

บทที่ 4

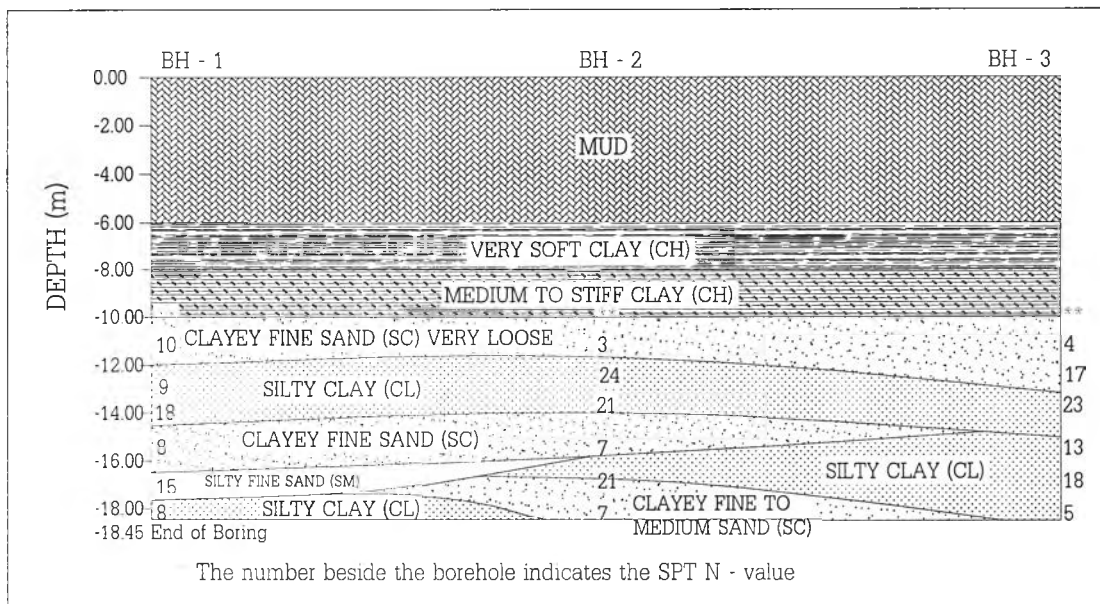
การวิเคราะห์ผลและอภิปรายผล

จากที่ได้กล่าวถึงรายละเอียดการศึกษามาแล้วในบทที่ 3 การวิเคราะห์และอภิปรายผลต่างๆ ที่ได้ทำการศึกษามีผลดังต่อไปนี้

4.1 ผลการศึกษาคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินบริเวณสถานที่ก่อสร้าง

4.1.1 ผลการศึกษาคุณสมบัติขั้นพื้นฐานของดิน

จากสภาพของชั้นดินในบริเวณสถานที่ก่อสร้างระบบบ่อน้ำบาดาลเสีย ซึ่งเป็นชั้นดินโคลนที่กำเนิดขึ้นจากการยุบตะกอนโคลนในแม่น้ำเข้ามาทับถม และได้ปล่อยทิ้งไว้เป็นระยะเวลาประมาณ 10 ปี แสดงให้เห็นว่าชั้นดินโคลนดังกล่าวมีอายุของดินน้อยอยู่และดินโคลนมีสภาพเป็นดินประเภทอัดแน่นปกติ (Normally Consolidate Clay, NC) ผลการศึกษาคุณสมบัติของดินในบริเวณสถานที่ก่อสร้างทั้งการทดสอบในสนามและการศึกษาในห้องปฏิบัติการ พบว่าจากที่ได้ทำการเจาะสำรวจทั้งหมด 6 หลุม ลักษณะของชั้นดินในบริเวณดังกล่าวจะเป็นชั้นดินโคลน (Mud) ในช่วงความลึก 0.00 – 6.00 เมตร ซึ่งในชั้นนี้ส่วนใหญ่แล้วจะเป็นดินตะกอนโคลนที่เกิดจากการยุบตะกอนโคลนในแม่น้ำป่าตวนเข้ามาทับถม สำหรับช่วงความลึก 6.00 – 8.00 เมตร เป็นชั้นดินเหนียวอ่อนในช่วงความลึก 8.00 – 10.00 เมตร จะเป็นชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) ถัดจากนั้นที่ระดับความลึก 10.00 – 12.00 เมตร จะเป็นดินประเภท ดินทรายปนดินเหนียว (Clayey Sand) ซึ่งมีลักษณะหลวม (Loose) จากนั้นจะเป็นชั้นดินเหนียวปนทรายแข็ง (Stiff Silty Clay) ที่ระดับความลึก 12.00 – 14.00 เมตร และที่ระดับความลึก 14.00 – 17.50 เมตร จะเป็นชั้นดินประเภท ดินทรายปนดินเหนียว (Clayey Sand) เช่นเดียวกับที่ความลึก 10.00 – 12.00 เมตร และสุดท้ายที่ระดับความลึกตั้งแต่ 17.50 เมตรเป็นต้นไปจนถึงระดับที่สิ้นสุดการเจาะสำรวจจะเป็นชั้นดินเหนียวปนทรายแข็ง (Silty Clay) ซึ่งจากชั้นดินที่ค่อนข้างจะซับซ้อนและเปลี่ยนแปลงชั้นดินที่ความหนาในแต่ละชั้นน้อยทั้งนี้อาจเป็นเพราะบริเวณดังกล่าวเป็นบริเวณปากแม่น้ำและชายฝั่งทะเล ลักษณะชั้นดินแสดงดังในรูปที่ 4.1



รูปที่ 4.1 ลักษณะชั้นดินบริเวณทดสอบคันดิน

จากลักษณะชั้นดินข้างต้นผลการศึกษามบัตินชั้นพื้นฐานของดินในแต่ละชั้นมีผลดังต่อไปนี้

ในช่วงความลึก 0.00 – 6.00 เมตร ดินเหนียวอ่อนมาก(โคลน)

- มีค่าปริมาณความชื้น (Water Contents) ประมาณ 110 - 130 %
- ค่าขีดเหลว (Liquid Limit, LL) ประมาณ 84 – 104 %
- ค่าขีดพลาสติก (Plastic Limit, PL) ประมาณ 49 –63 %
- ค่าดัชนีพลาสติกซิติ (Plasticity, PI) เท่ากับ 35 – 41 %
- ค่าดัชนีความเหลว (Liquidity Index, LI) ประมาณ 1.46 – 1.63
- มีค่าความหนาแน่นรวมประมาณ 14 kN/m³.

ในช่วงความลึก 6.00 – 8.00 เมตร ดินเหนียวอ่อนมาก

- มีค่าปริมาณความชื้นประมาณ 60 - 110 %
- ค่าขีดเหลว (Liquid Limit, LL) ประมาณ 60 – 81 %
- ค่าขีดพลาสติก (Plastic Limit, PL) ประมาณ 30 –34 %
- ค่าดัชนีพลาสติกซิติ (Plasticity, PI) เท่ากับ 30 – 47 %
- ค่าดัชนีความเหลว (Liquidity Index, LI) ประมาณ 1.00 – 1.62
- มีค่าความหนาแน่นรวมประมาณ 15 kN/m³.

ในช่วงความลึก 8.00 – 10.00 เมตร ดินเหนียวแข็งปานกลางถึงแข็งมาก

- มีค่าปริมาณความชื้นประมาณ 40 - 60 %
- ค่าขีดเหลว (Liquid Limit, LL) ประมาณ 60 - 80 %
- ค่าขีดพลาสติก (Plastic Limit, PL) ประมาณ 30 – 34 %

- ค่าดัชนีพลาสติกซิตี (Plasticity, PI) เท่ากับ 30 – 46 %
- ค่าดัชนีความเหลว (Liquidity Index, LI) ประมาณ 0.333 – 0.565
- มีค่าความหนาแน่นรวมประมาณ 15.5 – 17.2 kN/m³.

ในช่วงความลึก 10.00 – 12.00 เมตร ทรายปนดินเหนียวหวม

- มีค่าปริมาณความชื้นประมาณ 15 - 28 %
- มีค่า SPT ประมาณ 3 – 10 ครั้งต่อฟุต

ในช่วงความลึก 12.00 – 14.00 เมตร ดินเหนียวปนซิลท์แข็งมาก

- มีค่าปริมาณความชื้นประมาณ 15 - 26 %
- มีค่า SPT ประมาณ 17 – 24 ครั้งต่อฟุต
- ค่าขีดเหลว (Liquid Limit, LL) ประมาณ 40 - 58 %
- ค่าขีดพลาสติก (Plastic Limit, PL) ประมาณ 15 – 25 %
- มีค่าดัชนีพลาสติกซิตี (Plasticity, PI) เท่ากับ 25 – 33 %
- มีค่าดัชนีความเหลว (Liquidity Index, LI) ประมาณ 0 – 0.03
- มีค่าความหนาแน่นรวมประมาณ 17.0 – 20.0 kN/m³.

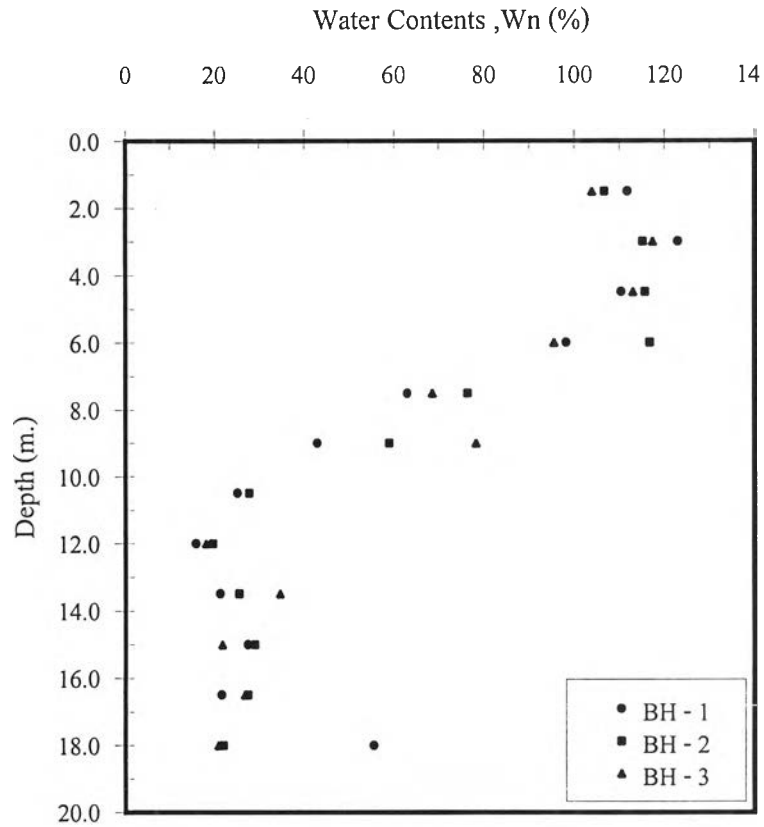
ในช่วงความลึก 14.00 – 17.50 เมตร ทรายปนดินเหนียวแน่นปานกลาง

- มีค่าปริมาณความชื้นประมาณ 21 - 29 %
- มีค่า SPT ประมาณ 7 – 15 ครั้งต่อฟุต

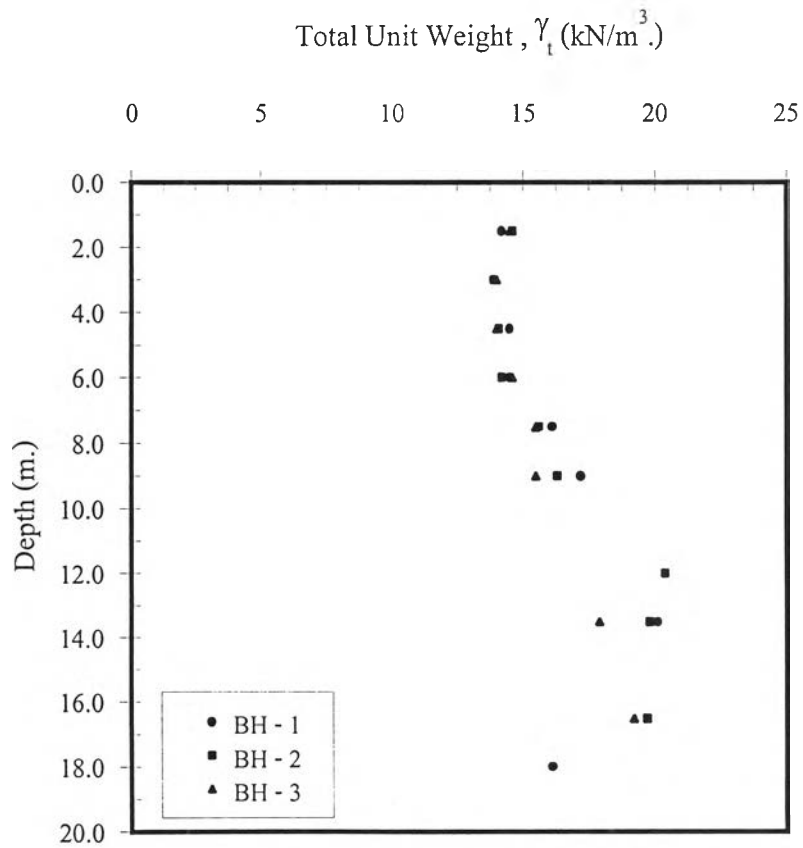
ในช่วงความลึก 17.50 เมตร จนถึงระดับการเจาะสำรวจ ทรายปนดินเหนียวแน่นปานกลาง

- มีค่าปริมาณความชื้นประมาณ 21 - 27 %
- มีค่า SPT ประมาณ 15 – 21 ครั้งต่อฟุต
- มีค่าความหนาแน่นรวมประมาณ 17.0 – 19.0 kN/m³.

ความสัมพันธ์ระหว่างค่าปริมาณความชื้น และหน่วยน้ำหนักของดินที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการแสดงในรูปที่ 4.2 และรูปที่ 4.3



รูปที่ 4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณความชื้น กับ ความลึก



รูปที่ 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยน้ำหนัก กับ ความลึก

4.1.2 ผลการศึกษาคุณสมบัติด้านวิศวกรรม

4.1.2.1 ผลการศึกษาคุณสมบัติด้านกำลังรับแรงเฉือนของดิน

สำหรับผลคุณสมบัติด้านกำลังรับแรงเฉือนของดินจะเป็นผลที่ได้จากการทดสอบแรงเฉือนในสนาม (Field Vane Shear Strength, S_{uFV}) ในชั้นดินเหนียวอ่อนในช่วง 10.00 เมตรแรก โดยมีผลการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 4.4 และในชั้นอื่นๆจะได้จากการทดสอบ Standard Penetration Test, SPT จากการทดสอบได้ผลการทดสอบแบ่งตามช่วงความลึก ดังต่อไปนี้

ในช่วงความลึก 0.00 – 6.00 เมตร จากการทดสอบพบว่า ชั้นดินโคลนมีค่ากำลังรับแรงเฉือนเปลี่ยนแปลงตามความลึก โดยมีค่าเท่ากับ 3.4 – 11.4 kN/m². และมีค่า Sensitivity เท่ากับ 1.4 – 5.8

ในช่วงความลึก 6.00 – 8.00 เมตร พบว่ามีค่ากำลังรับแรงเฉือนเปลี่ยนแปลงตามความลึกเช่นเดียวกัน โดยมีค่ากำลังรับแรงเฉือนเท่ากับ 11.6 – 22.2 kN/m². และมีค่า Sensitivity เท่ากับ 2.0 – 7.9

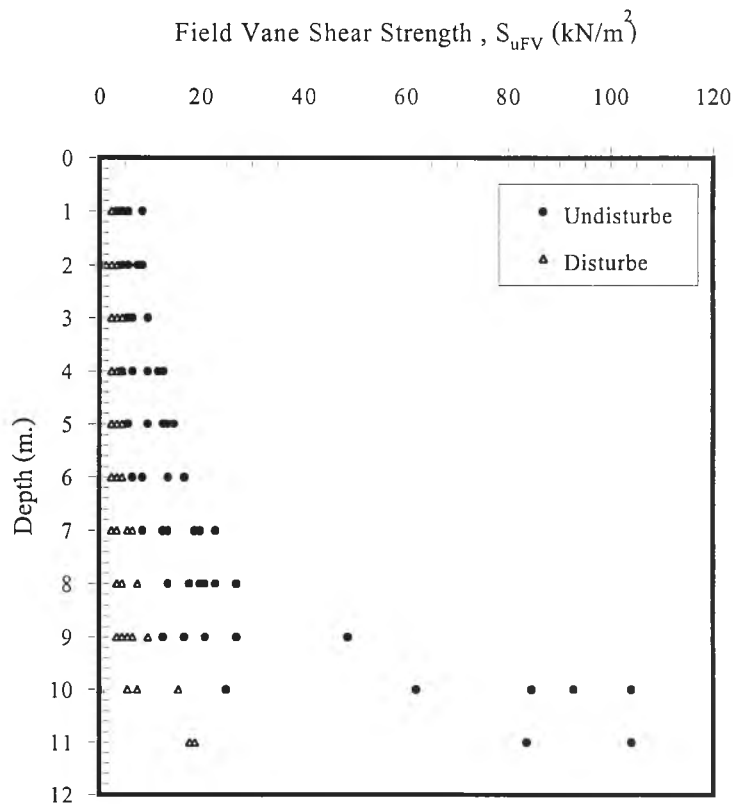
ช่วงความลึก 8.00 – 10.00 เมตร มีค่ากำลังรับแรงเฉือนเท่ากับ 20.9 – 104.1 kN/m². และมีค่า Sensitivity เท่ากับ 2.1 – 11.3

ช่วงความลึก 10.00 – 12.00 เมตร มีค่ามุมเสียดทานภายในเท่ากับ 28 องศา

ช่วงความลึก 12.00 – 14.00 เมตร มีค่ากำลังรับแรงเฉือนเท่ากับ 100 – 200 kN/m².

ช่วงความลึก 14.00 – 17.50 เมตร มีค่ามุมเสียดทานภายในเท่ากับ 30 องศา

ช่วงความลึก 17.50 เมตร ถึงระดับสิ้นสุดการเจาะสำรวจ มีค่ากำลังรับแรงเฉือนเท่ากับ 100 – 125.0 kN/m².



รูปที่ 4.4 ผลการทดสอบแรงเฉือนในสนาม (Field Vane Shear Test)

4.1.2.2 ผลการศึกษาคุณสมบัติด้านการเคลื่อนตัวของดิน

ผลการศึกษาสมบัติด้านการเคลื่อนตัวของดิน ได้จากผลการทดสอบการอัดตัวคาน้ำในห้องปฏิบัติการ ซึ่งได้ทำการทดสอบทั้งหมด 7 ตัวอย่าง ตัวอย่างดินที่นำมาทดสอบมีระดับความลึกอยู่ที่ 1.50 – 2.00 , 3.00 – 3.50 , 3.00 – 4.00 , 4.50 – 5.00 , 7.50 – 8.50 , 9.00 – 10.50 ตามลำดับ ผลโดยละเอียดแสดงในภาคผนวก ข. รูปที่ ข4. – ข10. ผลสรุปมีดังต่อไปนี้

ในช่วงความลึก 0.00 – 6.00 เมตร

- มีค่าค่าสัดส่วนการอัดตัว (Compression Ratio , CR) ประมาณ 0.273 – 0.565
- ค่าสัดส่วนการอัดตัวซ้ำ (Recompression Ratio , RR) ประมาณ 0.133 – 0.265
- ค่าสัมประสิทธิ์ความอัดตัวเชิงปริมาตร (Coefficient of Compressibility, m_v) เท่ากับ 0.0026 – 0.0075 m^2/kN .
- ค่าสัมประสิทธิ์การยุบอัดตัวคาน้ำ (Coefficient of Consolidation, C_v) เท่ากับ 2.556×10^{-4} – 10.005×10^{-4} cm^2/sec

ในช่วงความลึก 6.00 – 8.00 เมตร

- มีค่าค่าสัดส่วนการอัดตัว (Compression Ratio , CR) ประมาณ 0.273 – 0.565
- ค่าสัดส่วนการอัดตัวซ้ำ (Recompression Ratio , RR) ประมาณ 0.133 – 0.265
- ค่าสัมประสิทธิ์ความอัดตัวเชิงปริมาตร (Coefficient of Compressibility, m_v) เท่ากับ 0.0018 – 0.0026 m^2/kN .
- ค่าสัมประสิทธิ์การยุบอัดตัวคาน้ำ (Coefficient of Consolidation, C_v) เท่ากับ 7.534×10^{-4} – 10.005×10^{-4} cm^2/sec

ในช่วงความลึก 8.00 – 10.00 เมตร

- มีค่าค่าสัดส่วนการอัดตัว (Compression Ratio , CR) เท่ากับ 0.270 – 0.313
- ค่าสัดส่วนการอัดตัวซ้ำ (Recompression Ratio , RR) เท่ากับ 0.036 – 0.091
- ค่าสัมประสิทธิ์ความอัดตัวเชิงปริมาตร (Coefficient of Compressibility, m_v) เท่ากับ 0.0016 – 0.0018 m^2/kN .
- ค่าสัมประสิทธิ์การยุบอัดตัวคาน้ำ (Coefficient of Consolidation, C_v) เท่ากับ 4.435×10^{-4} – 7.534×10^{-4} cm^2/sec

ผลข้อมูลคุณสมบัติของดิน ณ สถานที่ทำการก่อสร้างที่ได้จากการเจาะสำรวจและผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ แสดงในรูปแบบของ Log Boring แสดงในภาคผนวก ข. รูปที่ ข1. ถึงรูปที่ ข3

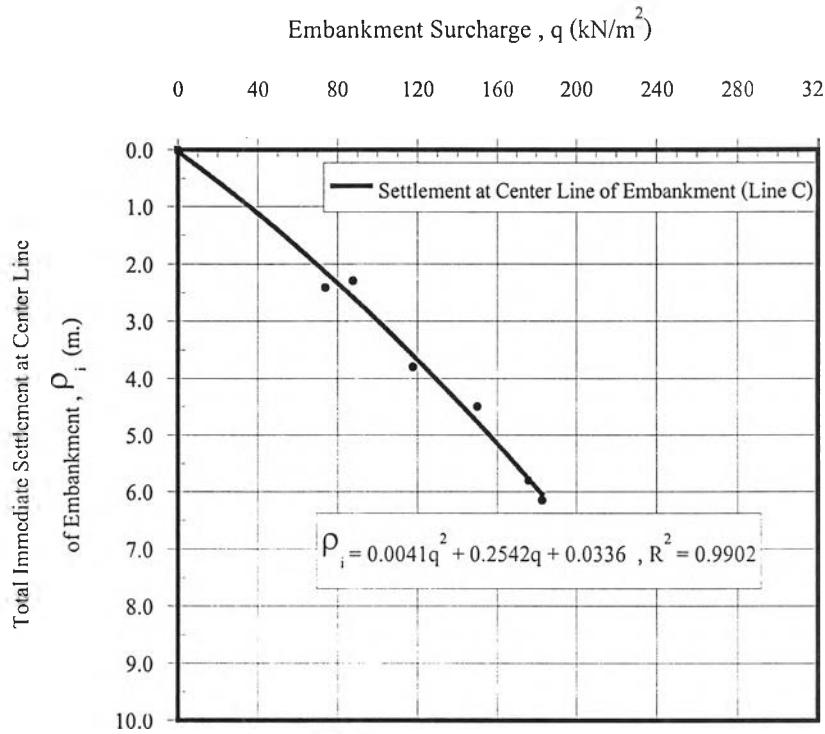
4.2 ผลข้อมูลการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในสนามและพฤติกรรมของคันดินถมในช่วงระหว่างการก่อสร้าง

จากที่ได้ทำการติดตั้ง Settlement Plate ทั้งหมด 8 ตำแหน่ง ต่อ 1 จุดที่ทำการทดสอบ (Test Section) ทำการก่อสร้าง ซึ่งในการเก็บข้อมูลครั้งนี้ ได้ทำการเก็บข้อมูลทั้งหมด 3 จุดทดสอบ ผลข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นแยกเป็น 2 ช่วง คือ ระหว่างทำการก่อสร้าง และ ภายหลังจากที่ทำการก่อสร้างแล้วเสร็จ ซึ่งมีผลดังต่อไปนี้

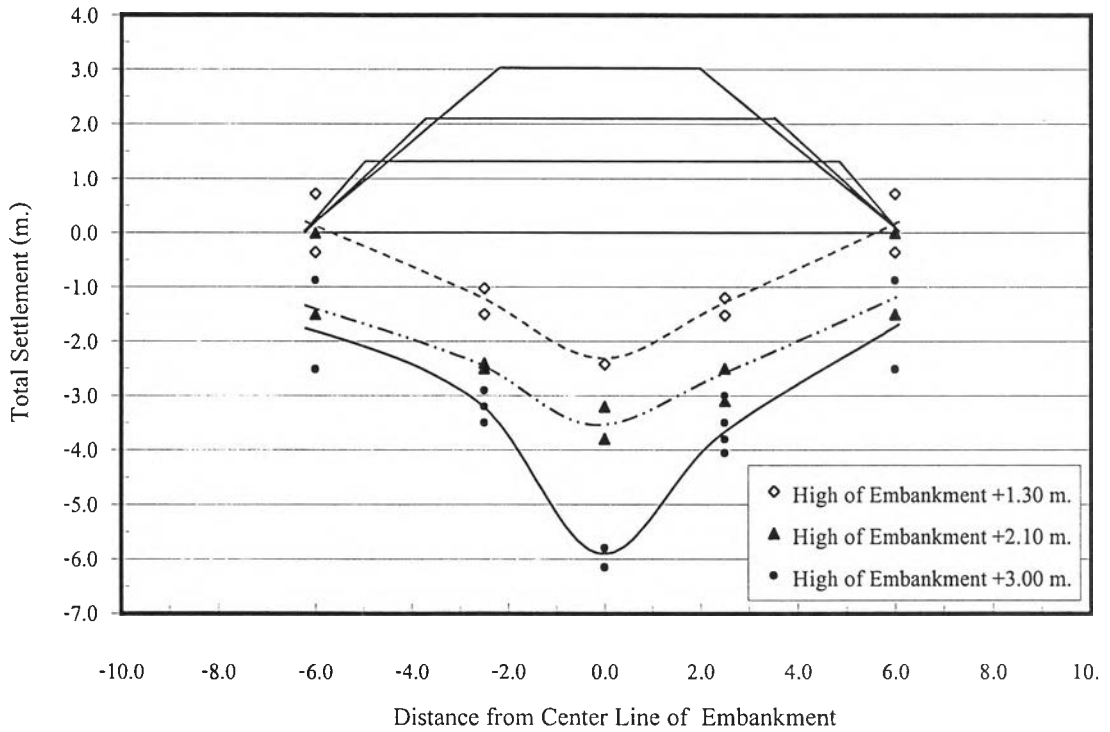
4.2.1 การทรุดตัวที่เกิดขึ้นในสนามและพฤติกรรมการวิบัติในช่วงระหว่างการก่อสร้าง

สำหรับปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในช่วงการก่อสร้างที่ได้เป็นผลข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดในช่วงการก่อสร้างของจุดทดสอบ Line C โดยที่เป็นข้อมูลการตรวจวัดภายหลังจากที่ได้ทำการถมคันดินในแต่ละชั้นหรือที่ระดับความสูงของคันดินเท่ากับ +1.00, +2.00 และ +3.00 เมตร ตามลำดับ และเป็นปริมาณการทรุดตัว ณ กึ่งกลางคันดิน ผลปริมาณการทรุดตัวที่ได้แสดงในภาคผนวก ก. ตารางที่ ก1. และดังแสดงสามารถแสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักของคันดิน (Surcharge, q) กับปริมาณการทรุดตัว (Settlement, ρ_i) ได้ดังแสดงในรูปที่ 4.5 และความสัมพันธ์ระหว่างระยะจากแนวศูนย์กลางคันดินกับปริมาณการทรุดตัว (Settlement, ρ_i) ดังแสดงในรูปที่ 4.6 และความสัมพันธ์ระหว่างระดับความสูงของคันดินและเวลากับปริมาณการทรุดตัว (Settlement, ρ_i) ดังแสดงในรูปที่ 4.7 จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยน้ำหนักจากคันดินและระดับความสูงของคันดินกับปริมาณการทรุดตัวที่ได้แสดงดังกล่าว จะเห็นได้ว่าปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในช่วงระหว่างการก่อสร้างมีปริมาณที่สูงมาก จากที่ได้ทำการตรวจวัดเมื่อทำการถมจนได้ระดับ +1.00, +2.00 และ +3.00 เมตร มีปริมาณการทรุดตัวประมาณ 2.30, 3.50 และ 6.00 เมตร ตามลำดับ

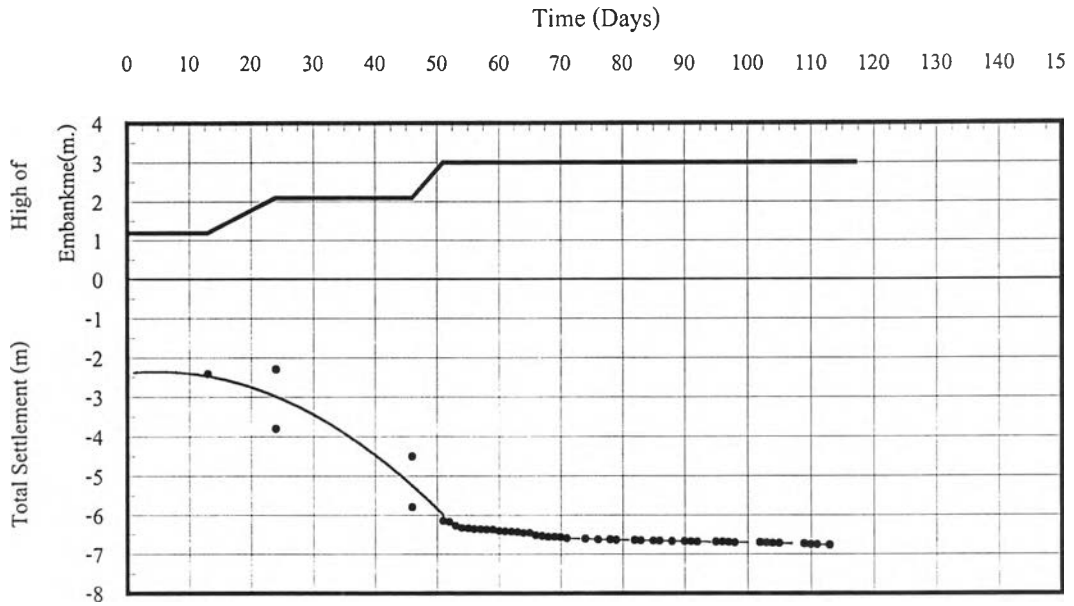
ในส่วนพฤติกรรมของ แผ่นใยสังเคราะห์ ไม้ไผ่ และ เส้าเข็มที่เสริม จากการสังเกตระหว่างการก่อสร้างพบว่า แผ่นใยสังเคราะห์ และไม้ไผ่ จะเป็นตัวที่ช่วยในการแยกมวลดินระหว่างดินฐานรากกับมวลดินถมไม่ให้คลุกเคล้ากันช่วยอุ้มมวลดินถมให้เกิดเป็นกระเปาะซึ่งมีระบบของวัสดุเสริมแรงพุงไว้ นอกจากนี้ตะแกรงไม้ไผ่และแผ่นใยสังเคราะห์ยังมีพฤติกรรมทรุดตัวจมลงไปตามดินถม ในส่วนของเส้าเข็มพบว่าเส้าเข็มบริเวณ 4 แถวนอกจากทั้งสิ้น 21 แถว จะรับแรงดึงที่เกิดจากการเคลื่อนตัวของมวลดินหรือการเกิด Heave ซึ่งสังเกตได้จากเส้าเข็มที่ถูกดันขึ้นเหนือพื้นดินขึ้นมาเป็นระยะประมาณ 50 – 80 ซม.



รูปที่ 4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักคันดิน กับ ปริมาณการทรุดตัว ณ กึ่งกลางคันดิน ของ Test Section Line C

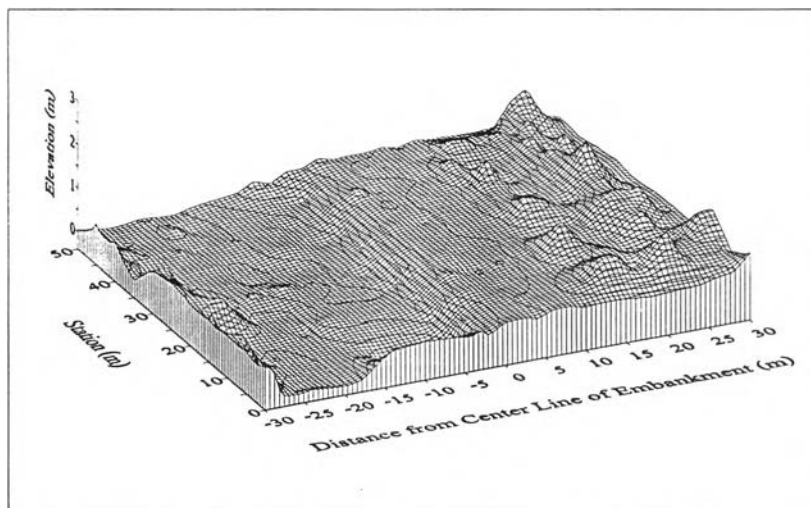


รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างระดับคันดิน กับ ปริมาณการทรุดตัวในช่วงการก่อสร้าง Line C

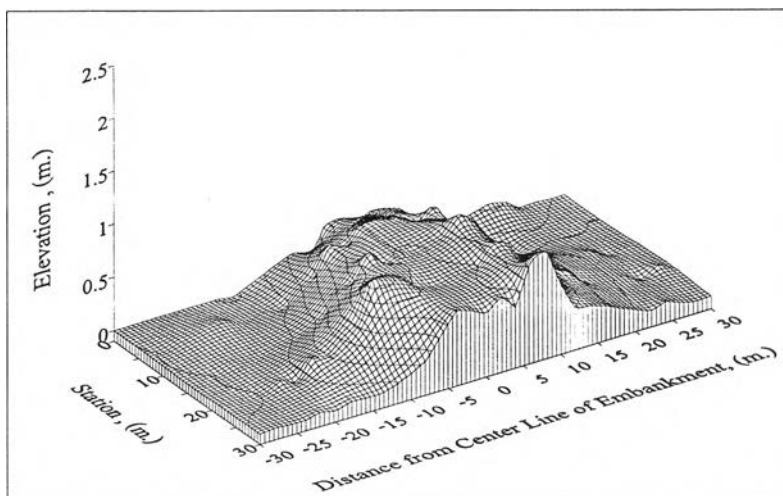


รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่างระดับความสูงคันดิน และ ปริมาณการทรุดตัว กับระยะเวลาของการก่อสร้าง Line C

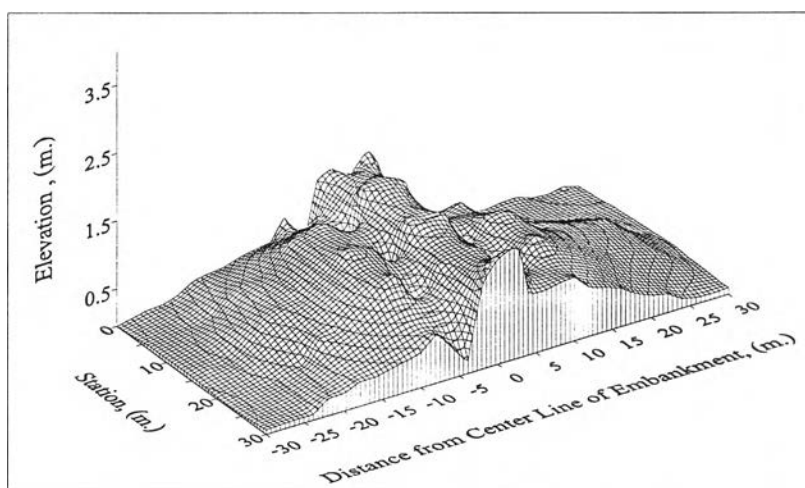
นอกจากนี้ผลการตรวจวัดระดับการเคลื่อนตัวของมวลดินเดิม (Heave) บริเวณด้านข้างของคันดินถมเมื่อทำการถมดินแต่ละชั้นแล้วเสร็จ ที่ Station ต่างๆ ได้ผลข้อมูลแสดงในภาคผนวก ก. ตารางที่ ก.4 ถึงตารางที่ ก.13.และจากผลดังกล่าวสามารถแสดงโดยลักษณะของ Profile ชั้นความสูงในแต่ละชั้นที่ทำการถมคันดิน โดยเริ่มตั้งแต่ระดับดินเดิมจนกระทั่งทำการถมถึงระดับ +3.00 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 4.8 และรูปที่ 4.10



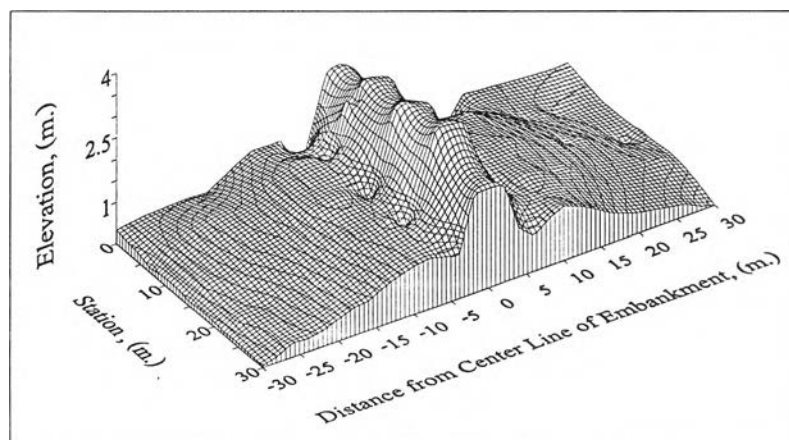
รูปที่ 4.8. ลักษณะ Profile ของผิวดินเดิม ณ จุดทดสอบก่อสร้างคันดิน



ข. ลักษณะ Profile ของคันดินเมื่อถมคันดินถึงระดับ +1.00 เมตร

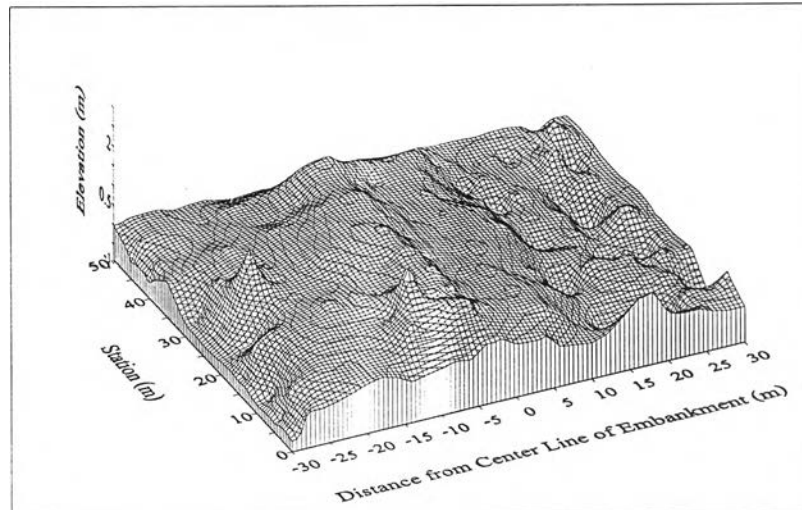


ค. ลักษณะ Profile ของคันดินเมื่อถมคันดินถึงระดับ +2.00 เมตร

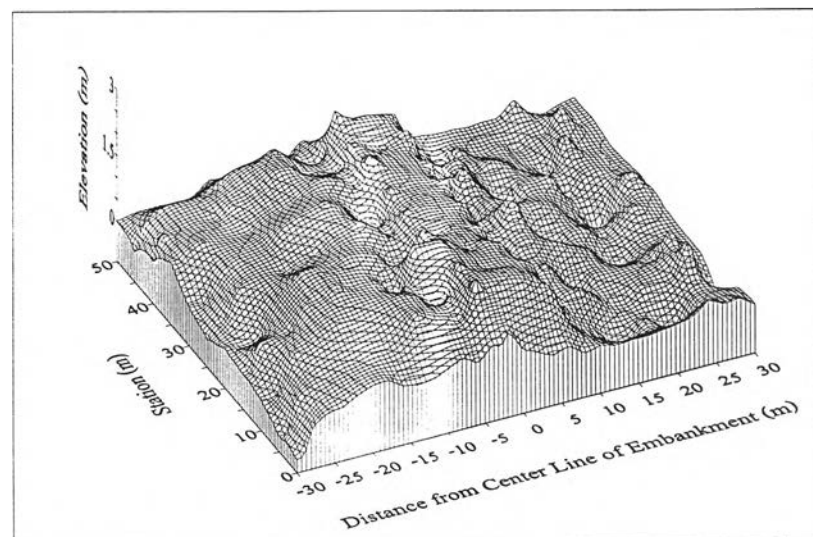


ง. ลักษณะ Profile ของคันดินเมื่อถมคันดินถึงระดับ +3.00 เมตร

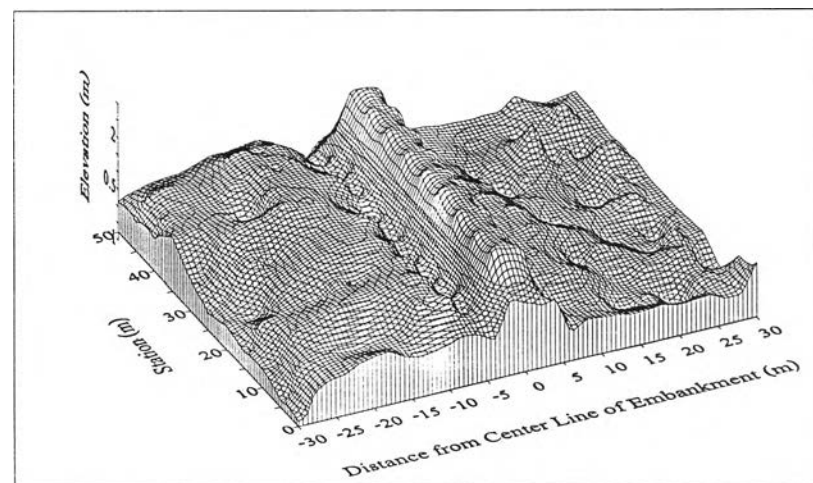
รูปที่ 4.9 ลักษณะ Profile ของคันดินเมื่อถมคันดินถึงระดับต่างๆของ Test Section Line B



ก. ลักษณะ Profile ของคันดินเมื่อถมคันดินถึงระดับ +1.00 เมตร



ข. ลักษณะ Profile ของคันดินเมื่อถมคันดินถึงระดับ +2.00 เมตร



ค. ลักษณะ Profile ของคันดินเมื่อถมคันดินถึงระดับ +3.00 เมตร

รูปที่ 4.10 ลักษณะ Profile ของคันดินเมื่อถมคันดินถึงระดับต่างๆของ Test Section Line C

จากรูปที่ 4.9 ถึงรูปที่ 4.10 จะเห็นได้ว่าลักษณะของการเกิด Heave และการเคลื่อนตัวของมวลดินฐานรากหรือดินโคลนภายหลังจากที่ได้ทำการถมคันดินในแต่ละระดับความสูงของคันดินที่ทำการก่อสร้าง จะเกิดขึ้นสูงมากโดยจากการตรวจวัดระดับความสูงของ Heave สูงสุดในแต่ละชั้นพบว่ามีความสูงประมาณ 0.80, 1.20 และ 1.50 เมตร ที่ระดับของคันดิน +1.0, 2.0 และ 3.0 เมตร ตามลำดับ ตำแหน่งที่มีระดับ Heave สูงสุดอยู่ในช่วงระยะ 7.00 – 12.00 เมตร จากแนวกึ่งกลางคันดินหรือประมาณ 3.00 – 5.00 เมตรจากแนวขอบคันดิน (Toe) ผลข้อมูลระดับของความสูงของ Heave ที่เกิดขึ้นนี้จะนำไปเป็นข้อมูลในการจำลองรูปแบบลักษณะของคันดินในการวิเคราะห์เสถียรภาพคันดินต่อไป

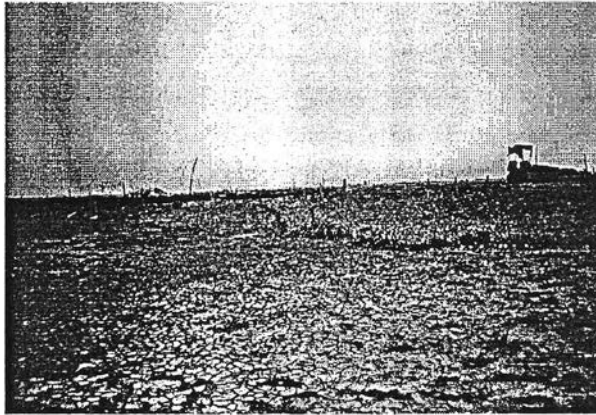
สำหรับพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของมวลดินโคลนในระหว่างทำการก่อสร้างถมคันดินในแต่ละระดับความสูงแต่ละชั้นได้แสดงในรูปที่ 4.11 ถึงรูปที่ 4.13

จากรูปที่ 4.11 จะเห็นได้ว่าเมื่อทำการถมที่ระดับความสูงของคันดิน +1.00 เมตร มวลดินโคลนที่รองรับจะเกิดการวิบัติโดยมีการเคลื่อนตัวที่สูงมากโดยมีการเคลื่อนตัวทั้งในแนวตั้งและด้านข้าง ซึ่งมีลักษณะการเคลื่อนตัวแบบ 2 มิติ ลักษณะการวิบัติหรือการเคลื่อนตัวเป็นแบบ Plastic Flow และการวิบัติที่เกิดขึ้นเป็นผลมาจากการเกิด Bearing Failure นั่นคือ ชั้นดินโคลนหรือดินฐานรากไม่สามารถรับน้ำหนักจากคันดินได้

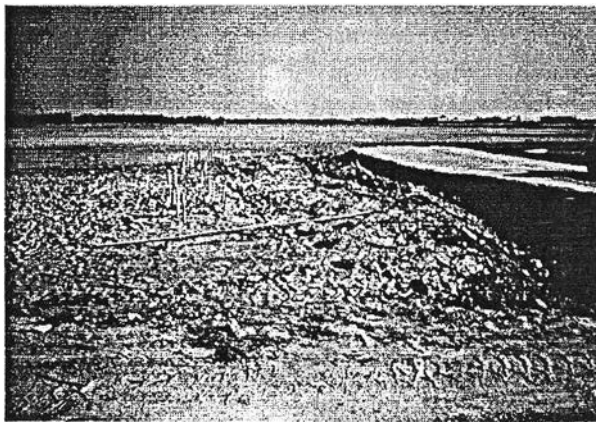
เมื่อพิจารณาจากรูปที่ 4.12 จะเห็นได้ว่าจะเกิดการเคลื่อนตัวทั้งในแนวตั้งและทางด้านข้างที่สูงขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับหลังจากก่อสร้างชั้นแรกแล้วเสร็จมาก และจากการสังเกตพฤติกรรมของแผ่นใยสังเคราะห์พบว่าเกิดแรงดึงสูงและมีการทรุดตัวจมลงไปตามดินถมลูกรัง

เมื่อพิจารณาจากรูปที่ 4.13 จะสังเกตเห็นว่าเมื่อเริ่มก่อสร้างคันดินที่ระดับ +3.00 เมตร หัวเสาเข็มบริเวณ 3 – 4 แถวนอก จะถูกดึงจากผลของ Heave สูงขึ้นเหนือผิวดิน เมื่อก่อสร้างที่ระดับนี้แล้วเสร็จวัฏระยะเสาเข็มที่สูงขึ้นเหนือผิวดินมีระยะประมาณ 0.50 – 1.00 เมตร และปริมาณดินถมลูกรังที่ใช้ทั้งหมดประมาณ 4 เท่าของคันดินตามแบบกำหนด

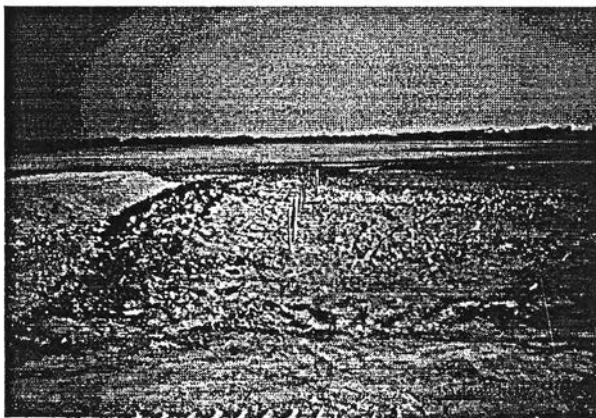




ก.



ข.



ค.

รูปที่ 4.11 ลักษณะการเคลื่อนตัวและการเกิด Heave ภายหลังจากการถมคันดิน
ถึงระดับ +1.00 เมตรของ Test Section Line B



ก.



ข.



ค.

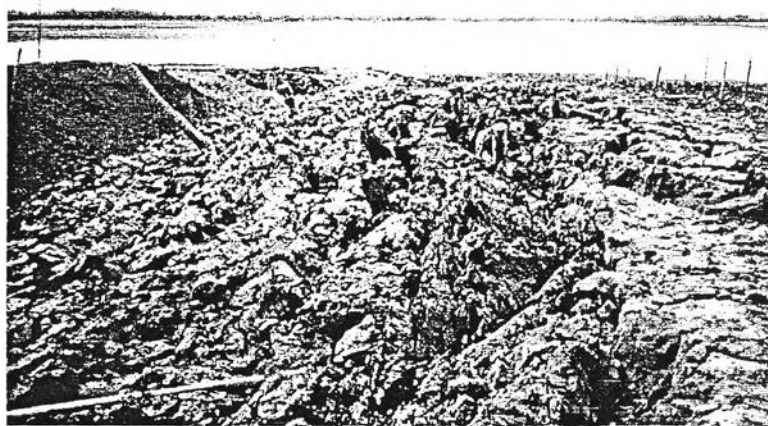
รูปที่ 4.12 ลักษณะการเคลื่อนตัวและการเกิด Heave ภายหลังการถมคันดินถึงระดับ +2.00 เมตรของ Test Section Line B



ก.



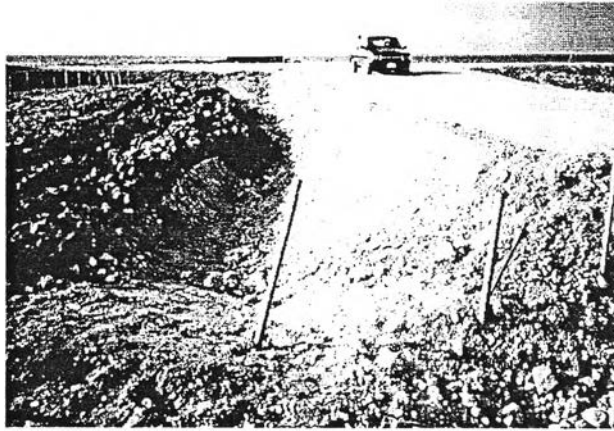
ข.



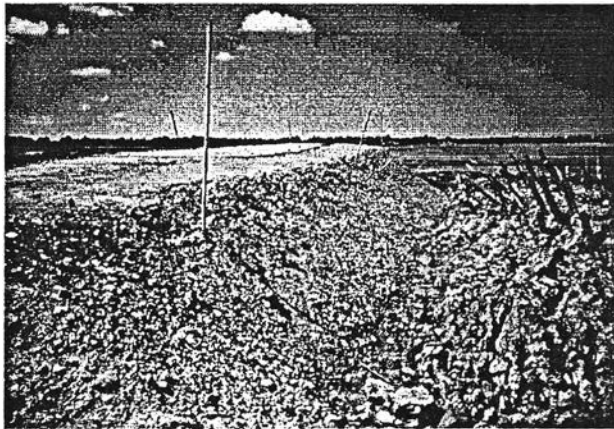
ค.

รูปที่ 4.13 ลักษณะการเคลื่อนตัวและการเกิด Heave ภายหลังจากการถมคันดิน

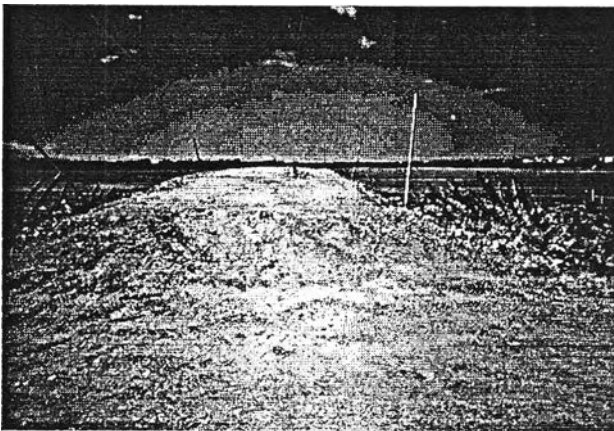
ถึงระดับ +3.00 เมตรของ Test Section Line B



ง.



จ.



ฉ.

รูปที่ 4.13(ต่อ) ลักษณะการเคลื่อนตัวและการเกิด Heave ภายหลังจากการถมกันดิน
ถึงระดับ +3.00 เมตรของ Test Section Line B

4.2.2 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวชนิดที่เกิดขึ้นทันที (Immediate Settlement)

จากที่ได้สังเกตและผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของมวลดินพบว่าเมื่อทำการก่อสร้างโดยถมดินลูกรังชั้นแรกคือที่ระดับ +1.00 เมตร ชั้นดินโคลนจะเกิดการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวที่สูงมาก แสดงให้เห็นว่ามวลดินในชั้นดังกล่าวเกิดการวิบัติในลักษณะที่เรียกว่า Mud Flow ซึ่งเกิดขึ้นเนื่องจากการเพิ่มน้ำหนักจากคันดินที่สูงในระยะเวลาที่รวดเร็วส่งผลให้เกิดแรงดันน้ำส่วนเกิน (Δu) ที่สูงมากตามไปด้วยทั้งนี้เพราะชั้นดินโคลนไม่สามารถที่จะระบายแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นได้อย่างรวดเร็ว เมื่อมวลดินโคลนที่เป็นฐานรองรับคันดินถมเกิดการวิบัติสภาพของมวลดินเกิดการเปลี่ยนสภาพจาก Elastic เป็น Plastic ดังนั้นการวิเคราะห์ปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในทางทฤษฎี ไม่สามารถที่จะทำการวิเคราะห์ได้ เพราะการวิเคราะห์ปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีในทางทฤษฎีโดยวิธีการต่างๆมีพื้นฐานการวิเคราะห์ภายในช่วง Elastic เท่านั้น เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบกับความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยน้ำหนักกระทำกับปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันที ที่เสนอโดย D'Appolonia, 1971 ดังแสดงในรูปที่ 2.28 พบว่าในการก่อสร้างคันทางดังกล่าวจะมีความสัมพันธ์อยู่ในช่วง B - C นั่นคือ มวลดินเดิมถึงจุดวิบัติไม่สามารถรับน้ำหนักได้ (Bearing Capacity Failure) ส่งผลให้มีปริมาณการเคลื่อนตัวของมวลดินจะเกิดขึ้นสูงมาก

จากความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักคันดินถมทั้งหมด (Sursarge, q) กับ ปริมาณการทรุดตัวที่ทำการตรวจวัดในสนาม ดังที่ได้แสดงในรูปที่ 4.5 จะได้ความสัมพันธ์ดังสมการที่ 4.1

$$\rho_i = 0.0041q^2 + 0.2542q + 0.0336 \quad \dots(4.1)$$

เมื่อ

ρ_i คือ ปริมาณการทรุดตัว (Total Immediate Settlement, m.)

q คือ น้ำหนักจากคันดินถมทั้งหมด (Surcharge, kN/m^2 .)

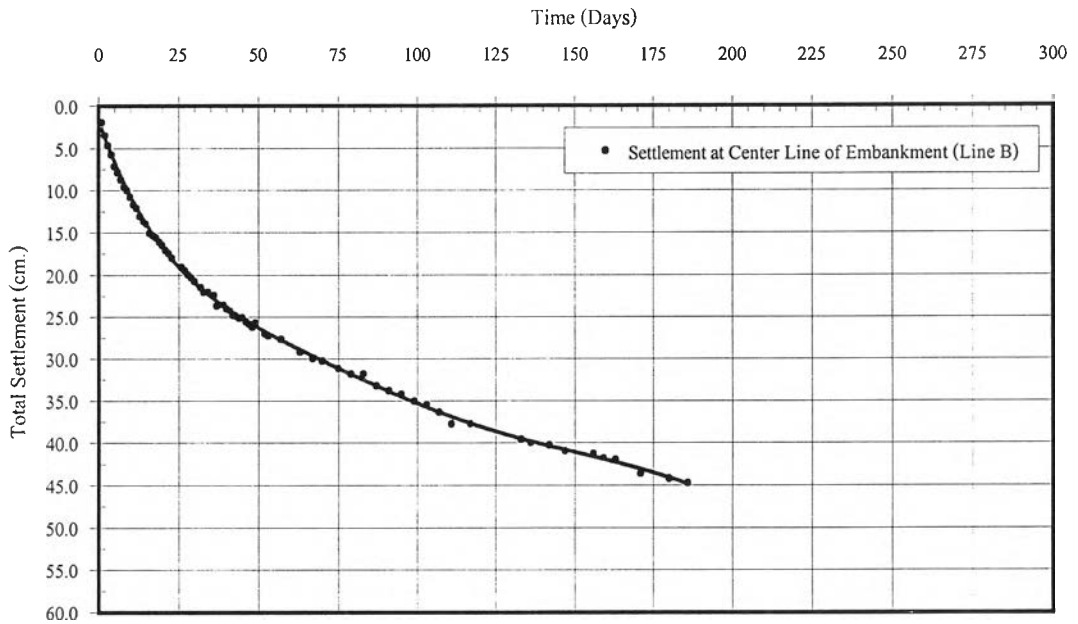
จากพฤติกรรมการวิบัติของคันดินถม พบว่าการวิบัติเกิดเนื่องจาก Bearing Failure และมีลักษณะรูปแบบการวิบัติแบบ Local Shear Failure

4.3 ผลข้อมูลการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในสนามและพฤติกรรมของคันดินถมหลังการก่อสร้างแล้วเสร็จ

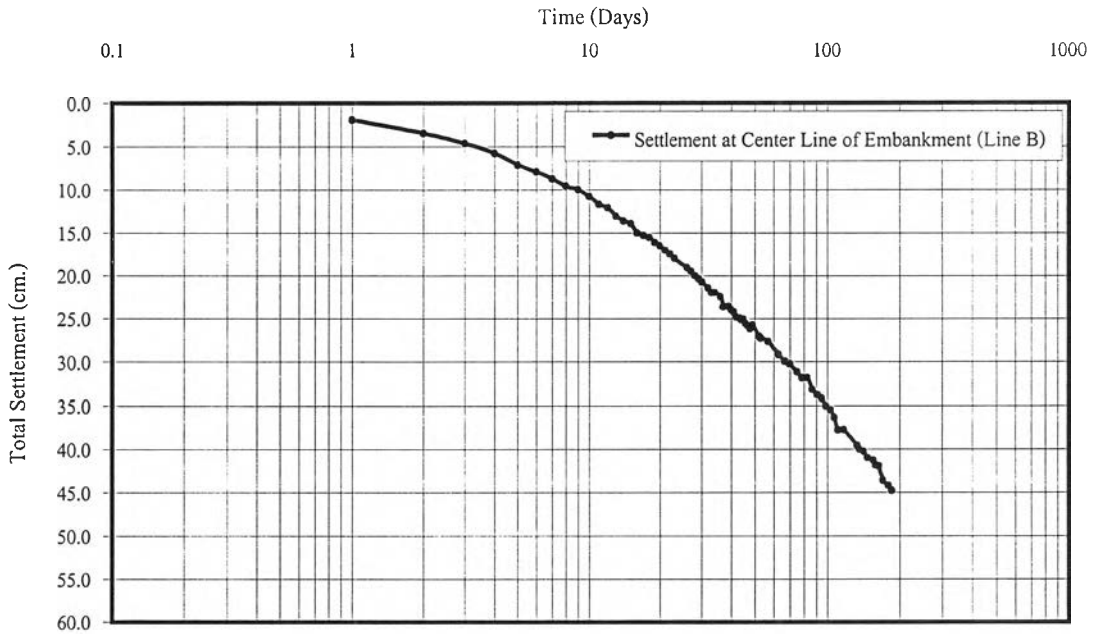
4.3.1 ผลข้อมูลปริมาณการทรุดตัวและพฤติกรรมของคันดินถมภายหลังการก่อสร้างแล้วเสร็จ

สำหรับข้อมูลการทรุดตัวภายหลังจากการก่อสร้างแล้วเสร็จ ได้แสดงในภาคผนวก ก. ตารางที่ ก2. ถึงตารางที่ ก3. ผลข้อมูลที่เกิดขึ้นดังกล่าวเป็นปริมาณการทรุดตัวทั้งหมดที่เกิดขึ้นภายหลังการก่อสร้างแล้วเสร็จ นั่นคือ เป็นปริมาณการทรุดตัวรวมที่เกิดขึ้นเนื่องจากครีพแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Creep) และการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำในช่วงเริ่มแรก (Primary Consolidation Settlement) ทั้งนี้ปริมาณการทรุดตัวดังกล่าวไม่สามารถที่จะทำการแยกได้ว่าเป็นปริมาณการทรุดตัวชนิดใด เพราะไม่ได้ทำการติดตั้งเครื่องมือวัดแรงดันน้ำ (Piezometer) ที่เกิดขึ้นในสนาม หากทำการติดตั้งเครื่องมือดังกล่าวจะทำให้สามารถแยกชนิดของการทรุดตัวที่เกิดขึ้นได้ จากผลข้อมูลที่ได้ทำการตรวจวัดดังกล่าวแสดงโดยกราฟ

ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณการทรุดตัวทั้งหมด (Total Settlement) กับเวลา แสดงดังรูปที่ 4.14 ถึงรูปที่ 4.15

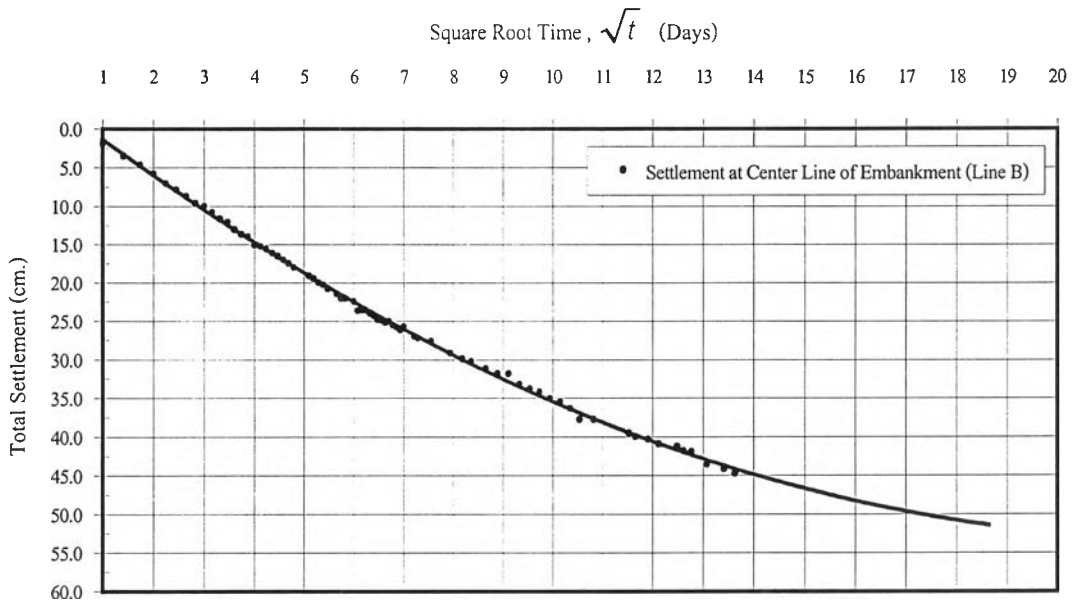


ก. ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณการทรุดตัวกับเวลา

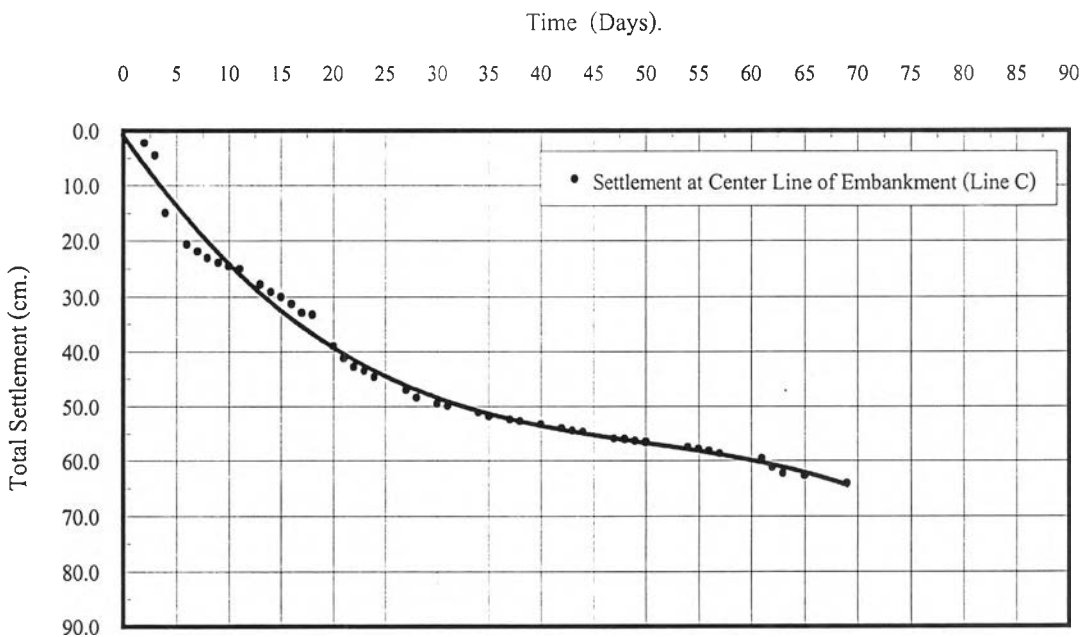


ข. ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณการทรุดตัวกับ Log Time

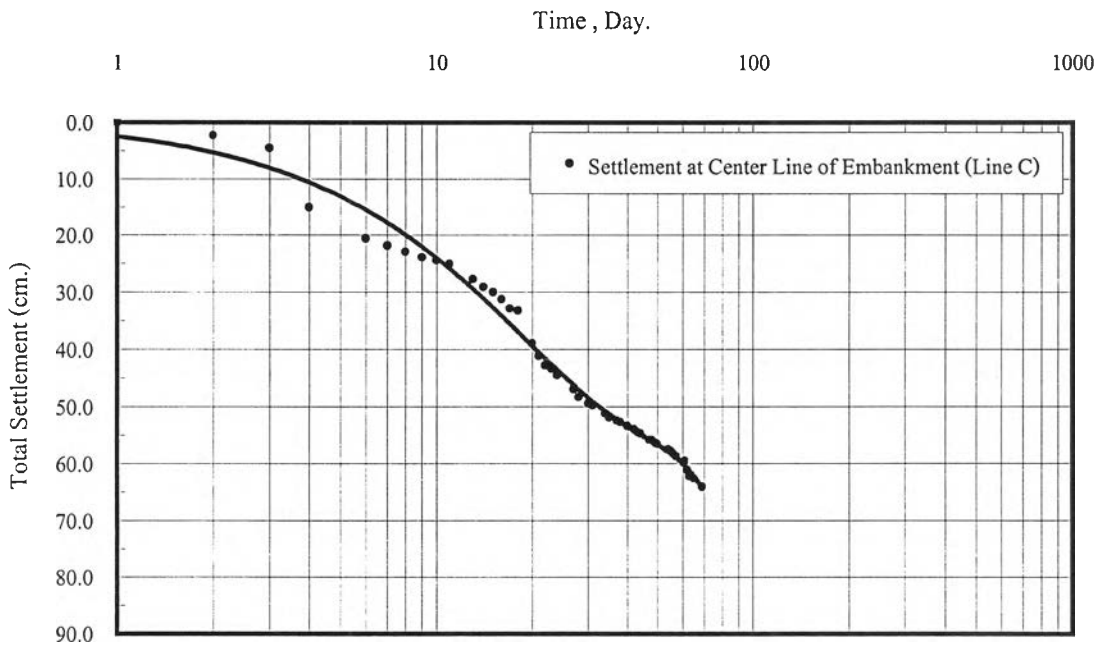
รูปที่ 4.14 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณการทรุดตัวทั้งหมด กับ เวลา
หลังการก่อสร้างแล้วเสร็จของ Test Section Line B



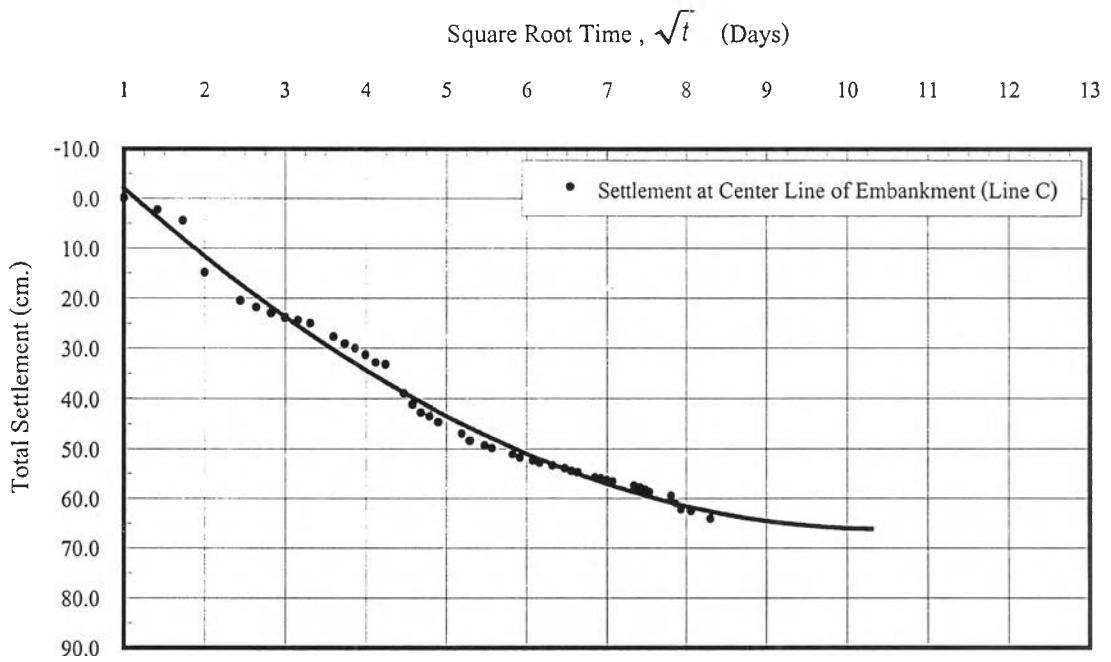
ค. ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณการทรุดตัวกับ Square Root Time
 รูปที่ 4.14(ต่อ) ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณการทรุดตัวทั้งหมด กับ เวลา
 หลังการก่อสร้างแล้วเสร็จของ Test Section Line B



ก. ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณการทรุดตัวกับเวลา
 รูปที่ 4.15 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณการทรุดตัวทั้งหมด กับ เวลา
 หลังการก่อสร้างแล้วเสร็จของ Test Section Line C



ข. ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณการทรุดตัวกับ Log Time



ค. ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณการทรุดตัวกับ Square Root Time

รูปที่ 4.15 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณการทรุดตัวทั้งหมด กับ เวลา
หลังการก่อสร้างแล้วเสร็จของ Test Section Line C

ลักษณะพฤติกรรมของคันดินถมลูกรังภายหลังจากที่ได้ทำการถมถึงระดับ +3.00 เมตรหรือภายหลังจากที่ได้ทำการก่อสร้างแล้วเสร็จ ได้แสดงในรูปที่ 4.16 ถึงรูปที่ 4.18 โดยรูปที่ 4.17 และรูปที่ 4.18 แสดงถึงลักษณะรอยแยกที่เกิดขึ้นภายหลังการก่อสร้างแล้วเสร็จของจุดทดสอบ Line B ภายหลังก่อสร้างแล้วเสร็จประมาณ 30 วัน และ 555 วัน ตามลำดับ เมื่อพิจารณาลักษณะของรอยแยกที่เกิดขึ้นของจุดทดสอบ Line B จะเห็นได้ว่าเมื่อเวลาผ่านไปรอยแยกที่เกิดขึ้นมีขนาดที่กว้างมากขึ้นและมีจำนวนมากขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับรอยแยกที่เกิดขึ้นภายหลังก่อสร้างเสร็จใหม่ นอกจากนี้ปริมาณการทรุดตัวของคันดินบริเวณขอบของคันดินทั้งสองข้างมีปริมาณการทรุดตัวที่สูงกว่าบริเวณแนวกึ่งกลางของคันดินถม จากการตรวจวัดมีระดับที่แตกต่างกันประมาณ 5 – 10 ซม.และมีแนวโน้มที่จะเกิดการวิบัติของเชิงลาดในลักษณะที่เรียกว่า Foundation Failure Mode ทั้งนี้เพราะบริเวณแนวกึ่งกลางของคันดินถมจะเกิดการแทนที่ของดินโคลนด้วยดินถมลูกรังมากกว่า โดยจมลงถึงระดับของชั้นดินแข็ง ในขณะที่บริเวณด้านข้างจะเกิดการแทนที่ของดินถมลูกรังจมลงน้อยกว่าดังแสดงในรูปที่ 4.19 และมวลดินโคลนยังเกิดการเคลื่อนตัวจากผลของการทรุดตัวชนิดครีพแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Creep) และการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Settlement) ในปริมาณที่สูง สำหรับลักษณะของคันดินถมที่แสดงรูปที่ 4.18 แสดงถึงลักษณะพฤติกรรมของคันดินถมจุดทดสอบ Line C ภายหลังก่อสร้างแล้วเสร็จประมาณ 457 วัน จะเห็นได้ว่าจุดทดสอบก่อสร้างนี้ไม่ปรากฏรอยแยกบนผิวคันดินถม ทั้งนี้เนื่องจากว่าคุณสมบัติของดินฐานรากบริเวณจุดทดสอบ Line C มีคุณสมบัติที่ดีกว่าจุดทดสอบ Line B (พื้นที่จุดทดสอบก่อสร้าง Line B อยู่ติดทะเลและชั้นดินโคลนมีสภาพที่อ่อนนุ่ม) จากผลดังกล่าวส่งผลให้พฤติกรรมของคันดินภายหลังการก่อสร้างจึงแตกต่างกัน

การประมาณการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำโดยอิงคุณสมบัติของชั้นดินจากการทดสอบ Consolidation จะพบว่าทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงๆจะเกิดขึ้นมากกว่าการประมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากการอัดตัวคายน้ำ ทั้งนี้เนื่องจากการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงเกิดขึ้นเนื่องจาก Undrained Creep ร่วมกับ การเกิดการอัดตัวคายน้ำ



ก.

รูปที่ 4.16 ลักษณะของรอยแยกภายหลังการก่อสร้างแล้วเสร็จ 30 วัน

ของ Test Section Line B



ข.

รูปที่ 4.16(ต่อ) ลักษณะของรอยแยกภายหลังการก่อสร้างแล้วเสร็จ 30 วัน
ของ Test Section Line B



ก.



ข.

รูปที่ 4.17 ลักษณะของรอยแยกภายหลังการก่อสร้างแล้วเสร็จ 555 วัน
ของ Test Section Line B



ก.



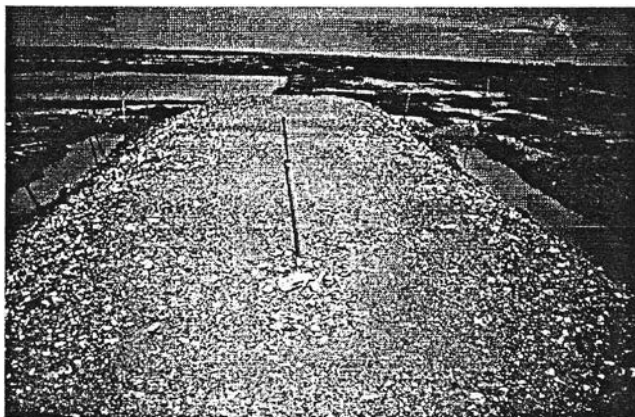
ง.

รูปที่ 4.17(ต่อ) ลักษณะของรอยแยกภายหลังจากก่อสร้างแล้วเสร็จ 555 วัน
ของ Test Section Line B



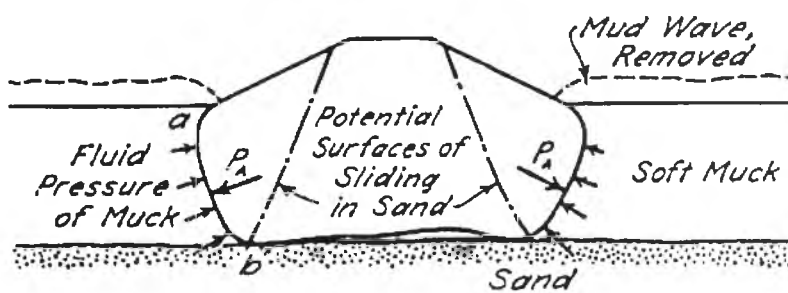
ก.

รูปที่ 4.18 ลักษณะของคันดินภายหลังจากก่อสร้างแล้วเสร็จ 457 วัน
ของ Test Section Line C



ข.

รูปที่ 4.18(ต่อ) ลักษณะของคันดินภายหลังการก่อสร้างแล้วเสร็จ 457 วัน
ของ Test Section Line C



รูปที่ 4.19 ลักษณะของการแทนที่ของดินถม

4.4 ผลการศึกษาวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินถม (Stability Analysis of Embankment)

จากข้อมูลสมบัติพื้นฐานและคุณสมบัติด้านวิศวกรรมของชั้นดินที่ได้กล่าวมาแล้วในหัวข้อที่ 4.1 นำมาพิจารณาวิเคราะห์เสถียรภาพทั้งในด้านกำลังรับแรงแบกทานและเสถียรภาพเชิงลาด โดยคุณสมบัติของดินในแต่ละชั้นแสดงดังตารางที่ 4.1

ตารางที่ 4.1 คุณสมบัติของมวลดินประกอบการวิเคราะห์

Soil Type	Depth (m)	Unit Weight, γ_t (kN/m ³)	Undrained Shear Strength S_u (kN/m ²)	Internal Friction Angle (ϕ)	Compression Ratio (CR)	Recompression Ratio (RR)
Laterite	Fill	20	-	28	-	-
Mud **	0.00	14	2.55	-	0.410	0.200
	6.00		8.55			
Soft Clay**	6.00	15	9.86	-	0.313	0.036
	8.00		17.00			
Medium Clay**	8.00	16	17.00	-	0.270	0.030
	10.00		51.00			
Loose Clayey Sand	10.0 – 12.0	18	-	28	-	-
Stiff Silty Clay 1	12.0 14.0	18	135	-	-	-
Medium Clayey Sand	14.0 – 17.5	18	-	30	-	-
Stiff Silty Clay 2	17.5 – 18.5	18	120	-	-	-

หมายเหตุ

** ค่ากำลังรับแรงเฉือนในชั้นดินเปลี่ยนแปลงตามความลึก โดยค่ากำลังรับแรงเฉือนได้จากการทดสอบ Field Vane Shear Test และการปรับแก้โดยวิธีของ Bjerrum, 1972 ดังแสดงในรูปที่ 3.3 โดยชั้นดินโคลนมีค่า Plasticity Index, PI ประมาณ 59 – 63% จะได้ μ เท่ากับ 0.75

การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินถมที่ทำการก่อสร้างแยกออกเป็น 2 แบบ ดังต่อไปนี้ คือ

4.4.1 เสถียรภาพด้านกำลังรับแรงแบกทาน (Bearing Capacity Analysis)

การวิเคราะห์เสถียรภาพด้านกำลังรับแรงแบกทานใช้วิธีการวิเคราะห์ของ Terzaghi (1943) โดยใช้สมการที่ 2.50 และสมการที่ 2.51 (โดยไม่คำนึงถึงการเสริมแรงของคันดินด้วย แผ่นใยสังเคราะห์ ไม้ไผ่และเสาเข็มไม้)

$$q_{ult} = cN_c$$

$$F.S. = \frac{q_{ult}}{q_{applied}}$$

โดยแยกตรวจสอบเสถียรภาพในแต่ละระดับความสูงของคันดิน คือ ที่ระดับ +1.00, +2.00 และ +3.00 เมตร ตามลำดับ ผลการวิเคราะห์แสดงดังตารางที่ 4.2

ตารางที่ 4.2 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพด้านกำลังรับแรงแบกทาน (Bearing Capacity)

Elevation of Embankment, m.	Applied Stress, $q_{Applied}$ (kN/m ² .)	Ultimate Bearing Capacity, q_{ult} (kN/m ² .)	Factor of Safety, $F.S.$
+1.00	20.0	13.11	0.656
+2.00	40.0	13.11	0.328
+3.00	60.0	13.11	0.219

จากผลการวิเคราะห์ที่แสดงในตารางที่ 4.2 จะเห็นได้ว่าค่าความปลอดภัยด้านกำลังรับแรงแบกทานมีค่าต่ำมาก ซึ่งชี้ให้เห็นว่าการก่อสร้างในชั้นแรกมวลดินโคลนที่รองรับจะเกิดการวิบัติ หากพิจารณาความสูงของคันดินที่มวลดินโคลนฐานรากสามารถรับได้จะมีค่าเท่ากับ

$$H_{ult} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{SoilFill}} ; (F.S. = 1.0)$$

$$H_{ult} = \frac{13.11}{20.0} = 0.656 \text{ m.}$$

นั่นคือความสูงของคันดินที่ชั้นดินโคลนสามารถรองรับได้ (ไม่พิจารณาน้ำหนักของเครื่องจักรที่เข้าไปทำงานขณะทำการก่อสร้าง) ซึ่งค่าดังกล่าวถือว่าต่ำมาก และเมื่อทำการก่อสร้างพบว่าดินโคลนจะถูกแทนที่ด้วยดินถมถูกรังและเกิดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

4.4.2 เสถียรภาพเชิงลาดของคันดิน (Slope Stability Analysis)

การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินได้ทำการวิเคราะห์เฉพาะกรณี Test Section Line B เท่านั้น ทั้งนี้เนื่องจากพื้นที่บริเวณ Line B เป็นพื้นที่ที่ดินอ่อนมากและติดทะเลได้ทำการแยกออกเป็นกรณีต่างๆ ดังที่ได้อธิบายมาแล้วในหัวข้อที่ 3.6 รายละเอียดและผลการวิเคราะห์แสดงในภาคผนวก ง. ลักษณะการวิเคราะห์ที่ได้แยกออกเป็น 2 กรณี คือ กรณีที่ไม่มีเสริมแรง และ กรณีที่มีเสริมแรงด้วยแผ่นใยสังเคราะห์ ไม้ไผ่ และเสาเข็ม ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินระหว่างการก่อสร้าง (เมื่อถมถึงระดับ +1.00 , +2.00 และ +3.00 เมตร) ผลของการเสริมเสาเข็มจะพิจารณาเฉพาะเสาเข็มบริเวณที่อยู่ภายใต้ขอบเขตของคันดินและสมมุติว่าเสาเข็มมีการเคลื่อนตัวในแนวตั้งเท่านั้น ผลการวิเคราะห์แสดงดังตารางที่ 4.3

ตารางที่ 4.3 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพเชิงลาดของคันดินในกรณีต่างๆ

Case No.	Description of Embankment	Moment, M (kN-m./m.)		Factor Safety, F.S.	Resisting Moment of Reinforcement (kN-m./m.)			Factor Safety, F.S.
		Resisting Moment	Driving Moment		With Geotextile	With Bamboo	With Pile	
		M_R	M_D		M_G	M_B	M_P	
1.	ก่อนทำการก่อสร้าง							
	1.1 เมื่อถมดินชั้นที่ 1 (+1.00)	80.613	88.005	0.913	38.41	3.708	**	1.395
	1.2 เมื่อถมดินชั้นที่ 2 (+2.00)	92.022	162.011	0.568	48.3	11.473	**	0.937
	1.3 เมื่อถมดินชั้นที่ 3 (+3.00)	245.147	572.773	0.428	71.3	19.813	130.242	0.831
2.	ระหว่างการก่อสร้าง							
	2.1 เมื่อถมคันดินชั้นที่ 2 โดยที่ให้ลักษณะระดับของดินเดิมเป็นภายหลังจากการถมชั้นที่ 1	4547.056	4969.46	0.915	-	-	427.035	1.000
	2.2 เมื่อถมคันดินชั้นที่ 3 โดยที่ให้ลักษณะระดับของดินเดิมเป็นภายหลังจากการถมชั้นที่ 2	1784.876	2058.680	0.867	-	-	375.413	1.050
3.	ภายหลังเสร็จสิ้นการก่อสร้างแต่ละชั้น							
	3.1 เมื่อถมดินชั้นที่ 1 (+1.00)	581.390	319.270	1.821	-	-	156.108	2.310
	3.2 เมื่อถมดินชั้นที่ 2 (+2.00)	1328.216	1203.094	1.104	-	-	316.639	1.367
	3.3 เมื่อถมดินชั้นที่ 3 (+3.00)	2149.663	2313.954	0.929	-	-	418.663	1.110
4.	จากการ Trial จากตำแหน่งของรอยแยกที่ปรากฏบนผิวของคันดิน	2521.086	1605.787	1.570	-	-	153.811	1.666
5.	เมื่อตัดส่วนที่เป็น Heave ออก (ไม่มีกรงกักเก็บน้ำ)	1993.698	2753.726	0.724	-	-	289.860	0.829

หมายเหตุ

** แนวการวิบัติไม่ได้ตัดผ่านตัวเสาเข็ม

จากผลการวิเคราะห์ที่แยกออกเป็น 2 กรณีหลักๆ สรุปผลได้ดังนี้

4.4.2.1 กรณีคันดินไม่มีการเสริมแรง

ก. จากผลการวิเคราะห์ในกรณีก่อนทำการก่อสร้าง

จากผลการวิเคราะห์โดยที่มีรูปแบบคันดินตามที่ได้ออกแบบไว้ พบว่าเมื่อความสูงของคันดินมีระดับ +1.00 เมตร +2.00 เมตร และ +3.00 เมตร จะมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 0.913, 0.568 และ 0.428 ซึ่งค่าที่ได้นี้ไม่ได้รวมผลของน้ำหนักจรของเครื่องจักรที่เข้าทำงานซึ่งเป็นค่าเสถียรภาพที่ต่ำมาก และจากผลการวิเคราะห์เมื่อความสูงของคันดินมีระดับ +2.00 และ +3.00 เมตร จะมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยลดลงจากการก่อสร้างที่ระดับ +1.00 เมตร ถึง 38% และ 54% ตามลำดับ จากผลดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าคันดินจะเกิดการวิบัติหากไม่มีการปรับเปลี่ยนรูปแบบคันดิน

ข. จากผลการวิเคราะห์ในกรณีที่อยู่ในช่วงระหว่างทำการก่อสร้าง

เมื่อมีการนำส่วนที่เป็น Heave มาพิจารณาให้เป็น Berm พบว่าเมื่อทำการก่อสร้างเพิ่มระดับคันดินถมจาก +1.00 เป็นระดับ +2.00 เมตร และเมื่อทำการก่อสร้างเพิ่มระดับคันดินถมจาก +2.00 เป็นระดับ +3.00 เมตร จะมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ต่ำมาก โดยมีค่าเท่ากับ 0.915 และ 0.867 ตามลำดับ ซึ่งจากผลดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าเมื่อเพิ่มระดับคันดินจะเกิดการวิบัติเช่นเดียวกัน

ค. จากผลการวิเคราะห์ในกรณีทำการก่อสร้างแล้วเสร็จ

จากผลการวิเคราะห์โดยพิจารณาค่าความปลอดภัยเชิงลาดของคันดินถมเมื่อก่อสร้างแล้วเสร็จในแต่ละชั้นคือที่ระดับคันดิน+1.00, +2.00 และ +3.00 เมตร ตามลำดับ จะมีค่าความปลอดภัยเท่ากับ 1.821, 1.104 และ 0.929 ตามลำดับ และแนวการวิบัติทั้งหมดพบว่าจะตัดผ่านบริเวณระหว่างชั้นมวลดินถมกับดินโคลน ทั้งนี้เพราะบริเวณดังกล่าวเป็นจุดอ่อนที่สุดที่มีการเปลี่ยนแปลงกำลังของดิน

ผลการวิเคราะห์เมื่อพิจารณาจากตำแหน่งที่มีรอยแยกเกิดขึ้นบนคันดินโดยพิจารณาจากรูปที่ 4.18 พบว่าจากการ Trial ตำแหน่งของจุดศูนย์กลางและแนวการวิบัติให้ตัดผ่านรอยแยกดังกล่าว จะมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 1.570 ซึ่งถือว่าเป็นค่าค่อนข้างสูง ทั้งนี้เพราะแนวการวิบัติดังกล่าวมีการตัดผ่านตัวคันดิน และเมื่อพิจารณากรณีที่ทำการตัดส่วนของ Heave ออก พบว่าคันดินถมมีค่าความปลอดภัยลดลงจากกรณีที่พิจารณาผลของ Heave เป็น Berm ด้านการวิบัติ โดยมีค่าความปลอดภัยลดลง 46%

4.4.2.2 กรณีคันดินมีการเสริมแรง (Reinforcement)

ก. จากผลการวิเคราะห์ในกรณีก่อนทำการก่อสร้าง

จากผลการวิเคราะห์โดยที่มีรูปแบบคันดินตามที่ได้ออกแบบไว้ พบว่าเมื่อความสูงของคันดินมีระดับ +1.00, +2.00 และ +3.00 เมตร จะให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 1.395, 0.937, และ 0.792 ตามลำดับ ผลการวิเคราะห์ดังกล่าวไม่รวมผลของน้ำหนักจรภายนอกเช่นเดียวกับกรณีที่ไม่มีการเสริมแรง จากผลการวิเคราะห์ดังกล่าวเมื่อความสูงของคันดินมีระดับ +2.00 และ 3.00 เมตร จะมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยคิดเป็น 67% และ 57% ของค่าความปลอดภัยที่ระดับคันดินถม +1.0 เมตรตามลำดับ และเมื่อเปรียบเทียบกับคันดินถมกรณีที่ไม่มีการเสริมแรงที่ระดับต่างพบว่ามีค่าเพิ่มขึ้นเท่ากับ 52%, 65%

และ 85% ตามลำดับ จะเห็นได้ว่าการเสริมแรงด้วยวัสดุต่างๆนั้นช่วยให้มีค่าความปลอดภัยเพิ่มขึ้นสูงมาก แต่ค่าความปลอดภัยดังกล่าวยังคงต่ำอยู่ แสดงให้เห็นว่าคันดินก็ยังเกิดการวิบัติอยู่

ข. ผลการวิเคราะห์ในกรณีที่อยู่ในช่วงระหว่างทำการก่อสร้าง

จากกรณีที่พิจารณาระหว่างการก่อสร้างที่มีการเพิ่มระดับคันดินสูงขึ้นในแต่ละระดับพบว่า เมื่อเพิ่มระดับคันดินสูงขึ้นไปจากระดับ +1.00 เมตร เป็นระดับ +2.00 เมตร และจากระดับคันดิน +2.00 เมตร เป็นระดับ +3.00 เมตร มีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 1.00 และ 1.050 ตามลำดับ จะเห็นได้ว่า มีค่าเพิ่มสูงขึ้นจากกรณีที่ไม่มีการเสริมแรงเท่ากับ 9% และ 21% ตามลำดับ แต่ค่าความปลอดภัยที่ได้จากการวิเคราะห์ดังกล่าวไม่ได้รวมผลของน้ำหนักจากเครื่องจักร หากพิจารณาผลดังกล่าวด้วยจะมีค่าลดลงอีก

เมื่อพิจารณาผลการวิเคราะห์เมื่อให้มีระดับคันดินสูงขึ้นจาก +1.00 เมตร เป็น +2.00 เมตร และจากระดับคันดินสูงขึ้นไปจาก +2.00 เมตร เป็น +3.00 เมตร มีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 0.884 และ 0.792 ตามลำดับ จะเห็นได้ว่ามีค่าลดลงจากผลที่วิเคราะห์เมื่อถมคันดินแล้วเสร็จที่ระดับ +1.00 และ 2.00 เมตร เท่ากับ 46.7% และ 35% ตามลำดับ

ค. ผลการวิเคราะห์ในกรณีทำการก่อสร้างแล้วเสร็จ

จากผลการวิเคราะห์เมื่อถมคันดินแล้วเสร็จที่ระดับ +1.00 และ 2.00 เมตร โดยที่พิจารณา ส่วนของ Heave เป็น Berm ช่วยด้านการวิบัติและพิจารณาส่วนที่จมลงของดินถมลูกรังแทนที่ดินโคลน พบว่ามีค่าความปลอดภัยเชิงลาดเท่ากับ 2.310, 1.367 และ 1.110 ตามลำดับ ซึ่งค่าดังกล่าวบ่งบอกให้เห็นว่าภายหลังการก่อสร้างเสร็จคันดินถมจะไม่เกิดการวิบัติ และเมื่อเปรียบเทียบกับกรณีที่ไม่มีการเสริมแรงด้วยวัสดุต่างๆ จะมีค่าสูงขึ้นในแต่ละระดับของคันดินเท่ากับ 23%, 24% และ 19% ตามลำดับ แต่เมื่อพิจารณาในกรณีที่น่าส่วนที่เป็น Heave ออก พบว่าคันดินถมจะมีค่าความปลอดภัยเท่ากับ 0.829 โดยที่มีค่าความปลอดภัยลดลงจากกรณีที่พิจารณา Berm ด้านการวิบัติซึ่งมีค่าความปลอดภัยลดลงคิดเป็นประมาณ 75%

ผลการวิเคราะห์เมื่อพิจารณาจากตำแหน่งที่มีรอยแยกเกิดขึ้นบนคันดิน พบว่าจากการ Trial ตำแหน่งของจุดศูนย์กลางและแนวการวิบัติให้ตัดผ่านรอยแยกดังกล่าว จะมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 1.666 มีค่าความปลอดภัยเพิ่มขึ้นจากกรณีที่ไม่มีการเสริมแรง 14.5%

จากผลการวิเคราะห์เสถียรภาพในกรณีต่างๆ ที่แสดงในตารางที่ 4.3 เป็นผลการวิเคราะห์ที่ยังไม่ได้รวมถึงผลจากน้ำหนักภายนอก เช่น น้ำหนักจากรถบรรทุกหรือเครื่องจักรบดอัด เป็นต้น ในกรณีที่ไม่มีการเสริมแรงด้วยวัสดุต่างๆ จะเห็นได้ว่าอัตราส่วนความปลอดภัยของคันดินมีค่าต่ำมาก ในส่วนของกรณีที่คันดินมีการเสริมแรง พบว่าจะให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่สูงขึ้น โดยที่เสาเข็มเป็นส่วนที่มีผลให้ค่าความปลอดภัยสูงขึ้นมากที่สุดโดยมีค่าประมาณ 10% – 32% เมื่อเปรียบเทียบกับวัสดุอื่นๆ ในขณะที่แผ่นใยสังเคราะห์และไม้ไผ่เพิ่มขึ้นน้อยมาก ในทางปฏิบัติค่าอัตราส่วนความปลอดภัยในกรณีที่มีการเสริมแรงอาจมีค่าต่ำกว่านี้มาก ทั้งนี้เนื่องมาจากผลของวิธีดำเนินการก่อสร้าง กล่าวคือ ผลของการกดเสาเข็มไม้ที่มีระยะห่างถี่มากและการเข้าไปทำงานของเครื่องจักร มีผลให้เกิดการรบกวนต่อมวลดินเดิมซึ่งทำให้ดินมีกำลังรับแรงเฉือนที่ลดลงอย่างมากและรวมถึงระยะเวลาของการก่อสร้างถมคันดินที่ใช้ระยะเวลาที่รวดเร็วมากแต่เพิ่มน้ำหนักที่เร็วมากซึ่งส่งผลให้เกิดแรงดันน้ำส่วนเกินที่สูงมากเช่นเดียวกัน จากสาเหตุต่างๆที่กล่าวมาล้วนมีผลให้อัตราส่วนความปลอดภัยที่ลดต่ำลงได้อย่างมาก นอกจากนี้ในกรณีทีวิเคราะห์เสถียร

ภาพระหว่างการก่อสร้างและภายหลังการก่อสร้างเป็นการยากที่จะใช้ค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ได้ถูกต้อง ทั้งนี้ เพราะในช่วงดังกล่าวมวลดินฐานรากได้เกิดการวิบัติไปแล้ว

ในส่วนของการเสริมไม้ไผ่และแผ่นใยสังเคราะห์ช่วยให้ดินเดิมมีกำลังรับแรงแบกทานที่สูงขึ้น น้อยมาก แต่วัสดุทั้งสองนี้จะเป็นตัวแยกวัสดุดินถมกับดินเดิมไม่ให้ลुकเคล้ากันและช่วยอุ้มน้ำมวลดินถมไว้ สำหรับการเสริมเสาเข็มไม้จะเป็นวัสดุที่เสริมเพื่อเพิ่มเสถียรภาพให้สูงขึ้น โดยเฉพาะลดการเคลื่อนทางด้านข้างตัวของมวลดินโคลน