

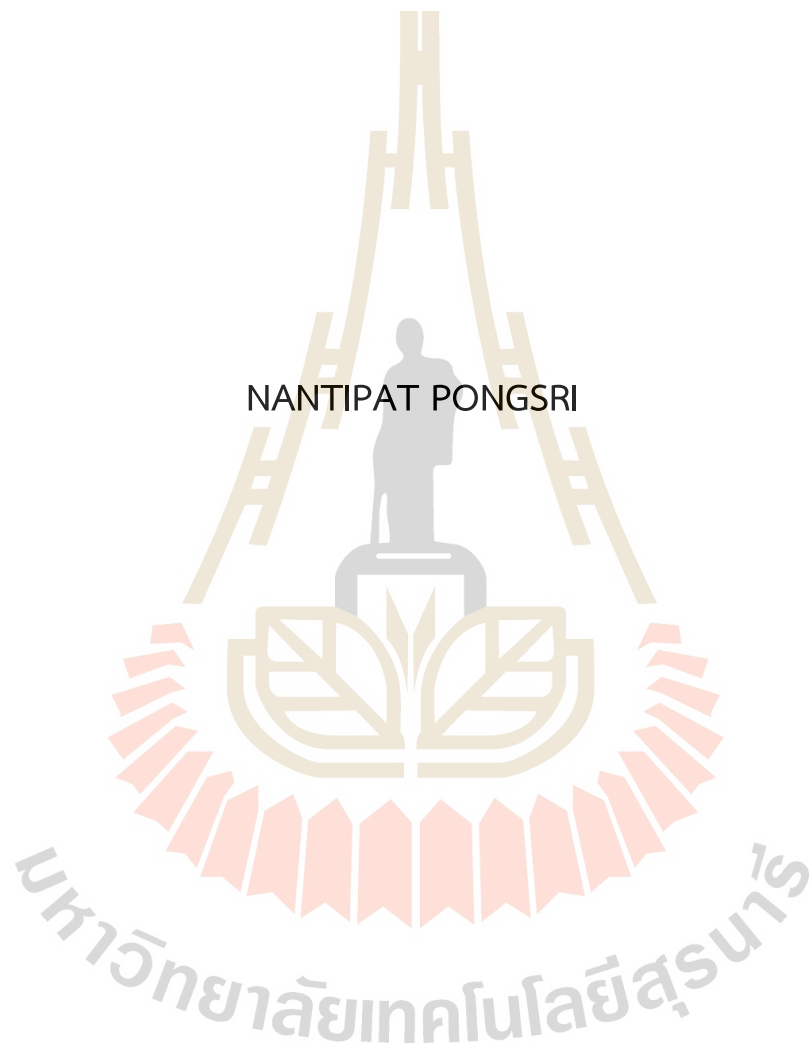
การลดระดับน้ำภายในลาดดินถมในบ่อเหมืองแม่เมาะ
ด้วยระบบลดระดับน้ำแบบบ่อลึก



นายฉันทิพัฒน์ พงษ์ศรี

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธาและการบริหารงานก่อสร้าง
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี
ปีการศึกษา 2568

DEWATERING IN DUMP SLOPE IN THE MAE MOH MINE
USING DEEP WELL SYSTEM




A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the
Degree of Master of Engineering in Civil Engineering and Construction
Management
Suranaree University of Technology
Academic Year 2025

การลดระดับน้ำภายในลาดดินถมในบ่อเหมืองแม่เมาะด้วยระบบลดระดับน้ำแบบบ่อลึก


มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี อนุมัติให้หน่วยวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตาม
หลักสูตรปริญญาโทบริหารธุรกิจ


คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์



.....
(รองศาสตราจารย์ ดร.เชิดศักดิ์ สุขศิริพัฒน์พงศ์)
ประธานกรรมการ



.....
(ศาสตราจารย์ ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข)
กรรมการ (อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์)


.....
(อาจารย์ ดร.อภิรักษ์ บูริตธรรม)
กรรมการ (อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม)


.....
(อาจารย์ ดร.ธีรศักดิ์ เยาวราช)
กรรมการ


.....
(ดร.อภิชาติ สุดดีพงษ์)
กรรมการ


.....
(รองศาสตราจารย์ ดร.ยุพา รักสกุลพิวัฒน์)
รองอธิการบดีฝ่ายวิชาการและประกันคุณภาพ


.....
(รองศาสตราจารย์ ดร.พรศิริ จงกล)
คณบดีสำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

นันทิพัฒน์ พงษ์ศรี : การลดระดับน้ำภายในลาดดินถมในบ่อเหมืองแม่เมาะด้วยระบบลดระดับน้ำแบบบ่อลึก (DEWATERING IN DUMP SLOPE IN THE MAE MOH MINE USING DEEP WELL SYSTEM)

อาจารย์ที่ปรึกษา : ศาสตราจารย์ ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข, 72 หน้า.

คำสำคัญ: น้ำใต้ดินเทียม/พื้นที่ทิ้งดิน/การวิบัติของลาดดินถม/ระบบระบายน้ำแบบบ่อลึก

เหมืองแม่เมาะ จังหวัดลำปาง ประเทศไทย เป็นเหมืองลิกไนต์แบบเปิดที่ใหญ่ที่สุดในเอเชียตะวันออกเฉียงใต้ เมื่อวันที่ 18 มีนาคม 2561 เกิดเหตุการณ์การพังทลายของชั้นดินถมครั้งใหญ่ที่บริเวณพื้นที่ทิ้งดินด้านตะวันตก เนื่องจากมีชั้นน้ำใต้ดินเทียมอยู่ที่บริเวณฐานรากและการระบายน้ำออกไม่เพียงพอ ระดับน้ำใต้ดินเทียมที่อยู่เหนือชั้นดินที่มีค่าความซึมผ่านน้ำต่ำ ทำให้แรงดูดของเมทริกซ์ลดลง ในขณะที่แรงดันน้ำสูงขึ้น ส่งผลให้มวลดินอ่อนตัวลงและความต้านทานต่อแรงเฉือนลดลง การศึกษานี้เป็นการศึกษาประสิทธิภาพของการระบายน้ำเพื่อแก้ปัญหาระดับน้ำใต้ดินเทียมและการปรับปรุงเสถียรภาพของพื้นลาดดินถม โดยการติดตั้งระบบระบายน้ำแบบบ่อลึก (Deep well dewatering) ในบริเวณพื้นที่ที่เกิดการวิบัติ โดยการวางบ่อบสูบน้ำแบบจุ่มเหนือชั้นฐานรากที่เสื่อมสภาพ รูปแบบการทดลองสูบน้ำจะแบ่งเป็น 2 ลักษณะ ได้แก่ การสูบบ่อเดี่ยว (Single Pumping, SP) และการสูบบ่อขนาน (Parallel Pumping, PP) แสดงให้เห็นช่วงการเปลี่ยนแปลงที่สอดคล้องกัน ได้แก่ การลดลงของระดับน้ำในระหว่างการสูบและการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำในช่วงการคืนตัว นอกจากนี้ยังพบว่า เมื่อบ่อสังเกตการณ์ (Observation Wells, OW) ที่อยู่ใกล้บ่อบสูบน้ำจะมีระดับการลดลงมากกว่าบ่อที่อยู่ไกลบ่อบสูบน้ำเนื่องจากค่าความซึมผ่านน้ำของดินที่สม่ำเสมอ การสูบน้ำแบบ PP แสดงให้เห็นถึงประสิทธิภาพที่เหนือกว่า โดยสามารถลดระดับน้ำได้เร็วขึ้นและมีช่วงที่มีประสิทธิภาพกว้างกว่า 40 เมตร เมื่อเปรียบเทียบกับการสูบน้ำแบบ SP ที่มีช่วงประสิทธิภาพกว้าง 20 ถึง 40 เมตร นอกจากนี้ ยังได้ศึกษาอิทธิพลของระยะเวลาการคืนตัวของระดับน้ำที่นานขึ้น (48 และ 96 ชั่วโมง) โดยที่ระดับการคืนตัวของน้ำมีค่าเพิ่มขึ้นร้อยละ 20 ที่ระยะเวลา 96 ชั่วโมง เมื่อเทียบกับที่ระยะเวลา 24 ชั่วโมง การศึกษานี้พิสูจน์ให้เห็นถึงความเหมาะสมในการใช้งานระบบระบายน้ำแบบบ่อลึกในงานดินถมขนาดใหญ่ เหมืองแม่เมาะได้นำผลการวิจัยเหล่านี้ไปใช้ร่วมกับการทำระบบระบายน้ำแบบบ่อลึกได้ เพื่อรักษาเสถียรภาพของพื้นที่ทิ้งดิน และเป็นต้นแบบของแนวทางปฏิบัติด้านการทำเหมืองที่ยั่งยืนทั่วโลก

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธาและบริหารงานก่อสร้าง
ปีการศึกษา 2568

ลายมือชื่อนักศึกษา.....
ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา.....
ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษาร่วม.....

NANTIPAT PONGSRI : DEWATERING IN DUMP SLOPE IN THE MAE MOH MINE
USING DEEP WELL SYSTEM
PROF. SUKSUN HORPIBULSUK, Ph.D. 72 PP.

Keyword: perched water table/waste dump area/landfill slope failure/and deep-well dewatering system

The Mae Moh Mine in Lampang Province, Thailand, is the largest open-pit lignite mine in Southeast Asia. On March 18, 2018, a large-scale failure occurred at its west dumpsite due to water seepage and inadequate drainage in the foundation. The perched water table, formed above less permeable layers, reduced matric suction and increased pore water pressure, weakening the soil mass and lowering its shear strength. This study investigated the efficacy of deep well dewatering to address perched water table reduction and slope stability improvement challenges. A dewatering system was installed in the failure zone, with submerged pumps positioned above the weak foundation. Water level patterns under Single Well Pumping (SP) and Plane Strain Pumping (PP) conditions revealed consistent phases: a negative slope during pumping and a positive slope during recovery. Water level reductions of the observation wells (OW) were greater closer to pumping wells, though heterogeneous soil permeability influenced equidistant wells. PP demonstrated superior efficiency, achieving faster water level reductions and a broader effective range exceeding 40 meters compared to SP's 20 - 40 meters. Longer recovery durations (R = 48 and 96 hours) increased recovery levels by 20% at R = 96 hours compared to 24 hours and this study demonstrates the suitability of deep well dewatering systems for large-scale earth-fill operations. Mae Moh Mine has adopted these findings, implementing dewatering systems to stabilize waste dumps and serve as a model for sustainable mining practices globally.

School of Civil Engineering and
Construction Management
Academic Year 2025

Student's Signature.....
Advisor's Signature.....
Co - advisor's Signature.....

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้จะไม่สำเร็จล่วงได้ ถ้าปราศจากการช่วยเหลือทางจากบุคคลและหน่วยงานต่างๆ ที่เกี่ยวข้อง การกล่าวขอบคุณบุคคลที่มีส่วนช่วยเหลือให้ครบทุกท่านเป็นงานที่ยาก ผู้เขียนต้องขอขมา มา ณ ที่นี้ด้วย หากมิได้กล่าวนามของท่าน

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ ศาสตราจารย์ ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่กรุณาให้โอกาสทางการศึกษา ถ่ายทอดความรู้วิชา และช่วยแก้ปัญหาทั้งในเรื่องวิจัย และการปฏิบัติงานในภาคสนาม ตลอดจนให้กำลังใจแก่ผู้วิจัยมาโดยตลอด

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ อาจารย์ ดร.อภิรักษ์ บุริธรรม อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม ที่กรุณาถ่ายทอดความรู้ทั้งด้านวิชาการและประสบการณ์ ตลอดจนช่วยเหลือและแก้ไขปัญหาของการปฏิบัติงานในภาคสนามรวมทั้งช่วยตรวจทานแก้ไขเรื่องงานวิจัย

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ ดร.อภิชาติ สุดดีพงษ์ ที่กรุณาให้ความรู้และแนวคิดที่เป็นประโยชน์อย่างยิ่ง ตลอดจนให้กำลังใจแก่ผู้วิจัยมาโดยตลอด

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณการไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทยเป็นอย่างสูง ที่ให้ความอนุเคราะห์สถานที่และอุปกรณ์ในการดำเนินการวิจัย ตลอดจนช่วยเหลือแก้ไขปัญหาของการปฏิบัติงานในภาคสนามจนสำเร็จล่วง

ผู้วิจัยขอขอบคุณ พี่น้องบัณฑิตศึกษาทุกท่าน ที่ให้คำปรึกษาด้านวิชาการและประสบการณ์ ตลอดจนให้กำลังใจแก่ผู้วิจัยมาโดยตลอด

ท้ายนี้ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ บิดา มารดา ที่ให้การเลี้ยงดูอบรมและส่งเสริมการศึกษาเป็นอย่างดีมาตลอด และเป็นกำลังใจให้ข้าพเจ้าเสมอมา

นนทิพัฒน์ พงษ์ศรี

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อ (ภาษาไทย).....	ก
บทคัดย่อ (ภาษาอังกฤษ).....	ข
กิตติกรรมประกาศ.....	ค
สารบัญ.....	ง
สารบัญ (ต่อ)	จ
สารบัญตาราง.....	ฉ
สารบัญรูป	ช
สารบัญรูป(ต่อ)	ซ
สารบัญรูป(ต่อ).....	ฅ
บทที่	
1 บทนำ.....	1
1.1 ที่มาของปัญหา / สถานภาพปัจจุบันและความสำคัญของสิ่งที่ประเด็นปัญหา	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย	5
1.3 เป้าหมายของงานวิจัย	5
1.4 ขอบเขตในการดำเนินการวิจัย (Scope of Research) / สถานที่ดำเนินการวิจัยและ พัฒนา.....	6
1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	6
2 บริทัศน์วรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	7
2.1 สาเหตุของการวิบัติของลาดดิน.....	7
2.2 เสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและเสถียรภาพที่ระยะเวลาอนันต์.....	8
2.2.1 งานดินถม	8
2.2.1 การวิเคราะห์สำหรับกรณี $\phi=0$ (วิธีความเค้นรวม).....	8
2.3 การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวในแนวระนาบ.....	10
2.4 การวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดิน.....	12
3 วิธีการดำเนินการวิจัย.....	18
3.1 วัสดุที่ใช้ในงานวิจัย.....	18
3.2 งานวิจัยส่วนที่ 1.....	19
3.1.1 เงื่อนไขการก่อสร้างระบบระบายน้ำแบบบ่อลึก	21

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
3.1.2 ขั้นตอนการก่อสร้างระบบระบายน้ำแวนดิง.....	22
3.1.3 การก่อสร้างบ่อสังเกตการณ์.....	25
3.3 งานวิจัยส่วนที่ 2.....	26
3.4 งานวิจัยส่วนที่ 3.....	27
4 ผลการศึกษาและการวิเคราะห์	28
4.1 อิทธิพลการสูบน้ำแบบป้อนเดียว (Single Pumping, SP) ต่อการเปลี่ยนแปลงของ ระดับน้ำใต้ดินที่ระยะเวลาการคืนตัว (Recovery Period, R) 24 ชั่วโมง	28
4.2 อิทธิพลการสูบน้ำแบบขนาน (Parallel Pumping, PP) ต่อการเปลี่ยนแปลงของ ระดับน้ำใต้ดินที่ระยะเวลาการคืนตัว (Recovery Period, R) 24 ชั่วโมง	31
4.3 อิทธิพลของระยะเวลาการคืนตัวต่อการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดินภายใต้เงื่อนไข การสูบน้ำแบบ PP	34
4.4 อิทธิพลของระยะทางที่มีประสิทธิภาพสำหรับเงื่อนไขการสูบน้ำแบบ SP และการ สูบน้ำแบบ PP	38
4.5 สมการการทำนายการคืนตัวของระดับน้ำหลังการสูบน้ำแบบ SP และการสูบน้ำแบบ PP	39
5 สรุปผลการวิจัย	45
บรรณานุกรม	47
ภาคผนวก ก	49
ประวัติผู้เขียน	72

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
3.1 ตำแหน่งพิกัดระดับความสูงของการก่อสร้างบ่อ PW และ OW ในพื้นที่ศึกษา	20
3.2 ตำแหน่งพิกัดระดับความสูงของการก่อสร้างบ่อ OW ในพื้นที่ศึกษา.....	20



สารบัญรูป

รูปที่	หน้า
1.1 เครื่องไพรยดินขนาดใหญ่ (Spreader)	1
1.2 (ก) การวิบัติของลาดดินถมด้านตะวันตกในบ่อเหมืองแม่เมาะ (ข) ตำแหน่งการเจาะสำรวจรอบบริ เวรพื้นที่วิบัติของลาดดินถมด้านตะวันตกในบ่อเหมืองแม่เมาะ	2
1.3 (ก) ดินเหนียวที่พบบริเวณฐานของลาดดินถม (ข) กระแสน้ำพุ่งเมื่อทำการเจาะสำรวจในพื้นที่... พังทลาย	3
1.4 บริเวณพื้นที่พังทลาย	4
1.5 ตำแหน่งหลุมที่พิจารณาเพื่อศึกษาพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน	4
1.6 ตำแหน่งพื้นที่พังทลายที่ใช้ศึกษาในงานวิจัย	6
2.1 ลักษณะการวิบัติของลาดดิน	8
2.2 การวิเคราะห์สำหรับกรณี $\phi=0$	9
2.3 สัมประสิทธิ์ความเสถียรภาพของ Taylor สำหรับกรณี $\phi=0$ (Taylor, 1937).....	10
2.4 การวิบัติแบบระนาบ.....	11
2.5 แหล่งน้ำใต้ดินแบบอิสระ	12
2.6 แหล่งน้ำใต้ดินแบบถูกจำกัด	12
2.7 แหล่งน้ำใต้ดินเทียม (Perched Aquifer)	13
2.8 ลักษณะของชั้นน้ำบาดาลเทียม (Perched water table).....	13
2.9 ผลกระทบของอัตราส่วนของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินด้านบนต่อชั้นดินด้านล่าง.....	14
2.10 ผลกระทบของจำนวนชั้นน้ำบาดาลเทียมต่ออัตราส่วนความปลอดภัยของลาดดิน (Huat et al., 1999)	15
2.11 ผลกระทบของตำแหน่งชั้นน้ำบาดาลเทียมต่ออัตราส่วนความปลอดภัยของลาดดิน (Huat et al., 1999).....	15
2.12 ระบบระบายน้ำใต้ดินแบบบ่อลึก (Joint Departments of the Army, the Air Force, and the Navy, USA, 1983)	16
2.13 ระบบระบายน้ำใต้ดินแบบบ่อลึกร่วมกับสุญญากาศ (Joint Departments of the Army, the Air Force, and the Navy, USA, 1983).....	16
3.1 ท่อเหล็กเจาะร่องและท่อเหล็กตันเคลือบสังกะสี มาตรฐานอุตสาหกรรมไทย 18	
3.2 รถขุดเจาะบ่อน้ำบาดาลแบบตีนตะขาบ	18
3.3 ชุดปั๊มสูบน้ำแบบจุ่มลงบ่อลึก (Submersible Pump)	19
3.4 ชุดตู้ควบคุมปั๊มสูบน้ำและเครื่องปั่นไฟ.....	19

สารบัญรูป(ต่อ)

รูปที่	หน้า
3.5 เครื่องวัดระดับน้ำบ่อลึก	19
3.6 รูปแบบการทดลองก่อสร้างระบบระบายแบบบ่อลึกในพื้นที่ศึกษา.....	21
3.7 รูปแบบการก่อสร้างบ่อลึกต้นแบบในพื้นที่ศึกษา.....	22
3.8 เตรียมพื้นที่บริเวณงานก่อสร้างขุดเจาะ	23
3.9 ตรวจสอบเครื่องจักรและวัสดุที่ใช้ในงานขุดเจาะ	23
3.10 ดำเนินการขุดเจาะในพื้นที่ศึกษา	23
3.11 ตรวจสอบความลึกของระดับน้ำ พร้อมเก็บเศษตัวอย่าง ในระหว่างดำเนินการขุดเจาะ.....	24
3.12 เมื่อดำเนินการขุดเจาะถึงระดับ 123 เมตร ทำการติดตั้งท่อเหล็ก มอก. ขนาด 101.6 มม. ที่พันรอบด้วยแผ่นใยสังเคราะห์ Geotextile.....	24
3.13 ดำเนินการเป่าล้างบ่อและทดสอบการสูบน้ำ ก่อนการติดตั้งปั๊มสูบน้ำ.....	24
3.14 ดำเนินการติดตั้งปั๊มสูบน้ำขนาด 1.5 แรงม้า (อัตราการสูบน้ำเท่ากับ 1000 ลิตร/ชั่วโมง)	25
3.15 วางท่อระบายน้ำแนวราบ และทำความสะอาดบริเวณพื้นที่ทดสอบ.....	25
3.16 การก่อสร้างระบบบ่อลึกสังเกตการณ์เพิ่มเติมในพื้นที่ศึกษา.....	26
3.17 การสูบน้ำแบบบ่อเดี่ยว (Single Pumping) และการสูบน้ำแบบทั้งระนาบ (Plane Strain Pumping).....	27
4.1 การเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำภายใต้อิทธิพลจากการสูบน้ำแบบ SP ที่บ่อ PW 2 ที่ R = 24 ชั่วโมง.....	29
4.2 ระนาบการลดลงของระดับน้ำเทียบกับระดับน้ำใต้ดินเดิมใน zone 1 ภายใต้อิทธิพลจากการสูบน้ำแบบ SP ที่บ่อ PW2 ที่ R = 24 ชั่วโมง.....	30
4.3 การเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำภายใต้อิทธิพลจากการสูบน้ำแบบ PP ที่บ่อ PW1 PW2 และ PW3 ใน zone 1 ที่ R = 24 ชั่วโมง.....	31
4.4 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ของการสูบน้ำและการคืนตัวใน 1 รอบการสูบน้ำภายใต้..... อิทธิพลจาก (ก) การสูบน้ำแบบ SP และ (ข) การสูบน้ำแบบ PP ที่ R = 24 ชั่วโมง	32
4.5 การเปรียบเทียบระนาบการลดลงของระดับน้ำหลังการสูบน้ำภายใต้อิทธิพลจากการสูบน้ำแบบ SP และการสูบน้ำแบบ PP ที่ R = 24 ชั่วโมง	33
4.6 การเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำภายใต้อิทธิพลจากการสูบน้ำแบบ PP ที่บ่อ PW1 PW2 และ PW3	34
4.7 ความสัมพันธ์ของระดับน้ำและระยะเวลาใน 1 รอบการสูบน้ำของบ่อ PW1 ภายใต้อิทธิพลจากการสูบน้ำแบบ PP ที่ (ก) R = 24, 48 และ 96 ชั่วโมง.....	35

สารบัญรูป(ต่อ)

รูปที่	หน้า	
4.8	อิทธิพลของจำนวนรอบสูบต่อ (ก) ระยะเวลาการสูบ (ข) ระดับการคืนตัวที่ $R = 24$ ชั่วโมงภายใต้อิทธิพลจากการสูบแบบ SP ที่บ่อ PW2.....	36
4.9	การเปรียบเทียบอิทธิพลของจำนวนรอบการสูบต่อการลดลงของระดับน้ำหลังการคืนตัวที่ $R = 24$ ชั่วโมง ภายใต้การสูบแบบ SP และการสูบแบบ PP.....	37
4.10	การเปลี่ยนแปลงระดับน้ำหลังการสูบที่หน้าตัดตามยาว และตามขวาง.....	39
4.11	ความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนแปลงของปริมาณน้ำใต้ดิน และระยะเวลาคืนตัวของทุกบ่อ PW และ OW ภายใต้อิทธิพลจาก (ก) การสูบแบบ SP และ (ข) การสูบแบบ PP ที่ $R = 24$ ชั่วโมง	40
4.12	ความสัมพันธ์ของ $Tr/\Delta V_r$ และ Tr ของทุกบ่อ PW และ OW ภายใต้อิทธิพลจาก (ก) การสูบแบบ SP และ (ข) การสูบแบบ PP ที่ $R = 24$ ชั่วโมง.....	41
4.13	ความสัมพันธ์ของ $Tr/\Delta V_r$ และ Tr ภายใต้อิทธิพลจากการสูบแบบ PP ของบ่อ (ก) PW1 (ข) PW2 และ(ค) PW3 ภายใต้อิทธิพลจากที่ $R = 24, 48$ และ 96 ชั่วโมง.....	43
4.14	การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ของ ΔV_r และ Tr จากการตรวจวัดภาคสนามภายใต้การสูบแบบ SP และจากการทำนายโดยใช้สมการ $Tr/\Delta V_r$ และ Tr ภายใต้การสูบแบบ PP ของบ่อ OW1 ที่ $R = 24$	44

บทที่ 1 บทนำ

1.1 ที่มาของปัญหา / สถานภาพปัจจุบันและความสำคัญของสิ่งที่เป็นประเด็นปัญหา

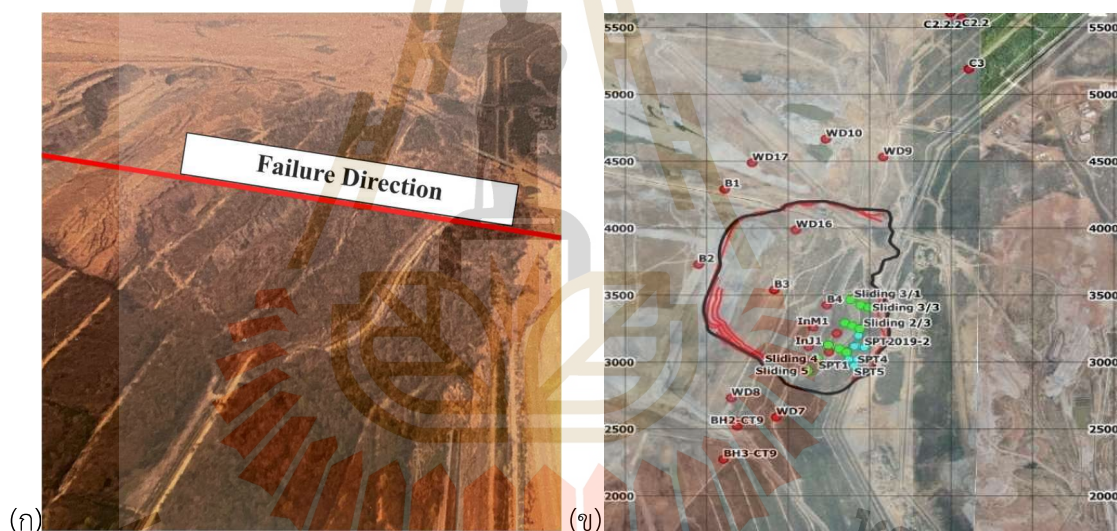
เหมืองแม่เมาะ การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย (กฟผ.) เป็นหนึ่งในเหมืองถ่านหินลิกไนต์ที่สำคัญที่สุดในประเทศไทยและภูมิภาคเอเชียตะวันออกเฉียงใต้ ตั้งอยู่ในอำเภอแม่เมาะ จังหวัดลำปาง การดำเนินงานของเหมืองแม่เมาะเริ่มต้นในปี พ.ศ. 2498 เหมืองแห่งนี้ทำหน้าที่เป็นผู้จัดหาถ่านหินลิกไนต์เพื่อใช้เป็นเชื้อเพลิงในการผลิตกระแสไฟฟ้า เฉลี่ยวันละ 45,000 ตัน หรือประมาณ 16 ล้านตันต่อปี สามารถผลิตไฟฟ้าได้กว่า 2,200 เมกะวัตต์ และได้มีการพัฒนาและขยายกำลังการผลิตอย่างต่อเนื่องตลอดหลายทศวรรษที่ผ่านมา เพื่อรองรับความต้องการพลังงานไฟฟ้าของประเทศ โดยใช้เทคโนโลยีและเครื่องจักรที่ทันสมัยในการขุดและขนย้ายถ่านหินจากชั้นดินที่มีความลึกต่างๆ การดำเนินงานของเหมืองมีการวางแผนและควบคุมอย่างเป็นระบบเพื่อลดผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมและชุมชนโดยรอบเหมืองแม่เมาะครอบคลุมพื้นที่ประมาณ 135 ตารางกิโลเมตร และมีพื้นที่ปฏิบัติการกว้างขวางถึง 32 ตารางกิโลเมตร และพื้นที่สำหรับทิ้งดินภายนอกที่ครอบคลุม 42 ตารางกิโลเมตร

ตามแผนระยะยาวของการไฟฟ้าฝ่ายผลิต (กฟผ.) ระบุว่า ในอีก 40 ปีข้างหน้า เหมืองแม่เมาะจะถูกขุดลงไปถึงระดับความลึก 500 เมตรใต้ผิวดิน ซึ่งถือเป็นเหมืองลิกไนต์แบบเปิดที่ลึกที่สุดในโลก โดยเหมืองแม่เมาะจะขุดแร่ลิกไนต์และทำการแยกกากดินออก จากนั้นขนย้ายกากดินโดยใช้ระบบสายพานลำเลียงไปยังพื้นที่ทิ้งดินที่กำหนด จัดการกากดินเหล่านี้โดยใช้เครื่องโปรยดินขนาดใหญ่ (Spreader) แสดงดังรูปที่ 1.1 กระจายดินออกไปเป็นบริเวณกว้างโดยไม่ต้องบดอัดให้แน่น เมื่อระยะเวลาผ่านไปส่งผลให้กากดินที่ทับถมทับสูงถึง 260 เมตร จากระดับพื้นดินเดิม



รูปที่ 1.1 เครื่องโปรยดินขนาดใหญ่ (Spreader)

เมื่อวันที่ 18 มีนาคม 2561 ในช่วงฤดูร้อนของประเทศไทย เกิดเหตุการณ์การพังทลายของชั้นดินถมครั้งใหญ่ที่บริเวณพื้นที่ทิ้งดินด้านตะวันตก ที่ระดับความสูง 135 เมตร เหนือพื้นที่ดินเดิม (ที่ระดับความสูง 330 เมตร เหนือระดับน้ำทะเลปานกลาง) การพังทลายของดินถมส่งผลกระทบต่อพื้นที่ประมาณ 1.56 ตารางกิโลเมตร (มีความยาว 1.2 กิโลเมตร และกว้าง 1.3 กิโลเมตร) หรือคิดเป็นปริมาณดินเท่ากับ 70 ล้านลูกบาศก์เมตร ดังแสดงในรูปที่ 1.2 ส่งผลให้เสถียรภาพของพื้นที่ทิ้งดินกลายเป็นปัญหาสำคัญสำหรับ กฟผ. จำเป็นต้องทำการตรวจสอบทางธรณีเทคนิคอย่างเร่งด่วนและดำเนินมาตรการแก้ไขเพื่อให้แน่ใจว่าพื้นที่ทิ้งดินจะปลอดภัยแม้ว่าจะเกิดทรุดตัวต่อเนื่อง พื้นที่ทิ้งดินยังคงมีความสำคัญต่อการดำเนินการขุดถ่านหิน เนื่องจากพื้นที่ปฏิบัติการภายในเหมืองมีจำกัด ดังนั้นการแก้ไขปัญหาเสถียรภาพในบริเวณพื้นที่ทิ้งดินนั้นจึงมีความจำเป็นอย่างยิ่ง ดังนั้น กฟผ. จึงได้ดำเนินการตรวจสอบภายหลังการพังทลายด้วยการทดสอบเจาะดินและติดตั้งเครื่องมือภาคสนามทั่วบริเวณที่พังทลาย โดยเน้นที่บริเวณที่พังทลายเป็นพิเศษเพื่อระบุสาเหตุของการพังทลาย (ตำแหน่งการเจาะดินแสดงในรูปที่ 1.2(ข) ได้แก่ เครื่องวัดความสั่นสะเทือน บ่อน้ำสังเกตการณ์ และเครื่องวัดการทรุดตัว ทั่วบริเวณพื้นที่เพื่อระบุสาเหตุของการพังทลายของชั้นดินถม



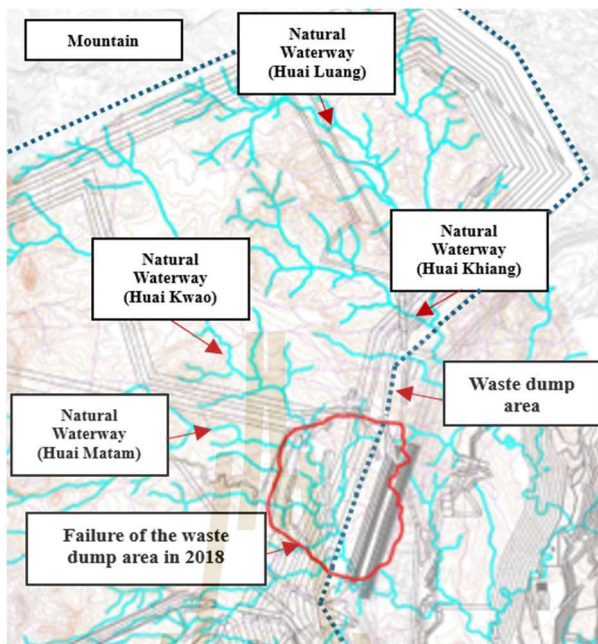
รูปที่ 1.2 (ก) การวิบัติของลาดดินถมด้านตะวันตกในบ่อเหมืองแม่เมาะ (ข) ตำแหน่งการเจาะสำรวจรอบบริเวณพื้นที่วิบัติของลาดดินถมด้านตะวันตกในบ่อเหมืองแม่เมาะ

จากการตรวจสอบสถานที่เบื้องต้นทางกองธรณีวิทยาเหมืองแม่เมาะได้ระบุว่าการพังทลายครั้งนี้เกิดจากชั้นดินเหนียวบริเวณฐานของพื้นที่ทิ้งดินที่เกิดจากการเคลื่อนตัว (Mudflow) ซึ่งยืนยันได้จากดินเหนียวที่พบบริเวณฐานของลาดดินถมหลังการพังทลาย แสดงดังรูปที่ 1.3(ก) และพบกระแสน้ำพุ่งเมื่อทำการเจาะสำรวจในพื้นที่พังทลาย แสดงดังรูปที่ 1.3(ข) หลักฐานนี้ได้รับการบันทึกไว้ในการศึกษาของ Hoy et al. (2024) นอกจากนี้ยังพบว่า เป็นระยะเวลามากกว่าสองปีหลังจากเกิดการพังทลาย ยังคงมีน้ำไหลผ่านรอยแตกภายในบริเวณพื้นที่พังทลาย

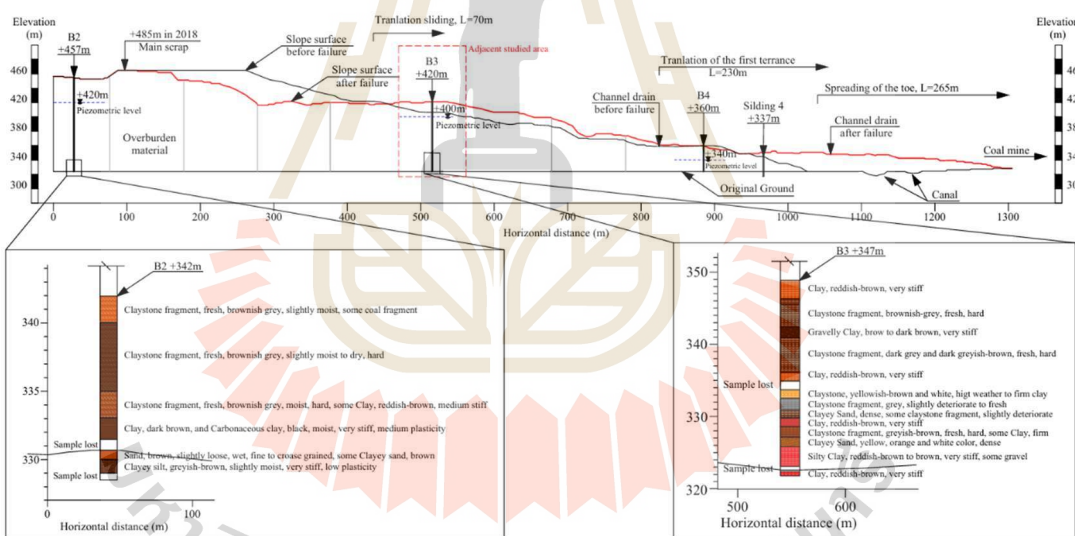


รูปที่ 1.3 ดินเหนียวที่พบบริเวณฐานของลาดดินถม

นอกจากนี้ กฟผ. ยังระบุว่า การพังทลายอาจจะเกิดจากการสะสมของชั้นน้ำในดินถม โดยเฉพาะบริเวณฐานราก เนื่องจากในช่วงแรกของการถมดิน ผู้รับเหมาได้ถมดินทับทางน้ำเดิมและนาข้าว ด้วยรถบรรทุก (Truck dump) แสดงดังรูปที่ 1.4 และปล่อยให้ดินถมดังกล่าวไว้เป็นเวลานานจนกระทั่งเกิดการสะสมของน้ำ แล้วจึงก่อสร้างชั้นดินถมชั้นถัดไปด้วยเครื่องกระจายดิน (Spreader) ด้วยเหตุนี้เอง ดินถมชั้นแรก (ด้านฐาน) จึงเปลี่ยนสภาพเป็นดินเหนียวในสภาวะอิ่มตัวภายใต้น้ำหนักกดทับ การถมดินบนทางน้ำธรรมชาติร่วมกับการซึมของน้ำฝนเข้าไปในชั้นดินถม อาจทำให้เกิดระดับน้ำใต้ดินเทียมที่อยู่เหนือระดับน้ำใต้ดินตามธรรมชาติ น้ำใต้ดินเทียมจะเกิดขึ้นภายในชั้นดินถมที่มีลักษณะการบดทับที่ไม่สม่ำเสมอโดยมีค่าการซึมผ่านแตกต่างกัน ซึ่งเป็นลักษณะที่สังเกตได้ในบริเวณพื้นที่ทั้งดินเหมือนแม่เกาะ ระดับน้ำใต้ดินเทียมที่ตรวจสอบได้ (วัดด้วยเครื่องมือภาคสนามที่ควบคุมโดย กฟผ.) แสดงดังรูปที่ 1.5 การค้นพบนี้สอดคล้องกับการศึกษาของ Steiakakis et al., 2009



รูปที่ 1.4 บริเวณพื้นที่พังทลาย



รูปที่ 1.5 ตำแหน่งหลุมที่พิจารณาเพื่อศึกษาพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน

การพังทลายของชั้นดินถม มักได้รับอิทธิพลจากปัจจัยต่างๆ เช่น ระดับน้ำใต้ดินเทียม เสถียรภาพของชั้นดินถมต่ำและความดันน้ำสูง Richards et al. (1981) กล่าวว่าไว้ว่า ระดับน้ำใต้ดินเทียมเกิดจากมวลน้ำไหลซึมลงสู่ด้านล่างของชั้นดินถมและสะสมอยู่เหนือชั้นดินที่มีค่าความซึมผ่านน้ำต่ำ ส่งผลให้

ความแข็งแรงของดินลดลงและทำให้เสถียรภาพความลาดชันไม่มั่นคง Steiakakis et al. (2009) ยังตั้งข้อสังเกตว่าชั้นดินเหนียวในสภาวะอิ่มตัวจะเสี่ยงต่อการพังทลายสูงภายใต้สภาวะที่ไม่มี การระบายน้ำ ทำให้แรงดันน้ำในรูพรุนเพิ่มขึ้นทำให้เสถียรภาพของชั้นดินถมที่ฐานรากลดลง และท้ายสุด ก่อให้เกิดวิบัติในพื้นที่ลาดดินถม ในรูปแบบ Active wedges และ Passive wedges

จากการศึกษางานวิจัยในอดีต พบว่า มีงานวิจัยมากมายได้ศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมและ เสถียรภาพของลาดดินในพื้นที่เหมือง แสดงให้เห็นว่า การพังทลายของชั้นดินถมมักเกิดจากการซึม ผ่านของน้ำควบคู่กับการที่ไม่สามารถระบายน้ำออกจากชั้นดินถมได้อย่างเหมาะสม สภาวะเช่นนี้สร้างความดันน้ำในรูพรุนมากเกินไป ส่งผลให้เสถียรภาพของลาดดินถมลดลง กรณีส่วนใหญ่ของการวิบัติ จะเกิดขึ้นตามขอบเขตของวัสดุดินถมและดินธรรมชาติที่อยู่ด้านล่าง โดยเฉพาะเมื่อชั้นดินถมเหล่านี้มี ลักษณะการซึมผ่านน้ำและความต้านทานแรงเฉือนที่แตกต่างกัน เนื่องจากความเสถียรของลาดดินถม และการดูดซับของเมทริกซ์ลดลง ทำให้ความดันน้ำในรูพรุนภายในชั้นดินถมเพิ่มขึ้น (การลดลงของ ความเครียดที่มีประสิทธิภาพภายในมวลดิน)

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ในการศึกษาความเป็นไปได้ของการติดตั้งระบบระบายน้ำแบบบ่อลึก (Pumping well) ในภาคสนาม เพื่อระบายน้ำภายในลาดดินถมด้านตะวันตกของเหมืองแม่เมาะ พื้นที่ ศึกษาจะอยู่ในบริเวณพังทลายของชั้นดินถมในปี พ.ศ. 2561 และจะจำกัดเฉพาะในพื้นที่ที่มีการสะสม ของน้ำใต้ผิวดิน ทำการติดตั้งระบบระบายน้ำแบบบ่อลึกและวางบีมสูบน้ำ (Submersible Pump) สูง กว่าฐานรากดินเดิมเล็กน้อย ทำการทดลองสูบน้ำ 2 ลักษณะ ได้แก่ การสูบบ่อเดี่ยว (Single Pumping, SP) และการสูบพร้อมกันทั้งสามหลุม (Parallel Pumping, PP) และทดลองสูบน้ำโดย ปรับระยะเวลาและสภาวะการสูบน้ำในรูปแบบต่างๆ เพื่อกำหนดวิธีที่มีประสิทธิภาพสูงสุดในการลด ระดับน้ำใต้ดิน และได้รับความอนุเคราะห์จากทาง กฟผ. ในการดำเนินงานติดตั้งบ่อสังเกตการณ์ (Observation well) โดยรอบของบ่อสูบน้ำ การทดลองภาคสนามได้สำเร็จลุล่วง และได้รับการยืนยัน ว่าระดับน้ำลดลงอย่างมีนัยสำคัญ

1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

- 1) เพื่อศึกษาประสิทธิภาพของการลดระดับน้ำของระบบลดระดับน้ำแบบบ่อลึกในชั้นน้ำบาดาล เทียมภายในลาดดินถม
- 2) เพื่อศึกษาประสิทธิภาพของลักษณะการลดระดับน้ำในรูปแบบต่างๆ เพื่อเพิ่มเสถียรภาพของ ลาดดินถม
- 3) เพื่อศึกษาปัจจัยที่เหมาะสมสำหรับการลดระดับน้ำเพื่อเพิ่มเสถียรภาพของลาดดินถม

1.3 เป้าหมายของงานวิจัย

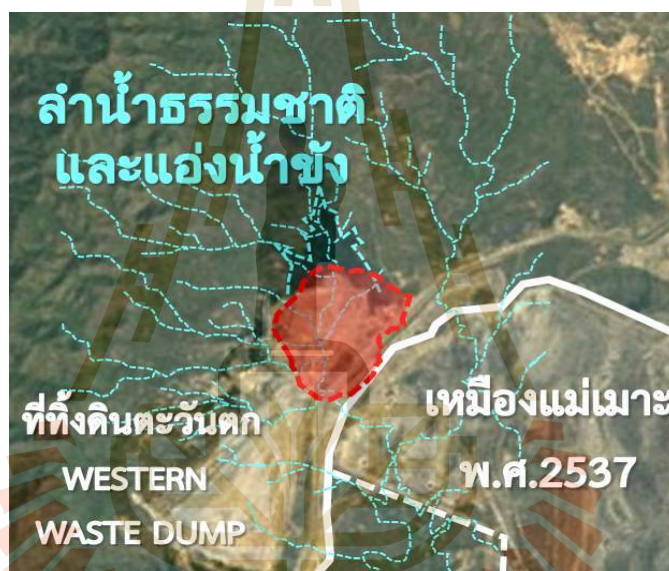
- 1) ทราบถึงอิทธิพลของระยะห่างต่อประสิทธิภาพของการลดระดับน้ำ
- 2) ทราบถึงอิทธิพลของลักษณะการสูบต่อประสิทธิภาพของการลดระดับน้ำ
- 3) ทราบถึงอิทธิพลของระยะเวลาการคืนตัวต่อประสิทธิภาพของการลดระดับน้ำ
- 4) สามารถกำหนดจำนวนรอบการสูบให้สอดคล้องกับความสามารถในการปฏิบัติงานจริง

1.4 ขอบเขตในการดำเนินการวิจัย (Scope of Research) / สถานที่ดำเนินการวิจัย และพัฒนา

พื้นที่ศึกษาจะอยู่ในบริเวณพังทลายของชั้นดินถมในปี พ.ศ. 2561 และจะจำกัดเฉพาะในพื้นที่ที่มีการสะสมของน้ำผิวดินด้านบนของพื้นที่พังทลาย โดยมีขอบเขตการวิจัยดังนี้

1) การศึกษาในระดับภาคสนาม เป็นการศึกษาความเป็นไปได้ของการติดตั้งและการประเมินประสิทธิภาพของระบบลดระดับน้ำแบบบ่อลึก ประกอบด้วย การทดลองก่อสร้างระบบลดระดับน้ำแบบบ่อลึกพร้อมดำเนินการสูบทดลองในพื้นที่ศึกษาที่ตรวจพบชั้นน้ำบาดาลเทียม และตรวจวัดระดับน้ำใต้ดินและความดัน

2) การวิเคราะห์เสถียรภาพหลังติดตั้งระบบลดระดับน้ำแบบบ่อลึก จากผลการตรวจวัดระดับน้ำและความดันน้ำในสนาม



รูปที่ 1.6 ตำแหน่งพื้นที่พังทลายที่ใช้ศึกษาในงานวิจัย

1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1) สามารถพัฒนาสมการทำนายระดับการคืบตัวของน้ำใต้ดินที่เวลาคืบตัวใดๆ หลังจากการสูบแล้วเสร็จ ซึ่งมีประโยชน์อย่างมากในการบริหารจัดการระยะเวลาที่เหมาะสมสำหรับการดำเนินการสูบน้ำในภาคสนาม

2) เพื่อให้สามารถกำหนดจำนวนรอบการสูบให้สอดคล้องกับความสามารถในการปฏิบัติงานจริง

3) ทราบถึงวิธีการติดตั้งระบบระบายน้ำแบบบ่อลึกเพื่อลดระดับน้ำในชั้นน้ำใต้ดินเทียมและเพิ่มเสถียรภาพของลาดดินถมอย่างมีประสิทธิภาพ

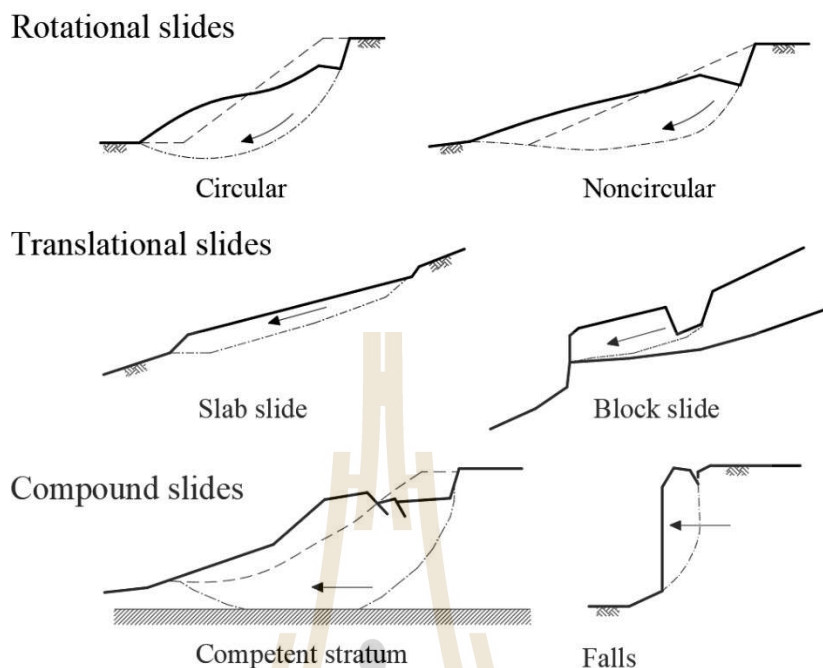
บทที่ 2

ปรีทัศน์วรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 สาเหตุของการวิบัติของลาดดิน

การวิบัติของลาดดินอาจเกิดจากปัจจัยภายนอกและภายใน ปัจจัยภายนอกได้แก่สาเหตุที่ทำให้เกิดการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงเฉือนในขณะที่กำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุคงเดิม การวิบัติอาจเกิดเนื่องจากการเพิ่มความชันของลาดดินถม และแผ่นดินไหว เป็นต้น ปัจจัยภายในได้แก่สาเหตุที่ทำให้เกิดความเคลื่อนตัวของมวลดินโดยปราศจากการเปลี่ยนแปลงความชันและหน่วยแรงเฉือนในวัสดุลาดดิน สาเหตุนี้เกิดเนื่องมาจากการลดลงของกำลังต้านทานแรงเฉือนซึ่งอาจเกิดจากการเพิ่มขึ้นของความดันโพรง การชะล้างของเกลือ (Leaching of salt) การแตกสลายของพันธะเชื่อมประสานธรรมชาติ (Breakage of cementation bonds) และการแลกเปลี่ยนประจุ (Ion exchange) เป็นต้น นอกจากนี้ปัจจัยหลักทั้งสองแล้วยังมีปัจจัยอื่นๆ อีก ได้แก่ การลดลงของระดับน้ำอย่างรวดเร็ว (Rapid drawdown) และการสึกกร่อนของผิวดิน เป็นต้น

ลักษณะการวิบัติของลาดดินมีด้วยกันสามลักษณะใหญ่ๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.1 ได้แก่ 1) การเคลื่อนตัวแบบ Rotational slip ซึ่งระนาบวิบัติอาจเป็นส่วนโค้งวงกลม (Circular rotational slip) หรือส่วนโค้งที่ไม่เป็นวงกลม (Non-circle) โดยทั่วไป การเคลื่อนตัวแบบส่วนโค้งที่ไม่เป็นวงกลมมักพบในดินที่มีคุณสมบัติไม่สม่ำเสมอ (Non-homogenous) 2) การลื่นไหลแบบ Transitional slip และ 3) การเคลื่อนตัวแบบ Compound slip การเคลื่อนตัวทั้งสองลักษณะนี้มักเกิดกับชั้นดินอ่อนที่วางตัวอยู่เหนือชั้นดินแข็งหรือหิน ระนาบวิบัติจะเกิดระหว่างรอยต่อของชั้นดินทั้งสอง การเคลื่อนตัวแบบ Transitional slip มักเกิดเมื่อชั้นดินแข็งหรือชั้นหินอยู่ต่ำกว่าผิวดินไม่มากนัก ระนาบการวิบัติมีแนวโน้มที่จะเกิดในแนวขนานกับชั้นดินแข็งหรือชั้นหิน ส่วนการเคลื่อนตัวแบบ Compound slip มักเกิดเมื่อชั้นดินหรือชั้นหินอยู่ที่ระดับลึก ดังนั้น การเคลื่อนตัวจึงเป็นการผสมของส่วนโค้งและระนาบ



รูปที่ 2.1 ลักษณะการวิบัติของลาดดิน

2.2 เสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและเสถียรภาพที่ระยะเวลานานันต์

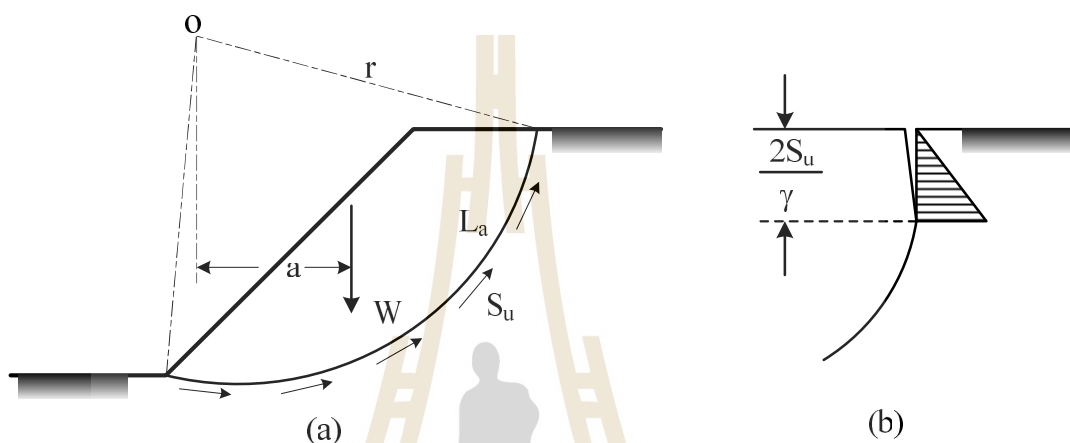
การวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินจะต้องกระทำในสองกรณี คือเสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง (End of construction) และเสถียรภาพเป็นระยะเวลานานันต์ (Long term condition) เมื่อมีการก่อสร้างทั้งงานดินชุดหรืองานดินถมจะเกิดการเปลี่ยนแปลงของความเค้นรวม (Total Stress) ในมวลดิน ส่งผลให้เกิดความเปลี่ยนแปลงความดันน้ำ อัตราส่วนปลอดภัยจะมีค่าลดลงเมื่อความดันน้ำเพิ่มขึ้นจนกระทั่งถึงจุดต่ำที่สุด (จุดวิกฤติ) เมื่อความดันน้ำมีค่ามากที่สุด

2.2.1 งานดินถม

การถมดินทำให้เกิดการเพิ่มขึ้นของความเค้นรวมภายในตัวดินถมเองและภายในดินรากฐาน ซึ่งก่อให้เกิดการเพิ่มขึ้นของความดันน้ำ (ความดันน้ำส่วนเกินมีค่าเป็นบวก) ถ้าการถมดินเกิดขึ้นในเวลาอันรวดเร็วบนชั้นดินที่มีสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านต่ำ ความดันน้ำส่วนเกินจะมีค่ามากที่สุดหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง และจะมีค่าลดลงสู่ค่าสุดท้ายที่ระยะเวลานานันต์ (Long term condition) ที่สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง (Short term condition) การคำนวณเสถียรภาพของลาดดินสามารถสมมติว่าดินมีพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained condition) ที่สภาวะนี้ อัตราส่วนปลอดภัยจะมีค่าน้อยที่สุด ขณะที่ ที่ระยะเวลานานันต์ (Long term condition) ความดันน้ำส่วนเกินจะสลายทิ้งในแนวตั้งและแนวนอนจนกระทั่งเข้าสู่สภาวะสมดุล ดังนั้น การถมดินบนดินเหนียวอ่อนอัดตัวปกติจึงมีความเสี่ยงต่อการวิบัติในสภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง (ความดันน้ำส่วนเกินมีค่าสูงสุด) การเพิ่มเสถียรภาพของดินถมอาจทำได้โดยการก่อสร้างซ้ำๆ หรือให้เทคนิคการเพิ่มความซึมผ่านน้ำในดิน เช่น การใช้เทคนิค Vertical Drains หรือ Horizontal Drains

2.2.2 การวิเคราะห์สำหรับกรณี $\phi=0$ (วิธีความเค้นรวม)

วิธีการวิเคราะห์แบบนี้เหมาะสำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturated soil) ภายใต้สภาวะไม่ระบายน้ำ การวิเคราะห์อาศัยหลักการเพียงแต่ความสมดุลของการหมุน (Moment equilibrium) ระบายการวิบัติถูกพิจารณาให้เป็นส่วนโค้งของวงกลม ดังแสดงในรูปที่ 2.2



รูปที่ 2.2 การวิเคราะห์สำหรับกรณี $\phi=0$

แรงที่ทำให้เกิดการหมุนของลาดดินรอบจุด O เป็นแรงเนื่องจากน้ำหนักทั้งหมดเหนือระนาบการวิบัติ (W ต่อความยาว 1 เมตร) ที่สภาวะสมดุล กำลังต้านทานแรงเฉือน (τ_f) ของดินต้องเท่ากับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นตามแนววิบัติ (τ) และสามารถเขียนได้ดังสมการต่อไปนี้

$$\tau = \frac{\tau_f}{FS} = \frac{S_u}{FS} \quad (1)$$

$$Wa = \frac{S_u}{FS} L_a r \quad (2)$$

ดังนั้น

$$FS = \frac{S_u L_a r}{Wa} \quad (3)$$

การวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินจะต้องทำซ้ำๆ โดยการเปลี่ยนจุดหมุน O และแขนของโมเมนต์ (r) เพื่อหาอัตราส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุด ในกรณีที่มีรอยแยก (Tension crack) เกิดขึ้นที่ผิวดิน ความยาวส่วนโค้ง L_a จะมีค่าน้อยลง และถ้ามีน้ำอยู่เต็มรอยร้าวนี้ จะเกิดแรงดันน้ำ (Hydrostatic force) กระทำตั้งฉากกับแนวรอยร้าว ซึ่งทำให้อัตราส่วนปลอดภัยมีค่าลดลง

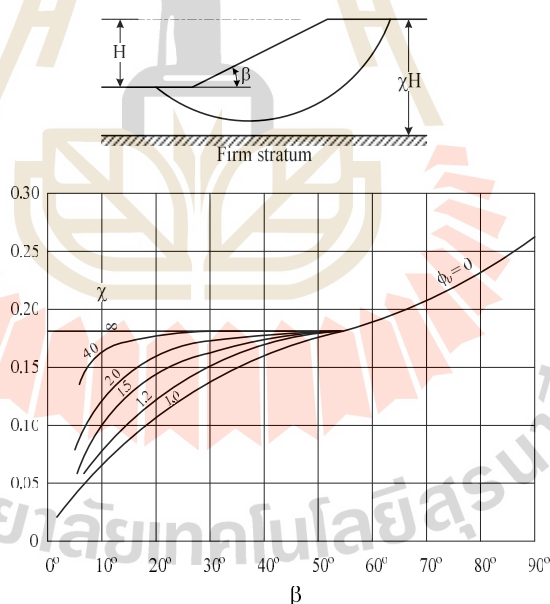
โดยอาศัยหลักการความคล้ายคลึงเชิงเลขาคณิต Geometric similarity Taylor (1937) ได้เสนอสัมประสิทธิ์ความเสถียรภาพ stability coefficient สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินที่มีคุณสมบัติสม่ำเสมอและมีความสูงเท่ากับ H สัมประสิทธิ์ความเสถียรภาพ (N_s) สำหรับระนาบวิบัติซึ่งมีค่าอัตราส่วนปลอดภัยต่ำสุดคือ

$$N_s = \frac{S_u}{(FS)\gamma H} \quad (4)$$

N_s มีค่าขึ้นอยู่กับความชันของลาดดิน (β) และปัจจัยความลึก (Depth factor, X) ซึ่งหาได้จาก **รูปที่ 2.3** อัตราส่วนปลอดภัย (FS) สามารถหาได้จากสมการดังนี้

$$FS = \frac{S_u}{N_s \gamma H} \quad (5)$$

โดยที่ N_s หาได้จาก **รูปที่ 1.15** เมื่อทราบค่าความชันของลาดดิน (β) และปัจจัยความลึก (X)

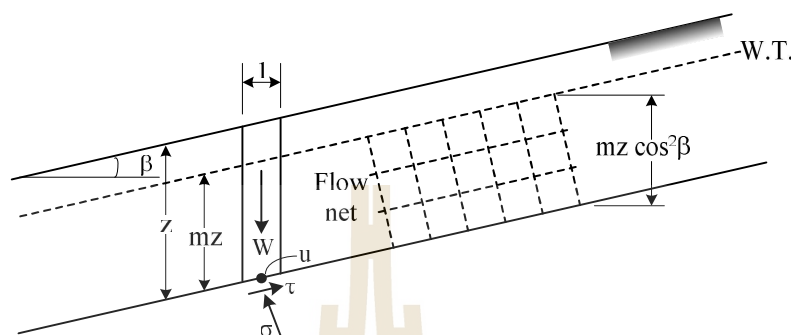


รูปที่ 2.3 สัมประสิทธิ์ความเสถียรภาพของ Taylor สำหรับกรณี $\phi=0$ (Taylor, 1937)

2.3 การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวในแนวระนาบ

ถ้าระนาบวิบัติอยู่ในแนวขนานกับผิวลาดดิน และลาดดินมีความลึกน้อยมากเมื่อเทียบกับความยาว อาจพิจารณาว่าลาดดินมีความยาวไม่จำกัด พิจารณา **รูปที่ 2.4** ความชันของลาดดินทำมุม β กับแนวนอนและความลึกของระนาบวิบัติเท่ากับ z ระดับน้ำใต้ดินถูกพิจารณาว่ามีทิศทางขนานกับความชันของลาดดินและสูงเท่ากับ mz ($0 < m < 1$) เหนือระนาบวิบัติ การไหลซึมของน้ำถูกสมมติว่าเป็นแบบ

เรียบในทิศทางขนานกับระนาบวิบัติ แรงที่กระทำบนแต่ละด้านของแต่ละชั้นในแนวตั้งมีค่าเท่ากันและมีทิศทางตรงกันข้าม



รูปที่ 2.4 การวิบัติแบบระนาบ

โดยการวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis) กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินตลอดระนาบวิบัติคือ

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (6)$$

เมื่อ

$$\sigma = \{(1 - m) \gamma + m \gamma_{sat}\} z \cos^2 \beta \quad (7)$$

$$\tau = \{(1 - m) \gamma + m \gamma_{sat}\} z \sin \beta \cos \beta \quad (8)$$

$$u = m z \gamma_w \cos^2 \beta \quad (9)$$

ถ้า $c' = 0$ และ $m = 0$ (มวลดินและระนาบวิบัติไม่อิ่มตัวด้วยน้ำ) จะได้

$$FS = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (10)$$

ถ้า $c' = 0$ และ $m = 1$ (ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ผิวของลาดดิน) จะได้

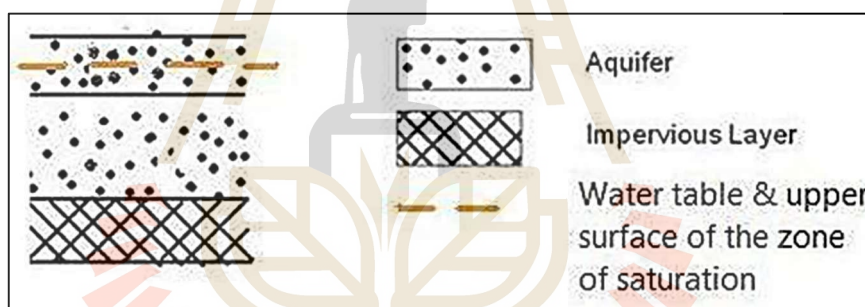
$$FS = \frac{\gamma' \tan \phi'}{\gamma \tan \beta} \quad (11)$$

จะเห็นได้ว่า เมื่อ $c' = 0$ อัตราส่วนปลอดภัยไม่ขึ้นอยู่กับความลึก z

2.4 การวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดิน

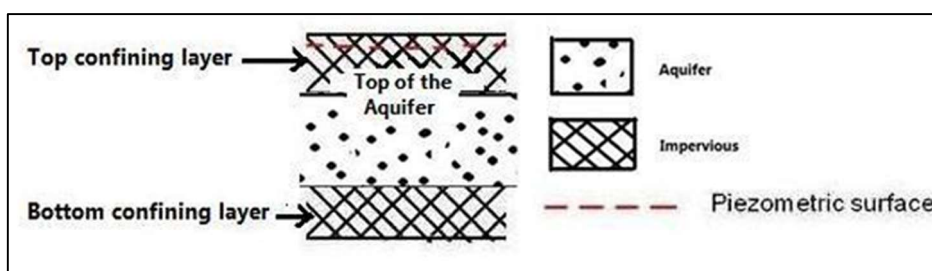
แหล่งน้ำใต้ดินหมายถึงโครงสร้างทางธรณีวิทยาที่สามารถกักเก็บและส่งผ่านน้ำใต้ดินได้ วัสดุบริเวณที่มีแหล่งน้ำใต้ดินจะมีรูพรุนที่เชื่อมต่อกัน เช่น หินทรายและกรวดที่ไม่แข็งตัว เป็นตัวอย่างของแหล่งน้ำใต้ดินบางชนิด ในทำนองเดียวกัน วัสดุบริเวณแหล่งน้ำใต้ดินที่เป็นดินเหนียว ซึ่งมีรูพรุนในปริมาณมากแต่ไม่ได้เชื่อมต่อกัน โครงสร้างดังกล่าวสามารถกักเก็บน้ำใต้ดินได้เท่านั้น แต่ไม่สามารถส่งผ่านน้ำได้ ซึ่งสภาพแวดล้อมทางธรณีวิทยาตามธรรมชาติที่แตกต่างกันของชั้นน้ำใต้ดิน จะก่อให้เกิดระบบอุทกวิทยาที่แตกต่างกัน ดังนั้น เราจึงแบ่งชั้นน้ำใต้ดินออกเป็นประเภทต่างๆ แหล่งน้ำใต้ดินมีอยู่ด้วยกัน 3 ประเภท ได้แก่ แหล่งน้ำใต้ดินแบบอิสระ แหล่งน้ำใต้ดินแบบถูกจำกัด และแหล่งน้ำใต้ดินเทียม

แหล่งน้ำใต้ดินอิสระ (Unconfined aquifer) คือชั้นน้ำใต้ดินที่มีผิวของระดับน้ำใต้ดินสัมผัสกับอากาศในเม็ดดิน และความดันเท่ากับความดันบรรยากาศ จึงสามารถเติมน้ำจากน้ำฝนได้ในพื้นที่โดยการซึมผ่านของน้ำฝนผ่านรูพรุนที่เชื่อมต่อกันไหลลงไปยังน้ำใต้ดิน ดังในรูปที่ 2.5 โดยแสดงให้เห็นการแบ่งชั้นดินเป็นสามชั้น โดยชั้นบนสุดสองชั้นเป็นแหล่งน้ำใต้ดินที่อยู่ใต้ชั้นกักเก็บน้ำ และชั้นล่างสุดเป็นโซนวัสดุอิ่มตัว



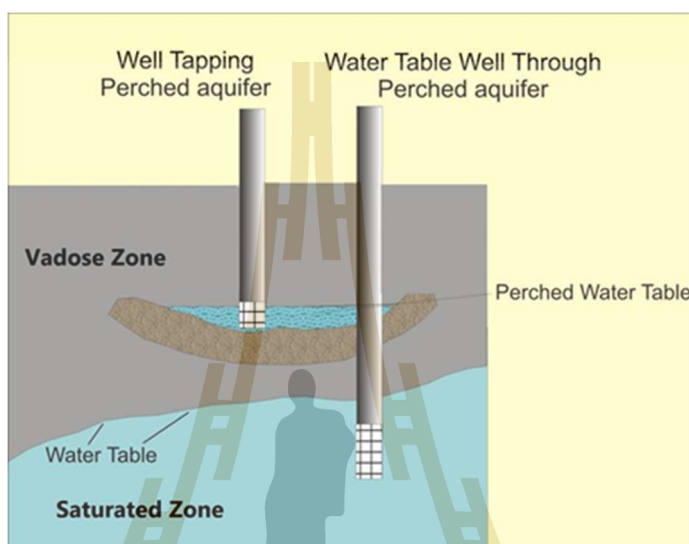
รูปที่ 2.5 แหล่งน้ำใต้ดินแบบอิสระ

แหล่งน้ำใต้ดินที่ถูกจำกัด (Confined aquifer) จะถูกทับถมและอยู่ใต้ชั้นดินที่ไม่ซึมผ่านน้ำ (ชั้นที่บ้น้ำ) แสดงดังรูปที่ 2.6 เนื่องจากถูกทับถมด้วยชั้นที่บ้น้ำ จึงไม่มีการเพิ่มขึ้นของน้ำใต้ดินโดยตรงจากฝนที่ตกในแหล่งน้ำ แต่น้ำฝนจะไหลซึมจากด้านบนที่รับน้ำผิวดินลงมาเข้าสู่ด้านข้างของชั้นน้ำใต้ดิน ชั้นน้ำใต้ดินจะไม่สัมผัสกับอากาศโดยตรง ทำให้มีที่แรงดันน้ำใต้ดินสูงกว่าแรงดันบรรยากาศ



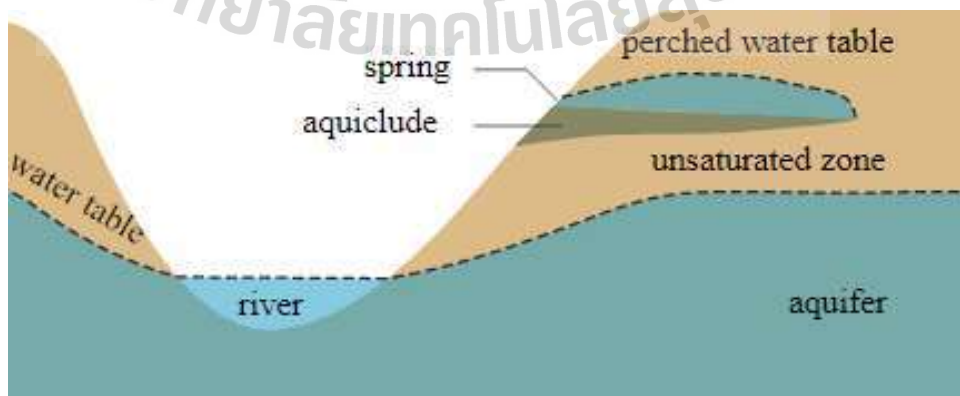
รูปที่ 2.6 แหล่งน้ำใต้ดินแบบถูกจำกัด

แหล่งน้ำใต้ดินเทียม (Perched Aquifer) คือชั้นน้ำใต้ดินที่อยู่บนแอ่งของชั้นที่บ้น้ำที่อยู่เหนือระดับน้ำใต้ดินจริง แสดงดังรูปที่ 2.7 โดยเกิดจากการที่น้ำซึมผ่านชั้นดินที่ไม่อิ่มตัว แต่ถูกขวางโดยชั้นที่บ้น้ำอาจเป็นหินแข็งหรือชั้นดินเหนียวที่มีขนาดเม็ดใหญ่ที่มีความหนาแน่นสูงและไม่สามารถซึมผ่านได้ ทำให้น้ำสะสมอยู่ในพื้นที่ แหล่งน้ำใต้ดินเทียมมักเกิดขึ้นในโซนที่ไม่อิ่มตัว จะมีปริมาณน้ำอยู่ไม่มาก และถ้าหากมีแนวชั้นที่บ้น้ำต่อกับผิวดินก็อาจเกิดน้ำซึมไหลออกมาเป็นน้ำผิวดินหรือน้ำซับ



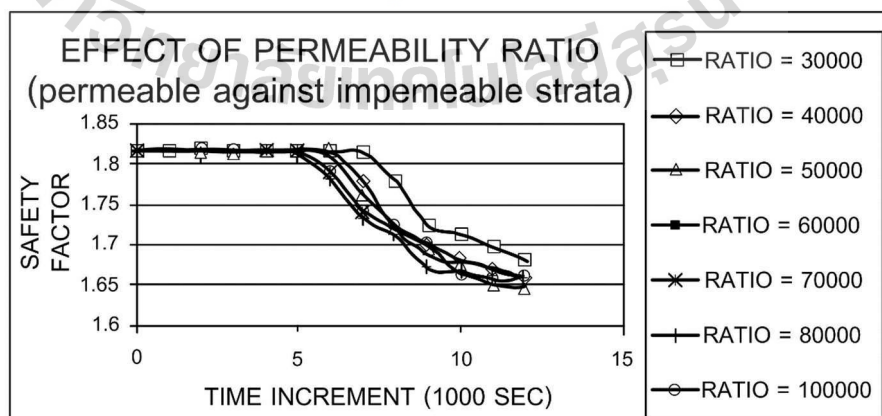
รูปที่ 2.7 แหล่งน้ำใต้ดินเทียม (Perched Aquifer)

เสถียรภาพเป็นสิ่งสำคัญยิ่งต่อการออกแบบและก่อสร้างลาดดิน โดยทั่วไป การพังทลายของลาดดินขึ้นอยู่กับปัจจัยลักษณะทางธรณีวิทยาและสภาพภูมิอากาศ ระดับน้ำใต้ดินเทียม (Perched water table) ซึ่งอยู่สูงกว่าระดับน้ำใต้ดินหลัก (Main water table) มักเกิดในชั้นดินถมที่ไม่สม่ำเสมอ (Non-homogeneous) และมีสมบัติการซึมผ่านน้ำที่แตกต่างกัน น้ำใต้ดินจะสะสมในชั้นที่บ้น้ำ (Impermeable layer) และส่งผลให้ความสามารถในการไหลซึมผ่าน (Seepage flow) ภายในชั้นดินแตกต่างกัน และยากต่อการทำนายเสถียรภาพของลาดดิน (Huat et al., 1999) ลักษณะของชั้นน้ำบาดาลเทียม แสดงดังรูปที่ 2.8



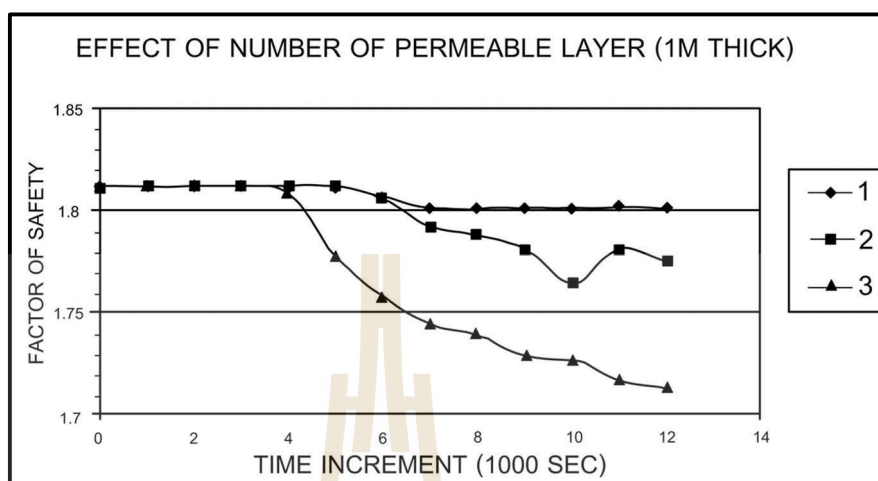
รูปที่ 2.8 ลักษณะของชั้นน้ำบาดาลเทียม (Perched water table)

แบบจำลองเชิงกายภาพ (Physical model) รูปแบบต่างๆ ถูกนำมาใช้ในหลายงานวิจัยเพื่อ ความเข้าใจถึงกลไกและเงื่อนไขต่างๆ ที่นำไปสู่การพังทลายของลาดดิน เช่น เงื่อนไขทางชลศาสตร์ ลักษณะทางกายภาพของลาดดิน และชนิดของดิน เป็นต้น Huat et al. (1999) ศึกษาผลกระทบของ ชั้นน้ำบาดาลที่เยื่อมต่อเสถียรภาพของลาดดินในหลายมิติ ได้แก่ ตำแหน่งของชั้นดินที่มีค่าสัมประสิทธิ์ การซึมผ่านน้ำต่ำ แนวการวางตัว (Dipping) ของชั้นดินที่มีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ต่ำ จำนวน ของชั้นดินที่มีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำต่ำ และความเข้มฝน โดยใช้โปรแกรมการไหลซึมของน้ำ (SEEP/W) และโปรแกรมวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดิน (SLOPE/W) ร่วมกับผลการทดสอบด้วย แบบจำลองทางกายภาพในห้องปฏิบัติการ พบว่า ชั้นน้ำใต้ดินที่เยื่อมส่งผลให้เสถียรภาพของลาดดินลด ต่ำลง โดยเฉพาะอย่างยิ่งกับลาดดินที่มีค่าอัตราส่วนของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินด้านบนต่อ ชั้นดินด้านล่างสูง ดังรูปที่ 2.9 นอกจากนี้ จำนวนชั้นน้ำบาดาลที่เพิ่มขึ้นมีผลให้เสถียรภาพของ ลาดดินลดลงเช่นกัน ดังรูปที่ 2.10 และลาดดินที่มีตำแหน่งของชั้นน้ำบาดาลที่เยื่อมต่ำกว่าจะมี เสถียรภาพต่ำกว่าลาดดินที่มีชั้นน้ำบาดาลที่เยื่อมในตำแหน่งที่สูงกว่า ดังรูปที่ 2.11 Rolando et al. (2004) จำลองการพังทลายของลาดดินเนื่องจากการไหลซึมของน้ำใต้ดินในแบบจำลองย่อส่วน พบว่า การพังทลายของลาดดินมักจะเกิดขึ้นเมื่อความชันที่ขอบของลาดดิน (Toe slope) เข้าใกล้ค่าอิมิตัว ด้วยน้ำแม้ว่าบริเวณอื่นของส่วนที่พังทลายจะอิมิตัวด้วยน้ำเพียงบางส่วนเท่านั้น และได้แนะนำตัวชี้วัด ที่เป็นไปได้เมื่อใกล้จะเกิดการพังทลายของลาดดิน คือ การอิมิตัวด้วยน้ำของพื้นที่วิกฤตภายในลาดดิน และการก่อตัวของแตกร้าวหรือการเคลื่อนตัวขนาดเล็ก Beddoe and Take (2016) ศึกษาปัจจัยที่ ส่งผลต่อการวิบัติของลาดดินเม็ดหยาบหลวมในแบบจำลองย่อส่วนด้วยความเร่ง $1g$ และความเร่งสูง กว่า $1g$ พบว่า การวิบัติขนาดเล็กที่ขอบของลาดดิน (Toe slope) นำไปสู่การเปลี่ยนสถานะเป็น ของเหลว (Liquefaction) ของดินที่เม็ดหยาบหลวมอิมิตัวด้วยน้ำเนื่องจากน้ำใต้ดินที่ฐานของลาดดิน Okeke and Wang (2016) ศึกษาความลาดชลศาสตร์วิกฤตและเงื่อนไขรูปร่างแตกต่างกันของลาด ดินต่อการวิบัติของลาดดินเนื่องจากการไหลซึมของน้ำใต้ดินในสภาวะคงตัว (Steady-state seepage) ในแบบจำลองแบบรางน้ำ (Flume model) พบว่า เมื่อความชันในดินเพิ่มขึ้นความลาดชล ศาสตร์มีค่าเพิ่มขึ้น และส่งผลให้เกิดการกัดเซาะและพัดพาดินเม็ดละเอียดจนเกิดเป็นโพรง (Seepage erosion) และเมื่อความลาดชลศาสตร์เพิ่มขึ้นจนถึงค่าวิกฤต ลาดดินจะเกิดการวิบัติ

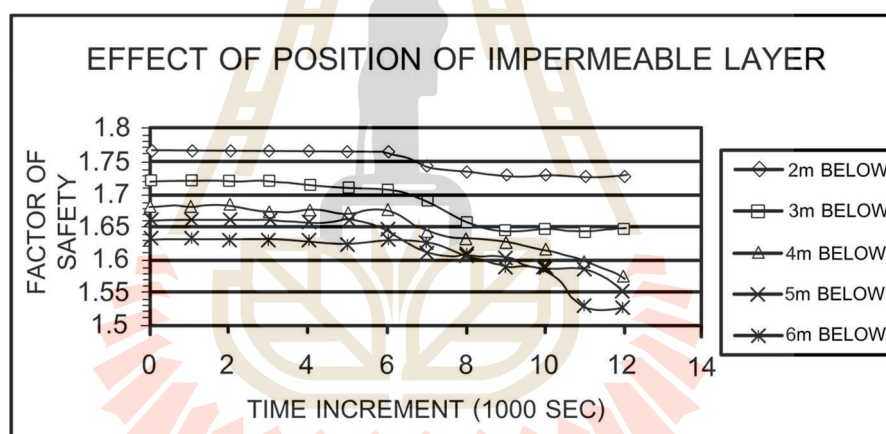


รูปที่ 2.9 ผลกระทบของอัตราส่วนของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินด้านบนต่อชั้นดินด้านล่าง

ต่ออัตราส่วนความปลอดภัยของลาดดิน (Huat et al., 1999)



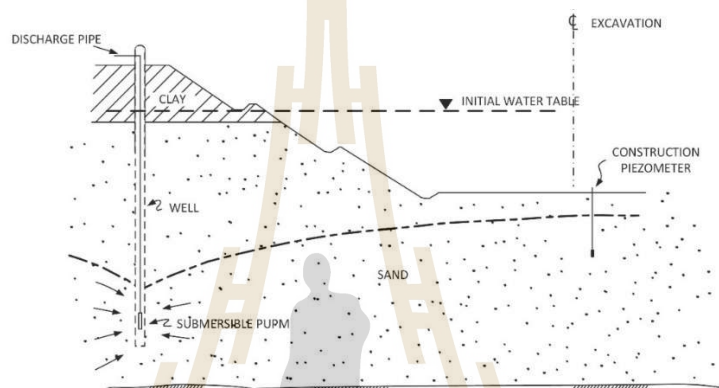
รูปที่ 2.10 ผลกระทบของจำนวนชั้นน้ำบาดาลเทียมต่ออัตราส่วนความปลอดภัยของลาดดิน (Huat et al., 1999)



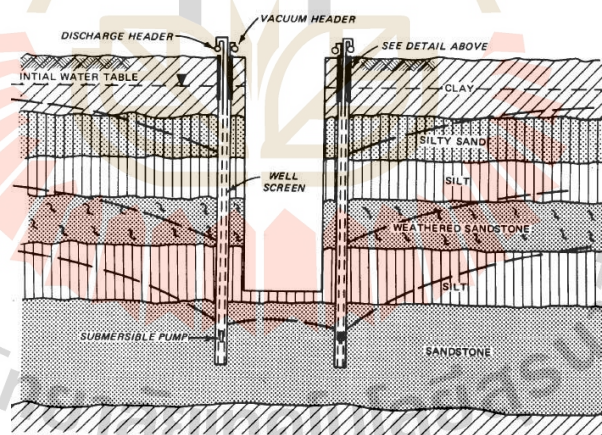
รูปที่ 2.11 ผลกระทบของตำแหน่งชั้นน้ำบาดาลเทียมต่ออัตราส่วนความปลอดภัยของลาดดิน (Huat et al., 1999)

ระบบลดระดับน้ำใต้ดินแบบบ่อลึก (Deep well dewatering system) ซึ่งใช้เทคนิคการขุดเจาะและติดตั้งบ่อระบายน้ำแนวตั้ง ระบายน้ำออกจากบ่อด้วยปั๊มสูบน้ำแบบจุ่ม (Submersible pump) เช่นเดียวกับบ่อบาดาล ดังรูปที่ 2.12 ระบบบ่อลึกถูกใช้อย่างแพร่หลายในการควบคุมระดับน้ำใต้ดินเพื่อเพิ่มเสถียรภาพของลาดดินเนื่องจากระดับน้ำใต้ดินที่สูง การควบคุมระดับน้ำใต้ดินจะช่วยลดแรงดันน้ำในดิน ระบบบ่อลึกยังถูกใช้เพื่อสกัดเส้นทางการไหลซึมของน้ำ (Seepage) บริเวณฐานของลาดดินเพื่อเพิ่มเสถียรภาพในระหว่างการขุดหรือถมดิน และป้องกันการเกิดปรากฏการณ์ท่อกลวง (Piping) การรูดบวม (Heaving) เนื่องจากการไหลซึมของน้ำในดิน การติดตั้งระบบบ่อลึกในบริเวณที่มีเงื่อนไขทางธรณีวิทยาที่เหมาะสมจะช่วยลดแรงดันน้ำในดินบริเวณลาดดินได้อย่างมาก (Preene, 2015) ระบบบ่อลึกเหมาะสำหรับชั้นดินทรายที่น้ำซึมผ่านได้ดี และสำหรับชั้นหินและชั้นน้ำมีแรงดันสามารถติดตั้งได้ที่ความลึกมากกว่า 100 เมตร ระบบบ่อลึกอาจใช้ร่วมกับระบบสุญญากาศ

(Vacuum) สำหรับดินเม็ดละเอียดที่มีค่าการซึมผ่านน้ำต่ำ ดังรูปที่ 2.13 ระบบสุญญากาศจะช่วยเพิ่มความลาดชลศาสตร์ (Hydraulic gradient) ให้กับบ่อและสร้างพื้นที่สุญญากาศในดินรอบข้าง และช่วยป้องกันการไหลซึมของน้ำใต้ดินเทียมด้วย ระบบบ่อลึกอาจมีเพียงหนึ่งบ่อหรือหลายบ่อ แต่ละบ่อมีลักษณะเป็นท่อในหลุมเจาะแนวตั้ง ระบายน้ำออกจากบ่อด้วยปั๊มสูบน้ำแบบจุ่ม ซึ่งมีลักษณะเรียวยาวและมีขนาดเล็กกว่าท่อภายในหลุมเจาะ การออกแบบระบบบ่อลึกจะกำหนด จำนวน ขนาด ระยะห่าง และอัตราการระบายน้ำออกจากบ่อที่สามารถลดระดับน้ำใต้ดินหรือความดันน้ำที่ต้องการ (Joint Departments of the Army, the Air Force, and the Navy, USA, 1983)



รูปที่ 2.12 ระบบระบายน้ำใต้ดินแบบบ่อลึก (Joint Departments of the Army, the Air Force, and the Navy, USA, 1983)



รูปที่ 2.13 ระบบระบายน้ำใต้ดินแบบบ่อลึกร่วมกับสุญญากาศ (Joint Departments of the Army, the Air Force, and the Navy, USA, 1983)

การพังทลายของพื้นที่ที่ฝังดินด้านตะวันตกของเมืองแม่เมาะ จากการศึกษาของ Hoy., (2024) ได้ระบุว่า สาเหตุหลักของการพังทลายมาจากการซึมผ่านของน้ำและความสามารถในการระบายน้ำที่ไม่เพียงพอของชั้นฐานราก ความไม่เสถียรนี้เกิดขึ้นบริเวณรอยต่อระหว่างวัสดุดินถม และชั้นฐานรากอ่อนแอลงเนื่องจากมีชั้นดินเหนียวปกคลุมอยู่ ปัจจัยสำคัญที่ส่งผลให้เกิดการพังทลายนี้ คือการเพิ่มขึ้นของชั้นน้ำใต้ดินเทียม (Perched water table) ส่งผลให้เสถียรภาพของลาดชั้นลดลงอย่างมีนัยสำคัญ

ซึ่งชั้นน้ำใต้ดินนี้เกิดจากการสะสมน้ำเหนือชั้นดินที่มีค่าการซึมผ่านต่ำ ส่งผลให้ความเครียดเมทริก (Matric suction) ลดลง ในขณะที่ แรงดันน้ำ (Pore water pressure) ใต้ดินเพิ่มขึ้น การเปลี่ยนแปลงดังกล่าวทำให้ความเค้นที่มีประสิทธิภาพ (Effective stress) ลดลง ส่งผลให้มวลดินอ่อนแอและความสามารถในการต้านทานแรงเฉือนของดินลดลงตามไปด้วย

เมื่อเวลาผ่านไป วัสดุดินถมในพื้นที่ทิ้งดินซึ่งเดิมประกอบด้วยวัสดุเม็ดหยาบที่มีความแข็งแรงค่อนข้างสูง เกิดการเสื่อมสภาพลง เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของวัสดุใต้พื้นที่ทิ้งดินตลอดระยะเวลาที่ยาวนาน (ฤดูแล้ง-ฤดูฝน) วัฏจักรเหล่านี้ทำให้วัสดุแตกตัวเป็นอนุภาคดินเหนียวขนาดเล็กที่อัดแน่นกันอย่างหลวมๆ และมีช่องว่างเพิ่มขึ้น ส่งผลให้ความแข็งแรงของวัสดุลดลง ชั้นดินเหนียวที่เป็นฐานรากซึ่งเกิดจากการทับถมในพื้นที่ชุ่มน้ำก็เสื่อมสภาพลงเช่นกัน เนื่องจากการสะสมของวัสดุดินถมที่เพิ่มขึ้นและการซึมผ่านของน้ำฝน ทำให้เสถียรภาพของโครงสร้างลดลง การเสื่อมสภาพของชั้นฐานรากนี้เมื่อรวมกับชั้นน้ำใต้ดิน ส่งผลให้ความเป็นพลาสติกต่ำที่บริเวณรอยต่อของฐานราก จนก่อให้เกิดการพังทลายของลาดดินถม ซึ่งเกิดขึ้นในลักษณะกลไกการวิบัติแบบลิ้ม (Wedge failure mechanism) ซึ่งประกอบด้วยกลไกการเคลื่อนที่ในแนวอนของส่วนล่างที่รับแรงแบบ Passive wedge และการทรุดตัวในแนวตั้งของส่วนบนที่รับแรงแบบ Active wedge การวิบัติที่ซับซ้อนนี้นำไปสู่การเคลื่อนตัวอย่างมีนัยสำคัญที่บริเวณฐานราก (Toe) และบริเวณยอด (Crest) ซึ่งแสดงให้เห็นลักษณะการพังทลายแบบหลายลิ้ม (Multi-wedge) ผลการศึกษานี้เน้นย้ำถึงผลกระทบร่วมกันของปัจจัยทางอุทกวิทยา การเสื่อมสภาพของวัสดุ และชั้นฐานรากที่เสื่อมสภาพ ซึ่งมีส่วนทำให้เกิดการพังทลายของพื้นที่ทิ้งดิน (Hoy et al., 2024)

การศึกษานี้เป็นงานวิจัยเพิ่มเติมต่อจาก Hoy et al. 2024 ซึ่งจะช่วยเพิ่มเสถียรภาพของพื้นที่ทิ้งดินด้านตะวันตกของเหมืองแม่เมาะ เกี่ยวกับการใช้ระบบระบายน้ำแบบบ่อลึก (Deep well dewatering system) การสูบน้ำแบบบ่อเจาะลึกถือเป็นเทคนิคสำคัญในการควบคุมน้ำใต้ดิน ซึ่งถูกนำมาใช้กันอย่างแพร่หลายในงานก่อสร้างเหมืองแร่ และโครงสร้างพื้นฐาน เพื่อการลดระดับน้ำใต้ดินได้อย่างมีประสิทธิภาพ เสริมเสถียรภาพของฐานราก และควบคุมการซึมของน้ำในงานขุดเจาะแบบลึก แม้ว่าจะประสบความสำเร็จมาแล้วในการใช้งานเหล่านี้ แต่การประยุกต์ใช้เทคนิคดังกล่าวในงานถมดินขนาดใหญ่ที่มีลักษณะชั้นดินที่แปรปรวนสูงและครอบคลุมพื้นที่กว้างขวาง ยังคงมีการศึกษาและแนวทางปฏิบัติที่จำกัด การนำเทคนิคนี้มาใช้ในสภาพดินที่มีความซับซ้อนและไม่เป็นเนื้อเดียวกันเช่นนี้ ก่อให้เกิดความท้าทายทางเทคนิคอย่างมาก และเปิดโอกาสสำหรับการพัฒนาเชิงนวัตกรรมในการจัดการชั้นน้ำใต้ดิน รวมถึงการเพิ่มเสถียรภาพทางธรณีเทคนิค ในการศึกษา นี้ ได้กำหนดยุทธศาสตร์การติดตั้งระบบระบายน้ำแบบบ่อลึก (Deep well dewatering system) ภายในเขตพื้นที่ที่เกิดการพังทลาย โดยวางบิมน้ำ (Submerged pumps) ไว้ในระดับเดียวกับชั้นฐานรากที่เสริมสภาพ โดยศึกษาอิทธิพลของระยะเวลาและเงื่อนไขการสูบน้ำรูปแบบต่างๆ เพื่อศึกษาวิธีการสูบน้ำที่มีประสิทธิภาพสูงสุดในการลดระดับน้ำใต้ดิน

บทที่ 3 วิธีการดำเนินการวิจัย

การดำเนินการวิจัยประกอบด้วย 3 ส่วนหลัก ได้แก่ ส่วนที่ 1) ดำเนินการติดตั้งระบบลระดับน้ำแบบบ่อลึก (Pumping Well, PW) ในชั้นน้ำใต้ดินเทียมในพื้นที่ศึกษาของลาดดินเพื่อการตรวจวัดระดับน้ำและความดันน้ำในบ่อสังเกตการณ์และวิเคราะห์เสถียรภาพ และการติดตั้งบ่อสังเกตการณ์ (Observation Well, OW) เพิ่มเติมโดยรอบระบบระบายน้ำแบบบ่อลึก ดำเนินงานโดยการไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย (กฟผ.) ส่วนที่ 2) การทดลองสูบน้ำเพื่อศึกษาประสิทธิภาพการลระดับน้ำของระบบลระดับน้ำแบบบ่อลึกในชั้นน้ำบาดาลเทียม ภายใต้รูปแบบการสูบ 2 ลักษณะ ได้แก่ 1) การสูบแบบบ่อเดี่ยว (Single Pumping, SP) และ 2) การสูบพร้อมกันทั้งสามหลุม (Parallel Pumping, PP) และส่วนที่ 3) การวิเคราะห์และสรุปผลการทดลอง ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัยสามารถสรุปได้ดังนี้

3.1 วัสดุที่ใช้ในงานวิจัย



รูปที่ 3.1 ท่อเหล็กเซาะร่องและท่อเหล็กตันเคลือบสังกะสี มาตรฐานอุตสาหกรรมไทย BS-M หมายเลข 277



รูปที่ 3.2 รถขุดเจาะบ่อน้ำบาดาลแบบดินตะขาบ



รูปที่ 3.3 ชุดปั๊มสูบน้ำแบบจุ่มลงบ่อลึก (Submersible Pump)



รูปที่ 3.4 ชุดตู้ควบคุมปั๊มสูบน้ำและเครื่องปั่นไฟ



รูปที่ 3.5 เครื่องวัดระดับน้ำบ่อลึก

3.2 งานวิจัยส่วนที่ 1

งานในส่วนนี้ดำเนินการโดยติดตั้งระบบลดระดับน้ำแบบบ่อลึกต้นแบบในชั้นน้ำใต้ดินเทียมในพื้นที่ศึกษา เพื่อการตรวจวัดระดับน้ำและความดันน้ำในบ่อสังเกตการณ์ การดำเนินการมีขั้นตอนดังต่อไปนี้

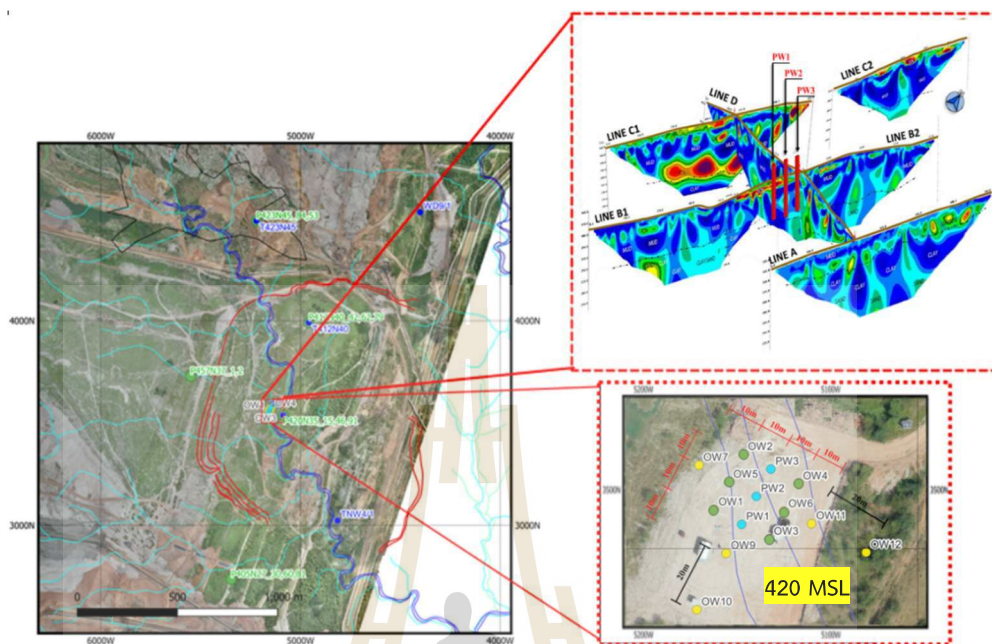
การก่อสร้างระบบระบายน้ำอยู่ในเขตที่มีปริมาณน้ำสูงและอยู่ในแนวลำน้ำเดิม ตำแหน่งของการก่อสร้างได้จากการทดสอบทางธรณีฟิสิกส์ในการศึกษาของ Hoy et al. (2024) แสดงดังรูปที่ 3.6 การติดตั้งระบบระบายน้ำแบบบ่อลึก โดยใช้ท่อเหล็กเคลือบสังกะสีที่มีคุณสมบัติป้องกันการกัดกร่อน ตามมาตรฐานอุตสาหกรรมไทย BS-M หมายเลข 277 เส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 101.6 มม. และความลึกเท่ากับ 123 เมตรจากผิวดิน (ระดับผิวดิน 420 MSL) ระยะห่างของบ่อเท่ากับ 10 เมตร องค์กรประกอบและโครงสร้างของบ่อน้ำลึกแสดงดังรูปที่ 3.7 โดยที่บ่อลึกต้นแบบในพื้นที่ศึกษาจะแบ่งเป็น 2 ประเภทได้แก่ 1) บ่อสูบ (Pumping Well, PW) และ 2) บ่อสังเกตการณ์ (Observation Well, OW) ซึ่งรูปแบบและตำแหน่งพิกัดระดับความสูงของการก่อสร้างบ่อ PW และ OW ในพื้นที่การศึกษาทั้ง 2 ส่วน สรุปในตารางที่ 3.1 และแสดงในรูปที่ 3.6

ตารางที่ 3.1 ตำแหน่งพิกัดระดับความสูงของการก่อสร้างบ่อ PW และ OW ในพื้นที่ศึกษา

ชื่อบ่อ	ประเภทของบ่อ	พิกัดทางเหนือ (N)	พิกัดทางใต้ (E)	ค่าความสูง (MSL)
PW1	บ่อสูบ	3501.42	-5148.28	420.98
PW2		3509.72	-5147.37	420.42
PW3		3520.67	-5144.59	420.89
OW1	บ่อสังเกตการณ์	3504.61	-5159.77	420.99
OW2		3521.08	-5153.24	420.81
OW3		3496.54	-5141.95	420.86
OW4		3517.03	-5136.09	420.43
OW5		3512.43	-5156.59	421.02
OW6		3506.37	-5138.89	420.07

ตารางที่ 3.2 ตำแหน่งพิกัดระดับความสูงของการก่อสร้างบ่อ OW ในพื้นที่ศึกษา

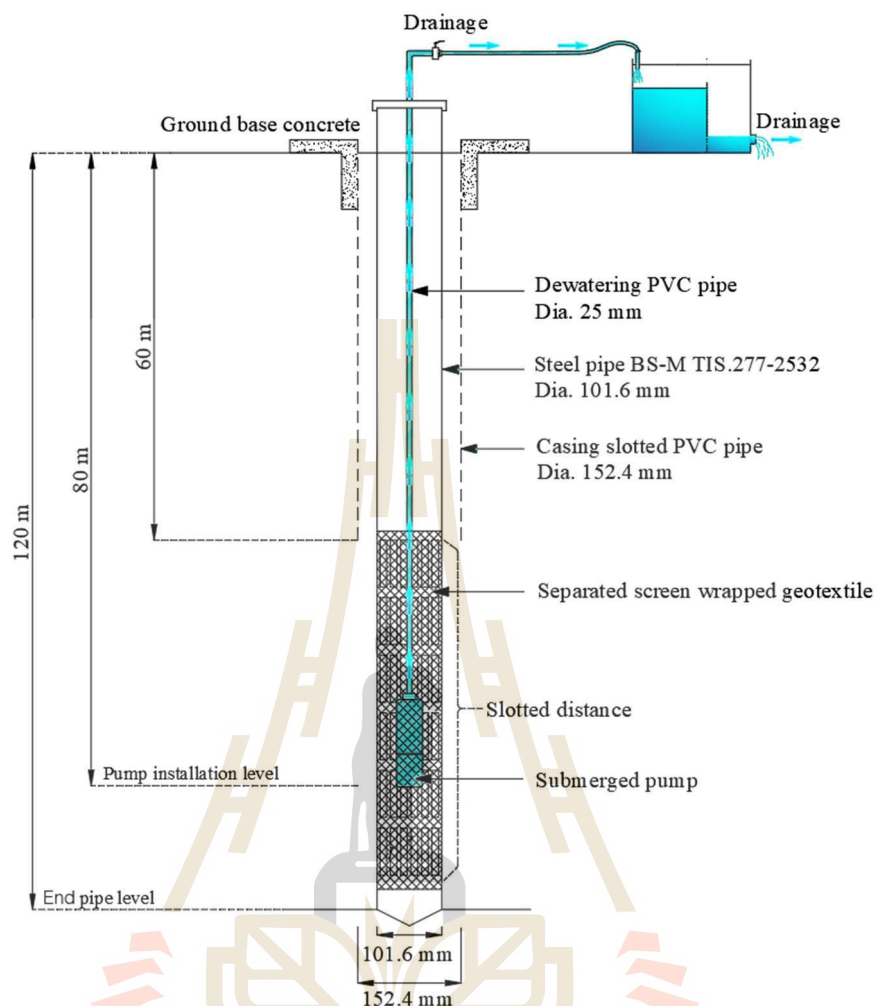
ชื่อบ่อ	ประเภทของบ่อ	พิกัดทางเหนือ (N)	พิกัดทางใต้ (E)	ค่าความสูง (MSL)
OW7	บ่อสังเกตการณ์	3515.89	-5169.68	421.34
OW9		3485.50	-5164.85	421.89
OW10		3473.19	-5167.48	422.36
OW11		3502.38	-5123.25	421.57
OW12		3498.85	-5104.85	422.49



รูปที่ 3.6 รูปแบบการทดลองก่อสร้างระบบระบายแบบบ่อลึกในพื้นที่ศึกษา

3.1.1 เงื่อนไขการก่อสร้างระบบระบายน้ำแบบบ่อลึก

การติดตั้งระบบลดระดับน้ำในบริเวณลาดดินในเหมืองแม่เมาะดำเนินการโดยการก่อสร้างบ่อลึกต้นแบบขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 101.6 มม. ความลึกเท่ากับ 120 เมตร จากผิวดิน (ระดับผิวดิน 420 MSL) โดยท่อกรูบ่อเป็นท่อเหล็กชุบสังกะสี และท่อกรองเป็นท่อเหล็กชุบสังกะสีเจาะร่อง ตามมาตรฐานคุณภาพท่อเหล็กชุบสังกะสี BS-M มอก.277 การสูบน้ำดำเนินการด้วยเครื่องสูบน้ำแบบจุ่ม (Submersible Pump) ขนาด 1.5 แรงม้า และใช้อุปกรณ์ Electrode ควบคุมการสูบลดระดับน้ำติดตั้งที่ระดับความลึกเท่ากับ 80 เมตร (340 MSL) จากผิวดิน วัตถุประสงค์ในการศึกษานี้ประกอบด้วย 1) เพื่อศึกษาอิทธิพลของระยะห่างบ่อสูบต่อประสิทธิภาพของการลดระดับน้ำ 2) เพื่อศึกษาอิทธิพลของลักษณะการสูบต่อประสิทธิภาพของการลดระดับน้ำ 3) เพื่อศึกษาอิทธิพลของระยะเวลาการคืนตัวต่อประสิทธิภาพของการลดระดับน้ำ และ 4) เพื่อสร้างสมการทำนายการคืนตัวของระดับน้ำ และเสนอแนวทางการลดระดับน้ำในลาดดินถม รูปแบบการก่อสร้างบ่อลึกต้นแบบรูปแบบการก่อสร้างแสดงดังรูปที่ 3.7



รูปที่ 3.7 รูปแบบการก่อสร้างบ่อลึกต้นแบบในพื้นที่ศึกษา

3.1.3 ขั้นตอนการก่อสร้างระบบระบายแบบบ่อลึก

- 1) ทำการเลือกพื้นที่ก่อสร้างระบบระบายน้ำแวนดิง (PW1-PW3) ตำแหน่งของหลุมเจาะ
- 2) เตรียมพื้นที่ก่อสร้าง พร้อมวางหมุดตำแหน่งที่จะทำการขุดเจาะ แสดงดังรูปที่ 3.8
- 3) ตรวจสอบความพร้อมของเครื่องจักรและวัสดุอุปกรณ์ที่จะใช้ในการทำงาน แสดงดังรูปที่ 3.9
- 4) ดำเนินการขุดเจาะที่ระดับความลึกมากกว่า 120 เมตร (จากระดับพื้นดิน) ด้วยเครื่องจักรขุดเจาะไฮดรอลิกดินตะขาบ แสดงดังรูปที่ 3.10 และตรวจสอบความลึกของบ่อ และการมีอยู่ของน้ำใต้ดิน แสดงดัง รูปที่ 3.11
- 5) เมื่อขุดเจาะถึงระดับที่กำหนดแล้ว ทำการเป่าล้างทำความสะอาดภายในหลุมเจาะ เพื่อให้เศษดิน เศษหิน หรือสิ่งแปลกปลอมอื่นๆ หลุดออกจากบ่อให้มากที่สุด
- 6) ติดตั้งระบบระบายน้ำแวนดิง โดยติดตั้งท่อกรูรับทราย ขนาด 101.6 มม. ที่ความลึก 120 – 123 เมตร ติดตั้งท่อกรูเซาะร่อง มอก. 277-2532 ขนาด 101.6 มม. พันด้วยแผ่นใยสังเคราะห์

Geotextile ที่ความลึก 60 – 120 เมตร และติดตั้งท่อกรูทึบ มอก. 277-2532 ขนาด 101.6 มม. ที่ความลึก 0 – 60 เมตร ตามลำดับ แสดงดังรูปที่ 3.12

7) ดำเนินการพัฒนารูปแบบและทดสอบอัตราการไหลของน้ำ แสดงดังรูปที่ 3.13

8) ติดตั้งปั๊มสูบน้ำขนาด 1.5 แรงม้า (อัตราการสูบน้ำเท่ากับ 1000 ลิตร/ชั่วโมง) ที่ระดับความลึก 80 เมตร (340 MSL) จากผิวดิน แสดงดังรูปที่ 3.14

9) ติดตั้งระบบระบายน้ำแนวนอนเพื่อระบายน้ำที่ถูกสูบขึ้นมาจากบ่อลึกแนวตั้งให้ไหลลงไปตามตะวันออก (ด้านล่างของลาดดินถม) แสดงดังรูปที่ 3.15

10) ทำความสะอาดภายในพื้นที่ก่อสร้างให้เรียบร้อย



รูปที่ 3.8 เตรียมพื้นที่บริเวณงานก่อสร้างขุดเจาะ



รูปที่ 3.9 ตรวจสอบเครื่องจักรและวัสดุที่ใช้ในงานขุดเจาะ



รูปที่ 3.10 ดำเนินการขุดเจาะในพื้นที่ศึกษา



รูปที่ 3.11 ตรวจสอบความลึกของระดับน้ำ พร้อมเก็บเศษตัวอย่าง ในระหว่างดำเนินการขุดเจาะ



รูปที่ 3.12 เมื่อดำเนินการขุดเจาะถึงระดับ 123 เมตร ทำการติดตั้งท่อเหล็ก มอก. ขนาด 101.6 มม. ที่พื้นรอบด้วยแผ่นใยสังเคราะห์ Geotextile



รูปที่ 3.13 ดำเนินการเป่าล้างท่อและทดสอบการสูบน้ำ ก่อนการติดตั้งปั๊มสูบ



รูปที่ 3.14 ดำเนินการติดตั้งปั๊มสูบน้ำขนาด 1.5 แรงม้า (อัตราการสูบเท่ากับ 1000 ลิตร/ชั่วโมง)



รูปที่ 3.15 วางท่อระบายน้ำแนวราบ และทำความสะอาดบริเวณพื้นที่ทดสอบ

3.1.2 การก่อสร้างบ่อสังเกตการณ์

งานในส่วนนี้ดำเนินการติดตั้งระบบบ่อสังเกตการณ์ (Observation well, OW) เพิ่มเติมจากที่มีอยู่แล้ว จำนวน 5 จุด (OW7 OW9 OW10 OW11 และ OW12) ซึ่งมีระยะห่างจากบ่อสูบน้ำ

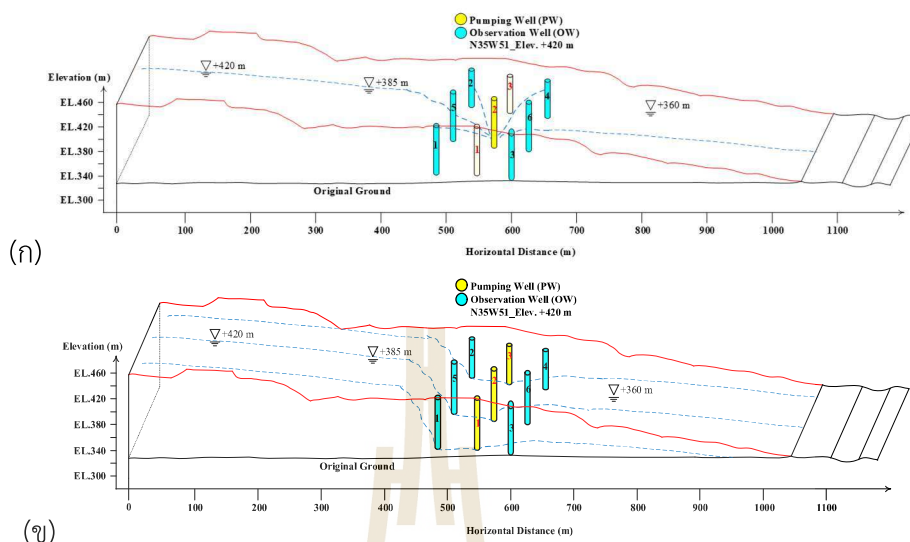
PW2 เท่ากับ 20 30 และ 40 เมตร ระดับความลึก 120 เมตร จากผิวดิน (รูปที่ 3.6) วัตถุประสงค์ของการก่อสร้างบ่อสังเกตการณ์ เพื่อให้ทราบถึงอิทธิพลของระยะห่างต่อประสิทธิภาพในการสูบน้ำ การดำเนินงานก่อสร้างได้รับความอนุเคราะห์จาก กฟผ. แสดงดังรูปที่ 3.16



รูปที่ 3.16 การก่อสร้างระบบบ่อสังเกตการณ์เพิ่มเติมในพื้นที่ศึกษา

3.3 งานวิจัยส่วนที่ 2

การศึกษาอิทธิพลของการลดระดับน้ำดำเนินการโดยการสูบน้ำจากระดับน้ำใต้ดินเดิมจนถึงระดับความลึก 80 เมตร (340 MSL) จากผิวดิน โดยใช้อัตราการสูบคงที่เท่ากับ 1000 ลิตร/ชั่วโมง จากนั้นปล่อยให้ระดับน้ำคืนตัวที่ระยะเวลาการคืนตัวหลังจากการสูบ (T) เท่ากับ 24 48 และ 96 ชั่วโมง เพื่อศึกษาอิทธิพลของระยะเวลาการคืนตัวต่อประสิทธิภาพของการลดระดับน้ำ โดยที่รูปแบบการสูบน้ำจะแบ่งเป็น 2 ลักษณะการสูบ (รูปที่ 3.17) ได้แก่ 1) การสูบแบบบ่อเดี่ยว (Single pumping, SP) และ 2) การสูบพร้อมกันทั้งสามหลุม เพื่อจำลองการสูบแบบระบาย (Parallel Pumping, PP) ผลการตรวจวัดทั้งสองรูปแบบการสูบจะทำให้ทราบอิทธิพลของลักษณะการสูบต่อประสิทธิภาพของการลดระดับน้ำ การเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำเนื่องจากการสูบ และการคืนตัวของบ่อ PW จะบันทึกทุก 15 นาที ด้วยอุปกรณ์สายวัดระดับน้ำแบบจุ่ม การเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำเนื่องจากการสูบและการคืนตัวของบ่อ OW จะบันทึกแบบอัตโนมัติด้วย Piezometer with Automatic Data Recorder สำหรับทุกรอบของการทดลองสูบ และทุกบ่อ PW และ OW ในพื้นที่ศึกษา



รูปที่ 3.17 การสูบน้ำแบบบ่อเดี่ยว (Single Pumping, SP) และ (ข) การสูบน้ำแบบทั้งระนาบ (Parallel Pumping, PP)

- 1) การสูบน้ำแบบบ่อน้ำเดี่ยว (SP) โดยสูบน้ำจากบ่อน้ำกลางบ่อเดี่ยว (PW2) และวัดการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำจากบ่อน้ำที่ติดตั้งโดยรอบ
- 2) การสูบน้ำแบบระนาบ (PP) โดยการสูบน้ำพร้อมกันจากบ่อน้ำสามบ่อ (PW1, PW2 และ PW3) เพื่อจำลองสถานการณ์การสูบน้ำแบบระนาบและวัดการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำจากบ่อน้ำที่ติดตั้งโดยรอบ

3.4 งานวิจัยส่วนที่ 3

งานวิจัยในส่วนนี้จะเป็นการวิเคราะห์เชิงลึกเกี่ยวกับประสิทธิภาพของระบบระบายน้ำแบบบ่อลึก ในการแก้ไขปัญหากระดับน้ำใต้ดินเทียมในพื้นที่ลาดดินถมด้านตะวันตกของเหมืองแม่เมาะ ซึ่งเป็นปัจจัยสำคัญต่อเสถียรภาพของความปลอดภัย ดำเนินการวิเคราะห์จากผลทดสอบในภาคสนามที่ได้จากงานวิจัยในส่วนที่ 1 และส่วนที่ 2 มีรายละเอียดการวิเคราะห์ดังนี้ อิทธิพลของลักษณะการสูบน้ำต่อประสิทธิภาพของการลดระดับน้ำ โดยมีลักษณะการสูบน้ำ 2 รูปแบบ ได้แก่ 1) การสูบน้ำแบบบ่อเดี่ยว (Single pumping, SP) และ 2) การสูบน้ำพร้อมกันทั้งสามหลุม เพื่อจำลองการสูบน้ำแบบระนาบ (Parallel Pumping, PP) อิทธิพลของระยะเวลาการสูบน้ำต่อประสิทธิภาพของการลดระดับน้ำ โดยหลังจากการสูบน้ำจนถึงระดับที่กำหนด จากนั้นปล่อยให้ระดับน้ำคืนตัวที่ระยะเวลาการคืนตัว หลังจากการสูบน้ำเท่ากับ 24 48 และ 96 ชั่วโมง อิทธิพลของระยะห่างต่อประสิทธิภาพของการลดระดับน้ำ โดยวิเคราะห์จากข้อมูลระดับน้ำที่บันทึกได้จากบ่อสังเกตการณ์ที่อยู่โดยรอบ และการสร้างสมการทำนายการคืนตัวของระดับการคืนตัวของน้ำใต้ดินที่เวลาคืนตัวใดๆ หลังจากการสูบน้ำแล้วเสร็จ ซึ่งมีประโยชน์อย่างมากในการบริหารจัดการระยะเวลาที่เหมาะสมสำหรับการดำเนินการสูบน้ำจริงในภาคสนาม เพื่อให้สามารถกำหนดจำนวนรอบการสูบน้ำให้สอดคล้องกับความสามารถในการปฏิบัติงานจริง

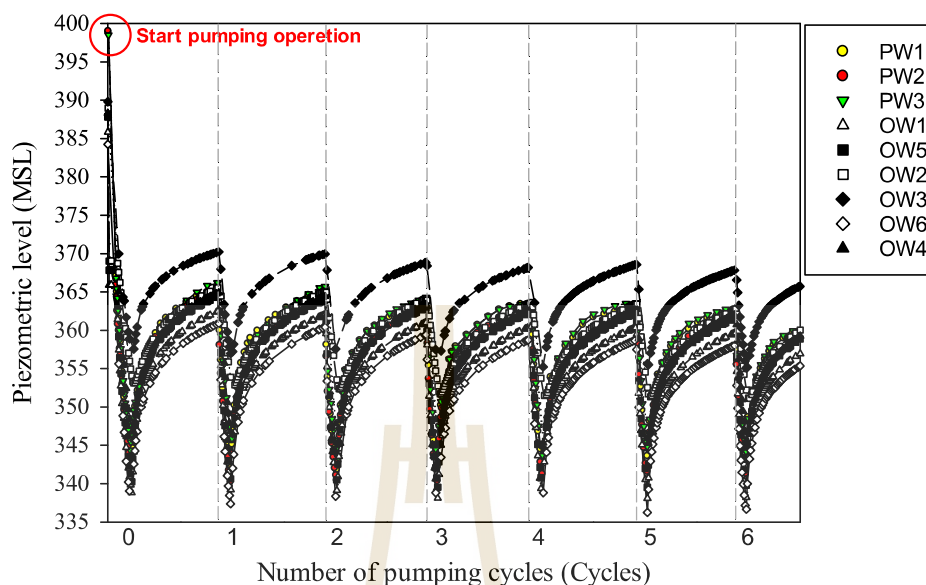
บทที่ 4

ผลการศึกษาและการวิเคราะห์

4.1 อิทธิพลการสูบน้ำแบบป้อนเดียว (Single Pumping, SP) ต่อการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดินที่ระยะเวลาการคืนตัว (Recovery Period, R) 24 ชั่วโมง

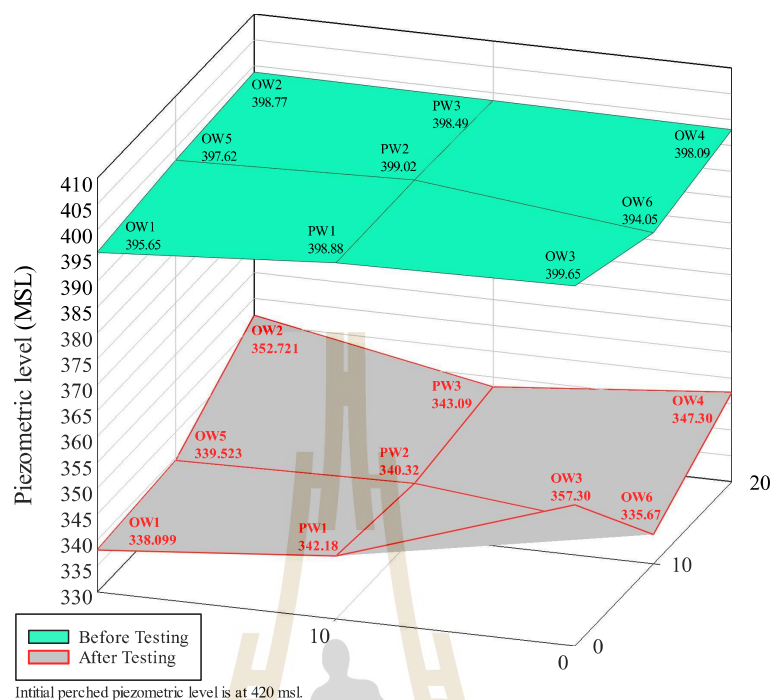
การวิจัยนี้ดำเนินการโดยการติดตั้งระบบลดระดับน้ำแบบป้อนเดียวในพื้นที่ลาดดินถล่มที่เกิดการวิบัติ และการพัฒนาแนวทางในการลดระดับน้ำในลาดดินถล่มของพื้นที่ทิ้งดิน เพื่อเพิ่มเสถียรภาพของลาดดินให้สามารถใช้งานได้ตามวัตถุประสงค์ต่อไป ป้อนเดียวแบบตั้งอยู่ที่ระดับ +420 MSL มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 4 นิ้ว และความลึก 120 เมตร จากผิวดิน ท่อกรูบเป็นท่อเหล็กชุบสังกะสี และท่อกรองเป็นท่อเหล็กชุบสังกะสีเซาะร่อง ตามมาตรฐานคุณภาพท่อเหล็กชุบสังกะสี BS-M มอก. 277 การก่อสร้างระบบระบายแบบป้อนเดียวและตรวจวัดระดับน้ำเป็นการก่อสร้างระบบลดระดับน้ำแบบป้อนเดียวที่มีระยะห่างบ่อเท่ากับ 10 เมตร ในพื้นที่ศึกษา โดยที่ป้อนเดียวแบบในพื้นที่ศึกษาจะแบ่งเป็น 2 ประเภทได้แก่ 1) บ่อสูบ (Pumping Well, PW) และ 2) บ่อสังเกตการณ์ (Observation Well, OW) ในระยะเริ่มต้นของการตรวจวัดระดับน้ำโดยรอบบ่อสูบน้ำ ดำเนินการโดยใช้บ่อน้ำสังเกตที่มีอยู่แล้ว ได้แก่ OW1 OW2 OW3 OW4 OW5 และ OW6 จากนั้นได้มีการสร้างบ่อน้ำสังเกตเพิ่มเติมเป็นจำนวน 5 จุด เพื่อให้ทราบถึงข้อมูลเพิ่มเติมเกี่ยวกับประสิทธิภาพและผลกระทบในพื้นที่ศึกษา ระยะห่างของบ่อสูบและบ่อสังเกตการณ์แสดงดังรูปที่ 3.6

การศึกษาอิทธิพลของการลดระดับน้ำดำเนินการโดยการสูบน้ำจากระดับน้ำใต้ดินเดิมที่ความลึก 400 MSL (ความลึกประมาณ 20 เมตร จากผิวดิน) จนถึงระดับความลึก 340 MSL (ความลึกประมาณ 80 เมตร จากผิวดิน) โดยใช้อัตราการสูบคงที่เท่ากับ 1000 ลิตรต่อชั่วโมง จากนั้นปล่อยให้ระดับน้ำคืนตัวที่ระยะเวลาการคืนตัวหลังจากการสูบ (R) เท่ากับ 24 48 และ 96 ชั่วโมง เพื่อศึกษาอิทธิพลของระยะเวลาการคืนตัวต่อประสิทธิภาพของการลดระดับน้ำ โดยที่รูปแบบการสูบในทั้ง 2 พื้นที่การศึกษาจะแบ่งเป็น 2 ลักษณะการสูบ ได้แก่ 1) การสูบแบบป้อนเดียว (Single Pumping, SP) และ 2) การสูบพร้อมกันทั้งสามหลุม เพื่อจำลองการสูบแบบระนาบ (Plane Pumping, PP) ผลการตรวจวัดทั้งสองรูปแบบการสูบจะทำให้ทราบอิทธิพลของลักษณะการสูบต่อประสิทธิภาพของการลดระดับน้ำ การเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำเนื่องจากการสูบและการคืนตัวของบ่อ PW จะบันทึกทุก 15 นาที ด้วยอุปกรณ์สายวัดระดับน้ำแบบจุ่ม การเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำเนื่องจากการสูบและการคืนตัวของบ่อ OW จะบันทึกแบบอัตโนมัติด้วย Piezometer with Automatic Data Recorder จะบันทึกทุก 15 นาที นอกจากนี้ ยังได้ดำเนินการทดลองสูบน้ำแบบต่อเนื่องเป็นจำนวนหลายรอบ (N) โดยแต่ละรอบประกอบด้วยระยะเวลาการสูบน้ำจนถึงระดับที่กำหนดและระยะเวลาการคืนตัวของระดับน้ำจนถึงเวลาที่กำหนด (R = 24 48 และ 96 ชั่วโมง) การทดลองสูบน้ำแบบต่อเนื่องจะช่วยวิเคราะห์ผลกระทบในระยะยาวจากการระบายน้ำแบบซ้ำๆ ซึ่งจะส่งผลต่อระดับน้ำใต้ดินเมื่อเวลาผ่านไป



รูปที่ 4.1 การเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำภายใต้อิทธิพลจากการสูบน้ำแบบ SP ที่บ่อ PW 2 ที่ R = 24 ชั่วโมง

รูปที่ 4.1 แสดงความสัมพันธ์ของการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำจากอิทธิพลของการสูบน้ำแบบ SP ที่บ่อ PW2 เส้นความสัมพันธ์การเปลี่ยนแปลงระดับน้ำประกอบด้วยสองช่วง ได้แก่ ช่วงการสูบน้ำ ซึ่งแสดงโดยเส้นความสัมพันธ์ที่มีความชันเป็นลบ และช่วงการคืนตัว ซึ่งแสดงโดยเส้นความสัมพันธ์ที่มีความชันเป็นบวก การสูบน้ำแบบ SP ที่บ่อ PW2 เริ่มจากการสูบน้ำลดระดับน้ำใต้ดินจากระดับ 399.02 MSL จนกระทั่งระดับน้ำใต้ดินลดลงจนถึงระดับ 340.32 MSL (ความลึก 80 เมตร จากผิวดิน) จากนั้นปล่อยให้ระดับน้ำคืนตัวแบบอิสระเป็นเวลา (R) เท่ากับ 24 ชั่วโมง ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าการสูบน้ำแบบ SP ที่บ่อ PW2 มีอิทธิพลต่อการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำในทุกบ่อ PW และ OW โดยการสูบน้ำที่บ่อ PW2 ส่งผลให้ระดับน้ำของบ่อโดยรอบลดลง และการคืนตัวของระดับน้ำสำหรับทุกบ่อเกิดขึ้นพร้อมกันหลังจากสิ้นสุดการสูบน้ำ โดยสังเกตได้ว่าลักษณะของเส้นความสัมพันธ์ของการสูบน้ำ และการคืนตัวของทั้งบ่อ PW และ OW มีความสอดคล้องกัน แต่มีค่าพิกัดจุดต่ำสุดและสูงสุดต่างกัน ขึ้นอยู่กับสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินรอบบ่อสูบน้ำ ผลทดลองยังแสดงว่าจำนวนรอบการสูบน้ำที่เพิ่มขึ้นส่งผลให้ความชันของเส้นความสัมพันธ์การสูบน้ำเพิ่มขึ้น (ระยะเวลาการสูบน้ำของบ่อเพื่อให้ถึงความลึก 80 เมตร จากผิวดิน จะสั้นลง) แต่ระดับน้ำใต้ดินหลังการคืนตัวมีค่าเท่ากันที่ R = 24 ชั่วโมง

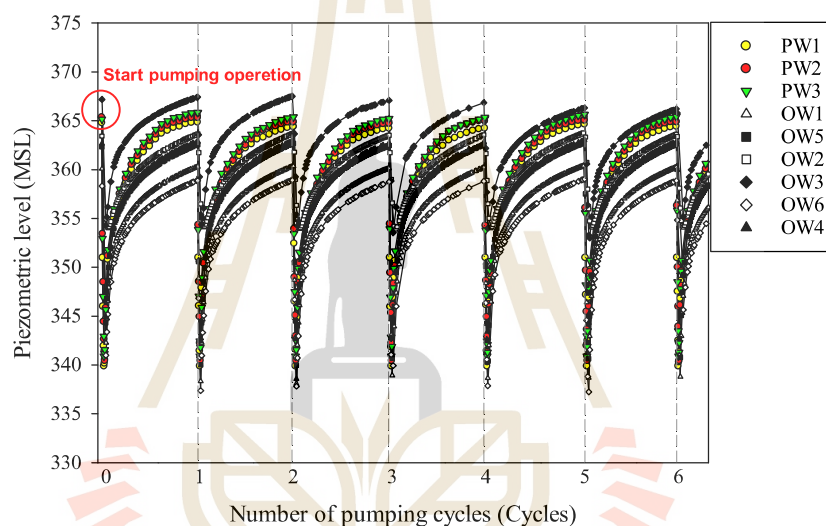


รูปที่ 4.2 ระบายการลดลงของระดับน้ำเทียบกับระดับน้ำใต้ดินเดิมใน zone 1 ภายใต้อิทธิพลจากการสูบน้ำแบบ SP ที่บ่อ PW2 ที่ R = 24 ชั่วโมง

รูปที่ 4.2 แสดงระบายการลดลงของระดับน้ำในบ่อสูบน้ำและบ่อสังเกตการณ์ เทียบกับระดับน้ำใต้ดินก่อนสูบน้ำใน zone 1 ภายใต้อิทธิพลการสูบน้ำแบบ SP ที่บ่อ PW2 เห็นได้ชัดว่า ระยะห่างจากบ่อสูบน้ำมีอิทธิพลต่อการลดลงของระดับน้ำ โดยบ่อที่มีระยะห่างจาก PW2 น้อยกว่าจะได้รับอิทธิพลจากการสูบน้ำมากกว่า ดังนั้น การลดลงของระดับน้ำใต้ดินจึงมีค่าใกล้เคียงกับการลดลงของระดับน้ำในบ่อ PW2 ตัวอย่างเช่น บ่อ PW3 (ห่างจาก PW2 เท่ากับ 10 เมตร) เกิดการลดลงของระดับน้ำใต้ดินมีค่าเท่ากับ 55.40 เมตร (จาก 398.49 MSL ถึง 343.09 MSL) ในขณะที่ บ่อ OW3 ซึ่งมีระยะห่างจาก PW2 เป็นระยะ 14.14 เมตร เกิดการลดลงของระดับน้ำใต้ดินเท่ากับ 42.36 เมตร (จาก 399.65 MSL ถึง 357.29 MSL) อย่างไรก็ตาม บ่อ OW1 OW2 OW3 และ OW6 ที่มีระยะห่างจาก PW2 เท่ากัน (14.14 เมตร) แต่กลับได้รับอิทธิพลจากการสูบน้ำไม่เท่ากัน โดยที่บ่อ OW3 เกิดการลดลงของระดับน้ำน้อยที่สุดเท่ากับ 42.36 เมตร (จาก 399.65 MSL ถึง 357.29 MSL) ในขณะที่ บ่อ OW6 เกิดการลดลงของระดับน้ำมากที่สุดเท่ากับ 58.38.27 เมตร (จาก 394.05 MSL ถึง 335.67 MSL) ทั้งนี้อาจเกิดเนื่องจากความแปรปรวนของชั้นดินในลาดดินถม โดยบ่อที่ได้รับอิทธิพลจากการสูบน้ำน้อยกว่า อาจจะถูกก่อสร้างในชั้นดินที่มีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำต่ำกว่า ส่งผลให้การลดลงของระดับน้ำมีค่าน้อยกว่าที่ระยะห่างจากบ่อทดลองสูบน้ำเดียวกัน

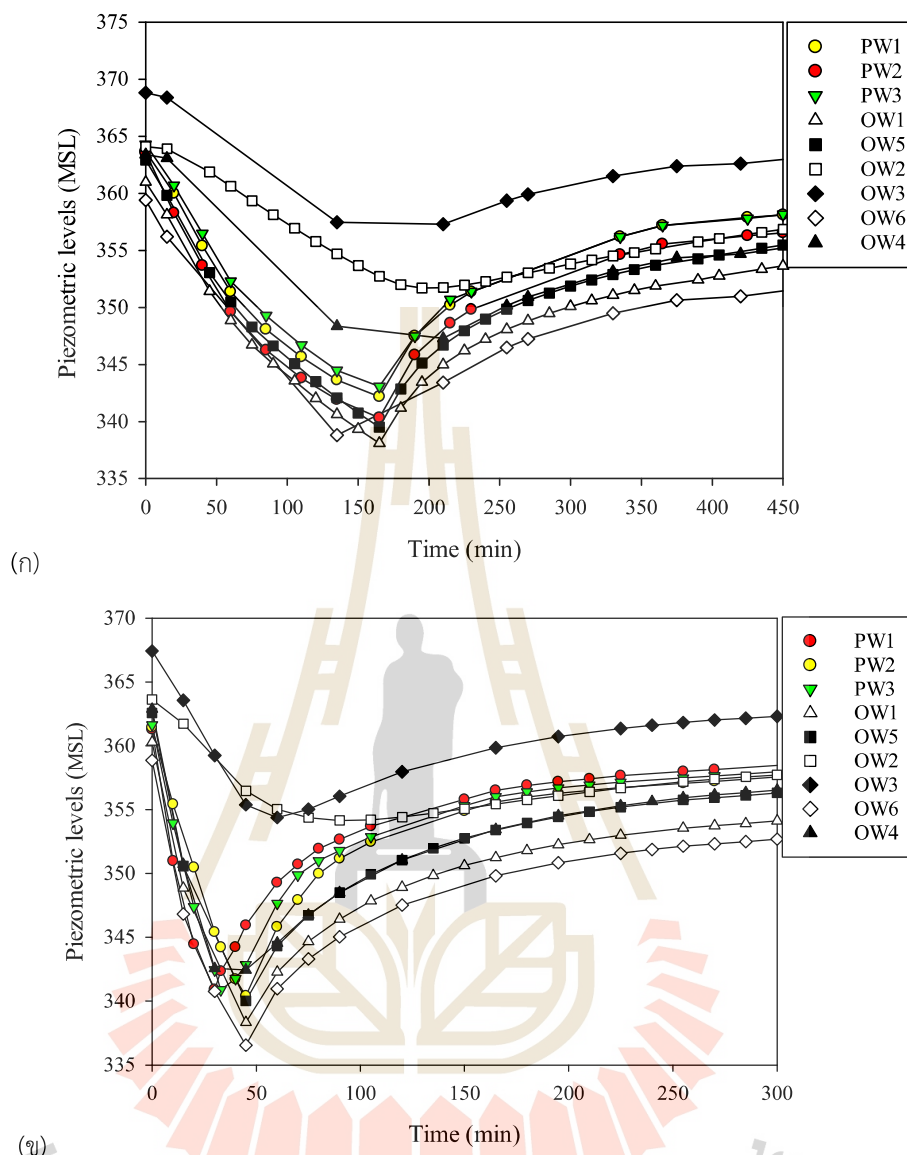
4.2 อิทธิพลการสูบน้ำแบบขนาน (Parallel Pumping, PP) ต่อการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดินที่ระยะเวลาการคืนตัว (Recovery Period, R) 24 ชั่วโมง

รูปที่ 4.3 แสดงถึงผลทดลองการสูบน้ำภายใต้การสูบน้ำแบบ PP ที่บ่อ PW1 PW2 และ PW3 จากระดับน้ำใต้ดินเริ่มต้นเท่ากับ 365.78 MSL 366.34 MSL และ 366.14 MSL จนกระทั่งระดับน้ำใต้ดินลดลงจนถึงความลึก 80 เมตรจากผิวดิน ซึ่งมีความระดับเท่ากับ 340.98 MSL 340.42 MSL และ 340.89 MSL สำหรับบ่อ PW1 PW 2 และ PW3 ตามลำดับ จากนั้นปล่อยให้ระดับน้ำคืนตัวแบบอิสระเป็นระยะเวลา 24 ชั่วโมง เส้นความสัมพันธ์ที่มีความชันเป็นลบแสดงถึงการลดลงของระดับน้ำเนื่องจากการสูบน้ำ ในขณะที่ เส้นความสัมพันธ์ที่มีความชันเป็นบวกแสดงถึงการคืนตัวของระดับน้ำตามธรรมชาติ



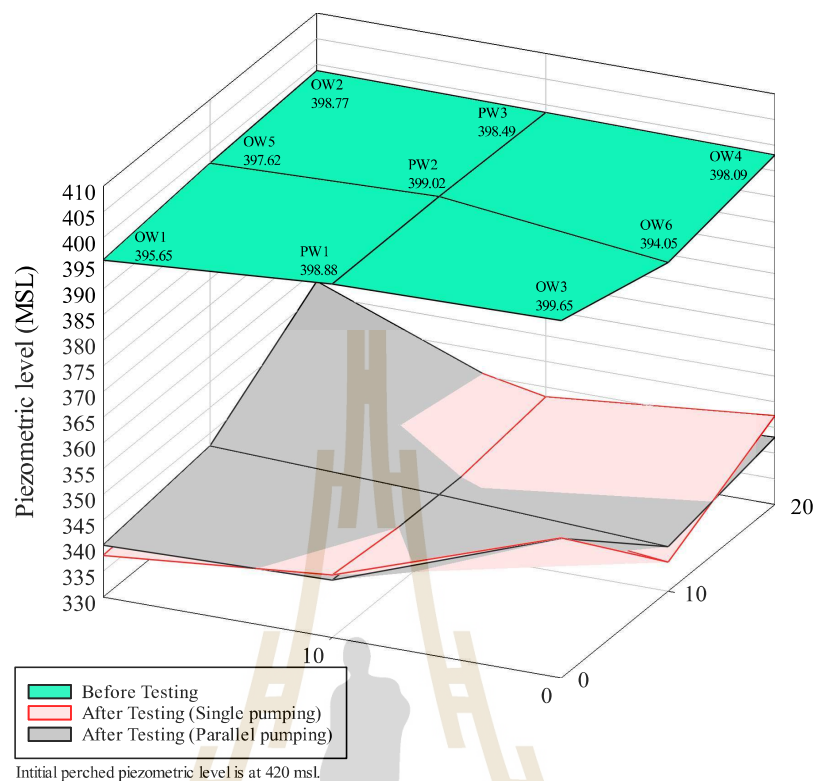
รูปที่ 4.3 การเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำภายใต้อิทธิพลจากการสูบน้ำแบบ PP ที่บ่อ PW1 PW2 และ PW3 ใน zone 1 ที่ R = 24 ชั่วโมง

การสูบน้ำแบบ PP ที่บ่อ PW1, PW 2 และ PW3 มีอิทธิพลต่อการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำในทุกบ่อ OW โดยรอบ พฤติกรรมของการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำจากการสูบน้ำและการคืนตัวมีความสอดคล้องกันในทุกบ่อ โดยการสูบน้ำที่บ่อ PW1, PW 2 และ PW3 ส่งผลให้ระดับน้ำของบ่อ OW โดยรอบลดลง และการคืนตัวของทุกบ่อเกิดขึ้นพร้อมกันหลังจากสิ้นสุดการสูบน้ำและปล่อยระดับน้ำคืนตัว นอกจากนี้ยังพบว่าความชันของเส้นความสัมพันธ์ของการสูบน้ำมีค่าเพิ่มขึ้นตามจำนวนรอบสูบน้ำที่มากขึ้น และระดับการคืนตัวของน้ำใต้ดินภายใต้การสูบน้ำแบบ PP มีค่าน้อยกว่าการสูบน้ำแบบ SP เนื่องจากการสูบน้ำแบบ PP เริ่มดำเนินการต่อจากการสูบน้ำแบบ SP แต่ระดับการคืนตัวสูงสุดที่ R = 24 ชั่วโมงจากการสูบน้ำแบบ PP ลดลงแบบความสัมพันธ์เชิงเส้นต่อจากการสูบน้ำแบบ SP บนความชันเดียวกันดังแสดงให้เห็นในรูปที่ 4.3 ผลการทดสอบนี้ แสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมของการสูบน้ำแบบต่อเนื่อง ทำให้ระดับการคืนตัวของน้ำลดลงที่ R = 24 ชั่วโมง เนื่องจากปริมาณน้ำที่เข้ามาภายในบ่อน้อยลง ซึ่งเน้นให้เห็นถึงผลกระทบที่ยั่งยืนของการระบายน้ำแบบต่อเนื่อง



รูปที่ 4.4 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ของการสูบลและการคืนตัวใน 1 รอบการสูบลภายใต้อิทธิพลจาก (ก) การสูบลแบบ SP และ (ข) การสูบลแบบ PP ที่ $R = 24$ ชั่วโมง

รูปที่ 4.4 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ของการสูบลและการคืนตัวใน 1 รอบของการสูบลแบบ SP และ PP เส้นความสัมพันธ์ของการคืนตัวภายใต้การสูบลแบบ PP มีความชันที่ใกล้เคียงกันกับการสูบลแบบ SP ความชันของเส้นการคืนตัวแสดงถึงปริมาณน้ำที่ไหลเข้าบ่อที่ระยะเวลาใดๆ ดังนั้น การสูบลทั้ง 2 กรณีจึงมีประสิทธิภาพเทียบเท่ากันในแง่ของระยะเวลาคืนตัว อย่างไรก็ตาม การสูบลแบบ PP แสดงเส้นความสัมพันธ์ของการสูบลที่มีความชันสูงกว่า เป็นผลมาจากการสูบลแบบ PP สามารถลดระดับน้ำได้เร็วกว่าแบบ SP เนื่องจากมีจำนวนเครื่องสูบน้ำมากกว่า

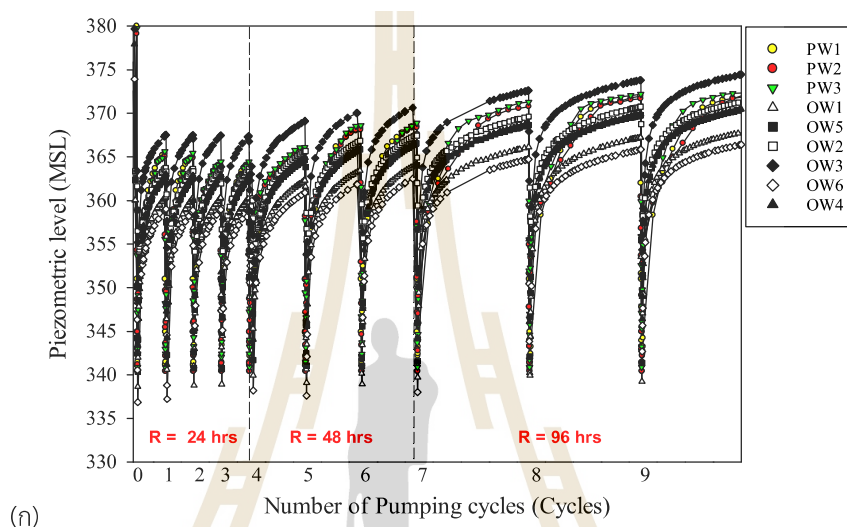


รูปที่ 4.5 การเปรียบเทียบระนาบการลดลงของระดับน้ำหลังการสูบน้ำภายใต้อิทธิพลจากการสูบน้ำแบบ SP และการสูบน้ำแบบ PP ที่ $R = 24$ ชั่วโมง

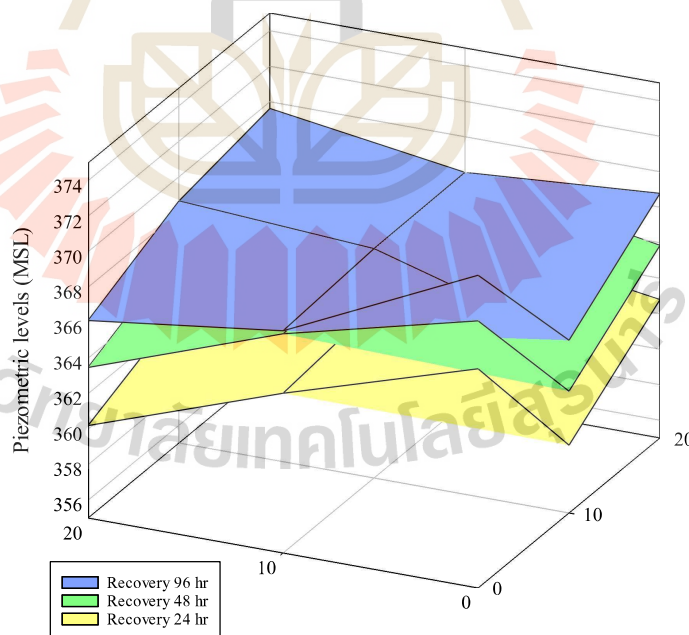
รูปที่ 4.5 แสดงระนาบการลดลงของระดับน้ำหลังการสูบน้ำภายใต้อิทธิพลจากการสูบน้ำแบบ SP ที่บ่อ PW2 และการสูบน้ำแบบ PP ที่บ่อ PW1, PW2 และ PW3 จะเห็นได้ว่า การสูบน้ำแบบ PP มีระนาบการลดลงของระดับน้ำใกล้เคียงกับการสูบน้ำแบบ SP สิ่งนี้แสดงให้เห็นว่าระดับน้ำในแต่ละบ่อ OW มีการเชื่อมต่อกัน การเพิ่มบ่อสูบน้ำที่มีระยะห่างเท่ากับ 10 เมตร ที่ครอบคลุมพื้นที่ขนาด 20×20 เมตร เพียงแค่ช่วยลดระยะเวลาการสูบน้ำ เมื่อเทียบกับการสูบน้ำแบบ SP สังเกตได้จากความชันของเส้นความสัมพันธ์การสูบน้ำที่สูงกว่าและระยะเวลาการสูบน้ำที่น้อยกว่าของการสูบน้ำแบบ SP ในขณะที่ การสูบน้ำแบบ PP ไม่ส่งผลต่อการเปลี่ยนแปลงอัตราการไหลของน้ำใต้ดินที่ไหลเข้าบ่อเมื่อเทียบกับการสูบน้ำแบบ SP สังเกตได้จากความชันของเส้นความสัมพันธ์การคืนตัวที่ใกล้เคียงกัน นอกจากนี้ยังพบว่าปริมาณการไหลของน้ำเข้าบ่อ OW ในกรณีการสูบน้ำแบบ SP และการสูบน้ำแบบ PP มีค่าใกล้เคียงกัน ในช่วง $R = 24$ ชั่วโมง ส่งผลให้ความชันของเส้นความสัมพันธ์การคืนตัวของทั้งสองกรณีมีค่าใกล้เคียงกัน หรือกล่าวได้ว่าการสูบน้ำแบบ PP มีประสิทธิภาพมากกว่าการสูบน้ำแบบ SP ในแง่ของเวลาการดำเนินงานจริงในภาคสนาม

4.3 อิทธิพลของระยะเวลาคืนตัวต่อการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดินภายใต้เงื่อนไขการสูบน้ำแบบ PP

กรณีศึกษาต่อไปจะมุ่งประเด็นไปที่อิทธิพลของระยะเวลาการปล่อยให้ น้ำคืนตัวหลังจากการสูบน้ำต่อการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำ โดยการศึกษาจะดำเนินการสูบน้ำแบบ PP ที่บ่อ PW1, PW2 และ PW3 และปล่อยให้ระดับน้ำคืนตัวเป็นเวลา $R = 24, 48$ และ 96 ชั่วโมง



(ก)

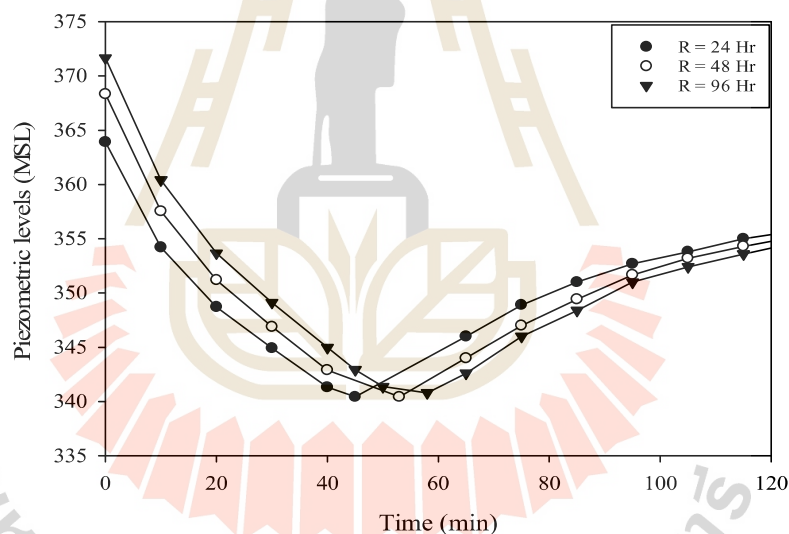


(ข)

Initial perched water level is at 420 MSL

รูปที่ 4.6 การเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำภายใต้อิทธิพลจากการสูบน้ำแบบ PP ที่บ่อ PW1 PW2 และ PW3 ที่ $R = 24, 48$ และ 96 ชั่วโมง

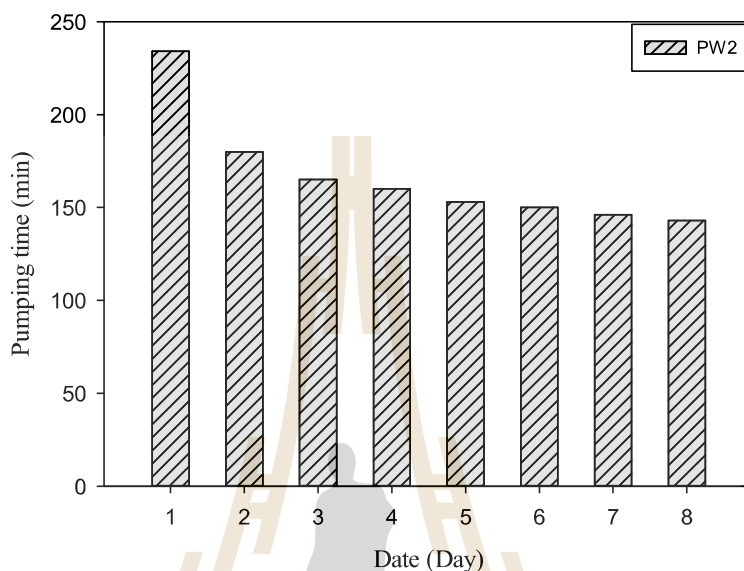
รูปที่ 4.6(ก) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระดับน้ำและระยะเวลาการคืนตัวของน้ำ ภายใต้การสูบบแบบ PP ที่บ่อ PW1, PW2 และ PW3 ที่ $R = 24$ 48 และ 96 ชั่วโมง ผลการศึกษาแสดงให้เห็นว่าบ่อ PW1, PW2 และ PW3 มีเส้นความสัมพันธ์ของระดับน้ำและระยะเวลาการคืนตัวที่คล้ายกันในทุกบ่อที่ค่า R เดียวกัน โดยบ่อ OW ในทุกบ่อมีความชันของเส้นความสัมพันธ์ของระยะเวลาสูบและการคืนตัวที่คล้ายกันที่ค่า R เดียวกัน แตกต่างกันที่ค่าพิกัดต่ำสุด และสูงสุด ค่า R ที่เพิ่มมากขึ้น ส่งผลให้ระดับการคืนตัวของน้ำใต้ดินเพิ่มสูงขึ้นในทุกบ่อ PW และ OW เนื่องจากค่า R ที่เพิ่มมากขึ้นจะมีผลให้ปริมาณน้ำในบ่อเพิ่มสูงขึ้นที่อัตราการไหลเข้าบ่อเท่ากัน ยกตัวอย่างเช่น การสูบที่ $R = 96$ ชั่วโมง มีระดับการคืนตัวของน้ำใต้ดินสูงกว่าการสูบที่ $R = 24$ ชั่วโมง เท่ากับร้อยละ 20 โดยเฉลี่ย สำหรับทุกบ่อ PW และ OW สังเกตได้จาก**รูปที่ 4.6(ข)** ว่าการคืนตัวของน้ำใต้ดินภายใต้อิทธิพลจากการสูบบแบบ PP ที่ $R = 24, 48$ และ 96 ชั่วโมง นั้นเป็นแบบเดียวกัน เพียงแต่มีระดับน้ำสูงสุดของการคืนตัวที่ต่างกัน ระดับน้ำหลังการคืนตัวจากการสูบ 24 ชั่วโมง จะต่ำที่สุด ขณะที่ ระดับน้ำจะเพิ่มขึ้น เมื่อ R เพิ่มมากขึ้น ซึ่งหมายความว่าเวลาที่ให้เวลาในการคืนตัวของระดับน้ำนานขึ้น ทำให้มีน้ำไหลเข้าบ่อน้ำได้มากขึ้นในอัตราการไหลเข้าที่เท่าเดิม



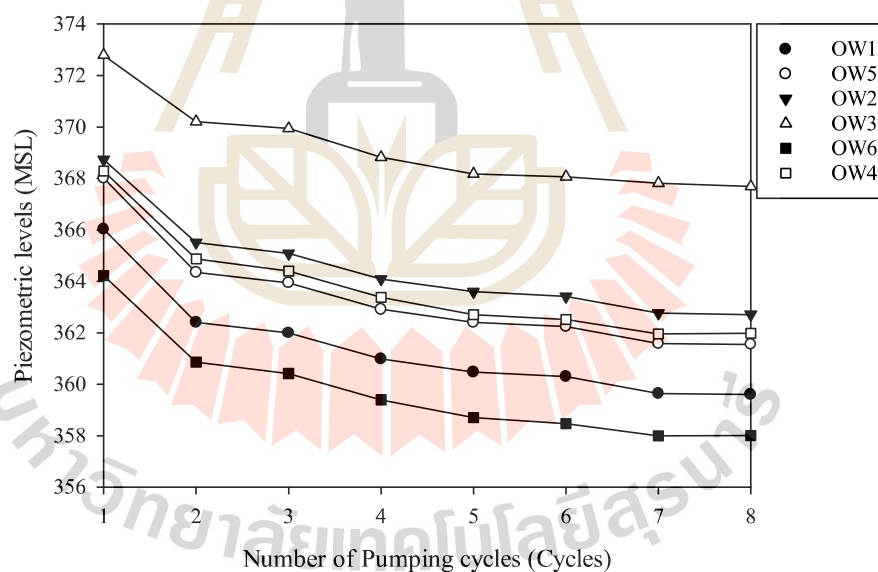
รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ของระดับน้ำและระยะเวลาใน 1 รอบการสูบของบ่อ PW1 ภายใต้อิทธิพลจากการสูบบแบบ PP ที่ (ก) $R = 24, 48$ และ 96 ชั่วโมง

รูปที่ 4.7 แสดงความสัมพันธ์ของระดับน้ำและระยะเวลาใน 1 รอบการสูบที่บ่อ PW1 ภายใต้การสูบบแบบ PP ที่ $R = 24, 48$ และ 96 ชั่วโมง จากผลการทดสอบ พบว่า เมื่อ R มากขึ้นส่งผลให้ระยะเวลาในการสูบเพื่อให้ถึงระดับน้ำก้นบ่อที่กำหนดเพิ่มขึ้น เนื่องจากปริมาณน้ำในบ่อสูบจะเพิ่มสูงขึ้นตามระยะเวลาคืนตัวที่เพิ่มขึ้น (**รูปที่ 4.6(ก)**) แต่ทว่าเส้นความสัมพันธ์ของการคืนตัวสำหรับทุก R มีความชันที่สอดคล้องกัน หรือกล่าวได้ว่า R ที่เพิ่มมากขึ้นเพียงแต่ทำให้เกิดการสะสมของปริมาณน้ำในบ่อมากขึ้น แต่ไม่ส่งผลกระทบต่อการเพิ่มขึ้นของอัตราการไหลเข้าบ่อ ดังนั้น ระยะเวลาของการคืนตัวของระดับน้ำใต้ดิน (**รูปที่ 4.6(ข)**) จึงสูงขึ้นตามค่า R ที่เพิ่มขึ้น แต่ความชันเส้นความสัมพันธ์การคืนตัว (ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาตรการไหลเข้าต่อเวลา) (**รูปที่ 4.7**) มีค่าใกล้เคียงกันในทุกการคืน

ตัวหลังจากการสูบ โดยที่ความชันเส้นความสัมพันธ์การคืนตัวมีค่าเท่ากับ 25.2 24.7 และ 25.3 สำหรับ $R = 24$ 48 และ 96 ตามลำดับ



(ก)

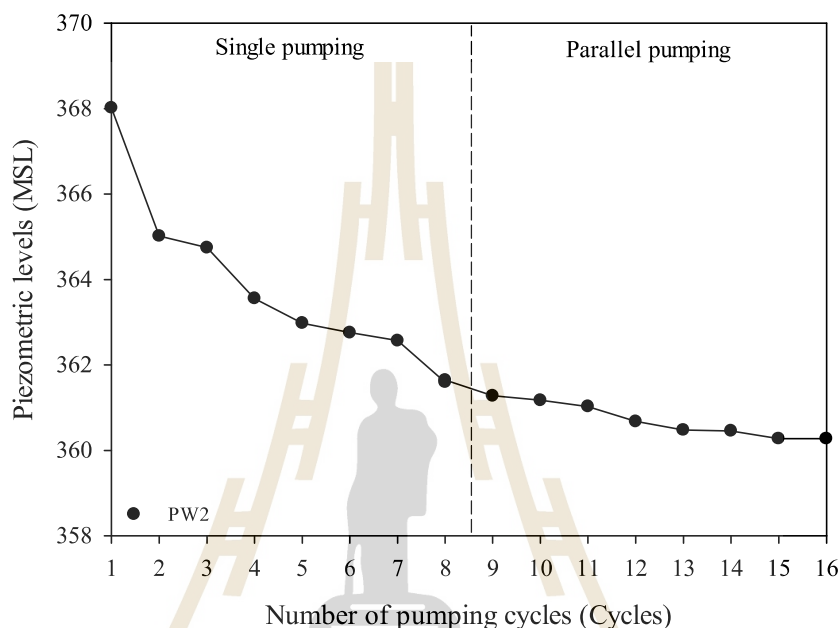


(ข)

รูปที่ 4.8 อิทธิพลของจำนวนรอบสูบต่อ (ก) ระยะเวลาการสูบ (ข) ระดับการคืนตัวที่ $R = 24$ ชั่วโมง ภายใต้อิทธิพลจากการสูบแบบ SP ที่บ่อ PW2

รูปที่ 4.8 แสดงอิทธิพลของจำนวนรอบการทดลองสูบต่อระยะเวลาการสูบน้ำ และระดับการคืนตัวที่ $R = 24$ ชั่วโมง ภายใต้อิทธิพลจากการสูบแบบ SP ที่บ่อ PW2 พบว่า การเพิ่มขึ้นของจำนวนรอบการสูบมีผลให้ระยะเวลาการสูบ (เพื่อระดับน้ำให้อยู่ที่ระดับ 80 เมตร จากผิวดิน) ลดลง (**รูปที่ 4.8(ก)**) และส่งผลให้ระดับน้ำคืนตัวที่ $R = 24$ ชั่วโมง (**รูปที่ 4.8 (ข)**) ลดลงในทุกบ่อ OW การลดลงของระดับน้ำคืนตัวเป็นผลจากการลดลงของอัตราการไหลของน้ำเข้าบ่อบริเวณโดยรอบที่ระยะเวลา

การคืนตัวเดียวกัน ระดับน้ำคืนตัวที่ลดลงนี้ส่งผลโดยตรงต่อการลดลงของปริมาณน้ำก่อนเริ่มการสูบน้ำในรอบถัดไป (ระดับการคืนตัวสุดท้ายที่ 24 ชั่วโมง คือระดับน้ำเริ่มต้นก่อนการสูบน้ำในรอบถัดไป) จึงทำให้ระยะเวลาในการสูบลดลง ซึ่งหมายความว่าจำนวนรอบการสูบน้ำที่เพิ่มขึ้น ส่งผลโดยตรงต่อความสามารถในการไหลเข้าของน้ำใต้ดินโดยรอบลดลงที่ $R = 24$ ชั่วโมง เท่ากัน



รูปที่ 4.9 การเปรียบเทียบอิทธิพลของจำนวนรอบการสูบน้ำต่อการลดลงของระดับน้ำหลังการคืนตัวที่ $R = 24$ ชั่วโมง ภายใต้การสูบน้ำแบบ SP และการสูบน้ำแบบ PP

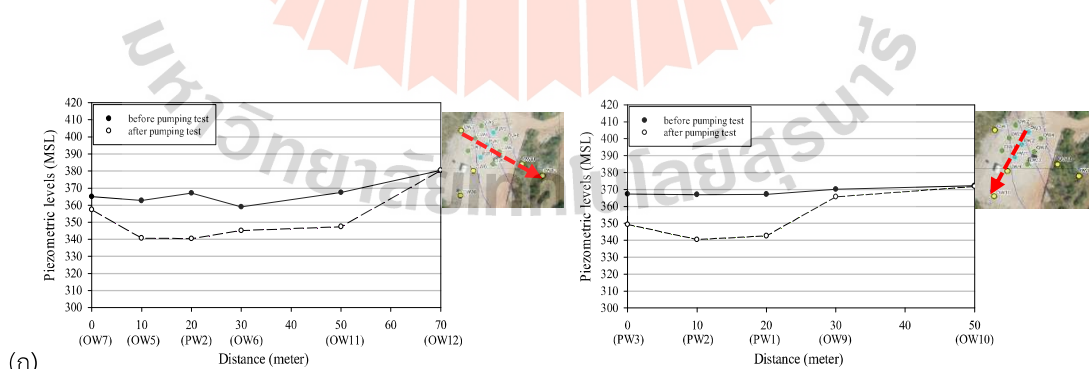
รูปที่ 4.9 เปรียบเทียบอิทธิพลของจำนวนรอบการสูบน้ำต่อระดับน้ำหลังการคืนตัวที่ $R = 24$ ชั่วโมง ภายใต้การสูบน้ำแบบ SP และแบบ PP ที่บ่อ PW2 โดยที่การสูบน้ำแบบ PP เริ่มดำเนินการต่อจากการสูบน้ำแบบ SP จากผลการทดสอบพบว่า จำนวนรอบการสูบน้ำที่เพิ่มขึ้น ส่งผลให้ระดับน้ำหลังการคืนตัวลดลงทั้งการสูบน้ำแบบ SP และแบบ PP โดยที่เส้นความสัมพันธ์ของการสูบน้ำแบบ SP และการสูบน้ำแบบ PP อยู่บนความสัมพันธ์เชิงเส้นเดียวกัน ซึ่งหมายความว่า จำนวนรอบการสูบน้ำที่เพิ่มขึ้นส่งผลกระทบต่ออัตราการลดลงของระดับน้ำสำหรับการสูบน้ำทั้ง 2 กรณี แต่ทว่า การเพิ่มจำนวนบ่อสูบน้ำ (การสูบน้ำแบบ PP) ในระยะห่าง 10 เมตร ภายในพื้นที่ ไม่ส่งผลต่อการลดลงของอัตราการคืนตัวของน้ำที่ R เดียวกัน เมื่อเทียบกับการสูบน้ำแบบ SP หรือกล่าวได้ว่าการสูบน้ำแบบ SP และการสูบน้ำแบบ PP มีระยะประสิทธิผลในการลดระดับน้ำในบ่อ PW ใกล้เคียงกัน อย่างไรก็ตาม ผลการทดสอบนี้ชี้ให้เห็นถึงประสิทธิภาพของการสูบน้ำเฉพาะพื้นที่ศึกษานี้เท่านั้น ซึ่งในพื้นที่อื่นอาจมีพฤติกรรมการคืนตัวของน้ำที่ต่างกันไป เนื่องจากค่าการซึมผ่านน้ำและความตึบแน่นของดินในแต่ละพื้นที่ดินถมนั้นค่อนข้างแปรปรวน

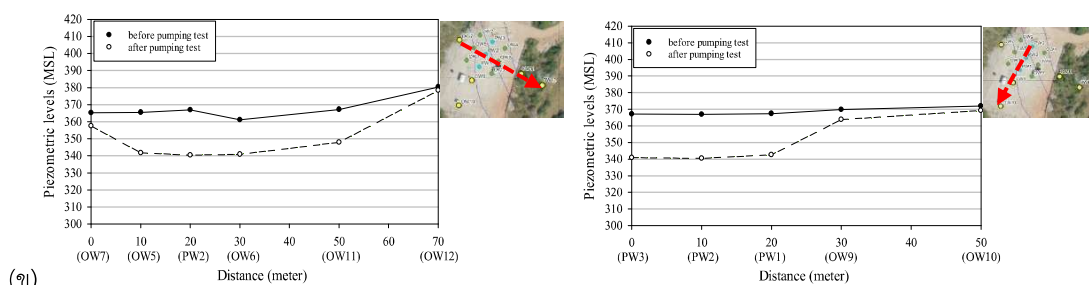
4.4 อิทธิพลของระยะทางที่มีประสิทธิภาพสำหรับเงื่อนไขการสูบน้ำแบบ SP และการสูบน้ำแบบ PP

ผลการศึกษาอิทธิพลของระยะทางต่อการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดินดังรูปที่ 4.10(ก) พบว่า การสูบน้ำแบบ SP ไม่ส่งผลกระทบต่อบ่อ OW12 ที่มีระยะห่างจากบ่อ PW2 เท่ากับ 40 เมตร ตามแนวขวาง ในขณะที่ บ่อ OW7 และ OW11 ซึ่งมีระยะห่างจากบ่อ PW2 เท่ากัน (20 เมตร ตามแนวขวาง) ได้รับอิทธิพลจากการสูบน้ำแบบ SP โดยเกิดการลดระดับน้ำลงไปเท่ากับ 10 เมตร และ 20 เมตร สำหรับบ่อ OW7 และ OW11 ตามลำดับ และยังพบว่า การสูบน้ำแบบ SP ไม่ส่งผลกระทบต่อบ่อ OW10 ที่มีระยะห่างจากบ่อ PW2 เท่ากับ 40 เมตร ตามแนวยาว ในขณะที่บ่อ OW9 ที่มีระยะห่างจากบ่อ PW2 เท่ากับ 20 เมตร ตามแนวยาวได้รับอิทธิพลจากการสูบน้ำแบบ SP โดยเกิดการลดระดับน้ำลงไปเท่ากับ 5 เมตร

ผลการศึกษาในรูปที่ 4.10(ข) พบว่า การสูบน้ำแบบ PP สามารถส่งผลกระทบต่อบ่อ OW12 ที่มีระยะห่างจากบ่อ PW2 เท่ากับ 40 เมตร ตามแนวขวาง โดยเกิดการลดลงของระดับน้ำเท่ากับ 2 เมตร อีกทั้งยังสามารถส่งผลกระทบต่อบ่อ OW10 ที่มีระยะห่างจากบ่อ PW2 เท่ากับ 40 เมตร ตามแนวยาว โดยเกิดการลดลงของระดับน้ำเท่ากับ 2 เมตร และยังพบว่า ระดับน้ำในบ่อ OW7 OW9 และ OW11 ภายใต้อิทธิพลของการสูบน้ำแบบ PP มีระดับต่ำกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับสูบน้ำแบบ SP แต่การลดลงของระดับน้ำในบ่อ OW1 OW2 OW3 OW4 OW5 และ OW6 ที่เกิดจากการสูบน้ำแบบ PP และแบบ SP มีค่าใกล้เคียงกัน ดังนั้น จึงอาจกล่าวได้ว่าการสูบน้ำแบบ PP มีผลให้เกิดการลดลงของระดับน้ำในระยะที่ไกลกว่า

การสูบน้ำแบบ PP มีระยะทางประสิทธิผลที่ไกลกว่าการสูบน้ำแบบ SP เนื่องจากการสูบน้ำแบบ PP มีอัตราการสูบที่สูงกว่าการสูบน้ำแบบ SP โดยระยะทางประสิทธิผลในการลดระดับน้ำสำหรับการสูบน้ำแบบ SP ในพื้นที่ศึกษาทั้งในหน้าตัดตามยาวและตามขวางอยู่ในช่วงมากกว่า 20 เมตร แต่น้อยกว่า 40 เมตร ในขณะที่ ระยะทางประสิทธิผลในการลดระดับน้ำสำหรับการสูบน้ำแบบ PP ในพื้นที่ศึกษาทั้งในหน้าตัดตามยาวและตามขวางมีค่าไม่น้อยกว่า 40 เมตร





รูปที่ 4.10 การเปลี่ยนแปลงระดับน้ำหลังการสูบน้ำที่หน้าตัดตามยาว และตามขวางภายใต้อิทธิพลจาก (ก) การสูบน้ำแบบ SP และ (ข) การสูบน้ำแบบ PP

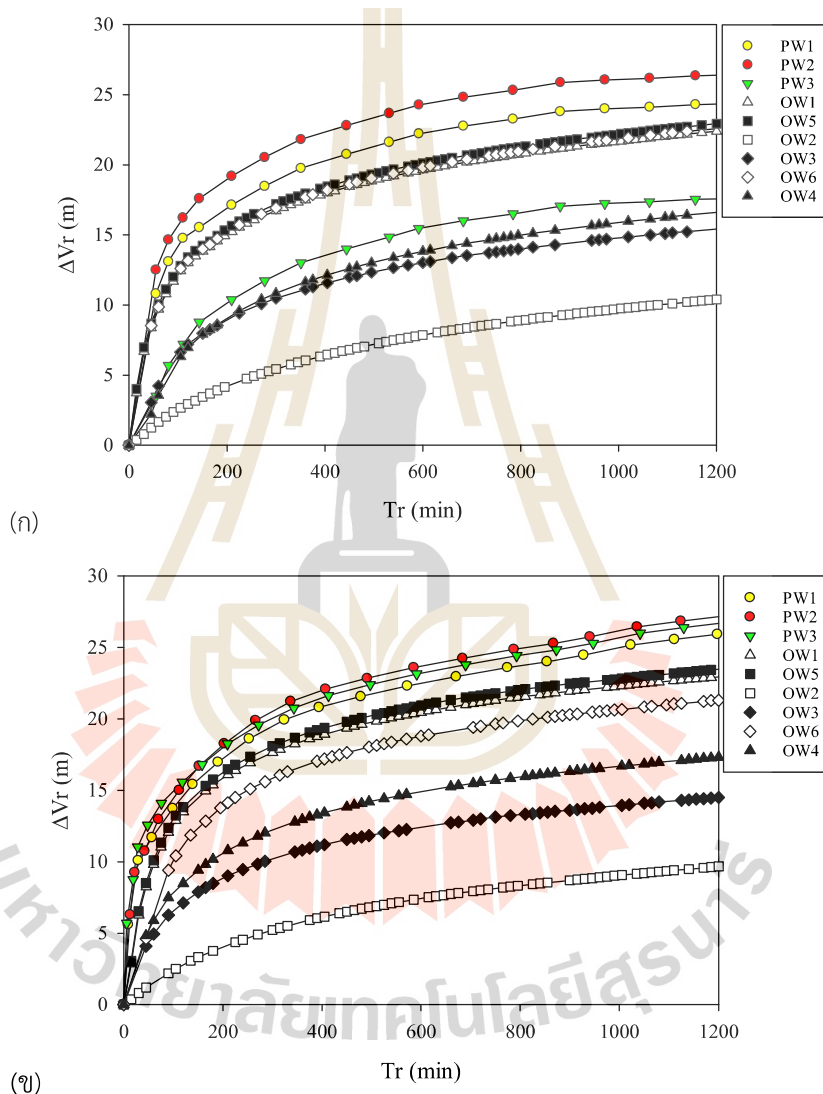
4.5 สมการการทำนายการคืนตัวของระดับน้ำหลังการสูบน้ำแบบ SP และการสูบน้ำแบบ PP

การศึกษาในหัวข้อก่อนหน้านี้ พบว่า จำนวนรอบการสูบน้ำที่เพิ่มขึ้นส่งผลต่อการลดระดับน้ำอย่างมีนัยสำคัญภายใต้เงื่อนไขทั้งการสูบน้ำแบบ SP และการสูบน้ำแบบ PP อาจกล่าวได้ว่า ระยะเวลาการคืนตัวของระดับน้ำหลังจากการสูบน้ำ เป็นปัจจัยสำคัญในการกำหนดระดับน้ำใต้ดินสูงสุดที่จำเป็นต่อการเสริมเพิ่มเสถียรภาพของลาดดิน รูปที่ 4.11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนแปลงของปริมาณน้ำจากการคืนตัว (ΔV_r) และระยะเวลาคืนตัว (T_r) ภายใต้อิทธิพลจากการสูบน้ำแบบ PP ที่ $R = 24$ ชั่วโมง เพื่อวิเคราะห์อิทธิพลของการคืนตัวต่อประสิทธิภาพการลดลงของระดับน้ำ โดยที่ ΔV_r คือระดับการคืนตัวที่ T_r ใดๆ ลบด้วยระดับการคืนตัวเริ่มต้น จะสังเกตได้ว่าลักษณะของเส้นความสัมพันธ์มีลักษณะเป็นพาราโบลา โดยช่วงที่ 1 ค่า ΔV_r มีความสัมพันธ์เชิงเส้นต่อ T_r ที่เพิ่มขึ้น จากนั้นความสัมพันธ์จะเปลี่ยนเข้าสู่ช่วงที่ 2 โดย ΔV_r จะเปลี่ยนแปลงเล็กน้อยตาม T_r ที่เพิ่มขึ้น จากรูปที่ 4.11 พบว่า บ่อที่มีระดับการคืนตัวเริ่มต้นต่ำกว่า จะมีค่า ΔV_r ที่จุดเปลี่ยนผ่านจากช่วงที่ 1 สู่วางที่ 2 ที่สูงกว่า (ความลึกของน้ำใต้ดินมีค่ามากเทียบกับระดับผิวดิน) และมีความชันของความสัมพันธ์เชิงเส้นในช่วงที่ 1 สูงกว่าที่ T_r เท่ากัน ความชันของช่วงที่ 1 ที่สูงกว่าบ่งชี้ถึงความสามารถในการคืนตัวมากกว่าที่ T_r เท่ากัน หรือกล่าวคือ ระดับการคืนตัวเริ่มต้นมีอิทธิพลต่อ ΔV_r ที่ T_r เท่ากัน โดยที่ ΔV_r จะมีค่ามากเมื่อระดับการคืนตัวเริ่มต้นมีค่าน้อย

บ่อ OW2 ที่มีระดับการคืนตัวเริ่มต้นมากที่สุด (ระดับน้ำลดลงจากการสูบน้ำน้อยที่สุด) แสดงค่า ΔV_r ที่จุดเปลี่ยนผ่านจากช่วงที่ 1 สู่วางที่ 2 และความชันของช่วงที่ 1 ต่ำที่สุด เท่ากับ 0.0229 และ 0.0033 ตามลำดับ ในขณะที่ บ่อ PW2 ที่มีระดับการคืนตัวเริ่มต้นน้อยที่สุด (ระดับน้ำลดลงจากการสูบน้ำมากที่สุด) แสดงค่า ΔV_r ที่จุดเปลี่ยนผ่านจากช่วงที่ 1 สู่วางที่ 2 และความชันของช่วงที่ 1 ต่ำที่สุด เท่ากับ 0.425 และ 0.0054 ตามลำดับ จากนั้นเมื่อ ΔV_r เพิ่มมากขึ้นตาม T_r ที่เพิ่มขึ้น เส้นความสัมพันธ์จะเปลี่ยนเข้าสู่ช่วงที่ 2 ในทุกๆ บ่อ โดยที่ความชันของเส้นความสัมพันธ์ในช่วงที่ 2 มีความใกล้เคียงกันในทุกบ่อ PW และ OW นอกจากนี้ ยังพบว่า การสูบน้ำแบบ SP และการสูบน้ำแบบ PP มีความชันของความสัมพันธ์ในช่วงที่ 1 เทียบเท่ากัน ตัวอย่างเช่น บ่อ PW2 มีความชันของความสัมพันธ์ในช่วงที่ 1 เท่ากับ 0.0053 และ 0.0054 สำหรับการสูบน้ำแบบ SP และการสูบน้ำแบบ PP ตามลำดับ

ΔV_r ในช่วงที่ 2 มีการเปลี่ยนแปลงที่น้อยมากเมื่อ T_r เพิ่มขึ้น แต่มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นต่อเนื่อง ดังนั้น ระยะเวลาการคืนตัวที่เหมาะสมจึงไม่ควรเกินตำแหน่ง ΔV_r ที่จุดเปลี่ยนผ่านจากช่วงที่ 1 สู่วางที่ 2

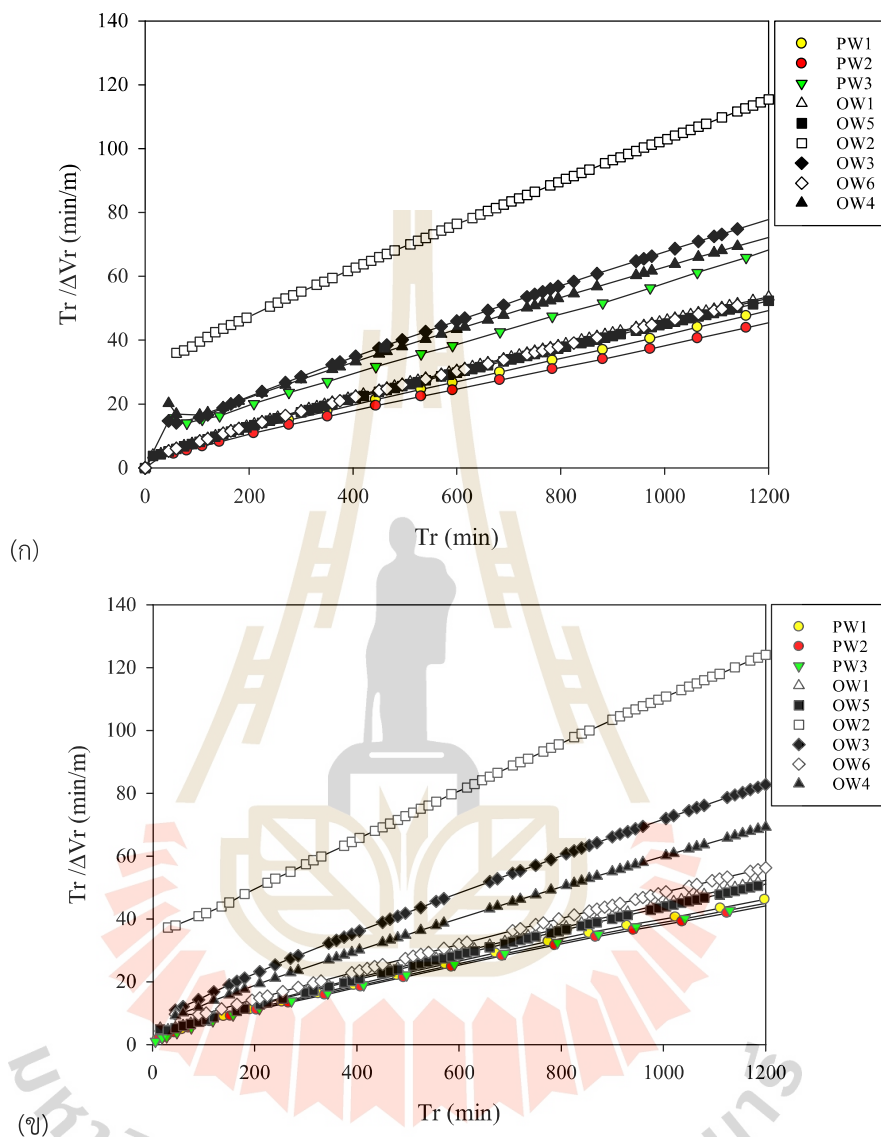
เพื่อลดระยะเวลาโดยรวมสำหรับการสูบลบ ระยะเวลาโดยรวมที่ลดลงจะส่งผลให้สามารถเพิ่มจำนวนรอบการสูบลบได้ และจำนวนรอบการสูบลบที่เพิ่มขึ้นจะส่งผลให้การสูบลบเพื่อลดระดับน้ำเกิดประสิทธิผลสูงสุด ตัวอย่างเช่น การสูบลบที่ระยะเวลาการคืนตัว $R = 24$ (โดยมีระยะเวลาการสูบลบ 1 ชั่วโมงโดยเฉลี่ย) จะสามารถดำเนินการได้ เพียงวันละ 1 รอบการสูบลบ ในขณะที่ ถ้าหากเริ่มการสูบลบที่ระยะเวลาการคืนตัวเท่ากับจุดเปลี่ยนผ่านจากช่วงที่ 1 สู่ช่วงที่ 2 (อยู่ที่ 200 นาที โดยเฉลี่ย + ระยะเวลาการสูบลบ 1 ชั่วโมงโดยเฉลี่ย) จะสามารถดำเนินการได้ ถึงวันละ 4 ถึง 5 รอบการสูบลบ



รูปที่ 4.11 ความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนแปลงของปริมาณน้ำใต้ดิน และระยะเวลาคืนตัวของทุกบ่อ PW และ OW ภายใต้อิทธิพลจาก (ก) การสูบลบแบบ SP และ (ข) การสูบลบแบบ PP ที่ $R = 24$ ชั่วโมง

สมการการทำนายระดับการคืนตัว ที่ Tr ใดๆ ถูกพัฒนาในรูปแบบสมการไฮเพอร์โบลิก โดยที่พารามิเตอร์ของสมการสามารถหาได้จากการสร้างความสัมพันธ์ระหว่าง $Tr/\Delta V_r$ และ Tr ในรูปแบบ

ความสัมพันธ์เชิงเส้น (รูปที่ 4.12) วิธีการนี้เป็นวิธีการที่ใช้ในการทำนายน้ำหนักรทุกประลัยของเสาเข็มโดย Chin (1970)



รูปที่ 4.12 ความสัมพันธ์ของ $Tr/\Delta V_r$ และ Tr ของทุ่บ่อ PW และ OW ภายใต้อิทธิพลจาก (ก) การสูบแบบ SP และ (ข) การสูบแบบ PP ที่ $R = 24$ ชั่วโมง

รูปที่ 4.12 แสดงความสัมพันธ์ของ $Tr/\Delta V_r$ และ Tr ในรูปแบบความสัมพันธ์เชิงเส้น โดยที่ Tr ที่เพิ่มขึ้นส่งผลให้ค่า $Tr/\Delta V_r$ เพิ่มขึ้น และความชันของเส้นความสัมพันธ์ที่ต่ำกว่าแสดงถึง ΔV_r ที่มากกว่า ในช่วง Tr เดียวกัน ตัวอย่างเช่น ที่ $Tr = 800$ นาที บ่อ PW2 มีค่า $Tr/\Delta V_r = 30$ ในขณะที่ บ่อ OW2 มีค่า $Tr/\Delta V_r = 100$ ดังนั้น บ่อ PW2 มีค่า $\Delta V_r = 27$ เมตร และ บ่อ OW2 มีค่า $\Delta V_r = 8$ เมตร ที่ $Tr = 800$ นาที จากการวิเคราะห์ผลทดสอบทำให้ทราบว่า ความชันของเส้นความสัมพันธ์ของการสูบแบบ SP และการสูบแบบ PP มีค่าใกล้เคียงกัน ยกตัวอย่างเช่น ที่ บ่อ PW2 ความชันของเส้นความสัมพันธ์มีค่าเท่ากับ 0.0347 และ 0.0353 สำหรับการสูบแบบ SP และการสูบแบบ PP

ตามลำดับ ซึ่งเป็นการยืนยันได้ว่า การสูบทั้งสองลักษณะส่งผลกระทบแบบเดียวกันต่อการเปลี่ยนแปลงของปริมาณน้ำหลังจากการสูบน้ำ นอกจากนี้ยังพบว่า ความแตกต่างของ R ไม่ส่งผลกระทบต่อความสัมพันธ์ของ $Tr/\Delta V_r$ และ Tr ทั้งภายใต้อิทธิพลจากการสูบบแบบ SP และการสูบบแบบ PP ดังรูปที่ 4.13 ที่แสดงให้เห็นว่าความสัมพันธ์ของ $Tr/\Delta V_r$ และ Tr สำหรับ $R = 24$ 48 และ 96 ชั่วโมง อยู่บนความสัมพันธ์เชิงเส้นเดียวกัน สำหรับทุกบ่อ PW อย่างไรก็ตาม ความสัมพันธ์ดังกล่าวนี้ จะมีความแตกต่างกันตามแต่ละบ่อ PW สมการการทำนาย ΔV_r ที่ Tr ใดๆ ภายใต้การสูบบแบบ PP ของบ่อ PW และ OW สามารถแสดงได้ด้วยความสัมพันธ์เชิงเส้นดังต่อไปนี้

$$\bullet \text{บ่อ PW 1 } Tr/\Delta V_r = 0.0364(Tr) + 3.6733, R^2 = 0.996 \quad (12)$$

$$\bullet \text{บ่อ PW 2 } Tr/\Delta V_r = 0.0347(Tr) + 3.4318, R^2 = 0.996 \quad (13)$$

$$\bullet \text{บ่อ PW 3 } Tr/\Delta V_r = 0.0357(Tr) + 3.1206, R^2 = 0.995 \quad (14)$$

$$\bullet \text{บ่อ OW 1 } Tr/\Delta V_r = 0.0400(Tr) + 4.7688, R^2 = 0.999 \quad (15)$$

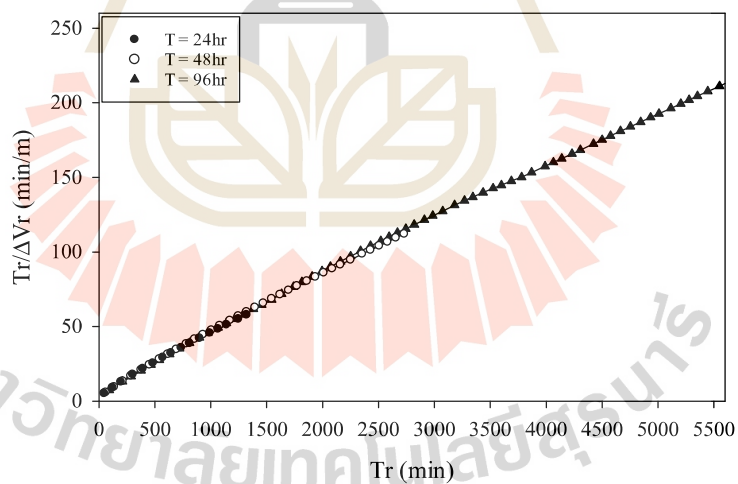
$$\bullet \text{บ่อ OW 2 } Tr/\Delta V_r = 0.0749(Tr) + 35.356, R^2 = 0.999 \quad (16)$$

$$\bullet \text{บ่อ OW 3 } Tr/\Delta V_r = 0.0608(Tr) + 10.824, R^2 = 0.998 \quad (17)$$

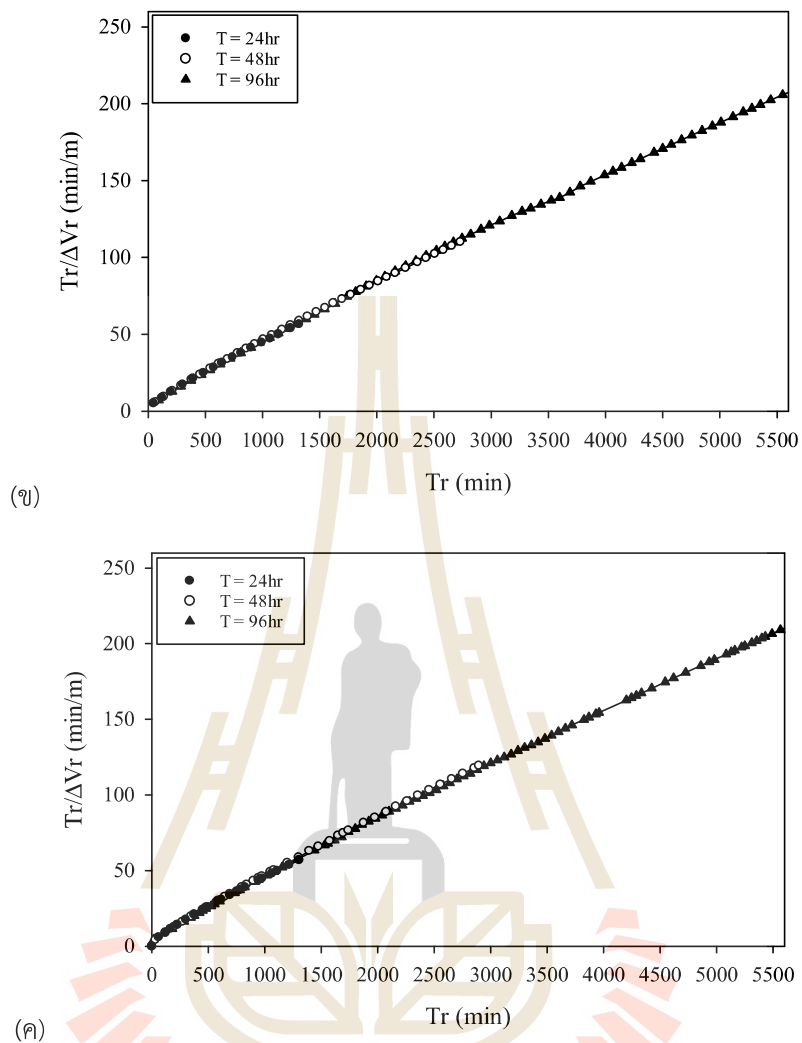
$$\bullet \text{บ่อ OW 4 } Tr/\Delta V_r = 0.0508(Tr) + 8.9833, R^2 = 0.998 \quad (18)$$

$$\bullet \text{บ่อ OW 5 } Tr/\Delta V_r = 0.0391(Tr) + 4.6381, R^2 = 0.998 \quad (19)$$

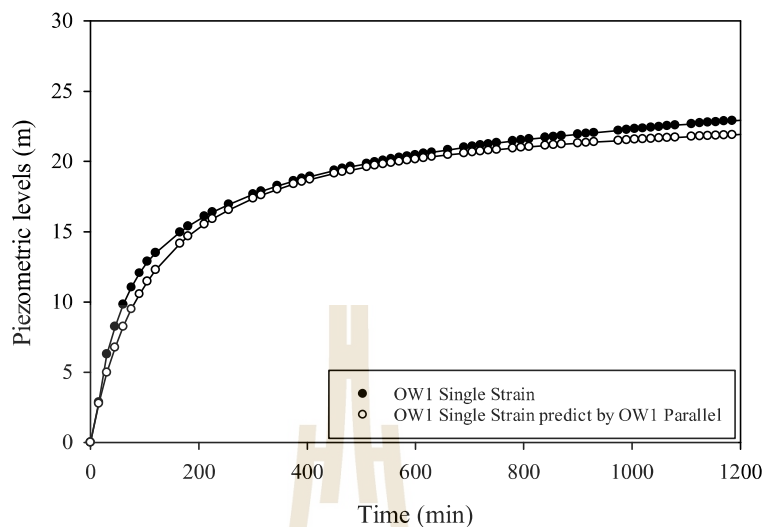
$$\bullet \text{บ่อ OW 6 } Tr/\Delta V_r = 0.0416(Tr) + 6.5782, R^2 = 0.999 \quad (20)$$



(ก)



รูปที่ 4.13 ความสัมพันธ์ของ $Tr/\Delta V_r$ และ Tr ภายใต้อิทธิพลจากการสูบแบบ PP ของบ่อ (ก) PW1 (ข) PW2 และ (ค) PW3 ภายใต้อิทธิพลจากที่ $R = 24$ 48 และ 96 ชั่วโมง



รูปที่ 4.14 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ของ ΔV_r และ Tr จากการตรวจวัดภาคสนามภายใต้การสูบลูบแบบ SP และจากการทำนายโดยใช้สมการ $Tr/\Delta V_r$ และ Tr ภายใต้การสูบลูบแบบ PP ของบ่อ OW1 ที่ $R = 24$

รูปที่ 4.14 แสดงการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ของ ΔV_r และ Tr จากการตรวจวัดภาคสนามภายใต้การสูบลูบแบบ SP และจากการทำนายโดยใช้สมการการทำนาย ΔV_r ที่ Tr ใดๆ ภายใต้การสูบลูบแบบ PP ของบ่อ OW1 ผลการทำนายแสดงชัดเจนว่าสมการที่พัฒนาขึ้นนั้นสามารถใช้ทำนาย ΔV_r ที่ Tr ใดๆ ภายใต้อิทธิพลจากการสูบลูบทั้ง 2 กรณีได้อย่างมีประสิทธิภาพ ยกตัวอย่างเช่น สมการที่ 15 ที่สร้างขึ้นจากผลการสูบลูบแบบ SP สามารถทำนาย ΔV_r ที่ Tr ที่ได้จากการตรวจวัดภาคสนามภายใต้การสูบลูบแบบ PP ที่ $R = 24$ ชั่วโมง ได้มีประสิทธิภาพ จะเห็นได้จากเส้นความสัมพันธ์ที่ได้จากการตรวจวัดภาคสนามและจากการทำนายมีความใกล้เคียงกันอย่างมาก

สมการทำนายระดับน้ำคืนตัวที่พัฒนาขึ้นจะไม่เปลี่ยนแปลงไปมาก ไม่ว่าจะเป็นการสูบลูบแบบ SP หรือการสูบลูบแบบ PP และไม่ว่าจะใช้จำนวนปั๊มสูบลูบน้ำกี่ตัวก็ตาม เนื่องจากอัตราการคืนตัวในบ่อยังคงมีค่าเท่าเดิม ซึ่งถูกจำกัดโดยความสามารถในการไหลเข้าของน้ำใต้ดินจากพื้นที่โดยรอบ สมการที่พัฒนาขึ้นนี้มีความสำคัญอย่างยิ่งในการจัดการแผนการสูบลูบน้ำในภาคสนามได้อย่างเหมาะสม ช่วยให้สามารถกำหนดรอบการสูบลูบน้ำให้สอดคล้องกับขีดจำกัดด้านการปฏิบัติงานจริงได้อย่างมีประสิทธิภาพ อย่างไรก็ตาม สมการดังกล่าวนี้สามารถใช้ได้อย่างมีประสิทธิภาพกับพื้นที่ศึกษาที่เท่านี้ ด้วยข้อจำกัดในเรื่องของค่าการซึมผ่าน ซึ่งมีผลมาจากความหลากหลายของวัสดุถม แม้ว่าพื้นที่ศึกษาที่เพียงพื้นที่เดียวจะไม่สามารถลดแรงดันในลาดดินถมทั้งหมดได้อย่างสมบูรณ์ แต่ก็ช่วยลดแรงดันน้ำในรูพรุนในพื้นที่ที่สำคัญที่สุดได้อย่างมีประสิทธิภาพเพื่อเสถียรภาพในระยะยาว

บทที่ 5

สรุปผลการวิจัย

วิทยานิพนธ์นี้ศึกษาระบบการลดระดับน้ำในบริเวณลาดดินในเมืองแม่เกาะที่เกิดการพังทลาย ซึ่งเป็นปัจจัยสำคัญที่จะช่วยรักษาเสถียรภาพของความลาดชัน โดยใช้บ่อลึกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 4 นิ้ว และความลึก 120 เมตร จากผิวดิน เพื่อศึกษาปัจจัยอิทธิพลต่างๆ ต่อประสิทธิภาพการลดลงของระดับน้ำใต้ดิน และเน้นย้ำถึงประสิทธิภาพของการสูบน้ำแบบบ่อเดียว (Single pumping, SP) และการสูบน้ำแบบขนาน (Parallel pumping, PP) ภายใต้รอบการสูบน้ำ (Number of pumping, N) และระยะเวลาการคืนตัวของระดับน้ำ (Water level recovery, R) ผลการวิจัยสามารถสรุปได้ดังต่อไปนี้

1. การสูบน้ำแบบ SP ที่บ่อ PW2 มีอิทธิพลต่อการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำในทุกบ่อ PW และ OW โดยการสูบน้ำที่บ่อ PW2 ส่งผลให้ระดับน้ำของบ่อโดยรอบลดลง และการคืนตัวของระดับน้ำสำหรับทุกบ่อเกิดขึ้นพร้อมกันหลังจากสิ้นสุดการสูบน้ำ การเพิ่มจำนวนรอบการสูบน้ำมีผลให้ระยะเวลาการสูบน้ำลดลง เนื่องจากการลดลงของระดับการคืนตัวของบ่อส่งผลโดยตรงต่อการลดลงของปริมาณน้ำก่อนเริ่มการสูบน้ำในรอบถัดไป (ระดับการคืนตัวสุดท้ายที่ 24 ชั่วโมง คือระดับน้ำเริ่มต้นก่อนการสูบน้ำในรอบถัดไป) จึงทำให้ระยะเวลาในการสูบน้ำลดลง

2. การสูบน้ำแบบ PP ที่บ่อ PW1 PW 2 และ PW3 มีอิทธิพลต่อการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำในทุกบ่อ OW โดยรอบ ความสัมพันธ์ของการคืนตัวของระดับน้ำกับเวลาภายใต้การสูบน้ำแบบ PP มีความชันที่ใกล้เคียงกับการสูบน้ำแบบ SP ความชันของเส้นระดับน้ำคืนตัวแสดงถึงปริมาณน้ำที่ไหลเข้าบ่อที่ระยะเวลาใดๆ ดังนั้น การสูบน้ำทั้ง 2 กรณีจึงมีประสิทธิภาพเทียบเท่ากันในแง่ของระยะเวลาการคืนตัว อย่างไรก็ตาม การสูบน้ำแบบ PP แสดงเส้นความสัมพันธ์ของระดับน้ำที่ลดลงจากการสูบน้ำกับเวลาที่มีความชันสูงกว่าการสูบน้ำแบบ SP เป็นผลมาจากการสูบน้ำแบบ PP สามารถลดระดับน้ำได้เร็วกว่าแบบ SP เนื่องจากมีจำนวนเครื่องสูบน้ำมากกว่า

3. จำนวนรอบการสูบน้ำที่เพิ่มขึ้นส่งผลให้ระดับน้ำหลังการคืนตัวลดลงทั้งการสูบน้ำแบบ SP และแบบ PP เนื่องจากการลดลงของปริมาณน้ำในชั้นน้ำใต้ดินเทียม ค่า R ที่เพิ่มมากขึ้น ส่งผลให้ระดับน้ำคืนตัวในบ่อเพิ่มสูงขึ้นในทุกบ่อ PW และ OW เส้นความสัมพันธ์ของการคืนตัวสำหรับทุก R มีความชันที่ใกล้เคียงกัน หรือกล่าวได้ว่า R ที่เพิ่มมากขึ้น ทำให้เกิดการสะสมของปริมาณน้ำในบ่อมากขึ้น แต่ไม่ส่งผลกระทบต่อการอัตราการไหลเข้าบ่อ

4. การสูบน้ำแบบ PP สามารถลดระดับน้ำได้เร็วกว่าและมีอิทธิพลต่อพื้นที่ที่กว้างกว่า (>40 เมตร ในทิศทางตามยาวและตามขวาง) เมื่อเปรียบเทียบกับวิธีการสูบน้ำแบบ SP ซึ่งให้เห็นว่า การสูบน้ำแบบ PP มีประสิทธิภาพมากกว่าสำหรับการลดระดับน้ำใต้ดินในพื้นที่ขนาดใหญ่ แม้จะมีอัตราการลดระดับน้ำที่เร็วกว่า แต่พฤติกรรมการคืนตัวและอัตราการไหลเข้าบ่อของน้ำใต้ดินยังคงไม่แตกต่างกัน สำหรับการสูบน้ำทั้งสองกรณี ซึ่งบ่งชี้ว่า น้ำใต้ดินในพื้นที่ศึกษานั้นถูกจำกัดโดยการกระจายน้ำภายในมวลดินเป็นหลักมากกว่าการไหลเข้าจากภายนอก

5. สมการการทำนายระดับการคืนตัว ที่ Tr ใดๆ ถูกพัฒนาในรูปแบบสมการไฮเพอร์โบลิก โดยที่พารามิเตอร์ของสมการสามารถหาได้จากการสร้างความสัมพันธ์ระหว่าง $Tr/\Delta V_r$ และ Tr ในรูปแบบความสัมพันธ์เชิงเส้น ภายใต้เงื่อนไขการสูบน้ำที่แตกต่างกันได้อย่างมีประสิทธิภาพและแม่นยำ ($R^2 > 0.90$) ผลเปรียบเทียบความสัมพันธ์ของ ΔV_r และ Tr จากการตรวจวัดภาคสนามภายใต้การสูบน้ำแบบ SP และจากการทำนายโดยใช้สมการทำนายภายใต้การสูบน้ำแบบ PP แสดงผลชัดเจนถึงศักยภาพของสมการที่พัฒนาขึ้น สมการนี้สามารถทำนายระดับการคืนตัวของน้ำใต้ดินที่เวลาคืนตัวใดๆ หลังจากการสูบน้ำแล้วเสร็จ ซึ่งมีประโยชน์อย่างมากในการบริหารจัดการระยะเวลาที่เหมาะสมสำหรับการดำเนินการสูบน้ำจริงในภาคสนาม

บรรณานุกรม

- Al-Fares, W., Al-Hilal, M., 2018. Integration of electrical resistivity tomography with electromagnetic and soil radon measurements for characterizing the leakage problem in Afamia B dam, Syria. *Geofis. Int.* 57 (4), 275–287.
- Chin, F.K. 1970. Estimation of Pile Not Carried to Failure, Proceedings 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering, Singapore, 81-90.
- Hoy, M., Doan, C. B., Horpibulsuk, S., Suddeepong, A., Udomchai, A., Buritatum, A., ... and Arulrajah, A. (2024). Investigation of a large-scale waste dump failure at the Mae Moh mine in Thailand. *Engineering Geology*, 329, 107400.
- Huat, L.T., Ali, F.H., Mariappan, S., Soon, P.K., 1999. Effects of Perched water table on slope stability in unsaturated soils. *Slope Stability Engineering*, Vols 1 and 2, pp. 393-397.
- Liu, L., Lei, M., Cao, C., and Shi, C. (2019). Dewatering characteristics and inflow prediction of deep foundation pits with partial penetrating curtains in sand and gravel strata. *Water*, 11(10), 2182.
- Ngo, D. H., Horpibulsuk, S., Suddeepong, A., Samingthong, W., Udomchai, A., Doncommul, P., and Bo, M. W. (2021). Full scale consolidation test on ultra-soft soil improved by prefabricated vertical drains in MAE MOH mine, Thailand. *Geotextiles and Geomembranes*, 49(1), 72-80.
- Poulsen, B., Khanal, M., Rao, A.M., Adhikary, D., Balusu, R., 2014. Mine overburden dump failure: a case study. *Geotech. Geol. Eng.* 32 (2), 297–309. <https://doi.org/10.1007/s10706-013-9714-7>.
- Read, J., and Stacey, P. (2009). Guidelines for open pit slope design.
- Richards, B. G., Coulthard, M. A., and Toh, C. T. (1981). Analysis of slope stability at Goonyella Mine. *Canadian Geotechnical Journal*, 18 (2), 179 - 194 . <https://doi.org/10.1139/t81-023>
- Richards, B.G., Coulthard, M.A., Toh, C.T., 1981. Analysis of slope stability at Goonyella Mine. *Can. Geotech. J.* 18 (2), 179–194. <https://doi.org/10.1139/t81-023>.
- Shi, C. H., Cao, C. Y., Lei, M. F., Peng, L. M., and Jiang, J. (2017). Optimal design and dynamic control of construction dewatering with the consideration of dewatering process. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 21, 1161-1169.

- Steiakakis, E., Kavouridis, K., and Monopolis, D. (2009). Large scale failure of the external waste dump at the “South Field” lignite mine, Northern Greece. *Engineering Geology*, 104(3-4), 269-279.
- Suzuki, K., Toda, S., Kusunoki, K., Fujimitsu, Y., Mogi, T., Jomori, A., 2000. Case studies of electrical and electromagnetic methods applied to mapping active faults beneath the thick quaternary. In: Kanaori, Y., Tanaka, K., Chigira, M. (Eds.), *Developments in Geotechnical Engineering*, vol. 84. Elsevier, pp. 29–45. [https://doi.org/10.1016/S0165-1250\(00\)80005-X](https://doi.org/10.1016/S0165-1250(00)80005-X).
- Van Lopik, J. H., Sweijen, T., Hartog, N., and Schotting, R. J. (2021). Contribution to head loss by partial penetration and well completion: implications for dewatering and artificial recharge wells. *Hydrogeology Journal*, 29(2), 875-893.
- Wan, M. S., and Standing, J. R. (2014). Lessons learnt from installation of field instrumentation. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, 167(5), 491-506.
- Wang, G., and Sassa, K. (2003). Pore-pressure generation and movement of rainfall-induced landslides: effects of grain size and fine-particle content. *Engineering Geology*, 69(1), 109-125.
- Wang, J., and Chen, C. (2017). Stability analysis of slope at a disused waste dump by two-wedge model. *International Journal of Mining, Reclamation and Environment*, 31(8), 575-588.
- Wang, J., Feng, B., Liu, Y., Wu, L., Zhu, Y., Zhang, X., and Yang, P. (2012). Controlling subsidence caused by de-watering in a deep foundation pit. *Bulletin of engineering geology and the environment*, 71, 545-555.
- Wang, W., and Griffiths, D. V. (2019). Case study of slope failure during construction of an open pit mine in Indonesia. *Canadian Geotechnical Journal*, 56(5), 636-648.
- Zhang, Z., Zeng, C., Zhang, E., Su, Q., Li, M., Gong, L., and Zhang, Z. (2024). Development and application of an integrated system of dewatering and recharge for the deep foundation pit. *Applied Water Science*, 14(1), 6.



ภาคผนวก ก

บทความทางวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่ในระหว่างการศึกษา



Case report

Dewatering behavior of perched aquifer in waste dumpsite using deep well system in the Mae Moh Mine, Thailand

Nantipat Pongsri^a, Apinun Buritatum^b, Apichat Suddeepong^{c,*}, Artit Udomchai^d,
 Suksun Horpibulsuk^{e,f,g}, Sarayoot Netsakkasame^h, Noppadon Mungpayabal^h, Menglim Hoyⁱ,
 Teerasak Yaowarat^b, Arul Arulrajah^j

^a M.Eng. Scholar, Graduate Program in Civil Engineering and Construction Management, Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima 30000, Thailand

^b Lecturer, Undergraduate Program of Civil and Infrastructure Engineering, and Research Fellow, Center of Excellence in Innovation for Sustainable Infrastructure Development, Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima 30000, Thailand

^c Researcher, Institute of Research and Development, Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima 30000, Thailand

^d Research Fellow, Center of Excellence in Innovation for Sustainable Infrastructure Development, Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima 30000, Thailand

^e Professor, School of Civil Engineering, and Director, Center of Excellence in Innovation for Sustainable Infrastructure Development, Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima 30000, Thailand

^f Associate Fellow, Academy of Science, The Royal Society of Thailand, Bangkok, Thailand

^g Geotechnical Engineering Department, Mae Moh Mine, Electricity Generating Authority of Thailand, Lamphang, Thailand

^h Associate Professor, School of Civil Engineering, and Research Fellow Center of Excellence in Innovation for Sustainable Infrastructure Development, Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima 30000, Thailand

ⁱ Professor, Department of Civil and Construction Engineering, Swinburne University of Technology, Hawthorn, Victoria 3122, Australia

ARTICLE INFO

Keywords:
 Dewatering
 Waste dumpsite
 Mining
 Ground improvement
 Slope failure

ABSTRACT

A large-scale failure occurred at west dumpsite of Mae Moh Mine, Thailand due to perched water seepage and inadequate drainage in the weak foundation. This study evaluated deep well dewatering to reduce the perched water table and hence improve its slope stability. A dewatering system with Single Well Pumping (SP) and Parallel Well Pumping (PP) operations was installed in the failure zone. PP outperformed SP, achieving faster perched piezometric level reductions with a broader effective range. Increasing pumping cycles (N) reduced recovery levels and inflow rates due to aquifer recharge limitations, emphasizing importance of managing N to sustain dewatering efficiency. Under SP and PP operations, the measured recovery volume change (ΔV_r) at various time (T_r) could be represented by hyperbolic relationship. Mae Moh Mine has extended this innovation to the real-world practice by implementing the dewatering system in the failed dumpsite to stabilize its slope stability.

1. Introduction

The Mae Moh Mine, nestled in Lamphang Province, Thailand, stands as the largest open-pit lignite mine in Thailand and Southeast Asia and is governed by the Electricity Generating Authority of Thailand (EGAT). Since 1955, the mine has served as a supplier of lignite mineral fuels for the EGAT, with approximately 16 million tons of lignite extracted annually to generate over 2,200 megawatts of electricity to respond to the country's energy demands. The Mae Moh Mine operational area

encompasses an extensive mining zone of 32 square kilometers and an external waste dump area spanning 42 square kilometers [1].

According to the EGAT's long-term master plan, Mae Moh Mine will be excavated to a depth of 500 meters below the ground surface by the next 10 years, positioning it as the global deepest open-pit lignite mine. The mining operations involved mineral extraction and waste transportation via a conveyor belt system to designated disposal areas. These areas were subsequently managed using a mega spreader machine without undergoing compaction. The waste dumpsite's height targets at

* Corresponding authors.

E-mail addresses: nantipat.pongsri@gmail.com (N. Pongsri), apinun_ce@hotmail.com (A. Buritatum), suddeepong@g.sut.ac.th (A. Suddeepong), artit.u@g.sut.ac.th (A. Udomchai), suksun@g.sut.ac.th (S. Horpibulsuk), sarayoot.n@egat.co.th (S. Netsakkasame), noppadon.m@egat.co.th (N. Mungpayabal), menglim@g.sut.ac.th (M. Hoy), teerasakyaowarat@gmail.com (T. Yaowarat), arulrajah@swin.edu.au (A. Arulrajah).

<https://doi.org/10.1016/j.rineng.2025.104938>

Received 5 February 2025; Received in revised form 4 April 2025; Accepted 14 April 2025

Available online 17 April 2025

2590-1230/© 2025 The Authors. Published by Elsevier B.V. This is an open access article under the CC BY-NC-ND license (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>).

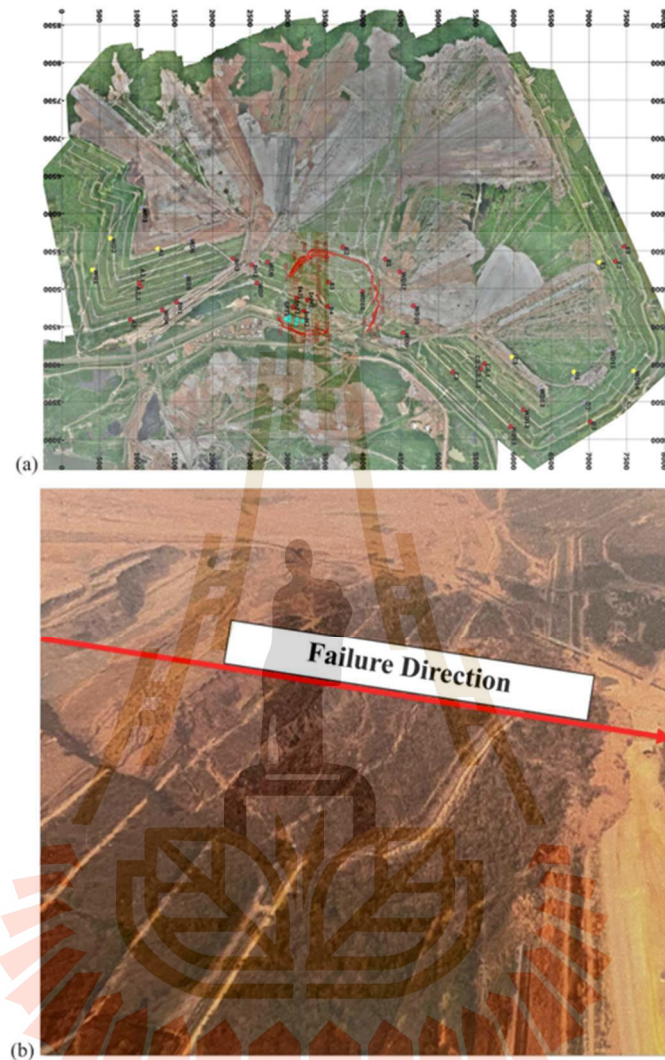


Fig. 1. Failure (a) location and (b) direction at the west dumpsite affecting an area of approximately 1.56 square kilometers.

260 meters above the original ground level.

On March 18, 2018, during the dry season in Thailand, a large-scale failure occurred at the west dumpsite (Fig. 1a), affecting an area of approximately 1.56 square kilometers as presented in Fig. 1b. This failure took place when the dump material reached a height of 135 meters above the original ground, at an elevation of 330 meters above mean sea level (MSL). The failure mobilized around 70 million cubic meters of material, spanning a length of 1.2 kilometers and a width of

1.3 kilometers. As a result, the stability of the dumpsite became a significant issue for EGAT, necessitating urgent geotechnical investigations and the implementation of remedial measures to ensure safe and continuous waste disposal operations. Despite the failure, this waste dumpsite remains essential for continued mining and disposal operations due to the limited available space within the mine for waste management. In other words, addressing the stability issues in this failed dumpsite was considered necessary, rather than abandoning the site.



Fig. 2. Soft soil layer at the base of the waste dumpsite confirmed by the mudflow at the base Hoy et al. [2].

Consequently, EGAT conducted a post-failure investigation by soil boring tests and field instrumentation. Fig. 1a shows the field instrumentation, including piezometers, observation wells, and inclinometers, throughout the waste dump area, with a particular focus on the failure zone to identify the cause of failure. Based on the site investigation, the failure was a result of perched water aquifer in the saturated dump slope and the weak foundation of the waste dumpsite [2]. The weak foundation was confirmed by the observed mud at the base of the waste dumpsite (Fig. 2).

According to Richards et al. [3], a perched water aquifer, which forms when water accumulates above impermeable layers, reduces soil shear strength and destabilizes slopes. Steiakakis et al. [4] also noted that weak soil layers are particularly susceptible to failure under undrained conditions, where water remains trapped, increasing pore pressure and weakening the foundation. The failure mechanism in these cases often results in a two-wedge system of active and passive blocks, where the upper block slides downward while the lower wedge moves laterally. Yang et al. [5] demonstrated that perched water in waste dumps, retained by low permeability layers, significantly contributes to landslide risks. Similarly, Datta [6] identified that localized perched water accumulation due to impermeable layers affects both slope stability and leachate management in waste dumps. Mama et al. [7] highlighted that perched water accumulation in waste dumps is a critical factor influencing slope stability, particularly in heterogeneous waste material environments. The study emphasized that perched water develops due to low-permeability layers, leading to localized water saturation, increased pore water pressure, and a subsequent reduction in shear strength.

For the waste dump area in Mae Moh Mine, the degradation of the basal layer, combined with the presence in perched water aquifer, formed a critical weak zone at the foundation interface. The slope failure ultimately occurred in the form of a wedge failure mechanism, involving horizontal translation of the lower, passive wedge and vertical subsidence of the upper, active wedge. This complex failure mode resulted in significant displacement at both toe and crest of the slope, illustrating the multi-wedge nature of the collapse [2].

Building on the findings from the site investigation and failure analysis conducted by Hoy et al. [2], this study is an extended task for further exploration to reduce the perched water within the soil mass and hence enhancing the stability of the existing waste dumpsite at the Mae Moh Mine. The proposed solution involved using a deep well dewatering system. Deep well dewatering has long been recognized as a pivotal

groundwater control technique, widely employed in construction, mining, and infrastructure projects to efficiently lower water tables, stabilize foundations, and control water ingress in deep excavations.

Hu et al. [8] investigated dewatering effects on landfills, observing a decrease in moisture content due to dewatering. Shi et al. [9] examined the impact of dewatering on groundwater levels and structural stability in construction, highlighting that effective dewatering ensures stable excavation conditions. Van Lopik et al. [10] emphasized that partially penetrating wells (PPWs) in high-permeability aquifers are more cost-effective and efficient than fully penetrating wells for construction dewatering. Zhang et al. [11] developed an integrated dewatering and recharge system for deep foundation pits, underscoring dewatering's role in managing groundwater levels and preventing ground settlement.

Despite its established success in these applications, its use in large-scale earth-fill operations characterized by highly variable soil conditions and extensive spatial coverage remains limited and insufficiently addressed in the context of comprehensive research and practical guidelines. Implementing this technique in such complex and heterogeneous soil environments presents significant technical challenges and the opportunity for innovative advancements in managing perched water tables and enhancing geotechnical stability [9–13].

In this study, a deep well dewatering system was installed within the failure zone, positioning submerged pumps in the waste material slightly above the weak foundation. The pumping duration and conditions were adjusted to determine the most effective method for lowering the perched piezometric level. The dewatering system using deep wells has a promising potential to reduce the perched piezometric level by lowering the confined hydraulic head effectively, allowing controlled drainage. Unlike typical groundwater drawdown, which affects a broader regional water table, the deep wells in this study specifically target the perched system, ensuring a localized reduction in water pressure while minimizing excessive drawdown impacts. The field experiment has been successfully completed, and a significant reduction in perched piezometric level has been confirmed. Based on the outcome of this research, EGAT is now installing the deep well system for improving the stability of the existing dumpsite.

2. Previous study background

The current study extends the research conducted by Hoy et al. [2], with a specific emphasis on creating an optimized solution to reduce the perched piezometric level in the waste dumpsite. To demonstrate the importance and necessity of the proposed solution, a summary of the previous findings is provided, establishing a connection between the results of the current study and the prior field investigation and numerical analysis.

Post-failure geotechnical investigations at the Mae Moh Mine were conducted to characterize the causes of the waste dump failure. The boring logs revealed the presence of a weak foundation beneath the waste dump material. Piezometer and standpipe data provided critical information, showing the water seepage within the waste dump.

The weak foundation was formed by the waste materials, having been dumped on the swamped area. This material was left for a long period and transformed into degraded soil (Fig. 3a) layers in the saturated state under the pressure of the overlying waste material. Since the waste material was dumped over natural waterways as shown in Fig. 3b, the perched water was naturally formed in the waste dump mass. This perched piezometric level typically forms in non-homogeneous material with varying permeability, a characteristic observed in the Mae Moh Mine dump area. The observed perched piezometric level above the original ground surface is demonstrated in Fig. 4 [2].

Based on Fig. 4, the subsurface profiles at boreholes B2 and B3 reveal a complex stratigraphy consisting of alternating permeable and impermeable layers. Borehole B2, located in the upper slope zone, is primarily composed of claystone fragments in the upper and middle layers, underlain by carbonaceous clay and a mixture of sand and clayey silt at the

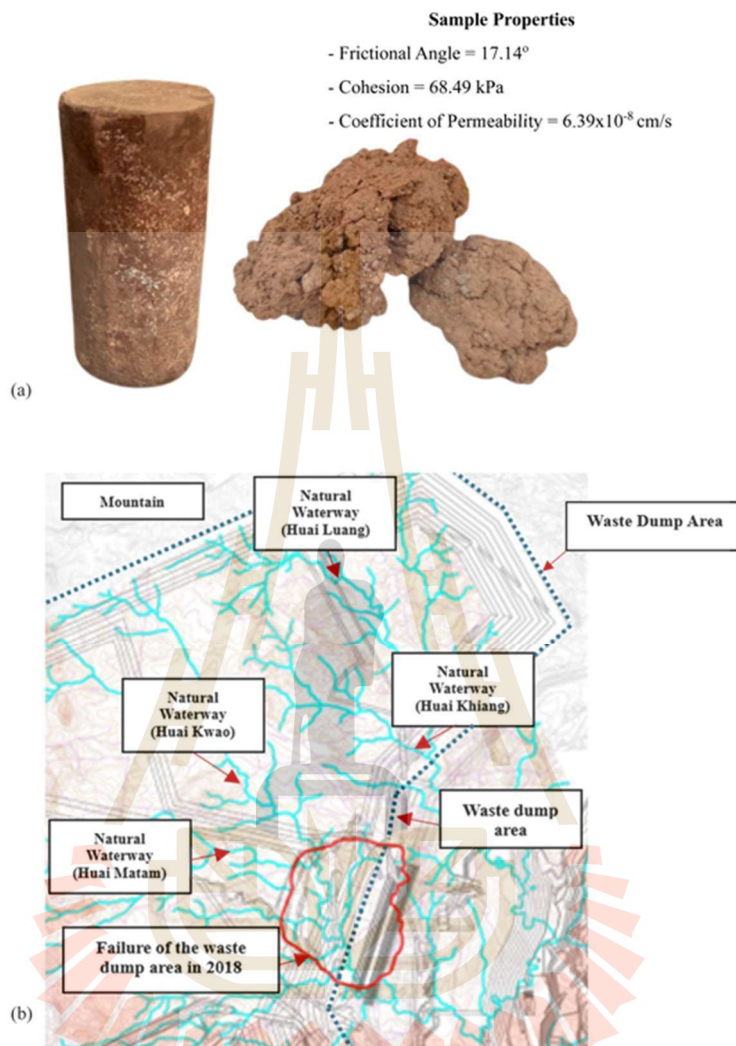


Fig. 3. (a) Saturated soil within the studied location and (b) Water catchment area under the west dumpsite.

base. In contrast, Borehole B3, situated in the mid-slope zone, contains stiff reddish-brown clay in the upper section, followed by hard claystone fragments, gravelly clay, and dense clayey sand in the lower layers. This variability in soil composition contributes to highly uneven seepage behavior, with coarse-grained materials such as sand and gravel facilitating infiltration. At the same time, clay layers act as barriers that retain water and form perched conditions.

Due to this heterogeneous nature, the hydraulic conductivity (k) across the waste dump exhibits a wide range, as confirmed by laboratory

tests: the k values between 3×10^{-5} to 5×10^{-6} cm/sec for claystone fragment, 3×10^{-3} to 6×10^{-4} cm/sec for sand and coarse-grained soils, and 2×10^{-6} to 7×10^{-8} cm/sec for clayey soil. With the low k values, the run off is not possible to seep through the waste dump.

Hoy et al. [2] reported that the failure at the Mae Moh waste dump occurred in the dry season of March 2018 due to the sustained high perched water table within the waste dump. This pressure was not directly influenced by seasonal rainfall but rather resulted from long-term water retention within low-permeability layers, as evidenced

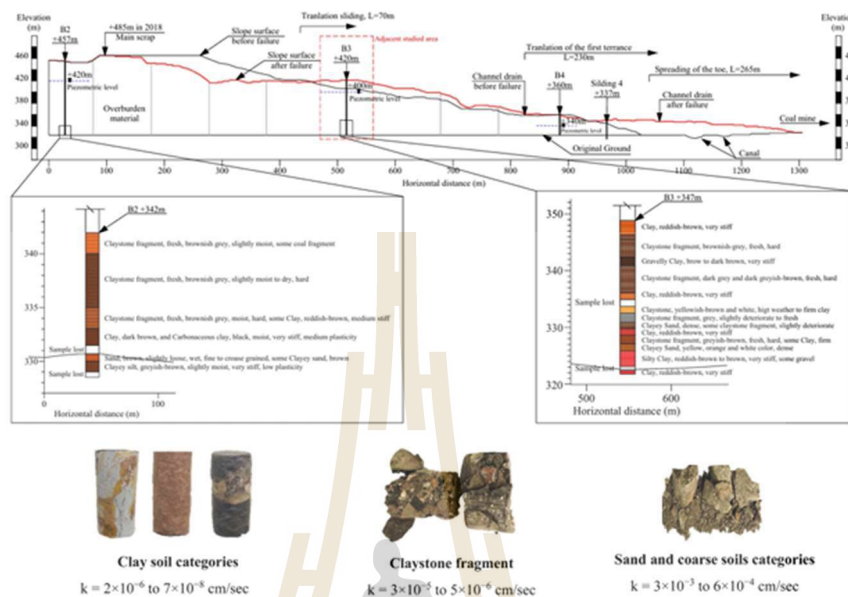


Fig. 4. Observed perched water table forms in non-homogeneous material.

by piezometer monitoring, which recorded consistently high pore water pressures even during dry periods. Unlike an unconfined aquifer, which responds dynamically to seasonal variations, the perched water table at the Mae Moh waste dump was isolated above impermeable clay layers, restricting drainage and allowing pore water pressure to accumulate over time.

Fig. 4 also illustrates how perched water accumulates extensively above impermeable layers, creating a hydrogeological setting similar to a confined system within the waste dump mass. The perched water extends horizontally across a significant portion of the waste dump, forming a hydraulically trapped system that influences pore water pressure and slope stability. The differences in piezometric heads between B2, B3, and B4 (see Fig. 4) reflect the heterogeneous dumping structure, permeability variations, and localized confinement. These differences confirm that the perched water is not a singular, continuous water body but a series of disconnected saturated zones, which develop independently within the dump structure. Similar conditions observed in waste dumps were revealed by Steiakakis et al. [4], where perched water zones developed independently due to spatial variability in material properties and saturation levels.

The ERT method was employed to provide a detailed understanding of the subsurface conditions in the failure zone. ERT is a geophysical imaging technique used to map resistivity variations, which in turn correspond to changes in material properties such as moisture content, porosity, and the presence of water. The ERT investigation in the previous study [2] covered multiple profiles, including LINE A, LINE B1, LINE B2, LINE C1, and LINE C2, strategically positioned within and near the failure zone. The depth of the ERT survey spanned from the surface of the waste dump in the failure zone (+420 MSL) to the average original ground elevation (+300 MSL). The ERT survey at dumpsite identified inhomogeneous material, with significant variations in moisture content. The ERT profiles revealed zones of low resistivity, indicating areas

of high-water saturation. The presence of a perched piezometric level was confirmed, with the water trapped above impermeable layers of claystone, creating a significant hazard for slope stability, with the highest detected level of the saturated zone at an average elevation of +400 MSL.

The application of ERT to investigate the existing perched water aquifer and subsurface conditions has been demonstrated in numerous studies, including Suzuki et al. [14] and Al-Fares and Al-Hilal [15]. However, ERT has depth limitations, particularly in deeper sections where resistivity contrasts may diminish due to increasing overburden pressure and material heterogeneity. To enhance the reliability of the interpretations, the ERT results were cross validated using piezometer measurements and borehole in the studied area. Soil samples were collected from boreholes in the studied locations, providing additional validation of high-water content zones identified in ERT images. These soil samples confirmed high moisture content in low-resistivity regions (Fig. 3a), reinforcing the accuracy of ERT in detecting perched water. The piezometer readings in the studied area also confirmed the highest perched piezometric levels at an average elevation of +400 MSL, showing high water content zones trapped above impermeable layers.

The finite element method (FEM) was employed using Plaxis 2D software to analyze the stability of the waste dump slope. The simulation results showed that in dry conditions (no water table), the factor of safety was above acceptable level. However, when the perched water table was included in the simulation, the factor of safety dropped significantly. This is because the pore water pressure within the dump material causes the reduction in the effective stress and weakening its shear strength.

In the FEM analysis, the perched water table was modeled as a semi-confined aquifer, with the impermeable basal foundation layer acting as a no-flow boundary, preventing downward drainage. Due to the low permeability of the dump material, the perched aquifer exhibited slow

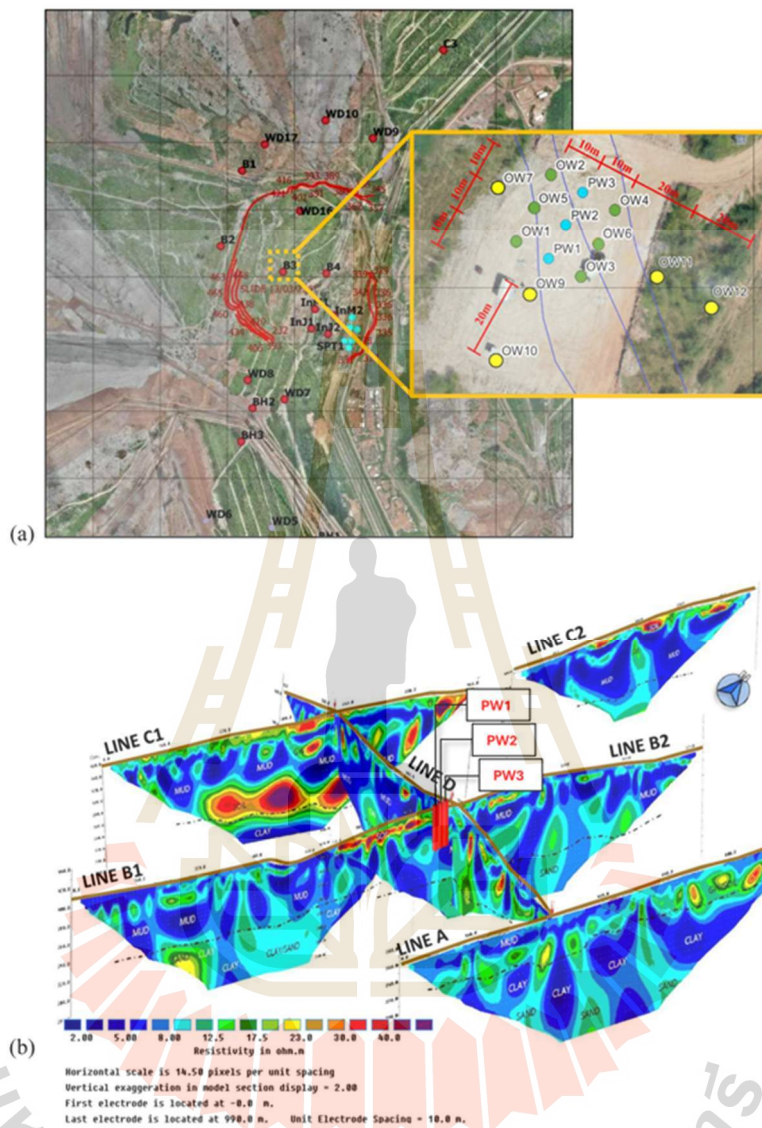


Fig. 5. Location of dewatering system installation.

drainage and minimal fluctuation in response to seasonal rainfall, causing it to act as a persistent source of pore water pressure. These findings suggested that the perched water played a dominant role in the failure process. In response, this study investigated the effectiveness of deep well dewatering in reducing the perched water pressure, with the

objective of preventing future failures and improving the overall stability of the waste dump slope.

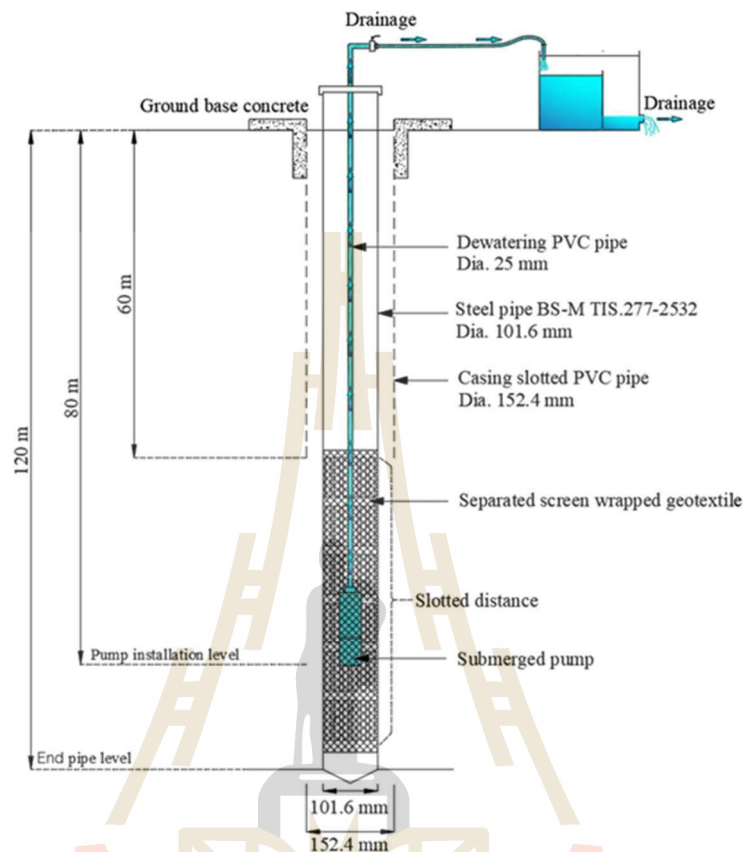


Fig. 6. Composition of deep well dewatering system.

3. Methodologies

The studied deep-well dewatering system was strategically installed at a critical zone (current failure zone) identified through piezometric monitoring and previous failure evidence [2], where perched water pressure was highest and slope instability risk was most severe as confirmed by imaging ERT results, and is illustrated in Fig. 5. This system was implemented as a pilot project to assess the hydrogeological response of the perched water and to evaluate the effectiveness of localized deep well dewatering under actual field conditions. The color scale legend in the geophysical sensitivity test results (Fig. 5) represents subsurface resistivity variations (ohm-m), indicating moisture content and saturation levels. Dark blue to light blue (2.00 – 8.00 ohm-m) signifies high moisture or fully saturated zones, often linked to perched water. Green to yellow (8.00 – 25.0 ohm-m) represents moderate moisture levels, while orange to red (25.0 – 48.0+ ohm-m) indicates low moisture or dry conditions.

To ensure efficient drainage, the placement of the dewatering wells in this study was strategically aligned with the original natural

waterway beneath the waste dump (blue line beneath the dewatering well locations), as located by the historical map data. Although other areas along the original buried waterway (e.g., Line B1 in Fig. 5) exhibited similar ERT resistivity profiles, the selected location showed the highest pore pressure in the adjacent area [2], making it the most hydraulically critical zone for immediate depressurization.

The design of the dewatering system was optimized based on hydrogeological conditions, spatial constraints, and waste dump stability considerations. The 40 m × 40 m dewatered zone, the three-well configuration, and the well spacing were all selected to target perched water along the original buried waterway. These decisions were supported by ERT, borehole, and piezometer data, ensuring that the dewatering approach was both effective and structurally safe. The deep well system installation involved the construction of bored wells with a diameter of 101.6 mm and a depth of 120 meters from the original ground surface. Drilling was executed to a depth exceeding 120 meters using hydraulic crawler drilling machinery. Upon reaching the specified depth, the wells were thoroughly flushed to remove any soil, rocks, or foreign materials, ensuring the wells were adequately cleared.

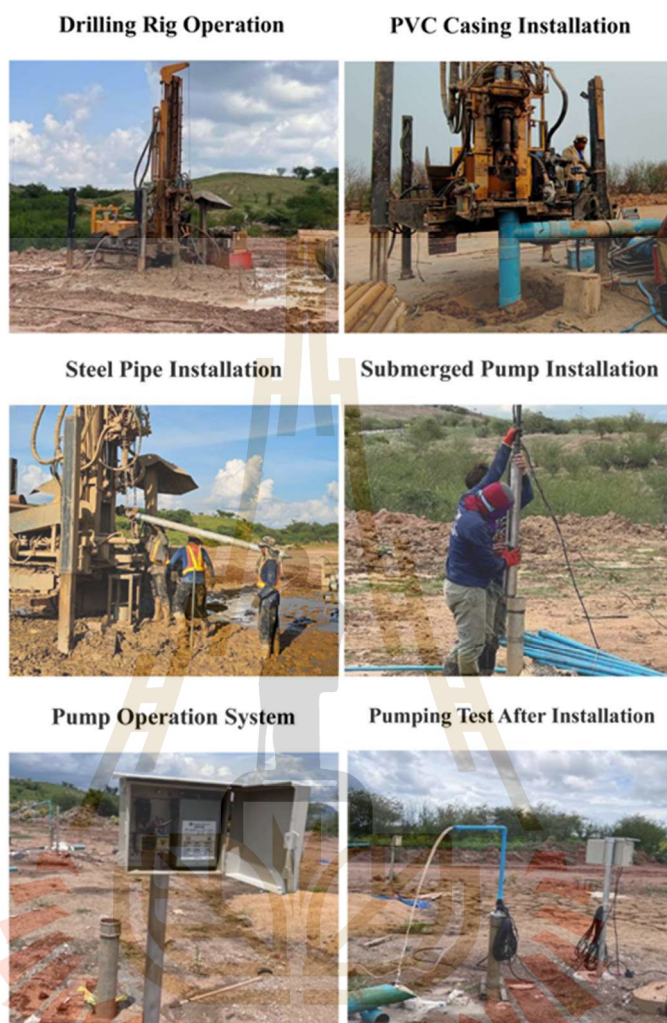


Fig. 7. Construction of dewatering system.

In this study, no borehole collapse or instability was observed during well construction, indicating that the surrounding soil conditions were sufficiently stable for installation. Furthermore, no signs of active ground movement or lateral displacement were identified during field investigation in the selected section. To further ensure the well system could withstand any potential ground movements, the wells were constructed using durable steel casings with high mechanical strength and corrosion resistance, specifically selected to perform under variable load conditions typical of large-scale waste dumps. The deep well drainage system was subsequently installed, starting with a 101.6-mm gravel

pack pipe at a depth of 120.00 – 123.00 m, followed by a 101.6 mm slotted pipe (according to TIS 277-2532), wrapped in geotextile at a depth of 60 - 120 m. A 101.6-mm solid casing pipe (according to TIS 277-2532) was then installed to a depth of 60 m. The pipes for this study were checked the products quality and were zinc-coated with anti-corrosive properties in accordance with Thai Industrial Standard BS-M standard No. 277. The composition and construction of the deep wells are shown in Figs. 6 and 7, respectively, while the locations of the pumping wells (PWs) and observation wells (OWs) are presented in Table 1.

Table 1
Locations of the pumping wells and observation wells.

Number of Wells	Type of Wells	North coordinate (N)	South coordinate (E)	Elevation (MSL)
PW1	Pumping Wells	3501.42	-5148.28	420.98
PW2		3509.72	-5147.37	420.42
PW3		3520.67	-5144.59	420.89
PW4		3537.65	-5135.2	420.98
PW5		3557.69	-5130.50	421.08
PW6	3577.41	-5123.91	420.74	
OW1	Observation Wells	3504.61	-5159.77	420.99
OW2		3521.08	-5153.24	420.81
OW3		3496.54	-5141.95	420.86
OW4		3517.03	-5136.09	420.43
OW5		3512.43	-5156.59	421.02
OW6		3506.37	-5138.89	420.07
OW7		3515.89	-5169.68	421.34
OW8		3540.42	-5146.7	420.60
OW9		3485.50	-5164.85	421.89
OW10		3473.19	-5167.48	422.36
OW11		3502.38	-5123.25	421.57
OW12		3498.85	-5104.85	422.49
OW13		3560.13	-5140.48	420.19
OW14	3581.20	-5133.69	420.54	
OW15	3552.29	-5120.41	420.44	
OW16	3598.17	-5121.26	420.24	
OW17	3508.81	-515.29	419.03	
OW18	3573.87	-5112.34	420.49	

The submerged pump was installed at a depth of 80 m below the waste dump surface, approximately corresponding to the original ground elevation (+300 MSL). This depth was selected to provide sufficient space above original foundation for water accumulation within the perched aquifer. The well casing extended from 0 to 60 m to resist the collapsing of the borehole, while the screened section was located from 60 to 120 m to facilitate water extraction from the perched aquifer. After installation, the wells were developed and subjected to a field flow rate test by installing temporary pumps to measure the natural flow into the well per unit of time (well yield) without external intervention.

Although the pump intake was positioned at 80 m, water was still drained from the initial perched piezometric level. This test was to determine the amount of water in the aquifer, which could naturally supply. Based on the flow rate test, which yielded approximately 970 liters per hour, a 1.5-horsepower submersible pump with a capacity of 1,000 liters per hour was selected and installed. An electrode system was also deployed to control the final piezometric level, set at a depth of 80 m from the ground surface.

In the field experiment, submersible pumps were used to extract water at a rate of 1,000 liters per hour. The pumping duration, defined as the time required to lower the piezometric level to a depth of 80 m, was meticulously recorded to evaluate the dewatering system's efficiency. Following this, the piezometric level was allowed to recover naturally at different target recovery durations (R) of 24, 48, and 96 hours, facilitating an assessment of the system's water reduction performance within the pumping zone. Upon reaching the designated recovery duration, continuous dewatering resumed, with the highest water table being recorded as the last piezometric level before pumping recommenced, without allowing the piezometric level to return fully to its original level. This experiment hypothesizes that an efficient dewatering system will demonstrate a reduction in pumping duration over successive tests, as evidenced by a progressively lower piezometric level before pumping resumes. Additionally, it is expected that the recovery piezometric level at specific R will increase with each test cycle, indicating a decline in water inflow into the well as the dewatering process reduces the volume of available perched water aquifer. The field experiments were divided into two pumping methods (Fig. 8) described as follows:

1. Single Well Pumping (SP) by pumping from a single middle-well (PW2) and measuring the variation of piezometric levels by the surrounding PWs and OWs
2. Parallel Well Pumping (PP) by pumping simultaneously from three wells (PW1, PW2, and PW3) to simulate multiple pumping conditions and measuring the variation of piezometric levels by the surrounding OWs.

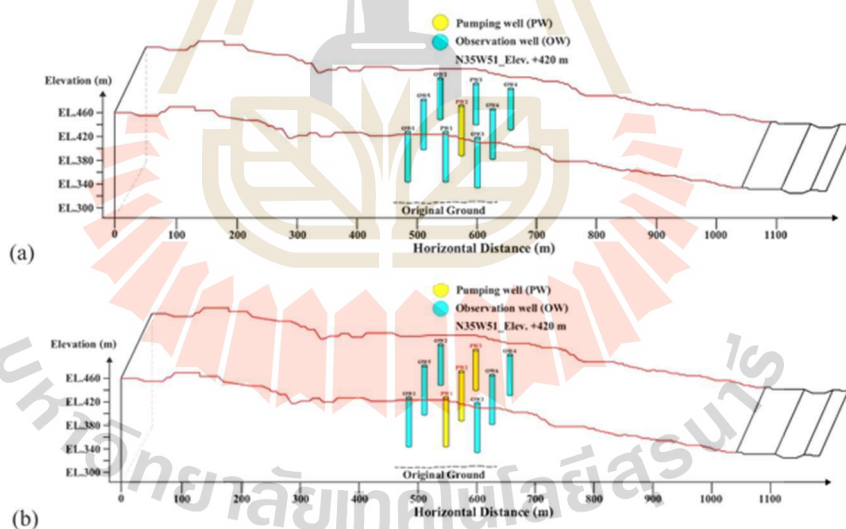


Fig. 8. Field experimental programs, including (a) Single Well Pumping (SP), and (b) Parallel Well Pumping (PP).

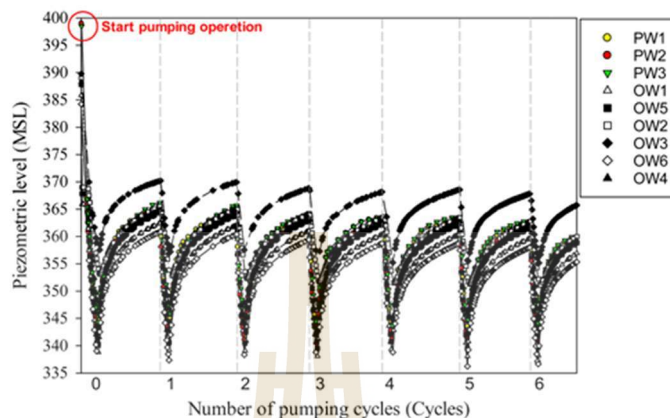


Fig. 9. Variations in piezometric levels in OWs and PWs, resulting from pumping in well PW2 under SP at $R = 24$ hours.

The evaluation of SP and PP operations was conducted under consistent seasonal conditions to minimize the influence of perched water inflow variations and precipitation effects. The field experiment was performed in a controlled period, ensuring that both SP and PP tests were not subjected to different seasonal water table fluctuations. The results from both pumping methods provide insights into the influence of each method on the efficiency of perched piezometric level reduction. The changes in piezometric levels due to pumping and recovery in the PWs were recorded every 15 minutes using water level dip meters. For the OWs, the changes in piezometric levels due to pumping and recovery were automatically recorded using piezometers with automatic data recorders. These measurements were taken for each pumping test and for all PWs and OWs within the study area. The use of manual operation in the PW was primarily due to budget constraints and the short duration of this pilot project. In Thailand, manual operation is more cost-effective than an automatic system when considering equal working durations. Despite this, real-time piezometric level monitoring was still implemented, and manual operation allowed for consistent measurements at the exact time, ensuring the accuracy of the results. To align the datasets, the OW data points were selected at the exact time when the PW started pumping operations, allowing for a direct comparison of hydraulic head response between the OW and PW locations. This approach ensures that the initial perched water table conditions were captured in OWs before significant drawdown effects were observed in PWs. By selecting OW data at the moment of PW activation, the analysis isolated the impact of pumping on perched piezometric levels, ensuring that the drawdown effects were accurately interpreted.

4. Results and discussion

4.1. Influence of single well pumping conditions on the variation in perched piezometric levels at recovery duration of 24 hours

In the initial phase of measurement, the variation in perched piezometric levels in response to the pumping effect was assessed using the available observation wells (OW1, OW2, OW3, OW4, OW5, and OW6). Additional observation wells were subsequently constructed (2nd phase) to gain further insights into the effective pumping radius and its impact on the study area. The distance between each OW and PW for the 1st phase of the study was uniformly set at 10 meters for all OWs and PWs, and the distances of OW in the 2nd phase are illustrated in Fig. 5. To

numerically define high and low permeability layers based on Fig. 4, the k values were determined as follows: high-permeability layers range from 3×10^{-3} to 5×10^{-6} cm/sec, while low-permeability layers range from 2×10^{-6} to 7×10^{-8} cm/sec.

For the SP condition in the initial phase at $R = 24$ hours, the variations in piezometric levels in OW and PW, resulting from pumping in PW2 are presented in Fig. 9. Piezometric level measurements were recorded at pumping wells PW1 and PW3, as well as observation wells OW1, OW2, OW3, OW4, OW5, and OW6 for each 15 minutes. In Fig. 9, number of pumping cycles (N) refers to distinct dewatering cycles, where each cycle consists of a pumping duration (depending on borehole's efficiency in extracting water) followed by a specific recovery period ($R = 24, 48, \text{ or } 96$ hours). Tracking N helps analyze how repeated dewatering affects the perched piezometric level over time, providing insights into the long-term impact of multiple cycles rather than focusing on individual time measurements. Each 1 N at $R = 24$ hours includes 1440 minutes ($24 \times 60 = 1440$). Similarly, 1 N at $R = 48$ hours includes 2880 minutes ($48 \times 60 = 2880$), and 1 N at $R = 96$ hours includes 5760 minutes ($96 \times 60 = 5760$). This means that each N represents a complete cycle of pumping and recovery, with the recovery phase lasting R hours before the next cycle begins.

Each N showed two distinct phases: the pumping phase, depicted by a negative slope (the piezometric level decreased as time increased), and the recovery phase (the piezometric level increased as time increased), represented by a positive slope. The reduction in the piezometric level implied the potential to improve the stability of the waste dump. The submerged pump at +340 MSL was installed within a confined perched aquifer. While the hard foundation was impermeable, the waste dump mass facilitated water drainage through pore spaces, allowing downward seepage into the pumped zone for effective perched water removal. The perched piezometric level, initially detected at -20 meters from waste dump surface (+420 MSL), was lowered from +400 MSL to +340 MSL during SP at PW2, achieving 60 meters of drawdown. The initial perched piezometric level at 400 MSL refers to the elevation at which perched water was first recorded in PW2 before the pumping operation, aligning with piezometric readings from OWs. This measurement represents the pre-dewatering piezometric head within the perched water system. At 100 m depth, the original ground acted as an impermeable basal layer, restricting further drainage. ERT and borehole data confirmed that perched water was more extensive at deeper levels, where low-permeability layers restricted vertical drainage, making

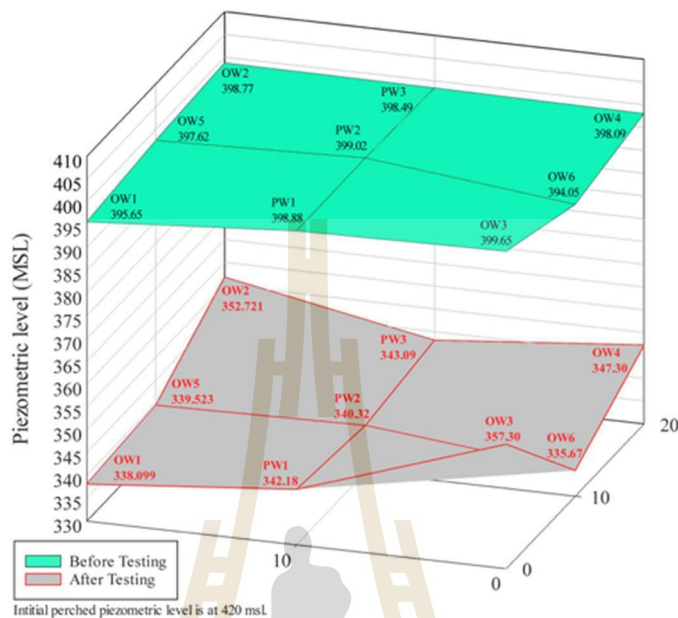


Fig. 10. Plane of piezometric level reduction in PWs and OWs compared to the initial piezometric level before SP operation at PW2.

deep-well pumping crucial for reducing pore pressure and ensuring slope stability.

In Fig. 9, the recovery level at $R = 24$ hours is not solely influenced by aquifer recharge but is also affected by residual water movement within the waste dump mass. The heterogeneous composition and low permeability layers within the dump allow water to be redistributed

gradually, leading to a slower but continuous recovery even after pumping operations.

For a specific N , the results demonstrated that SP operation at PW2 had a notable impact on the piezometric levels in all other PWs and OWs. The behaviors and slope of the relationship of the pumping and recovery phases in PW1 and PW3 and OWs were consistent. However, the

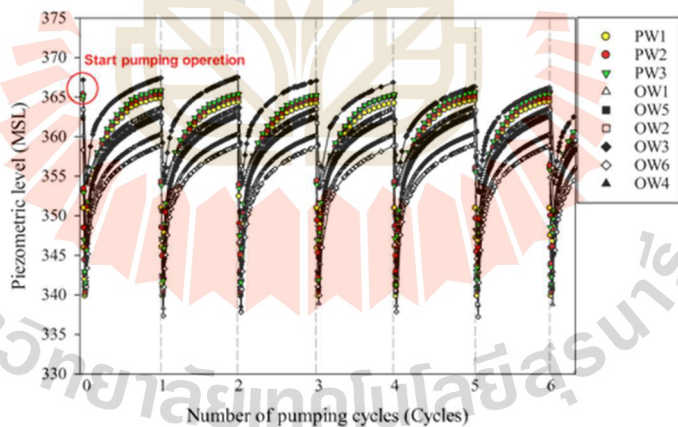


Fig. 11. Results of variation in piezometric levels in response to the pumping effect under PP at PW1, PW2, and PW3 at $R = 24$ hours.

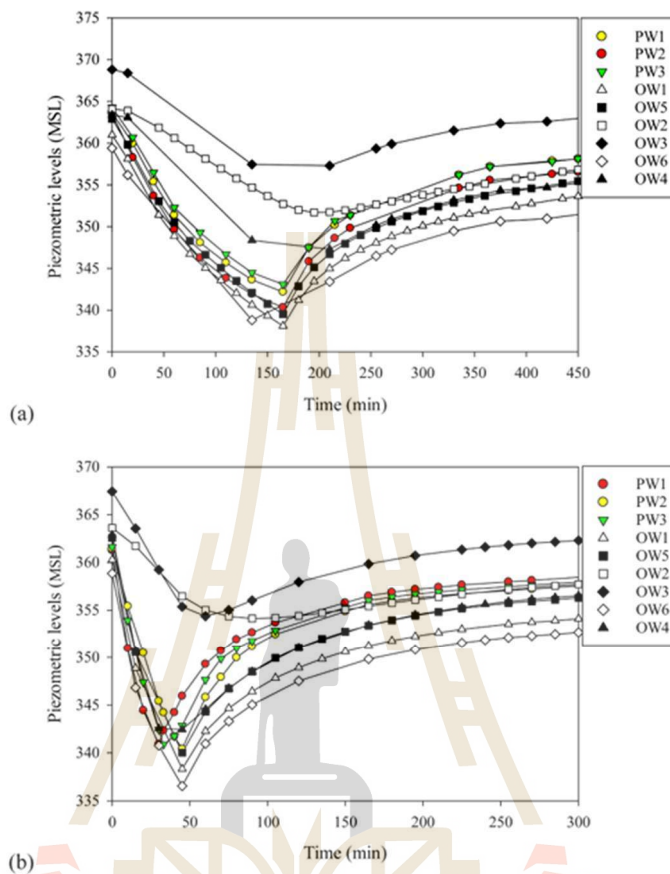


Fig. 12. Comparison of the relationship between pumping and recovery versus time during a specific pumping cycle (at the same N) for both SP and PP.

minimum and maximum piezometric level values varied, probably depending on the permeability of the soil surrounding the deep well.

The experiment also indicated that as the N increased, the slope of the pumping phase became steeper, reflecting a shorter pumping duration to reach the target depth of 80 m. In addition, the final recovered piezometric level at $R = 24$ hours tended to decrease as an increase in N . The baseline recharge capacity diminished with repeated pumping cycles, as observed in both SP and PP operations, where the perched piezometric level failed to return to pre-pumping conditions. This indicates that the perched water is largely influenced by internal movement of existing water within the waste dump rather than external recharge sources.

Fig. 10 illustrates the plane of piezometric level reduction in PWs and OWs compared to the initial perched piezometric level before SP operation at PW2. It was evident that the distance from the pumping well significantly affected the piezometric level reduction. Wells located closer to PW2 were more impacted by the pumping operation, resulting in perched piezometric level decreased comparable to that observed in

PW2. For instance, PW3, which was located 10 m from PW2, exhibited a piezometric level decrease of 38.50 m (from 381.59 MSL to 343.09 MSL). In contrast, OW3, positioned 14.14 m from PW2, showed a perched piezometric level reduction of 26.15 m (from 383.45 MSL to 357.30 MSL). However, despite being equidistant from PW2 (14.14 m), the influence of the pumping on wells OW1, OW2, OW3, and OW6 varied. OW3 experienced the smallest reduction in piezometric level at 26.15 m (from 383.45 MSL to 357.30 MSL), whereas OW6 recorded the highest reduction at 41.27 m (from 376.93 MSL to 335.67 MSL). This variation in piezometric level reduction might be attributed to the heterogeneity of the soil layers in the waste dump area. OWs less affected by pumping may have been constructed in soil layers with lower permeability, resulting in smaller reductions in piezometric level despite being located at the same distance from the pumping well.

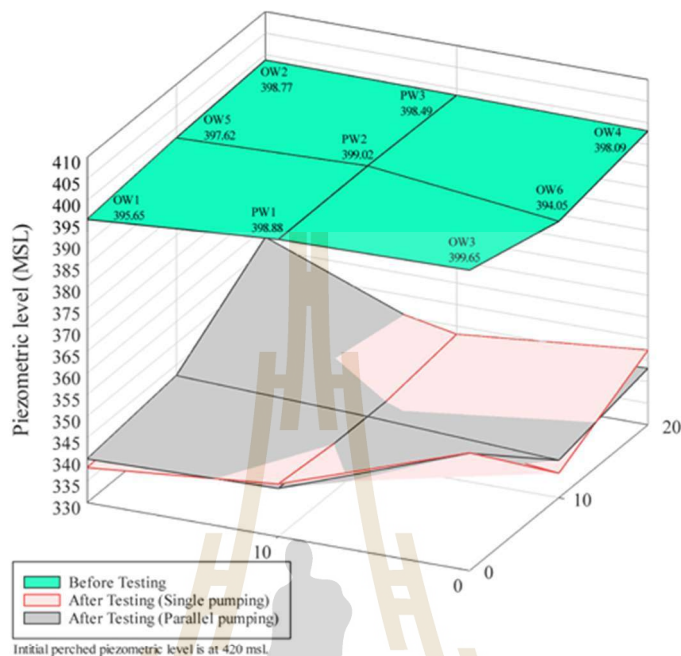


Fig. 13. Plane of water recovery level influenced by SP and PP operations.

4.2. Influence of parallel well pumping conditions on the variation in perched piezometric levels at recovery duration of 24 hours

Fig. 11 illustrates the results of variation in piezometric levels in response to the pumping effect under PP condition at wells PW1, PW2, and PW3 at $R = 24$ hours. In Fig. 11, the variation in piezometric levels in response to the pumping effect under PP condition was continued after the SP condition. The initial piezometric levels for PW1, PW2, and PW3 were recorded at 365.78 MSL, 366.34 MSL, and 366.14 MSL, respectively. These levels were reduced to 340.98 MSL, 340.42 MSL, and 340.89 MSL, corresponding to an 80-m drawdown from the ground surface. Following the pumping phase, the piezometric levels were allowed to recover freely at $R = 24$ hours. Similar to SP condition, the negative slope of the relationship illustrates the decline in piezometric levels during the pumping phase, while the positive slope reflects the free recovery process. The PP operation at PW1, PW2, and PW3 significantly influenced piezometric levels across all surrounding OWs. Consistent piezometric level behavior to SP operation was observed during both the pumping and recovery phases for all wells. Pumping from PW1, PW2, and PW3 induced a reduction in piezometric levels in adjacent OWs, with concurrent recovery occurring across all OWs after the cessation of pumping and the initiation of the recovery period. Additionally, it was noted that the slope representing the piezometric level reduction steepened as the N increased, indicating more rapid drawdowns. The water recovery levels during PP were consistently lower than those observed during SP. The maximum recovery level at $R = 24$ hours during PP showed a linear reduction trend, continuing the gradient established during SP, as depicted in Fig. 11. These results demonstrated the compounded effect of sequential pumping operations,

where continued PP after SP resulted in a further decrease in water recovery levels due to the cumulative impact of reduced recharge capacity. The figure confirmed that the perched piezometric levels under PP did not fully recover to the pre-pumping level, highlighting the sustained effect of dewatering on the aquifer system.

Fig. 12 compares the relationship between pumping and recovery versus time during a specific pumping cycle (at the same N) for both SP and PP conditions. The recovery curves for PP exhibited slopes similar to those observed in SP. The slope of the recovery curve represents the rate of water inflow into the wells over time. Therefore, both SP and PP demonstrated comparable recovery piezometric level at a specific time. However, the relationship of the pumping phase under PP displayed a steeper slope compared to SP. This indicated that PP achieved a faster reduction in piezometric levels due to the presence of multiple pumps, enhancing the rate of water extraction compared to SP. The steeper slope of the pumping curve for PP suggests more effective dewatering over a shorter time frame, attributed to the increased pumping capacity in the PP configuration.

Fig. 13 depicts the plane of recovered piezometric levels influenced by pumping under SP and PP operations at $R = 24$ hrs. In the same area studied, the PP had an insignificant impact on the recovered piezometric levels, as noted by the same plane of piezometric level as the SP condition. In other words, the PP condition is more efficient than SP in terms of pumping duration.

4.3. Influence of recovery duration on the variation in perched piezometric levels under parallel well pumping conditions

Fig. 14(a) illustrates the relationship between piezometric levels and

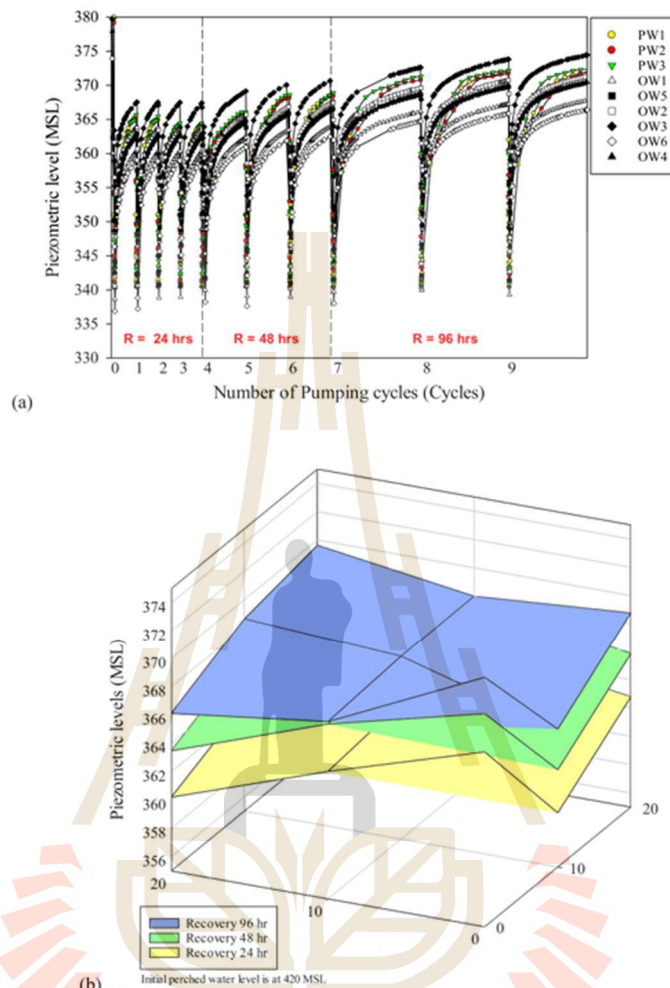


Fig. 14. Relationship between (a) piezometric level versus N , and (b) water recovery planes for under PP at PW1, PW2, and PW3 for $R = 24, 48,$ and 96 hours.

N under the influence of PP operation at wells PW1, PW2, and PW3 for $R = 24, 48,$ and 96 hours. The findings indicated that the piezometric level-time curves for PW1, PW2, and PW3 exhibited consistent behavior across the different R values. Similarly, the OW demonstrated consistent slopes during both the pumping and recovery phases at each corresponding R value, with variations only in their minimum and maximum piezometric level points. An extended R value resulted in higher perched water recovery levels across all PWs and OWs. $N = 0$ refers to the stationary state after 30-day pause in pumping. The pumping for each N was automatically terminated when the perched water piezometer level reached the 80 m depth below the waste dump surface.

At $R = 48$ hours, the perched water table recovered to a higher level

compared to $R = 24$ hours. The extended recovery period allows more water from low-permeability zones within the waste dump to redistribute into the dewatered area, leading to a higher observed recovery level. For $R = 96$ hours, the highest recovery levels were observed. The longer recovery time enables perched water to gradually migrate back into the well area, restoring the piezometric level. This implied that longer time allowed more water to flow into the wells at the same inflow rate. For instance, pumping at $R = 96$ hours exhibited a higher water recovery level compared to $R = 24$ hours, with an average increase of approximately 20% across all PWs and OWs.

As illustrated in Fig. 14(b), the recovery planes for perched piezometric levels under the influence of PP at $R = 24, 48,$ and 96 hours

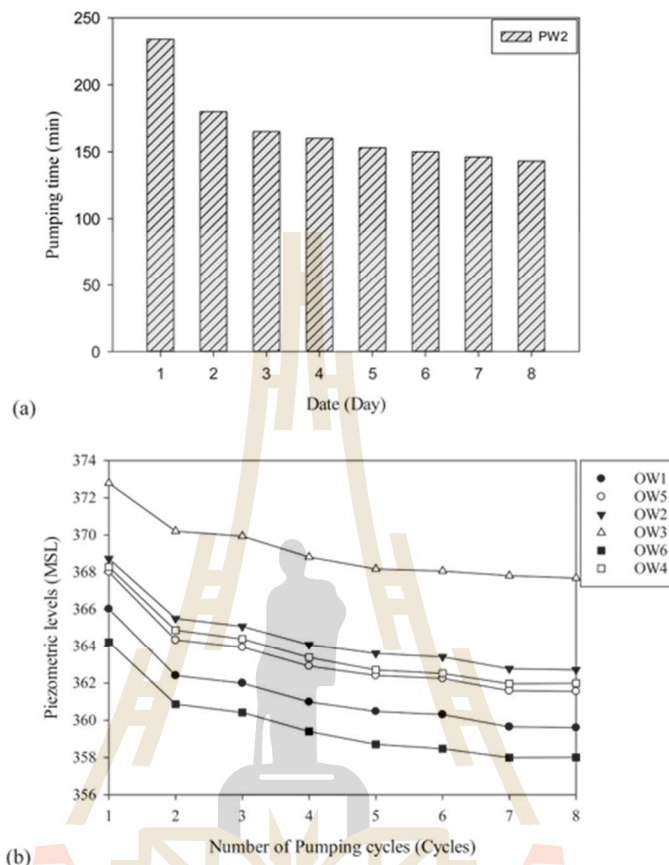


Fig. 15. Impact of N on both the pumping duration and the water recovery level at $R = 24$ hours under SP at PW2.

maintained a similar pattern, differing primarily in elevation. The piezometric level recovery plane after a 24-hour pumping period was the lowest, while the elevation of the plane increased as R was extended. It is suggested that the transition from a transient to a stationary state depends on the observation period. Determining a stationary state requires long-term observation and analysis of the perched water redistribution dynamics.

Fig. 15 demonstrates the impact of N on both the pumping duration and the water recovery level at $R = 24$ hours under the SP operations at PW2. As the N increased, the duration required to reduce the piezometric level to the target depth (80 m below the surface) decreased (Fig. 15a). Furthermore, the water recovery level at $R = 24$ hours (Fig. 15b) showed a consistent decrease across all OWs. The observed reduction in the recovery level was attributed to a decrease in the volume of water inflow to the OWs during the recovery period. This diminished recovery level directly affected the starting piezometric level for subsequent pumping cycles, as the final recovery level became the initial level for the next cycle. Consequently, the pumping duration required to reach the target depth for each cycle decreased

progressively. This implied that the cycles of pumping reflected a gradual decline in water supply to the well over time, due to the reduced recharge capacity of the surrounding aquifer.

Fig. 16 compares the influence of N on the water recovery level at $R = 24$ hours under both SP and PP operations recorded at PW2. An increasing N resulted in a decrease in the water recovery level for both SP and PP at $R = 24$ hours. The PP curve (started at $N = 9$) was positioned below the SP curve because PP was conducted after the completion of SP cycles, during which the piezometric levels had already been lowered. In other words, the cumulative effect of increased pumping cycles significantly influences the reduction in piezometric levels for both methods. The similarity in the recovery slopes for SP and PP in Fig. 16 can be attributed to the interaction between pumping operations and the surrounding hydrogeological conditions of the waste dump. While PP leads to a faster drawdown during active pumping, the final piezometric level prior to the next cycle is governed by the surrounding environment rather than the number of wells in operation. This means that even with a more aggressive pumping strategy, perched water recovery follows a similar trend in both cases. The rate of recovery

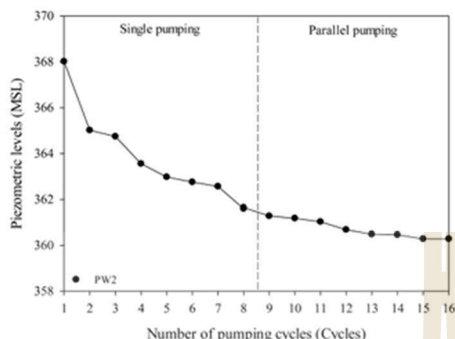


Fig. 16. Comparison of the influence of N on water recovery level at $R = 24$ hours under both SP and PP at well PW2.

is controlled by the redistribution ability of residual water movement within the waste dump. Over time, this leads to an overall decline in recovery levels, preventing the perched piezometric level from fully returning to its original state. It should be noted, however, that this explanation is valid primarily within the influence radius of the pumping wells, where drawdown and recovery were observed. In other areas, recovery behavior may differ due to localized hydraulic conditions and limited connectivity with the actively drained zone.

Fig. 17a compares the relationship between piezometric levels and time during a single pumping cycle under PP conditions at $R = 24, 48,$ and 96 hours at PW1. As R increased, the duration required for pumping to reach the designated piezometric level (80 m below the ground surface) also increased, due to the higher volume of water in the pumping well corresponding to the extended recovery period. In other words, an increase in R resulted only in the accumulation of a higher volume of water in the well. Therefore, the perched water recovery rose with increasing R values, but the slope of the recovery phase (representing the relationship between inflow volume and time) remained similar for all R values. The average slopes of the recovery curves were recorded as 25.2, 24.7, and 25.3 for $R = 24, 48,$ and 96 hours, respectively.

The increase in N more influenced on the reduction in the slope of the recovery phase at the same R , as presented in Fig. 17b for PW1. An increase in N (at the same $R = 24$ hours) resulted in a decrease in the slope of the recovery phase. This reduction in slope indicates a decrease in the volume of water inflow to the well at the same R value (i.e., a reduction in the inflow rate), which subsequently leads to a lower recovery level. The change in the slope of the recovery curve is a critical factor for analyzing the decrease in piezometric levels. This behavior suggested that with repeated pumping cycles, the capacity of the aquifer to recharge diminished, resulting in a lower rate of water recovery over time. This observation is essential for understanding the long-term sustainability and efficiency of the dewatering process in maintaining desired perched piezometric levels.

4.4. Effective Dewatering Distance for SP and PP

Observation wells OW7, OW9, OW10, OW11, and OW12 were constructed in 2nd phase to investigate the role of pumping on the perched piezometric level reduction. The evaluation of SP and PP operations in the 1st and 2nd phases was conducted under consistent seasonal conditions to minimize the influence of perched water inflow variations and precipitation effects. The investigation involved conducting a SP at well PW2 and PP at wells PW1, PW2, and PW3 at $R = 24$ hours. The changes in piezometric levels were then measured after pumping along both the

longitudinal and transverse sections, as illustrated in Fig. 18. As shown in Fig. 18, the variation in the piezometric level differed in both longitudinal and cross-sectional directions, reflecting inconsistent hydraulic properties across the dump mass. This variability makes it inappropriate to use a single field measurement as a representative parameter for hydraulic conductivity. OW7 and OW11, which were located 30 m laterally from PW2, were influenced by SP operation (Fig. 18a). The piezometric level reductions in these wells were recorded at 10 m and 20 m for OW7 and OW11, respectively. However, the SP did not affect OW10, positioned 40 m longitudinally from PW2, while OW9, located 10 m longitudinally from PW2, exhibited a piezometric level reduction of 5 m due to SP operation.

In contrast, Fig. 18b revealed that the PP affected OW12, situated 40 m laterally from PW2, resulting in a 2-m decrease in piezometric level. PP also impacted OW10, located 40 m longitudinally from PW2, with a similar 2-m reduction in piezometric level. Furthermore, the piezometric levels in OW7, OW9, and OW11 under PP were lower than those under SP. However, the piezometric level reductions in OW1, OW2, OW3, OW4, OW5, and OW6 were similar for both SP and PP, suggesting that PP extended the influence of piezometric level reduction over a greater distance. Therefore, it was concluded that the PP had a more extensive effective range than SP. The effective range for piezometric level reduction in SP within the study zone was found to be more than 20 m but less than 40 m in both longitudinal and lateral cross-sections. Conversely, the effective range for PP exceeded 40 meters in both cross-sections.

5. Water recovery level predictive equations

In the previous section, it was observed that an increase in N significantly affected the reduction of piezometric levels under both SP and PP conditions. This indicated that the duration allowed for water recovery was a crucial factor in determining the piezometric level reduction required to enhance slope stability.

Fig. 19 illustrates the relationship between the change in recovery volume (ΔV_r) versus time (T_r) under SP and PP operation at $R = 24$ hours, aiming to analyze the influence of recovery duration on the efficiency of piezometric level reduction. Here, ΔV_r represents the difference between the recovery level at any given T_r and the initial recovery level. The observed relationship exhibited a hyperbolic trend: 1) Phase 1: ΔV_r increased remarkably with T_r , and 2) Phase 2: ΔV_r showed minimal change as T_r continued to increase.

The analysis suggested that in Phase 2, ΔV_r changed minimally with increasing T_r , though it continued to rise. Therefore, to optimize overall pumping efficiency, the recovery duration should not exceed the transition point between Phase 1 and Phase 2. Shortening the recovery duration allows for an increased N , enhancing the effectiveness of perched piezometric level reduction. For example, with a recovery time of 24 hours (and an average pumping duration of 1 hour), only one pumping cycle per day is feasible. In contrast, if the recovery time is set to the transition point between Phase 1 and Phase 2 (approximately 200 minutes on average, plus 1 hour of pumping), it is possible to conduct 4 to 5 pumping cycles per day. The predictive equation for recovery levels at any given recovery time (T_r) has been developed in the form of a hyperbolic equation. The parameters of this equation can be determined by establishing a linear relationship between $T_r/\Delta V_r$ and T_r , as illustrated in Fig. 20.

Fig. 20 presents a linear relationship between $T_r/\Delta V_r$ and T_r . A lower slope in this relationship corresponded to a higher ΔV_r for the same T_r . For instance, at $T_r = 800$ minutes, PW2 exhibited $T_r/\Delta V_r = 30$, while OW2 showed $T_r/\Delta V_r = 100$. Consequently, ΔV_r was 27 m for PW2 and 8 m for OW2 at $T_r = 800$ minutes. Analysis revealed that the slopes of the relationships for SP and PP operations were comparable; for example, in PW2, the slopes were 0.0347 and 0.0353 for SP and PP, respectively. This similarity suggests that both pumping operations similarly affect post-pumping water volume changes.

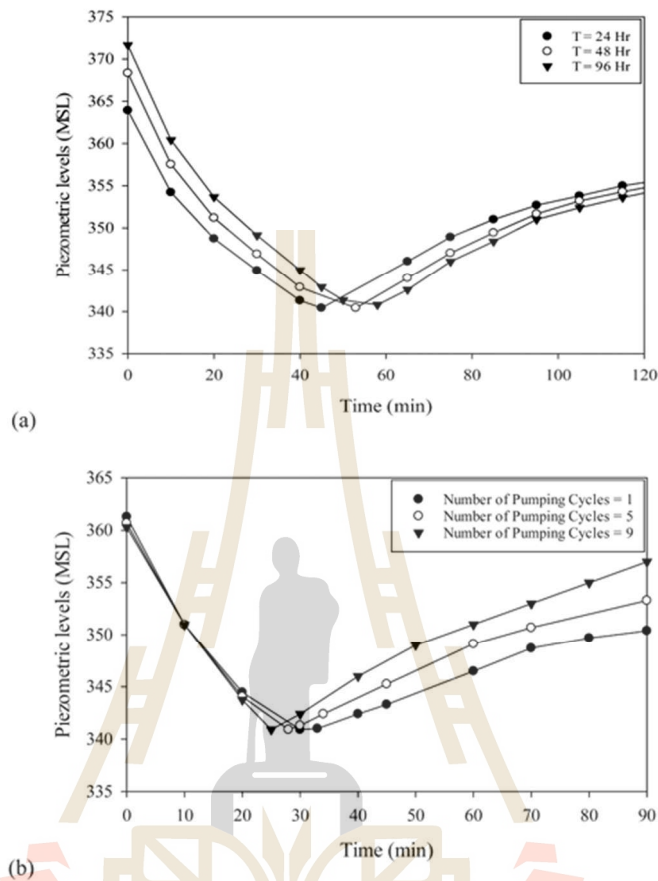


Fig. 17. Relationship between piezometric level and time during a single pumping cycle at PW1 under PP at (a) R = 24, 48, and 96 hours, and (b) N = 1, 5, and 9 cycles.

Variations in R do not significantly impact the relationship between $Tr/\Delta Vr$ and Tr under both SP and PP operations. As depicted in Fig. 21, the relationships for R = 24, 48, and 96 hours aligned on the same linear trend for all PW wells. However, these relationships differed among individual PWs. The predictive equation for ΔVr at any Tr under PP for PWs and OWs could be expressed through the following linear relationships:

$$PW1, \frac{Tr}{\Delta Vr} = (0.0364(Tr)) + 3.6733, R^2 = 0.996 \quad (1)$$

$$PW2, \frac{Tr}{\Delta Vr} = (0.0347(Tr)) + 3.4318, R^2 = 0.996 \quad (2)$$

$$PW3, \frac{Tr}{\Delta Vr} = (0.0357(Tr)) + 3.1206, R^2 = 0.995 \quad (3)$$

$$OW1, \frac{Tr}{\Delta Vr} = (0.0400(Tr)) + 4.7688, R^2 = 0.999 \quad (4)$$

$$OW2, \frac{Tr}{\Delta Vr} = (0.0749(Tr)) + 35.356, R^2 = 0.999 \quad (5)$$

$$OW3, \frac{Tr}{\Delta Vr} = (0.0608(Tr)) + 10.824, R^2 = 0.998 \quad (6)$$

$$OW4, \frac{Tr}{\Delta Vr} = (0.0508(Tr)) + 8.9833, R^2 = 0.998 \quad (7)$$

$$OW5, \frac{Tr}{\Delta Vr} = (0.0391(Tr)) + 4.6381, R^2 = 0.998 \quad (8)$$

$$OW6, \frac{Tr}{\Delta Vr} = (0.0416(Tr)) + 6.5782, R^2 = 0.999 \quad (9)$$

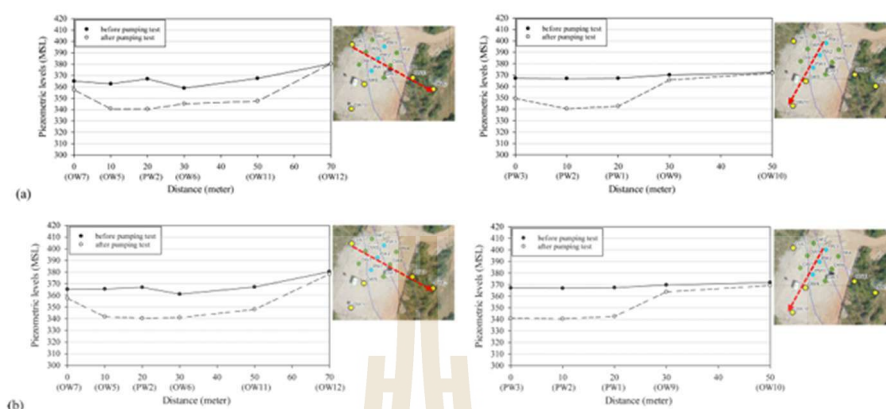


Fig. 18. Changes in piezometric levels after pumping along both the longitudinal and transverse sections under (a) SP, and (b) PP.

Fig. 22 presents a comparative analysis between the relationship of ΔV_r and T_r under SP operation at OW1 and the predicted ΔV_r at any given T_r using the developed predictive equation under PP pumping conditions. The predictive results clearly demonstrated that the equation formulated from this study effectively estimated ΔV_r at any T_r for both SP and PP pumping scenarios. For instance, Equation 4, derived from SP data, accurately forecasted ΔV_r at T_r as observed in field measurements under PP pumping at $R = 24$ hours. This was evident from the close alignment between the field-observed and predicted relationship curves. The equations developed in this study effectively predicted perched water recovery levels at any given recovery time. The developed equation remains unchanged for both SP and PP (with any number of pumps) operations because the recovery rate for a specific OW is the same and is primarily governed by the recharge capacity of the perched water from adjacent areas. This capability is instrumental in managing optimal pumping schedules in field operations, allowing for the alignment of pumping cycles with practical operational capacities.

Even though the predictive equation for perched water recovery provides a practical tool for evaluating dewatering efficiency, independent field or laboratory testing might be necessary to reliably estimate equivalent hydraulic conductivity for other geotechnical purposes. Developed from observed relationships between T_r and ΔV_r , the model follows a hyperbolic trend, reflecting perched water response to pumping cycles. However, the empirical coefficients are site-specific, influenced by low-permeability layers, material heterogeneity, and water recovery effects. This approach is on sound principles and could be applied to other dump sites with different hydraulic conductivity. The effect of different hydraulic conductivity would be reflected by different constant variables in the predictive equation.

The high capacity of pump can only affect the water extraction in the OWs and PWs but their recovery rate remains the same for a particular N. The increase in ΔV_r over time can be attributed to gradual perched water recharge, which follows a nonlinear recovery trend. Initially, the recovery rate is high due to immediate water movement from adjacent unsaturated zones, but over time, the recharge rate slows as hydraulic gradients decrease. The perched water system is influenced by delayed water migration from low-permeability zones, which results in progressive water volume recovery despite continued pumping effects.

The perched water is rechargeable because it behaves as a semi-confined system, where water can accumulate above impermeable layers and later contribute to recovery volume after pumping cessation. The main recharge sources include the lateral water movement from

adjacent perched zones, driven by hydraulic head and permeability differences. The source of recharge primarily originates within the waste dump itself, particularly from moisture trapped in heterogeneous dump materials and perched water pockets above confining layers. During the research duration, if the pump exceeds the recharge capacity, the water extraction rate will increase as the perched piezometric level is depleted more rapidly. However, as the available water in the perched aquifer diminishes in the long-term condition, the rate of ΔV_r would gradually decrease. This probably occurs because the limited water supply within the waste dump mass restricts the amount of water that can be redistributed.

Although a single dewatering station does not fully depressurize the entire dumpsite, it effectively reduces pore water pressure in the most critical zone. For long-term stability, EGAT has adopted a phased dewatering plan that includes several well stations to expand coverage in the failure area and high-moisture-zone. The high-moisture-zone was identified through ERT and borehole data.

6. Limitations of the deep-well dewatering approach and suggestions

The deep well-dewatering system demonstrated clear effectiveness in lowering piezometric heads (result from Piezometer data in those OWs) within the immediate pumping zone, its influence remains spatially limited due to the hydraulic properties of the dump mass. Results from PP (Fig. 18) showed an effective drawdown radius in both PWs and OWs extending laterally up to 40 m, which is an improvement over SP, but remains constrained by the heterogeneous composition and low hydraulic conductivity of the surrounding materials (7×10^{-8} cm/s). Furthermore, the recovery trends observed in Figs. 14 and 15 illustrate that perched levels return gradually after each pumping cycle in both PWs and OWs, indicating a slow redistribution of moisture within isolated perched zones rather than widespread depressurization.

Despite its effectiveness in the targeted failure zone, this dewatering approach has clear limitations. Its influence is confined to areas with sufficient hydraulic connectivity to the pumping wells, and it cannot effectively reduce pore pressure in hydraulically isolated zones located beyond its effective radius. The low permeability and heterogeneous nature of the dump mass characterized by perched pockets restrict the lateral extent of depressurization. As a result, the current system provides localized pore pressure reduction, but cannot, by itself, ensure stability across the full waste dump area. A site-wide solution requires a

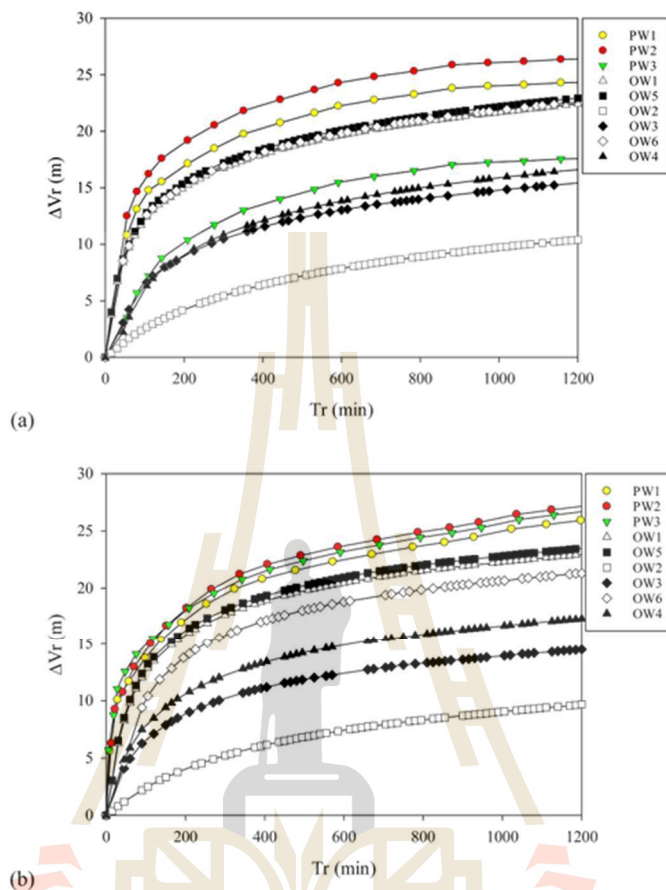


Fig. 19. Relationship between the change in recovery volume (ΔV_r) and time (T_r) at $R = 24$ hours of (a) SP and (b) PP conditions.

phased expansion of the dewatering system. Presently, Mae Moh Mine has implemented the deep well dewatering systems across broader failure and high-risk zones to extract perched water that contributes to slope instability.

Even though the pore pressure was not directly influenced by seasonal rainfall, as indicated by relatively stable piezometric readings for all year round [2]. The reduction of perched water within the waste dump by this studied dewatering technique may still be affected by seasonal variations. To evaluate this potential influence, further long-term monitoring is recommended using strategically placed piezometers at multiple depths and locations, with continuous measurement across both wet and dry seasons.

7. Conclusions

This study provides an in-depth evaluation of deep well dewatering systems in managing perched piezometric levels at the west dumpsite of

Mae Moh Mine, a key factor in slope stability. The findings highlight the effectiveness of single well pumping (SP) and parallel well pumping (PP) under multiple pumping cycles (N) and recovery durations (R), offering valuable insights for optimizing dewatering operations. The key findings of the study are listed as follows:

PP achieved faster piezometric level reduction and had a broader influence zone (> 40 meters in longitudinal and lateral directions) than SP (20–40 meters), making it more effective for large-scale dewatering. Despite faster drawdown, recovery behavior and inflow rates remained similar for both SP and PP, indicating that perched water recharge is primarily governed by internal redistribution from the water mass within the waste dump rather than external recharge.

As N increased, the time required to reach the target drawdown depth (-80 m) decreased, showing that cumulative pumping enhances efficiency over successive cycles. However, water recovery levels declined with increasing N , reflecting a reduction in perched water recharge capacity due to repeated extraction.

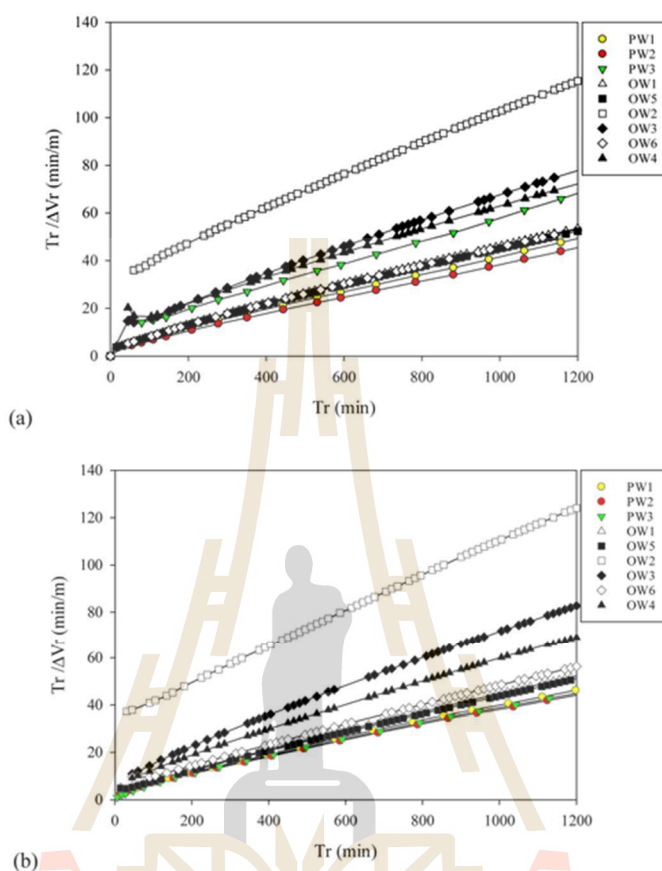


Fig. 20. Linear relationship between $Tr/\Delta Vr$ and Tr of (a) SP and (b) PP conditions.

Longer recovery durations ($R = 48$ and 96 hours) resulted in higher perched water recovery levels, with a 20% increase in recovery observed at $R = 96$ hours compared to $R = 24$ hours. This confirms that internal water redistribution within the dump mass is dominant, with low-permeability zones delaying complete drainage.

A hyperbolic relationship between recovery volume change (ΔVr) and recovery duration (Tr) was established, effectively capturing perched water response under different pumping conditions. The predictive equation demonstrated high accuracy ($R^2 > 0.90$) across all OW and PW wells, making it a reliable tool for estimating perched water recovery trends. Additionally, SP-derived equations were successfully applied to PP operations, proving their versatility in forecasting dewatering performance under varying well configurations.

Mae Moh Mine has integrated these findings into its long-term dewatering strategy, optimizing well placement and pumping schedules for improved waste dump stability. The study provides a scalable and adaptable dewatering approach for managing perched water in large-scale mining operations. The methodology and predictive

modeling framework can be applied to similar geotechnical and hydrogeological challenges in other waste dumps worldwide.

Increasing the pumping capacity of the SP operation may enhance the water extraction rate, but it does not significantly affect the water recovery. However, it is unlikely to match the broader dewatering impact of the PP approach, as SP's limited hydraulic influence and narrower effective range restrict its overall efficiency compared to PP. Compared to SP operation, the PP approach offers a faster dewatering efficiency and broader coverage but involves higher initial costs and energy consumption. A cost-benefit analysis is necessary to assess the long-term advantages of PP, such as reduced pumping cycles, improved slope stability, and lower maintenance costs and is recommended for future study.

CRediT authorship contribution statement

Nantapat Pongri: Software, Investigation, Data curation. **Apinun Buritatum:** Writing – original draft, Validation, Resources,

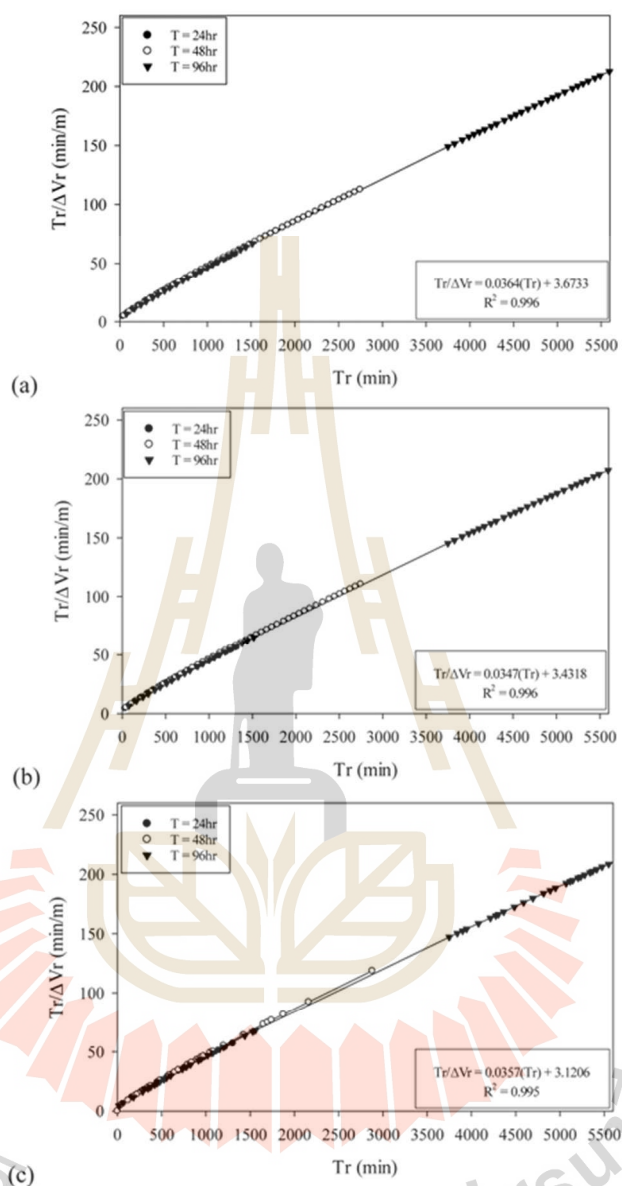


Fig. 21. Linear relationship between $Tr/\Delta Vr$ and Tr of (a) PW1, (b) PW2, and (c) PW3 at $T = 24, 48,$ and 96 hours.

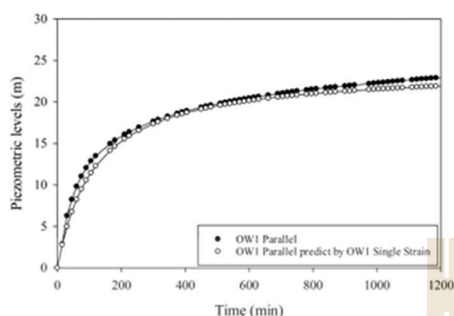


Fig. 22. A comparative analysis between the observed relationship of ΔV_r and T_r under SP at OW1 and the predicted ΔV_r at any given T_r using the developed predictive equation under PP.

Methodology, Investigation, Formal analysis, Conceptualization. **Api-Chat Suddepong:** Writing – original draft, Visualization, Validation, Resources, Project administration, Conceptualization. **Artit Udomchai:** Visualization, Validation, Resources, Project administration, Methodology, Investigation. **Suksun Horpibulsuk:** Writing – review & editing, Visualization, Validation, Supervision, Resources, Project administration, Conceptualization. **Sarayoot Netsakkasame:** Resources, Investigation, Funding acquisition. **Noppadon Mungpayabal:** Resources, Investigation. **Menglim Hoy:** Writing – original draft, Visualization, Validation, Methodology, Investigation. **Teerasak Yaowarat:** Writing – original draft, Visualization, Validation, Methodology, Investigation. **Arul Arulrajah:** Writing – review & editing, Visualization, Validation.

Declaration of competing interest

The authors declare that they have no known competing financial interests or personal relationships that could have appeared to influence the work reported in this paper.

Acknowledgments

The authors appreciate the Research and Innovation Development Fund by the Electricity Generating Authority of Thailand, Contract No. 64-G201000-11-IO.SS03G3008566.

Data availability

Data will be made available on request.

References

- [1] D.H. Ngo, S. Horpibulsuk, A. Suddepong, W. Samingthong, A. Udomchai, F. Doucomml, M.W. Bo, Full scale consolidation test on ultra-soft soil improved by prefabricated vertical drains in Mae Moh mine, Thailand. *Geotextiles and Geomembranes* 49 (1) (2021) 72–80.
- [2] M. Hoy, C.B. Doan, S. Horpibulsuk, A. Suddepong, A. Udomchai, A. Buritatum, A. Arulrajah, Investigation of a large-scale waste dump failure at the Mae Moh mine in Thailand. *Engineering Geology* 329 (2024) 107400.
- [3] B.G. Richards, M.A. Coulthard, C.T. Toh, Analysis of slope stability at Goonyella Mine. *Can. Geotech. J.* 18 (2) (1981) 179–194. <https://doi.org/10.1139/t81-023>.
- [4] E. Steiakakis, K. Kavouridis, D. Monopolis, Large scale failure of the external waste dump at the "South Field" lignite mine, Northern Greece. *Engineering Geology* 104 (3–4) (2009) 269–279.
- [5] R. Yang, Z. Xu, J. Chai, Y. Qin, Y. Li, Permeability test and slope stability analysis of municipal solid waste in Jiangcungou Landfill, Shaanxi, China. *Journal of the Air & Waste Management Association* 66 (7) (2016) 655–662.
- [6] M. Datta, Geotechnology for environmental control at waste disposal sites. *Indian Geotechnical Journal* 42 (2012) 1–36.
- [7] C.N. Mama, O. Igwe, C.K. Ezugwu, L.J. Ugwuoke, Impact assessment of solid waste contamination on soil and perched aquifers: a case study of Nukka and Environs. *Arabian Journal of Geosciences* 14 (11) (2021) 935.
- [8] J. Hu, X.W. Wu, H. Ke, X.B. Xu, J.W. Lan, L.T. Zhan, Application of electrical resistivity tomography to monitor the dewatering of vertical and horizontal wells in municipal solid waste landfills. *Engineering Geology* 254 (2019) 1–12.
- [9] C.H. Shi, C.Y. Cao, M.F. Lei, L.M. Peng, J. Jiang, Optimal design and dynamic control of construction dewatering with the consideration of dewatering process. *KSCE Journal of Civil Engineering* 21 (2017) 1161–1169.
- [10] J.H. Van Lopik, T. Sweijen, N. Hartog, R.J. Schotting, Contribution to head loss by partial penetration and well completion: implications for dewatering and artificial recharge wells. *Hydrogeology Journal* 29 (2) (2021) 875–892.
- [11] Z. Zhang, C. Zeng, E. Zhang, Q. Su, M. Li, L. Gong, Z. Zhang, Development and application of an integrated system of dewatering and recharge for the deep foundation pit. *Applied Water Science* 14 (1) (2024) 6.
- [12] L. Liu, M. Lei, C. Cao, C. Shi, Dewatering characteristics and inflow prediction of deep foundation pits with partial penetrating curtains in sand and gravel strata. *Water* 11 (10) (2019) 2182.
- [13] J. Wang, B. Feng, Y. Liu, L. Wu, Y. Zhu, X. Zhang, P. Yang, Controlling subsidence caused by de-watering in a deep foundation pit. *Bulletin of engineering geology and the environment* 71 (2012) 545–555.
- [14] K. Suzuki, S. Toda, K. Kusunoki, Y. Fujimitsu, T. Mogi, A. Jomori, Case studies of electrical and electromagnetic methods applied to mapping active faults beneath the thick quaternary. Eds. in: Y. Kanaori, K. Tanaka, M. Chigira (Eds.), *Developments in Geotechnical Engineering, Developments in Geotechnical Engineering*, 84, Elsevier, 2000, pp. 29–45. [https://doi.org/10.1016/S0165-1250\(00\)80005-X](https://doi.org/10.1016/S0165-1250(00)80005-X).
- [15] W. Al-Fares, M. Al-Hilal, Integration of electrical resistivity tomography with electromagnetic and soil radon measurements for characterizing the leakage problem in Afamia B dam, Syria. *Geofis. Int.* 57 (4) (2018) 275–287.

ประวัติผู้เขียน

นายนันทิพัฒน์ พงษ์ศรี เกิดเมื่อวันที่ 15 พฤษภาคม พ.ศ.2537 เริ่มศึกษาชั้นมัธยมศึกษาตอนปลาย ที่โรงเรียนธัญบุรี จังหวัดปทุมธานี และสำเร็จระดับปริญญาตรี สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จังหวัดนครราชสีมา เมื่อปี พ.ศ. 2560 โดยหลังจากที่สำเร็จการศึกษาแล้วมีความสนใจทางด้านบริหารด้านวิศวกรรมโยธา จึงเข้าศึกษาต่อ ในระดับปริญญาโท สาขาวิชาวิศวกรรมโยธาและบริหารงานก่อสร้าง มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

