



ใบรับรองวิทยานิพนธ์
บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมทรัพยากรน้ำ)

ปริญญา

วิศวกรรมทรัพยากรน้ำ

วิศวกรรมทรัพยากรน้ำ

สาขา

ภาควิชา

เรื่อง การศึกษาการพังทลายของเขื่อนแก่งกระจาน

The Study of Kaeng Krachan Dam Break

นามผู้วิจัย นายอาทิตย์ พานิชนาวา

ได้พิจารณาเห็นชอบโดย

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

(อาจารย์จรัสวัฒน์ กณะสุต, D.Eng.)

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม

(อาจารย์ณัฐ มาแจ้ง, Ph.D.)

หัวหน้าภาควิชา

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์นภาพร เปี่ยมสง่า, Ph.D.)

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์รับรองแล้ว

(รองศาสตราจารย์กัญจนา วีระกุล, D.Agr.)

คณบดีบัณฑิตวิทยาลัย

วันที่ เดือน พ.ศ.

วิทยานิพนธ์

เรื่อง

การศึกษาการพังทลายของเขื่อนแก่งกระจาน

The Study of Kaeng Krachan Dam Break

โดย

นายอาทิตย์ พานิชนาวา

เสนอ

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

เพื่อความสมบูรณ์แห่งปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมทรัพยากรน้ำ)

พ.ศ. 2555

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

อาทิตย์ พานิชนาวา 2555: การศึกษาการพังทลายของเขื่อนแก่งกระจาน ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมทรัพยากรน้ำ) สาขาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: อาจารย์จิระวัฒน์ กณะสุด, D.Eng. 130 หน้า

เขื่อนแก่งกระจานเป็นเขื่อนดินขนาดใหญ่ปิดกั้นลำน้ำเพชรบุรี ปริมาณการเก็บกัก 887.741 ล้าน ลบ.ม. ทางระบายน้ำล้นเป็นแบบไม่มีประตูควบคุม ในปี พ.ศ. 2549 เกิดฝนตกหนักบริเวณต้นน้ำจนเกิดน้ำหลากเข้าอ่างเก็บน้ำแก่งกระจานในปริมาณมากจนกรมชลประทานต้องเร่งระบายน้ำด้วยวิธีกาลักน้ำ ในการศึกษานี้ได้พิจารณาการเกิดการพังทลายของเขื่อนใน 2 กรณี คือ กรณีน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อน (Overtopping) รูปร่างของรอยแยกสุดท้ายจะเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู และกรณีการเกิดรูรั่วในตัวเขื่อน (Piping) รูปร่างของรอยแยกสุดท้ายแบ่งเป็น 3 ลักษณะ ได้แก่ รูปสี่เหลี่ยมคางหมู รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า และรูปสามเหลี่ยม โดยศึกษาการเคลื่อนตัวของน้ำทางด้านท้ายน้ำของเขื่อนแก่งกระจานจากปริมาณน้ำหลากที่รอบการเกิดซ้ำ 100 ปี 1,000 ปี 10,000 ปี และการเกิดสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood, PMF) ด้วยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ HEC-RAS

ผลการศึกษาพบว่าลักษณะการพังทลายแบบเกิดรูรั่วขึ้นที่ตัวเขื่อนมีความรุนแรงมากกว่าการพังทลายแบบไหลข้ามสันเขื่อน โดยลักษณะของรอยแยกสุดท้ายของการเกิดการพังทลายแบบเกิดรูรั่วขึ้นที่ตัวเขื่อน ทำให้เกิดความรุนแรงที่สุดเป็นการเกิดรูรั่วรูปสี่เหลี่ยมคางหมู ซึ่งทำให้ระดับน้ำในตัวเขื่อนลดลงอย่างรวดเร็ว ส่งผลให้เกิดอัตราการไหลในแม่น้ำเพชรบุรีสูงที่สุดและน้ำหลากเคลื่อนตัวเร็วที่สุด โดยที่การเกิดรูรั่วรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าและสามเหลี่ยม จะทำให้เกิดความรุนแรงรองลงมาตามลำดับ สำหรับการเปรียบเทียบความรุนแรงที่เกิดจากปริมาณน้ำไหลเข้าที่ตัวเขื่อนที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ พบว่าความรุนแรงแตกต่างกันไม่มากนัก เนื่องจากปริมาณน้ำหลากที่ไหลเข้ามาที่ตัวเขื่อนถือว่าเป็นส่วนน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับปริมาณน้ำที่กักเก็บอยู่ในเขื่อนแก่งกระจาน

สำหรับการพังทลายของเขื่อนแบบเกิดรูรั่วรูปสี่เหลี่ยมคางหมู ซึ่งมีปริมาณน้ำหลากไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (PMF) มีความรุนแรงที่สุดโดยจะทำให้เกิดพื้นที่น้ำท่วม 89,907 ไร่ พื้นที่ที่ได้รับผลกระทบมากที่สุดทางตลิ่งฝั่งขวาของแม่น้ำเพชรบุรีคือ อ.แก่งกระจาน ที่มีความลึกน้ำท่วม 20.53 เมตร ซึ่งมีระยะทางจากตัวเขื่อนแก่งกระจาน 1 กิโลเมตร โดยคลื่นน้ำหลากใช้เวลาเดินทางถึงจุดนี้ 1 ชั่วโมง 6 นาที นับจากเวลาที่เขื่อนเริ่มเกิดการพังทลาย ในขณะที่ทางตลิ่งฝั่งซ้ายของแม่น้ำเพชรบุรีบริเวณ บ้านสองพี่น้อง อ.แก่งกระจาน ที่มีความลึกน้ำท่วม 15.80 เมตร ซึ่งมีระยะทางจากตัวเขื่อนแก่งกระจาน 12 กิโลเมตรโดยคลื่นน้ำหลากใช้เวลาเดินทางถึงจุดนี้ 2 ชั่วโมง 52 นาที นับจากเวลาที่เขื่อนเริ่มเกิดการพังทลาย ก่อนที่คลื่นน้ำหลากจะเคลื่อนไปถึงเขื่อนเพชร ซึ่งจะใช้เวลาการเดินทางของคลื่นน้ำหลาก 9 ชั่วโมง 22 นาที ผลการศึกษาสามารถทำการกำหนดขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมทางด้านท้ายน้ำเพื่อใช้เป็นแนวทางในการวางแผนการอพยพและบริหารจัดการต่อไป

ลายมือชื่อนิสิต

ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

Artit Panichnava 2012: The Study of Kaeng Krachan Dam Break. Master of Engineering (Water Resources Engineering), Major Field: Water Resources Engineering, Department of Water Resources Engineering. Thesis Advisor: Mr. Jirawat Ganasut, D.Eng. 130 pages.

Kaeng Krachan dam is a large earthfill dam and located near the Phetburi river with reservoir capacity at 887.741 million cubic meters. It's spillway is uncontrolled type. In the year 2006, there was heavy rain at water source which caused flooding to the Kaeng Krachan dam. So the Royal Irrigation department had to speed up draining by siphoning method. In this study, it considers 2 cases of dam break initiation which comprises of Overtopping case with failure shape as trapezoidal breach and Piping case with 3 kind of failure shapes including trapezoidal, rectangular and triangular breach shapes. Flow of the last stage of current at the Kaeng Krachan dam was studied from hydrograph at return period with 100 1,000 10,000 years and Probable Maximum Flood (PMF) by applying HEC-RAS program.

From the study result, it found that collapse feature occurred from the Piping failure is more severe than the Overtopping failure. The most excessive impact was occurred from the Piping failure with trapezoidal breach shapes that made water level in the Kaeng Krachan dam rapidly decreased. It caused flooding with the highest flow rate in the Phetburi river and the fastest current. The subordinate severe came from the square shape and the triangle breach shape, respectively. In comparison of the severities from each hydrograph at different return period flow, there were slightly differences because volume of flood flowing into the dam was only a few portion compared with volume of water collected in the Kaeng Krachan dam.

For the dam break from the piping failure with trapezoidal breach shapes, it causes the Probable Maximum Flood (PMF) with the highest violence which leads to flooding area about 89,907 rai. The area which got the highest brutal impact is Kaeng Krachan which is located on the right side of the river with 1 k.m. far from the Kaeng Krachan dam. It would have flood depth at 20.53 meters. The flood current would take 1 hour and 6 minutes after the dam break starts. While, the left side of the river at Song Pee Nong, A.Kaeng Krachan with 12 k.m. far from the Kaeng Krachan would have flood depth at 15.80 meters. The flood current would take 2 hours and 52 minutes after the dam break starts. In finally, the flood current would arrive the Phet dam in 9 hours and 22 minutes. The study result can be applied to determine the flooding areas at downstream as a guidelines for evacuation planning and management.

Student's signature

Thesis Advisor's signature

กิตติกรรมประกาศ

ข้าพเจ้า ขอกราบขอบพระคุณ อ.ดร.จิระวัฒน์ กณะสุด ประธานกรรมการที่ปรึกษา สำหรับ
แรงผลักดัน คำแนะนำ และการชี้แนะต่างๆ ที่มีให้ตลอดมา อ.ดร.ณัฐ มาแจ้ง กรรมการที่ปรึกษา
วิชาเอก และขอขอบพระคุณอาจารย์ทุกท่าน ที่สั่งสอน อบรม ความรู้ให้แก่ข้าพเจ้า

ขอกราบขอบพระคุณบิดา มารดา พี่ชาย น้องสาวของข้าพเจ้า ที่คอยสนับสนุน ให้กำลังใจ
และช่วยเหลือ จนข้าพเจ้าประสบความสำเร็จ

ขอขอบคุณพี่ชลทิศ กิตติคุณ ที่คอยดูแล ช่วยเหลือ ให้คำแนะนำและกำลังใจ จนทำให้
วิทยานิพนธ์นี้เสร็จไปได้ด้วยดี

ขอขอบคุณพี่ๆ ทุกคนที่หน่วยงานต่างๆ ที่ให้คำแนะนำและความอนุเคราะห์ข้อมูลในการ
จัดทำวิทยานิพนธ์

อาทิตย์ พานิชนาวา

เมษายน 2555

สารบัญ

	หน้า
สารบัญ	(1)
สารบัญตาราง	(2)
สารบัญภาพ	(4)
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ	(9)
คำนำ	1
วัตถุประสงค์	2
การตรวจเอกสาร	3
อุปกรณ์และวิธีการ	47
อุปกรณ์	47
วิธีการ	47
ผลและวิจารณ์	71
ผล	71
วิจารณ์	113
สรุปและข้อเสนอแนะ	
สรุป	115
ข้อเสนอแนะ	117
เอกสารและสิ่งอ้างอิง	118
ภาคผนวก	119
ภาคผนวก ก ผลการคำนวณความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการไหลสูงสุดกับเวลา ณ จุดที่สนใจที่กรณีศึกษาและปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิด ซ้ำต่างๆ	120
ประวัติการศึกษาและการทำงาน	130

สารบัญตาราง

ตารางที่		หน้า
1	แสดงข้อมูลภูมิอากาศที่สำคัญของพื้นที่ลุ่มน้ำเพชรบุรี	6
2	แสดงข้อมูลปริมาณน้ำฝนรายเดือนเฉลี่ยของกลุ่มน้ำเพชรบุรี	7
3	แสดงข้อมูลปริมาณน้ำท่ารายเดือนเฉลี่ยของกลุ่มน้ำเพชรบุรี	9
4	รายชื่อสถานีวัดน้ำฝนในพื้นที่ลุ่มน้ำเพชรบุรี	9
5	รายชื่อสถานีวัดน้ำท่าในพื้นที่ลุ่มน้ำเพชรบุรี	11
6	ค่าโดยประมาณของพารามิเตอร์ในสมการ Continuity Equation	37
7	ค่าโดยประมาณของพารามิเตอร์ในสมการ Momentum Equation	38
8	ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในแบบจำลองน้ำฝน – น้ำท่า ของกลุ่มน้ำเพชรบุรี	51
9	ค่าสัดส่วน (Weight Factor) ของสถานีวัดน้ำฝนในกลุ่มน้ำย่อย U_01	52
10	ค่าสัดส่วน (Weight Factor) ของสถานีวัดน้ำฝนในกลุ่มน้ำย่อย U_02	53
11	ค่าสัดส่วน (Weight Factor) ของสถานีวัดน้ำฝนในกลุ่มน้ำย่อย U_03	53
12	ค่าสัดส่วน (Weight Factor) ของสถานีวัดน้ำฝนในกลุ่มน้ำย่อย U_04	54
13	รายละเอียดของรูปแบบ ชนิดของข้อมูล และตำแหน่งของเงื่อนไขขอบเขตต่าง ๆ ของแบบจำลอง	63
14	ค่าพารามิเตอร์การพังทลายของเขื่อน (Dam Breach Parameter)	69
15	สรุปกรณีศึกษาของเขื่อนแก่งกระจาน	70
16	แสดงค่าสัดส่วนพื้นที่ของสถานีวัดปริมาณน้ำฝนต่าง ๆ ในพื้นที่ลุ่มน้ำสถานี B.6	72
17	ค่าพารามิเตอร์ที่ได้จากการเปรียบเทียบแบบจำลองน้ำฝน – น้ำท่า ของสถานี B.6	72
18	แสดงค่าสัดส่วนพื้นที่ของสถานีวัดปริมาณน้ำฝนต่าง ๆ ในพื้นที่ลุ่มน้ำสถานี B.8	77
19	ค่าพารามิเตอร์ที่ได้จากการเปรียบเทียบแบบจำลองน้ำฝน – น้ำท่า ของสถานี B.8	77
20	รายละเอียดการเปรียบเทียบค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานท้องน้ำ (Manning's n) บริเวณกลางแม่น้ำ โดยใช้ช่วงปี พ.ศ. 2544	81
21	รายละเอียดการเปรียบเทียบค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานท้องน้ำ (Manning's n) บนตลิ่งฝั่งซ้ายและขวา โดยใช้ช่วงปี พ.ศ. 2546	82
22	ปริมาณน้ำฝนสูงสุดวันที่ 1 2 และ 3 ที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ	84

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่		หน้า
23	แสดงอัตราส่วน t/t_p และ q/q_p ของพื้นที่ลุ่มน้ำเพชรบุรี	85
24	ปริมาณน้ำนองสูงสุดที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ และการไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)	87
25	สรุปผลการคำนวณการพังทลายของเขื่อนกรณีศึกษาต่าง ๆ ที่ปริมาณการไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)	107
26	เปรียบเทียบพื้นที่น้ำท่วมแต่ละกรณีศึกษาที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ	108
27	เปรียบเทียบพื้นที่ได้รับความเสียหายแต่ละกรณีศึกษาจำแนกตามการใช้ประโยชน์ที่ดินที่ปริมาณน้ำหลากไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)	108

สารบัญญภาพ

ภาพที่		หน้า
1	ที่ตั้งและการแบ่งลุ่มน้ำย่อยในพื้นที่ลุ่มน้ำเพชรบุรี	4
2	สภาพภูมิประเทศในพื้นที่ลุ่มน้ำเพชรบุรี	5
3	เส้นชั้นน้ำฝนในพื้นที่ลุ่มน้ำเพชรบุรี	8
4	ตำแหน่งที่ตั้งสถานีวัดน้ำฝนและสถานีวัดน้ำท่า ในพื้นที่ลุ่มน้ำเพชรบุรี	12
5	สันเขื่อนแก่งกระจาน	15
6	พื้นที่ท้ายน้ำเขื่อนแก่งกระจาน	15
7	รอยแยกแบบต่างๆ และค่าความลาดชันด้านข้างของรอยแยก	26
8	กรณีการพังทลายแบบน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อน	27
9	กรณีการพังทลายแบบเกิดรูรั่ว	30
10	พารามิเตอร์ในสมการ Implicit Finite Difference Method	36
11	โครงสร้างของโครงข่ายสามเหลี่ยมแบบไม่สม่ำเสมอ	42
12	พื้นที่ลุ่มน้ำย่อยของลุ่มน้ำเพชรบุรี	50
13	แผนภูมิโครงข่ายลำน้ำและพื้นที่รับน้ำของลุ่มน้ำเพชรบุรี	51
14	Thiessen Polygon ของสถานีวัดน้ำฝนลุ่มน้ำเพชรบุรี	52
15	ตัวอย่างการจัดทำโครงข่ายสามเหลี่ยมไม่สม่ำเสมอโดยโปรแกรม ArcView GIS V.3.2	56
16	แสดงลักษณะภูมิประเทศโครงข่ายสามเหลี่ยมไม่สม่ำเสมอ ของพื้นที่ลุ่มน้ำเพชรบุรี	56
17	แสดงแนวและรูปตัดขวางลำน้ำและแนวการไหลที่ได้จากแบบจำลอง HEC-GeoRAS Extension ArcView GIS V.3.2	58
18	ลักษณะการเชื่อมต่อระหว่างแบบจำลอง HEC-Geo-RAS กับแบบจำลองชลผลศาสตร์HEC-RAS	59
19	แสดงโครงข่ายและรูปตัดลำน้ำในแบบจำลอง HEC-RAS	61
20	การกระจายตัวของฝน 1 วัน ของจังหวัดเพชรบุรี	65

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
21	ความสัมพันธ์ระหว่างพื้นที่ลุ่มน้ำกับปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่ลุ่มน้ำ และระหว่างพื้นที่ลุ่มน้ำกับขนาดน้ำท่วมสูงสุดต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่ลุ่มน้ำของกลุ่มน้ำหลักภาคใต้	66
22	ความสัมพันธ์ระหว่างค่าระดับ ความจุ และพื้นที่ผิวน้ำของอ่างเก็บน้ำเขื่อนแก่งกระจาน	67
23	แสดง Thiessen Polygon ของสถานีวัดน้ำฝนในพื้นที่ลุ่มน้ำสถานี B.6	71
24	แสดงผลการปรับเทียบแบบจำลอง (Model Calibration) ที่สถานี B.6 ปีฝน 2544 – 2545	74
25	แสดงผลการตรวจสอบแบบจำลอง (Model Verification) ที่สถานี B.6 ปีฝน 2537 – 2538	75
26	แสดง Thiessen Polygon ของสถานีวัดน้ำฝนในพื้นที่ลุ่มน้ำสถานี B.8	76
27	แสดงผลการปรับเทียบแบบจำลอง (Model Calibration) ที่สถานี B.8 ปีฝน 2543 – 2544	79
28	แสดงผลการตรวจสอบแบบจำลอง (Model Verification) ที่สถานี B.8 ปีฝน 2538 – 2539	80
29	ผลการเปรียบเทียบระดับน้ำคำนวณและระดับน้ำตรวจวัด ที่สถานีวัดน้ำ B.3 พ.ศ. 2544	81
30	ผลการเปรียบเทียบระดับน้ำคำนวณและระดับน้ำตรวจวัด ที่สถานีวัดน้ำ B.3 ด้วยข้อมูลปี พ.ศ. 2546	83
31	ผลการตรวจสอบแบบจำลอง (Model Verification) ระหว่างระดับน้ำคำนวณและระดับน้ำตรวจวัดของสถานีวัดน้ำ B.3 พ.ศ. 2543	83
32	กราฟหนึ่งหน่วยน้ำทำไร้มิติ (Dimensionless Unit Hydrograph) เขื่อนแก่งกระจาน	84
33	ปริมาณน้ำฝนสูงสุด 1 วัน 2 วัน และ 3 วัน ที่คาบความถี่ต่าง ๆ	86
34	กราฟน้ำหลากที่คาบความถี่การเกิดซ้ำต่าง ๆ และการไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF) ณ เขื่อนแก่งกระจาน	87

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
35	ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา A เมื่อปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 100 ปี ไหลเข้าอ่าง	88
36	ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา B เมื่อปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 100 ปี ไหลเข้าอ่าง	89
37	ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา C เมื่อปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 100 ปี ไหลเข้าอ่าง	90
38	เปรียบเทียบผลการคำนวณค่าระดับน้ำที่กรณีศึกษาต่าง ๆ ที่ปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 100 ปี	91
39	ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา A เมื่อปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 1,000 ปี ไหลเข้าอ่าง	92
40	ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา B เมื่อปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 1,000 ปี ไหลเข้าอ่าง	93
41	ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา C เมื่อปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 1,000 ปี ไหลเข้าอ่าง	94
42	ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา D เมื่อปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 1,000 ปี ไหลเข้าอ่าง	95
43	เปรียบเทียบผลการคำนวณค่าระดับน้ำที่กรณีศึกษาต่าง ๆ ที่ปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 1,000 ปี	96
44	ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา A เมื่อปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปี ไหลเข้าอ่าง	97
45	ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา B เมื่อปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปี ไหลเข้าอ่าง	98
46	ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา C เมื่อปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปี ไหลเข้าอ่าง	99
47	ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา D เมื่อปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปี ไหลเข้าอ่าง	100

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
48	เปรียบเทียบผลการคำนวณค่าระดับน้ำที่กรณีศึกษาต่าง ๆ ที่ปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปี	101
49	ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา A เมื่อปริมาณน้ำหลากที่ปริมาณการไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)	102
50	ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา B เมื่อปริมาณน้ำหลากที่ปริมาณการไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)	103
51	ผลการคำนวณอัตราการไหลกรณีศึกษา C ที่ปริมาณการไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)	104
52	ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา D เมื่อปริมาณน้ำหลากที่ปริมาณการไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)	105
53	เปรียบเทียบผลการคำนวณค่าระดับน้ำที่กรณีศึกษาต่าง ๆ ที่ปริมาณการไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)	106
54	ขอบเขตและความลึกพื้นที่น้ำท่วม กรณีศึกษา A ที่ปริมาณน้ำหลากไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)	109
55	ขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมจำแนกตามการใช้ประโยชน์ที่ดิน กรณีศึกษา A ที่ปริมาณน้ำหลากไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)	109
56	ขอบเขตและความลึกพื้นที่น้ำท่วม กรณีศึกษา B ที่ปริมาณน้ำหลากไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)	110
57	ขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมจำแนกตามการใช้ประโยชน์ที่ดิน กรณีศึกษา B ที่ปริมาณน้ำหลากไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)	110
58	ขอบเขตและความลึกพื้นที่น้ำท่วม กรณีศึกษา C ที่ปริมาณน้ำหลากไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)	111
59	ขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมจำแนกตามการใช้ประโยชน์ที่ดิน กรณีศึกษา C ที่ปริมาณน้ำหลากไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)	111
60	ขอบเขตและความลึกพื้นที่น้ำท่วม กรณีศึกษา D ที่ปริมาณน้ำหลากไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)	112

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
61	112
<p>ขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมจำแนกตามการใช้ประโยชน์ที่ดิน กรณีศึกษา D ที่ปริมาณน้ำหลากไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)</p>	
<p>ภาพผนวกที่</p>	
ก1	122
<p>แสดงไฮโดรกราฟอัตราการไหลของน้ำหลากเข้าเขื่อนแก่งกระจานและระดับน้ำในเขื่อนที่รอบปีการเกิดซ้ำ 100 ปี</p>	
ก2	123
<p>แสดงกราฟอัตราการไหลในลำน้ำของการศึกษาต่าง ๆ ด้วยปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 100 ปี</p>	
ก3	124
<p>แสดงไฮโดรกราฟอัตราการไหลของน้ำหลากเข้าเขื่อนแก่งกระจานและระดับน้ำในเขื่อนที่รอบปีการเกิดซ้ำ 1,000 ปี</p>	
ก4	125
<p>แสดงกราฟอัตราการไหลในลำน้ำของการศึกษาต่าง ๆ ด้วยปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 1,000 ปี</p>	
ก5	126
<p>แสดงไฮโดรกราฟอัตราการไหลของน้ำหลากเข้าเขื่อนแก่งกระจานและระดับน้ำในเขื่อนที่รอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปี</p>	
ก6	127
<p>แสดงกราฟอัตราการไหลในลำน้ำของการศึกษาต่าง ๆ ด้วยปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปี</p>	
ก7	128
<p>แสดงไฮโดรกราฟอัตราการไหลของน้ำหลากเข้าเขื่อนแก่งกระจานและระดับน้ำในเขื่อนที่ปริมาณการไหลสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)</p>	
ก8	129
<p>แสดงกราฟอัตราการไหลในลำน้ำของการศึกษาต่าง ๆ ด้วยปริมาณน้ำหลากที่ปริมาณการไหลสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)</p>	

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

- A = พื้นที่ลุ่มน้ำ (ตารางกิโลเมตร)
 A_g = พื้นที่ของประตูระบายที่มีการไหลผ่าน หน่วยเป็น ตร.ฟุต
 A_T = พื้นที่หน้าตัดการไหล
 a_1, a_2 = ค่าสัมประสิทธิ์รีเกรชัน
 B_d = ความกว้างของเขื่อนที่พังทลาย หน่วยเป็นฟุต
 b = ความกว้างของรอยแยกสุดท้ายด้านล่าง หน่วยเป็นฟุต
 \bar{b} = ความกว้างเฉลี่ยของรอยแยก หน่วยเป็นฟุต
 b_i = ความกว้างด้านล่างของรอยแยกที่เวลาใด ๆ หน่วยเป็นฟุต
 C_o = ค่าสัมประสิทธิ์การไหลแบบ Orifice
 c_d = ค่าสัมประสิทธิ์การไหลสำหรับการไหลข้ามสันเขื่อน
 c_g = ค่าสัมประสิทธิ์การไหลของทางระบายน้ำแบบ Fixed Gate (0.5-0.75)
 c_v = ค่าปรับแก้ความถูกต้องของความเร็วสามารถหาได้จาก (Brater, 1959)
 c_{sp} = ค่าสัมประสิทธิ์การไหลผ่านสันฝาย
 $F(x_n)$ = ความถี่สัมพัทธ์สะสมแบบไม่มากกว่าของข้อมูล x_n
 g = ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วง
 H = ความแตกต่างระหว่างค่าระดับพื้นดินที่จุดออกและจุดใกล้สุดบนสันป็นน้ำ (เมตร)
 h = ค่าระดับน้ำดานเหนือน้ำของโครงสร้าง หน่วยเป็นฟุต รทก.
 h_b = ค่าระดับดานล่างของรอยแยก หน่วยเป็นฟุต รทก.
 h_{bm} = ระดับสุดท้ายของรอยแยกดานล่าง หน่วยเป็นฟุต รทก.
 h_d = ค่าระดับของสันเขื่อน หน่วยเป็นฟุต
 h_g = ค่าระดับศูนย์กลางของการเปิด-ปิด ประตูระบาย
 h_p = ค่าระดับศูนย์กลางของรูรั่วหน่วยเป็นฟุต รทก.
 h_{sp} = ค่าระดับสันฝาย หน่วยเป็นฟุต รทก.
 h_t = ค่าระดับดานทายน้ำ หน่วยเป็นฟุต รทก.
 h_w = ความสูงของน้ำเหนือด่านล่างของรอยแยก หน่วยเป็นฟุต
 k_d = ค่าปรับแก้เนื่องจากผลกระทบทายน้ำ
 k_g = ค่าปรับแก้เนื่องจากประตูระบาย
 k_s = ค่าปรับแก้กรณีเกิดจมน้ำ (Submergence reaction) ของระดับน้ำดานท้ายน้ำ (h_p)

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ (ต่อ)

k_{sp}	= คาปรับแกเนื่องจากจมน้ำของระดับทายน้ำ (0-1)
L	= ความยาวตามลำน้ำสายใหญ่จากจุดออกถึงจุดไกลสุดบนสันป็นน้ำ (กิโลเมตร)
L_c	= ความยาวตามลำน้ำสายใหญ่ จากจุดออกไปจนถึงจุดบนที่สุดของลำน้ำที่ใกล้กับจุดศูนย์ถ่วงของกลุ่มน้ำมากที่สุด (กิโลเมตร)
L_d	= ความยาวของสันเขื่อนน้อยกว่าความยาวของทางระบายน้ำลน และความยาวของประตูระบายที่ตั้งอยู่ □ บนสันเขื่อน
L_{sp}	= คาความยาวของสันฝาย หน่วยเป็นฟุต
N	= จำนวนข้อมูลทั้งหมด
n	= ลำดับที่ของ x_n ที่จัดเรียงจากน้อยไปมาก
n_1, n_2	= ค่าสัมประสิทธิ์รีเกรชัน
p_0	= คาพารามิเตอร์ กำหนดรูปแบบของสมการ
Q	= ปริมาณการไหล
Q_b	= ปริมาณน้ำไหลผานรอยแยก หน่วยเป็น ลบ.ฟุต / วินาที
Q_d	= ปริมาณการไหลที่ออกแบบสำหรับทางระบายน้ำลน หน่วยเป็น ลบ.ฟ./วินาที
Q_{dam}	= ปริมาณน้ำไหลขามสันเขื่อน มีหน่วยเป็น ลบ.ฟุต / วินาที
Q_{gate}	= ปริมาณน้ำไหลผานทางระบายน้ำลนแบบมีประตู หน่วยเป็น ลบ.ฟุต / วินาที
Q_s	= ปริมาณน้ำไหลผานทางระบาย หน่วยเป็น ลบ.ฟุต / วินาที
$Q_{spillway}$	= ปริมาณน้ำไหลผานทางระบายน้ำลนแบบอิสระ มีหน่วยเป็น ลบ.ฟุต / วินาที
Q_t	= ปริมาณน้ำไหลผานกังหัน (Turbine) มีหน่วยเป็น ลบ.ฟุต / วินาที
q	= ปริมาณการไหลเข้าด้านข้าง (Lateral Inflow)
q_p	= ปริมาณการไหลสูงสุดของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า (ลบ.ม./วินาที)
R	= รัศมีชลศาสตร์ (Hydraulic radius)
S	= ความลาดเทเฉลี่ยของลำน้ำสายใหญ่ (เมตร/เมตร)
S_f	= Friction slope
T	= ระยะเวลา
T_c	= เวลาการไหลรวมตัว (ชั่วโมง)
t_b	= เวลาในการพังทลายตั้งแต่เริ่มเกิดรอยแยก หน่วยเป็น ชั่วโมง
t_p	= เวลาการเกิดปริมาณการไหลสูงสุด (ชั่วโมง)

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ (ต่อ)

- V_r = ปริมาตรของอ่างเก็บน้ำ หน่วยเป็นเอเคอร์-ฟุต
 W_d = ความกว้างของ Composite Spillway-Gate สำหรับการออกแบบ หน่วยเป็นฟุต
 W_g = ความกว้างของ Composite Spillway-Gate หน่วยเป็นฟุต
 x = ระยะทาง
 x_n = ค่าฝนสูงสุดลำดับที่ n ในอนุกรมฝนสูงสุดประจำปี ซึ่งมีช่วงเวลาตามทีเลือก
 z = ความลาดชันคานข้างของรอยแยก
 $\frac{\partial z}{\partial x}$ = ความชันผิวน้ำ (Water surface slope)
 τ = เวลาในการพังทลาย หน่วยเป็นชั่วโมง

การศึกษาการพังทลายของเขื่อนแก่งกระจาน

The Study of Kaeng Krachan Dam Break

คำนำ

เขื่อนแก่งกระจานเป็นเขื่อนดินกั้นแม่น้ำเพชรบุรีที่บริเวณเขาเจ้าและเขาไม้รวกประชิดกับตำบลแก่งกระจาน อำเภอแก่งกระจาน จังหวัดเพชรบุรี ก่อสร้างแล้วเสร็จเมื่อปี พ.ศ. 2509 อ่างเก็บน้ำมีพื้นที่ 46.5 ตารางกิโลเมตร ความจุ 881.741 ล้านลูกบาศก์เมตร เป็นเขื่อนอนกประสงค์เพื่อผลิตกระแสไฟฟ้า แก้ไขปัญหาการขาดแคลนน้ำเพื่อการเกษตร การอุปโภค บริโภค บรรเทาอุทกภัย ส่งเสริมการประมง และเป็นสถานที่ท่องเที่ยว

ในช่วงปี พ.ศ. 2549 ประเทศไทยประสบกับปัญหาพายุฝนติดต่อกันเป็นเวลานาน ทำให้พื้นที่หลายจังหวัดประสบกับสภาวะน้ำท่วม รวมถึงเขื่อนและอ่างเก็บน้ำที่มีปริมาณน้ำไหลเข้าจำนวนมาก ในวันที่ 23 สิงหาคม พ.ศ. 2549 อ่างเก็บน้ำแก่งกระจานมีปริมาณน้ำสูงถึง 720 ล้านลูกบาศก์เมตร คิดเป็นร้อยละ 101 ของความจุอ่างเก็บน้ำทั้งหมด ซึ่งการระบายน้ำทางระบายน้ำสันไม่สามารถระบายน้ำออกได้ทัน ทำให้ต้องมีการระบายน้ำโดยวิธีกัลก้นน้ำช่วย เพื่อลดความเสี่ยงที่จะทำให้เกิดการพังทลายของเขื่อนที่อาจจะเกิดขึ้นได้ จากเหตุการณ์ดังกล่าวหากเกิดการพังทลายของเขื่อนแก่งกระจาน ปริมาณน้ำจำนวนมากจะไหลท่วมอย่างฉับพลันในบริเวณพื้นที่ท้ายเขื่อน ซึ่งสร้างความเสียหายให้แก่ชีวิตและทรัพย์สินของผู้ที่อยู่บริเวณท้ายเขื่อนเป็นอย่างมาก จึงพิจารณาการศึกษาการเกิดน้ำท่วมจากการพังทลายของเขื่อน เพื่อเป็นแนวทางในการศึกษามาตรการในการป้องกันและลดผลกระทบที่เกิดขึ้นจากการพังทลายของเขื่อนแก่งกระจาน

วัตถุประสงค์

1. เพื่อกำหนดปริมาณน้ำที่ไหลเข้ามายังเขื่อนแก่งกระจานที่รอบการเกิดซ้ำต่างๆ
2. เพื่อวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่างลักษณะของรอยแยกของเขื่อนในรูปแบบต่างๆ กับปริมาณน้ำที่ไหลออกที่ช่วงเวลาต่างๆ
3. เพื่อวิเคราะห์และประเมินพฤติกรรมการไหลหลากของลำน้ำ เนื่องจากการพังทลายของเขื่อน
4. เพื่อกำหนดและจัดทำแผนที่แสดงขอบเขตน้ำท่วม ในพื้นที่ที่ได้รับผลกระทบจากการพังทลายของเขื่อน

ขอบเขตการศึกษา

1. ศึกษาและวิเคราะห์การทำนายหาปริมาณน้ำที่ไหลเข้ามายังเขื่อนแก่งกระจานของรอบปีการเกิดซ้ำ 100, 1000, 10000 ปี และการไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF) โดยใช้ข้อมูลน้ำฝนของสถานีวัดน้ำฝนที่ใกล้เคียง
2. วิเคราะห์พฤติกรรมการไหลออกของน้ำผ่านรอยแยกของเขื่อนที่มีรูปร่างที่แน่นอน ได้แก่ รูปสามเหลี่ยม สี่เหลี่ยมผืนผ้า และสี่เหลี่ยมคางหมู ที่เวลาต่าง ๆ
3. จำลองการไหลทางด้านท้ายน้ำในกรณีที่เกิดการพังทลายของเขื่อนในรูปแบบต่าง ๆ ที่พิจารณา โดยใช้โปรแกรม HEC-RAS
4. กำหนดและจัดทำแผนที่แสดงขอบเขตน้ำท่วม ในพื้นที่ที่ได้รับผลกระทบจากการพังทลายของเขื่อน ในรูปแบบต่าง ๆ ที่พิจารณา โดยใช้โปรแกรม HEC-GEORAS

การตรวจเอกสาร

1. พื้นที่ศึกษา

1.1 กลุ่มน้ำเพชรบุรี

กลุ่มน้ำเพชรบุรีมีพื้นที่ลุ่มน้ำ 5,603 ตารางกิโลเมตร ครอบคลุมพื้นที่ส่วนใหญ่ของ จังหวัดเพชรบุรี และบางส่วนของจังหวัดราชบุรี จังหวัดสมุทรสงคราม และจังหวัดประจวบคีรีขันธ์ มีแม่น้ำเพชรบุรีเป็นแม่น้ำสายหลัก และมีแม่น้ำสาขาที่สำคัญ 5 สาขาคือ แม่น้ำบางกลอย ห้วยแม่ประโคน ห้วยแม่ประจันต์ ห้วยผาก และห้วยสงสัย ลักษณะลุ่มน้ำเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าวางตัวในแนวตะวันตก - ตะวันออก ตั้งอยู่ระหว่างเส้นรุ้งที่ $12^{\circ} 30'$ ถึง $13^{\circ} 30'$ เหนือและเส้นแวงที่ $99^{\circ} 00'$ ถึง $100^{\circ} 15'$ ตะวันออก มีทิศเหนือติดกับลุ่มน้ำแม่กลองบริเวณ อำเภอปากท่อ จังหวัดราชบุรี และอำเภออัมพวา อำเภอเมือง จังหวัดสมุทรสงคราม ทิศใต้ติดกับลุ่มน้ำย่อยปราณบุรี ลุ่มน้ำชายฝั่งทะเลตะวันตก ทิศตะวันตกติดกับสหภาพเมียนมาร์ ทิศตะวันออกติดกับอ่าวไทยโดยเริ่มตั้งแต่ปากอ่าวบางตะบูน อำเภอบ้านแหลม ถึง อำเภอหัวหิน จังหวัดประจวบคีรีขันธ์ ดังแสดงในภาพที่ 1

กลุ่มน้ำเพชรบุรีมีลำน้ำสาขาที่สำคัญ ได้แก่ แม่น้ำเพชรบุรี มีต้นกำเนิดจากเทือกเขาตะนาวศรีด้านตะวันตกของกลุ่มน้ำอันเป็นเขตแดนระหว่างประเทศไทยกับสหภาพเมียนมาร์ พื้นที่ค่อยๆ ลาดเทลงมาทางทิศตะวันออกและมีเทือกเขาเป็นแนวเดี่ยวๆ ทำให้เกิดที่ราบระหว่างภูเขาทางด้านตะวันตกของกลุ่มน้ำซึ่งเป็นต้นกำเนิดของแม่น้ำบางกลายซึ่งเป็นลำน้ำสาขาสายสำคัญของแม่น้ำเพชรบุรี ถัดเข้ามาตอนกลางของกลุ่มน้ำมีลักษณะภูมิประเทศเป็นที่ราบลุ่มแม่น้ำ แม่น้ำเพชรบุรีจะไหลผ่านอ่างเก็บน้ำเขื่อนแก่งกระจานและเขื่อนเพชร ส่วนพื้นที่ตอนล่างทางด้านตะวันออกของกลุ่มน้ำมีลักษณะภูมิประเทศเป็นที่ราบลุ่มชายฝั่งทะเล มีลำน้ำสายสั้นๆ กระจายอยู่ทั่วไป โดยลำน้ำส่วนใหญ่จะไหลลงสู่แม่น้ำเพชรบุรีและออกสู่ทะเลอ่าวไทย ดังแสดงในภาพที่ 2 แม่น้ำเพชรบุรีมีความยาวประมาณ 227 กิโลเมตร แบ่งออกเป็น 2 ตอนคือ ตอนที่ 1 จากต้นน้ำถึงบ้านท่าซึก อำเภอท่ายาง ระยะทาง 165 กิโลเมตร เป็นช่วงแม่น้ำไหลผ่านหุบเขา ชายเขาและที่สูง มีสาขาที่สำคัญ 2 สาย คือ ห้วยแม่ประจันต์และห้วยผาก ตอนที่ 2 เมื่อแม่น้ำไหลผ่านบ้านท่าซึกจากทิศใต้ไปทิศเหนือ ผ่านอำเภอท่ายาง บ้านลาด และตัวจังหวัดเพชรบุรี ซึ่งเป็นที่ราบไปลงทะเลอ่าวไทยที่อำเภอบ้านแหลม ระยะทาง 62 กิโลเมตร จากลักษณะดังกล่าวทำให้สามารถแบ่งพื้นที่ลุ่มน้ำเพชรบุรีเป็น 3 กลุ่มน้ำย่อยคือ 1) แม่น้ำเพชรบุรีตอนบน พื้นที่รับน้ำ 3,147 ตารางกิโลเมตร 2) แม่น้ำเพชรบุรีตอนกลาง พื้นที่รับน้ำ 1,100 ตาราง

กิโลเมตร 3) แม่น้ำเพชรบุรีตอนล่าง พื้นที่รับน้ำ 1,356 ตารางกิโลเมตร รวมเป็นพื้นที่รับน้ำฝน 5,603 ตารางกิโลเมตร



ภาพที่ 1 ที่ตั้งและการแบ่งลุ่มน้ำย่อยในพื้นที่ลุ่มน้ำเพชรบุรี

ที่มา: กรมชลประทาน (2550)



สภาพภูมิอากาศของกลุ่มน้ำเพชรบุรีอยู่ภายใต้อิทธิพลของลมมรสุมที่พัดเวียนเป็นประจำเป็น 2 ฤดูกาล คือ พัดจากทิศตะวันออกเฉียงเหนือในฤดูหนาว เรียกว่าฤดูมรสุมตะวันออกเฉียงเหนือ ทำให้กลุ่มน้ำเพชรบุรีซึ่งอยู่ทางตอนบนของภาคใต้ฝั่งตะวันออกเฉียงเหนือ ในช่วงฤดูหนาว และมีอากาศเย็นเป็นครั้งคราวคล้ายคลึงกับภาคกลาง แต่ในช่วงต้นฤดูอาจมีฝนตกชุกได้ ส่วนมรสุมอีกชนิดหนึ่งคือมรสุมตะวันตกเฉียงใต้ ลมนี้จะพัดประจำในฤดูฝน และเป็นลมที่พัดผ่านมหาสมุทรอินเดีย จึงทำให้ประเทศไทยมีฝนตกมาก แต่เนื่องจากอยู่หลังทิวเขาตะนาวศรีซึ่งปิดกั้นทางลมนี้ไว้จึงเป็นที่อับฝน และมีฝนตกน้อยในช่วงฤดูฝน ฝนส่วนใหญ่จะตกมากในช่วงระหว่างเดือนกันยายนถึงตุลาคม

จากข้อมูลของสถานีตรวจอากาศของกรมอุตุนิยมวิทยาที่ตั้งอยู่ในพื้นที่กลุ่มน้ำเพชรบุรีที่สถานีตรวจอากาศเพชรบุรี (48465) สามารถสรุปข้อมูลภูมิอากาศที่สำคัญ ได้แก่ อุณหภูมิ ความชื้นสัมพัทธ์ เมฆปกคลุม ความเร็วลม และปริมาณการคายระเหยของพืชอ้างอิง ที่คำนวณจากวิธี Modified Penman ของกลุ่มน้ำเพชรบุรีในคาบ 30 ปี (พ.ศ. 2524 – พ.ศ. 2553) ดังแสดงค่าสูงสุด ค่าต่ำสุด และค่าเฉลี่ยรายปีของข้อมูลภูมิอากาศในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 แสดงข้อมูลภูมิอากาศที่สำคัญของพื้นที่กลุ่มน้ำเพชรบุรี

ข้อมูลภูมิอากาศที่สำคัญ	หน่วย	ค่าสูงสุดรายปี	ค่าต่ำสุดรายปี	ค่าเฉลี่ยรายปี
อุณหภูมิ	องศา	32.0	24.3	27.9
ความชื้นสัมพัทธ์	เปอร์เซ็นต์	87.0	64.0	76.0
ความเร็วลม	น็อต	4.6	1.3	2.5
เมฆปกคลุม	0-10	9.0	4.0	6.0
ปริมาณการระเหยจากภาค	มิลลิเมตร	1,612.1	1,460.1	1,536.0
ปริมาณการคายระเหยของพืชอ้างอิง	มิลลิเมตร	1,880.2	1,835.1	1,857.6

ที่มา: กรมอุตุนิยมวิทยา (2554)

ปริมาณน้ำฝนในกลุ่มน้ำเพชรบุรี ได้มีการศึกษาจากข้อมูลสถานีวัดน้ำฝนของหน่วยงานต่างๆ ได้แก่ กรมอุตุนิยมวิทยา และกรมชลประทานที่ตั้งอยู่ในพื้นที่กลุ่มน้ำเพชรบุรีและข้างเคียง สรุปได้ว่ากลุ่มน้ำเพชรบุรีมีปริมาณฝนผันแปรตั้งแต่ 900 มิลลิเมตร จนถึง 1,400 มิลลิเมตร ดังแสดงในภาพที่ 3 โดยมีปริมาณน้ำฝนทั้งปีเฉลี่ยทั้งพื้นที่กลุ่มน้ำประมาณ 1,063.8 มิลลิเมตร ปริมาณฝนในช่วงฤดูฝน 880.0 มิลลิเมตร หรือคิดเป็นปริมาณฝนร้อยละ 82.72 ของปริมาณฝนทั้งปี ดังแสดงในตารางที่ 2

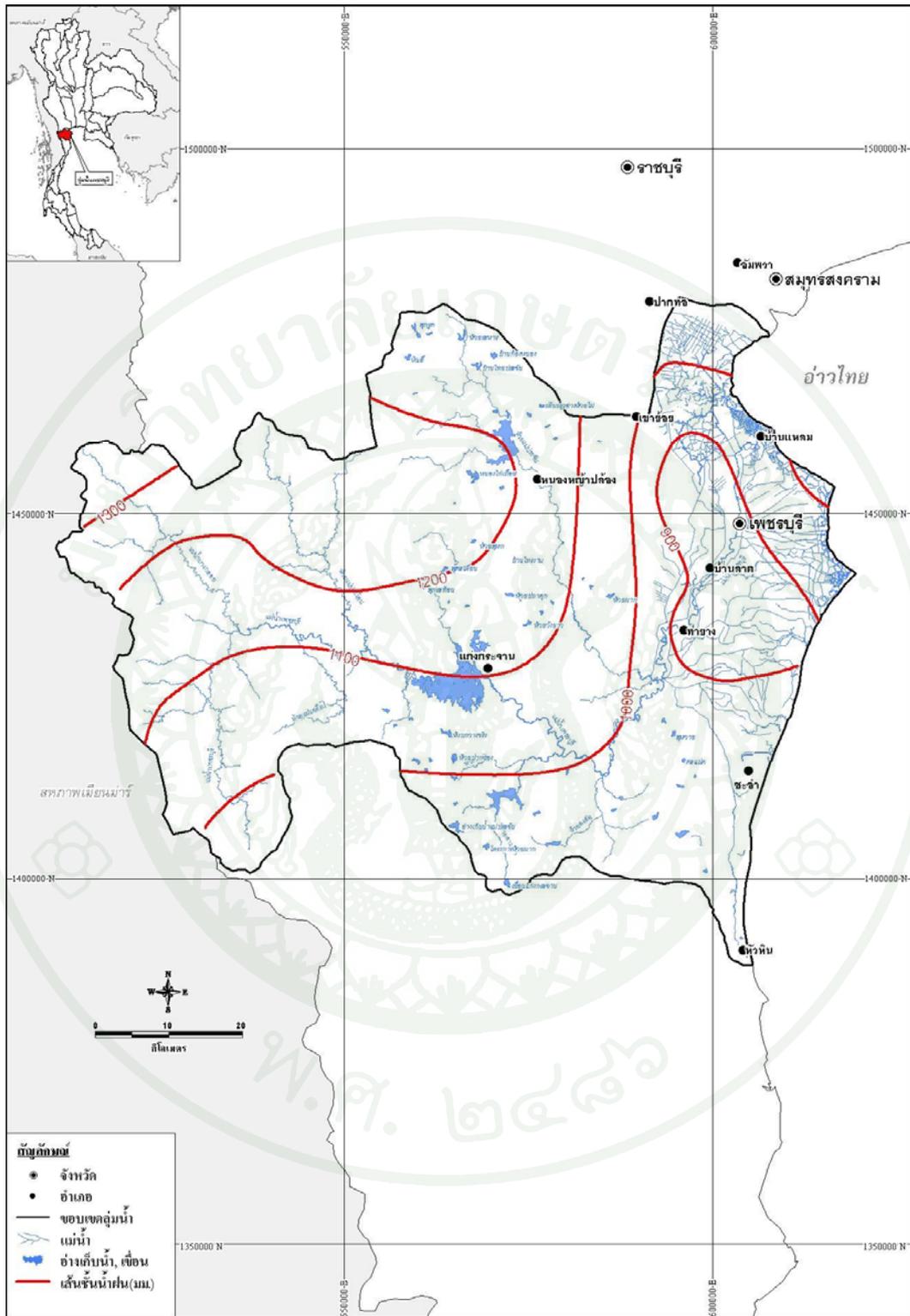
ตารางที่ 2 แสดงข้อมูลปริมาณน้ำฝนรายเดือนเฉลี่ยของกลุ่มน้ำเพชรบุรี

เดือน	เม.ย.	พ.ค.	มิ.ย.	ก.ค.	ส.ค.	ก.ย.	ต.ค.	พ.ย.
ปริมาณน้ำฝน (มิลลิเมตร)	36.9	99.5	92	80.8	92.3	153.6	278.4	93.8

เดือน	ธ.ค.	ม.ค.	ก.พ.	มี.ค.	ฤดูฝน	ฤดูแล้ง	ทั้งปี
					พ.ค.-ต.ค.	พ.ย.-เม.ย.	
ปริมาณน้ำฝน (มิลลิเมตร)	12.5	13.2	4	33.1	796.6	193.5	990.1

ที่มา: กรมอุตุนิยมวิทยา (2554)

ปริมาณน้ำท่าในกลุ่มน้ำเพชรบุรี จากข้อมูลของกรมชลประทานได้มีการประเมินปริมาณน้ำท่าจากสถานีวัดน้ำท่าและสถานีวัดน้ำฝนที่อยู่ในพื้นที่กลุ่มน้ำเพชรบุรีและข้างเคียง สรุปได้ว่ากลุ่มน้ำเพชรบุรีมีพื้นที่รับน้ำทั้งหมด 5,603 ตารางกิโลเมตร และปริมาณน้ำท่าเฉลี่ย 1,384.7 ล้านลูกบาศก์เมตร หรือมีปริมาณน้ำท่ารายปีเฉลี่ยต่อหน่วยพื้นที่รับน้ำฝน 7.84 ลิตร/วินาที/ตารางกิโลเมตร โดยเป็นปริมาณน้ำท่าเฉลี่ยในช่วงฤดูฝน 976.0 ล้านลูกบาศก์เมตร (ร้อยละ 70.48 ของปริมาณน้ำท่ารายปีเฉลี่ย) เป็นปริมาณน้ำท่าเฉลี่ยในช่วงฤดูแล้ง 408.7 ล้านลูกบาศก์เมตร (ร้อยละ 29.52 ของปริมาณน้ำท่ารายปีเฉลี่ย) ดังแสดงในตารางที่ 3



ภาพที่ 3 เส้นชั้นน้ำฝนในพื้นที่ลุ่มน้ำเพชรบุรี

ที่มา: กรมชลประทาน (2550)

ตารางที่ 3 แสดงข้อมูลปริมาณน้ำท่ารายเดือนเฉลี่ยของกลุ่มน้ำเพชรบุรี

เดือน	เม.ย.	พ.ค.	มิ.ย.	ก.ค.	ส.ค.	ก.ย.	ต.ค.	พ.ย.
ปริมาณน้ำท่า (ล้าน ลบ.ม.)	45.2	67.9	107.3	142.3	184.4	204.9	269.3	201.5

เดือน	ธ.ค.	ม.ค.	ก.พ.	มี.ค.	ฤดูฝน		ทั้งปี
					พ.ค.-ต.ค.	พ.ย.-เม.ย.	
ปริมาณน้ำท่า (ล้าน ลบ.ม.)	55.7	27.1	35.6	42.7	976.0	408.7	1,384.7

ที่มา: กรมชลประทาน (2544)

ตารางที่ 4 รายชื่อสถานีวัดน้ำฝนในพื้นที่กลุ่มน้ำเพชรบุรี

ลำดับ ที่	รหัส สถานี	ชื่อสถานี	จังหวัด	หน่วยงาน รับผิดชอบ	ตำแหน่ง	
					ละติจูด (น.)	ลองจิจูด (อ.)
1	37052	อ.ชะอำ	เพชรบุรี	กรมอุตุนิยมวิทยา	12-47-50	99-58-11
2	37072	นิคมสร้างตนเอง เขื่อนเพชร	เพชรบุรี	กรมอุตุนิยมวิทยา	12-49-50	99-56-47
3	37082	สวนป่า ชะอำ	เพชรบุรี	กรมอุตุนิยมวิทยา	12-48-00	99-59-00
4	37101	ตะเคียนห้าบาท (B.5) อ.ท่ายาง	เพชรบุรี	กรมชลประทาน	12-54-40	99-38-38
5	37181	ห้วยผาก (B.8) อ.ท่ายาง	เพชรบุรี	กรมชลประทาน	12-48-49	99-41-32
6	37200	สถานีนาทดลอง เพชรบุรี (PET-3)	เพชรบุรี	กรมชลประทาน	12-54-41	99-54-49
7	37210	หนองจอก (PET-4) อ.ท่ายาง	เพชรบุรี	กรมชลประทาน	12-56-59	99-57-56
8	37220	หนองกี่ (PET-5) อ.ท่ายาง	เพชรบุรี	กรมชลประทาน	12-58-03	99-53-55
9	37293	สถานีตรวจอากาศ เพชรบุรี	เพชรบุรี	กรมอุตุนิยมวิทยา	12-45-00	99-57-00
10	37090	เขื่อนเพชร อ.ท่ายาง	เพชรบุรี	กรมชลประทาน	12-54-44	99-51-17

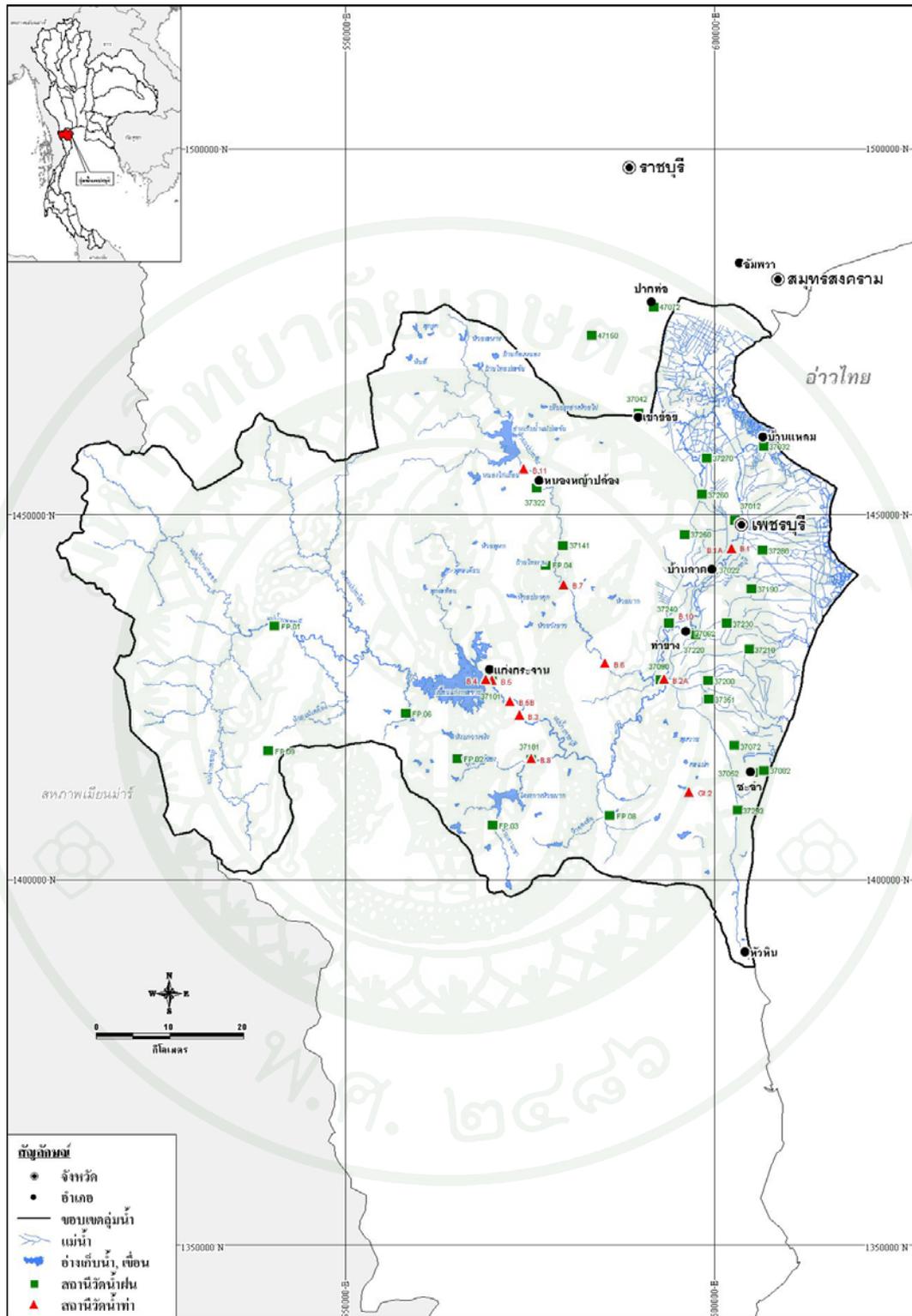
ตารางที่ 4 (ต่อ)

ลำดับที่	รหัส สถานี	ชื่อสถานี	จังหวัด	หน่วยงาน รับผิดชอบ	ตำแหน่ง	
					ละติจูด (น.)	ลองจิจูด (อ.)
11	37141	ห้วยแม่ประจันต์ (B.7) อ.ท่ายาง	เพชรบุรี	กรมชลประทาน	13-01-45	99-44-00
12	37322	กิ่ง อ.หนองหญ้าปล้อง	เพชรบุรี	กรมอุตุนิยมวิทยา	13-09-00	99-42-00
13	37012	อ.เมือง	เพชรบุรี	กรมอุตุนิยมวิทยา	13-06-34	99-56-52
14	37022	อ.บ้านลาด	เพชรบุรี	กรมอุตุนิยมวิทยา	13-02-53	99-55-04
15	37032	อ.บ้านแหลม	เพชรบุรี	กรมอุตุนิยมวิทยา	13-12-03	99-59-04
16	37042	อ.เขาชัย	เพชรบุรี	กรมอุตุนิยมวิทยา	13-14-33	99-49-40
17	37062	อ.ท่ายาง	เพชรบุรี	กรมอุตุนิยมวิทยา	12-58-13	99-53-25
18	37190	หนองนางจัน อ.เมือง	เพชรบุรี	กรมชลประทาน	13-01-28	99-58-08
19	37230	กระจิวร้าง อ.ท่ายาง	เพชรบุรี	กรมชลประทาน	12-58-54	99-56-15
20	37240	ท่าโล่ อ.ท่ายาง	เพชรบุรี	กรมชลประทาน	12-58-57	99-51-53
21	37250	หนองแหน อ.บ้านลาด	เพชรบุรี	กรมชลประทาน	13-02-32	99-53-06
22	37260	บางจาก อ.เมือง	เพชรบุรี	กรมชลประทาน	13-08-29	99-54-25
23	37270	ทุ่งเพ็ญ อ.บ้านแหลม	เพชรบุรี	กรมชลประทาน	13-11-10	99-54-48
24	37280	ชลประทาน ตอนเพ็ญ อ.เมือง	เพชรบุรี	กรมชลประทาน	13-04-19	99-58-58
25	FP.01	ห้วยแม่สะเรียง	เพชรบุรี	กรมชลประทาน	12-58-44	99-22-20
26	FP.02	ห้วยผาก	เพชรบุรี	กรมชลประทาน	12-48-52	99-36-02
27	FP.03	ห้วยผาก	เพชรบุรี	กรมชลประทาน	12-43-56	99-38-38
28	FP.04	ห้วยแม่ประจันต์	เพชรบุรี	กรมชลประทาน	12-03-14	99-42-42
29	FP.06	ห้วยแม่มะเร็ว	เพชรบุรี	กรมชลประทาน	12-52-15	99-32-10
30	FP.07	ห้วยแม่คะเมย	เพชรบุรี	กรมชลประทาน	12-00-13	99-35-13
31	FP.08	บ้านบ่อประหัง	เพชรบุรี	กรมชลประทาน	12-44-39	99-47-26
32	FP.09	ห้วยแม่สะเรียง	เพชรบุรี	กรมชลประทาน	12-49-30	99-21-52

ตารางที่ 5 รายชื่อสถานีวัดน้ำท่าในพื้นที่ลุ่มน้ำเพชรบุรี

ลำดับที่	รหัสสถานี	ชื่อสถานี	จังหวัด	ตำแหน่ง		พื้นที่ รับน้ำ (ตร.กม.)
				ละติจูด (น.)	ลองจิจูด (อ.)	
1	B.1	บ้านไร่เพนียด อ.เมือง	เพชรบุรี	13-04-28	99-56-37	4,188
2	B.1A	บ้านไร่เพนียด อ.เมือง	เพชรบุรี	13-04-22	99-56-37	4,188
3	B.2	บ้านท่าซึก อ.ท่ายาง	เพชรบุรี	12-54-44	99-51-31	4,060
4	B.3	บ้านสองพี่น้อง อ.ท่ายาง	เพชรบุรี	12-52-04	99-40-40	2,244
5	B.4	แก่งกระจาน อ.ท่ายาง	เพชรบุรี	12-54-44	99-38-10	2,203
6	B.5	บ้านวังวน อ.ท่ายาง	เพชรบุรี	12-54-40	99-38-38	2,207
7	B.6	วังจันทร์ อ.ท่ายาง	เพชรบุรี	12-55-56	99-47-05	1,015
8	B.7	บ้านหนองบัว อ.ท่ายาง	เพชรบุรี	13-01-45	99-44-00	846
9	B.8	บ้านกัลลหรง อ.ท่ายาง	เพชรบุรี	12-48-49	99-41-32	264
10	B.10	บ้านท่ายาง อ.ท่ายาง	เพชรบุรี	12-58-24	99-53-10	4,111
11	B.11	อ.หนองหญ้าปล้อง	เพชรบุรี	13-10-35	99-40-47	NA

จากตารางที่ 4 และตารางที่ 5 แสดงรายละเอียดตำแหน่งที่ตั้งสถานีวัดน้ำฝนและสถานีวัดน้ำท่าในพื้นที่ลุ่มน้ำเพชรบุรี ซึ่งมีรายละเอียดของสถานีวัดน้ำฝนและสถานีวัดน้ำท่า ดังแสดงในภาพที่ 4



ภาพที่ 4 ตำแหน่งที่ตั้งสถานีวัดน้ำฝนและสถานีวัดน้ำท่า ในพื้นที่ลุ่มน้ำเพชรบุรี

ที่มา: กรมชลประทาน (2550)

1.2 เขื่อนแก่งกระจาน

เขื่อนแก่งกระจานเป็นเขื่อนดินสูง 58 เมตร ความยาวตามสันเขื่อน 760 เมตร สันเขื่อนกว้าง 8 เมตร ระดับสันเขื่อน 106 เมตร รทก. (ระดับน้ำทะเลปานกลาง) นอกจากนี้ ยังมีเขื่อนดินปิดเขาคำทางขวางเขื่อนอีก 2 แห่ง คือ แห่งแรกสูง 36 เมตร สันเขื่อนยาว 305 เมตร แห่งที่ 2 สูง 24 เมตร สันเขื่อนยาว 255 เมตร เพื่อให้สามารถเก็บกักน้ำได้มากขึ้น ปริมาตรความจุทั้งสิ้น 881.741 ล้านลูกบาศก์เมตร พื้นที่อ่างเก็บน้ำ 46.5 ตารางกิโลเมตร หรือ 26,325 ไร่ มีปริมาณน้ำไหลเข้าอ่างเฉลี่ยปีละ 929 ล้านลูกบาศก์เมตร บริเวณปล่อยน้ำได้ติดตั้งเครื่องกำเนิดไฟฟ้า 1 เครื่องขนาดกำลังผลิต 19,000 กิโลวัตต์ ให้พลังงานไฟฟ้าเฉลี่ยปีละ 70 ล้านกิโลวัตต์ชั่วโมง

เขื่อนแก่งกระจานเป็นเขื่อนอเนกประสงค์ ใช้ประโยชน์ในด้านการชลประทานบริเวณที่ราบ จังหวัดเพชรบุรี และจังหวัดใกล้เคียง เขื่อนแก่งกระจานสร้างกันแม่น้ำเพชรบุรี ที่บริเวณเขาเจ้า และเขาไม้รวก กับตำบลแก่งกระจาน อำเภอแก่งกระจาน จังหวัดเพชรบุรี อยู่ทางด้านเหนือน้ำของเขื่อนเพชรขึ้นไปตามถนน 27 กิโลเมตร เริ่มก่อสร้างเมื่อ พ.ศ. 2504 แล้วเสร็จเมื่อ พ.ศ. 2509 ต่อมาเมื่อความต้องการพลังงานไฟฟ้าเพิ่มขึ้นอย่างมาก การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย (กฟผ.) จึงได้พิจารณาติดตั้งเครื่องกำเนิดไฟฟ้าที่เขื่อนแก่งกระจานขนาดกำลังผลิต 19,000 กิโลวัตต์ จำนวน 1 เครื่อง โดยเริ่มดำเนินการก่อสร้างเมื่อเดือน พฤศจิกายน พ.ศ. 2514 แล้วเสร็จและผลิตไฟฟ้าได้ เมื่อเดือนสิงหาคม พ.ศ. 2517 น้ำที่ถูกปล่อยเพื่อการชลประทานได้ใช้ผลิตกระแสไฟฟ้าได้ พลังงานไฟฟ้าเฉลี่ยปีละ 70 ล้านกิโลวัตต์ชั่วโมง เขื่อนแก่งกระจานมีประโยชน์หลายด้าน คือ

ด้านการชลประทาน สามารถขยายพื้นที่ชลประทานของโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาเพชรบุรี ซึ่งเดิมมีอยู่จำนวน 214,000 ไร่ เพิ่มขึ้นเป็น 336,000 ไร่ และเพื่อการเกษตร การเพาะปลูกในฤดูแล้งได้ 174,000 ไร่ รวมทั้งยังช่วยแก้ไขปัญห การขาดแคลนน้ำ เพื่อการอุปโภค บริโภค ตั้งแต่ปากอ่าวเพชรบุรี จนถึงหัวหินให้หมดไป และช่วยบรรเทาอุทกภัยในทุ่งเพชรบุรี

ด้านการประมง เขื่อนแก่งกระจานเป็นแหล่งประมงน้ำจืดขนาดใหญ่ เป็นแหล่งผลิตอาหารจากสัตว์น้ำสร้างรายได้ให้แก่คนในท้องถิ่น

ด้านการท่องเที่ยว เขื่อนแก่งกระจานเป็นแหล่งท่องเที่ยวที่สำคัญของจังหวัดเพชรบุรี ในแต่ละปีมีนักท่องเที่ยวไปเที่ยวเขื่อนแก่งกระจานเป็นจำนวนมาก กิจกรรมที่นักท่องเที่ยวสนใจคือ

การล่องเรือชมวิวนิวบริวณอ่างเก็บน้ำเหนือเขื่อน ทางเดินที่พื้กแรมบนเกาะต่าง ๆ ตกปลา และ พักแรมบริเวณริมเขื่อน

ด้านพลังงาน เขื่อนแก่งกระจานสามารถผลิตกระแสไฟฟ้าได้ 19,000 กิโลวัตต์ ให้พลังงานเฉลี่ยประมาณปีละ 70 ล้านกิโลวัตต์ชั่วโมง

ข้อมูลทั่วไป

ชนิดของเขื่อน เขื่อนดินถม (Zoned rolled earth fill)
ที่ตั้ง อ.แก่งกระจาน จ.เพชรบุรี
ปิดกั้นลำน้ำ แม่น้ำเพชรบุรี
ปีที่ก่อสร้างเสร็จ พ.ศ. 2509

ขนาดของเขื่อน

ความสูง	58	เมตร
ระดับสันเขื่อน	+106.00	เมตร รทก.
ความจุที่ระดับเก็บกักปรกติ	887.741	ล้านลูกบาศก์เมตร
ความจุที่ระดับเก็บกักต่ำสุด	11.514	ล้านลูกบาศก์เมตร
ความยาวสันเขื่อน	760	เมตร
ความกว้างสันเขื่อน	8	เมตร
ความกว้างที่ฐาน	250	เมตร
ปริมาตรตัวเขื่อน	3,425,000	ลูกบาศก์เมตร
ระดับน้ำเก็บกักสูงสุด	+102.65	เมตร รทก.
ระดับน้ำเก็บกักปกติ	+99.00	เมตร รทก.
ระดับน้ำเก็บกักต่ำสุด	+65.00	เมตร รทก.

อาคารชลศาสตร์

อาคารระบายน้ำล้น	1,260	ลูกบาศก์เมตร/ วินาที
อาคารระบายน้ำ	90	ลูกบาศก์เมตร/ วินาที

ขนาดของเขื่อนปิดเขาคำหมายเลข 1

ความสูง	36	เมตร
ระดับสันเขื่อน	+106.00	เมตร รทก.
ความยาวสันเขื่อน	305	เมตร

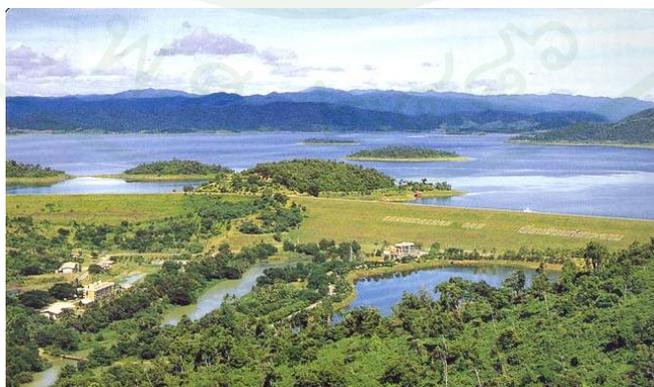
ความกว้างสันเขื่อน	8	เมตร
ความกว้างที่ฐาน	160	เมตร
ปริมาตรตัวเขื่อน	704,000	ลูกบาศก์เมตร

ขนาดของเขื่อนปิดเขาดำหมายเลข 2

ความสูง	22	เมตร
ระดับสันเขื่อน	+102.70	เมตร รทก.
ความยาวสันเขื่อน	255	เมตร
ความกว้างสันเขื่อน	8	เมตร
ความกว้างที่ฐาน	100	เมตร
ปริมาตรตัวเขื่อน	188,000	ลูกบาศก์เมตร



ภาพที่ 5 สันเขื่อนแก่งกระจาน



ภาพที่ 6 พื้นที่ท้ายน้ำเขื่อนแก่งกระจาน

ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

1. แบบจำลองที่ใช้ในการศึกษา

แบบจำลองคณิตศาสตร์ HEC-RAS ถูกพัฒนามาจากแบบจำลองคณิตศาสตร์ HEC-2 โดยหน่วยงาน US Army Corps of Engineers เป็นโปรแกรมที่เผยแพร่ต่อสาธารณชนทั่วไป (Freeware) สำหรับใช้ในการคำนวณหน้าข้างการไหลในช่วงเวลาต่าง ๆ ณ ตำแหน่งที่พิจารณา ใช้หลักการคำนวณการเปลี่ยนแปลงระดับพื้นผิวน้ำระหว่างรูปตัดที่ใกล้เคียงกัน และสามารถนำการขัดขวางทางเดินของการไหลอันเนื่องมาจากสิ่งปลูกสร้าง เช่น สะพาน ท่อลอด ฝาย เขื่อน เป็นต้น โปรแกรม HEC-RAS ประกอบด้วยแบบจำลองการวิเคราะห์ดังต่อไปนี้

1. แบบจำลองการคำนวณผิวน้ำของการไหลแบบคงที่ (Steady Flow Water Surface Profile Computations)
2. แบบจำลองการจำลองการไหลแบบไม่คงที่ (Unsteady Flow Simulation)
3. แบบจำลองการคำนวณการเคลื่อนย้ายตะกอน/ตะกอนที่องลำนน้ำ (Moveable boundary Sediment Transport Computations)
4. แบบจำลองการวิเคราะห์คุณภาพน้ำ (Water Quality Analysis)

โดยใช้พื้นฐานของสมการเซนต์-เวแนนท์ (Saint-Venant Equations) ซึ่งใช้สมมุติฐานดังต่อไปนี้

1. การไหลแบบหนึ่งมิติ (one-dimensional flow) โดยความลึก และความเร็วในการไหลเปลี่ยนแปลงในทิศทางตามความยาวของลำน้ำ ซึ่งหมายความว่าความเร็วในหน้าตัดมีค่าคงที่ และผิวน้ำอยู่ในแนวระดับกับหน้าตัดใด ๆ ที่ตั้งฉากกับแกนตามแนวความยาว (longitudinal axis)

2. การไหลเป็นแบบค่อยๆ เปลี่ยนแปลง (gradually varied flow) ตามแนวลำน้ำ แรงดันของน้ำแบบสถิต (hydrostatic pressure) และความเร่งในแนวตั้ง (vertical accelerations) จึงไม่นำมาพิจารณา (Chow, 1959)

3. แกนตามแนวความยาวของลำน้ำเป็นเส้นตรงโดยประมาณ

4. ความลาดชันของท้องน้ำมีน้อยและท้องน้ำมีลักษณะไม่เปลี่ยนแปลง ผลของการกัดเซาะ (scour) และการทับถม (deposition) ของท้องน้ำจึงไม่นำมาพิจารณา

5. สัมประสิทธิ์ความเสียดทาน (resistance coefficients) สำหรับการไหลแบบ steady uniform turbulent flow สามารถนำมาประยุกต์ได้ ดังนั้นความสัมพันธ์ เช่น สมการแมนนิ่งสามารถนำมาใช้เพื่ออธิบายผลที่เกิดจากความเสียดทานได้

6. ของไหลมีสภาพที่ไม่สามารถอัดได้ (incompressible) และความหนาแน่นมีค่าคงที่ตลอดช่วงการไหล

โดยมีสมการพื้นฐานในการคำนวณกล่าวคือ

สมการต่อเนื่อง (Continuity Equation)

$$\frac{\partial A_T}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q = 0 \quad (1)$$

เมื่อ

q	=	ปริมาณการไหลเข้าด้านข้าง (Lateral Inflow)
A_T	=	พื้นที่หน้าตัดการไหล
Q	=	ปริมาณการไหล
t	=	เวลา
x	=	ระยะทาง

สมการโมเมนตัม (Momentum Equation)

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + gA \left[\frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right] = 0 \quad (2)$$

เมื่อ	$S_f = \frac{Q Q n^2}{R^{\frac{4}{3}}A^2}$ (Friction slope)
	$R =$ รัศมีชลศาสตร์ (Hydraulic radius)
	$Q =$ ปริมาณการไหล
	$A =$ พื้นที่หน้าตัดการไหล
	$\frac{\partial z}{\partial x} =$ ความชันผิวน้ำ (Water surface slope)
	$t =$ เวลา
	$x =$ ระยะ
	$g =$ ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วง

ข้อมูลที่จำเป็นในการจำลองสภาพการไหลถูกแบ่งออกเป็น ข้อมูลภูมิศาสตร์ของลำน้ำ (Geometric data) ข้อมูลการไหลแบบคงตัว (Steady flow data) ข้อมูลการไหลแบบไม่คงตัว (Unsteady flow data) ข้อมูลตะกอน (Sediment data) และข้อมูลคุณภาพน้ำ (Water temperature data) โดยข้อมูลแต่ละประเภทจะถูกใส่เฉพาะในแต่ละกรณีที่น่าสนใจ เช่น ต้องการศึกษเกี่ยวกับพฤติกรรมน้ำหลากในทางน้ำธรรมชาติ ก็จะเลือกใส่เฉพาะข้อมูลภูมิศาสตร์ของลำน้ำ และข้อมูลการไหลแบบไม่คงตัว เป็นต้น

โปรแกรม HEC-GEORAS เป็นชุดของวิธีการ และเครื่องมือ สำหรับการประมวลผลข้อมูลเชิงพื้นที่ในโปรแกรม ArcGIS โดยการใช้ส่วนติดต่อผู้ใช้ Graphical User Interface (GUI) โดยส่วนติดต่อผู้ใช้นั้นใช้ประโยชน์ในการเตรียมข้อมูลเชิงพื้นที่ ซึ่งสามารถนำเข้าแบบจำลองเพื่อการสร้างข้อมูลนำเข้านั้น ผู้ใช้จำเป็นต้องมีแบบจำลองภูมิประเทศเชิงตัวเลข Digital Terrain Model (DTM) ในรูปแบบ TIN โดยผู้ใช้สามารถสร้างชุดของชั้นข้อมูลเชิงพื้นที่สำหรับ HEC-RAS ได้แก่ เส้นลำน้ำ เส้นขอบลำน้ำ คลัง เส้นทิศทางไหล และเส้นตัดภาพตัดขวางลำน้ำ รวมทั้งชั้นข้อมูลเพิ่มเติมที่สามารถสร้างและใช้เพื่อรวบรวมเป็นข้อมูลเชิงพื้นที่นำเข้าแบบจำลอง HEC-RAS โดยชั้นข้อมูลประกอบด้วยการใช้ประโยชน์ที่ดิน แนวเขื่อนกั้นน้ำท่วม พื้นที่ที่ไม่ได้รับผลกระทบจากการไหลของน้ำ และพื้นที่

กักเก็บน้ำ ทั้งนี้ข้อมูลพื้นผิวน้ำและข้อมูลความเร็วในการไหล ที่ส่งออกจากแบบจำลอง HEC-RAS นั้นสามารถนำมาประมวลผลโดยแบบจำลอง HEC-GEORAS สำหรับการวิเคราะห์ทางระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์ เพื่อการวิเคราะห์จัดทำแผนที่น้ำท่วม การคำนวณความเสียหายจากน้ำท่วม การฟื้นตัวทางระบบนิเวศน์ และการเตือนภัยและป้องกันภัยน้ำท่วม

2. การวิเคราะห์ปริมาณน้ำนองสูงสุดจากปริมาณน้ำฝน

2.1 การสร้างหนึ่งหน่วยน้ำท่า

การสร้างกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า (Unit Hydrograph) ของสถานีสำรวจอุทกวิทยาทั่วประเทศคำนวณได้จากพารามิเตอร์ ลุ่มน้ำ-ลำน้ำ ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างเวลาการเกิดปริมาณการไหลสูงสุด (t_p) กับ อัตราการส่วน LL_c/\sqrt{S} และความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณการไหลสูงสุดต่อหน่วยพื้นที่รับน้ำฝน (q_p/A) กับเวลาการเกิดปริมาณการไหลสูงสุด (t_p) ดังสมการต่อไปนี้

$$t_p = a_1(LL_c/\sqrt{S})^{n_1} \quad (3)$$

$$q_p/A = a_2(t_p)^{n_2} \quad (4)$$

เมื่อ t_p = เวลาการเกิดปริมาณการไหลสูงสุด (ชั่วโมง)
 q_p = ปริมาณการไหลสูงสุดของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า (ลบ.ม./วินาที)
 A = พื้นที่ลุ่มน้ำ (ตารางกิโลเมตร)
 L = ความยาวตามลำน้ำสายใหญ่จากจุดออกถึงจุดไกลสุดบนสันปันน้ำ (กิโลเมตร)
 L_c = ความยาวตามลำน้ำสายใหญ่ จากจุดออกไปจนถึงจุดบนที่สุดของลำน้ำที่ใกล้กับจุดศูนย์ถ่วงของลุ่มน้ำมากที่สุด (กิโลเมตร)
 S = ความลาดเทเฉลี่ยของลำน้ำสายใหญ่ (เมตร/เมตร)
 a_1, n_1, a_2 และ n_2 เป็นค่าสัมประสิทธิ์รีเกรซชัน ซึ่งจะต้องคำนวณหาจากข้อมูลที่มีอยู่จริงในแต่ละลุ่มน้ำ

จากพารามิเตอร์กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าที่คำนวณจากสมการทั้ง 2 นำไปประยุกต์ใช้กับกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าแบบไร้มิติ (Dimensionless Unit hydrograph) ก็สามารรถคำนวณกราฟหนึ่ง

หน่วยน้ำท่าของพื้นที่รับน้ำฝนของกลุ่มน้ำย่อยได้ โดยกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าที่สังเคราะห์ได้นั้นแนะนำให้ใช้กับฝนที่มีระยะเวลาตกเท่ากับหรือใกล้เคียงกับระยะเวลาการไหลรวมตัวของพื้นที่ลุ่มน้ำ (Time of Concentration) ซึ่งคำนวณโดยสูตรของเคอร์พิช (Kirpich's Formula) ดังนี้

$$T_c = (0.87L^3/H)^{0.385} \quad (5)$$

เมื่อ T_c = เวลาการไหลรวมตัว (ชั่วโมง)
 L = ความยาวตามลำน้ำสายใหญ่จากจุดออกถึงจุดไกลสุดบนสันปันน้ำ (กิโลเมตร)
 H = ความแตกต่างระหว่างค่าระดับพื้นดินที่จุดออกและจุดไกลสุดบนสันปันน้ำ (เมตร)

2.2 การวิเคราะห์ความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่ โดยวิธีกราฟ

นำข้อมูลสถิติฝนของสถานีซึ่งได้มีการบันทึกไว้เป็นเวลานาน 30 ปี หรือมากกว่าวิเคราะห์ได้ตามขั้นตอนต่อไปนี้

1. เลือกช่วงเวลาที่ต้องการจะวิเคราะห์ เช่น 1 วัน 2 วัน หรือ 3 วัน
2. เลือกค่าฝนสูงสุด (Extreme Values) ของช่วงเวลาที่กำหนดในแต่ละปีจะได้อนุกรมฝนสูงสุดประจำปีที่มีช่วงเวลาตามที่กำหนด
3. วิเคราะห์ความถี่ (Frequency Analysis) ของอนุกรมฝนสูงสุดประจำปี ซึ่งมีขั้นตอนดังต่อไปนี้

3.1 จัดเรียงข้อมูลจากน้อยไปหามาก

3.2 กำหนดหาความถี่ หรือ Plotting Position ซึ่งสูตรที่นิยมใช้กันมากได้แก่สูตรของ Weibull

$$F(x_n) = \frac{n}{N+1} \quad (6)$$

เมื่อ $F(x_n)$ = คือ ความถี่สัมพัทธ์สะสมแบบไม่มากกว่าของข้อมูล x_n หรือ Plotting Position ของข้อมูล x_n

x_n = ค่าฝนสูงสุดลำดับที่ n ในอนุกรมฝนสูงสุดประจำปี ซึ่งมีช่วงเวลาตามทีเลือก

n = ลำดับที่ของ x_n ที่จัดเรียงจากน้อยไปมาก

N = จำนวนข้อมูลทั้งหมด

3.3 พล็อต x_n และ $F(x_n)$ ลงในกระดาษกราฟความน่าจะเป็น (Probability Graph) ที่เหมาะสมเช่นกระดาษกราฟกัมเบล โดยทั่ว ๆ ไปข้อมูลฝนสูงสุดประจำปีในประเทศไทย จะมีการแจกแจงความน่าจะเป็นตามฟังก์ชันการแจกแจงกัมเบล (Gumbel Distribution)

ค่า $F(x_n)$ สามารถเปลี่ยนเป็นค่ารอบปีการเกิดซ้ำได้โดยสมการ $T_r = \frac{1}{1-F(x_n)}$ จึงอาจทำการพล็อตค่า x_n กับ T_r แทนได้

3.4 พิจารณาว่าจุดพล็อตของ x_n และ $F(x_n)$ เรียงตัวกันเป็นเส้นตรงดีหรือไม่ ถ้าไม่เป็นเส้นตรงแสดงว่าใช้กระดาษกราฟไม่เหมาะสมหรือข้อมูลไม่ฟิตกับฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็นทีเลือก ถ้าจุดเรียงตัวกันเป็นเส้นตรงดีแสดงว่าสมมติฐานเกี่ยวกับฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็นถูกต้อง ให้ลากเส้นตรงเพื่อเป็นตัวแทนของจุด จะได้ความสัมพันธ์ระหว่างความลึก-ช่วงเวลา และความถี่ของฝนตามต้องการ

3. ปริมาณการไหลสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Floods, PMF)

ค่า PMF ใช้เป็นมาตรฐานสำหรับการออกแบบโครงสร้างทางชลศาสตร์ที่สำคัญ เนื่องจากหากมีการชำรุด การพังทลายของโครงสร้างทางชลศาสตร์เหล่านี้จะนำมาซึ่งการสูญเสียชีวิตและทรัพย์สินจำนวนมาก โดยทั่วไปทางปฏิบัติตามหลักวิศวกรรม PMF จะถูกประมาณจาก Probable Maximum Precipitation (PMP) ซึ่งเป็นเหตุการณ์ฝนตกสูงสุดสำหรับพื้นที่และช่วงเวลาที่น่าสนใจการเปลี่ยนจาก PMP เป็น PMF ทำได้โดยวิธีการทางอุทกวิทยาที่เหมาะสม อย่างไรก็ตามความเป็นไปได้ที่จะเกิดมากกว่า (Exceedance Probability) ที่เป็นจริงหรือรอบปีการเกิดซ้ำ (Return Period) ที่ถูกต้องไม่สามารถกำหนดได้จากทั้ง PMP และ PMF หากพอกำหนดได้รอบปีการเกิดซ้ำจะมีค่ามากเกินไป บางครั้งอยู่ในหลักหมื่นปีหรือมากกว่า (Klemes, 1993 Pilgrim and Rowbottom, 1987) และไม่สามารถตรวจสอบความถูกต้องในทางปฏิบัติได้เลย

Hansen et al. (1982) อธิบายให้คำนิยามของ PMP คือ ปริมาณความลึกของฝนที่มากที่สุดทางทฤษฎีสำหรับช่วงเวลาที่กำหนด ซึ่งมีความเป็นไปได้ทางกายภาพที่จะเกิดเหนือพื้นที่ที่มีพายุฝนที่กำหนด ที่ตำแหน่งทางภูมิศาสตร์ที่เฉพาะเจาะจงและเป็นช่วงเวลาหนึ่งของปี ความลึกเฉลี่ยของฝน PMP เหนือลุ่มน้ำหาได้จากค่า PMP ที่จุดศูนย์กลางพายุฝน ได้ถูกกระจายให้ครอบคลุมพื้นที่ลุ่มน้ำตามรูปแบบการกระจายตามพื้นที่หรือเส้นชั้นน้ำฝนที่กำหนด

วิธีการประมาณค่า PMP แบ่งออกได้เป็น 3 วิธีหลัก คือ (WMO, 1986)

1. การประมาณเฉพาะลุ่มน้ำหรือเฉพาะภูมิภาคที่ประกอบด้วยลุ่มน้ำหลายขนาดจำนวนมาก
2. การประมาณแบบทั่วไปทั้งภูมิภาค (generalized or regional estimates)
3. การประมาณด้วยวิธีทางสถิติ (statistical estimates)

วิธีแรกอาจเรียกว่า convergence model เป็นขั้นตอนการเปลี่ยนปริมาณฝนสูงสุดจากการวัดเป็น PMP เกี่ยวข้องกับการประมาณความชื้นในอากาศ การปรับแก้หาความชื้นสูงสุด (moisture maximization) การปรับความเร็วลม การย้ายพายุฝน (storm transposition) การจัดลำดับและการกระจายตามพื้นที่ (sequential and spatial maximization) และการพัฒนาเป็นกราฟ depth-area-duration

วิธีที่สองคล้ายกับวิธีแรกแต่เป็นการประมาณทั้งภูมิภาค ความแตกต่างทางภูมิประเทศมีผลมากขึ้นเมื่อลุ่มน้ำมีขนาดใหญ่ขึ้น การประมาณทั้งภูมิภาคจะมีความซับซ้อนมากขึ้น โดยเฉพาะภูมิภาคที่มีความสูงต่ำของพื้นดิน (orographic regions) จึงจำกัดพื้นที่ไม่เกิน 13,000 ตารางกิโลเมตร กรณีมีความสูงต่ำของพื้นดินและไม่เกิน 52,000 ตารางกิโลเมตร กรณีไม่มีอิทธิพลของความสูงต่ำของพื้นดิน

วิธี Statistical Estimates เป็นการใช่วิธีทางสถิติประมาณค่า PMP สามารถประมาณค่า PMP ได้อย่างรวดเร็ว เหมาะกับพื้นที่ที่มีปริมาณน้ำฝนมากอย่างเพียงพอ แต่ไม่มีข้อมูลภูมิอากาศอื่น เช่น ขนาดข้อมูลอุณหภูมิที่จุดน้ำค้าง ความเร็วลม ส่วนใหญ่ใช้ในการประมาณค่า PMP อย่างรวดเร็วสำหรับพื้นที่เล็กกว่า 1,000 ตารางกิโลเมตร แต่ก็มีการนำไปใช้กับพื้นที่ขนาดใหญ่กว่านี้ด้วย

กว้างขวาง ข้อจำกัดที่สำคัญของวิธีการนี้คือ ให้ค่า PMP ที่เป็นจุด จึงต้องอาศัยข้อมูล Area reduction factor เพื่อปรับค่าจากจุดให้เป็นสำหรับพื้นที่ขนาดต่างๆ ปัญหาข้อจำกัดที่สองเกี่ยวข้องกับการหาค่า K (Common statistical variable) ซึ่งจะมีค่าแตกต่างกันตามการกระจายความถี่ที่แตกต่างกันของ fitting ข้อมูลอุทกวิทยาที่เป็นค่า extreme value (World Meteorological Organization, 1986)

วิธีทางอุทกวิทยาในปัจจุบันในการเปลี่ยน PMP เป็น PMF มีดังนี้ วิธีที่(1) การใช้แบบจำลองต่อเนื่อง (Continuous simulation models) และ วิธีที่(2) การใช้เอกชลภาพ (Unit hydrograph) (Pilgrim and Rowbottom, 1987) การศึกษานี้ใช้วิธีที่ การใช้แบบจำลองต่อเนื่อง เพราะมีข้อได้เปรียบกว่าวิธีเอกชลภาพหลายประการคือ (1) สามารถรวมกระบวนการทางกายภาพที่ซับซ้อนซึ่งมีผลต่อการเกิดน้ำท่าของกลุ่มน้ำเข้ามาอยู่ในแบบจำลองได้ รวมทั้งพฤติกรรมที่ไม่ใช่เชิงเส้นทั้งหลาย (2) มีศักยภาพในการคิดรวมความแตกต่างตามพื้นที่ของลักษณะลุ่มน้ำและความแตกต่างของกระบวนการเปลี่ยนน้ำฝนเป็นน้ำท่า (3) สามารถนำความเปลี่ยนแปลงที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติและโดยมนุษย์ต่อลักษณะทางกายภาพลุ่มน้ำเข้ามาแสดงผลในแบบจำลองได้

ปริมาณน้ำท่วมสูงสุด (Extreme floods) เช่น PMF เป็นปรากฏการณ์ที่อยู่เหนือการสัมผัสและการรับรู้ได้ของตามประสบการณ์ของมนุษย์ ดังนั้นการทำนายและประมาณค่าต้องทำอย่างระมัดระวัง ในทางทฤษฎี จะเหมาะสมกว่า หากนำแบบจำลองอย่างง่ายมีกลไกที่เข้าใจได้ไม่ยากมาใช้แทนการใช้แบบจำลองที่ซับซ้อน

ตัวอย่างแบบจำลองทางอุทกวิทยาสำหรับการประมาณค่าน้ำท่วมสูงสุดในประเทศออสเตรเลีย เช่น RORB runoff routing model ของ Laurenson and Mein (1988) Watershed bounded network model (WBNM) ของ Boyd et al. (1979) และ Piecewise linear (PLM) และ Quasi-linear (QLM) models ของ Bates and Pilgrim (1986) อย่างไรก็ตามแบบจำลองข้างต้นส่วนใหญ่เป็น Runoff routing models จึงมีความคล้ายคลึงกับวิธีเอกชลภาพ ซึ่งก่อนจะทำการหาค่าได้ ต้องที่แบบจำลองเปลี่ยนน้ำฝนเป็นน้ำท่าที่เกิดจากฝนส่วนเกิน (Rainfall excess hyetograph) ประสบการณ์ทางอุทกวิทยาของประเทศออสเตรเลียโดยเฉพาะในพื้นที่ทางทิศตะวันตกเฉียงใต้ของรัฐออสเตรเลียตะวันตก แนะนำให้ใช้ Initial loss-continuing loss method แต่พารามิเตอร์ที่ใช้ในแบบจำลอง ยังไม่ใช่พารามิเตอร์ของกระบวนการน้ำเกิดขึ้นจริงในภูมิภาคนี้ นักอุทกวิทยารู้สึกว่าวิธีเหล่านี้ อาจทำให้การประมาณค่าการเกิดน้ำท่วมสูงสุดสูงเกินไป ดังนั้นการตรวจ ทดสอบกลไกที่มีความเป็นไปได้ที่ทำให้เกิดน้ำท่าสูงสุดจะมีประโยชน์มาก ทำให้เห็นกลไกภายในของวิธีการที่

เหมาะสมสำหรับการคำนวณค่าน้ำท่วมสูงสุด สิ่งนี้คือแรงจูงใจที่สำคัญสำหรับการทำงานที่นำมาเสนอนี้ แบบจำลองต่อเนื่องสำหรับการประมาณค่าน้ำท่วมสูงสุด ประสบปัญหาจากข้อจำกัดที่แบบจำลองส่วนใหญ่ขึ้นอยู่กับ การ Calibration เพื่อประมาณค่าพารามิเตอร์ การ Calibration จำเป็นต้องใช้ข้อมูลในอดีตจากการสำรวจ การวัด ซึ่งมักเป็นค่าที่ต่ำกว่าค่าน้ำท่วมสูงสุด และใช้วิธีต่อเส้นกราฟ (Extrapolation) ให้ไปถึงจุดน้ำท่วมสูงสุด วิธีการนี้จะไม่สามารถให้คำอธิบายได้อย่างชัดเจนว่า เหตุการณ์น้ำท่วมในอดีตมีความแตกต่างจากเหตุการณ์การเกิดน้ำท่วมสูงสุดอย่างไร โดยเฉพาะกระบวนการเกิดน้ำท่วมจากน้ำฝนที่อาจแตกต่างกันหรือไม่ อย่างไรก็ตาม การตระหนักถึงกระบวนการที่เปลี่ยนแปลงที่เกิดขึ้น จากการเกิดน้ำท่วมตามปกติไปสู่การเกิดน้ำท่วมสูงสุดจึงเป็นข้อควรพิจารณาที่สำคัญและนำมาเป็นปัจจัยในการประมาณค่าน้ำท่วมสูงสุด

ปรากฏการณ์การเปลี่ยนแปลงของกระบวนการเมื่อรอบการเกิดซ้ำเพิ่มขึ้น เป็นเรื่องที่มีการศึกษาทำความเข้าใจไว้บ้างแล้วในทางอุทกวิทยา (Sivapalan et al., 1990 Wood et al. 1990) กระบวนการที่มีอิทธิพลต่อการเกิดน้ำท่วมสามารถเปลี่ยนได้เมื่อขนาดพายุฝนโตขึ้น (ความถี่มากขึ้น) การเปลี่ยนกระบวนการที่มีอิทธิพลเมื่อรอบการเกิดซ้ำมากขึ้น อาจแสดงให้เห็นในรูปร่างของ Flood Frequency curve ตัวอย่างเช่น การสร้าง Derived flood frequency curve จากแบบจำลอง Non-linear rainfall-runoff model Sivapalan et al. (1990) แสดงให้เห็นว่าสำหรับลุ่มน้ำในอุดมคติ กระบวนการที่มีอิทธิพลในการเกิดน้ำท่วมสามารถเปลี่ยนจาก Saturation excess overland flow เป็น Infiltration excess overland flow เมื่อรอบการเกิดซ้ำมากขึ้น

การเปลี่ยนแปลงการไหลในลำน้ำสามารถสังเกตได้ทั้งในสนามและในห้องทดลอง การไหลแบบสันตลิ่งจะมีอิทธิพลมากกว่าการไหลในลำน้ำ เมื่อปริมาณน้ำจากพื้นที่เหนือน้ำและลุ่มน้ำข้างเคียง ไหลมารวมกันจำนวนมากทำให้ปริมาณน้ำมากกว่าความจุของลำน้ำ การทดลองในห้องปฏิบัติการจำนวนหนึ่งได้ดำเนินการเพื่อศึกษาผลของ Compound channels รวมทั้งการส่งถ้ำยมวลและโมเมนต์ระหว่างลำน้ำหลักและที่ราบน้ำท่วมถึงริมลำน้ำ (Floodplain) Wormlcaton and Merrett (1990) ใช้รางทดสอบมีหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมคางหมู ตรวจสอบผลของความแตกต่างของรูปร่างลำน้ำและความขรุขระ โดยเปลี่ยนอัตราส่วนระหว่างความกว้างที่ราบน้ำท่วมถึงริมลำน้ำต่อความกว้างของลำน้ำหลัก และเปลี่ยนค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระในลำน้ำ (Manning coefficient) พบว่า Rating curve ของการไหลในลำน้ำและการไหลสันลำน้ำมีความแตกต่างกัน ผลที่ได้นี้มีข้อสรุปที่คล้ายกับผลของการเกิดน้ำท่วมในที่ลุ่ม (Floodplain inundation) โดย Bates and Pilgrim (1983) และ Kolla (1987) ต่อมา Woltemade and Potter (1994) ได้ตรวจสอบการลดลงของขนาด

น้ำท่าสูงสุดที่ลักษณะต่างๆของลำน้ำ โดยใช้แบบจำลอง MIKE11 และ Hydrodynamic Model แสดงให้เห็นว่ารูปร่างของลำน้ำ ความกว้าง ความลาดชันและความขรุขระ ล้วนมีอิทธิพลต่อค่าการไหลสูงสุด โดยเฉพาะสำหรับลำน้ำท่าวมขนาดกลาง (5-50ปี รอบการเกิดซ้ำ)

Jothityangkoon and Sivapalan (2003) ได้พัฒนาแบบจำลอง Distributed rainfall-runoff model สำหรับ การทำนาย Extreme flood พบว่าเมื่อเกิดการเพิ่มขึ้นจากภาวะน้ำท่วมตามปกติไปสู่ภาวะน้ำท่วมสูงสุด PMF ผลจากแบบจำลองแสดงว่ากระบวนการเกิดน้ำท่าได้เปลี่ยนแปลงโดยมีการเพิ่มขึ้นของ Saturation excess overland flow จากพื้นที่อิ่มตัวด้วยน้ำเพิ่มมากขึ้น กระบวนการไหลล้นฝั่งมีบทบาทมากกว่าการไหลในลำน้ำ ผลจากการเกิดน้ำท่วมในที่ลุ่มริมฝั่ง (Floodplain inundation) และมีพืชพรรณ ทำให้ขนาด PMF ที่คำนวณได้ลดลงอย่างมีนัยยะสำคัญ

4. รูปแบบการพังทลายของเขื่อน

แบบจำลองคณิตศาสตร์ HEC-RAS ในส่วนของฟังก์ชันจำลองสภาพการพังทลายของเขื่อน และการไหลออกจากอ่างใดกำหนดพารามิเตอร์ซึ่งเป็นตัวแทนของรอยแยกซึ่งประกอบด้วยช่วงเวลาในการพังทลาย (T) ขนาดความกว้างสุดท้ายด้านล่างเมื่อการพังทลายสิ้นสุด (b) และรูปร่างเฉพาะของรอยแยก (z) โดยสามารถจำแนกได้ 2 รูปแบบ คือ

4.1 การพังทลายแบบน้ำล้นข้ามสันเขื่อน

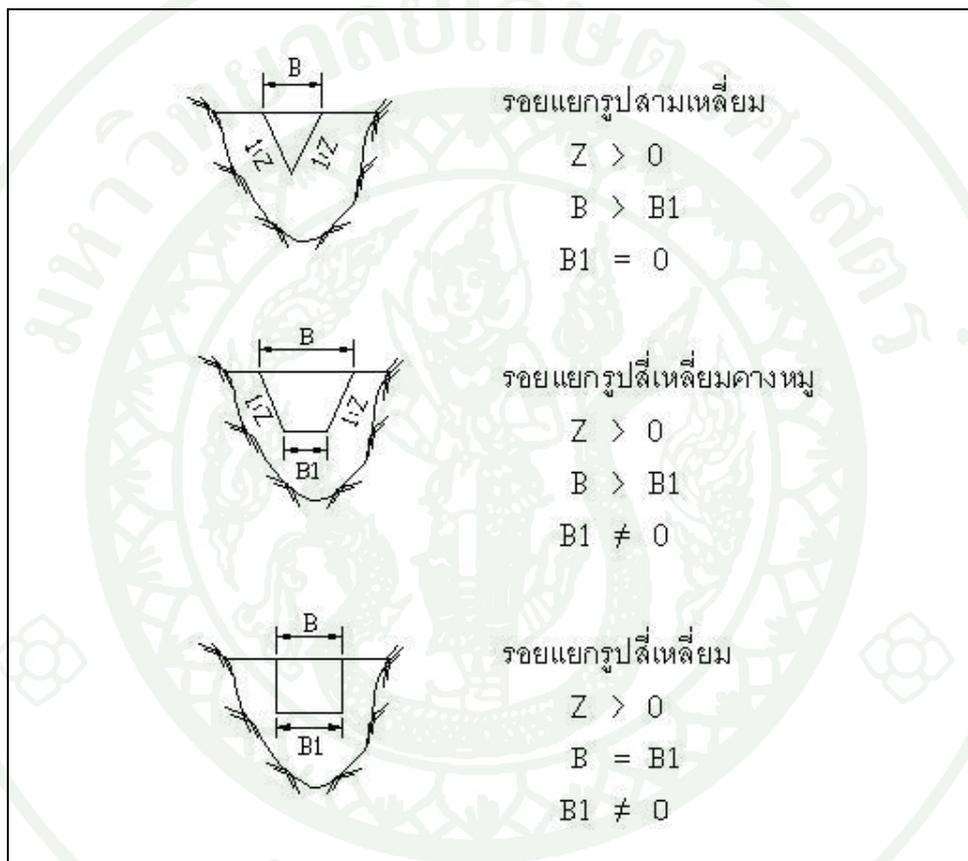
การพังทลายเนื่องจากน้ำล้นข้ามสันเขื่อน จะจำลองสภาพรูปร่างของรอยแยกเป็นรูปสามเหลี่ยม รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า และรูปสี่เหลี่ยมคางหมู แสดงในภาพที่ 7 โดยที่ขนาดของรอยแยกจะเริ่มเพิ่มขึ้นจากสันเขื่อนจนถึงคานกลางของเขื่อน ดังแสดงในภาพที่ 8 การเริ่มต้นการพังทลายของเขื่อนจะเริ่มเมื่อการระดับน้ำในเขื่อนอยู่ \square สูงกว่าระดับสันเขื่อนหรือระดับแกนของเขื่อน (Specified Value, h_p) คาปริมาณการไหลที่ผานรอยแยก (Q_b) จะถูกคำนวณ โดยสมการ Broad-Crested Weir

$$Q_b = c_v k_s [3.1 b_i (h - h_b)^{1.5} + 2.45 z (h - h_b)^{2.5}] \quad (7)$$

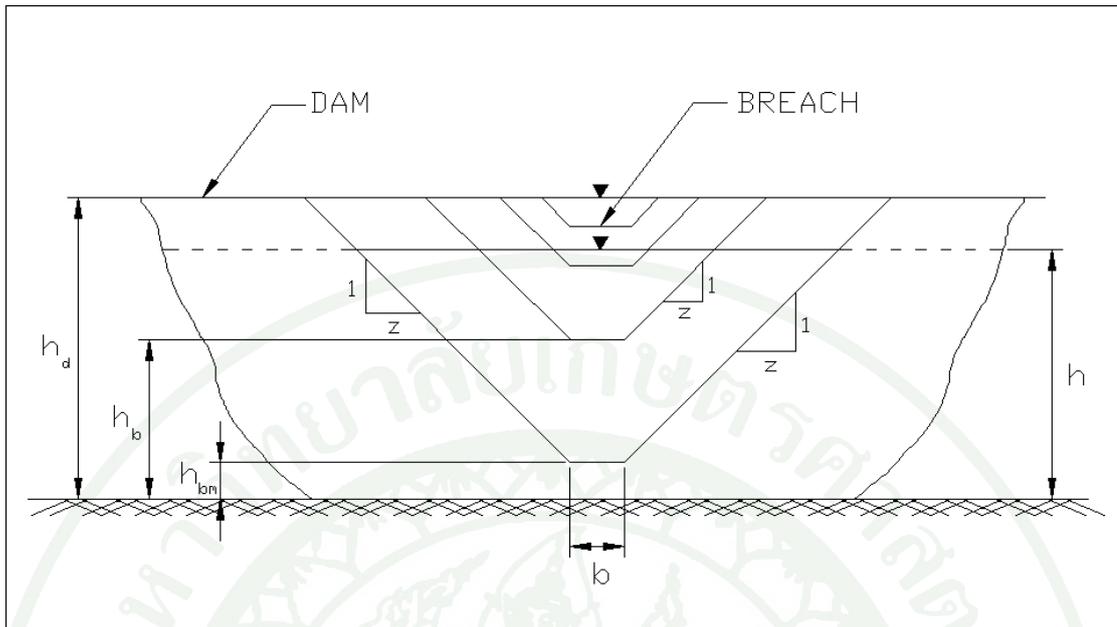
เมื่อ Q_b = ปริมาณน้ำไหลผานรอยแยก หน่วยเป็น ลบ.ฟุต ตอวินาที

c_v = คาปรับแก้ความถูกต้องของความเร็วสามารถหาค่าได้จาก (Brater, 1959)

- k_s = ค่าปรับแก้กรณีเกิดจมน้ำ (Submergence reaction) ของระดับน้ำด้านท้ายน้ำ (h_2)
 b_i = ความกว้างดานล่างของรอยแยกที่เวลาใด ๆ หน่วยเป็นฟุต
 h = คาระดับน้ำดานเหนือน้ำของโครงสร้าง หน่วยเป็นฟุต รทก.
 h_b = คาระดับด้านล่างของรอยแยกซึ่งสมมติอยู่ \square ในฟังก์ชันของเวลาในการพังทลาย
 z = ความลาดชันของรอยแยก



ภาพที่ 7 รอยแยกแบบต่างๆ และค่าความลาดชันด้านข้างของรอยแยก



ภาพที่ 8 กรณีการพังทลายแบบน้ำไหลสั้นข้ามสันเขื่อน

$$k_s = 1.0 - 27.8 \left(\frac{h_t - h_b}{h - h_b} - 0.67 \right)^3 \quad \text{เมื่อ} \quad \frac{(h_t - h_b)}{(h - h_b)} > 0.67 \quad (8)$$

และ $k_s = 1.0$ เมื่อ $\frac{(h_t - h_b)}{(h - h_b)} \leq 0.67$ (Venard, 1954)

$$c_v = 1.0 + \left[\frac{0.023Q_i^2}{B_d^2 (h - h_{bm})^2 (h - h_b)} \right] \quad (9)$$

- โดยที่
- h_t = กระดับดานทายน้ำ หน่วยเป็นฟุต รทก.
 - h_b = กระดับดานกลางของรอยแยก หน่วยเป็นฟุต รทก.
 - B_d = ความกว้างของเขื่อนที่พังทลาย หน่วยเป็นฟุต
 - h_{bm} = ระดับสุดท้ายของรอยแยกดานกลาง หน่วยเป็นฟุต รทก.

ช่วงของพารามิเตอร์ความลาดชันดานข้างจะอยู่ระหว่าง 0 ถึง 2 ซึ่งค่านี้จะขึ้นอยู่กับมุมการทรงตัว (Angle of Repose) การบดอัดในการก่อสร้างเขื่อน และ Wetted Materials

ความกว้างของรอยแยกสุดท้ายดานล่างซึ่งจะสัมพันธ์กับค่าความกว้างเฉลี่ยของรอยแยก ความลึกของรอยแยก และความลาดชันดานข้างของรอยแยกซึ่งสามารถเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$b = \bar{b} - zh_d \quad (10)$$

โดยที่ b = ความกว้างของรอยแยกสุดท้ายดานล่าง หน่วยเป็นฟุต
 \bar{b} = ความกว้างเฉลี่ยของรอยแยก หน่วยเป็นฟุต
 z = ความลาดชันดานข้างของรอยแยก
 h_d = ความลึกของรอยแยก หน่วยเป็นฟุต

แบบจำลองคณิตศาสตร์ HEC-RAS ได้สมมติความกว้างด้านล่างของรอยแยกเริ่มจากเป็นจุดแล้วเพิ่มขึ้นด้วยอัตราเชิงเส้นตรง หรือไม่ใช่เชิงเส้นตรงในช่วงเวลาของการพังทลายจนกระทั่งถึงความกว้างของรอยแยกสุดท้ายด้านล่างซึ่งเป็นค่าระดับสุดท้ายของการกัดเซาะ ค่าระดับด้านล่างของรอยแยกสามารถเขียนให้อยู่ในรูปฟังก์ชันของเวลา เมื่อ $0 < t_b \leq \tau$ ดังสมการ

$$h_b = h_d - \left(h_d - h_{bm} \right) \left[\frac{t_b}{\tau} \right]^{p_0} \quad (11)$$

โดยที่ h_b = ค่าระดับดานล่างของรอยแยก หน่วยเป็นฟุต รทก.
 h_d = ความลึกของรอยแยก หน่วยเป็นฟุต
 h_{bm} = ระดับสุดท้ายของรอยแยกดานล่าง หน่วยเป็นฟุต รทก.
 t_b = เวลาในการพังทลายตั้งแต่เริ่มเกิดรอยแยก หน่วยเป็น ชั่วโมง
 p_0 = คาพารามิเตอร์ กำหนดรูปแบบของสมการมีค่าระหว่าง 1 ถึง 4
 = 1 เป็นรูปแบบสมการเส้นตรง
 = 2 เป็นรูปแบบสมการพาราโบลา

และความกวาดกลางของรอยแยกที่เวลาใด ๆ เมื่อ $0 < t_b \leq \tau$ สามารถเขียนให้อยู่
 □ ในรูปของสมการดังนี้

$$b_i = b \left(\frac{t_b}{\tau} \right)^{Po} \quad (12)$$

โดยที่ b_i = ความกวาดกลางของรอยแยกที่เวลาใด ๆ หน่วยเป็นฟุต

จากข้อมูลการพังทลายในอดีตได้มีการทำนาย หาค่า b และ Z (MacDonald and Langridge – onopolis, 1984; Froelich, 1987, 1995) และจาก Froelich's work (Fread, 1991) ซึ่ง
 ไซลักษณะคุณสมบัติของรอยแยก 43 แบบของเขื่อนซึ่งมีความสูงตั้งแต่ 15 ถึง 285 ฟุต โดยมี 6
 เขื่อนซึ่งมีความสูงระหว่าง 15 ถึง 100 ฟุต สามารถกำหนดสมการเอมไพริคัลซึ่งใช้คำนวณหาค่า \bar{b}
 และ τ

$$\bar{b} = 9.5 k_o (V_r h_w)^{0.25} \quad (13)$$

$$\tau = 0.59 \frac{v_r^{0.47}}{h_w^{0.90}} \quad (14)$$

โดยที่ \bar{b} = ความกวาดเฉลี่ยของรอยแยก หน่วยเป็นฟุต

τ = เวลาในการพังทลาย หน่วยเป็นชั่วโมง

k_o = 0.70 สำหรับการพังทลายแบบเกิดรื้อ

= 1.0 สำหรับการพังทลายแบบน้ำลนสันเขื่อน

V_r = ปริมาตรของอ่างเก็บน้ำ หน่วยเป็นเอเคอร์-ฟุต

h_w = ความสูงของน้ำเหนือคานกลางของรอยแยกหน่วยเป็นฟุต

ค่าความคลาดเคลื่อนของค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานโดยประมาณของ \bar{b} เท่ากับ ± 94
 ฟุต ค่าความคลาดเคลื่อนของค่าเฉลี่ยของ $\bar{b} = \pm 54$ เปอร์เซ็นต์ และค่าความคลาดเคลื่อนของค่า
 เบี่ยงเบนมาตรฐานโดยประมาณของ $\tau = \pm 0.70$ ชั่วโมง ค่าความคลาดเคลื่อนของค่าเฉลี่ยของ $\tau = \pm$
 70 เปอร์เซ็นต์

4.2 การพังทลายแบบเกิดรูรั่ว

การพังทลายเนื่องจากการเกิดรูรั่วจะจำลองสภาพรูปร่างของรอยแยกเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าแบบ Orifice ดังแสดงในภาพที่ 9 ความลาดชันด้านข้าง ($z = 0$) การพังทลายของเขื่อนจะถูกจำลองสภาพที่ระดับจุดศูนย์กลางเริ่มต้นของรูรั่ว (h_p) ปริมาณการไหลผ่านรอยแยก (Q_b) จะถูกคำนวณโดยสมการแบบ Orifice หรือ Board-Crested Weir ซึ่งขึ้นอยู่กับความสัมพันธ์ระหว่างระดับน้ำในเขื่อนกับระดับสวนบนของ Orifice

$$Q_b = 4.8A_p (h - h_p)^{1/2} \quad (15)$$

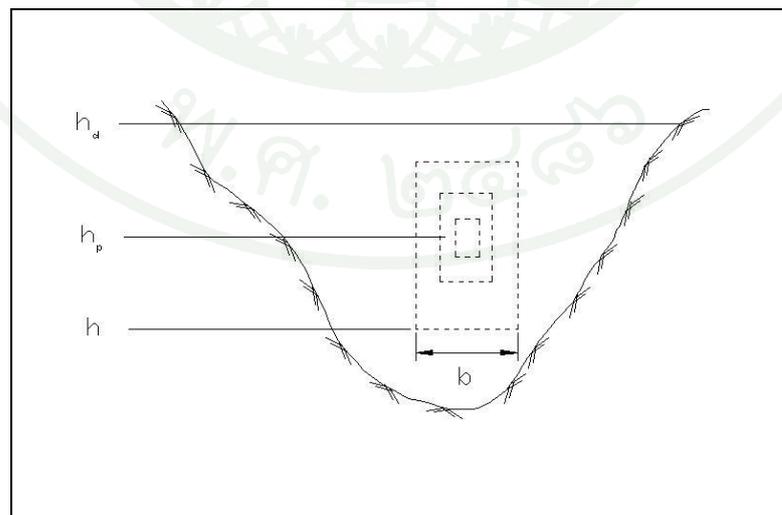
$$A_p = 2b_i (h_p - h_b) \quad (16)$$

โดยที่ h_p = ระดับศูนย์กลางของรูรั่วหน่วยเป็นฟุต รทก.

$$\bar{h} = h_p$$

$$\bar{h} = h_t \quad \text{เมื่อ } h_t > h_p$$

การไหลผ่านรอยแยกจะเปลี่ยนจากการไหลแบบ Orifice เป็นการไหลแบบ Broad-Crested Weir เมื่อ $h < 3 h_p - 2 h_b$



ภาพที่ 9 กรณีการพังทลายแบบเกิดรูรั่ว

5. ไฮโดรกราฟไหลออกจากอ่าง (Reservoir Outflow Hydrograph)

ปริมาณน้ำที่ไหลออกจากอ่างประกอบด้วย ปริมาณน้ำที่ไหลออกเนื่องจากการพังทลายของเขื่อน และปริมาณน้ำที่ไหลออกผ่านทางระบายน้ำล้น (Spillway) และทางระบายน้ำใช้งาน (Outlet Works) ซึ่งเขียนอยู่ในรูปของสมการ

$$Q = Q_b + Q_s \quad (17)$$

$$Q_s = Q_{\text{spillway}} + Q_{\text{gate}} + Q_{\text{dam}} + Q_t \quad (18)$$

- โดยที่ Q_b = ปริมาณน้ำไหลผ่านรอยแยก หน่วยเป็น ลบ.ฟุต / วินาที
 Q_s = ปริมาณน้ำไหลผ่านทางระบาย หน่วยเป็น ลบ.ฟุต / วินาที
 Q_{spillway} = ปริมาณน้ำไหลผ่านทางระบายน้ำล้นแบบอิสระ มีหน่วยเป็น ลบ.ฟุต / วินาที
 Q_{gate} = ปริมาณน้ำไหลผ่านทางระบายน้ำล้นแบบมีประตู มีหน่วยเป็น ลบ.ฟุต / วินาที
 Q_{dam} = ปริมาณน้ำไหลข้ามสันเขื่อน มีหน่วยเป็น ลบ.ฟุต / วินาที
 Q_t = ปริมาณน้ำไหลผ่านกังหัน (Turbine) มีหน่วยเป็น ลบ.ฟุต / วินาที

5.1 ปริมาณการไหลผ่านทางระบายน้ำล้นแบบอิสระ (Q_{spillway})

ปริมาณการไหลจะเป็นฟังก์ชันของ Hydraulic Head ซึ่งฟังก์ชันควบคุมนี้อาจอยู่ในรูปของตารางความสัมพันธ์ระหว่าง คาระดับผิวน้ำกับปริมาณการไหล ในรูปของสมการดังนี้

$$Q_{\text{spillway}} = k_{sp} c_{sp} L_{sp} (h - h_{sp})^{1.5} \quad (19)$$

- โดยที่ k_{sp} = ค่าปรับแก้เนื่องจากจมน้ำของระดับทายน้ำ (0-1)
 c_{sp} = ค่าสัมประสิทธิ์การไหลผ่านสันฝาย
 h = คาระดับน้ำเหนือสันฝาย หน่วยเป็นฟุต รทก.
 h_{sp} = คาระดับสันฝาย หน่วยเป็นฟุต รทก.
 L_{sp} = ค่าความยาวของสันฝาย หน่วยเป็นฟุต

5.2 ปริมาณการไหลผ่านทางระบายน้ำล้นเมื่อมีประตูระบายน้ำ

5.2.1 ปริมาณการไหลอยู่□ในรูปของค่าพารามิเตอร์แบบไม่ขึ้นกับเวลา (Fixed Gates) หรืออยู่□ในรูปของพารามิเตอร์ของอนุกรมเวลากับการเปิด-ปิด ประตูระบายน้ำ โดยมีการสมมติว่าการเปิด-ปิด ประตูระบายน้ำจะถูกระงับเหมือนกันทุกบาน ปริมาณการไหลที่ผ่านประตูระบายน้ำแบบไม่ขึ้นกับเวลาจะอยู่□ในรูปของฟังก์ชันของระดับผิวน้ำในรูปของสมการ Orifice

$$Q = (2g)^{0.5} c_g A_g (h-h_g)^{0.5} \quad (20)$$

โดยที่ g = ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก หน่วยเป็นฟุต ต่อวินาที²
 c_g = ค่าสัมประสิทธิ์การไหลของทางระบายน้ำล้นแบบ Fixed Gate (0.5-0.75)
 A_g = พื้นที่ของประตูระบายน้ำที่มีการไหลผ่าน หน่วยเป็น ตร.ฟุต
 h_g = การระดับศูนย์กลางของการเปิด-ปิด ประตูระบายน้ำ
 = การระดับน้ำดานท้ายน้ำถาการระดับน้ำท้ายน้ำมากกว่าการระดับศูนย์กลางของการเปิด-ปิด ประตูระบายน้ำ หน่วยเป็นฟุต รทก.

5.2.2 ปริมาณการไหลผ่านทางระบายน้ำล้นเมื่อมีประตูระบายน้ำ (Movable Gate) ปริมาณการไหลผ่านทางระบายน้ำล้นของประตูระบายน้ำขึ้นอยู่กัเวลาอยู่□ในรูปของสมการสันฝายที่เหมาะสม (Appropriate Weir) หรือสมการ Orifice ค่าพารามิเตอร์ซึ่งใช้ในการเฉลี่ยค่าสัมประสิทธิ์การไหลของ Orifice หรือการไหลข้ามสันฝายแบบจมน้ำถูกเสนอแนะในรูปความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์การไหลที่ High-Head Design-Flood และ Low Head ในกรณีการปิดบานของประตูระบายน้ำบางส่วน (Tainter 1956; Overflow, 1964a; Overflow, 1964b; Spillway, 1970) ซึ่งในรูปแบบของปริมาณการไหลผ่านทางระบายน้ำล้นเมื่อมีประตูระบายน้ำแบ่งออกเป็น 3 แบบ ประกอบด้วย

แบบที่ 1 Uncontrolled Weir flow

ปริมาณการไหลผ่านทางระบายน้ำล้น เมื่อ $0 < \hat{h} < h_g$ สามารถคำนวณได้จากสมการ Uncontrolled Weir flow และมีการปรับแก้ค่า Hydraulic Head และกรณีจมน้ำ (Overflow, 1972) และปริมาณการไหลสำหรับการไหลผ่านทางระบายน้ำล้นแบบไม่จมน้ำ (Overflow, 1964a; Overflow, 1964b; Spillway, 1970) รูปแบบของสมการทั่วไป

$$Q_{gate} = Q_d \left(\frac{\hat{h}}{\hat{h}_d} \right)^{1.6} \quad (21)$$

$$Q_d = 3.9 k_g \left[w_d - 2 \left(0.02 \frac{w_d}{40} + 0.1 \right) \hat{h}_d \right] \hat{h}_d^{1.5} \quad (22)$$

โดยที่ $\hat{h} = h - h_g$ และ $\hat{h}_d = h - h_g$ เมื่อ $t = 0$
 $W_d = W_g$ ค่าสูงสุดสำหรับทุกค่าของ t

$$k_g = 1.0 - 27.8 \left[\left(\frac{h_t - h_g}{\hat{h}} \right) - 0.67 \right]^3 \quad \text{เมื่อ} \left(\frac{h_t - h_g}{\hat{h}} \right) > 0.67 \quad (23)$$

$$k_g = 1.0 \quad \text{เมื่อ} \left(\frac{h_t - h_g}{\hat{h}} \right) \leq 0.67 \quad (24)$$

โดยที่ Q_d = ปริมาณการไหลที่ออกแบบสำหรับทางระบายน้ำล้น
 หน่วยเป็น ลบ.ฟ./วินาที

h_d = ความสูงของระดับน้ำเหนือทางระบายน้ำล้นสำหรับการออกแบบ
 หน่วยเป็นฟุต

h_g = การระดับธรณีของประตูระบาย หน่วยเป็นฟุต รทก.

W_d = ความกว้างของ Composite Spillway-Gate สำหรับการออกแบบ
 หน่วยเป็นฟุต

W_g = ความกว้างของ Composite Spillway-Gate หน่วยเป็นฟุต

k_g = ค่าปรับแก้เนื่องจากประตูละบาย
 ค่าความผิดพลาดของปริมาณการไหลที่คำนวณได้จะเกิดเมื่อช่องเปิด
 ของประตูละบายแคบ ๆ หรือช่วงการเปลี่ยนแปลงจากการไหลแบบ Orifice เป็นการไหลแบบขาม
 สันฝ้ายโดยค่าสัมประสิทธิ์การสูญเสียของประตูละบายอยู่ระหว่าง 0.65 ถึง 0.70

แบบที่ 2 Controlled Weir flow

กรณีการไหลแบบที่ 2 จะอยู่ในช่วงของการเปลี่ยนแปลงระหว่างการ
 ไหลแบบ Orifice กับ การไหลแบบ Uncontrolled Weir เมื่อค่า $h_g \leq \hat{h} \leq 1.2 h_g$ ปริมาณการไหล
 ที่ไหลผ่านทางระบายน้ำล้นแสดงในสมการ (Vertical, 1968)

$$Q_{gate} = Q_d \left[\left[1 - \left(1 - \frac{h_g}{\hat{h}} \right)^{1.5} \right] \left(\frac{\hat{h}}{\hat{h}_d} \right) \right]^{1.6} \quad (25)$$

แบบที่ 3 Orifice Flow

สำหรับ $\hat{h} > 1.2 h_g$ ปริมาณการไหลผ่านทางระบายน้ำล้นแบบ
 ประตูละบายจะมีสภาพการไหลเป็นการไหลแบบ Orifice โดยมีรูปแบบของสมการ (Tainter, 1956)

$$Q_{gate} = (2g)^{0.5} C_o W_g h_g \left(\hat{h} - \frac{h_g}{2} \right)^{0.5} + Q_{og} \quad (26)$$

$$C_o = \left(\frac{0.712}{W_g} \right) \left[W_d - 2.0 \left(0.02 \frac{W_o}{40} + 0.1 \right) \hat{h}_d \right] \left(\frac{\hat{h}}{\hat{h}_d} \right)^{0.10} \quad \text{เมื่อ } 0.40 \leq C_o \leq 0.71 \quad (27)$$

โดยที่ C_o = ค่าสัมประสิทธิ์การไหลแบบ Orifice

$$Q_{og} = 3.1 W_g (h - h_d - h_g)^{1.5} \quad \text{เมื่อ } h > h_d + h_g \quad (28)$$

5.3 ปริมาณการไหลข้ามสันเขื่อน (Q_{dam})

ปริมาณการไหลข้ามสันเขื่อนถูกคำนวณโดยสมการ Low Head และ Board Crested Weir

$$Q_{dam} = k_d c_d L_d (h - h_d)^{1.5} \quad (29)$$

โดยที่ k_d = ค่าปรับแก้เนื่องจากผลกระทบตายนํ้า
 c_d = ค่าสัมประสิทธิ์การไหลสำหรับการไหลข้ามสันเขื่อน
 L_d = ความยาวของสันเขื่อนน้อยกว่าความยาวของทางระบายน้ำล้น และ ความยาวของประตูระบายที่ตั้งอยู่บนสันเขื่อน (ค่า L_d จะ เป็นความสัมพันธ์กับค่า h ซึ่งเป็นค่าความสูงเหนือสันฝาย) หน่วยเป็นฟุต

5.4 กังหันน้ำ และทางระบายน้ำใซงาน

ปริมาณการไหลจะอยู่ในรูปของความสัมพันธ์ของการไหลกับความสูงของระดับน้ำ หรืออยู่ในรูปของฟังก์ชันของเวลา

$$Q_t = \text{ค่าคงที่ (ที่ความสูงของระดับน้ำค่าหนึ่ง)}$$

หรือ $Q_t = f(t)$

6. การเคลื่อนที่ของน้ำหลาก

วิธีการแก้สมการโดยวิธีผลต่างสืบเนื่อง (Implicit Finite Difference Scheme) เป็นกระบวนการที่ใช้ในการแก้ปัญหามสมการการไหลในลักษณะ 1 มิติ แบบไม่คงที่ กับเวลา (One-dimensional Unsteady flow) โดยใช้สมการ Four-Point Implicit Scheme จากรูปที่ 10 จะสามารถแก้สมการได้ Time derivative, Space Derivative, Function value โดยได้ค่าจากจุด $(n+\theta)\Delta t$ ดังนั้นค่าที่จุด $(n+1)\Delta t$ จึงใช้แทนลงในสมการในการแก้สมการโดยวิธีเชิงตัวเลขโดยวิธี Numerical Schemes ของ Newton-Raphson

เมื่อเป็น Unconditionally Stable ค่าที่ได้ $0.5 < \theta \leq 1.0$
 Conditionally Stable ค่าที่ได้ $\theta = 0.5$
 Unstable ค่าที่ได้ $\theta < 0.5$

หากกำหนดให้

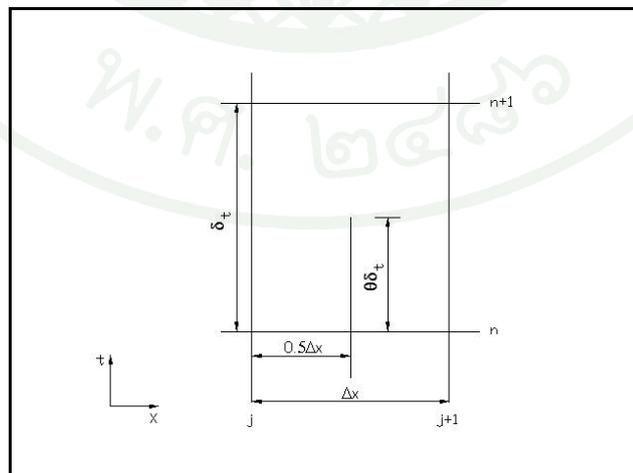
$$f_j = f_j^n \tag{30}$$

และ

$$\Delta f_j = f_j^{n+1} - f_j^n \tag{31}$$

ดังนั้น

$$f_j^{n+1} = f_j + \Delta f_j \tag{32}$$



ภาพที่ 10 พารามิเตอร์ในสมการ Implicit Finite Difference Method

ดังนั้นสมการทั่วไปของ Implicit Finite Difference ในการแก้ปัญหาคือ

$$\text{Time derivative : } \quad \frac{\partial f}{\partial t} \approx \frac{\Delta f}{\Delta t} = \frac{0.5(\Delta f_{j-1} + \Delta f_j)}{\Delta t} \quad (33)$$

$$\text{Space Derivative : } \quad \frac{\partial f}{\partial x} \approx \frac{\Delta f}{\Delta x} = \frac{(\Delta f_{j-1} + \Delta f_j) + \theta(\Delta f_{j-1} - \Delta f_j)}{\Delta x} \quad (34)$$

$$\text{Function value : } \quad f \approx \bar{f} = 0.5(f_j + f_{j-1}) + 0.5\theta(\Delta f_j + \Delta f_{j-1}) \quad (35)$$

$$\text{Continuity Equation : } \quad \Delta Q + \frac{\Delta A_c}{\Delta t} \Delta x_c + \frac{\Delta A_f}{\Delta t} \Delta x_f + \frac{\Delta S}{\Delta t} \Delta x_f - \bar{Q}_1 = 0 \quad (36)$$

และค่าโดยประมาณในการแก้สมการผลต่างสืบเนื่องในเทอมของ Continuity Equation ดังแสดงในตารางที่ 6

ตารางที่ 6 ค่าโดยประมาณของพารามิเตอร์ในสมการ Continuity Equation

Term	Finite Difference Approximation
ΔQ	$(Q_{j+1} - Q_j) + \theta(\Delta Q_{j+1} - Q_j)$
$\frac{\partial A_c}{\partial t} \Delta x_c$	$0.5x_{c_j} \frac{\left(\frac{dA_c}{dz}\right)_j \Delta z_j + \left(\frac{dA_c}{dz}\right)_{j+1} \Delta z_{j+1}}{\Delta t}$
$\frac{\partial A_f}{\partial t} \Delta x_f$	$0.5x_{f_j} \frac{\left(\frac{dA_f}{dz}\right)_j \Delta z_j + \left(\frac{dA_f}{dz}\right)_{j+1} \Delta z_{j+1}}{\Delta t}$
$\frac{\partial S}{\partial t} \Delta x_f$	$0.5x_{f_j} \frac{\left(\frac{dS}{dz}\right)_j \Delta z_j + \left(\frac{dS}{dz}\right)_{j+1} \Delta z_{j+1}}{\Delta t}$

Momentum Equation:

$$\frac{\Delta(Q_c \Delta X_c + Q_f \Delta X_f)}{\Delta t \Delta x_c} + \frac{\Delta(\beta V Q)}{\Delta x_c} + g \bar{A} \left(\frac{\Delta z}{\Delta x_c} + S_f \right) = 0 \quad (37)$$

และค่าโดยประมาณในการแก้ไขสมการผลต่างสืบเนื่องในเทอมของ Momentum Equation ดังแสดงในตารางที่ 7

ตารางที่ 7 ค่าโดยประมาณของพารามิเตอร์ในสมการ Momentum Equation

Term	Finite Difference Approximation
$\frac{\Delta(Q_c \Delta x_c + Q_f \Delta x_f)}{\Delta t \Delta x_c}$	$\frac{0.5}{\Delta x_c \partial t} (\partial Q_c \Delta x_c + \partial Q_f \Delta x_f + \partial Q_{cn} \Delta x_c + \partial Q_{fn} \Delta x_f)$
$\frac{\Delta \beta v Q}{\Delta x_c}$	$\frac{1}{\Delta x_c} [(\beta v Q)_{i,n} - (\beta v Q)_{i-1,n}] + \frac{\theta}{\Delta x_c} [(\beta v Q)_{i,n} - (\beta v Q)_{i-1,n}]$
$g \bar{A} \frac{\Delta z}{\Delta x_c}$	$g \bar{A} \left(\frac{z_{i,n} - z_{i-1,n}}{\Delta x_c} + \frac{\theta}{\Delta x_c} (\Delta z_{i,n} - \Delta z_{i-1,n}) \right) + \theta g \bar{A} \frac{(z_{i,n} - z_i)}{\Delta x_c}$
$g \bar{A} (\bar{s}_f + \bar{s}_n)$	$g \bar{A} (\bar{s}_f + \bar{s}_n) + 0.5 g \bar{A} [(\Delta s_{fn} + \Delta s_{fn}) + (\Delta s_{fn} + \Delta s_{fn})] + 0.5 \theta g (\bar{s}_f + \bar{s}_n) (\Delta A_i + \Delta A_{i+1})$
\bar{A}	$0.5 (A_{i+1} + A_i)$
\bar{s}_f	$0.5 (s_{f,i+1} + s_{f,i})$
∂A_i	$\left(\frac{dA}{dZ} \right)_i \Delta z_i$

7. เงื่อนไขขอบเขต (Boundary Condition)

เงื่อนไขขอบเขตแบบจำลอง HEC-RAS จำแนกออกได้เป็น 2 ชนิด คือ

7.1 เงื่อนไขขอบเขตภายใน (Internal Boundary Condition) ประกอบด้วย

ก. ความยาวช่วงลำน้ำที่พิจารณา

ข. อาคารชลศาสตร์ (Structures)

ค. ปริมาณการไหลภายใน (Internal Flow)

7.2 เงื่อนไขขอบเขตภายนอก (External Boundary Condition)

ในระบบของลำน้ำที่พิจารณาใดๆ จะต้องกำหนดเงื่อนไขของขอบเขตภายนอกที่หน้าตัดเริ่มต้นและหน้าตัดสุดท้ายของแบบจำลองทั้งทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ ที่ไม่ได้มีการเชื่อมต่อกับส่วนอื่น โดยกำหนดได้ดังนี้

ก. ระดับน้ำ (h) หรือปริมาณการไหล (Q) ซึ่งมีค่าคงที่

ข. ระดับน้ำ (h) หรือปริมาณการไหล (Q) ซึ่งเปลี่ยนแปลงตามเวลา

ค. ความสัมพันธ์ของระดับน้ำ (h) และปริมาณการไหล (Q) ซึ่งเรียกว่า Rating Curve

สำหรับขอบเขตเงื่อนไขที่เหมาะสมกับกรณีศึกษานั้นขึ้นอยู่กับลักษณะทางกายภาพที่ใช้เป็นข้อมูลในแบบจำลอง สามารถแบ่งออกได้เป็น

7.2.1 เงื่อนไขขอบเขตทางด้านเหนือน้ำ (Typical Upstream Boundary) ประกอบด้วย

ก. ปริมาณน้ำที่คงที่ในอ่างเก็บน้ำ

ข. กราฟน้ำท่าของปริมาณการไหล (Discharge Hydrograph) ของเหตุการณ์

7.2.2 เงื่อนไขขอบเขตทางด้านท้ายน้ำ (Typical Downstream Boundary) ประกอบด้วย

ก. ระดับน้ำคงที่

ข. ระดับน้ำคงที่เปลี่ยนแปลงตามเวลา

ค. ความสัมพันธ์ของระดับน้ำและปริมาณการไหล (Rating Curve)

8. ระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์

ระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์ (Geographic Information System) หรือระบบสารสนเทศที่นำคอมพิวเตอร์มาใช้ในการจัดการข้อมูลทางด้านภูมิศาสตร์ มีองค์ประกอบดังนี้คือ การนำเข้าข้อมูล การจัดการข้อมูล การวิเคราะห์ข้อมูล และการแสดงผลของข้อมูล การจัดเก็บข้อมูลทางภูมิศาสตร์ ในรูปแบบฐานข้อมูลระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์ เป็นการจัดเก็บทั้งข้อมูลตำแหน่งและข้อมูลอธิบายคุณลักษณะของสิ่งนั้นๆ ในระบบคอมพิวเตอร์ การนำข้อมูลจากระบบไปใช้งานจะสามารถบ่งบอกตำแหน่งของข้อมูลเหล่านั้นและเชื่อมโยงกับข้อมูลอธิบายคุณลักษณะประจำ

โครงสร้างของข้อมูลเชิงตำแหน่งหรือเชิงพื้นที่ แบ่งออกเป็น 2 รูปแบบ คือ ข้อมูลเวกเตอร์ (Vector Data) และข้อมูลแรสเตอร์ (Raster Data)

1. ข้อมูลเวกเตอร์ แสดงตำแหน่งของสิ่งต่างๆ บนพื้นผิวโลกจะถูกถ่ายโอนลงบนแผนที่โดยใช้ระบบพิกัด x, y ในลักษณะ 2 มิติ โดยแบ่งเป็น 3 ชนิด คือ จุด เส้น และพื้นที่ การแสดงผลของข้อมูลในรูปแบบที่สามารถแสดงได้ชัดเจนกว่าข้อมูลแรสเตอร์

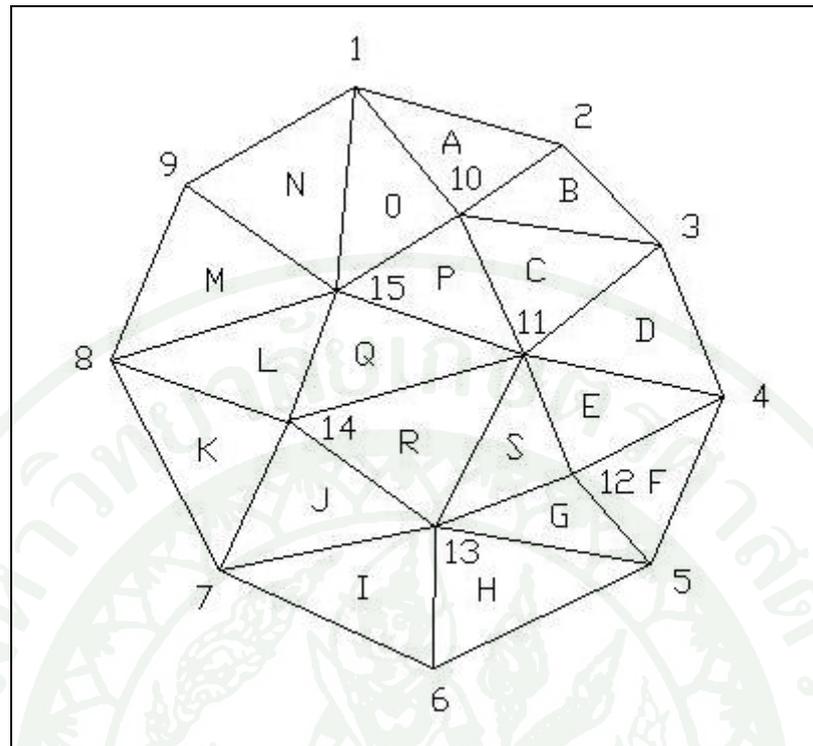
2. ข้อมูลแรสเตอร์ เป็นการแสดงข้อมูลในรูปตารางสี่เหลี่ยมจัตุรัสต่อกันหรือเรียกว่าเซลล์ (Cell) โดยมีการกำหนดตัวเลขประจำแต่ละเซลล์ เพื่อบ่งบอกคุณลักษณะที่กริดนั้นเป็นตัวแทน (สรรคัใจ กลิ่นดาว, 2542) การอ้างอิงของข้อมูลอยู่ในระบบแถว (Row) และสดมภ์ (Column) ตารางสี่เหลี่ยมจะมีขนาดที่แสดงถึงความแตกต่าง (Resolution) ของภาพได้ หากขนาดของจุดภาพมีขนาดเล็ก แสดงว่ามีความแตกต่างสูง

แบบจำลองระดับสูงเชิงเลข

การศึกษาและพัฒนาระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์ในบางงานวิจัย ข้อมูลสองมิติที่แสดงลักษณะพื้นผิวเฉพาะค่า x, y สำหรับข้อมูลเวกเตอร์ หรือสดมภ์และแถวสำหรับข้อมูลแรสเตอร์ อาจไม่เพียงพอต่อการนำมาใช้ในการวิเคราะห์ข้อมูล เช่น การคำนวณปริมาตรของน้ำในอ่างเก็บน้ำ ในลำน้ำ ฯลฯ ดังนั้นการกำหนดค่าข้อมูลระดับความสูงเพิ่มเติมเป็นการเพิ่มประโยชน์ของข้อมูลมากขึ้น การบ่งบอกค่าของข้อมูล x, y, z สามารถนำมาวิเคราะห์ลักษณะภูมิประเทศ (Terrain Analysis) จากแบบจำลองระดับสูงเชิงเลข (Digital Elevation Model : DEM) ซึ่งแบบจำลองระดับสูงเชิงเลขสามารถสร้างทั้งในรูปแบบเวกเตอร์และแรสเตอร์

โครงข่ายสามเหลี่ยมแบบไม่สม่ำเสมอ (Triangulated Irregular Network: TIN) เป็นข้อมูลแสดงลักษณะพื้นผิวที่อยู่ในรูปแบบเวกเตอร์ ด้วยใช้ชุดของสามเหลี่ยม (Triangular) ที่เชื่อมต่อกัน โดยที่จุดสามเหลี่ยมจะมีค่าพิกัด X, Y, Z โครงสร้างของ TIN จะมีการกำหนดตัวอักษรกำกับแต่ละหน้าสามเหลี่ยมที่เกิดจากการประกอบจากจุด 3 จุด ซึ่งแต่ละจุดจะมีเลขกำกับไว้เช่นกัน (ภาพที่ 11)

การใช้งานข้อมูลโครงข่ายสามเหลี่ยมแบบไม่สม่ำเสมอสามารถนำไปคำนวณลักษณะภูมิประเทศ เช่น ความลาด (Slope) ทิศของพินลาด (Aspect) และคำนวณค่าปริมาตรของพื้นที่ได้ เป็นต้น โดยชนิดของข้อมูลที่สามารถนำมาสร้างโครงข่ายสามเหลี่ยม ได้แก่ จุด เส้น ที่แสดงระดับความสูง ฯลฯ



ภาพที่ 11 โครงสร้างของโครงข่ายสามเหลี่ยมแบบไม่สม่ำเสมอ

กริดระดับความสูง เป็นอีกรูปแบบหนึ่งของแบบจำลองระดับสูงเชิงเลข กริดประกอบด้วย เซลล์ (Cell) เรียงตัวในแนว x และ y โดยตำแหน่งแต่ละเซลล์ มีการอ้างอิงพิกัดแบบระบบเรสเตอร์ แต่ละเซลล์ใช้แทนข้อมูลพื้นผิวที่มีความต่อเนื่องกัน ซึ่งค่าที่เก็บในเซลล์ของข้อมูลกริดเป็นได้ทั้งค่า ไม่ต่อเนื่อง (Discrete) หรือต่อเนื่อง (Continuous) (ESRI, 1994)

งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

1. การศึกษาทั่วไปในพื้นที่ลุ่มน้ำเพชรบุรี

ปิยะ (2544) ได้ทำการศึกษาการพัฒนาระบบการตรวจสอบความปลอดภัยของเขื่อนที่เหมาะสมสำหรับประเทศไทย โดยใช้แบบจำลอง FLDWAV 1.0 คำนวณขนาดพื้นที่ที่จะได้รับความเสียหายจากการวิบัติของเขื่อน โดยได้ทดลองการใช้งานระบบตรวจสอบความปลอดภัยที่เสนอ โดยใช้สำหรับกรณีศึกษาเขื่อนที่มีอายุการใช้งานมากกว่า 3 ปีและไม่เกิน 3 ปี ได้แก่ เขื่อนแก่งกระจาน จังหวัดเพชรบุรี และเขื่อนคลองจะกระจ่างจังหวัดประจวบคีรีขันธ์ ตามลำดับ พบว่าในปัจจุบันเขื่อนทั้งสองมีความแข็งแรงปลอดภัยดี แต่เมื่อพิจารณาผลกระทบตัวเขื่อนวิบัติ เขื่อนแก่งกระจานจะมีระดับความอันตรายสูงกว่าเขื่อนคลองจะกระจ่าง และระบบตรวจสอบความปลอดภัยของเขื่อนที่เหมาะสมสำหรับประเทศไทย ประกอบด้วย (1) ระบบจำแนกความอันตรายของเขื่อน (2) มาตรการตรวจสอบความปลอดภัยของเขื่อน ซึ่งรวมถึงมาตรการลดความเสี่ยงและความเสียหาย (3) ระบบเฝ้าระวังตลอดจนมาตรการแก้ไขและซ่อมบำรุงระบบอื่น ๆ ที่ควรจัดทำต่อไป คือระบบเตือนภัยในกรณีเกิดภัยและมาตรการเตรียมความพร้อม ซึ่งรวมถึงการฝึกอบรมและเผยแพร่ความรู้ให้แก่ผู้เกี่ยวข้อง

กอบกิจ (2549) ได้ทำการประยุกต์ใช้ระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์และการสำรวจระยะไกล ในการกำหนดพื้นที่เสี่ยงต่อการเกิดอุทกภัยบริเวณลุ่มน้ำเพชรบุรีพบว่าพื้นที่ที่มีความเสี่ยงอุทกภัยสูง ได้แก่ (1) พื้นที่ราบเชิงเขา ตั้งอยู่ทางด้านทิศตะวันตกของพื้นที่ศึกษา ได้แก่ อำเภอท่าสาย ครอบคลุมพื้นที่ 176,177.00 ไร่ (4.58%) อำเภอเขาชัยยอด ครอบคลุมพื้นที่ 145,801.75 ไร่ (3.79%) และอำเภอบ้านลาด ครอบคลุมพื้นที่ 111,561.75 ไร่ (2.90%) เมื่อฝนตกหนักติดต่อกันหลายวันมักประสบปัญหาน้ำไหลเข้าท่วมพื้นที่ดังกล่าว (2) พื้นที่ราบริมชายทะเลอ่าวไทย ได้แก่ อำเภอชะอำ ครอบคลุมพื้นที่ 240,523.50 ไร่ (6.25%) อำเภอเมืองเพชรบุรี ครอบคลุมพื้นที่ 172,689.50 ไร่ (4.49%) และอำเภอบ้านแหลมครอบคลุมพื้นที่ 98,464.00 ไร่ (2.56%) มักประสบปัญหาน้ำไหลลงสู่ทะเลไม่ทัน น้ำท่วมขังที่ราบที่อยู่ใกล้แม่น้ำเพชรบุรี ส่วนพื้นที่ที่มีโอกาสในการเกิดพื้นที่เสี่ยงต่ออุทกภัยต่ำ ได้แก่ อำเภอแก่งกระจาน ครอบคลุมพื้นที่ 1,024,366.50 ไร่ (26.63%) และอำเภอหนองหญ้าปล้อง ครอบคลุมพื้นที่ 376,412.50 ไร่ (9.79%) เนื่องจากพื้นที่ดังกล่าวตั้งอยู่บนที่สูง

ปิติ (2550) ได้ทำการศึกษาแนวทางการจำลองน้ำหลากและบรรเทาอุทกภัยของลุ่มน้ำเพชรบุรี โดยเหตุการณ์อุทกภัยในลุ่มน้ำเพชรบุรีเดือนตุลาคม 2546 มาวิเคราะห์สภาพการเกิดน้ำ

หลากหลายในพื้นที่ลุ่มน้ำย่อยแม่ประจันต์และห้วยผาคด้วยแบบจำลอง SCS เพื่อหาค่า Curve Number (CN) และใช้แบบจำลอง InfoWorks RS เพื่อวิเคราะห์หาค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระ (Manning's n) พบว่าค่า Curve Number (CN) ที่เหมาะสมของกลุ่มน้ำย่อยแม่ประจันต์และลุ่มน้ำห้วยผาคเท่ากับ 74 และ 76 ตามลำดับ และค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระ (Manning's n) ของแม่น้ำเพชรบุรีเท่ากับ 0.035 สำหรับการไหลในทางน้ำ และเท่ากับ 0.045 สำหรับการไหลในพื้นที่น้ำท่วม สำหรับการวิเคราะห์ประสิทธิภาพการบรรเทาอุทกภัยพบว่า ทางเลือกที่ประกอบด้วยการบริหารจัดการน้ำของเขื่อนแก่งกระจานและการก่อสร้างอ่างเก็บน้ำเพิ่มอีก 2 แห่ง ปิดกั้นห้วยแม่ประจันต์และห้วยผาค รวมทั้งก่อสร้างคลองผันน้ำจากแม่น้ำเพชรบุรีออกสู่อ่าวไทย จะช่วยลดระดับน้ำท่วมบริเวณตัวเมืองเพชรบุรีได้ดีที่สุดคือจะลดระดับน้ำท่วมได้ประมาณ 2.9 เมตร

กรมชลประทาน (2550) ได้ทำการศึกษาวางแผนระบบและติดตั้งระบบโทรมาตรเพื่อการพยากรณ์น้ำและเตือนภัยลุ่มน้ำเพชรบุรี วิเคราะห์สมดุลน้ำของลุ่มน้ำเพชรบุรี และพัฒนาเกณฑ์การควบคุมระดับน้ำอ่างเก็บน้ำแก่งกระจานเพื่อปรับปรุง Rule Curve ของอ่างเก็บน้ำแก่งกระจานให้สอดคล้องกับสภาพแวดล้อมที่เปลี่ยนแปลงไป โดยเปรียบเทียบสภาพปัจจุบันกับการปรับปรุงโครงการในกรณีต่าง ๆ ได้แก่ ปรับปรุงโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาเพชรบุรี การสร้างอ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจันต์ และการสร้างอ่างเก็บน้ำห้วยผาค พบว่าเมื่อมีการปรับปรุงโครงการชลประทานเพชรบุรีแล้ว จะสามารถช่วยลดปัญหาการขาดแคลนน้ำลงได้เป็นอย่างดี จาก 20 ปีในรอบ 30 ปี เป็น 5 ปีในรอบ 30 ปี และจะสามารถช่วยลดปริมาณน้ำที่ระบายลงด้านท้ายน้ำในเดือนสิงหาคมลงได้ประมาณ 18% จาก 152 ล้าน ลบ.ม./เดือน ลดลงเป็น 124 ล้าน ลบ.ม./เดือน

2. การศึกษาการพังทลายของเขื่อน

ศุภสิทธิ์ (2540) ได้ทำการศึกษาคลื่นน้ำป่าในลำน้ำที่เกิดจากการพังทลายของเขื่อน โดยใช้แบบจำลอง DAMBRK กรณีศึกษาสมมติการเกิดการพังของเขื่อนรัชชประภา ซึ่งเป็นเขื่อนหินถมสูง 94 เมตร ปริมาตรเก็บกักสูงสุด 6,514 ล้าน ลบ.ม. โดยจำลองสภาพการพังทลายของเขื่อนทีละน้อย ๆ ในรูปสี่เหลี่ยมคางหมู ได้อัตราการไหลสูงสุดเท่ากับ 205,850 ลบ.ม.ต่อวินาที และการเคลื่อนตัวของคลื่นน้ำป่าไปตามลำน้ำจากท้ายเขื่อนรัชชประภาจนถึงปากแม่น้ำตาปีที่อ่าวบ้านดอน จังหวัด สุราษฎร์ธานี ระยะทาง 109.44 กิโลเมตร พบว่าที่บ้านตาขุน อำเภอคีรีรัฐนิคมห่างจากเขื่อน 18.96 กิโลเมตร และที่อำเภอพุนพินห่างจากเขื่อน 86.44 กิโลเมตร มีเวลาในการเคลื่อนตัวของ Wave Front เท่ากับ 1.20 และ 13.43 ชั่วโมงตามลำดับ และค่าระดับน้ำสูงสุดเท่ากับ 38.5 และ 11.7 เมตร รทก. ตามลำดับ

พิไลลักษณ์ (2543) ได้ทำการศึกษาการพังของเขื่อนโดยใช้แบบจำลอง MIKE 11 กรณีศึกษาสมมติการเกิดการพังของเขื่อนป่าสัก ซึ่งเป็นเขื่อนดิน ระดับสันเขื่อน +46.50 ม.รทก. ปริมาณเก็บกักสูงสุด 1,000 ล้าน ลบ.ม. โดยหาค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระแมนนิ่งทางด้านท้ายเขื่อนด้วยการปรับเทียบแบบจำลองโดยใช้ข้อมูลระดับน้ำและปริมาณการไหลที่บันทึกไว้ที่สถานีวัดน้ำท่าในลำน้ำ สมมติกรณีการเกิดการพังของเขื่อนในลักษณะการพังแบบค่อยเป็นค่อยไป พิจารณาปริมาณน้ำไหลเข้าอ่างที่เป็นไปได้รอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปี สำหรับรอยแตกสี่เหลี่ยมคางหมู พบว่าปริมาณการไหลสูงสุดผ่านรอยแตกเท่ากับ 40,948.10 ลบ.ม.ต่อวินาทีที่เวลา 6 ชม. ที่ระยะทาง 10 กม. จากท้ายเขื่อนเกิดปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 39,710.87 ลบ.ม.ต่อวินาที ระดับน้ำสูงสุดเท่ากับ +41.68 ม.รทก. ระดับความสูงของน้ำเหนือตลิ่ง 13.97 ม. ที่เวลา 9 ชม. หลังจากที่ยื่นพังที่ อ.แก่งคอย และ อ.เมือง จ.สระบุรี ระยะทาง 70 และ 90 กม. จากท้ายเขื่อน ปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 18,553.55 และ 16,214.48 ลบ.ม.ต่อวินาที ระดับน้ำสูงสุดเท่ากับ +23.22 และ +19.01 ม.รทก. ระดับความสูงของน้ำเหนือตลิ่ง 5.01 และ 7.78 ม. ที่เวลา 17 และ 30 ชม. ตามลำดับ

บุญเตียง (2547) ได้ทำการศึกษาการพังทลายของเขื่อนและจำลองแบบการไหลของคลื่นน้ำป่า โดยใช้แบบจำลอง FLDWAV กรณีศึกษาสมมติการเกิดการพังของเขื่อนทับเสลา ซึ่งเป็นเขื่อนดินความจุ 190 ล้าน ลบ.ม. พิจารณาน้ำหลากที่รอบการเกิดซ้ำ 1,000 ปี 10,000 ปี และรอบการเกิดสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Floods, PMF) พบว่าการพังทลายจากน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อนช่องแตกรูปสี่เหลี่ยมคางหมู ให้ปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 35,303 ลบ.ม.ต่อวินาที ระดับน้ำด้านท้ายน้ำที่รุนแรงที่สุดเกิดที่ กม. 22+500 ระดับน้ำสูงสุด 12.2 ม. ที่เวลา 2.78 ชม. นับจากเขื่อนพังอย่างสมบูรณ์ และที่กม. 45+000 จะมีระดับน้ำสูงสุดที่ +79.75 ม.รทก. ซึ่งสูงกว่าระดับตลิ่ง 1.0 เมตร โดยคลื่นน้ำป่าใช้เวลาในการเคลื่อนที่จากเริ่มพังทลายจนถึงจุดออกกลุ่มน้ำทับเสลาที่บ้านประดาศักระยะทาง 45 กม. ใช้เวลา 6.1 ชม.

เรืองวิทย์ (2551) ได้ทำการศึกษาการจำลองสภาพน้ำท่วมบริเวณท้ายน้ำในกรณีการพังทลายของเขื่อนแม่กวง จังหวัดเชียงใหม่ โดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ MIKE 11 พบว่ากรณีการเกิดรอยแตกสุดท้ายรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าในลักษณะของการไหลล้นข้ามสันเขื่อนเป็นกรณีที่มีความรุนแรงมากที่สุด ซึ่งใช้ค่าดัชนีการกัดเซาะด้านข้าง (Side Erosion Index, x) = 1 และค่าความกว้างเริ่มต้นของรอยแตก (Initial Breach Width, B) = 10 เมตร จะเกิดปริมาณการไหลสูงสุดเท่ากับ 5,045.1 ลบ.ม. ต่อวินาที ที่เวลา 1 ชั่วโมง 50 นาที หลังจากเกิดรอยแตก

3. การศึกษาการใช้งานแบบจำลองคณิตศาสตร์ HEC-RAS

อุดร (2543) ได้ทำการประยุกต์ใช้แบบจำลองทางชลศาสตร์ HEC-RAS และสารสนเทศภูมิศาสตร์ MapInfo สำหรับงานน้ำท่วมในบริเวณแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่าง พบว่า HEC-RAS เป็นโปรแกรมประยุกต์ที่น่าใช้งานในด้านทรัพยากรน้ำ โปรแกรมหนึ่ง เนื่องจากใช้งานง่าย ไม่ซับซ้อน ขนาดของข้อมูลน้อยมากเมื่อเทียบกับโปรแกรมประยุกต์อื่น ๆ ที่เทียบเท่ากัน ผลของการคำนวณสามารถแสดงผลได้หลายรูปแบบที่ต้องการ เช่น นำไปแสดงผลใน MS Excel หรือ MS Word โดยเฉพาะอย่างยิ่งมีภาพประกอบ ทำให้การตรวจสอบข้อมูลเช่นรูปตัดตามขวางทำความเข้าใจได้ง่ายขึ้น

ปิยพร (2546) ได้ทำการศึกษาการเคลื่อนที่ของน้ำหลาก ระดับน้ำ และพื้นที่น้ำหลาก โดยในการวิเคราะห์การเคลื่อนที่ของน้ำหลากใช้แบบจำลอง HEC-HMS และใช้แบบจำลอง HEC-RAS คำนวณค่าระดับน้ำ ทั้งนี้ใช้ระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์โดยโปรแกรม ArcView 3.2 Extension HEC-GeoHMS และ HEC-GeoRAS คำนวณค่าพารามิเตอร์พื้นฐานของทางน้ำให้กับแบบจำลองทั้งสอง รวมทั้งนำผลลัพธ์จากแบบจำลองแสดงพื้นที่เพื่อดูการกระจายของน้ำหลาก พบว่าแบบจำลองทั้งสองจะให้ผลลัพธ์ที่น่าสนใจเฉพาะพื้นที่ที่มีการไหลของน้ำในทิศทางเดียว ส่วนพื้นที่ที่มีน้ำหลากเคลื่อนที่ในลักษณะแผ่กระจายไปตามความลาดเทของลักษณะภูมิประเทศ ซึ่งเป็นการไหลในหลายทิศทางอาจทำได้โดยใช้แบบจำลองชลศาสตร์สองมิติ

รัฐพันธุ์ (2547) ได้ทำการศึกษาประสิทธิภาพการบรรเทาอุทกภัยของอ่างเก็บน้ำแก่งเสือเต้น โดยการจำลองสภาพน้ำหลากลำนน้ำยมด้วยแบบจำลองคณิตศาสตร์ HEC-RAS พบว่าการจำลองสภาพน้ำหลากด้วยแบบจำลองคณิตศาสตร์ HEC-RAS มีความคลาดเคลื่อนจากสภาพเป็นจริง ซึ่งอาจเป็นผลมาจากการประเมินค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระแมนนิ่ง (Manning's n) ข้อมูลหน้าตัดลำน้ำ และข้อมูลอัตราการไหลมีความคลาดเคลื่อน

ชลทิศ (2551) ได้ทำการศึกษาแนวทางการเตือนภัยน้ำท่วม พื้นที่ลุ่มน้ำคลองตะกั่วป่า จังหวัดพังงา ด้วยการจำลองสภาพการเคลื่อนตัวของกราฟน้ำหลากโดยแบบจำลอง HEC-RAS โดยทำการต่อขยายข้อมูลรูปตัดที่ได้จากการสำรวจสนามให้ครอบคลุมพื้นที่ราบริมคลองด้วยแบบจำลอง HEC-GeoRAS Extension ArcView GIS V. 3.2 และได้ใช้แบบจำลองนี้สร้างแผนที่แสดงพื้นที่น้ำท่วม พบว่าแบบจำลองทั้งสองสามารถคำนวณได้อย่างถูกต้องแม่นยำและใช้งานได้

อุปกรณ์และวิธีการ

อุปกรณ์

1. ฮาร์ดแวร์ ประกอบด้วย

1.1 เครื่องคอมพิวเตอร์พีซี จำนวน 1 เครื่อง

2. ซอฟต์แวร์ ประกอบด้วย

2.1 ระบบปฏิบัติการ ไมโครซอฟต์วินโดวส์เอกซ์พี (Microsoft Window XP)

2.2 โปรแกรม HEC-RAS เวอร์ชัน 4.0

2.3 โปรแกรม HEC-Geo-RAS Extension ArcView GIS V.3.2

วิธีการ

1. รวบรวมข้อมูลที่เกี่ยวข้อง

1.1 ข้อมูลภูมิศาสตร์

ข้อมูลภูมิศาสตร์ที่ใช้ในการจำลองสภาพของพื้นที่ศึกษา ประกอบด้วย ข้อมูลแผนที่ภูมิประเทศ มาตรฐาน 1:50,000 ของกรมแผนที่ทหาร ครอบคลุมพื้นที่ลุ่มน้ำเพชรบุรี แผนที่รูปตัดขวางและรูปตัดตามยาวของแม่น้ำเพชรบุรีและลำน้ำสาขาของกรมชลประทาน ข้อมูลรายละเอียดของโครงการเขื่อนแก่งกระจาน ลักษณะของตัวเขื่อนและอาคารประกอบ และแผนที่ดิจิทัลการใช้ประโยชน์ที่ดินบริเวณท้ายเขื่อนแก่งกระจานของกรมพัฒนาที่ดิน เพื่อประกอบการประเมินความเสี่ยงภัยเบื้องต้น

1.2 ข้อมูลอุตุ – อุทกวิทยา

ข้อมูลปริมาณน้ำฝนรายวันบริเวณพื้นที่ลุ่มน้ำเพชรบุรี ข้อมูลระดับน้ำ ปริมาณน้ำ และ Rating Curve ที่สถานีวัดน้ำท่าต่าง ๆ ในพื้นที่ลุ่มน้ำเพชรบุรี เพื่อนำมาคำนวณหาปริมาณน้ำท่าที่ไหลลงสู่แม่น้ำเพชรบุรี

ข้อมูลปริมาณน้ำไหลเข้าเขื่อนแก่งกระจาน เพื่อนำไปวิเคราะห์หาปริมาณน้ำไหลเข้าอ่างเก็บน้ำแก่งกระจานที่รอบการเกิดซ้ำ 100, 500, 1000, 10000 ปี และการไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood, PMF) รวมถึงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างความจุอ่างเก็บน้ำแก่งกระจานและความสูงของระดับน้ำ สำหรับเป็นสภาวะขอบเขตด้านเหนือน้ำ

ข้อมูลระดับน้ำเหนือเขื่อนเพชร สำหรับใช้เป็นขอบเขตด้านท้ายน้ำในการปรับแก้แบบจำลอง

2. คำนวณหาปริมาณน้ำท่าที่เกิดจากน้ำฝนโดยใช้แบบจำลองน้ำฝน - น้ำท่า

2.1 การสร้างแบบจำลอง (Model Setup)

ขั้นตอนในการจัดทำแบบจำลองน้ำฝน – น้ำท่ามีรายละเอียดดังนี้

2.1.1 คัดเลือกสถานีตรวจวัดปริมาณน้ำฝนที่ใช้ในการจัดทำแบบจำลอง

เนื่องจากแบบจำลองที่ได้จัดทำขึ้นจะนำมาประยุกต์ใช้ในการศึกษาค้นคว้า ที่เกิดจากการพังทลายของเขื่อนแก่งกระจาน ดังนั้นเพื่อให้แบบจำลองสามารถพยากรณ์น้ำท่วมได้อย่างแม่นยำ จึงต้องทำการคัดเลือกสถานีตรวจวัดฝนที่ใช้ในการปรับเทียบแบบจำลองให้กระจายครอบคลุมทั่วพื้นที่ มีความน่าเชื่อถือ และความละเอียดของข้อมูลเพียงพอ

2.1.2 คัดเลือกสถานีตรวจวัดปริมาณน้ำท่าที่ใช้ในการจัดทำแบบจำลอง

จากการรวบรวมข้อมูลน้ำท่า พบว่ามีสถานีตรวจวัดน้ำท่าที่ตั้งอยู่ในลำน้ำเพชรบุรี และมีการตรวจวัดระดับน้ำและอัตราการไหลจำนวน 3 สถานี คือ B.3, B.6, และ B.8 ซึ่งเป็นสถานีที่มีข้อมูลยาวเพียงพอและต่อเนื่อง จึงเหมาะสมที่จะนำไปใช้ในการปรับเทียบแบบจำลองต่อไป

2.1.3 หาขนาดพื้นที่รับน้ำย่อยของสถานีตรวจวัดปริมาณน้ำท่าที่คัดเลือก

จากนั้นได้ทำการหาขนาดของพื้นที่รับน้ำของสถานีตรวจวัดปริมาณน้ำท่าที่คัดเลือก จากแผนที่ภูมิประเทศมาตราส่วน 1 : 50,000 ของกรมแผนที่ทหาร

2.1.4 การหาแฟคเตอร์ถ่วงน้ำหนักทึเอสเซน (Thiessen Weighting)

การหาปริมาณฝนเฉลี่ยของพื้นที่รับน้ำย่อยจะใช้วิธีทึเอสเซน โดยจะทำการแบ่งขอบเขตของสถานีวัดน้ำฝนที่คัดเลือกแล้ว (Thiessen Polygon) หลังจากนั้นคำนวณหาแฟคเตอร์ถ่วงน้ำหนักทึเอสเซน (Thiessen Weighting) เพื่อนำไปใช้ในการหาปริมาณฝนเฉลี่ยของพื้นที่รับน้ำย่อยของสถานีตรวจวัดน้ำท่า

2.1.5 หาปริมาณฝนเฉลี่ยของพื้นที่รับน้ำย่อย

หลังจากหาแฟคเตอร์ถ่วงน้ำหนักทึเอสเซนได้แล้ว ได้ทำการหาปริมาณฝนเฉลี่ยของพื้นที่รับน้ำย่อย โดยการนำค่าจากการตรวจวัดปริมาณน้ำฝนของสถานีตรวจวัดปริมาณน้ำฝนที่คัดเลือกไปคูณแฟคเตอร์ถ่วงน้ำหนักทึเอสเซน

2.1.6 กำหนดเงื่อนไขเริ่มต้น (Initial Condition) ของแบบจำลองน้ำฝน – น้ำท่า

ปริมาณน้ำเริ่มต้น (Initial Water Contents) ที่จำเป็นในการใช้งานแบบจำลองประกอบด้วย ปริมาณการเก็บกักบนผิวดิน (U), ปริมาณการเก็บกักของชั้นรากพืช (L), ปริมาณการไหลบ่าบนผิวดิน (OF), ปริมาณการไหลในระหว่างชั้นผิวดินและชั้นน้ำใต้ดิน (IF) และ ปริมาณการไหลของน้ำใต้ดิน (BF)

2.2 การปรับเทียบแบบจำลอง (Model Calibration)

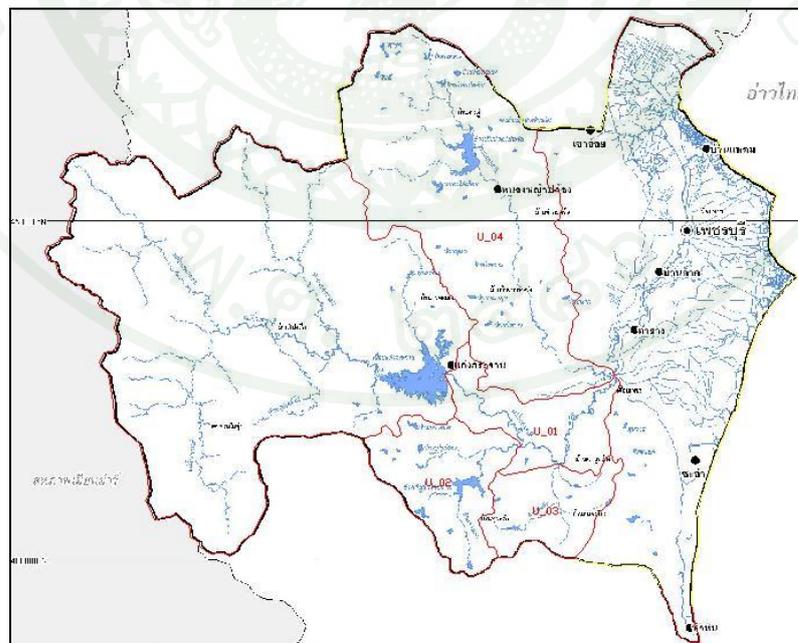
ในการดำเนินการปรับเทียบแบบจำลอง ได้ทำการเปรียบเทียบผลการคำนวณปริมาณน้ำท่ากับผลการตรวจวัดปริมาณน้ำท่าที่สถานีวัดน้ำท่าที่คัดเลือกแล้ว เพื่อทำการปรับแก้ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองน้ำฝน – น้ำท่าให้เหมาะสม ซึ่งพิจารณาจากดัชนีชี้วัดทางสถิติ โดยในการศึกษานี้ได้เลือกใช้ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ (Correlation Coefficient, R^2)

ในการจัดทำแบบจำลองปริมาณน้ำฝน – น้ำท่าได้ดำเนินการจัดทำแบบจำลองที่สถานีวัดน้ำท่า เพื่อปรับแก้พารามิเตอร์ของแบบจำลอง จำนวน 2 สถานี โดยจะทำการปรับเทียบ

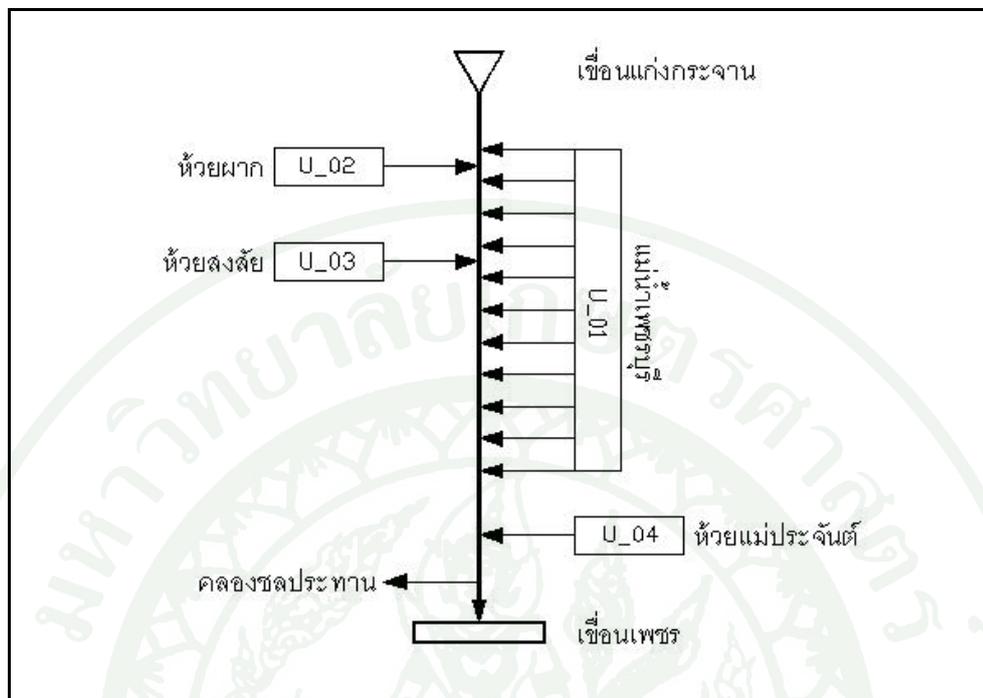
แบบจำลองกับเหตุการณ์ฝนที่คัดเลือกก่อน แล้วนำค่าพารามิเตอร์ดังกล่าวไปตรวจสอบกับ เหตุการณ์ฝนในช่วงเวลาอื่น จากนั้นจึงจะนำค่าพารามิเตอร์ที่ได้ทดสอบแล้วมาประยุกต์กับลุ่มน้ำ เพชรบุรี เพื่อใช้ในการคำนวณการไหลในลำน้ำเพชรบุรีด้วยแบบจำลองสภาพการไหล (Hydrodynamic Model)

2.3 การประยุกต์ใช้แบบจำลอง (Model Application)

เมื่อทำการปรับเทียบแบบจำลองน้ำฝน - น้ำท่า ของสถานีวัดน้ำที่ตั้งอยู่ในพื้นที่ลุ่มน้ำ เพชรบุรีทั้ง 2 สถานีจนเป็นที่ยอมรับได้แล้ว จากนั้นได้นำค่าพารามิเตอร์ที่ได้จากการปรับเทียบ แบบจำลองมาใช้เป็นแนวทางในการกำหนดค่าพารามิเตอร์สำหรับพื้นที่ลุ่มน้ำย่อยต่าง ๆ ในลุ่มน้ำ เพชรบุรีที่ไม่ได้ทำการปรับเทียบพารามิเตอร์ของแบบจำลอง โดยเลือกใช้พารามิเตอร์ให้มีความ เหมาะสมกับสภาพของแต่ละพื้นที่ ในการจัดทำแบบจำลองได้พิจารณาแบ่งพื้นที่ลุ่มน้ำเพชรบุรีเป็น 4 ส่วน ประกอบด้วย ลุ่มน้ำย่อยเพชรบุรีสายหลัก (U_01), ลุ่มน้ำย่อยห้วยผาก (U_02), ลุ่มน้ำย่อย ห้วยสงสัย (U_03) และลุ่มน้ำย่อยห้วยแม่ประจันต์ (U_04) ดังแสดงในภาพที่ 12 สำหรับแผนภูมิ โครงข่ายลำน้ำและพื้นที่รับน้ำของลุ่มน้ำเพชรบุรีในการจัดทำแบบจำลองสภาพการไหลได้แสดงไว้ ในภาพที่ 13



ภาพที่ 12 พื้นที่ลุ่มน้ำย่อยของลุ่มน้ำเพชรบุรี



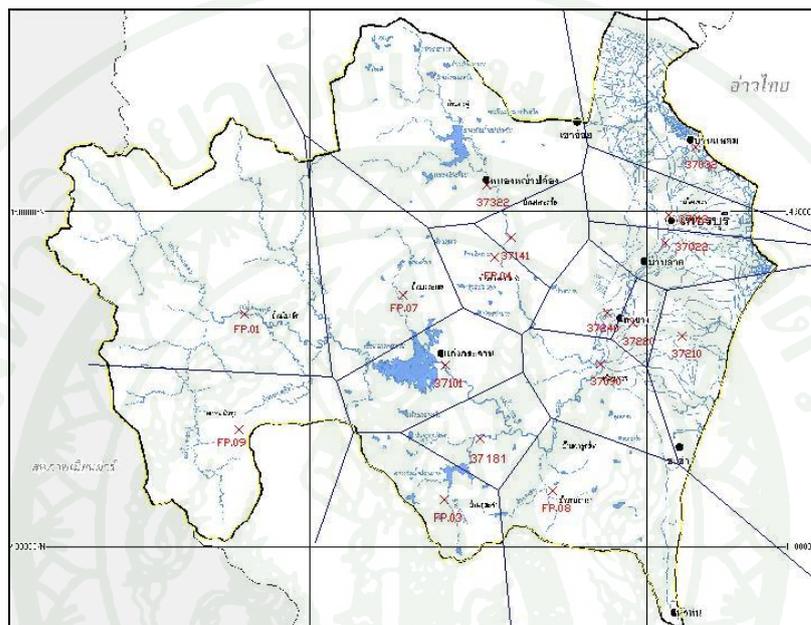
ภาพที่ 13 แผนภูมิโครงข่ายลำน้ำและพื้นที่รับน้ำของกลุ่มน้ำเพชรบุรี

หลังจากแบ่งพื้นที่ลุ่มน้ำย่อยแล้วจึงได้ทำการกำหนดพารามิเตอร์ที่ใช้ในแบบจำลองของพื้นที่ลุ่มน้ำย่อยต่างๆ ในลุ่มน้ำเพชรบุรี ซึ่งกำหนดค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ได้จากผลการเปรียบเทียบแบบจำลองน้ำฝน - น้ำท่า ดังแสดงค่าพารามิเตอร์ที่ใช้สำหรับการประยุกต์ใช้แบบจำลองในตารางที่ 8

ตารางที่ 8 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในแบบจำลองน้ำฝน - น้ำท่า ของลุ่มน้ำเพชรบุรี

ลุ่มน้ำย่อย	ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองน้ำฝน - น้ำท่า										สถานีวัดการระเหย
	พื้นที่ (ตร.กม.)	U_{max} (มม.)	L_{max} (มม.)	CQOF	CKIF	$CK_{1,2}$ (ชม.)	TOF	TIF	TG	CKBF	
U_01	228.88	60	600	0.6	1000	36	0.3	0.1	0.8	1000	37181
U_02	292.55	60	600	0.7	1000	32	0.3	0.7	0.7	1000	37181
U_03	198.82	60	600	0.7	1000	32	0.3	0.7	0.7	1000	37181
U_04	1121.62	55	600	0.5	1000	36	0.3	0.1	0.8	500	37181

เมื่อทำการแบ่งขอบเขตพื้นที่ลุ่มน้ำย่อยและกำหนดค่าพารามิเตอร์ของแต่ละลุ่มน้ำย่อยแล้ว จึงได้จัดทำ Thiessen Polygon ของสถานีวัดน้ำฝนในลุ่มน้ำเพชรบุรีสำหรับการเปรียบเทียบแบบจำลองการไหล ดังแสดงในรูปที่ 14 และแสดงค่าสัดส่วนพื้นที่ของสถานีวัดน้ำฝนในลุ่มน้ำย่อยต่างๆ ในตารางที่ 9 ถึง 12



ภาพที่ 14 Thiessen Polygon ของสถานีวัดน้ำฝนลุ่มน้ำเพชรบุรี

ตารางที่ 9 ค่าสัดส่วน (Weight Factor) ของสถานีวัดน้ำฝนในลุ่มน้ำย่อย U_01

ค่าสัดส่วนของสถานีวัดน้ำฝนลุ่มน้ำย่อย U_01			
สถานี FP.08	สถานี 37090	สถานี 37101	สถานี 37181
0.176	0.249	0.213	0.362
-1	0.333	0.213	0.453
0.346	-1	0.213	0.440
0.176	0.249	-1	0.576
0.329	0.290	0.380	-1

หมายเหตุ: ค่า -1 หมายถึงกรณีที่ข้อมูลปริมาณน้ำฝนขาดหายหรือไม่มีการตรวจวัด

ตารางที่ 10 ค่าสัดส่วน (Weight Factor) ของสถานีวัดน้ำฝนในกลุ่มน้ำย่อย U_02

ค่าสัดส่วนของสถานีวัดน้ำฝนกลุ่มน้ำย่อย U_02		
สถานี FP.03	สถานี 37101	สถานี 37181
0.616	0.100	0.284
-1	0.131	0.869
0.645	-1	0.355
0.796	0.204	-1

หมายเหตุ: ค่า -1 หมายถึงกรณีที่ข้อมูลปริมาณน้ำฝนขาดหายหรือไม่มีการตรวจวัด

ตารางที่ 11 ค่าสัดส่วน (Weight Factor) ของสถานีวัดน้ำฝนในกลุ่มน้ำย่อย U_03

ค่าสัดส่วนของสถานีวัดน้ำฝนกลุ่มน้ำย่อย U_03		
สถานี FP.03	สถานี FP.08	สถานี 37181
0.153	0.761	0.086
-1	0.858	0.142
0.336	-1	0.664
0.196	0.804	-1

หมายเหตุ: ค่า -1 หมายถึงกรณีที่ข้อมูลปริมาณน้ำฝนขาดหายหรือไม่มีการตรวจวัด

ตารางที่ 12 ค่าสัดส่วน (Weight Factor) ของสถานีวัดน้ำฝนในกลุ่มน้ำย่อย U_04

ค่าสัดส่วนของสถานีวัดน้ำฝนกลุ่มน้ำย่อย U_04							
สถานี	สถานี	สถานี	สถานี	สถานี	สถานี	สถานี	สถานี
FP.04	FP.07	37090	37101	37141	37181	37240	37322
0.145	0.054	0.056	0.063	0.075	0.006	0.019	0.582
-1	0.072	0.056	0.076	0.179	0.006	0.024	0.587
0.167	-1	0.056	0.063	0.075	0.006	0.019	0.614
0.145	0.054	-1	0.068	0.075	0.012	0.063	0.582
0.145	0.078	0.067	-1	0.075	0.035	0.019	0.582
0.201	0.054	0.056	0.063	-1	0.006	0.019	0.600
0.145	0.054	0.058	0.067	0.075	-1	0.019	0.582
0.151	0.054	0.066	0.063	0.078	0.006	-1	0.582
0.178	0.168	0.056	0.063	0.051	0.006	0.019	-1

หมายเหตุ: ค่า -1 หมายถึงกรณีที่ข้อมูลปริมาณน้ำฝนขาดหายหรือไม่มีการตรวจวัด

ปริมาณน้ำท่าที่คำนวณได้จากแบบจำลองน้ำฝน - น้ำท่า (NAM Model) ของแต่ละพื้นที่รับน้ำย่อยจะถูกนำไปใช้ในแบบจำลองสภาพการไหล (HEC - RAS) ซึ่งเป็นการคำนวณระดับน้ำและอัตราการไหลของน้ำ ณ ตำแหน่งต่าง ๆ ตามแนวลำน้ำ ก่อนที่จะนำไปใช้ในการศึกษาค้นคว้าจากผลการพังทลายของเขื่อนแก่งกระจานเป็นลำดับต่อไป

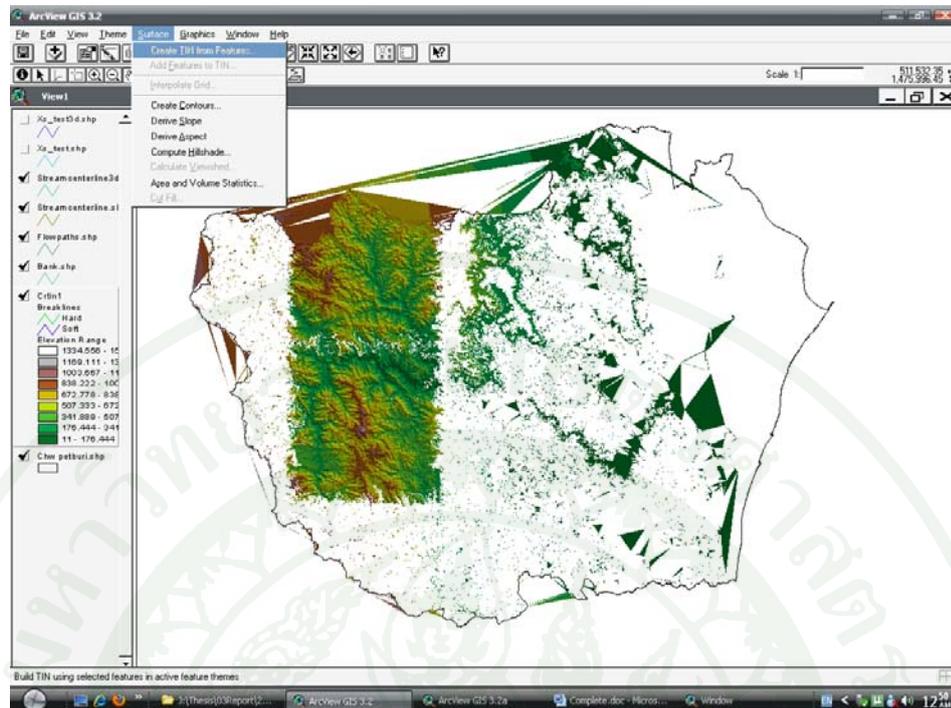
3. จัดทำข้อมูลทางกายภาพลำน้ำและพื้นที่ลุ่มน้ำ

จากปัญหาอย่างหนึ่งในการจัดเตรียมข้อมูลด้านกายภาพลำน้ำ พบว่าข้อมูลรูปตัดลำน้ำที่ได้จากหน่วยงานต่าง ๆ นั้นไม่ครอบคลุมพื้นที่ราบริมลำน้ำ ดังนั้นในการศึกษานี้จึงหยิบยกเอาเครื่องมือที่จะจัดการข้อมูลเกี่ยวกับลำน้ำและพื้นที่ราบริมลำน้ำ เข้ามาใช้เพื่อจัดทำข้อมูลกายภาพลำน้ำให้เป็นข้อมูลเนื้อเดียวกันจากข้อมูลที่ได้จากการสำรวจ และข้อมูลที่ได้ทำการต่อขยายพื้นที่ราบริมลำน้ำโดยมีรายละเอียดเกี่ยวกับ โปรแกรม และขั้นตอนวิธีการจัดสร้างข้อมูลกายภาพลำน้ำดังต่อไปนี้

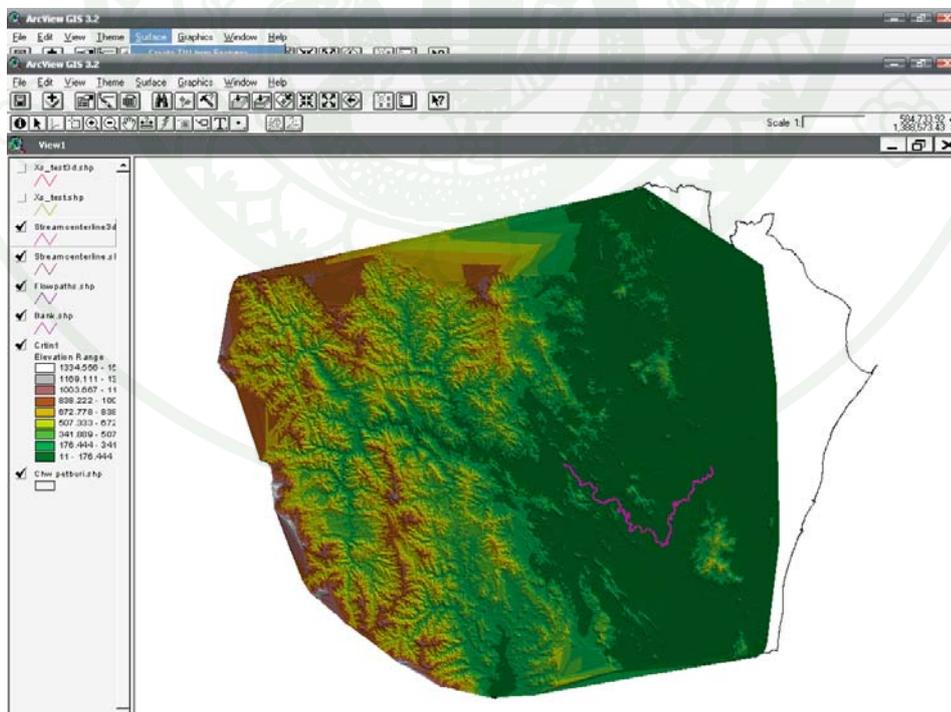
3.1 การจัดเตรียมข้อมูลภาพถ่ายลำนน้ำ

แบบจำลอง HEC-Geo-RAS เป็นโปรแกรมส่วนหนึ่งในโปรแกรมจัดการฐานข้อมูลสารสนเทศทางภูมิศาสตร์ (Geographic Information System: GIS) โดยการบ่งบอกข้อมูลให้กับแบบจำลอง HEC-GeoRAS จะบ่งบอกเป็นพิกัด 3 แกน ได้แก่ พิกัด X,Y,และ Z โดยอันดับแรกต้องใช้โปรแกรม ArcView GIS V.3.2 จัดสร้างเป็นโครงข่ายสามเหลี่ยมไม่สม่ำเสมอ (Triangular Irregular Network: TIN) ซึ่งเป็นข้อมูลแสดงลักษณะพื้นผิวที่อยู่ในรูปแบบของเวกเตอร์โดยใช้ชุดของสามเหลี่ยม (Triangular) ที่เชื่อมต่อกันโดยค่าของพิกัด X, Y, และ Z โดยโครงสร้างของโครงข่ายสามเหลี่ยมไม่สม่ำเสมอ (Triangular Irregular Network: TIN) จะมีการกำหนดตัวอักษรกำกับในแต่ละหน้าสามเหลี่ยมที่เกิดจากการประกอบกัน 3 จุด

ข้อมูลแม่น้ำเพชรบุรีส่วนหนึ่ง เป็นข้อมูลที่ได้จากการสำรวจจริงในสนาม สำหรับข้อมูลในส่วนที่จะใช้ในการต่อขยายสำหรับพื้นที่ราบริมน้ำนั้น สามารถนำเอาข้อมูลจากแผนที่ที่แสดงค่าระดับนำมาใช้ในการศึกษาได้ โดยการศึกษาได้ใช้ข้อมูลจากแผนที่มาตราส่วน 1:50,000 ของกรมแผนที่ทหารมาใช้ในการต่อขยายข้อมูลที่ราบลำนน้ำ โดยการนำเอาค่าระดับ (Elevation) ที่มีอยู่บนแผนที่มาจัดทำเป็นฐานข้อมูลค่าระดับ และค่าพิกัดตามระบบ Universal Transverse Mercator (UTM) แล้วใช้โปรแกรม ArcView GIS V.3.2 จัดสร้างเป็นโครงข่ายสามเหลี่ยมไม่สม่ำเสมอ (Triangular Irregular Network: TIN) ดังแสดงตัวอย่างการจัดทำโครงข่ายสามเหลี่ยมไม่สม่ำเสมอโดยโปรแกรม ArcView GIS V.3.2 ดังภาพที่ 15 ของพื้นที่การศึกษา และโครงข่ายสามเหลี่ยมไม่สม่ำเสมอของพื้นที่แม่น้ำเพชรบุรี ดังแสดงในภาพที่ 16



ภาพที่ 15 ตัวอย่างการจัดทำโครงข่ายสามเหลี่ยมไม่สม่ำเสมอโดยโปรแกรม ArcView GIS V.3.2



ภาพที่ 16 แสดงลักษณะภูมิประเทศโครงข่ายสามเหลี่ยมไม่สม่ำเสมอของพื้นที่ลุ่มน้ำเพชรบุรี

3.2 การใช้ระบบสารสนเทศทางภูมิศาสตร์เพื่อจัดสร้างข้อมูลลำน้ำให้แบบจำลองชล พลศาสตร์

การคำนวณค่าระดับน้ำตามลำน้ำเพชรบุรีโดยใช้แบบจำลอง HEC-RAS กำหนดภายใต้เงื่อนไขการไหลของน้ำแบบไม่คงที่ (Unsteady Flow) แบบจำลองจะจำลองระดับน้ำ ณ ตำแหน่งรูปตัดขวางต่างๆ สำหรับการศึกษานี้ดังที่กล่าวแล้วว่าได้รวบรวมข้อมูลการสำรวจรูปตัดขวางทางน้ำต่างๆไว้บางส่วน แต่ไม่ครอบคลุมกับพื้นที่ศึกษาหรือพื้นที่ราบริมลำน้ำที่ต้องการ ดังนั้นการนำแบบจำลอง HEG-Geo-RAS Extension ArcView GIS V.3.2 ซึ่งสามารถรวบรวมคัดข้อมูลจากโครงข่ายสามเหลี่ยมไม่สม่ำเสมอที่จัดสร้างขึ้นเพื่อให้ได้ข้อมูลรูปตัดขวางทางน้ำและตามขอบเขตที่ต้องการได้ โดยมีขั้นตอนการทำงานดังต่อไปนี้

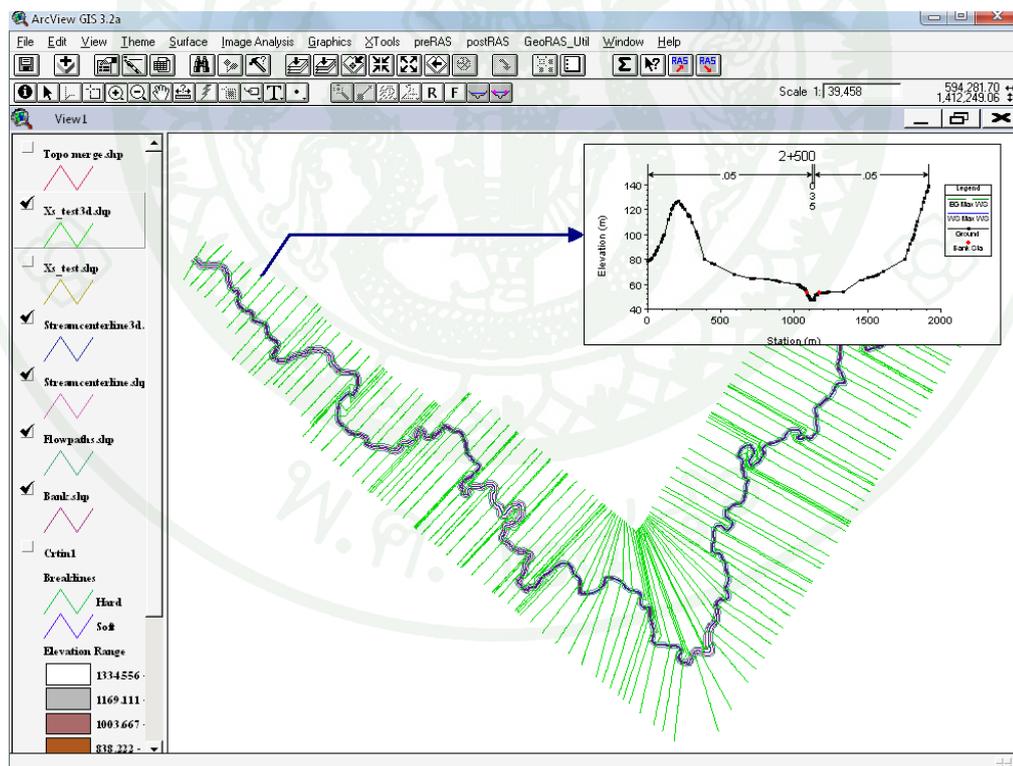
1. ใช้โปรแกรม ArcView GIS V.3.2 เรียกใช้ข้อมูลโครงข่ายไม่สม่ำเสมอ
2. จัดทำแนวข้อมูลร่องน้ำ(center Stream Line) ขอบตลิ่ง (Bank Station Line) โดยเรียกการใช้งานรูปแบบ Shape file โดยโปรแกรม ArcView GIS V.3.2
3. สร้าง Shape file เพื่อบรรจุแนวการไหลของทางน้ำ (Flow Path) ประกอบด้วยข้อมูลร่องน้ำ ขอบตลิ่งแม่น้ำแล้วดิจิไทซ์ (Digitize) แนวการไหลฝั่งซ้าย (Left Flow Path) และแนวการไหลฝั่งขวา (Right Flow Path) ของทางน้ำ
4. สร้าง Shape file เพื่อบรรจุข้อมูลเส้นแนวรูปตัดขวางทุกๆระยะตามต้องการ จากนั้นดิจิไทซ์ (Digitize) ทางหน้าจอคอมพิวเตอร์โดยเริ่มต้นจากฝั่งซ้ายไปขวา
5. ใช้คำสั่ง PreRas เพื่อจัดเก็บข้อมูลรูปตัดขวางลำน้ำให้อยู่ในรูปแบบแฟ้มข้อมูล เพื่อให้แบบจำลองชลพลศาสตร์ HEC-RAS นำไปใช้ในการคำนวณค่าระดับน้ำต่อไป

ตัวอย่างของแนวรูปตัดขวางลำน้ำและแนวทางการไหลของลำน้ำดังแสดงในภาพที่ 17

3.3 การเชื่อมต่อระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์กับแบบจำลองชลพลศาสตร์

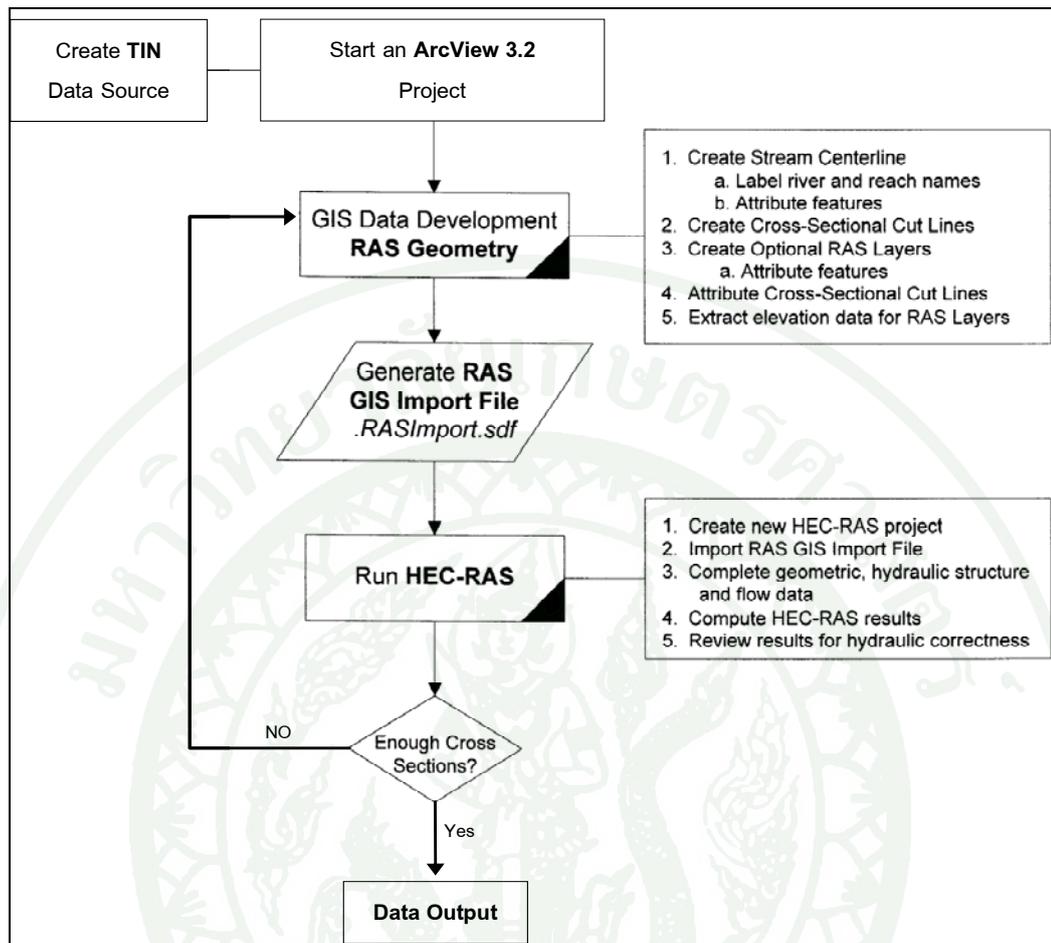
รูปแบบการเชื่อมต่อ (Linkage) ระหว่างแบบจำลองและระบบสารสนเทศทางภูมิศาสตร์โดยทั่วไปแล้ว แบ่งออกได้เป็น 2 รูปแบบ ได้แก่การเชื่อมต่อแบบหลวม (Loose Coupling) และการเชื่อมต่อแบบฝังตัว (Embedded Coupling) โดยวิธีการเชื่อมต่อแบบหลวม จะใช้ระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์ในการวิเคราะห์หาพื้นที่เพื่อเตรียมข้อมูลแบบจำลอง โดยสามารถ

จัดรูปแบบไฟล์ตามรูปแบบที่แบบจำลองชลผลศาสตร์ สามารถนำไปวิเคราะห์ได้ การทำงานของโปรแกรมทางระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์และแบบจำลองชลผลศาสตร์จะแยกส่วนกัน การประยุกต์ด้วยวิธีนี้เป็นการปฏิบัติงานหลายขั้นตอนและการโอนย้ายข้อมูลอาจทำให้เกิดการผิดพลาดได้ สำหรับวิธีการเชื่อมต่อแบบฝังตัว เป็นการปฏิบัติตัวบนระบบเดียว ทำให้มีการโอนย้ายข้อมูลน้อยมากและสามารถแสดงผลได้อย่างอัตโนมัติ สำหรับลักษณะการเชื่อมต่อข้อมูลระหว่างแบบจำลอง HEC-Geo-RAS กับแบบจำลองชลผลศาสตร์ HEC-RAS ถือได้ว่าเป็นลักษณะการเชื่อมต่อข้อมูลแบบหลวม (Loose Coupling) กล่าวคือ เมื่อเราสามารถสร้างข้อมูลกายภาพลำน้ำผ่านทางแบบจำลอง HEC-Geo-RAS ได้แล้ว ในขั้นตอนในการคำนวณโดยแบบจำลองชลผลศาสตร์ HEC-RAS ก็ยังสามารถแก้ไขข้อมูลกายภาพลำน้ำได้ สำหรับลักษณะการเชื่อมต่อข้อมูลระหว่างแบบจำลองข้อมูลทางกายภาพลำน้ำและแบบจำลองทางชลผลศาสตร์ดังแสดงรูปแบบการต่อเชื่อมข้อมูลตลอดจนขั้นตอนการทำงานของแบบจำลอง HEC-Geo-RAS ในการเตรียมข้อมูลสำหรับแบบจำลองชลผลศาสตร์ HEC-RAS ในภาพที่ 18



ภาพที่ 17 แสดงแนวและรูปตัดขวางลำน้ำและแนวการไหลที่ได้จากแบบจำลอง HEC-Geo-RAS

Extension ArcView GIS V.3.2



ภาพที่ 18 ลักษณะการเชื่อมต่อระหว่างแบบจำลอง HEC-Geo-RAS กับแบบจำลองชลพลศาสตร์ HEC-RAS

4. คำนวณหาค่า Manning' n โดยใช้แบบจำลอง HEC - RAS

แบบจำลอง HEC-RAS เป็นแบบจำลองทางกายภาพ (Physical based Model) ซึ่งสามารถคำนวณการไหลในลำน้ำแบบ Unsteady ด้วยข้อมูลหน้าตัดลำน้ำ ปริมาณน้ำที่ไหลลงสู่ลำน้ำหลักที่จุดเชื่อมต่อกับลำน้ำสาขาต่าง ๆ ปริมาณน้ำทำในพื้นที่ลุ่มน้ำย่อยต่าง ๆ และระดับน้ำด้านท้ายน้ำ โดยสามารถนำมาใช้วิเคราะห์ระดับน้ำ ณ ตำแหน่งต่าง ๆ ตามลำน้ำที่เวลาที่ต้องการ

4.1 การสร้างแบบจำลอง (Model Setup)

เริ่มจากการจำลองโครงข่ายแม่น้ำเพชรบุรีตั้งแต่เขื่อนแก่งกระจานจนถึงเขื่อนเพชร และได้เชื่อมต่อกับโครงข่ายต่าง ๆ ได้แก่ ปริมาณน้ำที่ปล่อยออกจากเขื่อนแก่งกระจาน ปริมาณไหลเข้าทางด้านข้างจากแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่าของกลุ่มน้ำสาขาต่าง ๆ ได้แก่ ห้วยผาก ห้วยสงสัย ห้วยแม่ประจันต์ และปริมาณไหลออกทางด้านข้าง ได้แก่ การส่งน้ำเข้าสู่คลองส่งน้ำสายใหญ่ โดยมีรายละเอียดขั้นตอนการจัดทำการจำลองสภาพการไหลดังนี้

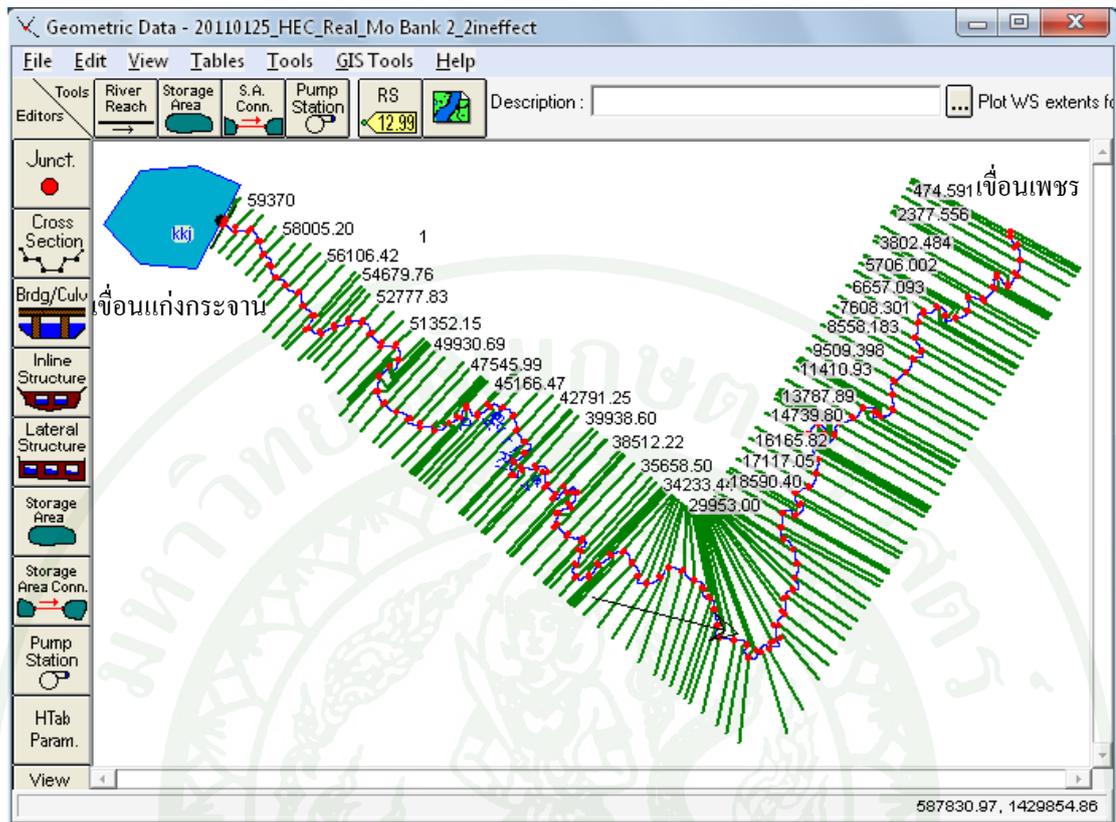
4.1.1 การจัดเตรียมข้อมูลสำหรับนำเข้าแบบจำลอง

เมื่อทำการเก็บรวบรวมข้อมูลและตรวจสอบความน่าเชื่อถือของข้อมูลแล้ว ข้อมูลบางส่วนที่ได้จะถูกนำเข้าเพื่อใช้ในการคำนวณสภาพการไหล ซึ่งประกอบด้วย

1. ข้อมูลสภาพภูมิประเทศ เพื่อใช้เป็นข้อมูลของระดับพื้นที่ข้างตลิ่งสำหรับหน้าตัดลำน้ำที่เกิดน้ำเอ่อล้นตลิ่ง ซึ่งหาได้จากแผนที่มาตราส่วน 1:50,000 ของกรมแผนที่ทหาร
2. ข้อมูลหน้าตัดลำน้ำ เป็นข้อมูลขนาด รูปร่าง และความลึกของลำน้ำที่ตำแหน่งต่าง ๆ รวมทั้งบ่งบอกถึงพิกัดหรือตำแหน่งของหน้าตัดนั้น ๆ เพื่อแสดงโครงข่ายของลำน้ำและความยาวของลำน้ำ ซึ่งได้จากข้อมูลที่เคยสำรวจไว้ของกรมชลประทาน
3. ข้อมูลระดับน้ำและอัตราการไหล เป็นการเตรียมข้อมูลเพื่อใช้สำหรับเป็นขอบเขตของแบบจำลอง รวมทั้งเพื่อใช้เป็นข้อมูลสำหรับการเปรียบเทียบแบบจำลอง ซึ่งจะกล่าวรายละเอียดในหัวข้อต่อไป

4.1.2 การจัดทำโครงข่ายลำน้ำและรูปตัดขวางของแบบจำลอง

จัดทำโครงข่ายลำน้ำและรูปตัดขวางของแม่น้ำเพชรบุรีตั้งแต่เขื่อนแก่งกระจานจนถึงเขื่อนเพชร โดยมีความยาวประมาณ 62.5 กิโลเมตร ดังแสดงในภาพที่ 19



ภาพที่ 19 แสดงโครงข่ายและรูปตัดต้ำน้ำในแบบจำลอง HEC-RAS

4.1.3 การกำหนดเงื่อนไขขอบเขตของแบบจำลอง

การกำหนดเงื่อนไขขอบเขตของแบบจำลองเพื่อแสดงขอบเขตของพื้นที่ที่จะทำการศึกษา ซึ่งประกอบด้วย

1. เงื่อนไขด้านเหนือน้ำ จะเป็นปริมาณน้ำที่ปล่อยออกมาทางท้ายน้ำของเขื่อนแก่งกระจาน

2. เงื่อนไขด้านท้ายน้ำ จะเป็นระดับน้ำทางด้านเหนือเขื่อนเพชร

4.1.4 การเชื่อมต่อแบบจำลองน้ำฝน – น้ำท่ากับแบบจำลอง HEC-RAS

นำข้อมูลที่ได้จากแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่าที่ได้ปรับเทียบแล้วมาใส่ในแบบจำลอง HEC-RAS เพื่อให้ปริมาณน้ำท่าที่เกิดขึ้นในพื้นที่ลุ่มน้ำย่อยต่าง ๆ ไหลลงสู่ลำน้ำ โดยปริมาณน้ำท่าที่คำนวณได้จะเชื่อมต่อกับแบบจำลอง HEC-RAS ณ ตำแหน่งหน้าตัดลำน้ำของแม่น้ำเพชรบุรี ทั้งนี้การเชื่อมต่อผลการคำนวณปริมาณน้ำท่าจะกำหนดเป็น 2 ลักษณะ คือ

1. กรณีปริมาณน้ำท่าของลำน้ำสาขาไหลลงแม่น้ำสายหลัก กำหนดให้มีปริมาณน้ำเข้าที่หน้าตัดลำน้ำหลักที่มีลำน้ำสาขามารวม
2. กรณีปริมาณน้ำท่าของพื้นที่รับน้ำของลำน้ำหลัก กำหนดให้ปริมาณน้ำเข้าตามช่วงของลำน้ำหลัก

รายละเอียดของรูปแบบ ชนิดของข้อมูล และตำแหน่งของเงื่อนไขขอบเขตต่าง ๆ ของแบบจำลอง ดังแสดงในตารางที่ 13

4.1.5 การกำหนดค่าพารามิเตอร์เบื้องต้นของแบบจำลองสภาพการไหล

เมื่อทำการจำลองโครงข่ายของลำน้ำเรียบร้อยแล้ว ได้กำหนดค่าพารามิเตอร์สำหรับการคำนวณสภาพการไหล ซึ่งพารามิเตอร์ที่ใช้คือค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานท้องน้ำ (Manning's n) เบื้องต้นได้กำหนดค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานท้องน้ำของแม่น้ำเพชรบุรีตอนบนเหนือเขื่อนเพชรมีค่าเป็น 0.030 สำหรับพื้นที่ริมแม่น้ำเพชรบุรีตอนบนเหนือเขื่อนเพชรได้กำหนดค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานท้องน้ำ (Manning's n) มีค่าเป็น 0.050 ทั้งนี้เมื่อทำการปรับเทียบแบบจำลอง โดยการปรับค่าความเสียดทานท้องน้ำจนได้ผลการปรับเทียบที่ยอมรับได้แล้ว จึงจะนำเอาค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานท้องน้ำที่ได้ไปใช้ในการประยุกต์ใช้แบบจำลองต่อไป

ตารางที่ 13 รายละเอียดของรูปแบบ ชนิดของข้อมูล และตำแหน่งของเงื่อนไขขอบเขตต่าง ๆ ของแบบจำลอง

ลำดับที่	รูปแบบเงื่อนไขขอบเขต	ชนิดของข้อมูล	River Name	Chainage		หมายเหตุ
				เริ่มต้น	สิ้นสุด	
1	Distributed Source	Inflow	เพชรบุรี	0	62500	-
2	Point Source	Inflow	เพชรบุรี	0	0	แก่งกระจาน
3	Point Source	Inflow	เพชรบุรี	28000	0	ห้วยผาก
4	Point Source	Inflow	เพชรบุรี	36000	0	ห้วยสงสัย
5	Point Source	Inflow	เพชรบุรี	62380	0	ห้วยแม่ประจันต์
6	Point Source	Outflow	เพชรบุรี	62380	0	คลองส่งน้ำสายใหญ่ 1
7	Point Source	Outflow	เพชรบุรี	62380	0	คลองส่งน้ำสายใหญ่ 2
8	Point Source	Outflow	เพชรบุรี	62380	0	คลองส่งน้ำสายใหญ่ 3
9	Point Source	Outflow	เพชรบุรี	62380	0	คลองส่งน้ำสายใหญ่ฝั่งซ้าย
10	Open	Water Level	เพชรบุรี	65000	0	แม่น้ำเพชรบุรี

4.2 การปรับเทียบแบบจำลอง (Model Calibration)

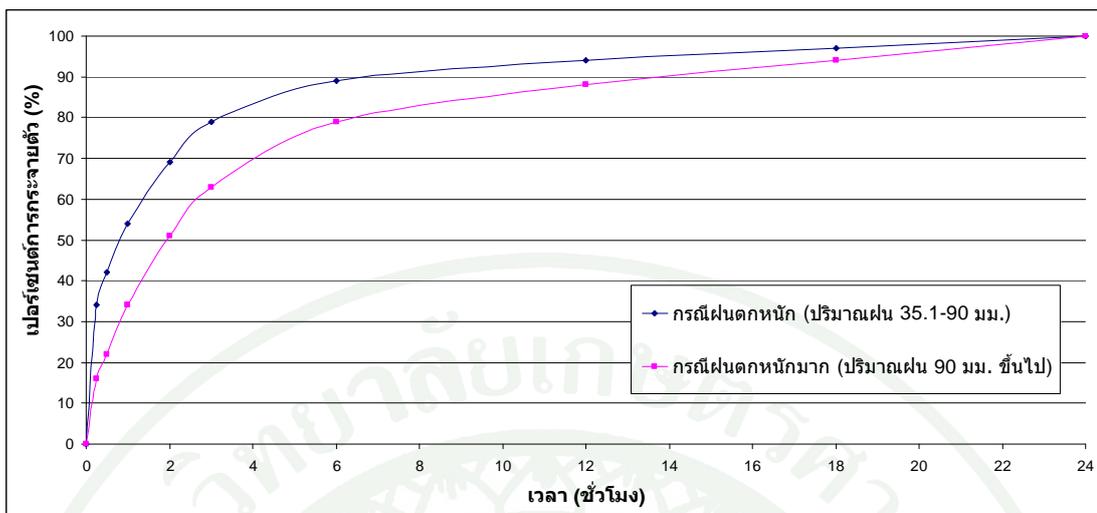
การปรับเทียบแบบจำลอง (Model Calibration) เป็นการปรับเทียบค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานท้องน้ำ (Manning's n) จนกระทั่งได้ผลการคำนวณระดับน้ำสอดคล้องกับผลตรวจวัดที่สถานีวัดน้ำในลุ่มน้ำเพชรบุรี ในการศึกษาจะใช้สถานี B.3 ซึ่งอยู่ในแม่น้ำเพชรบุรีห่างจากเขื่อนแก่งกระจานมายังเขื่อนเพชรเป็นระยะทางประมาณ 10.645 กิโลเมตร ในการปรับเทียบแบบจำลอง

ในลำดับแรกได้แบ่งช่วงของหน้าตัดลำน้ำออกเป็น 5 ส่วน ได้แก่ แม่น้ำฝั่งซ้าย ขวา และกลาง พื้นที่ริมฝั่งแม่น้ำฝั่งซ้ายและขวา (Left of Bank & Right of Bank) เพื่อกำหนดค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานท้องน้ำ (Manning's n) ที่แตกต่างกันตามสภาพแวดล้อมของพื้นที่ในแม่น้ำ

ในการเปรียบเทียบแบบจำลองได้พิจารณาเลือกช่วงปี พ.ศ. 2549 ถึง พ.ศ. 2550 เป็นตัวแทนสำหรับปีน้ำน้อยสำหรับปรับแก้ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียหายต่อน้ำ (Manning's n) บริเวณกลางแม่น้ำ จากนั้นเลือกช่วงปี พ.ศ. 2546 เป็นตัวแทนของปีน้ำหลากสำหรับปรับแก้ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียหายต่อน้ำ (Manning's n) บริเวณแม่น้ำฝั่งซ้ายและขวา และเพื่อให้ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียหายต่อน้ำ (Manning's n) ของแบบจำลองครอบคลุมเหตุการณ์น้ำที่เกิดขึ้นได้ สำหรับพื้นที่ริมฝั่งแม่น้ำฝั่งซ้ายและขวา (Left of Bank & Right of Bank) จากการสำรวจพบว่าส่วนใหญ่เป็นพื้นที่เพาะปลูกพืชไร่ จึงกำหนดค่าสัมประสิทธิ์ความเสียหายต่อน้ำ (Manning's n) เท่ากับ 0.040 (Chow, 1959; French, 1985) จากนั้นเมื่อปรับเทียบได้ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียหายต่อน้ำที่เหมาะสมแล้วจึงนำค่าที่ได้ไปตรวจสอบแบบจำลอง (Model Verification) ในเหตุการณ์ช่วงปี พ.ศ. 2543 ถึง พ.ศ. 2544 อีกครั้งหนึ่ง เพื่อตรวจสอบความถูกต้อง

5. วิเคราะห์ปริมาณน้ำนองสูงสุดจากปริมาณน้ำฝน

วิเคราะห์ปริมาณน้ำนองสูงสุดจากปริมาณน้ำฝนเพื่อใช้เป็นข้อมูลเริ่มต้นของแบบจำลองการพังทลายของเขื่อน ในการศึกษาได้ทำการวิเคราะห์น้ำฝนสูงสุด 1 วัน, 2 วัน และ 3 วัน ที่สถานีวัดน้ำฝน 37101 อ.ท่ายาง จ.เพชรบุรี ซึ่งเป็นสถานีวัดน้ำฝนที่อยู่ใกล้พื้นที่ศึกษา จากนั้นได้ทำการจัดเรียงปริมาณฝนสูงสุดของวันที่ 1 วันที่ 2 และวันที่ 3 โดยให้ปริมาณน้ำฝนในวันที่ 2 มีค่ามากที่สุด อย่างไรก็ตามปริมาณน้ำฝนดังกล่าวได้ปรับแก้สำหรับพื้นที่ศึกษาด้วยแฟกเตอร์การสูญเสียปริมาณฝนเท่ากับ 0.74 สำหรับรอบปีการเกิดซ้ำ 100 ปี ค่าเท่ากับ 0.80 สำหรับรอบปีการเกิดซ้ำ 1,000 และ 10,000 ปี สำหรับแฟกเตอร์ลดพื้นที่เท่ากับ 0.91 สำหรับพื้นที่ลุ่มน้ำ 2,210 ตร.กม. โดยใช้ข้อมูลการกระจายของฝนรายชั่วโมงได้ใช้ผลการศึกษาของสุภาพรรณ (2532) ซึ่งได้ทำการวิเคราะห์เปอร์เซ็นต์การแพร่กระจายของฝนสูงสุด 1 วัน สำหรับจังหวัดเพชรบุรีมาพิจารณาประกอบ ดังภาพที่ 20



ภาพที่ 20 การกระจายตัวของสึน 1 วัน ของจังหวัดเพชรบุรี

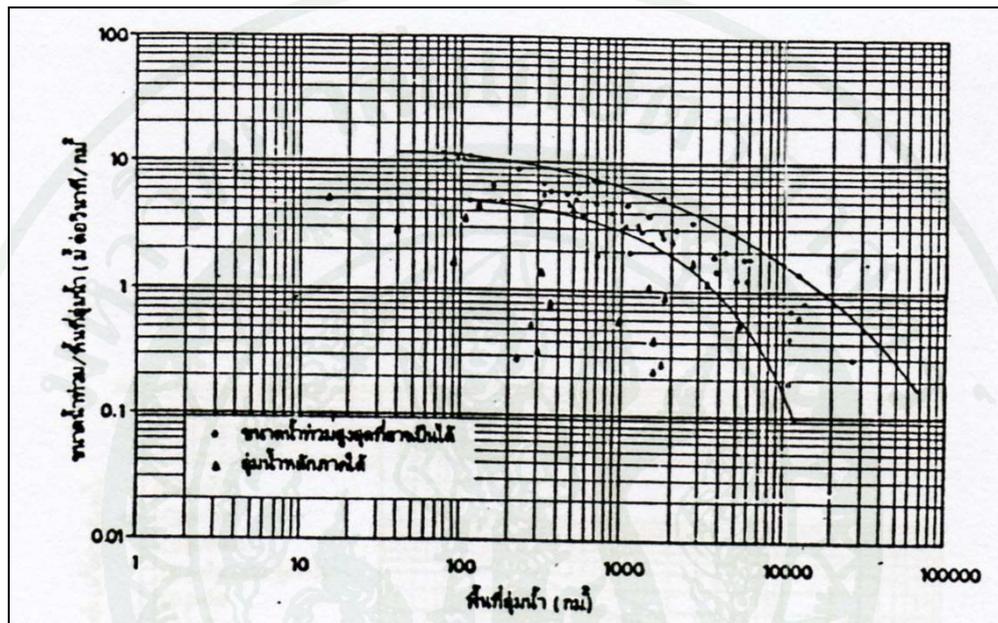
ที่มา: สุภาพรณ สุคนธราช (2532)

การวิเคราะห์กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าของกลุ่มน้ำเพชรบุรีได้ใช้ค่าของสัมประสิทธิ์รีเกรชัน a_1 , n_1 , a_2 และ n_2 ของกลุ่มน้ำภาคตะวันตกจัดทำโดยกรมชลประทาน (2552) เป็นตัวแทน ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.3152, 0.2621, 0.1662 และ -0.8747 ตามลำดับ

เมื่อได้กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า ในกรณีที่ช่วงเวลาคงของสึน (T_r) แตกต่างไปจากค่าระยะเวลาการไหลรวมตัวของพื้นที่ลุ่มน้ำ จะต้องปรับแก้กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าที่ได้ให้เป็นกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าของช่วงเวลาสึนตกจริงก่อนนำไปประยุกต์ใช้งาน การปรับเปลี่ยนกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าของช่วงเวลาสึนตกช่วงเวลาหนึ่ง ไปเป็นกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าของช่วงเวลาสึนตกอีกช่วงเวลาหนึ่ง ทำได้โดยวิธี S-Curve

การวิเคราะห์ปริมาณน้ำนองสูงสุดที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ ทำการคำนวณโดยใช้ปริมาณสึนสูงสุด แฟกเตอร์การสูญเสียสึน แฟกเตอร์การลดพื้นที่ เปอร์เซนต์การกระจายตัวของสึน 1 วัน และกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า

สำหรับข้อมูลการวิเคราะห์การไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF) ได้ใช้ข้อมูลของปรีชา (2533) ซึ่งได้ทำการศึกษาปริมาณสูงสุดที่อาจเป็นไปได้สำหรับการออกแบบทางน้ำล้นของเขื่อนเก็บกักน้ำ โดยกลุ่มน้ำพรชบุรีเป็นกลุ่มน้ำหลักของภาคใต้ในการศึกษานี้ มาพิจารณาประกอบดังภาพที่ 21

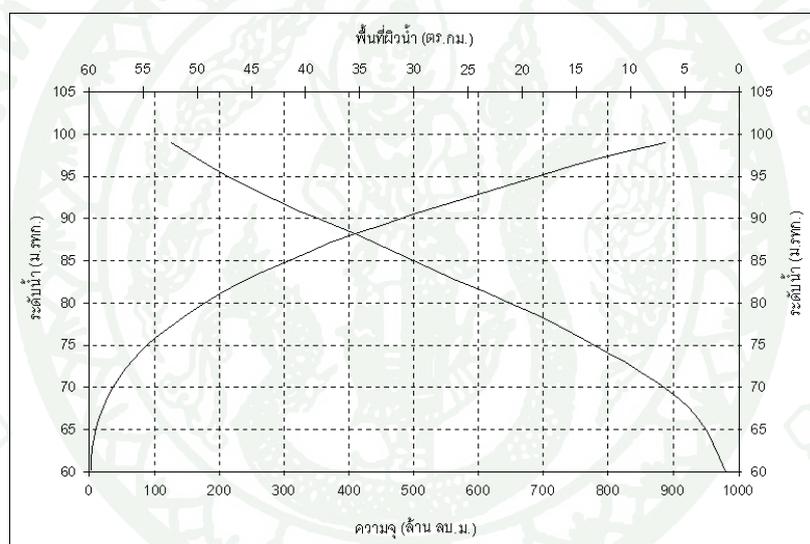


ภาพที่ 21 ความสัมพันธ์ระหว่างพื้นที่ล้นน้ำกับปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่ล้นน้ำ และระหว่างพื้นที่ล้นน้ำกับขนาดน้ำท่วมสูงสุดต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่ล้นน้ำของกลุ่มน้ำหลักภาคใต้

ที่มา: ปรีชา สุขกล้า (2533)

6. วิเคราะห์การทำนายคลื่นน้ำป่าที่เกิดจากการพังทลายของเขื่อนแก่งกระจาน

วิเคราะห์การทำนายคลื่นน้ำป่าที่เกิดจากการพังทลายของเขื่อนแก่งกระจาน โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างระดับน้ำและความจุเขื่อนแก่งกระจานของกรมชลประทานที่สำรวจใหม่ในปี พ.ศ. 2547 ดังแสดงดังภาพที่ 22 พารามิเตอร์การพังทลายของเขื่อนซึ่งประกอบด้วย ขนาดความกว้างของการพังทลาย (B) ระยะเวลาการพังทลาย (τ) และรูปร่างการเฉพาของรอยแตก ดังแสดงในตารางที่ 14 ซึ่งรวบรวมและพิจารณาจากข้อมูลการพังทลายของเขื่อนในอดีตที่ได้มีการศึกษาโดย Wahl (1998) เป็นขอบเขตด้านเหนือน้ำ และใช้ความลาดชันของท้องคลอง (S) เป็นขอบเขตด้านท้ายน้ำ



ภาพที่ 22 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าระดับ ความจุ และพื้นที่ผิวหน้าของอ่างเก็บน้ำเขื่อนแก่งกระจาน

ที่มา: กรมชลประทาน (2550)

ในการกำหนดกรณีศึกษาพิจารณาจากกรณีที่มีความเสี่ยงสูงที่สุด คือ ปริมาณน้ำในเขื่อนอยู่ในระดับเก็บกักที่ระดับ +99.00 ม.รทก. น้ำในลำน้ำเพชรบุรีสายหลักอยู่ในระดับปรกติ (Steady Stage) และมีการไหลเข้าด้านข้าง (Side Flow) จากลำน้ำสาขาโดยใช้ข้อมูลปี พ.ศ.2543 เป็นปีฐาน ขณะเดียวกันก็มีกราฟน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 100 ปี 1,000 ปี 10,000 ปี และ การไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (PMF) เคลื่อนตัวเข้าสู่เขื่อนแก่งกระจาน

ในการศึกษานี้ได้ตั้งสมมุติฐานกรณีเกิดการพังทลายแบบเกิดรูรั่ว (Piping Failure) ของเขื่อนแก่งกระจาน โดยเริ่มเกิดการพังทลายขึ้นที่ตัวเขื่อนหลักเมื่อระดับน้ำขึ้นถึงระดับ +102.00 ม.รทก. จะเริ่มเกิดรูรั่วที่ระดับศูนย์ถ่วงของตัวเขื่อนเท่ากับ +80.00 ม.รทก. ความกว้างของรอยแยกสุดท้าย (B) มีค่าอยู่ระหว่าง 0.5 ถึง 3 เท่าของความสูงของเขื่อนดิน เนื่องจากเขื่อนแก่งกระจานสูง 58 เมตร จึงใช้ความกว้างของรอยแยกสุดท้าย (B) เท่ากับ 100 เมตร สำหรับกรณีรอยแยกสุดท้ายรูปสี่เหลี่ยมคางหมูและรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า และสำหรับรอยแยกสุดท้ายรูปสามเหลี่ยมไม่ต้องกำหนดค่าสำหรับความสูงของรอยแยกสุดท้ายของเขื่อน (h_p) มีค่าไม่เกินความสูงของตัวเขื่อนแต่เนื่องจากข้อจำกัดของขนาดความกว้างของช่องเขาของเขื่อนหลักแก่งกระจานการศึกษานี้จึงตั้งสมมุติฐานให้ระดับสิ้นสุดหลังเกิดรอยแยกสมบูรณ์อยู่ที่ระดับ +63.00 ม.รทก. มีความลาดชันของรอยแยก (Z) อยู่ระหว่าง 0.25 ถึง 1 สำหรับเขื่อนดินที่มีการบดอัดอย่างดีจึงตั้งสมมุติฐานให้เท่ากับ 1 สำหรับรอยแยกสุดท้ายรูปสี่เหลี่ยมคางหมูและรูปสามเหลี่ยมและเท่ากับ 0 สำหรับรอยแยกสุดท้ายรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ระยะเวลาการพังทลายของเขื่อน (T) อยู่ระหว่าง 0.1 ถึง 1 ชั่วโมง จึงตั้งสมมุติฐานให้เท่ากับ 1 ชั่วโมงสำหรับทุกกรณีศึกษา

สำหรับกรณีเกิดการพังทลายแบบไหลข้ามสันเขื่อน (Overtopping Failure) ของเขื่อนแก่งกระจาน ในการศึกษานี้ได้ตั้งสมมุติฐานว่าเขื่อนเริ่มเกิดการพังทลายขึ้นที่ช่องปิดเขาตำแหน่งเลข 2 เมื่อระดับน้ำขึ้นถึงระดับ +102.71 ม.รทก. โดยตั้งสมมุติฐานว่าความกว้างของรอยแยกสุดท้าย (B) เท่ากับ 100 เมตร ระดับสิ้นสุดหลังเกิดรอยแยกสมบูรณ์อยู่ที่ระดับ +90.00 ม.รทก. มีความลาดชันของรอยแยก (Z) เท่ากับ 1 และ ระยะเวลาการพังทลายของเขื่อน (T) เท่ากับ 1 ชั่วโมง โดยสามารถสรุปกรณีการศึกษาและค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ได้ดังตารางที่ 15

ตารางที่ 14 ค่าพารามิเตอร์การพังทลายของเขื่อน (Dam Breach Parameter)

Reference	Number of Case Studies	Relations Proposed (S.I. units, meters, m ³ /s, hours)
Johnson and Illes (1976)		$0.5h_d \leq B \leq 3h_d$ for earthfill dams
Singh and Snorrason (1982, 1984)	20	$2h_d \leq B \leq 5h_d$ $0.15 \text{ m} \leq d_{\text{ovtop}} \leq 0.61 \text{ m}$ $0.25 \text{ hr} \leq t_f \leq 1.0 \text{ hr}$
MacDonald And Langridge-Monopolis (1984)	42	<u>Earthfill dams:</u> $V_{er} = 0.0261 (V_{out} * h_w)^{0.769}$ [best-fit] $t_f = 0.0179 (V_{er})^{0.364}$ [upper envelope] <u>Non-earthfill dams:</u> $V_{er} = 0.00348 (V_{out} * h_w)^{0.852}$ [best-fit]
FERC (1987)		B is normally 2-4 times h_d B can range from 1-5 times h_d Z = 0.25 to 1.0 [engineered, compacted dams] Z = 1 to 2 [non-engineered, slag or refuse dams] $t_f = 0.1$ -1 hours [engineered, compacted earth dams] $t_f = 0.1$ -0.5 hours [non-engineered, poorly compacted]
Froehlich (1987)	43	$\bar{B}^* = 0.47K_o (S^*)^{0.25}$ $K_o = 1.4$ overtopping; 1.0 otherwise $Z = 0.75K_c (h_w^*)^{1.57} (\bar{W}^*)^{0.73}$ $K_c = 0.6$ with corewall; 1.0 without a corewall $t_{f*} = 79 (S^*)^{0.47}$
Reclamation (1988)		$B = (3)h_w$ $t_f = (0.011)B$
Singh and Scarlatos (1988)	52	Breach geometry and time of failure tendencies $B_{\text{top}}/B_{\text{bottom}}$ averages 1.29
Von Thun and Gillette (1990)	57	B, Z, t_f guidance
Dewey and Gillette (1993)	57	Breach initiation model; B, Z, t_f guidance
Froehlich (1995b)	63	$\bar{B} = 0.1803K_o V_w^{0.32} h_b^{0.19}$ $t_f = 0.00254 V_w^{0.53} h_b^{(-0.90)}$ $K_o = 1.4$ for overtopping; 1.0 otherwise

ที่มา: Wahl (1998)

ตารางที่ 15 สรุปกรณีศึกษาของเขื่อนแก่งกระจาน

รายการ	กรณีศึกษา			
	A	B	C	D
ลักษณะการพัง	เกิดรูรั่วที่ตัวเขื่อน (Piping)	เกิดรูรั่วที่ตัวเขื่อน (Piping)	เกิดรูรั่วที่ตัวเขื่อน (Piping)	ไหลข้ามสันเขื่อน (Overtopping)
ลักษณะรอยแยกของเขื่อน	รูปคางหมู	รูปผืนผ้า	รูปสามเหลี่ยม	รูปคางหมู
ระดับน้ำเริ่มต้น (ม.รทก.)	+99.00	+99.00	+99.00	+99.00
ระดับน้ำเริ่มต้นเกิดรอยแยก (ม.รทก.)	+102.00	+102.00	+102.00	+102.71
ระดับที่เริ่มเกิดรูรั่ว (ม.รทก.)	+80.00	+80.00	+80.00	-
ระดับสิ้นสุดหลังเกิดรอยแยกสมบูรณ์ (ม.รทก.)	+63.00	+63.00	+63.00	+90.00
ค่าความลาดชันของรอยแยก	1:1	1:0	1:1	1:1
ความกว้างรอยแยกที่จุดต่ำสุด (ม.)	100	100	0	100
ระยะเวลาการพังทลาย (ชม.)	1.0	1.0	1.0	1.0

7. จัดทำแผนที่น้ำท่วมท้ายเขื่อน

การจำลองสภาพการไหลของคลื่นน้ำป่า จะสามารถทำนายค่าระดับน้ำ ณ จุดต่าง ๆ ของแม่น้ำเพชรบุรี จากค่าระดับน้ำนำมาจัดทำแผนที่น้ำท่วม โดยพิจารณาเส้นระดับความสูงจากแผนที่ภูมิประเทศ มาตรฐาน 1 : 50,000 ของกรมแผนที่ทหารและใช้โปรแกรม Arc View และ HEC – GeoRAS ช่วยในการจัดทำแผนที่ และคำนวณพื้นที่น้ำท่วม ในแต่ละกรณีศึกษา

8. ประเมินความเสียหายเบื้องต้น

จากแผนที่น้ำท่วม แผนที่การใช้ประโยชน์ที่ดิน นำมาซ้อนทับกัน จะได้ข้อมูลที่สามารถนำมาประเมินเป็นพื้นที่ความเสียหายที่ได้รับผลกระทบจากน้ำท่วม

ตารางที่ 16 แสดงค่าสัดส่วนพื้นที่ของสถานีวัดปริมาณน้ำฝนต่าง ๆ ในพื้นที่ลุ่มน้ำสถานี B.6

ค่าสัดส่วนของสถานีวัดน้ำฝน		
สถานี FP.04	สถานี 37141	สถานี 37322
0.237	0.086	0.677
-1	0.309	0.691
0.303	-1	0.697
0.390	0.610	-1

หมายเหตุ: ค่า -1 หมายถึงกรณีที่ข้อมูลปริมาณน้ำฝนขาดหายหรือไม่มีการตรวจวัด

สำหรับค่าพารามิเตอร์ที่ได้จากการปรับเทียบแบบจำลองน้ำฝน - น้ำท่า ของสถานี B.6 ได้แสดงไว้ในตารางที่ 17 ดังผลการปรับเทียบแบบจำลอง (Model Calibration) ด้วยข้อมูลปีฝน 2544 – 2545 และผลการตรวจสอบแบบจำลอง (Model Verification) ด้วยข้อมูลปีฝน 2537 – 2538 ซึ่งพอจะสรุปผลการเปรียบเทียบปริมาณน้ำท่าที่คำนวณได้กับปริมาณน้ำท่าจากการตรวจวัดจริงของสถานีวัดน้ำท่าของพื้นที่ลุ่มน้ำสถานี B.6 ได้ดังนี้

ตารางที่ 17 ค่าพารามิเตอร์ที่ได้จากการปรับเทียบแบบจำลองน้ำฝน - น้ำท่า ของสถานี B.6

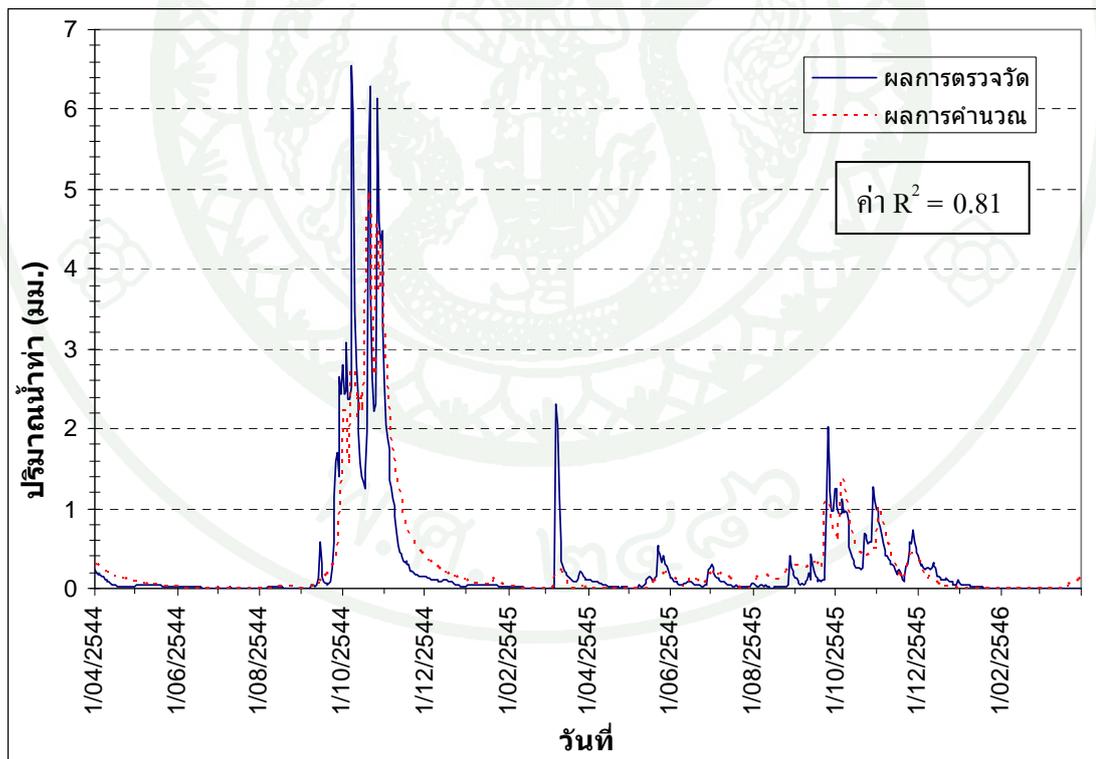
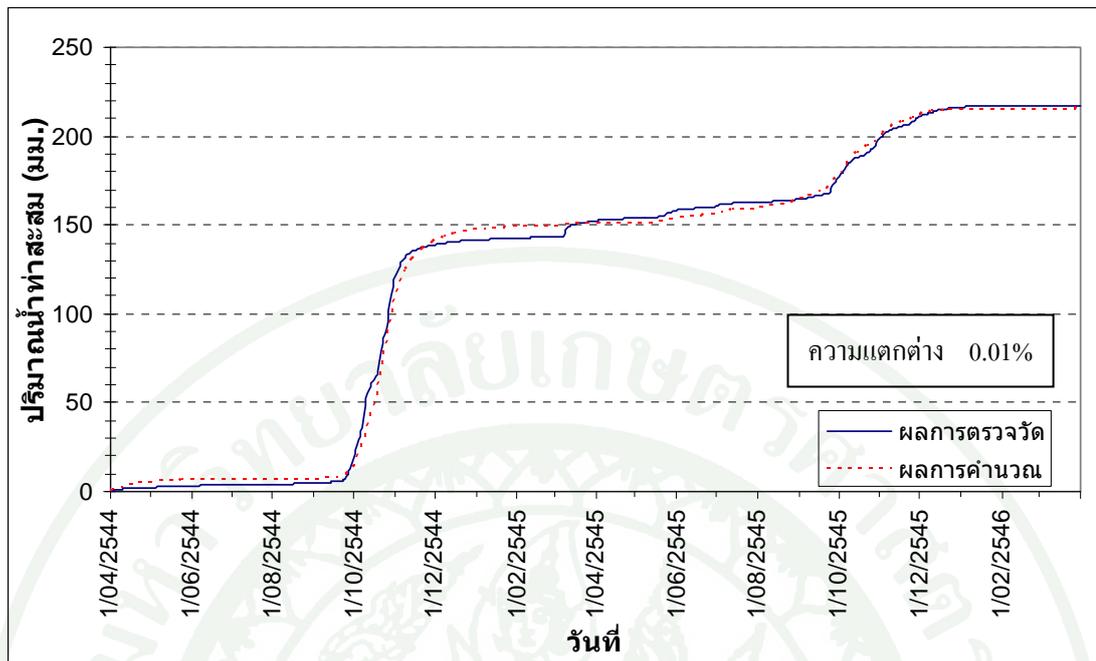
ลุ่มน้ำ ย่อย	ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองน้ำฝน - น้ำท่า										สถานี วัดการ ระเหย
	พื้นที่ (ตร.กม.)	U_{max} (มม.)	L_{max} (มม.)	CQOF	CKIF	$CK_{1,2}$ (ชม.)	TOF	TIF	TG	CKBF	
B.6	1,015	55	600	0.5	1,000	36	0.3	0.1	0.8	500	37141

การเปรียบเทียบแบบจำลอง

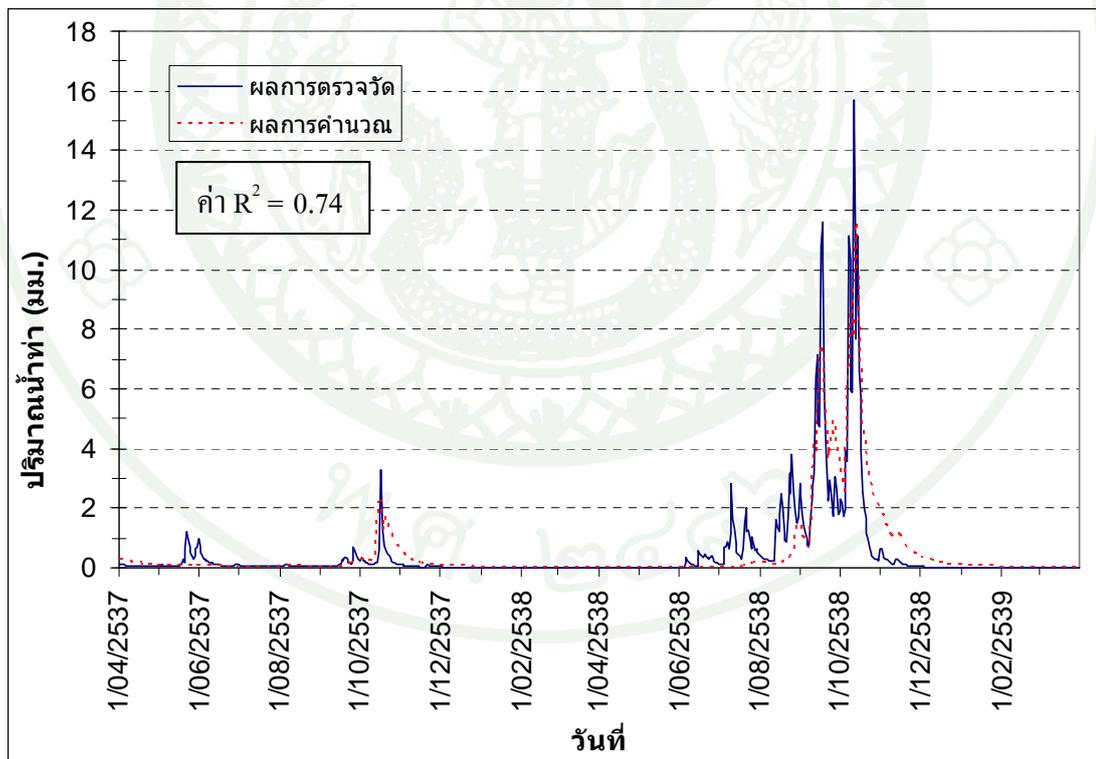
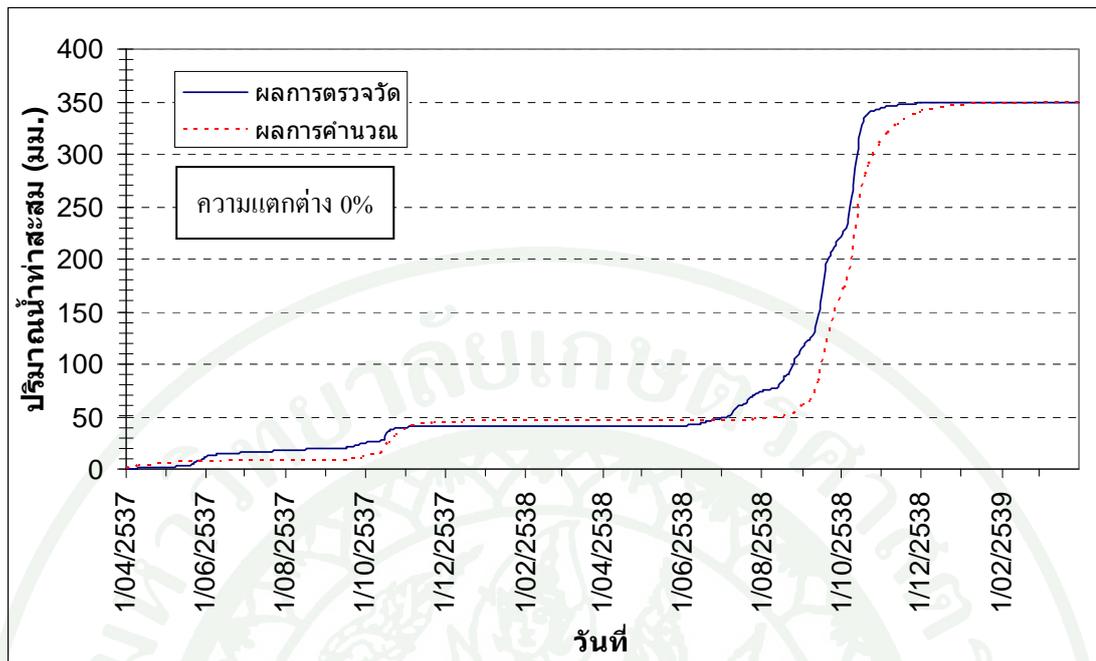
ปริมาณน้ำท่าสะสมที่คำนวณได้	107.93 มม./ปี
ปริมาณน้ำท่าสะสมที่ตรวจวัดจริง	108.55 มม./ปี
ความแตกต่าง	0.01 %
ค่า R ²	0.81

การตรวจสอบแบบจำลอง

ปริมาณน้ำท่าสะสมที่คำนวณได้	174.22 มม./ปี
ปริมาณน้ำท่าสะสมที่ตรวจวัดจริง	174.31 มม./ปี
ความแตกต่าง	0.00 %
ค่า R ²	0.74



ภาพที่ 24 แสดงผลการปรับเทียบแบบจำลอง (Model Calibration) ที่สถานี B.6 ปีฝน 2544 – 2545



ภาพที่ 25 แสดงผลการตรวจสอบแบบจำลอง (Model Verification) ที่สถานี B.6 ปีฝน 2537 – 2538

ตารางที่ 18 แสดงค่าสัดส่วนพื้นที่ของสถานีวัดปริมาณน้ำฝนต่าง ๆ ในพื้นที่ลุ่มน้ำสถานี B.8

ค่าสัดส่วนของสถานีวัดน้ำฝน		
สถานี FP.02	สถานี FP.03	สถานี 37181
0.424	0.437	0.139
-1	0.690	0.310
0.636	-1	0.364
0.510	0.490	-1

หมายเหตุ: ค่า -1 หมายถึงกรณีที่ข้อมูลปริมาณน้ำฝนขาดหายหรือไม่มีการตรวจวัด

สำหรับค่าพารามิเตอร์ที่ได้จากการปรับเทียบแบบจำลองน้ำฝน – น้ำท่า ของสถานี B.8 ได้แสดงไว้ในตารางที่ 19 ดังผลการปรับเทียบแบบจำลอง (Model Calibration) ด้วยข้อมูลปีฝน 2543 – 2544 และผลการตรวจสอบแบบจำลอง (Model Verification) ด้วยข้อมูลปีฝน 2538 – 2539 ซึ่งพอจะสรุปผลการเปรียบเทียบปริมาณน้ำท่าที่คำนวณได้กับปริมาณน้ำท่าจากการตรวจวัดจริงของสถานีวัดน้ำท่าของพื้นที่ลุ่มน้ำสถานี B.8 ได้ดังนี้

ตารางที่ 19 ค่าพารามิเตอร์ที่ได้จากการปรับเทียบแบบจำลองน้ำฝน – น้ำท่า ของสถานี B.8

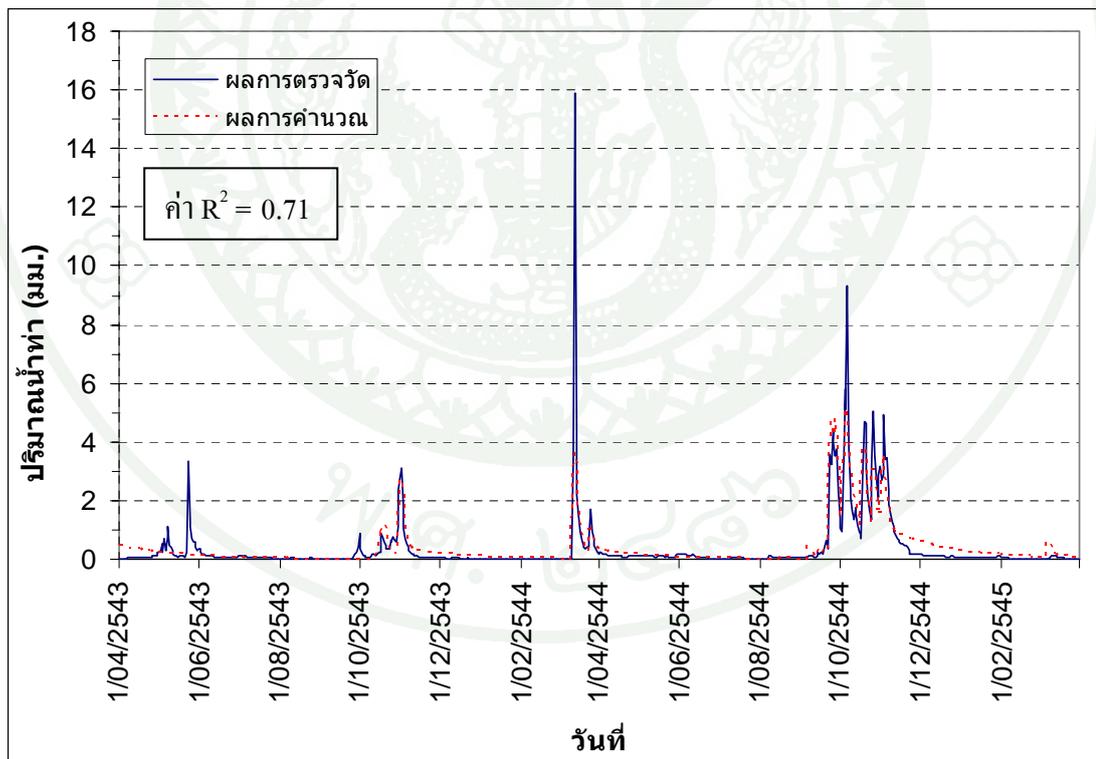
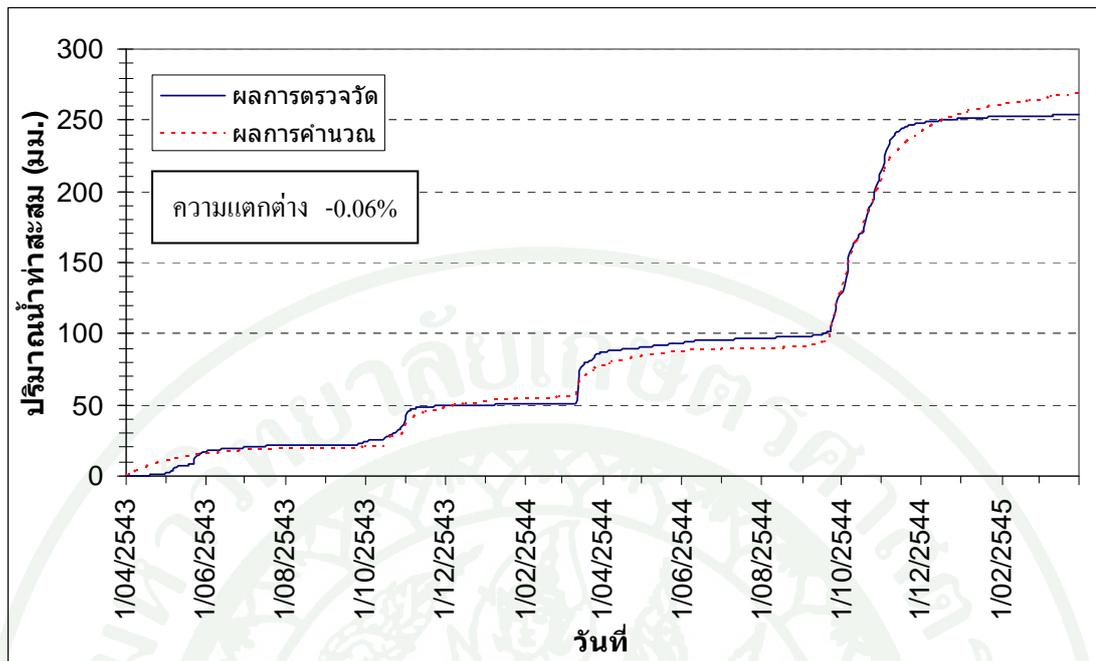
ลุ่มน้ำ ย่อย	พื้นที่ (ตร.กม.)	ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองน้ำฝน - น้ำท่า									สถานี วัดการ ระเหย
		U_{max} (มม.)	L_{max} (มม.)	CQOF	CKIF	$CK_{1,2}$ (ชม.)	TOF	TIF	TG	CKBF	
B.8	264	60	600	0.7	1,000	32	0.3	0.7	0.7	1,000	37181

การเปรียบเทียบแบบจำลอง

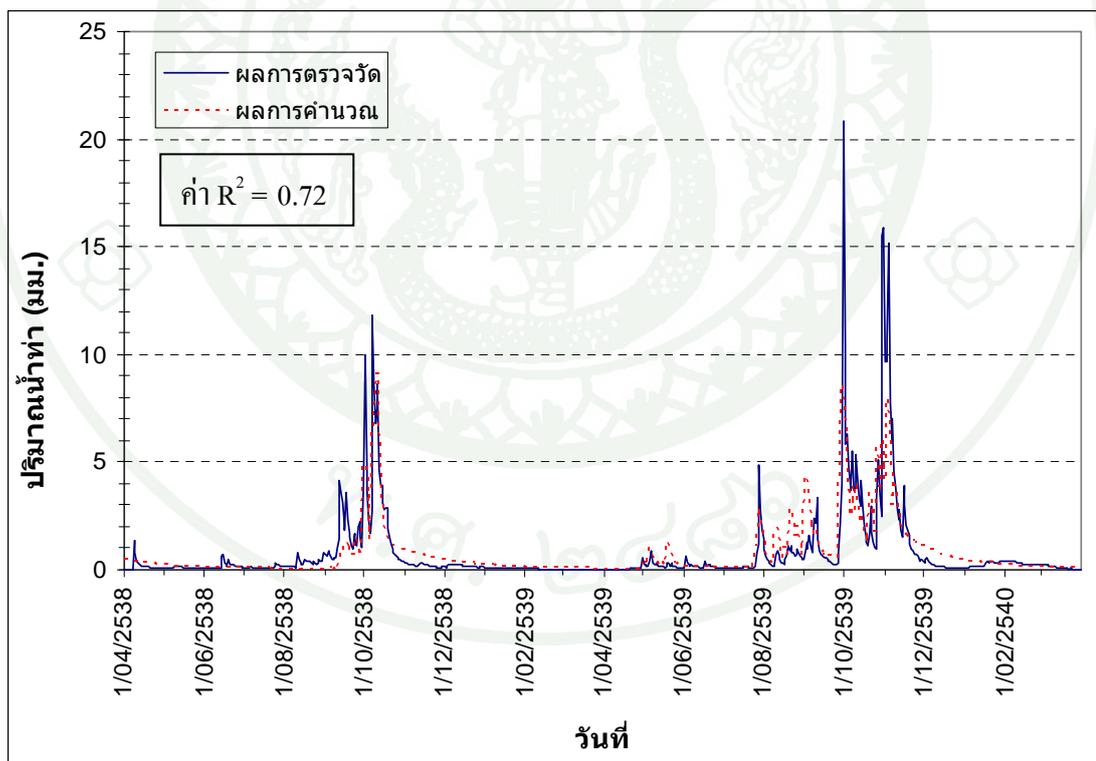
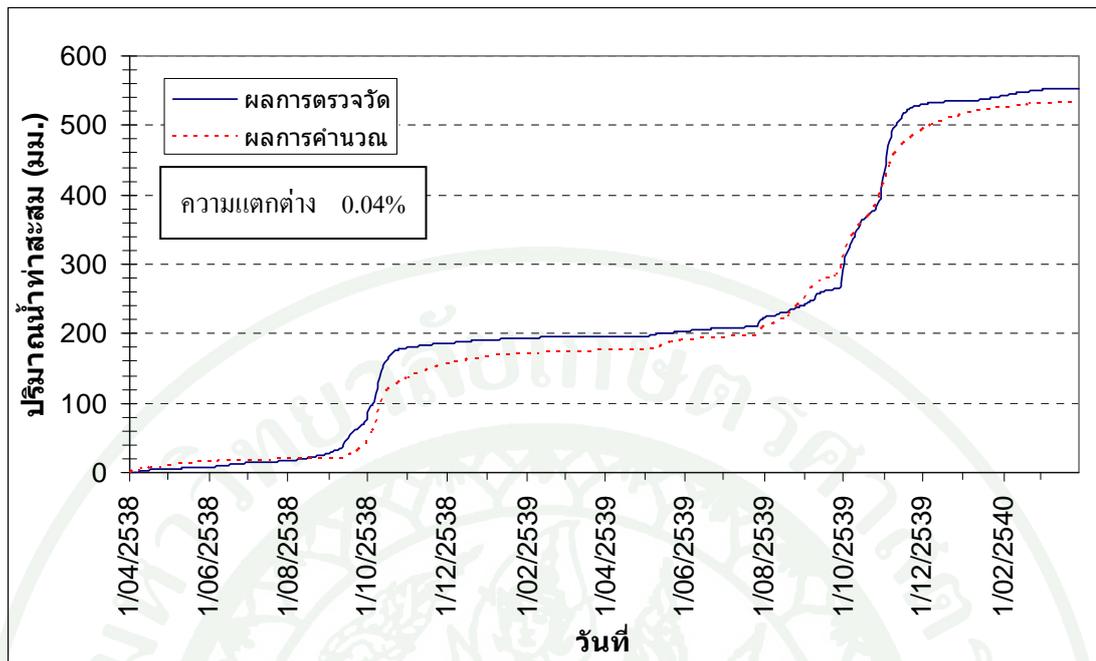
ปริมาณน้ำท่าสะสมที่คำนวณได้	134.28 มม./ปี
ปริมาณน้ำท่าสะสมที่ตรวจวัดจริง	127.08 มม./ปี
ความแตกต่าง	-0.06 %
ค่า R ²	0.71

การตรวจสอบแบบจำลอง

ปริมาณน้ำท่าสะสมที่คำนวณได้	266.53 มม./ปี
ปริมาณน้ำท่าสะสมที่ตรวจวัดจริง	277.06 มม./ปี
ความแตกต่าง	0.04 %
ค่า R ²	0.72



ภาพที่ 27 แสดงผลการปรับเทียบแบบจำลอง (Model Calibration) ที่สถานี B.8 ปีฝน 2543 – 2544



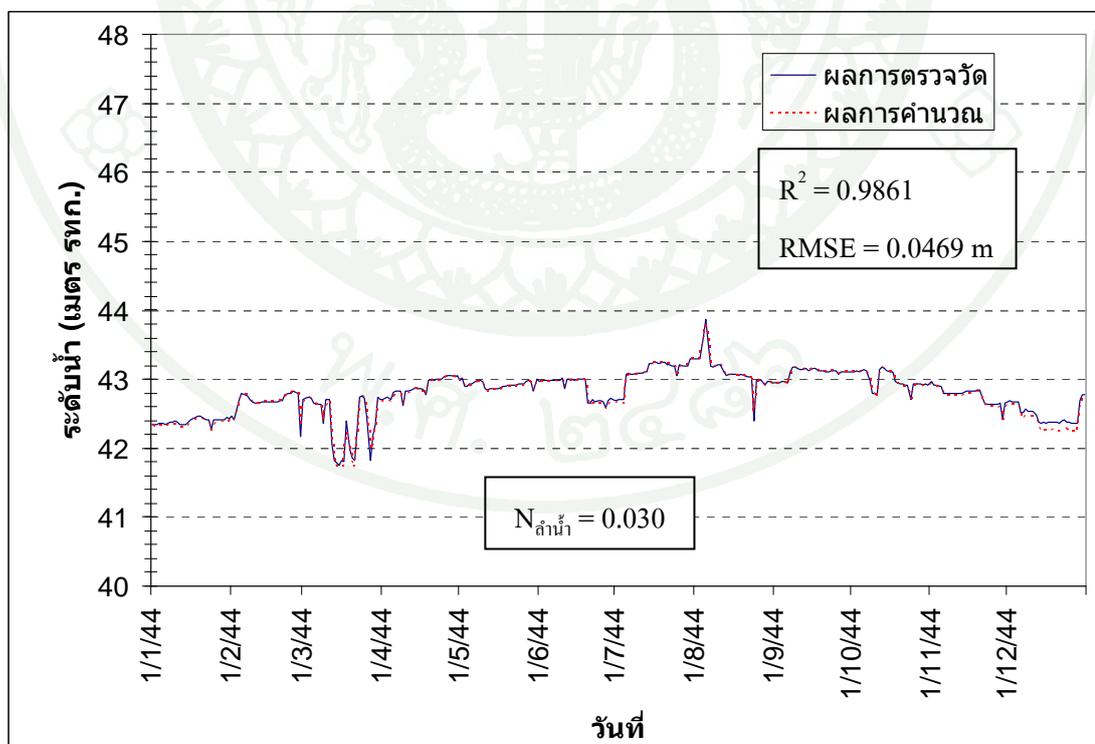
ภาพที่ 28 แสดงผลการตรวจสอบแบบจำลอง (Model Verification) ที่สถานี B.8 ปีฝน 2538 – 2539

2. ผลการคำนวณหาค่า Manning' n โดยใช้แบบจำลอง HEC - RAS

ผลการเปรียบเทียบค่าระดับน้ำคำนวณกับระดับน้ำตรวจวัดที่สถานีวัดน้ำบ้านสองพี่น้อง (B.3) อ.แก่งกระจาน ในช่วงปี พ.ศ. 2544 แสดงดังตารางที่ 20 พบว่าค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานท้องน้ำ (Manning's n) เท่ากับ 0.03 มีค่าความคลาดเคลื่อน (Root Mean Square Error, RMSE) น้อยที่สุดดังแสดงในภาพที่ 29

ตารางที่ 20 รายละเอียดการเปรียบเทียบค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานท้องน้ำ (Manning's n) บริเวณกลางแม่น้ำ โดยใช้ช่วงปี พ.ศ. 2544

Manning'n กลางแม่น้ำ	R ²	RMSE (ม.)	หมายเหตุ
0.025	0.9867	0.1557	
0.030	0.9861	0.0469	เลือกค่า n = 0.030
0.035	0.9844	0.0963	



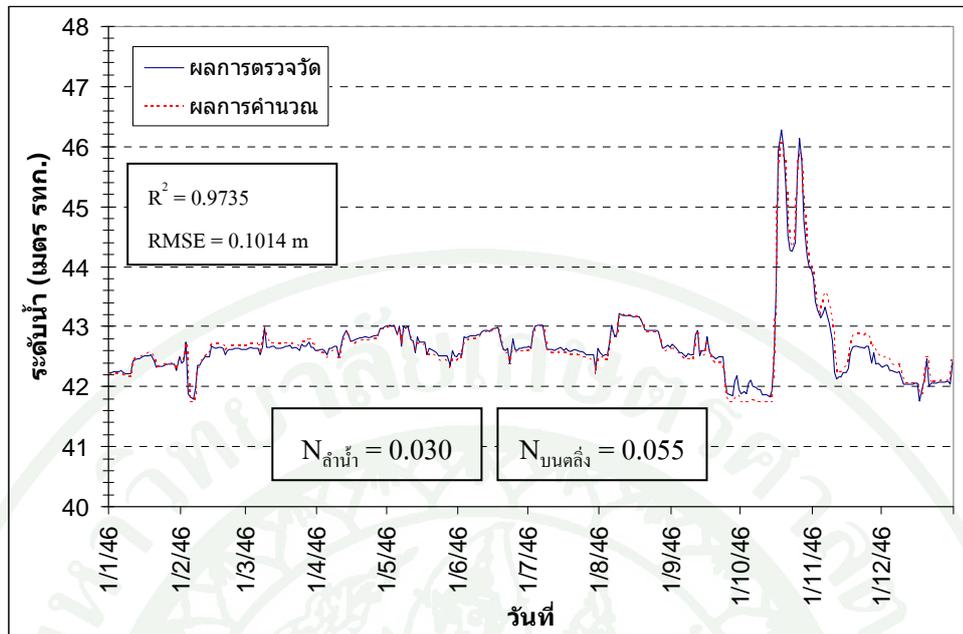
ภาพที่ 29 ผลการเปรียบเทียบระดับน้ำคำนวณและระดับน้ำตรวจวัดที่สถานีวัดน้ำ B.3 พ.ศ. 2544

จากนั้นได้ทำการเปรียบเทียบแบบจำลองด้วยข้อมูลเหตุการณ์น้ำหลากในปี พ.ศ.2546 ซึ่งเป็นปีที่เกิดน้ำท่วมหนักของจังหวัดเพชรบุรี โดยนำค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานท้องน้ำในลำน้ำเท่ากับ 0.03 แล้วกำหนดค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานท้องน้ำบนตลิ่งฝั่งซ้ายและฝั่งขวาในช่วง 0.05 ถึง 0.06 ดังแสดงผลการเปรียบเทียบระดับน้ำคำนวณและระดับน้ำตรวจวัดที่สถานีวัดน้ำ B.3 ในตารางที่ 21 พบว่าค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานท้องน้ำที่ให้ความคลาดเคลื่อน (RMSE) น้อยที่สุดจะมีค่าเท่ากับ 0.055 ดังแสดงในภาพที่ 30

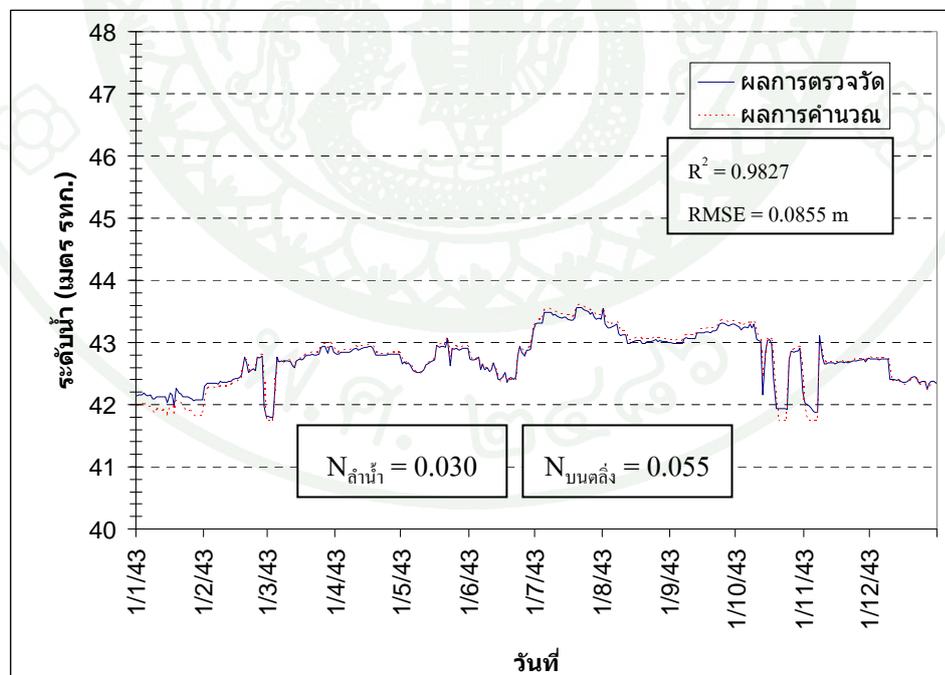
สำหรับผลการตรวจสอบแบบจำลอง (Model Verification) ด้วยข้อมูลปี พ.ศ. 2543 ได้แสดงในภาพที่ 31 จะเห็นได้ว่าค่าสัมประสิทธิ์เสียดทานท้องน้ำในลำน้ำเท่ากับ 0.030 และบนตลิ่งเท่ากับ 0.055 มีความเหมาะสมยอมรับได้ เนื่องจากผลการเปรียบเทียบระดับน้ำคำนวณและระดับน้ำตรวจวัดมีค่า $R^2 = 0.9827$ ซึ่งมากกว่า 0.80 และความคลาดเคลื่อน (RMSE) เท่ากับ 0.086 ม.

ตารางที่ 21 รายละเอียดการเปรียบเทียบค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานท้องน้ำ (Manning's n) บนตลิ่งฝั่งซ้ายและขวา โดยใช้ช่วงปี พ.ศ. 2546

Manning'n บนตลิ่ง	R^2	RMSE (m.)	หมายเหตุ
0.050	0.9729	0.1032	
0.055	0.9735	0.1014	เลือกค่า n = 0.055
0.060	0.9738	0.1048	



ภาพที่ 30 ผลการเปรียบเทียบระดับน้ำคำนวณและระดับน้ำตรวจวัด ที่สถานีวัดน้ำ B.3 ด้วยข้อมูลปี พ.ศ. 2546



ภาพที่ 31 ผลการตรวจสอบแบบจำลอง (Model Verification) ระหว่างระดับน้ำคำนวณและระดับน้ำตรวจวัดของสถานีวัดน้ำ B.3 พ.ศ. 2543

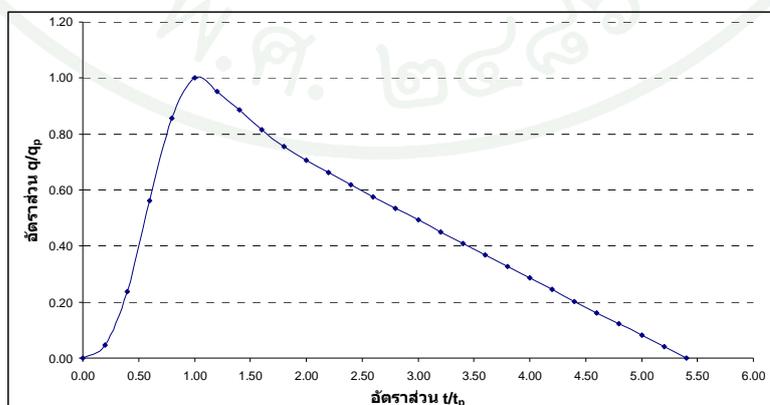
3. ผลวิเคราะห์ปริมาณน้ำนองสูงสุดจากปริมาณน้ำฝน

ผลการวิเคราะห์น้ำฝนสูงสุด 1 วัน 2 วัน และ 3 วัน ที่สถานีวัดน้ำฝน 37101 อ.ท่ายาง จ. เพชรบุรี หลังการปรับแก้ด้วยแฟกเตอร์การสูญเสียปริมาณฝนและแฟกเตอร์ลดพื้นที่ที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ ดังแสดงรายละเอียดในตารางที่ 22

ตารางที่ 22 ปริมาณน้ำฝนสูงสุดวันที่ 1 2 และ 3 ที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ

รอบปีการเกิดซ้ำ (ปี)	ปริมาณน้ำฝนสูงสุด (ก่อนปรับ), มม.			แฟกเตอร์สูญเสียปริมาณฝน	แฟกเตอร์ลดพื้นที่	ปริมาณน้ำฝนสูงสุด (หลังปรับ), มม.		
	วันที่ 1	วันที่ 2	วันที่ 3			วันที่ 1	วันที่ 2	วันที่ 3
100	53.51	180.76	22.12	0.74	0.91	36.03	121.72	14.90
1,000	72.30	231.23	26.76	0.80	0.91	52.63	168.34	19.48
10,000	91.05	281.62	31.40	0.80	0.91	66.28	205.02	22.86

การวิเคราะห์กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าได้ทำการวิเคราะห์กราฟน้ำท่าที่เขื่อนแก่งกระจานสามารถคำนวณค่า T_c ได้เท่ากับ 24 ชั่วโมงและจากข้อมูลสำนักอุทกวิทยาและบริหารจัดการน้ำ (2552) จะใช้ค่าของสัมประสิทธิ์รีเกรชัน a_1 , n_1 , a_2 และ n_2 ของกลุ่มน้ำภาคตะวันตก ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.3152, 0.2621, 0.1662 และ -0.8747 ตามลำดับ มาคำนวณในสมการ 3 และ 4 จะได้ค่า t_p และ q_p เท่ากับ 30 ชั่วโมง และ 18.75 ลบ.ม./วินาที ตามลำดับ จึงสามารถนำผลไปวิเคราะห์กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าไร้มิติ (Dimensionless Unit Hydrograph) แสดงในภาพที่ 32 และ ตารางที่ 23

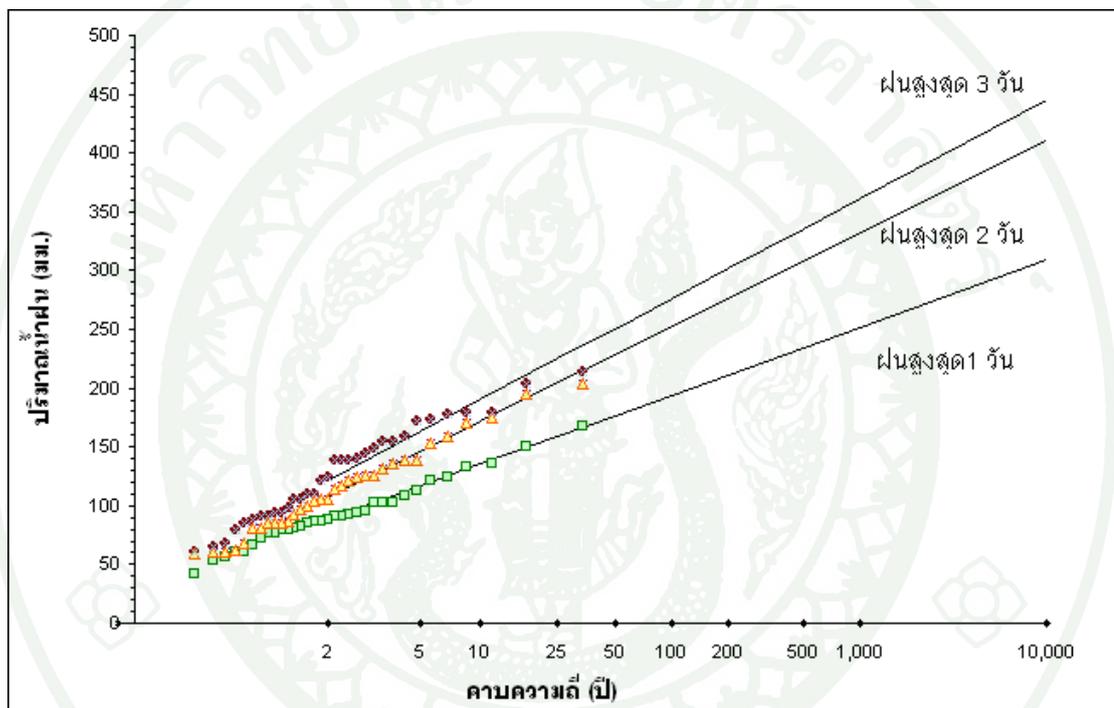


ภาพที่ 32 กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าไร้มิติ (Dimensionless Unit Hydrograph) เขื่อนแก่งกระจาน

ตารางที่ 23 แสดงอัตราส่วน t/t_p และ q/q_p ของพื้นที่ลุ่มน้ำเพชรบุรี

อัตราส่วน t/t_p	อัตราส่วน q/q_p
0.00	0.000
0.20	0.046
0.40	0.237
0.60	0.561
0.80	0.856
1.00	1.000
1.20	0.951
1.40	0.887
1.60	0.815
1.80	0.755
2.00	0.706
2.20	0.663
2.40	0.619
2.60	0.575
2.80	0.535
3.00	0.493
3.20	0.451
3.40	0.409
3.60	0.367
3.80	0.326
4.00	0.286
4.20	0.245
4.40	0.203
4.60	0.161
4.80	0.123
5.00	0.081
5.20	0.040
5.40	0.000

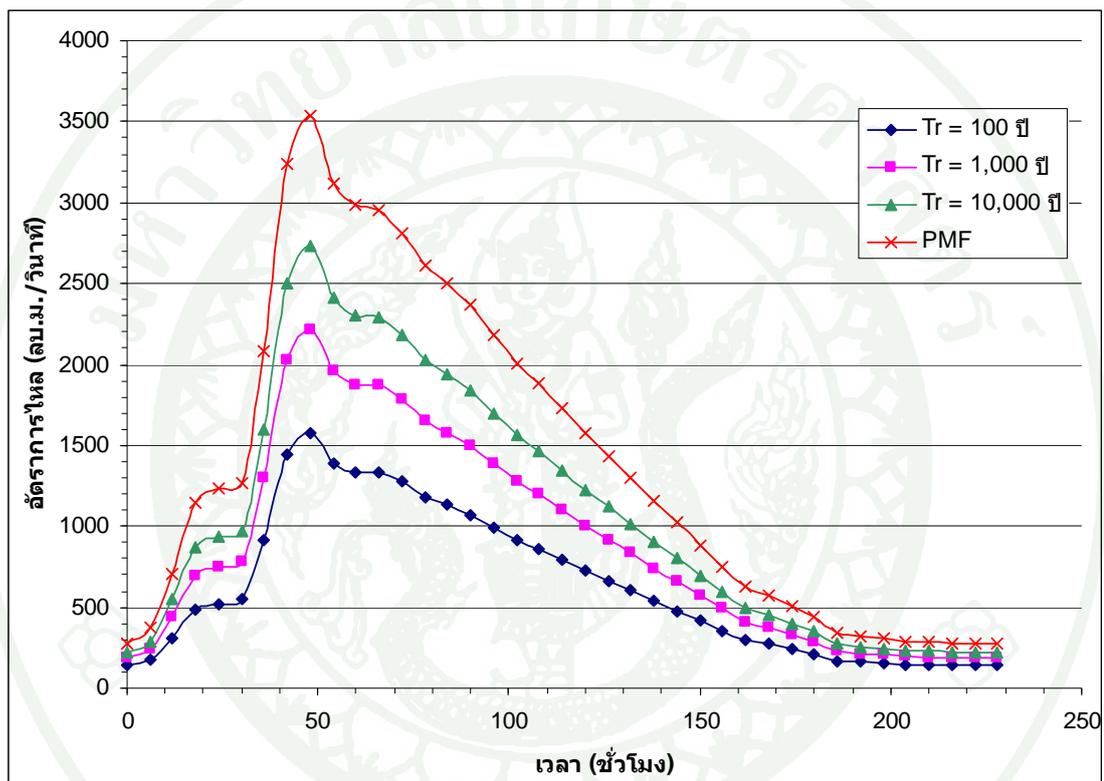
ผลการวิเคราะห์ปริมาณน้ำนองสูงสุดที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ และ การไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF) สามารถคำนวณโดยใช้ฟังก์ชันการกระจายตัวของ Gumbel ทำการวิเคราะห์ปริมาณฝนที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ โดยใช้ข้อมูลฝนสูงสุด 1 วัน 2 วัน และ 3 วัน ของสถานีเขื่อนแก่งกระจาน (สถานี 37181) มาทำการกระจายฝนทุก 6 ชั่วโมงด้วยข้อมูลการกระจายตัวของฝน 24 ชั่วโมงในพื้นที่แม่น้ำเพชรบุรี ได้ผลดังภาพที่ 33 จากนั้นจึงนำมาวิเคราะห์ปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ ได้ผลดังแสดงในตารางที่ 24 และภาพที่ 34



ภาพที่ 33 ปริมาณน้ำฝนสูงสุด 1 วัน 2 วัน และ 3 วัน ที่คาบความถี่ต่าง ๆ

ตารางที่ 24 ปริมาณน้ำนองสูงสุดที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ และการไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้
(Probable Maximum Flood; PMF)

คาบความถี่ (ปี)	100	1,000	10,000	PMF
อัตราการไหลสูงสุด (ลบ.ม./วินาที)	1,550.37	2,285.20	2,894.33	3,536.00



ภาพที่ 34 กราฟน้ำหลากที่คาบความถี่การเกิดซ้ำต่าง ๆ และการไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้
(Probable Maximum Flood; PMF) ณ เขื่อนแก่งกระจาน

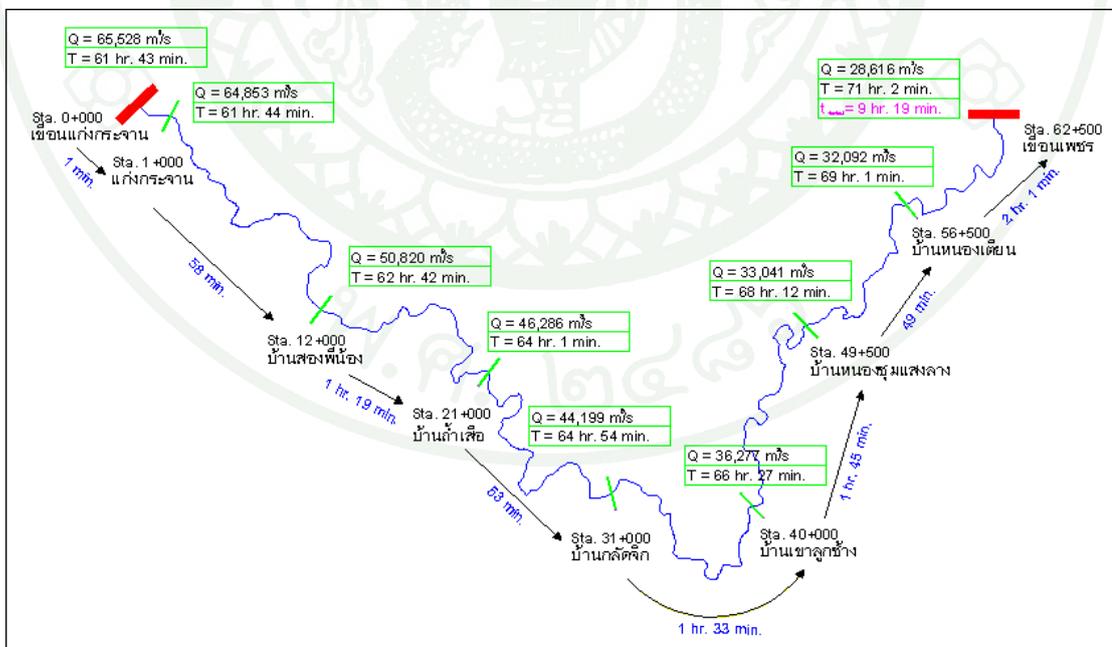
4. ผลการวิเคราะห์การทำนายคลื่นน้ำป่าที่เกิดจากการพังทลายของเขื่อนแก่งกระจาน

ผลการวิเคราะห์การทำนายคลื่นน้ำหลากที่เกิดจากการพังทลายของเขื่อนแก่งกระจาน แบ่งกรณีศึกษาออกตามปริมาณน้ำหลากที่ไหลเข้าเขื่อนดังต่อไปนี้

4.1 ปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 100 ปี

1) กรณีศึกษา A เกิดการพังทลายแบบเกิดรูรั่วที่ตัวเขื่อน (Piping Failure) โดยรอยแยกสุดท้ายของตัวเขื่อนเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู

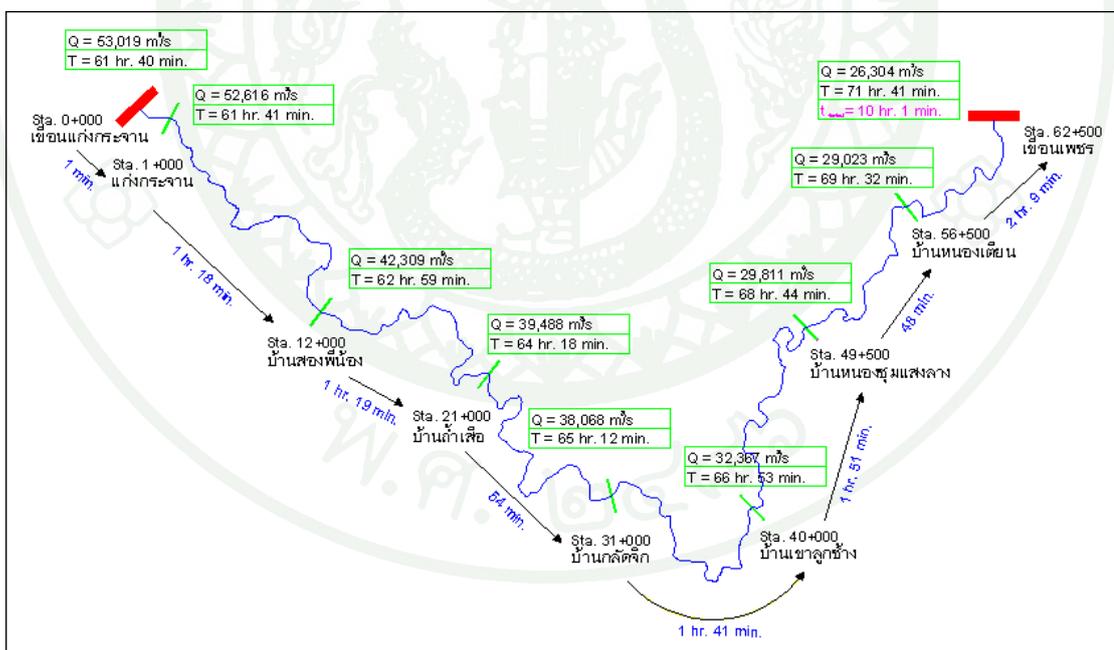
ผลการคำนวณพบว่าตัวเขื่อนแก่งกระจานเริ่มเกิดการพังทลายที่เวลา 60 ชั่วโมง 36 นาที หลังจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าเขื่อนแก่งกระจาน ระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำจะมีระดับน้ำสูงสุดที่ +102.01 เมตร รทก. เพิ่มขึ้น 3.01 เมตรจากระดับน้ำเริ่มต้นในอ่างที่พิจารณา (+99.00 เมตร รทก.) ที่เวลา 60 ชั่วโมง 54 นาที นับจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าตัวเขื่อนและเกิดการพังทลายแบบสมบูรณ์ ที่เวลา 61 ชั่วโมง 36 นาที นับตั้งแต่กราฟน้ำหลากไหลเข้าตัวอ่างเก็บน้ำ ทำให้ปริมาณน้ำผ่านรอยแยกของเขื่อนและทางระบายน้ำสันมากที่สุดเท่ากับ 65,527.66 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 61 ชั่วโมง 43 นาที และค่อย ๆ ลดลงตามระยะทาง จนถึงเขื่อนเพชร กม.62.5 มีปริมาณน้ำหลากสูงสุดเท่ากับ 28,615.82 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 71 ชั่วโมง 2 นาที นั่นคือคลื่นน้ำหลากที่ไหลออกจากเขื่อนแก่งกระจาน เดินทางไปถึงเขื่อนเพชรใช้เวลาในการเดินทาง 9 ชั่วโมง 19 นาที นับจากเกิดการไหลสูงสุดที่เขื่อนแก่งกระจาน ดังแสดงในภาพที่ 35 และภาคผนวก ก



ภาพที่ 35 ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา A เมื่อปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 100 ปี ไหลเข้าอ่าง

2) กรณีศึกษา B เกิดการพังทลายแบบเกิดรูรั่วที่ตัวเขื่อน (Piping Failure) โดยรอยแยกสุดท้ายของตัวเขื่อนเป็นรูปสี่เหลี่ยม

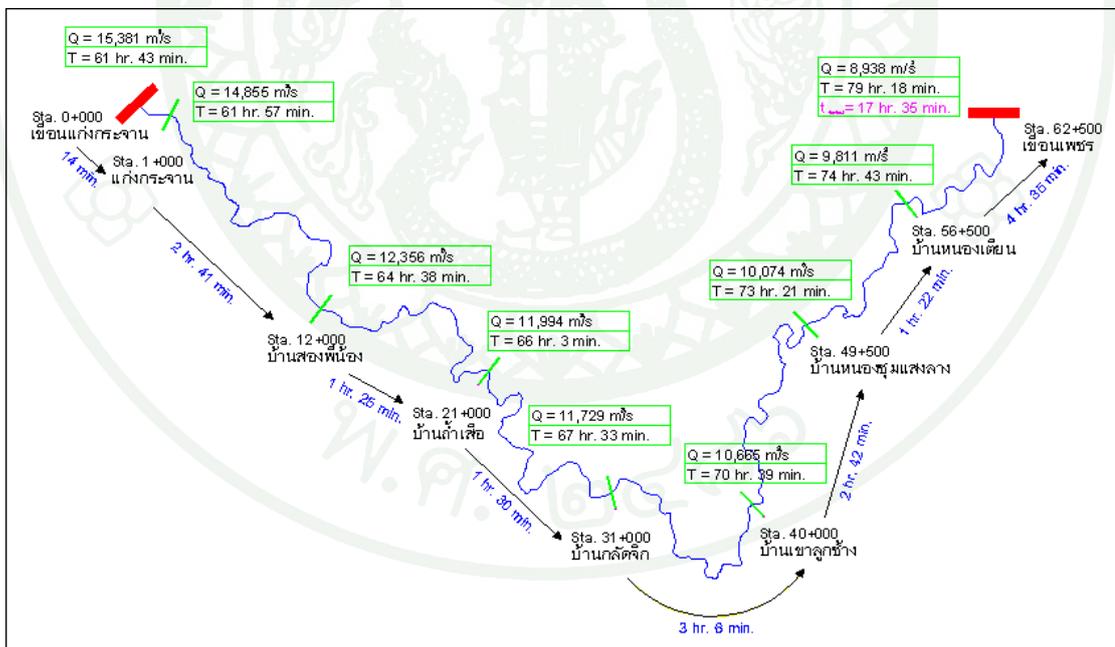
ผลการคำนวณพบว่าตัวเขื่อนแก่งกระจานเริ่มเกิดการพังทลายที่เวลา 60 ชั่วโมง 36 นาที หลังจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าเขื่อนแก่งกระจาน ระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำจะมีระดับน้ำสูงสุดที่ +102.01 เมตร รทก. เพิ่มขึ้น 3.01 เมตรจากระดับน้ำเริ่มต้นในอ่างที่พิจารณา (+99.00 เมตร รทก.) ที่เวลา 60 ชั่วโมง 54 นาที นับจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าตัวเขื่อนและเกิดการพังทลายแบบสมบูรณ์ ที่เวลา 61 ชั่วโมง 36 นาที นับตั้งแต่กราฟน้ำหลากไหลเข้าตัวอ่างเก็บน้ำ ทำให้ปริมาณน้ำผ่านรอยแยกของเขื่อนและทางระบายน้ำล้นมากที่สุดเท่ากับ 53,018.51 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 61 ชั่วโมง 40 นาที และค่อย ๆ ลดลงตามระยะทาง จนถึงเขื่อนเพชร กม.62.5 มีปริมาณน้ำหลากสูงสุดเท่ากับ 26,304.43 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 71 ชั่วโมง 41 นาที นั่นคือคลื่นน้ำหลากที่ไหลออกจากเขื่อนแก่งกระจาน เดินทางไปถึงเขื่อนเพชรใช้เวลาในการเดินทาง 10 ชั่วโมง 1 นาที นับจากเกิดการไหลสูงสุดที่เขื่อนแก่งกระจาน ดังแสดงในภาพที่ 36 และภาคผนวก ก



ภาพที่ 36 ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา B เมื่อปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 100 ปี ไหลเข้าอ่าง

3) กรณีศึกษา C เกิดการพังทลายแบบเกิดรูรั่วที่ตัวเขื่อน (Piping Failure) โดยรอยแยกสุดท้ายของตัวเขื่อนเป็นรูปสามเหลี่ยม

ผลการคำนวณพบว่าตัวเขื่อนแก่งกระจานเริ่มเกิดการพังทลายที่เวลา 60 ชั่วโมง 36 นาที หลังจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าเขื่อนแก่งกระจาน ระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำจะมีระดับน้ำสูงสุดที่ +102.04 เมตร รทก. เพิ่มขึ้น 3.04 เมตรจากระดับน้ำเริ่มต้นในอ่างที่พิจารณา (+99.00 เมตร รทก.) ที่เวลา 61 ชั่วโมง 30 นาที นับจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าตัวเขื่อนและเกิดการพังทลายแบบสมบูรณ์ ที่เวลา 61 ชั่วโมง 36 นาที นับตั้งแต่กราฟปริมาณน้ำหลากไหลเข้าตัวอ่างเก็บน้ำ ทำให้ปริมาณน้ำผ่านรอยแยกของเขื่อนและทางระบายน้ำล้นมากที่สุดเท่ากับ 15,381.09 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 61 ชั่วโมง 43 นาที และค่อย ๆ ลดลงตามระยะทาง จนถึงเขื่อนเพชร กม.62.5 มีปริมาณน้ำหลากสูงสุดเท่ากับ 8,937.67 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 79 ชั่วโมง 18 นาที นั่นคือคลื่นน้ำหลากที่ไหลออกจากเขื่อนแก่งกระจาน เดินทางไปถึงเขื่อนเพชรใช้เวลาในการเดินทาง 17 ชั่วโมง 35 นาที นับจากเกิดการไหลสูงสุดที่เขื่อนแก่งกระจาน ดังแสดงในภาพที่ 37 และภาคผนวก ก

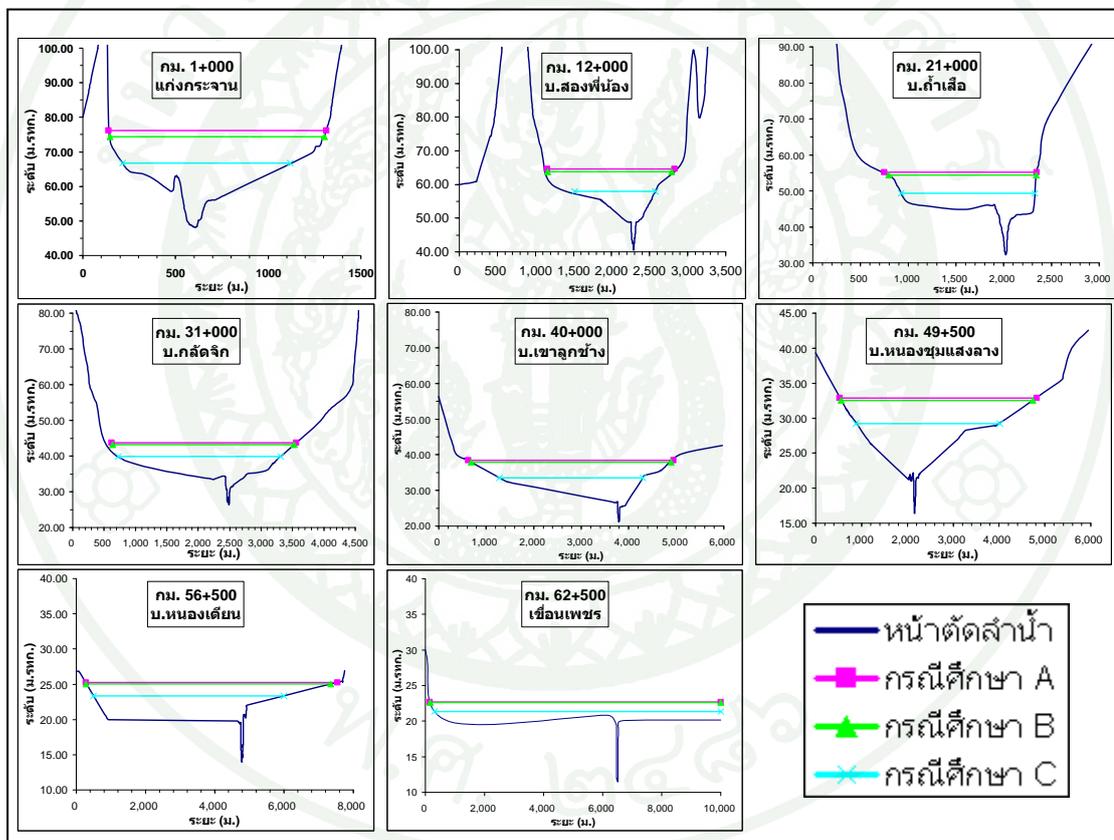


ภาพที่ 37 ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา C เมื่อปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 100 ปี ไหลเข้าอ่าง

4) กรณีศึกษา D เกิดการพังทลายแบบไหลข้ามสันเขื่อน (Overtopping Failure)

ผลการคำนวณพบว่าไม่เกิดการพังทลายของเขื่อนแก่งกระจาน เนื่องจากปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 100 ปี มีปริมาณไม่เพียงพอที่จะทำให้เขื่อนเกิดการพังทลายแบบไหลข้ามสันเขื่อน

ผลการเปรียบเทียบค่าระดับน้ำของแต่ละหน้าตัดเมื่อมีปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 100 ปีไหลเข้ามาที่เขื่อนแก่งกระจานพบว่ากรณีศึกษา A มีค่าระดับน้ำสูงที่สุด รองลงมาได้แก่กรณีศึกษา B และ C ตามลำดับ ดังแสดงในภาพที่ 38

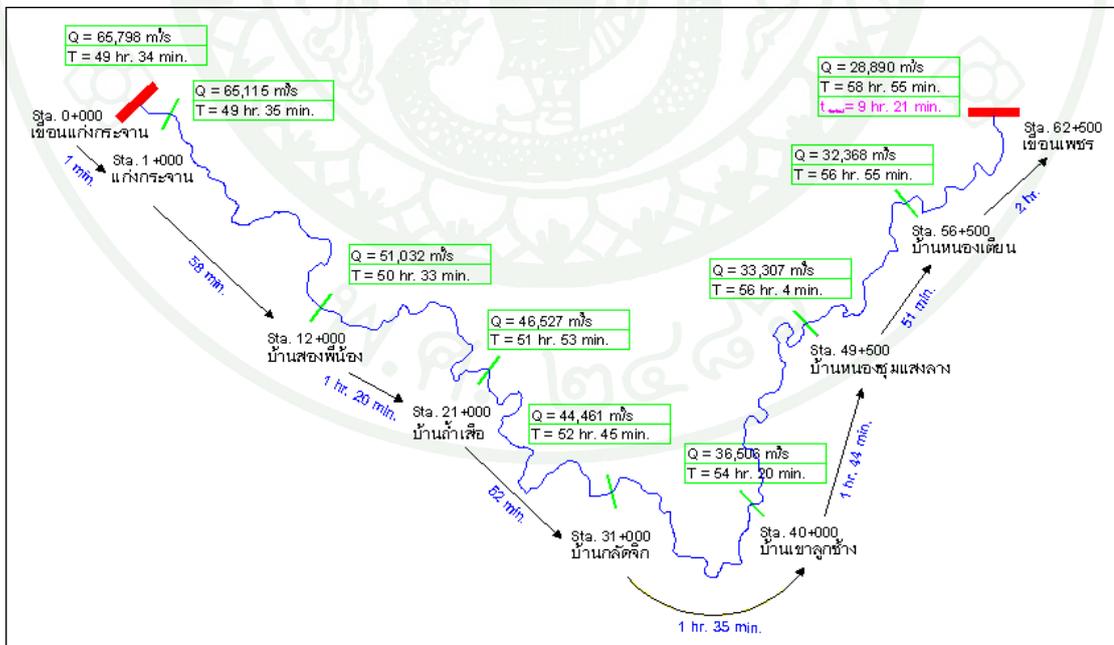


ภาพที่ 38 เปรียบเทียบผลการคำนวณค่าระดับน้ำที่กรณีศึกษาต่าง ๆ ที่มีปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 100 ปี

4.2 ปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 1,000 ปี

1) กรณีศึกษา A เกิดการพังทลายแบบเกิดรูรั่วที่ตัวเขื่อน (Piping Failure) โดยรอยแยกสุดท้ายของตัวเขื่อนเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู

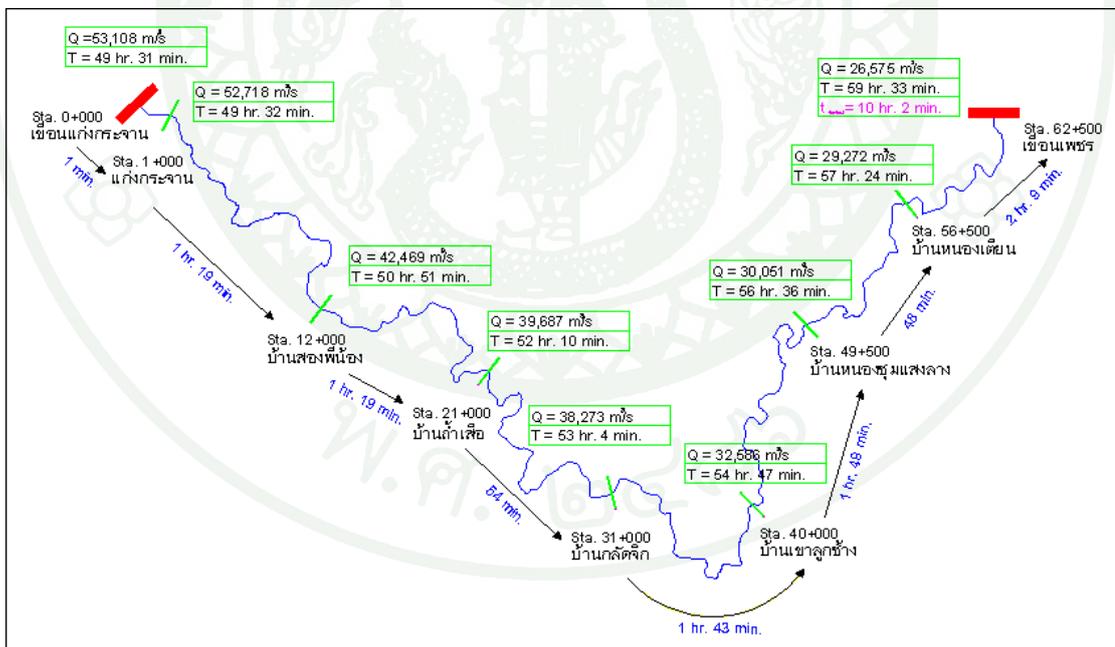
ผลการคำนวณพบว่าตัวเขื่อนแก่งกระจานเริ่มเกิดการพังทลายที่เวลา 48 ชั่วโมง 31 นาที หลังจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าเขื่อนแก่งกระจาน ระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำจะมีระดับน้ำสูงสุดที่ +102.02 เมตร รทก. เพิ่มขึ้น 3.02 เมตรจากระดับน้ำเริ่มต้นในอ่างที่พิจารณา (+99.00 เมตร รทก.) ที่เวลา 48 ชั่วโมง 49 นาที นับจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าตัวเขื่อนและเกิดการพังทลายแบบสมบูรณ์ ที่เวลา 49 ชั่วโมง 31 นาที นับตั้งแต่กราฟน้ำหลากไหลเข้าตัวอ่างเก็บน้ำ ทำให้ปริมาณน้ำผ่านรอยแยกของเขื่อนและทางระบายน้ำสันมากที่สุดเท่ากับ 65,798.07 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 49 ชั่วโมง 34 นาที และค่อย ๆ ลดลงตามระยะทาง จนถึงเขื่อนเพชร กม.62.5 มีปริมาณน้ำหลากสูงสุดเท่ากับ 28,890.07 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 58 ชั่วโมง 55 นาที นั่นคือคลื่นน้ำหลากที่ไหลออกจากเขื่อนแก่งกระจาน เดินทางไปถึงเขื่อนเพชรใช้เวลาในการเดินทาง 9 ชั่วโมง 21 นาที นับจากเกิดการไหลสูงสุดที่เขื่อนแก่งกระจาน ดังแสดงในภาพที่ 39 และภาคผนวก ก



ภาพที่ 39 ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา A เมื่อปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 1,000 ปี ไหลเข้าอ่าง

2) กรณีศึกษา B เกิดการพังทลายแบบเกิดรูรั่วที่ตัวเขื่อน (Piping Failure) โดยรอยแยกสุดท้ายของตัวเขื่อนเป็นรูปสี่เหลี่ยม

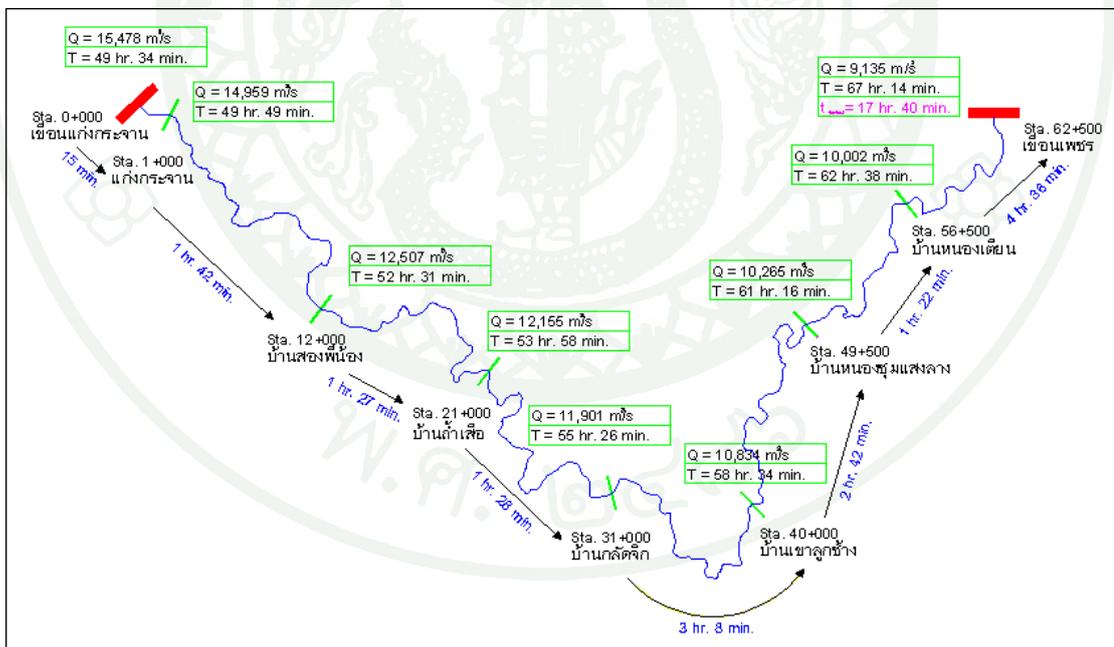
ผลการคำนวณพบว่าตัวเขื่อนแก่งกระจานเริ่มเกิดการพังทลายที่เวลา 48 ชั่วโมง 31 นาที หลังจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าเขื่อนแก่งกระจาน ระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำจะมีระดับน้ำสูงสุดที่ +102.02 เมตร รทก. เพิ่มขึ้น 3.02 เมตร จากระดับน้ำเริ่มต้นในอ่างที่พิจารณา (+99.00 เมตร รทก.) ที่เวลา 48 ชั่วโมง 49 นาที นับจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าตัวเขื่อนและเกิดการพังทลายแบบสมบูรณ์ ที่เวลา 49 ชั่วโมง 31 นาที นับตั้งแต่กราฟน้ำหลากไหลเข้าตัวอ่างเก็บน้ำ ทำให้ปริมาณน้ำผ่านรอยแยกของเขื่อนและทางระบายน้ำล้นมากที่สุดเท่ากับ 53,108.38 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 49 ชั่วโมง 31 นาที และค่อย ๆ ลดลงตามระยะทาง จนถึงเขื่อนเพชร กม.62.5 มีปริมาณน้ำหลากสูงสุดเท่ากับ 26,574.91 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 59 ชั่วโมง 33 นาที นั่นคือคลื่นน้ำหลากที่ไหลออกจากเขื่อนแก่งกระจาน เดินทางไปถึงเขื่อนเพชรใช้เวลาในการเดินทาง 10 ชั่วโมง 2 นาที นับจากเกิดการไหลสูงสุดที่เขื่อนแก่งกระจาน ดังแสดงในภาพที่ 40 และภาคผนวก ก



ภาพที่ 40 ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา B เมื่อปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 1,000 ปี ไหลเข้าอ่าง

3) กรณีศึกษา C เกิดการพังทลายแบบเกิดรูรั่วที่ตัวเขื่อน (Piping Failure) โดยรอยแยกสุดท้ายของตัวเขื่อนเป็นรูปสามเหลี่ยม

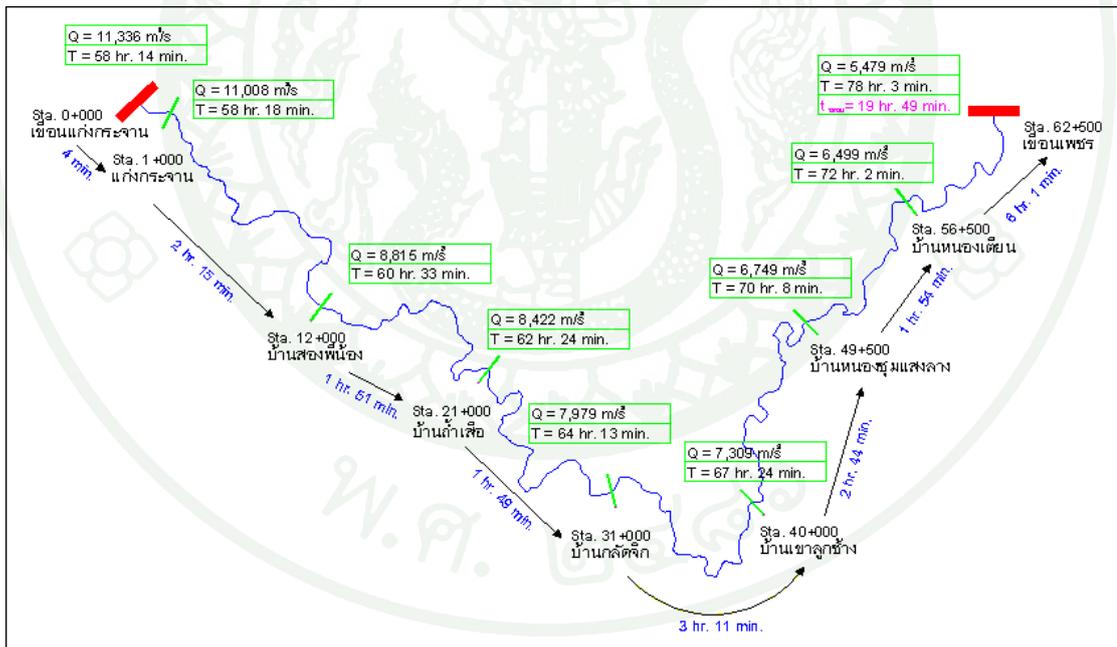
ผลการคำนวณพบว่าตัวเขื่อนแก่งกระจานเริ่มเกิดการพังทลายที่เวลา 48 ชั่วโมง 31 นาที หลังจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าเขื่อนแก่งกระจาน ระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำจะมีระดับน้ำสูงสุดที่ +102.09 เมตร รทก. เพิ่มขึ้น 3.09 เมตรจากระดับน้ำเริ่มต้นในอ่างที่พิจารณา (+99.00 เมตร รทก.) ที่เวลา 49 ชั่วโมง 22 นาที นับจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าตัวเขื่อนและเกิดการพังทลายแบบสมบูรณ์ ที่เวลา 49 ชั่วโมง 31 นาที นับตั้งแต่กราฟน้ำหลากไหลเข้าตัวอ่างเก็บน้ำ ทำให้ปริมาณน้ำผ่านรอยแยกของเขื่อนและทางระบายน้ำล้นมากที่สุดเท่ากับ 15,477.70 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 49 ชั่วโมง 34 นาที และค่อย ๆ ลดลงตามระยะทาง จนถึงเขื่อนเพชร กม.62.5 มีปริมาณน้ำหลากสูงสุดเท่ากับ 9,134.72 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 67 ชั่วโมง 14 นาที นั่นคือคลื่นน้ำหลากที่ไหลออกจากเขื่อนแก่งกระจาน เดินทางไปถึงเขื่อนเพชรใช้เวลาในการเดินทาง 17 ชั่วโมง 40 นาที นับจากเกิดการไหลสูงสุดที่เขื่อนแก่งกระจาน ดังแสดงในภาพที่ 41 และภาคผนวก ก



ภาพที่ 41 ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา C เมื่อปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 1,000 ปี ไหลเข้าอ่าง

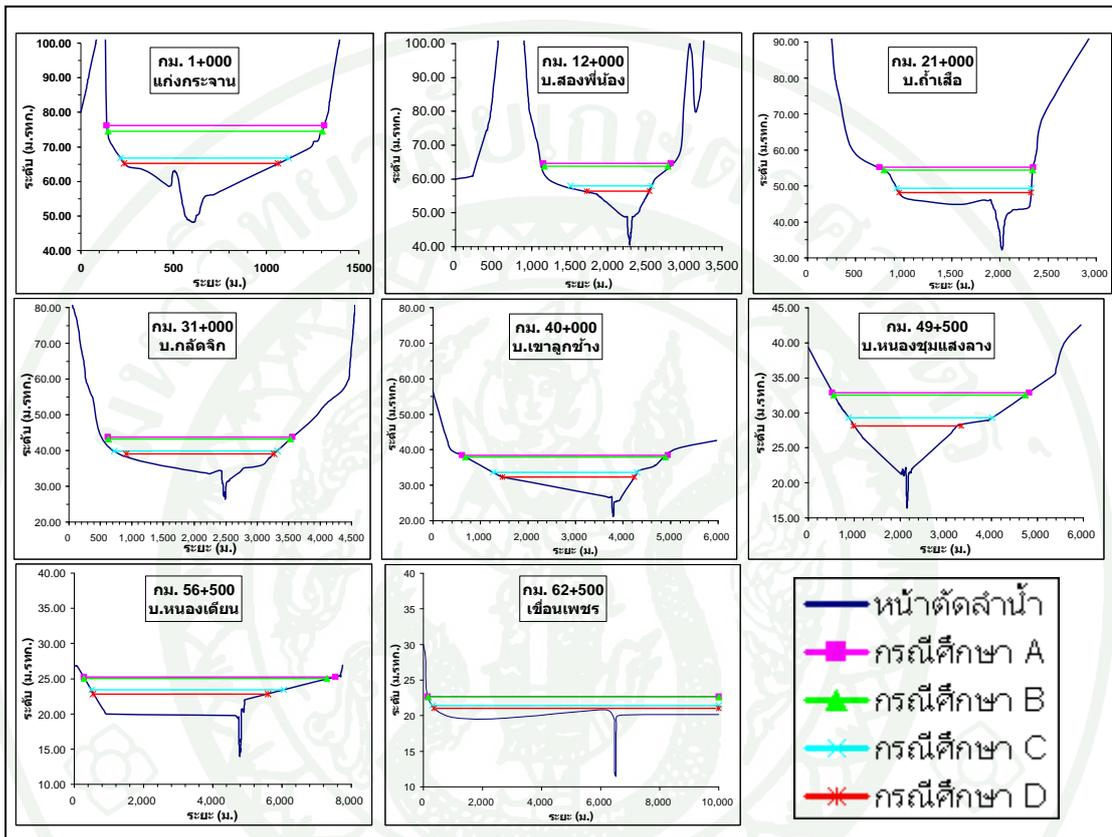
4) กรณีศึกษา D เกิดการพังทลายแบบไหลข้ามสันเขื่อน (Overtopping Failure)

ผลการคำนวณพบว่าตัวเขื่อนแก่งกระจานเริ่มเกิดการพังทลายที่เวลา 57 ชั่วโมง 9 นาที หลังจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าเขื่อนแก่งกระจาน ระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำจะมีระดับน้ำสูงสุดที่ +102.73 เมตร รทก. เพิ่มขึ้น 3.73 เมตร จากระดับน้ำเริ่มต้นในอ่างที่พิจารณา (+99.00 เมตร รทก.) ที่เวลา 57 ชั่วโมง 37 นาที นับจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าตัวเขื่อนและเกิดการพังทลายแบบสมบูรณ์ ที่เวลา 58 ชั่วโมง 9 นาที นับตั้งแต่กราฟน้ำหลากไหลเข้าตัวอ่างเก็บน้ำ ทำให้ปริมาณน้ำผ่านรอยแยกของเขื่อนและทางระบายน้ำล้นมากที่สุดเท่ากับ 11,335.69 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 58 ชั่วโมง 14 นาที และค่อย ๆ ลดลงตามระยะทาง จนถึงเขื่อนเพชร กม.62.5 มีปริมาณน้ำหลากสูงสุดเท่ากับ 5,479.08 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 78 ชั่วโมง 3 นาที นั่นคือคลื่นน้ำหลากที่ไหลออกจากเขื่อนแก่งกระจาน เดินทางไปถึงเขื่อนเพชรใช้เวลาในการเดินทาง 19 ชั่วโมง 49 นาที นับจากเกิดการไหลสูงสุดที่เขื่อนแก่งกระจาน ดังแสดงในภาพที่ 42 และภาคผนวก ก



ภาพที่ 42 ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา D เมื่อปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 1,000 ปี ไหลเข้าอ่าง

ผลการเปรียบเทียบค่าระดับน้ำของแต่ละหน้าตัดเมื่อมีปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 1,000 ปีไหลเข้ามาที่เขื่อนแก่งกระจานพบว่ากรณีศึกษา A มีค่าระดับน้ำสูงสุด รองลงมาได้แก่กรณีศึกษา B C และ D ตามลำดับ ดังแสดงในภาพที่ 43

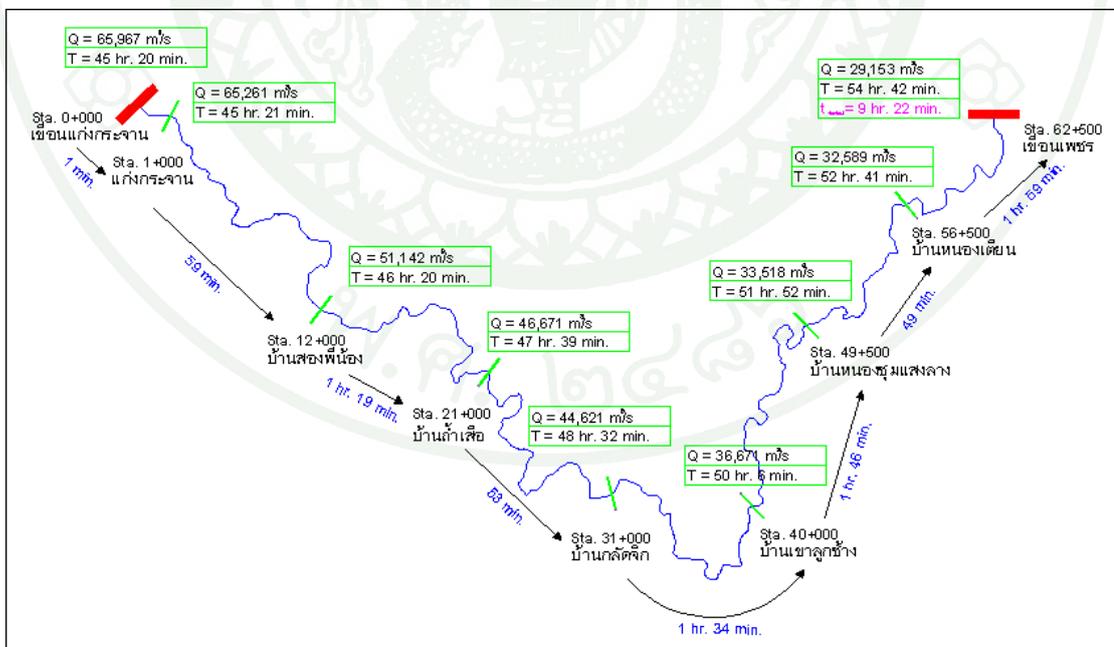


ภาพที่ 43 เปรียบเทียบผลการคำนวณค่าระดับน้ำที่กรณีศึกษาต่างๆ ที่ปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 1,000 ปี

4.3 ปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปี

1) กรณีศึกษา A เกิดการพังทลายแบบเกิดรูรั่วที่ตัวเขื่อน (Piping Failure) โดยรอยแยกสุดท้ายของตัวเขื่อนเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู

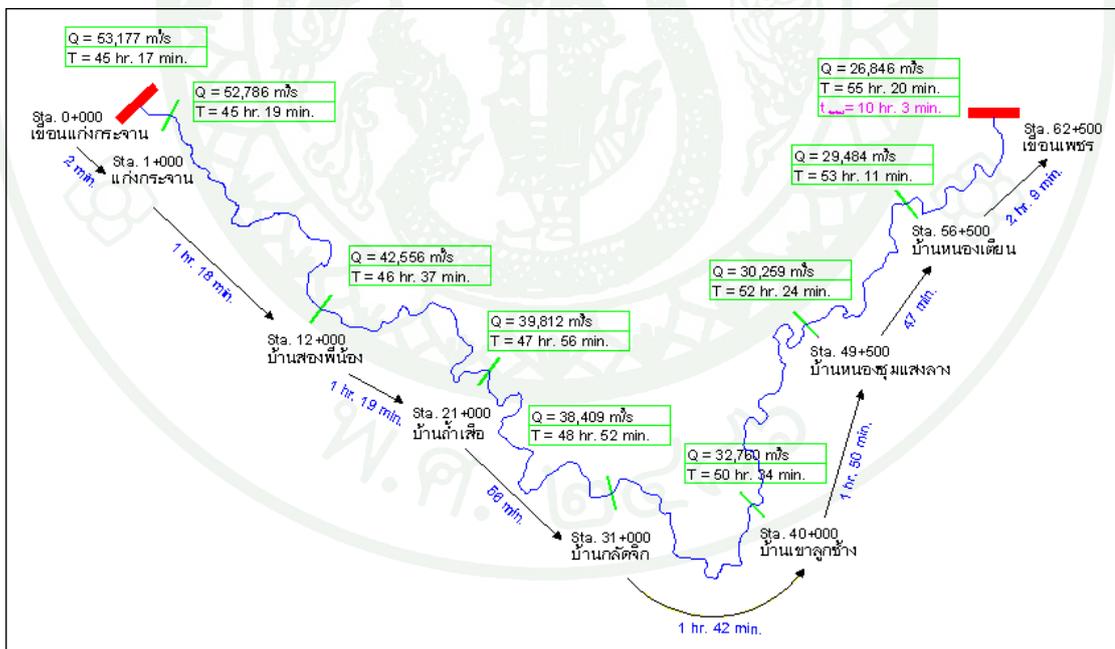
ผลการคำนวณพบว่าตัวเขื่อนแก่งกระจานเริ่มเกิดการพังทลายที่เวลา 44 ชั่วโมง 18 นาที หลังจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าเขื่อนแก่งกระจาน ระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำจะมีระดับน้ำสูงสุดที่ +102.03 เมตร รทก. เพิ่มขึ้น 3.03 เมตรจากระดับน้ำเริ่มต้นในอ่างที่พิจารณา (+99.00 เมตร รทก.) ที่เวลา 44 ชั่วโมง 37 นาที นับจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าตัวเขื่อนและเกิดการพังทลายแบบสมบูรณ์ ที่เวลา 45 ชั่วโมง 18 นาที นับตั้งแต่กราฟน้ำหลากไหลเข้าตัวอ่างเก็บน้ำ ทำให้ปริมาณน้ำผ่านรอยแยกของเขื่อนและทางระบายน้ำสันมากที่สุดเท่ากับ 65,967.11 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 45 ชั่วโมง 20 นาที และค่อย ๆ ลดลงตามระยะทาง จนถึงเขื่อนเพชร กม.62.5 มีปริมาณน้ำหลากสูงสุดเท่ากับ 29,153.07 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 54 ชั่วโมง 42 นาที นั่นคือคลื่นน้ำหลากที่ไหลออกจากเขื่อนแก่งกระจาน เดินทางไปถึงเขื่อนเพชรใช้เวลาในการเดินทาง 9 ชั่วโมง 22 นาที นับจากเกิดการไหลสูงสุดที่เขื่อนแก่งกระจาน ดังแสดงในภาพที่ 44 และภาคผนวก ก



ภาพที่ 44 ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา A เมื่อปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปี ไหลเข้าอ่าง

2) กรณีศึกษา B เกิดการพังทลายแบบเกิดรูรั่วที่ตัวเขื่อน (Piping Failure) โดยรอยแยกสุดท้ายของตัวเขื่อนเป็นรูปสี่เหลี่ยม

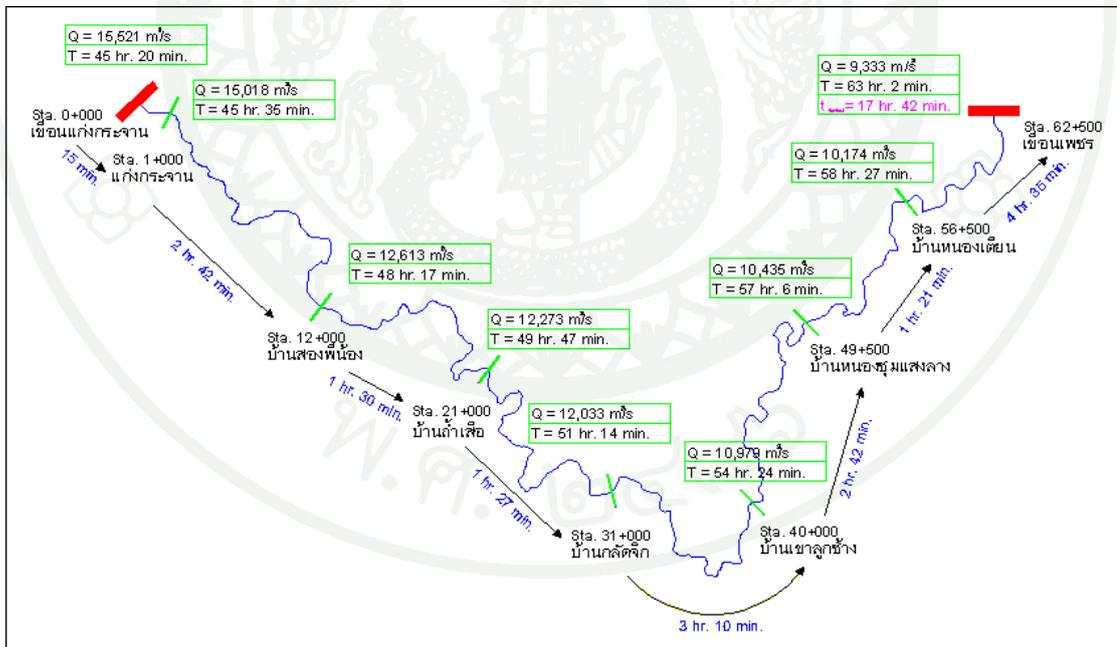
ผลการคำนวณพบว่าตัวเขื่อนแก่งกระจานเริ่มเกิดการพังทลายที่เวลา 44 ชั่วโมง 18 นาที หลังจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าเขื่อนแก่งกระจาน ระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำจะมีระดับน้ำสูงสุดที่ +102.03 เมตร รทก. เพิ่มขึ้น 3.03 เมตรจากระดับน้ำเริ่มต้นในอ่างที่พิจารณา (+99.00 เมตร รทก.) ที่เวลา 44 ชั่วโมง 37 นาที นับจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าตัวเขื่อนและเกิดการพังทลายแบบสมบูรณ์ ที่เวลา 45 ชั่วโมง 18 นาที นับตั้งแต่กราฟน้ำหลากไหลเข้าตัวอ่างเก็บน้ำ ทำให้ปริมาณน้ำผ่านรอยแยกของเขื่อนและทางระบายน้ำล้นมากที่สุดเท่ากับ 53,177.11 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 45 ชั่วโมง 17 นาที และค่อย ๆ ลดลงตามระยะทาง จนถึงเขื่อนเพชร กม.62.5 มีปริมาณน้ำหลากสูงสุดเท่ากับ 26,846.19 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 55 ชั่วโมง 20 นาที นั่นคือคลื่นน้ำหลากที่ไหลออกจากเขื่อนแก่งกระจาน เดินทางไปถึงเขื่อนเพชรใช้เวลาในการเดินทาง 10 ชั่วโมง 3 นาที นับจากเกิดการไหลสูงสุดที่เขื่อนแก่งกระจาน ดังแสดงในภาพที่ 45 และภาคผนวก ก



ภาพที่ 45 ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา B เมื่อปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปี ไหลเข้าอ่าง

3) กรณีศึกษา C เกิดการพังทลายแบบเกิดรูรั่วที่ตัวเขื่อน (Piping Failure) โดยรอยแยกสุดท้ายของตัวเขื่อนเป็นรูปสามเหลี่ยม

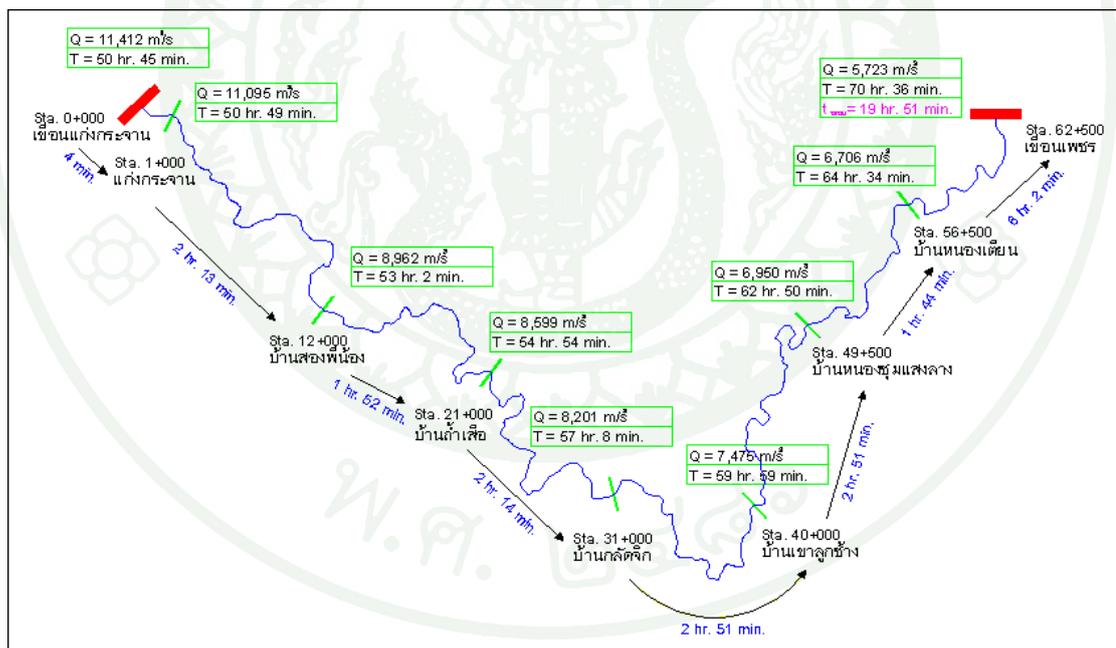
ผลการคำนวณพบว่าตัวเขื่อนแก่งกระจานเริ่มเกิดการพังทลายที่เวลา 44 ชั่วโมง 18 นาที หลังจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าเขื่อนแก่งกระจาน ระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำจะมีระดับน้ำสูงสุดที่ +102.12 เมตร รทก. เพิ่มขึ้น 3.12 เมตรจากระดับน้ำเริ่มต้นในอ่างที่พิจารณา (+99.00 เมตร รทก.) ที่เวลา 45 ชั่วโมง 8 นาที นับจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าตัวเขื่อนและเกิดการพังทลายแบบสมบูรณ์ ที่เวลา 45 ชั่วโมง 18 นาที นับตั้งแต่กราฟปริมาณน้ำหลากไหลเข้าตัวอ่างเก็บน้ำ ทำให้ปริมาณน้ำผ่านรอยแยกของเขื่อนและทางระบายน้ำล้นมากที่สุดเท่ากับ 15,521.19 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 45 ชั่วโมง 20 นาที และค่อย ๆ ลดลงตามระยะทาง จนถึงเขื่อนเพชร กม.62.5 มีปริมาณน้ำหลากสูงสุดเท่ากับ 9,333.02 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 63 ชั่วโมง 2 นาที นั่นคือคลื่นน้ำหลากที่ไหลออกจากเขื่อนแก่งกระจาน เดินทางไปถึงเขื่อนเพชรใช้เวลาในการเดินทาง 17 ชั่วโมง 42 นาที นับจากเกิดการไหลสูงสุดที่เขื่อนแก่งกระจาน ดังแสดงในภาพที่ 46 และภาคผนวก ก



ภาพที่ 46 ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา C เมื่อปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปี ไหลเข้าอ่าง

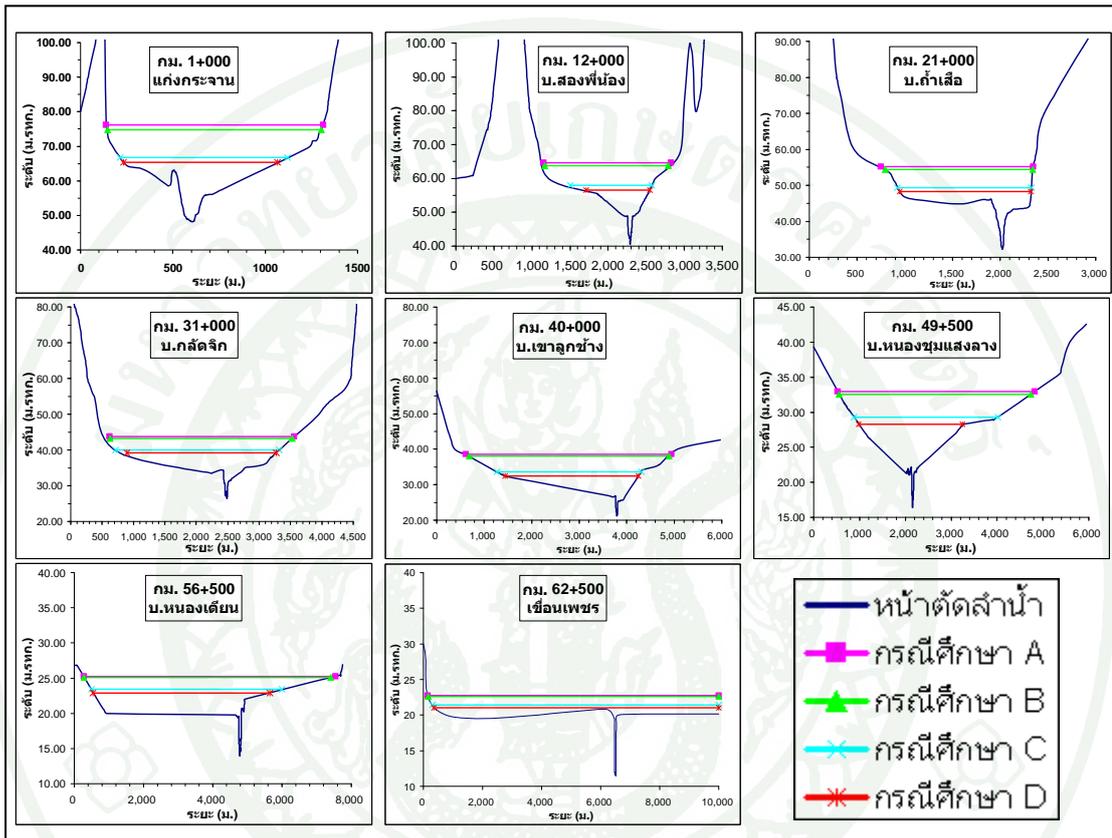
4) กรณีศึกษา D เกิดการพังทลายแบบไหลข้ามสันเขื่อน (Overtopping Failure)

ผลการคำนวณพบว่าตัวเขื่อนแก่งกระจานเริ่มเกิดการพังทลายที่เวลา 49 ชั่วโมง 42 นาที หลังจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าเขื่อนแก่งกระจาน ระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำจะมีระดับน้ำสูงสุดที่ +102.75 เมตร รทก. เพิ่มขึ้น 3.75 เมตร จากระดับน้ำเริ่มต้นในอ่างที่พิจารณา (+99.00 เมตร รทก.) ที่เวลา 50 ชั่วโมง 12 นาที นับจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าตัวเขื่อนและเกิดการพังทลายแบบสมบูรณ์ ที่เวลา 50 ชั่วโมง 42 นาที นับตั้งแต่กราฟน้ำหลากไหลเข้าตัวอ่างเก็บน้ำ ทำให้ปริมาณน้ำผ่านรอยแยกของเขื่อนและทางระบายน้ำล้นมากที่สุดเท่ากับ 11,412.39 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 50 ชั่วโมง 45 นาที และค่อย ๆ ลดลงตามระยะทาง จนถึงเขื่อนเพชร กม.62.5 มีปริมาณน้ำหลากสูงสุดเท่ากับ 5,722.60 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 70 ชั่วโมง 36 นาที นั่นคือคลื่นน้ำหลากที่ไหลออกจากเขื่อนแก่งกระจาน เดินทางไปถึงเขื่อนเพชรใช้เวลาในการเดินทาง 19 ชั่วโมง 51 นาที นับจากเกิดการไหลสูงสุดที่เขื่อนแก่งกระจาน ดังแสดงในภาพที่ 47 และภาคผนวก ก



ภาพที่ 47 ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา D เมื่อปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปี ไหลเข้าอ่าง

ผลการเปรียบเทียบค่าระดับน้ำของแต่ละหน้าตัดเมื่อมีปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปีไหลเข้ามาที่เขื่อนแก่งกระจานพบว่ากรณีศึกษา A มีค่าระดับน้ำสูงที่สุด รองลงมาได้แก่กรณีศึกษา B C และ D ตามลำดับ ดังแสดงในภาพที่ 48

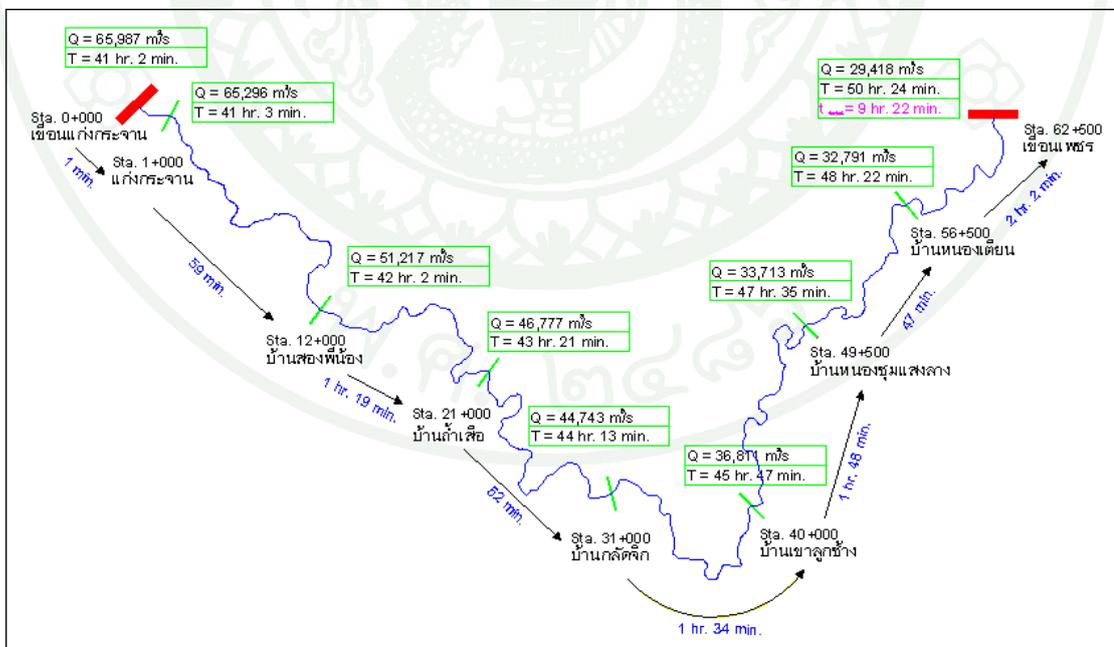


ภาพที่ 48 เปรียบเทียบผลการคำนวณค่าระดับน้ำที่กรณีศึกษาต่าง ๆ ที่มีปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปี

4.4 ปริมาณน้ำหลากไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (PMF)

1) กรณีศึกษา A เกิดการพังทลายแบบเกิดรูรั่วที่ตัวเขื่อน (Piping Failure) โดยรอยแยกสุดท้ายของตัวเขื่อนเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู

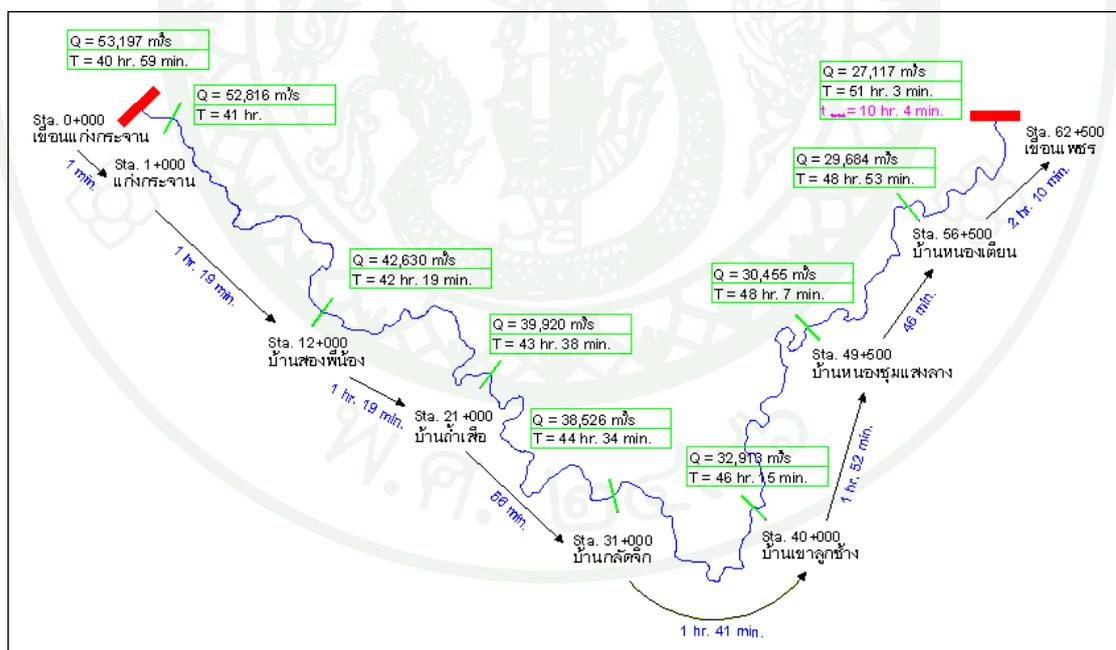
ผลการคำนวณพบว่าตัวเขื่อนแก่งกระจานเริ่มเกิดการพังทลายที่เวลา 40 ชั่วโมง หลังจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าเขื่อนแก่งกระจาน ระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำจะมีระดับน้ำสูงสุดที่ +102.04 เมตร รทก. เพิ่มขึ้น 3.04 เมตร จากระดับน้ำเริ่มต้นในอ่างที่พิจารณา (+99.00 เมตร รทก.) ที่เวลา 40 ชั่วโมง 19 นาที นับจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าตัวเขื่อนและเกิดการพังทลายแบบสมบูรณ์ ที่เวลา 41 ชั่วโมง นับตั้งแต่กราฟน้ำหลากไหลเข้าตัวอ่างเก็บน้ำ ทำให้ปริมาณน้ำผ่านรอยแยกของเขื่อนและทางระบายน้ำสันมากที่สุดเท่ากับ 65,986.67 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 41 ชั่วโมง 2 นาที และค่อย ๆ ลดลงตามระยะทาง จนถึงเขื่อนเพชร กม.62.5 มีปริมาณน้ำหลากสูงสุดเท่ากับ 29,418.12 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 50 ชั่วโมง 24 นาที นั่นคือคลื่นน้ำหลากที่ไหลออกจากเขื่อนแก่งกระจานเดินทางไปถึงเขื่อนเพชรใช้เวลาในการเดินทาง 9 ชั่วโมง 22 นาที นับจากเกิดการไหลสูงสุดที่เขื่อนแก่งกระจาน ดังแสดงในภาพที่ 49 และภาคผนวก ก



ภาพที่ 49 ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา A เมื่อปริมาณน้ำหลากที่ปริมาณการไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)

2) กรณีศึกษา B เกิดการพังทลายแบบเกิดรูรั่วที่ตัวเขื่อน (Piping Failure) โดยรอยแยกสุดท้ายของตัวเขื่อนเป็นรูปสี่เหลี่ยม

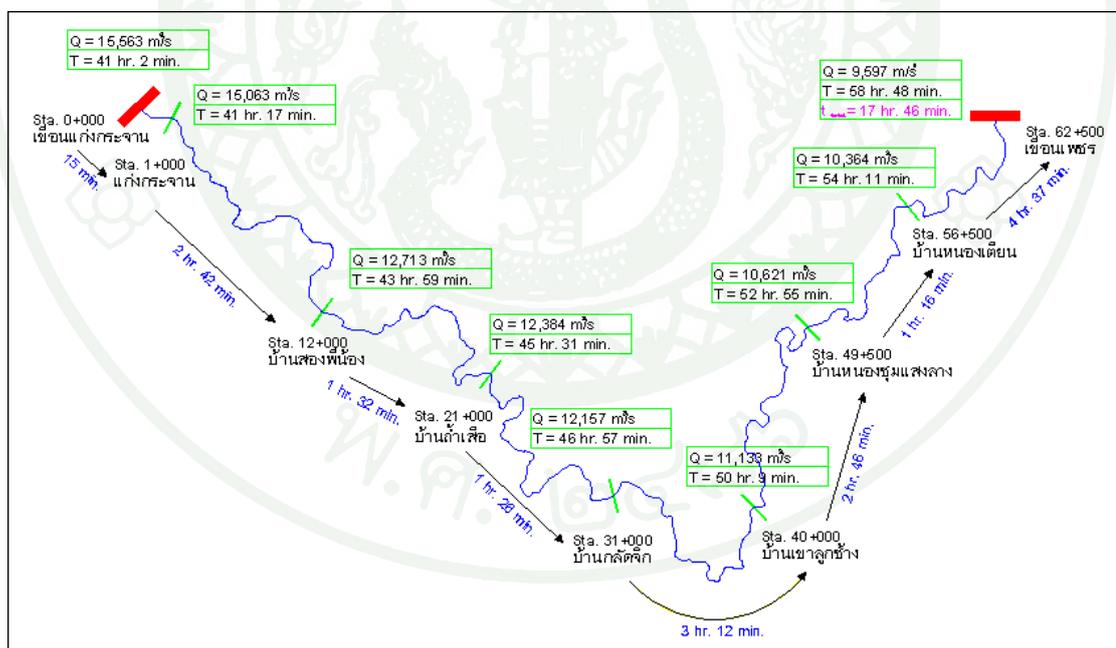
ผลการคำนวณพบว่าตัวเขื่อนแก่งกระจานเริ่มเกิดการพังทลายที่เวลา 40 ชั่วโมง หลังจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าเขื่อนแก่งกระจาน ระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำจะมีระดับน้ำสูงสุดที่ +102.04 เมตร รทก. เพิ่มขึ้น 3.04 เมตร จากระดับน้ำเริ่มต้นในอ่างที่พิจารณา (+99.00 เมตร รทก.) ที่เวลา 40 ชั่วโมง 19 นาที นับจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าตัวเขื่อนและเกิดการพังทลายแบบสมบูรณ ที่เวลา 41 ชั่วโมง นับตั้งแต่กราฟน้ำหลากไหลเข้าตัวอ่างเก็บน้ำ ทำให้ปริมาณน้ำผ่านรอยแยกของเขื่อนและทางระบายน้ำล้นมากที่สุดเท่ากับ 53,196.64ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 40 ชั่วโมง 59 นาที และค่อย ๆ ลดลงตามระยะทาง จนถึงเขื่อนเพชร กม.62.5 มีปริมาณน้ำหลากสูงสุดเท่ากับ 27,116.98 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 51 ชั่วโมง 3 นาที นั่นคือคลื่นน้ำหลากที่ไหลออกจากเขื่อนแก่งกระจานเดินทางไปถึงเขื่อนเพชรใช้เวลาในการเดินทาง 10 ชั่วโมง 4 นาที นับจากเกิดการไหลสูงสุดที่เขื่อนแก่งกระจาน ดังแสดงในภาพที่ 50 และภาคผนวก ก



ภาพที่ 50 ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา B เมื่อปริมาณน้ำหลากที่ปริมาณการไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)

3) กรณีศึกษา C เกิดการพังทลายแบบเกิดรูรั่วที่ตัวเขื่อน (Piping Failure) โดยรอยแยกสุดท้ายของตัวเขื่อนเป็นรูปสามเหลี่ยม

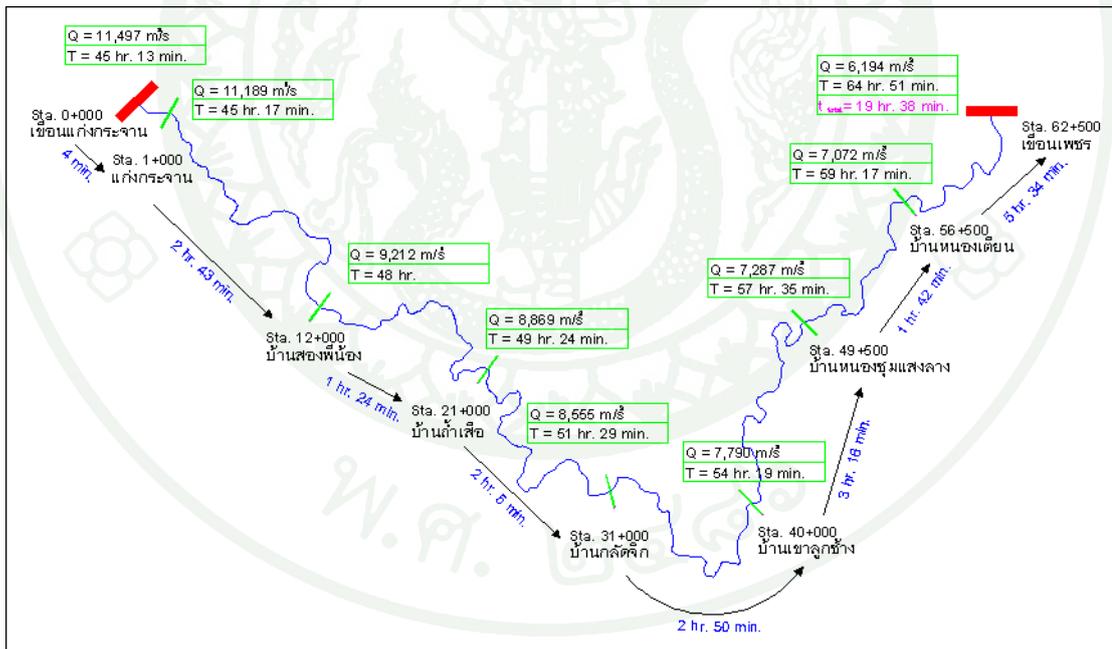
ผลการคำนวณพบว่าตัวเขื่อนแก่งกระจานเริ่มเกิดการพังทลายที่เวลา 40 ชั่วโมง หลังจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าเขื่อนแก่งกระจาน ระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำจะมีระดับน้ำสูงสุดที่ +102.14 เมตร รทก. เพิ่มขึ้น 3.14 เมตร จากระดับน้ำเริ่มต้นในอ่างที่พิจารณา (+99.00 เมตร รทก.) ที่เวลา 40 ชั่วโมง 50 นาที นับจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าตัวเขื่อนและเกิดการพังทลายแบบสมบูรณ ที่เวลา 41 ชั่วโมง นับตั้งแต่กราฟน้ำหลากไหลเข้าตัวอ่างเก็บน้ำ ทำให้ปริมาณน้ำผ่านรอยแยกของเขื่อนและทางระบายน้ำล้นมากที่สุดเท่ากับ 15,562.56 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 41 ชั่วโมง 2 นาที และค่อย ๆ ลดลงตามระยะทาง จนถึงเขื่อนเพชร กม.62.5 มีปริมาณน้ำหลากสูงสุดเท่ากับ 9,596.89 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 58 ชั่วโมง 48 นาที นั่นคือคลื่นน้ำหลากที่ไหลออกจากเขื่อนแก่งกระจานเดินทางไปถึงเขื่อนเพชรใช้เวลาในการเดินทาง 17 ชั่วโมง 46 นาที นับจากเกิดการไหลสูงสุดที่เขื่อนแก่งกระจาน ดังแสดงในภาพที่ 51 และภาคผนวก ก



ภาพที่ 51 ผลการคำนวณอัตราการไหลกรณีศึกษา C ที่ปริมาณการไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)

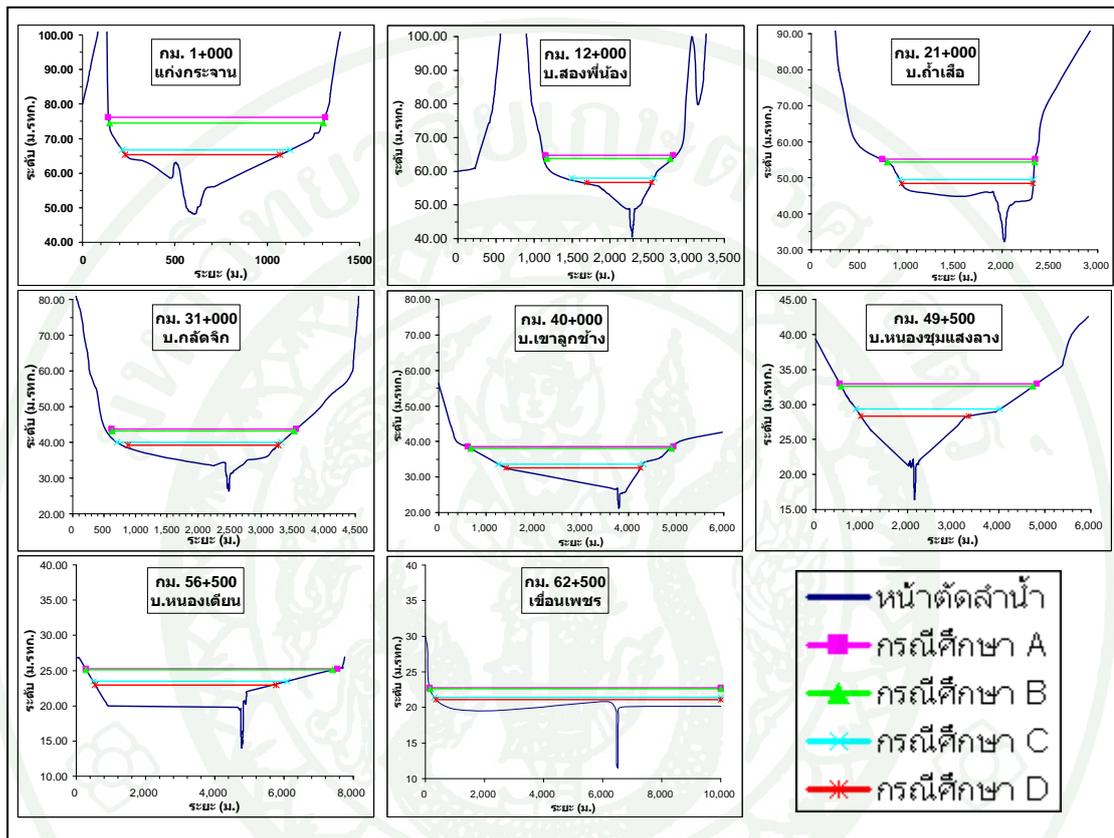
4) กรณีศึกษา D เกิดการพังทลายแบบไหลข้ามสันเขื่อน (Overtopping Failure)

ผลการคำนวณพบว่าตัวเขื่อนแก่งกระจานเริ่มเกิดการพังทลายที่เวลา 44 ชั่วโมง 10 นาที หลังจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าเขื่อนแก่งกระจาน ระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำจะมีระดับน้ำสูงสุดที่ +102.77 เมตร รทก. เพิ่มขึ้น 3.77 เมตร จากระดับน้ำเริ่มต้นในอ่างที่พิจารณา (+99.00 เมตร รทก.) ที่เวลา 44 ชั่วโมง 43 นาที นับจากปริมาณน้ำหลากเริ่มไหลเข้าตัวเขื่อนและเกิดการพังทลายแบบสมบูรณ์ ที่เวลา 45 ชั่วโมง 10 นาที นับตั้งแต่กราฟน้ำหลากไหลเข้าตัวอ่างเก็บน้ำ ทำให้ปริมาณน้ำผ่านรอยแยกของเขื่อนและทางระบายน้ำล้นมากที่สุดเท่ากับ 11,496.70 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 45 ชั่วโมง 13 นาที และค่อย ๆ ลดลงตามระยะทาง จนถึงเขื่อนเพชร กม.62.5 มีปริมาณน้ำหลากสูงสุดเท่ากับ 6,194.30 ลบ.ม.ต่อวินาที ที่เวลา 64 ชั่วโมง 51 นาที นั่นคือคลื่นน้ำหลากที่ไหลออกจากเขื่อนแก่งกระจาน เดินทางไปถึงเขื่อนเพชรใช้เวลาในการเดินทาง 19 ชั่วโมง 38 นาที นับจากเกิดการไหลสูงสุดที่เขื่อนแก่งกระจาน ดังแสดงในภาพที่ 52 และภาคผนวก ก



ภาพที่ 52 ผลการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดกรณีศึกษา D เมื่อปริมาณน้ำหลากที่ปริมาณการไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)

ผลการเปรียบเทียบค่าระดับน้ำของแต่ละหน้าตัดเมื่อมีปริมาณการไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF) ไหลเข้ามาที่เขื่อนแก่งกระจานพบว่ากรณีศึกษา A มีค่าระดับน้ำสูงสุด รองลงมาได้แก่กรณีศึกษา B C และ D ตามลำดับ ดังแสดงในภาพที่ 53



ภาพที่ 53 เปรียบเทียบผลการคำนวณค่าระดับน้ำที่กรณีศึกษาต่าง ๆ ที่มีปริมาณการไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)

จากผลการคำนวณพบว่าลักษณะการพังทลายแบบเกิดรูรั่วขึ้นที่ตัวเขื่อน (Piping Failure) มีความรุนแรงมากกว่าการพังทลายแบบไหลข้ามสันเขื่อน (Overtopping Failure) โดยลักษณะของรอยแยกสุดท้ายของการเกิดการพังทลายแบบเกิดรูรั่วขึ้นที่ตัวเขื่อน (Piping Failure) ที่ทำให้เกิดความรุนแรงที่สุด คือ รูปสี่เหลี่ยมคางหมู รองลงมาได้แก่ รอยแยกสุดท้ายรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า และสามเหลี่ยม ตามลำดับ โดยที่มีปริมาณการไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF) จะทำให้เกิดอัตราการไหลสูงสุดในทุกกรณีศึกษา ซึ่งสามารถสรุปได้ดังตารางที่ 25

ตารางที่ 25 สรุปผลการคำนวณการพังทลายของเขื่อนกรณีศึกษาต่าง ๆ ที่ปริมาณการไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)

รายละเอียด	กรณีศึกษา			
	A	B	C	D
เขื่อนแก่งกระจาน				
- ระดับน้ำสูงสุด (ม.รทก.)	102.04	102.04	102.14	102.77
- อัตราการไหลสูงสุด (ลบ.ม./วินาที)	65,986.67	53,204.48	15,562.15	11,497.12
เขื่อนเพชร				
- ระดับน้ำสูงสุด (ม.รทก.)	30.05	29.76	26.37	25.48
- อัตราการไหลสูงสุด (ลบ.ม./วินาที)	21,330.27	20,323.58	8,905.07	5,931.11
ระยะเวลาเดินทาง (ชม.)	11.23	12.13	19.67	20.12

5.การจัดทำแผนที่น้ำท่วม

ในการศึกษานี้พบว่าในแต่ละกรณีศึกษานั้น ๆ ที่ปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ จะมีพื้นที่ที่ได้รับผลกระทบจากปริมาณน้ำที่เกิดจากการพังทลายของเขื่อนใกล้เคียงกัน โดยกรณีศึกษา A จะมีพื้นที่ได้รับความเสียหายจากน้ำหลากมากที่สุดเนื่องจากมีปริมาณน้ำหลากไหลเข้าตัวเขื่อนมากที่สุด รองลงมาได้แก่ กรณีศึกษา B C และ D ตามลำดับ ดังแสดงในตารางที่ 26

สำหรับผลการเปรียบเทียบความเสียหายที่เกิดจากการพังทลายของเขื่อนในแต่ละกรณีศึกษาที่มีปริมาณน้ำหลากไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF) โดยใช้ข้อมูลระดับน้ำที่คำนวณได้ ข้อมูลเส้นระดับความสูงจากแผนที่ภูมิประเทศ มาตรฐาน 1 : 50,000 ของกรมแผนที่ทหารและแผนที่การไร้ประโยชน์ที่ดินของกรมพัฒนาที่ดิน ได้ผลดังตารางที่ 27 และพื้นที่ที่ได้รับความเสียหายจากการพังทลายของเขื่อนกรณีศึกษา A B C และ D แสดงดังภาพที่ 54 ถึง 61 ตามลำดับ

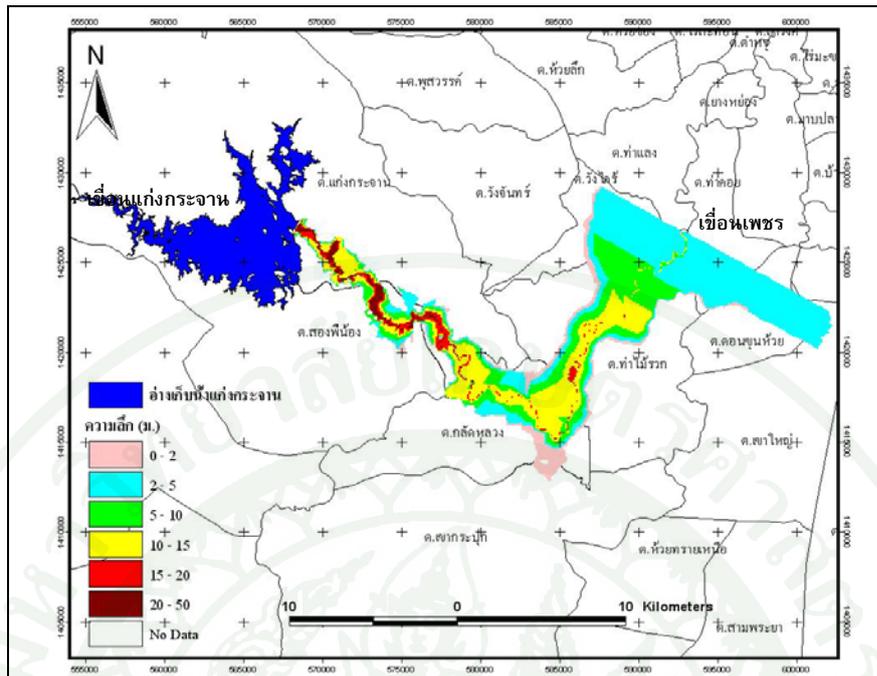
ตารางที่ 26 เปรียบเทียบพื้นที่น้ำท่วมแต่ละกรณีศึกษาที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ

รอบปีการเกิดซ้ำ (ปี)	พื้นที่น้ำท่วม (ไร่)			
	กรณีศึกษา A	กรณีศึกษา B	กรณีศึกษา C	กรณีศึกษา D
100	89,567.81	87,205.65	75,400.84	-
1,000	89,724.37	87,329.64	75,520.33	72,059.20
10,000	89,806.28	87,424.08	75,611.55	72,384.35
PMF	89,906.81	87,455.82	75,731.37	72,662.27

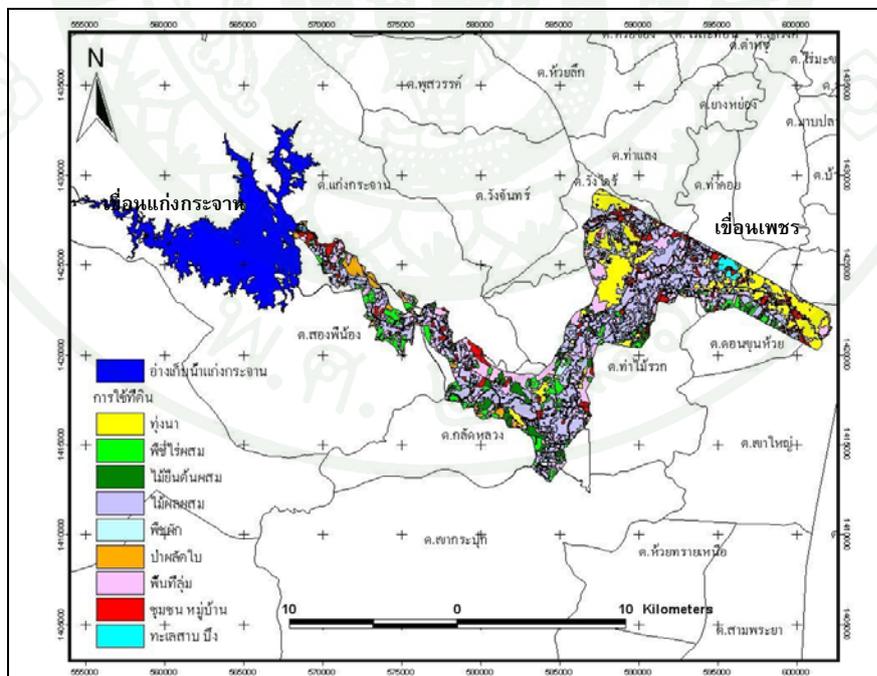
หมายเหตุ: กรณีศึกษา A = เขื่อนพังทลายแบบเกิดรูรั่ว รอยแยกสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู
 กรณีศึกษา B = เขื่อนพังทลายแบบเกิดรูรั่ว รอยแยกสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า
 กรณีศึกษา C = เขื่อนพังทลายแบบเกิดรูรั่ว รอยแยกสุดท้ายเป็นรูปสามเหลี่ยม
 กรณีศึกษา D = เขื่อนพังทลายแบบไหลข้ามสันเขื่อน

ตารางที่ 27 เปรียบเทียบพื้นที่ได้รับความเสียหายแต่ละกรณีศึกษาจำแนกตามการใช้ประโยชน์ที่ดินที่ปริมาณน้ำหลากไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)

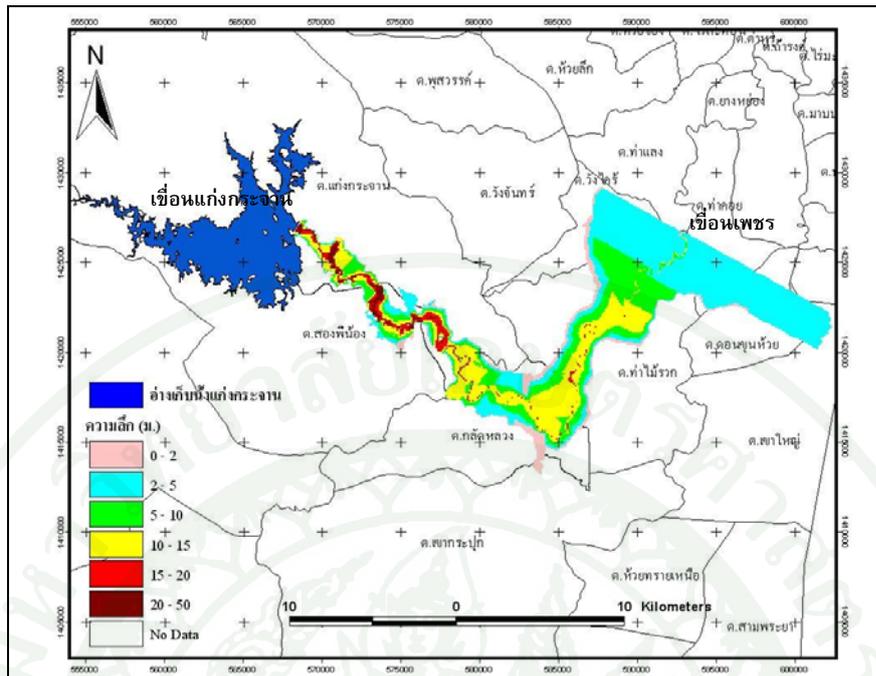
ลำดับที่	การใช้ประโยชน์พื้นที่	พื้นที่ได้รับความเสียหาย (ไร่)			
		กรณีศึกษา A	กรณีศึกษา B	กรณีศึกษา C	กรณีศึกษา D
1	ทุ่งนา	14,171.52	14,123.99	13,626.34	13,335.73
2	พืชไร่ผสม	6,589.97	6,104.12	3,722.79	3,293.59
3	ไม้ยืนต้นผสม	4,016.85	3,743.08	2,194.38	1,853.68
4	ไม้ผลผสม	34,340.31	34,558.84	32,600.59	32,023.89
5	พืชผัก	1,136.29	1,130.30	1,071.00	1,048.58
6	ป่าผลัดใบ	2,519.81	2,418.23	1,562.82	1,254.49
7	พื้นที่ลุ่ม	16,249.56	15,483.11	11,898.17	11,085.68
8	ชุมชน หมู่บ้าน	7,484.02	7,377.21	6,650.22	6,390.76
9	ทะเลสาบ บึง	3,398.47	2,516.94	2,405.06	2,375.88
	รวม	89,906.81	87,455.82	75,731.37	72,662.27



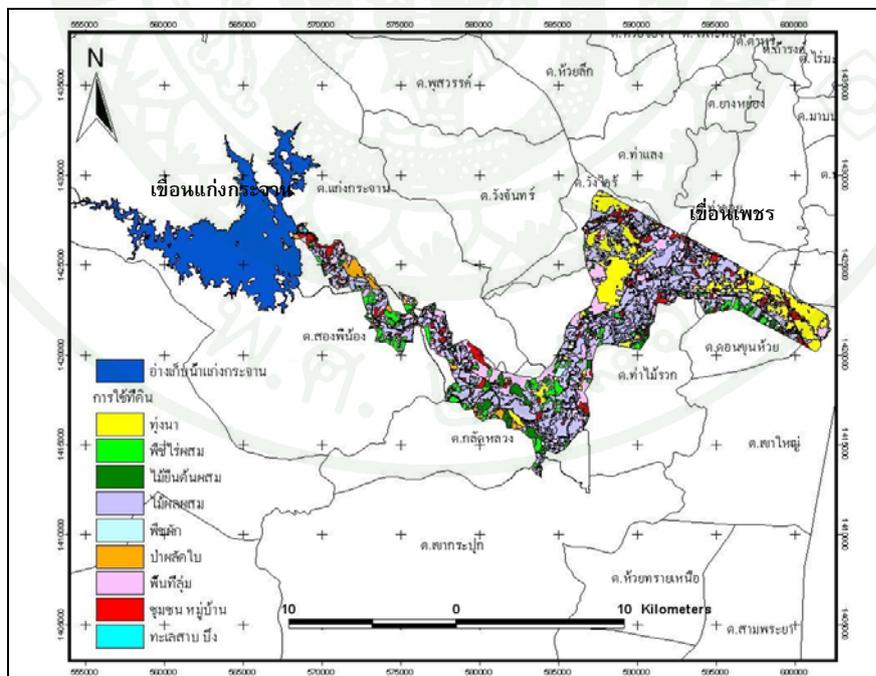
ภาพที่ 54 ขอบเขตและความลึกพื้นที่น้ำท่วม กรณีศึกษา A ที่ปริมาณน้ำหลากไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)



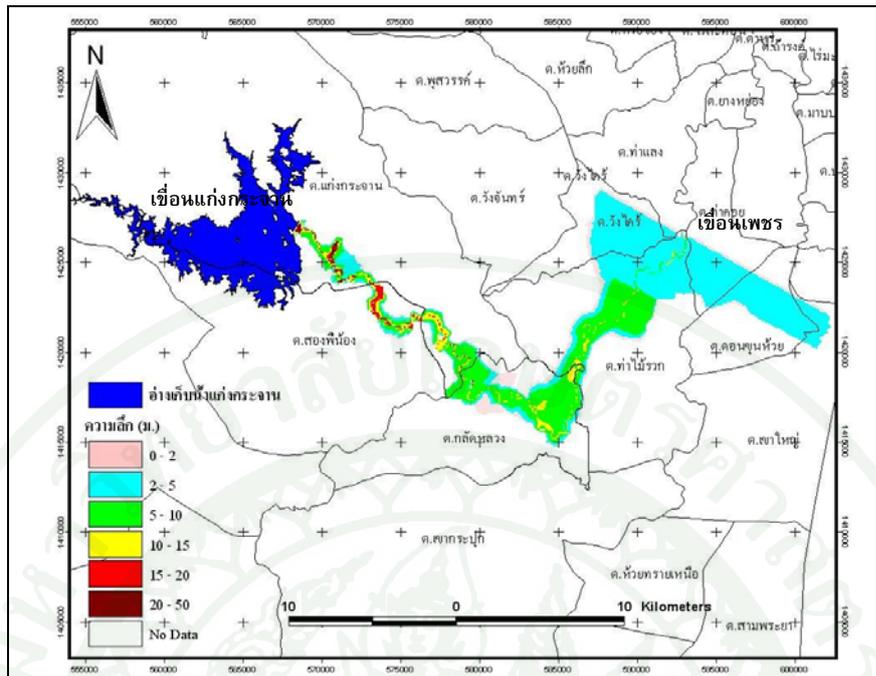
ภาพที่ 55 ขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมจำแนกตามการใช้ประโยชน์ที่ดิน กรณีศึกษา A ที่ปริมาณน้ำหลากไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)



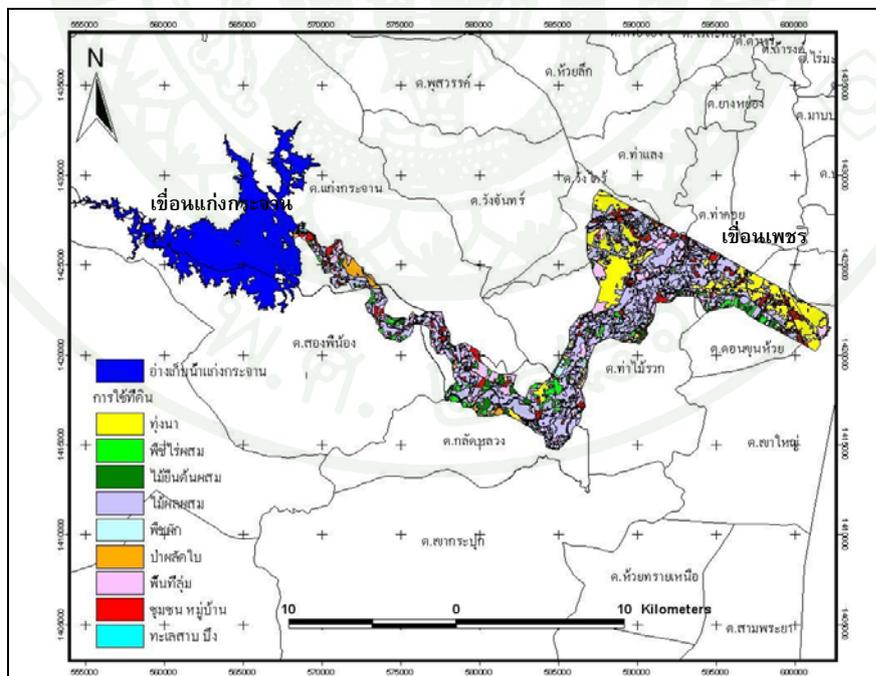
ภาพที่ 56 ขอบเขตและความลึกพื้นที่น้ำท่วม กรณีศึกษา B ที่ปริมาณน้ำหลากไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)



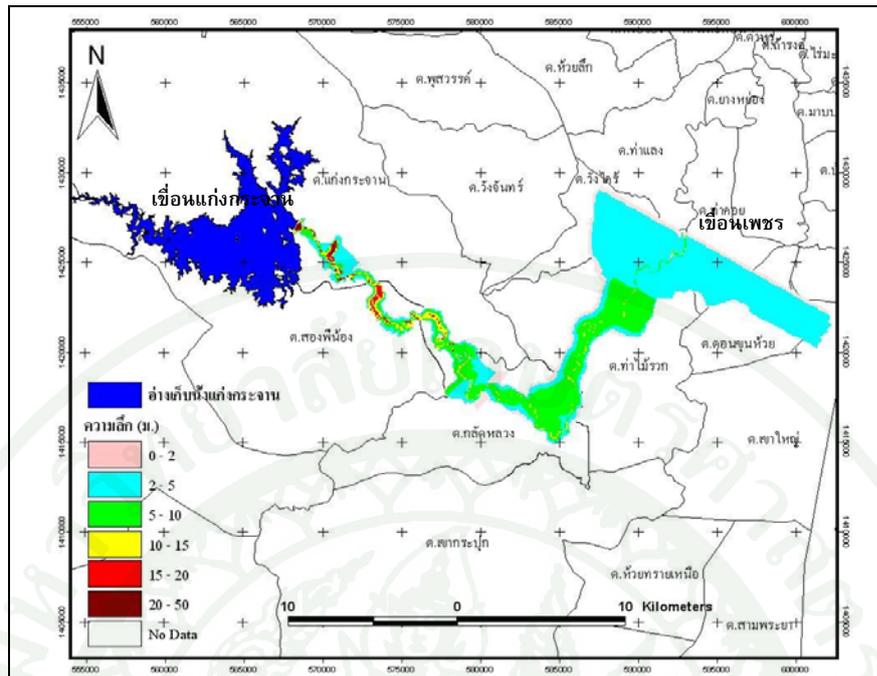
ภาพที่ 57 ขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมจำแนกตามการใช้ประโยชน์ที่ดิน กรณีศึกษา B ที่ปริมาณน้ำหลากไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)



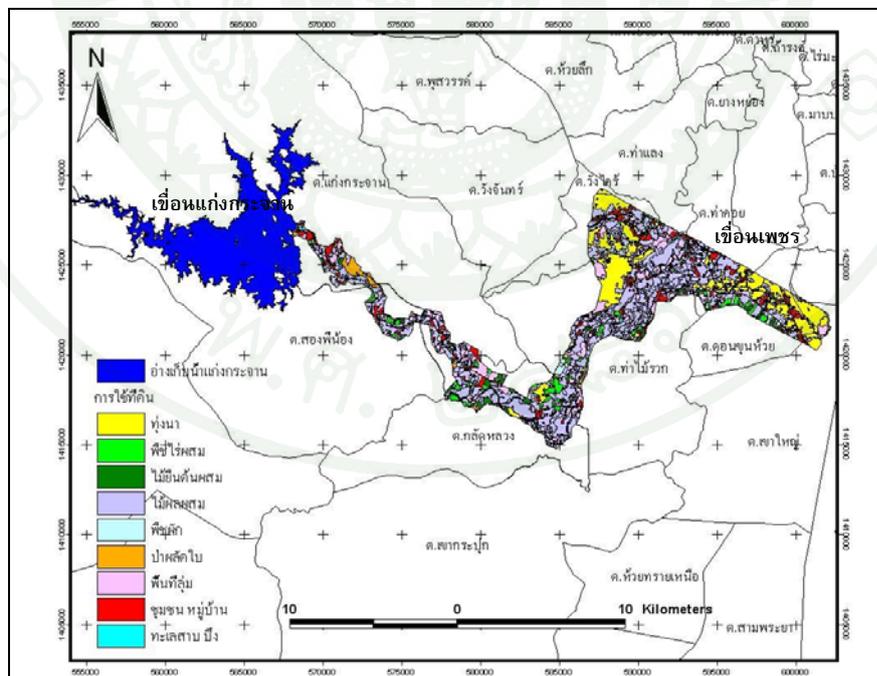
ภาพที่ 58 ขอบเขตและความลึกพื้นที่น้ำท่วม กรณีศึกษา C ที่ปริมาณน้ำหลากไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)



ภาพที่ 59 ขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมจำแนกตามการใช้ประโยชน์ที่ดิน กรณีศึกษา C ที่ปริมาณน้ำหลากไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)



ภาพที่ 60 ขอบเขตและความลึกพื้นที่น้ำท่วม กรณีศึกษา D ที่ปริมาณน้ำหลากไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)



ภาพที่ 61 ขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมจำแนกตามการใช้ประโยชน์ที่ดิน กรณีศึกษา D ที่ปริมาณน้ำหลากไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)

วิจารณ์

1. การปรับแก้ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองน้ำฝน – น้ำท่าคำนวณได้ค่า R^2 ที่ต่ำ (ประมาณ 0.70 กว่า) เนื่องจากพื้นที่ที่ทำการปรับแก้มีขนาดเล็ก ทำให้น้ำท่ามีพฤติกรรมแบบมาเร็วไปเร็ว แต่ค่าความแตกต่างของปริมาณน้ำฝนสะสมมีค่าแตกต่างสูงสุดเพียง 0.06% จึงถือว่าข้อมูลที่คำนวณได้มีความน่าเชื่อถือ

2. ข้อมูลรูปหน้าตัดตามขวางของแม่น้ำเพชรบุรีจากเขื่อนแก่งกระจานไปยังเขื่อนเพชรเป็นของปี พ.ศ.2544 เก็บข้อมูลทุกระยะทาง 2 กิโลเมตรและมีความกว้างของข้อมูลแต่ละหน้าตัดลำน้ำไม่มากนัก ซึ่งเป็นข้อมูลที่มีความละเอียดน้อยและเก่าเกินไป โดยในการศึกษานี้ได้นำข้อมูลดังกล่าวมาประยุกต์ใช้กับข้อมูลเส้นชั้นความสูงของกรมแผนที่ทหารโดยใช้โปรแกรม Arcview เพื่อจำลองสภาพของพื้นที่ลุ่มน้ำให้ได้ค่าใกล้เคียงกับความเป็นจริงเพิ่มมากขึ้น จึงควรมีการสำรวจเก็บข้อมูลใหม่อยู่เป็นระยะ เพื่อใช้ในการศึกษาอย่างละเอียดต่อไป

3. ข้อมูลแผนที่น้ำท่วมภาพถ่ายดาวเทียม Liss-III วันที่ 30 ตุลาคม 2546 ของสำนักงานพัฒนาเทคโนโลยีอวกาศและภูมิสารสนเทศ (GISTDA) ต้นฉบับได้รับความเสียหาย ในการศึกษานี้จึงได้ใช้ข้อมูลของกรมชลประทานซึ่งมีความละเอียดต่ำกว่าในการเปรียบเทียบแทน

4. การศึกษานี้ใช้การคำนวณปริมาณน้ำหลากสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood, PMF) โดยใช้ค่าอ้างอิงจากรูปความสัมพันธ์ระหว่างพื้นที่ลุ่มน้ำกับปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่ลุ่มน้ำ และระหว่างพื้นที่ลุ่มน้ำกับขนาดน้ำท่วมสูงสุดต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่ลุ่มน้ำของกลุ่มน้ำหลักภาคใต้ของปรีชา สุขกล้า (2533) ซึ่งเป็นการหาค่าอย่างง่าย หากต้องการค่าที่มีความละเอียดสูงยิ่งขึ้น ต้องอาศัยวิธีการคำนวณการย้ายพายุซึ่งมีความซับซ้อนยิ่งขึ้นต่อไป

5. การจำลองรูปแบบการพังทลายของเขื่อนแบบไหลข้ามสันเขื่อน (Overtopping Failure) ในการศึกษาเลือกให้เขื่อนช่องปิดเขาดำหมายเลข 2 เป็นเขื่อนที่พังทลาย เนื่องจากปริมาณน้ำไหลเข้าที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ และปริมาณน้ำไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood, PMF) ไม่สามารถไหลล้นข้ามตัวเขื่อนหลักไปได้ ทำให้ผลที่ได้ว่าจะมีค่าต่ำกว่ากรณีเขื่อนหลักพังทลาย

6. ค่าพารามิเตอร์เวลาการพังทลายของเขื่อนอย่างสมบูรณ์ พิจารณาจากข้อมูลในอดีตที่มีการศึกษารวบรวมไว้ (Wahl, 1998) และกำหนดเป็นสมการอย่างง่าย ๆ ซึ่งในความเป็นจริงแล้วไม่สามารถกำหนดช่วงเวลาของการพังทลายได้ เพียงแต่ใช้เป็นแนวทางสำหรับคาดการณ์และประเมินความเสียหายเบื้องต้นที่จะเกิดขึ้นบริเวณท้ายน้ำเท่านั้น

7. การประเมินความเสียหายเบื้องต้นสำหรับการศึกษานี้ ประเมินเพียงพื้นที่ที่ได้รับผลกระทบและการใช้ประโยชน์ของที่ดินเท่านั้น ไม่ได้มีการการประเมินมูลค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นออกมาเป็นตัวเงิน รวมถึงประชากรและจำนวนครัวเรือนที่ได้รับผลกระทบจากการพังทลายของเขื่อน ซึ่งการประเมินความเสียหายอย่างละเอียดควรมีการศึกษาต่อไป

สรุปและข้อเสนอแนะ

สรุป

แบบจำลอง HEC-RAS ถูกนำมาประยุกต์ใช้กับการพังทลายของเขื่อนแก่งกระจาน โดยกำหนดเกณฑ์การศึกษาโดยแบ่งตามลักษณะการพังทลายของเขื่อนออกเป็นกรณีศึกษาต่าง ๆ ได้แก่ กรณีเขื่อนพังทลายแบบเกิดรูรั่วขึ้นที่ตัวเขื่อน (Piping Failure) รูปร่างของรอยแยกสุดท้ายเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า และรูปสามเหลี่ยม ตามลำดับ และกรณีศึกษา D เขื่อนพังทลายไหลข้ามสันเขื่อน (Overtopping Failure) ซึ่งแต่ละกรณีศึกษาจะกำหนดให้มีปริมาณน้ำไหลเข้าที่ตัวเขื่อนแก่งกระจานที่รอบปีการเกิดซ้ำ 100 ปี 1,000 ปี 10,000 ปี และปริมาณการไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood, PMF) และจำลองสภาพการไหลของคลื่นน้ำหลากทางด้านท้ายน้ำที่เกิดจากการพังทลายของเขื่อน จากเขื่อนแก่งกระจานไปตามลำน้ำเพชรบุรีจนถึงเขื่อนเพชรรวมระยะทางตามลำน้ำประมาณ 62.5 กิโลเมตร

เมื่อเปรียบเทียบผลการคำนวณของแบบจำลอง HEC-RAS พบว่าลักษณะการพังทลายแบบเกิดรูรั่วขึ้นที่ตัวเขื่อน (Piping Failure) มีความรุนแรงมากกว่าการพังทลายแบบไหลข้ามสันเขื่อน (Overtopping Failure) โดยลักษณะของรอยแยกสุดท้ายของการเกิดการพังทลายแบบเกิดรูรั่วขึ้นที่ตัวเขื่อน (Piping Failure) ที่ทำให้เกิดความรุนแรงที่สุดเป็นการเกิดรูรั่วรูปสี่เหลี่ยมคางหมู ซึ่งทำให้ระดับน้ำในตัวเขื่อนลดลงอย่างรวดเร็ว ส่งผลให้เกิดอัตราการไหลในแม่น้ำเพชรบุรีที่สูงที่สุดและน้ำหลากเคลื่อนตัวเร็วที่สุด ซึ่งกรณีเมื่อมีปริมาณการไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood, PMF) ไหลเข้ามาทำให้เขื่อนแก่งกระจานเกิดการพังทลายจะทำให้เกิดอัตราการไหลสูงสุดที่เขื่อนแก่งกระจานเท่ากับ 65,986 ลบ.ม. ต่อวินาที โดยยอดน้ำหลากจะไหลและค่อย ๆ ลดลงจนมาถึงเขื่อนเพชรจะมีอัตราการไหลสูงสุดลดลงเหลือ 29,418 ลบ.ม.ต่อวินาที โดยที่การเกิดรูรั่วรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า และสามเหลี่ยม จะทำให้เกิดความรุนแรงรองลงมาตามลำดับ

สำหรับการเปรียบเทียบความรุนแรงที่เกิดจากปริมาณน้ำไหลเข้าที่ตัวเขื่อนที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ พบว่าความรุนแรงแตกต่างกันไม่มาก เนื่องจากปริมาณน้ำหลากที่ไหลเข้ามาที่ตัวเขื่อนถือเป็นส่วนน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับปริมาณน้ำที่กักเก็บอยู่ในเขื่อนแก่งกระจาน และเมื่อเปรียบเทียบกรณีมีปริมาณน้ำไหลเข้าที่ตัวเขื่อนแก่งกระจานที่รอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปีกับกรณีมีปริมาณการไหลเข้าสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood, PMF) ไหลเข้าตัวเขื่อนแก่งกระจาน

พบว่ามีความรุนแรงแตกต่างกันไม่มากนัก เนื่องจากการพังทลายของเขื่อนเกิดก่อนที่จะมีอัตราการไหลเข้าสูงสุด (Q_{Peak}) ไหลเข้ามาถึงตัวเขื่อนแก่่งกระงาน

สำหรับการพังทลายของเขื่อนแบบเกิดรูรั่วรูปสี่เหลี่ยมคางหมู ซึ่งมีปริมาณน้ำหลากไหลเข้าสูงสุดที่อาจจะเป็นไปได้ (PMF) จะมีความรุนแรงที่สุด โดยจะทำให้เกิดพื้นที่น้ำท่วม 89,907 ไร่ พื้นที่ที่ได้รับผลกระทบส่วนใหญ่ คือ ไม้ผลผสม 34,340 ไร่ รองลงมาได้แก่ พื้นที่ลุ่ม 16,250 ไร่ และทุ่งนา 14,172 ไร่ โดยชุมชนและหมู่บ้านเสียหาย 7,484 ไร่ พื้นที่ที่ได้รับผลกระทบมากที่สุดทางตลิ่งฝั่งขวาของแม่น้ำเพชรบุรีคือ อ.แก่งกระงาน ที่มีความลึกน้ำท่วม 20.53 เมตร ซึ่งมีระยะทางจากตัวเขื่อนแก่่งกระงาน 1 กิโลเมตร โดยคลื่นน้ำหลากใช้เวลาเดินทางถึงจุดนี้ 1 ชั่วโมง 6 นาที นับจากเวลาที่เขื่อนเริ่มเกิดการพังทลาย ในขณะที่ทางตลิ่งฝั่งซ้ายของแม่น้ำเพชรบุรีบริเวณ บ้านสองพี่น้อง อ.แก่งกระงาน ที่มีความลึกน้ำท่วม 15.80 เมตร ซึ่งมีระยะทางจากตัวเขื่อนแก่่งกระงาน 12 กิโลเมตร โดยคลื่นน้ำหลากใช้เวลาเดินทางถึงจุดนี้ 2 ชั่วโมง 52 นาที นับจากเวลาที่เขื่อนเริ่มเกิดการพังทลาย โดยพื้นที่บริเวณดังกล่าวจะเป็นพื้นที่ที่ได้รับผลกระทบจากการพังทลายของเขื่อนแก่่งกระงานมากที่สุด ก่อนที่คลื่นน้ำหลากจะเคลื่อนไปถึงเขื่อนเพชร ซึ่งจะใช้เวลาการเดินทางของคลื่นน้ำหลาก 9 ชั่วโมง 22 นาที

ข้อเสนอแนะ

1. ผลการจำลองคลื่นน้ำหลากจากการพังทลายของเขื่อนแก่งกระจานพบว่าเกิดพื้นที่ความเสียหายเป็นบริเวณกว้าง จึงควรมีการจัดทำแผนป้องกันและบรรเทาภัยที่อาจจะเกิดขึ้น เช่น กำหนดแผนการอพยพประชาชนที่อยู่บริเวณท้ายเขื่อนไปยังพื้นที่ที่ปลอดภัย จัดทำแผนแจ้งเหตุ แผนประสานงาน และวิธีการแจ้งเหตุ ไปยังหน่วยงานและผู้ที่เกี่ยวข้อง เป็นต้น
2. การจัดทำแผนที่น้ำท่วม (Inundation Map) ควรจะใช้แผนที่ที่มีความละเอียดมากกว่า 1:50,000 เพื่อที่จะได้ผลคำนวณที่มีความละเอียดถูกต้องสูงและสามารถนำมาใช้ประโยชน์ได้อย่างเป็นรูปธรรมมากขึ้น
3. ควรมีการออกแบบและหาวิธีการระบายน้ำของเขื่อนแก่งกระจานในกรณีเร่งด่วน เนื่องจากปัจจุบันทางระบายน้ำล้นของเขื่อนแก่งกระจานเป็นแบบไม่มีประตูควบคุม ทำให้ไม่สามารถเร่งระบายน้ำล้นได้ จึงมีความเสี่ยงสูงที่จะทำให้เขื่อนระบายน้ำไม่ทันในกรณีที่มีน้ำหลากไหลเข้ามาที่ตัวเขื่อน ซึ่งอาจทำให้ตัวเขื่อนได้รับความเสียหาย
4. การศึกษานี้มีพื้นที่ศึกษาจากเขื่อนแก่งกระจานจนถึงเขื่อนเพชร แต่ไม่ได้พิจารณาพื้นที่ในตัวเมืองเพชรบุรีถึงจุดออกทะเล เนื่องจากปริมาณน้ำหลากที่ไหลมาจากเขื่อนแก่งกระจานจากการพังทลายของเขื่อน จะทำให้เขื่อนเพชรอาจจะพังทลายไปด้วย จึงควรมีการศึกษาเพิ่มเติมต่อไป

เอกสารและสิ่งอ้างอิง

- กรมชลประทาน. 2550. รายงานฉบับสมบูรณ์โครงการศึกษาวางแผนระบบและติดตั้งระบบโทรมาตรเพื่อการพยากรณ์น้ำและเตือนภัยลุ่มน้ำเพชรบุรี. กรมชลประทาน.
- กรมชลประทาน, 2552. กราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า (Unit Hydrograph) ของลุ่มน้ำต่าง ๆ ในประเทศไทย, เอกสารทางวิชาการ
- กอบกิจ ไกรนรา. 2549. การประยุกต์ใช้ระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์และการสำรวจระยะไกลในการกำหนดพื้นที่เสี่ยงต่อการเกิดอุทกภัย บริเวณลุ่มน้ำเพชรบุรี จังหวัดเพชรบุรี. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
- บุญเตียง กวีศักดิ์. 2547. การศึกษาการพังทลายของเขื่อนและจำลองแบบการไหลของคลื่นน้ำป่าเขื่อนทับเสลา จังหวัดอุทัยธานี. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
- ปรีชา สุขกล้า. 2533. ปริมาณฝนสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ สำหรับการออกแบบทางน้ำล้นของเขื่อนเก็บกักน้ำ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
- ปิติ หนูเมือง. 2550. การศึกษาแนวทางการจำลองน้ำหลากและบรรเทาอุทกภัยของลุ่มน้ำเพชรบุรี. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
- ปิยะ ก่อกุล. 2544. การพัฒนาระบบการตรวจสอบความปลอดภัยของเขื่อน. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี.
- พิไลลักษณ์ อักษรรัตน์. 2543. การศึกษาการพังของเขื่อนโดยใช้แบบจำลอง MIKE 11. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
- รัฐพันธุ์ ธีระมนัส. 2544. ประสิทธิภาพการบรรเทาอุทกภัยของอ่างเก็บน้ำแก่งเสือเต้น. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

ศุภสิทธิ์ ลอดินันท์. 2540. แบบจำลองคลื่นน้ำป่าในลำน้ำที่เกิดจากการพังทลายของเขื่อน.
วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

สุภาพรณ สุคนธราช. 2532. การวิเคราะห์เปอร์เซ็นต์การแผ่กระจายของฝนสูงสุด 1 วัน
วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

อุคร ชนะศรีรัตนกุล. 2543. การประยุกต์ใช้แบบจำลองทางชลศาสตร์กับสารสนเทศภูมิศาสตร์
สำหรับงานน้ำท่วมในบริเวณแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่าง. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท,
มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

วีรพล แต่สมบัติ, 2531. หนังสืออุทกวิทยาประยุกต์. สำนักพิมพ์ฟิสิกส์เซ็นเตอร์: 202-267.

Chow, V.T. 1959. **Open Channel Hydraulics**, McGraw-Hill Book Company, NY, America

Chow, V.T. 1988. **Applied Hydrology**, McGraw-Hill Book Company

Michael, D. 2010. **Use of Breach Process Models to Estimate HEC-RAS Dam Breach
Parameters**, Crop of Engineers Hydrologic Engineering Center, CA

Tony, L.W. 1998. **Prediction of Embankment Dam Breach Parameters**, US Department of the
Interior, Baeau of Reclamation, Dam Safety Office, America

US Army Corps of Engineers. 2002. **HEC-Geo-RAS User Manual**. CA, America

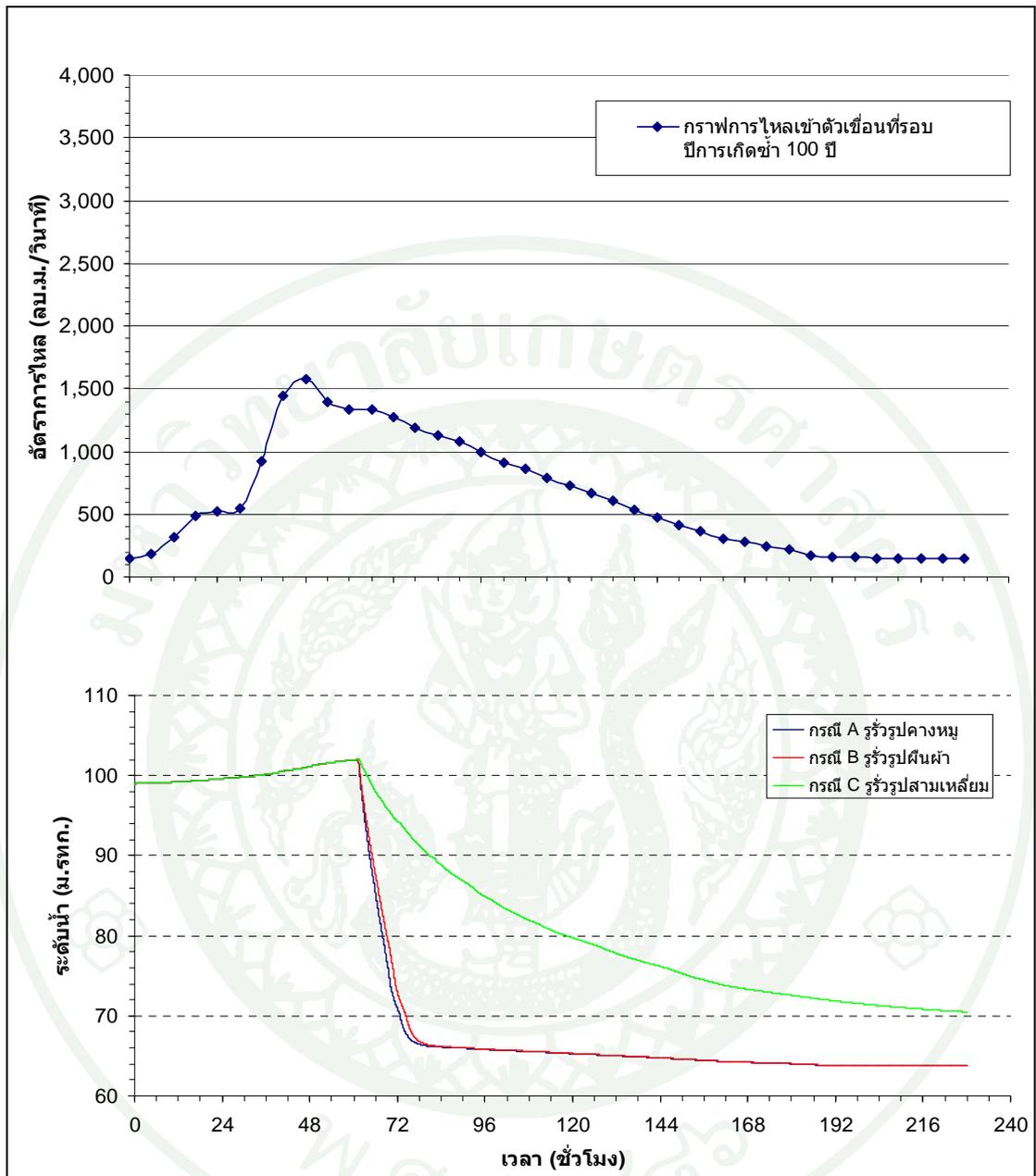
US Army Corps of Engineers. 2008. **HEC-RAS Hydraulic Reference Manual**. CA, America

US Army Corps of Engineers. 2008. **HEC-RAS User Manual**. CA, America

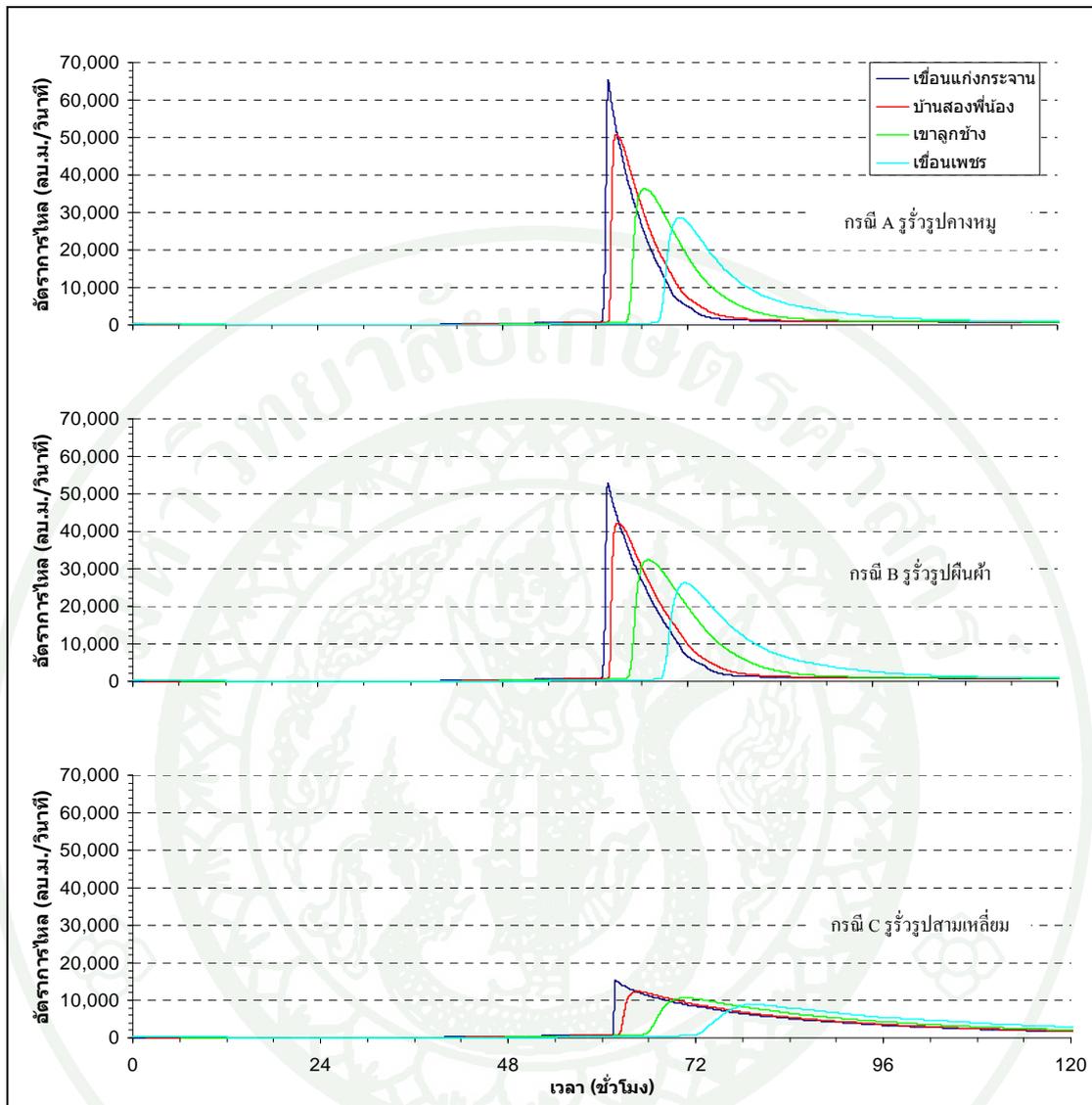


ภาคผนวก

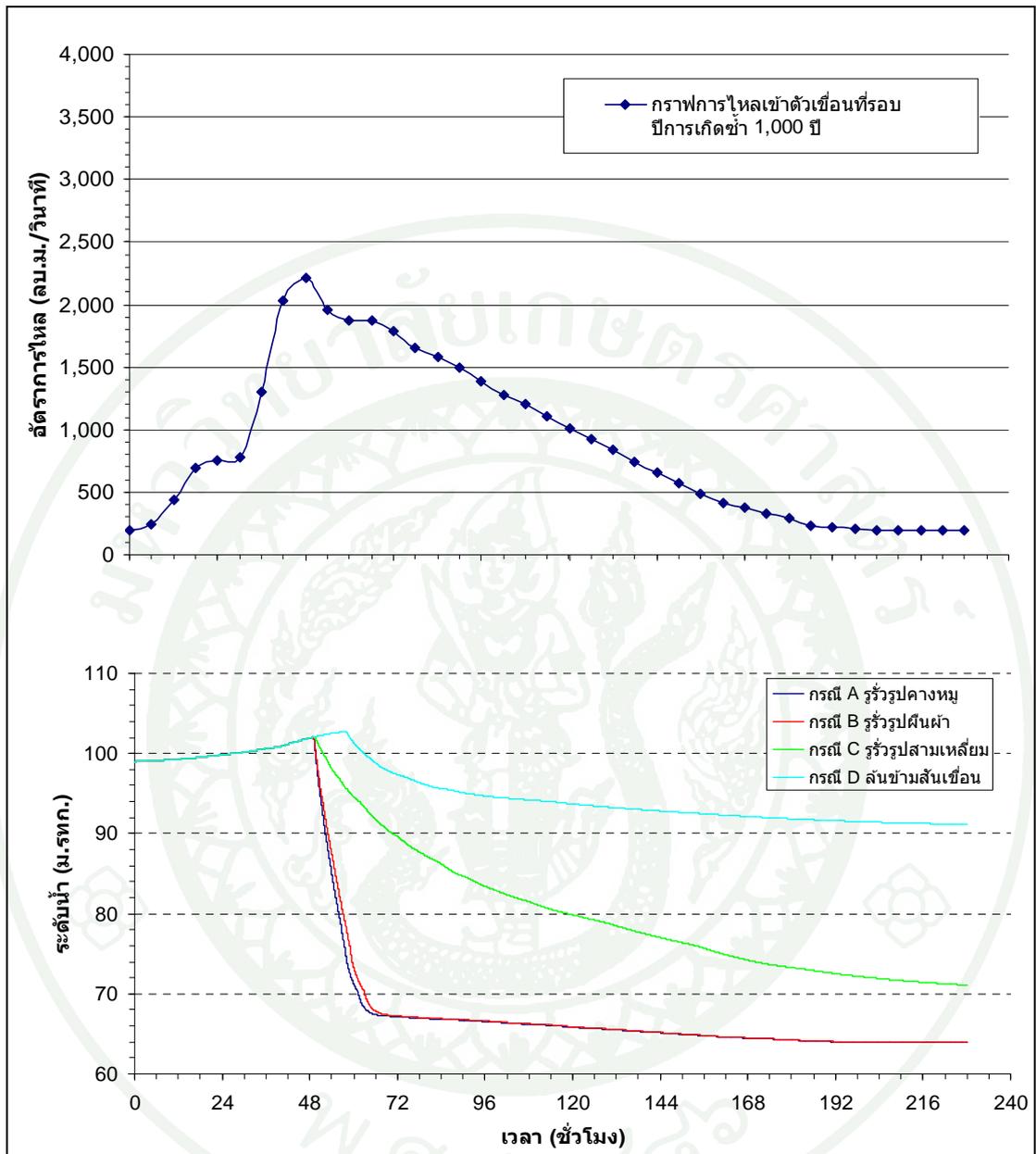




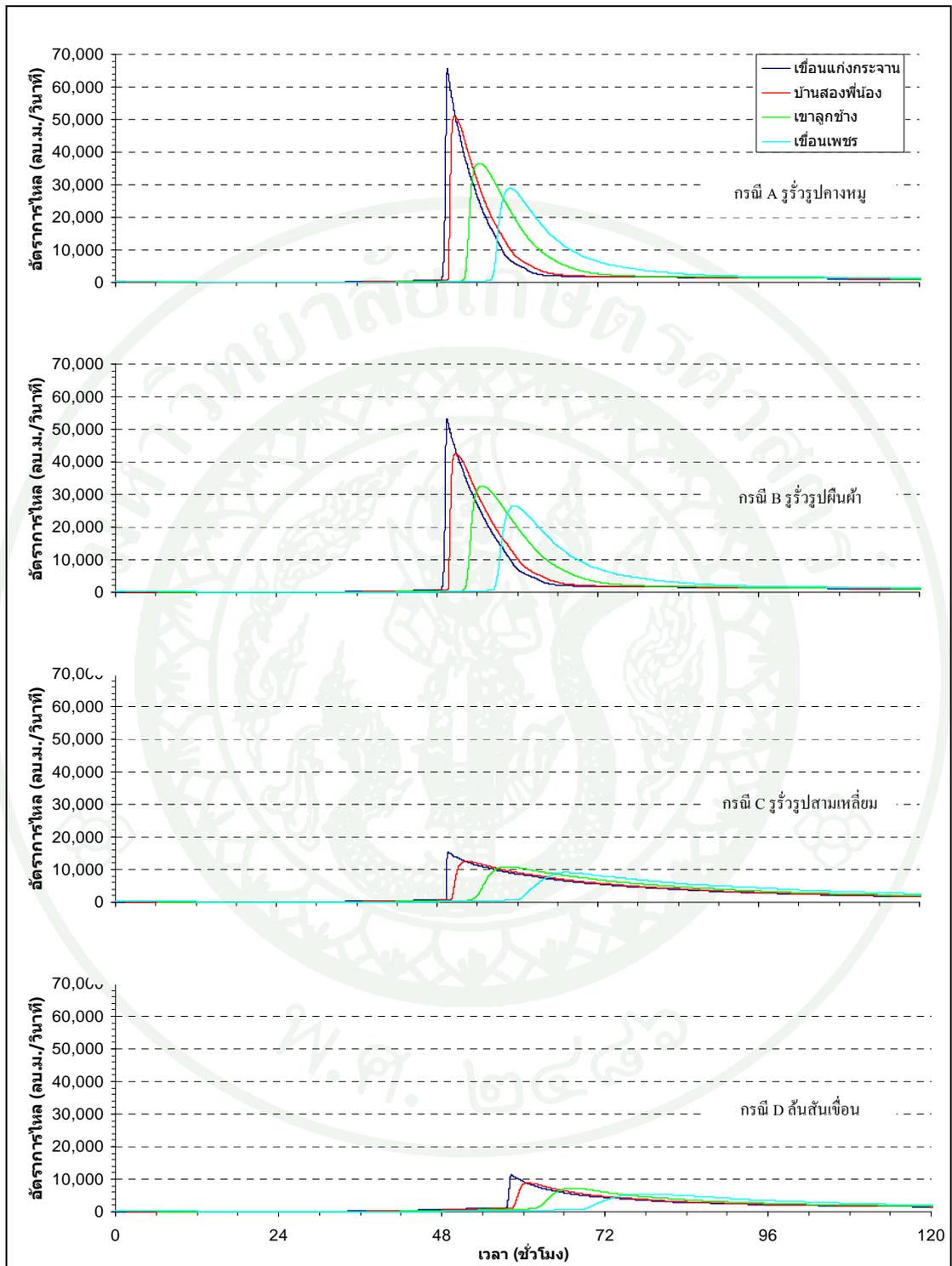
ภาพผนวกที่ ก1 แสดงไฮโดรกราฟอัตราการไหลของน้ำหลากเข้าเขื่อนแก่งกระจานและระดับน้ำในเขื่อนที่รอบปีการเกิดซ้ำ 100 ปี



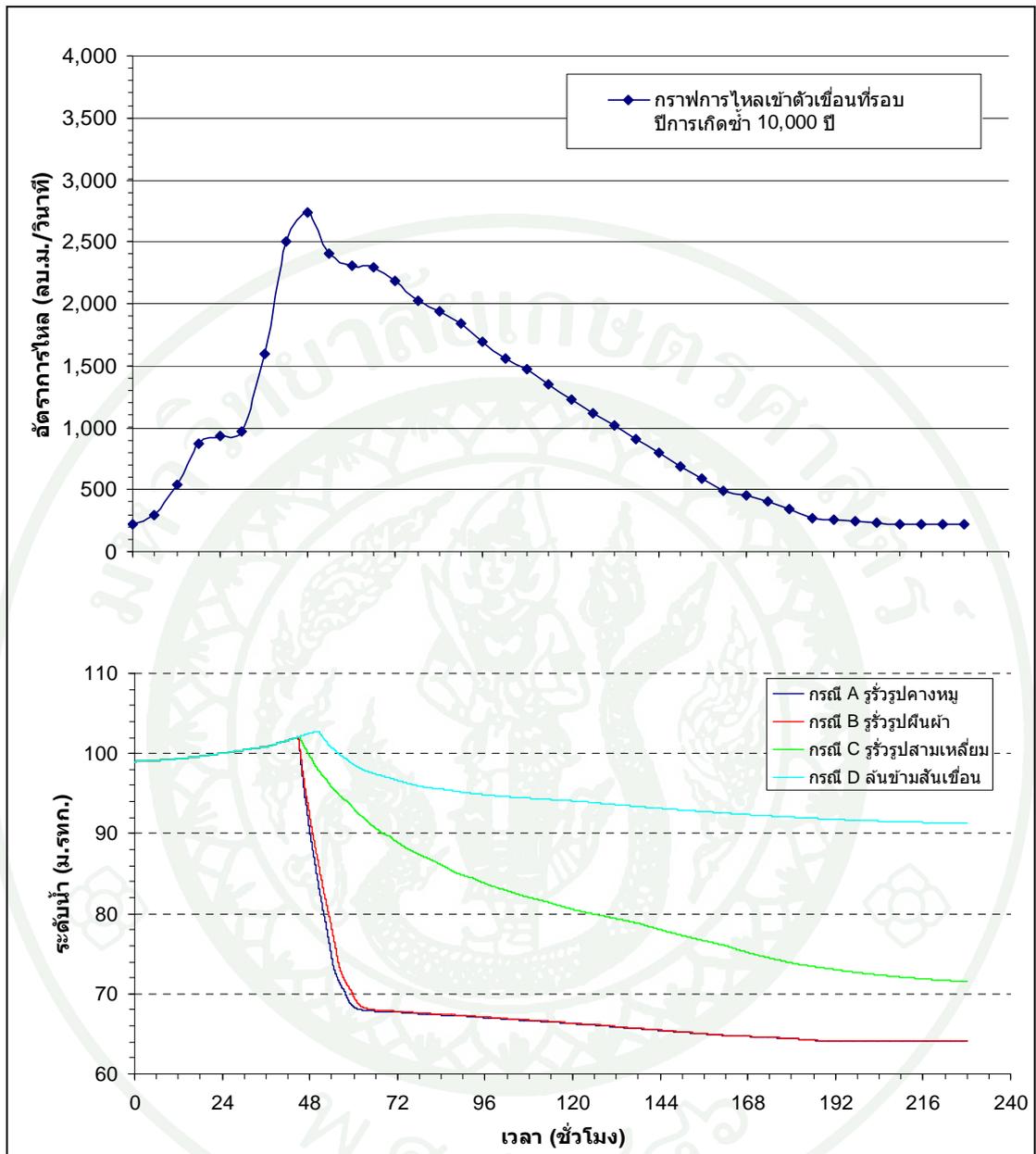
ภาพผนวกที่ ก2 แสดงกราฟอัตราการไหลในลำน้ำของการศึกษาต่าง ๆ ด้วยปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 100 ปี



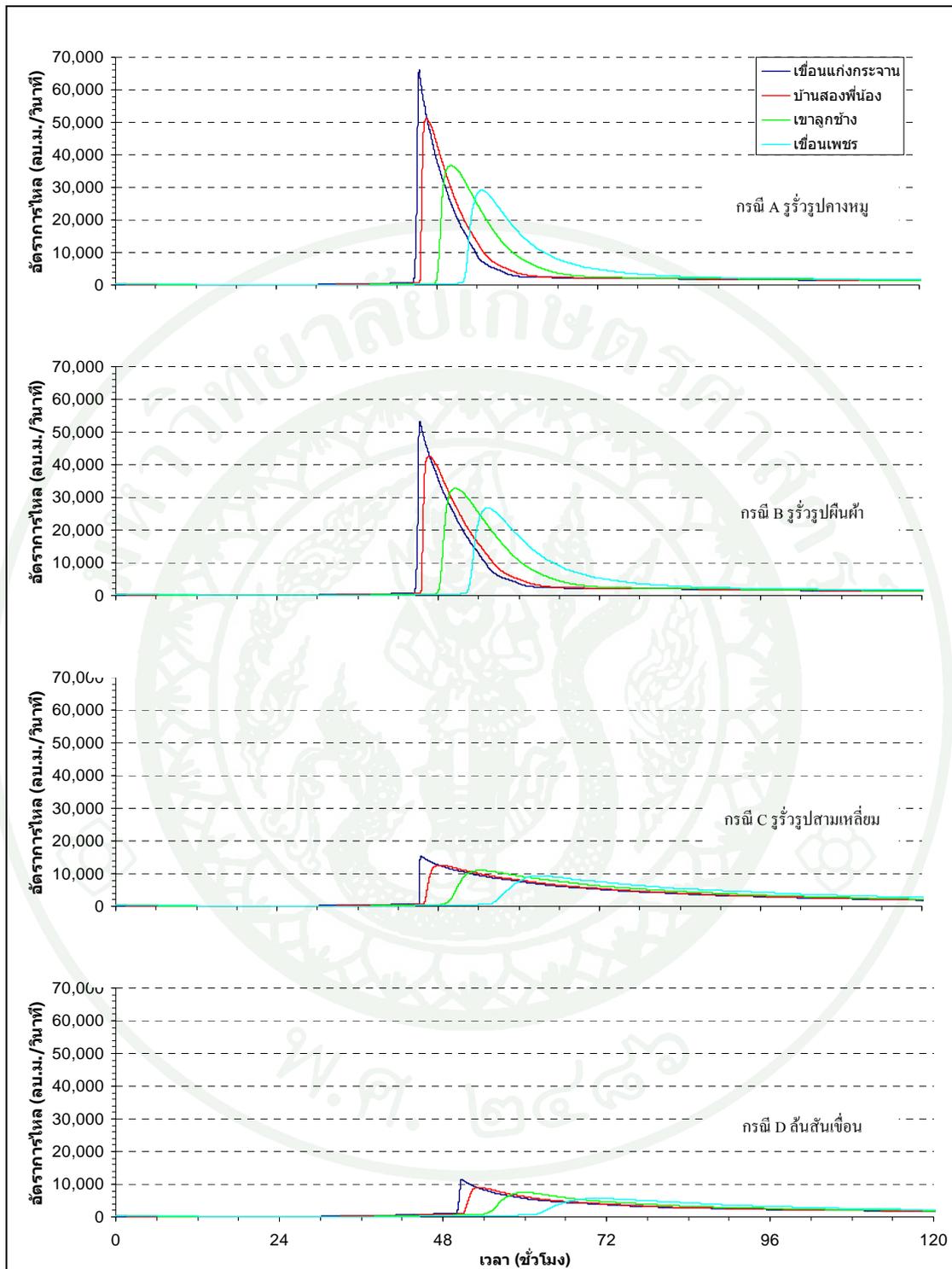
ภาพผนวกที่ ก3 แสดงไฮโดรกราฟอัตราการไหลของน้ำหลากเข้าเขื่อนแก่งกระจานและระดับน้ำในเขื่อนที่รอบปีการเกิดซ้ำ 1,000 ปี



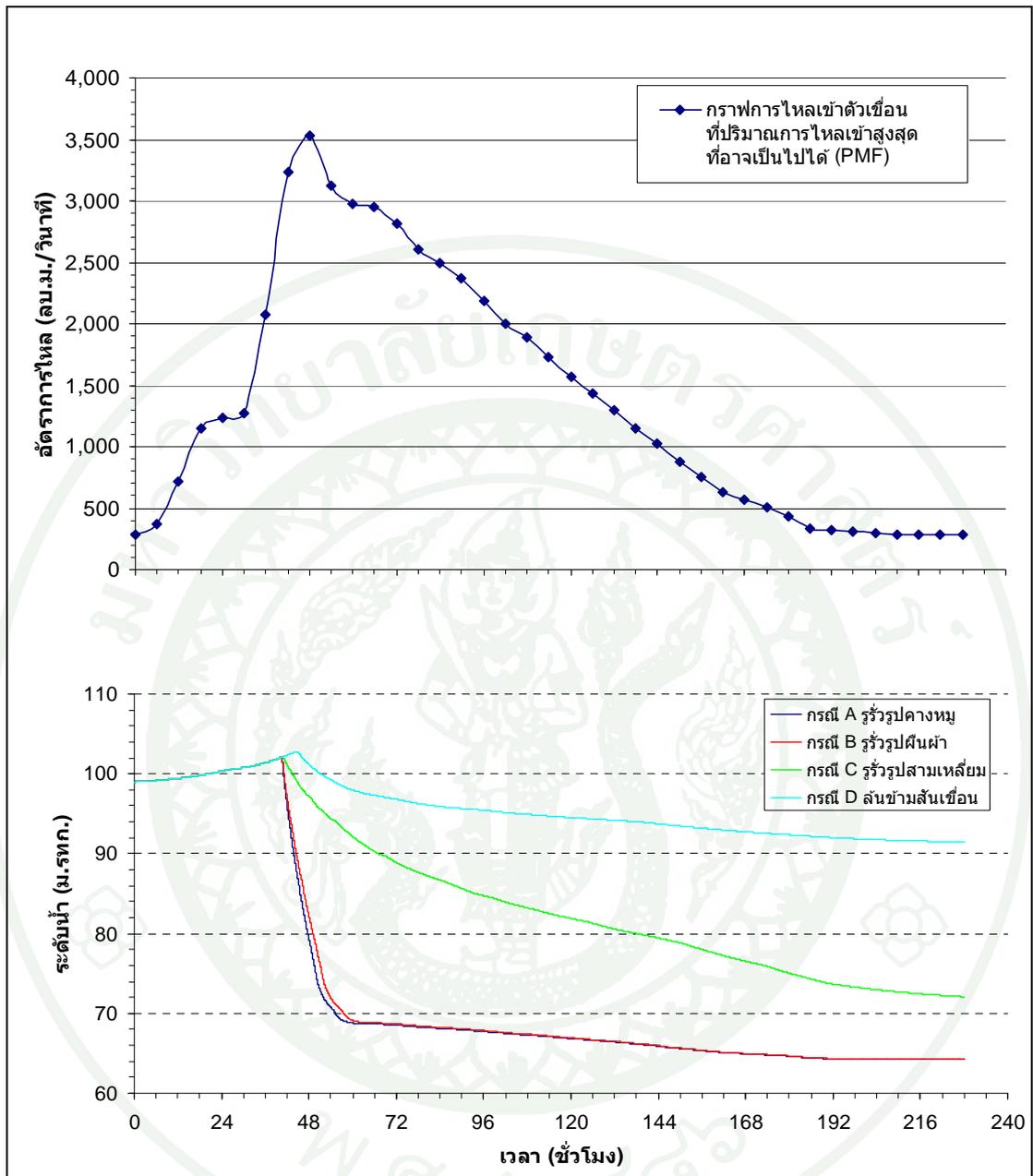
ภาพผนวกที่ ก4 แสดงกราฟอัตราการไหลในลำน้ำของการศึกษาต่าง ๆ ด้วยปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 1,000 ปี



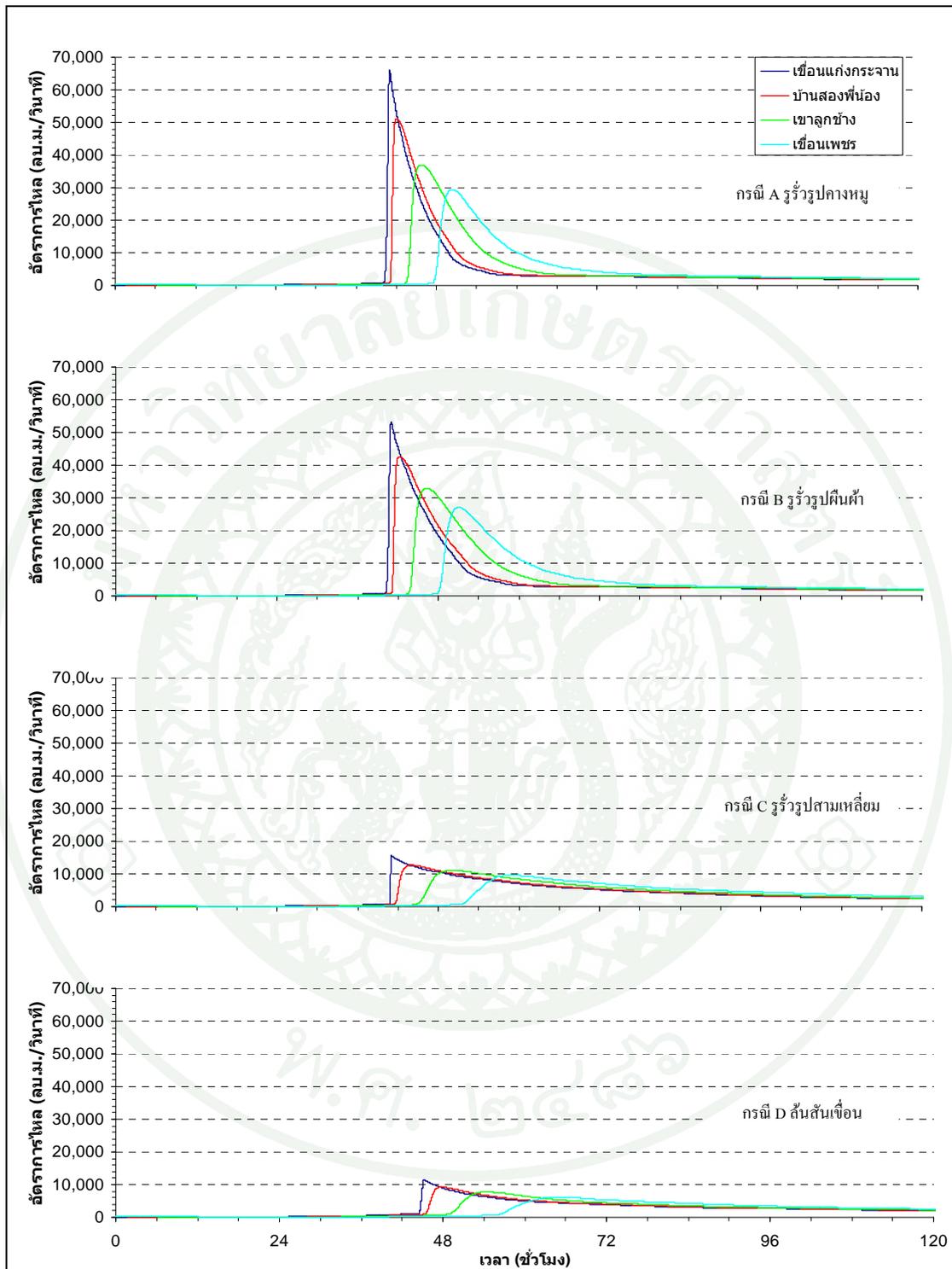
ภาพผนวกที่ ก5 แสดงไฮโดรกราฟอัตราการไหลของน้ำหลากเข้าเขื่อนแก่งกระจานและระดับน้ำในเขื่อนที่รอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปี



ภาพผนวกที่ 6 แสดงกราฟอัตราการไหลในลำน้ำของการศึกษาต่าง ๆ ด้วยปริมาณน้ำหลากที่รอบปีการเกิดซ้ำ 10,000 ปี



ภาพผนวกที่ ก7 แสดงไฮโดรกราฟอัตราการไหลของน้ำหลากเข้าเขื่อนแก่งกระจานและระดับน้ำในเขื่อนที่ปริมาณการไหลสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)



ภาพผนวกที่ ๘ แสดงกราฟอัตราการไหลในลำน้ำของการศึกษาต่าง ๆ ด้วยปริมาณน้ำหลากที่ ปริมาณการไหลสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood; PMF)

ประวัติการศึกษาและการทำงาน

ชื่อ –นามสกุล	นายอาทิตย์ พานิชนาวา
วัน เดือน ปี ที่เกิด	8 มกราคม 2527
สถานที่เกิด	กรุงเทพมหานคร
ประวัติการศึกษา	ปริญญาตรี วิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
ตำแหน่งหน้าที่การงานปัจจุบัน	วิศวกรโยธา
สถานที่ทำงานปัจจุบัน	บริษัท ไทย พานิชนาวา ก่อสร้าง จำกัด
ผลงานดีเด่นและรางวัลทางวิชาการ	-
ทุนการศึกษาที่ได้รับ	-