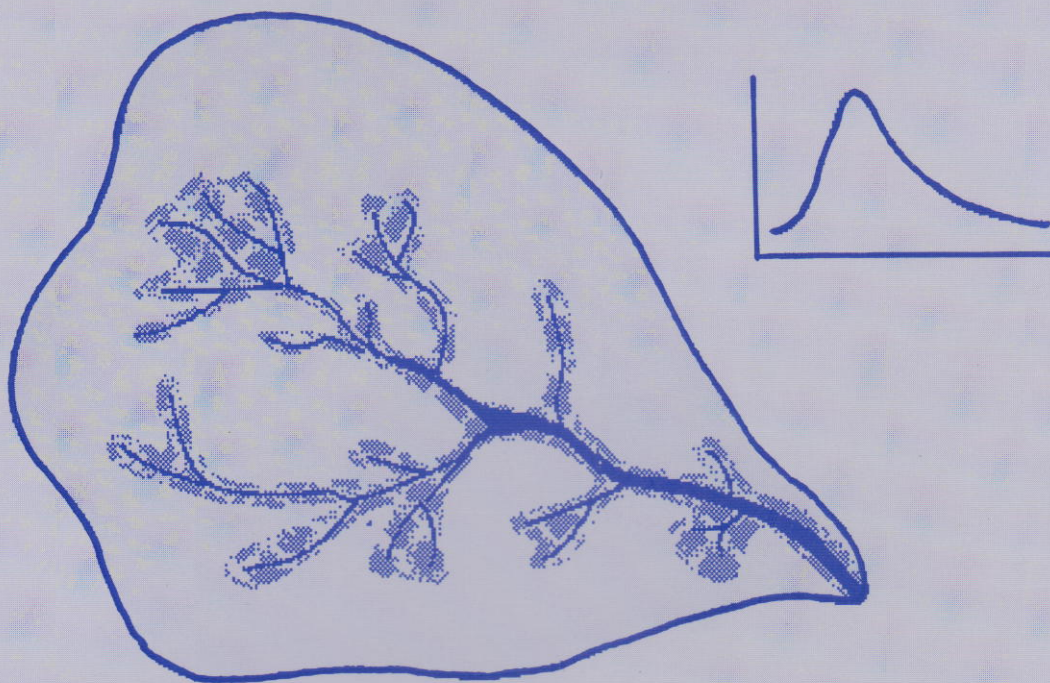


# อุทกวิทยาประยุกต์<sup>๑</sup><sup>๖</sup>

## Applied Hydrology

---

---



รศ.ดร.วราวุธ วุฒินิชย์

ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน

2541

## คำนำ

ตำรา "อุทกวิทยาประยุกต์" เล่มนี้ จัดทำขึ้นเพื่อใช้ประกอบการสอนวิชา 209333 (อุทกวิทยาประยุกต์) ซึ่งเป็นวิชาเฉพาะบังคับตามหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิตสาขาวิศวกรรมชลประทาน

เนื้อหาที่กล่าวถึงในตำราเล่มนี้ประกอบด้วย บทนำเกี่ยวกับลุ่มน้ำและอิทธิพลของลุ่มน้ำที่มีต่อไฮโดรกราฟ พื้นฐานทางสถิติและทฤษฎีความน่าจะเป็นที่จำเป็นสำหรับการวิเคราะห์และออกแบบทางอุทกวิทยา วิธีการวิเคราะห์ฝนแบบประยุกต์ การวิเคราะห์ความถี่ของน้ำท่วม การวิเคราะห์ความไม่แน่นอนในการออกแบบทางอุทกวิทยา การออกแบบพายุ การคำนวณปริมาณการไหลสูงสุดและไฮโดรกราฟของน้ำท่วม การออกแบบอ่างเก็บน้ำ การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของน้ำท่วม ตลอดจนการวิเคราะห์การตกตะกอนในอ่างเก็บน้ำ

ผู้เขียนได้เรียบเรียงตำราเล่มนี้ขึ้นจากประสบการณ์ ในการสอนวิชานี้เป็นเวลามากกว่า 10 ปี ติดต่อกัน และได้พยายามพัฒนาเนื้อหาให้ทันสมัยอยู่เสมอ จึงมั่นใจว่าตำราเล่มนี้จะเป็นประโยชน์ต่อนิสิตนักศึกษาที่เรียนวิชาอุทกวิทยาประยุกต์ในระดับปริญญาตรี และคาดว่าตำราเล่มนี้จะเป็นประโยชน์แก่วิศวกรที่ทำหน้าที่ในการวิเคราะห์และออกแบบทางอุทกวิทยา ไม่มากก็น้อย

**ดร.วรารุณ วุฒินิชย์**

**รองศาสตราจารย์**

**ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์**

**มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน**

**กรกฎาคม 2541**

## สารบัญ

บทที่	เนื้อเรื่อง	หน้า
	คำนำ	(i)
	สารบัญ	(ii)
1	ลุ่มน้ำและอิทธิพลของลุ่มน้ำต่อไฮโดรกราฟ	1-1
	1.1 ขบวนการเกิดน้ำท่า	1-1
	1.2 นิยามของลุ่มน้ำ	1-1
	1.3 โครงข่ายของลำน้ำ	1-3
	1.3.1 Horton's Law of Stream Numbers	1-5
	1.3.2 Horton's Law of Stream Lengths	1-5
	1.3.3 Law of Stream Areas	1-7
	1.4 อิทธิพลของรูปร่างลุ่มน้ำต่อปริมาณน้ำท่า	1-8
	1.5 องค์ประกอบอื่น ๆ ที่มีผลต่อปริมาณน้ำท่า	1-16
	1.6 ขนาดสัมพัทธ์ของลุ่มน้ำ	1-18
	1.7 ไค่งลักษณะที่บ่งชี้ลักษณะของลุ่มน้ำ	1-19
	1.7.1 Hypsometric Curve	1-19
	1.7.2 รูปตัดตามยาวและความลาดเทเฉลี่ยของลำน้ำใหญ่	1-20
	1.7.3 ไค่งช่วงเวลาสะสม	1-22
	1.8 การหาอัตราการไหลสูงสุดโดยวิธี Isochronal	1-24
	1.9 เอกสารอ้างอิง	1-27
	1.10 แบบฝึกหัด	1-28
2	สถิติสำหรับอุทกวิทยา	2-1
	2.1 การพิจารณาข้อมูลทางอุทกวิทยาตามหลักของความน่าจะเป็น	2-1
	2.2 ฟังก์ชันความถี่และฟังก์ชันความน่าจะเป็น	2-6
	2.3 พารามิเตอร์ทางสถิติ	2-13
	2.4 การพิศฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็น	2-18
	2.4.1 วิธีโมเมนต์	2-18
	2.4.2 วิธี Maximum Likelihood	2-20
	2.4.3 การทดสอบ Goodness of Fit	2-23



## สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เนื้อเรื่อง	หน้า
2.5	ฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็นสำหรับตัวแปรทางอุทกวิทยา	2-28
2.5.1	การแจกแจงปกติ	2-29
2.5.2	การแจกแจงแบบ Lognormal	2-30
2.5.3	การแจกแจงแบบ Exponential	2-30
2.5.4	การแจกแจงแบบแกมมา	2-31
2.5.5	การแจกแจงแบบ Pearson Type III	2-31
2.5.6	การแจกแจงแบบ Log-Pearson Type III	2-32
2.5.7	การแจกแจงแบบ Extreme Value	2-33
2.6	เอกสารอ้างอิง	2-34
2.7	แบบฝึกหัด	2-35
3	การวิเคราะห์ฝนที่เกิดจากพายุ	3-1
3.1	คำนำ	3-1
3.2	การวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา	3-1
3.2.1	ข้อมูลที่ต้องการ	3-1
3.2.2	วิธีการวิเคราะห์	3-2
3.2.3	ตัวอย่างการวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา	3-3
3.2.4	การเลือกพายุฝนสำหรับการวิเคราะห์ความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา	3-9
3.2.5	ข้อเสียบางประการของวิธีวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา	3-9
3.3	การวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่	3-11
3.3.1	ความถี่และรอบปีการเกิดซ้ำ	3-11
3.3.2	ประโยชน์ของการวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่	3-13
3.3.3	ข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์	3-14
3.3.4	วิธีการวิเคราะห์ความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่ โดยวิธีกราฟ	3-14
3.3.5	การวิเคราะห์ความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ โดยวิธีกราฟ	3-15
3.3.6	การหาสมการความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ	3-16
3.3.7	ตัวอย่างการหาสมการความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ	3-17



## สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เนื้อเรื่อง	หน้า
	3.3.8 การศึกษาและพัฒนากราฟความลึก (ความเข้ม) - ช่วงเวลา- รอบปีการเกิดซ้ำในประเทศไทย	3-23
	3.3.9 แฟกเตอร์ลดความลึกฝนตามขนาดพื้นที่	3-27
	3.4 เอกสารอ้างอิง	3-33
	3.5 แบบฝึกหัด	3-35
4	การวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วม	4-1
	4.1 จุดมุ่งหมายของการวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วม	4-1
	4.2 ความถี่และการแจกแจงความถี่	4-1
	4.2.1 วิธีการแสดงการแจกแจงความถี่	4-2
	4.2.2 การแจกแจงความถี่ของข้อมูลทางอุทกวิทยา	4-2
	4.2.3 โมเมนต์ของการแจกแจงความถี่	4-3
	4.2.4 คุณสมบัติของการแจกแจงความถี่	4-5
	4.3 ฟังก์ชันการแจกแจงโอกาสความน่าจะเป็นของน้ำท่วม	4-8
	4.3.1 ฟังก์ชันการแจกแจงแบบกัมเบล	4-8
	4.3.2 ฟังก์ชันการแจกแจงแบบ Lognormal 2 พารามิเตอร์	4-12
	4.3.3 ฟังก์ชันการแจกแจงแบบ Log Pearson Type III	4-13
	4.4 การเลือกข้อมูลสำหรับการวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วม	4-16
	4.5 การแจกแจงความถี่น้ำท่วมโดยวิธีกราฟ	4-16
	4.6 การหาฟังก์ชันการแจกแจงโอกาสความน่าจะเป็นที่เหมาะสมกับ ความถี่น้ำท่วมของข้อมูล	4-19
	4.6.1 การเลือกฟังก์ชันการแจกแจงโอกาสความน่าจะเป็น	4-19
	4.6.2 การประเมินหาค่าพารามิเตอร์ของฟังก์ชัน	4-25
	4.6.3 การทดสอบความเหมาะสมของฟังก์ชันการแจกแจง ความน่าจะเป็น	4-25
	4.7 การคำนวณหาปริมาณน้ำท่วมที่รอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการ	4-32



## สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เนื้อเรื่อง	หน้า
5.5	การวิเคราะห์ความเสี่ยงของช่วงเพื่อความปลอดภัย และแพ็คเตอร์ความปลอดภัย	
	ความปลอดภัย	5-28
	5.5.1 ช่วงเพื่อความปลอดภัย	5-28
	5.5.2 แพ็คเตอร์ความปลอดภัย	5-30
	5.5.3 ความสัมพันธ์ระหว่างความเสี่ยง-แพ็คเตอร์ความปลอดภัย-รอบปีการเกิดซ้ำ	5-32
5.6	เอกสารอ้างอิง	5-33
5.7	แบบฝึกหัด	5-35
6	การออกแบบพายุฝน	6-1
6.1	ความลึกฝนออกแบบ	6-1
	6.1.1 ฝนเฉพาะจุด	6-1
	6.1.2 ความลึกฝนเฉพาะพื้นที่	6-7
6.2	ความสัมพันธ์ระหว่างความเข้ม-ช่วงเวลา-ความถี่	6-7
	6.2.1 การหาโค้ง IDF โดยการวิเคราะห์ความถี่	6-11
	6.2.2 สมการความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ	6-13
6.3	การออกแบบไฮเอทโดกราฟจากการวิเคราะห์พายุฝน	6-15
6.4	การออกแบบไฮเอทโดกราฟจากความสัมพันธ์ระหว่างความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ	6-22
	6.4.1 วิธีสลับบล๊อค	6-22
	6.4.2 วิธี Instantaneous Intensity	6-24
6.5	ขีดจำกัดบนประเมินของพายุ	6-29
	6.5.1 ฝนสูงสุดที่อาจเป็นไปได้	6-29
	6.5.2 พายุฝนสูงสุดที่อาจเป็นไปได้	6-31
	6.5.3 น้ำท่วมสูงสุดที่อาจเป็นไปได้	6-33
	6.5.4 โปรแกรมคอมพิวเตอร์สำหรับหา PMS และ PMF	6-34
6.6	การคำนวณฝนสูงสุดที่อาจเป็นไปได้	6-34
	6.6.1 โค้งความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา	6-35
	6.6.2 Standard Isohyetal Pattern	6-35



## สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เนื้อเรื่อง	หน้า
	6.6.3 แพลตฟอร์มปรับทิศทาง	6-40
	6.6.4 พื้นที่พายุวิกฤต	6-41
	6.6.5 แพลตฟอร์มที่ไอโซไฮท์	6-41
	6.7 เอกสารอ้างอิง	6-47
	6.8 แบบฝึกหัด	6-50
7	การออกแบบปริมาณน้ำท่วมสูงสุด	7-1
	7.1 บทนำ	7-1
	7.2 วิธีการหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุด	7-1
	7.3 Rational Method	7-2
	7.3.1 สมการ Rational	7-2
	7.3.2 สมมติฐานของสมการ Rational	7-2
	7.3.3 ข้อจำกัดของ Rational Method	7-2
	7.3.4 การหาค่าสัมประสิทธิ์น้ำท่า C	7-3
	7.3.5 การหา Time of Concentration	7-9
	7.3.6 การเลือกความเข้มข้นของฝน I สำหรับสมการ Rational	7-12
	7.4 การออกแบบท่อระบายน้ำฝนโดยวิธี Rational	7-18
	7.4.1 แนวทางและสมมติฐานในการออกแบบ	7-18
	7.4.2 การหาขนาดท่อ	7-20
	7.4.3 ตัวอย่างการออกแบบ	7-21
	7.5 วิธีการของ SCS-TR55	7-27
	7.5.1 ข้อมูลที่ต้องการในการคำนวณปริมาณน้ำท่วมสูงสุด	7-30
	7.5.2 วิธีการหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุด	7-30
	7.5.3 การหาปริมาณน้ำท่า Q ตามวิธีของ SCS	7-30
	7.5.4 ข้อจำกัดของวิธีการของ SCS-TR55	7-38
	7.6 วิธี CHART ของ SCS-TR55	7-40
	7.6.1 การปรับค่าเนื่องจากรูปร่าง	7-44
	7.6.2 การปรับค่าเนื่องจากบ่อและบึง	7-46
	7.6.3 การปรับค่าเนื่องจากความลาดเทของพื้นที่	7-46

## สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เนื้อเรื่อง	หน้า
	7.6.4 การปรับค่าเนื่องจากเปอร์เซ็นต์พื้นที่ที่บ้นน้ำ	7-46
	7.6.5 การปรับค่าเนื่องจากเปอร์เซ็นต์ความยาวชลศาสตร์ ที่เปลี่ยนแปลง	7-46
	7.7 วิธีตารางของ SCS-TR55	7-51
	7.8 วิธีเอ็มไพริกัล	7-62
	7.8.1 สูตรของ Davis (1975)	7-62
	7.8.2 สูตรของ Lowham (1976)	7-64
	7.8.3 สูตรของ McCain และ Jarrett (1976)	7-67
	7.8.4 วิธีการของ Santa Clara Valley District (1969)	7-71
	7.9 วิธีการวิเคราะห์หาค่าความถี่น้ำท่วม	7-74
	7.10 เอกสารอ้างอิง	7-74
	7.11 แบบฝึกหัด	7-77
8	การออกแบบกราฟน้ำท่วม	8-1
	8.1 บทนำ	8-1
	8.2 การออกแบบพายุฝน	8-1
	8.2.1 การออกแบบไฮเอทโตกราฟน้ำฝน	8-2
	8.2.2 การหาไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกิน	8-4
	8.3 การหา Unit Hydrograph	8-19
	8.3.1 SCS Dimensionless Unit Hydrograph	8-20
	8.3.2 Snyders' Unit Hydrograph	8-23
	8.4 การสร้างกราฟน้ำท่าผิวดิน	8-32
	8.5 การสร้างกราฟน้ำท่วม	8-38
	8.6 เอกสารอ้างอิง	8-38
	8.7 แบบฝึกหัด	8-39
9	การออกแบบอ่างเก็บน้ำ	9-1
	9.1 หน้าที่ของอ่างเก็บน้ำ	9-1
	9.2 ส่วนประกอบของอ่างเก็บน้ำ	9-2

## สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เนื้อเรื่อง	หน้า
	9.3 ข้อมูลที่จำเป็นในการออกแบบอ่างเก็บน้ำ	9-7
	9.4 ความสัมพันธ์ระหว่างความจุและผลผลิต	9-9
	9.5 การหาความจุใช้การของอ่างเก็บน้ำ	9-11
	9.5.1 การวิเคราะห์ด้วยโค้งสะสมของริบเบิ้ล	9-12
	9.5.2 การวิเคราะห์ด้วยโค้งสะสมในปัจจุบัน	9-14
	9.5.3 วิธีจำลองการปฏิบัติการของอ่างเก็บน้ำ	9-17
	9.5.4 วิธีอื่น ๆ	9-20
	9.6 การหาปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม	9-21
	9.7 การออกแบบทางระบายน้ำล้น	9-21
	9.8 กฎการปฏิบัติงานอ่างเก็บน้ำ	9-23
	9.9 เอกสารอ้างอิง	9-28
	9.10 แบบฝึกหัด	9-29
10	การเคลื่อนตัวของน้ำท่วม	10-1
	10.1 คำนำ	10-1
	10.2 สมการพื้นฐานในการคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำท่วม	10-1
	10.3 การเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านอ่างเก็บน้ำ	10-4
	10.3.1 วิธีการสร้างกราฟฟังก์ชัน Storage-Outflow	10-5
	10.3.2 วิธี Iterative Trapezoidal Integration	10-12
	10.3.3 วิธี Runge-Kutta	10-14
	10.4 การเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านทางน้ำ	10-20
	10.5 เอกสารอ้างอิง	10-25
	10.6 แบบฝึกหัด	10-25
11	การตกตะกอนในอ่างเก็บน้ำ	11-1
	11.1 บทนำ	11-1
	11.2 ปัญหาจากการตกตะกอนในอ่างเก็บน้ำ	11-1
	11.2.1 ผลของการตกตะกอนต่อการทำงานของอ่างเก็บน้ำ	11-2
	11.2.2 การตกตะกอนทับถมในลำน้ำบริเวณเหนืออ่าง	11-3



## สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เนื้อเรื่อง	หน้า
	11.2.3 การกัดเซาะท้องน้ำและตลิ่งท้ายน้ำ	11-4
11.3	ปริมาณตะกอนที่ไหลลงอ่าง	11-4
	11.3.1 องค์ประกอบที่มีอิทธิพลต่ออัตราผลผลิตตะกอน	11-5
	11.3.2 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราผลผลิตตะกอนกับพื้นที่ลุ่มน้ำ	11-6
	11.3.3 การหาปริมาณตะกอนในลำน้ำ	11-9
11.4	คุณสมบัติของตะกอน	11-20
	11.4.1 ชนิดและการแจกแจงของอนุภาคตะกอน	11-20
	11.4.2 ความหนาแน่นของตะกอนที่ตกสะสมในอ่างเก็บน้ำ	11-21
11.5	ประสิทธิภาพในการดักตะกอนของอ่างเก็บน้ำ	11-26
	11.5.1 วิธีของบรูน	11-26
	11.5.2 วิธีการของเซอร์ซิล	11-28
11.6	อัตราการตกตะกอนในอ่างเก็บน้ำและอายุการใช้งานของอ่าง	11-31
11.7	การแผ่กระจายของตะกอนในอ่างเก็บน้ำ	11-32
	11.7.1 การหาปริมาตรตะกอนในเขตปริมาตรสำรองเพื่อการ ป้องกันน้ำท่วม	11-33
	11.7.2 การคำนวณการแผ่กระจายของตะกอนโดยวิธี Empirical Area Reduction	11-33
	11.7.3 การคำนวณการแผ่กระจายของตะกอนโดยวิธี Area Increment	11-46
11.8	การเกิดดินดอนสามเหลี่ยม	11-48
	11.8.1 การหาความลาดเทด้านบน	11-48
	11.8.2 การหาจุดตัด	11-50
	11.8.3 การหาความลาดเทด้านหน้า	11-50
11.9	การควบคุมตะกอนในอ่างเก็บน้ำ	11-51
	11.9.1 การออกแบบปริมาตรอ่างสำหรับการตกตะกอน	11-51
	11.9.2 การระบายตะกอน	11-52
	11.9.3 การเคลื่อนย้ายตะกอนที่ตกทับถม	11-52

(๗)

สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เนื้อเรื่อง	หน้า
	11.9.4 การลดผลผลิตตะกอน	11-52
11.10	เอกสารอ้างอิง	11-53
11.11	แบบฝึกหัด	11-55

ลุ่มน้ำและอิทธิพลของลุ่มน้ำต่อไฮโดรกราฟ

(The Watershed and Its Influence on Hydrograph)

1.1 ขบวนการเกิดน้ำท่า (Runoff Process)

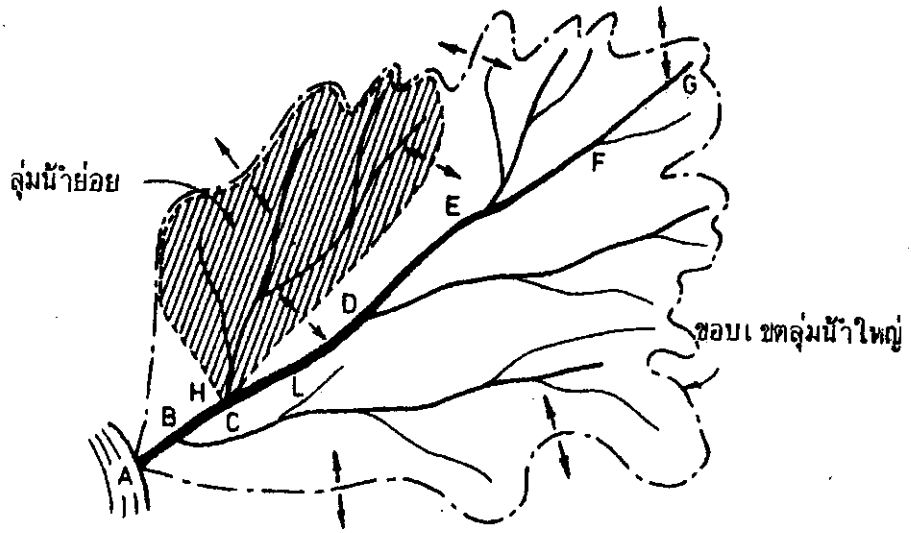
พื้นที่ตกลงบนผิวดินเมื่อหักปริมาณการเก็บกักบนผิวดิน (Surface Storage) การซึมลงไปในดินและการระเหยแล้ว ที่เหลือจะเป็นน้ำท่าผิวดิน (Surface Runoff) ในช่วงที่ฝน เริ่มตกน้ำจะไหลเป็นแผ่นบาง ๆ ไบนผิวดิน การไหลของน้ำในลักษณะนี้ เรียกว่า การไหลบนผิวดิน (Overland Flow) คุณสมบัติทางชลศาสตร์ของการไหลบนผิวดินยังคงไม่สามารถอธิบายได้แน่ชัด (Chow, V.T. 1959 และ Linsley et. al, 1960) น้ำท่าที่ไหลไบนผิวดินนี้จะไหลไปรวมตัวกัน (Concentrating) ในร่องน้ำเล็ก ๆ หรือเริ่มกัดเซาะดินเป็นร่องน้ำเล็กในเวลาอันรวดเร็ว หลังจากนั้นการไหลของน้ำจะเปลี่ยนเป็นการไหลในทางน้ำ (Channel Flow) จากลำน้ำเล็กสู่ลำน้ำที่ใหญ่ขึ้นไปเรื่อย ๆ จนถึงลำน้ำที่ใหญ่ที่สุดในลุ่มน้ำ และในที่สุดจะไหลออกสู่ทางออก (Outlet) ของลุ่มน้ำ การแบ่งชั้นของลำน้ำในลุ่มน้ำจะได้กล่าวถึงในหัวข้อที่ 1.3

จุดที่น้ำจากลำน้ำทุกสาย ไหลมารวมกัน เรียกว่า Point of Concentration เช่น จุด A ในรูปที่ 1.1 แต่ไม่ควรคิดว่า Point of concentration คือทางออก (Outlet) ของลุ่มน้ำเสมอไป เช่น จุด H ก็ถือว่าเป็น Point of Concentration สำหรับพื้นที่ลุ่มน้ำย่อย ของลุ่มน้ำใหญ่ได้เหมือนกัน

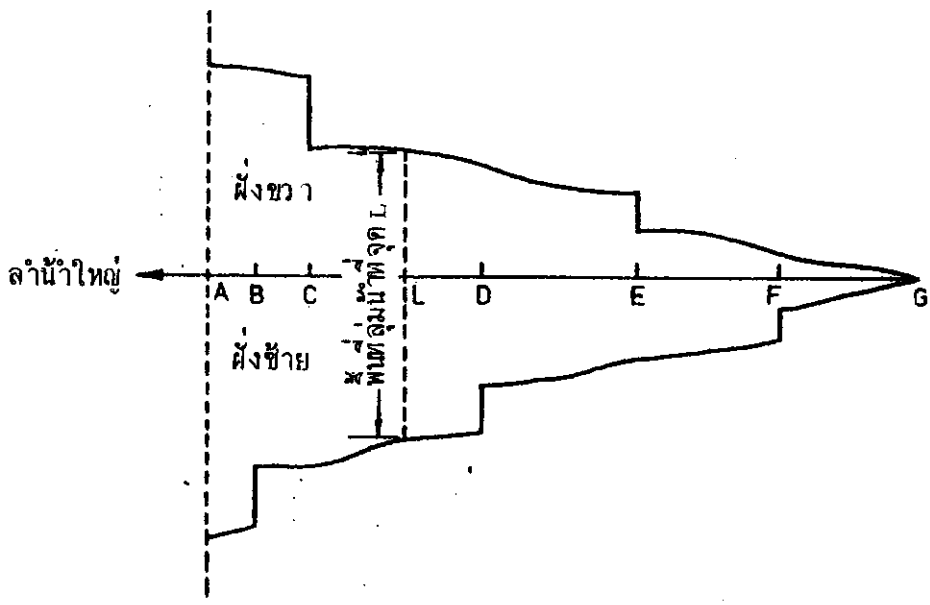
1.2 นิยามของลุ่มน้ำ (Definition of Watershed)

ลุ่มน้ำหมายถึงพื้นที่ทั้งหมดซึ่งน้ำท่าผิวดิน (Surface Runoff) ที่เกิดจากฝนที่ตกลงบนพื้นที่นั้น จะไหลออกสู่ Point of Concentration โดยนัยนี้ลุ่มน้ำจึงเกี่ยวข้องกับ Point of Concentration อันใดอันหนึ่งโดยเฉพาะ ตัวอย่างเช่น จุด A ในรูปที่ 1.1 คือ Point of Concentration จุดสุดท้ายของลุ่มน้ำที่กำหนดให้ ขณะที่จุด H เป็น Point of Concentration ของพื้นที่ลุ่มน้ำย่อย (บริเวณที่แลเงา) ดังนั้นเมื่อไรก็ตามที่พูดถึงพื้นที่ลุ่มน้ำควรต้องพูดให้ชัดว่าเป็นพื้นที่ลุ่มน้ำเหนือจุดใด เช่นพื้นที่ลุ่มน้ำแควน้อยที่เขื่อนเขาแหลม อําเภอสองพี่น้อง จังหวัดกาญจนบุรี มีพื้นที่เท่ากับ 3,720 ตร.กม.<sup>2</sup> เป็นต้น





รูปที่ 1.1 ขอบเขตของลุ่มน้ำ



รูปที่ 1.2 กราฟแสดงพื้นที่ลุ่มน้ำ

เส้นแบ่งเขตลุ่มน้ำเรียกว่าสันปันน้ำ (Watershed Divide) ซึ่งเป็นเส้นที่วิ่งไปตามแนวสูงสุดของพื้นที่ ผันที่ตกลงในพื้นที่ที่อยู่นอกสันปันน้ำจะไหลลงไปสู่ลำน้ำอื่น ดังแสดงไว้ในรูปที่ 1.1

ยิ่ง Point of Concentration ยิ่งอยู่ทางด้านท้ายน้ำมากขึ้นก็จะมีลำน้ำสาขาไหลลงมารวมกันมากขึ้น และพื้นที่ลุ่มน้ำจะมากขึ้นตามลำดับ การเพิ่มของพื้นที่ลุ่มน้ำตามแนวลำน้ำสายใหญ่เมื่อ Point of Concentration เคลื่อนตัวไปทางด้านท้ายน้ำจะสามารถแสดงด้วยกราฟ ดังแสดงในรูปที่ 1.2 จุดที่พื้นที่ลุ่มน้ำเพิ่มขึ้นอย่างทันทีทันใด เช่นที่จุด F, E, D, C และ B แสดงถึงจุดที่มีลำน้ำสาขาไหลเข้ามาบรรจบลำน้ำใหญ่ ทำให้พื้นที่ลุ่มน้ำตามแนวลำน้ำใหญ่เพิ่มขึ้นตามพื้นที่ลุ่มน้ำย่อยของลำน้ำสาขา ส่วนช่วงที่พื้นที่ลุ่มน้ำค่อย ๆ เพิ่มขึ้นคิดจากพื้นที่ซึ่งน้ำไหลบนผิวดิน (Overland Flow Area)

### 1.3 โครงข่ายของลำน้ำ

(Stream Networks)

ในวิชาทศศาสตร์ของของไหล ถือว่าการศึกษาค้นคว้าคล้ายคลึง (Similarity) ในการไหลของของไหลเป็นเครื่องมือสำคัญในการหาความสัมพันธ์ระหว่างผลการศึกษาในโมเดลกับใน Prototype เช่นเดียวกัน ในวิชาอุทกวิทยา ก็ได้อาศัยวิชาที่เกี่ยวกับรูปร่างลักษณะทางธรณีวิทยา (Geomorphology) หรือการศึกษารูปร่างลักษณะพื้นผิวดินในเชิงปริมาณ เพื่อบ่งบอกถึงความคล้ายคลึงระหว่างลุ่มน้ำต่าง ๆ โดยเฉพาะอย่างยิ่งความคล้ายคลึงของโครงข่ายของลำน้ำต่าง ๆ

Horton, R.E (1945) เป็นคนแรกที่ได้ศึกษาในเชิงปริมาณเกี่ยวกับโครงข่ายของลำน้ำ และเป็นผู้พัฒนาระบบในการจัดลำดับโครงข่ายของลำน้ำพร้อมทั้งคิดสูตรในการหาความสัมพันธ์ระหว่างจำนวน (Number) และความยาว (Length) ของลำน้ำกับลำดับ (Order) ของลำน้ำ ระบบการจัดลำดับลำน้ำ (Stream Ordering System) ของ Horton ซึ่งได้รับการพัฒนาแก้ไขโดย Strahler, A.N. (1964) ระบุว่า

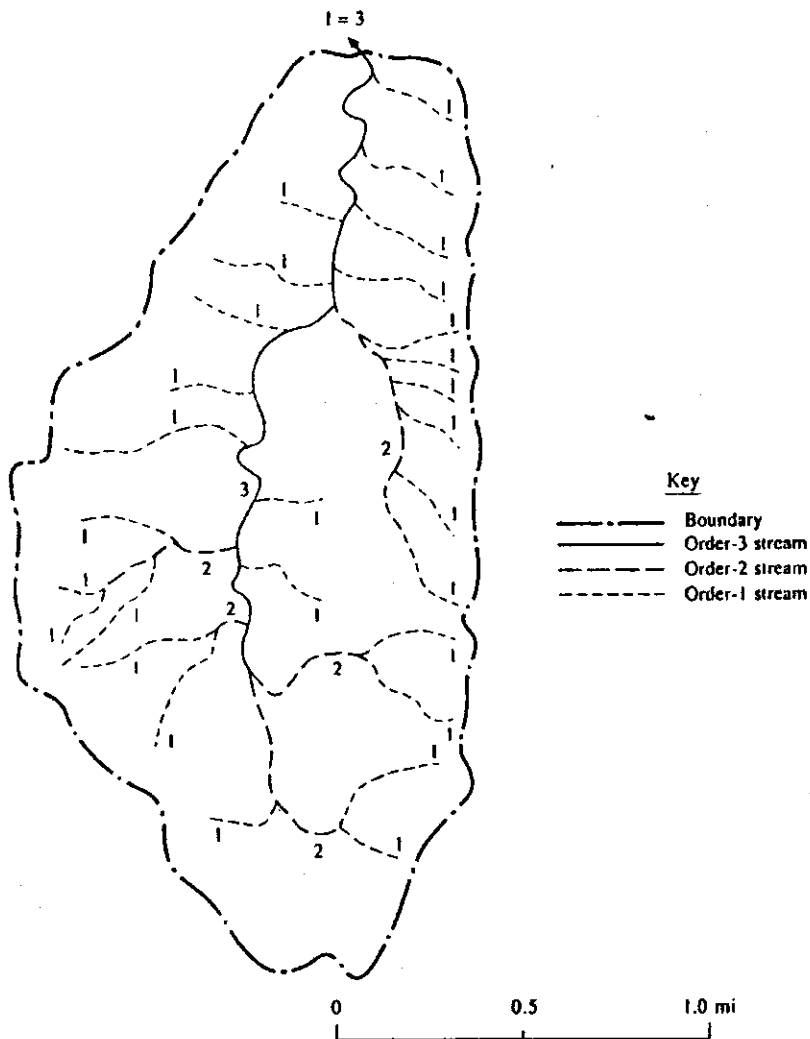
1. ลำน้ำที่เล็กที่สุดในลุ่มน้ำคือ ลำน้ำลำดับที่ 1 ซึ่งปกติจะมีน้ำไหลเฉพาะช่วงที่มีฝนตก
2. ลำน้ำลำดับที่ 1 สองลำน้ำหรือมากกว่าไหลมารวมตัวกัน จะเกิดเป็นลำน้ำลำดับที่ 2 ในทำนองเดียวกันลำน้ำลำดับที่ 2 ตั้งแต่ 2 ลำน้ำขึ้นไปไหลมารวมตัวกันจะ

เกิดเป็นลำน้ำลำดับที่ 3 หรือโดยทั่วไปอาจกล่าวได้ว่า ลำน้ำลำดับที่ 1 ตั้งแต่ 2 ลำน้ำขึ้นไปไหลมารวมตัวกันจะเกิดเป็นลำน้ำลำดับที่ 1+1

3. ลำน้ำที่เกิดจากลำน้ำที่มีลำดับต่ำกว่าไหลไปรวมตัวกับลำน้ำที่มีลำดับสูงกว่า จะมีลำดับเท่ากับลำดับที่สูงกว่า เช่น ลำดับที่ 1 รวมกับลำดับที่ 2 จะมีลำดับเท่ากับ 2

4. ลำดับของลุ่มน้ำจะกำหนดตามลำดับของลำน้ำที่ระบายน้ำออกสู่ทางออก (Outlet) ซึ่งก็คือลำดับที่สูงที่สุดในลุ่มน้ำและกำหนดให้เท่ากับ 1

ตัวอย่างการจัดลำดับลำน้ำตามระบบของ Horton แสดงอยู่ในรูปที่ 1.3



รูปที่ 1.3 การจัดลำดับลำน้ำของลุ่มน้ำ Miller Creek, Blanco County, Texas (Chow, V.T., D.R. Maidment and L.W. Mays, 1988)



1.3.1 Horton's Law of Stream Numbers

Horton ค้นพบว่าสำหรับลุ่มน้ำใดเมื่อนำจำนวนลำน้ำที่ลำดับ  $i$  ( $N_i$ ) ไปพล็อตเทียบกับลำดับลำน้ำ  $i$  (เมื่อ  $i$  มีค่าอยู่ระหว่าง 1 ถึง  $I$ ) ในกระดาษกราฟ Semi-log โดยให้  $N_i$  อยู่ในสเกลล็อกและ  $i$  อยู่ในสเกลธรรมดา จะได้ความสัมพันธ์เป็นเส้นตรง ดังแสดงในรูปที่ 1.4 และ Horton ได้สรุปว่า Bifurcation Ratio ( $R_B$ ) หรืออัตราส่วนระหว่างจำนวนลำน้ำลำดับที่  $i$  ( $N_i$ ) ต่อจำนวนลำน้ำลำดับที่  $i + 1$  ( $N_{i + 1}$ ) มีค่าคงที่โดยประมาณ

$$R_B = \frac{N_i}{N_{i+1}} \quad \text{เมื่อ} \quad i=1, 2, \dots, I-1 \quad \dots\dots\dots(1.1)$$

จากลุ่มน้ำตัวอย่างในรูปที่ 1.3  $N_1 = 28$ ,  $N_2 = 5$  และ  $N_3 = 1$  จะได้ว่า

$$\frac{N_1}{N_2} = 5.6 \quad \text{และ} \quad \frac{N_2}{N_3} = 5.0$$

ในทางทฤษฎี  $R_B$  จะมีค่าต่ำสุดเท่ากับ 2 แต่ปกติจะมีค่าอยู่ระหว่าง 3-5

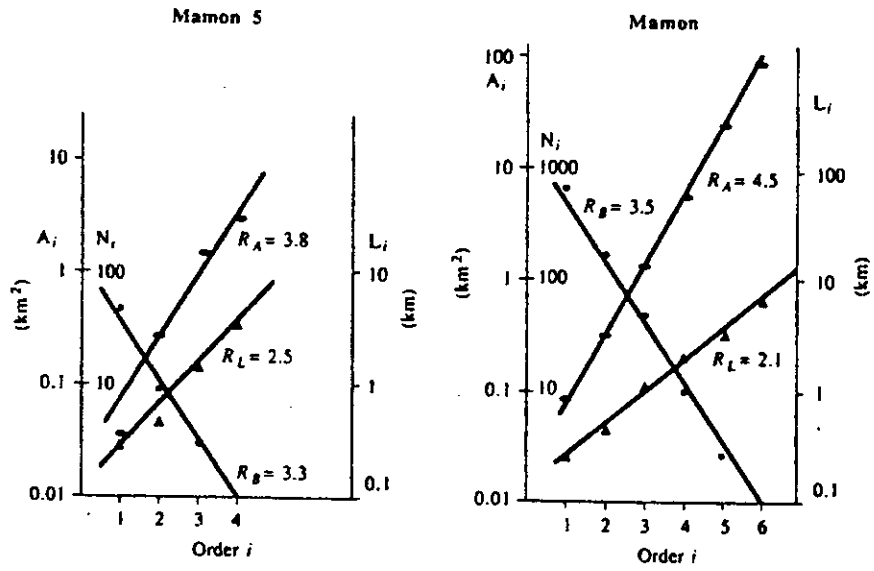
ค่า Bifurcation Ratio จะหาได้จากความลาดชันของกราฟเส้นตรงซึ่งได้จากการพล็อต  $N_i$  vs.  $i$  ในกระดาษกราฟ Semi-log ดังตัวอย่างในรูปที่ 1.4 ค่า  $R_B$  ของลุ่มน้ำ Mamon และลุ่มน้ำย่อย Mamon 5 (รูปที่ 1.5) มีค่าเท่ากับ 3.5 และ 3.3 ตามลำดับ ซึ่งถือว่าใกล้เคียงกันและแสดงถึงความคล้ายคลึงกันในเชิงเรขาคณิต (Geometric Similarity) ระหว่างลุ่มน้ำทั้งสอง

เมื่อทราบ  $R_B$  จะหาจำนวนลำน้ำที่ลำดับใด ๆ ในลุ่มน้ำนั้นได้จากสูตร

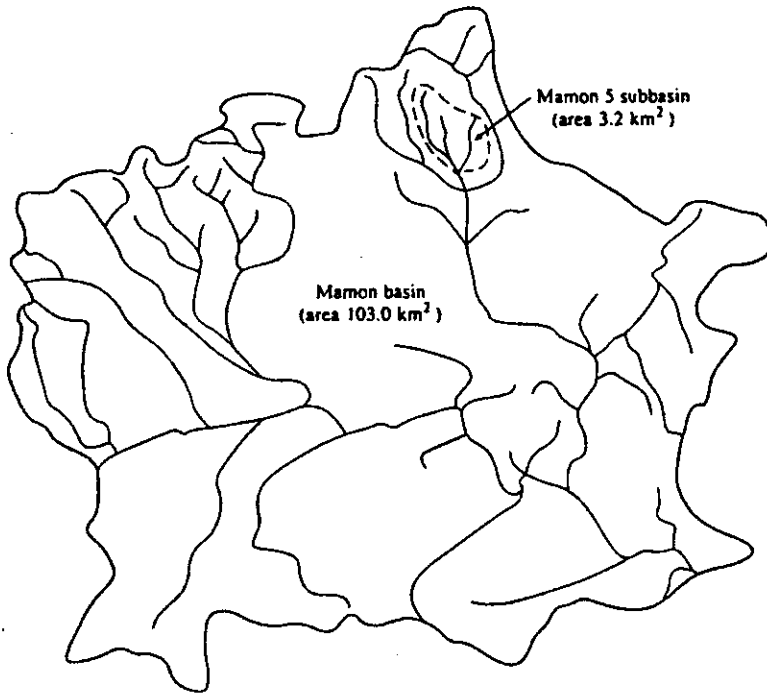
$$N_i = R_B^{I-i} \quad \dots\dots\dots(1.2)$$

1.3.2 Horton's Law of Stream Lengths

ในทำนองเดียวกับ Law of Stream Numbers Horton พบว่าค่าเฉลี่ยของความยาวของลำน้ำในแต่ละลำดับ  $i$  ( $L_i$ ) แปรผันเป็นเส้นตรงกับลำดับลำน้ำ  $i$  ใน Semi-log Scale ดังแสดงในรูปที่ 1.4 และสรุปว่า



รูปที่ 1.4 Geomorphological Parameters ของลุ่มน้ำ Mamón



รูปที่ 1.5 ลุ่มน้ำ Mamón ใน Venezuela

$$R_L = \frac{L_{i+1}}{L_i} \quad \text{เมื่อ } i = 1, 2, \dots, I-1 \quad \dots\dots\dots(1.3)$$

เมื่อ  $R_L$  = Length Ratio

$L_i, L_{i+1}$  = ความยาวเฉลี่ยของลำน้ำลำดับที่  $i$  และ  $i+1$

ค่า  $R_L$  จะหาได้จากความลาดเทของกราฟเส้นตรง ดังตัวอย่างในรูปที่ 1.4  
 ค่า  $R_L$  ของลุ่มน้ำ Mamon และ Mamon 5 มีค่าเท่ากับ 2.1 และ 2.5 ตามลำดับ  
 ความยาวเฉลี่ยของลำน้ำที่ลำดับใด ๆ ในลุ่มน้ำจะหาได้จากสูตร

$$L_i = L_1 R_L^{i-1} \quad \dots\dots\dots(1.4)$$

1.3.3 Law of Stream Areas

Schumm, S.A. (1956) พบว่าค่าเฉลี่ยของพื้นที่ลุ่มน้ำของลำน้ำ ( $A_i$ )

มีความสัมพันธ์กับลำดับลำน้ำ  $i$  และสรุปว่า

$$R_A = \frac{A_{i+1}}{A_i} \quad \text{เมื่อ } i = 1, 2, \dots, I-1 \quad \dots\dots\dots(1.5)$$

เมื่อ  $R_A$  = Area Ratio

$A_i$  และ  $A_{i+1}$  = พื้นที่ลุ่มน้ำเฉลี่ยของลำน้ำลำดับที่  $i$  และ  $i+1$

ค่า  $R_A$  จะหาได้จากความลาดเทของกราฟเส้นตรงซึ่งได้จากการพล็อต  
 $A_i$  vs.  $i$  ในกระดาษกราฟ Semi-log. ลุ่มน้ำ Mamon และ Mamon 5 มีค่า  
 $R_A$  เท่ากับ 4.5 และ 3.8 ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 1.4

ในทำนองเดียวกับ Law of Stream Lengths พื้นที่ลุ่มน้ำเฉลี่ยของลำน้ำที่  
 ลำดับใด ๆ จะคำนวณได้จากสูตร

$$A_i = A_1 R_A^{i-1} \quad \dots\dots\dots(1.6)$$

ได้มีผู้ศึกษาถึงความสัมพันธ์ระหว่างคุณลักษณะของไฮโดรกราฟกับพารามิเตอร์  
 ของโครงข่ายลำน้ำ เช่นการศึกษาของ Rodriguez-Iturbe and Valdes (1979);

Gupta, Waywire, and Wang (1980) และ Gupta, Rodriguez-Iturbe and Wood (1986) ตามที่อ้างถึงใน Chow, V.T and et. al (1988)

พารามิเตอร์ที่แสดงคุณลักษณะของลุ่มน้ำตัวอื่น ๆ ที่มีความสำคัญสำหรับการวิเคราะห์ไฮโดรกราฟของลุ่มน้ำได้แก่ความหนาแน่นในการระบายน้ำ (Drainage Density) และความยาวเฉลี่ยของการไหลบนผิวดิน (Average Length of Overland Flow)

ความหนาแน่นในการระบายน้ำ (D) คืออัตราส่วนระหว่างผลรวมของความยาวของลำน้ำทุกสายในลุ่มน้ำต่อพื้นที่ลุ่มน้ำ

$$D = \frac{\sum_{i=1}^I \sum_{j=1}^N L_{ij}}{A_I} \dots\dots\dots(1.7)$$

เมื่อ  $L_{ij}$  = ความยาวของลำน้ำสายที่ j ในลำน้ำลำดับที่ i

$A_I$  = พื้นที่ลุ่มน้ำทั้งหมด

และ  $L = \frac{1}{2D}$  .....(1.8)

เมื่อ  $L$  = ความยาวเฉลี่ยของการไหลบนผิวดิน

1.4 อิทธิพลของรูปร่างลุ่มน้ำต่อปริมาณน้ำท่า

(Effect of Watershed Shape on the Runoff Flow)

องค์ประกอบที่มีอิทธิพลต่อคุณสมบัติทางชลศาสตร์ของลุ่มน้ำสามารถสรุปได้ดังนี้

(1) รูปร่างเรขาคณิตของลุ่มน้ำ (Watershed Geometry) ซึ่งได้แก่ พื้นที่รูปร่าง ตำแหน่ง ความยาวลำน้ำ ความลาดเทเฉลี่ยของลำน้ำสายใหญ่ ความหนาแน่นในการระบายน้ำ (Drainage Density) ฯลฯ

(2) คุณสมบัติของดินได้แก่ ชนิดดิน การแจกแจงเม็ดดิน (Grain-Size distribution) เนื้อดิน ความยากง่ายในการกัดเซาะดิน ฯลฯ

(3) พืชปกคลุม (Vegetation Cover) ได้แก่ ชนิดและการกระจายของพืช interception การคายน้ำ ฯลฯ

(4) สภาพทางอุทกวิทยา ได้แก่ อัตราการซึมน้ำลงไปในดิน น้ำใต้ดิน อัตราการระเหยสูงสุด ประเภทของแม่น้ำซึ่งอาจเป็นแม่น้ำที่มีน้ำไหลตลอดปี (Perennial) หรือแม่น้ำที่

มีน้ำไหลเฉพาะหลังฝนตกหนัก (Ephemeral) ฯลฯ

(5) สภาพทางธรณีวิทยา ได้แก่โครงสร้างชั้นดิน Bedrock ชนิดและการกระจายของหินชั้นบน ฯลฯ

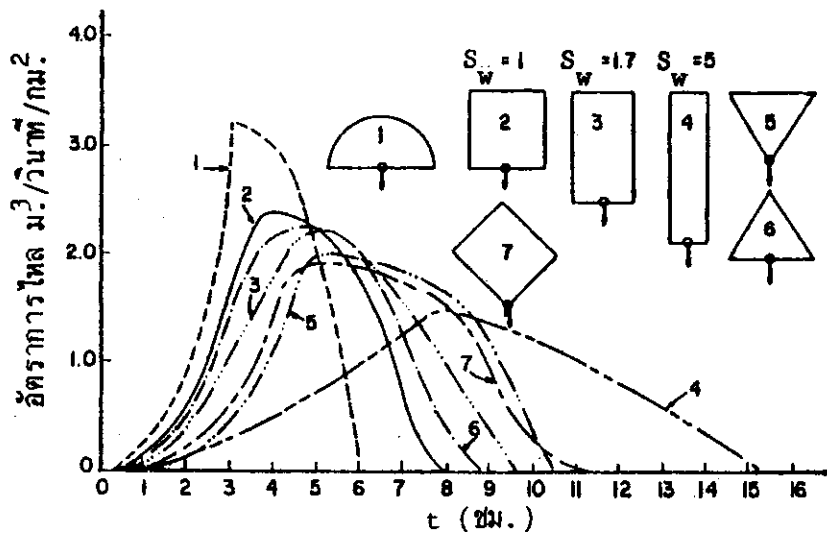
(6) ภูมิอากาศ ได้แก่อุณหภูมิ ฝน ปรากฏการณ์ประจำฤดูกาลและช่วงเวลาและความถี่ในการเกิด ฯลฯ

(7) ผลผลิตตะกอน (Sediment Yield) ได้แก่ขบวนการในการกัดเซาะและการพัดพาตะกอน แหล่งตะกอน ฯลฯ

(8) อิทธิพลเนื่องจากมนุษย์ ได้แก่ขนาดและประเภทของการพัฒนา การก่อสร้าง การตัดไม้ทำลายป่า (Deforestation) ฯลฯ

คุณสมบัติทางรูปทรงเรขาคณิตมีอิทธิพลต่อรูปร่างของไฮโดรกราฟและอัตราการไหลสูงสุด ส่วนคุณสมบัติตั้งแต่ 2 ถึง 8 จะมีอิทธิพลต่อปริมาตรน้ำท่า ในหัวข้อนี้จะกล่าวเฉพาะผลของรูปทรงเรขาคณิตของลุ่มน้ำ ส่วนอิทธิพลของคุณลักษณะอื่น ๆ จะกล่าวในหัวข้อถัดไป

ลุ่มน้ำอาจมีรูปร่างแตกต่างกันได้มากมายนับไม่ถ้วนตามสภาพภูมิประเทศ นักอุทกวิทยาจำนวนมากได้พยายามวิเคราะห์ถึงอิทธิพลของรูปทรงเรขาคณิตของลุ่มน้ำต่อรูปร่างของไฮโดรกราฟและอัตราการไหลสูงสุด ซึ่งพอสรุปได้ดังแสดงในรูปที่ 1.6

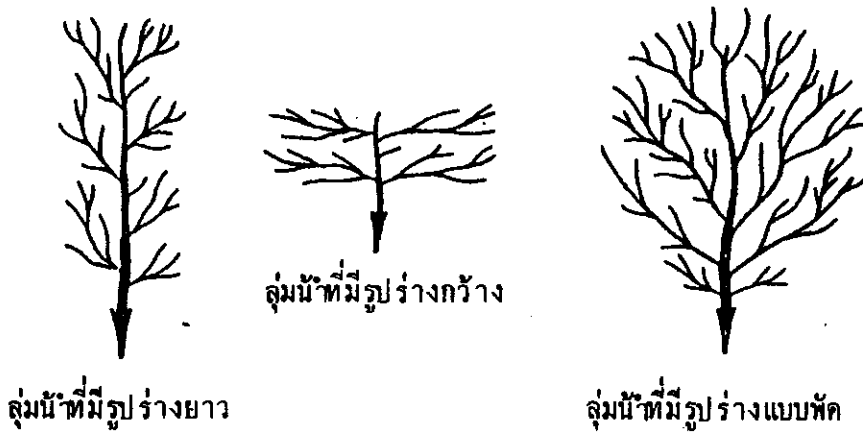


รูปที่ 1.6 อิทธิพลของรูปทรงเรขาคณิตของลุ่มน้ำต่อไฮโดรกราฟและอัตราการไหลสูงสุด

(Richards, B.D. 1950)

ลุ่มน้ำในรูปที่ 1.6 มีพื้นที่เท่ากันและมีคุณลักษณะอื่น ๆ เหมือนกันต่างกันตรงรูปร่าง  
 หน้าที่ตกมีความเข้มสม่ำเสมอ มีช่วงเวลาการตก (duration, tr) เท่ากับ time of  
 concentration (tc) สัญลักษณ์  $S_w$  ในรูปคืออัตราส่วนระหว่างความยาวต่อความกว้าง  
 ของลุ่มน้ำ ซึ่งเรียกว่าครรชนีรูปร่างลุ่มน้ำ (Shape Index of Watershed)

ถึงแม้ว่าลุ่มน้ำจะมีรูปร่างแตกต่างกันออกไปมากมายนับไม่ถ้วน แต่ก็พอจะแบ่งรูป  
 รางลุ่มน้ำออกได้เป็น 3 กลุ่มใหญ่ ๆ ดังแสดงในรูปที่ 1.7 คือ



รูปที่ 1.7 ลุ่มน้ำที่มีรูปร่างต่าง ๆ

- (1) ลุ่มน้ำที่มีรูปร่างยาว (Long Watershed) หรือเรียกอีกอย่างหนึ่งว่า  
 ลุ่มน้ำรูปขนนก (Featherlike Watershed)
- (2) ลุ่มน้ำที่มีรูปร่างกว้าง (Broad Watershed)
- (3) ลุ่มน้ำที่มีรูปร่างแบบพัด (Fan-shaped Watershed) หรือเรียกอีกอย่าง  
 หนึ่งว่าลุ่มน้ำรูปวงกลม (Radial Watershed)

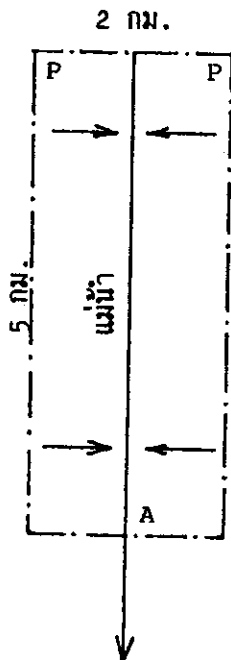
เพื่อแสดงให้เห็นถึงผลของรูปร่างลุ่มน้ำต่อไฮโดรกราฟและอัตราการไหลสูงสุด  
 ให้ชัดเจนยิ่งขึ้น จะขอแสดงการวิเคราะห์โดยใช้ตัวอย่างการคำนวณอย่างง่าย ๆ ดังต่อไปนี้

สมมติลุ่มน้ำมีรูปร่างต่างกัน 3 แบบ คือ รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า 2 ลุ่มน้ำ และรูปครึ่ง  
 วงกลม 1 ลุ่มน้ำ มีความลาดเทคงที่และไม่มีลำน้ำสาขา ถึงแม้ว่าตามธรรมชาติอาจไม่มีลุ่มน้ำ

ลักษณะดังกล่าว แต่ก็อาจนับได้ว่าพื้นที่เมืองและสนามบินมีลักษณะตั้งสมมติ และเพื่อให้การวิเคราะห์ง่ายขึ้น จะไม่พิจารณาถึงการเก็บกักในลำน้ำและ Channel Routing

ตัวอย่างที่ 1.1 ลำน้ำคังแสดงในรูปที่ 1.8 มีข้อมูลต่าง ๆ ดังต่อไปนี้

ความกว้างของลำน้ำ (w)	= 2	กม.
ความยาวของลำน้ำ (L)	= 5	กม.
พื้นที่ลำน้ำ (A)	= 10	ตร.กม.
ความเร็วเฉลี่ยของการไหลบนผิวน้ำ ( $v_1$ )	= 0.1	ม./วินาที
ความเร็วเฉลี่ยของการไหลใต้วงน้ำ ( $v_2$ )	= 1.0	ม./วินาที
ฝนตกพร้อม ๆ กันทั้งลำน้ำ		
ฝนมีความเข้มสม่ำเสมอ (i)	= 10	มม./ชม.
ส.ป.ส. น้ำท่า (Runoff Coefficient, C)	= 0.4	
ต้องการให้หาไฮโดรกราฟตามทฤษฎีที่จุด A ของลำน้ำดังกล่าว		



รูปที่ 1.8 ลำน้ำสำหรับตัวอย่างที่ 1.1

วิธีทำ

ขั้นที่ 1 : ท<sub>1</sub> Time of concentration ซึ่งก็คือระยะเวลาที่น้ำจากจุดที่ไกลที่สุดในลุ่มน้ำ จะไหลไปถึงจุด A

$$t_c = \frac{1000}{0.1} + \frac{5000}{1.0} = 15,000 \text{ วินาที}$$

$$= 250 \text{ นาที}$$

ขั้นที่ 2 : สมมติว่า ช่วงเวลาการตกของฝน ( $t_r$ ) เท่ากับ  $t_c$

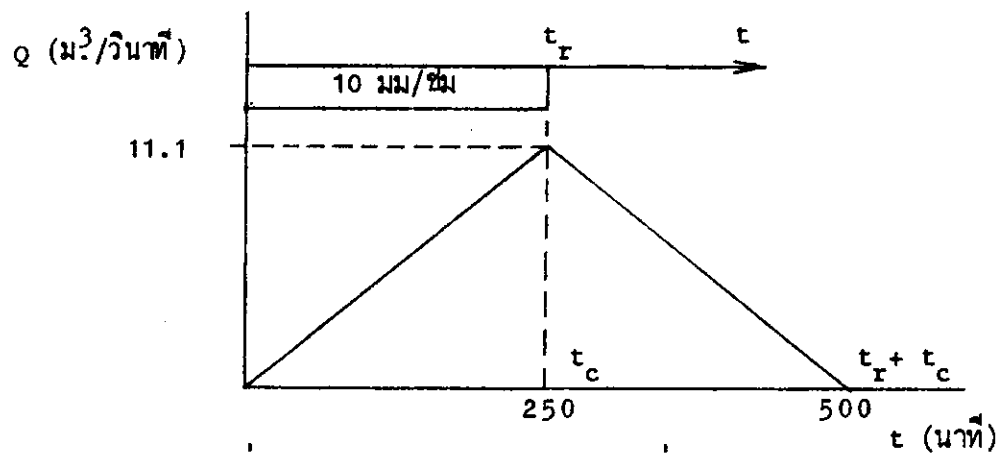
- ขั้นที่ 3 :
- ที่  $t < t_c$  พื้นที่ลุ่มน้ำที่จ่ายน้ำให้จุด A จะเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ
  - ที่  $t = t_c$  พื้นที่ทั้งลุ่มน้ำจะจ่ายน้ำให้จุด A เนื่องจากสมมติว่า  $t_r = t_c$
  - ที่  $t > t_c$  พื้นที่ที่อยู่ใกล้จุด A จะเริ่มหยุดจ่ายน้ำให้จุด A ตามลำดับ แต่พื้นที่ที่อยู่ห่างไกลจุด A จะยังคงจ่ายน้ำให้
  - ที่  $t = 2t_r$  ฝนเม็ดสุดท้ายที่ตกที่จุดไกลสุดในลุ่มน้ำจะไหลไปถึงจุด A และปริมาณน้ำท่าจะเป็นศูนย์

ขั้นที่ 4 : เมื่อ  $t_r = t_c$  จะสามารถคำนวณหาอัตราการไหลสูงสุด ( $Q_{max}$ ) ได้โดยใช้สูตร Rational

$$Q_{max} = C i A$$

$$= 0.4 \times \frac{0.01}{3600} \times 2000 \times 5000 = 11.1 \text{ ม}^3/\text{วินาที}$$

ขั้นที่ 5 : รูปร่างไฮโดรกราฟตามทฤษฎีจะมีลักษณะดังรูปที่ 1.9

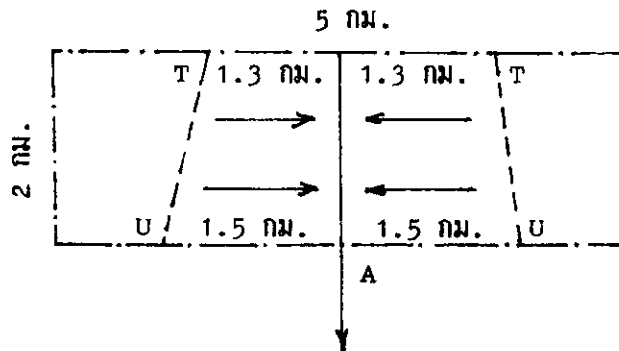


รูปที่ 1.9 ไฮโดรกราฟของตัวอย่างที่ 1.1



ตัวอย่างที่ 1.2 ลุ่มน้ำมีรูปร่างดังแสดงในรูปที่ 1.10 และมีข้อมูลต่าง ๆ ดังนี้

- ความกว้างลุ่มน้ำ (w) = 5 กม.
- ความยาวลุ่มน้ำ (L) = 2 กม.
- ช่วงเวลาการตกของฝน ( $t_r$ ) เท่ากับตัวอย่าง 1.1 = 250 นาที
- ข้อมูลอื่น ๆ เหมือนตัวอย่าง 1.1



รูปที่ 1.10 ลุ่มน้ำสำหรับตัวอย่าง 1.2

ให้หาไฮโดรกราฟตามต. ณ จุด A สำหรับลุ่มน้ำในตัวอย่าง

วิธีทำ

ขั้นที่ 1

$$: t_c = \frac{2500}{0.1} + \frac{2000}{1.0} = 27,000 \text{ วินาที}$$

$$= 450 \text{ นาที}$$

แสดงว่า  $t_c > t_r$

ขั้นที่ 2

: หาพื้นที่ซึ่งน้ำจากบริเวณนั้นจะไหลไปถึงจุด A เมื่อฝนหยุดตก โดยการหาระยะ

T และ U

$$\frac{x_T}{0.1} + \frac{2000}{1.0} = 15,000 \text{ วินาที}$$

$$\therefore x_T = 1,300 \text{ เมตร}$$

$$\frac{x_U}{0.1} = 15,000 \text{ วินาที}$$

$$x_U = 1,500 \text{ เมตร}$$

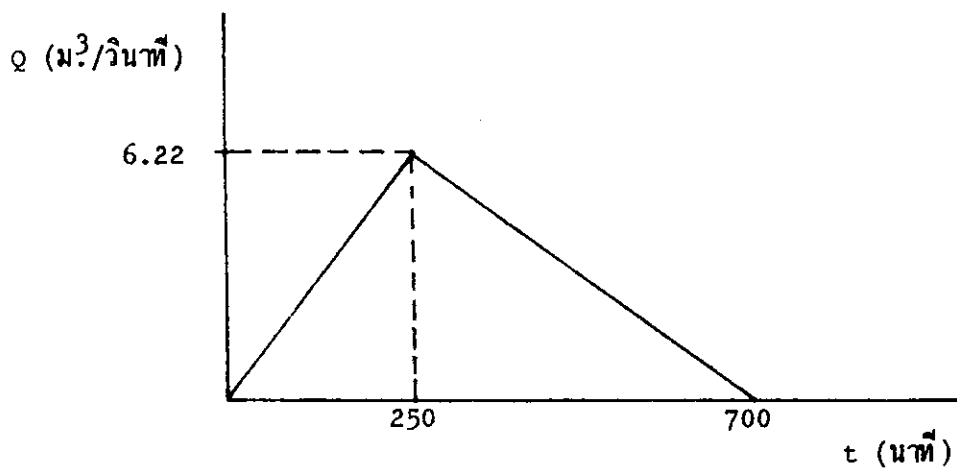
ข้อ 3 : หาพื้นที่หน้าไหลไปถึงจุด A เมื่อผ่านหยุดตก (Reduced Area,  $A_r$ )

$$\begin{aligned} A_r &= (1200 + 1500) \times 2000 = 5.6 \times 10^6 \text{ ม}^2 \\ &= 5.6 \text{ ตร.กม.} \end{aligned}$$

ข้อ 4 : หาอัตราการไหลสูงสุดจากสูตร Rational

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= C i A_r \\ &= 0.4 \times \frac{0.01}{3600} \times 5.6 \times 10^6 = 6.2 \text{ ม}^3/\text{วินาที} \end{aligned}$$

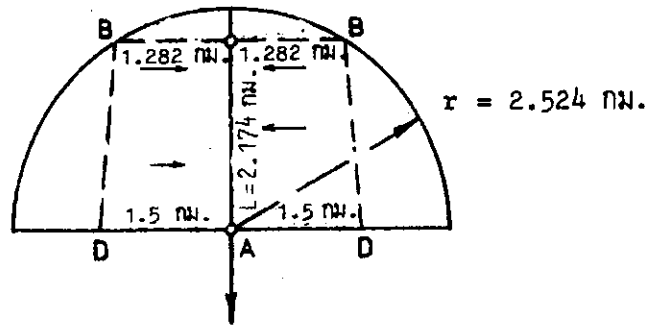
ข้อ 5 : เขียนรูปไฮโดรกราฟได้ดังแสดงในรูปที่ 1.11



รูปที่ 1.11 ไฮโดรกราฟของตัวอย่างที่ 1.2

โดยการเปรียบเทียบผลการคำนวณของตัวอย่างที่ 1.1 และ 1.2 จะเห็นได้ว่า ลุ่มน้ำที่มีพื้นที่เท่ากัน แต่มีช่วงเวลาและความเข้มเท่ากัน ความเร็วเฉลี่ยของการไหลบนผิวดิน และในทางน้ำเท่ากัน ลุ่มน้ำกว้างแต่สั้นจะให้ค่าอัตราการไหลสูงสุดน้อยกว่าลุ่มน้ำที่แคบแต่ยาวกว่า

ตัวอย่างที่ 1.3 ให้หาไฮโดรกราฟตามทฤษฎีที่จุด A ของลุ่มน้ำรูปครึ่งวงกลม ซึ่งมีรูปร่าง ดังรูปที่ 1.12 และมีข้อมูลอื่น ๆ เหมือนตัวอย่างที่ 1.1 ลุ่มน้ำรูปครึ่งวงกลม มีรัศมี  $r = 2.524$  กม.



รูปที่ 1.12 ลุ่มน้ำรูปครึ่งวงกลม สำหรับตัวอย่างที่ 1.3

วิธีทำ

ขั้นที่ 1

: หาพื้นที่ลุ่มน้ำทั้งหมด

$$A = \frac{\pi(2524)^2}{2} = 10 \times 10^6 \text{ ม}^2 = 10 \text{ ตร.กม.}$$

ขั้นที่ 2

: หา  $t_c$  ตามหลักทางคณิตศาสตร์เบื้องต้น จะได้ว่า

$$\begin{aligned} t_c &= 25370 \text{ วินาที} \\ &= 423 \text{ นาที} \end{aligned}$$

แสดงว่า  $t_r < t_c$

ขั้นที่ 3

: ขอบเขตพื้นที่จ่ายน้ำให้กับจุด A เมื่อฝนหยุดจะเท่ากับ

$$l = 2174 \text{ เมตร}$$

$$x_B = 1282 \text{ เมตร}$$

$$x_D = 1500 \text{ เมตร}$$

ขั้นที่ 4

: พื้นที่ลุ่มน้ำที่จ่ายน้ำให้กับจุด A เมื่อฝนหยุดตก (Reduced Area,  $A_r$ ) จะเท่ากับ

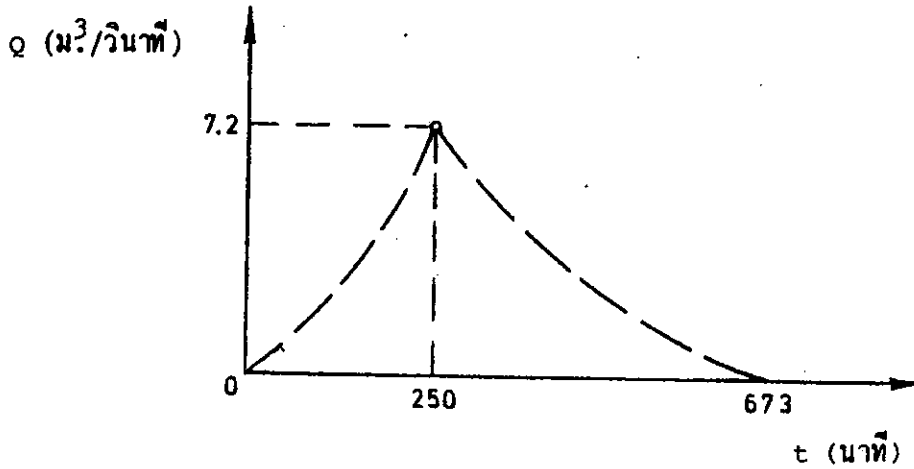
$$A_r = 6.6 \times 10^6 \text{ ม}^2$$

ขั้นที่ 5

: หาอัตราการไหลสูงสุดโดยสูตร Rational

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= C i A_r = 0.4 \times \frac{0.01}{3600} \times 6.6 \times 10^6 \text{ ม}^3/\text{วินาที} \\ &= 7.3 \text{ ม}^3/\text{วินาที} \end{aligned}$$

ขั้นที่ 6 : เขียนรูปไฮโดรกราฟให้ดังแสดงในรูปที่ 1.13



รูปที่ 1.13 ไฮโดรกราฟของตัวอย่างที่ 1.3

ตามที่ให้กล่าวไว้ตั้งแต่ต้นว่าลุ่มน้ำในตัวอย่างและคุณลักษณะของสภาพภูมิประเทศที่สมมติขึ้นก่อนข้างจะเป็นเรื่องทางทฤษฎี ซึ่งไม่เพียงแต่สมมติให้รูปร่างเป็นแบบง่าย ๆ เพื่อสะดวกเท่านั้น แต่การที่น้ำไหลบนผิวดินเป็นเส้นตรงเป็นระยะทางยาว ๆ นั้นก็เป็นเรื่องที่ยากจะเกิดขึ้นจริง ๆ ปกติจะมีทางน้ำเล็กลำค้ำที่ 1 หรือ 2 หรือน้ำท่าจะกัดเซาะผิวดินเป็นร่อง ซึ่งในทั้งสองกรณีจะมีผลทำให้การไหลบนผิวดิน (Overland Flow) เปลี่ยนเป็นการไหลในทางน้ำซึ่งมีความเร็วสูงกว่าบริเวณภูเขาปกคลุมแล้วความยาวของการไหลบนผิวดินจะสั้นมากจนตัดทิ้งได้

ในการวิเคราะห์ลุ่มน้ำในตัวอย่าง ให้ใช้สูตร Rational ในการคำนวณอัตราการไหลสูงสุดจากความเข้มฝน (Rainfall Intensity) สูตรดังกล่าวปกติจะใช้ได้สำหรับลุ่มน้ำขนาดเล็ก กรณีที่ลุ่มน้ำมีขนาดใหญ่และมีความซับซ้อนมากขึ้น จะต้องใช้วิธีการทางอุทกวิทยาที่เหมาะสมอื่น ๆ ต่อไป

1.5 องค์ประกอบอื่น ๆ ที่มีผลต่อปริมาณน้ำท่า

(Other Factors that Influence the Runoff Flow)

มีองค์ประกอบอื่น ๆ อีกมากมายที่มีผลต่อไฮโดรกราฟน้ำท่า และนอกจากนี้รูปร่างลุ่มน้ำ สภาพภูมิประเทศ ความลาดเท และสัมประสิทธิ์น้ำท่า จะแตกต่างกันไปในแต่ละพื้นที่ ความขรุขระ (Roughness) ของทางน้ำและผิวดินของลุ่มน้ำใด ๆ ก็จะไปเปลี่ยนไปตามพื้นที่และเวลาที่นั้นเนื่องจากการปกคลุมดินของพืชและการตกตะกอน

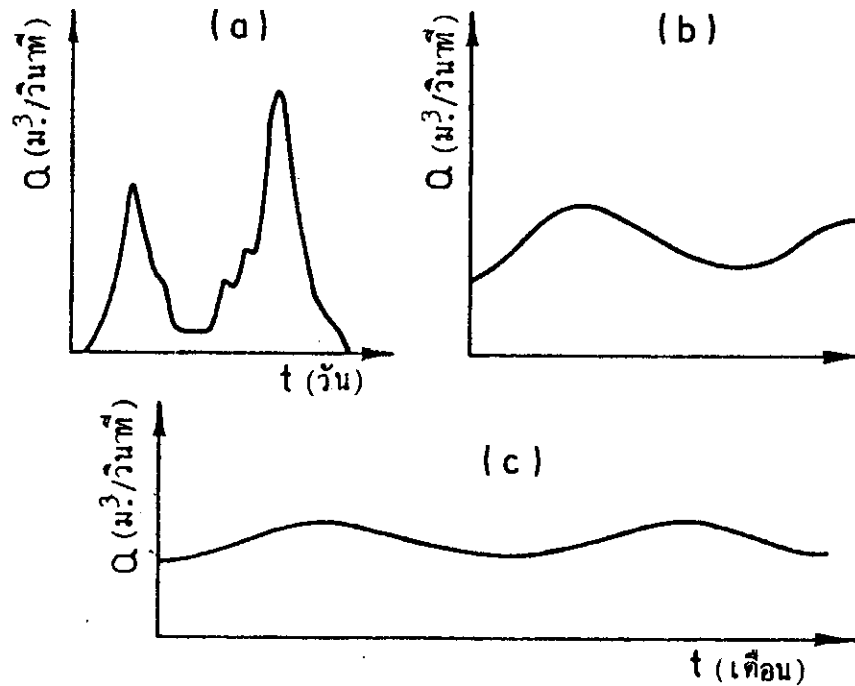
ความเข้มฝนปกติจะไม่สม่ำเสมอตลอดช่วงที่เกิดพายุ และพื้นที่ตกปกติก็ไม่แผ่คลุมทั่วทั้งลุ่มน้ำ ยกเว้นลุ่มน้ำที่มีขนาดเล็กมาก ๆ ตามกฎโดยทั่ว ๆ ไปพื้นที่แผ่คลุมพื้นที่กว้างกว่า จะมีความเข้มน้อยกว่า อย่างไรก็ตามไม่สามารถจะเขียนความสัมพันธ์ระหว่างขนาดลุ่มน้ำต่อความเข้มฝนออกมาเป็นสมการทางคณิตศาสตร์ทั่ว ๆ ไปได้ ทั้งนี้เพราะความสัมพันธ์ดังกล่าวจะแตกต่างกันไปในแต่ละพื้นที่

องค์ประกอบที่สำคัญอันหนึ่งที่มีผลต่ออัตราการไหลสูงสุดคือทิศทางของฝน ถ้าเมฆฝนเคลื่อนตัวไปทางเดียวกับทิศทางการไหลของน้ำในลำน้ำ อัตราการไหลสูงสุดจะมีค่ามากกว่ากรณีที่เมฆฝนไม่เคลื่อนตัวหยุดนิ่งอยู่ที่ใด ๆ แต่ถ้าเมฆฝนเคลื่อนตัวไปทางตรงกันข้าม อัตราการไหลสูงสุดจะมีค่าน้อยกว่ามาก

ไฮโดรกราฟของลำน้ำขนาดเล็กในเขตภูเขา ซึ่งจัดอยู่ในลำน้ำลำดับที่ 1, 2 และบางครั้ง 3 จะตอบสนองต่อการตกและการหยุดตกของฝนอย่างรวดเร็ว ลำน้ำดังกล่าวอาจไม่มีน้ำเลยในช่วงฤดูแล้ง แต่อัตราการไหลจะมีค่าสูงสุดอย่างรวดเร็วหลังฝนที่มีความเข้มสูงสุดตกเพียงไม่กี่นาที หรือชั่วโมง หรือวัน และจะมีน้ำไหลต่อไปอีกเพียงวันหรือสองวัน ดังรูปที่ 1.14 (a) ลำน้ำประเภทนี้มีอัตราส่วน  $Q_{max}/Q_{min}$  สูงมาก และจะเป็น Infinity ในช่วงฤดูแล้ง ภาวะที่อัตราการไหลเปลี่ยนแปลงขึ้น ๆ ลง ๆ อย่างมาก จะทำให้ความเร็วน้ำและการพัดพาตะกอนเปลี่ยนแปลงขึ้น ๆ ลงอย่างมากตามไปด้วย มักพบเสมอ ๆ ว่าในช่วงฤดูแล้งของลำน้ำ (Stream-bed) จะไม่มีตะกอนกักขวางการไหล แต่หลังจากที่ฝนตกหนักเพียงครั้งสองครั้ง ทั้งลำน้ำจะมีตะกอนตกทับถมจนกักขวางการไหลของน้ำ

สำหรับลำน้ำขนาดกลางในบริเวณตีนเขา (Foothill) time of Concentration ของลำน้ำสาขาที่แตกต่างกัน จะทำให้เกิดความสมดุลและเศษเสี้ยวอิทธิพลของฝนที่มีความเข้มไม่สม่ำเสมอ อัตราส่วน  $Q_{max}/Q_{min}$  จะน้อยลง และวงจรของคลื่นน้ำท่วม (Flood waves) จะยาวนานขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 1.14 (b)

สำหรับลำน้ำใหญ่ในที่ราบ ไฮโดรกราฟจะราบกว่า และคลื่นน้ำท่วมจะมีช่วงเวลาการเกิดที่ยาวนานยิ่งขึ้น อาจเป็นสัปดาห์ หรือแม้แต่เดือน ดังแสดงในรูปที่ 1.14 (c)



รูปที่ 1.14 ลักษณะของไฮโดรกราฟของลำน้ำแบบต่าง ๆ

### 1.6 ขนาดสัมพัทธ์ของลุ่มน้ำ

(Relative Size of the Watershed)

การกำหนดลุ่มน้ำว่าเป็นขนาดเล็กหรือขนาดใหญ่เป็นเรื่องที่สมควรขึ้นมา และให้มีผู้พยายามเสนอแนะวิธีที่จะแบ่งลุ่มน้ำเป็นขนาดเล็กหรือขนาดใหญ่มากมาย แต่วิธีการที่มีเหตุผลก็คือ การกำหนดว่าลุ่มน้ำจะเป็นขนาดเล็กก็ต่อเมื่อมีการตอบสนองต่อฝนอย่างรวดเร็ว (ประมาณ 1-2 วัน) แต่ถ้าลุ่มน้ำตอบสนองช้ากว่านั้นจะถือเป็นลุ่มน้ำขนาดใหญ่ ในบริเวณภูเขาซึ่งความเร็วของการไหลของน้ำ ทั้งการไหลบนดินและการไหลในลำน้ำจะเร็วมาก ทำให้น้ำท่าไหลไปถึงลำน้ำสายใหญ่ภายใน 1-2 วัน จึงจัดอยู่ในประเภทลุ่มน้ำขนาดเล็ก ในบริเวณภูเขาที่ไม่ลาดชันนัก ความเร็วของกระแสน้ำจะน้อยกว่ามาก และลุ่มน้ำที่มีพื้นที่เท่ากับกับลุ่มน้ำในบริเวณภูเขาที่ลาดชันก็อาจถือเป็นลุ่มน้ำขนาดใหญ่ได้

อย่างไรก็ตามมักจะนิยมกำหนดลุ่มน้ำที่มีขนาด 30 - 40 ตร.กม. เป็นลุ่มน้ำขนาดเล็ก

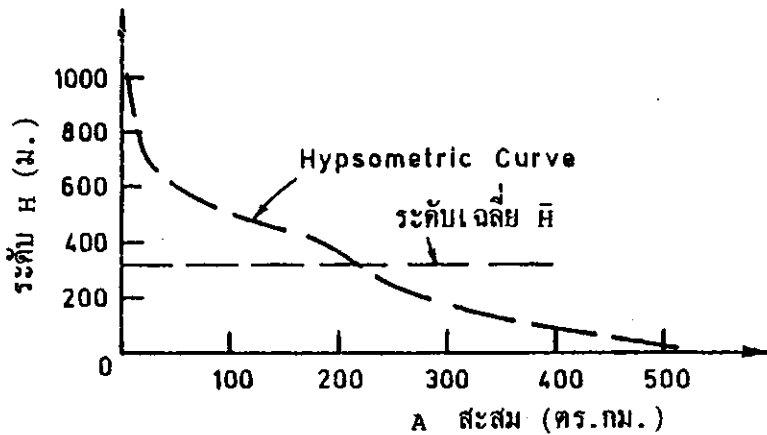
1.7 โค้งลักษณะที่บ่งชี้ถึงลักษณะของลุ่มน้ำ

(Some Characteristic Curves Describing Watersheds)

ในวิชาอุทกวิทยาเชิงวิศวกรรม (Engineering Hydrology) ได้มีการใช้โค้งลักษณะ (Characteristic Curves) นอกเหนือจากคุณสมบัติทางประการที่ได้กล่าวถึงแล้วในหัวข้อ 1.3 เพื่ออธิบายถึงคุณลักษณะของลุ่มน้ำที่กำลังศึกษา เพื่อให้เกิดความเข้าใจยิ่งขึ้น ซึ่งจะได้อธิบายถึงรายละเอียดเป็นข้อ ๆ ดังต่อไปนี้

1.7.1 Hypsometric Curve

Hypsometric Curve เป็นกราฟที่อธิบายถึงความสัมพันธ์ระหว่างพื้นที่ลุ่มน้ำสะสมและระดับ (รทก.) ดังแสดงในรูปที่ 1.15 กราฟนี้จะให้ข้อมูลที่สำคัญสำหรับลุ่มน้ำขนาดใหญ่ทราบเท่าที่อุณหภูมิ ผ่น และการระเหย ยังถือเป็นเรื่องสำคัญ



รูปที่ 1.15 Hypsometric Curve

Hypsometric Curve จะสร้างได้โดยการพล็อตพื้นที่ที่อยู่เหนือเส้นระดับ มีหน่วยเป็น ตร.กม. บนแกนนอน (x) และพล็อตระดับเป็นเมตรบนแกนตั้ง (y) ทุก ๆ จุดที่อ่านจากกราฟจะบอกค่าพื้นที่สะสมที่อยู่เหนือระดับนั้น ระดับเฉลี่ยของลุ่มน้ำจะหาได้จากสมการ

$$\bar{H} = \frac{\sum a \times H}{A} \dots\dots\dots (1.9)$$

เมื่อ

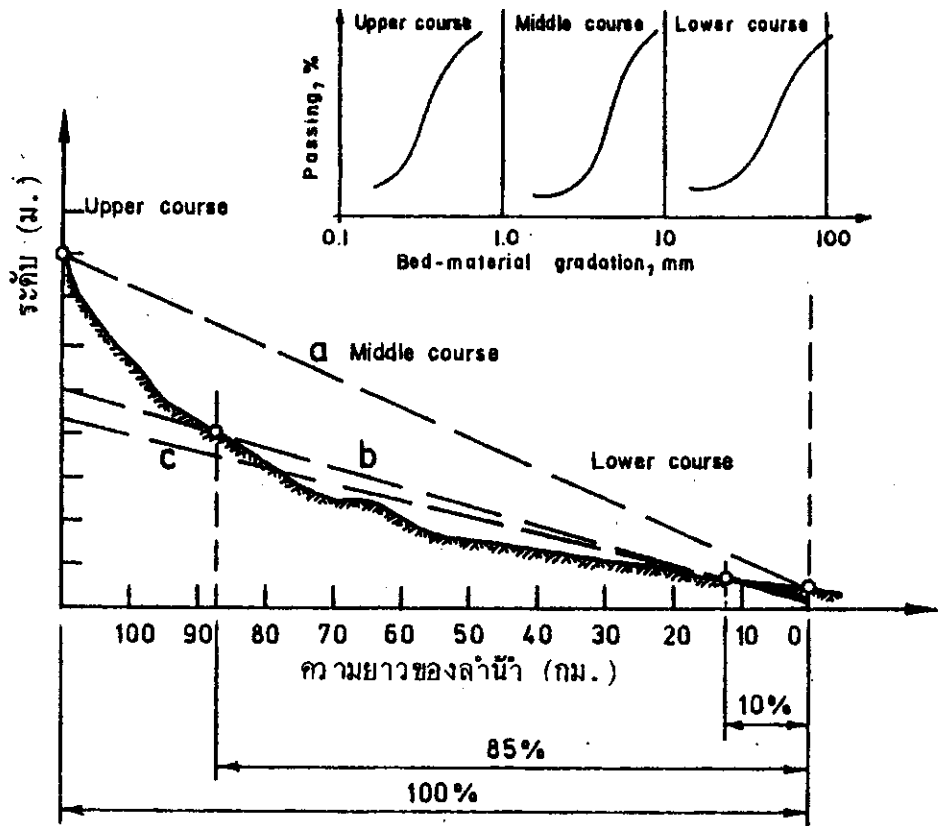
- a = พื้นที่อยู่ระหว่างเส้นระดับ เป็น  $m^2$
- H = ระดับเฉลี่ยของพื้นที่ a เป็น ม.
- A = พื้นที่ทั้งหมดของลุ่มน้ำ  $m^2$

รูปร่างลักษณะของ Hypsometric Curve สำหรับลุ่มน้ำที่กำหนดให้ อาจใช้เป็น ข้อมูลถึง Formative Stage ลำน้ำ

1.7.2 รูปตัดตามยาวและความลาดเทเฉลี่ยของลำน้ำใหญ่

(Longitudinal Profile and Mean Slope of the Main Stream)

รูปตัดตามยาวตามแนวลำน้ำใหญ่ของลุ่มน้ำจะเป็นข้อมูลที่สำคัญที่แสดงคุณสมบัติของ ส่วนต่าง ๆ ของลุ่มน้ำและขอบเขตของแต่ละส่วนเมื่อเทียบกับระดับ ดังแสดงในรูปที่ 1.16



รูปที่ 1.16 รูปตัดตามยาวตามแนวลำน้ำและความลาดเทเฉลี่ย

ลำน้ำตอนบน (Upper Course) โดยทั่วไป จะมีความลาดเทตามแนวลำน้ำ สูงมาก ทำให้น้ำไหลเร็วและเกิดการกัดเซาะของลำน้ำ เป็นลักษณะของลำน้ำที่มีการกัดเซาะ ทั่วไป



ลำน้ำตอนกลาง (Middle Course) ความลาดเทตามแนวลำน้ำน้อยลงกว่าลำน้ำตอนบน มีลำน้ำสาขาไหลเข้ามาบรรจบลำน้ำใหญ่ ซึ่งจะทำให้มีการเปลี่ยนแปลงสภาวะการไหลของน้ำบ่อย ๆ ที่จุดบรรจบนี้ มีการกักเซาะและการตกตะกอนเกิดขึ้นสลับไปสลับมาบ่อย ๆ ในส่วนต่าง ๆ และที่เวลาต่าง ๆ อย่างไรก็ตามลำน้ำช่วงนี้ถือว่าเป็นช่วงที่มั่นคงและมีความสมบูรณ์มากที่สุด ลักษณะของลำน้ำตอนกลางนี้จึงมักนำไปใช้เป็นพื้นฐานในการออกแบบโครงการฝักอบรมเกี่ยวกับลำน้ำ

ลำน้ำตอนล่าง (Lower Course) ความลาดเทตามแนวลำน้ำราบลง อัตราการไหลเพิ่มขึ้น มีตะกอนจากลำน้ำช่วงที่มีการกักเซาะตกสะสมตัวเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ ทำให้มีการเปลี่ยนแปลงและรูปร่างลำน้ำ (Shifting and Changing) ในช่วงเวลาสั้น ๆ

Shulits, S (1941) ได้ให้ความสัมพันธ์ระหว่างความลาดเทตามยาวของลำน้ำกับระยะทางตามแนวลำน้ำไว้ดังนี้

$$I_x = I_0 e^{-\alpha x} \dots\dots\dots (1.10)$$

เมื่อ

$I_x$  = ความลาดเทตามยาวที่ระยะทาง  $x$  ไปทางค้ำท้ายน้ำของจุดอ้างอิง (Reference Point)  $I_0$  ใด ๆ

$I_0$  = ความลาดเทที่จุดอ้างอิง

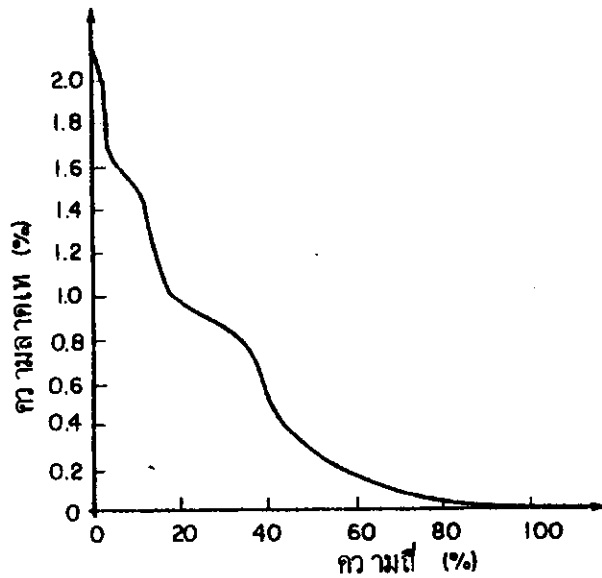
$\alpha$  = สัมประสิทธิ์ทางเอ็กโพเนนเชียลของการเปลี่ยนแปลงความลาดเท

โดยทั่วไป มี 3 วิธีในการหาคความลาดเทเฉลี่ยของลำน้ำ (ดูรูปที่ 1.16

ประกอบ) คือ

- (1) เส้น a ซึ่งหาได้โดยการเชื่อมจุดต่ำสุดและจุดบนสุดของลำน้ำ
- (2) เส้น b ซึ่งหาได้โดยการเชื่อมจุดบนรูปตัดตามยาวที่จุด 10 % และ 85 % ของความยาว
- (3) เส้น c ซึ่งเรียกว่า line of compensation ซึ่งเกิดจากการลากเส้นในลักษณะที่ทำให้พื้นที่สามเหลี่ยมใต้เส้นมีพื้นที่เท่ากับพื้นที่ใต้รูปตัดตามยาว

พื้นที่ลุ่มน้ำปกติกจะมี 3 มิติ ซึ่งเกิดจากลำน้ำสาขาจำนวนมาก แต่โดยทั่ว ๆ ไป จะใช้ความลาดเทเฉลี่ยในการวิเคราะห์ต่าง ๆ โดยไม่จำเป็นต้องศึกษาเพิ่มเติม แต่บางกรณี อาจต้องศึกษาให้ละเอียดยิ่งขึ้นไปอีก ซึ่งทำได้โดยการแบ่งพื้นที่ลุ่มน้ำโดยโครงข่ายของรูปสี่เหลี่ยม ผืนผ้า และคำนวณความลาดเทที่โนด (Node) โดยวิธีนี้จะสามารถวิเคราะห์หาความถี่ของความ ลาดเทได้ ดังรูปที่ 1.17

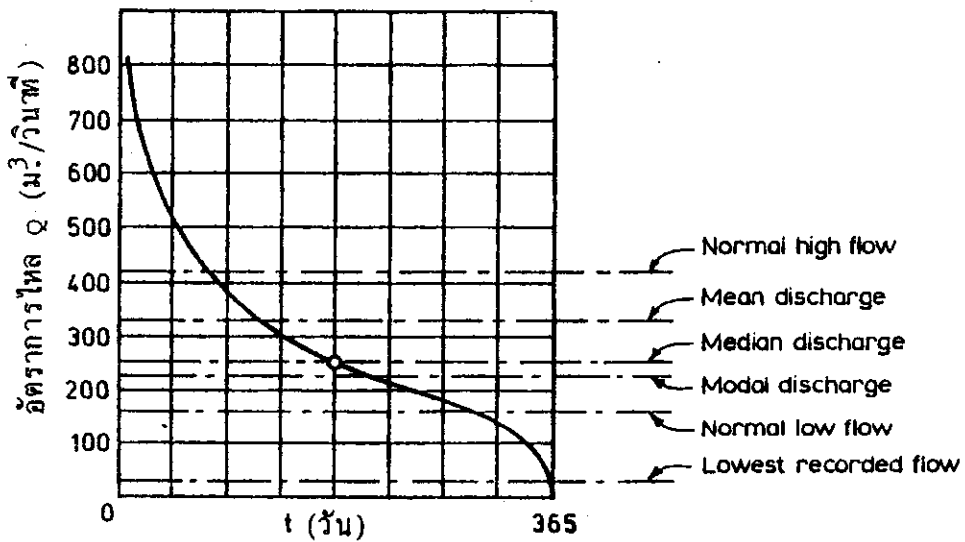


รูปที่ 1.17 โท้งความถี่ของความลาดเท (Slope VS. Frequency Curve)

1.7.3 โ้งช่วงเวลาสะสม (Cumulative Duration Curve)

โ้งแสดงลักษณะ (Characteristic Curves) อีกอย่างหนึ่งที่ใช้กันมากในวิศวกรรมระบายน้ำ ซึ่งควรกล่าวถึงในที่นี้คือ โ้งช่วงเวลาสะสมของอัตราการไหลของน้ำในลำน้ำ ที่ได้จากการพล็อตอัตราการไหลของช่วงเวลาสะสมกับช่วงเวลา ดังแสดงในรูปที่ 1.18

ที่จุดใด ๆ บนโ้งจะแสดงอัตราการไหล  $Q$  ของช่วงเวลา  $t$  วัน ใน 365 วัน ของปี ซึ่งอัตราการไหลของน้ำในลำน้ำจะมีค่ามากกว่า หรือเท่ากับค่า  $Q$  ค่าอัตราการไหลที่ แสดงในรูปที่ 1.18 ที่น่าสนใจคือ



รูปที่ 1.18 โค้งช่วงเวลาสะสม (อัตราการไหลของน้ำ)

Normal High Flow (อัตราการไหลสูงปกติ) คืออัตราการไหลในช่วงเวลา  $\frac{1}{4} \times 365$  วัน

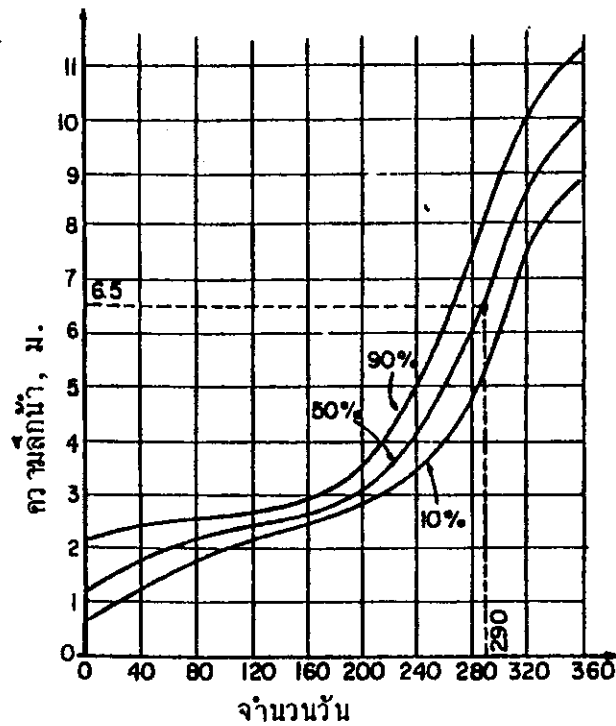
Normal Low Flow (อัตราการไหลต่ำปกติ) คืออัตราการไหลในช่วงเวลา  $\frac{3}{4} \times 365$  วัน

Median Discharge (อัตราการไหลตรงกลาง) คืออัตราการไหลในช่วงเวลา  $\frac{1}{2} \times 365$  วัน

Mean Discharge (อัตราการไหลเฉลี่ย) คืออัตราการไหลที่คำนวณจากสูตร  $\frac{\sum V}{t}$  เมื่อ  $\sum V$  เท่ากับปริมาตรทั้งหมดของน้ำซึ่งไหลผ่านทางออกในช่วงเวลา  $t$

Modal Discharge (อัตราการไหลที่โมด) คืออัตราการไหลที่มีความถี่สูงสุด

โค้งช่วงเวลาของอัตราการไหลที่ได้จากการตรวจวัดน้ำในช่วงเวลาหลาย ๆ ปี (20 ปีหรือมากกว่า) จะสามารถนำเอาไปวิเคราะห์ในเชิงสถิติได้ ซึ่งจะช่วยให้รู้โอกาสความน่าจะเป็นของการเกิดอัตราการไหลสูงหรือต่ำมาก ๆ รูปที่ 1.19 จะแสดงกลุ่มของโค้งที่บอกค่าโอกาสความน่าจะเป็นต่าง ๆ ไว้ โดยมีแกนตั้งเป็นความลึกของน้ำเป็นเมตร และแกนนอนเป็นจำนวนวัน



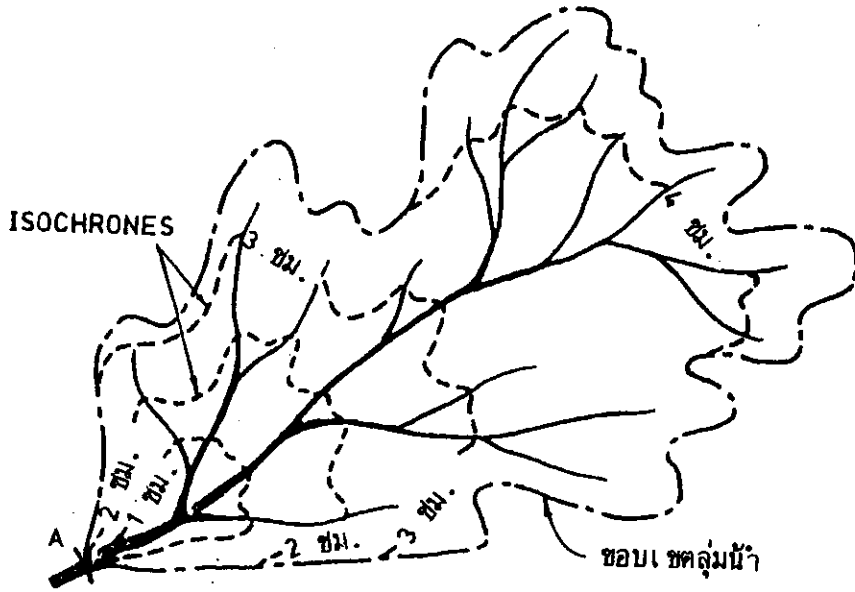
รูปที่ 1.19 โค้งช่วงเวลาสะสมของความลึกของน้ำในแม่น้ำ Niger ที่ Lohoja (Nedeco 1959)

จากรูปจะเห็นได้ว่ามีโอกาส 50 % ที่ความลึกของน้ำจะน้อยกว่า 6.5 เมตร ในช่วงเวลา 290 วันของปี

### 1.8 การหาอัตราการไหลสูงสุดโดยวิธี Isochronal Lines

ถ้าอัตราการไหลของน้ำในลำน้ำใหญ่ขึ้นอยู่กับอิทธิพลของฝน วิธีการหาอัตราการไหลสูงสุดที่เชื่อถือได้คือวิธี Isochronal Lines เส้น Isochrone คือเส้นเชื่อมจุดที่ระยะเวลาการไหลของน้ำเท่าถึงทางออกเท่ากัน ซึ่งเชื่อว่าเป็นวิธีที่ถูกต้องในเชิงวิศวกรรมและให้ค่าอัตราการไหลที่ถูกต้อง

สมมติว่าระบบลำน้ำในลุ่มน้ำและสามารถเขียนออกเป็นแผนที่ให้ดังรูปที่ 1.20 และสมมติว่าอัตราการไหลสูงสุดที่ทางออก A เกิดเมื่อ  $t_r \geq t_c$  วิศวกรต้องรู้ค่าความเข้มฝน  $i$  ที่ช่วงเวลาเป็นชั่วโมงต่าง ๆ กัน และมีรอบปีการเกิดซ้ำ (Return Period) ตามที่กำหนด รอบปีการเกิดซ้ำ (หรือความถี่สะสม) ที่จะใช้เป็นพื้นฐานในการคำนวณจะขึ้นอยู่กับการศึกษาใน



รูปที่ 1.20 แผนที่ลุ่มน้ำที่แสดงเส้น Isochrone

เชิงเศรษฐศาสตร์เป็นสำคัญ (เช่น ถ้าจุดมุ่งหมายของโครงการคือ การป้องกันน้ำท่วมของพื้นที่เกษตรกรรม จะใช้รอบปีการเกิดซ้ำจะประมาณ 50 ปี หรือความถี่สะสมเท่ากับ 2%)

ในแผนที่ภูมิประเทศที่มีมาตราส่วนละเอียดพอจะสามารถกำหนดจุดที่ระยะเวลาการไหลของน้ำไปถึงทางออกเท่ากันได้ หลังจากนั้นจะสามารถลากเส้น Isochrone และวัดพื้นที่ที่อยู่ระหว่างเส้นได้ สมมติให้  $A_1, A_2, \dots, A_n$  คือพื้นที่ที่วัดได้ สมมติให้ความเข้มฝนมีค่าคงที่ในแต่ละพื้นที่ แต่ไม่จำเป็นต้องคงที่ตลอดเวลา ค่าความเข้มฝนเฉลี่ยจะเท่ากับ  $i_1, i_2, \dots, i_n$

หลังจากเวลา  $t_1$  อัตราการไหลของน้ำที่ไหลไปถึงทางออกจะเท่ากับ

$$Q_1 = i_1 A_1 \dots \dots \dots (1.11)$$

หลังจากเวลา  $t_2$

$$Q_2 = i_2 A_1 + i_1 A_2 \dots \dots \dots (1.12)$$

ซึ่งสามารถเขียนสมการทั่ว ๆ ไปสำหรับ  $Q$  ที่เวลา  $t_n$  ได้ดังนี้

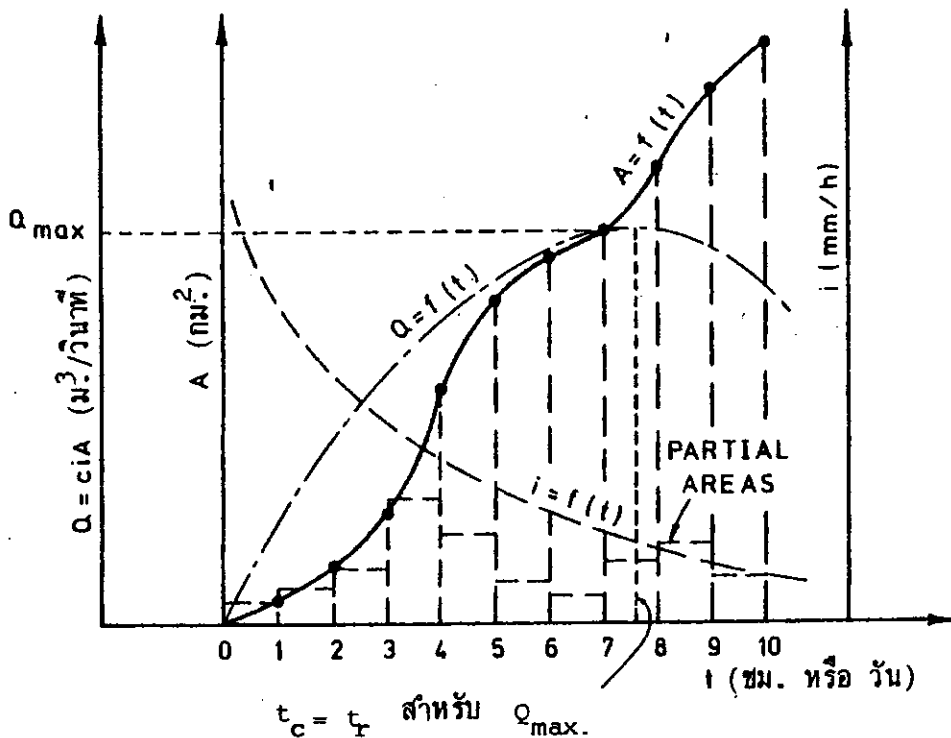
$$Q_n = i_n A_1 + i_{n-1} A_2 + i_{n-2} A_3 + \dots + i_1 A_n \dots \dots \dots (1.13)$$

เมื่อคิดถึงการสูญเสียต่าง ๆ เหนือทางขานมือของสมการที่ 1.18 แต่ละเทอมจะต้องคูณด้วยสัมประสิทธิ์การไหลที่เหมาะสม และถ้าความเข้มของฝนมีค่าไม่เปลี่ยนแปลงไปตาม

เวลา สมการที่ 1.13 จะอยู่ในรูปที่ง่ายมาก

อัตราการไหลสูงสุดที่วางออกสำหรับความเข้มฝนที่กำหนดจะให้เกิดขึ้นเมื่อช่วงเวลาการตกฝน  $t_r$  เท่ากับ time of concentration ( $t_c$ ) ของลุ่มน้ำพอดี แต่ถ้าช่วงเวลาการตกของฝนมากขึ้น ความเข้มของฝนจะน้อยลง จึงยังไม่แน่นอนว่าฝนที่มีช่วงเวลาเท่าใดจะให้ค่าอัตราการไหลสูงสุด

รูปที่ 1.21 แสดงถึงโค้งแสดงลักษณะของวิธี Isochronal Lines ฟังก์ชัน  $A_i = f(t_i)$  ขึ้นอยู่กับพารามิเตอร์หลายตัว เช่น ภูมิภาค ประเทศ สภาพดิน พืชปกคลุม ฯลฯ



รูปที่ 1.21 โค้งแสดงลักษณะสำหรับวิธี Isochronal Lines

และยากที่จะอธิบายโดยสมการทางคณิตศาสตร์ ส่วนฟังก์ชัน  $i_i = f(t_i)$  ก่อนข้างจะมีค่าคงที่ โดยเฉพาะถ้าได้จากการวิเคราะห์ทางสถิติ

วิธีที่กล่าวถึงค่อนข้างเชื่อถือได้ และถ้าใช้เหมาะสมจะให้ค่าที่ถูกต้อง อย่างไรก็ตามวิธีนี้มีข้อจำกัดคือ การเขียน Isochronal Lines บนแผนที่ลุ่มน้ำทำได้ยาก

## 1.9 เอกสารอ้างอิง

1. วีระพล แต่สมบัติ. 2530. เอกสารประกอบการสอนวิชา วศ.ทณ. 333 อุทกวิทยาประยุกต์ ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
2. Chow, V.T. (1959), Open Channel Hydraulics, McGraw-Hill, New York.
3. Chow, V.T., D.R. Maidment and L.W. Mays (1988), Applied Hydrology, McGraw-Hill Book Company, New York.
4. Horton, R.E. (1945), Erosional Development of Streams and Their Drainage Basins, Hydrophysical Approach to Quantitative Morphology, Bull. Geol. Soc. Am., Vol. 56, pp 275 - 370.
5. Kinori, B.Z. and J. Mevorach (1984), Manual of Surface Drainage Engineering, Vol. II : Stream Flow Engineering and Flood Protection, Developments in Civil Engineering, Elsevier.
6. Linsley, R.K. and et. al. (1960), Applied Hydrology, McGraw-Hill, New York.
7. Nedeco. (1959), River Studies, Niger and Benue, North Holland, Amsterdam.
8. Richards, B.D. (1950), Flood Estimation and Control, Chapman & Hall, London.
9. Shulits, S. (1941), Rational Equation of River-Bed Profile, Trans, Am. Geophys. U., No. 22.

10. Strohler, A.N. (1964), Quantitative Geomorphology of Drainage Basins and Chennel Networks, Section 4-II, in Handbook of Applied Hydrology, ed. by V.T. Chow, pp. 4-39, 4-76, McGraw-Hill, New York.

### 1.10 แบบฝึกหัด

- (1) กำหนดว่าลุ่มน้ำในรูปที่ 1.1 ในหนังสืออุทกวิทยาประยุกต์มีมาตราส่วน 1:50,000 จงหา
- 1.1 พื้นที่ลุ่มน้ำโดยใช้ Planimeter และจงสรุปว่าลุ่มน้ำในรูปที่ 1.1 เป็น ลุ่มน้ำเล็กหรือใหญ่
  - 1.2 คำนีรูปร่าง (Shape Index) ของลุ่มน้ำ
  - 1.3 แสดงลำดับชั้นของลำน้ำลงในรูปที่ 1.1
  - 1.4 คำนีความหนาแน่นของระบบระบายน้ำ (D)
  - 1.5 ความยาวของการไหลบนผิวดิน (L)
  - 1.6 Bifurcation Ratio ( $R_B$ ) ของลุ่มน้ำ
  - 1.7 Law of Stream Numbers ของลุ่มน้ำ ( $N_i = R_B^{I-i}$ )
  - 1.8 Law of Stream Lengths ( $L_i = L_1 R_L^{i-1}$ )
  - 1.9 Time of Concentration ถ้ากำหนดว่าจุดที่อยู่ใกล้สุดบนสันปันน้ำ มีระดับ + 30 ม. และทางออกที่จุด A มีระดับ + 20 เมตร
  - 1.10 ลุ่มน้ำทั่ว ๆ ไปมีความสัมพันธ์ดังสมการ  $L$  (ไมล์) =  $1.4 A^{0.6}$  (ตร.ไมล์) จงสรุปว่าลุ่มน้ำที่ศึกษาเป็นไปตามความสัมพันธ์ที่ว่าหรือไม่
- (2) ถ้าฝนที่ตกลงในลุ่มน้ำในข้อ 1 มีความเข้ม (Intensity) คงที่ เท่ากับ 50 มม./ ชั่วโมง และฝนตกนานถึง 5 ชั่วโมงติดต่อกัน ลุ่มน้ำมีค่า สปส. น้ำท่าเท่ากับ 0.5 จงหา
- 2.1 อัตราการไหลสูงสุด (Peak Discharge) ที่ทางออก A
  - 2.2 กราฟน้ำท่า (Flood Hydrograph)
  - 2.3 ปริมาณน้ำท่าวมที่ไหลผ่านทางออก A

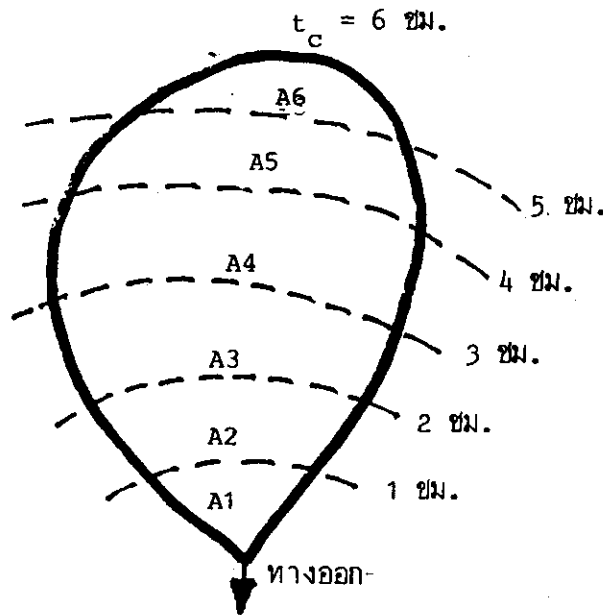


- (3) ถ้ากำหนดความเร็วเฉลี่ยของการไหลของน้ำบนผิวดินในตัวอย่าง 1.1, 1.2 และ 1.3 (ของเอกสารประกอบการสอน) มีค่าเท่ากับ 0.5 ม./วินาที ส่วนข้อมูลอื่น ๆ คงเดิม และช่วงเวลาการตกของฝนเท่ากับ Time of Concentration ของลุ่มน้ำรูปครึ่งวงกลม จงหา Hydrograph ของลุ่มน้ำทั้ง 3
- (4) เช่นเดียวกับข้อสมมติในข้อที่ 3 ทว่าความเร็วเฉลี่ยของการไหลของน้ำบนผิวดินและในทางน้ำเท่ากับ 0.5 ม./วินาที แต่สมมติว่าฝนตกนาน 5 ชั่วโมงติดต่อกัน โดยมีอัตราการตกในชั่วโมงต่าง ๆ ดังนี้

ชั่วโมงที่	ปริมาณฝน (มม.)
1	5
2	20
3	15
4	10
5	5

และสมมติว่าน้ำพยายามไหลออกสู่ทางออกในที่ทิศทางที่สั้นที่สุด จงหา Hydrograph ของลุ่มน้ำทั้ง 3 โดยวิธี Isochronal Lines

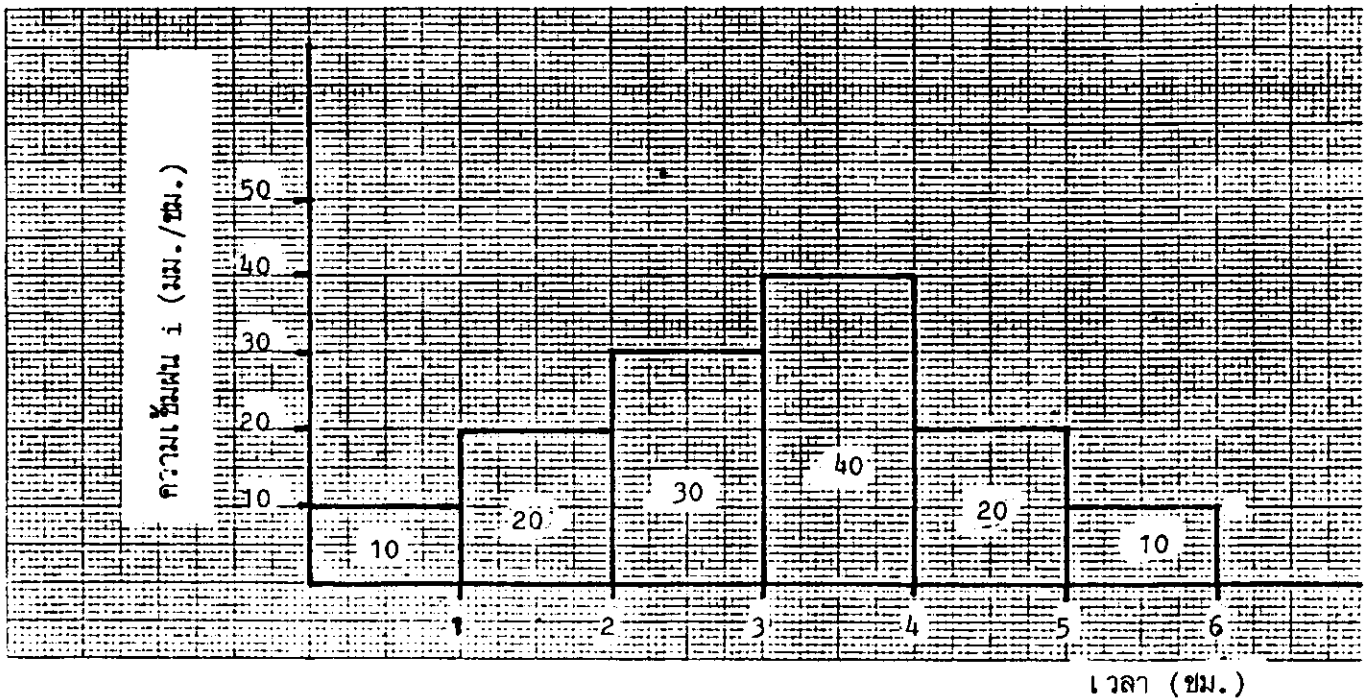
- (5) จงหาอัตราการไหลสูงสุดและเวลาที่เกิดอัตราการไหลสูงสุดของลุ่มน้ำ ซึ่งมีลักษณะดังรูปที่ 1 โดยวิธี Isochronal Lines



ชั้นพื้นที่	ตร.กม.	C
A1	150	0.4
A2	200	0.5
A3	250	0.7
A4	250	0.6
A5	200	0.6
A6	150	0.5

รูปที่ 1 ลุ่มน้ำ การแบ่งพื้นที่ลุ่มน้ำด้วย Isochronal Lines และ ส.ป.ส. น้ำท่าของลุ่มน้ำ (c)

สำหรับพื้นที่ตกลงในลุ่มน้ำซึ่งวัดได้ 130 มิลลิเมตร และมีการแจกแจงดังรูปที่ 2



รูปที่ 2 ลักษณะการตกของฝน

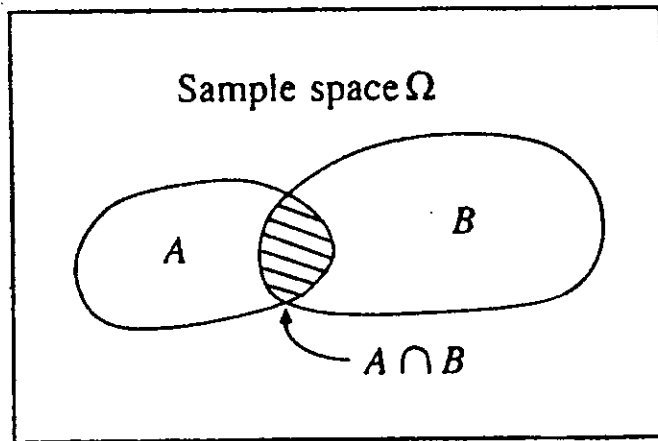
ขบวนการทางอุทกวิทยาเปลี่ยนแปลงไปตามเวลาและสถานที่ในลักษณะที่ทำให้สามารถคาดการณ์ได้บางส่วน (Deterministic) และบางส่วนคาดการณ์ไม่ได้ (Random) ขบวนการลักษณะนี้เรียกว่า ขบวนการสโตแคสติก (Stochastic Process) บางกรณีขบวนการทางอุทกวิทยามีการแปรผันในเชิงแรนด้อมมากกว่าแบบ Deterministic มาก จนกระทั่งนักอุทกวิทยาพิจารณาว่าขบวนการดังกล่าวเป็นแบบแรนด้อมอย่างเดี่ยว ซึ่งหมายความว่าค่าที่วัดได้จะไม่มีสหสัมพันธ์ (Correlation) กับค่าอื่น ๆ ที่วัดได้ใกล้เคียง ๆ กันเลย (Space independent และ time independent) และคุณสมบัติทางสถิติของทุกค่าจะเหมือนกันหมด ขบวนการแบบแรนด้อมสามารถใช้อธิบายถึงพฤติกรรมของ Extreme Hydrologic Events เช่น น้ำท่วมหรือแล้ง (Floods or Drought) และค่าเฉลี่ยของข้อมูลทางอุทกวิทยาในช่วงระยะเวลาที่ยาวนาน เช่น ฝนรายปี ในบทนี้จะได้กล่าวถึงการใช้หลักการทางสถิติเพื่ออธิบายข้อมูลทางอุทกวิทยาที่มาจากขบวนการแบบแรนด้อมในรูปของพารามิเตอร์และฟังก์ชัน วิธีการทางสถิติมีพื้นฐานจากหลักทางคณิตศาสตร์ที่อธิบายถึงความแปรปรวนแบบแรนด้อมของชุดข้อมูลที่ได้จากขบวนการอันใดอันหนึ่ง โดยจะพิจารณาจากค่าที่วัดได้มากกว่าลักษณะทางกายภาพของขบวนการ (Physical Process) ที่ทำให้เกิดค่านั้น ๆ

## 2.1 การพิจารณาข้อมูลทางอุทกวิทยาตามหลักของความน่าจะเป็น

(Probabilistic Treatment of Hydrologic Data)

ตัวแปรแรนด้อม (Random Variable)  $x$  เป็นตัวแปรที่สามารถอธิบายได้ด้วยการแจกแจงความน่าจะเป็น (Probability Distribution) การแจกแจงจะระบุถึงโอกาสที่ค่า  $x$  ของตัวแปรจะมีค่าอยู่ในช่วง  $x$  ที่กำหนด ตัวอย่างเช่น  $x$  คือฝนรายปีของบริเวณใดบริเวณหนึ่ง การแจกแจงความน่าจะเป็นของ  $x$  จะบอกโอกาสความน่าจะเป็นที่ฝนรายปีที่วัดได้ในปีใดปีหนึ่งมีค่าอยู่ระหว่างค่าที่กำหนดให้ เช่น น้อยกว่า 30 นิ้ว หรือ 30-40 นิ้ว เป็นต้น

ชุดข้อมูลที่วัดได้  $x_1, x_2, \dots, x_n$  ของตัวแปรแรนด้อมเรียกว่าตัวอย่าง (Sample) สมมติว่าได้เก็บตัวอย่างจากประชากร (Population) ที่มีคุณสมบัติทางสถิติคงที่ ขณะที่คุณสมบัติของตัวอย่างอาจเปลี่ยนแปลงจากตัวอย่างหนึ่งไปยังอีกตัวอย่างหนึ่ง ตัวอย่างที่เป็นไปได้ทั้งหมดที่ได้จากประชากรที่กำหนดให้เรียกว่า Sample Space และเหตุการณ์ (Event) คือ Subset ของ Sample Space ดังแสดงในรูปที่ 2.1 หากตัวอย่าง Sample Space ของฝรนายปมีค่าระหว่าง 0 ถึง  $\infty$  ถึงแม้ว่าจริง ๆ แล้วขีดจำกัดล่างและบน (Lower and Upper Limits) อาจมีค่าน้อยกว่านี้มาก A เป็นเหตุการณ์ที่ฝรนายปมีค่าน้อยกว่าค่าใดค่าหนึ่งเช่น น้อยกว่า 30 นิ้ว เป็นต้น



รูปที่ 2.1 เหตุการณ์ A และ B คือ Subset ของ Sample Space  $\Omega$

ถ้า  $P(A)$  คือความน่าจะเป็นของเหตุการณ์ A ซึ่งสามารถจะประเมินได้จากตัวอย่าง เช่น ถ้ามีตัวอย่างซึ่งมีข้อมูล n ค่า มีข้อมูลที่มีค่าอยู่ในช่วงเหตุการณ์ A เท่ากับ  $n_A$  ความถี่สัมพัทธ์ (Relative Frequency) ของ A จะมีค่าเท่ากับ  $\frac{n_A}{n}$  ถ้าตัวอย่างมีขนาด (Sample size) เพิ่มขึ้น ความถี่สัมพัทธ์จะให้ค่าประเมินของความน่าจะเป็นได้ดียิ่งขึ้น นั่นคือ

$$P(A) = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{n_A}{n} \dots\dots\dots (2.1)$$

ความน่าจะเป็นดังกล่าวเรียกว่า Objective หรือ Posterior Probabilities เนื่องจากความน่าจะเป็นดังกล่าวขึ้นอยู่กับค่าของตัวแปรแรนด้อมที่วัดได้อย่างสมบูรณ์ แต่คนมักจะ

ประเมินโอกาสที่เหตุการณ์ในอนาคตจะเกิดจาก Judgement และประสบการณ์ ค่าประเมินอย่างหลังเรียกว่า Subjective หรือ Prior Probabilities

กฎเกี่ยวกับความน่าจะเป็นของเหตุการณ์คือ

1. Total Probability ถ้า Sample Space  $\Omega$  แบ่งออกได้เป็น  $m$  พื้นที่ซึ่งไม่ทับกันเลย หรือมีเหตุการณ์  $A_1, A_2, \dots, A_m$  จะพูดได้ว่า

$$P(A_1) + P(A_2) + \dots + P(A_m) = P(\Omega) = 1 \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

2. Complementarity ถ้าปรากฏว่า  $\bar{A}$  เป็น Complement ของ  $A$  นั่นคือ  $\bar{A} = \Omega - A$  จะได้ว่า

$$P(\bar{A}) = 1 - P(A) \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

3. Conditional Probability ถ้ามี 2 เหตุการณ์  $A$  และ  $B$  ตามที่แสดงในรูปที่ 2.1 เหตุการณ์  $A$  อาจเป็นเหตุการณ์ที่ฝนของปีมีค่าน้อยกว่า 40 นิ้ว ขณะที่  $B$  อาจเป็นเหตุการณ์ที่ฝนปีหน้าจะมีค่าน้อยกว่า 40 นิ้ว ส่วนที่คาบเกี่ยวคือ  $A \cap B$  ( $A$  intersects  $B$ ) หมายถึงเหตุการณ์ที่เกิดขึ้น  $A$  และ  $B$  หรือฝนรายปีมีค่าน้อยกว่า 40 นิ้ว 2 ปีติดกัน ถ้า  $P(B/A)$  คือ Conditional Probability ที่  $B$  จะเกิดถ้า  $A$  เกิด และ  $P(A \cap B)$  คือ Joint Probability ที่  $A$  และ  $B$  จะเกิดทั้งคู่ จะเขียนเป็นสมการได้ว่า

$$P(A \cap B) = P(B/A) P(A)$$

$$P(B/A) = \frac{P(A \cap B)}{P(A)} \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

ถ้าเหตุการณ์  $B$  ไม่ขึ้นอยู่กับที่เกิดเหตุการณ์  $A$  หรือเหตุการณ์ทั้งสองเป็นอิสระต่อกัน

$$P(B/A) = P(B)$$

ดังนั้นสำหรับเหตุการณ์ที่เป็นอิสระต่อกัน (Independent events) สมการ 2.4 จะเขียนได้ใหม่ดังนี้

$$P(A \cap B) = P(B) P(A) \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

ถ้าเหตุการณ์การตกของฝนในแต่ละปีเป็นอิสระต่อกัน ความน่าจะเป็นที่ฝนจะมีค่าน้อยกว่า 40 นิ้ว 2 ปี ติดต่อกันจะเท่ากับความน่าจะเป็นที่ฝนรายปีในใด ๆ มีค่าน้อยกว่า 40 นิ้ว ยกกำลังสอง

สมมติฐานที่ว่า " $x_1, x_2, \dots, x_n$  เป็นอิสระต่อกัน" เป็นสิ่งที่วิกฤติมากต่อความถูกต้องในการแปรความหมายทางสถิติของอนุกรมข้อมูลทวิภาค เพราะถ้าข้อมูลเป็นอิสระต่อกัน จะสามารถวิเคราะห์ได้โดยไม่ต้องคำนึงถึงลำดับของการเกิดเหตุการณ์ แต่ถ้าเหตุการณ์ที่เกิดขึ้น (Successive) มีสหสัมพันธ์ (Correlated) จะต้องใช้วิธีการทางสถิติที่ยุ้งยากมากขึ้น เนื่องจาก  $P(A \cap B)$  ของเหตุการณ์ที่ต่อเนื่องกันไม่เท่ากับ  $P(A)P(B)$

ตัวอย่างที่ 2.1 กำหนดค่าฝนรายปี (Annual Rainfall) ที่ College Station, Texas, จากปี 1911 ถึง 1979 ดังแสดงอยู่ในตารางที่ 2.1 ซึ่งสามารถพล็อตในรูปของอนุกรมเวลา (Time Series) ให้ดังแสดงในรูปที่ 2.2 (a) จงหาความน่าจะเป็นที่ฝนรายปี  $R$  ในปีใด ๆ จะมีย่าน้อยกว่า 35 นิ้ว มากกว่า 45 นิ้ว และมีค่าอยู่ระหว่าง 35 ถึง 45 นิ้ว

### วิธีทำ

$$\text{จำนวน ข้อมูล } n = 1979 - 1911 + 1 = 69$$

ให้  $A$  คือเหตุการณ์ที่  $R < 35.0$  นิ้ว

$B$  คือเหตุการณ์ที่  $R > 45.0$  นิ้ว

จำนวนข้อมูลที่อยู่ในช่วงเหตุการณ์  $A$ ,  $n_A = 23$

จำนวนข้อมูลที่อยู่ในช่วงเหตุการณ์  $B$ ,  $n_B = 19$

$$\text{ดังนั้น } P(A) = \frac{23}{69} = 0.333$$

$$P(B) = \frac{19}{69} = 0.275$$

โดยสมการ 2.3 ความน่าจะเป็นที่  $R$  มีค่าอยู่ระหว่าง 35 และ 45 คือ

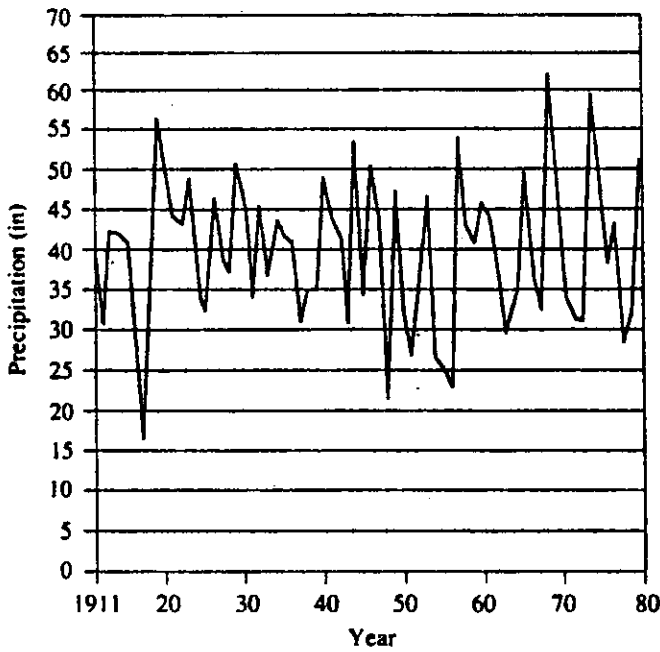
$$P(35.0 \leq R \leq 45.0) = 1.0 - P(R < 35.0) - P(R > 45.0)$$

$$= 1.0 - 0.333 - 0.275$$

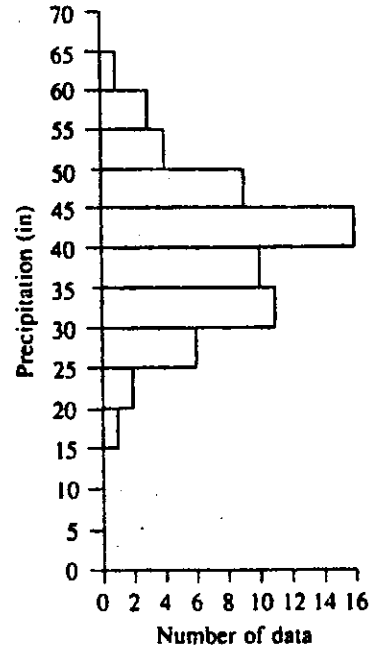
$$= 0.392$$

ตารางที่ 2.1 ผลรายปี เป็นนิ้ว ที่ College Station, Texas 1911 - 1979

Year	1910	1920	1930	1940	1950	1960	1970
0		48.7	44.8	49.3	31.2	46.0	33.9
1	39.9	44.1	34.0	44.2	27.0	44.3	31.7
2	31.0	42.8	45.6	41.7	37.0	37.8	31.5
3	42.3	48.4	37.3	30.8	46.8	29.6	59.6
4	42.1	34.2	43.7	53.6	26.9	35.1	50.5
5	41.1	32.4	41.8	34.5	25.4	49.7	38.6
6	28.7	46.4	41.1	50.3	23.0	36.6	43.4
7	16.8	38.9	31.2	43.8	56.5	32.5	28.7
8	34.1	37.3	35.2	21.6	43.4	61.7	32.0
9	56.4	50.6	35.1	47.1	41.3	47.4	51.8



(a) Annual precipitation.



(b) Frequency histogram.

รูปที่ 2.2 ผลรายปีที่ College Station, Texas 1911 - 1979 และ Frequency

Histogram ซึ่งสร้างจากการนับจำนวน Observation ที่พบมีค่าอยู่ในแต่ละช่วง

ตัวอย่างที่ 2.2 สมมติว่าฝนรายปีที่ College Station เป็น Independent Process  
จงคำนวณหาความน่าจะเป็นที่ฝนจะน้อยกว่า 35.0 นิ้ว 2 ปี ติดต่อกัน และจงเปรียบเทียบความน่า  
จะเป็นที่ประเมินให้กับความถี่สัมพัทธ์ของเหตุการณ์จากข้อมูลปี 1911 ถึง 1979 ในตารางที่ 2.1

วิธีทำ

ให้  $C$  เป็นเหตุการณ์ที่  $R < 35.0$  นิ้ว 2 ปี ติดกัน

จากตัวอย่างที่ 2.1  $P(R < 35.0 \text{ นิ้ว}) = 0.333$

สมมติให้ฝนรายปีเป็นอิสระต่อกัน

$$\begin{aligned} P(C) &= [P(R < 35.0 \text{ นิ้ว})]^2 \\ &= (0.333)^2 \\ &= 0.111 \end{aligned}$$

จากข้อมูลในตารางที่ 2.1 มีข้อมูล 9 คู่ที่ฝนรายปีมีค่าน้อยกว่า 35.0 นิ้ว 2 ปี ติดกัน  
จากจำนวนข้อมูลทั้งหมด 68 คู่ ดังนั้นจากการนับข้อมูลจะประเมินได้ว่า

$$P(C) = \frac{n_c}{n} = \frac{9}{68} = 0.132$$

หมายเหตุ ความน่าจะเป็นที่คำนวณจากข้อมูลตัวอย่าง (Sample data) ทั้งในตัวอย่างที่ 2.1  
และ 2.2 เป็นค่าโดยประมาณเท่านั้น เพราะค่าดังกล่าวขึ้นอยู่กับจำนวน Observations ของตัวอย่าง  
ซึ่งมีจำกัด. วิธีการหาความน่าจะเป็นที่ศึกษาคือการพิสัยฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็น (Probabi-  
lity distribution function) กับข้อมูลตัวอย่าง แล้วจึงหาความน่าจะเป็นของเหตุการณ์  
ที่ต้องการจากฟังก์ชันการแจกแจงที่ได้

2.2 ฟังก์ชันความถี่และฟังก์ชันความน่าจะเป็น (Frequency and Probability Functions)

ถ้า Observations ในตัวอย่างมีการแจกแจงเหมือนกัน (Identically distri-  
buted) ซึ่งหมายความว่าแต่ละค่าของตัวอย่างได้มาจากการแจกแจงความน่าจะเป็นอันเดียวกัน  
จะสามารถจัดข้อมูลให้เป็นรูป Histogram ความถี่ได้ โดยขั้นแรกจัดแบ่งช่วงค่าที่เป็นไปได้ของ  
ตัวแปรแรนด้อมออกเป็นหลาย ๆ ช่วง (Intervals) นับจำนวนเหตุการณ์ที่อยู่ในแต่ละช่วง และ  
สุดท้ายพล็อตกราฟแท่ง (Bar Graph) ดังแสดงในรูปที่ 2.2 (b) พยายามเลือกขนาดความกว้าง  
ของช่วง  $\Delta x$  ที่ใช้ในการสร้าง Histogram ความถี่ให้เล็กที่สุดเท่าที่จะเล็กได้ แต่ต้องมีจำนวน



เหตุการณ์เพียงหนึ่งในแต่ละช่วงที่แบ่งเพื่อให้ Histogram มีรูปร่างที่ Smooth

ให้  $n_i$  เป็นจำนวน Observations ของช่วงที่  $i$  ซึ่งช่วงที่  $i$  มีค่าอยู่ระหว่าง  $x_{i-1} - \Delta x$  และ  $x_i$  และ  $n$  เป็นจำนวน Observations ทั้งหมด จะคำนวณหาฟังก์ชันความถี่สัมพัทธ์ (Relative frequency function)  $f_g(x)$  ได้จากสมการ

$$f_g(x_i) = \frac{n_i}{n} \dots\dots\dots (2.6)$$

ซึ่งตามสมการที่ 2.1 ก็คือค่าประมาณของ  $P(x_{i-1} - \Delta x < X \leq x_i)$  หรือความน่าจะเป็นที่ตัวแปรแรนด้อม  $X$  มีค่าอยู่ระหว่าง  $(x_{i-1} - \Delta x, x_i)$  ตัว Subscript  $s$  แสดงว่าฟังก์ชันดังกล่าวคำนวณมาจากข้อมูลตัวอย่าง

ผลบวกสะสมของความถี่สัมพัทธ์ถึงค่าที่กำหนดให้คือ ค่าฟังก์ชันความถี่สะสม (Cumulative frequency function)  $F_g(x)$  :

$$F_g(x_i) = \sum_{j=1}^i f_g(x_j) \dots\dots\dots (2.7)$$

ซึ่งก็คือค่าประมาณของ  $P(X \leq x_i)$  หรือเรียกว่าความน่าจะเป็นสะสม (Cumulative probability) ของ  $x_i$

ฟังก์ชันความถี่สัมพัทธ์และฟังก์ชันความถี่สะสมเป็นค่าของตัวอย่าง ถ้า  $n \rightarrow \infty$  และ  $\Delta x \rightarrow 0$  ฟังก์ชันความถี่สัมพัทธ์หารด้วย  $\Delta x$  จะกลายเป็น Probability density function  $f(x)$  ซึ่งเป็นคุณสมบัติของประชากร

$$f(x) = \lim_{\substack{n \rightarrow \infty \\ \Delta x \rightarrow 0}} \frac{f_g(x)}{\Delta x} \dots\dots\dots (2.8)$$

และฟังก์ชันความถี่สะสมจะกลายเป็นฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็น  $F(x)$  :

$$F(x) = \lim_{\substack{n \rightarrow \infty \\ \Delta x \rightarrow 0}} F_g(x) \dots\dots\dots (2.9)$$

อนุพันธ์ (Derivative) ของ  $F(x)$  ก็คือ probability density function

$$f(x) = \frac{d F(x)}{dx} \dots\dots\dots (2.10)$$

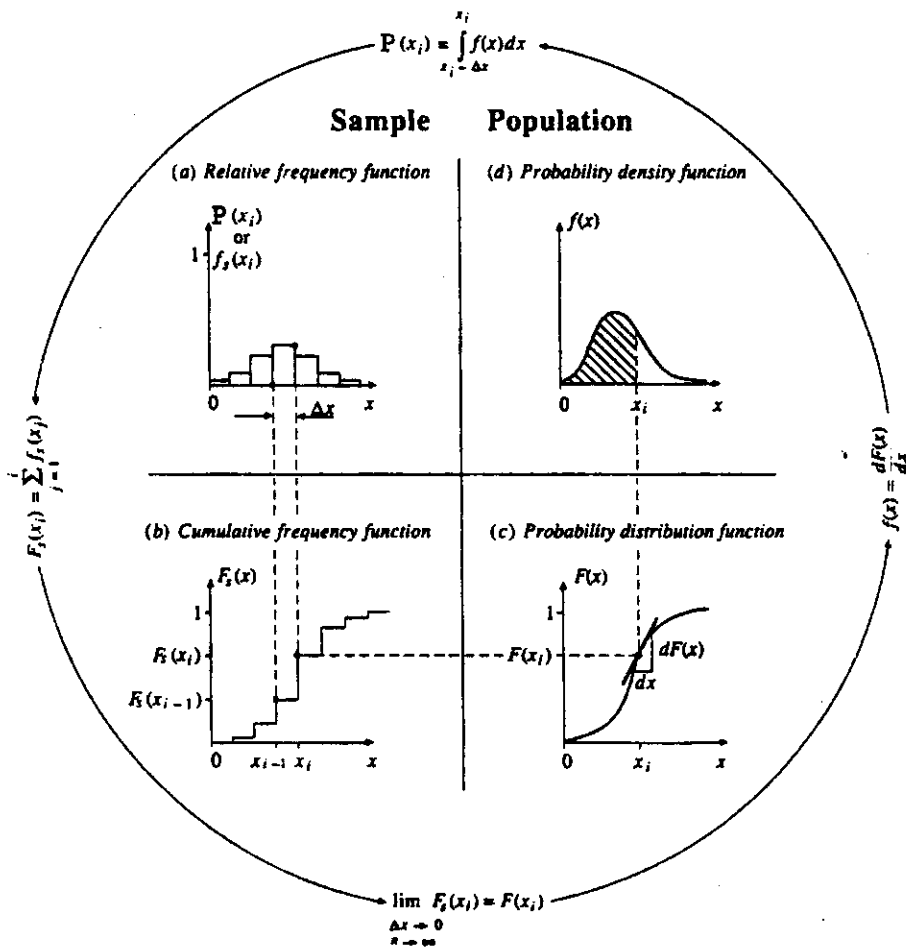
สำหรับค่า  $x$  ที่กำหนดให้  $F(x)$  คือ ความน่าจะเป็นสะสม หรือ  $P(X \leq x)$  ซึ่งจะสามารถเขียนในรูปของ Integral ของ probability density function ในช่วงที่  $X \leq x$  ได้ดังนี้

$$P(X \leq x) = F(x) = \int_{-\infty}^x f(u) du \dots\dots\dots (2.11)$$

เมื่อ  $u$  คือ dummy variable ของ integral

ในการพิชิตข้อมูลตัวอย่างเข้ากับการแจกแจงตามทฤษฎี ฟังก์ชันทั้ง 4 คือ ความถี่สัมพัทธ์  $f_s(x)$  และความถี่สะสม  $F_s(x)$  ของตัวอย่างและการแจกแจงความน่าจะเป็น  $F(x)$  และ Probability density  $f(x)$  ของประชากรอาจจัดเรียงให้อยู่ในรูปของวงจร ดังแสดงในรูปที่

2.3



รูปที่ 2.3 ฟังก์ชันความถี่ของตัวอย่างและฟังก์ชันความน่าจะเป็นของประชากร

เริ่มจากรูปซ้ายบน (a) คำนวณฟังก์ชันความถี่สัมพัทธ์จากข้อมูลตัวอย่างที่ถูกแบ่งออกเป็นช่วง ๆ จากนั้นจึงหาค่าสะสมเพื่อสร้างฟังก์ชันความถี่สะสมตามที่แสดงด้วยรูปซ้ายล่าง (b) ฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็นที่รูปขวาล่าง (c) คือ ซีดจำกัดตามทฤษฎีของฟังก์ชันความถี่สะสม เมื่อ  $n \rightarrow \infty$  และ  $\Delta x \rightarrow 0$  Probability density function ที่รูปขวบน (d) คือค่าของอัตราการแปรค่า (slope) ของฟังก์ชันการแจกแจงที่ค่า  $x$  ใด ๆ โดยการคำนวณค่าตามทฤษฎีของฟังก์ชันความถี่สัมพัทธ์ ซึ่งเรียกว่า incremental probability function

$$\begin{aligned}
 P(x_i) &= P(x_i - \Delta x < X \leq x_i) \\
 &= \int_{x_i - \Delta x}^{x_i} f(x) dx \\
 &= \int_{-\infty}^{x_i} f(x) dx - \int_{-\infty}^{x_i - \Delta x} f(x) dx \\
 &= F(x_i) - F(x_i - \Delta x) \\
 &= F(x_i) - F(x_{i-1}) \dots\dots\dots (2.12)
 \end{aligned}$$

แล้วนำ  $P(x_i)$  ไปเปรียบเทียบกับฟังก์ชันความถี่สัมพัทธ์  $f_g(x_i)$  สำหรับแต่ละ  $x_i$  จะสามารถบอกถึงความเหมาะสม (Fitness) ของการแจกแจงกับข้อมูลได้

ความถี่สัมพัทธ์ ความถี่สะสม และฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็น เป็นฟังก์ชันไร้มิติซึ่งมีค่าอยู่ในช่วง 0 และ 1 อย่างไรก็ตามเนื่องจาก  $dF(x)$  ไม่มีมิติ และ  $dx$  มีหน่วยเช่นเดียวกับ  $x$  ดังนั้น Probability density function  $f(x) = \frac{dF(x)}{dx}$  จะมีหน่วย  $[x]^{-1}$  และจะมีค่าอยู่ระหว่าง 0 และ  $\infty$  จากความสัมพันธ์  $dF(x) = f(x)dx$  จะสามารถอธิบายได้ว่า  $f(x)$  เป็น density หรือ concentration ของความน่าจะเป็นในช่วง  $x$  และ  $x + dx$

Probability density function ที่เป็นที่รู้จักกันดีคือ การแจกแจงแบบปกติ (Normal distribution)

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp \left[ -\frac{(x - \mu)^2}{2\sigma^2} \right] \dots\dots\dots (2.13)$$

เมื่อ  $\mu$  และ  $\sigma$  คือ พารามิเตอร์ของฟังก์ชัน

ถ้ากำหนดว่า

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma} \dots\dots\dots (2.14)$$

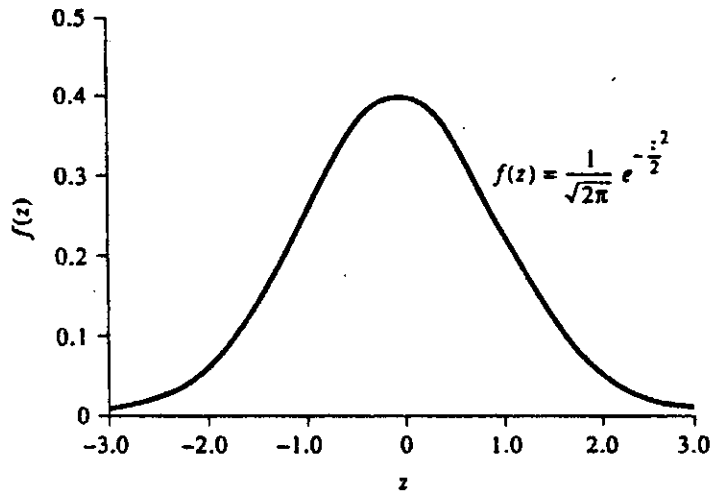
เมื่อ  $z$  คือ ตัวแปรปกติแบบมาตรฐาน (Standard normal variate)

Probability density function ของ  $z$

$$f(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp \left[ -\frac{z^2}{2} \right] \text{ เมื่อ } -\infty < z \leq \infty \dots\dots\dots (2.15)$$

ซึ่งแปรผันไปตามค่าของ  $z$  เมื่อพล็อต  $f(z)$  กับ  $z$  จะมีรูปร่างระฆังคว่ำ ดังรูปที่

2.4



รูปที่ 2.4 Probability density function สำหรับการแจกแจงปกติแบบมาตรฐาน ( $\mu = 0, \sigma = 1$ )

ฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็นแบบปกติมาตรฐาน (Standard normal probability distribution function)

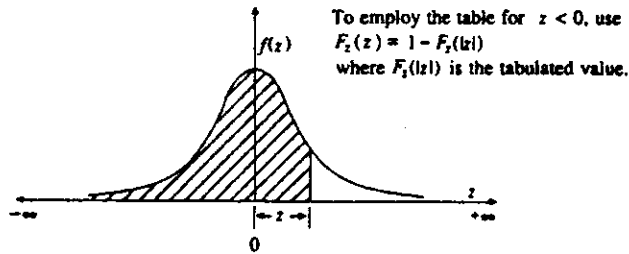
$$F(z) = \int_{-\infty}^z \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-u^2/2} du \dots\dots\dots (2.16)$$

เมื่อ  $u$  คือ dummy variable ของ integration ซึ่งไม่สามารถหาค่าได้โดยวิธี Analytical แต่จะหาได้จากตารางที่ 2.2 หรือประมาณจากสมการโพลิโนเมียล (polynomial) ต่อไปนี้ (Abramowitz and Stegun, 1965)

ตารางที่ 2.2 ความน่าจะเป็นสะสมของการแจกแจงปกติมาตรฐาน

z	.00	.01	.02	.03	.04	.05	.06	.07	.08	.09
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998

Source: Grant, E. L., and R. S. Leavenworth, *Statistical Quality and Control*, Table A, p.643, McGraw-Hill, New York, 1972. Used with permission.



$$B = \frac{1}{2} [ 1 + 0.196854 |z| + 0.115194 |z|^2 + 0.000344 |z|^3 + 0.019527 |z|^4 ]^{-4} \dots\dots\dots (2.17a)$$

เมื่อ  $|z|$  คือค่าสัมบูรณ์ (absolute value) ของ  $z$

และการแจกแจงปกติมาตรฐาน

$$F(z) = B \quad \text{ถ้า} \quad z < 0 \quad \dots\dots\dots (2.17b)$$

$$= 1 - B \quad \text{ถ้า} \quad z \geq 0 \quad \dots\dots\dots (2.17c)$$

ความคลาดเคลื่อนของ  $F(z)$  ที่คำนวณจากสมการ 2.17 มีค่าน้อยกว่า 0.00025

ตัวอย่างที่ 2.3 จงหาโอกาสความน่าจะเป็นที่ตัวแปรแรนด้อมปกติมาตรฐาน  $z$

จะมีค่ามากกว่า -2 และน้อยกว่า หรือเท่ากับ 1 หรือ  $p(-2 < z \leq 1)$

วิธีทำ

$$P(z \leq -2) = F(-2)$$

จากสมการ 2.17a เมื่อ  $|z| = |-2| = 2$

$$B = \frac{1}{2} [ 1 + 0.196854 \times 2 + 0.115194 \times (2)^2 + 0.000344 \times (2)^3 + 0.019527 \times (2)^4 ]^{-4}$$

$$= 0.023$$

จากสมการ 2.17b

$$F(-2) = B = 0.023$$

$$P(z \leq 1) = F(1)$$

จากสมการ 2.17a

$$B = \frac{1}{2} [ 1 + 0.196854 \times 1 + 0.115194 \times (1)^2 + 0.000344 \times (1)^3 + 0.019527 \times (1)^4 ]^{-4}$$

$$= 0.159$$

จากสมการที่ 2.17c

$$F(1) = 1 - B = 1 - 0.159 = 0.841$$

$$\begin{aligned} P(-2 < z < 1) &= F(1) - F(-2) \\ &= 0.841 - 0.023 \\ &= 0.818 \end{aligned}$$

### 2.3 พารามิเตอร์ทางสถิติ (Statistical Parameters)

วัตถุประสงค์ของวิชาสถิติคือการดึงเอาข่าวสารสำคัญ (Essential information) จากชุดข้อมูลตัวอย่าง หรือการลดชุดตัวเลขที่มีจำนวนมากให้เป็นชุดตัวเลขที่มีจำนวนน้อย ๆ สถิติคือ ตัวเลขที่คำนวณจาก ข้อมูลซึ่งจะแสดงคุณลักษณะที่สำคัญของข้อมูล ส่วนพารามิเตอร์ทางสถิติคือ คุณลักษณะของประชากรเช่น  $\mu$  และ  $\sigma$  ในสมการที่ 2.13

พารามิเตอร์ทางสถิติคือค่า Expected Value (E) ของฟังก์ชันของตัวแปรแรมค่อม พารามิเตอร์ที่ง่ายที่สุดคือ mean  $\mu$  ซึ่งก็คือ expected value ของตัวแปรแรมค่อมนั่นเอง สำหรับตัวแปรแรมค่อม X mean หรือ  $E(X)$  คือผลคูณของ  $x$  และ Probability density  $f(x)$  แล้ว integrate ในช่วงค่าที่เป็นไปได้ของตัวแปรแรมค่อม :

$$E(X) = \mu = \int_{-\infty}^{\infty} x f(x) dx \dots\dots\dots (2.18)$$

$E(X)$  คือ โมเมนต์อันดับหนึ่งรอบจุดกำเนิดของตัวแปรแรมค่อม เป็นค่าที่แสดงจุดกึ่งกลาง (Mid point) หรือแนวโน้มสู่จุดศูนย์กลาง (Central tendency) ของการแจกแจง

ค่าประมาณของ mean จากตัวอย่างคือ ค่าเฉลี่ย (average)  $\bar{x}$  ของข้อมูลตัวอย่าง

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \dots\dots\dots (2.19)$$

สูตรสำหรับพารามิเตอร์ของประชากร และค่าสถิติจากตัวอย่าง ซึ่งเป็นค่าประมาณของพารามิเตอร์ ได้สรุปไว้ในตารางที่ 2.3

ความแปรปรวน (Variability) ของข้อมูลจะแสดงด้วยค่าแวนเรียนซ์ (Variance)  $\sigma^2$  ซึ่งก็คือโมเมนต์อันดับ 2 รอบ mean

ตารางที่ 2.3 พารามิเตอร์ของประชากรและค่าสถิติจากตัวอย่าง

Population parameter	Sample statistic
<b>1. Midpoint</b>	
Arithmetic mean	
$\mu = E(X) = \int_{-\infty}^{\infty} xf(x) dx$	$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$
Median	
$x$ such that $F(x) = 0.5$	50th-percentile value of data
Geometric mean	
antilog $[E(\log x)]$	$\left( \prod_{i=1}^n x_i \right)^{1/n}$
<b>2. Variability</b>	
Variance	
$\sigma^2 = E[(x - \mu)^2]$	$s^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2$
Standard deviation	
$\sigma = \{E[(x - \mu)^2]\}^{1/2}$	$s = \left[ \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right]^{1/2}$
Coefficient of variation	
$CV = \frac{\sigma}{\mu}$	$CV = \frac{s}{\bar{x}}$
<b>3. Symmetry</b>	
Coefficient of skewness	
$\gamma = \frac{E[(x - \mu)^3]}{\sigma^3}$	$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)s^3}$



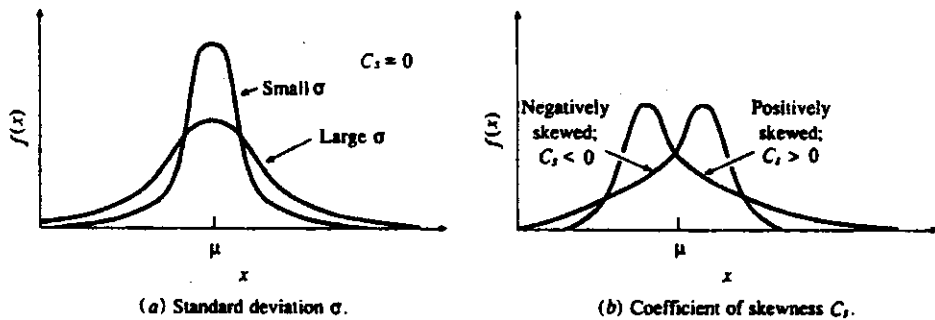
$$E[(x - \mu)^2] = \sigma^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu)^2 f(x) dx \dots\dots\dots (2.20)$$

ค่าประมาณของแวลเรียนซ์ จากตัวอย่างจะคำนวณได้จากสูตร

$$s^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \dots\dots\dots (2.21)$$

การใช้ตัวหาร n-1 แทน n เพื่อให้แน่ใจว่าค่าสถิติจากตัวอย่างเป็นแบบ unbiased ซึ่งโดยเฉลี่ยจะมีค่าเท่ากับค่าจริง แวลเรียนซ์มีมิติเป็น  $[x]^2$

ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard deviation)  $\sigma$  คือรากที่สองของแวลเรียนซ์ เป็นตัววัดความแปรปรวนได้เช่นเดียวกัน แต่มีมิติเป็น x ความสำคัญของส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน แสดงไว้ในรูปที่ 2.5 (a) ยิ่งส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานมีค่ามากยิ่งทำให้ข้อมูลมีการกระจายมากขึ้น



รูปที่ 2.5 ผลของส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานและสัมประสิทธิ์ความบิดเบี้ยวต่อ

Probability density function

ค่า Coefficient of variation  $CV = \frac{\sigma}{\mu}$  คือ คณิตที่ใช้วัดความแปรปรวนที่ไม่มีมิติ ซึ่งค่าโดยประมาณคือ  $\frac{s}{\bar{x}}$

ความบิดเบี้ยว (Skewness) เป็นตัววัดความ symmetry ของการแจกแจงรอบ mean ซึ่งก็คือโมเมนต์ที่ 3 รอบ mean

$$E[(x - \mu)^3] = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu)^3 f(x) dx \dots\dots\dots (2.22)$$

ปกติ Skewness จะเป็นค่าไร้มิติ ซึ่งหาได้โดยการหารสมการ 2.22 ด้วย  $\sigma^3$  ซึ่งค่าที่ได้คือสัมประสิทธิ์ความบิดเบี้ยว (Coefficient of Skewness)  $\gamma$  :

$$\gamma = \frac{1}{\sigma^3} E[(x - \mu)^3] \dots\dots\dots (2.23)$$

ค่าประเมินจากตัวอย่างของ  $\gamma$  คือ

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2) s^3} \dots\dots\dots (2.24)$$

หรือ

$$C_s = \frac{n^2 \left( \sum_{i=1}^n x^3 \right) - 3n \left( \sum_{i=1}^n x \right) \left( \sum_{i=1}^n x^2 \right) + 2 \left( \sum_{i=1}^n x^3 \right)}{n(n-1)(n-2) s^3} \dots\dots (2.25)$$

ดังแสดงในรูปที่ 2.5 (b) ถ้าเป็น Positive Skewness ( $\gamma > 0$ ) ข้อมูลจะเบี่ยงไปทางขวามือ ซึ่งแสดงว่ามีข้อมูลที่มีค่ามากอยู่ในชุดข้อมูลแต่มีจำนวนไม่มาก ถ้าเป็น Negative Skewness ( $\gamma < 0$ ) ข้อมูลจะเบี่ยงไปทางซ้าย ถ้าข้อมูลมีความบิดเบี้ยวที่เด่นชัด ก็มีข้อมูลที่มีค่ามาก ๆ ปนอยู่ด้วยถึงแม้จะมีจำนวนไม่มาก แต่ก่อให้เกิดผลอย่างสำคัญต่อค่าเฉลี่ยทางคณิตศาสตร์ (Arithmetic mean) ที่คำนวณด้วยสมการ 2.19 ตัวที่เหมาะสมในการวัด Central tendency คือ median หรือค่าเฉลี่ยทางเรขาคณิต ตามที่แสดงไว้ในตารางที่ 2.3

ตัวอย่างที่ 2.4 จงคำนวณ Sample mean, Sample standard deviation และ Sample coefficient of skewness ของข้อมูลผ่นรายปี ที่ College Station, Texas จากปี 1970 ถึง 1979 ตามที่แสดงไว้ในตารางที่ 2.1

วิธีทำ

เขียนค่าผ่นรายปีของปี 1970 ถึง 1979 จากตารางที่ 2.1 ลงในช่องที่ 2 ของตารางที่ 2.4

หา mean จากสมการที่ 2.19

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$$

$$= \frac{401.7}{10}$$

$$= 40.17 \text{ นิ้ว}$$

ผลต่างจาก mean ยกกำลังสอง แสดงอยู่ในช่องที่ 3 ของตารางหาส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน จากสมการ 2.21

$$s^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2$$

$$= \frac{1016.9}{9}$$

$$= 113.0 \text{ นิ้ว}$$

$$s = (113)^{1/2} = 10.63 \text{ นิ้ว}$$

ผลต่างจาก mean ยกกำลังสามแสดงอยู่ในช่องที่ 4 ของตารางที่ 2.4 หา  $C_s$  จากสมการ 2.24

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2) s^3}$$

$$= \frac{10 \times 6480.3}{9 \times 8 \times (10.63)^3}$$

$$= 0.749$$

ตารางที่ 2.4 การคำนวณสถิติจากตัวอย่างของฝนรายปีที่ College Station ระหว่างปี 1970-1979 (นิ้ว)

Column:	1 Year	2 Precipitation $x$	3 $(x - \bar{x})^2$	4 $(x - \bar{x})^3$
	1970	33.9	39.3	-246.5
	1971	31.7	71.7	-607.6
	1972	31.5	75.2	-651.7
	1973	59.6	377.5	7335.3
	1974	50.5	106.7	1102.3
	1975	38.6	2.5	-3.9
	1976	43.4	10.4	33.7
	1977	28.7	131.6	-1509.0
	1978	32.0	66.7	-545.3
	1979	51.8	135.3	1573.0
	Total	401.7	1016.9	6480.3

2.4 การฟิตฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็น

(Fitting Probability Distribution Function)

การแจกแจงความน่าจะเป็น เป็นฟังก์ชันที่แสดงถึงความน่าจะเป็นของการเกิดค่าต่าง ๆ ของตัวแปรแรนด้อม โดยการฟิตฟังก์ชันการแจกแจงกับชุดข้อมูลทวิภาคี ข่าวสารเกี่ยวกับโอกาส ความน่าจะเป็นต่าง ๆ ในตัวอย่าง จะถูกสรุปย่อให้เหลือเพียงฟังก์ชันและพารามิเตอร์ของฟังก์ชันเท่านั้น การฟิตฟังก์ชันการแจกแจงจะทำให้โดยวิธีโมเมนต์ (Method of moments) หรือวิธี Maximum likelihood

2.4.1 วิธีโมเมนต์

Karl Pearson ได้พัฒนาวิธีโมเมนต์ขึ้นในปี ค.ศ. 1902 โดยการพิจารณาว่าค่าประเมินที่ดีของพารามิเตอร์ของการแจกแจงความน่าจะเป็นคือค่าซึ่งทำให้โมเมนต์ของ Probability density function รอบจุดกำเนิดเท่ากับโมเมนต์ดังกล่าวของข้อมูลตัวอย่าง ตามที่แสดงไว้ในรูปที่ 2.6 ถ้ากำหนดให้ Hypothetical "mass" ของข้อมูลแต่ละตัวมีค่าเท่ากับควมถี่สัมพัทธ์ของการเกิด (1/n) และสมมติว่าระบบของ masses หมุนรอบจุดกำเนิด  $x = 0$  โมเมนต์ที่ 1 ของ  $x_i$  รอบจุดกำเนิดจะมีค่าเท่ากับแขนของโมเมนต์  $x_i$  คูณด้วย mass  $\frac{1}{n}$  และผลรวมของโมเมนต์ของข้อมูลทุกตัวจะมีค่าเท่ากับ Sample mean

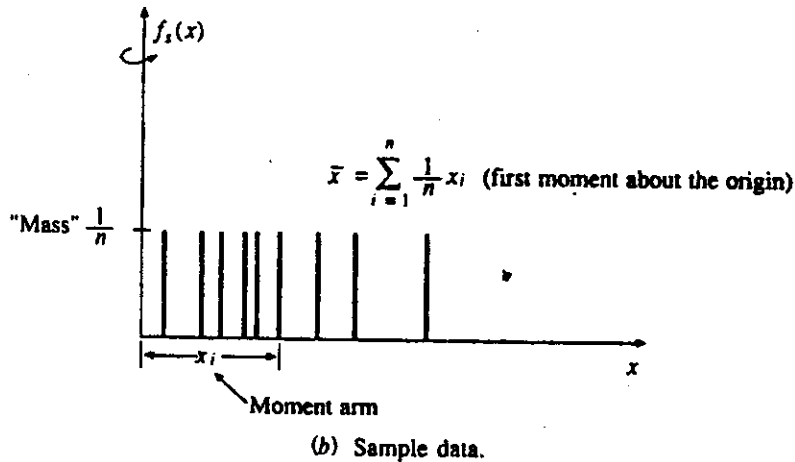
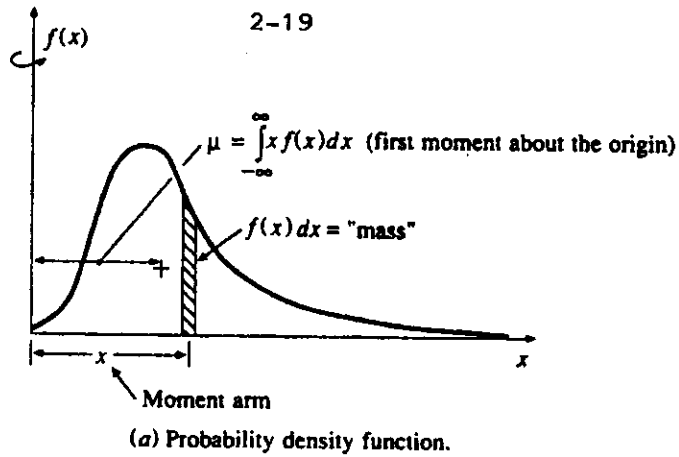
$$\sum_{i=1}^n \frac{x_i}{n} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i = \bar{x}$$

ซึ่งค่านี้จะ equivalent กับ centroid of probability density function

$$\mu = \int_{-\infty}^{\infty} x f(x) dx \dots\dots\dots (2.26)$$

ในทำนองเดียวกัน โมเมนต์ที่ 2 และที่ 3 ของการแจกแจงความน่าจะเป็นจะสามารถสมมติให้เท่ากับค่าดังกล่าวของตัวอย่าง เพื่อหาค่าพารามิเตอร์ของการแจกแจงความน่าจะเป็น

เมื่อเริ่มแรก Pearsonพิจารณาแต่เพียงโมเมนต์รอบจุดกำเนิด แต่ต่อมานิยมใช้แวนเรียนซ์ หรือโมเมนต์ที่ 2 รอบจุดศูนย์กลาง  $\sigma^2 = E[(x - \mu)^2]$  และ Coefficient of skewness เป็น Standardized third central moment  $\gamma = E[(x - \mu)^3] / \sigma^3$  เพื่อหาพารามิเตอร์ตัวที่ 2 และ 3 ของการแจกแจง ถ้าต้องการ



รูปที่ 2.6 การใช้วิธีโมเมนต์ในการหาค่าพารามิเตอร์ของ Probability density function เพื่อให้โมเมนต์ของฟังก์ชันเท่ากับโมเมนต์ของข้อมูลตัวอย่าง

ตัวอย่างที่ 2.5 การแจกแจงแบบ Exponential สามารถใช้ในการอธิบายข้อมูลสุทวิหยาต่าง ๆ ได้เช่น ระยะเวลาระหว่างการตกของฝนแต่ละครั้ง (Interarrival times of rainfall events) Probability density function ของการแจกแจงแบบ exponential คือ  $f(x) = \lambda e^{-\lambda x}$  สำหรับ  $x > 0$  จงหาความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์  $\lambda$  และโมเมนต์ที่ 1 รอบจุดกำเนิด  $\mu$

วิธีทำ

ใช้สมการที่ 2.26

$$\mu = E(x) = \int_{-\infty}^{\infty} x f(x) dx$$

$$= \int_0^{\infty} x \lambda e^{-\lambda x} dx$$

โดยการ integrate by part จะได้

$$\mu = \frac{1}{\lambda}$$

ในกรณีนี้  $\lambda = \frac{1}{\mu}$  และค่าประมาณจากตัวอย่างของ  $\lambda$  คือ  $\frac{1}{\bar{x}}$

หมายเหตุ Exponential probability density function  $f(x) = \lambda e^{-\lambda x}$  และ impulse response function ของ linear reservoir  $u(t) = \frac{1}{k} e^{-t/k}$  เป็นฟังก์ชันเดียวกัน ถ้า  $x = t$  และ  $\lambda = \frac{1}{k}$  ตามนี้ก็จะพิจารณาว่าการแจกแจงแบบ exponential สามารถอธิบายถึงโอกาสความน่าจะเป็นของ holding time ของน้ำใน linear reservoir

2.4.2 วิธี Maximum Likelihood

Fisher, R.A. (1922) ได้พัฒนาวิธี maximum likelihood ขึ้นมา โดยให้เหตุผลว่าค่าพารามิเตอร์ที่ดีที่สุดของการแจกแจงความน่าจะเป็นคือค่าซึ่งจะทำให้ likelihood หรือ joint probability ของเหตุการณ์ของ observed sample มีค่ามากที่สุด สมมติว่าแบ่ง sample space ออกเป็นช่วง ๆ แต่ละช่วงกว้าง  $dx$  และตัวอย่างซึ่งมีค่า  $x_1, x_2, \dots, x_n$  ที่ได้จาก sample space ดังกล่าวมักจะเป็นแบบ independent and identically distributed ค่า probability density ของ  $x = x_i$  คือ  $f(x_i)$  และความน่าจะเป็นที่ตัวแปรแรนด้อมจะมีค่าใน interval ซึ่งรวมถึง  $x_i$  คือ  $f(x_i) dx$  เนื่องจากข้อมูลเป็นแบบอิสระต่อกัน joint probability ของเหตุการณ์จากสมการ 2.5 คือผลคูณของ  $f(x_1)dx f(x_2)dx \dots f(x_n) dx = [ \prod_{i=1}^n f(x_i) ] dx^n$  เมื่อ interval size  $dx$  มีค่าคงที่

ให้  $L$  คือฟังก์ชัน Likelihood

$$L = \prod_{i=1}^n f(x_i) \dots\dots\dots (2.27)$$

เนื่องจาก probability density function ส่วนใหญ่เป็น exponential จึงสะดวกกว่าที่จะใช้ log-likelihood function

$$\ln L = \sum_{i=1}^n \ln [ f(x_i) ] \dots\dots\dots (2.28)$$

ตัวอย่างที่ 2.6 เวลาระหว่างการตกของฝนคือ 2.40, 4.25, 0.77, 13.32, 3.55 และ 1.37 สมมติว่าเวลาระหว่างการตกของฝนมีการแจกแจงแบบ exponential จงหาพารามิเตอร์  $\lambda$  ของขบวนการดังกล่าว โดยใช้วิธี maximum likelihood

วิธีทำ

สำหรับค่า  $x_i$  ที่กำหนดให้ exponential probability density คือ

$$f(x_i) = \lambda e^{-\lambda x_i}$$

จากสมการ 2.28 พังก์ชัน log-likelihood คือ

$$\begin{aligned} \ln L &= \sum_{i=1}^n \ln [ f(x_i) ] \\ &= \sum_{i=1}^n \ln (\lambda e^{-\lambda x_i}) \\ &= \sum_{i=1}^n (\ln \lambda - \lambda x_i) \\ &= n \ln \lambda - \lambda \sum_{i=1}^n x_i \end{aligned}$$

ถ้า  $\ln L$  มีค่ามากที่สุด

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial \lambda} (\ln L) &= \frac{n}{\lambda} - \sum_{i=1}^n x_i = 0 \\ \frac{1}{\lambda} &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \\ \lambda &= \frac{1}{\bar{x}} \end{aligned}$$

ค่าประมาณจากตัวอย่างของ  $\lambda$  ในกรณีนี้จะเท่ากับที่คำนวณได้จากวิธีโมเมนต์

$$\begin{aligned} \bar{x} &= (2.40 + 4.25 + 0.77 + 13.22 + 3.55 + 1.37)/6 \\ &= \frac{25.56}{6} \\ &= 4.28 \text{ วัน} \end{aligned}$$

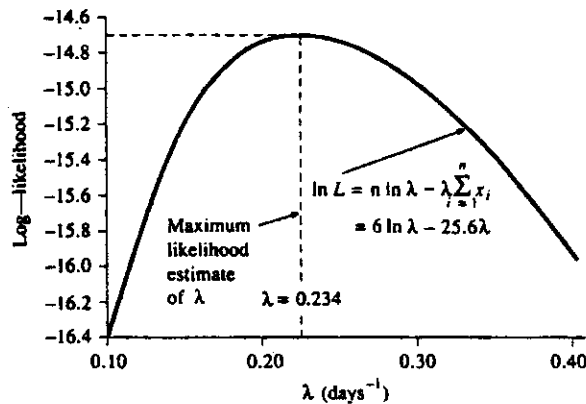
ดังนั้น  $\lambda = \frac{1}{4.28} = 0.234 \text{ วัน}^{-1}$

หมายเหตุ  $\frac{\partial^2}{\partial \lambda^2} (\ln L) = -n\lambda^2$  มีค่าเป็นลบซึ่งเป็นข้อกำหนดที่จำเป็นสำหรับ  
ค่า maximum

เมื่อ  $\lambda = 0.234 \text{ วัน}^{-1}$  ค่าฟังก์ชัน log-likelihood คือ

$$\begin{aligned} \ln L &= n \ln \lambda - \lambda \sum_{i=1}^n x_i \\ &= 6 \ln (0.234) - 0.234 \times 25.56 \\ &= -14.7 \end{aligned}$$

รูปที่ 2.7 แสดงถึงการเปลี่ยนแปลงฟังก์ชัน log-likelihood กับค่า  $\lambda$  ซึ่งแสดงค่ามากที่สุดเมื่อ  $\lambda = 0.234 \text{ วัน}^{-1}$  ตามที่หาโดยวิธี Analytical



รูปที่ 2.7 ฟังก์ชัน log-likelihood สำหรับการแจกแจงแบบ exponential ในตารางที่ 2.6

วิธี maximum likelihood เป็นวิธีที่ถูกหองที่สุดตามทฤษฎีในการหิตฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็นกับข้อมูล เพราะวิธีนี้จะให้ค่าประมาณของพารามิเตอร์ที่มีประสิทธิภาพมากที่สุด หรือให้ค่าพารามิเตอร์ของประชากรที่มีความผิดพลาดเฉลี่ยน้อยที่สุด แต่สำหรับการแจกแจงความ



น่าจะเป็นบางแบบจะไม่มี Analytical solution สำหรับทุกพารามิเตอร์ในรูปของ sample statistics แต่จะหาฟังก์ชัน log likelihood มีค่ามากที่สุดได้โดยวิธี numerical ซึ่งอาจค่อนข้างยาก โดยทั่ว ๆ ไปวิธีโมเมนต์จะใช้ได้ง่ายกว่าวิธี maximum likelihood และเหมาะที่จะใช้ในการวิเคราะห์ทางอุทกวิทยาในทางปฏิบัติ

2.4.3 การทดสอบ Goodness of Fit

Goodness of Fit ของการแจกแจงความน่าจะเป็นสามารถทดสอบได้โดยการเปรียบเทียบค่าตามทฤษฎีกับค่าจากตัวอย่างของฟังก์ชันความถี่สัมพัทธ์ หรือฟังก์ชันความถี่สะสม กรณีที่ใช้ฟังก์ชันความถี่สัมพัทธ์จะใช้  $\chi^2$  test ค่าตัวอย่างของความถี่สัมพัทธ์ของช่วง  $i$  คือ  $f_s(x_i) = \frac{n_i}{n}$  และค่าตามทฤษฎีคือ  $p(x_i) = F(x_i) - F(x_{i-1})$  ค่าสถิติของ  $\chi^2_c$  test คือ  $\chi^2_c$

$$\chi^2_c = \sum_{i=1}^m \frac{n[f_s(x_i) - p(x_i)]^2}{p(x_i)} \dots\dots\dots (2.29)$$

เมื่อ  $m =$  จำนวนช่วง

$n f_s(x_i) = n_i =$  จำนวนเหตุการณ์ในช่วง  $i$

$np(x_i) =$  expected number ของเหตุการณ์ในช่วง  $i$

ดังนั้น  $\chi^2_c$  แท้ที่จริงแล้วคือผลต่างระหว่าง Observed และ expected number ของเหตุการณ์ยกกำลังสอง ทหารด้วยค่า expected number ของเหตุการณ์ในช่วง  $i$  และจึงรวมผลลัพธ์ของทุกช่วงเข้าด้วยกัน

ในการใช้  $\chi^2$  test จะต้องทราบฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็นของ  $\chi^2$  สำหรับการแจกแจงของ  $\chi^2$  ซึ่งมี  $v$  degree of freedom คือการแจกแจงของผลบวกของกำลังสองของ  $v$  independent standard normal random variables  $z_i$  ซึ่งผลบวกดังกล่าวคือตัวแปรแรนด้อม

$$\chi^2_v = \sum_{i=1}^v z_i^2 \dots\dots\dots (2.30)$$

ฟังก์ชันการแจกแจงของ  $\chi^2$  แสดงอยู่ในตารางที่ 2.5 ใน  $\chi^2$  test  $v = m-p-1$  เมื่อ  $m =$  จำนวนช่วง และ  $p =$  จำนวนพารามิเตอร์ที่ใช้ในการพิตฟังก์ชันการแจกแจงที่เลือกระดับความเชื่อมั่น (Confidence level) สำหรับการทดสอบคือ  $1-\alpha$  เมื่อ  $\alpha$  คือ ระดับนัยสำคัญ (Significance level) ปกติจะเลือกระดับความเชื่อมั่นเท่ากับ 95 % null hypothesis สำหรับการทดสอบคือ การแจกแจงความน่าจะเป็นที่เลือกพิตกับข้อมูล จะปฏิเสธ (reject) สมมติฐานนี้ต่อเมื่อ  $\chi^2_c$  ในสมการที่ 2.29 มีค่ามากกว่าค่าวิกฤต  $\chi^2_{v, 1-\alpha}$  ซึ่งหาจากการแจกแจงของ  $\chi^2$  ซึ่งมี degree of freedom:  $v$  และค่าตั้งกล่าวมีความน่าจะเป็นสะสม  $1-\alpha$

ตัวอย่างที่ 2.7 ให้พิตฟังก์ชันการแจกแจงแบบปกติกับฝนรายปีที่ College station, Texas จากปี 1911 ถึง 1979 (ตารางที่ 2.1) โดยใช้วิธีโมเมนต์ พล็อตความถี่สัมพัทธ์กับ incremental probability function และความถี่สะสมกับฟังก์ชันความน่าจะเป็นสะสม ใช้  $\chi^2$  test เพื่อตรวจสอบว่าฟังก์ชันการแจกแจงแบบปกติพิตกับข้อมูลหรือไม่

#### วิธีทำ

แบ่งค่าฝน  $R$  เป็น 10 ช่วง ช่วงที่ 1 คือ  $R < 20$  นิ้ว และช่วงสุดท้าย  $R > 60$  นิ้ว และช่วงกลางแต่ละช่วงกว้าง 5 นิ้ว จากตารางที่ 2.1 จะได้ histogram ความถี่ ดังแสดงในช่อง 2 ของตารางที่ 2.6 จำนวนหาฟังก์ชันความถี่สัมพัทธ์  $f_s(x_i)$  ในช่องที่ 3 ได้โดยใช้สมการที่ 2.6

$$\begin{aligned} \text{เช่น เมื่อ } i &= 4 \quad (30 - 35 \text{ นิ้ว}) \\ n_i &= 14 \\ f_s(n_4) &= \frac{n_4}{n} \\ &= \frac{14}{69} \\ &= 0.203 \end{aligned}$$

หาฟังก์ชันความถี่สะสมในช่อง 4 โดยการบวกสะสมความถี่สัมพัทธ์ ดังแสดงในสมการ

2.7

$$\begin{aligned} F_s(x_i) &= \sum_{j=1}^i f_s(x_j) \\ &= F_s(x_3) + f_s(x_4) \end{aligned}$$

ตารางที่ 2.5 การแจกแจง  $\chi^2$  ที่ degree of freedom ต่าง ๆ (Edwards, A.L., 1976)

Degrees of freedom v	$\alpha = .99$	.98	.95	.90	.80	.70	.50	.30	.20	.10	.05	.02	.01
1	.000157	.000628	.00393	.0158	.0642	.148	.455	1.074	1.642	2.706	3.841	5.412	6.635
2	.0201	.0404	.103	.211	.446	.713	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	7.824	9.210
3	.115	.185	.352	.584	1.005	1.424	2.366	3.665	4.642	6.251	7.815	9.837	11.341
4	.297	.429	.711	1.064	1.649	2.195	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	11.668	13.277
5	.554	.752	1.145	1.610	2.343	3.000	4.351	6.064	7.289	9.236	11.070	13.388	15.086
6	.872	1.134	1.635	2.204	3.070	3.828	5.348	7.231	8.558	10.645	12.592	15.033	16.812
7	1.239	1.564	2.167	2.833	3.822	4.671	6.346	8.383	9.803	12.017	14.067	16.622	18.475
8	1.646	2.032	2.733	3.490	4.594	5.527	7.344	9.524	11.030	13.362	15.507	18.168	20.090
9	2.088	2.532	3.325	4.168	5.380	6.393	8.343	10.656	12.242	14.684	16.919	19.679	21.666
10	2.558	3.059	3.940	4.865	6.179	7.267	9.342	11.781	13.442	15.987	18.307	21.161	23.209
11	3.053	3.609	4.575	5.578	6.989	8.148	10.341	12.899	14.631	17.275	19.675	22.618	24.725
12	3.571	4.178	5.226	6.304	7.807	9.034	11.340	14.011	15.812	18.549	21.026	24.054	26.217
13	4.107	4.765	5.892	7.042	8.634	9.926	12.340	15.119	16.985	19.812	22.362	25.472	27.688
14	4.660	5.368	6.571	7.790	9.467	10.821	13.339	16.222	18.151	21.064	23.685	26.873	29.141
15	5.229	5.985	7.261	8.547	10.307	11.721	14.339	17.322	19.311	22.307	24.996	28.259	30.578
16	5.812	6.614	7.962	9.312	11.152	12.624	15.338	18.418	20.465	23.542	26.296	29.633	32.000
17	6.408	7.255	8.672	10.085	12.002	13.531	16.338	19.511	21.615	24.769	27.587	30.995	33.409
18	7.015	7.906	9.390	10.865	12.857	14.440	17.338	20.601	22.760	25.989	28.869	32.346	34.805
19	7.633	8.567	10.117	11.651	13.716	15.352	18.338	21.889	23.900	27.204	30.144	33.687	36.191
20	8.260	9.237	10.851	12.443	14.578	16.266	19.337	22.775	25.038	28.412	31.410	35.020	37.566
21	8.897	9.915	11.591	13.240	15.445	17.182	20.337	23.858	26.171	29.615	32.671	36.343	38.932
22	9.542	10.600	12.338	14.041	16.314	18.101	21.337	24.939	27.301	30.813	33.924	37.659	40.289
23	10.196	11.293	13.091	14.848	17.187	19.021	22.337	26.018	28.429	32.007	35.172	38.968	41.638
24	10.856	11.992	13.848	15.659	18.062	19.943	23.337	27.096	29.553	33.196	36.415	40.270	42.980
25	11.524	12.697	14.611	16.473	18.940	20.867	24.337	28.172	30.675	34.382	37.652	41.566	44.314
26	12.198	13.409	15.379	17.292	19.820	21.792	25.336	29.246	31.795	35.563	38.885	42.856	45.642
27	12.879	14.125	16.151	18.114	20.703	22.719	26.336	30.319	32.912	36.741	40.113	44.140	46.963
28	13.565	14.847	16.928	18.939	21.588	23.647	27.336	31.391	34.027	37.916	41.337	45.419	48.278
29	14.256	15.574	17.708	19.768	22.475	24.577	28.336	32.461	35.139	39.087	42.557	46.693	49.588
30	14.953	16.306	18.493	20.599	23.364	25.508	29.336	33.530	36.250	40.256	43.773	47.962	50.892

SOURCE: Reprinted from Table III of R. A. Fisher, *Statistical Methods for Research Workers* (14th ed.). Copyright © 1972 by Hafner Press, by permission of the publisher.

$$= 0.130 + 0.203$$

$$= 0.333$$

ตารางที่ 2.6 การพิทฟังก์ชันการแจกแจงแบบปกติกับผลรวมที่ College Station, Texas  
1911 - 1979 (ตัวอย่างที่ 2.7)

Column:	1	2	3	4	5	6	7	8
Interval $i$	Range (in)	$n_i$	$f_s(x)$	$F_s(x)$	$z_i$	$F(x)$	$p(x)$	$\chi^2$
1	< 20	1	0.014	0.014	-2.157	0.015	0.015	0.004
2	20-25	2	0.029	0.043	-1.611	0.053	0.038	0.147
3	25-30	6	0.087	0.130	-1.065	0.144	0.090	0.008
4	30-35	14	0.203	0.333	-0.520	0.301	0.158	0.891
5	35-40	11	0.159	0.493	0.026	0.510	0.209	0.805
6	40-45	16	0.232	0.725	0.571	0.716	0.206	0.222
7	45-50	10	0.145	0.870	1.117	0.868	0.151	0.019
8	50-55	5	0.072	0.942	1.662	0.952	0.084	0.114
9	55-60	3	0.043	0.986	2.208	0.986	0.034	0.163
10	> 60	1	0.014	1.000	2.753	1.000	0.014	0.004
Total		69	1.000				1.000	2.377

Mean 39.77

Standard deviation 9.17

โปรดสังเกตว่า  $F_s(x_4)$  มีค่าเท่ากับ  $P(X \leq 35.0 \text{ นิ้ว})$  ในตัวอย่างที่ 1

ในการพิทฟังก์ชันการแจกแจงปกติกับข้อมูล จะใช้สถิติจากข้อมูล  $\bar{x} = 39.77$  นิ้ว และ  $s = 9.17$  นิ้ว เป็นค่าประมาณของ  $\mu$  และ  $\sigma$  แล้วคำนวณค่าตัวแปรปกติมาตรฐาน  $z$  ของอีตจ่ากัคตบนของข้อมูลในแต่ละช่วง  $i$  โดยใช้สมการ 2.14 ดังแสดงในช่อง 5

เช่น  $i = 4$

$$\begin{aligned} z &= \frac{x - \mu}{\sigma} \\ &= \frac{35.0 - 39.77}{9.17} \\ &= -0.520 \end{aligned}$$

ฟังก์ชันความน่าจะเป็นปกติสะสม (Cumulative normal probability function) ของ  $z$  หาได้จากสมการ 2.17 หรือตารางที่ 2.2 ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.301 ตามที่แสดง

ไว้ในช่อง 6 ของตารางที่ 2.6 ค่า incremental probability function จะคำนวณได้  
โดยสมการ 2.12

$$\begin{aligned} \text{เช่น} \quad i &= 4 \\ p(x_4) &= p(30 < X \leq 35 \text{ นิ้ว}) \\ &= F(35) - F(30) \\ &= 0.301 - 0.144 \\ &= 0.158 \end{aligned}$$

ค่า  $p(x_i)$  สำหรับ  $i$  อื่นคำนวณและแสดงไว้ในช่อง 7 ของตารางที่ 2.6

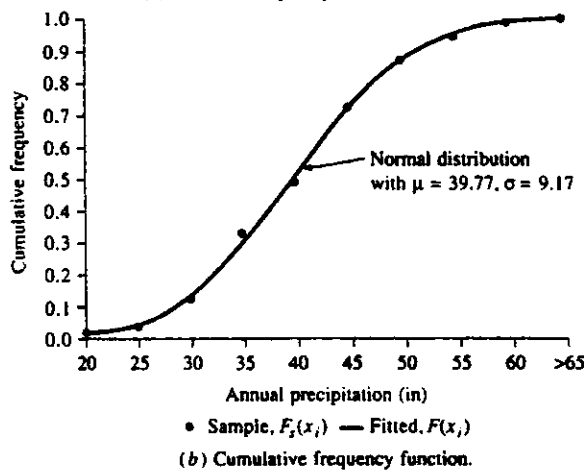
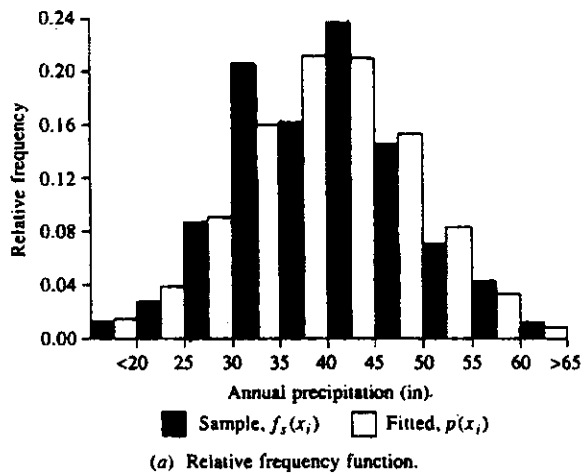
พล็อตฟังก์ชันความถี่สัมพัทธ์  $f_s(x_i)$  และ  $p(x_i)$  จากตารางที่ 2.6 ในรูปที่ 2.8  
(a) และพล็อตฟังก์ชันความถี่สะสมและฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็น  $F_s(x_i)$  และ  $F(x)$   
ในรูปที่ 2.8 (b)

จากการที่รูปร่างของฟังก์ชันทั้ง 2 มีลักษณะเหมือนกันมาก ดังแสดงในรูปที่ 2.8  
แสดงว่าการแจกแจงปกติกับข้อมูลฝนรายปีมีความ

เพื่อตรวจสอบ Goodness of Fit จะคำนวณค่าสถิติ  $\chi^2$  test โดยใช้สมการ  
2.29

$$\begin{aligned} \text{สำหรับ} \quad i &= 4 \\ \frac{n[f_s(x_4) - p(x_4)]^2}{p(x_4)} &= \frac{69(0.20290 - 0.15777)^2}{0.15777} \\ &= 0.891 \end{aligned}$$

ตามที่แสดงไว้ในช่อง 8 ของตารางที่ 2.6 ผลรวมของค่าในช่องที่ 8 คือ  $\chi_c^2 =$   
2.377 ค่า  $\chi_{v, 1-\alpha}^2$  จากตารางที่ 2.5 สำหรับความน่าจะเป็นสะสมเท่ากับ  $1-\alpha = 0.95$   
และ degree of freedom  $v = m-p-1 = 10-2-1 = 7$  คือ  $\chi_{7, 0.95}^2 = 14.1$  เนื่องจาก  
 $\chi_c^2 < \chi_{7, 0.95}^2$  จึงยอมรับ null hypothesis ที่ระดับความเชื่อมั่น 95 % และสรุปได้ว่า  
การแจกแจงปกติกับข้อมูลฝนรายปีที่ College Station ถ้าการแจกแจงไม่พื้กับข้อมูล ค่า  
 $f_s(x_i)$  และ  $p(x_i)$  จะต่างกันมาก และมีผลทำให้  $\chi_c^2$  มีค่ามากกว่า 14.1 นิ้ว ซึ่งกรณีนี้จะ  
ปฏิเสธ null hypothesis



รูปที่ 2.8 พังค์ชันความถี่ของการแจกแจงปกติที่พิตกับผนรายปีที่ College Station, Texas (ตัวอย่างที่ 2.7)

## 2.5 พังค์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็นสำหรับตัวแปรทางอุทกวิทยา

ในหัวข้อ 2.4 ได้แสดงการใช้พังค์ชันการแจกแจงปกติ เพื่ออธิบายผนรายปีที่ College Station, Texas ซึ่งถึงแม้ว่าในตัวอย่างการแจกแจงปกติที่พิตกับข้อมูล แต่ข้อมูลของตัวแปรทางอุทกวิทยาอื่น ๆ อาจไม่เป็นเช่นนั้น ในหัวข้อนี้จะได้อธิบายถึงวิธีการเลือกพังค์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็นที่ใช้กันทั่ว ๆ ไปสำหรับตัวแปรทางอุทกวิทยา และตัวอย่างตัวแปรชนิดต่าง ๆ ซึ่งสามารถใช้ได้กับการแจกแจงแบบต่าง ๆ ตารางที่ 2.7 ได้สรุป Probability density function และช่วงค่าของตัวแปรของการแจกแจงแต่ละชนิดและการประเมินพารามิเตอร์ของการแจกแจงจากโมเมนต์ของตัวอย่าง

ตารางที่ 2.7 ฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็นสำหรับพิสัยข้อมูลทางอุทกวิทยา

Distribution	Probability density function	Range	Equations for parameters in terms of the sample moments
Normal	$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right)$	$-\infty \leq x \leq \infty$	$\mu = \bar{x}, \sigma = s_x$
Lognormal	$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(y-\mu_y)^2}{2\sigma_y^2}\right)$ where $y = \log x$	$x > 0$	$\mu_y = \bar{y}, \sigma_y = s_y$
Exponential	$f(x) = \lambda e^{-\lambda x}$	$x \geq 0$	$\lambda = \frac{1}{\bar{x}}$
Gamma	$f(x) = \frac{\lambda^\beta x^{\beta-1} e^{-\lambda x}}{\Gamma(\beta)}$ where $\Gamma =$ gamma function	$x \geq 0$	$\lambda = \frac{\bar{x}}{s_x^2}$ $\beta = \frac{\bar{x}^2}{s_x^2} = \frac{1}{CV^2}$
Pearson Type III (three parameter gamma)	$f(x) = \frac{\lambda^\beta (x-\epsilon)^{\beta-1} e^{-\lambda(x-\epsilon)}}{\Gamma(\beta)}$	$x \geq \epsilon$	$\lambda = \frac{s_x}{\sqrt{\beta}}, \beta = \left(\frac{2}{C_s}\right)^2$ $\epsilon = \bar{x} - s_x \sqrt{\beta}$
Log Pearson Type III	$f(x) = \frac{\lambda^\beta (y-\epsilon)^{\beta-1} e^{-\lambda(y-\epsilon)}}{x \Gamma(\beta)}$ where $y = \log x$	$\log x \geq \epsilon$	$\lambda = \frac{s_y}{\sqrt{\beta}}$ $\beta = \left[\frac{2}{C_s(y)}\right]^2$ $\epsilon = \bar{y} - s_y \sqrt{\beta}$ (assuming $C_s(y)$ is positive)
Extreme Value Type I	$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp\left[-\frac{x-u}{\alpha} - \exp\left(-\frac{x-u}{\alpha}\right)\right]$	$-\infty < x < \infty$	$\alpha = \frac{\sqrt{6}s_x}{\pi}$ $u = \bar{x} - 0.5772\alpha$

### 2.5.1 การแจกแจงปกติ (Normal distribution)

การแจกแจงปกติเกิดจาก Central Limit Theorem ซึ่งกล่าวว่า ถ้า sequence ของตัวแปรแรนด้อม  $x_i$  เป็นแบบ independent and identically distributed ซึ่งมี mean  $\mu$  และแวนเรียนซ์  $\sigma^2$  การแจกแจงของผลบวกของ  $n$  ตัวแปรแรนด้อม  $Y = \sum_{i=1}^n X_i$  จะมีแนวโน้มเป็นการแจกแจงปกติ ซึ่งมี mean  $n\mu$  และแวนเรียนซ์  $n\sigma^2$  เมื่อ  $n$  มีค่ามาก จุดสำคัญคือ ข้อความดังกล่าวจะเป็นจริงไม่ว่าฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็นของ  $x$  จะเป็นอะไร

ดังนั้นการแจกแจงความน่าจะเป็นของ Sample mean  $\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$  จะเป็นแบบปกติ ซึ่งมี mean  $\mu$  และแวเรียนซ์  $\frac{\sigma^2}{n}$  โดยประมาณ ไม่ว่าการแจกแจงของ  $x$  จะเป็นอะไร ตัวแปรอุทกวิทยา เช่น ผนรายปี ซึ่งคำนวณจากผลบวกของเหตุการณ์ที่เป็นอิสระหลาย ๆ เหตุการณ์จะมีแนวโน้มที่จะมีการแจกแจงแบบปกติ ข้อจำกัดที่สำคัญของการแจกแจงปกติในการอธิบายตัวแปรอุทกวิทยา คือตัวแปรจะมีค่าผันแปรอยู่ในช่วง  $-\infty$  ถึง  $\infty$  แต่ตัวแปรอุทกวิทยาส่วนใหญ่จะไม่มีค่าเป็นลบ และข้อจำกัดเกี่ยวกับการ symmetry รอบ mean ซึ่งข้อมูลทางอุทกวิทยามักจะบิดเบี้ยว

2.5.2 การแจกแจงแบบ Lognormal

ถ้าตัวแปรแรนค่อม  $Y = \log X$  มีการแจกแจงแบบปกติ  $X$  จะมีการแจกแจงแบบ Lognormal Chow (1954) ให้เหตุผลว่า การแจกแจงแบบ Lognormal สามารถใช้ได้กับตัวแปรอุทกวิทยาที่เกิดจากผลคูณของตัวแปรอื่น ๆ เพราะว่าถ้า  $X = X_1 X_2 X_3 \dots X_n$  และ  $Y = \log X = \log X_1 X_2 X_3 \dots X_n = \sum_{i=1}^n \log X_i = \sum_{i=1}^n Y_i$   $Y$  จะมีการแจกแจงแบบปกติโดยประมาณ เมื่อ  $n$  มีค่ามาก และ  $X_i$  เป็นแบบ independent and identically distributed ได้มีการใช้การแจกแจงแบบ Lognormal อธิบายถึงการแจกแจงของ Hydraulic conductivity ในวัสดุพรุน (Freeze, 1975) และการแจกแจงของขนาดเม็ดฝนของพายุ และตัวแปรอุทกวิทยาอื่น ๆ การแจกแจงแบบ Lognormal มีข้อดีเหนือการแจกแจงแบบปกติคือ  $X > 0$  และ log transformation มีแนวโน้มที่จะลด positive skewness ซึ่งปกติจะพบเสมอ ๆ ในข้อมูลทางอุทกวิทยา เพราะว่าการ take logarithms จะลดค่าของค่ามากเป็นสัดส่วนที่มากกว่าการลดค่าของค่าน้อย ข้อจำกัดของการแจกแจงแบบ lognormal คือถ้าการแจกแจงมี 2 พารามิเตอร์ Logarithms ของข้อมูลต้อง symmetry รอบ mean

2.5.3 การแจกแจงแบบ Exponential

บาง Sequences ของเหตุการณ์ทางอุทกวิทยาเช่น การเกิดฝนจะเป็นไปตาม Poisson processes ซึ่งเหตุการณ์เกิดต่อเนื่องกันไม่และเป็นอิสระแก่กันในแต่ละเวลาและสถานที่ เวลาระหว่างเหตุการณ์หรือ interarrival time จะอธิบายได้โดยการแจกแจงแบบ exponential ซึ่งมีพารามิเตอร์  $\lambda$  เป็น mean rate ของการเกิดเหตุการณ์ ปกติการแจกแจงแบบ exponential จะใช้อธิบาย interarrival time ของ random shock ที่เกิดในระบบอุทกวิทยา เช่น การไหลของน้ำที่มีมลพิษลงในแม่น้ำซึ่งเกิดจากการที่ฝนชะมลพิษจากผิวดิน ข้อดีของการแจกแจง



แบบ exponential คือประเมินค่า  $\lambda$  ให้ง่ายจากข้อมูลตัวอย่าง และการแจกแจงแบบ exponential เหมาะสำหรับการศึกษาในเชิงทฤษฎี เช่น probability model ของ linear reservoir ( $\lambda = \frac{1}{k}$  เมื่อ  $k$  คือ storage constant ใน linear reservoir) ข้อเสียคือการเกิดแต่ละเหตุการณ์ต้องเป็นอิสระจากเหตุการณ์อื่น ๆ ซึ่งอาจจะเป็นสมมติฐานที่ไม่สมเหตุผลนัก สำหรับบางกรณี เช่น การเคลื่อนตัวของ front จะทำให้เกิดฝนโปรย (showers) และเป็นเหตุให้ต้องศึกษารูปแบบอื่น ๆ ของ Compound Poisson Processes ซึ่ง  $\lambda$  คือ ตัวแปรแรนด้อมแทนที่จะเป็นค่าคงที่ (Kavvas and Delleur 1981; Waymire and Gupta 1981)

#### 2.5.4 การแจกแจงแบบแกมมา (Gamma)

เวลาที่ใช้ไปสำหรับจำนวน  $\beta$  เหตุการณ์ที่จะเกิดใน Poisson process จะอธิบายได้โดยใช้การแจกแจงแบบแกมมา ซึ่งก็คือการแจกแจงของผลบวกของ  $\beta$  ตัวแปรแรนด้อมแบบ independent and identically exponentially distributed การแจกแจงแบบแกมมามีแบบฟอร์มการแปรผันที่ราบเรียบเหมือน probability density function ทั่ว ๆ ไป ที่แสดงในรูปที่ 2.3 และมีประโยชน์ในการอธิบายตัวแปรอุทกวิทยาที่บิดเบี้ยวโดยไม่จำเป็นต้องใช้ log transformation เช่น ใช้อธิบายการแจกแจงของความลึกฝนของพายุ การแจกแจงแบบแกมมาเกี่ยวกับ gamma function ซึ่งกำหนดว่า  $\Gamma(\beta) = (\beta-1)! = (\beta-1)(\beta-2)\dots$  3.2.1 สำหรับค่า  $\beta$  ที่เป็นจำนวนเต็มบวก และโดยทั่ว ๆ ไป

$$\Gamma(\beta) = \int_0^{\infty} u^{\beta-1} e^{-u} du \dots\dots\dots (2.31)$$

(Abramowitz and Stegun, 1965) การแจกแจงแบบแกมมาที่มี 2 พารามิเตอร์ ( $\beta$  และ  $\lambda$ ) มีขีดจำกัดล่างที่ 0 ซึ่งมีข้อเสียในการนำไปใช้กับตัวแปรอุทกวิทยาที่มีขีดจำกัดล่างมากกว่า 0

#### 2.5.5 การแจกแจงแบบ Pearson Type III

การแจกแจงแบบ Pearson Type III. หรือเรียกได้อีกอย่างหนึ่งว่า การแจกแจงแบบแกมมา แบบ 3 พารามิเตอร์ โดยมีพารามิเตอร์ตัวที่ 3 คือ ขีดจำกัดล่าง  $\epsilon$  ตามวิธีโมเมนต์ sample moments ทั้ง 3 ตัว (mean, standard duration และ coefficient of skewness) สามารถที่จะใช้หาพารามิเตอร์  $\lambda$ ,  $\beta$  และ  $\epsilon$  ของการแจกแจงได้ การแจกแจงนี้มีความคล่องตัวมาก เปลี่ยนรูปตาม  $\lambda$ ,  $\beta$  และ  $\epsilon$  (Bobee and Robitaille 1977)

การแจกแจงของ Pearson มี 7 แบบ ซึ่งก็คือผลลัพธ์สำหรับ  $f(x)$  ของสมการ

$$\frac{d[f(x)]}{dx} = \frac{f(x)(x-d)}{c_0 + c_1x + c_2x^2} \dots\dots\dots (2.32)$$

เมื่อ  $d$  คือโมด (mode) ของการแจกแจง (ค่า  $x$  ซึ่ง  $f(x)$  มีค่าสูงสุด) และ  $c_0, c_1$  และ  $c_2$  คือสัมประสิทธิ์ที่จะต้องหา เมื่อ  $c_2 = 0$  ผลลัพธ์ของสมการ 2.32 คือ การแจกแจงแบบ Pearson Type III ซึ่งมี Probability density function ดังแสดงในตารางที่ 2.7 ถ้า  $c_1 = c_2 = 0$  ผลลัพธ์ของสมการ 2.32 คือ การแจกแจงแบบปกติ หรือพูดได้ว่าการแจกแจงแบบปกติ คือกรณีพิเศษของการแจกแจงแบบ Pearson Type III สำหรับตัวแปรที่ไม่บิดเบี้ยว Foster(1924) ให้นำการแจกแจงแบบ Pearson Type III มาใช้ในวิชาอุทกวิทยาเป็นครั้งแรก เพื่ออธิบายการแจกแจงความน่าจะเป็นของน้ำท่วมสูงสุดประจำปี (Annual maximum flood peaks) ถ้าข้อมูลบิดเบี้ยวไปทางบวกปกติจะใช้ log transformation ในการลดความบิดเบี้ยว

2.5.6 การแจกแจงแบบ Log-Pearson Type III

ถ้า  $\log X$  มีการแจกแจงแบบ Pearson Type III  $X$  จะมีการแจกแจงแบบ Log-Pearson Type III ซึ่งเป็นารแจกแจงมาตรฐานสำหรับการวิเคราะห์ความถี่ของน้ำท่วมสูงสุดประจำปีในสหรัฐอเมริกา (Benson 1968) สำหรับกรณีพิเศษที่  $\log X$  มีค่า symmetry รอบ mean การแจกแจงแบบ Log-Pearson Type III จะลดรูปเป็นการแจกแจงแบบ Log normal

ตำแหน่งของ bound  $\epsilon$  ในการแจกแจงแบบ Log-Pearson Type III ขึ้นอยู่กับความบิดเบี้ยวของข้อมูล ถ้าข้อมูลเบี่ยงไปทางบวก  $\log X \geq \epsilon$   $\epsilon$  จะเป็นขีดจำกัดล่าง ถ้าข้อมูลเบี่ยงไปทางลบ  $\log X \leq \epsilon$   $\epsilon$  จะเป็นขีดจำกัดบน log transformation ลดความบิดเบี้ยวของข้อมูลที่แปลงรูป และอาจทำให้ข้อมูลแปลงรูปเบี่ยงไปทางลบถึงแม้ว่าข้อมูลเดิมเบี่ยงไปทางบวก ในกรณีการใช้การแจกแจงแบบ Log-Pearson Type III จะทำให้เกิด Artificial upper bound กับข้อมูล การแจกแจงแบบ Log-Pearson Type III อาจมีหลายรูปตามที่แสดงในตารางที่ 2.8 ขึ้นอยู่กับค่าพารามิเตอร์

ตารางที่ 2.8 รูปร่างและตำแหน่งโมดของการแจกแจงแบบ log-Pearson Type III ตามฟังก์ชันของพารามิเตอร์ (Bober, 1975)

Shape parameter $\beta$	$\lambda < -\ln 10$	$-\ln 10 < \lambda < 0$	$\lambda > 0$
$0 < \beta < 1$	No mode	minimum mode	No mode
	J - shaped	U - shaped	Reverse
			J-shaped
$\beta > 1$	Unimodal	No mode	Unimodal
		Reverse	
		J-shaped	

ตามที่ให้กล่าวนำมาแล้ว การแจกแจงแบบ log-Pearson Type III ได้ถูกพัฒนาขึ้นมาเพื่อพิชิตโค้งกับข้อมูล ซึ่งการที่วิธีนี้เป็นที่ยอมรับเพราะให้ผลดีเวลาเอาไปใช้งาน โดยเฉพาะกับข้อมูลยอดน้ำท่วม (Flood Peak) การพิชิตฟังก์ชันการแจกแจงกับข้อมูลสามารถตรวจสอบได้โดยการใช้  $\chi^2$  test หรือโดยการใช้ probability plotting

### 2.5.7 การแจกแจงแบบ Extreme Value

Extreme value คือค่าสูงสุดหรือค่าต่ำสุดของชุดข้อมูล ยกตัวอย่างอัตราการไหลสูงสุดประจำปี (Annual maximum discharge) ที่จุดที่กำหนดให้ ค่าอัตราการไหลสูงสุดประจำปีของแต่ละปีที่ให้บันทึกไว้รวมกันเป็นชุดของ Extreme values ซึ่งสามารถนำมาวิเคราะห์ทางสถิติได้ถ้าชุดของ Extreme value มีจำนวนข้อมูลมากพอจะมีการแจกแจงเป็นแบบ Extreme value (Fisher and Tippett 1928) แบบใดแบบหนึ่งใน 3 แบบคือ Type I, II และ III Gumbel (1941) เป็นผู้พัฒนาการแจกแจงแบบ Extreme value Type I (EVI) หรือเรียกตามชื่อผู้ที่พัฒนาขึ้นมาว่า "การแจกแจงแบบ Gumbel" Frechet (1927) พัฒนา Extreme value Type II (EV II) หรือเรียกว่าการแจกแจงแบบ Frechet และ Weibull (1939) พัฒนา Extreme value Type III (EV III) Jenkinson (1955) ได้แสดงให้เห็นว่าการแจกแจงแบบ Extreme value ทั้ง 3 แบบ เป็นกรณีเฉพาะของ General Extreme value (GEV) distribution ซึ่งมีฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็นดังสมการ

$$F(x) = \text{Exp} \left[ -\left(1 - k \frac{x-u}{\alpha}\right)^{1/k} \right] \dots\dots\dots (2.33)$$

เมื่อ  $k, u$  และ  $\alpha$  = พารามิเตอร์

ถ้า  $k = 0$  คือการแจกแจงแบบ Extreme value Type I ซึ่งมี probability density function ดังตารางที่ 2.7

ถ้า  $k < 0$  คือการแจกแจงแบบ Extreme value Type II ซึ่งสมการที่ 2.33 จะใช้ได้สำหรับ  $(u + \frac{\alpha}{k}) < x < \infty$

ถ้า  $k > 0$  คือการแจกแจงแบบ Extreme value Type III ซึ่งสมการที่ 2.33 จะใช้ได้สำหรับ  $-\infty < x < (u + \frac{\alpha}{k})$

และในทั้ง 3 กรณี  $\alpha$  จะมีค่าเป็นบวกเสมอ

สำหรับการแจกแจงแบบ EV I  $x$  จะมีค่าไม่จำกัด (ตารางที่ 2.7) แต่สำหรับ EV II ค่าต่ำสุดของ  $x$  จะถูกจำกัดที่  $(u + \frac{\alpha}{k})$  และ EV III ค่าสูงสุดของ  $x$  จะถูกจำกัด ถ้า  $x$  มีการแจกแจงแบบ EV III ค่า  $-x$  จะมีการแจกแจงแบบ Weibull

## 2.6 เอกสารอ้างอิง

1. Chow, V.T., D.R. Maidment and L.W. Mays (1988), Applied Hydrology, McGraw-Hill.
2. Edwards, A.L. (1976), An Introduction to Linear Regression and Correlation, W.H. Freeman and Company, San Francisco.
3. Salas, J.D. and R.A. Smith (1981), Computer Programs of Probability Distribution Functions in Hydrology, Colorado State University, Fort Collins, Co.
4. U.S. Department of Transportation (1980), Hydrology for Transportation Engineers, (Edited by T.G. Sanders), Federal Highway Administration.

5. Walpole, R.E. and R.H. Myers. (1972), Probability and Statistics for Engineers and Scientists, Collier Macmillan Publishers, London.
6. Yevjevich, V. (1972), Probability and Statistics in Hydrology, Water Resources Publications, Fort Collins, Co.

## 2.7 แบบฝึกหัด

- (1) ถ้า  $X$  เป็น Normal distribution ซึ่งมี Mean =  $\mu$  และ Standard deviation =  $\sigma$  และ  $Z = \frac{X-\mu}{\sigma}$  จงพิสูจน์ว่า  $Z$  เป็น Normal distribution ซึ่งมี mean = 0 และ Standard deviation = 1
- (2) ถ้า  $f(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \text{Exp} \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{X-\mu}{\sigma} \right)^2 \right]$   
 ถ้า  $Z = \frac{X-\mu}{\sigma}$  จงพิสูจน์ว่า  

$$f(Z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \text{Exp} \left[ -\frac{1}{2} Z^2 \right]$$
- (3) ข้อมูลฝนรายปีของสถานีอุตุนิยมวิทยาที่สถานี A1 และ A2 แสดงอยู่ในตารางที่ 1 และ 2
  - 3.1 จงพล็อตอนุกรมเวลาของข้อมูลฝนรายปีดังกล่าว
  - 3.2 จงสร้าง Frequency Histogram เทียบกับอนุกรมเวลาดังแสดงในรูปที่ 2.2 หนังสืออุทกวิทยาประยุกต์
  - 3.3 จงหาความน่าจะเป็นที่ฝนรายปีจะมีค่าน้อยกว่า 800 มิลลิเมตร
  - 3.4 จงหาความน่าจะเป็นที่ฝนรายปีจะมีค่าน้อยกว่า 800 มิลลิเมตร 2 ปีติดต่อกัน จากกฎ Joint Probability และจงหาความถี่สัมพัทธ์ของเหตุการณ์
  - 3.5 จงทดสอบว่าการแจกแจงแบบปกติเหมาะสมกับข้อมูลหรือไม่ และจงหาฝนซึ่งมีความน่าจะเป็น 80 % ที่ฝนในอนาคตจะมีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับค่านี
- (4) จงหาพารามิเตอร์  $\mu$  และ  $\sigma$  ของการแจกแจงแบบปกติ โดยวิธี Maximum Likelihood

ตารางที่ 1 ปริมาณน้ำฝนที่สถานี A1 (มม.ต่อปี)

ปี	มม./ปี	ปี	มม./ปี
2494	1082.3	2516	1205.6
2495	1169.1	2517	1216.7
2496	1355.2	2518	1000.8
2497	941.7	2519	950.9
2498	1380.4	2520	1100.1
2499	1398.7	2521	800.6
2500	1458.8	2522	700.8
2501	782.6	2523	1025.9
2502	1509.3	2524	1021.8
2503	892.2	2525	1025.9
2504	857.5	2526	980.7
2505	883.7	2527	900.8
2506	1108.6	2528	850.7
2507	985.6	2529	600.5
2508	1002.6	2530	1200.5
2509	1068.5	2531	1300.6
2510	875.4	2532	1405.8
2511	888.1	2533	1015.7
2512	1237.0	2534	1105.6
2513	1514.4	2535	900.8
2514	1076.9	2536	800.1
2515	1102.2	2537	1200.2

ตารางที่ 2 ปริมาณน้ำฝนที่สถานี (มม. ต่อปี)

ปี	มม./ปี
2513	553.8
2514	602.9
2515	760.0
2516	1334.0
2517	1264.6
2518	1318.2
2519	1013.6
2520	792.9
2521	1101.4
2522	875.6
2523	1053.6
2524	650.4
2525	784.0
2526	996.0
2527	996.2
2528	1292.2
2529	1000.1
2530	911.5
2531	1315.7
2532	1016.5
2533	950.6
2534	970.8
2535	1000.9
2536	555.3
2537	1530.1

- (5) ในช่วงฤดูแล้งนี้ความต้องการน้ำชลประทานของโครงการชลประทานแห่งหนึ่งเพิ่มขึ้นจนเกินขีดความสามารถของระบบ (System Capacity) ที่จะจ่ายน้ำให้ได้ เนื่องจากภาวะความแห้งแล้งที่เกิดขึ้นติดต่อกันเวลายาวนานหลายวัน วิกฤตการณ์นี้จะบรรเทาได้ก็ต่อเมื่อมีฝนตก วิศวกรของโครงการต้องการวิเคราะห์ว่ามีโอกาสความน่าจะเป็นมากน้อยเท่าใดที่ฝนจะไม่ตกในช่วง

10 วันข้างหน้า

20 วันข้างหน้า

30 วันข้างหน้า

เพื่อจะได้วางแผนรับสถานการณ์ต่อไป

สมมติว่าวิศวกรมีข้อมูลดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ข้อมูลจำนวนวันที่ฝนทิ้งช่วงเฉลี่ยในช่วงฤดูแล้งของแต่ละปี

ปี	จำนวนวันที่ฝนทิ้งช่วง	ปี	จำนวนวันที่ฝนทิ้งช่วง	ปี	จำนวนวันที่ฝนทิ้งช่วง
2500	10				
1	15	2511	25	2521	15
2	17	12	15	22	35
3	19	13	40	23	30
4	20	14	30	24	21
5	30	15	35	25	22
6	36	16	27	26	7
7	8	17	28	27	10
8	18	18	29	28	17
9	9	19	40	29	27
10	29	20	42	30	26
				2531	30
				32	40
				33	32

ถ้ากำหนดว่าจำนวนวันที่ฝนทิ้งช่วงเฉลี่ย มีการแจกแจงแบบ Exponential



### บทที่ 3

## การวิเคราะห์ฝนที่เกิดจากพายุ

(Analysis of Storm Rainfall)

### 3.1 คำนำ

การวิเคราะห์ฝนที่เกิดจากพายุที่จะกล่าวถึงในบทนี้ เป็นการวิเคราะห์เพื่อนำไปใช้ในการประเมินปริมาณน้ำท่วมสูงสุด เพื่อการออกแบบระบบระบายน้ำ หรืออาคารชลศาสตร์ในลุ่มน้ำขนาดเล็ก หรือเพื่อใช้เป็นข้อมูลพื้นฐานในการออกแบบกราฟน้ำท่วมต่อไป

ในบทนี้จะได้กล่าวถึงการวิเคราะห์ฝน 2 แบบคือ การวิเคราะห์แบบ ความลึก - พื้นที่ - ช่วงเวลา (Depth-Area-Duration) และการวิเคราะห์แบบความลึก - ช่วงเวลา - ความถี่ (Depth-Duration-Frequency)

### 3.2 การวิเคราะห์ฝนแบบความลึก - พื้นที่ - ช่วงเวลา (Depth-Area-Duration)

การวิเคราะห์ฝนแบบนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างความลึกของฝนกับพื้นที่ที่พายุฝนคลุมอยู่ ในช่วงเวลาต่าง ๆ ของพายุฝนลูกใดลูกหนึ่งโดยเฉพาะ ซึ่งความสัมพันธ์ดังกล่าวจะเป็นข้อมูลที่มีประโยชน์ในการประเมินปริมาณน้ำท่วมสูงสุด (Flood Peak) ตลอดจนกราฟน้ำท่วม เพื่อใช้ในการออกแบบระบบระบายน้ำหรืออาคารชลศาสตร์ต่าง ๆ

การวิเคราะห์ฝนแบบความลึก - พื้นที่ - ช่วงเวลา เป็นการวิเคราะห์ทั้งการแจกแจงตามพื้นที่ (Areal distribution) และการแจกแจงตามเวลา (Time distribution) ของพายุฝนที่กำลังศึกษา สำหรับข้อมูลที่ต้องการใช้ในการวิเคราะห์และวิธีการวิเคราะห์จะได้กล่าวถึงในหัวข้อต่อไป

#### 3.2.1 ข้อมูลที่ต้องการ ประกอบด้วย

(1) แผนที่แสดงจุดที่ตั้งของสถานีวัดน้ำฝนที่อยู่ในเขตอิทธิพลของพายุฝนลูกที่กำลังศึกษา

(2) ข้อมูลปริมาณน้ำฝนของพายุที่กำลังศึกษาจากสถานีต่าง ๆ ข้อมูลฝนที่ใช้ควรเป็นข้อมูลที่วัดได้จากเครื่องวัดน้ำฝนแบบอัตโนมัติ

### 3.2.2 วิธีการวิเคราะห์

การวิเคราะห์ความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลาของฝน มีขั้นตอนดังต่อไปนี้

- (1) ตรวจสอบความเชื่อถือได้ของข้อมูลฝนที่นำมาวิเคราะห์และดำเนินการปรับแก้ถ้าจำเป็น
- (2) จัดทำแผนที่เส้นชั้นน้ำฝน (Isohyetal Map) ของพายุฝนและสร้างรูปหลายเหลี่ยมธีเอสเซน (Thiessen Polygon)
- (3) จัดทำตารางแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความลึกฝนเฉลี่ยกับพื้นที่จากแผนที่เส้นชั้นน้ำฝน
- (4) จัดทำโค้งสะสม (Mass Curves) ของฝนที่สถานีต่าง ๆ ที่อยู่ภายใต้อิทธิพลของพายุ
- (5) จัดทำตารางแสดงค่าความลึกฝนสูงสุด (Absolute maximum rainfall) ของช่วงเวลาต่าง ๆ ของสถานีที่มีฝนหนัก และความลึกฝนสะสมในช่วงเวลาต่าง ๆ ตั้งแต่เริ่มพายุฝน (Contemporaneous rainfall depth) ของทุกสถานี จากโค้งสะสมช่วงเวลาที่ใช้วิเคราะห์จะต้องมีช่วงห่างเท่ากันเช่น 6, 12, 18, 24 ชั่วโมง เป็นต้น  
กรณีที่พายุฝนที่ศึกษามีหลายยอดหรือมีจุดศูนย์กลางของพายุฝนมากกว่า 1 แห่ง การจัดทำตารางแสดงความลึกฝนที่ช่วงเวลาต่าง ๆ จะแยกสำหรับแต่ละศูนย์กลางพายุฝน
- (6) ทำการวิเคราะห์หาค่าความลึกฝนที่มีค่ามากที่สุดที่ช่วงเวลาต่าง ๆ สำหรับพื้นที่ภายในเส้นชั้นน้ำฝนต่าง ๆ ซึ่งจะทำให้ได้โดยการนำค่าความลึกน้ำฝนสูงสุดและความลึกฝนสะสมที่ช่วงเวลาต่าง ๆ นับตั้งแต่เริ่มพายุของสถานีต่าง ๆ ภายในเส้นชั้นน้ำฝนที่พิจารณา จากตารางในข้อ 5 มาทำการวิเคราะห์ตามขั้นตอนดังต่อไปนี้
  - (ก) หากความลึกฝนสะสมที่ช่วงเวลาต่าง ๆ เฉลี่ยสำหรับพื้นที่ ภายในเส้นชั้นน้ำฝนที่พิจารณา การเฉลี่ยจะเฉลี่ยตามเปอร์เซ็นต์ของพื้นที่สถานีวัดน้ำฝนที่แบ่งโดยรูปหลายเหลี่ยมธีเอสเซน (Weighted mass curve) อย่างไรก็ตาม ถ้าในเส้นชั้นน้ำฝนที่พิจารณามีสถานีวัดน้ำฝน 6 สถานี หรือมากกว่า และการแจกแจงฝนที่แต่ละสถานีค่อนข้างสม่ำเสมอ จะถือว่าแต่ละสถานีมี Weight เท่ากัน ค่าฝนเฉลี่ยจะหาได้จากค่าเฉลี่ยทางคณิตศาสตร์

(ข) ปรับค่าความลึกฝนสะสมเฉลี่ยที่ช่วงเวลาต่าง ๆ ให้เท่ากับค่าความลึกฝนเฉลี่ยจากแผนที่เส้นชั้นน้ำฝนในข้อ 3 (Adjusted mass curve)

(ค) หาค่าผลต่างของความลึกฝนสะสมเฉลี่ยที่ปรับค่าแล้วของช่วงเวลาต่าง ๆ (Adjusted increment)

(ง) หาค่าความลึกฝนสูงสุดของแต่ละช่วงเวลาจากผลบวกของ Adjusted increment ของช่วงเวลาที่เกี่ยวข้องกัน (Maximum depth-duration)

ทำตามขั้นตอน (ก) ถึง (ง) สำหรับพื้นที่ภายในเส้นชั้นน้ำฝนต่าง ๆ ที่มีจุดศูนย์กลางร่วมกัน

สำหรับเส้นชั้นน้ำฝนที่ครอบคลุมหลายจุดศูนย์กลางพายุฝน จะต้องนำค่าความลึกฝนสูงสุดของแต่ละช่วงเวลาของแต่ละจุดศูนย์กลางพายุฝนมาวิเคราะห์ตามลำดับที่ (ก) ถึง (ง) ข้างมาเหตุในการหาค่าฝนเฉลี่ยของเส้นชั้นน้ำฝนที่ครอบคลุมหลายจุดศูนย์กลางจะใช้เปอร์เซ็นต์ของพื้นที่ของเส้นชั้นน้ำฝนซึ่งไม่ครอบคลุมของแต่ละศูนย์กลางพายุฝน

(7) พล็อตค่าความลึกฝนสูงสุดที่ช่วงเวลาต่าง ๆ เทียบกับพื้นที่ในกระดาษกราฟ Semi-log แล้วจึงลาก Envelop curve แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลาตามที่ต้องการ

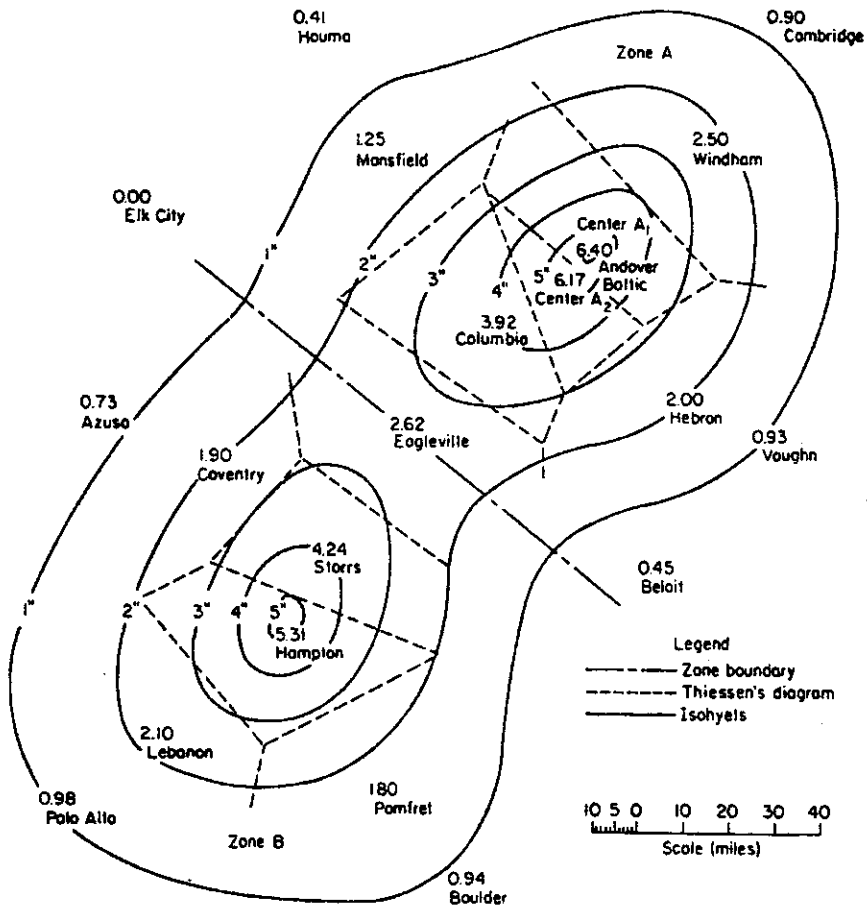
### 3.2.3 ตัวอย่างการวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา

กำหนดให้แผนที่แสดงเส้นชั้นน้ำฝน (Total storm isotyetal map) ซึ่งมี 2 จุดศูนย์กลาง (หรือ 2 โชน) แสดงอยู่ในรูปที่ 3.1 ในแผนที่ดังกล่าวได้แสดงรูปหลายเหลี่ยมอิเอสเสนไว้ด้วย

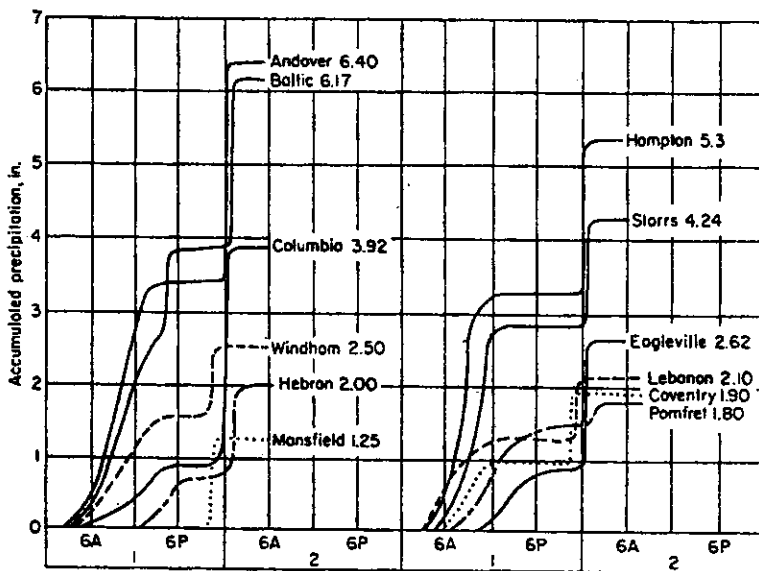
โค้งสะสมของฝนที่สถานีต่าง ๆ ในช่วง 24 ชั่วโมง นับจาก 3.00 A.M. วันที่ 1 กันยายน 1947 ถึง 3.00 A.M. วันที่ 2 กันยายน 1947 มีลักษณะดังรูปที่ 3.2

จากแผนที่ชั้นน้ำฝนในรูปที่ 3.1 คำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณฝนทั้งหมดเฉลี่ยกับพื้นที่ได้ดังแสดงในตารางที่ 3.1

จากโค้งสะสมในรูปที่ 3.2 วิเคราะห์หาปริมาณฝนสูงสุดและปริมาณฝนสะสมสำหรับช่วงเวลา 6, 12, 18 และ 24 ชั่วโมง ได้ดังแสดงในตารางที่ 3.2 ค่าฝนสูงสุด (Absolute maximum rainfall) คือ ฝนที่มีค่ามากที่สุดบนโค้งสะสมของสถานีนั้น สำหรับช่วงเวลาที่กำหนด



รูปที่ 3.1 แผนที่เส้นชั้นน้ำฝนและรูปหลายเหลี่ยมมิธเอสเซน



รูปที่ 3.2 โค้งสะสมของฝนที่สถานีต่าง ๆ



ซึ่งค่าฝนสูงสุดที่ช่วงเวลาต่าง ๆ จะแสดงไว้เฉพาะสถานีที่มีฝนตกหนักมารอบ ๆ จุดศูนย์กลาง พายุฝนเท่านั้น เช่น สถานี Andover, Baltic และ Columbia สำหรับจุดศูนย์กลางพายุฝน A และสถานี Hampton กับ Storrs สำหรับจุดศูนย์กลางพายุฝน B ค่าฝนสูงสุดปกติ จะถือเป็นตัวแทนของฝนในพื้นที่ 10 ตร.ไมล์ สำหรับค่าฝนสะสม (Contemporaneous accumulated rainfall) คือค่าฝนที่อ่านได้จากโค้งสะสมที่ช่วงเวลา 6, 12, 18, และ 24 ชั่วโมง นับจากฝนเริ่มตก

วิเคราะห์หาฝนที่มีค่าสูงสุดในช่วงเวลา 6, 12, 18 และ 24 ชั่วโมง ของฝน เฉลี่ยที่ตกลงในพื้นที่ภายในเส้นชั้นความลึกน้ำฝนแต่ละชั้น ดังแสดงในตารางที่ 3.3

ในที่นี้จะขอยกตัวอย่างการคำนวณของตารางที่ 3.3 พอเป็นสังเขป

- บรรทัดที่ 1 ..... ฝนสูงสุดที่สถานี Andover จากตารางที่ 3.2 (บรรทัดที่ 1)
- " 2 ..... เวลาออกการสิ้นสุดของค่าฝนสูงสุดในบรรทัดที่ 1
- " 4 ..... ฝนสูงสุดที่สถานี Baltic จากตารางที่ 3.2 (บรรทัดที่ 2)
- " 5 ..... เวลาออกการสิ้นสุดของค่าฝนสูงสุดในบรรทัดที่ 4
- " 8 ..... ค่าในช่อง Encompassing Isohyet ได้จากตารางที่ 3.1 (บรรทัดที่ 2) เนื่องจากฝนในเส้นชั้นน้ำฝน 6 นิ้ว อยู่ภายใต้อิทธิพลของฝนที่สถานี Andover เพียงสถานีเดียว Effective Area จะเท่ากับ 100 % ค่า ฝนสะสมในช่อง Product (1) อ่านจากตารางที่ 3.2 (บรรทัดที่ 1)
- " 9 ..... (b) Adjusted mass curve  

$$= \text{ฝนสะสมในบรรทัดที่ 8} \times \frac{6.2}{6.4}$$
เมื่อ 6.2 ฝนเฉลี่ยในเส้นชั้นน้ำฝน 6 นิ้ว  
6.4 คือ ค่าฝนทั้งหมดที่วัดได้ที่ Andover
- " 10 ..... (c) Adjusted increment  
= ผลต่างของฝนสะสมที่ปรับค่าแล้วจากบรรทัดที่ 9  
เช่น ฝนในช่วง 18 - 24 ชั่วโมง  

$$= 6.2 - 3.3 = 2.9 \text{ นิ้ว}$$

ตารางที่ 3.3 การคำนวณค่าฝนสูงสุดที่ช่วงเวลาต่าง ๆ ที่ตกภายในพื้นที่ของเส้นชั้นน้ำฝนต่าง ๆ

Line No.	Center or zone	Station or item description	Encompassing isohyet			Effective area controlled by sta.		Product (1)			
			Inches	Average P in Inches	Area inclosed sq mi	Planim. reading K+1,534	Station weight in %	Time in hours (2)			
								6	12	18	24
							9a1	3p1	9p1	3a2	
1	A	Andover (Absolute max. station precip.)						3.0	3.4	5.6	6.4
2		(e) End of period of max. precip.						2a2	3p1	1a2	3a2
3											
4	A	Bollic (Absolute max. station precip.)						2.4	3.7	5.4	6.2
5		(e) End of period of max. precip.						3a2	2a2	2a2	3a2
6											
7											
8	A	Andover	6	6.2	14	-	100	1.3	3.4	3.4	6.4
9	(Center A <sub>1</sub> )	(b) Adjusted mass curve						1.3	3.3	3.3	6.2
10		(c) Adjusted increment						1.3	2.0	0.0	2.9
11		(d) Max. depth-duration						2.9	3.3	4.9	6.2
12		(e) End of period for (d)						3a2	3p1	3a2	3a2
13											
14											
15	A	Bollic	6	6.1	11	-	100	0.9	2.6	3.8	6.2
16	(Center A <sub>2</sub> )	(b) Adjusted mass curve						0.9	2.6	3.7	6.1
17		(c) Adjusted increment						0.9	1.7	1.1	2.4
18		(d) Max. depth-duration						2.4	3.5	5.2	6.1
19		(e) End of period for (d)						3a2	3a2	3a2	3a2
20											
21											
22	A	Andover	5	5.6	189	67	54	0.70	1.84	1.84	3.46

148	B		2	3.0	4789	-	46	0.43	0.89	0.94	1.59
149	A+B		2	3.1	10,391	-	100	0.71	1.66	1.85	3.64
150								0.6	0.8	0.2	1.5
151								1.5	1.7	2.5	3.1
152								3a2	3a2	3a2	3a2
153											
154		Computations based on unweighted av. of mass curves for various stations inclosed by									
155									various isohyets		
156											
157	A	Sum of precip. at 6 stat	1	2.4	10,284			3.2	8.5	10.4	22.2
158	B	Sum of precip. at 6 stat	1	2.2	10,353			4.5	9.9	10.6	17.9
159	A+B	Sum of precip. at 12 stat	1	2.3	20,637			7.7	18.4	21.0	40.1
160		(a) Unweighted mass curve (Average of 12 stations)						0.64	1.53	1.75	3.34
161		(b) Adjusted mass curve						0.4	1.1	1.2	2.3
162		(c) Adjusted increment						0.4	0.7	0.1	1.1
163		(d) Max. depth-duration						1.1	1.2	1.9	2.3
164		(e) End of period for (d)						3a2	3a2	3a2	3a2
165											
166											
167											
168											
169											
170											

REMARKS: (1) Accumulative station rainfall x station weight, except as otherwise noted.

(2) At end of period for duration of maximum precipitation

- บรรทัดที่ 11 ..... (d) Max. depth-duration  
คือฝนที่มีค่ามากที่สุดในช่วง 6, 12, 18, 24 ชั่วโมง จากค่า Adjusted increment บรรทัดที่ 10 เช่น ฝนที่มีค่ามากที่สุด ในช่วง 12 ชั่วโมง =  $1.3 + 2.0 = 3.3$  นิ้ว
- " 12 ..... (e) End of period for (d)  
ดูจาก End of period ที่กำหนดให้ที่หัวตาราง
- " 157 ..... ค่าในช่อง Encompassing Isohyet อ่านจากตารางที่ 3.1 (บรรทัดที่ 11) ส่วนค่าฝนสะสมในช่อง Product (1) คือผลบวกของฝนจาก 6 สถานี ในโซน A จากตารางที่ 3.2
- " 158 ..... ค่าในช่อง Encompassing Isohyet อ่านจากตารางที่ 3.1 (บรรทัดที่ 17) ค่าฝนสะสมในช่อง Product (1) คือ ผลบวกของฝนจาก 6 สถานี ในโซน B จากตารางที่ 3.2
- " 159 ..... ค่าฝนเฉลี่ย =  $\frac{2.4 + 2.2}{2} = 2.3$  นิ้ว  
พื้นที่ในเส้นชั้นน้ำฝน 1 นิ้ว =  $10,284 + 10,353$   
= 20,637 ตร.ไมล์  
ฝนสะสม = ฝนสะสมของ 6 สถานีในโซน A + ฝนสะสมของ 6 สถานีในโซน B
- " 160 ..... (a) Unweighted mass curve  
=  $\frac{\text{ฝนสะสมในบรรทัดที่ 159}}{12}$
- " 161 ..... (b) Adjusted mass curve  
= Unweighted mass curve  $\times \frac{2.3}{3.34}$



นำค่าฝนสะสมสูงสุดของแต่ละช่วงเวลา (6, 12, 18 และ 24 ชั่วโมง) ในบรรทัด (d) ไปพล็อตเทียบกับพื้นที่เส้นชั้นน้ำฝนในกราฟ Semi-log แล้วลาก Enveloping Curves จะได้โค้งความสัมพันธ์ระหว่างความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา ตามที่ต้องการ ดังแสดงในรูปที่ 3.3

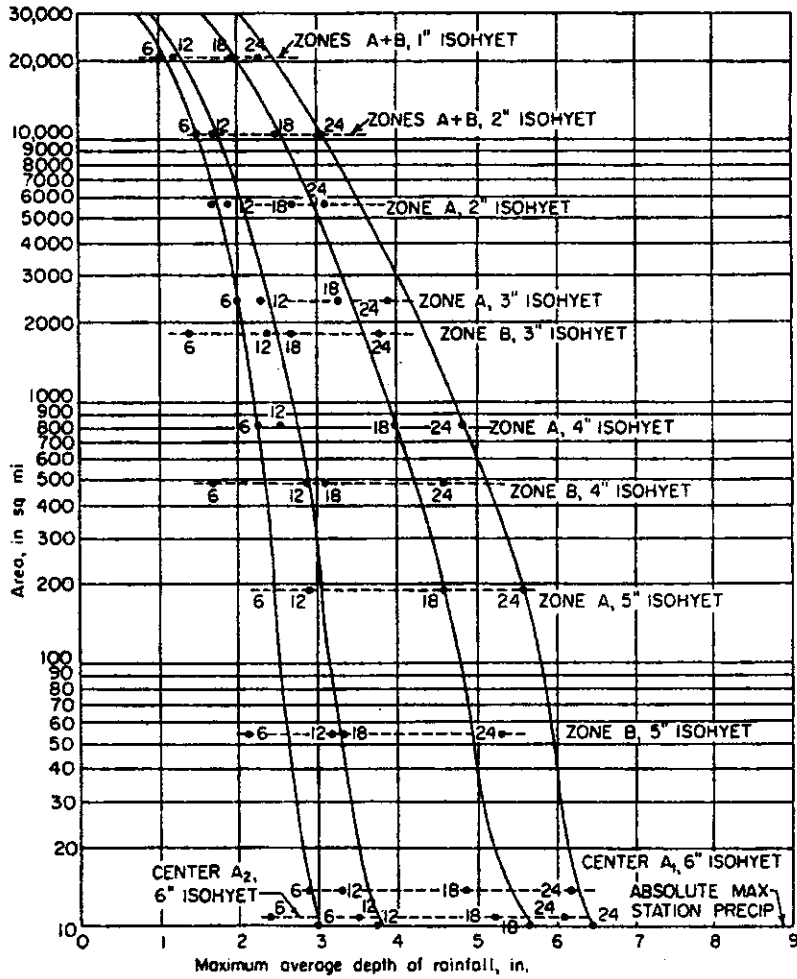
ค่าฝนสูงสุดที่ช่วงเวลาต่าง ๆ และสำหรับพื้นที่ขนาดต่าง ๆ สามารถอ่านได้จาก Enveloping Curves ในรูปที่ 3.3 ดังแสดงในตารางที่ 3.4

#### 3.2.4 การเลือกพายุฝนสำหรับการวิเคราะห์ความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา

ในการนำกราฟความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา ไปใช้งาน เพื่อการประเมินปริมาณน้ำท่วมสูงสุด หรือการออกแบบกราฟน้ำท่วมต่อไปนั้น จะต้องมีการเลือกพายุฝนที่จะนำมาวิเคราะห์ โดยการเลือกพายุฝนที่มีความรุนแรงเหมาะสมกับงานต่าง ๆ เช่น การระบายน้ำออกจากพื้นที่เกษตรกรรม ออกแบบอาคารตัดผ่านทางหลวง การระบายน้ำออกจากเขตเมืองและอุตสาหกรรม ฯลฯ ซึ่งต้องการความรุนแรงของพายุฝนไม่เท่ากัน การเลือกขนาดพายุฝนปกติจะใช้เกณฑ์ทางเศรษฐศาสตร์ในการตัดสินใจ โดยพิจารณาเลือกเปรียบเทียบระหว่างค่าลงทุนในปัจจุบันกับความเสี่ยงในอนาคต เช่น ถ้าเลือกพายุฝนที่มีความรุนแรงมากในการออกแบบ จะทำให้ต้องเสียค่าใช้จ่ายในการสร้างระบบระบายน้ำแพง แต่ความเสี่ยงต่อการที่ระบบระบายน้ำจะระบายน้ำไม่ทันและก่อให้เกิดน้ำท่วมในอนาคตจะน้อย เป็นต้น

#### 3.2.5 ข้อเสียบางประการของวิธีวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา

ตามที่ได้อธิบายไว้ในหัวข้อที่แล้วว่าจะต้องมีการเลือกพายุฝนให้เหมาะกับลักษณะงานก่อนที่จะนำมาวิเคราะห์แบบความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา เพื่อนำไปใช้งานต่อไป ปัญหาที่สำคัญคือการเลือกพายุฝนที่มีความรุนแรงเหมาะสมกับงานแต่ละประเภทเป็นสิ่งที่ทำได้ยาก ประกอบกับข้อมูลฝนส่วนใหญ่ที่ทำการวัดกันอยู่เป็นข้อมูลรายวัน ทำให้ไม่สามารถนำไปใช้วิเคราะห์หาฝนที่ช่วงเวลาน้อยกว่าวันได้ และปกติผลการวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา มักจะนำไปใช้ในการประเมินปริมาณน้ำท่วมสูงสุดของกลุ่มน้ำขนาดเล็ก ซึ่ง Time of Concentration มีระยะเวลาเพียงไม่กี่ชั่วโมงเท่านั้น สำหรับปัญหาประการแรกจะแก้ไขได้โดยวิธีการที่จะกล่าวถึงในหัวข้อต่อไป



รูปที่ 3.3 โค้งความสัมพันธ์ระหว่างความลึกฝนสูงสุด พื้นที่ และช่วงเวลาของพายุฝนใน ตัวอย่างในหัวข้อ 3.2.3

ตารางที่ 3.4 ค่าฝนสูงสุดที่อ่านจากโค้งความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา

Area in sq mi	Duration of rainfall in hours										
	6	12	18	24	30	36	48	60	72	96	120
10	3.0	3.7	5.6	6.4							
100	2.5	3.2	4.8	5.8							
200	2.4	3.0	4.5	5.5							
500	2.3	2.9	4.2	5.1							
1000	2.2	2.7	3.9	4.8							
2000	2.0	2.4	3.5	4.3							
5000	1.8	2.1	3.0	3.6							
10000	1.5	1.8	2.4	3.1							
20000	1.1	1.3	2.0	2.5							

### 3.3 การวิเคราะห์แผนแบบความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่

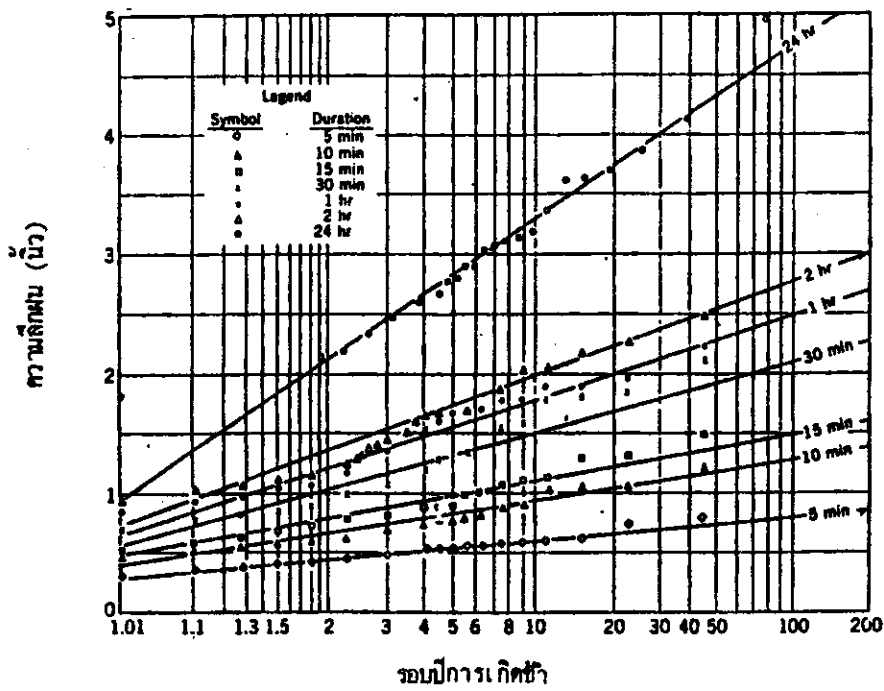
(Depth-Duration-Frequency Analysis of Rainfall)

การวิเคราะห์แผนแบบความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่ คือ วิธีการวิเคราะห์ฝนเฉพาะจุดหรือสถานีโดยใช้ข้อมูลฝนที่ได้นั้นหาค่าไว้ที่สถานีอย่างต่อเนื่องเป็นระยะเวลายาวนานหลายปี เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างความลึก ช่วงเวลา และความถี่ในการเกิดฝน แต่บ่อยครั้งจะวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ของความลึก-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ (ดูรูปที่ 3.4) หรือ ความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ (ดูรูปที่ 3.5) แทน ความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่ เพราะสะดวกต่อการเอาไปใช้งาน วิธีการวิเคราะห์ทั้ง 2 แบบนี้มีขั้นตอนเหมือนกัน การวิเคราะห์แผนแบบนี้จะทำให้ทราบความรุนแรงของฝน โดยดูจากความถี่หรือรอบปีการเกิดซ้ำ ซึ่งสามารถเลือกใช้ได้เหมาะสมกับลักษณะงานได้ เช่น รอบปีการเกิดซ้ำของฝนสำหรับการออกแบบระบบระบายน้ำในพื้นที่เกษตรกรรมเท่ากับ 5-10 ปี สำหรับการออกแบบท่อลอดถนนเท่ากับ 25 ปี เป็นต้น อย่างไรก็ตาม ค่าที่ได้จากการวิเคราะห์เป็นฝนที่มีค่าสูงสุดเฉพาะจุด ซึ่งจะถือว่าเป็นตัวแทนฝนในพื้นที่ไม่เกิน 10 ตร. ไมล์ ถ้าจะนำไปใช้สำหรับพื้นที่มากกว่า 10 ตร.ไมล์ จะต้องปรับแก้ด้วยแฟกเตอร์ลดขนาดฝนตามส่วนของพื้นที่ (Areal Rainfall Reduction Factors) ต่อไป

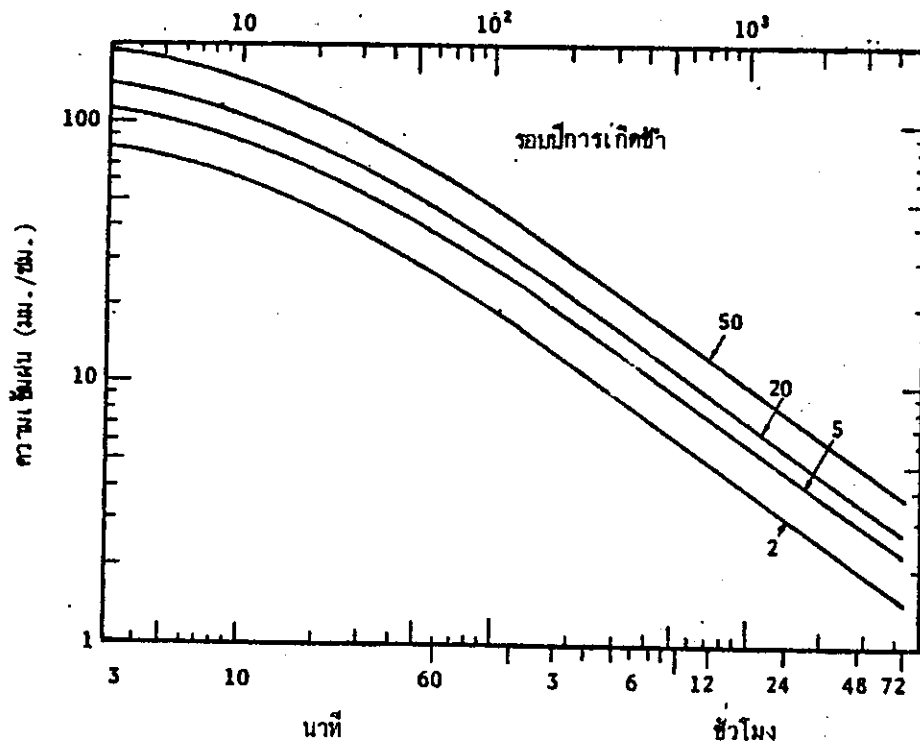
#### 3.3.1 ความถี่และรอบปีการเกิดซ้ำ

ความถี่หมายถึงโอกาสความน่าจะเป็น (Probability) ที่ฝนในปีใด ๆ จะมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับค่า  $x$  ที่กำหนดให้ หรือ  $P(X \geq x)$

ส่วนรอบปีการเกิดซ้ำ (Return Period) หมายถึงค่าเฉลี่ยของระยะเวลา (ปกติเป็นปี) ระหว่างเหตุการณ์ที่ฝนจะมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับค่า  $x_{T_r}$  ที่กำหนด ( $X \geq x_{T_r}$ ) หนึ่งครั้ง ระยะเวลาระหว่างเหตุการณ์  $X \geq x_{T_r}$  เรียกว่า Recurrent Interval ( $\tau$ ) ซึ่งเป็นตัวแปรแรนด้อม  $\tau$  จะมีค่าอยู่ระหว่าง 1 ถึง  $\infty$  และความน่าจะเป็นของ  $\tau$  จะเท่ากับ Joint Probability ของการเกิดเหตุการณ์  $X \geq x_{T_r}$  1 ครั้ง และ  $X < x_{T_r}$   $\tau-1$  ครั้ง



รูปที่ 3.4 ตัวอย่างกราฟความลึกน้ำฝน-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ (วีระพล, 2531)



รูปที่ 3.5 ตัวอย่างการหากราฟความชื้น-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำของผ่น (วีระพล, 2531)

$$\begin{aligned}
 \text{ถ้า } P(X \geq x_{T_r}) &= p \\
 P(\tau) &= (1 - p)^{\tau-1} p \\
 E(\tau) &= \sum_{\tau=1}^{\infty} \tau (1 - p)^{\tau-1} p \\
 &= p + 2(1-p)p + 3(1-p)^2 p + 4(1-p)^3 p + \dots \\
 &= p[1 + 2(1-p) + 3(1-p)^2 + 4(1-p)^3 + \dots] \\
 &= \frac{p}{[1 - (1-p)]^2} \\
 &= \frac{1}{p} = \text{รอบปีการเกิดซ้ำ } T_r \dots \dots \dots (3.1)
 \end{aligned}$$

ตามกฎ Complementarity

$$\begin{aligned}
 P(X < x_{T_r}) &= 1 - P(X \geq x_{T_r}) \\
 T_r &= \frac{1}{1 - P(X < x_{T_r})} \dots \dots \dots (3.2)
 \end{aligned}$$

ยกตัวอย่าง ถ้าความน่าจะเป็น (ความถี่) ที่ฝนในรอบ 24 ชั่วโมงในปีใด ๆ จะมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับ 3000 มม. เท่ากับ 0.01 หรือ 1 % หรือ

$$\begin{aligned}
 P(X \geq 3000 \text{ มม.}) &= 0.01 \\
 T_r &= \frac{1}{0.01} = 100 \text{ ปี}
 \end{aligned}$$

3.3.2 ประโยชน์ของการวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่

วิธีการหาปริมาณการไหลสูงสุดของลุ่มน้ำขนาดเล็กที่เป็นที่นิยมใช้กันมากวิธีหนึ่ง คือ Rational Formula  $Q = CiA$  ซึ่งมีสมมติฐานว่าฝนตกในอัตราสม่ำเสมอทั่วทั้งลุ่มน้ำเป็นเวลานานเท่ากับ time of concentration หรือค่า  $i$  ในสมการคือความเข้มฝนซึ่งมีช่วงเวลาเท่ากับ time of concentration ผลการวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่ จะช่วยทำให้ผู้ออกแบบอาคารระบายน้ำ สามารถเลือก  $i$  ที่มีช่วงเวลาตามที่ต้องการ และสามารถเลือกขนาดความรุนแรงของฝนให้เหมาะสมกับอาคารที่ออกแบบได้จากค่าความถี่หรือรอบปีการเกิดซ้ำ เช่น 5, 10 หรือ 25 ปี เป็นต้น

### 3.3.3 ข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์

ตามที่ได้กล่าวมาแล้วว่าการวิเคราะห์แผนแบบความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่ เป็นการวิเคราะห์ข้อมูลเฉพาะจุดหรือเฉพาะสถานี จึงสามารถใช้วิธีการนี้วิเคราะห์พื้นที่สถานีใด ๆ ที่ต้องการได้ ถ้าสถานีนั้น ๆ มีข้อมูลที่วัดต่อเนื่องกันเป็นเวลายาวนานพอ แต่เพื่อให้ปลอดภัยในการนำค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ไปใช้งานจึงควรเลือกวิเคราะห์พื้นที่สถานีซึ่งมีฝนตกหนักที่สุดในบริเวณกรณีที่ต้องการเป็นวัน เช่น 1, 2 หรือ 3 วัน จะใช้ข้อมูลรายวันของสถานี แต่ถ้าต้องการรู้พื้นที่ช่วงเวลา น้อยกว่าวัน เช่น เป็นชั่วโมง หรือนาที จะต้องใช้ข้อมูลฝนจากเครื่องวัดน้ำฝนอัตโนมัติ และเพื่อให้ผลการวิเคราะห์ความถี่ฝนให้ค่าที่เชื่อถือได้ ข้อมูลที่ใช้ควรมีระยะเวลาไม่ต่ำกว่า 30 ปี

แต่ถ้าเป็นไปได้ควรทำการวิเคราะห์ความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่ของฝนจากทุกสถานีในลุ่มน้ำ แล้วนำค่าความลึกฝนที่ช่วงเวลาและความถี่แต่ละค่ามาพล็อตลงในแผนที่ เพื่อจัดทำเป็นแผนที่เส้นชั้นความลึกน้ำฝนสูงสุดสำหรับช่วงเวลาและความถี่หรือรอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการ ทุกรายละเอียดในหัวข้อ 3.3.8

### 3.3.4 วิธีการวิเคราะห์ความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่ โดยวิธีกราฟ

จากข้อมูลสถิติฝนของสถานีซึ่งได้มีการบันทึกไว้เป็นเวลานาน 30 ปี หรือมากกว่า จะสามารถนำมาวิเคราะห์ได้ตามขั้นตอนต่อไปนี้

1. เลือกช่วงเวลาที่ต้องการจะวิเคราะห์ เช่น 1 วัน 2 วัน หรือ 3 วัน
2. เลือกค่าฝนสูงสุด (Extreme Values) ของช่วงเวลาที่กำหนดในแต่ละปี จะได้อนุกรมฝนสูงสุดประจำปีที่มีช่วงเวลาตามที่กำหนด

3. วิเคราะห์ความถี่ (Frequency Analysis) ของอนุกรมฝนสูงสุดประจำปี ซึ่งมีขั้นตอนดังต่อไปนี้

- (1) จัดเรียงข้อมูลจากน้อยไปหามาก
- (2) คำนวณหาค่าความถี่ หรือ Plotting Position ซึ่งสูตรที่นิยมใช้กัน

มากได้แก่สูตรของ Weibull

$$F(x_n) = \frac{n}{N+1} \dots\dots\dots (3.3)$$

เมื่อ

- $F(x_n)$  คือ ความถี่สัมพัทธ์สะสมแบบไม่มากกว่าของข้อมูล  $x_n$  หรือ Plotting Position ของข้อมูล  $x_n$
- $x_n$  = ค่าฝนสูงสุดลำดับที่  $n$  ในอนุกรมฝนสูงสุดประจำปี ซึ่งมีช่วงเวลาตามที่เลือก
- $n$  = ลำดับที่ของ  $x_n$  ที่จัดเรียงจากน้อยไปมาก
- $N$  = จำนวนข้อมูลทั้งหมด

(3) พล็อต  $x_n$  และ  $F(x_n)$  ลงในกระดาษกราฟความน่าจะเป็น (Probability Graph) ที่เหมาะสมเช่นกระดาษกราฟกัมเบล โดยทั่ว ๆ ไปข้อมูลฝนสูงสุดประจำปีในประเทศไทยจะมีการแจกแจงความน่าจะเป็นตามฟังก์ชันการแจกแจงกัมเบล (Gumbel Distribution)

ค่า  $F(x_n)$  สามารถเปลี่ยนเป็นค่ารอบปีการเกิดซ้ำได้โดยสมการ (3.2)

$$T_r = \frac{1}{1-F(x_n)}$$

จึงอาจทำการพล็อตค่า  $x_n$  กับ  $T_r$  แทนได้

(4) พิจารณาว่าจุดพล็อตของ  $x_n$  และ  $F(x_n)$  เรียงตัวกันเป็นเส้นตรงหรือไม่ ถ้าไม่เป็นเส้นตรงแสดงว่าใช้กระดาษกราฟไม่เหมาะสมหรือข้อมูลไม่พิดกับฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็นที่เลือก

ถ้าจุดเรียงตัวกันเป็นเส้นตรงก็แสดงว่าสมมติฐานเกี่ยวกับฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็นถูกต้อง ให้ลากเส้นตรงเพื่อเป็นตัวแทนของจุด จะได้ความสัมพันธ์ระหว่างความลึก-ช่วงเวลา และความถี่ของฝนตามต้องการ

รูปที่ 3.4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความลึก-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำของฝน สำหรับช่วงเวลา 5 นาที 10 นาที 15 นาที 30 นาที 1 ชั่วโมง และ 24 ชั่วโมง ซึ่งหาได้โดยวิธีการที่กล่าวมานี้

### 3.3.5 การวิเคราะห์ความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำโดยวิธีการ

ความสัมพันธ์ระหว่างความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ ดังรูปที่ 3.5 จะหาได้จากกราฟความลึก-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ โดยมีขั้นตอนดังนี้

1. อ่านค่าความลึกฝนที่ช่วงเวลาต่าง ๆ ที่รอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการ เช่น 2, 5, 20 และ 50 ปี จากกราฟความลึก-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ

2. กำหนดหาความเข้มข้นที่ช่วงเวลาต่าง ๆ และที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ จากค่าที่อ่านได้ในข้อ 1 ดังสมการ

$$i(t, T_r) = \frac{D(t, T_r)}{t} \dots\dots\dots(3.4)$$

เมื่อ

$i(t, T_r)$  = ความเข้มข้นที่ช่วงเวลา  $t$  และรอบปีการเกิดซ้ำ  $T_r$

$D(t, T_r)$  = ความลึกฝนที่ช่วงเวลา  $t$  และรอบปีการเกิดซ้ำ  $T_r$

3. พล็อตความเข้มข้นสำหรับแต่ละรอบปีการเกิดซ้ำเทียบกับช่วงเวลาในกระตาศกราฟล็อก-ล็อก จะได้ความสัมพันธ์ระหว่างความเข้มข้น-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำตามที่ต้องการ สำหรับอนุกรมฝนสูงสุดประจำปีความเข้มข้นที่รอบปีการเกิดซ้ำใด ๆ จะลดลงเมื่อช่วงเวลาการตกของฝนเพิ่มขึ้น ดังรูปที่ 3.5

3.3.6 การหาสมการความเข้มข้น-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ

กรณีที่กราฟความเข้มข้น-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำที่พล็อตในกระตาศกราฟล็อก-ล็อกตามวิธีที่กล่าวถึงในหัวข้อ 3.3.5 มีลักษณะเป็นเส้นตรงขนานกัน จะสามารถเขียนความสัมพันธ์ระหว่างความเข้มข้นที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ กับช่วงเวลาได้ด้วยสมการยกกำลัง

$$i = K t^{-d} \dots\dots\dots(3.5)$$

เมื่อ

$i$  = ความเข้มข้น เป็น มม./ชม.

$t$  = ช่วงเวลาการตกของฝน เป็น นาที

$K$  = ส.บ.ส. ของสมการซึ่งเป็นฟังก์ชันของรอบปีการเกิดซ้ำ  $T_r$  หรือหมายถึงความเข้มข้นเป็น มม./ชม. ซึ่งมีช่วงเวลาเท่ากับ 1 นาที จากกราฟ

$d$  = ความลาดเทของกราฟความเข้มข้น-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำที่พล็อตในกระตาศกราฟล็อก-ล็อก

อย่างไรก็ตาม ถ้าช่วงเวลาที่ทำกรวิเคราะหมีพิสัย (Range) กว้างมากเช่น จากไม่กี่นาทีถึงหลาย ๆ ชั่วโมง เส้นกราฟความเข้มข้น-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ มักจะมีลักษณะโค้ง



ที่บริเวณปลายที่มีช่วงเวลาน้อย ๆ เช่นในรูปที่ 3.5 กราฟที่มีช่วงเวลาน้อยกว่า 1 ชั่วโมง จะโค้งลง กรณีเช่นนี้จะสามารถแปลงกราฟดังกล่าวให้เป็นเส้นตรงได้โดยการบวกค่า  $t$  ด้วยค่าคงที่  $b$  ซึ่งจะได้สมการใหม่ว่า

$$i = K(t + b)^{-d} \quad \dots\dots\dots(3.6)$$

ค่า  $b$  จะหาได้โดยการทดลองหาค่า (Trial and Error) จนกระทั่งพล็อตระหว่าง  $i$  และ  $(t+b)$  เป็นเส้นตรงในกระดาษกราฟล็อก-ล็อก

ตามที่ได้อ่านมาแล้วค่าสัมประสิทธิ์  $K$  เป็นฟังก์ชันของรอบปีการเกิดซ้ำ  $T_R$  ซึ่งโดยทั่ว ๆ ไปจะสมมติว่า  $K$  และ  $T_R$  มีความสัมพันธ์ดังสมการ

$$K = a T_R^c \quad \dots\dots\dots(3.7)$$

เมื่อ  $a$  และ  $c$  คือค่าคงที่ของสมการ

แทนค่า  $K$  ลงในสมการ 3.6 จะได้

$$i = \frac{a T_R^c}{(t + b)^d} \quad \dots\dots\dots(3.8)$$

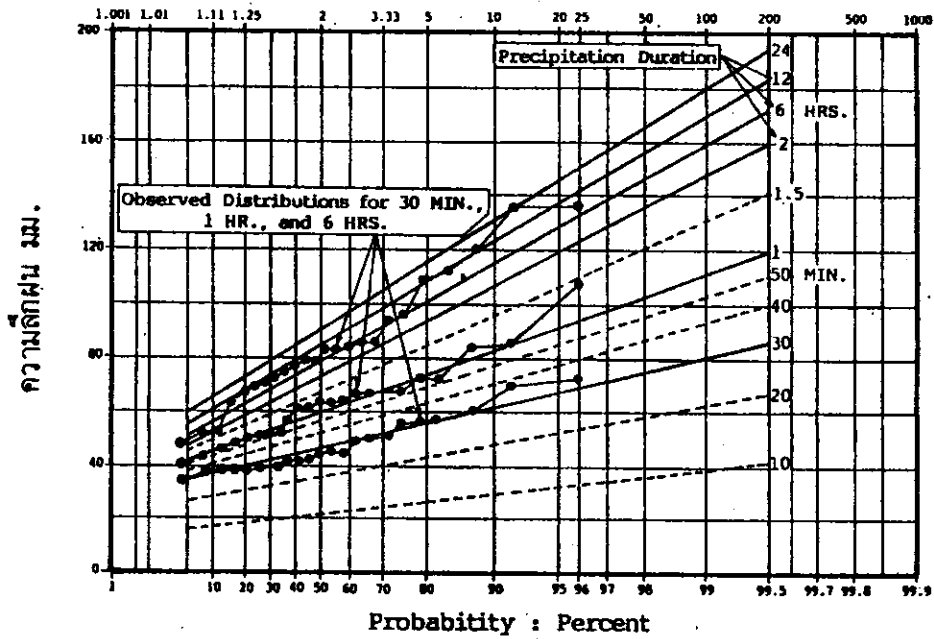
### 3.3.7 ตัวอย่างการหาสมการความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ

กำหนดให้กราฟความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่ (รอบปีการเกิดซ้ำ) ของฝนที่กรุงเทพมหานคร มีลักษณะดังรูปที่ 3.6 กราฟดังกล่าวได้จากผลการวิเคราะห์ข้อมูลฝนระหว่างปี 1937-1960 ตามที่วิธีการที่กล่าวถึงในหัวข้อ 3.3.4

ก. เขียนกราฟความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ ตามวิธีในหัวข้อ 3.3.5 ดังนี้

1. อ่านค่าความลึกฝนที่รอบปีการเกิดซ้ำ 2, 3, 5, 10, 25, 50, 100 และ 200 ปี และช่วงเวลาต่าง ๆ จากรูปที่ 3.6 และนำไปเขียนลงในตารางที่ 3.5 (ครึ่งซ้าย)
2. คำนวณหาความเข้มที่ช่วงเวลาและรอบปีการเกิดซ้ำตามที่กำหนดให้โดยใช้สมการ 3.4 ดังแสดงในตารางที่ 3.5 (ครึ่งขวา)
3. นำค่าความเข้มฝนที่รอบปีการเกิดซ้ำ 3, 10, 50 และ 200 ปี และปีช่วงเวลาต่าง ๆ ไปพล็อตลงในกระดาษกราฟล็อก-ล็อก ดังรูปที่ 3.7

รอบปีการเกิดซ้ำ  $T_r$



รูปที่ 3.6 กราฟความลึก-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำของฝนที่กรุงเทพมหานคร  
ใช้ข้อมูลปี 1937-1960 (วีระพล, 2531)

ข. หาสมการความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำตามวิธีในหัวข้อ 3.3.6 ดังนี้

1. เนื่องจากกราฟความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำในรูปที่ 3.7

มีลักษณะเป็นโค้งที่ปลายบน จึงหาค่า  $b$  ซึ่งพบว่า  $b = 48$  นาที จะแปลงกราฟในรูปที่ 3.7 เป็นเส้นตรงที่มีความลาดเท  $a = 1.07$  ดังรูปที่ 3.8 ซึ่งจะได้ว่าสมการความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ คือ

$$i = \frac{K}{(t + 48)^{1.07}} \dots \dots \dots (3.9)$$

2. หาค่า  $K$  ที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ ได้ดังนี้

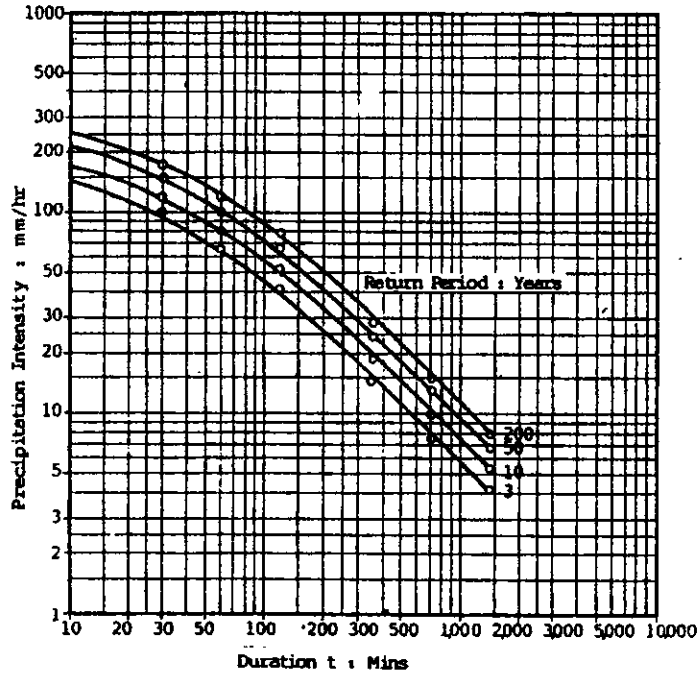
ให้  $t = 120$  นาที แทนค่าลงในสมการที่ 3.9

$$i = \frac{K}{(120 + 48)^{1.07}}$$

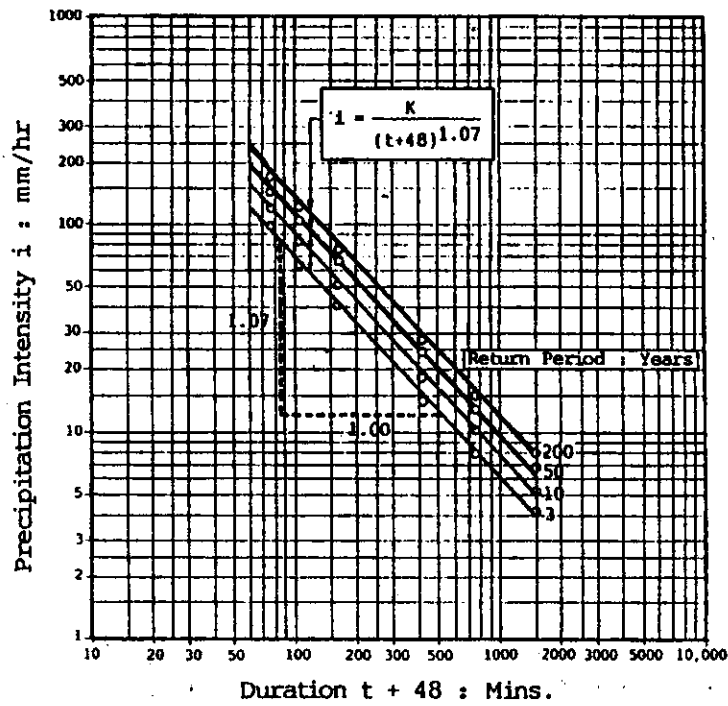
$$K = 240.48 i$$

ตารางที่ 3.5 ความลึก (ความเข้ม) - ช่วงเวลา - รอบปีการเกิดซ้ำของฝนที่กรุงเทพมหานคร ใช้ข้อมูลปี 1937-1960

Return Period (year)	Rainfall Maxima (mm)								Intensity (mm/hr)							
	2	3	5	10	25	50	100	200	2	3	5	10	25	50	100	200
Duration 10 min.	22	24	26	29	33	35	38	41	132	144	156	174	198	210	228	246
20	36	39	43	48	54	58	63	67	108	117	129	144	162	174	189	201
30	45	50	55	61	68	74	80	86	90	100	110	122	136	148	160	172
40	51	56	63	70	80	87	94	102	76	84	94	105	120	130	141	153
50	56	62	69	77	88	96	104	112	67	74	83	92	106	115	125	134
60	59	66	73	82	93	102	110	119	59	66	73	82	93	102	110	119
1 ½ hrs	67	75	84	95	109	120	130	141	45	50	56	63	73	80	87	94
2	71	81	91	104	121	134	146	159	36	40	46	52	60	67	73	80
6	76	88	99	113	132	145	158	172	13	15	16	19	22	24	26	29
12	83	94	106	122	141	156	170	181	7	8	9	10	12	13	14	15
24	89	101	113	129	145	165	179	191	4	4	5	5	6	7	8	8



รูปที่ 3.7 กราฟความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำของฝนที่กรุงเทพมหานคร ใช้ข้อมูลปี 1937-1960 (วีระพล, 2531)



รูปที่ 3.8 กราฟความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำของฝนที่กรุงเทพมหานคร ที่บวกด้วยค่าคงที่ b = 48 นาที แล้ว (วีระพล, 2531)

$T_r$ (ปี)	2	3	5	10	25	50	100	200
$i$ (มม./ชม.) จากตารางที่ 3.5	35.5	40.5	45.5	52	60.5	67	73	79.5
$K$ (มม./ชม.)	8,537	9,739	10,942	12,505	14,549	16,112	17,555	19,118

3. พล็อต  $K$  และ  $T_r$  ลงในกระดาษกราฟกัมเบลพบว่าจุดเรียงตัวเป็นเส้นตรง ดังรูปที่ 3.9 จากกราฟจะได้

$$\text{mean} : \bar{K} \text{ (รอบปีการเกิดซ้ำ 2.33)} = 8,976.7 \text{ มม./ชม.}$$

$$\text{mode} : K_0 \text{ (รอบปีการเกิดซ้ำ 1.58)} = 7,743.5 \text{ มม./ชม.}$$

สมการการแจกแจงความน่าจะเป็นของ  $K$  ตามทฤษฎีกัมเบลคือ

$$K = K_0 - \alpha \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_r} \right) \right] \dots\dots\dots(3.10)$$

$$\text{เมื่อ } K_0 = \bar{K} - 0.45 s_K \dots\dots\dots(3.11)$$

$$\text{และ } \alpha = 0.7797 s_K \dots\dots\dots(3.12)$$

$$s_K = \frac{8,976.7 - 7,743.5}{0.45} = 2,740.4$$

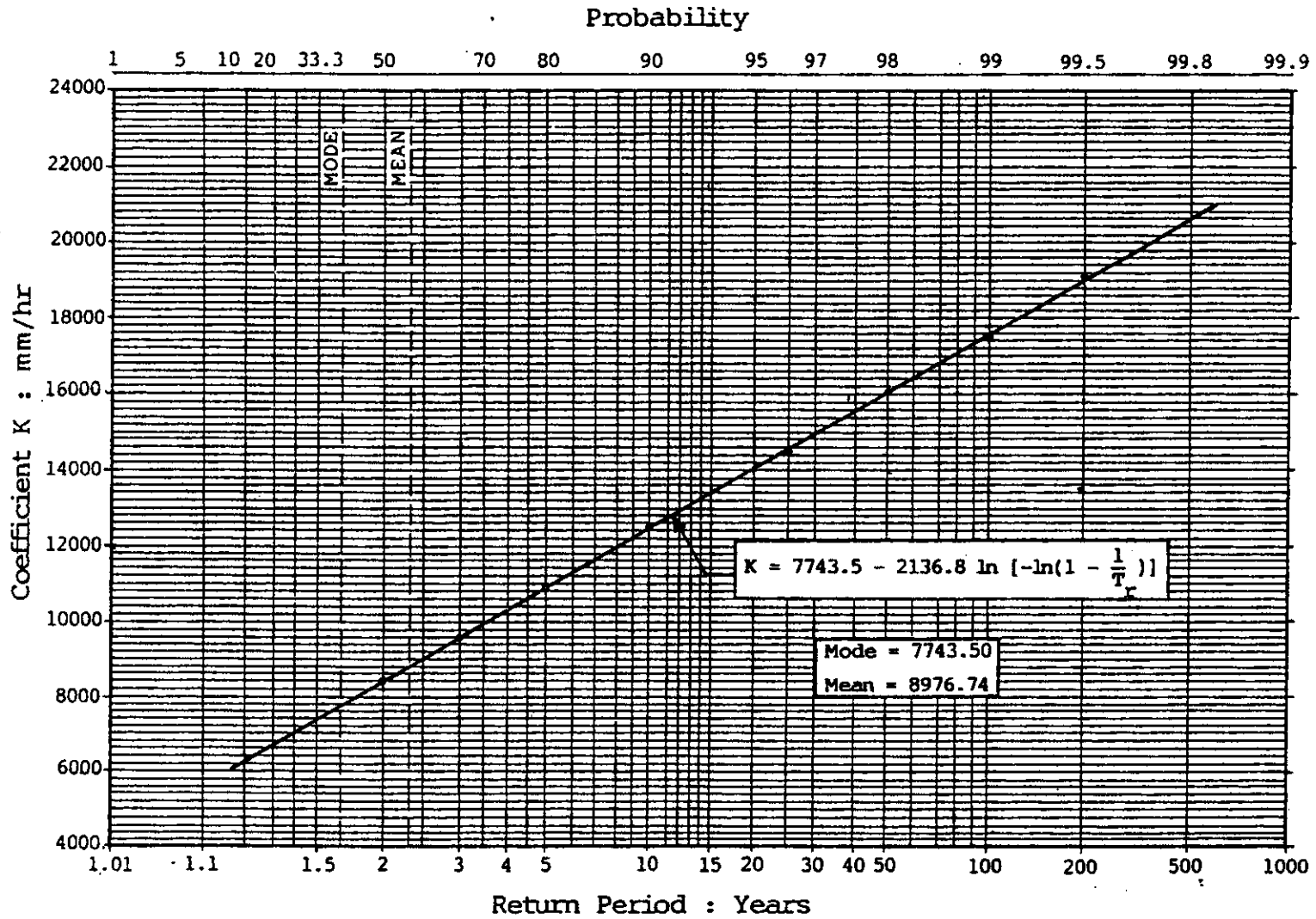
$$\alpha = 0.7797 \times 2,740.4 = 2,136.8$$

$$K = 7,743.5 - 2,136.8 \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_r} \right) \right]$$

จะได้สมการความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ คือ

$$i = \frac{7,743.5 - 2,136.8 \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_r} \right) \right]}{(t + 48)^{1.07}} \dots\dots\dots(3.13)$$

ค่าความเข้มฝนที่ช่วงเวลาต่าง ๆ จาก 10 นาที ถึง 12 ชั่วโมง และที่รอบปีการเกิดซ้ำ 2 ถึง 200 ปีที่คำนวณได้จากสมการ 3.13 แสดงอยู่ในตารางที่ 3.6



รูปที่ 3.9 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ K และรอบปีการเกิดซ้ำ ( $T_r$ ) ในกระดาษกราฟกึ่งเบล (วีระพล, 2531)

ตารางที่ 3.6 ความเข้มข้นที่กรุงเทพมหานคร (มม./ชม.) ที่คำนวณจากสมการ 3.13

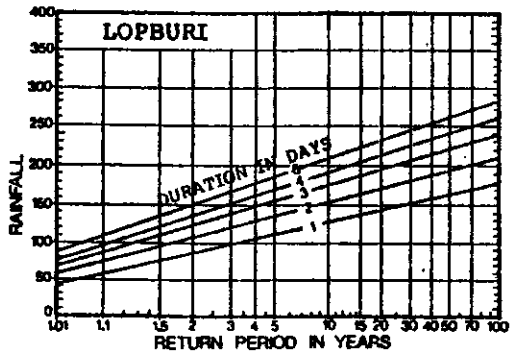
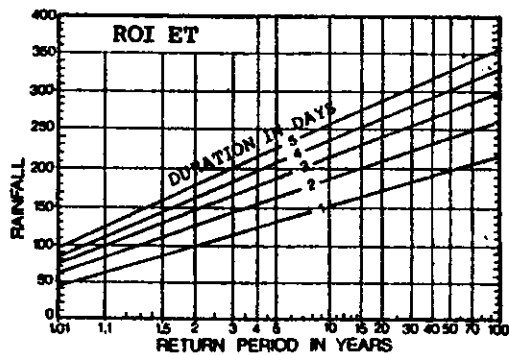
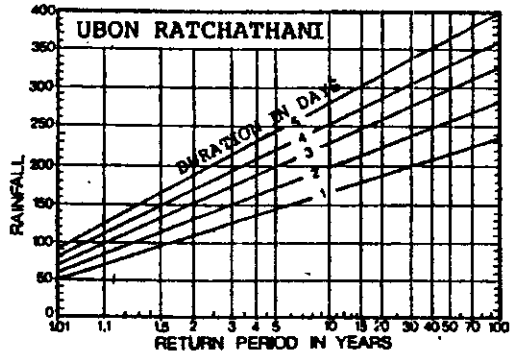
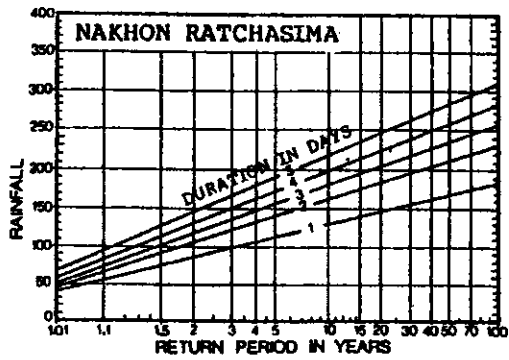
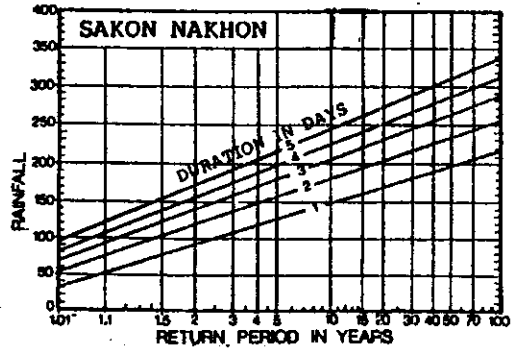
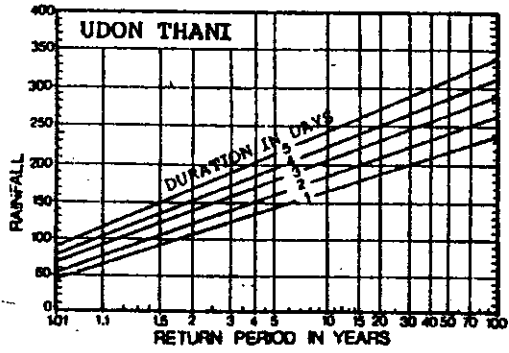
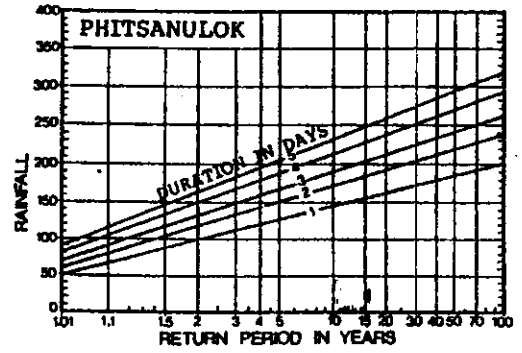
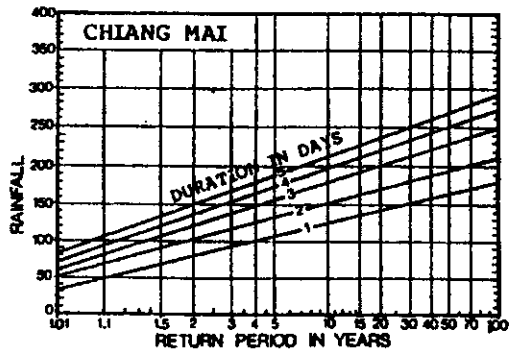
ช่วงเวลา (t)		รอบปีการเกิดซ้ำ $T_r$ (ปี)					
นาที	ชั่วโมง	2	3	10	50	100	200
10	1/6	111	126	163	209	228	247
30	1/2	81	91	119	152	166	180
60	1	57	65	84	107	117	127
120	2	36	40	52	67	73	79
720	12	7	8	10	13	14	16

### 3.3.8 การศึกษาและพัฒนากราฟความลึก (ความเข้มข้น) - ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ ในประเทศไทย

ได้มีผู้ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างความลึก (ความเข้มข้น)-ช่วงเวลา-ความถี่ (รอบปีการเกิดซ้ำ) และได้พัฒนาเป็นกราฟแบบต่าง ๆ เพื่อใช้ในการออกแบบทางอุทกวิทยา อาทิ เช่น

1. กราฟความลึก-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำของจังหวัดต่าง ๆ ดังแสดงในรูปที่ 3.10 ซึ่งพัฒนาโดย Mustonen, S.E. (1969) ผู้เชี่ยวชาญซึ่งมาช่วยงานที่กรมอุทกนิยมนวิทยา ช่วงเวลาของฝนที่ศึกษาคือ 1 ถึง 5 วัน สำหรับฝนที่มีช่วงเวลาน้อยกว่า 24 ชั่วโมง Mustonen ได้พัฒนากราฟความเข้มข้น-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ ดังแสดงในรูปที่ 3.11

2. แผนที่แสดงเส้นชั้นความลึกฝนสูงสุดที่ช่วงเวลา 1, 2 และ 3 วัน และมีรอบปีการเกิดซ้ำ 2, 5, 10, 25, 50, 100, 200, 500 และ 1,000 ปี ของภาคตะวันออกเฉียงเหนือ (ประวิทย์, 1980) จำนวน 27 กราฟ ซึ่งพัฒนาจากข้อมูลฝนรายวันของสถานีวัดน้ำฝนต่าง ๆ 250 สถานีในภาคตะวันออกเฉียงเหนือ ซึ่งมีสถิติข้อมูลติดต่อกันเป็นเวลาตั้งแต่ 5 ถึง 27 ปี ตัวอย่างแผนที่แสดงเส้นชั้นความลึกฝนที่ช่วงเวลา 3 วัน และรอบปีการเกิดซ้ำ 5 ปี แสดงอยู่ในรูปที่ 3.12



รูปที่ 3.10 ตัวอย่างกราฟความลึกน้ำฝน-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ สำหรับ 8 จังหวัด  
ในประเทศไทย โดย Mustonen, 1969 (วีระพล, 2531)



3. แผนที่แสดงค่าพารามิเตอร์การแจกแจงฝนที่ช่วงเวลาต่าง ๆ ของประเทศไทย (Bhuiyan, A.R, 1982) ดังตัวอย่างในรูปที่ 3.13 และ 3.14 อันเป็นผลจากศึกษาฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็นที่เหมาะสมกับฝนสูงสุดในช่วงเวลา 1, 2 และ 3 วัน ของสถานีต่าง ๆ ในประเทศไทย ซึ่ง Bhuiyan ได้สรุปว่าฟังก์ชันการแจกแจงกัมเบลเหมาะสมกับข้อมูลดังกล่าว

$$\begin{aligned} \text{ถ้า } X_{T_R} &= \text{ฝนสูงสุดในเวลาที่กำหนด สำหรับรอบปีการเกิดซ้ำ } T_R \text{ ใด ๆ} \\ y &= -\ln[-\ln(1-\frac{1}{T_R})] \text{ ซึ่งเรียกว่า Gumbel Reduced Variate} \end{aligned}$$

ฟังก์ชันการแจกแจงกัมเบลจะสามารถเขียนได้ใหม่ดังนี้

$$X_{T_R} = x_0 + \alpha y \dots\dots\dots(3.14)$$

เมื่อ  $x_0$  และ  $\alpha$  คือพารามิเตอร์ของฟังก์ชันการแจกแจงกัมเบล ซึ่งคำนวณได้จากสมการ

$$x_0 = \bar{x} - 0.45 S_x$$

$$\alpha = 0.7797 S_x$$

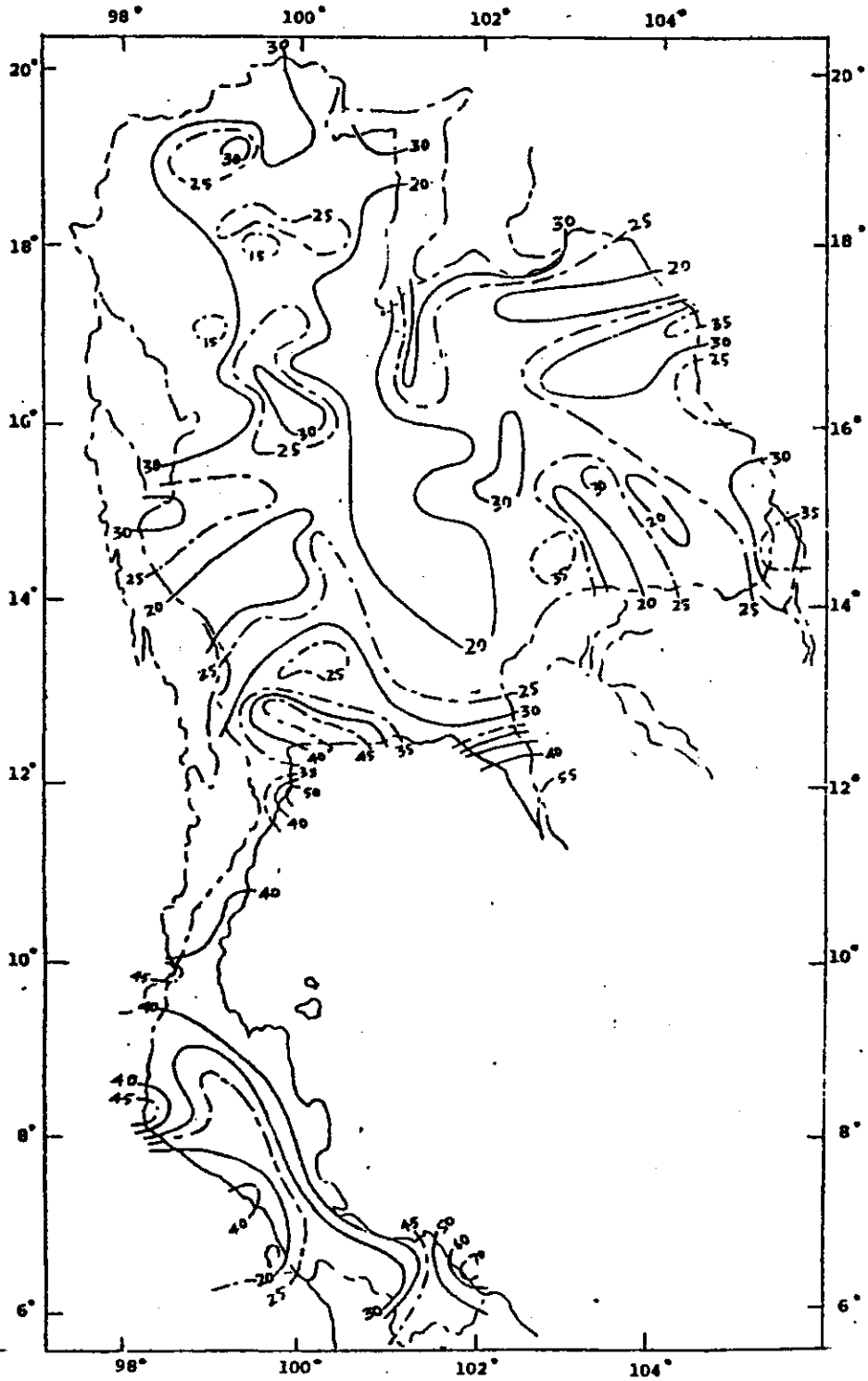
จากการที่ Bhuiyan ได้ทำการพิชข้อมูลฝนสูงสุดในช่วง 1, 2 และ 3 วันของแต่ละสถานีเข้ากับฟังก์ชันการแจกแจงกัมเบล ทำให้ทราบค่า  $x_0$  และ  $\alpha$  ของฝนสูงสุดในช่วงเวลา 1, 2 และ 3 วัน ของแต่ละสถานี ซึ่งสามารถนำมาจัดสร้างแผนที่แสดงค่าพารามิเตอร์  $x_0$  และ  $\alpha$  สำหรับฝนสูงสุดในช่วง 1, 2 และ 3 วัน ได้ดังตัวอย่างในรูปที่ 3.13 และ 3.14

เมื่อต้องการประเมินหาค่าฝนสูงสุดสำหรับช่วงเวลาและรอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการ จะทำได้โดยการอ่านค่า  $x_0$  และ  $\alpha$  ตรงจุดที่ต้องการจากแผนที่ซึ่งมีช่วงเวลาตามที่ต้องการ แล้วจึงนำมาคำนวณหาค่า  $X_{T_R}$  ได้โดยสมการ 3.14

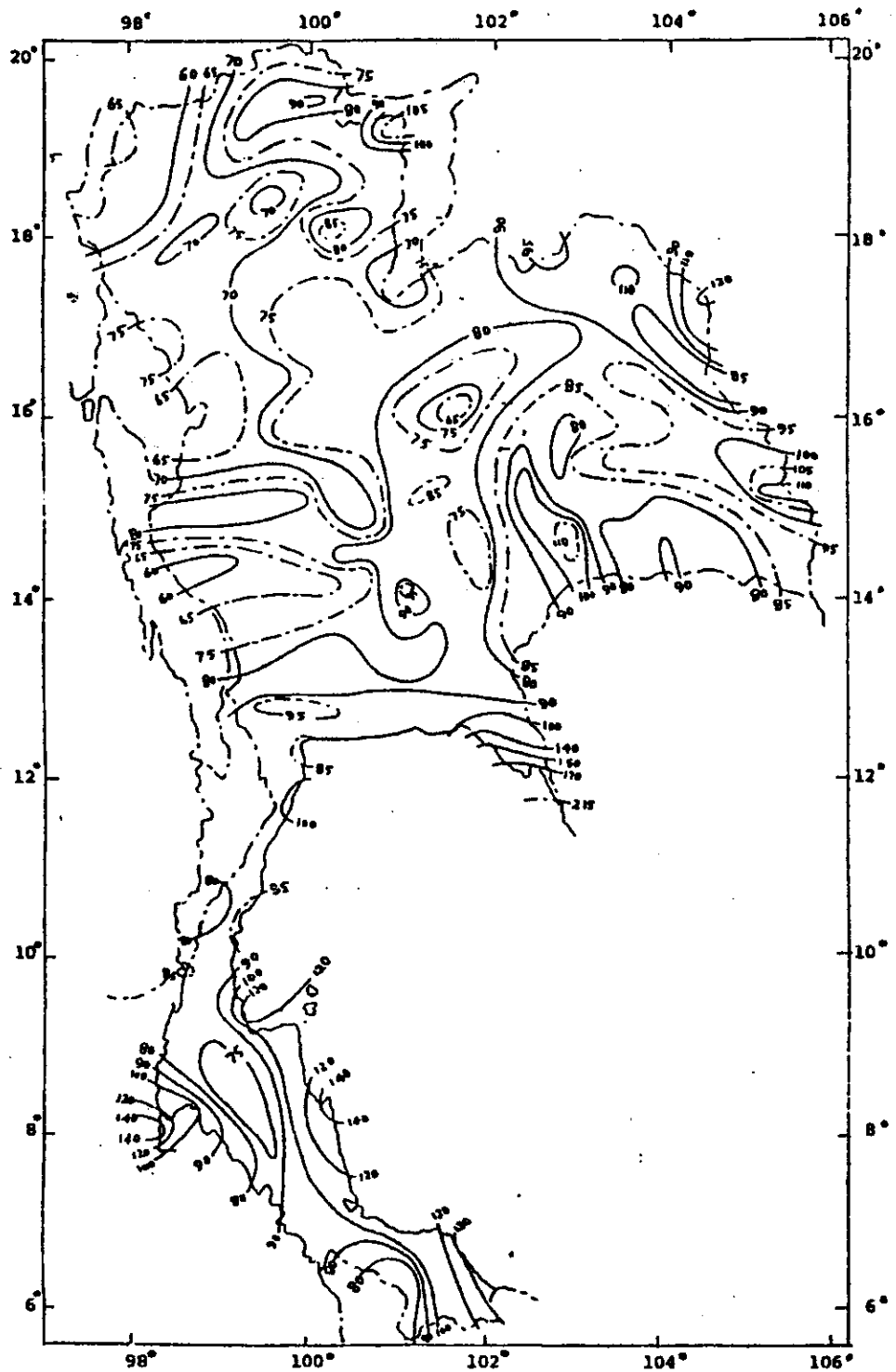
3.3.9 แฟคเตอร์ลดความลึกฝนตามขนาดพื้นที่

(Areal Rainfall Reduction Factor)

การวิเคราะห์ฝนแบบความลึก (ความเข้ม)-ช่วงเวลา-ความถี่ (รอบปีการเกิดซ้ำ) ใช้ข้อมูลฝนที่มีค่าสูงสุดประจำปีของสถานีมาคำนวณโดยมีสมมติฐานว่าสถานีนั้นอยู่ตรงจุดที่ฝนตกหนักที่สุด ดังนั้นค่าที่อ่านได้จากกราฟความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่ จะถือว่าเป็นค่าฝนเฉพาะสถานีและนำไปใช้ได้กับพื้นที่ไม่เกิน 10 ตร.ไมล์ ถ้านำค่าที่อ่านได้จากกราฟความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่ไปใช้ประเมิน



รูปที่ 3.13 ตัวอย่างค่ากัมเบลพารามิเตอร์  $x_0$  สำหรับกรณีฝนสูงสุด ช่วงเวลา 1 วัน  
โดย Bhuiyan, 1982 (วีระพล, 2531)



รูปที่ 3.14 ตัวอย่างค่ากัมเบลพารามิเตอร์  $\alpha$  สำหรับกรณีฝนสูงสุด ช่วงเวลา 1 วัน  
โดย Bhuiyan, 1982 (วีระพล, 2531)

ปริมาณการไหลสูงสุดในพื้นที่มากกว่า 10 ตร.ไมล์ จะทำให้ได้ค่าปริมาณการไหลสูงสุดสูงเกินความเป็นจริง ทั้งนี้จากลักษณะการแจกแจงฝนตามพื้นที่ตามที่กล่าวไว้ในเรื่องความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา ดังตารางที่ 3.4 ซึ่งจะเห็นได้ว่าความลึกฝนเฉลี่ยของพายุใด ๆ จะลดลงเมื่อพื้นที่เพิ่มขึ้น ดังนั้นการที่จะนำเอาค่าความลึกฝนจากกราฟความลึก-ช่วงเวลา-ความถี่ไปใช้ประเมินปริมาณการไหลสูงสุดในพื้นที่มากกว่า 10 ตร.ไมล์ จะต้องคูณค่าฝนที่อ่านได้จากกราฟด้วยแฟกเตอร์ลดความลึกฝนตามขนาดพื้นที่

แฟกเตอร์ลดความลึกฝนตามขนาดพื้นที่ (ARF) คือ อัตราส่วนระหว่างความลึกฝนในช่วงเวลาที่กำหนดของพื้นที่ลุ่มน้ำใด ๆ ( $R_c$ ) ต่อความลึกฝนเฉพาะจุด (10 ตร.ไมล์) ในช่วงเวลาเท่ากัน ( $R_p$ ) หรือ

$$ARF = \frac{R_c}{R_p} \dots\dots\dots (3.15)$$

ตามทฤษฎีแล้วแฟกเตอร์ลดความลึกฝนตามขนาดพื้นที่จะแปรผันตามชนิดของพายุฝน ช่วงเวลา พื้นที่ และรอบปีการเกิดซ้ำ ซึ่งจะหาได้จากผลการวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา ดังในตารางที่ 3.4 ซึ่งเมื่อนำมาคำนวณหาแฟกเตอร์ลดความลึกฝนตามขนาดพื้นที่แล้วจะได้อีกรูปมีลักษณะดังรูปที่ 3.15

Leclerc and Shaake(1972) ได้พัฒนาวิธีคำนวณหาแฟกเตอร์ลดความลึกฝนตามพื้นที่ ดังสมการ

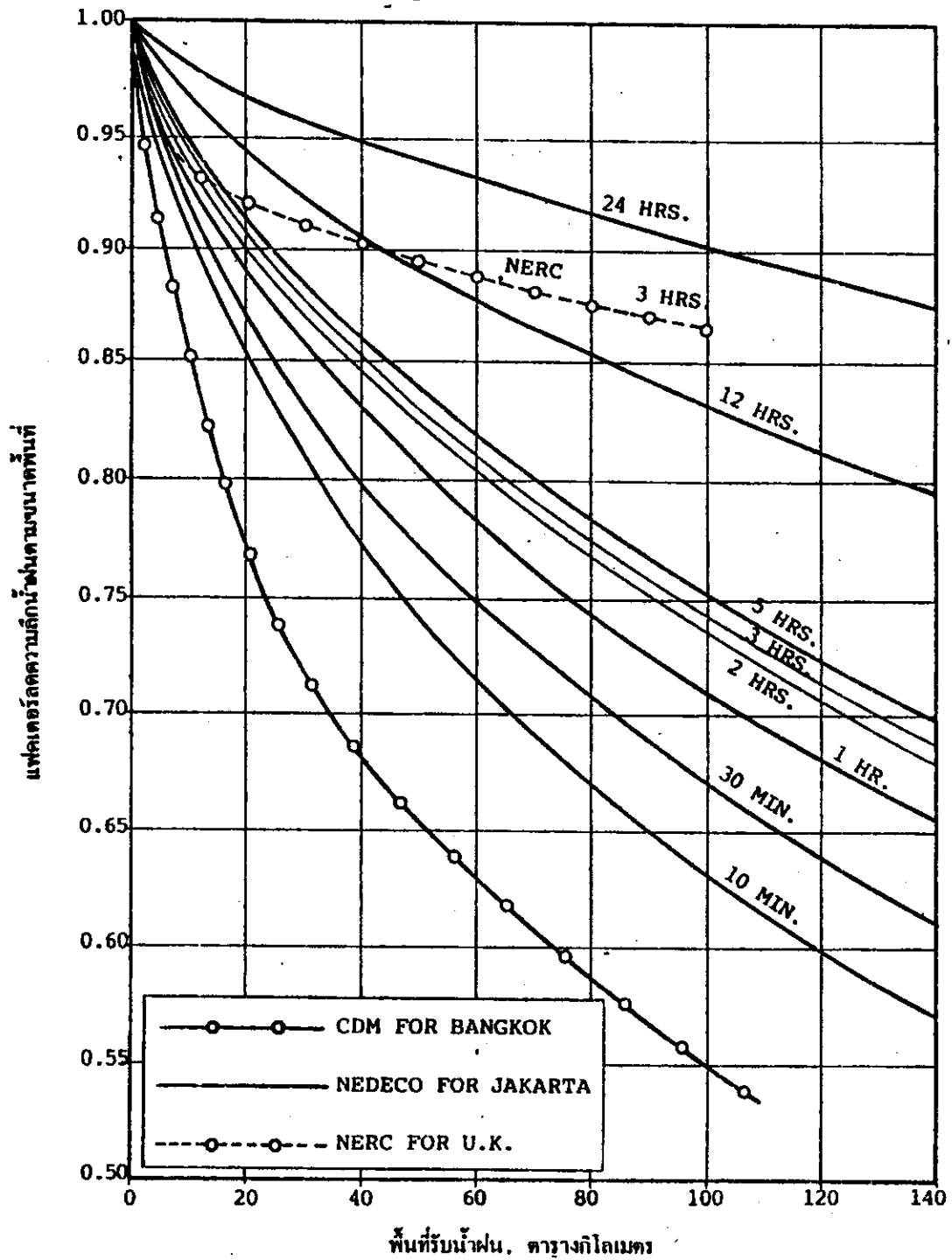
$$ARF = 1 - \exp(-1.1t^{0.25}) + \exp(-1.1t^{0.25} - 0.01A) \dots\dots\dots (3.16)$$

เมื่อ

- t = ช่วงเวลาการตกของฝนเป็นชั่วโมง
- A = พื้นที่ เป็น ตร.ไมล์

สำหรับประเทศไทยยังไม่ให้มีการศึกษาแฟกเตอร์ลดความลึกฝนตามขนาดพื้นที่อย่างจริงจัง แต่ได้นำค่าแฟกเตอร์ดังกล่าวที่พัฒนาขึ้นในต่างประเทศมาประยุกต์ใช้งาน เช่น Camp Dresser and Mckee (1968) ได้ใช้กราฟแฟกเตอร์ลดความลึกฝนตามขนาดพื้นที่เส้นเดียว (ดูรูปที่ 3.16) เพื่อใช้งานวางแผนป้องกันน้ำท่วมกรุงเทพมหานคร ซึ่งกราฟดังกล่าวจะให้ค่าค่อนข้างต่ำ จึงใช้ได้เฉพาะพื้นที่มีช่วงเวลาบ่อย ๆ เท่านั้น





รูปที่ 3.16 ตัวอย่างกราฟแพคเตอร์ลดความถี่น้ำฝนตามขนาดพื้นที่ เสนอโดย Camp, Dresser and Mckee (1968) และ NEDECO (1973) (วีระพล, 2531)

Nedeco (1973) เสนอว่ากราฟแพ็คเตอร์ลดความลึกฝนตามขนาดพื้นที่สำหรับจากาตาร์ ดังแสดงในรูปที่ 3.16 สามารถนำมาใช้กับฝนในกรุงเทพมหานครได้ เพราะลักษณะพายุฝนที่ตกที่จากาตาร์ไม่ต่างจากที่ตกที่กรุงเทพมหานครมากนัก

#### 3.4 เอกสารอ้างอิง

1. วีระพล แต่สมบัติ (3531) อุทกวิทยาประยุกต์ ฟิสิกส์ เซนเตอร์การพิมพ์  
กรุงเทพฯ
2. Chow, V.T., D.R. Maidment and L.W. Mays (1988), Applied Hydrology, McGraw-Hill Book.
3. Gilman, C.S. (1964), Rainfall : Handbook of Applied Hydrology (Chow, V.T. 1964 editor), McGraw-Hill Book Company.
4. Linsley, R.K. and et al. (1949), Applied Hydrology, McGraw-Hill Book Company.
5. United Nations (1968), The Use and Interpretation of Hydrologic Data, Water Resources Series No. 34, Economic Commission for Asia and The Far East.

### 3.5 แบบฝึกหัด

- (1) จงวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่างความลึก - พื้นที่ - ช่วงเวลา ในตาราง โดยใช้ข้อมูลที่กำหนดไว้ในตาราง และรูปที่ 1 และ 2

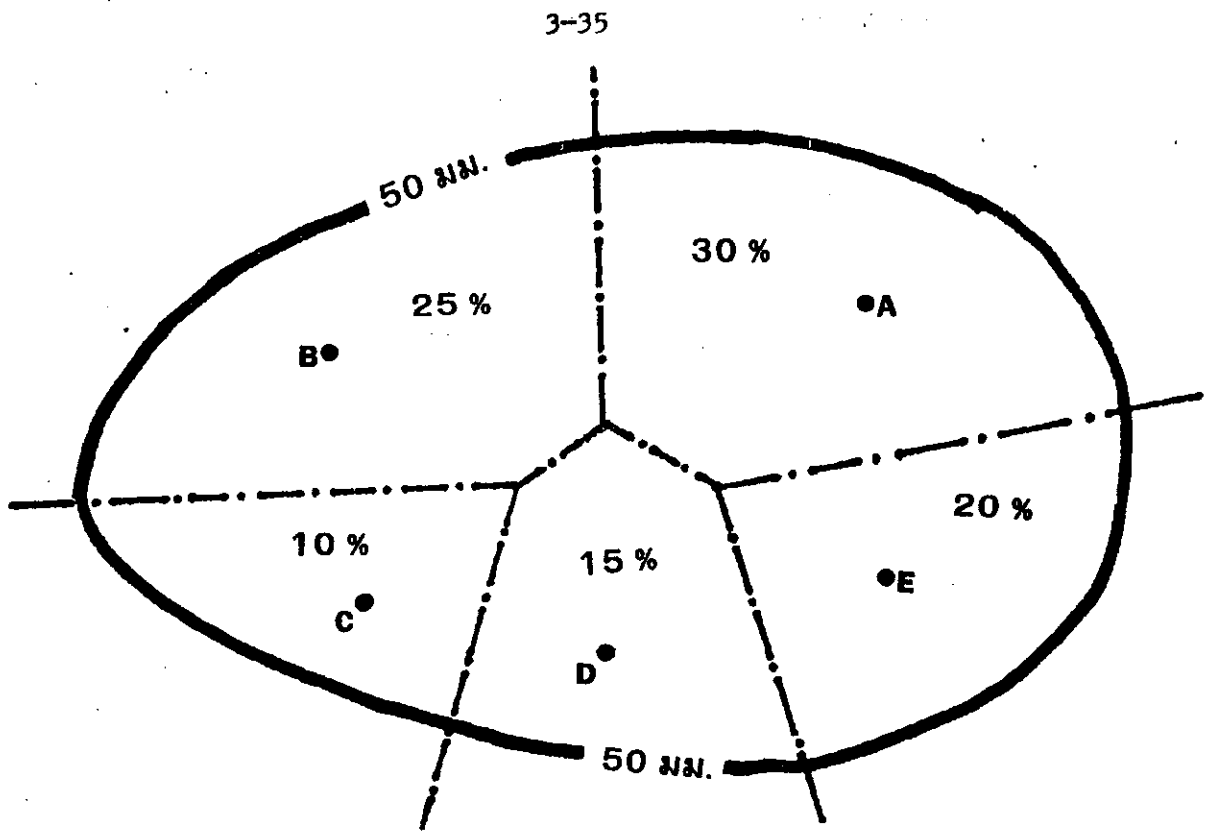
Station or Item Description	Encompassing Isohyet			% Area Controlled by Station	Station Weighted Contemporaneous Rainfall					
	mm.	EUD mm.	Area Enclosed Km <sup>2</sup>		Duration (hr.)					
					4	8	12	16	20	24
A	50	70	100							
B										
C										
D										
E										
a) Weighted mass curve										
b) Adjusted mass curve										
c) Adjusted increment										
d) Max. depth-duration										

- (2) จงวิเคราะห์ Depth-Area-Duration ในตารางที่ 3.3 บทที่ 3 หน้า 3-7 เพื่อให้สมบูรณ์

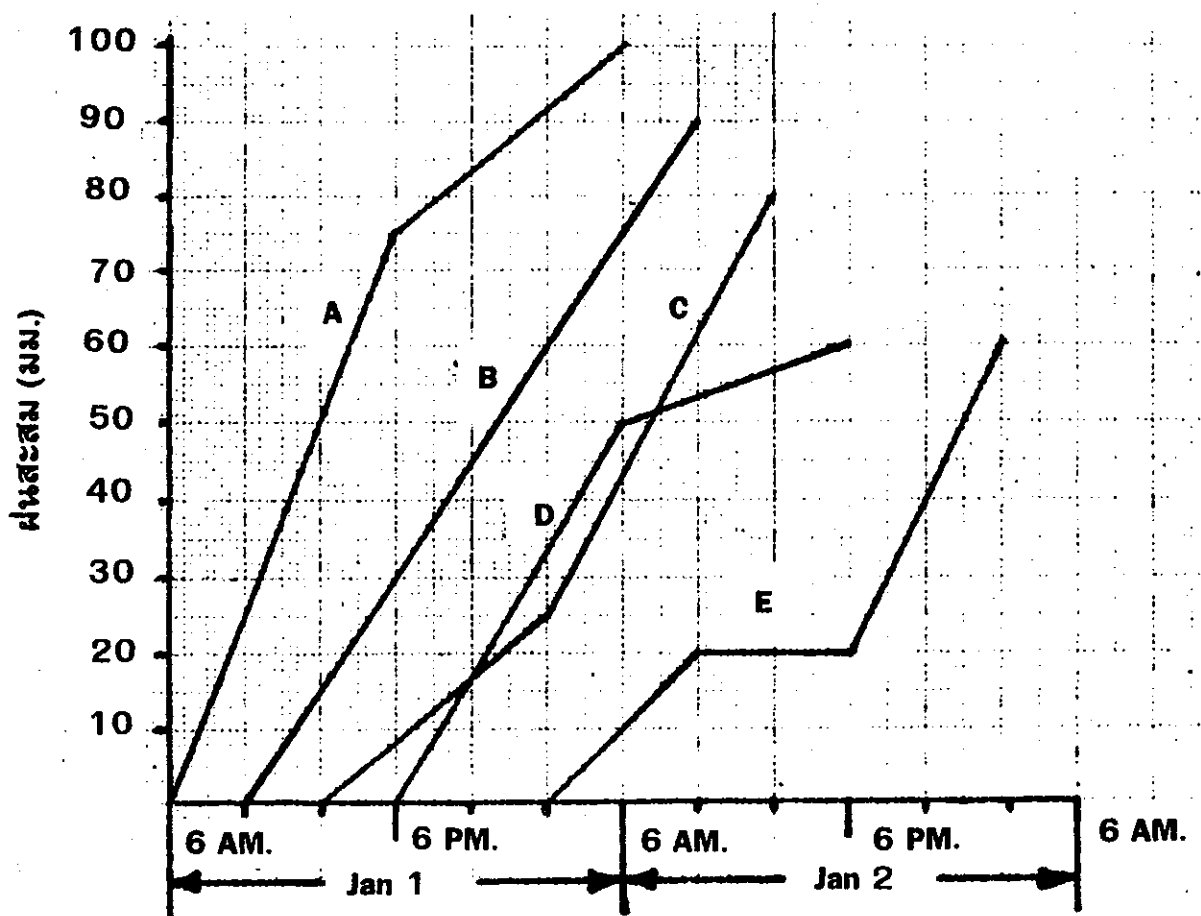
- (3) ให้ทำการวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่าง Depth-Duration-Return Period ของแผนที่สถานีอุตุนิยมวิทยากำแพงแสน ซึ่งมีข้อมูลระหว่างปี พ.ศ. 2516-2537 โดยเลือก Duration 1, 2, 3, 4 และ 5 วัน

จาก Depth-Duration-Return Period ให้ทำการวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่าง Intensity-Duration-Return Period สำหรับ Return Period 2, 5, 10, 25, 50, 100 และ 200 ปี





รูปที่ 1 Isohyetal Map and Thiessen Polygon



รูปที่ 2 Mass Curves

- (4) ให้ใช้ผลการวิเคราะห์ในข้อ 3 ทำการออกแบบท่อลอดถนนซึ่งมีพื้นที่ระบายน้ำ 50 ตร.ไมล์ ความยาว 10 ไมล์ ความลาดเทเฉลี่ย 0.005 ส.ป.ส.น้ำท่า = 0.5 และให้ใช้สมการของ Leclerc and Shaake (สมการที่ 3.16) ในการหา Areal Rainfall Reduction Factor กำหนดให้ใช้ Design Return Period 50 ปี
- (5) จงคำนวณหาฝนที่มั่วช่วงเวลา 1 วัน และรอบปีการเกิดซ้ำออกแบบ 50 ปี ที่มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ กำแพงแสน โดยใช้รูปที่ 3.13 และ 3.14 และเปรียบเทียบผลที่คำนวณได้จากความสัมพันธ์ในข้อ 3.
- (6) จงหาค่าคงที่ a, b, c, d ในสมการ

$$i = \frac{ar^c}{(t + b)^d}$$

เมื่อ  $i$  = ความเข้มฝน เป็น มม./ชม.

$t$  = ช่วงเวลาในการตกของฝน เป็น นาที

จากกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำของจังหวัดกรุงเทพมหานคร กาญจนบุรี ชลบุรี จันทบุรี ชุมพร และสงขลา ดังแสดงในรูปที่ 3.11 หน้า 3-25 ของอุทกวิทยาประยุกต์

## บทที่ 4

### การวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วม

(Flood Frequency Analysis)

#### 4.1 จุดมุ่งหมายของการวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วม

(Purposes of Flood Frequency Analysis)

ปริมาณน้ำท่วมในอนาคต เป็นสิ่งที่ไม่สามารถบอกได้แน่นอน ไม่มีหลักฐานหรือกฎเกณฑ์ทางวิทยาศาสตร์ที่จะอธิบายการเกิดน้ำท่วมให้แน่นอนตายตัวลงไปได้ การเกิดน้ำท่วมเป็นไปตามกฎของโอกาส (Law of Chance) ซึ่งจะต้องอาศัยข้อมูลที่ให้มีกาตรวจวัดไว้ในอดีต (Historical Record) มาเป็นพื้นฐาน ในการทำนายปริมาณน้ำท่วมในอนาคต

การวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วมจะช่วยตอบคำถามที่น่าสนใจเหล่านี้ได้เช่น (1) จะมีโอกาสเท่าใดที่ปริมาณน้ำท่วมในแม่น้ำอิง ตรงจุดที่ตั้งเขื่อนภูมิพล จะมีขนาดโตกว่า 6,000 ลบ. เมตร ต่อ วินาที (2) ปริมาณน้ำท่วมที่มีรอบปีการเกิดซ้ำ 1,000 ปี ของแม่น้ำอิง ที่จุดตั้งเขื่อนภูมิพล มีเท่าใด คำตอบที่ได้จะมีประโยชน์ต่อการออกแบบขนาดอาคารชลศาสตร์ เพื่อให้ความเสียหายจากระบายน้ำไม่ทันตลอดอายุการใช้งานของอาคารอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ และอาคารมีขนาดไม่โตเกินความจำเป็น

การวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วมเป็นหนึ่งในหลาย ๆ วิธีในการออกแบบน้ำท่วม (Design Flood) ซึ่งมีประโยชน์ต่อการออกแบบขนาดอาคารชลศาสตร์ แต่มีขีดจำกัดใช้ได้เฉพาะอาคารขนาดเล็ก เขื่อนทดน้ำหรือฝายทดน้ำ และทางระบายน้ำสันของเขื่อนขนาดเล็ก ซึ่งตั้งอยู่ท่ามกลางที่ชุมชน ถ้าเกิดทั้งทะเลสาบจะไม่ก่อให้เกิดความเสียหายต่อชีวิตและไม่ก่อให้เกิดความเสียหายต่อทรัพย์สินมากนัก

#### 4.2 ความถี่และการแจกแจงความถี่

(Frequency and Frequency Distribution)

ความถี่และการแจกแจงความถี่เป็นคุณสมบัติของตัวอย่าง (Sample) ซึ่งสามารถที่จะนำไปใช้หาโอกาสความน่าจะเป็น (Probability) ซึ่งเป็นคุณสมบัติของประชากร (Population) ได้ เช่น การวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วมจากข้อมูลที่ให้มีกาตรวจวัดไว้ เพื่อใช้หาฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็นของน้ำท่วม (Flood Probability Distribution) เป็นต้น

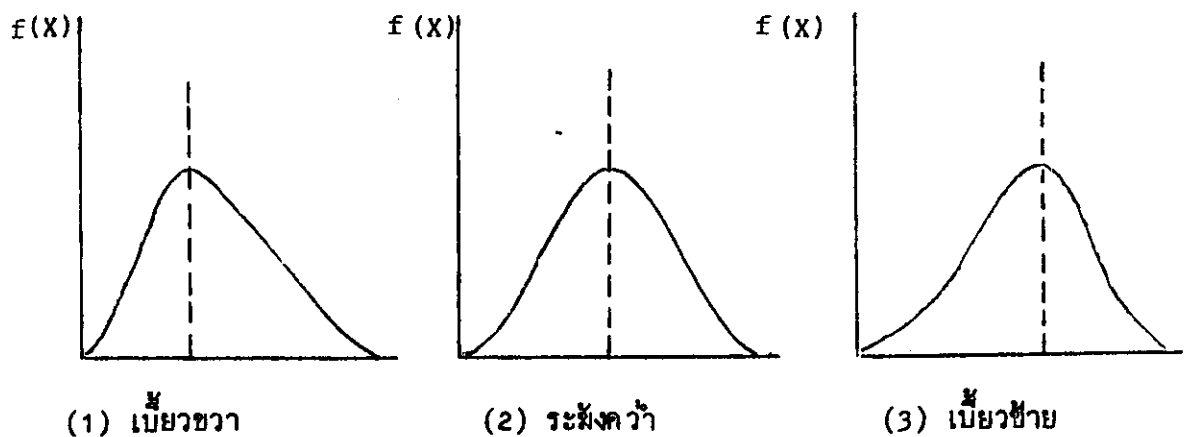
4.2.1 วิธีการแสดงการแจกแจงความถี่

(Methods to Present Frequency Distribution)

การแจกแจงความถี่จะแสดงได้ 3 แบบคือ (1) โดยตาราง (2) โดยกราฟ และ (3) โดยฟังก์ชัน หรือสมการ แบบที่ 3 จะเป็นแบบที่ใช้ได้สะดวกกว่าและให้ความถูกต้องแม่นยำดีกว่าวิธีอื่น ๆ ทั้งหมด แต่การหาฟังก์ชันหรือสมการที่เป็นตัวแทนการแจกแจงความถี่เป็นเรื่องที่ยุ่งยาก เพราะต้องใช้คุณสมบัติการแจกแจงความถี่ของตัวอย่างไปอ้างอิงถึงการแจกแจงความน่าจะเป็นของประชากร (Population) (ดูหัวข้อ 2.2 บทที่ 2)

4.2.2 การแจกแจงความถี่ของข้อมูลทางอุทกวิทยา

การแจกแจงความถี่ของตัวแปรแรนค่อม ใด ๆ มีหลายลักษณะ เช่น (1) แบบสม่ำเสมอหรือแบบสี่เหลี่ยม (2) แบบสามเหลี่ยม (3) แบบระฆังคว่ำ (4) แบบ J-Shaped และ (5) แบบ U-Shaped ข้อมูลทางอุทกวิทยามักจะมีการแจกแจงเป็นแบบรูประฆังคว่ำ หรือแบบ J-Shaped ซึ่ง J-Shaped จะแบ่งออกเป็นแบบเบี้ยวซ้าย (Left Skewed หรือ Negative Skewed) และแบบเบี้ยวขวา (Right Skewed หรือ Positive Skewed) ดังแสดงในรูปที่ 4.1 ข้อมูลปริมาณน้ำท่าวมสูงสุดส่วนใหญ่จะมีการแจกแจงความถี่เป็นแบบเบี้ยวขวา ดังรูปที่ 4.1 (1)



รูปที่ 4.1 กราฟแจกแจงความถี่ที่ใช้มากในวิชาอุทกวิทยา

4.2.3 โมเมนต์ของการแจกแจงความถี่

(Moments of Frequency Distributions)

โมเมนต์ของการแจกแจงความถี่ที่กล่าวถึงในที่นี้คล้ายกับโมเมนต์ในวิชากลศาสตร์ โมเมนต์เป็นคุณสมบัติทางคณิตศาสตร์พื้นฐานที่สำคัญของการแจกแจงความถี่ หรือการแจกแจงโอกาส ความน่าจะเป็น ซึ่งแบ่งออกได้เป็น 2 ประเภทคือ โมเมนต์รอบจุดศูนย์กลาง และโมเมนต์รอบจุดศูนย์กลาง หรือรอบ Mean

ถ้าให้  $X$  เป็นตัวแปรแบบต่อเนื่อง Continuous ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่าง  $-\infty$  ถึง  $+\infty$  และมี Probability Density Function เท่ากับ  $f(X)$  จะสามารถนิยามโมเมนต์ต่าง ๆ ได้ ดังนี้.-

(1) โมเมนต์รอบจุดศูนย์กลาง

ให้  $m_0^n$  คือโมเมนต์ที่  $n$  รอบจุดศูนย์กลาง

$$m_0^n = \int_{-\infty}^{+\infty} X^n f(X) dx \dots\dots\dots (4.1)$$

โมเมนต์ที่ 1 รอบจุดศูนย์กลาง คือ

$$m_0^1 = \int_{-\infty}^{+\infty} X f(X) dx \dots\dots\dots (4.2)$$

ซึ่งจะเท่ากับค่า Mean ( $\mu$ ) ของการแจกแจงความถี่ของ  $X$  หรือหมายถึง ระยะจากจุดศูนย์กลางถึงจุดศูนย์กลาง (Centroid) ของการแจกแจงความถี่ บางครั้งจะเรียกโมเมนต์ที่ 1 รอบจุดศูนย์กลางของ  $X$  ว่า Expected Value ของ  $X$  หรือ  $E(X)$

(2) โมเมนต์รอบจุดศูนย์กลางหรือ

ให้  $m_\mu^n$  เป็นโมเมนต์ที่  $n$  รอบ Mean

$$m_\mu^n = \int_{-\infty}^{+\infty} (X - \mu)^n f(X) dx \dots\dots\dots (4.3)$$

โมเมนต์รอบ Mean ที่สำคัญคือ 4 โมเมนต์แรก ซึ่งได้แก่

โมเมนต์ที่ 1 รอบ Mean

$$\begin{aligned}
 m_{\mu}^1 &= \int_{-\infty}^{+\infty} (X - \mu) f(X) dX \quad \dots\dots\dots (4.4) \\
 &= E(X - \mu) \\
 &= E(X) - \mu \\
 &= 0
 \end{aligned}$$

โมเมนต์ที่ 2 รอบ Mean

$$\begin{aligned}
 m_{\mu}^2 &= \int_{-\infty}^{+\infty} (X - \mu)^2 f(X) dX \quad \dots\dots\dots (4.5) \\
 &= E(X - \mu)^2 \\
 &= E(X^2 - 2X\mu + \mu^2) \\
 &= E(X^2) - 2E(X)\mu + \mu^2 \\
 &= m_{\circ}^2 - \mu^2
 \end{aligned}$$

โมเมนต์ที่ 3 รอบ Mean

$$\begin{aligned}
 m_{\mu}^3 &= \int_{-\infty}^{+\infty} (X - \mu)^3 f(X) dX \quad \dots\dots\dots (4.6) \\
 &= E(X - \mu)^3 \\
 &= E(X^3 - 3X^2\mu + 3X\mu^2 - \mu^3) \\
 &= E(X^3) - 3E(X^2)\mu + 3\mu^3 - \mu^3 \\
 &= E(X^3) - 3E(X^2)\mu + 2\mu^3 \\
 &= m_{\circ}^3 - 3m_{\circ}^2\mu + 2\mu^3
 \end{aligned}$$

โมเมนต์ที่ 4 รอบ Mean

$$\begin{aligned}
 m_{\mu}^4 &= \int_{-\infty}^{+\infty} (X - \mu)^4 f(X) dX \quad \dots\dots\dots (4.7) \\
 &= E(X - \mu)^4 \\
 &= E(X^4 - 4X^3\mu + 6X^2\mu^2 - 4X\mu^3 + \mu^4)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= E(X^4) - 4E(X^3)\mu + 6E(X^2)\mu^2 - 4E(X)\mu + \mu^4 \\
 &= m_0^4 - 4m_0^3\mu + 6m_0^2\mu^2 - 3\mu^4
 \end{aligned}$$

โมเมนต์รอบจุดศูนย์กลางและโมเมนต์รอบ Mean จะเป็นพื้นฐานในการหาค่าคุณสมบัติอื่น ๆ ของการแจกแจงความถี่ซึ่งจะกล่าวถึงในหัวข้อต่อไป

กรณีที่ตัวแปรเป็นแบบ Discrete การหาโมเมนต์จะยังคงสามารถใช้รูปสมการเหมือนสมการที่ (4.1) ถึง (4.7) แต่ใช้เครื่องหมาย Summation ( $\Sigma$ ) แทนเครื่องหมาย Integral

#### 4.2.4 คุณสมบัติของการแจกแจงความถี่

(Frequency Distribution Characteristics)

การแจกแจงความถี่มีคุณสมบัติที่สำคัญ 4 ประการคือ (1) แนวโน้มเข้าสู่จุดศูนย์กลาง (Central Tendency) (2) การแพร่กระจาย (Dispersion) (3) ความบิดเบี้ยว (Skewness) และ (4) ความแบนราบ (Flatness) หรือความโค้ง (Peakedness)

##### (1) แนวโน้มเข้าสู่จุดศูนย์กลาง

คุณสมบัติที่แสดงแนวโน้มเข้าสู่จุดศูนย์กลางที่สำคัญได้แก่ ค่าเฉลี่ย (Mean) โหมด (Mode) และมีเดียน (Median)

##### ค่าเฉลี่ย

ค่าเฉลี่ยของการแจกแจงความถี่ของตัวแปร X คือค่าโมเมนต์ที่ 1 รอบจุดศูนย์กลางซึ่งปกติจะแทนด้วย  $\mu$  หรือ  $E(X)$  ค่าเฉลี่ยจะสามารถหาได้จากตัวอย่างโดยใช้สูตรค่าเฉลี่ยทางคณิตศาสตร์ (Arithmetic Mean)

$$\bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i \dots\dots\dots (4.8)$$

เมื่อ  $\bar{X}$  คือค่าเฉลี่ยของตัวอย่าง  
 $N$  คือจำนวนข้อมูลในตัวอย่าง

แต่ถ้าให้

$$\begin{aligned}
 Y &= \log X \quad (\text{หรือ } \ln X) \\
 \bar{Y} &= \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Y_i
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bar{y} &= \log \bar{X}_g = \frac{\log X_1 + \log X_2 + \dots + \log X_N}{N} \\ &= \frac{1}{N} \log X_1 \cdot X_2 \cdot X_3 \dots X_N \\ \log \bar{X}_g &= \log(X_1 \cdot X_2 \dots X_N)^{1/N} \\ \bar{X}_g &= (X_1 \cdot X_2 \dots X_N)^{1/N} \end{aligned}$$

$\bar{X}_g$  คือค่าเฉลี่ยทางเรขาคณิต (Geometric Mean)

**ค่าโมด** คือค่าตัวแปรที่มีความถี่สูงหรือโอกาสความน่าจะเป็นสูงที่สุด หรือค่า  $X_j$  ที่มีความถี่สูงที่สุดในการแจกแจงความถี่

**มีเดียน** คือค่าตัวกลางของข้อมูล ซึ่งหาได้จากการจัดเรียงข้อมูลตามลำดับ มีเดียนคือค่าที่แบ่งข้อมูลออกเป็น 2 ส่วนเท่า ๆ กัน ทำให้ข้อมูลที่มีค่าน้อยกว่าตัวกลางเท่ากับจำนวนข้อมูลที่มีค่ามากกว่าตัวกลาง

กรณีที่มีการแจกแจงความถี่เป็นแบบ Symmetry ค่าเฉลี่ย ค่าโมด และมีเดียนของการแจกแจงจะมีค่าเท่ากัน แต่ถ้าไม่ Symmetry ปกติจะถือว่าค่าเฉลี่ยจะเป็นเครื่องหมายที่แสดงแนวโน้มเข้าสู่จุดศูนย์กลางที่ต่ำที่สุด

(2) การแพร่กระจาย

คือคุณสมบัติที่บอกว่าการแจกแจงความถี่ของตัวแปร  $X$  มีค่าเบี่ยงเบนจากจุดศูนย์กลางหรือค่าเฉลี่ยมากน้อยเท่าใด เครื่องหมายที่ใช้แสดงการแพร่กระจายที่สำคัญคือแวนเรียนท์ (Variance) และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard Deviation)

ค่าแวนเรียนท์คือโมเมนต์ที่ 2 รอบ Mean ซึ่งปกติจะแทนแวนเรียนซ์ของ Population ด้วยสัญลักษณ์  $\sigma^2$  และให้  $s^2$  คือค่าแวนเรียนซ์ของตัวอย่าง ซึ่งจะสามารถคำนวณได้จากสูตร

$$s^2 = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2 \dots \dots \dots (4.9)$$

หรือ 
$$s^2 = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N X_i^2 - \bar{X}^2$$



ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน คือรากที่สองของแวนเรียนซ์

$$S = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2} \dots\dots\dots (4.10)$$

(3) ความผิดเบี้ยว

เครื่องหมายแสดงความผิดเบี้ยวของการแจกแจงคือค่าสัมประสิทธิ์ความผิดเบี้ยว (Skewness Coefficient) ซึ่งก็คืออัตราส่วนระหว่างโมเมนต์ที่ 3 รอบจุดศูนย์กลางต่อค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานยกกำลังสาม ปกติจะใช้  $\gamma$  เป็นสัญลักษณ์แทนค่าสัมประสิทธิ์ความผิดเบี้ยวของ Population

$$\gamma = \frac{E(X - \mu)^3}{\sigma^3} \dots\dots\dots (4.11)$$

ถ้าให้ G คือสัมประสิทธิ์ความผิดเบี้ยวของตัวอย่าง จะคำนวณหาค่า G

ได้จากสูตร

$$G = \frac{N \sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^3}{(N-1)(N-2) S^3} \dots\dots\dots (4.12)$$

การแจกแจงความถี่แบบ Symmetry เช่น การแจกแจงแบบ Normal จะมีค่า  $\gamma = 0$  ถ้าการแจกแจงเป็นแบบเบี้ยวขวา ค่า  $\gamma$  จะเป็นบวก ถ้าการแจกแจงเป็นแบบเบี้ยวซ้าย ค่า  $\gamma$  จะเป็นลบ

(4) ความเอนราบหรือความโค้ง

เครื่องหมายแสดงความเอนราบหรือความโค้ง คือค่าสัมประสิทธิ์เคอร์โตซิส (Kurtosis Coefficient) ซึ่งก็คือ อัตราส่วนระหว่างโมเมนต์ที่ 4 รอบจุดศูนย์กลางต่อค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานยกกำลัง 4 ปกติจะใช้ K เป็นสัญลักษณ์แทนค่าสัมประสิทธิ์เคอร์โตซิสของ Population

$$K = \frac{E(X - \mu)^4}{\sigma^4} \dots\dots\dots (4.13)$$

ถ้าให้  $K$  คือค่าสัมประสิทธิ์เคอร์โตซิสของตัวอย่าง จะคำนวณหาค่า  $K$  ได้จากสูตร

$$K = \frac{N(N-1) \sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^4}{(N-2)(N-3)(N-4) S^4} \dots\dots\dots (4.14)$$

4.3 ฟังก์ชันการแจกแจงโอกาสความน่าจะเป็นของน้ำท่วม

(Probability Distribution Functions of Flood)

ในวิชาอุทกวิทยามีฟังก์ชันการแจกแจงโอกาสความน่าจะเป็นที่นิยมใช้กันอยู่มากมาย ซึ่งพอจะระบุได้ดังนี้ คือ

- (1) ฟังก์ชันการแจกแจงแบบ Normal
- (2) ฟังก์ชันการแจกแจงแบบ Log normal ซึ่งมีพารามิเตอร์ 2 ตัว และ 3 ตัว
- (3) ฟังก์ชันการแจกแจงแบบ Gamma ซึ่งมีพารามิเตอร์ 2 ตัวและ 3 ตัว
- (4) ฟังก์ชันการแจกแจงแบบ Log-Pearson Type III
- (5) ฟังก์ชันการแจกแจงแบบ Gumbel และ Log-Gumbel
- (6) ฟังก์ชันการแจกแจงแบบ General Extreme Value

แต่ฟังก์ชันที่นิยมนำมาใช้ในการวิเคราะห์ปริมาณน้ำท่วมสูงสุดมีอยู่ 3 แบบ คือ แบบ Gumbel แบบ Log normal ซึ่งมีพารามิเตอร์ 2 ตัว และแบบ Log Pearson Type III ซึ่งในที่นี้จะให้กล่าวถึงเฉพาะ 3 ฟังก์ชันนี้ตามลำดับ ส่วนรายละเอียดของฟังก์ชันอื่น ๆ ให้ดูจาก Salas, J.D. and R.A. Smith (1981)

4.3.1 ฟังก์ชันการแจกแจงแบบกัมเบล

ฟังก์ชันการแจกแจงแบบกัมเบล บางครั้งจะเรียกว่าแบบ Double Exponential Function หรือแบบ Type I General Extreme Value

(1) Cumulative Distribution Function (CDF)

ถ้ากำหนดว่า  $X$  คือตัวแปรของปริมาณน้ำท่วม Cumulative Distribution Function (CDF) ของ  $X$  คือ

$$F(X) = \exp \left[ - \exp \left( - \frac{(X - X_0)}{\alpha} \right) \right] \dots\dots (4.15)$$

เมื่อ  $-\infty < X < +\infty$

$X_0$  คือ Location Parameter หรือค่าโมด (Mode)

$\alpha > 0$  คือ Scale Parameter

$$F(X_0) = 0.3679$$

(2) Probability Density Function (PDF)

โดยการ Differentiate  $F(X)$  เทียบกับ  $X$  จะได้ Probability Density Function (PDF) ของ  $X$

$$f(X) = \frac{1}{\alpha} \exp \left[ -\frac{(X - X_0)}{\alpha} \right] - \exp \left[ -\frac{(X - X_0)}{\alpha} \right] \dots \dots \dots (4.16)$$

(3) การหาค่าพารามิเตอร์ของฟังก์ชันกัมเบลโดยวิธีโมเมนต์

(Method of Moments)

ให้ Mean =  $\mu$

Standard Deviation =  $\sigma$  และ  $\sigma^2$  = Variance

Skewness Coefficient =  $\gamma$

จากหัวข้อ 4.2.3 และ 4.2.4 จะได้ว่า

$$\begin{aligned} \mu &= E(X) \quad \text{เมื่อ } E(X) \text{ คือ Expected Value ของ } X \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} X f(X) dX \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma^2 &= E(X - \mu)^2 \\ &= E(X^2) - \mu^2 \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} X^2 f(X) dX - \mu^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{E(X - \mu)^3}{\sigma^3} \\ &= \frac{E(X^3) - 3E(X^2)\mu + 2\mu^3}{\sigma^3} \end{aligned}$$

$$\text{เมื่อ } E(X^3) = \int_{-\infty}^{+\infty} X^3 f(X) dX$$

ค่า  $\mu$ ,  $\sigma$  และ  $\gamma$  ของฟังก์ชันกัมเบล (Yevjevich, V., 1972) คือ

$$\mu = X_0 + 0.5772 \alpha \quad \dots\dots\dots (4.17)$$

$$\sigma = \frac{\pi}{\sqrt{6}} \alpha \quad \dots\dots\dots (4.18)$$

และ  $\gamma = 1.14 \quad \dots\dots\dots (4.19)$

จากสมการที่ (4.17) และ (4.18)

$$X_0 = \mu - 0.45 \sigma \quad \dots\dots\dots (4.20)$$

$$\alpha = 0.7797 \sigma \quad \dots\dots\dots (4.21)$$

ค่า  $\mu$  และ  $\sigma$  ในสมการที่ (4.20) และ (4.21) จะสามารถแทนได้ด้วยค่า  $\bar{X}$  (Mean) และ  $S_X$  (Standard Deviation) ซึ่งคำนวณได้จากข้อมูล ดังนี้

$$X_0 = \bar{X} - 0.45 S_X \quad \dots\dots\dots (4.22)$$

และ  $\alpha = 0.7797 S_X \quad \dots\dots\dots (4.23)$

(4) การหาค่าพารามิเตอร์ของฟังก์ชันกัมเบลโดยวิธี Maximum Likelihood

กำหนดให้  $L$  คือ Likelihood Function ซึ่งก็คือ Joint Probability Distribution Function ของตัวอย่าง  $X_1, X_2, \dots, X_N$  ซึ่งสมมติว่า  $X_1, X_2, \dots, X_N$  เป็นอิสระต่อกัน (Independent) และมาจากการแจกแจงแบบเดียวกัน (Identically distributed)

$$L(X; X_0, \alpha) = \prod_{i=1}^N f_{X_i}(X_i; X_0, \alpha) \quad \dots\dots\dots (4.24)$$

ให้  $LL(X; X_0, \alpha)$  คือ  $\ln L(X; X_0, \alpha)$

$$LL(X; X_0, \alpha) = -N \ln \alpha - \sum_{i=1}^N \frac{(X_i - X_0)}{\alpha} - \sum_{i=1}^N e^{-\frac{(X_i - X_0)}{\alpha}} \quad \dots\dots\dots (4.25)$$

ให้  $Z_i = \frac{X_i - X_0}{\alpha} \quad \dots\dots\dots (4.26)$

$$LL(Z; X_0, \alpha) = -N \ln \alpha - \sum_{i=1}^N Z_i - \sum_{i=1}^N e^{-Z_i} \quad \dots\dots\dots (4.27)$$

โดยการ Differentiate  $LL(Z; X_0, \alpha)$  เทียบกับ  $X_0$  และ  $\alpha$  จะได้

$$\frac{\partial}{\partial X_0} LL(Z; X_0, \alpha) = \frac{N}{\alpha} - \frac{1}{\alpha} \sum_{i=1}^N e^{-Z_i}$$

$$\frac{\partial LL}{\partial \alpha} (Z; X_0, \alpha) = -\frac{N}{\alpha} + \frac{1}{\alpha} \sum_{i=1}^N Z_i - \frac{1}{\alpha} \sum_{i=1}^N Z_i e^{-Z_i}$$

ค่าพารามิเตอร์  $X_0$  และ  $\alpha$  ก็คือค่า  $X_0$  และ  $\alpha$  ที่พอที่ทำให้  $LL(Z; X_0, \alpha)$  มีค่ามากที่สุดนั่นเอง.-

$$\frac{\partial LL}{\partial X_0} (Z; X_0, \alpha) = \frac{N}{\alpha} - \frac{1}{\alpha} \sum_{i=1}^N e^{-Z_i} = 0 \dots\dots\dots (4.28)$$

$$\text{และ } \frac{\partial LL}{\partial \alpha} (Z; X_0, \alpha) = -\frac{N}{\alpha} + \frac{1}{\alpha} \sum_{i=1}^N Z_i - \frac{1}{\alpha} \sum_{i=1}^N Z_i e^{-Z_i} = 0 \dots (4.29)$$

$$\text{ให้ } P = N - \sum_{i=1}^N e^{-Z_i} \dots\dots\dots (4.30)$$

$$\text{และ } R = N - \sum_{i=1}^N Z_i + \sum_{i=1}^N Z_i e^{-Z_i} \dots\dots\dots (4.31)$$

ใช้ Taylor Series Expansion ของสมการ (4.28) และ (4.29) จะได้

$$\Delta X_0^{(k)} = (1.11P^{(k)} - 0.26 R^{(k)}) \frac{\alpha^{(k)}}{N} \dots\dots\dots (4.32)$$

$$\Delta \alpha^{(k)} = (0.26 P^{(k)} - 0.61R^{(k)}) \frac{\alpha^{(k)}}{N} \dots\dots\dots (4.33)$$

$$\text{และ } X_0^{(k+1)} = X_0^{(k)} + \Delta X_0^{(k)} \dots\dots\dots (4.34)$$

$$\alpha^{(k+1)} = \alpha^{(k)} + \Delta \alpha^{(k)} \dots\dots\dots (4.35)$$

ค่า  $X_0$  และ  $\alpha$  จะหาได้โดยวิธีการคำนวณซ้ำ (Iterative Procedure) ซึ่งมีขั้นตอนดังต่อไปนี้

1. สมมติ  $X_0 = X_0^{(1)}$   
และ  $\alpha = \alpha^{(1)}$

2. คำนวณหาค่า p และ R จากสมการ (4.30) และ (4.31)

3. คำนวณหาค่า  $\Delta X_0$  และ  $\Delta \alpha$  จากสมการ (4.32) และ (4.33)

4. ตรวจสอบดูว่า  $\Delta X_0$  และ  $\Delta \alpha$  มีค่าใกล้เคียงศูนย์หรือไม่

ถ้า  $\Delta X_0$  และ  $\Delta \alpha$  มีค่าใกล้เคียงศูนย์ แสดงว่า  $X_0$  และ  $\alpha$  ที่สมมติถูกต้อง

ถ้า  $\Delta X_0$  และ  $\Delta \alpha$  มีค่ามาก ให้คำนวณหาค่า  $X_0^{(2)}$  และ  $\alpha^{(2)}$  จากสมการ (4.34) และ

(4.35) แล้วสมมติให้  $X_0 = X_0^{(2)}$  และ  $\alpha = \alpha^{(2)}$

5. ทำขั้นที่ 2 ถึง 4 ซ้ำจนกระทั่งได้  $X_0$  และ  $\alpha$  ที่ต้องการ

4.3.2 ฟังก์ชันการแจกแจงแบบ Log normal 2 พารามิเตอร์

ถ้า X คือปริมาณที่วัดได้ ซึ่งเป็นตัวแปรแปรปรวน และให้  $Y = \ln X$  ถ้า Y มีการแจกแจงแบบ Normal โดยมี Mean เท่ากับ  $\mu_Y$  และ Standard Deviation เท่ากับ  $\sigma_Y$  X จะมีการแจกแจงแบบ Log normal โดยมี Mean เท่ากับ  $\mu_Y$  และ Standard Deviation เท่ากับ  $\sigma_Y$

(1) Probability Density Function ของ X

$$f(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} X \sigma_Y} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{\ln X - \mu_Y}{\sigma_Y} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (4.36)$$

เมื่อ  $0 < X < +\infty$

$\mu_Y$  คือ Location Parameter

$\sigma_Y$  คือ Scale Parameter

(2) Cumulative distribution Function of X

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma_Y} \int_0^X \frac{1}{X} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{\ln X - \mu_Y}{\sigma_Y} \right)^2 \right] dx \dots\dots\dots (4.37)$$

ถ้าให้  $u = \frac{\ln X - \mu_Y}{\sigma_Y} \dots\dots\dots (4.38)$

u จะมีการแจกแจงแบบ Normal ซึ่งมี Mean = 0 และ Standard Deviation = 1 ปกติจะเรียก u ว่า Standard Normal Variate ซึ่งมี CDF

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u \exp(-\frac{1}{2}v^2) dv \dots\dots\dots (4.39)$$

ค่า F(u) จะหาได้จากพื้นที่ใต้ Normal Curve เมื่อทราบ u ดังแสดงในตารางที่ 2.2 หรือคำนวณจากสมการ 2.17

(3) พารามิเตอร์ของฟังก์ชัน Log normal 2 พารามิเตอร์

พารามิเตอร์ของ Log normal 2 พารามิเตอร์ คือ  $\mu_y$  และ  $\sigma_y$  ซึ่งการหาค่าพารามิเตอร์  $\mu_y$  และ  $\sigma_y$  ทำได้ 2 วิธี คือ วิธีโมเมนต์ และวิธี Maximum Likelihood ซึ่งทั้ง 2 วิธีจะให้คำตอบเหมือนกันคือ

$$\mu_y = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \ln X_i \dots\dots\dots (4.40)$$

และ 
$$\sigma_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N [\ln X_i - \mu_y]^2}{N - 1}} \dots\dots\dots (4.41)$$

4.3.3 ฟังก์ชันการแจกแจงแบบ Log Pearson Type III

ถ้า Y มีการแจกแจงแบบ Gamma III และ  $Y = \ln X$  X จะมีการแจกแจงแบบ Log Pearson Type III หรือ Log-Gamma III ซึ่งมีพารามิเตอร์ 3 ตัว

(1) Probability Density Function ของ X

$$f(X) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta) X} \left( \frac{\ln X - Y_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} \exp \left( -\frac{\ln X - Y_0}{\alpha} \right) \dots\dots\dots (4.42)$$

เมื่อ  $0 < X < \infty$

$Y_0 = \ln X_0$  คือ Location Parameter

$\alpha$  คือ Scale Parameter

$\beta$  คือ Shape Parameter

และ  $\Gamma(\beta)$  คือ Incomplete Gamma Function

$$\begin{aligned} \Gamma(\beta) &= \int_0^{\infty} z^{\beta-1} e^{-z} dz \\ &= (\beta-1) \Gamma(\beta-1) \dots\dots\dots (4.43) \end{aligned}$$

(2) Cumulative distribution Function ของ X

$$F(X) = \frac{1}{\alpha\Gamma(\beta)} \int_0^X \frac{1}{X} \left(\frac{\ln X - Y_0}{\alpha}\right)^{\beta-1} \exp\left(-\frac{\ln X - Y_0}{\alpha}\right) dx \dots (4.44)$$

(3) การหาค่าพารามิเตอร์ของ Log Pearson Type III โดยวิธีโมเมนต์

$$\alpha = 0.5 S_y G_y \dots\dots\dots (4.45)$$

$$\beta = \left(\frac{2}{G_y}\right)^2 \dots\dots\dots (4.46)$$

$$Y_0 = \bar{Y} - \frac{2 S_y}{G_y} \dots\dots\dots (4.47)$$

เมื่อ  $\bar{Y} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \ln X_i$

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (\ln X_i - \bar{Y})^2}{N-1}}$$

$$G_y = \frac{N \sum_{i=1}^N (\ln X_i - \bar{Y})^3}{(N-1)(N-2) S_y^3}$$

(4) การหาค่าพารามิเตอร์ของ Log Pearson Type III โดยวิธี Maximum

Likelihood

$$\alpha = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (Y_i - Y_0) - N \left[ \sum_{i=1}^N \frac{1}{(Y_i - Y_0)} \right]^{-1} \dots\dots (4.48)$$



$$\beta = [ 1 - N^2 [ \sum_{i=1}^N (Y_i - Y_0) \sum_{i=1}^N \frac{1}{(Y_i - Y_0)} ]^{-1} ]^{-1} \dots\dots\dots (4.49)$$

$$F(Y_0) = N \phi(\beta) + \sum_{i=1}^N \ln (Y_i - Y_0) - N \ln a = 0 \dots\dots\dots (4.50)$$

เมื่อ  $\phi(\beta)$  คือ Digamma Function

$$\begin{aligned} \phi(\beta) &= T'(\beta) / T(\beta) \\ &= \ln(\beta + 2) - \frac{1}{2(\beta + 2)} - \frac{1}{12(\beta + 2)^2} + \frac{1}{120(\beta + 2)^4} \\ &\quad - \frac{1}{256(\beta + 2)^6} - \frac{1}{(\beta + 1)} - \frac{1}{\beta} \dots\dots\dots (4.51) \end{aligned}$$

ในการหาค่า  $Y_0$  จากสมการ (4.50) ต้องใช้วิธี Newton's Tangent

โดยขั้นแรกต้อง Derivative  $F(Y_0)$  เทียบกับ  $Y_0$  ซึ่งจะได้

$$F'(Y_0) = -N \phi'(\beta)(fd - af')/f^2 - a - N h'/h \dots\dots\dots (4.52)$$

เมื่อ  $\phi'(\beta) =$  Trigamma function

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{\beta + 2} + \frac{1}{2(\beta + 2)^2} + \frac{1}{6(\beta + 2)^3} - \frac{1}{30(\beta + 2)^5} - \frac{1}{42(\beta + 2)^7} - \frac{1}{30(\beta + 2)^9} \\ &\quad + \frac{1}{(\beta + 1)^2} + \frac{1}{\beta^2} \dots\dots\dots (4.53) \end{aligned}$$

$$a = \sum_{i=1}^N \frac{1}{Y_i - Y_0} \dots\dots\dots (4.54)$$

$$d = \sum_{i=1}^N \frac{1}{(Y_i - Y_0)^2} \dots\dots\dots (4.55)$$

$$f = a - N^2/b \dots\dots\dots (4.56)$$

$$f' = d - N^3/b^2 \dots\dots\dots (4.57)$$

$$h = b/N - N/a \dots\dots\dots (4.58)$$

$$h' = -1 + Nd/a^2 \dots\dots\dots (4.59)$$

และ 
$$b = \frac{N}{\sum_{i=1}^N (Y_i - Y_0)} \dots\dots\dots (4.60)$$

เมื่อหาค่า  $Y_0$  ได้โดยวิธี Newton's tangent แล้วจึงสามารถคำนวณหา  $\alpha$

และ  $\beta$  ได้จากสมการ (4.48) และ (4.49)

#### 4.4 การเลือกข้อมูลสำหรับการวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วม

(Selection of Data for Flood Frequency Analysis)

ข้อมูลที่จะนำมาใช้ในการวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วม ตามปกติคือปริมาณน้ำท่วมสูงสุด (Flood Peak) ของน้ำท่วมในอดีต ซึ่งควรมีการตรวจสอบความเชื่อถือได้ (Consistency) ของข้อมูลก่อนที่จะนำเอามาใช้ และข้อมูลดังกล่าวควรมี ระยะเวลาการเก็บข้อมูลยาวนานพอสมควร เพื่อให้การวิเคราะห์ให้ผลที่น่าเชื่อถือ ควรมีข้อมูลน้ำท่วมไม่ต่ำกว่า 30 ปี แต่โดยทั่ว ๆ ไป ข้อมูลน้ำท่วมของแม่น้ำส่วนใหญ่ในประเทศไทยมักจะมีข้อมูลน้อยกว่า 30 ปี จึงอนุมานว่าถ้ามีข้อมูลมากกว่า 20 ปี ก็พอจะใช้วิเคราะห์ความถี่ได้

การเลือกข้อมูลปริมาณน้ำท่วมทำได้ 2 แบบ คือ อนุกรมน้ำท่วมสูงสุดประจำปี (Annual Flood Series) และอนุกรมน้ำท่วมสูงสุดบางส่วน (Partial Flood Series) อนุกรมน้ำท่วมสูงสุดประจำปีคืออนุกรมของปริมาณน้ำท่วมที่มีค่าสูงสุดในแต่ละปีของข้อมูลที่มี ถ้ามีข้อมูลน้ำท่วม 30 ปี อนุกรมดังกล่าวจะประกอบไปด้วยปริมาณน้ำท่วม 30 ค่า ส่วนอนุกรมน้ำท่วมสูงสุดบางส่วน หมายถึงอนุกรมของปริมาณน้ำท่วมที่มีค่าสูงกว่าค่าน้ำท่วมฐาน (Flood Base) ซึ่งปกติจะเลือกค่าปริมาณน้ำท่วมสูงสุดประจำปีที่มีค่าน้อยที่สุดของข้อมูลเป็นค่าน้ำท่วมฐาน ทั้งนี้ถ้ามีข้อมูลน้ำท่วม 30 ปี อนุกรมอาจมีค่ามากกว่า 30 ค่าได้ ข้อดีของการใช้อนุกรมน้ำท่วมสูงสุดบางส่วนคือจะช่วยให้มีจำนวนข้อมูลมากขึ้นแต่ก็มีข้อเสียที่สำคัญคือรอบปีการเกิดซ้ำที่คำนวณได้ไม่ใช่รอบปีการเกิดซ้ำจริง โดยทั่ว ๆ ไปมักนิยมใช้อนุกรมน้ำท่วมสูงสุดรายปีในการวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วม

#### 4.5 การแจกแจงความถี่น้ำท่วมโดยวิธีกราฟ

(Flood Probability Distribution by Graphical Method)

วิธีการที่ง่ายที่สุดในการวิเคราะห์การแจกแจงความถี่น้ำท่วม เพื่อหาค่าปริมาณน้ำท่วมที่มีรอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ คือ วิธีกราฟ ซึ่งมีขั้นตอนที่สำคัญคือ

(1) นำอนุกรมน้ำท่วมสูงสุดรายปีมาทำการจัดเรียงข้อมูลจากน้อยไปมาก หรือจากมากไปน้อย ขึ้นอยู่กับว่าต้องการหาโอกาสความน่าจะเป็นแบบมากกว่า (Exceedence Probability) หรือแบบไม่มากกว่า (Non-exceedence Probability)

(2) ทำการคำนวณหาความถี่สัมพัทธ์สะสมของข้อมูล (Empirical Frequency) หรือปกติจะนิยมเรียกว่า Plotting Position สูตรการคำนวณหา Plotting Position ที่มีผู้นิยมใช้กันมากได้แก่สูตรของ Weibull

$$\text{Plotting Position, } F'(X_n) = \frac{n}{N+1} \dots\dots\dots (4.61)$$

เมื่อ

$N$  = จำนวนข้อมูลทั้งหมด

$n$  = จำนวนข้อมูลที่  $n$  หรือลำดับที่ของข้อมูล  $X_n$

(3) เลือกกระดาษกราฟการแจกแจงความถี่ (Probability Graph) ที่คิดว่าเหมาะสมกับความถี่สัมพัทธ์สะสมของข้อมูลที่คำนวณไว้ใน (2) กระดาษกราฟแจกแจงความถี่มีหลายแบบ ได้แก่ แบบ Normal และ Log normal แบบกัมเบล และแบบ log Pearson Type III

(4) นำเอาค่าความถี่สัมพัทธ์สะสมของข้อมูลไปพล็อตลงในกราฟแจกแจงความถี่ (Probability Graph) ที่เลือกไว้

(5) ตรวจสอบดูว่าจุด  $F'(X)$  กับ  $X$  ที่พล็อตเรียงตัวกันเป็นเส้นตรงหรือไม่ ถ้าค่อนข้างเป็นเส้นตรงให้ลากเส้นตรงเพื่อเป็นตัวแทนกลุ่มของจุดเหล่านั้น เส้นตรงดังกล่าวคือกราฟแจกแจงโอกาสความน่าจะเป็นของปริมาณน้ำท่วมสูงสุด  $X$  ถ้าจุดที่พล็อตไม่เป็นเส้นตรงแสดงว่าเลือกกระดาษกราฟแจกแจงความถี่ไม่เหมาะสมกับข้อมูล ให้เลือกกระดาษกราฟและพล็อตใหม่จนได้เส้นตรง

หลังจากที่ได้กราฟแจกแจงโอกาสความน่าจะเป็นของน้ำท่วม จะสามารถใช้หาค่าปริมาณน้ำท่วมที่มีรอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ ได้ โดยการอ่านค่าโดยตรงจากกราฟเส้นตรง

ตัวอย่างที่ 4.1 จงหากราฟแจกแจงความถี่ของอนุกรมน้ำท่วมสูงสุดรายปีของแม่น้ำโขง ซึ่งวัดที่เวียงจันทน์ ประเทศลาว ระหว่างปี พ.ศ. 2466 - 2508 รวม 43 ปี ดังแสดงในตารางที่ 4.1

ตารางที่ 4.1 อนุกรมน้ำท่วมสูงสุดรายปีของแม่น้ำโขง ที่เวียงจันทน์ ประเทศลาว ระหว่างปี พ.ศ.  
2466-2508 และผลจากการคำนวณ Plotting Position (วิธีพล, 2530)

ปี พ.ศ.	ขนาดน้ำท่วมสูงสุด รายปี	การจัดเรียงลำดับ ข้อมูลน้ำท่วม มากไปน้อย	ลำดับ n	Plotting Posi- tion $F'(x)$
2466	19300	22900	1	2.273
67	21200	21200	2	4.545
68	14000	20500	3	6.817
69	17700	20200	4	9.091
2470	17500	19400	5	11.364
71	15500	19300	6	13.643
72	20500	19100	7	15.924
73	18100	18900	8	18.182
74	15800	18300	9	20.450
75	14900	18300	10	22.727
76	16300	18200	11	25.000
77	14900	18100	12	27.248
78	17600	18000	13	29.586
79	17000	18000	14	31.847
2480	17300	17900	15	34.130
81	18300	17700	16	36.364
82	19100	17700	17	38.610
83	17900	17600	18	40.984
84	19400	17500	19	43.103
85	22900	17300	20	45.455
86	16200	17300	21	47.619
87	14300	17200	22	50.000
88	20200	17000	23	52.356
89	17700	16300	24	54.645
2490	18900	16300	25	56.818
91	15600	16300	26	59.880
92	14800	16200	27	61.350
93	15200	15800	28	63.694
94	16300	15800	29	65.789
95	17300	15700	30	68.493
96	14100	15600	31	70.423
97	15700	15500	32	72.460
98	18000	15400	33	75.190
99	16300	15200	34	77.520
2500	11300	14900	35	79.370
01	11500	14900	36	81.970
02	18000	14800	37	84.030
03	18200	14100	38	86.210
04	18300	14000	39	88.500
05	15400	14000	40	90.910
06	15800	14000	41	93.460
07	17200	11500	42	95.240
08	14000	11300	43	98.040

วิธีทำ

(1) จัดเรียงข้อมูลจากมากไปน้อย แล้วคำนวณหาความถี่สัมพัทธ์สะสมแบบมากกว่า  $F'(x)$  โดยใช้สูตร Weibull ดังแสดงในตารางที่ 4.1

(2) พล็อต  $F'(x)$  กับ  $x$  ลงในกระดาษกราฟกัมเบล ดังแสดงในรูปที่ 4.2

#### 4.6 การหาฟังก์ชันการแจกแจงโอกาสความน่าจะเป็นที่เหมาะสมกับความถี่นำท่วมของข้อมูล

(Fitting Probability Distribution Function to Empirical Frequency)

ตามที่กล่าวมาแล้วว่าการแสดงผลการแจกแจงความถี่ทำได้หลายแบบ แต่แบบที่ถือว่าให้ความถูกต้องมากที่สุด คือ การแสดงผลการแจกแจงโดยฟังก์ชัน ขั้นตอนการหาฟังก์ชันที่เหมาะสมกับการแจกแจงความถี่ของข้อมูล (Empirical Frequency) มี 3 ขั้นตอนที่สำคัญ คือ

- (1) การเลือกฟังก์ชันการแจกแจง
- (2) การประเมินค่าพารามิเตอร์ของฟังก์ชันการแจกแจง และ
- (3) การทดสอบความเหมาะสมของฟังก์ชันที่เลือกและพารามิเตอร์ที่ประเมินกับความถี่นำท่วมของข้อมูล

##### 4.6.1 การเลือกฟังก์ชันการแจกแจงโอกาสความน่าจะเป็น

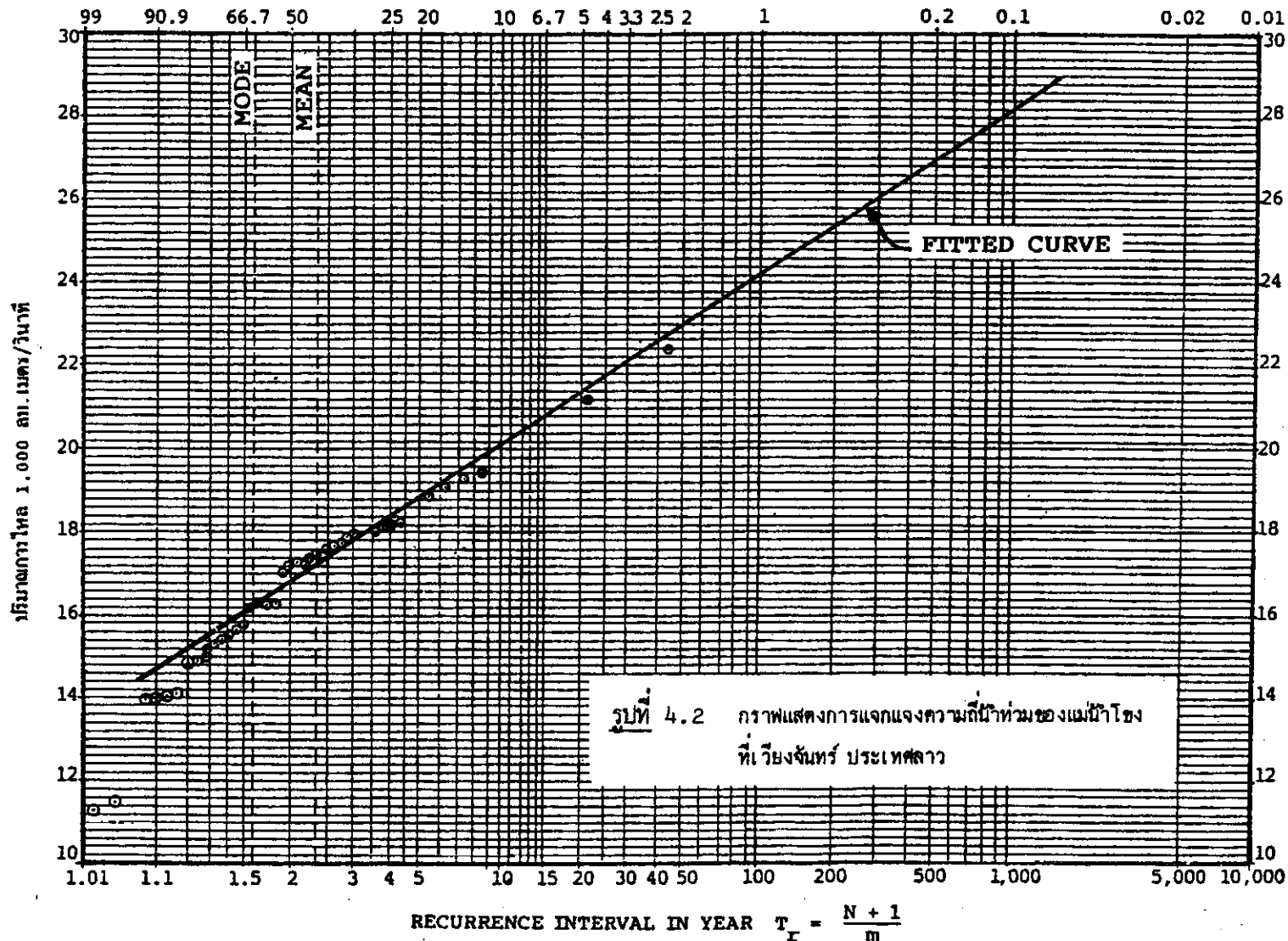
ฟังก์ชันการแจกแจงโอกาสความน่าจะเป็นของปริมาณน้ำท่วม ที่นิยมใช้กันโดยทั่วไป 3 ฟังก์ชัน คือ ฟังก์ชันกัมเบล ฟังก์ชัน Log normal 2 พารามิเตอร์ และ ฟังก์ชัน Log Pearson Type III รายละเอียดเกี่ยวกับฟังก์ชันทั้ง 3 นี้กล่าวไว้ในหัวข้อ 4.3

Sabur, M.A. (1982) ได้ทำการศึกษาเปรียบเทียบฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็น 4 แบบ คือ กัมเบล Log normal 2 พารามิเตอร์ Pearson Type III และ Log Pearson Type III กับข้อมูลน้ำท่วมในประเทศไทย และได้แนะนำให้ใช้ฟังก์ชันการแจกแจงของกัมเบล

ส่วนในประเทศสหรัฐอเมริกา U.S. Water Resources Council ได้ทำการศึกษาเพื่อหาฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็นของน้ำท่วมที่เหมาะสมที่สุด ผลปรากฏว่าสรุปให้แม่ชีตออกไปได้ยาก อย่างไรก็ตามคณะกรรมการดังกล่าวได้เสนอแนะให้ใช้ Log Pearson Type III ในการวิเคราะห์ โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับโครงการที่ต้องการความช่วยเหลือทางการเงินจากรัฐบาลกลาง

ส่วนในประเทศอังกฤษได้มีการศึกษาในทำนองเดียวกัน และสรุปว่าฟังก์ชันการแจกแจงแบบ General Extreme Value เหมาะสมกว่าแบบอื่น ๆ และในกรณีที่มีข้อมูลสั้น ฟังก์ชัน

PROBABILITY OF EXCEEDANCE IN PERCENT,  $100 \left( \frac{m}{N+1} \right)$



กัมเบลจะเหมาะที่สุด

เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบข้อสรุปต่าง ๆ จะเห็นได้ว่า สำหรับประเทศไทยซึ่งมีข้อมูลน้ำท่วมสั้น ฟังก์ชันที่มีพารามิเตอร์ 2 ตัว เช่น กัมเบล น่าจะดีกว่าฟังก์ชันที่มี 3 พารามิเตอร์ เช่น Log Pearson Type III ทั้งนี้เพราะการประเมินค่าสัมประสิทธิ์ความถี่ย่อยต้องการข้อมูลที่ยาวนานมาก ไม่น่ากว่า 90 ปี จึงจะให้ค่าที่เชื่อถือได้ ซึ่งจะเห็นได้ว่าไม่มีแม่น้ำใดในประเทศไทยที่มีข้อมูลยาวนานถึงขนาดนั้น

ฟังก์ชันการแจกแจงโอกาสความน่าจะเป็นและการประเมินค่าพารามิเตอร์ตามหลักทฤษฎีที่กล่าวไว้ในหัวข้อ 4.3 ก่อนข้างยุ่งยาก และการหา Inversed Function  $[F^{-1}(X)]$  เพื่อหาปริมาณน้ำท่วมที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ ทำได้ยุ่งยากมาก โดยเฉพาะ Log Pearson Type III วิธีดังกล่าวจึงเหมาะสำหรับผู้ที่มีความรู้ทางด้านสถิติและคณิตศาสตร์เป็นอย่างดี และต้องใช้คอมพิวเตอร์ช่วยในการคำนวณต่อไปจะพูดถึงสมการ Inversed Function ของกัมเบล Log normal 2 พารามิเตอร์ และ Log Pearson Type III ซึ่งตัวแปรแทนคือ  $x$  หรือ  $\ln x$  จะเป็นฟังก์ชันของค่าเฉลี่ย ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานและค่า Frequency Factor

(1) สมการกัมเบล

Cumulative Distribution Function ของกัมเบลคือ

$$F(X) = \exp \left[ - \exp \left( - \frac{(X - X_0)}{\alpha} \right) \right]$$

Inversed Function ของกัมเบลคือ

$$X = X_0 - \alpha \ln [ -\ln F(X) ] \dots\dots\dots (4.62)$$

$$F(X) = P(X \leq x_i)$$

$$F(X) = 1 - P(X \geq x_i)$$

$$F(X) = 1 - \frac{1}{Tr} \dots\dots\dots (4.63)$$

เมื่อ  $Tr$  = รอบปีการเกิดซ้ำ

$$X = X_0 - \alpha \ln \left[ - \ln \left( 1 - \frac{1}{Tr} \right) \right] \dots\dots\dots (4.64)$$

ถ้าประเมินพารามิเตอร์โดยวิธีโมเมนต์ จากสมการ (4.22) และ (4.23)

$$x_0 = \bar{X} - 0.45 S_X$$

และ  $\alpha = 0.7797 S_X$

แทนค่า  $x_0$  และ  $\alpha$  ลงในสมการ (4.64)

$$\begin{aligned} X &= \bar{X} - 0.45 S_X - 0.7797 S_X \ln \left[ - \ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \\ &= \bar{X} + \left[ - 0.45 - 0.7797 \ln \left[ - \ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \right] S_X \end{aligned}$$

ให้  $K_{T_R} = - 0.45 - 0.7797 \ln \left[ - \ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \dots\dots\dots (4.65)$

$$X = \bar{X} + K_{T_R} S_X \dots\dots\dots (4.66)$$

เมื่อ  $K_{T_R}$  คือค่า Gumbel Frequency Factor ซึ่งผันแปรไปตามค่า  $T_R$  ดังสมการ (4.65)

(2) Log normal 2 พารามิเตอร์

ถ้า  $X$  คือตัวแปรสุ่มที่มีการแจกแจงแบบ Log normal ซึ่งมีค่าเฉลี่ย

เท่ากับ  $\mu_{\ln X}$  และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ  $\sigma_{\ln X}$

ให้  $u = \frac{\ln X - \mu_{\ln X}}{\sigma_{\ln X}} \dots\dots\dots (4.67)$

$u$  จะมีการแจกแจงแบบ Normal ซึ่งมีค่าเฉลี่ยเท่ากับศูนย์ และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 1

$$u = F^{-1}(u) \dots\dots\dots (4.68)$$

ซึ่งจะหาได้จากตารางพื้นที่ใต้โค้งแจกแจงแบบ Normal (ตารางที่ 2.2) เมื่อทราบค่าความถี่

สัมพัทธ์สะสม  $F(u)$  และ  $F(u) = 1 - \frac{1}{T_R}$  แสดงว่า  $u$  จะแปรผันตามค่า  $T_R$  จึงสามารถ

เขียนสมการที่ (4.67) ใหม่ว่า

$$\ln X = \mu_{\ln X} + u_{T_R} \sigma_{\ln X}$$

ใช้ค่าเฉลี่ยและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานจากตัวอย่างแทน  $\mu_{\ln X}$  และ  $\sigma_{\ln X}$  จะได้ว่า

$$\ln X = \overline{\ln X} + u_{T_R} S_{\ln X} \dots\dots\dots (4.69)$$



เมื่อ

$$\overline{\ln X} = \text{ค่าเฉลี่ยของ } \ln X$$

$$S_{\ln X} = \text{ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของ } \ln X$$

$$U_{T_r} = \text{เรียกให้เหมือนกับว่า Normal Frequency Factor หรือค่า } z$$

(Standard Normal Variate) ตามที่กล่าวถึงในหัวข้อ 2.2

Abramowitz and Stegun (1965) ได้เสนอสูตรสำหรับการคำนวณค่า  $u_{T_r}$

(หรือค่า  $z$ ) โดยประมาณไว้ดังนี้

$$\text{ให้ } p = \frac{1}{T_r}$$

$$w = \left[ \ln\left(\frac{1}{2p}\right) \right]^{1/2} \quad (0 < p \leq 0.5)$$

$$u_{T_r} = w - \frac{2.515517 + 0.802853w + 0.010328w^2}{1 + 1.432788w + 0.189269w^2 + 0.001308w^3} \dots (4.70)$$

ถ้า  $p > 0.5$  ให้  $p = 1-p$  และค่า  $u_{T_r}$  ที่คำนวณได้จากสมการ (4.70)

จะมีค่าเป็นลบ

ค่า  $u_{T_r}$  ที่คำนวณตามวิธีดังกล่าวจะมีความผิดพลาดน้อยกว่า 0.00045

(3) Log Pearson Type III

ในทำนองเดียวกันกับสมการที่ (4.66) และ (4.69) Inversed Function ของ Log Pearson Type III คือ

$$\ln X = \overline{\ln X} + K_{T_r, G_{\ln X}} S_{\ln X} \dots (4.71)$$

เมื่อ  $K_{T_r, G_{\ln X}}$  คือค่า Frequency Factor ของ Log Pearson Type III

ซึ่งแปรผันตาม  $T_r$  และ  $G_{\ln X}$  ดังแสดงในตารางที่ 4.2 ถ้า  $G_{\ln X} = c$  ค่า  $K_{T_r} = z$

Kite (1977) เสนอสูตรสำหรับการคำนวณค่า  $K_{T_r, G_{\ln X}}$  ไว้ดังนี้

$$K_{T_r, G_{\ln X}} = z + (z^2 - 1)k + \frac{1}{3}(z^3 - 6z)k^2 - (z^2 - 1)k^3 + zk^4 + \frac{1}{3}k^5 \dots (4.72)$$

ตารางที่ 4.2 Frequency Factor ของ Log Pearson Type III

Skewness Coefficient (G)	รอบปีการเกิดซ้ำ (ปี)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	โอกาสความน่าจะเป็น (%)							
	50	20	10	4	2	1	0.5	0.1
3.0	- 0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970	7.250
2.5	- 0.360	0.518	1.250	2.282	3.048	3.845	4.652	6.600
2.2	- 0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444	6.200
2.0	- 0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	5.910
1.8	- 0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147	5.660
1.6	- 0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.338	3.990	5.390
1.4	- 0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828	5.110
1.2	- 0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	4.820
1.0	- 0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489	4.540
.9	- 0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401	4.395
.8	- 0.132	0.780	1.336	1.998	2.453	2.891	3.312	4.250
.7	- 0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223	4.105
.6	- 0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132	3.960
.5	- 0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041	3.815
.4	- 0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949	3.670
.3	- 0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	3.525
.2	- 0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	3.380
.1	- 0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670	3.235
0	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.090
- .1	0.017	0.836	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482	2.950
- .2	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388	2.810
- .3	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294	2.675
- .4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201	2.540
- .5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108	2.400
- .6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016	2.275
- .7	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926	2.150
- .8	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837	2.035
- .9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749	1.910
- 1.0	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664	1.800
- 1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501	1.625
- 1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351	1.465
- 1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216	1.280
- 1.8	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097	1.130
- 2.0	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995	1.000
- 2.2	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907	0.910
- 2.5	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800	0.802
- 3.0	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667	0.668

$$\text{เมื่อ } k = \frac{G_{\ln X}}{6}$$

#### 4.6.2 การประเมินค่าพารามิเตอร์ของฟังก์ชัน

การหาค่าพารามิเตอร์ของฟังก์ชันต่าง ๆ ทำได้ 2 วิธี คือ (1) วิธีโมเมนต์ และ (2) วิธี Maximum Likelihood วิธีแรกทำได้ง่ายกว่า ส่วนวิธีหลังเชื่อว่าดีกว่าในเชิงสถิติ แต่มีวิธีการที่ยุ่งยากซับซ้อนและต้องคำนวณตัวเลขมาก โดยเฉพาะฟังก์ชันที่มี 3 พารามิเตอร์ อย่างไรก็ตามในปัจจุบัน การใช้คอมพิวเตอร์เป็นไปอย่างแพร่หลาย วิธี Maximum Likelihood จึงเป็นที่นิยมมากขึ้น รายละเอียดวิธีการประเมินค่าพารามิเตอร์ของฟังก์ชันกัมเบล Log normal และ Log Pearson Type III ทั้งโดยวิธีโมเมนต์และ Maximum Likelihood ได้แสดงไว้แล้วในหัวข้อ 4.3

จำไว้ว่าในการประเมินพารามิเตอร์โดยวิธีโมเมนต์นั้น ค่าพารามิเตอร์จะอยู่ในรูปของค่าเฉลี่ย ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน สำหรับฟังก์ชันที่มีสองพารามิเตอร์ และเพิ่มสัมประสิทธิ์ความบิดเบี้ยว สำหรับฟังก์ชันที่มี 3 พารามิเตอร์

#### 4.6.3 การทดสอบความเหมาะสมของฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็น

(Goodness of Fit Test of Probability Distribution Function)

การทดสอบว่าฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็น และพารามิเตอร์ที่ประเมินเหมาะสมกับข้อมูลน้ำท่วมที่กำลังวิเคราะห์หรือไม่ มีวิธีที่นิยมใช้ 2 วิธี คือ วิธีการทดสอบแบบ Smirnov-Kolmogorov และวิธีการทดสอบแบบ Chi-Square

##### (1) วิธีการทดสอบแบบ Smirnov-Kolmogorov

วิธีนี้เป็นการทดสอบความแตกต่างระหว่างความถี่ของข้อมูลน้ำท่วม (Empirical Frequency) ที่คำนวณได้จากสูตร Plotting Position และค่าโอกาสความน่าจะเป็นของเหตุการณ์เดียวกันที่คำนวณได้จากฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็น (CDF) ที่เลือกไว้ ถ้าความแตกต่างที่มีค่ามากที่สุดมีค่าน้อยกว่าค่าวิกฤต ซึ่งกำหนดโดย Smirnov-Kolmogorov จะแสดงว่าฟังก์ชันที่เลือก และพารามิเตอร์ที่ประเมินเป็นที่ยอมรับได้ แต่ถ้าความแตกต่างมากที่สุดมี

ค่ามากกว่าค่าวิกฤตของ Smirnov-Kolmogorov แสดงว่าฟังก์ชันที่เลือกไม่เหมาะที่จะนำมาใช้อธิบายความน่าจะเป็นของการเกิดน้ำท่วม

สมมติให้  $F'(x)$  คือค่าความถี่ของข้อมูลน้ำท่วมที่คำนวณได้จากการเรียงข้อมูลน้ำท่วมจากน้อยไปหามาก ให้  $F(x)$  คือค่าความน่าจะเป็นของน้ำท่วมที่คำนวณได้จากฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็น และให้  $\Delta_{max}$  คือค่าความแตกต่างระหว่าง  $F'(x)$  และ  $F(x)$  ที่มีค่ามากที่สุด ซึ่งคำนวณได้จากสมการ

$$\Delta_{max} = \text{MAX} | F'(x) - F(x) | \dots\dots\dots (4.73)$$

ค่า  $\Delta_{max}$  อาจหาได้ง่ายและสะดวก โดยการพล็อตการแจกแจงความถี่ของข้อมูล (Empirical Frequency distribution) เทียบกับกราฟแจกแจงความน่าจะเป็น แล้วเลือกค่า  $\Delta_{max}$  จากกราฟ

กำหนดให้  $\Delta_{N,\alpha}$  คือค่าวิกฤตของ Smirnov-Kolmogorov ซึ่งขึ้นอยู่กับจำนวนข้อมูล (N) และระดับความสำคัญ (Significance Level,  $\alpha$ ) ค่า  $\Delta_{N,\alpha}$  จะหาได้จากตารางที่ 4.3  $\alpha$  ในตารางมีค่าอยู่ระหว่าง 1 ถึง 20 % แต่ปกติในการทดสอบจะใช้ค่า  $\alpha$  เท่ากับ 5 %

**เกณฑ์การทดสอบคือ**

(1) ถ้า  $\Delta_{max} < \Delta_{N,\alpha}$  แสดงว่าสมมติฐานที่ว่าข้อมูลน้ำท่วมมีการแจกแจงความน่าจะเป็นตามฟังก์ชันและพารามิเตอร์ที่เลือกเป็นที่ยอมรับได้ ที่ระดับความสำคัญ  $\alpha$

(2) ถ้า  $\Delta_{max} > \Delta_{N,\alpha}$  แสดงว่าสมมติฐานที่ว่าข้อมูลน้ำท่วมมีการแจกแจงความน่าจะเป็นตามฟังก์ชันและพารามิเตอร์ที่เลือก ไม่เป็นที่ยอมรับที่ระดับความสำคัญ  $\alpha$

**(2) วิธีการทดสอบแบบ Chi Square**

วิธีนี้จะทดสอบโดยการคำนวณค่า Chi Square จากข้อมูลและฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็นที่เลือก แล้วนำไปเปรียบเทียบกับค่า Chi Square วิกฤต โดยใช้เกณฑ์ในทำนองเดียวกับวิธีทดสอบแบบ Smirnov Kolmogorov

กำหนดให้  $\chi^2$  คือ Chi Square

$$\chi^2 = \sum_{j=1}^m \frac{(N_j - N.P_j)^2}{N.P_j} \dots\dots\dots (4.74)$$

ตารางที่ 4.3 ค่า  $\Delta$ วิกฤตของ Smirnov-Kolmogorov สำหรับใช้ทดสอบความเหมาะสมของทฤษฎีการแจกแจงความน่าจะเป็น (Yevjevich, V., 1972)

N	$\alpha$			
	0.20	0.10	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.30	0.34	0.40
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.20	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
N > 50	$\frac{1.07}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{N}}$

เมื่อ

$N_j$  = ค่าความถี่สัมบูรณ์ของการเกิดน้ำท่วมในชั้น (Class) ที่  $j$

$N$  = จำนวนข้อมูลน้ำท่วมทั้งหมด

$P_j$  = ความน่าจะเป็น (Probability) ของการเกิดน้ำท่วมในชั้นที่  $j$

$j$  = ชั้นที่  $j$  ของการแจกแจงข้อมูลออกเป็นชั้น

$m$  = จำนวนชั้นทั้งหมดของข้อมูล

การคำนวณค่า  $\chi^2$  มีขั้นตอนดังนี้

1. จัดแบ่งข้อมูลนำท่อมออกเป็นชั้น ๆ ซึ่งจำนวนชั้น (Class Intervals)

ของข้อมูลจะหาได้จากสมการ

$$m = 1 + 3.3 \log N$$

โดย  $m$  จะต้องเป็นเลขจำนวนเต็ม

2. หาความน่าจะเป็นที่นำท่อมที่จะเกิดจะตกอยู่ในชั้น  $j$  ( $P_j$ ) โดยสมมติให้ความน่าจะเป็นของแต่ละชั้นมีค่าเท่ากัน คือ

$$P_j = \frac{1}{m}$$

3. กำหนดหาขีดจำกัดชั้น (Class Limit) จากการแจกแจงความน่าจะเป็นของแต่ละชั้น

ยกตัวอย่าง

วิธีการกำหนดหาขีดจำกัดบนของชั้นที่ 1

$$P_1 = \frac{1}{m}$$

$$T_{r_1} = \frac{1}{1 - P_1}$$

$$X_1 = \bar{X} + K_{T_{r_1}} S_X$$

วิธีการกำหนดหาขีดจำกัดบนของชั้นที่ 2

$$\sum_{i=1}^2 P_i = \frac{2}{m}$$

$$T_{r_2} = \frac{1}{1 - \sum_{i=1}^2 P_i}$$

$$X_2 = \bar{X} + K_{T_{r_2}} S_X$$

วิธีการคำนวณหาซีค่าที่คำนวณของชั้นที่  $j$

$$\sum_{i=1}^j p_i = \frac{j}{m}$$

$$T_{rj} = \frac{1}{1 - \sum_{i=1}^j p_i}$$

$$x_j = \bar{X} + K_{T_{rj}} S_X$$

4. ้นค่าความถี่สมบูรณ์ของข้อมูลที่ตกลงในแต่ละชั้น

5. คำนวณหาค่า  $\chi^2$  จากสมการ (4.74)

กำหนดให้  $\chi_{v, \alpha}^2$  คือค่า  $\chi^2$ วิกฤต ซึ่งขึ้นอยู่กับ Degree of Freedom ( $v$ )

และระดับความสำคัญ  $\alpha$  ค่า Degree of Freedom จะคำนวณได้จากสูตร

$$v = \text{จำนวนชั้นทั้งหมด} - 1 - \text{จำนวนพารามิเตอร์ของฟังก์ชัน}$$

ค่า  $\chi_{v, \alpha}^2$  จะหาได้จากตารางที่ 2.5

เกณฑ์การทดสอบคือ

1. ถ้า  $\chi_{\text{คำนวณ}}^2 < \chi_{v, \alpha}^2$  แสดงว่าสมมติฐานที่ว่าข้อมูลนี้เข้าร่วมมีการแจกแจงความน่าจะเป็นตามฟังก์ชันและพารามิเตอร์ที่เลือก เป็นที่ยอมรับได้ ที่ระดับความสำคัญเท่ากับ  $\alpha$

2. ถ้า  $\chi_{\text{คำนวณ}}^2 > \chi_{v, \alpha}^2$  แสดงว่าสมมติฐานที่ว่าข้อมูลนี้เข้าร่วมมีการแจกแจงความน่าจะเป็นตามฟังก์ชันและพารามิเตอร์ที่เลือกไม่เป็นที่ยอมรับ ที่ระดับความสำคัญ  $\alpha$

ตัวอย่างที่ 4.2 จงทดสอบว่าฟังก์ชันการแจกแจงแบบกัมเบล เหมาะสมกับข้อมูลอนุกรมน้ำท่วมสูงสุดรายปี ของแม่น้ำโขง ซึ่งวัดที่เวียงจันทร์ ประเทศลาว ระหว่าง ปี พ.ศ. 2466 - 2508 หรือไม่ กำหนดว่าประเมินพารามิเตอร์ของกัมเบล โดยวิธีโมเมนต์ และทดสอบด้วย Smirnov-Kolmogorov Statistic ที่ระดับความสำคัญ 5 %

วิธีทำ

- (1) คำนวณหาค่า  $\bar{X}$  และ  $S_X$  จากข้อมูลในตารางที่ 4.1

$$\bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i = \frac{725,500}{43} = 16,827.093$$

$$S_X = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N X_i^2 - N\bar{X}^2}{N-1}} = \sqrt{\frac{12,471.45 \times 10^6 - 43(16,827.093)^2}{42}}$$

$$= 2343.91$$

- (2) คำนวณหาค่าพารามิเตอร์  $X_0$  และ  $\alpha$  ของฟังก์ชันกัมเบล

$$X_0 = \bar{X} - 0.45 S_X$$

$$= 16,827.093 - 0.45 (2343.91) = 15,817.33$$

$$\alpha = 0.7797 S_X$$

$$= 0.7797 (2343.91) = 1,827.55$$

- (3) หา CDF ของ X

$$F(X) = \exp \left[ - \exp \left[ - \frac{(X - 15,817.33)}{1,827.55} \right] \right]$$

- (4) จัดเรียงข้อมูล X จากน้อยไปมาก คำนวณหาค่า  $F'(X)$  และ  $F(X)$

ดังแสดงในตารางที่ 4.4

$$F'(X_n) = \frac{n}{N+1}$$

- (5) หา  $\Delta$  จากสูตร  $\Delta = |F'(X) - F(X)|$

(6)  $\Delta_{\max} = 12.5$

- (7) จากตารางที่ 4.3  $\Delta_{43, 5\%} = 0.206$  หรือ 20.6 %



ตารางที่ 4.4 การคำนวณเพื่อทดสอบว่าฟังก์ชันกัมเบลเหมาะสมกับอนุกรมน้ำท่วมสูงสุดรายปี ของ  
แม่น้ำโขง วัคที่เวียงจันทร์ ตามวิธีของ Smirnov-Kolmogorov

ลำดับที่ n	ปริมาณน้ำท่วม สูงสุดรายปี x	F'(X) %	F(X) %	$\Delta =  F'(X) - F(X) $
1	11300	2.273	0.0007	2.27
2	11500	4.545	0.002	4.54
3	14000	6.817	6.7	0.12
4	14000	9.091	6.7	2.36
5	14000	11.364	6.7	4.66
6	14100	13.643	7.7	5.94
7	14800	15.924	17.5	1.58
8	14900	18.182	19.2	1.02
9	14900	20.450	19.2	1.25
10	15200	22.727	24.6	1.87
11	15400	25.000	28.5	3.5
12	15500	27.248	30.4	3.15
13	15600	29.586	32.4	2.81
14	15700	31.847	34.4	2.55
15	15800	34.130	36.4	2.27
16	15800	36.364	36.4	0.04
17	16200	38.610	44.4	5.79
18	16300	40.984	46.4	5.42
19	16300	43.103	46.4	3.30
20	16300	45.455	46.4	0.95
21	17000	47.619	59.2	11.58
22	17200	50.000	62.5	12.5*
23	17300	52.356	64.1	11.74
24	17300	54.645	64.1	9.46
25	17500	56.818	67.2	10.38
26	17600	59.880	68.6	8.72
27	17700	61.350	70.0	8.65
28	17700	63.694	70.0	6.31
29	17900	65.789	72.6	6.81
30	18000	68.493	73.9	5.41
31	18000	70.423	73.9	3.48
32	18100	72.460	75.1	2.64
33	18200	75.190	76.2	1.01
34	18300	77.520	77.3	0.22
35	18300	79.370	77.3	2.07
36	18900	81.970	83.1	1.13
37	19100	84.030	84.7	0.67
38	19300	86.210	86.2	0.1
39	19400	88.500	86.9	1.6
40	20200	90.910	91.3	0.4
41	20500	93.460	92.6	0.86
42	21200	95.240	94.9	0.34
43	22900	98.040	97.9	0.14

(8)  $\Delta_{\max} < \Delta_{45, 5\%}$  แสดงว่าฟังก์ชันการแจกแจงแบบกัมเบลซึ่งมี  $x_0 = 15,817.33$  และ  $\alpha = 1,827.55$  มีความเหมาะสมกับอนุกรมน้ำท่วมสูงสุดรายปีของแม่น้ำโขง ซึ่งวัดที่เวียงจันทน์ ที่ระดับความสำคัญ 5 %

#### 4.7 การคำนวณหาปริมาณน้ำท่วมที่รอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการ

(Calculation of Flood Magnitude of a Given Return Period)

หลังจากที่เลือกฟังก์ชันการแจกแจงที่เหมาะสมกับข้อมูลน้ำท่วมได้แล้ว การคำนวณหาปริมาณน้ำท่วมที่มีรอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการจะทำได้ง่ายมาก โดยใช้ Inversed Function ตามที่กล่าวถึงในหัวข้อ 4.6.1

กัมเบล 
$$X = x_0 - \alpha \ln \left[ - \ln \left( 1 - \frac{1}{T_r} \right) \right]$$

Log normal 2 
$$\ln X = \overline{\ln X} + u_{T_r} S_{\ln X}$$

Log Pearson 3 
$$\ln X = \overline{\ln X} + K_{T_r} G_{\ln X} S_{\ln X}$$

ตัวอย่างที่ 4.3 จงคำนวณหาขนาดน้ำท่วมในรอบ 100 ปี ของแม่น้ำโขง ที่เวียงจันทน์ โดยใช้ฟังก์ชันการแจกแจงกัมเบลที่ได้ในตัวอย่างที่ 4.2

วิธีทำ จากตัวอย่างที่ 4.2  $\bar{X} = 16,872.093$

$$S_X = 2343.91$$

$$K_{100} = -0.45 - 0.7797 \ln \left[ - \ln \left( 1 - \frac{1}{T_r} \right) \right]$$

$$T_r = 100 \text{ ปี}$$

$$K_{100} = -0.45 - 0.7797 \ln \left[ - \ln \left( 1 - \frac{1}{100} \right) \right]$$

$$= 3.1367$$

$$X_{100} = \bar{X} + K_{100} S_X$$

$$= 16,872.093 + 3.1367 (2343.91)$$

$$= 24,179 \text{ ม}^3/\text{วินาที}$$

ตัวอย่างที่ 4.4 จงคำนวณหาขนาดน้ำท่วมในรอบ 100 ปี ของแม่น้ำโขง ที่เวียงจันทร์ โดยใช้  
ฟังก์ชัน Log normal 2 พารามิเตอร์ และ Log Pearson Type III

วิธีทำ

$$\overline{\ln X} = 9.7233$$

$$S_{\ln X} = 0.1435$$

$$G_{\ln X} = -0.5487$$

Log normal 2 พารามิเตอร์

$$\text{จากตารางที่ 2.2 } u_{100 \text{ ปี}} = u_{1 - \frac{1}{100}} = u_{0.99} = 2.327$$

$$\ln X_{100} = \overline{\ln X} + u_{0.99} S_{\ln X}$$

$$= 9.7233 + 2.327 (0.1435) = 10.0572$$

$$X_{100} = 23,324 \text{ ม}^3/\text{วินาที}$$

Log Pearson Type III

$$\text{จากตารางที่ 4.2 } K_{100, -0.5487} = 1.9185$$

$$\ln X_{100} = 9.7233 + 1.9185 (0.1435) = 9.9986$$

$$X_{100} = 21,996 \text{ ม}^3/\text{วินาที}$$

#### 4.8 การหา Confidence Limits ของปริมาณน้ำท่วมที่รอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการ

(Determining Confidence Limits on Flood Magnitude of a Given Return Period)

การประเมินค่าปริมาณน้ำท่วมที่มีรอบปีการเกิดซ้ำสูง ๆ อาจผิดพลาดได้ เนื่องจากการเลือกฟังก์ชันการแจกแจงที่ไม่เหมาะสม หรือ ถึงแม้ว่าจะเลือกฟังก์ชันการแจกแจงได้ถูกต้อง ก็อาจมีข้อผิดพลาดในการประเมินค่าพารามิเตอร์เนื่องจากมีข้อมูลน้อยเกินไป จึงควรมีการหา Confidence Limits ของน้ำท่วมที่ประเมินไว้ เพื่อให้รู้ว่าขนาดน้ำท่วมที่รอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการที่

ประเมินได้มีโอกาสจะแปรผันไปได้มากน้อยแค่ไหนในช่วงความมั่นใจที่กำหนดไว้ ปกติยิ่งรอบปีการเกิดซ้ำยิ่งสูง Confidence Limits จะยิ่งกว้างขึ้น

Confidence Limits จะขึ้นอยู่กับทั้งขั้นตอนการแจกแจงและพารามิเตอร์ที่ใช้ในการ

ประเมินค่า  $X_{T_r}$

ถ้าให้  $X_{T_r}$  คือขนาดน้ำท่วมที่มีรอบปีการเกิดซ้ำ  $T_r$  เป็นตัวแปรแรนด้อมตัวหนึ่ง

Standardized  $X_{T_r}$  Variate ( $X_{T_r}^*$ ) จะมีการแจกแจงโอกาสความน่าจะเป็นแบบ

Student's t ซึ่งมี Degree of Freedom เท่ากับ  $(N-1)$

$$X_{T_r}^* = \frac{X_{T_r} - \mu_{X_{T_r}}}{\sigma_{X_{T_r}}} \dots\dots\dots (4.75)$$

เมื่อ  $\mu_{X_{T_r}}$  คือค่าเฉลี่ยของ  $X_{T_r}$

$\sigma_{X_{T_r}}$  คือค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของ  $X_{T_r}$

Confidence Limits ของ  $X_{T_r}$  จะคำนวณหาได้จากสูตร

$$X_{T_r, 1-\alpha} = \mu_{X_{T_r}} \pm t_{1-\frac{\alpha}{2}, N-1} \sigma_{X_{T_r}} \dots\dots\dots (4.76)$$

เมื่อ  $X_{T_r, 1-\alpha}$  คือ Confidence Limits ของ  $X_{T_r}$  ในช่วง Confidence Interval เท่ากับ  $(1 - \alpha)$

$t_{1-\frac{\alpha}{2}, N-1}$  คือ Student's t ซึ่งมี Confidence Interval เท่ากับ  $(1 - \alpha)$  และมี Degree of Freedom เท่ากับ  $(N-1)$

ซึ่งหาได้จากตารางที่ 4.5

$\sigma_{X_{T_r}}$  ปกติจะนิยมเรียกว่า Standard Error ของการประเมินค่า  $X_{T_r}$

ถ้า Confidence Limits  $X_{T_r, 1-\alpha}$  มี 2 ค่าคือ Upper Confidence Limit

$(X_{T_r, 1-\alpha}^U)$  และ Lower Confidence Limit  $(X_{T_r, 1-\alpha}^L)$  เมื่อ

$$X_{T_r, 1-\alpha}^U = \mu_{X_{T_r}} + t_{1-\frac{\alpha}{2}, N-1} \sigma_{X_{T_r}} \dots\dots\dots (4.76a)$$

$$X_{T_r, 1-\alpha}^L = \mu_{X_{T_r}} - t_{\frac{\alpha}{2}, N-1} \sigma_{X_{T_r}} \dots\dots\dots (4.76b)$$

และ  $t_{\frac{\alpha}{2}} = - t_{1-\frac{\alpha}{2}}$

ทฤษฎี 4.5 Student's t Statistic

CUMULATIVE STUDENT'S t DISTRIBUTION\*

$$F(t) = \int_{-\infty}^t \frac{\Gamma\left(\frac{n+1}{2}\right)}{\Gamma(n/2)\sqrt{\pi n} \left(1 + \frac{x^2}{n}\right)^{\frac{(n+1)N^2}{2}}} dx$$

$n \backslash F$	.75	.90	.95	.975	.99	.995	.9995
1	1.000	3.078	6.314	12.706	31.821	63.657	636.619
2	.816	1.886	2.920	4.303	6.965	9.925	31.598
3	.765	1.638	2.353	3.182	4.541	5.841	12.941
4	.741	1.533	2.132	2.776	3.747	4.604	8.610
5	.727	1.476	2.015	2.571	3.365	4.032	6.859
6	.718	1.440	1.943	2.447	3.143	3.707	5.959
7	.711	1.415	1.895	2.365	2.998	3.499	5.405
8	.706	1.397	1.860	2.306	2.896	3.355	5.041
9	.703	1.383	1.833	2.262	2.821	3.250	4.781
10	.700	1.372	1.812	2.228	2.764	3.169	4.587
11	.697	1.363	1.796	2.201	2.718	3.106	4.437
12	.695	1.356	1.782	2.179	2.681	3.055	4.318
13	.694	1.350	1.771	2.160	2.650	3.012	4.221
14	.692	1.345	1.761	2.145	2.624	2.977	4.140
15	.691	1.341	1.753	2.131	2.602	2.947	4.073
16	.690	1.337	1.746	2.120	2.583	2.921	4.015
17	.689	1.333	1.740	2.110	2.567	2.898	3.965
18	.688	1.330	1.734	2.101	2.552	2.878	3.922
19	.688	1.328	1.729	2.093	2.539	2.861	3.883
20	.687	1.325	1.725	2.086	2.528	2.845	3.850
21	.686	1.323	1.721	2.080	2.518	2.831	3.819
22	.686	1.321	1.717	2.074	2.508	2.819	3.792
23	.685	1.319	1.714	2.069	2.500	2.807	3.767
24	.685	1.318	1.711	2.064	2.492	2.797	3.745
25	.684	1.316	1.708	2.060	2.485	2.787	3.725
26	.684	1.315	1.706	2.056	2.479	2.779	3.707
27	.684	1.314	1.703	2.052	2.473	2.771	3.690
28	.683	1.313	1.701	2.048	2.467	2.763	3.674
29	.683	1.311	1.699	2.045	2.462	2.756	3.659
30	.683	1.310	1.697	2.042	2.457	2.750	3.646
40	.681	1.303	1.684	2.021	2.423	2.704	3.551
60	.679	1.296	1.671	2.000	2.390	2.660	3.460
120	.677	1.289	1.658	1.980	2.358	2.617	3.373
$\infty$	.674	1.282	1.645	1.960	2.326	2.576	3.291

4.8.1 Confidence Limits ของ  $X_{Tr}$  ที่คำนวณจากการแจกแจงแบบกัมเบล

สำหรับการแจกแจงแบบกัมเบล

$$X_{Tr} = \bar{X} + K_{Tr} S_X$$

เมื่อ  $K_{Tr}$  คือ กัมเบล Frequency Factor ซึ่งแปรผันตามค่า  $T_r$

$$\mu_{X_{Tr}} = E(X_{Tr}) = E(\bar{X}) + K_{Tr} E(S_X)$$

$$E(X_{Tr}) = \mu_X + K_{Tr} \sigma_X \dots\dots\dots (4.77)$$

$$\sigma_{X_{Tr}}^2 = VAR(X_{Tr}) = VAR(\bar{X} + K_{Tr} S_X)$$

$$= VAR(\bar{X}) + K_{Tr}^2 VAR(S_X) + 2K_{Tr} COV(\bar{X}, S_X) \dots\dots\dots (4.78)$$

เมื่อ VAR คือ แวเรียนซ์

COV คือ โคแวนเรียนซ์ (Covariance)

$$VAR(\bar{X}) = \frac{\sigma_X^2}{N} \dots\dots\dots (4.79)$$

$$VAR(S_X) = \frac{\mu_{4X} - \sigma_X^4}{4 N \sigma_X^2} = \left(\frac{K_X - 1}{4N}\right) \sigma_X^2 \dots\dots\dots (4.80)$$

สำหรับการแจกแจงแบบกัมเบล  $\mu_{4X} = 5.4 \sigma_X^4$

$$VAR(S_X) = \frac{1.1 \sigma_X^2}{N} \dots\dots\dots (4.81)$$

$$COV(\bar{X}, S_X) = \frac{\mu_{3X}}{2N\sigma_X} = \frac{\gamma_X \sigma_X^2}{2N} \dots\dots\dots (4.82)$$

สำหรับการแจกแจงแบบกัมเบล  $\gamma_X = 1.14$

$$COV(\bar{X}, S_X) = \frac{0.57 \sigma_X^2}{N} \dots\dots\dots (4.83)$$

แทนค่า  $VAR(\bar{X})$ ,  $VAR(S_X)$  และ  $COV(\bar{X}, S_X)$  ลงในสมการ (4.78)

$$\begin{aligned} \sigma_{X_{Tr}}^2 &= \frac{\sigma_X^2}{N} + K_{Tr}^2 \frac{1.1\sigma_X^2}{N} + 2 K_{Tr} \frac{0.57\sigma_X^2}{N} \\ &= \frac{\sigma_X^2}{N} (1 + 1.14 K_{Tr} + 1.1 K_{Tr}^2) \dots\dots\dots (4.84) \end{aligned}$$

แทนค่า  $\mu_{X_{Tr}}$  และ  $\sigma_{X_{Tr}}^2$  ลงในสมการ (4.76)

$$X_{Tr, 1-\alpha} = (\mu_X + K_{Tr} \sigma_X) \pm t_{1-\frac{\alpha}{2}, N-1} \left[ \frac{\sigma_X}{\sqrt{N}} (1 + 1.14 K_{Tr} + 1.1 K_{Tr}^2)^{\frac{1}{2}} \right]$$

หรือ  $X_{Tr, 1-\alpha} = \bar{X} + K_{Tr} S_X \pm t_{1-\frac{\alpha}{2}, N-1} \left[ \frac{S_X}{\sqrt{N}} (1 + 1.14 K_{Tr} + 1.1 K_{Tr}^2)^{\frac{1}{2}} \right]$  ..... (4.85)

Upper และ Lower Confidence Limits จะหาได้จากสมการ

$$X_{Tr, 1-\alpha}^U = \bar{X} + K_{Tr} S_X + t_{1-\frac{\alpha}{2}, N-1} \left[ \frac{S_X}{\sqrt{N}} (1 + 1.14 K_{Tr} + 1.1 K_{Tr}^2)^{1/2} \right] \dots (4.85a)$$

$$X_{Tr, 1-\alpha}^L = \bar{X} + K_{Tr} S_X - t_{1-\frac{\alpha}{2}, N-1} \left[ \frac{S_X}{\sqrt{N}} (1 + 1.14 K_{Tr} + 1.1 K_{Tr}^2)^{1/2} \right] \dots (4.85b)$$

4.8.2 Confidence Limits ของ  $X_{Tr}$  ที่คำนวณจากการแจกแจงแบบ Log normal

Inversed Function ของ Log normal 2 พารามิเตอร์

$$\ln X_{Tr} = \overline{\ln X} + \mu_{Tr} S_{\ln X}$$

$$\mu_{\ln X_{Tr}} = E(\ln X_{Tr})$$

$$= E(\overline{\ln X}) + \mu_{Tr} E(S_{\ln X})$$

$$= \mu_{\ln X} + \mu_{Tr} \sigma_{\ln X} \dots\dots\dots (4.86)$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\ln X_{T_r}}^2 &= \text{VAR} (\ln X_{T_r}) \\
 &= \text{VAR} (\overline{\ln X} + u_{T_r} S_{\ln X}) \\
 &= \text{VAR} (\overline{\ln X}) + u_{T_r}^2 \text{VAR} (S_{\ln X}) + 2u_{T_r} \\
 &\quad \text{COV} (\overline{\ln X}, S_{\ln X}) \dots\dots\dots (4.87)
 \end{aligned}$$

สำหรับ Log normal

$$\gamma_{\ln X} = 0 \text{ ซึ่งมีผลทำให้ } \text{COV} (\overline{\ln X}, S_{\ln X}) = 0$$

และ  $K_{\ln X}$  (เคอร์โตซิส) = 3

$$\begin{aligned}
 \text{VAR} (S_{\ln X}) &= \frac{\sigma_{\ln X}^2}{2N} \\
 \text{VAR} (\overline{\ln X}) &= \frac{\sigma_{\ln X}^2}{N}
 \end{aligned}$$

สมการที่ (4.87) จะเขียนได้ใหม่ว่า

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\ln X_{T_r}}^2 &= \frac{\sigma_{\ln X}^2}{N} + u_{T_r}^2 \frac{\sigma_{\ln X}^2}{2N} \\
 \sigma_{\ln X_{T_r}} &= \frac{\sigma_{\ln X}}{\sqrt{N}} \left[ 1 + \frac{u_{T_r}^2}{2} \right]^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (4.88)
 \end{aligned}$$

Confidence Limits ของ  $\ln X_{T_r}$  คือ

$$\begin{aligned}
 \ln X_{T_r, 1-\alpha} &= (\mu_{\ln X} + u_{T_r} \sigma_{\ln X}) \pm t_{1-\frac{\alpha}{2}, N-1} \\
 &\quad \frac{\sigma_{\ln X}}{\sqrt{N}} \left( 1 + \frac{u_{T_r}^2}{2} \right)^{\frac{1}{2}}
 \end{aligned}$$

หรือ

$$\ln X_{T_r, 1-\alpha} = (\overline{\ln X} + u_{T_r} S_{\ln X}) \pm t_{1-\frac{\alpha}{2}, N-1} \frac{S_{\ln X}}{\sqrt{N}} \left( 1 + \frac{u_{T_r}^2}{2} \right)^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (4.89)$$



Upper และ Lower Confidence Limits จะหาได้จากสมการ

$$\ln X_{T_r, 1-\alpha}^U = (\overline{\ln X} + u_{T_r} S_{\ln X}) + t_{1-\frac{\alpha}{2}, N-1} \frac{S_{\ln X}}{\sqrt{N}} \left(1 + \frac{u_{T_r}^2}{2}\right)^{1/2} \dots (4.89a)$$

$$\ln X_{T_r, 1-\alpha}^L = (\overline{\ln X} + u_{T_r} S_{\ln X}) - t_{1-\frac{\alpha}{2}, N-1} \frac{S_{\ln X}}{\sqrt{N}} \left(1 + \frac{u_{T_r}^2}{2}\right)^{1/2} \dots (4.89b)$$

4.8.3 Confidence Limits ของ  $X_{T_r}$  ที่คำนวณจากการแจกแจงแบบ Log Pearson Type III

สำหรับ Log Pearson Type III จะไม่สามารถหาสมการคำนวณค่า Confidence Limits ให้โดยตรงเหมือนกับเบเดลและ Lognormal อย่างไรก็ตาม US. Water Resources Council (1976) ให้เสนอตารางค่า  $\frac{K_C}{K_{T_r, G_{\ln X}}}$  สำหรับการคำนวณค่า Confidence Limits จากสมการ

$$\ln X_{T_r, 1-\alpha} = (\overline{\ln X} + K_{T_r, G_{\ln X}} S_{\ln X}) + K_{T_r, G_{\ln X}} \left(\frac{K_C}{K_{T_r, G_{\ln X}}} - 1\right) S_{\ln X} \quad (4.89)$$

อัตราส่วน  $\frac{K_C}{K_{T_r, G_{\ln X}}}$  จะหาได้จากตารางที่ 4.6 เมื่อทราบ Significance Level ( $\alpha$ ) จำนวนข้อมูล (N) และโอกาสความน่าจะเป็นแบบมากกว่าของ  $X_{T_r}$  หรือ  $\frac{1}{T_r}$

สำหรับ Upper Confidence Limit ( $\ln X_{T_r, 1-\alpha}^U$ ) ค่า  $\frac{K_C}{K_{T_r, G_{\ln X}}}$

คือค่าที่ Level of Significance เท่ากับ  $\frac{\alpha}{2}$  และสำหรับ Lower Confidence Limit

( $\ln X_{T_r, 1-\alpha}^L$ ) ค่า  $\frac{K_C}{K_{T_r, G_{\ln X}}}$  คือค่าที่ Level of Significance เท่ากับ  $1 - \frac{\alpha}{2}$

ตารางที่ 4.6 อัตราส่วน  $\frac{K_c}{K_{T_r, G, \ln X}}$  สำหรับการคำนวณ Confidence Limits ของ  $X_{T_r}$  ที่คำนวณจากฟังก์ชัน Log Pearson Type III ซึ่งมี ส.ป.ส. ความบิดเบี้ยว  $\pm 0.5$  (US. Water Resources Council, 1976)

Level of Significance*	Sample Size N	อัตราส่วน $K_c / K_{T_r, G, \ln X}$ สำหรับโอกาสความน่าจะเป็นแบบมากกว่าที่กำหนดไว้								
		.001	.005	.010	.020	.050	.100	.200	.400	
.01	10	2.14	2.16	2.18	2.21	2.27	2.38	2.67	5.01	
	15	1.78	1.80	1.82	1.84	1.89	1.97	2.19	3.98	
	20	1.62	1.64	1.65	1.67	1.71	1.78	1.96	3.46	
	25	1.52	1.54	1.55	1.56	1.60	1.66	1.82	3.14	
	30	1.46	1.47	1.48	1.50	1.53	1.58	1.73	2.92	
	40	1.38	1.39	1.40	1.41	1.44	1.48	1.61	2.62	
	50	1.33	1.34	1.34	1.35	1.38	1.42	1.53	2.44	
	70	1.26	1.27	1.28	1.29	1.31	1.34	1.43	2.20	
	100	1.21	1.22	1.22	1.23	1.25	1.28	1.36	1.98	
	.05	10	1.68	1.70	1.71	1.73	1.77	1.84	2.02	3.55
15		1.49	1.50	1.51	1.53	1.56	1.61	1.76	2.96	
20		1.40	1.41	1.42	1.43	1.46	1.50	1.63	2.65	
30		1.30	1.31	1.32	1.33	1.35	1.39	1.49	2.31	
40		1.25	1.26	1.26	1.27	1.29	1.32	1.41	2.12	
50		1.22	1.23	1.23	1.24	1.26	1.28	1.36	1.99	
70		1.18	1.18	1.19	1.20	1.21	1.23	1.30	1.84	
100		1.15	1.15	1.15	1.16	1.17	1.19	1.25	1.69	
.10		10	1.50	1.51	1.52	1.53	1.56	1.61	1.75	2.90
		15	1.36	1.37	1.38	1.39	1.42	1.46	1.57	2.48
	20	1.30	1.31	1.31	1.32	1.34	1.38	1.47	2.26	
	25	1.26	1.26	1.27	1.28	1.30	1.33	1.41	2.11	
	30	1.23	1.23	1.24	1.25	1.26	1.29	1.37	2.00	
	40	1.19	1.20	1.20	1.21	1.22	1.25	1.31	1.86	
	50	1.17	1.17	1.18	1.18	1.19	1.22	1.28	1.76	
	70	1.14	1.14	1.14	1.15	1.16	1.18	1.23	1.65	
	100	1.11	1.12	1.12	1.12	1.13	1.15	1.19	1.54	
	.25	10	1.25	1.25	1.26	1.26	1.28	1.30	1.37	1.95
15		1.18	1.19	1.19	1.20	1.21	1.23	1.29	1.76	
20		1.15	1.16	1.16	1.16	1.17	1.19	1.24	1.65	
25		1.13	1.14	1.14	1.14	1.15	1.17	1.21	1.57	
30		1.12	1.12	1.12	1.13	1.14	1.15	1.19	1.52	
40		1.10	1.10	1.10	1.11	1.11	1.13	1.16	1.45	
50		1.09	1.09	1.09	1.09	1.10	1.11	1.14	1.40	
70		1.07	1.07	1.08	1.08	1.08	1.09	1.12	1.34	
100		1.06	1.06	1.06	1.06	1.07	1.08	1.09	1.29	

ตารางที่ 4.6 (ต่อ)

Level of Significance*	Sample Size	อัตราส่วน $K_c/K_T$ สำหรับโอกาสความน่าจะเป็นแบบมากกว่าที่กำหนดให้							
		$r=0$	$r=.05$	$r=.10$	$r=.15$	$r=.20$	$r=.25$	$r=.30$	$r=.35$
.75	10	.87	.87	.86	.86	.84	.81	.74	.16
	15	.89	.89	.88	.88	.86	.84	.79	.31
	20	.90	.90	.90	.89	.88	.86	.81	.41
	25	.91	.91	.91	.90	.89	.87	.83	.47
	30	.92	.92	.91	.91	.90	.88	.84	.51
	40	.93	.93	.92	.92	.91	.90	.86	.58
	50	.93	.93	.93	.93	.92	.91	.88	.62
	70	.94	.94	.94	.94	.93	.92	.89	.68
	100	.95	.95	.95	.95	.94	.93	.91	.73
	.90	10	.76	.75	.74	.72	.70	.65	.51
15		.80	.79	.79	.78	.76	.72	.62	-.26
20		.82	.81	.80	.79	.77	.74	.64	-.14
25		.83	.83	.82	.81	.79	.76	.68	-.02
30		.85	.84	.83	.83	.81	.78	.70	.07
40		.86	.86	.85	.85	.83	.81	.74	.20
50		.88	.87	.87	.86	.85	.83	.76	.28
70		.89	.89	.89	.88	.87	.85	.80	.40
100		.91	.91	.90	.90	.89	.87	.83	.50
.95		10	.70	.68	.67	.66	.62	.56	.38
	15	.74	.73	.72	.71	.68	.63	.48	-.71
	20	.77	.76	.75	.74	.71	.67	.55	-.47
	25	.79	.78	.77	.76	.74	.70	.59	-.31
	30	.81	.80	.79	.78	.76	.72	.62	-.19
	40	.83	.82	.81	.81	.79	.76	.67	-.03
	50	.84	.84	.83	.82	.81	.78	.70	.07
	70	.86	.86	.86	.85	.84	.81	.75	.22
	100	.89	.88	.88	.87	.86	.84	.79	.35
	.99	10	.60	.58	.56	.54	.49	.40	.13
15		.65	.64	.63	.61	.57	.49	.28	-1.49
20		.69	.68	.67	.65	.61	.55	.37	-1.12
25		.72	.70	.69	.68	.65	.59	.43	-.88
30		.74	.72	.72	.70	.67	.62	.48	-.70
40		.77	.76	.75	.74	.71	.66	.54	-.47
50		.79	.78	.77	.76	.74	.70	.58	-.27
70		.82	.81	.80	.79	.77	.74	.65	-.10
100		.84	.84	.83	.82	.81	.78	.70	.08

\* โอกาสที่ต่ำกว่าจริงจะมากกว่า

ตัวอย่างที่ 4.5 จงคำนวณหา Confidence Limits ของขนาดน้ำท่วมในรอบ 100 ปี ของแม่น้ำโขง ที่เวียงจันทร์ ซึ่งคำนวณจากฟังก์ชันกัมเบล Lognormal และ Log Pearson Type III ตามที่แสดงไว้ในตัวอย่างที่ 4.3 และ 4.4 โดยกำหนดให้ Confidence Interval เท่ากับ 95 %

วิธีทำ (1) Confidence Limits ของ  $X_{100}$  ซึ่งคำนวณจากฟังก์ชันกัมเบล

$$X_{100, 1-\alpha} = X_{100} \pm t_{1-\frac{\alpha}{2}, N-1} \left[ \frac{S_x}{\sqrt{N}} (1 + 1.14 K_{T_r} + 1.1 K_{T_r}^2)^{\frac{1}{2}} \right]$$

จากตัวอย่างที่ 4.3

$$X_{100} = 24,179 \quad \text{ม}^3/\text{วินาที}$$

$$N = 43 ; 1 - \frac{\alpha}{2} = 1 - \frac{0.05}{2} = 0.975$$

$$t_{.975, 42} = 2.0189$$

$$S_x = 2343.91$$

$$K_{100} = 3.1367$$

$$X_{100, 0.95}^U = 24,179 + 2.0189 \left[ \frac{2343.91}{\sqrt{43}} (1 + 1.14 \times 3.1367 + 1.1 (3.1367)^2)^{\frac{1}{2}} \right]$$

$$= 24,179 + 2831$$

$$= 27,010 \quad \text{ม}^3/\text{วินาที}$$

$$X_{100, 0.95}^L = 24,179 - 2.0189 \left[ \frac{2343.91}{\sqrt{43}} (1 + 1.14 \times 3.1367 + 1.1 (3.1367)^2)^{\frac{1}{2}} \right]$$

$$= 24,179 - 2831$$

$$= 21,348$$

$$= 21,348 \quad \text{ม}^3/\text{วินาที}$$

(2) หาค่า Confidence Limits ของ  $X_{100}$  ซึ่งคำนวณจากฟังก์ชัน LogNormal

$$\ln X_{100, 1-\alpha} = \ln X_{100} \pm t_{1-\frac{\alpha}{2}, N-1} \frac{S_{\ln X}}{\sqrt{N}} \left( 1 + \frac{u_{100}^2}{2} \right)^{\frac{1}{2}}$$

จากตัวอย่างที่ 4.4

$$\ln X_{100} = 10.0572$$

$$S_{\ln X} = 0.1435$$

$$u_{100} = u_{1 - \frac{1}{100}} = u_{0.99} = 2.327$$

$$N = 43$$

$$t_{0.975, 42} = -t_{0.025, 42} = 2.0189$$

$$\begin{aligned} \ln X_{100, 0.95}^U &= 10.0572 + 2.0189 \left[ \frac{0.1435}{\sqrt{43}} \left( 1 + \frac{(2.327)^2}{2} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \\ &= 10.0572 + 0.0851 = 10.1423 \end{aligned}$$

$$X_{100, 0.95}^U = 25,395 \quad \text{ม}^3/\text{วินาที}$$

$$\begin{aligned} \ln X_{100, 0.95}^L &= 10.0572 - 2.0189 \left[ \frac{0.1435}{\sqrt{43}} \left( 1 + \frac{(2.327)^2}{2} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \\ &= 10.0572 - 0.0851 = 9.9721 \end{aligned}$$

$$X_{100, 0.95}^L = 21,420 \quad \text{ม}^3/\text{วินาที}$$

(3) หาค่า Confidence Limits ของ  $X_{100}$  ซึ่งคำนวณจากฟังก์ชัน Log Pearson

Type III

$$\ln X_{100, 1-\alpha} = \ln X_{100} + K_{100, G_{\ln X}} \left[ \left( \frac{K_c}{K_{100, G_{\ln X}}} \right) - 1 \right] S_{\ln X}$$

จากตัวอย่างที่ 4.4

$$S_{\ln x} = 0.1435$$

$$G_{\ln x} = -0.5487$$

$$\ln x_{100} = 9.9986$$

$$K_{100, -0.5487} = 1.9185$$

จากตารางที่ 4.6

$$N = 43$$

$$T_R = 100 \text{ ปี หรือ โอกาสความน่าจะเป็นแบบมากกว่า} = \frac{1}{100} = 0.01$$

$$\alpha = 0.05$$

ที่ Level of Significance = 0.025

$$\left( \frac{K_C}{K_{100, G_{\ln x}}} \right)^U = 1.3329$$

$$\begin{aligned} \ln x_{100, 0.95}^U &= 9.9986 + 1.9185 (1.3329 - 1) 0.1435 \\ &= 10.0902 \end{aligned}$$

$$x_{100, 0.95}^U = 24,107 \text{ ม}^3/\text{วินาที}$$

ที่ Level of Significance = 0.975

$$\left( \frac{K_C}{K_{100, G_{\ln x}}} \right)^L = 0.7785$$

$$\begin{aligned} \ln x_{100, 0.95}^L &= 9.9986 + 1.9185 (0.7785 - 1) 0.1435 \\ &= 9.9986 - 0.0610 = 9.9376 \end{aligned}$$

$$x_{100, 0.95}^L = 20,694 \text{ ม}^3/\text{วินาที}$$

#### 4.9 การวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วมทั้งลุ่มน้ำ (Regional Flood Frequency Analysis)

วิธีการวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วมตามที่กล่าวมาแล้วไว้ได้เฉพาะกรณีที่มีข้อมูลน้ำท่วมตรงจุดที่ต้องการ และข้อมูลที่มีระยะเวลาพอสมควร ผลการวิเคราะห์ความถี่จึงจะเชื่อถือได้ ปกติควรมีข้อมูลยาวประมาณครึ่งหนึ่งของรอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการ เช่น ในการหาขนาดน้ำท่วมในรอบ 100 ปี ควรใช้ข้อมูล 50 ปี (Mitreja, K.N. 1986) กรณีที่ไม่มีข้อมูลหรือข้อมูลมีระยะเวลาสั้นเกินไป ควรใช้วิธีการวิเคราะห์ความถี่ทั้งลุ่มน้ำซึ่งจะกล่าวถึงในที่นี้

การวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วมทั้งลุ่มน้ำ เป็นความพยายามที่จะสร้างกราฟการแจกแจงความถี่น้ำท่วม ซึ่งสามารถนำไปใช้หาขนาดปริมาณน้ำท่วมที่จุดต่าง ๆ ในลุ่มน้ำได้ ในการวิเคราะห์ต้องการข้อมูลต่าง ๆ ดังต่อไปนี้คือ

(1) ข้อมูลน้ำท่วมของสถานีทุกสถานีในลุ่มน้ำ ทั้งในแม่น้ำสายใหญ่ แม่น้ำสาขา และแม่น้ำใกล้เคียง ซึ่งมีคุณสมบัติทางอุทกวิทยาคล้ายคลึงกับจุดที่ต้องการ และมีข้อมูลยาวนานกว่า 10 ปี

(2) แผนที่ภูมิประเทศของลุ่มน้ำ เพื่อใช้หาขนาดพื้นที่ระบายน้ำของสถานีที่มีข้อมูล

การวิเคราะห์มีขั้นตอนดังต่อไปนี้ คือ

(1) วิเคราะห์ความถี่น้ำท่วมของแต่ละสถานี ( $X_{T_r}$  vs.  $T_r$ )

(2) คำนวณหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดรายปีเฉลี่ย ( $X_M$ ) จากข้อมูลของแต่ละสถานี

(3) หาอัตราส่วน  $\frac{X_{T_r}}{X_M}$  ที่รอบปีต่างๆของแต่ละสถานี อัตราส่วน  $\frac{X_{T_r}}{X_M}$  ที่  $T_r$

ต่าง ๆ จะไม่แตกต่างกันมากนักสำหรับแต่ละสถานี

(4) คำนวณหาค่า  $\frac{X_{T_r}}{X_M}$  เฉลี่ย ที่  $T_r$  ต่าง ๆ แล้วนำไปพล็อตกราฟแจกแจง

ความถี่ ซึ่งจะถือว่าเป็นตัวแทนของทั้งลุ่มน้ำ

(5) วิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่าง  $X_M$  และพื้นที่ลุ่มน้ำ A ตามหลักการวิเคราะห์แบบรีเกรชัน ซึ่งปกติ  $X_M$  และ A จะมีความสัมพันธ์ดังสมการ

$$X_M = aA^b \dots\dots\dots (4.91)$$

เมื่อ  $a$  และ  $b$  คือค่าสัมประสิทธิ์เรกเรชันของสมการ

จากผลการวิเคราะห์ตามขั้นตอนดังกล่าว จะสามารถคำนวณหาขนาดน้ำท่วมที่จุดที่ต้องการได้ดังนี้.-

- (1) หาขนาดพื้นที่ระบายน้ำของจุดที่ต้องการ สมมติเท่ากับ  $A_1$
- (2) หาค่าปริมาณน้ำสูงสุดรายปีเฉลี่ยจากสมการ  $X_M = aA^b$
- (3) หาค่า  $\frac{X_{T_r}}{X_M}$  ที่รอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการ จากกราฟการแจกแจงความถี่

น้ำท่วมทั้งลุ่มน้ำ

- (4) คำนวณหา  $X_{T_r}$  โดยการเอา  $\frac{X_{T_r}}{X_M}$  จาก (3) คูณด้วย  $X_M$  จาก (2)

- (5) นำ  $X_{T_r}$  และ  $T_r$  ไปพล็อตกราฟ จะได้กราฟการแจกแจงความถี่น้ำท่วม ณ จุดที่ต้องการ

ตัวอย่างที่ 4.6 ลำน้ำ ก ข ค และ ง อยู่ในบริเวณที่มีลักษณะทางอุทกวิทยาคล้ายคลึงกัน ซึ่งมีขนาดพื้นที่ลุ่มน้ำและข้อมูลสถิติอื่น ๆ เกี่ยวกับขนาดน้ำท่วมสูงสุด ทั้งแสดงในตารางที่ 4.7 จงทำการวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วมซึ่งเป็นตัวแทนของลุ่มน้ำดังกล่าว

ตารางที่ 4.7 ข้อมูลของลำน้ำ ก ข ค และ ง (วีระพล, 2530)

ข้อมูล	ลำน้ำ ก	ลำน้ำ ข	ลำน้ำ ค	ลำน้ำ ง
ช่วงปีที่มีข้อมูล	2507-2527	2510-2522	2506-2524	2508-2524
จำนวนปีของข้อมูล	21	13	19	17
พื้นที่ลุ่มน้ำ (กม <sup>2</sup> ), A	703	4090	1036	1861
$\bar{X}$ ม <sup>3</sup> /วินาที	132.50	681.38	290.8	322.94
$S_X$ ม <sup>3</sup> /วินาที	93.45	484.03	205.48	170.25



วิธีทำ

- (1) คำนวณหา  $X_{T_r}$  ของลำน้ำ ก ข ค และ ง โดยใช้ฟังก์ชันการแจกแจงแบบกัมเบล ทั้งแสดงในตารางที่ 4.8
- (2) คำนวณหา  $\frac{X_{T_r}}{\bar{X}}$  และ  $\frac{X_{T_r}}{\bar{X}}$  เฉลี่ย ทั้งแสดงในตารางที่ 4.9
- (3) พล็อต  $\frac{X_{T_r}}{\bar{X}}$  เฉลี่ย กับ  $T_r$  ในกระดาษกราฟกัมเบล ทั้งแสดงในรูปที่ 4.3

ตารางที่ 4.8  $X_{T_r}$  ของลำน้ำ ก ข ค และ ง ที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ

รอบปีการเกิดซ้ำเฉลี่ย	ขนาดน้ำท่วม ( $X_{T_r}$ ), อุทกาศกเมตรต่อวินาที			
	ลำน้ำ ก.	ลำน้ำ ข.	ลำน้ำ ค.	ลำน้ำ ง.
2	117.16	601.95	257.08	295.00
5	199.78	1029.86	438.74	445.52
10	254.48	1313.18	559.02	545.17
25	323.59	1671.15	710.98	671.09
50	374.87	1936.72	823.72	764.50
100	425.76	2200.32	935.63	857.22
200	476.47	2462.96	1047.13	949.60
500	543.37	2809.46	1194.23	1071.48
1000	593.93	3071.34	1305.41	1163.60
10000	761.77	3940.64	1674.45	1469.37

ตารางที่ 4.9 อัตราส่วนระหว่าง  $\frac{X_{T_r}}{\bar{X}}$  ของลำน้ำ ก ข ค และ ง และ  $\frac{X_{T_r}}{\bar{X}}$  เฉลี่ย

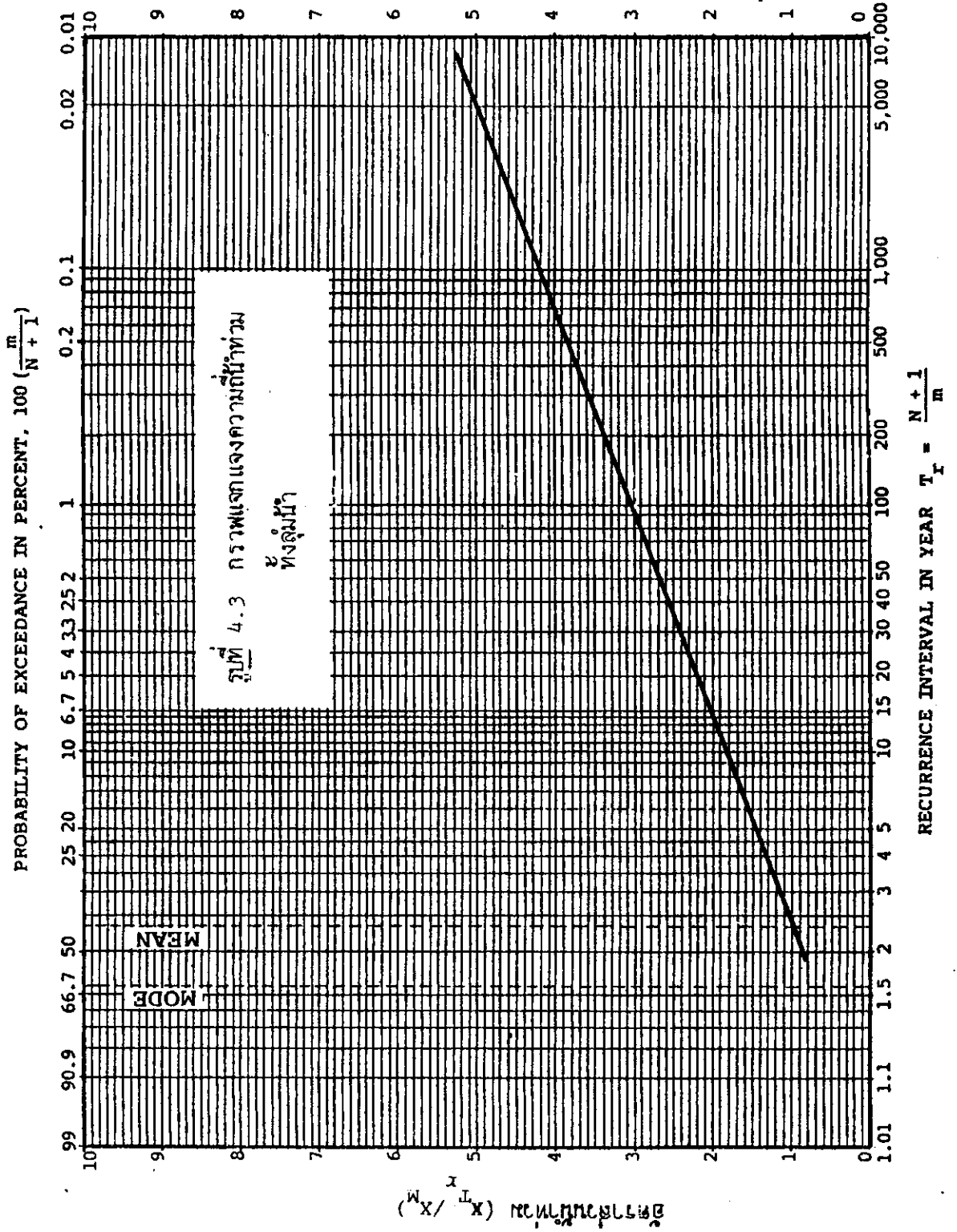
รอบปีการเกิดซ้ำเฉลี่ย ( $T_r$ )	อัตราส่วนน้ำท่วม ( $X_{T_r} / \bar{X}$ )				
	ลำน้ำ ก	ลำน้ำ ข	ลำน้ำ ค	ลำน้ำ ง	เฉลี่ย
2	0.884	0.883	0.884	0.913	0.891
5	1.508	1.511	1.509	1.380	1.477
10	1.921	1.927	1.922	1.688	1.865
25	2.442	2.453	2.445	2.078	2.355
50	2.829	2.842	2.833	2.367	2.718
100	3.213	3.229	3.217	2.654	3.078
200	3.596	3.615	3.601	2.940	3.438
500	4.101	4.123	4.107	3.318	3.912
1000	4.482	4.507	4.489	3.603	4.271
10000	5.749	5.783	5.758	4.550	5.460

(4) วิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่าง  $X$  และ  $A$  โดยวิธีเกรซัน ซึ่งได้

$$\bar{X} = 0.67077 A^{0.83351}$$

สมมติว่าลำน้ำ จ ซึ่งอยู่ในบริเวณใกล้เคียง มีพื้นที่ 2,500 กม<sup>2</sup> แต่ไม่เคยมีการวัดข้อมูลน้ำท่วมไว้ จงคำนวณหาขนาดน้ำท่วมในรอบ-100 ปี ของลำน้ำ จ

$$\begin{aligned} \bar{X}_j &= 0.67077 (2500)^{0.83351} \\ &= 455.8 \text{ ม}^3/\text{วินาที} \end{aligned}$$



จากรูปที่ 4.3

$$\frac{X_{100}}{\bar{X}} = 3.078$$

$$X_{100} = 3.078 (455.8)$$

ขนาดน้ำท่วมในรอบ 100 ปี ของลำน้ำ จ = 1403 ม<sup>3</sup>/วินาที

#### 4.10 เกณฑ์การออกแบบน้ำท่วม (Design Flood Criteria)

ขนาดน้ำท่วมที่ใช้ในการออกแบบอาคารชลศาสตร์ จะแตกต่างกันไปตามความสำคัญและขนาดของอาคาร การปฏิบัติในแต่ละห้องที่และแต่ละหน่วยงาน ซึ่งพอจะนำมาสรุปได้ ดังในตารางที่ 4.10

ตารางที่ 4.10 เกณฑ์การออกแบบน้ำท่วม

ชนิดอาคาร	รอบปีการเกิดซ้ำ		
	อเมริกา	อินเดีย	ไทย
เขื่อนกักเก็บน้ำขนาดใหญ่และขนาดกลาง	PMF	PMF	PMF
เขื่อนกักเก็บน้ำขนาดเล็ก	≥ 100	100	-
เขื่อนทดน้ำ	50 - 100	100	100
ฝายทดน้ำ	-	50 - 100	-
ปริมาณสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม	-	25	-
เขื่อนป้องกันน้ำท่วม	100 - 200	-	-
Coffer Dams	5 - 25	-	25
อาคารส่งน้ำชลประทานที่สำคัญ	50	50 - 100	-
อาคารระบายน้ำขนาดเล็ก	5 - 50	-	15 - 20

4.11 การคำนวณความเสี่ยงของน้ำท่วม (Calculation of Flood Risk)

ในการออกแบบอาคารทางชลศาสตร์ ผู้ออกแบบจะต้องตั้งคำถามถามตัวเองว่าอาคารนี้ใหญ่เกินความจำเป็นหรือไม่ หรือเล็กเกินไปจนเกรงว่าอาคารจะระบายน้ำไม่ทัน และพังลงมาหรือไม่ จุดที่เหมาะสมคืออาคารจะต้องไม่ใหญ่เกินไป เพราะจะทำให้ต้องเสียค่าลงทุนก่อสร้างแพงขึ้น แต่ก็ต้องไม่เล็กเกินไปจนเกิดความเสี่ยงต่อการระบายน้ำไม่ทันและเกิดการพังทลาย ความเสี่ยง (Risk) ที่ว่าจะสามารถคำนวณหาได้เมื่อทราบการแจกแจงความน่าจะเป็นของน้ำท่วม (Flood Probability Distribution)

ถ้าให้ R คือความเสี่ยง

$$R = 1 - P(X \leq x_d)^T \dots\dots\dots (4.92)$$

เมื่อ  $P(X \leq x_d) =$  โอกาสความน่าจะเป็นที่ขนาดน้ำท่วม (X) จะมีขนาดเล็กกว่า หรือเท่ากับขนาดอาคารที่ออกแบบไว้ ( $x_d$ )

T = ระยะเวลาที่พิจารณา

$$P(X \leq x_d) = 1 - \frac{1}{T_r}$$

จะเขียนสมการที่ 4.92 ใหม่ว่า

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^T \dots\dots\dots (4.93)$$

ตัวอย่างที่ 4.7 ในการออกแบบอุโมงค์ผันน้ำ (Diversion Tunnel) สำหรับ Cofferdam ให้เลือกใช้ขนาดน้ำท่วมที่มีรอบปีการเกิดซ้ำ 25 ปี จงคำนวณหาความเสี่ยงที่อุโมงค์ผันน้ำจะระบายน้ำได้ไม่ทัน ถ้าระยะเวลาก่อสร้างเขื่อนคือ 5 ปี

$$\begin{aligned} R &= 1 - \left(1 - \frac{1}{25}\right)^5 \\ &= 0.18 \end{aligned}$$

แสดงว่ามีโอกาส 18 % ที่อุโมงค์ผันน้ำจะระบายน้ำไม่ทันในระยะเวลา 5 ปี

ตัวอย่างที่ 4.8 ในการออกแบบอุโมงค์หินน้ำสำหรับ Cofferdam ของเขื่อนแห่งหนึ่ง ซึ่งคาดว่า จะสร้างเสร็จใน 4 ปี ถ้าต้องการให้ความเสี่ยงไม่เกิน 4 % จะต้องออกแบบขนาดน้ำท่วมที่มีรอบปี การเกิดซ้ำเท่าใด

$$\begin{aligned} \frac{4}{100} &= 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^4 \\ T_r &= \frac{1}{1 - (1 - 0.04)^{1/4}} \\ &= 98 \text{ ปี} \end{aligned}$$

#### 4.12 เอกสารอ้างอิง

1. วีระพล เต็มสมบัติ 2530. เอกสารประกอบการสอนวิชา วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต. ภาควิชาทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
2. Abramowitz, M. and Stegun (1965), Handbook of Mathematical Functions, Dover, New York.
3. Edwards, A.L. (1976), An Introduction to Linear Regression and Correlation, W.H. Freeman and Company, San Francisco.
4. Kite, G.W. (1977), Frequency and Risk Analysis in Hydrology, Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado.
5. Morel-Seytoux, H.J. (1983), Class Handouts for CE 522: Engineering Hydrology, Department of Civil Engineering Colorado State University, Colorado.
6. Mutreja, K.N. (1986), Applied Hydrology, Tata McGraw-Hill Publishing Company Ltd., New Delhi.
7. Sabur, M.A. (1982), Regional Flood Frequency Analysis of Thailand, AIT Thesis No. WA-82-19, Bangkok.

8. Salas, J.D. and R.A. Smith (1981), Computer Programs of Probability Distribution Functions in Hydrology, Colorado State University, Colorado.
9. US. Water Resources Council (1976), Guidelines for Determining Flood Flow Frequency, Bulletin No. 17 of The Hydrology Committee.
10. Yevjevich, V. (1972), Probability and Statistics in Hydrology, 2<sup>nd</sup> Edition, Water Resources Publications, USA.

#### 4.13 แบบฝึกหัด

(1) อนุกรมข้อมูลน้ำท่วมสูงสุดรายปีของแม่น้ำแห่งหนึ่งมีค่าดังแสดงในตารางที่

ปี	Q cms	ปี	Q cms	ปี	Q cms	ปี	Q cms
2500	475	2510	436	2520	791	2530	43
01	1447	11	973	21	326	31	80
02	720	12	852	22	536	32	180
03	1132	13	949	23	677	33	4000
04	628	14	574	24	249	34	1500
05	643	15	648	25	388	35	800
06	591	16	667	26	1062	36	750
07	469	17	139	27	1292	37	2100
08	585	18	535	28	1352		
09	500	19	695	29	80		

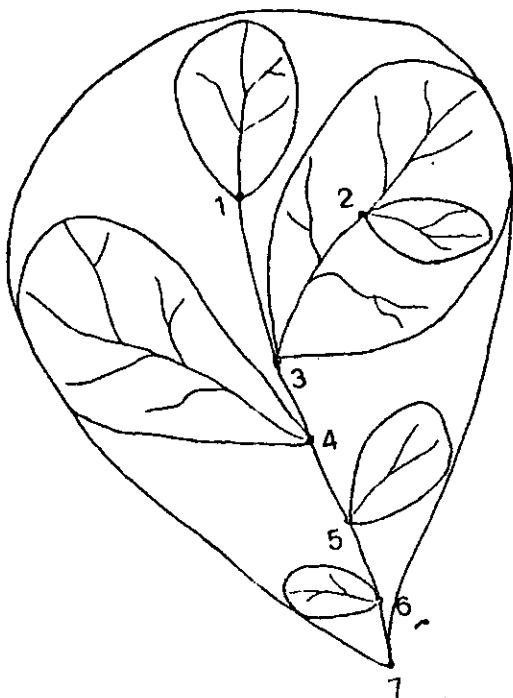
ถ้าสมมติว่าข้อมูลดังกล่าวมีการแจกแจงแบบ Gumbel จงหาปริมาณน้ำท่วมที่  
รอบปีการเกิดซ้ำ 100 ปี และ Confidence Limits ของ  $Q_{100}$  ที่  
Significant Level 5 %

(2) ข้อมูลน้ำท่าสูงสุดรายปีของลำน้ำแห่งหนึ่งปรากฏอยู่ในตาราง

พ.ศ.	Q(cms.)	พ.ศ.	Q(cms.)	พ.ศ.	Q(cms.)
2501	700	2511	500	2521	800
02	1,000	12	400	22	700
03	600	13	2,000	23	1,400
04	900	14	1,200	24	800
05	1,500	15	1,700	25	1,100
06	2,000	16	2,500	26	3,000
07	800	17	900	27	1,000
08	400	18	1,600	28	700
09	1,300	19	1,500	29	600
10	2,500	20	3,500	30	1,200

จงคำนวณหาขนาดน้ำท่าท่วมสูงสุดในรอบ 100 ปี โดยวิธี Log-Pearson Type III

(3) จงวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วมที่ลุ่มน้ำ สำหรับลุ่มน้ำซึ่งมีข้อมูลดังต่อไปนี้



ลุ่มน้ำ	พื้นที่ (กม <sup>2</sup> )
1	10
2	9
3	30
4	20
5	8
6	7
7	120

และจงหากราฟการแจกแจงความถี่น้ำท่วมของลุ่มน้ำที่ 2

(4) จงหา Confidence Limits ของน้ำท่วมในรอบ 50 ปี ของลุ่มน้ำที่ 7



## ปริมาณการไหลสูงสุดประจำปี (ลบ.เมตร/วินาที)

พ.ศ.	ลุ่มน้ำ			
	1	3	4	7
2511	-	-	-	650
2512	-	-	-	300
2513	-	-	-	480
2514	-	-	-	310
2515	-	-	-	210
2516	-	-	-	780
2513	-	-	-	900
2518	-	300	250	1,000
2519	-	315	210	100
2520	-	105	240	105
2521	115	90	150	500
2522	70	215	105	600
2523	89	275	98	700
2524	90	198	70	800
2525	15	195	198	650
2526	20	220	170	780
2527	70	270	190	384
2528	60	180	115	410
2529	75	250	150	312
2530	55	240	170	299
2531	80	298	230	500
2532	75	170	150	700
2533	30	190	160	800
2534	45	220	180	1000
2535	90	250	190	1050

## บทที่ 5

### การออกแบบทางอุทกวิทยา

(Hydrologic Design)

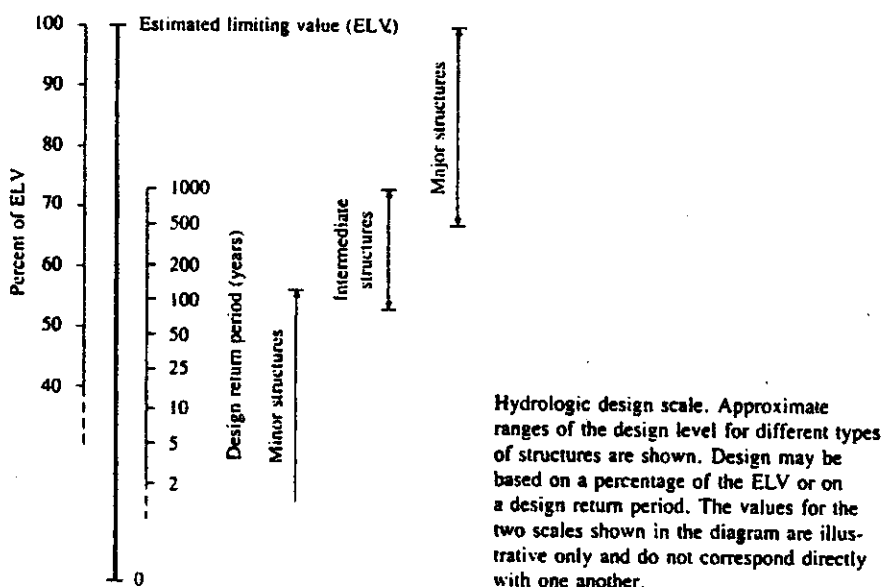
การออกแบบทางอุทกวิทยาคือ ขบวนการในการประเมินผลกระทบของเหตุการณ์ทางอุทกวิทยาที่มีต่อระบบแหล่งน้ำ และการเลือกค่าของตัวแปรที่สำคัญของระบบเพื่อการออกแบบ เพื่อให้ระบบแหล่งน้ำนั้นทำหน้าที่ได้ตามที่ต้องการ การออกแบบทางอุทกวิทยามีประโยชน์ต่อการวางแผนในการสร้างอาคารแหล่งน้ำแห่งใหม่ เช่น คันดินควบคุมน้ำท่วม (Flood Control Levee) หรือต่อการพัฒนาโปรแกรมการจัดการแหล่งน้ำที่มีอยู่ให้สามารถควบคุมได้ดียิ่งขึ้น เช่น การจัดทำแผนที่เขตน้ำท่วม (Flood Plain Map) เพื่อการจำกัดการก่อสร้างใกล้เขตแม่น้ำ การออกแบบระบบแหล่งน้ำมีองค์ประกอบอื่น ๆ ที่เกี่ยวข้องอีกเป็นจำนวนมาก นอกเหนือจากองค์ประกอบทางอุทกวิทยา เช่น ความเป็นอยู่ของชน (Public Welfare) และความปลอดภัย เศรษฐกิจ ความสวยงาม กฎหมาย และองค์ประกอบทางด้านวิศวกรรมอื่น ๆ เช่น ฐานรากและโครงสร้าง ถึงแม้ว่าสิ่งที่นักอุทกวิทยาหองเข้าไปเกี่ยวข้องด้วยคืออัตราปริมาณน้ำที่ไหลผ่านระบบ แต่นักอุทกวิทยาก็จะต้องคำนึงถึงองค์ประกอบอื่น ๆ ที่กล่าวถึงและวิธีการปฏิบัติการทางอุทกวิทยา (Hydrologic Operation) ที่อาจมีผลกระทบต่อองค์ประกอบนั้น ตามแนวความคิดที่กล่าวมานี้จะเห็นได้ว่า การออกแบบทางอุทกวิทยาเป็นเรื่องที่กว้างขวางกว่าการวิเคราะห์ทางอุทกวิทยา

#### 5.1 มาตราส่วนการออกแบบทางอุทกวิทยา (Hydrologic Design Scale)

จุดมุ่งหมายของการวางแผนและการจัดการทรัพยากรน้ำแบ่งออกได้เป็น 2 ประการ ประการแรกคือการควบคุมน้ำ (Water Control) เช่น การระบายน้ำ การควบคุมน้ำท่วม การลดมลภาวะพิษ (Pollution Abatement) ควบคุมแมลง ควบคุมตะกอนและควบคุมเกลือ ประการที่ 2 คือ การใช้น้ำและการจัดการ (Water Use and Management) เช่น การอุปโภค-บริโภค และอุตสาหกรรม การชลประทาน การผลิตกระแสไฟฟ้า การพักผ่อนหย่อนใจ การพัฒนาแหล่งปลาและสัตว์ป่า การควบคุมคุณภาพน้ำในช่วงแล้ง (Low-Flow Augmentation for Water Quality Management) และการจัดการคันน้ำ ในทั้งสองจุดมุ่งหมายงานของนักอุทกวิทยาจะเหมือนกันคือ เพื่อหาปริมาณ

การไหลของน้ำเข้าแหล่งน้ำ เพื่อระบาย (Route) ปริมาณน้ำนั้นผ่านระบบแหล่งน้ำและเพื่อตรวจสอบผลว่าเป็นที่น่าพอใจหรือไม่ ข้อแตกต่างของทั้งสองกรณีคือ การออกแบบการควบคุมน้ำมักที่จะเกี่ยวข้องกับเหตุการณ์รุนแรง (Extreme Events) ที่เกิดในช่วงเวลาสั้น ๆ เช่น ปริมาณการไหลสูงสุดในช่วงน้ำท่วม หรือปริมาณการไหลต่ำสุดที่เกิดในช่วง ไม้กี่วันในช่วงแล้ง ขณะที่การใช้น้ำจะเกี่ยวกับกราฟปริมาณการไหลของน้ำ (Flow Hydrograph) ตลอดปี

มาตรฐานการออกแบบทางอุทกวิทยาหรือช่วงค่าของตัวแปรออกแบบ (Design Variable) เช่น ปริมาณการไหลออกแบบซึ่งผู้ออกแบบจะต้องเลือกค่าจากช่วงนี้เพื่อหาปริมาณการไหลของน้ำเข้าระบบ (ดูรูปที่ 5.1) องค์ประกอบที่สำคัญที่สุดในการเลือกค่าออกแบบของตัวแปรคือค่าใช้จ่ายและความปลอดภัย เช่น จะแพงเกินไปหากจะออกแบบอาคารขนาดเล็ก เช่น ท่อลอดโดยใช้ปริมาณการไหลสูงสุดที่มีค่าสูงมาก ๆ หรือ ถ้าออกแบบอาคารสำคัญ ๆ เช่น ทางระบายน้ำล้นของเขื่อนขนาดใหญ่ โดยใช้ขนาดน้ำท่วมที่มีขนาดเล็กซึ่งอาจยังผลให้เกิดความเสียหายอย่างหนัก เช่น กรณีเขื่อนพัง ค่าที่เหมาะสมสำหรับการออกแบบคือ ค่าที่ได้จากการพิจารณาค่าใช้จ่ายเทียบกับความปลอดภัย



รูปที่ 5.1 มาตรฐานการออกแบบทางอุทกวิทยา

### 5.1.1 ขีดจำกัดประเมิน (Estimated Limiting Value)

ขีดจำกัดบนในทางปฏิบัติของมาตรการส่วนการออกแบบทางอุทกวิทยามีค่าจำกัด เนื่องจากวงจรรูทกวิทยาของโลกเป็นระบบปิด ดังจะเห็นได้ว่าปริมาณน้ำทั้งหมดในโลกมีค่าคงที่ นักอุทกวิทยาบางคนคิดว่าไม่มีขีดจำกัดบน แต่เป็นเรื่องที่เป็นไปไม่ได้ในทางกายภาพ ดังเช่นที่กล่าวมาแล้ว ส่วนขีดจำกัดล่างของมาตรการส่วนการออกแบบส่วนใหญ่มีค่าเป็นศูนย์ เนื่องจากค่าของตัวแปรออกแบบจะไม่เป็นลบ ถึงแม้ว่าปกติจะไม่รู้ขีดจำกัดบนที่แท้จริง แต่สามารถจะประเมินได้ ขีดจำกัดประเมิน (ELV) หมายถึงค่าสูงสุดที่เป็นไปได้ของเหตุการณ์ทางอุทกวิทยา ณ ที่ใดที่หนึ่ง ซึ่งหาได้จากข้อมูลทางอุทกวิทยาที่ดีที่สุดที่มีอยู่ ช่วงความไม่แน่นอน (Range of Uncertainty) ของ ELV ขึ้นอยู่กับความเชื่อถือได้ของข้อมูลความรู้ทางอุทกวิทยา และความถูกต้องของการวิเคราะห์ ค่าประเมินจะใกล้เคียงขีดจำกัดบนจริงมากขึ้นถ้ามีข้อมูล ความรู้และวิธีการวิเคราะห์ที่ดีขึ้นซึ่งจะทำให้ช่วงความไม่แน่นอนลดลงหลายครั้งหลายคราที่เหตุการณ์ทางอุทกวิทยาที่เกิดขึ้นมีค่าเกินกว่าขีดจำกัดบนที่ประเมินไว้ก่อนหน้านี้

แนวความคิดของขีดจำกัดบนประเมิน (ELV) เกี่ยวพันถึงฝนสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Precipitation, PMP) และน้ำท่วมสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Flood, PMF) ซึ่งเป็นที่รู้จักกันดี World Meteorological Organization (1983) ให้นิยามฝนสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ว่าหมายถึงปริมาณฝนที่มีค่าเข้าใกล้ขีดจำกัดบนทางกายภาพสำหรับช่วงเวลาที่กำหนดของลุ่มน้ำที่กำหนดให้ จากสถิติทั่วโลก PMP อาจมีรอบปีการเกิดซ้ำนานถึง 500,000,000 ปี ซึ่งมีค่าแฟคเตอร์ความถี่ (Frequency Factor) โดยประมาณเท่ากับ 15 อย่างไรก็ตามรอบปีการเกิดซ้ำของ PMP จะแตกต่างกันไปตามสภาพทางภูมิศาสตร์ บางคนอาจกำหนดรอบปีการเกิดซ้ำของ PMP หรือ PMF เพียง 10,000 ปี เท่านั้น แต่ข้อสรุปดังกล่าวไม่มีพื้นฐานทางกายภาพเลย

### 5.1.2 ขีดจำกัดจากพื้นฐานของความน่าจะเป็น (Probability-Based Limits)

ค่า ELV ถูกใช้ในลักษณะ Deterministic เนื่องจากไม่รู้ค่าความน่าจะเป็นของ ELV วิธีการที่มาจากพื้นฐานความน่าจะเป็น หรือความถี่ใช้กันมากในช่วงกำลังมาของมาตรการส่วนการออกแบบ ขนาดความรุนแรงของเหตุการณ์ทางอุทกวิทยาที่ระดับนี้จะมีค่าน้อยลงปกติอยู่ในช่วง หรือใกล้ ๆ ช่วงความถี่ของเหตุการณ์ที่เคยเกิดขึ้น ซึ่งทำให้สามารถประเมิน

โอกาสความน่าจะเป็นของเหตุการณ์ได้ ถ้ามีข้อมูลทางอุทกวิทยาวานานพอสำหรับการวิเคราะห์ทางอุทกวิทยาตามทฤษฎี วิธีการตามหลักของความน่าจะเป็นน่าจะดีกว่าวิธีการแบบ Deterministic สามารถหาระดับการออกแบบที่เหมาะสมได้อย่างสมเหตุผลเช่น การวิเคราะห์ Hydroeconomic and Risk ซึ่งจะกล่าวถึงในหัวข้อ 5.2

สำหรับเขตชุมชนที่มีคนอยู่อย่างหนาแน่น ถ้าเขื่อนพังจะยังผลให้เกิดการสูญเสียชีวิตและทรัพย์สินอย่างหนัก การออกแบบควรรีใช้ค่า ELV สำหรับเขตที่คนอยู่น้อย และการพังหลายของอาคารควบคุมน้ำจะทำให้เกิดความเสียหายเพียงเล็กน้อย การออกแบบควรรีใช้ค่าที่น้อยกว่า ELV มาก ค่าออกแบบจะต่างกันออกไปตามสภาพ ถ้าสามารถหาความน่าจะเป็นของเหตุการณ์ทางอุทกวิทยา จะสามารถใช้ค่ารอบปีการเกิดซ้ำเพื่อเลือกค่าออกแบบ

เกณฑ์การออกแบบอาคารควบคุมน้ำโดยทั่ว ๆ ไปแสดงอยู่ในตารางที่ 5.1 แบ่งอาคารออกเป็น 3 ระดับคือ อาคารขนาดใหญ่ (Major) อาคารขนาดกลาง (Intermediate) และอาคารขนาดเล็ก (Minor) ตามผลของความเสียหายที่จะเกิดถ้าอาคารพัง ดังแสดงในมาตราส่วนการออกแบบในรูปที่ 5.1 เขื่อนขนาดเล็กมีความจุประมาณ 50-1000 เอเคอร์-ฟุต หรือสูง 40-100 ฟุต และเขื่อนขนาดใหญ่มีขนาดความจุมากกว่า 50,000 เอเคอร์-ฟุต หรือสูงมากกว่า 100 ฟุต โดยทั่ว ๆ ไป ถ้าอาคารขนาดใหญ่พังจะพิจารณาว่าจะห้องมีการสูญเสียชีวิตและทรัพย์สินอย่างมาก กรณีอาคารขนาดกลางพัง อาจมีการสูญเสียชีวิตบ้าง และความเสียหายอยู่ในเกณฑ์ที่เจ้าของสามารถรับภาวะไหว สำหรับอาคารขนาดเล็กจะถือว่าไม่มีการสูญเสียชีวิต และความเสียหายก็คือค่าซ่อมแซม

### 5.1.3 การออกแบบเกี่ยวกับการใช้น้ำ (Design for Water Use)

การออกแบบเกี่ยวกับการใช้น้ำจะทำในทำนองเดียวกับการออกแบบเพื่อการควบคุมน้ำท่วม แต่จะพิจารณาถึงกรณีที่น่าไม่พอแทนที่จะเป็นกรณีที่น่ามากเกินไป เนื่องจากช่วงแล้งมีช่วงระยะเวลาในการเกิดที่ยาวนานกว่าน้ำท่วมมาก อาจมีเพียงสองสามครั้งในชุดข้อมูลอุทกวิทยาที่ได้บันทึกไว้ การหาระดับความแล้งออกแบบ (Drought Design Level) ด้วยการใช้การวิเคราะห์ความถี่จึงทำได้ยากกว่า โดยเฉพาะถ้าพิจารณาถึงเหตุการณ์ออกแบบที่เกิดติดต่อกันเป็นเวลาหลาย ๆ ปี เช่นที่เกิดกับการออกแบบระบบจ่ายน้ำ (Water Supply Design) ในการออกแบบระบบจ่ายน้ำในเมืองจะพิจารณาจากช่วงแล้งวิกฤตของข้อมูลซึ่งก็คือ

ตารางที่ 5.1 เกณฑ์การออกแบบโดยทั่ว ๆ ไป สำหรับอาคารควบคุมน้ำ

Type of structure	Return period (years)	ELV
Highway culverts		
Low traffic	5-10	--
Intermediate traffic	10-25	--
High traffic	50-100	--
Highway bridges		
Secondary system	10-50	--
Primary system	50-100	--
Farm drainage		
Culverts	5-50	--
Ditches	5-50	--
Urban drainage		
Storm sewers in small cities	2-25	--
Storm sewers in large cities	25-50	--
Airfields		
Low traffic	5-10	--
Intermediate traffic	10-25	--
High traffic	50-100	--
Levees		
On farms	2-50	--
Around cities	50-200	--
Dams with no likelihood of loss of life (low hazard)		
Small dams	50-100	--
Intermediate dams	100+	--
Large dams	--	50-100%
Dams with probable loss of life (significant hazard)		
Small dams	100+	50%
Intermediate dams	--	50-100%
Large dams	--	100%
Dams with high likelihood of considerable loss of life (high hazard)		
Small dams	--	50-100%
Intermediate dams	--	100%
Large dams	--	100%

กรณีนี้แล้งที่สุดเท่าที่เคยบันทึกไว้ โดยพิจารณาว่าจะต้องสามารถจ่ายน้ำให้เพียงพอกับความ ต้องการตลอดช่วงเวลาที่ยาวนานกับช่วงแล้งวิกฤต ข้อจำกัดของวิธีช่วงวิกฤตคือ ผู้ออกแบบจะ ไม่รู้ว่ามีความเสี่ยง (Risk) มากน้อยเท่าใด เพราะเป็นการออกแบบจากเหตุการณ์ในอดีต เพียงเหตุการณ์เดียว เพื่อแก้จุดบกพร่องดังกล่าวได้มีการพิจารณาวิธีการสังเคราะห์ข้อมูล ปริมาณการไหลของน้ำ (Synthetic Streamflow Generation) โดยใช้คอมพิวเตอร์ และวิธีการสร้างแรนดอมัมเบอร์ (Random Number) เพื่อให้ได้ข้อมูลปริมาณการไหล สังเคราะห์ที่มีคุณสมบัติคล้ายข้อมูลในอดีตในเชิงสถิติ ข้อมูลสังเคราะห์ดังกล่าวจะให้ข้อมูล เกี่ยวกับความน่าจะเป็นของการออกแบบความแล้ง (Hirsch, 1979, Salas, et al., 1980)

การออกแบบทางอุทกวิทยา เกี่ยวกับการใช้น้ำจะถูกควบคุมโดยสิทธิการใช้น้ำตามกฎหมาย (Legal Framework of Water Rights) โดยเฉพาะในเขตแห้งแล้ง กฎหมายจะระบุว่าต้องลดปริมาณน้ำที่จัดสรรให้ผู้ใช้ในคนใด กรณีที่เกิดการขาดน้ำ และเพื่อป้องกันปลาและสัตว์ป่าที่อาศัยแม่น้ำ ได้มีการพัฒนาวิธีการเมื่อไม่กี่ปีมานี้เอง เพื่อระบุปริมาณน้ำที่ต้องการในลำน้ำสำหรับความต้องการใช้น้ำในลำน้ำ (Instream Flow Needs) ข้อมูลทางอุทกวิทยานอกจากจะต้องการอัตราการไหลและระดับน้ำแล้ว ยังต้องการคุณสมบัติอื่น ๆ เช่น ความขุ่น (Turbidity) อุณหภูมิและคุณภาพน้ำอื่น ๆ ซึ่งปลาแต่ละพันธุ์ต้องการไม่เหมือนกัน ระบบแหล่งน้ำขึ้นอยู่กับความต้องการน้ำของผู้ใช้น้ำ ความต้องการในการรักษาระดับปริมาณการไหลในลำน้ำ ความต้องการเกี่ยวกับการควบคุมน้ำท่วม การออกแบบทางอุทกวิทยาต้องระบุระดับการออกแบบให้เหมาะสมสำหรับแต่ละองค์ประกอบ

## 5.2 การเลือกระดับการออกแบบ (Selection of The Design Level)

ระดับการออกแบบบนมาตราส่วนการออกแบบคือ ขนาดความรุนแรงของเหตุการณ์ทางอุทกวิทยาที่พิจารณาสำหรับการออกแบบอาคารหรือโครงการ อาจเป็นการไม่ประหยัดเมื่อพิจารณาในเชิง เศรษฐศาสตร์ที่จะออกแบบอาคารหรือโครงการด้วยค่า ELV จึงต้องมีการรับค่า ELV ให้เหมาะสมกับการออกแบบแต่ละอย่างโดยเฉพาะ ประสบการณ์และวิจารณ์จากในเชิงวิศวกรรมของนักออกแบบและนักวางแผนอาจใช้รับแก้ค่าออกแบบสุดท้าย การหาค่าออกแบบทางอุทกวิทยามี 3 แนวทางคือ วิธีการทางเอ็มไพริกัล วิธีวิเคราะห์ความเสี่ยง และวิธีวิเคราะห์ เศรษฐศาสตร์เกี่ยวกับน้ำ

### 5.2.1 วิธีการทางเอ็มไพริกัล

ในช่วงต้นคริสต์ศตวรรษที่ 19 การออกแบบทางระบายน้ำล้นจะออกแบบให้สามารถระบายน้ำท่วมขนาด 50-100 % โตกกว่าที่เคยบันทึกไว้ในช่วงข้อมูลประมาณ 25 ปี เกณฑ์การออกแบบดังกล่าวเป็นเกณฑ์ที่สมมติแพ้เคเตอร์ความปลอดภัยขึ้นมาลอย ๆ ซึ่งบางครั้งการออกแบบตามเกณฑ์ดังกล่าวก็ไม่เพียงพอที่จะระบายน้ำท่วมได้ เช่น แม่น้ำริบลิกันในเนบราสกาในปี 1935 เกิดน้ำท่วมขนาดมากกว่า 10 เท่าของที่เคยเกิดในรอบ 40 ปี ที่ผ่านมามีงานทำให้นักอุทกวิทยาและวิศวกรชลศาสตร์ได้พยายามหาเกณฑ์ในการออกแบบใหม่ที่ดีกว่าเดิม

ตามวิธีเอ็มไพริกัล จะใช้เหตุการณ์ที่รุนแรงที่สุดในอดีตเป็นค่าออกแบบ ซึ่งโอกาสความน่าจะเป็นที่เหตุการณ์ใน n ปีข้างหน้าจะมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับเหตุการณ์ที่รุนแรงที่สุดในรอบ n ปีที่ผ่านมาอย่างน้อยหนึ่งครั้ง จะคำนวณได้จากสมการ

$$P(N, n) = \frac{n}{N + n} \dots\dots\dots (5.1)$$

ซึ่งหมายถึงว่าความน่าจะเป็นที่เหตุการณ์ใน N ปีข้างหน้าจะโตกว่าหรือเท่ากับน้ำท่วมที่มีความรุนแรงที่สุดในรอบ n ปี ที่ผ่านมามาอย่างน้อย 1 ครั้ง จะเท่ากับ 0.5

ถ้าช่วงแล้งวิกฤตในรอบ n ปี มีช่วงระยะเวลา m ปี จงหาความน่าจะเป็น P(N, m, n) ที่ช่วงแล้งที่รุนแรงกว่าที่เคยเกิดจะเกิดอย่างน้อย 1 ครั้งใน n ปีข้างหน้า

จำนวนช่วง m ปี ใน N ปี = N - m + 1

และ จำนวนช่วง m ปี ใน n ปี = n - m + 1

$$\begin{aligned} \text{ดังนั้น } P(N, m, n) &= \frac{(n-m+1)}{(N-m+1)+(n-m+1)} \dots\dots\dots (5.2) \\ &= \frac{n-m+1}{N+n-2m+2} \text{ เมื่อ } n \geq m \end{aligned}$$

ถ้า m = 1 สมการ (5.2) จะเหมือนกับสมการ (5.1)

ตัวอย่างที่ 5.1 ถ้าช่วงแล้งวิกฤตในรอบ 40 ปี มีช่วงระยะเวลานาน 5 ปี จงหาความน่าจะเป็นที่ช่วงแล้งในอีก 20 ปีข้างหน้าจะรุนแรงกว่าช่วงแล้งวิกฤตดังกล่าว จากสมการ (5.2)

$$\begin{aligned} P(40, 5, 20) &= \frac{20-5+1}{40+20-2 \times 5+2} \\ &= 0.308 \end{aligned}$$

5.2.2 การวิเคราะห์ความเสี่ยง (Risk Analysis)

การออกแบบอาคารควบคุมน้ำจะต้องพิจารณาถึงความเสี่ยงที่อาคารควบคุมน้ำอาจพังถ้าขนาดน้ำท่วมในช่วงอายุการใช้งานของอาคารเกินกว่าขนาดน้ำท่วมที่รอบปีการเกิดซ้ำที่ออกแบบ ความเสี่ยงต่อการพังตามธรรมชาติของอุทกวิทยาสามารถคำนวณได้จากสมการ

$$R = 1 - [1 - P(X \geq x_{Tr})]^n \dots\dots\dots (5.3)$$

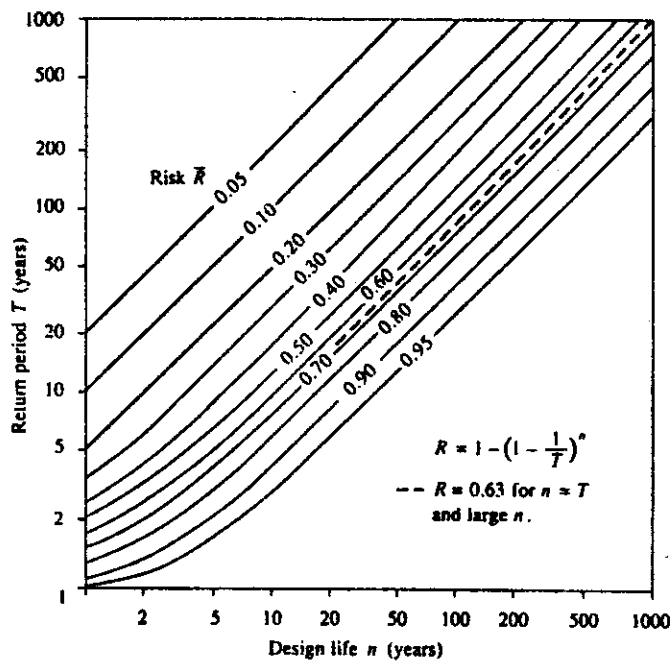


เมื่อ  $R =$  ความน่าจะเป็นที่เหตุการณ์  $X \geq x_{Tr}$  จะเกิดอย่างน้อยหนึ่งครั้ง  
ใน  $n$  ปี

$$P(X \geq x_{Tr}) = \frac{1}{T_r} \quad \text{เมื่อ } T_r \text{ คือรอบปีการเกิดซ้ำ}$$

$n =$  อายุการใช้งานของอาคาร

ความสัมพันธ์ระหว่าง  $R$ ,  $T_r$  และ  $n$  แสดงอยู่ในรูปที่ 5.2 ยกตัวอย่าง  
ถ้าต้องการออกแบบให้มีความน่าจะเป็น 90 % ที่ขนาดน้ำท่วมจะไม่เกินขนาดของท่อลอดที่  
ออกแบบไว้ ในช่วงอีก 10 ปีข้างหน้า จะต้องออกแบบน้ำท่วมโดยใช้รอบปีการเกิดซ้ำ 100 ปี  
แต่ถ้ายอมให้ความเสี่ยงเพิ่มขึ้นเป็น 40 % รอบปีการเกิดซ้ำออกแบบจะเท่ากับ 20 ปี หรืออายุ  
การใช้งานของอาคารจะเพิ่มขึ้นเป็น 50 ปี เป็นต้น



รูปที่ 5.2 ความเสี่ยงที่ขนาดน้ำท่วมจะเกินขนาดน้ำท่วมออกแบบ  
อย่างน้อย 1 ครั้ง ในช่วงอายุออกแบบ

ตัวอย่างที่ 5.2 ท่อลมมีอายุใช้การ 10 ปี ถ้ามีความเสี่ยง 10 % ที่ขนาดน้ำท่วมจะเกินขนาดท่อลมหักหรือแตกในในช่วงอายุใช้การ จงหาโอกาสการเกิดซ้ำหรือแตกและโอกาสความน่าจะเป็นที่ขนาดน้ำท่วมในอีก 50 ปีข้างหน้าจะไม่เกินขนาดท่อลมหักหรือแตก โดยใช้รอบปีการเกิดซ้ำที่คำนวณได้

วิธีทำ

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^n$$

$$0.10 = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^{10}$$

$$Tr = 95 \text{ ปี}$$

ถ้า  $Tr = 95$  ปี ความเสี่ยงในช่วงอายุใช้การ 50 ปีของอาคาร

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{95}\right)^{50}$$

$$= 0.41$$

∴ ความน่าจะเป็นที่ขนาดน้ำท่วมในช่วง 50 ปีข้างหน้าจะไม่เกินขนาดความจุของท่อลม  
 $= 1.00 - 0.41 = 0.59$

จากรูปที่ 5.2 จะเห็นได้ว่าที่ความเสี่ยง  $R$  ใด ๆ  $Tr$  จะเพิ่มเป็นเส้นตรงกับ  $n$  เมื่อ  $Tr$  และ  $n$  มีค่ามาก ความเสี่ยงที่ทำให้  $Tr = n$  จะหาได้โดย Expand สมการ 5.3 ตาม Power Series เมื่อ  $n$  มีค่ามากได้ดังนี้

$$1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^n \approx 1 - e^{-n/Tr}$$

$$\text{ถ้า } Tr = n$$

$$R = 1 - e^{-1} = 0.632$$

ยกตัวอย่างเช่น มีความเสี่ยง 63.2 % ที่ขนาดน้ำท่วมใน 100 ปีข้างหน้าจะเกินขนาดน้ำท่วมในรอบ 100 ปี

ถึงแม้ว่าจะสามารถคำนวณหาความไม่แน่นอนทางอุทกวิทยา (Hydrologic Uncertainty) ในการออกแบบได้ แต่ความไม่แน่นอนจากสาเหตุอื่น ๆ จะคำนวณได้ยากมาก และปกติจะพิจารณาใช้แฟกเตอร์ความปลอดภัย (SF) หรือช่วงเพื่อความปลอดภัย (Safety Margin, SM) ในการออกแบบสำหรับความไม่แน่นอนต่าง ๆ ที่ไม่รู้ค่า เช่น

ถ้าให้  $L =$  ค่าออกแบบทางอุทกวิทยา  
 $C =$  ขนาดอาคารที่ออกแบบจริง

$$SF = \frac{C}{L} \dots\dots\dots (5.4)$$

และ  $SM = C - L \dots\dots\dots (5.5)$

การที่ออกแบบขนาดอาคารจริงให้ใหญ่กว่าค่าออกแบบทางอุทกวิทยา เพื่อเพื่อความไม่แน่นอนต่าง ๆ เช่น เทคโนโลยี (ชลศาสตร์ โครงสร้าง การก่อสร้าง และการใช้งาน) เศรษฐกิจ-สังคม การเมือง และสภาพแวดล้อม

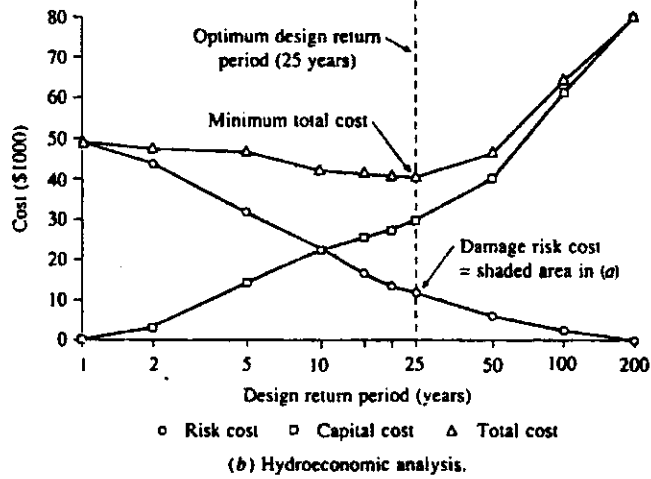
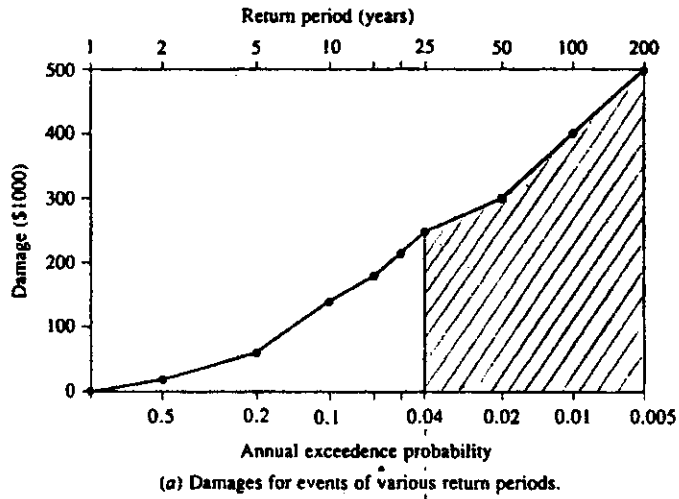
เมื่อกำหนดความเสี่ยง  $\bar{R}$  และอายุใช้การของอาคาร  $n$  จะสามารถคำนวณหา  $T_R$  ได้ ค่าเหตุการณ์ทางอุทกวิทยา  $L$  ที่  $T_R$  ใด ๆ จะหาได้จากการวิเคราะห์ความถี่ และค่าออกแบบ  $C$  จะหาได้โดยการคูณ  $L$  ด้วยแฟกเตอร์ความปลอดภัย  $SF$  หรือบวกด้วยช่วงเพื่อความปลอดภัย  $SM$  เช่น ในการออกแบบคันดินป้องกันน้ำท่วมจะเผื่อ Freeboard ไว้ 1-3 ฟุต จากระดับน้ำสูงสุดเพื่อเป็นช่วงเพื่อความปลอดภัย

5.2.3 การวิเคราะห์ทางเศรษฐศาสตร์เกี่ยวกับน้ำ (Hydroeconomic Analysis)

รอบปีการเกิดซ้ำที่เหมาะสมจะหาได้จากการวิเคราะห์ทางเศรษฐศาสตร์เกี่ยวกับน้ำ ถ้ารู้ความน่าจะเป็นของเหตุการณ์ทางอุทกวิทยาที่จะเกิด และผลของความเสียหาย ถ้าเกิดเหตุการณ์นั้น ๆ ตลอดช่วงเหตุการณ์ที่เป็นไปได้ทั้งหมด เมื่อเพิ่มรอบปีการเกิดซ้ำออกแบบ ราคาค่าก่อสร้างอาคารจะเพิ่ม แต่ความเสียหายที่คาดว่าจะเกิดขึ้นจะลดลง เนื่องจากได้มีการออกแบบการป้องกันที่ดีกว่าโดยการหาผลรวมของค่าก่อสร้างและค่าความเสียหายที่อาจเกิดขึ้น จะหารอบปีการเกิดซ้ำที่เหมาะสมได้จากจุดที่ราคารวมมีค่าต่ำสุด

รูปที่ 5.3 (a) แสดงค่าความเสียหายถ้าเกิดเหตุการณ์น้ำท่วมที่มีรอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ ถ้าขนาดน้ำท่วมออกแบบคือ  $x_{Tr}$  อาคารจะไม่ได้รับความเสียหายถ้า  $x \leq x_{Tr}$  แต่จะเกิดความเสียหาย ถ้า  $x > x_{Tr}$  ค่าความเสียหายประจำปีคาดว่าจะเกิดขึ้น (Expected Annual Damage Cost) จะเท่ากับผลคูณของความน่าจะเป็น  $f(x)dx$  ที่น้ำท่วมที่มีขนาด  $x$  จะเกิดในปีใด กับค่าความเสียหาย  $D(x)$  ที่เป็นผลจากเหตุการณ์ แล้วอินทิเกรตจาก  $x > x_{Tr}$  ถึง  $\infty$  หรือ

$$D_{Tr} = \int_{x_{Tr}}^{\infty} D(x) f(x) dx \dots\dots\dots (5.6)$$



รูปที่ 5.3 การหาขอบเขตการเกิดซ้ำออกแบที่เหมาะสม โดยวิธีการวิเคราะห์ทางเศรษฐศาสตร์เกี่ยวกับน้ำ (ตัวอย่างที่ 5.3)

เมื่อ  $D_{Tr}$  คือค่าความเสียหายประจำปีที่เกิดซ้ำ เมื่อรอบปีการเกิดซ้ำออกแบบเท่ากับ  $Tr$  ซึ่งก็คือพื้นที่ส่วนที่แลเงาไว้ในรูปที่ 5.3 (a) อินทิกรัลในสมการ 5.6 จะหาได้โดยการแบ่งช่วง  $x > x_{Tr}$  ออกเป็นช่วงย่อย ๆ แล้วจึงคำนวณหาค่าความเสียหายประจำปีที่เกิดซ้ำที่คาดว่าจะเกิดขึ้นสำหรับเหตุการณ์ในแต่ละช่วงเช่น สำหรับช่วง

$$x_{i-1} \leq x \leq x_i$$

$$\Delta D_i = \int_{x_{i-1}}^{x_i} D(x) f(x) dx \dots\dots\dots (5.7)$$

ซึ่งค่าโดยประมาณคือ

$$\begin{aligned} \Delta D_i &= \frac{[D(x_{i-1}) + D(x_i)]}{2} \int_{x_{i-1}}^{x_i} f(x) dx \\ &= \frac{D(x_{i-1}) + D(x_i)}{2} [P(x \leq x_i) - P(x \leq x_{i-1})] \dots\dots\dots (5.8) \end{aligned}$$

แต่เนื่องจาก

$$\begin{aligned} P(x \leq x_i) - P(x \leq x_{i-1}) &= [1 - P(x \geq x_i)] - [1 - P(x \geq x_{i-1})] \\ &= P(x \geq x_{i-1}) - P(x \geq x_i) \end{aligned}$$

จะเขียนสมการ (5.8) ใหม่ได้ว่า

$$\Delta D_i = \frac{D(x_{i-1}) + D(x_i)}{2} [P(x \geq x_{i-1}) - P(x \geq x_i)] \dots\dots\dots (5.9)$$

และค่าความเสียหายประจำปีที่เกิดซ้ำกับอาคารที่ออกแบบด้วยรอบปีการเกิดซ้ำ  $Tr$  จะเท่ากับ

$$D_{Tr} = \sum_{i=1}^{\infty} \left[ \frac{D(x_{i-1}) + D(x_i)}{2} \right] [P(x \geq x_{i-1}) - P(x \geq x_i)] \dots (5.10)$$

เมื่อนำ  $D_{Tr}$  ไปรวมกับราคาค่าลงทุนก่อสร้างอาคารที่แตกเป็นรายปี (Annualized Capital Cost) จะรู้ค่าใช้จ่ายรวม รอบปีการเกิดซ้ำออกแบบที่เหมาะสม คือค่าที่ให้ค่าใช้จ่ายรวมต่ำสุด

ตัวอย่างที่ 5.3 สำหรับเหตุการณ์ที่มีรอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ ค่าความเสียหายและค่าลงทุนก่อสร้างอาคารควบคุมน้ำท่วมที่แตกเป็นรายปีแสดงอยู่ในตารางที่ 5.2 ในช่องที่ 4 และ 7 จงหาค่าความเสียหายประจำปีทีคาดว่าจะเกิดขึ้นถ้าไม่มีอาคาร และจงคำนวณรอบปีการเกิดซ้ำ ออกแบบที่เหมาะสม (Optimal Design Return Period)

วิธีทำ

จากค่ารอบปีการเกิดซ้ำในช่องที่ 2 ของตารางที่ 5.2 จะสามารถคำนวณหาความน่าจะเป็นแบบมากกว่าประจำปีได้จากสูตร

$$P(x \geq x_{Tr}) = \frac{1}{Tr}$$

ค่าความเสียหายประจำปีทีคาดว่าจะเกิด  $\Delta D_i$  ของแต่ละช่วงจะหาได้จากสมการ 5.9 เช่น ที่ช่วง  $i = 1$  ซึ่ง  $Tr$  มีค่าอยู่ระหว่าง 1 ถึง 2 ปี

$$\begin{aligned} \Delta D_1 &= \left[ \frac{D(x_0) + D(x_1)}{2} \right] [P(x \geq x_0) - P(x \geq x_1)] \\ &= \frac{(0 + 20,000)}{2} (1.00 - 0.50) \\ &= \text{๕ 5,000 ต่อปี} \end{aligned}$$

ถ้า  $\Delta D_i$  แสดงอยู่ในตารางที่ 5.2 ช่องที่ 5  $\sum_{i=1}^n \Delta D_i$  คือค่าความเสียหายประจำปีทีคาดว่าจะเกิด ถ้าไม่มีการสร้างอาคารป้องกันน้ำท่วมซึ่งมีมูลค่าเท่ากับ ๕ 49,098 ต่อปี (บรรทัดแรกของ ช่องที่ 6) และถือเป็นค่าความเสี่ยงต่อความเสียหาย (Damage Risk Cost) ถ้าไม่มีอาคาร

ค่าความเสี่ยงต่อความเสียหายจะลดลงเมื่อรอบปีการเกิดซ้ำออกแบบของอาคารควบคุมน้ำท่วมเพิ่มขึ้นเช่น ถ้าเลือก  $Tr = 2$  ปี ค่าความเสี่ยงต่อความเสียหายคือ  $49,098 - \Delta D_1 = 49,098 - 5,000 = \text{๕ 44,098 ต่อปี}$

เมื่อนำค่าความเสี่ยงต่อความเสียหายไปรวมกับค่าลงทุนก่อสร้างอาคารในช่องที่ 7 จะให้ค่าใช้จ่ายรวมในช่องที่ 8 ซึ่งค่าทั้ง 3 จะพล็อตอยู่ในรูปที่ 5.3 (b)

จากรูปที่ 5.2 และรูปที่ 5.3 จะเห็นว่ารอบปีการเกิดซ้ำออกแบบที่เหมาะสมคือ 25 ปี ซึ่งเป็นค่าที่ทำให้ค่าใช้จ่ายรวมในการป้องกันน้ำท่วมต่ำที่สุด ๕ 40,250 ต่อปี ในจำนวนนี้เป็นค่าลงทุนก่อสร้างอาคาร ๕ 29,000 ต่อปี (72 %) และค่าความเสี่ยง

ตารางที่ 5.2 การคำนวณรอบปีการเกิดซ้ำออกแบที่เหมาะสมโดยวิธีการวิเคราะห์ทาง  
เศรษฐศาสตร์เกี่ยวกับน้ำ (ตัวอย่างที่ 5.3)

Column:	1	2	3	4	5	6	7	8
	Increment <i>i</i>	Return period <i>T</i> (years)	Annual exceedence probability	Damage ( $\text{\$}$ )	Incremental expected damage ( $\text{\$/year}$ )	Damage risk cost ( $\text{\$/year}$ )	Capital cost ( $\text{\$/year}$ )	Total cost ( $\text{\$/year}$ )
		1	1.000	0		49,098	0	49,098
	1	2	0.500	20,000	5,000	44,098	3,000	47,098
	2	5	0.200	60,000	12,000	32,098	14,000	46,098
	3	10	0.100	140,000	10,000	22,098	23,000	45,098
	4	15	0.067	177,000	5,283	16,815	25,000	41,815
	5	20	0.050	213,000	3,250	13,565	27,000	40,565
	6	25	0.040	250,000	2,315	11,250	29,000	40,250
	7	50	0.020	300,000	5,500	5,750	40,000	45,750
	8	100	0.010	400,000	3,500	2,250	60,000	62,250
	9	200	0.005	500,000	2,250	0	80,000	80,000

Annual expected damage =  $\text{\$}49,098$

ต่อความเสียหาย  $\text{\$} 11,250$  ต่อปี (28 %)

การวิเคราะห์ทางเศรษฐศาสตร์ของน้ำได้ถูกนำไปประยุกต์ใช้กับการออกแบบอ่าง  
ควบคุมน้ำท่วม กันกั้นน้ำ ทางน้ำ ท่อลอคไฮเวย์ สำหรับการศึกษาค่าความเสียหายเนื่องจากน้ำ  
ท่วม จะต้องพิจารณาถึงช่วงเวลาและระยะเวลาของการเกิดน้ำท่วมของเหตุการณ์ที่รอบปีการ  
เกิดซ้ำต่าง ๆ ด้วย และต้องมีการสำรวจทางเศรษฐศาสตร์เพื่อประเมินมูลค่าความเสียหาย  
ที่เกิดจากน้ำท่วมขนาดต่าง ๆ ด้วย การประเมินมูลค่าทางสังคม (Social Cost) ของน้ำ  
ท่วมเป็นเรื่องที่ยากมาก U.S. Army Corps of Engineers Hydrologic Engineer-  
ing Center ที่ Davis, California ได้พัฒนาโปรแกรมคอมพิวเตอร์สำหรับการวิเคราะห์  
ทางเศรษฐศาสตร์เกี่ยวกับเรื่องน้ำ (U.S. Army Corps of Engineers, 1986)

- DAMCAL (Damage Reach Stage-Damage Calculation)
- EAD (Expected Annual Flood Damage Computation)
- SID (Structural Inventory for Damage Analysis)
- AGDAM (Agricultural Flood Damage Analysis)
- SIPP (Interactive Nonstructural Analysis Package)

5.3 การวิเคราะห์ความไม่แน่นอนลำดับที่ 1 (First Order Analysis of Uncertainty)

ความไม่แน่นอนหลายชนิดที่ไม่สามารถประเมินออกมาเป็นตัวเลขได้ ยกตัวอย่างเช่น เราสามารถคำนวณขนาดท่อเพื่อระบายน้ำท่วมได้โดยมีความผิดพลาดไม่มาก แต่ขณะที่เกิดน้ำท่วมอาจมีสวะมาติดที่ปากท่อตลอด ทำให้ระบายน้ำได้น้อยลงในส่วนนี้ไม่สามารถคาดล่วงหน้าได้ ความไม่แน่นอนทางอุทกวิทยาแบ่งออกได้เป็น 3 จำพวก คือ

1. ความไม่แน่นอนตามธรรมชาติ (Natural or Inherent Uncertainty) ซึ่งเกิดจากการแปรปรวนแบบแรนด้อมของปรากฏการณ์ทางอุทกวิทยา
2. ความไม่แน่นอนของโมเดล (Model Uncertainty) ซึ่งเป็นผลจากการใช้สมการหรือโมเดลในการอธิบายความเป็นไปของปรากฏการณ์
3. ความไม่แน่นอนของพารามิเตอร์ (Parameter Uncertainty) ซึ่งเกิดจากค่าสัมประสิทธิ์ของสมการซึ่งไม่รู้ค่าที่แท้จริงเช่น ค่า n ในสมการ Manning

ความไม่แน่นอนตามธรรมชาติสามารถอธิบายได้ด้วยสมการ 5.3 ในหัวข้อนี้จะได้กล่าวถึงความไม่แน่นอนของโมเดลและพารามิเตอร์

การวิเคราะห์ความไม่แน่นอนลำดับที่ 1 คือ วิธีการในการประมาณค่าที่คาดว่าจะ เป็น (Expected Value) ของตัวแปรตาม (Dependent Variable) ซึ่งเป็นฟังก์ชันของตัวแปรอิสระ (Independent Variable) ตั้งแต่หนึ่งตัวขึ้นไป

สมมติให้  $w$  เป็นฟังก์ชันของ  $x$

$$w = f(x) \dots\dots\dots (5.11)$$

ค่า  $w$  อาจผิดพลาดได้จาก 2 สาเหตุ คือ

1. ฟังก์ชัน  $f$  หรือโมเดลอาจไม่ถูกต้อง
2. ค่า  $x$  อาจไม่ถูกต้อง

ในการวิเคราะห์ต่อไปนี้จะสมมติว่าโมเดล  $f(.)$  ถูกต้อง

สมมติให้  $x = \bar{x}$

$$\bar{w} = f(\bar{x}) \dots\dots\dots (5.12)$$



ถ้าค่า  $x$  จริงต่างจาก  $\bar{x}$  จะมีผลทำให้ค่า  $w$  ผิดพลาดไป ซึ่งสามารถหาได้ โดยการ Expand  $f(\cdot)$  ด้วย Taylor Series รอบ  $x = \bar{x}$

$$w = f(\bar{x}) + \frac{df}{dx}(x - \bar{x}) + \frac{1}{2!} \frac{d^2f}{dx^2} (x - \bar{x})^2 + \dots \quad (5.13)$$

เมื่อค่าของอนุพันธ์  $\frac{df}{dx}$ ,  $\frac{d^2f}{dx^2}$ , ..... จะหาได้เมื่อให้  $x = \bar{x}$

ถ้าพิจารณาว่าเทอมลำดับที่ 2 และมากกว่ามีค่าน้อยมากจนตัดทิ้งได้ ความผิดพลาดของ  $w$  จะเท่ากับ

$$w - \bar{w} = \frac{df}{dx} (x - \bar{x}) \quad \dots \quad (5.14)$$

แวนแปรียนซ์ของความผิดพลาดคือ

$$\begin{aligned} s_w^2 &= E(w - \bar{w})^2 \\ &= E\left(\left[\frac{df}{dx}(x - \bar{x})\right]^2\right) \\ &= \left(\frac{df}{dx}\right)^2 s_x^2 \quad \dots \quad (5.15) \end{aligned}$$

เมื่อ  $s_x^2$  คือแวนแปรียนซ์ของ  $x$   
 $s_w^2$  คือค่าความผิดพลาดมาตรฐานในการประเมิน  $w$   
 (Standard Error of Estimate of  $w$ )

ถ้า  $w$  เป็นฟังก์ชันของตัวแปรอิสระที่ไม่ขึ้นแก่กันหลาย ๆ ตัว เช่น  $x_1, x_2, \dots, x_n$  ในทำนองเดียวกับที่กล่าวมาแล้วจะได้ว่า

$$s_w^2 = \left(\frac{\partial f}{\partial x_1}\right)^2 s_{x_1}^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial x_2}\right)^2 s_{x_2}^2 + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial x_n}\right)^2 s_{x_n}^2 \quad \dots \quad (5.16)$$

5.3.1 การวิเคราะห์ลำดับที่ 1 ของสมการ Manning กรณีที่ความลึกเป็นตัวแปรตาม

สมการ Manning เป็นสมการที่ใช้หาความลึกของน้ำเมื่อกำหนดปริมาณการไหล หรือหาปริมาณการไหลของน้ำเมื่อกำหนดความลึก โดยพิจารณาถึงแรงต้าน (Resistance) การไหลในทางน้ำซึ่งเกิดจากความขรุขระของพื้นทางน้ำ ตัวอย่างการใช้สมการ Manning ในการออกแบบทางน้ำ คือการหาความลึกของการไหล  $y$  เมื่อกำหนดปริมาณการไหล  $Q$  ส.ป.ส. ความขรุขระ  $n$  รูปร่างและความลาดเทของทางน้ำ เมื่อรู้ความลึกของการไหล ก็สามารถนำไปกำหนดค่าตัวแปรออกแบบอื่น ๆ ได้เช่น ระดับความสูงตลิ่ง หรือการกำหนดเขตน้ำท่วม ในการนี้จะไม่มีความไม่แน่นอนเข้ามาเกี่ยวข้อง โดยเฉพาะการเลือกค่าปริมาณการไหลออกแบบ ค่า ส.ป.ส. ความขรุขระ Manning และ Friction Slope  $S_f$  ซึ่งค่าเหล่านี้จะขึ้นอยู่กับวิธีการคำนวณ กรณีที่ง่ายที่สุดคือ Uniform Flow ( $S_o = S_f$ ) และยากขึ้นคือกรณี Steady Nonuniform Flow หรือ Unsteady Nonuniform Flow การวิเคราะห์ความไม่แน่นอนลำดับที่ 1 สามารถใช้ประเมินผลของความไม่แน่นอนของ  $Q$ ,  $n$  และ  $S_f$  ต่อค่า  $y$  ได้

ลำดับแรกให้พิจารณาผลของ  $Q$  ต่อ  $y$  จากสมการ Manning

$$Q = \frac{1.49}{n} AR^{2/3} S_f^{1/2} \dots\dots\dots (5.17)$$

เมื่อ  $A$  คือพื้นที่หน้าตัดการไหล  
และ  $R$  คือรัศมีชลศาสตร์ซึ่งขึ้นอยู่กับค่า  $y$

ถ้าพิจารณาว่า  $y$  ขึ้นอยู่กับ  $Q$  เพียงตัวเดียว จากสมการ (5.15) จะได้

$$S_y^2 = \left(\frac{\partial y}{\partial Q}\right)^2 S_Q^2 \dots\dots\dots (5.18)$$

เมื่อ  $\frac{\partial y}{\partial Q}$  คืออัตราการแปรค่าของ  $y$  ต่อค่า  $Q$  ซึ่งได้จากการ Differentiate  $Q$  ในสมการ 5.17 เทียบกับ  $y$

$$\frac{\partial Q}{\partial y} = Q \left[ \frac{2}{3R} \frac{dR}{dy} + \frac{1}{A} \frac{dA}{dy} \right] \dots\dots\dots (5.19)$$

เทอม  $\left[ \frac{2}{3R} \frac{dR}{dy} + \frac{1}{A} \frac{dA}{dy} \right]$  ของทางน้ำรูปร่างต่าง ๆ จะหาได้จากตารางที่ 5.3 เมื่อ

แทน  $\frac{\partial Q}{\partial y}$  ลงในสมการ 5.18 จะได้

$$S_y^2 = \frac{S_Q^2}{Q^2 \left[ \frac{2}{3R} \frac{dR}{dy} + \frac{1}{A} \frac{dA}{dy} \right]^2} \dots \dots \dots (5.20)$$

เมื่อ  $\frac{S_Q}{Q} = CV_Q$

= ค.ป.ค. ความแปรปรวน (coefficient of Variation)

ของ Q

$$S_y^2 = \frac{CV_Q^2}{\left( \frac{2}{3R} \frac{dR}{dy} + \frac{1}{A} \frac{dA}{dy} \right)^2} \dots \dots \dots (5.21)$$

ถ้าพิจารณาถึงความไม่แน่นอนของ Manning's n และ Friction slope Sf

$$S_y^2 = \frac{CV_Q^2 + CV_n^2 + \frac{1}{4} CV_{sf}^2}{\left( \frac{2}{3R} \frac{dR}{dy} + \frac{1}{A} \frac{dA}{dy} \right)^2} \dots \dots \dots (5.22)$$

ตารางที่ 5.3 พังค์ชันของ  $\left[ \frac{2}{3R} \frac{dR}{dy} + \frac{1}{A} \frac{dA}{dy} \right]$  ของทางน้ำรูปร่างต่าง ๆ

Section:	Rectangle	Trapezoid	Triangle	Circle
	$\frac{2dR}{3Rdy} + \frac{1}{A} \frac{dA}{dy} = \frac{5B + 6y}{3y(B + 2y)}$	$\frac{(B + 2zy)(5B + 6y\sqrt{1+z^2}) + 4zy^2\sqrt{1+z^2}}{3y(B + zy)(B + 2y\sqrt{1+z^2})}$	$\frac{8}{3y}$	$\frac{4(2\sin\theta + 3\theta - 5\theta\cos\theta)}{3d_o\theta(\theta - \sin\theta)\sin(\theta/2)}$ where $\theta = 2 \cos^{-1} \left( 1 - \frac{2y}{d_o} \right)$

ตัวอย่างที่ 5.4 ทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 50 ฟุต พื้นทางน้ำมีความลาดเท 1 % ประเมินว่าปริมาณการไหลออกแบบมีค่า 5,000 ลบ.ฟุต/วินาที เมื่อ Manning's n มีค่า 0.035 ค่า ส.ป.ส. ความแปรปรวนของปริมาณการไหลและ Manning's n คือ 30 % และ 15 % ตามลำดับ จงหาค่าความผิดพลาดมาตรฐานในการประเมินค่าความลึกของการไหล  $y$  ถ้ามีบ้านปลูกอยู่ริมทางน้ำโดยมีระดับพื้นบ้านสูง 1 ฟุต เหนือระดับน้ำที่คำนวณได้จากปริมาณการไหลออกแบบ จงประเมินโอกาสความน่าจะเป็นที่น้ำจะท่วมบ้านเนื่องจากความไม่แน่นอนในการคำนวณระดับน้ำ สมมติว่าการไหลของน้ำเป็นแบบ Uniform

วิธีทำ

$$A = 50 y \quad \text{ตร.ฟุต}$$

$$R = \frac{50 y}{(50 + 2y)} \quad \text{ฟุต}$$

หา  $y$  จากสมการ Manning

$$Q = \frac{1.49}{n} A R^{2/3} S^{1/2}$$

$$5,000 = \frac{1.49}{0.035} 50y \left[ \frac{50y}{50+2y} \right]^{2/3} (0.01)^{1/2}$$

$$y = 7.37 \quad \text{ฟุต}$$

หาความผิดพลาดมาตรฐานในการประเมินค่า  $y$

จากตารางที่ 5.3 สำหรับทางน้ำรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า

$$\begin{aligned} \left( \frac{2}{3R} \frac{dR}{dy} + \frac{1}{A} \frac{dA}{dy} \right) &= \frac{5B+6y}{3y(B+2y)} \\ &= \frac{5 \times 50 + 6 \times 7.37}{3 \times 7.37 (50 + 2 \times 7.37)} \\ &= 0.206 \end{aligned}$$

$$CV_Q = 30 \%$$

$$CV_n = 15 \%$$

$$CV_{sf} = 0 \%$$

$$s_y^2 = \frac{cv_Q^2 + cv_n^2 + \frac{1}{4} cv_{sf}^2}{\left(\frac{2}{3R} \frac{dR}{dy} + \frac{1}{A} \frac{dA}{dy}\right)^2}$$

$$= \frac{(0.30)^2 + (0.15)^2}{(0.206)^2}$$

$$s_y = 1.63 \text{ ฟุต}$$

บ้านจะถูกน้ำท่วม ถ้าความลึกของน้ำในทางน้ำ = 7.37 + 1.00 ฟุต  
= 8.37 ฟุต

สมมติให้  $y$  มีการแจกแจงแบบปกติ ซึ่งมี Mean = 7.37 ฟุต และความเบี่ยงเบนมาตรฐาน = 1.63 ฟุต

$$\text{ให้ } z = \frac{y - 7.37}{1.63}$$

$$P(Y > 8.37) = P\left(Z > \frac{8.37 - 7.37}{1.63}\right)$$

$$= P(Z > 0.613)$$

$$= 1 - F_Z(0.613)$$

จากตารางที่ 2.2 ในบทที่ 2

$$F_Z(0.613) = 0.73$$

นั่นคือ  $P(Y > 8.37) = 1 - 0.73$   
 $= 0.27$

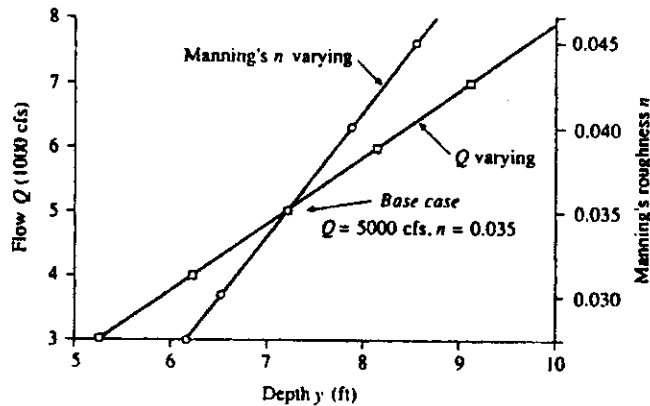
จึงสรุปได้ว่ามีโอกาสความน่าจะเป็น 27 % ที่น้ำจะท่วมบ้านเนื่องจากความไม่แน่นอนในการคำนวณค่า  $y$

ค่าความน่าจะเป็นที่บ้านจะถูกน้ำท่วมในตัวอย่างคิดจากความไม่แน่นอนของพารามิเตอร์ที่ใช้คำนวณเท่านั้น ความน่าจะเป็นที่บ้านจะถูกน้ำท่วมจริงจะมากกว่า 27 % เนื่องจากมีโอกาสที่ขนาดน้ำท่วมจะมากกว่า 5,000 ลบ.ฟุต/วินาที (ความไม่แน่นอนตามธรรมชาติ)

จากตัวอย่างจะเห็นได้ว่าความไม่แน่นอนในการประเมิน  $Q$  และ  $n$  จะทำให้เกิดความไม่แน่นอนในค่า  $y$  ที่คำนวณได้พอสมควร ความผิดพลาด 15 % ในการประเมินค่า  $n =$

0.035 จะทำให้ค่า  $n$  อาจผิดพลาด  $0.035 \times 0.15 = 0.005$  นั่นคือ  $n$  จะมีค่าอยู่ระหว่าง  $0.035 \pm 0.005$  ซึ่งมีความเป็นไปได้มาก ความผิดพลาด 30 % ในการประเมินค่า  $Q$  คือ  $5000 \times 0.30 = 1500$  ลบ.ฟุต/วินาที หรือค่า  $Q = 5000 \pm 1500$  ลบ.ฟุต/วินาที ซึ่งเป็นไปได้สำหรับ  $Q$  ที่รอบปีการเกิดซ้ำสูง ๆ เช่น 100 ปี

ข้อเสียของวิธีการที่กล่าวมานี้คือ ถ้าทางน้ำไม่ได้มีรูปทรงเรขาคณิต จะทำให้ประเมินค่า  $\frac{dR}{dy}$  และ  $\frac{dA}{dy}$  ได้ยาก และข้อสมมติที่ว่า  $y$  ขึ้นอยู่กับค่า  $Q$  เท่านั้น อาจไม่เป็นจริง กรณีนี้สามารถใช้สมการ (5.16) หาค่า  $s_y$  ได้ โดยการพิจารณาว่า  $y$  เป็นฟังก์ชันของ  $Q$  และ  $n$  แล้วใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์จำลองปริมาณการไหลในทางน้ำเพื่อประเมินหา  $\frac{\partial y}{\partial Q}$  และ  $\frac{\partial y}{\partial n}$  ซึ่งทำได้โดยการคำนวณค่า  $y$  ที่  $Q$  และ  $n$  ต่าง ๆ กัน สำหรับตัวอย่าง 5.4 ผลการจำลองแสดงอยู่ในรูปที่ 5.4  $\frac{\partial y}{\partial Q}$  และ  $\frac{\partial y}{\partial n}$  เป็นเส้นตรงโดยประมาณ ซึ่งเป็นการยืนยันข้อสมมติของการใช้เทอมลำดับที่ 1 ในการวิเคราะห์ความไม่แน่นอน (ถ้ากราฟ  $y$  vs.  $Q$  และ  $y$  vs.  $n$  ไม่เป็นเส้นตรง การวิเคราะห์จะต้องใช้เทอมลำดับที่ 2 ใน Taylor Series Expansion ด้วย)



รูปที่ 5.4 การเปลี่ยนแปลงค่า  $y$  ตามค่า  $Q$  และ Manning's  $n$  (ตัวอย่าง 5.4)

ตัวอย่างที่ 5.5 ถ้า  $B = 50$  ฟุต  $Q = 5000$  ลบ.ฟุต/วินาที  $S_c = 0.01$  และ  $n = 0.035$  เหมือนในตัวอย่างที่ 5.4 อัตราการแปรค่า  $Q$  ตามค่า  $y$  จากรูปที่ 5.4 คือ  $\frac{\partial Q}{\partial y} = 1028$  ฟุต<sup>3</sup>/วินาที/ฟุต และอัตราการแปรค่า  $n$  ตามค่า  $y$  คือ  $\frac{\partial n}{\partial y} = 0.0072$  ฟุต<sup>-1</sup> ถ้า  $CV_Q = 0.30$  และ  $CV_n = 0.15$  จงคำนวณหาความผิดพลาดมาตรฐานของค่า  $y$

วิธีทำ จากสมการ 5.16

$$S_y^2 = \left(\frac{\partial y}{\partial Q}\right)^2 S_Q^2 + \left(\frac{\partial y}{\partial n}\right)^2 S_n^2$$

ในกรณีนี้

$$S_Q = 5000 \times 0.3 = 1500$$

$$S_n = 0.035 \times 0.15 = 0.0053$$

$$\frac{\partial y}{\partial Q} = \frac{1}{1028}$$

$$\frac{\partial y}{\partial n} = \frac{1}{0.0072}$$

$$S_y^2 = \left(\frac{1}{1028}\right)^2 (1500)^2 + \left(\frac{1}{0.0072}\right)^2 (0.0053)^2$$

$$S_y = 1.63 \text{ ฟุต} \text{ เท่ากับที่คำนวณได้จากตัวอย่างที่ 5.4}$$

### 5.3.2 การวิเคราะห์ลำดับที่ 1 ของสมการ Manning กรณีปริมาณการไหลเป็นตัวแปรตาม

สมการ Manning สามารถใช้คำนวณปริมาณการไหลหรือขนาดความจุทางน้ำ เมื่อกำหนดความลึก ส.ป.ส. ความขรุขระ  $n$  ความลาดเทท้องทางน้ำและรูปตัด

$$C = Q = \frac{1.49}{n} A^{5/3} P^{-2/3} S_f^{1/2} \dots \dots \dots (5.23)$$

เมื่อ  $P =$  เส้นขอบเปียก

ทำการวิเคราะห์สมการ 5.23 เฉพาะลำดับที่ 1 จะได้ ส.ป.ส. ความแปรปรวนของ  $Q$  หรือ  $C$  คือ

$$CV_Q^2 = CV_n^2 + \frac{1}{4} CV_{sf}^2 \dots\dots\dots (5.24)$$

สมมติว่า  $CV_A = 0$  และ  $CV_P = 0$

สมการ Manning สำหรับการไหลในทางน้ำและไหลล้นตลิ่ง (Overbank)

(Chow, 1959) คือ

$$Q = 1.49 \left( \frac{1}{n_c} A_c^{5/3} P_c^{-2/3} + \frac{2}{n_b} A_b^{5/3} P_b^{-2/3} \right) S_f^{1/2} \dots\dots\dots (5.25)$$

เมื่อ  $n_c$  และ  $n_b$  คือ ส.ป.ส. ความขรุขระของทางน้ำและตลิ่งตามลำดับ  
 $A_c, P_c, A_b$  และ  $P_b$  คือพื้นที่รูปตัดและเส้นขอบเปียกของทางน้ำและตลิ่ง

สมการที่ 5.25 สมมติว่ารูปตัดทางน้ำและตลิ่ง Symmetry รอบเส้นศูนย์กลางทางน้ำ

สมการนี้สามารถใช้ประเมินหาขนาดความสูงของคันกันน้ำ เพื่อป้องกันไม่ให้น้ำไหลล้นข้ามความสูงของคันกันน้ำสามารถพิจารณาว่า  $Q$  เป็นตัวแปรแรนด้อม ซึ่งขึ้นกับตัวแปรแรนด้อมอิสระ  $n_c, n_b$  และ  $S_f$  เมื่อทำการวิเคราะห์ลำดับที่ 1 จะได้ ส.ป.ส. ความแปรปรวนของ  $Q$  (Lee and Mays, 1986)

$$CV_Q^2 = \frac{1}{4} CV_{S_f}^2 + \frac{1}{\Psi^2} CV_{n_c}^2 + \left( \frac{\Psi - 1}{\Psi} \right)^2 CV_{n_b}^2 \dots\dots (5.26)$$

เมื่อ  $CV_{A_c}, CV_{P_c}, CV_{A_b}$  และ  $CV_{P_b}$  มีค่าน้อยมากจนตัดทิ้งได้

$$\Psi = 1 + 2 \left( \frac{n_c}{n_b} \right) \left( \frac{A_b}{A_c} \right)^{5/3} \left( \frac{P_c}{P_b} \right)^{-2/3} \dots\dots\dots (5.27)$$

จากการศึกษาข้อมูลน้ำท่วมของแม่น้ำโอไฮโอ Lee and Mays (1986) สรุปว่าความไม่แน่นอนในค่า ส.ป.ส. ความขรุขระ และ Friction Slope มีผลถึง 96 % ของความไม่แน่นอนในการคำนวณค่า  $Q$

**5.4 การวิเคราะห์ความเสี่ยงรวม (Composite Risk Analysis)**

ในหัวข้อที่แล้วได้กล่าวถึงความไม่แน่นอนตามธรรมชาติ ซึ่งเกิดจากการผันแปรตามธรรมชาติของปรากฏการณ์ทางอุทกวิทยา และความไม่แน่นอนเนื่องจากโมเดล และพารามิเตอร์



ซึ่งเกิดจากวิธีการวิเคราะห์ การวิเคราะห์ความเสี่ยงรวม คือวิธีที่พิจารณาถึงความเสี่ยงจากสาเหตุความไม่แน่นอนต่าง ๆ เพื่อประเมินค่าความเสี่ยงรวมของการออกแบบ การวิเคราะห์ดังกล่าวจะอาศัยหลักของ Loading และ Capacity

Loading หรือ Demand คือตัววัดผลกระทบของเหตุการณ์ภายนอกที่เกิดขึ้นกับระบบ เช่น ความต้องการน้ำเพื่อการอุปโภค-บริโภค จะหาได้จากจำนวนคนที่ใช้น้ำ หรือขนาดน้ำท่วมฉับพลัน ซึ่งขึ้นอยู่กับลักษณะของพายุที่ก่อให้เกิดน้ำท่วม และสภาพลุ่มน้ำเมื่อเกิดพายุ

Capacity หรือ Resistance คือตัววัดขีดความสามารถของระบบที่จะรับ Loading หรือที่จะบรรลุน้ำความต้องการ ถ้าให้ L คือ Loading และ C คือ Capacity

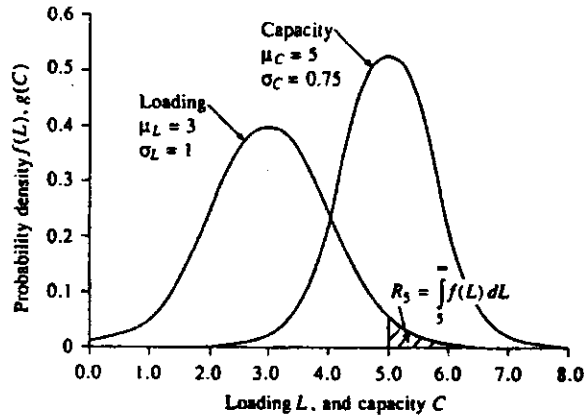
ความเสี่ยงต่อความล้มเหลว R คือความน่าจะเป็นที่ L จะมากกว่า C

$$R = P\left(\frac{C}{L} < 1\right) = P(C - L < 0) \dots\dots\dots (5.28)$$

ความเสี่ยงขึ้นอยู่กับการแจกแจงความน่าจะเป็นของ L และ C สมมติว่า Probability Density Function ของ L คือ f(L) ซึ่งฟังก์ชันนี้อาจเป็น Extreme Value หรือ Log-Pearson Type III สำหรับค่าสูงสุด ถ้ารู้ f(L) จะหาโอกาสความน่าจะเป็นที่ Loading จะมากกว่า Capacity C\* ที่กำหนดให้ได้จากสมการ (ดูรูปที่ 5.5)

$$P(L > C^*) = \int_{C^*}^{\infty} f(L) dL \dots\dots\dots (5.29)$$

ปกติจะไม่มี Capacity ที่แท้จริงของระบบ แต่อาจรู้ Probability Density Function g(C) ซึ่งอาจเป็นการแจกแจงแบบปกติ หรือแบบ Log-normal ซึ่งหาได้จากการวิเคราะห์ความไม่แน่นอนลำดับที่ 1 ของความไม่แน่นอนของระบบ ยกตัวอย่างถ้าใช้สมการ Manning ทา Capacity ของอาคารชลศาสตร์ การวิเคราะห์ลำดับที่ 1 จะประเมินความไม่แน่นอนของ c ได้ตามวิธีการที่กล่าวมาแล้ว



พื้นที่แรเงาคือความเสี่ยง  $R_5$  ที่ Loading จะเกิน Fixed Capacity 5 หน่วย ส่วนความเสี่ยงที่ Loading จะเกิน Capacity เมื่อ Capacity คือตัวแปรแรนด้อม คือ  $R = \int_{-\infty}^{\infty} \left[ \int_c^{\infty} f(L) dL \right] g(c) dc$  สมมติว่า Loading และ Capacity ในรูปมีการแจกแจงแบบปกติ (ตัวอย่างที่ 5.6)

**รูปที่ 5.5** การวิเคราะห์ความเสี่ยงรวม

ความน่าจะเป็นที่ Capacity จะมีค่าอยู่ในช่วง  $dc$  เล็ก ๆ รอบค่า  $c$  คือ  $g(c) dc$  ถ้าสมมติว่า  $L$  และ  $c$  เป็นตัวแปรแรนด้อมอิสระ ความเสี่ยงรวมจะคำนวณได้จากผลรวมของความน่าจะเป็นที่ Loading จะเกิน Capacity แต่ละค่าในช่วงค่าที่เป็นไปได้

$$R = \int_{-\infty}^{\infty} \left[ \int_c^{\infty} f(L) dL \right] g(C) dC \dots\dots\dots (5.30)$$

ความเชื่อถือได้ (Reliability) ของระบบคือความน่าจะเป็นที่ระบบจะทำงานได้ตามฟังก์ชันที่กำหนดไว้ในช่วงเวลาที่กำหนด และภายใต้สภาพที่กำหนดไว้ (Harr, 1987) ความเชื่อถือได้  $\bar{R}$  คือ Complement ของความเสี่ยง หรือความน่าจะเป็นที่ Loading จะไม่เกิน Capacity

$$\begin{aligned} \bar{R} &= P(L < C) \dots\dots\dots (5.31) \\ &= 1 - R \end{aligned}$$

$$\text{หรือ } R = \int_{-\infty}^{\infty} \left[ \int_{\infty}^c f(L) dL \right] g(c) dc \dots\dots (5.32)$$

ตัวอย่างที่ 5.6 ในช่วงปีหน้าเทศบาลเมืองแห่งหนึ่งประเมินว่ามีความต้องการน้ำ loading 3 หน่วย ซึ่งมีความเบี่ยงเบนมาตรฐาน 1 หน่วย จงคำนวณ

(a) ความเสี่ยงที่ความต้องการน้ำจะเกินขีดความสามารถในการจ่ายน้ำของระบบประปา (Capacity) ซึ่งมีขนาด 5 หน่วย

(b) ความเสี่ยงต่อความล้มเหลวถ้าขีดความสามารถในการจ่ายน้ำของระบบประปามีความเบี่ยงเบนมาตรฐาน 0.75 หน่วย

สมมติว่า Loading และ Capacity มีการแจกแจงแบบปกติ

วิธีทำ (a) Loading มีการแจกแจงแบบปกติ ซึ่งมี  $\mu_L = 3$  และ  $\sigma_L = 1$

$$f(L) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_L} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{L-\mu_L}{\sigma_L}\right)^2}$$

$$= \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}(L-3)^2}$$

ถ้า  $c^* = 5$  ความเสี่ยง

$$R = \int_{c^*}^{\infty} f(L) dL$$

$$= \int_5^{\infty} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}(L-3)^2} dL$$

$$\text{หรือ } R = 1 - \int_{-\infty}^5 \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}(L-3)^2} dL$$

$$\text{ให้ } u = \frac{L - \mu_L}{\sigma_L}$$

$$= \frac{L - 3}{1}$$

$$\text{ถ้า } L = 5; u = 2$$

$$L = -\infty \quad u = \infty$$

$$dL = du$$

$$\begin{aligned} R &= 1 - \int_{-\infty}^2 \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \\ &= 1 - F_z(2) \end{aligned}$$

จากตารางที่ 2.2 ในบทที่ 2

$$F_z(2) = 0.977$$

$$R = 1 - 0.977$$

$$= 0.023$$

สรุป มีโอกาสความน่าจะเป็น 2% ที่ความต้องการน้ำจะมากเกินความสามารถในการจ่ายน้ำของระบบประปาซึ่งมีขนาด 5 หน่วย

(b) Capacity มีการแจกแจงแบบปกติซึ่งมี  $\mu_c = 5$  และ  $\sigma_c = 0.75$

$$\begin{aligned} g(c) &= \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_c} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{c-\mu_c}{\sigma_c}\right)^2} \\ &= \frac{1}{\sqrt{2\pi}(0.75)} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{c-5}{0.75}\right)^2} \\ &= \frac{1.333}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{c-5}{0.75}\right)^2} \end{aligned}$$

ความเสี่ยงต่อความล้มเหลว

$$R = \int_{-\infty}^{\infty} \left[ \int_c^{\infty} f(L) dL \right] g(c) dc$$

$$R = \int_{-\infty}^{\infty} \left[ \int_c^{\infty} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}(L-3)^2} dL \right] \frac{1.333}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{c-5}{0.75}\right)^2} dc$$

ประเมิน Integral ด้วย Numerical Integration โดยใช้คอมพิวเตอร์  
จะได้

$$R = 0.052$$

สรุป มีโอกาสความน่าจะเป็น 5 % ที่ความต้องการน้ำของเมืองจะเกินขีดความสามารถในการจ่ายน้ำของระบบประปาในหน้า เมื่อสมมติว่า Capacity มีการแจกแจงแบบปกติ ซึ่งมี Mean 5 และความเบี่ยงเบนมาตรฐาน 0.75

จากตัวอย่าง 5.6 จะเห็นได้ว่าการคำนวณความเสี่ยงต่อความล้มเหลวรวมอาจมีความยุ่งยากและจำเป็นต้องใช้คอมพิวเตอร์ในการหาค่าอินทิเกรชัน โดยเฉพาะอย่างยิ่งถ้าเลือกฟังก์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็นของ Loading และ Capacity ที่ค่อนข้างจะใกล้เคียงความจริงมากขึ้น เช่น การแจกแจงแบบ Extreme Value หรือ Log-Pearson Type III สำหรับ Loading และการแจกแจงแบบ Lognormal สำหรับ Capacity

การวิเคราะห์ความเสี่ยงรวมทั้งนี้เป็นการวิเคราะห์แบบ Static ซึ่งหมายความว่า เป็นการประเมินความเสี่ยงต่อความล้มเหลวจากกรณีภัยที่รุนแรงที่สุดเพียงกรณีเดียวของ Loading ที่กระทบต่อระบบในช่วงอายุออกแบบ (Design Life) การวิเคราะห์ความเสี่ยงแบบที่ยุ่งยากขึ้นอีก คือการวิเคราะห์แบบ Dynamic ซึ่งพิจารณาถึงความเป็นไปได้ของ Extreme Loadings หลาย ๆ เหตุการณ์ในช่วงอายุออกแบบ ซึ่งแต่ละเหตุการณ์อาจก่อให้เกิดความล้มเหลวได้ ความเสี่ยงรวมของความล้มเหลวจะรวมถึงโอกาสของความล้มเหลวหลาย ๆ ครั้งในช่วงอายุออกแบบ

## 5.5 การวิเคราะห์ความเสี่ยงของช่วงเพื่อความปลอดภัยและแฟคเตอร์ความปลอดภัย

(Risk Analysis of Safety Margins and Safety Factors)

### 5.5.1 ช่วงเพื่อความปลอดภัย (Safety Margins)

ช่วงเพื่อความปลอดภัยหมายถึง ผลต่างระหว่าง Capacity ของโครงการและค่า Loading ออกแบบที่คำนวณได้

$$SM = C - L$$

จากสมการที่ 5.28 จะได้ว่า

$$R = P(SM < 0) \dots\dots\dots (5.33)$$

ถ้า C และ L เป็นตัวแปรแรนค้อมอิสระ ค่าเฉลี่ยของ SM จะหาได้จาก

$$\mu_{SM} = \mu_C - \mu_L \dots\dots\dots (5.34)$$

และแวนเรียนซ์

$$\sigma_{SM}^2 = \sigma_C^2 + \sigma_L^2 \dots\dots\dots (5.35)$$

ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานหรือความผิดพลาดมาตรฐานในการประเมินค่า SM คือ

$$\sigma_{SM} = (\sigma_C^2 + \sigma_L^2)^{1/2} \dots\dots\dots (5.36)$$

ถ้า SM มีการแจกแจงแบบปกติ

$$Z = \frac{SM - \mu_{SM}}{\sigma_{SM}}$$

โดยการเอา  $\mu_{SM}$  ลบออกจากทั้งสองข้างของเครื่องหมาย = ของสมการ

(5.33) แล้วหารทั้ง 2 ข้างด้วย  $\sigma_{SM}$  จะได้

$$\begin{aligned} R &= P\left(\frac{SM - \mu_{SM}}{\sigma_{SM}} < -\frac{\mu_{SM}}{\sigma_{SM}}\right) \\ &= P\left(Z < -\frac{\mu_{SM}}{\sigma_{SM}}\right) \dots\dots\dots (5.37) \\ &= F_Z\left(-\frac{\mu_{SM}}{\sigma_{SM}}\right) \end{aligned}$$

เมื่อ  $F_Z$  คือฟังก์ชันการแจกแจงปกติมาตรฐาน

ตัวอย่างที่ 5.7 จงคำนวณความเสี่ยงต่อความล้มเหลวของระบบประปาในตัวอย่าง 5.6

เมื่อสมมติว่าช่วงเพื่อความปลอดภัย SM มีการแจกแจงแบบปกติ โดยมี  $\mu_C = 5$  หน่วย

$\sigma_C = 0.75$  หน่วย  $\mu_L = 3$  หน่วย และ  $\sigma_L = 1$  หน่วย

วิธีทำ

จากสมการ 5.34

$$\begin{aligned}\mu_{SM} &= \mu_C - \mu_L \\ &= 5 - 3 = 2\end{aligned}$$

จากสมการ 5.36

$$\begin{aligned}\sigma_{SM} &= (\sigma_C^2 + \sigma_L^2)^{1/2} \\ &= (0.75^2 + 1^2)^{1/2} \\ &= 1.25\end{aligned}$$

จากสมการ 5.37

$$\begin{aligned}R &= F_Z \left( - \frac{\mu_{SM}}{\sigma_{SM}} \right) \\ &= F_Z \left( - \frac{2}{1.25} \right) \\ &= F_Z (-1.60)\end{aligned}$$

จากตารางที่ 2.2 บทที่ 2

$$R = 0.055 \text{ ซึ่งใกล้เคียงกับที่คำนวณได้จากตัวอย่าง 5.6}$$

ในการวิเคราะห์ที่สมมติว่า SM มีการแจกแจงแบบปกติ แต่ไม่ได้ระบุการแจกแจงของ Loading และ Capacity Ang (1973) กล่าวว่า ถ้า  $R > 0.001$  ฟังก์ชันการแจกแจงของ L และ C จะไม่มีผลต่อ R มากนัก และสามารถสมมติว่าการแจกแจงของ SM เป็นแบบปกติ สำหรับกรณีที่ความเสี่ยงมีค่าน้อยเช่น  $R = 0.00001$  รูปร่างของหางของการแจกแจงของ L และ C จะสำคัญมาก และในการนี้ควรใช้การวิเคราะห์ความเสี่ยงรวมเต็มรูปตามที่ได้อธิบายไว้ในหัวข้อ 5.4 ในการประเมินความเสี่ยงต่อความล้มเหลว

5.5.2 แฟกเตอร์ความปลอดภัย (Safety Factor)

แฟกเตอร์ความปลอดภัยคืออัตราส่วน  $\frac{C}{L}$  และความเสี่ยงต่อความล้มเหลว R

$$R = P(SF < 1)$$

ถ้าใส่  $\ln$  ทั้งสองข้างของเครื่องหมาย <

$$R = P (\ln SF < 0)$$

$$= p (\ln \frac{C}{L} < 0)$$

ถ้า Capacity และ Loading เป็นอิสระต่อกันและมีการแจกแจงแบบ lognormal ความเสี่ยงคือ (Huang, 1986)

$$R = F_z \left( \frac{\frac{\mu_C}{\mu_L} \left( \frac{1 + CV_L^2}{1 + CV_C^2} \right)^{1/2}}{(\ln[(1+CV_C^2)(1+CV_L^2)])^{1/2}} \right) \dots\dots\dots (5.39)$$

ตัวอย่างที่ 5.8 จงทำตัวอย่างที่ 5.7 ใหม่ โดยสมมติว่า Capacity และ Loading มีการแจกแจงแบบ Lognormal

วิธีทำ จากตัวอย่างที่ 5.7

$$\mu_C = 5 \text{ และ } \sigma_C = 0.75$$

$$CV_C = \frac{0.75}{5} = 0.15$$

$$\mu_L = 3 \text{ และ } \sigma_L = 1$$

$$CV_L = \frac{1}{3} = 0.333$$

จากสมการ 5.39

$$R = F_z \left( \frac{- \ln \left[ \frac{5}{3} \left( \frac{1 + (0.333)^2}{1 + (0.15)^2} \right)^{1/2} \right]}{[\ln[(1+(0.15)^2)(1+(0.333)^2)]]^{1/2}} \right)$$

$$= F_z (- 1.5463) = 0.061$$

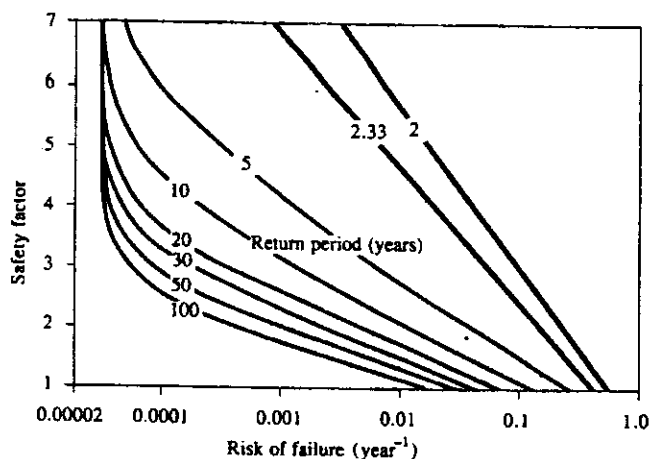
ตามข้อสมมตินี้ ความเสี่ยงต่อความล้มเหลวเท่ากับ 6.1 % แต่จากตัวอย่าง 5.7 ซึ่งสมมติว่าช่วงเพื่อความปลอดภัยมีการแจกแจงแบบปกติ ค่าความเสี่ยงคือ 5.5 % ซึ่งไม่ต่างกันมากนัก



### 5.5.3 ความสัมพันธ์ระหว่างความเสี่ยง-แฟคเตอร์ความปลอดภัย-รอบปีการเกิดซ้ำ

แนวทางการปฏิบัติในการออกแบบโดยทั่ว ๆ ไปคือการเลือกรอบปีการเกิดซ้ำ แล้วจึงหา Loading  $L$  ตามรอบปีการเกิดซ้ำที่เลือก เพื่อนำมาออกแบบ Capacity ของอาคารชลศาสตร์ แฟคเตอร์ความปลอดภัยปกติจะพิจารณารวมเข้าไปในค่ารอบปีการเกิดซ้ำ อย่างไรก็ตามอาจใช้วิธีการคูณ Loading ด้วยค่าแฟคเตอร์ความปลอดภัย แล้วจึงออกแบบอาคารให้มี Capacity  $C = SF \times L$  ก็ได้ ตามที่ได้พูดถึงมาแล้วว่ามีความไม่แน่นอนต่าง ๆ เข้ามามีเกี่ยวข้องกับทั้ง  $L$  และ  $C$  ของอาคารที่ออกแบบ โดยการวิเคราะห์ความเสี่ยงรวม อาจกำหนดหาความเสี่ยงต่อความล้มเหลวสำหรับรอบปีการเกิดซ้ำและแฟคเตอร์ความปลอดภัยที่เลือก ผลการคำนวณดังกล่าวแสดงอยู่ในรูปที่ 5.6 ซึ่งแสดงถึงความเสี่ยงในการออกแบบท่อลอดของลำน้ำ Glade ใกล้ Reston ในมลรัฐเวอร์จิเนีย ค่าความเสี่ยงในรูปคือ ค่าความน่าจะเป็นของความล้มเหลวประจำปีเช่น ถ้ารอบปีการเกิดซ้ำคือ 100 ปี และแฟคเตอร์ความปลอดภัยคือ 1.0 ความเสี่ยงต่อความล้มเหลวในปีใด ๆ คือ 0.015 หรือ 1.5 % แต่ถ้าแฟคเตอร์ความปลอดภัยเพิ่มเป็น 2.0 ความเสี่ยงในปีใด ๆ จะลดลงเหลือ 0.0006 หรือ 0.06 %

แนวทางการปฏิบัติในการออกแบบทางอุทกวิทยาในปัจจุบันเกี่ยวข้องกับความไม่แน่นอนตามธรรมชาติของปรากฏการณ์ทางอุทกวิทยา โดยการเลือกรอบปีการเกิดซ้ำออกแบบและความไม่แน่นอนเนื่องจากโมเดลและพารามิเตอร์ โดยการใช้ค่าแฟคเตอร์ความปลอดภัยหรือช่วงเพื่อเพื่อความปลอดภัย กรณีนี้จะสามารถประเมินความเสี่ยงและความไม่แน่นอนได้อย่างมีระบบมากขึ้น โดยใช้วิธีการวิเคราะห์ความไม่แน่นอน ลำดับที่ 1 และการวิเคราะห์ความเสี่ยงรวมตามที่ได้กล่าวถึงในบทนี้ อย่างไรก็ตามควรจำใส่ใจว่า ฟังก์ชันของตัวแปรแรนด้อมคือ ตัวแปรแรนด้อมตัวหนึ่ง จึงมีความไม่แน่นอน ในการประเมินความเสี่ยงและความเชื่อถือได้ด้วยวิธีดังกล่าวถึงนี้ด้วยและค่าจริงเป็นเท่าใดไม่มีทางรู้ได้อย่างแน่นอน



รูปที่ 5.6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเสี่ยง-แฟกเตอร์ความปลอดภัย-รอบปีการเกิดซ้ำ สำหรับการออกแบบท่อลอดในลำน้ำ Glade ใกล้ Reston มลรัฐเวอร์จิเนีย ซึ่ง Loading (น้ำท่วม) มีการแจกแจงความน่าจะเป็นแบบ Extreme Value Type I และ Capacity มีการแจกแจงแบบ Lognormal (ผลจากการวิเคราะห์ความไม่แน่นอน ลำดับที่ 1)  
(Tung and Mays 1980)

## 5.6 เอกสารอ้างอิง

1. Ang, A.H.-S. (1973), Structural Risk Analysis and Reliability-Based Design, J. Structural Div., ASCE, Vol 99, No. ST 9, pp 1891-1910, 1973.
2. Chow, V.T. (1959), Open-Channel Hydraulice, McGraw-Hill, New York.
3. Chow, V.T. and et. al (1986), Applied Hydrology, McGraw-Hill Book Company.

4. Harr, M.E. (1987), Reliability-Based Design in Civil Engineering, McGraw-Hill, New York.
5. Hirsch, R.M. (1979), Synthetic Hydrology and Water Supply Reliability, Water Resources Research, Vol. 15, No. 6, pp. 1603-1615, December.
6. Huang, K.-Z. (1986), Reliability Analysis on Hydraulic Design of Open Channel, in Stochastic and Risk Analysis in Hydraulic Engineering, ed. by B.C. Yen, Water Resources Publications, Littleton, Colo.
7. Lee, H.-L., and L.W. Mays (1986), Hydraulic Uncertainties in Flood Levee Capacity, J. Hyd. Div., Am. Soc. Civ. Eng., Vol. 112, No. 10, pp. 928-934.
8. Salas, J.D., et.al. (1980), Applied Modelling of Hydrologic Time Series, Water Resources Publications, Littleton, Colo.
9. Tung, Y.-k., and L.W. Mays (1980), Risk Analysis for Hydraulic Design, J. Hyd. Div., Am. Soc. Civ. Eng., Vol. 106, No. HY 5, pp. 893-913.
10. World Meteorological Organization (1983), Guide to Hydrological Practices, Vol. 2, Analysis, Forecasting, and Other Applications, WMO No. 168, 4 th. ed., Geneva, Switzerland.
11. US. Army Corps of Engineers (1986), Hydrologic Engineering Center, computer Program Catalog, Davis, Calif., August.

## 5.7 แบบฝึกหัด

- (1) จงคำนวณหารอบปีการเกิดซ้ำที่เหมาะสมสำหรับการออกแบบการควบคุมน้ำท่วมในตัวอย่างที่ 5.3 ถ้ากำหนดว่าค่าลงทุนรายปี (Annual Capital Cost) ในตารางที่ 5.2 มีค่าเพิ่มขึ้นเป็น 2 เท่า ส่วนค่าความเสียหาย (Damage Costs) คงเดิม
- (2) ในการคำนวณการไหลของน้ำในทางน้ำธรรมชาติ พบว่าความลึกในการไหลของน้ำเท่ากับ 15 ฟุต อัตราการไหล 8000 ลบ.ฟุต/วินาที และ Manning's  $n$  เท่ากับ 0.045 ถ้าอัตราการไหลเปลี่ยนไป 1000 ลบ.ฟุต/วินาที จะทำให้ระดับน้ำเปลี่ยนไป 0.8 ฟุต และถ้า Manning's  $n$  เปลี่ยนไป 0.005 ระดับน้ำจะเปลี่ยนไป 0.6 ฟุต ถ้าสมมติว่าอัตราการไหลมีความถูกต้อง  $\pm 30\%$  และ Manning's  $n$  มีความถูกต้อง  $\pm 10\%$  จงคำนวณหาความผิดพลาด (Error) ในการคำนวณความลึกในการไหลของน้ำ (หรือระดับน้ำ)
- (3) จากตัวอย่างที่ 5.4 พลังงานน้ำสูง 8.4 ฟุต ซึ่งคิดจากความลึกของน้ำ 7.4 ฟุต บวก Freeboard หรือ Safety Margin 1.0 ฟุต จงคำนวณหา Safety Factor และถ้า Manning's  $n$  จริงเท่ากับ 0.045 แทนที่จะเท่ากับ 0.035 ตามที่สมมติไว้ จงคำนวณหา Safety Factor และบอกว่าการออกแบบป้องกันน้ำท่วมมีความปลอดภัยหรือไม่
- (4) ในการออกแบบควบคุมน้ำท่วม ถ้ากำหนดให้ การแจกแจงความน่าจะเป็นของน้ำท่วม ค่าความเสียหายสำหรับน้ำท่วมขนาดต่าง ๆ และค่าลงทุนก่อสร้างอาคารควบคุมน้ำท่วม รายปีมีค่าคงแสดงในตาราง จงคำนวณหารอบปีการเกิดซ้ำออกแบบที่เหมาะสมในเชิง เศรษฐศาสตร์

Return Period	Q cms	Damage Million Bht.	Capital Cost Million Bht./Year
1	0	0	0
5	490	60	6
10	550	140	9
25	630	250	25
50	690	300	50
100	740	400	80
200	800	500	100

(5) ในการศึกษาโครงการป้องกันน้ำท่วมเมือง เนื่องจากน้ำในแม่น้ำไหลล้นตลิ่งในช่วงน้ำหลาก มีข้อมูลดังต่อไปนี้ .-

- น้ำท่วมมีการแจกแจงแบบ Gumbel โดยมี

$$\text{Mean} = 1,000 \text{ cms.}$$

$$\text{Standard Deviation} = 710 \text{ cms.}$$

- จากการศึกษาพบว่า ความเสียหายเนื่องจากน้ำท่วมขึ้นอยู่กับปริมาณน้ำที่ไหลล้นตลิ่งหรือคันกั้นน้ำเข้าท่วมเมือง ดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1

ปริมาณน้ำที่ไหลล้นตลิ่งหรือคันกั้นน้ำ (cms.)	ความเสียหาย D(x) (ล้านบาท/ปี)
1,000	500
2,000	1,500
3,000	2,000

วิศวกรโครงการกำลังศึกษาเปรียบเทียบแผนในการป้องกันน้ำท่วม 3 แผน เพื่อหาทางเลือกที่ดีที่สุด แผนดังกล่าวคือ

แผน 1 ไม่ต้องทำอะไรเลย ถ้าน้ำท่วมมีขนาดน้อยกว่า 1,000 cms. จะไม่เกิดความเสียหายเนื่องจากน้ำท่วม

แผน 2 สร้างคันกั้นน้ำสูง 0.50 เมตร ซึ่งจะต้องเสียค่าลงทุนในการก่อสร้าง และค่าบำรุงรักษาซ่อมแซมเฉลี่ย 60 ล้านบาทต่อปี คันกั้นน้ำดังกล่าวจะสามารถป้องกันน้ำท่วมเมืองได้ ถ้าขนาดน้ำท่วมน้อยกว่า 1,500 cms.

แผน 3 สร้างคันกั้นน้ำสูง 1.00 เมตร ซึ่งจะต้องเสียค่าลงทุนในการก่อสร้างและค่าบำรุงรักษาซ่อมแซมเฉลี่ย 100 ล้านบาทต่อปี คันกั้นน้ำดังกล่าวจะสามารถป้องกันน้ำท่วมเมืองได้ ถ้าขนาดน้ำท่วมน้อยกว่า 2,000 cms.

#### จงหา

1. ค่าความเสียหายเนื่องจากน้ำท่วมที่คาดว่าจะเกิดสำหรับแผนที่ 1
2. ค่าความเสียหายเนื่องจากน้ำท่วมที่คาดว่าจะเกิดรวมค่าลงทุน สำหรับแผนที่ 2
3. ค่าความเสียหายเนื่องจากน้ำท่วมที่คาดว่าจะเกิดรวมค่าลงทุน สำหรับแผนที่ 3
4. แผนที่เหมาะสมให้ดำเนินการ

(6) จากการศึกษาโครงการสูบน้ำใต้ดินเพื่อการชลประทานแห่งหนึ่ง พบว่าปริมาณน้ำที่สามารถสูบขึ้นมาใช้เพื่อการชลประทานได้ในแต่ละปีมีค่าแตกต่างกัน ดังตารางที่ 2 ซึ่งขึ้นอยู่กับปริมาณน้ำที่ Recharge ให้กับแหล่งน้ำใต้ดินตามธรรมชาติในแต่ละปี

ตารางที่ 2 สถิติปริมาณน้ำที่สูบขึ้นมาใช้ได้

ปี	ปริมาณน้ำ ล้าน ม <sup>3</sup>	ปี	ปริมาณน้ำ ล้าน ม <sup>3</sup>	ปี	ปริมาณน้ำ ล้าน ม <sup>3</sup>
2510	10	2520	19	2530	11
11	15	21	12	31	14
12	20	22	11	32	17
13	12	23	15	33	18
14	13	24	16		
15	11	25	18		
16	9	26	20		
17	17	27	20		
18	18	28	10		
19	18	29	15		

ความต้องการใช้น้ำในแต่ละปีก็แตกต่างกันตามสภาพภูมิอากาศ หน้าที่ที่ปลูก  
และจำนวนพื้นที่เพาะปลูก ดังตารางที่ 3

จงหา

1. โอกาสความน่าจะเป็นที่ความต้องการน้ำของโครงการจะเกินกว่าขีดความสามารถในการสูบน้ำของโครงการ จนก่อให้เกิดการขาดน้ำ (ตั้งสมมติฐานที่จำเป็น)
2. ความเสี่ยงของโครงการที่อยู่ในเกณฑ์ยอมรับได้หรือไม่

ตารางที่ 3 สถิติความต้องการน้ำชลประทานของโครงการ

ปี	ความต้องการน้ำ ล้าน ม <sup>3</sup>	ปี	ความต้องการน้ำ ล้าน ม <sup>3</sup>	ปี	ความต้องการน้ำ ล้าน ม <sup>3</sup>
2510	12	2520	11	2530	11
11	11	21	11	31	12
12	10	22	14	32	13
13	9	23	15	33	15
14	8	24	9		
15	12	15	8		
16	15	26	10		
17	15	27	20		
18	14	28	19		
19	13	29	10		

- (7) จงคำนวณความเสี่ยงที่ระบบระบายน้ำฝนจะระบายน้ำได้ไม่ทัน หรือ Loading เกิน Capacity ของระบบระบายน้ำฝน พิจารณาว่าใช้สูตร Rational ในการประเมิน Loading และใช้สูตร Manning ในการออกแบบ Capacity สมมติว่า Loading และ Capacity มีการแจกแจงแบบปกติ และช่วงเพื่อความปลอดภัย (Safety Margins) ในการออกแบบมีการแจกแจงแบบปกติ และกำหนดข้อมูลอื่น ๆ ดังนี้

Parameter	Mean	Coefficient of Variation
C	0.825	0.071
i	3.4 in/hr	0.177
A	10 acres	0.05
n	0.015	0.0553
d	4 ft	0.010
$s_o$	0.001	0.068

Hint : - สูตร Manning

$$Q = \frac{0.463}{n} s_o^{1/2} d^{8/3}$$

$$Q = \text{cfs}$$

$$d = \text{ft.}$$

- ใช้หลักการวิเคราะห์ความไม่แน่นอนลำดับที่ 1 ในการหาพารามิเตอร์ของการแจกแจง

$$s_w^2 = \left(\frac{\partial f}{\partial x_1}\right)^2 s_{x_1}^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial x_2}\right)^2 s_{x_2}^2 + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial x_n}\right)^2 s_{x_n}^2$$

- หาค่าความเสี่ยงโดยวิธีการวิเคราะห์ความเสี่ยงของช่วงเพื่อความปลอดภัย

$$\begin{aligned} \bar{R} &= P\left[ \frac{SM - \mu_{SM}}{\sigma_{SM}} < -\frac{\mu_{SM}}{\sigma_{SM}} \right] \\ &= F_z\left(-\frac{\mu_{SM}}{\sigma_{SM}}\right) \end{aligned}$$



การออกแบบพายุฝน  
(Design Storms)

การออกแบบพายุฝน คือการกำหนดรูปแบบฝนเพื่อใช้ในการออกแบบระบบอุทกวิทยา พายุฝนออกแบบจะเป็น Input ของระบบอุทกวิทยา เพื่อคำนวณหาอัตราการไหลผ่านระบบ โดยวิธีน้ำฝน-น้ำท่า (Rainfall-Runoff) และวิธีการเร้าท์ปริมาณการไหล (Flow Routing) ค่าพายุฝนออกแบบสามารถกำหนดอยู่ในรูปต่าง ๆ คือความลึกฝนที่จุดใดจุดหนึ่ง หรือไฮเอโทกราฟออกแบบ (Design Hyetograph) ซึ่งระบุการแจกแจงตามเวลาของฝนระหว่างพายุ หรือแผนที่เส้นชั้นความลึกน้ำฝนซึ่งระบุการแจกแจงฝนตามพื้นที่

ในการออกแบบพายุฝนอาจหาจากข้อมูลฝนที่บันทึกไว้ที่บริเวณใดบริเวณหนึ่ง หรือโดยการสร้างข้อมูลจากลักษณะทั่ว ๆ ไปของฝนในลุ่มน้ำ การออกแบบพายุฝน เช่นความลึกฝนเฉพาะจุดจะมีประโยชน์สำหรับการประเมินอัตราการไหลสูงสุดในสมการ Rational ในการออกแบบท่อระบายน้ำฝน (Storm Sewers) และท่อลอดถนน หรือการใช้ไฮเอโทกราฟของพายุ (Storm Hyetograph) เป็น Input ในการวิเคราะห์น้ำฝน-น้ำท่า ในการออกแบบ Urban Detention Basins หรือการออกแบบทางระบายน้ำล้นของโครงการอ่างเก็บน้ำขนาดใหญ่ ในบทนี้จะได้กล่าวถึงการออกแบบความลึกฝน ไฮเอโทกราฟ และขีดจำกัดประเมินของพายุฝนตามวิธีฝนสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Precipitation)

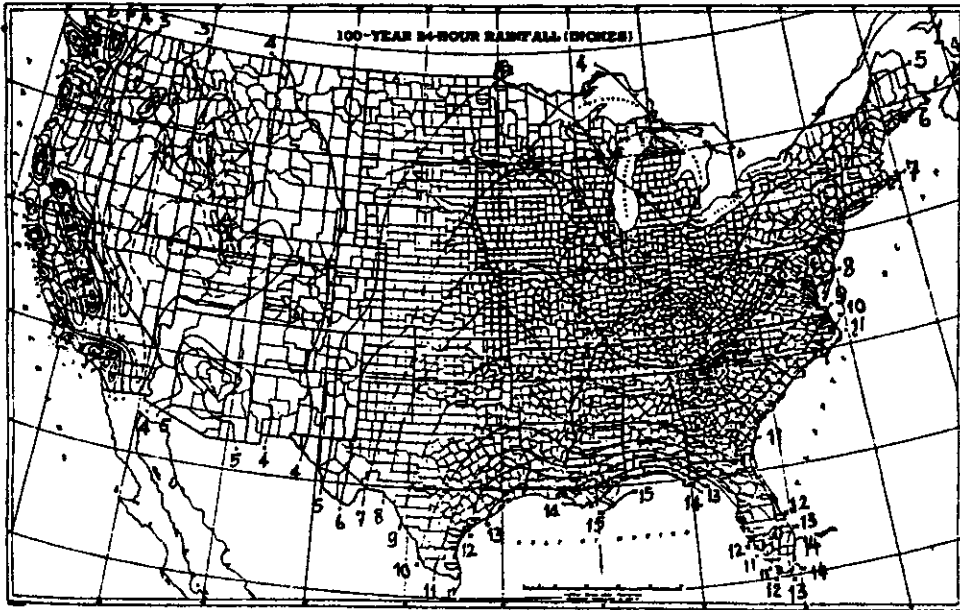
6.1 ความลึกฝนออกแบบ (Design Rainfall)

6.1.1 ฝนเฉพาะจุด (Point Rainfall)

วิธีการวิเคราะห์ฝนเฉพาะจุดที่สำคัญ คือการวิเคราะห์ฝนแบบความลึก (ความเข้ม)-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ ซึ่งขั้นตอนการวิเคราะห์ในรายละเอียดได้กล่าวมาแล้วในบทที่ 3

Hersfield, D.M (1961) ได้พัฒนาแผนที่เส้นชั้นน้ำฝนสำหรับความลึกฝนออกแบบสำหรับประเทศสหรัฐอเมริกา ซึ่งได้ตีพิมพ์ใน U.S. Weather Bureau Technical Paper No. 40 (แผนที่เส้นชั้นความลึกน้ำฝนดังกล่าวมีช่วงเวลาระหว่าง 30 นาที ถึง 24 ชั่วโมง และมีรอบปีการเกิดซ้ำ 1 ถึง 100 ปี)พร้อมทั้งจัดทำ Interpolation Diagrams เพื่อ

การหาค่าความลึกฝนที่ช่วงเวลา และรอบปีการเกิดซ้ำซึ่งไม่ได้แสดงในแผนที่ รูปที่ 6.1 แสดง ตัวอย่างแผนที่เส้นชั้นความลึกน้ำฝนสำหรับ 100 ปี 24 ชั่วโมง

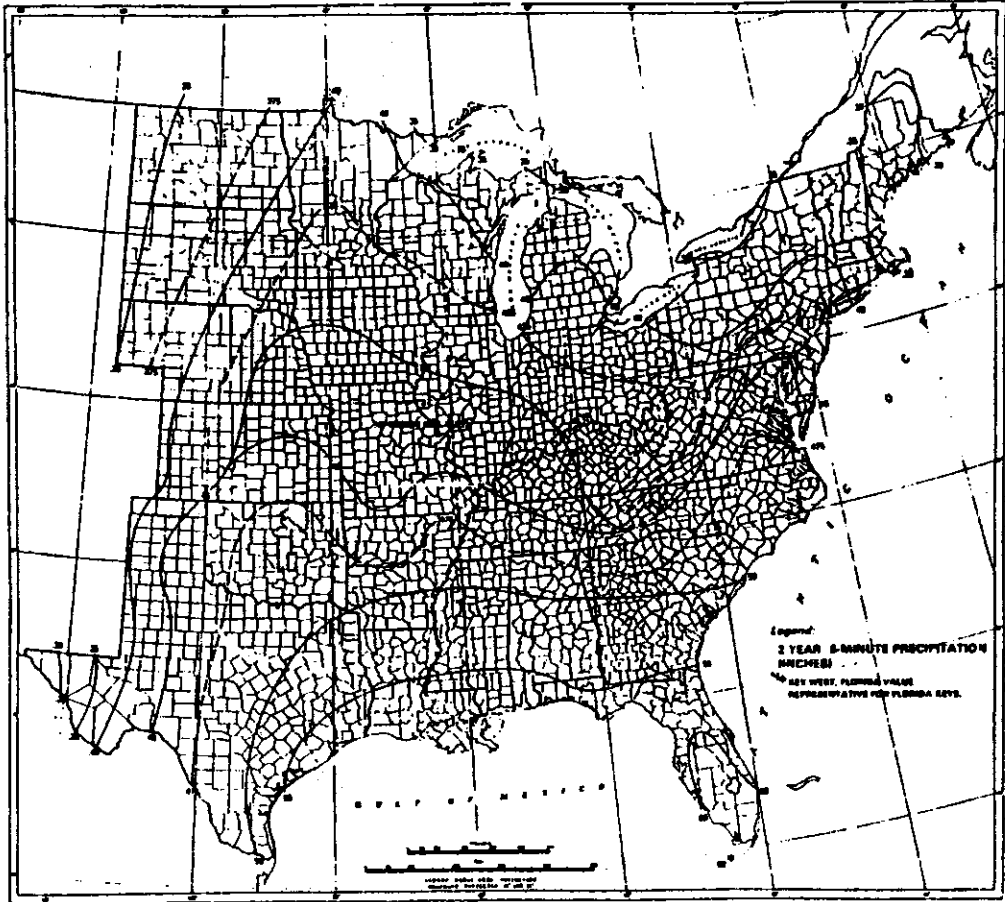


รูปที่ 6.1 แผนที่เส้นชั้นความลึกน้ำฝนสำหรับ 100 ปี 24 ชั่วโมง (Hershfield, 1961)

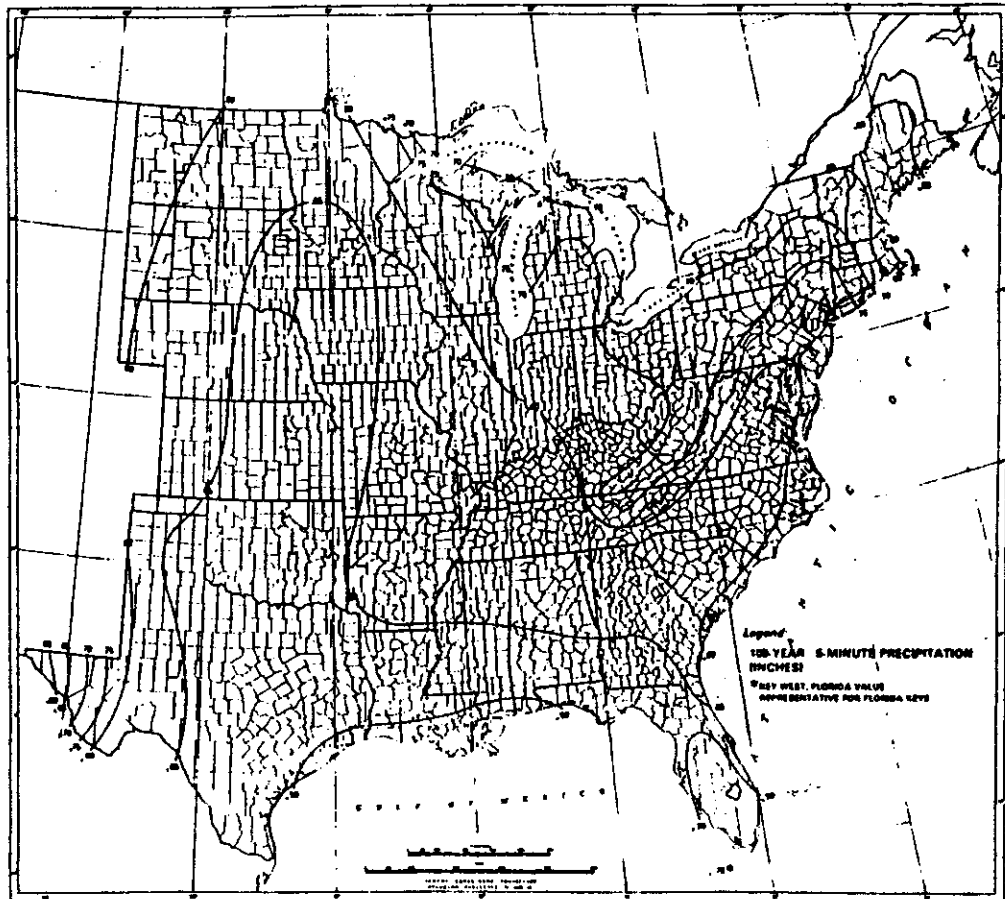
ในการออกแบบบางอย่าง เช่น การออกแบบท่อระบายน้ำฝน อาจต้องการรู้พื้นที่ มีช่วงเวลาเพียง 30 นาที หรือน้อยกว่า U.S. National Weather Service (Frederick, R.H., V.A. Meyers and E.P. Auciello, 1977) จึงได้จัดทำแผนที่ แสดงเส้นชั้นน้ำฝน ซึ่งมีช่วงเวลา 5 ถึง 60 นาที สำหรับภาคตะวันออกของสหรัฐอเมริกา ตัวอย่างแผนที่สำหรับช่วงเวลา 5, 15 และ 60 นาที และรอบปีการเกิดซ้ำ 2 และ 100 ปี แสดงอยู่ในรูปที่ 6.2 (a) ถึง 6.2 (f) ความลึกฝนสำหรับช่วงเวลา 10 และ 30 นาที และสำหรับรอบปีการเกิดซ้ำที่กำหนด จะหาได้โดยการ Interpolate จากค่าความลึกฝน ที่ 5, 15 และ 60 นาที ซึ่งมีรอบปีการเกิดซ้ำตามที่กำหนด ดังนี้

$$P_{10 \text{ นาที}} = 0.41 P_{5 \text{ นาที}} + 0.59 P_{15 \text{ นาที}} \dots\dots\dots(6.1 \text{ a})$$

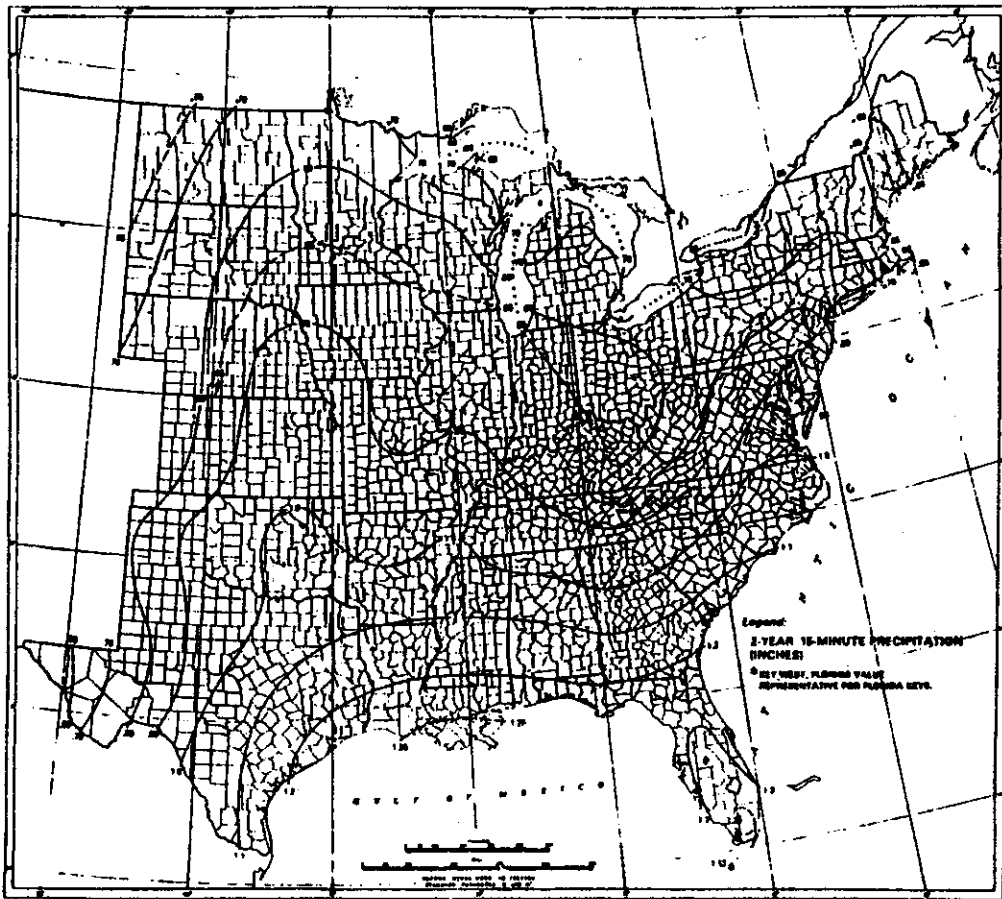
$$P_{30 \text{ นาที}} = 0.51 P_{15 \text{ นาที}} + 0.49 P_{60 \text{ นาที}} \dots\dots\dots(6.1 \text{ b})$$



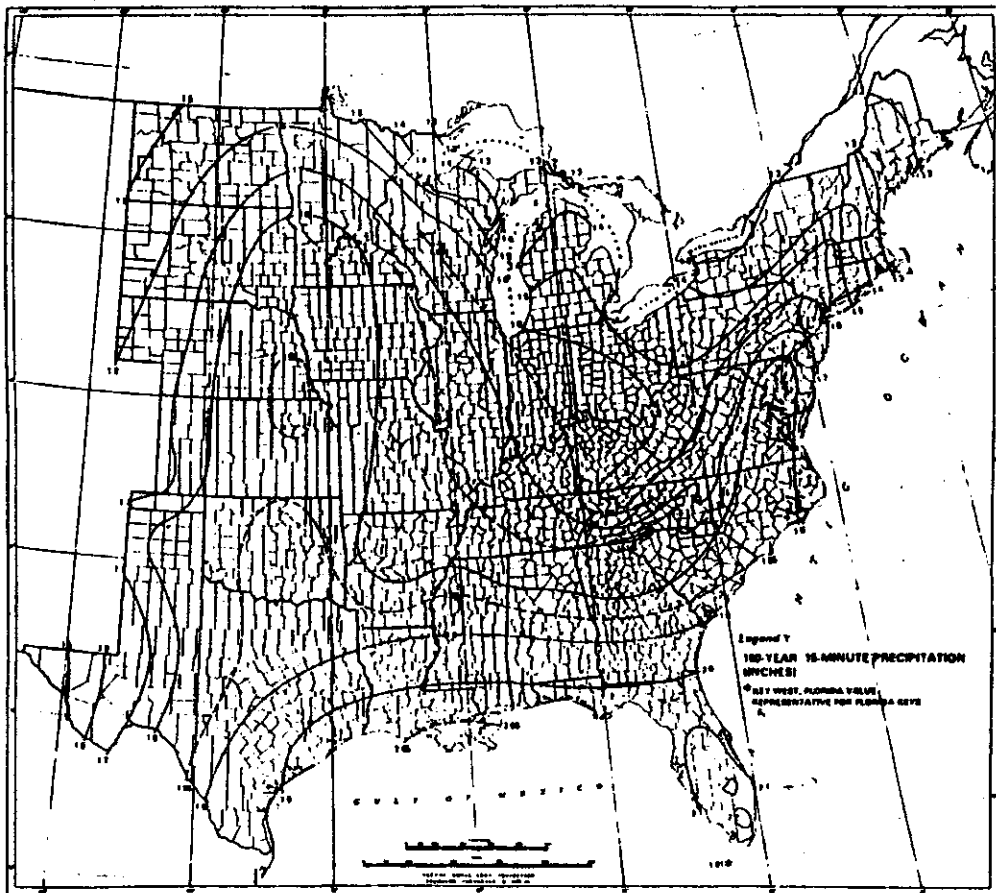
รูปที่ 6.2 (a) ความลึกฝนสำหรับ 2 ปี 5 นาที



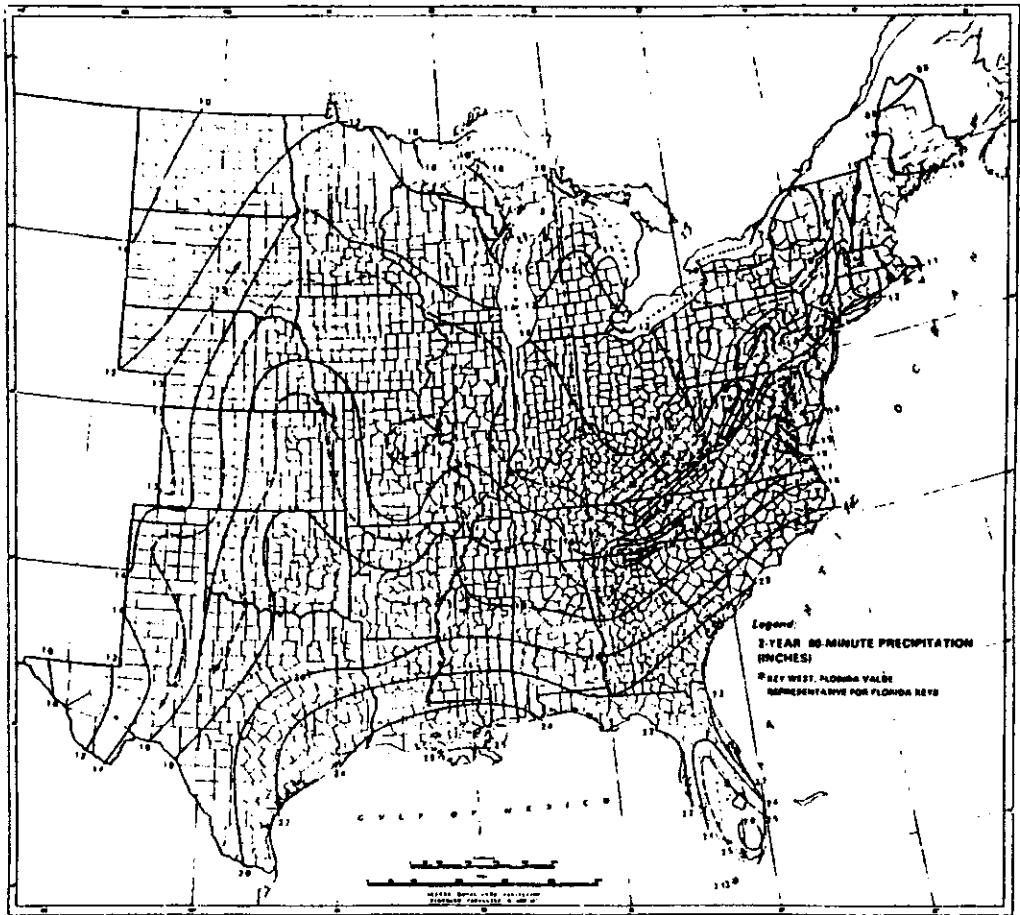
รูปที่ 6.2 (b) ความลึกฝนสำหรับ 100 ปี 5 นาที



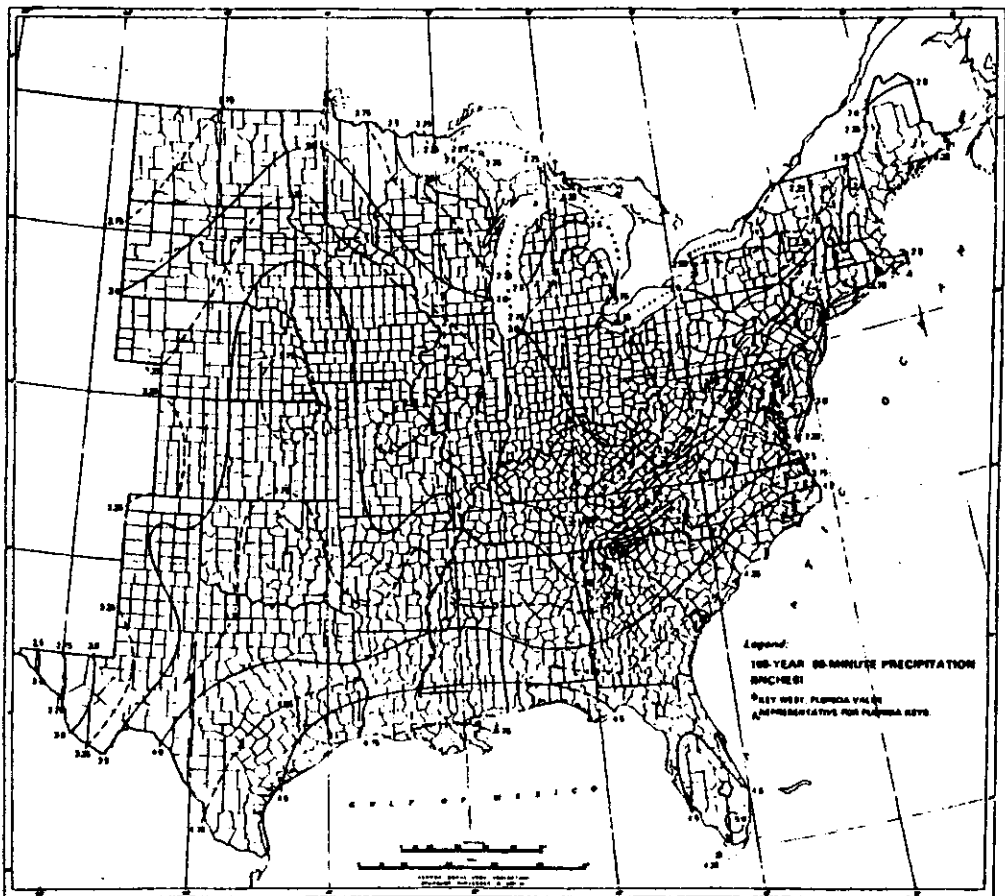
รูปที่ 6.2 (c) ความลึกฝนสำหรับ 2 ปี 15 นาที



รูปที่ 6.2 (d) ความลึกฝนสำหรับ 100 ปี 15 นาที



รูปที่ 6.2 (e) ความลึกฝนสำหรับ 2 ปี 60 นาที.



รูปที่ 6.2 (f) ความลึกฝนสำหรับ 100 ปี 60 นาที.

สำหรับรอบปีการเกิดซ้ำที่ไม่ใช่ 2 หรือ 100 ปี จะหาค่าได้โดยการ

Interpolate จากสมการ

$$P_{Tr \text{ ปี}} = a P_{2 \text{ ปี}} + b P_{100 \text{ ปี}} \dots\dots\dots(6.2)$$

เมื่อ  $a$  และ  $b$  คือ สัมประสิทธิ์ของสมการซึ่งขึ้นอยู่กับค่า  $Tr$  ดังตาราง  
ที่ 6.1

ตารางที่ 6.1 ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับการ Interpolate ความลึกฝนออกแบบโดยใช้  
สมการ 6.2 (Frederick, Myers and Auciello, 1977)

รอบปีการเกิดซ้ำ $Tr$	$a$	$b$
5	0.674	0.278
10	0.496	0.449
25	0.293	0.669
50	0.146	0.835

ตัวอย่างที่ 6.1 จงหาความลึกฝนออกแบบสำหรับพายุฝน 25 ปี 30 นาที ที่ Oklahoma City

วิธีทำ ให้  $P_{p, n}$  นาที = ความลึกฝนที่รอบปีการเกิดซ้ำเป็นปี และช่วงเวลาเป็น  
นาที ที่กำหนด

Oklahoma City	อยู่บริเวณตรงกลางรัฐ	Oklahoma
จากรูปที่ 6.2 (c)	$P_{2, 15}$	= 1.02 นิ้ว
จากรูปที่ 6.2 (d)	$P_{100, 15}$	= 1.86 นิ้ว
จากรูปที่ 6.2 (e)	$P_{2, 60}$	= 1.85 นิ้ว
จากรูปที่ 6.2 (f)	$P_{100, 60}$	= 3.80 นิ้ว

จากสมการ 6.1 b

$$P_{30 \text{ นาที}} = 0.51P_{15 \text{ นาที}} + 0.49P_{60 \text{ นาที}}$$

$$\begin{aligned} \text{สำหรับ } Tr = 2 \text{ ปี} : P_{2,30} &= 0.51 \times 1.02 + 0.44 \times 1.85 \\ &= 1.43 \text{ นิ้ว} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{สำหรับ } Tr = 100 \text{ ปี} : P_{100,30} &= 0.51 \times 1.86 + 0.49 \times 3.80 \\ &= 2.81 \text{ นิ้ว} \end{aligned}$$

จากสมการ 6.2 และตาราง 6.1

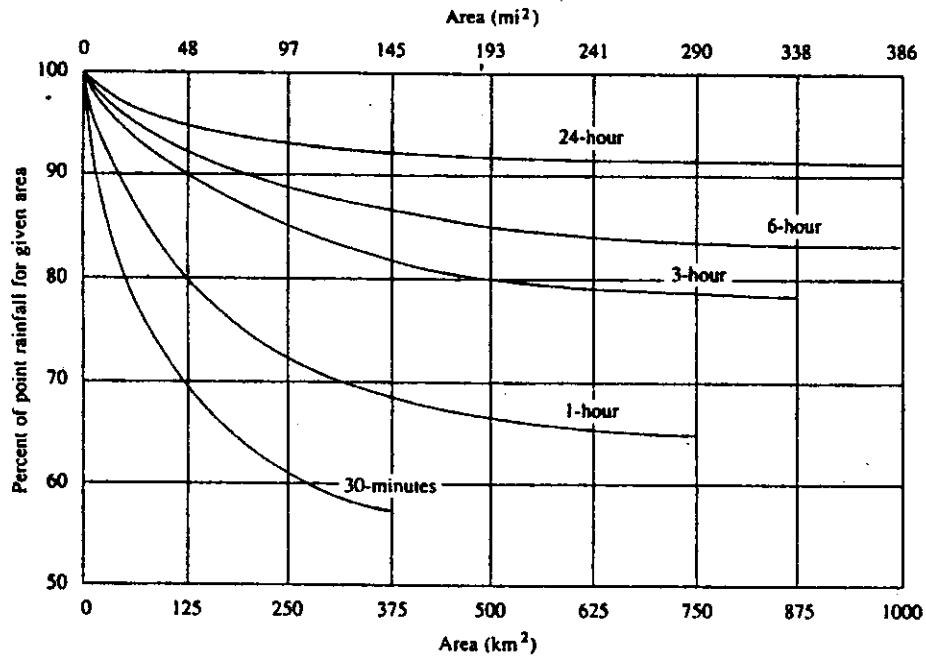
$$\begin{aligned} P_{25,30} &= 0.293 P_{2,30} + 0.669 P_{100,30} \\ &= 0.293 \times 1.43 + 0.669 \times 2.81 \\ &= 2.30 \text{ นิ้ว} \end{aligned}$$

### 6.1.2 ความลึกฝนเฉพาะพื้นที่ (Areal Rainfall Depth)

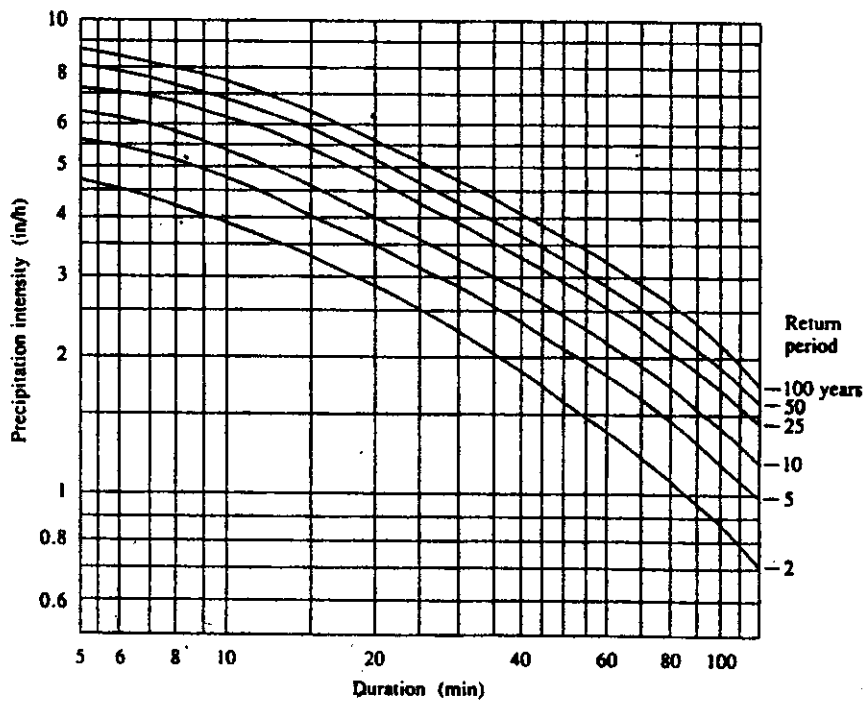
ในปัจจุบันยังไม่มียุทธศาสตร์ในการวิเคราะห์ความถี่ฝนเฉพาะพื้นที่เหมือนการวิเคราะห์ฝนเฉพาะจุด ปกติจึงใช้ค่าฝนเฉพาะจุดที่ประเมินได้เพื่อหาความลึกฝนเฉลี่ยเฉพาะพื้นที่ สถานีวัดน้ำฝนอาจอยู่ที่จุดศูนย์กลางพายุฝน หรือที่จุดกำหนดใด ๆ สำหรับกรณีที่กำหนดจุดจะต้องพิจารณาว่าบางครั้งสถานีวัดน้ำฝนอาจอยู่ใกล้ศูนย์กลางพายุฝน บางครั้งอาจอยู่ที่ขอบพายุและบางครั้งอาจอยู่ระหว่างกลาง ในการประเมินค่าเฉลี่ย จะต้องมีการหาความสัมพันธ์ระหว่างความลึกฝนที่จุดที่กำหนดกับพื้นที่ รูปที่ 6.3 แสดงโค้งเพื่อการหาความลึกฝนเฉพาะพื้นที่ซึ่งเป็น % ของฝนเฉพาะจุด (World Meteorological Organization, 1983) ซึ่งโค้งดังกล่าวจะได้จากผลการวิเคราะห์ฝนแบบความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา ตามที่ได้กล่าวมาแล้วในบทที่ 3

### 6.2 ความสัมพันธ์ระหว่างความเข้ม-ช่วงเวลา-ความถี่

ขั้นแรกในการออกแบบทางอุทกวิทยา เช่น การออกแบบระบบระบายน้ำในเมืองจะต้องหาขนาดฝนออกแบบ ซึ่งจะหาได้จากความสัมพันธ์ระหว่างความเข้ม-ช่วงเวลา-ความถี่ (IDF) ของฝนตรงจุดที่ต้องการออกแบบ และปกติแล้วผู้ออกแบบมักจะมี IDF มาตรฐานดังแสดงในรูปที่ 6.4 สำหรับบริเวณต่าง ๆ ที่ต้องการ โดยไม่ต้องทำการวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ดังกล่าวเอง



รูปที่ 6.3 โค้งแฟกเตอร์ลดความลึกฝนเฉพาะจุดตามขนาดพื้นที่ (WMO, 1983)



รูปที่ 6.4 โค้งความเข้ม-ช่วงเวลา-ความถี่ ของฝนสูงสุดที่ Chicago USA.



ตัวอย่างที่ 6.2 จงใช้แผนที่ U.S. National Weather Service (รูปที่ 6.2) และสมการ 6.1 และ 6.2 เพื่อพล็อตโค้ง IDF สำหรับ Oklahoma City, Oklahoma สำหรับรอบปีการเกิดซ้ำ 2,5,10,25,50 และ 100 ปี และช่วงเวลาจาก 5 นาที ถึง 1 ชั่วโมง

วิธีทำ

จากรูปที่ 6.2

$$\begin{aligned}
 P_{2, 5} &= 0.48 \text{ นิ้ว} \\
 P_{100, 5} &= 0.87 \text{ นิ้ว} \\
 P_{2, 15} &= 1.02 \text{ นิ้ว} \\
 P_{100, 15} &= 1.86 \text{ นิ้ว} \\
 P_{2, 60} &= 1.85 \text{ นิ้ว} \\
 P_{100, 60} &= 3.80 \text{ นิ้ว}
 \end{aligned}$$

สำหรับ  $T_r = 2$  และ 100 ปี จะหาค่าฝนสำหรับช่วงเวลา 10 และ 30 นาที ได้โดยใช้สมการ 6.1 ดังแสดงในตัวอย่างที่ 6.1

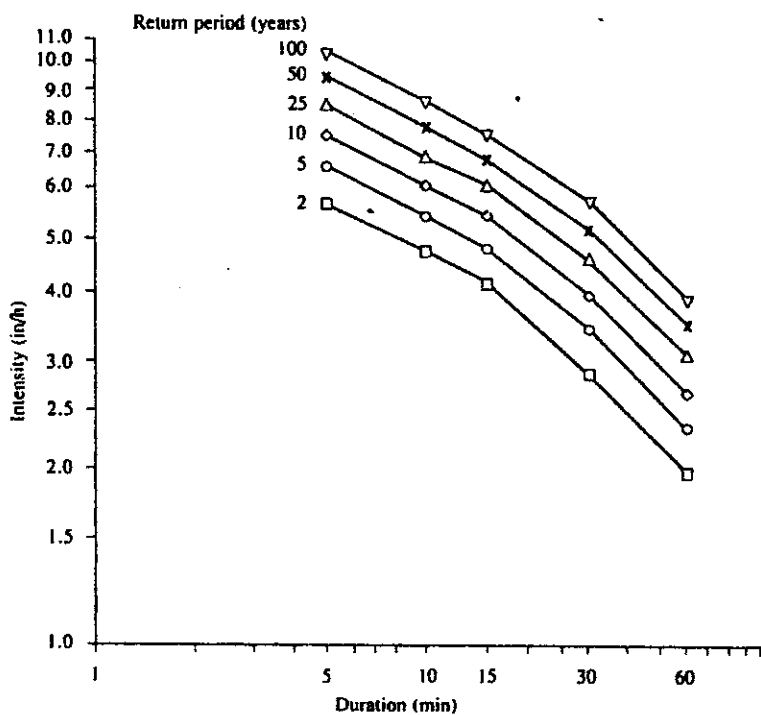
สำหรับแต่ละช่วงเวลา จะหาค่าฝนที่รอบปีการเกิดซ้ำ  $T_r = 5, 10, 25$  และ 50 ปี ได้โดยการ Interpolate จากค่าที่  $T_r = 2$  และ 100 ปี โดยใช้สมการ 6.2 และค่าสัมประสิทธิ์ในตารางที่ 6.1

$$\begin{aligned}
 \text{ความเข้มข้น (i)} &= \frac{\text{ความลึก (P)}}{\text{ช่วงเวลา(t)}} \\
 \text{เช่น ถ้า } P_{25, 30} &= 2.30 \text{ นิ้ว} \\
 i_{25, 30} &= \frac{2.30 \text{ นิ้ว}}{0.5 \text{ ชั่วโมง}} \\
 &= 4.60 \text{ นิ้ว/ชม.}
 \end{aligned}$$

ผลการคำนวณความเข้มข้นที่ช่วงเวลาต่าง ๆ จาก 5 นาที ถึง 60 นาที และรอบปีการเกิดซ้ำ 2, 5, 10, 25, 50 และ 100 ปีแสดงอยู่ในตารางที่ 6.2 และพล็อตอยู่ในรูปที่ 6.5

ตารางที่ 6.2 ความลึกฝนออกแบบที่ Oklahoma City. สำหรับช่วงเวลาและรอบปีการเกิด  
ซ้ำต่าง ๆ (ตัวอย่างที่ 6.2)

Return period (yr)	Duration (min)				
	5	10	15	30	60
2	0.48	0.80	1.02	1.43	1.85
5	0.57	0.94	1.20	1.74	2.30
10	0.63	1.05	1.34	1.97	2.62
25	0.72	1.21	1.54	2.30	3.08
50	0.80	1.33	1.70	2.56	3.44
100	0.87	1.45	1.86	2.81	3.80



รูปที่ 6.5 โค้งความเข้ม-ช่วงเวลา-ความถี่สำหรับ Oklahoma City (ตัวอย่าง 6.2)

### 6.2.1 การหาโค้ง IDF โดยวิธีการวิเคราะห์ความถี่

กรณีที่มีข้อมูลฝนเพียงพอ จะสามารถสร้างโค้ง IDF ได้โดยใช้เทคนิคการวิเคราะห์ความถี่ ซึ่งขั้นตอนการวิเคราะห์ฝนเพื่อหาโค้ง IDF ได้กล่าวไว้โดยละเอียดในบทที่ 3 พังค์ชันการแจกแจงความน่าจะเป็นที่เหมาะสมสำหรับการวิเคราะห์ความถี่ฝนในประเทศไทย คือ Extreme Value Type I หรือ กัมเบล (Bhuiyan, 1982) หรือ Log-Normal แบบ 2 พารามิเตอร์ (ไพฑูรย์ และธำรง 2528)

ในกรณีที่มีข้อมูลฝนเพียงไม่กี่ปี น้อยกว่า 20 ถึง 25 ปี อาจพิจารณาใช้ข้อมูลแบบ Annual Exceedence Series สำหรับฝนในแต่ละช่วงเวลา ซึ่งจำนวนข้อมูลในอนุกรมจะเท่ากับจำนวนปีของข้อมูล ตารางที่ 6.3 แสดง Annual Exceedence Series ของฝนที่ Coshocton, Ohio ในตารางจะมีเส้นลากเชื่อมเหตุการณ์ที่มาจากพายุฝนอันเดียวกัน แต่มีช่วงเวลาการตกของฝนต่างกัน กรณีที่ใช้ Annual Exceedence Series ในการวิเคราะห์ จะต้องมีการปรับค่าความลึกฝนที่ได้ก่อนที่จะนำไปใช้ออกแบบ โดยการคูณด้วยตัวคูณปรับแก้ เพื่อให้ค่าที่ได้สอดคล้องกับค่าที่ได้จาก Annual Maximum Series ดังนี้

รอบปีการเกิดซ้ำ	ตัวคูณปรับแก้
2	0.88
5	0.96
10	0.99
>10	1.00

ตัวอย่างที่ 6.3 จากข้อมูลในตารางที่ 6.3 จงประเมินหาค่าความลึกของฝน ซึ่งมีรอบปีการเกิดซ้ำ 2 และ 25 ปี สำหรับพายุที่ Coshocton, Ohio ซึ่งมีช่วงเวลา 15 นาที สมมติว่าฝนมีการแจกแจงแบบกัมเบล (หรือ Extreme Value Type I)

วิธีทำ จากสมการที่ 4.66 จะได้

$$P15_{Tr} = \overline{P15} + K_{Tr} S_{P15}$$

เมื่อ  $P15_{Tr}$  คือความลึกฝนที่มีช่วงเวลา 15 นาที รอบปีการเกิดซ้ำ  $Tr$

$\overline{P15}$ ,  $S_{P15}$  คือ Mean และ Standard deviation ของค่า  $P15$

ตารางที่ 6.3 Annual Exceedence Series ของข้อมูลฝนที่ Coshocton, Ohio

Rank	Return period (yr)	Maximum depth (in) and date for duration shown			
		15 min	30 min	60 min	120 min
1	25.00	1.423 6/12/57	2.625 6/12/57	3.220 6/12/57	3.421 6/12/57
2	12.50	0.940 7/11/51	1.326 7/24/68	1.830 6/27/75	1.900 7/27/69
3	8.33	0.920 6/12/59	1.238 5/13/64	1.756 7/27/69	1.883 8/21/60
4	6.25	0.910 5/13/64	1.177 6/23/52	1.510 8/21/60	1.792 7/4/69
5	5.00	0.890 6/27/75	1.170 7/22/58	1.431 7/24/68	1.733 7/24/68
6	4.17	0.884 6/23/52	1.167 6/27/75	1.375 7/22/58	1.703 8/4/59
7	3.57	0.860 8/14/73	1.149 6/17/70	1.313 6/17/70	1.623 6/12/59
8	3.13	0.810 7/27/69	1.087 6/15/75	1.306 5/13/64	1.609 6/28/57
9	2.78	0.805 6/22/51	1.063 8/22/51	1.290 6/23/52	1.604 6/13/72
10	2.50	0.783 6/24/56	1.060 7/11/51	1.269 4/25/61	1.600 7/28/61
11	2.27	0.770 8/15/75	1.040 6/12/59	1.225 6/12/59	1.570 4/25/61
12	2.08	0.770 7/22/58	1.037 7/19/67	1.213 7/4/69	1.482 7/22/58
13	1.92	0.750 7/10/73	1.027 9/5/75	1.204 6/13/72	1.393 8/11/64
14	1.79	0.750 6/17/70	1.023 7/10/73	1.203 8/11/64	1.353 5/13/64
15	1.67	0.733 7/19/67	1.000 7/10/55	1.200 8/3/63	1.351 9/24/70
16	1.56	0.732 7/30/58	0.975 7/27/69	1.194 8/2/64	1.335 6/23/69
17	1.47	0.710 7/3/52	0.972 7/30/58	1.192 9/12/57	1.310 8/14/57
18	1.39	0.707 8/3/63	0.934 8/27/74	1.174 7/28/61	1.305 6/24/57
19	1.32	0.700 7/24/68	0.919 7/28/61	1.143 6/22/51	1.300 6/11/60
20	1.25	0.700 6/4/63	0.907 9/12/57	1.130 9/24/70	1.300 6/23/52
21	1.19	0.700 6/22/60	0.890 8/14/73	1.130 7/19/67	1.290 8/2/64
22	1.14	0.692 4/3/74	0.880 6/24/56	1.109 9/5/75	1.274 9/12/57
23	1.09	0.688 8/27/74	0.873 6/11/60	1.095 7/6/58	1.230 7/3/52
24	1.04	0.687 9/12/57	0.869 7/4/69	1.094 6/28/57	1.220 7/6/58
25	1.00	0.670 4/13/55	0.850 8/11/64	1.063 8/27/74	1.200 9/5/75

$$K_{Tr} = -0.45 - 0.77971 \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{Tr} \right) \right]$$

จากตารางที่ 6.3

$$\bar{P}_{15} = 0.799 \text{ นิ้ว}$$

$$S_{P15} = 0.154 \text{ นิ้ว}$$

$$K_2 = -0.45 - 0.77971 \ln [-\ln (1 - \frac{1}{2})]$$

$$= -0.1642$$

$$K_{25} = -0.45 - 0.7797 \ln [-\ln (1 - \frac{1}{25})]$$

$$= 2.0439$$

สำหรับรอบปีการเกิดซ้ำเท่ากับ 2 ปี

$$P_{15}_2 = 0.799 - 0.1642 \times 0.154 \text{ นิ้ว}$$

$$= 0.77 \text{ นิ้ว}$$

เนื่องจากข้อมูลในตารางที่ 6.3 เป็น Annual Exceedence Series จึง  
ต้องคูณค่า  $P_{15}_2$  ด้วยตัวคูณปรับแก้ ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.88 ดังนั้น

$$P_{15}_2^{1/2} = 0.88 \times 0.77 = 0.68 \text{ นิ้ว}$$

สำหรับรอบปีการเกิดซ้ำเท่ากับ 25 ปี

$$P_{15}_{25} = 0.799 + 2.0439 \times 0.154 \text{ นิ้ว}$$

$$= 1.11 \text{ นิ้ว}$$

ซึ่งกรณีนี้ไม่ต้องปรับค่าเนื่องจากรอบปีการเกิดซ้ำมากกว่า 10 ปี

#### 6.2.2 สมการความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ

Wenzel, H.G (1982) ได้เสนอสมการความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ

ดังนี้

$$i = \frac{c}{t^e + f} \dots\dots\dots(6.3)$$

$i$  = ความเข้มของฝน เป็น นิ้ว/ชม.

$t$  = ช่วงเวลาในการตกของฝน เป็น นาที

$c, e, f$  = เป็นค่าสัมประสิทธิ์ของสมการ ซึ่ง Wenzel ได้ให้ค่า  $c, e, f$

สำหรับรอบปีการเกิดซ้ำเท่ากับ 10 ปี สำหรับเมืองใหญ่ 10 เมืองในสหรัฐอเมริกาไว้ดังแสดงใน  
ตารางที่ 6.4

ตารางที่ 6.4 ค่าคงที่สำหรับสมการ (6.4) สำหรับความเข้มข้นที่มีรอบปี  
การเกิดซ้ำ 10 ปี ของเมืองต่าง ๆ

Location	c	e	f
Atlanta	97.5	0.83	6.88
Chicago	94.9	0.88	9.04
Cleveland	73.7	0.86	8.25
Denver	96.6	0.97	13.90
Houston	97.4	0.77	4.80
Los Angeles	20.3	0.63	2.06
Miami	124.2	0.81	6.19
New York	78.1	0.82	6.57
Santa Fe	62.5	0.89	9.10
St. Louis	104.7	0.89	9.44

สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ อาจแสดงอยู่ใน  
รูปของรอบปีการเกิดซ้ำก็ได้ เช่น

$$i = \frac{aTr^c}{(t+b)^d} \dots\dots\dots (6.4)$$

ดังที่ได้เคยกล่าวถึงมาแล้วในหัวข้อ 3.3.6 ในบทที่ 3

ตัวอย่างที่ 6.4 จงหาความเข้มฝนออกแบบ 10 ปี 20 นาที (10-Yr, 20 minute design  
rainfall intensities) สำหรับเมือง Los Angeles และ Denver

วิธีทำ                      เมือง Denver

$$\begin{aligned} i &= \frac{96.6}{t^{0.97} + 13.90} \\ &= \frac{96.6}{(20)^{0.97} + 13.90} \\ &= 3.00 \text{ นิ้ว/ชม.} \end{aligned}$$

เมือง Los Angeles

$$i = \frac{20.3}{t^{0.63} + 2.06} = \frac{20.3}{20^{0.63} + 2.06}$$

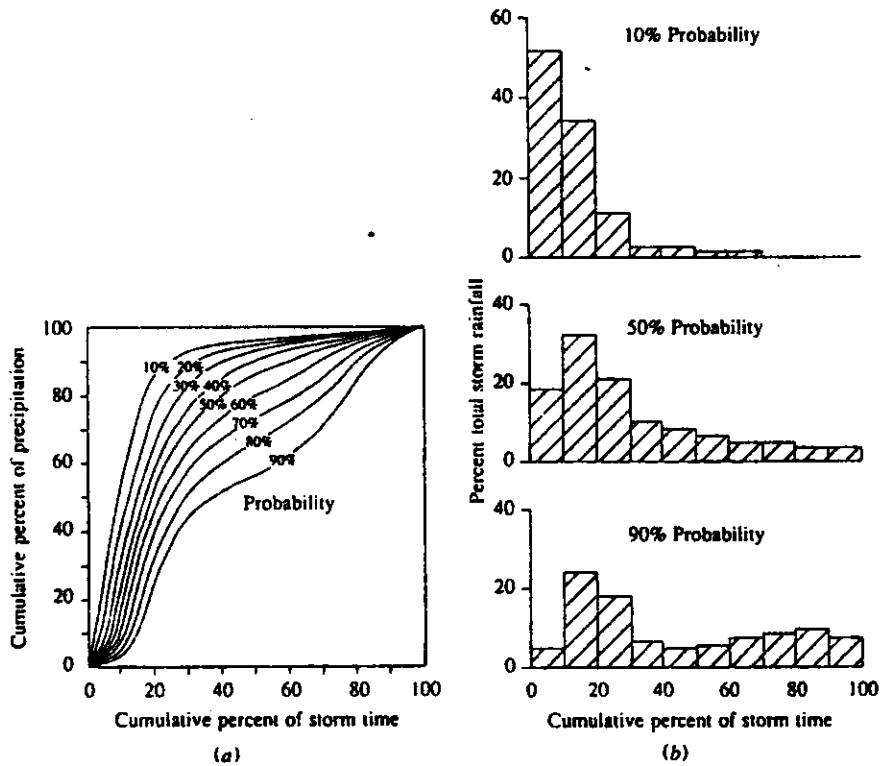
$$= 2.34 \text{ นิ้ว/ชม.}$$

6.3 การออกแบบไฮเอทโตกราฟจากการวิเคราะห์พายุฝน

(Design Hyetographs from Storm Event Analysis)

โดยการวิเคราะห์พายุฝน จะสามารถหาลำดับเวลา (Time Sequence) ของการตกของฝน สำหรับพายุฝน ๆ ได้ Huff, F.A. (1967) ได้พัฒนาหาลักษณะการแจกแจงฝนตามเวลา (Time Distribution) สำหรับพายุฝนที่มีความรุนแรงมากที่สุดที่เกิดขึ้นในพื้นที่ขนาดถึง 400 ตร.ไมล์ ในมลรัฐอิลลินอยส์ ลักษณะของการแจกแจงฝนตามเวลาที่พัฒนาขึ้นมา แบ่งฝนออกเป็น 4 กลุ่มตามลักษณะความน่าจะเป็น (Probability Group) คือ จาก First Quartile สำหรับฝนที่ตกหนักที่สุด ถึง Fourth Quartile สำหรับฝนที่ตกหนักน้อยที่สุด รูปที่ 6.6 (a) แสดงการแจกแจงความน่าจะเป็นของพายุฝนใน First Quartile รูปที่ 6.6.(b) แสดง Histogram ของ % ฝนที่ตกทั้งหมดในแต่ละช่วง 10 % ของเวลาที่ฝนตก สำหรับเหตุการณ์ที่มีความน่าจะเป็น สอดคล้องกับ 10, 50 และ 90 เปอร์เซนต์ของพายุฝนใน First Quartile 50 % Histogram แสดงถึงโค้งฝนสะสมซึ่งมีโอกาส 50 % ที่พายุจะให้ค่าโค้งฝนสะสมเท่ากับหรือสูงกว่าโค้งนี้ 90 % Histogram หมายถึงว่ามีโอกาส 90 % ที่พายุจะให้ค่าโค้งฝนสะสมเท่ากับหรือสูงกว่าโค้งนี้ Terstriep and Stall (1974) ได้ใช้ First Quartile 50 % Distribution ใน Illinois Urban Drainage Simulation Model.

USDA, SCS (1986) ได้พัฒนา Synthetic Storm Hyetographs สำหรับใช้งานในสหรัฐอเมริกา สำหรับพายุฝนซึ่งมีช่วงเวลา 6 และ 24 ชั่วโมง ตารางที่ 6.5 และรูปที่ 6.7 แสดงไฮเอทโตกราฟสะสม (Cumulative Hyetographs) สำหรับช่วงเวลา 24 ชั่วโมงจะมี 4 แบบคือ แบบ I, IA, II และ III และรูปที่ 6.8 จะแสดงถึงพื้นที่ในสหรัฐอเมริกาที่สามารถนำฝนแต่ละแบบไปใช้ได้ แบบ I และ IA สำหรับบริเวณที่มีภูมิอากาศแบบชายฝั่งเม็กซิโก ซึ่งฝนตกในฤดูหนาวและฤดูร้อนแห้งแล้ง แบบที่ III



รูปที่ 6.6 การแจกแจงฝนตามเวลาของ First Quartile Storms (Huff, F.A. 1967)

สำหรับอ่าวเม็กซิโกและเขตชายฝั่งแอตแลนติก ส่วนแบบที่ II จะใช้ในส่วนอื่น ๆ ของประเทศ

Pilgrim, D.H and I. Cordery (1975) ได้พัฒนาวิธีการวิเคราะห์ไฮเอโทกราฟโดยการจัดลำดับช่วงเวลา (Time Intervals) ในพายุตามความลึกของฝนในแต่ละพายุ โดยการบวกสะสมค่าฝนที่ตกตามลำดับ จะสามารถหารูปร่างของไฮเอโทกราฟได้ วิธีดังกล่าวเป็นวิธีมาตรฐานในการออกแบบทางอุทกวิทยาของออสเตรเลีย (The Institution of Engineers Australia, 1987)

วิธีไฮเอโทกราฟสามเหลี่ยม (Triangular Hyetograph Method)

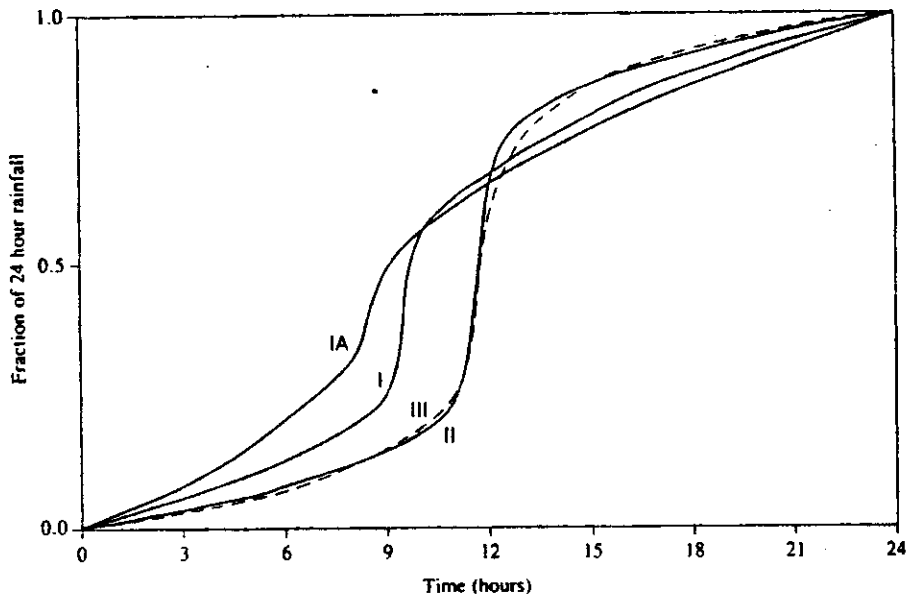
ในการออกแบบไฮเอโทกราฟ อาจพิจารณาอย่างง่าย ๆ ว่าไฮเอโทกราฟมีรูปร่างเป็นรูปสามเหลี่ยม ซึ่งเมื่อทราบค่าความลึก (P) และช่วงเวลา (t) ในการเกิดฝน จะสามารถหาความยาวฐานและส่วนสูงของรูปสามเหลี่ยมได้ ถ้าพิจารณาว่าไฮเอโทกราฟมีรูปสามเหลี่ยมดังแสดงในรูปที่ 6.9 ซึ่งมีความยาวฐานเท่ากับ t และส่วนสูงเท่ากับ h จะ



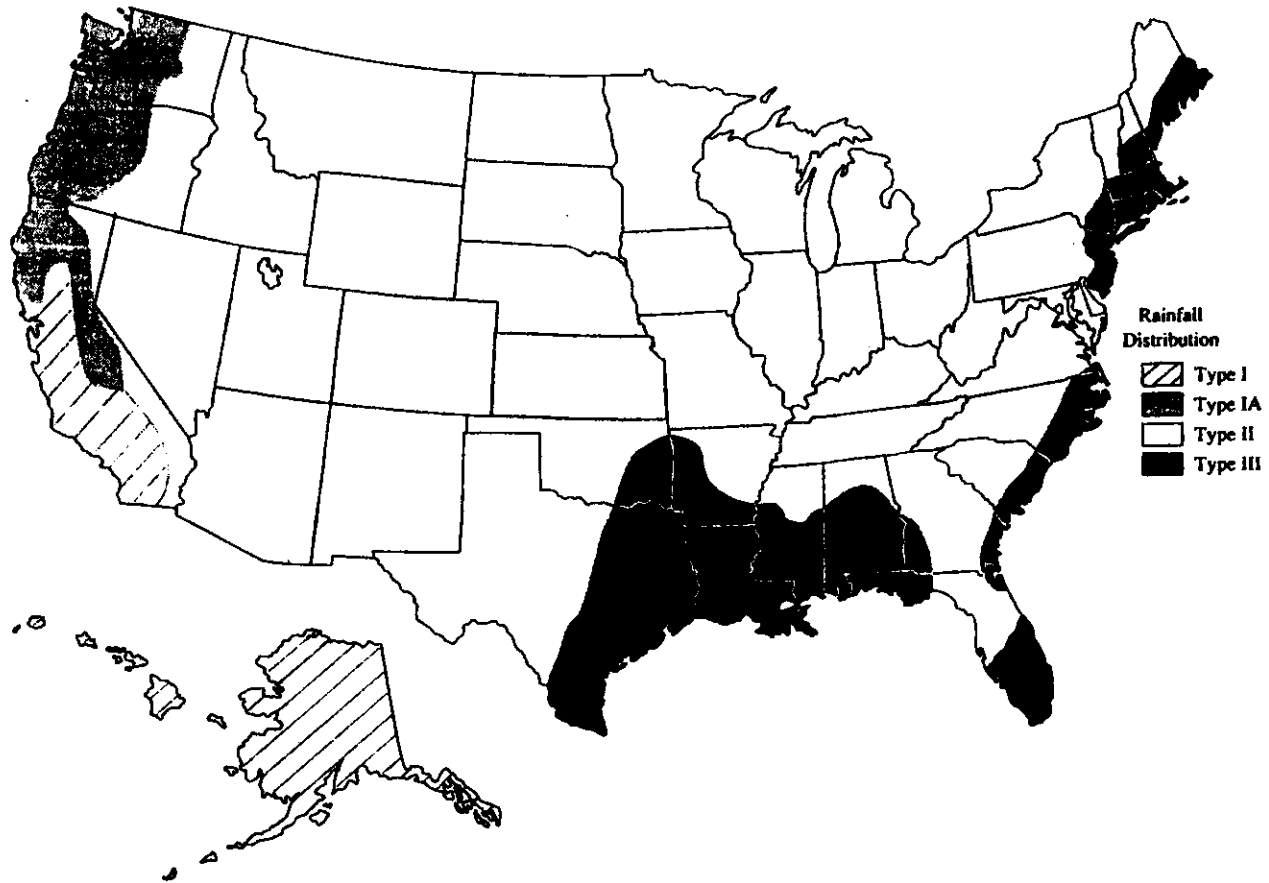
ตารางที่ 6.5 การแจกแจงฝนตามแบบ SCS

24-hour storm						6-hour storm		
Hour <i>t</i>	<i>t</i> /24	<i>P<sub>t</sub>/P<sub>24</sub></i>				Hour <i>t</i>	<i>t</i> /6	<i>P<sub>t</sub>/P<sub>6</sub></i>
		Type I	Type IA	Type II	Type III			
0	0	0	0	0	0	0	0	
2.0	0.083	0.035	0.050	0.022	0.020	0.60	0.10	0.04
4.0	0.167	0.076	0.116	0.048	0.043	1.20	0.20	0.10
6.0	0.250	0.125	0.206	0.080	0.072	1.50	0.25	0.14
7.0	0.292	0.156	0.268	0.098	0.089	1.80	0.30	0.19
8.0	0.333	0.194	0.425	0.120	0.115	2.10	0.35	0.31
8.5	0.354	0.219	0.480	0.133	0.130	2.28	0.38	0.44
9.0	0.375	0.254	0.520	0.147	0.148	2.40	0.40	0.53
9.5	0.396	0.303	0.550	0.163	0.167	2.52	0.42	0.60
9.75	0.406	0.362	0.564	0.172	0.178	2.64	0.44	0.63
10.0	0.417	0.515	0.577	0.181	0.189	2.76	0.46	0.66
10.5	0.438	0.583	0.601	0.204	0.216	3.00	0.50	0.70
11.0	0.459	0.624	0.624	0.235	0.250	3.30	0.55	0.75
11.5	0.479	0.654	0.645	0.283	0.298	3.60	0.60	0.79
11.75	0.489	0.669	0.655	0.357	0.339	3.90	0.65	0.83
12.0	0.500	0.682	0.664	0.663	0.500	4.20	0.70	0.86
12.5	0.521	0.706	0.683	0.735	0.702	4.50	0.75	0.89
13.0	0.542	0.727	0.701	0.772	0.751	4.80	0.80	0.91
13.5	0.563	0.748	0.719	0.799	0.785	5.40	0.90	0.96
14.0	0.583	0.767	0.736	0.820	0.811	6.00	1.0	1.00
16.0	0.667	0.830	0.800	0.880	0.886			
20.0	0.833	0.926	0.906	0.952	0.957			
24.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000			

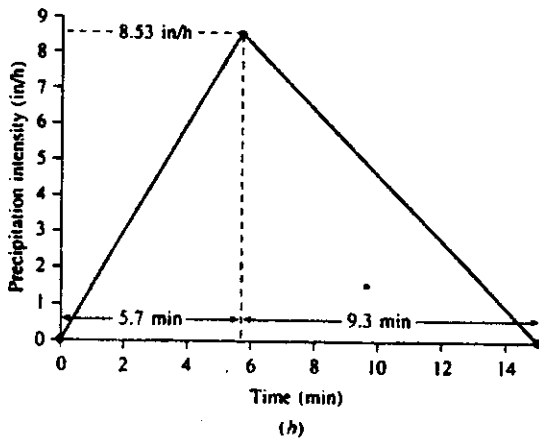
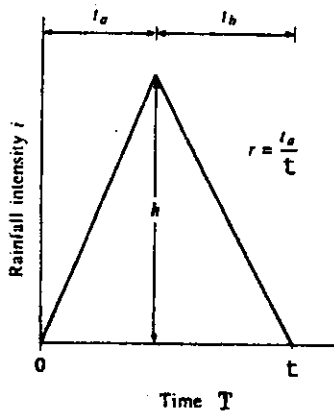
Source: U. S. Dept. of Agriculture, Soil Conservation Service, 1973, 1986.



รูปที่ 6.7 ไฮเอโทกราฟฝนในรอบ 24 ชั่วโมง ตามแบบ SCS (USDA, SCS, 1986)



รูปที่ 6.8 บริเวณในสหรัฐอเมริกาที่สามารถใช้ไฮเอทโตกราฟของฝนในช่วง 24 ชั่วโมงของ SCS ได้  
(USDA, SCS 1986)



รูปที่ 6.9 ไฮเอทโตกราฟรูปสามเหลี่ยม

- (a) ไฮเอทโตกราฟรูปสามเหลี่ยมทั่ว ๆ ไป
- (b) ไฮเอทโตกราฟรูปสามเหลี่ยมสำหรับพายุใน Urbana Illinois ซึ่งมีรอบปีการเกิดซ้ำ 5 ปี และช่วงเวลา 15 นาที

คำนวณหาความลึกฝนทั้งหมดที่ตกตามไฮเอทโตกราฟได้จากพื้นที่ของรูปสามเหลี่ยม หรือ

$$P = \frac{1}{2} t h \text{ ซึ่งจะหาค่า } h \text{ ได้ดังนี้}$$

$$h = \frac{2P}{t} \dots\dots\dots(6.5)$$

สัมประสิทธิ์การเกิดฝนสูงสุดของพายุ (Storm Advancement Coefficient)

r หมายถึงอัตราส่วนระหว่างเวลาก่อนเกิด Peak ( $t_a$ ) ต่อช่วงเวลาทั้งหมด ( $t$ )

$$r = \frac{t_a}{t} \dots\dots\dots(6.6)$$

Recession time ( $t_b$ )

$$t_b = t - t_a \quad \text{คือ}$$

หรือ  $t_b = (1-r)t \dots\dots\dots(6.7)$

ถ้า  $r = 0.5$  หมายถึงความเข้มข้นสูงสุด (Peak) ของฝนเกิดที่กึ่งกลาง พายุฝน ถ้า  $r$  น้อยกว่า 0.5 หมายถึงความเข้มข้นสูงสุดของฝนเกิดในช่วงต้นของพายุ ถ้า  $r$  มากกว่า 0.5 หมายถึงความเข้มข้นสูงสุดเกิดในช่วงหลังของพายุ ค่า  $r$  ที่เหมาะสม จะหาได้จากการคำนวณหาอัตราส่วน  $t_a/t$  ของฝนซึ่งมีช่วงเวลาต่าง ๆ กัน ค่าเฉลี่ยซึ่ง Weighted ด้วยค่าช่วงเวลาของพายุฝนแต่ละลูกคือค่า  $r$  ค่า  $r$  ของฝนส่วนใหญ่ที่มี รายงานจะน้อยกว่า 0.5 ดังแสดงในตารางที่ 6.6

ตารางที่ 6.6 ค่าสัมประสิทธิ์ฝนสูงสุดของพายุ ( $r$ ) สำหรับเมืองต่าง ๆ

Location	$r$	Reference
Baltimore	0.399	McPherson (1958)
Chicago	0.375	Keifer and Chu (1957)
Chicago	0.294	McPherson (1958)
Cincinnati	0.325	Preul and Papadakis (1973)
Cleveland	0.375	Havens and Emerson (1968)
Gauhati, India	0.416	Bandyopadhyay (1972)
Ontario	0.480	Marsalek (1978)
Philadelphia	0.414	McPherson (1958)

Yen and Chow (1980) ได้วิเคราะห์พายุฝน 9869 ลูกในเขต Urbana ใน Illinois, Boston ใน Massachusetts, Elizabeth City ใน New Jersey, และ San Luis Obispo ใน California พบว่าไฮเอโทรกราฟรูปสามเหลี่ยมสำหรับพายุฝนที่ตกหนักส่วนใหญ่มีรูปร่างเกือบเหมือนกัน ต่างกันเพียงเล็กน้อยอันเป็นผลเนื่องจากช่วงเวลา ความแม่นยำในการวัด และสภาพทางภูมิศาสตร์เท่านั้น

ตัวอย่างที่ 6.5 จงหาไฮเอทโทกราฟรูปสามเหลี่ยมสำหรับการออกแบบท่อระบายน้ำในเมือง Urbana มลรัฐ Illinois กำหนดว่ารอบปีการเกิดซ้ำออกแบบคือ 5 ปี และช่วงเวลาการตกของฝนเท่ากับ 15 นาที สัมประสิทธิ์การเกิดฝนสูงสุดเท่ากับ 0.38

วิธีทำ จากรูปที่ 6.2 (c)

$$P_{2,15} \text{ ที่ Urbana, Illinois} = 0.88 \text{ นิ้ว}$$

และจากรูปที่ 6.2 (d)

$$P_{100,15} \text{ ที่ Urbana, Illinois} = 1.70 \text{ นิ้ว}$$

หา  $P_{5,15}$  จากสมการ (6.2) และตารางที่ 6.1

$$\begin{aligned} P_{5,15} &= 0.674 P_{2,15} + 0.278 P_{100,15} \\ &= 0.674 \times 0.88 + 0.278 \times 1.70 \\ &= 1.07 \text{ นิ้ว} \end{aligned}$$

ค่าความเข้มฝนสูงสุด (h) เมื่อ  $t = 15$  นาที หรือ 0.25 ชั่วโมง

$$\begin{aligned} h &= \frac{2p}{t} \\ &= \frac{2 \times 1.07}{0.25} = 8.56 \text{ นิ้ว/ชั่วโมง} \end{aligned}$$

จากสมการที่ 6.8

$$t_a = rt = 0.38 \times 0.25 = 0.095 \text{ ชั่วโมง}$$

$$\begin{aligned} t_b &= t - t_a \\ &= 0.25 - 0.095 = 0.155 \text{ ชั่วโมง} = 9.3 \text{ นาที} \end{aligned}$$

ไฮเอทโทกราฟออกแบบจะมีลักษณะดังรูปที่ 6.9 ซึ่งจะสามารถอ่านค่าความเข้มฝนที่ช่วงเวลาต่าง ๆ แล้วแปลงเป็นค่าความลึกของฝนเพื่อการวิเคราะห์น้ำฝน-น้ำท่า (Rainfall-Runoff) สำหรับการออกแบบท่อระบายน้ำได้

#### 6.4 การออกแบบไฮเอทโตกราฟจากความสัมพันธ์ระหว่างความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ

วิธีการออกแบบทางอุทกวิทยาที่พัฒนาขึ้นมาเมื่อหลายปีมาแล้ว เช่น วิธี Rational จะใช้แต่เพียงค่าอัตราการไหลสูงสุด (Peak Discharge) ไม่ได้พิจารณาถึงการแจกแจงอัตราการไหล (Discharge Hydrograph) หรือพิจารณาถึงการแจกแจงฝนตามเวลา (Rainfall Hyetograph) แต่วิธีที่พัฒนาขึ้นมาใหม่จะอาศัยการวิเคราะห์การไหลแบบ Unsteady ซึ่งทำให้จำเป็นต้องรู้ไฮเอทโตกราฟออกแบบที่มีความเชื่อถือได้เพื่อทำไฮโดรกราฟออกแบบ

##### 6.4.1 วิธีสลับบล็อก (Alternating Block Method)

วิธี Alternating Block เป็นวิธีง่าย ๆ ในการออกแบบไฮเอทโตกราฟจากโค้งความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ โดยวิธีนี้จะทราบค่าความลึกของฝนที่ตกใน  $n$  ช่วงเวลาติดต่อกัน แต่ละช่วงเวลามีค่าเท่ากับ  $\Delta t$  หรือ

$$t = n \cdot \Delta t$$

เมื่อกำหนดรอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการ จะสามารถอ่านค่าความเข้มฝนจากโค้งความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ สำหรับช่วงเวลา  $\Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t, \dots$  จากนั้นจะหาค่าความลึกฝนได้โดยการคูณความเข้มด้วยช่วงเวลา ผลต่างของค่าความลึกที่คำนวณได้คือค่าความลึกฝนที่ตกในแต่ละช่วงเวลา  $\Delta t$  ของเวลานั้น ๆ เมื่อนำค่าผลต่างซึ่งเรียกว่าบล็อก (Blocks) มาจัดเรียงลำดับใหม่โดยให้บล็อกที่มีค่าความเข้มสูงสุดอยู่ตรงกลาง ช่วงเวลาการตกของฝน  $t$  บล็อกที่มีค่าความเข้มลำดับรองลงไปจะถูกจัดให้อยู่ทางขวามือของบล็อกที่มีค่าความเข้มสูงสุดและบล็อกที่มีค่าความเข้มรองลงไปอยู่ทางซ้ายสลับกันไปตามลำดับความเข้มที่ลดลง จะได้ไฮเอทโตกราฟออกแบบตามต้องการ

ตัวอย่างที่ 6.6 จงหาไฮเอทโตกราฟออกแบบสำหรับพายุฝนที่เคนเวอ์ โคลราโด ซึ่งมีช่วงเวลา 2 ชั่วโมง และรอบปีการเกิดซ้ำ 10 ปี กำหนดว่าช่วงเวลาของบล็อกหรือ Increments เท่ากับ 10 นาที

วิธีทำ (1) จากสมการที่ 6.3 และตารางที่ 6.4 จะได้ว่าสมการความเข้ม-ช่วงเวลาสำหรับรอบปีการเกิดซ้ำ 10 ปี ของ เมืองเคนเวอ์ โคลราโด คือ

$$i = \frac{96.6}{t^{0.97} + 13.90}$$

เมื่อ  $i$  = ความเข้มเป็น นิ้ว/ชม.

$t$  = ช่วงเวลาเป็น นาที

(2) จากสมการดังกล่าวจะสามารถคำนวณหาความเข้มในแต่ละช่วง 10 นาที จาก 10 นาทีถึง 120 นาที ได้ดังแสดงในตารางที่ 6.7 คอลัมน์ที่ 2

(3) คำนวณหาความลึกฝนสะสมในคอลัมน์ที่ 3 ได้โดยการคูณความเข้มในคอลัมน์ 2 ด้วย ช่วงเวลาในคอลัมน์ 1

เช่น ความลึกฝนสะสมในช่วงเวลา 20 นาที

$$= 3.002 \text{ (นิ้ว/ชม.)} \times \frac{20}{60} \text{ ชั่วโมง}$$

$$= 1.001 \text{ นิ้ว}$$

(4) หาความลึกฝนที่ตกในแต่ละช่วง 10 นาทีในคอลัมน์ที่ 4 ได้จากผลต่างของความลึกฝนสะสมในคอลัมน์ที่ 3

เช่น ความลึกฝนในช่วง 10 นาทีแรก = 0.693 นิ้ว

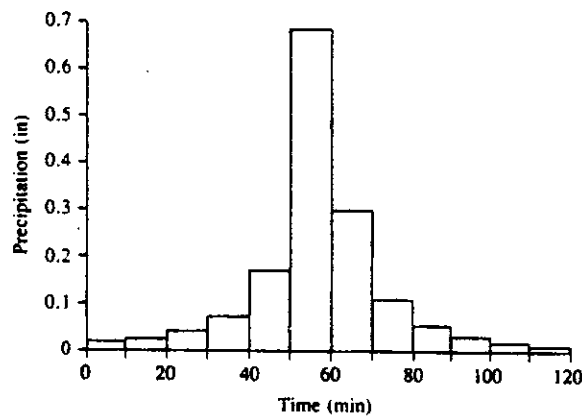
ความลึกฝนในช่วง 10 นาทีสอง = 1.001 - 0.693 นิ้ว

= 0.308 นิ้ว

ตารางที่ 6.7 การคำนวณออกแบบไฮเอทโทกราฟสำหรับทุกช่วง 10 นาที สำหรับพื้นที่เทนเวอร์ ซึ่งมีรอบปรกเกิดซ้ำ 10 ปี ช่วงเวลา 2 ชั่วโมง โดยวิธีสลับล็อค

Column:	1	2	3	4	5	6
	Duration	Intensity	Cumulative depth	Incremental depth	Time	Precipitation
	(min)	(in/h)	(in)	(in)	(min)	(in)
	10	4.158	0.693	0.693	0-10	0.024
	20	3.002	1.001	0.308	10-20	0.033
	30	2.357	1.178	0.178	20-30	0.050
	40	1.943	1.296	0.117	30-40	0.084
	50	1.655	1.379	0.084	40-50	0.178
	60	1.443	1.443	0.063	50-60	0.693
	70	1.279	1.492	0.050	60-70	0.308
	80	1.149	1.533	0.040	70-80	0.117
	90	1.044	1.566	0.033	80-90	0.063
	100	0.956	1.594	0.028	90-100	0.040
	110	0.883	1.618	0.024	100-110	0.028
	120	0.820	1.639	0.021	110-120	0.021

(5) จัดเรียงลำดับค่าความลึกฝนในแต่ละช่วง 10 นาทีที่คำนวณได้ในคอลัมน์ที่ 4 ใหม่โดยให้ค่าสูงสุด (0.693 นิ้ว) อยู่ตรงกลางคือช่วงนาทีที่ 50-60 ค่าสูงสุดอันดับ 2 (0.308 นิ้ว) อยู่ทางขวามือ คือช่วงนาทีที่ 60-70 ค่าสูงสุดอันดับ 3 (0.178 นิ้ว) อยู่ทางซ้ายมือ คือช่วงนาทีที่ 40-50 สลับค่ารอง ๆ ลงไปรอบค่าสูงสุดไปทางขวาและซ้ายจนจัดเรียงได้ครบทุกค่า จะได้ไฮเอโทกราฟออกแบม ซึ่งมีรอบปีการเกิดซ้ำ 10 ปี สำหรับทุกช่วง 10 นาทีของฝนที่มีช่วงเวลา 2 ชั่วโมง ดังแสดงในรูปที่ 6.10



รูปที่ 6.10 ไฮเอโทกราฟออกแบมสำหรับฝนที่เมืองเคนเวอร์ ซึ่งมีรอบปีการเกิดซ้ำ 10 ปี ช่วงเวลา 2 ชั่วโมง

#### 6.4.2 วิธี Instantaneous Intensity

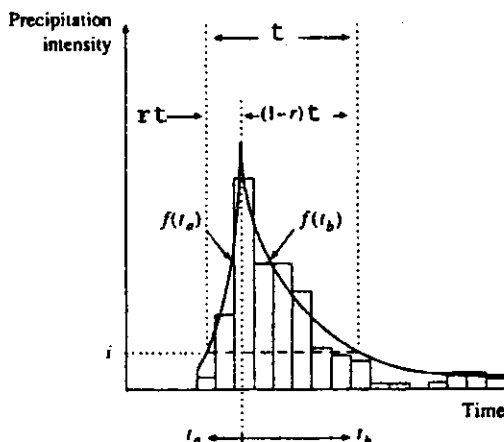
ถ้ารู้สมการความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ จะสามารถหาการเปลี่ยนแปลงความเข้มตามเวลาในการออกแบมไฮเอโทกราฟได้ โดยใช้หลักการเหมือนวิธีสลับล้อค คือคิดว่าความลึกฝนในช่วงเวลา  $t$  รอบ ๆ ค่าความลึกฝนสูงสุดในพายุมีค่าเท่ากับค่าความลึกฝนที่อ่านได้จากสมการความเข้มช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ ข้อแตกต่างจากวิธีสลับล้อคคือความเข้มฝนที่ใช้ในกรณีนี้มีค่าต่อเนื่องตลอดช่วงพายุฝน

ดังแสดงในรูปที่ 6.11 เส้นประในแนวราบที่ความเข้ม  $i$  จะตัดไฮเอโทกราฟก่อนและหลังค่าสูงสุด ระยะเวลาจากจุดตัดถึงจุดยอดคือ  $t_a$  และระยะเวลาจากจุดยอดถึงจุดตัดที่สองคือ  $t_b$  ระยะเวลาทหว่างจุดตัดคือ  $t$  ซึ่ง  $t = t_a + t_b$



จากสมการที่ 6.6 และ 6.7 จะได้ว่า

$$t = \frac{t_a}{r} = \frac{t_b}{1-r} \dots\dots\dots(6.8)$$



รูปที่ 6.11 การพิชไฮเอโทกราฟด้วยโค้ง

ดังแสดงในรูปที่ 6.11 สมมติว่าฟังก์ชัน  $i_a = f(t_a)$  และ  $i_b = f(t_b)$  คือโค้งความเข้มฝนซึ่งพิชกับไฮเอโทกราฟ เมื่อ  $i_a$  และ  $i_b$  คือฟังก์ชันความเข้มก่อนและหลังค่าสูงสุด และ  $R$  คือค่าความลึกฝนทั้งหมดในช่วงเวลา  $t$  ซึ่งหาได้จากพื้นที่ใต้โค้ง

$$R = \int_0^{rt} f(t_a) dt_a + \int_0^{(1-r)t} f(t_b) dt_b \dots\dots\dots(6.9)$$

สำหรับช่วงเวลาใด ๆ  $t$ ;  $f(t_a) = f(t_b)$

เมื่อ Differentiating สมการ(6.9) เทียบกับ  $t$  จะได้

$$\frac{dR}{dt} = f(t_a) = f(t_b) \dots\dots\dots(6.10)$$

ถ้ากำหนดว่า  $i_{ave} =$  ค่าความเข้มฝนเฉลี่ยในช่วงเวลา  $t$

$$R = i_{ave} \cdot t \dots\dots\dots(6.11)$$

Differentiating สมการ (6.11) เทียบกับ  $t$  จะได้

$$\frac{dR}{dt} = i_{ave} + t \frac{d}{dt} i_{ave} \dots\dots\dots(6.12)$$

จากสมการ (6.10) และ (6.12)

$$i_{ave} + t \frac{d}{dt} i_{ave} = f(t_a) = f(t_b) \dots\dots\dots(6.13)$$

Keifer and Chu (1957) พิจารณาค่า  $i_{ave}$  จะหาได้จากสมการ (6.3) หรือ

$$i_{ave} = \frac{c}{t^e + f} \dots\dots\dots(6.14)$$

เมื่อ Differentiating สมการ (6.14) แล้วแทนค่าลงไปในสมการ (6.13) จะได้สมการสำหรับหาค่าความเข้ม  $i$  ตรงจุดซึ่งเส้นระดับตัดไฮเอทโทกราฟ สำหรับช่วงเวลา  $t$  ดังนี้

$$i = \frac{c[(1-e)t^e + f]}{(t^e + f)^2} \dots\dots\dots(6.15)$$

สมการ  $i_a$  และ  $i_b$  ซึ่งอยู่ในรูปของ  $t_a$  และ  $t_b$  จะหาได้โดยการแทนค่า  $t$  ในสมการ (6.15) โดยใช้สมการ (6.8)

ตัวอย่างที่ 6.7 จงออกแบบไฮเอทโทกราฟสำหรับพายุที่เดนเวอร์ซึ่งมีช่วงเวลา 2 ชั่วโมง และรอบปีการเกิดซ้ำ 10 ปี โดยใช้สัมประสิทธิ์การเกิดค่าสูงสุด  $r = 0.5$

วิธีทำ  $r = 0.5$  และ  $t = 120$  นาที

แสดงว่าค่าสูงสุดของฝนจะเกิดที่เวลา 60 นาที จากฝนเริ่มตก

เวลาสัมพัทธ์ของ  $t_a$  และ  $t_b$  ก่อนและหลังเวลาที่เกิดค่าสูงสุด แสดงอยู่ในคอลัมน์ที่ 2 ตารางที่ 6.8 ใช้ค่าช่วงเวลา 2 นาที ในช่วงใกล้ ๆ ค่าสูงสุด เพื่อเพิ่มความแม่นยำในการคำนวณและใช้ช่วง 10 นาที ในช่วงเวลาที่เหลือ

จากตารางที่ 6.4 สำหรับเมืองเดนเวอร์

$$c = 96.6, e = 0.97 \text{ และ } f = 13.9$$

จากสมการ (6.15) จะได้

$$i = \frac{96.6 [(1-0.97) t^{0.97} + 13.9]}{[t^{0.97} + 13.9]^2}$$

ก่อนเกิดค่าสูงสุด

$$t = \frac{t_a}{r}$$

$$ที่\ เวลา\ (T) = 50\ นาที$$

$$t_a = 60 - 50 = 10\ นาที$$

$$t = \frac{t_a}{r} = \frac{10}{0.5} = 20\ นาที$$

$$i = i_a = \frac{96.6 [(1-0.97)20^{0.97} + 13.9]}{[20^{0.97} + 13.9]^2}$$

$$= 1.348\ นิ้ว/ชม.$$

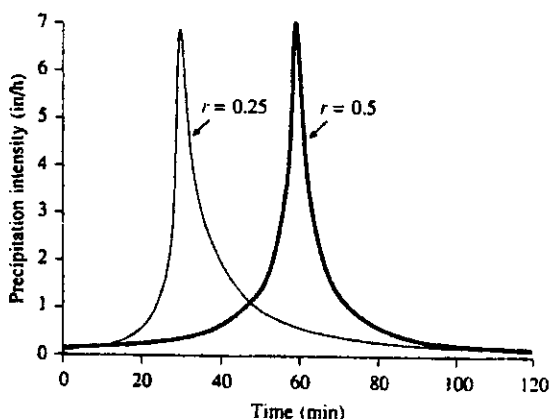
ตารางที่ 6.8 การคำนวณไฮเอโทกราฟออกแบบสำหรับฝน 10 ปี 2 ชั่วโมงที่เมือง  
เดนเวอร์โดยวิธี Instantaneous Intensity (ตัวอย่างที่ 6.7)

Column:	1 Time <i>t</i> (min)	2 Relative time <i>t<sub>a</sub>, t<sub>b</sub></i> (min)	3 Intensity (in/h)	4 Incremental precipitation (in)
	0	60	0.118	
	10	50	0.156	0.023
	20	40	0.219	0.031
	30	30	0.334	0.046
	40	20	0.585	0.077
	50	10	1.348	0.161
	52	8	1.691	0.051
	54	6	2.193	0.065
	56	4	2.975	0.086
	58	2	4.303	0.121
	60	0	6.950	0.188
	62	2	4.303	0.188
	64	4	2.975	0.121
	66	6	2.193	0.086
	68	8	1.691	0.065
	70	10	1.348	0.051
	80	20	0.585	0.161
	90	30	0.334	0.077
	100	40	0.219	0.046
	110	50	0.156	0.031
	120	60	0.118	0.023
			Total depth (in)	1.697

ในการทำงานเดียวกันจะสามารถคำนวณหาความเข้มข้นที่ช่วงเวลาใด ๆ ได้ดังแสดงในคอลัมน์ที่ 3 ตารางที่ 6.8 ค่าความเข้มข้นหลังค่าสูงสุดจะคำนวณได้ในทำงานเดียวกันโดยใช้  $t = t_b / (1-r)$  เช่นที่เวลา  $T = 70$  นาที  $t_b = 70 - 60 = 10$  นาที  $t = 10 / (1 - 0.5) = 20$  นาที ซึ่งจะได้  $i_b = 1.348$  นิ้ว/ชม.

ค่าความเข้มข้นที่คำนวณได้เป็นค่าต่อเนื่อง ซึ่งจะหาค่าความลึกฝนในแต่ละช่วงเวลาได้โดยใช้กฎสี่เหลี่ยมคางหมู (Trapezoidal Rule) ยกตัวอย่าง จากตารางที่ 6.8 ความลึกฝนในช่วง 10 นาทีแรก คือ  $[(0.118 + 0.156) / 2] \times 10 / 60 = 0.023$  ดังแสดงในคอลัมน์ที่ 4 ผลบวกของความลึกฝนในแต่ละช่วง 10 นาที (Precipitation Increments) คือ 1.697 นิ้ว ซึ่งมากกว่าค่าฝนจริงที่เคนเวอร์ สำหรับช่วงเวลา 2 ชั่วโมงและรอบปีการเกิดซ้ำ 10 ปี ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.64 นิ้ว ตามที่คำนวณได้ในตัวอย่างที่ 6.6 ผลต่างดังกล่าวเกิดจากการแบ่งเวลาออกเป็นช่วง (Discretization) และการใช้กฎสี่เหลี่ยมคางหมูในการหาพื้นที่ใต้โค้งเพื่อหาค่าความลึกฝน ดังนั้นถ้าใช้ช่วง 2 นาทีทั้งหมดในการคำนวณค่าที่ได้จะไม่แตกต่างกัน

รูปที่ 6.12 แสดงไฮเอโทกราฟที่คำนวณได้ในตัวอย่าง สำหรับ  $r = 0.5$  เปรียบเทียบกับไฮเอโทกราฟสำหรับ  $r = 0.25$  ซึ่งจะเห็นได้ว่าเมื่อค่า  $r$  เปลี่ยนจะทำตำแหน่งค่าสูงสุดเปลี่ยนไป แต่รูปร่างไฮเอโทกราฟเหมือนเดิม



รูปที่ 6.12 ไฮเอโทกราฟออกแบบสำหรับฝน 10 ปี 2 ชั่วโมงที่เมืองเคนเวอร์ ซึ่งหาโดยวิธี Instantaneous โดยใช้  $r = 0.25$  และ  $0.5$

## 6.5 ขีดจำกัดบนประเณินของพายุ

(Estimated Limiting Storms)

ค่าขีดจำกัดบนประเณิน (ELV's) ที่ใช้ในการออกแบบอาคารควบคุมน้ำโดยทั่ว ๆ ไปได้แก่ ค่าฝนสูงสุดที่เป็นไปได้ (PMP) พายุสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (Probable Maximum Storm, PMS) และค่าน้ำท่วมสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (PMF) PMP จะบอกเพียงค่าความลึกฝนเท่านั้น PMS จะบอกถึงการแจกแจงตามเวลาของฝน ซึ่งสามารถใช้เป็นข้อมูลสำหรับโมเดลฝน-น้ำท่า ในการหา PMF สำหรับการออกแบบอาคารควบคุมน้ำ

### 6.5.1 ฝนสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ (PMP)

PMP เป็นค่าขีดจำกัดบนประเณินของฝน ซึ่งหมายถึงความลึกฝนมากที่สุดที่ประเณินได้โดยวิธีการวิเคราะห์สำหรับช่วงเวลาที่กำหนดให้ และค่าดังกล่าวมีความเป็นไปได้ทางกายภาพสำหรับลักษณะทางภูมิศาสตร์ที่กำหนดในช่วงเวลาใดเวลาหนึ่งของปี ในทางปฏิบัติจะไม่ได้พิจารณาถึงผลของการเปลี่ยนแปลงทางสภาพภูมิอากาศระยะยาวต่อการประเณินค่า PMP และพึงจำไว้ว่าแนวความคิดเกี่ยวกับ PMP ไม่สามารถเชื่อถือได้ 100 % เนื่องจากไม่สามารถประเณินค่าดังกล่าวได้อย่างสมบูรณ์ และไม่รู้อโอกาสความน่าจะเป็นของเหตุการณ์ อย่างไรก็ตาม การประยุกต์ PMP ไปใช้ถือว่ามีประโยชน์ และยังคงมีการใช้กันต่อไปเนื่องจากความปลอดภัยของโครงการ เช่น เขื่อนขนาดใหญ่ เป็นเรื่องที่เกี่ยวข้องกับประชาชนส่วนใหญ่

การหาค่า PMP มีหลายวิธี เนื่องจากความไม่แน่นอน ข้อจำกัดเกี่ยวกับข้อมูล และความรู้ต่าง ๆ ค่า PMP จึงเป็นเพียงค่าประเณินและต้องใช้พิจารณา्यानประกอบในการประเณินค่า วิธีประเณินค่า PMP ที่จะได้กล่าวถึงมี 3 วิธีดังนี้

#### (1) การประยุกต์โมเดลพายุ (Application of Storm Models)

กรณีที่ไม่มีความรู้เกี่ยวกับพายุ หรือกรณีที่มีสภาพภูมิประเทศขรุขระเป็นภูเขา ยากแก่การอธิบายธรรมชาติของพายุและการวัดปริมาณฝนทำได้ยาก อาจสามารถใช้โมเดลพายุในการประเณิน PMP ได้

การใช้โมเดลพายุประสบความสำเร็จในการหาค่า PMP สำหรับพื้นที่ขนาด

ใหญ่มากกว่าขนาดเล็ก สามารถประยุกต์ใช้กฎ Continuity ได้อย่างง่ายดาย โดยการ  
ใช้ความเร็วเฉลี่ยของมวลอากาศที่ไหลเข้าและออก และสามารถหาความชื้นของมวลอากาศที่ไหล  
เข้าได้จากอุณหภูมิที่จุดน้ำค้าง (Dewpoint temperature) ซึ่งคงอยู่เป็นเวลานาน  
(ปกติ 12 ชั่วโมง) ในบริเวณกว้าง ซึ่งยากที่จะหาค่าดังกล่าวสำหรับพื้นที่ตกด้วยอัตราสูง  
เฉพาะพื้นที่และในช่วงเวลาสั้น ๆ ดังนั้น ถึงแม้ว่าโมเดลพายุจะแสดงค่าฝนที่คาดว่าจะเกิด  
แต่ควรต้องมีการคาลิเบรท (Calibrate) โมเดลด้วยข้อมูลจากพายุในพื้นที่ที่ศึกษาก่อนการ  
ออกแบบ

(2) การทำให้พายุที่เกิดจริงมีค่าสูงสุด (Maximization of Actual Storms)

ข้อเสียของโมเดลพายุคือ การแสดงพายุที่เกิดจริงอย่างง่ายเกินไป ถ้ามี  
ข้อมูลจริงของพายุ อาจทำให้พายุนั้นมีค่าสูงสุดเพื่อหาค่า PMP ซึ่งสามารถทำได้โดยการ  
เพิ่มค่าฝนของพายุที่วัดได้ด้วยอัตราส่วนระหว่างความชื้นสูงสุดของมวลอากาศที่ไหลเข้าตาม  
ทฤษฎีที่อาจเกิดขึ้น ณ ที่นั้นต่อความชื้นจริงของมวลอากาศที่ไหลเข้าสู่พายุ (Ratio of the  
maximum moisture inflow theoretically possible at the site to the  
actual moisture inflow to the storm)

ถ้าข้อมูลเกี่ยวกับพายุของพื้นที่ลุ่มน้ำของโครงการไม่เพียงพอ อาจย้าย  
(Transpose) ข้อมูลพายุจากพื้นที่ลุ่มน้ำของโครงการเพื่อคำนวณค่า PMP ถ้า  
พิจารณาว่าพายุดังกล่าวเกิดอาจเกิดขึ้นในลุ่มน้ำของโครงการ ขบวนการในการย้ายพายุ  
(Storm Transposition) จะเกี่ยวข้องกับการเลือกพายุสำหรับการย้าย การหาทิศทาง  
ของพายุ (Orientation of storm) ซึ่งวิกฤตต่อลุ่มน้ำ และการปรับค่าสำหรับความ  
แตกต่าง (ถ้ามี) เกี่ยวกับอุณหภูมิที่จุดน้ำค้าง ระดับความสูง ทิศทางลม และอิทธิพลของภูเขา  
หรือพื้นที่สูง

ค่าฝนสูงสุดในโลกเท่าที่เคยบันทึกไว้ จะประมาณได้จากสมการ

$$P = 422 t^{0.475} \dots\dots\dots(6.16)$$

เมื่อ

P = ความลึกฝนเป็น มม.

t = ช่วงเวลาในการตกของฝน เป็น ชม.

สมการดังกล่าวได้จากการพิชข้อมูลฝนสูงสุดที่เกิดขึ้นในบริเวณต่าง ๆ ของโลก สำหรับช่วงเวลา จาก 1 นาที ถึง หลายเดือน สามารถใช้ประมาณความลึกฝนสูงสุดที่อาจเกิดขึ้นได้

### (3) Generalized PMP Charts

ค่าประเมินของ PMP สามารถหาได้ทั้งสำหรับแต่ละลุ่มน้ำหรือทั้งภูมิภาค ขนาดใหญ่ ซึ่งประกอบด้วยลุ่มน้ำขนาดต่าง ๆ หลายลุ่มน้ำ กรณีหลังสามารถใช้ค่าประเมินทั่วไป (Generalized Estimates) ซึ่งปกติจะแสดงอยู่ในรูปของแผนที่เส้นชั้นความลึกฝน (Isohyetal Maps) ซึ่งแสดงถึงการเปลี่ยนแปลงในระดับภูมิภาคของ PMP ต่อการเปลี่ยนแปลงค่าช่วงเวลา ขนาดลุ่มน้ำ และการเปลี่ยนแปลงประจำปี หรือประจำฤดูกาล แผนที่ดังกล่าวปกติจะเรียกว่า Generalized PMP Charts

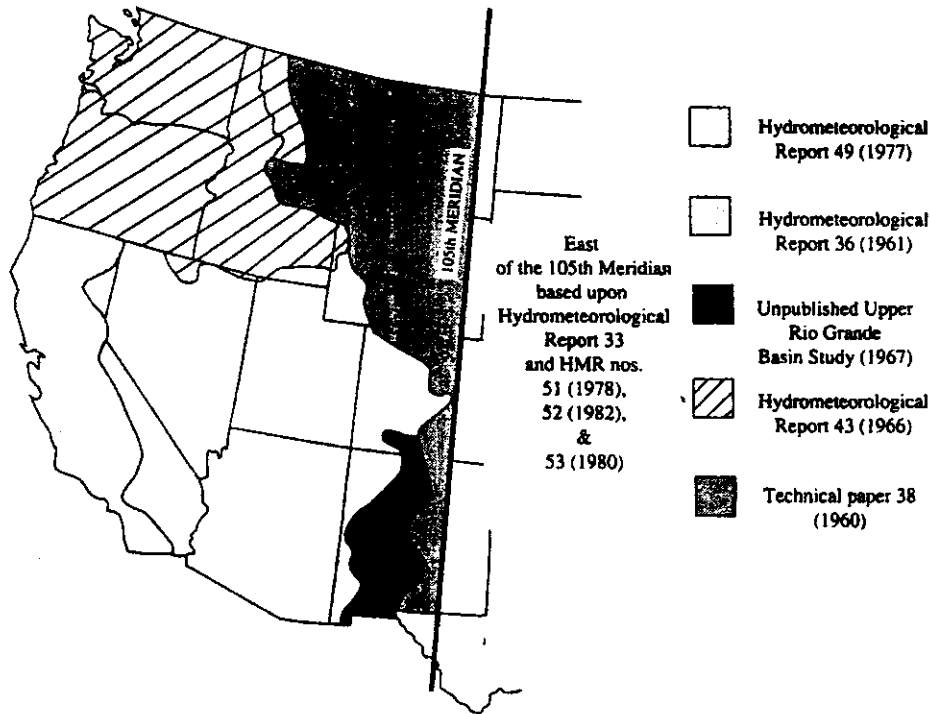
Generalized PMP Charts ที่นิยมใช้กันมากที่สุดในสหรัฐอเมริกา คืออันที่กล่าวถึงใน U.S. National Weather Service Hydrometeorological Report No. 51 หรือปกติเรียกว่า HMR 51 ซึ่ง Charts ดังกล่าวได้พัฒนาสำหรับพื้นที่ของประเทศสหรัฐอเมริกาทางตะวันออกของเส้นแวง 105 (105<sup>th</sup> Meridian) แผนที่ดังกล่าวจะบอกค่า PMP สำหรับทุกฤดูกาล (All Season Estimate) สำหรับพื้นที่ 10 ถึง 20,000 ตารางไมล์ และช่วงเวลาพายุระหว่าง 6 ถึง 72 ชั่วโมง ส่วนสำหรับพื้นที่ทางตะวันตกของเส้นแวงที่ 105 National Academy of Sciences (1983) ได้เตรียม ไคอะแกรมเพื่อแสดงว่าควรรหาข้อมูล PMP จากรายงานของ National Weather Service เล่มใดไว้ดังแสดงในรูปที่ 6.13

#### 6.5.2 พายุฝนสูงสุดที่อาจเป็นไปได้

(Probable Maximum Storm)

พายุฝนสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ PMS จะแสดงการแจกแจงฝนตาม เวลา ค่า PMS โดยทั่ว ๆ ไปจะให้ค่าความลึกฝนสะสมสูงสุดสำหรับช่วงเวลาที่กำหนด ยกตัวอย่างค่า PMS ที่กำหนดให้สำหรับช่วงเวลา 6, 12, 18 และ 24 ชั่วโมงจะแสดงถึงค่าความลึกทั้งหมดของแต่ละช่วงเวลา และไม่แสดงถึงลำดับตามเวลาที่เกิดพายุ

เพื่อหาไฮเอทโตกราฟของ PMS จำเป็นต้องรู้การแจกแจงตามเวลาและตามพื้นที่ของ PMP Hydrometeorological Report No. 52 (HMR 52) แสดงวิธีการหา PMS สำหรับพื้นที่ทางทิศตะวันออกของเส้นแวง 105 (Hansen, Schreiner and



NWS references for:

- |                                |                                       |
|--------------------------------|---------------------------------------|
| Alaska                         | -Technical Paper 47, USWB (1963)      |
| Hawaiian Islands               | -Hydrometeorological Report 39 (1963) |
| Puerto Rico and Virgin Islands | -Technical Paper 42, USWB (1961)      |

รูปที่ 6.13 แผนที่แสดงข้อมูลสำหรับการคำนวณ PMP ในพื้นที่ทางตะวันตกของเส้นแวง 105 ของสหรัฐอเมริกา

Miller, 1982)

สำหรับการโมเดลน้ำท่าสูงสุด ควรได้พิจารณาลำดับตามเวลาที่วิกฤตต่าง ๆ ของค่า PMP increments โดยทั่ว ๆ ไปการแจกแจงตามเวลาที่วิกฤตของค่า PMP increments จะทำได้โดยการปรับค่าจากประสบการณ์และข้อมูลที่มี เช่น จากแผนที่ภูมิอากาศของพายุที่วิกฤตในอดีต ลำดับที่นิยมใช้กันโดยทั่ว ๆ ไปคือการแจกแจงตามเวลาที่เริ่มด้วยค่าสูงสุด (Most Advanced) และตามด้วยค่ารอง ๆ ลงไปตามลำดับ



### 6.5.3 น้ำท่วมสูงสุดที่อาจเป็นไปได้

(Probable Maximum Flood, PMF)

PMF คือค่าน้ำท่วมสูงสุดที่คาดว่าจะเกิดจากสมมติฐานที่ว่าบังเอิญองค์ประกอบทุกตัวเป็นใจทำให้เกิดฝนหนักที่สุดและค่าน้ำท่าสูงสุด ค่า PMF จะหาได้จากค่า PMP และไม่สามารถหาความถี่ (โอกาสความน่าจะเป็น) ของค่าดังกล่าวได้ เมื่อพิจารณาทางเศรษฐศาสตร์ ปกติไม่ควรใช้ PMF ในการออกแบบอาคาร ยกเว้นทางระบายน้ำล้นขนาดใหญ่ ซึ่งถ้าพังจะทำให้มีการสูญเสียชีวิตและก่อให้เกิดความเสียหายมหาดศาล ในทางปฏิบัติ ในหลาย ๆ กรณีจะไม่ใช้ค่าซึ่งจำกัดบนประเมินเป็นค่าน้ำท่วมออกแบบ (Design Flood) แต่จะใช้ค่าที่น้อยกว่านั้นซึ่งขึ้นอยู่กับชนิดของอาคารและอันตรายต่อชีวิต ค่าน้ำท่วมที่ใช้ในการออกแบบ บ่อยครั้งจะใช้ค่าน้ำท่วมสูงสุดที่คาดว่าจะเกิด โดยพิจารณาถึงสภาพที่เกี่ยวข้องต่าง ๆ เกี่ยวกับสถานที่ อุทกนิยมนิเวศ อุทกวิทยา และสภาพภูมิประเทศ ค่าน้ำท่วมออกแบบอาจหาได้โดยการวิเคราะห์ โดยการสมมติว่าน้ำท่วมเกิดจากพายุฝนที่รุนแรงที่สุดเท่าที่เคยบันทึกที่สามารถเคลื่อนย้ายได้ และพิจารณาว่าขนาดของน้ำท่วมออกแบบเป็นเพียงเศษส่วนของค่า ELV

ในทางปฏิบัติ ปกติจะเรียกน้ำท่วมออกแบบว่า Standard Project Flood (SPF) การประเมิน SPF ทำได้โดยการโมเดลฝน-น้ำท่า โดยการประยุกต์ Unit Hydrograph กับ Standard Project Storm (SPS) ซึ่ง SPS หมายถึงพายุที่หนักที่สุดที่คาดว่าจะมีโอกาสดังกล่าวจะเกิดพอสมควร สามารถหา SPS ได้จากการวิเคราะห์ในรายละเอียดเกี่ยวกับรูปแบบพายุฝนและการเคลื่อนย้ายพายุไปยังตำแหน่งที่จะทำให้เกิดน้ำท่าสูงสุดสำหรับพื้นที่ลุ่มน้ำและฤดูกาลอันใดอันหนึ่งโดยจำเพาะ ค่าประเมินของ SPS จะแสดงถึงพายุซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลาและรูปแบบไฮโซไฮท์ จะทำให้เกิดน้ำท่วมหนักที่สุดที่คาดว่าจะมีโอกาสดังกล่าวจะเกิดพอสมควรสำหรับภูมิภาคนั้น ควรได้มีการพิจารณาลักษณะน้ำท่าและอาคารควบคุมน้ำของลุ่มน้ำด้วย ค่าประเมินที่มีการทำกันแสดงให้เห็นว่าขนาด SPS และ SPF โดยทั่ว ๆ ไปจะอยู่ระหว่าง 40-60 % ของค่า ELV สำหรับลุ่มน้ำเดียวกัน

ในบางกรณีค่า SPF ประเมินจะเป็นค่าที่สำคัญในการออกแบบโครงการแต่ในหลาย ๆ กรณีค่าประเมินดังกล่าวอาจเป็นเพียงกรณีพิเศษที่แสดงถึงการป้องกันโครงการเพียงบางส่วนเท่านั้น ปกติการประเมิน SPF จะทำกันเฉพาะอาคารขนาดใหญ่และขนาดกลางเท่านั้น เนื่องจากต้องเสียเวลาในการประเมินมาก

#### 6.5.4 โปรแกรมคอมพิวเตอร์สำหรับหา PMS และ PMF

U.S. Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center (1984) ได้พัฒนาโปรแกรมคอมพิวเตอร์มีชื่อว่า HMR 52 ซึ่งสามารถคำนวณฝนเฉลี่ยของกลุ่มน้ำสำหรับพายุฝนมากที่สุดที่อาจเป็นไปได้ ตามวิธีที่กล่าวถึงใน Hydro-meteorological Report No. 52 ข้อมูลที่ต้องป้อนเข้าโปรแกรมดังกล่าวได้แก่ ค่าประเมิน PMP จาก HMR 51 ซึ่งเป็นโปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่สามารถคำนวณค่า PMP เฉลี่ยตามพื้นที่ สำหรับลุ่มน้ำย่อยหรือกลุ่มของลุ่มน้ำย่อยในลุ่มน้ำใหญ่ โปรแกรมสามารถเลือกขนาดพื้นที่พายุ ทิศทาง (Orientation) ในลักษณะที่จะทำให้ได้ค่าฝนเฉลี่ยของกลุ่มน้ำสูงสุด ผู้ใช้ต้องกำหนดจุดศูนย์กลางพายุ และการแจกแจงตามเวลา โปรแกรมนี้สามารถใช้ร่วมกับ U.S. Army Corps of Engineers HEC-1 Rainfall-Runoff Model เพื่อคำนวณ PMF

#### 6.6 การคำนวณฝนสูงสุดที่อาจเป็นไปได้

ในการออกแบบทางระบายน้ำสันและการศึกษาเกี่ยวกับความปลอดภัยของเขื่อน จะต้องรู้ค่าน้ำท่าซึ่งประเมินจาก PMP และการวิเคราะห์น้ำฝน-น้ำท่าโดยใช้ PMP จะต้องรู้การแจกแจงตามเวลาและตามพื้นที่ของค่า PMP ประเมิน Hansen, Schreiner and Miller(1982) ได้พัฒนาวิธีการในการหาการแจกแจงของ PMP สำหรับพื้นที่ทางทิศตะวันออกของเส้นแวง 105° ของสหรัฐอเมริกา และรายงานไว้ใน Hydrometeorological Report No. 52 วิธีการดังกล่าวใช้ในการหาพายุฝนสูงสุดที่อาจเป็นไปได้ ซึ่งจำเป็นในการหาอัตราการไหลสูงสุด และเพื่อการหาไฮโดรกราฟของ PMF จากการวิเคราะห์ฝน-น้ำท่า วิธีการดังกล่าวอาศัยข้อมูลจากพายุลูกสำคัญที่ได้มีการบันทึกไว้ และสามารถนำไปประยุกต์กับพื้นที่ไม่ใช่เขตภูเขา (Nonorographic) ทางตะวันออกของสหรัฐอเมริกา

วิธีการในการหา PMP ของลุ่มน้ำจะต้องรู้ข้อมูลที่สำคัญ 5 ประการคือ

1. โค้งความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา ซึ่งแสดงค่า PMP สำหรับพื้นที่พายุที่กำหนด และช่วงเวลาที่กำหนด
2. Standard Isolyetal Pattern ซึ่งแสดงการแจกแจงฝนตามพื้นที่ เป็นรูปร่างรี

3. แฟกเตอร์ปรับทิศทาง (Orientation Adjustment Factor) ซึ่งจะลดค่า PMP ประเมิน ถ้าแนวแกนตามยาวของ Standard Isohyet มีทิศทางไม่ตรงกับทิศทางการไหลของมวลอากาศขึ้นในภูมิภาค

4. พื้นที่พายุวิกฤต (Critical Storm Area) ซึ่งจะทำให้ PMP ของลุ่มน้ำมีค่ามากที่สุด

5. แฟกเตอร์ปรับค่าไอโซไฮต์ (Isohyetal Adjustment Factor) ซึ่งจะระบุเปอร์เซ็นต์ของความลึกของ PMP ในแต่ละเส้นชั้นความลึกน้ำฝนของ Standard Isohyet

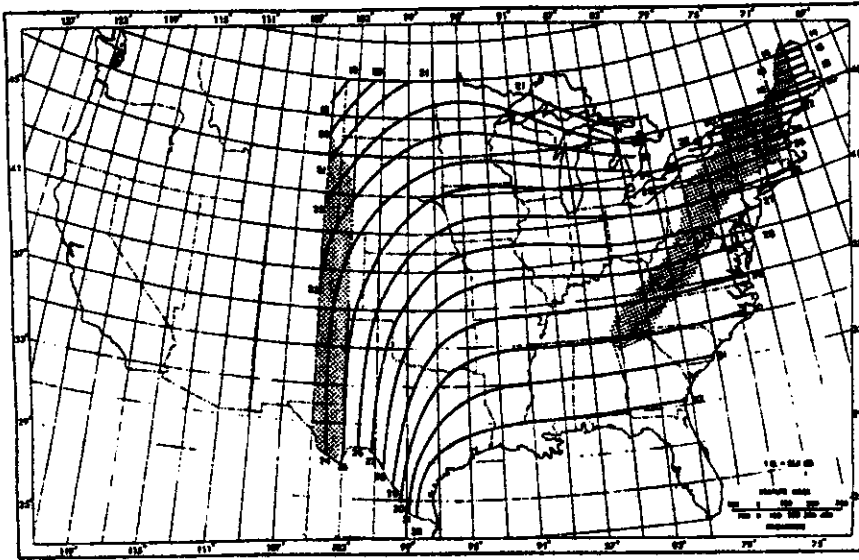
6.6.1 โค้งความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา

ในการประเมินฝนเฉพาะจุดตามหลักของความน่าจะเป็น จะมีตัวแปรที่ต้องพิจารณา 3 ตัวคือ ความเข้ม (หรือความลึก) ช่วงเวลา และความถี่ในการเกิด แต่ในการประเมิน PMP จะใช้พื้นที่ของพายุเป็นตัวแปรตัวที่สามแทนความถี่ รูปที่ 6.14 แสดงค่า PMP สำหรับพื้นที่ทางทิศตะวันออกของเส้นแวง 105° ของสหรัฐอเมริกา สำหรับพื้นที่ขนาด 10,200, 1,000 และ 5,000 ตร.ไมล์ และช่วงเวลา 6 และ 12 ชั่วโมง ยกตัวอย่างสำหรับเมืองชิคาโก รูปที่ 6.14(a) แสดงค่า PMP สำหรับ 6 ชั่วโมง 10 ตร.ไมล์ เท่ากับ 26 นิ้วโดยประมาณ และรูปที่ 6.14(b) ให้ค่า PMP สำหรับ 12 ชั่วโมง 10 ตร.ไมล์ เท่ากับ 30 นิ้วโดยประมาณ ดังนั้นจะได้ว่าสำหรับพายุที่มีช่วงเวลา 12 ชั่วโมง ซึ่งตกครอบคลุมพื้นที่ 10 ตร.ไมล์ในชิคาโก จะมีฝน 26 นิ้วใน 6 ชั่วโมงที่ฝนตกหนักที่สุด และมีฝน 30-26 = 4 นิ้ว ในอีก 6 ชั่วโมงที่เหลือ และสำหรับพื้นที่ใด จะสามารถเขียนกราฟความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลาได้

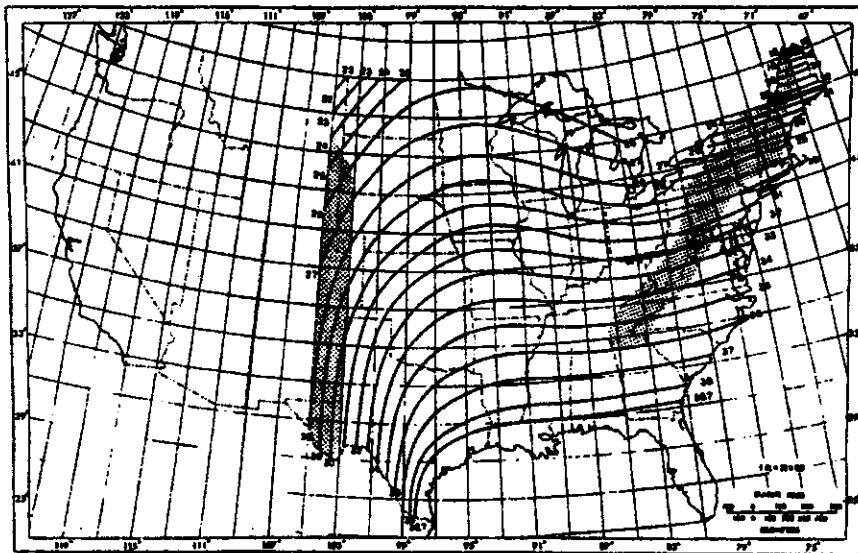
6.6.2 Standard Isohyetal Pattern

รูปแบบพายุฝนวงรีมาตรฐานที่ใช้ใน HMR 52 แสดงอยู่ในรูปที่ 6.15 ประกอบด้วยเส้นชั้นความลึกฝน 14 เส้น จาก A ถึง N แต่ละเส้นครอบคลุมพื้นที่ที่กำหนดให้ เช่น เส้น A ครอบคลุมพื้นที่ 10 ตร.ไมล์ เส้น B 25 ตร.ไมล์ และเส้น N 6,500 ตร.ไมล์ อัตราส่วนความยาวของแกนหลัก (Major Axis) และแกนรอง (Minor Axis) เท่ากับ 2.5 ต่อ 1 ถ้าให้ a และ b เป็นความยาวของแกนหลักและแกนรองของรูปวงรีดังแสดงในรูปที่ 6.15 จะหาพื้นที่วงรีได้จากสมการ

$$A = \pi ab \dots\dots\dots(6.17)$$

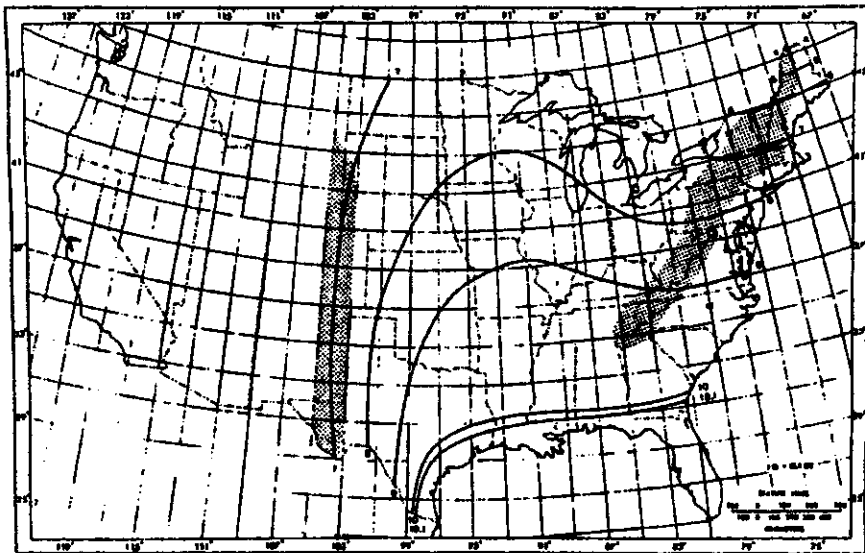


รูปที่ 6.14 (a) All-Season PMP เป็นนิ้ว สำหรับ 6 ชั่วโมง 10 ตร.ไมล์  
(Hansen, Schreiner and Miller, 1982)



รูปที่ 6.14 (b) All-Season PMP สำหรับ 12 ชั่วโมง 10 ตร.ไมล์  
(Hansen, Schreiner and Miller, 1982)





รูปที่ 6.14 (e) All Season PMP เป็นน้ำ สำหรับ 6 ชั่วโมง 5000 ตร.ไมล์  
(Hansen, Scheriner and Miller, 1982)

เนื่องจาก  $a = 2.5 b$  แทนค่าลงในสมการ 6.17 จะหาความยาวของ  
แกนรองได้จากสมการ

$$b = \sqrt{\frac{A}{2.5\pi}} \dots\dots\dots(6.18)$$

ยกตัวอย่าง สำหรับพื้นที่  $A = 10$  ตร.ไมล์

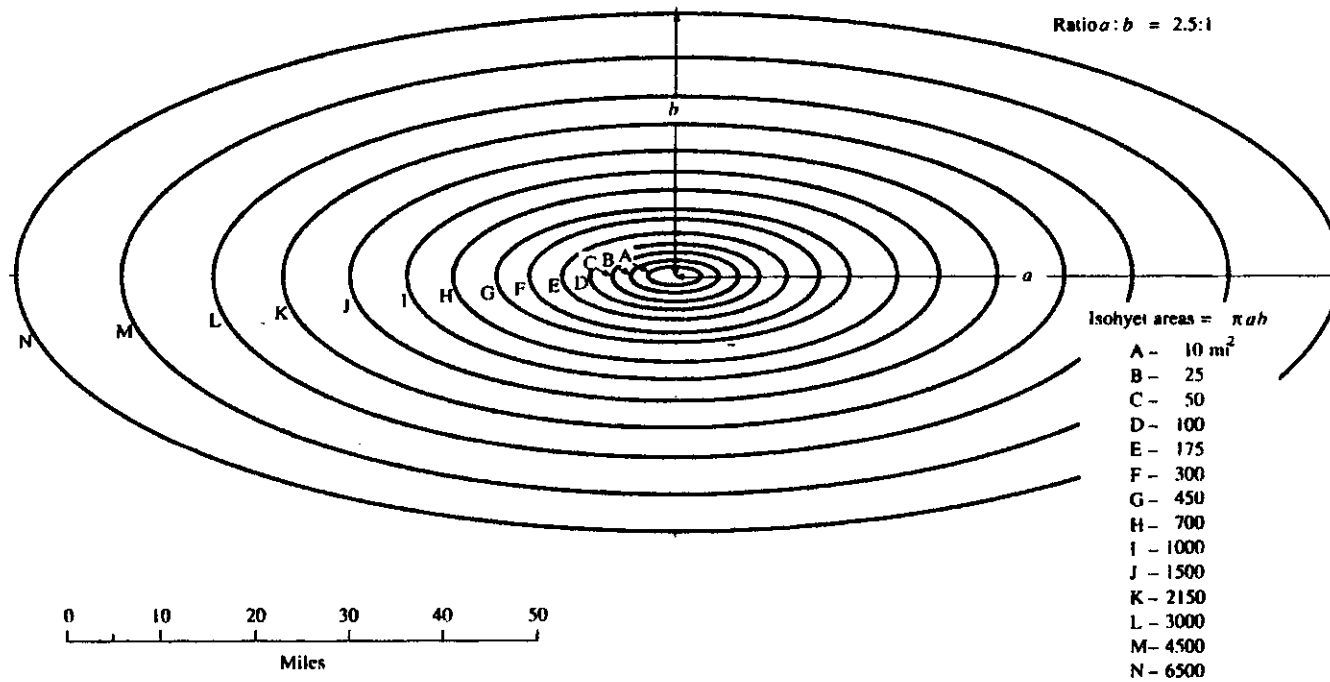
$$b = \sqrt{\frac{10}{2.5\pi}} = 1.13 \text{ ไมล์}$$

$$a = 2.5 \times 1.13 = 2.82 \text{ ไมล์}$$

รัศมี  $r$  ซึ่งทำมุม  $\theta$  กับ แกนหลักจะหาได้จากสมการ

$$r^2 = \frac{a^2 b^2}{a^2 \sin^2 \theta + b^2 \cos^2 \theta} \dots\dots\dots(6.19)$$

ยกตัวอย่าง ถ้า  $\theta = 45^\circ$ ,  $a = 2.82$  ไมล์,  $b = 1.13$  ไมล์



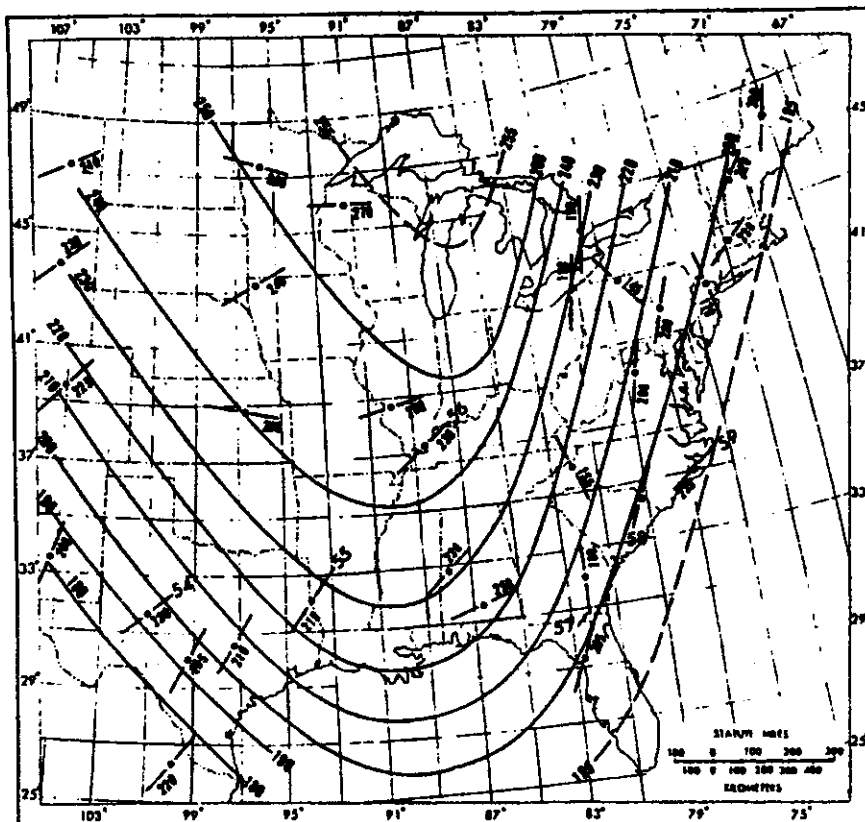
รูปที่ 6.15 Standard Isohyetal Pattern ที่แนะนำสำหรับการแจกแจงตามพื้นที่ของ PMP ทางทิศตะวันออกของเส้นแวง 105° (Hansen, Schreiner and Miller, 1982)

$$r^2 = \frac{(2.82)^2(1.13)^2}{(2.82)^2 \sin^2 45 + (1.13)^2 \cos^2 45}$$

r = 2.20 ไมล์

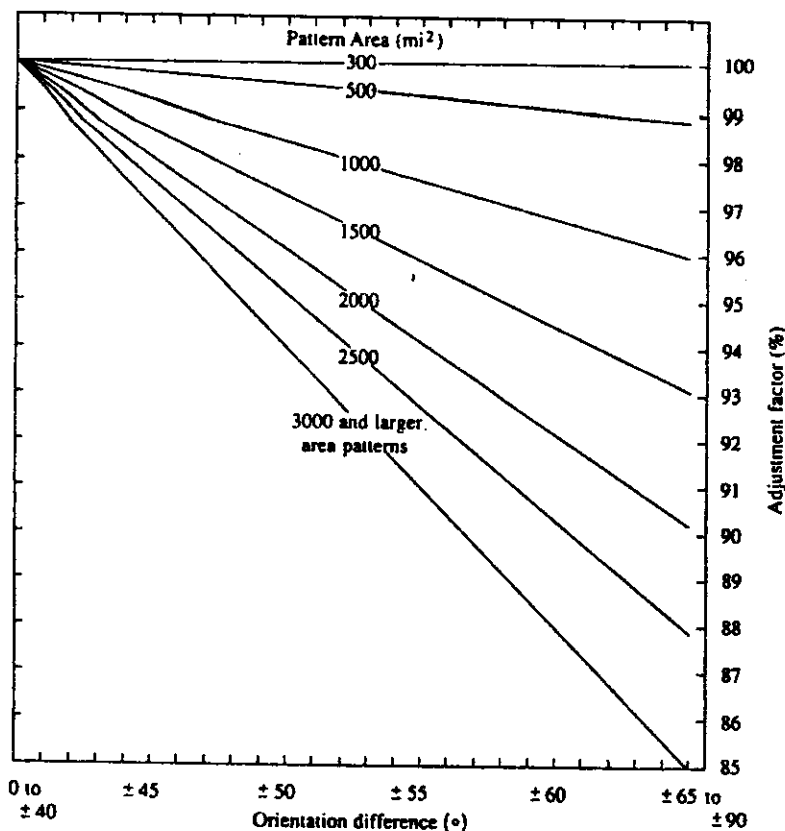
6.6.3 แพ็คเตอร์ปรับทิศทาง

ทิศทางของ Isohyetal Pattern ที่น่าจะทำให้เกิด PMP ในพื้นที่ต่าง ๆ ทางทิศตะวันออกเฉียงของเส้นแวง 105 ของสหรัฐอเมริกา แสดงอยู่ในรูปที่ 6.16 ให้ทิศเหนือมีค่าเท่ากับ 0 และวัดมุมตามเข็มนาฬิกาจากทิศเหนือ ค่าดังกล่าวเป็นค่าเฉลี่ยของทิศทางไอโซไฮท์ของพายุลูกสำคัญ ๆ ในสหรัฐอเมริกา ซึ่งส่วนใหญ่มวลอากาศชั้นเคลื่อนตัวจากทิศใต้และทิศตะวันตก (180 ถึง 270) ที่สำคัญคือการไหลของมวลอากาศชั้นสำหรับที่บริเวณใด ๆ ไม่ได้มีทิศทางเดียวเป็นไปได้ว่าการไหลของมวลอากาศชั้น มีหลายทิศทางแต่ค่าตรงกลางอยู่ที่ค่าในรูปที่ 6.16 ถ้าแนวแกนตามยาวของรูปแบบพายุฝนทำมุมกับทิศทางที่แนะนำนี้ ค่า PMP ประเมินจะลดลงตามเปอร์เซ็นต์ขึ้นอยู่กับมุมต่างระหว่างสองทิศทางนี้ แพ็คเตอร์ปรับค่าความแตกต่างของทิศทางแสดงอยู่ในรูปที่ 6.17



รูปที่ 6.16 Isohyetal Orientations สำหรับพายุลูกสำคัญ ซึ่งเป็นทิศทางที่แนะนำสำหรับ PMP





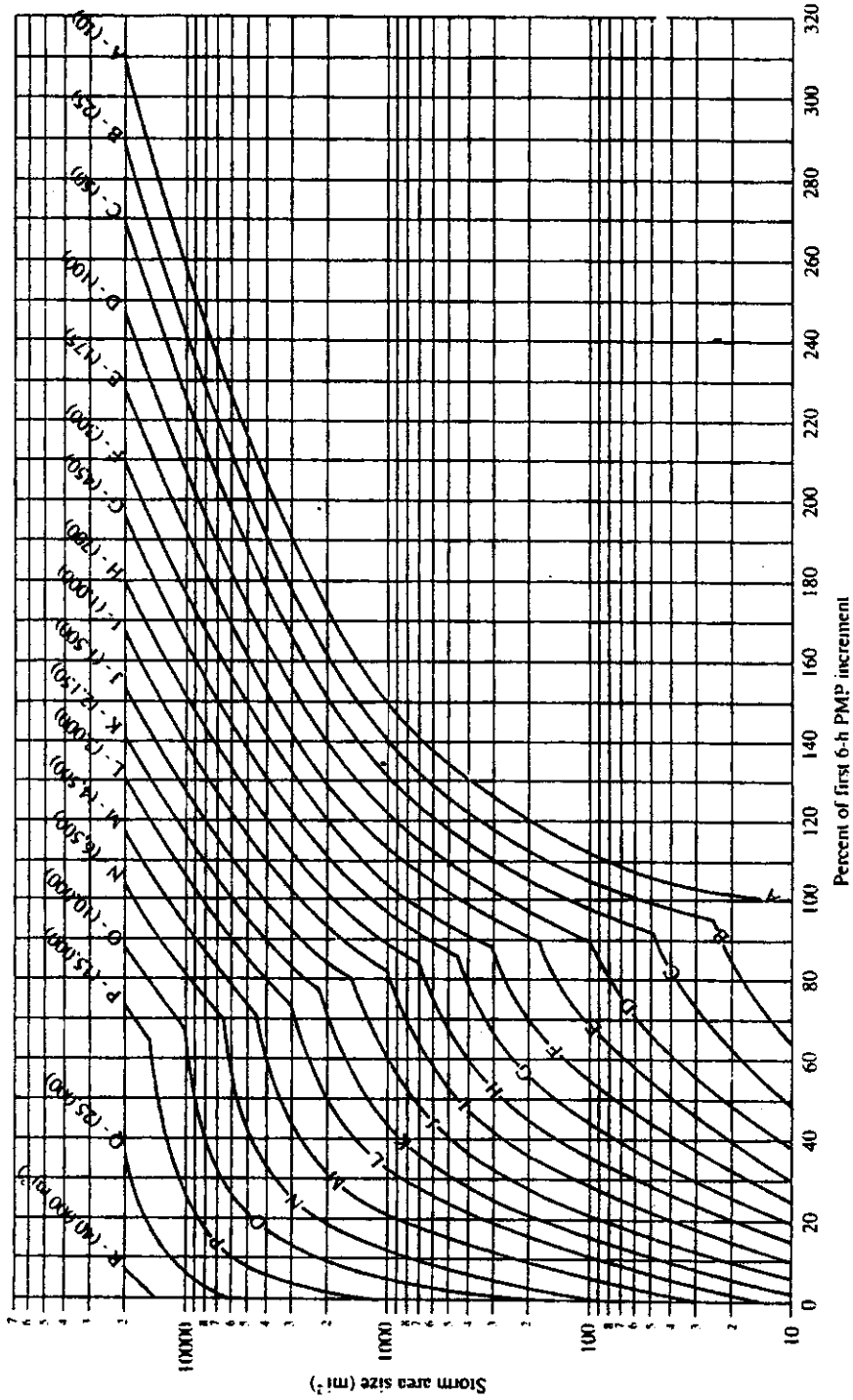
รูปที่ 6.17 Adjustment Factors สำหรับทิศทางของ Isohyet ที่ต่างจากที่แนะนำไว้ในรูปที่ 6.16 มากกว่า  $\pm 40^\circ$

6.6.4 พื้นที่พายุวิกฤต (Critical Storm Area)

พื้นที่พายุวิกฤตคือพื้นที่พายุซึ่งค่าความลึกฝนจากโค้งความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลาจะยังผลให้ได้ค่า PMP มีค่ามากที่สุดสำหรับลุ่มน้ำ โดยพิจารณาจากความจริงที่ว่าพื้นที่ลุ่มน้ำอาจไม่ใช่รูปวงรี เช่นเดียวกับ Standard Isohyetal Pattern

6.6.5 แฟกเตอร์พื้นที่ไอโซไฮท์ (Isohyetal Area Factor)

ค่า PMP คือค่าความลึกฝนเฉลี่ยสำหรับพื้นที่ที่กำหนดและในช่วงเวลาที่กำหนด เมื่อใช้ Standard Isohyetal Pattern เป็นตัวแทนพายุฝน จะมีบริเวณที่ความลึกฝนมีค่ามากกว่าที่บริเวณใกล้ศูนย์กลางและความลึกฝนมีค่าน้อยกว่าใกล้ ๆ ขอบ รูปที่ 6.18 แสดงเปอร์เซ็นต์ของค่า PMP ของ 6 ชั่วโมงแรกหรือ 6 ชั่วโมงที่ฝนตกหนักที่สุด ที่ใช้สำหรับแต่ละเส้นชั้นความลึกฝนของ Standard Isohyetal Pattern เพื่อปรับค่าเนื่องจากการแจกแจงตามพื้นที่ ยกตัวอย่างเมื่อใช้ PMP สำหรับพื้นที่ 10 ตร.ไมล์ จากกราฟในรูปที่ 6.18 เส้นชั้น



รูปที่ 6.18 โนโมแกรมสำหรับการหาค่าฝนของไฮโดรโลจิก PMP ประเมิน สำหรับพื้นที่ที่กำหนดให้

(Hansen, Schreiner and Miller, 1982)

ความลึก A (พื้นที่ 10 ตร.ไมล์) จะใช้ค่า 100 % ของค่า PMP และเส้นชั้นความลึก B (พื้นที่ 25 ตร.ไมล์) จะใช้ค่า 64 % ตามที่ได้หาไว้แล้วในหัวข้อ 6.6.1 ค่า PMP ในช่วงเวลา 6 ชั่วโมง สำหรับพื้นที่ 10 ตร.ไมล์ ที่เมืองชิคาโกมีค่า 26 นิ้ว พายุดังกล่าวจะทำให้เกิดฝน  $26 \times 0.64 = 16.4$  นิ้วในพื้นที่ 25 ตร.ไมล์ และฝนจะมีปริมาตรรวม 25 ตร.ไมล์  $\times 16.4$  นิ้ว = 416 ตร.ไมล์-นิ้ว ซึ่งในปริมาณฝนจำนวน 10 ตร.ไมล์  $\times 26$  นิ้ว = 260 ตร.ไมล์-นิ้วหรือคิดเป็น 63 % จะเกิดในบริเวณพื้นที่ 10 ตร.ไมล์ ซึ่งมีฝนตกหนักที่สุด

ตัวอย่างที่ 6.8 จงหาการแจกแจงตามพื้นที่ และความลึกฝนเฉลี่ยของ 6 ชั่วโมง PMP ที่ตกในลุ่มน้ำของแม่น้ำ Leon บริเวณเหนืออ่างเก็บน้ำ Belton ในเท็กซัส กำหนดว่า ลุ่มน้ำดังกล่าวมีพื้นที่ประมาณ 3,660 ตร.ไมล์ มีจุดศูนย์กลางอยู่ที่  $31^{\circ} 45' N$  และ  $90^{\circ} 15' W$

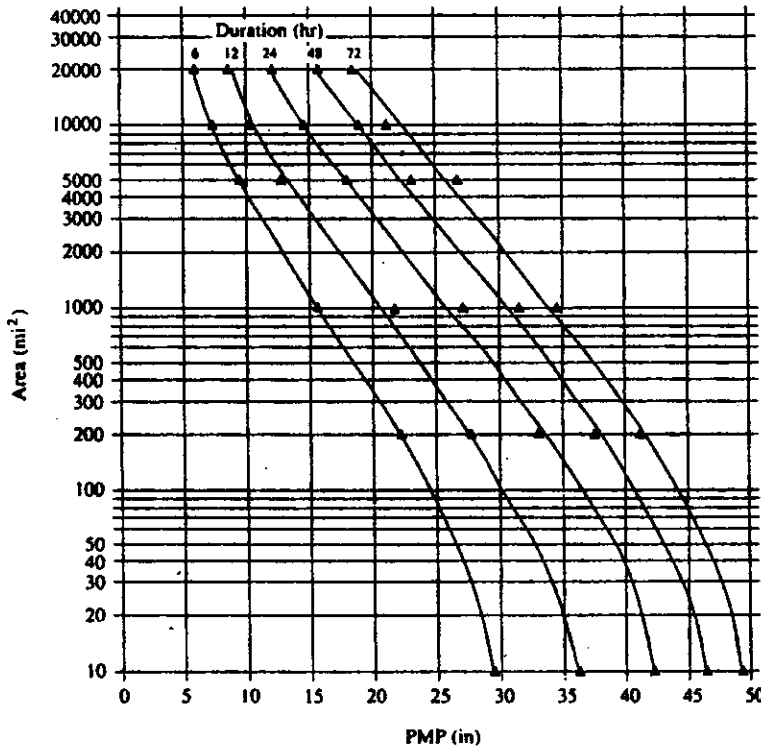
วิธีทำ

(1) หาโค้งความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา

อ่านค่า 6 ชั่วโมง PMP ที่แม่น้ำ Leon จากแผนที่ Standard PMP ซึ่งมีพื้นที่ต่าง ๆ กัน เช่นสำหรับพื้นที่ 10, 200, 1,000 และ 5,000 ตร.ไมล์ จะอ่านได้จากรูปที่ 6.14(a), (c), (d) และ (e) ตามลำดับ นำค่าความลึกของ PMP มาพล็อตเทียบกับพื้นที่และช่วงเวลา (กรณีนี้คือ 6 ชั่วโมง) ดังแสดงในรูปที่ 6.19 เขียนเส้นเชื่อมจุดให้เป็นโค้งเพื่อแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความลึกและพื้นที่ จากนั้นจะสามารถอ่านค่า PMP สำหรับพายุที่มีพื้นที่ต่าง ๆ ได้จากโค้งที่สร้างขึ้น ดังแสดงในคอลัมน์ที่ 2 ของตารางที่ 6.9

(2) ปรับค่าสำหรับทิศทางของลุ่มน้ำ (Adjust for Watershed Orientation)

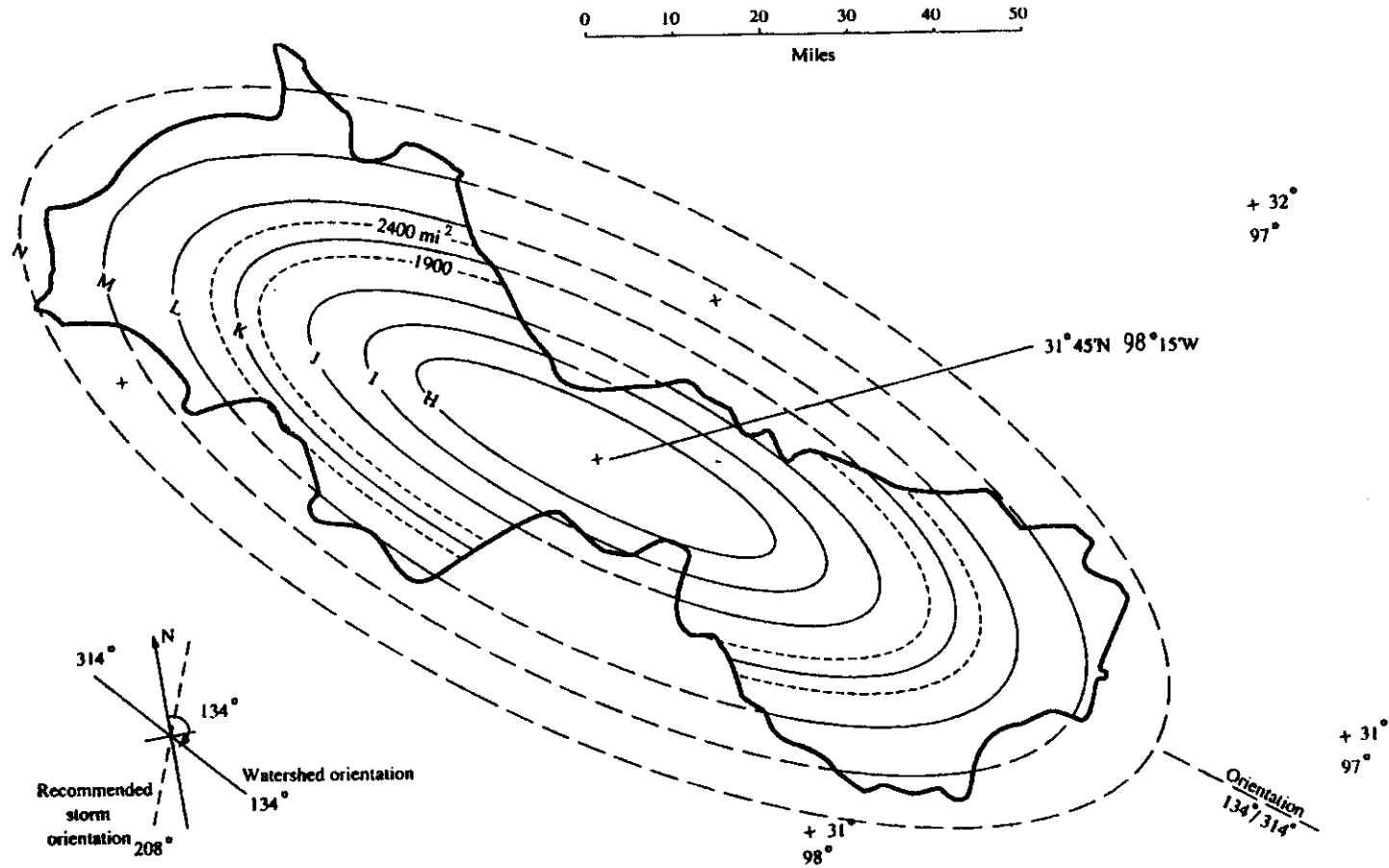
Standard Isohyetal Pattern เมื่อนำมาหาตกลงบนลุ่มน้ำ โดยให้มีจุดศูนย์กลางอยู่ที่จุดศูนย์กลางของลุ่มน้ำจะมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 6.20 แนวแกนตามยาวจะอยู่ในทิศตะวันออกเฉียงใต้ ( $134^{\circ}$ ) และตะวันตกเฉียงเหนือ ( $314^{\circ}$ ) ซึ่งทำมุมกับทิศที่แนะนำสำหรับ PMP ที่จุดนี้ (ตะวันตกเฉียงใต้  $208^{\circ}$  จากรูปที่ 6.16) ผลต่างของทิศทาง (Orientation Difference) คือ  $208 - 134 = 74^{\circ}$  ค่าแฟกเตอร์ปรับแก้ทิศทางสำหรับพายุซึ่งมีพื้นที่ต่าง ๆ จะอ่านได้จากรูปที่ 6.17 ดังแสดงในคอลัมน์ที่ 3 ของตารางที่ 6.9 เมื่อนำแฟกเตอร์ปรับแก้ในคอลัมน์ที่ 3 ไปคูณด้วย PMP ในช่วงเวลา 6 ชั่วโมง ซึ่งอ่านจากโค้งพื้นที่-ช่วงเวลา (คอลัมน์ที่ 2) จะได้ค่า PMP ในช่วงเวลา 6 ชั่วโมง ซึ่งปรับแก้ด้วยทิศทางแล้วดังแสดงในคอลัมน์ที่ 4



รูปที่ 6.19 โค้งความลึก-พื้นที่-ช่วงเวลา สำหรับลุ่มน้ำ Leon River ที่ 31° 45' N 98° 15' W

ตารางที่ 6.9 6-Hr PMP สำหรับแม่น้ำ Leon ที่รับค่าทิศทางของลุ่มน้ำเมื่อเทียบกับทิศทางการไหลของมวลอากาศชั้นสูงสุดแล้ว

Column:	1 Nominal storm area  (mi <sup>2</sup> )	2 6-h PMP from depth- area-duration curve  (in)	3 Orientation adjustment factor	4 Adjusted 6-h PMP  (in)
	1,000	16.1	0.961	15.47
	1,500	14.4	0.933	13.44
	2,150	12.9	0.897	11.57
	3,000	11.5	0.850	9.78
	4,500	9.8	0.850	8.33
	6,500	8.5	0.850	7.23
	10,000	7.1	0.850	6.04
	15,000	5.9	0.850	5.02



6-45

รูปที่ 6.20 Standard Isohyetal Pattern เมื่อทราบกับลุ่มน้ำ Leon ในลักษณะที่ทำให้เกิดปริมาณฝนสูงสุด

(3) หาพื้นที่พายุวิกฤต

สำหรับพื้นที่ที่กำหนดให้ จะสามารถอ่านค่าแฟคเตอร์ปรับค่าไอโซไฮต์สำหรับแต่ละเส้นไอโซไฮต์ได้จากรูปที่ 6.18 ยกตัวอย่าง สำหรับพื้นที่ 1,500 ตร.ไมล์ ค่าแฟคเตอร์ปรับแก้สำหรับไอโซไฮต์ A คือ 162 % หรือ 1.62 แฟคเตอร์ปรับแก้สำหรับทุกไอโซไฮต์ สำหรับพื้นที่พายุ 1,500 ตร.ไมล์ แสดงอยู่ในคอลัมน์ 2 ตารางที่ 6.10 ค่า PMP ที่ปรับแก้ทิศทางแล้วสำหรับพื้นที่พายุ 1,500 ตร.ไมล์ จากตารางที่ 6.9 คือ 13.44 นิ้ว ซึ่งเมื่อนำค่านี้มาคูณกับแฟคเตอร์ปรับแก้ไอโซไฮต์ ในคอลัมน์ 2 ของตารางที่ 6.10 จะได้ค่าความลึกฝนของเส้นไอโซไฮต์ ดังแสดงในคอลัมน์ที่ 3 เช่น สำหรับไอโซไฮต์ A ความลึกฝนคือ  $1.62 \times 13.44 = 21.77$  นิ้ว ค่าความลึกฝนเฉลี่ยระหว่างไอโซไฮต์ ( $P_{av}$ ) จะอยู่ในคอลัมน์ที่ 4 เช่น สำหรับไอโซไฮต์ B  $P_{av} = (21.77+20.43)/2 = 21.1$

Incremental Area ( $\Delta A$ ) ระหว่างเส้นไอโซไฮต์ แสดงอยู่ในคอลัมน์ที่ 5 ของตารางที่ 6.10 ซึ่งจะเห็นได้จากรูปที่ 6.20 ว่าไอโซไฮต์ A ถึง H อยู่ในลุ่มน้ำ Leon ดังนั้น Incremental Area ของไอโซไฮต์ A ถึง H คือค่าจาก Standard Isohyetal Pattern (รูปที่ 6.15) สำหรับไอโซไฮต์ I ถึง N ค่า Incremental Area คือ ส่วนของพื้นที่ไอโซไฮต์ที่อยู่ในลุ่มน้ำ Leon ค่า Incremental Volume  $\Delta V$  ของแต่ละไอโซไฮต์จะคำนวณได้จากสูตร  $\Delta V = P_{av} \cdot \Delta A$  ยกตัวอย่าง ปริมาตรฝนในไอโซไฮต์ A =  $21.77$  นิ้ว  $\times$  10 ตร.ไมล์ = 217.7 นิ้ว-ตร.ไมล์ และ Incremental Volume ระหว่างไอโซไฮต์ A และ B เท่ากับ  $21.1$  นิ้ว  $\times$  15 ตร.ไมล์ = 316.5 นิ้ว-ตร.ไมล์ ดังแสดงในคอลัมน์ที่ 6 ตารางที่ 6.10 ปริมาตรฝนทั้งหมดที่ตกลงในลุ่มน้ำจะเท่ากับผลรวมของทุก  $\Delta V$  ในคอลัมน์ที่ 6 ซึ่งเท่ากับ 31,498.5 นิ้ว-ตร.ไมล์ เมื่อหารด้วยพื้นที่ลุ่มน้ำ 3,660 ตร.ไมล์ จะได้ค่าความลึกฝนเฉลี่ย =  $31,498.5/3,660 = 8.61$  นิ้ว

หาในทำนองเดียวกันสำหรับพื้นที่พายุอื่น ๆ ในตารางที่ 6.9 จะสามารถหาพื้นที่พายุวิกฤตได้ ซึ่งก็คือพื้นที่พายุซึ่งทำให้ค่า PMP เฉลี่ยมีค่ามากที่สุด ในกรณีนี้พื้นที่พายุวิกฤตคือ 1,500 ตร.ไมล์ ดังนั้นลักษณะไอโซไฮต์ของ PMP ในช่วงเวลา 6 ชั่วโมงที่ลุ่มน้ำ Leon จะมีค่าดังแสดงในคอลัมน์ที่ 3 ของตารางที่ 6.10 และค่า PMP ในช่วง 6 ชั่วโมงเฉลี่ยเท่ากับ 8.61 นิ้ว

ทำในทำนองเดียวกันสำหรับช่วงเวลาอื่น ๆ จะทราบไอโซไฮต์และความลึกเฉลี่ย ซึ่งสามารถนำไปสร้างไฮเอโทกราฟของพายุได้โดยวิธีสลับส้อหรือโดยวิธีอื่นตามที่ได้กล่าวถึงในหัวข้อ 6.4 กรณีที่ต้องการออกแบบโดยใช้ค่าเพียงบางส่วนของค่า PMP เช่น 50 % ของ PMP ความลึกฝนของไอโซไฮต์ในคอลัมน์ที่ 3 ของตารางที่ 6.10 จะลดลงตามเปอร์เซ็นต์ที่เลือก

ตารางที่ 6.10 การคำนวณค่าความลึกฝนของ Isohyet และค่าความลึกฝนเฉลี่ย สำหรับ 6 ชั่วโมง PMP ที่ลุ่มน้ำ Leon สำหรับพื้นที่พายุ (Nominal Storm Area) 1,500 ตร.ไมล์

Column:	1 Isohyet label	2 Isohyet adjustment factor	3 Isohyet precipitation depth*  (in)	4 Average depth between isohyets $P_{av}$ (in)	5 Incremental area within watershed $\Delta A$  (mi <sup>2</sup> )	6 Incremental volume of precipitation $\Delta V = P_{av}\Delta A$  (in mi <sup>2</sup> )
	A	1.62	21.77	21.77	10	217.7
	B	1.52	20.43	21.10	15	316.5
	C	1.42	19.08	19.76	25	493.9
	D	1.32	17.74	18.41	50	920.6
	E	1.22	16.40	17.07	75	1,280.2
	F	1.12	15.05	15.72	125	1,965.6
	G	1.05	14.11	14.58	150	2,187.4
	H	0.96	12.90	13.51	250	3,376.8
	I	0.88	11.83	12.36	271	3,350.9
	J	0.80	10.75	11.29	393	4,436.8
	K	0.56	7.53	9.14	488	4,459.9
	L	0.41	5.51	6.52	582	3,793.7
	M	0.26	3.49	4.50	737	3,318.3
	N	0.16	2.15	2.82	489	1,380.2
				Total	3660	31,498.5

Average PMP depth over watershed (in) =  $31,498.5 / 3660 = 8.61$  in

\*The PMP for 1500 mi<sup>2</sup> is 13.44 in.

## 6.7 เอกสารอ้างอิง

1. ไพฑูรย์ กิตติสุนทร และธำรง เปรมปรีดิ์. 2528. ความสัมพันธ์ระหว่างความเข้ม-ช่วงเวลา-ความถี่ของฝน ในภาคกลางและภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทย. รายงานวิชาการ สน-006/2528. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา. จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

2. Bhuiyan, A.R. 1982, Rainfall Depth-Duration-Frequency Analysis in Thailand, Master Thesis No. WA-82-1, Asian Institute of Technology.
3. Frederick. R. H., V. A. Myers. and E. P. Auciello, Five to 60-minute precipitation frequency for the eastern and central United States, NOAA technical memo NWS HYDRO-35, National Weather Service, Silver Spring, Maryland, June 1977.
4. Hansen, E. M., L. C. Schreiner, and J. F. Miller, Application of probable maximum precipitation estimates-United States east of the 105th meridian, NOAA hydrometeorological report no. 52, National Weather Service, Washington. D. C., August 1982.
5. Hershfield, D. M., Rainfall frequency atlas of the United States for durations from 30 minutes to 24 hours and return periods from 1 to 100 years, tech. paper 40, U. S. Dept. of Comm., Weather Bureau, Washington, D. C., May 1961.
6. Huff, F. A., Time distribution of rainfall in heavy storms, Water Resour. Res., vol. 3, no. 4, pp. 1007-1019, 1967
7. Institution of Engineers Australia, Australian Rainfall and Runoff, vol. 1 ed. by D. H. Pilgrim, vol. 2 ed. by R. P. Canterford, Canberra, Australia, 1987.
8. Keifer, C. J., and H. H. Chu, Synthetic storm pattern for drainage design, J. Hyd. Div., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 83, no. HY4, pp. 1-25, 1957.



9. National Academy of Sciences, Safety of Existing Dams: Evaluation and Improvement, National Academy Press, Washington, D. C., 1983.
10. Pilgrim, D. H., and I. Cordery, Rainfall temporal patterns for design floods. J. Hyd. Div., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 101 no. HY1, pp. 81-95, 1975.
11. Terstriep, M. L., and J. B. Stall, The Illinois urban drainage area simulator, ILLUDAS, bulletin 58, Illinois State Water Survey, Urbana, Ill., 1974.
12. U. S. Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center, Probable maximum storm (eastern United States), HMR 52, user's manual, CPD-46, March 1984.
13. U. S. Department of Agriculture Soil Conservation Service, Urban hydrology for small watersheds, tech. release no. 55, June 1986.
14. Wenzel, H. G., Rainfall for urban stormwater design, in Urban Storm Water Hydrology, ed. by David F. Kibler, Water Resources Monograph 7, American Geophysical Union, Washington, D. C., 1982
15. World Meteorological Organization, Guide to Hydrological Practices, vol. II, Analysis, forecasting and other applications, WMO no. 168, 4th ed., Geneva, Switzerland, 1983.
16. Yen, B. C., and V. T. Chow, Design hyetographs for small drainage structures, J. Hyd. Div., Am. Soc. Civ. Eng., vol. no. 106, no. HY6, pp. 1055-1076, 1980.

### 6.8 แบบฝึกหัด

- (1) จงสร้าง 100 ปี - 24 ชั่วโมง Design Storm Hyetograph สำหรับเมือง Washington, D.C. จากแผนที่ฝน 100 ปี - 24 ชั่วโมง ของสหรัฐอเมริกา (รูปที่ 6.1 บทที่ 6) และรูปแบบการแจกแจงพายุฝนของ SCS (ตารางที่ 6.5 บทที่ 6)
- (2) จงสร้างไฮเอทโตกราฟรูปสามเหลี่ยมสำหรับการออกแบบท่อลอดถนนในเมือง Philadelphia กำหนดว่าช่วงเวลาเท่ากับ 60 นาที และรอบปีการเกิดซ้ำ 10 ปี และใช้ค่า  $r$  จากตารางที่ 6.6 (บทที่ 6)
- (3) จงสร้าง 1 ชั่วโมง Design Hyetograph ซึ่งมี Increments เท่ากับ 10 นาที โดยวิธี Alternating Block จากโค้ง Intensity Duration Frequency ของเมือง Chicago ซึ่งกำหนดไว้ในรูปที่ 6.4 (บทที่ 6) กำหนดว่ารอบปีการเกิดซ้ำเท่ากับ 10
- (4) จงสร้าง 1 ชั่วโมง Design Rainfall Hyetograph สำหรับเมือง Los Angeles โดยวิธี Instantaneous Intensity กำหนดว่า  $r = 0.5$
- (5) จงออกแบบ 1 ชั่วโมง Design Rainfall Hyetograph ในข้อ 4 ใหม่ ถ้ากำหนดว่า  $r = 0.375$  พร้อมทั้งพล็อต Hyetograph ที่ได้เทียบกับ Hyetograph ในข้อ 4
- (6) จงใช้สมการ 6.16 (the World's Greatest Recorded Rainfalls) ออกแบบ 24 ชั่วโมง Design Rainfall Hyetograph ซึ่งมี Increment 1 ชั่วโมง โดยวิธี Alternating Block พร้อมทั้งพล็อตไฮเอทโตกราฟออกแบบ
- (7) จงหา 6 ชั่วโมง PMP เดลต้าของกลุ่มน้ำ Leon กำหนดว่าพื้นที่พายุเท่ากับ 2,150 ตร. ไมล์ ใช้ข้อมูลอื่น ๆ จากตัวอย่างที่ 6.8 บทที่ 6
- (8) กำหนดให้ความสัมพันธ์ระหว่างความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำของพายุฝน ณ กลุ่มน้ำแห่งหนึ่งมีลักษณะดังสมการ

$$i = \frac{7,500 - 2,100 \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_r} \right) \right]}{(t + 45)^{1.07}}$$

9. National Academy of Sciences, Safety of Existing Dams: Evaluation and Improvement, National Academy Press, Washington, D. C., 1983.
10. Pilgrim, D. H., and I. Cordery, Rainfall temporal patterns for design floods. J. Hyd. Div., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 101 no. HY1, pp. 81-95, 1975.
11. Terstriep, M. L., and J. B. Stall, The Illinois urban drainage area simulator, ILLUDAS, bulletin 58, Illinois State Water Survey, Urbana, Ill., 1974.
12. U. S. Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center, Probable maximum storm (eastern United States), HMR 52, user's manual, CPD-46, March 1984.
13. U. S. Department of Agriculture Soil Conservation Service, Urban hydrology for small watersheds, tech. release no. 55, June 1986.
14. Wenzel, H. G., Rainfall for urban stormwater design, in Urban Storm Water Hydrology, ed. by David F. Kibler, Water Resources Monograph 7, American Geophysical Union, Washington, D. C., 1982
15. World Meteorological Organization, Guide to Hydrological Practices, vol. II, Analysis, forecasting and other applications, WMO no. 168, 4th ed., Geneva, Switzerland, 1983.
16. Yen, B. C., and V. T. Chow, Design hyetographs for small drainage structures, J. Hyd. Div., Am. Soc. Civ. Eng., vol. no. 106, no. HY6, pp. 1055-1076, 1980.

### 6.8 แบบฝึกหัด

- (1) จงสร้าง 100 ปี - 24 ชั่วโมง Design Storm Hyetograph สำหรับเมือง Washington, D.C. จากแผนที่ฝน 100 ปี - 24 ชั่วโมง ของสหรัฐอเมริกา (รูปที่ 6.1 บทที่ 6) และรูปแบบการแจกแจงพายุฝนของ SCS (ตารางที่ 6.5 บทที่ 6)
- (2) จงสร้างไฮเอทโตกราฟรูปสามเหลี่ยมสำหรับการออกแบบท่อลอดถนนในเมือง Philadelphia กำหนดว่าช่วงเวลาเท่ากับ 60 นาที และรอบปีการเกิดซ้ำ 10 ปี และใช้ค่า  $r$  จากตารางที่ 6.6 (บทที่ 6)
- (3) จงสร้าง 1 ชั่วโมง Design Hyetograph ซึ่งมี Increments เท่ากับ 10 นาที โดยวิธี Alternating Block จากโค้ง Intensity Duration Frequency ของเมือง Chicago ซึ่งกำหนดไว้ในรูปที่ 6.4 (บทที่ 6) กำหนดว่ารอบปีการเกิดซ้ำเท่ากับ 10
- (4) จงสร้าง 1 ชั่วโมง Design Rainfall Hyetograph สำหรับเมือง Los Angeles โดยวิธี Instantaneous Intensity กำหนดว่า  $r = 0.5$
- (5) จงออกแบบ 1 ชั่วโมง Design Rainfall Hyetograph ในข้อ 4 ใหม่ ถ้ากำหนดว่า  $r = 0.375$  พร้อมทั้งพล็อต Hyetograph ที่ได้เทียบกับ Hyetograph ในข้อ 4
- (6) จงใช้สมการ 6.16 (the World's Greatest Recorded Rainfalls) ออกแบบ 24 ชั่วโมง Design Rainfall Hyetograph ซึ่งมี Increment 1 ชั่วโมง โดยวิธี Alternating Block พร้อมทั้งพล็อตไฮเอทโตกราฟออกแบบ
- (7) จงหา 6 ชั่วโมง PMP เฉลี่ยของลุ่มน้ำ Leon กำหนดว่าพื้นที่พายุเท่ากับ 2,150 ตร. ไมล์ ใช้ข้อมูลอื่น ๆ จากตัวอย่างที่ 6.8 บทที่ 6
- (8) กำหนดให้ความสัมพันธ์ระหว่างความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำของพายุฝน ลุ่มน้ำแห่งนี้มีลักษณะดังสมการ

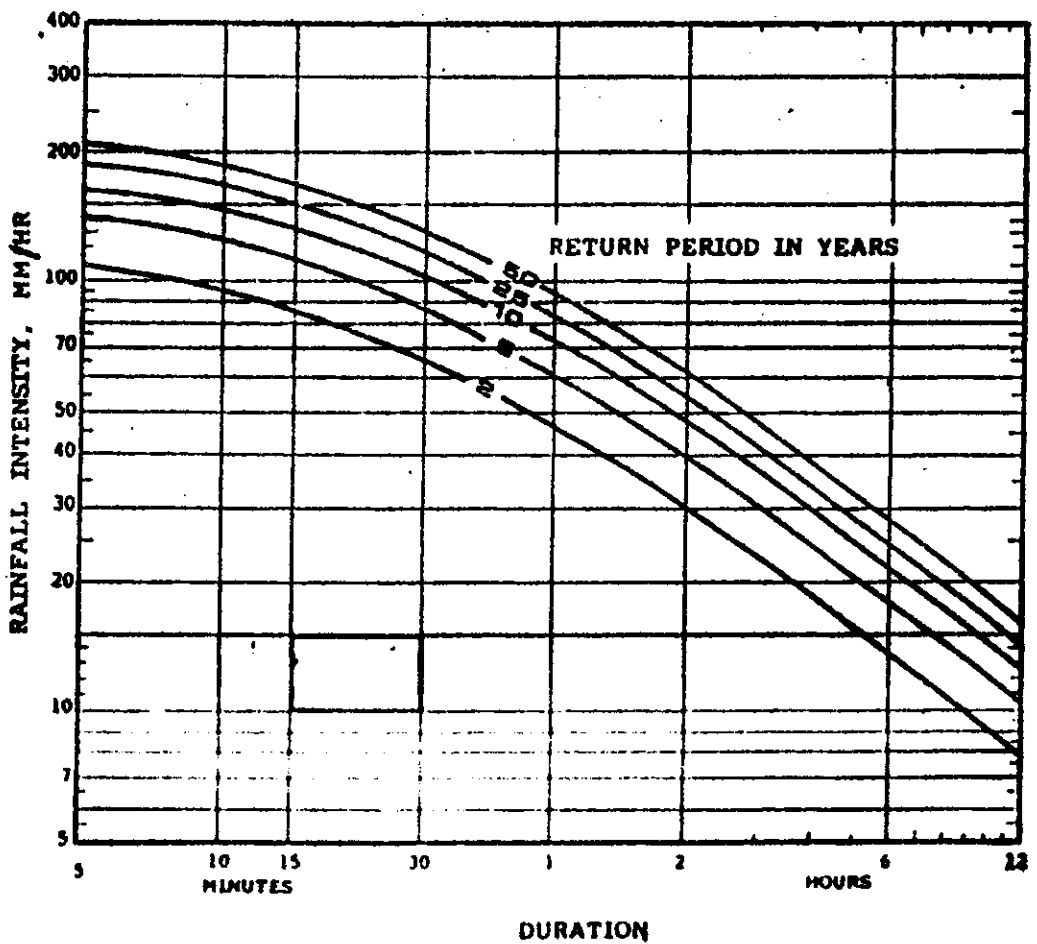
$$i = \frac{7,500 - 2,100 \ln \left[ - \ln \left( 1 - \frac{1}{T_r} \right) \right]}{(t + 45)^{1.07}}$$

- เมื่อ  $i$  = ความเข้มของฝน เป็น มม./ชม.  
 $t$  = ช่วงเวลาในการตกของฝน เป็นนาที  
 $T_r$  = รอบปีการเกิดซ้ำ เป็นปี

จงหา Design Hyetograph สำหรับพายุฝนในลุ่มน้ำดังกล่าว โดยวิธีสลับบล็อก (Alternating Block) โดยกำหนดว่า

1. รอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการเท่ากับ 10 ปี
2. ช่วงเวลาของพายุเท่ากับ 6 ชั่วโมง
3. ช่วงเวลาของบล็อกหรือ Increments เท่ากับ 30 นาที

- (9) จงออกแบบ Rainfall Hyetograph ซึ่งมี Return Period 50 ปี Duration 12 ชั่วโมง และ Time Interval 2 ชั่วโมง กำหนดให้กราฟความเข้ม-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำมีลักษณะดังรูปที่ 1



รูปที่ 1

(10) กำหนดว่าสมการความเข้ม - ช่วงเวลา - รอบปีการเกิดซ้ำของฝนที่กรุงเทพมหานคร คือ

$$i = \frac{7,743.5 - 2,136.8 \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{Tr} \right) \right]}{(t + 48)^{1.07}}$$

เมื่อ  $i$  = ความเข้มของฝน เป็น มม./ชม.

$t$  = ช่วงเวลาในการตกของฝน เป็น นาที

$Tr$  = รอบปีการเกิดซ้ำ เป็น ปี

จงใช้วิธี Instantaneous Intensity ออกแบบไฮเอโดกราฟสำหรับ  
พายุที่กรุงเทพมหานคร ซึ่งมีช่วงเวลา 6 ชั่วโมง และรอบปีการเกิดซ้ำ 20 ปี โดยใช้  
สัมประสิทธิ์การเกิดฝนสูงสุด (Storm Advancement Coefficient)  $r = 0.25$

$$\text{Hint : } \frac{dR}{dt} = f(ta) = f(tb)$$

$$R = i_{ave} \cdot t$$

เมื่อ  $R$  = ความลึกฝนทั้งหมดที่ตกในช่วงเวลา  $t$

$t$  = ช่วงเวลาการตกของฝน

$i_{ave}$  = ความเข้มฝนเฉลี่ยในช่วงเวลา  $t$  ซึ่งหาได้จากสมการที่กำหนดให้

$f(ta), f(tb)$  = ความเข้มฝนที่เวลา  $ta$  ก่อน Peak และ  $tb$   
หลัง Peak

$$t = \frac{ta}{r} = \frac{tb}{(1-r)}$$

## บทที่ 7

### การออกแบบปริมาณน้ำท่วมสูงสุด

(Design of Flood Peak)

#### 7.1 บทนำ

น้ำท่วมหมายถึงปรากฏการณ์ที่น้ำในแม่น้ำหรือทางระบายน้ำมีปริมาณมากกว่าปกติ และไหลล้นตลิ่งไปท่วมบริเวณพื้นที่ที่ไม่ต้องการให้ท่วมจนก่อให้เกิดความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สิน คำว่าน้ำท่วมในบทนี้ยังหมายถึงปริมาณน้ำในทางน้ำที่มากกว่าปกติอีกด้วย

น้ำท่วมเป็นธรรมชาติของทางน้ำซึ่งไม่สามารถหลีกเลี่ยงได้ แต่สามารถที่บรรเทาความเสียหายเนื่องจากน้ำท่วมให้น้อยลงตามที่ต้องการได้ ถ้าวิศวกรที่ทำหน้าที่ป้องกันน้ำท่วมหรือวิศวกรที่ออกแบบอาคารระบายน้ำต่าง ๆ สามารถที่จะคาดคะเนขนาดน้ำท่วมที่จะเกิดขึ้นได้อย่างถูกต้องแม่นยำ

ในบทนี้จะได้กล่าวถึงการออกแบบปริมาณน้ำท่วมสูงสุด (Flood Peak) ส่วนการออกแบบกราฟน้ำท่วม (Flood Hydrograph) ซึ่งจะบอกทั้งปริมาณสูงสุดและปริมาตรน้ำท่วม เพื่อนำไปใช้เป็นข้อมูลสำหรับการออกแบบอาคารระบายน้ำต่าง ๆ จะได้กล่าวถึงในบทที่ 8

#### 7.2 วิธีการหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุด (Methods for Flood Peak Estimation)

ในการออกแบบระบบระบายน้ำทั้งในเมืองและในพื้นที่เกษตรกรรม การออกแบบท่อลอดถนน (Culvert) อาคารตัดผ่านคลองชลประทานเช่น Overchutes, Canal inlets, Siphon Crossings หรือทางระบายน้ำสันสำหรับเขื่อนเล็ก ๆ จำเป็นต้องรู้ขนาดน้ำท่วมสูงสุด เพื่อจะได้นำไปเป็นข้อมูลในการออกแบบอาคารเหล่านี้ให้สามารถระบายน้ำท่วมได้โดยมิก่อให้เกิดความเสียหายต่อตัวถนน คลอง หรือ เขื่อนที่อาคารเหล่านี้ป้องกันอยู่ วิธีการหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดมีมากมายหลายวิธี แต่ละวิธีต้องการข้อมูลต่างกันออกไป แต่ส่วนใหญ่ต้องการข้อมูลปริมาณน้ำฝนและคุณสมบัติต่าง ๆ ของลุ่มน้ำ ในบทนี้จะได้กล่าวถึงวิธีการออกแบบปริมาณน้ำท่วมสูงสุด 5 วิธีคือ (1) วิธี Rational (2) วิธีกราฟของ SCS-TR55 (3) วิธี CHART ของ SCS-TR55 (4) วิธีตารางของ SCS-TR55 และ (5) วิธี Empirical ต่าง ๆ

**7.3 Rational Method**

ในปัจจุบันวิธีที่นิยมใช้ในการคำนวณหาปริมาณการไหลสูงสุดของกลุ่มน้ำขนาดเล็ก็คือ Rational Method ซึ่งถูกพัฒนาขึ้นมาโดยชาวไอริส ในปี ค.ศ. 1847 และ Kuichling (1889) ได้นำเอาวิธีนี้ไปใช้ในสหราชอาณาจักรจนเป็นที่นิยมใช้กันมาถึงปัจจุบัน

**7.3.1 สมการ Rational**

รูปสมการทั่ว ๆ ไปคือ

$$Q = 0.278 CIA \dots\dots\dots (7.1)$$

เมื่อ

- Q = ปริมาณการไหลสูงสุด เป็น  $m^3/วินาที$
- C = สัมประสิทธิ์น้ำท่า ไม่มีหน่วย
- I = ความเข้มของฝน มีหน่วยเป็น มม./ชม.  
ซึ่งจะแปรผันไปตามช่วงเวลาการตกของฝน และรอบปีการเกิดซ้ำ
- A = พื้นที่ระบายน้ำ เป็น  $km^2$

**7.3.2 สมมติฐานของสมการ Rational**

สมการ Rational มีสมมติฐานที่สำคัญดังต่อไปนี้

1. ฝนตกด้วยอัตราสม่ำเสมอและตกสม่ำเสมอทั่วพื้นที่
2. ปริมาณการไหลสูงสุดจะเกิดเมื่อฝนตกนานอย่างน้อยเท่ากับ  
Time of Concentration
3. Time of Concentration คือเวลาที่น้ำไหลจากจุดที่ไกลที่สุดในเชิง  
ชลศาสตร์ ถึงทางออกของกลุ่มน้ำ
4. ความถี่ของน้ำท่วมเท่ากับความถี่ของฝนที่ใช้ในสมการ

**7.3.3 ข้อจำกัดของ Rational Method**

สมการ Rational พัฒนาขึ้นมาจากสมมติฐานง่าย ๆ ว่า ฝนที่ตกลงมาส่วนหนึ่งจะถูกกลุ่มน้ำดูดซับเอาไว้ ส่วนที่เหลือจะกลายเป็นน้ำผิวดินที่ไหลออกสู่ทางออกของกลุ่มน้ำ ถ้าฝนตกนานเท่ากับ Time of Concentration น้ำฝนที่ตกที่ทุก ๆ จุดในกลุ่มน้ำจะไหลมาถึงทางออกพร้อม ๆ กัน ทำให้อัตราการไหลมีค่าสูงสุด จุดอ่อนที่สำคัญของวิธีนี้คือการสมมติว่าอัตราการ



คูชับน้ำของกลุ่มน้ำมีค่าคงที่ ขึ้นอยู่กับลักษณะของกลุ่มน้ำเป็นสำคัญ โดยไม่คำนึงถึงขบวนการในการเปลี่ยนผันเป็นน้ำท่าเลย อย่างไรก็ตาม วิธีการนี้นับว่าให้ค่าถูกต้องเชื่อถือได้พอสมควร ในการประเมินปริมาณน้ำท่าวมสูงสุดสำหรับการออกแบบอาคารขนาดเล็ก ซึ่งถ้าเกิดพังเสียหายจะไม่ก่อให้เกิดความเสียหายมากนัก วิธี Rational มีข้อจำกัดที่สำคัญคือ ปกติควรใช้เฉพาะกับกลุ่มน้ำที่มีขนาดไม่เกิน 13 ตร.กม. เท่านั้น

7.3.4 การหาค่าสัมประสิทธิ์น้ำท่า c

ค่าสัมประสิทธิ์น้ำท่า c เป็นองค์ประกอบที่รวมเอาอิทธิพลทั้งหมดของกลุ่มน้ำที่มีต่อขบวนการในการเปลี่ยนน้ำฝนให้เป็นน้ำท่า ซึ่งให้แก่ Interception อัตราการซึมน้ำของดิน การเก็บกักน้ำผิวดิน ความลาดเทของพื้นที่ และรูปร่างลักษณะของกลุ่มน้ำเป็นสำคัญ ดังนั้นจึงเป็นการยากที่จะหาค่า c ที่ถูกต้องแน่นอน ค่า c สำหรับเขตเมืองแสดงอยู่ในตารางที่ 7.1 และค่า c สำหรับเขตชนบทแสดงอยู่ในตารางที่ 7.2

สำหรับบริเวณพื้นที่ที่มีลักษณะพื้นผิวหลายอย่างผสมกัน ค่าสัมประสิทธิ์น้ำท่าเฉลี่ยจะหาได้โดยการเฉลี่ยตามขนาดพื้นที่จากสูตร

$$\bar{c} = \frac{\sum c_i A_i}{\sum A_i} \dots\dots\dots (7.2)$$

- เมื่อ  $\bar{c}$  = ค่า c เฉลี่ย
- $c_i$  = ค่า c ของบริเวณที่มีพื้นผิวแบบ i จากตารางที่ 7.1 หรือ 7.2
- $A_i$  = พื้นที่ที่มีพื้นผิวแบบ i

ค่าสัมประสิทธิ์ c ที่ให้ไว้ในตารางที่ 7.1 ใช้ได้เฉพาะพื้นที่มีรอบปีการเกิดซ้ำ 5 ถึง 10 ปีเท่านั้น ถ้านำเอาไปใช้กับพื้นที่มีรอบปีการเกิดซ้ำสูงซึ่งจะทำให้อิทธิพลของอัตราการซึมน้ำของดินและการสูญเสียอื่นต่อการเกิดน้ำท่ามีส่วนน้อยลง จึงต้องมีการปรับค่าสัมประสิทธิ์ c ตามรอบเวรการเกิดของฝน โดยการคูณด้านขวามือสมการ (7.1) ด้วยค่าแฟคเตอร์ cF หรือ

$$Q = 0.278 CIA CF \dots\dots\dots (7.3)$$

ตารางที่ 7.1 ค่าสัมประสิทธิ์น้ำท่า C สำหรับเขตเมือง (Water Pollution Control Federation, 1969)

Urban areas – The use of average coefficients for various surface types, which are assumed not to vary through the duration of the storm, is common. The range of coefficients, classified with respect to the general character of the tributary reported in use is:

<u>Description of area</u>	<u>Runoff coefficients</u>
<b>Business:</b>	
Downtown areas .....	.070 to 0.95
Neighborhood areas .....	.050 to 0.70
<b>Residential:</b>	
Single-family areas .....	.030 to 0.50
Multi-units, detached .....	.040 to 0.60
Multi-units, attached .....	.060 to 0.75
Residential (suburban) .....	.025 to 0.40
Apartment dwelling areas .....	.050 to 0.70
<b>Industrial:</b>	
Light areas .....	.050 to 0.80
Heavy areas .....	.060 to 0.90
Parks, cemeteries .....	.010 to 0.25
Playgrounds .....	.020 to 0.35
Railroad yard areas .....	.020 to 0.35
Unimproved areas .....	.010 to 0.30

It is often undesirable to develop a composite runoff coefficient based on the percentage of different types of surface in the drainage area. This procedure is often applied to typical 'sample' blocks as a guide to selection of reasonable values of the coefficient for an entire area. Coefficients with respect to surface type currently in use are:

<u>Character of surface</u>	<u>Runoff coefficients</u>
<b>Streets:</b>	
Asphaltic and concrete .....	.070 to 0.95
Brick .....	.070 to 0.85
Roofs .....	.075 to 0.95
<b>Lawns; sandy soil:</b>	
Flat, 2% .....	.005 to 0.10
Average, 2% to 7% .....	.010 to 0.15
Steep, 7% .....	.015 to 0.20
<b>Lawns; heavy soil:</b>	
Flat, 2% .....	.013 to 0.17
Average, 2% to 7% .....	.018 to 0.22
Steep, 7% .....	.025 to 0.35

เมื่อ

$C_f$  = แพลตฟอร์ม (Factor) ซึ่งหาได้จากตารางที่ 7.3 ในการเลือก  
ใช้ค่า  $C_f$  ต้องระวังว่าผลคูณ C และ  $C_f$  ต้องไม่เกิน 1

ตารางที่ 7.2 ค่าสัมประสิทธิ์น้ำหนัก c สำหรับชนบท (Schwab et. al, 1971)

Rural Areas	Soil Texture		
	Open Sandy Loam	Clay and Silt Loam	Tight Clay
Woodland			
Flat 0-5% slope	0.10	0.30	0.40
Rolling 5-10% slope	0.25	0.35	0.50
Hilly 10-30% slope	0.30	0.50	0.60
Pasture			
Flat	0.10	0.30	0.40
Rolling	0.16	0.36	0.55
Hilly	0.22	0.42	0.60
Cultivated			
Flat	0.30	0.50	0.60
Rolling	0.40	0.60	0.70
Hilly	0.52	0.72	0.82

ตารางที่ 7.3 ค่าแฟคเตอร์ความถี่สำหรับสมการ 7.3

รอบปีการเกิดซ้ำ (ปี)	cf
2 - 5	1.0
25	1.1
50	1.2
100	1.25

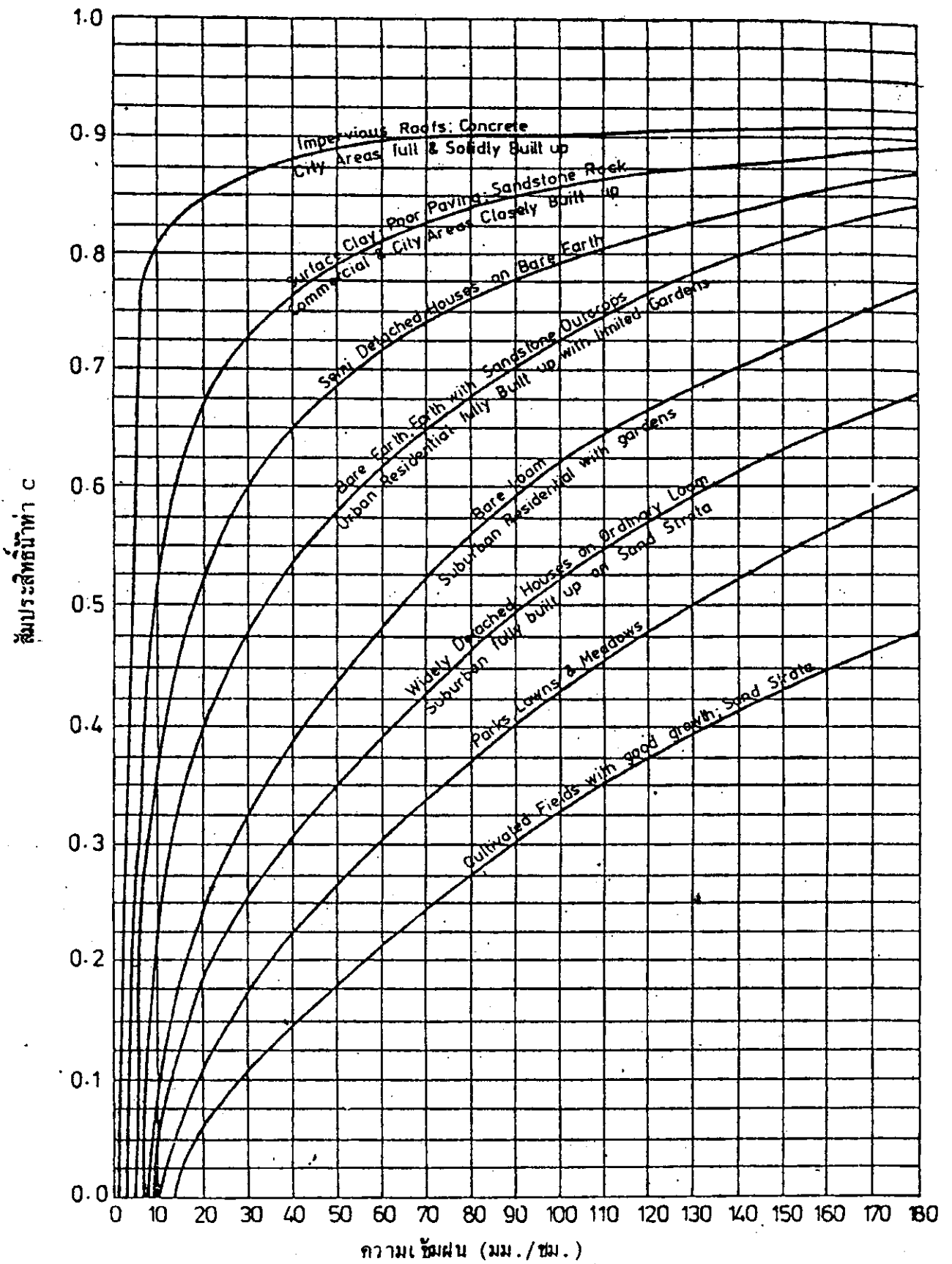
เมือง Austin มลรัฐเท็กซัสได้พัฒนาค่า c ซึ่งแปรผันไปตามลักษณะพื้นผิวและรอบปีการเกิดซ้ำของฝน สำหรับใช้ในสมการ 7.1 ดังแสดงในตารางที่ 7.4 (Chow, V.T. and et.al 1988)

ตารางที่ 7.4 ค่า C สำหรับสมการ Rational ที่ใช้สำหรับเมือง Austin มลรัฐเท็กซัส

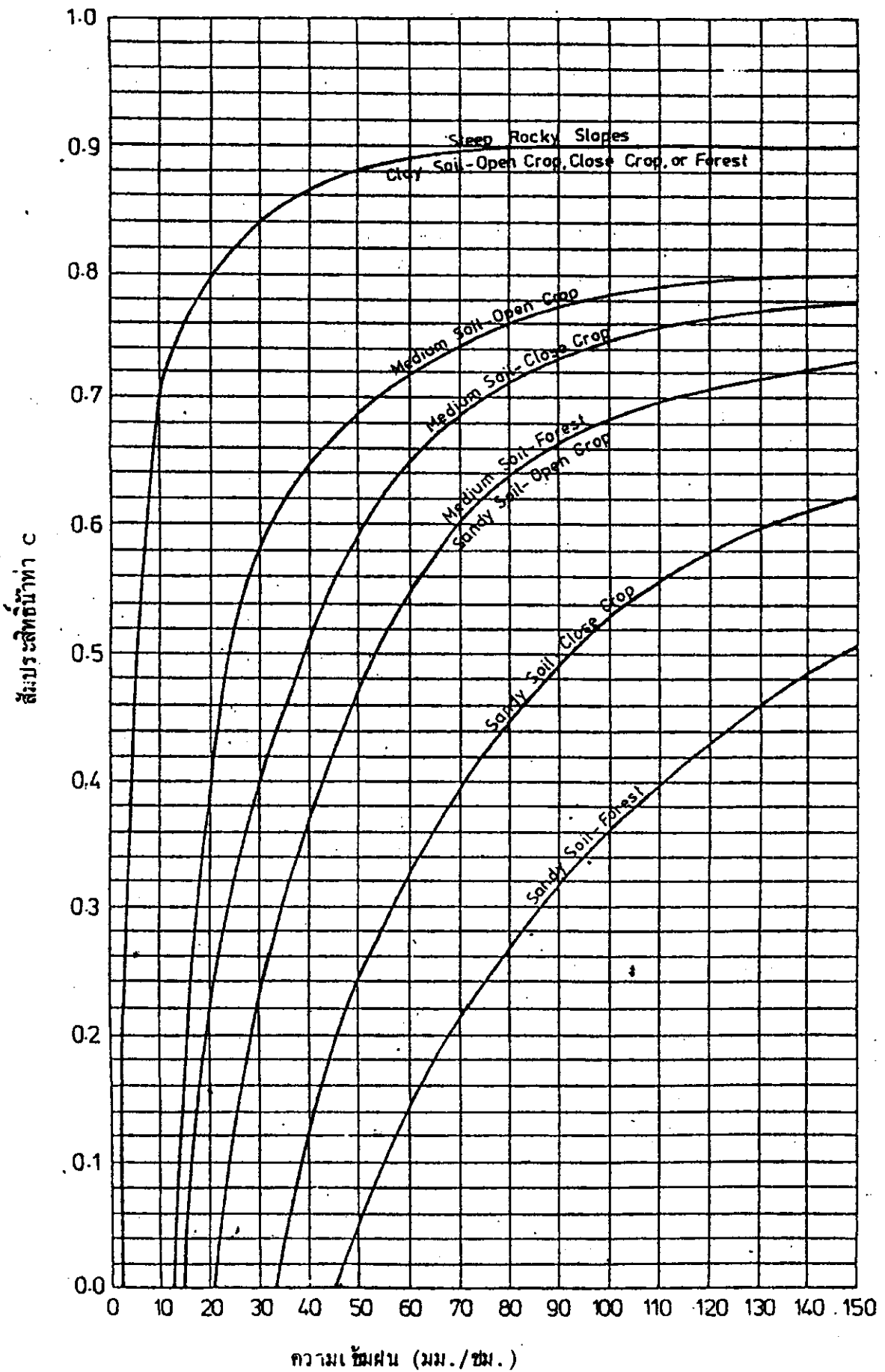
Character of surface	Return Period (years)						
	2	5	10	25	50	100	500
<b>Developed</b>							
Asphaltic	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concrete/roof	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
<b>Grass areas (lawns, parks, etc.)</b>							
<i>Poor condition (grass cover less than 50% of the area)</i>							
Flat, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Average, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Steep, over 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<i>Fair condition (grass cover on 50% to 75% of the area)</i>							
Flat, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Average, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Steep, over 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<i>Good condition (grass cover larger than 75% of the area)</i>							
Flat, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Average, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Steep, over 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
<b>Undeveloped</b>							
<b>Cultivated Land</b>							
Flat, 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Average, 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Steep, over 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
<b>Pasture/Range</b>							
Flat, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Average, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Steep, over 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<b>Forest/Woodlands</b>							
Flat, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Average, 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Steep, over 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Note: The values in the table are the standards used by the City of Austin, Texas. Used with permission.

นอกจากนี้พบว่า C จะแปรผันไปตามความชื้นของผืน ดังแสดงไว้ในรูปที่ 7.1 และ 7.2 เนื่องจากความชื้นของผืนในรูปที่ 7.1 และ 7.2 จะแปรผันไปตามรอบปี การเกิดน้ำของผืน ดังนั้นเวลาใช้ค่า C จากรูปดังกล่าวจึงไม่ต้องใช้แฟกเตอร์ cf



รูปที่ 7.1 ค่าสัมประสิทธิ์ C สำหรับเขตเมือง (Morel-Seytoux, 1983)



รูปที่ 7.2 ค่าสัมประสิทธิ์ c สำหรับเขตชนบท (Mcree-Seytoux, 1983)

7.3.5 การหา Time of Concentration ( $t_c$ )

เวลาน้ำท่าสูงสุด (Time of Concentration) หมายถึงเวลาที่น้ำฝนที่ตกลงในส่วนต่าง ๆ ของลุ่มน้ำจะไหลมาถึงทางออกพร้อม ๆ กัน ซึ่งจะเท่ากับเวลาที่น้ำใช้ในการไหลจากจุดที่ไกลที่สุดในเชิงชลศาสตร์ถึงทางออกของลุ่มน้ำ เวลาน้ำท่าสูงสุดจะหาได้โดยการคำนวณหาระยะเวลาที่น้ำจะต้องไหลบนผิวดิน (Overland flow) ผ่านส่วนต่าง ๆ ของลุ่มน้ำลงสู่ทางน้ำซึ่งการไหลจะเป็นแบบไหลในทางน้ำ (Channel flow) และน้ำจะไหลลงสู่ทางน้ำที่มีขนาดใหญ่กว่าจนกระทั่งถึงทางออก

สมการพื้นฐานในการคำนวณหาเวลาน้ำท่าสูงสุดตามวิธี Upland หรือวิธีความเร็ว คือ

$$t_c = \sum_{i=1}^n \frac{L_i}{V_i} \dots\dots\dots (7.4)$$

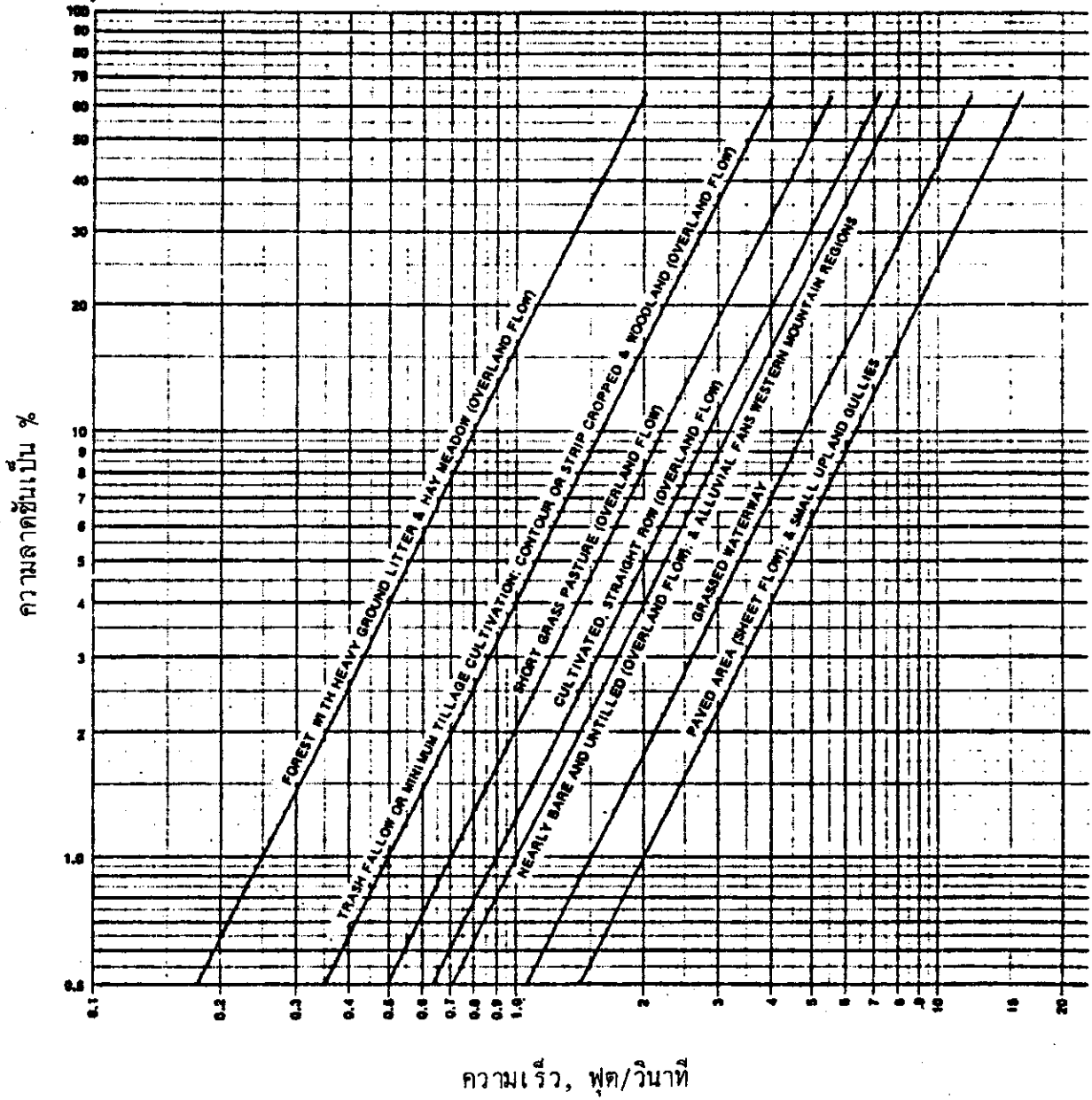
- เมื่อ  $n$  = จำนวนช่วงของการไหล
- $L_i$  = ความยาวของการไหลในช่วง  $i$
- $V_i$  = ความเร็วของน้ำในช่วง  $i$

ความเร็วของการไหลบนผิวดินหรือทางน้ำเล็ก ๆ ขึ้น ๆ จะหาได้โดยวิธีของ Izzard (1946) หรือจากรูปที่ 7.3 ส่วนความเร็วของน้ำในลำน้ำจะหาได้จากสมการ Manning

Ragan และ Duru (1972) ได้แสดงวิธีการในการหา  $t_c$  จากสมการ Kinematic Wave ซึ่งพบว่าสมการนี้จะใช้ได้เมื่อการไหลเป็นแบบปั่นป่วน (Turbulent flow) หรือเมื่อผลคูณของความเข้มของฝนส่วนเกิน (นิ้วต่อชั่วโมง) และความยาวของการไหล (ฟุต) มีค่ามากกว่า 500

$$t_c = \frac{0.928(nL)^{0.6}}{(1.48)^{0.4} s^{0.3}} \dots\dots\dots (7.5)$$

- เมื่อ  $t_c$  = เวลาน้ำท่าสูงสุด เป็นนาที
- $n$  = Manning's  $n$  สำหรับการไหลบนผิวดิน จากตารางที่ 7.5



รูปที่ 7.3 ความเร็วของการไหลบนผิวดินสำหรับลุ่มน้ำที่มีผิวดินลักษณะต่าง ๆ

(McCuen, 1982)



- L = ความยาว เป็นฟุต
- $i_e$  = ความเข้มของฝนส่วนเกิน เป็นนิ้วต่อชั่วโมง
- s = ความลาดชันของพื้นที่ เป็นฟุตต่อฟุต

ตารางที่ 7.5 Manning's n สำหรับผิวดินแบบต่าง ๆ

ผิวดิน	n
Smooth asphalt .....	0.012
Asphalt or concrete paving .....	0.014
Packed clay .....	0.030
Light turf .....	0.200
Dense turf .....	0.350
Dense shrubbery and forest litter .....	0.400

สมการของ Kirpich (1940) ซึ่งเป็นที่นิยมใช้กันมากคือ

$$t_c = (0.868 \frac{L^3}{H})^{0.385} \dots\dots\dots (7.6a)$$

หรือ

$$t_c = (0.000868 \frac{L^2}{s})^{0.385} \dots\dots\dots (7.6b)$$

เมื่อ

- $t_c$  = เวลาน้ำท่าสูงสุด เป็นชั่วโมง
- L = ระยะทางตามลำน้ำสายใหญ่จากจุดไกลสุดในเชิงศาสตร์ถึงทางออก เป็น กม.
- H = ความต่างระดับระหว่างจุดที่ไกลที่สุดและทางออก เป็นเมตร
- s = ความลาดชันเฉลี่ย  $\frac{H}{L}$

Soil Conservation Service (1973) ให้เสนอแนะวิธี Lag Method

ในการหาเวลาน้ำท่าสูงสุดจากสมการ

$$t_c = \frac{5}{3} t_L \quad \dots \dots \dots (7.7)$$

เมื่อ

$t_c$  = เวลาน้ำท่าสูงสุด เป็น ชม.

$t_L$  = เวลาล่าหลัง (Lag time) เป็น ชม.

เวลาล่าหลัง  $t_L$  หมายถึงเวลาคิดเป็นชั่วโมง จากกึ่งกลางของฝนส่วนเกิน (Excess Rainfall) ถึงยอดของคลื่นน้ำท่วม ซึ่งหาได้จากสมการ

$$t_L = \frac{L^{0.8} (s + 1)^{0.7}}{1900 s^{0.5}} \quad \dots \dots \dots (7.8)$$

เมื่อ

L = ระยะทางจากจุดไกลสุดในเชิงชลศาสตร์ถึงทางออกของลุ่มน้ำ เป็นฟุต

s = ปริมาณศักยภาพสูงสุดในการกักเก็บน้ำของลุ่มน้ำ ซึ่งขึ้นอยู่กับค่า  
หมายเลขโค้งน้ำท่า CN ค่า s และ CN จะกล่าวถึงในหัวข้อ

7.4

s = เปอร์เซนต์ความลาดชันของพื้นที่

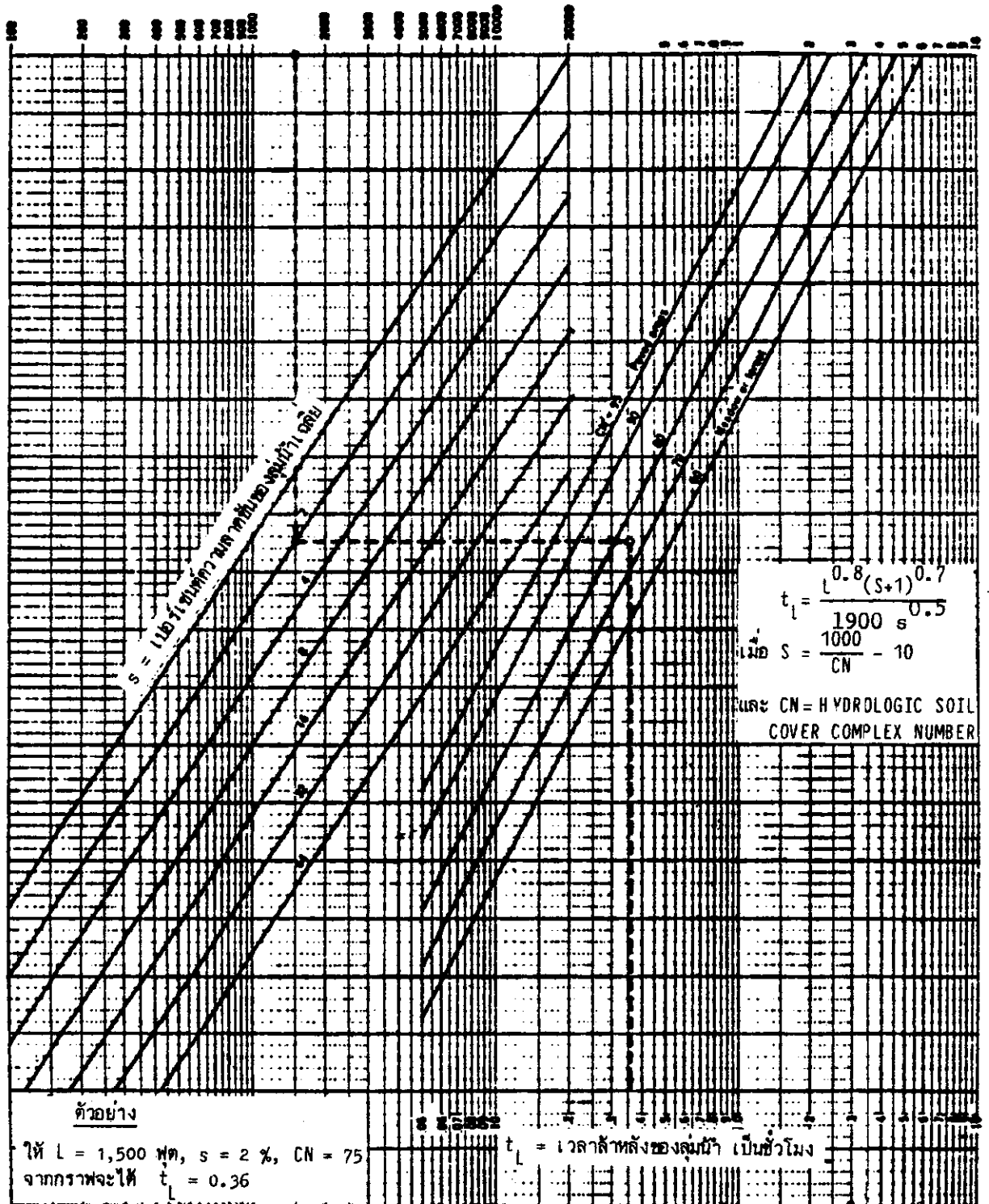
รูปที่ 7.4 สามารถใช้หาเวลาล่าหลัง  $t_L$  เมื่อทราบ L, CN และ s

นอกจากที่กล่าวมานี้ยังมีสูตรอื่น ๆ สำหรับหาค่า Time of Concentration ดังสรุปอยู่ในตารางที่ 7.6

### 7.3.6 การเลือกความเข้มข้นของฝน I สำหรับสมการ Rational

ความเข้มข้นของฝนที่ใช้ในสมการ Rational จะได้จากฝนที่มีช่วงเวลาการตกเท่ากับเวลาน้ำท่าสูงสุด และมีรอบปีการเกิดซ้ำตามความสำคัญของอาคารที่ออกแบบดังนี้

L = ระยะการไหลมากที่สุด, ฟุต



รูปที่ 7.4 การหาเวลาช้าหลัง  $t_L$  โดยวิธี Curve Number

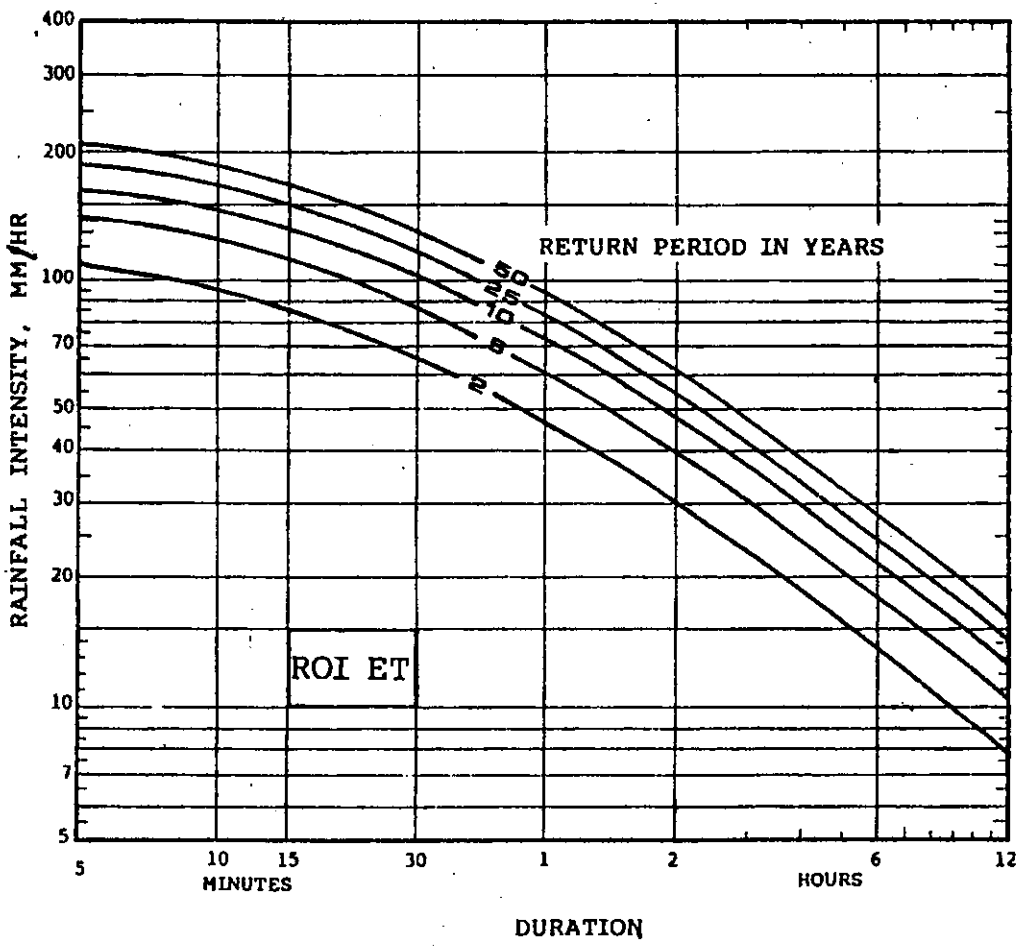
ตารางที่ 7.6 สูตรสำหรับหา Time of Concentration

Method and Date	Formula for $t_c$ (min)	Remarks
Kirpich (1940)	$t_c = 0.0078L^{0.77}S^{-0.385}$ $L = \text{length of channel/ditch from headwater to outlet, ft}$ $S = \text{average watershed slope, ft/ft}$	Developed from SCS data for seven rural basins in Tennessee with well-defined channel and steep slopes (3% to 10%); for overland flow on concrete or asphalt surfaces multiply $t_c$ by 0.4; for concrete channels multiply by 0.2; no adjustments for overland flow on bare soil or flow in roadside ditches.
California Culverts Practice (1942)	$t_c = 60(11.9L^3/H)^{0.385}$ $L = \text{length of longest watercourse, mi}$ $H = \text{elevation difference between divide and outlet, ft}$	Essentially the Kirpich formula; developed from small mountainous basins in California (U. S. Bureau of Reclamation, 1973, pp. 67-71).
Izzard (1946)	$t_c = \frac{41.025(0.0007i + c)L^{0.33}}{S^{0.333}i^{0.667}}$ $i = \text{rainfall intensity, in/h}$ $c = \text{retardance coefficient}$ $L = \text{length of flow path, ft}$ $S = \text{slope of flow path, ft/ft}$	Developed in laboratory experiments by Bureau of Public Roads for overland flow on roadway and turf surfaces; values of the retardance coefficient range from 0.0070 for very smooth pavement to 0.012 for concrete pavement to 0.06 for dense turf; solution requires iteration; product $i$ times $L$ should be $\leq 500$ .
Federal Aviation Administration (1970)	$t_c = 1.8(1.1 - C)L^{0.50}S^{0.333}$ $C = \text{rational method runoff coefficient}$ $L = \text{length of overland flow, ft}$ $S = \text{surface slope, \%}$	Developed from air field drainage data assembled by the Corps of Engineers; method is intended for use on airfield drainage problems, but has been used frequently for overland flow in urban basins.
Kinematic wave formulas Morgali and Linsley (1965) Aron and Erborge (1973)	$t_c = \frac{0.94L^{0.6}i^{0.6}}{(i^{0.4}S^{0.3})}$ $L = \text{length of overland flow, ft}$ $n = \text{Manning roughness coefficient}$ $i = \text{rainfall intensity in/h}$ $S = \text{average overland slope ft/ft}$	Overland flow equation developed from kinematic wave analysis of surface runoff from developed surfaces; method requires iteration since both $i$ (rainfall intensity) and $t_c$ are unknown; superposition of intensity-duration-frequency curve gives direct graphical solution for $t_c$ .
SCS lag equation (1973)	$t_c = \frac{60 L^{0.8}[(1000/CN) - 9]^{0.7}}{1900 S^{0.3}}$ $L = \text{hydraulic length of watershed (longest flow path), ft}$ $CN = \text{SCS runoff curve number}$ $S = \text{average watershed slope, \%}$	Equation developed by SCS from agricultural watershed data; it has been adapted to small urban basins under 2000 acres; found generally good where area is completely paved; for mixed areas it tends to overestimate; adjustment factors are applied to correct for channel improvement and impervious area; the equation assumes that $t_c = 1.67 \times \text{basin lag}$ .
SCS average velocity charts (1975, 1986)	$t_c = \frac{1}{60} \sum \frac{L}{V}$ $L = \text{length of flow path, ft}$ $V = \text{average velocity in feet per second from Fig. 3-1 of TR 55 for various surfaces}$	Overland flow charts in Fig. 3-1 of TR 55 show average velocity as function of watercourse slope and surface cover. (See also Table 5.7.1)

รอบปีการเกิดซ้ำ

ท่อลอดถนน หรือทางน้ำธรรมชาติที่ตัดผ่านคลองชลประทาน	25
ระบบระบายน้ำในเมือง	15 - 20
ระบบระบายน้ำในพื้นที่เกษตรกรรม	5 - 10
อาคารคั้นน้ำขณะก่อสร้างเขื่อนขนาดเล็ก	10 - 25
อาคารระบายน้ำขนาดเล็ก	50 - 100

ความเข้มข้นของฝนในช่วงเวลา และรอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ จะหาได้จากกราฟความลึก (ความเข้ม) - ช่วงเวลา - ความถี่ (Depth (intensity) - duration - frequency) ดังแสดงในรูปที่ 7.5

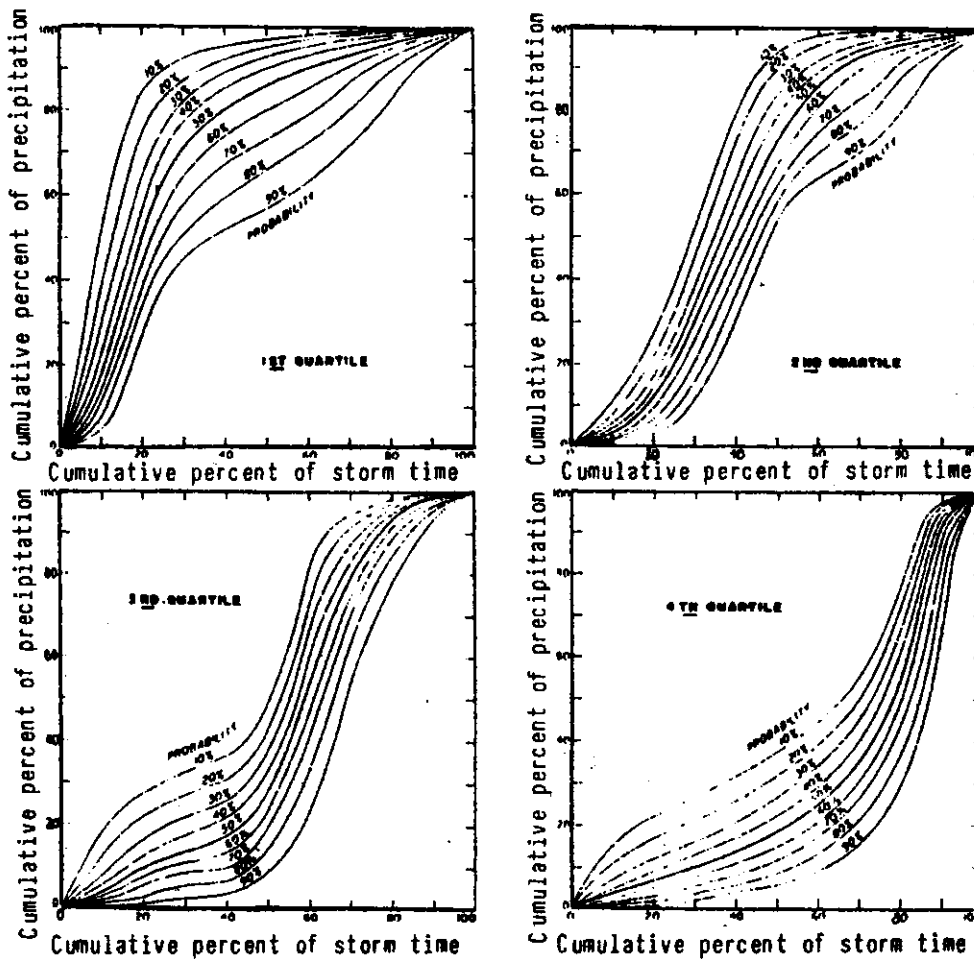


รูปที่ 7.5 กราฟความเข้ม - ช่วงเวลา - ความถี่ในการเกิดซ้ำของจังหวัดร้อยเอ็ด (กรมทางหลวง)

ในบางกรณีช่วงเวลาของฝนที่ต้องการมีค่าสั้นเพียงไม่กี่ชั่วโมงน้อยกว่าช่วงเวลาต่ำสุดที่ได้มีการวิเคราะห์ผ่านแบบความลึก - ช่วงเวลา - ความถี่ไว้ จึงจำเป็นต้องทราบการแผ่กระจายของฝน ดังแสดงในรูปที่ 7.6 เพื่อนำเอามาหาค่าความลึกฝนที่มีช่วงเวลาที่สั้นกว่าที่มีในกราฟความลึก - ช่วงเวลา - ความถี่ในการเกิดซ้ำ

Quartile	Frequency (%)
First	30
Second	36
Third	19
Fourth	15

เปอร์เซ็นต์สะสมของฝน



เปอร์เซ็นต์สะสมของเวลาการตกของฝน

รูปที่ 7.6 กราฟการแผ่กระจายของฝน

ตัวอย่างที่ 7.1 จงหาขนาดท่อลอดถนนซึ่งสร้างในเขตจังหวัดร้อยเอ็ด ลุ่มน้ำมีขนาดพื้นที่ 10 ตร.กม. เป็นพื้นที่เกษตรกรรมที่มีลักษณะเป็นคลื่น (Rolling) และดินเป็นดินร่วนปนทราย จากการศึกษาแผนที่ภูมิประเทศพบว่าลุ่มน้ำมีความลาดชันเฉลี่ย 0.125 เปอร์เซ็นต์ และจุดที่ไกลที่สุด (เชิงชลศาสตร์) ซึ่งวัดตามลำน้ำสายใหญ่ ห่างจากตำแหน่งของท่อลอดประมาณ 4 กม. ให้ออกแบบโดยใช้รอบปีการเกิดซ้ำ 25 ปี

### วิธีการทำ

(1) หาเวลาน้ำท่าสูงสุดจากสูตรของ Kirpich

$$t_c = \left( 0.868 \frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

$$L = 4 \quad \text{กม.}$$

$$H = s \times L$$

$$= \frac{0.125}{100} \times 4000 = 5 \quad \text{เมตร}$$

$$t_c = \left( 0.868 \frac{(4)^3}{5} \right)^{0.385} \quad \text{ชม.}$$

$$= 2.53 \quad \text{ชม.}$$

จากรูปที่ 7.5 ถ้าช่วงเวลา 2.53 ชม. และรอบปีการเกิดซ้ำ 25

$$\text{ความชื้นของฝน } I = 46 \quad \text{มม./ชม.}$$

จากตารางที่ 7.2 ถ้าลุ่มน้ำเป็นพื้นที่เกษตรกรรม มีลักษณะเป็นคลื่น และดินเป็นดินร่วนปนทราย

$$C = 0.40$$

จากตารางที่ 7.3 ถ้ารอบปีการเกิดซ้ำในการออกแบบเท่ากับ 25 ปี

$$C_f = 1.1$$

$$\therefore \text{ปริมาณน้ำท่วมสูงสุด} = 0.278 CIA C_f$$

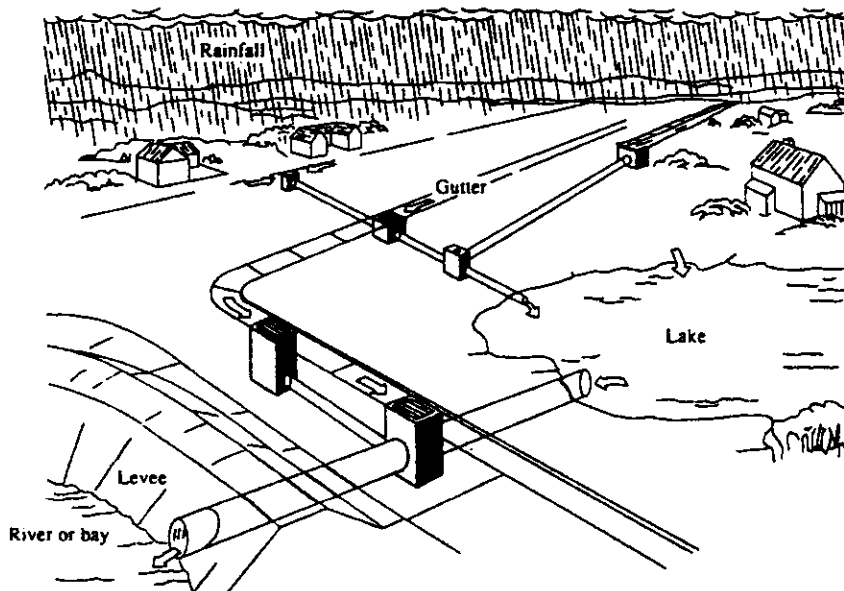
$$= 0.278(0.40)(46)(10)(1.1)$$

$$= 56.3 \quad \text{ม}^3/\text{วินาที}$$

#### 7.4 การออกแบบท่อระบายน้ำฝนโดยวิธี Rational

(Storm Sewer Design by Rational Method)

ระบบระบายน้ำในเมือง (Urban Drainage System) โดยทั่ว ๆ ไป ประกอบด้วยพื้นที่รับน้ำ ร่องระบายน้ำข้างถนน (Gutter) Manholes และท่อระบายน้ำซึ่งฝังไว้ใต้ดินเพื่อระบายน้ำลงสู่แม่น้ำหรือที่ทิ้งน้ำต่อไป มีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 7.7



รูปที่ 7.7 ลักษณะของระบบระบายน้ำในเมืองโดยทั่ว ๆ ไป

##### 7.4.1 แนวทางและสมมติฐานในการออกแบบ

(Design Philosophy and Assumptions)

การออกแบบท่อระบายน้ำฝนคือการหาขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง ความลาดเท ระดับขอบบนและขอบล่าง (Crown or Invert Elevation) ของท่อระบายน้ำ

ในการวางแผนระบบท่อซึ่งปกติจะต้องใช้วิจารณ์ฐานเป็นอย่างมากนั้นมีแนวทางในการพิจารณาโดยทั่ว ๆ ไปดังนี้คือ ปกติจะกำหนดจุดที่ตั้ง Manholes ที่ตรงจุดที่ถนนตัดกัน



หรือมีการเปลี่ยนแปลงความลาดเทถนนหรือพื้นที่ที่สำคัญ ท่อระบายน้ำจะมีความลาดเทในทิศทางเดียวกับความลาดเทผิวดิน เพื่อที่จะสามารถต่อเชื่อมเข้ากับท่อประธานย่อย (Submain) ทางด้านท้ายน้ำได้ หลังจากวางแนวระบบท่อระบายน้ำแล้วจะสามารถใช้วิธี Rational กำหนดหาปริมาณการไหลสูงสุด เพื่อการออกแบบขนาดท่อต่อไปได้

ในการออกแบบท่อระบายน้ำปกติจะตั้งสมมติฐานดังต่อไปนี้

1. น้ำไหลในท่อแบบอิสระด้วยแรงโน้มถ่วงของโลก
2. ใช้ท่อกลมที่มีชายในท้องตลาด ซึ่งปกติจะใช้ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางไม่ต่ำกว่า 8 นิ้ว
3. จะต้องออกแบบให้ท่อมีขนาดเล็กที่สุดที่มีชายในท้องตลาด ซึ่งสามารถระบายปริมาณน้ำสูงสุดได้
4. ตรงจุดที่ท่อระบายน้ำบรรจบกัน ระดับขอบบนของท่อทางด้านเหนือน้ำต้องไม่ต่ำกว่าระดับขอบบนของท่อทางด้านท้ายน้ำ
5. จะต้องมีการกำหนดความเร็วต่ำสุดที่ยอมรับได้ เกิดที่ปริมาณการไหลออกแบบหรือเมื่อน้ำไหลเต็มท่อ เพื่อป้องกันการตกจมของของแข็ง (Solid Material) เช่น 2.5 ฟุต ต่อวินาที
6. กำหนดความเร็วสูงสุดเพื่อป้องกันการกัดเซาะหรือปัญหาอื่น ๆ ที่เกิดจากน้ำไหลเร็วเกินไป

เนื่องจากพื้นที่ระบายน้ำในเมืองโดยทั่ว ๆ ไปประกอบด้วยพื้นที่ระบายน้ำย่อย (Subareas) ซึ่งมีลักษณะต่างกันออกไป ซึ่งทำให้ค่า C ต่างกันออกไปในแต่ละพื้นที่ ในกรณีนี้จะหาค่าปริมาณการไหลสูงสุด Q ได้จากสูตร

$$Q = 0.278 \sum_{i=1}^m C_i A_i \dots\dots\dots (7.9)$$

- เมื่อ
- Q = ปริมาณการไหลสูงสุด เป็น ลบ. เมตร/วินาที
  - A<sub>i</sub> = พื้นที่ระบายน้ำย่อย A<sub>i</sub> เป็น กม.<sup>2</sup>
  - C<sub>i</sub> = สัมประสิทธิ์การระบายน้ำของพื้นที่ระบายน้ำ A<sub>i</sub>
  - I = ความชันในการตกของฝน เป็น มม./ชม.

Time of Concentration ( $t_c$ ) ที่จุดใด ๆ ในระบบระบายน้ำจะหาได้จาก

สมการ

$$t_c = t_o + t_f \dots\dots\dots (7.10)$$

เมื่อ

$t_o$  = inlet time หรือระยะเวลาที่น้ำไหลจากจุดที่ไกลที่สุดในพื้นที่  
ระบายน้ำย่อยถึงท่อรับน้ำ (Sewer Inlet) ซึ่งหาได้โดยใช้สูตร  
Time of Concentration ตามที่กล่าวมาแล้วในหัวข้อ 7.3.5

$t_f$  = ระยะเวลาที่น้ำไหลในท่อระบายน้ำที่อยู่ทางด้านเหนือน้ำของจุดที่  
พิจารณา

$$= \sum_{i=1}^n \frac{L_i}{V_i}$$

เมื่อ

$L_i$  = ความยาวท่อช่วงที่  $i$

$V_i$  = ความเร็วของน้ำที่ไหลในท่อช่วง  $i$

อย่างไรก็ตามกรณีพื้นที่ที่ระบายน้ำ  $A_i$  ใด ๆ มีพื้นที่ค่อนข้างเล็ก ปกติจะใช้  
ข้อมูลที่ได้เคยมีการตรวจวัดไว้ของพื้นที่ระบายน้ำที่มีลักษณะคล้ายคลึงกัน ในการประมาณ Inlet  
Time แต่ควรได้มีการตรวจสอบความถูกต้องโดยการคำนวณการไหลของน้ำบนผิวดินอีกทีหนึ่ง

#### 7.4.2 การหาขนาดท่อ (Pipe Capacity Design)

เมื่อรู้  $Q$  จากสูตร Rational จะสมมติว่าน้ำไหลเต็มท่อโดยไม่มี ความดัน  
และสามารถคำนวณหาขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางได้ โดยใช้สูตร Manning หรือ Darcy-Weisbach

##### (1) สูตร Manning

$$\begin{aligned} Q &= \frac{1}{n} AR^{2/3} S_o^{1/2} \\ &= \frac{1}{n} \left(\frac{\pi D^2}{4}\right) \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} S_o^{1/2} \\ &= \frac{0.311}{n} D^{8/3} S_o^{1/2} \\ D &= \left(\frac{3.22 Qn}{\sqrt{S_o}}\right)^{3/8} \dots\dots\dots (7.11) \end{aligned}$$

เมื่อ  $D$  = เส้นผ่าศูนย์กลางท่อ เป็นเมตร  
 $Q$  = อัตราการไหล เป็น ลบ.เมตร/วินาที  
 $n$  = Manning's  $n$   
 $S_o$  = ความลาดเทของท่อ

(2) สูตร Darcy-Weisbach

$$Q = A \left( \frac{8g}{f} R S_o \right)^{1/2}$$

$$= \frac{\pi D^2}{4} \left( \frac{8g}{f} \frac{D}{4} S_o \right)^{1/2}$$

$$D = \left( \frac{0.811 f Q^2}{g S_o} \right)^{1/5} \dots \dots \dots (7.12)$$

เมื่อ  $f$  = Darcy-Weisbach friction factor  
 $g$  = อัตราเร่งเนื่องจากแรงดึงดูดของโลก  
 $Q, D, S_o$  เหมือนสมการที่ 7.11

7.4.3 ตัวอย่างการออกแบบ (Design Example)

วิธี Rational เป็นวิธีที่ใช้กันมากในการออกแบบระบบท่อระบายน้ำฝนในประเทศต่าง ๆ เนื่องจากเป็นวิธีที่ง่ายและสามารถหาขนาดท่อระบายน้ำได้โดยตรง ซึ่งต่างจากวิธีการจำลองการไหล (Flow simulation) ที่เกี่ยวกับการเร้าท์ไฮโดรกราฟ ซึ่งถึงแม้ว่าจะถูกต้องจริงมากกว่าแต่ต้องมีการสมมติขนาดท่อระบายน้ำก่อนจึงจะสามารถจำลองการไหลของน้ำในระบบท่อระบายน้ำได้ ดังนั้นอาจพิจารณาใช้วิธี Rational ในการออกแบบเบื้องต้น (Preliminary Design) และสามารถใช่วิธีเร้าท์ไฮโดรกราฟผ่านระบบท่อระบายน้ำในการตรวจสอบความถูกต้องของการออกแบบด้วยวิธี Rational ได้

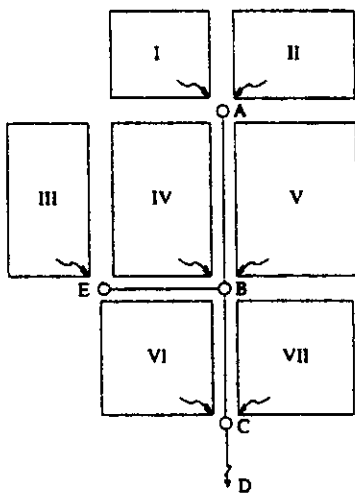
ความไม่แน่นอนที่เกิดจากการออกแบบด้วยวิธี Rational จะหาได้โดยวิธีการวิเคราะห์ความเสี่ยงตามที่ได้กล่าวถึงในบทที่ 5 ซึ่งในกรณีนี้จะพิจารณาว่า  $Q$  ที่ได้จากการคำนวณโดยวิธี Rational เป็น Loading ของระบบ และ  $Q$  ในสมการที่ 7.11 หรือ 7.12 เป็น Capacity

ตัวอย่างที่ 7.2 สมมติว่าพื้นที่ระบายน้ำแห่งหนึ่งประกอบด้วย 7 พื้นที่ระบายน้ำย่อย ดังแสดงในรูปที่ 7.8 จงหาขนาดท่อระบายน้ำ EB ของพื้นที่ระบายน้ำย่อยที่ III ถ้าในการออกแบบใช้ฝนซึ่งมีรอบปีการเกิดซ้ำ 5 ปี พื้นที่ระบายน้ำย่อยที่ III มีพื้นที่ 4 เอเคอร์ สัมประสิทธิ์การระบายน้ำ 0.6 และ Inlet Time 10 นาที

สมมติว่าสมการความชื้นฝนสำหรับการออกแบบคือ 
$$I = \frac{120 Tr^{0.175}}{(t + 27)}$$

เมื่อ I = ความชื้นฝน เป็นนิ้ว/ชม. Tr = รอบปีการเกิดซ้ำ และ t = ช่วงเวลาการตกของฝนเป็นนาที

ระดับดินที่จุด E และ B เท่ากับ 498.43 และ 495.55 ฟุตเหนือระดับน้ำทะเลกลางตามลำดับ และความยาวท่อช่วง EB เท่ากับ 450 ฟุต สมมติว่า n = 0.015 จงหาระยะเวลาในการไหลของน้ำในท่อ EB



รูปที่ 7.8 พื้นที่ระบายน้ำและท่อระบายน้ำฝนสำหรับตัวอย่างที่ 7.2 และ 7.3

วิธีทำ Time of Concentration ( $t_c$ ) ของพื้นที่ระบายน้ำย่อยที่ III ก่อนที่จะไหลลงท่อระบายน้ำที่จุด E = 10 นาที

ถ้า Tr = 5 ปี, t = 10 นาที

$$\begin{aligned} I &= \frac{120 Tr^{0.175}}{(t + 27)} \\ &= \frac{120(5)^{0.175}}{(10 + 27)} \end{aligned}$$

$$= \frac{120(5)^{0.175}}{(10 + 27)}$$

$$= 4.30 \text{ นิ้ว/ชม.}$$

$$\text{จาก } Q = CIA$$

$$= 0.6(4.3)(4)$$

$$= 10.3 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที}$$

$$S_o = \frac{(498.43 - 495.55)}{450} = 0.0064$$

จากสมการที่ 7.11 (สำหรับระบบอังกฤษ จะต้องการค่า ส.บ.ส. 3.22 ด้วย 1.49 ซึ่งเท่ากับ 2.16)

$$D = \frac{(2.16 Q_n)^{3/8}}{\sqrt{S_o}}$$

$$= \frac{(2.16 \times 10.3 \times 0.015)^{3/8}}{\sqrt{0.0064}}$$

$$= 1.71 \text{ ฟุต}$$

ใช้  $D = 1.75$  ฟุต หรือ 21 นิ้ว

ในการหาเวลาในการไหลของน้ำในท่อ เพื่อให้การคำนวณทำได้ง่ายเข้า จึงขอสมมติว่าน้ำไหลเต็มท่อขนาด  $D = 1.75$  ฟุต

$$A = \frac{\pi(1.75)^2}{4} = 2.405 \text{ ฟุต}^2$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{10.3}{2.405} = 4.28 \text{ ฟุต/วินาที}$$

ระยะเวลาในการไหลของน้ำในท่อ EB

$$= \frac{L}{V} = \frac{450}{4.28} = 105 \text{ วินาที}$$

$$= 1.75 \text{ นาที}$$

การสมมติว่าน้ำไหลเต็มท่อขนาด 1.75 ฟุต จะทำให้ผลการคำนวณค่าระยะเวลาในการไหลของน้ำในท่อ EB มากกว่าความเป็นจริงบ้าง เพราะความจริงแล้วน้ำจะไหลไม่เต็มท่อขนาด 1.75 ฟุต

ตัวอย่างที่ 7.3 พื้นที่ระบายน้ำในรูปที่ 7.8 มีพื้นที่ทั้งหมด 27 เอเคอร์ พื้นที่ระบายน้ำย่อยทั้ง 7 มีขนาดพื้นที่สัมประสิทธิ์น้ำท่า และ Inlet Time ดังแสดงในตารางที่ 7.7 ความยาวและความลาดเทของท่อระบายน้ำ EB, AB, BC และ CD แสดงอยู่ในตารางที่ 7.8 กำหนดว่าสมการความชื้นฝนสำหรับการออกแบบเหมือนที่ใช้ในตัวอย่างที่ 7.2 และ Manning's  $n = 0.015$  จงออกแบบท่อระบายน้ำฝน

ตารางที่ 7.7 คุณลักษณะของพื้นที่ระบายน้ำในตัวอย่างที่ 7.3

พื้นที่ระบายน้ำย่อย	พื้นที่ A (เอเคอร์)	ส.ป.ส.น้ำท่า C	Inlet time $t_i$ (นาที)
I	2	0.7	5
II	3	0.7	7
III	4	0.6	10
IV	4	0.6	10
V	5	0.5	15
VI	4.5	0.5	15
VII	4.5	0.5	15

วิธีทำ วิธีการออกแบบขนาดท่อระบายน้ำเหมือนวิธีที่แสดงในตัวอย่างที่ 7.2 แต่ Time of Concentration ของพื้นที่ระบายน้ำที่จุด B และ C จะต้องรวมทั้ง Inlet Time และระยะที่น้ำไหลในท่อที่อยู่เหนือน้ำของจุดนั้น ผลการออกแบบท่อ EB อยู่ในแถวที่ 1 ของตารางที่ 7.8

การออกแบบท่อ AB : ท่อ AB ทำหน้าที่ระบายน้ำออกจากพื้นที่ระบายน้ำย่อย I และ II จากตารางที่ 7.7

$$A_1 = 2 \text{ เอเคอร์}, \quad C_1 = 0.7, \quad t_1 = 5 \text{ นาที}$$

$$A_2 = 3 \text{ เอเคอร์}, \quad C_2 = 0.7, \quad t_2 = 7 \text{ นาที}$$

$$\begin{aligned}\Sigma CA &= C_1 A_1 + C_2 A_2 \\ &= 0.7 \times 2 + 0.7 \times 3 = 3.5\end{aligned}$$

$$t_c = t_2 = 7$$

$$I = \frac{120(5)^{0.175}}{(7 + 27)} = 4.68 \text{ นิ้ว/ชม.}$$

$$\begin{aligned}Q &= I \Sigma CA \\ &= 4.68 \times 3.5 = 16.4 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที}\end{aligned}$$

จากตารางที่ 7.8 :  $s_o = 0.0081$

$$\begin{aligned}D &= \frac{(2.16 \times 16.4 \times 0.015)^{3/8}}{\sqrt{0.081}} \\ &= 1.95 \text{ ฟุต}\end{aligned}$$

ใช้  $D = 2.0$  ฟุต

สมมติน้ำไหลเต็มท่อ  $D = 2.0$  ฟุต

$$A = \frac{\pi (2.0)^2}{4} = 3.1416 \text{ ฟุต}^2$$

$$V = \frac{16.4}{3.1416} = 5.22 \text{ ฟุต/วินาที}$$

$$\begin{aligned}\frac{L}{V} &= \frac{550}{5.22} = 105.4 \text{ วินาที} \\ &= 1.76 \text{ นาที}\end{aligned}$$

การออกแบบท่อ BC :

ท่อ BC ทำหน้าที่ระบายน้ำจาก 5 พื้นที่ระบายน้ำย่อย (I, II, III, IV และ V) ซึ่งน้ำที่ไหลเข้าท่อ BC มาจาก 4 ทางด้วยกันคือ (1) จากท่อ EB (2) จากท่อ AB (3) จากพื้นที่ระบายน้ำย่อยที่ IV และ (4) จากพื้นที่ระบายน้ำย่อยที่ V

สำหรับท่อ EB	ระยะเวลาที่น้ำไหลจากจุดที่ไกลที่สุด	= 10 + 1.75 = 11.75 นาที
สำหรับท่อ AB	" "	= 7 + 1.76 = 8.76 นาที
สำหรับพื้นที่ IV	" "	= 10 นาที
สำหรับพื้นที่ V	" "	= 15 นาที

$$\begin{aligned}
 \text{ตั้งขึ้น } t_c &= 15 \text{ นาที} \\
 I &= \frac{120(5)^{0.175}}{(15 + 27)} \\
 &= 3.79 \text{ นิ้ว/ชม.} \\
 \Sigma CA &= 3.5 + 0.6 \times 4 + 0.6 \times 4 + 0.5 \times 5 \\
 &= 10.8 \\
 Q &= I \Sigma CA \\
 &= 3.79 \times 10.8 \\
 &= 40.9 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที}
 \end{aligned}$$

จากตารางที่ 7.8

$$\begin{aligned}
 S_o &= 0.0064 \\
 D &= \frac{(2.16 \times 40.9 \times 0.015)^{3/8}}{\sqrt{0.0064}} \\
 &= 2.87 \text{ ฟุต}
 \end{aligned}$$

$$\text{ใช้ } D = 3.00 \text{ ฟุต}$$

สมมติว่าน้ำไหลเต็มท่อ  $D = 3.00 \text{ ฟุต}$

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{\pi(3.0)^2}{4} = 7.07 \text{ ฟุต}^2 \\
 V &= \frac{40.9}{7.07} = 5.79 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที} \\
 \frac{L}{V} &= \frac{400}{5.79} = 69.1 \text{ วินาที} \\
 &= 1.15 \text{ นาที}
 \end{aligned}$$

การออกแบบท่อ CD :

ท่อ CD ทำหน้าที่ระบายน้ำจากถัง 7 พื้นที่ระบายน้ำย่อย ระยะเวลาที่น้ำไหลจากจุดที่ไกลที่สุด ( $t_c$ ) จะเท่ากับ 15 นาที (ที่จุด B) บวก 1.15 นาที ในท่อ BC (หรือ = 16.15 นาที  $\approx$  16.2 นาที) หลังจากนั้นจะสามารถคำนวณหาขนาดท่อได้โดยวิธีเดียวกับที่ใช้ในการออกแบบท่อตามที่กล่าวมาแล้ว ซึ่งจะได้ว่าขนาดท่อ CD ที่ต้องการ = 3.50 ฟุต ดังแสดงในตารางที่ 7.8

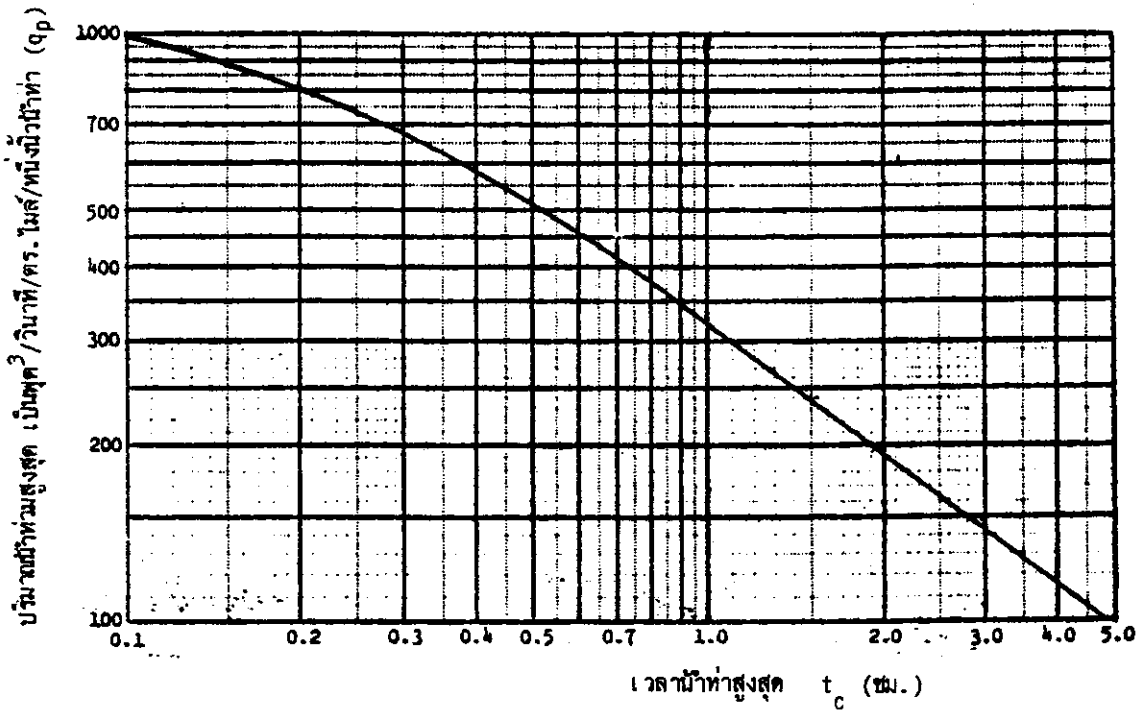


ตารางที่ 7.8 การออกแบบท่อระบายน้ำฝนโดยวิธี Rational (ตัวอย่างที่ 7.2 และ 7.3)

1 Sewer pipe	2 Length $L$ (ft)	3 Slope $S_o$ (ft/ft)	4 Total area drained (acres)	5 $\sum CA$	6 $t_c$ (min)	7 Rainfall intensity $i$ (in/hr)	8 Design discharge $Q$ (cfs)	9 Computed sewer diameter (ft)	10 Pipe size used (ft)	11 Flow velocity $Q/A$ (ft/s)	12 Flow time $L/V$ (min)
EB	450	0.0064	4	2.4	10.0	4.30	10.3	1.71	1.75	4.28	1.75
AB	550	0.0081	5	3.5	7.0	4.68	16.4	1.94	2.00	5.21	1.76
BC	400	0.0064	18	10.8	15.0	3.79	40.9	2.87	3.00	5.78	1.15
CD	450	0.0064	27	15.3	16.2	3.68	56.3	3.22	3.50	5.85	1.28

7.5 วิธีการของ SCS-TR55

Soil Conservation Service (1975) ให้เสนอวิธี SCS-TR55 ในการคำนวณหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างเวลาน้ำท่าสูงสุดกับปริมาณน้ำท่วมสูงสุดต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่ต่อหนึ่งหน่วยน้ำท่า (Unit peak discharge) ดังแสดงในรูปที่ 7.9 ซึ่งกราฟดังกล่าวได้จากการวิเคราะห์พายุฝนในรอบ 24 ชั่วโมงที่มีการกระจายแบบที่ 2 (รูปที่ 7.10)

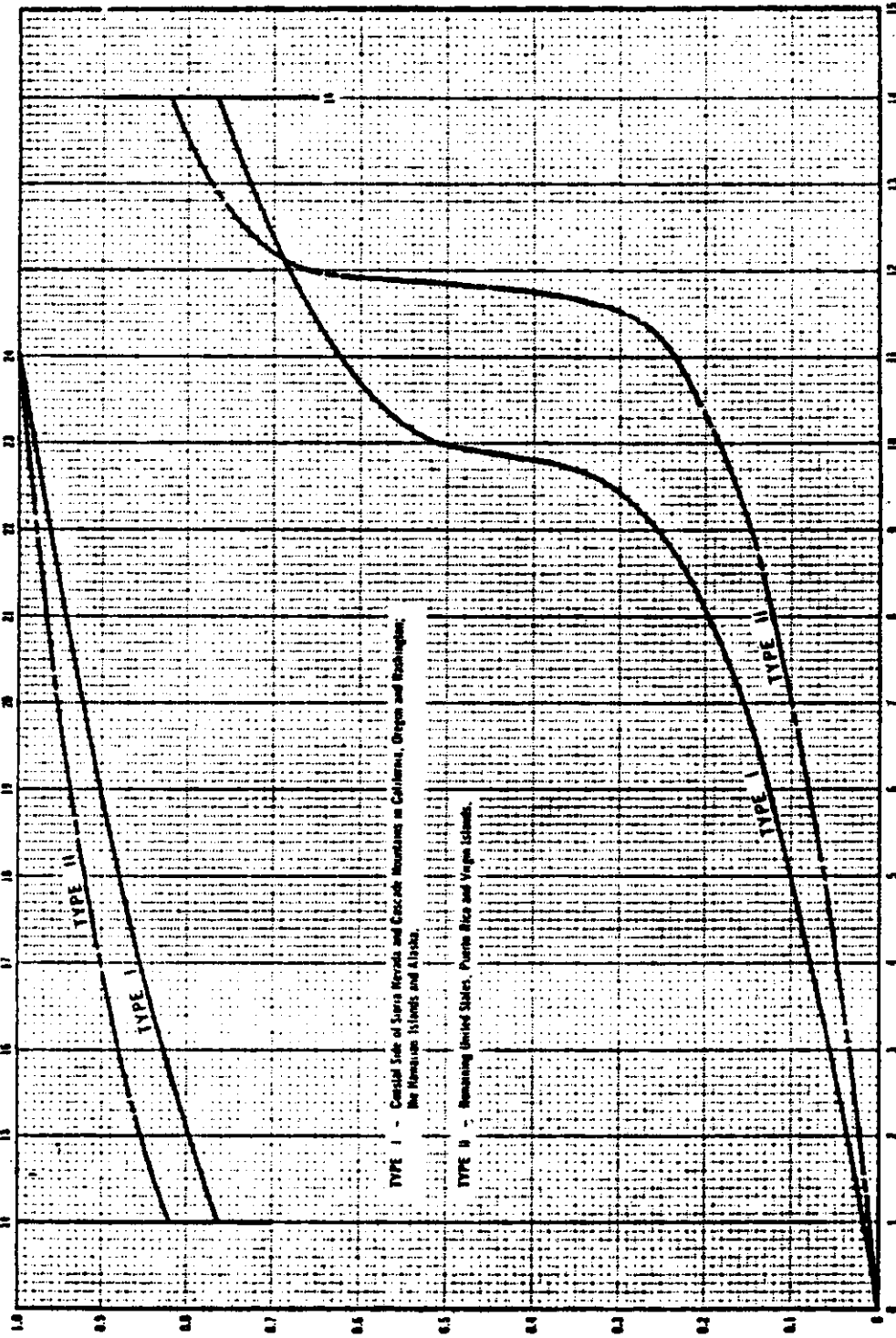


รูปที่ 7.9 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณการไหลสูงสุดเป็น ลบ.ฟุตต่อวินาทีต่อตารางไมล์ต่อนิ้วของน้ำท่ากับเวลาน้ำท่าสูงสุด สำหรับพายุฝนในรอบ 24 ชั่วโมงที่มีการแจกแจงแบบที่ 2 (McCuen, 1982)

Cronshey (1981) เสนอการคำนวณหาค่าปริมาณการไหลสูงสุดต่อหนึ่งพื้นที่ต่อหน่วยความลึกของน้ำท่า โดยประมาณจากสมการ

$$\log q_p = 2.50963 - 0.6995 \log t_c - 0.14808 (\log t_c)^2 + 0.07074 (\log t_c)^3 \dots\dots\dots (7.13)$$

- เมื่อ
- $q_p$  = ปริมาณการไหลสูงสุด เป็น ฟุต³/วินาที/ตร. ไมล์/น้ำท่าหนึ่งนิ้ว
  - $t_c$  = เวลาน้ำท่าสูงสุด เป็นชั่วโมง



กรมอุตุนิยมวิทยา, กรุงเทพฯ

ช่วงเวลาการตกของฝน (ชม.)

รูปที่ 7.10 การกระจายของฝนในช่วง 24 ชั่วโมง (SCS)

7.5.1 ข้อมูลที่ต้องการในการคำนวณปริมาณน้ำท่วมสูงสุด

ในการคำนวณหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดมีข้อมูลที่ต้องการคือ

- รอบปีการเกิดซ้ำ  $T_R$
- ปริมาณฝนตกในช่วงเวลา 24 ชม. และรอบปีการเกิดซ้ำ  $T_R$
- หมายเลขของโค้งน้ำท่า (Runoff Curve Number, CN)
- พื้นที่ลุ่มน้ำ A เป็น ตร.ไมล์
- ความลาดชันของพื้นที่ s เป็นเปอร์เซ็นต์
- ความยาวของลุ่มน้ำ L
- สภาพลุ่มน้ำ

7.5.2 วิธีการหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุด

การหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดมีขั้นตอนดังต่อไปนี้

1. หาปริมาณน้ำท่า Q (มีหน่วยเป็นความลึก)
2. หาเวลาน้ำท่าสูงสุด  $t_c$
3. หาปริมาณการไหลสูงสุดต่อหนึ่งตารางไมล์ต่อปริมาณน้ำท่าหนึ่งนิ้ว จากรูปที่ 7.9
4. คำนวณหาปริมาณการไหลสูงสุด  $Q_p$  จากสูตร

$$Q_p = \alpha_p A Q \dots\dots\dots (7.14)$$

เมื่อ

- $Q_p$  = ปริมาณการไหลสูงสุด เป็น ลบ.ฟุต/วินาที
- $\alpha_p$  = ปริมาณการไหลสูงสุด เป็น ลบ.ฟุตต่อวินาที ต่อ ตร.ไมล์ ต่อ น้ำท่าหนึ่งนิ้ว
- A = พื้นที่ลุ่มน้ำ เป็น ตร.ไมล์
- Q = ปริมาณน้ำท่า เป็น นิ้ว

7.5.3 การหาปริมาณน้ำท่า Q ตามวิธีของ SCS

Soil Conservation Service (1972) ให้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง

ฝนและน้ำท่าดังนี้

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{P - I_a} \dots\dots\dots (7.15)$$

เมื่อ

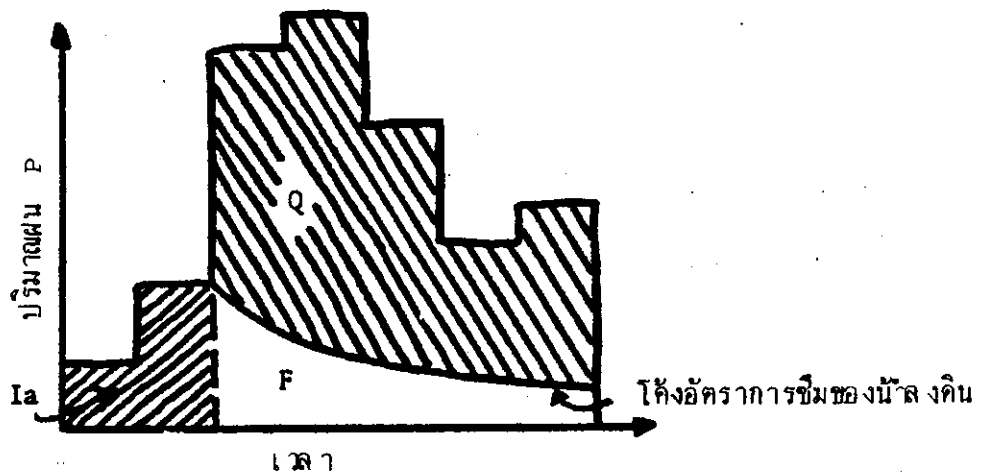
- Q = ปริมาณน้ำท่า เป็นนิ้ว
- P = ปริมาณฝนที่ตกลงมา เป็นนิ้ว
- I<sub>a</sub> = ปริมาณการสูญเสียครั้งแรก (Initial Abstraction) เป็นนิ้ว
- F = ปริมาณการกักเก็บน้ำจริงของกลุ่มน้ำ เป็นนิ้ว
- S = ปริมาณศักยภาพสูงสุดในการกักเก็บน้ำของกลุ่มน้ำ (Potential Maximum Retention) เป็นนิ้ว

ความสัมพันธ์ระหว่างฝน น้ำท่า และการกักเก็บน้ำจริงของกลุ่มน้ำจะแสดงอยู่ในรูปที่ 7.11 ซึ่งสามารถเขียนสมการแสดงความสัมพันธ์ได้ว่า

$$F = (P - I_a) - Q \dots\dots\dots (7.16)$$

แทนค่า F ลงในสมการที่ (7.15) และจัดรูปสมการใหม่จะได้

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \dots\dots\dots (7.17)$$



รูปที่ 7.11 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณฝน น้ำท่า และการกักเก็บน้ำของกลุ่มน้ำ

โดยการวิเคราะห์ข้อมูลในเชิงเอ็มไพริกัล เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างฝนและน้ำท่า พบว่า.-

$$I_a = 0.2 S \dots\dots\dots(7.18)$$

สมการที่ (7.18) อาจไม่เป็นจริงสำหรับบางกรณี

แทนค่า  $I_a$  ลงในสมการที่ (7.17) ได้

$$Q = \frac{(P - 0.2 S)^2}{(P + 0.8 S)} \dots\dots\dots (7.19)$$

จากการศึกษาในเชิงเอ็มไพริกัล

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \dots\dots\dots (7.20)$$

เมื่อ

CN = หมายเลขของโค้งน้ำท่า (Runoff Curve Number) ซึ่งขึ้นอยู่กับสภาพดิน การใช้ที่ดิน และสภาพความชื้นในดินที่คาดไว้ (Antecedent Soil moisture) ของลุ่มน้ำ

การหาค่า CN

ค่า CN จะหาได้โดยการสำรวจสภาพดิน การปกคลุมดิน และสภาพความชื้นของดินในลุ่มน้ำ

สภาพดินจะแบ่งออกเป็น 4 กลุ่มคือ

กลุ่ม A : พกดินทรายที่มีชั้นดินลึก อัตราการกักขังน้ำของดินต่ำสุดอยู่ระหว่าง 0.3 - 0.45 นิ้ว/ซม.

กลุ่ม B : พกดินร่วนปนทราย มีอัตราการกักขังน้ำน้อยอยู่ระหว่าง 0.15 - 0.3 นิ้ว/ซม.

กลุ่ม C : พกดินร่วนปนดินเหนียว มีอัตราการกักขังน้ำน้อยที่สุด ระหว่าง 0.05 - 0.15 นิ้ว/ซม.

กลุ่ม D : คินเหนียวจัด มีอัตราการคูดินน้ำค่าสูงอยู่ระหว่าง  
0 - 0.05 นิ้ว/ชม.

สภาพการปกคลุมผิวดินจะขึ้นอยู่กับองค์ประกอบ 3 ประการคือ การใช้ที่ดิน (Land Use) การปฏิบัติงาน (Treatment or Practice) และสภาพทางอุทกวิทยา (Hydrologic Condition) การใช้ที่ดินในทางการเกษตรกรรมจะแบ่งออกได้ประมาณ 5 แบบ การปลูกพืชอาจแบ่งออกเป็น การปลูกพืชเป็นแนวตรง (Straight row) หรือการปลูกตามแนวเส้นขอบเนิน (Contoured) หรือการปลูกพืชเป็นขั้นบันได (Terraced) ส่วนสภาพทางอุทกวิทยาของการจัดการที่ดินจะแบ่งออกเป็น เลว พอใช้ และดี

สภาพความชื้นในดินซึ่งจะเป็นตัวแปรสำคัญต่อปริมาณและอัตราการเกิดน้ำท่าจะแบ่งออกได้เป็น 3 แบบคือ

แบบ I : คินแห้งแต่ไม่ถึงจุดเหี่ยว

แบบ II : ความชื้นเฉลี่ย

แบบ III : คินเปียกมีฝนตกก่อนหน้าในช่วง 5 วัน

สำหรับสภาพความชื้นในดินแบบที่ II จะหาค่า CN ได้จากตารางที่ 7.9 แต่ถ้าสภาพความชื้นในดินเป็นแบบที่ I หรือ III จะหาค่า CN ได้โดยการปรับค่า CN จากตารางที่ 7.9 ด้วยค่าแฟคเตอร์ในตารางที่ 7.10

เมื่อทราบค่า CN จะสามารถหาค่าปริมาณน้ำท่าโดยตรง มีหน่วยเป็นความลึกได้จากกราฟรูปที่ 7.12

ตัวอย่างที่ 7.4 ให้หาปริมาณน้ำท่าสำหรับฝนในช่วง 24 ชั่วโมง รอบเวรการเกิดซ้ำ 100 ปี ซึ่งมีค่าเท่ากับ 7 นิ้ว คินในลุ่มน้ำจัดอยู่ในกลุ่ม B มีการปลูกพืชไร่ตามแนวเส้นขอบเนิน และสภาพทางอุทกวิทยาจัดอยู่ในเกณฑ์ดี

วิธีทำ สมมุติว่าสภาพความชื้นในดินของลุ่มน้ำอยู่ในเกณฑ์เฉลี่ย หรือแบบ II จากตารางที่ 7.9 ในช่วง Row Crops - Contour - Good และคินกลุ่ม B

$$CN = 75$$

จากรูปที่ 7.12 เมื่อ  $P = 7$  นิ้ว และ  $CN = 75$

$$Q = 4.15 \text{ นิ้ว}$$

ตารางที่ 7.9 หมายเลขington้ำท่า CN สำหรับ Hydrologic Soil Cover Complexes  
 ฝั่ง ๗ (Antecedent Moisture Condition II และ  $I_a = 0.2 S$ )

Land Use Description/Treatment/Hydrologic Condition			Hydrologic Soil Group			
			A	B	C	D
Residential: <sup>1/</sup>						
Average lot size	Average % Impervious <sup>2/</sup>					
1/8 acre or less	65		77	85	90	92
1/4 acre	30		61	75	83	87
1/3 acre	30		57	72	81	86
1/2 acre	25		54	70	80	85
1 acre	20		51	68	79	84
Paved parking lots, roofs, driveways, etc. <sup>3/</sup>			98	98	98	98
Streets and roads:						
	paved with curbs and storm sewers <sup>3/</sup>		98	98	98	98
	gravel		76	85	89	91
	dirt		72	82	87	89
Commercial and business areas (85% impervious)			89	92	94	95
Industrial districts (72% impervious)			81	88	91	93
Open Spaces, lawns, parks, golf courses, cemeteries, etc.						
	good condition: grass cover on 75% or more of the area		39	61	74	80
	fair condition: grass cover on 50% to 75% of the area		49	69	79	84
Fallow	Straight row		77	86	91	94
Row crops	Straight row		Poor	72	81	88
	Straight row		Good	67	78	85
	Contoured		Poor	70	79	84
	Contoured		Good	65	75	82
	Contoured & terraced		Poor	66	74	80
	Contoured & terraced		Good	62	71	78
Small grain	Straight row		Poor	65	76	84
			Good	63	75	83
	Contoured		Poor	63	74	82
			Good	61	73	81
	Contoured & terraced		Poor	61	72	79
			Good	59	70	78
Close-seeded legumes <sup>4/</sup> or rotation meadow	Straight row		Poor	66	77	85
	Straight row		Good	58	72	81
	Contoured		Poor	64	75	83
	Contoured		Good	55	69	78
	Contoured & terraced		Poor	63	73	80
	Contoured & terraced		Good	51	67	76
Pasture or range			Poor	68	79	86
			Fair	49	69	79
			Good	39	61	74
	Contoured		Poor	47	67	81
	Contoured		Fair	25	59	75
	Contoured		Good	6	35	70
Meadow			Good	30	58	71
Woods or Forest land			Poor	45	66	77
			Fair	36	60	73
			Good	25	55	70
Farmsteads	---		59	74	82	86

<sup>1/</sup> Curve numbers are computed assuming the runoff from the house and driveway is directed towards the street with a minimum of roof water directed to lawns where additional infiltration could occur.

<sup>2/</sup> The remaining pervious areas (lawn) are considered to be in good pasture condition for these curve numbers.

<sup>3/</sup> In some warmer climates of the country a curve number of 95 may be used.

<sup>4/</sup> Close-drilled or broadcast.



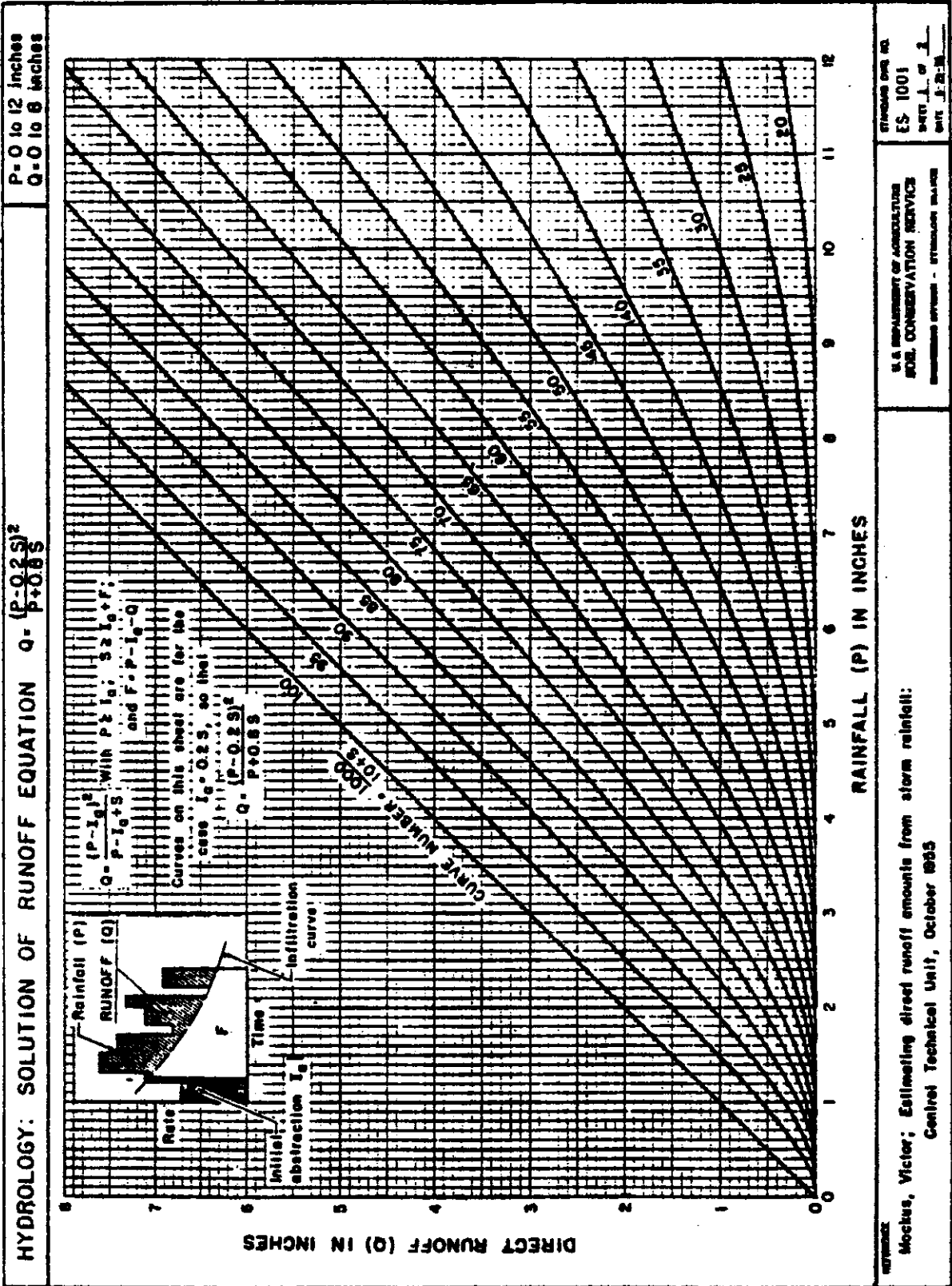
ตารางที่ 7.10 แฟกเตอร์ในการปรับค่า CN เนื่องจากสภาพความชื้นในดิน (Barfield, 1983)

หมายเลขโค้งน้ำท่า แบบ II	แฟกเตอร์เปลี่ยนค่าหมายเลขโค้ง	
	แบบ I	แบบ III
10	0.40	2.22
20	0.45	1.85
30	0.50	1.67
40	0.55	1.50
50	0.62	1.40
60	0.67	1.30
70	0.73	1.21
80	0.79	1.14
90	0.87	1.07
100	1.00	1.00

ตัวอย่างที่ 7.5 ใช้ข้อมูลสภาพการใช้ที่ดินและกลุ่มดิน (Soil groups) ของลุ่มน้ำมีลักษณะดังนี้

เบอร์เซนต์ที่ (p)	การใช้ที่ดิน/สภาพ	กลุ่มดิน
40	ทุ่งหญ้า / คี	D
25	ป่าไม้ / เลว	C
20	ทุ่งโล่ง / คี	D
15	ที่อยู่อาศัย (ขนาด $\frac{1}{4}$ เอเคอร์ ต่อหนึ่งหน่วย)	C

จงคำนวณหาปริมาณน้ำท่า สำหรับฝน 7 นิ้ว (24 ชั่วโมง รอบเวรการเกิดซ้ำ  
100 ปี)



รูปที่ 7.12 กราฟหาปริมาณน้ำที่รวมจากปริมาณน้ำฝน (McCuen, 1983)

วิธีทำ

หาค่า CN ของพื้นที่แต่ละส่วนจากตารางที่ 7.9  
สมมติว่าความชื้นในดินของกลุ่มน้ำจืดอยู่ในแบบ II

เปอร์เซ็นต์พื้นที่ (p)	CN	p.CN/100
40	78	31.2
25	77	19.25
20	80	16.00
15	83	12.45
CN เฉลี่ย		78.9 (ใช้ 79)

จากรูปที่ 7.12 เมื่อ  $P = 7$  นิ้ว และ CN เฉลี่ย = 79  
 $Q = 4.58$  นิ้ว

ตัวอย่างที่ 7.6 กลุ่มน้ำแห่งหนึ่งประกอบด้วยป่าไม้ 40 % และที่อยู่อาศัยขนาด  $\frac{1}{4}$  เอเคอร์ 60 % มีดินกลุ่ม B 75 % และกลุ่ม C 25 % จงหาปริมาณน้ำท่า ถ้าฝนเท่ากับ 7 นิ้ว (24 ชั่วโมง รอบเวรการเกิดซ้ำ 100 ปี)

วิธีทำ

สมมติว่าความชื้นของดินในกลุ่มน้ำเป็นแบบ II อ่านค่า CN จากตารางที่ 7.9

ไว้ดังนี้.-

CN = 55	CN = 75	ดินกลุ่ม B (75 %)
CN = 70	CN = 83	ดินกลุ่ม C (25 %)

ป่าไม้                      ที่พักอาศัย  
 สภาพดี                      (ขนาด  $\frac{1}{4}$  เอเคอร์)  
 (40 %)                      (60 %)

ค่า CN เฉลี่ย จะคำนวณได้ดังนี้.-

การใช้ที่ดิน	กลุ่มดิน	% พื้นที่ (p)	CN	$\frac{p \cdot CN}{100}$
ป่าไม้	B	0.4 (75) = 30	55	16.5
	C	0.4 (25) = 10	70	7.0
ที่พักอาศัย	B	0.6 (75) = 45	75	33.75
	C	0.6 (25) = 15	83	12.45
CN เฉลี่ย				69.7 (ใช้ 70)

จากรูปที่ 7.12 เมื่อ  $P = 7$  นิ้ว และ CN เฉลี่ย = 70  
 $Q = 3.62$  นิ้ว

#### 7.5.4 ข้อจำกัดของวิธีการของ SCS-TR55

วิธีนี้ไม่ควรนำมาเอาไปใช้สำหรับกรณีดังต่อไปนี้

1. ฝนปริมาณน้ำทำน้อยกว่า 1.5 นิ้ว สำหรับหมายเลขโหนดน้ำทำน้อยกว่า 60
2. ฝนที่หย่อมมากกว่า 20 ตร.ไมล์ และค่า CN เปลี่ยนแปลงมาก

ระหว่างพื้นที่ย่อยแต่ละแห่ง

3. การสูญเสียชั้นแรก (1a) มากกว่า 25 % ของปริมาณฝนในช่วงเวลา 24 ชม. ซึ่งข้อจำกัดอันนี้จะสามารถเขียนออกมาเป็นความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณฝนต่ำสุด และค่า CN ได้ดังนี้.-

CN	ปริมาณฝนต่ำสุด* (นิ้ว)
50	8.00
60	5.33
70	3.42
80	2.00
90	0.88
95	0.42

(\* ถ้าปริมาณฝนน้อยกว่าค่าต่ำสุด การสูญเสียชั้นแรกจะมากกว่า 25 % ของปริมาณฝน)

ตัวอย่างที่ 7.7 จงหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดของกลุ่มน้ำที่มีพื้นที่ 300 เอเคอร์ มีความลาดชัน 4 เปอร์เซ็นต์ CN = 70 และความยาวของกลุ่มน้ำ 6,400 ฟุต ฝนในช่วง 24 ชั่วโมงซึ่งมีรอบเวลาการเกิดซ้ำ 25 ปีเท่ากับ 5 นิ้ว

#### วิธีทำ

การคำนวณหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดโดยวิธีการของ SCS-TR55

#### 1. การหาปริมาณน้ำท่า

\*  $T_r = 25$  ปี : รอบปีการเกิดซ้ำที่ใช้ออกแบบ

\*  $P = 5$  นิ้ว : ปริมาณฝนในช่วง 24 ชม. และรอบปีการเกิดซ้ำ 25

\*  $CN = 70$  : หมายเลขโค้งน้ำท่า

$Q = 2.04$  นิ้ว : ปริมาณน้ำท่า จากรูปที่ 7.12

2. พื้นที่ลุ่มน้ำ :  $A = 0.4688$  ตร.ไมล์

## 3. การหาเวลาน้ำท่าสูงสุด (ใช้วิธีคำนวณเวลาล่าหลัง)

\*  $CN = 70$

\* ความลาดชัน  $s = 4 \%$

\* ความยาวลุ่มน้ำ  $L = 6,400$  ฟุต

เวลาล่าหลัง  $t_L = 0.95$  ชม. : จากรูปที่ 7.4

เวลาน้ำท่าสูงสุด  $t_c = 1.58$  ชม. :  $\frac{5}{3} t_L$

## 4. หาปริมาณการไหลสูงสุดต่อตารางไมล์ค่อน้ำของน้ำท่า

$q_p = 228$  ลบ.ฟุต/วินาที/ตร.ไมล์/นิ้ว : จากรูปที่ 7.9

5. หาปริมาณน้ำท่วมสูงสุด  $Q_p = q_p \cdot A \cdot Q = 219$  ลบ.ฟุต/วินาที

\* หมายถึงข้อมูลที่ห้องการ

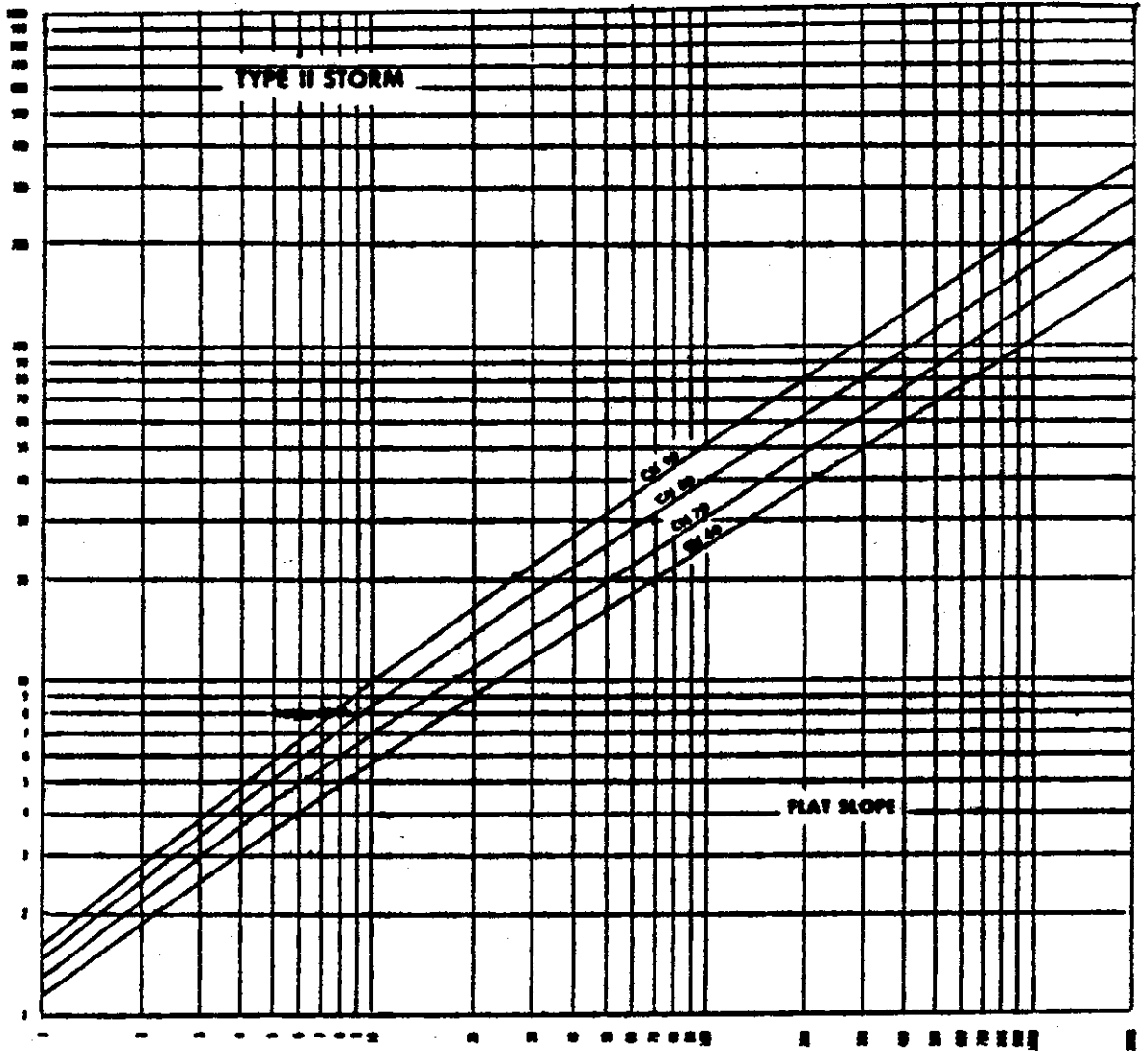
7.6 วิธี CHART ของ SCS-TR55

SCS (1975) ให้พัฒนาชาร์ต (Chart) ขึ้นมาสำหรับหาค่าปริมาณน้ำท่วมสูงสุดต่อหนึ่งหน่วยน้ำท่าเมื่อรู้พื้นที่ระบายน้ำและหมายเลขโ่งงน้ำท่า ชาร์ตดังกล่าวได้ถูกพัฒนาขึ้นมาสำหรับฝนในช่วง 24 ชั่วโมง ซึ่งมีการแจกแจงเป็นแบบที่ II และความลาดเท 3 แบบคือ ราบ ปานกลาง และชัน ซึ่งมีเกณฑ์กำหนดไว้ดังนี้.-

ความลาดเท	ครรชนีความลาดเท	ช่วงความลาดเท
ราบ	1 %	น้อยกว่า 2.5 %
ปานกลาง	4 %	2.5 - 7.5 %
ชัน	16 %	มากกว่า 7.5 %

ชาร์ตสำหรับความลาดเทแบบราบ ปานกลาง และชัน แสดงอยู่ในรูปที่ 7.13 (ก), 7.13 (ข) และ 7.13 (ค) ตามลำดับ ซึ่งใช้ให้สำหรับลุ่มน้ำขนาดเล็ก ซึ่งมีพื้นที่ระหว่าง 1 ถึง 2,000 เอเคอร์

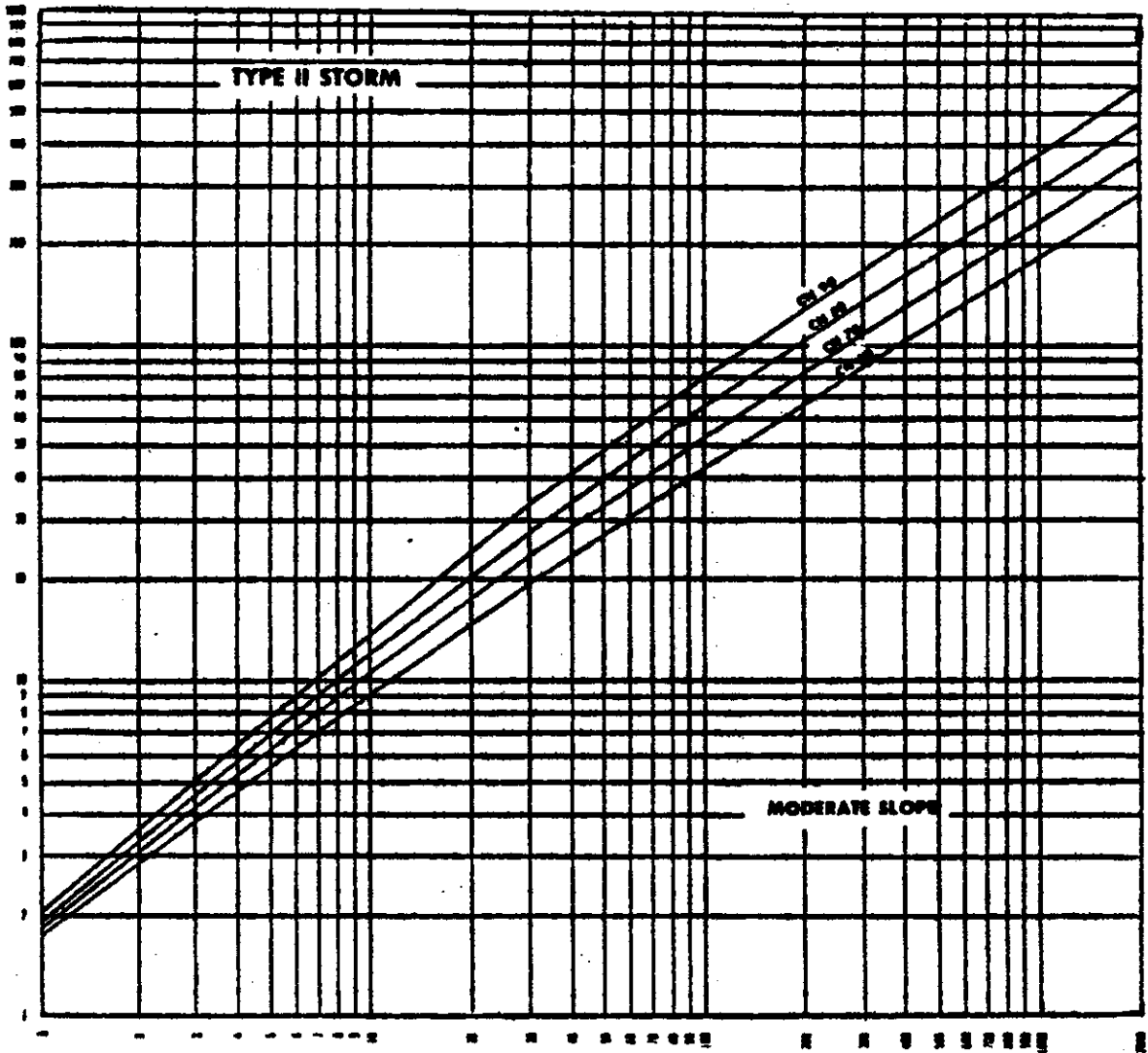
ปริมาณน้ำท่วมสูงสุด (ลบ. พฤศจิกายน คม)



พื้นที่ระบายน้ำของลุ่มน้ำ (เอเคอร์)

รูปที่ 7.13 (ก) ปริมาณน้ำท่วมสูงสุดสำหรับลุ่มน้ำขนาดเล็ก (McCuen, 1982) เมื่อความลาดเทเป็นแบบราบ (Flat Slope)

ปริมาณน้ำท่วมสูงสุด (ลบ. พฤศจิกายนที่ต่อมา)

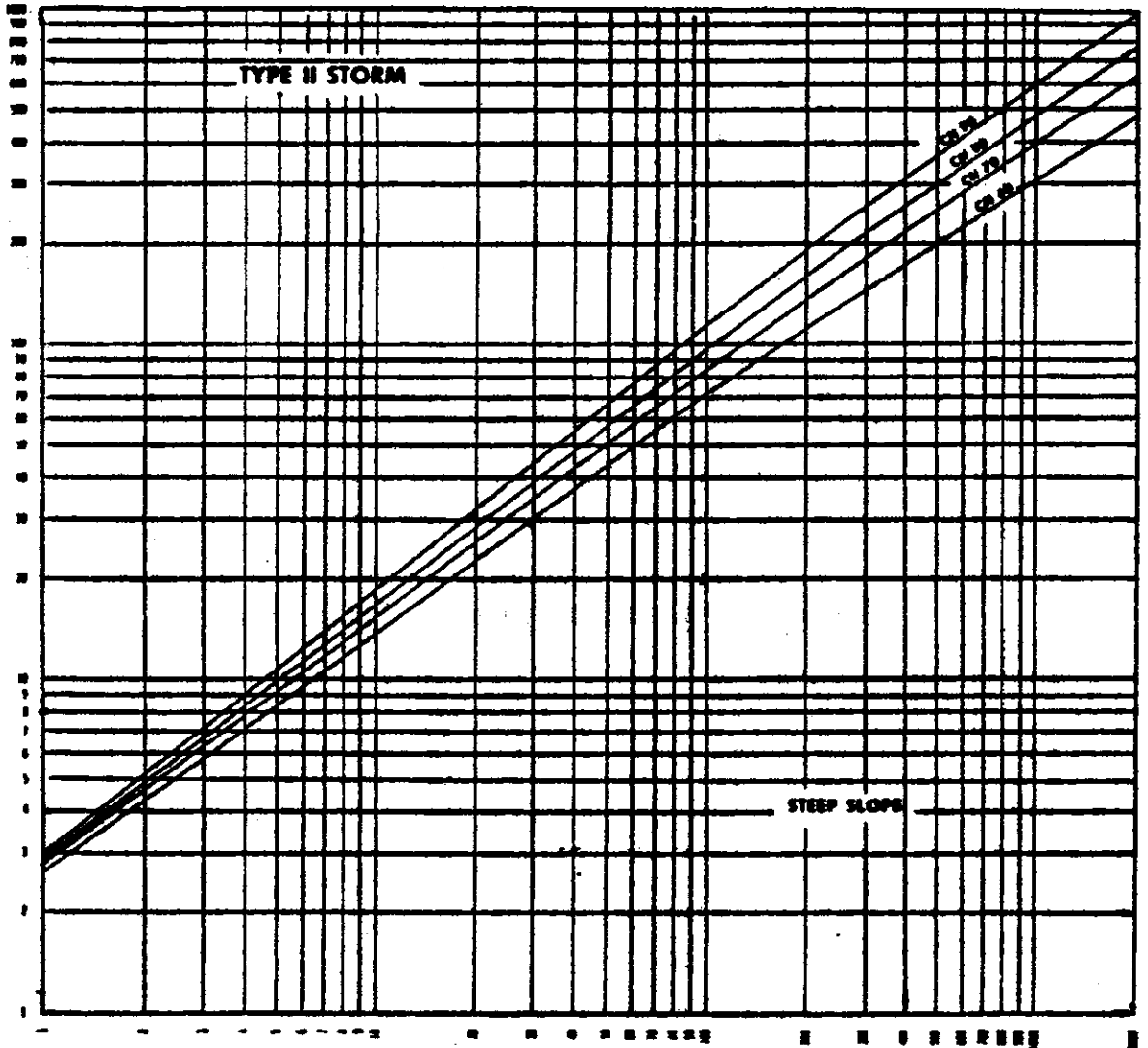


พื้นที่ระบายน้ำของกลุ่มน้ำ (เอเคอร์)

รูปที่ 7.13 (ข) ปริมาณน้ำท่วมสูงสุดสำหรับลุ่มน้ำขนาดเล็ก (McCuen, 1982)  
เมื่อความลาดเทเป็นแบบปานกลาง (Moderlate Slope)



ปริมาณน้ำท่วมสูงสุด (ลบ. พุ่ตต่อวินาทีที่ต่อน้ำ)



พื้นที่ระบายน้ำของลุ่มน้ำ (เอเคอร์)

รูปที่ 7.13 (ค) ปริมาณน้ำท่วมสูงสุดสำหรับลุ่มน้ำขนาดเล็ก (McCuen, 1982)  
เมื่อความลาดเทเป็นแถบชัน (Steep Slope)

ค่าปริมาณน้ำท่วมสูงสุดต่อหนึ่งหน่วยน้ำท่าจากรูปที่ 7.13 จะต้องมีกาปรับแก้ เนื่องจากรูปร่าง ความลาดเท บ่อและบึง ตลอดจนเปอร์เซ็นต์พื้นที่ที่บ้น้ำและความยาวการไหลในเชิงชลศาสตร์ที่เปลี่ยนไป ในการคำนวณต้องการข้อมูลดังต่อไปนี้คือ

- ความยาวชลศาสตร์ของกลุ่มน้ำ L (ฟุต)
- พื้นที่กลุ่มน้ำ A (เอเคอร์)
- เปอร์เซนต์ของพื้นที่บ่อและบึง
- รอบปีการเกิดซ้ำที่ออกแบบ  $T_x$  (ปี)
- หมายเลขโค้งน้ำท่า CN
- ความลาดชันของกลุ่มน้ำ (%)
- ปริมาณฝน P (นิ้ว) สำหรับรอบปีการเกิดซ้ำที่ออกแบบ
- เปอร์เซนต์ของพื้นที่ที่บ้น้ำ (Impervious Area) และความยาวชลศาสตร์ที่เปลี่ยนไป

หลังจากที่หาค่าปริมาณน้ำท่วมสูงสุดต่อหนึ่งหน่วยน้ำท่าได้จากรูปที่ 7.13 แล้ว จะต้องมีกาปรับแก้ค่าดังต่อไปนี้

7.6.1 กาปรับแก้เนื่องจากรูปร่าง (Shape Adjustment)

แฟกเตอร์ปรับแก้รูปร่างของกลุ่มน้ำ (HF) จะมีค่าเท่ากับพื้นที่กลุ่มน้ำหารด้วยพื้นที่ระบายน้ำจริงของกลุ่มน้ำ (Effective Area) ซึ่งพื้นที่ระบายน้ำจริงจะหาได้จากรูปที่ 7.14 หรือสมการต่อไปนี้

$$EA = 0.00013586 L^{5/3} \dots\dots\dots (7.21)$$

เมื่อ

- EA = พื้นที่ระบายน้ำจริงของกลุ่มน้ำ เป็นเอเคอร์
- L = ความยาวในเชิงชลศาสตร์ของกลุ่มน้ำ เป็นฟุต

ให้ HF = แฟกเตอร์ปรับแก้รูปร่าง

$$HF = \frac{A}{EA} \dots\dots\dots (7.22)$$



ถ้าไม่จำเป็นต้องปรับรับค่าเนื่องจากรูปร่างของลุ่มน้ำ

$$EA = A$$

$$\text{และ } HF = 1$$

#### 7.6.2 การปรับรับค่าเนื่องจากบ่อและบึง (Pond and Swamp Adjustment)

ถ้าลุ่มน้ำมีพื้นที่บ่อและบึงจำนวนมากจะต้องมีการปรับรับค่าเนื่องจากบ่อและบึง โดยใช้ข้อมูลเกี่ยวกับตำแหน่งของบ่อหรือบึงหรือพื้นที่ลุ่มในลุ่มน้ำ รอบการเกิดซ้ำของฝน และ เปอร์เซนต์ของพื้นที่บ่อและบึงในการหาแฟกเตอร์ปรับรับค่าเนื่องจากบ่อและบึง (Pond and Swamp Adjustment Factor, PF) จากตารางที่ 7-11

#### 7.6.3 การปรับรับค่าเนื่องจากความลาดเทของพื้นที่ (Slope Adjustment)

ถ้าความลาดเทของพื้นที่ลุ่มน้ำไม่ใช่ 1, 4 และ 16 % ตามที่ให้ไว้ในชาร์ต รูปที่ 7.13 จะต้องมีการปรับรับค่าเนื่องจากความลาดเท (SF) ซึ่งแฟกเตอร์ปรับรับค่าความลาดเทจะหาได้จากตารางที่ 7.12. เมื่อรู้ความลาดเทและพื้นที่ระบายน้ำจริงของลุ่มน้ำ

#### 7.6.4 การปรับรับค่าเนื่องจากเปอร์เซนต์พื้นที่น้ำ

(Impreviousness Adjustment)

สำหรับเขตเมืองที่ลุ่มน้ำบางส่วนจะเป็นพื้นที่น้ำ ซึ่งปกติจะมีการเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็ว จึงต้องมีการปรับรับค่าปริมาณน้ำท่วมสูงสุดจากรูปที่ 7.13 ด้วยแฟกเตอร์ปรับรับค่าพื้นที่น้ำ (Impreviousness Factor, IMPF) ซึ่งหาได้จากรูปที่ 7.15 เมื่อรู้เปอร์เซนต์พื้นที่น้ำและ CN สำหรับสภาพในอนาคต

#### 7.6.5 การปรับรับค่าเนื่องจากเปอร์เซนต์ความยาวชลศาสตร์ที่เปลี่ยนแปลง

(Hydraulic Length Modified Adjustment)

สภาพทางชลศาสตร์ของเมืองมีการเปลี่ยนแปลงรวดเร็วกว่าในพื้นที่เกษตรกรรมหรือป่าไม้ เปอร์เซนต์การเปลี่ยนแปลงความยาวของกาลไหลในเชิงชลศาสตร์ของลุ่มน้ำที่เกิดขึ้นหรือจะเกิดขึ้นจะใช้ในการหาค่าแฟกเตอร์ปรับรับค่าความยาวชลศาสตร์ที่เปลี่ยนแปลง (Hydraulic Length Modified Factor, HLMF) ได้จากรูปที่ 7.16 เมื่อทราบค่า CN สำหรับสภาพในอนาคต

ตารางที่ 7.11 แฟกเตอร์ปรับค่าพื้นที่บ่อและบึง (PF)

Ratio of drainage area to ponding and swampy area	Percentage of ponding and swampy area	Storm frequency (years)					
		2	5	10	25	50	100
500	0.2	0.92	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98
200	.5	.86	.87	.88	.90	.92	.93
100	1.0	.80	.81	.83	.85	.87	.89
50	2.0	.74	.75	.76	.79	.82	.86
40	2.5	.69	.70	.72	.75	.78	.82
30	3.3	.64	.65	.67	.71	.75	.78
20	5.0	.59	.61	.63	.67	.71	.75
15	6.7	.57	.58	.60	.64	.67	.71
10	10.0	.53	.54	.56	.60	.63	.68
5	20.0	.48	.49	.51	.55	.59	.64

Adjustment factors where ponding and swampy areas are spread throughout the watershed or occur in central parts of the watershed

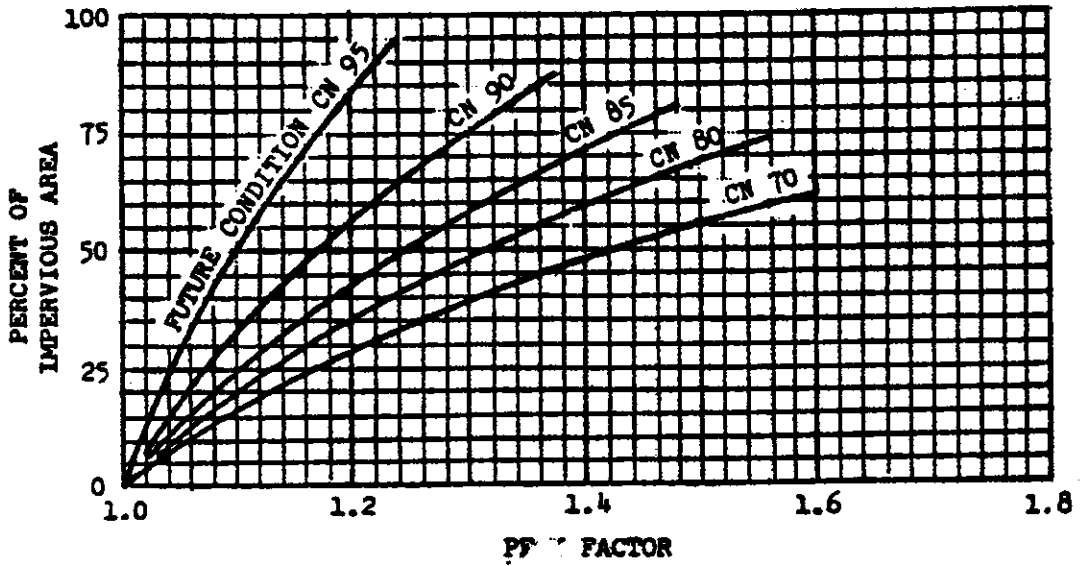
Ratio of drainage area to ponding and swampy area	Percentage of ponding and swampy area	Storm frequency (years)					
		2	5	10	25	50	100
500	0.2	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99
200	.5	.88	.89	.90	.91	.92	.94
100	1.0	.83	.84	.86	.87	.88	.90
50	2.0	.78	.79	.81	.83	.85	.87
40	2.5	.73	.74	.76	.78	.81	.84
30	3.3	.69	.70	.71	.74	.77	.81
20	5.0	.65	.66	.68	.72	.75	.78
15	6.7	.62	.63	.65	.69	.72	.75
10	10.0	.58	.59	.61	.65	.68	.71
5	20.0	.53	.54	.56	.60	.63	.68
4	25.0	.50	.51	.53	.57	.61	.66

Adjustment factors where ponding and swampy areas are located only in upper reaches of the watershed

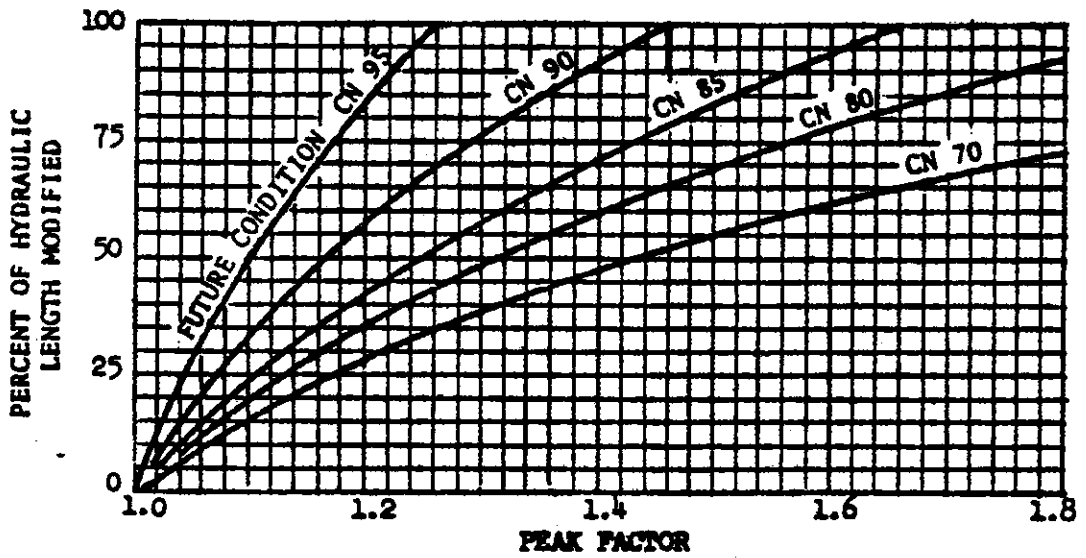
Ratio of drainage area to ponding and swampy area	Percentage of ponding and swampy area	Storm frequency (years)					
		2	5	10	25	50	100
500	0.2	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99
200	.5	.93	.94	.94	.95	.96	.97
100	1.0	.90	.91	.92	.93	.94	.95
50	2.0	.87	.88	.88	.90	.91	.93
40	2.5	.85	.85	.86	.88	.89	.91
30	3.3	.82	.83	.84	.86	.88	.89
20	5.0	.80	.81	.82	.84	.86	.88
15	6.7	.78	.79	.80	.82	.84	.86
10	10.0	.77	.77	.78	.80	.82	.84
5	20.0	.74	.75	.76	.78	.80	.82

ตารางที่ 7.12 แฟกเตอร์ปรับค่าความลาดเทของกลุ่มน้ำ (SF) ตามพื้นที่ระบายน้ำจริง (EA)

FLAT SLOPES								
Slope (per- cent)	พื้นที่ระบายน้ำจริง EA							
	10 acres	20 acres	50 acres	100 acres	200 acres	500 acres	1,000 acres	2,000 acres
0.1	0.49	0.47	0.44	0.43	0.42	0.41	0.41	0.40
0.2	.61	.59	.56	.55	.54	.53	.53	.52
0.3	.69	.67	.65	.64	.63	.62	.62	.61
0.4	.76	.74	.72	.71	.70	.69	.69	.69
0.5	.82	.80	.78	.77	.77	.76	.76	.76
0.7	.90	.89	.88	.87	.87	.87	.87	.87
1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	1.13	1.14	1.14	1.15	1.16	1.17	1.17	1.17
2.0	1.21	1.24	1.26	1.28	1.29	1.30	1.31	1.31
MODERATE SLOPES								
3	.93	.92	.91	.90	.90	.90	.89	.89
4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5	1.04	1.05	1.07	1.08	1.08	1.08	1.09	1.09
6	1.07	1.10	1.12	1.14	1.15	1.16	1.17	1.17
7	1.09	1.13	1.18	1.21	1.22	1.23	1.23	1.24
STEEP SLOPES								
8	.92	.88	.84	.81	.80	.78	.78	.77
9	.94	.90	.86	.84	.83	.82	.81	.81
10	.96	.92	.88	.87	.86	.85	.84	.84
11	.96	.94	.91	.90	.89	.88	.87	.87
12	.97	.95	.93	.92	.91	.90	.90	.90
13	.97	.97	.95	.94	.94	.93	.93	.92
14	.98	.98	.97	.96	.96	.96	.95	.95
15	.99	.99	.99	.98	.98	.98	.98	.98
16	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	1.03	1.04	1.05	1.06	1.07	1.08	1.09	1.10
25	1.06	1.08	1.12	1.14	1.15	1.16	1.17	1.19
30	1.09	1.11	1.14	1.17	1.20	1.22	1.23	1.24
40	1.12	1.16	1.20	1.24	1.29	1.31	1.33	1.35
50	1.17	1.21	1.25	1.29	1.34	1.37	1.40	1.43



รูปที่ 7.15 แพคเตอร์สำหรับการรับค่าปริมาณน้ำท่วมสูงสุด ตามสภาพในอนาคตของ CN และเปอร์เซ็นต์พื้นที่ที่น้ำไหลม่น้ำ



รูปที่ 7.16 แพคเตอร์สำหรับรับค่าปริมาณน้ำท่วมสูงสุด ตามสภาพในอนาคตของ CN และเปอร์เซ็นต์ความยาวชลศาสตร์ที่เปลี่ยนแปลง

**ตัวอย่างที่ 7.8** จงประเมินผลการเปลี่ยนแปลงความยาวการไหลทางชลศาสตร์ 30 % ของลุ่มน้ำ ขนาด 300 เอเคอร์ ต่อปริมาณน้ำท่วมสูงสุดในรอบ 50 ปี ลุ่มน้ำมีความลาดเทเฉลี่ย 4 % และ CN เท่ากับ 70 สมมติว่าไม่มีพื้นที่หีบน้ำหรือบ่อและบึง ฝนในช่วง 24 ชั่วโมงที่รอบเวรการเกิดซ้ำ 50 ปีเท่ากับ 5 นิ้ว

การคำนวณหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดก่อนการเปลี่ยนแปลงมีดังนี้

1. ข้อมูลที่ต้องการ

$$A = 300 \text{ เอเคอร์}$$

$$T_r = 50 \text{ ปี}$$

$$P = 5 \text{ นิ้ว}$$

$$s = 4 \%$$

$$CN = 70$$

2. การคำนวณหาปริมาณน้ำท่า

$$Q = 2.05 \text{ นิ้ว} \quad \text{จากรูปที่ 7.12} \quad \text{เมื่อรู้ } P \text{ และ } CN$$

3. การปรับค่าเนื่องจากรูปร่าง (ถ้าไม่รับให้  $EA = A$ )

$$L = \text{_____ ฟุต} \quad \text{ความยาวชลศาสตร์}$$

$$EA = 300 \text{ เอเคอร์} \quad \text{พื้นที่ระบายน้ำจริง จากรูปที่ 7.14}$$

$$HF = 1.0 \text{ ฟุต} \quad HF = \frac{A}{EA}$$

4. การหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดต่อหนึ่งหน่วยน้ำท่า  $Q_u$

$$Q_u = 110 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที/นิ้ว} \quad \text{จากรูปที่ 7.13} \quad \text{เมื่อรู้ } EA \text{ และ}$$

ความลาดเท (ราบ ปานกลาง หรือชัน)

5. การปรับค่าเนื่องจากบ่อและบึง (ถ้าไม่รับให้  $PF = 1.0$ )

$$PPS = 0 \%$$

เปอร์เซ็นต์พื้นที่บ่อและบึงในพื้นที่ลุ่มน้ำ

ตำแหน่งบ่อและบึงในลุ่มน้ำ (เลือกแบบใดแบบหนึ่ง)



ที่จุดออกแบบ \_\_\_\_\_ , ตรงกลางหรือกระจายทั่วพื้นที่ \_\_\_\_\_ ,  
 บริเวณตอนบน = \_\_\_\_\_

PF = 1.0 จากตารางที่ 7.11 เมื่อทราบ PFS, Tr และตำแหน่ง

6. การปรับค่าเนื่องจากความลาดเท (ใช้ไม่ปรับให้ SF = 1.0)

SF = 1.0 จากตารางที่ 7.12 เมื่อ s และ EA

7. การหาปริมาณน้ำท่าสูงสุดที่รับแล้ว Qp

$$\begin{aligned} Q_p &= Q_u \times Q \times HF \times PF \times SF \\ &= 110 \times 2.05 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \\ &= 225 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที} \end{aligned}$$

8. การปรับเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงในลุ่มน้ำ

IMP = 0 % ; เปอร์เซนต์พื้นที่ที่บ้น้ำ

IMPF = 1.0 ; จากรูปที่ 7.15 เมื่อทราบ IMP และ CN

HLM = 30 ; เปอร์เซนต์ความยาวชลศาสตร์ที่เปลี่ยนแปลง

HLMF = 1.22 ; แฟกเตอร์ปรับค่าการเปลี่ยนแปลงความยาวชลศาสตร์

$$\begin{aligned} Q_p &= Q_p \times IMPF \times HLMF \\ &= 225 \times 1.0 \times 1.22 \\ &= 275 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที} \end{aligned}$$

#### 7.7 วิธีการของ SCS-TR55

SCS (1975) ได้พัฒนาวิธีขึ้นมาเพื่อวัตถุประสงค์ต่าง ๆ ดังนี้

1. หากกราฟน้ำท่วมที่จุดใด ๆ ในลุ่มน้ำ
2. เพื่อประเมินผลการเปลี่ยนแปลงการใช้ที่ดินหรือสิ่งก่อสร้างในลุ่มน้ำย่อย (Subwatersheds) ต่อกราฟน้ำท่วม

### ข้อมูลที่ต้องการคือ

1. ปริมาณฝนในช่วง 24 ชั่วโมงที่รอบปีการเกิดซ้ำที่ออกแบบ
2. พื้นที่ระบายน้ำของแต่ละลุ่มน้ำย่อย
3. หมายเลขโคงน้ำท่า (CN)
4. เวลาน้ำท่าสูงสุด ( $t_c$ )
5. เวลาการเดินทางของน้ำจากทางออกของลุ่มน้ำย่อยถึงทางออกของลุ่มน้ำใหญ่

(travel time,  $T_t$ )

ข้อจำกัดของวิธีการางของ ECS-TR55 คือ วิธีนี้ให้พหุนาขึ้นมาจากการรับ

โปรแกรม TR20 โดยใช้หมายเลขโคงน้ำท่าเท่ากับ 75 และปริมาณฝน (การกระจายแบบ II) เพียงพอที่จะก่อให้เกิดน้ำท่า 3 นิ้ว ดังนั้นเมื่อนำเอาวิธีนี้ไปใช้กับสภาพที่ต่างออกไปอาจให้ผลคลาดเคลื่อนได้ จึงมีข้อจำกัดในการใช้ดังต่อไปนี้

1. CN ของลุ่มน้ำย่อยแต่ละแห่งไม่ควรต่างกันมากนัก
2. พื้นที่ของลุ่มน้ำย่อยแต่ละแห่งควรจะน้อยกว่า 20 ตารางไมล์
3. ปริมาณฝนต้องมากพอที่จะก่อให้เกิดปริมาณน้ำท่ามากกว่า 1.5 นิ้ว โดยเฉพาะ

เมื่อ CN น้อยกว่า 60

ตารางที่ 7.13 แสดงค่าปริมาณการไหลเป็น ลบ.ฟุต/วินาที/ตร.ไมล์ ต่อหนึ่งหน่วยน้ำท่า ที่เวลาระหว่าง 11 ถึง 20 ชั่วโมง หลังฝนเริ่มตก ซึ่งปริมาณการไหลในตารางจะขึ้นอยู่กับเวลาน้ำท่าสูงสุดของลุ่มน้ำย่อย และเวลาการเดินทางของน้ำจากทางออกของลุ่มน้ำย่อยถึงจุดที่ต้องการ

วิธีการหาปริมาณน้ำท่าวมสูงสุดทำได้ดังนี้

1. แบ่งลุ่มน้ำออกเป็นส่วนย่อย
2. หาข้อมูลเกี่ยวกับปริมาณฝน ขนาดพื้นที่ หมายเลขโคงน้ำท่า เวลาน้ำท่าสูงสุด

เวลาการเดินทางของน้ำ สำหรับลุ่มน้ำย่อยแต่ละแห่ง

3. หาปริมาณการไหล เป็น ลบ.ฟุต/วินาที/ตร.ไมล์/นิ้ว ( $q_p$ ) ที่ทางออกของลุ่มน้ำใหญ่ที่เวลาต่าง ๆ ซึ่งเกิดจากฝนที่ตกลงในลุ่มน้ำย่อยแต่ละแห่งจากตารางที่ 7.13

ตารางที่ 7.13 ปริมาณการไหลเป็น ลบ.ฟุต/วินาที/ตร.ไมล์/หนึ่งหน่วยน้ำท่า ( $q_p$ ) สำหรับแผนผังการกระจายแบบ II

**TIME OF CONCENTRATION = 0.1 HOUR**  
Hydrograph Time in Hours

$T_c$	11.0	11.5	11.7	11.8	11.9	12.0	12.1	12.2	12.3	12.4	12.5	12.6	12.7	12.8	12.9	13.0	13.2	13.5	14.0	15.0	16.0	18.0	20.0	
0	24	51	299	991	156	477	233	152	132	121	111	85	74	70	66	65	52	48	39	33	29	24	18	14
0.25	20	38	66	140	327	626	946	946	564	336	169	137	117	97	83	75	66	52	41	35	30	24	18	14
0.50	15	27	36	43	67	133	288	482	580	543	429	310	222	168	134	110	81	63	47	38	32	26	19	15
0.75	12	20	25	29	34	42	65	125	245	392	496	515	452	360	273	206	127	80	53	42	35	27	19	15
1.00	9	15	19	21	24	28	32	41	63	115	209	328	427	470	491	389	245	121	64	47	38	29	20	16
1.50	6	10	12	13	14	16	17	19	22	25	29	36	56	92	154	236	310	360	133	66	47	33	21	16
2.00	3	6	7	8	9	10	11	12	13	14	16	18	20	23	27	34	74	244	371	162	68	38	23	17
2.50	2	4	4	5	5	6	7	7	8	9	10	11	12	13	15	16	21	41	243	140	48	26	19	14
3.00	1	2	2	3	3	4	4	4	5	5	6	7	7	8	9	10	12	17	50	239	121	74	29	20
3.50	0	1	1	1	1	2	2	2	3	3	4	4	4	5	6	6	7	10	17	59	104	159	111	21
4.00	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	2	2	2	2	3	3	4	5	6	10	18	67	298	39

**TIME OF CONCENTRATION = 0.2 HOUR**  
Hydrograph Time in Hours

$T_c$	11.0	11.5	11.7	11.8	11.9	12.0	12.1	12.2	12.3	12.4	12.5	12.6	12.7	12.8	12.9	13.0	13.2	13.5	14.0	15.0	16.0	18.0	20.0	
0	23	47	208	509	796	641	424	245	170	138	121	104	85	75	71	68	56	49	40	34	29	24	18	14
0.25	18	34	69	91	106	419	603	627	486	341	235	173	138	114	96	83	70	55	43	36	31	25	18	15
0.50	14	24	32	37	50	87	181	311	490	545	497	387	296	219	167	133	92	67	49	39	33	26	19	15
0.75	11	18	23	26	30	36	49	84	161	284	409	491	481	422	340	263	157	89	56	43	36	27	19	15
1.00	9	14	18	20	22	25	29	35	44	79	113	140	147	106	852	427	299	147	69	49	39	29	20	16
1.50	5	9	11	12	13	14	16	18	20	23	26	32	43	67	110	176	330	399	159	72	50	33	22	17
2.00	3	6	7	7	8	9	10	11	12	13	15	16	18	21	24	29	56	192	363	168	75	40	24	18
2.50	2	3	4	5	5	6	6	7	7	8	9	10	11	12	13	15	19	33	200	337	174	51	26	19
3.00	0	2	2	2	3	3	4	4	5	5	6	6	7	8	8	9	11	15	40	203	316	182	29	20
3.50	0	0	1	1	1	2	2	2	2	3	3	4	4	5	5	6	7	9	16	46	300	180	34	22
4.00	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	2	2	2	2	3	3	4	6	9	16	67	298	39	23

ตารางที่ 7.13 (ต่อ)

**TIME OF CONCENTRATION = 0.1 hours**  
Hydrograph Time in Hours

Time	11.0	11.5	11.7	11.8	11.9	12.0	12.1	12.2	12.3	12.4	12.5	12.6	12.7	12.8	12.9	13.0	13.2	13.3	13.5	14.0	14.5	15.0	16.0	18.0	20.0
0	21	63	141	324	506	658	835	1072	1311	1548	1784	2021	2258	2495	2732	2969	3206	3443	3680	3917	4154	4391	4628	4865	5102
0.25	17	31	63	134	214	279	343	407	471	535	599	663	727	791	855	919	983	1047	1111	1175	1239	1303	1367	1431	1495
0.50	13	22	29	34	42	65	124	230	370	479	567	653	739	825	911	997	1083	1169	1255	1341	1427	1513	1599	1685	1771
0.75	10	17	21	24	27	32	41	63	114	203	316	413	517	613	709	805	901	997	1093	1189	1285	1381	1477	1573	1669
1.00	8	13	16	18	20	23	26	31	40	60	103	176	269	358	415	426	344	182	77	51	31	21	11	30	80
1.50	5	8	10	11	12	13	15	16	18	21	24	28	36	52	82	132	272	382	192	81	52	34	22	17	18
2.00	3	5	6	7	8	9	10	11	12	14	15	17	19	21	25	44	151	351	198	85	61	41	24	18	19
2.50	1	3	4	4	5	5	6	7	8	9	10	11	12	14	17	28	162	328	200	54	27	19	13	10	11
3.00	0	1	2	2	3	3	4	4	5	6	7	8	9	10	14	33	169	309	94	30	20	14	10	7	8
3.50	0	0	1	1	1	2	2	2	3	3	4	4	5	6	9	14	38	172	294	33	22	16	12	9	10
4.00	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	2	2	2	3	3	4	5	9	15	43	281	42	24	18	14

**TIME OF CONCENTRATION = 0.1 hours**  
Hydrograph Time in Hours

Time	11.0	11.5	11.7	11.8	11.9	12.0	12.1	12.2	12.3	12.4	12.5	12.6	12.7	12.8	12.9	13.0	13.2	13.3	13.5	14.0	14.5	15.0	16.0	18.0	20.0
0	20	39	103	224	419	558	775	1051	1311	1547	1784	2021	2258	2495	2732	2969	3206	3443	3680	3917	4154	4391	4628	4865	5102
0.25	15	28	38	54	98	196	343	467	568	644	700	795	880	955	1020	1075	1130	1185	1240	1295	1350	1405	1460	1515	1570
0.50	12	20	26	30	37	53	92	172	286	395	462	453	402	332	266	211	137	84	54	42	35	27	19	15	15
0.75	10	16	19	22	25	29	36	51	85	150	242	338	407	459	406	356	241	128	65	47	38	29	20	16	16
1.00	8	12	15	17	19	21	24	28	34	49	78	132	208	292	362	403	368	220	88	55	42	30	21	16	16
1.50	5	8	9	10	11	12	14	15	17	19	22	25	31	43	65	102	220	365	284	93	56	35	22	17	17
2.00	3	5	6	6	7	8	9	9	10	11	13	14	16	17	20	23	37	119	338	225	99	63	44	10	10
2.50	1	3	3	4	4	5	6	6	7	8	9	10	11	12	13	16	25	85	132	117	82	50	27	19	19
3.00	0	1	2	2	2	3	3	3	4	4	5	5	6	7	8	10	13	28	148	300	107	61	31	21	21
3.50	0	0	1	1	1	1	2	2	2	3	3	3	4	4	5	6	8	13	38	146	286	96	48	28	28
4.00	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	2	2	2	3	3	4	5	8	14	36	87	44	24	24

07574M 7.13 (WB)

**TIME OF CONCENTRATION = 0.5 HOUR**  
Hydrograph time in hours

	11.0	11.5	11.7	11.8	11.9	12.0	12.1	12.2	12.3	12.4	12.5	12.6	12.7	12.8	12.9	13.0	13.2	13.3	13.5	14.0	14.5	15.0	16.0	18.0	20.0
0	18	36	80	166	301	433	496	474	393	309	242	194	158	130	109	94	75	57	43	36	31	27	23	18	13
0.25	15	26	37	52	94	172	277	372	425	424	383	326	270	221	182	150	107	73	49	39	33	26	19	13	15
0.50	12	20	25	30	38	58	102	169	232	327	374	385	366	329	285	241	169	103	59	44	36	27	19	15	15
0.75	9	15	19	22	25	30	41	63	103	162	229	292	335	354	348	323	255	157	77	50	39	29	20	16	16
1.00	7	12	15	17	19	21	25	31	43	66	103	153	210	264	304	327	317	231	109	61	44	31	21	16	16
1.50	5	8	9	10	11	12	14	15	17	20	24	31	43	63	92	129	214	295	224	115	65	36	23	17	17
2.00	2	5	6	6	7	8	9	10	11	12	13	14	16	19	23	30	50	143	271	216	120	66	37	18	18
2.50	1	3	3	4	4	5	5	6	7	7	8	9	10	11	12	14	18	39	150	253	209	71	26	19	19
3.00	0	1	2	2	2	3	3	4	4	4	5	5	6	7	7	8	10	15	48	154	239	126	32	21	21
3.50	0	0	1	1	1	1	2	2	2	2	3	3	4	4	5	5	6	8	16	56	153	227	38	23	23
4.00	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	3	4	5	9	19	63	217	54	25	25

**TIME OF CONCENTRATION = 0.75 HOUR**  
Hydrograph time in hours

	11.0	11.5	11.7	11.8	11.9	12.0	12.1	12.2	12.3	12.4	12.5	12.6	12.7	12.8	12.9	13.0	13.2	13.3	13.5	14.0	14.5	15.0	16.0	18.0	20.0
0	15	29	57	98	163	248	329	375	388	369	325	276	232	195	165	142	107	76	51	39	33	26	19	13	13
0.25	12	21	29	39	61	100	158	227	291	336	355	348	321	285	247	212	156	103	62	44	36	27	19	13	13
0.50	10	16	21	24	29	41	63	100	150	208	263	305	327	329	314	288	226	147	79	52	40	29	20	16	16
0.75	8	13	16	18	20	24	30	43	65	98	142	192	239	278	303	311	266	168	107	63	45	31	21	16	16
1.00	6	10	13	14	15	17	20	24	31	44	65	95	134	177	220	256	294	264	149	81	53	33	21	16	16
1.50	4	6	8	9	10	11	12	13	14	16	19	23	31	42	60	83	117	269	248	132	85	40	23	17	17
2.00	2	4	5	5	6	7	7	8	9	10	11	12	14	16	18	23	39	97	271	235	133	56	26	19	19
2.50	1	2	3	3	4	4	5	5	5	6	7	7	8	9	10	11	13	28	107	218	236	91	29	20	20
3.00	0	1	1	2	2	2	3	3	3	4	4	5	5	6	6	7	8	12	33	113	225	153	34	22	22
3.50	0	0	1	1	1	1	1	1	2	2	2	3	3	3	4	4	5	7	13	39	117	215	44	24	24
4.00	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	3	4	7	15	45	207	63	26

การวาง 7.13 (ต่อ)

**TIME OF CONCENTRATION = 1.0 HOUR**  
Hydrograph Time in Hours

T <sub>h</sub>	11.0	11.5	11.7	11.8	11.9	12.0	12.1	12.2	12.3	12.4	12.5	12.6	12.7	12.8	13.0	13.2	13.5	14.0	15.5	16.0	18.0	20.0		
0	13	24	45	66	107	155	211	278	301	313	316	301	277	247	217	188	146	102	64	36	27	19	15	
0.25	10	18	24	32	45	60	102	146	193	230	272	293	299	293	252	200	139	81	54	41	29	20	16	
0.50	6	14	17	20	24	32	46	68	99	136	178	219	251	274	284	254	187	105	65	47	31	21	16	
0.75	7	11	13	15	17	20	25	33	46	67	94	128	165	202	233	256	273	236	140	82	55	33	21	16
1.00	5	9	11	12	13	15	17	20	25	33	46	65	90	121	154	187	240	262	183	107	66	37	22	17
1.50	3	5	7	7	8	9	10	11	12	14	16	19	24	31	43	58	103	105	244	181	110	68	24	18
2.00	2	3	4	4	5	6	6	7	8	8	9	10	11	13	15	18	29	69	182	230	178	70	27	19
2.50	1	2	2	3	3	3	4	4	5	5	6	6	7	8	9	10	12	21	77	178	219	114	31	21
3.00	0	1	1	1	1	2	2	2	3	3	3	4	4	5	6	7	10	25	83	210	172	39	22	22
3.50	0	0	0	0	1	1	1	1	1	2	2	2	2	3	3	4	6	11	29	88	202	52	25	25
4.00	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	2	2	4	6	12	33	195	77	28	28

**TIME OF CONCENTRATION = 1.25 HOUR**  
Hydrograph Time in Hours

T <sub>h</sub>	11.0	11.5	11.7	11.8	11.9	12.0	12.1	12.2	12.3	12.4	12.5	12.6	12.7	12.8	13.0	13.2	13.5	14.0	15.5	16.0	18.0	20.0		
0	11	21	37	51	79	107	147	187	219	249	264	271	267	256	241	219	177	128	81	56	42	29	20	16
0.25	9	15	21	27	36	53	74	103	137	172	205	231	249	259	253	223	167	102	67	48	31	21	16	16
0.50	7	12	15	17	21	27	37	51	72	98	128	160	190	216	235	247	231	209	138	82	54	34	21	16
0.75	6	9	12	13	15	17	21	27	36	50	69	93	120	149	177	202	235	242	165	103	67	38	22	17
1.00	4	7	9	10	11	13	14	17	21	27	36	49	66	88	113	139	190	236	200	130	83	43	23	17
1.50	3	5	6	6	7	8	8	9	10	12	14	16	20	25	33	44	76	142	223	195	111	58	26	18
2.00	2	3	3	3	4	5	5	6	6	7	8	9	10	11	13	15	24	52	143	212	169	86	29	20
2.50	1	1	2	2	2	3	3	3	4	4	5	5	6	7	8	10	17	58	201	132	55	21	21	
3.00	0	1	1	1	1	2	2	2	2	3	3	3	4	4	5	6	9	20	64	143	196	85	23	
3.50	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	2	2	2	2	3	4	5	9	23	68	190	62	26	
4.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	2	3	5	10	26	184	91	30	

7177N 7.13 (718)

**TIME OF CONCENTRATION - 1.5 hours**  
Hydrograph Time in Hours

	11.0	11.5	11.7	11.8	11.9	12.0	12.1	12.2	12.3	12.4	12.5	12.6	12.7	12.8	12.9	13.0	13.2	13.3	13.5	14.0	14.5	15.0	16.0	18.0	20.0
0	10	18	31	42	57	81	105	133	164	192	209	227	235	236	236	225	201	153	99	60	50	50	32	20	16
0.25	8	13	17	22	30	41	57	76	99	125	153	178	199	215	225	230	224	188	122	82	58	36	21	16	
0.50	6	10	13	15	18	22	30	40	54	72	94	118	143	167	188	204	224	214	152	99	68	39	22	17	
0.75	5	8	10	11	13	15	18	22	29	39	52	69	89	111	134	157	194	219	182	122	82	44	23	17	
1.00	4	6	8	9	10	11	12	14	17	22	29	38	50	66	84	105	148	198	214	150	100	50	24	18	
1.50	2	4	5	5	6	7	7	8	9	10	12	14	17	21	26	34	58	109	191	204	149	70	28	19	
2.00	1	2	3	3	4	4	4	5	5	6	7	8	10	11	13	19	40	112	184	197	102	33	20		
2.50	0	1	1	2	2	2	3	3	3	4	4	5	5	6	6	7	9	14	45	114	190	147	40	22	
3.00	0	0	1	1	1	1	1	1	2	2	2	3	3	3	4	4	5	7	16	49	115	184	53	25	
3.50	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	3	4	8	18	53	178	74	28	
4.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	2	2	4	8	21	174	104	34	

**TIME OF CONCENTRATION - 2.0 hours**  
Hydrograph Time in Hours

	11.0	11.5	11.7	11.8	11.9	12.0	12.1	12.2	12.3	12.4	12.5	12.6	12.7	12.8	12.9	13.0	13.2	13.3	13.5	14.0	14.5	15.0	16.0	18.0	20.0
0	7	14	22	30	38	49	64	80	95	114	133	152	165	175	184	192	190	176	129	93	64	41	23	17	
0.25	6	10	13	17	22	28	37	47	61	75	91	108	126	143	157	168	185	189	133	109	79	46	24	17	
0.50	5	8	10	11	13	17	21	27	35	45	57	71	86	103	119	135	162	186	172	129	92	52	26	18	
0.75	4	6	8	8	10	11	13	16	21	26	34	43	55	67	82	97	129	166	183	149	109	59	27	18	
1.00	3	5	6	7	7	8	9	11	13	16	20	26	33	42	52	64	92	136	180	167	127	66	29	19	
1.50	1	3	3	4	4	5	5	6	7	8	9	10	12	15	18	23	37	68	135	175	163	93	34	21	
2.00	1	1	2	2	3	3	3	4	4	5	5	6	6	7	8	10	14	26	71	133	170	127	42	23	
2.50	0	1	1	1	1	2	2	2	2	3	3	3	4	4	5	5	7	11	29	74	132	166	53	26	
3.00	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	3	3	4	5	12	32	76	162	71	30	
3.50	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	6	13	35	154	93	35	
4.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	2	3	6	14	80	155	43	

4. กำหนดหาปริมาณการไหลเป็น ลบ.ฟุตต่อวินาที  $Q_p$  ที่เวลาต่าง ๆ จากสมการ

$$Q_p = q_p A Q$$

5. รวมปริมาณการไหล  $Q_p$  ที่ทางออกของกลุ่มน้ำใหญ่ซึ่งเกิดจากฝนตกลงในลุ่มน้ำย่อยแต่ละแห่งเข้าด้วยกัน ระวังว่าปริมาณการไหลที่จะรวมเข้าด้วยกันจะต้องมีเวลาตรงกัน

ตัวอย่างที่ 7.9 ลุ่มน้ำแห่งหนึ่งมีพื้นที่ 1.1 ตร.ไมล์ แบ่งออกเป็น 2 ลุ่มน้ำย่อยซึ่งมีข้อมูลดังนี้

ข้อมูล	ลุ่มน้ำย่อยตอนบน	ลุ่มน้ำย่อยตอนล่าง
พื้นที่ระบายน้ำ, A (ตร.ไมล์)	0.60	0.5
เวลาน้ำท่าสูงสุด, $t_c$ (ชม.)	2.0	1.5
เวลาเดินทางของน้ำ, $T_t$ (ชม.)	1.0	-
CN	70	75

สมมติปริมาณฝนเท่ากับ 7.0 นิ้ว จงหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดโดยวิธีการางของ

SCS-TR55

### วิธีทำ

- หาปริมาณน้ำท่าจากรูปที่ 7.12

#### ลุ่มน้ำตอนบน

$$P = 7 \text{ นิ้ว และ } CN = 70$$

$$\text{จะได้ } Q = 3.6 \text{ นิ้ว}$$

#### ลุ่มน้ำตอนล่าง

$$P = 7 \text{ นิ้ว และ } CN = 75$$

$$\text{จะได้ } Q = 4.1 \text{ นิ้ว}$$

- หาปริมาณการไหล (ลบ.ฟุต/วินาที/ตร.ไมล์/นิ้ว) ที่ทางออกของกลุ่มน้ำย่อยตอนล่างที่เวลาต่าง ๆ เนื่องจากฝนที่ตกลงบนลุ่มน้ำย่อยตอนบนจากตารางที่ 7.13 คูณปริมาณการ



ไหล (ลบ.ฟุต/วินาที/คร.ไมล์/นิ้ว) ด้วยพื้นที่ของลุ่มน้ำย่อยตอนบน และปริมาณน้ำท่าของลุ่มน้ำย่อยตอนบนที่คำนวณได้จากข้อ 1 ผลการคำนวณอยู่ในตารางในข้อ 4

3. หาปริมาณการไหลที่ทางออกของลุ่มน้ำย่อยตอนล่างเนื่องจากฝนที่ตกลงในลุ่มน้ำย่อยตอนล่างในทำนองเดียวกับข้อ 2 ใส่ผลการคำนวณในตารางในข้อ 4

4. รวมปริมาณการไหลจากลุ่มน้ำทั้งสองที่เกิดขึ้นในเวลาเดียวกันเข้าด้วยกัน คำนวณแสดงในตารางข้างล่าง

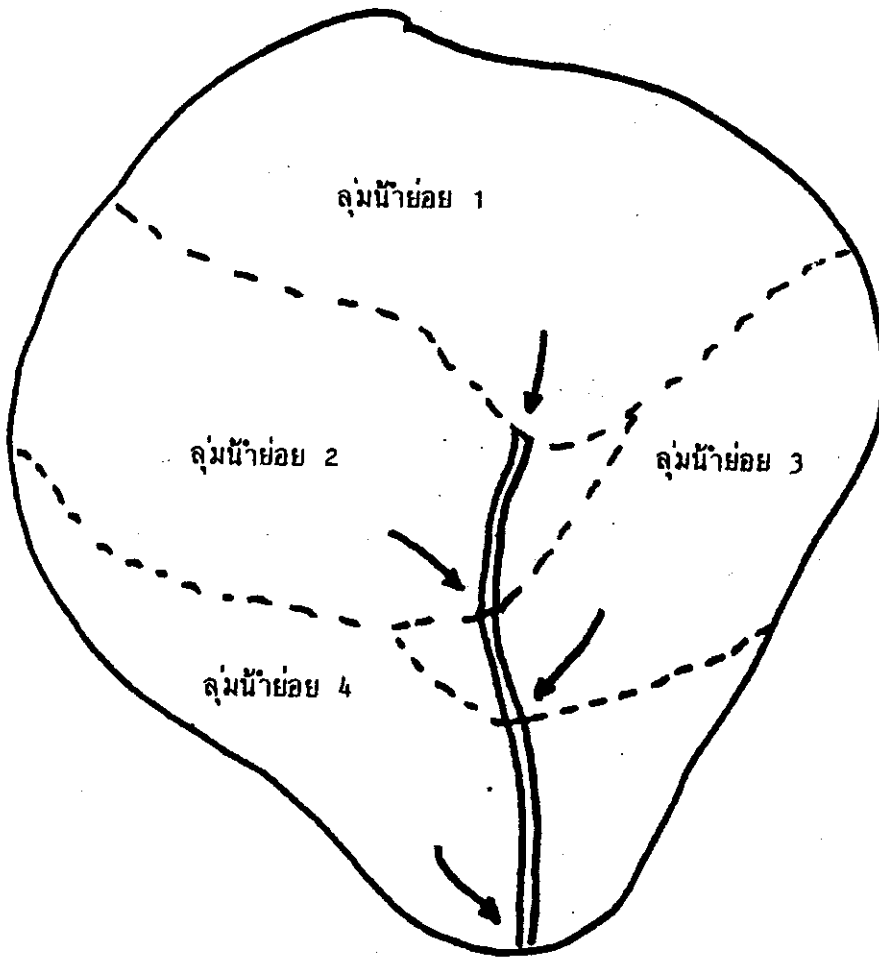
ปริมาณการไหลที่ทางออกของลุ่มน้ำย่อยตอนล่าง ลบ.ฟุต/วินาที

$$Q_p = q_p A Q$$

ลุ่มน้ำย่อย	เวลาจากฝนเริ่มตก (ชม.)				
	12.8	13.0	13.2	13.5	14.0
ตอนบน	42(0.6)(3.6) = 91	64(0.6)(3.6) = 138	92(0.6)(3.6) = 199	136(0.6)(3.6) = 294	180(0.6)(3.6) = 398
ตอนล่าง	236(0.5)(4.1) = 484	225(0.5)(4.1) = 461	201(0.5)(4.1) = 412	153(0.5)(4.1) = 314	99(0.5)(4.1) = 203
รวม	575	599	611*	608	592

5. จากตารางในข้อ 4 จะเห็นว่าปริมาณน้ำท่าวมสูงสุดคือ 611 ลบ.ฟุต/วินาที ซึ่งเกิดขึ้นที่เวลา 13.2 ชั่วโมง นับจากเริ่มตก

ตัวอย่างที่ 7.10 ลุ่มน้ำในรูปที่ 7.17 แบ่งออกเป็น 4 ลุ่มน้ำย่อย แต่ละลุ่มน้ำมีลักษณะดินและการใช้ที่ดินคล้าย ๆ กัน คุณสมบัติที่เกี่ยวข้องของลุ่มน้ำย่อยแต่ละแห่งมีดังนี้.-



รูปที่ 7.17 ลุ่มน้ำของตัวอย่างที่ 7.10

ลุ่มน้ำย่อย	พื้นที่ระบายน้ำ A (ตร. ไมล์)	$t_c$ (ชม.)	CN	เวลาเดินทาง ของน้ำ $T_t$ (ชม.)
1	0.40	2.0	67	2.0
2	0.25	1.5	71	1.25
3	0.20	1.0	75	1.0
4	0.30	1.25	81	0.0

สมมติว่า ปริมาณฝนเท่ากับ 7 นิ้ว จงหาปริมาณน้ำที่ท่วมสูงสุดที่ทางออกของลุ่มน้ำ

วิธีทำ

1. หาปริมาณน้ำท่าของกลุ่มน้ำย่อยแต่ละแห่ง จากรูปที่ 7.12

ลุ่มน้ำย่อย	P (นิ้ว)	CN	Q (นิ้ว)
1	7	67	3.3
2	7	71	3.7
3	7	75	4.1
4	7	81	4.8

2. หาปริมาณการไหลเป็น ลบ.ฟุต/วินาที/ตร.ไมล์/นิ้ว ( $q_p$ ) ที่เวลาต่าง ๆ จาก 12.6 ถึง 15 ชั่วโมง หลังจากฝนเริ่มตก สำหรับลุ่มน้ำย่อยต่าง ๆ จากตารางที่ 7.13 และคำนวณหาค่า  $Q_p$  จากสูตร

$$Q_p = q_p A Q$$

ค่า  $Q_p$  ของลุ่มน้ำย่อย 1 ถึง 4 อยู่ในตารางในข้อ 3

3. รวม  $Q_p$  ของลุ่มน้ำย่อยที่เวลาต่าง ๆ เข้าด้วยกัน ดังแสดงในตารางต่อไปนี้

$Q_p$  (ลบ.ฟุต/วินาที)

ลุ่มน้ำย่อย	เวลานับจากฝนเริ่มตก (ชม.)							
	12.6	12.8	13.0	13.2	13.5	14.0	14.5	15.0
1	8	9	13	18	34	94	176	224
2	24	40	64	95	141	186	163	115
3	53	99	153	197	215	150	88	54
4	390	369	315	255	184	117	81	60
ผลรวม	475	517	545	565	574*	547	508	453

4. ปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่ทางออกของกลุ่มน้ำมีค่าเท่ากับ 574 ลบ.ฟุต/วินาที  
ที่เวลา 13.5 ชั่วโมง

7.8 วิธีเอ็มไพริกัล (Empirical Methods)

ได้มีผู้พยายามพัฒนาสูตรเอ็มไพริกัลขึ้นมามากมายเพื่อใช้ในการหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดจากคุณสมบัติทางกายภาพของกลุ่มน้ำและฝน ซึ่งการสร้างสูตรเอ็มไพริกัลดังกล่าวปกติจะใช้วิธีการวิเคราะห์ความถี่ของการเกิดน้ำท่วม (Flood Frequency Analysis) ประกอบกับการวิเคราะห์แบบรีเกรสชันเชิงซ้อน (Multiple regression) สูตรที่ได้จะสามารถนำมาใช้หาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดในบริเวณที่ไม่มีสถานีวัดน้ำท่าได้ ต่อไปนี้จะกล่าวถึงเฉพาะสูตรที่น่าสนใจและนำมาใช้เป็นแนวทางสำหรับการศึกษาในประเทศไทย

7.8.1 สูตรของ Davis (1975)

เควิสได้พัฒนาสูตรขึ้นมาใช้หาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่รอบปีการเกิดซ้ำต่าง ๆ จากคุณสมบัติของกลุ่มน้ำและฝน สำหรับกลุ่มน้ำขนาดเล็กในสหรัฐอเมริกา สหรัฐอเมริกา

(1) สำหรับกลุ่มน้ำที่มีขนาด 15 ถึง 100 ตารางไมล์

$$Q_{T_r} = a A^b H^c D^d C^e \dots\dots\dots (7.23)$$

เมื่อ

- $Q_{T_r}$  = ปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่รอบปีการเกิดซ้ำ  $T_r$  เป็น ลบ.ฟุต/วินาที
- A = พื้นที่ลุ่มน้ำ เป็น ตร.ไมล์
- H = ระดับต่างระหว่างจุดสูงสุดและต่ำสุดของกลุ่มน้ำ (Watershed Relief) เป็นฟุต
- D = ความหนาแน่นของลำน้ำ (Drainage density) เป็นไมล์/ตร.ไมล์
- C = สัมประสิทธิ์น้ำท่า (Runoff Coefficient)
- a, b, c, d, e = ค่าสัมประสิทธิ์ของสมการซึ่งขึ้นอยู่กับค่ารอบปีการเกิดซ้ำ  $T_r$  ดังแสดงในตารางที่ 7.14

ตารางที่ 7.14 สัมประสิทธิ์ของสมการที่ 7.23

$T_r$ (ปี)	a	b	c	d	e
10	38.5	0.529	0.309	0.803	1.60
25	50.7	0.508	0.289	0.888	1.66
50	59.6	0.494	0.281	0.949	1.70
100	70.6	0.484	0.270	1.002	1.74

(2) สำหรับลุ่มน้ำที่มีขนาดมากกว่า 200 ตารางไมล์

$$Q_{T_r} = a A^b s^c L^d P^e \dots\dots\dots (7.24)$$

เมื่อ

$Q_{T_r}$  และ A มีความหมายเหมือนเดิม

s = ความลาดเทของลำน้ำ (Channel Slope) เป็น ฟุต/ไมล์

L = ความยาวของลำน้ำสายใหญ่ เป็นไมล์

P = ปริมาณฝน เป็นนิ้ว

a, b, c, d และ e = สัมประสิทธิ์ของสมการซึ่งขึ้นอยู่กับ  $T_r$   
 ดังตารางที่ 7.15

ตารางที่ 7.15 สัมประสิทธิ์ของสมการที่ 7.24

$T_r$	a	b	c	d	e
10	1.19	0.678	0.815	0.393	1.037
25	1.16	0.654	0.841	0.443	1.103
50	1.12	0.632	0.858	0.489	1.153
100	1.06	0.620	0.876	0.521	1.198

ถ้าพื้นที่อยู่ระหว่าง 100-200 ตร.ไมล์ ให้ใช้วิธีการ Interpolate  
ค่าที่ได้จากสมการ 7.23 และ 7.24 ตามสัดส่วนของพื้นที่

ตัวอย่างที่ 7.11 จงหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดในรอบ 50 ปี ของแม่น้ำอัลล์ ตรงจุดตัดทางหลวงใน  
มลรัฐอินเดียน่า ซึ่งไม่มีสถานีวัดน้ำ ให้ใช้วิธีของ Davis (1975)

วิธีทำ

1. จากการศึกษาลุ่มน้ำอัลล์ในแผนที่ภูมิประเทศ ได้ข้อมูลดังนี้

$$A = 284 \text{ ตร.ไมล์}$$

$$s = 1.9 \text{ ฟุต/ไมล์}$$

$$L = 28.8 \text{ ไมล์}$$

2. เนื่องจาก A มากกว่า 200 ตร.ไมล์ ใช้สมการที่ 7.24 และจาก  
ตารางที่ 7.15 จะได้ว่า

$$Q_{50} = 1.12A^{0.632} s^{0.858} L^{0.489} p^{1.153}$$

3. สมมติว่าปริมาณฝน  $p = 7.0$  นิ้ว

$$4. \quad Q_{50} = 1.12(284)^{0.632} (19)^{0.858} (28.8)^{0.489} (7.0)^{1.153}$$

$$= 3365 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที}$$

7.8.2 สูตรของ Lowham (1976)

Lowham ได้ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่รอบเวรการ  
เกิดซ้ำต่าง ๆ กับคุณสมบัติของลุ่มน้ำในมลรัฐไวโอมิ่ง ซึ่งปรากฏว่ามีเพียงขนาดพื้นที่ลุ่มน้ำเท่านั้นที่  
เป็นตัวแปรที่สำคัญต่อปริมาณน้ำท่วมสูงสุด สูตรของ Lowham คือ

$$Q_{T_r} = a A^b \dots\dots\dots (7.25)$$

เมื่อ

$Q_{T_r}$  = ปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่รอบปีการเกิดซ้ำ  $T_r$  เป็น ลบ.ฟุต/วินาที

A = พื้นที่ลุ่มน้ำ เป็น ตร.ไมล์

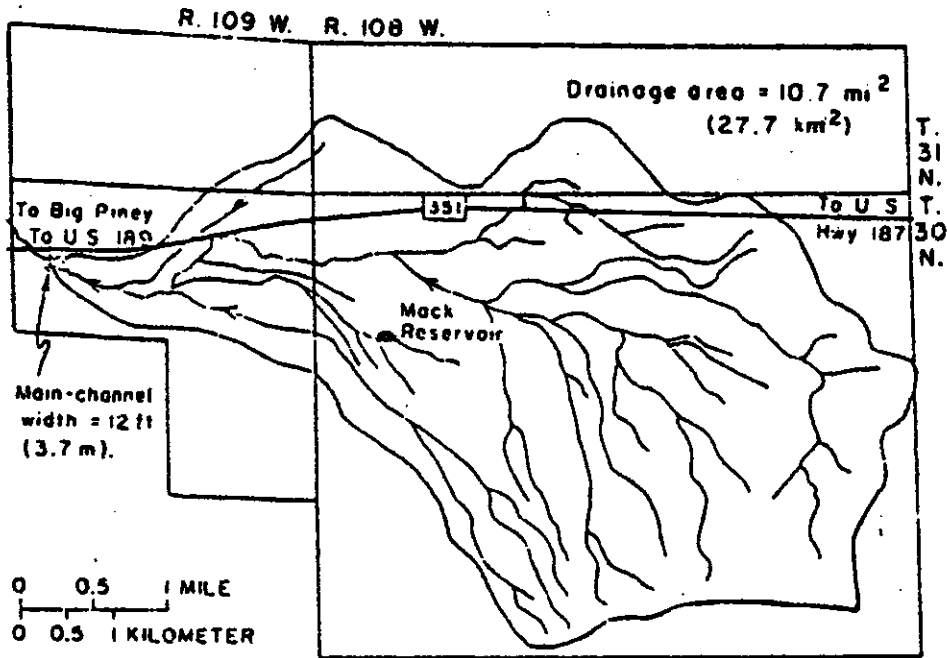
a และ b = สัมประสิทธิ์ของสมการ ซึ่งขึ้นอยู่กับ  $T_r$  และสภาพภูมิประเทศ  
และสภาพฝนดังตารางที่ 7.16

ตารางที่ 7.16 ค่าสัมประสิทธิ์ของสมการที่ 7.25

สภาพภูมิประเทศและฝน	รอบปีการเกิดซ้ำ $T_r$	a	b
พื้นที่ราบ และพายุฝน (Rain-storm) เป็นสาเหตุของน้ำท่วม	2	56.8	0.38
	5	146	0.35
	10	239	0.34
	25	406	0.33
	50	572	0.32
	100	779	0.31
พื้นที่ราบแต่อยู่ภายใต้อิทธิพลของเขตภูเขาและพายุฝนฟ้าคะนอง (Thunder storm) เป็นสาเหตุของน้ำท่วม	2	93.8	0.36
	5	252	0.36
	10	425	0.37
	25	742	0.37
	50	1,070	0.37
	100	1,480	0.37

สมการของ Lowham สามารถใช้ได้กับลุ่มน้ำขนาด 5 ถึง 5,300 ตร.ไมล์ (13 - 13,700 ตร.กม.)

ตัวอย่างที่ 7.12 ต้องการสร้างท่อลอดถนนในลำน้ำสายหนึ่งตัดผ่านถนนสาย 351 ในมลรัฐไวโอมิ่ง ดังแสดงในรูปที่ 7.18 ลำน้ำดังกล่าวไม่มีสถานีวัดน้ำ (Ungaged Stream) และอยู่ในบริเวณที่ราบ ซึ่งลักษณะน้ำท่วมเกิดจากพายุฝน จงหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่รอบปีการเกิดซ้ำ 2, 5, 10, 25, 50 และ 100 ปี



รูปที่ 7.18 แผนที่ลำน้ำสาขาของแม่น้ำ New Fork มลรัฐไอโอมิ่ง (Lowham, 1976)

วิธีทำ

1. หาพื้นที่ลุ่มน้ำจากแผนที่

$$A = 10.7 \text{ ตร. ไมล์}$$

2. กำหนดหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดจากสมการที่ 7.25 โดยใช้สัมประสิทธิ์

จากตารางที่ 7.16

$Q_2$	=	$5.68 (10.7)^{0.38}$	=	140	ลบ. ชุด/วินาที
$Q_5$	=	$146 (10.7)^{0.35}$	=	335	"
$Q_{10}$	=	$239 (10.7)^{0.34}$	=	535	"
$Q_{25}$	=	$406 (10.7)^{0.33}$	=	888	"
$Q_{50}$	=	$572 (10.7)^{0.32}$	=	1,221	"
$Q_{100}$	=	$779 (10.7)^{0.31}$	=	1,624	"



7.8.3 สูตรของ McCain และ Jarrett (1976)

McCain และ Jarrett ได้ศึกษาการหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดในมลรัฐโคโลราโด โดยการแบ่งรัฐโคโลราโดออกเป็น 4 เขต ตามลักษณะการเกิดน้ำท่วมคือ

- เขต 1 : พื้นที่ราบซึ่งปริมาณน้ำท่วมสูงสุดเกิดจากพายุฝนที่มีความเข้มสูง และมีช่วงระยะเวลาสั้น
- เขต 2 : บริเวณภูเขา ซึ่งน้ำท่วมเกิดจากหิมะละลาย
- เขต 3 : ที่ราบสูงภาคเหนือ ซึ่งน้ำท่วมเกิดจากพายุฝนฟ้าคะนอง
- เขต 4 : ที่ราบสูงภาคใต้ ซึ่งน้ำท่วมเกิดจากพายุฝนที่มีความเข้มสูง

McCain และ Jarrett เสนอวิธีการหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุด 2 แบบคือ

แผนที่ 1 : ถ้ามีสถานีวัดน้ำในลำน้ำเดียวกันใกล้จุดที่ต้องการ

$$Q_{T_r} = \left[ \frac{A}{A_g} \right]^b Q_{G_{T_r}} \dots\dots\dots (7.26)$$

เมื่อ

- $Q_{T_r}$  = ปริมาณน้ำท่วมสูงสุดซึ่งมีรอบปีการเกิดซ้ำ  $T_r$
- $Q_{G_{T_r}}$  = ปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่สถานีวัดน้ำซึ่งมีรอบปีการเกิดซ้ำ  $T_r$
- $A$  = พื้นที่ลุ่มน้ำ
- $A_g$  = พื้นที่ลุ่มน้ำของสถานีวัดน้ำ
- $b$  = ค่าสัมประสิทธิ์ซึ่งขึ้นอยู่กับเขตน้ำท่วมต่าง ๆ ดังแสดงในตารางที่ 7.17

สมการที่ 7.26 ใช้ได้กับอัตราส่วน  $A/A_g$  ระหว่าง 0.5 ถึง 2.0

ตารางที่ 7.17 ค่าสัมประสิทธิ์ b ของสมการที่ 7.26

เขื่อนที่ท่วม (Flood Region)	b
1. ที่ราบ	0.48
2. ภูเขา	0.79
3. ที่ราบสูงภาคเหนือ	0.50
4. ที่ราบสูงภาคใต้	0.71

แบบที่ 2 : ถ้าไม่มีสถานีวัดน้ำในลำน้ำ

สำหรับเขต 1

$$Q_{T_r} = a A^b S_B^c \dots\dots\dots (7.27)$$

เมื่อ

$Q_{T_r}$  = ปริมาณน้ำท่วมที่รอบปีการเกิดซ้ำ  $T_r$  เป็น ลบ.ฟุต/วินาที

A = พื้นที่ลุ่มน้ำ เป็น ตร.ไมล์

$S_B$  = ความลาดเทตามลำน้ำสายใหญ่ระหว่างจุด 10 % และ 85 %  
ของความยาวลำน้ำ เป็น ฟุต/ไมล์

a, b, c = สัมประสิทธิ์ของสมการ ซึ่งขึ้นอยู่กับ  $T_r$   
ทั้งแสดงในตารางที่ 7.18

ตารางที่ 7.18 สัมประสิทธิ์ a, b, c ของสมการที่ 7.27

$T_r$	a	b	c
10	144	0.528	0.336
50	891	0.482	0.154
100	1,770	0.463	0.086
500	5,770	0.432	0.

สำหรับเขต 2 และ 3

$$Q_{T_r} = a A^b P^c \dots\dots\dots (7.28)$$

เมื่อ

$Q_{T_r}$  และ A มีความหมายเหมือนสมการที่ 7.27

P = ปริมาณฝนเฉลี่ยประจำปี เป็นนิ้ว

a, b, c = สัมประสิทธิ์ของสมการซึ่งขึ้นอยู่กับ  $T_r$  และ เขตน้ำท่วม  
 ดังแสดงในตารางที่ 7.19

ตารางที่ 7.19 ค่าสัมประสิทธิ์ a, b และ c ของสมการที่ 7.28

เขตน้ำท่วม	$T_r$	a	b	c
2. ภูเขา	10	0.12	0.815	1.592
	50	0.91	0.795	1.110
	100	1.88	0.787	0.932
	500	8.70	0.766	0.560
3. ที่ราบสูงภาคเหนือ	10	11.0	0.552	0.706
	50	70.5	0.509	0.289
	100	135.	0.494	0.143
	500	293	0.469	0.

สำหรับเขต 4

$$Q_{T_r} = a A^b \dots\dots\dots (7.29)$$

เมื่อ

$Q_{T_r}$  และ A มีความหมายเหมือนสมการที่ 7.27

a, b = ค่าสัมประสิทธิ์ซึ่งขึ้นอยู่กับ  $T_r$  ดังแสดงในตารางที่ 7.20

ตารางที่ 7.20 ค่าสัมประสิทธิ์ a, b ของสมการที่ 7.29

$T_r$	a	b
10	59.7	0.709
50	89.1	0.709
100	103	0.710
500	137	0.713

ตัวอย่างที่ 7.13 จงหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดในรอบ 50 ปี ของลำห้วยเขอริรี ที่ทางหลวงหมายเลข 83 รัฐโคโลราโด ทางด้านท้ายน้ำในลำห้วยนี้มีสถานีวัดน้ำ 06712000 ซึ่งมีข้อมูลน้ำท่วม

วิธีทำ

1. จากแผนที่ภูมิประเทศ

$$A = 132 \text{ ตร.ไมล์}$$

$$A_g = 169 \text{ ตร.ไมล์}$$

$$\frac{A}{A_g} = \frac{132}{169} = 0.78$$

แสดงว่าใช้สมการที่ 7.26 ได้

2. จากผลการวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วมของข้อมูลจากสถานีวัดน้ำ พบว่า

$$Q_{g50} = 13,100 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที}$$

3. ลุ่มน้ำอยู่ในเขตน้ำท่วมที่ 1 (ที่ราบ) ซึ่งจากตารางที่ 7.17

$$b = 0.48$$

$$\begin{aligned} 4. \quad Q_{50} &= \left(\frac{A}{A_g}\right)^{0.48} Q_{g50} \\ &= (0.78)^{0.48} (13,100) = 11,630 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที} \end{aligned}$$

ตัวอย่างที่ 7.14 จงหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดในรอบ 100 ปี ของลำห้วย Hay Gulch ตรงจุดตัดกับถนนซอย ซึ่งอยู่ 11.6 ไมล์ ทางด้านตะวันออกของ Parker (ละติจูด 39° 30' 46" และลองจิจูด 104° 32' 32") ไม่มีสถานีวัดน้ำในบริเวณใกล้เคียง

วิธีทำ

1. จุดที่ต้องการหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดอยู่ในเซกต์ว่มที่ 1 (ที่ราบ) จากสมการที่ 7.27

$$Q_{100} = 1,770 A^{0.463} S_B^{0.086}$$

2. จากแผนที่ภูมิประเทศ

$$A = 9.0 \text{ ตร. ไมล์}$$

$$L = 6.8 \text{ ไมล์}$$

ระดับที่ 0.85 L (0.85 × 6.8 = 5.8 ไมล์)

$$\text{ทางด้านเหนือ} = 6400 \text{ ฟุต}$$

ระดับที่ 0.1 L (0.1 × 6.8 = 0.68 ไมล์)

$$\text{ทางด้านเหนือ} = 6075 \text{ ฟุต}$$

$$S_B = \frac{6400 - 6075}{5.8 - 0.68}$$

$$= 64 \text{ ฟุต/ไมล์}$$

$$3. Q_{100} = 1,770 (9.0)^{0.463} (64)^{0.086} = 7,000 \text{ ลบ. ฟุต/วินาที}$$

7.8.4 วิธีการของ Santa Clara Valley District (1969)

วิธีนี้ใช้รีเกรชันเชิงซ้อนหาความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ของฟังก์ชันแจกแจงความน่าจะเป็น (Probability distribution function) ของปริมาณน้ำท่วมสูงสุดกับปริมาณฝน พื้นที่ลุ่มน้ำ Bifurcation ratio และแฟกเตอร์รูปร่างของลุ่มน้ำ การศึกษาสมมติว่าปริมาณน้ำท่วมสูงสุดมีการแจกแจงความเป็นไปได้แบบ log-normal คือ

$$\log Q_{T_r} = \log Q_m + K_{T_r} S \log Q \dots\dots\dots (7.30)$$

เมื่อ

$$Q_{T_r} = \text{ปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่มีรอบปีการเกิดซ้ำ } T_r \text{ เป็น ลบ. ฟุต/วินาที}$$

$Q_m$  = ปริมาณน้ำท่วมสูงสุดเฉลี่ย เป็น ลบ.ฟุต/วินาที

$S_{\log Q}$  = ความเบี่ยงเบนมาตรฐานของ  $\log Q$

$K_{T_r}$  = แฟกเตอร์ความถี่ของการแจกแจงแบบปกติซึ่งหาได้จากตารางพื้นที่ใต้โค้งการแจกแจงแบบปกติทั่ว ๆ ไป

$$Q_m = 1.44 A^{0.759} P^{0.930} R_B^{0.569} S_F^{-0.327} \dots\dots (7.31)$$

$$S_{\log Q} = \log^{-1} [ -V \log Q_m ] \dots\dots\dots (7.32)$$

$$\left(\frac{1}{V}\right) = 6.45 A^{0.195} P^{0.066} R_B^{-0.266} S_F^{0.629} \dots\dots (7.33)$$

เมื่อ

A = พื้นที่ลุ่มน้ำ เป็น ตร.ไมล์

P = ปริมาณฝนประจำปีเฉลี่ย เป็นนิ้ว

$R_B$  = bifurcation ratio ไม่มีหน่วย

$S_F$  = แฟกเตอร์รูปร่างของลุ่มน้ำ ไม่มีหน่วย ซึ่งหมายถึงอัตราส่วนระหว่างระยะทางจากจุดศูนย์กลางถึงทางออกต่อความยาวของลำน้ำสายใหญ่

V = log variant coefficient  $= - \frac{\log S_{\log Q}}{\log Q_m}$

ตัวอย่างที่ 7.15 จงหาปริมาณน้ำท่วมสูงสุดในรอบ 2 และ 100 ปี สำหรับ Corralitos Creek ที่ถนน Foothill ใน Santa Clara County มลรัฐคาลิฟอร์เนีย

วิธีทำ

1. จากแผนที่ภูมิประเทศของลุ่มน้ำ

A = 1.16 ตร.ไมล์

$R_B$  = 5.0

$S_F$  = 0.475

การออกแบบกราฟน้ำท่วม

(Design of Flood Hydrograph)

8.1 บทนำ

ในการออกแบบอาคารชลศาสตร์ขนาดใหญ่ เช่น ทางระบายน้ำสันของเขื่อน จำเป็นที่จะต้องรู้ทั้งปริมาณน้ำท่วมสูงสุด (Flood Peak) ช่วงเวลาที่คลื่นน้ำท่วมคลื่นตัวผ่านอาคาร และปริมาตรน้ำท่วม (Flood Volume) ซึ่งปกติจะอยู่ในรูปของกราฟน้ำท่วม (Flood Hydrograph) ทั้งนี้เพราะขณะที่คลื่นน้ำท่วมคลื่นตัวผ่านอ่างเก็บน้ำ พื้นที่ผิวน้ำในอ่างจะทำหน้าที่ชะลอน้ำท่วม ทำให้ปริมาณน้ำท่วมสูงสุดที่เคลื่อนตัวออกจากอ่าง (Outflow) มีขนาดเล็กลง แต่จะเล็กมากน้อยเพียงใดขึ้นอยู่กับลักษณะของอ่างเก็บน้ำแต่ละอ่าง ถ้าทราบกราฟน้ำท่วมที่เคลื่อนตัวเข้าอ่างเก็บน้ำ จะสามารถนำเอาไปใช้ออกแบบขนาดทางระบายน้ำสันและปริมาตรเก็บกักน้ำส่วนเกิน (Surcharge) ได้ โดยใช้เทคนิคการเคลื่อนตัวของคลื่นน้ำท่วมผ่านอ่างเก็บน้ำ (Reservoir Routing Techniques) ซึ่งรายละเอียดจะหาได้จากหนังสือ "หลักอุทกวิทยา ของ ดร.วีระพล แต่สมบัติ (บทที่ 9)" ในหัวข้อนี้จะกล่าวถึงเฉพาะการออกแบบกราฟน้ำท่วมเท่านั้น

การออกแบบกราฟน้ำท่วมจากข้อมูลน้ำฝน และกราฟน้ำหนึ่งหน่วย (Unit Hydrograph) มีขั้นตอนที่สำคัญดังนี้คือ

1. การออกแบบพายุฝน (Design Storm)
2. การสร้างกราฟน้ำหนึ่งหน่วย (Derivation of Unit Hydrograph)
3. การสร้างกราฟน้ำท่าผิวดิน (Direct Runoff Hydrograph)
4. การประเมิน Base Flow
5. การสร้างกราฟน้ำท่วม (Flood Hydrograph)

8.2 การออกแบบพายุฝน (Design Storm)

ขนาดของพายุฝนที่เลือกจะขึ้นอยู่กับ ช่วงเวลาและรอบปีการเกิดซ้ำที่ต้องการ ซึ่งจะแตกต่างกันไปตามลักษณะของอาคารชลศาสตร์ที่ออกแบบและลักษณะของพายุฝนที่เกิดในแต่ละพื้นที่ หลังจากเลือกช่วงเวลาและรอบปีการเกิดซ้ำได้แล้วก็จะสามารถหาความลึกหรือความเข้มของฝนได้จากกราฟความลึก (ความเข้ม) - ช่วงเวลา - ความถี่ในการเกิดซ้ำได้

การอ่านค่าความลึกฝนจะต้องอ่านที่แต่ละช่วงเวลาเท่ากัน (ซึ่งช่วงเวลานี้ควรจะเท่ากับช่วงเวลาของกราฟน้ำหนึ่งหน่วย) จนกระทั่งเท่ากับช่วงเวลาของพายุฝนที่ออกแบบไว้ ยกตัวอย่างเช่นถ้าช่วงเวลาของพายุฝนที่ออกแบบไว้เท่ากับ 24 ชั่วโมง และช่วงเวลาของกราฟน้ำหนึ่งหน่วยน้ำเท่ากับ 4 ชั่วโมง ก็จะต้องอ่านค่าความลึกน้ำฝนทุก ๆ 4 ชั่วโมง จากชั่วโมงที่ 0 ถึงชั่วโมงที่ 24 จากนั้นจะต้องทำการปรับค่าฝนที่อ่านได้จากกราฟความลึก (ความเข้ม) - ช่วงเวลา - ความถี่ในการเกิดซ้ำด้วยฟังก์ชันลดความเข้มของฝนตามขนาดของพื้นที่ ถ้าพื้นที่ลุ่มน้ำมีขนาดโตกว่า 10 ตร.ไมล์ ตามที่ได้กล่าวถึงไว้แล้วในบทที่ 3

### 8.2.1 การออกแบบไฮเอโทไดกราฟน้ำฝน

(Design of Rainfall Hyetograph)

นำค่าความลึก หรือความเข้มฝนที่ปรับค่าตามขนาดของพื้นที่แล้วไปออกแบบไฮเอโทไดกราฟ (Hyetograph) ตามวิธีที่กล่าวไว้ในหัวข้อ 6.4 บทที่ 6 เช่น วิธีสลับบล็อก

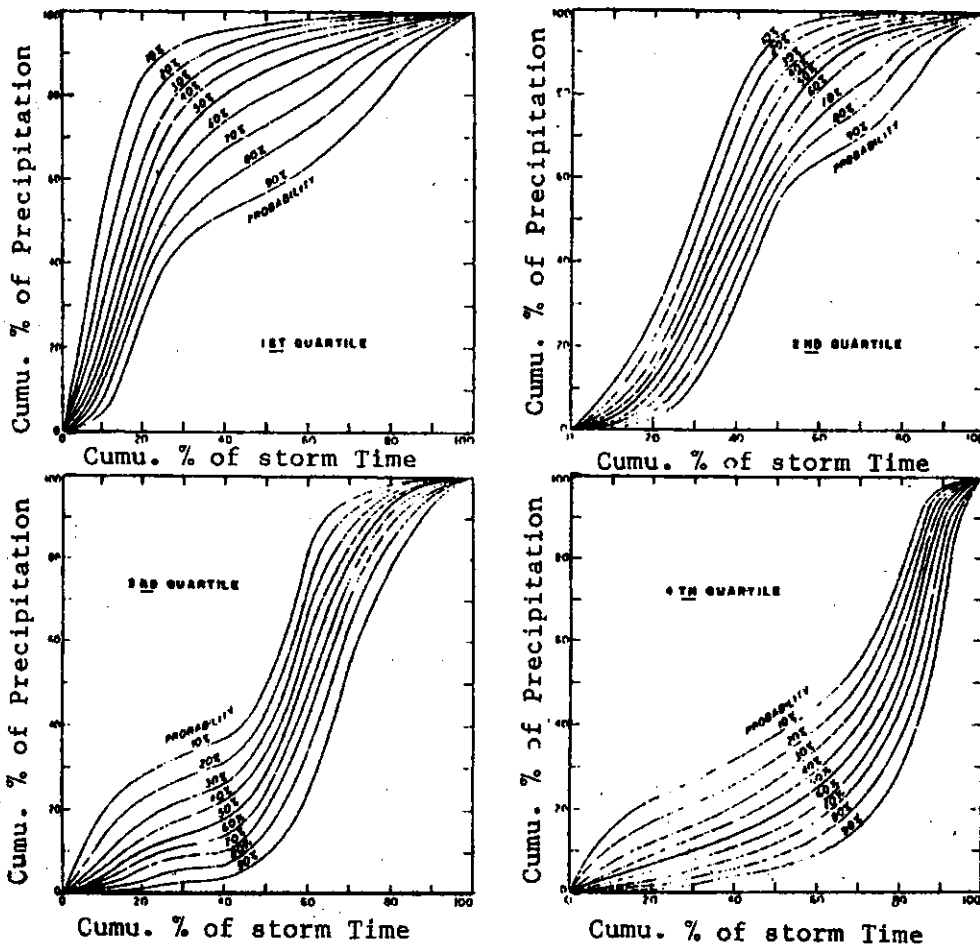
กรณีในช่วงเวลาในกราฟความลึก - ช่วงเวลา - รอบปีในการเกิดซ้ำ ที่มีอยู่ มีค่าเป็นวัน แต่ช่วงเวลาของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำที่ต้องการมีค่าเป็นชั่วโมง กรณีนี้จำเป็นต้องรู้การแจกแจงฝนตามเวลา (Time Distribution of Rainfall) ซึ่งปกติจะแสดงในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างเปอร์เซ็นต์ของช่วงเวลาที่ฝนตก และเปอร์เซ็นต์ของฝนที่ตก เพื่อนำมาใช้หาปริมาณฝนที่ตกในแต่ละชั่วโมงของวัน

Huff (1967) ได้ศึกษาถึงการแจกแจงตามเวลาของพายุฝนที่มีช่วงเวลา 3 ถึง 48 ชั่วโมงในภาคกลางของสหรัฐอเมริกา โดยการแบ่งพายุฝนออกเป็น 4 กลุ่ม ขึ้นอยู่กับว่าฝนส่วนใหญ่ตกอยู่ในช่วงควอไทล์ (quartile) โทน ลักษณะการแจกแจงตามเวลาของพายุฝนของ Huff แสดงอยู่ในรูปที่ 8.1 ตัวเลขที่กำกับโค้งแต่ละเส้นหมายถึงเปอร์เซ็นต์ที่พายุจะมีการแจกแจงตามแบบโค้งนั้น หรือโค้งที่สูงกว่านั้นและตัวเลขในตารางจะแสดงความถี่ในการเกิดพายุแต่ละแบบใน 4 แบบที่กำหนด ในการหาโอกาสในการเกิดพายุตามโค้งแต่ละเส้นจะต้องเอาเปอร์เซ็นต์โอกาสในตารางคูณกับหมายเลขกำกับโค้ง ยกตัวอย่างเช่นโอกาสที่ฝนจะมีการแจกแจงตาม 10 % First Quartile เท่ากับ  $0.3 \times 0.1 = 0.03$  หรือรอบปีการเกิดซ้ำเท่ากับ 33 ปี เป็นต้น การแจกแจงของฝนอาจแตกต่างกันไปตามลักษณะฝนที่เกิดในแต่ละท้องที่ USDA, SCS (1986) ได้เสนอการแจกแจง



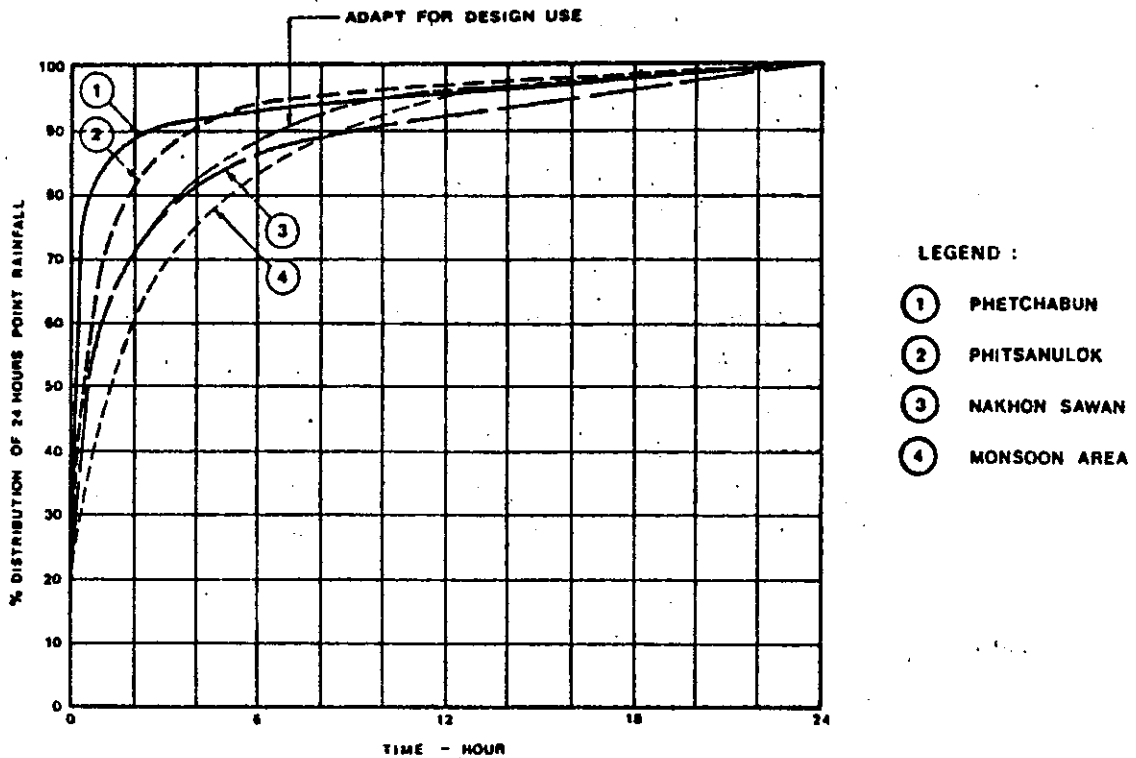
Percentage Frequency of Quartile Storms.

Quartile	Frequency (%)
First	30
Second	36
Third	19
Fourth	15



รูปที่ 8.1 การแจกแจงตามเวลาของพายุฝนตามแบบของ Huff (1967)

ฝนตามเวลาดังแสดงในรูปที่ 6.7 ตัวอย่างการแจกแจงฝนในรอบ 24 ชั่วโมงที่ใช้ในการออกแบระบบระบายน้ำของกรมทางหลวงมีลักษณะดังรูปที่ 8.2



รูปที่ 8.2 การแจกแจงฝนในรอบ 24 ชั่วโมงที่ใช้ในการออกแบระบบระบายน้ำของกรมทางหลวง (Department of Highway, 1980)

### 8.2.2 การหาไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกิน

(Design of Excess Rainfall Hyetograph)

ฝนที่ตกลงในลุ่มน้ำมีเพียงบางส่วนเท่านั้นที่กลายเป็นน้ำท่าไหลลงสู่แม่น้ำลำธาร บางส่วนจะสูญเสียไปในขบวนการแปลงฝนเป็นน้ำท่าของลุ่มน้ำ เช่น Interception การเก็บกักน้ำบนผิวดิน (Surface Detention) และการซึมของน้ำลงไปในดิน ปริมาณฝนส่วนที่เหลือจากการสูญเสียต่าง ๆ เรียกว่าฝนส่วนเกิน (Excess Rainfall) ซึ่งจะมีปริมาณเท่ากับปริมาณน้ำท่าผิวดิน (Direct Runoff)

ในการสร้างกราฟน้ำท่าโดยวิธี Unit Hydrograph จำเป็นจะต้องรู้ไฮเอทโทกราฟของฝนส่วนเกิน (Excess Rainfall Hyetograph) ซึ่งจะหาได้โดยการนำเอาปริมาณสูญเสีย (Losses หรือ Abstractions) ที่ช่วงเวลาต่าง ๆ ไปหักลบออกจากไฮเอทโทกราฟฝนนอกแบบ

การหาไฮเอทโทกราฟของฝนส่วนเกิน สามารถแบ่งออกได้เป็น 2 กรณี คือ (1) กรณีที่มีทั้งข้อมูลฝน และน้ำท่าของพายุ และ (2) กรณีที่ไม่มีข้อมูลน้ำท่า สำหรับกรณีที่ 1 ปกติ จะใช้หาไฮเอทโทกราฟของฝนส่วนเกินเพื่อวัตถุประสงค์ในการหากราฟน้ำหนึ่งหน่วย และวิธีง่าย ๆ ที่เป็นที่ยอมรับกันดีคือ วิธี  $\phi$  - index ในบทนี้จะกล่าวถึงเฉพาะกรณีที่ 2 ซึ่งวัตถุประสงค์ในการหาไฮเอทโทกราฟของฝนส่วนเกินเพื่อการนำไปสร้างกราฟน้ำท่าผิว เมื่อรู้กราฟน้ำหนึ่งหน่วยของกลุ่มน้ำ และวิธีการหาไฮเอทโทกราฟของฝนส่วนเกินที่จะได้กล่าวถึงมี 2 วิธีคือ (1) วิธี SCS และ (2) วิธีคำนวณจากการซึมของน้ำลงไปในดิน

(1) วิธี SCS

ตามที่ได้เคยกล่าวถึงแล้วในหัวข้อ 7.5.3 บทที่ 7 Soil Conservation Service (1972) ได้พัฒนาวิธีการคำนวณหา Abstractions จากพายุฝนขึ้นมาจากสมมติฐานที่ว่าอัตราส่วนระหว่างปริมาณการดูดซับน้ำของดินในกลุ่มน้ำจริง (F) ต่อปริมาณศักยภาพในการดูดซับน้ำของกลุ่มน้ำ (S) จะเท่ากับอัตราส่วนระหว่างปริมาณฝนส่วนเกิน ( $P_e$ ) ต่อปริมาณศักยภาพในการเกิดน้ำท่า ( $P - I_a$ ) ซึ่งสามารถนำมาเขียนเป็นสมการได้ว่า

$$\frac{F}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \dots\dots\dots(8.1)$$

เมื่อ  $P$  = ปริมาณฝนที่ตกลงในกลุ่มน้ำ  
 $I_a$  = Initial Abstraction ก่อนที่น้ำจะเริ่มซังบนผิวดิน (Ponding)

เมื่อแทนค่า  $F = (P - I_a) - P_e$  และ  $I_a = 0.2 S$  ลงในสมการข้างบนจะได้

$$P_e = \frac{(P - 0.2 S)^2}{(P + 0.8 S)} \dots\dots\dots(8.2)$$

เมื่อ  $P_e = Q$  ในสมการที่ (7.19) ของบทที่ 7

$$S = \frac{1000}{CN} - 10$$

เมื่อ S มีหน่วยเป็นนิ้ว

และ CN = Curve Number ซึ่งขึ้นอยู่กับสภาพดิน การใช้ที่ดิน และ Antecedent Moisture Conditions (AMC) ดังแสดงในตารางที่ 7.9 บทที่ 7

AMC สามารถแบ่งออกได้เป็น 3 ระดับคือ I (สำหรับกรณีดินแห้ง) II (สำหรับกรณีดินมีความชื้นปกติ หรือเฉลี่ย) และ III (สำหรับกรณีดินเปียก) ดังแสดงในตารางที่ 8.1

ตารางที่ 8.1 การจัดแบ่ง Antecedent Moisture Conditions ตามแบบของ SCS

AMC group	Total 5-day antecedent rainfall (in)	
	Dormant Season	Growing Season
I	Less Than 0.5	Less Than 1.4
II	0.5 to 1.1	1.4 to 2.1
III	Over 1.1	Over 2.1

กรณี AMC เป็นแบบที่ I และ III จะต้องมีการปรับค่า CN ที่อ่านได้จากตารางที่ 7.9 ด้วยสมการ

$$CN(I) = \frac{4.2 CN(II)}{10 - 0.058 CN(II)} \dots\dots\dots(8.3)$$

$$CN(III) = \frac{23 CN(II)}{10 + 0.13 CN(II)} \dots\dots\dots(8.4)$$

CN(II) คือค่าที่อ่านจากตารางที่ 7.9

สมการที่ 8.2 สามารถใช้คำนวณหาฝนส่วนเกินในช่วงเวลาใด ๆ ได้โดยการพิจารณาว่า  $P$  คือปริมาณฝนสะสมถึงเวลานั้น ในช่วงที่ฝนเริ่มตก ค่า  $P_e$  ที่คำนวณได้อาจมีค่าน้อยกว่า 0 ซึ่งหมายความว่าลุ่มน้ำยังดูดซับน้ำฝนได้ไม่ถึง  $I_a = 0.2 S$  กรณีนี้  $I_a = P$  และ  $P_e = 0$

อีกวิธีหนึ่งในการหาไฮเอทโทกราฟของฝนส่วนเกินคือการหาการแจกแจงตามเวลาของ Abstractions ( $I_a$  และ  $F$ ) แล้วนำมาหักลบออกจากค่า  $P$  ดังนี้

$$P_e = P - I_a - F \dots\dots\dots(8.5)$$

เมื่อแทนค่า  $P_e$  ลงในสมการที่ 8.1 จะได้

$$F = \frac{S(P - I_a)}{(P - I_a) + S} \quad P \geq I_a \dots\dots\dots(8.6)$$

ตัวอย่างที่ 8.1 พายุฝนที่เกิดในลุ่มน้ำแห่งหนึ่งมีลักษณะดังคอลัมน์ที่ 2 ของตารางที่ 8.2 ค่า CN สำหรับ Antecedent Moisture Condition II คือ 80 จงคำนวณหาค่า Abstractions สะสมและไฮเอทโทกราฟของฝนส่วนเกิน

วิธีทำ

$$CN = 80$$

$$S = \frac{1000}{80} - 10 = 2.5 \text{ นิ้ว}$$

$$I_a = 0.2 S = 0.2 \times 2.5 = 0.5 \text{ นิ้ว}$$

ลุ่มน้ำจะดูดซับน้ำฝน 0.2 นิ้ว ในช่วงที่ 1 และ 0.3 นิ้วในช่วงที่ 2 เป็น  $I_a = 0.5$  นิ้ว ดังแสดงในคอลัมน์ที่ 3 ของตารางที่ 8.2 หลังจากนั้นน้ำจะเริ่มซังบนผิวดินเป็นฝนส่วนเกิน

เมื่อ  $P > 0.5$  นิ้ว จึงเริ่มคำนวณค่า  $F$  จากสมการที่ 8.6

$$\begin{aligned} F &= \frac{S(P - I_a)}{(P - I_a) + S} \\ &= \frac{2.5(P - 0.5)}{P - 0.5 + 2.5} \end{aligned}$$

$$= \frac{2.5(P - 0.5)}{P + 2.0}$$

เช่น หลังฝนตก 2 ชั่วโมง  $P = 0.9$  นิ้ว

$$\begin{aligned} F &= \frac{2.5(0.9 - 0.5)}{0.9 + 2.0} \\ &= 0.34 \text{ นิ้ว (คั่งแสดงในคอลัมน์ที่ 4)} \end{aligned}$$

ฝนส่วนเกินสะสม ( $P_e$ )

$$\begin{aligned} &= P - I_a - F \\ &= 0.9 - 0.5 - 0.34 \\ &= 0.06 \text{ นิ้ว (คอลัมน์ที่ 5)} \end{aligned}$$

ไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกินจะเท่ากับผลต่างของ  $P_e$  ในระหว่างช่วงเวลาต่าง ๆ คั่งแสดงในคอลัมน์ที่ 6

ตารางที่ 8.2 การคำนวณ Abstractions และไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกินโดยวิธี SCS

Column:	1	2	3	4	5	6
	Time (h)	Cumulative rainfall $P$ (in)	Cumulative abstractions (in)		Cumulative excess rainfall $P_e$ (in)	Excess rainfall hyetograph (in)
			$I_a$	$F$		
	0	0	0	-	0	0
	1	0.20	0.20	-	0	0.06
	2	0.90	0.50	0.34	0.06	0.12
	3	1.27	0.50	0.59	0.18	0.58
	4	2.31	0.50	1.05	0.76	1.83
	5	4.65	0.50	1.56	2.59	0.56
	6	5.29	0.50	1.64	3.15	0.06
	7	5.36	0.50	1.65	3.21	

(2) วิธีคำนวณจากการซึมของน้ำลงไปในดิน

ในหัวข้อนี้จะกล่าวถึงการหาไฮเอทโทกราฟของผืนส่วนเกิน สำหรับกรณีที่ ปริมาณน้ำที่สูญหายไปในกลุ่มน้ำเกิดจากการซึมของน้ำลงไปในดิน (Infiltration) แต่เพียง อย่างเดียว ดังนั้นเมื่อรู้ค่าพารามิเตอร์ของสมการการซึมของน้ำลงไปในดินจะสามารถคำนวณ หาเวลาที่น้ำเริ่มขังบนผิวดิน (Ponding Time) ปริมาณน้ำที่ซึมลงไปในดินหลังจากที่น้ำเริ่ม ขังบนผิวดิน และท้ายที่สุดจะสามารถหาไฮเอทโทกราฟของผืนส่วนเกินได้

น้ำจะเริ่มขังบนผิวดินหรือเริ่มเกิดผืนส่วนเกินเมื่ออัตราการตกของฝนที่เวลานั้น มากกว่าศักยภาพของอัตราการซึมของน้ำลงไปในดิน (Potential Infiltration Rate) แต่ถ้าอัตราการตกของฝนน้อยกว่าจะไม่มีน้ำขังบนผิวดินและปริมาณการซึมของน้ำลงไปในดิน สะสมจะมีค่าเท่ากับปริมาณฝนที่ตกสะสม

สมการสำหรับการคำนวณหาปริมาณการซึมของน้ำลงไปในดินสะสมเมื่อน้ำเริ่มขัง บนผิวดิน หลังจากที่มีน้ำขังบนผิวดิน และอัตราการซึมของน้ำลงไปในดินที่เวลาใด ๆ แสดงอยู่ใน ตารางที่ 8.3

ต่อไปจะกล่าวถึงการหาไฮเอทโทกราฟของผืนส่วนเกินโดยใช้สมการของ Green-Ampt เท่านั้น อย่างไรก็ตามวิธีการหาไฮเอทโทกราฟของผืนส่วนเกินโดยสมการ Horton และ Philip จะทำได้ในทำนองเดียวกัน

สำหรับช่วงเวลา  $t$  ถึง  $t + \Delta t$  ใด ๆ

กำหนดให้  $i_t$  = ความเข้มฝนซึ่งมีค่าคงที่ระหว่างเวลา  $t$  ถึง  $t + \Delta t$

$f_t$  และ  $f_{t+\Delta t}$  = ศักยภาพของอัตราการซึมของน้ำลงไปในดินที่เวลา  $t$  และ  $t + \Delta t$  ตามลำดับ

$F_t$  และ  $F_{t+\Delta t}$  = ปริมาณการซึมของน้ำลงไปในดินสะสมที่เวลา  $t$  และ  $t + \Delta t$  ตามลำดับ และสมมติว่ารู้ค่า  $F_t$  จาก initial condition ที่กำหนดให้หรือจากผลการ คำนวณในช่วงเวลาก่อนหน้านั้น ( $t - \Delta t$  ถึง  $t$ )

ตารางที่ 8.3 สมการสำหรับการคำนวณปริมาณการซึมของน้ำลงไปในดินเมื่อน้ำเริ่มขังบนผิวดิน และหลังจากที่น้ำขังบนผิวดิน

Equation	Green-Ampt equation	Horton's equation	Philip's equation
(1) Cumulative infiltration $F_{t+\Delta t}$	$F_{t+\Delta t} = F_t + K\Delta t + \psi\Delta\theta \ln \left[ \frac{F_{t+\Delta t} + \psi\Delta\theta}{F_t + \psi\Delta\theta} \right]$	$F_{t+\Delta t} = F_t + f_c\Delta t + (f_t - f_c) \frac{(1 - e^{-k\Delta t})}{k}$	$F_{t+\Delta t} = F_t + K\Delta t - \frac{S^2}{2(f_t - K)} + S \left[ \Delta t + \frac{S^2}{4(f_t - K)^2} \right]^{1/2}$
(2) Infiltration rate $f_{t+\Delta t}$	$f_{t+\Delta t} = K \left( \frac{\psi\Delta\theta}{F_{t+\Delta t}} + 1 \right)$	$f_{t+\Delta t} = f_t - k(F_{t+\Delta t} - F_t - f_c\Delta t)$	$f_{t+\Delta t} = K + S \left( \frac{S + \sqrt{S^2 + 4KF_{t+\Delta t}}}{4F_{t+\Delta t}} \right)$
(3) Cumulative infiltration at ponding $F_p$	$F_p = \frac{K\psi\Delta\theta}{i_t - K}$ <p style="text-align: center;"><math>(i_t &gt; K)</math></p>	$F_p = \frac{1}{k} \left[ f_o - i_t + f_c \ln \left( \frac{f_o - f_c}{i_t - f_c} \right) \right]$ <p style="text-align: center;"><math>(f_c &lt; i_t &lt; f_o)</math></p>	$F_p = \frac{S^2(i_t - K/2)}{2(i_t - K)^2}$ <p style="text-align: center;"><math>(i_t &gt; K)</math></p>

$\psi$  = soil suction head (cm water)  
 $\Delta\theta$  = difference between the initial and final moisture contents of the soil

$f_o$  = infiltration rate at beginning  
 $f_c$  = constant infiltration rate  
 $k$  = decay constant

$K$  = hydraulic conductivity  
 $S$  = sorptivity which is a function of the soil suction potential

$K$  = hydraulic conductivity



รูปที่ 8.3 แสดง Flow Chart ในการหาเวลาที่น้ำเริ่มซบลงบนผิวดินในช่วงเวลาระหว่าง  $t$  ถึง  $t + \Delta t$  ใด ๆ ซึ่งมี 3 กรณีที่ต้องพิจารณาคือ (1) มีน้ำซบลงบนผิวดินตลอดช่วงเวลา (2) ไม่มีน้ำซบลงบนผิวดินตลอดช่วงเวลา (3) น้ำเริ่มซบลงบนผิวดินในระหว่างช่วงเวลา ตามปกติอัตราการซึมของน้ำลงไปในดินจะมีค่าลดลงหรือคงที่ตามเวลาดังนั้นเมื่อเริ่มมีน้ำซบลงบนผิวดิน สำหรับค่าความเข้มข้นซึ่งมีค่าคงที่สำหรับช่วงเวลาใด ๆ น้ำจะซบลงบนผิวดินตลอดช่วงเวลานั้น น้ำที่ซบลงบนผิวดินจะไม่หายไปในช่วงเวลาที่พิจารณา แต่ น้ำที่ซบลงบนผิวดินอาจหายไปเมื่อสิ้นสุดช่วงเวลานั้น ถ้าความเข้มข้นลดลงน้อยกว่าศักยภาพของอัตราการซึมของน้ำลงไปในดิน

ตาม Flow Chart ในรูปที่ 8.3 ขั้นแรกคือการคำนวณหาศักยภาพของอัตราการซึมของน้ำลงไปในดิน (Potential Infiltration Rate) ที่เวลา  $t$  ( $f_t$ ) จากค่าปริมาณการซึมสะสม  $F_t$  ที่รู้ค่าตามวิธี Green-Ampt

$$f_t = K \left( \frac{\psi \Delta \theta}{F_t} + 1 \right) \dots \dots \dots (8.7)$$

- เมื่อ  $K$  = Hydraulic Conductivity ของดินเป็น ซม./ชม.
- $\psi$  = Soil Suction Head เป็น ซม.
- $\Delta \theta$  = ผลต่างระหว่างความชื้นในดินเมื่อเริ่มและสิ้นสุดการซึมของน้ำลงไปในดิน

$$\Delta \theta = (1 - S_e) \theta_e \dots \dots \dots (8.8)$$

- เมื่อ  $S_e$  = Effective Saturation ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่าง 0 ถึง 1

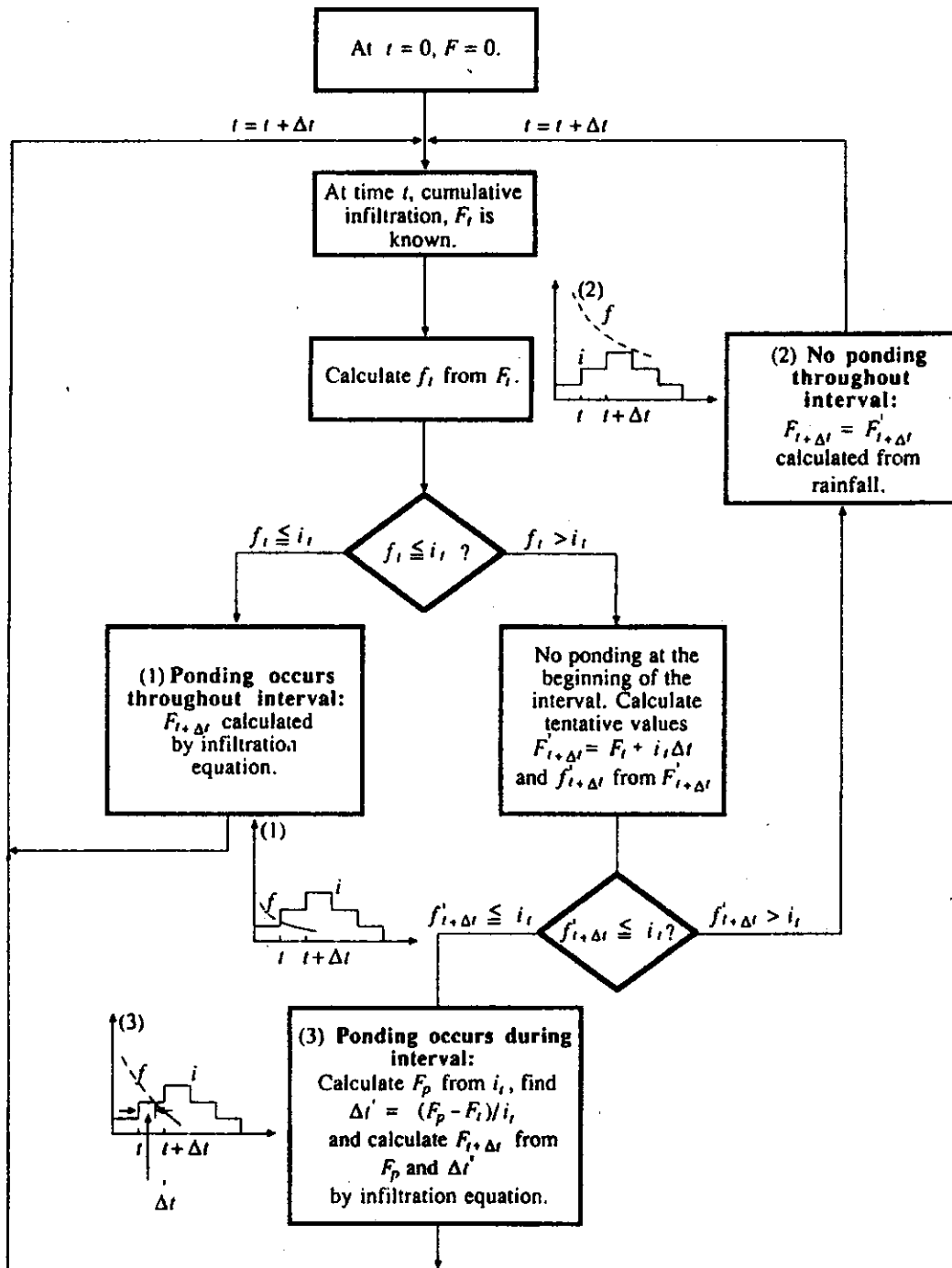
$$= \frac{\text{Available Moisture Content}}{\text{Maximum Possible Moisture Content}}$$

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\eta - \theta_r}$$

- $\theta$  = soil moisture content ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่าง  $\theta_r$  และ  $\eta$

$\theta_r$  = residual moisture content

$\eta$  = porosity



รูปที่ 8.3 Flow Chart สำหรับหาการซึมของน้ำลงไปในดินและเวลาที่น้ำเริ่ม  
ซังบนผิวดิน สำหรับ Variable Rainfall Intensity

$\theta_e$  = Effective Porosity

$$\theta_e = \eta - \theta_r \dots\dots\dots(8.10)$$

ค่า  $\eta$ ,  $\theta_e$ ,  $\psi$  และ  $K$  สำหรับดินชนิดต่าง ๆ แสดงอยู่ใน  
ตารางที่ 8.4

ตารางที่ 8.4 พารามิเตอร์การซึมของน้ำลงไปในดินของ Green-Ampt สำหรับดิน  
ชนิดต่าง ๆ

Soil class	Porosity	Effective porosity	Wetting front soil suction head	Hydraulic conductivity
	$\eta$	$\theta_e$	$\psi$ (cm)	$K$ (cm/h)
Sand	0.437 (0.374-0.500)	0.417 (0.354-0.480)	4.95 (0.97-25.36)	11.78
Loamy sand	0.437 (0.363-0.506)	0.401 (0.329-0.473)	6.13 (1.35-27.94)	2.99
Sandy loam	0.453 (0.351-0.555)	0.412 (0.283-0.541)	11.01 (2.67-45.47)	1.09
Loam	0.463 (0.375-0.551)	0.434 (0.334-0.534)	8.89 (1.33-59.38)	0.34
Silt loam	0.501 (0.420-0.582)	0.486 (0.394-0.578)	16.68 (2.92-95.39)	0.65
Sandy clay loam	0.398 (0.332-0.464)	0.330 (0.235-0.425)	21.85 (4.42-108.0)	0.15
Clay loam	0.464 (0.409-0.519)	0.309 (0.279-0.501)	20.88 (4.79-91.10)	0.10
Silty clay loam	0.471 (0.418-0.524)	0.432 (0.347-0.517)	27.30 (5.67-131.50)	0.10
Sandy clay	0.430 (0.370-0.490)	0.321 (0.207-0.435)	23.90 (4.08-140.2)	0.06
Silty clay	0.479 (0.425-0.533)	0.423 (0.334-0.512)	29.22 (6.13-139.4)	0.05
Clay	0.475 (0.427-0.523)	0.385 (0.269-0.501)	31.63 (6.39-156.5)	0.03

The numbers in parentheses below each parameter are one standard deviation around the parameter value given. Source: Rawls, Brakensiek, and Miller, 1983.

ค่า  $f_t$  ที่คำนวณได้จะถูกนำไปเปรียบเทียบกับความเข้มข้น  $i_t$  ซึ่งผลที่ได้มี 3 กรณีคือ

กรณีที่ 1 :  $f_t \leq i_t$  แสดงว่าน้ำเริ่มขังบนผิวดินที่เวลา  $t$  และจะยังอยู่ตลอดช่วงเวลา  $t$  ถึง  $t + \Delta t$  หลังจากนั้นจะคำนวณหาการซึมของน้ำลงไปในดินสะสมเมื่อสิ้นสุดช่วงเวลา  $F_{t + \Delta t}$  จากสมการ

$$F_{t + \Delta t} - F_t - \phi \Delta \theta \ln \left[ \frac{F_t + \Delta t + \phi \Delta \theta}{F_t + \phi \Delta \theta} \right] = K \Delta t \dots\dots(8.11)$$

กรณีที่ 2 และ 3 :  $f_t > i_t$  แสดงว่าไม่มีน้ำขังบนผิวดินที่เวลา  $t$  ถ้าสมมติว่าไม่มีน้ำขังบนผิวดินตลอดช่วงเวลา  $t$  ถึง  $t + \Delta t$  อัตราการซึมของน้ำลงไปในดินตลอดช่วงเวลานั้นจะเท่ากับ  $i_t$  และปริมาณการซึมสะสมเมื่อสิ้นสุดช่วงเวลาจะคำนวณได้จากสมการ

$$F'_{t + \Delta t} = F_t + i_t \cdot \Delta t \dots\dots\dots(8.12)$$

หลังจากนั้นจะคำนวณ  $f'_{t + \Delta t}$  จากค่า  $F'_{t + \Delta t}$  ถ้า  $f'_{t + \Delta t} > i_t$  แสดงว่าเป็นกรณีที่ 2 คือไม่มีน้ำขังตลอดช่วงเวลา  $t$  ถึง  $t + \Delta t$

ถ้า  $f'_{t + \Delta t} \leq i_t$  จะเกิดกรณีที่ 3 คือน้ำเริ่มขังบนผิวดินในระหว่างช่วงเวลา ค่าปริมาณการซึมสะสมเมื่อเวลาที่น้ำเริ่มขังบนผิวดิน  $F_p$  จะหาได้ดังนี้

$$\begin{aligned} \text{ให้ } f_t &= i_t \\ F_t &= F_p \end{aligned}$$

แทนค่า  $f_t$  และ  $F_t$  ลงในสมการที่ 8.7 จะได้

$$F_p = \frac{K \phi \Delta \theta}{i_t - K} \dots\dots\dots(8.13)$$

ให้  $t + \Delta t'$  คือเวลาที่น้ำเริ่มขังบนผิวดิน

$$\Delta t' = \frac{F_p - F_t}{i_t} \dots\dots\dots(8.14)$$

ค่า  $F_{t + \Delta t}$  จะหาได้จากสมการที่ 8.11 โดยการแทนค่า  $F_t = F_p$  และ  $\Delta t = \Delta t - \Delta t'$

ขั้นสุดท้ายจะสามารถหาค่าปริมาณฝนส่วนเกินได้ โดยการเอาปริมาณการซึม  
สะสมไปลบออกจากปริมาณฝนสะสม ไฮเอทโทกราฟของฝนส่วนเกินจะหาได้จากผลต่างของ  
ฝนส่วนเกิน เมื่อ เริ่มและสิ้นสุดช่วงเวลา

ตัวอย่างที่ 8.2 กำหนดไฮเอทโทกราฟของฝนให้ไว้ในคอลัมน์ที่ 2 และ 3 ของตารางที่ 8.5  
ถ้าชนิดดินคือ Sandy Loam ซึ่งมี Effective Saturation ก่อนฝนตกเท่ากับ 40 %  
จงหาไฮเอทโทกราฟของฝนส่วนเกิน

วิธีทำ จากตารางที่ 8.4 สำหรับดิน Sandy Loam

$$K = 1.09 \text{ ซม./ชม.}$$

$$\psi = 11.01 \text{ ซม.}$$

$$\text{และ } \theta_e = 0.412$$

$$\Delta\theta = (1 - s_e) \theta_e$$

$$= (1 - 0.4)(0.412)$$

$$= 0.247$$

$$\psi\Delta\theta = 11.01 \times 0.247$$

$$= 2.72 \text{ ซม.}$$

รูปที่ 8.4 แสดงไฮเอทโทกราฟของฝนที่กำหนดให้ในคอลัมน์ที่ 2 ของตาราง  
และไฮเอทโทกราฟของฝนสะสมตามที่คำนวณไว้ในคอลัมน์ที่ 3 ซึ่งก็คือผลบวกของค่าฝนใน  
คอลัมน์ที่ 2 นั้นเอง

ค่าความเข้มฝนในคอลัมน์ที่ 4 หาได้โดยการหารค่าฝนในคอลัมน์ที่ 2 ด้วยค่า  
 $\Delta t = 10 \text{ นาที} = 0.167 \text{ ชม.}$  ยกตัวอย่างเช่น ในช่วงที่ 1 (0-10 นาที) มีฝนตก  
เท่ากับ 0.18 ซม.  $i_t = 0.18/0.167 = 1.08 \text{ ซม./ชม.}$

เมื่อฝนเริ่มตก ( $t=0$ )  $F_0 = 0$  จากสมการที่ 8.7  $f_0 = \infty$  จึงไม่  
มีน้ำเริ่มขังบนผิวดิน จากสมการ 8.12

$$F'_{t+\Delta t} = F_t + i_t \Delta t$$

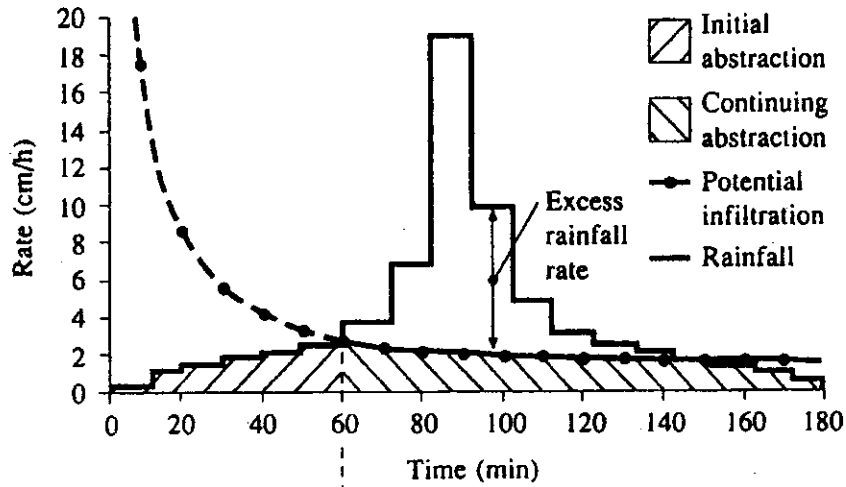
$$F_{10} = 0 + 0.18 = 0.18 \text{ ซม.}$$

และจากสมการที่ 8.7

ตารางที่ 8.5 การคำนวณไฮเอทโรกราฟของฝนส่วนเกินโดยใช้สมการการซึมของน้ำลงไปในดิน Green-Ampt (ตัวอย่างที่ 8.2)

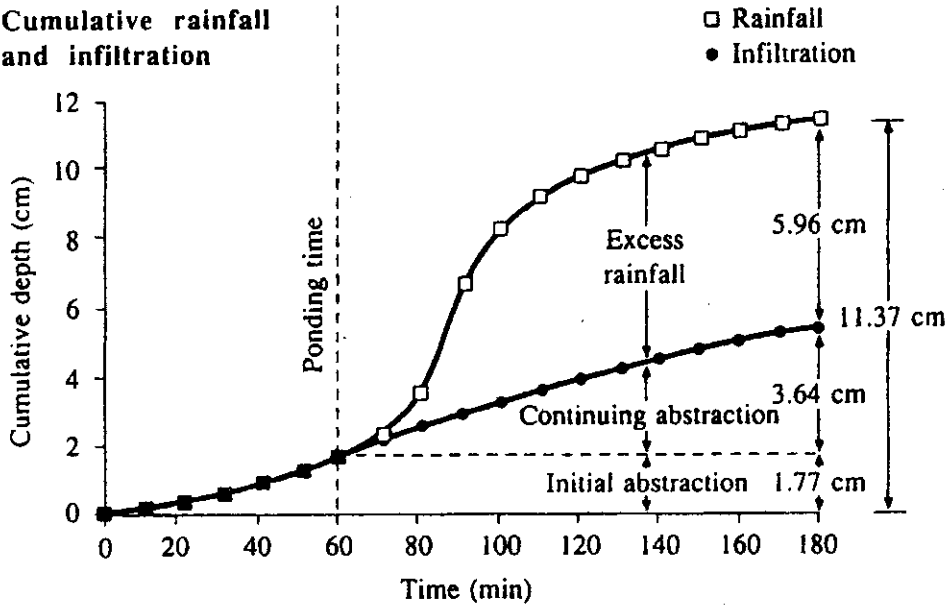
Column:	1	2	3	4	5	6	7	8
		Rainfall			Infiltration		Excess Rainfall	
	Time (min)	Incremental (cm)	Cumulative (cm)	Intensity (cm/h)	Rate (cm/h)	Cumulative (cm)	Cumulative (cm)	Incremental (cm)
	0		0.00	1.08		0.00		
	10	0.18	0.18	1.26	17.57	0.18		
	20	0.21	0.39	1.56	8.70	0.39		
	30	0.26	0.65	1.92	5.65	0.65		
	40	0.32	0.97	2.22	4.15	0.97		
	50	0.37	1.34	2.58	3.30	1.34		
	60	0.43	1.77	3.84	2.77	1.77	0.00	
Ponding	70	0.64	2.41	6.84	2.43	2.21	0.20	0.20
	80	1.14	3.55	19.08	2.23	2.59	0.96	0.76
	90	3.18	6.73	9.90	2.09	2.95	3.78	2.82
	100	1.65	8.38	4.86	1.99	3.29	5.09	1.31
	110	0.81	9.19	3.12	1.91	3.62	5.57	0.48
	120	0.52	9.71	2.52	1.84	3.93	5.78	0.21
	130	0.42	10.13	2.16	1.79	4.24	5.90	0.12
	140	0.36	10.49	1.68	1.74	4.53	5.96	0.06
	150	0.28	10.77	1.44	1.71	4.81		
	160	0.24	11.01	1.14	1.68	5.05		
	170	0.19	11.20	1.02	1.66	5.24		
	180	0.17	11.37		1.64	5.41		

**Rainfall and infiltration rate**



(a)

**Cumulative rainfall and infiltration**



(b)

รูปที่ 8.4 การซึมของน้ำลงในดินและผิวน้ำตาม  
คำนวณได้จากตารางที่ 8.5

$$f'_{t+\Delta t} = K \left( \frac{\phi\Delta\theta}{F'_{t+\Delta t}} + 1 \right)$$

$$\begin{aligned} f'_{10} &= 1.09 \left( \frac{2.72}{0.18} + 1 \right) \\ &= 17.57 \text{ ชม./ชม. (ดังแสดงในคอลัมน์ที่ 5)} \end{aligned}$$

$f'_{10} > i_{10}$  แสดงว่าไม่มีน้ำขังในช่วงเวลา 0-10 นาที และค่าปริมาณการซึมสะสมจะเท่ากับค่าปริมาณฝนสะสมดังแสดงในคอลัมน์ที่ 6

ผลการคำนวณในตารางที่ 8.5 แสดงให้เห็นว่าไม่มีน้ำขังบนผิวดินจนถึงนาทีที่ 60 แทนนาทีที่ 60

$$f_t = K \left( \frac{\phi\Delta\theta}{F_t} + 1 \right)$$

$$\begin{aligned} f_{60} &= 1.09 \left( \frac{2.72}{1.77} + 1 \right) \\ &= 2.77 \text{ ชม./ชม.} \end{aligned}$$

$f_{60} < i_{60}$  (3.84 ชม./ชม) แสดงว่าเริ่มมีน้ำขังบนผิวดินที่นาทีที่ 60 (ดูรูปที่ 8.4 (a)) และจะมีน้ำขังตลอดช่วงนาทีที่ 60-70

จากสมการที่ 8.11

$$F_{t+\Delta t} - F_t - \phi\Delta\theta \ln \left[ \frac{F_{t+\Delta t} + \phi\Delta\theta}{F_t + \phi\Delta\theta} \right] = K\Delta t$$

$$F_{70} - 1.77 - 2.72 \ln \left[ \frac{F_{70} + 2.72}{1.77 + 2.72} \right] = 1.09 \times 0.167$$

$$F_{70} = 1.95 + 2.72 \ln \left[ \frac{F_{70} + 2.72}{4.49} \right]$$

หาค่า  $F_{70}$  จากสมการข้างบนโดยวิธี Successive Approximation  
ได้ค่า  $F_{70} = 2.21$  ชม. ดังแสดงในคอลัมน์ที่ 6

ค่าฝนส่วนเกินสะสม (คอลัมน์ที่ 7) หาได้โดยการเอาค่าการซึมสะสมในคอลัมน์ที่ 6 ไปลบค่าฝนสะสมในคอลัมน์ที่ 3 ค่าฝนส่วนเกินในคอลัมน์ที่ 8 คือผลต่างของฝนส่วนเกิน



สะสมเมื่อเริ่มและสิ้นสุดของแต่ละช่วงเวลา

ที่นาที่ 140 น้ำจะหยุดขังบนผิวดิน เนื่องจาก  $i_{140}$  (1.68 ซม/ชม) <  $f_{140}$  (1.74 ซม/ชม) หลังนาที่ 140 จะคำนวณ  $F_{t+\Delta t}$  จากสมการ 8.12 เช่น  $F_{150} = F_{140} + i_{140} \Delta t = 4.53 + 0.28 = 4.81$  ซม. ดังแสดงในคอลัมน์ที่ 6 ตามที่แสดงในรูปที่ 8.4 ปริมาณฝนทั้งหมดคือ 11.37 ซม. เป็น Initial Abstraction (ค่าการซึมสะสมก่อนที่น้ำเริ่มขังบนผิวดิน) เท่ากับ 1.77 ซม. การซึมหลังจากน้ำขังบนผิวดิน (Continuing Abstraction) เท่ากับ 3.64 ซม. (5.41 การซึมสะสมทั้งหมด - 1.77 Initial Abstraction) และฝนส่วนเกิน 5.96 ซม.

### 8.3 การหา Unit Hydrograph

Sherman, L.K (1932) เป็นคนแรกที่เสนอแนวความคิดเกี่ยวกับ Unit Hydrograph เพื่อใช้ในการหาน้ำท่าจากข้อมูลน้ำฝน โดยนิยามว่า Unit Hydrograph ของลุ่มน้ำคือ กราฟน้ำท่าผิวดิน (Direct Runoff Hydrograph) ที่เกิดจากฝนส่วนเกิน (Excess Rainfall) จำนวน 1 นิ้ว (หรือ 1 ซม.) ซึ่งแผ่กระจายสม่ำเสมอทั่วลุ่มน้ำ ด้วยอัตราการตกคงที่ในช่วงเวลา 1 หน่วย (เช่น 1 ชั่วโมง)

จากนิยามดังกล่าวจะเห็นได้ว่า ช่วงเวลาการตกของฝนที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์จะต้องสั้นพอที่จะเชื่อได้ว่าความเข้มฝนในช่วงเวลานั้นมีค่าที่ และพื้นที่ลุ่มน้ำจะต้องไม่ใหญ่โตเกิน ไม่มีฉนวนที่ตกจะไม่แผ่กระจายสม่ำเสมอทั่วลุ่มน้ำ

นอกจากนี้หลักการของ Unit Hydrograph ยังมีสมมติฐานที่สำคัญคือ

1. ลุ่มน้ำมีลักษณะที่เป็นไปตาม Principles of Superposition and Proportionality (หรือ Linear System) ซึ่งหมายความว่าถ้าฝนส่วนเกินเพิ่มเป็น 2 หน่วย Ordinate ของไฮโดรกราฟจะเพิ่มเป็น 2 เท่า ถ้าเวลาที่เกิดฝนส่วนเกินเลื่อนไป 1 ชั่วโมง ไฮโดรกราฟจะมีรูปร่างเหมือนเดิมแต่เวลาที่เกิดไฮโดรกราฟจะเลื่อนไป 1 ชั่วโมง กรณีดังกล่าวจะเป็นจริงก็ต่อเมื่อลุ่มน้ำดังกล่าวไม่สามารถเก็บกักน้ำบนผิวดินได้มากนัก

2. ลุ่มน้ำมีลักษณะที่เป็นไปตาม Principle of Time Invariance ซึ่งหมายความว่าลักษณะลุ่มน้ำรวมถึงทางน้ำไม่เปลี่ยนแปลงไปตามเวลา

การทำ Unit Hydrograph มีหลายวิธี กรณีแรก ถ้ารู้ฝนส่วนเกินและกราฟน้ำท่าผิวดิน จะสามารถคำนวณหา Unit Hydrograph โดยวิธี Deconvolution แต่วิธีนี้เหมาะที่จะนำมาใช้สำหรับไฮโดรกราฟซึ่งมียอดเดียว ถ้าเป็นไฮโดรกราฟที่มีหลายยอดและซับซ้อน (Complex Multipeaked Hydrograph) ควรใช้ Optimization Method เช่น Linear Regression หรือ Linear Programming เพื่อลดความผิดพลาดในการทำ Unit Hydrograph ส่วนกรณีที่ไม่ใช่ข้อมูลกราฟน้ำท่าผิวดิน จะสามารถหา Unit Hydrograph ได้จากลักษณะของลุ่มน้ำ เช่นวิธี Synthetic และวิธี Linear Reservoir Model ในบทนี้จะได้กล่าวถึงเฉพาะวิธี Synthetic ส่วนวิธีอื่น ๆ หาได้จาก Applied Hydrology ของ Chow, V.T and et.al. (1988)

### 8.3.1 SCS Dimensionless Unit Hydrograph

SCS Dimensionless Hydrograph เป็น Synthetic Unit Hydrograph ซึ่งอัตราการไหลจะอยู่ในรูปของอัตราส่วนระหว่างอัตราการไหล  $Q$  ต่ออัตราการไหลสูงสุด  $Q_p$  และเวลาอยู่ในรูปของอัตราส่วนระหว่าง  $t$  ต่อเวลาที่อัตราการไหลเพิ่มขึ้นถึงค่าสูงสุด (Time of Rise หรือ Time to Peak)  $T_p$  เวลาฐานของ Dimensionless Unit Hydrograph จะมีค่าประมาณ 5 เท่าของ  $T_p$  และ Inflection Point บน Recession Limb จะเกิดที่ประมาณ  $1.67 T_p$  หลังจากที่ยอดอัตราการไหลมีค่าสูงสุด Dimensionless Unit Hydrograph ของ SCS มีลักษณะดังรูปที่ 8.5 ถ้ารู้อัตราการไหลสูงสุด  $Q_p$  และ  $T_p$  จะสามารถหา Unit Hydrograph ได้จาก Dimensionless Unit Hydrograph ในรูปที่ 8.5

ในการหาค่า  $Q_p$  และ  $T_p$  โดยประมาณ อาจสมมติว่า Unit Hydrograph มีรูปร่างเป็นรูปสามเหลี่ยม ซึ่งมีพื้นที่เท่ากับ 1 ซม. หรือ 1 นิ้ว ดังรูปที่ 8.6 และจากผลการศึกษาเกี่ยวกับ Unit Hydrograph ของลุ่มน้ำทั้งขนาดเล็กและขนาดใหญ่จำนวนมากพบว่าโดยประมาณ

$$t_p = 0.6 T_c \quad \dots\dots\dots(8.15)$$

เมื่อ  $t_p = \text{Lag Time}$

$T_c = \text{Time of Concentration}$

Time Ratio ( $t/T_p$ )	Discharge Ratio ( $Q/Q_p$ )	Mass Curve Ratio ( $V/V_T$ )
0	.000	.000
.1	.030	.001
.2	.100	.006
.3	.190	.012
.4	.310	.035
.5	.470	.065
.6	.660	.107
.7	.820	.163
.8	.930	.228
.9	.990	.300
1.0	1.000	.375
1.1	.990	.450
1.2	.930	.522
1.3	.860	.589
1.4	.780	.650
1.5	.680	.700
1.6	.560	.751
1.7	.460	.790
1.8	.390	.822
1.9	.330	.849
2.0	.280	.871
2.2	.207	.908
2.4	.147	.934
2.6	.107	.953
2.8	.077	.967
3.0	.055	.977
3.2	.040	.984
3.4	.029	.989
3.6	.021	.993
3.8	.015	.995
4.0	.011	.997
4.5	.005	.999
5.0	.000	1.000

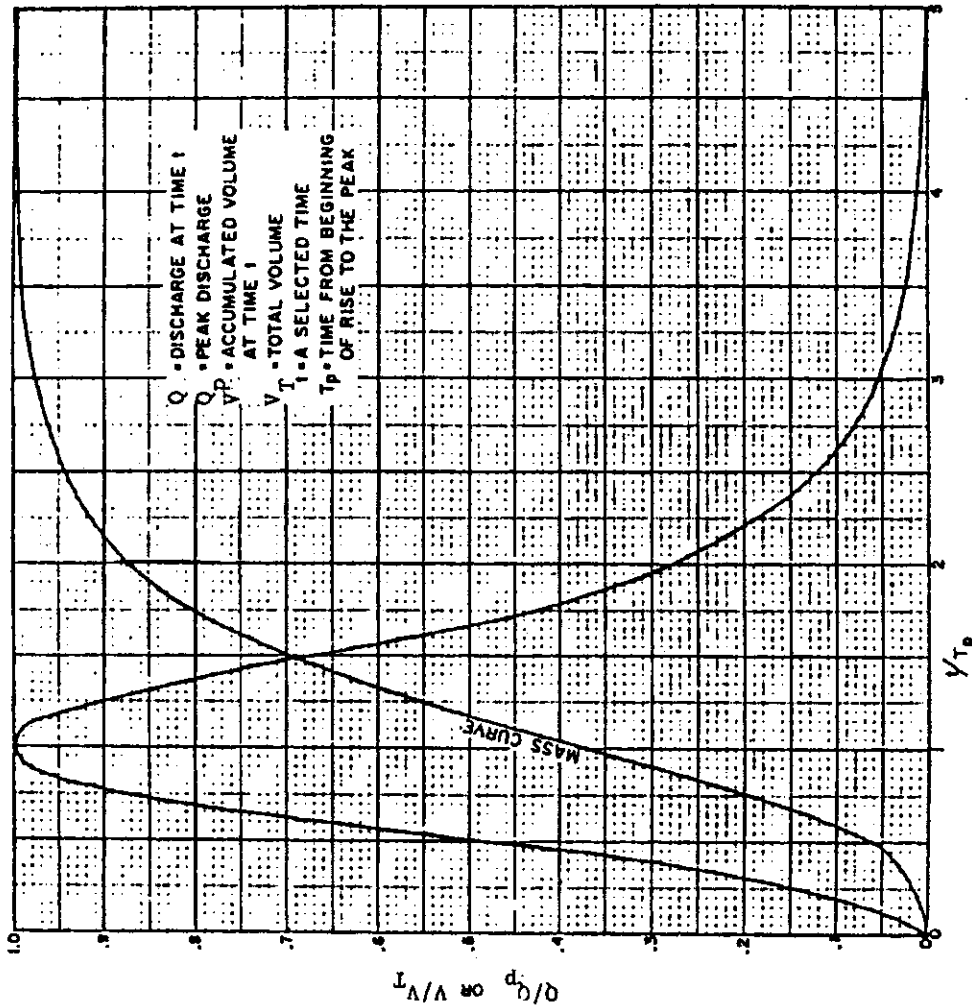
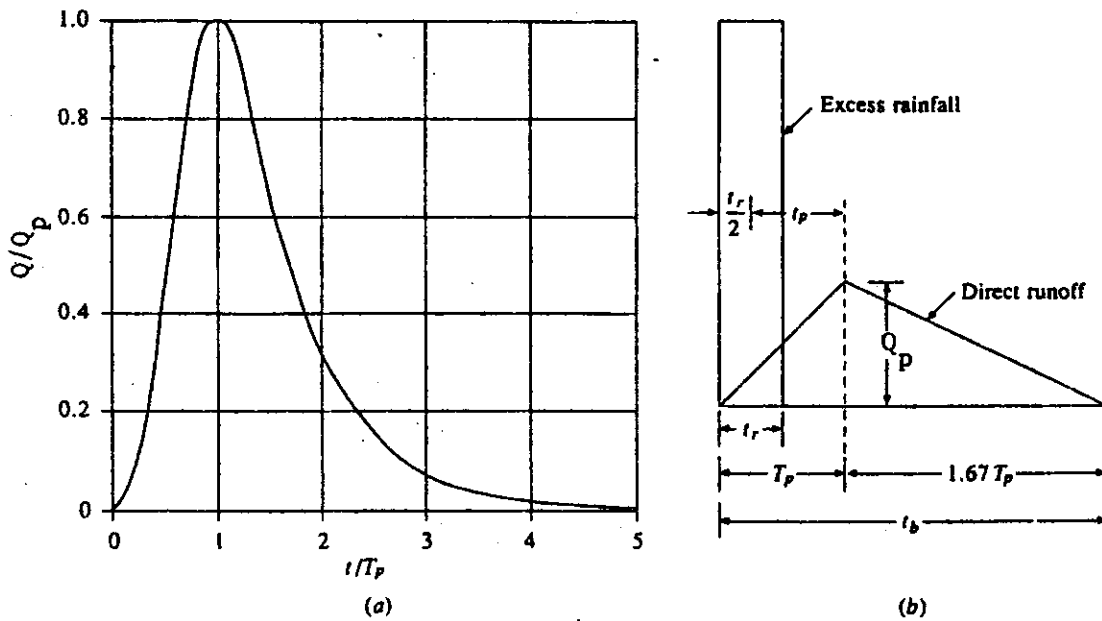


Figure 8.5 SCS Dimensionless Unit Hydrograph (McCuen, R.H., 1982)



รูปที่ 8.6 Triangular Unit Hydrograph

และจากรูปที่ 8.6

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p \quad \dots\dots\dots(8.16)$$

เมื่อ  $t_r$  = ช่วงเวลาในการตกของฝน

และถ้าสมมติว่า Time of Recession มีค่าเท่ากับ  $1.67 T_p$  โดยประมาณ

จะได้ว่า

$$Q_p = \frac{CA}{T_p} \quad \dots\dots\dots(8.17)$$

เมื่อ  $C$  = 2.08 สำหรับระบบ SI

= 483.4 สำหรับระบบอังกฤษ

$A$  = พื้นที่ลุ่มน้ำเป็น ตร.กม. หรือ ตร.ไมล์

$T_p$  = Time to Peak เป็นชั่วโมง

$Q_p$  = อัตราการไหลสูงสุดเป็น  $m^3/วินาที$  หรือ  $ฟุต^3/วินาที$

ตัวอย่างที่ 8.3 จงสร้าง 10-นาที่ SCS Unit Hydrograph สำหรับลุ่มน้ำขนาด 3 ตร.กม. และ Time of Concentration เท่ากับ 1.25 ชั่วโมง

วิธีทำ

$$t_r = 10 \text{ นาที} = 0.166 \text{ ชั่วโมง}$$

$$t_p = 0.6 T_c = 0.6 \times 1.25 = 0.75 \text{ ชั่วโมง}$$

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p$$

$$= \frac{0.166}{2} + 0.75 = 0.833 \text{ ชั่วโมง}$$

$$Q_p = \frac{2.08 \times 3.0}{0.833} = 7.49 \text{ } m^3/วินาที$$

เมื่อเอา  $Q_p$  และ  $T_p$  ไปคูณอัตราส่วนการไหล ( $Q/Q_p$ ) และอัตราส่วนเวลา ( $t/T_p$ ) จาก Dimensionless Unit Hydrograph ในรูปที่ 8.5 จะได้ Unit Hydrograph ดังแสดงในตารางที่ 8.6 หรือสร้าง Unit Hydrograph จาก Unit Hydrograph รูปสามเหลี่ยมซึ่งมีฐาน  $t_b = 2.67 T_p = 2.22$  ชั่วโมง จะมีส่วนสูง  $Q_p = 7.49 \text{ } m^3/วินาที$  ซึ่งพื้นที่ใต้โค้งของ Unit Hydrograph รูปสามเหลี่ยมเท่ากับ 1 ชม.

### 8.3.2 Snyders' Unit Hydrograph

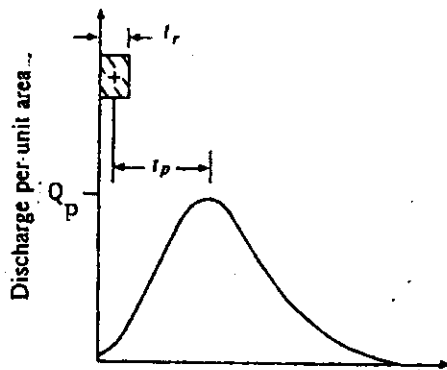
จากการศึกษาลุ่มน้ำในบริเวณ Appalachian Highlands ซึ่งมีขนาดต่าง ๆ กันตั้งแต่ 30-30,000 ตร.กม. Snyder (1938) ได้พบความสัมพันธ์ของคุณลักษณะบางประการของ Standard Unit Hydrograph ดังแสดงในรูปที่ 8.7 (a) และจากความสัมพันธ์ที่พบนี้จะสามารถนำไปหาพารามิเตอร์ที่สำคัญ 5 ประการของ Unit Hydrograph ที่ต้องการ (Required Unit Hydrograph) สำหรับช่วงเวลาการตกของฝนส่วนเกินที่กำหนด

ตารางที่ 8.6 Unit Hydrograph ของลุ่มน้ำในตัวอย่างที่ 8.3

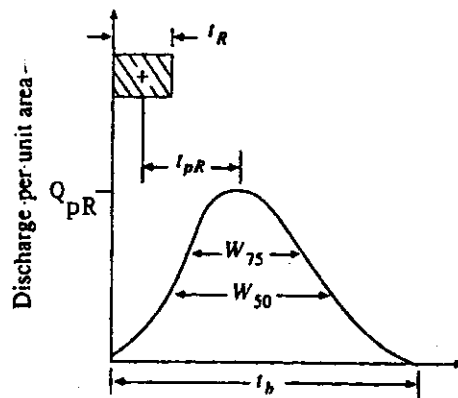
$t/T_p$	$t$ ชั่วโมง	$Q/Q_p$	$Q$ ม <sup>3</sup> /วินาที
0	0	.000	0
0.1	0.083	.030	0.225
0.2	0.167	0.100	0.749
0.3	0.250	0.190	1.423
0.4	0.333	0.310	2.322
0.5	0.417	0.470	3.520
0.6	0.500	0.660	4.943
0.7	0.583	0.820	6.142
0.8	0.666	0.930	6.966
0.9	0.750	0.990	7.415
1.0	0.833	1.000	7.49
1.1	0.916	0.990	7.415
1.2	1.000	0.930	6.966
1.3	1.083	0.860	6.441
1.4	1.166	0.780	5.842
1.5	1.250	0.680	5.093
1.6	1.333	0.560	4.194
1.7	1.416	0.460	3.445
1.8	1.499	0.390	2.921
1.9	1.583	0.330	2.472
2.0	1.666	0.280	2.097
2.2	1.833	0.207	1.550
2.4	1.999	0.147	1.101
2.6	2.166	0.107	0.801
2.8	2.332	0.077	0.577
3.0	2.499	0.055	0.412
3.2	2.666	0.040	0.300
3.4	2.832	0.029	0.217
3.6	2.999	0.021	0.157
3.8	3.165	0.015	0.112
4.0	3.332	0.011	0.082
4.5	3.749	0.005	0.037
5.0	4.165	0.000	0

ให้ได้ คุณลักษณะดังกล่าวได้แก่

- (1) อัตราการไหลสูงสุด  $Q_{pR}$
- (2) Basin Lag  $t_{pR}$  (หมายถึงช่วงเวลาจากศูนย์กลางของไฮเอทโทกราฟฝนส่วนเกิน ถึงจุดยอดของ Unit Hydrograph)
- (3) เวลาฐาน  $t_b$
- (4) ความกว้าง (มีหน่วยเป็นเวลา) ของ Unit Hydrograph ที่ 50 % ของอัตราการไหลสูงสุด  $W_{50}$
- (5) ความกว้าง (มีหน่วยเป็นเวลา) ของ Unit Hydrograph ที่ 75 % ของอัตราการไหลสูงสุด  $W_{75}$



(a)



(b)

**รูปที่ 8.7** Snyder's Synthetic Unit Hydrograph

(a) Standard Unit Hydrograph ( $t_p = 5.5 t_r$ )

(b) Required Unit Hydrograph ( $t_{pR} \neq 5.5 t_r$ )

Snyder ได้ให้นิยาม Standard Unit Hydrograph ว่าหมายถึง Unit Hydrograph ซึ่งช่วงเวลาการตกของฝน ( $t_r$ ) มีความสัมพันธ์กับ Basin lag ( $t_p$ ) ดังสมการ

$$t_p = 5.5 t_r \quad \dots\dots\dots(8.18)$$

สำหรับ Standard Unit Hydrograph

$$t_p = C_1 C_t (LL_c)^{0.3} \quad \dots\dots\dots(8.19)$$

$$Q_p = \frac{C_2 C_p A}{t_p} \quad \dots\dots\dots(8.20)$$

เมื่อ

$t_p$  = Basin Lag มีหน่วยเป็นชั่วโมง

$t_r$  = ช่วงเวลาการตกของฝนมีหน่วยเป็น ชั่วโมง

$Q_p$  = อัตราการไหลสูงสุดมีหน่วยเป็น  $m^3/วินาที$  ( $ฟุต^3/วินาที$ )

$A$  = พื้นที่ลุ่มน้ำ มีหน่วยเป็น ตร.กม. (ตร.ไมล์)

$L$  = ความยาวของลำน้ำสายใหญ่ เป็น กม. (ไมล์)

$L_c$  = ระยะทางจากจุดศูนย์กลางของลุ่มน้ำถึงทางออกเป็น กม. (ไมล์)

$C_1$  = 0.75 (หรือ 1.0 สำหรับระบบอังกฤษ)

$C_2$  = 2.75 (หรือ 640 สำหรับระบบอังกฤษ)

$c_t$  และ  $c_p$  = ค่า ส.ป.ส. ที่สามารถหาจากลำน้ำที่มีข้อมูลเกี่ยวกับ Unit Hydrograph ซึ่งอยู่ในบริเวณที่มีลักษณะทางอุทกวิทยา คล้ายคลึงกัน

วิธีการหาค่า  $c_t$  และ  $c_p$

ข้อมูลที่ต้องการได้แก่

(1) ค่าพารามิเตอร์ของลุ่มน้ำ  $L$ ,  $L_c$  และ  $A$  ของลุ่มน้ำ ซึ่งวัดได้จากแผนที่

(2) ค่าพารามิเตอร์ของ Unit Hydrograph  $t_R$ ,  $t_{pR}$  และ  $Q_{pR}$  ตามที่นิยามไว้ในรูปที่ 8.7 (b)



กรณี 1 : ถ้า  $t_{pR} = 5.5 t_R$   
 จะหาค่า  $C_t$  ได้โดยการแทนค่า  $t_p = t_{pR}$  ลงใน  
 สมการที่ 8.19 และหา  $C_p$  ได้โดยการแทนค่า  $Q_p =$   
 $Q_{pR}$  ลงในสมการที่ 8.20

กรณี 2 : ถ้า  $t_{pR} \neq 5.5 t_R$   
 ให้  $t_p = t_{pR} + \frac{t_r - t_R}{4}$  .....(8.21)

หาค่า  $t_p$  และ  $t_r$  โดยการแก้สมการ (8.18) และ (8.21) แทนค่า  
 $t_p$  ลงในสมการ (8.19) จะสามารถหาค่า  $C_t$  ได้ และสุดท้ายจะสามารถหาค่า  $C_p$   
 ได้โดยการแทนค่า  $t_p = t_{pR}$  และ  $Q_p = Q_{pR}$  ลงในสมการที่ (8.20)

ตัวอย่างที่ 8.4 ลุ่มน้ำแห่งหนึ่งมีพื้นที่ระบายน้ำ 3,500 ตร.กม.  $L = 150$  กม. และ  
 $L_c = 75$  กม. Unit Hydrograph ขนาด 1 ซม. ของลุ่มน้ำมีคุณสมบัติดังนี้  $t_R =$   
 $12$  ชั่วโมง,  $t_{pR} = 34$  ชั่วโมง และอัตราการไหลสูงสุด  $157.5$   $m^3/วินาที$  จงหา  
 ค่าสัมประสิทธิ์  $C_t$  และ  $C_p$  สำหรับ Synthetic Unit Hydrograph

วิธีทำ จากข้อมูลที่กำหนดให้

$5.5 t_R = 5.5 \times 12 = 66$  ชั่วโมง ซึ่งต่างจากค่า  $t_{pR}$  ที่กำหนดให้  
 (34 ชั่วโมง) มาก จากสมการที่ 8.21

$$t_p = t_{pR} + \frac{t_r - t_R}{4}$$

$$= 34 + \frac{t_r - 12}{4}$$

$$t_p = 34 + \frac{t_p / 5.5 - 12}{4}$$

$$t_p = 32.5 \text{ ชั่วโมง}$$

จากสมการ (8.19)

$$t_p = C_1 C_t (LL_c)^{0.3}$$

$$32.5 = 0.75 C_t (150 \times 75)^{0.3}$$

$$C_t = 2.64$$

จากสมการที่ (8.20)

$$Q_p = \frac{C_2 C_p A}{t_p}$$

$$Q_p = Q_{pR} = 157.5$$

$$t_p = t_{pR} = 34$$

$$157.5 = \frac{2.75 C_p \times 3500}{34.0}$$

$$C_p = 0.56$$

### การหาคุณลักษณะของ Unit Hydrograph ที่ต้องการ

จากรูปที่ 8.7 กรณีที่  $t_R$  ที่ต้องการ ต่างจาก  $t_T$  ของ Standard Unit Hydrograph จะสามารถคำนวณหาพารามิเตอร์ 5 ประการของ Unit Hydrograph ที่ต้องการได้ดังนี้

จากสมการที่ 8.21

$$t_{pR} = t_p - \frac{t_T - t_R}{4}$$

$$Q_{pR} = \frac{Q_p \cdot t_p}{t_{pR}} \dots \dots \dots (8.22)$$

สมมติว่า Unit Hydrograph มีรูปร่างเป็นรูปสามเหลี่ยม

$$t_b = \frac{C_3 A}{Q_{pR}} \dots \dots \dots (8.23)$$

เมื่อ  $C_3 = 5.56$  (หรือ 1290 สำหรับระบบอังกฤษ)

$$W_{50} = C_{50} \left( \frac{Q_{pR}}{A} \right)^{-1.08} \dots \dots \dots (8.24)$$

$$W_{75} = C_{75} \left( \frac{Q_{pR}}{A} \right)^{-1.08} \dots\dots\dots(8.25)$$

เมื่อ  $C_{50} = 2.14$  (หรือ 770 สำหรับระบบอังกฤษ)

$C_{75} = 1.22$  (หรือ 440 สำหรับระบบอังกฤษ)

หนึ่งในสามของ  $W_{50}$  และ  $W_{75}$  จะอยู่ก่อนจุดยอด (Peak) ของไฮโดรกราฟ และ 2 ใน 3 อยู่ด้านหลังจุดยอด

ตัวอย่างที่ 8.5 จงคำนวณ 6 ชั่วโมง Unit Hydrograph สำหรับลุ่มน้ำซึ่งมีพื้นที่ระบายน้ำ 2500 ตร.กม.  $L = 100$  กม. และ  $L_c = 50$  กม. ลุ่มน้ำนี้เป็นลุ่มน้ำย่อยของลุ่มน้ำในตัวอย่างที่ 8.4

วิธีทำ จากตัวอย่างที่ 8.4

$$C_t = 2.64$$

$$C_p = 0.56$$

หาพารามิเตอร์ของ Standard Unit Hydrograph

$$\begin{aligned} t_p &= 0.75 \times 2.64 \times (100 \times 50)^{0.3} \\ &= 25.5 \text{ ชั่วโมง} \end{aligned}$$

$$t_r = \frac{25.5}{5.5} = 4.64 \text{ ชั่วโมง}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{2.75 \times 0.56 \times 2500}{25.5} \\ &= 151 \text{ ม}^3/\text{วินาที} \end{aligned}$$

Unit Hydrograph ที่ต้องการ มีช่วงเวลา 6 ชั่วโมง

$$t_R = 6 \text{ ชั่วโมง}$$

$$\begin{aligned} t_{pR} &= 25.5 - \frac{4.64 - 6}{4} \\ &= 25.8 \text{ ชั่วโมง} \end{aligned}$$

$$Q_{pR} = \frac{151 \times 25.5}{25.8} = 149.2 \text{ ม}^3/\text{วินาที}$$

$$\frac{Q_{pR}}{A} = \frac{149.2}{2500} = 0.0597 \text{ ม}^3/\text{วินาที}/\text{ตร.กม.}$$

$$W_{50} = 2.14(0.0597)^{-1.08}$$

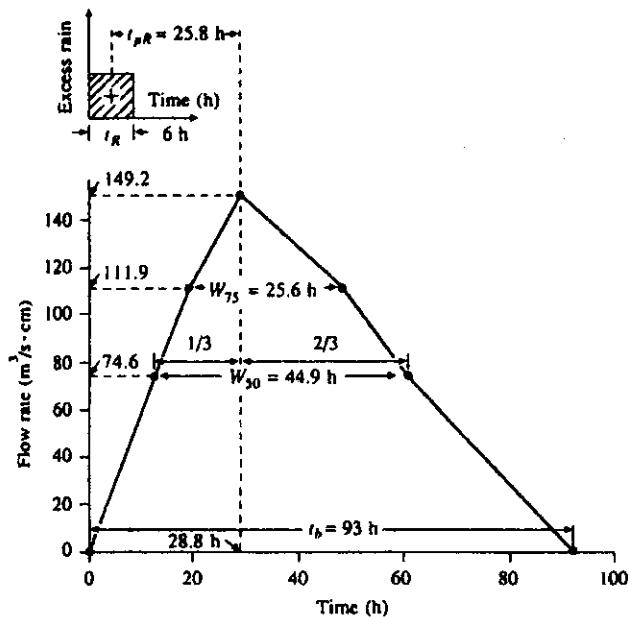
$$= 44.9 \text{ ชั่วโมง}$$

$$W_{75} = 1.22(0.0597)^{-1.08}$$

$$= 25.6 \text{ ชั่วโมง}$$

$$t_b = \frac{5.56 \times 2500}{149.2} = 93 \text{ ชั่วโมง}$$

Unit Hydrograph ที่ได้มีลักษณะดังรูปที่ 8.8 และต้องระวังว่า Unit Hydrograph ที่สร้างขึ้นจะต้องมีพื้นที่ใต้โค้งเท่ากับ 1 ซม.



รูปที่ 8.8 Synthetic Unit Hydrograph ที่หาโดยวิธี Snyder

Espey, Altman and Graves (1977) ได้ใช้วิธีการของ Snyder หาพารามิเตอร์ของ Unit Hydrograph ที่มีช่วงเวลา 10 นาที โดยใช้ข้อมูลจากลุ่มน้ำต่าง ๆ 41 ลุ่มน้ำ ซึ่งมีขนาดตั้งแต่ 0.014 ถึง 15 ตร.ไมล์ และมีเปอร์เซ็นต์ที่น้ำ 2 ถึง 100 หลังจากนั้นจึงใช้วิธีเกรซซันเชิงซ้อน (Multiple Regression) หาสมการความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ของ Unit Hydrograph กับพารามิเตอร์ของลุ่มน้ำและพารามิเตอร์ของ Unit Hydrograph ตัวอื่น สมการดังกล่าวคือ

$$T_p = 3.1 L^{0.23} S^{-0.25} I^{-0.18} \phi^{1.57} \dots\dots\dots(8.26)$$

$$Q_p = 31.62 \times 10^3 A^{0.96} T_p^{-1.07} \dots\dots\dots(8.27)$$

$$T_B = 125.89 \times 10^3 A Q_p^{-0.95} \dots\dots\dots(8.28)$$

$$W_{50} = 16.22 \times 10^3 A^{0.93} Q_p^{-0.92} \dots\dots\dots(8.29)$$

$$W_{75} = 3.24 \times 10^3 A^{0.79} Q_p^{-0.78} \dots\dots\dots(8.30)$$

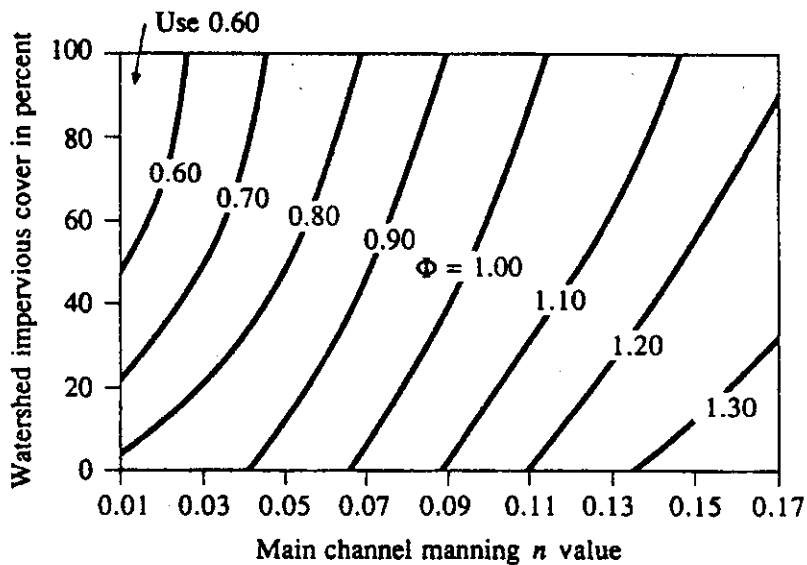
- เมื่อ
- L = ความยาวของลำน้ำสายใหญ่ เป็นฟุต
  - S = ความลาดเทของลำน้ำสายใหญ่
 
$$= \frac{H}{0.8L}$$
  - H = ระดับต่างระหว่างจุด A และ B เมื่อจุด A คือจุดที่ท้องน้ำที่ระยะ 0.2 L ทางด้านท้ายน้ำจากจุดที่ไกลสุดของลุ่มน้ำ และ B คือ จุดที่ท้องน้ำที่ทางออก
  - I = พื้นที่ที่น้ำเป็นเปอร์เซ็นต์ สมมติให้เท่ากับ 5 % สำหรับลุ่มน้ำที่ยังไม่ได้พัฒนา
  - $\phi$  = Dimensionless Watershed Conveyance Factor ซึ่งเป็นฟังก์ชันของเปอร์เซ็นต์พื้นที่น้ำ และค่าความขรุขระ ดังแสดงในรูปที่ 8.9
  - A = พื้นที่ระบายน้ำ เป็น ตร. ไมล์
  - $T_p$  = เวลาที่อัตราการไหลเพิ่มขึ้นถึงจุดสูงสุดของ Unit Hydrograph เป็น นาที

$Q_p$  = อัตราการไหลสูงสุด เป็น ลบ.ฟุต/วินาที/นิ้ว

$T_B$  = เวลาฐานของ Unit Hydrograph เป็น นาที

$W_{50}$  = ความกว้างของ Unit Hydrograph ที่ 50 % ของ  $Q_p$  เป็น นาที

$W_{75}$  = ความกว้างของ Unit Hydrograph ที่ 75 % ของ  $Q_p$  เป็น นาที



รูปที่ 8.9 Watershed Conveyance Factor  $\phi$

#### 8.4 การสร้างกราฟน้ำท่าผิวดิน

เมื่อรู้ไฮเอโทกราฟของฝนส่วนเกิน และ Unit Hydrograph ซึ่งมีช่วงเวลาเท่ากัน จะสามารถหาไฮโทกราฟของน้ำท่าผิวดิน (Direct Runoff Hydrograph) ได้จากสมการ Discrete Convolution ดังนี้

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1} \dots\dots\dots(8.31)$$

เมื่อ  $Q_n$  = อัตราการไหลที่เวลา  $n$

$P_m$  = ผนส่วนเกินที่ช่วงเวลา  $m$  เมื่อ  $m = 1, 2, \dots, M$

$U_{n-m+1}$  = Ordinate ของ Unit Hydrograph ที่เวลา  $n-m+1$

รูปที่ 8.10 แสดงวิธีการใช้สมการ Discrete Convolution

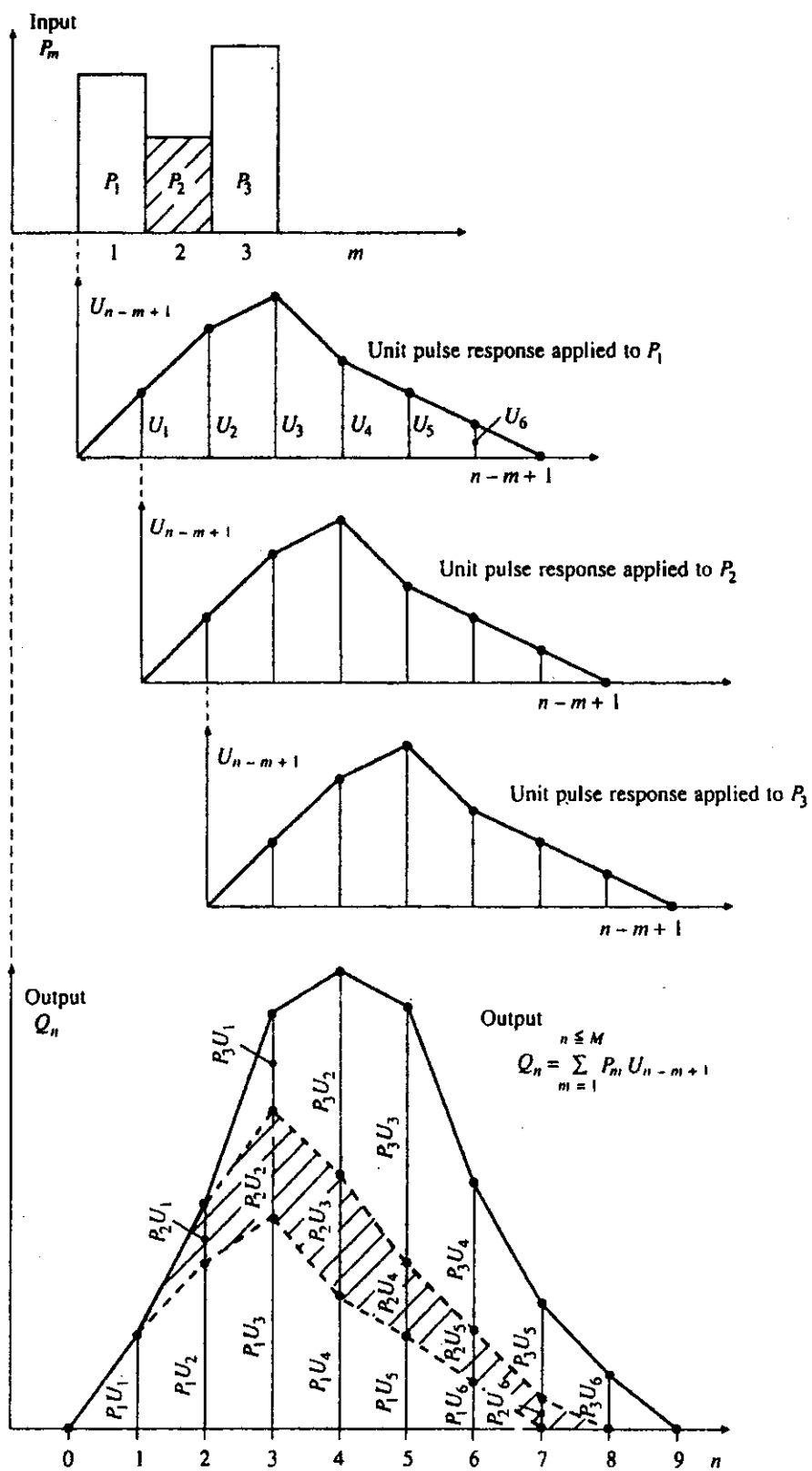
ตัวอย่างที่ 8.6 ให้หาไฮโดรกราฟของน้ำท่าผิวดินของพายุซึ่งมีไฮเอโทกราฟของผนส่วนเกิน และ 0.5 ชั่วโมง Unit Hydrograph ดังนี้

ไฮเอโทกราฟของผนส่วนเกิน

ชั่วโมง	ผนส่วนเกิน (นิ้ว)
0.5	2.0
1.0	3.0
1.5	1.0

$\frac{1}{2}$  ชั่วโมง Unit Hydrograph

ชั่วโมงที่	อัตราการไหล (ฟุต <sup>3</sup> /วินาที/นิ้ว)
0.5	404
1.0	1079
1.5	2343
2.0	2506
2.5	1460
3.0	453
3.5	381
4.0	274
4.5	173



รูปที่ 8.10 รูปแสดงการใช้สมการ Discrete Convolution



พร้อมทั้งตรวจสอบว่าความลึกของน้ำท่าผิวดินเท่ากับความลึกของฝนส่วนเกิน  
เมื่อฝนที่ลุ่มน้ำเท่ากับ 7.03 ตร.ไมล์

ถ้า Base Flow มีค่าเท่ากับ 500 ฟุต<sup>3</sup>/วินาที จงหาไฮโดรกราฟน้ำท่า

วิธีทำ การคำนวณหากราฟน้ำท่าผิวดินโดยวิธี Discrete Convolution

$$\begin{aligned} \text{สำหรับ } n &= 1 \\ Q_1 &= P_1 U_1 \\ &= 2.00 \times 404 = 808 \text{ ฟุต}^3/\text{วินาที} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{สำหรับ } n &= 2 \\ Q_2 &= P_1 U_2 + P_2 U_1 \\ &= 2.00 \times 1079 + 3.00 \times 404 \\ &= 2158 + 1212 = 3370 \text{ ฟุต}^3/\text{วินาที} \end{aligned}$$

สำหรับ  $n = 3, 4, \dots, 11$  ผลการคำนวณแสดงอยู่ในตาราง

Time ( $\frac{1}{2}$ -h)	Excess Precipitation (in)	Unit hydrograph ordinates (cfs/in)									Direct runoff (cfs)	Streamflow* (cfs)
		1	2	3	4	5	6	7	8	9		
n = 1	2.00	404									808	1308
2	3.00	1079	404								3370	3870
3	1.00		1079	404							8327	8827
4				1079	404						13,120	13,620
5					1079	404					12,781	13,281
6						1079	404				7792	8292
7							1079	404			3581	4081
8								1079	404		2144	2644
9									1079	404	1549	2049
10										1079	793	1293
11											173	673
Total											54,438	

Baseflow = 500 cfs.

ความลึกของน้ำท่าผิวดิน

$$\begin{aligned} &= \frac{\sum_{n=1}^{11} Q_n \Delta t}{A} \\ &= \frac{54,438 \times 0.5 \times 3,600}{7.03 \times (5280)^2} \text{ ฟุต} \end{aligned}$$

$$= 0.5 \text{ ฟุต}$$

$$= 6 \text{ นิ้ว}$$

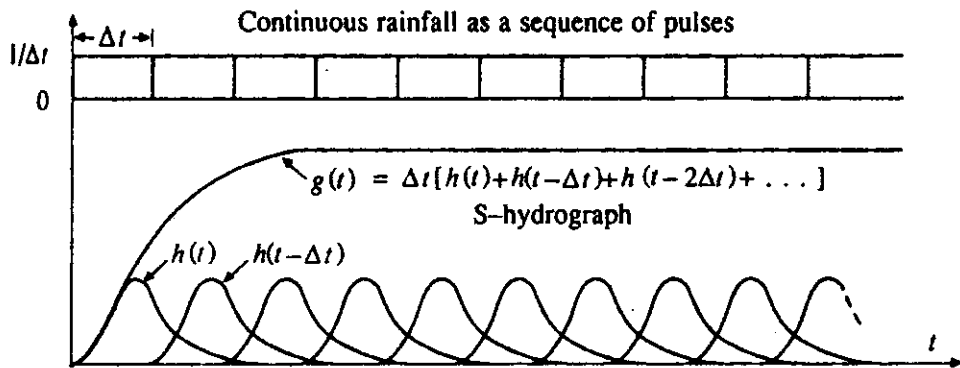
ซึ่งเท่ากับความลึกของฝนส่วนเกิน

เมื่อนำ Base Flow 500 ฟุต<sup>3</sup>/วินาที ไปบวกกับค่า  $Q_n$  จะได้ไฮโดรกราฟน้ำท่าตามต้องการตั้งแสดงในคอลัมน์สุดท้ายของตาราง

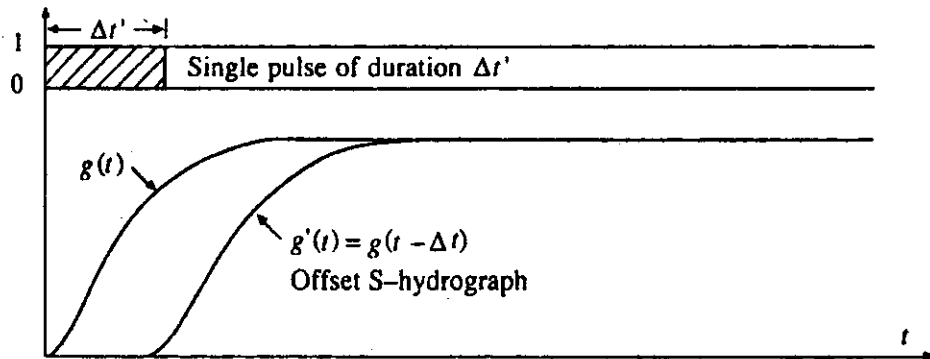
ถ้าช่วงเวลาของไฮเอทโทกราฟของฝนส่วนเกิน และ Unit Hydrograph ไม่เท่ากัน อาจพิจารณาใช้วิธี S-Hydrograph เปลี่ยนช่วงเวลาของ Unit Hydrograph ให้สอดคล้องกับช่วงเวลาของไฮเอทโทกราฟได้ตั้งแสดงในรูปที่ 8.11 ในรูปแสดงวิธีการเปลี่ยน Unit Hydrograph ที่มีช่วงเวลา  $\Delta t$  เป็น  $\Delta t'$  ตัวอย่างแสดงการเปลี่ยน Unit Hydrograph ที่มีช่วงเวลา 0.5 ชั่วโมงให้เป็น Unit Hydrograph ที่มีช่วงเวลา 1.5 ชั่วโมง แสดงอยู่ในตารางที่ 8.7

ตารางที่ 8.7 การคำนวณ 1.5 ชั่วโมง Unit Hydrograph จาก 0.5 ชั่วโมง, Unit Hydrograph โดยวิธี S-Hydrograph

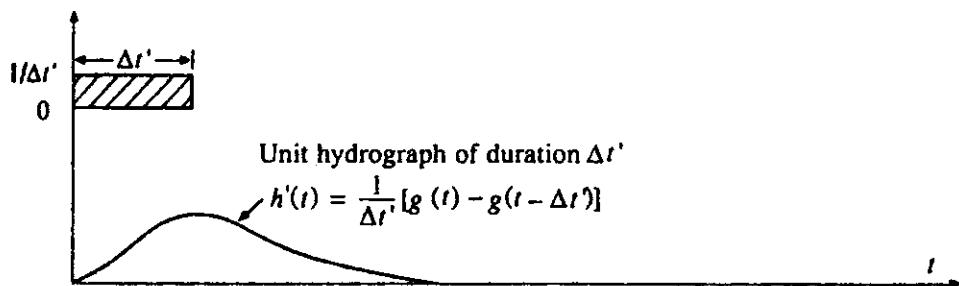
1 Time $t$ (h)	2 0.5-h unit hydrograph $h(t)$ (cfs/in)	3 S-hydrograph $g(t)$ (cfs)	4 Lagged S-hydrograph $g(t - \Delta t')$ (cfs)	5 1.5-h unit hydrograph $h'(t)$ (cfs/in)
0.5	404	202	0	135
1.0	1079	742	0	495
1.5	2343	1913	0	1275
2.0	2506	3166	202	1976
2.5	1460	3896	742	2103
3.0	453	4123	1913	1473
3.5	381	4313	3166	765
4.0	274	4450	3896	369
4.5	173	4537	4123	276
5.0	0	4537	4313	149
5.5	0	4537	4450	58
6.0	0	4537	4537	0



(a)



(b)



(c)

รูปที่ 8.11 การใช้ S-Hydrograph หรือ Unit Hydrograph ที่มีช่วงเวลา  $\Delta t'$  จาก Unit Hydrograph ที่มีช่วงเวลา  $\Delta t$

### 8.5 การสร้างกราฟน้ำท่วม

เมื่อทราบไฮโดรกราฟของน้ำท่าผิวดิน ขั้นต่อไปคือการประเมินหา Base Flow ซึ่งเมื่อนำไปรวมกับไฮโดรกราฟของน้ำท่าผิวดิน จะได้ไฮโดรกราฟน้ำท่วมออกแบบตามต้องการ วีระพล (2531) เสนอแนะสมการสำหรับคำนวณหา Base Flow จากปริมาณการไหลสูงสุด ซึ่งขึ้นกับรอบปีการเกิดซ้ำที่เลือกใช้ดังนี้

$$Q_b = a Q_p^b \quad \dots\dots\dots(8.32)$$

เมื่อ

$$Q_b = \text{Base Flow}$$

$$Q_p = \text{ปริมาณการไหลสูงสุด ซึ่งเปลี่ยนไปตามรอบปีการเกิดซ้ำ}$$

$$a \text{ และ } b = \text{ค่าสัมประสิทธิ์ของสมการ}$$

ในการวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่าง Base Flow และ  $Q_p$  ตามสมการ (8.32) โดยใช้ข้อมูลจากแม่น้ำหมัน ณ สถานีวัดน้ำค่านซ้าย และสถานีวัดน้ำแก่งสัมพันธ์ (วีระพล, 2531) พบว่า

$$Q_b = 0.628635 Q_p^{0.763119}$$

เมื่อนำเอา  $Q_b$  ซึ่งมีค่าคงที่ไปบวกกับ  $Q_n$  (Ordinate ของไฮโดรกราฟน้ำท่าผิวดิน) จะได้ไฮโดรกราฟน้ำท่วมออกแบบตามต้องการ ดังแสดงไว้ในตัวอย่างที่ 8.6

### 8.6 เอกสารอ้างอิง

1. วีระพล แต่สมบัติ. 2528. หลักสูตรวิทยา. ฟิสิกส์เชิงเตอร์การพิมพ์
2. วีระพล แก้วสมบัติ. 2531. อุทกวิทยาประยุกต์. ฟิสิกส์เชิงเตอร์การพิมพ์
3. Chow, V.T., D.R. Maidment and L.W.Mays (1988). Applied Hydrology, McGraw-Hill Book Company, New York.
4. Department of Highway (1980), Design Supervision of Rural Roads, Vol. 1 Design Guidelines : Geometric, Drainage, Structures, Ministry of Communications, ใน วีระพล แต่สมบัติ

(2531). อุทกวิทยาประยุกต์. พิสิทธ์เซ็นเตอร์การพิมพ์.

5. Espey, W.H., Jr., D.G. Altman, and C.B. Graves (1977). Nomographs for 10-minute unit hydrographs, Water Resources Research, Vol. 2, No. 4, pp. 755-764.
6. Huff, F.A. (1967), Time Distribution of Rainfall in Heavy Storms, Water Resources Research, Vol. 3, No. 4, pp. 1007-1019.
7. McCuen, R.H. (1982), A Guideline to Hydrologic Analysis Using SCS Methods, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.
8. Soil Conservation Service (1972), National Engineering Handbook, Section 4, Hydrology, U.S. Department of Agriculture.
9. Soil Conservation Service (1986), Urban Hydrology for Small Watersheds, Tech. Release No. 55, June, U.S. Department of Agriculture.
10. Sherman, L.K. (1932), Streamflow from Rainfall by the Unit-Graph Method, Eng. News Rec., Vol 108, pp. 501-505, April 7.
11. Snyder, F.F. (1938), Synthetic Unit-Graphs, Trans. Am. Geophys. Union, Vol. 19, pp. 447-454.

### 8.7 แบบฝึกหัด

- (1) ลุ่มน้ำ A มีพื้นที่ 2.17 ตร.ไมล์ มีความยาว (L) 1.85 ไมล์ ความยาวถึงจุดศูนย์กลาง ( $L_c$ ) 0.68 ไมล์ และ SCS Curve Number 70  
 ถ้ากำหนดว่า  $C_p = 0.25$  และ  $C_t = 2.8$  จงหา 15 นาที - Unit Hydrograph ของลุ่มน้ำดังกล่าวโดยวิธี Snyder
- (2) ถ้าพายุฝนในรอบ 12 ชั่วโมงมีลักษณะดังตาราง

ช่วงเวลา	15 นาที	1 ช.ม.	2 ช.ม.	3 ช.ม.	6 ช.ม.	12 ช.ม.
ความลึก (นิ้ว)	0.74	1.30	1.70	2.10	3.00	5.00

ตกลงในลุ่มน้ำ A จงหาไฮเอทโตกราฟของฝนและฝนส่วนเกิน โดยวิธี SCS และจงหากราฟน้ำท่วมของลุ่มน้ำ A ซึ่งเกิดจากพายุดังกล่าว สมมติว่าไม่มี Base Flow

- (3) ถ้ากำหนดว่าดินในลุ่มน้ำ A เป็นดินร่วน (Loam) และมี Effective Saturation ก่อนฝนตกเท่ากับ 20 % จงหาไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกินซึ่งเกิดจากพายุในข้อ 2 โดยวิธีคำนวณจากสมการการซึมของน้ำลงไปในดิน Green-Ampt
- (4) ถ้ากำหนดว่าลุ่มน้ำ A ในข้อ 1 มีความลาดชัน 0.7 % จงหา 15 นาที - Unit Hydrograph โดยวิธี SCS Dimensionless Unit Hydrograph และเปรียบเทียบผลที่ได้กับข้อ 1
- (5) จงหาไฮเอทโตกราฟของฝนส่วนเกินจากไฮเอทโตกราฟออกแบที่กำหนดให้ โดยใช้สมการ Green-Ampt

ไฮเอทโตกราฟออกแบ

เวลา (นาที)	ความลึกฝน (มม.)
0	6.4
30	7.4
60	8.6
120	12.8
150	63.6
180	33.0
240	16.2
270	10.4
300	8.2
330	7.2
360	5.6

กำหนดว่าดินในลุ่มน้ำเป็นดินทราย ซึ่งมีคุณสมบัติดังนี้

- Hydraulic Conductivity  $K = 117.8$  มม./ชม.
- Soil Suction Head  $\Psi = 49.5$  มม.
- Effective Porosity  $\theta_e = 0.417$
- Effective Saturation  $S_e = 20 \%$

การออกแบบอ่างเก็บน้ำ

(Design of Reservoir)

พื้นที่กักเก็บน้ำเหนือเขื่อนคืออ่างเก็บน้ำ ซึ่งเป็นผลผลิตจากความพยายามของมนุษย์ ในอันที่จะเอาชนะความไม่แน่นอนตามธรรมชาติของปริมาณน้ำที่ไหลในแม่น้ำ ซึ่งบางครั้งก็ไหลมา มากจนเกินความต้องการ และก่อให้เกิดอุทกภัย แต่บางครั้งก็น้อยจนเกิดการขาดน้ำ ในบทนี้จะ กล่าวถึงอ่างเก็บน้ำอย่างละเอียดตั้งแต่ต้นว่าอ่างเก็บน้ำทำหน้าที่อะไร มีส่วนประกอบที่สำคัญอะไร บ้าง ผลผลิตของอ่างเก็บน้ำ การหาขนาดความจุที่ต้องการเพื่อวัตถุประสงค์ต่าง ๆ ตลอดจนแนวทางการศึกษาการปฏิบัติงานของอ่างเก็บน้ำ (Reservoir Operation Study) เพื่อให้การใช้ อ่างเกิดประโยชน์สูงสุด

9.1 หน้าที่ของอ่างเก็บน้ำ (Function of Reservoir)

อ่างเก็บน้ำคือกลไกที่มนุษย์สร้างขึ้นมา เพื่อทำหน้าที่ควบคุมปริมาณน้ำที่ไหลตาม ธรรมชาติ เพื่อวัตถุประสงค์อย่างใดอย่างหนึ่งหรือหลายอย่างดังต่อไปนี้.-

- เพื่อกักเก็บน้ำไว้ใช้ในการอุปโภค - บริโภค
- เพื่อกักเก็บน้ำไว้ใช้ในการอุตสาหกรรม
- เพื่อกักเก็บน้ำไว้ใช้ในการชลประทาน
- เพื่อกักเก็บน้ำไว้ใช้ในการผลิตกระแสไฟฟ้า
- เพื่อกักเก็บน้ำไว้ใช้ผลิตคั้นน้ำเค็มในช่วงฤดูแล้ง
- เพื่อกักเก็บน้ำไว้ใช้ควบคุมคุณภาพน้ำในแม่น้ำ
- เพื่อกักเก็บน้ำไว้ใช้ควบคุมระดับน้ำในแม่น้ำเพื่อการคมนาคมทางน้ำ
- เพื่อใช้ปริมาณอ่างในการควบคุมหรือบรรเทา น้ำท่วม
- เพื่อใช้น้ำในอ่างเป็นแหล่งเพาะเลี้ยงสัตว์น้ำ
- เพื่อใช้อ่างเป็นสถานที่ท่องเที่ยว
- ฯลฯ

อ่างเก็บน้ำที่ทำหน้าที่เพื่อวัตถุประสงค์อย่างใดอย่างหนึ่งโดยเฉพาะเรียกว่า อ่างเก็บน้ำเอกประสงค์ (Single purpose reservoir) ส่วนอ่างเก็บน้ำที่ทำหน้าที่เพื่อวัตถุประสงค์หลาย ๆ อย่างเรียกว่า อ่างเก็บน้ำเอนกประสงค์ (Multipurpose reservoir)

ในการออกแบบอ่างเก็บน้ำให้ทำหน้าที่ "กักเก็บน้ำ" จะต้องพิจารณาถึงความต้องการน้ำจากอ่างเพื่อวัตถุประสงค์ต่าง ๆ ประกอบกับปริมาณน้ำที่คาดว่าจะไหลเข้าอ่างและการสูญเสียน้ำจากอ่างขณะเก็บกัก เพื่อหาขนาดอ่างเก็บน้ำที่เล็กที่สุดที่สามารถทำหน้าที่ตามวัตถุประสงค์ที่วางไว้ได้

ในการออกแบบอ่างเก็บน้ำเพื่อทำหน้าที่ "ควบคุมน้ำท่วม" จะต้องพิจารณาถึงกราฟน้ำท่วมขนาดต่าง ๆ ประกอบกับขีดความสามารถของลำน้ำท้ายน้ำของอ่างว่าจะสามารถรับน้ำท่วมได้มากน้อยเท่าใดโดยไม่เกิดความเสียหาย เพื่อหาขนาดความจุสำหรับการควบคุมน้ำท่วมที่ได้ผล

ในการออกแบบอ่างเก็บน้ำเพื่อใช้เป็นแหล่งเพาะเลี้ยงสัตว์น้ำ และใช้เป็นสถานที่ท่องเที่ยว จะต้องมีการกำหนดระดับเก็บกักต่ำสุดที่อ่างยังคงทำหน้าที่ดังกล่าวได้ แต่ปกติแล้วการเพาะเลี้ยงสัตว์น้ำและใช้เป็นสถานที่ท่องเที่ยวมักจะเป็นผลพลอยได้ของอ่างเก็บน้ำที่ทำหน้าที่ "เก็บกักน้ำ" อยู่แล้ว

ในบทนี้จะกล่าวถึงการออกแบบอ่างเก็บน้ำเพื่อให้ทำหน้าที่ "กักเก็บน้ำ" และ "ควบคุมน้ำท่วม" โดยละเอียด

## 9.2 ส่วนประกอบของอ่างเก็บน้ำ (Reservoir Components)

อ่างเก็บน้ำทั่ว ๆ ไปที่ทำหน้าที่ทั้งกักเก็บน้ำและควบคุมน้ำท่วมจะประกอบไปด้วยส่วนสำคัญ 3 ส่วนคือ ตัวอ่างเก็บน้ำ ทางระบายน้ำล้น (Spillway) และอาคารทางออก (Outlet Works)

(1) อ่างเก็บน้ำ เกิดจากการสร้างเขื่อนกั้นหุบเขา ปริมาตรอ่างเก็บน้ำขึ้นอยู่กับลักษณะของหุบเขา และความสูงของเขื่อนที่สร้าง การหาปริมาตรความจุของอ่างเก็บน้ำจะต้องมีการสำรวจภูมิประเทศบริเวณที่ตั้งอ่าง นำผลมาทำแผนที่ระดับชั้นความสูง (Contour Map) ใช้แผนภูมิเตอร์ริคพื้นที่ยานในเส้นชั้นความสูงแต่ละเส้น จะสามารถนำมาหาโค้งพื้นที่-ระดับ (Area - Elevation Curve) ได้ เมื่อเอาพื้นที่เฉลี่ยระหว่างเส้นชั้นความสูงคูณด้วยระดับชั้นความสูงจะให้



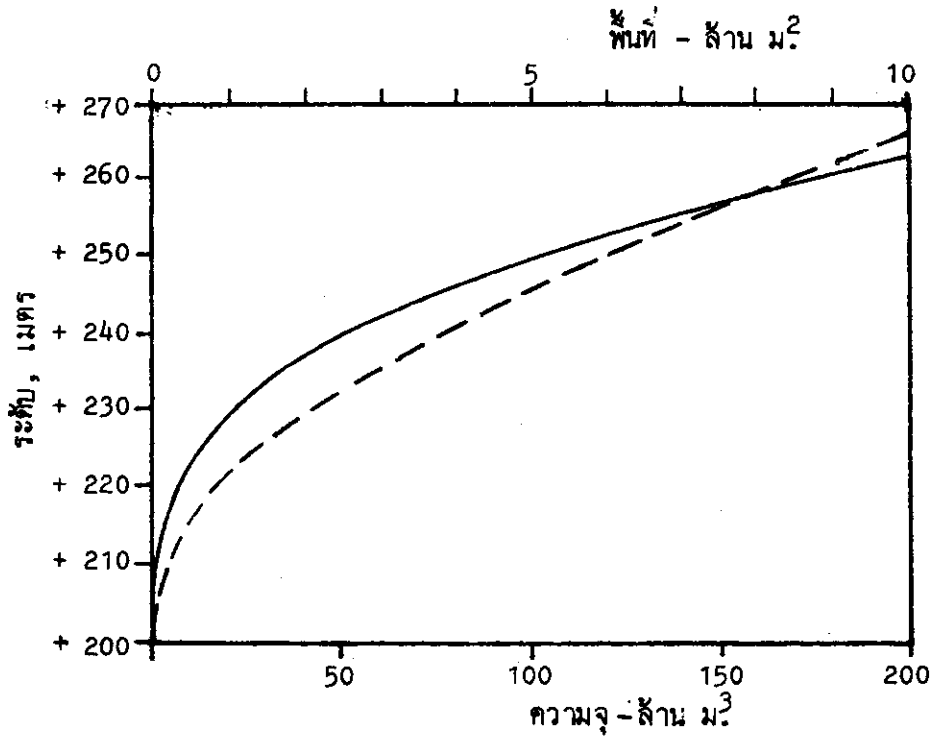
ปริมาตรที่อยู่ระหว่างเส้นชั้นความสูงนั้น ผลบวกสะสมของปริมาตรแต่ละส่วนที่คำนวณไว้ทั้งหมดภายใต้เส้นชั้นความสูงใด ๆ คือปริมาตรอ่างที่ระดับของเส้นชั้นความสูงนั้น เมื่อนำปริมาตรอ่างมาพล็อตเทียบกับระดับความสูงจะได้โค้งปริมาตรอ่าง-ระดับ (Storage-Elevation Curve) หรือบางครั้งเรียกว่าโค้งความจุ-ระดับ (Capacity-Elevation Curve) รูปที่ 9.1 แสดงลักษณะของโค้งความจุ-พื้นที่-ระดับ

อ่างเก็บน้ำเพื่อการกักเก็บน้ำท่วม ๆ ไปจะมีการแบ่งปริมาตรอ่างออกเป็นส่วนตัวต่าง ๆ ตามวัตถุประสงค์ในการใช้งานดังแสดงในรูปที่ 9.2 คำศัพท์ต่าง ๆ เกี่ยวกับอ่างเก็บน้ำที่ควรจะต้องรู้ในการออกแบบมีดังต่อไปนี้.-

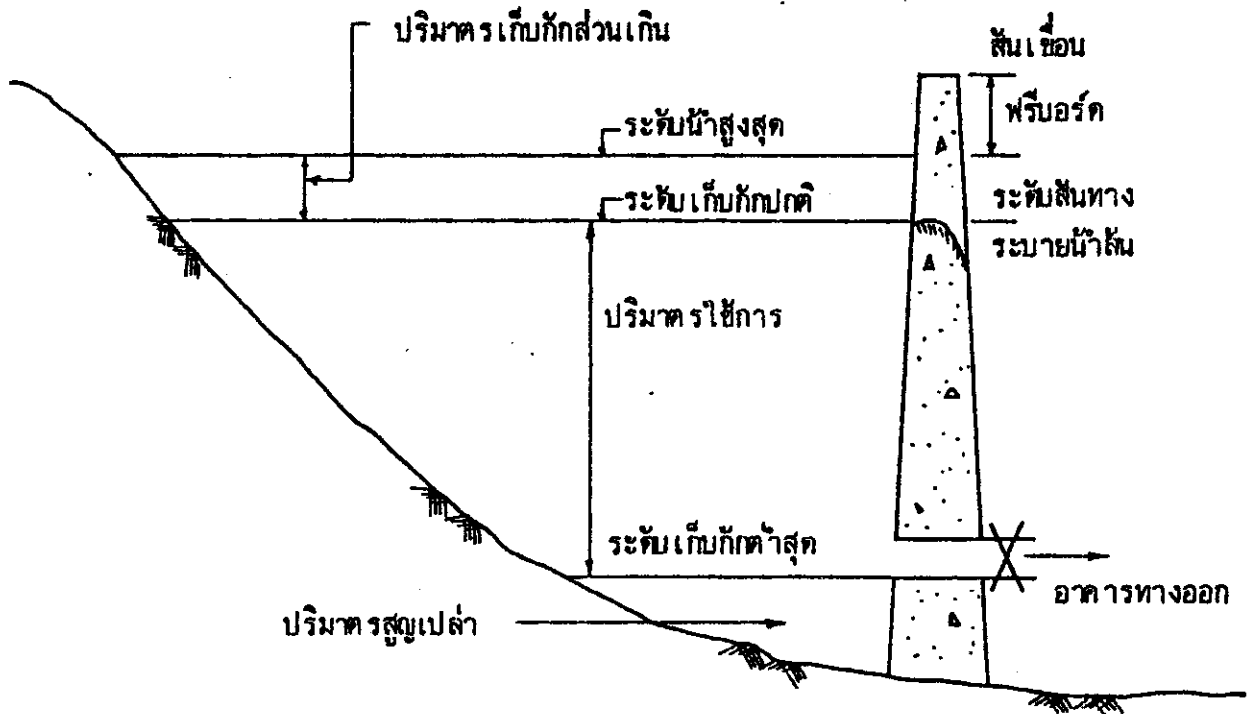
**ระดับเก็บกักต่ำสุด** (Minimum pool level) คือระดับน้ำต่ำสุดที่จะสามารถเอาน้ำจากอ่างออกไปใช้ได้ ระดับนี้จะเป็นตัวกำหนดระดับปากของอาคารทางออก (Outlet) ตัวที่อยู่ต่ำที่สุด ปริมาตรอ่างที่อยู่ต่ำกว่าระดับเก็บกักต่ำสุดนี้เรียกว่าปริมาตรสูญเปล่า (Dead Storage) เนื่องจากปกติจะไม่มีหรือนำเอาปริมาณน้ำในส่วนนี้ไปใช้ ปริมาตรสูญเปล่าเป็นปริมาตรอ่างที่เมื่อใช้สำหรับการตกตะกอนในช่วงอายุการใช้งานของอ่างเก็บน้ำ

**ระดับเก็บกักปกติ** (Normal pool level) คือระดับกักเก็บน้ำสูงสุดของอ่างในการปฏิบัติงานตามปกติ (Normal operation) ซึ่งบางครั้งเรียกว่าระดับน้ำสูงสุดปกติ (Normal high water level) ระดับนี้จะเป็นตัวกำหนดระดับ สันทางระบายน้ำสันแบบไม่มีประตูควบคุม ปริมาตรเก็บกักที่อยู่ระหว่างระดับเก็บกักต่ำสุดและระดับเก็บกักปกติ เรียกว่าปริมาตรใช้การ (Active storage) ปริมาตรใช้การนี้จะต้องถูกออกแบบให้มีขนาดเพียงพอที่จะกักเก็บน้ำไว้สำหรับความต้องการน้ำเพื่อวัตถุประสงค์ต่าง ๆ ในช่วงเวลาที่แล้งมาก ๆ ตลอดช่วงอายุการใช้งานของอ่าง ซึ่งรายละเอียดจะกล่าวถึงในหัวข้อ 9.5

**ระดับน้ำสูงสุด** (Maximum water surface) คือระดับน้ำสูงสุดที่จะยอมให้เกิดขึ้นในอ่างเก็บน้ำในช่วงเวลาที่มีน้ำท่วมใหญ่เคลื่อนตัวเข้าสู่อ่าง ปริมาตรอ่างที่อยู่ระหว่างระดับน้ำสูงสุดและระดับเก็บกักปกติ เรียกว่าปริมาตรเก็บกักน้ำส่วนเกิน (Surcharge Storage) เป็นปริมาตรอ่างที่ทำหน้าที่หน่วงคลื่นน้ำท่วมไม่ให้เคลื่อนที่ไปทางชันท้ายน้ำเร็วและมีอัตรามากเกินไปจนก่อให้เกิดน้ำท่วมทางชันท้ายน้ำ ในการออกแบบปริมาตรเก็บกักน้ำส่วนเกินนี้จะต้องสัมพันธ์กับขนาดทาง



รูปที่ 9.1 โคงความจุ-พื้นที่-ระดับของอ่างเก็บน้ำ (วุฒิไชย, 2530)



รูปที่ 9.2 การแบ่งปริมาตรอ่างเก็บน้ำ

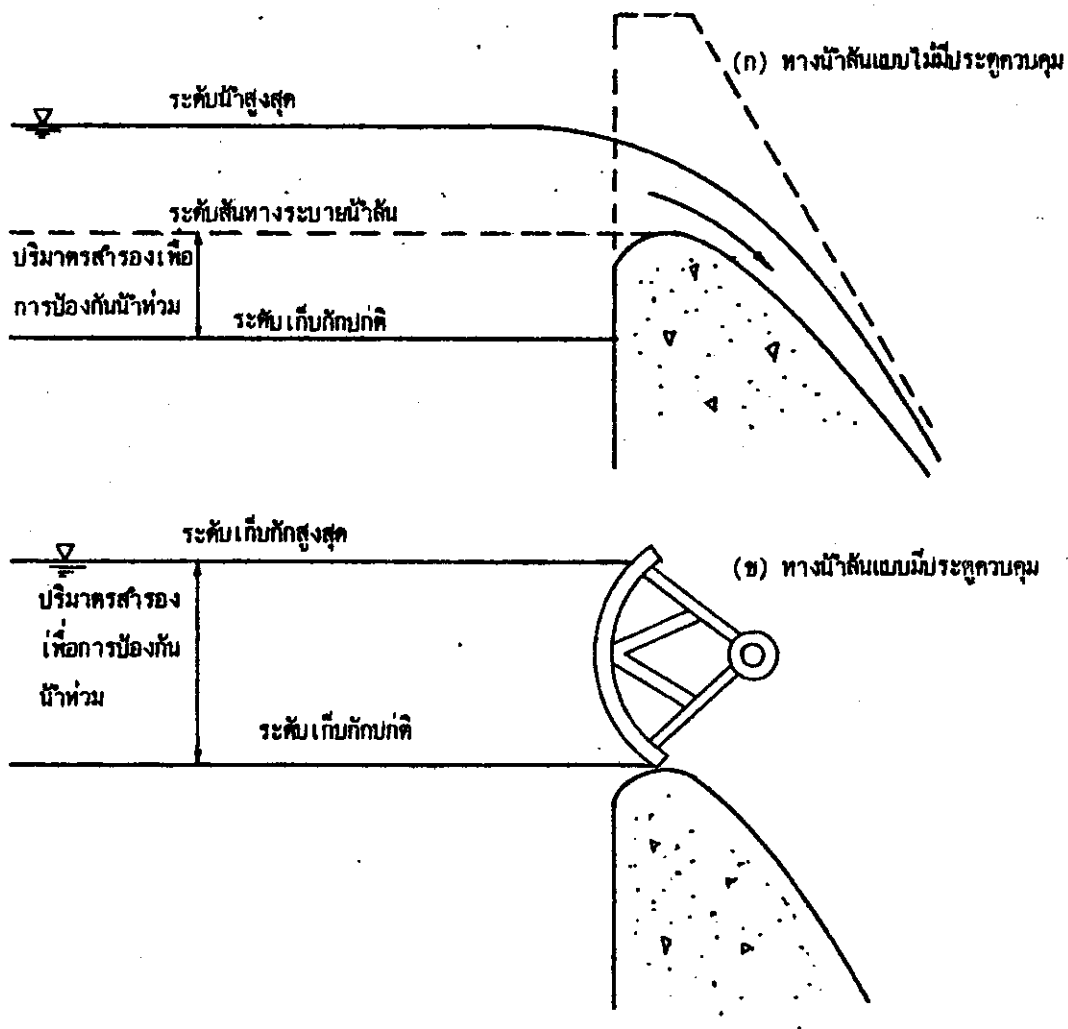
ระบายน้ำขึ้น และคลื่นน้ำท่วมที่คาดว่าจะเคลื่อนตัวเข้าสู่อ่าง อย่างไรก็ตาม ระบายน้ำสูงสุดอาจถูกกำหนดจากสภาพทางกายภาพของหุบเขา เช่น ระบายช่องเขาขาด หรือพื้นที่เกษตรกรรม ป่าไม้ วนอุทยาน เมือง ที่จะถูกน้ำท่วม

ฟรีบอร์ด (Freeboard) คือระยะระหว่างระดับน้ำสูงสุดและเส้นระดับสันเขื่อนที่ต้องเผื่อไว้เพื่อความปลอดภัยว่าน้ำจะไม่ไหลล้นสันเขื่อนขณะที่คลื่นน้ำท่วมใหญ่เคลื่อนตัวผ่านอ่างเก็บน้ำ

(2) ทางระบายน้ำขึ้น เป็นอาคารที่ทำหน้าที่ระบายน้ำส่วนเกินในยามที่คลื่นน้ำท่วมขนาดใหญ่เคลื่อนตัวผ่านอ่างเก็บน้ำ เพื่อป้องกันไม่ให้ระดับน้ำในอ่างยกตัวสูงมากเกินไปจนเป็นการเสี่ยงต่อความปลอดภัยของตัวเขื่อน การออกแบบทางระบายน้ำขึ้นจะพิจารณาจากขนาดของคลื่นน้ำท่วมที่ใหญ่ที่สุดที่คาดว่าจะเคลื่อนตัวผ่านอ่างเก็บน้ำในช่วงเวลาที่วิกฤตที่สุด คือช่วงเวลาที่น้ำเต็มอ่าง หรือระดับน้ำในอ่างอยู่ที่ระดับเก็บกักปกติ บางครั้งในการออกแบบทางระบายน้ำขึ้นอาจมีการจำกัดระดับน้ำสูงสุดเอาไว้เนื่องจากสภาพภูมิประเทศของอ่างและสภาพทางธรณีวิทยาของตัวเขื่อน

ถ้าการป้องกันน้ำท่วมเป็นวัตถุประสงค์ที่มีความสำคัญเป็นอันดับหนึ่ง ในการออกแบบ อัตราการระบายน้ำผ่านทางระบายน้ำขึ้นควรจะสูงไม่เกินขีดความสามารถของทางน้ำที่จะผันน้ำออกไปโดยไม่ง่อให้เกิดน้ำท่วมทางด้านท้ายน้ำ ถ้าผลจากการออกแบบตามสมมติฐานที่ว่า คลื่นน้ำท่วมเคลื่อนตัวผ่านอ่างเก็บน้ำขณะที่มีน้ำเต็มอ่าง ประกอบกับให้มีการกำหนดระดับน้ำสูงสุดเอาไว้ ทำให้อัตราการระบายน้ำผ่านทางน้ำขึ้นสูงจนก่อให้เกิดน้ำท่วมทางด้านท้ายน้ำ ในกรณีเช่นนี้จะต้องมีการกำหนดปริมาณสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม (Flood Control Reserve) เอาไว้ด้วย ปริมาณสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วมคือปริมาณระหว่างระดับสันฝายของทางน้ำขึ้นและระดับเก็บกักปกติสำหรับทางน้ำขึ้นแบบไม่มีประตูควบคุม หรือปริมาณระหว่างปลายก้นบานของบานถึงระดับสันฝายทางน้ำขึ้น ดังรูปที่ 9.3 โดยทั่วไปจะต้องมีอาคารที่สามารถระบายน้ำออกจากเขตปริมาณสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วมให้หมดก่อนที่จะมีคลื่นน้ำท่วมลูกที่สองเคลื่อนตัวเข้าสู่อ่าง

(3) อาคารทางออก เป็นอาคารที่ทำหน้าที่ควบคุมการปล่อยน้ำจากอ่างเพื่อนำไปใช้ในการชลประทาน การควบคุมคุณภาพน้ำในแม่น้ำ การผลิตค้ำน้ำเต็มในช่วงฤดูแล้ง ฯลฯ ขนาดของอาคารทางออกจะขึ้นอยู่กับปริมาณความต้องการน้ำจากอ่างเพื่อวัตถุประสงค์ต่าง ๆ ในช่วงที่มีความต้องการน้ำสูงสุด และเขตของน้ำในอ่างเก็บน้ำเหนืออาคารทางออก ขนาดอาคารทางออก



รูปที่ 9.3 ปริมาณสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม

จะแปรผันโดยตรงกับปริมาณน้ำ และแปรผันผกผันกับสแควร์รูทของเขต และเพื่อให้อาคารทางออกสามารถทำหน้าที่ได้ตลอดเวลา ปากอาคารทางออกควรจะต้องตั้งอยู่ในระดับที่สามารถปล่อยน้ำได้ตลอดเวลา ราบเท่าที่ระดับน้ำในอ่างอยู่เหนือระดับเก็บกักต่ำสุด และควรจะให้มีเขตของน้ำเหนือระดับปากอาคารทางออกอย่างน้อยเท่ากับ เขตที่ออกแอมไว้

### 9.3 ข้อมูลที่จำเป็นในการออกแบบอ่างเก็บน้ำ (Necessary Data for Reservoir Design)

ในการหาขนาดความจุอ่างเก็บน้ำต้องการข้อมูลหลายอย่างดังต่อไปนี้.-

- (1) โค้งพื้นที่-ความจุ-ระดับ ซึ่งสามารถหาได้จากแผนที่ระดับ (Contour Map) ของบริเวณที่กำหนดที่จะเป็นที่ตั้งอ่างเก็บน้ำ รูปที่ 9.1
- (2) ข้อมูลปริมาณน้ำไหลลงอ่าง (Inflow Data) ซึ่งหาได้จากข้อมูลปริมาณการไหลของน้ำในลำน้ำตรงจุดที่ตั้งเขื่อน ในกรณีที่ไม่เคยมีการตรวจวัดปริมาณน้ำตรงจุดที่ตั้งอ่าง อาจพิจารณาขยายข้อมูลปริมาณน้ำท่าที่มีการวัดในบริเวณข้างเคียงมาใช้ หรืออาจพิจารณาหาปริมาณน้ำที่ไหลลงอ่าง จากข้อมูลน้ำฝนที่ตกลงในบริเวณลุ่มน้ำ ขนาดพื้นที่และคุณสมบัติของลุ่มน้ำ ข้อมูลปริมาณน้ำที่ไหลลงอ่างรายเดือนนับว่าเพียงพอในการหาขนาดความจุของอ่างเก็บน้ำ
- (3) ข้อมูลน้ำท่วม (Flood Data) ซึ่งรวมทั้งขนาดน้ำท่วมสูงสุด (Flood Peak) และปริมาตรน้ำท่วม (Flood Volume) สำหรับรอบปีการเกิดซ้ำ (Return Period) ที่กำหนดเพื่อใช้ในการคำนวณหาขนาดทางระบายน้ำล้น ปริมาตรเก็บกักน้ำส่วนเกิน ตลอดจนปริมาตรสำรองเพื่อป้องกันน้ำท่วม ปกติแล้วข้อมูลน้ำท่วมมักจะอยู่ในรูปของกราฟน้ำท่วม (Flood Hydrograph) ในทำนองเดียวกันกับข้อ (2) ถ้าไม่เคยมีการตรวจวัดปริมาณน้ำตรงจุดที่จะสร้างอ่างเก็บน้ำ อาจใช้วิธีการขยายข้อมูลจากสถานีวัดน้ำข้างเคียง หรือใช้ข้อมูลน้ำฝนมาช่วยในการประเมิน หรืออาจทำการวิเคราะห์ความถี่น้ำท่วมทั้งลุ่มน้ำ อย่างไรก็ตาม ในกรณีที่ไม่ใช่ข้อมูลตรวจวัดมีการสำรวจคาบน้ำสูงสุดในบริเวณอ่างเพื่อเป็นข้อมูลประกอบในการประเมินหาขนาดของน้ำท่วมสูงสุดในอดีต ซึ่งจะทำให้โดยการออกไปสำรวจจุดค้ำน้ำที่ระดับคาบน้ำสูงสุด รูปตัดยาวของลำน้ำ และประเมินค่า Manning's  $n$  ของลำน้ำ จากสภาพของลำน้ำ แล้วนำมาคำนวณหาขนาดน้ำท่วมสูงสุด โดยใช้สูตรของ Manning
- (4) อัตราการระเหยจากผิวน้ำ การระเหยของน้ำจากผิวน้ำในอ่างเป็นเรื่องที่หลีกเลี่ยงไม่ได้ และจะห้้องนำมาคิดในการหาขนาดความจุอ่าง โดยเฉพาะในบริเวณที่มีอัตราการระเหยสูง และอ่างมีพื้นที่ผิวน้ำมาก ปริมาณการระเหยของน้ำจากอ่างในช่วงเวลาใดเวลาหนึ่งจะหาได้โดยการเอาค่าอัตราการระเหยในช่วงเวลานั้นคูณด้วยพื้นที่ผิวน้ำเฉลี่ยของช่วงเวลานั้น ถ้าหาก

ถ้าหากว่าไม่มีข้อมูลการระเหยจากผิวน้ำในอ่างโดยตรง อาจหาได้จาก การระเหยของน้ำจากภาชนะที่มีวัดโดยทั่ว ๆ ไปที่สถานีอุตุนิยมวิทยาทั้งหลาย โดยการเอาค่าสัมประสิทธิ์ภาควิศวกรรมการระเหย (อัตราส่วนระหว่างการระเหยจากอ่างต่อการระเหยจากภาค) ไปคูณค่าการระเหยจากภาค จะได้ค่าปริมาณการระเหยจากอ่างเก็บน้ำที่ต้องการ

(5) ฝนที่ตกลงในบริเวณอ่าง ปริมาณฝนที่ตกลงในบริเวณอ่างจะช่วยเพิ่มปริมาณน้ำในอ่าง ซึ่งค่านี้จะหาได้โดยการเอาค่าความลึกของฝนที่ตกลงมาในช่วงเวลาหนึ่งคูณด้วยพื้นที่ผิวน้ำในอ่างเฉลี่ยของช่วงเวลานั้น

(6) ปริมาณความต้องการน้ำจากอ่าง ขึ้นอยู่กับว่าจะสร้างอ่างเก็บน้ำขึ้นมาเพื่อวัตถุประสงค์อะไรบ้าง ถ้าวัตถุประสงค์คือเพื่อการชลประทาน ก็จะต้องวิเคราะห์ออกมาว่ามีพื้นที่เพาะปลูกเท่าใด จะปลูกพืชอะไร เมื่อไร ความต้องการน้ำของพืชในแต่ละช่วงเวลาเป็นเท่าใด ปริมาณฝนที่คาดว่าจะใช้การได้ และประสิทธิภาพของการชลประทาน แล้วจึงคำนวณหาความต้องการน้ำชลประทานในแต่ละช่วงเวลาออกมา

ถ้าวัตถุประสงค์คือเพื่อการอุปโภค-บริโภค จะต้องศึกษาว่าจะมีคน-สัตว์ ที่ต้องการน้ำจากอ่างมากน้อยเท่าใด อัตราการอุปโภค-บริโภค และการสูญเสียน้ำขณะส่ง หรือน้ำจากอ่างต้องส่งไปให้กับระบบประปา ก่อนการแจกจ่ายถึงง่ายเข้า โดยการศึกษาดังความต้องการน้ำของการประปาแต่ละแห่งแล้วนำมารวมกัน

ปริมาณความต้องการน้ำเพื่อการอุตสาหกรรม จะหาได้จากจำนวนขนาด และชนิดของโรงงานที่ต้องการน้ำจากอ่าง ความต้องการน้ำเพื่อการเดินเรือจะขึ้นอยู่กับสภาพการไหลของน้ำในลำน้ำ เพื่อให้ได้ความลึกอย่างน้อยตามต้องการ โดยเฉพาะตรงจุดที่วิกฤตที่สุดในลำน้ำ ปริมาณความต้องการในการควบคุมคุณภาพน้ำขึ้นอยู่กับคุณภาพของน้ำในลำน้ำในช่วงวิกฤตคือช่วงน้ำน้อย และคุณภาพของน้ำในลำน้ำที่ต้องการ ทั้งนี้จะต้องนำมาวิเคราะห์ว่าจะต้องปล่อยน้ำจากอ่างลงมาช่วยเจือจางน้ำเสียมากน้อยเท่าใดในช่วงวิกฤต เพื่อรักษาคุณภาพน้ำในลำน้ำให้อยู่ในระดับที่ต้องการ ในฤดูแล้งที่ระดับน้ำในลำน้ำต่ำ น้ำทะเลจะสามารถถูกล้ำเข้ามาในแม่น้ำ จึงต้องปล่อยน้ำจากอ่างลงมาควบคุมระดับน้ำในแม่น้ำที่บริเวณใกล้ปากอ่าว

ในทำนองเดียวกันจะหาความต้องการน้ำจากอ่างเพื่อวัตถุประสงค์อื่น ๆ ได้ อย่างลึ้มว่าอ่างเก็บน้ำมีอายุหลายสิบปี ปริมาณความต้องการน้ำจากอ่างสำหรับวัตถุประสงค์หลายอย่างอาจ

เปลี่ยนแปลงไปตามเวลา ควรจะต้องมีการคาดคะเนความต้องการที่เพิ่มขึ้นด้วย รวมความต้องการน้ำของแต่ละฤดูประสงก์ในแต่ละช่วงเวลาเข้าด้วยกัน จะให้ความต้องการน้ำทั้งหมดจากอ่าง ถ้าใช้ข้อมูลปริมาณน้ำไหลลงอ่างเป็นรายเดือน ก็ควรใช้ปริมาณความต้องการน้ำจากอ่างเป็นรายเดือนเหมือนกัน

(7) สัมประสิทธิ์ความจุของคลัง (Bank Storage Coefficient) ขณะที่เก็บกักน้ำปริมาณมากไว้ในอ่างจะมีการสูญเสียน้ำเนื่องจากการไหลซึมเข้าไปเก็บกักในคลัง แต่ปริมาณน้ำนี้มิได้สูญหายไปไหน จะไหลกลับลงมาในอ่างถ้าระดับน้ำในอ่างลดต่ำลง ค่าปริมาณน้ำที่สูญเสียจากอ่างเข้าไปเก็บกักในคลัง (Bank Storage Loss) และปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่างจากคลัง (Return Flow Volume) จะหาได้จากการเอาค่าสัมประสิทธิ์ความจุของคลังคูณด้วยอัตราการเปลี่ยนแปลงปริมาตรน้ำในอ่าง

อย่างไรก็ตาม โดยทั่วไป ค่าความจุของคลังมีค่าไม่มากนักเมื่อเทียบกับปริมาณน้ำที่ไหลเข้าและออกจากอ่างเนื่องจากสาเหตุอื่น จึงมักจะไม่นำเอามาคิดในการหาขนาดความจุของอ่าง ยกเว้นแต่ว่าอ่างเก็บน้ำตั้งอยู่ในบริเวณที่ความจุของคลังมีค่ามากเป็นพิเศษ

#### 9.4 ความสัมพันธ์ระหว่างความจุและผลผลิต (Storage and Yield Relationships)

การออกแบบอ่างเก็บน้ำคือการหาขนาดความจุในการกักเก็บน้ำเพื่อให้ได้ผลผลิต (Yield) เพียงพอสำหรับความต้องการน้ำเพื่อกิจกรรมต่าง ๆ ในอนาคต

คำว่าผลผลิตของอ่างเก็บน้ำหมายถึง ปริมาณน้ำที่จะสามารถนำเอาไปใช้จากอ่างได้ในช่วงระยะเวลาที่กำหนด ซึ่งปกติระยะเวลาที่กำหนดคือ 1 ปี ผลผลิตของอ่างเก็บน้ำที่มีขนาดความจุที่กำหนดจะขึ้นอยู่กับปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่าง ซึ่งจะแปรผันจากปีหนึ่งไปยังอีกปีหนึ่ง ดังนั้นคำว่าผลผลิตของอ่างเก็บน้ำจึงไม่มีความหมายมากนักในแง่ของการออกแบบอ่างเก็บน้ำ เพราะเราไม่รู้ว่าจะมีน้ำไหลเข้าอ่างในแต่ละปีเท่าใด ดังนั้นเพื่อความปลอดภัย ในการออกแบบอ่างเก็บน้ำ ควรออกแบบให้ได้ผลผลิตอย่างน้อยที่สุดเท่ากับผลผลิตที่แน่นอน (Firm Yield) หรือผลผลิตปลอดภัย (Safe Yield)

คำว่า "ผลผลิตที่แน่นอน" หมายถึงปริมาณน้ำมากที่สุดเท่าที่จะประกันว่าสามารถนำเอาไปใช้จากอ่างที่มีขนาดที่กำหนดไว้ในช่วงเวลาที่วิกฤตที่สุด ช่วงวิกฤต (Critical Period)

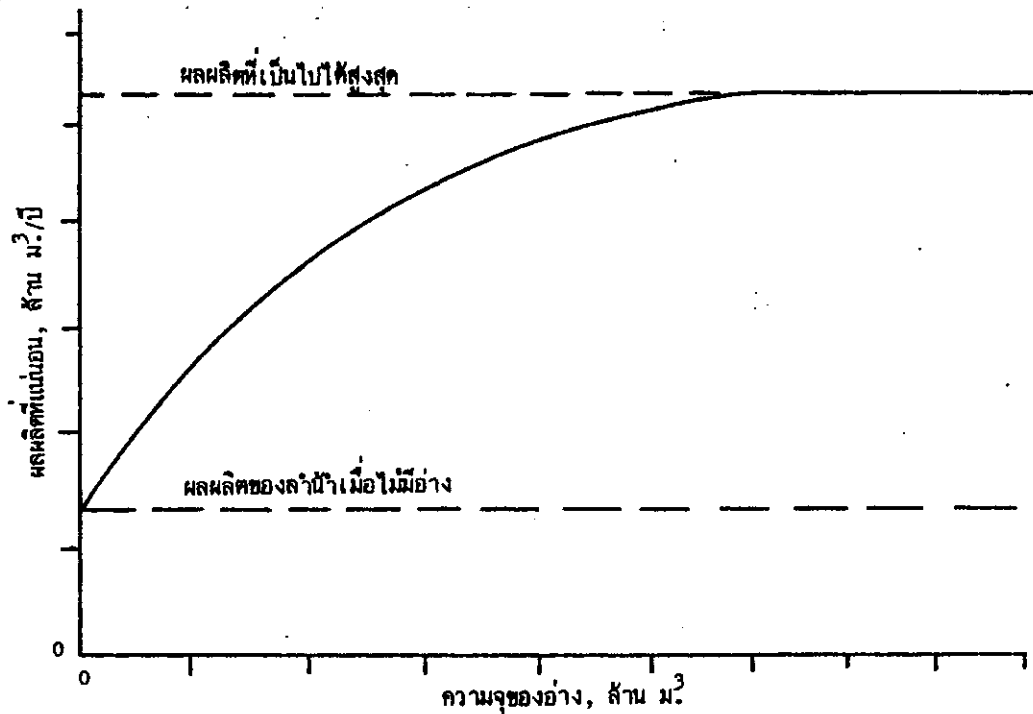
หมายถึงช่วงเวลาที่มีปริมาณน้ำที่ไหลลงอ่างและความต้องการน้ำจากอ่างมีความแปรปรวนและแตกต่างกันมากที่สุด ซึ่งโดยทั่ว ๆ ไปจะหมายถึงช่วงเวลาที่มีน้ำไหลเข้าอ่างน้อยที่สุดจากข้อมูลที่มีอยู่ ทั้งนี้ผลผลิตที่แน่นอนคือผลผลิตที่มีค่าน้อยที่สุดในช่วงอายุการใช้งานของอ่างนั่นเอง ถ้าอ่างที่ออกแบบไว้สามารถให้ผลผลิตได้อย่างน้อยที่สุดเท่ากับผลผลิตที่แน่นอน จะเป็นภาพประกันว่าอ่างจะมีน้ำเพียงพอสำหรับความต้องการต่าง ๆ ในปีที่แล้งที่สุดที่เกิดขึ้นนาน ๆ ครั้ง ในปีที่มีน้ำมากอ่างที่ออกแบบไว้จะให้ผลผลิตที่มากกว่า ผลผลิตที่แน่นอน ส่วนที่มากกว่านี้เรียกว่า ผลผลิตรอง (Secondary yield) ซึ่งสามารถนำเอาไปใช้กับความต้องการน้ำเพื่อวัตถุประสงค์ที่รองลงมาได้ โดยยึดหลักว่าถ้ามีก็นำเอาไปใช้ได้ ถ้าไม่มีก็ไม่ให้นำเอาไปใช้

ผลผลิตที่แน่นอนของอ่างเก็บน้ำขึ้นอยู่กับขนาดความจุของอ่างที่ออกแบบ อ่างที่มีปริมาตรเก็บกักน้อยจะให้ผลผลิตที่แน่นอนน้อย ส่วนอ่างที่มีปริมาตรเก็บกักมากก็จะให้ผลผลิตที่แน่นอนมากขึ้นตามขนาด แต่ผลผลิตที่แน่นอนของอ่างเก็บน้ำใด ๆ จะไม่มากกว่าผลผลิตที่เป็นไปได้สูงสุด (Maximum possible yield) ไม่ว่าจะสร้างอ่างเก็บน้ำให้ใหญ่โตสักเพียงใดก็ตาม ผลผลิตที่เป็นไปได้สูงสุดจะมีค่าเท่ากับปริมาณการไหลเข้าเฉลี่ย (Mean Inflow) ลบด้วยการสูญเสียต่าง ๆ เนื่องจากการระเหยและการรั่วซึมขณะเก็บกักน้ำไว้ในอ่าง ความสัมพันธ์ระหว่างผลผลิตที่แน่นอนและขนาดความจุของอ่างเก็บน้ำจะมีลักษณะดังรูปที่ 9.4

ในทางปฏิบัติการกำหนดความจุของอ่างเก็บน้ำที่จะสร้างขึ้นอยู่กับองค์ประกอบต่าง ๆ มากมาย รวมทั้งความต้องการน้ำจากอ่าง ลักษณะที่พบเขาว่าจะสร้างเขื่อนได้สูงสุดเท่าใด และค่าใช้จ่ายในการก่อสร้าง จึงต้องมีการวิเคราะห์ในเชิงเศรษฐศาสตร์เพื่อหาขนาดเขื่อนที่จะให้ผลตอบแทนทางเศรษฐศาสตร์ที่คุ้มค่าที่สุด ถ้าองค์ประกอบทางด้านเศรษฐศาสตร์เป็นตัวตัดสินที่สำคัญ บางครั้งอาจต้องเลือกขนาดความจุอ่างที่ให้ผลผลิตที่แน่นอนน้อยกว่าความต้องการน้ำสำหรับกิจกรรมต่าง ๆ ในช่วงวิกฤตได้ ถ้าการสร้างอ่างเก็บน้ำให้มีขนาดเพียงพอสำหรับความต้องการน้ำเพื่อวัตถุประสงค์ต่าง ๆ ทั้งหมดจะทำให้เสียค่าใช้จ่ายแพงเกินไปไม่คุ้มค่าลงทุน

ปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่างมีความไม่แน่นอนตามธรรมชาติ อาจจะเป็นไปได้ว่าปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่างบางปีในอนาคคมักมีค่าน้อยกว่าปริมาณน้ำในช่วงวิกฤตที่ใช้ในการคำนวณหาผลผลิตที่แน่นอน ซึ่งถ้าเป็นเช่นนั้นก็จะทำให้ผลผลิตของอ่างต่ำกว่าผลผลิตที่แน่นอนที่ออกแบบไว้ การวิเคราะห์หาขนาดความจุของอ่างเก็บน้ำตามวิธีการทางสถิติ (Stochastic) จะช่วยบอกให้ทราบว่าควรสร้าง





รูปที่ 9.4 ความสัมพันธ์ระหว่างผลผลิตที่แน่นอนและขนาดความจุของอ่างเก็บน้ำ

อ่างเก็บน้ำให้มีขนาดความจุเท่าใดจึงจะทำให้โอกาสขาดน้ำ (Probability of Deficit) อยู่ในเกณฑ์ที่เหมาะสม สำหรับอ่างเก็บน้ำเพื่อการชลประทานอาจยอมให้โอกาสที่ผลผลิตในอนาคตกว่าที่ออกแบบไว้ได้ถึง 20 เปอร์เซ็นต์ สำหรับผู้ที่สนใจเรื่องการวิเคราะห์อ่างเก็บน้ำทางสถิติ ให้อ่านได้จากเรื่อง Storage Reliability ใน Engineering Hydrology ของ Linsley et.al. (1982).

### 9.5 การหาความจุใช้การของอ่างเก็บน้ำ

(Estimating Active Storage of a Reservoir)

ความจุของอ่างเก็บน้ำสามารถแบ่งตามการใช้งานออกเป็น 3 ส่วนคือ (1) ปริมาณใช้การสำหรับการควบคุมปริมาณ การไหลของน้ำในลำน้ำ และเก็บน้ำไว้ในกิจกรรมต่าง ๆ ที่ต้องการน้ำจากอ่าง (2) ปริมาตรสูญเปล่าสำหรับการตกตะกอน การใช้อ่างเป็นแหล่งท่องเที่ยว

เพาะเลี้ยงสัตว์น้ำ ฯลฯ และ (3) ปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม เพื่อช่วยลดความเสียหายทางด้านการทำน้ําเนื่องจากอุทกภัยที่อาจเกิดขึ้นได้ ปกติการหาปริมาณความจุแต่ละส่วนสามารถที่จะคิดแยกออกจากกันได้ แล้วจึงนำเอามารวมกันเป็นความจุทั้งหมดของอ่างเก็บน้ำที่โครงการ ในหัวข้อนี้จะกล่าวเฉพาะการหาปริมาตรใช้การ โดยจะกล่าวถึงวิธีการซึ่งทำให้ง่ายและสะดวก และวิธีจำลองการปฏิบัติงานอ่างเก็บน้ำ (Simulation of Reservoir Operation) การหาปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วมจะได้กล่าวถึงในหัวข้อ 9.6 ส่วนปริมาตรสูญเสียสำหรับการตกตะกอนจะได้กล่าวถึงในบทที่ 10

### วิธีการ (Graphical Method)

#### 9.5.1 การวิเคราะห์ด้วยโค้งสะสมของริบเปิ้ล (Rippl Mass Curve Analysis)

Rippl (1883) เป็นคนแรกที่เสนอแนะวิธีการหาขนาดความจุใช้การของอ่างเก็บน้ำจากปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่างและปริมาณความต้องการน้ำจากอ่าง วิธีการของริบเปิ้ลมีขั้นตอนดังต่อไปนี้.-

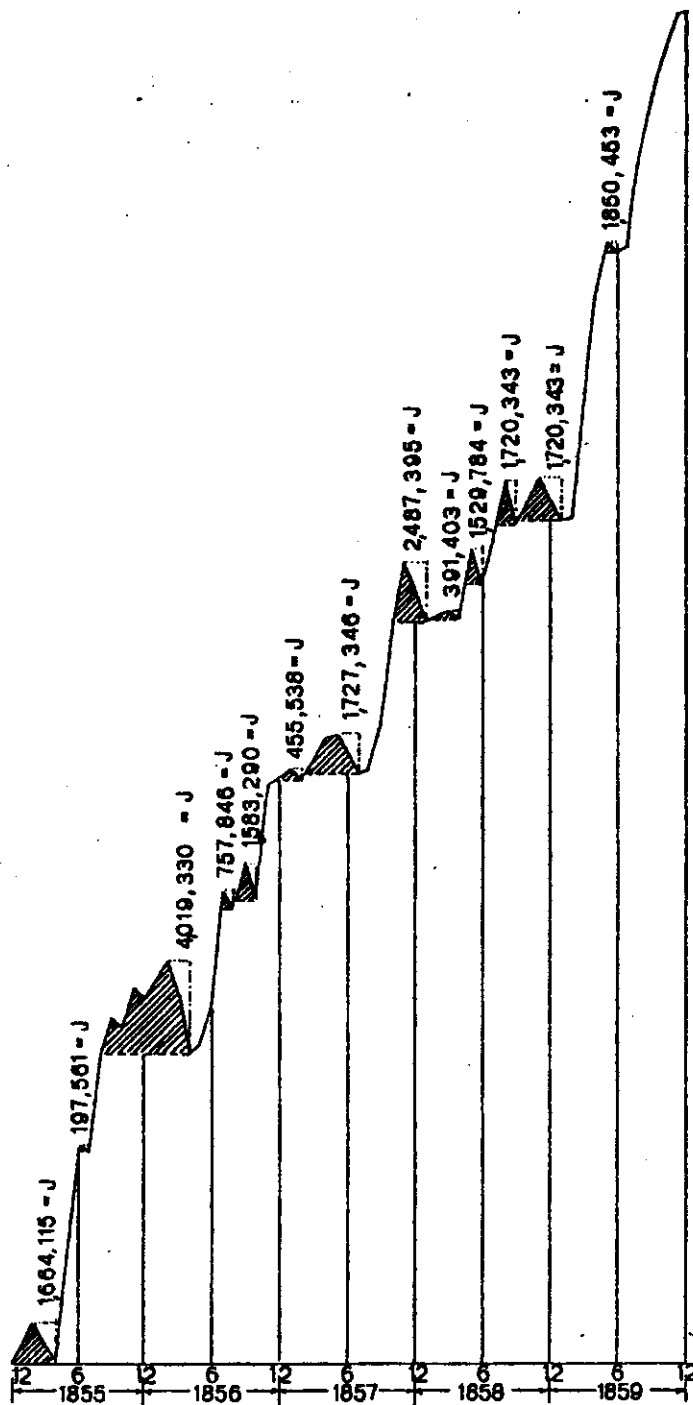
(1) ประเมินปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่าง ( $Q_t$ ) และปริมาณความต้องการน้ำจากอ่าง ( $D_t$ ) ในเดือนต่าง ๆ ในช่วงเวลาที่พิจารณา

(2) คำนวณหาผลต่างระหว่างปริมาณน้ำที่ไหลเข้า และปริมาณความต้องการน้ำจากอ่าง ( $Q_t - D_t$ ) ในแต่ละเดือน

ถ้า  $Q_t > D_t$  ผลต่างจะเป็นบวก แสดงว่ามีน้ำเกินความต้องการ (surplus) แต่ถ้า  $Q_t < D_t$  ผลต่างจะเป็นลบ แสดงว่าขาดน้ำ (Deficit)

(3) คำนวณค่าสะสมของผลต่าง ( $Q_t - D_t$ ) ตลอดระยะเวลาที่พิจารณา แล้วนำเอาไปพล็อตกราฟ ซึ่งเรียกว่า โค้งสะสม (Mass Curve) ทั้งแสดงในรูปที่ 9.5

(4) หาปริมาตรความจุใช้การของอ่างเก็บน้ำ ซึ่งจะเท่ากับความสูงของยอดกราฟที่สูงที่สุดเมื่อเทียบกับบริเวณข้างเคียง จากรูปที่ 9.5 ความจุของอ่างเก็บน้ำที่โครงการ คือ 4,019,330 ลบ.เมตร เพื่อให้มีน้ำเพียงพอสำหรับความต้องการน้ำในช่วงวิกฤต ซึ่งก็คือช่วงปลายเดือนสิงหาคม 1855 ถึงปลายเดือนเมษายน 1856



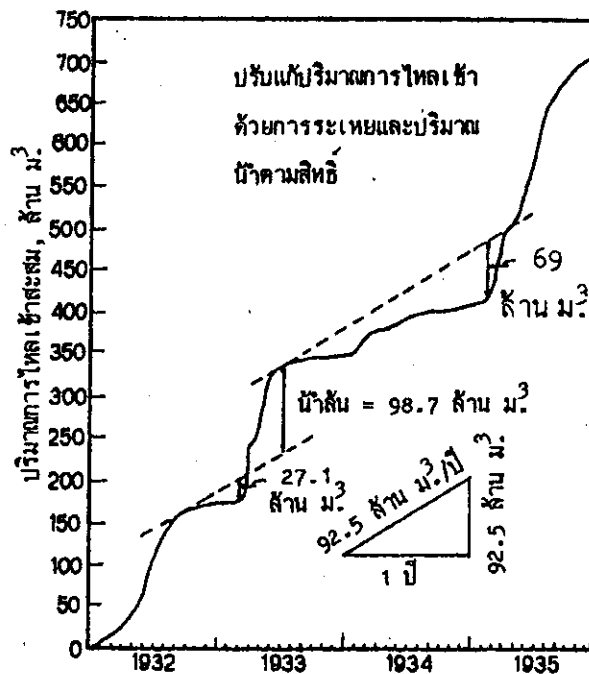
รูปที่ 9.5 ไหล่สะสมของรับแปล

9.5.2 การวิเคราะห์ห้วยโค้งสะสมในปัจจุบัน (Present Mass Curve Analysis)

โค้งสะสมที่ใช้ในการวิเคราะห์หาขนาดความจุใช้การของอ่างในปัจจุบัน ต่างจากวิธีการดั้งเดิมของริบเบิลเล็กน้อย กล่าวคือ แทนที่จะสร้างโค้งสะสมของผลต่างระหว่างปริมาณการไหลเข้ากับปริมาณความต้องการน้ำ จะใช้วิธีสร้างโค้งสะสมของปริมาณการไหลเข้า (Inflow Mass Curve) และโค้งสะสมของปริมาณความต้องการน้ำ (Demand Mass Curve) ถ้าปริมาณความต้องการน้ำมีค่าคงที่ โค้งสะสมของปริมาณความต้องการน้ำจะเป็นเส้นตรง ความลาดชัน (slope) ของเส้นตรงคืออัตราความต้องการน้ำที่มีค่าคงที่

การหาขนาดความจุใช้การมีวิธีการดังต่อไปนี้.-

(1) ลากเส้นตรงให้มีค่าความลาดชันเท่ากับความลาดชันของโค้งปริมาณความต้องการน้ำสะสมให้สัมผัสกับโค้งการไหลเข้าสะสม ตรงจุดซึ่งเส้นตรงจะอยู่เหนือโค้งการไหลเข้าสะสม ทั้งแสดงในรูปที่ 9.6 ให้ลากเส้นตรงดังกล่าวสัมผัสกับโค้งการไหลเข้าสะสมตรงทุกจุดที่ลากได้



รูปที่ 9.6 การหาปริมาตรความจุใช้การโดยวิธีโค้งสะสม

(2) วัฏระยะในแนวตั้งระหว่างโค้งปริมาณการไหลเข้าสะสมกับ เส้นสัมผัสที่ลากขึ้นตรงจุดที่ต่ำที่สุด ระยะทางในแนวตั้งที่มีค่ามากที่สุดคือความจุใช้การที่ต้องการ เพื่อให้มีน้ำเพียงพอสำหรับความต้องการน้ำในช่วงวิกฤตนั้น จากรูปที่ 9.6 ขนาดความจุที่ต้องการสำหรับอัตราความต้องการน้ำ 92.5 ล้าน ม<sup>3</sup>/ปี คือ 69 ล้าน ม<sup>3</sup>

(3) ระยะในแนวตั้งระหว่างเส้นสัมผัสที่ใช้หาขนาดความจุอ่างกับเส้นสัมผัสที่อยู่เหนือขึ้นไปคือปริมาณน้ำที่จะไหลผ่านทางระบายน้ำล้นออกไปทางคันท้ายน้ำ

กรณีที่มีการระเหยก่อให้เกิดการสูญเสียน้ำจากอ่างเป็นสำคัญและ/หรือมีความจำเป็นต้องปล่อยน้ำให้ผู้ใช้น้ำทางคันท้ายน้ำตามสิทธิซึ่งเรียกว่า ปริมาณน้ำตามสิทธิ (Water Rights) ควรต้องมีกาปรับค่าปริมาณการไหลเข้าก่อนที่จะนำไปสร้างโค้งการไหลเข้าสะสม การปรับจะทำได้ดังนี้.-

ปริมาณการไหลเข้าที่ปรับแล้ว

$$= \text{ปริมาณการไหลเข้า} - \text{การระเหย} - \text{ปริมาณน้ำตามสิทธิ}$$

ในกรณีที่ปริมาณความต้องการน้ำมีอัตราไม่สม่ำเสมอ โค้งความต้องการน้ำสะสมจะไม่เป็นเส้นตรง วิธีการวิเคราะห์หาปริมาณความจุยังคงเหมือนเดิม ก็ต้องลากโค้งความต้องการน้ำสะสมให้สัมผัสกับโค้งการไหลเข้าสะสมในลักษณะที่โค้งความต้องการสะสมอยู่เหนือโค้งการไหลเข้าสะสม ในการลากเส้นสัมผัสต้องระวังว่าวันเดือนปีของโค้งทั้งสองต้องตรงกัน ซึ่งจะได้เห็นว่า สำหรับกรณีที่ความต้องการน้ำมีอัตราไม่สม่ำเสมอการหาความจุโดยวิธีนี้จะมีความยุ่งยากมากขึ้น ซึ่งต่างจากวิธีโค้งสะสมของริบเบิล ที่สามารถใช้ให้ทั้งกรณีที่ความต้องการน้ำคงที่และไม่คงที่ โดยไม่มีความยุ่งยากมากขึ้น

ข้อสังเกต วิธีโค้งสะสมของริบเบิลก็ยังคงสมมติว่าอ่างไม่มีน้ำเมื่อเริ่มต้นช่วงวิกฤต ตอนต้นของช่วงวิกฤตอัตราการไหลเข้ามากกว่าอัตราการไหลออก น้ำในอ่างจะเพิ่มขึ้นจนเต็มอ่าง ตอนท้ายของช่วงวิกฤตอัตราการไหลเข้าน้อยกว่าการไหลออก น้ำในอ่างจะถูกใช้ไปจนหมด ส่วนวิธีโค้งสะสมที่ใช้ในปัจจุบันสมมติอ่างมีน้ำเต็มเมื่อเริ่มต้นช่วงวิกฤต และน้ำจะค่อย ๆ ถูกใช้ไปจนหมด แต่จะมีน้ำกลับเต็มอ่างก็ถึงตอนปลายของช่วงวิกฤต

การหาผลผลิตจากความจุ วิธีโค้งสะสมที่ใช้กันในปัจจุบันมีข้อดีคือ สามารถใช้หาค่าผลผลิตที่แน่นอนของอ่างเก็บน้ำที่ทราบปริมาตรใช้การได้ ขั้นตอนในการหาผลผลิตที่แน่นอนคือ

- (1) หาจุดก้นโค้งเว้า (Bottom of Concave Curve)

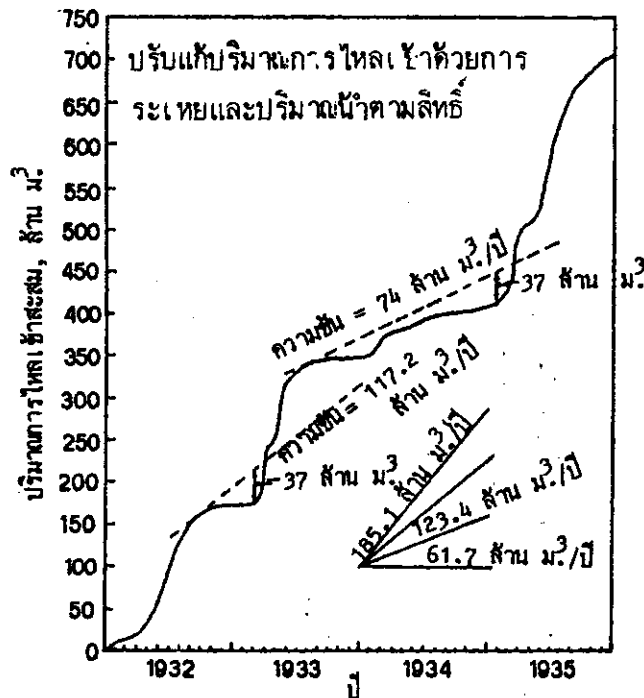
แต่ละโค้ง

- (2) ลากเส้นตั้งให้มีระยะเท่ากับความจุของอ่างเหนือจุดที่หาได้ในข้อ (1)
- (3) ลากเส้นตรงสัมผัสสุดยอดของโค้งนูน (Convex Curve) ทางด้านซ้ายผ่านปลายของเส้นตั้ง

ปลายของเส้นตั้ง

- (4) ความลาดเทของเส้นตรงที่ลากจะแสดงค่าผลผลิตของอ่างในแต่ละปี ผลผลิตที่แน่นอนคือความลาดเทของเส้นตรงที่มีค่าน้อยที่สุด

การหาผลผลิตที่แน่นอนจากขนาดความจุแสดงไว้ในรูปที่ 9.7 ซึ่งแสดงว่าอ่างที่มีขนาดความจุ 37 ล้าน ม<sup>3</sup> จะให้ผลผลิตที่แน่นอน 74 ล้าน ม<sup>3</sup>/ปี



รูปที่ 9.7 การหาผลผลิตที่แน่นอนเมื่อรู้ปริมาตรความจุ

ข้อเสียของวิธีการ ในกรณีที่การระเหยมีความสำคัญมาก วิธีการทั้งสองวิธีที่กล่าวถึงไม่สามารถที่จะคิดค่าการระเหยที่แท้จริงได้ จะทำได้ก็เพียงแต่สมมติค่าปริมาณการระเหยขึ้นมาเพื่อใช้ปรับค่าปริมาณการไหลเข้าเท่านั้น วิธีที่จะกล่าวถึงในอันถัดไปนี้เป็นวิธีที่สามารถคิดค่าการระเหยได้อย่างถูกต้อง

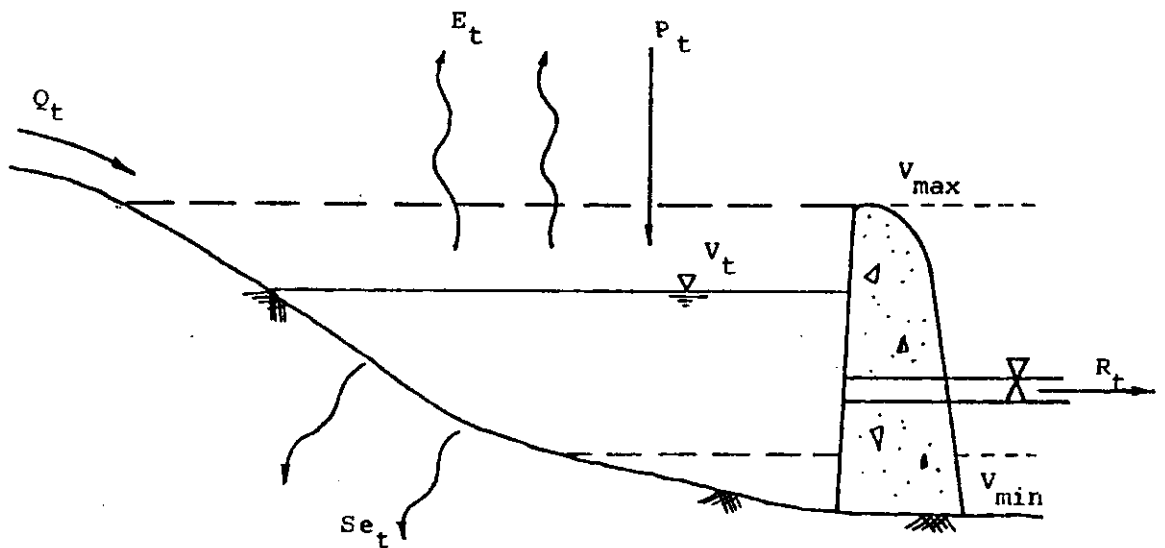
9.5.3 วิธีจำลองการปฏิบัติงานของอ่างเก็บน้ำ

(Simulation of Reservoir Operations)

วิธีนี้หาปริมาณความจุของอ่างเก็บน้ำ โดยการสมมติค่าปริมาณความจุของอ่างเก็บน้ำขึ้นมา แล้วจึงทำการวิเคราะห์สมดุลของน้ำในอ่าง (Water Balance) ตามกฎเกณฑ์การปฏิบัติงานของอ่าง (Operating rule) ที่สมมติขึ้นมา โดยใช้ปริมาณการไหลเข้าอ่างในช่วงวิกฤต และสมมติว่ามีน้ำเต็มอ่างที่เริ่มต้นช่วงวิกฤต ถ้าปริมาณอ่างที่สมมติขึ้นมาถูกต้องผลการจำลองการปฏิบัติงานจะไม่มีช่วงเวลาใดเกิดการขาดน้ำเลย และจุดที่วิกฤตที่สุดระดับน้ำในอ่างจะอยู่ที่ระดับเก็บกักต่ำสุด

(1) สมดุลของน้ำในอ่าง

ให้อ่างเก็บน้ำแห่งหนึ่งมีน้ำไหลเข้าและออกดังแสดงในรูปที่ 9.8



รูปที่ 9.8 สมดุลของน้ำในอ่าง

สมการสมดุลของน้ำในอ่างคือ

$$V_{t+1} = V_t + Q_t - P_t - R_t - E_t - Se_t \dots\dots\dots(9.1)$$

ถ้าช่วงเวลาที่ใช้ในการวิเคราะห์สมดุลของน้ำคือเดือน

$V_t$  = ปริมาณน้ำในอ่างเมื่อต้นเดือน  $t$

$V_{t+1}$  = ปริมาณน้ำในอ่างเมื่อต้นเดือน  $t+1$

$Q_t$  = ปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่างในเดือน  $t$

$R_t$  = ปริมาณน้ำที่ปล่อยออกจากอ่างตามกฎการปฏิบัติงานอ่าง ในเดือน  $t$

$E_t$  = ปริมาณการระเหยจากอ่างในเดือน  $t$

$$= e_t A(\bar{V}_t)$$

$e_t$  = อัตราการระเหยในเดือน  $t$

$A(\bar{V}_t)$  = พื้นที่ผิวในอ่างเฉลี่ยในเดือน  $t$  ซึ่งขึ้นอยู่กับปริมาณน้ำในอ่างเฉลี่ยในเดือน  $t$  ( $\bar{V}_t$ )

$P_t$  = ปริมาณฝนที่ตกลงในอ่างเฉลี่ยในเดือน  $t$

$$= (1-c)p_t A(\bar{V}_t) \quad \text{เมื่อ } c \text{ คือค่าสัมประสิทธิ์น้ำท่า}$$

$p_t$  = ความลึกของฝนที่ตกในเดือน  $t$

$Se_t$  = ปริมาณการรั่วซึมจากอ่างในเดือน  $t$

$$= BK \cdot (V_{t+1} - V_t)$$

$BK$  = สัมประสิทธิ์ความจุลิ่ง (Bank Storage Coefficient)

$V_{min}$  = ความจุอ่างที่ระับเก็บกักต่ำสุด

$V_{max}$  = ความจุอ่างที่ระับเก็บกักปกติ

ในการวิเคราะห์สมดุลของน้ำในเดือน  $t$  จะสมมติว่าทราบค่า  $V_t$ ,  $Q_t$ ,  $R_t$ ,  $e_t$ ,  $p_t$ ,  $c$  และ  $BK$  แต่ไม่ทราบค่า  $V_{t+1}$  ซึ่งติดอยู่ที่ 2 ด้านของสมการที่ 9.1 จึงไม่สามารถแก้สมการได้โดยตรง ต้องใช้วิธีการสมมติ  $V_{t+1}$  ขึ้นมาแล้วนำไปคำนวณหา  $P_t$ ,  $E_t$  และ  $Se_t$  แล้วจึงคำนวณหา  $V_{t+1}$  จากสมการ ถ้า  $V_{t+1}$  ที่สมมติเท่ากับ  $V_{t+1}$  ที่คำนวณได้ แสดงว่าการ



สมมติถูกต้อง ถ้าไม่เท่ากันต้องสมมติ  $v_{t+1}$  ใหม่ จนให้  $v_{t+1}$  (สมมติ) =  $v_{t+1}$  (คำนวณ)

(2) กฎการปฏิบัติงานอ่างเก็บน้ำ

กฎในการปฏิบัติงานอ่างเก็บน้ำในเวลาปกติ (Normal Operating Rule)

คือ.-

- ถ้า  $v_{\min} < v_{t+1} < v_{\max}$

$$R_t = D_t \quad (\text{ความต้องการน้ำจากอ่างในเดือน } t)$$

- ถ้า  $v_{t+1} > v_{\max}$  ให้  $R_t = D_t + v_{\text{spill}_t}$

$$v_{\text{spill}_t} = v_{t+1} - v_{\max}$$

= ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านทางระบายน้ำสันในเดือน  $t$

$$v_{t+1} = v_{\max}$$

- ถ้า  $v_{t+1} < v_{\min}$  ให้  $R_t = D_t - v_{\text{def}_t}$

$$v_{\text{def}_t} = v_{\min} - v_{t+1}$$

= ปริมาณน้ำที่ขาดในเดือน  $t$

$$v_{t+1} = v_{\min}$$

(3) การคำนวณขนาดปริมาตรใช้การของอ่างเก็บน้ำ

ขั้นตอนมีดังต่อไปนี้.-

ขั้นที่ 1 สมมติว่าปริมาตรใช้การของอ่างเท่ากับศูนย์ และสมมติว่าไม่มีการสูญเสียน้ำเนื่องจากการระเหยและการรั่วซึม และพื้นที่ตกลงในอ่างมีค่าเป็นศูนย์

- ให้  $v_1 = 0$

- ทำการวิเคราะห์สมมูลย์ของน้ำ เดือนต่อเดือนตลอดช่วงวิกฤตตามกฎการปฏิบัติงานอ่างเก็บน้ำที่วางไว้ในข้อ (2)

- คำนวณหาปริมาณการขาดน้ำในช่วงวิกฤต สำหรับกรณีที่ไม่ม้อ่างเก็บน้ำ

ซึ่งเท่ากับ  $\sum_{t=1}^N v_{\text{def}_t}$  ( $N =$  จำนวนเดือนในช่วงวิกฤต)

- หาค่าจำกัดล่าง (Lower limit) ของปริมาณความจุอ่าง

$$S_L = V_{\min} + \sum_{t=1}^N V_{\text{def}_t}$$

- หาค่าจำกัดบน (Upper limit) ของปริมาณความจุอ่าง

$$S_u = S_L + \sum_{t=1}^N e_t A(S_L)$$

ขั้นที่ 2 ให้ความจุอ่าง  $s_1 = \frac{(S_L + S_u)}{2}$

- ให้มีน้ำเต็มอ่างที่ต้นเดือนที่ 1 ของช่วงวิกฤต,  $V_1 = S_1$
- ทำการวิเคราะห์สมมูลย์ของน้ำเดือนต่อเดือนตลอดช่วงวิกฤต
- ถ้า  $v_{t+1}$  ของบางเดือนเท่ากับ  $v_{\min}$  โดยไม่เกิดการขาดน้ำเลย แสดงว่า  $s_1$  ที่สมมติขึ้นคือขนาดความจุที่เหมาะสมของอ่าง
- ถ้า  $v_{t+1}$  ของทุกเดือนมากกว่า  $v_{\min}$  แสดงว่า  $s_1$  ที่สมมติโตเกินไป  $s_1$  จะเป็นขีดจำกัดบน และ  $s_2 = \frac{S_L + S_1}{2}$
- ถ้าเกิดการขาดน้ำ แสดงว่า  $s_1$  ที่สมมติเล็กเกินไป  $s_1$  จะเป็นขีดจำกัดล่าง และ  $s_2 = \frac{S_1 + S_u}{2}$

ขั้นที่ 3 ให้สมมติอ่างมีความจุเท่ากับ  $s_2$  และทำตามขั้นที่ 2 จนได้ขนาดความจุอ่างที่เหมาะสม คือ  $v_{t+1}$  ของบางเดือนลดลงถึง  $v_{\min}$  แต่ไม่เกิดการขาดน้ำเลยตลอดช่วงวิกฤต วิธีนี้เป็นวิธีที่เหมาะสมจะนำไปเขียนโปรแกรมคอมพิวเตอร์ เพื่อนำไปใช้หาขนาดความจุของอ่างเก็บน้ำ

#### 9.5.4 วิธีอื่น ๆ

นอกจากวิธีที่กล่าวมาแล้วยังสามารถหาขนาดความจุของอ่างเก็บน้ำได้โดยวิธีการทางด้านคณิตศาสตร์ (Optimization) เช่น Linear Programming (Loucks, 1981) หรือโดยวิธีการวิเคราะห์ (Analytical Method) โดยตรงจากข้อมูลทางอุทกวิทยา เช่น Range Analysis ของ Yevjevich (1972) หรือ Theory of Storage ของ Moran (1959)

หรือวิธี Sequent Peak algorithm ของ Linsley et. al. (1982) ผู้สนใจให้หาอ่าน รายละเอียดได้จากเอกสารอ้างอิง

#### 9.6 การหาปริมาณสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม

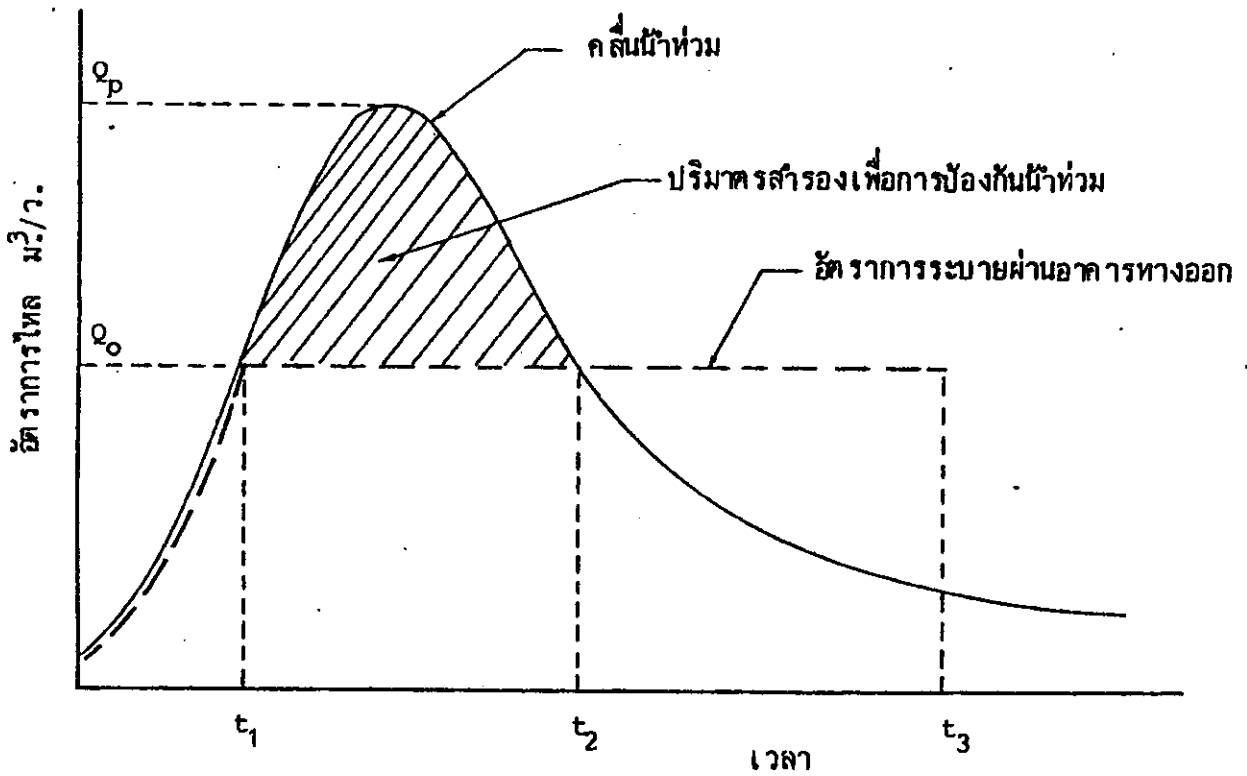
(Estimating Flood Control Reserve)

ถ้าการป้องกันน้ำท่วมเป็นวัตถุประสงค์ที่สำคัญของอ่างเก็บน้ำ จะต้องมีการสำรองน้ำหนึ่งสำรองไว้เพื่อการป้องกันน้ำท่วม ปริมาตรดังกล่าวจะต้องมีขนาดโตพอที่จะหน่วงคลื่นน้ำท่วมไว้ในอ่างชั่วคราว แล้วจึงค่อย ๆ ระบายลงไปทางคันห้ามน้ำในอัตราที่จะไม่ก่อให้เกิดความเสียหายเนื่องจากน้ำท่วม ในการออกแบบปริมาณสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม จะต้องทราบขนาดของคลื่นน้ำท่วมที่ออกแบบ (Design Flood Wave) และขนาดของอาคารทางออก และโดยปกติจะสมมติว่าไม่มีน้ำอยู่ในเขตความจุสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วมขณะที่คลื่นน้ำท่วมที่ออกแบบเคลื่อนตัวเข้าสู่อ่าง

สมมติว่าคลื่นน้ำท่วมที่เคลื่อนตัวเข้าสู่อ่างมีลักษณะดังรูปที่ 9.9 ถ้าอาคารทางออกมีขนาดโตพอ ในช่วงต้นที่คลื่นน้ำท่วมเริ่มเคลื่อนตัวเข้าสู่อ่างจะถูกระบายผ่านอาคารทางออกลงไปยังคันห้ามน้ำเพื่อไม่ให้ระดับน้ำในอ่างลุดล้าเข้าไปในเขตปริมาณสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม จนกระทั่งอัตราการระบายน้ำผ่านอาคารทางออกถึงอัตราสูงสุดที่จะยอมได้ (Maximum Permissible rate  $Q_0$ ) ปริมาณน้ำของอาคารทางออกจะถูกควบคุมเพื่อให้ น้ำที่ไหลผ่านไม่มากกว่าอัตราสูงสุด มิฉะนั้นจะก่อให้เกิดน้ำท่วมทางคันห้ามน้ำ ที่เวลา  $t_1$  (รูปที่ 9.9) อัตราการไหลเข้าจะมากกว่าอัตราการไหลออก ระดับน้ำในอ่างจะเริ่มลุดล้าเข้าไปในเขตปริมาณสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วมของอ่าง ระดับน้ำในอ่างจะขึ้นถึงจุดสูงสุด (สันทางระบายน้ำสันหรือขอบด้านบนของบานประตู) ที่เวลา  $t_2$  ช่วงเวลาจาก  $t_2$  ถึง  $t_3$  คือเวลาที่ใช้ในการระบายน้ำออกจากปริมาณสำรองเพื่อให้มีที่ว่างพอที่จะรับคลื่นน้ำท่วมลูกใหม่ซึ่งอาจเกิดขึ้นได้ ปริมาณสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วมจะต้องมีขนาดเท่ากับพื้นที่ที่แลเงาไว้ในรูปที่ 9.9

#### 9.7 การออกแบบทางระบายน้ำสัน (Design of Spillway)

ถึงแม้ว่าอ่างเก็บน้ำจะมีปริมาณสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม แต่ก็เป็นไปได้ว่าคลื่นน้ำท่วมที่เคลื่อนตัวเข้าสู่อ่างมีขนาดโตกว่าที่ออกแบบไว้ หรืออาจมีคลื่นลูกที่สองเคลื่อนตัวเข้าสู่



รูปที่ 9.9 การหาปริมาณสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม

อ่างขณะที่ยังไม่ได้ระบายน้ำออกจากปริมาณสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม จึงจำเป็นต้องมีทางน้ำล้น เพื่อป้องกันตัวเขื่อน แต่ไม่ได้ป้องกันพื้นที่ท้ายน้ำ ทางน้ำล้นจะช่วยป้องกันไม่ให้เกิดการไหลล้นข้ามสันเขื่อนจนเกิดการพังทลายเพราะจะก่อให้เกิดความเสียหายอย่างมหาศาล แต่เมื่อใดก็ตามที่มีน้ำไหลล้นทางระบายน้ำล้น ปริมาณน้ำส่วนนี้จะไปรวมกับปริมาณน้ำที่ถูกระบายผ่านอาคารทางออก ทำให้ปริมาณน้ำทางท้ายน้ำเกิดอัตราสูงสุดที่จะยอมได้  $Q_o$  ย่อมก่อให้เกิดความเสียหายแก่พื้นที่ราบลุ่มทางท้ายน้ำ

ในการออกแบบทางระบายน้ำล้นจะสมมติว่าคลื่นน้ำท่วมเคลื่อนตัวเข้าสู่อ่างขณะที่มีน้ำเต็มอ่างถึงระดับสันฝายทางน้ำล้น ซึ่งเป็นกรณีที่แย่มากและมีโอกาสเกิดขึ้นได้น้อยมาก โดยเฉพาะอ่างเก็บน้ำที่มีปริมาณสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม คลื่นน้ำท่วมที่ใช้ในการออกแบบทางน้ำล้นปกติจะเป็นคนละคลื่นกับที่ใช้ในการออกแบบปริมาณสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม และมักจะมีขนาดใหญ่กว่ามาก มีรอบปีการเกิดซ้ำสูง 300-1000 ปี (Kinori, 1984)

เมื่ออัตราการไหลเข้าเนื่องจากคลื่นน้ำท่วมมากกว่าอัตราการระบายสูงสุดของอาคารทางออก ระดับน้ำในอ่างจะสูงขึ้นและเกิดการล้นข้ามสันฝายของทางน้ำล้น ซึ่งอัตราการไหลของน้ำผ่านสันฝายจะหาได้จากสูตร

$$Q = CLH^{3/2} \dots\dots\dots (9.2)$$

เมื่อ

$Q$  = อัตราการไหลผ่านสันฝาย

$C$  = สัมประสิทธิ์การไหลผ่านฝาย (ผู้สนใจหาได้จาก Design of Small Dams ของ USBR, 1977)

$L$  = ความยาวของสันฝาย

$H$  = ระดับพลังงานเหนือสันฝาย

การหาขนาดของทางน้ำล้นจะทำให้โดยการเร้า (Route) คลื่นน้ำท่วมผ่านอ่างเก็บน้ำ และทางน้ำล้นที่สมมติขนาดและรูปร่างไว้ แล้วจึงทำการตรวจสอบ ดูว่ากราฟน้ำไหลออก (Outflow Hydrograph) และระดับน้ำในอ่างอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้หรือไม่ เช่น ถ้าค่า  $H$  มากเกินไป จะต้องพิจารณาเพิ่มความยาวของสันฝายขึ้นกว่าเดิม ปัจจุบันการเร้าคลื่นน้ำท่วมผ่านอ่างเก็บน้ำทำได้สะดวกมากโดยการเขียนโปรแกรมคอมพิวเตอร์ ทั้งนี้จึงเป็นการง่ายมากที่จะทดลองสมมติค่า  $L$  ต่าง ๆ แล้วคำนวณหาค่า  $H$  และกราฟน้ำไหลออก แล้วจึงนำมาวิเคราะห์หาขนาดทางน้ำล้นที่เหมาะสมต่อไป

#### 9.8 กฎการปฏิบัติงานอ่างเก็บน้ำ (Reservoir Operating Rules)

อ่างเก็บน้ำเป็นงานที่ต้องเสียค่าใช้จ่ายมหาศาล ต้องสร้างเขื่อนและอาคารประกอบมากมาย จึงต้องมีการวางกฎการปฏิบัติงานของอ่างเก็บน้ำ (Reservoir Operating Rules) เพื่อเป็นแนวทางสำหรับควบคุมการใช้อ่างและน้ำในอ่างให้เป็นไปตามวัตถุประสงค์ที่วางไว้ และก่อให้เกิดผลกำไรในเชิงเศรษฐศาสตร์มากที่สุด กฎนี้จะใช้ในช่วงเวลาการปฏิบัติงานตามปกติ ไม่ใช่ช่วงเก็บกักหลังจากที่สร้างเขื่อนเสร็จใหม่ ๆ หรือช่วงที่กำลังมีการเปลี่ยนวัตถุประสงค์การใช้อ่างเก็บน้ำ

กฎการปฏิบัติงานอ่างมีหลายแบบ แต่ละแบบจะบอกปริมาณน้ำที่ต้องปล่อยจากอ่าง หรือไม่บอกปริมาณน้ำที่ต้องการเก็บกักในอ่างในช่วงเวลาต่าง ๆ ของปี ซึ่งเรียกว่า โด้กฎปฏิบัติงาน

(Rule Curves) หรือบางประเภทจะแบ่งปริมาณอ่างออกเป็นโซนต่าง ๆ แต่ละโซนจะมีนโยบายการปล่อยน้ำ (Release Policy) ต่างกันออกไป

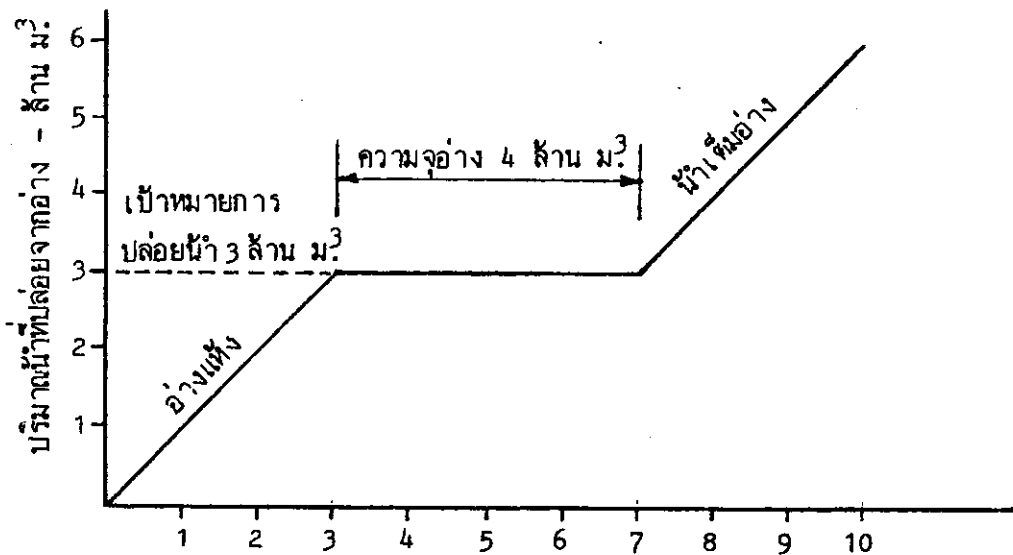
กฎการปฏิบัติงานอ่างเก็บน้ำจะต่างกันออกไปตามวัตถุประสงค์ของอ่างเก็บน้ำ ถ้าเป็นอ่างเก็บน้ำขนาดเล็กที่สร้างขึ้นเพื่อวัตถุประสงค์ในการเก็บกักน้ำสำหรับการอุปโภค-บริโภค หรือการชลประทานเพียงอย่างเดียว กฎการปฏิบัติงานอ่างอาจเป็นแบบง่าย ๆ ดังแสดงในรูปที่ 9.10

ในรูปที่ 9.10 อ่างเก็บน้ำมีขนาดความจุ 4 ล้าน  $m^3$  และความต้องการน้ำจากอ่าง 3 ล้าน  $m^3$  กฎการปล่อยน้ำจากอ่างจะแตกต่างกันไปตามสถานะการณ 3 แบบที่อาจเกิดขึ้นได้คือ

(1) ช่วงขาดน้ำ ถ้าปริมาณน้ำในอ่างรวมกับปริมาณการไหลเข้าน้อยกว่า 3 ล้าน  $m^3$  จะต้องปล่อยน้ำทั้งหมดออกจากอ่างเพื่อลดการขาดแคลนน้ำให้มากที่สุดเท่าที่จะทำได้

(2) ช่วงน้ำมาก ถ้าปริมาณน้ำในอ่างรวมปริมาณการไหลเข้ามากกว่า 7 ล้าน  $m^3$  (ความจุอ่างบวกกับความต้องการน้ำจากอ่าง) ให้ปล่อยน้ำตามความต้องการคือ 3 ล้าน  $m^3$  และระบายน้ำส่วนที่เกินความจุอ่างออกไป

(3) ช่วงปกติ ถ้าน้ำในอ่างรวมปริมาณการไหลเข้าอยู่ระหว่าง 3 ถึง 7 ล้าน  $m^3$  ให้ปล่อยน้ำ 3 ล้าน  $m^3$  ตามความต้องการ



ปริมาณน้ำในอ่างรวมปริมาณการไหลเข้า - ล้าน  $m^3$

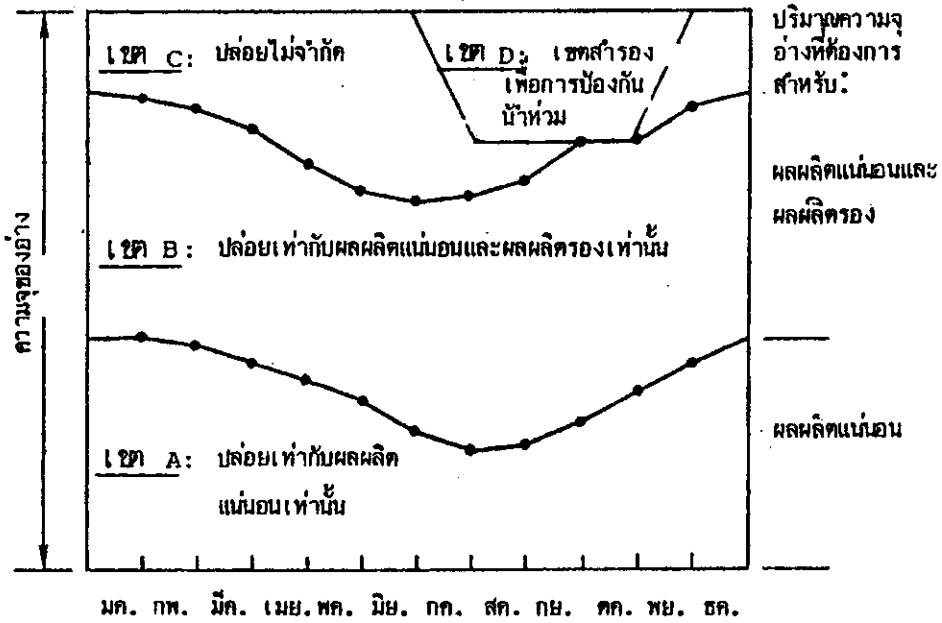
รูปที่ 9.10 กฎการปฏิบัติงานอ่างปกติ (Normal Operating Rule) สำหรับอ่างเพื่อการอุปโภค-บริโภค หรือชลประทานขนาดเล็ก

ถ้าเป็นอ่างเก็บน้ำที่สร้างไว้สำหรับวัตถุประสงค์ในการป้องกันน้ำท่วมอย่างเฉียว กฎการปฏิบัติงานอ่างก็คือพยายามระบายน้ำทั้งหมดออกจากอ่างให้เร็วที่สุดเท่าที่จะทำได้โดยไม่ก่อให้เกิดน้ำท่วมท้ายน้ำ

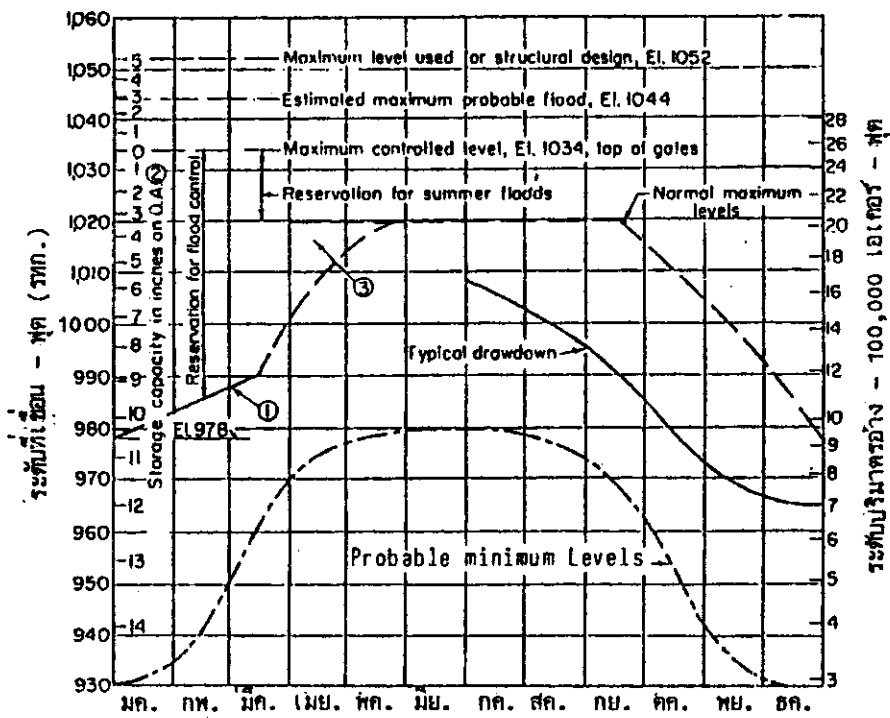
ถ้าเป็นอ่างเก็บน้ำเอนกประสงค์ซึ่งมีการใช้ประโยชน์หลาย ๆ อย่างร่วมกัน เช่น เพื่อการชลประทาน อุปโภค-บริโภค ป้องกันน้ำท่วมผลิตกระแสไฟฟ้า สถานที่ท่องเที่ยว ฯลฯ การใช้ประโยชน์จากอ่างสำหรับวัตถุประสงค์แต่ละอย่างมักจะขัดแย้งกัน (Conflicts) เช่น เพื่อให้เกิดประโยชน์ในการผลิตกระแสไฟฟ้าหรือเพื่อการชลประทานมากที่สุดต้องการให้มีน้ำเต็มอ่างตลอดเวลา ส่วนเพื่อป้องกันน้ำท่วม ต้องการให้อ่างมีน้ำน้อยที่สุดก่อนฤดูน้ำหลาก เพราะไม่รู้ว่าจะมีน้ำไหลเข้าอ่างอีกเป็นจำนวนเท่าใดในอนาคต ดังนั้นจึงต้องมีการยอมยอม (Compromise) กันระหว่างการใช้น้ำเพื่อวัตถุประสงค์ต่าง ๆ ซึ่งเป็นการแน่นอนว่าจะทำให้ผลประโยชน์ของการใช้อ่างเพื่อวัตถุประสงค์แต่ละอย่างโดยเฉพาะลดลง ดังนั้นจึงจำเป็นต้องมีการวิเคราะห์อย่างรอบคอบในการสร้างกฎการปฏิบัติงานอ่างเอนกประสงค์ เพื่อลดการขัดแย้งและให้

เกิดผลประโยชน์ร่วมมากที่สุด ลักษณะทั่ว ๆ ไปของกฎการปฏิบัติงานอ่างเอนกประสงค์มีลักษณะดังรูปที่ 9.11 ซึ่งแบ่งปริมาตรอ่างออกเป็น 4 เขต แต่ละเขตจะมีกฎการปล่อยน้ำต่างกันออกไป ถ้าปริมาณน้ำในอ่างอยู่ในเขต c จะปล่อยน้ำออกไปได้ไม่จำกัด ถ้าปริมาณน้ำในอ่างอยู่ในเขต d จะต้องรีบปล่อยน้ำออกจากเขตสำรองเพื่อป้องกันน้ำท่วม ถ้าปริมาณน้ำอยู่ในเขต b การปล่อยน้ำจะจำกัดเพียงแต่เท่ากับผลผลิตแน่นอนและผลผลิตรองที่กำหนดไว้ ในกรณีที่แล้งมากปริมาณน้ำในอ่างลดลงไปในเขต a จะปล่อยน้ำออกเท่ากับผลผลิตแน่นอนเท่านั้น

ตัวอย่างกฎการปฏิบัติงานของอ่างเก็บน้ำนอร์ริส แสดงอยู่ในรูปที่ 9.12 อ่างเก็บน้ำนอร์ริสอยู่ในลุ่มน้ำเทนเนสซี (Tennessee) ซึ่งเป็นลุ่มน้ำที่มีเขื่อนและอ่างเก็บน้ำมากที่สุดในโลกแห่งหนึ่ง (รูปที่ 9.13)

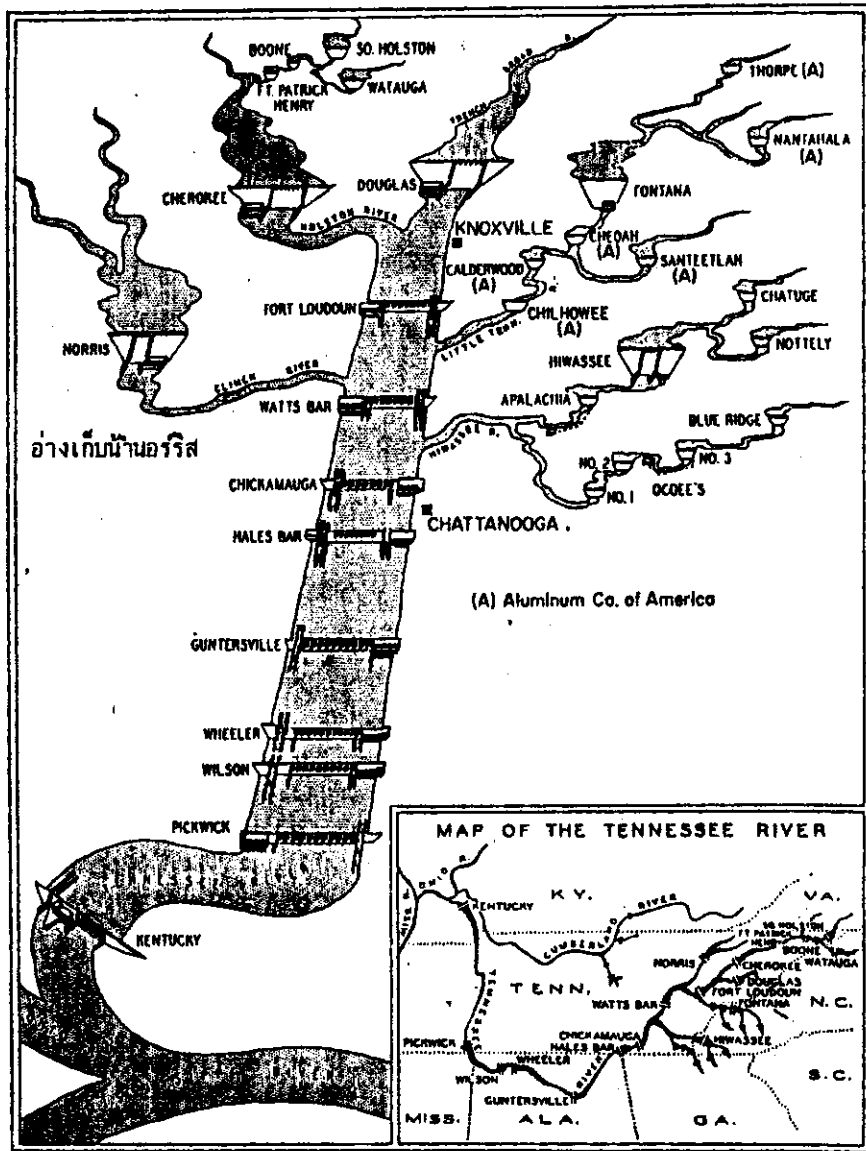


รูปที่ 9.11 กฎการปฏิบัติงานอ่างเอนกประสงค์ทั่ว ๆ ไป



รูปที่ 9.12 กฎการปฏิบัติงานอ่างเก็บน้ำอรรริส ในลุ่มน้ำเพนเนลซี





รูปที่ 9.13 ระบบอ่างเก็บน้ำ TVA (Tennessee Valley Authority)

9.9 เอกสารอ้างอิง

1. วีระพล เต็มสมบัติ 2530, เอกสารประกอบการสอนวิชา วศ.ทน. 333 อุทกวิทยาประยุกต์ ภาควิชาทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
2. วุฒิชัย จุลละเกศ 2530 เอกสารประกอบการบรรยายวิชาการวางแผนโครงการชลประทาน, โครงการฝึกอบรมการจัดการน้ำชลประทาน พ.ศ. 2530 ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ กำแพงแสน.
3. Chow, V.T., 1964, Handbook of Applied Hydrology, McGraw-Hill Book Company.
4. Fiering, M.B. and B.B. Jackson, 1971, Synthetic Streamflows, American Geophysical Union, Washington, D.C.
5. Hall, W.A., 1983, Class Note CE 645 : Multi-objective System Analysis, Dept. of Civil Eng., Colorado State University, Colorado.
6. Linsley, R.K., M.A. Kohler and J.L.H. Paulhus, 1982, Hydrology for Engineers, Third Edition, McGraw-Hill Book Company.
7. Linsley, R.K. and J.B. Franzini, 1972, Water Resources Engineering, McGraw-Hill, Kogakusha, Ltd.
8. Loucks, D.P., 1981, Water Resource Systems Planning and Analysis, Prentice-Hall Inc. .
9. Moran, P.A.P., 1959, The Theory of Storage, Methuen, London.

10. Rippl, W. (1983), The Capacity of Storage-Reservoirs for Water Supply, Minutes of Proceeding of The Institution of Civil Engineers, Volume LXXI, Session 1881-1883, Part I.
11. USBR, 1977, Design of Small Dams, Revised Reprint of Second Edition, Denver, Colorado.
12. Yevjevich, V., 1972, Stochastic Processes in Hydrology, Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado.

#### 9.10 แบบฝึกหัด

- (1) ข้อมูลปริมาณการไหลของน้ำในแม่น้ำสายหนึ่ง ระหว่างปี พ.ศ. 2527 - 2537  
มีค่าดังตาราง

หน่วย : ล้าน ลบ.เมตร

ปี/เดือน	มค.	กพ.	มีค.	เมย.	พค.	มิย.	กค.	สค.	กย.	ตค.	พย.	ธค.
2527	8.8	3.9	2.7	4.5	4.5	4.2	7.1	7.1	23.1	34.9	13.0	7.0
2528	7.4	6.1	4.2	2.5	4.5	3.9	8.3	13.0	14.7	48.9	15.5	7.9
2529	5.2	5.4	2.8	7.0	4.9	4.4	8.2	16.0	21.2	30.3	12.7	8.3
2530	4.5	6.5	4.8	3.1	4.3	3.5	3.6	8.8	12.0	9.2	7.6	4.8
2531	8.0	5.4	6.6	6.8	0.8	0.4	5.7	15.7	20.4	39.6	13.5	8.0
2532	6.0	5.2	4.6	2.3	4.5	6.1	4.6	10.3	15.0	12.2	8.5	3.6
2533	4.8	8.3	4.2	4.9	3.4	7.7	10.2	9.6	23.9	40.3	12.5	10.3
2534	3.0	4.3	4.9	3.5	2.9	5.1	9.9	23.1	31.3	25.9	0.5	6.4
2535	2.6	5.8	3.5	5.5	7.7	6.5	9.6	15.0	16.8	11.5	17.8	7.8
2536	0.3	8.1	7.0	1.7	3.6	7.2	7.7	11.8	22.7	32.2	16.3	11.4
2537	5.1	5.0	4.5	3.4	6.1	5.5	6.6	7.4	26.5	24.9	14.9	7.0

จากการศึกษาความต้องการน้ำเพื่อการชลประทานและการอุปโภคบริโภคของบริเวณจุดที่จะสร้างเขื่อน พบว่าในปัจจุบันความต้องการน้ำเท่ากับ 30 ล้าน ลบ.เมตร ต่อปี และคาดว่าความต้องการน้ำจะเพิ่มขึ้นปีละ 10 % จนถึงปี 2545 เนื่องจากการขยายตัวของเมืองและพื้นที่เกษตรกรรม โดยใช้วิธี Mass Curve จงหา

1.1 ขนาดความจุของอ่างเก็บน้ำ

1.2 Firm Yield ที่มากที่สุดที่เป็นไปได้ และขนาดความจุของอ่างเก็บน้ำซึ่งให้ Maximum Possible Firm Yield

(2) กำหนดว่าอัตราการระเหยและฝนเฉลี่ยประจำเดือนมีค่าดังตาราง

	มค.	กพ.	มีค.	เมย.	พค.	มิย.	กค.	สค.	กย.	ตค.	พย.	ธค.
การระเหย (มม.) จากภาคมาตรฐาน	25	28	30	35	25	24	23	20	22	24	24	26
ฝน (มม.)	-	-	-	5	10	15	20	25	20	5	-	-

อัตราการระเหยของน้ำจากอ่างเท่ากับ 0.7 เท่าของการระเหยจากภาควัดการระเหยแบบมาตรฐาน ค่า Runoff Coefficient เท่ากับ 0.75 จงหา

1. ขนาดความจุของอ่างเก็บน้ำ

2. Firm Yield ที่มากที่สุดที่เป็นไปได้ และขนาดความจุของอ่างเก็บน้ำซึ่งให้ Maximum Possible Firm Yield

หมายเหตุ สมมติว่าพื้นที่ผิวน้ำเท่ากับพื้นที่ผิวน้ำ เมื่ออ่างมีน้ำน้อยอยู่ 50 % ของขนาดความจุที่คำนวณได้ในข้อ 1

สูตร 1. Storage (S) VS. Elevation (E)

$$S = 100,000 E^{1.5}$$

2. Area (A) VS. Elevation (E)

$$A = 150,000 E^{1.3}$$

เมื่อ

$$S = \text{Storage (m}^3\text{)}$$

$$A = \text{Area (m}^2\text{)}$$

$$E = \text{Elevation (m)}$$

สมมติให้แก่อ่างอยู่ที่ระดับศูนย์

(3) ให้ตรวจสอบว่าขนาดอ่างเก็บน้ำที่คำนวณได้ในข้อ 2 มีขนาดพอเหมาะหรือไม่ โดยการทำ Reservoir Operation Study ตามกฎเกณฑ์ที่กำหนดให้ดังนี้

1. คำนวณปริมาตรการระเหยและฝนที่ตกลงในอ่างจากพื้นที่ผิวน้ำเฉลี่ยของเดือน
2. สมมติให้มีน้ำเต็มอ่างเมื่อเริ่ม Critical Period
3. Mass Balance Equation ของอ่าง

$$S_{t+1} = S_t + Y_t - X_t - e_t \cdot A(\bar{S}_t) + (1 - C) P_t \cdot A(\bar{S}_t)$$

เมื่อ

$S_{t+1}$  = ปริมาณน้ำในอ่างที่ปลายเดือน t หรือต้นเดือน t+1

$S_t$  = ปริมาณน้ำในอ่างที่ต้นเดือน t

$Y_t$  = ปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่างในเดือน t

$X_t$  = ความต้องการน้ำจากอ่างในเดือน t

$e_t$  = อัตราการระเหยเฉลี่ยในเดือน t

$P_t$  = ฝนเฉลี่ยในเดือน t

C = Runoff Coefficient

$A(\bar{S}_t)$  = พื้นที่ผิวน้ำเฉลี่ย

ถ้า  $S_{t+1} >$  ขนาดความจุ ส่วนที่มากกว่าถือว่าเป็น spill และให้สมมติว่า

$S_{t+1} =$  ขนาดความจุอ่าง

ถ้า  $S_{t+1} < 0$  ถือว่าน้ำในอ่างมีไม่พอที่จะส่งได้ตามความต้องการ  $Y_t$

ให้ส่งน้ำเท่าที่มี

บันทึกว่ามี spill และ Deficit อย่างละเท่าไร

- (4) ในการออกแบบอ่างเพื่อการป้องกันน้ำท่วม (Flood Detention Reservoir) กำหนดว่ากราฟน้ำท่วมออกแบบ (Design Flood Hydrograph) มีลักษณะดังตาราง

เวลา (ชม.)	ปริมาณการไหลของน้ำ (ม <sup>3</sup> /วินาที)
0	200
6	2,000
12	4,500
18	8,000
24	10,000
30	9,000
36	8,000
42	6,000
48	4,500
54	3,500
60	2,700
66	1,800
72	900

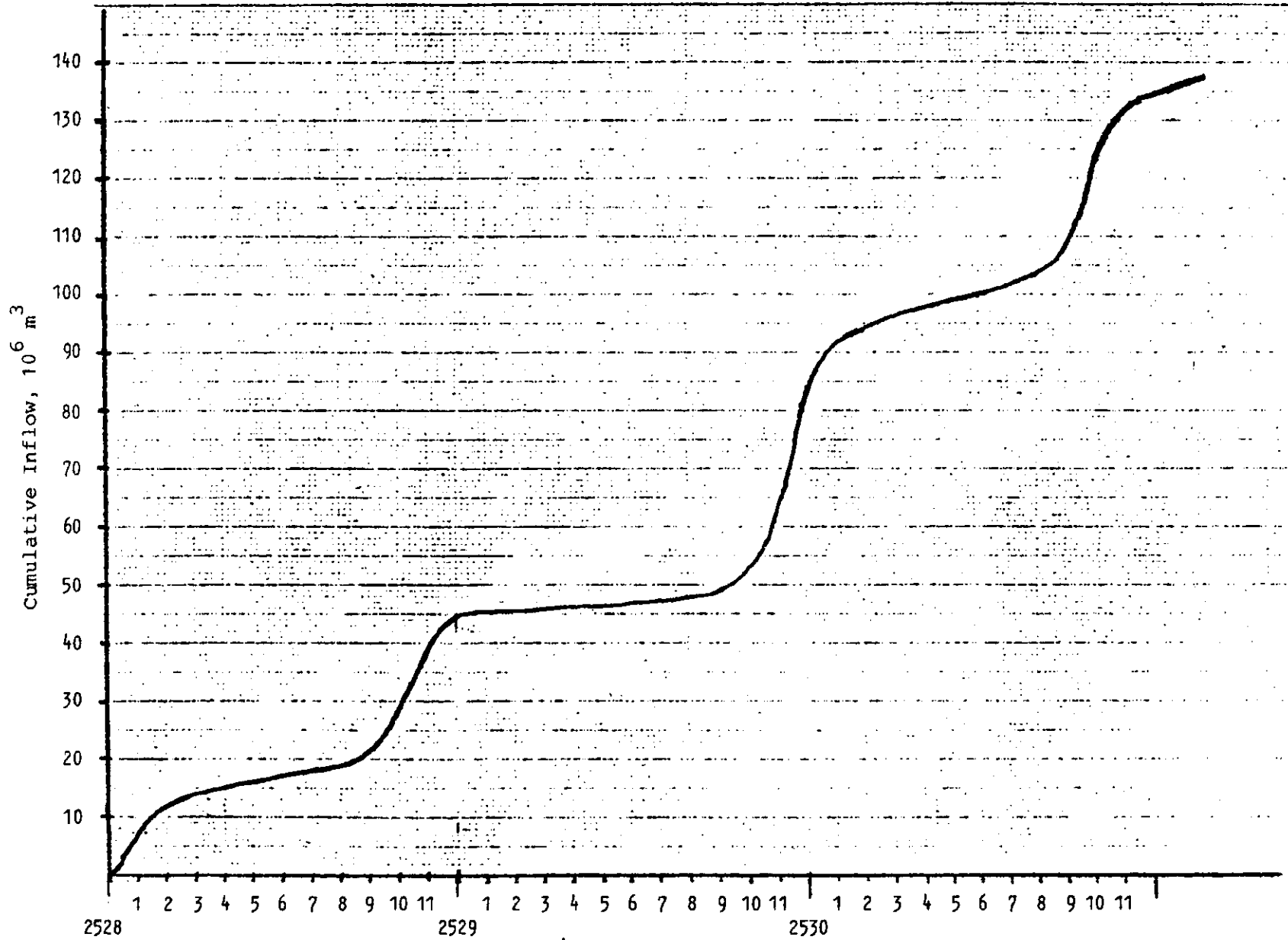
จากการศึกษาสภาพลำน้ำด้านท้ายน้ำของอ่าง พบว่าปริมาณน้ำสูงสุดที่จะระบายจากอ่างลงสู่ลำน้ำเดิมต้องไม่เกิน 4,500 ม<sup>3</sup>/วินาที มิฉะนั้นจะก่อให้เกิดน้ำท่วมอย่างรุนแรงทางด้านท้ายน้ำ

จงคำนวณหา

1. ปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วมดังกล่าว
2. ต้องใช้เวลาอย่างน้อยที่สุดกี่ชั่วโมงในการระบายน้ำออกจากปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วมดังกล่าว หลังจากที่มีน้ำเต็มอ่าง

- (5) Inflow Mass Curve ของอ่างเก็บน้ำแห่งหนึ่งมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 1 ถ้าอ่างเก็บน้ำมีขนาดความจุเท่ากับ 10 ล้าน ลบ.เมตร จงหา

- Firm Yield ของอ่างเก็บน้ำดังกล่าว
- Secondary Yield ในปีต่าง ๆ
- ปริมาณน้ำที่ไหลล้นอ่างในปีต่าง ๆ



รูปที่ 1 Inflow Mass Curve

**บทที่ 10**  
**การเคลื่อนตัวของน้ำท่วม**  
**(Flood Routing)**

**10.1 คำนำ**

การเคลื่อนตัวของน้ำท่วม (Flood Routing) คือวิธีการคำนวณการเปลี่ยนแปลงของกราฟน้ำท่วม (Flood Hydrograph) ซึ่งจะเปลี่ยนแปลงไปตามเวลาและสถานที่ขณะที่คลื่นน้ำท่วมเคลื่อนตัวผ่านอ่างเก็บน้ำหรือทางน้ำ ปกติกราฟน้ำท่วมจะแบนราบลงและมีฐานเวลากว้างขึ้นเมื่อเคลื่อนตัวไปทางด้านท้ายน้ำ ความรู้เกี่ยวกับการเปลี่ยนแปลงของกราฟน้ำท่วมขณะเคลื่อนตัวผ่านอ่างเก็บน้ำหรือทางน้ำจะมีประโยชน์ต่อการวางแผนโครงการป้องกันน้ำท่วม การออกแบบทางระบายน้ำล้น และอาคารชลศาสตร์ที่ตั้งอยู่ในทางน้ำเป็นอย่างมาก ในบทนี้จะกล่าวถึงการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านอ่างเก็บน้ำ และทางน้ำ

**10.2 สมการพื้นฐานในการคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำท่วม**

การคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำท่วมอาศัยสมการสมดุลของมวลน้ำ (Continuity Equation) ซึ่งจะกล่าวต่อไปนี้เป็นสำคัญ

$$\frac{ds}{dt} = I(t) - Q(t) \dots \dots \dots (10.1)$$

- เมื่อ  $I(t)$  คือ กราฟน้ำท่วมที่กำลังเคลื่อนตัวเข้าสู่จุดที่พิจารณา (Inflow Hydrograph)
- $Q(t)$  คือ กราฟน้ำท่วมที่เคลื่อนตัวออกจากจุดที่พิจารณา (Outflow Hydrograph)
- $\frac{ds}{dt}$  คือ อัตราการเปลี่ยนแปลงปริมาตรความจุในอ่างเก็บน้ำหรือช่วงทางน้ำที่พิจารณา

ปกติจะทราบ  $I(t)$  และต้องการคำนวณหา  $Q(t)$  แต่ไม่สามารถจะคำนวณหาค่า  $Q(t)$  ได้โดยตรง เนื่องจากไม่ทราบ  $S$  จึงต้องหาสมการที่ 2 ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $S$ ,  $I$  และ  $Q$  จึงจะสามารถคำนวณหา  $Q(t)$  ได้



สมการที่ 2 คือ สมการฟังก์ชันปริมาตรความจุ (Storage Function) ซึ่งอยู่ในรูปของค่า I และ Q ดังนี้

$$S = f\left(I, \frac{dI}{dt}, \frac{d^2I}{dt^2}, \dots, Q, \frac{dQ}{dt}, \frac{d^2Q}{dt^2}\right) \dots \dots \dots (10.2)$$

โดยการ Differentiate S เทียบกับ t จะได้  $\frac{ds}{dt}$  ซึ่งเมื่อนำ  $\frac{ds}{dt}$  ไปแทนลงในสมการที่ 10.1 แล้วทำการอินทิเกรตจะได้ Q(t) ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ I(t)

ฟังก์ชันความจุที่จะกล่าวถึงต่อไปจะแตกต่างกันไปตามธรรมชาติของทางน้ำเช่น กรณีที่วิเคราะห์น้ำท่วมเคลื่อนตัวผ่านอ่างเก็บน้ำโดยวิธี Level Pool ถ้า S จะเป็นฟังก์ชันของค่า Q แบบไม่เป็นเส้นตรง (Nonlinear) ดังสมการ

$$S = f(Q) \dots \dots \dots (10.3)$$

ถ้า f (Q) จะหาได้จากความสัมพันธ์ระหว่างความจุของอ่างเก็บน้ำ อัตราการไหลออกจากอ่าง และระดับน้ำในอ่าง

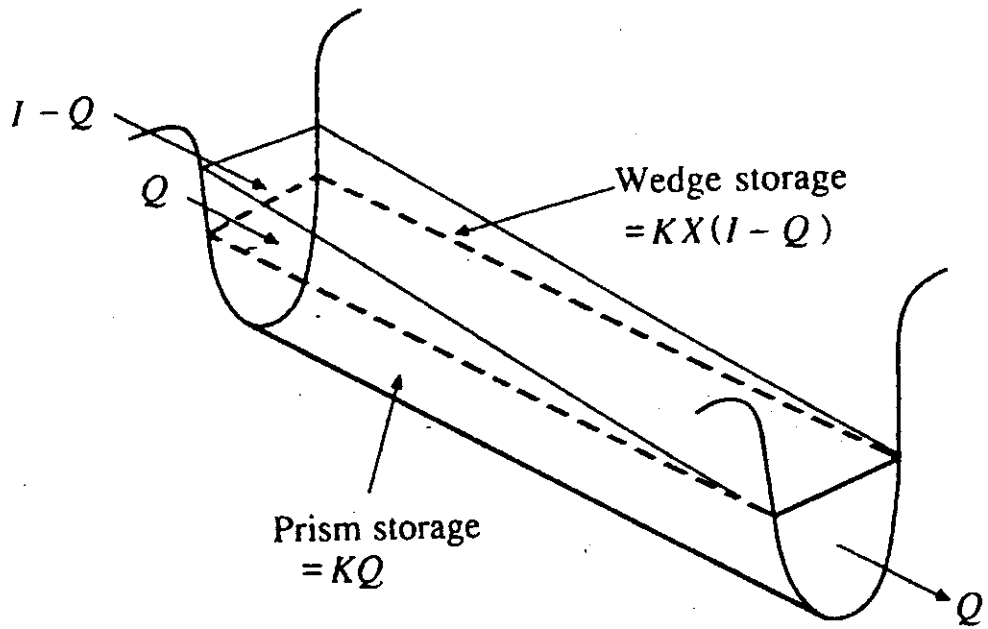
กรณีที่วิเคราะห์น้ำท่วมเคลื่อนตัวผ่านลำน้ำโดยวิธี Muskingum S จะมีความสัมพันธ์แบบเส้นตรงกับ I และ Q ดังสมการ

$$S = KQ + KX(I-Q) \dots \dots \dots (10.4)$$

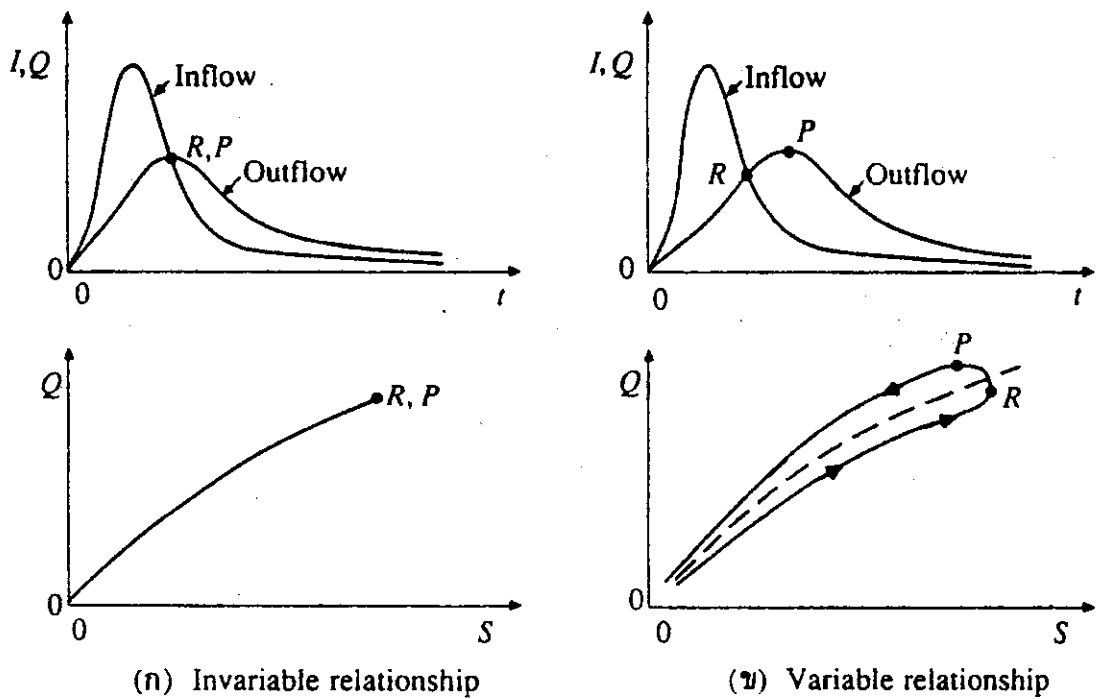
- เมื่อ K = Proportionality coefficient
- X = Weighting factor ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่าง 0 ถึง 0.5

เทอม KQ คือ Prism Storage และ KX(I-Q) คือ Wedge Storage ขณะที่น้ำท่วมเคลื่อนตัวในทางน้ำดังรูปที่ 10.1

ความสัมพันธ์ระหว่าง Q และ S อาจแบ่งออกเป็น 2 แบบ คือ Invariable และ Variable ดังรูปที่ 10.2



รูปที่ 10.1 Prism และ Wedge Storage ในช่วงทางน้ำที่พิจารณา



รูปที่ 10.2 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการไหล ( $Q$ ) และปริมาณความจุ ( $S$ )

ฟังก์ชันความจุแบบ Invariable  $S = f(Q)$  ดังรูปที่ 10.2 จะใช้ได้กับการเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านอ่างเก็บน้ำแบบ Level Pool (อ่างเก็บน้ำแบบกว้างและลึก) ซึ่งอัตราการไหลออกสูงสุด (Peak Outflow) จะตัดกับ Inflow hydrograph ช่วงน้ำลดเสมอ เนื่องจากปริมาณความจุอ่างเก็บน้ำจะมีค่าสูงสุดเมื่อ

$$\frac{ds}{dt} = I - Q = 0 \quad \text{หรือ} \quad I = Q$$

ที่ปริมาณความจุสูงสุด ระดับน้ำจะอยู่ที่จุดสูงสุด ทำให้อัตราการไหลออกมีค่าสูงสุดด้วย

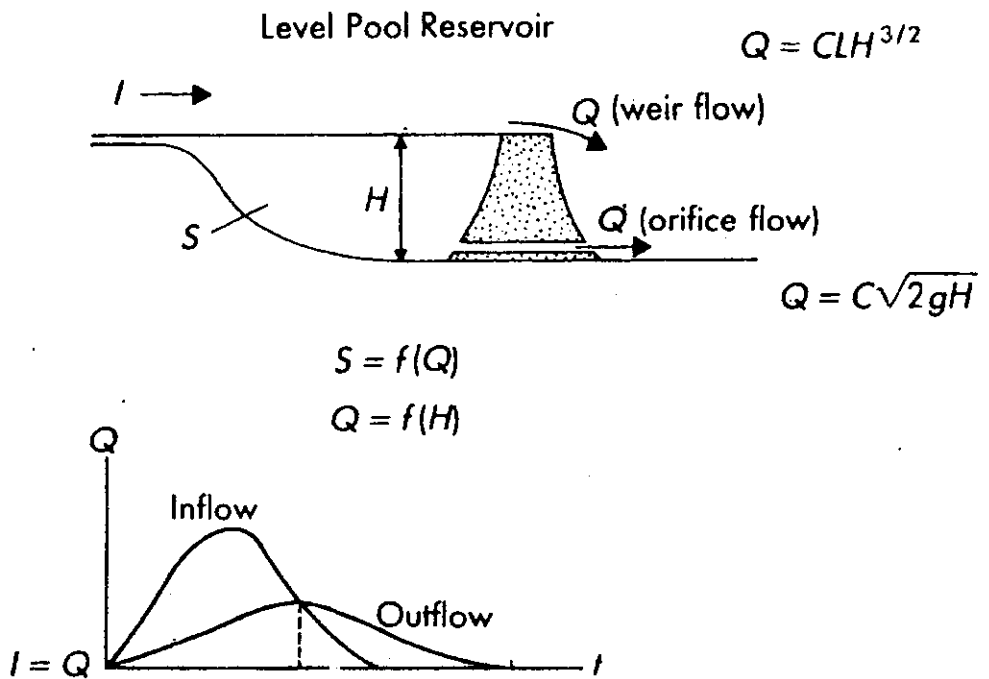
ฟังก์ชันความจุแบบ Variable (รูปที่ 10.2 ข) จะใช้กับกรณีของทางน้ำหรืออ่างเก็บน้ำแบบยาวและแคบคล้ายทางน้ำ อิทธิพลของ Backwater Effect จะมีผลทำให้  $Q$  และ  $S$  มีความสัมพันธ์แบบ Twisted Loop ทำให้อัตราการไหลออกสูงสุด (Peak Outflow) เกิดหลังจากที่กราฟ  $I(Q)$  และ  $Q(t)$  ตัดกัน จุด R และ P จึงไม่ทับกัน

กรณีที่ Backwater Effect มีอิทธิพลไม่มาก Loop จะแคบ และอาจพิจารณาว่าเป็นเส้นดังแสดงด้วยเส้นประในรูปที่ 10.2 (ข) กรณีนี้สามารถใช้วิธีการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของคลื่นน้ำท่วมแบบ Level Pool ได้

### 10.3 การเคลื่อนตัวของน้ำผ่านอ่างเก็บน้ำ (Reservoir Routing)

วิธีการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของน้ำผ่านอ่างเก็บน้ำที่จะกล่าวถึงต่อไปนี้คือวิธี Level Pool ดังรูปที่ 10.3 โดยจะแสดงวิธีคำนวณหา Outflow Hydrograph,  $Q(t)$  3 วิธี คือ

- วิธีการสร้างกราฟ Storage-Outflow Function
- วิธี Iterative Trapezoidal Integration
- วิธี Runge-Kutta



รูปที่ 10.3 การเคลื่อนตัวของน้ำท่าผ่านอ่างเก็บน้ำโดยวิธี Level Pool

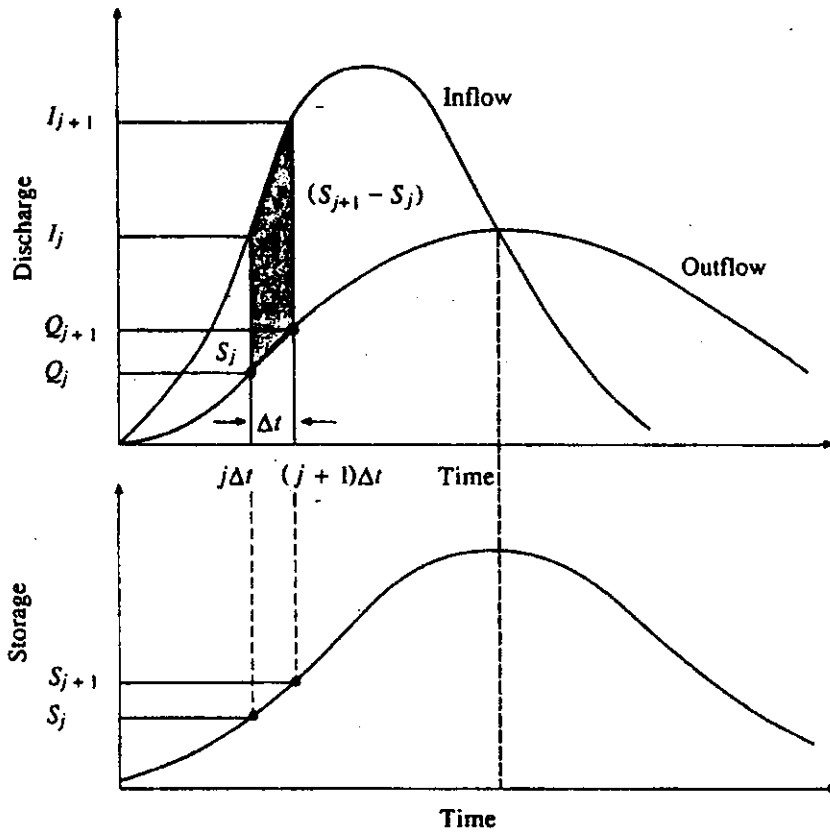
10.3.1 วิธีสร้างกราฟ Storage-Outflow Function

เมื่ออินทิเกรตสมการ 10.1 ในช่วงเวลา  $j\Delta t$  ถึง  $(j+1)\Delta t$  ใด ๆ จะได้

$$\int_{S_j}^{S_{j+1}} ds = \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} I(t) dt - \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} Q(t) dt \dots \dots \dots (10.5)$$

สมมติให้  $I(t)$  และ  $Q(t)$  มีค่าเป็นเส้นตรงในช่วงเวลา  $\Delta t$  ใด ๆ ( $j\Delta t$  ถึง  $(j+1)\Delta t$ ) จะสามารถเขียนสมการที่ 10.5 ใหม่ได้ดังนี้ (ดูรูปที่ 10.4)

$$S_{j+1} - S_j = \left(\frac{I_j + I_{j+1}}{2}\right) \Delta t - \left(\frac{Q_j + Q_{j+1}}{2}\right) \Delta t$$



รูปที่ 10.4 อัตราการเปลี่ยนแปลงปริมาณความจุอ่างในช่วง Routing Period, Δt

จัดเทอมที่รู้ค่าไว้ทางด้านขวามือจะได้

$$\left(\frac{2 S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}\right) = (I_j + I_{j+1}) + \left(\frac{2 S_j}{\Delta t} - Q_j\right) \dots \dots \dots (10.6)$$

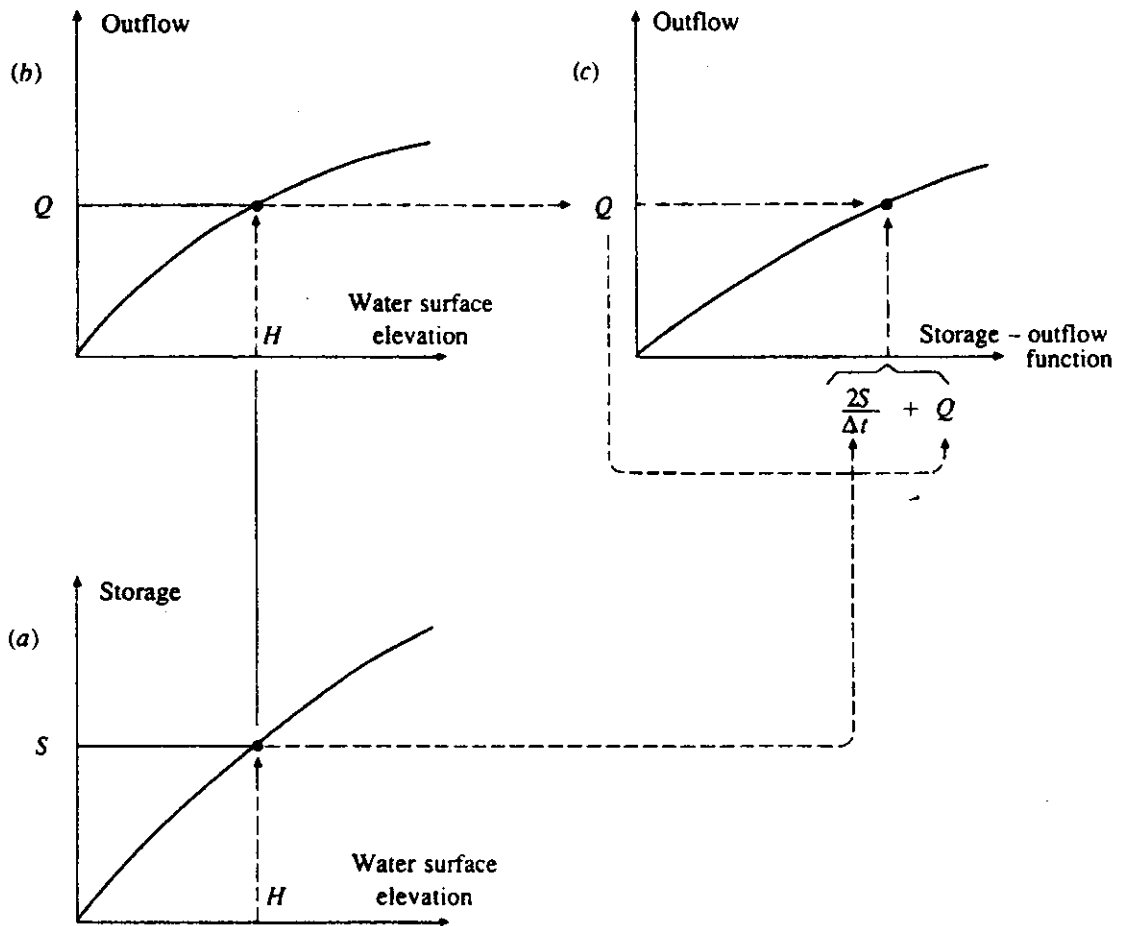
ในการคำนวณหาค่า  $Q_{j+1}$  จาก  $\frac{2 S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}$  จะต้องทราบ Storage-Outflow

Function ในรูปของ  $\left(\frac{2 S}{\Delta t} + Q\right)$  และ  $Q$  ซึ่งสามารถคำนวณได้ จากโค้งความจุ-ระดับ และโค้งอัตราการไหลออก-ระดับดังรูปที่ 10.5

ก่อนที่จะคำนวณ  $Q$  ของช่วงเวลาต่อไป  $(j+1) \Delta t$  ถึง  $(j+2) \Delta t$  จะต้องคำนวณหา

$\frac{2 S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}$  จากสมการ

$$\frac{2 S_{j+1}}{\Delta t} - Q_{j+1} = \left(\frac{2 S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}\right) - 2Q_{j+1} \dots \dots \dots (10.7)$$



รูปที่ 10.5 การสร้าง Storage-Outflow Function สำหรับ Level Pool Routing

**ตัวอย่างที่ 10.1** อ่างกักเก็บน้ำเพื่อการป้องกันน้ำท่วมสมมติแห่งหนึ่งมีผนังอ่าง อยู่ในแนวตั้ง มีพื้นที่ผิวน้ำเท่ากับ 1 เอเคอร์ มีอาคารทางออก (Outlet) เป็นท่อคอนกรีตเสริมเหล็ก ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 5 ฟุต กำหนดความสัมพันธ์ระหว่าง H-Q ของอาคารทางออกให้ดังแสดงใน ตารางที่ 10.1 และกำหนด Inflow Hydrograph ให้ดังแสดงในตารางที่ 10.2 จงคำนวณหากราฟ อัตราการไหลออกจากอ่าง ถ้าสมมติว่าอ่างแห้งเมื่อคลื่นน้ำท่วมเคลื่อนตัวเข้าสู่อ่าง

ตารางที่ 10.1 การสร้าง Storage - Outflow Function สำหรับอ่างในตัวอย่างที่ 10.1

Column:	1 Elevation $H$ (ft)	2 Discharge $Q$ (cfs)	3 Storage $S$ (ft <sup>3</sup> )	4 $(2S/\Delta t)^* + Q$ (cfs)
	0.0	0	0	0
	0.5	3	21,780	76
	1.0	8	43,560	153
	1.5	17	65,340	235
	2.0	30	87,120	320
	2.5	43	108,900	406
	3.0	60	130,680	496
	3.5	78	152,460	586
	4.0	97	174,240	678
	4.5	117	196,020	770
	5.0	137	217,800	863
	5.5	156	239,580	955
	6.0	173	261,360	1044
	6.5	190	283,140	1134
	7.0	205	304,920	1221
	7.5	218	326,700	1307
	8.0	231	348,480	1393
	8.5	242	370,260	1476
	9.0	253	392,040	1560
	9.5	264	413,820	1643
	10.0	275	435,600	1727

\*Time interval  $\Delta t = 10$  min.

ตารางที่ 10.2 การคำนวณการเคลื่อนตัวของคลื่นน้ำท่วมผ่านอ่างในตัวอย่างที่ 10.1

Column: 1	2	3	4	5	6	7
Time index $j$	Time (min)	Inflow (cfs)	$I_j + I_{j+1}$ (cfs)	$\frac{2S_j}{\Delta t} - Q_j$ (cfs)	$\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}$ (cfs)	Outflow (cfs)
1	0	0		0.0		0.0
2	10	60	60	55.2	60.0	2.4
3	20	120	180	201.1	235.2	17.1
4	30	180	300	378.9	501.1	61.1
5	40	240	420	552.6	798.9	123.2
6	50	300	540	728.2	1092.6	182.2
7	60	360	660	927.5	1388.2	230.3
8	70	320	680	1089.0	1607.5	259.3
9	80	280	600	1149.0	1689.0	270.0
10	90	240	520	1134.3	1669.0	267.4
11	100	200	440	1064.4	1574.3	254.9
12	110	160	360	954.1	1424.4	235.2
13	120	120	280	820.2	1234.1	206.9
14	130	80	200	683.3	1020.2	168.5
15	140	40	120	555.1	803.3	124.1
16	150	0	40	435.4	595.1	79.8
17	160		0	338.2	435.4	48.6
18	170			272.8	338.2	32.7
19	180			227.3	272.8	22.8
20	190			194.9	227.3	16.2
21	200			169.7	194.9	12.6
22	210				169.7	9.8



## วิธีทำ

กำหนดให้  $\Delta t = 10$  นาที หรือ 600 วินาที

เนื่องจากอ่างกักเก็บน้ำมีผนังอยู่ในแนวตั้ง

ความจุอ่าง (S) = 43,506 x ความลึกของน้ำ

สามารถคำนวณหา Storage - Outflow Function ( $\frac{2S}{\Delta t} + Q$ ) ที่ Q ต่าง ๆ ได้ดัง

แสดงในคอลัมน์ที่ 4 ของตารางที่ 10.1

เช่นที่ H = 0.5 ฟุต

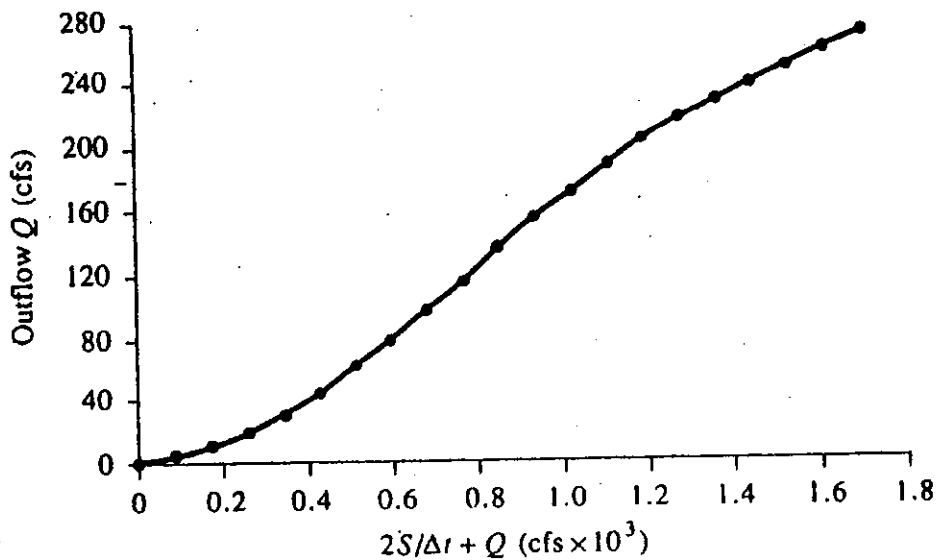
Q = 3 ลบ.ฟุต/วินาที

S = 43,560 x 0.5 = 21,780 ฟุต<sup>3</sup>

$$\frac{2S}{\Delta t} + Q = \frac{2 \times 21,780}{600} + 3 = 76 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที}$$

เมื่อนำ  $\frac{2S}{\Delta t} + Q$  ไปพล็อตเทียบกับ Q จะได้กราฟ Storage - Outflow Function

ดังรูปที่ 10.6



รูปที่ 10.6 Storage - Outflow Function ของอ่างกักเก็บน้ำเพื่อการป้องกันน้ำท่วม ในตัวอย่างที่ 10.1

ทำการคำนวณหา Outflow Hydrograph ได้ดังตารางที่ 10.2 ดังนี้

ที่ตรวจนี้เวลา  $j = 1$  (หรือเวลา = 0)

$$S_1 = Q_1 = 0 \quad (\text{อ่างแห้ง})$$

$$\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1 = 0$$

$$I_1 = 0 \quad \text{ลบ.ฟุต/วินาที}$$

$$I_2 = 60 \quad \text{ลบ.ฟุต/วินาที}$$

$$(I_1 + I_2) = 60 \quad \text{ลบ.ฟุต/วินาที}$$

จากสมการที่ 10.6

$$\begin{aligned} \frac{2S_1}{\Delta t} + Q_2 &= (I_1 + I_2) + \left( \frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1 \right) \\ &= 60 \quad \text{ลบ.ฟุต/วินาที} \end{aligned}$$

หาค่า  $Q_2$  จาก Storage -Outflow Function ในรูปที่ 10.6 หรือโดยการ Interpolate จากตารางที่ 10.1

$$\begin{aligned} Q_2 &= 0 + \frac{(3-0)}{(76-0)} (60-0) \\ &= 2.4 \quad \text{ลบ.ฟุต/วินาที} \end{aligned}$$

ที่ตรวจนี้เวลา  $j = 2$

$$\begin{aligned} \frac{2S_2}{\Delta t} - Q_2 &= \left( \frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2 \right) - 2Q_2 \\ &= 60 - 2 \times 2.4 \end{aligned}$$

$$= 55.2 \quad \text{ลบ.ฟุต/วินาที}$$

$$\frac{2S_3}{\Delta t} + Q_3 = (I_2 + I_3) + \left( \frac{2S_2}{\Delta t} - Q_2 \right)$$

$$= (60 + 120) + 55.2$$

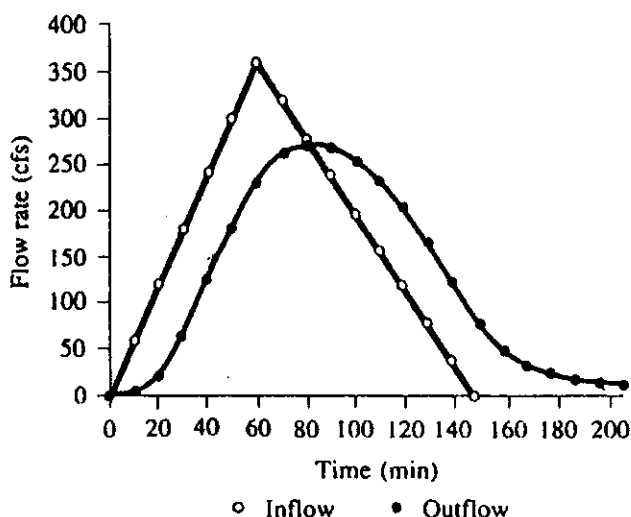
$$= 235.2 \quad \text{ลบ.ฟุต/วินาที}$$

โดยการ Interpolate จากตารางที่ 10.1

$$\begin{aligned} Q_3 &= 17 + \frac{(30-17)}{(320-235)} (235.2 - 235) \\ &= 17.1 \quad \text{ลบ.ฟุต/วินาที} \end{aligned}$$

ทำการคำนวณในทำนองเดียวกันสำหรับ  $j = 3, 4, \dots$  จะได้ผลดังตารางที่ 10.2

เมื่อนำ Outflow Hydrograph ที่คำนวณได้ไปพล็อตเทียบกับ Inflow Hydrograph ดังแสดงในรูปที่ 10.7 จะเห็นว่าอัตราการไหลเข้าสูงสุดมีค่า 360 ลบ.ฟุต/วินาที ที่นาที่ที่ 60 และอัตราการไหลออกสูงสุดมีค่าเท่ากับ 270 ลบ.ฟุต/วินาที เกิดที่นาที่ที่ 80 ผลการคำนวณแสดงว่า ต้องการกักเก็บน้ำลึก 9.77 ฟุต (โดยการ Interpolate จากตารางที่ 10.1) ถ้าพิจารณาว่า 9.77 ฟุต ลึกเกินไป หรือ  $Q = 270$  ลบ.ฟุต/วินาที มีค่ามากเกินไป อาจพิจารณาขยายขนาดอ่าง หรือ ขนาดท่อของอาคารทางออกได้



รูปที่ 10.7 กราฟการเคลื่อนตัวของน้ำท่วมเข้าและออกจากอ่าง  
คำนวณโดยวิธี Level Pool (Chow, V.T. and et.al. 1988)

10.3.2 วิธี Iterative Trapezoidal Integration

Fread, D.L. (1993) ใช้วิธี Iterative Trapezoidal Integration แก้สมการสมมูลของมวลน้ำ (สมการ 10.1) เพื่อหา Outflow Hydrograph,  $Q(t)$  ดังนี้

$$\text{ให้ } \frac{ds}{dt} = \frac{(A_j + A_{j+1})(H_{j+1} - H_j)}{2\Delta t} \dots\dots\dots(10.8)$$

เมื่อ  $A$  = พื้นที่ผิวน้ำของอ่างซึ่งขึ้นอยู่กับค่า  $H$   
 $H$  = ความลึกของน้ำในอ่าง

สมมติว่า  $I(t)$  และ  $Q(t)$  มีค่าเป็นเส้นตรงในช่วง  $\Delta t$  ใด ๆ และเมื่อแทนค่า  $\frac{ds}{dt}$   
 จากสมการที่ 10.8 ลงในสมการ 10.1 จะสามารถเขียนสมการที่ 10.1 ใหม่ได้ดังนี้

$$\frac{(A_j + A_{j+1})(H_{j+1} - H_j)}{2\Delta t} = \left(\frac{I_j + I_{j+1}}{2}\right) - \left(\frac{Q_j + Q_{j+1}}{2}\right)$$

$$\left(\frac{I_j + I_{j+1}}{2}\right) - \left(\frac{Q_j + Q_{j+1}}{2}\right) - \frac{(A_j + A_{j+1})(H_j - H_{j+1})}{2\Delta t} = 0 \dots \dots \dots (10.9)$$

ในสมการที่ 10.9 ตัวที่ไม่ทราบค่าคือ  $Q_{j+1}$ ,  $A_{j+1}$  และ  $H_{j+1}$  และ

$Q_{j+1} = f(H_{j+1})$  (ฟังก์ชันแบบไม่เป็นเส้นตรง)

$A_{j+1} = f(H_{j+1})$  (ฟังก์ชันแบบไม่เป็นเส้นตรง)

ถ้ารู้ค่า  $H_{j+1}$  จะสามารถหาค่า  $Q_{j+1}$  และ  $A_{j+1}$  ได้

คำนวณหา  $H_{j+1}$  จากสมการที่ 10.9 โดยวิธี Newton-Raphson ได้ดังนี้

$$H_{j+1}^{k+1} = H_{j+1}^k - \frac{f(H_{j+1}^k)}{f'(H_{j+1}^k)} \dots \dots \dots (10.10)$$

เมื่อ  $k =$  Iteration counter

$f(H_{j+1}^k) =$  เทอมทางซ้ายมือของสมการที่ 10.9  
 ซึ่งคำนวณโดยสมมติ  $H_{j+1} = H_{j+1}^k$

ที่  $k = 1$  ให้สมมติว่า  $H_{j+1}^k = H_j$  ซึ่งทราบค่า

$$f'(H_{j+1}^k) = \text{Derivation ของ } f(H_{j+1}^k)$$

$$= \frac{[f(H_{j+1}^k + \epsilon) - f(H_{j+1}^k - \epsilon)]}{[(H_{j+1}^k + \epsilon) - (H_{j+1}^k - \epsilon)]} \dots \dots \dots (10.11)$$

ให้  $\epsilon =$  ค่าน้อยมากเช่น 0.1 ฟุต หรือ 0.03 เมตร

Fread, D.L เสนอว่า  $\Delta t$  ควรมีค่าอยู่ระหว่าง  $\frac{Tr}{20}$  ถึง  $\frac{Tr}{10}$  (Tr = รอบปีการเกิดซ้ำของน้ำท่วม)

วราวุธ (2538) ได้พัฒนาโปรแกรมชื่อ HG-ITI. BAS สำหรับการคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านอ่างเก็บน้ำโดยวิธี Iterative Trapezoidal Integration

### 10.3.3 วิธี Runge - Kutta

วิธีการแก้สมการสมมูลของมวลน้ำเพื่อหาค่า  $Q(t)$  สามารถทำได้โดยใช้วิธีการทาง Numerical Method เช่นวิธี Runge-Kutta โดยจะกล่าวถึงเฉพาะ Third Order Scheme Runge-kutta

จากสมการสมมูลของมวลน้ำ (สมการที่ 10.1) เมื่อพิจารณาว่า  $H$  เปลี่ยนไปตามเวลา  $t$  และ  $Q$  เป็นฟังก์ชันของ  $H$  จะสามารถเขียนสมการ 10.1 ได้ใหม่ดังนี้

$$\frac{ds}{dt} = I(t) - Q(H)$$

ให้

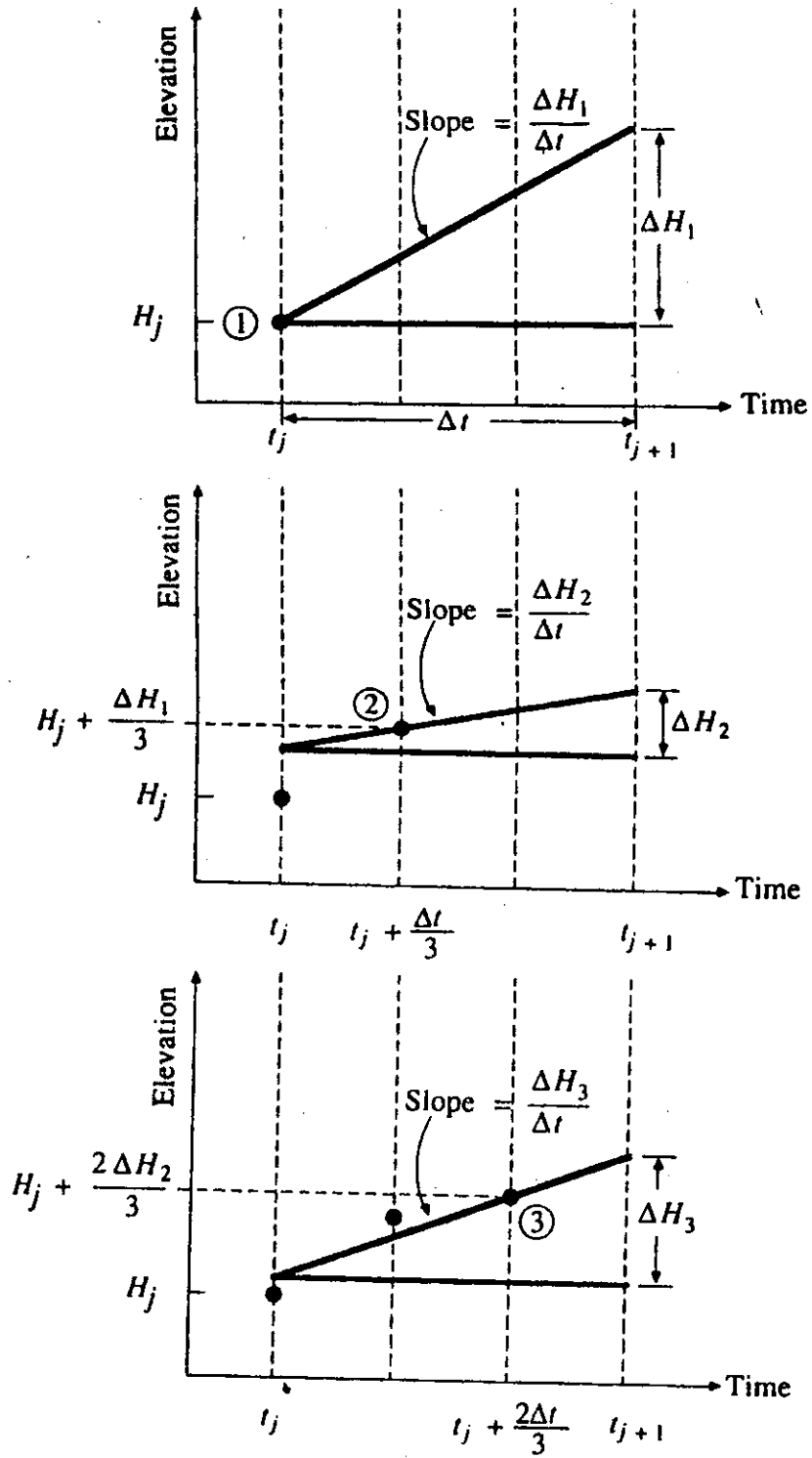
$$\frac{ds}{dH} = \frac{A(H) dH}{I(t) - Q(H)}$$

$$\frac{\Delta H}{\Delta t} \approx \frac{I(t) - Q(H)}{A(H)} \dots\dots\dots(10.12)$$

เมื่อ  $A(H) =$  พื้นที่ผิวน้ำของอ่างซึ่งขึ้นอยู่กับค่า  $H$

ถ้า  $\Delta t$  มีค่าน้อย จะสมมติว่า  $H$  จะแปรผันแบบเส้นตรงกับเวลา ( $t$ ) ดังรูปที่ 10.8

ที่เวลา  $j$  ถึง  $j+1$  ใด ๆ โดยวิธี Third Order Runge-Kutta จะแบ่ง  $\Delta t$  ออกเป็น 3 ส่วนเท่า ๆ กัน แล้วประเมินค่า  $\frac{\Delta H}{\Delta t}$  ตามลำดับ 3 ครั้ง ที่  $[H_j, t_j], [(H_j + \frac{\Delta H_1}{3}), (t_j + \frac{\Delta t}{3})], [(H_j + \frac{2}{3} \Delta H_2, t_j + \frac{2}{3} \Delta t)]$  ตามลำดับ



รูปที่ 10.8 วิธีการกำหนดค่า  $\Delta H$  ใน Third Order Scheme Runge-Kutta

แล้วจึงคำนวณค่า  $\Delta H$  ดังนี้

$$\Delta H_1 = \frac{I(t_j) - Q(H_j)}{A(H_j)} \Delta t \dots \dots \dots (10.13)$$

$$\Delta H_2 = \frac{I(t_j + \frac{\Delta t}{3}) - Q(H_j + \frac{\Delta H_1}{3})}{A(H_j + \frac{\Delta H_1}{3})} \Delta t \dots \dots \dots (10.14)$$

$$\Delta H_3 = \frac{I(t_j + \frac{2}{3} \Delta t) - Q(H_j + \frac{2}{3} \Delta H_2)}{A(H_j + \frac{2}{3} \Delta H_2)} \Delta t \dots \dots \dots (10.15)$$

$$\Delta H = \frac{\Delta H_1}{4} + \frac{3}{4} \Delta H_3 \dots \dots \dots (10.16)$$

$$H_{j+1} = H_j + \Delta H \dots \dots \dots (10.17)$$

เมื่อทราบ  $H_{j+1}$  จะสามารถคำนวณหา  $Q(H_{j+1})$  หรือ  $Q$  ที่เวลา  $j+1$  ได้

ขั้นตอนการคำนวณหา  $Q(t)$  โดยวิธี Third Order Runge Kutta แสดงอยู่ในรูปที่ 10.9

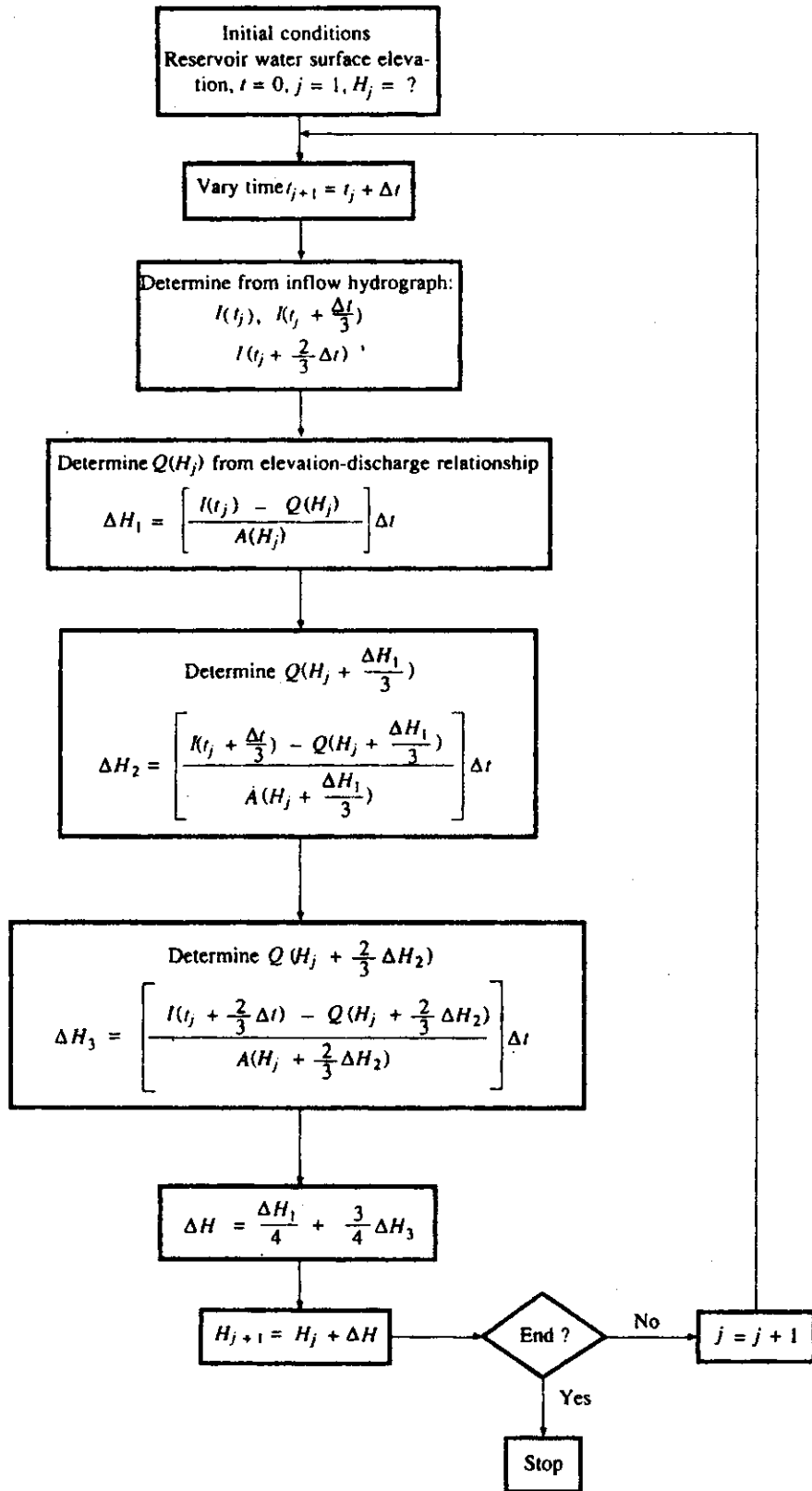
**ตัวอย่างที่ 10.2** ให้ใช้ Third Order Runge-Kutta กำหนดการเคลื่อนตัวของคลื่นน้ำท่วมผ่านอ่างเก็บน้ำในตัวอย่างที่ 10.1 กำหนดให้ใช้ H-Q Curve ในตารางที่ 10.1 และกำหนด Inflow Hydrograph ให้ในคอลัมน์ที่ 1 และ 2 ของตารางที่ 10.3

**วิธีทำ** เนื่องจากอ่างเก็บน้ำเพื่อการป้องกันน้ำท่วมในตัวอย่างที่ 10.1

มีผนังอ่างอยู่ในแนวตั้ง มีพื้นที่ผิวหน้า 43,560 ตร.ฟุต

$$A(H) = 43,560 \quad \text{ตร.ฟุต}$$

$$\Delta t = 10 \text{ นาที} = 600 \text{ วินาที}$$



รูปที่ 10.9 Flow Chart การคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านอ่างเก็บน้ำโดยวิธี Third Order Scheme Runge-Kutta



ที่เวลา  $t_j = 0$

$$I(t_j) = 0, H_j = 0, Q(H_j) = 0$$

$$\begin{aligned}\Delta H_1 &= \frac{I(t_j) - Q(H_j)}{A(H_j)} \Delta t \\ &= \frac{0 - 0}{\left(\frac{43,560}{3}\right)600} = 0\end{aligned}$$

ที่เวลา  $t_j + \frac{\Delta t}{3} = 0 + \frac{10}{3}$  นาที

$$I\left(t_j + \frac{\Delta t}{3}\right) = 20; H_j + \frac{\Delta H_1}{3} = 0; Q\left(H_j + \frac{\Delta H_1}{3}\right) = 0$$

$$\begin{aligned}\Delta H_2 &= \frac{I\left(t_j + \frac{\Delta t}{3}\right) - Q\left(H_j + \frac{\Delta H_1}{3}\right)}{A\left(H_j + \frac{\Delta H_1}{3}\right)} \Delta t \\ &= \frac{20 - 0}{\left(\frac{43,650}{3}\right)600} \\ &= 0.28 \text{ ฟุต}\end{aligned}$$

ที่เวลา  $t_j + \frac{2}{3}\Delta t = 0 + \frac{20}{3}$  นาที

$$I\left(t_j + \frac{2}{3}\Delta t\right) = 40$$

$$H_j + \frac{2}{3}\Delta H_2 = 0 + \frac{2}{3} \times 0.28 = 0.187 \text{ ฟุต}$$

$$Q\left(H_j + \frac{2}{3}\Delta H_2\right) = 1.10$$

$$\Delta H_3 = \frac{40 - 1.10}{\left(\frac{43,650}{3}\right)600} = 0.54 \text{ ฟุต}$$

$$\begin{aligned}\Delta H &= \frac{\Delta H_1}{4} + \frac{3}{4}\Delta H_3 \\ &= 0 + \frac{3}{4}(0.54) = 0.40 \text{ ฟุต}\end{aligned}$$

ตารางที่ 10.3 การคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านอ่างกักเก็บน้ำโดยวิธี  
Runge-Kutta สำหรับตัวอย่างที่ 10.2

Column:	1	2	3	4	5	6	7
	Time (min)	Inflow (cfs)	$\Delta H_1$	$\Delta H_2$	$\Delta H_3$	Depth (ft)	Outflow (cfs)
	0	0	-	-	-	0	0
	10	60	0	0.28	0.54	0.40	2.4
	20	120	0.79	1.04	1.24	1.53	17.9
	30	180	1.41	1.51	1.59	3.08	62.8
	40	240	1.61	1.62	1.61	4.69	124.5
	50	300	1.59	1.58	1.60	6.28	182.6
	60	360	1.62	1.66	1.72	7.98	230.4
	70	320	1.79	1.42	1.13	9.27	259.0
	80	280	0.84	0.57	0.36	9.75	269.5
	90	240	0.15	-0.05	-0.21	9.63	266.8
	100	200	-0.37	-0.52	-0.63	9.06	254.3
	110	160	-0.75	-0.86	-0.94	8.17	234.7
	120	120	-1.03	-1.10	-1.14	7.05	206.4
	130	80	-1.19	-1.21	-1.21	5.85	167.8
	140	40	-1.21	-1.20	-1.18	4.66	123.5
	150	0	-1.15	-1.12	-1.11	3.54	80.0

ที่เวลา  $t_{j+1} = t_j + \Delta t = 10$  นาที

$$H_{j+1} = H_2 = H_1 + \Delta H = 0 + 0.40 = 0.4 \text{ ฟุต}$$

จากตารางที่ 10.1 ที่  $H_2 = 0.4$  ฟุต

$$Q_2 = 0 + \left( \frac{3-0}{0.5-0} \right) 0.4 = 2.4 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที}$$

การคำนวณ  $Q(t)$  ที่เวลา 20, 30,.....150 นาที แสดงอยู่ในตารางที่ 10.3

**10.4 การเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านทางน้ำ (Channel Routing)**

กรณีที่น้ำท่วมเคลื่อนตัวผ่านทางน้ำ Q และ S จะมีความสัมพันธ์แบบ Variable ดังรูปที่ 10.2 เนื่องจากอิทธิพลของ Backwater Effect ทำให้วิธีการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของน้ำผ่านทางน้ำแตกต่างจากอ่างเก็บน้ำจึงใช้วิธี Level Pool ไม่ได้ วิธีการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านทางน้ำที่เป็นที่รู้จักกันโดยทั่วไป และนิยมใช้กันอย่างแพร่หลายคือ วิธี Muskingum วิธี Muskingum แบ่งปริมาตรความจุของน้ำในช่วงทางน้ำออกเป็น 2 ส่วน คือ Prism Storage และ Wedge Storage ดังรูปที่ 10.1

ในช่วงที่น้ำท่วมเคลื่อนตัวเข้าสู่ช่วงทางน้ำที่พิจารณา (Advance Phase)

**Inflow > Outflow จะเกิด Wedge Storage**

ในทางกลับกัน ช่วงที่น้ำท่วมเคลื่อนตัวออกจากช่วงทางน้ำที่พิจารณา (Recession Phase)

**Outflow > Inflow จะเกิด Negative Wedge**

Prism Storage คือ ปริมาตรความจุของทางน้ำที่มีพื้นที่หน้าตัดคงที่ตลอดช่วงที่พิจารณา

ตามวิธี Muskingum  $S = KQ + KX(I-Q)$  ดังสมการที่ 10.4 ซึ่งสามารถเขียนใหม่ได้ดังนี้

$$S = K [XI + (1-X) Q] \dots\dots\dots(10.17)$$

X คือ Weighting Factor มีค่าอยู่ระหว่าง 0-0.5 ขึ้นอยู่กับรูปร่างของ Wedge Storage

ถ้า X = 0 แสดงว่าไม่มี Wedge Storage หรือ Backwater Effect เช่นกรณี Level Pool ของอ่างเก็บน้ำ กรณี X = 0

$$S = KQ$$

ปริมาตรความจุแปรผันเป็นเส้นตรงกับอัตราการไหลออกซึ่งเรียกว่า Linear Reservoir Model

โดยทั่วไป X จะมีค่าเฉลี่ยประมาณ 0.2

K คือ Proportionality Coefficient ซึ่งหมายถึงระยะเวลาที่น้ำท่วมเคลื่อนตัวผ่านช่วง  
ทางน้ำที่พิจารณา

จากสมการ 10.7 ที่เวลา j

$$S_j = K [ X I_j + (1-X) Q_j ] \dots\dots\dots(10.18)$$

ที่เวลา j+1

$$S_{j+1} = K [ X I_{j+1} + (1-X) Q_{j+1} ] \dots\dots\dots(10.19)$$

สมการที่ 10.9 ลบด้วย 10.8 จะได้

$$S_{j+1} - S_j = K [ X I_{j+1} + (1-X) Q_{j+1} ] - K [ X I_j + (1-X) Q_j ] \dots\dots\dots(10.20)$$

จากสมการที่ 10.5 เมื่อพิจารณาว่า I(t) และ Q(t) มีค่าเป็นเส้นตรงในช่วง Δt น้อย ๆ

$$S_{j+1} - S_j = \left( \frac{I_{j+1} + I_j}{2} \right) \Delta t - \left( \frac{Q_{j+1} + Q_j}{2} \right) \Delta t \dots\dots\dots(10.21)$$

จากสมการ 10.20 และ 10.21

$$K [ X I_{j+1} + (1-X) Q_{j+1} - X I_j - (1-X) Q_j ] = \left( \frac{I_{j+1} + I_j}{2} \right) \Delta t - \left( \frac{Q_{j+1} + Q_j}{2} \right) \Delta t \dots\dots\dots(10.22)$$

$$Q_{j+1} = \left( \frac{\Delta t - 2KX}{2K(1-X) + \Delta t} \right) I_{j+1} + \left( \frac{\Delta t + 2KX}{2K(1-X) + \Delta t} \right) I_j + \left( \frac{2K(1-X) - \Delta t}{2K(1-X) + \Delta t} \right) Q_j \dots\dots\dots(10.23)$$

$$\text{ให้ } C_1 = \frac{\Delta t - 2KX}{2K(1-X) + \Delta t} \dots\dots\dots(10.24)$$

$$C_2 = \frac{\Delta t + 2KX}{2K(1-X) + \Delta t} \dots\dots\dots(10.25)$$

$$C_3 = \frac{2K(1-X) - \Delta t}{2K(1-X) + \Delta t} \dots\dots\dots(10.26)$$

$$Q_{j+1} = C_1 I_{j+1} + C_2 I_j + C_3 Q_j \dots\dots\dots(10.27)$$

$$C_1 + C_2 + C_3 = 1$$

**การหาค่า K และค่า X**

ถ้าทราบข้อมูล Inflow และ Outflow Hydrograph ของช่วงทางน้ำ จะคำนวณหาค่า K ได้จากสมการที่ 10.22 ดังนี้

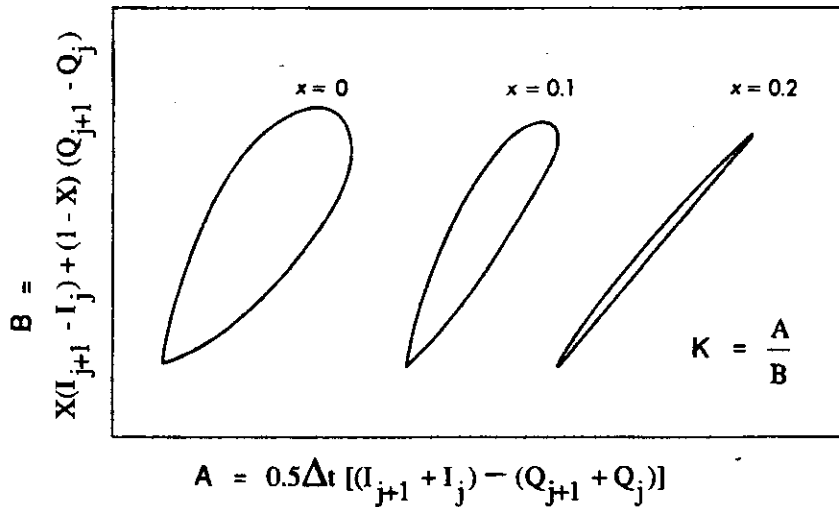
$$K = \frac{0.5\Delta t [(I_{j+1} + I_j) - (Q_{j+1} + Q_j)]}{X(I_{j+1} - I_j) + (1-X)(Q_{j+1} - Q_j)} \dots\dots\dots(10.28)$$

$$= \frac{A}{B}$$

สมมติค่า X แล้วคำนวณค่า A และ B โดยใช้  $I_j$  และ  $Q_j$  ที่  $j = 1, 2, \dots, N$  นำ  $A_j$  และ  $B_j$  ไปพล็อตจะได้กราฟซึ่งมีลักษณะเป็น Loop ดังรูปที่ 10.10 ค่า X ที่มีผลทำให้ Loop มีลักษณะคล้ายเส้นตรงมากที่สุด คือ ค่าที่เหมาะสมกับทางน้ำนั้น K คือ ความลาดชันของเส้น (A/B)

เนื่องจากค่า K คือระยะเวลาที่น้ำเคลื่อนตัวผ่านช่วงทางน้ำที่พิจารณา จึงสามารถทำการประมาณค่าจากระยะเวลาที่ยอดคลื่นเคลื่อนตัวผ่านช่วงทางน้ำที่พิจารณา

กรณีที่ไม่ม่ข้อมูล Inflow และ Outflow Hydrograph จะสามารถประมาณค่า K และ X ได้โดยวิธี Muskingum-Cunge คูรายละเอียดใน (Chow, V.T. and et al. 1988)



รูปที่ 10.10 วิธีการหาค่า K และ X ของ Muskingum

ตัวอย่างที่ 10.3 การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านทางน้ำ กำหนด Inflow Hydrograph ให้ดังแสดงในตารางที่ 10.4 จงหา Outflow Hydrograph สำหรับทางน้ำ ซึ่ง  $K = 2.3$  ชั่วโมง  $x = 0.15$  และ  $\Delta t = 1$  ชั่วโมง อัตราการไหลออกช่วงเริ่มต้น  $Q_1 = 85$  ลบ.ฟุต/วินาที

วิธีทำ	$C_1$	=	$\frac{1 - 2(2.3)(0.15)}{2(2.3)(1 - 0.15) + 1}$	=	$\frac{0.31}{4.91}$	=	0.063
	$C_2$	=	$\frac{1 + 2(2.3)(0.15)}{2(2.3)(1 - 0.15) + 1}$	=	$\frac{1.69}{4.91}$	=	0.3442
	$C_3$	=	$\frac{2(2.3)(1 - 0.15) - 1}{4.91}$	=	$\frac{2.91}{4.91}$	=	0.5927

ตรวจสอบ

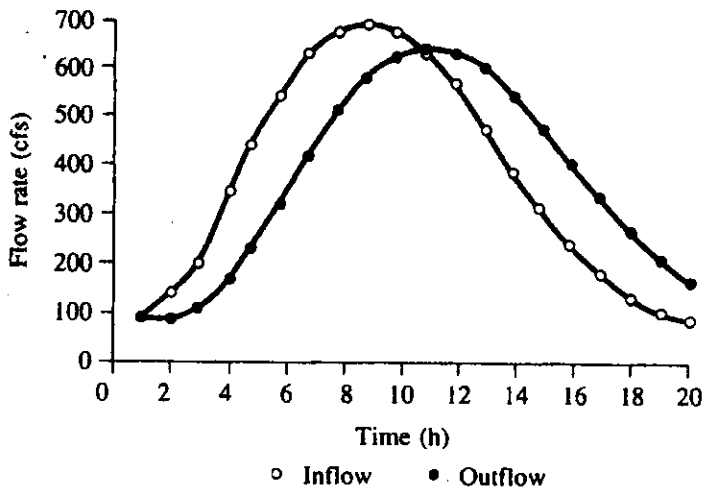
$C_1 + C_2 + C_3$	=	$0.0631 + 0.3442 + 0.5927$	=	1
$Q_1$	=	85	ลบ.ฟุต/วินาที	
$Q_2$	=	$0.0631 I_2 + 0.3442 I_1 + 0.5927 Q_1$		
	=	$0.0631(137) + 0.3442(93) + 0.5927(85)$		
	=	91	ลบ.ฟุต/วินาที	

การคำนวณ  $Q_{j+1}$  ที่เวลา  $j = 2, 3, \dots$  ได้จากตารางที่ 10.4 เมื่อนำ Inflow และ Outflow Hydrograph ไปพล็อตเทียบกับจะได้กราฟน้ำท่วมดังรูปที่ 10.11

ตารางที่ 10.4 การคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านทางน้ำสำหรับตัวอย่าง

ที่ 10.3 โดยวิธี Muskingum

Column:	(1) Routing period $j$ (h)	(2) Inflow $I$ (cfs)	(3) $C_1 I_{j+1}$ ( $C_1 = 0.0631$ )	(4) $C_2 I_j$ ( $C_2 = 0.3442$ )	(5) $C_3 Q_j$ ( $C_3 = 0.5927$ )	(6) Outflow $Q$ (cfs)
	1	93				85
	2	137	8.6	32.0	50.4	91
	3	208	13.1	47.2	54.0	114
	4	320	20.2	71.6	67.7	159
	5	442	27.9	110.1	94.5	233
	6	546	34.5	152.1	137.8	324
	7	630	39.8	187.9	192.3	420
	8	678	42.8	216.8	248.9	509
	9	691	43.6	233.4	301.4	578
	10	675	42.6	237.8	342.8	623
	11	634	40.0	232.3	369.4	642
	12	571	36.0	218.2	380.4	635
	13	477	30.1	196.5	376.1	603
	14	390	24.6	164.2	357.3	546
	15	329	20.8	134.2	323.6	479
	16	247	15.6	113.2	283.7	413
	17	184	11.6	85.0	244.5	341
	18	134	8.5	63.3	202.2	274
	19	108	6.8	46.1	162.4	215
	20	90	5.7	37.2	127.6	170



รูปที่ 10.11 ผลการคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำผ่านทางน้ำโดยวิธี Muskingum

### 10.5 เอกสารอ้างอิง

- (1) วราวุธ วุฒินิชย์ (2538). โปรแกรม HG-ITI สำหรับการคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านอ่างเก็บน้ำโดยวิธี Iterative Trapezoidal Integration. ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน.
- (2) Carnahan, B., H.A. Luther, and J.O. Wilkes (1969), Applied Numerical Methods, Wiley, New York.
- (3) Chow, V.T, D.R. Maidment and L.W. Mays (1988). Applied Hydrology, McGraw - Hill Book Company, Singapore, 572 p.
- (4) Fread, D.L. (1993), Flow Routing in Handbook of Hydrology edited by D.R. Maidment, McGraw - Hill, Inc., New York., p. 10.1-10.36.

### 10.6 แบบฝึกหัด

(1) กำหนดความสัมพันธ์ระหว่างปริมาตรความจุและอัตราการไหลออกของอ่างเก็บน้ำแห่งหนึ่งให้ดังตาราง จงคำนวณหา Storage-Outflow พังก์ชัน  $2S/\Delta t + Q$  vs.  $Q$  ถ้ากำหนดให้  $\Delta t = 2$  ชั่วโมง พร้อมกับพล็อต Storage-Outflow พังก์ชัน

Storage (mcm)	75	81	87.5	100	110.2
Outflow (cms)	57	227	519	1,330	2,270

(2) จงคำนวณการเคลื่อนตัวของไฮโดรกราฟที่กำหนดให้ผ่านอ่างเก็บน้ำโดยวิธี Level Pool ให้ใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง Storage-Outflow ในข้อ (1) ในการคำนวณ จงหาอัตราการไหลออกจากอ่างเก็บน้ำสูงสุด และปริมาณกักเก็บสูงสุด กำหนดให้มีน้ำในอ่างเมื่อเริ่มต้น 75 ล้าน ลบ.เมตร

เวลา (ชม)	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18
อัตราการไหล I, (cms)	60	100	232	300	520	1,310	1,930	1,460	930	650



(3) อ่างเก็บน้ำแห่งหนึ่งมีความสัมพันธ์ระหว่าง Storage-Stage-Outflow ดังตาราง จงคำนวณการเคลื่อนตัวของไฮโดรกราฟที่กำหนดให้ผ่านอ่างเก็บน้ำดังกล่าว จนถึงเวลา 6:00 น. กำหนดให้ระดับน้ำในอ่างเมื่อเริ่มต้นเท่ากับ 15 ม. และใช้  $\Delta t = 15$  นาที

Stage (m)	3.15	3.30	3.45	3.60	3.75	3.90	4.05
Storage (m <sup>3</sup> )	15	49	110	249	569	1180	2180
Discharge (m <sup>3</sup> /S)	0	0.21	0.72	1.25	1.89	2.61	3.40
Stage	4.08	4.15	4.20	4.27	4.35	4.50	
Storage	2440	3140	4050	5380	8610	18600	
Discharge	3.57	3.91	4.25	4.62	5.21	6.20	

Time (h:min)	0:00	0:15	0:30	0:45	1:00	1:15	1:30	1:45	2:00
Inflow (m <sup>3</sup> /S)	0	0.04	0.12	0.25	0.53	1.10	3.00	6.12	8.24
Time	2:15	2:30	2:45	3:00	3:15	3:30	3:45	4:00	4:15
Inflow	9.06	9.20	8.75	8.07	7.36	6.66	5.98	5.32	4.67
Time	4:30	4:45	5:00	5:15	5:30	5:45	6:00		
Inflow	4.11	3.65	3.29	3.00	2.73	2.49	2.27		

(4) จงคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำผ่านอ่างกักเก็บน้ำเพื่อการป้องกันน้ำท่วม ที่กำหนดให้โดยวิธี Third Order Runge-Kutta ใช้  $\Delta t = 3$  นาที

ระดับ (ฟุต) MSL	1000	1010	1020	1030	1040	1050
พื้นที่ผิวน้ำ (เอเคอร์)	1	10	15	20	25	30

กำหนดให้อ่างกักเก็บน้ำมีทางระบายน้ำล้นแบบท่อขนาด 20 ตร.ฟุต ทางเข้าอยู่ที่ระดับ 1,002 ฟุต และทางระบายน้ำล้นแบบ Ogee ยาว 80 ฟุต สันฝายอยู่ที่ระดับ 1,011 ฟุต

พิจารณาว่าทางระบายน้ำล้นแบบท่อบายน้ำแบบ Submerged Inlet Control ซึ่ง

$$Q = Cd WD \sqrt{2gH}$$

$$Cd = 0.7$$

ทางระบายน้ำล้นแบบ Ogee มีค่าสัมประสิทธิ์การระบายน้ำ C ดังตาราง

Head H (ft)	0.0-0.2	0.2-0.4	0.4-0.6	0.6-0.8	0.8-1.0
Spillway Coefficient C	2.69	2.72	2.95	2.85	2.98
Head H	1.0-1.2	1.2-1.4	1.4-1.6	1.6-1.8	>1.8
Spillway Coefficient C	3.08	3.20	3.28	3.31	3.35

Inflow hydrograph									
Time (min)	0	3	6	9	12	15	18	21	24
Inflow (cfs)	0	60	133	222	321	427	537	650	772
Time	27	30	33	36	39	42	45	48	51
Inflow	902	1036	1174	1312	1451	1536	1571	1580	1568
Time	54	57	60	63	66	69	72	75	78
Inflow	1548	1526	1509	1493	1479	1464	1443	1417	1384
Time	81	84	87	90	93	96	99	102	105
Inflow	1345	1298	1244	1184	1120	1051	979	904	827
Time	108	111	114	117	120	123	126	129	132
Inflow	748	669	588	508	427	373	332	302	278
Time	135	138	141	144	147				
Inflow	260	246	235	225	217				

(5) จงเขียนโปรแกรมคอมพิวเตอร์เพื่อคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำผ่านอ่างเก็บน้ำโดยวิธี Fourth-Order Runge-Kutta ตามวิธีของ Gill (Carnahan et al., 1969) กำหนดสมการสมดุลของมวลน้ำโดยประมาณดังนี้

$$\frac{\Delta H}{\Delta t} = \frac{I(t) - Q(H)}{A(H)} = f(t, H)$$

คำนวณค่า  $H_{t+\Delta t}$  ที่เวลา  $t + \Delta t$  จากสมการ

$$H_{t+\Delta t} = H_t + \frac{\Delta t}{6} \left[ k_1 + 2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{2}}\right) k_2 + 2 \left(1 + \frac{1}{\sqrt{2}}\right) k_3 + k_4 \right]$$

เมื่อ

$$k_1 = \left[ \frac{I(t) - Q(H_t)}{A(H_t)} \right]$$

$$k_2 = \left[ \frac{I\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) - Q\left(H_t + \frac{\Delta t}{2} k_1\right)}{A\left(H_t + \frac{\Delta t}{2} k_1\right)} \right]$$

$$k_3 = \frac{I\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) - Q(H_1)}{A(H_1)}$$

$$k_4 = \left[ \frac{I(t + \Delta t) - Q(H_2)}{A(H_2)} \right]$$

และ

$$H_1 = H_t + \Delta t \left[ \left(-0.5 + \frac{1}{\sqrt{2}}\right) k_1 + \left(1 - \frac{1}{\sqrt{2}}\right) k_2 \right]$$

$$H_2 = H_t - \frac{\Delta t}{\sqrt{2}} k_2 + \left(1 + \frac{1}{\sqrt{2}}\right) (\Delta t) k_3$$

ค่า  $A(H)$  หาได้โดยการ Interpolate จากความสัมพันธ์ระหว่างระดับและพื้นที่ผิวน้ำ

(6) จงหากราฟน้ำท่าจากลุ่มน้ำที่กำหนดให้ และคำนวณการเคลื่อนตัวของไฮโดรกราฟดังกล่าวผ่านอ่างเก็บน้ำ กำหนดความสัมพันธ์ระหว่าง Storage - Outflow ให้ดังตาราง

Storage (เอเคอร์-ฟุต)	0	200	300	400	500	600	700	1100
Outflow (cfs)	0	2	20	200	300	350	450	1200

กำหนดฝนให้ดังตาราง

เวลา (ชม.)	0	0.5	1.0	1.5	2.0
ฝนสะสม (นิ้ว)	0	1.0	3.0	4.0	4.5

Unit Hydrograph ซึ่งมีช่วงเวลา  $\frac{1}{2}$  ชม.

เวลา (ชม.)	0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5
Q (cfs/in)	0	200	500	800	700	600	500	400
เวลา (ชม.)	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0			
Q (cfs/in)	300	200	100	50	0			

คำนวณหาอัตราการสูญเสียน้ำในลุ่มน้ำโดยใช้  $\phi$  - index เท่ากับ 0.8 นิ้ว/ชม.

จงคำนวณหาอัตราการไหลออกจากอ่างเก็บน้ำสูงสุด ถ้า Baseflow เท่ากับศูนย์

และสุดท้ายให้หาพื้นที่ลุ่มน้ำ

(7) ถ้า  $K = 24$  ชั่วโมง และ  $X = 0.2$  จงคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำท่วมสมมติ ซึ่ง  $Q$  มีค่าที่เท่ากับ 1,000 หน่วย มีระยะเวลา 24 ชั่วโมง โดยวิธี Muskingum จงพล็อต Inflow และ Outflow Hydrograph

## (8) จงหา K และ X จาก Inflow และ Outflow Hydrograph ที่กำหนดให้

Time (min)	0	3	6	9	12	15	18	21
Channel inflow (cfs)	0	60	120	180	240	300	364	446
Channel outflow (cfs)	0	0	13	42	81	127	178	231
Time	24	27	30	33	36	39	42	45
Channel inflow	530	613	696	776	855	932	948	932
Channel outflow	293	363	437	514	593	672	757	822
Time	48	51	54	57	60	63	66	69
Channel inflow	914	911	921	941	958	975	982	980
Channel Outflow	861	879	888	897	910	924	940	954
Time	72	75	78	81	84	87	90	93
Channel inflow	969	951	925	890	852	810	767	717
Channel Outflow	964	968	965	956	938	919	884	851
Time	96	99	102	105	108	111	114	117
Channel inflow	668	618	566	514	462	410	359	309
Channel Outflow	812	769	725	677	629	579	528	478
Time	120	123	126	129	132	135	138	141
Channel inflow	261	248	238	229	222	216	210	205
Channel Outflow	427	373	332	302	278	260	246	235
Time	144	147						
Channel inflow	199	194						
Channel Outflow	225	217						

(9) จงคำนวณการเคลื่อนตัวของน้ำท่วมผ่านทางน้ำยาว 4400 ฟุต โดยวิธี Muskingum กำหนดให้  $K = 0.24$  ชั่วโมง และ  $X = 0.25$  สมมติให้ Outflow ตอนเริ่มต้นเท่ากับ 739 ลบ.ฟุต/วินาที

Time (h)	0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
Inflow (cfs)	819	1012	1244	1537	1948	2600	5769
Time	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5
Inflow	12866	17929	20841	21035	20557	19485	14577
Time	7.0	7.5	8.0				
Inflow	9810	6448	4558				

(10) ลุ่มน้ำแห่งหนึ่งแบ่งออกเป็น 2 ลุ่มน้ำย่อย A และ B น้ำท่าจากลุ่มน้ำย่อย A เคลื่อนตัวเข้าสู่ทางน้ำที่จุด 1 และ ไหลไปยังจุด 2 ซึ่งที่จุดนี้ น้ำท่าจากลุ่มน้ำย่อยที่ 2 ไหลเข้ามาสมทบ แล้วปริมาณน้ำทั้งหมดจะไหลเข้าอ่างเก็บน้ำ จงคำนวณหา Outflow Hydrograph จากอ่างเก็บน้ำ เมื่อสมมติว่าอ่างแห่งเมื่อเริ่มต้น

จงหาพื้นที่ลุ่มน้ำ A และ B

อ่างเก็บน้ำมี Storage - Outflow ดังตาราง

Storage (ac.-ff)	0	220	300	400	500	600	700	1,000
Outflow (cfs)	0	2	20	200	300	350	450	1,200

ทางน้ำระหว่างจุด 1 และ 2 มีค่า Muskingum  $K = 0.5$  ชั่วโมง และ  $X = 0.25$  ลุ่มน้ำย่อย A ยังไม่พัฒนามีค่า  $\phi$ -index = 0.8 นิ้ว/ชม. ขณะที่ลุ่มน้ำย่อย B เป็นที่อยู่อาศัยมีค่า  $\phi$ -index = 0.2 นิ้ว/ชม.

พายุฝนมีค่าดังตาราง

เวลา (ชม.)	0	0.5	1.0	1.5	2.0
ฝนสะสม (นิ้ว)	0	1.0	3.0	4.0	4.5

Unit Hydrograph ซึ่งมีช่วงเวลา 1/2 ชั่วโมง ของลุ่มน้ำย่อย A และ B มีค่าดังตาราง

เวลา (ชม.)	Unit Hydrograph (cfs/in)	
	ลุ่มน้ำย่อย A	ลุ่มน้ำย่อย B
0	0	0
0.5	100	200
1.0	200	500
1.5	300	800
2.0	400	700
2.5	350	600
3.0	300	500
3.5	250	400
4.0	200	300
4.5	150	200
5.0	100	100
5.5	50	50
6.0	0	0

การตกตะกอนในอ่างเก็บน้ำ

(Reservoir Sedimentation)

11.1 บทนำ

การตกตะกอนในอ่างเก็บน้ำเป็นสิ่งที่หลีกเลี่ยงไม่ได้ และผลที่ตามมาคือ การสูญเสีย ปริมาณ ความจุอ่าง ทำให้อ่างเก็บน้ำไม่สามารถทำหน้าที่ได้ตามวัตถุประสงค์ที่ตั้งไว้ในตอนแรก จึงจำเป็นต้องมีวิศวกรที่ทำหน้าที่ออกแบบอ่างจะรู้ถึงปริมาณตะกอนที่ไหลเข้าสู่อ่าง ประสิทธิภาพของ อ่างในการกักตะกอน การตกตะกอนในส่วนต่าง ๆ ของอ่าง ตลอดจนผลของการตกตะกอนใน ส่วนต่าง ๆ ของอ่างเก็บน้ำต่อสภาพแวดล้อมทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำของอ่าง เพื่อให้หาวิธี การป้องกันแก้ไขต่อไป

11.2 ปัญหาจากการตกตะกอนในอ่าง

(Problems from Reservoir Sedimentation)

การกัดเซาะ (Erosion) การพัดพาตะกอน (Transportation) และการ ตกตะกอน (Deposition) เป็นขบวนการทางธรรมชาติที่เกิดขึ้นอย่างต่อเนื่องตลอดเวลา การ พัดพาตะกอนออกจากบริเวณลุ่มน้ำจะแตกต่างกันไปตามสภาพทางธรณีวิทยา ภูมิอากาศ ภูมิประเทศ การปกคลุมดิน และสภาพอื่น ๆ ของลุ่มน้ำ เมื่อมีการสร้างเขื่อนกั้นทางน้ำย่อมทำให้น้ำไหลช้าลง การตกตะกอนในอ่างจึงเกิดขึ้นอย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้ ในการออกแบบอ่างเก็บน้ำจึงจำเป็นต้องรู้ถึง อัตราตกตะกอน และระยะเวลาที่ตะกอนจะตกทับถมจนทำให้ปริมาตรใช้การของอ่างลดลงจนอ่างไม่ สามารถทำหน้าที่ได้ตามเป้าหมายที่วางไว้

การสร้างเขื่อนกั้นทางน้ำย่อมทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางชลศาสตร์ ในการไหลของน้ำและความสามารถในการพัดพาตะกอนของทางน้ำ ซึ่งจะก่อให้เกิดผลกระทบทั้ง ทางด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำของเขื่อนนอกเหนือจากการตกตะกอนในอ่างเก็บน้ำ ทั้งนี้ในการออกแบบ เขื่อนหรืออ่างเก็บน้ำ วิศวกรจำเป็นต้องเข้าใจปัญหา และสามารถคาดการณ์การเปลี่ยนแปลงที่อาจเกิดขึ้นเพื่อให้หาวิธีกาป้องกันหรือบรรเทาผลเสียที่อาจเกิดขึ้น



### 11.2.1 ผลของการตกตะกอนต่อการทำงานของอ่างเก็บน้ำ

(Effect of Sedimentation on Reservoir Function)

การตกตะกอนในอ่างเก็บน้ำก่อให้เกิดผลเสียที่สำคัญ 2 อย่างคือ

#### (1) การสูญเสียปริมาตรความจุ (Loss of Storage)

อ่างเก็บน้ำถูกสร้างขึ้นมาเพื่อให้มีปริมาตร ความจุเพียงพอที่จะตอบสนองต่อความต้องการใช้อ่างเพื่อวัตถุประสงค์ต่าง ๆ การตกตะกอนในอ่างย่อมมีผลทำให้ความจุของอ่างลดลงตามระยะเวลาการใช้งานของอ่าง และเป็นผลเสียต่อการทำงานของอ่าง ยกตัวอย่าง อ่างเก็บน้ำเพื่อการอุปโภค-บริโภค Spring Lake ในมลรัฐอลิกันอยส์ ซึ่งอายุการใช้งาน (Useful life) ลดลงเป็นอย่างมากเนื่องจากการตกตะกอน Spring Lake เริ่มเก็บกักน้ำในปี ค.ศ. 1927 ในปี ค.ศ. 1947 อ่างเก็บน้ำเสียความจุไป 47 เปอร์เซ็นต์ เนื่องจากการตกตะกอน ประกอบกับในช่วงปี 1935 ถึง 1947 ความต้องการน้ำจากอ่างเพิ่มจาก 318,000 เป็น 550,000 แกลลอนต่อวัน จึงทำให้เกิดปัญหาการขาดแคลนน้ำหลังจากที่ใช้งานอ่างมาเพียง 27 ปีเท่านั้น และในที่สุดต้องขุดลอกอ่างเพื่อแก้ปัญหา

เพื่อแก้ปัญหาการสูญเสียความจุ จนทำให้อายุการใช้งานของอ่างลดลง จำเป็นต้องเผื่อปริมาตรอ่างไว้ส่วนหนึ่งสำหรับกาตกตะกอน หรือหาวิธีลดปริมาณตะกอนที่ไหลลงอ่าง หรือหาวิธีระบายตะกอนออกจากอ่าง ซึ่งรายละเอียดจะกล่าวถึงในหัวข้อที่ 11.9

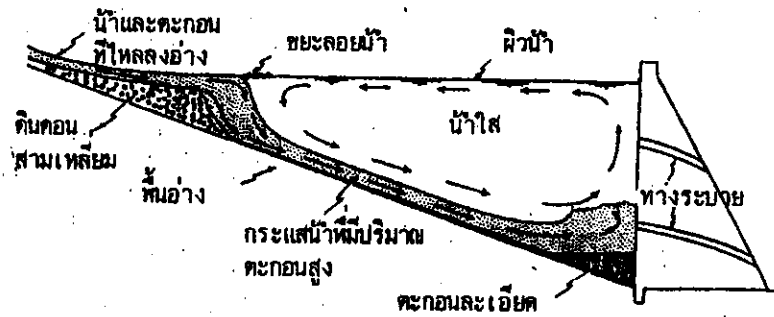
#### (2) การตกตะกอนที่ประตูทางออก (Deposition at Outlet Gates)

การแผ่กระจายของตะกอนเป็นสิ่งสำคัญที่จะต้องพิจารณาในการกำหนดตำแหน่งประตูระบายหรืออาคารทางออกเพื่อหลีกเลี่ยงการที่ตะกอนจะ淤积ในพื้นที่ที่มีกาตกตะกอนอย่างรวดเร็ว ตามรายงานประจำปีของกรมชลประทานเปอร์โตริโก (Puerto Rico) ในวันที่ 19 พฤษภาคม 1940 น้ำท่วมได้พัดเอาตะกอนเข้ามาในอ่างเก็บน้ำเพื่อการชลประทาน Gautyabal และได้กักกั้นถมจนกระทั่งอาคารทางออกฉุกเฉินใช้งานไม่ได้เป็นเวลานาน จนต้องทำการขุดลอกอ่างและเสริมสันเขื่อนขึ้นอีก 16 ฟุต

11.2.2 การตกตะกอนทับถมในลำน้ำบริเวณเหนืออ่าง

(Aggradation above Reservoirs)

ขณะที่น้ำไหลเข้าสู่อ่างเก็บน้ำซึ่งมีผิวน้ำกว้างใหญ่ ความเร็วจะลดลง และจะเกิดการตกตะกอนบริเวณที่ลำน้ำพบกับอ่าง ตะกอนขนาดใหญ่จะตกทับถมกันจนเกิดเป็นดินดอนสามเหลี่ยม (Delta) ซึ่งจะยิ่งมีผลทำให้ความเร็วของน้ำในลำน้ำที่เหนือขึ้นไปลดลงและเกิดการตกตะกอนทับถมในลำน้ำ จนทำให้ท้องน้ำตื้นเขิน (Aggradation) ดังแสดงในรูปที่ 11.1



รูปที่ 11.1 ลักษณะการตกตะกอนทั่ว ๆ ไปในอ่างและเหนือน้ำของอ่าง

การตกตะกอนจนทำให้ท้องน้ำตื้นเขินจะเป็นผลให้ลำน้ำช่วงนั้นสามารถระบายน้ำได้น้อย และก่อให้เกิดน้ำท่วมบ่อยขึ้น การตกตะกอนทับถมจะกั้นบริเวณไปนน้ำไหลมากน้อยแค่ไหนขึ้นอยู่กับความลาดเทของท้องน้ำ เนื้อตะกอน (sediment textures) และการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำในอ่าง ถ้าท้องน้ำมีความลาดเทมากและตะกอนที่ถูกพัดพามากับน้ำส่วนใหญ่เป็นตะกอนเนื้อละเอียด การตกตะกอนทับถมในลำน้ำจะน้อยมาก แต่ถ้าลำน้ำมีความลาดเทน้อยและตกตะกอนส่วนใหญ่เป็นตะกอนเนื้อหยาบจะทำให้เกิดการตกตะกอนทับถมเป็นระยะทางไกลหลายกิโลเมตรจากอ่าง การเปลี่ยนแปลงระดับน้ำในอ่างในช่วงแรก ๆ จะก่อให้เกิดการตกตะกอนทับถมในลำน้ำและการกัดเซาะท้องลำน้ำ (Aggradation and Degradation) สลับกันไปขึ้นอยู่กับปริมาณน้ำที่ไหล

เข้าอ่างและระดับน้ำในอ่าง แต่หลังจากที่ตะกอนตกเต็มอ่างแล้วการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำจะก่อให้เกิดการตกตะกอนทับถม จะมากกว่าการกัดเซาะ

ได้มีการรายงานว่าเขื่อนอิมพีเรียลในแม่น้ำโคโลราโด ซึ่งสร้างในปี 1938 เกิดการตกตะกอนทับถมในลำน้ำไปทางด้านเหนือน้ำถึง 86 กิโลเมตร ท้องน้ำที่ Picacho รัฐแคลิฟอร์เนียเหนือ เขื่อนแห่งหนึ่งมีการตกตะกอนทับถมขึ้นมาถึง 3.0 เมตร ระหว่างปี 1938 และ 1948 ลำน้ำริโอแกรนด์ที่ San Marcial นิวแม็กซิโกเหนือเขื่อน Elephant Butte เกิดการตกตะกอนทับถมถึง 4.0 เมตร ทำให้ห้องสร้างผนังกันน้ำเพื่อป้องกันไม่ให้น้ำท่วมเมือง San Marcial

### 11.2.3 การกัดเซาะท้องน้ำและคลังท้ายอ่าง

(Degradation below Reservoirs)

ขณะที่น้ำเคลื่อนตัวผ่านอ่างเก็บน้ำ ตะกอนที่แขวนลอยมากับน้ำบางส่วนจะตกจมอยู่ในอ่าง มากหรือน้อยขึ้นอยู่กับประสิทธิภาพในการกักตะกอนของอ่างซึ่งจะกล่าวถึงในหัวข้อ 11.5 น้ำที่ไหลออกจากอ่างจะมีปริมาณตะกอนเหลืออยู่น้อยมาก จึงทำให้มีแรงดูด (Tractive force) ตะกอนจากท้องน้ำมากขึ้น ซึ่งเป็นผลทำให้เกิดการกัดเซาะท้องน้ำและคลังท้ายอ่าง (Degradation) เป็นระยะทางหลาย ๆ กิโลเมตร การกัดเซาะจะเกิดจนกระทั่งเกิดความสมดุลระหว่างอัตราการไหลและปริมาณตะกอนที่แขวนลอยในน้ำ

บางครั้งการเกิดการกัดเซาะท้องน้ำท้ายอ่างบ้างเล็กน้อยเป็นสิ่งที่ดีและต้องการ เพราะจะช่วยเพิ่มขนาดทางน้ำและเพิ่มความสามารถในการระบายน้ำของพื้นที่สองฝั่งแม่น้ำได้

### 11.3 ปริมาณตะกอนที่ไหลลงอ่าง

(Sediment Inflow)

น้ำไม่ว่าเป็นตัวการสำคัญที่ก่อให้เกิดการกัดเซาะและพัดพาตะกอนจากบริเวณลุ่มน้ำไปตกตะกอนในอ่างเก็บน้ำ โดยเริ่มจากฝนที่ตกลงมาจะก่อให้เกิดการกัดเซาะผิวดิน ซึ่งอาจเป็นการกัดเซาะแบบแผ่บาง (Sheet Erosion) หรือการกัดเซาะแบบร่องลึก (Gully Erosion) หรือทั้งสองแบบขึ้นอยู่กับระยะเวลาในการกัดเซาะและตัวแปรอื่น ๆ หลังจากการกัดเซาะผิวดินออกมา น้ำจะเป็นตัวการนำพาตะกอนลงสู่แม่น้ำลำธาร และอ่างเก็บน้ำต่อไป อย่างไรก็ตามดินที่ถูกกัดเซาะทั้งหมด (Gross Erosion) ไม่ได้ถูกนำพาไปสู่อ่างเก็บน้ำ บางส่วนจะตกตะกอนตามสิ่งกีด

ขวางต่าง ๆ ในบริเวณลุ่มน้ำ บางส่วนจะตกตะกอนในลำน้ำ หรือบริเวณที่ราบสองฝั่งแม่น้ำ ส่วนที่เคลื่อนที่ไปกับน้ำจนถึงอ่างเก็บน้ำเรียกว่าผลผลิตตะกอน (Sediment Yield) ปริมาตร หรือ น้ำหนักของผลผลิตตะกอนต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่ต่อปี เรียกว่า อัตราผลผลิตตะกอน (Sediment Yield Rate หรือ Sediment Production Rate)

### 11.3.1 องค์ประกอบที่มีอิทธิพลต่ออัตราผลผลิตตะกอน

(Sediment Yield Rate Factors)

องค์ประกอบซึ่งเป็นตัวกำหนดอัตราผลผลิตตะกอนของลุ่มน้ำสามารถสรุปได้ดังต่อไปนี้

- (1) ฝน .... จำนวนและความชื้น
- (2) ชนิดดินและการพอร์มตัวของดิน
- (3) ลักษณะภูมิประเทศ
- (4) ธรรมชาติของระบบระบายน้ำของลุ่มน้ำ ความหนาแน่น ความลาดเท

รูปร่าง ขนาด และแนวลำน้ำ

- (5) พืชปกคลุมดิน
- (6) การใช้ที่ดิน

องค์ประกอบต่าง ๆ เหล่านี้ได้ถูกนำไปใช้ในการคำนวณหาอัตราการสูญเสียดินจากลุ่มน้ำในสมการ

$$A = RKLSCP \dots\dots\dots (11.1)$$

เมื่อ

- A = อัตราการสูญเสียดินประจำปี, ตันต่อเอเคอร์  
 R = องค์ประกอบของฝน  
 K = องค์ประกอบความยากง่ายในการกัดเซาะดิน  
 LS = องค์ประกอบความลาดชัน และความยาวของความลาดชัน  
 C = องค์ประกอบของการปลูกพืชและการจัดการ  
 P = แนวทางการอนุรักษ์ดิน

รายละเอียดเกี่ยวกับการคำนวณหาอัตราการสูญเสียดินหาอ่านได้จาก Soil and Water Conservation Engineering ของ Schwab et. al, 1966.

สมการที่ 11.1 จะสามารถใช้ หาค่าปริมาณการกัดเซาะดินทั้งหมด (Gross Erosion) ได้ แต่ตามที่กล่าวมาแล้วว่าเพียงบางส่วนของดินที่ถูกกัดเซาะทั้งหมดเท่านั้นที่ถูกพัดพาไปสู่แม่น้ำและอ่างเก็บน้ำ ดังนั้นในการหาค่าผลผลิตตะกอน จึงจำเป็นต้องรู้ค่าอัตราการเป็นตะกอน (Sediment-Delivery Ratio) ซึ่งเท่ากับ

$$100 \times \frac{\text{ปริมาณผลผลิตตะกอน เป็นตัน}}{\text{ปริมาณการกัดเซาะดินทั้งหมด เป็นตัน}}$$

จากการสำรวจพบว่าอัตราการเป็นตะกอนอาจมีค่าน้อยเพียง 5 % หรืออาจมากถึง 100 % ขึ้นอยู่กับองค์ประกอบต่าง ๆ ของลุ่มน้ำ เช่น ขนาดพื้นที่ ลักษณะภูมิประเทศและร่องน้ำ ความลาดเท การปกคลุมดิน ลักษณะฝนและน้ำท่า เป็นต้น

### 11.3.2 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราผลผลิตตะกอนกับพื้นที่ลุ่มน้ำ (Sediment Yield Rate Versus Watershed Area)

ข้อมูลการสำรวจการตกตะกอนในอ่างเก็บน้ำในบริเวณที่ต้องการจะสร้างอ่าง หรือ บริเวณที่มีคุณสมบัติทางอุทกวิทยาใกล้เคียงกัน จะเป็นแนวทางในการประเมินหาอัตราผลผลิตตะกอนของอ่างเก็บน้ำที่พิจารณา ตารางที่ 11.1 แสดงค่าผลผลิตตะกอนของอ่างเก็บน้ำบางแห่งในสหรัฐอเมริกา (จากการสำรวจอ่างเก็บน้ำ 1,100 แห่ง) และในประเทศไทย ซึ่งพบว่าผลผลิตตะกอนอาจมีค่าเพียง 30 ตันต่อตารางไมล์ต่อปี เช่นที่ High Valley Ranch, Yakima, Washington หรืออาจมีค่าถึง 5,311 ตันต่อตารางไมล์ต่อปี เช่นที่ Bennington, Rago, Kansas แต่โดยเฉลี่ยจะมีค่าอยู่ระหว่าง 200 ถึง 4,000 ตันต่อตารางไมล์ต่อปี

แต่อย่างไรก็ตามในการประเมินค่าอัตราผลผลิตตะกอนของจุดที่พิจารณาจะต้องรับอัตราผลผลิตตามลักษณะของลุ่มน้ำซึ่งอาจแตกต่างกันไป ตัวแปรสำคัญซึ่งมีอิทธิพลต่ออัตราผลผลิตตะกอนคือ ขนาดของพื้นที่ลุ่มน้ำ จากการวิเคราะห์อัตราผลผลิตตะกอนและขนาดพื้นที่ของอ่างเก็บน้ำ 1,100 แห่งในสหรัฐอเมริกา พบว่าอัตราผลผลิตตะกอนจะลดลงเมื่อพื้นที่ลุ่มน้ำเพิ่มขึ้น ดังแสดงในตารางที่ 11.2 ลุ่มน้ำที่มีขนาดพื้นที่เล็กกว่า 10 ตารางไมล์ จะให้ค่าอัตราผลผลิตตะกอนโดยเฉลี่ยมากกว่า 7 เท่าของอัตราผลผลิตตะกอนของลุ่มน้ำที่มีขนาดโตกว่า 1,000 ตารางไมล์

รูปที่ 11.2 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราผลผลิตตะกอนกับพื้นที่ลุ่มน้ำของอ่างเก็บน้ำ 8 แห่งในภาคตะวันออกเฉียงใต้ของสหรัฐอเมริกา

ตารางที่ 11.1 อัตราผลผลิตตะกอนและอัตราการตกตะกอนในอ่างเก็บน้ำบางแห่งในสหรัฐอเมริกา (Chow, 1964) และในประเทศไทย (วิระพล, 2530)

ชื่อและสถานที่	พื้นที่ ลุ่มน้ำ (ตร. ไมล์)	ปีที่ เริ่ม เก็บกัก น้ำ	ช่วง เวลา ที่มี ข้อมูล (ปี)	ความจุ เริ่มแรก (เอเคอร์- ฟุต)	อัตราผล ผลิตตะกอน รายปี (ตัน/ตร. ไมล์)	การสูญเสีย ปริมาณความจุ	
						รายปี	% ทั้งหมด
<i>Northeast</i>							
Barcroft, Alexandria, Va.	14.3	1916	49.6	3,092	618	0.38	12.1
Behcharie, Prattville, N.Y.	312	1926	23.8	63,812	217	0.07	1.75
Bylesby, Bylesby, Va.	1,310	1912	23.7	8,893	338	2.64	60.3
<i>Southeast</i>							
Franklinton, Franklinton, N.C.	1.12	1925	13.3	34.7	743	1.60	21.3
Concord, Kannapolis, N.C.	4.64	1926	10.3	1,201	2,235	0.66	6.66
Roxboro, Roxboro, N.C.	7.52	1924	23.6	531	447	0.69	15.6
Issaquena, Clemson, N.C.	13.9	1938	11.4	1,836	1,470	1.01	11.5
Harris, Tuscaloosa, Ala.	29.8	1929	24.5	2,241	189	0.10	3.87
High Point, High Point, N.C.	62.3	1928	10.3	4,264	644	0.71	7.26
Spartanburg, Spartanburg, S.C.	90.8	1926	20.9	3,506	423	0.84	17.6
Nelbucky, Greenville, Tenn.	1,182	1913	39.8	21,760	280	1.40	66.6
Norris, Norris, Tenn.	2,823	1936	10.3	3,045,300	460	0.05	0.64
Lay, Clanton, Ala.	9,977	1913	23.3	166,635	116	0.63	11.6
<i>Midwest</i>							
Caldwell, Wabary, Ohio	1.00	1949	12.0	88	331	0.29	3.48
Decker, Piqua, Ohio	2.30	1940	10.0	116	1,032	1.83	18.27
Shepard Mountain, Ironton, Mo.	3.96	1929	10.0	171	471	0.78	7.83
Westville, Alliance, Ohio	8.22	1913	37.0	994	287	0.16	6.10
Upper Plus, Eldora, Iowa	13.8	1934	13.3	660	1,490	2.38	31.6
Carlinville, Carlinville, Ill.	25.8	1939	10.4	1,736	1,020	1.40	14.82
Bloomington, Bloomington, Ill.	60.3	1929	22.7	6,678	614	0.50	11.46
Crab Orchard, Carbondale, Ill.	160	1940	11.2	67,320	1,976	0.45	5.06
Springfield, Springfield, Ill.	268	1934	14.6	61,039	800	0.30	4.39
Taneycomo, Branson, Mo.	4,000	1913	22.4	43,980	266	2.06	46.1
Lake of the Ozarks, Eidon, Mo.	13,900	1931	17.8	2,087,223	898	0.31	8.66
<i>South Central</i>							
Loring, Zwole, La.	0.95	1928	26.0	663	3,002	0.23	8.03
Grand Saline, Grand Saline, Tex.	2.02	1925	13.2	531	691	0.31	4.14
Ardmore Club, Ardmore, Okla.	3.91	1922	16.6	1,797	2,234	0.66	8.61
Boomer, Stillwater, Okla.	8.67	1925	10.3	2,812	3,622	0.66	6.06
Scarborough, Coleman, Tex.	10.6	1929	17.0	2,163	907	0.40	6.73
Clinton, Canute, Okla.	23.1	1930	19.3	4,416	3,604	1.23	24.29
Eddleman, Graham, Tex.	41.4	1929	25.2	6,638	687	0.40	10.12
Abilene, Abilene, Tex.	67.6	1921	27.0	10,326	274	0.19	5.22
Spavinaw, Spavinaw, Okla.	397	1924	11.0	31,686	353	0.34	3.72
Eagle Mountain, Ft. Worth, Tex.	609	1934	18.0	211,000	2,001	0.69	13.74
Dallas, Denton, Tex.	1,157	1928	10.6	180,769	1,304	0.73	7.67
Altus, Altus, Okla.	2,116	1948	13.6	166,666	778	0.70	8.81
<i>Northern Great Plains</i>							
Bennington, Rago, Kans.	1.40	1929	11.2	75	5,311	6.00	66.0
Kirk, Iola, Kans.	2.36	1897	42.0	111	460	0.91	38.3
Baker, Baker, Mont.	6.01	1908	29.1	766	1,478	1.16	23.60
Mimlon, Horton, Kans.	7.70	1924	13.0	1,852	3,674	1.20	16.9
Eriecon, Eriecon, Nebr.	41.0	1916	33.9	1,060	766	1.06	26.4
Sheridan, Quinter, Kans.	403	1948	10.8	436	123	4.06	43.9
Buffalo Bill, Cody, Wyo.	1,460	1910	31.0	485,838	461	0.11	3.6
Guernsey, Guernsey, Wyo.	5,400	1927	26.4	73,810	236	1.49	39.3
Seminole, Leo, Wyo.	7,317	1929	11.6	1,020,000	153	0.08	0.9
<i>Southwestern</i>							
Camp Marston, Julian, Calif.	1.68	1918	33.0	44	183	0.60	16.3
St. Marys, Walnut Creek, Calif.	2.67	1928	23.0	134	647	1.47	33.9
Gilmora, Bellota, Calif.	4.92	1917	28.0	679	144	0.11	3.1
Upper Crystal Springs, San Francisco, Calif.	12.0	1978	67.8	29,138	1,843	0.06	3.4
Morona, San Diego, Calif.	109	1910	38.3	66,767	2,444	0.31	11.7
Muddy Creek, Caddos, Colo.	162	1919	20.0	10,918	877	0.48	9.31
Hodges, Escondido, Calif.	301	1919	29.6	36,801	531	0.29	8.6
Cushara, Walsenburg, Colo.	608	1912	27.0	36,274	1,216	1.47	39.6
<i>Southwestern (Continued)</i>							
Bevier Bridge, Nepht, Utah	1,089	1908	24.0	260,000	776	0.26	0.2
Plute, Marysville, Utah	2,436	1910	28.0	61,200	139	3.32	6.9
Roosevelt, Globe, Ariz.	8,760	1909	36.8	1,622,200	1,112	0.26	9.2
McMillan, Carlsbad, N.M.	12,000	1894	40.1	91,900	147	1.26	27.6
John Martin, Cuddos, Colo.	17,080	1942	9.6	701,776	396	0.60	6.64
Elephant Butte, Truth or Consequences, N.M.	26,806	1916	32.3	2,034,800	798	0.61	16.6
Mead, Boulder City, Nev.	167,000	1936	13.7	31,260,000	877	0.33	4.6
<i>Northeastern</i>							
Mud Springs, Mountain Home, Idaho	1.06	1939	12.0	12	46	0.26	3.0
High Valley Ranch, Yakima, Wash.	4.10	1939	12.0	9	30	0.93	11.2
Emigrant Gap, Ashland, Ore.	61.2	1924	27.0	8,300	280	0.16	4.3
Cold Springs, Cold Springs, Ore.	180	1908	43.0	49,709	1,070	0.24	10.1
Arrowrock, Boise, Idaho	2,170	1915	32.6	279,260	173	0.09	3.8
Black Canyon, Emmett, Idaho	2,640	1924	12.0	37,669	173	0.69	10.7

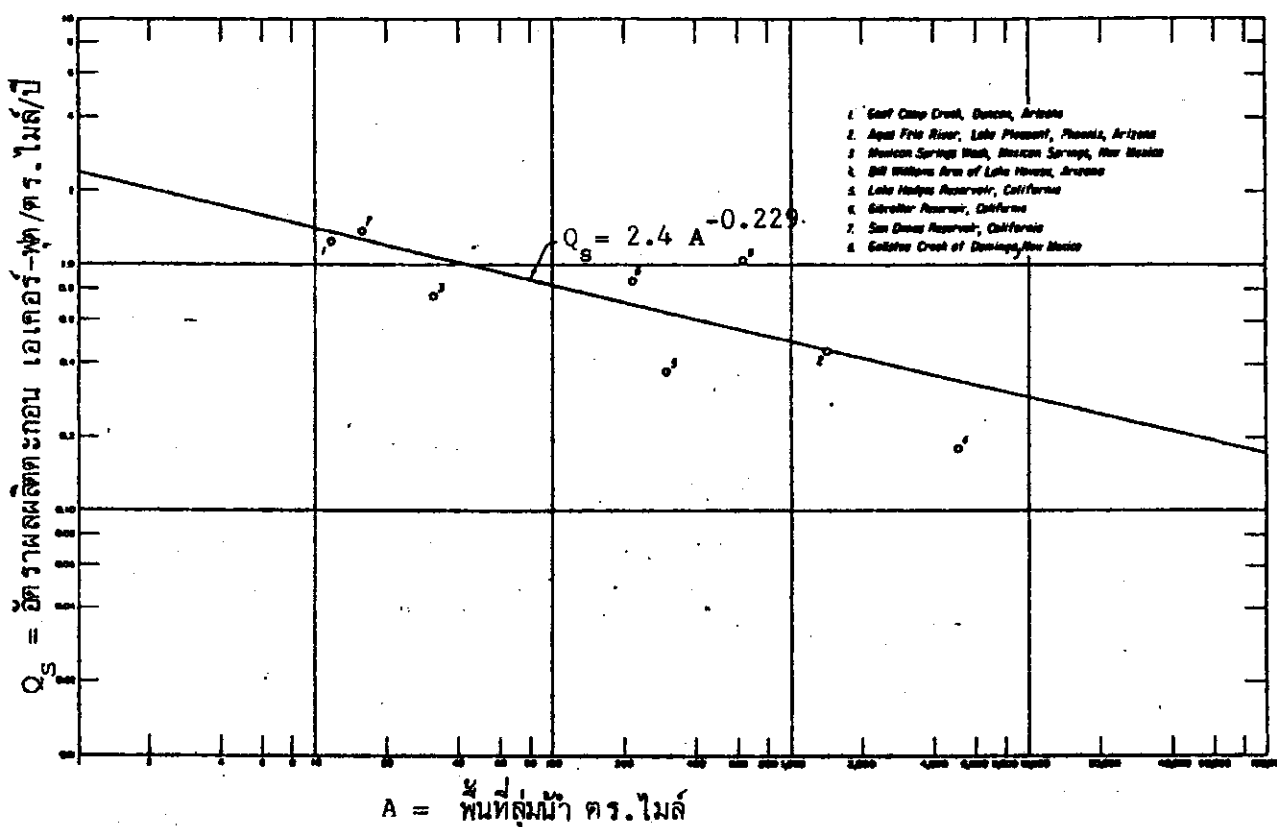
ตารางที่ 11.1 (ต่อ)

สถานีและแม่น้ำ	จังหวัด	ช่วงเวลา ของข้อมูล	พื้นที่ลุ่มน้ำ (ตร.กม.)	ปริมาณตะกอน แขวนลอยรายปี เฉลี่ย (ตันต่อปี)
น้ำเข็ก ที่บ้านเข็กใหญ่	พิษณุโลก	1972-1981	993	57,991
แควน้อย ที่แก่งบัวคำ	พิษณุโลก	1969-1980	3320	371,617
ป่าสัก ที่แก่งสีดา	เพชรบูรณ์	1963-1982	836	69,594
น้ำหมัน ที่ค่านซ้าย	เลย	1967-1982	401	25,428
น้ำเขือง ที่บ้านปากห้วย	เลย	1967-1976	4090	425,003
น้ำเลย ที่วังสะพุง	เลย	1967-1983	1240	203,070
น้ำเลย ที่บ้านเลยวังไส	เลย	1976-1983	235	17,239

แหล่งข้อมูล : การพลังงานแห่งชาติ และกรมชลประทาน

ตารางที่ 11.2 ค่าเฉลี่ยของอัตราผลผลิตตะกอนสำหรับลุ่มน้ำขนาดต่าง ๆ ในสหรัฐอเมริกา  
(Chow, 1964)

ขนาดลุ่มน้ำ (ตร. ไมล์)	จำนวนตัวอย่าง	อัตราผลผลิตตะกอนประจำปี เฉลี่ย (เฮกเตอร์-ฟุต / ตร. ไมล์)
น้อยกว่า 10	650	3.80
10 - 100	205	1.60
100 - 1000	123	1.01
มากกว่า 1000	118	0.5



รูปที่ 11.2 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราผลผลิตตะกอนกับพื้นที่ลุ่มน้ำ (USBR, 1977)

11.3.3 การหาปริมาณตะกอนในลำน้ำ (Determining Streamflow Sediment)

การเก็บตัวอย่างตะกอนเป็นวิธีที่ดีที่สุดในการหาปริมาณตะกอนที่ไหลมากับน้ำตรงจุดที่วัด แต่เป็นวิธีที่ต้องเสียเวลาและค่าใช้จ่ายสูง ในการเก็บตัวอย่างตะกอนจำเป็นต้องรู้ถึงชนิดและลักษณะการเคลื่อนที่ของตะกอนแต่ละชนิดด้วย

(1) ชนิดของตะกอนที่ไหลมากับน้ำ

ตะกอนที่ไหลมากับน้ำแบ่งออกได้เป็น 2 ประเภท แต่มีวิธีการแบ่ง 3 แบบ คือ

แบบที่ 1 ตะกอนท้องน้ำ กับตะกอนแขวนลอย

แบบที่ 2 ตะกอนวัสดุท้องน้ำ กับตะกอนวัสดุละเอียด

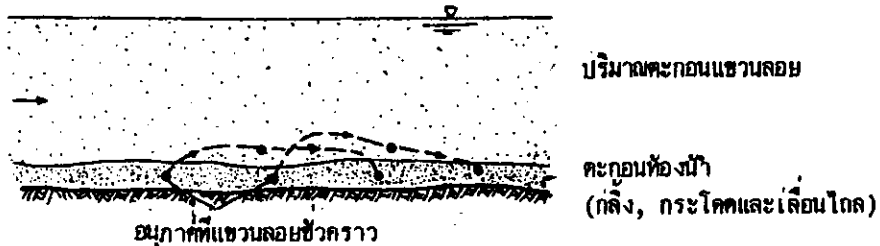
แบบที่ 3 ตะกอนที่สามารถวัดได้ กับตะกอนที่ไม่สามารถวัดได้



(ก) ตะกอนท้องน้ำ (Bed Load) หมายถึง ตะกอนขนาดใหญ่ที่เคลื่อนที่ด้วยการกระโดดกิ้ง หรือเลื่อนไถลไปตามท้องน้ำในชั้นตะกอนท้องน้ำ (Bed Layer) ส่วนปริมาณการไหลหรือจำนวนตะกอนท้องน้ำที่เคลื่อนที่ผ่านรูปตัดของลำน้ำที่พิจารณาต่อหนึ่งหน่วยเวลา เรียกว่า ปริมาณตะกอนท้องน้ำ (Bed load discharge)

(ข) ตะกอนแขวนลอย (Suspended Load) หมายถึง ตะกอนขนาดเล็กที่เคลื่อนที่ในลักษณะแขวนลอยไปกับน้ำ เนื่องจากกระแสน้ำในทิศทางไหลขึ้นที่เกิดขึ้นเนื่องจากการปั่นป่วนของกระแส น้ำ ตะกอนแขวนลอยจะเคลื่อนที่ในลักษณะแขวนลอยไปกับน้ำเป็นระยะเวลานานพอสมควร ปริมาณการไหล หรือจำนวนตะกอนแขวนลอยที่เคลื่อนตัวผ่านรูปตัดของลำน้ำที่พิจารณาต่อหนึ่งหน่วยเวลา เรียกว่า ปริมาณตะกอนแขวนลอย

ในบริเวณใกล้ ๆ ท้องน้ำการแบ่งตะกอนออกเป็นตะกอนท้องน้ำและตะกอนแขวนลอยตามนิยามที่ให้ไว้ทำได้ลำบาก เนื่องจากบางครั้งตะกอนท้องน้ำอาจเคลื่อนที่ในลักษณะแขวนลอยชั่วขณะ แล้วตกลงสู่พื้นท้องน้ำ กระโดด กิ้ง หรือเลื่อนไถลในลักษณะของตะกอนท้องน้ำ ดังรูปที่ 11.3



รูปที่ 11.3 การเคลื่อนที่ของตะกอน

(ค) ตะกอนวัสดุท้องน้ำ (Bed Material Load) หมายถึง ตะกอนซึ่งเนื้อตะกอนส่วนใหญ่เป็นวัสดุหยาบที่พบในท้องน้ำ ปริมาณการไหลหรือจำนวนตะกอนวัสดุท้องน้ำที่เคลื่อนตัวผ่านรูปตัดของลำน้ำที่พิจารณาต่อหน่วยเวลา เรียกว่า ปริมาณตะกอนวัสดุท้องน้ำ

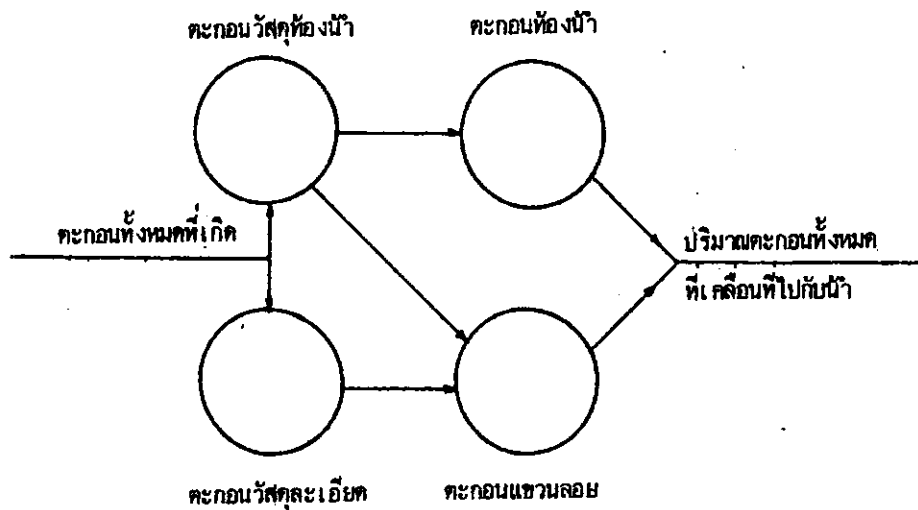
(ง) ตะกอนวัสดุละเอียด (Wash load) หมายถึง ตะกอนซึ่งเนื้อตะกอนส่วนใหญ่เป็นวัสดุขนาดเล็กหรือละเอียดกว่าตะกอนวัสดุท้องน้ำ ซึ่งอาจกล่าวได้ว่า ส่วนใหญ่เป็นวัสดุที่ไม่ปรากฏในท้องน้ำ ส่วนใหญ่จะมาจากพื้นที่ลุ่มน้ำและบริเวณตลิ่ง ปริมาณการไหลหรือจำนวนตะกอนวัสดุละเอียดที่เคลื่อนตัวผ่านรูปตัดทางน้ำที่พิจารณาต่อหนึ่งหน่วยเวลา เรียกว่า ปริมาณตะกอนวัสดุละเอียด

(จ) ปริมาณตะกอนที่ไม่สามารถวัดได้ (Unmeasured sediment load) หมายถึง ปริมาณตะกอนที่อยู่ใกล้กับท้องน้ำ ประมาณ 3-4 นิ้ว จากพื้นท้องน้ำ ซึ่งไม่สามารถวัดได้โดยเครื่องมือวัดตะกอนแบบแขวนลอย (Suspended-load sampler)

(ฉ) ปริมาณตะกอนทั้งหมด (Total sediment load) หมายถึง ปริมาณตะกอนทั้งหมดที่ไหลมากับน้ำจะคำนวณได้ 3 แบบ ดังต่อไปนี้.-

$$\begin{aligned} \text{ปริมาณตะกอนทั้งหมด} &= \text{ปริมาณตะกอนแขวนลอย} + \text{ปริมาณตะกอนท้องน้ำ} \\ \text{หรือ} &= \text{ปริมาณตะกอนวัสดุละเอียด} + \text{ปริมาณตะกอนวัสดุท้องน้ำ} \\ \text{หรือ} &= \text{ปริมาณตะกอนที่สามารถวัดได้} + \text{ปริมาณตะกอนที่ไม่สามารถวัดได้} \end{aligned}$$

ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณตะกอนแต่ละชนิดกับปริมาณตะกอนทั้งหมดของลำน้ำ สามารถอธิบายได้อย่างชัดเจนด้วยรูปที่ 11.4

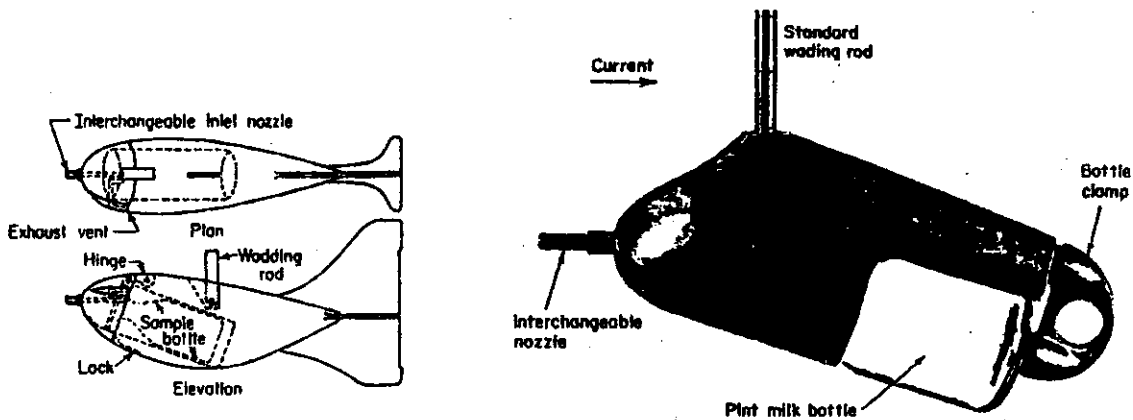


รูปที่ 11.4 การแบ่งตะกอนในลำน้ำ

(2) การเก็บตัวอย่างตะกอนแขวนลอย (Sediment Sampling)

การเก็บตัวอย่างตะกอนแขวนลอยในลำน้ำจะทำให้โดยใช้เครื่องมือเก็บตัวอย่างที่เรียกว่า เครื่องเก็บตัวอย่างตะกอนตลอดความลึก (Depth integrating sampler) หรือ เครื่องเก็บตัวอย่างตะกอนเฉพาะจุด (Point integrating sampler)

เครื่องเก็บตัวอย่างตะกอนตลอดความลึกมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 11.5 ซึ่งจะเก็บตัวอย่างโดยการหย่อนเครื่องมือลงไปจนถึงก้นทางน้ำ แล้วค่อย ๆ ดึงขึ้น ตัวอย่างน้ำและตะกอนที่เก็บได้จะเป็นตัวแทนตลอดความลึก แต่มีข้อเสียคือจากรูปร่างของเครื่องมือทำให้ไม่สามารถหย่อนหัวเก็บตัวอย่าง (Nozzle) ลงไปเก็บตัวอย่างตะกอนในช่วง 3-4 นิ้วเหนือพื้นท้องน้ำได้ เครื่องมือชนิดนี้ถูกออกแบบมาใช้กับลำน้ำขนาดเล็ก ส่วนเครื่องเก็บตัวอย่างตะกอนเฉพาะจุดปกติจะใช้สำหรับลำน้ำที่ลึกและไหลเชี่ยว โดยการหย่อนลงไปเก็บตัวอย่างตะกอนที่จุดที่ต้องการโดยเฉพาะ



รูปที่ 11.5 เครื่องเก็บตัวอย่างตะกอนตลอดความลึก (Depth integrating sampler)

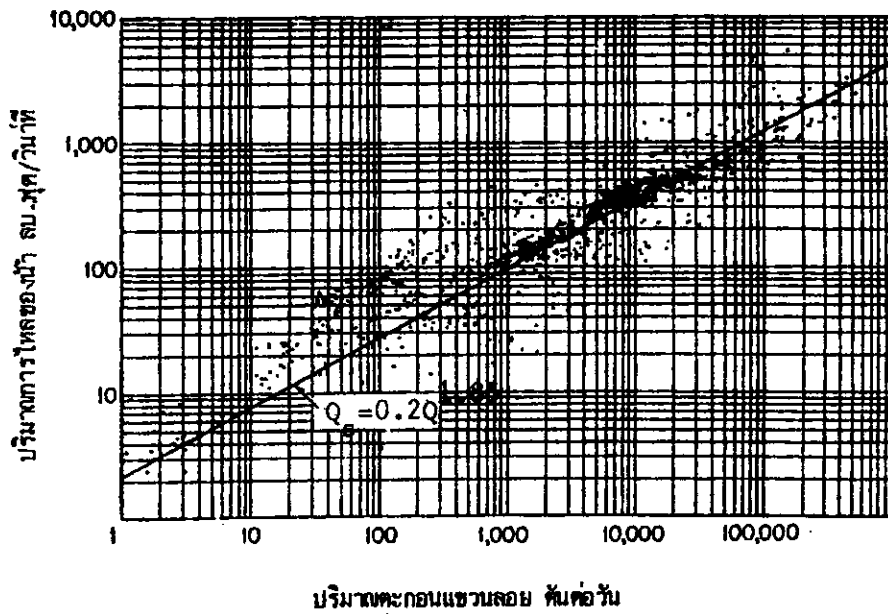
ตัวอย่างตะกอนแขวนลอยที่เก็บได้จะถูกนำเอามาซึ่งหาบน้ำหนักน้ำบวกตะกอน กรองแยกตะกอนออกจากน้ำ นำเอาไปอบให้แห้ง ซึ่งหาบน้ำหนักตะกอนแห้งแล้วจึงคำนวณหาปริมาณตะกอนแขวนที่เก็บได้ในหน่วยของความเข้มข้นหนึ่งในล้านส่วน (parts per million, ppm)

$$\text{ppm} = \frac{\text{น้ำหนักตะกอนแห้ง}}{\text{น้ำหนักน้ำบวกน้ำหนักตะกอนที่เก็บได้}} \times 10^6$$

ตะกอนแขวนลอยปกติจะมีการแผ่กระจายอย่างสม่ำเสมอตลอดรูปตัดทางน้ำ การเก็บตัวอย่างตะกอนจึงควรระวังเพียงว่าไม่เก็บใกล้คลื่นเกินไป หรือเก็บจากบริเวณน้ำนิ่ง (Dead Corners) และเพื่อให้ได้ตะกอนที่เป็นตัวแทนของลำน้ำ การเก็บตัวอย่างจากลำน้ำบริเวณที่ตะกอนกระจายในน้ำดี (Mixing) เช่น ห้วยน้ำของฝายขนาดเล็ก หรือบริเวณที่น้ำไหลด้วยอัตราเร่ง

(3) โค้งปริมาณการไหลของตะกอน (Sediment Rating Curves)

ปริมาณตะกอนแขวนลอยในลำน้ำมีความสัมพันธ์ไม่มากก็น้อยกับปริมาณการไหลของน้ำในลำน้ำ เมื่อนำเอาค่าปริมาณตะกอนแขวนลอยและปริมาณการไหลของน้ำที่วัดได้มาพล็อตลงในกระดาษกราฟล็อก-ล็อก โดยใช้ค่าปริมาณน้ำเป็นแกนตั้งและปริมาณตะกอนเป็นแกนนอน จะได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณน้ำและตะกอนแขวนลอยซึ่งเรียกว่าโค้งปริมาณการไหลของตะกอน ดังแสดงในรูปที่ 11.6



รูปที่ 11.6 โค้งปริมาณการไหลของตะกอนของลำน้ำเพาเคอร์ (Powder) ในรัฐไวโอมิ่ง, (Linsley et. al, 1982)

ความสัมพันธ์ดังกล่าวอาจนำมาเขียนในรูปของสมการทางคณิตศาสตร์ ได้ดังนี้

$$Q_s = KQ^n \dots\dots\dots (11.2)$$

- เมื่อ  $Q_s$  = ปริมาณตะกอนแขวนลอย มีหน่วยเป็นน้ำหนักต่อเวลา
- $Q$  = ปริมาณการไหลของน้ำ มีหน่วยเป็นปริมาตรต่อเวลา
- $K$  และ  $n$  เป็นค่าคงที่ซึ่งขึ้นอยู่กับข้อมูล

ถ้า  $Q_s$  มีหน่วยเป็นตันต่อวัน และ  $Q$  มีหน่วยเป็น ลบ.ฟุต ต่อวินาที ค่า  $n$  ปกติจะมีค่าอยู่ระหว่าง 2.0 ถึง 3.0

โค้งปริมาณการไหลของตะกอนแขวนลอยมีประโยชน์ในการประเมินหาปริมาณตะกอนแขวนลอยจากข้อมูลปริมาณการไหลของน้ำที่ได้มีการตรวจวัดไว้ อย่างไรก็ตามความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณตะกอนและปริมาณน้ำไม่ใช่ว่าจะแน่นอนตามที่อ่านได้จากโค้งเสมอไป อาจเป็นไปได้ว่าเมื่อปริมาณการไหลของน้ำมากขึ้น ปริมาณตะกอนแขวนลอยกลับลดลง ทั้งนี้เพราะปริมาณตะกอนแปรผันตามองค์ประกอบต่าง ๆ มากมาย ตามที่กล่าวไว้ในข้อ 11.3.1 ยกตัวอย่างเช่น ถ้าศูนย์กลางของพายุฝนตกลงบนบริเวณพื้นที่ที่ง่ายต่อการกัดเซาะ ย่อมก่อให้เกิดตะกอนมากกว่าฝนที่มีศูนย์กลางครอบคลุมพื้นที่ที่มีพืชปกคลุมผิวดินดี และดินมีการยึดเกาะกันดี ถึงแม้ว่ากรณีหลังจะมีปริมาณฝนซึ่งกลายเป็นน้ำท่ามากกว่า

ถึงแม้ว่าโค้งปริมาณการไหลของตะกอนจะมีความไม่แน่นอนอยู่บ้าง แต่ก็ยังมีประโยชน์ในการประมาณหาปริมาณตะกอนแขวนลอยที่ไหลมากับน้ำหรือปริมาณตะกอนแขวนลอยที่ไหลเข้าอ่างกรณีที่ไม่ได้มีการตรวจวัดตะกอนเป็นประจำ เมื่อทราบปริมาณตะกอนแขวนลอยจะหาปริมาณตะกอนทั้งหมดได้โดยการบวกค่าปริมาณตะกอนที่ลงน้ำเข้าไป ประมาณ 10 ถึง 20 ของปริมาณตะกอนแขวนลอยที่วัดได้ (รายละเอียดกล่าวถึงในตัวข้อต่อไป)

ตัวอย่าง 11.1 การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทยได้ทำการเก็บข้อมูลปริมาณตะกอนแขวนลอยและปริมาณน้ำของแม่น้ำแม่จันทน์ใกล้กับจุดที่เสนอเป็นที่ตั้งของเขื่อนแม่จันทน์ ในโครงการแม่จันทน์ตอนล่าง ในระหว่างเดือนสิงหาคม 1983 - พฤศจิกายน 1984 ซึ่งรายละเอียดของข้อมูลแสดงอยู่ในตารางที่ 11.3 เมื่อนำเอาปริมาณการไหลของน้ำ ( $Q$ ) ซึ่งมีหน่วยเป็นลูกบาศก์เมตรต่อวินาที และปริมาณตะกอนแขวนลอย ( $Q_s$ ) ซึ่งมีหน่วยเป็นตันต่อวัน ไปพล็อตลงในกระดาษกราฟล็อก-ล็อก จะได้โค้งปริมาณการไหลของตะกอนแขวนลอยดังแสดงในรูปที่ 11.7

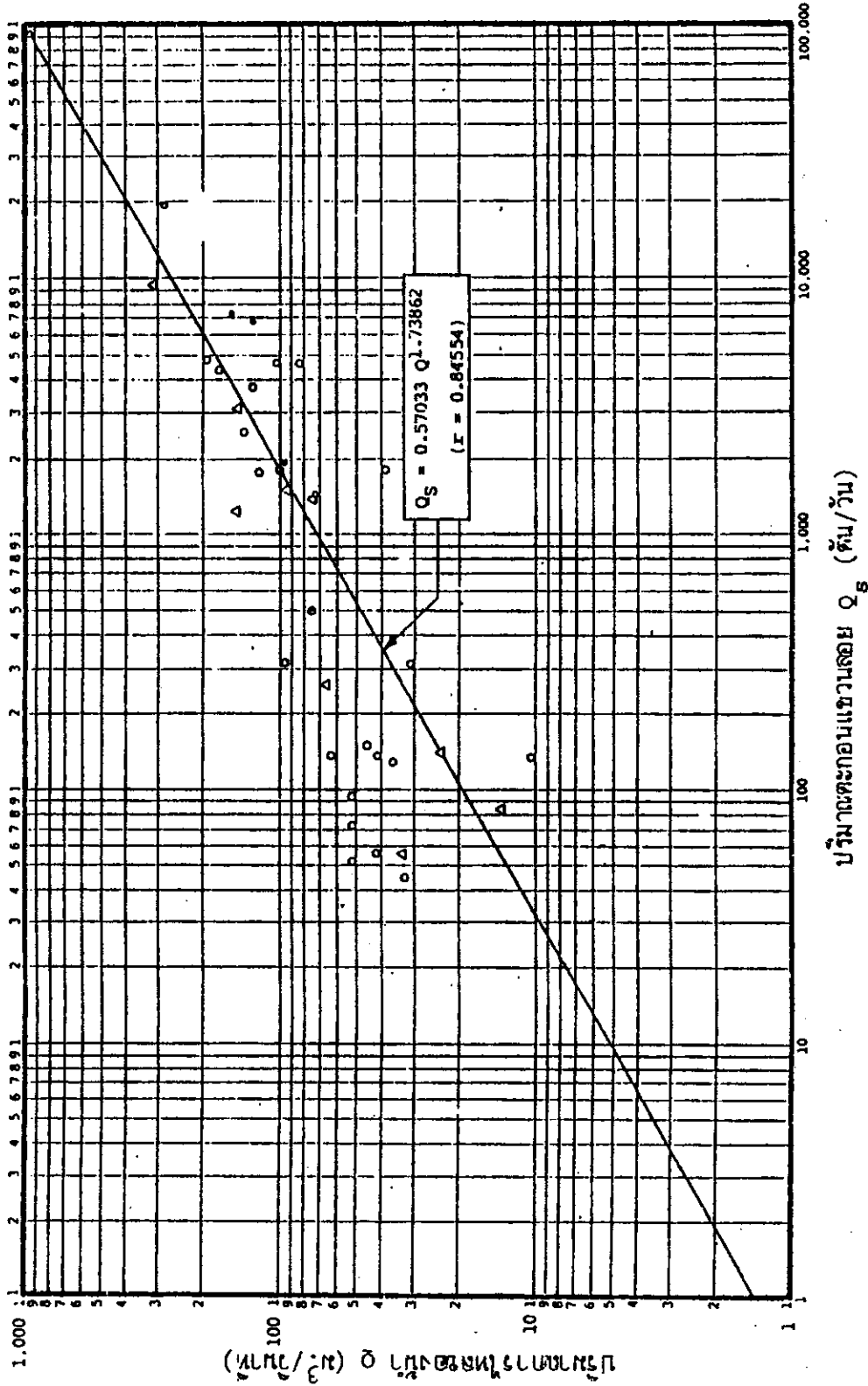
#### (4) การหาปริมาณตะกอนที่ลงน้ำ (Estimating Bed Load Discharge)

ตะกอนที่ลงน้ำจะเคลื่อนที่ในลักษณะกระโดด กิ่ง หรือไถล อยู่ในชั้นบาง ๆ เหนือท้องน้ำ ซึ่งมีความหนาไม่เกิน 5 เปอร์เซ็นต์ของความลึกของน้ำ ทำให้ตามปกติไม่สามารถจะเก็บตัวอย่างตะกอนที่ลงน้ำได้ด้วยเครื่องเก็บตัวอย่างตะกอนแขวนลอย นอกจากจะมีการคิดค้นฝ่ายประเภทที่ทำให้

ตารางที่ 11.3 แสดงรายละเอียดข้อมูลปริมาณตะกอนแขวนลอยและปริมาณการไหลของน้ำ ของแม่น้ำวัง

ณ บริเวณใกล้กับที่เสนาจะก่อสร้าง Mae Wang Barrage (วังพล, 2530)

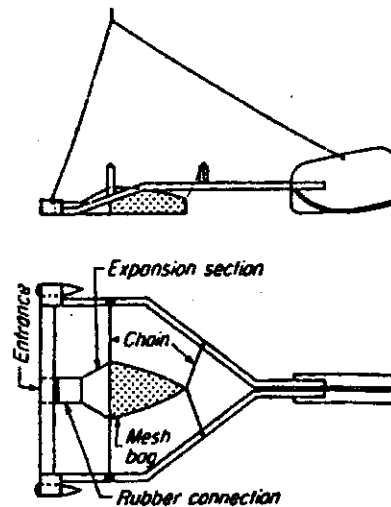
วันที่	ระดับน้ำ (ม. ทท.)	ความกว้าง ผิวน้ำ (ม.)	พื้นที่ (ม. <sup>2</sup> )	ความลึก เฉลี่ย (ม.)	ความเร็ว เฉลี่ย (ม.)	ปริมาณ การไหล (ม. <sup>3</sup> /วินาที)	ความเข้มข้น เฉลี่ย (ppm)	ปริมาณตะกอน แขวนลอย (ตัน/วัน)
31/8/83	134.43	29.90	20.19	0.675	0.525	10.509	145.31	131.94
1/9/83	135.26	40.50	46.45	1.147	0.840	39.032	511.86	1,726.17
2/9/83	136.36	49.20	93.84	1.907	0.899	84.387	626.48	4,567.66
5/9/83	136.69	51.00	113.19	2.219	0.948	107.271	490.09	4,542.32
10/9/83	136.54	49.40	113.39	2.295	0.875	99.17	216.97	1,859.19
13/9/83	136.06	44.20	89.52	2.025	0.809	72.409	222.63	1,392.81
14/9/83	136.51	49.40	112.95	2.286	0.874	98.754	387.02	3,302.15
15/9/83	137.18	51.70	145.22	2.809	0.915	132.921	329.77	1,787.17
17/9/83	139.20	62.30	257.88	4.153	1.078	278.052	795.72	19,116.11
19/9/83	138.19	59.55	211.37	3.550	0.940	198.692	338.55	5,811.87
27/9/83	135.36	40.40	65.38	1.618	0.653	42.709	150.19	554.21
30/9/83	135.07	38.30	53.94	1.408	0.624	33.678	150.98	439.31
6/10/83	135.04	38.10	47.28	1.241	0.657	31.048	118.40	317.61
7/10/83	137.01	52.30	134.02	2.563	0.999	133.906	599.93	6,940.90
7/10/83	137.56	54.50	165.65	3.039	0.966	159.990	522.96	7,228.93
8/10/83	137.87	55.00	177.10	3.220	0.978	173.202	294.54	4,407.63
12/10/83	135.78	43.30	82.49	1.905	0.764	62.982	172.89	940.78
17/10/83	136.06	45.00	92.50	2.056	0.813	75.197	204.78	1,330.45
22/10/83	137.14	53.80	157.40	2.926	0.890	140.030	201.67	2,439.96
23/10/83	136.86	52.40	144.98	2.767	0.844	122.298	156.44	1,653.06
1/11/83	135.20	39.70	61.66	1.553	0.670	41.354	37.30	133.27
8/11/83	135.14	39.10	44.53	1.139	0.838	37.321	39.64	127.83
16/11/83	136.08	44.95	89.49	1.991	0.842	75.376	77.91	507.39
25/11/83	135.42	40.65	65.21	1.604	0.719	46.893	35.16	142.43
8/9/84	136.28	48.50	103.48	2.134	0.770	79.648	190.67	1,312.08
14/9/84	136.48	49.00	119.30	2.435	0.782	93.339	181.42	1,463.05
15/9/84	137.42	53.70	170.29	3.171	0.869	148.012	237.27	3,034.26
18/9/84	135.61	42.90	77.03	1.796	0.653	50.337	159.86	695.24
13/10/84	135.58	42.40	75.17	1.773	0.682	51.283	11.53	51.09
18/10/84	135.95	46.00	92.77	2.017	0.727	67.439	41.26	240.40
26/10/84	137.22	55.30	166.45	3.010	0.910	151.488	87.66	1,147.32
3/11/84	135.12	41.10	60.84	1.480	0.542	32.971	18.99	54.10
24/10/84	139.50	63.20	283.16	4.48	1.095	309.964	362.71	9,713.70
7/11/84	134.91	38.90	52.12	1.34	0.467	24.331	66.21	139.19
21/11/84	134.48	34.10	38.31	1.12	0.390	14.957	63.89	82.56



รูปที่ 11.7 โคงปริมาณการไหลของตะกอนแขวนลอยของแม่น้ำแม่จางใกล้จุดที่สถานีเขื่อนแม่จาง (วิเคราะห์, 2530)

เกิดการไหลปั่นป่วน (Turbulence-producing weirs) เพื่อทำให้ตะกอนท้องน้ำเคลื่อนตัวในลักษณะแขวนลอยชั่วคราว และสามารถเก็บตัวอย่างตะกอนได้ด้วยเครื่องมือเก็บตัวอย่างตะกอนแขวนลอย เมื่อนำเอาตัวอย่างตะกอนที่เก็บไว้หลังผ่านไปเปรียบเทียบกับที่เก็บไว้ที่หน้าฝาย จะทราบปริมาณตะกอนท้องน้ำ วิธีนี้ใช้ได้เฉพาะบริเวณที่ตะกอนวัสดุท้องน้ำมีลักษณะเป็นตะกอนค่อนข้างละเอียดเท่านั้น

ให้มีผู้พยายามศึกษาค้นเครื่องมือสำหรับเก็บตัวอย่างตะกอนท้องน้ำแต่ยังไม่เป็นที่นิยม เช่น เครื่องเก็บตัวอย่างตะกอนท้องน้ำประเภทความต่าง (Pressure difference) ที่ใช้กันในเนเธอร์แลนด์ ดังแสดงในรูปที่ 11.8 ช่วงขยายของเครื่องมือจะทำให้ความล้มลดลง และเป็นเหตุให้ความเร็วของกระแสน้ำลดลง ตะกอนขนาดใหญ่จะตกตะกอนในถุงตะแกรง แต่ตะกอนขนาดเล็กจะเคลื่อนตัวหนีออกไปได้ แต่จะต้องมีการสอบเทียบ (Calibrate) เครื่องมือก่อนนำไปใช้



รูปที่ 11.8 เครื่องเก็บตัวอย่างตะกอนท้องน้ำแบบความต่าง ที่ใช้ในประเทศเนเธอร์แลนด์ (Linsley et.al., 1975)

จากการศึกษาของเลนและบอร์แลนด์ (Lane and Borland, 1951) พบว่ามีพารามิเตอร์หลัก 3 ตัวที่มีผลต่อปริมาณตะกอนท้องน้ำ ได้แก่

- 1) ขนาดของวัสดุท้องน้ำหรือความเร็วที่วัสดุท้องน้ำเริ่มตกตะกอน (settling velocity)



- 2) ความลาดชันของท้องน้ำ หรือความเร็วเฉลี่ยของกระแส น้ำ
- 3) ลักษณะของลำน้ำ เช่น ความลึก ขนาด รูปร่าง และความขรุขระ

ซึ่งเมื่อพิจารณาอย่างรวม ๆ กันแล้ว เสมและบอร์แมนส์ได้กำหนดหลักเกณฑ์ในทางปฏิบัติ สำหรับช่วยในการประเมินหาปริมาณตะกอนท้องน้ำดังนี้.-

- 1) ปริมาณตะกอนท้องน้ำ เป็นเปอร์เซ็นต์ของปริมาณตะกอนทั้งหมดจะสูงขึ้นถ้าความ เข้มข้นของตะกอนแขวนลอยน้อยลง
- 2) ปริมาณตะกอนท้องน้ำ เป็นเปอร์เซ็นต์ของปริมาณตะกอนทั้งหมดจะสูงขึ้น ถ้าขนาด อนุภาคตะกอนท้องน้ำและตะกอนแขวนลอยต่างกันน้อยลง
- 3) อัตราส่วนระหว่างปริมาณตะกอนท้องน้ำต่อปริมาณตะกอนแขวนลอยเมื่อระดับน้ำอยู่ คำหรือปานกลางน่าจะมากกว่าเมื่อระดับน้ำอยู่สูง
- 4) ลำน้ำที่กว้างและตื้นปกติจะมีอัตราส่วนของตะกอนท้องน้ำสูงกว่าลำน้ำที่แคบและลึก
- 5) ลำน้ำที่ไหลแบบปั่นป่วนมากกว่าจะมีปริมาณตะกอนท้องน้ำน้อยกว่า

เสมและบอร์แมนส์ได้สรุปข้อเสนอแนะในการประเมินหาปริมาณตะกอนท้องน้ำอย่างคร่าว ๆ ไว้ ตารางที่ 11.4 ตามสภาพของท้องน้ำและตะกอนแขวนลอย

ตะกอนท้องน้ำเป็นส่วนหนึ่งของตะกอนวัสดุท้องน้ำซึ่งปกติจะมีเป็นจำนวนน้อยมาก และ จะไม่ใช่ตัวการสำคัญของการตกตะกอนในอ่าง เพียงแต่มีผลต่อค่าความขรุขระของท้องน้ำเท่านั้น

ได้มีการพัฒนาสูตรในการคำนวณหาปริมาณตะกอนท้องน้ำเป็นจำนวนมาก มีทั้งสูตรที่คำนวณ ปริมาณตะกอนท้องน้ำในเทอมของปริมาณการไหล เช่น สูตรของ Schoklitch (1934) สูตรที่ คำนวณปริมาณตะกอนท้องน้ำในเทอมของ Shear Stress เช่น สูตรของ Meyer-Peter and Muller (1948) และสูตรที่อาศัยหลักการสมัยใหม่ของกลศาสตร์ของของไหลซึ่งเกี่ยวกับการไหล ปั่นป่วน (Turbulent Flow) และความผันแปรทางสถิติของแรงของของเหลวที่กระทำต่ออนุภาค ตะกอน เช่น สูตรของ Einstein (1950) ซึ่งต่อมา U.S. Geological Survey ให้นำมาดัด แปลงเป็น Modified Einstein Procedure ในการประเมินหาปริมาณตะกอนทั้งหมด ผู้สนใจ ให้อ่านได้จาก Kinori (1984)

ตารางที่ 11.4 ปริมาณตะกอนท้องน้ำในลำน้ำ (Kinori and Mevorach, 1984)

ความเข้มข้นของ ตะกอนแขวนลอย	ชนิดของวัสดุที่รวม ตัวกันเป็นลำน้ำ	เนื้อตะกอนแขวนลอย	เปอร์เซ็นต์ของ ปริมาณตะกอนท้องน้ำ ต่อตะกอนแขวนลอย
น้อยกว่า 1000	ทราย	เหมือนวัสดุท้องน้ำ	25 - 150
น้อยกว่า 1000	กรวด หิน หรือ ดินเหนียวอัดตัวแน่น (Consolidated Clay)	มีทรายจำนวนน้อย	5 - 12
1000 - 7500	ทราย	เหมือนวัสดุท้องน้ำ	10 - 35
1000 - 7500	กรวด หิน หรือ ดินเหนียวอัดตัวแน่น	ทราย 25 % หรือน้อยกว่า	5 - 12
มากกว่า 7500	ทราย	เหมือนวัสดุท้องน้ำ	5 - 15
มากกว่า 7500	กรวด หิน หรือ ดินเหนียวอัดตัวแน่น	ทราย 25 % หรือน้อยกว่า	2 - 8

(5) วิธีการหปริมาณตะกอนในปัจจุบัน

ในปัจจุบันได้มีการพัฒนาโมเดลในการประเมินหาปริมาณผลผลิตตะกอนจากการกัดเซาะ เช่น William (1976) ได้เสนอแนะให้ใช้เทอม Runoff Energy แทน  $EI_{30}$  ใน USLE (Universal Soil Loss Equation) เพื่อให้สมการดังกล่าวคำนวณหาผลผลิตตะกอนโดยตรง รายละเอียดหาอ่านได้จาก Barfield et.al. (1983)

11.4 คุณสมบัติของตะกอน (Sediment Characteristics)

ในการคำนวณเกี่ยวกับการตกตะกอนในอ่างเก็บน้ำจำเป็นที่จะต้องรู้คุณสมบัติบางประการของตะกอน คือ (1) ชนิดและการแจกแจงของอนุภาคตะกอน (Grain size distribution) และ (2) ความหนาแน่นของตะกอน ซึ่งคุณสมบัติประการแรกจะมีผลต่อคุณสมบัติประการที่สอง และความหนาแน่นของตะกอนจะเป็นตัวสำคัญในการคำนวณปริมาณตะกอนสะสมในอ่างเก็บน้ำ

11.4.1 ชนิดและการแจกแจงของอนุภาคตะกอน

ตะกอนโดยทั่วไปประกอบไปด้วย ดินเหนียว (Clay) ตะกอนทราย (Sand) ทราย (Sand) และกรวด (Gravel) ซึ่ง Geophysical Union ของสหรัฐอเมริกาได้กำหนดเกณฑ์ในการแบ่งชนิดตะกอนตามขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางดังต่อไปนี้

ชนิดตะกอน	ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง (มม.)
ดินเหนียว	น้อยกว่า 0.004
ตะกอนทราย	0.004 - 0.062
ทราย	0.062 - 2.000
กรวด	2.000 - 64.000

ถ้ามากกว่า 50 เปอร์เซ็นต์ของน้ำหนักตะกอนประกอบไปด้วยอนุภาคที่มีขนาดโตกว่า 0.062 มม. จะเรียกว่าเป็นตะกอนหยาบ ในทางกลับกันถ้ามากกว่า 50 เปอร์เซ็นต์ประกอบไปด้วยตะกอนที่มีอนุภาคเล็กกว่า 0.062 มม. จะเรียกว่าเป็นตะกอนละเอียด

การแจกแจงของอนุภาคตะกอนจะมีผลต่ออัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio) ของตะกอน โดยเฉพาะตะกอนละเอียด ซึ่งผลจากการตกตะกอนทับถมจะมีผลทำให้โครงสร้างของตะกอนที่ตกก่อนเปลี่ยนแปลงและเกิดการอัดตัวแน่น (Consolidate) ทำให้อัตราส่วนของช่องว่างตะกอนลดน้อยลง หรือความหนาแน่นของตะกอนจะเพิ่มขึ้น ทราบและกรวดจะเกิดการอัดตัวแน่นถึงจุดสูงสุดภายในช่วงเวลาอันสั้น ขณะที่ตะกอนละเอียดจะใช้เวลานานกว่าจะถึงจุดอัดตัวแน่นสูงสุด

11.4.2 ความหนาแน่นของตะกอนที่ตกสะสมในอ่างเก็บน้ำ

(Unit weight of Deposited Sediment)

ความหนาแน่นของตะกอนที่ตกสะสมตัวในอ่างเก็บน้ำหมายถึง น้ำหนักตะกอนแห้งที่ตกสะสมตัวในอ่างต่อหนึ่งหน่วยปริมาตร เป็นคุณสมบัติของตะกอนที่สำคัญที่ใช้ในการแปลงปริมาณตะกอนที่ไหลเข้าอ่าง ซึ่งปกติจะมีหน่วยเป็นล้านตัน ให้เป็นปริมาตรตะกอน ความหนาแน่นของตะกอนที่ตกสะสมในอ่างจะขึ้นอยู่กับองค์ประกอบต่าง ๆ ดังต่อไปนี้

- 1) ชนิดและการแจกแจงของขนาดอนุภาคตะกอน
- 2) วิธีการปฏิบัติงานอ่างเก็บน้ำ และ
- 3) อัตราการอัดแน่น หรือ Consolidation ของตะกอนที่ตกทับถมในอ่าง ซึ่งขึ้นอยู่กับว่าตะกอนตกทับถมกันมานานกี่ปี

จากการศึกษาถึงความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นของตะกอนที่ตกสะสมตัวในอ่างกับชนิดและการแจกแจงของอนุภาคตะกอนที่ไหลเข้าอ่าง และการปฏิบัติงานอ่างเก็บน้ำของอ่างต่าง ๆ 1,316 อ่างในสหรัฐอเมริกา นายลาร์ว่า และแพมเบอตัน (Lara and Pemberton) ได้เสนอแนะสูตรในการคำนวณหาความหนาแน่นของตะกอนที่ตกสะสมในระยะเริ่มแรก (Initial Unit Weight) ดังนี้.-

$$\gamma_1 = (w_c P_c + w_m P_m + w_s P_s) / 100 \dots\dots\dots(11.3)$$

เมื่อ  $\gamma_1$  = ความหนาแน่นของตะกอนที่ตกสะสมตัวในระยะเริ่มแรกเป็นปอนด์ต่อ ลบ.ฟุต  
 $P_c, P_m, P_s$  = เปอร์เซนต์ของดินเหนียว ตะกอนทราย และทรายในตะกอนที่ไหลเข้าอ่าง

$W_c, W_m, W_s$  = ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับดินเหนียว ตะกอนทราย และทราย  
ตามลำดับ

ค่าสัมประสิทธิ์ของสมการจะขึ้นอยู่กับประเภทของอ่างเก็บน้ำ ซึ่งแบ่งออกเป็น 4  
ประเภท ตามวิธีการปฏิบัติงานของอ่าง ดังต่อไปนี้.-

ประเภท	ลักษณะการปฏิบัติงานของอ่างเก็บน้ำ
1	ตะกอนที่ตกสะสมจะจมอยู่ใต้น้ำ หรือเกือบจมตลอดเวลา (Sediments always submerged or nearly submerged)
2	ปกติการลดระดับน้ำในอ่างอยู่ระหว่างปานกลางถึงมาก (Normally moderate to considerable reservoir drawdown)
3	ปกติอ่างแห้งอยู่เสมอ (Reservoir normally empty)
4	ตะกอนที่ตกสะสมในอ่างเป็นตะกอนห้องน้ำ (Riverbed sediment)

เมื่อทราบว่าอ่างเก็บน้ำเป็นประเภทใดใน 4 ประเภทข้างต้น จะสามารถหาค่า  
สัมประสิทธิ์ได้จากตารางที่ 11.5

ตารางที่ 11.5 ค่าสัมประสิทธิ์  $w_c$ ,  $w_m$ ,  $w_s$  ที่ใช้ในการคำนวณความหนาแน่นของตะกอนที่ก่อก  
 สะสมในอ่างเป็นระยะเริ่มแรก (USBR, 1977)

ประเภทอ่างเก็บน้ำ แยกตามวิธีการปฏิบัติงาน	ลาร่าและแพมเบอร์ตัน		
	$w_c$	$w_m$	$w_s$
1	26	70	97
2	35	71	97
3	40	72	97
4	60	73	97

ตัวอย่างที่ 11.2 จงคำนวณหาความหนาแน่นตะกอนที่ตกสะสมตัวในอ่างในระยะเริ่มแรก  
 ของอ่างเก็บน้ำ ซึ่งจัดอยู่ในประเภทที่ 1 จากการวิเคราะห์การแจกแจงของ  
 อนุภาคตะกอนพบว่ามี

- ดินเหนียว 23 %
- ตะกอนทราย 40 %
- และ ทราย 37 %

วิธีทำ

$$\gamma_1 = [26(23) + 70(40) + 97(37)]/100$$

$$= 69.87 \approx 70 \text{ lb/ft}^3$$

เมื่อ ตะกอนตกสะสมเป็นเวลานานจะเกิดการอัดตัวแน่น (Consolidation) ทำให้  
 ความหนาแน่นของตะกอนเพิ่มขึ้นตามเวลา ความหนาแน่นของตะกอนที่ตกสะสมกันเป็นเวลา T ปี  
 จะคำนวณได้จากสมการ

$$\gamma_T = \gamma_1 + K \log_{10} T \dots\dots\dots (11.4)$$

เมื่อ  $\gamma_T$  = ความหนาแน่นของตะกอนในอ่างเก็บน้ำที่ตกสะสมกันเป็นเวลา T ปี  
 ปอนด์ / ลบ.ฟุต

$\gamma_1$  = ความหนาแน่นของตะกอนที่ตกในระยะเวลาเริ่มแรก ปอนด์/ลบ.ฟุต

$K$  = ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวแน่น (Consolidation Coefficient)

ซึ่งขึ้นอยู่กับเปอร์เซ็นต์ของตะกอนแต่ละชนิดที่ไหลเข้าอ่าง ค่า  $K$

จะคำนวณได้จากสมการ

$$K = (K_c P_c + K_m P_m + K_s P_s) / 100 \dots\dots (11.5)$$

ค่า  $K_c$ ,  $K_m$  และ  $K_s$  คือค่าสัมประสิทธิ์สำหรับดินเหนียว ตะกอนทราย และทรายตามลำดับ ซึ่งจะหาได้จากตารางที่ 11.6 ถ้ารู้ประเภทของอ่างเก็บน้ำแยกตามวิธีการปฏิบัติงาน

$T$  = เวลา เป็น ปี

ตารางที่ 11.6 ค่าสัมประสิทธิ์  $K_c$ ,  $K_m$ ,  $K_s$  ที่ใช้ในการคำนวณค่า  $K$

ประเภทอ่างเก็บน้ำ แยกตามวิธีการปฏิบัติงาน	ลาร่าและแพมเบอร์ตัน		
	$K_c$	$K_m$	$K_s$
1	16.0	5.7	0.0
2	8.4	1.8	0.0
3	0.0	0.0	0.0
4	0.0	0.0	0.0

U.S. Soil Conservation Service ให้หาความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นของตะกอนที่ตกสะสมในรอบ 50 ปี กับลักษณะเนื้อตะกอนและการปฏิบัติงานของอ่างเก็บน้ำ ดังแสดงในตารางที่ 11.7 เพื่อประโยชน์ในการออกแบบโคงก์ทิว ๆ ไปของอ่างชะลอน้ำท่วม (Floodwater-retarding reservoir) และอ่างเอนกประสงค์ทิว ๆ ไป

ตารางที่ 11.7 ความหนาแน่นของตะกอนที่ U.S. Soil Conservation Service ใช้ในการ  
ออกแบบโดยทั่ว ๆ ไปของอ่างที่มีอายุใช้งาน 50 ปี (Linsley et.al., 1982)

ขนาดตะกอน	ตะกอนจมอยู่ในน้ำตลอดเวลา		ตะกอนที่สัมผัสอากาศ (Aerated)	
	ปอนด์/ฟุต <sup>3</sup>	กก./ม <sup>3</sup>	ปอนด์/ฟุต <sup>3</sup>	กก./ม <sup>3</sup>
ดินเหนียว	40-60	640-960	60-80	960-1280
ตะกอนทราย	55-75	880-1200	75-85	1200-1360
ทราย	85-100	1360-1600	85-100	1360-1600
ทรายและกรวดที่จัดเรียงตัว ไม่ดี	95-130	1520-2080	95-130	1520-2080

เนื่องจากความหนาแน่นของตะกอนที่ตกสะสมตัวในอ่างจะต่างกันไปตามระยะเวลาที่  
ตะกอนตกทับถม ตะกอนที่ตกทับถมกันในแต่ละปีจะมีระยะเวลาในการอัดตัวแน่นต่างกัน ตะกอนที่ตก  
ก่อนจะมีระยะเวลาการอัดตัวแน่นมากกว่าตะกอนที่ตกในภายหลัง ๆ นายมิลเลอร์ (Miller) ได้  
เสนอสูตรในการคำนวณหาค่าความหนาแน่นของตะกอนเฉลี่ยตลอดระยะเวลา T ปี ไว้ดังนี้.-

$$\bar{\gamma}_T = \gamma_1 + 0.43 K \left[ \left( \frac{T}{T-1} \right) \ln T - 1 \right] \dots\dots\dots(11.6)$$

เมื่อ  $\bar{\gamma}_T$  = ความหนาแน่น ตะกอนที่ตกสะสมตัวในอ่างเฉลี่ยตลอดระยะเวลา T ปี

ตัวอย่างที่ 11.3 ให้หาความหนาแน่นตะกอนเฉลี่ยที่ตกสะสมตัวในอ่างเป็นเวลานาน 100 ปี จาก  
ข้อมูลในตัวอย่างที่ 11.2

วิธีทำ

$$\begin{aligned} K &= [16(23) + 5.7(40) + 0.0(37)]/100 \\ &= 5.96 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}\bar{Y}_{100} &= 69.87 + 0.4343(5.96)\left[\frac{100}{99} \ln 100 - 1\right] \\ &= 69.87 + 9.45 \\ &= 79.3 \text{ หรือ } 79 \quad \text{lb/ft}^3\end{aligned}$$

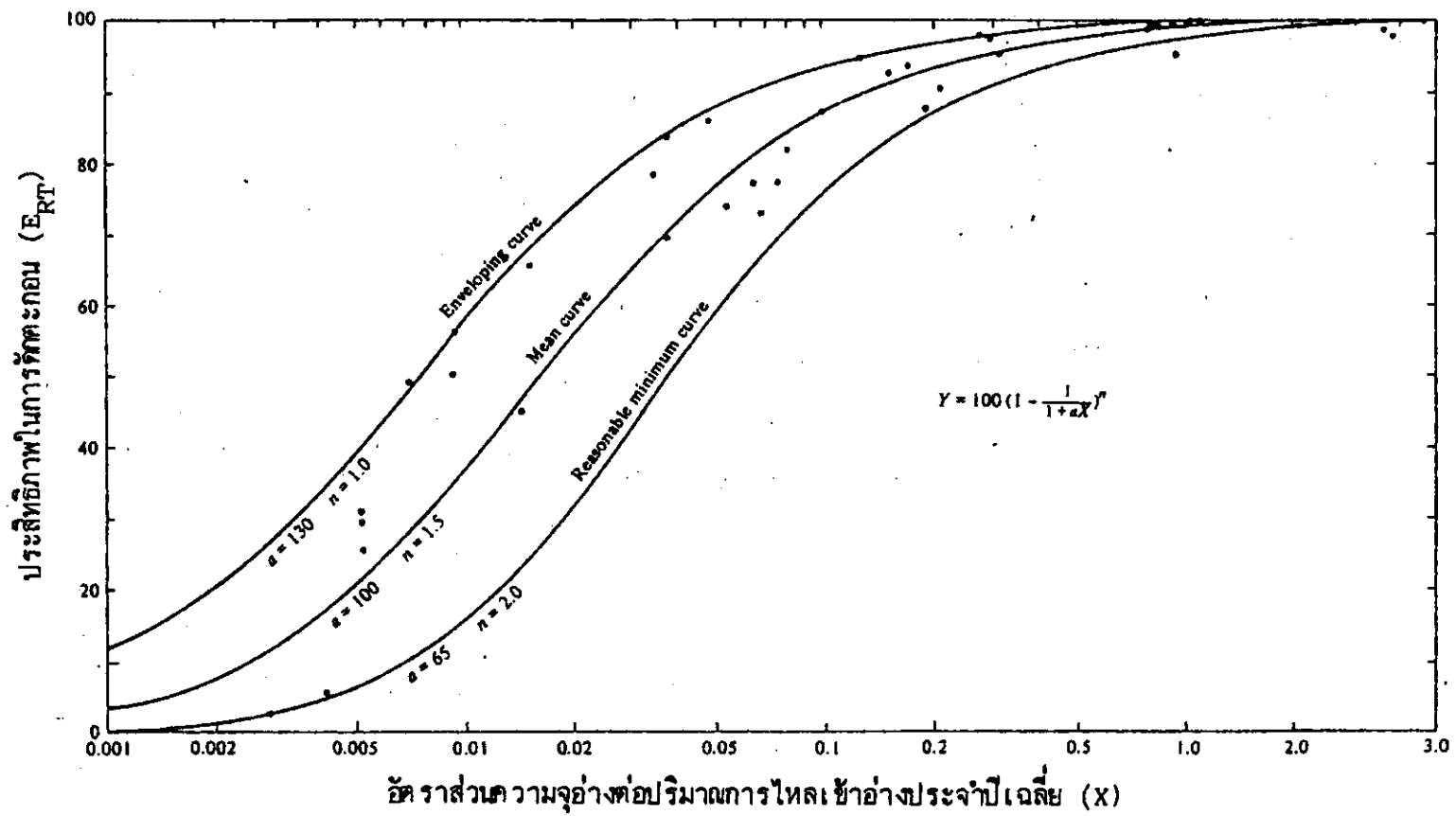
ความหนาแน่นของตะกอนเฉลี่ยในระยะเวลา 100 ปี นี้จะสามารถใช้ในการเปลี่ยนน้ำหนักตะกอนที่ไหลเข้าอ่างให้เป็นปริมาตร ตะกอนที่ตกสะสมในช่วง 100 ปี

### 11.5 ประสิทธิภาพในการกักตะกอนของอ่างเก็บน้ำ (Reservoir Trap Efficiency)

เมื่อน้ำไหลเข้าสู่อ่าง ความเร็วจะลดลง ตะกอนบางส่วนที่ติดมากับน้ำจะตกจมอยู่ในอ่าง บางส่วนยังคงแขวนลอยอยู่ในน้ำจนกระทั่งถูกปล่อยออกไปทางด้านท้ายน้ำ เปอร์เซนต์ของปริมาณตะกอนที่ตกจมในอ่างต่อปริมาณตะกอนทั้งหมดที่ไหลเข้าอ่างเรียกว่า ประสิทธิภาพในการกักตะกอนของอ่างเก็บน้ำ ซึ่งจะขึ้นอยู่กับรูปร่างและขนาดของอ่างเก็บน้ำ ปริมาณน้ำที่ไหลเข้าและระยะเวลาที่น้ำจะถูกหน่วงอยู่ในอ่างเก็บน้ำเป็นสำคัญ วิธีการหาประสิทธิภาพในการกักตะกอนของอ่างเก็บน้ำเป็นวิธีการทางเอ็มไพริคัล (Empirical) ซึ่งอาศัยข้อมูลการสำรวจการตกตะกอนของอ่างเก็บน้ำจำนวนมากเป็นพื้นฐาน

#### 11.5.1 วิธีของบรุน (Brune, 1953)

บรุนได้ศึกษาหาความสัมพันธ์ระหว่างประสิทธิภาพในการกักตะกอนของอ่าง และอัตราส่วนความจุอ่างต่อปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่างประจำปีเฉลี่ย มีหน่วยเป็นปี ประสิทธิภาพในการกักตะกอนของอ่างจะมากขึ้นถ้าระยะเวลาที่น้ำถูกกักอยู่ในอ่างนาน หรืออัตราส่วนความจุอ่างต่อปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่างมาก เนื่องจากว่าตะกอนส่วนใหญ่ไหลเข้าสู่อ่างในช่วงน้ำหลาก ซึ่งน้ำส่วนใหญ่จะไหลล้นผ่านทางระบายน้ำล้นไปทางด้านท้ายน้ำถ้าอัตราส่วนมีค่าน้อย แต่ถ้าอัตราส่วนมีค่ามากน้ำที่ไหลล้นจะน้อย น้ำส่วนใหญ่จะถูกเก็บน้ำอยู่ในอ่างเป็นเวลานานขึ้น รูปที่ 11.9 คือโค้งที่ใช้หาประสิทธิภาพในการกักตะกอนของอ่างเก็บน้ำทั่ว ๆ ไป ซึ่งได้ดัดแปลงมาจากโค้งดั้งเดิมของบรุนอีกทีหนึ่ง เมื่อเกิดการตกตะกอนในอ่างเก็บน้ำจะทำให้ความจุอ่างลดลง และมีผลทำให้ค่าประสิทธิภาพในการกักตะกอนลดลงตามไปด้วย ดังนั้นการคำนวณจะต้องใช้ปริมาตรอ่างที่เปลี่ยนแปลงไปเนื่องจากการตกตะกอนด้วย แต่อย่างไรก็ตามในทางปฏิบัติการวิเคราะห์ประสิทธิภาพในการกักตะกอน ควรใช้ช่วงเวลาไม่ต่ำกว่า 10 ปี



รูปที่ 11.9 โส้่งประสิทธิภาพในการตัดตะกอน ซึ่งคัดแปลงมาจากของบรุน (Linsley et.al., 1982)

เนื่องจากได้ง่ประสิทธิภาพในการกักตะกอนของบรูนใช้ข้อมูลการกักตะกอนในอ่างเก็บน้ำธรรมชาติทั่ว ๆ ไป จึงไม่แนะนำให้ให้นำเอาไปใช้หาประสิทธิภาพในการกักตะกอนของอ่างกักตะกอน อาคารชลื่อน้ำท่วม หรืออ่างประเภทกึ่งแห้งอยู่เสมอ

#### 11.5.2 วิธีการของเซอร์ชิล (Churchill, 1948)

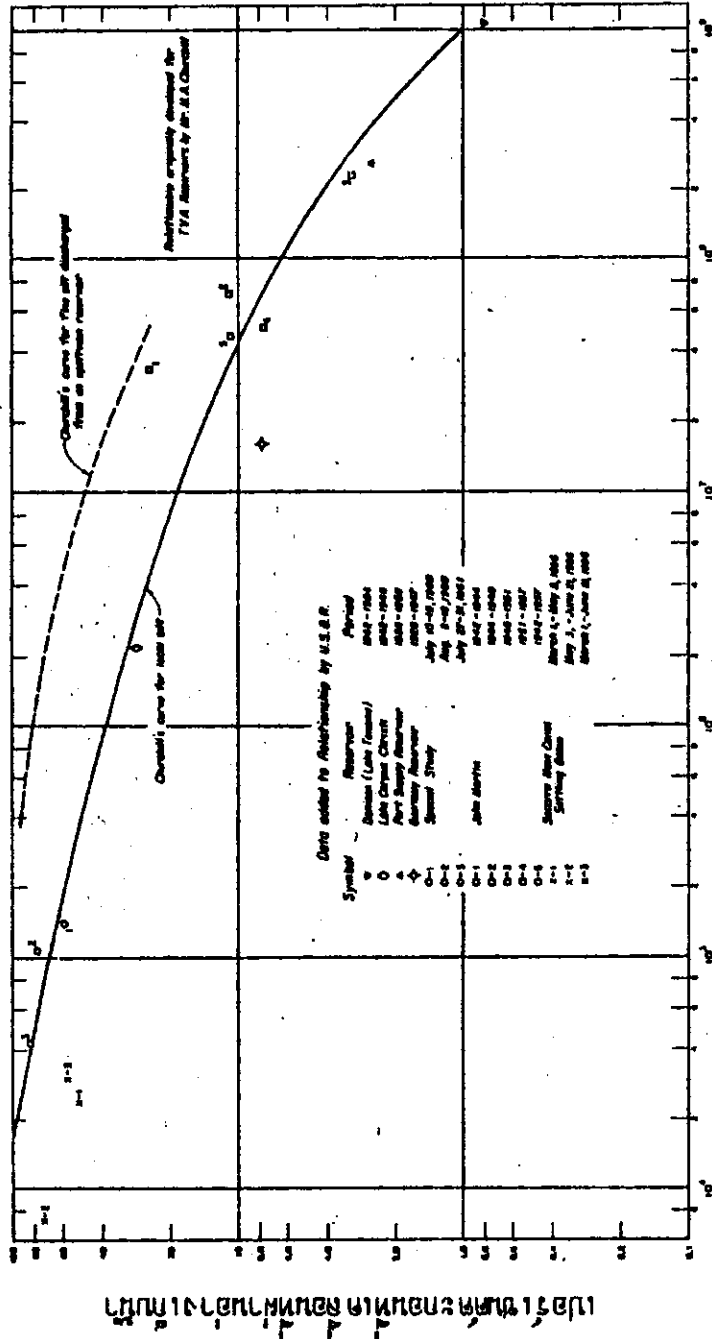
เซอร์ชิลได้ใช้ข้อมูลจากอ่างเก็บน้ำของ Tennessee Valley Authority พัฒนาหาความสัมพันธ์ระหว่างเปอร์เซ็นต์ของปริมาณตะกอนที่เคลื่อนผ่านอ่างเก็บน้ำต่อปริมาณตะกอนที่ไหลเข้าอ่าง กับครรชนีการกักตะกอน (Sedimentation Index) ของอ่างเก็บน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 11.10 เพื่อช่วยในการใช้โค้งของเซอร์ชิลในการหาประสิทธิภาพในการกักตะกอนของอ่างเก็บน้ำ จำเป็นต้องรู้เทอมต่าง ๆ ดังต่อไปนี้.-

- 1) ความจุ - ปริมาตรความจุของอ่างเก็บน้ำที่ระดับเก็บกักเฉลี่ยสำหรับช่วงเวลาทำการวิเคราะห์
- 2) ปริมาณการไหลเข้า - ปริมาณการไหลเข้าประจำวันเฉลี่ยในช่วงเวลาทำการวิเคราะห์
- 3) ระยะเวลาเก็บกัก (Period of Retention) - ความจุของอ่างหารด้วยปริมาณการไหลเข้า ความจุมีหน่วยเป็น ลบ.ฟุต และปริมาณการไหลเข้ามีหน่วยเป็น ลบ.ฟุต/วินาที
- 4) ความยาว - ความยาวของอ่างเก็บน้ำที่ระดับเก็บกักเฉลี่ย เป็นฟุต
- 5) ความเร็ว - ความเร็วเฉลี่ย เป็นฟุต/วินาที ซึ่งหาได้โดยการเอาปริมาณการไหลเข้าหารด้วยพื้นที่หน้าตัดของอ่างเฉลี่ย พื้นที่หน้าตัดอ่างเฉลี่ยเท่ากับความจุหารด้วยความยาว
- 6) ครรชนีการกักตะกอน - ระยะเวลาเก็บกักหารด้วยความเร็ว

ในโค้งของเซอร์ชิลในรูปที่ 11.10 ได้เพิ่มข้อมูลของ USBR เข้าไปด้วย ซึ่งข้อมูลเหล่านี้เป็นตัวแทนของอ่างกักตะกอน และอ่างประเภทกึ่งแห้งอยู่เสมอ จึงทำให้ดูเหมือนว่าโค้งของเซอร์ชิลมีประโยชน์ในการประสิทธิภาพในการกักตะกอนของอ่างประเภทนี้ได้ดีกว่าวิธีการของบรูน

ตัวอย่างที่ 11.4 จงคำนวณหาประสิทธิภาพในการกักตะกอนของอ่างเก็บน้ำแห่งหนึ่งซึ่งมีข้อมูลดังต่อไปนี้

$$\text{ความจุ} = 44,800 \text{ เอเคอร์-ฟุต}$$



$$\begin{aligned} \text{ปริมาณการไหลเข้า} &= 1,122,000 \text{ เอเคอร์-ฟุต ต่อ ปี} \\ \text{ความยาว} &= 63,360 \text{ ฟุต} \end{aligned}$$

วิธีทำ1) ใช้วิธีของบรุน

อัตราส่วนความจุต่อปริมาณการไหลเข้า

$$= \frac{44,800}{1,122,000} = 0.0399 \text{ ปี}$$

จากรูปที่ 11.9 (Mean Curve) ประสิทธิภาพในการกักตะกอนของอ่างดังกล่าว

เท่ากับ 74 %

2) ใช้วิธีของเซอร์ซิล

$$\text{ความจุ} = 44,800 \text{ เอเคอร์-ฟุต} = 1,951.488 \times 10^6 \text{ ลบ.ฟุต}$$

$$\text{ปริมาณการไหลเข้า} = 1,122,000 \text{ เอเคอร์-ฟุต/ปี}$$

$$= 1,549.795 \text{ ลบ.ฟุต/วินาที}$$

$$\text{ระยะเวลาเก็บกัก} = \frac{1,951.488 \times 10^6}{1,549.795} = 1.259 \times 10^6 \text{ วินาที}$$

$$\text{พื้นที่หน้าตัดอ่าง} = \frac{\text{ความจุ}}{\text{ความยาว}}$$

$$= \frac{1,951.488 \times 10^6}{63,360} = 30,800 \text{ ฟุต}^2$$

$$\text{ความเร็ว} = \frac{\text{ปริมาณการไหลเข้า}}{\text{พื้นที่หน้าตัดอ่าง}}$$

$$= \frac{1,549.795}{30,800} = 0.0503 \text{ ฟุต/วินาที}$$

$$\text{ครรชนิการกักตะกอน} = \frac{\text{ระยะเวลาเก็บกัก}}{\text{ความเร็ว}}$$

$$= \frac{1.259 \times 10^6}{0.0503} = 25.03 \times 10^6 \text{ วินาที}^2/\text{ฟุต}$$

จากรูปที่ 11.10 เปอร์เซนต์ปริมาณตะกอนที่ไหลผ่านอ่างเท่ากับ 13

$$\therefore \text{ประสิทธิภาพในการกักตะกอนของอ่าง} = 100 - 13 = 87 \%$$

11.6 อัตราการตกตะกอนในอ่างเก็บน้ำและอายุการใช้งานของอ่าง

(Rates of Reservoir Sedimentation and Life of Reservoirs)

อ่างเก็บน้ำจะสูญเสียปริมาตรในแต่ละปีเนื่องจากการตกตะกอน ซึ่งอัตราการตกตะกอนในอ่างเก็บน้ำในแต่ละปีจะขึ้นอยู่กับองค์ประกอบที่สำคัญ 3 ประการคือ

- 1) ปริมาณตะกอนที่ไหลเข้าอ่างในแต่ละปี (อยู่ในหัวข้อ 11.3)
- 2) ประสิทธิภาพในการกักตะกอนของอ่าง (อยู่ในหัวข้อ 11.5)
- 3) ความหนาแน่นของตะกอนที่ทับถม (อยู่ในหัวข้อ 11.4)

ถ้ากำหนดว่า  $Q_s$  คือปริมาณตะกอนที่ไหลเข้าอ่างในแต่ละปี มีหน่วยเป็นน้ำหนักร

$E_{RT}$  คือประสิทธิภาพในการกักตะกอน เป็นเปอร์เซ็นต์

$\gamma$  คือความหนาแน่นของตะกอนมีหน่วยเป็นน้ำหนักต่อปริมาตร

อัตราการตกตะกอน  $R_{RS}$  หรืออัตราการสูญเสียปริมาตรอ่างในแต่ละปีจะสามารถคำนวณได้จากสมการ

$$R_{RS} = \frac{Q_s \times E_{RT}}{100 \gamma} \dots\dots\dots (11.7)$$

เมื่อพิจารณาจากการตกตะกอนเป็นเกณฑ์ อายุการใช้งานของอ่าง ( $L_R$ ) จะคำนวณได้จากปริมาตรอ่างที่เผื่อไว้สำหรับการตกตะกอน ( $V_s$ ) และอัตราการตกตะกอน ดังนี้.-

$$L_R = \frac{V_s}{R_{RS}} \dots\dots\dots (11.8)$$

แต่อย่างไรก็ตาม ประสิทธิภาพในการกักตะกอนของอ่างจะลดลงเมื่อปริมาตรความจุลดน้อยลงเนื่องจากการตกตะกอน และความหนาแน่นของตะกอนจะเปลี่ยนแปลงไปตามเวลา การคำนวณโดยใช้สมการที่ (11.7) และ (11.8) จึงควรคิดในลักษณะที่แยกปริมาตรตกตะกอนของอ่างออกเป็นส่วนย่อย ๆ แล้วพิจารณาการตกตะกอนในแต่ละส่วนตามลำดับ ดังตัวอย่างต่อไปนี้.-

ตัวอย่างที่ 11.5 อ่างเก็บน้ำแห่งหนึ่งมีขนาดความจุ 6 ล้าน ลบ.เมตร มีพื้นที่ลุ่มน้ำ 200 ตร.กม. ปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่างเฉลี่ยเท่ากับ 350 มม.ต่อปี ผลผลิตตะกอนประมาณ 1,100 เมตริกตัน ต่อ ตร.กม.ต่อ ปี ให้ใช้โค้งเฉลี่ยของบรูน์ และสมมติว่าความหนาแน่นตะกอนเฉลี่ยเท่ากับ 1,500 กก.ต่อ ม.<sup>3</sup> จงคำนวณว่าจะต้องใช้เวลาก่อนที่ปริมาตรอ่างจะลดลงเหลือ 1 ล้าน ลบ.เมตร

วิธีทำ

$$\begin{aligned} \text{ปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่าง (I)} &= 0.35 \times 200 \times 10^6 && \text{ม}^3/\text{ปี} \\ &= 70 \times 10^6 && \text{ม}^3/\text{ปี} \\ \text{ปริมาณตะกอนที่ไหลเข้าอ่าง (Q_s)} &= 1100 \times 1000 \times 200 && \text{กก.}/\text{ปี} \\ &= 2.2 \times 10^8 && \text{กก.}/\text{ปี} \end{aligned}$$

การคำนวณระยะเวลาที่ใช้ในการสูญเสียปริมาตรอ่างแต่ละหนึ่งล้าน ม<sup>3</sup> จะแสดงไว้ในตารางต่อไปนี้.-

ปริมาตรความจุอ่าง ล้าน ม <sup>3</sup>	ปริมาตรความจุเฉลี่ย C ล้าน ม <sup>3</sup>	C/I	E <sub>RT</sub> %	Q <sub>s</sub> กก./ปี	$\bar{Y}$ กก./ม <sup>3</sup>	V <sub>s</sub> ม <sup>3</sup>	L <sub>R</sub> ปี
6.0	5.5	0.079	84	2.2x10 <sup>8</sup>	1500	10 <sup>6</sup>	8.1
5.0	4.5	0.064	80	2.2x10 <sup>8</sup>	1500	10 <sup>6</sup>	8.5
4.0	3.5	0.050	76	2.2x10 <sup>8</sup>	1500	10 <sup>6</sup>	9.0
3.0	2.5	0.036	69	2.2x10 <sup>8</sup>	1500	10 <sup>6</sup>	9.9
2.0	1.5	0.021	56	2.2x10 <sup>8</sup>	1500	10 <sup>6</sup>	12.2
ระยะเวลาที่จะเกิดการตกตะกอน 5 ล้าน ม <sup>3</sup>							47.7

11.7 การแพร่กระจายของตะกอนในอ่างเก็บน้ำ

(Sediment Distribution within Reservoirs)

แรงที่กระทำต่ออนุภาคตะกอนที่เคลื่อนตัวเข้าสู่อ่างเก็บน้ำประกอบด้วยแรงในแนวราบในทิศทางการไหลของกระแสน้ำเนื่องจากการเคลื่อนที่ของน้ำ และแรงในแนวตั้งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงและการปั่นป่วนของกระแสน้ำ (Water Turbulence) อนุภาคตะกอนยังคงอยู่ในลักษณะแขวนลอยและถูกพาเข้าสู่อ่างได้ราบเท่าที่แรงปั่นป่วน (Turbulence force) เท่ากับหรือมากกว่าแรงเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก เมื่อน้ำไหลเข้าสู่อ่างพื้นที่หน้าตัดของการไหลเพิ่ม ทำให้ความ

เร็วของกระแส น้ำและการบ้น่วนลดลงจนกระทั่งไม่สามารถพัดพาตะกอนต่อไปได้ จึงเกิดการตกตะกอน

การแผ่กระจายของตะกอนในอ่างเก็บน้ำขึ้นอยู่กับองค์ประกอบหลายประการ คือ

(1) เนื้อตะกอน (Sediment Texture) (2) ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณการไหลเข้าและออก (3) ขนาดและรูปร่างของอ่างเก็บน้ำ และ (4) แนวทางการปฏิบัติงานของอ่างเก็บน้ำ การตกตะกอนไม่จำเป็นต้องเกิดตรงบริเวณที่มีระดับต่ำสุด (Lower storage increment) เสมอไป

#### 11.7.1 การหาปริมาณ ตะกอนในเขตปริมาตร สำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม

การตกสะสมตัวของตะกอนในอ่างปกติจะแผ่กระจายอยู่ในระดับที่ต่ำกว่าระดับเก็บกักปกติ (Normal Pool) อย่างไรก็ตามถ้าอ่างเก็บน้ำมีปริมาตรเก็บกักสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม (Flood Control Pool) และระดับน้ำในอ่างอยู่ในเขตนานพอสมควร อาจมีการตกสะสมตัวของตะกอนในเขตปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วมได้ รูปที่ 11.11 แสดงข้อมูลของอ่างเก็บน้ำ 11 แห่งในบริเวณ Great Plains ของสหรัฐอเมริกา ซึ่งอาจใช้ในการประเมินหาเปอร์เซ็นต์ของตะกอนที่ตกสะสมในอ่างเก็บน้ำ เทียบระดับเก็บกักปกติคือ ปริมาณตะกอนทั้งหมดที่ตกสะสมในอ่าง กราฟดังกล่าวจะเป็นเพียงแต่แนวทางอย่างหยาบ และต้องใช้วิจารณญาณในการปรับค่าจากกราฟ ตามวิธีการปฏิบัติงานของอ่างและลักษณะของตะกอนที่ไหลเข้าอ่างด้วย

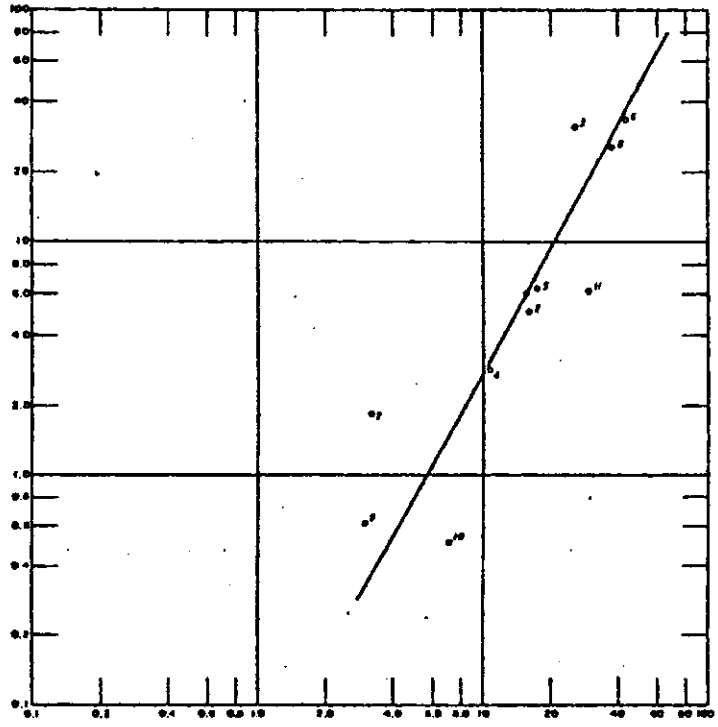
หมอดรชมีปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม (Flood Pool Index) ซึ่งเท่ากับอัตราส่วนของความลึกปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วมต่อความลึกของอ่างได้ เขตปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วมคูณด้วยเปอร์เซ็นต์ของเวลาที่ระดับน้ำในอ่างอยู่ในเขตปริมาตรสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม ซึ่งข้อมูลเหล่านี้จะได้จากผลการศึกษาการปฏิบัติงานของอ่างเก็บน้ำ

#### 11.7.2 การคำนวณการแผ่กระจายของตะกอนโดยวิธี Empirical Area Reduction

หลังจากที่ประเมินปริมาตร ตะกอนที่จะตกจมได้ เขตเก็บกักปกติได้แล้ว ตามวิธีในข้อ 11.6 อาจใช้วิธี Empirical Area Reduction หากการแผ่กระจายของตะกอนที่เวลาใด ๆ ได้วิธีนี้ให้พัฒนาขึ้นมาจากผลการสำรวจอ่างต่าง ๆ 30 อ่างในสหรัฐอเมริกา ข้อมูลสำรวจแสดงให้เห็นว่ารูปร่างของอ่างเก็บน้ำมีความสัมพันธ์ที่แน่นอนกับเปอร์เซ็นต์ของตะกอนที่ตกที่ระยะความลึกต่าง ๆ หัวอ่างเก็บน้ำ รูปร่างอ่างเก็บน้ำจะถูกกำหนดจากความสัมพันธ์ระหว่างปริมาตร ความจุอ่างกับความลึก ซึ่งทำให้สามารถจำแนกอ่างออกเป็น 4 ประเภท ดังแสดงในตารางที่ 11.8



๑. ความลึกของปริมาณสำรอง  
 ๒. ความลึกของปริมาณสำรอง  
 ๓. ความลึกของปริมาณสำรอง  
 ๔. ความลึกของปริมาณสำรอง  
 ๕. ความลึกของปริมาณสำรอง  
 ๖. ความลึกของปริมาณสำรอง  
 ๗. ความลึกของปริมาณสำรอง  
 ๘. ความลึกของปริมาณสำรอง  
 ๙. ความลึกของปริมาณสำรอง  
 ๑๐. ความลึกของปริมาณสำรอง



เปอร์เซ็นต์ตะกอนที่ตกสะสมในเขตปริมาณสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม

รูปที่ 11.11 ตะกอนที่ตกในเขตปริมาณสำรองเพื่อการป้องกันน้ำท่วม

ตารางที่ 11.8 การจำแนกประเภทอ่างเก็บน้ำตามรูปร่าง

ประเภทอ่าง	การจำแนก	m
1	ทะเลสาบ (Lake)	3.5 - 4.5
2	ที่ราบ - ดินเนิน (Flood plain-Foothill)	2.5 - 3.5
3	ที่เนิน (Hill)	1.5 - 2.5
4	หุบเขาลึก (Gorge)	1.0 - 1.5

ค่า m ในตารางคือส่วนกลับของความลาดของกราฟซึ่งได้จากการพล็อตความลึกกับ ปริมาณความจุในกระดาดกราฟล็อก-ล็อก จำไว้ว่าไม่จำเป็นที่อ่างประเภททะเลสาบจะต้องอยู่ในที่ราบ หรืออ่างประเภทหุบเขาลึกไม่จำเป็นต้องอยู่ในหุบเขาลึกเสมอไป บางครั้งการปฏิบัติงานอ่างเก็บน้ำ หรือขนาดตะกอนอาจเปลี่ยนประเภทของอ่างเก็บน้ำ หรือขนาดตะกอนอาจเปลี่ยนประเภทของอ่างเก็บน้ำที่จำแนกตามรูปร่างได้ เช่น ถ้าอ่างที่มีรูปร่างจัดอยู่ในประเภทที่ 3 เกิดมีระดับน้ำลดลงอย่างมากอยู่เป็นประจำ หรือตะกอนส่วนใหญ่เป็นดินเหนียว อ่างนั้นควรจัดอยู่ในประเภทที่ 4 แทนที่จะเป็นประเภทที่ 3 เพราะว่าตะกอนส่วนใหญ่ถูกโกกใส่ในอ่างแบบที่ 4 เมื่อไรก็ตามที่การจำแนกอ่างด้วยค่า m บอกว่าอาจเป็นไปได้ทั้ง 2 แบบ จะสามารถใช้เหตุผลเดียวกันนี้กำหนดว่าอ่างควรเป็นประเภทใด

สมการพื้นฐานในการคำนวณการแผ่กระจายของตะกอนที่ตกสะสมตัวในอ่างตามวิธี

Empirical Area Reduction

$$S = \int_0^{Y_n} A dy + \int_{Y_n}^H K \cdot a \cdot dy \dots\dots\dots (11.9)$$

- เมื่อ S = ปริมาณ ตะกอนทั้งหมดที่ตกจมในอ่าง
- o = ระดับศูนย์เดิมที่เขื่อน
- n = ระดับศูนย์ใหม่ที่เขื่อน
- Y<sub>n</sub> = ความลึกที่ระดับศูนย์ใหม่ที่เขื่อน หลังจากตะกอน ในช่วงระยะเวลาหนึ่ง หรือ n-0
- A = พื้นที่ผิวน้ำในอ่าง

- dy = ช่วงความลึก
- H = ความลึกของอ่างที่ระดับเก็บกักปกติ
- K = สัดส่วนคงที่สำหรับการแปลงพื้นที่ตะกอนสัมพัทธ์ (a) เป็นพื้นที่ตะกอนจริง (A) สำหรับอ่างที่กำหนดให้
- a = พื้นที่ตะกอนสัมพัทธ์ (Relative Sediment Area)

ถ้ากำหนดว่า  $K = A_n/a_n$  จะสามารถอินทิเกรต (Integrate) สมการ (11.9)

และจัดให้อยู่ในรูปง่าย ๆ ได้ว่า

$$\frac{1 - v_n}{a_n} = \frac{S - V_n}{HA_n} \dots\dots\dots (11.10)$$

- เมื่อ  $v_n$  = ปริมาตร ร่องสัมพัทธ์ที่ระดับศูนย์ใหม่
- $a_n$  = พื้นที่อ่างสัมพัทธ์ที่ระดับศูนย์ใหม่
- $V_n$  = ปริมาตร ร่องทั้งหมดที่ ระดับศูนย์ใหม่
- H = ความลึก เติมของอ่าง
- $A_n$  = พื้นที่อ่างทั้งหมดที่ ระดับศูนย์ใหม่

สมมติให้ 
$$h_p = \frac{1 - v_p}{a_p} \dots\dots\dots (11.11)$$

และ 
$$h'_p = \frac{S - V_{pH}}{HA_{pH}} \dots\dots\dots (11.12)$$

- เมื่อ p = ความลึกสัมพัทธ์ ซึ่งได้แก่ความลึกอ่างที่ระดับใด ๆ วัดจากระดับศูนย์เดิมต่อความลึกทั้งหมด
- $V_{pH}$  = ปริมาตร ทั้งหมดที่ความลึก pH
- $A_{pH}$  = พื้นที่อ่างทั้งหมดที่ความลึก pH

ซึ่งจากสมการที่ (11.10) จะได้ว่าที่ความลึกศูนย์ใหม่  $y_n$

$$h_p = h'_p$$

จากข้อมูลการสำรวจอ่างเก็บน้ำจำนวนมากในสหรัฐอเมริกา USBR ให้นำเอามาสร้างโค้งออกแบบปริมาตรเก็บกัก (Storage design curve) 4 โค้ง สำหรับอ่างเก็บน้ำแต่ละประเภท ดังแสดงในรูปที่ 11.12 ซึ่งให้นำมาใช้หาโค้งออกแบบพื้นที่ ดังรูปที่ 11.13 รูปที่ 11.14 แสดงความสัมพันธ์สัมพันธ์ระหว่าง  $h_p$  กับ  $p$  สำหรับอ่างประเภทต่าง ๆ ทั้ง 4 แบบ ซึ่งพัฒนามาจากโค้งออกแบบพื้นที่และโค้งออกแบบปริมาตรเก็บกัก

### วิธีการหาระดับศูนย์ใหม่

- (1) คำนวณหา  $h'_p$  ที่  $p$  ต่าง ๆ โดยใช้สมการที่ (11.12)
- (2) พล็อต  $h'_p$  กับ  $p$  ลงในรูปที่ (11.14)
- (3) ค่า  $p$  ที่  $h'_p = h_p$  คือค่าความลึกสัมพันธ์ที่ระดับศูนย์ใหม่  $p_n$
- (4) คำนวณหาระดับศูนย์ใหม่

$$n = o + p_n H$$

ตัวอย่าง 11.6 อ่างเก็บน้ำเว็บสเตอร์ (webster) ในเนโวกาโซโลน มลรัฐเทนเนสซี มีความจุ 67,100 เอเคอร์-ฟุต ที่ระดับเก็บกักปกติ 1,889.6 ฟุต และมีข้อมูลพื้นที่-ปริมาตร-ระดับ ดังแสดงในตารางที่ 11.9 ประมาณว่าปริมาณตะกอนสะสมในช่วง 50 ปี เท่ากับ 9,300 เอเคอร์-ฟุต จงคำนวณหาการแผ่กระจายของตะกอนโดยวิธี Empirical Area Reduction

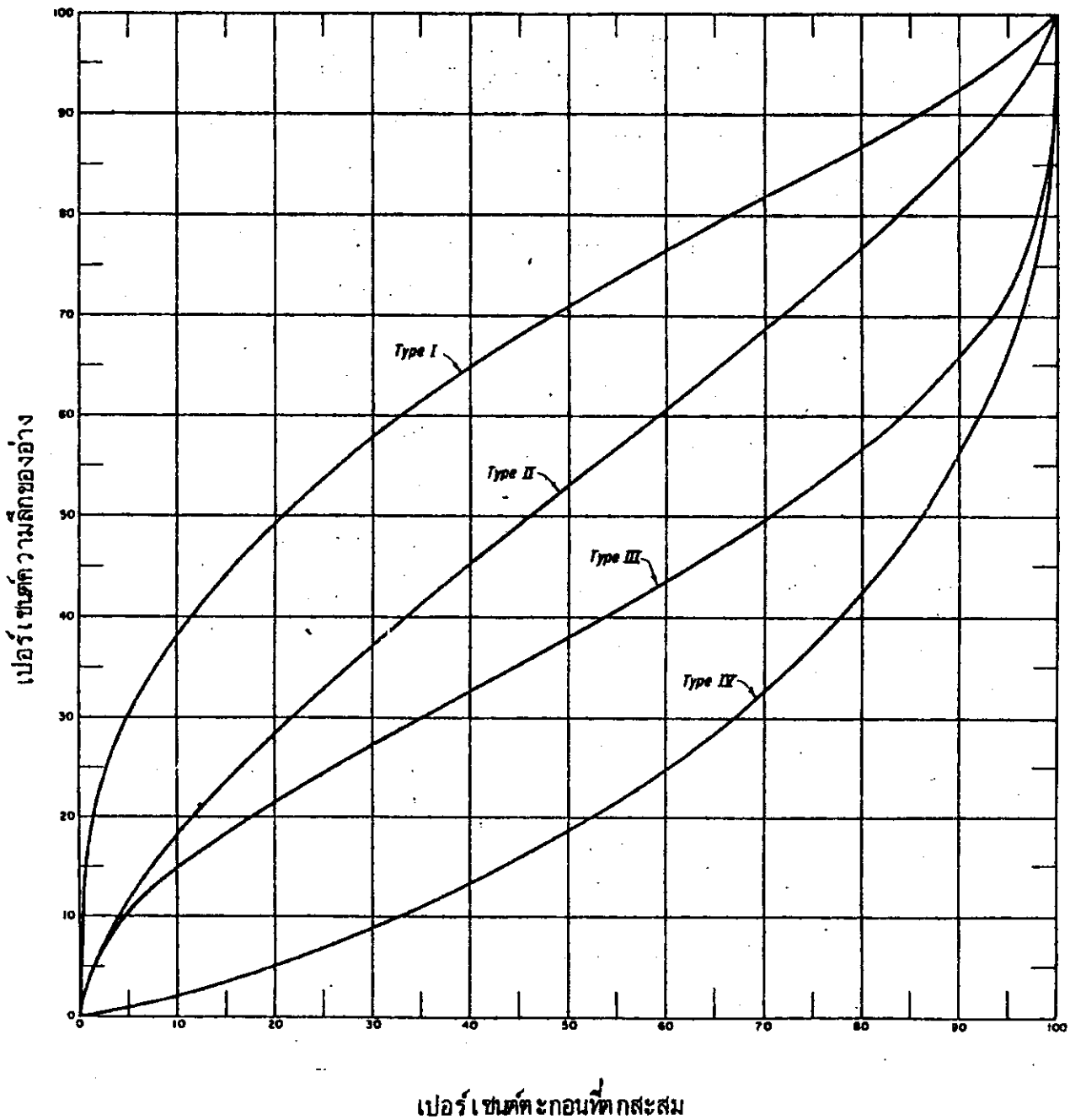
### วิธีทำ

- (1) พล็อตความลึกและปริมาตรของอ่างเว็บสเตอร์จากตารางที่ 11.9 ลงในรูปที่ 11.15 ได้เส้นตรงที่มีความลาดสองค่าหรือ  $m$  มี 2 ค่า คือ

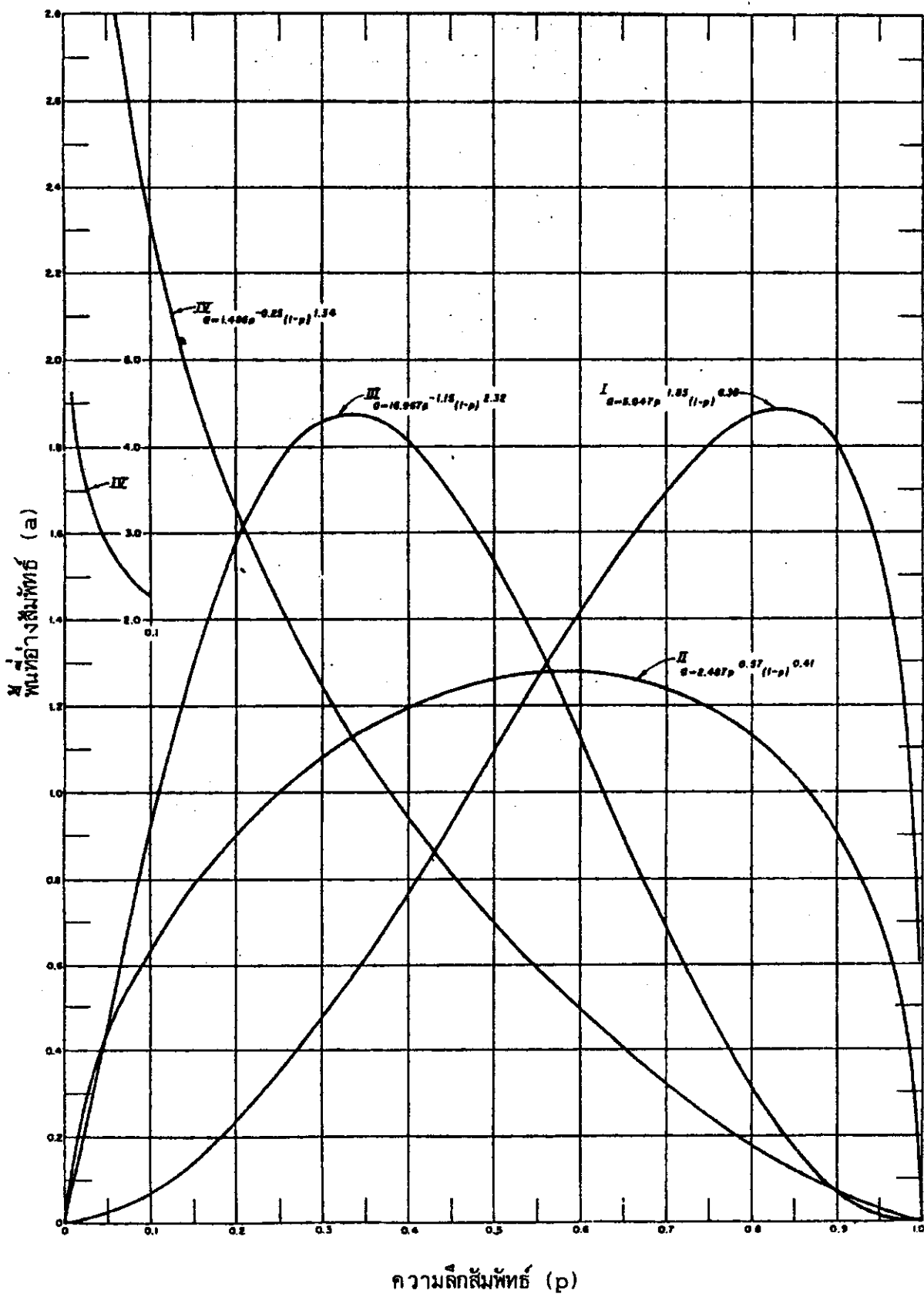
$$m = 3.3 \text{ ซึ่งแสดงว่าอ่างเป็นประเภทที่ 2}$$

$$m = 2.43 \text{ ซึ่งแสดงว่าอ่างเป็นประเภทที่ 3}$$

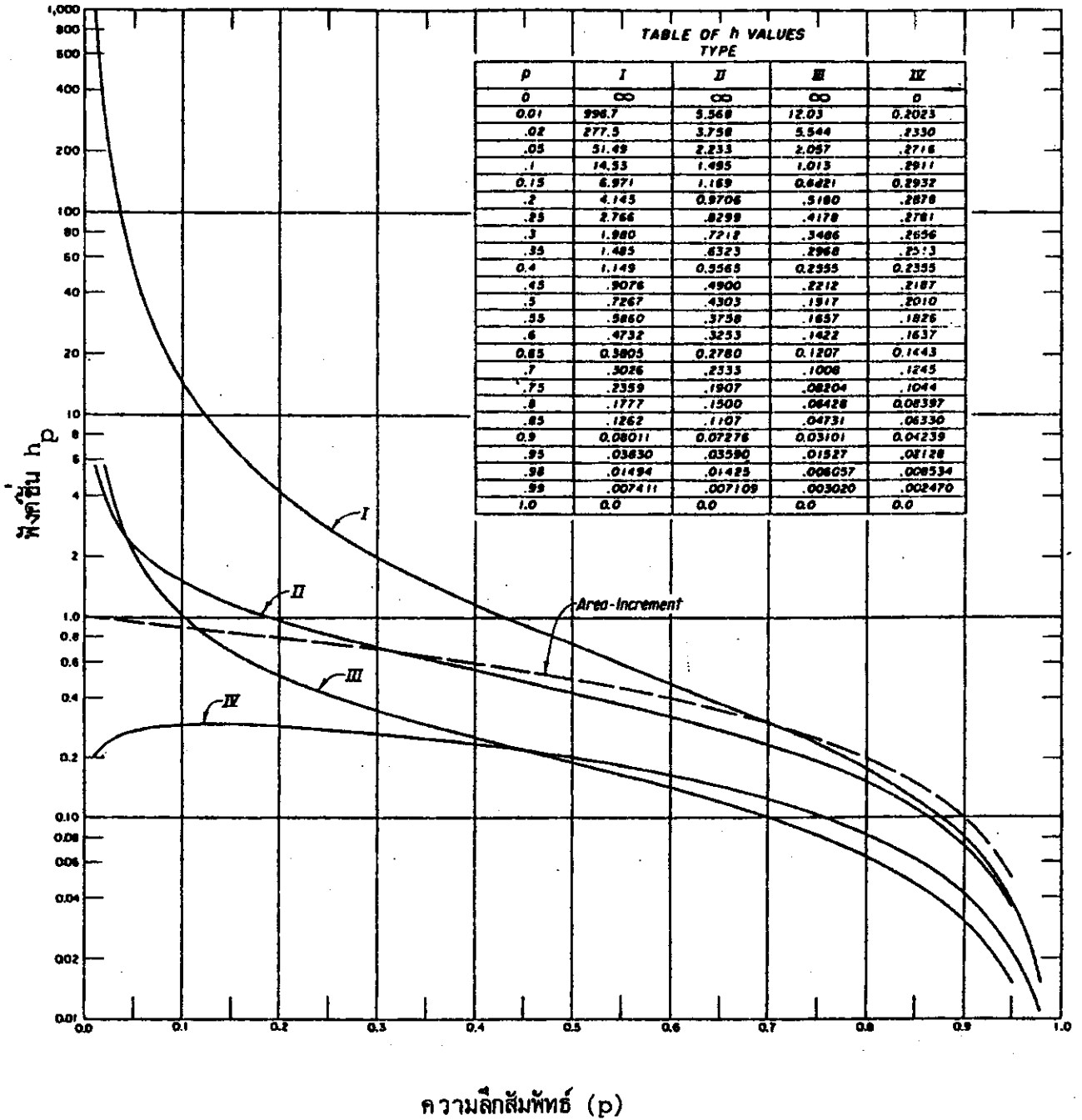
แต่เนื่องจากโค้งออกแบบความจุแสดงว่าประมาณ 70 % ของตะกอนจะตกอยู่ในอ่างช่วงที่แสดงว่าเป็นประเภทที่สอง จึงสมมติให้อ่างเก็บน้ำมีการแผ่กระจายของตะกอนตามแบบอ่างประเภทที่ 2



รูปที่ 11.12 โฉงออกแผนปริมาตรเก็บกักของอ่างเก็บน้ำ



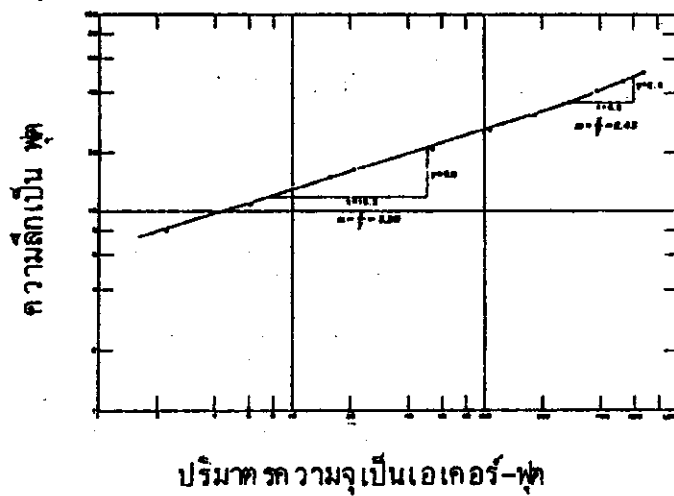
รูปที่ 11.13 ไค้ ออกแบบพหุนาม



รูปที่ 11.14 ได้  $h_p$  สำหรับการหาระดับศูนย์ใหม่

ตารางที่ 11.9 พื้นที่-ปริมาตร-ระดับของอ่างเก็บน้ำเว็สเตอร์ในแคนซัส

ระดับ (ฟุต)	พื้นที่ (เอเคอร์)	ปริมาตร (เอเคอร์-ฟุต)
1,839	0	0
1,845	48	80
1,848	118	331
1,850	154	603
1,851	197	779
1,852	239	996
1,854	340	1,575
1,855.5*	473	2,184
1,860	906	5,300
1,865	1,270	10,700
1,870	1,678	18,100
1,875	2,060	27,420
1,880	2,487	38,790
1,885	2,960	52,380
1,889.6**	3,445	67,100



รูปที่ 11.15 ความลึก-ความจุของอ่างเก็บน้ำเว็สเตอร์



(2) ทหาระดับศูนย์ใหม่หลังจากตกตะกอน 50 ปี โดยการคำนวณหา  $h'_p$  ที่  $p$  ต่าง ๆ  
 ดังแสดงในตารางที่ 11.10 นำ  $h'_p$  กับ  $p$  ไปพล็อตเทียบกับ  $h_p$  กับ  $p$  สำหรับอ่างประเภทที่ 2  
 ดังแสดงในรูปที่ 11.16

$$\begin{aligned} \text{จากรูปที่ 11.16 } p_n &= 0.237 \\ Y_n &= p_n H = 0.237 (50.6) \\ &= 12 \text{ ฟุต} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ระดับศูนย์ใหม่หลังจากการตกตะกอน 50 ปี อยู่ที่} \\ &= 1,839 + Y_n = 1,839 + 12 = 1,851.0 \text{ ฟุต} \end{aligned}$$

ตารางที่ 11.10 การหาระดับศูนย์ใหม่ของการตกตะกอนในอ่างเก็บน้ำเว็สเคอร์

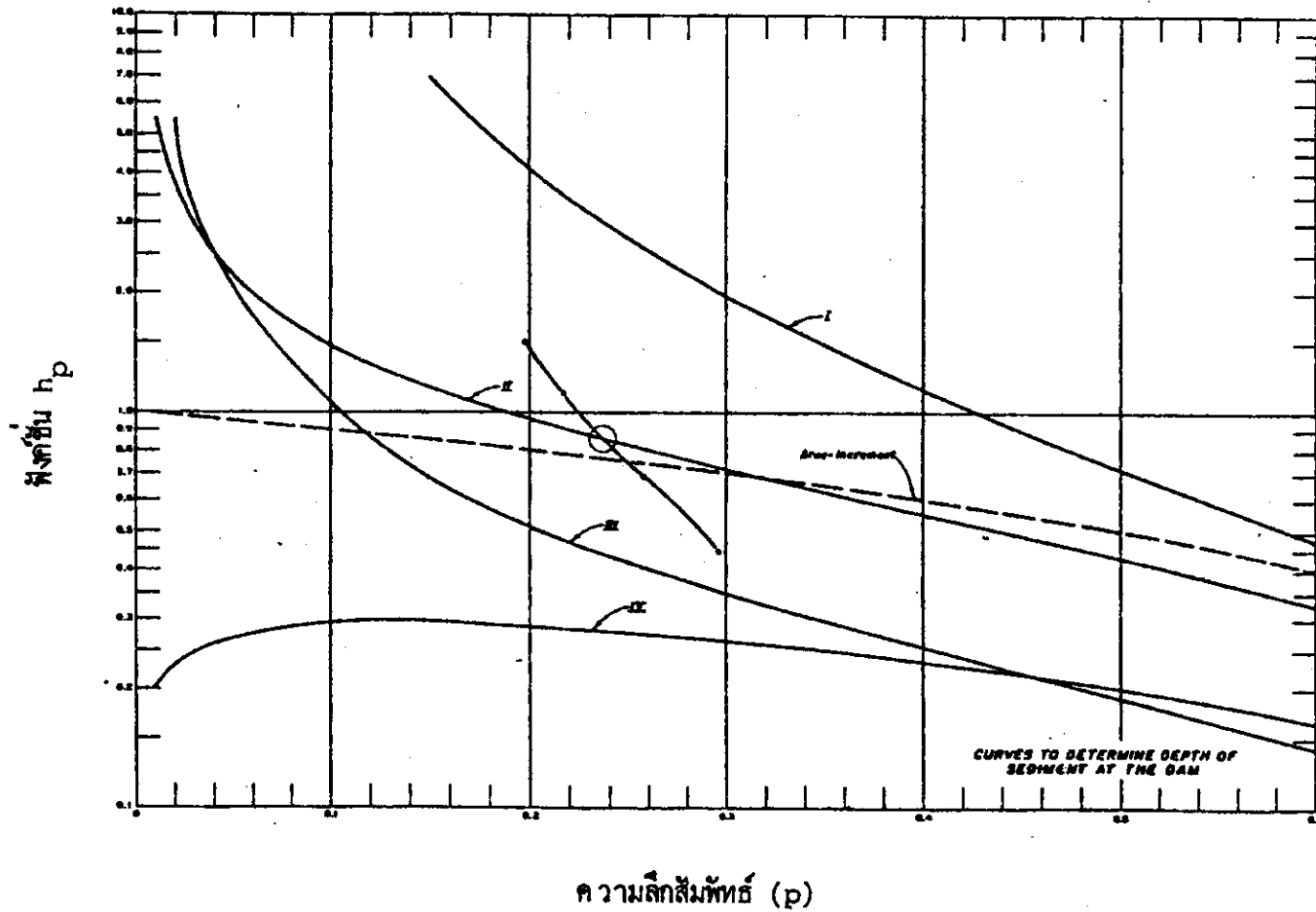
อ่างเก็บน้ำ ..... เว็สเคอร์ ..... โครงการ ..... โซโลมอน .....  
 $S =$  ..... 9,300 เอเคอร์-ฟุต .....  $H =$  ..... 50.6 ฟุต .....

ระดับ (ฟุต)	$p$	$V_{pH}$	$S-V_{pH}$	$HA_{pH}$	$h'_p$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
1,848	0.178	331	8,969	5,971	1.502
1,850	0.217	603	8,697	7,792	1.116
1,852	0.257	996	8,304	12,093	0.687
1,854	0.296	1,575	7,725	17,204	0.449

(3) การคำนวณการแผ่กระจายของตะกอนในอ่างมีขั้นตอนดังต่อไปนี้ ตารางที่ 11.11

ประกอบ

1. ลอกระดับ-พื้นที่-ความจุ จากตารางที่ 11.19 ลงในคอลัมน์ที่ 1, 2 และ 3 ของตารางที่ 11.11



รูปที่ 11.16 การหาระดับศูนย์ใหม่ของการตกตะกอนในอ่างเก็บน้ำ

ตารางที่ 11.11 การคำนวณการแผ่กระจายของตะกอนในอ่างเก็บน้ำเขื่อนศรีนครินทร์หลังจากใช้งานมา 50 ปี โดยวิธี Empirical Area Reduction

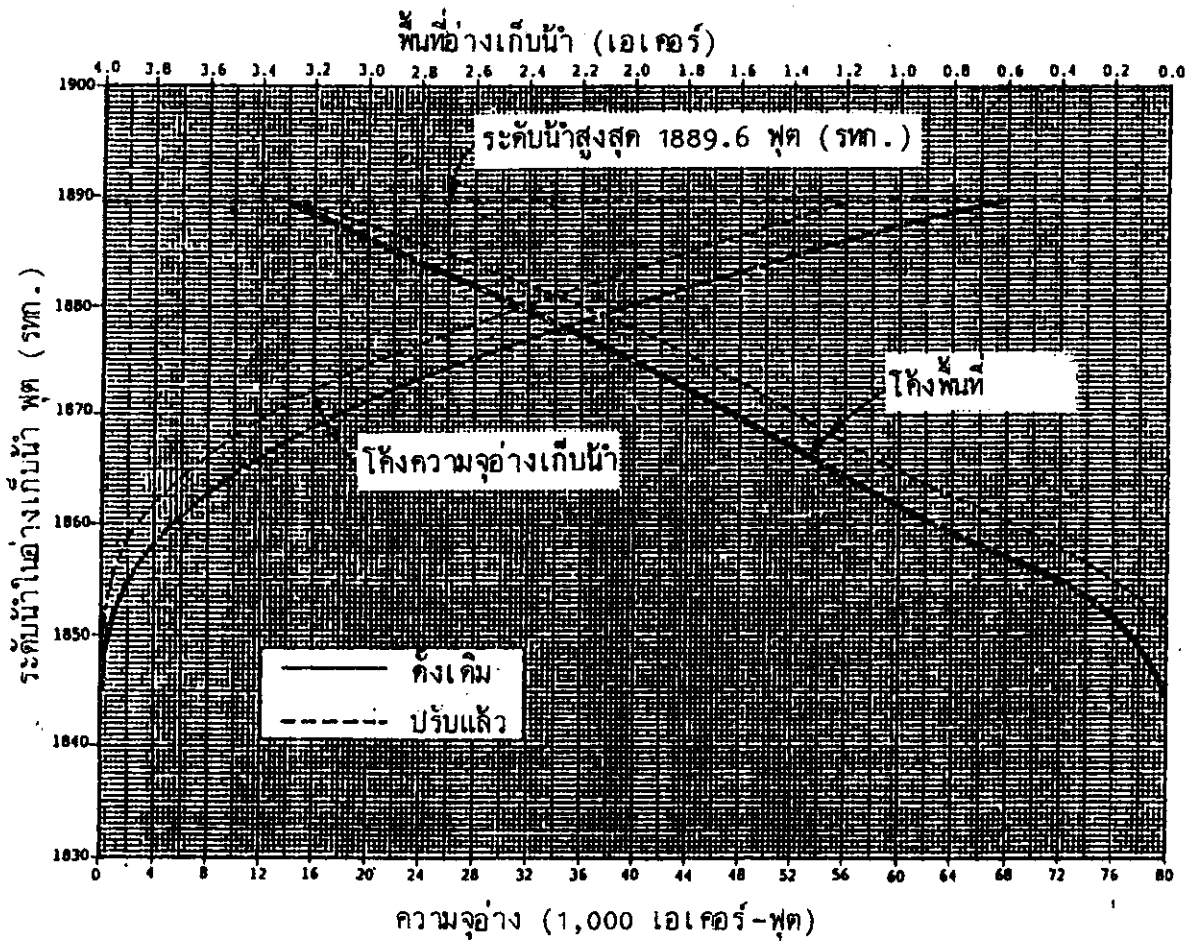
ระดับ (ฟุต)	พื้นที่อ่าง เดิม (เอเคอร์) (2)	ปริมาณตะกอน เดิม (เอเคอร์- ฟุต) (3)	ความลึก สัมพัทธ์ (p) (4)	พื้นที่ สัมพัทธ์ (s <sub>p</sub> ) (5)	พื้นที่ ตะกอน (เอเคอร์) (6)	ปริมาณ ตะกอน (เอเคอร์- ฟุต) (7)	ปริมาณ ตะกอน สะสม (เอเคอร์- ฟุต) (8)	พื้นที่ ตะกอน (ครั้งที่ 2) (เอเคอร์) (9)	ปริมาณ ตะกอน (ครั้งที่ 2) (เอเคอร์- ฟุต) (10)	ปริมาณ ตะกอน สะสม (ครั้งที่ 2) (เอเคอร์- ฟุต) (11)	พื้นที่อ่าง ปรับแก้ (เอเคอร์- ฟุต) (12)	ปริมาณ ตะกอน สะสม (ครั้งที่ 2) (เอเคอร์- ฟุต) (13)	ปริมาณ ตะกอน สะสม (ครั้งที่ 2) (เอเคอร์- ฟุต) (14)	พื้นที่อ่าง ปรับแก้ (เอเคอร์- ฟุต) (15)	ปริมาณ ตะกอน สะสม (ครั้งที่ 2) (เอเคอร์- ฟุต) (16)	ปริมาณ ตะกอน สะสม (ครั้งที่ 2) (เอเคอร์- ฟุต) (17)	พื้นที่อ่าง ปรับแก้ (เอเคอร์- ฟุต) (18)	ปริมาณ ตะกอน สะสม (ครั้งที่ 2) (เอเคอร์- ฟุต) (19)	ปริมาณ ตะกอน สะสม (ครั้งที่ 2) (เอเคอร์- ฟุต) (20)
1889.6	3445	67100	1.000	0.000	0.00	409.31	9187.60	0.00	0.00	429.13	3445	9300.00	9300.00	3445	57800	57800	3445	57800	57800
1885.0	2960	52380	0.909	0.881	177.96	1008.48	8778.29	180.14	180.14	1020.83	2780	8870.87	8870.87	2780	43509	43509	2780	43509	43509
1880.0	2487	38790	0.810	1.116	225.43	1184.73	7769.81	228.19	228.19	1199.23	2259	7850.04	7850.04	2259	30940	30940	2259	30940	30940
1875.0	2060	27420	0.711	1.230	248.46	1265.03	6585.08	251.50	251.50	1280.50	1808	6650.81	6650.81	1808	20769	20769	1808	20769	20769
1870.0	1678	18100	0.613	1.275	257.55	1283.20	5320.05	260.70	260.70	1298.90	1417	5370.31	5370.31	1417	12730	12730	1417	12730	12730
1865.0	1270	10700	0.514	1.266	255.73	1249.88	4036.85	258.86	258.86	1265.18	1011	4071.41	4071.41	1011	6629	6629	1011	6629	6629
1860.0	906	5300	0.415	1.209	244.22	1507.16	2786.97	247.21	247.21	2806.23	659	2806.23	2806.23	659	2494	2494	659	2494	2494
1855.5	473	2184	0.326	1.117	225.63	950.81	1729.81	228.39	228.39	957.13	245	1736.13	1736.13	245	448	448	245	448	448
1851.0	197	779	0.237	0.975	197.00*	669.0	779.00*	197.00*	197.00*	669.0	0	779.00*	779.00*	0	0	0	0	0	0
1845.0	48	80	0.119	*	48.00*	80.0	80.00*	48.00*	48.00*	80.0	0	80.00*	80.00*	0	0	0	0	0	0
1839.0	0	0	0.000	0.00*	0.00	80.0	0.00*	0.00*	0.00*	80.0	0	0.00*	0.00*	0	0	0	0	0	0

หมายเหตุ K<sub>1</sub> = 197/0.975 = 202

K<sub>2</sub> = 202 (9300/9187.60) = 204.471

\* = พ.ท. และปริมาณตะกอนที่ได้รับขุ่นใหม่ จะเท่ากับ พ.ท. และปริมาณอ่าง ตามลำดับ





รูปที่ 11.17 โค้งพื้นที่-ปริมาตร-ระดับของอ่างเก็บน้ำเว็บสเตอร์ที่ปรับแก้แล้ว

11.7.3 การคำนวณการแผ่กระจายของตะกอนโดยวิธี Area Increment

ถ้าโค้ง  $h_p'$  ไม่ตัดกับโค้ง  $h_p$  ที่เลือกตามประเภทของอ่างเก็บน้ำ ซึ่งอาจเกิดขึ้นได้ในบางครั้ง และเป็นเหตุให้ไม่สามารถจะหาระดับศูนย์ใหม่ (ความลึกของตะกอนที่เขื่อน) ได้โดยวิธีที่กล่าวมาแล้ว กรณีนี้อาจใช้วิธี Area-Increment แทน สมการพื้นฐานสำหรับวิธีคือ.-

$$S = A_n(H - Y_n) + V_n \dots \dots \dots (11.13)$$

แต่ละเทอมในสมการข้างบนมีความหมายเหมือนที่นิยามไว้ในวิธี Empirical Area Reduction

สมการ (11.13) มีสมมติฐานที่สำคัญคือ พื้นที่ตะกอนที่เหนือระดับศูนย์ใหม่จะมีค่าคงที่ และเท่ากับพื้นที่ตะกอนที่ระดับศูนย์ใหม่ ( $A_n$ )

การคำนวณการแผ่กระจายของตะกอนในอ่างเก็บน้ำโดยวิธี Area Increment มีขั้นตอนดังต่อไปนี้.-

- 1) หาค่าความลึกของอ่างที่ระดับเก็บกักปกติ H
- 2) หาค่าความลึกที่ระดับศูนย์ใหม่  $Y_n$  โดยวิธีการทดลองค่า (Trial and Error)

ซึ่งทำได้ดังนี้.-

- สมมติค่าความลึกที่ระดับศูนย์ใหม่  $Y_n$
- หาค่าพื้นที่อ่างที่ระดับศูนย์ใหม่  $A_n$  และปริมาตรอ่างที่ระดับศูนย์ใหม่  $V_n$
- คำนวณหาค่า  $A_n(H - Y_n) + V_n$
- ตรวจสอบดูว่า  $S = A_n(H - Y_n) + V_n$  หรือไม่
- ถ้า  $S > A_n(H - Y_n) + V_n$   
        ให้สมมติ  $Y_n$  ใหม่ให้มากกว่าเดิม
- ถ้า  $S < A_n(H - Y_n) + V_n$   
        ให้สมมติ  $Y_n$  ใหม่ให้น้อยกว่าเดิม
- ถ้า  $S = A_n(H - Y_n) + V_n$   
        แสดงว่า  $Y_n$  ที่สมมติถูกต้อง

- 3) คำนวณปริมาตร ตะกอนที่ระดับต่าง ๆ จากสูตร

$$S_Y = A_n (Y - Y_n) + V_n \dots\dots\dots (11.14)$$

เมื่อ

- $S_Y$  = ปริมาตร ตะกอนสะสมที่ความลึก Y จากระดับศูนย์เดิม
- Y = ความลึกใด ๆ เหนือระดับศูนย์เดิม
- $A_n, Y_n, V_n$  = มีความหมายเหมือนเดิม

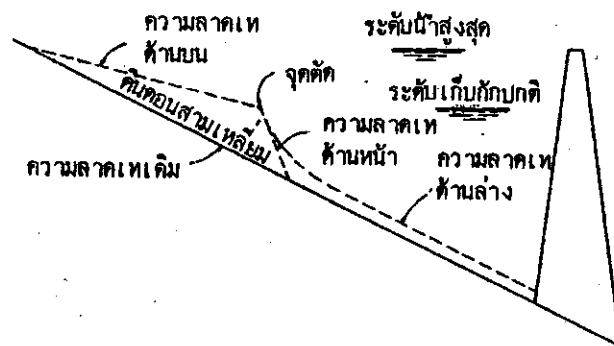
- 4) การปรับได้ังความจุ-ระดับ จะทำได้โดยการเอาความจุของอ่างเดิมที่ระดับต่าง ๆ ลบด้วยปริมาตร ตะกอนสะสมที่ระดับเดียวกันที่คำนวณได้จาก 3)

5) การรับโค้งพื้นที่-ระดับ จะทำได้จากสมมติฐานที่ว่า พื้นที่ตะกอนที่ระดับใดๆเหนือระดับศูนย์ใหม่มีค่าเท่ากับ  $A_n$  ซึ่งจากสมมติฐานนี้จะได้โค้ง  $h_p$  สำหรับวิธี Area Increment ดังแสดงในรูปที่ 11.14

โดยไม่คำนึงถึงวิธีในการคำนวณการแผ่กระจายของตะกอนในอ่างเก็บน้ำ USBR แนะนำว่าควรสร้างธรณีอาคารทางออกที่ระดับสูงกว่า 10 ฟุตเหนือระดับห้องน้ำเพื่อหลีกเลี่ยงการตกตะกอนจนอุดตันปากทางเข้า (Inlet) ของอาคารทางออกในช่วงที่เริ่มเก็บกักน้ำ

### 11.8 การเกิดดินคอนสามเหลี่ยม (Delta Deposits)

ปรากฏการณ์อีกแบบหนึ่งของการตกตะกอนในอ่างเก็บน้ำคือการเกิดดินคอนสามเหลี่ยมที่บริเวณเหนือน้ำ (Headwater) ของอ่างเก็บน้ำ ซึ่งจะเป็นผลให้เกิดการยกระดับน้ำในทางน้ำเหนือบริเวณที่เกิดดินคอนสามเหลี่ยม และเป็นสาเหตุทำให้เกิดน้ำท่วมบริเวณเหนือน้ำได้ รูปที่ 11.18 แสดงบริเวณที่จะเกิดดินคอนสามเหลี่ยมในอ่างเก็บน้ำ



รูปที่ 11.18 การเกิดดินคอนสามเหลี่ยมที่เหนืออ่างเก็บน้ำ

#### 11.8.1 การหาความลาดเทด้านบน (Topset Slope)

วิธีการหาดินคอนสามเหลี่ยมในอ่างเก็บน้ำเป็นวิธีการทางเอ็มไพริคัลโดยอาศัยข้อมูลของการสำรวจดินคอนสามเหลี่ยมในอ่างเก็บน้ำต่าง ๆ ความลาดเทด้านบนอาจคำนวณได้จากสมการของเมเยอร์-ปีเตอร์-มุลเลอร์ สำหรับกรณีที่ตะกอนเริ่มจะมีการเคลื่อนที่

$$s = 0.19 \frac{Q}{Q_B} \left( \frac{n_s}{D_{90}^{1/6}} \right)^{3/2} D \dots\dots\dots(11.15)$$

เมื่อ

- s = ความลาดเทที่แน่นอน
- Q = ปริมาณการไหลของน้ำ เป็น ลบ.ฟุต ต่อวินาที
- Q<sub>B</sub> = ปริมาณการไหลของน้ำในบริเวณที่ตะกอนท้องน้ำ เป็น ลบ.ฟุต ต่อวินาที
- n<sub>s</sub> = Manning's n ของท้องน้ำ
- D<sub>90</sub> = ขนาดตะกอนซึ่ง 90 % ของตะกอนท้องน้ำเล็กกว่านี้ เป็น มม.
- D = ขนาดตะกอนท้องน้ำเฉลี่ย D<sub>50</sub> เป็น มม.

ค่า n<sub>s</sub> และ Q<sub>B</sub> จะหาได้จากสมการต่อไปนี้.-

$$n_s = n_m \left[ 1 + \frac{2d}{B} \left( 1 - \left( \frac{n_w}{n_m} \right)^{3/2} \right)^{2/3} \right] \dots\dots (11.16)$$

เมื่อ

- n<sub>m</sub> = Manning's n ของทางน้ำ
- n<sub>w</sub> = Manning's n ของลาดชันข้างทางน้ำ
- d = ความลึกเฉลี่ยของทางน้ำ เป็นฟุต
- B = ความกว้างทางน้ำ เป็นฟุต

และ

$$Q_B = \frac{Q}{1 + \frac{2d}{B} \left( \frac{n_w}{n_s} \right)^{3/2}} \dots\dots\dots (11.17)$$

หรือจากสมการของ Schoklitsch สำหรับกรณีที่ไม่มีตะกอนท้องน้ำเคลื่อนตัว

$$s = \left( \frac{0.00021DB}{Q} \right)^{1/4} \dots\dots\dots (11.18)$$

เมื่อ

- s = ความลาดเทที่แน่นอน
- D = ขนาดตะกอนท้องน้ำเฉลี่ย D<sub>50</sub> มม.



B = ความกว้างทางน้ำ เป็นฟุต

Q = ปริมาณการไหลของน้ำเฉลี่ย เป็น ลบ.ฟุต ต่อวินาที

Q ในสมการคืออัตราการไหลที่สำคัญ (Dominant discharge) ซึ่งหาจากอัตรา  
น้ำนองเต็มตลิ่ง หรืออัตราน้ำท่วมประจำปีเฉลี่ย

ทั้งสองสมการจะให้ค่าความลาดเทที่แน่นอนซึ่งไม่ทำให้เกิดการเคลื่อนที่ของตะกอน  
วัสดุท้องน้ำ ซึ่งเป็นคุณสมบัติที่สำคัญที่ทำให้เกิดดินคอนสามเหลี่ยม

จากการสำรวจพบว่าอ่างเก็บน้ำส่วนใหญ่มีค่าความลาดเทที่แน่นอนประมาณครึ่งหนึ่งของ  
ของความลาดเทของพื้นทางน้ำ ซึ่งค่านี้อาจจะนำมาใช้ตรวจสอบความถูกต้อง (Verification)  
ของความลาดเทที่คำนวณได้จากสมการที่ (11.15) และ (11.18)

#### 11.8.2 การหาจุดค้ำ (Pivot Point)

จุดค้ำระหว่างความลาดเทที่แน่นอนและความลาดเทที่หน้า (Foreset Slope)  
ขึ้นอยู่กับกาปฏิบัติงานของอ่างเก็บน้ำ และความลาดเทของทางน้ำในบริเวณที่เกิดดินคอนสามเหลี่ยม  
ถ้าระดับน้ำในอ่างปกติอยู่ใกล้ระดับเก็บกักปกติเป็นส่วนใหญ่ จุดค้ำจะอยู่ที่ระดับเก็บกักปกติ แต่ถ้า  
ระดับน้ำในอ่างมีการขึ้นลงมากตลอดเวลา จะใช้ระดับน้ำเฉลี่ยในกาปฏิบัติงานของอ่างเป็นตัว  
กำหนดจุดค้ำ

ปลายด้านเหนือน้ำของดินคอนสามเหลี่ยมจะอยู่ที่จุดค้ำระหว่างระดับน้ำสูงสุดกับพื้น  
ท้องน้ำเดิม จากจุดนี้ถ้าลากเส้นตรงให้มีความลาดเทเท่ากับ ความลาดเทที่แน่นอนไปตัดกับระดับผิวน้ำ  
ที่เลือกไว้ จะได้จุดค้ำที่ต้องการ

#### 11.8.3 การหาความลาดเทที่หน้า (Foreset Slope)

ผลการสำรวจของ USBR พบว่าความลาดเทที่หน้ามีค่าประมาณ 6.5 เท่าของ  
ความลาดเทที่แน่นอน อย่างไรก็ตามอ่างเก็บน้ำบางแห่งอาจมีความลาดเทที่หน้ามากกว่านี้ก็ได้  
เช่น Lake Head มีความลาดเทที่หน้า 100 เท่าของความลาดเทที่แน่นอน โดยการเลือกค่า  
ความลาดเทที่หน้า 6.5 เท่าของความลาดเทที่แน่นอน จะให้รูปร่างของดินคอนสามเหลี่ยมโดย  
ประมาณ

#### 11.8.4 การตรวจสอบความถูกต้องในการหาดินคอนสามเหลี่ยม

เพื่อตรวจสอบความถูกต้องจะต้องคำนวณปริมาตรของตะกอนจากรูปตัดของดินคอนสามเหลี่ยมที่หาคัดลอกจากชั้น แล้วนำไปเปรียบเทียบกับปริมาตรตะกอนทรายหรือตะกอนวัสดุหยาบที่คิดว่า จะไหลลงอ่างจากลำน้ำที่เกิดดินคอนสามเหลี่ยม ปริมาตรตะกอนในดินคอนสามเหลี่ยมที่อยู่เหนือระดับ เก็บกักปกติจะต้องเท่ากับปริมาตรตะกอนที่คาดว่าจะตกเมื่อระดับเก็บกักปกติ แต่ถ้าผลออกมาไม่เท่า แต่ผิดพลาดไม่มากจะต้องมีการปรับดินคอนสามเหลี่ยมใหม่โดยการเปลี่ยนค่าความลาดเทที่แน่นอน

ถ้าปริมาตรตะกอนจากดินคอนสามเหลี่ยมต่างจากตะกอนที่คาดว่าจะไหลลงอ่างมาก จะต้องมีการปรับรูปร่างดินคอนสามเหลี่ยมใหม่โดยการย้ายจุดตัดไปทางด้านซ้ายหรือขวา โดยลดความลาดเทที่แน่นอนใหม่จนได้ปริมาตร ตะกอนเท่ากัน

สำหรับอ่างเล็ก ๆ จุดตัดระหว่างความลาดเทที่แน่นอนกับท้องน้ำอาจอยู่เหนือระดับน้ำ สูงสุดได้

#### 11.9 การควบคุมตะกอนในอ่างเก็บน้ำ (Control of Reservoir Sedimentation)

ผลผลิตตะกอนของลุ่มน้ำ ประสิทธิภาพในการกักตะกอนของอ่าง และความหนาแน่นของตะกอนที่กักเก็บ จะเป็นตัวกำหนดปริมาณ ตะกอนที่จะตกจมในอ่าง ซึ่งจะต้องได้รับการพิจารณาในการออกแบบอ่างเก็บน้ำ เพื่อจะได้เผื่อปริมาตรอ่างไว้สำหรับการกักตะกอน ถ้าเนื่องจากขีดจำกัดทางเศรษฐศาสตร์หรือทางกายภาพ ทำให้ไม่คุ้มค่าที่จะเผื่อปริมาตรอ่างไว้สำหรับการกักตะกอน จะต้องใช้มาตรการอื่น ๆ ในการลดปริมาณตะกอนที่จะไหลเข้าอ่างหรือหาทางเคลื่อนย้ายตะกอนออกจากอ่างเป็นครั้งคราวเพื่อให้อ่างเก็บน้ำทำหน้าที่ได้ตามที่วางไว้ตลอดอายุการใช้งานที่ออกแบบไว้

##### 11.9.1 การออกแบบปริมาตรอ่างสำหรับการกักตะกอน

ในการออกแบบอ่างเก็บน้ำจะต้องเผื่อปริมาตรอ่างไว้ส่วนหนึ่งสำหรับการกัก ตะกอนที่คาดว่าจะเกิดขึ้นในช่วงอายุการใช้งานของอ่าง ปริมาตรอ่างส่วนนี้เรียกว่าปริมาตรกักตะกอน (Sediment Pool) ในอดีตปริมาตรอ่างส่วนที่อยู่ต่ำสุดจะถูกจัดแบ่งไว้สำหรับการกักตะกอน บางครั้งปริมาตรสูญเปล่า (Dead Storage) จะทำหน้าที่เป็นปริมาตรสำหรับการกักตะกอน แต่จากการศึกษาถึงการแผ่กระจายของตะกอนในอ่างพบว่ากักตะกอนแผ่กระจายไปในส่วนต่าง ๆ ของอ่าง ไม่เฉพาะแต่ส่วนที่อยู่ต่ำสุดของอ่างเท่านั้น สำหรับอ่างเก็บน้ำแบบเอกประสงค์ การแบ่งปริมาตร

กันอ่างสำหรับการตกตะกอนมีวัตถุประสงค์เพื่อใช้ในการกำหนดระดับธรณีของอาคารทางออก แต่สำหรับอ่างเก็บน้ำเอนกประสงค์ควรมีการเผื่อปริมาตรอ่างที่แบ่งไว้สำหรับวัตถุประสงค์ต่าง ๆ สำหรับการตกตะกอนที่จะมีขึ้นในส่วนนั้น ๆ ของอ่างแทนที่จะใช้วิธีแบ่งปริมาตรกันอ่างเท่านั้นสำหรับการตกตะกอน

#### 11.9.2 การระบายตะกอน (Venting Sediment)

ประตูลอยที่ติดตั้งบริเวณกันอ่างจะช่วยระบายน้ำที่มีความเข้มข้นของตะกอนสูงออกไปจากอ่าง แต่ปกติวิธีนี้ให้ประสิทธิภาพในการระบายตะกอนไม่ค่อยดีนัก และก่อให้เกิดการสูญเสียน้ำโดยเปล่าประโยชน์ จึงต้องมีการออกแบบให้เหมาะสมสำหรับแต่ละกรณี และมีการวางแผนทางการปฏิบัติงานของประตูลอยในช่วงที่น้ำในอ่างมีความเข้มข้นของตะกอนสูง หรือในช่วงเวลาที่ต้องการระบายน้ำในอ่างทิ้งอยู่แล้ว เพื่อลดการสูญเสียน้ำ

นอกจากนี้ยังสามารถช่วยระบายตะกอนออกจากอ่างได้โดยการทำให้น้ำพุ่งไปกระทบกันอ่างก่อนที่ไหลออกจากอ่าง ประสิทธิภาพของวิธีการระบายตะกอนเหล่านี้ขึ้นอยู่กับทำให้ตะกอนอยู่ในลักษณะแขวนลอยไม่ตกตะกอน เพราะการตกตะกอนจะทำให้ความลาดของกันอ่างลดลง และแรงยึดเหนี่ยวของตะกอนที่ตกจมจะมากกว่าแรงดูด (Tractive Forces) ของกระแส น้ำที่ปล่อยผ่านประตูลอย ยกเว้นบริเวณใกล้ปากทางออกเท่านั้น วิธีการระบายตะกอนที่กล่าวมานี้ปกติแล้วมีประสิทธิภาพค่อนข้างต่ำ

#### 11.9.3 การเคลื่อนย้ายตะกอนที่ตกทับถม

ตะกอนที่ตกจมในอ่างจะเคลื่อนย้ายออกไปได้โดยการสูบหรือการขุดลอก วิธีที่ประหยัดที่สุดคือการสูบซึ่งจะทำให้สำหรับพวกตะกอนละเอียดที่จมอยู่ใต้น้ำ และจะต้องมีที่ทิ้งตะกอนที่สูบออกมาจากอ่าง การสูบตะกอนทิ้งลงไปทางด้านท้ายน้ำอาจก่อให้เกิดผลเสียหายและไม่ควรทำสำหรับตะกอนหยาบจะต้องใช้วิธีการขุดลอกด้วย Drag-Line และจะต้องมีการขนออกไปทิ้งซึ่งต้องเสียค่าใช้จ่ายสูงมาก

#### 11.9.4 การลดผลผลิตตะกอน

วิธีที่ดีที่สุดในการป้องกันการสูญเสียปริมาตรอ่างจากการตกตะกอนคือการลดผลผลิตตะกอนที่ไหลเข้าอ่าง ซึ่งทำได้สองทางคือ.-

(1) การสร้างแนวพืช (Vegetative Screens) บริเวณดินคอนสามเหลี่ยมเหนืออ่างเพื่อลดปริมาณตะกอนที่ไหลเข้าอ่าง แต่การลดปริมาณตะกอนโดยวิธีนี้ขึ้นอยู่กับพื้นที่สำหรับการตกตะกอนที่มีอยู่ที่บริเวณเหนืออ่าง ซึ่งปกติไม่ควรเกินกว่า 10 % ของปริมาณตะกอนที่ไหลเข้าอ่าง จำไว้ว่าการลดปริมาณตะกอนที่ไหลเข้าอ่างโดยวิธีนี้จะไปเพิ่มการตกตะกอนทับถม (Aggradation) ที่บริเวณปากน้ำที่ไหลลงอ่างและก่อให้เกิดปัญหาน้ำท่วมและน้ำใต้ดินสูงบริเวณปากน้ำ

(2) การอนุรักษ์ดินต้นน้ำ วิธีนี้จะทำได้โดยการลดการกัดเซาะในบริเวณต้นน้ำ ด้วยขบวนการอนุรักษ์ดิน หรือโดยการสร้างอ่างกักตะกอน (Sediment Basin) ในบริเวณลำน้ำสาขาที่มีตะกอนมาก ๆ รายละเอียดเกี่ยวกับการอนุรักษ์ดินจะอยู่ในวิชา วศ.๗. 431 (วิศวกรรมอนุรักษ์ดินและน้ำ)

#### 11.10 เอกสารอ้างอิง

1. วีระพล เต็มสมบัติ. 2530. เอกสารประกอบการสอนวิชา วศ.ท. 333 อุทกวิทยาประยุกต์. ภาควิชาทรัพยากรน้ำ. มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
2. Barfield, B.J., R.C. Warner and C.T. Haan, 1983, Applied Hydrology and Sedimentology for Disturbed Areas, Oklahoma Technical Press.
3. Brune, G.M., 1953, Trap Efficiency of Reservoirs, Trans. Am. Geophys. Union., Volume 34, pp. 407-418, June.
4. Chow, V.T., 1964, Handbook of Applied Hydrology, Section 17-I: Reservoir Sedimentation by L.G. Gottschalk, McGraw-Hill Book Company.
5. Churchill, M.A., 1948, Discussion of "Analysis and Use of Reservoir Sedimentation Data", by L.C. Gottschalk, pp 139-140, Proceedings of Federal Inter-Agency Sedimentation Conference, Denver, Colo., January.

6. Kinori, B.Z. and J. Mevorach, 1984, Manual of Surface Drainage Engineering, Volume II: Stream Flow Engineering and Flood Protection, Elsevier, Netherlands.
7. Lane, E.L. and w.M. Borland, 1951, Estimating Bed Load, Trans. Am. Geophys. Union, Volume 32, No. 1.
8. Linsley, R.K. and J.B. Franzini, 1972, Water Resources Engineering, McGraw-Hill Book Company.
9. Linsley, R.K., M.A. Kohler and J.L.H. Paulhus, 1975, Hydrology for Engineers, McGraw-Hill Book Company.
10. Linsley, R.K., M.A. Kohler and J.L.H. Paulhus, 1982, Hydrology for Engineers, McGraw-Hill Book Company.
11. Schwab, G.O., R.K. Frevert, T.W. Edminster, and K.K. Barnes, 1966, Soil and Water conservation Engineering, John Wiley and Sons. Inc.
12. USBR, 1977, Design of Small Dams, Appendix H; Sedimentation by Robert I. Strand, A Water Resources Technical Publication, Second edition.

### 11.11 แบบฝึกหัด

- (1) ลำน้ำสายหนึ่งมีรูปตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าโดยประมาณ กว้าง 100 ฟุต ลึก 10 ฟุต ความลาดชันของท้องน้ำเฉลี่ยเท่ากับ 0.000125 ค่า Manning roughness coefficient (n) เท่ากับ 0.025 จากการศึกษาตะกอนในลำน้ำพบว่า ความเข้มข้นของตะกอนแขวนลอย (Concentration of suspended load) เท่ากับ 1,750 ppm. ลำน้ำมีลักษณะเป็นดินเหนียวอัดตัวแน่น ตะกอนแขวนลอยมีทรายน้อยกว่า 25 % จงหา

1. Sed Load Discharge (ตันต่อวัน) และ
2. Total Sediment Discharge (ตันต่อวัน)

ในลำน้ำดังกล่าว

หมายเหตุ (1) สมการ Manning

$$V = \frac{1.486}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

- (2) Total Sediment Discharge = Bed Load Discharge +  
Suspended Load Discharge

- (2) ในการวางแผนสร้างอ่างเก็บน้ำที่มีขนาดความจุ 3,000 เอเคอร์-ฟุต บนลำน้ำสายหนึ่งที่มีพื้นที่รับน้ำ (Watershed Area) 50 ตร.ไมล์ ถ้าปริมาณน้ำประจำปี (Annual Streamflow) เฉลี่ยเท่ากับ 5 นิ้ว และอัตราผลิตตะกอนรายปี (Annual Sediment Yield Rate) เท่ากับ 0.69 เอเคอร์-ฟุต/ตร.ไมล์ จงหาอายุของอ่างเก็บน้ำดังกล่าว กำหนดว่าอายุการใช้งานของอ่างเก็บน้ำจะสิ้นสุดลงเมื่อความจุลดลงเหลือ 500 เอเคอร์-ฟุต

ในการหา Reservoir Trap Efficient ให้ใช้ Curves ของ Brune ทั้ง 3 Curves คือ Upper Envelop Curve Median Curve และ Lower Envelop Curve และเปรียบเทียบอายุการใช้งานของอ่างเก็บน้ำที่คำนวณได้จากการใช้ Curves ทั้งสาม

- (3) ในการพิจารณาสร้างอ่างเก็บน้ำบนลำน้ำสายหนึ่งซึ่งมีปริมาณน้ำรายปีเฉลี่ย 400,000 เอเคอร์-ฟุต และจากการวัดปริมาณตะกอนที่ใหญ่เท่ากับน้ำปรากฏว่าค่า Annual Sediment Inflow เท่ากับ 280,000 ตันต่อปี สมมติว่าน้ำหนักต่อหนึ่งหน่วยปริมาตรของตะกอนที่ตกสะสมในอ่างเก็บน้ำเฉลี่ยตลอดอายุใช้การเท่ากับ 75 ปอนด์ ต่อ ลบ.ฟุต จงคำนวณหาค่าปริมาตรความจุของอ่างเก็บน้ำที่เวลาต่าง ๆ กำหนดว่าปริมาตรความจุของอ่างเก็บน้ำที่จะสร้างคือ 20,000 เอเคอร์-ฟุต และใช้ Median Curve ของ Brune ในการหา Reservoir Trap Efficiency
- (4) ให้คำนวณหาปริมาตรความจุของอ่างเก็บน้ำที่เวลาต่าง ๆ ในข้อ 3 ใหม่ โดยใช้ค่า Unit Weight ของตะกอนซึ่งเปลี่ยนแปลงไปตามเวลา กำหนดว่า
1. การจัดการของอ่างเก็บน้ำเป็นแบบ  
"Normally moderate to considerable reservoir drawdown"
  2. เปอร์เซนต์ดินเหนียว ( $P_c$ ) = 20  
เปอร์เซนต์ตะกอนทราย ( $P_m$ ) = 40  
เปอร์เซนต์ทราย ( $P_s$ ) = 40
  3. คำนวณหา Unit Weight ตามวิธีของ Lara และ Pemberton
- (5) กำหนดให้อ่างเก็บน้ำแห่งหนึ่งมี Capacity-Area-Elevation ดังตาราง ถ้าปริมาณตะกอนที่ตกสะสมในอ่างในช่วง 100 ปี เท่ากับ 10,000 เอเคอร์-ฟุต จงคำนวณการแผ่กระจายของตะกอนในอ่างและ Capacity-Area-Elevation Curve ใหม่ หลังจากก่อสร้างเสร็จและใช้งานแล้ว 100 ปี โดยวิธี Empirical Area Reduction และ Area Increment Method

Elev. (ft.)	Capacity (AF)	Area (Area)
1,000 (กันอ่าง)	0	0
1,005	500	200
1,010	1,700	280
1,015	3,400	400
1,020	5,700	520
1,025	8,600	640
1,030	12,100	760
1,035	36,200	880
1,040	20,900	1,000
1,045	26,200	1,120
1,050 (Normal Pool)	32,200	1,280

(6) ในการวิเคราะห์การตกตะกอนในอ่างเก็บน้ำ เพื่อนำไปใช้ในการกำหนดปริมาณสูญเสีย (Dead Storage) ของอ่างเก็บน้ำ ซึ่งมีอายุใช้การ 100 ปี ปรากฏว่ามีข้อมูลต่าง ๆ ดังต่อไปนี้

1. อัตราผลผลิตตะกอน (Sediment Yield Rate) เท่ากับ 1,000 ตัน/ตร.กม./ปี
  2. พื้นที่ลุ่มน้ำ 20 ตร.กม.
  3. ประสิทธิภาพในการกักตะกอนของอ่าง ( $E_{RT}$ ) เท่ากับ 70 %
  4. ความหนาแน่นของตะกอนที่ตกจมในอ่างเฉลี่ย 1.28 ตัน/ลบ.เมตร
- จงคำนวณหาปริมาณตะกอนที่จะตกจมในอ่างในช่วงอายุการใช้งานของอ่างเก็บน้ำ