การจำลองสภาพน้ำท่วมบริเวณด้านท้ายน้ำของอ่างเก็บน้ำห้วยตาจูเนื่องจากการพังทลานของเขื่อน

Flood Simulation of Downstream of Huai Ta Chu Reservoir due to Dam Break

นิสิต บุญชู , วรรณดี ไทยสยาม และจิระวัฒน์กณะสุต
Nisit Boonchoo , WandeeThaisiam and Jirawat Ganasut
นิสิตปริญญาโทภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ หาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
ผู้ช่วยศาสตราจารย์ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
E-mail: [1]top_za8432@hotmail.com, [2]fengwdt@ku.ac.th and [3]fengjwg@ku.ac.th

บทคัดย่อ

อ่างเก็บน้ำห้วยตาจู ตั้งอยู่ในเขตจังหวัดศรีสะเกษ เป็นโครงการชลประทานขนาดกลาง ก่อสร้างแล้วเสร็จในปี 2538 รับน้ำฝนจากเทือกเขาพนมดงรัก มีความจุเก็บกักน้ำ 22 ล้านลูกบาศก์เมตร ออกแบบเพื่อรับน้ำหลากสูงสุดในรอบปีการเกิดซ้ำที่ 500 ปี สามารถระบายน้ำหลากสูงสุดผ่านอาคารระบายน้ำล้นได้ 90 ลบ.ม./วินาที ในช่วงฤดูน้ำหลาก ปี 2550 มีปริมาณน้ำหลากเข้าสู่อ่างเก็บน้ำปริมาณมากถึง 484 ลบ.ม./วินาที ส่งผลให้ระดับน้ำสูงสุดในอ่างเก็บน้ำเพิ่มสูงจนเกือบถึงระดับสันเขื่อน การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อจำลองการพังทลายของเขื่อนห้วยตาจู ด้วยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ MIKE 11 ในการศึกษาได้จำลองรูปแบบการพังของเขื่อนห้วยตาจูออกเป็น 3 กรณี ได้แก่ การพังทลายของเขื่อนหน้าตัดแบบสามเหลี่ยม หน้าตัดแบบสี่เหลี่ยมคางหมู และหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า จากผลการศึกษาพบว่า การพังทลายของหน้าตัดแบบสามเหลี่ยม มีปริมาณน้ำไหลออกจากอ่างเก็บน้ำสูงสุดเท่ากับ 527.874 ลบ.ม./วินาที ระยะเวลาในการพังเท่ากับ 48.00 ชม. การพังทลายของหน้าตัดแบบสี่เหลี่ยมคางหมู มีปริมาณน้ำไหลออกจากอ่างเก็บน้ำสูงสุดเท่ากับ 906.700 ลบ.ม./วินาที ระยะเวลาในการพังเท่ากับ 48.00 ชม. และการพังทลายของหน้าตัดแบบสี่เหลี่ยมผืนผ้า มีปริมาณน้ำไหลออกจากอ่างเก็บน้ำสูงสุดเท่ากับ 726.354 ลบ.ม./วินาที ระยะเวลาในการพังเท่ากับ 48.00 ชม.

คำสำคัญ : การพังทลายของเขื่อน, อ่างเก็บน้ำห้วยตาจู, แบบจำลองการพังทลายของเขื่อน

Abstract

Huai Ta Chu reservoir is a medium-scale irrigation project located in Srisaket province. It was completely constructed in 1995 and locate in downstream area of Phanom Dongrak mountain area.The reservoir has maximum capacity 22 million cubic meter and designed for 500 years return period of maximum flood. Service spillway was designed for releasing maximum discharge about 90 m^3/s. During the flood period in 2007, the maximum inflow of Huai Ta Chu reservoir was 484m^3/s increasing water level in reservoir almost reach the dam crest elevation. The purpose

of this study is to simulate a dambreak model of Huai Ta Chu reservoir using MIKE11 with Dambreak Add-On Module. In this study, the simulations are conducted in three cases which various initial shape of failure (triangle shape, trapezoidal shape and rectangular shape). From the study results, we found that in the case of triangle shape causes maximum discharge 527.874 m^3/s through downstream area and drambream time is about 48.00 hours. In the case of trapezoidal shape, maximum discharge is about 906.700 m^3/s and drambream time is about 48.00 hours. The case of rectangular shape causes maximum discharge 726.354 m^3/s through downstream area and drambream time is about 48.00 hours.

1. บทนำ

การออกแบบเขื่อนเก็บกักน้ำ ซึ่งก่อสร้างจากวัสดุที่เป็นดินและหินถมบดอัดแน่น ในขั้นตอนการออกแบบจำเป็นต้องพิจารณาความมั่นคงแข็งแรงของตัวเขื่อนต่อปัจจัยต่างๆ อาทิเช่น ความมั่นคงปลอดภัยของลาดเขื่อน ความมั่นคงปลอดภัยต่อการไหลซึมของน้ำผ่านตัวเขื่อนและฐานราก ความมั่นคงปลอดภัยต่อภัยพิบัติด้านต่างๆ เป็นต้น ทั้งนี้เมื่อเขื่อนได้ก่อสร้างแล้วเสร็จและเริ่มใช้งานสำหรับเก็บกักน้ำ พบว่าในบางกรณีสภาพการใช้งานของเขื่อนไม่เป็นไปตามที่ออกแบบไว้ อาทิเช่น ปริมาณน้ำท่าที่ไหลเข้าอ่างเก็บน้ำเกินกว่าความสามารถของอาคารระบายน้ำล้นจะสามารถระบายได้ทัน การบำรุงรักษาลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ เป็นต้น ทั้งนี้ปัจจัยดังกล่าวข้างต้นล้วนส่งผลต่อความมั่นคงปลอดภัยของตัวเขื่อนทั้งสิ้น อดีตประเทศไทยเคยประสบปัญหาการพังทลายของเขื่อน เช่น เขื่อนแม่สอดซึ่งตั้งอยู่ที่จังหวัดตากได้เกิดการกัดเซาะทางด้านท้ายน้ำของทางระบายน้ำล้นในปี พ.ศ.2533 อีกทั้งเขื่อนอุบลรัตน์ในจังหวัดขอนแก่น ประสบปัญหามีปริมาณน้ำไหลลงอ่างมากเกินกว่าระดับน้ำสูงสุด ทำให้ระดับน้ำสูงกว่าระดับสันวัสดุทึบน้ำแกนเขื่อนในปี พ.ศ. 2521 แต่เขื่อนไม่เกิดการพังทลาย เป็นต้น ดังนั้นโอกาสการพังทลายของเขื่อนดินที่ได้ก่อสร้างและใช้งานมีความเสี่ยงต่อการเกิดความเสียหายและนำไปสู่การวิบัติได้ การวิเคราะห์การพังทลายของเขื่อนในกรณีต่างๆ จึงมีความจำเป็นอย่างยิ่งในการเตรียมความพร้อม แผนอพยพและแผนป้องกันภัยฉุกเฉิน สำหรับพื้นที่ด้านท้ายน้ำของอ่างเก็บน้ำเพื่อหลีกเลี่ยงการสูญเสียทั้งชีวิตและทรัพย์สินที่อาจเกิดขึ้นได้

อ่างเก็บน้ำห้วยตาจู เป็นโครงการชลประทานขนาดกลาง ก่อสร้างขึ้นตามแนวพระราชดำริสร้างขึ้นเพื่อ เก็บกักน้ำและพัฒนาแหล่งน้ำเพื่อการเกษตรในภาคอีสานทางตอนใต้ ตามแผนพัฒนาเสริมความมั่นคงพื้นที่ชายแดนบริเวณเทือกเขาพนมดงรัก ตั้งอยู่ที่บ้านตานวน ตำบลกันทรอม อำเภอขุนหาญ ซึ่งอยู่ในลุ่มน้ำมูล บริเวณลุ่มน้ำสาขาห้วยจันทร์ โดยได้เริ่มดำเนินการในปีงบประมาณพ.ศ. 2532 แล้วเสร็จในปีพ.ศ. 2538 เป็นเขื่อนดินถมแกนดินเหนียวแบบ ZONE TYPE มีความยาว 1,506 เมตร กว้าง 8.00 เมตร โดยมีส่วนสูงที่สุดของตัวเขื่อนเท่ากับ 30.50 เมตร รับน้ำโดยตรงจากเทือกเขาพนมดงรักและเป็นอ่างเก็บน้ำที่มีการรับน้ำมากที่สุดในช่วงฤดูฝน สามารถเก็บกักน้ำไว้ให้เกษตรกรในพื้นที่ใช้ได้ถึง 22 ล้านลูกบาศก์เมตร ครอบคลุมพื้นที่การเกษตรตำบลโนนสูง ตำบลกันทรอม ตำบลห้วยจันทร์ ตำบลภูฝ้าย อำเภอขุนหาญ จังหวัดศรีสะเกษ เป็นอ่างเก็บน้ำไว้เพื่อการอุปโภค-บริโภค รวมถึงเป็นแหล่งเพาะพันธุ์ปลาน้ำจืด และอนุรักษ์ปลาสายพันธุ์ต่างๆ พื้นที่ทางท้ายน้ำซึ่งล้วนเป็นพื้นที่ชุมชนที่อยู่อาศัยของราษฎรและพื้นที่เกษตรกรรม

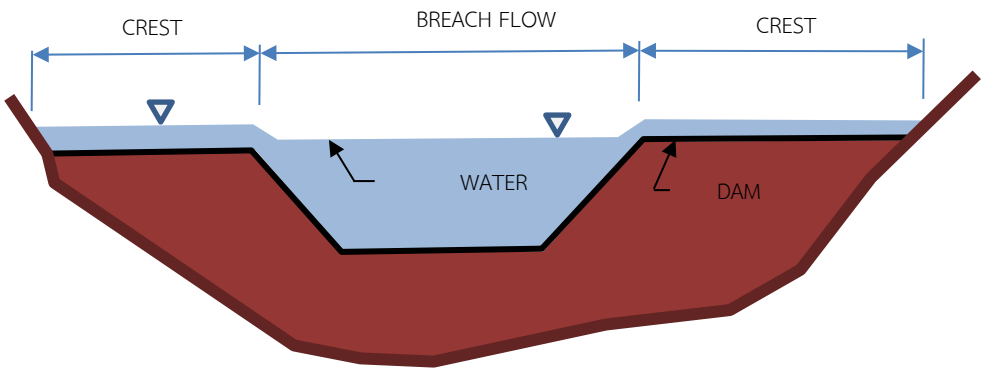
ในช่วงระหว่างวันที่ 5-9 สิงหาคม พ.ศ. 2550 ได้มีการก่อตัวของพายุดีเปรสชั่น “นกเตน” ขึ้นในทะเลจีนใต้ตอนกลางมาปะทะหย่อมความกดอากาศสูงกำลังแรงในเขตจังหวัดบุรีรัมย์ สุรินทร์ และศรีสะเกษ ทำให้เกิดฝนตกหนักอย่างต่อเนื่องตามแนวเขตเทือกเขาพนมดงรักซึ่งเป็นพื้นที่ต้นน้ำของอ่างเก็บน้ำห้วยตาจู ประกอบกับการ ใช้พื้นที่บริเวณด้านเหนือน้ำของอ่างเก็บน้ำเปลี่ยนไปเนื่องจากการบุกรุกที่ดินตัดไม้ทำลายป่า ทำให้พฤติกรรมการไหลของน้ำลงสู่อ่างเก็บน้ำเปลี่ยนไป โดยปริมาณฝนสูงสุดวัดได้ 260.70 มิลลิเมตร ในวันที่ 5 สิงหาคม 2550 จึงทำให้เกิดน้ำหลากไหลเข้าสู่อ่างเก็บน้ำจนทำให้ระดับน้ำสูงสุดในอ่างฯอยู่ที่ระดับ +191.800 ม.รทก. ในวันที่ 6 สิงหาคม 2550 ซึ่งมีระยะเผื่อน้ำล้นจากสันเขื่อนเหลือเพียงแค่ 0.20 ม. จากเหตุการณ์ในครั้งนี้จะเห็นได้ว่าปริมาณ น้ำหลากที่สูงส่งผลต่อเสถียรภาพของตัวเขื่อน และอาจทำให้เขื่อนพิบัติได้ ดังนั้นการศึกษานี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อจำลองการพังทลายเขื่อนห้วยตาจูในกรณีน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ เพื่อวิเคราะห์หาปริมาณน้ำหลากที่ไหลออกจากเขื่อนกรณีที่เกิดการพิบัติ ซึ่งจะนำไปสู่การวิเคราะห์พื้นที่เสี่ยงภัยน้ำท่วมบริเวณด้านท้ายน้ำของเขื่อนต่อไป

2. แบบจำลองและทฤษฎีที่ใช้ในการศึกษา

แบบจำลอง Dambreak Add-On Module เป็นส่วนหนึ่งของแบบจำลอง MIKE 11 ที่สามารถใช้ในการวิเคราะห์การพังทลายของเขื่อนโดยที่ลักษณะของการไหลของน้ำผ่านรอยแยก Fread, and Harbaugh (1973) กรณีสมมติการเกิดการพังของเขื่อนมีลักษณะคล้ายกับการไหลของน้ำผ่านฝายสันกว้าง (Broad-Crested Weir) แต่มีข้อแตกต่างกันอยู่ 2 ประการคือ

1) การไหลผ่านรอยแยกของเขื่อนนั้นขนาดความยาวของสันเขื่อนมีการเปลี่ยนแปลงตามเวลาเนื่องจากรอยแยก ทำให้ทำให้ปริมาณการไหลไม่คงที่ ต่างจากฝายสันกว้างที่มีความยาวตายตัวไม่มีการเปลี่ยนแปลง

2) ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณการไหลและระดับน้ำบริเวณสันเขื่อน และบริเวณรอยแยกของการพัง จะทำการคำนวณแยกออกจากกัน เนื่องจากขนาดหน้าตัดการไหลมีค่าไม่เท่ากัน ดังแสดงในภาพที่ 1



ภาพที่ 1 แสดงลักษณะการไหลของน้ำข้ามสันเขื่อนและรอยแยก

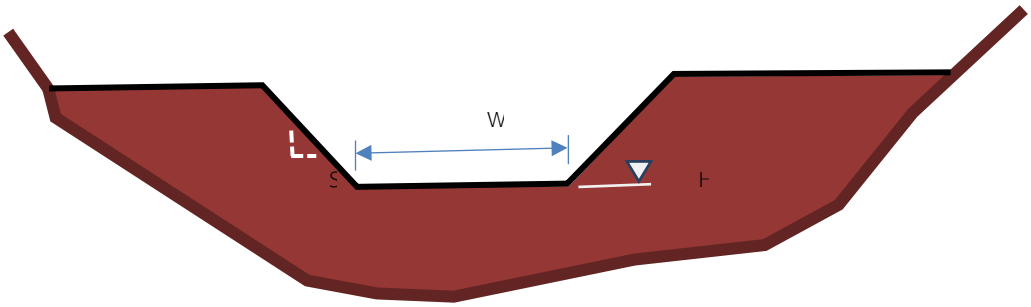
2.1 ลักษณะการพังทลายของเขื่อน

ในการศึกษาจำลองสภาพการพังทลายของในแบบจำลอง Johnson and Illes (1976) จำเป็นต้องมีการกำหนดลักษณะการพังทลายของเขื่อน ซึ่งสามารถแยกสาเหตุมาจากการพังที่เริ่มต้นได้ 2 ลักษณะ คือ การพังจากการไหลล้นของน้ำข้ามรอยแยก (Overtopping) และการพังที่เกิดจากการรั่วซึมของน้ำผ่านตัวเขื่อน (Piping)

แต่ในการศึกษา ครั้งนี้จะทำการศึกษาเฉพาะจากการไหลล้นของน้ำข้ามรอยแยก (Overtopping) ในแต่ละรูปแบบเท่านั้นเนื่องจากเหตุการณ์ในอดีตของเขื่อนห้วยตาจูมีโอกาสที่จะเกิดการน้ำไหลล้นตัวเขื่อนได้

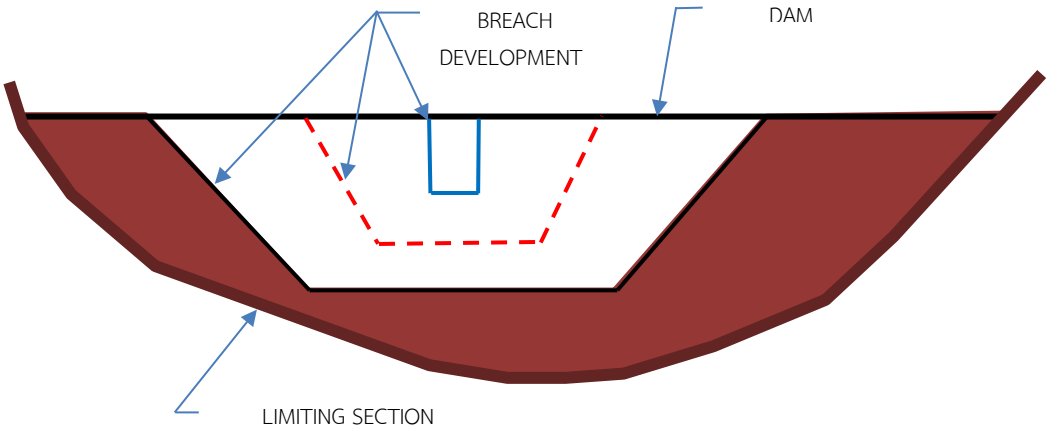
1) การพังเริ่มต้นที่เกิดขึ้นจากการไหลล้นของน้ำข้ามรอยแตก (Overtopping)

ก. ปร่างของการพังเริ่มต้น (Breach Geometry) กำหนดให้เป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมูซึ่งในขณะที่เกิดการพังทลายรูปร่างของรูปสี่เหลี่ยมคางหมูจะมีขนาดและรูปร่างเปลี่ยนแปลงเพิ่มขึ้นตามเวลา สามารถแทนได้ด้วยค่าพารามิเตอร์ 3 ค่า คือ ระดับของท้องรอยแยกที่เกิดขึ้น (H_B) ความกว้างของท้องรอยแยกที่เกิดขึ้น (W_B) และความลาดชันด้านข้างของรอยแยกที่เกิดขึ้น (SS) (แนวราบ:แนวดิ่ง)โดยที่ความลาดชันทั้งสองข้างของรอยแยกมีค่าเท่ากันดังแสดงในภาพที่ 2 ซึ่งการขยายตัวของรอยแยกที่เกิดขึ้นสามารถหาได้จากฟังก์ชั่นหรือทำนายจากอัตราการพัดพาตะกอนไหลผ่านรอยแตก



ภาพที่ 2 แสดงพารามิเตอร์ของรอยแยก

ข. การขยายตัวของรอยแยก Das (1990) ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ของรอยแยกจะถูกกำหนดด้วยอนุกรมของเวลาในข้อมูลที่อยู่ในส่วนขอบเขตด้านเข้าของแบบจำลอง Dambreak Structures ซึ่งมีความสัมพันธ์กับจุดเริ่มต้นของ รอยแยก โดยที่สามารถคำนวณหาค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ของรอยแยกในระหว่างช่วงเวลาที่กำหนดได้ด้วยการหาค่าในระหว่างโดยใช้ความสัมพันธ์แบบเส้นตรง (Linear Interpolation) ดังแสดงในภาพที่ 3 การขยายตัวของรอยแยกเนื่องมาจากสาเหตุของการกัดเซาะของน้ำบริเวณรอยแยก (Erosion Based Breach Development)



ภาพที่ 3 ตัวอย่างรูปตัดการพังที่กำหนดเวลาที่ 0 ถึง 1 ชั่วโมง โดยเส้นประคือการพังที่กำหนดเวลาที่ครึ่งชั่วโมง

การคำนวณการเกิดการพังทลายของรอยแยกนั้นจะต้องทำการกำหนดลักษณะรูปร่างของรอยแยกเริ่มต้นที่เกิดขึ้น และขนาดของรอยแยกสุดท้ายที่สามารถที่จะเกิดขึ้นได้ ศุภสิทธิ์ ลอตินันทน์ (2540) การขยายตัวของหน้าตัดการพังที่เกิดขึ้นจะมีค่าเปลี่ยนแปลงไปตามเวลาต่างๆ ขึ้นกับคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการก่อสร้างตัวเขื่อน ซึ่งสามารถวิเคราะห์โดยใช้สมการการกัดเซาะของตะกอนโดยวิธีของ Engelund-Hansen คำนวณการเกิดการขยายตัวจากการกัดเซาะของรอยแยกที่เพิ่มขึ้นโดยอาศัยหลักการของความต้านทานการไหลของน้ำผ่านรอยแยก

การคำนวณแรงเฉือนที่เกิดขึ้นโดยอาศัยสมการ Engelund-Hansen เปรียบเทียบกับแรงเฉือนวิกฤต (Critical Shear Stress) กำหนดกรณีที่ค่าแรงเฉือนที่คำนวณได้มีค่ามากกว่าแรงเฉือนวิกฤตแล้ว จะส่งผลให้เกิดการกัดเซาะของน้ำที่ไหลผ่านรอยแยกของหน้าตัดการพังขยายตัวเพิ่มขึ้นและจนกระทั่งแรงเฉือนที่คำนวณได้มีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับแรงเฉือนวิกฤตแล้ว จึงไม่เกิดการกัดเซาะหรือหยุดการขยายตัวของหน้าตัดการพังอัตราการเกิดการกัดเซาะของตะกอนคำนวณจากสมการของ Engelund-Hansenได้ดังนี้

$$\frac{dH_b}{dt} = \frac{q_t}{L_b(1-\varepsilon)} \qquad (1)$$

โดย H_b = ระดับของการพัง (เมตร)

q_t = อัตราการเกิดการกัดเซาะ (ตารางเมตร/วินาที)

L_b = ความยาวรูปตัดการพังตามทิศทางการไหล (เมตร)

ε = ความพรุนของตะกอน

t =เวลา (วินาที)

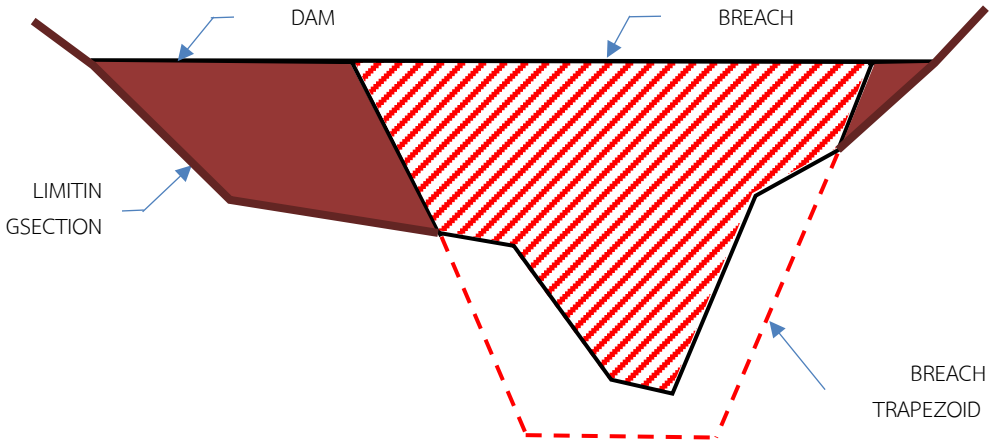
ซึ่งจะพิจารณาโดย Sinthana Nopakhum (1991) ใช้อัตราการขยายตัวด้านข้างของรูปตัดการพังที่เกิดขึ้น สัมพันธ์กับการขยายตัวด้านกว้างของรูปตัดการพัง (dWb) และการขยายตัวในแนวดิ่งของการพังที่เกิดขึ้น (dWb) หรือกำหนดเป็นค่าสัมประสิทธิ์การขยายตัวทางด้านข้างของรอยแยก (Side erosion index, x) สามารถหาได้โดย

$$dW_b = 2xdH_b \qquad (2)$$

โดยทั่วไปค่าสัมประสิทธิ์การขยายตัวทางด้านข้างมีค่าอยู่ระหว่าง 0.5-1.0

2) การกำหนดหน้าตัดการพังสุดท้าย

หน้าตัดการพังสุดท้ายสามารถพิจารณาได้จากชั้นหินหรือระดับแนวสันเขาธรรมชาติเพื่อใช้ในการกำหนดหน้าตัดสุดท้ายที่สามารถเกิดการพังได้ซึ่งเมื่อเกิดการพังที่หน้าตัดสุดท้ายจะทำการคำนวณปริมาณการไหลผ่านรูปตัดการพังโดยพิจารณาพื้นที่หน้าตัดการไหลในลักษณะสี่เหลี่ยมคางหมูที่อยู่เหนือระดับการพังสุดท้ายที่กำหนดดังแสดงในภาพที่



ภาพที่ 4 แสดงรูปร่างการพังที่พิจารณาปริมาณการไหลเมื่อกำหนดหน้าตัดการพัง

2.2 การคำนวณปริมาณการไหลของน้ำผ่านตัวเขื่อนและรอยแยก

ปริมาณการไหลของน้ำผ่านสันเขื่อนและรอยแยกมีปริมาณแตกต่างกันขึ้นอยู่กับค่าระดับความสูงของน้ำบนสันเขื่อนและระดับความสูงของน้ำที่เกิดขึ้นที่รอยแยกการคำนวณการไหลของน้ำผ่านรอยแยกคำนวณได้จากสมการ

$$\Delta H = \xi \frac{V^2 bc}{2g} = \left(h_1 + \frac{V^2 1}{2g} \right) - \left(h_{bc} + \frac{V^2 bc}{2g} \right) \quad (3)$$

โดย h_1 = ระดับน้ำทางด้านเหนือน้ำ (ม.รทก.)

V_1 =ความเร็วที่ระดับ h1 (เมตร/วินาที)

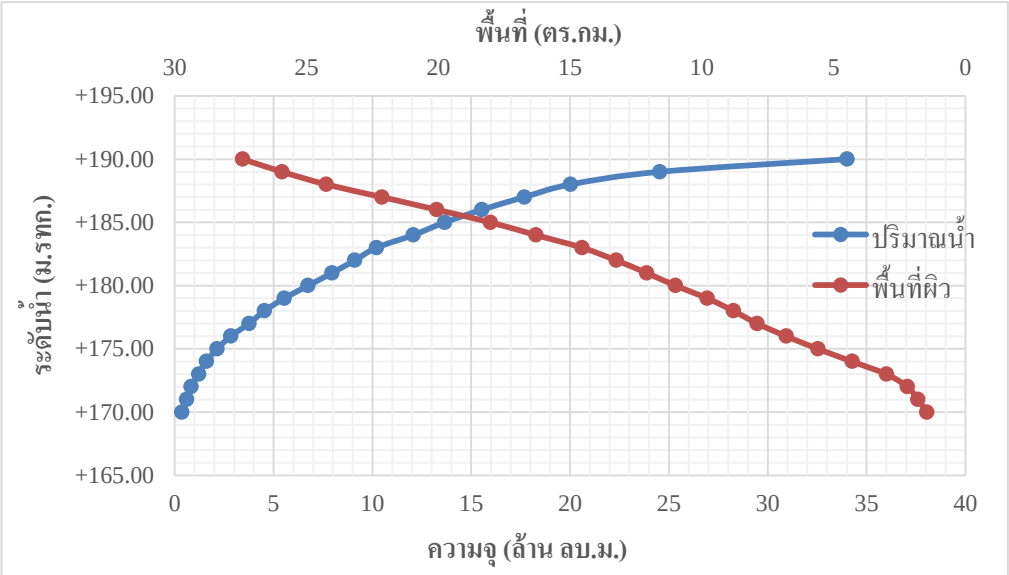
V_{bc} = ความเร็วการไหลวิกฤตผ่านรอยแยก (เมตร/วินาที)

h_{bc}= ระดับน้ำในรอยแยกที่ความเร็ววิกฤต (ม.รทก.)

ξ =สัมประสิทธิ์การสูญเสียที่เกิดขึ้น

3. ขอบเขตเงื่อนไขของแบบจำลองและการนำเข้าข้อมูล

หน้าตัดเริ่มต้นและหน้าตัดสุดท้ายของแบบจำลองทางด้านเหนือน้ำและด้านท้ายน้ำเป็นขอบเขตเงื่อนไข โดยควรพิจารณาลักษณะขอบเขตเงื่อนไข กล่าวคือ ขอบเขตเงื่อนไขทางด้านเหนือน้ำ ได้แก่ ปริมาณน้ำ ค่าระดับที่อยู่ในอ่างเก็บน้ำ และกราฟน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำในช่วงที่พิจารณา และขอบเขตเงื่อนไขทางด้านท้ายน้ำ ได้แก่ ค่าคงที่ของระดับน้ำ ระดับน้ำที่ระยะเวลาต่างๆ ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณการไหล – ระดับน้ำ



ภาพที่ 5 แสดงโค้งความจุและโค้งพื้นที่ของอ่างเก็บน้ำห้วยตาจู

1 การสร้างกราฟน้ำหลาก

การสร้างกราฟน้ำหลากพื้นที่ศึกษา ยุพิน จันดา (2542) ขั้นตอนแรกต้องคำนวณหากราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า (Unit Hydrograph) จากลักษณะทางกายภาพของลุ่มน้ำสาขาห้วยจันทร์บริเวณที่ศึกษา ใช้สมการวิธีดัดแปลง Snyder โดยใช้สมการความสัมพันธ์ระหว่าง tp และ LLc/$\sqrt{s}$ และความสัมพันธ์ระหว่าง qp และ tp ได้ดังนี้

$$t_p = a_1\left(LL_C/\sqrt{s}\right)^{n_1} \tag{4}$$

$$q_p = A\left[a_2\left(\frac{1}{t_p}\right)^{n_2}\right] \tag{5}$$

โดยที่ t_p = เวลาที่เกิดอัตราการไหลสูงสุดของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าสำหรับฝน

1 มิลลิเมตร (ชั่วโมง)

q_p = อัตราการไหลสูงสุดของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าสำหรับฝน 1 มิลลิเมตร (ลูกบาศก์เมตร/วินาที)

L = ความยาวของลำน้ำสายหลักจากจุดไกลสุดบนสันปันน้ำจนถึงจุดออก (กิโลเมตร)

Lc =ความยาวของลำน้ำสายหลักจากจุดที่ใกล้จุดศูนย์ถ่วงจนถึงจุดออก (กิโลเมตร)

A = พื้นที่ลุ่มน้ำ (ตารางกิโลเมตร)

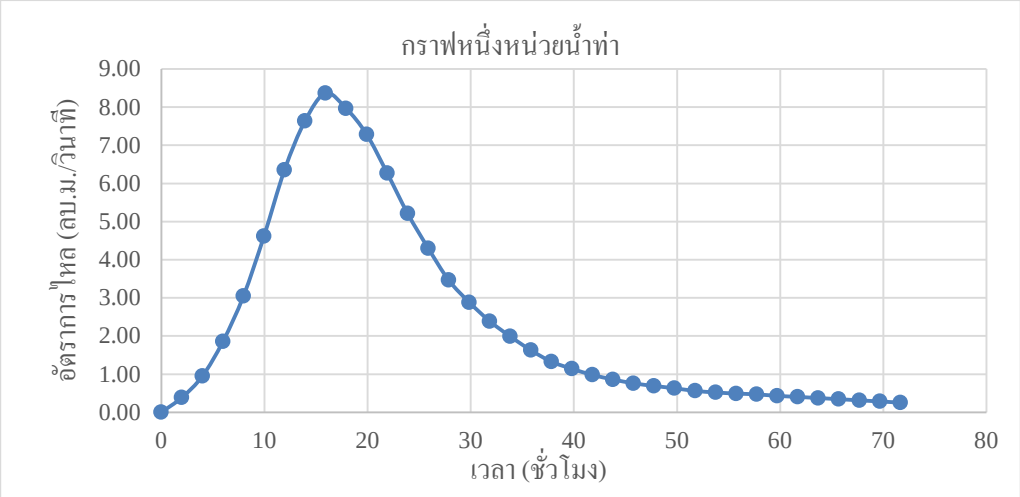
S = ความลาดชันของลำน้ำ

กำหนดค่าคงที่ a_1, a_2, n_1 และ n_2 มีค่าเท่ากับ 0.3028, 1.3526, 0.4154, 0.8207 ตามลำดับ (รายงานวางโครงการ โครงการอ่างเก็บน้ำห้วยตาจู อำเภอขุนหาญ จังหวัดศรีสะเกษ, 2531)

ตารางที่ 1 แสดงผลการคำนวณ Unit Hydrograph บริเวณอ่างเก็บน้ำห้วยตาจู

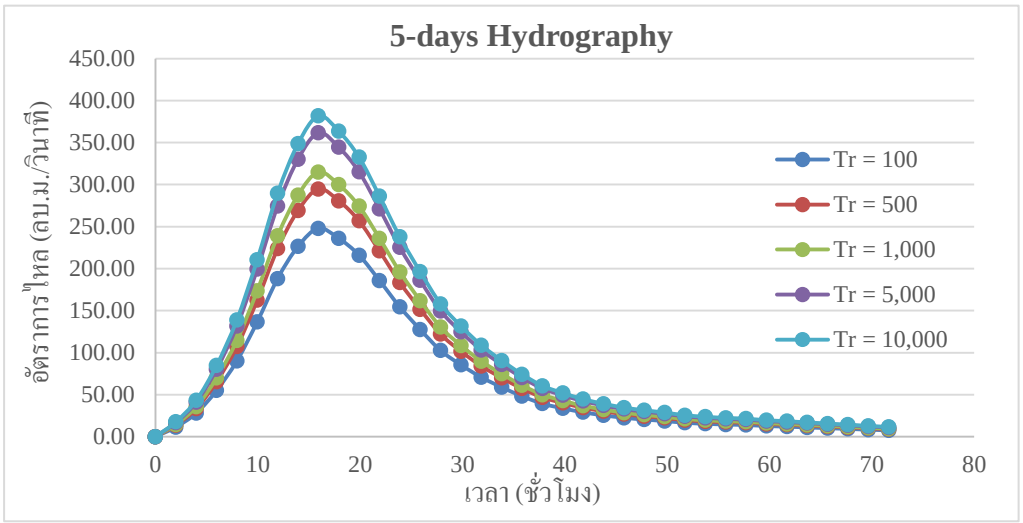
หัวงาน	A (km^2.)	L (km.)	Lc (km.)	S	t_p (Hr.)	q_p (cms.)	t_r (Hr.)
อ่างเก็บน้ำห้วยตาจู	135	25.5	10	0.005	9.953	27.701	4.00

หลังจากนั้น นำเอากราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าแบบไม่มีหน่วย มาคูณด้วยค่า t_p และค่า q_p ที่ได้จากผลการคำนวณในตารางที่ 1 จะได้กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าของอ่างเก็บห้วยตาจู ดังแสดงในภาพที่ 6



ภาพที่ 6 แสดงกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า (Unit Hydrograph) ของอ่างเก็บน้ำห้วยตาจู

จากนั้นหาปริมาณน้ำหลากของรอบปีการเกิด (QTr) โดยปริมาณฝนสูงสุด 5 วัน จากสถานีวัดน้ำฝน 570102 อ.ขุนหาญ จ.ศรีสะเกษ เนื่องจากพื้นที่ศึกษามีสถานีวัดน้ำฝนเพียงสถานีเดียวที่มีข้อมูลครบถ้วน จากการศึกษากราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าที่ได้จากวิธีการของ Snyder ทำให้สามารถสร้างกราฟน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำได้ดังภาพที่ 7



ภาพที่ 7 แสดงกราฟน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ ที่ไหลเข้าอ่างเก็บน้ำห้วยตาจู

3.2 การสร้างแบบจำลอง

รายละเอียดการกำหนดข้อมูลนำเข้ามีดังนี้ ระดับน้ำเริ่มต้นในอ่างเก็บน้ำห้วยตาจู +188.000 ม.รทก. หน้าตัดลำน้ำตั้งแต่ กม.0+000 ถึง 1+000 และกราฟน้ำหลากในรอบการเกิด 10,000 ปี เป็นกรณีที่อาจเกิดการพัง ค่าพารามิเตอร์การพังทลายของเขื่อน ได้แก่ ช่วงเวลาการพัง ขนาดความกว้างของการพังทลาย และรูปร่างเฉพาะของรอยแยก กำหนดจากข้อมูลการพังทลายของเขื่อนใน

อดีต (USBR, 1988) กล่าวคือ B = 3h ระยะรอยแตกมากที่สุดที่ 100 เมตร จากการศึกษาของ น้ำทิพย์ สร้อยสังวาล (2547)

ในการศึกษาครั้งนี้ได้ศึกษารูปแบบการพังทั้งหมด 3 กรณี ประกอบด้วย กรณีที่ 1 รอยแยกของเขื่อนเป็น รูปสามเหลี่ยม กรณีที่ 2 รอยแยกของเขื่อนเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู และกรณีที่ 3 รอยแยกของเขื่อนเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า โดยทุกกรณีกำหนดให้ระดับเริ่มต้นที่มีการพังทลายอยู่ที่ +171.000 ม.รทก. และสิ้นสุดการพังทลายที่ระดับ +190.000 ม.รทก. ข้อมูลขนาดของตัวเขื่อน และคุณสมบัติของแกนเขื่อน แสดงดังตารางที่ 2

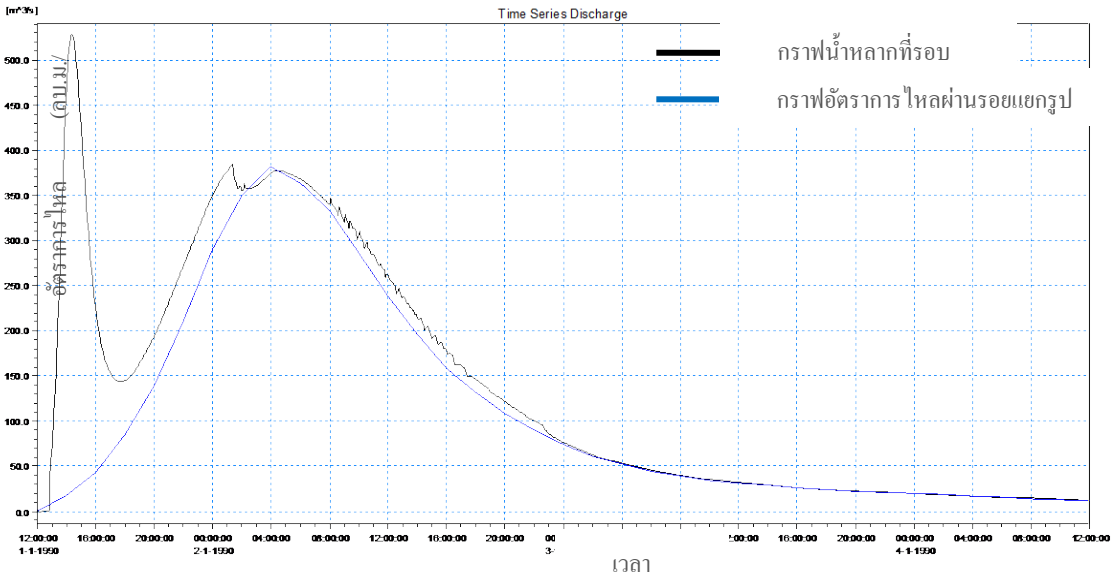
ตารางที่ 2 ข้อมูลขนาดของตัวเขื่อนและคุณสมบัติของวัสดุแกนเขื่อนที่ใช้ในแบบจำลองย่อย Dambreak

ข้อมูล	พารามิเตอร์
<u>ข้อมูลขนาดตัวเขื่อน</u>	
- ความลาดชันทางด้านเหนือน้ำ	2.5
- ความลาดชันทางด้านท้ายน้ำ	2.5
- ความกว้างสันเขื่อน (เมตร)	8.00
<u>ข้อมูลคุณสมบัติของแกนเขื่อน</u>	
- ขนาดอนุภาคของเม็ดดิน (มิลลิเมตร)	0.01 – 0.002
- ความถ่วงจำเพาะ	2.66
- ความพรุน	0.4
- ดัชนีการกัดเซาะด้านข้าง (Side Erosion Index , x)	1

4. ผลการศึกษาและวิจารณ์

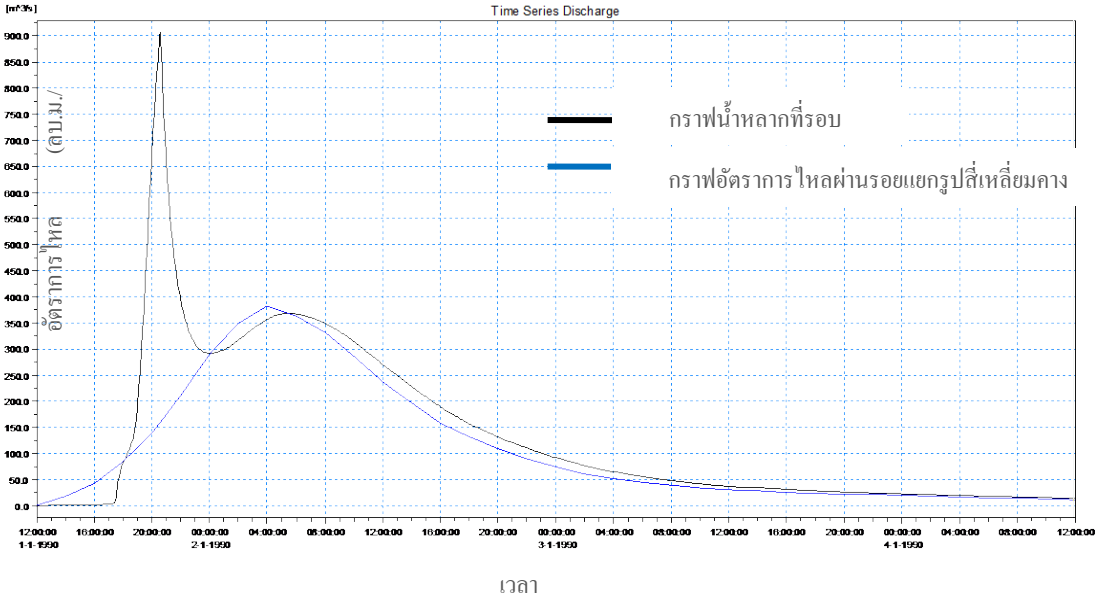
จากการกำหนดกรณีศึกษารูปแบบการพังทลายของอ่างเก็บน้ำห้วยตาจูทั้ง 3 กรณี เลือกใช้กราฟน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปี มีผลการศึกษาดังนี้

กรณีที่ 1 การจำลองการพังทลายของเขื่อน กรณีที่กำหนดหน้าตัดเริ่มต้นของการพังเป็นรูปสามเหลี่ยม จากผลการจำลองพบว่า เมื่อระดับน้ำในอ่างมีระดับเท่ากับ +190.000 ม.รทก. ส่งผลให้เขื่อนเกิดการพังทลาย โดยปริมาณน้ำได้ไหลผ่านรอยแตกของเขื่อน และมีอัตราการไหลสูงสุดเท่ากับ 527.874 ลบ.ม./วินาที และเขื่อนมีการพังทลายต่อเนื่องจนถึงหน้าตัดของการพังทลายลดลงมาที่ระดับ +171.000 ม.รทก. ซึ่งใช้ระยะเวลาเท่ากับ 48.00 ชม. ดังแสดงในภาพที่ 8 จะเห็นได้ว่า ในช่วงแรกของการพังทลายปริมาณน้ำที่ไหลออกจากตัวเขื่อนเป็นปริมาณน้ำที่อยู่ใน อ่างเก็บน้ำเป็นส่วนใหญ่ สำหรับปริมาณน้ำที่เกิดจากน้ำหลากไหลเข้าอ่างเริ่มไหลออกผ่านรอยแตกตั้งแต่ช่วงเวลาชั่วโมงที่ 6 ซึ่งเกิดขึ้นในช่วงระยะเวลาที่มีการพังทลายของเขื่อนต่อเนื่อง จนกระทั่งระดับน้ำค่อย ๆ ลดลง



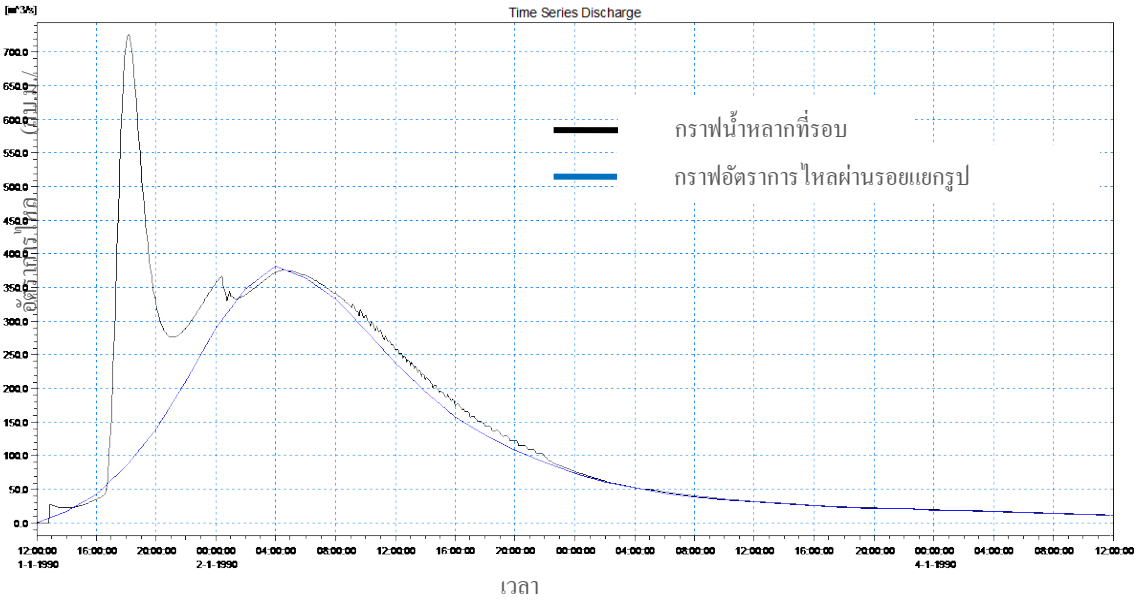
ภาพที่8 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการไหลของน้ำกับเวลา ผ่านรอยแยกกรณีการพังรูปสามเหลี่ยม

กรณีที่ 2 การจำลองการพังทลายของเขื่อน กรณีที่กำหนดหน้าตัดเริ่มต้นของการพังเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู จากผลการจำลองพบว่า เมื่อระดับน้ำในอ่างมีระดับเท่ากับ +190.000 ม.รทก. ส่งผลให้เขื่อนเกิดการพังทลาย โดยปริมาณน้ำได้ไหลผ่านรอยแตกของเขื่อน และมีอัตราการไหลสูงสุดเท่ากับ 906.700 ลบ.ม./วินาที และเขื่อนมีการพังทลายต่อเนื่องจนถึงหน้าตัดของการพังทลายลดลงมาที่ระดับ +171.000 ม.รทก. ซึ่งใช้ระยะเวลาเท่ากับ 48.00 ชม. ดังแสดงใน ภาพที่ 9 จะเห็นได้ว่าในช่วงแรกของการพังทลายปริมาณน้ำที่ไหลออกจากตัวเขื่อนเป็นปริมาณน้ำที่อยู่ในอ่างเก็บน้ำเป็นส่วนใหญ่ สำหรับปริมาณน้ำที่เกิดจากน้ำหลากไหลเข้าอ่างเริ่มไหลออกผ่านรอยแตกตั้งแต่ช่วงเวลาชั่วโมงที่ 12 ซึ่งเกิดขึ้นในช่วงระยะเวลาที่มีการพังทลายของเขื่อนต่อเนื่องจนกระทั้งระดับน้ำค่อย ๆ ลดลง



ภาพที่9 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการไหลของน้ำกับเวลาผ่านรอยแยกกรณีการพังรูสี่เหลี่ยมคางหมู

กรณีที่ 3 การจำลองการพังทลายของเขื่อน กรณีที่กำหนดหน้าตัดเริ่มต้นของการพังเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า จากผลการจำลองพบว่า เมื่อระดับน้ำในอ่างมีระดับเท่ากับ +190.000 ม.รทก. ส่งผลให้เขื่อนเกิดการพังทลาย โดยปริมาณน้ำได้ไหลผ่านรอยแตกของเขื่อน และมีอัตราการไหลสูงสุดเท่ากับ 726.354 ลบ.ม./วินาที และเขื่อนมีการพังทลายต่อเนื่องจนถึงหน้าตัดของการพังทลายลดลงมาที่ระดับ +171.000 ม.รทก. ซึ่งใช้ระยะเวลาเท่ากับ 48.00 ชม. ดังแสดงในภาพที่ 10 จะเห็นได้ว่าในช่วงแรกของการพังทลายปริมาณน้ำที่ไหลออกจากตัวเขื่อนเป็นปริมาณน้ำที่อยู่ในอ่างเก็บน้ำเป็นส่วนใหญ่ สำหรับปริมาณน้ำที่เกิดจากน้ำหลากไหลเข้าอ่างเริ่มไหลออกผ่านรอยแตกตั้งแต่ช่วงเวลาชั่วโมงที่ 9 ซึ่งเกิดขึ้นในช่วงระยะเวลาที่มีการพังทลายของเขื่อนต่อเนื่อง จนกระทั้งระดับน้ำค่อย ๆ ลดลง



ภาพที่10 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการไหลของน้ำกับเวลาผ่านรอยแยกกรณีการพัง

รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า

การประยุกต์ใช้แบบจำลองย่อย Dambreak ในแบบจำลอง MIKE 11 จำลองสภาพการพังทลายของเขื่อนห้วยตาจูโดยสมมติให้เกิดการพังทลายแบบค่อยเป็นค่อยไป (Gradually Failure) ได้พิจารณาการเปลี่ยนแปลงของพารามิเตอร์ที่มีผลต่อปริมาณการไหลผ่านรอยแยก ซึ่งประกอบด้วย ค่าสัมประสิทธิ์การขยายตัวด้านข้างของรอยแยก (Side Erosion Index, x) ความลาดชันด้านข้างของรอยแยกและความกว้างของรอยแยกเริ่มสำหรับรอยแยกสี่เหลี่ยมคางหมู สี่เหลี่ยมผืนผ้า และสามเหลี่ยม โดยพิจารณาการพังทลายเป็นลักษณะการเริ่มพังจากการเกิดการไหลล้นของน้ำข้ามสันเขื่อน ซึ่งผลการศึกษาพบว่าค่าสัมประสิทธิ์การขยายตัวด้านข้างของรอยแยก (Side Erosion Index, x) และความกว้างของรอยแยกเริ่มต้น (Breach Width, B) มีผลต่อขนาดของรอยแยกและปริมาณการไหลผ่านรอยแยกสี่เหลี่ยมคางหมู สำหรับรอยแยกสามเหลี่ยมขนาดของรอยแยกและปริมาณการไหลผ่านรอยแยกจะขึ้นกับความ ลาดชันด้านข้าง และเมื่อเปรียบเทียบความรุนแรงของผลการจำลองของทั้งสามลักษณะพบว่า สำหรับเขื่อนห้วยตาจูการพังในลักษณะแยกสี่เหลี่ยมคางหมูมีความรุนแรงมากที่สุด มีอัตราการไหลสูงสุดเท่ากับ 906.700 ลบ.ม./วินาที

บรรณานุกรม

[1] น้ำทิพย์ สร้อยสังวาล. 2547. **การจำลองสภาพน้ำท่วมบริเวณท้ายน้ำในกรณีสมมติเกิดการพังทลายของเขื่อนคลองมะเดื่อ.** วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ.

[2] ยุพิน จันดา. 2542.**การพยากรณ์สภาวะน้ำท่วมในลุ่มน้ำบางปะกงด้วยแบบจำลอง MIKE 11.**วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ.

[3] ศุภสิทธิ์ ลอตินันทน์. 2540.**แบบจำลองคลื่นน้ำบ่าในลำน้ำที่เกิดจากการพังทลายของเขื่อน**. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท. มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

[4]กรมชลประทาน. 2531. **รายงานวางโครงการ โครงการอ่างเก็บน้ำห้วยตาจู อำเภอขุนหาญ จังหวัดศรีสะเกษ.**

[5] Das, b. 1990. **Dam Break Models Comparing the MIKE 11 and NWS-DAMBRK Modeling System.** M. Eng. Thesis, Asian Institute of Technoloby. Bangkok.

[6] Fread, D.L. and T.E. Harbaugh. 1973. **Trainsient Hydraulic Simulation of Breached EarthDam.** J.Hydraul. Div. Vol. 99 (HY1): 139-154.

[7] Johnson, F.A. and Llles, P. 1976. **A Classification of Dam Failures,** Water Power and Dam Construction, Dec., pp. 43-45

[8] Sinthana Nopakhum, N. 1991. **Simulation of Downstream Flooding Due to and Assumed Breaching of the Bang Lang Dam., Thailand.** M. Eng. Thesis. Asian Institue of Technology. Bangkok.