

วิธีการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับผ่านฐานรากเขื่อนที่เป็นดินไม่เชื่อมแน่น

The Methods for Investigating the Backward Erosion in Cohesionless Soil Foundation

ณัฐฐา ไชโสภา^{1,*}, สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์² และ ชินธร ทองธรรมชาติ³

^{1,2,3} ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ จ.กรุงเทพมหานคร

*Corresponding author; E-mail address: nuttha5022@gmail.com

บทคัดย่อ

เนื่องจากความต้องการใช้น้ำเพิ่มขึ้นอย่างมากจากทั้งการเพิ่มของประชากรและการขยายตัวของกิจกรรมทางเศรษฐกิจ ขณะที่แหล่งน้ำแห่งใหม่พัฒนาขึ้นได้ลำบาก สถานการณ์เช่นนี้คล้ายบังคับให้หน่วยงานที่รับผิดชอบต้องทบทวนการเพิ่มปริมาตรเก็บกักในอ่างเก็บน้ำอย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้ การเพิ่มปริมาตรน้ำยังทำให้แรงดันน้ำเพิ่มขึ้น และมีความเสี่ยงต่อการรั่วซึมโดยเฉพาะที่ฐานรากเขื่อน ในกรณีที่ฐานรากเขื่อนเป็นดินตะกอนทรายหรือทรายแป้งที่มี PI น้อยกว่า 7 จะอ่อนไหวต่อการไหลทะลัก การกัดเซาะย้อนกลับ แม้ว่าเขื่อนได้เก็บน้ำไว้เป็นเวลานานแล้วก็ตาม ความปลอดภัยจากกลไกการพิบัติจำเป็นต้องถูกตรวจสอบ ในขั้นการออกแบบ การไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อนอาจถูกประเมินไว้ได้ด้วยสมการเชิงประสพการณ์ หรือลำดับวิธีปฏิบัติที่ถูกต้อง ซึ่งต่อมาได้เพิ่มการพิจารณาตัวคูณปรับแก้เพื่อหาค่าลำดับวิธีปฏิบัติจากผลการทดสอบการไหลทางขึ้น รวมทั้งการทดสอบด้วยแบบจำลองทางกายภาพที่พบว่าความต้านทานของดินไม่มีความเชื่อมแน่นต่อการไหลซึมสัมพันธ์ค่าสัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอของดินฐานราก บทความนี้ได้นำวิธีการตรวจสอบข้างต้นมาทดลองใช้กับกรณีศึกษาเขื่อนมูลบน เพราะเคยมีประวัติการรั่วซึม ผลการตรวจสอบพบว่าวิธีสมการเชิงประสพการณ์และลำดับวิธีปฏิบัติที่ถูกต้องเหมาะสมกับดินฐานรากที่มีขนาดคละก้นดีและมีเสถียรภาพภายใน แต่ถ้าดินฐานรากเป็นดินที่ขนาดคละไม่ดี วิธีการตรวจสอบด้วยแบบจำลองแสดงผลลัพธ์ที่สอดคล้องกับสิ่งที่เกิดขึ้นในสนาม

คำสำคัญ: การกัดเซาะย้อนกลับ, ดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น, ลำดับวิธีปฏิบัติ, จุดทางออก, ค่าสัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอ

Abstract

The demand of water has been increasing rapidly caused by the population and extension of economic activity while the new water resource project is developed hardly. Under this situation, it seems to force the government agency who take in charge to review inevitably the heightening for the existing reservoirs. The heightening of reservoir with additional water pressure may result in the risk of leakage at dam foundation.

The dam foundation comprised with the cohesionless soil ($PI < 7$) is sensitive to be failed by backward erosion. Even the reservoir has operated for a certain period though the safety of the dam against backward erosion should be investigated. In design stage, the underseepage might be evaluated by the empirical equation of either or by the critical exit gradient proposed. After that gave the adjusting factor for critical exit gradient based on their upward flow tests. Including the physical models showed the resistance of the soil related to the coefficient of uniformity of the soil. These methods are applied for a study cases of Mun Bon dam that had a history of leakage to investigate the backward erosion within the dam foundation. The results shows that the methods of the empirical equation and the critical exit gradient are workable for the well graded and internally stable soil foundation. In the other hands, the method of the physical models conforms with the appearance in the field.

Keywords: Backward Erosion, Cohesionless Soil, Hydraulic Gradient, Exit Gradient, Coefficient of Uniformity

1. บทนำ

เนื่องจากความต้องการใช้น้ำเพิ่มขึ้นอย่างมากจากทั้งการเพิ่มของประชากรและการขยายตัวของกิจกรรมทางเศรษฐกิจ ในขณะที่แหล่งน้ำแห่งใหม่พัฒนาขึ้นได้ลำบาก สถานการณ์เช่นนี้คล้ายบังคับให้หน่วยงานที่รับผิดชอบต้องทบทวนการเพิ่มปริมาตรเก็บกักในอ่างเก็บน้ำอย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้ การเพิ่มระดับเก็บกัก หรือ การเพิ่มปริมาตรน้ำ ยังทำให้แรงดันน้ำเพิ่มขึ้น และมีความเสี่ยงต่อการรั่วซึมโดยเฉพาะที่ฐานรากเขื่อน

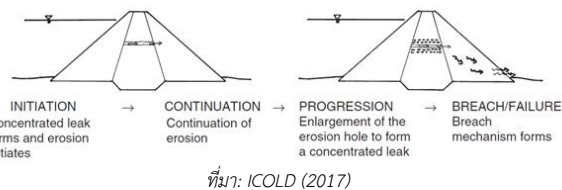
ที่ผ่านมาอ่างเก็บน้ำในประเทศไทยที่เพิ่มศักยภาพโดยเพิ่มระดับเก็บกักไปแล้วประมาณ 14 แห่ง โดยเฉพาะโครงการในภาคตะวันออก เช่น เขื่อนคลองสียัด, เขื่อนบางพระ และเขื่อนประแสร์ ถึงแม้ว่าโครงการเหล่านี้ได้ถูกทดสอบเก็บน้ำแล้วก็ตาม หากดินฐานรากเป็นดินที่อ่อนไหว เมื่อถูกกระตุ้นด้วยความดันน้ำที่สูงขึ้น ย่อมจำเป็นต้องได้รับการตรวจสอบ โดยเฉพาะรูปแบบการพิบัติจากการกัดเซาะย้อนกลับ (Backward Erosion, BE)

เพราะจะเกิดการพิบัติได้อย่างรวดเร็ว ซึ่งในประเทศไทยเขื่อนที่เคยเกิดความเสียหายและพิบัติจากการกัดเซาะย้อนกลับในฐานรากเขื่อน เช่น เขื่อนมูลบน ในเดือนตุลาคม 2533 และเขื่อนมรสว เดือนสิงหาคม 2562 เป็นต้น

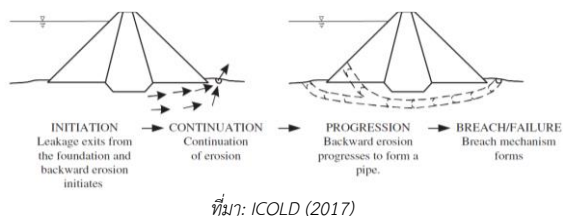
องค์ความรู้ในปัจจุบันเรื่องพฤติกรรมทรินของ ICOLD [1] ได้แบ่งเส้นทางการทรินเป็น 3 เส้นทาง อันได้แก่ 1) การทรินผ่านตัวเขื่อน (Seepage through Embankment) 2) การทรินผ่านฐานรากเขื่อน (Seepage through Dam Foundation) 3) การทรินผ่านตัวเขื่อนสู่ฐานรากเขื่อน (Seepage through Embankment into Dam Foundation)

แต่ละเส้นทางการทรินจะมีการพัฒนาดังแสดงในรูปที่ 1 ถึงรูปที่ 3 ตามลำดับ โดยการพิบัติของเขื่อนมีกลไกที่ทำให้เกิดกระบวนการของการทรินจนนำไปสู่การพิบัติได้ มี 4 ขั้นตอน ได้แก่

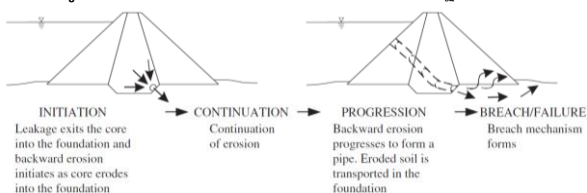
1. Initiation ขั้นตอนการกัดเซาะเริ่มต้นขึ้น ซึ่งขึ้นอยู่กับเส้นทางการทริน และวัสดุ
2. Continuation ขั้นตอนการกัดเซาะต่อเนื่อง ซึ่งเป็นผลจากการกรอง (Filtering)
3. Progression ขั้นตอนการกัดเซาะพัฒนา ดินที่ถูกกัดเซาะได้เชื่อมต่อกันเป็นโพรงและมีขนาดใหญ่ขึ้น
4. Breach Formation and Failure ขั้นตอนการเกิดการพิบัติ วัสดุสูญเสียไปจากการพัฒนานำไปสู่การทรุดตัวของสันเขื่อนหรือการเคลื่อนตัวจากความดันน้ำที่สูง จนทำให้น้ำล้นข้ามสันเขื่อนได้



รูปที่ 1 กระบวนการพิบัติเนื่องจากการทรินผ่านตัวเขื่อน



รูปที่ 2 กระบวนการพิบัติเนื่องจากการทรินผ่านฐานรากเขื่อน



รูปที่ 3 กระบวนการพิบัติเนื่องจากการทรินผ่านตัวเขื่อนสู่ฐานรากเขื่อน

ทั้งนี้การกัดเซาะย้อนกลับเป็นกลไกหนึ่งที่มีจะเกิดขึ้นในฐานรากเขื่อนมากกว่าในตัวเขื่อน ที่ดินฐานรากมีความอ่อนไหวต่อการถูกกัดเซาะย้อนกลับ เป็นกลุ่มดินที่มีความเชื่อมแน่นน้อย ($PI < 7$) และชั้นดินมีการวางตัวต่อเนื่องจากด้านเหนือน้ำไปด้านท้ายน้ำ

รูปที่ 2 เป็นตัวอย่างรูปแบบกลไกการกัดเซาะผ่านฐานรากเขื่อน โดยการกัดเซาะเริ่มต้น (Initiation) เริ่มจากดินฐานรากด้านท้ายน้ำที่เรียกว่า จุดทางออก (Exit Point) ไม่มีเสถียรภาพ สูญเสียหน่วยแรงประสิทธิผลและเริ่มเกิดการพัดพาเม็ดดินจากความดันน้ำในลักษณะทรายเดือด (Boiling) แสดงตัวอย่างทรายเดือดดังรูปที่ 4 หากระบบกรองด้านท้ายน้ำไม่มีประสิทธิภาพ เม็ดดินจะถูกพัดพาออกไปอย่างต่อเนื่อง (Continuation) ซึ่งการพัดพาเม็ดดินจะค่อยๆ กัดเซาะย้อนกลับไปด้วย ด้านเหนือน้ำ จะเห็นว่าจุด Exit Point จะเปลี่ยนแปลงตำแหน่งย้อนกลับไปด้วย ด้านเหนือน้ำเรื่อยๆ จากนั้นชั้นดินที่ถูกกัดเซาะจะพัฒนาเชื่อมต่อกันเป็นโพรง หรือเรียกว่าขั้น Progression จนกระทั่งโพรงขยายตัวเรื่อยๆ เมื่อการขยายตัวของโพรงมากขึ้นจนนำไปสู่การทรุดตัวของตัวเขื่อนหรือการเคลื่อนตัว จนทำให้น้ำล้นข้ามสันเขื่อนได้ หรือเกิด Breach and Failure



รูปที่ 4 Sand Boil ที่เกิดขึ้นบริเวณด้านท้ายน้ำของพังกันน้ำ

2. วิธีการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับ

ในส่วนนี้ได้รวบรวมวิธีการตรวจสอบการทรินผ่านดินฐานรากที่มีความอ่อนไหวต่อการถูกกัดเซาะย้อนกลับ ดังนี้

2.1 Creep Ratio ของ Bligh (1910)

ในปีค.ศ. 1910 Bligh พิจารณาการทรินผ่านฐานรากตั้งแต่ขั้นเริ่มต้นไปจนถึงขั้นพิบัติด้วยสมการเชิงประจักษ์ (Empirical Equations) ด้วยวิธี Creep Ratio ดังสมการที่ 1 [2]

$$C_{Creep} = \frac{L_{Bligh}}{\Delta H} \quad (1)$$

โดยที่ C_{Creep} คือ Creep Ratio, L_{Bligh} คือ ความยาววิกฤตของเส้นทางการทรินที่ได้จากผลรวมในแนวราบและแนวตั้ง (Critical

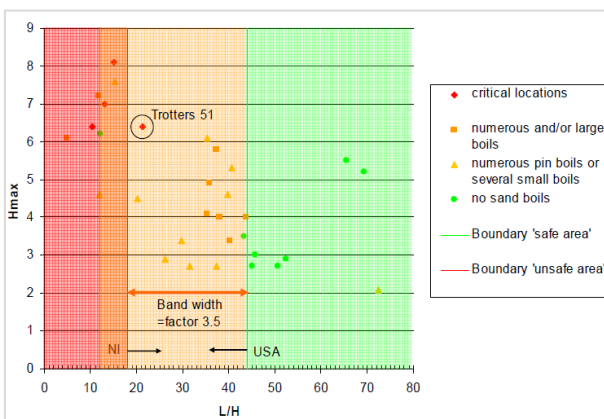
Seepage Length) หน่วยเป็นเมตร, ΔH คือ ความต่างศักย์ของระดับน้ำด้านเหนือและด้านท้ายน้ำ (Head Difference) หน่วยเป็นเมตร

Creep Ratio ที่ปลอดภัยต้องไม่น้อยกว่า Minimum Creep Ratio ที่กำหนดไว้ในตารางที่ 1 ซึ่งได้จากกรณีศึกษาที่เกิดการกัดเซาะย้อนกลับได้ฐานรากเขื่อน จะเห็นว่า Bligh ยังไม่มีกรณีศึกษาที่ฐานรากเป็นดิน Medium Sand, Fine Gravel, Medium Gravel และ Coarse Gravel, including Cobbles

ตารางที่ 1 Minimum Creep Ratio

Piping Material	Minimum Creep Ratio
Very Fine Sand or Silt	18
Fine Sand	15
Coarse Sand	12
Gravel and Sand	9

ปีค.ศ. 2007 Ammerlann ได้ศึกษาวิธีของ Bligh ผ่านกรณีศึกษาของพังกันแม่น้ำ Mississippi ในประเทศสหรัฐอเมริกา พังมีฐานรากเป็นทรายหยาบปนกรวด (Coarse sand and Gravel) ไปจนถึงทรายละเอียด (Fine Sand) [3] รูปที่ 5 แสดง C_{Creep} (L/H) ของ Bligh กับระดับน้ำสูงสุด (H_{max}) จะเห็นว่าพังที่พิบัติส่วนใหญ่มีค่า L/H ต่ำกว่า 18 ขณะที่ 18 - 43 ยังพบ Sand Boil แต่เมื่อ L/H มากกว่า 43 จะไม่เกิด Sand Boil นั้นแปลว่า Creep Ratio น้อยกว่า 43 ไม่ปลอดภัยต่อการออกแบบพังหรือเขื่อนที่มีฐานรากเป็นทราย



ที่มา: Ammerlann (2007)

รูปที่ 5 ตำแหน่ง Sand Boil กรณีศึกษาของพังกันแม่น้ำ Mississippi

เมื่อพิจารณาพบว่า Creep Ratio เป็นส่วนกลับของค่าลาดระดับน้ำเฉลี่ย (Average Hydraulic Gradient) ที่เกิดขึ้นบริเวณใต้ฐานรากดังสมการที่ 2 และส่วนกลับของ Minimum Creep Ratio คล้ายกับค่าลาดระดับน้ำวิกฤต (Critical Hydraulic Gradient)

$$\frac{1}{C_{creep}} \approx i_{avg} \quad (2)$$

$$\frac{1}{\text{Minimum Creep Ratio}} \approx i_{critical}$$

เมื่อ

$$C_{creep} > \text{Minimum Creep Ratio}$$

$$\frac{1}{C_{creep}} < \frac{1}{\text{Minimum Creep Ratio}}$$

$$i_{avg} < i_{critical}$$

จะได้ว่า

$$FS = \frac{i_{critical}}{i_{avg}} \approx \frac{C_{creep}}{\text{Min. } C_{creep}}$$

2.2 วิธี Critical Gradient ของ Terzaghi & Peck (1948)

ปีค.ศ. 1948 Terzaghi & Peck วิเคราะห์การไหลซึมผ่านฐานรากตามหลักกลศาสตร์ พิสูจน์ได้ว่าลาดระดับน้ำวิกฤตที่จุดทางออก (Exit Point) ดังสมการที่ 3 เมื่อลาดระดับน้ำบริเวณจุดทางออกมีค่าสูงกว่าลาดระดับน้ำวิกฤต แสดงว่ามีความเป็นไปได้ที่จะเกิด Boiling ด้านท้ายน้ำ [4]

$$i_c = \frac{\gamma_b}{\gamma_w} \quad (3)$$

โดยที่ i_c คือ ลาดระดับน้ำวิกฤต (Critical Gradient), γ_b คือ หน่วยน้ำหนักของดินอิ่มตัวด้วยน้ำ (Buoyant Weight of the Saturated Soil) และ γ_w คือ หน่วยน้ำหนักของน้ำ (Unit Weight of Water)

ในคู่มือ Design Standard No 13 ของ USBR [5] ได้แนะนำค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ยอมรับได้ (Allowable Factor of Safety) ต่อ Boiling ด้านท้ายน้ำ จากสมการที่ 4 และตารางที่ 2

$$FS = \frac{i_c}{i_{exit}} \quad (4)$$

โดยที่ i_{exit} คือ ลาดระดับน้ำในแนวตั้ง (Vertical Hydraulic Gradient) บริเวณจุดทางออก (Exit Point) ซึ่งจะได้จากการวิเคราะห์การไหลซึม

ตารางที่ 2 อัตราส่วนปลอดภัยที่ยอมรับได้ต่อ Boiling

ชนิดของเขื่อน	Allowable F.S.
เขื่อนใหม่ (New Dam)	4.0
เขื่อนเดิมที่มีการซ่อมแซม (Remedial Repair)	4.0
เขื่อนเดิมที่มีอยู่แล้ว (Existing Dam)	3.0
เขื่อนที่มีฐานรากดี มีเครื่องมือวัดเพียงพอ	2.0 ถึง 2.5

2.3 วิธีการปรับแก้ Critical Gradient

ผลการทดสอบการไหลในทางขึ้น (Upward Flow) ในห้องปฏิบัติการของนักวิจัยหลายท่าน เช่น ในปีค.ศ. 2007 Perzlsmaier et al ได้เสนอตัวคูณปรับแก้จากสมการของ Terzaghi & Peck เพื่อหาค่าลาดระดับน้ำวิกฤต ดังสมการที่ 5 [6]

$$i_c = (0.7 \text{ to } 0.8) \frac{(1-n)(\gamma_s - \gamma_w)}{\gamma_w} \quad (5)$$

โดยที่ n คือ ความพรุน (Porosity), γ_s คือ หน่วยน้ำหนักของเม็ดดิน (Unit Weight of the Particle)

2.4 แบบจำลองกายภาพของ Schmertmann (2000)

ในปีค.ศ. 2000 Schmertmann ดำเนินการทดสอบด้วยแบบจำลองกายภาพ (Physical Model) แล้วพบว่า ความต้านทานของดินที่ไม่มีความเชื่อมั่นต่อการไหลซึม (Maximum point gradient, i_{pmt}) สัมพันธ์กับค่าสัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอของเม็ดดิน (Uniformity Coefficient, C_u) ของดินฐานราก ดังแสดงในรูปที่ 6 ซึ่งค่า i_{pmt} มาจากสมการที่ 6 [7]

$$i_{pmt} = 0.05 * 0.183(C_u - 1) \quad (6)$$

โดยที่ C_u คือค่าสัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอของเม็ดดินหาได้จาก d_{60}/d_{10}

กลุ่มดินที่มีค่า C_u น้อยกว่า 6 เป็นกลุ่มดินที่มีเม็ดดินขนาดเดียวคละกัน ทำให้การยึดเกาะระหว่างเม็ดดินน้อยและมีช่องว่างมาก เมื่อน้ำไหลซึมผ่าน เม็ดดินไม่สามารถเกาะตัวกันได้ดี จึงทำให้เม็ดดินถูกพัดพาได้ง่าย

การปรับแก้ i_{pmt} เพื่อให้ตรงกับขนาดจริง (Prototype) โดยการพิจารณาพารามิเตอร์ดังในสมการที่ (7)

$$(i_{pmt})_{Corrected} = \frac{(C_D C_L C_S C_K C_\alpha) i_{pmt}}{C_R} \quad (7)$$

โดยที่

i_{pmt} = Maximum point seepage gradient needed for complete in The flume test based on the soil coefficient of uniformity

C_D = Correction factor for (D/L)

C_L = Correction factor for total pipe length L

C_S = Correction factor for grain size

C_K = Correction factor, for permeability anisotropy. This is for the anisotropy of the soil layer subject to backward erosion, not the embankment core as a whole

C_Z = Correction factor for high-permeability under layer

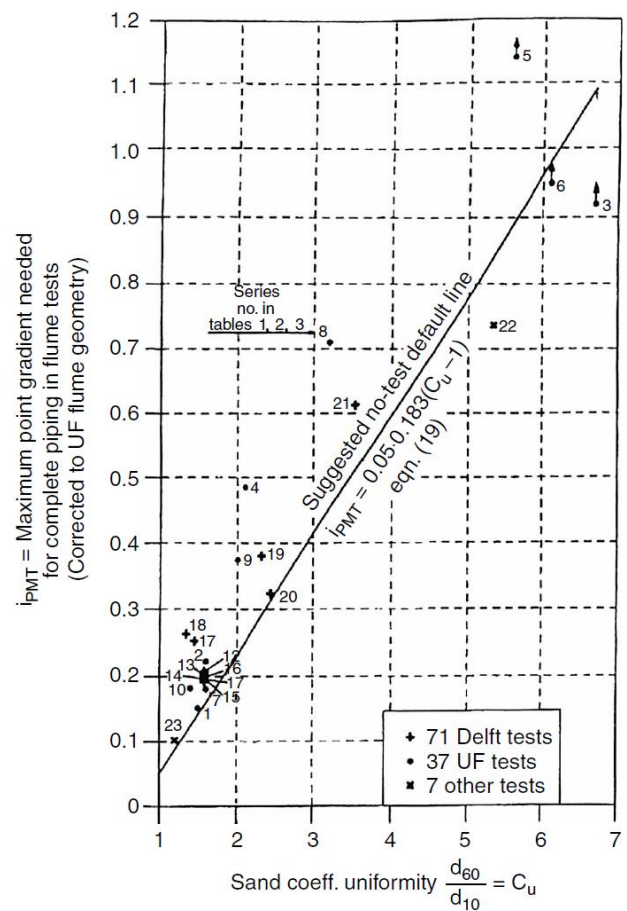
C_γ = Correction factor for density

C_α = Adjustment for pipe inclination

C_R = Correction factor for dam axis curvature

D = Depth of piping sand layer, in direction perpendicular to α (m)

L = Direct (not meandered) length between ends of a completed pipe path, from downstream to upstream exit, measured along the pipe path (m)



ที่มา: Schmertmann (2000)

รูปที่ 6 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า i_{pmt} และ C_u

ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (F_{px}) ได้จากการเปรียบเทียบกับ Hydraulic Gradient (i_{fx}) ได้ฐานรากเชื่อมที่จุดใดๆ ดังในสมการที่ 8 นอกจากนั้น Schmertmann ได้แนะนำค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ต่ำสุด (Minimum for Factor of Safety) ที่ยอมรับได้ ว่าขึ้นอยู่กับโอกาสของการไม่พิบัติ (Reliability) [8] ดังแสดงในตารางที่ 3 โอกาสของการไม่พิบัติแต่ละระดับ จะเลือกได้ตามรูปแบบเชื่อม ดังนี้ Reliability 90% สำหรับเชื่อมมีระบบระบายน้ำ (Filter) ส่วน 95% หรือ 99% จะใช้สำหรับเชื่อมที่ไม่มีระบบระบายน้ำ และยังพิจารณาถึงระดับผลกระทบจากการพิบัติของเชื่อมร่วมด้วย

$$F_{px} = \frac{(i_{pmt})_{Corrected}}{i_{fx}} \quad (8)$$

โดยที่ $(i_{pmt})_{Corrected}$ คือ Critical Gradient ที่ปรับแก้ค่าแล้ว และ i_{fx} คือ Hydraulic Gradient บริเวณใต้ฐานเชื่อมที่จุด x (เลือกตำแหน่งที่ค่า i มากที่สุด)

ตารางที่ 3 เกณฑ์ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ต่ำสุดที่ยอมรับได้ ขึ้นอยู่ระดับโอกาสของการพิบัติไม่เกิดขึ้น

	RELIABILITY = [1 - p(F.S. < 1)]		
	90%	95%	99%
Minimum for maximum single value of F_{px}	2.6	3.2	4.8
Minimum for average value of f_{px} over L = F_p	1.4	1.7	2.4

หมายเหตุ: F_{px} เหมาะสำหรับการใช้โปรแกรม Finite Element

F_p เหมาะสำหรับการประมาณแบบหยาบ

จะเห็นว่าวิธีการตรวจสอบที่กล่าวมาข้างต้น เป็นการตรวจสอบอัตราส่วนความปลอดภัยที่อาศัยหลักสมดุลย์จำกัด (Limit Equilibrium) ของแรง ซึ่งแทนขั้นตอนการเริ่มต้นของการก่อกำเนิดย้อนกลับ

3. กรณีศึกษา

เขื่อนมูลบน ตำบลจระเข้หิน อำเภอบึงสามพัน จังหวัดนครราชสีมา เป็นเขื่อนดินถมเนื้อเดียว (Homogeneous Dam) ความสูงถึงที่สุดประมาณ 32.7 เมตร ความยาวสันเขื่อน 880 เมตร ตัวเขื่อนตั้งอยู่บนฐานรากตะกอนทรายไม่สม่ำเสมอ ประกอบด้วยชั้นดินเหนียวปนทราย (Silty Clay) และชั้นทรายละเอียดถึงปานกลาง (Fine-Medium Sand) ที่แทรกสลับกันเป็นชั้นๆ ดังแสดงในรูปที่ 7 ในแบบก่อสร้างแสดงการปรับปรุงชั้นดินฐานรากเพื่อปิดกั้นการไหลซึม โดยการขยายฐานของเขื่อนให้กว้างออกไปด้านเหนือน้ำ ภายในตัวเขื่อนมีชั้นกรอง Chimney Drain และ Blanket Drain พร้อมติดตั้ง Relief Well บริเวณด้านท้ายน้ำเพื่อช่วยระบายน้ำและลดความดันน้ำ

โอบอ้อ วรพาร [9] อธิบายว่า เขื่อนมูลบนดำเนินการก่อสร้างแล้วเสร็จในเดือนพฤศจิกายนปีพ.ศ. 2532 แล้วเริ่มเก็บน้ำครั้งแรกปลายปีพ.ศ. 2532 เมื่อวันที่ 4 เดือนตุลาคม 2532 ปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำประมาณ 20 ล้านลูกบาศก์เมตร ได้เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว เนื่องจากพายุโซนร้อนอีราและโลล่าที่พัดผ่านภาคตะวันออกเฉียงเหนือ จึงทำให้เกิดฝนตกหนักในเขตลุ่มน้ำมูล ในวันที่ 22 ตุลาคม พ.ศ. 2533 ปริมาณน้ำในอ่างฯ มีเพิ่มมากขึ้นถึง 131 ล้านลูกบาศก์เมตร ระดับน้ำสูงขึ้นอย่างรวดเร็ว ทำให้เกิดการรั่วซึมในจุดที่ 1 (กม. 0+856) บริเวณรางระบายน้ำด้านท้ายเขื่อนเป็นรูพรุนขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 0.15 เมตร ลักษณะสีของน้ำที่ไหลพุ่งออกมาเป็นสีน้ำตาลขุ่น มีตะกอนทรายปะปนออกมาเป็นจำนวนมาก ดังในรูปที่ 8 แสดงลักษณะช่องเปิดด้านท้ายน้ำที่มีน้ำรั่วออกมาจาก Rockfill Toe

จุดรั่วที่ 2 (กม.0+475) เกิดขึ้นบนลาดท้ายเขื่อน ขนาดของรูรั่วมีเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 0.12 เมตร พบตะกอนดินทรายไหลบ่อออกมาเป็นจำนวนมาก ในภายหลังได้เกิดการยุบตัวของดินถมตัวเขื่อนถล่มลงไปปิดกั้นทางรั่วซึม ทำให้ปริมาณที่กักค้างไหลพุ่งออกมาอย่างรุนแรง ลดน้อยลง ทำให้สามารถแก้ไขเร่งด่วนและหยุดการรั่วซึมของน้ำที่จุดนี้ได้สำเร็จ



รูปที่ 2 - จุดรั่วที่ 1 - Sta. 0+856 ระดับที่ไหลออกจากรูรั่วสูงกว่าระดับหลังของ Rockfill Toe - วันที่ 24 ตุลาคม 2533

รูปที่ 8 ช่องเปิดด้านท้ายน้ำจุดรั่วที่ 1 ของเขื่อนมูลบนที่เกิดขึ้นในปี พ.ศ. 2533

การตรวจสอบการก่อกำเนิดย้อนกลับ แบ่งเป็นการวิเคราะห์ก่อนปรับปรุงเขื่อน และหลังปรับปรุงเขื่อนโดยการเพิ่มกำแพงทับน้ำในชั้นฐานราก (Cutoff Wall) ในการวิเคราะห์ได้เลือกหน้าตัด กม.0+838 เป็นตัวแทนที่ใช้ในการวิเคราะห์การไหลซึม เพราะอยู่ใกล้บริเวณจุดรั่วที่ 1 และมีผลการสำรวจธรณีวิทยาฐานรากชัดเจน ระดับน้ำที่ใช้ในการวิเคราะห์เท่ากับ +220.42 ม.รทก. ซึ่งเป็นระดับน้ำ ณ วันที่ 22 ตุลาคม พ.ศ. 2533 ส่วนคุณสมบัติค่าความชื้นน้ำของดินและหินได้อ้างอิงจากกรมชลประทาน [10] และวิทยานิพนธ์ของวรวิฑูรี ปิ่นตะบุตร [11] โดยเลือกค่า Expected Value มาใช้ในการวิเคราะห์ ซึ่งค่าความชื้นน้ำที่ใช้ในการวิเคราะห์สำหรับเขื่อนมูลบนแสดงดังในตารางที่ 4 สำหรับค่าความความหนาแน่นของวัสดุฐานรากเขื่อน ไม่พบข้อมูลผลการทดสอบการบดอัดดิน ในการวิเคราะห์จึงอ้างอิงค่า Typical Value ของความหนาแน่นของดินตะกอนเม็ดหยาบมาใช้ในการวิเคราะห์

ตารางที่ 4 ค่าความชื้นน้ำที่ใช้ในการวิเคราะห์สำหรับเขื่อนมูลบน

บริเวณ	ชนิดดิน	ค่าความชื้นน้ำ (ชม./วินาที)	อัตราส่วนแนวราบต่อแนวดิ่ง
Embankment	SC, CL	1.00×10^{-8}	3
Soil Foundation I	CL	4.80×10^{-7}	9
Soil Foundation II	SP	2.70×10^{-4}	1
Fine Filter	-	3.82×10^{-3}	1
Coarse Filter	-	4.80×10^{-1}	1
Fresh Rock	-	1.00×10^{-4}	1
Cutoff Wall	-	1.00×10^{-7}	1

พฤติกรรมกรมการไหลซึมจากแบบจำลองก่อนการปรับปรุงเขื่อน ผลการวิเคราะห์เส้นความสูงน้ำรวม พบว่ามีการไหลซึมผ่านฐานรากมากกว่าตัวเขื่อน โดยเฉพาะบริเวณชั้นฐานรากดินตะกอนทรายมีการไหลซึมมากกว่าบริเวณอื่นเพราะมีปริมาณลูกศร (Vector) มากกว่าบริเวณอื่น ดังแสดงในรูปที่ 9 และรูปที่ 10 เมื่อพิจารณาลาดระดับน้ำ บริเวณที่มีค่าลาดระดับน้ำสูง ได้แก่ จุดทางเข้า Chimney Drain และ จุดทางออกด้านท้ายน้ำ

ซึ่งมีค่าลาดระดับน้ำประมาณ 0.140 และ 0.133 ตามลำดับ เมื่อเปรียบเทียบกับค่าลาดระดับน้ำวิกฤต มีความเป็นไปได้ที่จะเกิดทรายผุดด้านท้ายน้ำ และหากระบบกรองด้านท้ายน้ำไม่มีประสิทธิภาพ เม็ดดินจะถูกพัดพาออกไปอย่างต่อเนื่อง เช่นเดียวกับเหตุการณ์รั่วซึมในปีพ.ศ. 2533 พบการรั่วซึมบริเวณด้านท้ายน้ำ ลักษณะของน้ำที่ไหลออกมาเป็นสีน้ำตาลขุ่น

สำหรับพฤติกรรมกรไลซึมจากแบบจำลองหลังการปรับปรุงเงื่อนไขโดยเพิ่มกำแพงกั้นน้ำในชั้นดินฐานราก พบว่าค่าลาดระดับน้ำบริเวณจุดทางเข้า Chimney Drain และจุดทางออกด้านท้ายน้ำลดลงอยู่ที่ 0.029 และ 0.066 จะเห็นว่าระบบการทำงานของกำแพงกั้นน้ำจะช่วยให้อัตราการไลซึมและแรงดันน้ำในบริเวณด้านท้ายน้ำลดลง

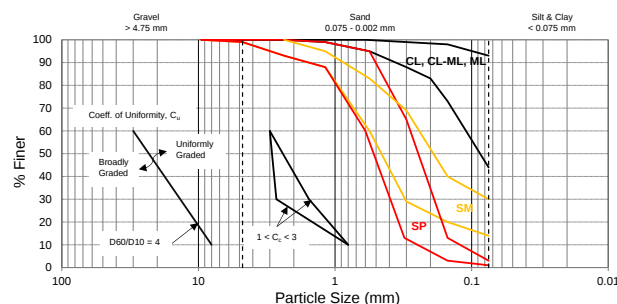
ผลการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับแต่ละวิธี สำหรับกรณีก่อนปรับปรุงเงื่อนไขแสดงในตารางที่ 5 ซึ่งรายละเอียดการตรวจสอบจะกล่าวในลำดับดังนี้

การตรวจสอบด้วยวิธีของ Bligh คำนวณค่า Creep Ratio ได้เท่ากับ 14.67 ซึ่งมากกว่าค่า Minimum Creep Ratio ของดิน Coarse Sand ที่มีค่าเท่ากับ 12 เพราะฐานรากส่วนใหญ่เป็นกลุ่มดินตะกอนเม็ดหยาบ ผลการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับไม่เกิดขึ้นในฐานรากเขื่อน

การตรวจสอบด้วยวิธีของ Terzaghi & Peck คำนวณค่าลาดระดับน้ำวิกฤต (i_c) ได้เท่ากับ 0.594 และค่าลาดระดับน้ำในแนวตั้งบริเวณจุดทางออก (i_{exit}) ที่ได้จากผลการวิเคราะห์การไลซึมในโปรแกรมดังแสดงในรูปที่ 9 มีค่าเท่ากับ 0.026 เมื่อนำทั้งสองค่ามาเปรียบเทียบกับค่าอัตราส่วนปลอดภัย (Factor of Safety, F.S.) เท่ากับ 23.02

ในทำนองเดียวกันวิธีของ Perzmaier คำนวณค่า i_c ได้เท่ากับ 0.416 เมื่อเปรียบเทียบกับ i_{exit} จะได้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 16.1 จะเห็นว่าค่า F.S. ของวิธี Perzmaier ต่ำกว่าวิธีของ Terzaghi & Peck แต่ทั้ง 2 วิธีได้ค่ามากกว่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ยอมรับได้ที่เท่ากับ 3

การตรวจสอบด้วยวิธีของ Schmermann จำเป็นต้องพิจารณาค่าสัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอ (Uniformity Coefficient, C_u) ดังในรูปที่ 11 แสดงขนาดผลของชั้นดินฐาน 3 กลุ่ม ได้แก่ กลุ่มดิน CL, CL-ML, ML, กลุ่มดิน SM และกลุ่มดิน SP เมื่อพิจารณากลุ่มดินตะกอนทราย (SP) พบว่ามีค่า C_u อยู่ระหว่าง 2.15 ถึง 2.46 ซึ่งน้อยกว่า 6 ดังนั้นจึงใช้วิธีของ Schmermann ในการตรวจสอบความปลอดภัยได้



ที่มา: ดัดแปลงจาก วรภูมิ ปิ่นตะบุตร (2538)

รูปที่ 11 ขนาดผลของชั้นดินฐาน

วิธีของ Schmermann คำนวณค่า i_{pmt} ได้เท่ากับ 0.275 เมื่อนำไปคูณพหามิเตอร์ปรับแก้ จะได้ $(i_{pmt})_{Corrected}$ เท่ากับ 0.207 ในขณะที่ค่าลาดระดับน้ำสูงสุดบริเวณใต้ฐานเขื่อน (i_{fx}) ที่ได้จากผลการวิเคราะห์ในโปรแกรมดังแสดงในรูปที่ 10 มีค่าเท่ากับ 0.133 เมื่อนำทั้งสองค่ามาเปรียบเทียบกับค่า F.S. เท่ากับ 1.5 ซึ่งมีค่าน้อยกว่า F.S. ที่ยอมรับได้ (F.S. ที่ยอมรับได้เท่ากับ 2.6 โดยพิจารณาที่ความน่าเชื่อถือเท่ากับ 90% สำหรับเขื่อนมีระบบระบายน้ำ)

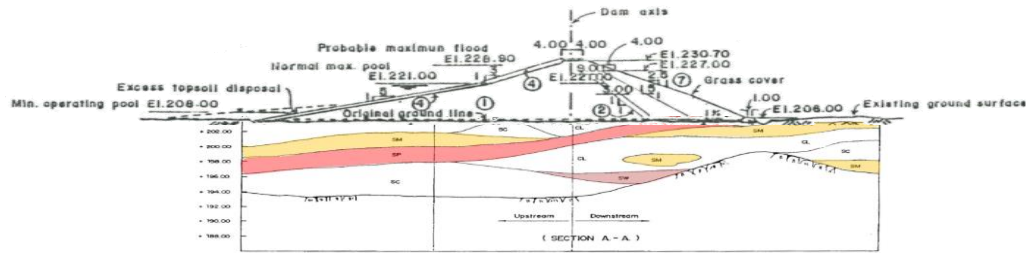
สำหรับผลการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับ กรณีหลังปรับปรุงเงื่อนไขแสดงในตารางที่ 6 ซึ่งรายละเอียดการตรวจสอบจะกล่าวในลำดับดังนี้

การตรวจสอบด้วยวิธีของ Bligh คำนวณค่า Creep Ratio ได้เท่ากับ 16.23 ซึ่งมีค่าสูงกว่ากรณีก่อนปรับปรุงเงื่อนไข เพราะความยาววิกฤตของเส้นทางการไลซึม (L_{Bligh}) ได้เพิ่มจากการพิจารณาความยาวของกำแพงกั้นน้ำเข้ามาเกี่ยวข้อง และ Creep Ratio ที่คำนวณได้มีค่ามากกว่า Minimum Creep Ratio ของดิน Coarse Sand ที่มีค่าเท่ากับ 12 ผลการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับไม่เกิดขึ้นในฐานรากเขื่อน

การตรวจสอบด้วยวิธีของ Terzaghi & Peck คำนวณค่าลาดระดับน้ำในแนวตั้งบริเวณจุดทางออก (i_{exit}) ที่ได้จากผลการวิเคราะห์การไลซึมในโปรแกรมดังแสดงในรูปที่ 12 มีค่าเท่ากับ 0.019 เมื่อเปรียบเทียบกับค่า i_c จะได้อัตราส่วนปลอดภัย (Factor of Safety, F.S.) เท่ากับ 31.6

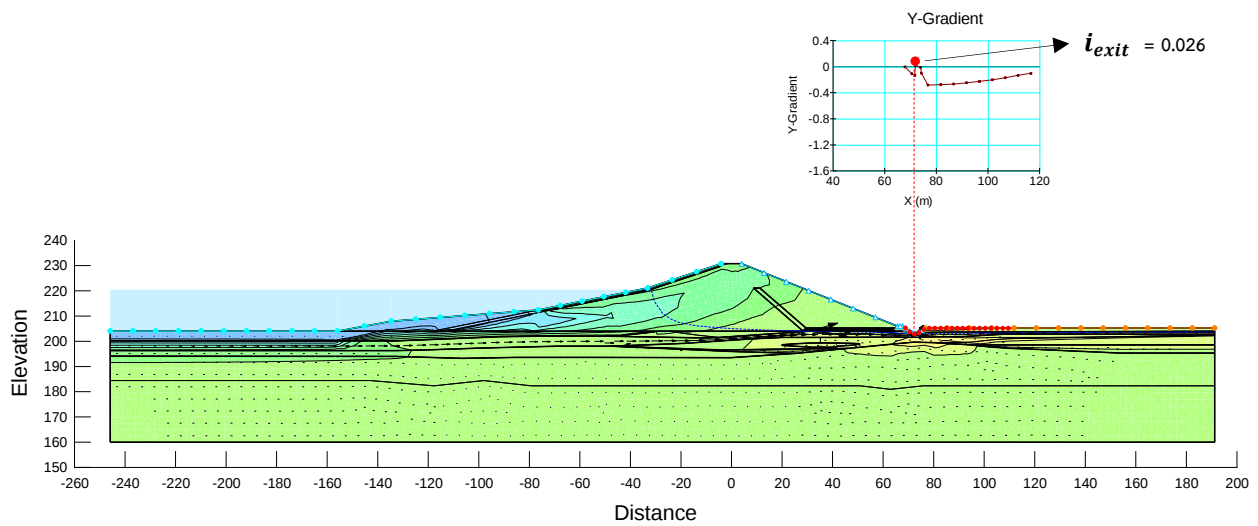
ในทำนองเดียวกันวิธีของ Perzmaier เมื่อเปรียบเทียบค่า i_c และค่า i_{exit} จะได้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 22.1 จะเห็นว่าค่า F.S. ของวิธี Perzmaier ต่ำกว่าวิธีของ Terzaghi & Peck แต่ทั้ง 2 วิธีได้ค่ามากกว่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ยอมรับได้ที่เท่ากับ 3

สำหรับวิธีของ Schmermann คำนวณค่า i_{pmt} เท่ากับ 0.275 เมื่อนำไปคูณพหามิเตอร์ปรับแก้ จะได้ $(i_{pmt})_{Corrected}$ เท่ากับ 0.207 ในขณะที่ค่าลาดระดับน้ำสูงสุดบริเวณใต้ฐานเขื่อน (i_{fx}) ที่ได้จากผลการวิเคราะห์ในโปรแกรมดังแสดงในรูปที่ 13 มีค่าเท่ากับ 0.066 เมื่อนำทั้งสองค่ามาเปรียบเทียบกับค่า F.S. เท่ากับ 3.2 ซึ่งมีค่ามากกว่า F.S. ที่ยอมรับได้ จะเห็นว่าตัวกำแพงกั้นน้ำสามารถช่วยลดระยะทางการไลซึมได้

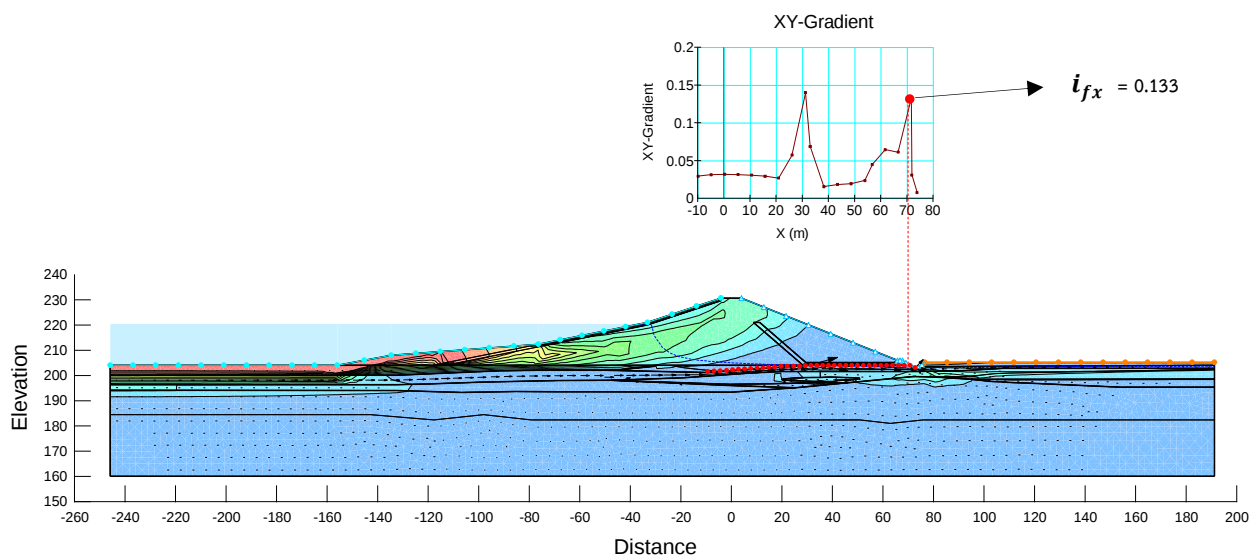


ที่มา: ดัดแปลงจาก กรมชลประทาน (2536), วรวิทย์ ปิณฑะบุตร (2538)

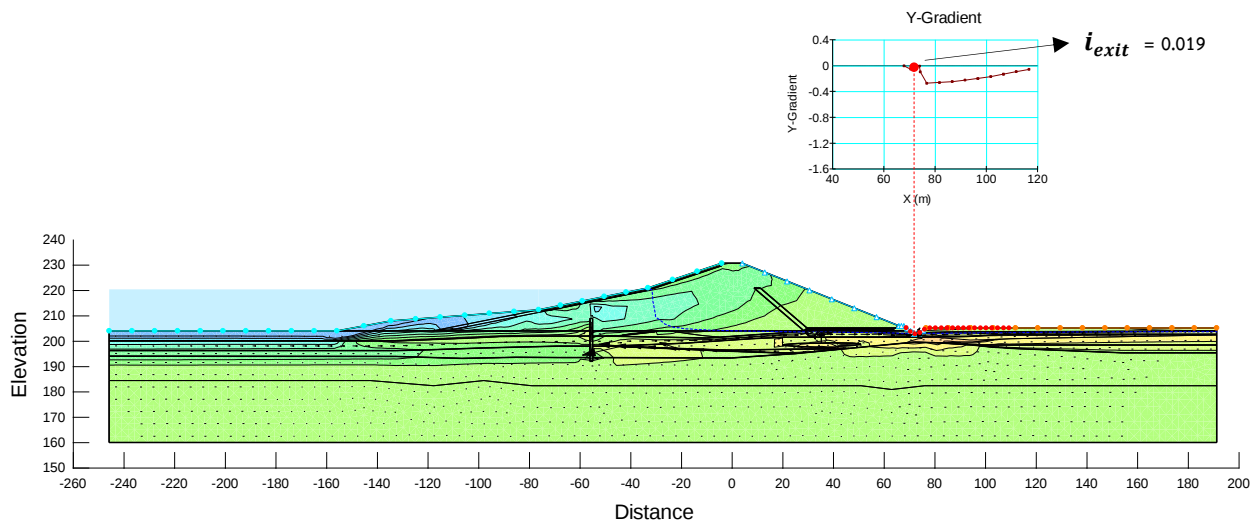
รูปที่ 7 ลักษณะชั้นดินฐานรากเขื่อนมูลบน กม.0+838



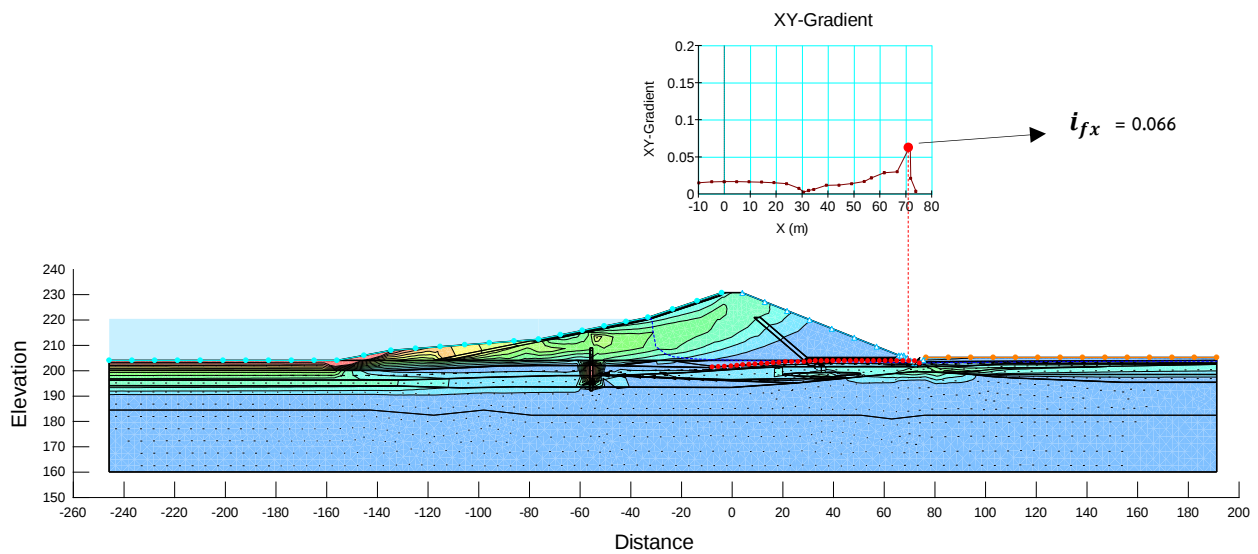
รูปที่ 9 การพิจารณา i_{exit} บริเวณจุดทางออกด้านท้ายน้ำของเขื่อนมูลบน กรณีก่อนปรับปรุงเขื่อน



รูปที่ 10 การพิจารณา i_{fx} บริเวณใต้ฐานรากเขื่อนของเขื่อนมูลบน กรณีก่อนปรับปรุงเขื่อน



รูปที่ 12 การพิจารณา i_{exit} บริเวณจุดทางออกด้านท้ายน้ำของเขื่อนมูลบน กรณีหลังปรับปรุงเขื่อน



รูปที่ 13 การพิจารณา i_{fx} บริเวณใต้ฐานรากเขื่อนของเขื่อนมูลบน กรณีหลังปรับปรุงเขื่อน

ตารางที่ 5 สรุปผลการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับของเขื่อนมูลบน (ก่อนการปรับปรุง)

วิธีการตรวจสอบ	ระดับน้ำ (ม.รทก.)	i_c	i	FS	FS ที่ยอมรับได้	ผลการตรวจสอบ
Bligh (1910)	+220.42	0.083	0.068	1.2	1.2	✓
Terzaghi & Peck (1948)	+220.42	0.594	0.026	23.0	3.0	✓
Perzlaier (2007)	+220.42	0.416	0.026	16.1	3.0	✓
Schmermann (2000)	+220.42	0.207	0.133	1.5	2.6	✗

หมายเหตุ: ✓ คือ ผ่านเกณฑ์การตรวจสอบ, ✗ คือ ไม่ผ่านเกณฑ์การตรวจสอบ

ตารางที่ 6 สรุปผลการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับของเขื่อนมูลบน (หลังการปรับปรุง)

วิธีการตรวจสอบ	ระดับน้ำ (ม.รทก.)	i_c	i	FS	FS ที่ยอมรับได้	ผลการตรวจสอบ
Bligh (1910)	+220.42	0.083	0.061	1.4	1.2	✓
Terzaghi & Peck (1948)	+220.42	0.594	0.019	31.6	3.0	✓
Perzlaier (2007)	+220.42	0.416	0.019	22.1	3.0	✓
Schmermann (2000)	+220.42	0.207	0.066	3.2	2.6	✓

หมายเหตุ: ✓ คือ ผ่านเกณฑ์การตรวจสอบ, ✗ คือ ไม่ผ่านเกณฑ์การตรวจสอบ

4. สรุปและวิจารณ์

ผลการตรวจสอบด้วยวิธีที่กล่าวมาข้างต้นสรุปได้ว่า ก่อนปรับปรุงเขื่อนมูลบนจะผ่านเกณฑ์การตรวจสอบของ Bligh, Terzaghi & Peck และ Perzmaier แต่ไม่ผ่านเกณฑ์การตรวจสอบของ Schmetrmann อาจกล่าวได้ว่าวิธีของ Bligh, Terzaghi & Peck และ Perzmaier ไม่สอดคล้องกับความเป็นจริงที่เกิดขึ้นกับเขื่อนมูลบน ในขณะที่หลังปรับปรุงเขื่อนด้วยกำแพงทึบน้ำผ่านเกณฑ์การตรวจสอบทุกวิธี

การวิเคราะห์การไหลซึมด้วยการใช้โปรแกรมทางคณิตศาสตร์ SEEP/W ที่นำเสนอในบทความนี้ เป็นการวิเคราะห์พฤติกรรมก่อนการกัดเซาะภายในจะเริ่มต้นขึ้น (Initiation of Erosion) เท่านั้น ผลการวิเคราะห์การไหลซึมบอกถึงเสถียรภาพก่อนเม็ดดินจะสูญเสียโครงสร้าง ซึ่งหากเม็ดดินสูญเสียโครงสร้างไปแล้ว การวิเคราะห์เช่นนี้จะไม่ถูกต้อง

วิธีของ Terzaghi & Peck สนใจพฤติกรรมบริเวณจุดทางออก (Exit Point) ด้านท้ายน้ำของเขื่อน ซึ่งพิจารณาสมดุลของแรงที่กระทำต่อชั้นดิน ถ้าเม็ดดินเรียงตัวไม่ดี เมื่อแรงดันน้ำมากมากระทำ เม็ดดินจะถูกพัดพาได้ จะเห็นว่าวิธีของ Terzaghi & Peck นั้นก็ไม่ได้พิจารณาโครงสร้างของดินที่ไม่มีเสถียรภาพภายใน (Internal Instability) ดังนั้นเมื่อตรวจสอบความปลอดภัยต่อการเกิด Boiling ด้านท้ายน้ำ จึงผ่านเกณฑ์การตรวจสอบเช่นเดียวกับวิธีของ Perzmaier เพียงเสนอตัวคูณปรับแก้สมดุลของแรงจากสมการของ Terzaghi & Peck

สำหรับวิธีของ Schmetrmann ดำเนินการทดสอบด้วยแบบจำลองกายภาพที่พิจารณาตั้งแต่ Initiation ไปจนถึง Progression พบว่าดินที่ไม่มี ความเชื่อมแน่นต่อการไหลซึมหรือดินที่ไม่มีเสถียรภาพภายใน สัมพันธ์กับค่าสัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอของเม็ดดิน (Uniformity Coefficient, C_u) ซึ่ง Schmetrmann สนใจโครงสร้างของเม็ดดินที่ไม่มีเสถียรภาพโดยตรง จึงเหมาะสมกับกรณีเขื่อนมูลบนที่มีฐานรากเป็นดินที่ไม่มี ความเชื่อมแน่น เมื่อตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับได้ฐานรากเขื่อน จึงไม่ผ่านเกณฑ์การตรวจสอบ

ข้อพึงระวังสำหรับปัญหาของดินที่ไม่มีเสถียรภาพภายในคือ จะต้องดำเนินการสำรวจและทดสอบตัวอย่างดินให้เพียงพอ

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบคุณ หน่วยวิจัยความปลอดภัยเขื่อน ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก ที่สนับสนุนข้อมูลสำหรับการศึกษานี้

เอกสารอ้างอิง

- [1] ICOLD. (2017). Internal Erosion of Existing Dam, Levees and Dikes, and their Foundations. Bulletin 164, Committee on Embankment Dams, ICOLD, Paris.
- [2] Bligh, W.G., (1910). Dams Barrages and Weirs on Porous Foundations, Engineering news. pp.708-710

- [3] Ammerlaan, P.R.M. (2007). Levees and levee evaluation, the Dutch and US practice Compared. MSc-Thesis. Delft University of Technology, the Netherlands.
- [4] Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1948). Soil Mechanics in Engineering Practice. Wiley International, New York.
- [5] USBR. (2014). Reclamation, Managing Water in the West. Design Standards No. 13, Embankment Dams. Chapter 8
- [6] Perzmaier, S., Muckenthaler, P. and Koelewijn, A.R. (2007). Hydraulic Criteria for Internal Erosion in Cohesionless Soil, in Proceedings Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures, Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD, Contributions to the Symposium in Freising, Germany, September 2007.
- [7] Schmetrmann, J.H. (2000). The Non-Filter Factory of Safety Against Piping through Sand. ASCE Geotechnical Special Publication No. 111, Judgment and Innovation. Edited by F. Silva and E. Kavazanjian, ASCE, Reston.
- [8] Fell, R., Foster, M., Cyganiewicz, J., Sills, G., Vroman, N. and Davidson, R. (2009). Risk Analysis for Dam Safety. The University of New South Wales, Australia. Volume II.
- [9] โอบเอื้อ วราทร (2534). การออกแบบแรงต้านเสริมความมั่นคงเขื่อนลุ่มบนระยะวิกฤต. งานประชุมใหญ่ทางวิชาการประจำปี 2534 และ CAFO-9, ณ โรงแรมแวงกริลา, 31-3 พฤศจิกายน 2534.
- [10] Saihom, N., Ammawat R., Kangsasiatam M. and Harnpattanpanich T. (1993). Leakage at Upper Mun Dam. Proceeding: Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Missouri, 1-4 June 1993
- [11] วรวิทย์ ปิณฑะบุตร (2538). การวิเคราะห์การไหลซึมของเขื่อนมูลบน. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท. มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ.