



พฤติกรรมของทางรถไฟที่เสริมด้วยวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบภายใต้สถานการณ์ใช้งานจริง



พัทยศ โคตรมา

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

2566

ลิขสิทธิ์เป็นของมหาวิทยาลัยบูรพา

พฤติกรรมของทางรถไฟที่เสริมด้วยวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบภายใต้สถานการณ์ใช้งานจริง



พดยศ โคตรมา

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

2566

ลิขสิทธิ์เป็นของมหาวิทยาลัยบูรพา

BEHAVIOR OF RAILWAY REINFORCED WITH GEOCOMPOSITE UNDER WORKING  
CONDITION



PHATYOT KHOTMA

A THESIS SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT OF  
THE REQUIREMENTS FOR MASTER DEGREE OF ENGINEERING  
IN CIVIL ENGINEERING  
FACULTY OF ENGINEERING  
BURAPHA UNIVERSITY

2023

COPYRIGHT OF BURAPHA UNIVERSITY

คณะกรรมการควบคุมวิทยานิพนธ์และคณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ได้พิจารณา  
วิทยานิพนธ์ของ พัดยศ โศตธมา ฉบับนี้แล้ว เห็นสมควรรับเป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตาม  
หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ของมหาวิทยาลัยบูรพาได้

คณะกรรมการควบคุมวิทยานิพนธ์

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

อาจารย์ที่ปรึกษาหลัก

.....  
(รองศาสตราจารย์ ดร.สยาม ยิ้มศิริ)

..... ประธาน  
(รองศาสตราจารย์ ดร.พูลพงษ์ พงษ์วิทย์ภาณุ)

..... กรรมการ  
(รองศาสตราจารย์ ดร.สยาม ยิ้มศิริ)

..... กรรมการ  
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.รัฐพงศ์ มีสิทธิ์)

..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์  
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ณยศ คุรุกิจโกศล)

วันที่.....เดือน.....พ.ศ.....

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยบูรพา อนุมัติให้รับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของ  
การศึกษาตามหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ของมหาวิทยาลัย  
บูรพา

..... คณบดีบัณฑิตวิทยาลัย  
(รองศาสตราจารย์ ดร.วิทวัส แจ่มเอียด)

วันที่.....เดือน.....พ.ศ.....



62910231: สาขาวิชา: วิศวกรรมโยธา; วศ.ม. (วิศวกรรมโยธา)  
 คำสำคัญ: ทางรถไฟ/ วัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบ/ การปนเปื้อนของหิน โยธทาง/ การ  
 แยกหักของหิน โยธทาง/ ดัชนีความไม่สม่ำเสมอของทาง/ ดัชนีสภาพทาง  
 พดยศ โคตรมา : พฤติกรรมของทางรถไฟที่เสริมด้วยวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบ  
 ภายใต้สถานการณ์ใช้งานจริง. (BEHAVIOR OF RAILWAY REINFORCED WITH  
 GEOCOMPOSITE UNDER WORKING CONDITION) คณะกรรมการควบคุมวิทยานิพนธ์:  
 สยาม ยิ้มศิริ ปี พ.ศ. 2566.

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมภายใต้สถานการณ์ใช้งานจริงของทาง  
 รถไฟที่มีการติดตั้งวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบ (Geogrid และ Geotextile) ทำการศึกษาทางรถไฟ  
 สายตะวันออก กม.65+170 ถึง กม. 68+150 ระหว่างสถานีดอนสีนนท์กับสถานีแปดริ้ว จ.  
 ฉะเชิงเทรา การศึกษามีวิธีการติดตั้งวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบ 2 รูปแบบ 1) ก่อสร้างใหม่ และ 2)  
 Cutter Bar ศึกษาพฤติกรรมดังนี้ 1) การปนเปื้อนของหิน โยธทาง 2) การแยกหักของหิน โยธทาง 3)  
 การวัดการเคลื่อนตัวในแนวดิ่งของสันราง 4) ตรวจวัดคุณภาพทางด้วย TGM และ 5) ตรวจวัด  
 คุณภาพทางด้วย EM120 ผลการศึกษาพบว่าเส้นทางที่เสริมวัสดุสังเคราะห์ด้วยวิธี Cutter Bar มี  
 ผลลัพธ์ที่ดีที่สุด พบว่าเมื่อเวลาใช้งานสะสมมากขึ้นช่วยลดอัตราการเพิ่มขึ้นของการปนเปื้อนของ  
 หิน โยธทางและการแยกหักหิน โยธทางลง ปรับปรุงค่าการปนเปื้อนของหิน โยธทางและการแยกหัก  
 ของหิน โยธทางให้อยู่ในระดับเดียวกับเส้นทางปกติ ปรับปรุงค่าเฉลี่ยการเปลี่ยนแปลงของสันราง  
 ในแนวดิ่งให้อยู่ในระดับเดียวกับเส้นทางปกติ พบว่ามีค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของค่าการเปลี่ยนแปลง  
 ระดับในแนวดิ่งต่ำกว่าเส้นทางปกติ บ่งบอกมีการลดการเสีรูปร่างต่ำกว่าเส้นทางปกติ ผลการทดสอบ  
 TGM พบว่าช่วยปรับปรุงค่า Top, Cant, Al, Twist และ P-index ให้อยู่ในระดับเดียวกับเส้นทางปกติ  
 เมื่อเส้นทางมีเวลาใช้งานสะสมมากขึ้น พบว่า P-index มีอัตราการเพิ่มขึ้นต่ำกว่าในเส้นทางปกติ  
 เช่นเดียวกันกับค่า Q.I. ที่พบว่ามีต่ำกว่าเส้นทางปกติ บ่งบอกว่าการติดตั้งวัสดุสังเคราะห์ช่วยลดการ  
 เสื่อมสภาพของทางลงได้

62910231: MAJOR: CIVIL ENGINEERING; M.Eng. (CIVIL ENGINEERING)

KEYWORDS: RAILWAY TRACK/ GEOCOMPOSITE/ CUTTER BAR/ BALLAST  
FOULING/ BALLAST BREAKAGE/ TRACK IRREGULARITY/ TRACK  
QUALITY

PHATYOT KHOTMA : BEHAVIOR OF RAILWAY REINFORCED WITH  
GEOCOMPOSITE UNDER WORKING CONDITION. ADVISORY COMMITTEE: SIAM  
YIMSIRI, Ph.D. 2023.

The objective of this Thesis is to study the behavior under working condition of railway that are reinforced with geocomposite (Geogrid and Geotextile). Conducted a study on the Eastern Railway, km. 65+170 to km. 68+150, between Don Si Non Station and Paet Riu Station, Chachoengsao Province. The study included two methods for installing geocomposite. 1) new construction and 2) Cutter Bar. Study the following behaviors: 1) Fouling of Ballast, 2) Breakage of Ballast, 3) Measuring the vertical movement of the rail ridge, 4) Measuring Track Irregularity with TGM, and 5) Measuring Track Quality with EM120. The study found that the path reinforced with geocomposite using the Cutter Bar method had the best results. It was found that as the cumulative use time increased, the rate of increase in fouling of ballast and breakage of ballast was reduced. Improved the fouling values of ballast and the breakage ballast to be at the same level as normal route. Improve the average change in the vertical rail ridge to be at the same level as the normal route. It was found that the standard deviation of the vertical level change was lower than the normal route. This indicate that there is a lower deformation than the normal route. The TGM test result showed that it improved Top, Cant, Al, Twist and P-index to the same level as normal route. When the route has more accumulated use time, it is found that the P-index increase at a lower rate than in the normal route. Likewise, the Q.I. value was found to be lower than the normal route. It indicates that the installation of geocomposite can help reduce the deterioration of the road.

## กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จไปด้วยดี โดยได้รับความกรุณาช่วยเหลือจาก รองศาสตราจารย์ ดร. สยาม ยิ้มศิริ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์และกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ผู้ถ่ายทอดความรู้ด้าน วิทยาการวิจัย ทักษะการทำวิจัย เสียสละเวลาให้คำแนะนำปรึกษา ช่วยแก้ไขข้อบกพร่อง ให้โอกาส พัฒนาตนเอง ผู้วิจัยรู้สึกซาบซึ้งเป็นอย่างยิ่งและขอกราบขอบพระคุณอย่างสูงมา ณ โอกาสนี้ด้วย

ขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร. พูลพงษ์ พงษ์วิทยาภาณุ ประธานสอบวิทยานิพนธ์ และ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. รัฐพงศ์ มีสิทธิ์ กรรมการสอบวิทยานิพนธ์ที่กรุณาให้คำปรึกษา ตรวจสอบ แก้ไขข้อบกพร่องต่าง ๆ ทำให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้มีความสมบูรณ์มากยิ่งขึ้น

ขอขอบพระคุณบัณฑิตวิทยาลัย ม.บูรพา ที่ได้มอบทุนสนับสนุนการทำวิจัย ประจำปี งบประมาณ พ.ศ.2565 ทำให้การศึกษาในระดับปริญญาโทสำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี

ขอบพระคุณภาควิชาวิศวกรรมโยธา ม.บูรพา ที่ให้ความอนุเคราะห์สถานที่และเครื่องมือ การทดสอบ รวมถึงคณาจารย์ทุกท่านในคณะวิศวกรรมโยธาที่ได้ประสิทธิ์ประสาทวิชาความรู้ ทางด้านวิศวกรรมโยธาและในด้านอื่น ๆ อย่างมากมาย ตลอดจนให้คำปรึกษา คำแนะนำและ ข้อคิดเห็นต่าง ๆ ช่วยทำให้การศึกษาในระดับปริญญาโทสำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี

ขอบพระคุณการรถไฟแห่งประเทศไทย ที่อนุญาตและอำนวยความสะดวกในการเข้าพื้นที่ เพื่อทำการทดลอง ตลอดจนเจ้าหน้าที่การรถไฟฯ ทุกท่านที่คอยช่วยเหลือให้คำแนะนำแก่ผู้วิจัย ทำให้ การเก็บรวบรวมข้อมูลเป็นไปได้ด้วยดีและครบถ้วน

ผู้ศึกษาขอขอบพระคุณทุกท่าน ทั้งที่กล่าวมาข้างต้น เป็นอย่างสูงไว้ ณ ที่นี้ ทั้งนี้ คุณค่าและ ประโยชน์ ความดีงามทั้งปวง อันเกิดจากการศึกษาวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ขอมอบแด่ บิดา มารดา ครอบครัว คณาจารย์ผู้ประสิทธิ์ประสาทวิชาความรู้และผู้เป็นกำลังใจและช่วยเหลือจนทำให้การศึกษาครั้งนี้ สำเร็จด้วยดี และหากมีข้อบกพร่องหรือผิดพลาดประการใด ผู้ศึกษาขอน้อมรับไว้ด้วยความขอบคุณยิ่ง

พัทยศ โศตรมา

## สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย .....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ .....	จ
กิตติกรรมประกาศ .....	ฉ
สารบัญ .....	ช
สารบัญตาราง .....	ญ
สารบัญภาพ .....	ฐ
บทที่ 1 บทนำ .....	1
ที่มาและความสำคัญของปัญหาที่ทำการวิจัย .....	1
วัตถุประสงค์ของการวิจัย .....	2
ขอบเขตของงานวิจัย .....	2
ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ .....	3
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง .....	4
ส่วนประกอบทางรถไฟชนิดมีหินโรยทาง (Ballasted Track) .....	4
คุณสมบัติของหินโรยทาง .....	11
การตรวจสอบ Ballast Fouling และ Breakage Index .....	13
การตรวจสอบสภาพทาง .....	18
การใช้วัสดุสังเคราะห์ในงานรถไฟ .....	31
งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง .....	37
บทที่ 3 วิธีการทดสอบและแผนการทดสอบ .....	48
สถานที่ทำการทดสอบ .....	48
แผนการศึกษา .....	50

วิธีการทดสอบ .....	51
แผนการดำเนินการ .....	56
บทที่ 4 ผลการทดสอบและผลการวิเคราะห์ .....	58
วิธีการก่อสร้าง .....	58
กิจกรรมที่เกิดขึ้นในระหว่างการศึกษา.....	66
ความหนาแน่น .....	68
ขนาดคละและค่า $D_{50}$ .....	75
ดัชนีการปนเปื้อนของหินโรยทาง.....	78
ดัชนีการแตกหักของหิน โรยทาง.....	94
ค่าการเปลี่ยนแปลงระดับของสันรางในแนวโค้ง.....	99
ผลการตรวจสภาพทางด้วย TGM .....	114
ผลการตรวจสภาพทางด้วย EM120 .....	127
Visual Inspection.....	129
ศิลาวรรณา .....	133
บทที่ 5 ผลกระทบของเสริมวัสดุสังเคราะห์ในชั้นทางรถไฟ.....	140
การปนเปื้อนของหิน โรยทาง .....	140
การแตกหักของหิน โรยทาง .....	141
สภาพทางจากการสำรวจสันราง .....	142
ตรวจวัดสภาพทาง โดย TGM.....	144
ตรวจวัดสภาพทาง โดย EM120.....	145
เปรียบเทียบผลการทดสอบกับงานวิจัยที่ผ่านมา .....	147
บทที่ 6 สรุปผล .....	150
บรรณานุกรม .....	153
ประวัติย่อของผู้วิจัย .....	156





## สารบัญตาราง

	หน้า
ตารางที่ 2-1 เกณฑ์การคละขนาดอนุภาคของหินโรยทาง.....	12
ตารางที่ 2-2 เกณฑ์การคละขนาดอนุภาคของหินโรยทาง.....	12
ตารางที่ 2-3 เกณฑ์ปริมาณอนุภาคมวลละเอียดในหินโรยทาง .....	13
ตารางที่ 2-4 แสดงระดับป่นเปื้อนของ Ballast.....	14
ตารางที่ 2-5 แสดงระดับป่นเปื้อนของ Ballast ผ่านค่า PVC.....	15
ตารางที่ 2-6 การแบ่งระดับพิกัดสภาพทาง (รฟท., 2538) .....	28
ตารางที่ 2-7 คุณสมบัติของ Geogrid.....	34
ตารางที่ 2-8 คุณสมบัติของ Geotextile .....	35
ตารางที่ 2-9 (ต่อ).....	36
ตารางที่ 3-1 ข้อมูลแต่ละ Section.....	49
ตารางที่ 3-2 ชุดตะแกรงสำหรับมวลขนาดใหญ่.....	52
ตารางที่ 3-3 ชุดตะแกรงสำหรับมวลขนาดเล็ก .....	52
ตารางที่ 3-4 เบอร์หมอนในการเก็บตัวอย่างและทดสอบหาความหนาแน่น .....	55
ตารางที่ 4-1 คุณสมบัติของวัสดุชั้นรองหินโรยทาง.....	63
ตารางที่ 4-2 กิจกรรมที่เกิดขึ้นตามปี พ.ศ.....	66
ตารางที่ 4-3 รายการของกิจกรรมที่เกิดขึ้นในระหว่างการศึกษา.....	67
ตารางที่ 4-4 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ Unit weight ขาขึ้น .....	70
ตารางที่ 4-5 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ Unit weight ขาล่อง .....	71
ตารางที่ 4-6 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ Dry Density ขาขึ้น .....	73
ตารางที่ 4-7 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ Dry Density ขาล่อง.....	74
ตารางที่ 4-8 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ $D_{50}$ ขาขึ้น.....	77

ตารางที่ 4-9 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ $D_{50}$ ขาล่อง .....	78
ตารางที่ 4-10 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ Fouling Index ขาขึ้น .....	80
ตารางที่ 4-11 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ Fouling Index ขาล่อง .....	82
ตารางที่ 4-12 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ %fouling ขาขึ้น .....	84
ตารางที่ 4-13 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ %fouling ขาล่อง.....	85
ตารางที่ 4-14 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ PVC (Rodded Unit Weight) ขาขึ้น .....	87
ตารางที่ 4-15 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ PVC (Rodded Unit Weight) ขาล่อง.....	88
ตารางที่ 4-16 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ PVC (Sand Cone) ขาขึ้น .....	90
ตารางที่ 4-17 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ PVC (Sand Cone) ขาล่อง.....	91
ตารางที่ 4-18 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ $R_b-f$ ขาขึ้น.....	93
ตารางที่ 4-19 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ $R_b-f$ ขาล่อง .....	94
ตารางที่ 4-20 ค่าสูงสุดและค่าต่ำสุดการเปลี่ยนระดับในแนวตั้ง ขาขึ้น.....	111
ตารางที่ 4-21 ค่าสูงสุดและค่าต่ำสุดการเปลี่ยนระดับในแนวตั้ง ขาล่อง .....	112
ตารางที่ 4-22 ค่าที่เปลี่ยนแปลงของ P.Top ขาขึ้น .....	116
ตารางที่ 4-23 ค่าที่เปลี่ยนแปลงของ P.Top ขาล่อง .....	117
ตารางที่ 4-24 ค่าที่เปลี่ยนแปลงของ P.Cant ขาขึ้น.....	118
ตารางที่ 4-25 ค่าที่เปลี่ยนแปลงของ P.Cant ขาล่อง .....	119
ตารางที่ 4-26 ค่าที่เปลี่ยนแปลงของ P.AL ขาขึ้น .....	121
ตารางที่ 4-27 ค่าที่เปลี่ยนแปลงของ P.AL ขาล่อง .....	122
ตารางที่ 4-28 ค่าที่เปลี่ยนแปลงของ P.Tw ขาขึ้น .....	123
ตารางที่ 4-29 ค่าที่เปลี่ยนแปลงของ P.Tw ขาล่อง .....	124
ตารางที่ 4-30 ค่าที่เปลี่ยนแปลงของ P-index ขาขึ้น .....	125
ตารางที่ 4-31 ค่าที่เปลี่ยนแปลงของ P-index ขาล่อง.....	126
ตารางที่ 4-32 ผลการทดสอบตรวจสอบชนิดของหินโรยทาง.....	133



ตารางที่ 5-1 งานวิจัยที่เกี่ยวกับผลการทดสอบ .....148

ตารางที่ 6-1 สรุปผลการทดสอบ .....151



## สารบัญภาพ

	หน้า
ภาพที่ 2-1 ส่วนประกอบของทางรถไฟชนิดมีหินโรยทาง.....	4
ภาพที่ 2-2 หน้าตัดตามขวางของราง.....	5
ภาพที่ 2-3 ภาพจำลอง fastening system (ซ้าย) และภาพจริง (ขวา).....	5
ภาพที่ 2-4 หมอนรองรางไม้.....	6
ภาพที่ 2-5 หมอนรองรางคอนกรีต.....	7
ภาพที่ 2-6 หมอนรองรางเหล็ก.....	7
ภาพที่ 2-7 หมอนรองรางคอนกรีต Twin Block.....	8
ภาพที่ 2-8 หินโรยทางชนิดหินแกรนิต.....	9
ภาพที่ 2-9 ส่วนประกอบชั้น Ballast.....	9
ภาพที่ 2-10 แสดงการหาค่า BBI.....	16
ภาพที่ 2-11 แสดงการหา Relative Breakage.....	17
ภาพที่ 2-12 ตัวอย่างแสดงการวัดค่าขนาดทาง (Gauge).....	19
ภาพที่ 2-13 ตัวอย่างแสดงการวัดระดับตามขวาง (CANT).....	19
ภาพที่ 2-14 ตัวอย่างแสดงการระดับตามยาว (Longitudinal Level หรือ Surface).....	20
ภาพที่ 2-15 ตัวอย่างแสดงการระดับราง (Alignment).....	21
ภาพที่ 2-16 ตัวอย่างค่าทวิสต์ (Twist).....	22
ภาพที่ 2-17 เกณฑ์พิจารณาพิกัดค่าความคลาดเคลื่อนของทางเมื่อไม่มีน้ำหนักกดบนทาง (Static Value).....	23
ภาพที่ 2-18 เกณฑ์พิจารณาพิกัดค่าความคลาดเคลื่อนของทางเมื่อมีน้ำหนักกดบนทาง (Dynamic Value).....	24
ภาพที่ 2-19 ตัวอย่างตารางบันทึกค่าความคลาดเคลื่อน.....	26

ภาพที่ 2-20 ค่า P หรือ QI จาก Ordinate .....	27
ภาพที่ 2-21 ส่วนประกอบของ TGM.....	29
ภาพที่ 2-22 รถ EM120 ยี่ห้อ plasser & theurer ของ รฟท.....	30
ภาพที่ 2-23 ห้องควบคุมและอุปกรณ์บันทึกข้อมูล ภายในรถ EM120.....	30
ภาพที่ 2-24 ขั้นตอนของการ Tamping สอดแขนของเครื่องมือพร้อมสันเครื่องมือ(ซ้าย) และ บีบอัด ballast ให้เข้าไปใต้ Sleeper (ขวา) .....	31
ภาพที่ 2-25 กลไกการทำงานของ Geogrid .....	32
ภาพที่ 2-26 ตำแหน่งการเสริมที่วางด้านใต้Ballast .....	33
ภาพที่ 2-27 ตำแหน่งการเสริมที่วางด้านใต้ Subballast.....	33
ภาพที่ 2-28 เครื่องมือในการทดสอบ .....	37
ภาพที่ 2-29 กราฟที่แสดงถึงอิทธิพลของตัวรองรับกับการเสีรูปลถาวร .....	38
ภาพที่ 2-30 กราฟที่แสดงระยะการฝังกับรอบ โหลดสะสมและการทรุดตัว.....	39
ภาพที่ 2-31 Section ทั้งหมด .....	40
ภาพที่ 2-32 ค่าความแข็งเกร็งส่วน Sub-ballast ของทุก Section .....	40
ภาพที่ 2-33 ความเครียดแนวนอนตามขวางใต้ชั้น Sub-ballast .....	41
ภาพที่ 2-34 ความเครียดแนวตั้งที่ใต้ชั้น Sub-ballast .....	41
ภาพที่ 2-35 Breakage index กับเวลาที่รับแรงกระทำสะสม .....	42
ภาพที่ 2-36 การเปรียบเทียบค่าการเสีรูปลในแนวตั้ง, Breakage index, Los Angeles Abrasion .....	43
ภาพที่ 2-37 การทดสอบในระยะที่ 1.....	44
ภาพที่ 2-38 การทดสอบในระยะที่ 2.....	44
ภาพที่ 2-39 ความสัมพันธ์ระหว่างรอบการให้โหลดกับการทรุดตัวที่หลายการรูปแบบการทดสอบ .....	45
ภาพที่ 2-40 ความสัมพันธ์ระหว่างรอบการให้โหลดกับการทรุดตัวที่ geogrid หลายขนาดช่องเปิด .....	45

ภาพที่ 2-41 ความสัมพันธ์ระหว่างช่องเปิดกับการทรุดตัว ที่ 30,000 รอบ โหลด .....	46
ภาพที่ 2-42 ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับ Stiffness ของ Geogrid ในการทดสอบระยะที่ 1 .....	46
ภาพที่ 2-43 ระหว่างรอบโหลดกับการทรุดตัวใน Geogrid ที่ความแข็งแรงแตกต่างกัน .....	47
ภาพที่ 3-1 แผนผังแสดงตำแหน่งแต่ละ Section ระหว่าง กม. 65+170 ถึง 68+150.....	48
ภาพที่ 3-2 ตัวอย่างการบ่มเบอร์หมอนรองราง .....	50
ภาพที่ 3-3 แผนการศึกษา.....	51
ภาพที่ 3-4 บริเวณที่ทำการเก็บตัวอย่างในมุมมองด้านบน .....	53
ภาพที่ 3-5 บริเวณที่ทำการเก็บตัวอย่างในมุมมองด้านข้าง.....	54
ภาพที่ 3-6 อุปกรณ์และภาพขณะกำลังการเก็บตัวอย่างหินโรยทาง .....	54
ภาพที่ 3-7 ภาพขณะกำลังเก็บค่าสำเนา ฯ.....	55
ภาพที่ 3-8 ตัวอย่างตารางบันทึกการตรวจสอบด้วยตาเปล่า.....	56
ภาพที่ 3-9 กิจกรรมที่เกิดขึ้นกับเวลา.....	57
ภาพที่ 4-1 การติดตั้งวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบในทางรถไฟ.....	58
ภาพที่ 4-2 การตัดรางเพื่อถอดโครงสร้างส่วนบนออกจากทาง ฯ .....	59
ภาพที่ 4-3 ขณะการรื้อชั้นหินโรยทางและชั้นรองหินโรยทาง .....	59
ภาพที่ 4-4 การปรับปรุงชั้นพื้นทาง.....	60
ภาพที่ 4-5 การก่อสร้างชั้นรองหินโรยทาง .....	60
ภาพที่ 4-6 การปู Geotextile และ Geogrid บนชั้นรองหินโรยทาง.....	61
ภาพที่ 4-7 คินสภาพทางด้วยการเชื่อมรางกลับเข้าสู่ตำแหน่งเดิม (a) การก่อสร้างชั้นหินโรยทางใหม่ (b,c).....	62
ภาพที่ 4-8 ตัดดินบ่าทางด้านข้างชั้นหินโรยทาง .....	64
ภาพที่ 4-9 ปาดชั้นหินโรยทางบริเวณใต้หมอนรองราง .....	64
ภาพที่ 4-10 วาง Geogrid และ Geotextile ที่ด้านบนชั้นรองหินโรยทาง .....	65

ภาพที่ 4-11 การเติมหินโรยทางและการทำงานของรถอัดหิน .....	65
ภาพที่ 4-12 ความหนาแน่น (Rodded Unit Weight) กับเวลา ขาขึ้น .....	69
ภาพที่ 4-13 ความหนาแน่น (Rodded Unit Weight) กับเวลา ขาล่อง .....	70
ภาพที่ 4-14 Dry Density (Sand Cone) กับเวลา ขาขึ้น .....	72
ภาพที่ 4-15 Dry Density (Sand Cone) กับเวลา ขาล่อง.....	73
ภาพที่ 4-16 ขนาดคละของหินโรยทาง ณ เวลาที่ต่างกันของหินโรยทางใหม่และหินโรยทางจาก Section 1 ขาล่อง.....	75
ภาพที่ 4-17 $D_{50}$ กับเวลา ขาขึ้น .....	76
ภาพที่ 4-18 $D_{50}$ กับเวลา ขาล่อง .....	77
ภาพที่ 4-19 Fouling Index กับเวลา ขาขึ้น .....	79
ภาพที่ 4-20 กราฟแสดง Fouling Index กับเวลา ขาล่อง.....	81
ภาพที่ 4-21 %fouling กับเวลา ขาขึ้น .....	83
ภาพที่ 4-22 %fouling กับเวลา ขาล่อง .....	84
ภาพที่ 4-23 PVC (Rodded Unit Weight) กับเวลา ขาขึ้น .....	86
ภาพที่ 4-24 PVC (Rodded Unit Weight) กับเวลา ขาล่อง .....	87
ภาพที่ 4-25 PVC (Sand Cone) กับเวลา ขาขึ้น .....	89
ภาพที่ 4-26 PVC (Sand Cone) กับเวลา ขาล่อง .....	90
ภาพที่ 4-27 $R_{b-f}$ กับเวลา ขาขึ้น .....	92
ภาพที่ 4-28 $R_{b-f}$ กับเวลา ขาล่อง.....	93
ภาพที่ 4-29 BBI ขาขึ้น .....	95
ภาพที่ 4-30 BBI ขาล่อง .....	96
ภาพที่ 4-31 $B_r$ ขาขึ้น .....	97
ภาพที่ 4-32 $B_r$ ขาล่อง .....	97
ภาพที่ 4-33 $B_{10}$ ขาขึ้น .....	98

ภาพที่ 4-34 $B_{10}$ ชาล่อง.....	99
ภาพที่ 4-35 ค่าระดับแนวคิ่ง Section 1 ขาขึ้น รางซ้าย.....	100
ภาพที่ 4-36 ค่าเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวคิ่ง Section 1 ขาขึ้น รอบที่ 1 .....	101
ภาพที่ 4-37 ค่าเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวคิ่ง Section 1 ขาขึ้น รอบที่ 2 .....	101
ภาพที่ 4-38 ค่าเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวคิ่ง Section 1 ชาล่อง รอบที่ 1 .....	102
ภาพที่ 4-39 ค่าเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวคิ่ง Section 1 ชาล่อง รอบที่ 2 .....	103
ภาพที่ 4-40 ค่าเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวคิ่ง Section 2 ขาขึ้น รอบที่ .....	103
ภาพที่ 4-41 ค่าเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวคิ่ง Section 2 ขาขึ้น รอบที่ 2 .....	104
ภาพที่ 4-42 ค่าเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวคิ่ง Section 2 ชาล่อง รอบที่ 1 .....	105
ภาพที่ 4-43 ค่าเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวคิ่ง Section 2 ชาล่อง รอบที่ 2 .....	105
ภาพที่ 4-44 ค่าเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวคิ่ง Section 3 ขาขึ้น รอบที่ 1 .....	106
ภาพที่ 4-45 ค่าเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวคิ่ง Section 3 ขาขึ้น รอบที่ 2 .....	107
ภาพที่ 4-46 ค่าเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวคิ่ง Section 3 ชาล่อง รอบที่ 1 .....	108
ภาพที่ 4-47 ค่าเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวคิ่ง Section 3 ชาล่อง รอบที่ 2 .....	108
ภาพที่ 4-48 ค่าเฉลี่ยการเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวคิ่ง, ค่าสูงสุดและต่ำสุด ขาขึ้น .....	109
ภาพที่ 4-49 ค่าเฉลี่ยการเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวคิ่ง, ค่าสูงสุดและต่ำสุด ชาล่อง.....	110
ภาพที่ 4-50 ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานการเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวคิ่ง ขาขึ้น .....	113
ภาพที่ 4-51 ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานการเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวคิ่ง ชาล่อง.....	114
ภาพที่ 4-52 P.Top ขาขึ้น .....	115
ภาพที่ 4-53 P.Top ชาล่อง.....	117
ภาพที่ 4-54 P.Cant ขาขึ้น .....	118
ภาพที่ 4-55 P.Cant ขาขึ้น .....	119
ภาพที่ 4-56 P.AL ขาขึ้น.....	120
ภาพที่ 4-57 P.AL ชาล่อง .....	121



ภาพที่ 4-58 P.Tw ขาขึ้น.....	122
ภาพที่ 4-59 P.Tw ขาล่อง .....	123
ภาพที่ 4-60 P-index ขาขึ้น.....	125
ภาพที่ 4-61 P-index ขาล่อง .....	126
ภาพที่ 4-62 ค่า QI.Top, QI.Cant, QI.AL, QI.Tw, และ Q.I ปี 2563 และ 2565 ขาขึ้น.....	128
ภาพที่ 4-63 ค่า QI.Top, QI.Cant, QI.AL, QI.Tw, และ Q.I ปี 2564 ขาล่อง .....	129
ภาพที่ 4-64 คะแนนความเสียหายของราง ทุก Section.....	130
ภาพที่ 4-65 คะแนนความเสียหายของอุปกรณ์จับยึดราง ทุก Section .....	131
ภาพที่ 4-66 คะแนนความเสียหายของหมอนรองราง.....	132
ภาพที่ 4-67 คะแนนความเสียหายของหินโรยทาง .....	133
ภาพที่ 4-68 ตัวอย่างหิน Section 1,2 ขาขึ้น (หินแกรนิต).....	134
ภาพที่ 4-69 ภาพถ่ายหินแกรนิตภายใต้กล้องจุลทรรศน์แบบโพลาไรซ์ (ภาพซ้าย) ศึกษาด้วยแสง ธรรมดา (plane polarized light, PPL) (ภาพขวา) ศึกษาด้วยแสงโพลาไรซ์ (cross polarized light, XPL) โดย Qz = quartz, Or = orthoclase, Ms = muscovite, Ep = epidote .....	135
ภาพที่ 4-70 ตัวอย่างหิน Section 3 ขาขึ้น (หินแกบโบร) .....	135
ภาพที่ 4-71 ภาพถ่ายหินแกบโบรภายใต้กล้องจุลทรรศน์แบบโพลาไรซ์ (ภาพซ้าย) ศึกษาด้วยแสง ธรรมดา (plane polarized light, PPL) (ภาพขวา) ศึกษาด้วยแสงโพลาไรซ์ (cross polarized light, XPL) โดย Qz = quartz, Or = orthoclase, Ms = muscovite, Ep = epidote .....	136
ภาพที่ 4-72 ตัวอย่างหิน Section 1 ขาล่อง (หินไมโลนิติกแกรนิต) .....	137
ภาพที่ 4-73 ภาพถ่ายหินไมโลนิติกแกรนิตภายใต้กล้องจุลทรรศน์แบบโพลาไรซ์ (ภาพซ้าย) ศึกษา ด้วยแสงธรรมดา (plane polarized light, PPL) (ภาพขวา) ศึกษาด้วยแสงโพลาไรซ์ (cross polarized light, XPL) โดย Qz = quartz, Or = orthoclase, Ms = muscovite, Ep = epidote.....	137
ภาพที่ 4-74 ตัวอย่างหิน Section 3 ขาล่อง (หินไมโลนิติกแกรนิต) .....	138

ภาพที่ 4-75 ภาพถ่ายหินไมโลนิติกแกรนิตภายใต้กล้องจุลทรรศน์แบบโพลาไรซ์ (ภาพซ้าย) ศึกษาด้วยแสงธรรมดา (plane polarized light, PPL) (ภาพขวา) ศึกษาด้วยแสงโพลาไรซ์ (cross polarized light, XPL) โดย Qz = quartz, Or = orthoclase, Ms = muscovite, Ep = epidote.....139

ภาพที่ 5-1 ค่าดัชนี  $D_{50}$ , FI, %f, PVC(Sand cone), และ  $R_{b-r}$  ทางข้างขึ้นทั้ง 3 Section จากการทดสอบ 3 รอบ .....141

ภาพที่ 5-2 ค่าดัชนี BBI,  $B_r$ , และ  $B_{10}$  ทางข้างขึ้นทั้ง 3 Section จากการทดสอบ 3 รอบ.....142

ภาพที่ 5-3 ค่าเฉลี่ยการเปลี่ยนแปลงระดับในแนวตั้ง, ค่าทรุดตัวสูงสุด,ค่ายกตัวสูงสุด ทางข้างขึ้นทั้ง 3 Section จากการทดสอบ 2 รอบ .....143

ภาพที่ 5-4 ขอบเขตการเคลื่อนตัวและ ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน(SD) ทางข้างขึ้นทั้ง 3 Section จากการทดสอบ 2 รอบ .....144

ภาพที่ 5-5 ค่า %Top, %Cant, %AL, %Tw, และ P-index ทางข้างขึ้นทั้ง 3 Section จากการทดสอบ 3 รอบ .....145

ภาพที่ 5-6 ค่า %QI.Top, % QI.Cant, % QI.AL, % QI.Tw, และ Q.I. ทางข้างขึ้นทั้ง 3 Section จากผลการทดสอบเปรียบเทียบระหว่างปี 2563 กับ 2565 .....146





# บทที่ 1

## บทนำ

### ที่มาและความสำคัญของปัญหาที่ทำการวิจัย

ทางรถไฟเมื่อถูกกระทำจากน้ำหนักของขบวนรถไฟที่เคลื่อนผ่านซ้ำ ๆ จะเกิดการเสื่อมสภาพของชั้นทางซึ่งแบ่งเป็น 2 ส่วน คือ 1) หินโรยทางจะมีการแตกหักสะสมมากขึ้นเรื่อย ๆ ซึ่งส่งผลให้เกิดมวลละเอียดปนเปื้อนในหินโรยทาง และ 2) สำหรับในชั้นทางมีคุณสมบัติเป็นดินเหนียว เมื่อเวลาผ่านไปหลังการถูกแรงกระทำซ้ำ ๆ โดยเฉพาะในฤดูฝนจะเกิดโคลนทะลักขึ้นมาเจือปนกับชั้นหินโรยทาง สิ่งปนเปื้อนที่เกิดจากการแตกหักหรือโคลนดินเหนียวนี้จะเข้าไปอยู่ในช่องว่างระหว่างอนุภาคของหินโรยทางทำให้เสียคุณสมบัติการยึดหยุ่นและการระบายน้ำส่งผลให้การดูดซับแรงจากขบวนรถไฟลดลง และทำให้แรงกระแทกระหว่างขบวนรถไฟกับรางเพิ่มสูงมากขึ้น ซึ่งนำไปสู่การก่อให้เกิดความเสียหายแก่ทั้งโครงสร้างของขบวนรถไฟและโครงสร้างของทางรถไฟ ในบางเส้นทางที่มีความเสียหายมากอาจต้องมีการลดความเร็วในการวิ่งผ่านลงซึ่งส่งผลไปยังการจัดการเรื่องเวลา จึงได้มีความพยายามในการติดตั้งวัสดุสังเคราะห์เข้าไปในชั้นทางของทางรถไฟเพื่อแก้ปัญหาการเสื่อมสภาพของชั้นทาง (Bathurst & Raymond, 1987) ศึกษาการใช้ Geogrid ร่วมกับชั้นหินโรยทาง โดยทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการแบบ Large-Scale ที่ประกอบด้วยระบบ tie/ballast วางบนตัวรองรับที่ถูกจำลองแทนชั้นรองหินโรยทางและชั้นพื้นทางเพื่อเปรียบเทียบประสิทธิภาพของการเสริม/ไม่เสริม Geogrid และยังตรวจสอบผลเนื่องจากความยืดหยุ่นของ support ที่มีต่อการเสียรูปถาวรและการคืนตัว ผลการทดสอบพบว่าหากเสริม Geogrid ที่ความลึก 200 มิลลิเมตรได้หมอนรองรางจะสามารถลดการทรุดตัวของชั้นหินโรยทางลงได้ (Fernandes, Palmeira, & Gomes, 2008) ทำการทดสอบกับทางรถไฟจริงโดยแบ่งทางรถไฟออกเป็น 6 ส่วน มีรูปแบบดังนี้ 1) ไม่มีการเสริม (CBR ใน Subgrade สูง) 2) เสริมด้วย Geogrid วางที่ส่วนบน Subgrade 3) เสริมด้วย Geogrid วางที่ส่วนบน Sub-ballast 4) เสริมด้วย Geotextile วางที่ส่วนบนของ Sub-ballast 5) เสริมด้วย Geotextile วางที่ส่วนบนของ Subgrade 6) ไม่มีการเสริม (CBR ใน Subgrade ต่ำ) ผลการทดสอบพบว่าตำแหน่งที่ดีที่สุดในการให้ค่า Stiffness คือการเสริม Geogrid วางที่ส่วนบน Subgrade (S2) รองลงมาคือการเสริม Geogrid วางที่ส่วนบน Sub-ballast (S3) นอกจากนี้ยังพบอีกว่าส่วนที่เสริม Geogrid วางที่ส่วนบน Sub-ballast (S3) หรือ Section ที่เสริม Geotextile (S4) ให้ค่า Strain ทั้งแนวตั้งและแนวนอนต่ำที่สุด และยังพบอีกว่าใน Section ที่เสริม Geogrid วางที่ส่วนบน Sub-ballast (S3) ทำให้เกิดการแตกหักของ Ballast ที่น้อยที่สุด จากงานวิจัย

ที่ได้ยกมาข้างต้นนี้จึงทำให้นำไปสู่การพยายามใช้วัสดุสังเคราะห์กับชั้นทางรถไฟ งานวิจัยนี้ศึกษาแนวทางในการแก้ไขปัญหาดังกล่าวโดยใช้วัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบคือ Geogrid และ Geotextile เสริมใต้ชั้นหินโรยทาง โดยศึกษาผลกระทบของการเสริมด้วยวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบในทางรถไฟภายใต้สถานการณ์ใช้งานจริง

### วัตถุประสงค์ของการวิจัย

งานวิจัยนี้ศึกษาพฤติกรรมของทางรถไฟที่เสริมด้วยวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบ (Geoconposite) สามารถแยกวัตถุประสงค์เป็น 5 ข้อ ดังนี้

1. เปรียบเทียบการปนเปื้อนของหิน โรยทางของเส้นทางที่มีการเสริมวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบแบบก่อสร้างใหม่ (New Construction), แบบ Cutter bar และเส้นทางปกติเทียบกับเวลา
2. เปรียบเทียบการแตกหักของหิน โรยทางของเส้นทางที่มีการเสริมวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบแบบก่อสร้างใหม่ (New Construction), แบบ Cutter bar และเส้นทางปกติเทียบกับเวลา
3. เปรียบเทียบการเปลี่ยนแปลงค่าระดับของสันรางในแนวโค้งของเส้นทางที่มีการเสริมวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบแบบก่อสร้างใหม่ (New Construction), แบบ Cutter bar และเส้นทางปกติเทียบกับเวลา
4. เปรียบเทียบค่า Track Irregularity Index (P-Index) ของเส้นทางที่มีการเสริมวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบแบบก่อสร้างใหม่ (New Construction), แบบ Cutter bar และเส้นทางปกติเทียบกับเวลา
5. เปรียบเทียบค่า Track Quality Index (Q.I.) ของเส้นทางที่มีการเสริมวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบแบบก่อสร้างใหม่ (New Construction), แบบ Cutter bar และเส้นทางปกติเทียบกับเวลา

### ขอบเขตของงานวิจัย

1. ทำการทดสอบที่รถไฟสายตะวันออกเฉียงเหนือระหว่างชุมทางแปดริ้ว – ดอนดินนทร์ ระหว่าง กม. 65+170 ถึง กม. 68+150 จังหวัดฉะเชิงเทรา
2. ทำการศึกษาทางรถไฟทางตรง ไม่มีโครงสร้างที่ไม่มีมีการเปลี่ยนแปลงค่าอย่างมีนัยยะสำคัญ Stiffness อาทิ ท่อระบายน้ำ สะพาน อุโมงค์ จุดทางรถข้าม ในส่วนขาขึ้น มี 3 ส่วน ส่วนละ 100 เมตร ดังนี้ 1) เส้นทางที่มีการเสริมวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบแบบก่อสร้างใหม่ New Construction 2) เส้นทางที่มีการเสริมวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบแบบ Cutter bar และ 3) เส้นทางปกติ ในส่วนขาล่อง มี 3 ส่วน ส่วนละ 100 เมตร โดยเป็นเส้นทางปกติทั้งหมด
3. การทดสอบในสนามมีดังนี้

- 3.1 การหาความหนาแน่นในสนาม (Field Density : Sand Cone)
- 3.2 การวัดค่าสันรางด้วยกล้องระดับ
- 3.3 ตรวจสอบสภาพทางแบบไร้น้ำหนักด้วยรถเข็นตรวจทาง TGM
- 3.4 ตรวจสอบสภาพทางแบบมีน้ำหนักด้วยรถ EM 120
- 3.5 ตรวจสอบสภาพทางด้วยสายตาเปล่า (Visual Inspection)
4. ทำการเก็บตัวอย่างหินโรยทางที่บริเวณใต้หมอนรองรางแล้วนำมาทดสอบในห้องปฏิบัติการ ดังนี้
  - 4.1 หาขนาดคละของหินโรยทาง
  - 4.2 หาหน่วยน้ำหนักของหิน โรยทางด้วยวิธี Rodded unit
5. วิเคราะห์ผลการทดสอบดังนี้
  - 5.1 การปนเปื้อนของหินโรยทาง
  - 5.2 การแตกหักของหินโรยทาง
  - 5.3 การเปลี่ยนแปลงค่าระดับของสันราง
  - 5.4 ข้อมูลสภาพทางโดยค่า p-index
  - 5.5 ข้อมูลสภาพทางโดยค่า Q.I.
6. ใช้ระยะเวลาในการทำการศึกษา 2 ปี 6 เดือน โดยเก็บตัวอย่างทุก ๆ 6 เดือน

### ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

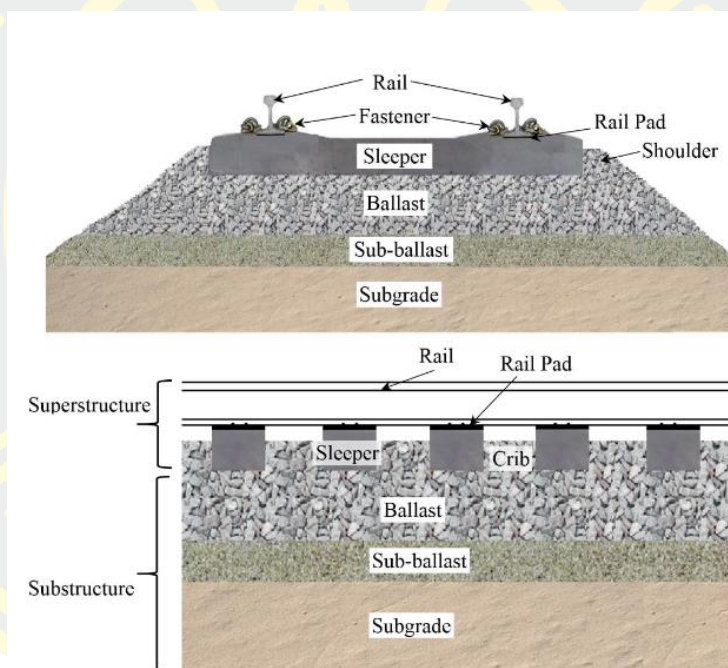
1. ได้ทราบถึงผลกระทบของวัสดุสังเคราะห์ต่อพฤติกรรมการปนเปื้อนของหินโรยทางของเส้นทางที่มีการเสริมวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบเทียบกับเวลา
2. ได้ทราบถึงผลกระทบของวัสดุสังเคราะห์ต่อพฤติกรรมการแตกหักของหินโรยทางของเส้นทางที่มีการเสริมวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบเทียบกับเวลา
3. ได้ทราบถึงผลกระทบของวัสดุสังเคราะห์ต่อพฤติกรรมการเปลี่ยนแปลงค่าระดับของสันรางของเส้นทางที่มีการเสริมวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบเทียบกับเวลา
4. ได้ทราบถึงผลกระทบของวัสดุสังเคราะห์ต่อค่า P-Index ของเส้นทางที่มีการเสริมวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบเทียบกับเวลา
5. ได้ทราบถึงผลกระทบของวัสดุสังเคราะห์ต่อค่า Q.I. ของเส้นทางที่มีการเสริมวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบเทียบกับเวลา

## บทที่ 2

### ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

#### ส่วนประกอบทางรถไฟชนิดมีหินโรยทาง (Ballasted Track)

ทางรถไฟชนิดมีหินโรยทางมีโครงสร้าง 2 ส่วนหลัก ๆ 1) โครงสร้างส่วนบน (Superstructure) ประกอบด้วย ราง (Rails) ระบบจับยึดราง (Fastening system) และ หมอนรองราง (Sleeper) และ 2) โครงสร้างส่วนล่าง (Substructure) ประกอบด้วย ชั้นหินโรยทาง (Ballast) ชั้นรองหินโรยทาง (Subballast) และ ชั้นพื้นทาง (Subgrade) ดังภาพที่ 2-1



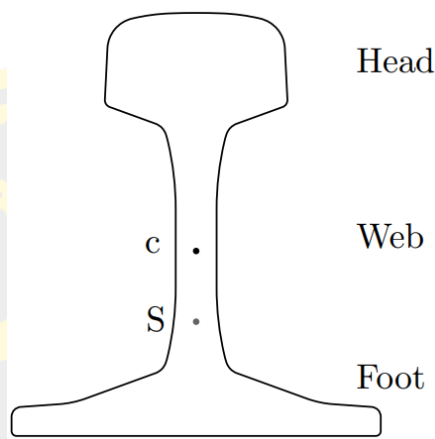
ภาพที่ 2-1 ส่วนประกอบของทางรถไฟชนิดมีหินโรยทาง (Sayeed, 2016)

#### 1. ราง (Rails)

รางเป็นชิ้นส่วนเหล็กตามยาววางขนานกัน 2 เส้น เป็นคู่สำหรับล้อรถไฟ รางจะต้องมีความสม่ำเสมอต่อเนื่องและมีค่า stiffness ที่เพียงพอปราศจากการโก่งตัว รางทำหน้าที่ที่เสมือนคานส่งต่อแรงจากล้อรถไฟไปยังหมอนรองราง และยังทำหน้าที่เป็นตัวนำไฟฟ้าได้สำหรับแผงวงจรสัญญาณ หน้าตัดตามขวางของรางจะเป็นไปตามภาพที่ 2-2 ซึ่งประกอบด้วย ส่วนหัว (head) ส่วนเอว (web) และส่วนเท้า (foot) ระยะระหว่างราง (Rail Gauge) ที่พบว่ามีการใช้จะมี 3 แบบหลักคือ



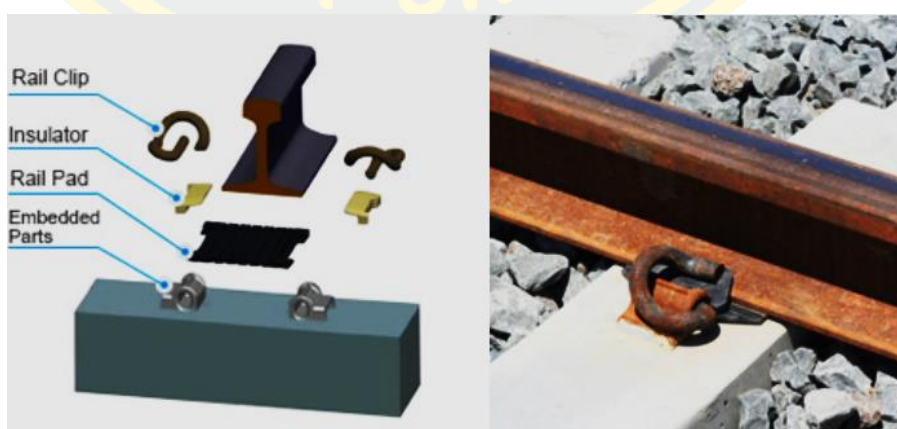
1) Meter Gauge กว้างเท่ากับ 1,000 มม. 2) Standard Gauge กว้างเท่ากับ 1,435 มม. และ 3) Broad Gauge กว้างมากกว่า 1,600 มม. ปัจจุบันการรถไฟประเทศไทยใช้แบบ Meter Gauge เป็นหลัก



ภาพที่ 2-2 หน้าตัดตามขวางของราง (Kostovasilis, 2017)

## 2. ระบบจับยึดราง (Fastening system)

ระบบยึดรางเป็นส่วนที่อยู่ระหว่างรางกับหมอนรองราง ส่วนประกอบของระบบจับยึดรางเป็นไปดังภาพที่ 2-3 ประกอบด้วย Rail Clip, Insulator, Rail Pad, Embedded Parts ระบบยึดรางจะทำหน้าที่ยึดรางเข้ากับหมอนรองรางเพื่อไม่ให้รางมีการเคลื่อนตัวทั้งในแนวราบและแนวตั้งบ่อยครั้งที่ชิ้นส่วนของระบบยึดจะเสื่อมสภาพและชิ้นส่วนหลุดหาย จึงจำเป็นต้องมีการซ่อมบำรุงอย่างสม่ำเสมอ

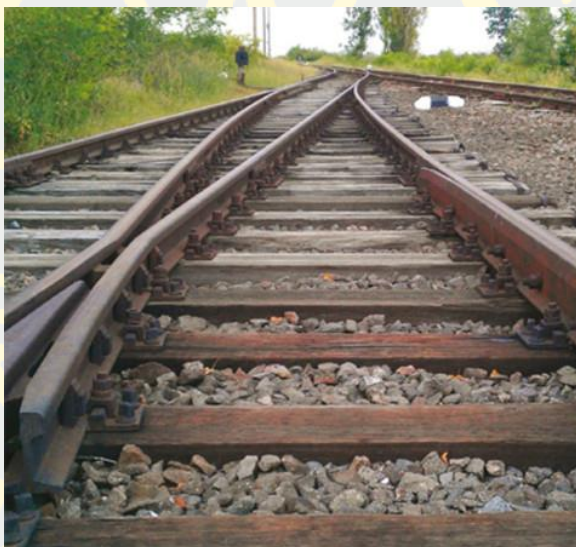


ภาพที่ 2-3 ภาพจำลอง fastening system (ซ้าย) และภาพจริง (ขวา)

### 3. หมอนรองราง (Sleeper)

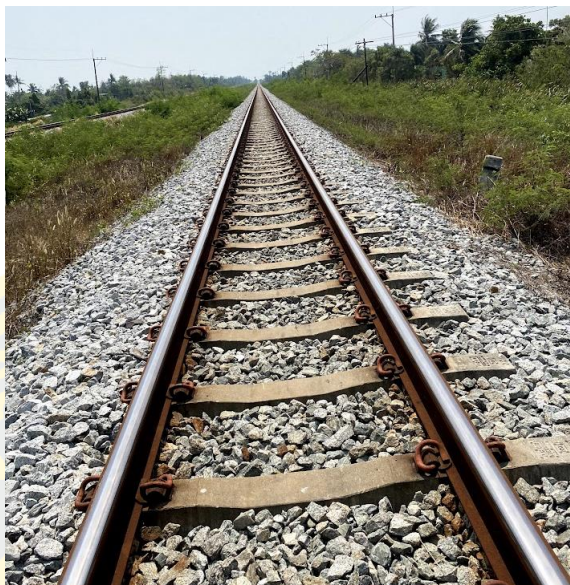
ส่วนที่ใช้ติดตั้งรางด้วยระบบยึดราง หมอนรองรางรถไฟนิยมทำจากไม้เนื้อแข็ง หรือ คอนกรีตอัดแรง หมอนรองจะฝังตัวที่อยู่ในชั้นหินโรยทาง มีเพียงส่วนบนที่อยู่ในระดับเดียวกับ ด้านบนของชั้นหินโรยทาง ทำหน้าที่หลายอย่าง ได้แก่ รับแรงจากรางและกระจายแรงลงไปสู่ชั้นหิน โรยทาง ยึดเหนี่ยวโครงสร้างส่วน Superstructure เพื่อให้ไม่เกิดการเคลื่อนที่ทั้งในทางยาว ทางขวาง และแนวตั้ง โดยหมอนรองรางมี 4 ประเภทคือ

3.1 หมอนรองไม้ (Wooden Sleeper) ลักษณะเป็นดังภาพที่ 2-4 ผลิตขึ้นจากต้นไม้ ข้อได้เปรียบคือมีน้ำหนักเบา มีความยืดหยุ่นที่ดี ทำให้ลดความเค้นที่จะไปถึงยังชั้นหินโรยทางและ ส่งผลให้หินโรยทางลดการแตกลง ข้อเสียเปรียบคือมีอายุการใช้งานที่สั้นกว่าหมอนรองรางชนิดอื่น



ภาพที่ 2-4 หมอนรองรางไม้

3.2 หมอนรองรางคอนกรีต (Concrete Sleeper) ลักษณะเป็นดังภาพที่ 2-5 เป็นหมอนรองรางที่ใช้อย่างแพร่หลายเนื่องจากผลิตขึ้นมาได้ง่าย รวดเร็ว การผลิตนั้นทำได้ทั้งแบบ Post Tension concrete และ Prestress concrete ข้อได้เปรียบของหมอนรองรางชนิดนี้คือมีความแข็งแรง ทนนานมากกว่าชนิดไม้ แต่ข้อเสียเปรียบคือให้ค่าความแข็งเกร็งที่สูง ส่งผลให้มีผลเสียดกับหินชั้น ballast ที่จะเพิ่มการแตกของอนุภาคได้



ภาพที่ 2-5 หมอนรองรางคอนกรีต

3.3 หมอนรองรางเหล็ก (Steel Sleeper) ผลิตขึ้นจากเหล็ก ข้อได้เปรียบคือมีน้ำหนักเบากว่าหมอนรองรางแบบคอนกรีต ง่ายต่อการขนส่ง และการติดตั้ง ปลายทั้งสองข้างสามารถยึดเหนี่ยวช่วยไม่ให้เกิดการเคลื่อนที่ด้านข้าง ลักษณะดังภาพที่ 2-6 ข้อเสียเปรียบคือมีราคาแพงกว่าแบบคอนกรีต เมื่อทำการบำรุงเส้นทางด้วยอัดหินจะทำได้ยากกว่าหมอนรองรางชนิดอื่น ๆ



ภาพที่ 2-6 หมอนรองรางเหล็ก

3.4 หมอนรองรางคอนกรีต Twin Block (Bi-Block Sleeper) เป็นหมอนที่สร้างขึ้นจากวัสดุ 2 ชนิดคือเหล็กและคอนกรีต ข้อได้เปรียบคือมีน้ำหนักที่เบากว่าแบบหมอนคอนกรีต ข้อ



เสียเปรียบคืออาจเกิดการตัดตัวรอบแนวแกนหมอนรองรางเนื่องจากช่วงกลางเนื่องจากเป็นเพียง  
แท่งเหล็ก ลักษณะดังภาพที่ 2-7 และชั้นหินโรยทางใต้หมอนรองรางชนิดนี้จะต้องรับแรงในพื้นที่  
หน้าตัดที่น้อยกว่าหมอนรองรางแบบอื่น ส่งผลให้เกิดความเค้นมาก



ภาพที่ 2-7 หมอนรองรางคอนกรีต Twin Block (Khan, 2018)

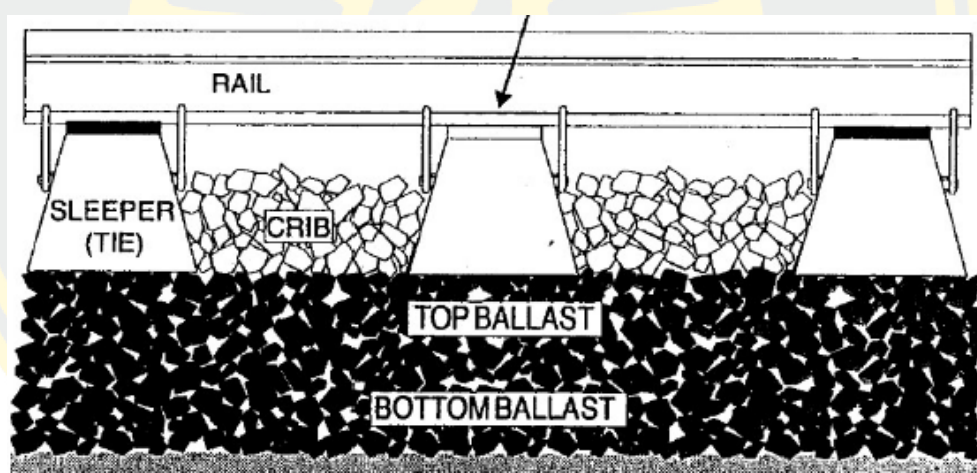
#### 4. ชั้นหินโรยทาง (Ballast )

เป็นชั้นที่ประกอบด้วยหินบดวางอยู่ส่วนบนของ Substructure และฝัง sleeper ไว้ ผลิต  
จากหินแข็ง เช่น แกรนิต หินดา แกรบโบ ไดอะเบส ควอตไซต์ และหินปูน ดังตัวอย่างภาพที่ 2-8  
เป็นหินโรยทางชนิดหินแกรนิต หินโรยทางรถไฟใช้ก่อสร้างชั้นหินโรยทางรถไฟ หินโรยทางต้อง  
ไม่ประกอบไปด้วยสารเคมีที่เป็นอันตรายและทำให้เกิดแรงเชื่อมประสานเมื่อหินโรยทางกลายเป็น  
ผงและเปียกน้ำ อนุภาคมีขนาดละเอียดแบบ Uniform Graded ส่วนประกอบสำคัญของ Ballast  
ประกอบด้วย 4 ส่วนคือ Crib, Shoulder, Top Ballast, และ Bottom Ballast ดังภาพที่ 2-9





ภาพที่ 2-8 หินโรยทางชนิดหินแกรนิต



ภาพที่ 2-9 ส่วนประกอบชั้น Ballast (Selig & Waters, 1994)

หน้าที่หลักของ Ballast ดังนี้

- 4.1 รักษาโครงสร้างส่วน Superstructure ให้ไม่เคลื่อนตัวทั้งในแนวยาว แนวขวาง และแนวตั้ง
- 4.2 ให้ความยืดหยุ่นและดูดซับพลังงานบางส่วน
- 4.3 เพิ่มความสะดวกสบายต่อแกนไฮโดรลิกของรถอัดหินที่จะผ่านลงไปใต้หมอนรองรางเพื่ออัดหินและปรับระดับเส้นทาง

4.4 ระบายน้ำที่มาจากด้านบนทางรถไฟ

4.5 ลดความเค้นที่มาจากหมอนรองรางก่อนที่จะลงไปยังชั้นที่ต่ำกว่า

ยังมีหน้าที่อื่นของ Ballast อีกเช่น ป้องกันไม่ให้เกิดการเจริญเติบโตของวัชพืช, ลดเสียงที่เกิดจากรถไฟ, และหินโรยทางง่ายต่อการออกแบบใหม่หรือก่อสร้างใหม่ของทางรถไฟ เป็นต้น

### 5. ชั้นรองหินโรยทาง (Subballast)

เป็นชั้นที่อยู่ระหว่างชั้นหินโรยทางและชั้นทาง หน้าที่ของชั้นรองหินโรยทางมีดังต่อไปนี้

5.1 ปกป้องการแทรกตัวของหินโรยทางที่จะลงไปยังชั้น Subgrade รวมถึงป้องกันมวลละเอียดจาก Subgrade ขึ้นมาปนเปื้อนชั้นหินโรยทาง

5.2 ปกป้อง Subgrade จากอุณหภูมิที่ลดลง (สำหรับประเทศเมืองหนาว)

5.3 ป้องกันชั้นหินโรยทางจาก pumping ของมวลละเอียดจาก Subgrade ที่เมื่อสีก่อนแล้วไปผสมกับน้ำ จะมีโอกาสที่จะเกิดการ pumping ขึ้น

5.4 ป้องกันน้ำมาจากด้านบนทางรถไฟลงไปยังชั้น Subgrade โดยนำพาให้น้ำไหลออกด้านข้างของทางรถไฟ

5.5 ระบายน้ำที่อยู่ใน Subgrade ให้น้ำไหลออกมา (ลดการเกิด pumping)

ขนาดกะ (Gradation) ที่เหมาะสมของชั้น Subballast (Selig & Waters, 1994) โดย Subballast จะต้องทำหน้าที่แยก Ballast และ Subgrade ออกจากกัน เพื่อให้บรรลุเป้าหมาย Subballast จำเป็นต้องมี gradation ที่เหมาะสม ดังนี้

$$D_{15}(\text{filter หรือ Subballast}) \leq 5 D_{85}(\text{Protected Soil หรือ Subgrade}),$$

$$D_{50}(\text{filter หรือ Subballast}) \leq 25 D_{50}(\text{Protected Soil หรือ Subgrade}),$$

### 6. ชั้นพื้นทาง (Subgrade)

Subgrade เป็นฐานที่ใช้ในการก่อสร้างทางรถไฟ หน้าที่หลักคือการสร้างความมั่นคงให้แก่ทางรถไฟ อิทธิพลของจากเคลื่อนผ่านของขบวนรถไฟจะสร้างความเค้นขยายลงไปใต้หมอนเป็นระยะ 5 เมตรซึ่งเป็นความลึกที่มากกว่าความลึกของชั้นหินโรยทางและชั้นรองหินโรยทางเป็นอย่างมาก ดังนั้น Subgrade จึงเป็นโครงสร้างส่วนล่างที่มีความสำคัญมาก มีอิทธิพลต่อสมรรถนะและการบำรุงรักษาของทางรถไฟ

Subgrade อาจแบ่งได้เป็น 2 ลักษณะ คือ 1) พื้นดินธรรมชาติ 2) การนำดินมาเติม ซึ่งโดยส่วนใหญ่จะใช้ดินในพื้นที่เนื่องจากความประหยัด พื้นที่ดินเดิมจะต้องปราศจากการถูกรบกวนให้มากที่สุดเท่าที่เป็นไปได้ ในการปรับ Subgrade เพื่อให้ได้ค่าระดับตามที่ต้องการอาจจะเลือกเติมดินหรือตัดดินออกแล้วแต่ละพื้นที่ เพื่อให้ Subgrade มีความมั่นคง ควรหลีกเลี่ยงสิ่งเหล่านี้

- 6.1 มีการทรุดตัวที่มากเกินไปภายใต้การถูกแรงกระทำซ้ำจากการจราจรของรถไฟ
- 6.2 การทรุดตัวจากกระบวนการ consolidation และการพังทลายจาก massive shear ซึ่งเป็นผลมาจากน้ำหนักของตัวรถไฟ น้ำหนักโครงสร้างทาง และน้ำหนักดินที่มีการเทเสริม
- 6.3 กระบวนการ shear failure ซึ่งเป็นผลจากเนื่องจากถูกแรงจากล้อแบบซ้ำ ๆ
- 6.4 การเปลี่ยนแปลงของปริมาตรที่มากเกินไปเนื่องจากความชื้นในดิน
- 6.5 การแข็งตัวและการละลายของน้ำแข็ง
- 6.6 การสึกกร่อนของ Subgrade

### คุณสมบัติของหินโรยทาง

ตามข้อกำหนดด้านสมบัติทางวิศวกรรมของหิน โรยทางโดยสำนักงานนโยบายและแผนการขนส่งและจราจร (สำนักงานนโยบายและแผนการขนส่งและจราจร[สนข.], 2561) หิน โรยทางคือวัสดุหินมวลหยาบ ผลิตจากหินแข็ง เช่น แกรนิต หินดำ แกรบ โป โดอะเบส ควอตไซต์ และ หินปูน หินโรยทางรถไฟใช้ก่อสร้างชั้นหิน โรยทาง หินโรยทางต้องต้องไม่ประกอบไปด้วยสารเคมี ที่เป็นอันตรายและไม่มีความแข็งแรงเชื่อมประสานเมื่อหินปูนเป็นผงและเปียกน้ำ

ชั้นหิน โรยทางได้จากการบดอัดหิน โรยทางรถไฟขึ้นเป็นชั้นมีความหนาตามที่กำหนด ดังนั้นชั้นหิน โรยทางประกอบด้วยอนุภาคของแข็งโดยมีช่องว่างที่เชื่อมต่อกันระหว่างอนุภาค ของแข็งดังกล่าว

#### 1. การทดสอบขนาดอนุภาคหินโรยทาง

ขนาดของหิน โรยทางกำหนดด้วยขนาดของตะแกรงร่อนคู่หนึ่งซึ่งมีขนาดช่องเปิดมี หน่วยวัด หิน โรยทางที่นำมาทดสอบต้องสามารถร่อนผ่านตะแกรงขนาดใหญ่ สุดและค้างอยู่บน ตะแกรงขนาดเล็กสุด ให้ขนาดใหญ่สุดของหิน โรยทางรถไฟเป็น 63.5 มิลลิเมตร หรือ 50 มิลลิเมตร และขนาดเล็กสุดเป็น 31.5 มิลลิเมตร การทดสอบการทดสอบขนาดของหิน โรยทางให้ดำเนินการตาม มาตรฐาน ASTM C 136 หิน โรยทางสามารถแบ่งออกเป็น 6 กลุ่มหรือขนาดตามการทดสอบ อนุภาคของหิน ตามตารางที่ 2-1 หากมิได้กำหนดเป็นอย่างอื่นให้พิจารณาใช้หิน โรยทางขนาด A B C D E หรือ F สำหรับทางรถไฟแบบหิน โรยที่เป็นสายหลัก สายรอง และทางในย่านสถานี

ตารางที่ 2-1 เกณฑ์การลดขนาดอนุภาคของหินโรยทาง

ขนาดช่องเปิด ตะแกรง ( มม.)	หินโรยทางขนาด 31.5 ถึง 50 มม.			หินโรยทางขนาด 31.5 ถึง 63 มม.		
	เปอร์เซ็นต์ผ่าน โดยน้ำหนัก					
	กลุ่ม หรือ ขนาด					
	A	B	C	D	E	F
80	100	100	100	100	100	100
63	100	97 ถึง 100	95 ถึง 100	97 ถึง 99	95 ถึง 99	93 ถึง 99
50	70 ถึง 99	70 ถึง 99	70 ถึง 99	65 ถึง 99	55 ถึง 99	45 ถึง 70
40	30 ถึง 65	30 ถึง 70	25 ถึง 75	30 ถึง 65	25 ถึง 75	15 ถึง 40
31.5	1 ถึง 25	1 ถึง 25	1 ถึง 25	1 ถึง 25	1 ถึง 25	0 ถึง 7
22.4	0 ถึง 3	0 ถึง 3	0 ถึง 3	0 ถึง 3	0 ถึง 3	0 ถึง 7
13						
31.5 ถึง 50	$\geq 50$	$\geq 50$	$\geq 50$	-	-	-
31.5 ถึง 63	-	-	-	$\geq 50$	$\geq 50$	$\geq 85$

## 2. ปริมาณอนุภาคหินโรยทางขนาดเล็กกว่า 0.5 มิลลิเมตร

ให้กำหนดปริมาณอนุภาคหินขนาดเล็กกว่า 0.5 มิลลิเมตร ในหินโรยทางเป็นกลุ่มตามปริมาณร้อยละการผ่าน โดยเป็นไปตามตารางที่ 2-2 การทดสอบปริมาณหินขนาดเล็กให้เป็นไปตามมาตรฐาน ASTM C 136 หากมิได้กำหนดเป็นอย่างอื่นให้พิจารณาเลือกใช้หินโรยทางที่มีปริมาณอนุภาคหินโรยทางขนาดเล็กในกลุ่ม A และ B

ตารางที่ 2-2 เกณฑ์การลดขนาดอนุภาคของหินโรยทาง

ขนาดตะแกรง ( มม.)	เปอร์เซ็นต์ผ่านมากที่สุด โดยน้ำหนัก			
	กลุ่ม			
	A	B	C (ระบุค่า)	D
0.5	0.6	1.0	>1.0	ไม่ได้กำหนด



### 3. ปริมาณอนุภาคมวลละเอียด

สามารถประเมินความสะอาดของหินโรยทางรถไฟด้วยการพิจารณาปริมาณอนุภาค มวลละเอียด (ขนาดอนุภาคเล็กกว่า 0.075 มิลลิเมตร หรือ ผ่านตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 200) ที่มีอยู่ การระบุปริมาณอนุภาคมวลละเอียดของหินโรยทางรถไฟให้เป็นไปตามมาตรฐาน ASTM C 117 ให้กำหนดปริมาณอนุภาคมวลละเอียดเป็นกลุ่มตามปริมาณร้อยละการผ่าน และระบุให้ชัดเจนโดยเป็นไปตามตารางที่ 2-3 หากมิได้กำหนดเป็นอย่างอื่นให้พิจารณา เลือกใช้หินโรยทางที่มีปริมาณอนุภาคมวลละเอียดในกลุ่ม A B และ C

ตารางที่ 2-3 เกณฑ์ปริมาณอนุภาคมวลละเอียดในหินโรยทาง

ขนาดช่องเปิด ตะแกรง (มม.)	เปอร์เซ็นต์ผ่านมากที่สุด โดยน้ำหนัก				
	กลุ่ม				
	A	B	C	D(ระบุ ปริมาณ)	E
0.075	0.5	1.0	1.5	>1.5	ไม่ได้กำหนด

### 4. ความหนาแน่นรวมของหินโรยทาง

การทดสอบความหนาแน่นหรือหน่วยน้ำหนักของหินโรยทางให้เป็นไปตามมาตรฐาน ASTM C 29 หากมิได้กำหนดเป็นอย่างอื่นให้พิจารณาเลือกใช้หินโรยทางรถไฟที่บดอัดตามมาตรฐาน ASTM C 29 แล้วได้ความหนาแน่นรวม (Bulk density) ไม่น้อยกว่า 1200 กิโลกรัม/เมตร<sup>3</sup>

### การตรวจสอบ Ballast Fouling และ Breakage Index

เมื่อทางรถไฟถูกใช้งานหินโรยทางจะเกิดการปนเปื้อนจากการกัดกร่อนหรือวัสดุหลากหลายชนิด ซึ่งจะไปสะสมในช่องว่างระหว่างหินโรยทางอนุภาคขนาด coarse sand และ Fine gravel นั้นจะลดค่าความแข็งแรงของหินโรยทางและลดช่องว่างระหว่างอนุภาคของหินโรยทางทำให้เกิดปัญหาหลายอย่างตามมา เช่น เมื่อเกิดการปนเปื้อนในสภาพแห้งหินโรยทางที่แตกจะอยู่ในสภาพเป็นอนุภาคละเอียดเมื่อทำการบำรุงรักษาด้วยรถอัดหินจะทำได้ยาก เนื่องจากอนุภาคละเอียดเหล่านั้นจะเพิ่มแรงเสียดทานในชั้นหินโรยทางหรือถ้าอยู่ในสภาพเปียกหินโรยทาง อนุภาคละเอียด

จะทำหน้าที่เสมือนลูกกลิ้งลดการต้านทานการเคลื่อนตัวของอนุภาคหินโรยทางโดยรวม ทำให้หินโรยทางเกิดการเสียดสีรูปได้มากขึ้น

### 1. Fouling Index

(Selig & Waters, 1994) ได้นำเสนอดัชนี Fouling Index การคำนวณเป็นไปตามสมการที่ 2.1 โดยคำนวณจากผลรวมของเปอร์เซ็นต์ผ่านตะแกรงเบอร์ 4 กับเปอร์เซ็นต์ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 การแบ่งระดับการปนเปื้อนเป็นไปดังตารางที่ 2-4

$$FI = P_4 + P_{200} \quad (2-1)$$

เมื่อ  $FI$  = Fouling Index  
 $P_4$  = เปอร์เซ็นต์ของอนุภาค Ballast ที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 4 (4.475 มม.)  
 $P_{200}$  = เปอร์เซ็นต์ของอนุภาค Ballast ที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 (0.075 มม.)

ตารางที่ 2-4 แสดงระดับการปนเปื้อนของ Ballast (Indraratna, Su, & Rujikiatkamjorn, 2011)

Category	Fouling index (Selig and Waters 1994) %	Percentage of fouling (%)	Relative ballast fouling ratio (%)
Clean	<1	<2	<2
Moderately clean	1 to <10	2 to <9.5	2 to <10
Moderately fouled	10 to <20	9.5 to <17.5	10 to <20
Fouled	20 to <40	17.5 to <34	20 to <50
Highly fouled	$\geq 40$	$\geq 34$	$\geq 50$

### 2. %Fouling

น้ำหนักแห้งของ ballast ส่วนที่ผ่านตะแกรงขนาด 9.5 มม.(3/8 นิ้ว) ต่อน้ำหนักแห้งทั้งหมด การแบ่งระดับการปนเปื้อนดังตารางที่ 2-9

### 3. Percentage Void Contamination (PVC)

(Feldman & Nissen, 2002) ได้เสนอพารามิเตอร์ PVC เพื่อบอกถึงผลกระทบอันเนื่อง

มาจากการลดลงของช่องว่างใน ballast จากสมการที่ 2-2 ระดับการปนเปื้อนเป็นไปตามตารางที่ 2-5

$$PCV = \frac{V_f}{V_v} \quad (2-2)$$

เมื่อ  $V_v$  คือ ปริมาตรช่องว่างของ Re-Compacted Ballast

$V_f$  คือ ปริมาตรของ Re-Compacted Fouling Material (อนุภาคที่ผ่านตะแกรงขนาด 9.5 มม.)

ตารางที่ 2-5 แสดงระดับการปนเปื้อนของ Ballast ผ่านค่า PVC (Indraratna et al., 2011)

Category	PVC (%)
Clean	0 – 20
Moderately fouled	20 – 29
Fouled	>30

#### 4. Relative Ballast Fouling Ratio (Rb-f)

(Indraratna et al., 2011) ได้เสนอดัชนีการหา Rb-f โดยเป็นอัตราส่วนระหว่างปริมาตรของอนุภาค Fouling (ผ่านตะแกรง 9.5 mm. (3/8")) และอนุภาค Coarse Aggregate (ค้างบนตะแกรง 9.5 mm. (3/8")) โดยนิยามดังสมการที่ 2.3 การแบ่งระดับการปนเปื้อนดังตารางที่ 2-9

$$R_{b-f} = \frac{M_f x \left(\frac{G_{s-b}}{G_{s-f}}\right)}{M_b} \quad (2-3)$$

เมื่อ  $M_f$  = มวลแห้งของ Fouling (ผ่านตะแกรง 9.5 mm. (3/8"))

$M_b$  = มวลแห้งของ Ballast (ค้างตะแกรง 9.5 mm. (3/8"))

$G_{s-f}$  = ความถ่วงจำเพาะของ Fouling

$G_{s-b}$  = ความถ่วงจำเพาะของ Ballast

**5. Ballast Breakage Index (BBI)**

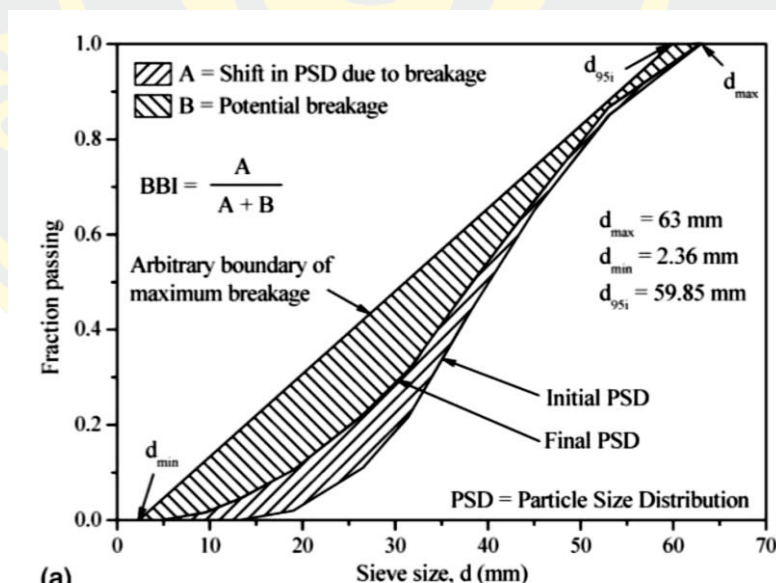
(Indraratna, Lackenby, & Christie, 2005) ได้แนะนำดัชนีการแตกหักโดยเฉพาะหินโรยทางรถไฟ การหา ปริมาณการเสื่อมสภาพของหินโรยทาง โดยการประเมินดัชนีการแตกหักของหินโรยทาง (BBI) โดยจากการคำนวณสัดส่วนพื้นที่ดังภาพที่ 2-10 ระหว่างขนาดคละหินโรยทาง เริ่มต้นก่อนรับแรงกระทำ (Initial PSD) ขนาดคละหิน โรยทางหลังการรับแรงกระทำ (Final PSD) และเส้นขอบเขต (Arbitrary boundary of maximum breakage) คำนวณตามสมการที่ 2-4 ค่า BBI จะมีค่าต่ำสุดคือ 0 หมายถึงไม่มีการแตกหักและค่าสูงสุดที่ 1

$$BBI = \frac{A}{A+B} \tag{2-4}$$

เมื่อ A = พื้นที่ระหว่าง Initial PSD และ Final PSD

B = พื้นที่ระหว่าง Initial PSD และ Arbitrary boundary of maximum breakage

\*Arbitrary boundary of maximum breakage คือเส้นตรงลากจาก 95% ของตะแกรงใหญ่เบอร์ 1 ใหญ่สุดและตะแกรงเบอร์เล็กสุด



ภาพที่ 2-10 แสดงการหาค่า BBI (Nimbalkar & Indraratna, 2016)

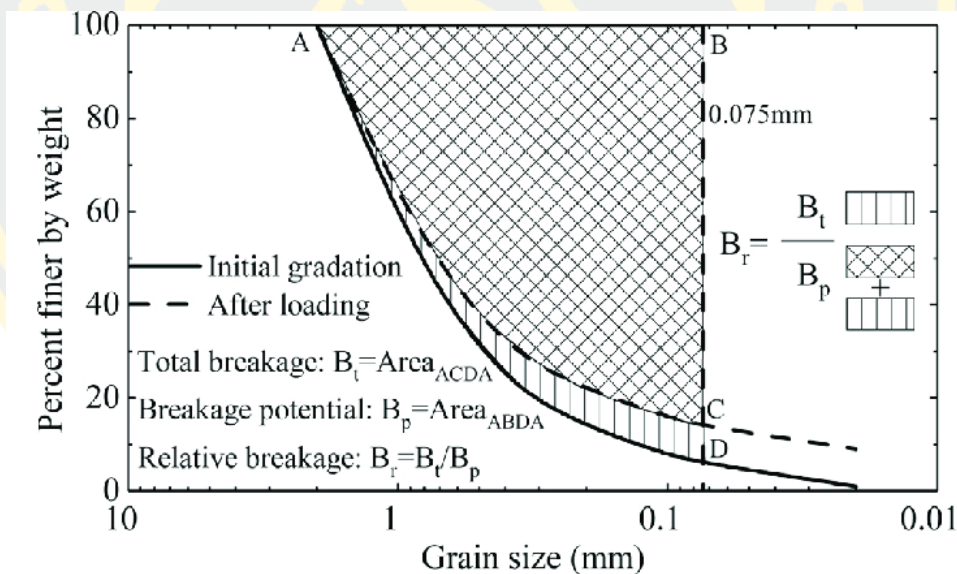


**6. Relative Breakage,  $B_r$**

(Hardin, 1985) ได้เสนอค่า relative breakage,  $B_r$  ถูกคำนวณโดยสัดส่วนพื้นที่ดังภาพที่ 2-11 ระหว่างขนาดคละของหินโรยทางก่อนถูกแรงกระทำ (Initial Gradation) ขนาดคละของหินโรยทางหลังการถูกแรงกระทำ (After Loading) และเส้นแนวตั้ง  $x = 0.075$  มม. คำนวณตามสมการที่ 2-5

$$B_r = \frac{B_t}{B_p} \tag{2-5}$$

เมื่อ  $B_t$  = Total breakage (พื้นที่ระหว่าง Initial Gradation, After Loading และเส้นแนวตั้ง  $x = 0.075$  มม.)  
 $B_p$  = Breakage potential (พื้นที่ระหว่าง Initial Gradation และเส้นแนวตั้ง  $x = 0.075$  มม.)



ภาพที่ 2-11 แสดงการทำ Relative Breakage (Yu, 2018)

**7. Particle Breakage Factor,  $B_{10}$**

(Lade, Yamamuro, & Bopp, 1996) ได้เสนอค่า Particle Breakage Factor,  $B_{10}$  โดยคำนวณตามสมการที่ 2 - 6 โดยที่  $B_{10}$  มีค่ามากบ่งบอกถึงการแตกหักของหินโรยทางมาก

$$B_{10} = 1 - \frac{D_{10final}}{D_{10initial}} \quad (2-6)$$

เมื่อ  $D_{10final}$  = ขนาดอนุภาคหินโรยทางที่ 10 เปอร์เซนต์ผ่านหลังการถูก  
โหลดกระทำ

$D_{10initial}$  = ขนาดอนุภาคหินโรยทางที่ 10 เปอร์เซนต์ผ่านก่อนการถูก  
โหลดกระทำ

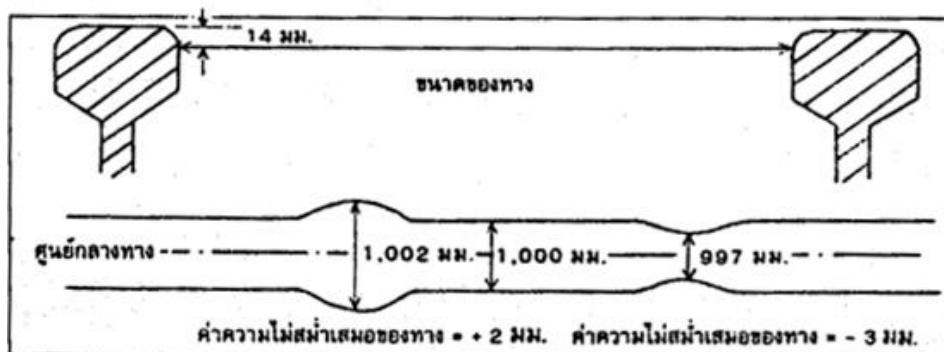
### การตรวจสอบสภาพทาง

ความมุ่งหมายของงานบำรุงทาง คือ รักษาสภาพทางและซ่อมทางให้ถูกต้องตามมาตรฐานอยู่เสมอ สภาพทางที่ดีนั้นขึ้นอยู่กับองค์ประกอบสำคัญที่สุด ซึ่งเป็น “มิติทางเรขาคณิต (Track Geometry)” ได้แก่ ขนาดทาง (Gauge) ระดับตามขวาง (Cross Level) ระดับตามยาว (Longitudinal Level หรือ Surface) ระดับวาง (Alignment) ทวิสต์ (Twist) ในงานปรับปรุงทาง ประสงค์ควบคุมให้ 5 ค่าเป็นไปตามมาตรฐาน แต่ในทางปฏิบัติไม่สามารถจะควบคุมองค์ประกอบข้างต้นให้เป็นตามมาตรฐานได้ตลอดไป ซึ่งหากค่าผิดไปจากมาตรฐาน ค่าที่ผิดไปจากมาตรฐานนี้จะเรียกว่า “ค่าความคลาดเคลื่อนของทาง” ซึ่งจะเรียกสั้น ๆ ว่า “ค.ค.ค.” (การรถไฟแห่งประเทศไทย, 2538)

#### 1. ค่าความคลาดเคลื่อนของทาง

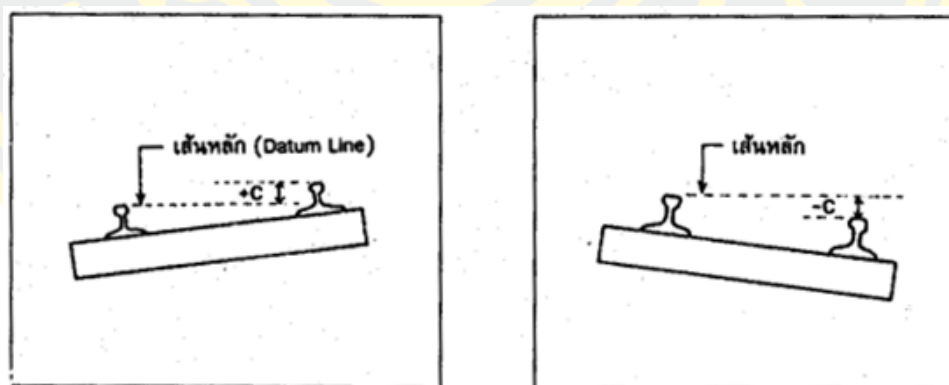
ค่าความคลาดเคลื่อนของทาง (ค.ค.ค.) จะบ่งบอกถึงความผิดปกติสภาพทางของที่ 5 ดัชนี ดังที่กล่าวข้างต้น เช่น ทางตรงขนาดมาตรฐานทางเท่ากับ 1000 ม.ม. แต่ในทางจริง ณ จุดใดจุดหนึ่ง อาจคลาดเคลื่อนเป็น 1001 ม.ม. ฉะนั้นค่าความคลาดเคลื่อนของทางที่จุดนั้น คือ 1 ม.ม. หรือ ค.ค.ค. ณ จุดนั้นเท่ากับ 1 ม.ม. ค.ค.ค. ประกอบไปด้วย 5 ดัชนีดังต่อไปนี้

1.1 ขนาดทาง (Gauge) ขนาดทางระยะระหว่างของรางทั้งสองเส้น ระหว่างริมด้านในของทางเส้นหนึ่งถึงริมด้านในของรางอีกเส้นหนึ่ง ณ จุดตรงกันข้าม จุดที่วัดสอบขนาดทาง อยู่ต่ำจากระดับสันรางลงไป 14 มม. ดังภาพที่ 2-12 หากวัดได้น้อยกว่ามาตรฐานจะกำหนด ค.ค.ค. มีค่าเป็น “ลบ” หากวัดได้มากกว่ามาตรฐานจะกำหนด ค.ค.ค. มีค่าเป็น “บวก” สำหรับทางตรงค่ามาตรฐาน = 1,000 มม. สำหรับทางโค้ง ค่ามาตรฐาน = (1,000 + ค่าขยายขนาดทาง) มม.



ภาพที่ 2-12 ตัวอย่างแสดงการวัดค่าขนาดทาง (Gauge) (รฟท., 2538)

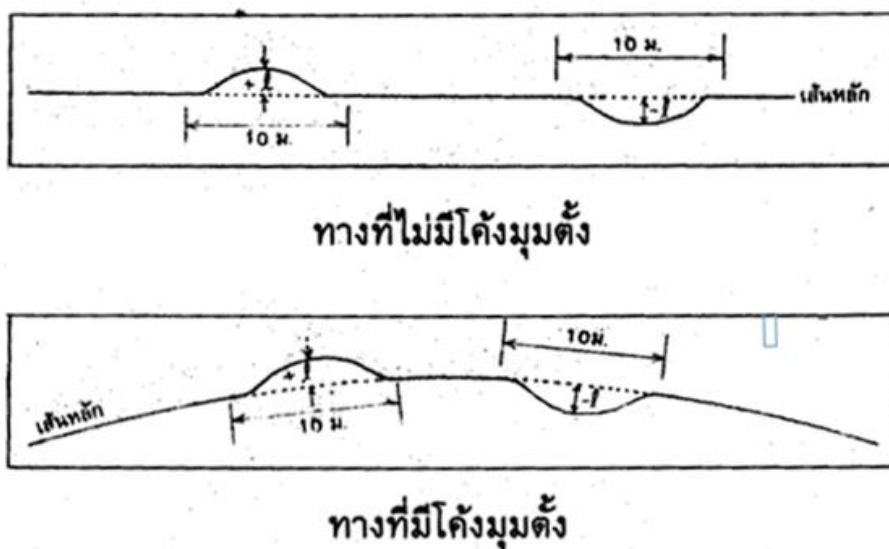
1.2 ระดับตามขวาง (Cross Level, CANT) คือระดับความแตกต่างของระดับสันราง ทั้งสองข้างที่จุดตรงกันข้ามค่ามาตรฐานของระดับตามขวางในทางตรง = 0 มม. ในทางโค้ง = ค่ายก โค้ง (Cant) ในการวัดสอบ สำหรับทางตรงให้ถือว่ารางเส้นซ้ายเมื่อหัน ไปปลายทางเป็นเส้นหลัก (Datum line) ถ้าระดับรางเส้นขวาสูงกว่ารางเส้นซ้าย กำหนดให้ ค.ค.ค. มีค่าเป็น “บวก” ถ้าต่ำกว่า รางเส้นซ้าย กำหนดให้ ค.ค.ค. มีค่าเป็น “ลบ” ดังตัวอย่างในภาพที่ 2-13



ภาพที่ 2-13 ตัวอย่างแสดงการวัดระดับตามขวาง (CANT) (รฟท., 2538)

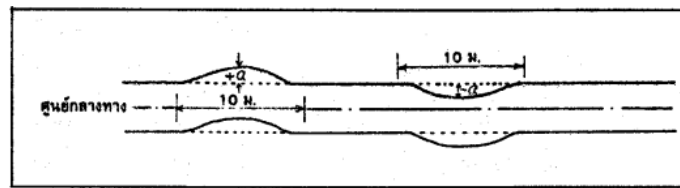
1.3 ระดับตามยาว (Longitudinal Level หรือ Surface, TOP) ระดับตามยาวคือค่า ความแตกต่างของระดับสันรางเดียวกัน ซึ่งวัดไปตามแนวทางปกติ ในการตรวจสอบดั้งเดิมจะใช้ ฆายาว 10 เมตร ทำการวัดสอบระดับความยาว ที่จุดกึ่งกลางทุก ๆ 5 เมตร ถ้าระดับสันที่จุดกึ่งกลาง ฆยาสูงกว่าระดับสันรางที่จุดปลายฆยา กำหนดให้ ค.ค.ค. มีค่าเป็น “บวก” หรือถ้าต่ำกว่ากำหนดให้ มีค่าเป็น “ลบ” ดังตัวอย่างในภาพที่ 2-14 วิธีการวัด ใช้เชือกยาว 10 เมตรเป็นฆยาดึงทาบบนสันราง

โดยใช้ลิ้มซึ่งมีความหนาเท่ากันหนุนใต้เชือกที่ปลายทั้งสองข้างและวัดระยะจากเชือกถึงสันรางที่จุดกึ่งกลางขยานามาหักค่าความหนาของลิ้มออก ก็จะทราบว่าระดับสันรางที่กึ่งกลางขยาสูงขึ้นหรือต่ำลงอย่างไร ทั้งนี้ให้คำนึงถึงการตกท้องข้าง ณ จุดกึ่งกลางเชือกอีกด้วย

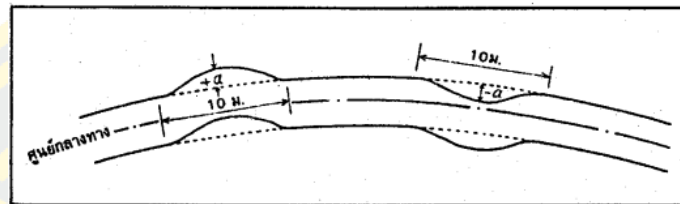


ภาพที่ 2-14 ตัวอย่างแสดงการระดับตามยาว (Longitudinal Level หรือ Surface) (รฟท., 2538)

1.4 ระดับราง (Alignment, AL) การวัดสอบความคลาดเคลื่อนของแนวราง โดยปกติใช้ชยยาว 10 เมตร แล้ววัดระยะค่าที่จุดกึ่งกลางขยา โดยทำการวัดสอบทุกระยะ 5 เมตร สำหรับทางตรง ค่าของระยะค่าตามมาตรฐาน = 0 ม.ม. สำหรับทางโค้ง ค่าของระยะค่าตามมาตรฐานขึ้นอยู่กับรัศมีโค้ง ถ้าแนวรางคดออกหาศูนย์กลางทาง กำหนดให้ ค.ค.ค. ของแนวราง มีค่าเป็น “บวก” ถ้าแนวรางคดเข้าหาศูนย์กลางทาง กำหนดให้ ค.ค.ค. ของแนวราง มีค่าเป็น “ลบ” ดังตัวอย่างในภาพที่ 2-15 การวัดสอบแนวราง ให้วัดทั้งสองราง สำหรับทางตรงแต่ละเส้น จะต้องวัดทั้งด้านนอกทางและด้านในทาง เพื่อจะได้ทราบว่ารางคดเข้าหรือคดออก เพื่อจะได้ทราบว่ารางคดเข้าหรือคดออก เครื่องมือสำหรับวัดมีเชือกยาว 10 เมตร และไม่บรรทัด



ทางตรง

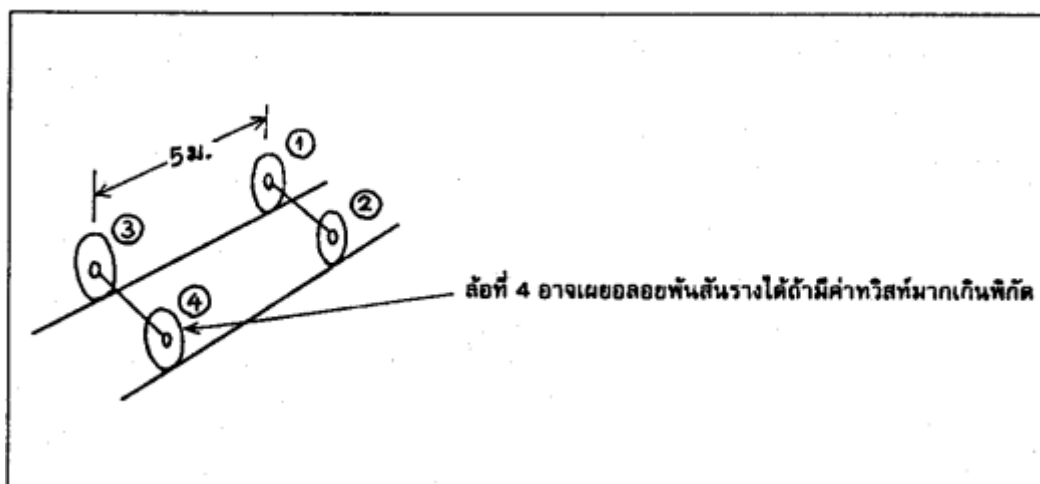


ทางโค้ง

ภาพที่ 2-15 ตัวอย่างแสดงการระดับวาง (Alignment) (รฟท., 2538)

1.5 ทวิสต์ (Twist, TW) คืออาการบิดตัวทางโครงสร้างทางในทางยาว ซึ่งวัดในหน่วยของความแตกต่างของระดับตามขวางระหว่างจุด 2 ตัว หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งคือ อัตราเปลี่ยนแปลงค่าของระดับตามขวางต่อระยะทางที่กำหนด (โดยทั่วไป = 5 เมตร) ดังรูปตัวอย่างภาพที่ 2-16 ค่าทวิสต์เป็นส่วนสำคัญมาก เพราะถ้าค่าทวิสต์มีมากเกินไปแล้ว จะเป็นสาเหตุให้รถตกรางได้ อันเนื่องมาจากล้อที่ 4 ของรถประเภท 4 ล้อ ลอยเหยียดพื้นสันรางและพลาดรางไปในที่สุด ฉะนั้นจึงต้องคำนึงค่าทวิสต์ระหว่างจุด 2 จุดเป็นสำคัญ ถ้าหากพบว่าค่าทวิสต์สูงเกินไปก็ควรต้องรีบจัดการซ่อมทางบริเวณนั้น โดยเร็วถึงแม้ว่าค่าระดับตามขวางของแต่ละจุด จะไม่เกินไปก็ก็ตาม โดยเฉพาะอย่างยิ่ง ในบริเวณ โค้งต่อ ซึ่งโดยปกติจะมีค่าทวิสต์ในตัวเองอยู่แล้ว เนื่องจากค่ายกโค้งในโค้งต่อแต่ละจุดไม่เท่ากัน หากเกิดความคลาดเคลื่อนของระดับตามขวาง จนทำให้ค่าทวิสต์ระหว่างจุด 2 จุดสูงขึ้นจนใกล้จะถึงพิกัด ก็ควรรีบซ่อมเสียก่อน การคำนวณค่าทวิสต์ ให้คิดความแตกต่างของระดับตามขวางระหว่างจุด 2 จุดที่อยู่ห่างกัน 5 เมตร เรียกว่า “ทวิสต์ 5.0 ม. (Twist 5.0 m.)”





ภาพที่ 2-16 ตัวอย่างค่าทวิสต์ (Twist) (รฟท., 2538)

## 2. พิกัดค่าความคลาดเคลื่อนของทาง

พิกัดค่าความคลาดเคลื่อนของทาง คือค่า ค.ค.ค. มาก ที่สุดในทาง ซึ่งจะยอมให้คลาดเคลื่อนจากค่ามาตรฐาน ได้ทั้งทางบวกและทางลบ แบ่งออกได้เป็น 3 พิกัด คือ

2.1 พิกัดหลังซ่อม หรือ พิกัดซ่อมทาง (Maintenance Tolerance หรือ M) คือพิกัด ค.ค.ค. ที่ยอมให้มีอยู่ในทางได้หลังจากการซ่อมหนักหรือซ่อมปานกลาง

2.2 พิกัดใช้งาน (Service Tolerance หรือ S) คือพิกัด ค.ค.ค. ที่ยอมให้มีอยู่ในทางได้ในขณะ ปกติ และหาก ค.ค.ค. มากกว่าพิกัดนี้ต้องทำ การซ่อมเบา หรือซ่อมเป็นจุดหรือซ่อมฉุกเฉินแล้วแต่กรณี

2.3 พิกัดซ่อมฉุกเฉิน (Emergency Repair Tolerance หรือ E) คือพิกัด ค.ค.ค. สูงสุดที่ยอมให้มีอยู่ในทางได้และหาก ค.ค.ค. มากกว่าพิกัดนี้อาจเกิดอันตรายแก่การเดินรถได้ง่ายต้องรีบจัดการซ่อมฉุกเฉินทันที

พิกัด ค.ค.ค. ของทาง การรถไฟฯ กำหนดโดย พิจารณาจากความสะดวกสบายของผู้โดยสารในการเดินทาง (Riding Comfort หรือ Passenger Comfort) และความประหยัดของงานบำรุงทางเป็นสำคัญ สามารถกำหนดพิกัดค่าความคลาดเคลื่อนได้ 2 แบบ คือ 1) พิกัดค่าความคลาดเคลื่อนของทางเมื่อ ไม่มีน้ำหนักกดบนทาง (Static Value) และ 2) พิกัดค่าคลาดเคลื่อนของทางเมื่อมีน้ำหนักกดบนทาง (Dynamic Value) โดยหลักเกณฑ์พิจารณาจะเป็น ไปดังภาพที่ 2-17 และ 2-18 ตามลำดับ

รายการ	พิกัดหลังซ่อม (M)		พิกัดใช้งาน (S)		พิกัดซ่อมฉุกเฉิน (E)	
หมอนไม้ทางตรงและทางโค้ง ขนาดทาง หรือหมอนคอนกรีตทางตรง หมอนคอนกรีตทางโค้ง	+7	-2	+10	-3	+12	-4
	+10	-2	+19	-3	+28	-4
ระดับตามขวาง(Cross Level)	6		12		16	
แนวราง (Alingment)	8		14		18	
ระดับตามยาว (Surface)	8		14		18	
ทวิสต์ 5.0 ม. (Twist 5.0 m.)	7		-15		20	

หมายเหตุ ก) ตัวเลข ค.ค.ค. ที่มีได้ใส่เครื่องหมายไว้ข้างหน้านั้น ให้ถือว่าเครื่องหมายเป็นได้ทั้ง + และ -  
ข) ขนาดทางสำหรับหมอนคอนกรีต ถ้าเกินพิกัดใช้งานให้สลับรางในทางเพื่อใช้งานก่อน

ภาพที่ 2-17 เกณฑ์พิจารณาพิกัดค่าความคลาดเคลื่อนของทางเมื่อไม่มีน้ำหนักกดบนทาง (Static Value) (รฟท., 2538)

รายการ	พิกัดหลังซ่อม (ซ่อมตามภาวะ) (M)		พิกัดใช้งาน (พิกัดซ่อมเบา, ซ่อมเป็นจุด) (S)				พิกัดซ่อมฉุกเฉิน (E)	
	ทุกชั้น		1, 2	3, 4	1, 2	3, 4		
หมอนไม้ทางตรงและทางโค้ง ขนาดทาง หรือหมอนคอนกรีตทางตรง หมอนคอนกรีตทางโค้ง	+3	-3	+6	-4	+6	-4	+9	-5
	+7	-3	+16	-4	+16	-4	+25	-5
ความแตกต่างของขนาดทาง ระหว่างหมอนข้างเคียง	2		4	4	4	4		
ระดับตามขวาง	4		9	11	12	14		
แนวราง ทางตรง ทางโค้งรัศมีตั้งแต่ (ขยา 10 ม.) 300 ม. ลงมา	4		7	9	10	12		
	4		9	11	14	16		
ระดับตามยาว หัวไป (ขยา 10 ม.) หัวต่อ (ขยา 2 ม.)	5		10	10	16	18		
	-2		-4	-4	-8	-8		
ทวิสต์ระหว่าง ทางตรงและโค้งกลม หมุด 5 ม. ทางโค้งรัศมี 300 ม. ลงมาเฉพาะโค้งต่อ	5		10	15	15	20		
	10		15	20	25	30		

หมายเหตุ ก) ตัวเลข ค.ค.ค. ที่มีได้ใส่เครื่องหมายไว้ข้างหน้านั้น ให้ถือว่าเครื่องหมายเป็นได้ทั้ง + และ -  
ข) ขนาดทางสำหรับหมอนคอนกรีต ถ้าเกินพิกัดใช้งานให้สลับรางในทางเพื่อใช้งานก่อน

ภาพที่ 2-18 เกณฑ์พิจารณาพิถีพิถันค่าคลาดเคลื่อนของทางเมื่อมีน้ำหนักกดบนทาง (Dynamic Value) (รฟท., 2538) **3. ดัชนีความไม่สม่ำเสมอของทาง (Track Irregularity Index, P-index) และดัชนีสภาพทาง (Track Irregularity Index, Q.I.)**

การที่จะเปรียบเทียบสภาพทางแต่ละตอนหรือแต่ละ กม. หรือเปรียบเทียบสภาพทางในทางแต่ละช่วงว่าดีมากขึ้นน้อย แตกต่างกันอย่างใด หรือการที่จะประเมินว่าสภาพทางนั้น ๆ อยู่ในเกณฑ์ที่ดีหรือเล็กลงน้อยเพียงใด จำเป็นต้องหาค่า “ดัชนีความ ไม่สม่ำเสมอของทาง (Track Irregularity Index) หรือค่า P-index” ในกรณีที่วัด ค.ค.ค. เมื่อไม่มีน้ำหนักกดบนทาง (Static Value) หรือค่า “ดัชนี สภาพทาง (Track Quality Index) หรือค่า Q.I.” ในกรณีที่วัด ค.ค.ค. เมื่อมีน้ำหนักกดบนทาง (Dynamic Value) ว่ามีค่าเท่าไร หรือแตกต่างกันอย่างไร

ค่าดัชนีความไม่สม่ำเสมอของทาง (P) หรือ ดัชนีสภาพทาง (Q.I.) จะเป็นค่าดัชนีสำหรับให้ผู้บังคับบัญชาทราบว่าทางแต่ละ กม. หรือทางแต่ละช่วงมีสภาพเป็นอย่างไร คุณภาพของผลงานที่ทำการซ่อมทางเป็นอย่างไร อยู่ในเกณฑ์ตามมาตรฐานที่กำหนดหรือไม่เพื่อเป็นประโยชน์ในการแก้ไขปรับปรุงสภาพทางได้ดังนี้

ก. ถ้าดัชนีรวม มีค่าเกิน 30 % แสดงว่าทาง กม. นั้นหรือทางช่วงนั้นอยู่ในสภาพที่ “เสีย”  
ข. เมื่อทราบว่าทางเสียแล้วให้พิจารณาต่อไปว่า ทางเสียเพราะเหตุใด โดยดูจากค่าดัชนีของแต่ละรายการค่าความคลาดเคลื่อนของทาง ดังนี้

- ถ้าดัชนีของระดับตามยาวมีค่าสูงแสดงว่าทางเสียอาจจะเนื่องมาจากอัดหิน ไม่แน่น หินโรยทางสกปรกพื้นทางอ่อนหรือมีปัญหาเกี่ยวกับความไม่มั่นคงของดินพื้นทาง เป็นต้น
- ถ้าดัชนีของระดับตามขวางมีค่าสูงแสดงว่าอาจจะมีปัญหาเกี่ยวกับดินทรุด หรือเลื่อนไหลด้านใดด้านหนึ่งของทาง เป็นต้น
- ถ้าดัชนีของแนวรางมีค่าสูงแสดงว่าทางเสียอาจจะเนื่องมาจากรางเดินเครื่อง ยึดเหนี่ยวรางเสื่อมสภาพหินหัวหมอนไม่พอหัวต่อรางชิดกันแน่นหรือถ้าแนวรางเสียเพียงข้างเดียวอาจจะเนื่องมาจากหมอนขนาดทางเสียหรือขนาดทางกว้าง ๆ แคบ ๆ เป็นต้น

ค. ทำการตรวจสอบสาเหตุที่แท้จริง ตามข้อ ข. แล้วดำเนินการแก้ไขปรับปรุงสภาพทางอันเป็นการแก้ปัญหาเฉพาะหน้า แล้วคอยติดตามตรวจสอบ - บันทึกผลเป็นระยะ ๆ สำหรับเป็นข้อมูลเพื่อการวางแผนระยะยาวในการปรับปรุงสภาพทางต่อไป

3.1 วิธีการคำนวณ ดัชนีความไม่สม่ำเสมอของทาง (P) หรือดัชนีสภาพทาง (Q.I.) มีวิธีการดังนี้

3.1.1 ค่า P หรือค่า Q.I. แต่ละราย ค.ค.ค. หาได้โดย นำค่า ค.ค.ค. รายการนั้น ๆ ในทางช่วงใดช่วง หนึ่ง ไปวิเคราะห์โดยอาศัยกระบวนการทางสถิติ ดังนี้

กำหนดให้  $m =$  ค่าเฉลี่ยของ ค.ค.ค.  $X_1, X_2, X_3, \dots, X_N$  (ม.ม.)

$N =$  จำนวนจุด หรือความถี่ของ ค.ค.ค. แต่ละค่า

$S =$  ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน ( Standard Deviation) (ม.ม.)

$m =$  ผลรวมของ  $f_i X_i / N$

$S = \sqrt{(S_0^2 - m^2)}$

$S_0^2 =$  ผลรวมของ  $f_i X_i^2 / N$

3.1.2 ตามปกติ หากนำเอาค่า ค.ค.ค. ทั้งหมดมาเขียนเป็นกราฟ โดยกำหนดค่า ค.ค.ค. ให้อยู่ในแกนนอนและจำนวนจุดหรือความถี่ของ ค.ค.ค. แต่ละค่าอยู่ในแกนตั้ง จะได้กราฟรูประฆังคว่ำที่ เรียกว่า "โค้งปกติ (Normal Curve)"

3.1.3 ในทางทฤษฎี กำหนดค่าของ Limit of Tolerance ไว้ค่าหนึ่ง ทั้งทาง + และทาง - เรียกว่าค่า  $a$  ซึ่งหมายถึงค่า ค.ค.ค. ที่อยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ ส่วน ค.ค.ค. ที่มีค่าเกินกว่าค่า  $a$  ออกไปทั้งทาง + และทาง - จะหาออกมาเป็น ค่า P หรือ Q.I.

3.1.4 ค่า P หรือ Q.I. คือผลบวกของ ค.ค.ค. ส่วนที่มีค่า เกินพิสัย  $+a$  และ  $-a$  ที่กำหนดไว้ในทางสถิติซึ่ง จะเท่ากับพื้นที่ใต้โค้งปกติส่วนที่เลยจาก  $+a$  ไป จนถึงค่าอนันต์ (Infinity) ในทางบวกและส่วน ที่เลยจาก

3.1.5 ไปจนถึงค่าอนันต์ (Infinity) ในทางลบ (เท่ากับ พื้นที่ส่วนที่แรเงาในกราฟรูปข้างล่าง นี้) และเมื่อเปรียบเทียบกับพื้นที่ใต้โค้งปกติทั้งหมดค่าของ P หรือ Q.I. จึงกำหนดหน่วยเป็น “%”

3.1.6 โดยทั่วไปได้จัดทำตารางพื้นที่ใต้โค้งปกติส่วน ที่เลยจาก  $+a$  และ  $-a$  ออกไปทางด้านใดด้าน หนึ่งของโค้งปกติและเมื่อทำการคำนวณหา Ordinate + และ Ordinate - แล้วก็สามารถนำไปเปิดตารางหาค่า P หรือ Q.I. ได้ดังตารางในภาพที่ 2-20 ในเมื่อ

$$\text{Ordinate } + = (a - m)/S$$

$$\text{Ordinate } - = (-a - m)/ S = -(a + m)/ S$$

นำค่า Ordinate + และ Ordinate - ที่คำนวณได้ไปเปิด หาค่า P. หรือ Q.I. จากตารางพื้นที่ใต้ โค้งปกติ จะได้

$P_1$  หรือ  $Q.I._1 =$  ดัชนีสภาพทางที่คำนวณจาก ค.ค.ค. ที่มีค่าเป็น + หน่วย เป็น %

$P_2$  หรือ  $Q.I._2 =$  ดัชนีสภาพทางที่คำนวณจาก ค.ค.ค. ที่มีค่า เป็น - หน่วย เป็น %

$$\text{และ } P = P_1 + P_2$$



หรือ Q.I. = Q.I.<sub>1</sub> + Q.I.<sub>2</sub> หน่วยเป็น

3.1.7 ในกรณีทีสภาพทางมีค่า ค.ค.ค. บางรายการเสียมาก ๆ ค่าของ m จะมากกว่า +a หรือน้อยกว่า -a ในกรณีนี้ค่าของ Ordinate+ หรือ Ordinate- ที่คำนวณได้ตัวใดตัวหนึ่งจะมีเครื่องหมายกลับ จาก + เป็น - หรือกลับจาก - เป็น + ในกรณี + เช่นนี้ ค่า P หรือ Q.I. ที่จะได้จากค่าตัวนั้น จะมีค่าเท่ากับ “100 - ค่าที่เปิดได้จากตารางพื้นที่ที่ได้โค้งปกติ” ตามภาพที่ 2-19 เป็นตัวอย่างการหาค่า Q.I. แบบปกติและตัวอย่างที่ 2 เป็นการหาค่า Q.I. เมื่อ m มากกว่า +a

ขณะนี้ฝ่ายการช่างโยธา ได้กำหนดค่า a ไว้ a เท่ากับ +3 - 3 ม.ม. อันเป็นค่าที่เหมาะสมทำให้ m มีค่าระหว่าง 0-1 และ S มีค่าระหว่าง 1-3 สำหรับทางธรรมดาทั่วไป แต่ในทางภูเขาหรือทางที่มีโค้งรัศมีแคบเป็นจำนวนมากจะไม่สามารถรักษาสภาพทางให้อยู่ในพิสัยเหล่านี้ได้ จึงเพิ่มค่า a ให้ในทางเขาเฉพาะสำหรับการคำนวณค่า Q.I. ของ “แนวราบ” และ “ทวิสต์ 5 ม.” เฉพาะทางประธานเท่านั้นและเพิ่มให้สำหรับแต่ละตอนนายตรวจทางไม่เท่ากันแล้วแต่สภาพของรัศมีโค้ง จำนวน โค้ง ความเร็ว สูงสุดของขบวน รถในทางตอนนั้น ๆ

ตัวอย่างที่ 1 ส. 12019  
 บัญชีความถี่ คคค. ของทาง กม. 580 คำนวณของ ระบบท. 19  
 นศท. สคคค. สบท. สคคค. วบช. สคคค.  
 วัดสอบ..... จำนวน

ชั้นของ คคค. (มม.)	คคค. x (มม.)	รอยขีด คคค. a = ± 3 มม.	ความถี่ f	fx	x <sup>2</sup>	fx <sup>2</sup>
		$m = \frac{\sum fx}{N} = \frac{21}{200} = 0.105$				
		$S^2 = \frac{\sum fx^2}{N} - \frac{(\sum fx)^2}{N^2} = \frac{1895}{200} - \frac{21^2}{200^2} = 9.475 - 0.105^2 = 3.076$				
-15.5 ถึง -14.6	-15	I Ordinate + = $\frac{x-m}{S}$	1	-10	100	100
-14.5 ถึง -13.6	-14		1	-9	81	81
-13.5 ถึง -12.6	-13		2	-16	64	128
-12.5 ถึง -11.6	-12		3	-21	49	147
-11.5 ถึง -10.6	-11		5	-30	36	180
-10.5 ถึง -9.6	-10		5	-25	25	125
-9.5 ถึง -8.6	-9		4	-36	16	144
-8.5 ถึง -7.6	-8		14	-42	9	126
-7.5 ถึง -6.6	-7		17	-34	4	68
-6.5 ถึง -5.6	-6		24	-24	1	24
-5.5 ถึง -4.6	-5		24	-24	0	0
-4.5 ถึง -3.6	-4		25	25	1	25
-3.5 ถึง -2.6	-3		21	42	4	84
-2.5 ถึง -1.6	-2		21	63	9	189
-1.5 ถึง -0.6	-1		9	36	16	144
0.6 ถึง -1.5	1	5	30	25	150	
1.6 ถึง -2.5	2	5	30	36	180	
2.6 ถึง -3.5	3					
3.6 ถึง -4.5	4					
4.6 ถึง -5.5	5					
5.6 ถึง -6.5	6					
6.6 ถึง -7.5	7					
7.6 ถึง -8.5	8					
8.6 ถึง -9.5	9					
9.6 ถึง -10.5	10					
10.6 ถึง -11.5	11					
11.6 ถึง -12.5	12					
12.6 ถึง -13.5	13					
13.6 ถึง -14.5	14					
14.6 ถึง -15.5	15					
รวม		จำนวนจุด (N = 200)	200	-21	1,895	

ตัวอย่างที่ 1 ส. 12019  
 บัญชีความถี่ คคค. ของทาง กม. 580 คำนวณของ ระบบท. 19  
 นศท. สคคค. สบท. สคคค. วบช. สคคค.  
 วัดสอบ..... จำนวน

ชั้นของ คคค. (มม.)	คคค. x (มม.)	รอยขีด คคค. a = ± 3 มม.	ความถี่ f	fx	x <sup>2</sup>	fx <sup>2</sup>
		$m = \frac{\sum fx}{N} = \frac{630}{200} = 3.150$				
		$S^2 = \frac{\sum fx^2}{N} - \frac{(\sum fx)^2}{N^2} = \frac{5470}{200} - \frac{630^2}{200^2} = 27.350 - 9.9225 = 17.4275$				
-15.5 ถึง -14.6	-15	I Ordinate + = $\frac{x-m}{S}$	1	-10	100	100
-14.5 ถึง -13.6	-14		1	-9	81	81
-13.5 ถึง -12.6	-13		2	-16	64	128
-12.5 ถึง -11.6	-12		3	-21	49	147
-11.5 ถึง -10.6	-11		5	-30	36	180
-10.5 ถึง -9.6	-10		5	-25	25	125
-9.5 ถึง -8.6	-9		4	-36	16	144
-8.5 ถึง -7.6	-8		14	-42	9	126
-7.5 ถึง -6.6	-7		17	-34	4	68
-6.5 ถึง -5.6	-6		24	-24	1	24
-5.5 ถึง -4.6	-5		24	-24	0	0
-4.5 ถึง -3.6	-4		25	25	1	25
-3.5 ถึง -2.6	-3		21	42	4	84
-2.5 ถึง -1.6	-2		21	63	9	189
-1.5 ถึง -0.6	-1		9	36	16	144
0.6 ถึง -1.5	1	5	30	25	150	
1.6 ถึง -2.5	2	5	30	36	180	
2.6 ถึง -3.5	3					
3.6 ถึง -4.5	4					
4.6 ถึง -5.5	5					
5.6 ถึง -6.5	6					
6.6 ถึง -7.5	7					
7.6 ถึง -8.5	8					
8.6 ถึง -9.5	9					
9.6 ถึง -10.5	10					
10.6 ถึง -11.5	11					
11.6 ถึง -12.5	12					
12.6 ถึง -13.5	13					
13.6 ถึง -14.5	14					
14.6 ถึง -15.5	15					
รวม		จำนวนจุด (N = 200)	200	630	5,470	

ภาพที่ 2-19 ตัวอย่างตารางบันทึกค่าความคลาดเคลื่อน (รฟท., 2538)



ค่า P. หรือ Q.I. เป็น % จากค่า Ordinate

Ordinate	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	50.000	49.601	49.202	48.803	48.405	48.006	47.608	47.210	46.812	46.414
0.1	46.017	45.620	45.224	44.828	44.433	44.038	43.644	43.250	42.858	42.466
0.2	42.074	41.683	41.294	40.905	40.516	40.129	39.743	39.358	38.974	38.591
0.3	38.209	37.826	37.448	37.070	36.693	36.317	35.942	35.569	35.197	34.827
0.4	34.458	34.090	33.724	33.360	32.997	32.636	32.276	31.918	31.561	31.207
0.5	30.854	30.503	30.153	29.806	29.460	29.116	28.774	28.434	28.096	27.760
0.6	27.425	27.093	26.763	26.435	26.109	25.785	25.463	25.143	24.825	24.510
0.7	24.196	23.885	23.576	23.270	22.965	22.663	22.363	22.065	21.770	21.476
0.8	21.186	20.897	20.611	20.327	20.045	19.766	19.489	19.215	18.943	18.673
0.9	18.406	18.144	17.879	17.619	17.361	17.106	16.853	16.602	16.354	16.109
1.0	15.866	15.625	15.386	15.151	14.917	14.686	14.457	14.231	14.007	13.786
1.1	13.567	13.350	13.136	12.924	12.714	12.507	12.302	12.100	11.900	11.702
1.2	11.507	11.314	11.123	10.935	10.749	10.565	10.384	10.204	10.027	9.852
1.3	9.680	9.510	9.342	9.176	9.012	8.851	8.692	8.534	8.379	8.226
1.4	8.076	7.927	7.780	7.636	7.493	7.353	7.214	7.079	6.944	6.811
1.5	6.681	6.552	6.426	6.301	6.178	6.057	5.938	5.821	5.705	5.592
1.6	5.480	5.370	5.262	5.155	5.051	4.947	4.846	4.746	4.648	4.551
1.7	4.456	4.363	4.272	4.182	4.093	4.006	3.920	3.836	3.754	3.673
1.8	3.593	3.515	3.438	3.362	3.288	3.216	3.144	3.074	3.005	2.938
1.9	2.872	2.807	2.743	2.680	2.620	2.559	2.500	2.442	2.385	2.330
2.0	2.275	2.222	2.169	2.118	2.068	2.018	1.970	1.923	1.876	1.831
2.1	1.786	1.743	1.700	1.659	1.618	1.578	1.539	1.500	1.463	1.426
2.2	1.390	1.355	1.321	1.287	1.254	1.222	1.191	1.160	1.130	1.101
2.3	1.072	1.044	1.017	0.990	0.964	0.939	0.914	0.889	0.866	0.842
2.4	0.820	0.798	0.776	0.755	0.734	0.714	0.695	0.676	0.657	0.639
2.5	0.621	0.604	0.587	0.570	0.554	0.539	0.523	0.508	0.494	0.480
2.6	0.466	0.453	0.440	0.427	0.414	0.402	0.391	0.380	0.368	0.357
2.7	0.347	0.336	0.326	0.317	0.307	0.298	0.289	0.280	0.272	0.264
2.8	0.256	0.248	0.240	0.233	0.226	0.219	0.212	0.205	0.199	0.193
2.9	0.187	0.181	0.175	0.170	0.164	0.159	0.154	0.149	0.144	0.140
3.0	0.135	0.131	0.126	0.122	0.118	0.114	0.111	0.107	0.104	0.100
3.1	0.097	0.094	0.090	0.087	0.084	0.082	0.079	0.076	0.074	0.071
3.2	0.069	0.066	0.064	0.062	0.060	0.058	0.056	0.054	0.052	0.050
3.3	0.048	0.047	0.045	0.043	0.042	0.040	0.039	0.038	0.036	0.035
3.4	0.034	0.032	0.031	0.030	0.029	0.028	0.027	0.026	0.025	0.024
3.5	0.023	0.022	0.022	0.021	0.020	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016
3.6	0.016	0.015	0.015	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011
3.7	0.011	0.010	0.010	0.010	0.009	0.009	0.008	0.008	0.008	0.008
3.8	0.007	0.007	0.007	0.006	0.006	0.006	0.006	0.005	0.005	0.005
3.9	0.005	0.005	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.003	0.003
4.0	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002
4.1	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.001	0.001
4.2	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
4.3	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
4.4	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

ภาพที่ 2-20 ค่า P หรือ QI จาก Ordinate (รฟท., 2538)

การคำนวณหาค่า  $P_{รวม}$  หรือ  $Q.I._{รวม}$  เมื่อได้ค่า P. หรือ Q.I. แต่ละรายการ คือระดับ ตาม ขวาง ระดับตามยาว แนวราง และทวิสต์ แล้ว ให้ทำการคำนวณหาค่า  $P_{รวม}$  หรือ  $Q.I._{รวม}$  โดยการถ่วง น้ำหนักค่าดัชนีแต่ละรายการดังสมการ 2-7 และ 2-8 ตามลำดับดังนี้:

$$P_{รวม} = \frac{1}{5} (P_{TOP} + P_{TW} + P_{CANT} + 2P_{AL}) \quad (2-7)$$

$$Q.I._{รวม} = \frac{1}{5} (Q.I._{TOP} + Q.I._{TW} + Q.I._{CANT} + 2Q.I._{AL}) \quad (2-8)$$

สำหรับดัชนีของขนาดทางไม่ได้นำมาทำการคำนวณด้วยเพราะถือว่าความบกพร่องของขนาดทางทำให้แนวรางเสียดไปด้วย จึงเพิ่มการถ่วงน้ำหนักของแนวรางเป็น 2 เท่าของค่าตัวอื่น ๆ

3.2 พิกัดสภาพทาง (Track Quality Tolerance) พิกัดสภาพทาง คือค่าดัชนีความไม่สม่ำเสมอของทาง หรือดัชนีสภาพทางที่ยอมให้มีในทางได้ ฝ่ายการช่างโยธาได้กำหนดให้เหมาะสมกับสถานะของการบำรุงทางในปัจจุบัน โดยคำนึงถึงในด้านความสามารถในการปฏิบัติให้มีความประหยัด และให้มีความสะดวกสบายแก่ผู้โดยสารเป็นประการสำคัญ โดยแบ่งพิกัดสภาพทางออกเป็น 5 ระดับ แต่ละระดับมีค่าดัชนีแต่ละ รายการ ค.ค.ค. ดังตารางที่ 2-6

ตารางที่ 2-6 การแบ่งระดับพิกัดสภาพทาง (รฟท., 2538)

สภาพทาง	ค่าหรือค่าแต่ละรายการ ค.ค.ค. (%)					รวม หรือ Q.I.รวม (%)
	ระดับ	ระดับความยาว	ระดับตามขวาง	แนวราง	ทวิสต์	
ดีมาก	A	0 – 13	0 – 5	0 – 9	0 – 14	0 – 10
ดี	B	14 – 20	6 – 13	10 – 20	15 – 27	11 – 20
พอใช้	C	21 – 30	14 – 22	21 – 31	28 – 36	21 – 30
เสียด	D	31 – 40	23 – 31	32 – 41	37 – 46	31 – 40
เสียดมาก	E	41 ขึ้นไป	32 ขึ้นไป	42 ขึ้นไป	47 ขึ้นไป	41 ขึ้นไป

#### 4. Track Geometry Measurement (TGM)

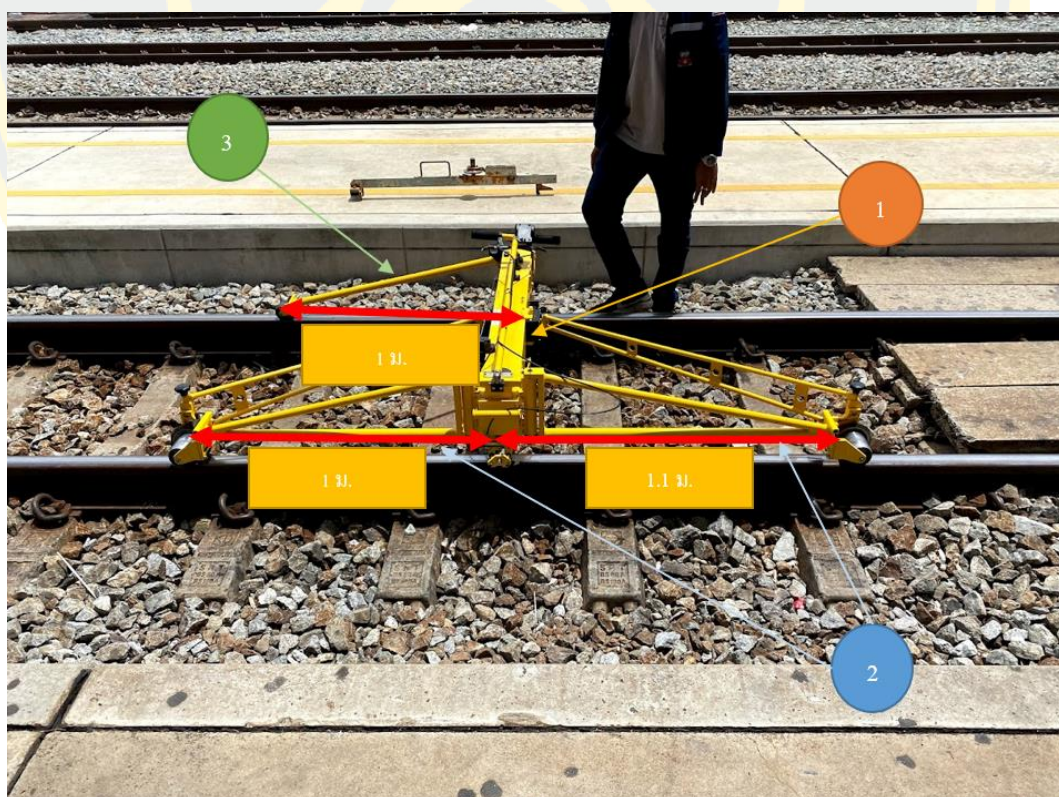
TGM เป็นที่ใช้สำหรับการวัดดัชนีความไม่สม่ำเสมอของทาง (Track Irregularity Index) หรือค่า P โดยวัดใช้วัดค่า ขนาดทาง ระดับตามขวาง แนวราง ระดับตามยาว และทวิสต์ ตรวจวัดค่าในทุก ๆ 25 เซนติเมตร การทำงานทำได้โดยติดตั้ง TGM บนรางรถไฟ ดำเนินการโดยใช้คนเดินเครื่อง TGM ไปตามทางที่ต้องการจะทำการวัดสภาพทาง โดยใช้โทรศัพท์ควมคู่เพื่อใช้ในการเป็นเครื่องมือในการเข้าถึงการบันทึกค่าเพื่อที่จะนำค่าไปใช้งาน เครื่อง TGM ลักษณะจะเป็นไปตามภาพที่ 2-21 ประกอบด้วยชิ้นส่วนดังนี้

4.1 ส่วนที่ 1 ท่อนขวาง ที่สามารถปรับหัด - ขยายในแนวแกนได้ตามขนาดทางของรถไฟและที่ส่วนปลายทั้ง 2 ข้างมีอิสระในการให้ตัวเพื่อสอดรับกับทางรถไฟทั้งสองฝั่งที่มีความสูง

ไม่เท่ากัน ในส่วนที่ 1 นี้ ใช้เพื่อวัดค่า ขนาดทาง (Gauge) หากรางทั้งสองฝั่งมีค่าน้อยกว่า 1 เมตรให้ มีค่าเป็น “ลบ” แต่หากมีค่ามากกว่า 1 เมตรให้มีค่าเป็น “บวก” และวัดค่าระดับตามขวาง (Cross Level) ของทางรถไฟ โดยให้ข้างใดข้างหนึ่งเป็นจุดอ้างอิง หากอีกฝั่งมีระดับต่ำกว่าให้มีค่าเป็น “ลบ” หรือหากสูงกว่าให้มีค่าเป็น “บวก”

4.2 ส่วนที่ 2 ท่อนคู่ขนานราง ชั้นส่วนทั้งคู่ที่มีขนาดประมาณ 1 เมตร ที่ปลายของทั้งสองท่อนมีล้อติดตั้งอยู่ ในส่วนนี้ทำหน้าที่ให้การวัดสอบ ค.ค.ค. ของแนวราง (Alignment) โดยที่ปลายทั้งสองด้านทำหน้าที่เป็นจุดอ้างอิงแล้วจุดกึ่งกลางทำหน้าที่วัด ถ้าแนวรางคดออกหาศูนย์กลางทาง กำหนดให้ ค.ค.ค. ของแนวราง มีค่าเป็น “บวก” ถ้าแนวรางคดเข้าหาศูนย์กลางทาง กำหนดให้ ค.ค.ค. ของแนวราง มีค่าเป็น “ลบ”

4.3 ส่วนที่ 3 ท่อนเดี่ยวขนานราง ชั้นส่วนมีขนาดประมาณ 1.1 เมตร ที่ปลายมีล้อติดอยู่ ในส่วนนี้ทำหน้าที่วัดค่าความแตกต่างของระดับสันรางเดียวกัน ซึ่งวัดไปตามแนวทางรถไฟ โดยปลายข้างใดข้างหนึ่ง เป็นจุดอ้างอิงหากอีกฝั่งมีค่าสูงกว่าให้มีค่าเป็น “บวก” หรือหากมีค่าต่ำกว่าให้มีค่าเป็น “ลบ”



ภาพที่ 2-21 ส่วนประกอบของ TGM



## 5. EM 120

EM120 เป็นรถตรวจทางที่การรถไฟไทยใช้ในการตรวจสอบสภาพเส้นทางรถไฟ ตัวอย่างดังภาพที่ 2-22 และ 2-23 โดยจะทำการตรวจสอบ 2 ครั้ง/ปี รถ ค่าที่ได้จากการตรวจทางคือค่าดัชนีสภาพทาง (Q.I.) โดยการวัดนั้นจะใช้เลเซอร์ที่ติดตั้งไว้ส่วนใต้ของรถ EM ฉายไปยังสันรางแล้วนำค่าส่วนมิติต่าง ๆ ของรางอาทิ ระยะความกว้าง ความสูงของสันราง มาทำการคำนวณค่า ขนาดทาง, ระดับตามขวาง, แนวราง, ระดับตามยาว, และทวิสต์ โดยจะตรวจวัดค่าในทุก ๆ 25 เซนติเมตร ข้อมูลที่ได้ออกมาจะเป็นแบบเรียลทามจะทำให้ทราบถึงค่า ค่าดัชนีสภาพทาง (Q.I.) ในทุก ๆ 1 กิโลเมตร



ภาพที่ 2-22 รถ EM120 ยี่ห้อ plasser & theurer ของ รฟท.

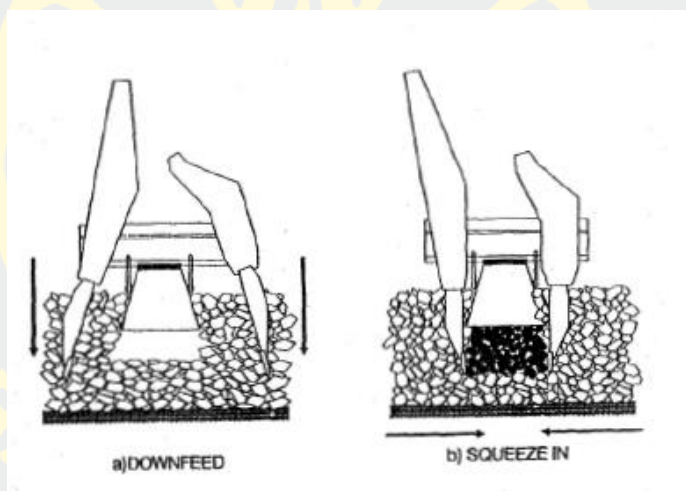


ภาพที่ 2-23 ห้องควบคุมและอุปกรณ์บันทึกข้อมูล ภายในรถ EM120

## 6. การบำรุงรักษาทางรถไฟ ด้วยรถอัดหินวิธี Tamping

ภายใต้การกระทำจากแรงแบบซ้ำแล้วซ้ำเล่าจากขบวนรถไฟ รางจะมีการเคลื่อนตัวในแนวตั้งและทางขวาง การเคลื่อนที่เหล่านั้นทำให้ geometry ของโครงสร้างไม่เป็นไปตามที่ต้องการ เมื่อรถตรวจทาง EM120 ได้สำรวจสภาพทางแล้วพบว่าเส้นทางอยู่ในเกณฑ์เสียหายมาก หนึ่งใน การปรับปรุงเส้นทางจะเลือกใช้รถอัดหินในการปรับแก้ความผิดปกติเหล่านั้น อย่างไรก็ตาม การ Tamping ก็นำมาซึ่งการทำลาย ballast ด้วยเช่นกัน อาทิทำให้ ballast คลายตัว ทำให้รางเคลื่อนตัว และเกิดการ โกงตัว เป็นต้น

ขั้นตอนของการ Tamping นั้นจะใช้แขนของเครื่องมีสอดเข้าไปใต้ Sleeper โดยระหว่าง นั้นแขนจะทำการสั่นไปด้วยพร้อมทั้งบีบให้ ballast เข้าไปยังใต้ sleeper โดย sleeper จะถูกยกขึ้น เพื่อเป็นการปรับตำแหน่งให้กลับไปยังตำแหน่งทำออกแบบไว้ ดังรูปที่ 2-24



ภาพที่ 2-24 ขั้นตอนของการ Tamping สอดแขนของเครื่องมือพร้อมสั่นเครื่องมือ(ซ้าย) และ บีบอัด ballast ให้เข้าไปใต้ Sleeper (ขวา) (Selig & Waters, 1994)

## การใช้วัสดุสังเคราะห์ในงานรถไฟ

วัสดุสังเคราะห์หรือ Geosynthetics คือกลุ่มผลิตภัณฑ์ที่ทำจาก Polymer (เช่น Polypropylene, Polyester, Polyethylene) มักใช้ในงานด้าน โยธาและสิ่งแวดล้อม เช่น ทำถนน ทำรางรถไฟ ทำเขื่อน วัสดุสังเคราะห์มีหน้าที่เสริมความแข็งแรง โดยช่วยเพิ่มขีดความสามารถในการรับน้ำหนัก หรือลดแรงเสียดทานที่เกิดขึ้น อย่างเช่น Geotextile, Geogrid และ Geocell โดยในรายของ Geotextile ยังช่วยในการแบ่งแยกชั้นระหว่างวัสดุ 2 ชนิดที่อยู่ติดกันไม่ให้เกิดการปนกัน



ข้อมูลจำเพาะของ Geogrid และ Geotextile โดย American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association (AREMA, 2010) เป็นดังต่อไปนี้

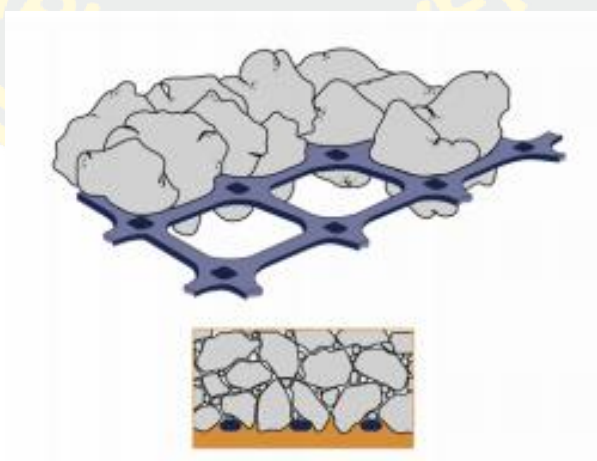
### 1. Geogrid

Geogrid คือวัสดุ geosynthetic สร้างขึ้นเป็นชั้นส่วนทนแรงดึงตาข่ายสี่เหลี่ยมที่มีช่องเปิดเพียงพอให้เม็ดดิน, หิน หรือวัสดุอื่น ๆ ทะลุผ่าน วัตถุประสงค์หลักคือใช้ในการเสริมกำลัง แต่ในบางกรณี สามารถช่วยเพิ่มประสิทธิภาพในการแยกชั้นระหว่าง สองชั้นดิน หรือ ชั้นดินถม

ความสำคัญและการใช้งานที่เหมาะสมของ Geogrid คือการใช้งานชั้นหินโรยทางหรือชั้นรองหินโรยทาง และผลจากการเสริมกำลังจะยิ่งเด่นชัดเมื่อทางรถไฟมีชั้น Subgrade ที่อ่อนหรือแข็งปานกลาง ประโยชน์ของการใช้ Geogrid ในทางรถไฟประกอบไปด้วย

- เพิ่มอายุของ Ballast (ประหยัดค่าใช้จ่ายในแต่ละรอบบำรุง)
- ลดความหนาของทางรถไฟ(ในส่วน Ballast หรือ Subballast )
- ลดความผิดปกติในด้านการโก่งตัวของทางลง เป็นผลทำให้ลดการชำรุดลง ของชั้นส่วนอุปกรณ์ที่เป็นส่วนประกอบของทางรถไฟ
- เพิ่มความสามารถในการระบายน้ำในชั้นทางรถไฟ
- การส่งผ่านเรียบเนียนขึ้นเมื่ออยู่ในพื้นที่ที่มีความแข็งแรงของชั้นดินที่ต่างกัน

ในด้านกลไกการทำงานจะเรียกว่า “mechanical stabilization” เกิดขึ้นเมื่อขนาดคละบางส่วนเชื่อมติดกับช่องเปิดของตาข่ายเสริมแรง ซึ่งเรียกว่า “interlock” ที่แสดงดูในภาพที่ 2-25 ด้วยรูปแบบนี้จะช่วยทำให้การกระจายของแรงจากรถไฟมากขึ้นและลดความเค้นที่จะไปสู่ชั้นพื้นทาง



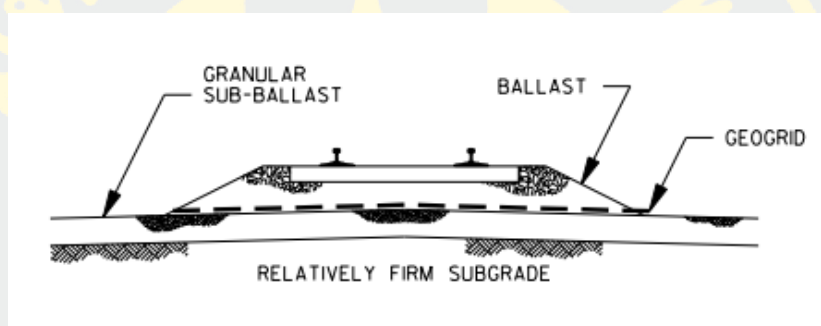
ภาพที่ 2-25 กลไกการทำงานของ Geogrid (AREMA, 2010)

การเสริมกำลังใน Ballast ได้รับการแนะนำให้ช่องเปิดมีขนาดไม่เกินขนาดเฉลี่ย  $D_{50}$  ของขนาดอนุภาคที่นำมาถม สำหรับการเสริมใน Ballast งานวิจัยทำให้เห็นว่าการใช้ช่องเปิดที่ใหญ่กว่า 43 มิลลิเมตร เป็นขนาดที่เหมาะสม (ไม่คำนึงถึงขนาดอนุภาคหินโรยทาง)

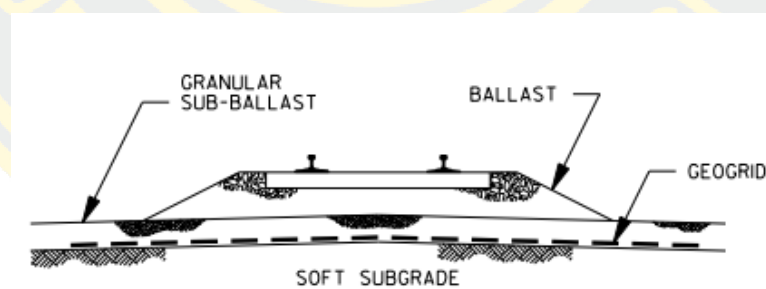
ตำแหน่งที่ใช้งาน Geogrid ถูกใช้ที่หนึ่งหรือทั้งสองบริเวณ ดังนี้

ก. ด้านล่างหรือระหว่างใน Ballast ดังภาพที่ 2-26 ให้การเสริมกำลังโดยตรงและลดอัตราการทรุดตัวของทาง อีกทั้งยังเพิ่มอายุของรอบการบำรุงรักษา แนวทางนี้โดยปกติจะใช้เมื่อชั้นพื้นทางมีสภาพดี

ข. ด้านล่างของชั้นรองหินโรยทาง ดังภาพที่ 2-27 แนวทางนี้จะเพิ่มกำลังรับแรงเบกทานของฐานรากทาง แนวทางนี้จะใช้เมื่อพบว่าชั้นพื้นทางมีสภาพอ่อนแอ



ภาพที่ 2-26 ตำแหน่งการเสริมที่วางด้านใต้ Ballast (AREMA, 2010)



ภาพที่ 2-27 ตำแหน่งการเสริมที่วางด้านใต้ Subballast (AREMA, 2010)

Geogrid จะทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพ จำเป็นที่ต้องส่งต่อแรงได้อย่างมีประสิทธิภาพ คุณสมบัติของวัสดุแสดงในตารางที่ 2-7 แนะนำการใช้งาน Geogrid เสริมแรงในชั้นหินโรยทางหรือชั้นรองหินโรยทาง

ตารางที่ 2-7 คุณสมบัติของ Geogrid (AREMA, 2010)

Property	Test Method	Units	Minimum Value (Sub-ballast)	Minimum Value (Ballast)
Aperture size (min. – max.)	Direct measure measurement	Inches (mm)	0.70 – 1.60 (17.8 – 40.6)	1.70 – 2.50 (43.2 x 63.5)
Open area	Direction measurement	%	70	75
Rib thickness	ASTM D1777	Inches (mm)	0.05 (1.27)	0.05 (1.27)
Junction thickness	ASTM D1777	Inches (mm)	0.16 (4.0)	0.17 (4.4)
Aperture stability modulus @ 20cm-kg	US Army Corps of Engineer	Ib-ft/deg (kg-cm/deg)	0.470 (6.5)	0.419 (5.8)
Flexural rigidity (Machine direction)	ASTM D1388	(Ib-ft) (mg- cm)	0.0542 (750,000)	0.0325 (450,000)
Tensile modulus @ 2% strain (machine x cross machine direction)	ASTM D6637- 01	Ib/ft (kN/m)	18,500 x 30,000 (270 x 437)	19,000 x 32,500 (277 x 474)
Junction strength	GRI GG2-87	Ib/ft (kN/m)	1080 (15.7)	956 (13.9)
Junction efficiency	GRI GG2-87	%	90	90
Carbon black	ASTM 4218	%	0.5	0.5

## 2. Geotextile

Geotextile ถูกผลิตขึ้นจากไฟเบอร์และใช้ถูกทำให้ติดกันด้วยการเย็บ ประกอบด้วย long-chain synthetic polymers ต้องมี Polyolefins หรือ polyesters อย่างน้อย 95 เปอร์เซ็นต์โดยน้ำหนัก Geotextile จะต้องเป็น Nonwoven ที่ใช้กระบวนการผลิตที่ทำให้เส้นใยขึ้นรูปเป็นผืน โดยไม่ผ่านการถักทอ เพราะจะมีเสถียรภาพที่ดีกว่า Geotextile ต้องไม่ต้องสนองต่อสารเคมีที่พบบ่อยอย่าง hydrocarbons และ mildew รวมถึงต้องต้านทานแสงอัลตราไวโอเล็ต

การใช้ Geotextile กับทางรถไฟนั้นขึ้นอยู่กับหลายเงื่อนไข ทั้งการจราจร, สิ่งแวดล้อม, และ/หรือ สภาพ Subgrade หน้าที่ของ Geotextile อาจใช้เพื่อสำหรับการกรอง, จัดระนาบ(ด้านข้าง), การซึมผ่าน, ความแข็งแรง, การปรับปรุงโมดูลัส, และการแยก Subgrade กับ Sub-ballast หรือ Sub-ballast กับ Ballast เป็นต้น รวมถึงใช้ในพื้นทีที่ระบายน้ำยาก และพื้นที่ที่ประสบปัญหาด้านการระบายน้ำ

การสำหรับตำแหน่งอาจจะใช้ภายใต้ ballast และ/หรือ Sub-ballast ทั้งทางสายหลัก, ทางสายรอง, เส้นทางที่มีหน่วยน้ำหนักบรรทุกสูง, จุดเปลี่ยนผ่านทางรถไฟ, จุดตัดระหว่างถนนกับทางรถไฟ, บริเวณคอสะพาน, บริเวณที่รถไฟลดความเร็ว, และอื่น ๆ เป็นต้น โดยใช้ได้ทั้งในทางเกิดใหม่หรือเส้นทางเดิมที่มีการซ่อมแซม Geotextile ต้องเป็นไปตามค่าคุณสมบัติที่กำหนดไว้ในตารางที่ 2-8

ตารางที่ 2-8 คุณสมบัติของ Geotextile (AREMA, 2010)

Test methods for Nonwoven Geotextiles	Typical Weight		
	Regular 10-12 Oz/Sq Yd"	Heavy 12-16 Oz/Sq Yd"	Extra Heavy 16-20 Oz/Sq Yd"
Grab Tensile Strength – ASTM D4632 lbs (N)	175 (775)	225 (1000)	350 (1555)
Elongation at Failure – ASTM D4632 (%)	20	20	20
Mullen Burst Strength – ASTM D3786 psi (kPa)	400 (2750)	450 (3100)	620 (4270)

ตารางที่ 2-9 (ต่อ)

Test methods for Nonwoven Geotextiles	Typical Weight		
	Regular 10- 12 Oz/Sq Yd <sup>2</sup>	Heavy 12- 16 Oz/Sq Yd <sup>2</sup>	Extra Heavy 16-20 Oz/Sq Yd <sup>2</sup>
Planar Water Flow/Transmissivity – ASTM D4716 (Sq ft/min x 10 <sup>-3</sup> @ Normal Stress of 3.5 psi and l = 1.0)	2 (.18)	4 (.37)	6 (.56)
Coefficient of Normal Permeability (K) (cm/sec) ASTM D4491	0.1	0.1	0.1
Permittivity ASTM D4491 (Sec.1)	0.30	0.25	0.20
Apparent Opening Size ASTM D4751 (U.S. Standard Sieve No.) U.S. Standard Sieve Number Larger than	70	70	70
Trapezoid Tear Strength – ASTM D4533 Ibs (N)	100 (444)	125 (555)	150 (665)
Puncture Strength – ASTM D4833 Ibs (N)	110 (485)	150 (665)	185 (820)
Abrasion Resistance ASTM D4888 % strength retained in breaking load	80**	80**	80**

\*Mass per Unit area: The values indicated for the classification of material are for information only. It is recommended that the selection of material be based on the above recommended index property values shown in these tables. Material selection should not be limited by mass per unit area; i.e., geotextiles may accomplish the same purposes with more or less mass per unit area.

\*\*Abrasion resistance of geotextiles (sandpaper/sliding block method). The abrasion resistance of geotextiles is application specific. The Engineer should evaluate the specific application to determine the site-specific requirements for the application in question.

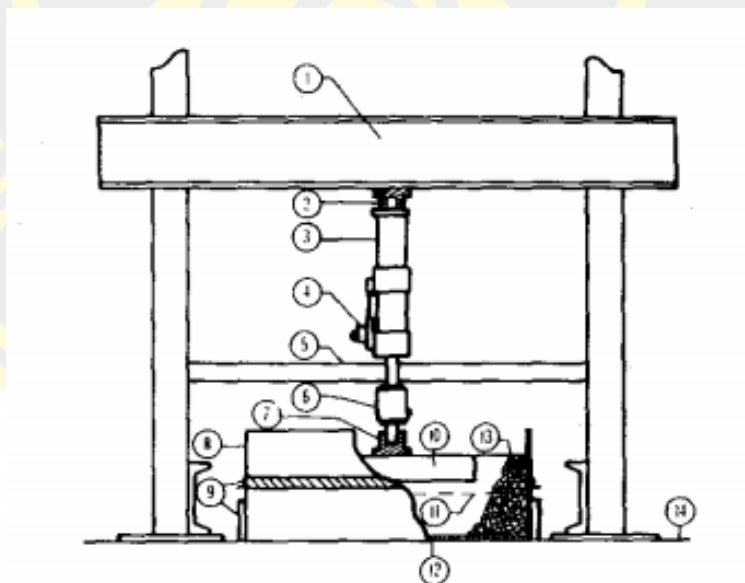


## งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

การใช้วัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบในงานรถไฟ ในอดีตได้มีการทดสอบทั้งในห้องปฏิบัติการและในสนามจริง เพื่อที่จะศึกษาผลกระทบจากการเสริมกำลัง โดยมีดังนี้

### 1. ตำแหน่งในการเสริมตาข่ายเสริมแรง

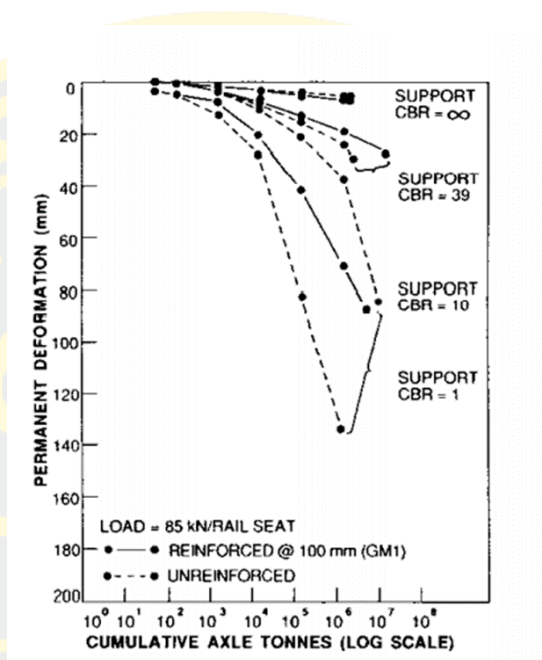
1.1 (Bathurst & Raymond, 1987) การทดสอบ แบบ Large-Scale ประกอบด้วยระบบ tie/ballast วางบนตัวรองรับที่ถูกจำลองแทนชั้นรองหิน โยธทางและชั้นพื้นทาง วัตถุประสงค์ต้องการเปรียบเทียบประสิทธิภาพของการเสริมและไม่เสริม Geogrid และตรวจสอบผลกระทบจากความยืดหยุ่นของตัวรองรับต่อการเสียดรูปชั่วคราวและการเสียดรูป นอกจากนี้ต้องการหาระยะฝัง Geogrid ใน Ballast ที่เหมาะสม รายละเอียดในการทดสอบมีดังนี้ บรรจุหินโยธทางในกล่องขนาด 3 x 1.5 เมตร ลึก 450 เมตร ใช้หินโยธทางตามมาตรฐาน Arema no.4 Grading ระหว่าง 3/8 นิ้ว ถึง 2 นิ้ว หินโยธทางได้หมอนในระยะ 150 มม. ถูกบีบอัดด้วย vibration plate tamper จนอัตรามวลต่อพื้นที่เป็น 105 กิโลกรัมต่อตารางเมตร ใช้ Geogrid ใช้ Tensar GM1 ช่องเปิด 46 มม. ให้วางที่ระยะ 50 , 100 , 150 , 200 มม. จากใต้หมอนรองราง หมอนรองรางสร้างจากเหล็กกล่องหนา 3.15 มม. หน้าตัดสี่เหลี่ยม 920x250x150 มม. ดังภาพที่ 2-28



ภาพที่ 2-28 เครื่องมือในการทดสอบ

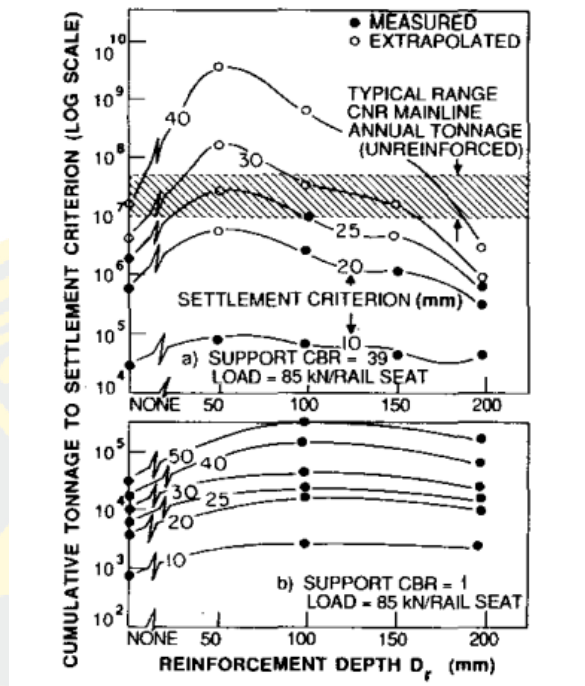
ใช้ยางทำหน้าที่แทนชั้นรองหิน โยธทางและชั้นพื้นทางโดยมีความแข็งแรง 4 ระดับคือ CBR เท่ากับ 1, 10, 39, และอนันต์(พื้นคอนกรีต) และในการทดสอบนี้ใช้ ระบบคอมพิวเตอร์ DEC PDP11/34 Peck load 85 kN ความถี่ 0.5-3 Hz ผลการทดสอบจะทำให้เห็นว่าการเสริมกำลังจะมีผลดี

เมื่อตัวรองรับมี CBR ต่ำ ดังผลในภาพที่ 2-29 ที่ระยะการฝัง 100 มม. แสดงผลจากการเสริมและไม่เสริมในแต่ละตัวรองรับที่มี CBR ต่างกัน ตัวรองรับ CBR เท่ากับ 1 มีการลดการทรุดตัวถาวรได้มากที่สุด หากเทียบกับตัวรองรับอื่น แต่เมื่อเสริมกำลังพบว่าลดการทรุดตัวถาวรลงถึง 40 มม.



ภาพที่ 2-29 กราฟที่แสดงถึงอิทธิพลของตัวรองรับกับการเสีรูปถาวร

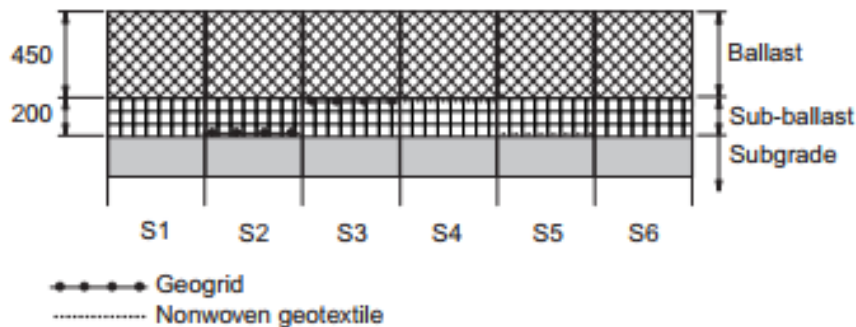
ตำแหน่งของการวาง Geogrid ตามภาพที่ 2-30 จะเห็นว่าเมื่อนำข้อมูลมาเปรียบเทียบ ในทุกระยะการฝัง พบว่าระยะที่เหมาะสมที่สุดในการเสริมจะอยู่ที่ 50-100 มม.



ภาพที่ 2-30 กราฟที่แสดงระยะการฝังกับรอบโหลดสะสมและการทรุดตัว

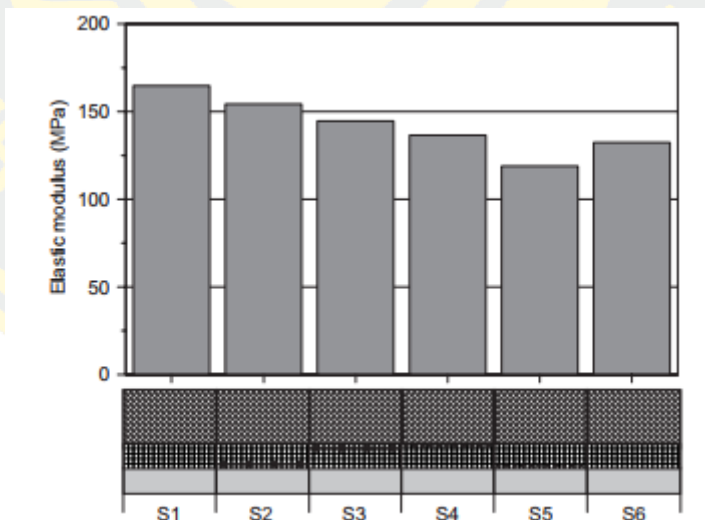
อัตราส่วนความลึกต่อความกว้างหมอนที่เหมาะสมจากการทดสอบจะอยู่ที่ 0.2 – 0.4 ถึงแม้ 50 – 100 มิลลิเมตร จะเป็นระยะที่ดีที่สุดแต่ในการใช้งานจริงนั้นไม่สามารถทำได้เนื่องจากจะถูกลบความเสียหายเมื่อทางมีการใช้การ Tamping ดังนั้นจึงแนะนำให้ใช้ที่ความลึก 200 มม. เหตุผลที่ใช้ 200 มม. แทนได้เพราะหมอนในการทดสอบเล็กกว่าหมอนจริง ดังนั้นหากคำนวณด้วยความกว้างหมอนจริง ระยะฝังที่ 200 มม. ถือว่ายังอยู่ในช่วงอัตราส่วนความลึกต่อความกว้างที่เหมาะสม

1.2 (Fernandes et al., 2008) ทำการทดลองในสนามจริง โดยแบ่งทางรถไฟออกเป็น 6 Section มีความยาว Section ละ 25 เมตร ภาพที่ 2-31 แสดงถึง Section ทั้งหมด รูปแบบวางเป็นดังนี้ S1 ไม่มีการเสริมกำลัง (CBR สูงกว่า Section ที่เหลือ), S2 เสริมกำลังด้วย Geogrid วางส่วนบน Subgrade, S3 เสริมกำลังด้วย Geogrid วางส่วนบน Subballast, S4 เสริมกำลังด้วย Geotextile วางส่วนบนของ Subballast, S5 เสริมกำลังด้วย Geotextile วางที่ส่วนบนของ Subgrade, และ S6 ไม่มีการเสริมกำลัง



ภาพที่ 2-31 Section ทั้งหมด

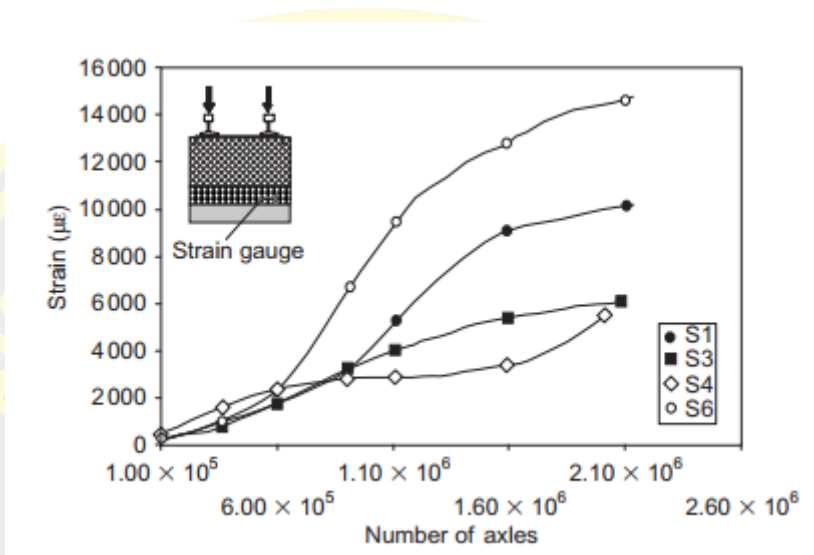
ความแข็งแรง (Stiffness) ส่วนชั้น Subballast ของทั้ง 6 Section จะได้ผลทดสอบตามภาพที่ 2-32 จะเห็นได้ว่า S1 เป็นบริเวณที่ดี มีความแข็งแรงสูงสุดถึงแม้ไม่ได้มีการเสริมแรง ในขณะที่ S5 มีความแข็งแรงมีค่าต่ำที่สุดถึงแม้จะเสริมด้วย Geotextile ด้านบน Subgrade จะพบว่า การเสริมด้วย Geogrid ใน S2 และ S3 ทำให้ความแข็งแรงสูงขึ้นกว่าแบบใช้ Geotextile รวมถึงแบบไม่เสริม



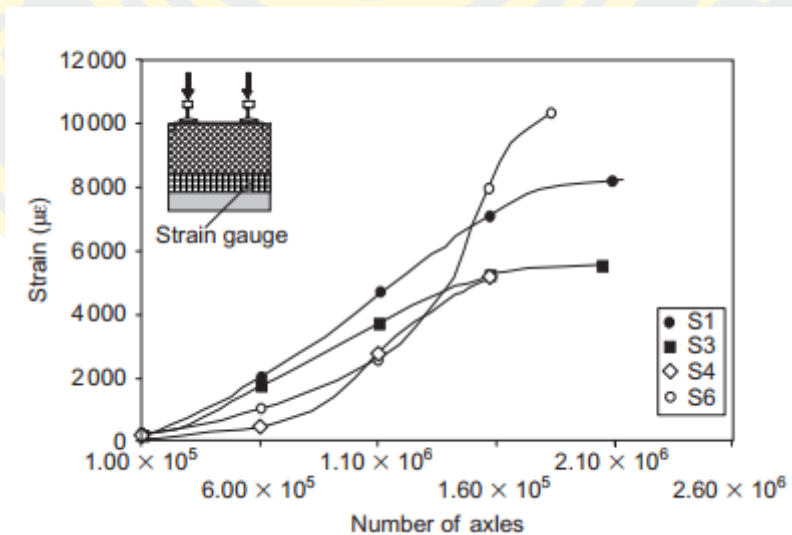
ภาพที่ 2-32 ค่าความแข็งแรงส่วน Sub-ballast ของทุก Section

ความเครียดแวนอนตามขวางดังภาพที่ 2-33 พบว่า S3 และ S4 มีความเครียดแวนอนตามขวางต่ำที่สุดและใกล้เคียงกันที่รอบโหลดเท่ากัน ในขณะที่ S6 มีความเครียดแวนอนตามขวางต่ำมากที่สุด ส่วนความเครียดแวนอนดิ่งดังภาพที่ 2-34 ก็พบผลที่คล้ายกันว่า S3 และ S4 มีค่าต่ำที่สุด

และใกล้เคียงกัน ในขณะที่ S6 เกิดความเครียดแนวตั้งมากที่สุด ทำให้เห็นว่าการเสริมแรงนั้นจะลดความเครียดแนวนอนตามขวางและความเครียดแนวตั้งลง และลดลงมากกว่า S1 ซึ่งมีสภาพชั้นดินที่ดึกว่า



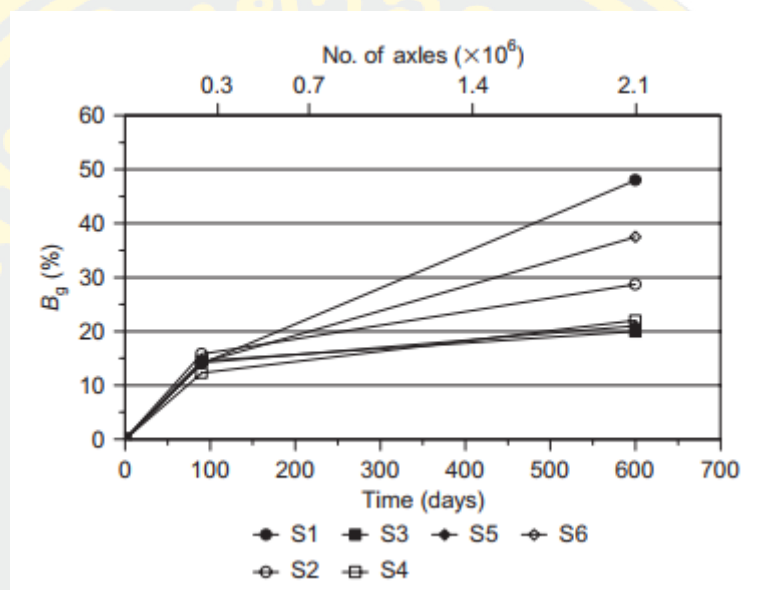
ภาพที่ 2-33 ความเครียดแนวนอนตามขวางใต้ชั้น Sub-ballast



ภาพที่ 2-34 ความเครียดแนวตั้งใต้ชั้น Sub-ballast



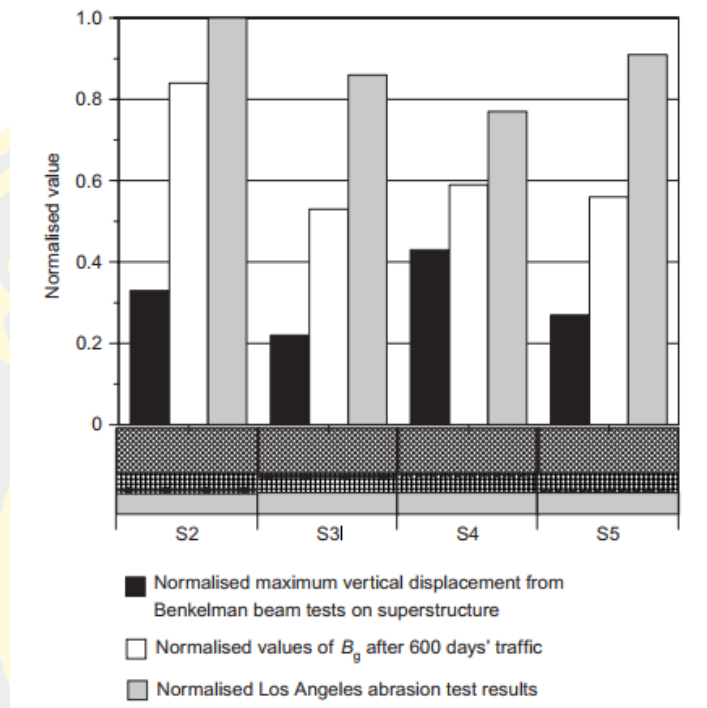
เมื่อปล่อยให้เส้นทางมีน้ำหนักสะสมรวม 600 วัน นำหินโรยทางทดสอบการหาขนาดคละและวิเคราะห์ Breakage index,  $B_g$  ซึ่งเป็นดัชนีที่บ่งบอกถึงเปอร์เซ็นต์การแตกหักของหินโรยทาง จากการวิเคราะห์ค่า  $B_g$  ได้ผลดังภาพที่ 2-35 จะพบว่า S1 และ S6 มีค่า  $B_g$  สูงสุด พบว่า S3, S4, S5 ค่า  $B_g$  อยู่ในระดับต่ำสุดและมีค่าที่ใกล้เคียงกัน ทำให้เห็นว่าการเสริม Geosynthetic ในชั้นทางรถไฟช่วยลดการแตกหักของหินโรยทางลง



ภาพที่ 2-35 Breakage index กับเวลาที่รับแรงกระทำสะสม

การเปรียบเทียบค่า การเสีรูรูปในแนวตั้งแบบชั่วคราว (Benkelman Beam test), Breakage index, Los Angeles Abrasion ดังภาพที่ 2-36 S3 มีการเสีรูรูปในแนวตั้งแบบชั่วคราวต่ำที่สุด ขณะที่ S4 พบการเสีรูรูปในแนวตั้งสูงสุด แสดงให้เห็นว่าการเสริมกำลัง Grogrid ในตำแหน่งใต้ชั้นหินโรยทางลดการเสีรูรูปได้ดีกว่า แต่ในขณะเดียวกันหากเสริมกำลังในตำแหน่งใต้ชั้นรองหินโรยทางจะเห็นผลที่ตรงกันข้าม พบว่า Geotextile ลดการเสีรูรูปได้ดีกว่า ในขณะที่  $B_g$  ซึ่งบ่งบอกถึงการแตกหักของหินโรยทาง พบว่าการวาง Geogrid ในใต้ชั้นหินโรยทางทำให้หินโรยทางมีการแตกน้อยที่สุด และ Los Angeles Abrasion ซึ่งบ่งบอกความคงทนของหินโรยทางพบว่าการเสริม Geotextile ที่ใต้ชั้นหินโรยทางทำให้หินโรยทางมีความคงทนมากที่สุด จากการทดสอบทั้งหมดสามารถสรุปได้ว่าวัสดุ Geosynthetic สามารถลดความเครียดถาวรในชั้นรองหินโรยทางทั้งในแนวตั้งและแนวนอนตามขวางลงได้ พบว่าลดการเสีรูรูปในแนวตั้งแบบชั่วคราวลงได้ด้วย ทั้งนี้

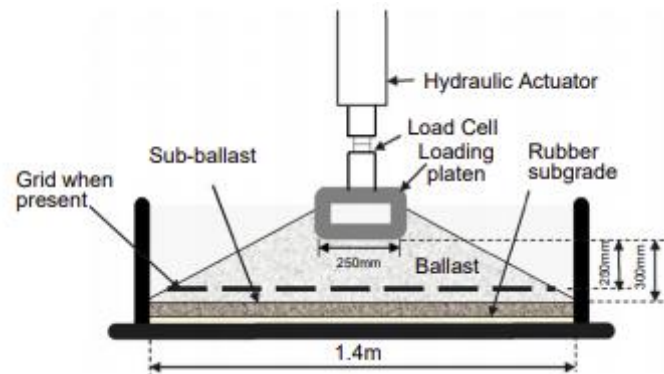
พบว่ามีความเสียหายที่เกิดขึ้นสูง Geotextile หลังจากการทดสอบ 600 วัน ดังนั้นควรเลือกใช้ Geotextile ที่หนามากขึ้น รวมถึงควรพิจารณาถึงการใส่ Geogrid และ Geotextile แบบควบคู่กัน



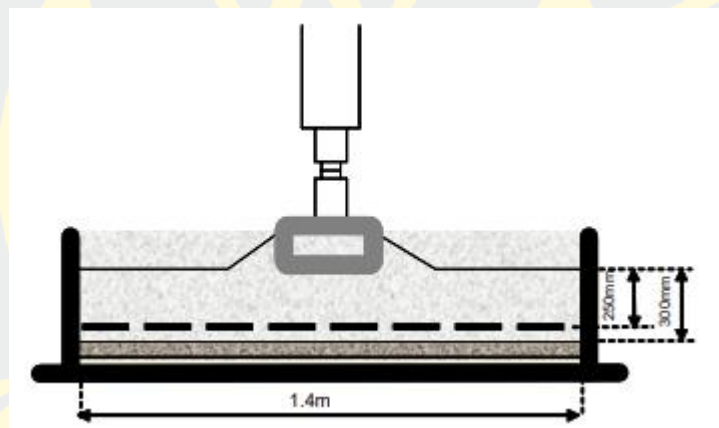
ภาพที่ 2-36 การเปรียบเทียบค่าการเสีรูปในแนวตั้ง, Breakage index, Los Angeles Abrasion

## 2. พารามิเตอร์ในการเลือก Geogrid

(Brown, Kwan, & Thom, 2007) การทดสอบในห้องปฏิบัติการแบบ Full Scale ทำการทดสอบด้วย อุปกรณ์ให้ Cyclic load ความถี่ 20 Hz แรงสูงสุด 20 kN ทดสอบบรรจุหินโรยทางในกล่องขนาดกว้าง 0.25 ม. ยาว 0.7 ม. ให้ความเค้น 114 kPa มีการทดสอบ 2 ระยะ ในระยะแรกทำการแต่งหินโรยทางให้เหมือนกับในสนามจริง ดังภาพที่ 2-37 ในการทดสอบระยะที่สอง ทำการถมหินโรยทางดังภาพที่ 2-38 เพิ่มทำให้เป็นน้ำหนักรกดทับ ด้านล่างถูกรองรับด้วยยางที่มี 3 ความยืดหยุ่น ได้แก่ อ่อน(30 MPa), แข็ง(90 Mpa). และ rigid(พื้นคอนกรีต)

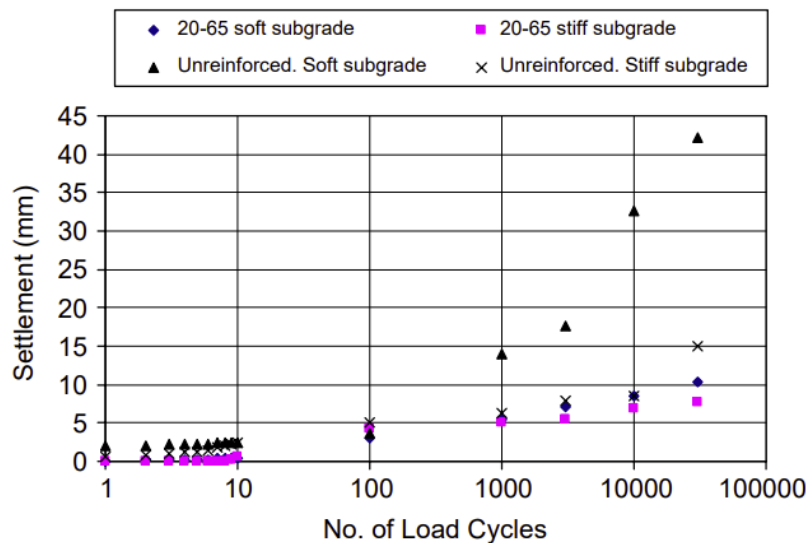


ภาพที่ 2-37 การทดสอบในระยะที่ 1



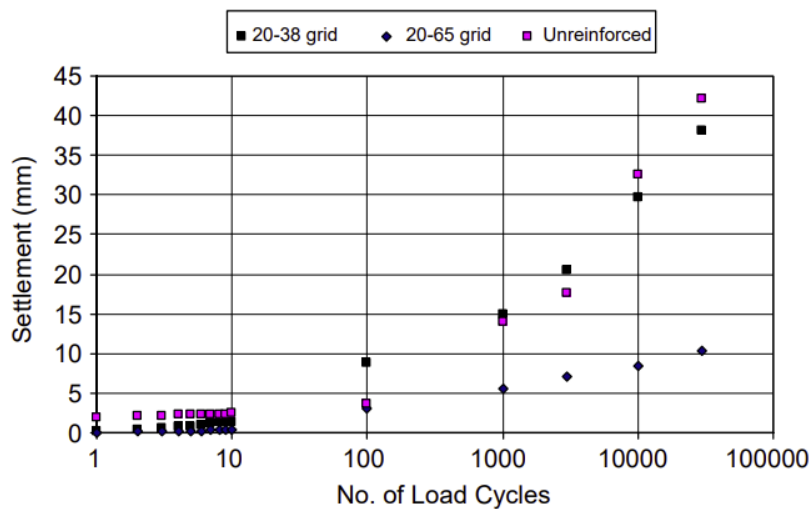
ภาพที่ 2-38 การทดสอบในระยะที่ 2

ระยะที่ 1 จากภาพที่ 2-39 จะเห็นถึงผลของการเสริม Geogrid ทั้งในตัวรองรับแบบอ่อนและแบบแข็ง จะพบว่า Geogrid ช่วยลดการทรุดตัวลงได้ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในตัวรองรับแบบอ่อน



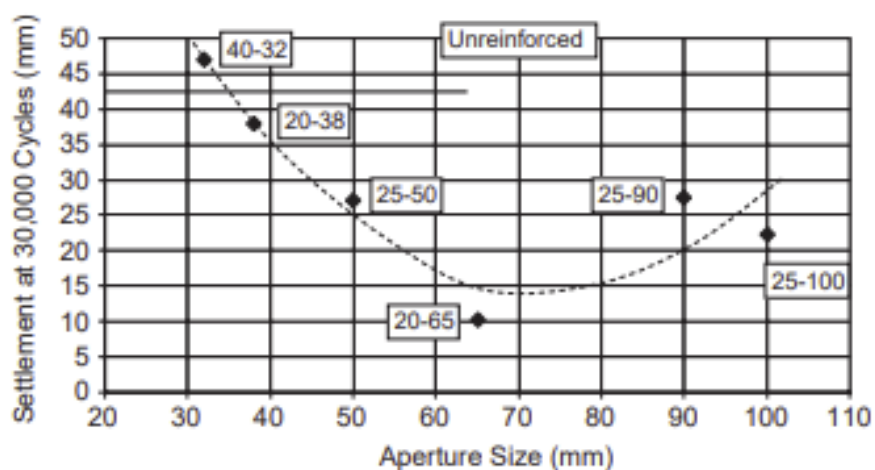
ภาพที่ 2-39 ความสัมพันธ์ระหว่างรอบการให้โหลดกับการทรุดตัวที่หลายการรูปแบบการทดสอบ

จากภาพที่ 2-40 จะเห็นถึงผลของขนาดช่องเปิด Geogrid จะพบว่า geogrid เบอร์ 20-65 grid หรือขนาดช่องเปิด 65 มม. ให้ผลที่ได้ดีกว่ามากเมื่อเทียบกับ geogrid เบอร์ 20-39 grid ที่มีช่องเปิด 38 มม.



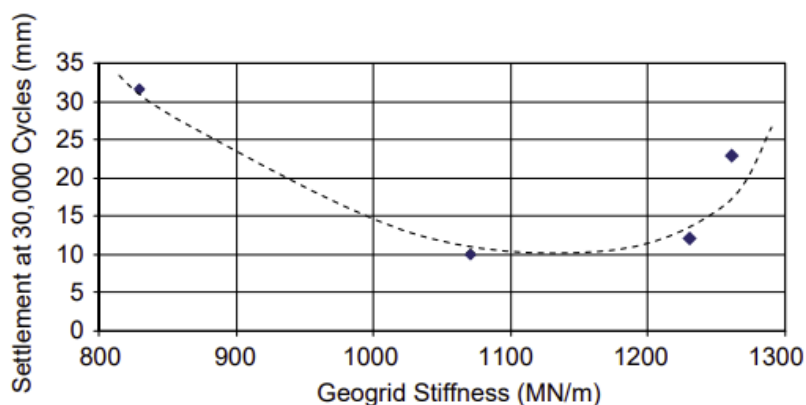
ภาพที่ 2-40 ความสัมพันธ์ระหว่างรอบการให้โหลดกับการทรุดตัวที่ geogrid หลายขนาดช่องเปิด

เมื่อนำขนาดช่องเปิดมาแสดงเทียบกับการทรุดตัวดังในภาพที่ 2-41 จะเห็นได้เลยว่าขนาดช่องเปิดที่เหมาะสมจะอยู่ระหว่าง 60 ถึง 80 มม. รวมถึงทำให้เห็นว่า เมื่อช่องเปิดเล็กเกินไปจะไม่มีผลใด ๆ กับการทรุดตัวดังที่เห็น geogrid เบอร์ 40-32 ที่มีช่องเปิด 32 มม. มีการทรุดตัวมากกว่าแบบไม่เสริม geogrid เสียด้วยซ้ำ



ภาพที่ 2-41 ความสัมพันธ์ระหว่างช่องเปิดกับการทรุดตัว ที่ 30,000 รอบ โหลด

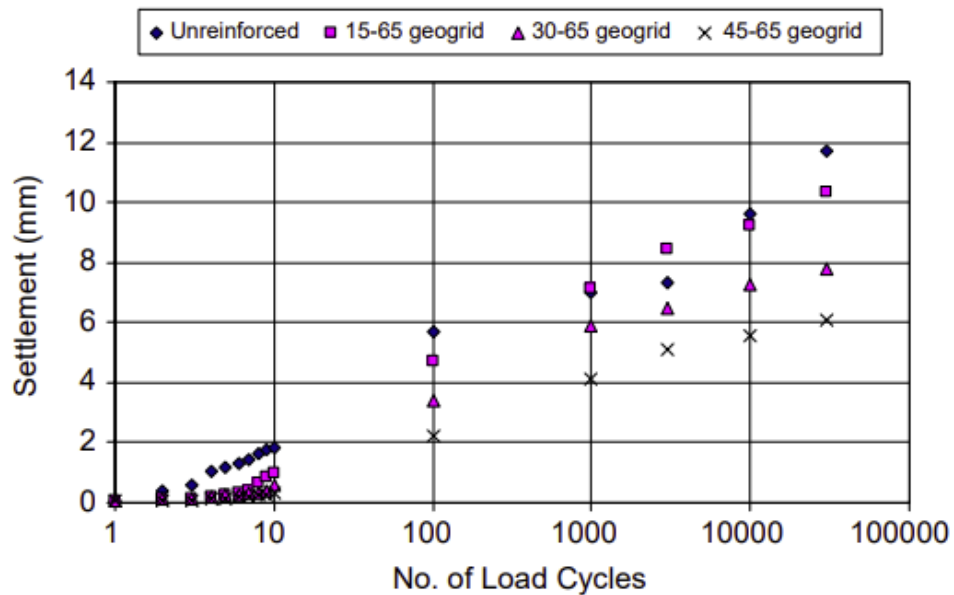
ระยะที่ 2 เมื่อทำการทดสอบในระยะที่ 1 แล้วพบถึงความผิดปกติในกราฟความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับความแข็งแรงของ Geogrid โดยพบว่าเมื่อถึงจุดหนึ่งที่มีความแข็งแรงสูง ทำให้เกิดการทรุดตัวสูง ดังภาพที่ 2-42 ซึ่งเป็นไปได้ว่าเกิดจากแรงกดทับที่ดำเนินไป ทำให้อนุภาคไม่เกิดการปฏิสัมพันธ์กันทำให้มีการทรุดตัวที่สูง นำมาซึ่งการทดสอบในระยะที่ 2



ภาพที่ 2-42 ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับ Stiffness ของ Geogrid ในการทดสอบระยะที่ 1



เมื่อทดสอบแบบระยะที่ 2 (มีน้ำหนักกดทับ) ด้วย geogrid ช่องเปิด 65 มม. เท่ากัน ที่ความแข็งแรงต่างกัน ดังรูปที่ 2-43 จะเห็นว่าเมื่อความแข็งแรงสูงขึ้น การทรุดตัวจะน้อยลง



ภาพที่ 2-43 ระหว่างรอบโหลดกับการทรุดตัวใน Geogrid ที่ความแข็งแรงแตกต่างกัน

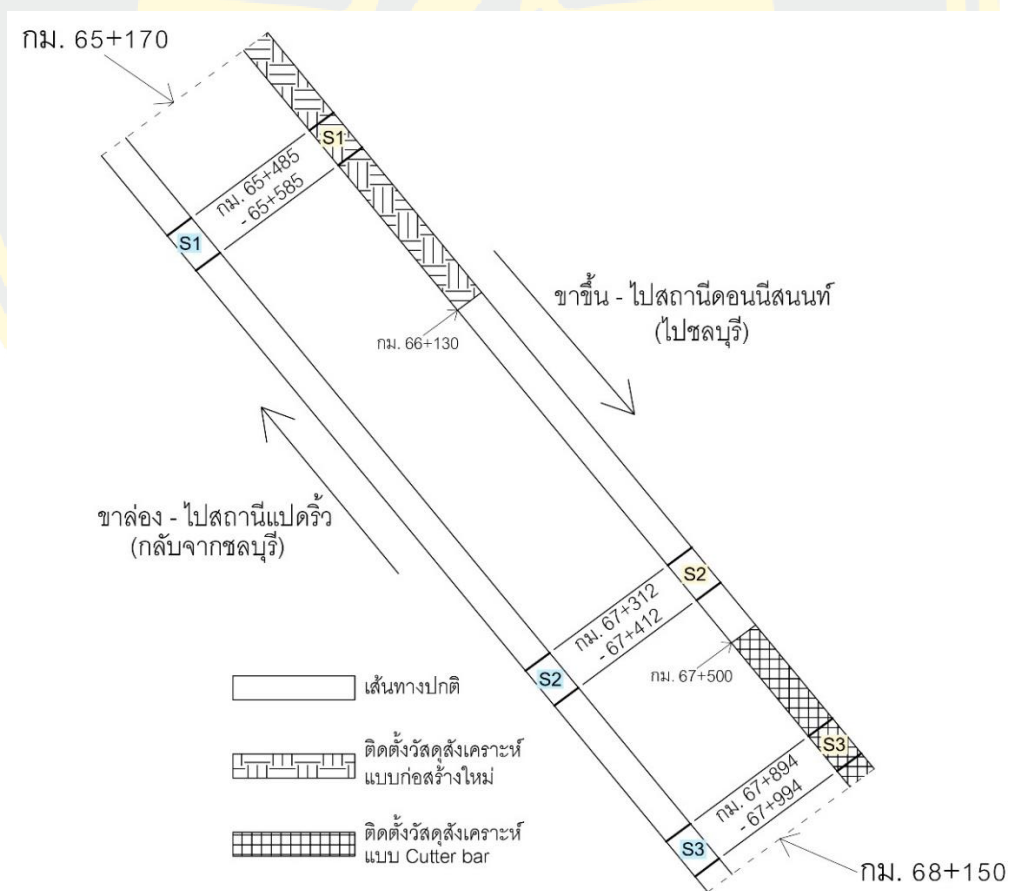
จากที่ได้ศึกษาทำให้ค้นพบเรื่องนี้ จะเห็นว่า ขนาดช่องเปิด ที่ 60 ถึง 80 มม. เป็นช่วงที่ดีที่สุดของการนำมาเสริมกับหินโรยทางและยังพบอีกว่าแรงกดทับมีผลต่อการเสริม Geogrid ยังพบอีกว่าความแข็งแรงของ Geogrid เมื่อถึงจุด ๆ หนึ่ง Geogrid ที่มีความแข็งแรงสูงเกินไป การเสริมกำลังโดยขาดแรงกดทับจะไม่เกิดประโยชน์

### บทที่ 3

#### วิธีการทดสอบและแผนการทดสอบ

##### สถานที่ทำการทดสอบ

ทดสอบในทางรถไฟสายตะวันออกระหว่างสถานี แปรศรีวิ – ดอนสีนนท์ จังหวัด ฉะเชิงเทรา พิกัด GPS โดยประมาณ ได้แก่ พิกัด 13.689067, 101.099065 กิโลเมตรทางรถไฟซึ่งเป็ นทางรถไฟรางคู่ ช่วงกิโลเมตร 65+170 ถึง กิโลเมตร 68+150 การทดสอบจะทำการทดสอบ 5 ครั้ง แต่ทุกครั้งจะทำการทดสอบห่างกันประมาณ 6 เดือนแบ่งเป็น 3 Section มีความยาว 100 เมตร (170 หมอนรถไฟ) ทั้งขาขึ้น(ไปชลบุรี) – ขาล่อง(กลับจากชลบุรี) ดังภาพที่ 3-1 ทางรถไฟที่ทดสอบเป็น ทางตรงยาวปราศจากพื้นที่เปลี่ยนผ่านที่ค่าความแข็งแกร่งต่างกัน ตารางที่ 3-1 สรุปข้อมูลแต่ละ section



ภาพที่ 3-1 แผนผังแสดงตำแหน่งแต่ละ Section ระหว่าง กม. 65+170 ถึง 68+150

ตารางที่ 3-1 ข้อมูลแต่ละ Section

Section	รูปแบบ
Section 1 ขาขึ้น	ติดตั้งวัสดุสังเคราะห์แบบก่อสร้างใหม่
Section 1 ขาล่อง	เส้นทางปกติ
Section 2 ขาขึ้น	เส้นทางปกติ
Section 2 ขาล่อง	เส้นทางปกติ
Section 3 ขาขึ้น	ติดตั้งวัสดุสังเคราะห์แบบ Cutter bar
Section 3 ขาล่อง	เส้นทางปกติ

ในแต่ละ Section จะทำการพันเบอร์หมอนเพื่อลดความสับสนในการเก็บข้อมูล โดยจะใช้สีสเปรย์พันตัวเลขลงบนหมอนรองรางดังภาพตัวอย่างที่ 3-2 โดยแต่ละบนลำดับเลขดังนี้

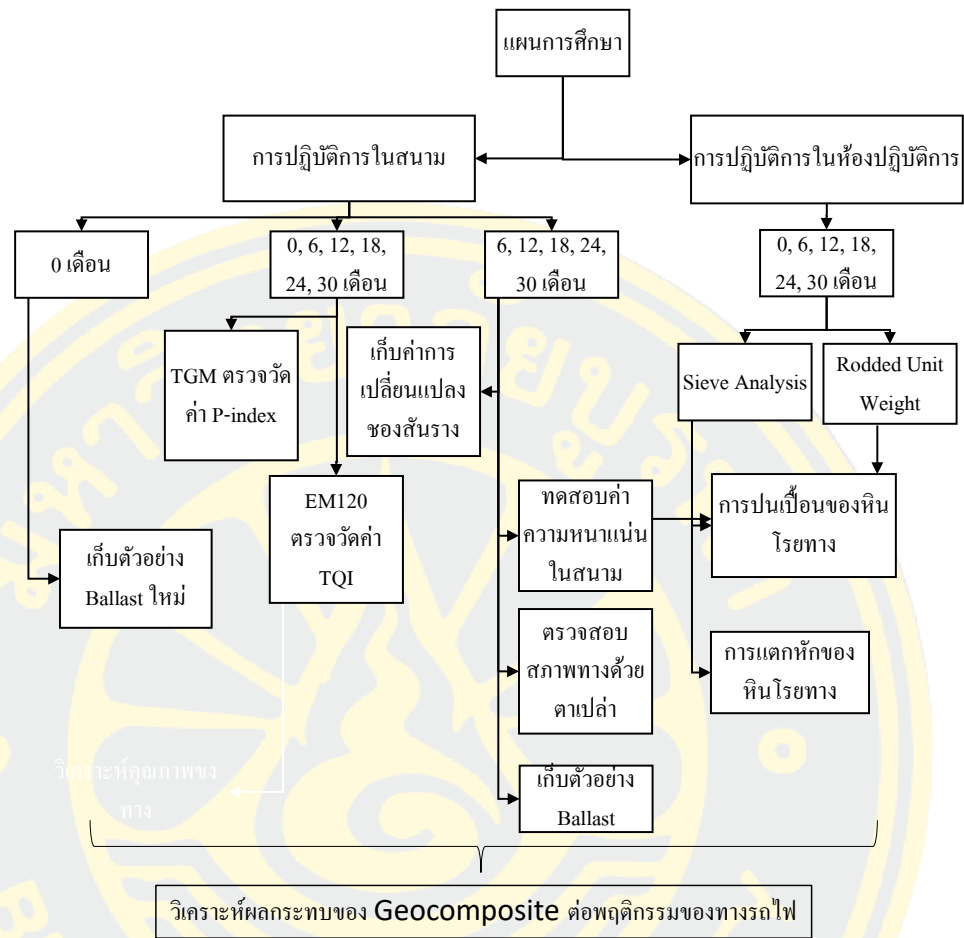
- Section 1 ขาไปชลบุรี - เสริม Geogrid + Geotextile แบบก่อสร้างใหม่ ทำการพันเบอร์หมอนเลขที่ -70 ถึง 100 ขากลับชลบุรี - ไม่มีการเสริมกำลัง ทำการพันเบอร์หมอนเลขที่ -70 ถึง 100
- Section 2 ขาไปชลบุรี - เส้นทางปกติ ทำการพันเบอร์หมอนเลขที่ 0 ถึง 170 ขากลับชลบุรี - ไม่มีการเสริมกำลัง ทำการพันเบอร์หมอนเลขที่ 0 ถึง 170
- Section 3 ขาไปชลบุรี - เสริม Geogrid + Geotextile แบบ Cutter Bar ทำการพันเบอร์หมอนเลขที่ 0 ถึง 170 ขากลับชลบุรี - ไม่มีการเสริมกำลัง ทำการพันเบอร์หมอนเลขที่ 0 ถึง 170



ภาพที่ 3-2 ตัวอย่างการบ่มเบอร์หมอนรองราง

### แผนการศึกษา

การศึกษาจะทำการศึกษาทั้งในสนามและในห้องปฏิบัติการ ในส่วนสนามจะทำการทดสอบดังนี้ 1) เก็บตัวอย่างหินโรยทางใหม่และหินโรยทางใน Section ที่ทำการทดสอบ 2) เก็บค่าการเปลี่ยนแปลงของสันราง 3) ค่าความหนาแน่นในสนาม 4) การตรวจสอบสภาพทางด้วย TGM 5) การตรวจสอบสภาพทางด้วย EM120 และ 6) การตรวจสอบสภาพทางด้วยตาเปล่า ในส่วนห้องปฏิบัติการจะทำการทดสอบดังนี้ 1) Sieve Analysis 2) Rodded Unit Weight โดยแผนการศึกษาเป็นไปดังภาพที่ 3-3



ภาพที่ 3-3 แผนการศึกษา

## วิธีการทดสอบ

### 1. การปฏิบัติการในห้องปฏิบัติการ

1.1 การทดสอบหาขนาดผล (Sieve Analysis) ดำเนินการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D422, D1140, D6913 (wet sieving) โดยทำการทดสอบแบบ Multiple Sieving แบ่งตะแกรงออกเป็น 2 ชุด ประกอบด้วย ชุดตะแกรงสำหรับมวลขนาดใหญ่ดังตารางที่ 3-2 และชุดตะแกรงสำหรับมวลขนาดเล็ก ตารางที่ 3-3



ตารางที่ 3-2 ชุดตะแกรงสำหรับมวลขนาดใหญ่

เบอร์ตะแกรง	ขนาดช่องเปิด (มม.)
2 1/2"	63
2"	50
1 1/2"	37.5
1"	25
3/4"	19
1/2"	12.5
3/8"	9.5
Pan	-

ตารางที่ 3-3 ชุดตะแกรงสำหรับมวลขนาดเล็ก

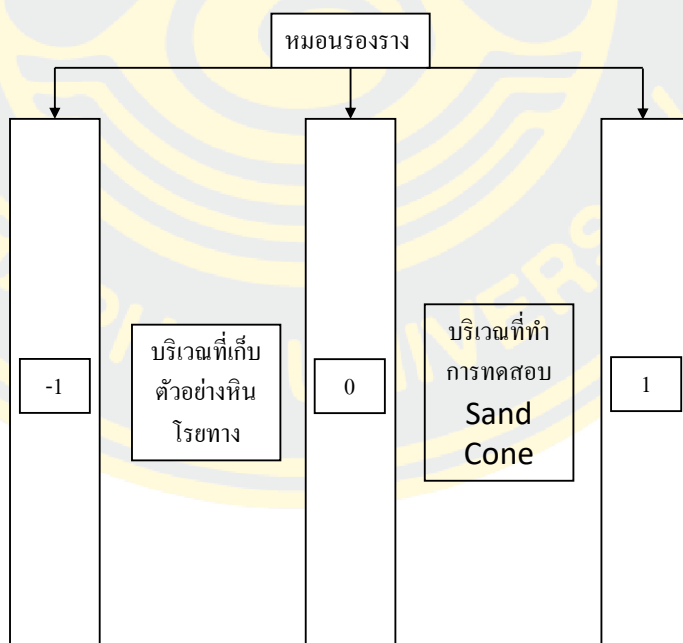
เบอร์ตะแกรง	ขนาดช่องเปิด (มม.)
3/8"	9.5
No.4	4.75
No.16	1.18
No.40	0.425
No.60	0.25
No.100	0.15
No.200	0.075
Pan	-

นำ Ballast ที่อบแห้งด้วยเตาอบแล้วปริมาณ 10 กิโลกรัม ทำการแช่น้ำ 1 คืน แล้วทำการ ขัด Ballast ให้อนุภาคขนาดเล็กหลุดออกจากผิว แล้วใช้ตะแกรงเบอร์ 3/8" และตะแกรงเบอร์ #200 มาแยกอนุภาคเป็น 2 ส่วน นำทั้งสองส่วนไปอบแห้งอีกครั้ง จากนั้นส่วนที่ค้างเบอร์ 3/8" ทำการ ทดสอบด้วยเครื่องทดสอบสำหรับมวลขนาดใหญ่ (ตะแกรง 2 1/2" ถึง 3/8") และส่วนที่ค้างเบอร์ #200 ทำการทดสอบหาขนาดละเอียดสำหรับมวลขนาดเล็ก(3/8" ถึง #200)

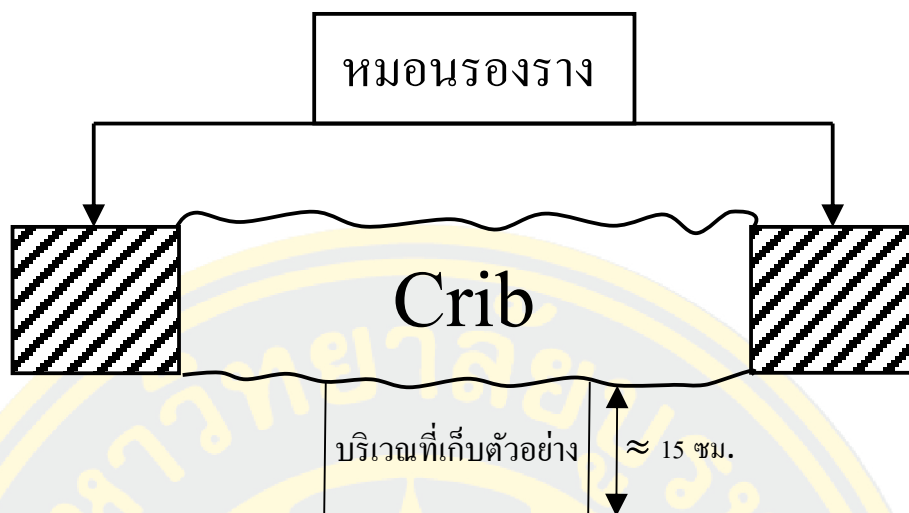
1.2 Dry Rodded Unit Weight ดำเนินการทดสอบตาม ASTM C29 โดยใช้ถังสีพลาสติกปริมาตรประมาณ 18 ลิตร และเหล็กแท่งกลมขนาด 16 mm การทดสอบจะทำการกระทุ้ง Ballast ที่ได้อบแห้งด้วยเตาอบแล้ว ใส่ในถัง เป็นจำนวน 3 ชั้น ชั้นละ 25 ครั้ง แล้วนำไปชั่งหาน้ำหนักเพื่อคำนวณค่า Unit weight

## 2. การปฏิบัติการในสนาม

2.1 เก็บตัวอย่าง Ballast และการทดสอบหาความหนาแน่นในสนาม ใช้กระสอบที่สามารถป้องกันไม่ให้อนุภาคของ Ballast หลุดร่อนออกได้ เก็บ Ballast ให้ได้ปริมาณ ประมาณ 40 กิโลกรัม การเก็บหินโรยทางและการทดสอบความหนาแน่นในสนามจะทำการทดสอบบริเวณหมอนเดียวกัน โดยฝั่งทางซ้ายของหมอน (ฝั่งเบอร์ด์หมอนน้อยกว่า) จะทำการเก็บตัวอย่างส่วนฝั่งทางขวา (ฝั่งเบอร์ด์หมอนมากกว่า) จะทำการทดสอบหาความหนาแน่น ดังภาพที่ 3-4 การเก็บตัวอย่างจะเก็บที่บริเวณใต้หมอนรองราง เก็บลงไปประมาณ 15 ซม. ดังรูปตัวอย่างภาพที่ 3-5 การเก็บตัวอย่างได้รับความร่วมมือจากทีมงานการรถไฟฟ้า โดยอุปกรณ์ที่ชื่อว่ามือเสือและบั้งก็ในการเก็บตัวอย่าง ภาพอุปกรณ์และลักษณะการเก็บตัวอย่างเป็นไปดังภาพที่ 3-6



ภาพที่ 3-4 บริเวณที่ทำการเก็บตัวอย่างในมุมมองด้านบน



ภาพที่ 3-5 บริเวณที่ทำการเก็บตัวอย่างในมุมมองด้านข้าง



ภาพที่ 3-6 อุปกรณ์และภาพขณะกำลังการเก็บตัวอย่างหินโรยทาง

2.2 การหาความหนาแน่นในสนาม ด้วยตามมาตรฐาน ASTM D1556 วิธี Sand Cone Method ในการทดสอบได้เพิ่มวิธีการใช้ถุงพลาสติกที่มีความยืดหยุ่นรองกันหลุมเก็บตัวอย่าง เนื่องจาก Ballast มีช่องว่างขนาดใหญ่ หากไม่มีถุงพลาสติกทรายทดสอบจะไหลตามช่องว่าง

ในการเก็บตัวอย่างและการทดสอบความหนาแน่นในสนามในแต่ละครั้งจะไม่เก็บตำแหน่งเดิมซ้ำ ๆ แต่จะเลือกจุดข้างเคียงดังตารางที่ 3-4

ตารางที่ 3-4 เบอร์หมอนในการเก็บตัวอย่างและทดสอบหาความหนาแน่น

Section	เบอร์หมอน				
	ครั้งที่ 1	ครั้งที่ 2	ครั้งที่ 3	ครั้งที่ 4	ครั้งที่ 5
1 ชั้นและล่อง	-20 , 30	-08 , 42	04 , 54	16 , 66	28 , 78
2 ชั้นและล่อง	41 , 90	53 , 102	65 , 114	77 , 126	89 , 138
3 ชั้นและล่อง	40 , 90	52 , 102	64 , 114	76 , 136	88 , 148

2.3 การตรวจวัดค่าระดับสันราง ทำการเก็บค่าสันรางทั้งสองฝั่งรางโดยกล้องระดับ โดยใช้ไม้สตาฟตั้งที่ตำแหน่งสันรางดังภาพที่ 3-7 เก็บค่าสันรางทุกหมอนเลขคี่



ภาพที่ 3-7 ภาพขณะกำลังเก็บค่าสันราง ฯ

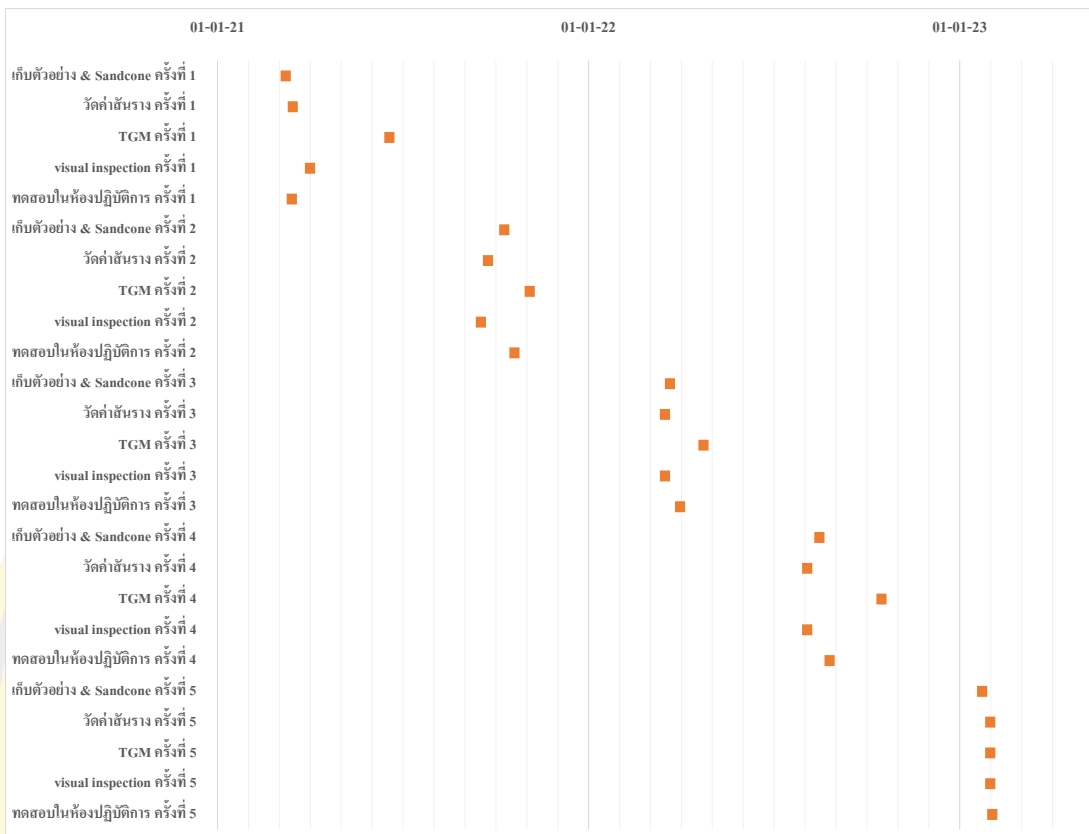
2.4 การตรวจสอบสภาพทางอิเล็กทรอนิกส์แบบเดินเซ็น (TGM) วัดค่า P-index ของราง ตรวจวัดในแต่ละ Section เป็นระยะ Section ละ 100 เมตร

2.5 EM120 เก็บข้อมูลของ EM120 ในการวัดค่า TGI จากการรถไฟ และเลือกส่วนที่ตรงกับ Section ที่ทดสอบเพื่อนำข้อมูลมาวิเคราะห์

2.6 การเดินตรวจสอบทางรถไฟด้วยตาเปล่า (Visual Inspection)







ภาพที่ 3-9 กิจกรรมที่เกิดขึ้นกับเวลา

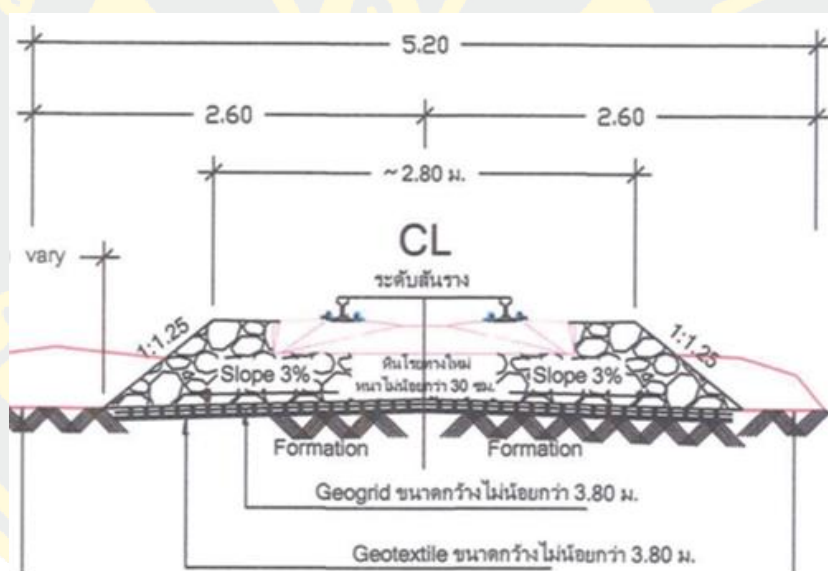


## บทที่ 4

### ผลการทดสอบและผลการวิเคราะห์

#### วิธีการก่อสร้าง

การก่อสร้าง Section 1 ขาขึ้น จะทำการเสริมกำลังด้วยวิธีการก่อสร้างแบบปรับปรุงโครงสร้างทางส่วนล่างใหม่ (New Construction) ส่วน Section 3 ขาขึ้น จะทำการเสริมกำลังด้วยวิธีไม่ปรับปรุงโครงสร้างพื้นทางใหม่ (Cutter Bar) ทั้ง 2 Section ใช้วัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบ Geogrid TENSAR TX 190L กว้าง 3.8 เมตร ช่องเปิดสามเหลี่ยมด้านเท่า ขาวด้านละ 60 มม. วางบน Geotextile Tencate Mirafi HP 380 กว้าง 4.5 เมตร เสริมที่ด้านใต้ชั้นหินโรยทางดังในภาพที่ 4-1



ภาพที่ 4-1 การติดตั้งวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบในทางรถไฟ

#### 1. การก่อสร้างแบบปรับปรุงโครงสร้างทางส่วนล่างใหม่

ทำการปรับปรุงทางรถไฟเก่าด้วยการรื้อโครงสร้างส่วนบนออกแล้วทำการปรับปรุงชั้น subgrade ด้วยการปรับปรุงดินและเสริมดินบ่าทาง ทำการเสริมปรับปรุงชั้นรองหินโรยทางด้วยการถมและบดอัดหินคลุกหนา 15 ซม. จากนั้นจึงวางวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบแล้วติดตั้งโครงสร้างส่วนบน เติมหินและปรับระดับตามแบบ ขั้นตอนเป็นดังนี้

1.1 ตัดรางออกทั้ง 2 ฝั่งเพื่อนำโครงสร้างส่วนบนของทางรถไฟ (ราง อุปกรณ์ยึดราง และหมอนรองราง) ออกจากทางรถไฟดังภาพที่ 4-2



ภาพที่ 4-2 การตัดรางเพื่อถอดโครงสร้างส่วนบนออกจากทาง ๑

1.2 ทำการรื้อชั้นหินโรยทาง และชั้นรองหินโรยทางออกจนถึงผิวชั้นพื้นทางดังภาพที่ 4-3



ภาพที่ 4-3 ขณะการรื้อชั้นหินโรยทางและชั้นรองหินโรยทาง

1.3 ทำการปรับปรุงชั้นพื้นทางใหม่โดยการปรับแต่งให้เป็นไปตามแบบด้วยการ ตัด  
ป่าทาง ถมดิน และบดอัด ดังภาพที่ 4-4



ภาพที่ 4-4 การปรับปรุงชั้นพื้นทาง

1.4 ก่อสร้างชั้นรองหินโรยทางใหม่เลือกวัสดุหินคลุกที่คุณสมบัติเป็นดังตารางที่ 4-1  
ทำการถมและบดอัดให้ได้ความหนา 15 ซม. ดังภาพที่ 4-5



ภาพที่ 4-5 การก่อสร้างชั้นรองหินโรยทาง



1.5 นำวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบซึ่งประกอบด้วย Geogrid วางอยู่ด้านบน Geotextile ปูด้านบนของชั้นรองพื้นโรยทางดังกล่าวลักษณะภาพที่ 4-6



ภาพที่ 4-6 การปู Geotextile และ Geogrid บนชั้นรองพื้นโรยทาง

1.6 ติดตั้งโครงสร้างส่วนบนเดิมด้วยการเชื่อมด้วยความร้อนดังภาพที่ 4-7(a) ทำการเติมหินโรยทางพร้อมทั้งใช้รถอัดหินวิ่งผ่านเพื่ออัดหินและปรับระดับหมอนรองราง ดังภาพที่ 4-7(b) และ 4-7(c)





(a)



(b)



(c)

ภาพที่ 4-7 คืบสภาพทางด้วยการเชื่อมรางกลับเข้าสู่ตำแหน่งเดิม (a) การก่อสร้างชั้นหินโรยทางใหม่ (b,c)

ตารางที่ 4-1 คุณสมบัติของวัสดุชั้นรองหินโรยทาง

รายการทดสอบคุณสมบัติ หินคลุก	ตัวอย่างการทดสอบครั้งที่ 1	
	ค่าการทดสอบหินคลุก	ผลการทดสอบ
ขนาดผลของมวลรวมหิน คลุก	Sieve Analysis	
#2" (50 มม.)(100%)	100 %	
#1" (25 มม.)(-%)	100 %	
#3/8" (9.5 มม.)(30-65%)	61.48 %	ผ่าน
#4" (4.76 มม.)(25-55%)	37.37 %	Grade A
#10" (2 มม.)(14-40%)	23.85 %	
#40" (0.42 มม.)(8-20%)	13.8 %	
#200" (0.075 มม.)(2-8%)	4.30 %	
ค่าพิกัดเหลว (Liquid Limit, LL) ต้องไม่เกินร้อยละ 25	NP	ผ่าน
ค่าดัชนีพลาสติก (Plasticity Index, PI) ต้องไม่เกินร้อย ละ 6	NP	ผ่าน
ค่าพิกัดพลาสติก (Plastic Limit)	NP	ผ่าน
เปอร์เซ็นต์ความสึกหรอ (Los Angeles Abrasion) ต้องไม่เกินร้อยละ 40	26.30%	ผ่าน
ค่า California Bearing Ratio แบบแช่น้ำต้องมากกว่าร้อยละ 80	83.00%	ผ่าน

## 2. ไม่ปรับปรุงโครงสร้างพื้นทางใหม่ (Cutter Bar)

ติดตั้งวัสดุสังเคราะห์โดยการใช้เครื่องจักรปาดชั้นหินโรยทางออกจากทางรถไฟแล้ว ติดตั้ง geotextile และ geogrid บริเวณเหนือชั้นรองหินโรยทาง ขั้นตอนเป็นดังนี้

### 2.1 ตัดดินบ่าทางเพื่ออำนวยความสะดวกที่เครื่องจักรจะเข้าไปทำงานดังภาพที่ 4-8



ภาพที่ 4-8 ตัดดินบ่าทางด้านข้างชั้นหินโรยทาง

### 2.2 ใช้เครื่องจักรที่แขนเป็นเลื่อยปาดชั้นหินโรยทางใต้หมอนออกจนถึงชั้นหินโรยทาง ดังภาพที่ 4-9



ภาพที่ 4-9 ปาดชั้นหินโรยทางบริเวณใต้หมอนรองราง



2.3 ใช้เครื่องจักรดังภาพที่ 4-10 ยกหมอนและวางขึ้นแล้วติดตั้งวัสดุสังเคราะห์ที่เชิงประกอบ



ภาพที่ 4-10 วาง Geogrid และ Geotextile ที่ด้านบนชั้นรองหินโรยทาง

2.4 สร้างชั้นหินโรยทางให้ได้ระดับ ใช้รถอัดหินวิ่งผ่านเพื่ออัดหินและปรับระดับหมอนรองรางดังภาพที่ 4-11



ภาพที่ 4-11 การเติมหินโรยทางและการทำงานของรถอัดหิน





ตารางที่ 4-3 รายการของกิจกรรมที่เกิดขึ้นในระหว่างการศึกษา

วันที่	รายการ	
04-02-20	EM ครั้งที่ 0 (ก่อนมีการติดตั้งวัสดุสังเคราะห์)	AA
17-08-20	ก่อสร้าง Section 1 (วันที่วัด TGM)	A
19-05-20	ก่อสร้าง Section 3 (วันที่วัด TGM)	B
04-03-21	เก็บตัวอย่าง&ทดสอบความหนาแน่นในสนาม ครั้งที่ 1	C
11-03-21	เก็บค่าสันราง ครั้งที่ 1	D
28-03-21	ตรวจ visual inspection ครั้งที่ 1	E
14-06-21	TGM ครั้งที่ 1	F
15-07-21	Tamping ครั้งที่ 1	G
20-09-21	EM ครั้งที่ 1 ขาล่อง	H
19-09-21	เก็บค่าสันราง ครั้งที่ 2	I
05-10-21	เก็บตัวอย่าง&ทดสอบความหนาแน่นในสนาม ครั้งที่ 2	J
12-09-21	ตรวจ visual inspection ครั้งที่ 2	K
30-10-21	TGM ครั้งที่ 2	L
1-07-21		
ถึง 30-11-22	ปิดเส้นทางขาขึ้นชลบุรี	
1-12-21		
ถึง 31-03-22	ปิดเส้นทางขาล่องจากชลบุรี	
12-03-22	เก็บค่าสันราง ครั้งที่ 3	O
17-03-22	เก็บตัวอย่าง&ทดสอบความหนาแน่นในสนาม ครั้งที่ 3	P
19-04-22	TGM ครั้งที่ 3	Q
12-03-22	ตรวจ visual inspection ครั้งที่ 3	R

ตารางที่ 4-3 (ต่อ)

วันที่	รายการ	
24-04-22	Tamping ครั้งที่ 2 ขาขึ้น	S
29-04-22	Tamping ครั้งที่ 2 ขาล่อง	T
09-05-22	EM ครั้งที่ 2 ขาขึ้น	U
11-08-22	เก็บตัวอย่าง&ทดสอบความหนาแน่นในสนาม ครั้งที่ 4	V
30-07-22	เก็บค่าสำนราง & visual inspection ครั้งที่ 4	W
11-10-22	TGM ครั้งที่ 4	X
18-01-23	เก็บตัวอย่าง&ทดสอบความหนาแน่นในสนาม ครั้งที่ 5	Y
25-01-23	TGM ครั้งที่ 5	Z
26-01-23	เก็บค่าสำนราง ครั้งที่ 5	A1
26-01-23	ตรวจ visual inspection ครั้งที่ 5	A2

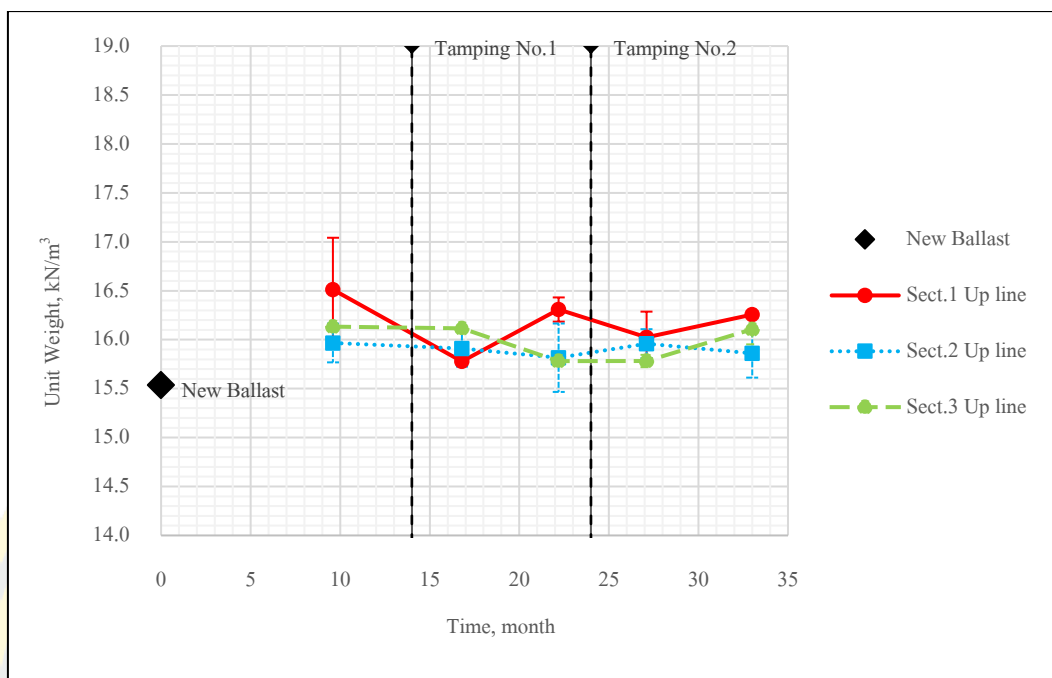
### ความหนาแน่น

ทำการทดสอบหา Unit Weight ในห้องปฏิบัติการด้วยวิธีการ Rodded Unit Weight และทำการทดสอบหา Dry Density ในสนามด้วยวิธีการ Sand Cone เพื่อเปรียบเทียบศึกษาระหว่าง Section ที่เสริมกำลังกับไม่เสริมกำลัง

#### 1. Rodded Unit Weight

เปรียบเทียบระหว่างค่า Unit Weight เริ่มต้น (A) กับค่า Unit Weight หลังใช้งาน (B) โดยได้ทำการวิเคราะห์เป็น 2 รูปแบบคือ 1) ค่าความแตกต่างจริงและ 2) ค่าการเปลี่ยนแปลงสัมพัทธ์ เพื่อที่จะวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงของ Unit Weight

จากภาพที่ 4-12 ค่า Unit Weight ขาขึ้น อยู่ระหว่าง  $15.5 \text{ kN/m}^3$  ถึง  $16.5 \text{ kN/m}^3$  ค่าทั้งหมดมีค่ามากกว่าค่า Unit Weight ของหินโรยทางใหม่ แสดงให้เห็นว่าการใช้งานในสนามมีผลต่อ Unit Weight ในแง่ทำให้ Ballast มีการแตกหักมากขึ้นและส่งผลให้ Unit Weight เพิ่มสูงขึ้น



ภาพที่ 4-12 ความหนาแน่น (Rodded Unit Weight) กับเวลา ขาขึ้น

จากตารางที่ 4-4 ได้วิเคราะห์ข้อมูลจากภาพที่ 4-12 ผลการวิเคราะห์พบว่า

- ค่าความแตกต่างจริง (B - A) ในรอบที่ 1 พบว่า B - A สูงสุดที่ S.1 เท่ากับ 0.53 kN/m<sup>3</sup> ในขณะที่ B - A ต่ำสุดที่ S.3 เท่ากับ -0.34 kN/m<sup>3</sup> ในรอบที่ 2 พบว่า B - A สูงสุดที่ S.3 เท่ากับ 0.33 kN/m<sup>3</sup> ในขณะที่ B - A ต่ำสุดที่ S.2 เท่ากับ -0.10 kN/m<sup>3</sup>
- ค่าการเปลี่ยนแปลงสัมพัทธ์ ( $\frac{B}{A}$ ): ในรอบที่ 1 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.1 เท่ากับ 1.03 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.3 เท่ากับ 0.98 ในรอบที่ 2 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.3 เท่ากับ 1.02 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.2 เท่ากับ 0.99

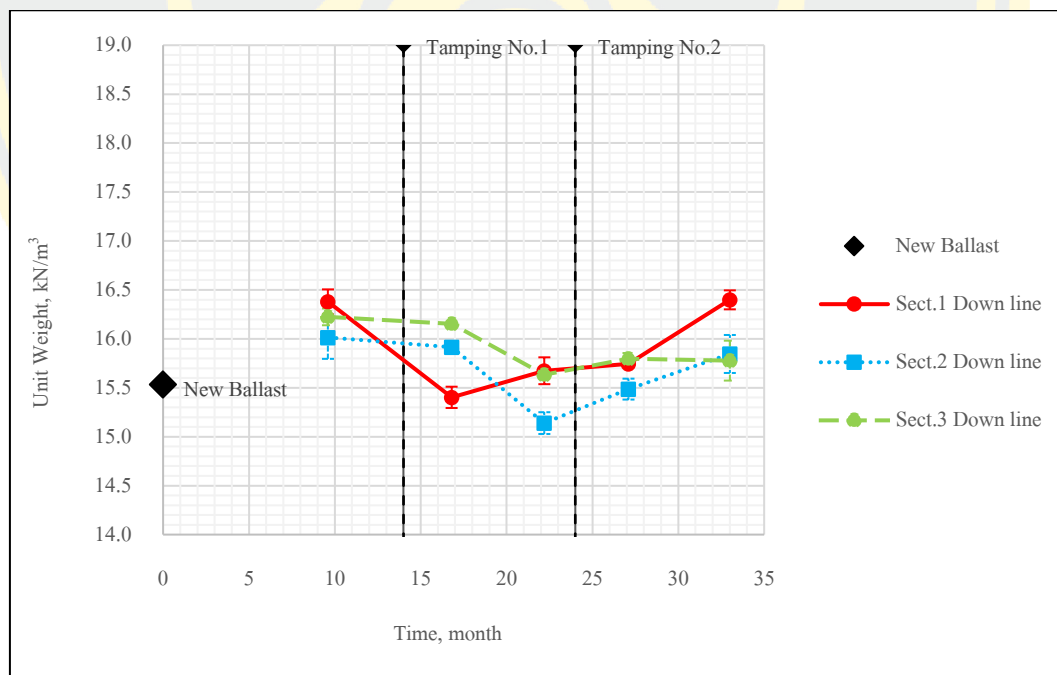
จากผลการทดสอบ 2 รอบพบว่า S.1 และ S.3 ที่มีการเสริม Geocomposite มีค่า B-A และ

$\frac{B}{A}$  สูงกว่า S.2 ซึ่งไม่เสริม บ่งบอกว่าอัตราการเพิ่มขึ้นของ Unit weight นั้นมากกว่า

ตารางที่ 4-4 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ Unit weight ขาขึ้น

	Unit weight รอบที่ 1		Unit weight รอบที่ 2	
	B – A (kN/m <sup>3</sup> )	$\frac{B}{A}$	B – A (kN/m <sup>3</sup> )	$\frac{B}{A}$
S.1 ขาขึ้น	0.53	1.03	0.23	1.01
S.2 ขาขึ้น	-0.09	0.99	-0.10	0.99
S.3 ขาขึ้น	-0.34	0.98	0.33	1.02

จากภาพที่ 4-13 ค่า Unit Weight ขาด่อง อยู่ระหว่าง 15.0 kN/m<sup>3</sup> ถึง 16.5 kN/m<sup>3</sup> ส่วนใหญ่มีค่ามากกว่าค่า Unit Weight ของ Ballast ใหม่ แสดงให้เห็นว่าการใช้งานในสนามมีผลต่อ Unit Weight ของ Ballast ในบาง Section ในแง่ทำให้ Ballast มีการแตกหักมากขึ้นและส่งผลให้ Unit Weight เพิ่มสูงขึ้น



ภาพที่ 4-13 ความหนาแน่น (Rodded Unit Weight) กับเวลา ขาด่อง

จากตารางที่ 4-5 ได้วิเคราะห์ข้อมูลจากภาพที่ 4-13 ผลการวิเคราะห์พบว่า

- ค่าความแตกต่างจริง (B - A) ในรอบที่ 1 พบว่า B - A สูงสุดที่ S.1 เท่ากับ  $0.27 \text{ kN/m}^3$  ในขณะที่ B - A ต่ำสุดที่ S.2 เท่ากับ  $-0.78 \text{ kN/m}^3$  ในรอบที่ 2 พบว่า B - A สูงสุดที่ S.1 เท่ากับ  $0.65 \text{ kN/m}^3$  ในขณะที่ B - A ต่ำสุดที่ S.3 เท่ากับ  $-0.02 \text{ kN/m}^3$
- ค่าการเปลี่ยนแปลงสัมพัทธ์ ( $\frac{B}{A}$ ): ในรอบที่ 1 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.1 เท่ากับ 1.02 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.2 เท่ากับ 0.95 ในรอบที่ 2 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.1 เท่ากับ 1.04 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.3 เท่ากับ 1.00

จากผลการทดสอบ 2 รอบพบว่า S.1 มี B - A และ  $\frac{B}{A}$  สูงกว่า Section อื่น บ่งบอกว่าสภาพทาง S.1 มีผลทำให้อัตราการเพิ่มขึ้นของ Unit weight มากกว่า Section อื่น

ตารางที่ 4-5 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ Unit weight ขาล่อง

	Unit weight รอบที่ 1		Unit weight รอบที่ 2	
	B - A ( $\text{kN/m}^3$ )	$\frac{B}{A}$	B - A ( $\text{kN/m}^3$ )	$\frac{B}{A}$
S.1 ขาล่อง	0.27	1.02	0.65	1.04
S.2 ขาล่อง	-0.78	0.95	0.36	1.02
S.3 ขาล่อง	-0.52	0.97	-0.02	1.00

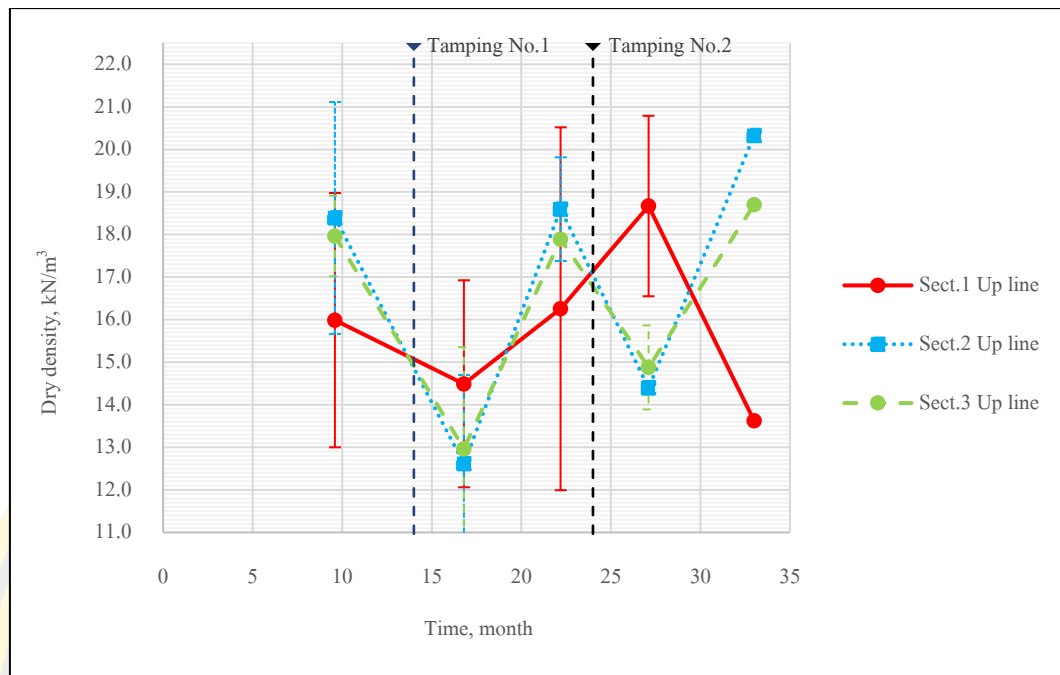
จากค่า Unit Weight จากวิธีการ Rodded Unit Weight ขาขึ้นและขาลงพบว่าค่า Unit Weight ในแต่ละ Section ของทั้งขาขึ้นและขาล่อง ค่อนข้างมีความแตกต่างกันน้อย มีแนวโน้มการเพิ่ม-ลดลงที่ไม่ชัดเจน จึงสรุปได้ว่าการเสริมกำลังไม่ส่งผลกระทบต่อค่า Unit Weight

## 2. Field Density (Sand Cone)

เปรียบเทียบระหว่างค่า Dry Density เริ่มต้น (A) กับค่า Dry Density หลังใช้งาน (B) โดยได้ทำการวิเคราะห์เป็น 2 รูปแบบคือ 1) ค่าความแตกต่างจริงและ 2) ค่าการเปลี่ยนแปลงสัมพัทธ์ เพื่อที่จะวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงของ Dry Density

จากภาพที่ 4-14 ค่า Dry Density ขาขึ้นอยู่ระหว่าง 12.0 ถึง 20.0  $\text{kN/m}^3$  ค่า Dry Density ค่อนข้างแปรปรวนซึ่งเกิดจาก Tamping ทั้ง 2 ครั้ง ส่งผลให้ค่า Dry Density ลดลง และเมื่อมีการใช้งานเส้นทาง ค่าก็จะเพิ่มสูงขึ้น





ภาพที่ 4-14 Dry Density (Sand Cone) กับเวลา ขาขึ้น

จากตารางที่ 4-6 ได้วิเคราะห์ข้อมูลจากภาพที่ 4-14 ผลการวิเคราะห์พบว่า

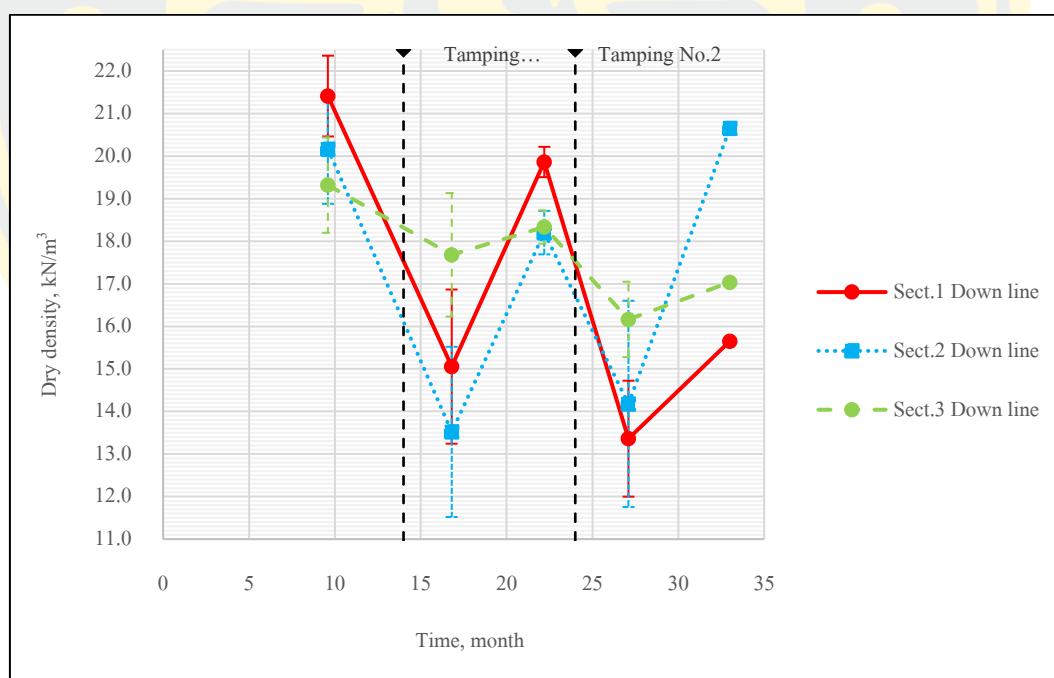
- ค่าความแตกต่างจริง (B - A) ในรอบที่ 1 B - A สูงสุดที่ S.2 เท่ากับ  $5.98 \text{ kN/m}^3$  ในขณะที่ B - A ต่ำสุดที่ S.1 เท่ากับ  $1.76 \text{ kN/m}^3$  ในรอบที่ 2 พบว่า B - A สูงสุดที่ S.2 เท่ากับ  $5.93 \text{ kN/m}^3$  ในขณะที่ B - A ต่ำสุดที่ S.1 เท่ากับ  $-5.05 \text{ kN/m}^3$
- ค่าการเปลี่ยนแปลงสัมพัทธ์ ( $\frac{B}{A}$ ): ในรอบที่ 1 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.2 เท่ากับ 1.47 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.1 เท่ากับ 1.12 ในรอบที่ 2 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.2 เท่ากับ 1.41 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.1 เท่ากับ 0.73

จากผลทั้ง 2 รอบ ผลทำให้เห็นว่า S.2 มี B - A และ  $\frac{B}{A}$  สูงกว่า Section อื่น ๆ ซึ่งสามารถบอกได้ว่า Section ที่ไม่มีการเสริม Geocomposite ทำให้อัตราการเพิ่มขึ้นของ Dry Density สูงกว่า Section ที่เสริม พบความผิดปกติในกรณี S.1 รอบที่ 2 จะเห็นว่า มีค่า B - A ลดลงถึง  $-5.05 \text{ kN/m}^3$  ซึ่งอาจจะเกิดถุงรอกันหลุมอาจจะขาดระหว่างการทดสอบ ทำให้วัดค่าปริมาตรได้มากกว่าปกติส่งผลทำให้ Dry Density ลดน้อยลงอย่างผิดปกติ

ตารางที่ 4-6 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ Dry Density ขาขึ้น

	Dry Density รอบที่ 1		Dry Density รอบที่ 2	
	B - A (kN/m <sup>3</sup> )	$\frac{B}{A}$	B - A (kN/m <sup>3</sup> )	$\frac{B}{A}$
S.1 ขาขึ้น	1.76	1.12	-5.05	0.73
S.2 ขาขึ้น	5.98	1.47	5.93	1.41
S.3 ขาขึ้น	4.92	1.38	3.83	1.26

จากภาพที่ 4 - 15 ค่า Dry Density ขาขึ้นอยู่ระหว่าง 13.0 ถึง 21.0 kN/m<sup>3</sup> จะเห็นว่า Dry Density ค่อนข้างแปรปรวนซึ่งเกิดจาก Tamping ทั้ง 2 ครั้ง ส่งผลให้ค่า Dry Density ลดลง และเมื่อมีการใช้งานเส้นทาง ค่าก็จะเพิ่มสูงขึ้น



ภาพที่ 4-15 Dry Density (Sand Cone) กับเวลา ขาล่อง

จากตารางที่ 4-7 ได้วิเคราะห์ข้อมูลจากภาพที่ 4-15 ผลการวิเคราะห์พบว่า

- ค่าความแตกต่างจริง (B - A) ในรอบที่ 1 พบว่า B - A สูงสุดที่ S.1 เท่ากับ  $4.81 \text{ kN/m}^3$  ในขณะที่ B - A ต่ำสุดที่ S.3 เท่ากับ  $0.65 \text{ kN/m}^3$  ในรอบที่ 2 พบว่า B - A สูงสุดที่ S.2 เท่ากับ  $6.48 \text{ kN/m}^3$  ในขณะที่ B - A ต่ำสุดที่ S.3 เท่ากับ  $0.87 \text{ kN/m}^3$
- ค่าการเปลี่ยนแปลงสัมพัทธ์ ( $\frac{B}{A}$ ): ในรอบที่ 1 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.2 เท่ากับ 1.35 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.3 เท่ากับ 1.04 ในรอบที่ 2 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.2 เท่ากับ 1.46 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.3 เท่ากับ 1.05

จากผลการทดสอบพบว่า ในรอบที่ 1 S.1 และ S.2 มีค่าใกล้เคียงกันแต่ในรอบที่ 2 มีค่า B - A และ  $\frac{B}{A}$  สูงกว่า Section ที่เหลือมาก พบว่า S.3 มีค่า Dry Density มีค่าใกล้เคียงกับ Section อื่น แต่ B - A และ  $\frac{B}{A}$  ที่ต่ำที่สุดบ่งบอกว่ามีสภาพทางที่ดีสุดหากเทียบกับ Section อื่น

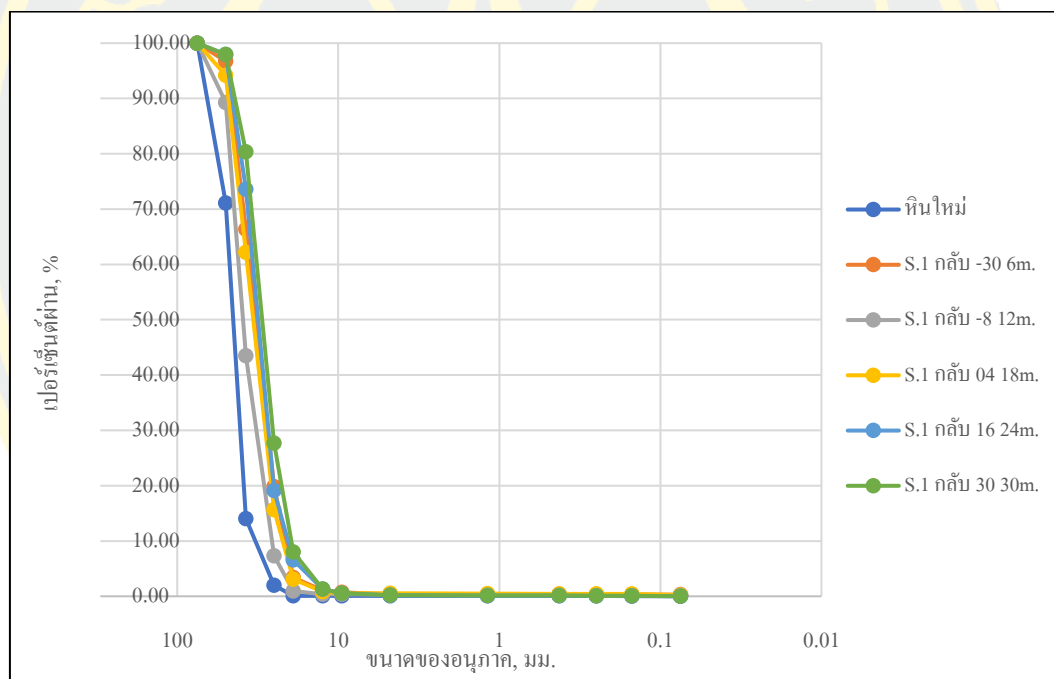
ตารางที่ 4-7 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ Dry Density ขาล่อง

	Dry Density รอบที่ 1		Dry Density รอบที่ 2	
	B - A ( $\text{kN/m}^3$ )	$\frac{B}{A}$	B - A ( $\text{kN/m}^3$ )	$\frac{B}{A}$
S.1 ขาล่อง	4.81	1.32	2.29	1.17
S.2 ขาล่อง	4.68	1.35	6.48	1.46
S.3 ขาล่อง	0.65	1.04	0.87	1.05

จากการหาค่า Dry Density จากวิธีการ Sand Cone จะเห็นได้ว่า Dry Density มีค่าสูงสุดแตกต่างกันอย่างมาก (4 ถึง  $4.5 \text{ kN/m}^3$ ) จะเห็นได้ค่าข้อมูลมีความผันผวน อย่างก็ตามจะพบว่า ใน Section ที่มีการเสริมกำลัง (S.1 และ S.3) มีค่า B - A และ  $\frac{B}{A}$  ต่ำกว่า Section ที่ไม่เสริมกำลัง บ่งบอกว่าการเสริมกำลังช่วยปรับปรุงคุณภาพของเส้นทางได้ ทั้งนี้ในการทดสอบที่ขาขึ้นในรอบที่ 2 พบว่า S.1 มีค่า B - A และ  $\frac{B}{A}$  ต่ำมาก เนื่องจากถูกรองกันหลุมอาจจะขาดระหว่างการทดสอบ ทำให้วัดค่าปริมาตรได้มากกว่าปกติส่งผลทำให้ Dry Density ลดน้อยลงอย่างผิดปกติ

### ขนาดคละและค่า $D_{50}$

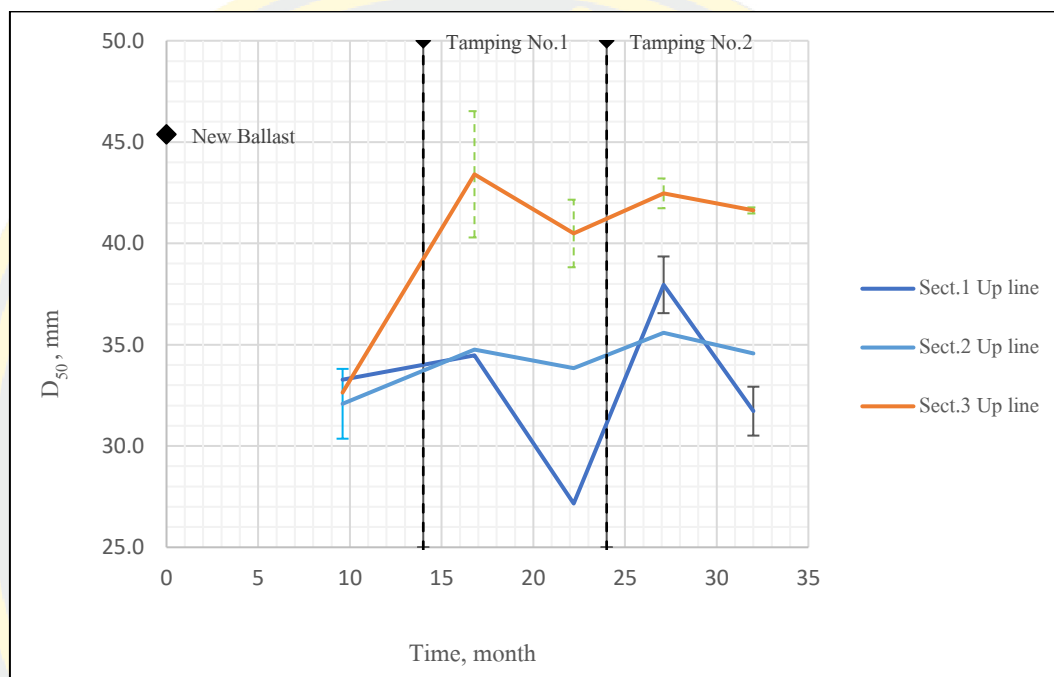
ขนาดคละของ Ballast ที่เก็บมาจากทางรถไฟที่ทำการทดสอบโดยส่วนใหญ่จะมีรูปแบบของขนาดคละเป็นแบบ Uniformly graded ซึ่งสอดคล้องกับมาตรฐานของขนาดคละของ Ballast ที่กำหนดไว้ว่าขนาดคละต้องอยู่ในช่วง 31.5 ถึง 50 มม. หรือ 31.5 ถึง 63 มม. ตัวอย่างหนึ่งของขนาดคละเป็นไปตามภาพที่ 4-16 แสดงถึงกราฟขนาดคละของ Ballast Section 1 ขาขึ้น ใน 5 ช่วงเวลาการทดสอบ เปรียบเทียบกับ Ballast ใหม่ กราฟแสดงให้เห็นว่า หินใหม่มีความเป็น Uniformly graded มากที่สุด จากนั้นเมื่อ Ballast ถูกใช้งานพลังงานจากขบวนรถไฟ จะเห็นได้ว่า ขนาดคละจะค่อย ๆ ขยับไปทางขวา ( ยังคงเป็น Uniformly graded ) สาเหตุเกิดจากอนุภาคของ Ballast เกิดการแตกหัก เกิดอนุภาคขนาดเล็กเพิ่มมากขึ้น



ภาพที่ 4-16 ขนาดคละของหินโรยทาง ณ เวลาที่ต่างกันของหินโรยทางใหม่และหินโรยทางจาก Section 1 ขาตั้ง

เปรียบเทียบระหว่างค่าขนาดอนุภาคที่เปอร์เซ็นต์ผ่าน 50 หรือ  $D_{50}$  กำหนด  $D_{50}$  เริ่มต้น (A) กับค่า  $D_{50}$  หลังใช้งาน (B) โดยได้ทำการวิเคราะห์เป็น 2 รูปแบบคือ (i) ค่าความแตกต่างจริงและ (ii) ค่าการเปลี่ยนแปลงสัมพัทธ์ เพื่อที่จะวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงของ  $D_{50}$

จากภาพที่ 4-17 ค่า  $D_{50}$  ของขาค้างขึ้นอยู่ระหว่าง 25 ถึง 45 mm จากข้อมูลที่พบว่าหลังจากการ Tamping ทุกครั้ง  $D_{50}$  จะมีขนาดเพิ่มขึ้นเนื่องจากการเติม Ballast ใหม่เข้าไปในทางรถไฟและทำการอัดหินเข้าไป จากข้อมูลพบว่า  $D_{50}$  ของ Ballast ทุก Section มีขนาดเล็กกว่า Ballast ใหม่ทั้งหมด



ภาพที่ 4-17  $D_{50}$  กับเวลา ขาค้าง

จากตารางที่ 4-8 ได้วิเคราะห์ข้อมูลจากภาพที่ 4-16 ผลการวิเคราะห์พบว่า

- ค่าความแตกต่างจริง ( $B - A$ ) ในรอบที่ 1 พบว่า  $B - A$  ลดลงสูงสุดที่ S.1 เท่ากับ 7.31 mm ในขณะที่  $B - A$  ลดลงต่ำสุดที่ S.2 เท่ากับ 0.93 mm ในรอบที่ 2 พบว่า  $B - A$  ลดลงสูงสุดที่ S.1 เท่ากับ 6.43 mm ในขณะที่  $B - A$  ลดลงต่ำสุดที่ S.2 เท่ากับ 1.03 mm
- ค่าการเปลี่ยนแปลงสัมพัทธ์ ( $\frac{B}{A}$ ): ในรอบที่ 1 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.2 เท่ากับ 0.97 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.1 เท่ากับ 0.79 ในรอบที่ 2 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.2 และ S.3 เท่ากับ 0.97 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.1 เท่ากับ 0.84

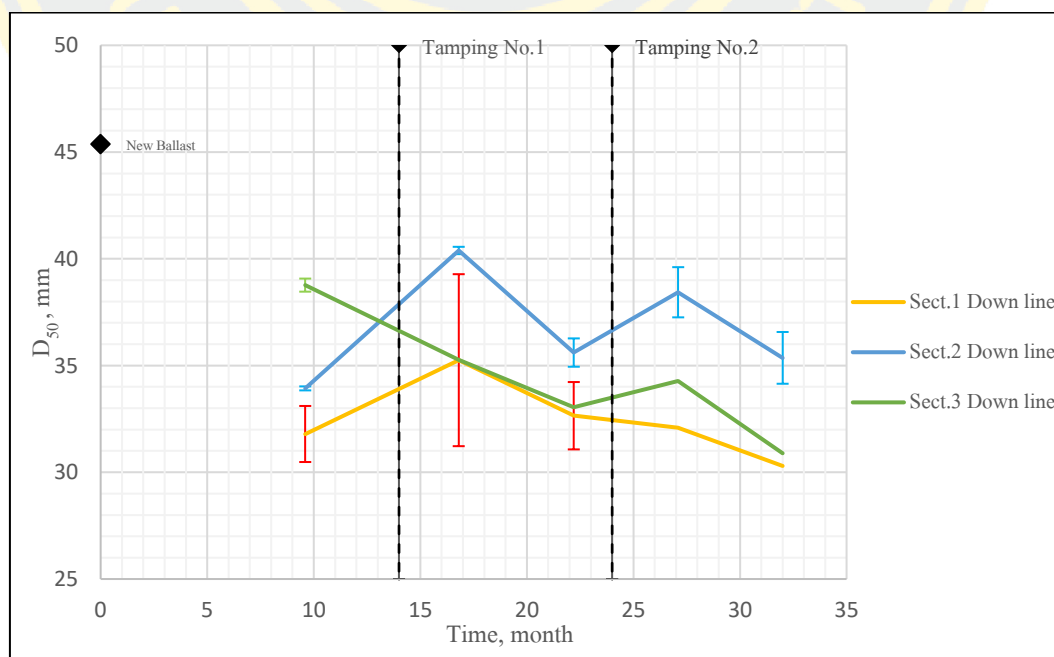


จากผลการทดสอบทั้ง 2 รอบ ผลทำให้เห็นว่า S.1 ซึ่งเสริม Geocomposite มี B – A ลดลงมากที่สุดและ  $\frac{B}{A}$  ต่ำที่สุด ทั้งรอบที่ 1 และ 2 นั้นหมายความว่า Ballast มีการแตกหักมากกว่า Section อื่น ๆ

ตารางที่ 4-8 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ  $D_{50}$  ขาขึ้น

	$D_{50}$ รอบที่ 1		$D_{50}$ รอบที่ 2	
	B – A (mm)	$\frac{B}{A}$	B – A(mm)	$\frac{B}{A}$
S.1 ขาขึ้น	-7.31	0.79	-6.43	0.84
S.2 ขาขึ้น	-0.93	0.97	-1.03	0.97
S.3 ขาขึ้น	-4.37	0.91	-1.43	0.97

จากภาพที่ 4-18 ค่า  $D_{50}$  ของขาล่องอยู่ระหว่าง 30 ถึง 40 mm จากข้อมูลที่พบว่าหลังจากการ Tamping ทุกครั้ง  $D_{50}$  จะมีขนาดเพิ่มขึ้นเนื่องจากมีการเติม Ballast ใหม่เข้าไปในทางรถไฟและทำการอัดหินเข้าไป จากข้อมูลพบว่า  $D_{50}$  ของ Ballast ทุก Section มีขนาดเล็กกว่า Ballast ใหม่ทั้งหมด



ภาพที่ 4-18  $D_{50}$  กับเวลา ขาล่อง

จากตารางที่ 4-9 ได้วิเคราะห์ข้อมูลจากภาพที่ 4-18 ผลการวิเคราะห์พบว่า

- ค่าความแตกต่างจริง (B - A) ในรอบที่ 1 พบว่า B - A ลดลงสูงสุดที่ S.1 เท่ากับ 5.05 mm ในขณะที่ B - A ลดลงต่ำสุดที่ S.3 เท่ากับ 2.22 mm ในรอบที่ 2 พบว่า B - A ลดลงสูงสุดที่ S.3 เท่ากับ 3.39 mm ในขณะที่ B - A ลดลงต่ำสุดที่ S.1 เท่ากับ 1.79 mm
- ค่าการเปลี่ยนแปลงสัมพัทธ์ ( $\frac{B}{A}$ ): ในรอบที่ 1 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.3 เท่ากับ 0.94 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.1 เท่ากับ 0.87 ในรอบที่ 2 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.1 เท่ากับ 0.94 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.3 เท่ากับ 0.90

ผลการทดสอบพบว่าข้อมูลมีความผันผวน ในรอบที่ 1 จะเห็นว่า S.1 มี B - A ลดลงมากที่สุดและ  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดแต่ในรอบที่ 2 จะเห็นว่า S.3 มี B - A ลดลงมากที่สุดและ  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุด จึงไม่สามารถสรุปผลการวิเคราะห์ได้

ตารางที่ 4-9 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ  $D_{50}$  ขาล่อง

	$D_{50}$ รอบที่ 1		$D_{50}$ รอบที่ 2	
	B - A (mm)	$\frac{B}{A}$	B - A(mm)	$\frac{B}{A}$
S.1 ขาล่อง	-5.05	0.87	-1.79	0.94
S.2 ขาล่อง	-4.29	0.89	-3.04	0.92
S.3 ขาล่อง	-2.22	0.94	-3.39	0.90

เมื่อ Ballast ถูกใช้งานพลังงานจากขบวนรถไฟ อนุภาคของ Ballast เกิดการแตกหัก เกิดอนุภาคขนาดเล็กเพิ่มมากขึ้น จะเห็นได้จาก ค่า  $D_{50}$  ในการทดสอบพบว่า ทั้งที่ S.1 และ s.3 ที่มีการเสริมกำลัง แต่กลับการแตกหักสูงกว่า Section ที่ไม่เสริมกำลัง

### ดัชนีการปนเปื้อนของหินโรยทาง

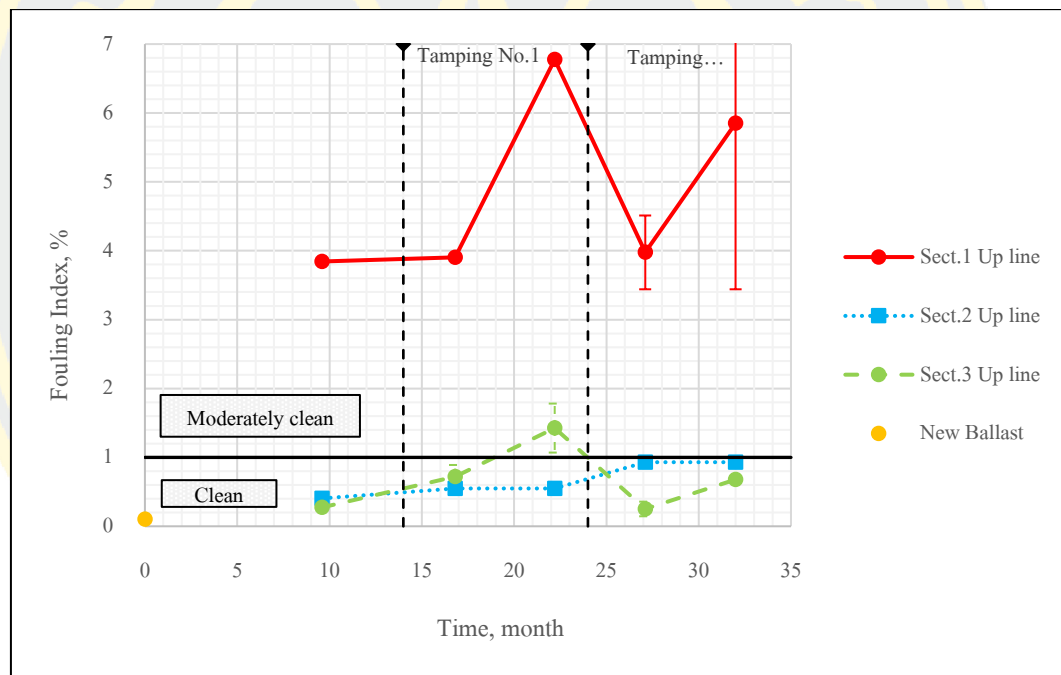
การเปรียบเทียบดัชนีการปนเปื้อนของหิน โรยทางจะเปรียบเทียบกับดัชนีดัง 1) Fouling Index 2) % fouling 3) PVC และ 4) Rb-f ดัชนีการปนเปื้อนจะบ่งบอกถึงมวลละเอียดซึ่งมาจากหลายที่มา

อาทิ เกิดจากการแตกหักของหินโรยทาง มวลละเอียดที่ทะลุชั้นพื้นทางขึ้นมาปนเปื้อนชั้นหินโรยทาง หรือเกิดจากการปนเปื้อนจากวัสดุที่มาจากภายนอก

### 1. Fouling Index

เปรียบเทียบระหว่างค่า Fouling Index เริ่มต้น (A) กับค่า Fouling Index หลังใช้งาน (B) โดยได้ทำการวิเคราะห์เป็น 2 รูปแบบคือ (i) ค่าความแตกต่างจริงและ (ii) ค่าการเปลี่ยนแปลงสัมพัทธ์ เพื่อที่จะวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงของ Fouling Index

จากภาพที่ 4-19 ค่า Fouling Index ขาขึ้น พบว่าทุก Section มีค่ามากกว่า Fouling Index ของหินใหม่ ค่า Section 2 และ 3 มีค่าใกล้เคียงกันมีค่าอยู่ระหว่าง 0.0 ถึง 1.5 % พบว่า Section 1 มีค่าโดดเด่นจาก Section อื่น มีค่าอยู่ระหว่าง 4.0 ถึง 7 %



ภาพที่ 4-19 Fouling Index กับเวลา ขาขึ้น

จากตารางที่ 4-10 ได้วิเคราะห์ข้อมูลจากภาพที่ 4-19 ผลการวิเคราะห์พบว่า

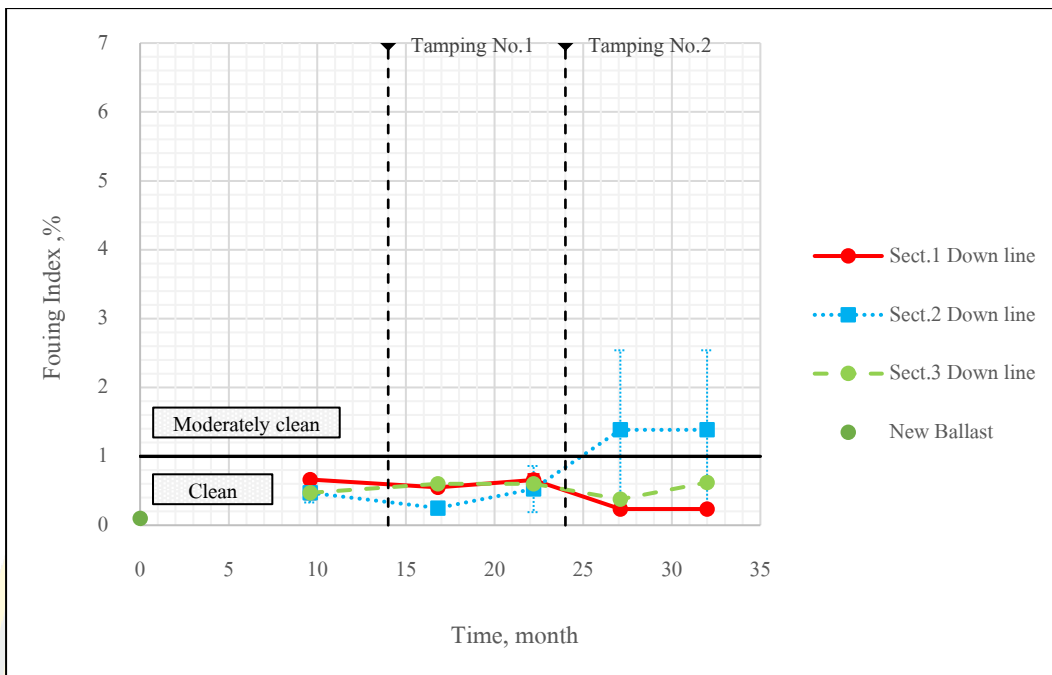
- ค่าความแตกต่างจริง (B - A) ในรอบที่ 1 พบว่า B - A สูงสุดที่ S.1 เท่ากับ 2.87 % ในขณะที่ B - A ต่ำสุดที่ S.3 เท่ากับ 0.7 % ในรอบที่ 2 พบว่า B - A สูงสุดที่ S.1 เท่ากับ 1.87 % ในขณะที่ B - A ต่ำสุดที่ S.2 เท่ากับ 0 %

- ค่าการเปลี่ยนแปลงสัมพัทธ์ ( $\frac{B}{A}$ ): ในรอบที่ 1 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.3 เท่ากับ 1.97  
 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.2 เท่ากับ 1.00 ในรอบที่ 2 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.3 เท่ากับ 2.70  
 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.1 เท่ากับ 0.90 จากผลทั้ง 2 รอบ  
 ผลทำให้เห็นว่า S.1 และ S.3 ซึ่งมีการเสริม Geocomposite มีค่า  $B - A$  เพิ่มขึ้นและ  $\frac{B}{A}$   
 สูงเมื่อเทียบกับ S.2 ที่ไม่มีการเสริมกำลัง

ตารางที่ 4-10 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ Fouling Index ขาขึ้น

	Fouling Index รอบที่ 1		Fouling Index รอบที่ 2	
	B - A (%)	$\frac{B}{A}$	B - A (%)	$\frac{B}{A}$
S.1 ขาขึ้น	2.87	1.73	1.87	1.47
S.2 ขาขึ้น	0.00	1.00	0.00	1.00
S.3 ขาขึ้น	0.70	1.97	0.43	2.70

จากภาพที่ 4-20 ค่า Fouling Index ขาล่อง พบว่าทุก Section มีค่ามากกว่า Fouling Index ของหินใหม่ มีค่าอยู่ระหว่าง 0.0 ถึง 1.5 % สังเกตได้ว่าค่าของทุก Section มีค่าต่ำและมีค่าใกล้เคียงกัน



ภาพที่ 4-20 กราฟแสดง Fouling Index กับเวลา ขาด่อง

จากตารางที่ 4-11 ได้วิเคราะห์ข้อมูลจากภาพที่ 4-20 ผลการวิเคราะห์พบว่า

- ค่าความแตกต่างจริง ( B - A ) ในรอบที่ 1 พบว่า B - A สูงสุดที่ S.2 เท่ากับ 0.27 % ในขณะที่ B - A ต่ำสุดที่ S.3 เท่ากับ 0 % ในรอบที่ 2 พบว่า B - A สูงสุดที่ S.3 เท่ากับ 0.24 % ในขณะที่ B - A ต่ำสุดที่ S.1 และ S.2 เท่ากับ 0 %
- ค่าการเปลี่ยนแปลงสัมพัทธ์ (  $\frac{B}{A}$  ) : ในรอบที่ 1 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.2 เท่ากับ 2.10 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.3 เท่ากับ 1.00 ในรอบที่ 2 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.3 เท่ากับ 1.65 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.1 และ S.2 เท่ากับ 1.00

ผลทำให้เห็นว่าในรอบที่ 1 และ รอบที่ 2 ให้ผลที่แตกต่างกัน มีค่า  $\frac{B}{A}$  ที่มากที่สุดคนละ

Section กัน จึงอาจไม่อาจสรุปผลการวิเคราะห์ได้



ตารางที่ 4-11 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ Fouling Index ขาล่อง

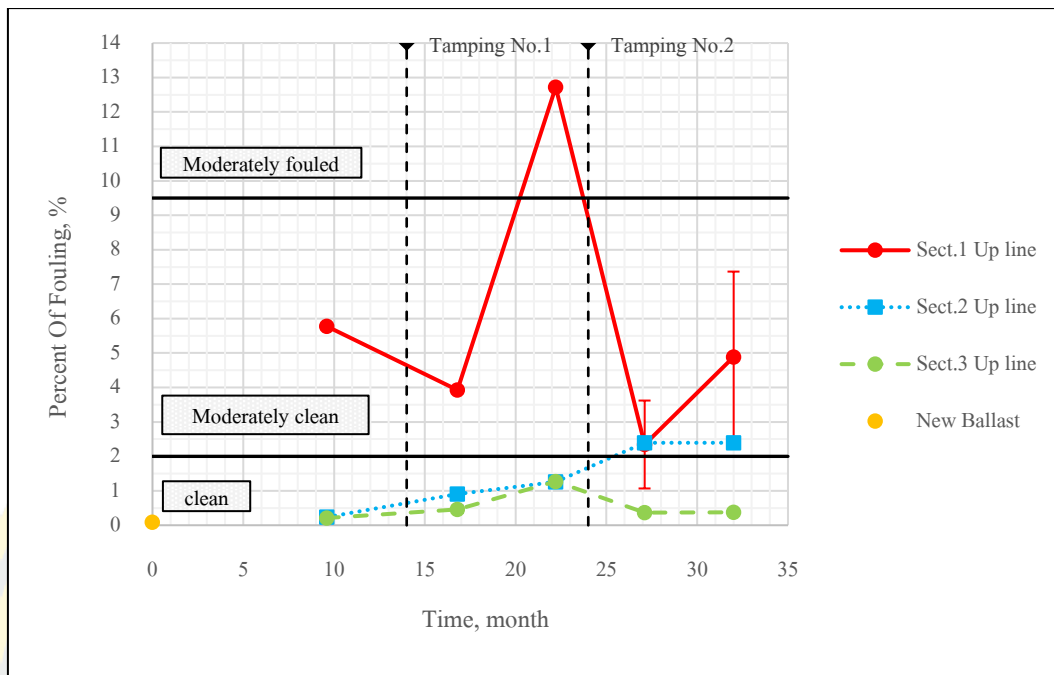
	Fouling Index รอบที่ 1		Fouling Index รอบที่ 2	
	B - A (%)	$\frac{B}{A}$	B - A (%)	$\frac{B}{A}$
S.1 ขาล่อง	0.11	1.19	0.00	1.00
S.2 ขาล่อง	0.27	2.10	0.00	1.00
S.3 ขาล่อง	0.00	1.00	0.24	1.65

จากการวิเคราะห์ค่า Fouling Index ในขาขึ้นจะพบว่า S.1 มีค่าที่สูงกว่า Section อื่นมาก ค่า B - A และ  $\frac{B}{A}$  เองก็สูงกว่ามากเช่นกัน ทำให้เห็นว่าถึงแม้จะมีการเสริมกำลังแต่กลับไม่ช่วยปรับปรุงค่า Fouling Index ในขาล่องมีค่า Fouling index โดยรวมที่ต่ำกว่าเมื่อเทียบกับขาขึ้น แต่ไม่อาจวิเคราะห์ผลได้เนื่องจากมีค่าที่ผันผวน

## 2. %fouling

เปรียบเทียบระหว่างค่า %fouling เริ่มต้น (A) กับค่า %fouling หลังใช้งาน (B) โดยได้ทำการวิเคราะห์เป็น 2 รูปแบบคือ (i) ค่าความแตกต่างจริงและ (ii) ค่าการเปลี่ยนแปลงสัมพัทธ์ เพื่อที่จะวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงของ %fouling

จากภาพที่ 4-21 ค่า %fouling ขาขึ้น พบว่าทุก Section มีค่ามากกว่า %fouling ของหินใหม่ Section 2 และ 3 มีค่าใกล้เคียงกัน อยู่ระหว่าง 0.0 ถึง 3 % Section 1 อยู่ระหว่าง 2 ถึง 13 % สังเกตได้ว่า Section 1 มีค่าสูงกว่า Section อื่นมาก



ภาพที่ 4-21 %fouling กับเวลา ขาขึ้น

จากตารางที่ 4-12 ได้วิเคราะห์ข้อมูลจากภาพที่ 4-21 ผลการวิเคราะห์พบว่า

- ค่าความแตกต่างจริง ( B - A ) ในรอบที่ 1 พบว่า B - A สูงสุดที่ S.1 เท่ากับ 8.79 % ในขณะที่ B - A ต่ำสุดที่ S.2 เท่ากับ 0.34 % ในรอบที่ 2 พบว่า B - A สูงสุดที่ S.1 เท่ากับ 2.54 % ในขณะที่ B - A ต่ำสุดที่ S.2 เท่ากับ 0 %
- ค่าการเปลี่ยนแปลงสัมพัทธ์ (  $\frac{B}{A}$  ) : ในรอบที่ 1 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.1 เท่ากับ 3.24 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.2 เท่ากับ 1.38 ในรอบที่ 2 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.1 เท่ากับ 2.08 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.2 และ S.2 เท่ากับ 1.00

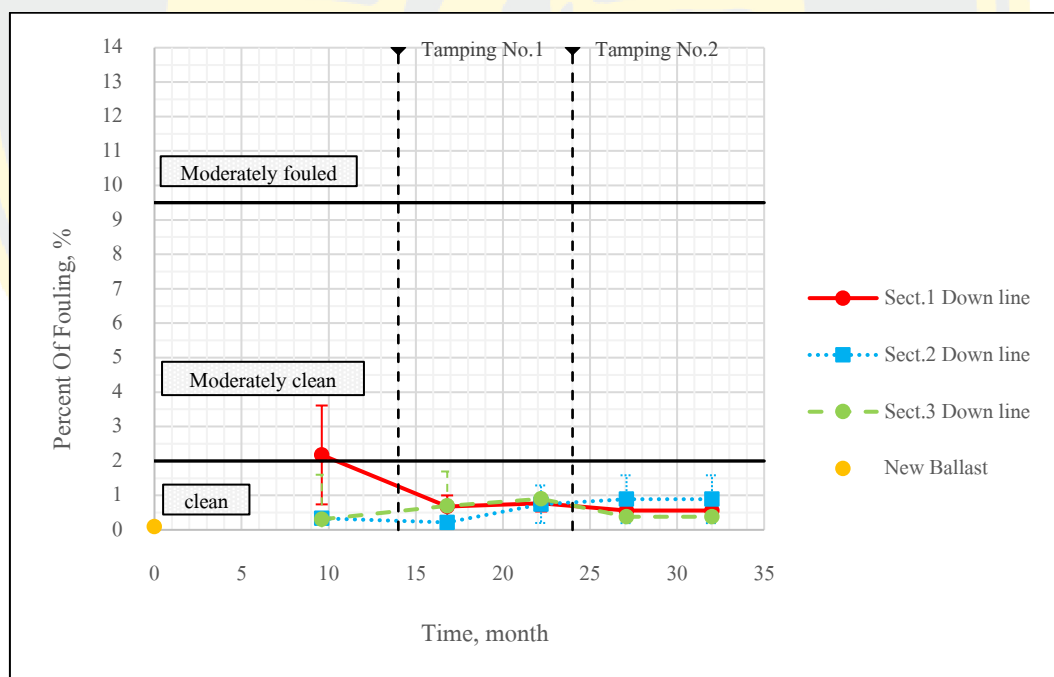
จากตารางที่ 4-12 จากผลทั้ง 2 รอบ ผลทำให้เห็นว่า S.1 ซึ่งมีการเสริม Geocomposite มี

B - A มากที่สุดและ  $\frac{B}{A}$  สูงสุด

ตารางที่ 4-12 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ %fouling ขาขึ้น

	%fouling รอบที่ 1		%fouling รอบที่ 2	
	B - A (%)	$\frac{B}{A}$	B - A (%)	$\frac{B}{A}$
S.1 ขาขึ้น	8.79	3.24	2.54	2.08
S.2 ขาขึ้น	0.34	1.38	0.00	1.00
S.3 ขาขึ้น	0.81	2.74	0.01	1.02

จากภาพที่ 4-22 ค่า Percent Of Fouling ขาล่อง พบว่าทุก Section มีค่ามากกว่า %fouling ของหินใหม่ มีค่าอยู่ระหว่าง 0.0 ถึง 2.0 % สังเกตได้ว่าค่าของทุก Section มีค่าน้อยและมีค่าใกล้เคียงกัน



ภาพที่ 4-22 %fouling กับเวลา ขาล่อง

จากตารางที่ 4-13 ได้วิเคราะห์ข้อมูลจากภาพที่ 4-22 ผลการวิเคราะห์พบว่า

- ค่าความแตกต่างจริง (B - A) ในรอบที่ 1 พบว่า B - A สูงสุดที่ S.2 เท่ากับ 0.53 % ในขณะที่ B - A ต่ำสุดที่ S.1 เท่ากับ 0.09 % ในรอบที่ 2 พบว่า B - A มีค่าเท่ากันทุก Section ที่ 0 %
- ค่าการเปลี่ยนแปลงสัมพัทธ์ ( $\frac{B}{A}$ ): ในรอบที่ 1 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.2 เท่ากับ 3.47 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.1 เท่ากับ 1.14 ในรอบที่ 2 พบว่า  $\frac{B}{A}$  ของทุก Section มีค่าเท่ากันเท่ากับ 1.00

ผลการทดสอบทั้ง 2 รอบ S.2 มีค่า B - A สูงสุดและ  $\frac{B}{A}$  สูงสุด แต่พบว่าค่า %fouling มีค่าต่ำในทุก Section

ตารางที่ 4-13 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ %fouling ขาล่อง

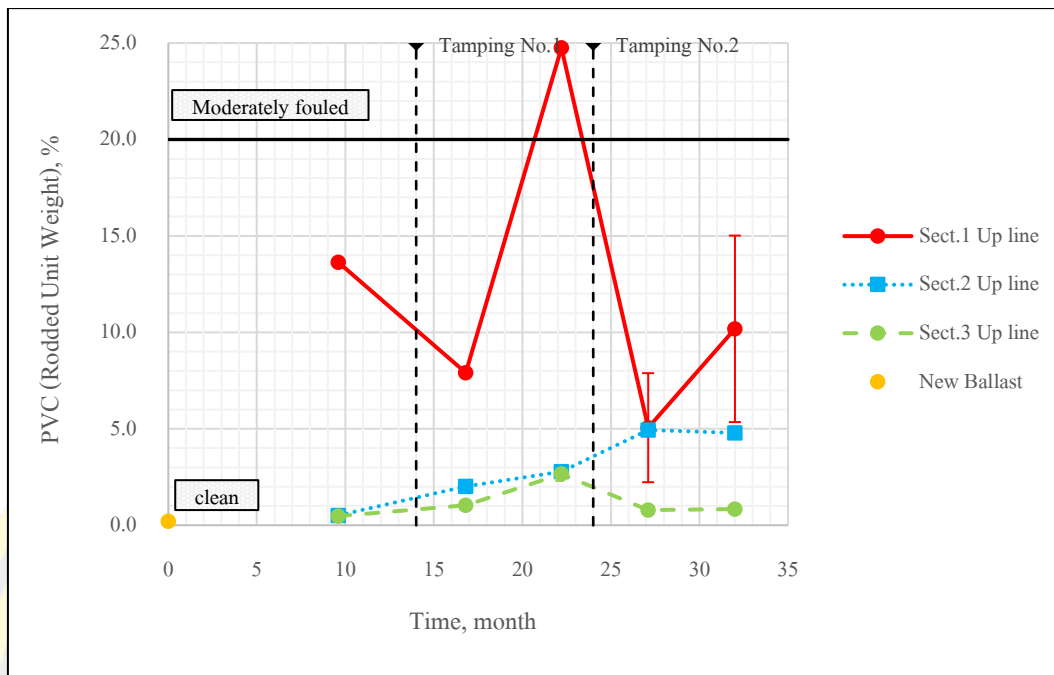
	%fouling รอบที่ 1		%fouling รอบที่ 2	
	B - A (%)	$\frac{B}{A}$	B - A (%)	$\frac{B}{A}$
S.1 ขาล่อง	0.09	1.14	0.00	1.00
S.2 ขาล่อง	0.53	3.47	0.00	1.00
S.3 ขาล่อง	0.21	1.30	0.00	1.00

จากการวิเคราะห์ค่า %fouling ในขาขึ้นจะพบว่า S.1 มีค่าที่สูงกว่า Section อื่นมาก ค่า B - A และ  $\frac{B}{A}$  เองก็สูงกว่มากเช่นกัน ทำให้เห็นว่ถึงแม้จะมีการเสริมกำลังแต่กลับไม่ช่วยปรับปรุงค่า %fouling ในขาล่องมีค่าโดยรวมที่ต่ำกว่าเมื่อเทียบกับขาขึ้น

### 3. Percentage Void Contamination (PVC)

เปรียบเทียบระหว่างค่า PVC เริ่มต้น (A) กับค่า PVC หลังใช้งาน (B) โดยได้ทำการวิเคราะห์เป็น 2 รูปแบบคือ (i) ค่าความแตกต่างจริงและ (ii) ค่าการเปลี่ยนแปลงสัมพัทธ์ เพื่อที่จะวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงของ PVC

3.1 Rodded Unit Weight จากภาพที่ 4-23 ค่า PVC (Roded Unit Weight) ขาขึ้น พบว่าทุก Section มีค่ามากกว่า PVC ของหินใหม่ Section 2 และ 3 มีค่าใกล้เคียงกัน อยู่ระหว่าง 0.0 ถึง 5 % Section 1 อยู่ระหว่าง 5 ถึง 25 % สังเกตได้ว่า Section 1 มีค่าสูงกว่า Section อื่นมาก



ภาพที่ 4-23 PVC (Rodded Unit Weight) กับเวลา ขาขึ้น

จากตารางที่ 4-14 ได้วิเคราะห์ข้อมูลจากภาพที่ 4-23 ผลการวิเคราะห์พบว่า

- ค่าความแตกต่างจริง (B - A) ในรอบที่ 1 พบว่า B - A สูงสุดที่ S.1 เท่ากับ 16.84 % ในขณะที่ B - A ต่ำสุดที่ S.2 เท่ากับ 0.78 % ในรอบที่ 2 พบว่า B - A สูงสุดที่ S.1 เท่ากับ 5.13 % ในขณะที่ B - A ต่ำสุดที่ S.2 เท่ากับ -0.15 %
- ค่าการเปลี่ยนแปลงสัมพัทธ์ ( $\frac{B}{A}$ ): ในรอบที่ 1 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.1 เท่ากับ 3.13 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.2 เท่ากับ 1.39 ในรอบที่ 2 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.1 เท่ากับ 2.01 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.2 เท่ากับ 0.97

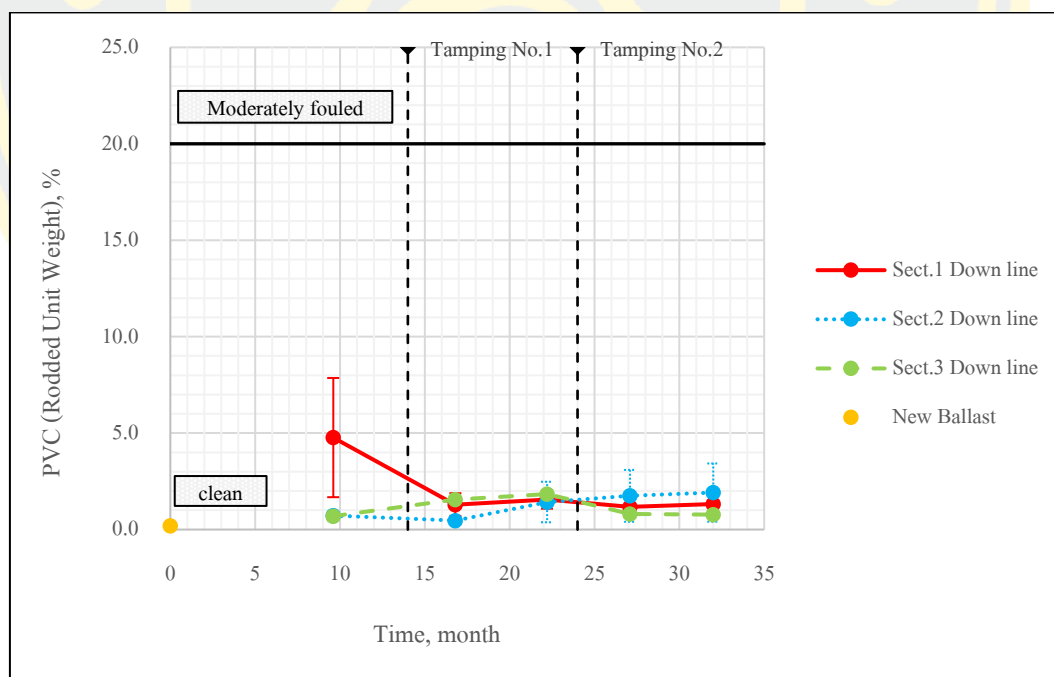
จากผลทั้ง 2 รอบ ผลทำให้เห็นว่า S.1 ซึ่งมีการเสริม Geocomposite มี B - A สูงสุดและ  $\frac{B}{A}$  สูงสุดในรอบที่ 2 จะเห็นว่าค่า B - A ของ S.1 ลดลงมากเมื่อเทียบกับรอบที่ 2 ซึ่งอาจเป็นเพราะ Ballast มีการแตกที่มากไปแล้วในรอบที่ 1



ตารางที่ 4-14 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ PVC (Rodded Unit Weight) ขาขึ้น

	PVC (Rodded Unit Weight) รอบที่ 1		PVC (Rodded Unit Weight) รอบที่ 2	
	B - A (%)	$\frac{B}{A}$	B - A (%)	$\frac{B}{A}$
S.1 ขาขึ้น	16.84	3.13	5.13	2.01
S.2 ขาขึ้น	0.78	1.39	-0.15	0.97
S.3 ขาขึ้น	1.62	2.57	0.06	1.07

จากภาพที่ 4 – 24 ค่า PVC (Rodded Unit Weight) ขาล่อง พบว่าทุก Section มีค่ามากกว่า PVC ของหินใหม่ มีค่าอยู่ระหว่าง 0.0 ถึง 5.0 % สังเกตได้ว่าค่าของทุก Section มีค่าน้อยและมีค่าใกล้เคียงกัน



ภาพที่ 4-24 PVC (Rodded Unit Weight) กับเวลา ขาล่อง

จากตารางที่ 4-15 ได้วิเคราะห์ข้อมูลจากภาพที่ 4-24 ผลการวิเคราะห์พบว่า

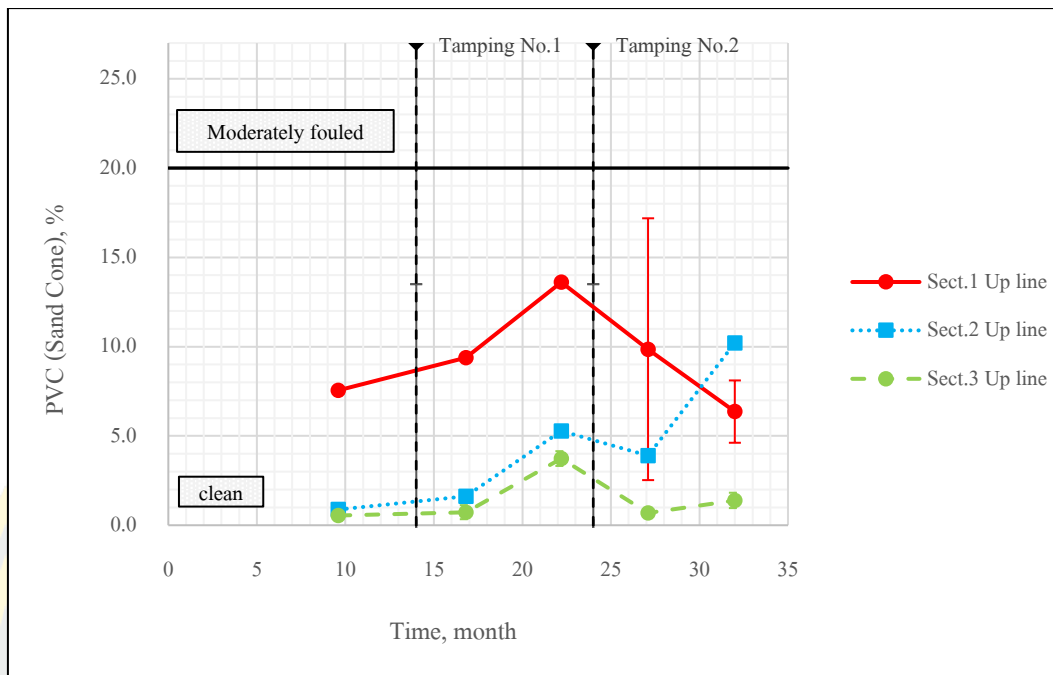
- ค่าความแตกต่างจริง ( B - A ) ในรอบที่ 1 พบว่า B - A สูงสุดที่ S.2 เท่ากับ 0.96 % ในขณะที่ B - A ต่ำสุดที่ S.1 เท่ากับ 0.26 % ในรอบที่ 2 พบว่า B - A สูงสุดที่ S.2 เท่ากับ 0.17 % ในขณะที่ B - A ต่ำสุดที่ S.3 เท่ากับ -0.04 %
  - ค่าการเปลี่ยนแปลงสัมพัทธ์ ( $\frac{B}{A}$ ) : ในรอบที่ 1 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.2 เท่ากับ 3.07 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S. 3 เท่ากับ 1.19 ในรอบที่ 2 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.1 เท่ากับ 1.13 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.3 เท่ากับ 0.96
- จากผลการทดสอบทั้ง 2 รอบจะเห็นว่าค่า PVC มีค่าที่ต่ำในทุก Section และไม่อาจวิเคราะห์ได้เนื่องจากข้อมูลค่อนข้างผันผวน

ตารางที่ 4-15 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ PVC (Rodded Unit Weight) ขาล่อง

	PVC (Rodded Unit Weight)		PVC (Rodded Unit Weight)	
	รอบที่ 1		รอบที่ 2	
	B - A (%)	$\frac{B}{A}$	B - A (%)	$\frac{B}{A}$
S.1 ขาล่อง	0.26	1.20	0.15	1.13
S.2 ขาล่อง	0.96	3.07	0.17	1.10
S.3 ขาล่อง	0.29	1.19	-0.04	0.96

จากการวิเคราะห์ค่า PVC (Rodded Unit Weight) ในขาขึ้นจะพบว่า S.1 มีค่าที่สูงกว่า Section อื่นมาก ค่า B - A และ  $\frac{B}{A}$  เองก็สูงกว่ามากเช่นกัน ทำให้เห็นว่าถึงแม้จะมีการเสริมกำลังแต่กลับไม่ช่วยปรับปรุงค่า PVC (Rodded Unit Weight) ในขาล่องมีค่าโดยรวมที่ต่ำกว่าเมื่อเทียบกับขาขึ้น

3.2 Field Density (Sand Cone) จากภาพที่ 4 - 25 ค่า PVC (Sand Cone) ขาขึ้น พบว่าทุก Section มีค่าอยู่ระหว่าง 0.0 ถึง 15.0 % สังเกตได้ว่าค่า S.1 มีค่าสูงกว่า Section อื่น ๆ พบว่าหลัง Tamping ค่า PVC (Sand Cone) มีค่าลดลงในทุก Section เนื่องจากความหนาแน่นลดลง



ภาพที่ 4-25 PVC (Sand Cone) กับเวลา ขาขึ้น

จากตารางที่ 4-16 ได้วิเคราะห์ข้อมูลจากภาพที่ 4-25 ผลการวิเคราะห์พบว่า

- ค่าความแตกต่างจริง ( B - A ) ในรอบที่ 1 พบว่า B - A สูงสุดที่ S.1 เท่ากับ 4.22 % ในขณะที่ B - A ต่ำสุดที่ S.3 เท่ากับ 3.00 % ในรอบที่ 2 พบว่า B - A สูงสุดที่ S.2 เท่ากับ 6.32 % ในขณะที่ B - A ต่ำสุดที่ S.1 เท่ากับ -3.49 %
- ค่าการเปลี่ยนแปลงสัมพัทธ์ (  $\frac{B}{A}$  ) : ในรอบที่ 1 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.3 เท่ากับ 5.11 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S. 1 เท่ากับ 1.45 ในรอบที่ 2 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.2 เท่ากับ 2.62 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.1 เท่ากับ 0.65

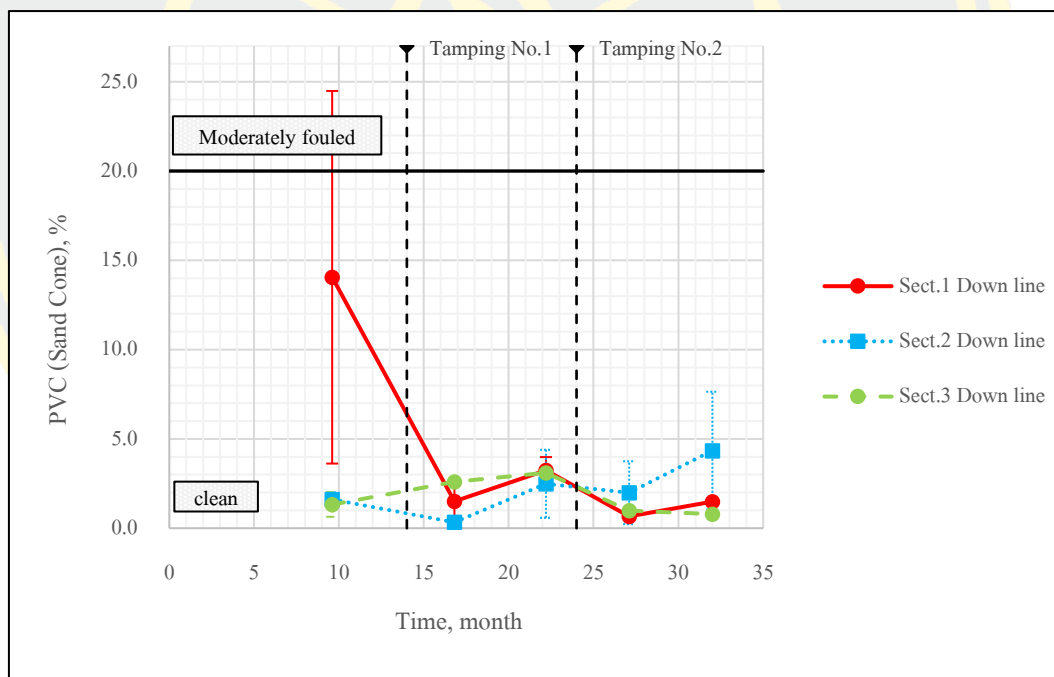
จากผลการทดสอบทั้ง 2 รอบ ให้ผลที่ขัดแย้งกัน จึงไม่สามารถสรุปผลการทดสอบได้

อย่างแน่ชัด ในรอบที่ 2 S.1 พบว่าค่า  $\frac{B}{A}$  มีค่ามากซึ่งเกิดจากผลของความหนาแน่นที่ได้จากการทดสอบมีค่าน้อยเกินไปซึ่งเกิดจากถุงรอกันหลุมอาจจะขาดระหว่างการทดสอบ

ตารางที่ 4-16 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ PVC (Sand Cone) ขาขึ้น

	PVC (Sand Cone) รอบที่ 1		PVC (Sand Cone) รอบที่ 2	
	B - A (%)	$\frac{B}{A}$	B - A (%)	$\frac{B}{A}$
S.1 ขาขึ้น	4.22	1.45	-3.49	0.65
S.2 ขาขึ้น	3.66	3.27	6.32	2.62
S.3 ขาขึ้น	3.00	5.11	0.70	2.02

จากภาพที่ 4-26 ค่า PVC (Sand Cone) ขาล่อง พบว่าทุก Section มีค่าอยู่ระหว่าง 0.0 ถึง 5.0 % ยกเว้น S.1 ครั้งที่ 1 ที่มีค่า 13 % พบว่าทุก Section มีค่าใกล้เคียงกัน



ภาพที่ 4-26 PVC (Sand Cone) กับเวลา ขาล่อง

จากตารางที่ 4-17 ได้วิเคราะห์ข้อมูลจากภาพที่ 4-26 ผลการวิเคราะห์พบว่า

- ค่าความแตกต่างจริง ( B - A ) ในรอบที่ 1 พบว่า B - A สูงสุดที่ S.2 เท่ากับ 2.16 % ในขณะที่ B - A ต่ำสุดที่ S.3 เท่ากับ 0.50 % ในรอบที่ 2 พบว่า B - A สูงสุดที่ S.2 เท่ากับ 2.36 % ในขณะที่ B - A ต่ำสุดที่ S.3 เท่ากับ -0.19 %

- ค่าการเปลี่ยนแปลงสัมพัทธ์ ( $\frac{B}{A}$ ): ในรอบที่ 1 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.2 เท่ากับ 7.54  
 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.3 เท่ากับ 1.19 ในรอบที่ 2 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.1 เท่ากับ 2.24  
 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.3 เท่ากับ 0.81

ผลการทดสอบพบว่าทั้ง 2 รอบ พบว่ามีความขัดแย้งกันไม่สามารถสรุปผลได้ อย่างไรก็ตามพบว่า S.3 มีอัตราการเพิ่มขึ้นของ PVC ต่ำสุด

ตารางที่ 4-17 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ PVC (Sand Cone) ขาล่อง

	PVC (Sand Cone) รอบที่ 1		PVC (Sand Cone) รอบที่ 2	
	B - A (%)	$\frac{B}{A}$	B - A (%)	$\frac{B}{A}$
S.1 ขาล่อง	1.74	2.16	0.82	2.24
S.2 ขาล่อง	2.16	7.54	2.36	2.19
S.3 ขาล่อง	0.50	1.19	-0.19	0.81

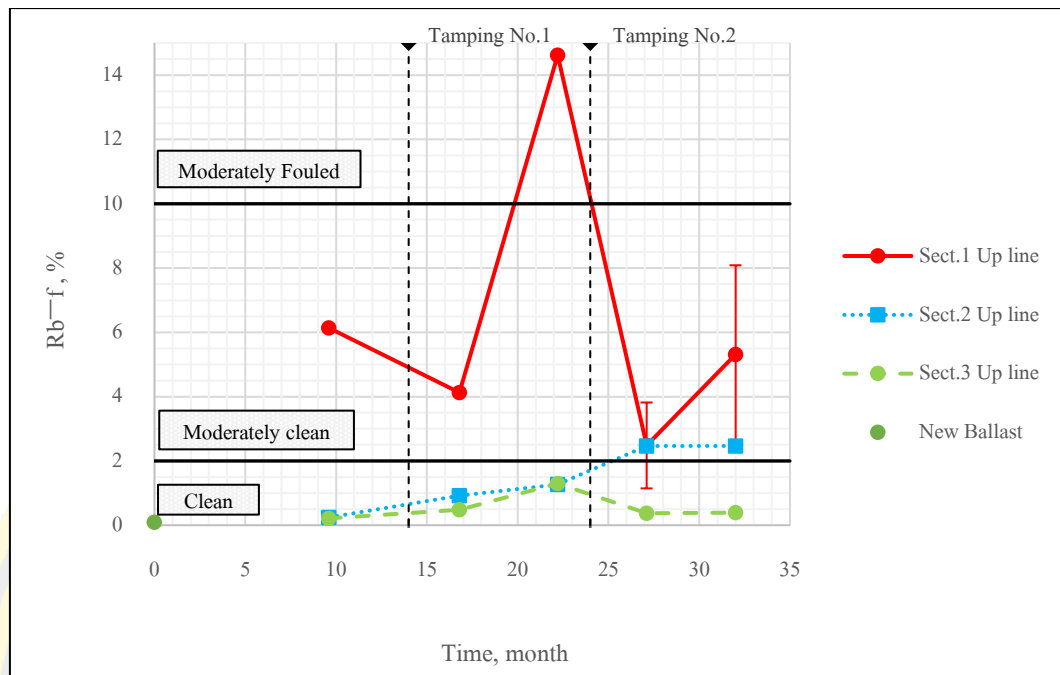
จากการวิเคราะห์ค่า PVC (Sand Cone) ในขาขึ้นจะพบว่า S.1 มีค่าที่สูงกว่า Section อื่นมาก ค่า B - A และ  $\frac{B}{A}$  เองก็สูงกว่ามากเช่นกัน ทำให้เห็นได้ถึงแม้จะมีการเสริมกำลังแต่กลับไม่ช่วยปรับปรุงค่า PVC (Rodded Unit Weight) ในขาล่องมีค่าโดยรวมที่ต่ำกว่าเมื่อเทียบกับขาขึ้น

#### 4. Relative Ballast Fouling Ratio (Rb-f)

เปรียบเทียบระหว่างค่า Rb-f เริ่มต้น (A) กับค่า Rb-f หลังใช้งาน (B) โดยได้ทำการวิเคราะห์เป็น 2 รูปแบบคือ (i) ค่าความแตกต่างจริงและ (ii) ค่าการเปลี่ยนแปลงสัมพัทธ์ เพื่อที่จะวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงของ PVC

จากภาพที่ 4-27 ค่า Rb-f ขาขึ้น พบว่าทุก Section มีค่ามากกว่า Rb-f ของหินใหม่ Section 2 และ 3 มีค่าใกล้เคียงกัน อยู่ระหว่าง 0.0 ถึง 2 % Section 1 อยู่ระหว่าง 2 ถึง 15 % สังเกตได้ว่า Section 1 มีค่าสูงกว่า Section อื่นมาก





ภาพที่ 4-27  $R_{b-f}$  กับเวลา ขาขึ้น

จากตารางที่ 4-18 ได้วิเคราะห์ข้อมูลจากภาพที่ 4-27 ผลการวิเคราะห์พบว่า

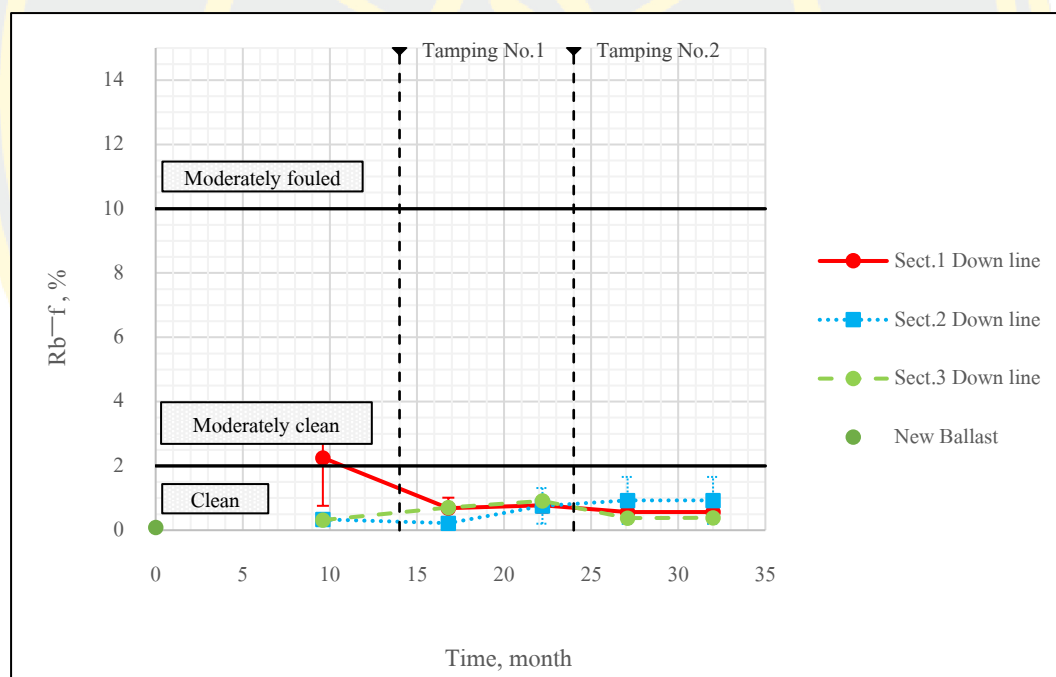
- ค่าความแตกต่างจริง ( $B - A$ ) ในรอบที่ 1 พบว่า  $B - A$  สูงสุดที่ S.2 เท่ากับ 2.16 % ในขณะที่  $B - A$  ต่ำสุดที่ S.3 เท่ากับ 0.50 % ในรอบที่ 2 พบว่า  $B - A$  สูงสุดที่ S.2 เท่ากับ 2.36 % ในขณะที่  $B - A$  ต่ำสุดที่ S.3 เท่ากับ -0.19 %
- ค่าการเปลี่ยนแปลงสัมพัทธ์ ( $\frac{B}{A}$ ): ในรอบที่ 1 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.1 เท่ากับ 3.54 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.2 เท่ากับ 1.38 ในรอบที่ 2 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.1 เท่ากับ 2.14 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.2 เท่ากับ 1.00

จากผลทั้ง 2 รอบ ผลทำให้เห็นว่า S.1 ซึ่งมีการเสริม Geocomposite มี  $B - A$  สูงสุดและ  $\frac{B}{A}$  สูงสุดในรอบที่ 2 จะเห็นว่าค่า  $B - A$  ของ S.1 ลดลงมากเมื่อเทียบกับรอบที่ 1 ซึ่งอาจเป็นเพราะ Ballast มีการแตกที่มากไปแล้วในรอบที่ 1

ตารางที่ 4-18 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ  $R_{b-f}$  ขาขึ้น

	Rb-f รอบที่ 1		Rb-f รอบที่ 2	
	B - A (%)	$\frac{B}{A}$	B - A (%)	$\frac{B}{A}$
S.1 ขาขึ้น	10.49	3.54	2.83	2.14
S.2 ขาขึ้น	0.35	1.38	0.00	1.00
S.3 ขาขึ้น	0.82	2.72	0.02	1.04

จากภาพที่ 4-28 ค่า  $R_{b-f}$  ขาล่อง พบว่าทุก Section มีค่ามากกว่า  $R_{b-f}$  ของหินใหม่ มีค่าอยู่ระหว่าง 0.0 ถึง 2.0 %



ภาพที่ 4-28  $R_{b-f}$  กับเวลา ขาล่อง

จากตารางที่ 4-19 ได้วิเคราะห์ข้อมูลจากภาพที่ 4-28 ผลการวิเคราะห์พบว่า

- ค่าความแตกต่างจริง (B - A) ในรอบที่ 1 พบว่า B - A สูงสุดที่ S.2 เท่ากับ 0.54 % ในขณะที่ B - A ต่ำสุดที่ S.1 เท่ากับ 0.09 % ในรอบที่ 2 พบว่า B - A S.1 และ S.2 มีค่าเท่ากันเท่ากับ 0 % ในขณะที่ B - A ต่ำสุดที่ S.3 เท่ากับ -0.19 %

- ค่าการเปลี่ยนแปลงสัมพัทธ์ ( $\frac{B}{A}$ ) : ในรอบที่ 1 พบว่า  $\frac{B}{A}$  สูงสุดที่ S.2 เท่ากับ 3.46 ในขณะที่  $\frac{B}{A}$  ต่ำสุดที่ S.1 เท่ากับ 1.14 ในรอบที่ 2 พบว่า  $\frac{B}{A}$  ทุก Section แทบจะมีค่าที่เท่ากับเท่ากับ 1.00  
ผลการทดสอบพบว่าทั้ง 2 รอบ พบว่ามีความขัดแย้งกันไม่สามารถสรุปผลได้

ตารางที่ 4-19 ค่าการเปลี่ยนแปลงของ Rb-f ขาล่อง

	Rb-f รอบที่ 1		Rb-f รอบที่ 2	
	B - A (%)	$\frac{B}{A}$	B - A (%)	$\frac{B}{A}$
S.1 ขาล่อง	0.09	1.14	0.00	1.00
S.2 ขาล่อง	0.54	3.46	0.00	1.00
S.3 ขาล่อง	0.21	1.30	-0.19	1.02

จากการวิเคราะห์ค่า Rb-f ในขาขึ้นจะพบว่า S.1 มีค่าที่สูงกว่า Section อื่นมาก ค่า B - A และ  $\frac{B}{A}$  เองก็สูงกว่ามากเช่นกัน ทำให้เห็นว่าถึงแม้จะมีการเสริมกำลังแต่กลับไม่ช่วยปรับปรุงค่า Rb-f ในขาล่องมีค่าโดยรวมที่ต่ำกว่าเมื่อเทียบกับขาขึ้น

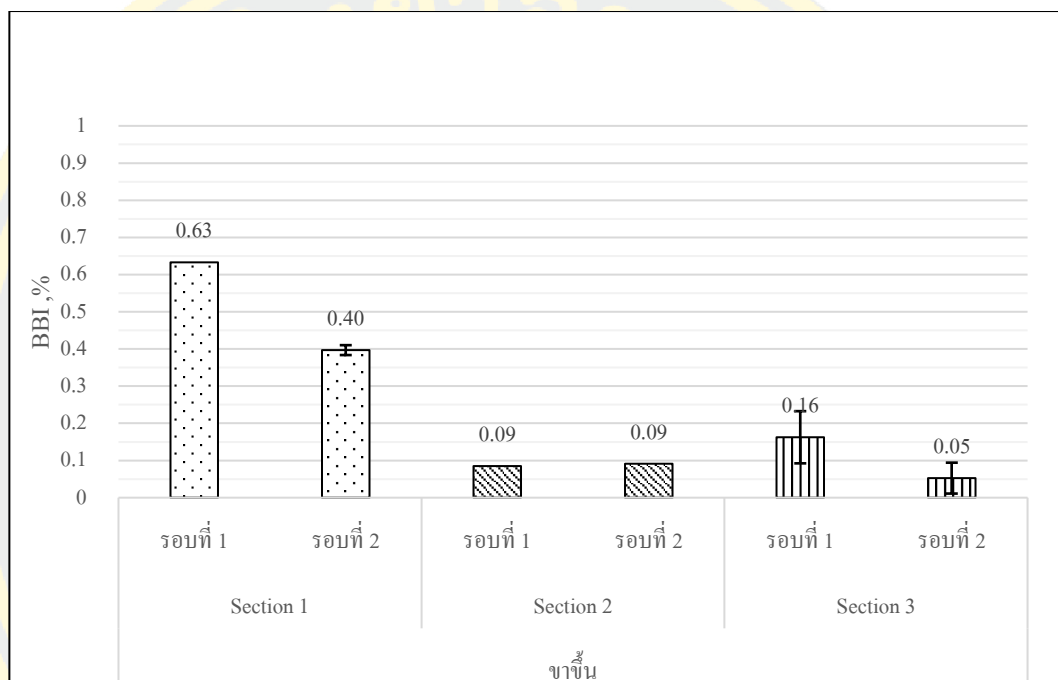
### ดัชนีการแตกหักของหินโรยทาง

ดัชนีการแตกหักของหินโรยทางจะบ่งบอกถึงหินโรยทางแตกหักเนื่องจากการถูกแรงกระทำสะสม มีดัชนีดังนี้ 1) BBI 2)  $B_f$  และ 3)  $B_{10}$  ดัชนีการแตกหักสามารถประเมินได้ว่าการเสริมกำลังมีผลต่อชั้นหินโรยทางอย่างไร

#### 1. Ballast Breakage Index (BBI)

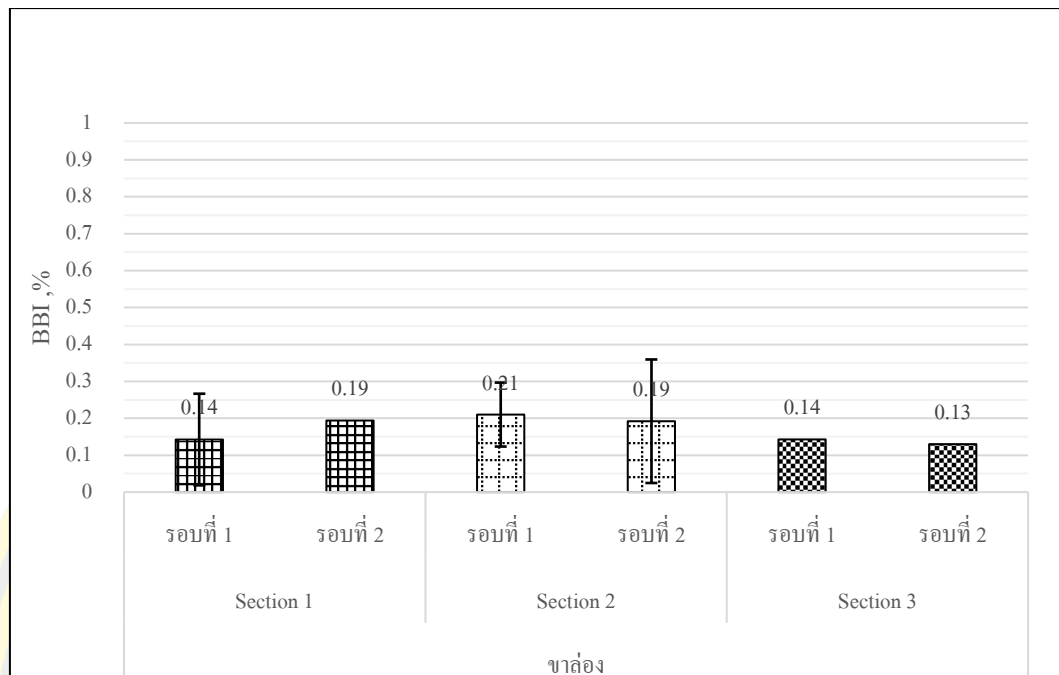
การคำนวณค่า BBI ในวิจัยนี้ได้มีการปรับเปลี่ยนจุดลากเส้น Arbitrary boundary of Maximum Breakage แต่เดิมลากจากจุดที่ค่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 95% ของขนาดช่องของตะแกรงร่อนเปิดสูงสุด เป็นใช้ค่าขนาดตะแกรงลำดับที่ 2 รองจากตะแกรงเบอร์ใหญ่สุด (2 นิ้ว) ลากไปยังขนาดช่องเปิดเล็กที่สุดของตะแกรงร่อน เนื่องจากขอบเขตตามทฤษฎีของ BBI ทับกับเส้นกราฟของขนาดคลื่นในหลาย ๆ ข้อมูลที่ทดสอบ

ในผลการทดสอบ ขาขึ้น ในภาพที่ 4-29 พบว่าค่า BBI อยู่ที่ประมาณ 0.1 – 0.6 % โดย S.1 มีค่า BBI ที่สูงที่สุด ในขณะที่ S.2 และ S.3 มีค่าใกล้เคียงกัน ผลการทดสอบบ่งบอกว่า S.1 ที่มีการเสริม Geocomposite นั้นมีการแตกหักของหินโรยทางมากกว่า Section อื่น ๆ หากเปรียบเทียบ BBI ของรอบที่ 1 และ รอบที่ 2 พบว่ารอบที่ 2 มีแนวโน้มน้อยกว่าครั้งแรกในทุก Section โดยเฉพาะ S.1 ที่มีค่าลดลงสูงสุดเท่ากับ 0.2 %



ภาพที่ 4-29 BBI ขาขึ้น

ในผลการทดสอบ ขาล่อง ในภาพที่ 4-30 พบว่าค่า BBI อยู่ที่ประมาณ 0.1 – 0.2 % จะเห็นว่าทั้ง 3 Section มีค่าน้อยและใกล้เคียงกัน บ่งบอกว่าการแตกหักของ Ballast เกิดขึ้นในปริมาณที่ใกล้เคียงกัน



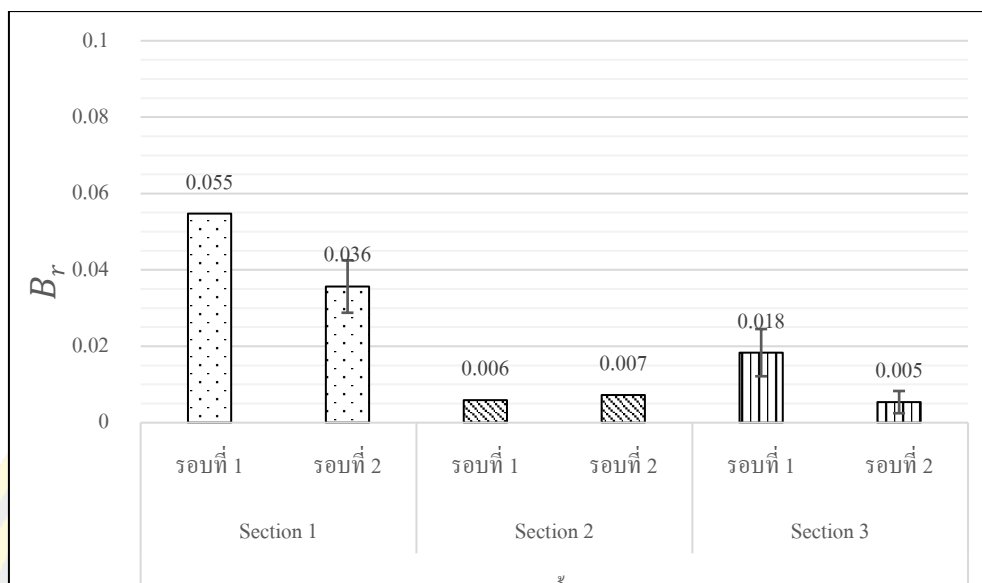
ภาพที่ 4-30 BBI ชาล่อง

จากผลจะทำให้เห็นว่า BBI ของชาขึ้น โดยรวมมีค่าต่ำกว่าชาล่องเล็กน้อย ยกเว้นใน S.1 มีค่าที่สูงเมื่อเทียบกับ Section อื่นอย่างไรก็ตาม จะเห็นถึงผลในแง่บวกเมื่อพบว่าในรอบที่ 2 ของ S.1 ชาขึ้นมีค่า BBI ลดลงอย่างมากเมื่อเทียบกับรอบแรก

## 2. Relative Breakage, $B_r$

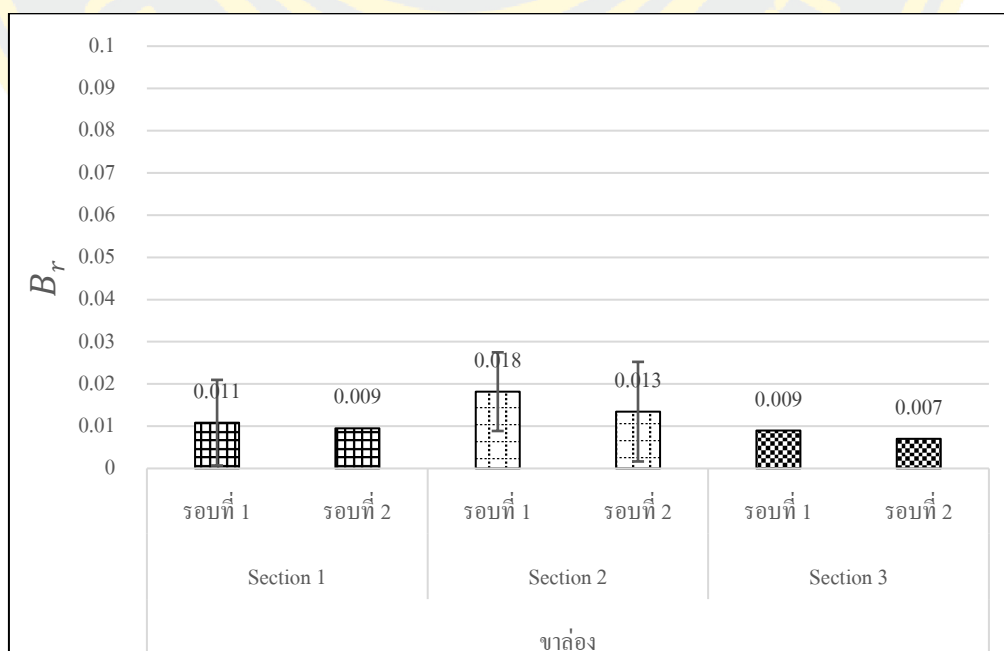
ในผลการทดสอบ ชาขึ้น ในภาพที่ 4-31 พบว่าค่า  $B_r$  อยู่ที่ประมาณ 0.01 – 0.05 โดย S.1 มีค่าสูงที่สุดในทั้ง 2 รอบ ในขณะที่ S.2 มีค่าต่ำที่สุด ผลการทดสอบบ่งบอกว่า S.1 ที่มีการเสริม Geocomposite นั้นมีการแตกหักของหินโรยทางมากกว่า Section อื่น ๆ หากเปรียบเทียบ  $B_r$  ของ รอบที่ 1 และ รอบที่ 2 พบว่ารอบที่ 2 มีแนวโน้มน้อยกว่าครั้งแรกในทุก Section โดยเฉพาะ S.1 ที่มีค่าลดลงสูงสุดเท่ากับ 0.02





ภาพที่ 4-31  $B_r$  ขาขึ้น

ในผลการทดสอบ ขาล่อง ในภาพที่ 4-32 พบว่าค่า  $B_r$  อยู่ที่ประมาณ 0.01 – 0.02 จะเห็นได้ว่าทั้ง 3 Section มีค่านี้น้อยและใกล้เคียงกัน บ่งบอกว่าการแตกหักของ Ballast เกิดขึ้นในปริมาณที่ใกล้เคียงกัน

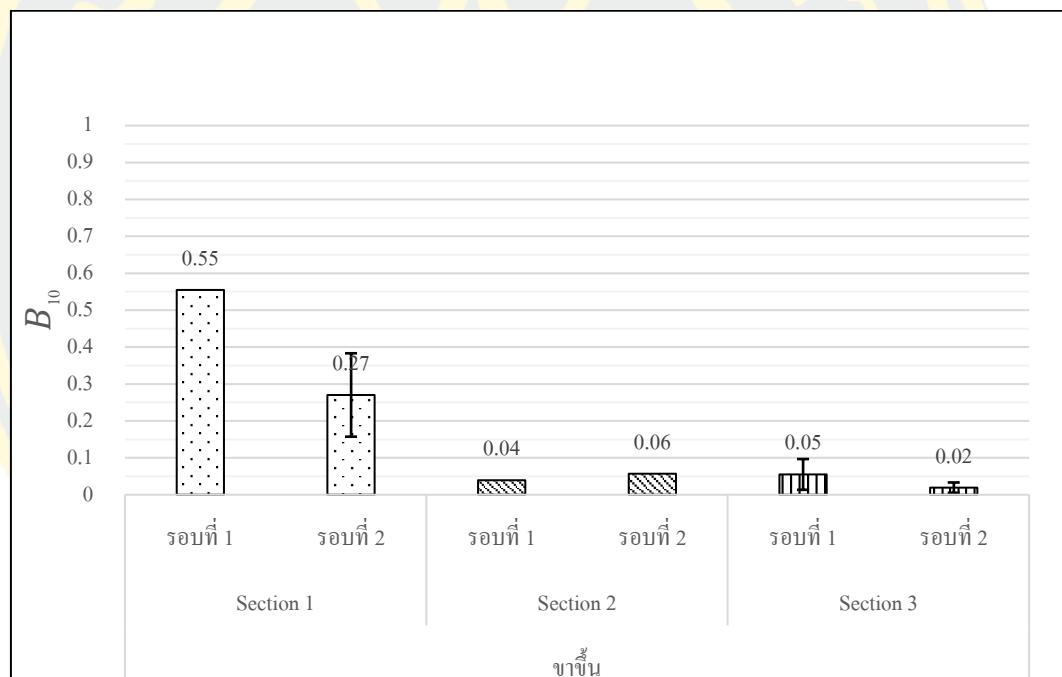


ภาพที่ 4-32  $B_r$  ขาล่อง

จากผลจะทำให้เห็นว่า  $B_r$  ของขาขึ้นโดยรวมมีค่าต่ำกว่าขาล่องเล็กน้อย ยกเว้นใน S.1 มีค่าที่สูงเมื่อเทียบกับ Section อื่นอย่างไรก็ตาม จะเห็นถึงผลในแง่บวกเมื่อพบว่าในรอบที่ 2 ของ S.1 ขาขึ้นมีค่า  $B_r$  ลดลงอย่างมากเมื่อเทียบกับรอบแรก

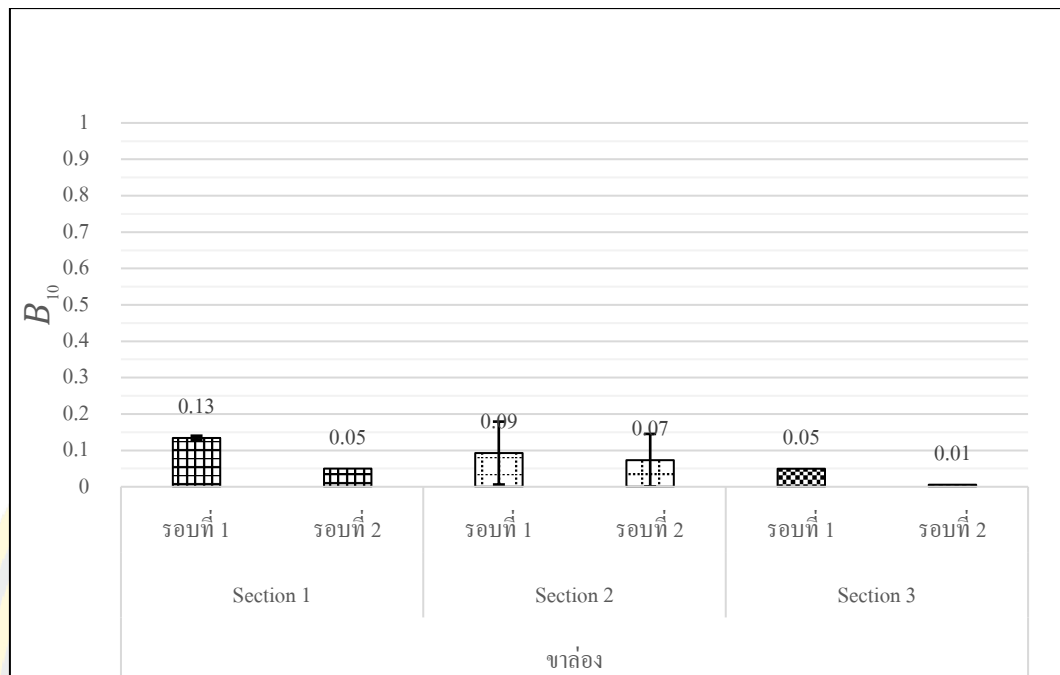
### 3. Particle Breakage Factor, $B_{10}$

ในผลการทดสอบ ขาขึ้น ในภาพที่ 4-33 พบว่าค่า  $B_{10}$  อยู่ที่ประมาณ 0 – 0.5 โดย S.1 มีค่าสูงที่สุดในทั้ง 2 รอบ ในขณะที่ S.2 และ S.3 มีค่าต่ำและใกล้เคียงกัน ผลการทดสอบบ่งบอกว่า S.1 ที่มีการเสริม Geocomposite นั้นมีการแตกหักของหินโรยทางมากกว่า Section อื่น ๆ หากเปรียบเทียบ  $B_{10}$  ของรอบที่ 1 และ รอบที่ 2 พบว่ารอบที่ 2 มีแนวโน้มน้อยกว่าครั้งแรกในทุก Section โดยเฉพาะ S.1 ที่มีค่าลดลงสูงสุดเท่ากับ 0.3



ภาพที่ 4-33  $B_{10}$  ขาขึ้น

ในผลการทดสอบ ขาล่อง ในภาพที่ 4-34 พบว่าค่า  $B_r$  อยู่ที่ประมาณ 0 – 0.01 จะเห็นได้ว่าทั้ง 3 Section มีค่าที่น้อยและใกล้เคียงกัน บ่งบอกว่าการแตกหักของ Ballast เกิดขึ้นในปริมาณที่ใกล้เคียงกัน

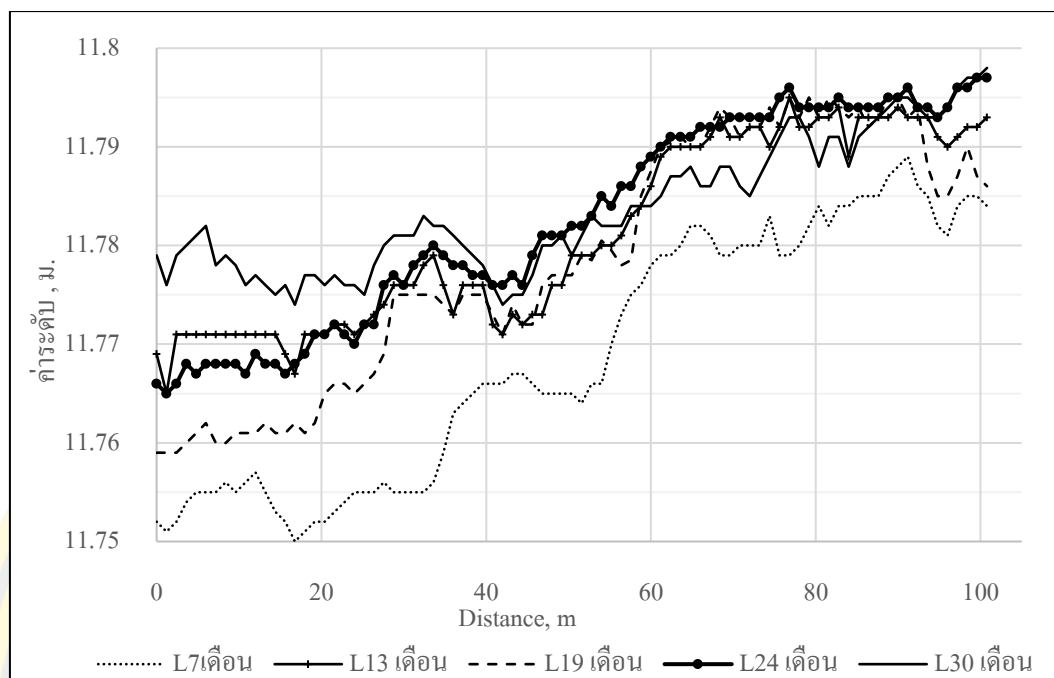


ภาพที่ 4-34  $B_{10}$  ขาล่อง

จากผลจะทำให้เห็นว่า  $B_{10}$  ของขาขึ้นโดยรวมมีค่าต่ำกว่าขาล่องเล็กน้อย ยกเว้นใน S.1 มีค่าที่สูงเมื่อเทียบกับ Section อื่นอย่างไรก็ตาม จะเห็นถึงผลในแง่บวกเมื่อพบว่าในรอบที่ 2 ของ S.1 ขาขึ้นมีค่า  $B_{10}$  ลดลงอย่างมากเมื่อเทียบกับรอบแรก

### ค่าการเปลี่ยนแปลงระดับของสันรางในแนวตั้ง

ทำการเก็บค่าระดับของสันรางรถไฟทุก ๆ 6 เดือน เป็นจำนวน 5 ครั้ง จะได้ค่าระดับกับระยะทางดังภาพที่ 4-35 จะเห็นได้ว่ากราฟ 7 เดือนมีแนวโน้มของกราฟค่าระดับต่ำที่สุด หลังจากนั้นมีการ Tamping และทำให้ค่าระดับของสันรางเพิ่มสูงขึ้นในทุก ๆ ระยะ จากในรูปจะพบอีกว่าการเปลี่ยนในแนวตั้งของค่าระดับสันรางนั้นมีทั้งทรุดตัวลงและยกตัวสูงขึ้น

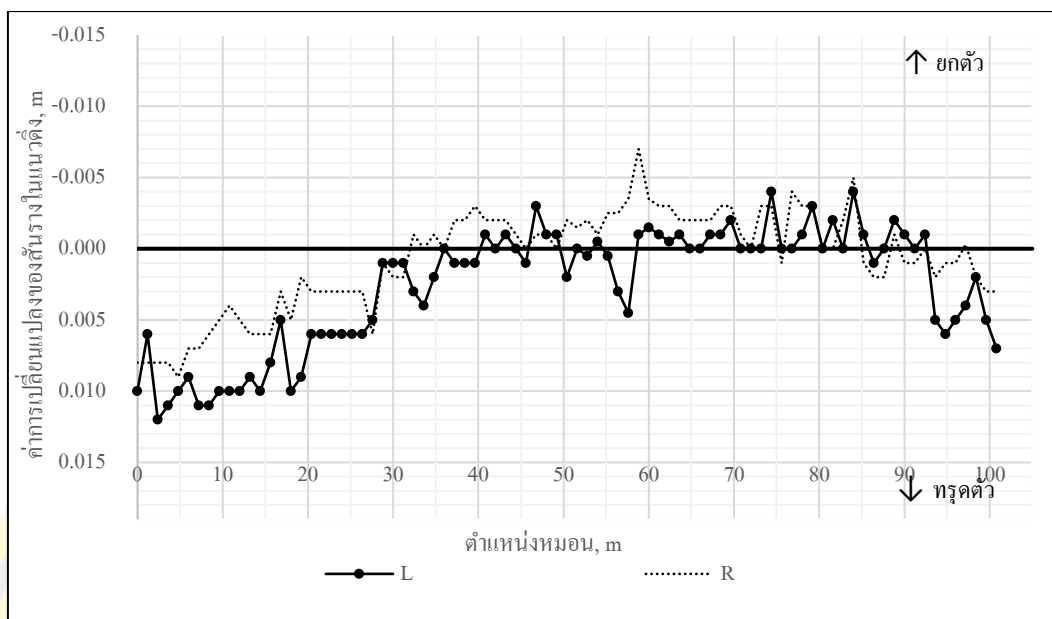


ภาพที่ 4-35 ค่าระดับแนวโค้ง Section 1 ขาขึ้น รางซ้าย

### 1. การเปลี่ยนแปลงของค่าระดับสันราง

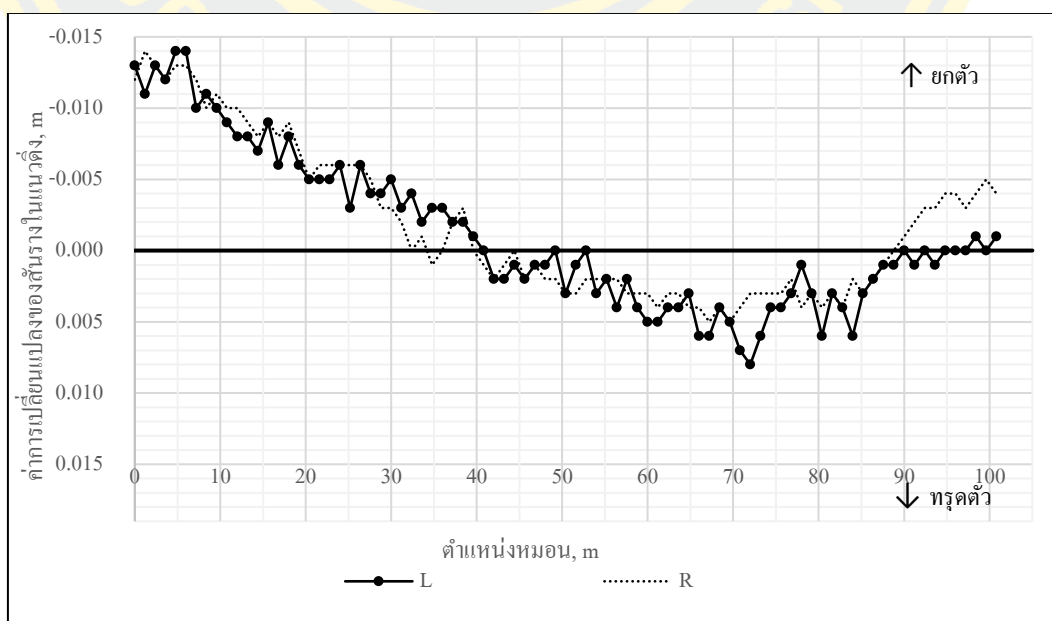
ในการทดสอบวัดค่าระดับสันรางจะใช้หมุดอ้างอิงเดียวกัน วัดค่าระดับสันรางของทั้ง 5 ครั้ง ในการเปรียบเทียบนั้น เนื่องจากการวัดค่าสันรางระหว่างครั้งที่ 1 และครั้งที่ 2 ถูกรถอัดหินวิ่งผ่านซึ่งทำให้รางถูกปรับคืนสภาพดังนั้น จะเปรียบเทียบข้อมูลระหว่างครั้งการวัดค่าสันรางที่ไม่ถูกรถอัดหินรบกวน การเปรียบเทียบแบ่งเป็น 2 รอบ ดังนี้ 1) เปรียบเทียบระหว่างการทดสอบครั้งที่ 2 กับ ครั้งที่ 3 และ 2) เปรียบเทียบระหว่างการทดสอบครั้งที่ 4 กับ ครั้งที่ 5 ผลการทดสอบเป็นดังนี้

1.1 Section 1 ขาขึ้น ภาพที่ 4-36 แสดงผลการเปรียบเทียบ S.1 ขาขึ้น รอบที่ 1 พบว่า ค่าการเปลี่ยนแปลงระดับในแนวโค้งมีความไม่สม่ำเสมอ ค่าอยู่ระหว่าง -0.005 ถึง 0.010 เมตร พบว่า ในบางช่วงรางซ้ายกับรางขวามีค่าแตกต่างกันถึง 0.010 เมตร



ภาพที่ 4-36 ค่าเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวดิ่ง Section 1 ขาขึ้น รอบที่ 1

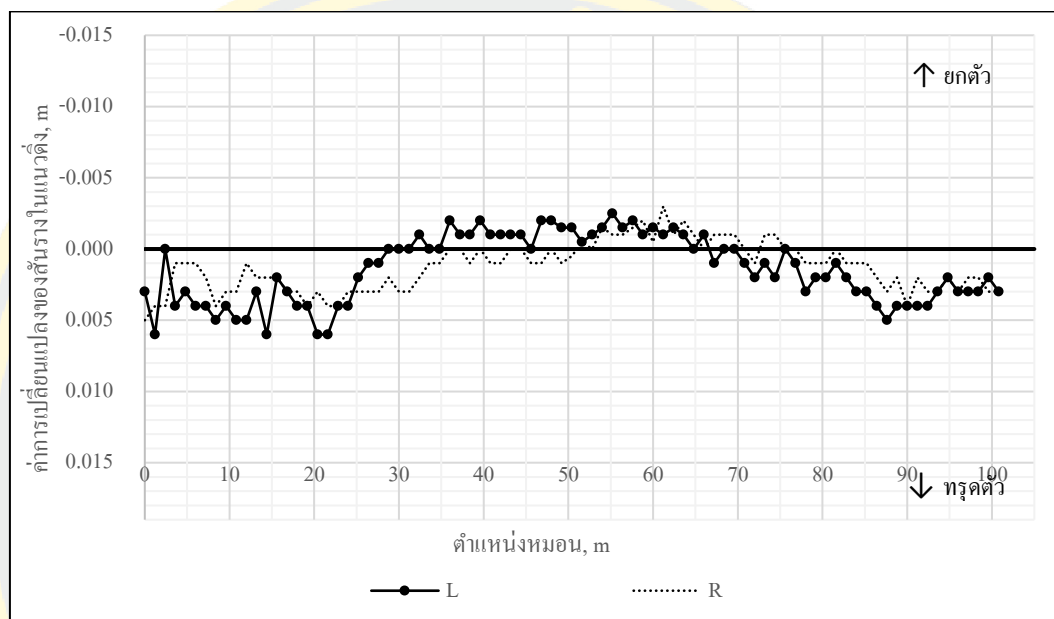
ภาพที่ 4-37 แสดงผลการเปรียบเทียบ S.1 ขาขึ้น รอบที่ 2 พบว่าค่าการเปลี่ยนแปลงระดับในแนวดิ่งมีความไม่สม่ำเสมอ ค่าอยู่ระหว่าง -0.015 ถึง 0.008 เมตร พบว่าในบางช่วงรังซ้ายกับรังขวามีค่าแตกต่างกันถึง 0.005 เมตร



ภาพที่ 4-37 ค่าเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวดิ่ง Section 1 ขาขึ้น รอบที่ 2

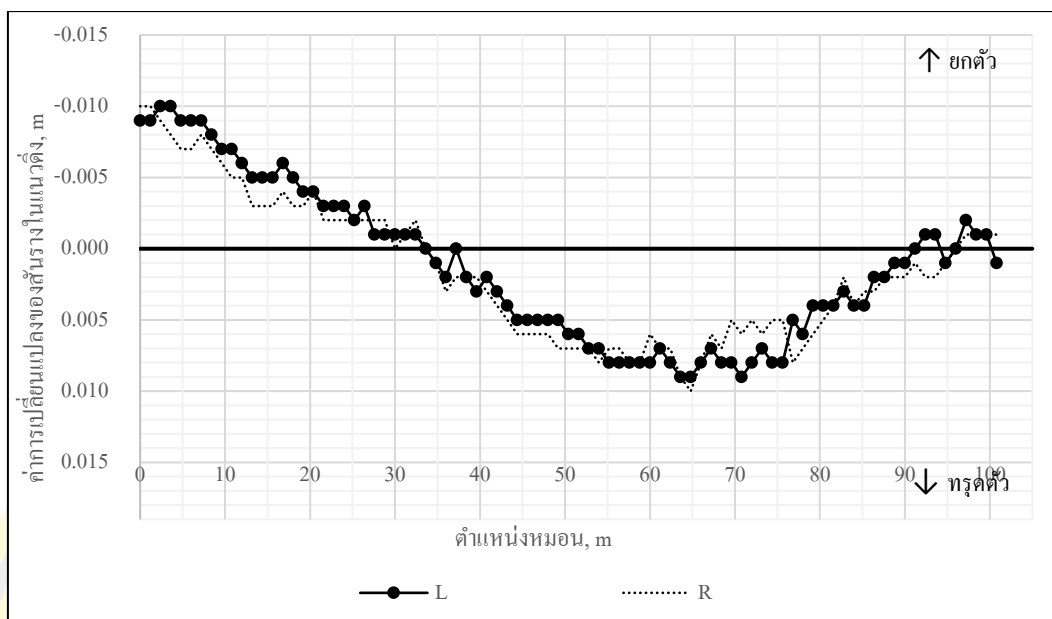


1.2 Section 1 ขาล่อง ภาพที่ 4-38 แสดงผลการเปรียบเทียบ S.1 ขาล่อง รอบที่ 1 พบว่าค่าการเปลี่ยนแปลงระดับในแนวดิ่งมีความไม่สม่ำเสมอ ค่าอยู่ระหว่าง -0.003 ถึง 0.006 เมตร พบว่าในบางช่วงรางซ้ายกับรางขวามีค่าแตกต่างกัน 0.003 เมตร



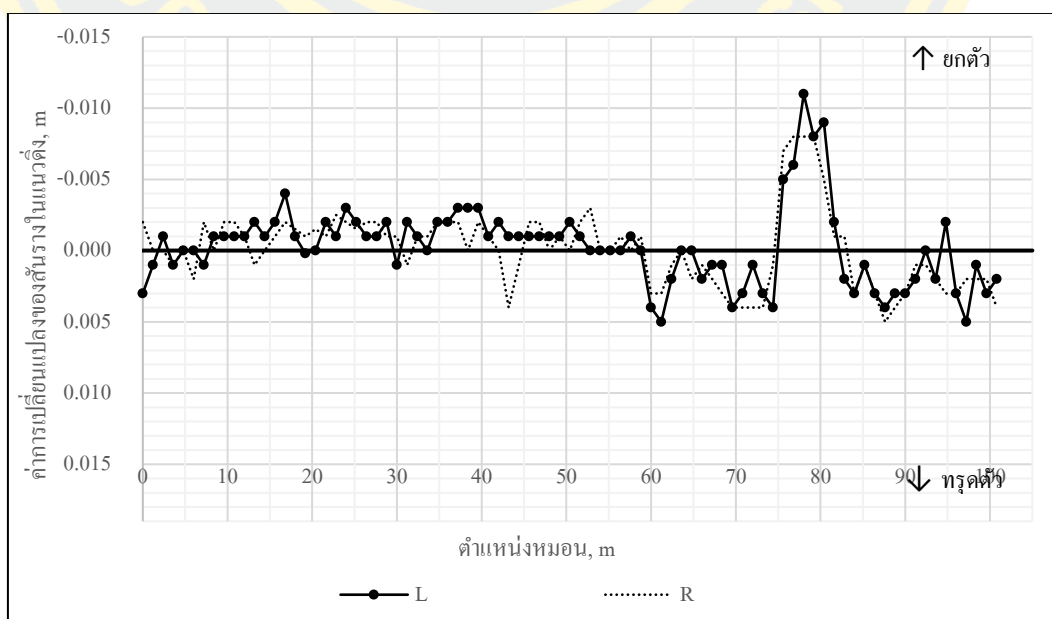
ภาพที่ 4-38 ค่าเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวดิ่ง Section 1 ขาล่อง รอบที่ 1

ภาพที่ 4-39 แสดงผลการเปรียบเทียบ S.1 ขาล่อง รอบที่ 2 พบว่าค่าการเปลี่ยนแปลงระดับในแนวดิ่งมีความไม่สม่ำเสมอ ค่าอยู่ระหว่าง -0.010 ถึง 0.010 เมตร พบว่าในบางช่วงรางซ้ายกับรางขวามีค่าแตกต่างกัน 0.003 เมตร



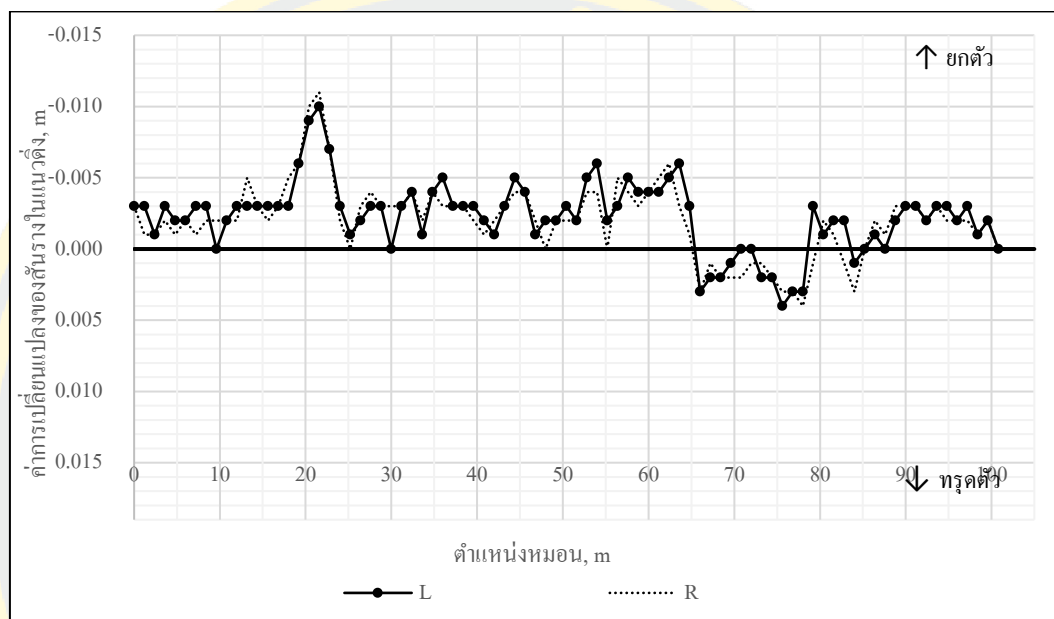
ภาพที่ 4-39 ค่าเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวดิ่ง Section 1 ขาล่อง รอบที่ 2

1.3 Section 2 ขาขึ้น ภาพที่ 4-40 แสดงผลการเปรียบเทียบ S.2 ขาขึ้น รอบที่ 1 พบว่าค่าการเปลี่ยนแปลงระดับในแนวดิ่งส่วนใหญ่มีความสม่ำเสมอ ค่าอยู่ระหว่าง -0.003 ถึง 0.004 เมตร แต่จะมีช่วงระยะทางที่ 75 ถึง 85 เมตร พบว่ามีค่ายกตัว -0.010 เมตร สูงกว่าส่วนอื่น



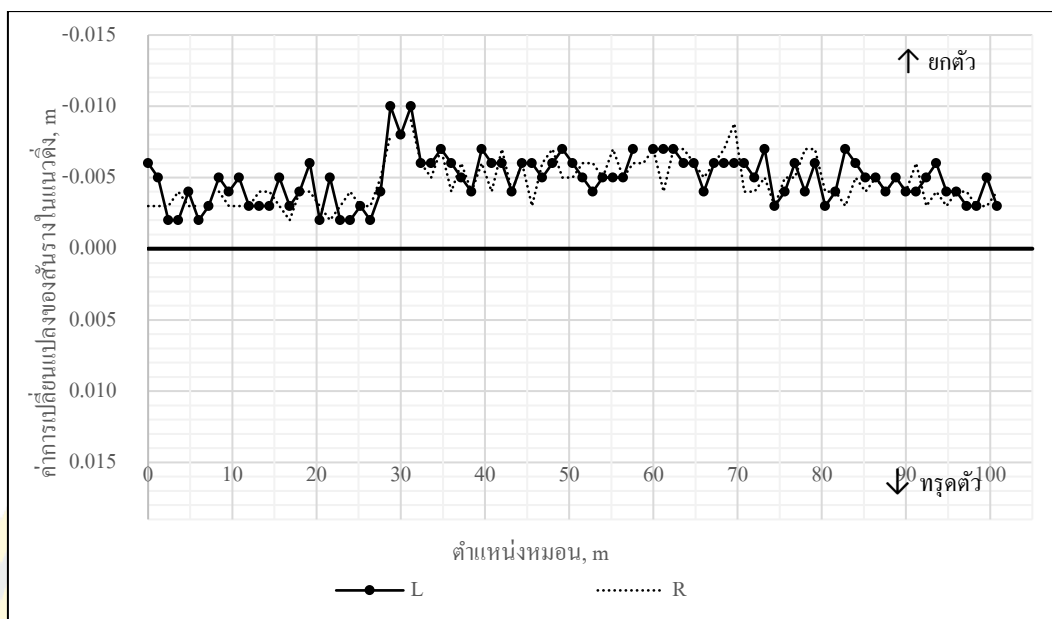
ภาพที่ 4-40 ค่าเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวดิ่ง Section 2 ขาขึ้น รอบที่

ภาพที่ 4-41 แสดงผลการเปรียบเทียบ S.2 ขาขึ้น รอบที่ 2 พบว่าค่าการเปลี่ยนแปลงระดับในแนวดิ่งมีความไม่สม่ำเสมอ ค่าอยู่ระหว่าง -0.010 ถึง 0.005 เมตร พบว่าค่าการเปลี่ยนแปลง ๆ ส่วนใหญ่เป็นการยกตัว



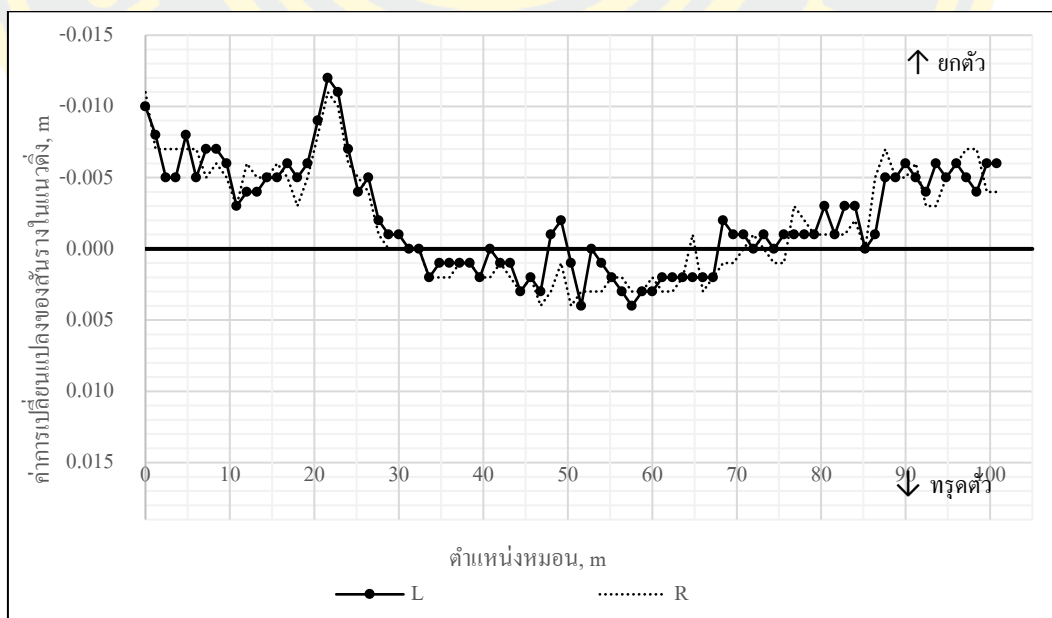
ภาพที่ 4-41 ค่าเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวดิ่ง Section 2 ขาขึ้น รอบที่ 2

1.4 Section 2 ขาล่อง ภาพที่ 4-42 แสดงผลการเปรียบเทียบ S.2 ขาล่อง รอบที่ 1 พบว่าค่าการเปลี่ยนแปลงระดับในแนวดิ่งมีความสม่ำเสมอ ค่าอยู่ระหว่าง -0.010 ถึง -0.002 เมตร พบว่าค่าการเปลี่ยนแปลง ๆ ทั้งหมดเป็นการยกตัว



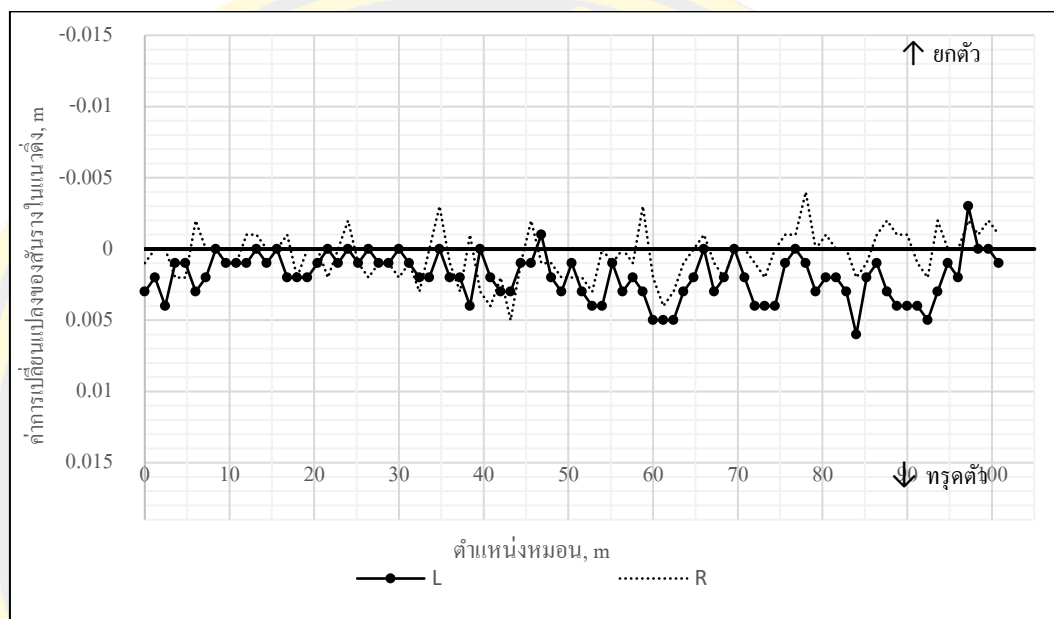
ภาพที่ 4-42 ค่าเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวดิ่ง Section 2 ขาล่อง รอบที่ 1

ภาพที่ 4-43 แสดงผลการเปรียบเทียบ S.2 ขาล่อง รอบที่ 2 พบว่าค่าการเปลี่ยนแปลงระดับในแนวดิ่งมีความไม่สม่ำเสมอ ค่าอยู่ระหว่าง -0.012 ถึง 0.004 เมตร



ภาพที่ 4-43 ค่าเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวดิ่ง Section 2 ขาล่อง รอบที่ 2

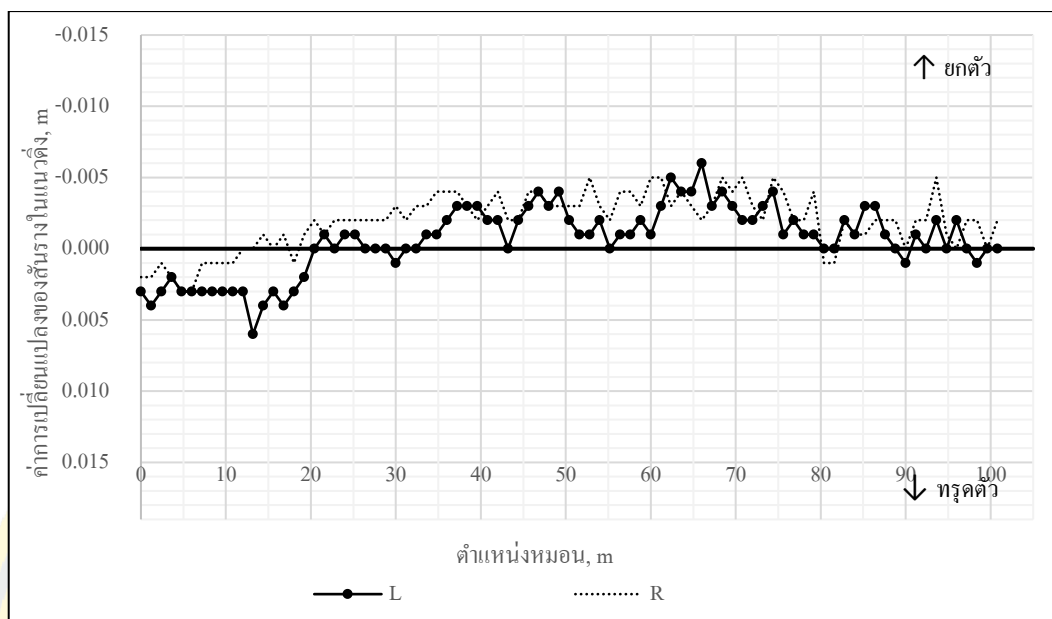
1.5 Section 3 ขาขึ้น ภาพที่ 4-44 แสดงผลการเปรียบเทียบ S.3 ขาขึ้น รอบที่ 1 พบว่าค่าการเปลี่ยนแปลงระดับในแนวดิ่งมีความสม่ำเสมอ ค่าอยู่ระหว่าง -0.003 ถึง 0.005 เมตร พบว่าการเปลี่ยนแปลง ๆ ส่วนใหญ่เป็นการทรุดตัว พบว่าในบางช่วงรางซ้ายกับรางขวามีค่าแตกต่างกัน 0.006 เมตร



ภาพที่ 4-44 ค่าเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวดิ่ง Section 3 ขาขึ้น รอบที่ 1

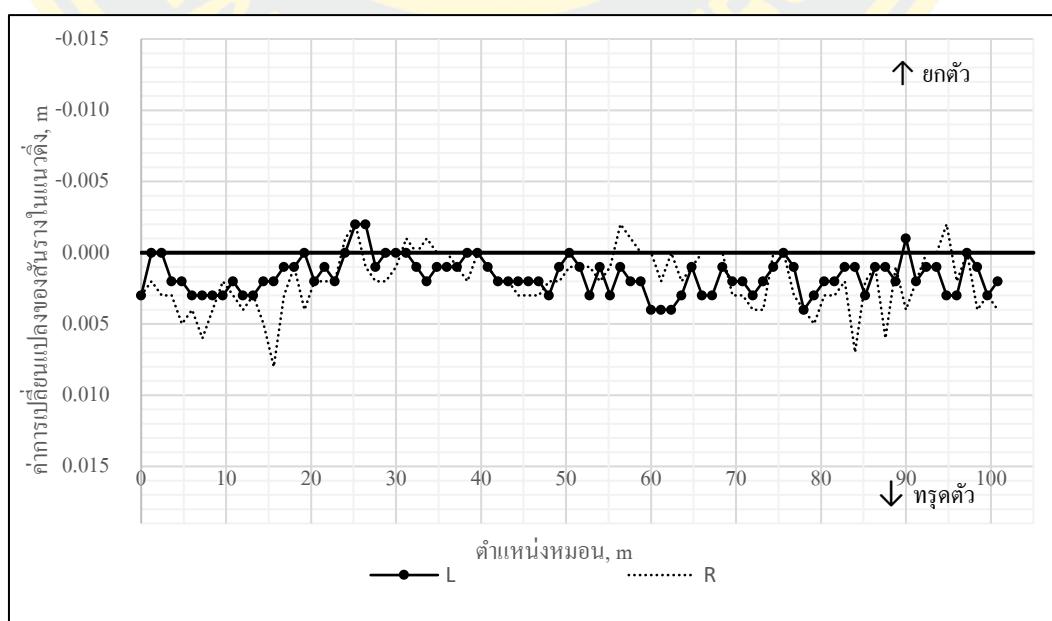
ภาพที่ 4-45 แสดงผลการเปรียบเทียบ S.3 ขาขึ้น รอบที่ 2 พบว่าค่าการเปลี่ยนแปลงระดับในแนวดิ่งมีความไม่สม่ำเสมอ ค่าอยู่ระหว่าง -0.005 ถึง 0.005 เมตร พบว่าค่าการเปลี่ยนแปลง ๆ ส่วนใหญ่เป็นการยกตัว พบว่าในบางช่วงรางซ้ายกับรางขวามีค่าแตกต่างกัน 0.007 เมตร





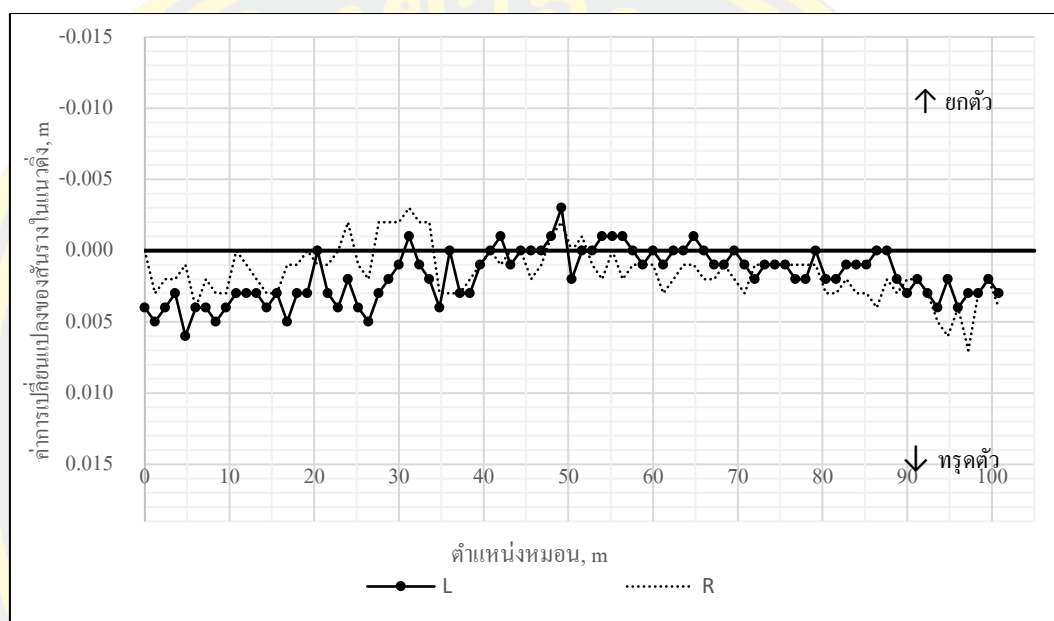
ภาพที่ 4-45 ค่าเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวดิ่ง Section 3 ขาขึ้น รอบที่ 2

1.6 Section 3 ขาล่อง ภาพที่ 4-46 แสดงผลการเปรียบเทียบ S.3 ขาล่อง รอบที่ 1 พบว่าค่าการเปลี่ยนแปลงระดับในแนวดิ่งมีความสม่ำเสมอ ค่าอยู่ระหว่าง -0.001 ถึง 0.005 เมตร พบว่าค่าการเปลี่ยนแปลง ๆ ส่วนใหญ่เป็นการทรุดตัว พบว่าในบางช่วงรางซ้ายกับรางขวามีค่าแตกต่างกัน 0.005 เมตร



ภาพที่ 4-46 ค่าเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวดิ่ง Section 3 ขาล่อง รอบที่ 1

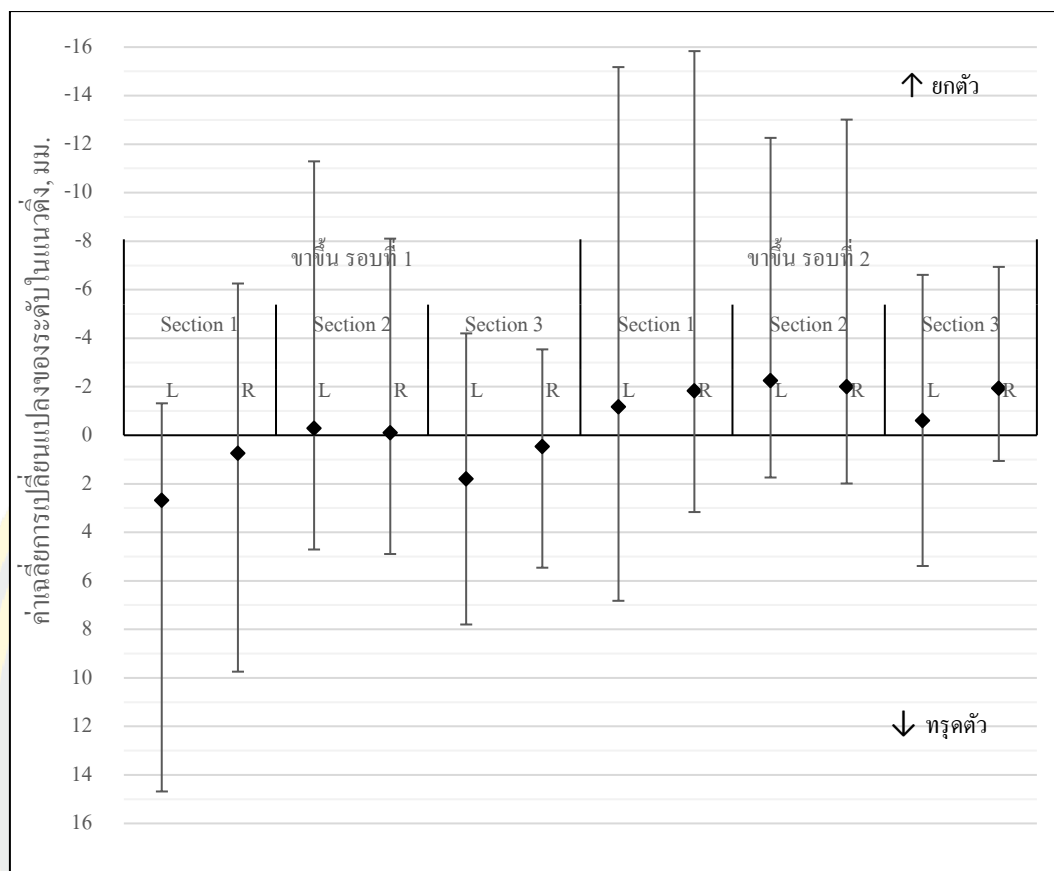
ภาพที่ 4-47 แสดงผลการเปรียบเทียบ S.3 ขาล่อง รอบที่ 2 พบว่าค่าการเปลี่ยนแปลงระดับในแนวดิ่งมีความไม่สม่ำเสมอ ค่าอยู่ระหว่าง -0.004 ถึง 0.006 เมตร พบว่าค่าการเปลี่ยนแปลงส่วนใหญ่เป็นการทรุดตัว พบว่าในบางช่วงรางซ้ายกับรางขวามีค่าแตกต่างกัน 0.007 เมตร



ภาพที่ 4-47 ค่าเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวดิ่ง Section 3 ขาล่อง รอบที่ 2

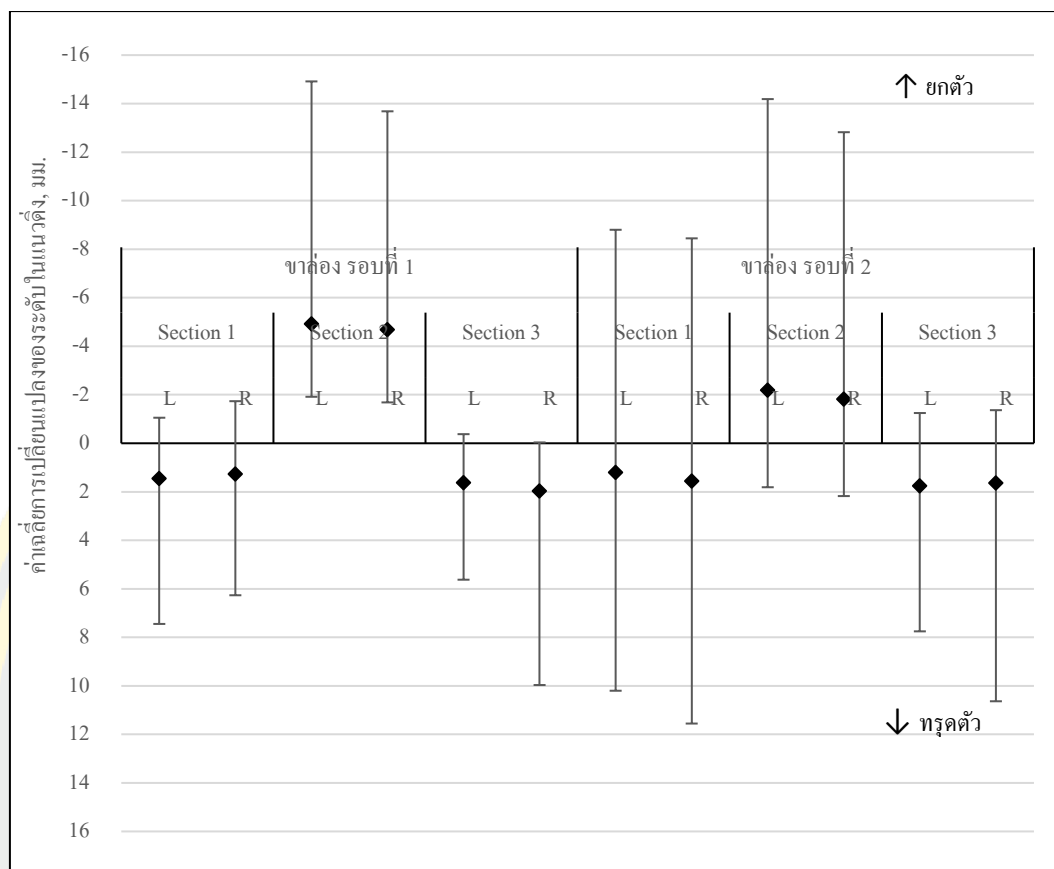
## 2. ค่าเฉลี่ยการเปลี่ยนระดับในแนวดิ่ง

เมื่อเปรียบเทียบค่าระดับในแต่ละ Section สามารถนำมาคำนวณค่าเฉลี่ยการเปลี่ยนแปลงได้ดังในภาพที่ 4-48 แสดงถึงการเปลี่ยนแปลงในขาขึ้น ในรอบที่ 1 พบว่าค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 0 ถึง 3 มม. ซึ่งค่อนข้างน้อยมาก พบว่าค่าสูงสุดและค่าต่ำสุดมีขอบเขตกว้างตั้งแต่ 10 ถึง 15 มม. ในรอบที่ 2 พบว่าค่าเฉลี่ยอยู่ที่ -2 ถึง 0 มม. ซึ่งค่อนข้างน้อยมาก แต่พบค่าสูงสุดและค่าต่ำสุดมีขอบเขตกว้างตั้งแต่ 7 ถึง 23 มม.



ภาพที่ 4-48 ค่าเฉลี่ยการเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวดิ่ง, ค่าสูงสุดและต่ำสุด ขาขึ้น

ภาพที่ 4-49 แสดงถึงการเปลี่ยนแปลงๆ ในขาล่อง ในรอบที่ 1 พบว่าค่าเฉลี่ยอยู่ที่ -5 ถึง 2 มม. พบว่า S.2 มีการยกตัวขึ้นสูงถึง -5 มม. พบว่าค่าสูงสุดและค่าต่ำสุดมีขอบเขตกว้างตั้งแต่ 6 ถึง 13 มม. ในรอบที่ 2 พบว่าค่าเฉลี่ยอยู่ที่ -2 ถึง 2 มม. พบว่า S.2 มีการยกตัวขึ้นเช่นเดียวกันพบรอบที่ 1 สูง -2 มม. แต่พบค่าสูงสุดและค่าต่ำสุดมีขอบเขตกว้างตั้งแต่ 10 ถึง 18 มม.



ภาพที่ 4-49 ค่าเฉลี่ยการเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวดิ่ง, ค่าสูงสุดและต่ำสุด ขาต้อง

### 3. ค่าสูงสุดและค่าต่ำสุดการเปลี่ยนระดับในแนวดิ่ง

นอกจากค่าเฉลี่ยการเปลี่ยนแปลงของค่าระดับในแนวดิ่งแล้ว พบว่าค่าการทรุดตัวมากที่สุด, ยกตัวมากที่สุด, ขอบเขตการเคลื่อนตัว (Range) ยังสามารถอธิบายถึงพฤติกรรมของทางรถไฟได้

จากการทดสอบขาขึ้น ตามตารางที่ 4-20 ในรอบที่ 1 พบว่า ค่าทรุดตัวมากที่สุด ที่ S.1(L) เท่ากับ 12 mm ค่ายกตัวมากที่สุด ที่ S.2(L) เท่ากับ 11 mm ขอบเขตการเคลื่อนตัวมากที่สุด ที่ S.1(L) และ R) และ S.2 (L) เท่ากับ 16 mm ในรอบที่ 2 พบว่า ค่าทรุดตัวมากที่สุด ที่ S.1(L) เท่ากับ 8 mm ค่ายกตัวมากที่สุด ที่ S.1(L) และ R) เท่ากับ 14 mm ขอบเขตการเคลื่อนตัวมากที่สุด ที่ S.1(L) เท่ากับ 22 mm จากผลการทดสอบ 2 รอบ พบว่า S.1 และ S.2 มีขอบเขตการเคลื่อนตัวที่สูง ในขณะที่ S.3 การขอบเขตการเคลื่อนตัวน้อยที่สุด

ตารางที่ 4-20 ค่าสูงสุดและค่าต่ำสุดการเปลี่ยนแปลงระดับในแนวตั้ง ขาขึ้น

		รอบที่ 1			รอบที่ 2		
		ทรุดตัว สูงสุด, mm	ยกตัว สูงสุด, mm	การ เคลื่อนตัว (Range), mm	ทรุดตัว สูงสุด, mm	ยกตัว สูงสุด, mm	การ เคลื่อนตัว (Range), mm
Section 1 ขึ้น	L	12	-4	16	8	-14	22
	R	9	-7	16	5	-14	19
Section 2 ขึ้น	L	5	-11	16	4	-10	14
	R	5	-8	13	4	-11	15
Section 3 ขึ้น	L	6	-3	9	6	-6	12
	R	5	-4	9	3	-5	8

จากการทดสอบขาล่อง ตามตารางที่ 4-21 ในรอบที่ 1 พบว่า ค่าทรุดตัวมากที่สุด ที่ S.1(L) เท่ากับ 6 mm ค่ายกตัวมากที่สุด ที่ S.2(L) เท่ากับ 10 mm ขอบเขตการเคลื่อนตัวมากที่สุด ที่ S.3(R) เท่ากับ 10 mm ในรอบที่ 2 พบว่า ค่าทรุดตัวมากที่สุด ที่ S.1 (R) เท่ากับ 10 mm ค่ายกตัวมากที่สุด ที่ S.2(L) เท่ากับ 12 mm ขอบเขตการเคลื่อนตัวมากที่สุด ที่ S.1(R) เท่ากับ 20 mm จากผลการทดสอบ 2 รอบ พบว่าขอบเขตการเคลื่อนตัวของทุก Section ในรอบเดียวมีค่าใกล้เคียงกัน ยังพบอีกว่าค่าขอบเขตการเคลื่อนตัวของรอบที่ 2 สูงขึ้นในทุก Section เมื่อเทียบกับรอบที่ 1 (เพิ่มขึ้น 3 ถึง 14 mm)

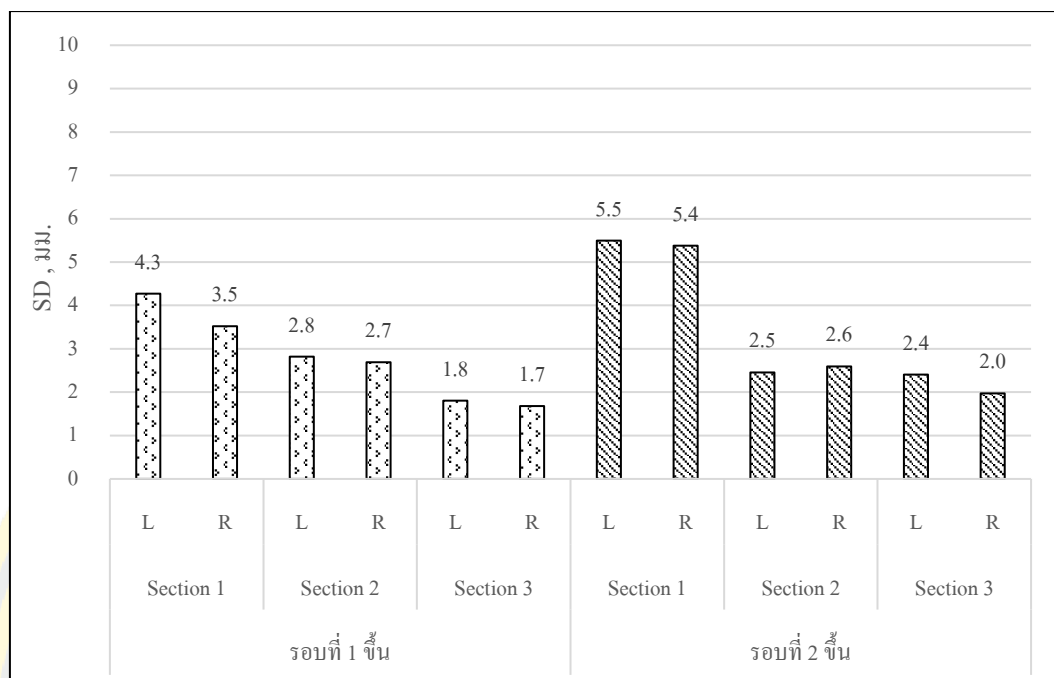


ตารางที่ 4-21 ค่าสูงสุดและค่าต่ำสุดการเปลี่ยนระดับในแนวดิ่ง ขาล่อง

		รอบที่ 1			รอบที่ 2		
		ทรุดตัว สูงสุด, mm	ยกตัว สูงสุด, mm	การ เคลื่อนตัว (Range), mm	ทรุดตัว สูงสุด, mm	ยกตัว สูงสุด, mm	การ เคลื่อนตัว (Range), mm
Section 1	L	6	-2	9	9	-10	19
ล่อง	R	5	-3	8	10	-10	20
Section 2	L	-	-10	8	4	-12	16
ล่อง	R	-	-9	7	4	-11	15
Section 3	L	4	-2	6	6	-3	9
ล่อง	R	8	-2	10	7	-3	10

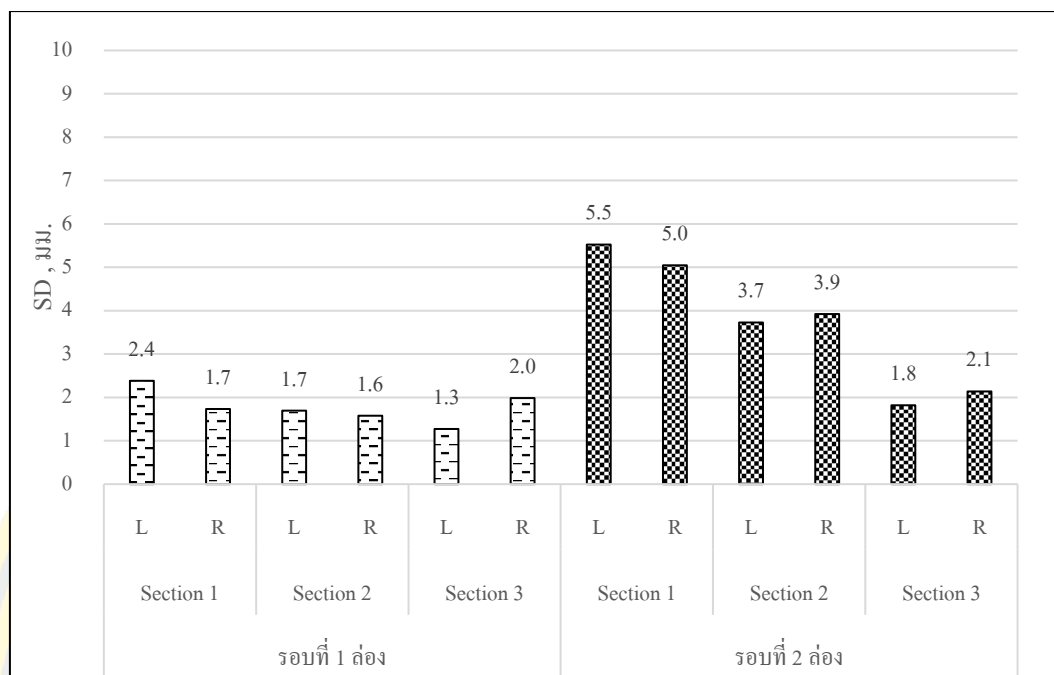
#### 4. ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานการเปลี่ยนระดับในแนวดิ่ง

จากภาพที่ 4-50 แสดงถึงค่า เบี่ยงเบนมาตรฐานของ ขาขึ้น จะเห็นได้ว่าทั้ง 2 รอบมีค่าที่ สอดคล้องกัน พบว่า S.1 มีค่ามากที่สุด ซึ่งแสดงว่าเส้นทางมีความไม่สม่ำเสมอมากที่สุด (3.5 -5.5 มม.) จะเห็นได้ว่า S.3 มีค่าที่สุดซึ่งหมายความว่าเส้นทางมีความสม่ำเสมอสูงสุด (1.8 -2.2 มม.)



ภาพที่ 4-50 ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานการเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวดิ่ง ขาขึ้น

จากภาพที่ 4-51 แสดงถึงค่า เบี่ยงเบนมาตรฐานของ ชาล่อง ในรอบที่ 1 จะเห็นได้ว่าทั้ง 3 Section มีค่าใกล้เคียงกันอยู่ระหว่าง 1.5 – 2.0 มม. ในรอบที่ 2 พบว่า ทั้ง 3 Section มีค่าที่แตกต่าง กับ พบว่า S.1 มีค่ามากที่สุดอยู่ระหว่าง 5 – 5.5 มม. รองลงมาคือ S.2 1 มีค่าอยู่ระหว่าง 3.5 – 4.0 มม. และ S.3 มีค่าน้อยที่สุด มีค่าอยู่ระหว่าง 1.8 – 2.0 มม.



ภาพที่ 4-51 ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานการเปลี่ยนแปลงของระดับในแนวตั้ง ขาล่อง

จากผลการทดสอบจะเห็นว่าค่าเฉลี่ยของการเปลี่ยนแปลงค่าระดับในแนวตั้งมีค่าที่ต่ำในขาขึ้น ขาล่องมีค่าที่สูงกว่าเล็กน้อยแต่ไม่มาก เมื่อไปดูค่าการขอบเขตการเคลื่อนตัวจะเห็นได้ว่ามีค่าที่สูงในหลาย Section เมื่อวิเคราะห์ค่า SD จะเห็นได้ว่าในรอบที่ 2 เกือบทุก Section มีค่าสูงกว่ารอบที่ 1 จากค่า SD จะเห็นได้ว่า S.3 มีค่าต่ำที่สุดในทั้ง 2 รอบเมื่อเทียบกับ Section อื่น ๆ ในขาขึ้น บ่งบอกว่าเส้นทางมีความสม่ำเสมอมากที่สุด

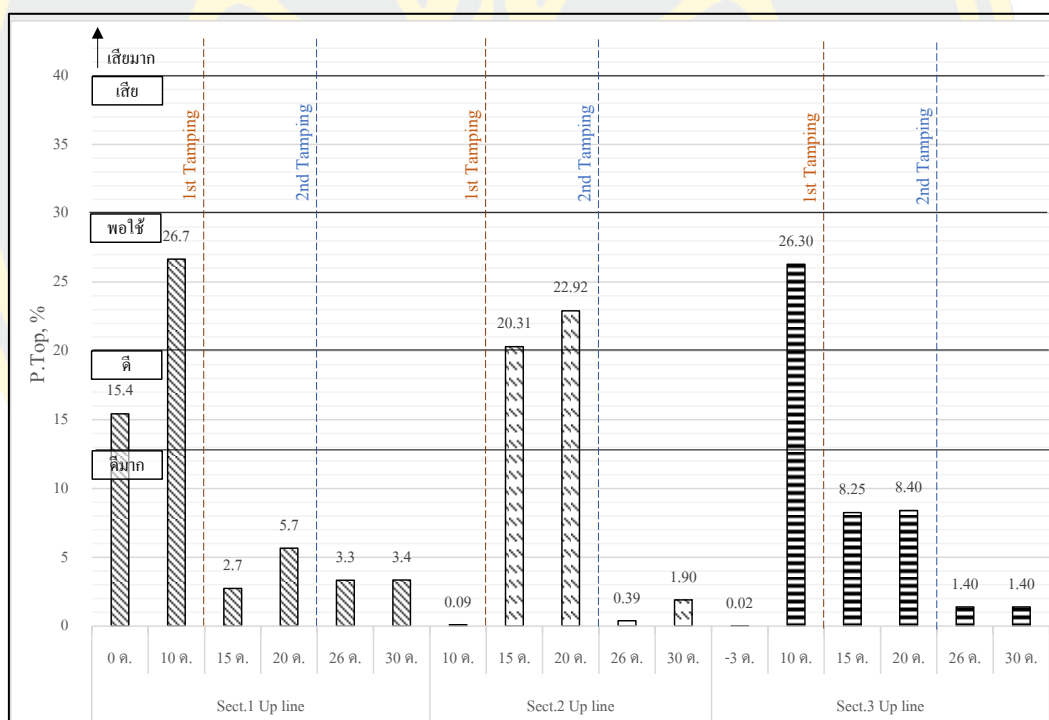
### ผลการตรวจสภาพทางด้วย TGM

ในการทดสอบตรวจสอบสภาพทางด้วย TGM ซึ่งจะนำมาซึ่ง 5 ค่า ดังนี้ 1) Top 2) Cant 3) AL 4) Tw และ 5) P-index ทำการทดสอบทั้งหมด 5 ครั้ง (10, 15, 20, 25, และ 30 เดือน) โดยเวลาเริ่มต้นจะนับ ณ วันที่ก่อสร้าง Section 1 เสร็จสิ้น ( Section 3 ก่อสร้างก่อน จึงเป็น -3 เดือน ) สำหรับ Section ที่มีการติดตั้งวัสดุตั้งเคราะห์ทั้ง Section 1 ขาขึ้น และ Section 3 ขาขึ้น หลังจากก่อสร้างเสร็จจะมีการตรวจสอบสภาพทาง ระหว่างการทดสอบพบว่ามีการอัดหินวิ่งผ่าน 2 รอบ ซึ่งทำให้ไม่สามารถเปรียบเทียบการทดสอบที่ถูกรอัดหินคันได้เนื่องจากเส้นทางถูกคืนสภาพทาง ดังนั้นในการเปรียบเทียบในส่วนขาขึ้น จะแบ่งเป็น 3 รอบดังนี้ 1) ข้อมูลหลังก่อสร้างกับการทดสอบครั้งที่ 1 2) การทดสอบครั้งที่ 2 กับการทดสอบครั้งที่ 3 และ 3) การทดสอบครั้งที่ 4 กับการทดสอบครั้งที่

ที่ 5 ในส่วนขาต่อง จะแบ่งเป็น 2 รอบดังนี้ 1) การทดสอบครั้งที่ 2 กับ การทดสอบครั้งที่ 3 และ 2) การทดสอบครั้งที่ 4 กับ การทดสอบครั้งที่ 5

### 1. Top

จากภาพที่ 4-52 พบว่า P.Top ขาขึ้น มีค่าลดลงในทุก ๆ ครั้งที่มีการ Tamping ใน S.1 ส่วนใหญ่มีค่าอยู่ระหว่าง 0-5 % ยกเว้น 0 และ 13 เดือนที่มีค่าสูงโคดถึง 15-25 % ใน S.2 ส่วนใหญ่มีค่าอยู่ระหว่าง 0-2 % ยกเว้น 18 และ 23 เดือนที่มีค่าสูงโคดถึง 20-23 % และใน S.3 ส่วนใหญ่มีค่าอยู่ระหว่าง 2-8 % ยกเว้น 13 เดือน ที่มีค่า 26 % จะเห็นว่าในระยะแรกของการใช้งานเส้นทางค่า Top จะมีค่าที่ค่อนข้างสูง (เกณฑ์ดีถึงพอใช้) เมื่อเวลาผ่านไปจะพบว่าค่า Top ของ Section ที่เสริมกำลังลดลง (เกณฑ์ดีมาก) โดยใช้เวลาสะสมน้อยกว่า Section ที่ไม่เสริมกำลัง (ใช้เวลา 20 เดือนถึงจะเป็นเกณฑ์ดีมาก)



ภาพที่ 4-52 P.Top ขาขึ้น

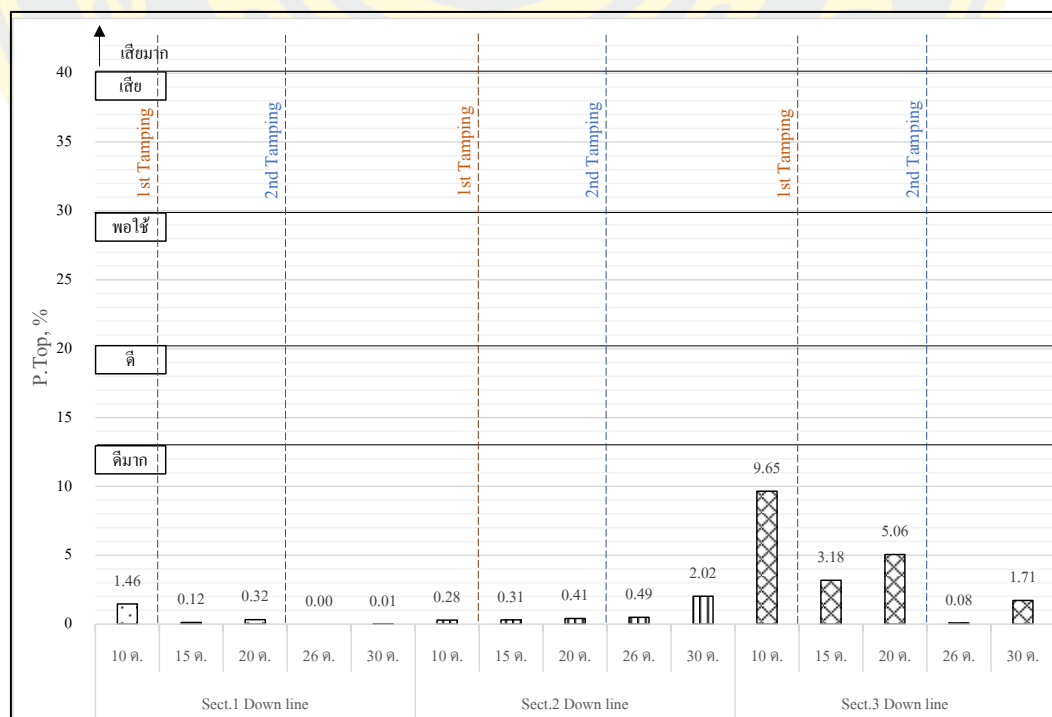
จากตารางที่ 4-22 พบว่าในการเพิ่มขึ้นของ P.Top เกิดขึ้นสูงสุดในรอบที่ 1 ใน S.1 (11.2 %) และ S.3 (26.28 %) ซึ่งอาจจะมีผลมาจากอนุภาคของหินโรยทางยังไม่บีบอัดตัวแน่นเนื่องจากถูกทดสอบหลังจากการก่อสร้างไม่นาน เมื่อเส้นทางถูก Tamping จะเห็นว่าในรอบที่ 2 และ 3 ค่าการ

เพิ่มขึ้นของ P.Top ลดลงไปมาก ยิ่งในรอบที่ 3 จะพบว่าการเพิ่มขึ้นของ P.Top ใน S.1 และ S.3 ซึ่งมีการติดตั้งวัสดุสังเคราะห์มีค่าต่ำกว่า S.2

ตารางที่ 4-22 ค่าที่เปลี่ยนแปลงของ P.Top ขาขึ้น

	B – A (%)		
	รอบที่ 1	รอบที่ 2	รอบที่ 3
S.1 ขาขึ้น	11.2	2.92	0.02
S.2 ขาขึ้น	-	2.61	1.52
S.3 ขาขึ้น	26.28	0.15	0.00

จากภาพที่ 4-53 พบว่า P.Top ขาล่อง มีค่าลดลงในทุก ๆ ครั้งที่มีการ Tamping ใน S.1 ส่วนใหญ่มีค่าอยู่ระหว่าง 0-1 % ใน S.2 ส่วนใหญ่มีค่าอยู่ระหว่าง 0-2 % และใน S.3 ส่วนใหญ่มีค่ามากที่สุด อยู่ระหว่าง 0-10 % พบว่าทุก Section อยู่ในเกณฑ์ดีมาก



ภาพที่ 4-53 P.Top ขาล่อง

จากตารางที่ 4-23 พบว่าในการเพิ่มขึ้นของ P.Top เกิดขึ้นสูงสุดในรอบที่ 2 ใน S.3 (1.88 %) อย่างไรก็ตาม ค่า P.Top ของทุก Section มีค่าเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อย

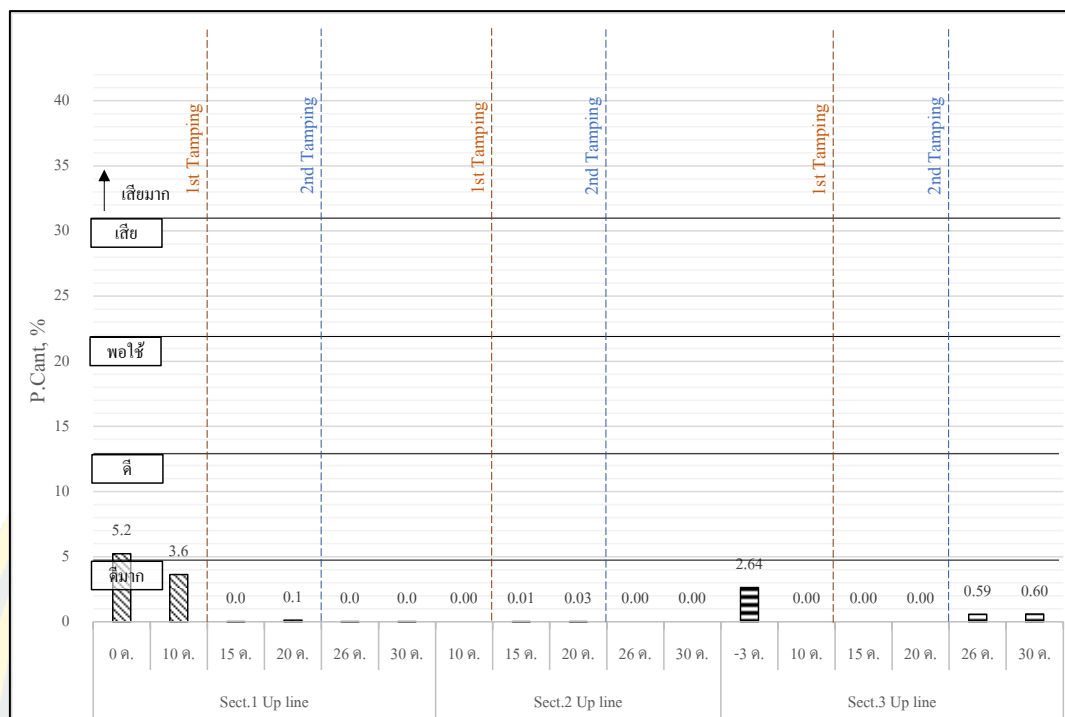
ตารางที่ 4-23 ค่าที่เปลี่ยนแปลงของ P.Top ขาล่อง

	B – A (%)		
	รอบที่ 1	รอบที่ 2	รอบที่ 3
S.1 ขาล่อง	-	0.20	0.01
S.2 ขาล่อง	-	0.10	1.53
S.3 ขาล่อง	-	1.88	1.63

## 2. Cant

จากภาพที่ 4-54 พบว่า P. Cant ขาขึ้น มีค่าลดลงในทุก ๆ ครั้งที่มีการ Tamping ใน S.1 ส่วนใหญ่มีค่าอยู่ระหว่าง 0-5 % ใน S.2 ส่วนใหญ่มีค่าอยู่ระหว่าง 0-1 % และใน S.3 ส่วนใหญ่มีค่ามากที่สุด อยู่ระหว่าง 0-3 % พบว่าทุก Section อยู่ในเกณฑ์ดีมาก ยกเว้น S.1 ในรอบที่ 1 ที่ค่าอยู่ในเกณฑ์ดี





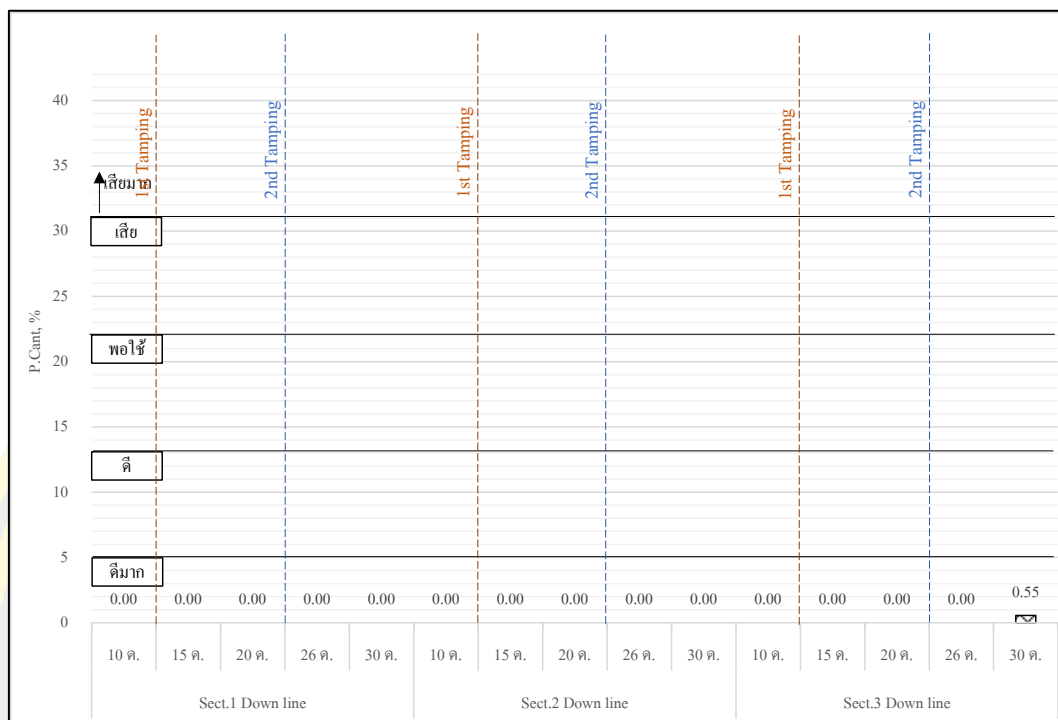
ภาพที่ 4-54 P.Cant ขาขึ้น

จากตารางที่ 4-24 พบว่า P. Cant ของทุก Section มีค่าเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อย พบว่าในรอบที่ 1 ทั้ง S.1 และ S.3 ค่า P.Cant ลดลงเล็กน้อย ซึ่งเป็นผลจากเส้นทางถูกใช้งานหลังจากก่อสร้างติดตั้งวัสดุสังเคราะห์ที่อาจส่งผลให้อนุภาคหินโรยทางมีการจัดเรียงตัวและบีบอัดตัวแน่น

ตารางที่ 4-24 ค่าที่เปลี่ยนแปลงของ P.Cant ขาขึ้น

B – A (%)			
	รอบที่ 1	รอบที่ 2	รอบที่ 3
S.1 ขาขึ้น	-1.6	0.10	-0.01
S.2 ขาขึ้น	-	0.02	0.00
S.3 ขาขึ้น	-2.64	0.00	0.01

จากภาพที่ 4-55 พบว่า P. Cant ขาล่อง ในทั้ง 3 Section อยู่ในเกณฑ์ดีมาก ค่า P.Cant มีค่าที่ต่ำมาก ค่าสูงสุดอยู่ที่ 0.55 %



ภาพที่ 4-55 P.Cant ขาขึ้น

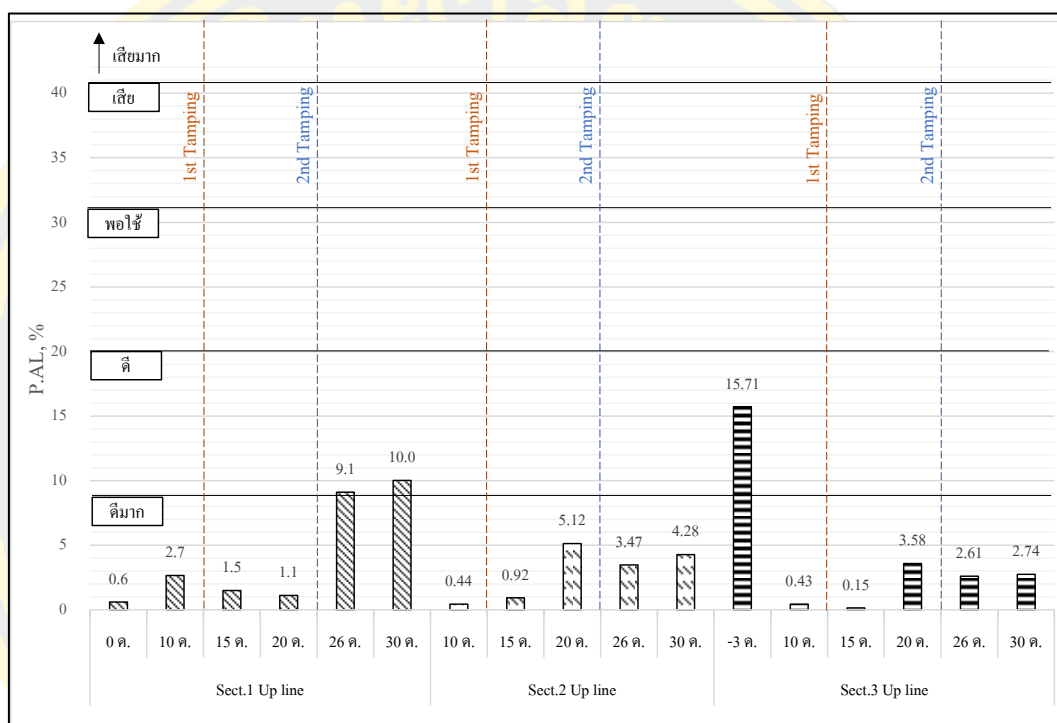
จากตารางที่ 4-25 พบว่าในการเพิ่มขึ้นของ P.Cant เกิดขึ้นสูงสุดในรอบที่ 3 ใน S.3 (0.55 %) อย่างไรก็ตาม ค่า P. Cant ของทุก Section มีค่าเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อย

ตารางที่ 4-25 ค่าที่เปลี่ยนแปลงของ P.Cant ขาล่อง

B – A (%)			
	รอบที่ 1	รอบที่ 2	รอบที่ 3
S.1 ขาล่อง	-	0.00	0.00
S.2 ขาล่อง	-	0.00	0.00
S.3 ขาล่อง	-	0.00	0.55

### 3. Alignment

จากภาพที่ 4-56 พบว่า P.AL ขาขึ้น ส่วนใหญ่ค่าลดลงในทุก ๆ ครั้งที่มีการ Tamping ใน S.1 ส่วนใหญ่มีค่าอยู่ระหว่าง 0-3 % ยกเว้น 29 และ 33 เดือนที่มีค่าสูง 9-10 % ใน S.2 ส่วนใหญ่มีค่าอยู่ระหว่าง 0-5 % และใน S.3 ส่วนใหญ่มีค่าอยู่ระหว่าง 1-4 % ยกเว้นหลังจากการก่อสร้างมีค่าถึง 16 % พบว่าส่วนใหญ่มูลค่าอยู่ในเกณฑ์ดีมาก



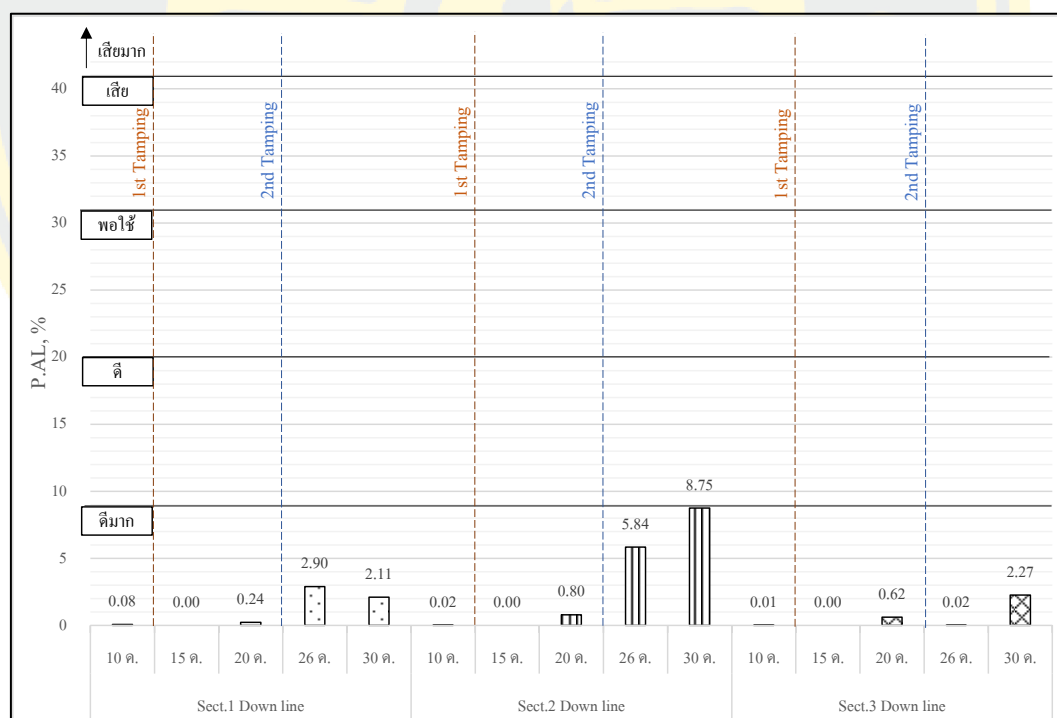
ภาพที่ 4-56 P.AL ขาขึ้น

จากตารางที่ 4-26 พบว่าในการเพิ่มขึ้นของ P.AL เกิดขึ้นสูงสุดในรอบที่ 2 ใน S.3 (3.43 %) อย่างไรก็ตาม กลับพบว่า ในรอบที่ 1 S.3 มีค่าลดลงไปถึง 15.28 % ซึ่งอาจเป็นผลมาจากหลังจากการก่อสร้างแล้วมีการใช้งานเส้นทางแล้วหินโรยทางอัดตัวแน่นขึ้นทำให้โครงสร้างส่วนบนขยับตัวได้น้อยลง

ตารางที่ 4-26 ค่าที่เปลี่ยนแปลงของ P.AL ขาขึ้น

	B – A (%)		
	รอบที่ 1	รอบที่ 2	รอบที่ 3
S.1 ขาขึ้น	2.1	-0.38	0.92
S.2 ขาขึ้น	-	4.20	0.81
S.3 ขาขึ้น	-15.28	3.43	0.14

จากภาพที่ 4-57 พบว่า P.AL ขาล่อง ใน S.1 ส่วนใหญ่มีค่าอยู่ระหว่าง 0-3 % ใน S.2 ส่วนใหญ่มีค่าอยู่ระหว่าง 0-2 % ยกเว้นครั้งที่ 4 และครั้งที่ 5 ที่มีค่าอยู่ระหว่าง 5 – 9 % และใน S.3 ส่วนใหญ่มีค่าอยู่ระหว่าง 1 - 3 % ทุก Section อยู่ในเกณฑ์ดีมาก



ภาพที่ 4-57 P.AL ขาล่อง

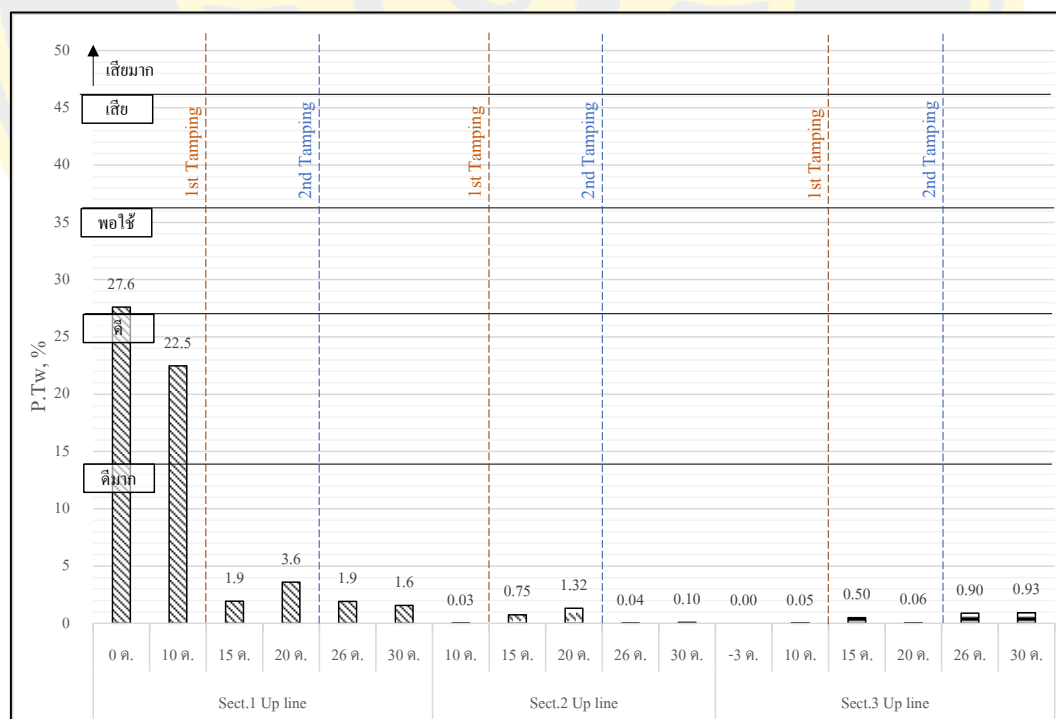
จากตารางที่ 4-27 พบว่าในการเพิ่มขึ้นของ P.AL เกิดขึ้นสูงสุดในรอบที่ 3 ใน S.2 (2.91 %) อย่างไรก็ตาม ค่า P.AL ของทุก Section มีค่าเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อย

ตารางที่ 4-27 ค่าที่เปลี่ยนแปลงของ P.AL ชาล่อง

	B – A (%)		
	รอบที่ 1	รอบที่ 2	รอบที่ 3
S.1 ชาล่อง	-	0.24	-0.79
S.2 ชาล่อง	-	0.80	2.91
S.3 ชาล่อง	-	0.62	2.25

#### 4. Twist

จากภาพที่ 4-58 พบว่า P.Tw ชาล่อง ใน S.1 ส่วนใหญ่มีค่าอยู่ระหว่าง 0 – 4 % ยกเว้นใน 0 เดือน และ 13 เดือน ที่มีค่าอยู่ระหว่าง 23 - 27 % ใน S.2 ส่วนใหญ่มีค่าอยู่ระหว่าง 0 – 1 % ใน S.3 ส่วนใหญ่มีค่าอยู่ระหว่าง 0 - 1 %



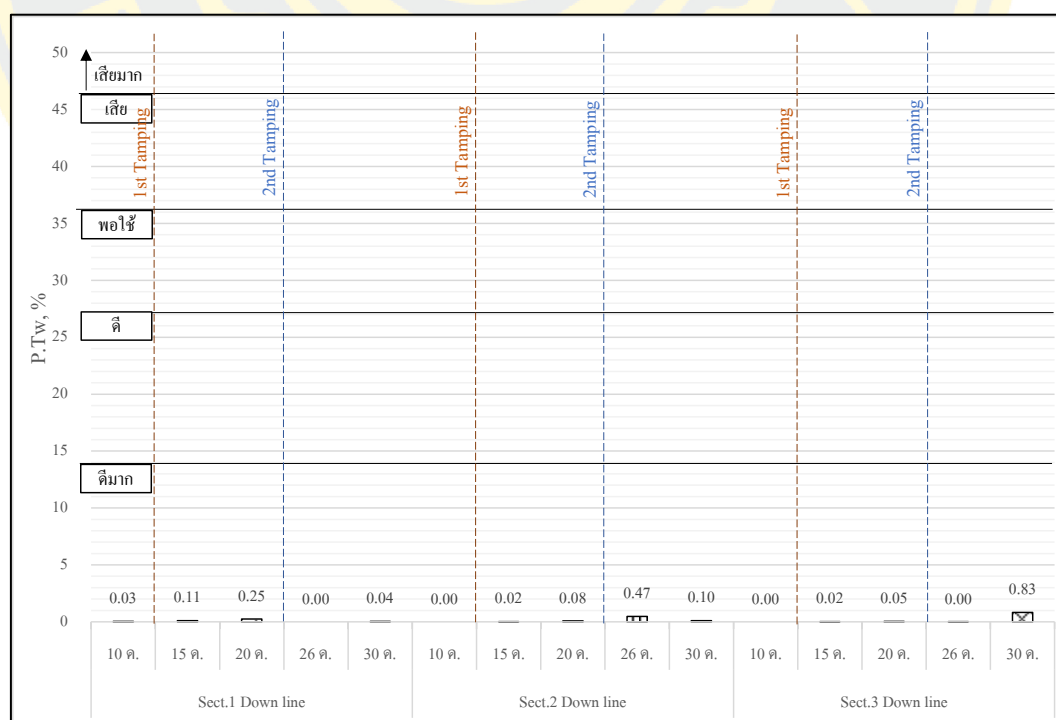
ภาพที่ 4-58 P.Tw ขาขึ้น

จากตารางที่ 4-28 พบว่าในการเพิ่มขึ้นของ P.Tw เกิดขึ้นสูงสุดในรอบที่ 2 ใน S.1 ( 1.67 %) พบว่าใน Section 1 รอบที่ 1 ค่า Tw เริ่มต้นสูงถึง 27.8 % เมื่อมีการใช้งานเส้นทางพบว่าค่าลดลงเหลือ 22.5 % จะเห็นว่าการใช้งานเส้นทางทำให้เส้นทางมีความสม่ำเสมอมากขึ้น

ตารางที่ 4-28 ค่าที่เปลี่ยนแปลงของ P.Tw ขาขึ้น

	B – A (%)		
	รอบที่ 1	รอบที่ 2	รอบที่ 3
S.1 ขาขึ้น	-5.1	1.67	-0.35
S.2 ขาขึ้น	-	0.57	0.06
S.3 ขาขึ้น	0.05	-0.44	0.03

จากภาพที่ 4-59 พบว่า P.Tw ขาล่อง ในทุก Section อยู่ในเกณฑ์ดีมาก ค่าสูงสุดของ P.Tw สูงสุดอยู่ที่ 0.83 %



ภาพที่ 4-59 P.Tw ขาล่อง



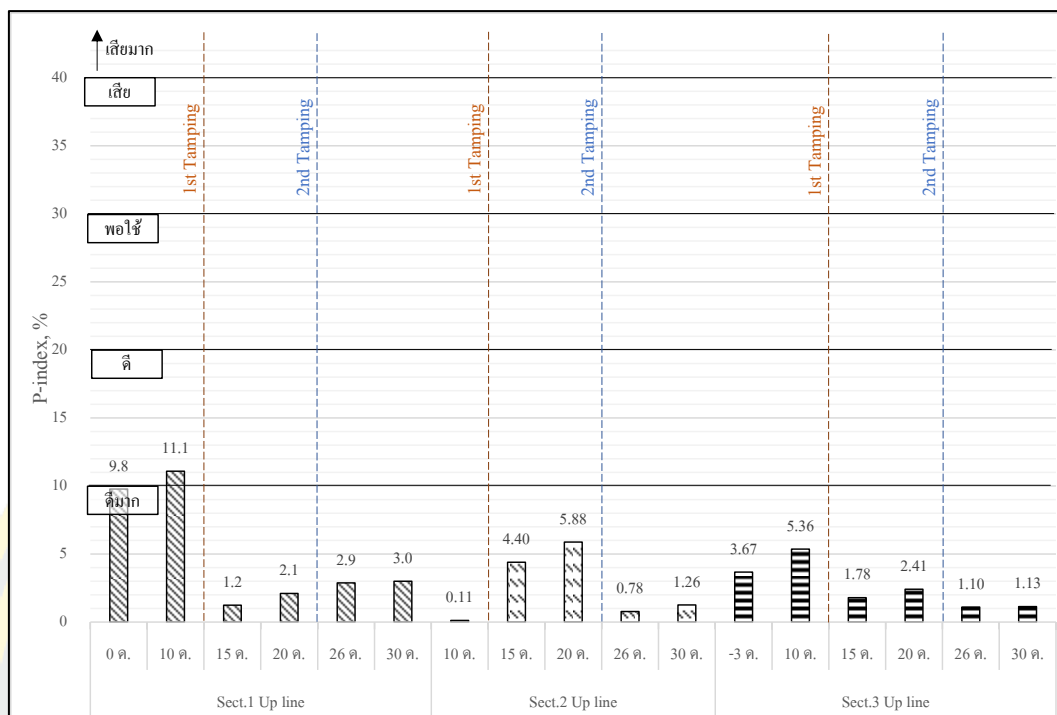
จากตารางที่ 4-29 พบว่าในการเพิ่มขึ้นของ P.Tw เกิดขึ้นสูงสุดในรอบที่ 3 ใน S.3 (0.83 %) อย่างไรก็ตาม ค่า P.Tw ของทุก Section มีค่าเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อย

ตารางที่ 4-29 ค่าที่เปลี่ยนแปลงของ P.Tw ขาล่อง

	B – A (%)		
	รอบที่ 1	รอบที่ 2	รอบที่ 3
S.1 ขาล่อง	-	0.14	0.04
S.2 ขาล่อง	-	0.06	-0.37
S.3 ขาล่อง	-	0.03	0.83

#### 5. P-index

จากภาพที่ 4-60 พบว่า P-index เพิ่มขึ้น ในทุก Section มีค่าอยู่ระหว่าง 0 – 5 % ยกเว้นใน S.1 0 เดือน และ 13 เดือน ที่มีค่าอยู่ระหว่าง 10 – 11 % จะเห็นว่าหลังจากรอดัดหินจึงค่า P-index ส่วนใหญ่มีค่าลดลง



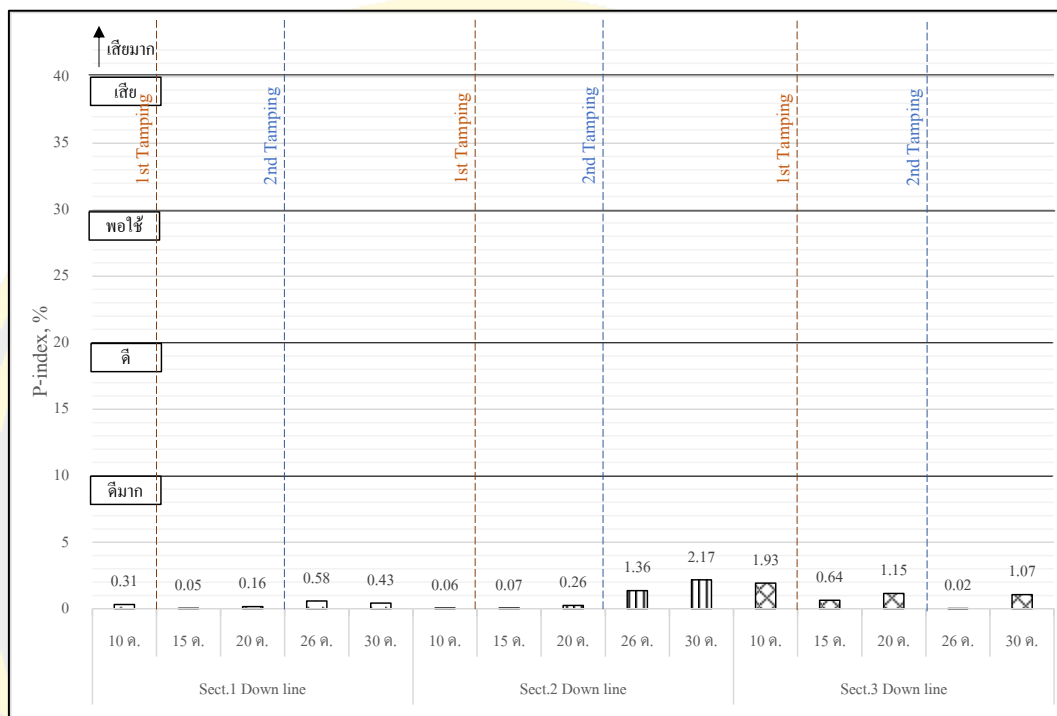
ภาพที่ 4-60 P-index ขาขึ้น

จากตารางที่ 4-30 ผลจากทั้ง 3 รอบพบว่าในการเพิ่มขึ้นของ P-index ในรอบที่ 1 ของทั้ง S1 และ S3 มีค่าเพิ่มสูงซึ่งอาจจะเป็นผลจากการเป็น Section ที่ทำการเสริมกำลังและเปิดใช้งานทางได้ไม่นาน อาจอยู่ในช่วงที่อนุภาคหินโรยทางสามารถขยับตัวได้ง่าย อย่างไรก็ตามเมื่อดูในรอบที่ 2 และ 3 พบว่าค่าการเพิ่มขึ้นของ P-index ทั้ง S.1 และ S.3 ซึ่งมีการติดตั้งวัสดุสังเคราะห์มีค่าต่ำกว่า S2 ยิ่งในรอบที่ 3 พบว่ามีค่าต่ำมาก บ่งบอกว่าการติดตั้งวัสดุสังเคราะห์ช่วยลดการเสื่อมสภาพของเส้นทางลง

ตารางที่ 4-30 ค่าที่เปลี่ยนแปลงของ P-index ขาขึ้น

	B – A (%)		
	รอบที่ 1	รอบที่ 2	รอบที่ 3
S.1 ขาขึ้น	1.3	0.86	0.12
S.2 ขาขึ้น	-	1.48	0.48
S.3 ขาขึ้น	1.68	0.63	0.04

จากภาพที่ 4-61 พบว่า P-index เพิ่มขึ้น ในทุก Section อยู่ในเกณฑ์ดีมาก มีค่าอยู่ระหว่าง 0-2 %



ภาพที่ 4-61 P-index ขาด่อง

จากตารางที่ 4-31 พบว่าในการเพิ่มขึ้นของ P-index เกิดขึ้นสูงสุดในรอบที่ 3 ใน S.2 ( 0.81 %) อย่างไรก็ตาม ค่า P-index ของทุก Section มีค่าเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อย

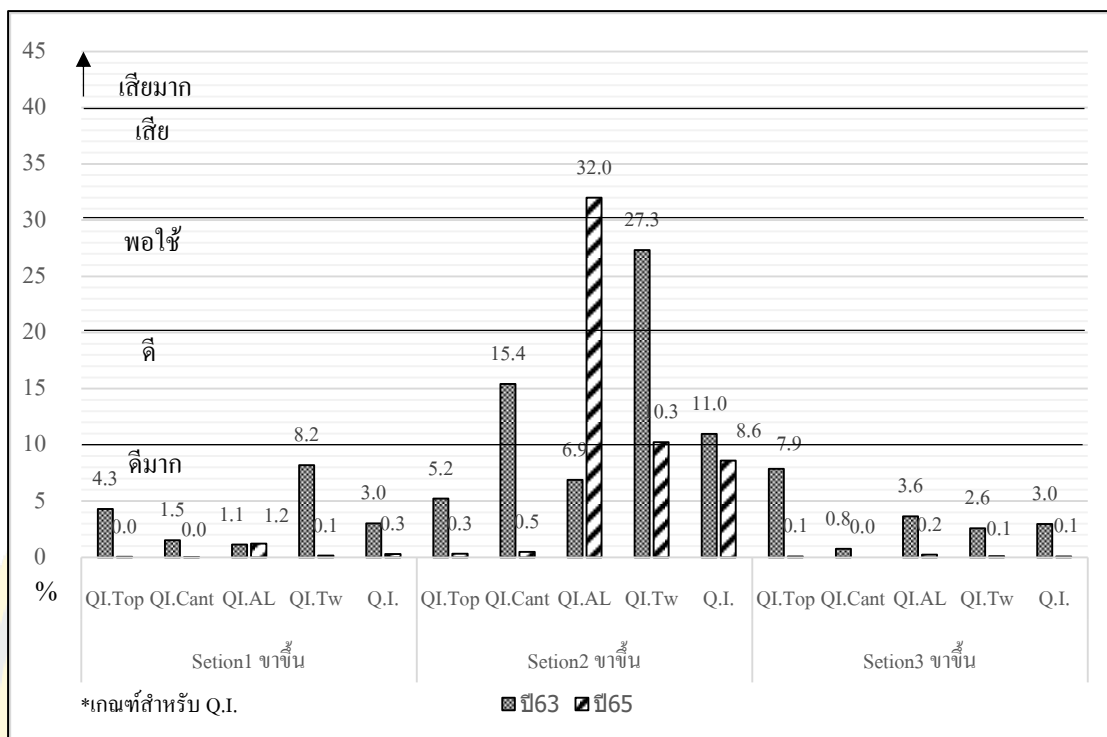
ตารางที่ 4-31 ค่าที่เปลี่ยนแปลงของ P-index ขาด่อง

	B – A (%)		
	รอบที่ 1	รอบที่ 2	รอบที่ 3
S.1 ขาด่อง	-	0.12	-0.15
S.2 ขาด่อง	-	0.19	0.81
S.3 ขาด่อง	-	0.51	1.05

จากผลการวัดสภาพทางด้วย TGM พบว่าการที่รถอัดหินวิ่งผ่านโดยส่วนใหญ่ช่วยปรับให้เส้นทางมีสภาพทางที่ดีขึ้น พบว่าทั้ง 4 ค่า (Top, Cant, AL, TW) ใน Section ที่ติดตั้งวัสดุสังเคราะห์ทั้ง S.1 และ S.3 ในระยะแรกมีค่าที่สูง ส่งผลให้ P-index ในระยะแรกมีค่าสูง แต่เมื่อเส้นทางมีการใช้งาน น้ำหนักสะสมมากขึ้นพบว่าค่าต่าง ๆ มีค่าลดลงเรื่อย ๆ เมื่อครบ 30 เดือนจะเห็นว่า ในเส้นทางขาขึ้น การเพิ่มขึ้นของ P-index ใน Section ที่ติดตั้งวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบต่ำกว่า Section ที่ไม่ได้เสริม

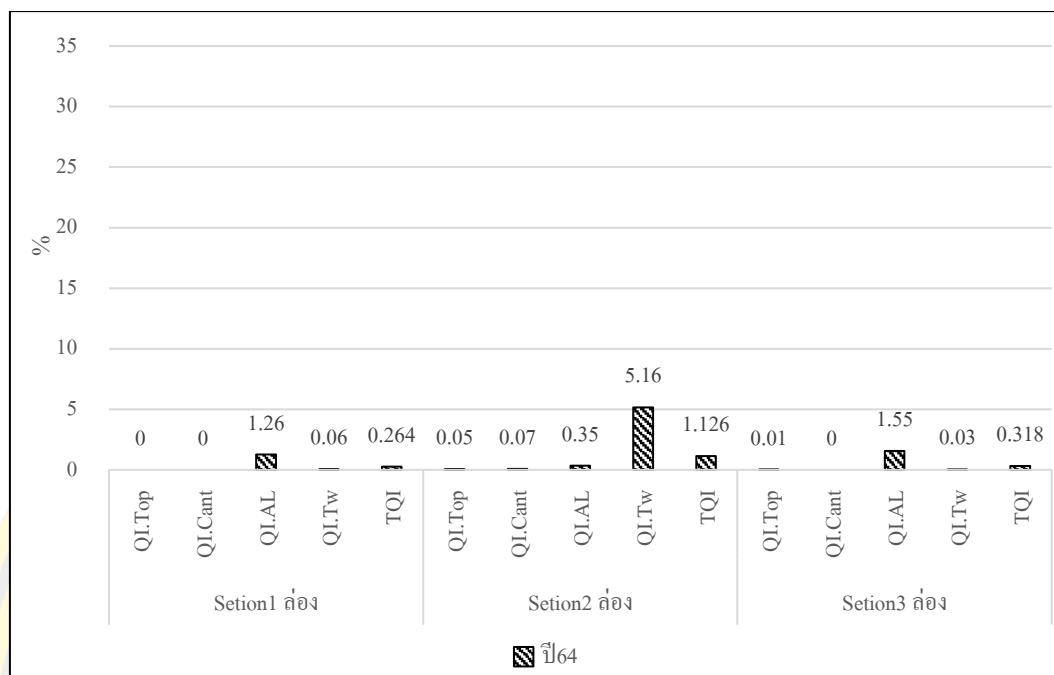
### ผลการตรวจสภาพทางด้วย EM120

ค่า Q.I.ที่ได้รับจากการวิ่งผ่านของรถตรวจทาง EM120 ไม่สามารถเปรียบเทียบผลจากการเสริมกำลังด้วย Geocomposite ได้โดยตรงเนื่องจากรอบการวิ่งตรวจทางจะถูกกั้นด้วยรถอัดหิน แต่ในผลทดสอบ ที่ได้รับดังภาพที่ 4-62 แสดงถึง Q.I. ในปี พ.ศ.2563 และ ปี พ.ศ.2565 จากข้อมูลพบว่าใน Section 1 และ Section 3 ซึ่งมีการติดตั้งวัสดุสังเคราะห์มีค่าอยู่ระหว่าง 0-7.9 % ซึ่งโดยรวมต่ำกว่า Section 2 ที่อยู่ระหว่าง 0.3-32 % พบว่าโดยส่วนใหญ่ใน S1 และ S3 ดัชนีทั้ง 5 ตัว หลังการติดตั้งวัสดุสังเคราะห์มีค่าลดลง แตกต่างกับ S.2 ที่มีพบว่าบางค่ามีค่าสูงขึ้นมาก อาทิ QLAL จากเดิมมีค่า 6.9 % เพิ่มไปเป็น 32 % เมื่อเทียบค่า Q.I. ปี พ.ศ.2565 พบว่า S.1 และ S.3 มีค่าเทียบกับ 0.3 % และ 0.1 % ตามลำดับ ซึ่งถือว่าค่าต่ำมากเมื่อเทียบกับ S.2 ที่มี Q.I. เท่ากับ 8.6 อย่างไรก็ตาม ทั้ง 3 ก็ยังถือว่าอยู่ในเกณฑ์ดีมาก



ภาพที่ 4-62 ค่า QI.Top, QI.Cant, QI.AL, QI.Tw, และ Q.I. ปี 2563 และ 2565 ขาขึ้น

ภาพที่ 4-63 แสดงถึงข้อมูลที่รอด EM 120 ทำการวิ่งผ่าน ทางล่อง ใน ปี 64 จากผลการทดสอบจะแสดงให้เห็นว่า ทั้ง 3 Section มีค่า Q.I. อยู่ในระดับต่ำมาก อยู่ในเกณฑ์ดีมากในทุก ๆ ดัชนี



ภาพที่ 4-63 ค่า QI.Top, QI.Cant, QI.AL, QI.Tw, และ Q.I ปี 2564 ขาล่อง

จากข้อมูลของ EM120 จะทำให้เห็นความแตกต่างระหว่างเส้นทางขาขึ้นและขาล่อง ใน ส่วนขาขึ้นจะเห็นว่าแม้แต่ในทางปกติ (S2) มี Q.I ที่สูงกว่าเส้นทางขาล่อง

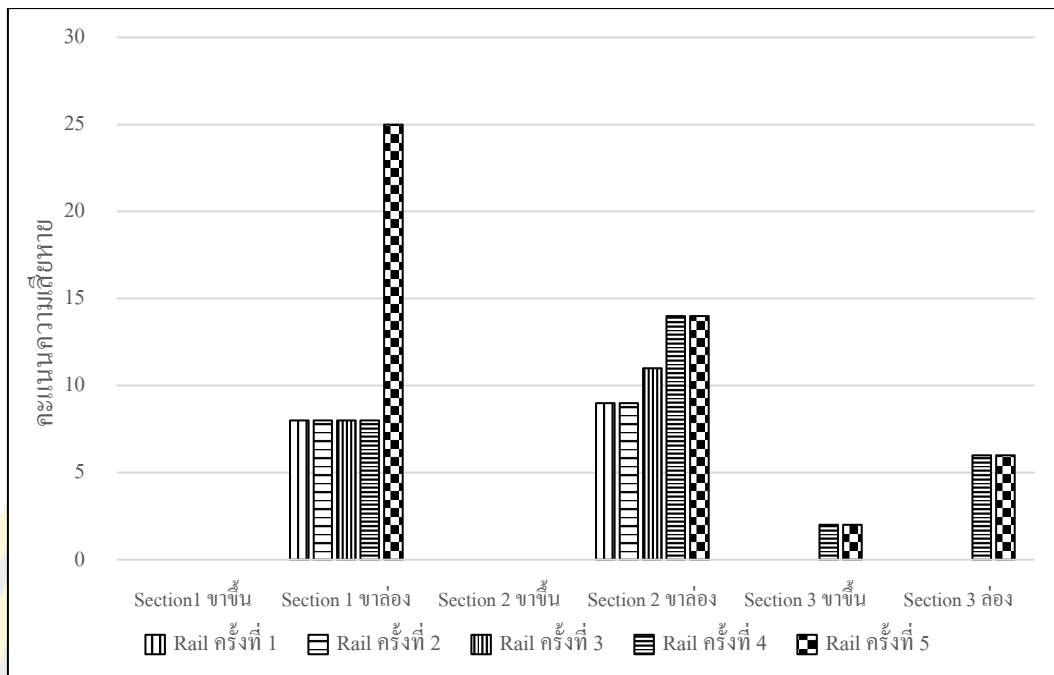
### Visual Inspection

ทำการสำรวจด้วยตาเปล่าในเส้นทางรถไฟ ตรวจสอบชิ้นส่วนต่าง ๆ ได้แก่ ราง, อุปกรณ์ยึด เหนี่ยวราง, หมอนรองราง, Ballast สังเกตการเปลี่ยนแปลงของเส้นทางรถไฟในช่วงที่ทำการ ทดสอบ

#### 1. ราง

คะแนนความเสียหายแบ่งเป็น 2 ระดับดังนี้ 1) 1 คะแนน เมื่อพบเจอผิวรางมีรอยขีดข่วน 2) 2 คะแนน เมื่อพบเจอผิวรางหลุดร่อน ตรวจสอบรางรถไฟทุก ๆ หมอนทุกเบอร์ การตรวจสอบ พบว่าตลอดการเก็บผลการทดสอบ 2 ปี รางไม่ได้มีการซ่อมบำรุงหรือเปลี่ยนรางใหม่ จากภาพที่ 4-64 แสดงผลการตรวจสอบรางพบว่า ในขาขึ้นแทบจะไม่มีมีความเสียหายของรางเลย จะมีเพียง เล็กน้อยใน S.3 ในขาล่องพบความเสียหายของรางมากกว่าโดยเฉพาะใน S.1 พบว่าได้คะแนนความเสียหายสูงสุด 25 คะแนน

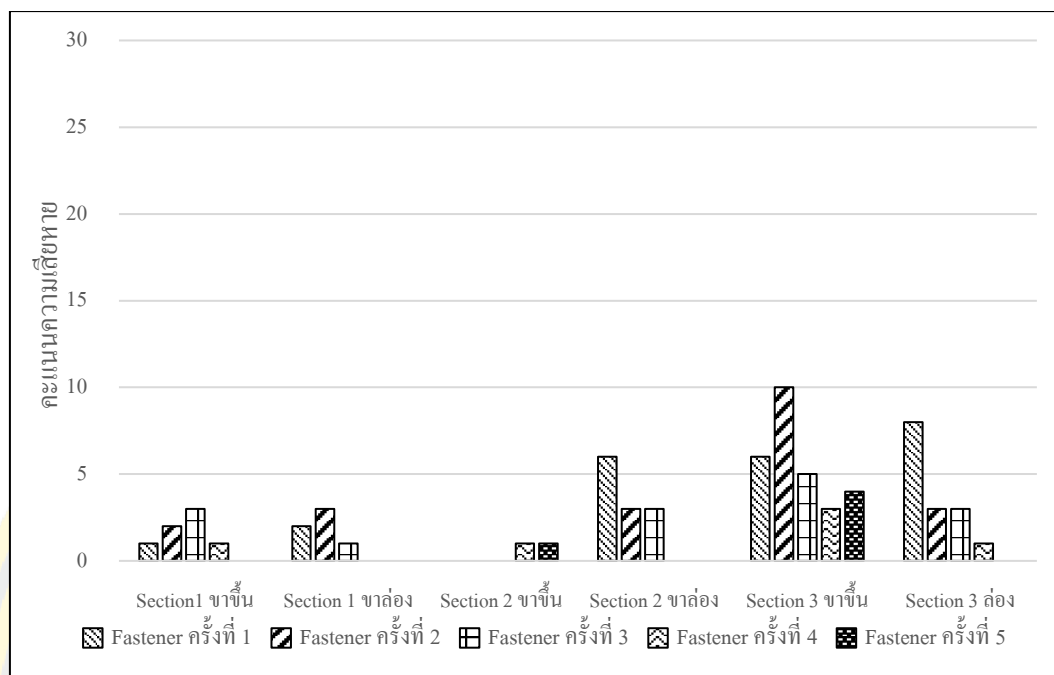




ภาพที่ 4-64 คะแนนความเสียหายของราง ทุก Section

## 2. อุปกรณ์ยึดเหนี่ยวราง

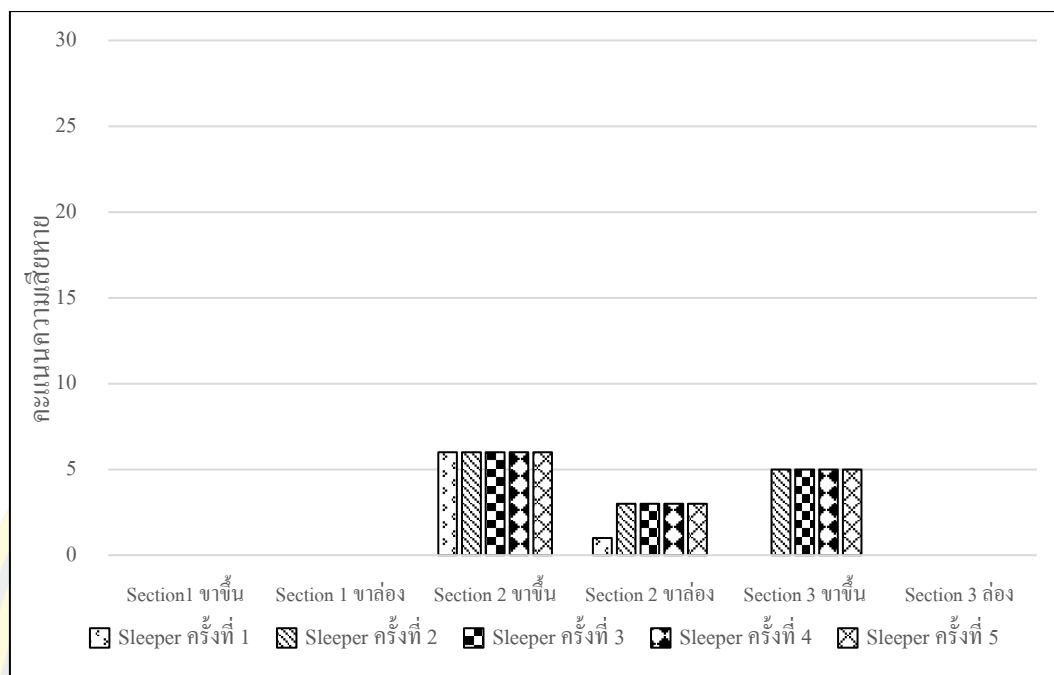
เมื่อพบว่า มีชิ้นส่วนของ Fastener หลุดหรือสูญหายให้คะแนนการตรวจสอบคะแนนความเสียหายแบ่งเป็น 2 ระดับดังนี้ 1) 1 คะแนน ชิ้นส่วนของ Fastener หลุดหรือสูญหาย 1 ราง 2) 2 คะแนน ชิ้นส่วนของ Fastener หลุดหรือสูญหาย 2 ราง ตรวจสอบ Fastener ทุก ๆ หมอนทุกเบอร์ การตรวจสอบพบว่าตลอดการเก็บผลการทดสอบ 2 ปี Fastener มีการปรับปรุงและมีการซ่อมแซม จากภาพที่ 4-65 แสดงผลการตรวจสอบรางพบว่า ในขาขึ้น S.3 มีคะแนนความเสียหายมากที่สุด มีค่าสูงสุด 11 คะแนน ในขณะที่ S.2 มีค่าคะแนนความเสียหายน้อยที่สุด ในขาล่องพบว่าทุก Section มีคะแนนความเสียหายอยู่ในระดับที่ใกล้เคียงกัน



ภาพที่ 4-65 คะแนนความเสียหายของอุปกรณ์จับยึดราง ทุก Section

### 3. หมอนรองราง

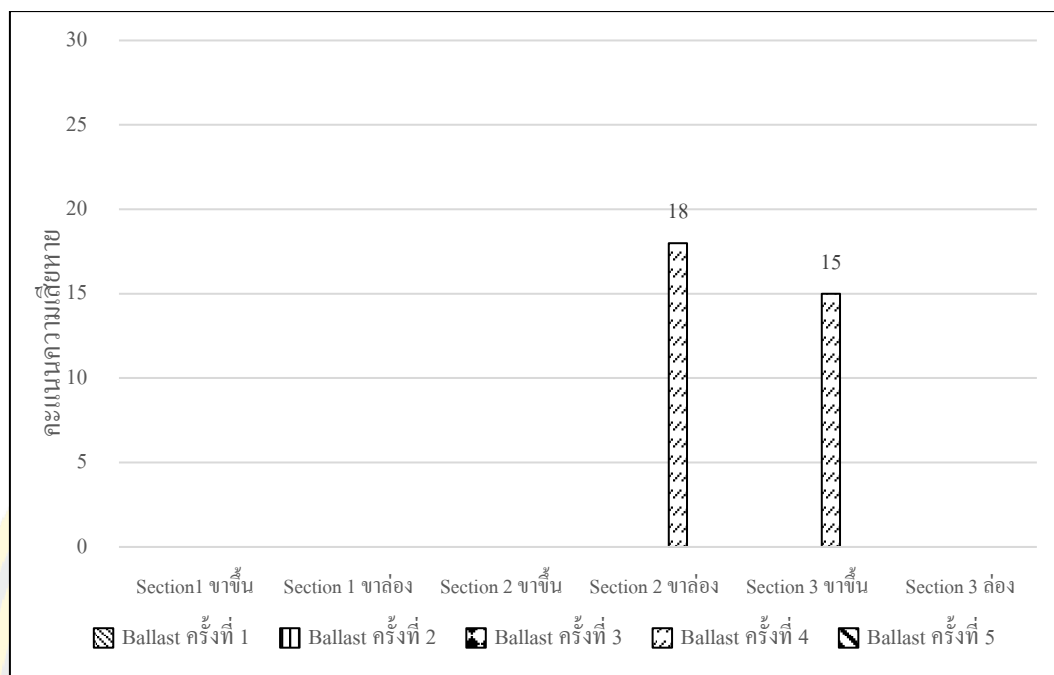
ตรวจสอบหมอนรองรางเพื่อตรวจรอยร้าวหรือการแตกหักของหมอนรองราง  
 คะแนนความเสียหายแบ่งเป็น 2 ระดับดังนี้ 1) 1 คะแนน พบรอยร้าวเล็กน้อย หรือรอยบิ่นเล็กน้อย  
 2) 2 คะแนน พบรอยร้าวเล็กน้อย ปลายหมอนรองรางมีการแตกหัก ตรวจสอบหมอนรองรางทุก ๆ  
 หมอนทุกเบอร์ การตรวจสอบพบว่าตลอดการเก็บผลการทดสอบ 2 ปี หมอนรองรางไม่ได้มีการ  
 ซ่อมบำรุงหรือเปลี่ยนรางใหม่ จากภาพที่ 4-66 แสดงผลการตรวจสอบรางพบว่าในทุก Section เกิด  
 ความเสียหายในส่วนหมอนรองรางน้อย พบคะแนนความเสียหายสูงสุดเกิดขึ้นที่ S.2 ขาขึ้น คะแนน  
 ความเสียหาย 6 คะแนน



ภาพที่ 4-66 คะแนนความเสียหายของหมอนรองราง

#### 4. หินโรยทาง ( Ballast )

ตรวจสอบหินโรยทางเพื่อตรวจสอบว่า Ballast มีวัชพืชหรือมีการปนเปื้อนจากวัสดุอื่น ๆ หรือไม่ รวมถึงตรวจสอบว่ามีการสูญเสียของ Ballast หรือไม่ คะแนนความเสียหายแบ่งเป็น 2 ระดับดังนี้ 1) 1 คะแนน พบว่ามีวัชพืชหรือมีการปนเปื้อนจากวัสดุอื่น ๆ ในชั้น Ballast 2) 2 คะแนน พบว่ามีหิน Ballast สูญหาย การตรวจสอบ Ballast พบว่ามีการปรับปรุงด้วยรถ Tamping ทุกๆ ปี มีการเติมหินใหม่เข้าไปในเส้นทางรถไฟ มีการบีบอัดหินใต้หมอนรองราง ๆ จากภาพที่ 4-67 แสดงถึงผลของคะแนนความเสียหาย พบว่า Ballast แทบจะไม่มี ความเสียหายเลย จะพบเพียง S.2 ขาล่อง และ S.3 ขาขึ้น ซึ่งมีวัชพืชขึ้นในชั้น Ballast คะแนนความเสียหายอยู่ที่ 15 คะแนน



ภาพที่ 4-67 คะแนนความเสียหายของหินโรยทาง

### ศิวาวรรณา

ได้ทำการส่งทดสอบหิน Ballast จำนวน 4 ตัวอย่างทดสอบทำการส่งตัวอย่างทดสอบให้กับ ภาควิชาเทคโนโลยีธรณี มหาวิทยาลัยขอนแก่น ทดสอบผลทางศิวาวรรณา ประกอบด้วย Section 1,2 ขาขึ้น Section 3 ขาขึ้น Section 1,2 ขาล่อง Section 3 ขาล่อง ได้ผลการทดสอบแสดงในตารางที่ 4-32

ตารางที่ 4-32 ผลการทดสอบตรวจสอบชนิดของหินโรยทาง

	section	ชนิด
ขึ้น	1	หินแกรนิต
	2	หินแกรนิต
	3	หินแอบโบร
ล่อง	1	หินไมโลนิติกแกรนิต
	2	หินไมโลนิติกแกรนิต
	3	หินไมโลนิติกแกรนิต

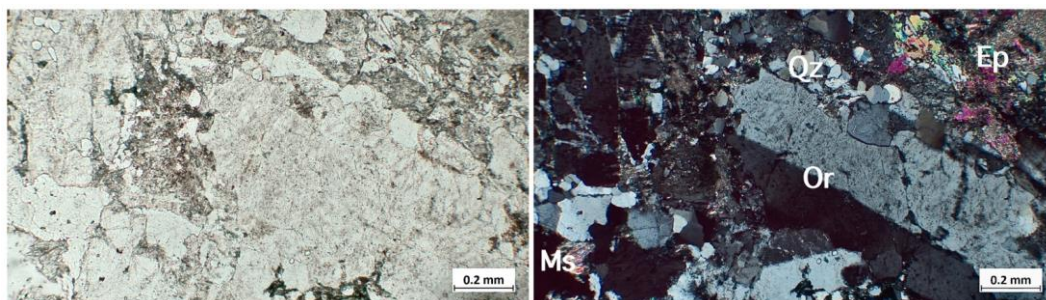
## 1. หินแกรนิต (Section 1,2 ขาขึ้น)

1.1 Hand Specimen หินตัวอย่างเป็นอัครนิแทรกซอนสีจางแสดงเนื้อผลึกขนาดสองขนาด (porphyritic texture) ดังภาพที่ 4-68 แสดงลีสต์สีขาวยิ่งขาวเทา ผิวผุแสดงสีน้ำตาลเหลือง โดยมีฮอร์โซเคลสเป็นแร่ดอก (phenocryst) กระจายตัวอยู่ในเนื้อพื้นที่แสดงผลึกขนาดปานกลาง ประกอบด้วยแร่ควอตซ์และเฟลด์สปาร์เป็นหลัก แร่รองประกอบด้วยไบโอไทต์สีน้ำตาลถึงน้ำตาลดำ มัสโคไวต์สีขาว และแร่ทึบแสงขนาดเล็ก ตัวอย่างหินไม่ทำปฏิกิริยากับกรดไฮโดรคลอริกเจือจาง



ภาพที่ 4-68 ตัวอย่างหิน Section 1,2 ขาขึ้น (หินแกรนิต)

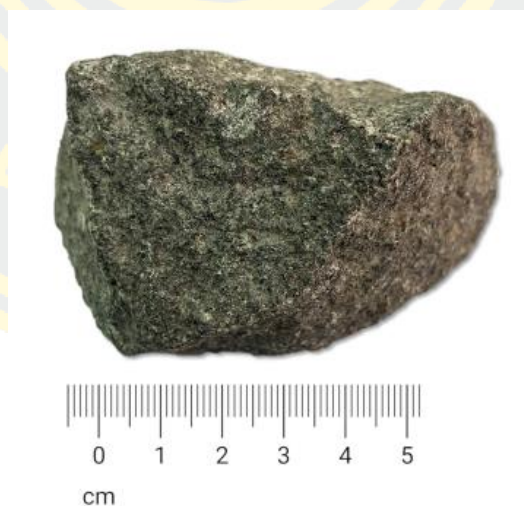
1.2 Thin Section หินตัวอย่างแสดงเนื้อผลึกเนื้อสองขนาด (porphyritic texture) โดยมีแร่ฮอร์โซเคลส (orthoclase) เป็นแร่ดอก (phenocryst) แสดงผลึกแบบแท่งขนาด 8.0-11.0 มิลลิเมตร แร่พื้นประกอบด้วยแร่ควอตซ์ (quartz) แสดงผลึกแบบเม็ดขนาด 0.005-6.0 มิลลิเมตร ผลึกเฟลด์สปาร์ทั้งแร่ฮอร์โซเคลส (orthoclase) ไมโครไคลน์ (microcline และแพลจิโอเคลส (plagioclase) แสดงผลึกแบบแท่งขนาด 0.1-6.0 มิลลิเมตร แร่ไบโอไทต์ (biotite) แสดงผลึกแบบแผ่นขนาด 0.1-3.0 มิลลิเมตร แสดงการแปรเปลี่ยนเป็นแร่คลอไรต์ (chlorite) บางส่วนและปรากฏแร่ลทินเซอร์คอน (zircon) และอะพาไทต์ (apatite) ขนาดเล็กอยู่ภายใน แร่มีสโคไวต์ (muscovite) แร่เอพิโดต (epidote) และแร่ทึบแสง (opaque minerals) ที่แสดงผลึกขนาดละเอียด 0.005-0.15 มิลลิเมตร ดังภาพที่ 4-69 จากข้อมูลแร่ประกอบหินและเนื้อหินสามารถเรียกชื่อตัวอย่างหินได้ว่า หินแกรนิตเนื้อสองขนาด (porphyritic granite)



ภาพที่ 4-69 ภาพถ่ายหินแกรนิตภายใต้กล้องจุลทรรศน์แบบโพลาไรซ์ (ภาพซ้าย) ศึกษาด้วยแสงธรรมดา (plane polarized light, PPL) (ภาพขวา) ศึกษาด้วยแสงโพลาไรซ์ (cross polarized light, XPL) โดย Qz = quartz, Or = orthoclase, Ms = muscovite, Ep = epidote

## 2. หินแกบโบร (Section 3 ขาขึ้น)

2.1 Hand Specimen ตัวอย่างเป็นอัครนิแทรกซอนสีเข้มผลึกขนาดละเอียดถึงปานกลาง แสดงสีสด สีเทาถึงดำ ผิวผุแสดงสีน้ำตาลเหลือง ดังภาพที่ 4-70 หินตัวอย่างประกอบด้วยแร่แพลจิโอเคลสเป็นหลักแสดงลักษณะแท่งสีขาว เกิดร่วมกับแร่ไพรอกซีนที่มีลักษณะแท่งสีดำ แร่คลอไรต์สีเขียว และแร่ทึบแสงขนาดเล็ก ตัวอย่างหินไม่ทำปฏิกิริยากับกรดไฮโดรคลอริกเจือจาง

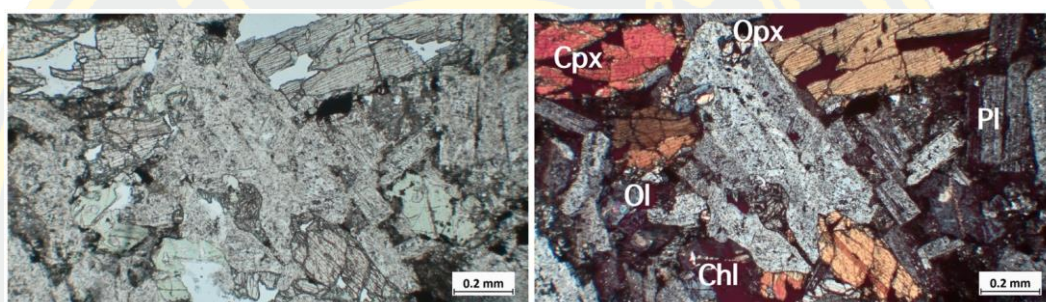


ภาพที่ 4-70 ตัวอย่างหิน Section 3 ขาขึ้น (หินแกบโบร)

2.2 Thin Section หินตัวอย่างแสดงเนื้อผลึกเนื้อเดียวขนาดปานกลาง (medium-grained equigranular texture) แร่แพลจิโอเคลส (plagioclase) แสดงผลึกแบบแท่งและแผ่นหนา



ขนาด 0.1-3.0 มิลลิเมตร แร่ไพรอกซีนแสดงผลึกแบบแผ่นหนาประกอบด้วยแร่คลิโนไพรอกซีน (clinopyroxene) จำนวนมากที่มีขนาด 0.2-1.5 มิลลิเมตร เกิดร่วมกับแร่ออร์โธไพรอกซีน (orthopyroxene) ขนาด 0.05 - 0.2 มิลลิเมตร แร่โอลิวีน (olivine) ส่วนมีการแปรเปลี่ยนไปเป็นแร่เซอเพนทิน/คลอไรต์ (chlorite) เกือบทั้งหมด ซึ่งแสดงลักษณะรูปผลึกกึ่งสมบูรณ์แบบเม็ดขนาดประมาณ 0.2 มิลลิเมตร เกิดร่วมกับแร่ทึบแสง (opaque minerals) ที่แสดงผลึกขนาดเล็กเฉียดน้อยกว่า 0.005 มิลลิเมตร ดังภาพที่ 4-71 จากข้อมูลแร่ประกอบหินและเนื้อหินสามารถเรียกชื่อตัวอย่างหินได้ว่า หินแกบโบรอนไรต์ (gabbro-norite)



ภาพที่ 4-71 ภาพถ่ายหินแกบโบรภายใต้กล้องจุลทรรศน์แบบโพลาไรซ์ (ภาพซ้าย) ศึกษาด้วยแสงธรรมดา (plane polarized light, PPL) (ภาพขวา) ศึกษาด้วยแสงโพลาไรซ์ (cross polarized light, XPL) โดย Qz = quartz, Or = orthoclase, Ms = muscovite, Ep = epidote

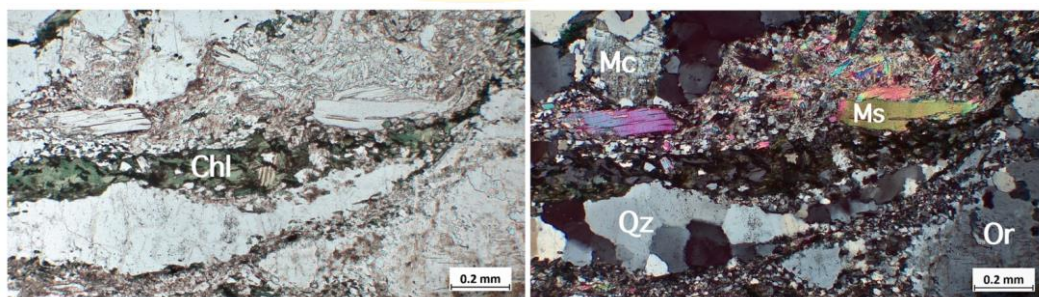
### 3. หินไมโลนิติกแกรนิต (Section 1 ขาล่อง)

3.1 Hand Specimen หินตัวอย่างเป็นอัครนิแทรกซอนสีจางผลึกขนาดปานกลางแสดงสีสดสีชาวลึงขาวเทา ผิวผุแสดงสีน้ำตาลเหลือง ดังภาพที่ 4-72 หินตัวอย่างประกอบด้วยแร่ควอตซ์และเฟลด์สปาร์เป็นหลัก เนื้อหินเริ่มแสดงการเรียงตัวเป็นริ้วของแร่ที่มีรูปร่างผลึกแบบแผ่นจำพวกไบโอไทต์สีน้ำตาลถึงน้ำตาลดำ มัสโคไวต์สีขาว และคลอไรต์สีเขียว เกิดร่วมกับแร่ทึบแสงขนาดเล็ก ตัวอย่างหิน ไม่ทำปฏิกิริยากับกรดไฮโดรคลอริกเจือจาง บางบริเวณเฟลด์สปาร์และควอตซ์แสดงลักษณะคล้ายรูปตาแทรกอยู่ในริ้วการเรียงตัว (mylonitic texture) ของแร่แผ่นที่แสดงการเปลี่ยนรูป



ภาพที่ 4-72 ตัวอย่างหิน Section 1 ขาล่อง (หินไมโลนิติกแกรนิต)

3.2 Thin Section หินตัวอย่างแสดงเนื้อผลึกขนาดละเอียดถึงปานกลางและแสดงการเรียงตัวของแร่จากแรงเฉือน (mylonitic texture) ผลึกแร่ควอตซ์ (quartz) แสดงลักษณะแบบเม็ดขนาด 0.005-3.0 มิลลิเมตร แสดงลักษณะการมิดแบบไม่สม่ำเสมอ ผลึกอัลคาไลน์เฟลด์สปาร์ ประกอบด้วยแร่ออร์โทเคลส (orthoclase) และไมโครไคลน์ (microcline) ขนาด 0.2-6.5 มิลลิเมตร ที่แสดงลักษณะรูปร่างคล้ายเลนส์ตา (augen) และหมุนตามรีวชันของแร่แบบแผ่นบางและแบบเสปนจำพวกแร่มีสโคไวต์ (muscovite) คลอไรต์ (chlorite) และแร่ทึบแสง (opaque minerals) ที่แสดงผลึกขนาด 0.005-2.0 มิลลิเมตร แร่มีสโคไวต์ผลึกปานกลางแสดงลักษณะคล้ายหางปลา (mica fish) ลักษณะความสัมพันธ์ของแร่ประกอบหินนี้เกิดจากการแปรสภาพด้วยแรงเฉือน ดังภาพที่ 4-73 จากข้อมูลแร่ประกอบหินและเนื้อหินสามารถเรียกชื่อตัวอย่างหินได้ว่า หินไมโลนิติกแกรนิต (mylonitic granite)



ภาพที่ 4-73 ภาพถ่ายหินไมโลนิติกแกรนิตภายใต้กล้องจุลทรรศน์แบบโพลาไรซ์ (ภาพซ้าย) ศึกษาด้วยแสงธรรมดา (plane polarized light, PPL) (ภาพขวา) ศึกษาด้วยแสงโพลาไรซ์

(cross polarized light, XPL) โดย Qz = quartz, Or = orthoclase, Ms = muscovite, Ep = epidote

#### 4. หินไมโลนิติกแกรนิต (Section 3 ขาล่อง)

4.1 Hand Specimen หินตัวอย่างเป็นอัครนิแทรกซอนสีจางผลึกขนาดปานกลางแสดง สีสดสีขาวยิ่งขาวเทา ผิวหยาบ แสดงสีน้ำตาลเหลือง ดังภาพที่ 4-74 หินตัวอย่างประกอบด้วยแร่ควอตซ์ และเฟลด์สปาร์เป็นหลัก เนื้อหินเริ่มแสดงการเรียงตัวเป็นริ้วของแร่ที่มีรูปร่างผลึกแบบแผ่น จำพวกไบโอไทต์สีน้ำตาลถึงน้ำตาลดำ มัสโคไวต์สีขาว และคลอไรต์สีเขียว เกิดร่วมกับแร่ที่บดแสง ขนาดเล็ก ตัวอย่างหินไม่ทำปฏิกิริยากับกรดไฮโดรคลอริกเจือจาง บางบริเวณเฟลด์สปาร์และควอตซ์แสดงลักษณะคล้ายรูปตาแทรกอยู่ในริ้วการเรียงตัว (mylonitic texture) ของแร่แผ่นที่แสดง การเปลี่ยนรูป

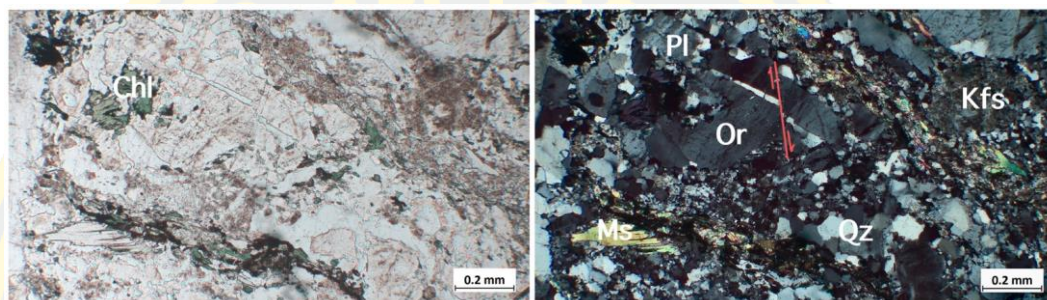


ภาพที่ 4-74 ตัวอย่างหิน Section 3 ขาล่อง (หินไมโลนิติกแกรนิต)

4.2 Thin Section หินตัวอย่างแสดงเนื้อผลึกขนาดละเอียดถึงปานกลางและแสดงการเรียงตัวของแร่จากแรงเฉือน (mylonitic texture) ผลึกแร่ควอตซ์ (quartz) แสดงลักษณะแบบเม็ด ขนาด 0.005-1.0 มิลลิเมตร แสดงลักษณะการมีดแบบไม่สม่ำเสมอ ผลึกเฟลด์สปาร์ประมาณ 0.2-1.0 มิลลิเมตรแสดงการแผดแบบผิดปกติ ผลึกอัลคาไลน์เฟลด์สปาร์ประกอบด้วยแร่ ออร์โธเคลส (orthoclase) และไมโครไคลน์ (microcline) ขนาด 0.2-7.0 มิลลิเมตร ที่แสดงลักษณะรูปร่างคล้ายเลนส์ตา (augen) ลักษณะเนื่องจากการแผด และหมุนตามริ้วขนานของแร่แบบแผ่นบาง



และแบบเส้นจำพวกแรมส์โคไวต์ (muscovite) คลอไรต์ (chlorite) และแร่ทึบแสง (opaque minerals) ที่แสดงผลึกขนาดเล็กเฉียด (น้อยกว่า 0.005 มิลลิเมตร) แรมส์โคไวต์รฝล็กปานกลางแสดงลักษณะคล้ายหางปลา (mica fish) ลักษณะความสัมพันธ์ของแร่ประกอบหินนี้เกิดจากการแปรสภาพด้วยแรงเฉือน ดังภาพที่ 4-75 จากข้อมูลแร่ประกอบหินและเนื้อหินสามารถเรียกชื่อตัวอย่างหินได้ว่า หินไมโลนิติกแกรนิต (mylonitic granite)



ภาพที่ 4-75 ภาพถ่ายหินไมโลนิติกแกรนิตภายใต้กล้องจุลทรรศน์แบบโพลาไรซ์ (ภาพถ่าย) ศึกษาด้วยแสงธรรมดา (plane polarized light, PPL) (ภาพขวา) ศึกษาด้วยแสงโพลาไรซ์ (cross polarized light, XPL) โดย Qz = quartz, Or = orthoclase, Ms = muscovite, Ep = epidote

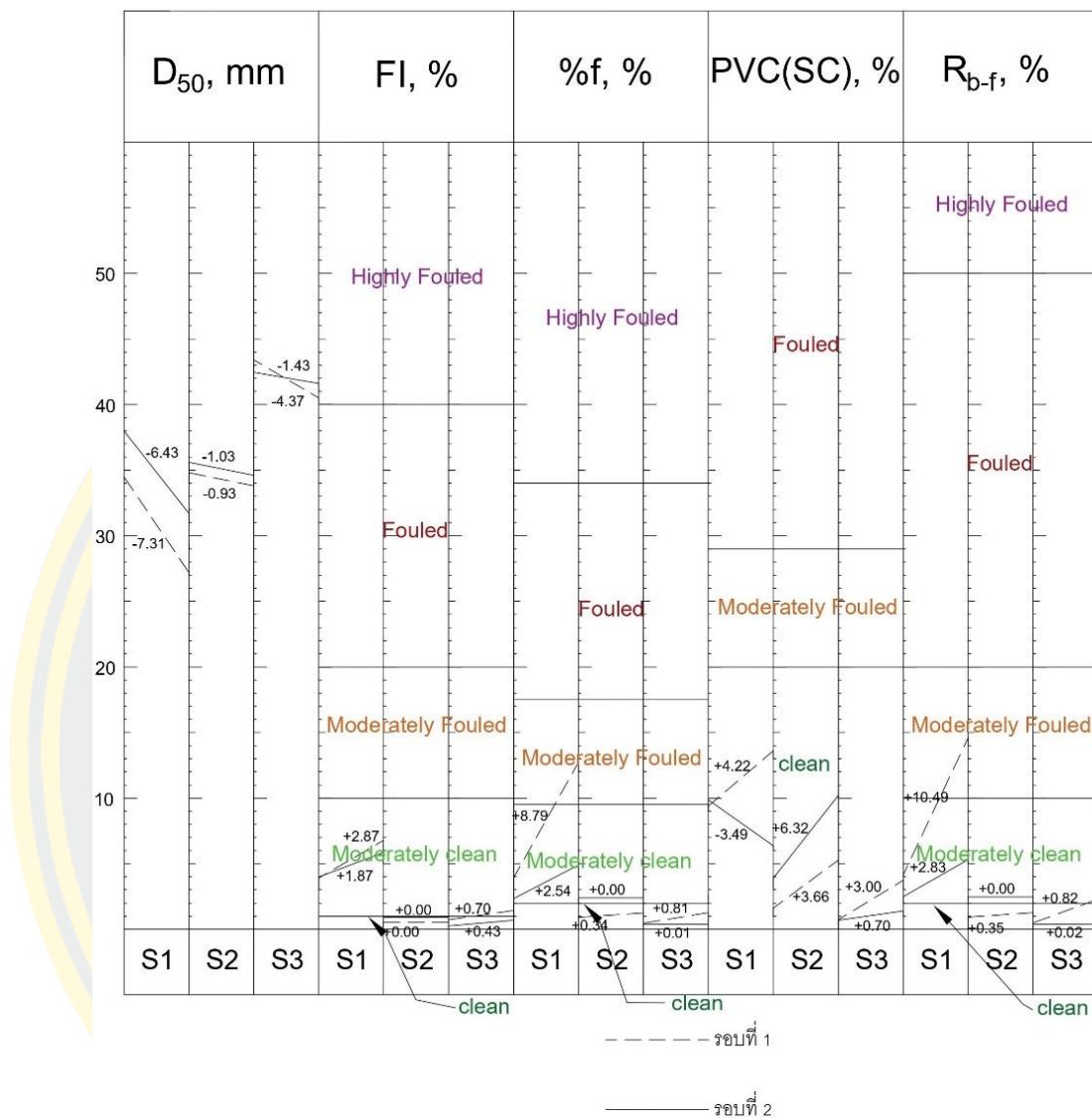
## บทที่ 5

### ผลกระทบของเสริมวัสดุสังเคราะห์ในชั้นทางรถไฟ

จากผลการทดสอบพบว่าพฤติกรรมของทางรถไฟเส้นทางขาขึ้นและเส้นทางขาล่องมีความแตกต่างกันอย่างมาก ผลการทดสอบบ่งชี้ว่าเส้นทางขาล่องมีสภาพทางที่ดี พบว่าในการก่อสร้างเส้นทางขาขึ้นและขาล่อง ทำขึ้นคนละโครงการ ซึ่งมีการก่อสร้างคนละช่วงเวลาและพบว่าบางวัสดุใช้คนละชนิดกัน อาทิ พบว่าหินโรยทางของทางล่องใช้หินไมโลนิติกแกรนิต ในขณะที่เส้นทางขาขึ้น Ballast ใช้หินแกรนิตและหินแอบโบร รวมถึงน้ำหนักบรรทุกทุกในทั้ง 2 ทางที่อาจจะมีความแตกต่างกัน ในบทที่ 5 จึงไม่ขอกล่าวถึงผลการทดสอบเส้นทางขาล่อง พฤติกรรมของทางรถไฟเมื่อเสริมวัสดุสังเคราะห์แบ่งเป็น 5 หัวข้อดังนี้

#### การปนเปื้อนของหินโรยทาง

จากภาพที่ 5-1 แสดงข้อมูลดัชนี  $D_{50}$ , FI, %f, PVC(Sand cone),  $R_{b-f}$  ซึ่งเกี่ยวข้องกับการปนเปื้อนของหินโรยทาง ในเส้นทางปกติ (S2) จะพบว่าเส้นทางมีความปกติ พบว่าการแตกของ ballast ต่ำ และพบว่าการปนเปื้อนของมวลละเอียดมีค่าในระดับที่ต่ำและเห็นว่าถูกจัดอยู่ในเกณฑ์ Clean ทุกดัชนี ในเส้นทางเสริมวัสดุสังเคราะห์แบบ Cutter (S3) ผลการทดสอบพบว่าเส้นทางมีสภาพทางที่ดีเหมือนกับเส้นทางปกติ ในทุกดัชนีบ่งบอกว่าการเสริมวัสดุสังเคราะห์นั้นช่วยเสริมประสิทธิภาพของทางได้จนการปนเปื้อนอยู่ในเกณฑ์ที่เหมือนกับเส้นทางปกติ ผลการทดสอบพบว่าในเส้นทางที่เสริมวัสดุสังเคราะห์แบบก่อสร้างใหม่ (S1) มีค่าการแตกหักที่มากกว่าเส้นทางปกติ พบว่าในการจำแนกระดับการปนเปื้อนในแต่ละดัชนีเมื่อเทียบกับเส้นทางปกติมีการขยับตัวขึ้นไป 1 – 2 ชั้น (กลายเป็น moderately clean, moderately fouled) อย่างไรก็ตามเมื่อเวลาผ่านไปเส้นทางถูกใช้งาน พบว่าการเพิ่มขึ้นของการปนเปื้อนนั้นลดลง แต่ก็ยังเพิ่มมากกว่าเส้นทางที่เสริมกำลังแบบ Cutter bar



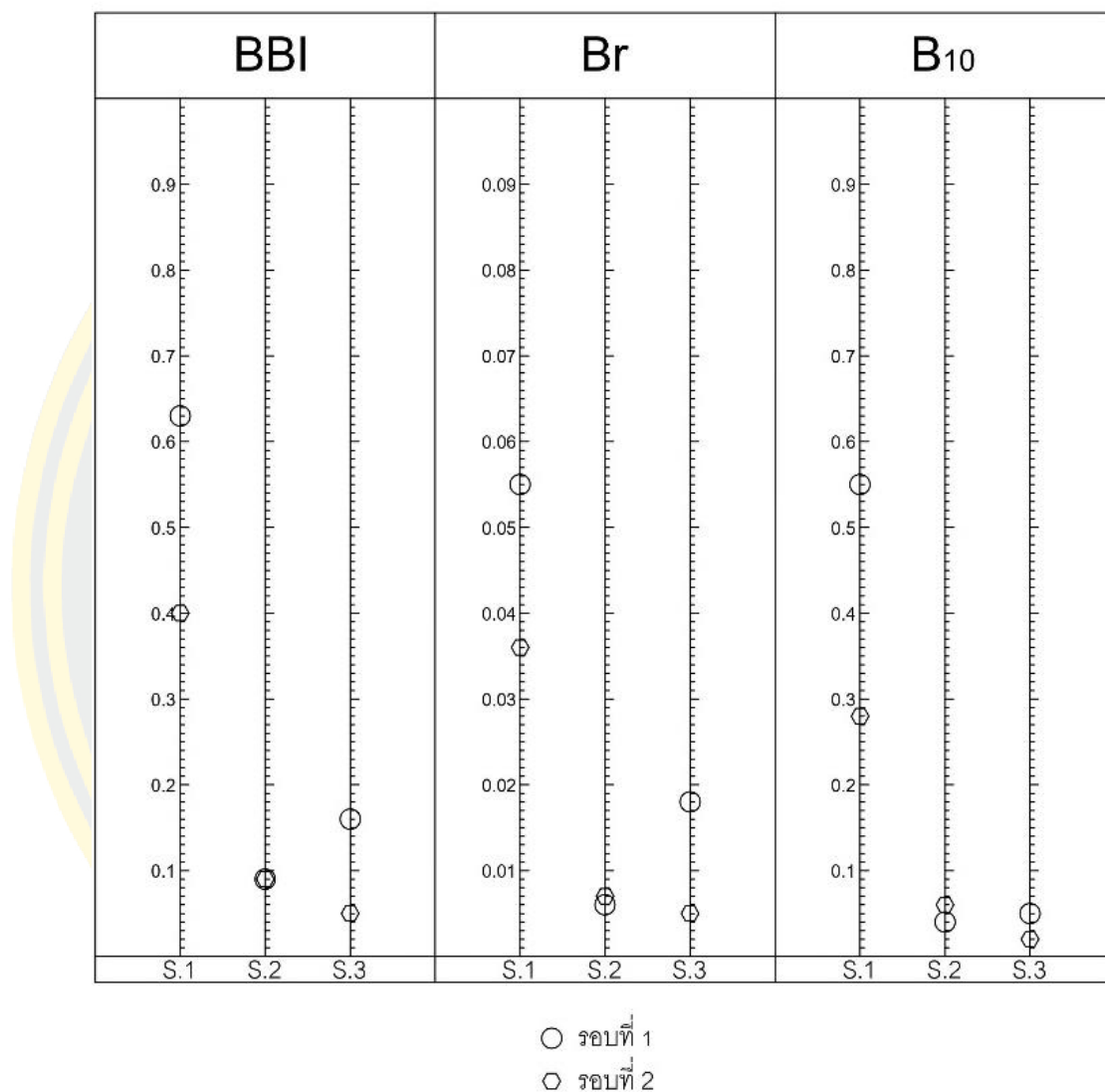
ภาพที่ 5-1 ค่าดัชนี D<sub>50</sub>, FI, %f, PVC(Sand cone), และ R<sub>b-f</sub> ทางขาขึ้นทั้ง 3 Section จากการทดสอบ 3 รอบ

**การแตกหักของหินโรยทาง**

จากภาพที่ 5-2 แสดงข้อมูลค่าดัชนี BBI, B<sub>r</sub>, และ B<sub>10</sub> ซึ่งเกี่ยวข้องกับการแตกหักของหินโรยทาง ในเส้นทางปกติ (S2) พบว่าการแตกหักอยู่ในระดับต่ำ เส้นทางที่เสริมวัสดุสังเคราะห์แบบ Cutter bar (S3) มีค่าการแตกหักที่ดีกว่าเส้นทางปกติ โดยเฉพาะเมื่อเส้นทางถูกใช้งาน ในขณะที่พบว่าเส้นทางที่เสริมวัสดุสังเคราะห์แบบก่อสร้างใหม่ (S1) การการแตกหักที่สูงมากหากเปรียบกับ



เส้นทางอื่น ๆ ใดก็ดีเมื่อเส้นทางถูกใช้งาน การแตกหักลดลงแต่ก็ยังอยู่ในระดับมากกว่าเส้นทางที่เสริมวัสดุสังเคราะห์แบบ Cutter bar

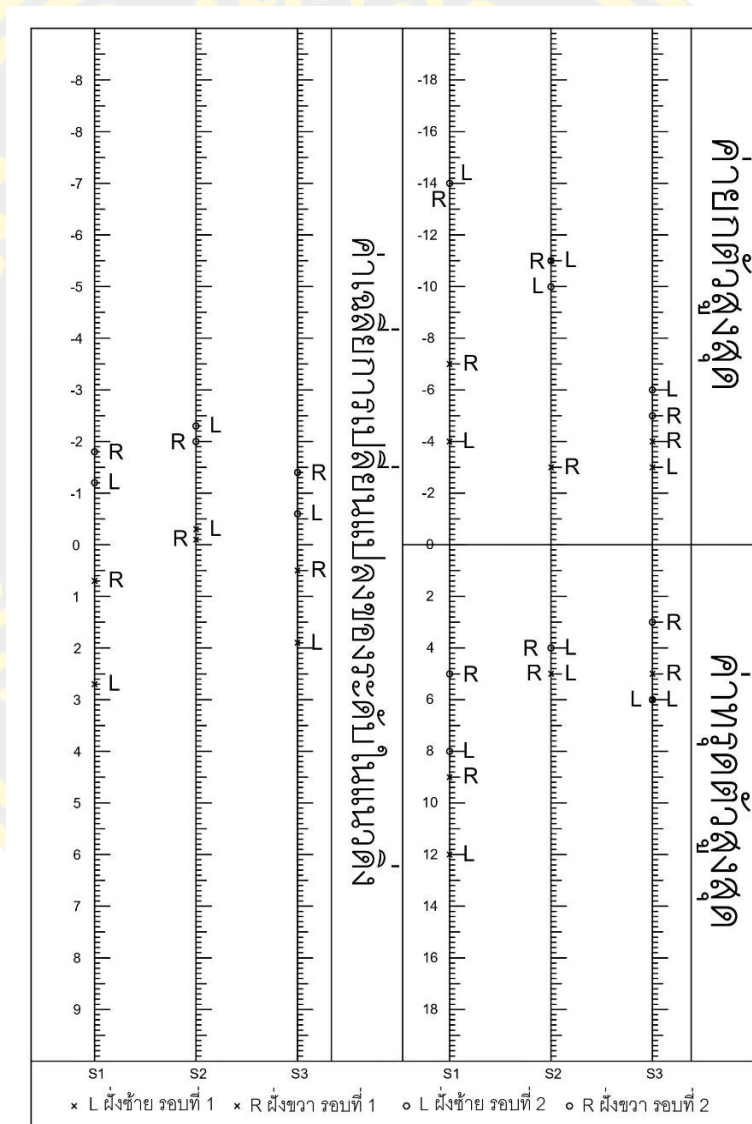


ภาพที่ 5-2 ค่าดัชนี BBI,  $B_r$ , และ  $B_{10}$  ทางข้างขึ้นทั้ง 3 Section จากการทดสอบ 3 รอบ

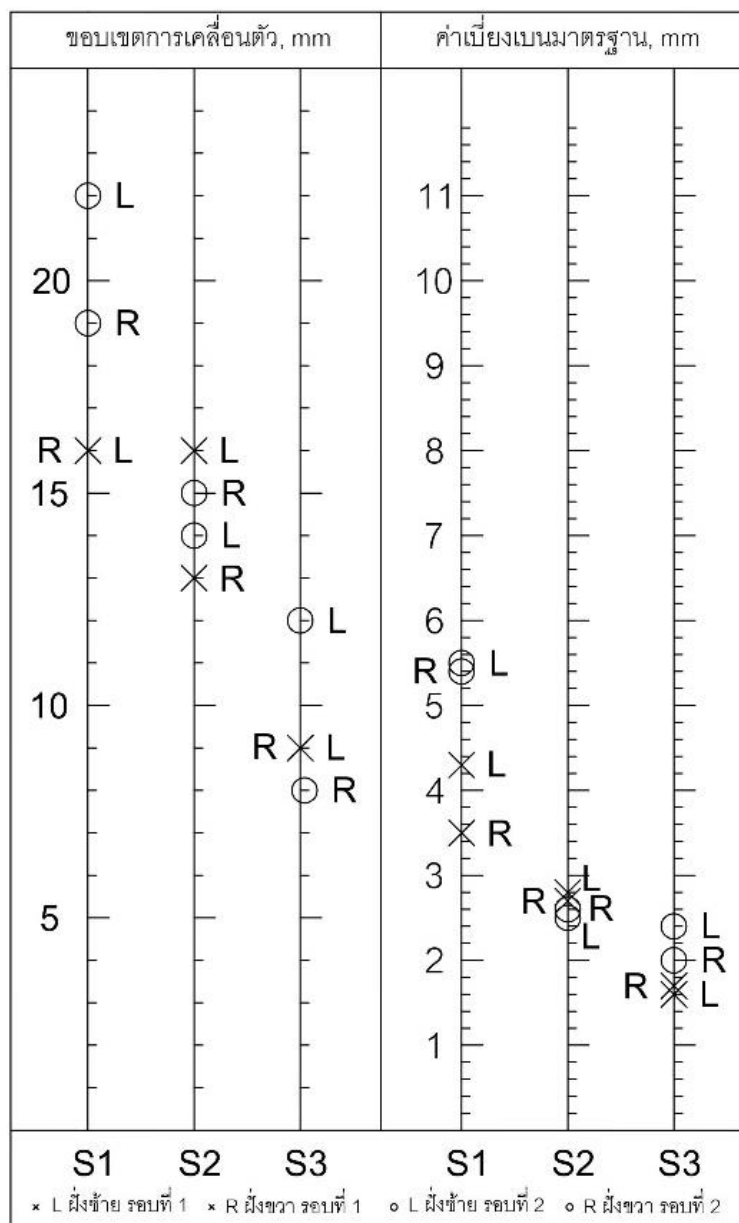
### สภาพทางจากการสำรวจชั้นราง

จากภาพที่ 5-3 แสดงค่าเฉลี่ยการเปลี่ยนแปลงระดับในแนวดิ่ง, ค่าทรุดตัวสูงสุด, ค่ายกตัวสูงสุดของระดับชั้นราง เมื่อเปรียบเทียบพบว่าการเสริมวัสดุสังเคราะห์ทั้งใน S1 และ S3 ทำให้ค่าเฉลี่ยการเปลี่ยนแปลงระดับในแนวดิ่งเทียบเท่าใกล้เคียงกับเส้นทางปกติ (S2) และพบว่าเส้นทาง

ที่เสริมกำลังแบบ Cutter bar ค่ายกตัวและทรุดตัวสูงสุดยังต่ำกว่าในเส้นทางปกติ จากภาพที่ 5-4 จะเห็นว่าเส้นทางที่เสริมวัสดุสังเคราะห์แบบ Cutter bar มีขอบเขตการเคลื่อนตัวและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานน้อยกว่าเส้นทางปกติเล็กน้อย ซึ่งบ่งบอกว่าการเสริมกำลังนี้ช่วยลดความไม่สม่ำเสมอของค่าระดับสันรางลงได้ ในขณะที่เส้นทางที่เสริมวัสดุสังเคราะห์แบบก่อสร้างใหม่มีค่าขอบเขตการเคลื่อนตัวและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานมากกว่าเส้นทางปกติเล็กน้อย



ภาพที่ 5-3 ค่าเฉลี่ยการเปลี่ยนแปลงระดับในแนวตั้ง, ค่าทรุดตัวสูงสุด,ค่ายกตัวสูงสุด ทางขาขึ้นทั้ง 3 Section จากการทดสอบ 2 รอบ

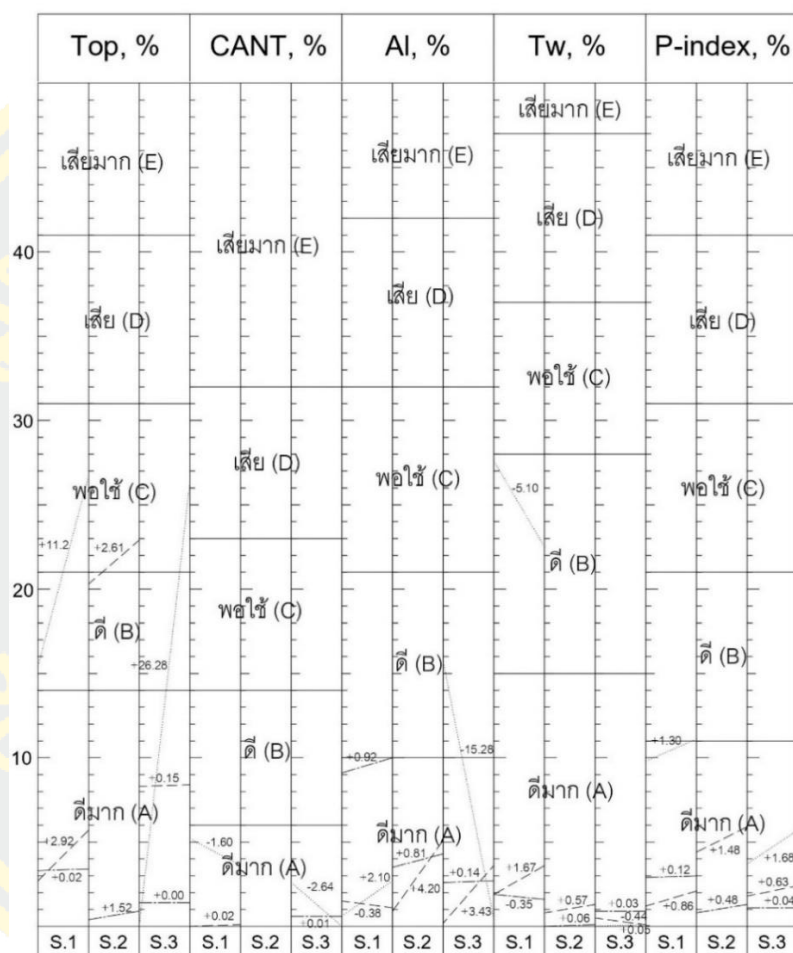


ภาพที่ 5-4 ขอบเขตการเคลื่อนตัวและ ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน(SD) ทางขาขึ้นทั้ง 3 Section จากการทดสอบ 2 รอบ

### ตรวจวัดสภาพทางโดย TGM

จากภาพที่ 5-5 แสดงค่า %Top, %Cant, %AL, %Tw, และ P-index ซึ่งเกี่ยวข้องกับสภาพทางแบบ Static value ในเส้นทางปกติ (S2) พบว่าผลการทดสอบในรอบที่ 1 ของเส้นทางที่เสริมวัสดุสังเคราะห์ทั้ง S.1 และ S.3 มีค่าที่สูงในหลายๆ ดัชนี ซึ่งเป็นผลจากการที่ทำการทดสอบหลังจากก่อสร้างเสร็จได้ไม่นานซึ่งเป็นช่วงที่ การจัดเรียงอนุภาคของหิน Ballast อยู่ในระดับต่ำ

เส้นทางมีการเสริมวัสดุสังเคราะห์ทั้งแบบก่อสร้างใหม่และ Cutter bar เมื่อผ่านการใช้งานซึ่งสังเกตจากผลการทดสอบในรอบที่ 2 และ 3 พบว่าค่า P – index มีค่าเทียบเท่ากับเส้นทางปกติ(S2) อยู่ในเกณฑ์ดีมาก



หมายเหตุ 1. การทดสอบรอบที่ 1 ทดสอบใน S.1 และ S.3  
 2. มีบางผลการทดสอบมีค่าเป็นศูนย์ทำไม่ปรากฏในกราฟ

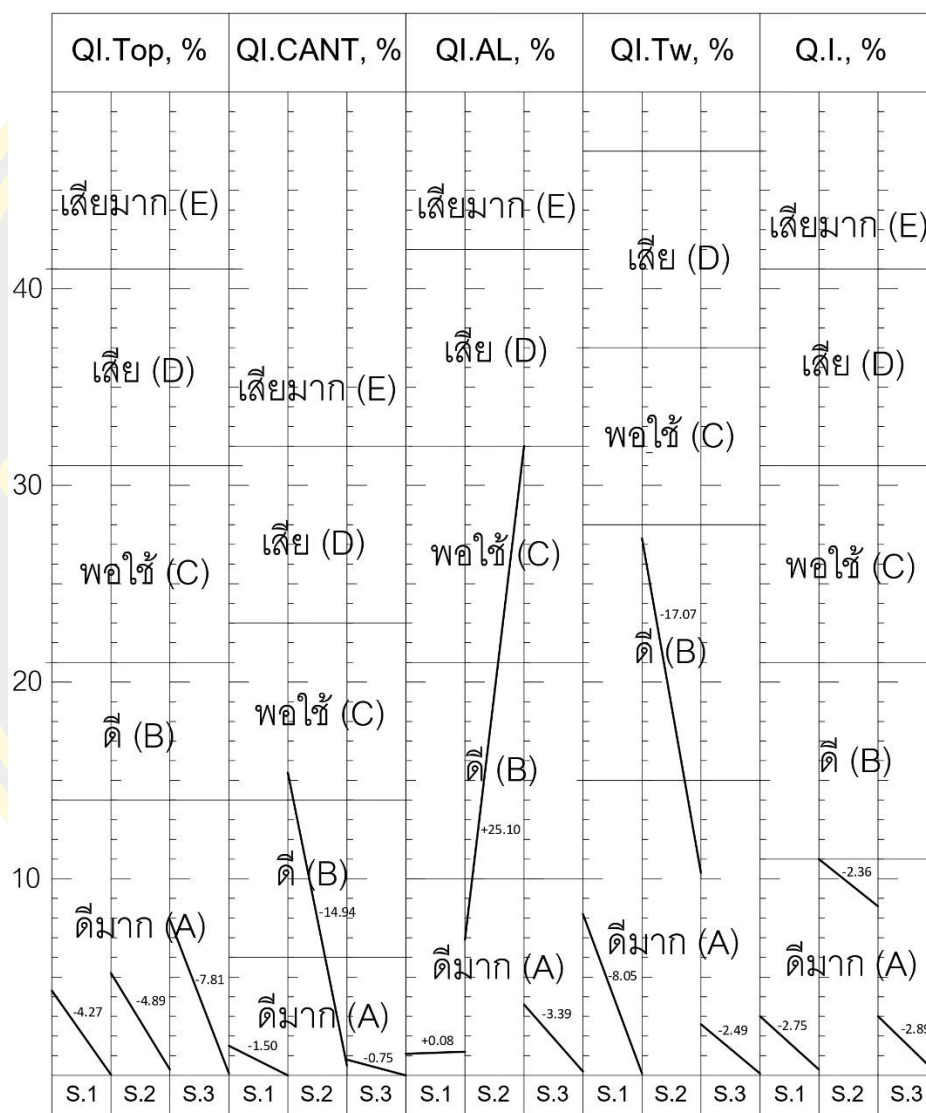
— รอบที่ 1  
 - - - - - รอบที่ 2  
 ———— รอบที่ 3

ภาพที่ 5-5 ค่า %Top, %Cant, %AL, %Tw, และ P-index ทางขาขึ้นทั้ง 3 Section จากการทดสอบ 3 รอบ

**ตรวจวัดสภาพทางโดย EM120**

จากภาพที่ 5-6 แสดง %QI.Top, % QI.Cant, % QI.AL, % QI.Tw, และ Q.I. ซึ่งเกี่ยวข้องกับสภาพทางแบบ Dynamic value ในเส้นทางปกติ (S2) พบว่ามีค่า QI.AL และ QI.Tw ที่ค่อนข้างสูง

ซึ่งส่งผลให้ค่า Q.I. มีค่าสูงขึ้น เส้นทางที่มีการเสริมวัสดุสังเคราะห์ทั้งแบบก่อสร้างใหม่ (S1) และแบบ Cutter bar (S3) เมื่อเทียบเปรียบระหว่างก่อนเสริมวัสดุสังเคราะห์ในปี 2563 กับปี 2565 ซึ่งมีการเสริมวัสดุสังเคราะห์แล้วพบว่าทั้ง 2 เส้นทางมีผลลัพธ์แบบเดียวกันคือทุกดัชนีมีค่าลดลงทั้งหมดอยู่ในเกณฑ์ดีมาก แสดงให้เห็นว่าการเสริมวัสดุสังเคราะห์ปรับปรุงสภาพทางให้ดียิ่งขึ้น



ภาพที่ 5-6 ค่า %QI.Top, % QI.Cant, % QI.AL, % QI.Tw, และ Q.I. ทางขาขึ้นทั้ง 3 Section จากผลการทดสอบเปรียบเทียบระหว่างปี 2563 กับ 2565

## เปรียบเทียบผลการทดสอบกับงานวิจัยที่ผ่านมา

ผลการทดสอบในมิติของการแตกหักของหินโรยทาง (Fernandes et al., 2008) ได้ค้นพบว่า การเสริมวัสดุสังเคราะห์ในทางรถไฟช่วยลดค่า  $B_{\Sigma}$  ของหินโรยทางลงได้ ใน Section ที่เสริม Geogrid ไว้ที่ได้ชั้นหินโรยทาง Section ที่เสริม Geogrid ไว้ที่ได้ชั้นรองหินโรยทาง และ Section ที่เสริม Geotextile ไว้ที่ได้ชั้นหินโรยทาง มีค่า  $B_{\Sigma}$  เท่ากับ 20 % ในขณะที่ Section ที่ไม่ได้เสริมกำลัง พบว่ามีค่า  $B_{\Sigma}$  สูงถึง 48 % จากการวิจัยจะเห็นว่ามีความสอดคล้องกับ Section ที่เสริมกำลังแบบ Cutter Bar ดังในภาพที่ 5-2 จะเห็นว่าการเสริมช่วยลดค่า  $B_{BI}$ ,  $B_R$  และ  $B_{10}$  ลงได้

ผลการทดสอบในมิติของการเปลี่ยนแปลงค่าระดับของสันราง (Tensar, 2000) พบว่าการเสริม Geogrid และ Geotextile วางไว้ด้านบนชั้นพื้นทาง ช่วยลดการเสีรูปของสันรางถาวรลงอย่างมีนัยยะสำคัญ จากยกตัวสูงสุด 15 มม. และทรุดตัวสูงสุด 30 มม. ลดลงเหลือยกตัวสูงสุด 5 มม. และทรุดตัวสูงสุด 5 มม. จะเห็นว่าผลการวิจัยนี้มีสอดคล้องกับการทดสอบดังในภาพที่ 5-4 ที่พบว่า ใน Section ที่เสริมแบบ Cutter Bar ช่วยลดค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของค่าการเปลี่ยนแปลงระดับของสันรางในแนวคิงลง (Fernandes et al., 2008) ได้ทำการทดสอบหาการเสีรูปชั่วคราวด้วยวิธี Benkelman beam Test พบว่าลดการเสีรูปถาวรลงถึง 3 มม. ในงานวิจัยเดียวกันได้ทำการติดตั้ง Strain Gauge ไว้ที่ชั้นรองหินโรยทางเพื่อดูการเสีรูปถาวรในชั้นรองหินโรยทางลง ผลการทดสอบพบว่าที่น้ำหนักสะสม  $1.60 \times 10^5$  เพลจขึ้นไปที่ Section ที่เสริมวัสดุสังเคราะห์มีความเครียดน้อยกว่า  $1000 \mu\epsilon$  เมื่อเทียบกับ Section ที่ไม่ได้เสริมวัสดุสังเคราะห์ (พื้นที่ทาง CBR สูงกว่า Section ที่เสริม) และ  $1500 \mu\epsilon$  เมื่อเทียบกับ S6 Section ที่ไม่ได้เสริมวัสดุสังเคราะห์ (พื้นที่ทาง CBR เท่ากับ Section ที่เสริม) อีกงานวิจัยหนึ่งเสนอโดย (Nimbalkar & Indraratna, 2016) นำ Geogrid และ Geotextile ไว้ที่ได้ชั้นหินโรยทาง ผลการทดสอบพบว่าการเสริมด้วยวัสดุสังเคราะห์ช่วยลดการเสีรูปถาวรชั้นหินโรยทางลง 10 – 32 % จากผลการทดสอบของทั้ง 3 จากผลการวิจัยของทั้ง 2 ท่านจะพบว่ามีสอดคล้องกับผลการทดสอบในฉบับนี้ โดยผลการทดสอบภาพที่ 5-3 พบว่าการเสริมด้วยวัสดุสังเคราะห์ ทั้งใน Section แบบก่อสร้างใหม่ และ Section แบบ Cutter Bar ช่วยลดการเสีรูปถาวรในแนวคิงลง โดยค่าเฉลี่ยการเสีรูปในแนวคิงอยู่ในระดับเดียวกันกับเส้นทางปกติ



ตารางที่ 5-1 งานวิจัยที่เกี่ยวกับผลการทดสอบ

ผู้วิจัย	วิธีการก่อสร้าง	การแตกหักของ หินโรย	การเปลี่ยนแปลงค่า ระดับ
Tensar case Study 058 (2000) ,ประเทศ อังกฤษ	ขุดจากชั้น Subgrade เดิมลงไป 10 ซม. ปู Geogrid+Geotextile ด้านบนเป็นชั้นหินโรยทาง ใหม่ (ไม่มี Sub-ballast)		-ลดการเสียรูปของสัน รางถาวรลงอย่างมีนัยยะ สำคัญ จากการยกตัว สูงสุดที่ 15 มม. ทรุดตัว สูงสุดที่ 30 มม. เหลือยก ตัวสูงสุดที่ 5 มม. ทรุดตัว สูงสุด 5 มม.
	แบ่งทางรถไฟเป็น 6 Section ยาว Section ละ 25 ม. ช่วงที่ 1 เป็นพื้นที่ CBR สูงกว่า ช่วงที่เหลือ การเสริมแต่ละ ช่วงเป็นดังนี้ S1) ไม่เสริม	- ค่า Breakage Index ( $B_{\epsilon}$ ) เมื่อ ผ่านการจราจร 600 วัน พบว่า S1 ซึ่งมีค่า CBR สูงสุดพบการ แตกหักมาก ที่สุดที่ $B_{\epsilon}$	-ลดการเสียรูปชั่วคราว ของส่วน Superstructure ลง อย่างมีนัยสำคัญ (Benkelman beam Test) ใน 5 Section ที่ CBR เท่ากัน (S2 – S5) โดย ลดลงสูงสุดถึง 3 มม.
Fernandes et al. (2008) , ประเทศ บราซิล	วัสดุสังเคราะห์ S2) วาง Geogrid ได้ชั้นรองหินโรย ทาง S3) วาง Geogrid ได้ชั้น หินโรยทาง S4) วาง Geotextile ได้ชั้นหินโรยทาง S5) วาง Geotextile ได้ชั้น รองหินโรยทาง S6) ไม่เสริม วัสดุสังเคราะห์	เท่ากับ 48 % รองลงมาเป็น S6 มีค่า $B_{\epsilon}$ เท่ากับ 38 % รองลงมาเป็น S2 มีค่า $B_{\epsilon}$ เท่ากับ 29 % และพบว่า S3, S4, S5 พบว่ามี ค่า $B_{\epsilon}$ ต่ำสุด เท่ากับ 20 %	-ลดการเสียรูปถาวรใน แนวตั้งลง (ติดตั้ง Strain Gauge ในชั้นรองหินโรย ทาง) เมื่อน้ำหนักสะสม ตั้งแต่ $1.60 \times 10^5$ เพลลา ขึ้นไป Section ที่เสริม วัสดุสังเคราะห์มี ความเครียดน้อยกว่า $1000 \mu\epsilon$ เมื่อเทียบกับ S1 และ $1500 \mu\epsilon$ เมื่อ เทียบกับ S6

ตารางที่ 5-1 (ต่อ)

ผู้วิจัย	วิธีการก่อสร้าง	การแตกหัก ของหินโรย	การเปลี่ยนแปลงค่า ระดับ
Nimbalkar et al. (2016), ประเทศออสเตรเลีย	แบ่งทางรถไฟออกเป็น 4 Section ยาว Section ละ 15 ม. S1 และ S2 ใช้หินโรยทางใหม่ S3 และ S4 ใช้หินโรยทางรีไซเคิล S2 และ S3 ติดตั้ง Geogrid + Geotextile ได้ชั้นหินโรยทาง		-ลดการเสีรูปร่างของชั้นหินโรยทางในแนวตั้งลง โดยพบว่าอัตราการเพิ่มขึ้นของการเสีรูปลดลง 10 - 32 % ใน Section ที่เสริมกำลังเมื่อเทียบกับส่วนที่ไม่เสริม
งานวิจัยฉบับนี้	แบ่งทางรถไฟออกเป็น 3 Section ยาว Section ละ 100 ม. เสริมด้วย Geogrid + Geotextile วางได้ชั้นหินโรยทาง S1 ก่อสร้างแบบ ก่อสร้างใหม่ S2 เส้นทางปกติ และ S3 ก่อสร้าง แบบ Cutter Bar	ในส่วน S1 (ก่อสร้างใหม่) พบว่า BBI, B <sub>r</sub> และ B <sub>10</sub> สูงกว่า S2 เมื่อเวลาใช้งานสะสมมากขึ้น ค่าเหล่านี้ลดลง แต่ยังคงมากกว่า ในส่วน S2 (Cutter Bar) พบว่า BBI, B <sub>r</sub> และ B <sub>10</sub> สูงกว่า S2 เมื่อเวลาใช้งานสะสมมากขึ้น ค่าเหล่านี้ลดลงต่ำกว่า S2	ทั้ง S1 และ S3 พบว่า ค่าเฉลี่ยการเปลี่ยนแปลงของระดับสันรางในแนวตั้งอยู่ในระดับเดียวกับ S2 ในส่วนค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานซึ่งบ่งบอกถึงการเสีรูปร่างของสันรางพบว่า S1 เท่ากับ 5 มม. S2 เท่ากับ 2.8 มม. และ S3 เท่ากับ 2 มม. จะเห็นว่า S3 (Cutter bar) การเสีรูปร่างต่ำที่สุด

## บทที่ 6

### สรุปผล

งานวิจัยนี้มุ่งเน้นค้นคว้าพฤติกรรมของทางรถไฟที่เสริมด้วยวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบภายใต้สถานการณ์ใช้งานจริง โดยการติดตั้งทำการติดตั้งวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบซึ่งประกอบด้วย Geogrid และ Geotextile วางไว้ที่ด้านใต้ชั้นหินโรยทาง การศึกษาได้ทำการทดสอบในทางรถไฟสายตะวันออก ระหว่างสถานีรถไฟแปดริ้ว - ดอนสิรินทร์ จ.ฉะเชิงเทรา เปรียบเทียบผลการทดสอบระหว่างบริเวณที่เป็นเส้นทางปกติ และ 2 เส้นทางที่มีการติดตั้งวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบ โดยทั้ง 2 ส่วนใช้วิธีการติดตั้งที่ต่างกัน โดย 1) ติดตั้งแบบก่อสร้างใหม่ (New Construction) 2) ติดตั้งแบบ Cutter bar การศึกษาทำการเปรียบเทียบวิเคราะห์ 5 ส่วนหลักดังนี้ 1) การปนเปื้อนของหินโรยทาง 2) การแตกหักของหิน โรยทาง 3) สภาพทางจากการสำรวจสันราง 4) ตรวจวัดสภาพทางโดย TGM และ 5) ตรวจวัดสภาพทางโดย EM120

จากการสรุปผลการทดสอบดังตารางที่ 6-1 จะเห็นได้ว่าเส้นทางที่เสริมด้วยวัสดุสังเคราะห์ถูกพัฒนาประสิทธิภาพในหลาย ๆ ด้าน โดยพบว่าเส้นทางที่เสริมกำลังด้วย Cutter bar มีผลลัพธ์ที่ดีที่สุด พบว่าเมื่อเวลาใช้งานสะสมมากขึ้นช่วยลดอัตราการเพิ่มขึ้นของการปนเปื้อนของหินโรยทางและการแตกหักหิน โรยทางลง ปรับปรุงค่าการปนเปื้อนของหิน โรยทางและการแตกหักของหิน โรยทางให้อยู่ในระดับเดียวกับเส้นทางปกติ ปรับปรุงค่าเฉลี่ยการเปลี่ยนแปลงของสันรางในแนวตั้งให้อยู่ในระดับเดียวกับเส้นทางปกติ พบว่ามีค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของค่าการเปลี่ยนแปลงระดับในแนวตั้งต่ำกว่าเส้นทางปกติ บ่งบอกมีการลดการเสียรูปต่ำกว่าเส้นทางปกติ ผลการทดสอบ TGM พบว่าช่วยปรับปรุงค่า Top, Cant, AI, Twist และ P-index ให้อยู่ในระดับเดียวกับเส้นทางปกติ เมื่อเวลาใช้งานสะสมมากขึ้นพบว่า P-index มีอัตราการเพิ่มขึ้นต่ำกว่าในเส้นทางปกติ เช่นเดียวกับค่า Q.I. ที่พบว่ามีค่าต่ำกว่าเส้นทางปกติ บ่งบอกว่าการติดตั้งวัสดุสังเคราะห์ช่วยลดการเสื่อมสภาพของทางลงได้ ในขณะที่เส้นทางที่มีการเสริมกำลังแบบก่อสร้างใหม่ จะเห็นได้ว่าในมิติของสภาพทางทั้งค่า P-index และ Q.I. ให้ผลที่ดีสอดคล้องกับเส้นทางที่ก่อสร้างแบบ Cutter Bar แต่ในมิติของหินโรยทางพบว่ามีค่าการปนเปื้อนและอัตราการเพิ่มขึ้นของการปนเปื้อนสูงกว่าในเส้นทางปกติ เช่นเดียวกับค่าการแตกหักของหิน โรยทาง หากเวลาใช้งานสะสมมากขึ้นทั้งค่า P-index และ Q.I. อาจมีผลลัพธ์ที่แย่ลงเนื่องจากผลกระทบจากมิติของหิน โรยทาง

จะเห็นได้ว่าในเส้นทางที่มีการเสริมกำลังแบบก่อสร้างใหม่ควรจะมีการทดสอบที่เวลาใช้งานสะสมมากขึ้นเพื่อจะทำให้ผลลัพธ์ในมิติของสภาพทางให้มีความชัดเจนยิ่งขึ้น นอกจากนี้งานวิจัยนี้พยายามเปรียบเทียบผลการทดสอบระหว่างเส้นทางปกติ (มีสภาพทางดี) กับเส้นทางได้

ปรับปรุงโดยการติดตั้งวัสดุสังเคราะห์เชิงประกอบ (เดิมมีสภาพทางแย่) ซึ่งในการเปรียบเทียบลักษณะนี้อาจจะมีผลกระทบจากปัจจัยด้านอื่น ๆ เช่น ความแตกต่างกันของชั้นดินทั้งทางกายภาพหรือหรือทางกล การใช้ความเร็วของรถไฟที่อาจจะไม่เท่ากันในแต่ละช่วงของทางรถไฟอันเนื่องจากอาจจะมี การเข้าโค้ง การขึ้นสะพาน – ลงสะพาน หรือการเตรียมชะลอเมื่อผ่านเขตคนข้าม เป็นต้น ในอนาคตหากสามารถเปรียบเทียบผลการทดสอบของทางรถไฟในจุดเดียวกันในช่วงของก่อน – หลังการเสริมกำลังได้ ก็จะลดผลกระทบจากที่กล่าวมาข้างต้นลงได้

ตารางที่ 6-1 สรุปผลการทดสอบ

	New Construction	Cutter Bar
การปนเปื้อนของหินโรยทาง	ค่าการปนเปื้อนและอัตราการเพิ่มขึ้นของการปนเปื้อนมากกว่าเส้นทางปกติ แต่พบว่าเมื่อเวลาใช้งานสะสมมากขึ้นค่าการปนเปื้อนและอัตราการเพิ่มขึ้นลดลง อย่างไรก็ตามยังคงมากกว่าเส้นทางปกติ	ค่าการปนเปื้อนและอัตราการเพิ่มขึ้นของการปนเปื้อนอยู่ในระดับเดียวกับเส้นทางปกติ พบว่ายิ่งเวลาใช้งานสะสมมากขึ้น อัตราการเพิ่มขึ้นของการปนเปื้อนต่ำกว่าเส้นทางปกติ
การแตกหักของหินโรยทาง	ค่าการแตกหักสูงกว่าเส้นทางปกติ พบว่าเมื่อเวลาใช้งานสะสมมากขึ้นค่าการแตกหักลดลงแต่ยังคงสูงกว่าเส้นทางปกติ	ค่าการแตกหักสูงกว่าเส้นทางปกติเล็กน้อย เมื่อเวลาใช้งานสะสมมากขึ้น ค่าการแตกหักต่ำกว่าในเส้นทางปกติ

ตารางที่ 6-1 (ต่อ)

	New Construction	Cutter Bar
การเปลี่ยนแปลงค่าระดับสัน รางแบบถาวร	ค่าเฉลี่ยของการเปลี่ยนแปลง ๑ โกล้เคียงกับเส้นทางปกติ แต่พบว่ามีการขยับเขยื้อน ตัวและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน สูงกว่าเส้นทางปกติ	ค่าเฉลี่ยของการเปลี่ยนแปลง ๑ โกล้เคียงกับเส้นทางปกติ มี ขอบเขตการเคลื่อนตัวและค่า เบี่ยงเบนมาตรฐานต่ำกว่า เส้นทางปกติ
ตรวจวัดสภาพทางโดย TGM	ระยะแรกหลังก่อสร้างมีค่า Top และ Twist สูงแต่ลดลง เมื่อเวลาใช้งานสะสมมากขึ้น พบว่า Top, Cant, AI, Twist และ P-index มีค่าใกล้เคียงกับ เส้นทางปกติ พบว่าเมื่อเวลา ใช้งานสะสมมากขึ้นอัตราการ เพิ่มขึ้นของ P-index ต่ำกว่า เส้นทางปกติ	ระยะแรกหลังก่อสร้างมีค่า Top และ AI สูงแต่ลดลงเมื่อ เวลาใช้งานสะสมมากขึ้น พบว่า Top, Cant, AI, Twist และ P-index มีค่าใกล้เคียงกับ เส้นทางปกติ พบว่าเมื่อเวลา ใช้งานสะสมมากขึ้นอัตราการ เพิ่มขึ้นของ P-index ต่ำกว่า เส้นทางปกติ
ตรวจวัดสภาพทางโดย EM120	Top, Cant, AI, Twist และ Q.I. มีค่าลดลง เมื่อเทียบค่า AI กับเส้นทางปกติพบว่า แตกต่างกันอย่างมีนัยยะ สำคัญ โดยค่า AI อยู่ในเกณฑ์ ดีมาก แต่เส้นทางปกติกลับอยู่ ในเกณฑ์พอใช้ พบว่าค่า Q.I. ต่ำกว่าเส้นทางปกติ	Top, Cant, AI, Twist และ Q.I. มีค่าลดลงและมีค่า ใกล้เคียงกับเส้นทางแบบ ก่อสร้างสร้างใหม่ เมื่อเทียบ ค่า AI กับเส้นทางปกติพบว่า แตกต่างกันอย่างมีนัยยะ สำคัญ โดยค่า AI อยู่ในเกณฑ์ ดีมาก แต่เส้นทางปกติกลับอยู่ ในเกณฑ์พอใช้ พบว่าค่า Q.I. ต่ำกว่าเส้นทางปกติ



## บรรณานุกรม

- การรถไฟแห่งประเทศไทย[รฟท.]. (2538). คู่มือบำรุงทาง พ.ศ.2538.  
สำนักงานนโยบายและแผนการขนส่งและจราจร[สนข.]. (2561). คู่มือการออกแบบและก่อสร้าง  
โครงสร้างทางรถไฟ.
- Hardin, B. (1985). Crushing of Soil Particles. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111.  
doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111:10(1177)
- Bathurst, R., & Raymond, G. P. (1987). Geogrid Reinforcement of Ballasted Track. *Transportation  
Research Record Journal of the Transportation Research Board*, 8-14.
- Selig, E. T., & Waters, J. M. (1994). *Track Geotechnology and Substructure Management*: Telford.
- Lade, P., Yamamuro, J., & Bopp, P. (1996). Significance of Particle Crushing in Granular Materials.  
*Journal of Geotechnical Engineering*, 122. doi:10.1061/(ASCE)0733-  
9410(1996)122:4(309)
- Tensar. (2000). Ground Stabilisation - Rail Track - Nagykanizsa, Hungary. *Ref 058*.
- Indraratna, B., Lackenby, J., & Christie, D. (2005). Effect of confining pressure on the degradation  
of ballast under cyclic loading. *Géotechnique*, 55(4), 325-328.  
doi:10.1680/geot.2005.55.4.325
- Feldman, F., & Nissen, D. (2002). *Alternative Testing Method for the Measurement of Ballast  
Fouling : Percentage Void Contamination*.
- Brown, S. F., Kwan, J., & Thom, N. H. (2007). Identifying the key parameters that influence  
geogrid reinforcement of railway ballast. *Geotextiles and Geomembranes*, 25(6), 326-  
335. doi:https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2007.06.003
- Fernandes, G., Palmeira, E. M., & Gomes, R. C. (2008). Performance of geosynthetic-reinforced  
alternative sub-ballast material in a railway track. *Geosynthetics International*, 15(5),  
311-321.
- AREMA. (2010). Manual for Railway Engineering. *American Railway Engineering and  
Maintenance-of-Way Association, Volume 1*.
- Indraratna, B., Su, L.-J., & Rujikiatkamjorn, C. (2011). A new parameter for classification and  
evaluation of railway ballast fouling. *Canadian Geotechnical Journal*, 48, 322-326.  
doi:10.1139/T10-066



- Nimbalkar, S., & Indraratna, B. (2016). Improved Performance of Ballasted Rail Track Using Geosynthetics and Rubber Shockmat. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142, 04016031. doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001491
- Sayeed, M. A. (2016). *Design of ballasted railway track foundations using numerical modelling with special reference to high speed trains.*
- Kostovasilis, D. (2017). *Analytical modelling of the vibration of railway track.*
- Khan, S. (2018). *Numerical analysis of deformation and stability in the formation for railway tracks.*
- Yu, F. (2018). Particle breakage in triaxial shear of a coral sand. *Soils and Foundations*, 58(4), 866-880. doi:<https://doi.org/10.1016/j.sandf.2018.04.001>





## ประวัติย่อของผู้วิจัย

ชื่อ-สกุล	นายพัทยศ โคตรมา
วัน เดือน ปี เกิด	01 มกราคม 2540
สถานที่เกิด	จังหวัดฉะเชิงเทรา
สถานที่อยู่ปัจจุบัน	33/5 ม.4 ต.เกาะขนุน อ.พนมสารคาม จ.ฉะเชิงเทรา
ประวัติการศึกษา	พ.ศ.2561 วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา) มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

