาค่าจากฮิลลิสติกฟังก์ชันที่ได้เท่ากันหมด จะไม่สามารถตัดสินใจได้ว่า จะเลือกเส้นทางเส้นไหน จาก ภาพประกอบ 22 (b) จะเห็นว่าโหนดลูกทั้ง 3 ของ A มีค่าเท่ากันหมด ทำให้เราไม่สามารถเลือกโหนดที่ดีที่สุดได้ ซึ่งเรื่องนี้สามารถแก้ได้ด้วยก้าวกะโดด



ภาพประกอบ 22 การสร้างโหนดเพื่อหาคำตอบ

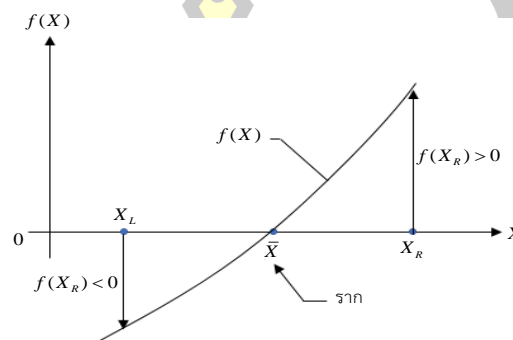
3. ริตจ (Ridge) เป็นกรณีที่การค้นหาได้เดินไปในทางที่ดีที่สุดตลอดเวลา เมื่อเปรียบเทียบกับโหนดข้างเคียง แต่เมื่อเทียบกับโหนดที่ดีที่สุดแล้วจะแย่กว่า ซึ่งจะมีลักษณะเช่นเดียวกับการเดินบนสันเขาเล็ก ๆ ที่ดูเหมือนว่าจะพาไปสู่ยอดเขาได้ แต่ยิ่งเดินยิ่งต่ำลง

พหุบัน ปณฺ ทิโต ชิว



การหารากของสมการ โดยระเบียบวิธีแบ่งครึ่งช่วง (Bisection method) ตั้งอยู่บนหลักความจริงที่ว่า ฟังก์ชัน $f(x)$ จะมีเครื่องหมายตรงกันข้ามในขณะที่มีค่าน้อยกว่า และมากกว่าค่าของราก α ที่แท้จริง ดังเช่นที่เกิดขึ้น ดังภาพประกอบ 24 กล่าวคือ ราก \bar{x} ที่ได้จากการพล็อตกราฟมี

ค่าโดยประมาณเท่ากับ 0.783 ซึ่งในตัวอย่างดังกล่าว ฟังก์ชัน $f(x)$ มีค่าเป็นบวกเมื่อ x มีค่าน้อยกว่าค่า \bar{x} และมีค่าเป็นลบเมื่อ x มีค่ามากกว่า \bar{x} แต่สำหรับปัญหาโดยทั่วไป ลักษณะการเปลี่ยนแปลงของฟังก์ชัน $f(x)$ ในช่วงที่ตัดกับแกน x อาจจะมีค่าจากมากไปน้อยดังแสดงใน ดังภาพประกอบ 24 นั้น หรืออาจมีค่าจากน้อยไปมาก (Dechaumphai P & Wansophark N, 2012) ดังภาพประกอบ 24 ก็เป็นไปได้



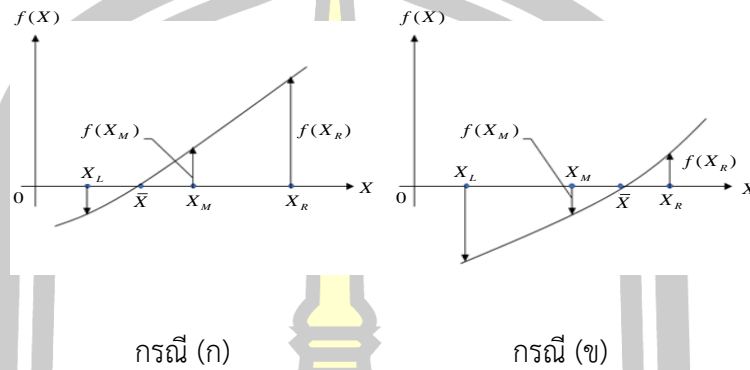
ภาพประกอบ 24 ระเบียบวิธีแบ่งครึ่งช่วงเพื่อหารากของสมการ $f(x) = 0$

อธิบายภาพประกอบ 25 นี้แสดงลักษณะการเปลี่ยนแปลงของฟังก์ชัน $f(x)$ จากการที่มีค่าเป็นลบที่ $X = X_L$ ซึ่งอยู่ทางด้านซ้าย (Left) ของราก \bar{x} ไปเป็นค่าบวกที่ $X = X_R$ ทางด้านขวา (Right) ของราก \bar{x} นั่นคือ สามารถกล่าวโดยสรุปได้ว่าหากราก \bar{x} นั้นอยู่ระหว่าง X_L และ X_R ที่กำหนดให้แล้ว ค่าฟังก์ชัน $f(X_L)$ และ $f(X_R)$ จะมีเครื่องหมายตรงข้ามกันเสมอ การคำนวณหาราก \bar{x} ด้วยระเบียบวิธีการแบ่งครึ่งช่วงประกอบด้วยหลักการ ในภาพรวมคือการบีบช่วงระหว่าง X_L และ X_R ให้แคบลงเรื่อย ๆ ด้วยการแบ่งครึ่งช่วงที่ละครั้ง โดยในขณะเดียวกันก็ทำการตรวจสอบว่าราก \bar{x} นั้นยังคงอยู่ในช่วงระหว่าง X_L และ X_R เสมอ การหาค่าฟังก์ชัน $f(X_L)$ และ $f(X_R)$ ที่จำเป็นต้องมีเครื่องหมายตรงข้ามกันข้าม ประกอบด้วยขั้นตอนโดยละเอียดที่สามารถนำไปใช้เพื่อการประดิษฐ์โปรแกรมคอมพิวเตอร์ ได้โดยตรง ดังต่อไปนี้

ขั้นตอนที่ 1 หาค่าเฉลี่ย (mean value) X_M จากค่า X_L และ X_R ที่กำหนดให้

$$X_M = \frac{X_L + X_R}{2} \quad (2.79)$$

แล้วจึงคำนวณฟังก์ชันดังกล่าวที่ตำแหน่ง X_M นี้ค่าของ $f(X_M)$ ที่คำนวณได้มีความเป็นไปได้ 2 กรณี คือ มีค่าเป็นบวก (กรณี (ก)) และมีค่าเป็นลบ (กรณี (ข)) ดังภาพประกอบ 25 ทั้งนี้ ขึ้นอยู่กับค่า X_L และ X_R ที่กำหนดให้



ภาพประกอบ 25 ความเป็นไปได้ของ $f(X_M)$ ซึ่งมีค่าเป็นบวกหรือลบนั้นขึ้นอยู่กับตำแหน่งของ X_L และ X_R ที่กำหนดให้

ขั้นตอนที่ 2 คำนวณผลคูณระหว่าง $f(X_M)$ และ $f(X_R)$

หาก $f(X_R) \cdot f(X_M) > 0$ หมายถึง ผลที่เกิดขึ้นเป็นกรณี (ก)

ดังนั้น รากจึงอยู่ในช่วง $X_L < \bar{X} < X_M$

หาก $f(X_R) \cdot f(X_M) < 0$ หมายถึง ผลที่เกิดขึ้นเป็นกรณี (ข)

ดังนั้น รากจึงอยู่ในช่วง $X_M < \bar{X} < X_R$

ขั้นตอนที่ 3 ปรับค่า X_L หรือ X_R ใหม่เพื่อบีบช่วงดังกล่าวให้แคบลง

หากผลที่เกิดขึ้นเป็นกรณี (ก) ให้ปรับค่า X_R ใหม่ให้เท่ากับ X_M

หากผลที่เกิดขึ้นเป็นกรณี (ข) ให้ปรับค่า X_L ใหม่ให้เท่ากับ X_M

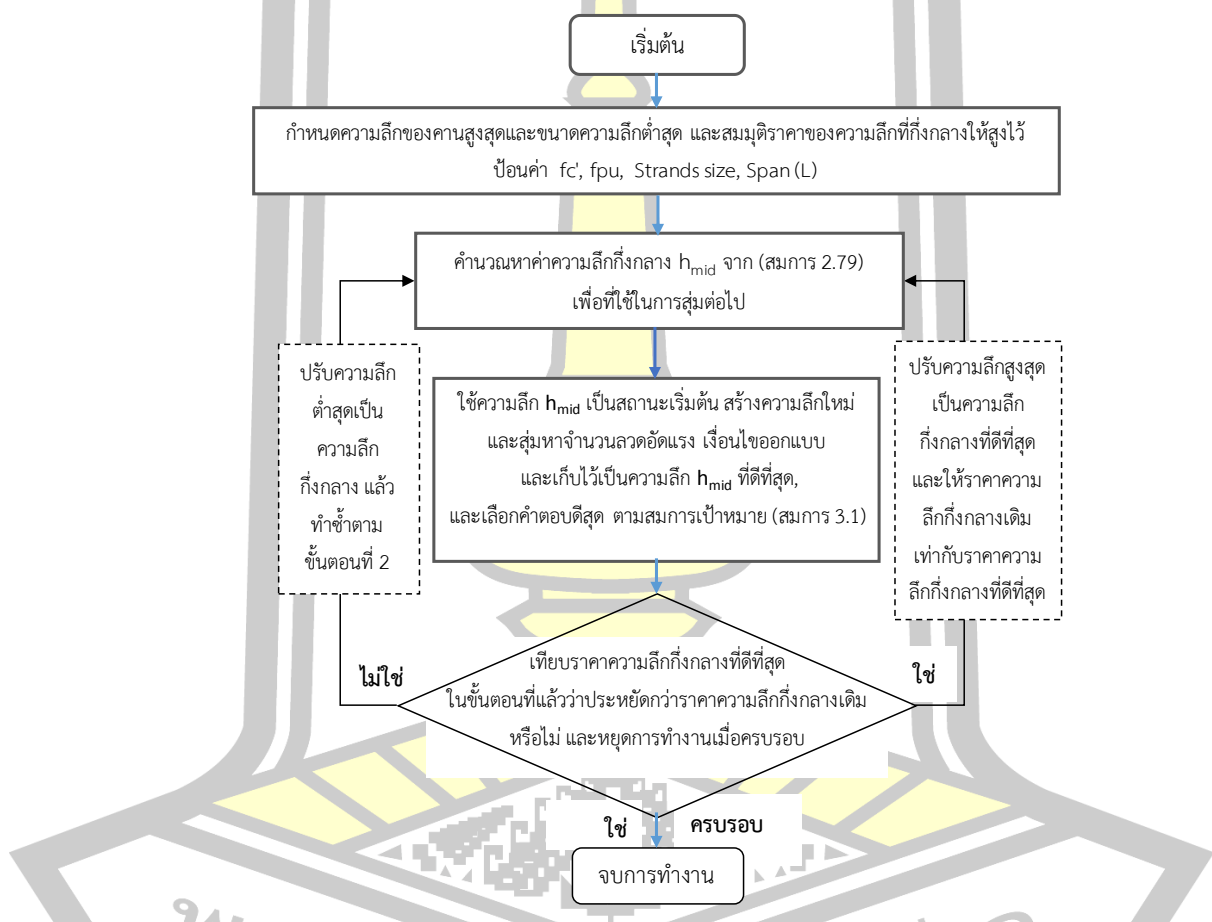
ขั้นตอนที่ 4 ตรวจสอบว่าผลลัพธ์นั้นได้เข้าสู่ถึงเกณฑ์ (convergence criterion) ที่กำหนดไว้แล้วหรือยัง เกณฑ์ดังกล่าวอาจอยู่ในรูปแบบ เช่น

$$|f(X_M)| < \varepsilon \quad (2.80)$$

โดย ε เป็นค่าความผิดพลาดที่ยอมรับได้ (tolerance) หรืออาจใช้

$$\left| \frac{X_M^{\text{new}} - X_M^{\text{old}}}{X_M^{\text{new}}} \right| \times 100\% < \varepsilon_s \quad (2.81)$$

โดย ε_s แทนค่าความผิดพลาดที่ยอมรับได้เพื่อหยุดการคำนวณ (stopping tolerance) เช่น 0.05 % ซึ่งนิยมใช้กันในปัญหาทั่วไป หากผลลัพธ์ที่ได้มีค่าถึงเกณฑ์การลู่เข้าที่กำหนดดังเช่น แสดงในสมการ (2.80) หรือ (2.81) ให้หยุดการคำนวณ แต่หากยังไม่ถึงเกณฑ์การลู่เข้าที่กำหนดไว้ ก็ให้ย้อนกลับไปยังขั้นตอนที่ 1 แล้วทำซ้ำอีก และสามารถอธิบายได้จากผังการทำงาน ดังภาพประกอบ 26



ภาพประกอบ 26 ขั้นตอนการทำงานของโปรแกรมวิธีแบ่งครึ่งช่วง (BA)

2.4 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

Limkamontip W and Anunthanakul N (2005) ได้นำเสนอการใช้เจเนติกอัลกอริทึมเพื่อการออกแบบ และการหาค่าที่เหมาะสมของคานสะพานคอนกรีตอัดแรง การดำเนินการทางเจ

เนติกอัลกอริทึม ประกอบด้วยขั้นตอนการทำงาน 3 ขั้นตอน คือ 1. การรีโพรดักชัน 2. การครอสโอเวอร์ 3. การมิวเตชัน ซึ่งเป็นกระบวนการดังกล่าวทำให้เกิดข้อมูลใหม่ และการเปลี่ยนแปลงของข้อมูล จากนั้นทำการคัดเลือกข้อมูลที่มีโอกาสอยู่รอดมากที่สุดนำมาพิจารณาค่าความเหมาะสมโดยรวม โดยกำหนดค่าความเหมาะสมที่ต้องศึกษาได้ตามความต้องการ เช่น พื้นที่หน้าตัดคาน ค่าการโก่งตัว จำนวนลวดตีเกลียวอัดแรง จำนวนคานคอนกรีตอัดแรงที่รองรับพื้นสะพาน หรือค่าอื่นๆ การหาค่าความเหมาะสมโดยรวมของการออกแบบสะพาน ด้วยการประยุกต์ใช้หลักการของเจเนติกอัลกอริทึม โดยพิจารณาน้ำหนักบรรทุกมาตรฐาน ตามข้อกำหนดของ AASHTO LRFD Bridge Design Specification จากผลการศึกษา พบว่าเจเนติกอัลกอริทึมสามารถกำหนดสมการเป้าหมายที่มีความสัมพันธ์ต่อการเปลี่ยนแปลงความกว้าง และความลึกของช่วงเอวคานที่ต้องการศึกษาได้ตามต้องการ โดยที่สมการเป้าหมายไม่จำเป็นจะต้องต่อเนื่องหรือ สามารถหาอนุพันธ์ได้ ซึ่งผลลัพธ์ที่ได้อยู่ในช่วงของสมการขอบเขตที่กำหนดไว้ และเจเนติกอัลกอริทึมสามารถกำหนดจำนวนรอบที่เป็นเงื่อนไขการหยุดที่น้อย ซึ่งทำให้ค่าผลลัพธ์ที่ได้ใกล้เคียงกับค่าที่ดีที่สุด ภายใต้เงื่อนไขที่กำหนดไว้ได้เป็นอย่างดี

Laoprom N, Cheerarot R, and Wongpa J (2014) เสนอการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กอย่างเหมาะสมโดยอัลกอริทึมจำลองการอบเหนียว สำหรับการออกแบบค่าที่เหมาะสมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยกำหนดราคาต่ำสุดเป็นฟังก์ชันวัตถุประสงค์ ซึ่งข้อมูลตัวแปรสำหรับการหาค่าที่เหมาะสม ได้แก่ ขนาดหน้าตัดคาน กำลังอัดประลัยของคอนกรีต ปริมาณเหล็กเสริม ราคาวัสดุ และค่าแรงงาน โดยใช้โปรแกรม MATLAB ในการพัฒนาขั้นตอนของอัลกอริทึมจำลองการอบเหนียว สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างนั้นใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์และการออกแบบรายละเอียดต่าง ๆ ใช้มาตรฐานของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยวิธีกำลัง (วสท.1008-38) จากการทดสอบในตัวอย่างที่ 1, 2 และ 3 แสดงให้เห็นว่า หลักการของขั้นตอนวิธีการจำลองการอบเหนียวสามารถหาคำตอบที่เหมาะสมโดยมีฟังก์ชันวัตถุประสงค์ที่แน่นอน คือ ราคาต่ำสุด ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กมีราคารวมของโครงสร้างลดลงร้อยละ 10.10, 12.56 และ 13.23 ตามลำดับเมื่อเปรียบเทียบกับวิธีทั่วไป ดังนั้นจึงสามารถนำไปใช้ในงานก่อสร้างได้อย่างเหมาะสมปลอดภัยอีกทั้งยังมีราคาต่ำกว่าที่ถูกลง

Tapown A et al. (2555) ได้นำเสนอการออกแบบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าอย่างเหมาะสมด้วยฮิลโคลมิงอัลกอริทึม ซึ่งเป็นวิธีการทำซ้ำเพื่อหาคำตอบที่เหมาะสมโดยจำลองมาจากแนวคิดของนักปีนเขาในการมองหาเส้นทางที่สั้นที่สุดเพื่อไปถึงยอดเขา โดยพัฒนาขั้นตอนหาคำตอบที่เหมาะสมด้วยโปรแกรม ไมโครซอฟท์วิซวลเบสิก 6.0 เพื่อออกแบบเสาตามมาตรฐานการออกแบบของ วสท. 1008-38 วิธีกำลัง และใช้ฮิลโคลมิงอัลกอริทึมในการหาหน้าตัดที่เหมาะสม จากผลการศึกษาพบว่า ฮิลโคลมิงอัลกอริทึมสามารถนำมาประยุกต์ใช้ในการออกแบบเสา คอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้ารับแรงอัดร่วมกับโมเมนต์ดัดทางเดียว และโมเมนต์ดัดสอง

ทางได้ โดยผลของคำตอบที่ได้คือกำลังของคอนกรีต และเหล็กเสริม ขนาดหน้าตัดเสา ขนาดเหล็กเสริม ปริมาณเหล็กเสริมที่เหมาะสม และมีราคาต่ำที่สุด

Chomchuen S, Patchotichai S, and Lamom A (2019) ได้นำเสนอการออกแบบเสา คอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดกลมรับแรงตามแนวแกนที่เหมาะสมด้วยอัลกอริทึมแบ่งครึ่งช่วง สำหรับการออกแบบที่เหมาะสมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดกลม เพื่อให้ได้ค่าพารามิเตอร์ที่เหมาะสม สำหรับอัลกอริทึมได้หน้าตัดเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ประหยัด สำหรับฟังก์ชันวัตถุประสงค์ของการวิจัย คือ ราคารวมต่ำสุดของเสาที่ออกแบบ ซึ่งคำนวณจากราคาคอนกรีตผสมเสร็จ ราคาเหล็กเสริม และค่าแรงงาน โดยเลือกใช้โปรแกรมไมโครซอฟท์วิซวลเบสิก 6.0 ในการพัฒนาอัลกอริทึม และขั้นตอนการออกแบบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กตามมาตรฐานการออกแบบของ วสท. 1007-34 วิธีกำลัง สำหรับตัวอย่างทดสอบกำหนดระยะคอนกรีตหุ้มเหล็ก แรงตามแนวแกนที่แตกต่างกันจำนวน 3 ตัวอย่าง จากผลการศึกษาพบว่า รอบเฉลี่ยร้อยละ 25 ของอัลกอริทึมแบ่งครึ่งช่วงมีการประมวลผลผลลัพธ์ที่รวดเร็วกว่า ฮิลโคลมิงอัลกอริทึม และอัลกอริทึมทั้งคู่เพียงพอดต่อการใช้งานออกแบบเสาหน้าตัดกลม ซึ่งมีความง่ายในการพัฒนาใกล้เคียงกัน

Banluepuech N and Smithakorn W (2019) นำเสนอการออกแบบอย่างเหมาะสม สำหรับคานสะพานอัดแรงรูปกล่องกลวงด้วยวิธีกลุ่มอนุภาค โดยวัตถุประสงค์ คือ ราคาค่าก่อสร้างซึ่งคำนวณจากราคาคอนกรีต เหล็กเสริมอัดแรง เหล็กเสริมไม่อัดแรง และไม้แบบ การวิเคราะห์โครงสร้างสะพานเป็นแบบคานช่วงเดียว และคานต่อเนื่อง โดยออกแบบสะพานตามมาตรฐาน AASHTO LRFD 2012 การพัฒนาโปรแกรม สำหรับการออกแบบอย่างเหมาะสมใช้ภาษาจาวา ตัวแปรหลักที่พิจารณาประกอบด้วย ความหนา และความลึกของสันหน้าตัดรูปกล่องกลวง ขนาด และจำนวนเหล็กเสริมอัดแรง เหล็กเสริมไม่อัดแรง การหาคำตอบอย่างเหมาะสมโดยใช้วิธีกลุ่มอนุภาค มีข้อดี คือ การประมวลผลที่รวดเร็ว ให้ผลลัพธ์ที่ดี และมีความง่ายในการนำไปประยุกต์ใช้กับปัญหาประเภทต่าง ๆ ได้อย่างหลากหลาย ผลการศึกษาค้นคว้าตัวอย่างพบว่า การคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมด้วยวิธีกลุ่มอนุภาค สำหรับสะพานคอนกรีตอัดแรงแบบต่อเนื่องจะประหยัดค่าก่อสร้างได้ เมื่อเปรียบเทียบกับวิธีการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสมในสะพานคอนกรีตอัดแรงแบบช่วงเดียวที่มีความยาวช่วงเท่ากัน นอกจากนี้ยังพบว่า การเลือกความยาวช่วงที่เหมาะสมจะช่วยสามารถลดค่าก่อสร้างได้อีกด้วย

บทที่ 3

วิธีดำเนินการศึกษา

การวิจัยนี้ได้ศึกษา ตัวแปรที่มีผลกระทบต่อราคาของคานสะพานคอนกรีตอัดแรง ซึ่งเป็นสมการเป้าหมายของทั้งสามวิธี ในการออกแบบอย่างเหมาะสมที่สุดด้วยการใช้โปรแกรมไมโครซอฟท์ วิชวลเบสิก 6.0 พัฒนาประยุกต์เป็นโปรแกรมคอมพิวเตอร์ช่วยคำนวณ และค้นหาคำตอบเลือกหน้าตัดคาน ตัวอย่างการออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสม รับน้ำหนักบรรทุกคงที่ น้ำหนักบรรทุกจร และแรงกระแทกของล้อรถบรรทุกแบบ HS20-44 ตามมาตรฐาน AASHTO LRFD โดยมีความยาวช่วงที่แตกต่างกัน ซึ่งในบทนี้ได้แบ่งออกเป็นหัวข้อย่อย ๆ ดังต่อไปนี้

3.1 เครื่องมือ และอุปกรณ์ในการวิจัย

ในการศึกษาครั้งนี้ใช้เครื่องมือในการดำเนินงานวิจัย คือ คอมพิวเตอร์ และโปรแกรมถูกพัฒนากระบวนการหาคำตอบ โดยมีคุณสมบัติของเครื่องคอมพิวเตอร์ดังนี้

1. ระบบปฏิบัติการ (Microsoft windows 7.0 core i7)
2. หน่วยประมวลผลกลาง Intel® Core™i7-36100QM CPU @ 2.3GHz
3. หน่วยความจำแรม 4.00 GB (3.88 GB usable)
4. ซอฟต์แวร์ที่ใช้ในการพัฒนากระบวนการหาคำตอบ คือ ไมโครซอฟท์วิชวลเบสิก 6.0

3.2 สมการเป้าหมาย

สมการเป้าหมายของการศึกษานี้ คือ การออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสม รับโมเมนต์จากรถบรรทุกแบบ HS20-44 และน้ำหนักบรรทุกจรแบบ AASHTO LRFD 1992 (Design Truck) มีขนาดความลึกที่เหมาะสม และราคาต่ำสุด ดังนั้นสมการเป้าหมายจึงเป็นสมการที่รวมราคาวัสดุ และค่าแรงงาน ดังสมการนี้

$$F = \text{Min} \sum (V_C \cdot C_C + W_T \cdot C_T + W_S \cdot C_S) \quad (3.1)$$

กำหนดให้

F คือ ราคารวมของคานสะพานคอนกรีตอัดแรง

V_C คือ ปริมาตรของคอนกรีต

C_C คือ ราคาของคอนกรีต

W_T คือ น้ำหนักรวมของลวดเหล็กอัดแรง

C_T คือ ราคาของลวดเหล็กอัดแรง

W_S คือ น้ำหนักรวมของเหล็กเสริม

C_s คือ ราคาของเหล็กเสริม

3.3 ราคาวัสดุที่ใช้ในงานวิจัย

ในงานวิจัยนี้ กำหนดใช้ราคาวัสดุเฉพาะพื้นที่ และราคากลางของวัสดุก่อสร้าง โดยในแต่ละรายการนั้นสามารถปรับเปลี่ยนได้ตามความเหมาะสมของแต่ละพื้นที่

3.3.1 ราคาคอนกรีต

ราคาคอนกรีตที่ใช้เป็นราคากลางคอนกรีตผสมเสร็จไม่รวมภาษีของจังหวัดมหาสารคาม ประจำเดือน ตุลาคม ปี 2560 และราคาค่าแรงงานในการหล่อจากบัญชีค่าแรง และดำเนินการสำหรับถอดแบบคำนวณราคากลางงานก่อสร้าง ฉบับปรับปรุง พ.ศ. 2560 ของคณะกรรมการกำกับนโยบายราคากลางงานก่อสร้าง กรมบัญชีกลาง กระทรวงการคลัง (Committee of construction price, 2016) ดังตาราง 8

ตาราง 8 ราคาคอนกรีตผสมเสร็จ

คอนกรีตผสมเสร็จ (ทรงกระบอก)			
กำลังอัด	ราคา	ค่าแรงงาน	หน่วย
450	2,350	330	Baht / m ³
500	2,470	330	Baht / m ³
550	2,620	330	Baht / m ³

3.3.2 ราคาเหล็กเสริม

ราคาเหล็กเสริมต่อหน่วย (กิโลกรัม) คำนวณจากราคาวัสดุและราคาค่าแรงงานของเหล็กเสริมแต่ละประเภทตามกำลังครากของเหล็กเสริมคือ 2,400, 3,000 และ 4,000 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ดังตาราง 9 และราคาค่าแรงในการติดตั้งลวดเกลียวอัดแรง ดังตาราง 10

ตาราง 9 ราคา และค่าแรงในการติดตั้งเหล็กเสริม

ราคาเหล็กเสริม และค่าแรง			
ชนิดของเหล็ก	ราคา	ค่าแรง	หน่วย
เหล็กปลอก SR24	20	3	Baht / kg
เหล็กเสริม SD30	23	2	Baht / kg
เหล็กเสริม SD40	24	2	Baht / kg

ตาราง 10 ราคา และค่าแรงในการติดตั้งลวดเกลียวอัดแรง

ราคาลวดเหล็กอัดแรงเกรด 1860 (270k) และค่าแรง			
ขนาดของลวดเกลียวอัดแรง (mm)	ราคา	ค่าแรง	หน่วย
11.10	32	8	Baht / kg
12.7	32	8	Baht / kg

3.4 การออกแบบ และขั้นตอนการทำงานของฮิลโคลมิงอัลกอริทึม

ขั้นตอนกระบวนการหาคำตอบของวิธีแบบจำลองการป็นเขา (HCA) โดยขั้นตอนการทำงานได้ตั้งภาพประกอบ 27 มีรายละเอียดการทำงานดังนี้

1 การสร้างสร้างสถานะเริ่มต้นตามวิธี (HCA) ระบุค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการออกแบบ ค่า Span (L) กำลังคอนกรีต (f_c') หน่วยแรงดึงประลัย (f_{pu}) การอัดแรงแรกเริ่ม (F_i) จำนวนรอบ (1800) จำนวนรอบการทำซ้ำของคำตอบ (1-300)

2 ตรวจสอบเงื่อนไขการออกแบบตามข้อกำหนดของ ACI และ วสท.

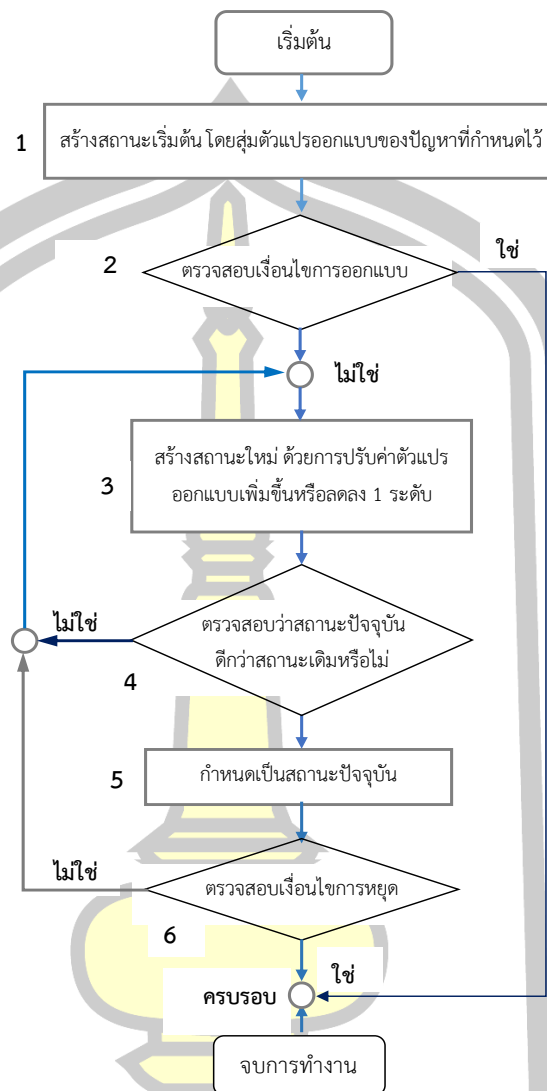
3 การสร้างสถานะใหม่ด้วยการปรับเปลี่ยนจากคำตอบเดิมเล็กน้อย ซึ่งปัญหานี้คือ ความลึกของคาน ร้อยละความเสี้อมลุมแรงอัด ปริมาณลวดอัดแรงในแต่ละชั้น ปริมาณเหล็กเสริม โดยสร้างคำตอบใหม่ด้วยการปรับค่าตัวแปรเพิ่มขึ้นหรือลดลงเพียงหนึ่งระดับ แต่ทำการกำหนดรอบสูงสุดในการทำงานไม่มาก เช่น 20 รอบการทำงาน และค่อย ๆ เพิ่มขึ้น เมื่อมีการทำงานในรอบถัดไป เช่น 40 60 80 และ 100 รอบ เป็นต้น

4 ตรวจสอบว่าสถานะปัจจุบันดีกว่าสถานะเดิมหรือไม่ ถ้าหากไม่ใช่ ให้วนรอบกลับไปทำในขั้นตอนที่ 3

5 หากใช่ กำหนดเป็นสถานะปัจจุบัน

6 ตรวจสอบเงื่อนไขการหยุด ถ้าเข้าเงื่อนไขการหยุดที่กำหนดไว้ การทำงานเมื่อครบรอบตามที่กำหนดไว้ ซึ่งในการทดสอบนี้กำหนดไว้ที่ 1,800 รอบ หากไม่ใช่ ให้กลับไปทำตามขั้นตอนที่ 3

พูน ปณ ทิโต ชีเว



ภาพประกอบ 27 กระบวนการทำงานของวิธีแบบจำลองการเป็นเขา (HCA)

3.5 การออกแบบ และขั้นตอนการทำงานของอัลกอริทึมแบ่งครึ่งช่วง

ขั้นตอนการทำงานของอัลกอริทึมแบ่งครึ่งช่วง (BA) กระบวนการเพื่อหาคำตอบที่เหมาะสมดังภาพประกอบ 28 มีขั้นตอนการทำงานดังนี้

1 กำหนดความลึกของคานสูงสุด และต่ำสุด สมมุติราคาของความลึกกึ่งกลางให้สูงไว้ก่อน ระบุค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการออกแบบ ค่า Span (L) กำลังคอนกรีต (f_c') หน่วยแรงดึงประลัย (f_{pu}) การอัดแรงแรกเริ่ม (F_i) จำนวนรอบ (1800) จำนวนรอบการทำซ้ำของคำตอบ (1-300)

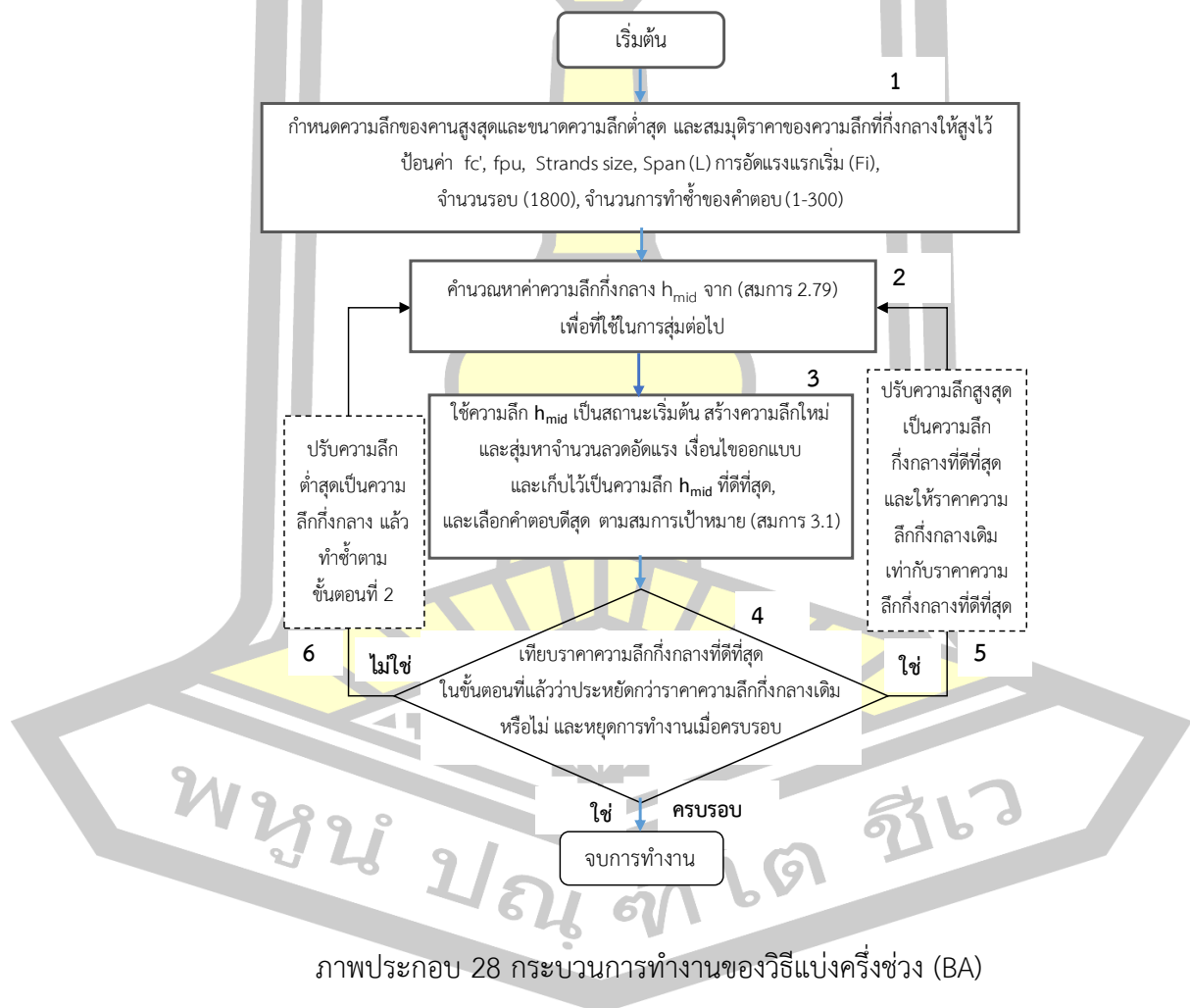
2 คำนวณความลึกกึ่งกลางของคาน (h_{mid}) จาก (สมการ 2.79) คำนวณร้อยละความเสื่อมสูญเสียอัด ปริมาณลวดอัดแรงในแต่ละชั้น ปริมาณเหล็กเสริม

3 ใช้ค่า (h_{mid}) เป็นการสร้างสถานะเริ่มต้น สร้างความลึกใหม่ และสุ่มหาปริมาณเหล็กเสริม เงื่อนไขการออกแบบตามข้อกำหนดของ ACI และ วสท. โดยใช้สมการเป้าหมาย คือราคาต่ำสุดจาก (สมการ 3.1) และเก็บไว้เป็นค่าความลึกกึ่งกลาง (h_{mid}) ที่ดีที่สุด

4 ตรวจสอบเงื่อนไขออกแบบ และเทียบราคาตามสมการเป้าหมาย (สมการ 3.1) ของความลึกกึ่งกลางที่ดีที่สุด ในขั้นตอนที่ 3 ว่าประหยัดกว่าราคาความลึกกึ่งกลางเดิมหรือไม่ และหยุดการทำงานเมื่อครบรอบ ซึ่งในการทดสอบนี้กำหนดไว้ที่ 1,800 รอบ

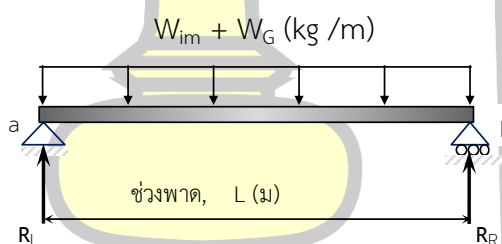
5 หากใช้ปรับความลึกสูงสุดเป็น (h_{mid}) ที่ดีที่สุด และให้ราคา (h_{mid}) เดิมเท่ากับราคาของความลึก (h_{mid}) ที่ดีที่สุดที่ได้จากการหาในขั้นตอนที่ 2 หรือเป็นการวนรอบทำซ้ำ

6 หากไม่ใช่ปรับความลึกต่ำสุดเป็น (h_{mid}) แล้วทำซ้ำตามขั้นตอนที่ 2



3.6 ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบการออกแบบ

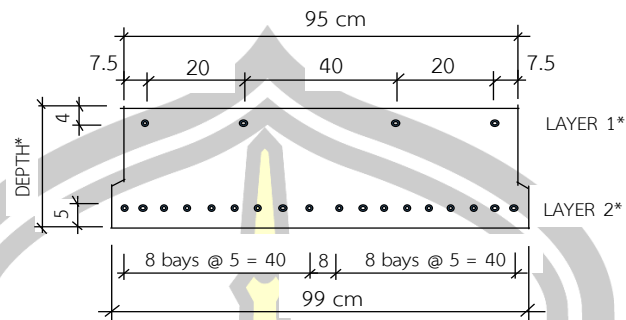
ตัวอย่างที่นำมาทดสอบในงานวิจัยนี้เป็นการประมาณกำลังโมเมนต์ตัดจากรบรรทุกแบบ HS20-44 ซึ่งจะทำให้การทดสอบการทำงานของทั้งสองอัลกอริทึม ด้วยการกำหนดความยาวช่วงพาดของคานสะพานทั้งหมด 5 ตัวอย่าง สำหรับกรณีศึกษาในตัวอย่างทดสอบเป็นการออกแบบ ดังตาราง 11 โดยที่วิศวกรออกแบบจะป้อนข้อมูลลงในโปรแกรมที่ถูกพัฒนาแล้ว และมีน้ำหนักบรรทุกคงที่ที่เพิ่มแผ่กระจายสม่ำเสมอแบบตายตัว ดังภาพประกอบ 29 โดยที่ W_{im} คือ น้ำหนักบรรทุกคงที่ที่ตายตัวกระทำต่อคาน (Imposed dead load) W_G คือ น้ำหนักบรรทุกคงที่ของตัวคาน (Girder Self-weight) และหลังจากนั้นทั้งสองอัลกอริทึมจะรับข้อมูลมาทดสอบ บนโปรแกรมไมโครซอฟท์วิซวลเบสิก 6.0 เพื่อประมวลผลหาค่าตัวแปรออกแบบที่เหมาะสมได้แก่ ความลึกของคาน กำลังของคอนกรีต ปริมาณเหล็กเสริมลูกตั้ง ขนาดของเส้นผ่านศูนย์กลางของลวดเกลียวอัดแรง ปริมาณลวดเกลียวอัดแรงของชั้นที่ 1 และ 2 ดังแสดงสัญลักษณ์เครื่องหมายดอกจัน (*) โดยออกแบบตามมาตรฐาน และข้อกำหนดที่ระบุไว้ ดังภาพประกอบ 30 เป็นหน้าตัดคาน และตำแหน่งของลวดเหล็กอัดแรง (Strands Pattern) ที่นำมาใช้วิเคราะห์การออกแบบ



ภาพประกอบ 29 น้ำหนักบรรทุกแผ่กระจายสม่ำเสมอบนคานหลัก

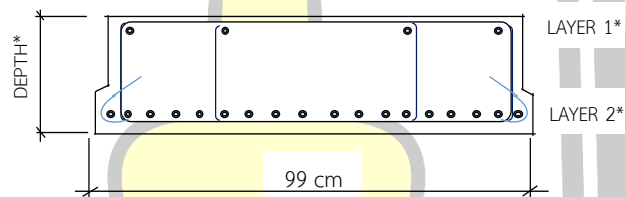
ตาราง 11 ตัวอย่างทดสอบและคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการออกแบบ

ตัวอย่างทดสอบ	ความยาวพาด (m)	กำลังอัดคอนกรีต (ksc)			ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของลวดเหล็กอัดแรง (mm)		น้ำหนักบรรทุกคงที่ตายตัว W_{im} (kg/m)	หน่วยแรงดึงประลัยลวดเกลียวอัดแรง (ksc)
		450	500	550	11.1	12.7		
1	7.00	450	500	550	11.1	12.7	900	18,600
2	8.00	450	500	550	11.1	12.7	900	18,600
3	9.00	450	500	550	11.1	12.7	900	18,600
4	10.00	450	500	550	11.1	12.7	900	18,600
5	12.00	450	500	550	11.1	12.7	900	18,600



ภาพประกอบ 30 หน้าตัดคาน และตำแหน่งของลวดเหล็กอัดแรง (Strands Pattern)

รายละเอียดของเหล็กเสริมคอนกรีตในชั้นส่วนหล่อสำเร็จรูปของคานสะพานคอนกรีตอัดแรงชนิดดึงลวดอัดแรงก่อน การแสดงรายละเอียดเหล็กเสริม ดังภาพประกอบ 31 การเสริมลวดเกลียวอัดแรงจะเป็นแบบสมมาตร (Symmetry) ในแต่ละชั้น (Layer) จากประมวลผลการออกแบบ



ภาพประกอบ 31 การแสดงรายละเอียดเหล็กเสริมในหน้าตัดคาน



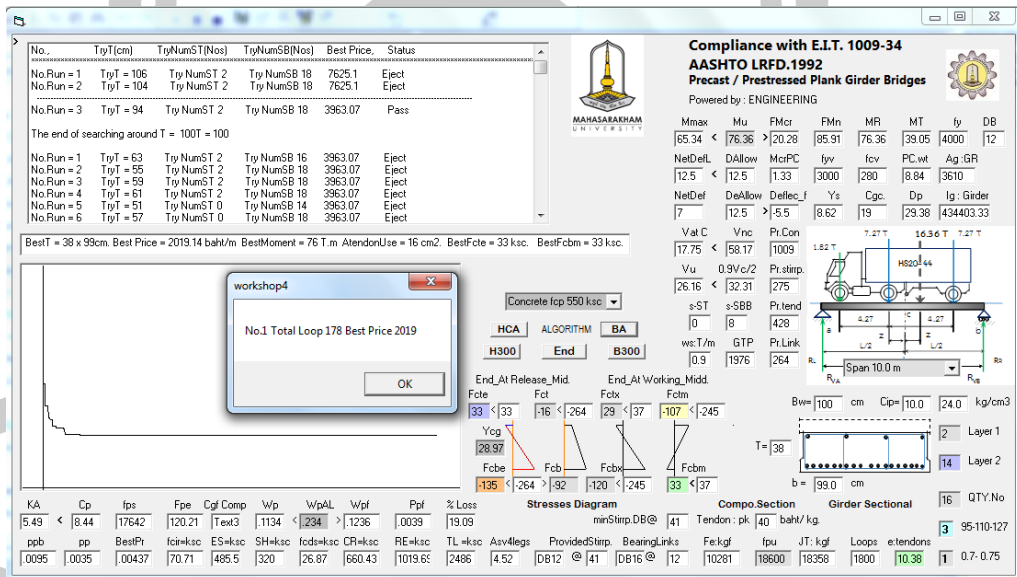
บทที่ 4

ผลการทดลองและการวิเคราะห์

ในบทนี้จะกล่าวถึง การวิเคราะห์ตัวอย่างทดสอบในบทที่ผ่านมา ซึ่งในบทนี้ได้มีการนำเสนอ อัลกอริทึมถูกพัฒนาด้วยโปรแกรมไมโครซอฟท์วิซวลเบสิก 6.0 และทดสอบกับตัวอย่างทดสอบ 5 ตัวอย่าง และวิเคราะห์ออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสม ด้วยวิธีแบ่งครึ่งช่วง

4.1 ขั้นตอนการทำงานของโปรแกรมที่พัฒนา

การพัฒนาโปรแกรมการออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสม ผู้วิจัยได้ใช้โปรแกรมไมโครซอฟท์วิซวลเบสิก 6.0 เป็นเครื่องมือใช้ออกแบบ ดังภาพประกอบ 32 ซึ่งโปรแกรมนี้ สามารถพัฒนาได้ง่าย และประหยัดเวลา ในการออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงได้อย่างเหมาะสม สำหรับการโปรแกรมนี้ เริ่มจากการกำหนดค่าพื้นฐานที่ใช้ออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรง แล้วจึงเลือกวิธีคำนวณของทั้งสองวิธี จะประกอบด้วย HCA และ BA ใช้ค่าพารามิเตอร์ค้นหาคำตอบที่เหมาะสม



ภาพประกอบ 32 หน้าจอประมวลผลและการทำงานของโปรแกรมที่พัฒนา

4.2 เปรียบเทียบผลการออกแบบ

การออกแบบเพื่อหาคำตอบที่เหมาะสมของการทำงานทั้งหมด 5 ตัวอย่าง ประกอบด้วย

ตัวอย่างที่ 1 การออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรง ช่วงคานยาว 7.00 m

ตัวอย่างที่ 2 การออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรง ช่วงคานยาว 8.00 m

ตัวอย่างที่ 3 การออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรง ช่วงคานยาว 9.00 m

ตัวอย่างที่ 4 การออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรง ช่วงคานยาว 10.00 m

ตัวอย่างที่ 5 การออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรง ช่วงคานยาว 12.00 m

สำหรับทั้ง 5 ตัวอย่างนี้ เป็นวิธีการสุ่มตัวแปรทั้งหมด ที่นอกเหนือจากการกำหนดไว้ในหัวข้อข้างต้น การทดสอบออกแบบโดยวิธี BA แสดงผลได้ดังกราฟ และตารางเปรียบเทียบกับการออกแบบโดยวิธี HCA ดังนี้

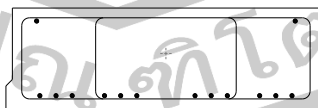
4.2.1 ตัวอย่างที่ 1 การออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสม ช่วงคานยาว 7.00 m ผลการทดลองประยุกต์ใช้ด้วยวิธี HCA และ BA ออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรง เมื่อทดสอบโดยใช้จำนวนรอบเท่ากับ 1,800 รอบ พบว่าราคารวมต่ำที่สุด คือ 1,590.63 (baht / m) วิธี BA มีประสิทธิภาพจำนวนรอบลู่วิ่งเข้าหาคำตอบที่เหมาะสมได้เร็วกว่า ในจำนวนรอบคำตอบที่ 186 รอบ และร้อยละความต่างรอบเท่ากับ 23.14 ดังตาราง 12 และราคารวมต่ำสุด มีรายละเอียดการเสริมเหล็กดังภาพประกอบ 33

ตาราง 12 ผลของการออกแบบที่เหมาะสมที่สุดของ HCA และ BA สำหรับตัวอย่างที่ 1

วิธีออกแบบ	HCA	BA
f_c' (ksc)	500	500
f_y (ksc)	3,000	3,000
f_{pu} (ksc)	18,600	18,600
ขนาดความลึก h (cm)	28	28
โมเมนต์ความเฉื่อย I_G (cm ⁴)	173,787	173,787
โมเมนต์ดัดประลัย M_u (kg-m)	32,780	32,780
โมเมนต์ดัดระบุ M_n (kg-m)	43,120	44,790
แรงเฉือนประลัย V_u (kg)	23,500	23,500
แรงเฉือนระบุ V_n (kg)	29,340	29,340
ดัชนีเหล็กเสริม ω_p	0.1758	0.1730

วิธีออกแบบ	HCA	BA
ร้อยละของการเชื่อมลวดแรงอัด	20.71	20.71
ตรวจสอบหน่วยแรงในคอนกรีต ขณะถ่ายแรง σ (ksc)		
ที่ปลายคานฉิวบน σ_1	+21.0	+21.0
ที่ปลายคานฉิวล่าง σ_2	-143.0	-143.0
ที่กึ่งกลางคานฉิวบน σ_3	-11.0	-11.0
ที่กึ่งกลางคานฉิวล่าง σ_4	-114.0	-114.0
ตรวจสอบหน่วยแรงในคอนกรีต ขณะใช้งาน σ (ksc)		
ที่ปลายคานฉิวบน σ_5	+19.0	+19.0
ที่ปลายคานฉิวล่าง σ_6	-127.0	-127.0
ที่กึ่งกลางคานฉิวบน σ_7	-105.0	-105.0
ที่กึ่งกลางคานฉิวล่าง σ_8	+10.0	+10.0
ตรวจสอบการโก่งขึ้นหรือแอ่นตัวลง ($\Delta \leq -8.75$ mm, L/800) ในสภาวะใช้งาน เนื่องจาก		
น้ำหนักจรของรถบรรทุก แอ่นตัวลง	-8.75 mm	-6.46 mm
น้ำหนักบรรทุกคงที่ในระยะยาว โกงตัวขึ้น	+7.0 mm	+7.0 mm
ตัวแปรออกแบบ		
จำนวนลวดเกลียวอัดแรง ชั้นที่ 1 (Nos)	2 Φ 12.7 mm	2 Φ 12.7 mm
จำนวนลวดเกลียวอัดแรง ชั้นที่ 2 (Nos)	12 Φ 12.7 mm	12 Φ 12.7 mm
เหล็กผูกตั้ง 2 ขา ที่ปลายคาน	2 DB16	2 DB16
เหล็กผูกตั้ง 4 ขา ตลอดแนวคาน	2 DB12@ 40 cm	2 DB12@ 40 cm
ราคารวมต่ำสุด (baht / m)	1,590.63	1,590.63
รอบคำตอ (Loops)	242	186
ร้อยละความต่างของรอบ	23.14	

h= 28 cm

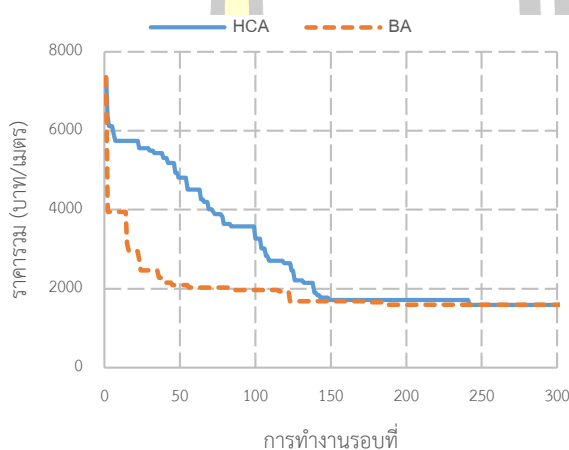


ชั้นที่ 1=1+1

ชั้นที่ 2=6+6

ภาพประกอบ 33 รายละเอียดของการเสริมเหล็กของหน้าตัดคาน ตัวอย่างที่ 1

ลักษณะการลู่เข้าหาคำตอบที่เหมาะสมของการออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสม โดยกราฟของ BA มีลักษณะเป็นเส้นตรงดิ่งลงมาจากราคาที่สูงที่สุด ที่เปลี่ยนเป็นแนวคล้ายขั้นบันได และค่อย ๆ เปลี่ยนเป็นเส้นตรงตามแนวราบ และพบคำตอบที่เหมาะสม สำหรับกราฟของ HCA จะมีลักษณะเป็นขั้นบันได เนื่องจากยังไม่สามารถค้นพบคำตอบที่เหมาะสม เมื่อพบคำตอบที่เหมาะสมจึงจะเปลี่ยนเป็นเส้นตรง ดังภาพประกอบ 34 แสดงให้เห็นว่าการออกแบบโดย BA มีการลู่เข้าสู่คำตอบที่ไวกว่า HCA ในช่วงแรกของการทำงาน



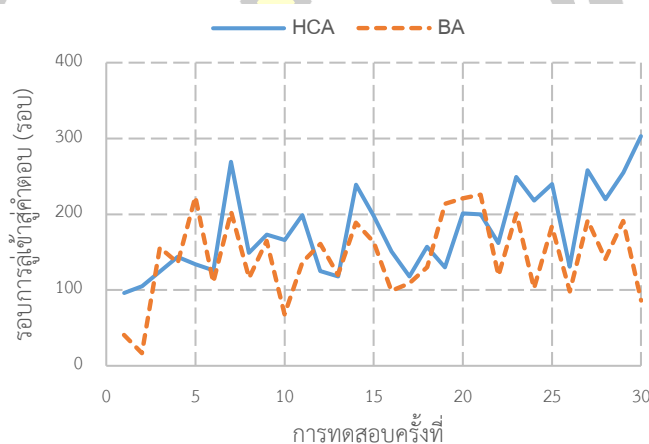
ภาพประกอบ 34 ผลของการออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสมของตัวอย่างที่ 1

ดังตาราง 13 ผลการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง เมื่อเปรียบเทียบ BA กับ HCA ผลการเปรียบเทียบแสดงให้เห็นว่า BA มีจุดเด่น คือ การลู่เข้าหาคำตอบที่เหมาะสมอย่างรวดเร็ว ซึ่ง BA สามารถออกแบบได้รวดเร็วกว่า HCA ร้อยละความต่างเฉลี่ยเท่ากับ 19.41

ตาราง 13 ผลการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง ของ HCA และ BA สำหรับตัวอย่างที่ 1

วิธีออกแบบ	HCA	BA
จำนวนรอบเฉลี่ย (Loops)	178.60	143.93
ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน	56.25	54.57
ร้อยละความต่างของรอบเฉลี่ย	19.41	

ภาพประกอบ 35 แสดงจำนวนรอบที่ใช้ในการหาคำตอบที่เหมาะสมในตัวอย่างที่ 1 ของทั้งสองวิธี จากการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง พบว่า BA สามารถหาคำตอบที่เหมาะสมได้รวดเร็วกว่า HCA เท่ากับ 22 ครั้ง โดย BA มีค่าเฉลี่ยของจำนวนรอบที่ลู่เข้าหาคำตอบที่เหมาะสมที่ 143.93 รอบ และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 54.57 สำหรับ HCA มีค่าเฉลี่ยของจำนวนรอบที่ลู่เข้าหาคำตอบที่เหมาะสมที่ 178.60 รอบ ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 56.57



ภาพประกอบ 35 ผลการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง ของ HCA และ BA สำหรับตัวอย่างที่ 1

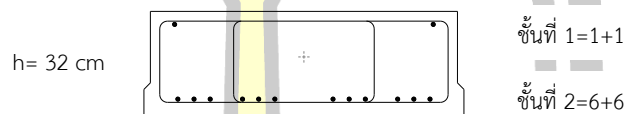
พบว่า ทั้งสองวิธีผลทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง ดังตาราง 13 และดังภาพประกอบ 35 ได้ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard deviation SD) ได้ค่าที่ใกล้เคียงกัน และจำนวนรอบการทำงานมีความเสถียรของกระจายข้อมูลเกาะกลุ่มกันดี

4.2.2 ตัวอย่างที่ 2 การออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสม ช่วงคานยาว 8.00 m ผลการทดลองการประยุกต์ใช้วิธี HCA และ BA ออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรง เมื่อทดสอบโดยใช้จำนวนรอบเท่ากับ 1,800 รอบ พบว่าราคารวมต่ำที่สุด คือ 1,714.69 (baht / m) วิธี BA มีประสิทธิภาพจำนวนรอบลู่เข้าหาคำตอบที่เหมาะสมได้เร็วกว่า ในจำนวนรอบคำตอบที่ 85 รอบ และร้อยละความต่างรอบเท่ากับ 35.61 ดังตาราง 14 และมีรายละเอียดการเสริมเหล็กดังภาพประกอบ 36

ตาราง 14 ผลของการออกแบบที่เหมาะสมที่สุดของ HCA และ BA สำหรับตัวอย่างที่ 2

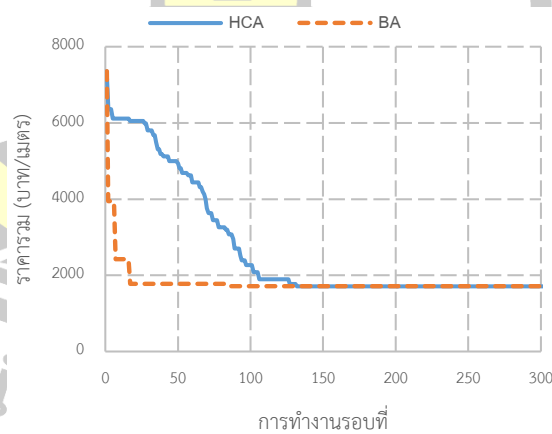
วิธีออกแบบ	HCA	BA
f_c' (ksc)	500	500
f_y (ksc)	3,000	3,000
f_{pu} (ksc)	18,600	18,600
ขนาดความลึก h (cm)	32	32
โมเมนต์ความเฉื่อย I_G (cm ⁴)	259,413	259,413
โมเมนต์ดัดประลัย M_u (kg-m)	42,760	42,760
โมเมนต์ดัดระบุ M_n (kg-m)	51,810	51,810
แรงเฉือนประลัย V_u (kg)	23,970	23,970
แรงเฉือนระบุ V_n (kg)	34,300	34,300
ดัชนีเหล็กเสริม ω_p	0.1522	0.1522
ร้อยละของการเชื่อมลวดแรงอัด	19.53	19.53
ตรวจสอบหน่วยแรงในคอนกรีต ขณะถ่ายแรง σ (ksc)		
ที่ปลายคานผิวบน σ_1	+24.0	+24.0
ที่ปลายคานผิวล่าง σ_2	-130.0	-130.0
ที่กึ่งกลางคานผิวบน σ_3	-13.0	-13.0
ที่กึ่งกลางคานผิวล่าง σ_4	-97.0	-97.0
ตรวจสอบหน่วยแรงในคอนกรีต ขณะใช้งาน σ (ksc)		
ที่ปลายคานผิวบน σ_5	+21.0	+21.0
ที่ปลายคานผิวล่าง σ_6	-116.0	-116.0
ที่กึ่งกลางคานผิวบน σ_7	-103.0	-103.0
ที่กึ่งกลางคานผิวล่าง σ_8	+23.0	+23.0
ตรวจสอบการโก่งขึ้นหรือแอ่นตัวลง ($\Delta \leq -10$ mm, L/800) ในสภาวะใช้งาน เนื่องจาก		
น้ำหนักจรของรถบรรทุก แอ่นตัวลง	-6.44 mm	-6.44 mm
น้ำหนักบรรทุกคงที่ในระยะยาว โกงตัวขึ้น	+7.00 mm	+7.00 mm
ตัวแปรออกแบบ		
จำนวนลวดเกลียวอัดแรง ชั้นที่ 1 (Nos)	2 Φ 12.7 mm	2 Φ 12.7 mm
จำนวนลวดเกลียวอัดแรง ชั้นที่ 2 (Nos)	12 Φ 12.7 mm	12 Φ 12.7 mm
เหล็กผูกตั้ง 2 ขา ที่ปลายคาน	2 DB16	2 DB16

วิธีออกแบบ	HCA	BA
เหล็กถูกตั้ง 4 ขา ตลอดแนวคาน	2 DB12@ 40 cm	2 DB12@ 40 cm
ราคารวมต่ำสุด (baht / m)	1,714.69	1,714.69
รอบค้ำตอม (Loops)	132	85
ร้อยละความต่างของรอบ	35.61	



ภาพประกอบ 36 รายละเอียดของการเสริมเหล็กของหน้าตัดคาน ตัวอย่างที่ 2

ลักษณะการลู่เข้าหาค้ำตอมที่เหมาะสมของการออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสม โดยกราฟของ BA มีลักษณะเป็นเส้นตรงดิ่งลงมาจากราคาที่สูงที่สุด และเปลี่ยนเป็นแนวคล้ายขั้นบันได และค่อย ๆ เปลี่ยนเป็นเส้นตรงตามแนวราบ พบค้ำตอมที่เหมาะสม สำหรับกราฟของ HCA จะมีลักษณะเป็นขั้นบันได เนื่องจากยังไม่สามารถค้นพบค้ำตอมที่เหมาะสม เมื่อพบค้ำตอมที่เหมาะสมจึงจะเปลี่ยนเป็นเส้นตรง ดังภาพประกอบ 37 แสดงให้เห็นว่าการออกแบบโดย BA มีการลู่เข้าสู่ค้ำตอมที่ไวกว่า HCA ในช่วงแรกของการทำงาน



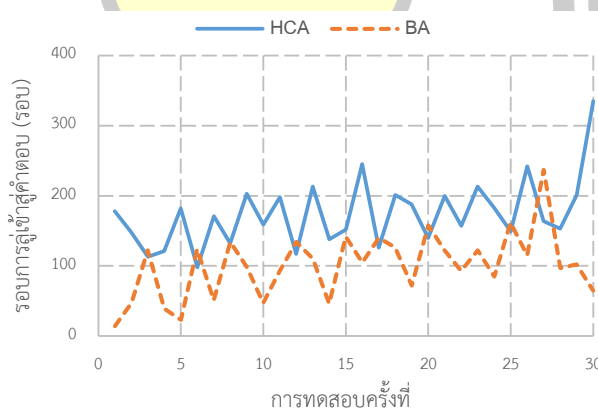
ภาพประกอบ 37 ผลของการออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสมของตัวอย่างที่ 2

ดังตาราง 15 ผลการทดสอบทำซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง เมื่อเปรียบเทียบ BA กับ HCA ผลการเปรียบเทียบแสดงให้เห็นว่า BA มีจุดเด่น คือ การลู่เข้าหาคำตอบที่เหมาะสมอย่างรวดเร็ว ซึ่ง BA สามารถออกแบบได้รวดเร็วกว่า HCA ร้อยละความต่างเฉลี่ยเท่ากับ 42.05

ตาราง 15 ผลการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง ของ HCA และ BA สำหรับตัวอย่างที่ 2

วิธีออกแบบ	HCA	BA
จำนวนรอบเฉลี่ย (Loops)	174.0	100.83
ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน	48.23	47.35
ร้อยละความต่างของรอบเฉลี่ย	42.05	

ภาพประกอบ 38 แสดงจำนวนรอบที่ใช้ในการหาคำตอบที่เหมาะสมในตัวอย่างที่ 2 ของทั้ง 2 วิธี จากการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง พบว่า BA สามารถหาคำตอบที่เหมาะสมได้รวดเร็วกว่า HCA เท่ากับ 21 ครั้ง โดย BA มีค่าเฉลี่ยของจำนวนรอบที่ลู่เข้าหาคำตอบที่เหมาะสมที่ 100.83 รอบ ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 47.35 สำหรับ HCA มีค่าเฉลี่ยของจำนวนรอบที่ ลู่เข้าหาคำตอบที่เหมาะสมที่ 174.0 รอบ และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 48.23



ภาพประกอบ 38 ผลการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง ของ HCA และ BA สำหรับตัวอย่างที่ 2

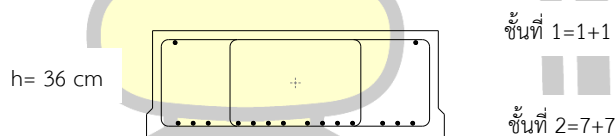
พบว่า ทั้งสองวิธีผลทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง ดังตาราง 15 และดั่งภาพประกอบ 38 ได้ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard deviation SD) ได้ค่าที่ใกล้เคียงกัน และจำนวนรอบการทำงานมีความเสถียรของกระจายข้อมูลเกาะกลุ่มกันดี

4.2.3 ตัวอย่างที่ 3 การออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรง ช่วงคานยาว 9.00 m ผลการทดลองการประยุกต์ใช้วิธี HCA และ BA ออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรง เมื่อทดสอบโดยใช้จำนวนรอบเท่ากับ 1,800 รอบ พบว่าราคารวมต่ำที่สุดคือ 1,838.76 (baht / m) วิธี BA มีประสิทธิภาพจำนวนรอบลู่วิ่งเข้าหาค่าตอบที่เหมาะสมได้เร็วกว่า ในจำนวนรอบค่าตอบที่ 120 รอบ และร้อยละความต่างรอบเท่ากับ 26.83 ดังตาราง 16 และมีรายละเอียดการเสริมเหล็ก ดังภาพประกอบ 39

ตาราง 16 ผลของการออกแบบที่เหมาะสมที่สุดของ HCA และ BA สำหรับตัวอย่างที่ 3

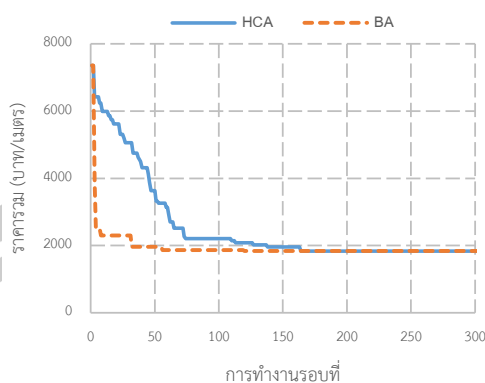
วิธีออกแบบ	HCA	BA
f_c' (ksc)	500	500
f_y (ksc)	3,000	3,000
f_{pu} (ksc)	18,600	18,600
ขนาดความลึก h (cm)	36	36
โมเมนต์ความเฉื่อย I_G (cm ⁴)	369,360	369,360
โมเมนต์ดัดประลัย M_u (kg-m)	53,880	53,880
โมเมนต์ดัดระบุ M_n (kg-m)	51,810	51,810
แรงเฉือนประลัย V_u (kg)	25,110	25,110
แรงเฉือนระบุ V_n (kg)	39,950	39,950
ดัชนีเหล็กเสริม ω_p	0.1342	0.1342
ร้อยละของการเสื่อมลดแรงอัด	18.64	18.64
ตรวจสอบหน่วยแรงในคอนกรีต ขณะถ่ายแรง σ (ksc)		
ที่ปลายคานผิวบน σ_1	+25.0	+25.0
ที่ปลายคานผิวล่าง σ_2	-119.0	-119.0
ที่กึ่งกลางคานผิวบน σ_3	-17.0	-17.0
ที่กึ่งกลางคานผิวล่าง σ_4	-82.0	-82.0
ตรวจสอบหน่วยแรงในคอนกรีต ขณะใช้งาน σ (ksc)		
ที่ปลายคานผิวบน σ_5	+22.0	+22.0

วิธีออกแบบ	HCA	BA
ที่ปลายคานผิวล่าง σ_6	-106.0	-106.0
ที่กึ่งกลางคานผิวบน σ_7	-101.0	-101.0
ที่กึ่งกลางคานผิวล่าง σ_8	+34.0	+34.0
ตรวจสอบการโก่งขึ้นหรือแอ่นตัวลง ($\Delta \leq -11.25 \text{ mm}, L/800$) ในสถานะใช้งาน เนื่องจาก		
น้ำหนักจรของรถบรรทุก แอ่นตัวลง	-7.31 mm	-10.02 mm
น้ำหนักบรรทุกคงที่ในระยะยาว โกงตัวขึ้น	+7.00 mm	+7.00 mm
ตัวแปรออกแบบ		
จำนวนลวดเกลียวอัดแรง ชั้นที่ 1 (Nos)	2 Φ 12.7 mm	2 Φ 12.7 mm
จำนวนลวดเกลียวอัดแรง ชั้นที่ 2 (Nos)	14 Φ 12.7 mm	14 Φ 12.7 mm
เหล็กผูกตั้ง 2 ขา ที่ปลายคาน	2 DB16	2 DB16
เหล็กผูกตั้ง 4 ขา ตลอดแนวนคาน	2 DB12@ 40 cm	2 DB12@ 40 cm
ราคารวมต่ำสุด (baht / m)	1,838.76	1,838.76
รอบคำตอบ (Loops)	164	120
ร้อยละความต่างของรอบ	26.83	



ภาพประกอบ 39 รายละเอียดของการเสริมเหล็กของหน้าตัดคาน ตัวอย่างที่ 3

ลักษณะการลู่เข้าหาคำตอบที่เหมาะสมของการออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสม โดยกราฟของ BA มีลักษณะเป็นเส้นตรงดิ่งลงมาจากราคาที่สูงที่สุด และเปลี่ยนเป็นแนวคล้ายขั้นบันได และค่อย ๆ เปลี่ยนเป็นเส้นตรงตามแนวราบ พบคำตอบที่เหมาะสม สำหรับกราฟของ HCA จะมีลักษณะเป็นขั้นบันได เนื่องจากยังไม่สามารถค้นพบคำตอบที่เหมาะสม เมื่อพบคำตอบที่เหมาะสมจึงจะเปลี่ยนเป็นเส้นตรงดังภาพประกอบ 40 แสดงให้เห็นว่าการออกแบบโดย BA มีการลู่เข้าสู่คำตอบที่ไวกว่า HCA ในช่วงแรกของการทำงาน



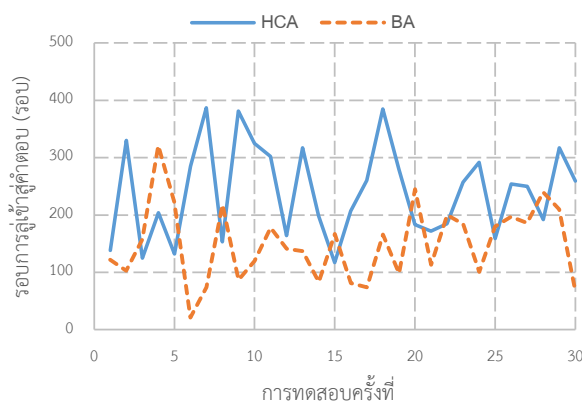
ภาพประกอบ 40 ผลของการออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสม
ของตัวอย่างที่ 3

ตาราง 17 ผลการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง เมื่อเปรียบเทียบ BA กับ HCA ผลการเปรียบเทียบแสดงให้เห็นว่า BA มีจุดเด่น คือ การลู่เข้าหาคำตอบที่เหมาะสมอย่างรวดเร็ว ซึ่ง BA สามารถออกแบบได้รวดเร็วกว่า HCA ร้อยละความต่างเฉลี่ยเท่ากับ 37.67

ตาราง 17 ผลการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง ของ HCA และ BA สำหรับตัวอย่างที่ 3

วิธีออกแบบ	HCA	BA
จำนวนรอบเฉลี่ย (Loops)	240.33	149.80
ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน	80.71	66.43
ร้อยละความต่างของรอบเฉลี่ย	37.67	

ภาพประกอบ 41 แสดงจำนวนรอบที่ใช้ในการหาคำตอบที่เหมาะสมในตัวอย่างที่ 3 ของทั้งสองวิธี จากการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง พบว่า BA สามารถหาคำตอบที่เหมาะสมได้รวดเร็วกว่า HCA เท่ากับ 20 ครั้ง โดย BA มีค่าเฉลี่ยของจำนวนรอบที่ลู่เข้าหาคำตอบที่เหมาะสมที่ 149.80 รอบ ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 66.43 สำหรับ HCA มีค่าเฉลี่ยของจำนวนรอบที่ลู่เข้าหาคำตอบที่เหมาะสมที่ 240.33 รอบ ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 80.71



ภาพประกอบ 41 ผลการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง ของ HCA และ BA สำหรับตัวอย่างที่ 3

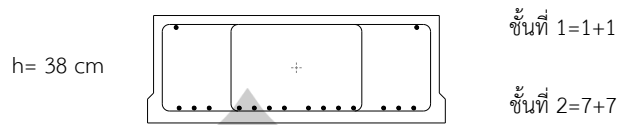
พบว่า ทั้งสองวิธีผลทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง ดังตาราง 17 และดังภาพประกอบ 41 ได้ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard deviation SD) ได้ค่าที่ใกล้เคียงกัน และจำนวนรอบการทำงานมีความเสถียรของกระจายข้อมูลเกาะกลุ่มกันดี

4.2.4 ตัวอย่างที่ 4 การออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสมช่วงคานยาว 10.00 m ผลการทดลองการประยุกต์ใช้วิธี HCA และ BA ออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรง เมื่อทดสอบโดยใช้จำนวนรอบเท่ากับ 1,800 รอบ พบว่าราคารวมต่ำที่สุด คือ 2,019.14 (baht / m) วิธี BA มีประสิทธิภาพจำนวนรอบลู่เข้าหาค่าตอบที่เหมาะสมได้เร็วกว่า ในจำนวนรอบค่าตอบที่ 145 รอบ และร้อยละความต่างรอบเท่ากับ 25.26 ดังตาราง 18 และมีรายละเอียดการเสริมเหล็กดังภาพประกอบ 42

ตาราง 18 ผลของการออกแบบที่เหมาะสมที่สุดของ HCA และ BA สำหรับตัวอย่างที่ 4

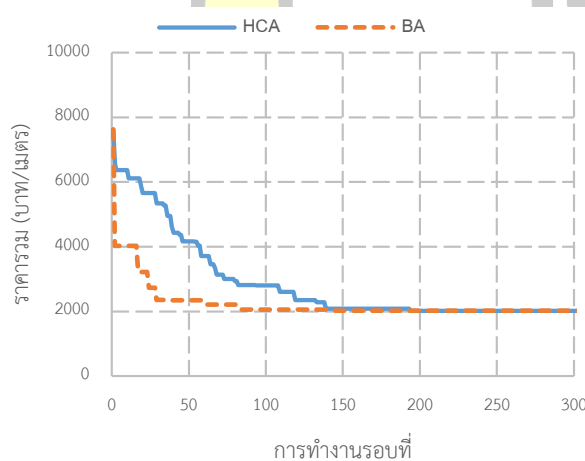
วิธีออกแบบ	HCA	BA
f_c' (ksc)	550	550
f_y (ksc)	3,000	3,000
f_{pu} (ksc)	18,600	18,600
ขนาดความลึก h (cm)	38	38
โมเมนต์ความเฉื่อย I_g (cm ⁴)	434,403	434,403
โมเมนต์ดัดประลัย M_u (kg-m)	65,340	65,340
โมเมนต์ดัดระบุ M_n (kg-m)	74,520	74,520
แรงเฉือนประลัย V_u (kg)	26,160	26,160

วิธีออกแบบ	HCA	BA
แรงเฉือนระบุ V_n (kg)	44,150	44,150
ดัชนีเหล็กเสริม ω_p	0.1347	0.1347
ร้อยละของการเสื่อมลดแรงอัด	19.09	19.09
ตรวจสอบหน่วยแรงในคอนกรีต ขณะถ่ายแรง σ (ksc)		
ที่ปลายคานผิวบน σ_1	+33.0	+33.0
ที่ปลายคานผิวล่าง σ_2	-135.0	-135.0
ที่กึ่งกลางคานผิวบน σ_3	-16.0	-16.0
ที่กึ่งกลางคานผิวล่าง σ_4	-92.0	-92.0
ตรวจสอบหน่วยแรงในคอนกรีต ขณะใช้งาน σ (ksc)		
ที่ปลายคานผิวบน σ_5	+29.0	+29.0
ที่ปลายคานผิวล่าง σ_6	-120.0	-120.0
ที่กึ่งกลางคานผิวบน σ_7	-107.0	-107.0
ที่กึ่งกลางคานผิวล่าง σ_8	+33.0	+33.0
ตรวจสอบการโก่งขึ้นหรือแอ่นตัวลง ($\Delta \leq -12.5$ mm, L/800) ในสภาวะใช้งาน เนื่องจาก		
น้ำหนักจรของรถบรรทุก แอ่นตัวลง	-10.63 mm	-10.63 mm
น้ำหนักบรรทุกคงที่ในระยะยาว โโก่งตัวขึ้น	+7.00 mm	+7.00 mm
ตัวแปรออกแบบ		
จำนวนลวดเกลียวอัดแรง ชั้นที่ 1 (Nos)	2 Φ 12.7 mm	2 Φ 12.7 mm
จำนวนลวดเกลียวอัดแรง ชั้นที่ 2 (Nos)	14 Φ 12.7 mm	14 Φ 12.7 mm
เหล็กดัดตั้ง 2 ขา ที่ปลายคาน	3 DB16	3 DB16
เหล็กดัดตั้ง 4 ขา ตลอดแนวคาน	2 DB12@ 40 cm	2 DB12@ 40 cm
ราคารวมต่ำสุด (baht / m)	2,019.17	2,019.17
รอบคำตอป (Loops)	194	145
ร้อยละความต่างของรอบ		25.26



ภาพประกอบ 42 รายละเอียดของการเสริมเหล็กของหน้าตัดคาน ตัวอย่างที่ 4

ลักษณะการลู่เข้าหาคำตอบที่เหมาะสมของ การออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสม โดยกราฟของ BA มีลักษณะเป็นเส้นตรงดิ่งลงมาจากราคาที่สูงที่สุดที่พบ เปลี่ยนเป็นแนวคล้ายขั้นบันได และค่อย ๆ เปลี่ยนเป็นเส้นตรงตามแนวราบ พบคำตอบที่เหมาะสม สำหรับกราฟของ HCA จะมีลักษณะเป็นขั้นบันได เนื่องจากยังไม่สามารถค้นพบคำตอบที่เหมาะสม เมื่อพบคำตอบที่เหมาะสมจึงจะเปลี่ยนเป็นเส้นตรงดังภาพ ประกอบ 43 แสดงให้เห็นว่าการออกแบบโดย BA มีการลู่เข้าสู่คำตอบที่ไวกว่า HCA ในช่วงแรกของการทำงาน



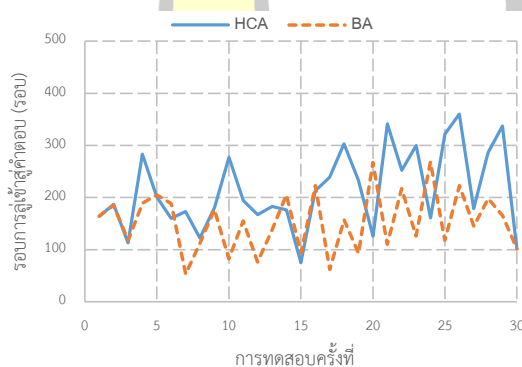
ภาพ ประกอบ 43 ผลของการออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสมของตัวอย่างที่ 4

ดังตาราง 19 ผลการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง เมื่อเปรียบเทียบ BA กับ HCA ผลการเปรียบเทียบแสดงให้เห็นว่า BA มีจุดเด่นคือ การลู่เข้าหาคำตอบที่เหมาะสมอย่างรวดเร็ว ซึ่ง BA สามารถออกแบบได้รวดเร็วกว่า HCA ร้อยละความต่างเฉลี่ยเท่ากับ 28.02

ตาราง 19 ผลการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้งของ HCA และ BA สำหรับตัวอย่างที่ 4

วิธีออกแบบ	HCA	BA
จำนวนรอบเฉลี่ย (Loops)	213.67	153.80
ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน	77.08	58.11
ร้อยละความต่างของรอบเฉลี่ย	28.02	

ภาพประกอบ 44 แสดงถึงจำนวนรอบที่ใช้ในการหาคำตอบที่เหมาะสม ของตัวอย่างที่ 4 ของทั้งสองวิธี ทำการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง พบว่า BA สามารถหาคำตอบที่เหมาะสมได้รวดเร็วกว่า HCA เท่ากับ 21 ครั้ง โดย BA มีค่าเฉลี่ยของจำนวนรอบที่ลู่อุ้หาคำตอบที่เหมาะสมที่ 153.80 รอบ ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 58.11 สำหรับ HCA มีค่าเฉลี่ยของจำนวนรอบที่ลู่อุ้หาคำตอบที่เหมาะสมที่ 213.67 รอบ และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 77.08



ภาพประกอบ 44 ผลการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง ของ HCA และ BA สำหรับตัวอย่างที่ 4

พบว่า ทั้งสองวิธีผลทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง ดังตาราง 19 และดังภาพประกอบ 44 ได้ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard deviation SD) ได้ค่าที่ใกล้เคียงกัน และจำนวนรอบการทำงานมีความเสถียรของกระจายข้อมูลเกาะกลุ่มกันดี

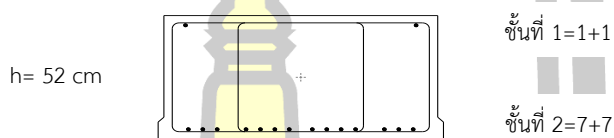
4.2.5 ตัวอย่างที่ 5 การออกแบบหน้าตัด คานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสม ช่วงคานยาว 12.00 m ผลการทดลองการประยุกต์ใช้วิธี HCA และ BA ออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรง เมื่อทดสอบโดยให้จำนวนรอบเท่ากับ 1,800 รอบ พบว่า ราคารวมต่ำที่สุด คือ 2,474.17 บาทต่อเมตร วิธี BA มีประสิทธิภาพ จำนวนรอบลู่อุ้หาคำตอบที่เหมาะสมได้เร็วกว่า ในจำนวนรอบ

คำตอบที่ 159 รอบ และร้อยละความต่างรอบเท่ากับ 32.34 ดังตาราง 20 และมีรายละเอียดการเสริมเหล็กดังภาพประกอบ 45

ตาราง 20 ผลของการออกแบบที่เหมาะสมที่สุดของ HCA และ BA สำหรับตัวอย่างที่ 5

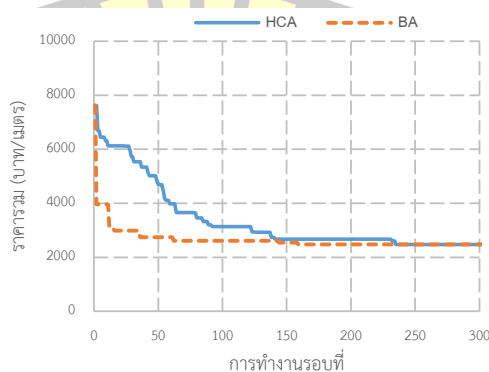
วิธีออกแบบ	HCA	BA
f_c' (ksc)	550	550
f_y (ksc)	3,000	3,000
f_{pu} (ksc)	18,600	18,600
ขนาดความลึก h (cm)	52	52
โมเมนต์ความเฉื่อย I_G (cm ⁴)	1,113,147	1,113,147
โมเมนต์ดัดประลัย M_u (kg-m)	97,900	97,900
โมเมนต์ดัดระบุ M_n (kg-m)	110,210	110,210
แรงเฉือนประลัย V_u (kg)	31,440	31,440
แรงเฉือนระบุ V_n (kg)	63,450	63,450
ดัชนีเหล็กเสริม ω_p	0.0963	0.0963
ร้อยละของการเชื่อมลดแรงอัด	16.82	16.82
ตรวจสอบหน่วยแรงในคอนกรีต ขณะถ่ายแรง σ (ksc)		
ที่ปลายคานผิวนบน σ_1	+30.0	+30.0
ที่ปลายคานผิวล่าง σ_2	-105.0	-105.0
ที่กึ่งกลางคานผิวนบน σ_3	-21.0	-21.0
ที่กึ่งกลางคานผิวล่าง σ_4	-59.0	-59.0
ตรวจสอบหน่วยแรงในคอนกรีต ขณะใช้งาน σ (ksc)		
ที่ปลายคานผิวนบน σ_5	+27.0	+27.0
ที่ปลายคานผิวล่าง σ_6	-93.0	-93.0
ที่กึ่งกลางคานผิวนบน σ_7	-83.0	-83.0
ที่กึ่งกลางคานผิวล่าง σ_8	+34.0	+34.0
ตรวจสอบการโก่งขึ้นหรือแอ่นตัวลง ($\Delta \leq -15$ mm, L/800) ในสภาวะใช้งาน เนื่องจาก		
น้ำหนักจรของรถบรรทุก แอ่นตัวลง	-8.93 mm	-8.93 mm
น้ำหนักบรรทุกคงที่ในระยะยาว โกงตัวขึ้น	+7.00 mm	+7.00 mm
ตัวแปรออกแบบ		

วิธีออกแบบ	HCA	BA
จำนวนลวดเกลียวอัดแรง ชั้นที่ 1 (Nos)	2 Φ 12.7 mm	2 Φ 12.7 mm
จำนวนลวดเกลียวอัดแรง ชั้นที่ 2 (Nos)	14 Φ 12.7 mm	14 Φ 12.7 mm
เหล็กผูกตั้ง 2 ขา ที่ปลายคาน	3 DB16	3 DB16
เหล็กผูกตั้ง 4 ขา ตลอดแนวคาน	2 DB12@ 40 cm	2 DB12@ 40 cm
ราคารวมต่ำสุด (baht / m)	2,474.17	2,474.17
รอบคำตอบ (Loops)	235	159
ร้อยละความต่างของรอบ	32.34	



ภาพประกอบ 45 รายละเอียดของการเสริมเหล็กของหน้าตัดคาน ตัวอย่างที่ 5

ลักษณะการลู่เข้าหาคำตอบที่เหมาะสมของ การออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสม โดยกราฟของ BA มีลักษณะเป็นเส้นตรงตั้งลงมาจากราคาที่สูงที่สุดที่ และเปลี่ยนเป็นแนวคล้ายขั้นบันได และค่อย ๆ เปลี่ยนเป็นเส้นตรงตามแนวราบ พบคำตอบที่เหมาะสม สำหรับกราฟของ HCA จะมีลักษณะเป็นขั้นบันได เนื่องจากยังไม่สามารถค้นพบคำตอบที่เหมาะสม เมื่อพบคำตอบที่เหมาะสมจึงจะเปลี่ยนเป็นเส้นตรง ดังภาพประกอบ 46 แสดงให้เห็นว่าการออกแบบโดย BA มีการลู่เข้าสู่คำตอบที่ไวกว่า HCA ในช่วงแรกของการทำงาน



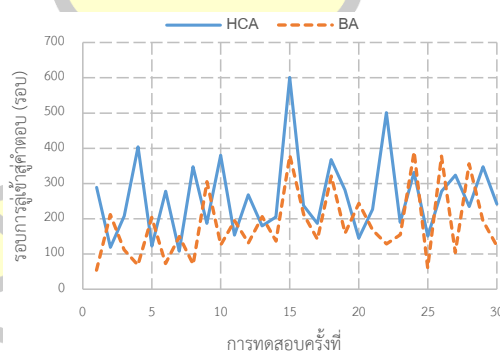
ภาพประกอบ 46 ผลของการออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสม
ของตัวอย่างที่ 5

ดังตาราง 21 ผลการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง เมื่อเปรียบเทียบ BA กับ HCA ผลการเปรียบเทียบแสดงให้เห็นว่า BA มีจุดเด่นคือ การลู่เข้าหาคำตอบที่เหมาะสมอย่างรวดเร็ว ซึ่ง BA สามารถออกแบบได้รวดเร็วกว่า HCA ร้อยละความต่างเฉลี่ยเท่ากับ 29.56

ตาราง 21 ผลการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้งของ HCA และ BA สำหรับตัวอย่างที่ 5

วิธีออกแบบ	HCA	BA
จำนวนรอบเฉลี่ย (รอบ)	263.33	185.50
ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน	113.86	99.87
ร้อยละความต่างของรอบเฉลี่ย	29.56	

ภาพประกอบ 47 แสดงถึงจำนวนรอบที่ใช้ในการหาคำตอบที่เหมาะสมในตัวอย่างที่ 5 ของทั้งสองวิธี จากการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง พบว่า BA สามารถหาคำตอบที่เหมาะสมได้รวดเร็วกว่า HCA เท่ากับ 19 ครั้ง โดย BA มีค่าเฉลี่ยของจำนวนรอบที่ลู่เข้าหาคำตอบที่เหมาะสมที่ 185.50 รอบ ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 99.87 สำหรับ HCA มีค่าเฉลี่ยของจำนวนรอบที่ลู่เข้าหาคำตอบที่เหมาะสมที่ 263.33 รอบ และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 113.86



ภาพประกอบ 47 ผลการทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง ของ HCA และ BA สำหรับตัวอย่างที่ 5

พบว่า ทั้งสองวิธีผลทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้งดังตาราง 21 และดังภาพประกอบ 47 ได้ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard deviation SD) ได้ค่าที่ใกล้เคียงกัน และจำนวนรอบการทำงานมีความเสถียรของกระจายข้อมูลเกาะกลุ่มกันดี

ตาราง 22 สรุปผลการออกแบบที่เหมาะสมที่สุดของ HCA และ BA ทั้ง 5 ตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบ	ช่วง (m)	ขนาดความลึก (cm)	กำลังอัดคอนกรีต f_c' (ksc)	เหล็กกล้าทึง 4 ขา ตลอดแนว คาน	จำนวนลวดเกลียวอัดแรงทั้งหมด	ราคารวมต่ำสุด (baht / m)
1	7.00	28	500	2 DB12@ 40 cm	14 ϕ 12.7 mm	1,590.63
2	8.00	32	500	2 DB12@ 40 cm	14 ϕ 12.7 mm	1,714.69
3	9.00	36	550	2 DB12@ 40 cm	16 ϕ 12.7 mm	1,838.76
4	10.00	38	550	2 DB12@ 40 cm	16 ϕ 12.7 mm	2,019.17
5	12.00	52	550	2 DB12@ 40 cm	16 ϕ 12.7 mm	2,474.17

พบว่า ทั้งสองวิธี HCA และ BA ได้ผลการออกแบบคานสะพานคอนกรีตอัดแรงแบบต้นที่เหมาะสมที่สุดของทั้ง 5 ตัวอย่างทดสอบ และสามารถค้นพบคำตอบที่ให้ราคารวมต่ำสุดเหมือนกันตามสมการเป้าหมาย ดังตาราง 22 แต่ต่างกันของกำลังอัดคอนกรีต ในตัวอย่างทดสอบที่ 1 และ 2 ซึ่งได้ออกแบบค่ากำลังอัดคอนกรีตที่เหมาะสมที่สุดเท่ากับ (f_c') 500 ksc และในส่วนตัวอย่างทดสอบที่ 3 4 และ 5 ได้ออกแบบค่ากำลังอัดคอนกรีตที่เหมาะสมที่สุดเท่ากับ (f_c') 550 ksc โดยทั้งสามตัวอย่างทดสอบที่มีช่วงพาดที่ 9.00 10.00 และ 12.00 m ตามลำดับ ส่วนการเสริมเหล็ก (Reinforcement) ได้ออกแบบขนาด และเส้นผ่านศูนย์กลางที่เหมาะสมที่สุดเหมือนกันทั้ง 5 ตัวอย่างทดสอบ คือ ขนาดเหล็กกล้าทึงใช้ DB12 (SD30) และขนาดลวดเกลียวอัดแรงขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12.7 mm ($f_{pu} = 18,600$ ksc)

4.3 การวิเคราะห์ข้อมูลทางสถิติ

สมมติฐานการวิจัย : ผลการออกแบบคานสะพานคอนกรีตอัดแรงรูปหน้าตัดที่เหมาะสมโดย HCA ใช้จำนวนรอบเฉลี่ยในการคำนวณที่น้อยกว่า BA มีสมมติฐานทางสถิติ (ปริตากรณ กายูจน สำราญวงศ์, 2561)

สมมติฐานหลัก คือ $H_0 : \mu_1 \geq \mu_2$

สมมติฐานรอง คือ $H_1 : \mu_1 < \mu_2$

μ_1 = ค่าเฉลี่ยของจำนวนรอบในการลู่อู่เข้าสู่คำตอบการออกแบบคานหน้าตัดสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสม ด้วยวิธี BA

μ_2 = ค่าเฉลี่ยของจำนวนรอบในการลู่อู่เข้าสู่คำตอบการออกแบบหน้าตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสม ด้วยวิธี HCA

ตาราง 23 ผลการทดสอบทางสถิติรอบการทำงานเฉลี่ยเมื่อสุ่มมา 10 ครั้ง จากการทดสอบ 30 ครั้ง ทั้งสองวิธี ของตัวอย่างทดสอบที่ 1, 2 และ 3

ผลทดสอบทางสถิติ	ตัวอย่างที่ 1		ตัวอย่างที่ 2		ตัวอย่างที่ 3	
	HCA	BA	HCA	BA	HCA	BA
ค่าเฉลี่ย	178.60	143.93	174.0	100.80	240.33	149.80
ค่าต่ำสุด	96	17	98	14	117	21
ค่าสูงสุด	303	226	335	237	387	321
ค่าเบี่ยงเบน	56.25	54.57	48.23	47.35	66.89	92.05
ค่าวิกฤติ	1.73		1.73		1.73	
T-test	2.39		2.41		2.40	
ผลทางสถิติ	ปฏิเสธ H_0		ปฏิเสธ H_0		ปฏิเสธ H_0	

ตาราง 24 ผลการทดสอบทางสถิติรอบการทำงานเฉลี่ยเมื่อสุ่มมา 10 ครั้ง จากการทดสอบ 30 ครั้ง ทั้งสองวิธี ของตัวอย่างทดสอบที่ 4 และ 5

ผลทดสอบทางสถิติ	ตัวอย่างที่ 4		ตัวอย่างที่ 5	
	HCA	BA	HCA	BA
ค่าเฉลี่ย	213.70	153.80	263.30	185.50
ค่าต่ำสุด	75	53	108	54
ค่าสูงสุด	360	268	601	390
ค่าเบี่ยงเบน	77.08	58.11	113.80	99.87
ค่าวิกฤติ	1.73		1.73	
T-test	2.41		2.30	
ผลทางสถิติ	ปฏิเสธ H_0		ปฏิเสธ H_0	

ตาราง 23 และ ตาราง 24 เป็นผลการทดสอบทางสถิติของค่าเฉลี่ยรอบการทำงานของ BA และ HCA โดยทำการสุ่มมา 10 ครั้ง จากจำนวนทั้งหมด 30 ครั้งในทั้งสองวิธี และทำการทดสอบ T-test ปรากฏว่าทั้ง ห้า ตัวอย่างปฏิเสธสมมติฐานหลักคือ H_0 และยอมรับสมมติฐานรองคือ H_1 ซึ่งหมายความว่า ค่าเฉลี่ยของจำนวนรอบในการลู่อู่เข้าสู่ค่าตอบที่เหมาะสมของ BA มีค่าน้อยกว่าค่าเฉลี่ยของจำนวนรอบ ในการลู่อู่เข้าสู่ค่าตอบที่เหมาะสมของ HCA ที่ระดับความเชื่อมั่นร้อยละ 95

บทที่ 5

สรุปผล และข้อเสนอแนะ

จากการที่ได้ศึกษา และทดลองการออกแบบหน้าต่าง คานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสมด้วยวิธีแบ่งครึ่งช่วง เป็นเรื่องที่น่าสนใจยิ่ง ทำให้เกิดการประยุกต์ใช้วิธีการทั้งสองแบบ คือ วิธีแบ่งครึ่งช่วง และวิธีแบบจำลองการป็นเขา โดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ กับการออกแบบหน้าต่างคานสะพานคอนกรีตอัดแรง ซึ่งพัฒนาวิธีการออกแบบด้วยโปรแกรมไมโครซอฟท์ วิชวลเบสิก 6.0 และได้ทำการทดสอบกับตัวอย่างทั้ง ห้า ตัวอย่าง คือ การออกแบบหน้าต่างคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสมที่มีช่วงความยาวของคานต่างกันที่ 7.0 8.0 9.0 10.0 และ 12.0 m ตามลำดับ

5.1 สรุปผลการศึกษา

จากการทดสอบการทำงานของวิธีแบ่งครึ่งช่วง (BA) และวิธีแบบจำลองการป็นเขา (HCA) ออกแบบหน้าต่างคานสะพานคอนกรีตอัดแรงของทั้งสองวิธีสามารถค้นพบคำตอบในการออกแบบที่ให้ราคาต่ำสุดได้เหมือนกัน แต่แตกต่างกันของจำนวนรอบในการทำงานโดย BA มีแนวโน้มในการลู่เข้าสู่คำตอบที่ดีในช่วงต้นการทำงาน ส่งผลให้ภาพรวมของ BA มีประสิทธิภาพในการค้นหาคำตอบเร็วกว่า HCA ในทั้ง ห้า ตัวอย่างทดสอบดังนี้ ตัวอย่างทดสอบที่ 1 ร้อยละ 23.14 ตัวอย่างทดสอบที่ 2 ร้อยละ 35.61 ตัวอย่างทดสอบที่ 3 ร้อยละ 26.83 ตัวอย่างทดสอบที่ 4 ร้อยละ 25.26 และตัวอย่างทดสอบที่ 5 ร้อยละ 32.34 ส่วนความเสถียรของจำนวนรอบการทำงาน ผลจากทดสอบซ้ำ 300 ครั้ง และสุ่มตัวอย่างมา 30 ครั้ง พบว่า BA มีจำนวนรอบการทำงานเฉลี่ยเร็วกว่า HCA และมีผลต่างของจำนวนรอบดังนี้ ตัวอย่างทดสอบที่ 1 ร้อยละ 19.41 ตัวอย่างทดสอบที่ 2 ร้อยละ 42.05 ตัวอย่างทดสอบที่ 3 ร้อยละ 37.67 ตัวอย่างทดสอบที่ 4 ร้อยละ 28.02 และตัวอย่างทดสอบที่ 5 ร้อยละ 29.56 ทั้งนี้ได้มีการเทียบผลจากการทดสอบทางสถิติ t-test แสดงให้เห็นว่า BA รอบการประมวลผลทำงานเฉลี่ยที่น้อยกว่า HCA โดยมีค่าระดับความเชื่อมั่นร้อยละ 95

อัลกอริทึมทั้งคู่เพียงพอต่อการใช้งานออกแบบคานสะพานคอนกรีตอัดแรงแบบต้น และมีความง่ายในการพัฒนาที่และให้ความหลากหลายเป็นทางเลือกของผู้ออกแบบที่ยังขาดประสบการณ์สามารถออกแบบได้ โดยเลือกหน้าต่างอัดโนมมิติ ประหยัดเวลา ลดความผิดพลาด และใช้เป็นข้อมูลในการศึกษาต้นทุนของการก่อสร้างสะพาน แต่ BA มีประสิทธิภาพด้านความเร็วรอบ และความเสถียรในการค้นหาตัวแปรในการออกแบบดีกว่า HCA

5.2 ปัญหาที่พบ

เมื่อทำการทดสอบการออกแบบหน้าต่างตัดคานสะพานคอนกรีตอัดแรง โดยใช้โปรแกรมที่พัฒนาขึ้นผ่านไมโครซอฟท์วิซวลเบสิก 6.0 พบว่าผลที่ได้จากการออกแบบผ่านโปรแกรมมีการเลือกความลึกของคานที่ใหญ่ มีการเสริมลวดเกลียวอัดแรงมากเกินไป และไม่ถูกต้องเมื่อนำมาเทียบกับการคำนวณมือจากหนังสือที่ได้รับการยอมรับ ซึ่งเกิดจากความผิดพลาดในการสร้างตัวแปรในโปรแกรมการคำนวณของผู้วิจัย

5.3 แนวทางแก้ไขปัญหา

เนื่องจากโปรแกรมถูกสร้างมาเพื่อหาค่าที่ดีที่สุด ในการตรวจสอบค่าตัวแปรต่าง ๆ ผู้วิจัยได้มีการแก้ไขปัญหาของตัวแปร ขั้นตอนในการคำนวณแก้สมการ และเพิ่มเงื่อนไขในการหาค่าหน้าตัดคาน และจำนวนการเสริมลวดเกลียวอัดแรง ซึ่งทำให้ได้หน้าต่างคาน และจำนวนลวดเกลียวอัดแรงที่เหมาะสม และสามารถรับน้ำหนักได้อย่างปลอดภัย โดยมีค่าคำตอบที่ใกล้เคียงกับการคำนวณมือมากขึ้น

5.4 ข้อเสนอแนะ

จากวิทยานิพนธ์เรื่องการออกแบบหน้าต่างคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสม ด้วยวิธีแบ่งครึ่งช่วง ผู้วิจัยมีความคิดเห็นที่สามารถนำโปรแกรมการออกแบบหน้าต่างคานสะพานคอนกรีตอัดแรงได้ และเป็นประโยชน์สำหรับนักวิจัยที่สนใจในด้านการออกแบบโครงสร้างนี้ต่อไป

1. ข้อเสนอแนะจากการวิจัย

1.1 จากการวิจัยเรื่องการใช้วิธีแบ่งครึ่งช่วงและวิธีแบบจำลองการป็นเขา สำหรับการออกแบบหน้าต่างคานสะพานคอนกรีตอัดแรงที่เหมาะสม สามารถเป็นแนวทางการเลือกขั้นตอนวิธีการที่เหมาะสมกับงานที่ต้องการเพื่อนำไปพัฒนาเป็นโปรแกรมที่ใช้สำหรับการออกแบบอย่างเหมาะสมได้

1.2 สามารถนำทฤษฎีของวิธีแบ่งครึ่งช่วงและวิธีแบบจำลองการป็นเขา ไปใช้ในการประยุกต์สำหรับการพัฒนาโปรแกรมในภาษาอื่นได้ เพื่อให้ได้ซอฟต์แวร์ที่มีความสวยงาม และสะดวกต่อการใช้งาน

2. ข้อเสนอแนะเพื่อการวิจัยต่อไป

2.1 สำหรับนักวิจัยที่ต้องการศึกษาด้านการพัฒนาซอฟต์แวร์สำหรับการออกแบบอย่างเหมาะสม สามารถนำขั้นตอนวิธีการเหล่านี้ไปใช้ประยุกต์เข้ากับงานออกแบบทางด้านวิศวกรรมอื่น ๆ ได้ เช่น การออกแบบคานสะพานคอนกรีตอัดแรงแบบกล่องกลวง การออกแบบคานคอนกรีตอัดแรงแบบหน้าตัดรูปตัวที และตัวไอ การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตอัดแรงแบบหน้าตัดรูปต่าง ๆ ฯลฯ

2.2 วิธีการคำนวณแต่ละตัวในงานวิจัยนี้จะมีพารามิเตอร์สำหรับการหาคำตอบที่แตกต่างกัน ดังนั้นการนำไปใช้งานควรมีการแก้ไขค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ให้มีความเหมาะสมกับการใช้งาน เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพ และทำให้วิธีการทั้งสองหาคำตอบได้อย่างเหมาะสมที่สุด



บรรณานุกรม

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. (1992). American Association of State Highway and Transportation Officials,. In 6th ed (Ed.). Washington, DC.
- ACI Standard. (2014). American Concrete Institute. In.
- Aga AAA, & Adam FA. (2015). Design Optimization of Reinforced Concrete Frames. *Open Journal of Civil Engineering*, 5, 34–48.
- Akin A, & Saka MP. (2015). Harmony search algorithm bases optimum detailed design of reinforced concrete plan frames subject to ACI 318-05 provisions. *Computers and Structures*, 147, 79–95.
- Banluepuech N, & Smithakorn W. (2019). Optimum design of prestressed concrete box girders Using particle swarm optimization. *The 24th National Convention on Civil Engineering (NCCED24), Civil Engineer's Contribution to Thailand 4.0+*, 491-501.
- Chomchuen S, Patchotichai S, & Lamom A. (2019). Optimum Design of Circular Reinforced Concrete Column Using Bisection Algorithm. *The 24th National Convention on Civil Engineering (NCCED24), Civil Engineer's Contribution to Thailand 4.0+*, 322-328.
- Committee of construction price. (2016). Labor account / operation for estimate and calculate price (revised edition)
- Dechaumphai P, & Wansophark N. (2012). Numerical Methods in Engineering.
- Esfandiari M.J, Urgessa G.S, Sheikholarefin S, & Manshadi S.H.D. (2018). Optimum design of 3D reinforced concrete frames using DMPSO algorithm. *Advances in Engineering Software*, 115, 149–160.
- Laoprom N, Cheerararot R, & Wongpa J. (2014). Optimum Design of Reinforced Concrete Beams By Simulated Annealing Algorithm. *Research and development journal*, 25, 25-37.
- Limkamontip W, & Anunthanakul N. (2005). *Using Genetic Algorithm to Design and Optimize Prestressed Concrete Beam Bridges. Master of Engineering Thesis.*
- Moothong N. (2019). The Evolution Of The Bridge Construction By Prestressed Concrete

Technology. *Department of Science Service*, 68, 37-38.

Patchotichai S, Jitrapinat N, & Lamom A. (2561). Optimum Design of Axial Loaded Reinforced Concrete Column Using Bisection Algorithm. *Ladkrabang Engineering Journal*, 35, 55–56.

Pearl J. (1984). Heuristic Intelligent search strategies for computer problem solving. In: Addison-Wesley Publishing Co.

Tapown A, & Cheerarot R. (2017). Optimal parameters and performance of artificial bee colony algorithm for minimum cost design of reinforced concrete frames. *Engineering Structures*, 151, 802–820.

Tapown A, & Cheerarot R. (2558). Optimum Design of Reinforced Concrete Biaxial Bending Rectangular Column using Artificial Bee Colony Algorithm. *Ladkrabang Engineering Journal*, 32, 49–54.

Tapown A, Lamom A, & Cheerarot R. (2555). Optimum Design of Reinforced Concrete Rectangular Column using Hill Climbing Algorithm. *Research and development journal of the engineering institute of Thailand.*, 23, 28–35.

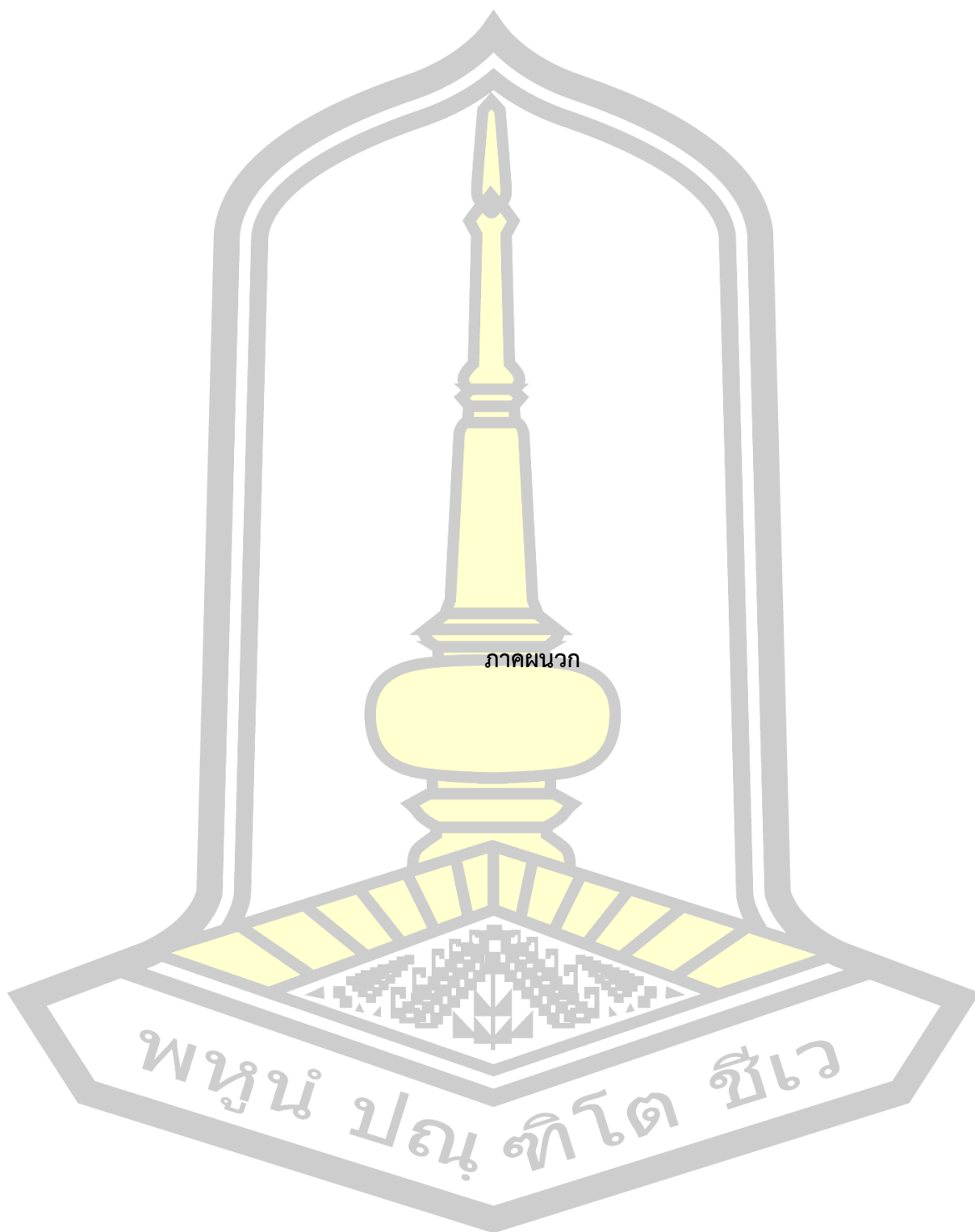
The Engineering institute of Thailand. (2553). Standard of prestressed concrete building, Strength Design method, (E.I.T. Standard 1009-34). In.

ปรีดาภรณ์ กาญจนสำราญวงศ์. (2561). วิเคราะห์ข้อมูลสถิติและทำงานวิจัยด้วย Excel. กรุงเทพฯ.: บริษัท ไอทีซี พรีเมียร์ จำกัด.

วินิต ช่อวิเชียร, & วรนิติ ช่อวิเชียร. (2560). การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีกำลัง กรุงเทพฯ. 10330: บริษัท นิวิไทยมิตรการพิมพ์ (1996) จำกัด.

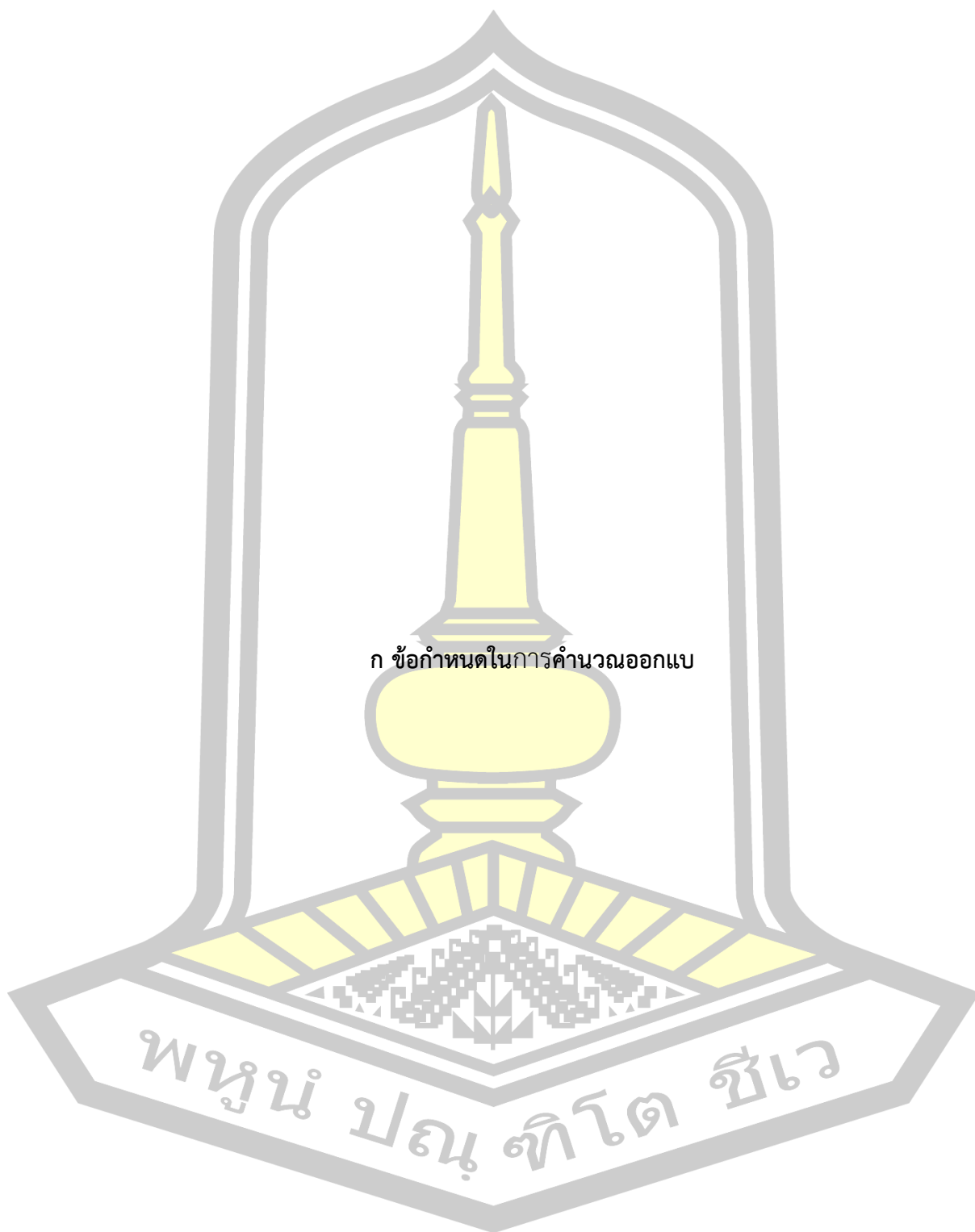
สมโพธิ วิวิธเกียรรวงศ์. (2555). การออกแบบคอนกรีตอัดแรง. กรุงเทพฯ 10903.: ศูนย์หนังสือ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

พูน ปรณ ทิโต ชีเว



ภาคผนวก

พหุบัณฑิตยาลัย จุฬาลงกรณ์



ก ข้อกำหนดในการคำนวณออกแบบ

พหุบัณฑิตวิทยาลัย

1. Structural Design Criteria

ตาราง 25 Properties of concrete for Precast Plank Girder parameter

s/r	Notation	Prefix	Formulae	Results	Unit	Status
1	Compressive strength @ 28 days	f_c'		500	ksc	At working
2	Compressive strength @ Stressing	f_{ci}	$0.8 f_c'$	400	ksc	At Release
3	Modulus of elasticity @ 28 days	E_c	$15120\sqrt{f_c'}$	338093	ksc	At working
4	Modulus of elasticity @ Stressing	E_{ci}	$15120\sqrt{f_{ci}}$	302400	ksc	At Release
5	Allowable compressive stress	f_{ca}	$0.45 f_c'$	-225	ksc	At working
6	Allowable tensile stress	f_{ta}	$1.6\sqrt{f_c'}$	36	ksc	-do-
7	Allowable compressive stress	f_{cia}	$0.6 f_c'$	-300	ksc	At Release
8	Allowable tensile stress	f_{ti}	$1.6\sqrt{f_{ci}}$	32	ksc	-do-
9	Modulus of Rupture	f_{cr}	$2.0\sqrt{f_c'}$	44	ksc	At working
10	Ultimate strength of strands	f_{pu}		18600	ksc	At design
11	Yield strength of strands	f_{py}		16740	ksc	-do-
12	Modulus of elasticity of strands	E_{ps}		1980000	ksc	-do-
13	Area of PC. Wire strands	A_{ps}		0.9871	cm ²	-do-
14	Jacking force	JF	$F_{pu} A_{ps}$	18360	kgf	-do-
15	Initial stressing force	Fi	$0.63 JF$	11560	kgf	-do-
16	Effective stressing force	Fe	$0.56 JF$	10280	kgf	-do-

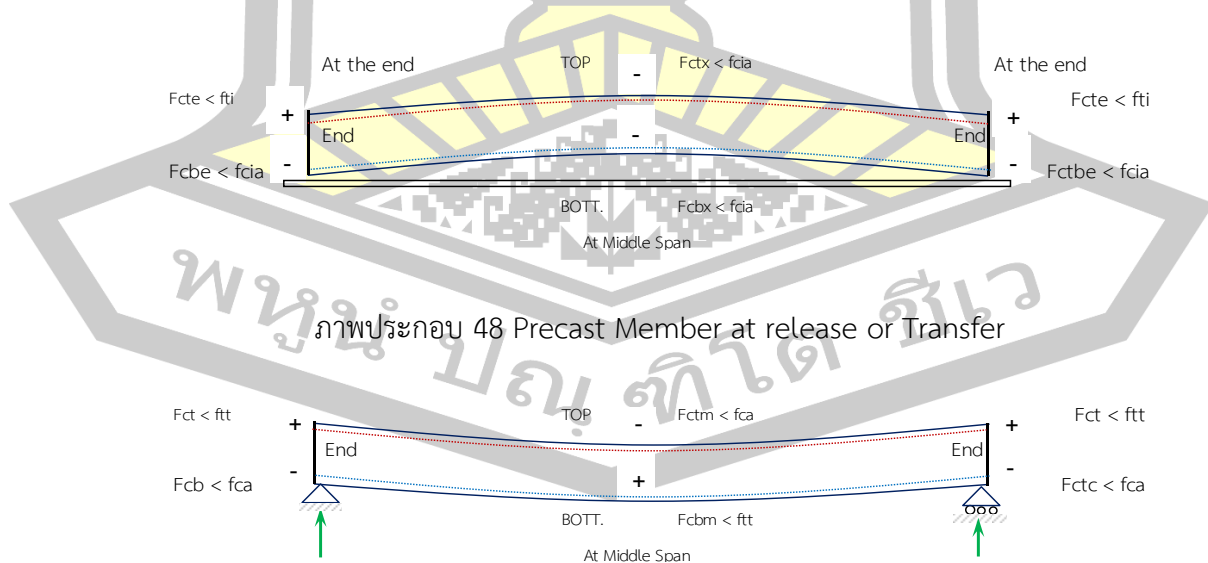
ตาราง 26 Limitation of the maximum of allowable deflection AASHTO Standard

Type of Members	Effective loads	Deflection limits	
		Without walker lane	Walker Lane
Continuous or A Single span	Truck live load plus Impacted load	L/800	L/1000

ตาราง 27 The guidance in estimating long term cambers and deflections PCI Design Handbook and AASHTO Standard

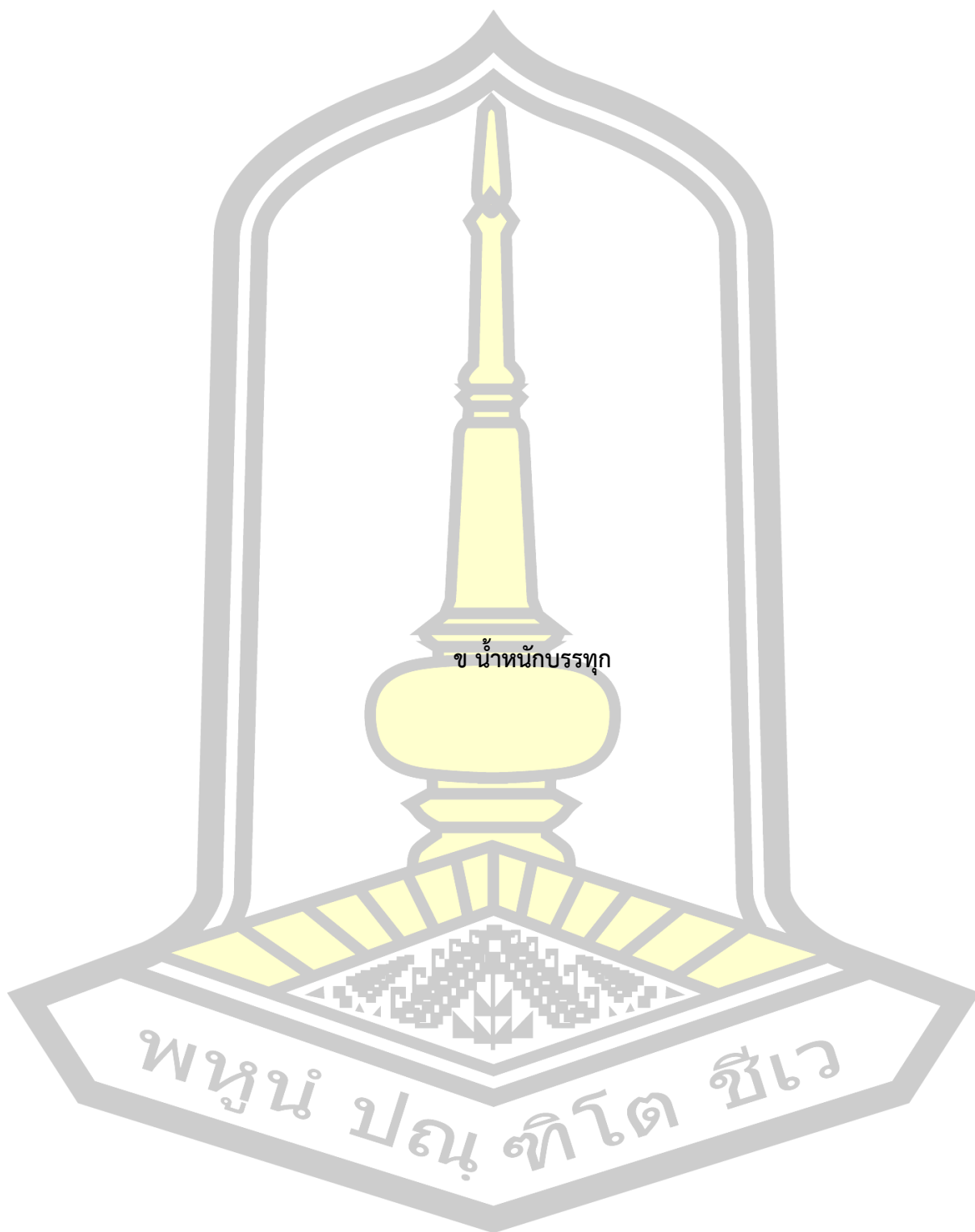
Typical Precast / Pre stressed concrete Members	With composite topping	Without composite topping
At Erection :		
Deflection (↓) component apply to the elastic deflection. Due to member weight at release of prestress	1.85	1.85
Camber (↑) component apply to the elastic camber. Due to prestressed at the time of release of prestress.	1.80	1.85
Final :		
Deflection (↓) component apply to the elastic deflection. Due to member weight at release of prestress.	2.40	2.70
Camber (↑) component apply to the elastic camber. Due to pre stressed at the time of release of prestress.	2.20	2.45
Deflection (↓) component apply to the elastic deflection Cause by the composite topping	2.30	-
Deflection (↓) apply to elastic deflection. Due to superimposed dead load only	3.00	3.00

1.1 Specification of Stresses for the forces sign



ภาพประกอบ 48 Precast Member at release or Transfer

ภาพประกอบ 49 Precast Member at serviceability



ข น้ำนักบรรทุก

พหุบัณฑิตวิทยาลัย

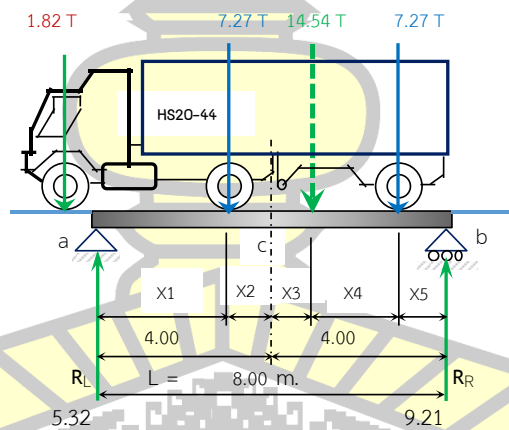
- The superimposed dead loads are applied to the plank girder as following in a calculation Data

ตาราง 28 Superimposed Dead Loads

Type of Materials / Specifications	Thickness (m)	Uniformly Loads	Unit
Unit weight of reinforced concrete		2.40	T/m ³
In-situ topping screed	0.10	0.24	T/m
Weight of parapet / barriers		0.36	T/m
Weight of Asphalts / overlay	0.00	0.00	T/m
Others		0.30	T/m
Total of Superimposed dead loads		0.90	T/m

- Truck Loadings type HS-20-44

The vehicle of HS-20-44 for the load computation with 3 axes



x1 . = m.	2.93
x2 . = m.	1.07
x3 . = m.	1.07
x4 . = m.	2.13
x5 . = m.	0.80

ภาพประกอบ 50 Truck travel on the Plank Girder

2.1 Calculation for Wheel load fraction

WHEEL LOAD FRACTION :

$$WLF = S/D$$

$$S = (12N_L + 9)/N_g$$

$$D = 0.305(5.75 - 0.5N_L) + 0.7N_L(1 - 0.2C)^2$$

$$IM = 15.24/(L+38)$$

IMPACTED LOAD

$$0.30$$

Output

$$0.583$$

EQ. 5.20

$$1.00$$

EQ. 5.21

$$1.715$$

EQ. 5.22

$$0.33$$

EQ. 5.23

$$N_L = 2 \quad \text{LANES} \quad \text{No. of Traffic Lanes}$$

$$N_g = 12 \quad \text{Girders} \quad \text{No. of All Girders}$$

$$C = K.W_B/L \quad \text{Stiffness Parameter}$$

$$K = 0.7 \quad \text{For Solid Section}$$

$$W_B = 12.00 \quad \text{Width of Bridges} \quad \text{m.}$$

$$L = 8.00 \quad \text{Length of Bridges} \quad \text{m.}$$

$$2$$

$$12$$

$$1.05$$

≤5

$$0.7$$

$$12.00$$

$$8.00$$

Reaction at the supports for a truck live load

$$R_L = 5.32 \text{ T}$$

$$R_R = 9.21 \text{ T.}$$

2.2 Deflection of Truck Live Load

Due to truck live load at the occurred maximum moment is being concentration

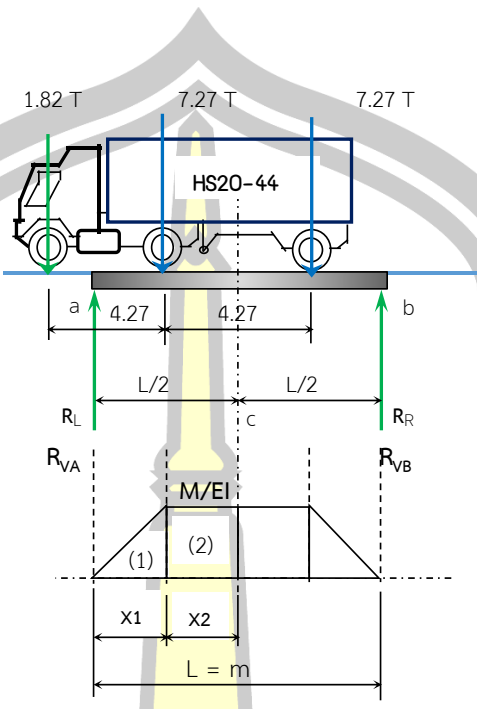
Reaction at support for a Live Load are:

$$R_{VA} = 7.27 \text{ T.}$$

$$R_{VB} = 7.27 \text{ T.}$$

The maximum bending moment of Live load is

$$LM_{\max} = 20.83 \text{ T.m}$$

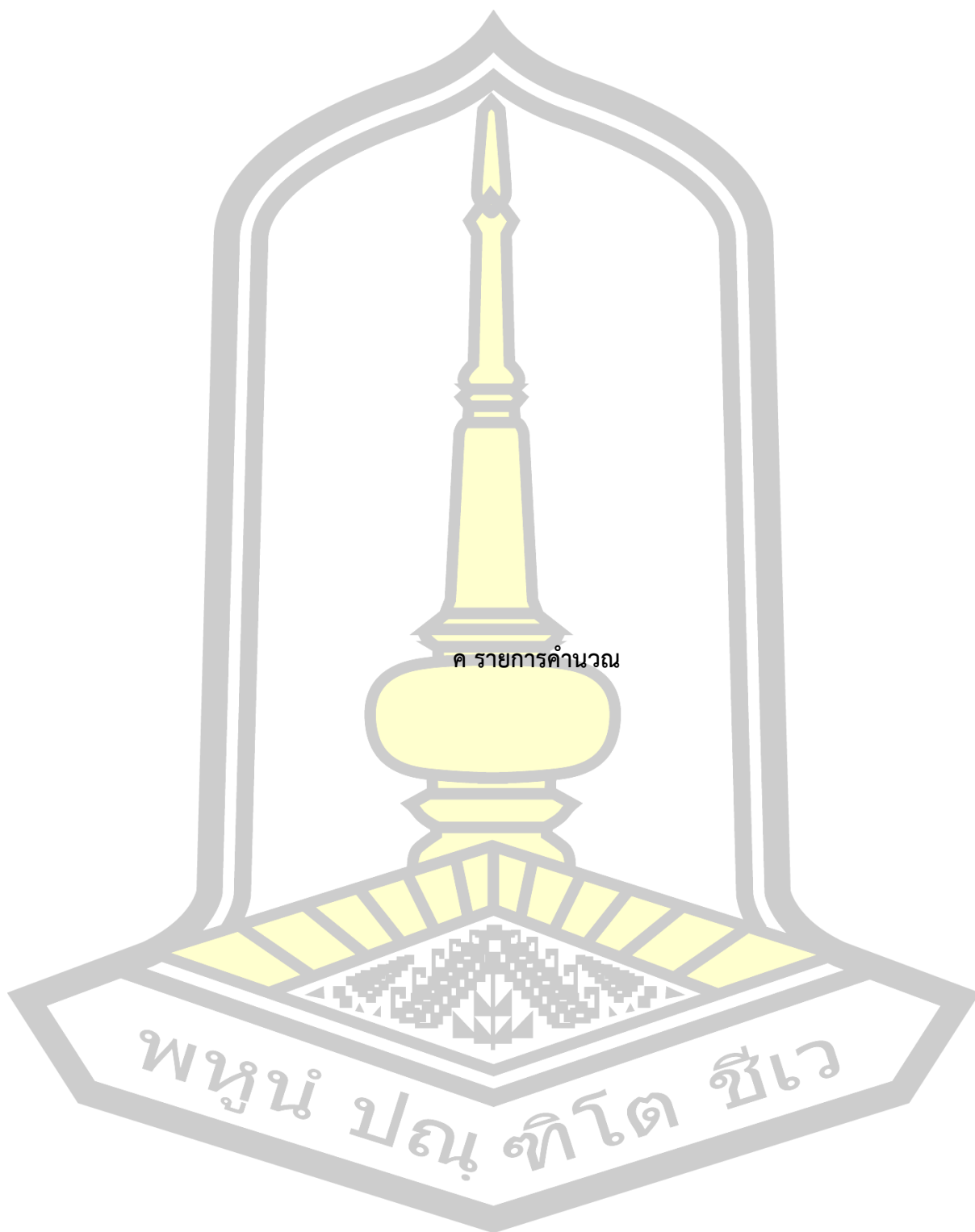


Moment Area Calculation :

- $M = 2082855 \text{ kg.cm}$
- $M(1) = 569884749 \text{ kg.cm}$
- $M(2) = 1304052083 \text{ kg.cm}$
- $Def = 1873936833 \text{ kg.cm}$
- $C.G 1 = 191.00 \text{ cm.}$
- $C.G 2 = 293.25 \text{ cm.}$
- $Del3 = 0.758 \quad Del3 = (1+IM) WLF$

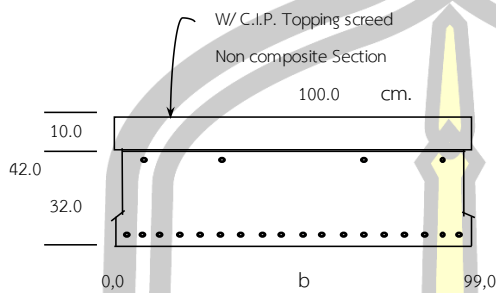
ภาพประกอบ 51 Deflection calculate using a Moment of area

พหุ ประถมศึกษา



3 Design Calculations:

3.1 Geometric Properties



	Precast		C.I.P	
b =	95.0	cm.	100.0	Width
h =	32.0	cm.	10.0	Height
ht =	42.0	cm.		Total height
In-situ Composite Concrete Topping				
a1 =	10.00	cm. ²		Topping
wa1 =	2.40	kg./m.		Wt. of Topping
wc =	2400.0	kg./m. ³		Conc. unit weight

ภาพประกอบ 52 Plank Girder Sectional

ตาราง 29 Calculation Data of Precast and composite section

Notation	Precast Plank Girder		Unit.	with Composite Topping		Remarks		
Cross sectional Area	A_g	. =	3088.0	cm^2	4088.00	. = A_x SUM_ALL		
Perimeter	P_g	. =	262.0	cm.	220.00	. = P_x		
Centroidal of Concrete	C.G.C1	. =	15.84	cm.	21.00	. = C.G.C2 0,0		
Second Moment Of Area	I_g	. =	259413	cm^4	599588	. = I_x		
Section Modulus	Z_b	S_x	. =	16372	cm^3	28552	. = S_{xx}	
		Z_t	S_y	. =	16057	cm^3	28552	. = S_y
C.G.C. upto Top fibre	y_t	. =	16.16	cm.	21.00	. = y_t		
C.G.C. down to Bott. fibre	y_b	. =	15.84	cm.	21.00	. = y_b		
Radius Of Gyration	r_x	. =	9.17	cm.	12.11	. = r_x		
Weight Of Member	W_G	. =	741.1	kg./m	981.12	. = W_{com}		
Part	Area	1	2	3	4	5	6	
	A_i	cm^2	CG at Top DN	A_i (CG)	$3^2/1=4$	I	y	$A_i y^2$
1	b.h	3040	16.00	48640	778240	259413.3	0.0	0
2								
Total A_g		3040	Precast	48640	I_o	259413.3		0
Precast	$y_b =$	16.00	cm.	$y_t =$	16.00	cm.		
	$I_g =$	259413	cm^4					
	$S_t =$	16213	cm^3					
	$S_b =$	16213	cm^3					

Distance from TOP , Downwards

3.2 Ultimate Moment for loadings and according to AASHTO LRFD

$$M_u = 1.3 \cdot (M_D + (1.67 \cdot M_{L+IM}))$$

ตาราง 30 Calculation Data for All Bending Moment Unit in T.m

Location	M _G	M _S	M _D	M _{L+I}	M _T	M _U	Remark
Mem.End	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	
1.00	2.55	3.15	5.70	4.03	9.74	16.2	
2.00	4.38	5.40	9.78	8.07	17.84	30.2	
3.00	5.47	6.75	12.22	12.10	24.32	42.2	
4.00	4.47	7.20	11.67	15.75	27.42	49.4	
Mid span	4.47	7.20	11.67	15.75	27.42	49.4	

3.3 Ultimate Shear for loadings and according to AASHTO LRFD Group 1

$$V_u = 1.3 \cdot (V_D + (1.67 \cdot V_{L+IM}))$$

ตาราง 31 Calculation Data for the Impacted and Lane Loads Unit in T.

R-AXLE	M-AXLE	F-AXLE	SPAN (M)	Reaction at X	WLF	Impacted		
ล้อหลัง	X	ล้อกลาง	4.27	ล้อหน้า	4.27	8.00	0.583	0.3
7.27	8.00	7.27	3.73	1.82	-0.54	10.66	6.21	3.20
7.27	7.00	7.27	2.73	1.82	-1.54	8.84	5.16	2.65
7.27	6.00	7.27	1.73	1.82	-2.54	7.02	4.10	2.11
7.27	5.00	7.27	0.73	1.82	-3.54	5.21	3.04	1.56
7.27	4.00	7.27	-0.27	1.82	-4.54	3.39	1.98	1.02
7.27	3.00	7.27	-1.27	1.82	-5.54	1.57	0.92	0.47

Note: Negative values are out of Girder span

ตาราง 32 Calculation Data for a Shear Combination Load Unit in T.

Location	V _G	V _S	V _D	V _{L+I}	V _{sum}	V _U	Remark
Mem.End	2.92	3.60	6.52	9.41	22.45	28.9	
1.00	2.19	2.70	4.89	7.81	17.59	23.3	
2.00	1.46	1.80	3.26	6.20	12.72	17.7	
3.00	0.73	0.90	1.63	4.60	7.86	12.1	
4.00	0.00	0.00	0.00	2.99	2.99	6.5	
5.00							
6.00							
Mid span	0	0	0	2.99	2.99	6.2	

3.4 Design for a pre stressing strand requirement

Allowable tensile stress of concrete at working stage as per AASHTO 1996 Standard

$$f_{ta} = 36 \text{ ksc.}$$

Due to all bending moment at bottom fiber

$$F_{b1} = \frac{M_T}{S_b} = 153 \text{ ksc.}$$

Required pre stressing at bottom fiber

$$F_{b2} = F_{b1} - f_{ta} = 118 \text{ ksc.}$$

The centroid of pre stressing strand computation

$$y_s = \left[\frac{(N_b \cdot A_{ps} \cdot d_s) + (N_t \cdot A_{ps} \cdot (h - d'))}{\sum N \cdot A_{ps}} \right]$$

d' =	4.00 cm	Layer 1 =	28.00 cm
ys =	8.29 cm, C.G.S	Layer 2 =	5.00 cm
yb =	16.00 cm, C.G.C	Layer 3 =	0.00 cm
eb =	7.71 cm	et =	12.00 cm

Eccentricity of strands

$$eb = y_b - y_s$$

e = 7.71 cm Distance from C.G.C downward

Unit force at bottom fiber require $f_{bot} = \left[\frac{-F}{A_G} - \frac{F \cdot e}{S_b} \right]$ ksc.

Solving eq $F = \frac{f_{bot} \cdot S_b}{\frac{S_b}{A_G} + e}$ F = 146020 kgf.

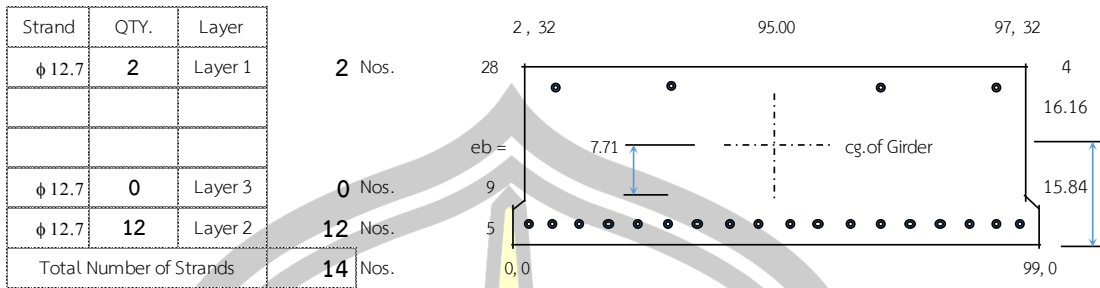
Number of pre stressing strand required = 14 Nos.

Calculation Data for a Pre stressing strand

Total Area	Specification	Tendon's		fpu	Initial Prestress	Initial force	Number	Prestress Loss			
cm ²	Type Of Tendons	Diam.	Area		$F_i = JF (0.63)$	JF = kg	of	$F_e = JF (0.56)$			
	PC.wire / strand	mm	cm. ²	ksc	(kg)	fpu.Aps	Tendons	(kg)			
1.97	Strand	270K	12.70	0.9871	18600	1/2"	11567	18360	2	10282	20563
0.00	Strand	270K	12.70	0.9871	18600	1/2"	11567	18360	0	10282	0
11.85	Strand	270K	12.70	0.9871	18600	1/2"	11567	18360	12	10282	123380
13.82					TOTAL			55080	14		143943

3.5 Resulting for a Plank Girder

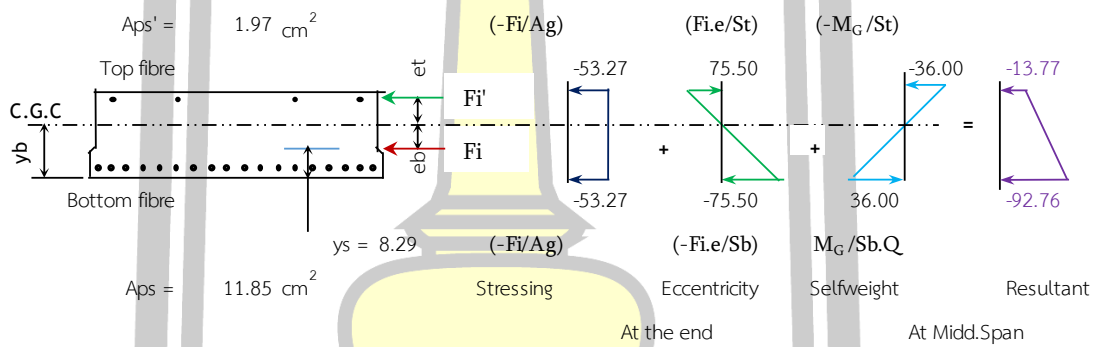
The output of fundamental design as shown in figuring below



ภาพประกอบ 53 Pre stressing strands arrangement

4 Design Verifications

4.1 Stresses Verification



ภาพประกอบ 54 Stresses Distribution at Release

AT THE BEAM EDGE : Stresses

Top fibre = $(-Fi/Ag + Fi.eb/St)$

Bottom fibre = $(-Fi/Ag - Fi.eb/Sb)$

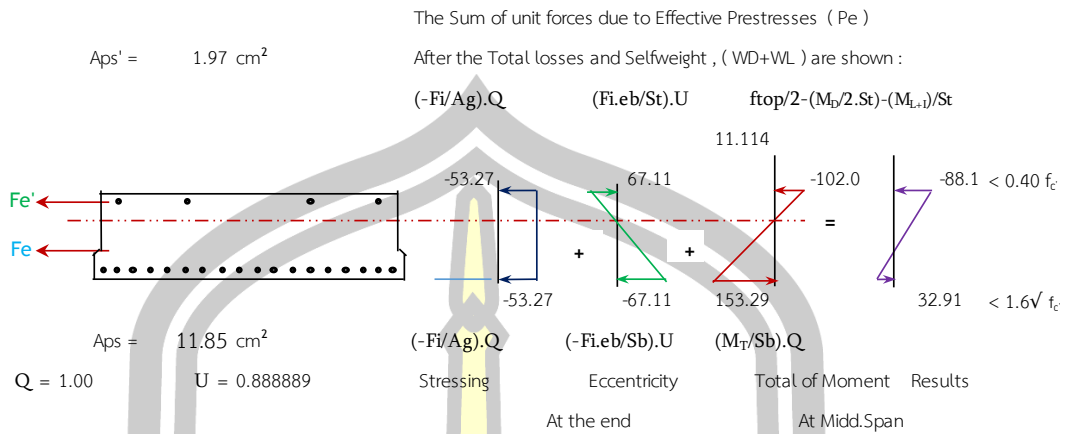
AT THE MID-SPAN : Stresses

Top fiber = $(-Fi/Ag + Fi.eb/St - Mg/St)$

Bottom fiber = $(-Fi/Ag - Fi.eb/Sb + Mg/Sb) \cdot (Q)$

F_{cte} =	22.2	< $1.6\sqrt{f_{ci}}$	32	ksc.	→ Ok
F_{cbe} =	-128.8	< $0.6 f_{ci}$	-240	ksc.	→ Ok
F_{ctx} =	-13.8	< $0.6 f_{ci}$	-240	ksc.	→ Ok
F_{cbx} =	-92.8	< $0.6 f_{ci}$	-240	ksc.	→ Ok
Actual			Limits		

พูน ปลูก ไม้



ภาพประกอบ 55 Stresses Distribution at Serviceability Stage

AT THE BEAM EDGE : Stresses

Top fibre = $(-F_i/A_g.Q)+(F_i.e_b/S_t).U$ $F_{ct} = 13.8 < 1.6\sqrt{f_c}$ 36 ksc. → Ok

Bottom fibre = $(-F_i/A_g.Q)-(F_i.e_b/S_b).U$ $F_{cb} = -120.4 < 0.45 f_c$ -225 ksc. → Ok

AT THE MID-SPAN : Stresses

Top fiber = $f_{top}/2-(M_D/2.St)-(M_{L_i})/St$ $F_{ctm} = -88.1 < 0.45 f_c$ -225 ksc. → Ok

Bottom fiber = $(-F_i/A_g-F_i.e_b/S_b + M_T/S_b) .(Q)$ $F_{cbm} = 32.9 < 1.6\sqrt{f_c}$ 36 ksc. → Ok

Actual	Limits
--------	--------

4 2 Pre stress Losses Calculation

Where : unit in ksc.

TL = Total Pre stress Losses

ES = Elastic Shortening

CR = Creep of Concrete

SH = Shrinkage of Concrete

RH = Relaxation of Tendons

E.I.T. 1009-34 [4-3] $ES = \frac{E_{ps}}{E_{ci}} \cdot f_{cir}$

$ES = 228.50 \text{ ksc.}$

E.I.T. 1009-34 $f_{cir} = \left[\frac{F_i}{A_G} + \frac{F_i \cdot e^2}{I_G} \right] - \frac{M_G \cdot e}{I_G}$

$f_{cir} = 34.90 \text{ ksc.}$

$f_{c ds}$ = Stress in concrete at center of gravity of pre stressing force, Due to all superimposed permanent dead loads that are applied to the member after it has been pre stressed.

$$f_{c ds} = \frac{M_{sd} \cdot e}{I_G} \quad \text{E.I.T. 1009-34} \quad f_{c ds} = 17.4 \text{ ksc.}$$

$$(12 \cdot f_{cir}) - (7 \cdot f_{c ds}) \quad \text{E.I.T. 1009-34 [4-5]} \quad CR = 297.3 \text{ ksc}$$

$$\text{R.H.} = \text{Average ambient relative humidity} \quad \text{R.H.} = 80 \%$$

$$1200 - (11 \cdot \text{R.H.}) \quad \text{E.I.T. 1009-34 [4-6]} \quad SH = 320.0 \text{ ksc}$$

$$1400 - (0.4 \cdot ES) - [0.2 \cdot (SH + CR)] \quad \text{E.I.T. 1009-34 [4-8]} \quad RE = 1185.1 \text{ ksc}$$

$$\text{Therefore} \quad TL = ES + CR + SH + RE \quad TL = 2030.93 \text{ ksc.}$$

Total of Percent Losses = 15.60 %

5. Cracking Moment Verification

Allowable Modulus of Rapture

$$f_{cr} = 44.5 \text{ ksc.}$$

Tensile stress at bottom fiber

Cracking Moment

Tensile stress at bottom fibre :

$$f_{cr} = (-Fe/Ag) + (-Fe \cdot eb/cb/Ig) + (M_{cr} \cdot cb/Ig) \quad f_{cr} = 18.1 \text{ ksc.} \quad \text{OK}$$

Cracking Moment :

$$\text{Bottom} \quad M_{cr} = Fe \cdot eb + (Fe \cdot Ig/Ag \cdot cb) + (f_{cr} \cdot Ig/cb) \quad 2149211.4 \text{ kg.cm} \quad 21.5 \text{ T.m}$$

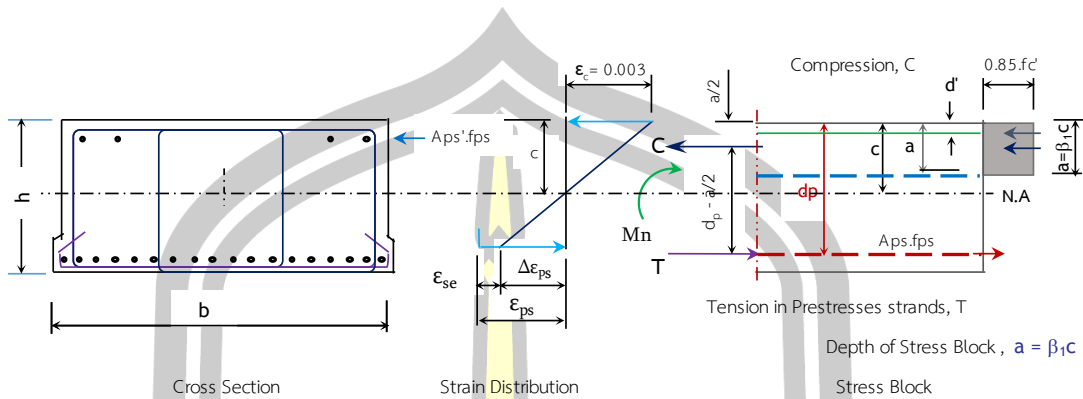
$$\text{top} \quad M_{cr} = Fe \cdot et + (Fe \cdot Ig/Ag \cdot cb) + (f_{cr} \cdot Ig/cb) \quad 1081083.2 \text{ kg.cm} \quad 10.8 \text{ T.m}$$

$$\text{Eccentricity with Top strands yields :} \quad M_{cr} = 10.68 \text{ T.m}$$

$$ht = 32.00 \text{ cm.} \quad Ct = 16.00 \text{ cm.} \quad Cb = 16.00 \text{ cm.}$$

พหุ ประถมศึกษา

6. Verification for Nominal Flexural Strength (Mn)



ภาพประกอบ 56 Nominal Flexural Strength Diagram

Depth of stress block

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0.85 \cdot f_c' \cdot b}$$

$a = 4.85 \text{ cm.}$

Distance of Top fiber to N.A axis

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$c = 7.47 \text{ cm.}$

At Erection Stage

$$\beta_1 = 0.85 - 0.0008(f_c' - 300) = 0.690$$

12.2.1 $A_{ps} = 13.82 \text{ cm.}^2$ $\therefore \rho_p = A_{ps}/b \cdot d_p$ $d_p = 23.71 \text{ cm.}$ $\rho_p = 0.00613$ Modification Method

$f_{se} > 0.5f_{pu}$, $f_{se} = 10282 \text{ kg.} > 9300$ $f_{pu} = 18600 \text{ Ksc.}$ $\rho_p = 0.00613$

EQ.1 $f_{ps} = f_{pu} (1 - \gamma_p/\beta_1 \cdot (\rho_p \cdot f_{pu}/f_c'))$ $\gamma_p = 0.28 \text{ cm.}$ $A_{ps} = 13.82$

$\beta_1 = 0.690$
 $\omega_p = 0.126$

Substituting the expression of the Length per depth ratio :

$f_{ps} = 16878 \text{ ksc.}$ $\omega_p = \rho_p (f_{ps}/f_c') : \text{Reinforcement index}$

$\omega_p = 0.207 < 0.248$ $(\omega_p)_{max} \leq 0.36 \beta_1$ ➔ OK #

This Prestressed Member is *Under Reinf. Controls ,Rebars yields*

At Final Stage

$\phi 12.7$ $0.9871 \text{ cm.}^2/\text{No.}$ $\beta_1 = 0.690$ $d_p = 23.714 \text{ cm.}$ At Final Stages

12.2.2 $A_{ps} = 13.82 \text{ cm.}^2$ $\therefore \rho_p = A_{ps}/b \cdot d_p$ $\rho_p = 0.0061$

IF, Increasing number of strands. Verification,

$f_{se} > 0.5f_{pu}$, $f_{se} = 10282 \text{ kg.} > 9300$ $f_{pu} = 18600 \text{ Ksc.}$

EQ.1 $f_{ps} = f_{pu} (1 - \gamma_p/\beta_1 \cdot (\rho_p \cdot f_{pu}/f_c'))$ $\gamma_p = 0.28 \text{ cm.}$

Substituting the expression of the Length per depth ratio :

$f_{ps} = 16878 \text{ ksc.}$ $\omega_p = \rho_p (f_{ps}/f_c') : \text{Reinforcement index}$

$\omega_p = 0.207 < 0.248$ $(\omega_p)_{max} \leq 0.36 \beta_1$ ➔ OK #

This Prestressed Member is *Under Reinf. Control , Rebars yields *

7. Shear Reinforcement Calculation

ตาราง 33 Calculation Data for Shearing

S/R	Shear Location	Mem.End	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00	Mid span
1	$0.16\sqrt{f_c'}$	ksc	3.58	3.58	3.58	3.58			3.58
2	d	cm	33.71	33.71	33.71	33.71			33.71
3	$0.16\sqrt{f_c'}$ b.d	kgf	10856	10856	10856	10856			10856
4	V_d	kgf	6518	4889	3259	1630			0.00
5	V_i	kgf	20435	16950	13466	9982			6498
6	M_{max}	kgf.m	0.00	8755	17510	26265			34183
7	I_{yt} , Sb	cm ³	16213	16213	16213	16213			16213
8	$1.6\sqrt{f_c'}$	ksc	35.8	35.8	35.8	35.8			35.8
9	F	kgf	143943	143943	143943	143943			143943
10	e	cm	7.71	7.71	7.71	7.71			7.71
11	f_{pe}	ksc	115.84	115.84	115.84	115.84			115.84
12	f_d	ksc	0.00	35.18	60.31	75.38			72.00
13	8+11-12	ksc	151.61	116.44	91.31	76.23			79.61
14	M_{cr}	kgf.m	24582	18878	14804	12360			12908
15	$(V_i M_{cr})/M_{max}$	kgf		36549	11385	4697			2454
16	3+4+15	kgf		52294	25500	17183			13310
17	$0.45\sqrt{f_c'}$. b.d	kgf	32228	32228	32228	32228			32228
18	V_{ci}	kgf		52897	26103	17786			13913
19	$0.93\sqrt{f_c'}$	ksc	20.8	20.8	20.8	20.8			20.8
20	$0.3f_{pc}$	ksc	6.4	7.9	8.9	9.6			9.4
21	(19+20) b.d	kgf	87070	91821	95214	97251			96794
22	V_p	kgf	0.0	0.0	0.0	0.0			0.0
23	V_{cw}	kgf	87070	91821	95214	97251			96794
24	V_c	kgf	87070	52897	26103	17786			13913

Given :

$$V_u = 1.3(V_D + 1.67V_{L+I})$$

$$V_d = V_D$$

$$V_i = 1.3(1.67)V_{L+I}$$

$$M_{max} = 1.3(1.67)M_{L+I}$$

$$f_{pe} = F/A + F.e/Sb$$

$$f_d = M_D/Sb$$

$$f_{pc} = F/A - F.e((c_b' - c_b)/I) + M_D(c_b' - c_b)/I$$

$$V_{ci} = 0.16\sqrt{f_c'} \cdot b.d + V_d + V_i M_{cr}/M_{max} \geq 0.45\sqrt{f_c'} \cdot b.d$$

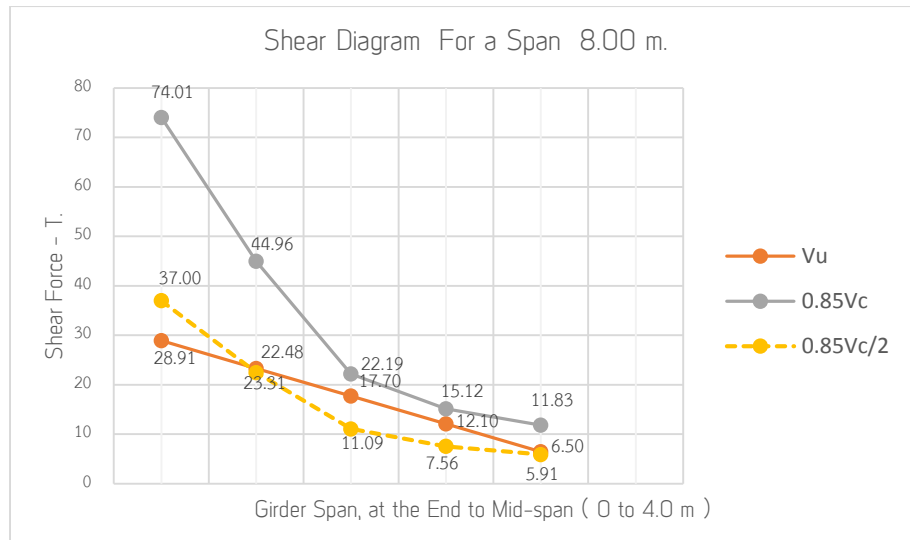
$$V_{cw} = 0.93\sqrt{f_c'} + 0.3f_{pc} \cdot b.d + V_p$$

$$M_{cr} = (I_{yt}) \cdot (1.6\sqrt{f_c'} + f_{pe} + f_d)$$

$$V_c = \text{Taken the Minimum values in between } V_{ci} \text{ \& } V_{cw}$$

$$M_{L+I} = WLF \cdot (1.3M_X)$$

$$\phi = 0.85$$



ภาพประกอบ 57 Shear Diagram

$V_u < \phi V_c$ and then Greater than $\phi V_c/2$

To be Provided The minimum Shear Reinforcement is required

$$A_{v,min} = 3.5(b_w s)/f_y$$

Provided 4 legs DB12 @ 40 cm. c/c

8. Additional Stirrups Calculation

The both ends of the member to be provided the stirrups in bearing area

4 % Pre stressing force

$$F_{ep} = 6394 \text{ kgf.}$$

Required area of Rebar

$$A_{vp} = 4.21 \text{ cm}^2$$

Number of bars required

$$N_{vp} = 2 \text{ Nos.}$$

Provided DB16 closed links in $h/4$ cm away end of a member.

Spacing of Stirrups

$$S_{vp} = 5 \text{ cm.}$$

พหุ ประถมศึกษา

9. Calculation of Camber and Deflection

The Camber and Deflection are using the factors. During the time of initial Stressing to serviceability stage.
 Cambering and Deflecting (Haggling & Sagging)

Problem : Find the initial camber at time of transfer of prestress.

Solution : The prestress force at transfer and strand eccentricities are calculate as equation below :

$$\Delta \uparrow = (F_i \text{ kgf} \cdot \text{eb cm} \cdot L \text{ cm}^2) / (8 \cdot E_{ci} \text{ ksc} \cdot I_g \text{ cm}^4) \quad \text{Chapter 4 , 4-27 \& 4-128}$$

$$\Delta \downarrow = (5 \cdot W \text{ kg/m} \cdot L_m \cdot L \text{ cm}^3) / (384 \cdot E_{ci} \text{ ksc} \cdot I \text{ cm}^4)$$

: Deflection by weight of member For Straight Strands

: Prestressing

$$\Delta \uparrow = (F_i \text{ kgf} \cdot \text{eb cm} \cdot L \text{ cm}^2) / (8 \cdot E_{ci} \text{ ksc} \cdot I_g \text{ cm}^4)$$

$$\therefore \Delta c \uparrow = \begin{matrix} 1.25 & 12.48 \\ \text{cm.} & \text{mm.} \end{matrix}$$

Deducting deflect caused by weight of a Member :

$$\Delta \downarrow = (5 \cdot W \text{ kg/m} \cdot L_m \cdot L \text{ cm}^3) / (384 \cdot E_{ci} \text{ ksc} \cdot I \text{ cm}^4)$$

: Deflection by selfweight of member For Straight Strands

$$5.04 \text{ mm.}$$

$$\therefore \Delta u \downarrow = 0.504 \text{ cm.}$$

$$\text{Net.} = 6.68 \text{ mm.}$$

As per Code : Beam's cambering at Transfer stage

$$\text{Net Cambering} = 7.44 \text{ mm.}$$

$\Delta \uparrow$

At Erection stage

Factors

$$\text{Creep} = 1.8$$

$$\text{Member's weight} = 1.85$$

$$\text{Facored Cambering} = 13.15 \text{ mm.}$$

$\Delta \uparrow$

Deflect caused by weight of a Topping screed :

$$\Delta \downarrow = (5 \cdot W \text{ kg/m} \cdot L_m \cdot L \text{ cm}^3) / (384 \cdot E_{ci} \text{ ksc} \cdot I \text{ cm}^4)$$

$$\therefore \Delta s \downarrow = 0.146 \text{ cm.}$$

$$1.46 \text{ mm.}$$

Deflect caused by the Superimposed Dead load :

$$\Delta \downarrow = (5 \cdot W \text{ kg/m} \cdot L_m \cdot L \text{ cm}^3) / (384 \cdot E_{ci} \text{ ksc} \cdot I_g \text{ cm}^4) \quad 660.00$$

$$\therefore \Delta c \downarrow = 0.401 \text{ cm.}$$

$$4.01 \text{ mm.}$$

: Beam's cambering After Construction of Final stage =

$$7.67 \text{ mm.}$$

$\Delta \uparrow$

Long term Deflection : Coefficient

Factors

$$\text{: Prestressing} = 30.58 \text{ mm.}$$

$$2.45$$

$$\text{DeAllow} = L_c / 800$$

$$\text{: Member's weight} = 13.86 \text{ mm.}$$

$$2.75$$

$$\text{DeAllow} = -10.0 \text{ mm.}$$

$$\text{: Topping screed} = 3.36 \text{ mm.}$$

$$2.30$$

$$\Delta \text{De} \downarrow$$

$$\text{: Superimposed Loads} = 12.04 \text{ mm.}$$

$$3.00$$

$$\text{: Grand total} = 1.33 \text{ mm.}$$

$\Delta \uparrow$

The PLANK GIRDER IS Deflection (Upward) At Serviceability

$$-10.0 > 1.33 \text{ mm.}$$

PASS # $\Delta \uparrow$

14.1 Calculation of Deflection : Truck Live Load

$$\text{Def} = 1873936833 \text{ kg.cm}$$

$$\text{DeAllow} = L_c / 800$$

$$\text{C.G 1} = 191.0 \text{ cm.}$$

$$\text{DeAllow} = -10.00 \text{ mm.}$$

$$\text{C.G 2} = 293.3 \text{ cm.}$$

$$\Delta \text{DeL} \downarrow$$

$$\text{DeL3} = 0.758 \quad \text{DeL3} = (1+I) \text{ WLF}$$

$$\text{DeL} = 0.021 \text{ cm.}$$

$$\text{DeLL} = -0.016 \text{ cm.}$$

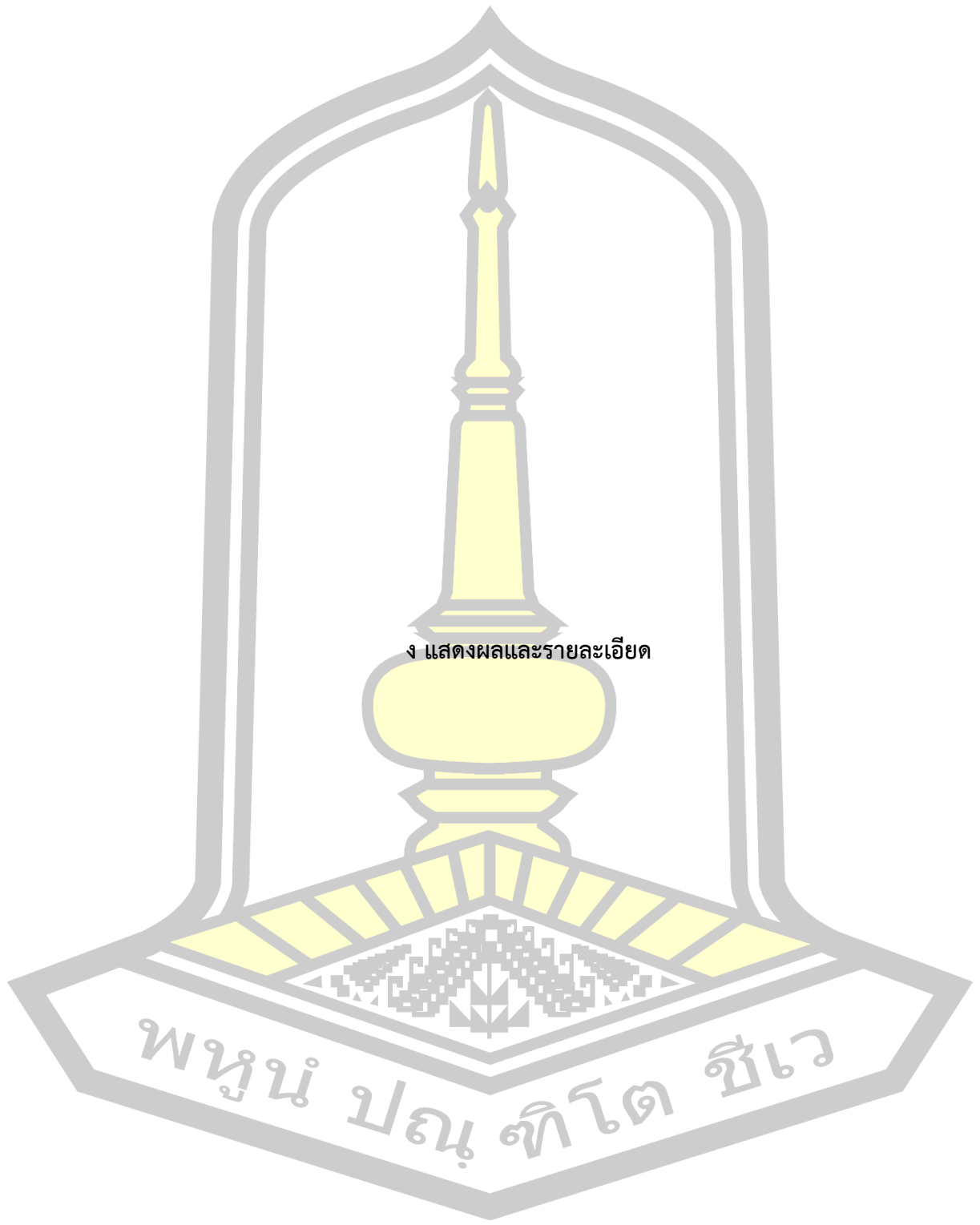
$\Delta \downarrow$

The PLANK GIRDER IS Deflection (Upward) At Serviceability

$$-10.0 > 1.17 \text{ mm.}$$

PASS # $\Delta \uparrow$

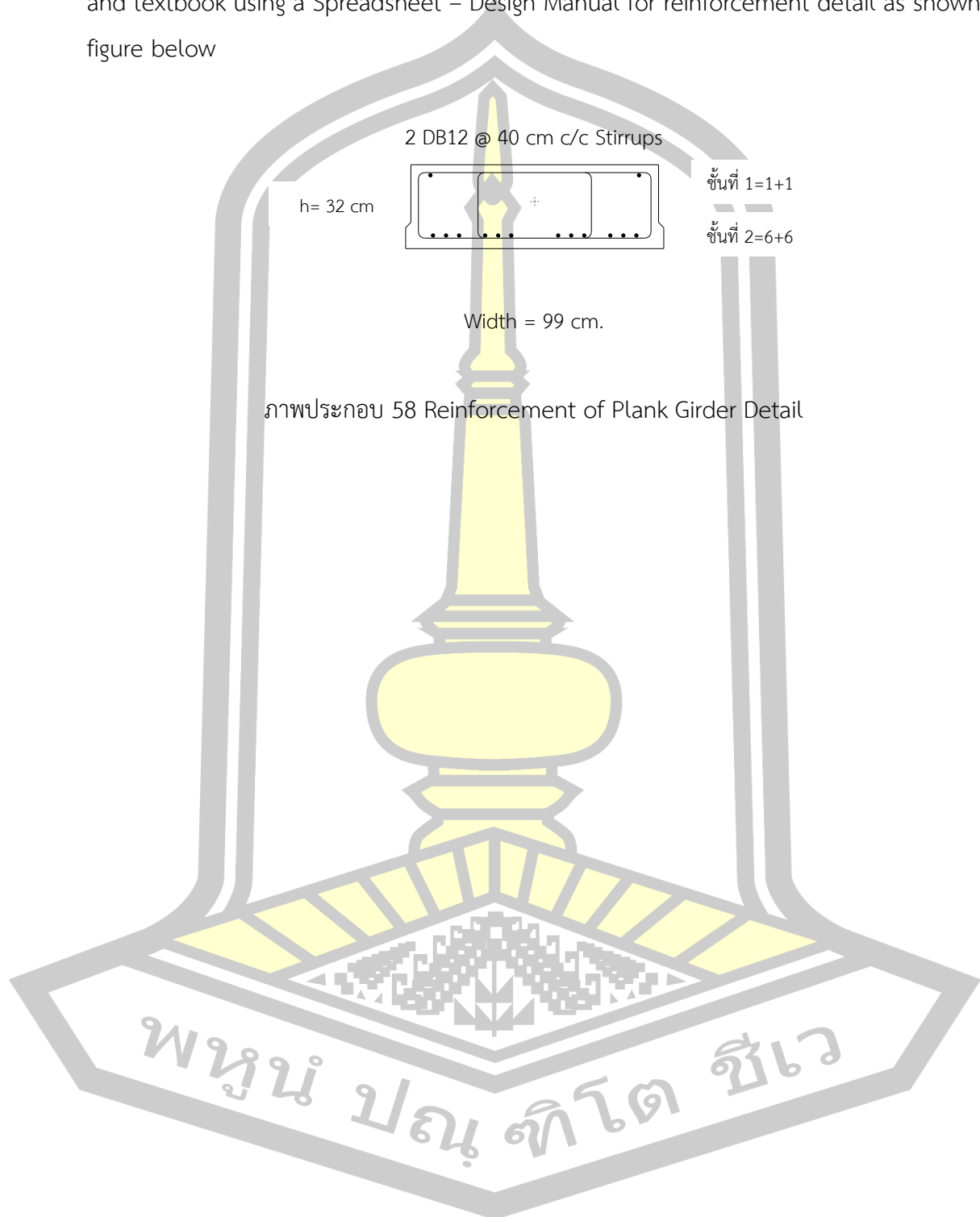
OK, The Section is Satisfactory for all Application



ง แสดงผลและรายละเอียด

พหุณํ ปณฺ ทิโต ชีเว

The Design Calculation of the Plank Girder has adequacy as per the Standard codes and textbook using a Spreadsheet – Design Manual for reinforcement detail as shown figure below



ประวัติผู้เขียน

ชื่อ	นายสัมฤทธิ์ ชมชื่น
วันเกิด	วันที่ 26 เดือนเมษายน พ.ศ. 2508
สถานที่เกิด	จังหวัดมหาสารคาม
สถานที่อยู่ปัจจุบัน	บ้านเลขที่ 2 หมู่ 8 ตำบลมะค่า อำเภอกันทรวิชัย จังหวัดมหาสารคาม รหัสไปรษณีย์ 44150
ตำแหน่งหน้าที่การงาน	วิศวกรโยธา
สถานที่ทำงานปัจจุบัน	บ้านเลขที่ 2 หมู่ 8 ตำบลมะค่า อำเภอกันทรวิชัย จังหวัดมหาสารคาม รหัสไปรษณีย์ 44150
ประวัติการศึกษา	พ.ศ. 2529 ประกาศนียบัตรวิชาชีพชั้นสูง (ปวส.) แผนกช่างก่อสร้าง วิทยาลัยเทคนิคมหาสารคาม พ.ศ. 2560 ปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต (วศ.บ.) สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยภาคตะวันออกเฉียงเหนือ พ.ศ. 2563 ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วศ.ม.) สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยมหาสารคาม
ผลงานวิจัย	การออกแบบที่เหมาะสมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดกลมด้วย อัลกอริทึมแบ่งครึ่งช่วง, สัมฤทธิ์ ชมชื่น, สุรียา ปัตติโชติชัย และ อลงกรณ์ ละม่อม. (2562), การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 24 ภายใต้หัวข้อการประชุมวิศวกรรมโยธากับการพัฒนาประเทศไทยในยุค 4.0 +, 10 - 12 กรกฎาคม 2562, ณ โรงแรมเซ็นทาราและคอนเวนชันเซ็นเตอร์ อำเภอมือ จังหวัดอุดรธานี, STR 030 หน้า 76

พูน ปณ ทัต ชีเว