

บทที่ 5

การจำลองระบบลุ่มน้ำเพชรบุรีและสภาพน้ำหลาก

5.1 แบบจำลอง

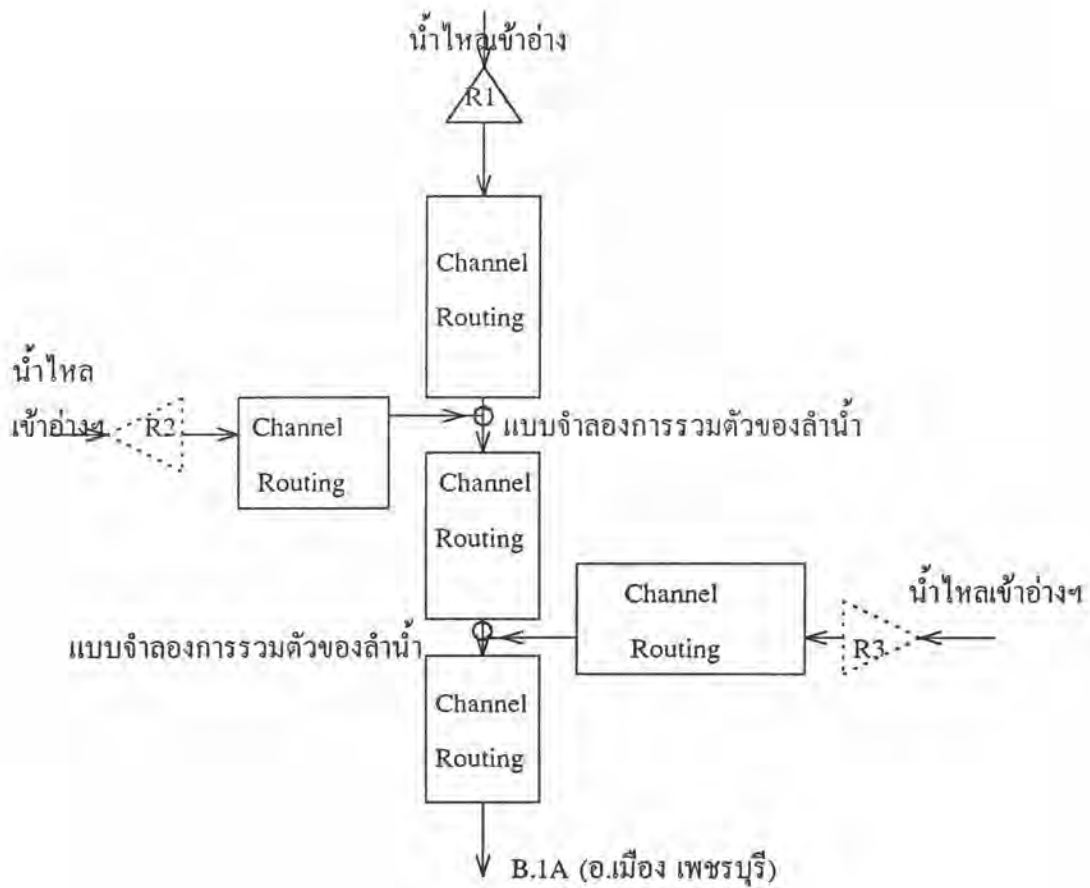
5.1.1 หลักการของแบบจำลอง




ลุ่มน้ำเพชรบุรีประกอบด้วยลำน้ำสายหลัก คือแม่น้ำเพชรบุรีและลำน้ำสาขาที่สำคัญ ๆ คือ ห้วยผากและห้วยแม่ประจันต์ ในการศึกษาสภาพน้ำหลากในลุ่มน้ำเพชรบุรีโดยใช้แบบจำลองระบบลุ่มน้ำเพชรบุรี พิจารณาสภาพน้ำหลากในแม่น้ำเพชรบุรีตอนล่างผ่านตัวเมือง เพชรบุรี เป็นหลัก ซึ่งมีสถานีวัดน้ำคือ สถานี B.1A เก็บข้อมูลโดยกรมชลประทาน ในการศึกษาสภาพน้ำหลากจะแบ่งเป็น 2 กรณี คือ กรณีสภาพปัจจุบัน มีโครงการพัฒนาแหล่งน้ำขนาดใหญ่ คือ เขื่อนแก่งกระจาน และสภาพในอนาคต คือ มีทั้งเขื่อนแก่งกระจาน อ่างเก็บน้ำห้วยผาก และ อ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจันต์ เพื่อพิจารณาว่าอ่างเก็บน้ำต่าง ๆ จะมีผลต่อการเปลี่ยนแปลงสภาพน้ำหลากในลุ่มน้ำเพชรบุรีตอนล่างอย่างไร โดยพิจารณาเปรียบเทียบสภาพน้ำหลากของทั้ง 2 กรณี

หลักการจำลองระบบลุ่มน้ำเพชรบุรีแสดงในรูป 5-1 แบ่งเป็น 3 กรณีโดยพิจารณาสภาพปัจจุบัน คือ มีเขื่อนแก่งกระจาน โดยพิจารณาจากปริมาณน้ำที่ปล่อยออกจากเขื่อนแก่งกระจาน หลากผ่านลำน้ำเพชรบุรีตอนกลาง(ช่วงจากเขื่อนแก่งกระจานถึงจุดบรรจบกับห้วยผาก) และรวมตัวกับลำน้ำห้วยผาก หลากลงมาท้ายน้ำรวมตัวกับลำน้ำห้วยแม่ประจันต์ หลากผ่านแม่น้ำเพชรบุรีตอนล่าง จนถึงตัวเมือง เพชรบุรี สภาพในอนาคต คือ ถ้ามีการพัฒนาอ่างเก็บน้ำห้วยผาก และ อ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจันต์ เริ่มจากน้ำที่ปล่อยจากเขื่อนแก่งกระจาน หลากผ่านลำน้ำและรวมตัวกับน้ำที่หลากผ่านอ่างเก็บน้ำห้วยผาก เมื่อรวมตัวกับแม่น้ำเพชรบุรีแล้วหลากผ่านลำน้ำลงมาบรรจบกับน้ำที่หลากผ่านอ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจันต์ และหลากลงมาท้ายน้ำ จนถึงตัวเมือง เพชรบุรี

แบบจำลองลุ่มน้ำเพชรบุรี ประกอบด้วย การหลากผ่านอ่างเก็บน้ำ การหลากผ่านช่วงลำน้ำ และ การรวมตัวของลำน้ำ ข้อมูลที่ใช้ คือ ปริมาณน้ำท่ารายชั่วโมง โดยทำการหลากผ่าน

อ่างเก็บน้ำ (ในกรณีที่มีอ่างเก็บน้ำห้วยผาก และ อ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจันต์) ส่วนการไหลผ่าน
ช่วงลำน้ำ แสดงในรูป 5-1

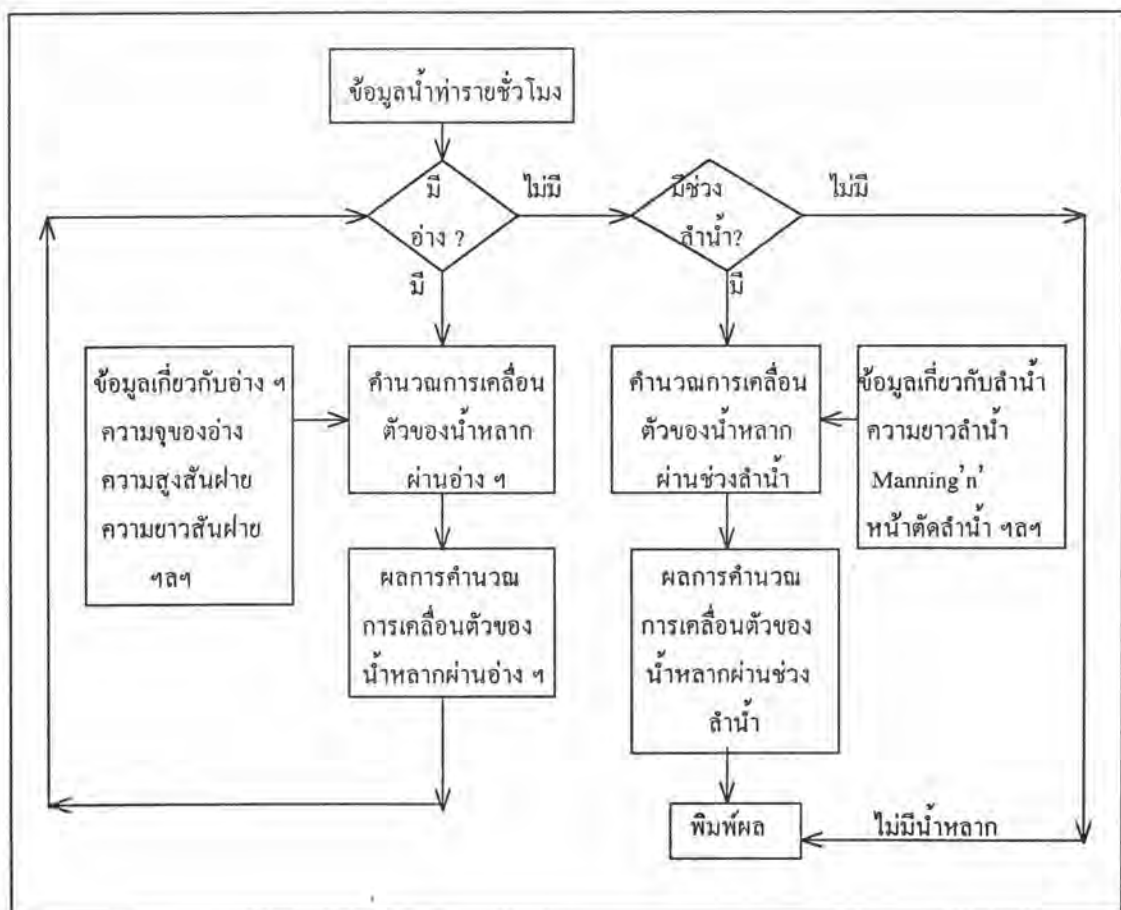


- หมายเหตุ
-  คือ เขื่อนแก่งกระจาน (ปัจจุบัน)
 -  คือ อ่างเก็บน้ำห้วยผาก (โครงการในอนาคต)
 -  คือ อ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจันต์ (โครงการในอนาคต)

รูป 5-1 หลักการของแบบจำลองระบบลุ่มน้ำเพชรบุรี

5.1.2 องค์ประกอบของแบบจำลอง

การศึกษาสภาพน้ำหลากในลุ่มน้ำเพชรบุรี ใช้ข้อมูลปริมาณน้ำท่ารายชั่วโมง และพิจารณาว่าเป็นการหลากผ่านอ่างเก็บน้ำหรือการหลากผ่านลำน้ำ ข้อมูลเกี่ยวกับอ่างเก็บน้ำ คือ ความจุเก็บกักของอ่างเก็บน้ำที่ระดับปกติ ความสัมพันธ์ระหว่างความจุเก็บกัก-ปริมาตรของอ่าง ความสูงและความยาวสันฝาย ตัวแปร c และ x (จากสมการ $Q = cLH^x$) จำนวนการหลากผ่านอ่างเก็บน้ำจะได้ ปริมาณน้ำที่ออกจากอ่าง ข้อมูลเกี่ยวกับลำน้ำเฉพาะช่วงที่พิจารณา คือ ความยาวลำน้ำ ในช่วงที่พิจารณา ความลาดเทท้องน้ำ Manning 'n' และหน้าตัดทางน้ำ ในรูป 5-2 แสดงหลักการศึกษาสภาพน้ำหลากของระบบลุ่มน้ำเพชรบุรี



รูป 5-2 หลักการศึกษาสภาพน้ำหลากของระบบลุ่มน้ำเพชรบุรี

การไหลผ่านอ่างเก็บน้ำ จะพิจารณาในลักษณะการไหลข้ามสันทางระบายน้ำสั้นอย่างอิสระ (Free Over Flow Spillway Crest) ดังแสดงในรูป 5-3 แสดงขั้นตอนการคำนวณการไหลผ่านอ่างเก็บน้ำ อัตราการไหลออกจากอ่างเก็บน้ำผ่านทางระบายน้ำสั้นจะเป็นฟังก์ชันของระดับน้ำในอ่าง หรืออีกนัยหนึ่งเป็นฟังก์ชันของความจุของอ่างในขณะนั้น ๆ คือ $Q_t = f(E_t) = g(S_t)$ โดยที่ Q_t คือ ปริมาณน้ำไหลออกจากอ่างที่เวลา t E_t เป็นระดับน้ำในอ่างที่เวลา t และ S_t เป็นปริมาตรเก็บกักของอ่างที่เวลา t สมการคำนวณหาปริมาณการไหลออกจากอ่าง ซึ่งไหลข้ามสันฝายอย่างอิสระ คือ

$$Q = cLH^x \text{ ----- (5-1)}$$

เมื่อ Q คือ ค่าอัตราการไหลข้ามสันฝาย (ลบ.ม./วินาที) L คือ ความยาวของสันฝาย (ม.) H คือ ความสูงของผิวน้ำเหนือสันฝาย (ม.) และค่า c และ x เป็นค่าตัวแปรกำหนด

การจำลองการเคลื่อนตัวของน้ำไหลผ่านช่วงลำน้ำใช้วิธี Muskingum-Cunge ซึ่งบรรจุอยู่ใน HEC-1 Flood Hydrograph Package, Version 4.0 ในรุ่นที่ใช้กับไมโครคอมพิวเตอร์ (PC Version) และมีการปรับปรุงเพิ่มเติม ซึ่งเป็นการคำนวณน้ำไหลผ่านลำน้ำโดยพิจารณาถึงลักษณะทางชลศาสตร์ของลำน้ำ (Hydraulics Characteristics) และชลภาพการไหลเข้า (Inflow Hydrograph) ดังกล่าวมาแล้วข้างต้นในบทที่ 2 ข้อดีของวิธี Muskingum-Cunge เมื่อเปรียบเทียบกับวิธีการเคลื่อนตัวของน้ำไหลทางอุทกวิทยา คือ 1.) ตัวแปรของแบบจำลองขึ้นกับลักษณะทางกายภาพของลำน้ำ 2.) สามารถใช้ได้หลายกรณีเมื่อเทียบกับการไหลไม่คงตัว (Unsteady Flow) และ 3.) ผลของช่วงเวลาในการคำนวณขึ้นกับผู้ใช้ระบุ ส่วนข้อจำกัดของวิธี Muskingum-Cunge ในโปรแกรม HEC-1 คือ 1.) ไม่สามารถคำนวณการไหลที่มีการเกิด Backwater Effect 2.) การคำนวณโดยวิธี Muskingum-Cunge จะให้ผลแตกต่างจากการคำนวณโดยใช้ Full Unsteady Equations ถ้ามีการเพิ่มขึ้นของอัตราการไหลอย่างรวดเร็วและเคลื่อนตัวผ่านท้องน้ำที่มีความลาดเทน้อย (ความลาดเทของท้องน้ำน้อยกว่า 1 ft/mile หรือ 0.00019 m/m)

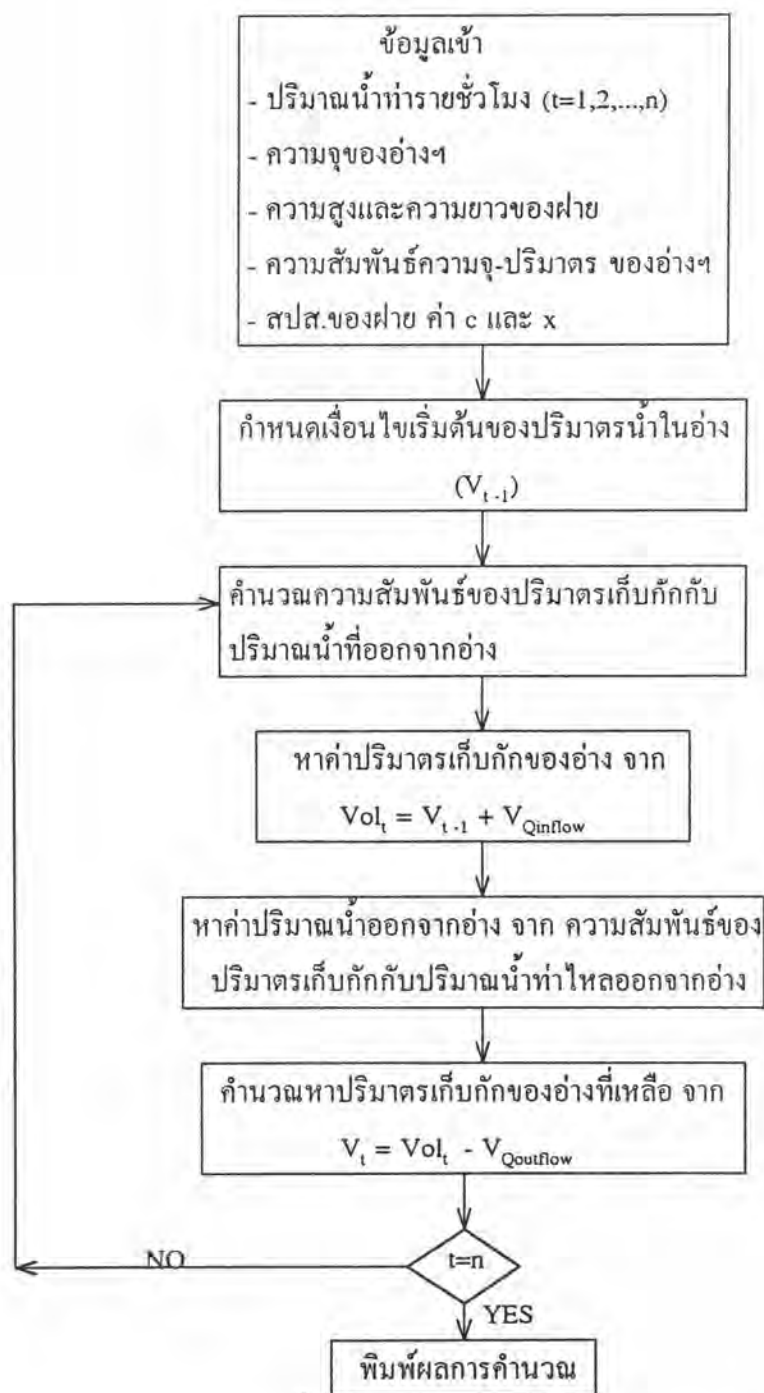
รูปแบบของสมการพื้นฐานคือ

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_L \text{ ----- (5-2)}$$

$$S_f = S_o - \frac{\partial Y}{\partial x} \text{ ----- (5-3)}$$

จากสมการ (5-2) และ (5-3) จะได้

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = \mu \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} + cq_L \text{ ----- (5-4)}$$



รูป 5-3 ขั้นตอนการคำนวณการหลากผ่านอ่างเก็บน้ำ

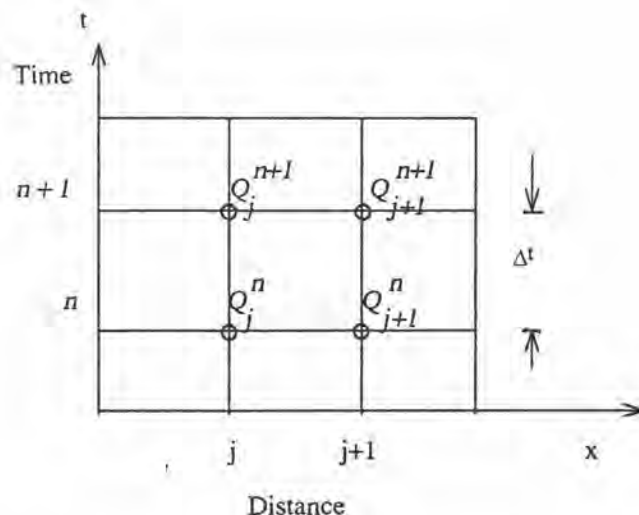
- เมื่อ Q = ปริมาณหรืออัตราการไหล (Flow Rate)
 A = พื้นที่หน้าตัดการไหล (Flow Area)
 t = เวลา
 x = ระยะทางตามแนวลำน้ำ (Longitudinal Profile)
 Y = ความลึกการไหล (Depth of Flow)
 q_L = การไหลเข้าด้านข้าง (Lateral Inflow) ต่อหนึ่งหน่วยความยาวลำน้ำ
 S_f = ความลาดเทเส้นระดับพลังงาน (Energy Slope or Friction Slope)
 S_o = ความลาดเทท้องน้ำ (Bed Slope)
 c = ความเร็วคลื่นของการไหลของน้ำในทิศทาง x (Wave Speed or Wave Celerity)

ซึ่ง
$$c = \left. \frac{dQ}{dA} \right|_x$$

Hydraulic Diffusivity (μ) =
$$\frac{Q}{2BS_o}$$

รูปแบบของสมการของ Muskingum-Cunge ซึ่งหาค่าตามระนาบ $x-t$ แสดงในรูป 5-4 จะได้

$$Q_{j+1}^{n+1} = C_1 Q_j^n + C_2 Q_j^{n+1} + C_3 Q_{j+1}^n + C_4 Q_L \quad (5-5)$$



รูป 5-4 แบบจำลองหาค่าตัวแปรของ Muskingum-Cunge บนระนาบ $x-t$
 (HEC-1 Flood Hydrograph Package, User's Manual, 1990)

สัมประสิทธิ์การไหลในวิธี Muskingum-Cunge คือ

$$C_1 = \frac{1+C-D}{1+C+D} \text{-----(5-6)}$$

$$C_2 = \frac{-1+C+D}{1+C+D} \text{-----(5-7)}$$

$$C_3 = \frac{1-C+D}{1+C+D} \text{-----(5-8)}$$

$$C_4 = \frac{2C}{1+C+D} \text{-----(5-9)}$$

เมื่อ $C = c\Delta t/\Delta x$ และ $D = Q/(BS_0c\Delta x)$

ในการคำนวณหาค่าชลศาสตร์การไหล (Q, B, c) และสัมประสิทธิ์การไหล (C_1, C_2, C_3 และ C_4) จะมีการคำนวณใหม่ทุกระยะทาง Δx และ เวลา Δt ที่เพิ่มขึ้น โดยใช้การคำนวณเฉลี่ยทั้ง 4 จุด ในการหาค่า c, B และ Q

ค่าของ Δt และ Δx ที่เลือกใช้ในรูปแบบจำลองเพื่อความถูกต้อง (Accuracy) และ ความเสถียรภาพ (Stability) โดยจะเลือกค่าของ Δt ที่น้อยที่สุดจากการพิจารณากรณีต่าง ๆ ดังนี้

1. ค่า Δt ที่ผู้ใช้กำหนดค่า
2. เวลาที่วัดจากจุดเริ่มต้นถึงจุดยอดของชลภาพการไหลหารด้วย 20
3. เวลาที่ใช้ในการเดินทางช่วงลำน้ำ

เมื่อเลือกค่า Δt ได้จะประมาณค่า Δx จาก

$$\Delta x = c\Delta t \text{-----(5-10)}$$

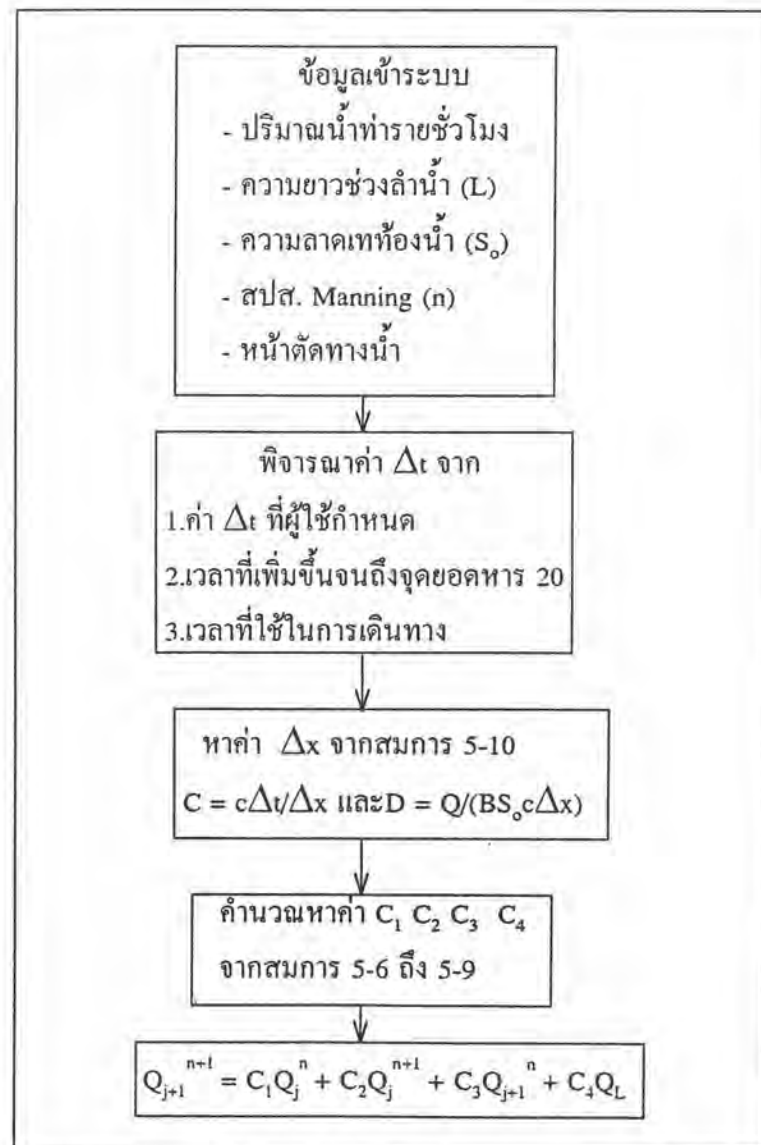
โดยที่

$$\Delta x < \frac{1}{2} \left(c\Delta t + \frac{Q_o}{BS_o C} \right)$$

$$Q_o = Q_B + 0.5(Q_{peak} - Q_B)$$

Q_B เป็นค่า Baseflow โดยคิดจากสภาพการไหลเข้า โดยเลือกค่า Δx ที่น้อยที่สุดจาก 2 เงื่อนไข ค่าของ Δx และ Δt ที่เลือกโดยโปรแกรมจะพิมพ์ผลออกมาตามด้วยการคำนวณการไหลสูงสุด ก่อนที่ชลภาพการไหลจะถูกพิมพ์ออกมาจะมีการคำนวณกลับไปเป็นช่วงเวลาที่ผู้ใช้กำหนดแล้วจึงพิมพ์ชลภาพการไหลออกมา

ข้อมูลที่ใช้ในวิธี Muskingum-Cunge คือ 1.) รูปร่างหน้าตัดทางน้ำ ใส่ค่าตามแนวแกน x และแกน y โดยให้มีค่าได้ 8 จุด 2.) ช่วงความยาว 3.) สัมประสิทธิ์ Manning, n (ที่ลำน้ำและตลิ่งสองฝั่ง) และ 4.) ความลาดเทท้องน้ำ (S_0) ขั้นตอนการคำนวณผ่านช่วงลำน้ำแสดงดังในรูป 5-5 หลักการจำลองระบบลุ่มน้ำเพชรบุรี เพื่อคำนวณหาการเคลื่อนตัวของน้ำหลากมายังท้ายน้ำผ่านจุดควบคุมต่าง ๆ และมีการไหลเข้าทางด้านข้างของลำน้ำสาขา คือ ห้วยผากและห้วยแม่ประจันต์ ในการพิจารณาแบ่งลำน้ำออกเป็นช่วง ๆ ในแต่ละช่วงจะคิดเป็นแบบจำลองหนึ่ง ดังแสดงในรูป 5-1 มีข้อมูลจากสถานีเหนือน้ำเป็นข้อมูลเข้า น้ำหลากออกจากสถานีท้ายน้ำเป็นข้อมูลออก และดำเนินการเช่นนี้ต่อเนื่องกันไปสำหรับแบบจำลองท้ายน้ำตามลำดับ



รูป 5-5 ขั้นตอนการคำนวณหาการหลากผ่านลำน้ำ

5.2 การจำลองระบบแม่น้ำเพชรบุรี

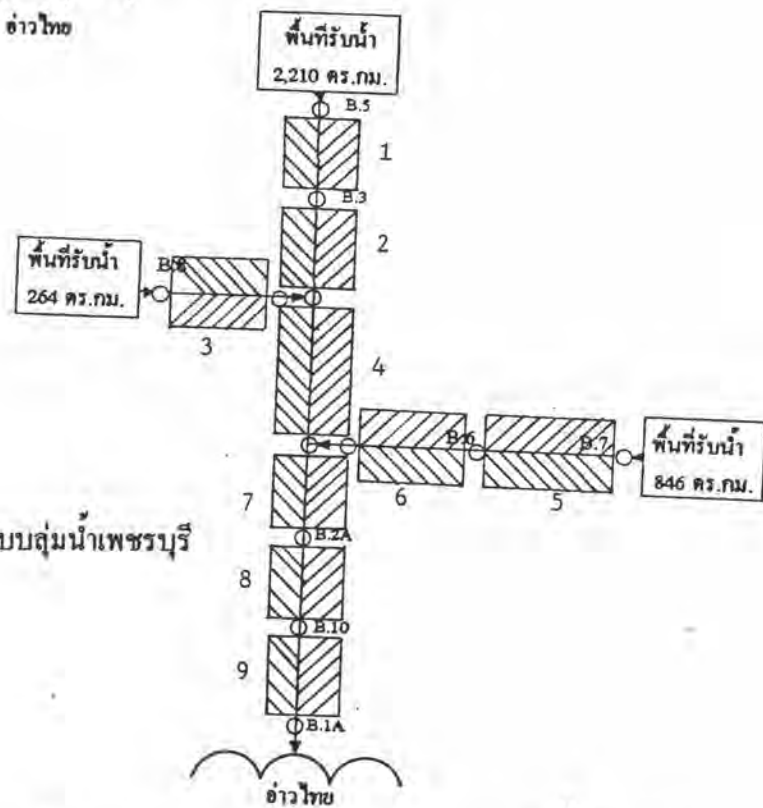
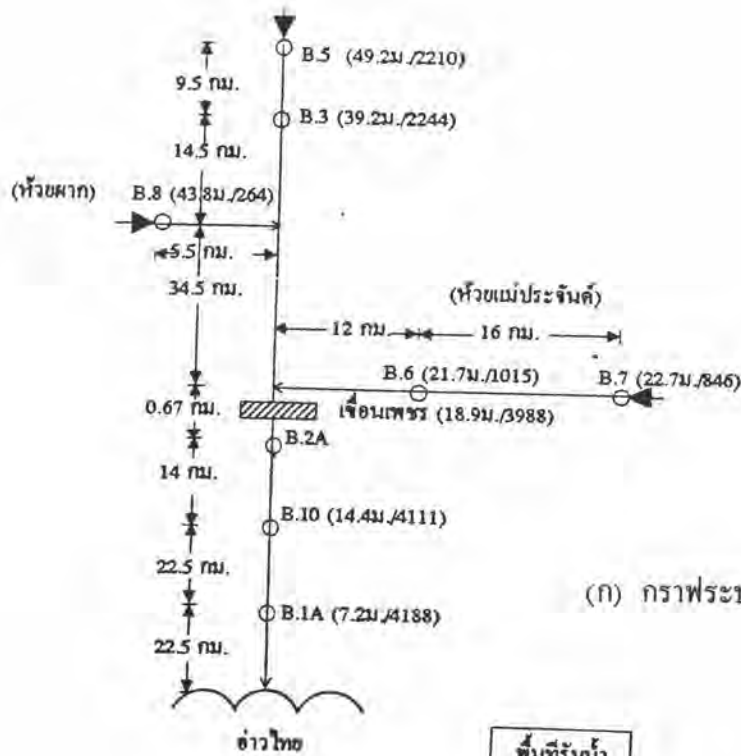
5.2.1 การจำลองระบบแม่น้ำเพชรบุรี

ลุ่มน้ำเพชรบุรี มีลำน้ำสายหลักคือ แม่น้ำเพชรบุรี และลำน้ำสาขาที่สำคัญ 2 สาขา คือ ห้วยผากและห้วยแม่ประจันต์ มีสภาพการพัฒนาในลุ่มน้ำแบ่งเป็น 2 ช่วง คือ สภาพในปัจจุบัน คือ มีเขื่อนแก่งกระจาน และสภาพในอนาคต คือ มีเขื่อนแก่งกระจาน เขื่อนห้วยผาก และเขื่อนห้วยแม่ประจันต์ รูปแบบของลำน้ำเพชรบุรี และลำน้ำสาขา แสดงในรูป 5-6(ก) 5-7(ก) และ 5-8(ก) แสดงกราฟระบบลุ่มน้ำเพชรบุรี สภาพในอดีต สภาพในปัจจุบัน และสภาพในอนาคต ตามลำดับ

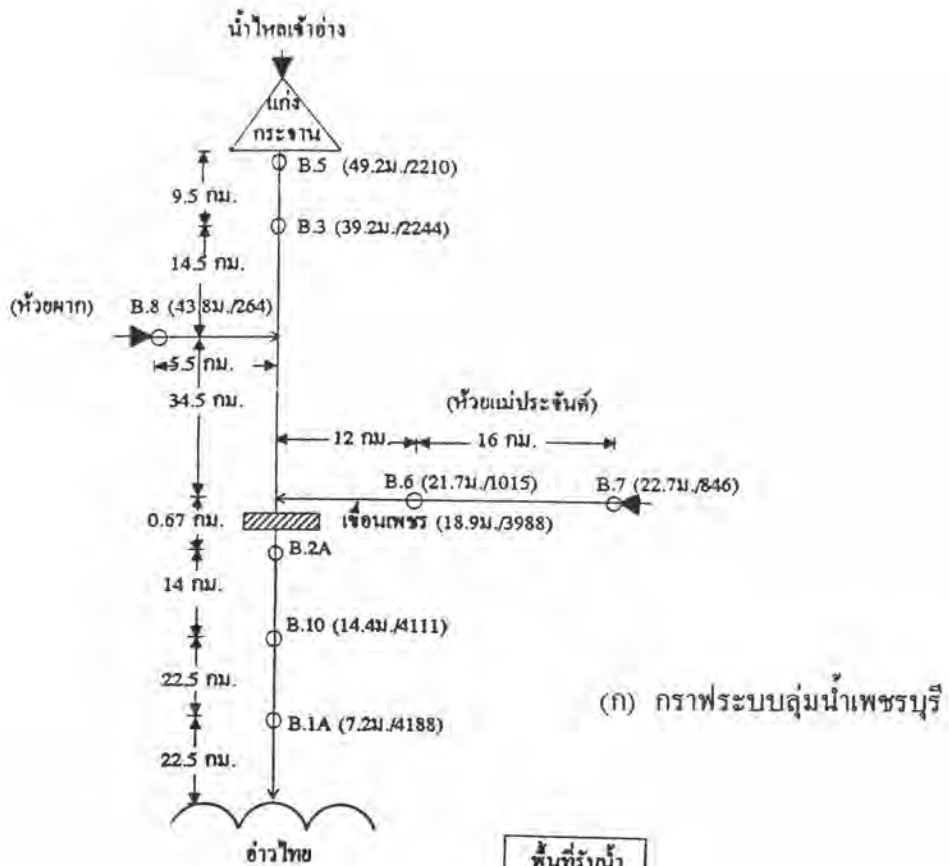
สถานีวัดน้ำต่าง ๆ ในลุ่มน้ำอยู่ภายใต้การดำเนินงานของกรมชลประทาน จะใช้สถานีวัดน้ำเหล่านี้เป็นจุดควบคุม (Control Point) ในการเคลื่อนตัวของน้ำหลาก ดังรูป 5-6(ข) 5-7(ข) และ 5-8(ข) แผนภาพการจำลองระบบลุ่มน้ำเพชรบุรี สภาพในอดีต สภาพในปัจจุบัน และสภาพในอนาคตตามลำดับ โดยพิจารณาจากการเคลื่อนตัวของน้ำหลากจากสถานี B.5 ไปยังสถานี B.3 และจากสถานี B.3 รวมกับห้วยผาก (B.8) และห้วยแม่ประจันต์ (B.6 และ B.7) หลากไปท้ายน้ำจนถึงสถานี B.2A หรือ B.10 และจาก B.2A ไปยัง B.1A หรือจาก B.10 ไปยัง B.1A (เนื่องจากสถานี B.2A ทำการวัดในช่วง 1959-1983 และสถานี B.10 ทำการวัดในช่วง 1986-ปัจจุบัน)

แบบจำลองระบบลุ่มน้ำกรณีสภาพในอดีต คือ ไม่มีเขื่อนแก่งกระจาน สภาพการไหลเป็นการไหลธรรมชาติ (Natural Flow) ทั้งในแม่น้ำเพชรบุรี ห้วยผากและห้วยแม่ประจันต์ แสดงในรูป 5-6 (ก) ข้อมูลเริ่มต้นจากต้นน้ำเพชรบุรี มีพื้นที่รับน้ำ 2210 ตารางกิโลเมตร และหลากผ่านลำน้ำ จนถึงจุดบรรจบของลำน้ำห้วยผาก ซึ่งคิดปริมาณน้ำท่าจากพื้นที่รับน้ำ 264 ตารางกิโลเมตร หลากผ่านลำน้ำห้วยผากมารวมกับแม่น้ำเพชรบุรี จนถึงจุดบรรจบของห้วยแม่ประจันต์ ห้วยแม่ประจันต์ คิดปริมาณน้ำท่าจากพื้นที่รับน้ำ 846 ตารางกิโลเมตร หลากผ่านลำน้ำห้วยแม่ประจันต์ และรวมกับปริมาณน้ำท่าในแม่น้ำเพชรบุรี และไหลลงมาท้ายน้ำ

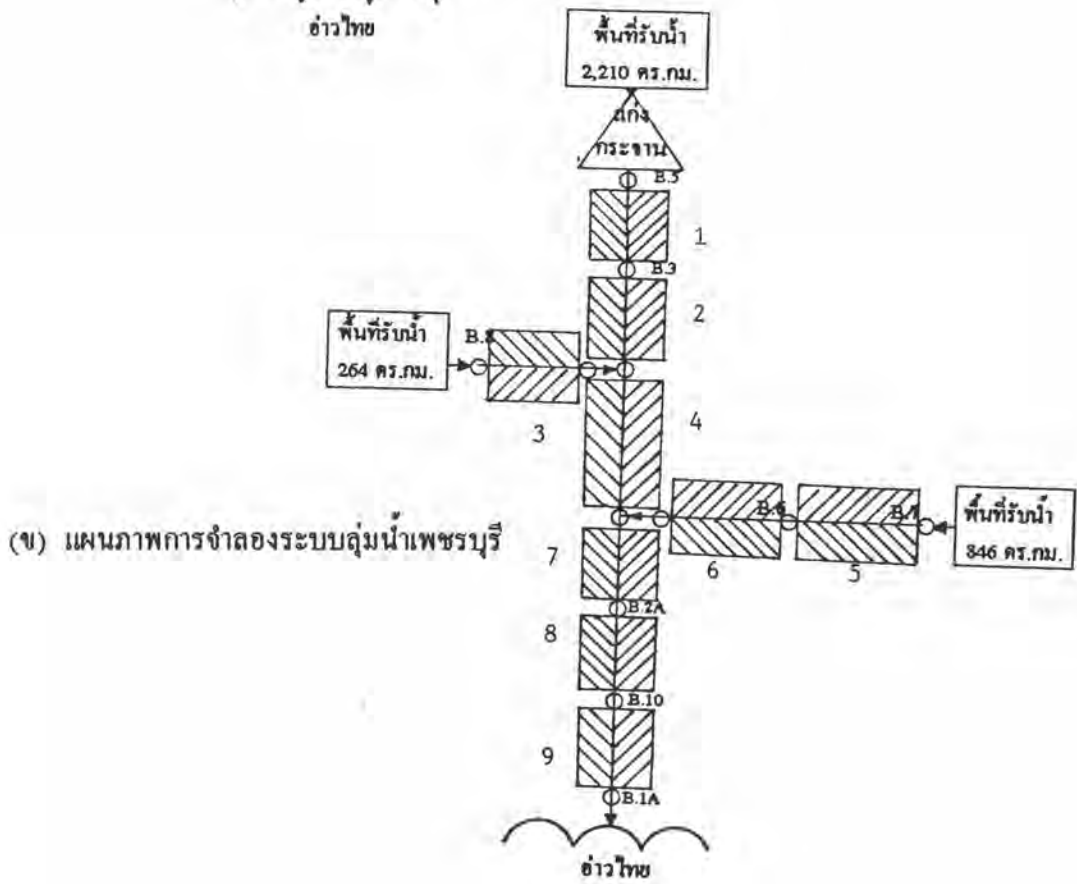
แบบจำลองระบบลุ่มน้ำกรณีสภาพปัจจุบัน คือ มีเขื่อนแก่งกระจาน สภาพการไหลในแม่น้ำเพชรบุรีเป็นการไหลที่ถูกควบคุมโดยเขื่อนแก่งกระจาน (Regulated Flow) ส่วนการไหลในลำน้ำสาขาเป็นการไหลแบบธรรมชาติ ข้อมูลปริมาณน้ำท่าเริ่มจากปริมาณน้ำที่ปล่อยออกจากเขื่อนแก่งกระจาน หลากผ่านลำน้ำเพชรบุรีจนถึงจุดบรรจบของลำน้ำห้วยผาก ปริมาณน้ำท่าคิดจากพื้นที่ 264 ตารางกิโลเมตร หลากผ่านลำน้ำห้วยผากไปจนบรรจบกับลำน้ำเพชรบุรีจนไหลรวม



รูป 5-6 กราฟระบบลุ่มน้ำและแผนภาพการจำลองระบบลุ่มน้ำเพชรบุรีสภาพในอดีต

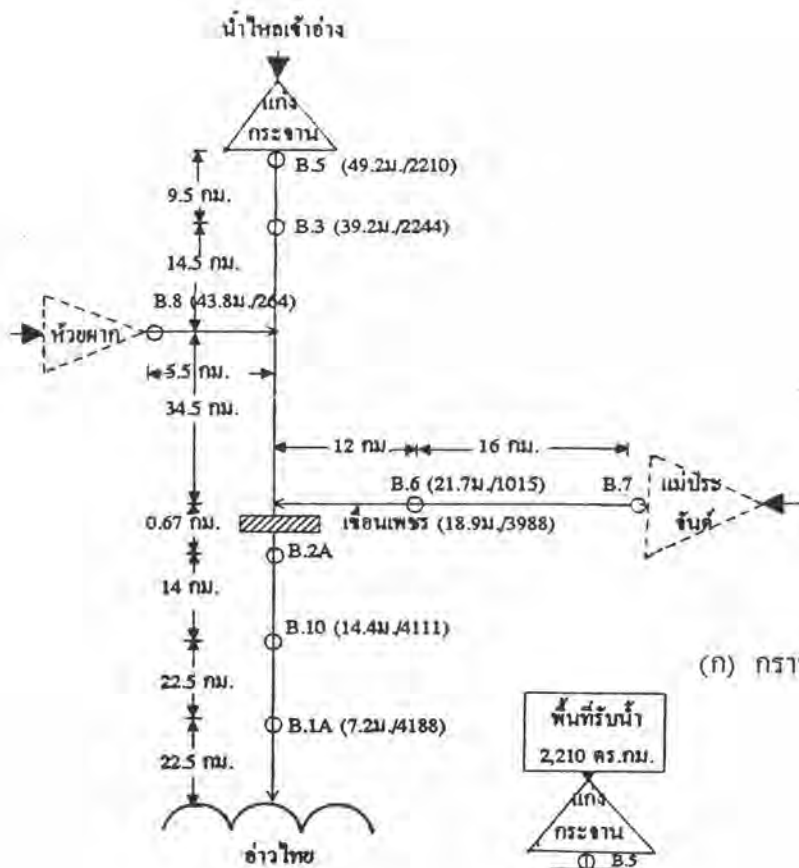


(ก) กราฟระบบลุ่มน้ำเพชรบุรี

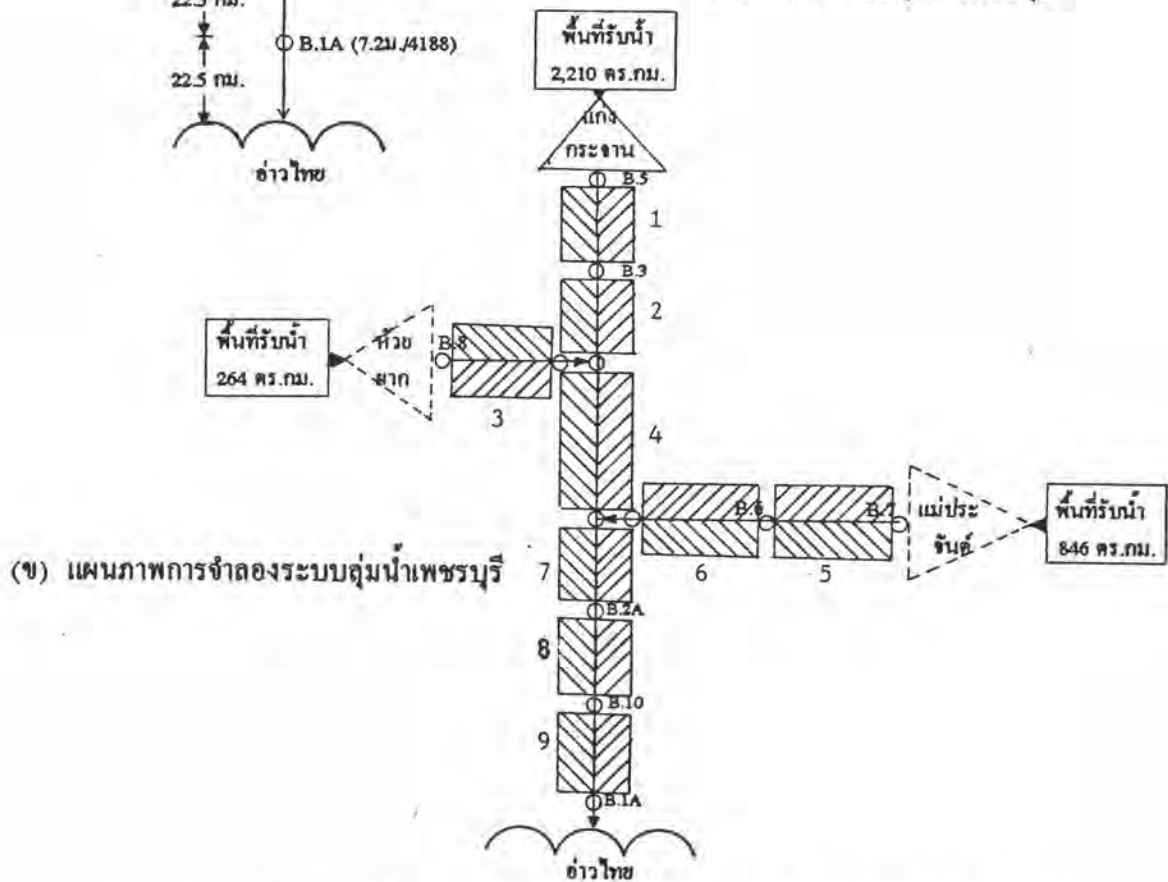


(ข) แผนภาพการจำลองระบบลุ่มน้ำเพชรบุรี

รูป 5-7 กราฟระบบลุ่มน้ำและแผนภาพการจำลองระบบลุ่มน้ำเพชรบุรีสภาพปัจจุบัน



(ก) กราฟระบบลุ่มน้ำเพชรบุรี



(ข) แผนภาพการจำลองระบบลุ่มน้ำเพชรบุรี

รูป 5-8 กราฟระบบลุ่มน้ำและแผนภาพการจำลองระบบลุ่มน้ำเพชรบุรีสภาพในอนาคต

กันและหลากลงมาท้ายน้ำจนถึงจุดบรรจบลำน้ำห้วยแม่ประจันต์ ซึ่งปริมาณน้ำท่าที่ไหลเข้าลำน้ำคิดจากพื้นที่ 846 ตารางกิโลเมตร หลากผ่านลำน้ำห้วยแม่ประจันต์และไหลเข้ามารวมกับแม่น้ำเพชรบุรี และหลากลงมาท้ายน้ำ

แบบจำลองระบบลุ่มน้ำกรณีสภาพในอนาคต คือ มีเขื่อนแก่งกระจาน อ่างเก็บน้ำห้วยผาก และอ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจันต์ สภาพการไหลเป็นการไหลที่มีการควบคุม ปริมาณน้ำที่เข้าระบบเป็นปริมาณน้ำที่ปล่อยจากเขื่อนแก่งกระจานหลากลงมาจนบรรจบกับลำน้ำห้วยผาก โดยคิดปริมาณน้ำเข้าอ่างเก็บน้ำห้วยผากจากพื้นที่รับน้ำ 264 ตารางกิโลเมตร หลากผ่านอ่างเก็บน้ำ และไหลรวมกับน้ำในแม่น้ำเพชรบุรี หลากไปท้ายน้ำจนถึงจุดบรรจบลำน้ำห้วยแม่ประจันต์ โดยคิดปริมาณน้ำเข้าอ่างเก็บน้ำห้วยแม่ประจันต์จากพื้นที่รับน้ำ 846 ตารางกิโลเมตร หลากผ่านอ่างเก็บน้ำ และรวมกับแม่น้ำเพชรบุรีหลากลงมาท้ายน้ำ

5.2.2 การจำลองการเคลื่อนตัวของน้ำหลาก

แบบจำลองการเคลื่อนตัวของน้ำหลากในลุ่มน้ำเพชรบุรี เป็นแบบจำลองสภาพทางกายภาพของการเคลื่อนตัวของน้ำในช่วงต่าง ๆ ของลำน้ำระหว่างสถานีวัดน้ำในลุ่มน้ำ ในการศึกษานี้ใช้โปรแกรม HEC-1 ของ US Army Corps of Engineers version 4.0 โดยเลือกวิธี Muskingum-Cunge เพื่อหาการเคลื่อนตัวของของน้ำหลาก เนื่องจากการหาการเคลื่อนตัวของน้ำหลากโดยวิธี Muskingum-Cunge ขึ้นกับลักษณะทางกายภาพของลุ่มน้ำเช่น หน้าที่ดของลำน้ำ ความลาดเทของท้องน้ำ ค่า Manning 'n' เป็นต้น ดังนั้นในการคำนวณวิธีนี้จะต้องมีข้อมูล (Input Data) เกี่ยวกับลักษณะทางกายภาพของลุ่มน้ำ

ขั้นตอนของแบบจำลองการเคลื่อนตัวของน้ำหลากแบ่งเป็น 4 ส่วน ดังแสดงในรูป 5-9 ประกอบด้วย

- ส่วนของข้อมูล (Input Data)
- ขั้นตอนการคำนวณคุณสมบัติทางชลศาสตร์ของหน้าตัด
- ขั้นตอนการคำนวณหา Δt และ Δx
- ขั้นตอนการคำนวณหาค่า Q

ข้อมูลที่ใช้ในการคำนวณ มีสภาพการไหล (Hydrograph) พิจารณาในช่วงน้ำหลาก(ได้กล่าวมาแล้วในหัวข้อ 4.3 ข้อมูลน้ำหลากที่ใช้และการวิเคราะห์) ความยาวลำน้ำ (L) และ

ความลาดเทท้องน้ำ (S_0) วัดจากแผนที่ 1:50,000 ข้อมูลหน้าตัดถ้ำน้ำใช้ข้อมูลหน้าตัดที่สถานีวัดน้ำ ทำการสำรวจโดยกรมชลประทาน สปส. Manning 'n' พิจารณาโดยใช้ข้อมูลวัดในสนาม

ขั้นตอนการคำนวณหาคุณสมบัติทางชลศาสตร์ของหน้าตัด แสดงในรูป 5-10 ในโปรแกรม HEC-1ทางชลศาสตร์ของหน้าตัด คือ พื้นที่หน้าตัด (A) รัศมีชลศาสตร์(R) ความกว้างของหน้าตัด(T) เส้นรอบขอบเปียก (P) แต่ละช่วงของระดับน้ำ และคำนวณหาอัตราการไหล(Q) ที่ระดับต่าง ๆ และความเร็วคลื่น(Speed Wave, c) ของแต่ละช่วงระดับน้ำ จาก

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S^{1/2}$$

$$c = \frac{dQ}{dA}$$

ขั้นตอนที่จะคำนวณค่าต่าง ๆ เก็บไว้เพื่อใช้ในการ Interpolate ที่อัตราไหลต่าง ๆ ต่อไปความถูกต้องและความมีเสถียรภาพของ Finite Difference Scheme ขึ้นกับการประมาณหาค่าความสัมพันธ์ของ Δt และ Δx รูป 5-11 แสดงขั้นตอนการหาค่า Δt และ Δx โดยจะคำนวณค่า Reference Flow (Q_0) จาก

$$Q_0 = Q_B + 0.5(Q_P - Q_B) + \text{Local Flow}$$

โดย Q_B = Base Flow Q_P = Peak Flow และ Interpolate หาค่า Wave Speed (c) และ Top Width(T) ที่ Q_0 จากการคำนวณหาคุณสมบัติทางชลศาสตร์ของหน้าตัด และพิจารณาหาช่วงเวลา (Δt)ที่น้อยที่สุด จาก 3 กรณีต่อไปนี้ 1.) เวลาที่ผู้ใช้กำหนด 2.) เวลาที่เพิ่มขึ้นของ Hydrograph หาด้วย 20 3.) เวลาที่ใช้ในการเคลื่อนที่ตามระยะทาง คือ ระยะทาง/ความเร็ว และหาค่าช่วงระยะทาง (Δx) จาก $\Delta x = c \cdot \Delta t$ โดยที่ $\Delta x < 1/2 * (c \cdot \Delta t + Q_0 / TS_0 \cdot c)$ และคำนวณหาจำนวนช่วงระยะทาง โดยคิดจาก ความยาวลำน้ำ/ Δx

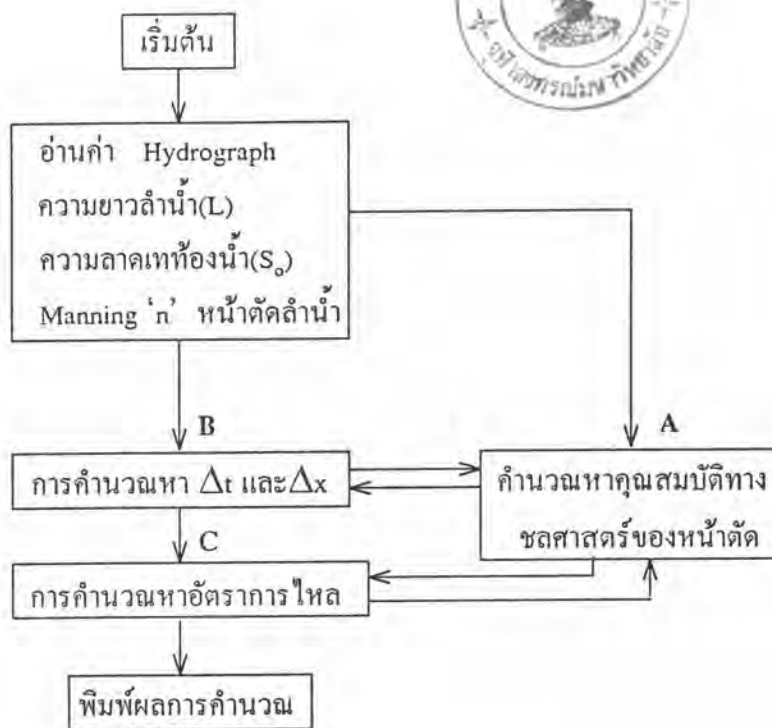
การคำนวณหาอัตราไหลในโปรแกรม HEC-1 ใช้ Four-Point Method (Ponce V.M.,1978) ได้เปรียบเทียบกับวิธีการหาโดยใช้ Two-Point Three-Point และ Four- Point พบว่า Two-Point Method จะทำให้ Peak ลดลงและเวลาที่ใช้ในการเคลื่อนตัวช้าลง แต่วิธี Three-Point และ Four-Point ให้ผลที่คล้ายกัน การคำนวณใน HEC-1ใช้ Three-Point เป็นค่าเริ่มต้น และ Iterative Four-Point ในการคำนวณตัวแปรต่างๆ รูป 5-12 ขั้นตอนการหาอัตราไหล โดยจะเริ่มต้นคำนวณค่าอัตราไหลโดยใช้ Three-Point และ Interpolate หาค่า Wave Speed(c) Top Width (T) Area (A) ที่อัตราไหลเริ่มต้น (Q_0) จากการคำนวณหาคุณสมบัติทางชลศาสตร์ของ

หน้าตัด และคำนวณหา Courant Number (C) และ Cell Reynolds Number (D) ทั้ง C และ D แสดงถึงคุณสมบัติทางฟิสิกส์ และ Numerical Significance โดยค่า C เป็นค่าอัตราส่วนของความเร็ว และ D คือ อัตราส่วนของ Diffusivities เมื่อคำนวณ C และ D ได้จะหาค่า Muskingum-Cunge Coefficient คือค่า C_1, C_2, C_3 และ C_4 จากนั้นจะนำค่า Muskingum-Cunge Coefficient ไปคำนวณหาค่า Q_{j+1}^{n+1} และทดสอบโดยใช้ Four-Point ถ้าอัตราการไหลที่ได้มีค่าเท่ากับ อัตราการไหลที่เริ่มต้น (ใช้ Three-Point) ก็จะไปหาอัตราการไหลที่ระยะต่อไป แต่ถ้าอัตราการไหลที่ใช้ Four-Point มีค่าไม่เท่ากับค่าอัตราการไหลเริ่มต้น จะใช้ค่าอัตราการไหลที่หาโดย Four-Point ไปเป็นค่าเริ่มต้น และคำนวณค่าต่าง ๆ ใหม่จนได้ค่าอัตราการไหลที่คำนวณโดยใช้ Four-Point เท่ากับค่าอัตราการไหลเริ่มต้น จึงหาอัตราการไหลที่ระยะทางถัดไปและเวลาถัดไป

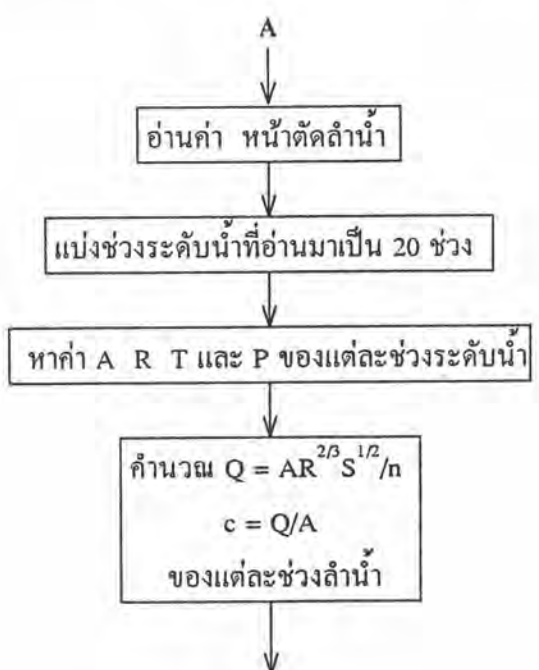
5.2.3 การหาค่าสัมประสิทธิ์ Manning 'n'

ในการศึกษาสภาพการไหลของน้ำในทางน้ำเปิดภายใต้แรงโน้มถ่วงของโลก และแรงเสียดทานของการไหล (Flow Resistance) สูตรหรือสมการการไหลของ Manning (Manning Formula) เป็นที่นิยมใช้อย่างกว้างขวางและได้ผลดีเป็นที่น่าพอใจ แต่ปัญหาในการประยุกต์ใช้สมการ Manning ทั้งในแบบการไหลคงที่ (Steady Flow) และการไหลแบบไม่คงที่ (Unsteady Flow) อยู่ที่การกำหนดหรือเลือกค่า Manning 'n' หรือค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของ Manning (Manning's Roughness Coefficient) ที่เหมาะสม การพิจารณาค่า Manning 'n' สามารถทำได้หลายวิธี Chow(1959) ได้แนะนำการหาค่า Manning 'n' ดังนี้ 1.) ในการพิจารณาค่าของ Manning 'n' จะต้องศึกษาถึงตัวแปรที่มีผลต่อค่า Manning 'n' เช่น วัสดุท้องน้ำ ความคดเคี้ยวของลำน้ำ เป็นต้น 2.) สามารถหาค่า Manning 'n' ได้จากตารางซึ่งจะกำหนดตามลักษณะของลำน้ำ 3.) ตรวจสอบค่าของ Manning 'n' จากลำน้ำที่รู้ค่าและมีลักษณะของลำน้ำคล้ายกัน 4.) หาค่า Manning 'n' โดยวิเคราะห์ตามการกระจายความเร็วของหน้าตัดและข้อมูลที่วัด อย่างไรก็ตามถึงแม้ว่าค่า Manning 'n' จะสามารถพิจารณาได้จากข้อมูลที่วัดและสำรวจในสนาม แต่ข้อมูลดังกล่าวก็มีจำกัด มักจะพบว่าข้อมูลอัตราการไหลในช่วงน้ำหลากไม่สามารถวัดได้ง่าย นอกจากนี้ยังมีข้อมูลของการไหลสั้นตลิ่งด้านข้างจึงทำให้มีการกำหนดเลือกค่า Manning 'n' ได้ไม่ดี

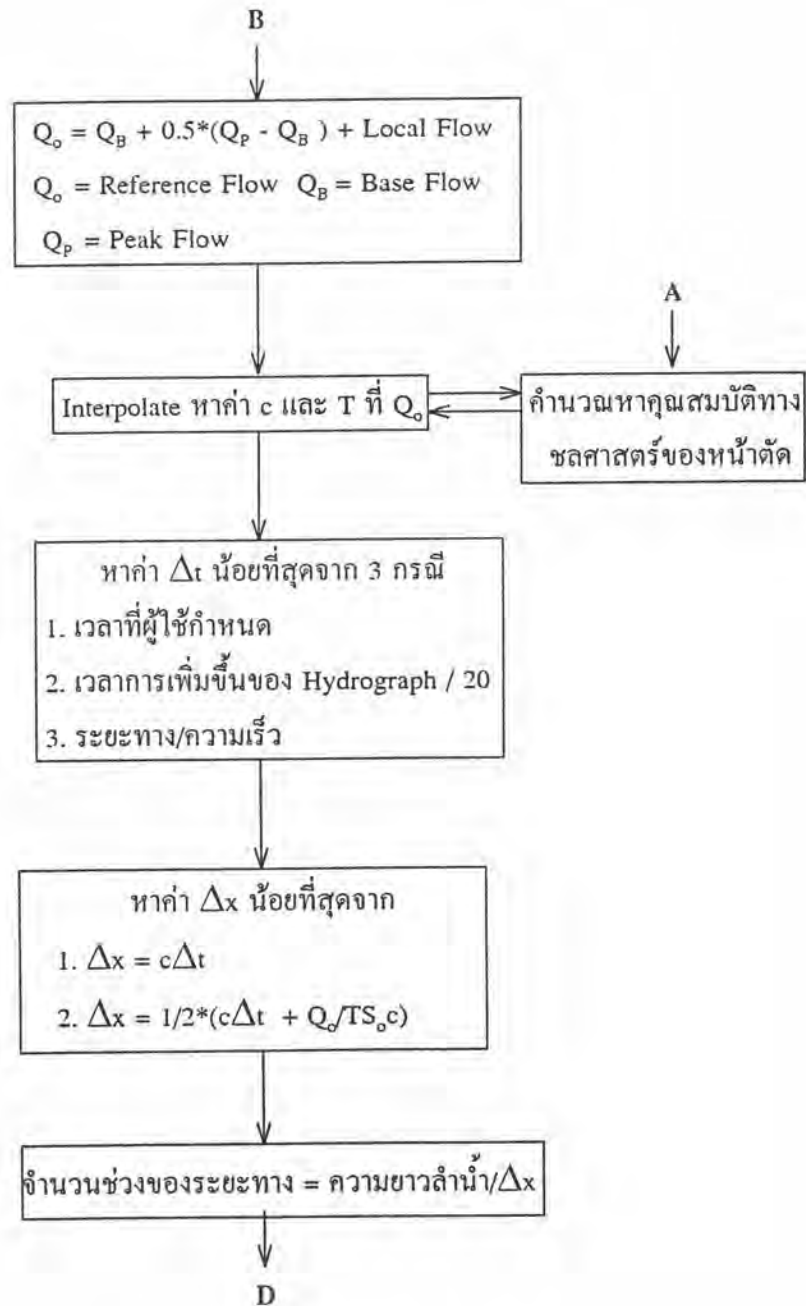
จากตัวอย่างผลการเคลื่อนตัวของน้ำหลากดังรูป 5-13 ซึ่งแสดงการเคลื่อนตัวของน้ำหลากจากสถานี B.7 ไป B.6 (บนลำน้ำห้วยแม่ประจันต์) สำหรับช่วง 1-5 พฤศจิกายน 1976 เมื่อพิจารณาการเพิ่มช่วงของอัตราการไหลพบว่าในช่วงอัตราการไหลต่ำกว่า 100 ลบ.ม./วินาที การเคลื่อนตัวของน้ำหลากจากสถานี B.7 ไป B.6 เมื่อเทียบกับข้อมูลการวัดที่สถานี B.6 ให้ผลใกล้เคียง



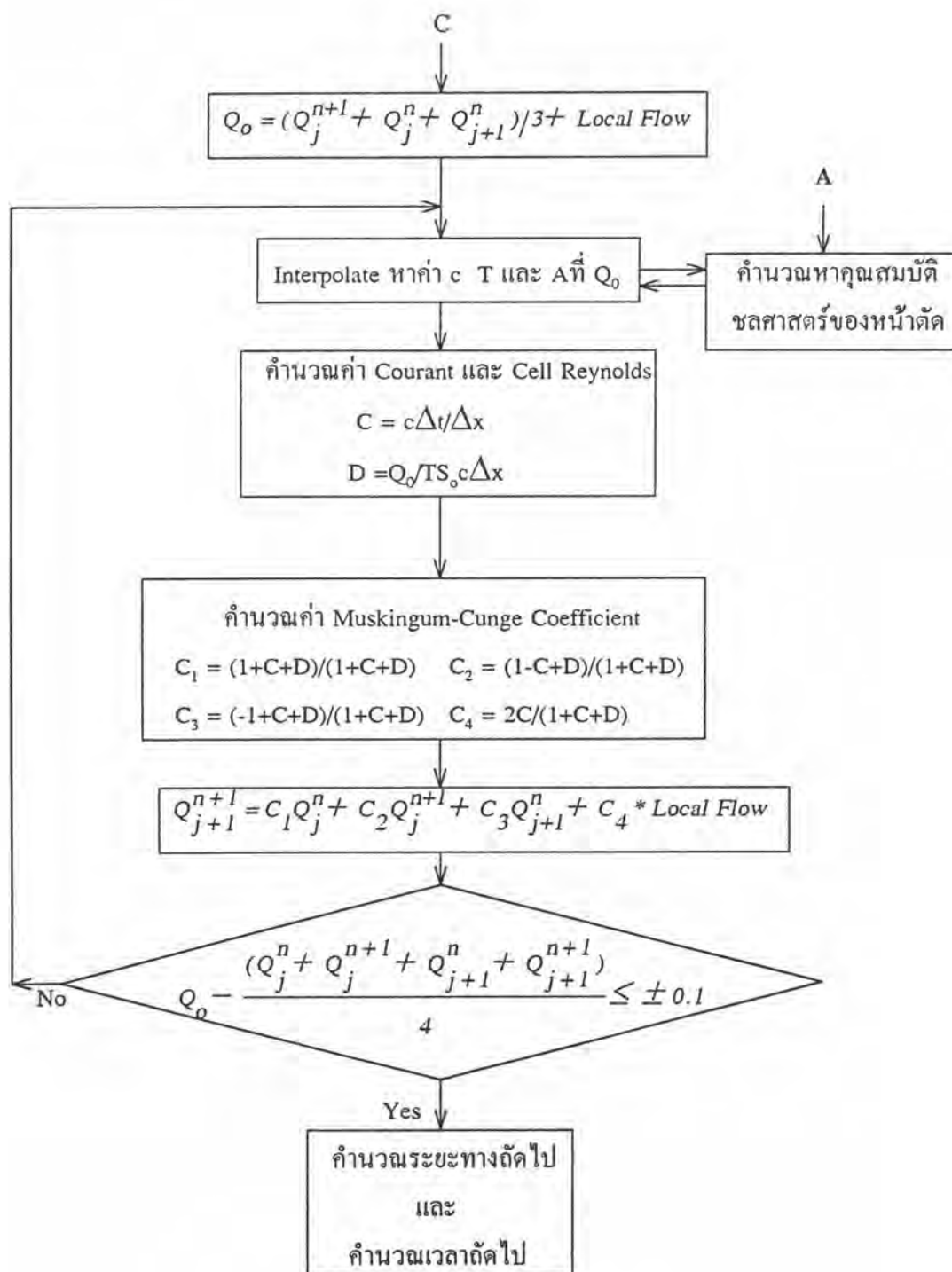
รูป 5-9 แบบจำลองการเคลื่อนตัวของน้ำหลาก



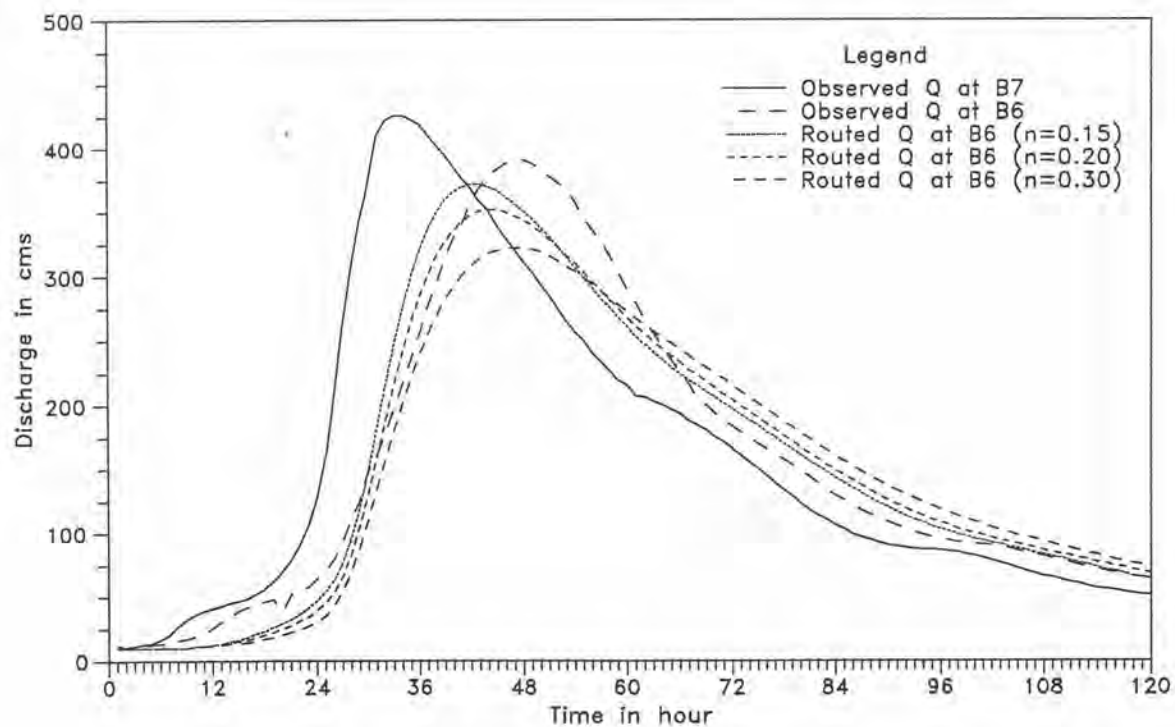
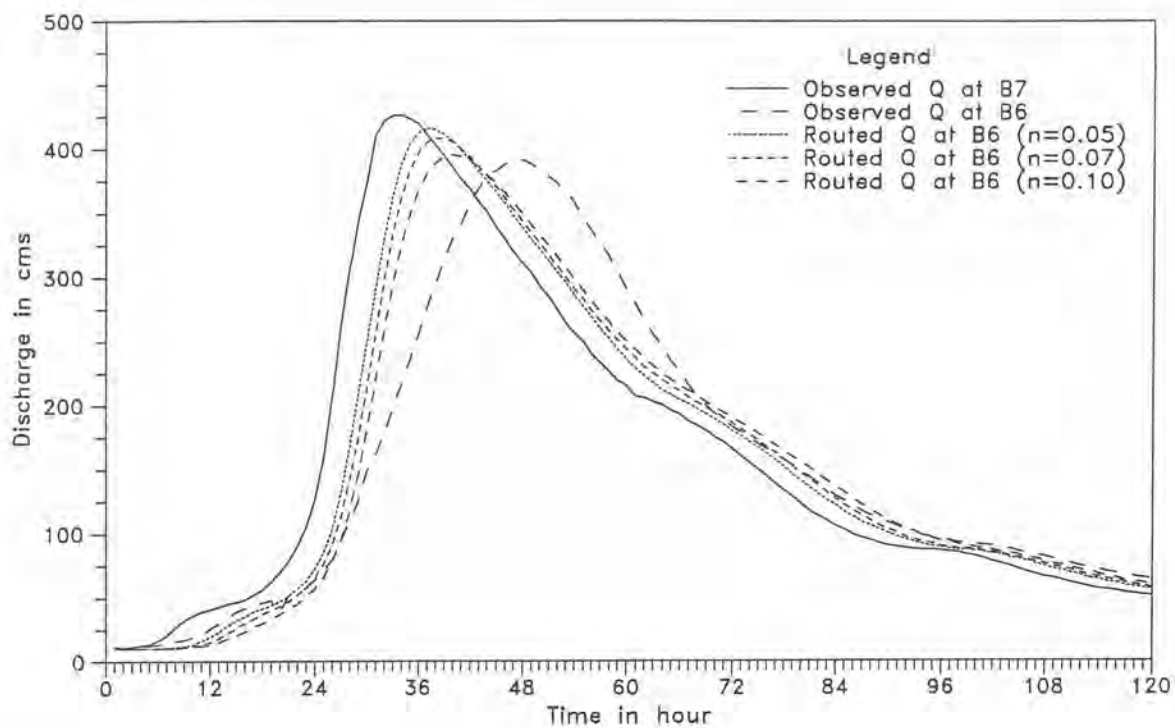
รูป 5-10 ขั้นตอนการคำนวณคุณสมบัติทางชลศาสตร์ของหน้าตัด



รูป 5-11 ขั้นตอนการคำนวณหา Δx และ Δt



รูป 5-12 ขั้นตอนการหาค่าอัตราการไหล



รูป 5-13 การเคลื่อนตัวของน้ำหลากจากสถานี B.7 ไป B.6 ช่วง 1-5 พฤศจิกายน 1976
(บนลำน้ำห้วยแม่ประจันต์)

กับค่าที่วัดได้ทั้งขนาดและเวลา เมื่อกำหนดค่า $n=0.05-0.10$ ช่วงอัตราการไหล 100-200 ลบ.ม./วินาที และค่า $n=0.20$ ผลการเคลื่อนตัวของน้ำหลากจากสถานี B.7 ไป B.6 เมื่อเทียบกับข้อมูลการวัดที่สถานี B.6 ให้ผลใกล้เคียงกับค่าที่วัดได้ทั้งขนาดและเวลา และช่วงอัตราการไหลมากกว่า 300 ลบ.ม./วินาที จนถึงจุดยอดของชลภาพการไหลพบว่าค่า $n=0.30$ จะให้เวลาที่ใช้ในการเคลื่อนตัวของน้ำหลากที่จุดยอดของชลภาพการไหลมีค่าใกล้เคียงกับเวลาของข้อมูลที่วัด อนึ่งช่วงอัตราการไหลนี้จะพิจารณาได้เฉพาะเวลา ส่วนขนาดจะมีผลของการไหลเข้าด้านข้าง (Local Flow) ทำให้ผลการเคลื่อนตัวของน้ำหลากมีขนาดต่างไปจากข้อมูลวัดที่สถานีท้ายน้ำ ในช่วงการลดลงของชลภาพการไหลตั้งแต่จุดยอดของชลภาพการไหลถึงอัตราการไหล 200 ลบ.ม./วินาที ผลของการเคลื่อนตัวของน้ำหลากกับค่าที่วัดที่สถานี B.6 มีค่าต่างกันทั้งขนาดและเวลาที่ค่า n ที่ทดสอบ เนื่องจากเป็นช่วงที่อัตราการไหลลดลง และผลของการไหลเข้าด้านข้าง ช่วงอัตราการไหลลดลงตั้งแต่ 200 ลบ.ม./วินาที และ $n=0.05-0.10$ จะให้ผลของการเคลื่อนตัวของน้ำหลากที่ใกล้เคียงกับค่าที่วัดที่สถานี B.6 ทั้งขนาดและเวลา

จากลักษณะการเคลื่อนตัวของน้ำหลากดังกล่าวพบว่า ค่า Manning 'n' มีผลต่อการเคลื่อนตัวของน้ำหลากและเปลี่ยนแปลงไปกับอัตราการไหล ค่า Manning 'n' เป็นคุณสมบัติทางชลศาสตร์ของหน้าตัดและมีการเปลี่ยนแปลงที่ระดับต่าง ๆ เนื่องจากค่า Manning 'n' มีความสำคัญการหาค่า Manning 'n' โดยใช้ข้อมูลวัดในสนามและโดยวิธี Steady Non-Uniform Flow นี้ดำเนินการเพื่อใช้เป็นแนวทางในการพิจารณาคำหนดหาค่าตัวแปร Manning 'n' ในแบบจำลองการเคลื่อนตัวของน้ำหลากในลำน้ำ (Channel Routing)

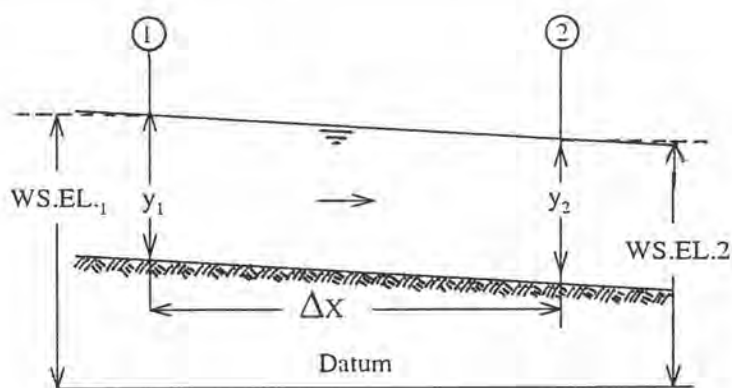
ข้อมูลที่ใช้ในการหาค่า Manning 'n' มีดังนี้

- ข้อมูลระดับน้ำและอัตราการไหล ที่วัดในสนาม (ข้อมูลการสำรวจเพื่อใช้ในการทำ Rating Curve สำรวจโดยกรมชลประทาน) ที่ตำแหน่ง 1 และ 2
- ข้อมูลระดับน้ำรายวันที่สถานีวัดน้ำที่ตำแหน่ง 1 และ 2
- ข้อมูลหน้าตัดลำน้ำที่ตำแหน่ง 1 และ 2 คือ หน้าตัดลำน้ำที่สถานีวัดน้ำต่าง ๆ
- ระยะห่างระหว่างสถานี (Δx) วัดระยะทางจากแผนที่ภูมิประเทศมาตราส่วน 1:50,000 (เนื่องจากไม่มีข้อมูลต่าง ๆ ระหว่างสถานี ดังนั้นกำหนดให้ Δx เป็นระยะห่างระหว่างสถานี)

จากสมการ 4-7 จะได้

$$n = \left[\frac{\left(\text{WS.EL.}_1 - \text{WS.EL.}_2 \right) + \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right)}{\frac{\Delta x}{2} Q^2 \left(\frac{1}{A_1^2 R_1^{4/3}} - \frac{1}{A_2^2 R_2^{4/3}} \right)} \right]^{1/2} \quad \text{----- (5-12)}$$

จากหลักการของ Steady Non-Uniform Flow ภายใต้เงื่อนไขการไหลแบบ Steady Flow การเปลี่ยนแปลงเกิดขึ้นอย่างช้า ๆ และพิจารณาการไหลในทิศทางเดียว เนื่องจากข้อจำกัดด้านข้อมูล เช่น ข้อมูลหน้าตัดขวางทางน้ำ ระดับน้ำ และอัตราการไหล เป็นต้น มีข้อมูลเฉพาะที่สถานีวัดน้ำ ดังนั้นในการศึกษาได้กำหนดให้ค่า Δx เป็นระยะห่างระหว่างสถานี



รูป 5-14 ช่วงลำน้ำและหน้าตัดลำน้ำที่ใช้ในการหาค่า Manning 'n'

จากข้อมูลดังกล่าว ที่ตำแหน่ง 1 รู้ค่าระดับน้ำ ($WS.EL_{.1}$) และอัตราการไหล (Q) ที่สำรวจในสนามจึงสามารถหาค่า พื้นที่หน้าตัด (A_1) และ รัศมีชลศาสตร์ (R_1) ที่ระดับน้ำที่ตำแหน่ง 1 ($WS.EL_{.1}$) และหาระดับน้ำที่ตำแหน่ง 2 ($WS.EL_{.2}$) ที่เวลาเดียวกันกับตำแหน่งที่ 1 จากหน้าตัดลำน้ำที่ตำแหน่ง 2 สามารถหาค่า พื้นที่หน้าตัด (A_2) และ รัศมีชลศาสตร์ (R_2) ที่ระดับน้ำที่ตำแหน่ง 2 ($WS.EL_{.2}$) แทนค่าต่าง ๆ ลงในสมการ (5-12) จะได้ค่าของ n ที่คำนวณจาก Q ที่ตำแหน่ง 1 และหาเหมือนกันแต่ใช้ข้อมูลการสำรวจที่ตำแหน่ง 2 เมื่อแทนค่าในสมการ (5-12) จะได้ค่า n ที่หาจาก Q ที่ตำแหน่ง 2

เมื่อวิเคราะห์ลักษณะของแม่น้ำเพชรบุรี และตำแหน่งของสถานีวัดน้ำที่อยู่บนแม่น้ำ มีช่วงของสถานีที่สามารถใช้หาค่า Manning 'n' ได้ 3 ช่วง คือ ช่วงลุ่มน้ำเพชรบุรีตอนบน จากสถานี B.5-B.3 มีข้อมูลระหว่างปี 1968-1988 ในช่วงปีดังกล่าวมีข้อมูลการสำรวจที่สถานี B.3 มีประมาณ 300 ค่า และที่สถานี B.5 มีข้อมูลประมาณ 980 ค่า และลุ่มน้ำเพชรบุรีตอนล่าง แบ่งออกได้เป็น 2 ช่วง เนื่องจากมีการปิดสถานี B.2A ปี 1983 และเปิดสถานี B.10 ปี 1986 โดยใช้ข้อมูลจากสถานีทั้ง 2 ถึง สถานี B.1A เป็นช่วงการหาค่า Manning 'n' ของลุ่มน้ำเพชรบุรีตอนล่าง ข้อมูลที่ใช้ระหว่างสถานี B.2A - B.1A (ปี 1969-1971) มีข้อมูลการสำรวจที่สถานี B.2A ประมาณ 100 ค่า และ ที่สถานี B.1A มีประมาณ 70 ค่า และข้อมูลที่ใช้ระหว่างสถานี B.10 - B.1A (ปี 1989-1992) มีข้อมูลการสำรวจที่สถานี B.10 ประมาณ 170 ค่า และ ที่สถานี B.1A มีประมาณ 110 ค่า ส่วนลำน้ำสาขาที่สามารถหาค่า Manning 'n' ได้ คือ ลำน้ำห้วยแม่ประจันต์ มีช่วงสถานี B.7-B.6 ข้อมูลที่ใช้ระหว่างสถานี B.7 - B.6 (ปี 1978-1991) มีข้อมูลการสำรวจที่สถานี B.7 ประมาณ 1000 ค่า และ ที่สถานี B.6 มีประมาณ 1300 ค่า

จากการศึกษาของ E.W. Lane (1951) พบว่า ค่า Manning 'n' จะเปลี่ยนแปลงที่ความลึกต่าง ๆ โดยจะมีค่าน้อยที่สุดที่ระดับเหนือระดับน้ำปกติถึงระดับตลิ่ง และมีแนวโน้มจะมีค่ามากขึ้นที่ระดับน้ำสูงกว่าระดับตลิ่งและต่ำกว่าระดับน้ำปกติ ค่า Manning 'n' ที่บริเวณตลิ่ง (Bankfull) จะขึ้นกับชนิดของวัสดุ และความกว้างของบริเวณตลิ่งแต่ไม่แปรเปลี่ยนมาก

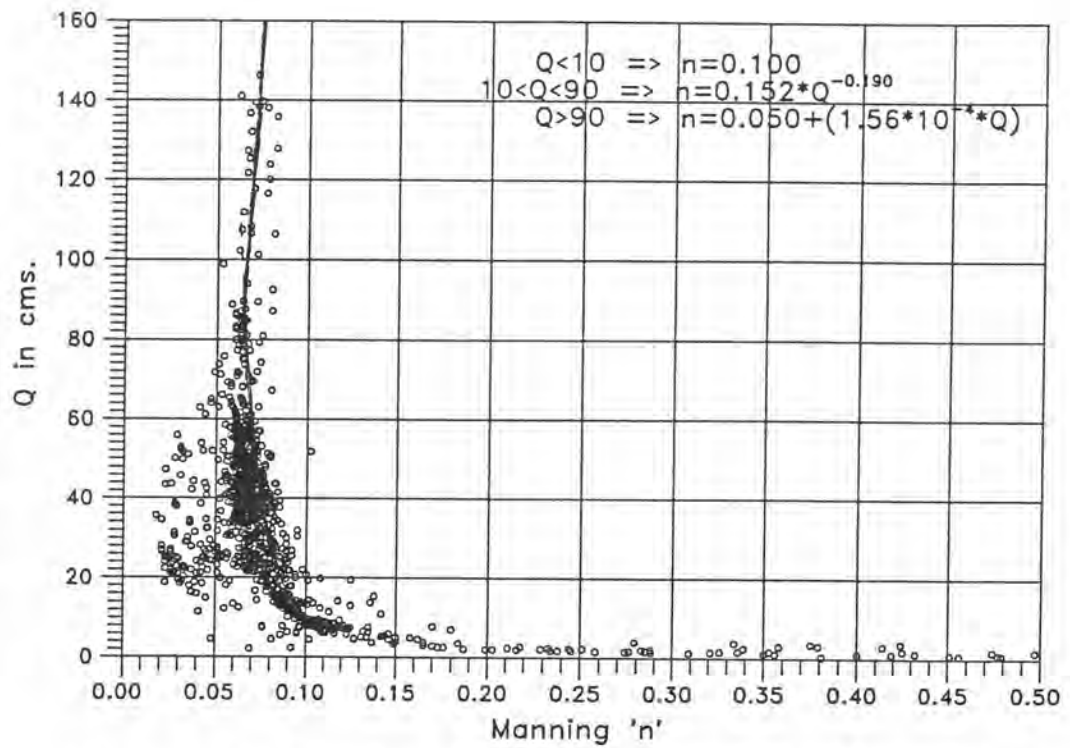
ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการไหล (Q) กับ Manning 'n' ระหว่างสถานี B.5 และ B.3 ช่วง 1968-1988 แสดงในรูป 5-15 พบว่าความสัมพันธ์ของ Manning 'n' มีลักษณะคล้ายกับการศึกษาของ E.W. Lane (1951) โดยช่วงอัตราการไหลต่ำ (อัตราการไหลต่ำกว่า 10 ลบ.ม./วินาที) เนื่องจากท้องน้ำมีความขรุขระ ให้ค่า Manning 'n' มีค่าสูง ช่วงที่มีอัตราการไหลสูงขึ้น (อัตราการไหลระหว่าง 10-90 ลบ.ม./วินาที) ระดับน้ำมีค่าสูงขึ้น ความขรุขระมีเฉพาะด้านท้องน้ำและขอบ

ด้านข้างของหน้าตัด Manning 'n' จะมีค่าลดลง และที่อัตราการไหลสูง (อัตราการไหลมากกว่า 90 ลบ.ม./วินาที) ระดับน้ำสูงถึงบริเวณตลิ่ง ซึ่งมีต้นหญ้าปกคลุม ทำให้ค่า Manning 'n' ช่วงนี้มีค่าเพิ่มขึ้น เพื่อความสะดวกและเป็นประโยชน์ในการพิจารณาหาค่า Manning 'n' ที่แปรเปลี่ยนกับอัตราการไหล ที่จะใช้ในการคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำหลากในแบบจำลอง จึงได้พิจารณาแบ่งเป็น 3 ช่วงดังนี้ $Q < 10$ cms มีค่า $n = 0.10$ ช่วง $10 < Q < 90$ cms มีค่า $n = 0.152 * Q^{-0.190}$ และ $Q > 90$ cms มีค่า $n = 0.050 + (1.56 * 10^{-4} * Q)$

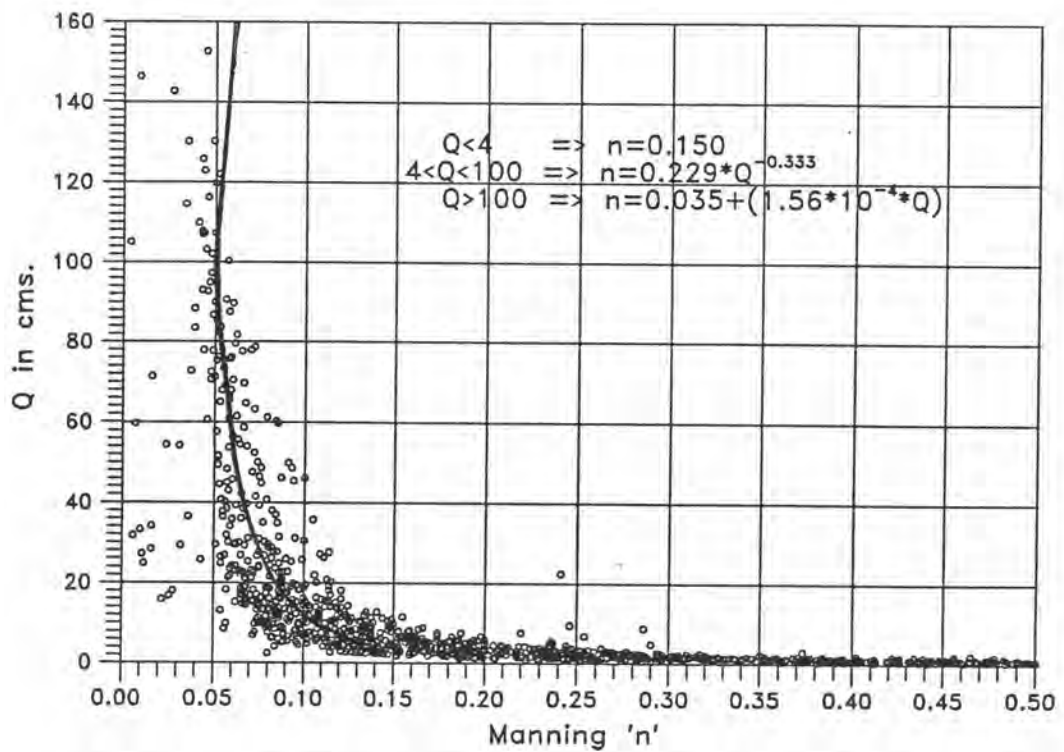
ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการไหล (Q) กับ Manning 'n' ระหว่างสถานี B.7-B.6 ปี 1978-1991 ลักษณะของการกระจายของค่า Manning 'n' แสดงในรูป 5-16 แบ่งช่วงความสัมพันธ์ของอัตราการไหลกับค่า Manning 'n' ระหว่างสถานี B.7-B.6 เพื่อใช้ในการหาการเคลื่อนตัวของน้ำหลากดังนี้ $Q < 10$ cms มีค่า $n = 0.10$ ช่วง $10 < Q < 100$ cms มีค่า $n = 0.229 * Q^{-0.330}$ และ ช่วง $Q > 100$ cms มีค่า $n = 0.035 + (1.56 * 10^{-4} * Q)$

จากความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการไหล (Q) กับ Manning 'n' ระหว่างสถานี B.5 และ B.3 และระหว่างสถานี B.7 และ B.6 ดังรูป B3 และ B4 ตามลำดับ ที่ค่าอัตราการไหลต่ำกว่า 10 ลบ.ม./วินาที ค่า Manning 'n' มีค่ามาก ซึ่งวิเคราะห์ได้ว่าข้อมูลช่วงนี้น่าจะมีความคลาดเคลื่อนจากการวัดในสนาม ซึ่งเป็นช่วงอัตราการไหลต่ำ ๆ การวัดความเร็วของน้ำคลาดเคลื่อน สำหรับช่วงที่อัตราการไหลสูง (อัตราการไหลมากกว่า 150 ลบ.ม./วินาที) เนื่องจากมีข้อมูลน้อยมากการวิเคราะห์ จึงอาศัยแนวทางตามการศึกษาของ E.W. Lane (1951) โดยตั้งสมมติฐานว่าค่า Manning 'n' จะมีค่ามากขึ้นในช่วงอัตราการไหลสูง ๆ แต่การเปลี่ยนแปลงของ Manning 'n' มีค่าไม่มาก

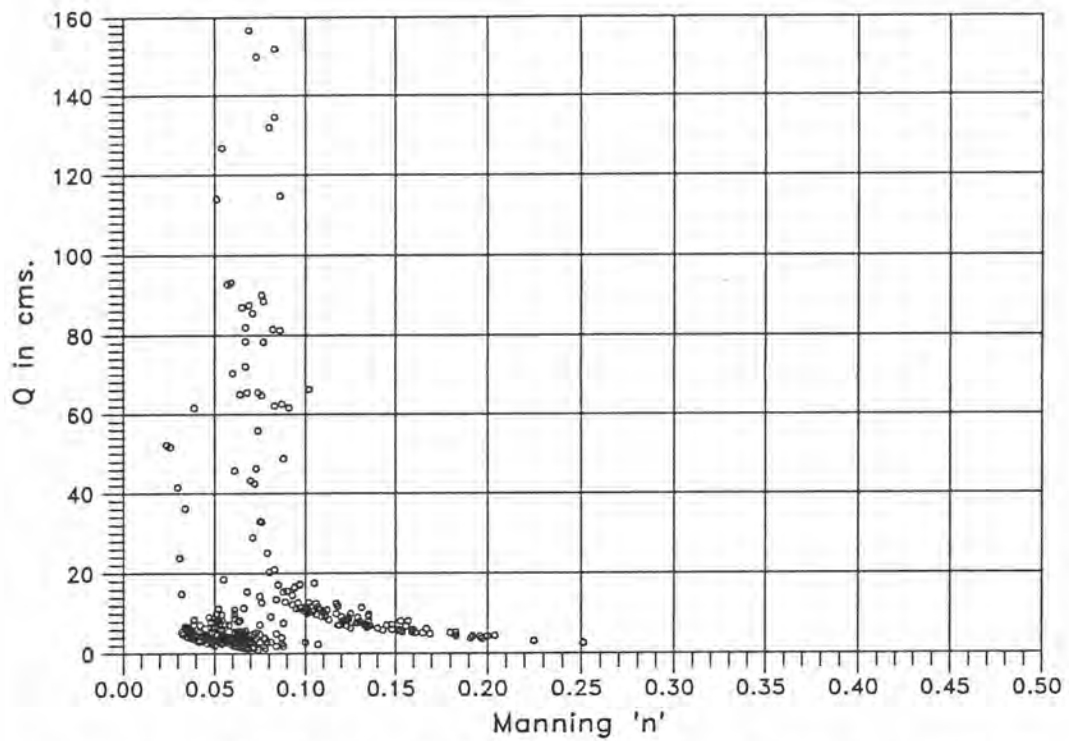
ในช่วงลุ่มน้ำเพชรบุรีตอนล่าง มีข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการไหล (Q) กับ Manning 'n' 2 ชุด คือ ช่วงระหว่างสถานี B.2A และ B.1A (1969-1971) ระยะห่างระหว่างสถานี 36.5 กิโลเมตร และช่วงระหว่างสถานี B.10 และ B.1A (1990-1992) ระยะห่างระหว่างสถานี 22.5 กิโลเมตร ข้อมูล 2 ชุดนี้มีลักษณะต่างกันดังแสดงในรูป 5-17 เนื่องจากระยะทางต่างกันและลักษณะของวัสดุท้องน้ำต่างกัน ข้อมูลทั้ง 2 ชุด อยู่ในลุ่มน้ำเพชรบุรีตอนล่าง และช่วงของข้อมูลมีชุดละ 3 ปี จึงจัดให้อยู่ในกลุ่มเดียวกัน จากลักษณะการกระจายของข้อมูล เพื่อใช้ในการหาการเคลื่อนตัวของน้ำหลาก สามารถสร้างความสัมพันธ์ระหว่าง Q กับ n ได้รูปสมการดังนี้ $n = 0.0595 + (9.68 * 10^{-5} * Q)$



รูป 5-15 ความสัมพันธ์ระหว่าง Q กับ Manning 'n' ระหว่างสถานี B.5-B.3 (1968-1988)



รูป 5-16 ความสัมพันธ์ระหว่าง Q กับ Manning 'n' ระหว่างสถานี B.7-B.6 (1978-1991)



รูป 5-17 ความสัมพันธ์ระหว่าง Q กับ Manning 'n' ระหว่างสถานี B.2A-B.1A (1969-1971) และระหว่างสถานี B.10-B.1A (1990-1992)

ตาราง 5-1 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการไหลกับ Manning 'n'

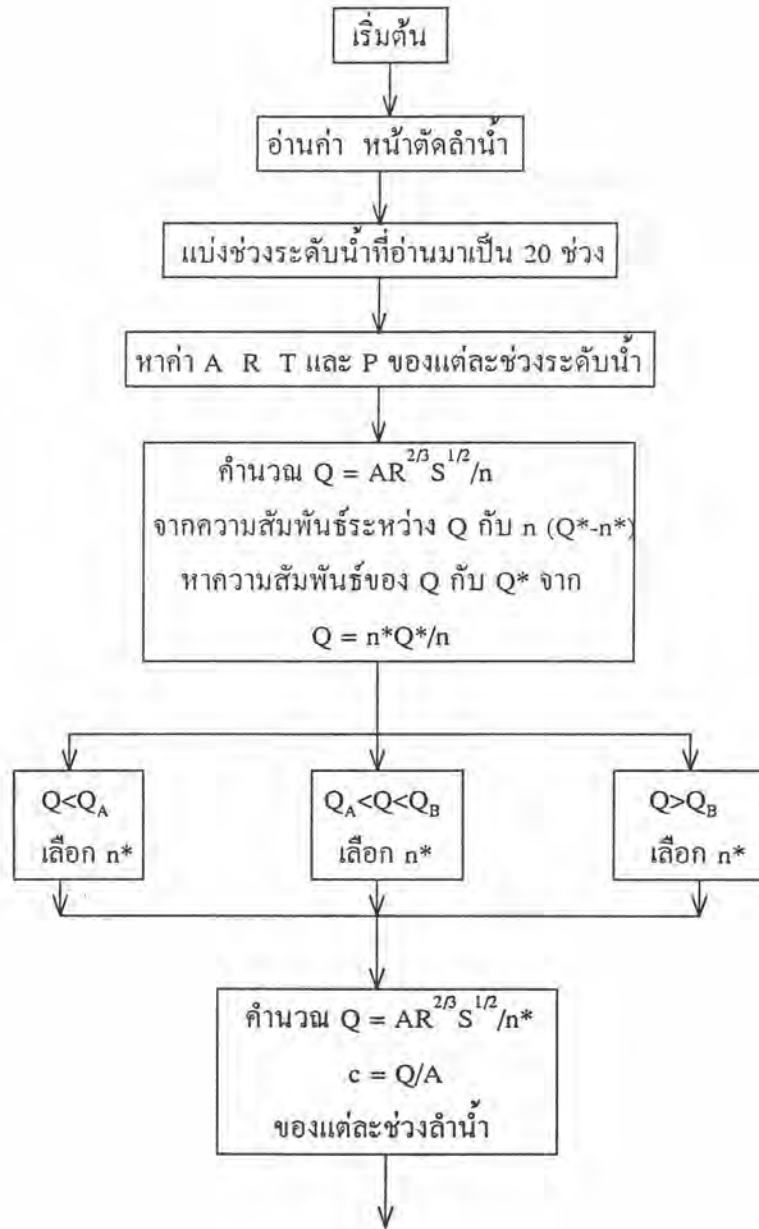
ช่วง	Q	n	ความสัมพันธ์ระหว่าง Q กับ n
B.3-B.5	Q < 10 cms	0.10	$n = 0.10$
	10 < Q < 90 cms	0.06-0.10	$n = 0.15 * Q^{-0.19}$
	Q > 90 cms	> 0.06	$n = 0.05 + (1.56 * 10^{-4} * Q)$
B.6-B.7	Q < 10 cms	0.10	$n = 0.10$
	10 < Q < 90 cms	0.05-0.10	$n = 0.23 * Q^{-0.33}$
	Q > 90 cms	> 0.05	$n = 0.035 + (1.56 * 10^{-4} * Q)$
B.2A-B.1A และ B.10-B.1A	Q = 10 cms	0.06	$n = 0.059 + (9.68 * 10^{-5} * Q)$
	Q = 100 cms	0.07	

จาก DL. Fread ได้กำหนดค่า Manning 'n' ในบริเวณหุบเขาประมาณ 0.04-0.07 และบริเวณดิ่งประมาณ 0.04-0.25 Chow V.T. (1959) ได้กำหนดค่า Manning 'n' ในลำน้ำธรรมชาติ ท้องน้ำเป็นกรวด ก้อนหิน มีค่าประมาณ 0.03-0.07 และถ้าลำน้ำธรรมชาติ มีวัชพืชมาก ให้ค่า Manning 'n' ประมาณ 0.075-0.15 จากความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการไหล (Q) กับ Manning 'n' ในช่วงต่าง ๆ ของลำน้ำ ดังแสดงในรูป 5-15 5-16 และ 5-17 สามารถสรุปความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการไหล (Q) กับ Manning 'n' ได้ดังตาราง 5-1 ซึ่งกล่าวโดยสรุปในช่วงลุ่มน้ำเพชรบุรีตอนบนมีค่าประมาณ 0.08 ลุ่มน้ำเพชรบุรีตอนล่างมีค่า Manning 'n' ประมาณ 0.065 ลำน้ำห้วยแม่ประจันต์มีค่า Manning 'n' ประมาณ 0.07

5.3 การทดสอบและวิเคราะห์แบบจำลอง

การทดสอบแบบจำลองการเคลื่อนตัวของน้ำหลาก ดำเนินการโดยพิจารณาจากตำแหน่งของสถานีวัดน้ำที่มีอยู่ในลุ่มน้ำ เพื่อเลือกช่วงของข้อมูลที่จะทำการทดสอบ โดยเลือกสถานีวัดน้ำ 2 สถานีที่ติดกัน และไม่มีลำน้ำสาขาไหลมารวม เพราะถ้ามีลำน้ำสาขาไหลมารวมจะทำให้มีผลของการไหลเข้าด้านข้าง (Local Flow) มาก ในลุ่มน้ำเพชรบุรีเลือกช่วงของสถานีได้ดังนี้ บนลำน้ำเพชรบุรี ช่วงสถานี B.5-B.3 B.2A-B.1A และ B.10-B.1A บนลำน้ำห้วยแม่ประจันต์ช่วงสถานี B.7-B.6 และ ข้อมูลเลือกอัตราการไหลที่สถานีวัดน้ำต่าง ๆ เพื่อเลือกข้อมูลในช่วงน้ำหลากมาทดสอบแบบจำลอง นอกจากนั้นมีข้อมูลอื่น ๆ ที่ต้องใช้ในแบบจำลอง คือ ความลาดเทท้องน้ำ ระยะทางระหว่างช่วง (Reach) หน้าตัดลำน้ำ และค่า Manning 'n'

ข้อมูลชลภาพการไหลของสถานีเหนือน้ำเป็นข้อมูลเข้าแบบจำลอง (กล่าวไว้แล้วในหัวข้อ 4.1.1 ข้อมูลน้ำหลาก) และใช้เปรียบเทียบผลลัพธ์ที่ได้จากแบบจำลองกับข้อมูลที่สถานีท้ายน้ำ เนื่องจากค่า Manning 'n' ไม่รู้ค่าที่แน่นอน จึงทดสอบโดยเปลี่ยนค่า Manning 'n' จากช่วง 0.03-0.30 (รายละเอียดแสดงในภาคผนวก ฉ.) ตัวอย่างการเคลื่อนตัวของน้ำหลากโดยเปลี่ยนค่า Manning 'n' พบว่าค่า Manning 'n' มีค่าไม่คงที่ แปรเปลี่ยนกับระดับน้ำ หรืออัตราการไหล (ดูหัวข้อ 5.2.3.1 การพิจารณาค่า Manning 'n') จึงคิดแปลงแบบจำลองให้ค่า Manning 'n' แปรเปลี่ยนกับอัตราการไหล โดยคิดแปลงในขั้นตอนการคำนวณคุณสมบัติทางชลศาสตร์ของหน้าตัดแสดงในรูป 5-18 โดยทดสอบว่าอัตราการไหลอยู่ในช่วงของค่า Manning 'n' ที่กำหนดช่วงใด ให้นำ n ในช่วงนั้นมาคำนวณ ซึ่งการคำนวณขั้นตอนนี้จะถูกเก็บไว้ และจะถูกส่วนอื่นของโปรแกรมเรียกใช้ เมื่อต้องการทราบค่าได้ที่เกี่ยวข้องกับคุณสมบัติทางชลศาสตร์ของหน้าตัด รวมทั้งค่าอัตราการไหลและความเร็ว



รูป 5-18 ขั้นตอนการคำนวณคุณสมบัติทางชลศาสตร์ของหน้าตัดที่ทำการตัดแปลง
 หมายถึง Q_A หมายถึง ค่าอัตราการไหลที่น้อยกว่าเพื่อใช้ในการกำหนดช่วงแสดงค่าในตาราง 5-2
 : Q_B หมายถึง ค่าอัตราการไหลที่มากกว่าเพื่อใช้ในการกำหนดช่วงแสดงค่าในตาราง 5-2

ตาราง 5-2 ข้อมูลที่ใช้ในการทดสอบแบบจำลองของแต่ละช่วงสถานี

ช่วง	ระยะทาง (กม.)	ความลาดเท ท้องน้ำ	หน้าตัดลำน้ำ สถานี/ปี	ค่า Manning 'n'
B.5-B.3	9.5	0.0011	B.3/1978	$Q < 10 \text{ cms} \Rightarrow n = 0.10$ $10 < Q < 90 \text{ cms} \Rightarrow n = 0.152 * 10^{-0.19} * Q$ $Q > 90 \text{ cms} \Rightarrow n = 0.050 + (1.56 * 10^{-4} * Q)$
B.10-B.1A	22.5	0.0003	B.10/1986	$n = 0.0595 + (9.68 * 10^{-5} * Q)$
B.2A-B.1A	14 22.5	0.0003 0.0003	B.2A/1979 B.10/1986	
B.7-B.6	16	0.0004	B.7/1990	$Q < 10 \text{ cms} \Rightarrow n = 0.10$ $10 < Q < 100 \text{ cms} \Rightarrow n = 0.229 * Q^{-0.33}$ $Q > 100 \text{ cms} \Rightarrow n = 0.035 + (1.56 * 10^{-4} * Q)$

หลังจากดัดแปลงแบบจำลอง โดยให้ค่า Manning 'n' แปรผันกับค่าอัตราการไหล ใช้ข้อมูลในช่วงที่รู้ค่าอัตราการไหลที่สถานีต้นน้ำและท้ายน้ำมาทดสอบแบบจำลองโดยแบ่งเป็นช่วงสถานีลุ่มน้ำเพชรบุรีตอนบน B.5-B.3 มีข้อมูล 4 ชุด และช่วงลำน้ำห้วยแม่ประจันต์สถานี B.7-B.6 มีข้อมูล 8 ชุด ช่วงลุ่มน้ำเพชรบุรีตอนล่างระหว่างสถานี B.2A-B.1A มีข้อมูล 12 ชุด และสถานี B.10-B.1A มีข้อมูล 5 ชุด และทำการทดสอบชุดข้อมูล

ข้อมูลต่าง ๆ โดยใช้ข้อมูลในตาราง 5-2 แสดงการเคลื่อนตัวของน้ำช่วงน้ำหลากช่วงสถานี B.5-B.3 เนื่องจากสถานี B.5 อยู่ท้ายเขื่อนแก่งกระจาน ทำให้ปริมาณน้ำค่อนข้างคงที่ เป็นผลมาจากการควบคุมของเขื่อน ช่วงของข้อมูลที่จะใช้ในการหาการเคลื่อนตัวของน้ำหลากมีเพียง 4 ปี คือ 1969 1974 1982 และ 1985 ในการทดสอบแบบจำลองใช้ค่า Manning 'n' โดยแบ่งตามการไหล (Q) ดังนี้ $Q < 10 \text{ cms}$ ใช้ $n = 0.10$ ช่วง $10 < Q < 90 \text{ cms}$ ใช้ $n = 0.152 * Q^{-0.19}$ และ $Q > 90 \text{ cms}$ ใช้ $n = 0.050 + (1.56 * 10^{-4} * Q)$ หน้าตัดลำน้ำเลือกที่สถานี B.3 ปี 1978 ลำน้ำมีความลาดเทท้องน้ำ มีค่า 0.0011 ระยะทางระหว่างสถานี B.5-B.3 ประมาณ 9.5 กิโลเมตร ตัวอย่างของผลการเคลื่อนตัวของน้ำหลากแสดงในรูป 5-19 และ 5-20 และผลของปีอื่น ๆ แสดงในภาค

ผนวก ฉ การเคลื่อนตัวของน้ำหลากช่วง B.5-B.3 มีลักษณะคล้ายกับ Hydrograph ของสถานี B.5 ตาราง 5-3 แสดงช่วงของน้ำหลากช่วง B.5 และ B.3 มีลักษณะคล้ายกับ Hydrograph ของสถานี B.5 ตาราง 5-3 แสดงช่วงเวลา ขนาด และปริมาตรของน้ำหลากที่เกิด และ ผลการคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำหลาก ค่า Time to Peak (วัดจากจุดเริ่มต้นของHydrographถึงจุดยอดของHydrograph) ของการเคลื่อนตัวจากสถานี B5 ไป B.3 เกิดก่อนข้อมูลจริงเฉลี่ย 8 ชั่วโมง ค่าอัตราการไหลสูงสุดมีค่าน้อยกว่าข้อมูลจริงเฉลี่ย 8 ลบ.ม./วินาที หรือประมาณ 4.3 เปอร์เซ็นต์ ส่วนปริมาตรของน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำเฉลี่ย 14.48 ล้าน ลบ.ม.

ช่วงของกลุ่มน้ำเพชรบุรีตอนล่างมี 2 ช่วง คือ ระหว่างสถานี B.10-B.1A มีระยะทางระหว่างสถานี 22.5 กิโลเมตร ความลาดเทท้องน้ำ 0.0003 ใช้ข้อมูลหน้าตัดทางน้ำที่สถานี B.10 ปี 1986 มีข้อมูลน้ำหลากที่ทำการทดสอบ 5 ชุด ช่วงระหว่างสถานี B.2A-B.1A มีระยะทางห่างกัน 36.5 กิโลเมตร ระยะทางห่างกันประกอบกับมีข้อมูลหน้าตัดระหว่างช่วงนี้ ดังนั้นจึงพิจารณาช่วงลำน้ำนี้เป็น 2 ช่วงย่อย คือ ระหว่าง B.2A-B.10 ระยะทาง 14 กิโลเมตร ความลาดเทท้องน้ำ 0.0003 หน้าตัดทางน้ำที่สถานี B.2A ปี 1979 และช่วง B.10-B.1A ระยะทางห่างกัน 22.5 กิโลเมตร ความลาดเทท้องน้ำ 0.0003 หน้าตัดทางน้ำที่สถานี B.10 ปี 1986 มีข้อมูลน้ำหลากที่ทำการทดสอบ 12 ชุด ลักษณะของข้อมูลในช่วงน้ำหลาก ถ้ามีปริมาณน้ำมาก (โดยเฉลี่ยประมาณ 160 cms) พบว่าน้ำส่วนเกินจะถูกผันออกไปก่อนถึงสถานี B.1A ดังนั้นในการทดสอบแบบจำลองในกลุ่มน้ำเพชรบุรีตอนล่างต้องพิจารณาจากลักษณะของ Hydrograph แสดงในรูป 5-21 และ 5-22 แสดง Hydrographของข้อมูลที่วัดและผลที่ได้จากการเคลื่อนตัวของน้ำหลาก ในปี 1988 และ 1990 ตามลำดับ ระหว่างสถานี B.10-B.1A และ 5-19 ถึง 5-22 แสดง Hydrograph ของข้อมูลที่วัดและผลที่ได้จากการเคลื่อนตัวของน้ำหลากในปี 1966 1968 1988 และ 1990 ตามลำดับ ระหว่างสถานี B.2A-B.1A ส่วนผลการทดสอบในปีอื่น ๆ แสดงในภาคผนวก ฉ

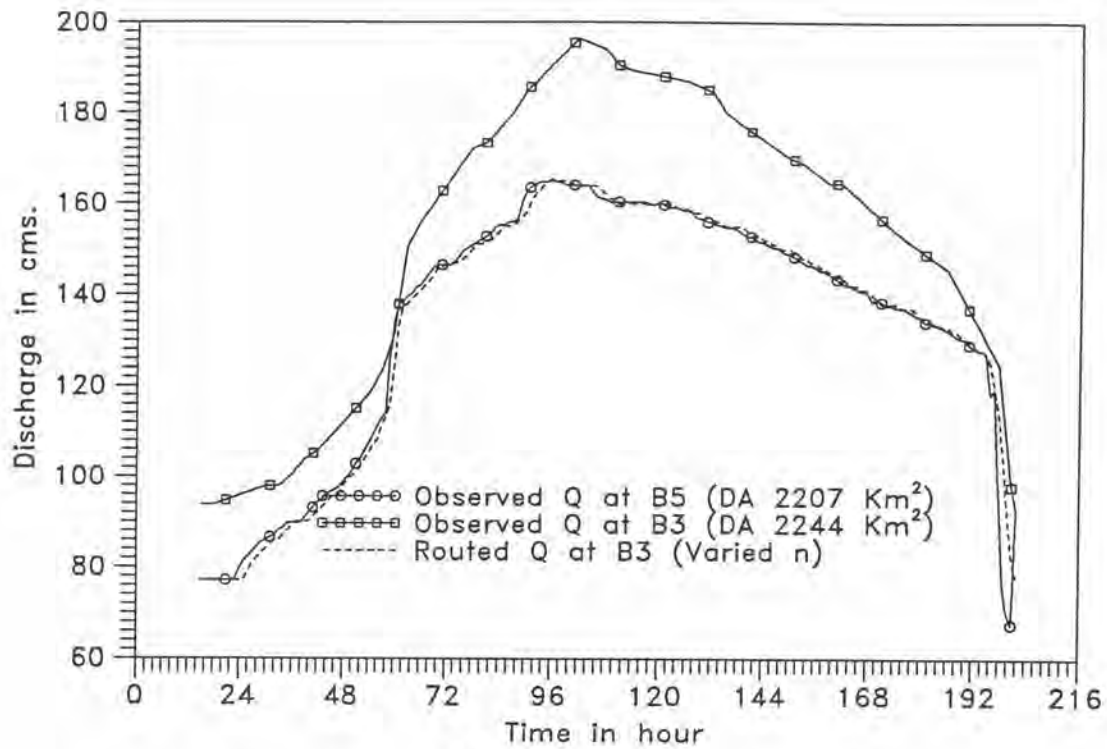
ลักษณะของข้อมูลที่วัดกับผลการทดสอบจะพิจารณาได้จาก Hydrograph ถ้า Peak Flow มีค่าไม่มาก เช่น รูป 5-22 แสดง Hydrograph ระหว่างสถานี B.10-B.1A ปี1990 ลักษณะของ Hydrograph วัดที่สถานี B.1A เกือบจะทับกับผลการเคลื่อนตัวของน้ำหลาก ส่วนชุดข้อมูลอื่น ถ้ามี Peak Flow มากน้ำจะถูกผันออกไป ดังนั้นข้อมูลวัดที่สถานี B.1A จะมีลักษณะดังรูป 5-21 และ 5-23 ถึง 5-26 จะพิจารณาเปรียบเทียบข้อมูลวัดกับผลการเคลื่อนตัวของน้ำหลากได้ในช่วงก่อนที่สถานีปริมาณการไหลที่สถานี B.1A จะถูกผันออกไป ตาราง 5-4 สรุปผลของช่วงเวลา ขนาด และ ปริมาตรของน้ำหลากที่เกิดขึ้น และผลการเคลื่อนตัวของน้ำหลาก ระหว่างสถานี B.10-B.1A พบว่าการเคลื่อนตัวของน้ำหลากจากสถานี B.10 ไป B.1A มีเวลาการเกิดอัตราการไหลสูงสุดที่สถานี B.1

A ที่คำนวณเกิดก่อนเวลาจริงเฉลี่ย 6 ชั่วโมง อัตราการไหลสูงสุดมากกว่าที่วัดประมาณ 46 ลบ.ม./วินาที หรือประมาณ 33.33 เปอร์เซ็นต์ ปริมาตรของน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำนํ้ามีค่ามากกว่าที่วัดได้ประมาณ 8.9 เปอร์เซ็นต์ และตาราง 5-5 สรุปผลของช่วงเวลา ขนาด และปริมาตรของน้ำหลากที่เกิดขึ้นและผลการเคลื่อนตัวของน้ำหลากระหว่างสถานี B.2A-B.1A พบว่าการเคลื่อนตัวของน้ำหลากจากสถานี B.2A ไป B.1A มีเวลาการเกิดอัตราการไหลสูง เกิดก่อนที่วัดประมาณ 8 ชั่วโมง อัตราการไหลสูงสุดมีค่ามากกว่าที่วัดประมาณ 165 ลบ.ม./วินาที หรือประมาณ 95 เปอร์เซ็นต์ ปริมาตรของน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำนํ้าที่คำนวณมากกว่าที่วัดเฉลี่ย 44.7 เปอร์เซ็นต์ จากผลการคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำหลากซึ่งไม่ได้พิจารณาผลของน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำนํ้า แต่ค่าที่ได้จากการคำนวณทั้ง อัตราการไหลสูงสุด และ ปริมาตรของน้ำหลาก ส่วนมากมีค่ามากกว่าที่วัดที่สถานี B.1A เนื่องจากในช่วงน้ำหลากมีการผันน้ำออกสู่ทุ่งราบ ทำให้อัตราการไหลและปริมาตรของน้ำหลากที่ได้จากการคำนวณส่วนมากมีค่ามากกว่าค่าที่วัดจริง

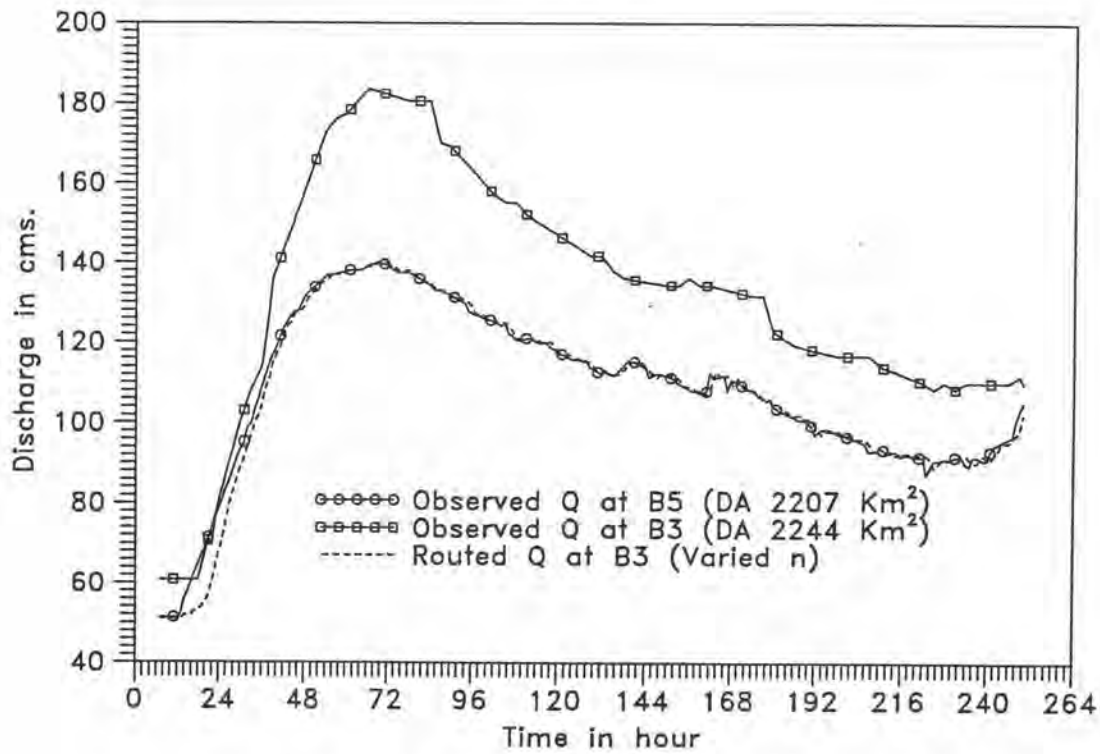
ชุดของข้อมูลที่ใช้ทดสอบแบบจำลอง คือ ข้อมูลระหว่างสถานี B.7-B.6 บนลำนํ้าห้วยแม่ประจันต์ มีข้อมูล 8 ชุด โดยใช้ค่า Manning 'n' แปรผันกับอัตราการไหล ดังนี้ $Q < 10$ cms ใช้ $n = 0.10$ $10 < Q < 100$ cms ใช้ $n = 0.229 * Q^{-0.33}$ และ $Q < 100$ cms ใช้ $n = 0.035 + (1.56 * 10^{-4} * Q)$ ระยะทางระหว่างสถานี B.4-B.6 16 กิโลเมตร ความลาดเทท้องน้ำ 0.0004 และ ใช้ข้อมูลหน้าตัดทางน้ำที่สถานี B.7 ปี 1990 รูป 5-27 ถึง 5-30 แสดง Hydrograph ของข้อมูลวัด กับผลการเคลื่อนตัวของน้ำหลากจากแบบจำลอง ระหว่างสถานี B.7-B.6 ส่วนข้อมูลชุดอื่น ๆ ที่ใช้ทดสอบแสดงในภาคผนวก ฉ. และตาราง 5-7 แสดงช่วงเวลา ขนาด และปริมาณของน้ำหลากที่เกิด และผลการเคลื่อนตัวของน้ำหลากระหว่างสถานี B.7-B.6 พบว่า Time to Peak จากข้อมูลที่วัด ($B6_{obs}$) กับผลการทดสอบแบบจำลอง ($B6_{com}$) โดยเฉลี่ยเกิดที่เวลาเดียวกัน ค่าของอัตราการไหลสูงสุดที่คำนวณน้อยกว่าที่วัดประมาณ 133 ลบ.ม./วินาที หรือประมาณ 33.7 เปอร์เซ็นต์ มีค่าต่างกันเพราะผลการทดสอบไม่ได้รวม Local Flow ที่คำนวณมีค่าน้อยกว่าที่วัดประมาณ 23.6 เปอร์เซ็นต์

5.3.1 น้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำนํ้า (Local Inflow)

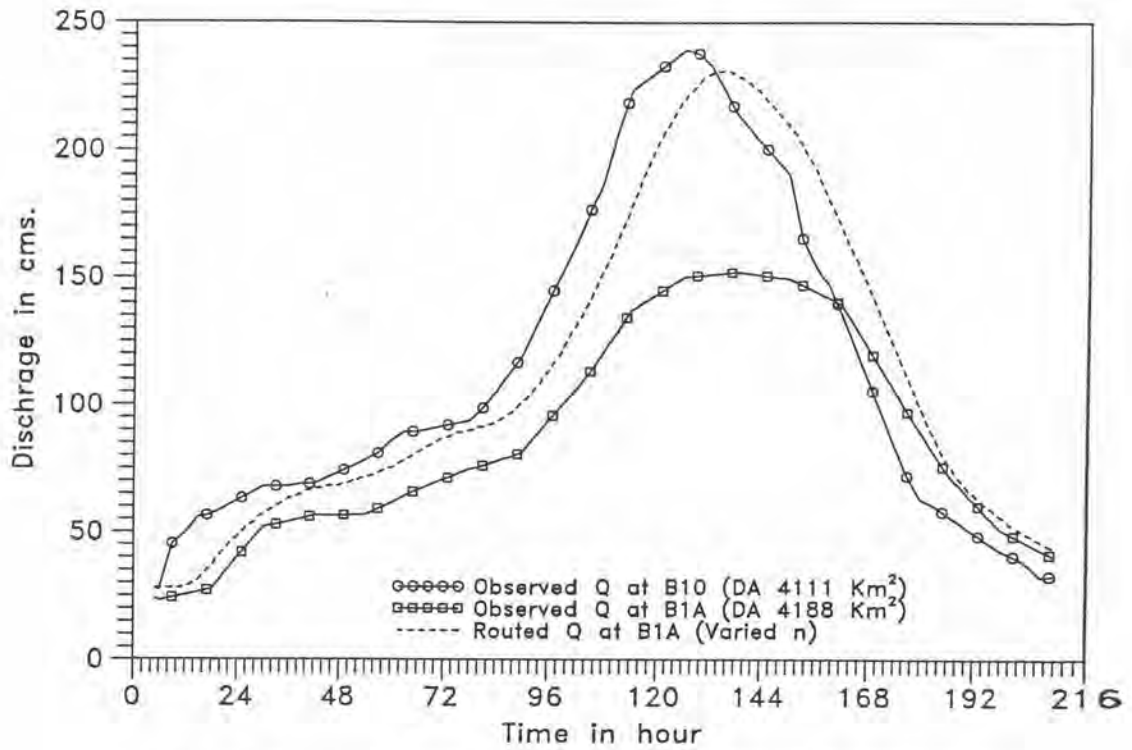
ปัญหาที่สำคัญอย่างหนึ่งในการหาการเคลื่อนตัวของน้ำหลาก คือ การพิจารณาน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำนํ้า เป็นการไหลเข้าระหว่างช่วงลำนํ้าที่พิจารณา ระหว่างการเคลื่อนตัวของคลื่นน้ำหลากในลำนํ้าจะมีผลของน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำนํ้า (Local Inflow) และการซึม (Seepage) การเคลื่อนตัวของน้ำหลากไม่ได้มีการพิจารณาถึงน้ำหลากเข้าช่วงระหว่างช่วงลำนํ้าและการซึม วิธีหนึ่งที่ใช้กันทั่วไป คือ หักค่าการซึมออกจากชลภาพการไหลออกที่ได้จากการเคลื่อนตัว



รูป 5-19 ซลภาพของน้ำหลากที่สถานี B.5-B.3 ช่วง 6-14 กันยายน 1982
โดยเปลี่ยนค่า Manning 'n' ตามอัตราการไหล



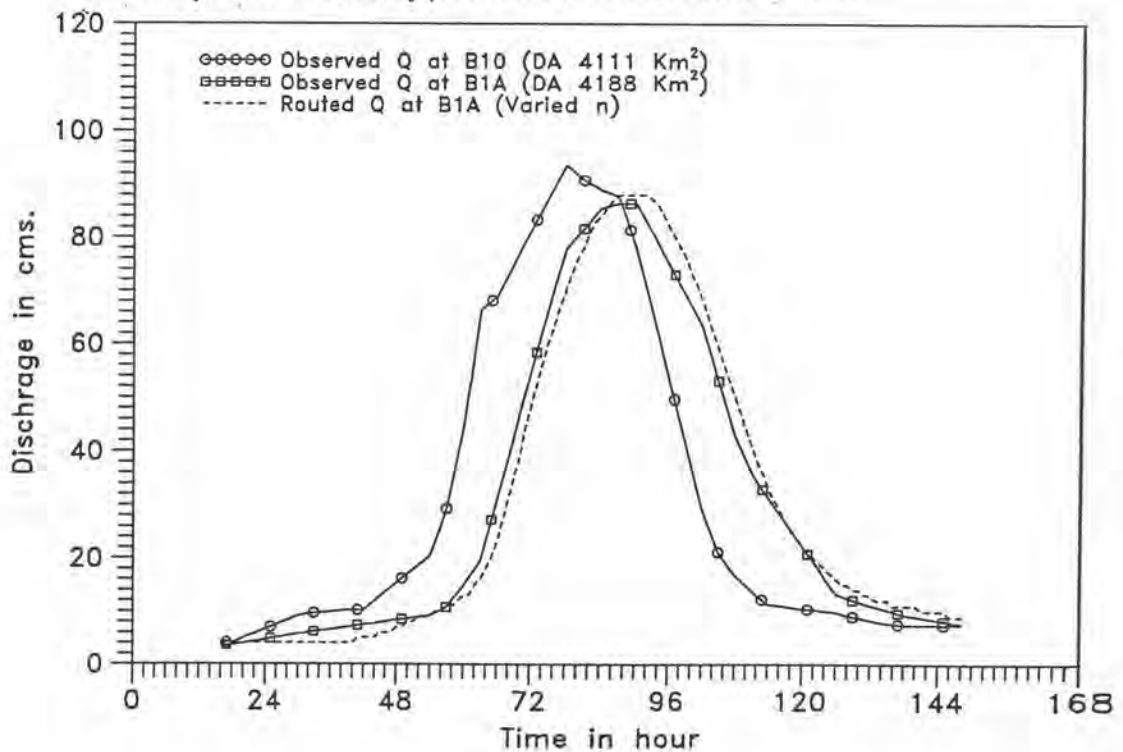
รูป 5-20 ซลภาพของน้ำหลากที่สถานี B.5-B.3 ช่วง 13-23 ตุลาคม 1985
โดยเปลี่ยนค่า Manning 'n' ตามอัตราการไหล



รูป 5-21 สภาพของน้ำหลากที่สถานี B.10-B.1A ช่วง 17-25 ตุลาคม 1988

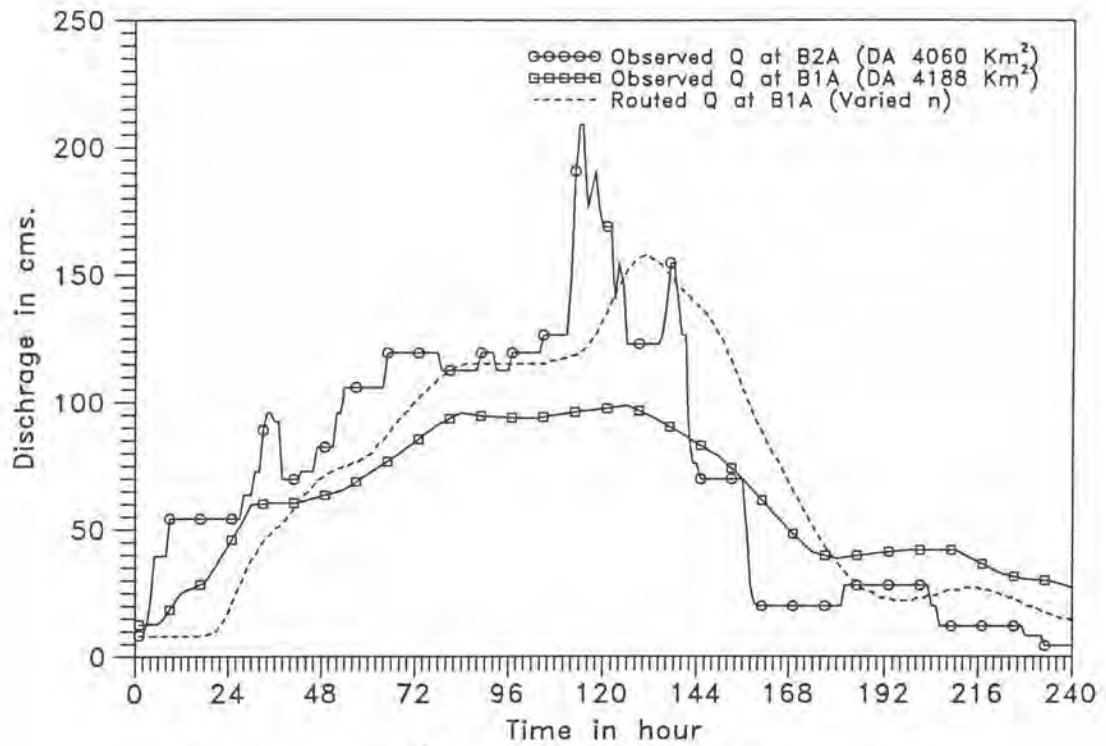
โดยเปลี่ยนค่า Manning 'n' ตามอัตราการใช้

หมายเหตุ : มีการผันน้ำออกสู่ทุ่งราบฝั่งตะวันออกก่อนถึงสถานี B.1A



รูป 5-22 สภาพของน้ำหลากที่สถานี B.10-B.1A ช่วง 9-15 พฤศจิกายน 1990

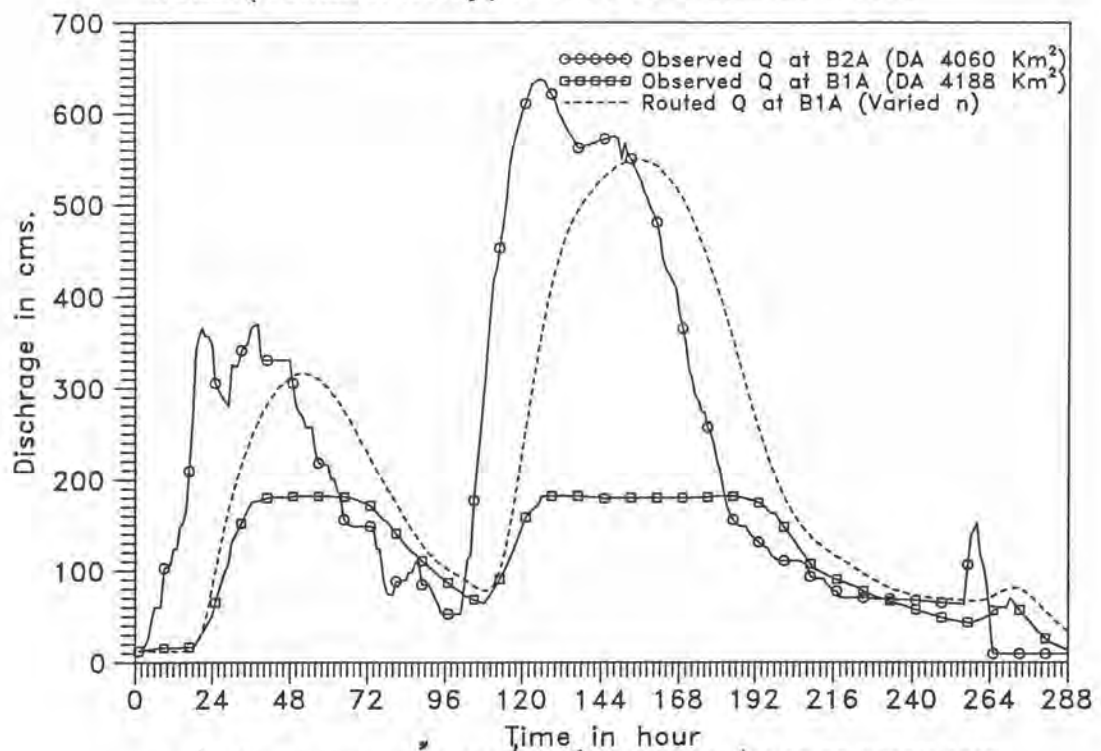
โดยเปลี่ยนค่า Manning 'n' ตามอัตราการใช้



รูป 5-23 สภาพของน้ำหลากที่สถานี B.2A-B.1A ช่วง 6-15 ตุลาคม 1966

โดยเปลี่ยนค่า Manning 'n' ตามอัตราการไหล

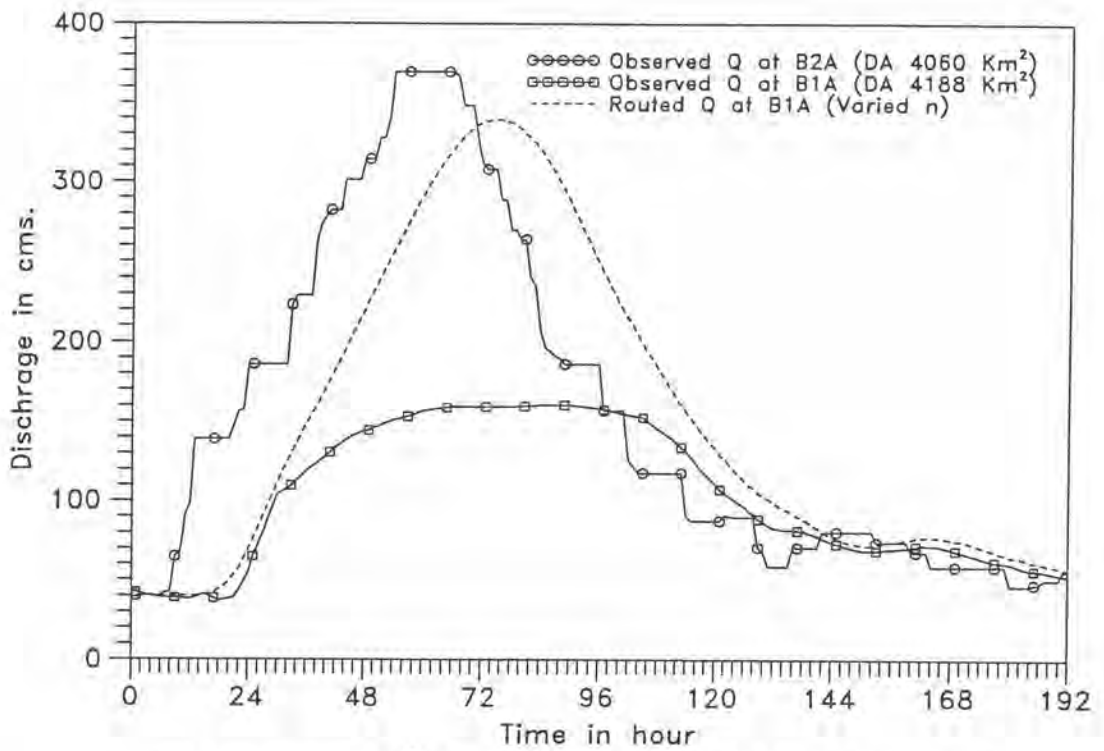
หมายเหตุ : มีการผันน้ำออกสู่ทุ่งราบฝั่งตะวันออกก่อนถึงสถานี B.1A



รูป 5-24 สภาพของน้ำหลากที่สถานี B.2A-B.1A ช่วง 18-29 ตุลาคม 1966

โดยเปลี่ยนค่า Manning 'n' ตามอัตราการไหล

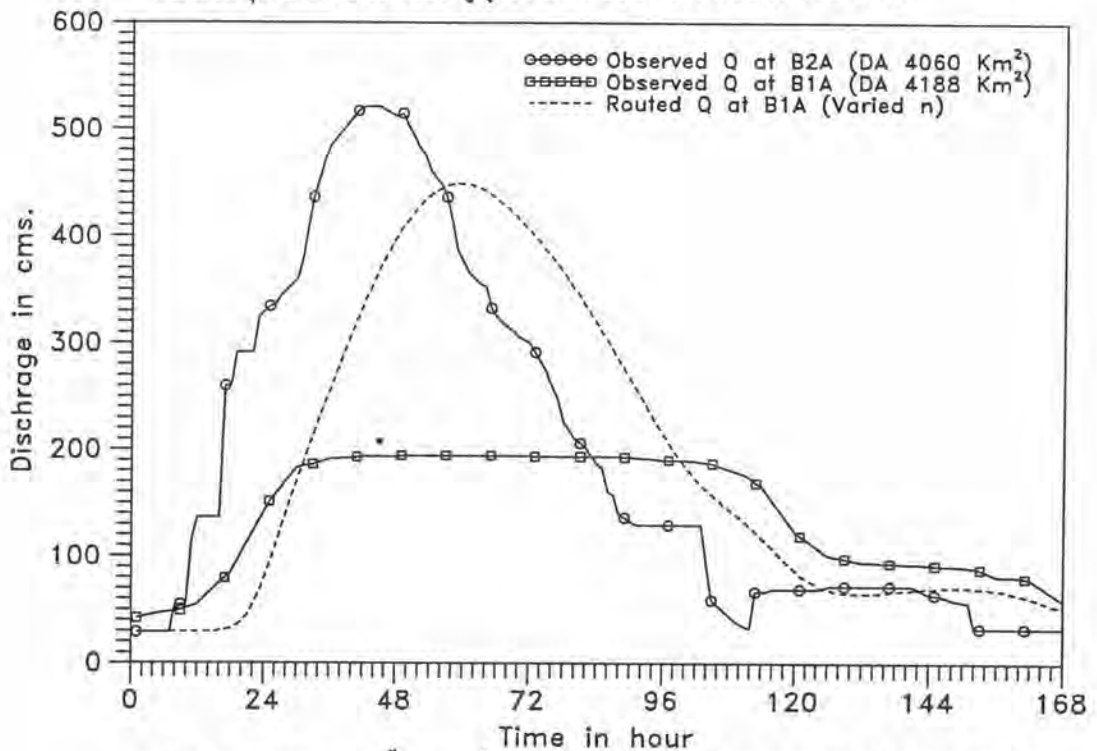
หมายเหตุ : มีการผันน้ำออกสู่ทุ่งราบฝั่งตะวันออกก่อนถึงสถานี B.1A



รูป 5-25 สภาพของน้ำหลากที่สถานี B.2A-B.1A ช่วง 11-18 ตุลาคม 1971

โดยเปลี่ยนค่า Manning 'n' ตามอัตราการใช้

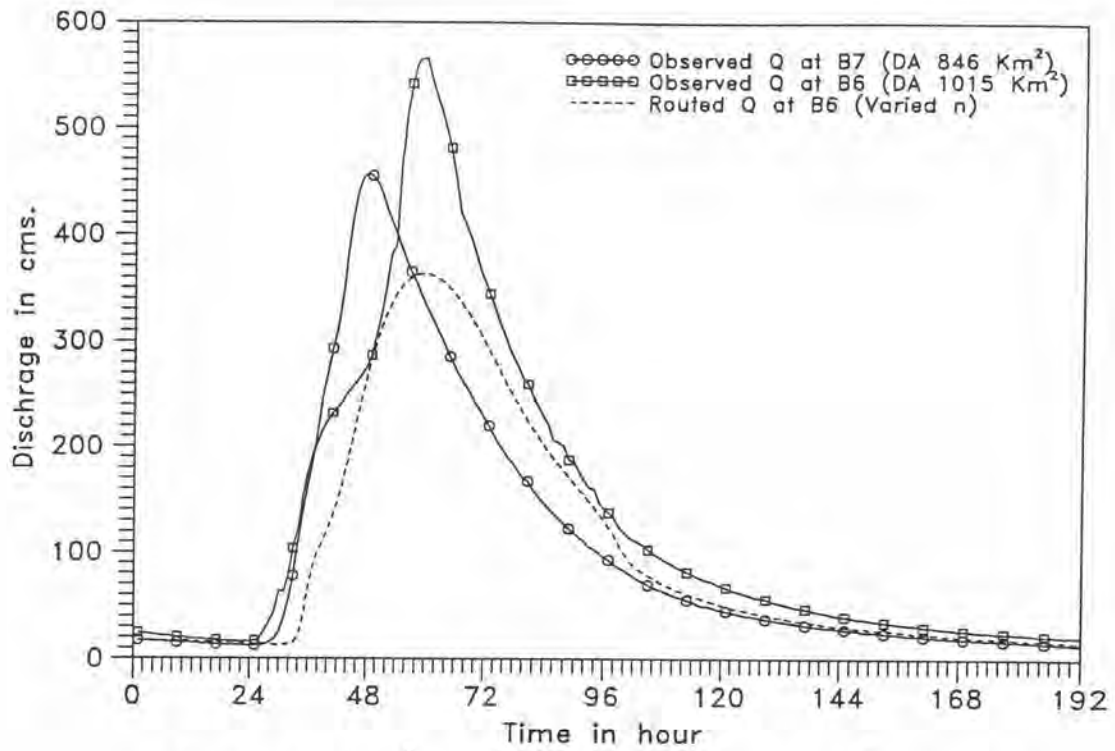
หมายเหตุ : มีการผันน้ำออกสู่ทุ่งราบฝั่งตะวันออกก่อนถึงสถานี B.1A



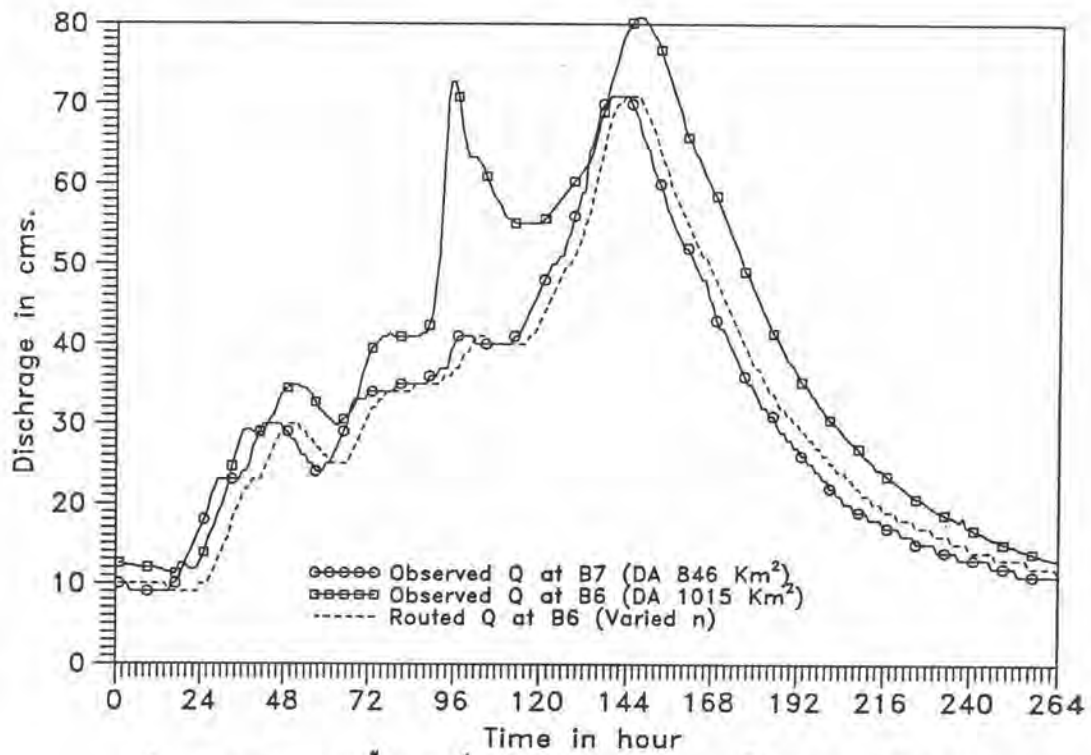
รูป 5-26 สภาพของน้ำหลากที่สถานี B.2A-B.1A ช่วง 19-25 พฤศจิกายน 1973

โดยเปลี่ยนค่า Manning 'n' ตามอัตราการใช้

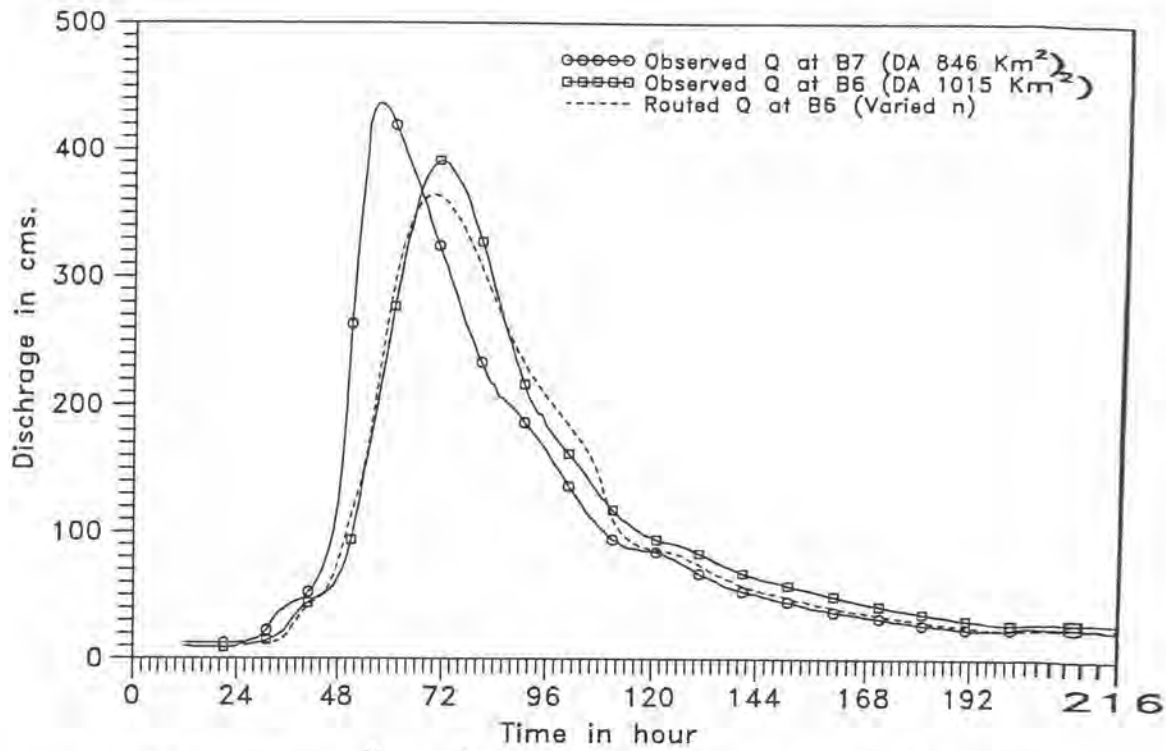
หมายเหตุ : มีการผันน้ำออกสู่ทุ่งราบฝั่งตะวันออกก่อนถึงสถานี B.1A



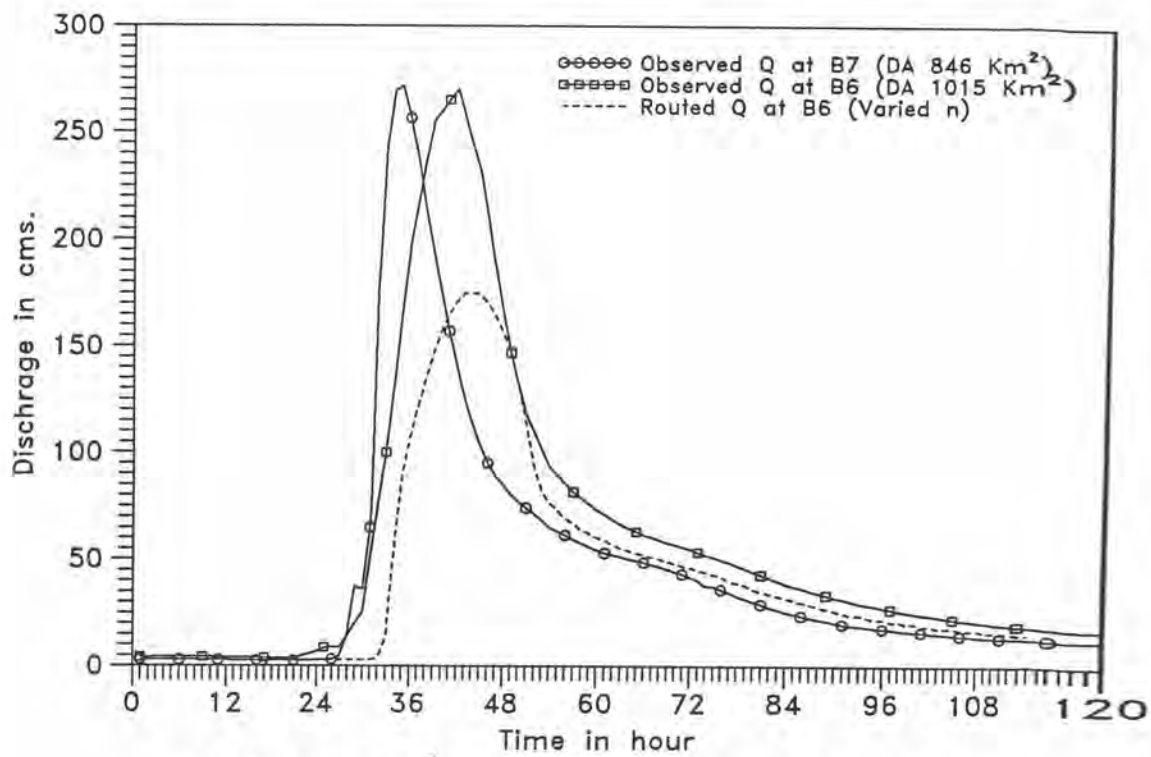
รูป 5-27 สภาพของน้ำหลากที่สถานี B.7-B.6 ช่วง 18-25 พฤศจิกายน 1973
โดยเปลี่ยนค่า Manning 'n' ตามอัตราการไหล



รูป 5-28 สภาพของน้ำหลากที่สถานี B.7-B.6 ช่วง 31 กันยายน-9 ตุลาคม 1975
โดยเปลี่ยนค่า Manning 'n' ตามอัตราการไหล



รูป 5-29 สภาพของน้ำหลากที่สถานี B.7-B.6 ช่วง 31 ตุลาคม-8 พฤศจิกายน 1976
 โดยเปลี่ยนค่า Manning 'n' ตามอัตราการไหล



รูป 5-30 สภาพของน้ำหลากที่สถานี B.7-B.6 ช่วง 23-27 ตุลาคม 1978
 โดยเปลี่ยนค่า Manning 'n' ตามอัตราการไหล

ตาราง 5-3 ช่วงเวลา ขนาด และ ปริมาตร ของน้ำหลากที่เกิด และ จำนวนการเคลื่อนตัวของน้ำหลาก ระหว่างสถานี B.5-B.3

ช่วงเวลาและระยะเวลา การเกิดน้ำหลาก	Computed			Time to Peak			Peak Flow			Flood Volume			
	Muskingum-Cunge Parameter			(hr)			(cms)			(*10 ⁶ m ³)			
	DT (min)	DX (m)	c (m/s)	B5obs.	B3obs.	B3com	B5obs.	B3obs.	B3com	B5obs.	B3obs.	B3com	Local Flow
5-12 Nov 1969 / 189 hr	60	4750	2.44	32	51	34	151	161	151	85.43	89.60	85.30	4.17
17-28 Aug 1974 / 277 hr	60	3167	1.37	54	66	57	262	209	262	180.79	200.46	180.87	19.67
6-17 Sep 1982 / 188 hr	60	4750	2.65	78	88	83	165	196	165	90.16	103.19	90.16	13.03
13-23 Oct 1985 / 244 hr	60	3167	1.70	60	60	63	140	184	140	95.11	116.17	94.56	21.06
ค่าเฉลี่ย	60	3959	2.04	56	66	59	180	188	180	112.87	127.36	112.72	14.48
ค่าสูงสุด	60	4750	2.65	78	88	83	262	209	262	180.79	200.46	180.87	21.06
ค่าต่ำสุด	60	3167	1.37	32	51	34	140	161	140	85.43	89.60	85.30	4.17

ตาราง 5-4 ช่วงเวลา ขนาด และ ปริมาตร ของน้ำหลากที่เกิด และ จำนวนการเคลื่อนตัวของน้ำหลาก ระหว่างสถานี B.10-B.1A

ช่วงเวลาและระยะเวลา การเกิดน้ำหลาก	Computed			Time to Peak			Peak Flow			Flood Volume			
	Muskingum-Cunge Parameter			(hr)			(cms)			(*10 ⁶ m ³)			
	DT (min)	DX (m)	c (m/s)	B10obs.	B1Aobs.	B1Acom	B10obs.	B1Aobs.	B1Acom	B10obs.	B1Aobs.	B1Acom	Local Flow
8-15 May 1986 / 192 hr	60	2500	0.69	53	66	64	312	158	271	63.99	54.18	63.33	-9.81
9-18 Nov 1987 / 217 hr	60	2500	0.68	102	124	120	181	157	179	77.72	84.17	78.26	6.45
17-25 Oct 1988 / 206 hr	60	2500	0.69	121	134	130	239	152	231	84.34	65.20	83.56	-19.14
9-15 Nov 1990 / 133 hr	60	2045	0.56	62	87	74	94	86	89	15.15	14.66	14.47	-0.49
25 Oct-2 Nov 1991 / 211 hr	60	2500	0.67	123	133	132	158	135	152	51.31	48.88	51.27	-2.43
ค่าเฉลี่ย	60	2409	0.66	92	109	104	197	138	184	58.50	53.42	58.18	6.45
ค่าต่ำสุด	60	2045	0.56	53	66	64	94	86	89	15.15	14.66	14.47	-19.14

ตาราง 5-5 ช่วงเวลา ขนาด และ ปริมาตร ของน้ำหลากที่เกิด และ จำนวนการเคลื่อนตัวของน้ำหลาก ระหว่างสถานี B.2A-B.1A

ช่วงเวลาและระยะเวลา การเกิดน้ำหลาก	Computed			Time to Peak			Peak Flow			Flood Volume			
	Muskingum-Cunge Parameter			(hr)			(cms)			(*10 ⁶ m ³)			
	DT (min)*	DX (m)*	c (m/s)*	B2Aobs.	B1Aobs.	B1Acom	B2Aobs.	B1Aobs.	B1Acom	B2Aobs.	B1Aobs.	B1Acom	Local Flow
6-15 Oct 1966 / 240 hr	42/60	2333/4500	0.95/1.80	113	126	127	209	98	168	53.22	58.84	60.94	5.62
18-29 Oct 1968 / 288 hr	60/60	4667/3750	1.18/1.12	124	132	132	637	183	615	232.29	121.29	222.07	-111.00
30 Nov-10 Dec 1970 / 288 hr	60/60	2333/2500	0.07/0.66	47	66	72	435	194	387	129.05	94.26	121.00	-34.79
11-18 Oct 1971 / 192 hr	60/60	2333/2500	0.67/0.67	53	83	74	326	160	303	107.27	71.43	96.78	-35.84
23-29 Nov 1972 / 156 hr	36/60	1750/3214	0.82/0.88	23	66	37	257	149	232	57.95	46.92	57.33	-11.03
8-16 Dec 1972 / 216 hr	39/60	1750/3214	0.80/0.90	35	63	48	257	150	238	71.74	59.77	69.87	-11.97
19-25 Nov 1973 / 168 hr	60/60	2333/2250	0.69/0.63	41	50	58	521	194	449	117.93	85.80	113.27	-32.13
4-9 Nov 1975 / 116 hr	30/60	636/1071	0.36/0.30	28	45	37	101	97	100	16.91	16.79	17.48	-0.12
1-9 Nov 1976 / 204 hr	60/60	3500/3750	1.05/1.04	38	72	49	482	157	468	110.53	69.96	106.78	-40.57
11-16 Oct 1977 / 144 hr	39/60	1400/2500	0.60/0.68	19	54	47	238	158	217	41.93	44.62	40.11	2.69
24-28 Oct 1978 / 112 hr	54/60	2000/2500	0.61/0.68	20	46	38	271	157	235	35.81	32.39	34.14	-3.42
7-15 Nov 1981 / 216 hr	60/60	2333/2045	0.66/0.57	45	84	73	787	157	649	200.28	78.84	190.41	-121.44
ค่าเฉลี่ย	50/60	2739/3058	0.91/0.99	49	74	66	377	155	338	97.91	65.08	94.18	4.16
ค่าสูงสุด	60/60	4667/4500	1.18/1.80	124	132	132	787	194	649	232.29	121.29	222.07	5.62
ค่าต่ำสุด	30/60	636/1067	0.60/0.57	19	45	37	101	97	100	16.91	16.79	17.48	-121.44

หมายเหตุ : ค่า Computed Muskingum-Cunge Parameter ค่าแรกเป็นช่วงระหว่างสถานี B.2A-B.10 และค่าหลังเป็นช่วงระหว่างสถานี B.10-B.1A

ตาราง 5-6 ช่วงเวลา ขนาด และ ปริมาตร ของน้ำหลากที่เกิด และ จำนวนการเคลื่อนตัวของน้ำหลาก ระหว่างสถานี B.7-B.6

ช่วงเวลาและระยะเวลา การเกิดน้ำหลาก	Computed			Time to Peak			Peak Flow			Flood Volume			
	Muskingum-Cunge Parameter			(hr)			(cms)			(*10 ⁶ m ³)			
	DT (min)	DX (m)	c (m/s)	B7obs.	B6obs.	B6com	B7obs.	B6obs.	B6com	B7obs.	B6obs.	B6com	Local Flow
18-25 Nov 1973 / 192 hr	60	2000	0.54	47	59	59	457	565	363	71.99	91.02	69.78	19.03
31 Sep-9 Oct 1975 / 264 hr	60	3200	1.04	138	146	144	71	81	71	29.43	36.55	29.40	7.12
31 Oct-8 Nov 1976 / 205 hr	60	2000	0.54	45	60	59	436	391	352	77.96	78.07	76.08	0.11
23-27 Oct 1978 / 97 hr	24	727	0.50	17	25	26	272	270	175	19.40	24.80	17.80	5.40
7-14 Nov 1981 / 192 hr	60	1600	0.44	23	36	37	728	903	510	125.37	172.88	120.01	47.51
14-18 Nov 1982 / 94 hr	48	2667	1.03	21	29	26	64	72	63	11.14	12.70	11.07	1.56
13-15 Oct 1985 / 87 hr	60	2000	0.54	23	30	33	444	451	321	45.45	51.49	41.32	6.04
9-13 May 1986 / 134 hr	60	1778	0.50	23	29	31	310	427	241	31.36	49.96	29.81	18.60
ค่าเฉลี่ย	54	1997	0.64	42	52	52	348	395	262	51.51	64.68	49.41	13.17
ค่าสูงสุด	60	3200	1.04	138	146	144	728	903	510	125.37	172.88	120.01	47.51
ค่าต่ำสุด	24	727	0.44	17	25	26	64	72	63	11.14	12.70	11.07	0.11



ตาราง 5-7 ปริมาณน้ำหลากที่สถานีวัดน้ำ และ น้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำ

ช่วงเวลาและระยะเวลา การเกิดน้ำหลาก	ปริมาณน้ำหลากที่สถานีวัดน้ำ (MCM)						ปริมาณน้ำหลากเข้าระหว่าง ช่วงลำน้ำ (MCM)		
	B3	B8	B7	B6	B2A	B1A	ห้วยแม่ ประจันต์	เพชรบุรี ตอนกลาง	เพชรบุรี ตอนล่าง
19-27 Nov 1973 / 216 hr	10.12	14.53	72.67	92.14	124.00	94.33	19.47	7.21	-29.67
9-20 Oct 1974 / 288 hr	154.45	18.35	147.34	147.57	296.66	152.29	0.23	-23.71	-144.37
1-10 Nov 1976 / 240 hr	8.17	19.72	80.59	81.38	111.72	71.59	0.79	2.45	-40.13
11-16 Oct 1977 / 144 hr	2.97	3.81	8.42	11.72	41.94	44.62	3.30	23.44	2.68
24-28 Oct 1978 / 120 hr	7.63	2.38	20.69	26.42	36.02	32.74	5.73	-0.41	-3.28
7-13 Nov 1981 / 168 hr	4.95	19.15	123.59	170.52	196.06	71.37	46.93	1.44	-124.69
13-22 Nov 1983 / 240 hr	4.07	15.01	116.20	154.19	158.11	98.80	37.99	-15.16	-59.31
8-14 May 1986 / 168 hr*	7.62	16.37	32.14	51.10	62.90	52.03	18.96	-12.19	-10.87
9-17 Nov 1987 / 216 hr*	2.19	11.87	45.47	53.26	77.71	84.46	7.79	10.39	6.75
17-25 Oct 1988 / 216 hr*	7.27	19.13	43.82	47.33	85.47	69.17	3.51	11.74	-16.30
ค่าเฉลี่ยทางบวก	20.94	14.03	69.09	83.56	119.06	77.14	14.47	5.54	4.72
ค่าเฉลี่ยทางลบ	-	-	-	-	-	-	-	-12.87	-53.58
ค่าสูงสุด	154.45	19.72	147.34	170.52	296.66	152.29	46.93	23.44	6.75
ค่าต่ำสุด	2.19	2.38	8.42	11.72	36.02	32.74	0.23	-23.71	-144.37

หมายเหตุ * ข้อมูลหลังปี 1983 เป็นข้อมูลที่สถานี B.10 เนื่องจากสถานี B.2A หักสำรวจ

ช่วงห้วยแม่ประจันต์ ระหว่างสถานี B.7-B.6

ช่วงเพชรบุรีตอนกลาง ระหว่างสถานี B.3-B.2A

ช่วงเพชรบุรีตอนล่าง ระหว่างสถานี B.2A-B.1A

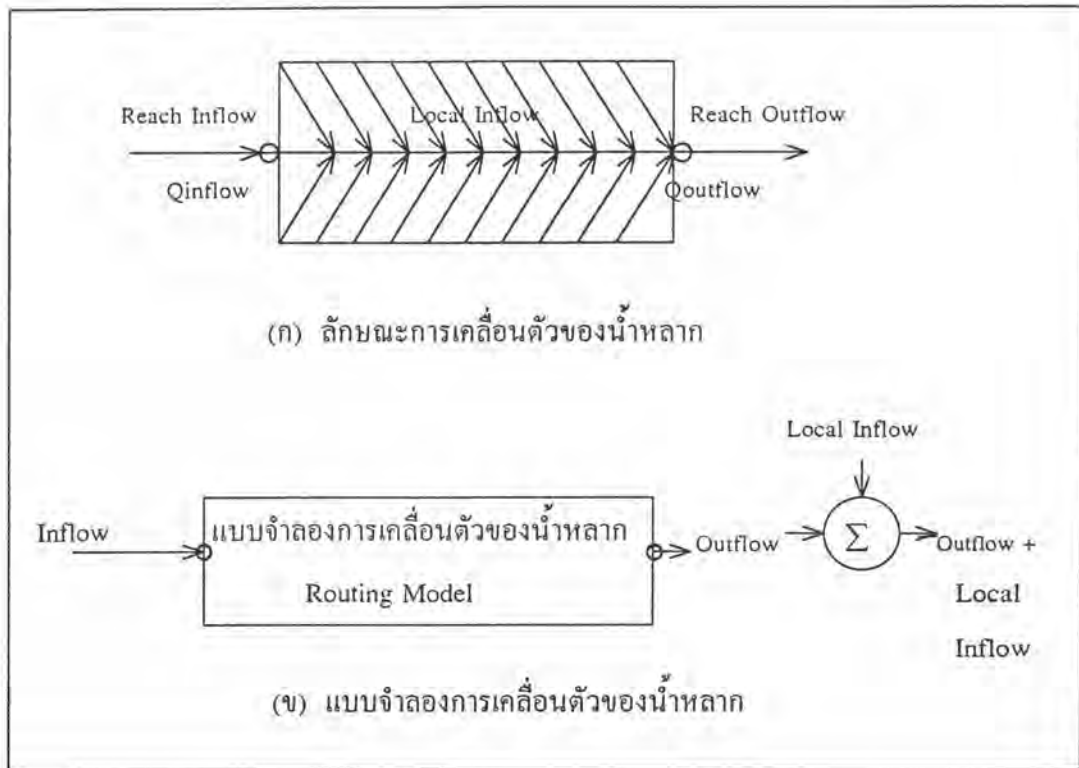
ปริมาณน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำมีค่าต่ำสุด = 0 MCM

ปริมาณน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำมีค่าเป็นลบ เนื่องจากมีการผันน้ำออกสู่ทุ่งราบ

ของน้ำหลาก และในลักษณะคล้ายกันโดยน้ำน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำร่วมกับสภาพการไหลออกที่ได้จากการคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำหลาก

ในธรรมชาติของลำน้ำ เมื่อน้ำเคลื่อนตัวจากเหนือน้ำลงมาด้านท้ายน้ำ จะมีการไหลเข้าทางด้านข้างระหว่างช่วงลำน้ำ ดังรูป 5-31 (ก) แสดงลักษณะการเคลื่อนตัวของน้ำหลาก สามารถพิจารณาได้ดังรูป 5-31 (ข) แสดงแบบจำลองการเคลื่อนตัวของน้ำหลาก โดยมีปริมาณน้ำเข้าแบบจำลองการเคลื่อนตัวของน้ำหลาก ผลลัพธ์ที่ได้คือปริมาณน้ำที่ด้านท้ายน้ำ และจะมีการรวมปริมาณน้ำหลากเข้าด้านข้าง โดยหาปริมาณน้ำที่ด้านข้างได้จากข้อมูลวัดที่สถานีต้นน้ำและท้ายน้ำ โดยหักปริมาตรน้ำที่สถานีต้นน้ำออกจากปริมาตรน้ำที่สถานีท้ายน้ำ จะได้ปริมาตรของน้ำหลากเข้าด้านข้างของช่วงลำน้ำ แต่รูปแบบของน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำไม่สามารถหาได้

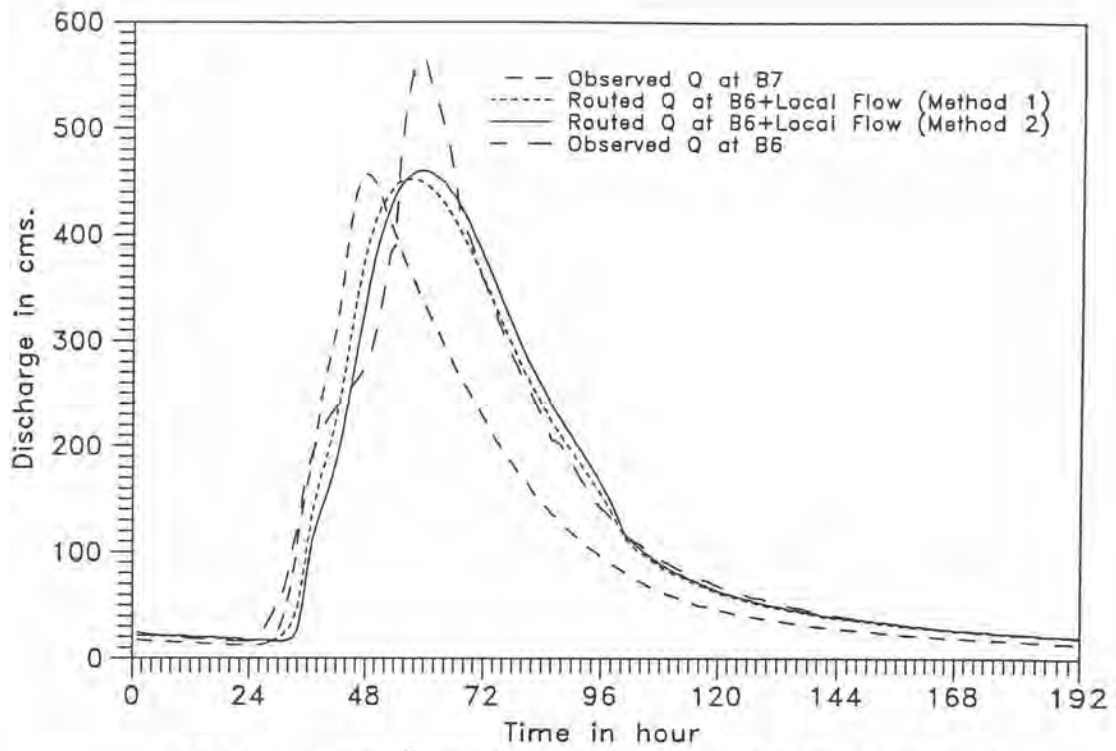
การพิจารณาน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำในกลุ่มน้ำเพชรบุรี แบ่งได้ออกเป็นช่วงดังนี้ บนลำน้ำห้วยแม่ประจันต์ ระหว่างสถานี B.7-B.6 มีพื้นที่รับน้ำประมาณ 170 ตารางกิโลเมตร และบนลำน้ำเพชรบุรีสามารถแบ่งได้เป็น 2 ช่วง คือ กลุ่มน้ำเพชรบุรีตอนกลางพิจารณาจากสถานี B.3-B.2A มีพื้นที่รับน้ำช่วงนี้ประมาณ 570 กิโลเมตร และกลุ่มน้ำเพชรบุรีตอนล่าง ระหว่างสถานี B.2 A-B.1A มีพื้นที่รับน้ำช่วงนี้ประมาณ 130 ตารางกิโลเมตร หาปริมาตรของน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำในกลุ่มน้ำเพชรบุรี ได้ดังแสดงในตาราง 5-7 โดยใช้ข้อมูลปริมาณน้ำท่า ที่สถานีวัดน้ำต่าง ๆ ในกลุ่มน้ำเพชรบุรีช่วงน้ำหลาก โดยใช้ข้อมูลระหว่างปี 1973-1988 จำนวน 10 ชุด พบว่าปริมาตรของน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำห้วยแม่ประจันต์มีค่า 14.17 ล้านลูกบาศก์เมตร ถ้าพิจารณาเทียบกับพื้นที่รับน้ำพบว่ามือน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำ ประมาณ 0.085 ล้านลบ.ม.ต่อตารางกิโลเมตร โดยคิดเป็น 58.5 เปอร์เซ็นต์ของปริมาตรน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำ ส่วนในช่วงของแม่น้ำเพชรบุรีตอนกลางมีน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำ 0.0097 ล้านลบ.ม./ตารางกิโลเมตร ประมาณ 22.4 เปอร์เซ็นต์ของปริมาตรน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำ และในช่วงของแม่น้ำเพชรบุรีตอนล่างมีปริมาตรของน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำ 0.036 ล้านลบ.ม./ตารางกิโลเมตร คิดเป็น 19.1 เปอร์เซ็นต์ของปริมาตรน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำ ดังนั้นในการพิจารณาน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำจะพิจารณาช่วงของห้วยแม่ประจันต์เป็นหลัก เนื่องจากน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำมีผลต่อทั้งขนาดและ ปริมาตร ของน้ำหลากที่สถานีท้ายน้ำ(สถานี B.6) มาก และมีผลต่อการพิจารณาการเคลื่อนตัวของน้ำหลากทั้งลุ่มน้ำ



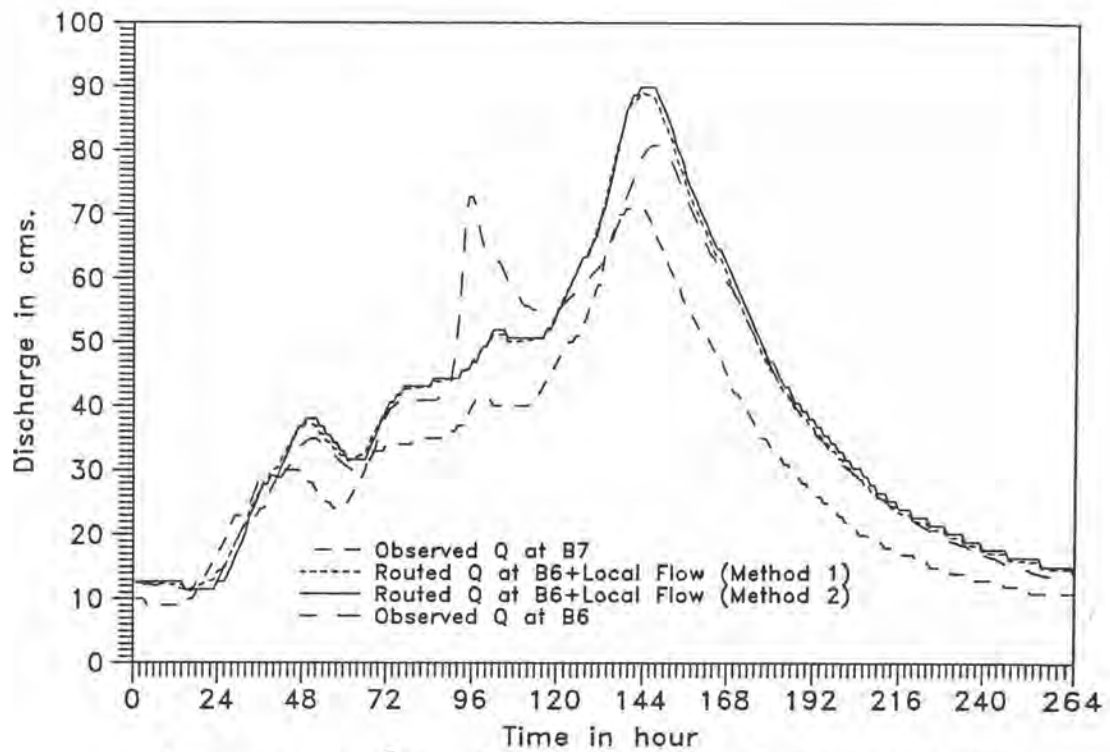
รูป 5-31 แบบจำลองของช่วงลำน้ำหนึ่งช่วง (สมศักดิ์ เกียรติสุรนนท์: 2526)

เนื่องจากไม่สามารถหารูปแบบของน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำได้ แต่สามารถหาปริมาณของน้ำหลากเข้าระหว่างลำน้ำได้ ในการศึกษาจะพิจารณารูปแบบของน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำโดยพิจารณา 2 วิธี ดังนี้ คือ วิธี 1 กำหนดให้รูปแบบของน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำ มีลักษณะคล้ายกับรูปแบบของชลภาพการไหลเข้า (Inflow Hydrograph, Q at $B7_{obs}$) และวิธี 2 กำหนดให้รูปแบบของน้ำหลากเข้าช่วงลำน้ำ มีลักษณะคล้ายกับรูปแบบของชลภาพการไหลออกที่ได้จากการเคลื่อนตัวของน้ำหลาก (Routed Outflow Hydrograph, Q at $B7_{com}$) ทดสอบโดยใช้ข้อมูลน้ำหลากระหว่างสถานี B.7-B.6 ระหว่างปี 1973-1986 จำนวน 8 ชุด ได้ผลดังแสดงในรูป 5-32 ถึง 5-39 และสรุปผลในตาราง 5-8 เวลาการเกิดอัตราการไหลสูงสุดของการเคลื่อนตัวของน้ำหลาก โดยไม่รวมผลของน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำให้ผลใกล้เคียงกับเวลาที่วัดที่สถานี B.6 แต่ค่าอัตราการไหลสูงสุด และปริมาตรมีค่าต่างจากที่สถานีวัดน้ำโดยเฉลี่ยประมาณ 34 และ 24 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ

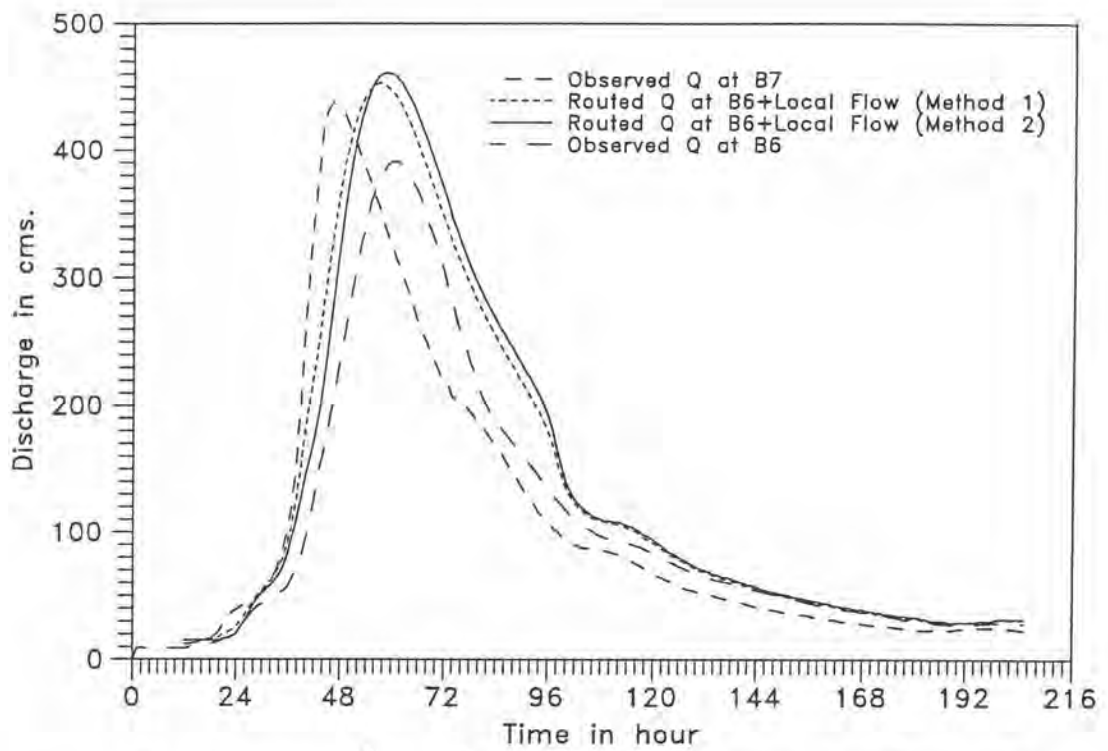
ถ้ารวมน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำ โดยวิธีทั้งสองให้ผลดังแสดงในตาราง 5-8 เวลาการเกิด อัตรากาการไหลสูงสุด และปริมาณการไหลสูงสุด โดยให้รูปแบบของน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำตามรูปแบบของชลภาพการไหลเข้าจะให้ค่าที่ใกล้เคียงค่าที่วัดมากกว่าที่กำหนดให้ รูปแบบของน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำตามรูปแบบของชลภาพการไหลออก แต่จากทั้งสองวิธีก็ไม่ให้ผลที่ต่างกันมาก ในการหาน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำ B.7-B.6 เลือกวิธี 1 คือ รูปแบบของน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำตามชลภาพการไหลเข้า เนื่องจากชลภาพการไหลเข้าเป็นรูปแบบที่ได้จากข้อมูลที่วัด และเป็นข้อมูลเข้าแบบจำลอง ในการหาการเคลื่อนตัวของน้ำหลากในลุ่มน้ำเพชรบุรี จะรวมน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงลำน้ำเฉพาะลำน้ำห้วยแม่ประจันต์ระหว่างสถานี B.7-B.6 ด้วยวิธีดังกล่าว



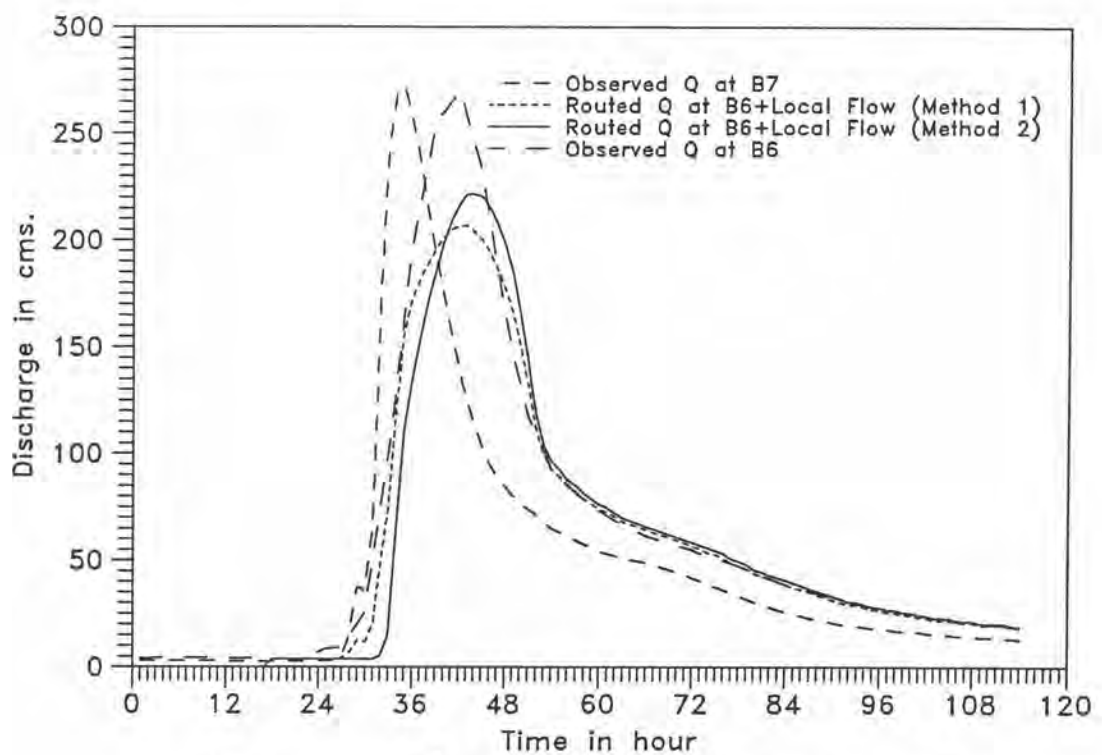
รูป 5-32 สภาพของน้ำหลากที่สถานี B.7-B.6 ช่วง 18-25 พฤศจิกายน 1973
รวมกับน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงสำน้ำ



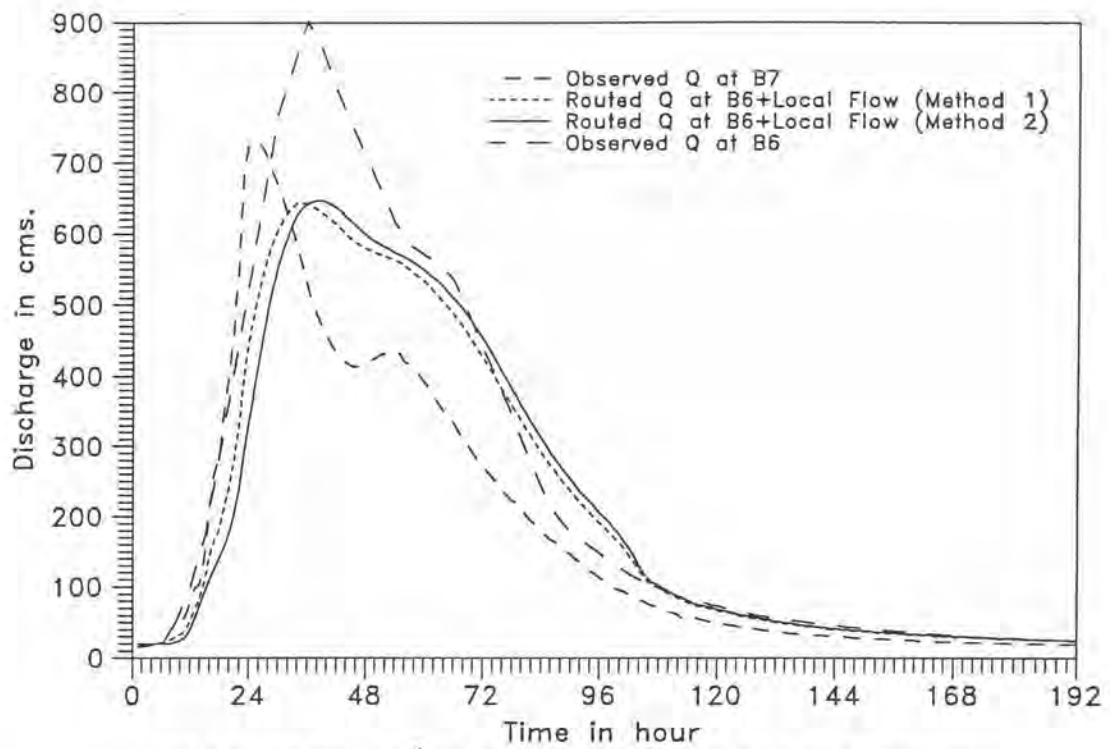
รูป 5-33 สภาพของน้ำหลากที่สถานี B.7-B.6 ช่วง 31 กันยายน-9 ตุลาคม 1975
รวมกับน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงสำน้ำ



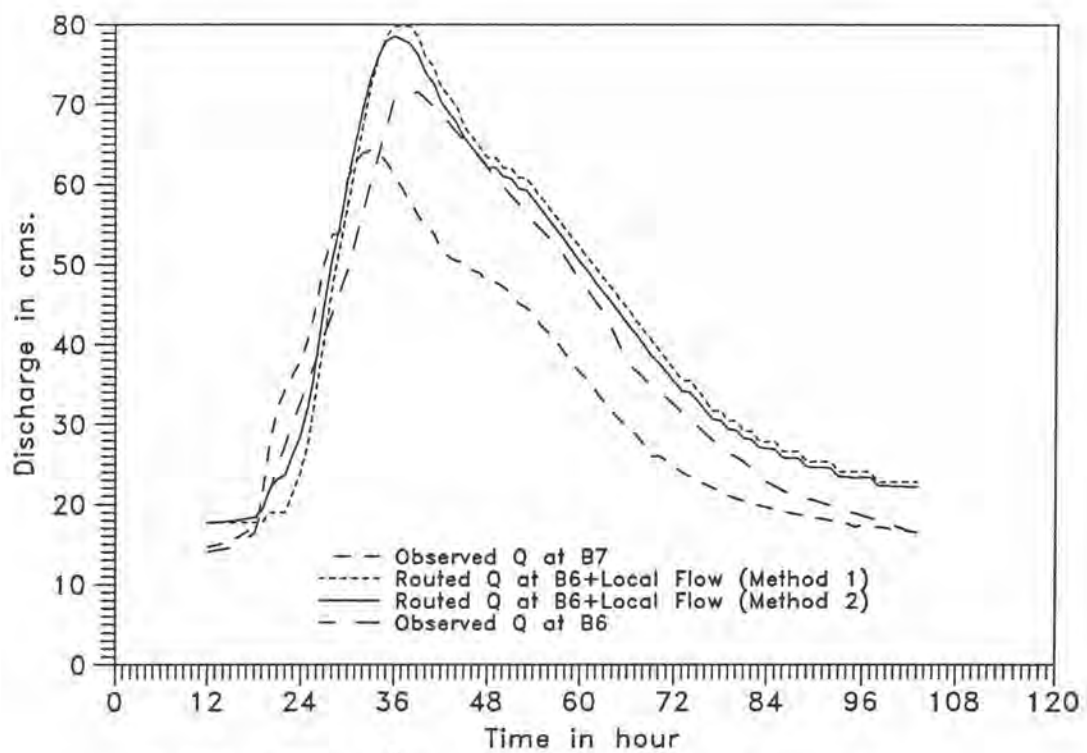
รูป 5-34 สภาพของน้ำหลากที่สถานี B.7-B.6 ช่วง 31 ตุลาคม-8 พฤศจิกายน 1976
รวมกับน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงสำน้ำ



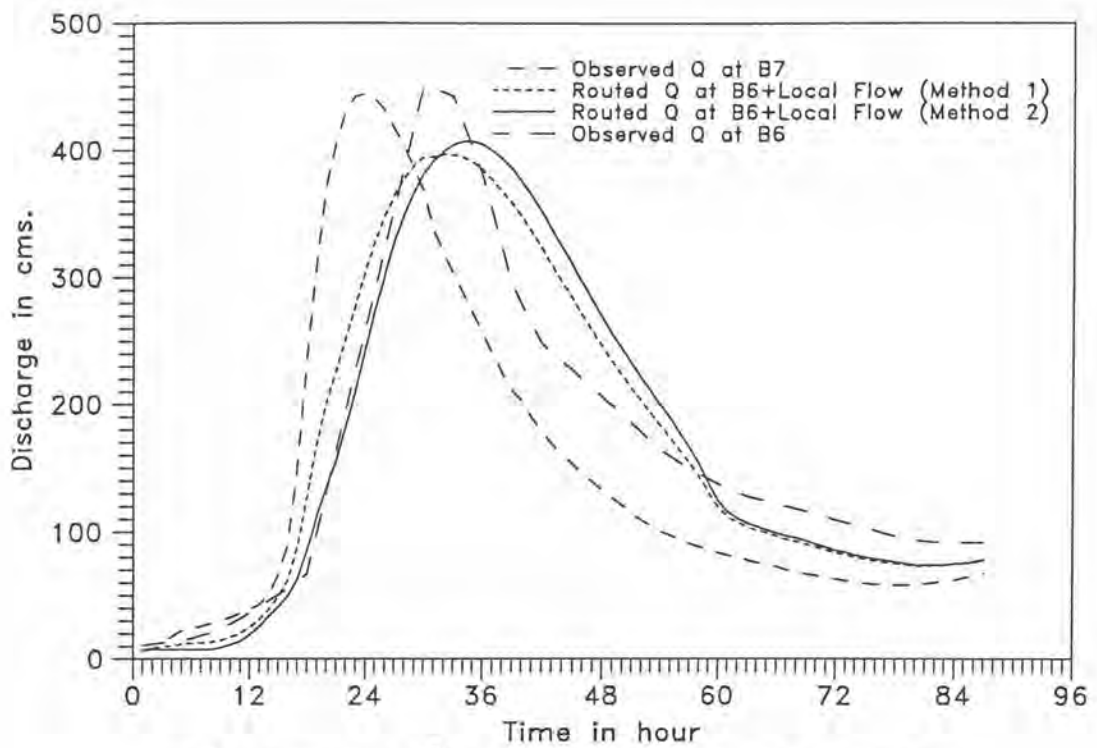
รูป 5-35 สภาพของน้ำหลากที่สถานี B.7-B.6 ช่วง 23-27 ตุลาคม 1978
รวมกับน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงสำน้ำ



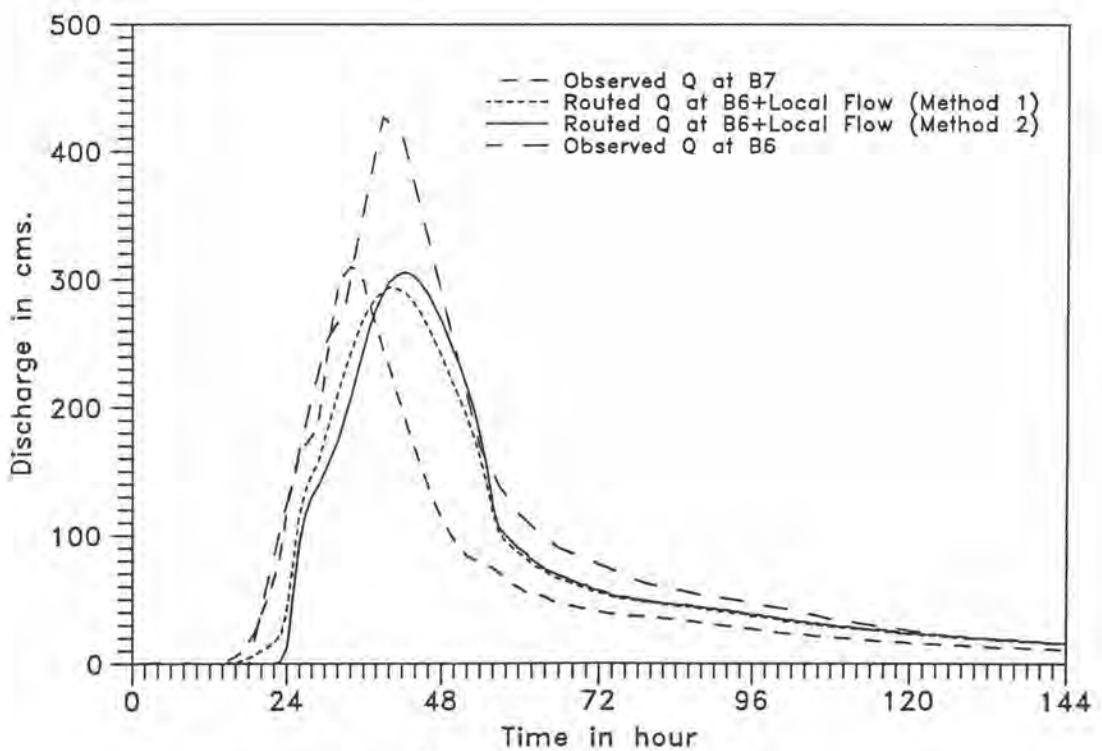
รูป 5-36 ซลภาพของน้ำหลากที่สถานี B.7-B.6 ช่วง 7-14 พฤศจิกายน 1981
รวมกับน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงสำน้ำ



รูป 5-37 ซลภาพของน้ำหลากที่สถานี B.7-B.6 ช่วง 14-18 พฤศจิกายน 1982
รวมกับน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงสำน้ำ



รูป 5-38 ซดภาพของน้ำหลากที่สถานี B.7-B.6 ช่วง 13-15 ตุลาคม 1985
รวมกับน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงสำน้ำ



รูป 5-39 ซดภาพของน้ำหลากที่สถานี B.7-B.6 ช่วง 9-13 พฤษภาคม 1986
รวมกับน้ำหลากเข้าระหว่างช่วงสำน้ำ

ตาราง 5-8 ผลการคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำหลากบนลำน้ำห้วยแม่ประจันต์ ระหว่างสถานี B.7-B.6

ช่วงเวลาและระยะเวลา การเกิดน้ำหลาก	Time to Peak (hr)					Peak Flow (cms)					Flood Volume (MCM)				
	B7obs.	B6obs.	B6com	B6com+Local		B7obs.	B6obs.	B6com	B6com+Local		B7obs.	B6obs.	B6com	B6com+Local	
				วิธี 1	วิธี 2				วิธี 1	วิธี 2				วิธี 1	วิธี 2
18-25 Nov 1973 / 192 hr	47	59	59	58	59	457	565	363	452	460	71.99	91.02	69.78	88.06	88.37
31 Aug-9 Oct 1975 / 264 hr	138	146	144	144	143	71	81	71	90	89	29.43	36.55	29.40	36.88	37.23
31 Oct-8 Nov 1976 / 205 hr	45	60	59	57	58	436	391	352	453	461	77.96	78.07	76.08	48.03	48.20
23-27 Oct 1978 / 97 hr	17	25	26	26	26	272	270	175	207	222	19.40	24.80	17.80	22.76	22.59
7-14 Nov 1981 / 192 hr	23	36	37	35	38	728	903	510	643	646	125.37	172.88	120.01	151.85	152.00
14-18 Nov 1982 / 94 hr	21	29	26	36	37	64	72	63	79	80	11.14	12.70	11.07	13.91	14.02
13-15 Oct 1985 / 87 hr	23	30	33	34	32	444	451	321	396	407	45.45	51.49	41.32	52.86	52.33
9-13 May 1986 / 134 hr	23	29	31	40	42	310	427	241	394	305	31.36	49.96	29.81	37.78	37.76
ค่าเฉลี่ย	42	52	52	54	54	348	395	262	339	334	51.51	64.68	49.41	56.52	56.56
%ผลต่างจากข้อมูลจริง	-	-	-0.24	-3.86	-5.07	-	-	33.67	14.11	15.51	-	-	23.61	12.63	12.56
ค่าสูงสุด	138	146	144	144	143	728	903	510	643	646	125.37	172.88	120.01	151.85	152.00
ค่าต่ำสุด	17	25	26	26	26	64	72	63	79	80	11.14	12.70	11.07	13.91	14.02

หมายเหตุ

วิธี 1 คำนวณ Local Flow = (Average Volume Local Flow)/(Average Volume B7obs)*Q at B7obs

วิธี 2 คำนวณ Local Flow = (Average Volume Local Flow)/(Average Volume B6com)*Q at B6com

%ผลต่างจากข้อมูลจริง = (ค่าที่ได้จากการวัด - ค่าที่ได้จากการคำนวณ) / ค่าที่ได้จากการวัด * 100