

การศึกษาการเคลื่อนตัวของคันดินทางรถไฟในบริเวณภาคเหนือตอนล่าง

STUDY OF RAILWAY EMBANKMENT DEFORMATION IN PICHIT PROVINCE

สยาม ยิ้มศิริ

อาจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา <ysiam@buu.ac.th>

ฐเกียรติ เผ่าชัยยังยืน

วิศวกรปฐพี บริษัท จีไอพีสิกส์ จำกัด <geophy@cscoms.com>

บทคัดย่อ : ในโครงการ Track Rehabilitation ระยะที่ 1 และ 2 นั้น พบว่าในบริเวณภาคเหนือตอนล่างหลังจากเปิดการจราจรได้ไม่นานได้เกิดการเคลื่อนตัวของคันทาง ทำให้เกิดความไม่สม่ำเสมอของรางและนำไปสู่การโคลงตัวของรถไฟเมื่อวิ่งผ่านด้วยความเร็วที่ได้ทำการออกแบบไว้ จากปัญหาดังกล่าวจึงได้มีการศึกษาถึงสาเหตุและแนวทางการแก้ปัญหาที่เหมาะสม โดยในการศึกษานี้ประกอบด้วย การสำรวจและทดสอบดินในสนาม การทดสอบดินในห้องปฏิบัติการ และการวิเคราะห์ด้วย finite element ผลการศึกษานี้พบว่าสาเหตุของปัญหาที่เกิดขึ้นมาจากความไม่เหมาะสมของคุณสมบัติของดินที่ใช้ในการก่อสร้างคันทางที่มีอยู่เดิมและได้มีการเสนอแนะแนวทางการแก้ปัญหา

ABSTRACT : During the Track Rehabilitation Project (Phase 1 and 2), within approximately one month of the new track having been completed, irregularities in the alignment of the track were observed along certain sections of track. The irregularities are worse in some areas than in others. It is hypothesized that the problem could be due to excessive movement of the track embankment. This investigation aims to study the causes and mechanisms of the problem so that appropriate countermeasures can be suggested. The investigation includes field investigation, laboratory testing, and finite element analysis.

KEYWORDS : EMBANKMENT, IN-SITU TESTING, LABORATORY TESTING, FINITE ELEMENT ANALYSIS

1. บทนำ

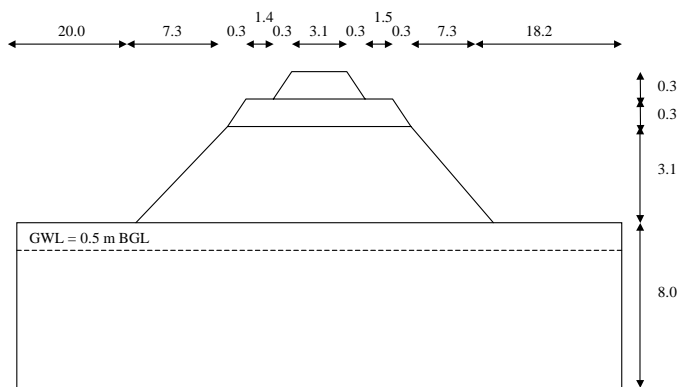
ในโครงการ Track Rehabilitation ซึ่งประกอบด้วย การเปลี่ยนรางให้มีขนาดใหญ่ขึ้น การเปลี่ยนหมอนรองรางจากหมอนไม้เป็นหมอนคอนกรีต การเพิ่มความหนาของชั้นหินโรยทางอีก 100 mm และการปรับปรุงคุณภาพของดินคันทางในบางบริเวณ โดยการแทนที่ด้วยดินใหม่ ปรากฏว่าในบริเวณภาคเหนือตอนล่างพบว่าหลังจากเปิดการจราจรประมาณ 1 เดือน เกิดการเคลื่อนตัวของคันทางทำให้เกิดความไม่สม่ำเสมอของรางและนำไปสู่การโคลงตัวของรถไฟเมื่อวิ่งผ่านด้วยความเร็วที่ได้ทำการ

ออกแบบไว้ จากปัญหาดังกล่าวจึงได้มีการศึกษาถึงสาเหตุและแนวทางการแก้ปัญหาที่เหมาะสม

การศึกษานี้ได้ดำเนินการในบริเวณ จ.พิจิตร ซึ่งเป็นบริเวณที่มีปัญหาอย่างชัดเจน โดยได้ทำการศึกษาเป็นจำนวน 4 section ในระยะทาง 50 km ระหว่างสถานีตะพานหิน (km 315/2) และสถานีแม่เทียบ (km 365/2) โดยในการศึกษานี้ประกอบด้วย การสำรวจและทดสอบดินในสนาม การทดสอบดินในห้องปฏิบัติการ และการวิเคราะห์ด้วย finite element

2. สภาพโดยทั่วไปของบริเวณที่ศึกษา

คันดินในบริเวณที่ศึกษามีความสูงประมาณ 3.6-5.8 m และมีระดับน้ำใต้ดินประมาณ 0.5-1.5 m จากระดับผิวดิน หน้าตัดของคันทางได้แสดงไว้ในรูปที่ 1 พื้นที่โดยรอบคันทางเป็นนาข้าว โดยระหว่างที่ดำเนินการสำรวจ (เดือนกรกฎาคม) พื้นที่ที่มีสภาพแห้ง อย่างไรก็ตามพื้นที่น้ำขังเพื่อการทำนา 2-3 ครั้งต่อปี นอกจากนั้นทุกๆปีจะมีน้ำท่วมใหญ่ระหว่าง สก ถึง ชค โดยระดับน้ำอาจสูงถึง 0.5 m ต่ำกว่าระดับราง และในบางบริเวณระดับน้ำอาจท่วมถึงระดับราง ดังแสดงในรูปที่ 2



รูปที่ 1 หน้าตัดของคันทาง กม. 341/14

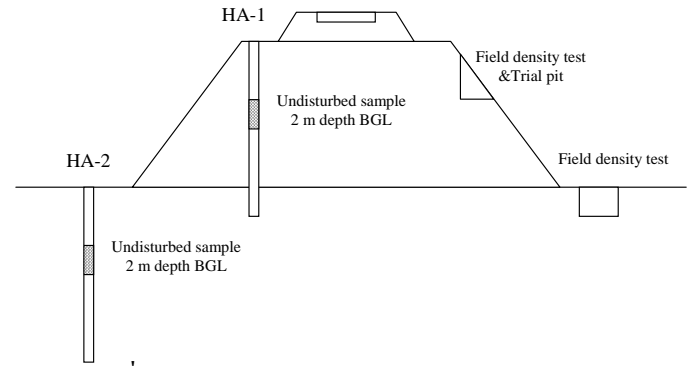


รูปที่ 2 สภาพน้ำท่วมสูง ที่ กม. 309/2

3. การสำรวจและทดสอบดินในสนาม

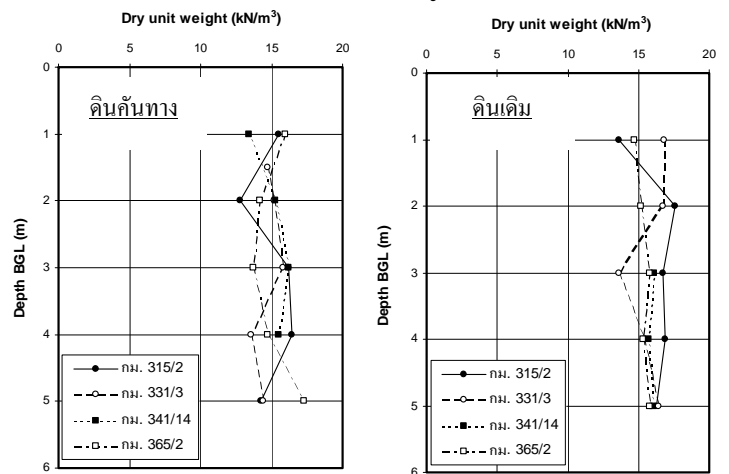
การสำรวจและทดสอบดินในสนามประกอบด้วย (i) การสำรวจชั้นดินซึ่งกระทำโดย Hand Auger ถึงความลึกประมาณ 6 m (ii) การเก็บตัวอย่างด้วยกระบอกเล็ก (ϕ 5.0 cm \times ht 5.1 cm) ทุกความลึก 1 m เพื่อหาค่า dry unit weight และความชื้น (iii) การเก็บตัวอย่างดินคงสภาพด้วยกระบอกบาง (ϕ 3 in) ที่ความลึก 2 m จากระดับปากหลุม (iv) การเก็บตัวอย่างดินที่ถูกรบกวนจาก trial pit และ (v) การหา dry unit weight ในสนาม

โดยใช้ sand cone รูปการสำรวจและทดสอบดินในสนามได้แสดงไว้ในรูปที่ 3



รูปที่ 3 ตำแหน่งของการสำรวจและทดสอบดินในสนาม

จากผลการสำรวจและทดสอบดินในสนามพบว่าดินในบริเวณก่อนข้าง homogeneous และเป็นดินชนิดเดียวกันทั้งคันทางและดินเดิม โดยเป็นดินเหนียวสีน้ำตาลและมี silt lenses บ้าง dry unit weight จากกระบอกเล็กและ sand cone ให้ค่าใกล้เคียงกัน โดย dry unit weight จากกระบอกเล็ก ได้แสดงไว้ในรูปที่ 4 ซึ่งจะเห็นว่า unit weight ของดินเดิมมีค่าสูงกว่าดินคันทางเล็กน้อย



รูปที่ 4 Dry unit weight ของดิน

4. การทดสอบดินในห้องปฏิบัติการ

การทดสอบดินในห้องปฏิบัติการเพื่อศึกษาถึงคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน เพื่อนำไปเปรียบเทียบกับสภาพที่เป็นจริงในสนาม และนำไปใช้ในการวิเคราะห์ finite element ซึ่งการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการประกอบด้วย

(i) การทดสอบ Atterberg Limits พบว่าค่า LL \sim 60, PL \sim 20 และมีความชื้นในดินประมาณค่า PL ดินนี้สามารถจำแนกตาม USCS ได้เป็น CH (highly plastic clay) และจำแนกตาม AASHTO ได้เป็น A7-6 (clay with poor compressibility and high plasticity, fair to poor bearing capacity as subgrade soil,

very high shrinkage and swelling, and poor permeability)

จากข้อกำหนดของโครงการนี้ในการก่อสร้างคันดินใหม่ กำหนดว่าดินที่จะใช้ก่อสร้างคันดินต้องเป็นชนิด A1, A2-4, A2-5, A3 อีกทั้ง The American Railway Engineering Association (AREA) Manual for Railway Engineering (1997) ได้จำแนกดินชนิด CH เป็น “bad subgrade which exhibit very bad mud pumping action when subject to loading” ฉะนั้นอาจสรุปได้ว่าชนิดของดินที่ใช้ก่อสร้างคันดินเดิมเป็นชนิดที่ไม่เหมาะสม

(ii) การทดสอบการบดอัดดิน ได้กระทำกับตัวอย่างที่ถูกรบวนของดินคันทาง เพื่อหา optimum moisture content และ max dry unit weight ตามมาตรฐาน modified Proctor เพื่อเปรียบเทียบกับสภาพของดินในสนาม โดยผลการทดสอบได้แสดงไว้ในตารางที่ 1 ซึ่งจะเห็นว่าค่า dry unit weight ในสนามมีค่าเป็น 88% ของ max dry unit weight (ยกเว้น กม. 331/3 ซึ่งจากข้อกำหนดของโครงการนี้ในการก่อสร้างคันดินใหม่กำหนดว่าดินที่จะใช้ก่อสร้างคันดินจะต้องถูกบดอัดให้มี dry unit weight เกินกว่า 90% ของ max dry unit weight จาก modified Proctor ฉะนั้นอาจสรุปได้ว่าดินที่ใช้ก่อสร้างคันดินเดิมนั้นได้รับการบดอัดไม่เพียงพอ

ตารางที่ 1 เปรียบเทียบค่า in-situ dry unit weights จาก small tube sample กับค่า max dry unit weight

Locations	$\gamma_{dry,max}$ (kN/m ³)	γ_{dry} (kN/m ³)	% of $\gamma_{dry,max}$
กม. 315/2	16.90	14.81	88
กม. 331/3	16.40	15.24	93
กม. 341/14	17.45	14.98	86
กม. 365/2	17.42	14.65	84

(iii) การทดสอบ California Bearing Ratio (CBR) ได้กระทำกับดินที่บดอัดตามมาตรฐาน modified Proctor ที่ optimum moisture content ผลการทดสอบได้แสดงไว้ในตารางที่ 2 ซึ่งจะเห็นว่าค่า CBR(unsaturated) นั้นมีค่าระหว่าง 29.3-69.7 ซึ่งเป็นค่าที่ค่อนข้างสูงและสามารถจำแนกได้เป็น good to excellent for base and subbase material (Bowles, 1992) แต่ค่า CBR(saturated) นั้นมีค่าลดลงอย่างมาก (มากถึง 80%) โดยมีค่าอยู่ระหว่าง 1.4-4.5 ซึ่งสามารถจำแนกได้เป็น very poor material for use as base and subbase และจากข้อกำหนดของโครงการนี้ระบุว่าดินที่ไม่เหมาะสมสำหรับการก่อสร้างคือดินที่มี CBR น้อยกว่า 2 เมื่อถูกบดอัดที่ 90% ตามมาตรฐาน standard Proctor (ซึ่งใช้พลังงาน 1/4

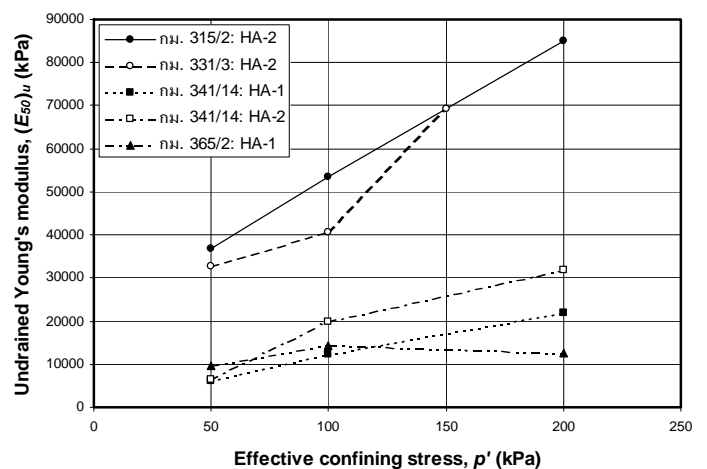
ของ modified Proctor) ฉะนั้นอาจสรุปได้ว่าดินคันทางเดิมนี้มีคุณสมบัติไม่เหมาะสม

ตารางที่ 2 ผลการทดสอบ CBR

Location	ชนิด	CBR	Swell after 4 days (%)
กม. 315/2	Unsoaked	54.0	—
	Soaked	3.5	5.3
กม. 331/3	Unsoaked	29.3	—
	Soaked	1.4	5.9
กม. 341/14	Unsoaked	69.7	—
	Soaked	1.4	9.2
กม. 365/2	Unsoaked	61.0	—
	Soaked	4.5	5.1

(iv) Consolidation test ผลของ consolidation test ได้ทำการวิเคราะห์แบบ root time method และใช้ t_{90} ในการคำนวณ coefficient of consolidation ซึ่งพบว่าดินอยู่ในสภาพ over-consolidation ทั้งนี้เนื่องจากมาจาก weathering และ dessication และค่า permeability เฉลี่ยเท่ากับ 5.8×10^{-8} cm/sec

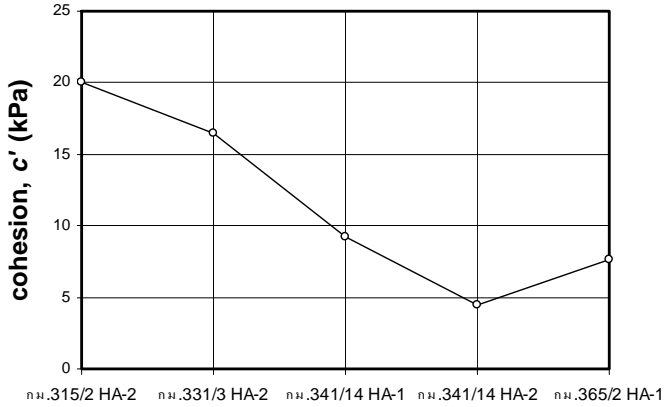
(v) Triaxial test ได้ทำกับตัวอย่างที่ไม่ถูกรบวน โดยทำการทดสอบแบบ isotropically consolidated undrained compression (CIUC) ที่ $p'_0 = 50, 100, 200$ kPa ค่า undrained Young's modulus (E_u)₅₀ ได้แสดงไว้ในรูปที่ 5 โดยจะเห็นว่า (E_u)₅₀ มีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อ p'_0 เพิ่มขึ้น และ (E_u)₅₀ ของดินเดิมมีค่าสูงกว่าของคันดินซึ่งก็ตรงกับข้อมูลของ $\gamma_{dry,max}$ ส่วนค่า cohesion มีค่าระหว่าง 4.5-20.0 kPa (รูปที่ 6) และค่า friction angle อยู่ระหว่าง 16.8°-33.4° (รูปที่ 7)



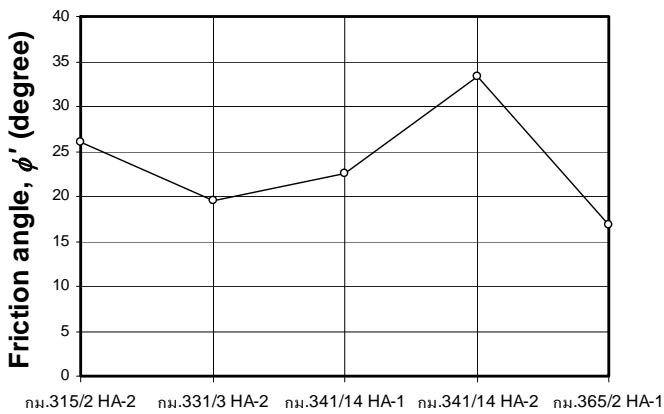
รูปที่ 5 Undrained Young's modulus

จะสังเกตว่าในการทำ triaxial test นั้น ตัวอย่างดินจะต้องถูก saturate จึงทำให้ค่าของคุณสมบัติของดินที่ได้จะสอดคล้องกับ

สภาวะแช่น้ำซึ่งเป็นสภาวะที่อ่อนแอที่สุดของดิน ซึ่งจากผล triaxial test ได้ $(E_{50})_u/p_o'$ อยู่ระหว่าง 60-740 ซึ่งเป็นค่าในช่วงเดียวกับของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯที่มี $(E_{50})_u/p_o' = 250$ ที่ axial strain = 0.1% (Shibuya & Tamrakar, 1999) และค่า friction angle ที่ได้ก็มีค่าใกล้เคียงกับค่า friction angle ของ NC Clay ที่มี PI = 40 ซึ่งมีค่าเท่ากับ 27° จากการรายงานของ Kenney (1959)



รูปที่ 6 Cohesion



รูปที่ 7 Friction angle

5. การวิเคราะห์ด้วย Finite Element

การวิเคราะห์ finite element เพื่อวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของคันดินที่เกิดจากการเปลี่ยนโครงสร้างของรางและการเพิ่มความหนาของชั้นหินโรยทาง และจากน้ำหนักของรถไฟที่วิ่งผ่าน การวิเคราะห์เป็นแบบ plane strain โดยให้ boundary ด้านข้างและด้านล่างเป็นผิวเรียบ ดินและหินโรยทางถูกจำลองโดย 6-node triangular element with second-order interpolation of displacement และมีคุณสมบัติตาม Mohr-Coulomb model เนื่องจากการวิเคราะห์นี้สนใจพฤติกรรมของดินเดิมและคันดินเป็นหลัก ฉะนั้นในการวิเคราะห์จึงไม่รวมราง หมอนรองราง และเครื่องจับยึดรางที่เกี่ยวข้อง แรงกระทำจากรถไฟที่วิ่งผ่านจำลองเป็น static load และไม่คำนึงถึง cyclic behavior ของดิน ตัวอย่างของ mesh ได้แสดงในรูปที่ 8

คุณสมบัติแบบ Mohr-Coulomb ต้องการ soil parameters 5 ตัว โดยมีรายละเอียดดังนี้

(i) Young's modulus (E') ใช้ E_{50}' โดยคำนวณจาก $E_{50}' = 0.87 (E_{50})_u$ (เมื่อ $V = 0.3$) โดย $(E_{50})_u$ ได้มาจาก triaxial test โดยสำหรับคันดินใช้ $(E_{50})_u$ ที่ $p_o' = 50$ kPa และสำหรับดินเดิมใช้ $(E_{50})_u$ ที่ $p_o' = 100$ kPa สำหรับหินโรยทางสมมุติให้ $E_{50}' = 100$ MPa (Lambe & Whitman, 1979)

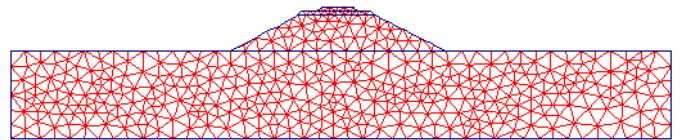
(ii) Poisson's Ratio ของดินคันทาง ดินเดิม หินโรยทาง สมมุติให้เท่ากับ 0.3

(iii) Cohesion ใช้ผลโดยตรงจาก triaxial test และ cohesion ของหินโรยทางสมมุติให้เป็น 1.5 kPa

(iv) Friction angle ใช้ผลโดยตรงจาก triaxial test และ friction angle ของหินโรยทางสมมุติให้เป็น 40° (Lambe & Whitman, 1979)

(v) Dilatancy angle สมมุติให้เป็น 0° สำหรับดินเหนียว (ดินคันทางและดินเดิม) และ 15° สำหรับหินโรยทาง

ตารางสรุปของ input parameters ได้แสดงไว้ในตารางที่ 3



รูปที่ 8 ตัวอย่าง mesh

ตารางที่ 3 Input parameters ของ กม. 341/14

Parameters	หินโรยทาง	ดินคันทาง	ดินเดิม
Material model	M-C	M-C	M-C
Type of behavior	Drained	Undrained	Undrained
γ_{dry} (kN/m ³)	22.0	16.5	16.3
γ_{wet} (kN/m ³)	25.0	20.0	20.3
Coeff. of permeability (horz), k_h (cm/sec)	1.2×10^{-2}	5.8×10^{-8}	5.8×10^{-8}
Coeff. of permeability (vert), k_v (cm/sec)	1.2×10^{-2}	5.8×10^{-8}	5.8×10^{-8}
Young's modulus, E_{50}' (kPa)	100000	6500	17000
Poisson's ratio, V	0.3	0.3	0.3
Cohesion, c' (kPa)	1.5	10	5
Friction angle, ϕ' ($^\circ$)	40	23	34
Dilatancy angle, ψ ($^\circ$)	15	0	0

ขั้นตอนในการวิเคราะห์ประกอบด้วย 4 ขั้นตอน โดยการวิเคราะห์จะเป็นแบบ undrained ซึ่งเป็นสถานะที่อ่อนแอที่สุด

- (i) Initial condition เป็นการให้เกิดสถานะ geostatic
- (ii) Additional track load เป็นการเพิ่มน้ำหนักที่เกิดจากการปรับปรุงทางรถไฟ คือ การเปลี่ยนรางใหญ่ขึ้น การเปลี่ยนหมอนรองรางจากหมอนไม้เป็นหมอนคอนกรีต และการเพิ่มความหนาของชั้นหินโรยทางอีก 100 mm โดยจำลองเป็นน้ำหนักแผ่ขนาด 3.1 kN/m^2 ตามข้อมูลจากผู้รับเหมา (JH/NCC JV, 1999)
- (iii) Train load น้ำหนักรถไฟที่กระทำต่อกันดินสมมุติเป็นน้ำหนักกระจายขนาด 35 kN/m^2 โดยขนาดของน้ำหนักกระจายนี้นับตาม AREA Manual และแสดงไว้ในภาคผนวก
- (iv) Impact Load น้ำหนักกระแทกเนื่องจากรถไฟที่วิ่งผ่านได้จำลองโดยการเพิ่มน้ำหนักอีก 60% ของน้ำหนักรถไฟ ซึ่งคือ 21 kPa (ตาม AREA Manual)

ผลการวิเคราะห์ได้แสดงไว้ในตารางที่ 4 ซึ่งจุดบนกันดินที่สนใจการเคลื่อนตัวคือจุด A และ B ซึ่งเป็นจุดอยู่บนชั้นหินโรยทางที่มีตำแหน่งตรงกับตำแหน่งราง ตัวอย่างของ deformed mesh หลังจากเพิ่ม train load ได้แสดงไว้ในรูปที่ 9

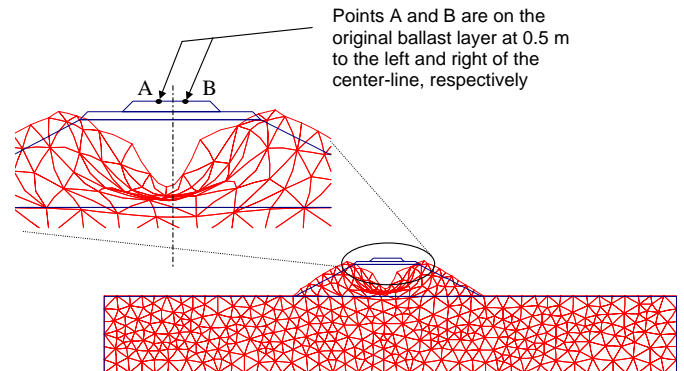
ตารางที่ 4 ผลการวิเคราะห์ Finite Element ของ กม. 341/14

Stages	Vert displ (mm)		Diff displ (mm)	F.S. ($= c'/c'_r = \tan \phi'/\tan \phi'_r$)
	A	B		
Initial condition	—	—	—	—
Additional track	0.73	0.72	0.01	2.14
25% train load	2.89	2.89	0.00	1.94
50% train load	5.43	5.43	0.00	1.72
75% train load	9.21	9.21	0.00	1.54
100% train load	16.03	16.01	0.02	1.39
Impact load	53.40	52.91	0.49	1.10

จากผลการวิเคราะห์พบว่าหลังจากการเพิ่ม additional track load นั้น รางมีการเคลื่อนตัวในแนวดิ่ง $0.5\text{-}0.7 \text{ mm}$ และมี Factor of Safety 1.7-2.1 เมื่อค่อยๆเพิ่มน้ำหนักรถไฟที่ 25% 50% 75% 100% รางมีการเคลื่อนตัวในแนวดิ่งเป็น $1.7\text{-}3.2 \text{ mm}$, $3.1\text{-}6.0 \text{ mm}$, $5.0\text{-}12.7 \text{ mm}$, $7.8\text{-}27.9 \text{ mm}$ ตามลำดับ ที่ 100% คันทางมี Factor of Safety เป็น 1.0-1.4 หลังจากเพิ่ม impact load แล้ว รางมีการเคลื่อนตัวในแนวดิ่ง $22.1\text{-}53.4 \text{ mm}$ และคันทางมี Factor of Safety เป็น 1.1 โดย Section 4 วิบัติ และมี differential displacement สูงสุดระหว่างรางเป็น 0.54 mm

6. วิเคราะห์และอภิปราย

จากการศึกษาพบว่าดินคันทางและดินเดิมเป็นดินชนิดเดียวกัน และมีสภาพ homogeneous โดยมี silt lenses บ้าง ดินนี้สามารถจำแนกเป็นตาม USCS เป็น CH และตาม AASHTO เป็น A7-6 ซึ่งตาม AREA Manual จำแนกว่าชนิดของดินที่ใช้ก่อสร้างกันดินเดิมนั้นเป็นชนิดที่ไม่เหมาะสม นอกจากนี้ยังพบว่า in-situ dry unit weight ของดินคันทางมีค่าเป็น 88% ของ max dry unit weight จาก modified Proctor ซึ่งน้อยกว่าข้อกำหนดของโครงการนี้ในการสร้างกันดินใหม่ (90% ของ modified Proctor)



รูปที่ 9 Deformed mesh ของการวิเคราะห์ กม. 365/2 ที่ 100% train load (การเคลื่อนตัวชาย 100 เท่า)

จากการทดสอบ CBR ที่ optimum moisture content ตามมาตรฐาน modified Proctor พบว่าค่า CBR(unsaturated) มีค่าสูงซึ่งสามารถจำแนกได้เป็นดินที่มีสภาพดีถึงดีมากสำหรับใช้เป็น base และ subbase แต่ค่า CBR(saturated) มีค่าลดลงมากถึง 80% และไม่เหมาะสมสำหรับใช้ก่อสร้างคันทาง

ผลการวิเคราะห์ finite element โดยใช้คุณสมบัติของดินจาก triaxial test ซึ่งตรงกับคุณสมบัติของดินในสภาพแช่น้ำ แสดงว่าคันทางไม่น่าจะเกิดปัญหาการเคลื่อนตัวเนื่องจากน้ำหนักจากรางและหมอนใหม่ และการเพิ่มความหนาของชั้นหินโรยทาง แต่จะเกิดการเคลื่อนตัวของคันทางอย่างมากเนื่องจากน้ำหนักของรถไฟที่วิ่งผ่าน

โดยมีข้อสังเกตเพิ่มเติม 2 ประการ จากการวิเคราะห์ finite element คือ

- (i) ค่าการเคลื่อนตัวของกันดินหลังจากที่รถไฟวิ่งผ่าน ($22.4\text{-}53.4 \text{ mm}$) น่าจะมีค่ามากขึ้นไป เนื่องจากค่าคุณสมบัติดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ได้มาจาก triaxial test ซึ่งเป็นค่าจากสภาพแช่น้ำทำให้คาดว่าน่าจะอ่อนแอเกินไป ทั้งนี้เพราะถึงแม้คันทางจะถูกน้ำท่วม ดินที่จะมีสภาพแช่น้ำอย่างสมบูรณ์น่าจะอยู่ในบริเวณใกล้ผิวดิน โดยดินที่อยู่ลึกกลงไปน่าจะมีสภาพแข็งแรงกว่าค่าที่ใช้

ในการวิเคราะห์

(ii) ค่า differential displacement ระหว่างรางที่ได้นำจะมีค่าน้อยเกินไป เพราะในการวิเคราะห์สมมุติให้ชั้นหินโรยทางมีความหนาที่และให้น้ำหนักของรถไฟเป็นน้ำหนักกระจายสม่ำเสมอ แต่ในความเป็นจริงชั้นหินโรยทางนั้นมีความหนาไม่สม่ำเสมอ เนื่องจากมีการจมของชั้นหินโรยทางลงไปในคันทาง และเมื่อมี differential displacement ระหว่างราง ก็จะทำให้รถไฟเกิด rolling motion เมื่อรถไฟวิ่งผ่านและ จะทำให้เกิดแรงในแนวนอนสู่รางทำให้เกิดความไม่สม่ำเสมอของ alignment ของราง ซึ่งปรากฏการณ์นี้สังเกตได้ในสนาม

7. สรุป

ในการศึกษานี้ได้มีการวิเคราะห์การเกิดความไม่สม่ำเสมอของรางที่ 4 section ในบริเวณ จ. พิจิตร โดยในการศึกษานี้ประกอบด้วย การสำรวจและทดสอบดินในสนาม การทดสอบดินในห้องปฏิบัติการ และการวิเคราะห์ด้วย finite element

ผลการศึกษาพบว่าดินคันทางเป็นดินที่ไม่เหมาะสม จากผล CBR พบว่าดินจะสูญเสีย strength อย่างมากเมื่อถูกแช่น้ำ การวิเคราะห์ finite element จากคุณสมบัติของดินในสภาพแช่น้ำพบว่าน้ำหนักที่เกิดจากรถไฟที่วิ่งผ่านจะทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของคันดินอย่างมากทำให้เกิดความไม่สม่ำเสมอของราง คาดว่าการเคลื่อนตัวน่าจะเกิดระหว่างหรือหลังจากเกิดฝนตกหนักหรือน้ำท่วมซึ่งดินจะดูดซึมน้ำ เมื่อดินเสีย strength ก็จะเกิดจุดอ่อนแอในคันทาง และเกิดการจมของชั้นหินโรยทางลงไปในคันทาง ซึ่งจะนำไปสู่ความไม่สม่ำเสมอของราง

การแก้ไขปัญหานี้สามารถทำได้โดย (i) เปลี่ยนชั้นดินคันทางในส่วน 50 cm แรกให้เป็นดินที่เหมาะสม ซึ่งวิธีนี้ก็เป็นที่กำหนดไว้ในข้อกำหนดของโครงการนี้ในการปรับปรุงดินคันทางบางจุด (ii) วางชั้น sand blanket และ geotextile ระหว่างชั้นหินโรยทางและดินคันทาง เพื่อทำหน้าที่ระบายน้ำไม่ให้ไปสู่ดินคันทางเมื่อฝนตก และเป็น separator ป้องกันไม่ให้ชั้นหินโรยทางจมไปในคันทาง อย่างไรก็ตามวิธีนี้จะไม่มีประโยชน์ในบริเวณน้ำท่วมสูง

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณ Mr. Rod Kerr แห่ง John Holland Asia Ltd. / Namprasert Construction Co. Ltd. Joint Venture (JH/NCC JV) ที่ให้คำปรึกษาระหว่างการศึกษานี้

เอกสารอ้างอิง

- [1] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) Standard
- [2] American Railway Engineering Association (AREA) - Manual for Railway Engineering, 1997
- [3] American Society for Testing and Materials (ASTM) Standard
- [4] Bowles, J. E., Engineering Properties of Soils and Their Measurement, 4th Edition, McGraw-Hill, 1992
- [5] JH/NCC JV, private communication, 1999
- [6] Kenney T. C., Discussion Proc. ASCE, Vol. 85, No. SM3, pp. 67-79, 1959
- [7] Lambe, T. W. and Whitman, R. V., Soil Mechanics, SI Version, John Wiley & Sons, 1979
- [8] Shibuya, S. and Tamrakar, S. B., In-situ and laboratory investigations into engineering properties of Bangkok clay, Characterization of Soft Marine Clays, Eds. Tsuchida & Nakase, Balkema, Rotterdam, pp. 107-132, 1999

ภาคผนวก

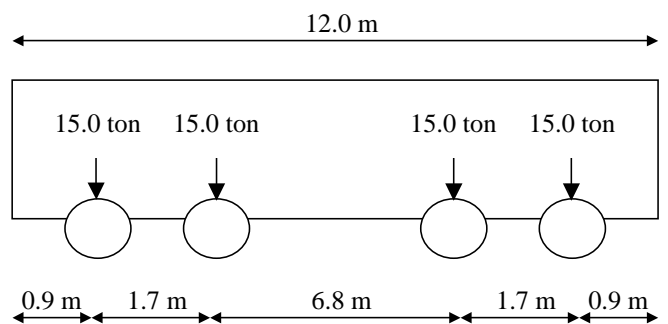
การคำนวณ live load ของรถไฟเป็นน้ำหนักกระจายที่กระทำต่อคันทางตาม AREA Manual สามารถกระทำได้โดยพิจารณาน้ำหนักรถไฟตามรูปที่ 10 โดยกำหนดให้น้ำหนักจากล้อสามารถสมมุติเป็นน้ำหนักกระจายลงบนพื้นที่ดังนี้

ความยาว = ความยาว 3 ft + ความหนาของชั้นหินโรยทางได้หมอนรองราง (ใช้ 500 mm) = 1414 mm

ความกว้าง = ความยาวหมอนรองราง (2000 mm) + ความหนาของชั้นหินโรยทางได้หมอนรองราง (ใช้ 500 mm) = 2500 mm (เพื่อความสะดวก ใช้ 3000 mm)

ฉะนั้น live load = 15 ton / (1414 mm × 3000 mm) = 35 kPa

และสามารถจำลอง impact load จากรถไฟโดยการเพิ่มน้ำหนักรถไฟอีก 60% สำหรับ diesel engine



รูปที่ 10 น้ำหนักของรถไฟ