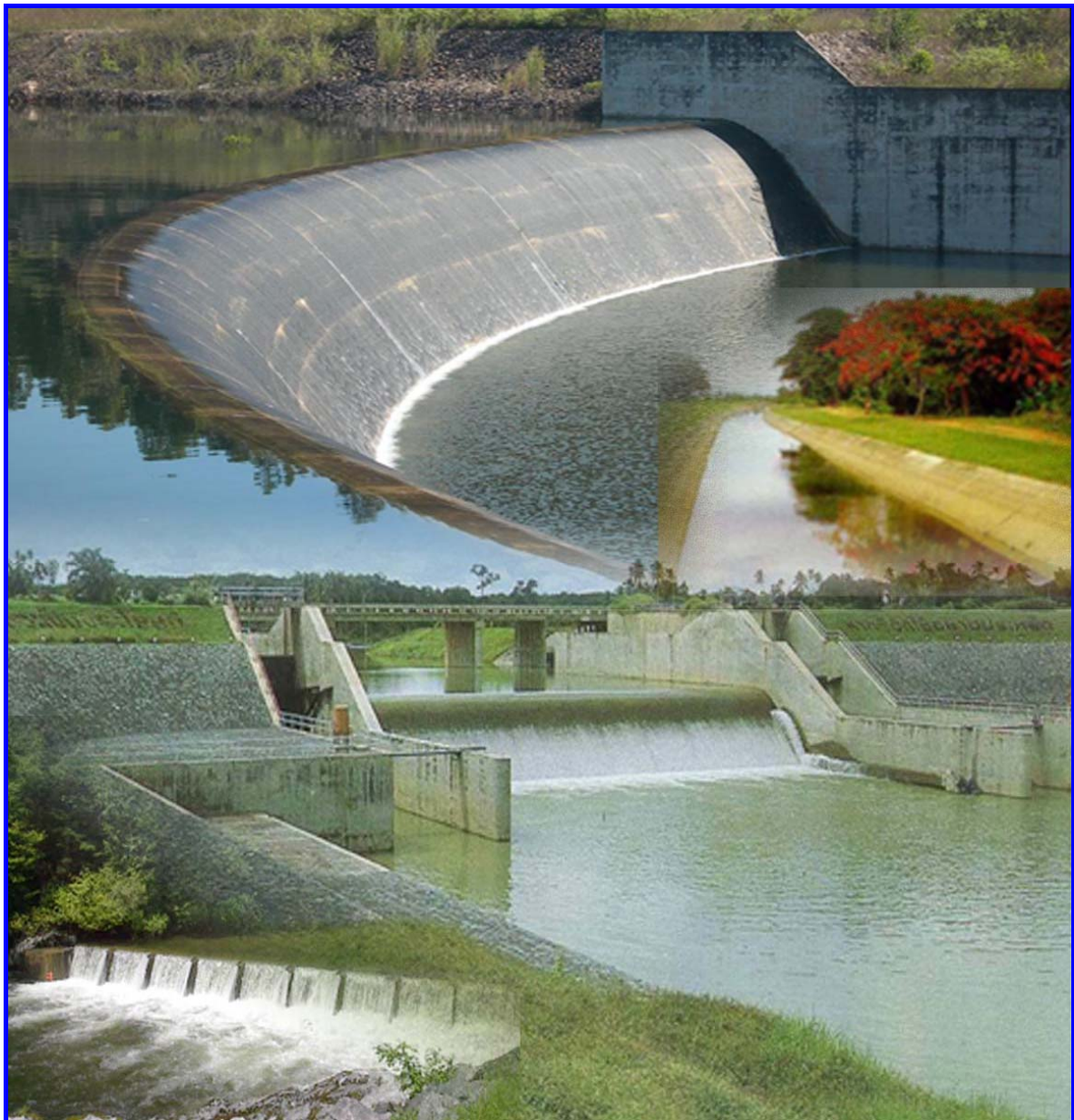




กรมทรัพยากรน้ำ
กระทรวงทรัพยากรน้ำและสิ่งแวดล้อม

คู่มือเกณฑ์กำหนดการออกแบบโครงการพัฒนาแหล่งน้ำ



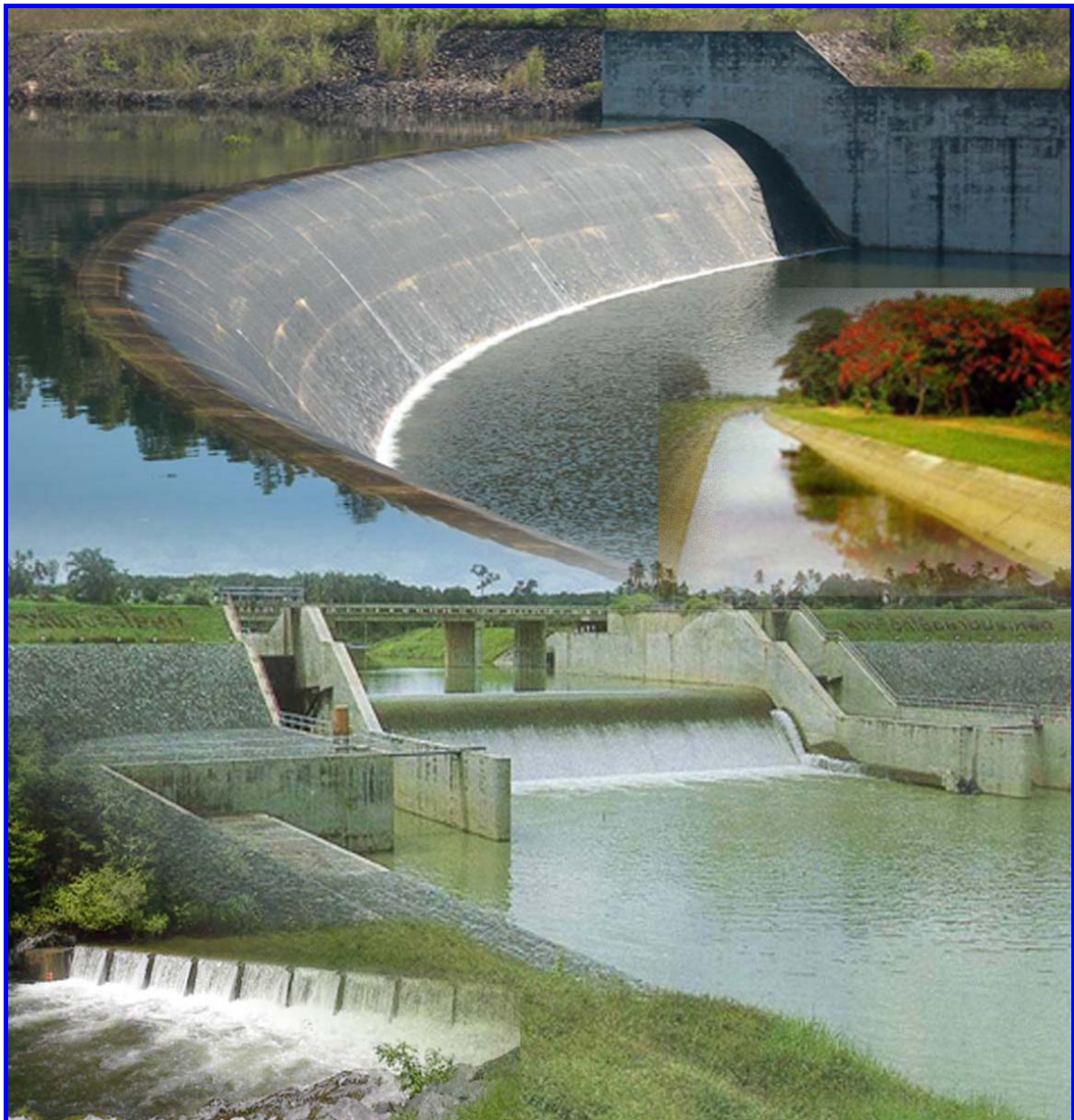
เอกสารหมายเลข สพน.053
เมษายน 2550

ส่วนเทคโนโลยีและมาตรฐาน
สำนักพัฒนาแหล่งน้ำ



กรมทรัพยากรน้ำ
กระทรวงทรัพยากรน้ำและสิ่งแวดล้อม

คู่มือเกณฑ์กำหนดการออกแบบโครงการพัฒนาแหล่งน้ำ



เอกสารหมายเลข สพน.053
เมษายน 2550

ส่วนเทคโนโลยีและมาตรฐาน
สำนักพัฒนาแหล่งน้ำ

สารบัญ

รายการ	หน้า
บทที่ 1 บทนำ.....	1-1
บทที่ 2 เกณฑ์กำหนดในการออกแบบด้านอุทกวิทยา.....	2-8
2.1 การประเมินปริมาณน้ำท่า.....	2-8
2.2 ข้อพิจารณาการเลือกค่ารอบปี สำหรับใช้ออกแบบ	2-8
2.3 การคำนวณปริมาณน้ำนองสูงสุด.....	2-10
2.3.1 วิธี Rational Method	2-10
2.3.2 วิธี Unit Hydrograph Method	2-4
2.3.3 วิธี Manning Method	2-12
2.3.4 วิธี Slope-Area Method	2-14
2.3.5 วิธีประเมินจากปริมาณน้ำนองสูงสุดของพื้นที่รับน้ำฝนหนึ่งหน่วยพื้นที่.....	2-17
บทที่ 3 เกณฑ์กำหนดในการออกแบบเขื่อนดิน.....	3-1
3.1 หลักการทั่วไปในการออกแบบ	3-1
3.2 ระดับสันเขื่อน	3-2
3.3 ความกว้างของสันเขื่อน (DAM Crest width)	3-5
3.4 การกำหนดความกว้างของ Cutoff Trench.....	3-5
3.5 ขนาดหินทิ้งและกรวดทรายรองพื้นบนลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำ	3-6
3.6 การป้องกันลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ.....	3-8
3.7 การคำนวณปริมาณน้ำไหลผ่านตัวเขื่อนและฐานราก	3-8
3.8 Chimney Drain, Blanket Drain และ Toe Drain	3-9
3.8.1 Chimney Drain.....	3-10
3.8.2 Blanket Drain.....	3-11
3.8.3 Toe Drain	3-13
3.9 การวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดเขื่อนดิน (Slope Stability Analysis)	3-13
3.9.1 วิธีการวิเคราะห์หาค่า Factor of Safety (F.S.)	3-14
3.9.2 วิธีการคำนวณหาค่า Factor of Safety (F.S.)	3-15
3.9.3 Condition of Slope Stability Analysis.....	3-16
3.9.4 การกำหนดค่า Seismic Coefficient	3-17
3.9.5 การกำหนดค่าแรงดันน้ำที่อยู่ในระหว่างเม็ดดิน (Pore Pressure)	3-18

สารบัญ

รายการ	หน้า
3.9.6 Allowable Factor of Safety	3-20
3.10 คุณสมบัติดินที่นำมาออกแบบตัวเขื่อน	3-20
3.11 ระยะเพื่อการทรุดตัวของสันเขื่อน (Crest Camber)	3-21
3.12 อุปกรณ์มาตรวัดพฤติกรรมเขื่อนเก็บกักน้ำ (Dam Instrumentation)	3-22
3.12.1 Piezometer	3-22
3.12.2 บ่อวัดระดับน้ำใต้ดิน (Observation Well)	3-23
3.12.3 Surface Settlement Point และ Reference Benchmark	3-23
3.12.4 Inclinator with magnetic Ring	3-24
3.12.5 อาคารวัดน้ำ	3-24
3.13 การระบายน้ำบนสันเขื่อน	3-25
3.14 การตรวจสอบการเกิด Piping	3-25
3.15 การปรับปรุงฐานรากเขื่อน	3-26
3.15.1 เกณฑ์กำหนดในการปรับปรุงฐานรากเขื่อน	3-26
3.15.2 แนวทางการออกแบบปรับปรุงฐานราก	3-26
บทที่ 4 เกณฑ์กำหนดในการออกแบบด้านชลศาสตร์	4-1
4.1 เกณฑ์กำหนดในการออกแบบฝายน้ำล้น (Weir)	4-1
4.2 องค์ประกอบของอาคารระบายน้ำล้น	4-2
4.3 การออกแบบอาคารทางน้ำเข้า	4-2
4.4 ประเภทของฝายน้ำล้น	4-4
4.4.1 ระดับสันฝายน้ำล้น (Crest Elevation)	4-4
4.4.2 ความยาวสันฝายน้ำล้น (Length of Weir)	4-4
4.4.3 รูปร่างฝายน้ำล้น (Shape of the Weir)	4-6
4.4.4 การออกแบบพื้นฝายน้ำล้น	4-6
4.4.5 การออกแบบ Cutoff Wall	4-9
4.5 การคำนวณปริมาณน้ำผ่านฝายน้ำล้น (Discharge Over Weir)	4-10
4.5.1 ฝายน้ำล้นแบบมีบาน	4-10
4.5.2 ฝายน้ำล้นแบบไม่มีบาน	4-14
4.6 การออกแบบอาคารลำเลียงน้ำ (Chute Channel)	4-14

สารบัญ

รายการ	หน้า
4.7 การออกแบบอาคารสลายพลังงาน	4-18
4.7.1 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type I	4-18
4.7.2 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type II	4-18
4.7.3 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin III	4-19
4.7.4 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type IV	4-23
4.7.5 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type V	4-23
4.7.6 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type VI	4-25
4.7.7 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type VII	4-26
4.7.8 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type VIII	4-29
4.8 การออกแบบป้องกันการกัดเซาะ	4-30
4.8.1 ความยาวของหินทิ้ง มีหลักเกณฑ์ในการออกแบบดังนี้	4-30
4.8.2 ขนาดของหินทิ้ง	4-31
4.8.3 ความหนาของวัสดุปู	4-32
4.9 การออกแบบ ระบายน้ำที่พื้น กำแพงกันดิน และวัสดุกรอง	4-37
4.10 การออกแบบรัศมีความโค้งของลำน้ำ	4-40
4.11 การออกแบบระดับอาคารต่างๆ	4-40
บทที่ 5 เกณฑ์การออกแบบอาคารบังคับน้ำ	5-1
5.1 หลักการทั่วไปในการออกแบบ	5-1
5.2 การออกแบบอาคารทางน้ำเข้า	5-3
5.2.1 ทางชักน้ำเข้า (Approach Channel)	5-3
5.2.2 อาคารรับน้ำ (Intake Structure)	5-3
5.2.3 ท่อส่งน้ำ (Conduit)	5-5
5.2.4 อาคารบังคับน้ำ (Control Structure)	5-13
5.2.5 อาคารลดพลังงานท้ายน้ำ (Terminal Structure)	5-16
5.2.6 การป้องกันการกัดเซาะ	5-17
บทที่ 6 เกณฑ์กำหนดในการออกแบบถนน	6-1
6.1 หลักการทั่วไปในการออกแบบ	6-1
6.1.1 ถนนบนสันเขื่อน	6-1

สารบัญ

รายการ	หน้า
6.1.2 ถนนบำรุงรักษาท้ายเขื่อน	6-2
6.1.3 ถนนเข้าห้วยงาน	6-2
6.1.4 การออกแบบทางด้านเรขาคณิต (Geometric Design)	6-3
6.1.5 การออกแบบผิวจราจร (Pavement Design)	6-8
6.2 การออกแบบอาคารระบายน้ำ	6-9
6.2.1 การระบายน้ำ	6-11
6.2.2 อาคารระบายน้ำ	6-11
6.2.3 การออกแบบระบบระบายน้ำ (Drainage Design)	6-12
6.2.4 การออกแบบโครงสร้างทางระบายน้ำผ่านถนน	6-20
6.2.5 การป้องกันการกัดเซาะ	6-25
บทที่ 7 เกณฑ์กำหนดในการออกแบบด้านโครงสร้าง	7-1
7.1 มาตรฐานทั่วไป	7-1
7.2 ข้อกำหนดและคุณสมบัติของวัสดุ	7-1
7.2.1 คอนกรีต (Concrete)	7-2
7.2.2 เหล็กเสริมคอนกรีต (Reinforcing Steel)	7-3
7.2.3 เหล็กโครงสร้าง (Structural Steel)	7-3
7.3 แรงที่กระทำต่ออาคาร	7-4
7.3.1 น้ำหนักบรรทุกทุกถาวร (Dead Load)	7-4
7.3.2 น้ำหนักจร (Live Load)	7-4
7.3.3 แรงลม (Wind Load)	7-4
7.3.4 แรงดันด้านข้างที่กระทำต่อกำแพงกันดิน	7-4
7.3.5 แรงดันน้ำ (Uplift Water Pressure)	7-5
7.3.6 แรงลอยตัว (Bouyance Force)	7-5
7.3.7 แรงดันน้ำที่กระทำต่อตัวฝาย (Hydrostatic Pressure)	7-5
7.3.8 แรงที่กระทำต่อกำแพงในแนวตั้ง (Vertical Wall Loads)	7-5
7.4 เสถียรภาพของอาคาร (Stability of Structures)	7-5
7.4.1 กรณีวิกฤตที่พิจารณา (Critical cases to be considered)	7-6
7.4.2 การคำนวณความปลอดภัยอันเนื่องมาจากการพลิกคว่ำ (Safety Against Overturning)	7-6

สารบัญ

รายการ	หน้า
7.4.3 การคำนวณความปลอดภัยเนื่องมาจากการเลื่อนตัว (Safety Against Sliding).....	7-6
7.4.4 การคำนวณความปลอดภัยอันเนื่องมาจากการทรุดตัว (Safety Against Settlement)	7-7
7.5 เสถียรภาพของความลาดเอียงของคันดิน (Slope stability)	7-8
7.6 การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก	7-9
7.6.1 การกำหนดช่วงห่างของเหล็กเสริม (Spacing of Reinforcement)	7-9
7.6.2 การป้องกันเหล็กเสริมโดยความหนาของคอนกรีต (Concrete Covering)	7-9
7.6.3 ความหนาน้อยที่สุดของผนังกำแพงและพื้นคอนกรีต	7-10
7.6.4 การกำหนดแรงยึดเหนี่ยวของคอนกรีต (Bond and Anchorage requirement)	7-10
7.6.5 แรงเฉือนและแรงดึงทแยงที่ยอมให้.....	7-11
7.6.6 การเสริมเหล็กต้านทานการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ	7-11
7.6.7 การงอเหล็กเสริม (Hook and Bend of Reinforcement Bars).....	7-13
7.6.8 การต่อเหล็กเสริม.....	7-14
7.7 การออกแบบ Anchor Bars	7-14
7.8 การออกแบบกำแพงกันดิน	7-15
7.8.1 กำแพงกันดินรูปตัวยู (U-Shape Retaining Wall).....	7-15
7.8.2 กำแพงกันดินชนิดกำแพงยื่น (Cantilever Retaining Wall).....	7-15
7.8.3 กำแพงกันดินชนิดเอียง (Slope Wall).....	7-15
7.9 การออกแบบกำแพงฐานรากตัดดิน (Cut Off Wall)	7-17
7.10 การออกแบบรอยต่อของคอนกรีตในอาคาร	7-17
7.11 การออกแบบทางข้าม	7-18
7.11.1 การออกแบบบันได	7-18
7.11.2 สะพานเดินคนข้าม	7-19
7.11.3 สะพานรถยนต์.....	7-19
7.11.4 สะพานบริการ	7-20
7.11.5 สะพานเครื่องกว้าน	7-20
7.11.6 ท่อเหลี่ยม.....	7-21
7.11.7 ท่อกลม.....	7-22
7.12 อาคารบังคับน้ำ/อาคารจุดปล่อยน้ำ.....	7-23

สารบัญ

รายการ	หน้า
7.13 อาคารปากทางน้ำเข้า, อาคารรับน้ำ (Intake Structure)	7-24
7.14 อาคารท่อส่งน้ำ (Concrete Conduit)	7-25
7.15 อาคารควบคุมปริมาณน้ำ (Control House)	7-27
7.16 การคำนวณอาคาร Stilling Type Basin.....	7-29
7.17 การคำนวณตะแกรงกั้นสวะ (Trashrack)	7-29
7.18 การคำนวณแผงเหล็กกั้นน้ำ (Bulkhead)	7-29
7.19 การออกแบบบานระบาย	7-30
7.19.1 บานประตูเหล็กโค้ง (Radial gate).....	7-30
7.19.2 บานประตูเหล็กตรง (Vertical gate)	7-31
7.19.3 เครื่องกว้านบานระบาย (Gate Hoist).....	7-37
7.19.4 ท่อนกั้นน้ำ (Stoplog)	7-38

สารบัญตาราง

รายการ	หน้า
ตารางที่ 3-1 ระยะ Freeboard ต่ำสุดเป็นเมตรจากระดับเก็บกัก	3-5
ตารางที่ 3-2 แสดงขนาดของหินทิ้งตาม U.S. Corps of Engineers (1984)	3-6
ตารางที่ 3-3 แสดงความหนาของกรวดทรายรองพื้น (Sherard et al. 1963).....	3-7
ตารางที่ 3-4 แสดง Minimum Factor of Safety	3-20
ตารางที่ 4-1 สัมประสิทธิ์การคอดตัวเนื่องจากคอม่อ (Kp).....	4-5
ตารางที่ 4-2 สัมประสิทธิ์การคอดตัวเนื่องจากกำแพงริมตลิ่ง (Ka)	4-6
ตารางที่ 4-3 ค่า Lane's Weighted Creep Ratio สำหรับดินประเภทต่างๆ ที่อยู่บริเวณใต้ฝายน้ำล้น	4-7
ตารางที่ 4-4 ความเร็วมากที่สุดของน้ำที่ยอมให้ที่ไม่เกิดการกัดเซาะดิน	4-31
ตารางที่ 4-5 เกณฑ์กำหนดทั่วไปในการออกแบบขนาดคลองของชั้นกรอง	4-39
ตารางที่ 5-1 Coefficient of discharge and loss coefficient for conduit entrances	5-7
ตารางที่ 5-2 ค่า Expansion Coefficient ที่ผันแปรตามมุมที่ฝายออก	5-9
ตารางที่ 5-3 Gate Loss Coefficient ที่เปอร์เซ็นต์ของการเปิด Gate ต่าง ๆ	5-12
ตารางที่ 5-4 Lane's Weighted Creep Ratio.....	5-19
ตารางที่ 6-1 สัมประสิทธิ์ความปลอดภัยเพื่อการหยุด	6-5
ตารางที่ 6-2 ความยาวโค้งสำหรับการเปลี่ยนความลาดชัน 1%.....	6-6
ตารางที่ 6-3 เปอร์เซ็นต์ความลาดชันสูงสุด (Maximum Grading).....	6-6
ตารางที่ 6-4 เกณฑ์กำหนดความปลอดภัยการออกแบบโค้งทางราบ.....	6-7
ตารางที่ 6-5 มาตรฐานพิจารณาการทางหลวง	6-8
ตารางที่ 6-6 สัมประสิทธิ์การไหลของน้ำผิวดิน	15
ตารางที่ 6-7 สัมประสิทธิ์การไหลสูงสุด (Peak Discharge Coefficient), Kp.....	6-20
ตารางที่ 6-8 แฟกเตอร์ของพืชปกคลุมดินที่มีผลต่อการซึมน้ำผิวดินของน้ำ Infiltration Cover Factors	6-21
ตารางที่ 6-9 ความสามารถซึมผ่านดินของน้ำ (Infiltration Capacity).....	6-22
ตารางที่ 6-10 ความเร็วมากที่สุดของน้ำที่ไม่เกิดการกัดเซาะ	6-22
ตารางที่ 6-11 Lane's Weighted Creep Ratio.....	6-26
ตารางที่ 7-1 หน่วยแรงที่ยอมให้ของคอนกรีต.....	7-2
ตารางที่ 7-2 หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ยอมให้ของคอนกรีต (เหล็กบนรับแรงดึง)	7-10
ตารางที่ 7-3 หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ยอมให้ของคอนกรีต (เหล็กอื่นที่รับแรงดึง).....	7-11

สารบัญตาราง

รายการ	หน้า
ตารางที่ 7-4 ระยะฝั่งและระยะทาบของเหล็กเสริม	7-12
ตารางที่ 7-5 การงอเหล็ก	7-13
ตารางที่ 7-6 คุณสมบัติวัสดุกันน้ำ (Water Stop).....	7-18
ตารางที่ 7-7 การพอกมูม	7-18

สารบัญรูป

รายการ	หน้า
รูปที่ 2-1 ตัวอย่างแสดงกราฟความเข้มข้นน้ำฝน - ช่วงเวลา – รอบปีการเกิดซ้ำ.....	2-5
รูปที่ 2-2 Dimensionless Unit Hydrograph.....	2-8
รูปที่ 2-3 ตัวอย่างกราฟความลึก-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ สำหรับจังหวัดในประเทศไทย.....	2-10
รูปที่ 2-4 ตัวอย่างกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความลึกน้ำฝนกับช่วงเวลา.....	2-11
รูปที่ 2-5 ตัวอย่างกราฟแฟกเตอร์ลดความลึกน้ำฝนตามขนาดพื้นที่ โดยสถาบันภูมิอากาศสหรัฐอเมริกา 1961	2-12
รูปที่ 2-6 การไหลในทางน้ำเปิด.....	2-14
รูปที่ 3-1 กราฟแสดงความสัมพันธ์ของ FETCH กับ WAVE UPRUSH INCLUDING WAVE HEIGHT เนื่องจากแรงลม	3-4
รูปที่ 3-2 ตัวอย่างการออกแบบ Chimney Drain และ Blanket Drain.....	3-10
รูปที่ 3-3 แสดงการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดเขื่อน โดยวิธี Simplified Bishop Method.....	3-14
รูปที่ 3-4 แผนที่แสดงความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหว.....	3-19
รูปที่ 4-1 รูปตัดของอาคารระบายน้ำล้นและองค์ประกอบ.....	4-3
รูปที่ 4-2 ตัวแปรสำหรับกำหนดรูปร่างของ Ogee Crest.....	4-8
รูปที่ 4-3 ค่าสัมประสิทธิ์การไหลที่ Head ต่างๆ	4-11
รูปที่ 4-4 ระดับน้ำด้านท้ายของฝายน้ำล้น.....	4-12
รูปที่ 4-5 ค่าสัมประสิทธิ์การไหลของฝายแบบแบบ Free Orifice	4-13
รูปที่ 4-6 แสดงการไหลในทางน้ำเปิดเพื่อการคำนวณหาระดับน้ำ โดยวิธี Standard Step Method.....	4-15
รูปที่ 4-7 Transition ของรางเท	4-17
รูปที่ 4-8 (ก) อาคารสลายพลังงาน (ข) กราฟสำหรับหาความลึกท้ายน้ำ.....	4-20
รูปที่ 4-9 อาคารสลายพลังงานแบบ USER Basin Type III.....	4-21
รูปที่ 4-10 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type IV	4-22
รูปที่ 4-11 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type V	4-24
รูปที่ 4-12 แฟกเตอร์รูปร่างไร้มิติ K.....	4-25
รูปที่ 4-13 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type VI.....	4-26
รูปที่ 4-14 อาคารสลายพลังงานแบบ Bucket Type Energy Dissipator	4-27
รูปที่ 4-15 Ski – Jump Energy Dissipator.....	4-28

สารบัญรูป

รายการ	หน้า
รูปที่ 4-16 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type VIII.....	4-30
รูปที่ 4-17 โคงค์ออกแบบขนาดหินที่ด้านทานการกัดเซาะในบริเวณท้องน้ำ.....	4-35
รูปที่ 4-18 โคงค์ออกแบบขนาดหินที่ด้านทานการกัดเซาะในบริเวณตลิ่งของลำน้ำ.....	4-36
รูปที่ 4-19 แสดงการเคลื่อนตัวของดินบริเวณรอยต่อของชั้นกรอง.....	4-38
รูปที่ 5-1 Bend Loss Coefficient.....	5-10
รูปที่ 5-2 Impact Type Stilling Basin.....	5-18
รูปที่ 6-1 กราฟสำหรับอ่านค่าสัมประสิทธิ์น้ำท่า C ที่ใช้สูตร Rational formula.....	6-17
รูปที่ 6-2 ตัวอย่างความสัมพันธ์ระหว่างความเข้มฝน-ช่วงเวลา-ความถี่ฝน	6-18
รูปที่ 6-3 ค่าลดความเข้มของฝนสำหรับพื้นที่รับน้ำ	6-19
รูปที่ 6-4 ทางน้ำผ่านถนนทำด้วยดิน – ซีเมนต์.....	6-23
รูปที่ 6-5 ทางน้ำผ่านถนนทำด้วยหินใหญ่และกรวดส่วนกละ	6-23
รูปที่ 6-6 ทางน้ำผ่านถนนทำด้วยซีเมนต์	6-24
รูปที่ 6-7 ทางน้ำผ่านถนนทำด้วยแผ่นคอนกรีตบล็อก	6-24
รูปที่ 7-1 แสดงรูปแบบแรงที่กระทำต่อกำแพงกันดินแบบรูปตัวยู (U-Shape Retaining Wall)	7-16
รูปที่ 7-2 แสดงรูปแบบแรงที่กระทำต่อกำแพงกันดินแบบกำแพงยื่น (Cantilever Retaining Wall).....	7-16
รูปที่ 7-3 แสดงรูปแบบบันไดและการเสริมเหล็กบันได	7-20
รูปที่ 7-4 ลักษณะแบบฐานรองรับท่อ	7-22
รูปที่ 7-5 ลักษณะแรงกระทำต่อท่อ.....	7-23
รูปที่ 7-6 แสดงรูปแบบแรงที่กระทำต่ออาคารท่อเหลี่ยม.....	7-25
รูปที่ 7-7 แสดงรูปแบบแรงที่กระทำต่ออาคารท่อส่งน้ำ (Concrete Conduit).....	7-27

บทที่ 1

บทนำ

กรมทรัพยากรน้ำ สังกัดกระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม จัดตั้งตามพระราชบัญญัติปรับปรุงกระทรวง ทบวง กรม พ.ศ. 2545 และโอนบรรดากิจการบริหารอำนาจหน้าที่ของส่วนราชการที่เกี่ยวข้องกับทรัพยากรน้ำมาสังกัด โดยมีวัตถุประสงค์ให้เป็นหน่วยงานหลักในการเสนอแนะนโยบาย วางแผนพัฒนาและบริหารจัดการทรัพยากรน้ำของประเทศ เพื่อให้การบริหารจัดการทรัพยากรน้ำของประเทศเป็นไปอย่างมีประสิทธิภาพ เป็นธรรม และยั่งยืน

การพัฒนาแหล่งน้ำของกรมทรัพยากรน้ำ เป็นกิจกรรมเพื่อให้ราษฎรในชนบทที่แห้งแล้งและขาดแคลนนํ้านอกเขตชลประทาน ได้มีน้ำใช้เพียงพอกับความต้องการในการยังชีพขั้นพื้นฐาน ได้แก่ การอุปโภค บริโภค ตลอดทั้งปี และเพื่อใช้เสริมการเกษตรยังชีพเท่าที่แหล่งน้ำธรรมชาติจะอำนวยให้ทำการพัฒนาได้ งานพัฒนาแหล่งน้ำ มีหลายประเภทตามลักษณะของแหล่งน้ำ สภาพภูมิประเทศ และความต้องการของราษฎร ได้แก่ อ่างเก็บน้ำ ฝายน้ำล้น คลองส่งน้ำ เป็นต้น ซึ่งงานแต่ละประเภท มีสิ่งก่อสร้างและหลักเกณฑ์การออกแบบที่แตกต่างกันออกไป งานอ่างเก็บน้ำ และฝายน้ำล้น เป็นงานที่ให้ประโยชน์สูง และมีสิ่งก่อสร้างขนาดใหญ่กว่างานประเภทอื่น จึงมีขั้นตอนในการออกแบบรายละเอียดและยุ่งยากมากกว่างานอย่างอื่น

ในปัจจุบัน กรมทรัพยากรน้ำ มีภารกิจแผนงานจะก่อสร้างพัฒนาแหล่งน้ำให้ครอบคลุมทั่วถึงทุกพื้นที่ของสำนักงานทรัพยากรน้ำภาค เพราะถือว่าแหล่งน้ำเป็นปัจจัยอันสำคัญในการประกอบอาชีพและวิถีชีวิตของคนไทย จำนวนโครงการพัฒนาแหล่งน้ำจึงมีเพิ่มมากขึ้น แต่ขณะเดียวกัน แนวทางและเกณฑ์กำหนดการออกแบบโครงการพัฒนาแหล่งน้ำของกรมทรัพยากรน้ำ ยังไม่มีใช้งาน ดังนั้น เพื่อให้ความรู้และเป็นแนวทางในการออกแบบแหล่งน้ำต่อไป คู่มือเล่มนี้ จึงมีเนื้อหาแต่เฉพาะด้านพัฒนาแหล่งน้ำ ได้แก่ อ่างเก็บน้ำและฝายน้ำล้น และมีจุดมุ่งหมายให้รู้เกณฑ์กำหนดการออกแบบโครงการพัฒนาแหล่งน้ำ ตามหลักวิชาการขั้นพื้นฐานเท่านั้น หากจำเป็นต้องออกแบบงานที่ใช้หลักวิชาการที่มีความละเอียดและยุ่งยากขึ้น ควรค้นคว้าตำราอื่นๆ หรือนำมาปรึกษาหารือกับผู้เชี่ยวชาญที่มีประสบการณ์ตามความเหมาะสม

บทที่ 2

เกณฑ์กำหนดในการออกแบบด้านอุทกวิทยา

2.1 การประเมินปริมาณน้ำท่า

Flood studies เป็นการศึกษาเกี่ยวกับปริมาณน้ำนอง เพื่อหาค่าปริมาณน้ำนองสูงสุดที่เกิดขึ้นในรอบปี (Return Period) ที่กำหนด เพื่อออกแบบขนาดของอาคารระบายน้ำล้น เช่น อาคารระบายน้ำล้น ฝายฯ ท่อระบายน้ำ และทางน้ำผ่านถนน เป็นต้น ได้อย่างปลอดภัย ปริมาณน้ำนองสูงสุดหมายถึง น้ำจำนวนมากที่สุดที่จะไหลมาในลำน้ำ ซึ่งจะเกิดขึ้นเมื่อมีฝนตกหนักเป็นเวลานานติดต่อกันทั่วทั้งพื้นที่รับน้ำฝน ปริมาณน้ำนองสูงสุดของแต่ละปีจะมีจำนวนไม่เท่ากัน ขึ้นอยู่กับปริมาณฝนตกมากที่สุดของแต่ละครั้งในแต่ละปี

2.2 ข้อพิจารณาการเลือกค่ารอบปี สำหรับใช้ออกแบบ

โครงสร้างที่มีความสำคัญ กล่าวคือ ถ้าเกิดความเสียหายแล้วจะเกิดอันตรายต่อชีวิตและทรัพย์สิน ก็ต้องออกแบบให้ปลอดภัยมากที่สุด โดยออกแบบให้สามารถรับปริมาณน้ำนองสูงสุดในรอบหลายปี Nemec ได้แนะนำค่ารอบปีเพื่อใช้ออกแบบงานต่างๆดังตาราง

ลำดับที่	ประเภทของงาน	รอบปี (ปี)	หมายเหตุ
1	งานระบายน้ำ ท่อลอดที่มีน้ำบ่า่น้อย และการขุดระบายลำน้ำเล็กๆ ในชนบท	3 - 5	
2	ทางระบายน้ำล้น ฝายน้ำล้นขนาดเล็กในชนบท หากได้รับความเสียหาย เนื่องจากน้ำนองก็ไม่เกิดอันตรายต่อชีวิตและทรัพย์สิน	10 - 20	
3	ท่อลอด และสะพานเล็กๆ บนทางสาธารณะระหว่างหมู่บ้าน	30 - 50	
4	งานตามข้อ 1 หากเกิดความเสียหาย เนื่องจากน้ำนองจะเป็นอันตรายต่อชีวิตและทรัพย์สิน	50 - 100	
5	งานตามข้อ 2 หากเกิดความเสียหาย เนื่องจากน้ำนองจะเป็นอันตรายต่อชีวิตและทรัพย์สิน	50 - 100	
6	ท่อลอดและสะพานเล็ก ๆ บนทางหลวง ถ้ามีน้ำมากอาจก่อให้เกิดความเสียหายแก่ทรัพย์สิน	50 - 100	

ที่มา : คู่มือการออกแบบแหล่งน้ำสำหรับงานเร่งรัดพัฒนาชนบท กองสำรวจและออกแบบ รพช. 2529

2.3 การคำนวณปริมาณน้ำนองสูงสุด

วิธีคำนวณปริมาณน้ำนองสูงสุดมีหลายวิธี แต่สำหรับงานแหล่งน้ำขนาดเล็กแนะนำให้ใช้วิธีดังต่อไปนี้

- วิธี Ratio nal Method (ใช้สถิติข้อมูลน้ำฝน)
- วิธี Unit H ydrograph (ใช้สถิติข้อมูลน้ำฝน)
- วิธี Manning
- วิธี Slope-Area
- วิธี ประเมินจากปริมาณน้ำนองสูงสุดของพื้นที่รับน้ำฝนหนึ่งหน่วยพื้นที่

2.3.1 วิธี Rational Method

วิธีRational Method เป็นวิธีการคำนวณปริมาณน้ำนองสูงสุดโดยใช้ข้อมูลสถิติน้ำฝน และข้อมูลลักษณะของลำน้ำวิธีนี้เหมาะกับพื้นที่รับน้ำฝนขนาดเล็กที่มีขนาดไม่เกิน 10 ตร.กม.และไม่มีข้อมูลปริมาณน้ำท่วมที่วัดในสนาม ค่าปริมาณน้ำนองสูงสุดที่คำนวณได้โดยวิธีนี้ จะมีค่ามากเกินความเป็นจริงสำหรับพื้นที่รับน้ำฝนขนาดใหญ่ที่มี Basin หลายอันรวมกัน

Rational Method มีสูตรดังนี้

$$Q_{\text{peak}} = 0.278 C \cdot I \cdot A$$

$$T_c = 0.0663 \cdot \left(L / \sqrt{S} \right)^{0.77}$$

$$S = H/L$$

เมื่อ Q_{peak} = ปริมาณน้ำนองสูงสุด (ม.³/วินาที)

C = สัมประสิทธิ์น้ำท่า

I = ความเข้มน้ำฝน (Rainfall Intensity)
ที่ช่วงเวลา T_c (มม./ชม.)

T_c = ช่วงเวลาการตกของฝน (Time of concentration)
เท่ากับเวลาที่น้ำใช้ในการไหลจากจุดไกลที่สุดของ
พื้นที่รับน้ำฝนมาถึงโครงการ (ชม.)

A = พื้นที่รับน้ำฝนของโครงการ (กม.²)

L = ความยาวของลำน้ำสายหลักถึงจุดที่ตั้งโครงการ (กม.)

S = ความลาดเอียงของพื้นที่ของลำน้ำ (ม./ม.)

H = ระดับพื้นน้ำที่จุดใดจุดหนึ่ง-ระดับพื้นน้ำ
ที่จุดที่ตั้งโครงการ (ม.)

ค่าสัมประสิทธิ์น้ำท่า C

ภูมิประเทศและต้นไม้ปก คลุม	ดินทราย ปนดินตะกอน	ดินเหนียว ปนดินตะกอน	ดินเหนียวเลน
พื้นที่เป็นป่า (Woodland)			
ที่ราบ (ลาด 5-10%)	0.10	0.30	0.40
เป็นลูกคลื่น (ลาด 5-10%)	0.25	0.35	0.50
เป็นเนิน (ลาด 5-30%)	0.30	0.50	0.60
ทุ่งหญ้าเลี้ยงสัตว์ (Pasture)			
ที่ราบ	0.10	0.30	0.40
เป็นลูกคลื่น	0.16	0.36	0.55
เป็นเนิน	0.22	0.42	0.60
พื้นที่เพาะปลูก (Cultivated)			
ที่ราบ	0.30	0.50	0.60
เป็นลูกคลื่น	0.40	0.60	0.70
เป็นเนิน	0.52	0.72	0.82
ลักษณะพื้นที่	ในเมือง (Business Area)		0.60-0.75
	หมู่บ้านจัดสรร		0.50-0.70
	ถนน		0.75-0.85
	หลังคา		0.75-0.95

1) ความเข้มน้ำฝน (Rainfall Intensity) : I

หาได้จากสถิติข้อมูลน้ำฝนที่ได้วิเคราะห์เป็นกราฟความเข้มน้ำฝน-ช่วงเวลา-รอบปี การ
เกิดซ้ำของแต่ละจังหวัดที่ตั้งโครงการ โดยพิจารณาใช้คาบปีที่เหมาะสมกับงาน ปกติงานแหล่งน้ำขนาด
เล็กใช้คาบ 25 ปี ตัวอย่างกราฟความเข้มน้ำฝน-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ แสดงใน รูปที่ 2-1

2) Q inflow และ Q outflow

ค่า Qpeak ที่คำนวณตามสูตรข้างต้น สำหรับโครงการอ่างเก็บน้ำจะเป็นปริมาณน้ำนองสูงสุดไหลเข้า (Qinflow) การกำหนดขนาดอาคารระบายน้ำล้นจะต้องสัมพันธ์กับปริมาณน้ำนองสูงสุดไหลออก (Qoutflow) ซึ่งคำนวณได้จากสูตรทั่วไปของอ่างเก็บน้ำหลายขนาดดังนี้

1 เมื่อ $R/A < 0.01$

$$Q_{outflow} = Q_{inflow}$$

2 เมื่อ $0.01 \leq R/A \leq 0.025$

$$Q_{outflow} = (R/A * 100)^{-0.11} * Q_{inflow}$$

3 เมื่อ $R/A \geq 0.025$

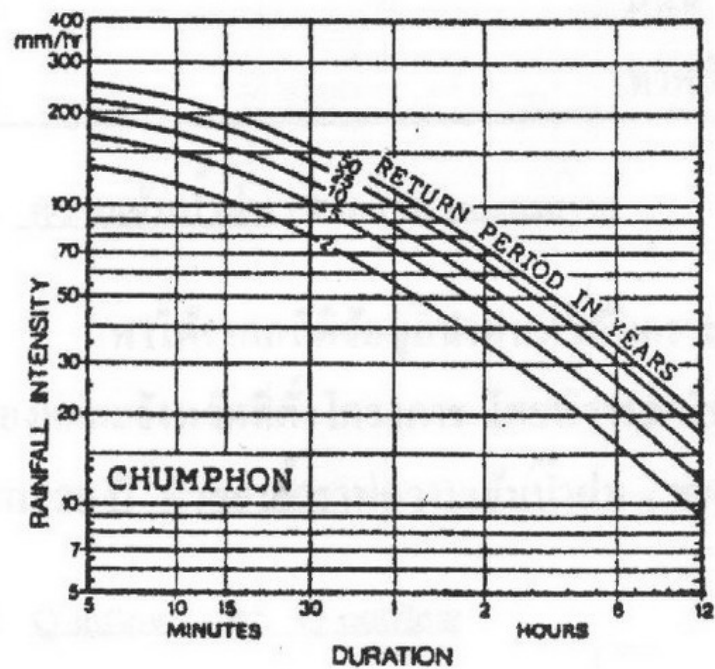
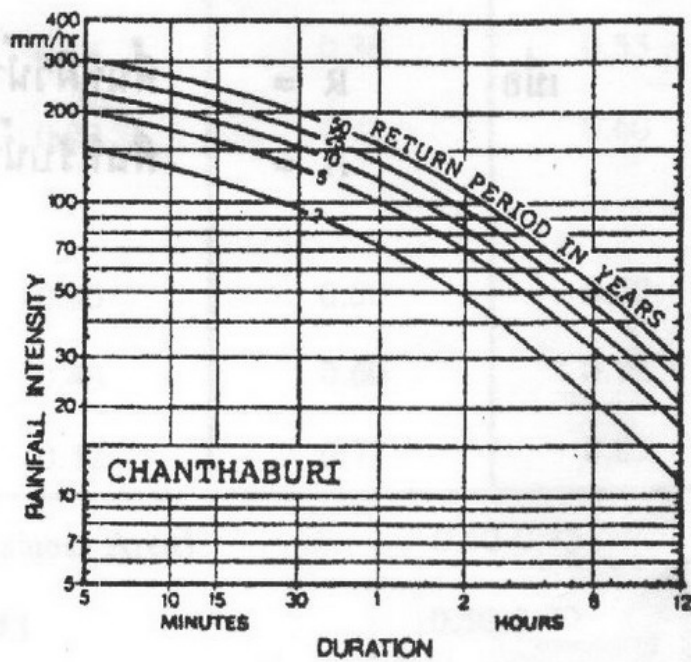
$$Q_{outflow} = 1.2536 (R/A * 100)^{-0.35} * Q_{inflow}$$

เมื่อ R = พื้นที่ผิวน้ำในอ่างเก็บน้ำที่ระดับเก็บกัก (กม.²)

A = พื้นที่รับน้ำฝนของโครงการ (กม.²)

2.3.2 วิธี Unit Hydrograph Method

เป็นวิธีที่นำ Unit Hydrograph สังเคราะห์ (Synthetic Unit Hydrograph) ของหน่วยงานอนุรักษ์ดิน (Soil Conservation Service, SCS) แห่งสหรัฐอเมริกา มาประยุกต์ใช้คำนวณหา ปริมาณน้ำนองสูงสุดสำหรับพื้นที่รับน้ำฝนระหว่าง 10 ถึง 2,500 ตร.กม. โดย Unit Hydrograph จะแปลงค่าน้ำฝนที่เหลือจากการซึมลงดิน (Rainfall excess) ซึ่งเกิดในช่วงเวลาหนึ่งทั่วพื้นที่รับน้ำฝนให้เป็นน้ำท่าไหลบนดิน การคำนวณจะให้ผลออกมาเป็นกราฟน้ำนอง ซึ่งเป็นผลรวมของกราฟน้ำนองย่อย ๆ ของ Rainfall excess ที่เกิดขึ้นในช่วงเวลาหนึ่ง ๆ หลายช่วงต่อเนื่องกัน ปริมาณน้ำนองสูงสุดคือ ยอดของกราฟน้ำนอง กรณีนี้น้ำนองนี้อาจใช้ประโยชน์ต่อไปได้นำไปคำนวณเกี่ยวกับ Flood Routing เพื่อหาขนาดที่ปลอดภัยของอาคารระบายน้ำต่าง ๆ



รูปที่ 2-1 ตัวอย่างแสดงกราฟความเข้มน้ำฝน - ช่วงเวลา - รอบปีการเกิดซ้ำ

ที่มา : การออกแบบแหล่งน้ำสำหรับงานเร่งรัดพัฒนาชนบท, กองสำรวจและออกแบบ กรมการเร่งรัดพัฒนาชนบท

สูตรที่ใช้ในการคำนวณหาปริมาณน้ำนองสูงสุดโดยวิธี Unit Hydrograph มีดังนี้

$$t_p = 1.90 * \left(L * L_c / \sqrt{S^{0.162}} \right)$$

$$T_p = 1.11 * t_p$$

$$\Delta t = \frac{T_p}{5}$$

โดยที่ t_p = เวลาที่ใช้ในการเกิดปริมาณน้ำนองสูงสุดของ Unit Hydrograph นับจากกึ่งกลางช่วงที่เกิด Rainfall excess (ชม.)

L = ความยาวของลำน้ำสายหลัก (กม.)

L_c = ความยาวของลำน้ำสายหลักวัดจากที่ตั้งโครงการถึงบนลำน้ำซึ่งอยู่ใกล้จุดศูนย์กลางของพื้นที่รับน้ำฝนมากที่สุด (กม.)

S = ความลาดของพื้นที่ท้องน้ำของลำน้ำสายหลัก (ม./ม.)

T_p = เวลาที่ใช้ในการเกิดปริมาณน้ำนองสูงสุดของ Unit Hydrograph นับจากเมื่อเริ่มมี Rainfall excess (ชม.)

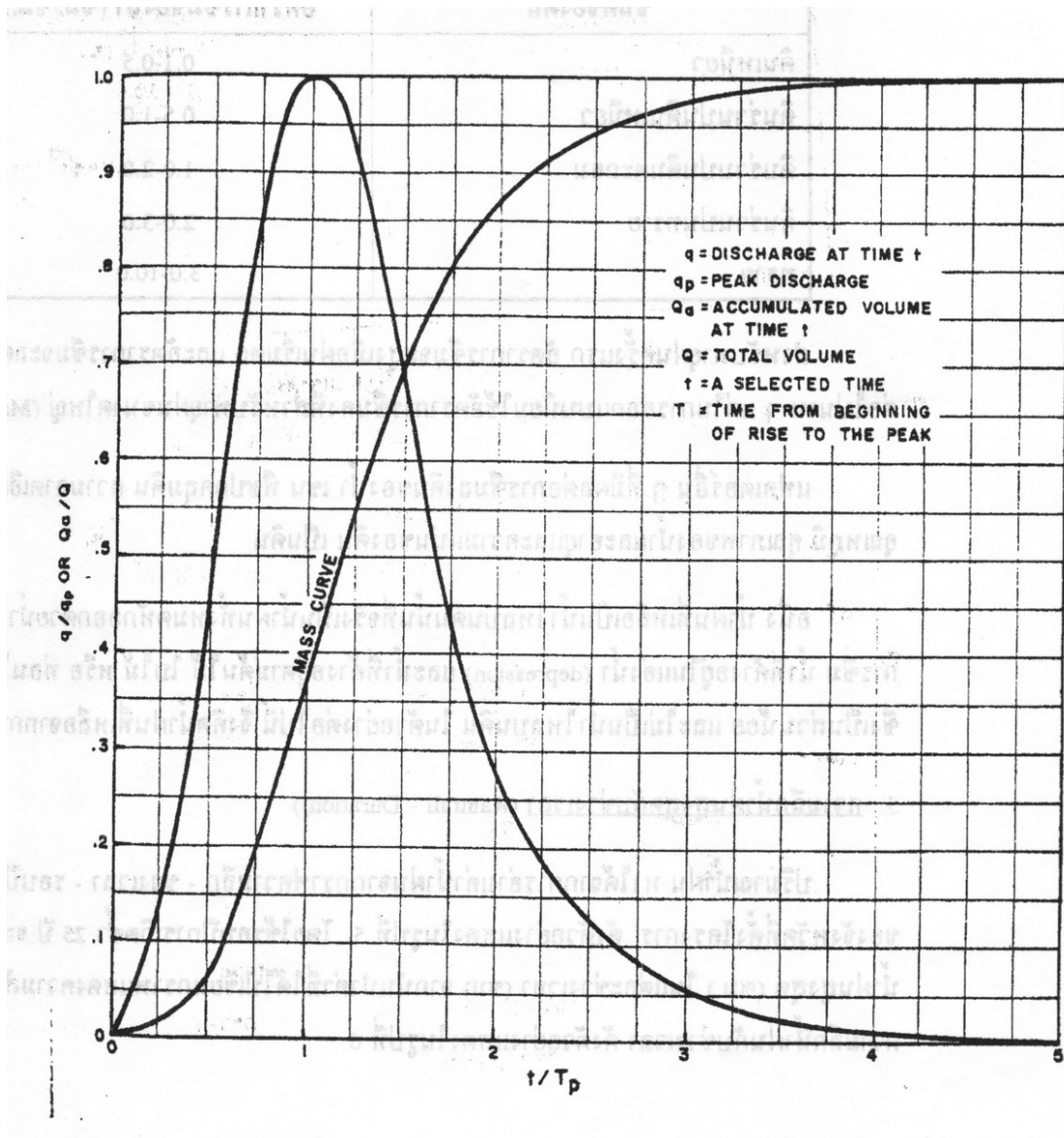
Δt = ช่วงเวลาการเกิด Rainfall excess (ชม.)

1) Dimensionless Unit Hydrograph

ค่าปริมาณน้ำนองที่เวลาต่าง ๆ ของ Unit Hydrograph หาได้จาก Dimensionless Unit Hydrograph ของหน่วยงาน SCS (Soil Conservation Service) ตาม รูปที่ 2-2 ซึ่งได้จัดทำขึ้นจากการศึกษา Unit Hydrograph ที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติจำนวนหลาย ๆ อัน ซึ่งมีขนาดและลักษณะภูมิประเทศของพื้นที่รับน้ำฝนแตกต่างกัน ดังนี้

Time Ratios (t/T_p)	Discharge Ratios (q/q_p)	Time Ratios (t/T_p)	Discharge Ratios (q/q_p)
0.0	0.000	1.6	0.560
0.1	0.300	1.7	0.460
0.2	1.000	1.8	0.390
0.3	0.190	1.9	0.330
0.4	0.310	2.0	0.280
0.5	0.470	2.2	0.207
0.6	0.660	2.4	0.147
0.7	0.820	2.6	0.107
0.8	0.930	2.8	0.077
0.9	0.990	3.0	0.055
1.0	1.000	3.2	0.040
1.1	0.990	3.4	0.029
1.2	0.930	3.6	0.0210
1.3	0.860	3.8	0.015
1.4	0.780	4.0	0.011
1.5	0.680	5.0	0.000

ที่มา : หน่วยงานอนุรักษ์ดิน SCS (Soil Conservation Service) แห่งสหรัฐอเมริกา



รูปที่ 2-2 Dimensionless Unit Hydrograph

ที่มา : การออกแบบแหล่งน้ำสำหรับงานเร่งรัดพัฒนาชนบท, กองสำรวจและออกแบบ กรมการเร่งรัดพัฒนาชนบท

2) อัตราการซึมลงดินของน้ำ (infiltration)

อัตราการซึมลงดินของน้ำขึ้นอยู่กับ แฟกเตอร์หลายอย่าง ที่สำคัญคือชนิดของดิน ดังนี้

ชนิดของดิน	อัตราการซึมของน้ำ (ชม./ชม.)
ดินเหนียว	0.1-0.5
ดินร่วนปนดินเหนียว	0.5-1.0
ดินร่วนปนดินตะกอน	1.0-2.0
ดินร่วนปนทราย	2.0-3.0
ทราย	3.0-10.0

สำหรับพายุฝนครั้งแรก อัตราการซึมจะสูงเมื่อฝนเริ่มตก และอัตราการซึมจะลดลงเมื่อฝนตกต่อไปนาน ๆ แต่ในการออกแบบนิยมใช้อัตราการซึมคงที่สำหรับพายุฝนขนาดใหญ่ (Major Storm)

แฟกเตอร์อื่น ๆ ที่มีผลต่อการซึมลงดินของน้ำ เช่น พีชปกคลุมดิน ความลาดเอียงของพื้นที่ อุณหภูมิ คุณภาพน้ำ และความแน่นของดิน เป็นต้น

อนึ่ง น้ำฝนที่เหลือเป็นน้ำไหลบนดินนั้นที่จริงเป็นน้ำฝนทั้งหมดหักออกด้วยน้ำที่สูญเสียจากการซึม น้ำที่ค้างอยู่แอ่งน้ำ (Depression) และน้ำที่ค้างอยู่ตามต้นไม้ ใบไม้ หรือ ท่อนไม้ (detention) ซึ่งเป็นส่วนน้อย และไม่เป็นน้ำไหลบนดิน

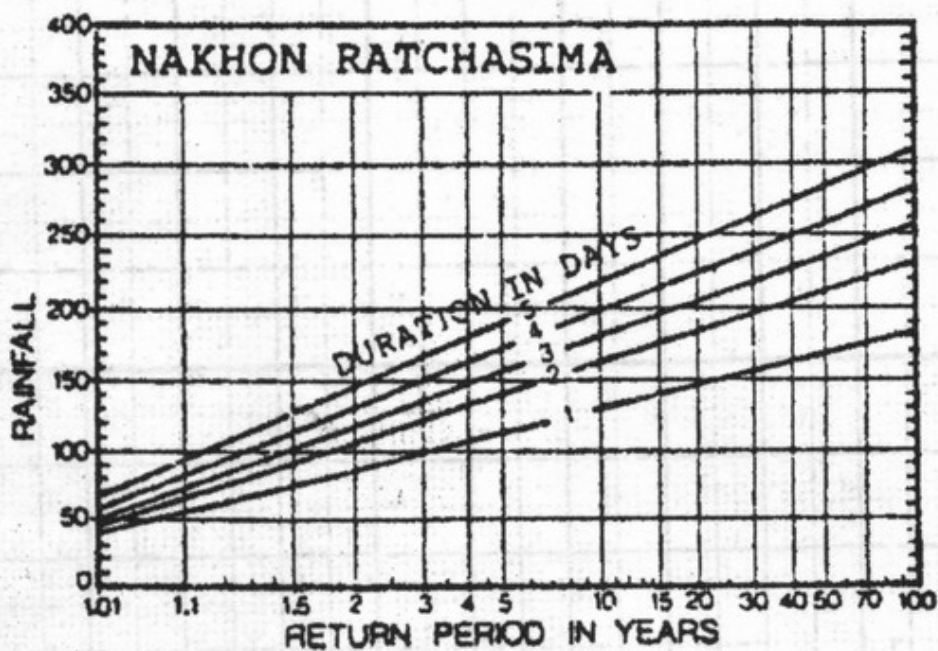
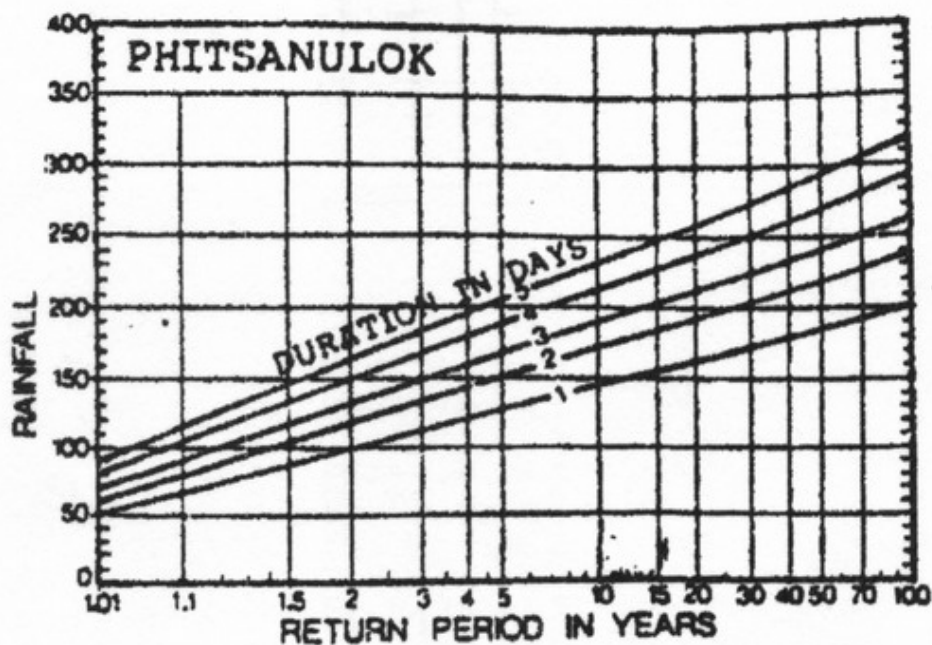
3) ความลึกน้ำฝนสูงสุดกับช่วงเวลา (Rainfall - Duration)

ปริมาณน้ำฝน หาได้จากการอ่านค่าน้ำฝนจากกราฟความลึก-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำของจังหวัดที่ตั้งโครงการ ดังตัวอย่างแสดงใน รูปที่ 2-3 โดยใช้รอบปีการเกิดซ้ำ 25 ปี จะได้ค่าปริมาณน้ำฝนสูงสุด (ซม.) ในแต่ละช่วงเวลา (ซม.) จากนั้นนำค่าที่ได้ไปเขียนกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความลึกน้ำฝนกับช่วงเวลา ดังตัวอย่างแสดงใน รูปที่ 2-4

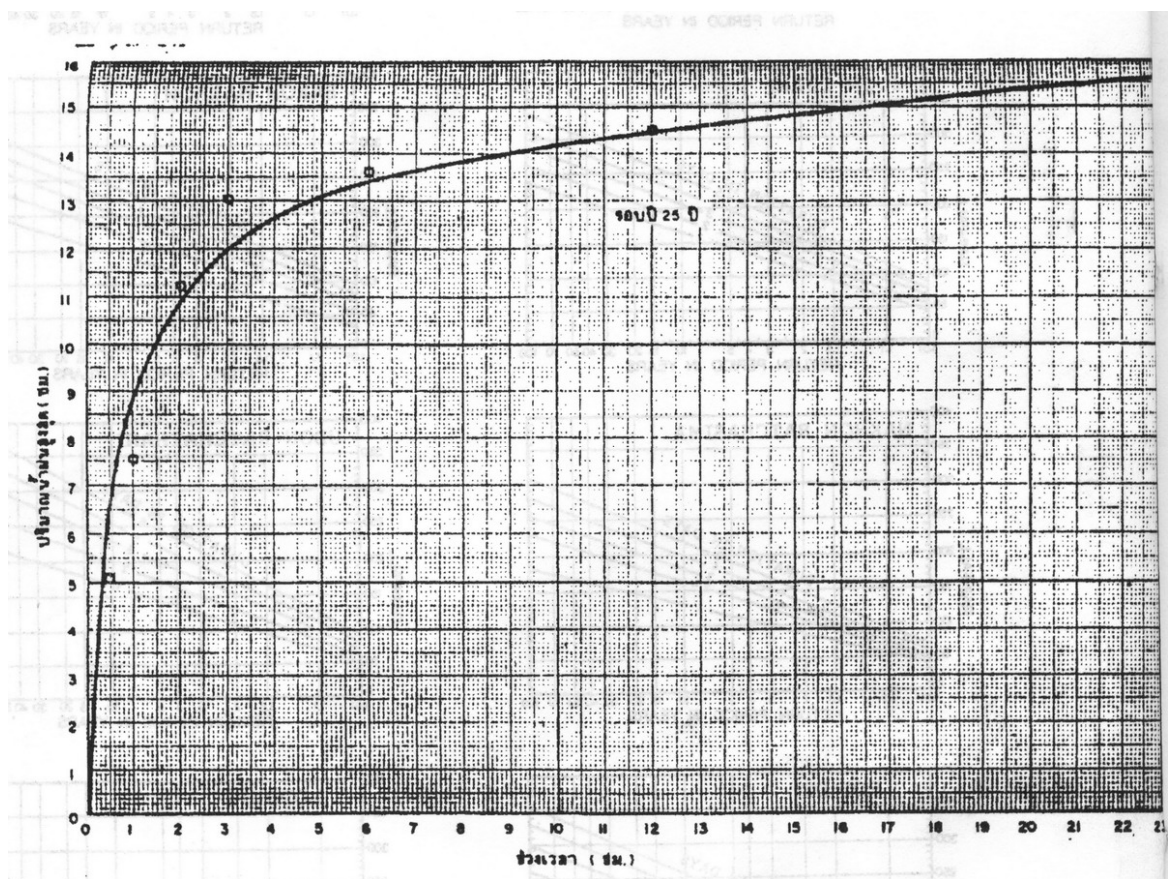
4) แฟกเตอร์ลดความลึกน้ำฝนตามขนาดพื้นที่ (Area Rainfall Reduction Factor)

การนำค่าความลึกน้ำฝนที่อ่านได้จากกราฟความลึก-ช่วงเวลา ตามข้อ 3 ไปใช้กับพื้นที่ฝนตกขนาดใหญ่จะทำให้มีค่าสูงเกินความเป็นจริง เพราะโอกาสที่ฝนจะตกหนักเฉลี่ยคลุมพื้นที่ขนาดกว้าง ๆ นั้นมีโอกาสน้อย ดังนั้นการนำค่าความลึกน้ำฝนไปใช้จำเป็นจะต้องมีแฟกเตอร์คูณเพื่อลดขนาดความลึกของน้ำฝนเฉลี่ยสำหรับพื้นที่กว้าง ๆ ลงให้ใกล้เคียงกับความเป็นจริง

สำหรับประเทศไทยนั้นยังไม่ได้มีการพัฒนากราฟแฟกเตอร์ลดความลึกน้ำฝนตามขนาดพื้นที่ ดังนั้นในการศึกษาจะใช้ของต่างประเทศที่ศึกษาไว้แล้ว เช่น สถาบันภูมิอากาศ สหรัฐอเมริกา (Hershfield, 1961) ดังแสดงใน รูปที่ 2-5



รูปที่ 2-3 ตัวอย่างกราฟความลึก-ช่วงเวลา-รอบปีการเกิดซ้ำ สำหรับจังหวัดในประเทศไทย
 ที่มา : การออกแบบแหล่งน้ำสำหรับงานเร่งรัดพัฒนาชนบท, กองสำรวจและออกแบบ กรมการเร่งรัดพัฒนาชนบท



รูปที่ 2-4 ตัวอย่างกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความลึกน้ำฝนกับช่วงเวลา

ที่มา : การออกแบบแหล่งน้ำสำหรับงานเร่งรัดพัฒนาชนบท, กองสำรวจและออกแบบ กรมการเร่งรัดพัฒนาชนบท

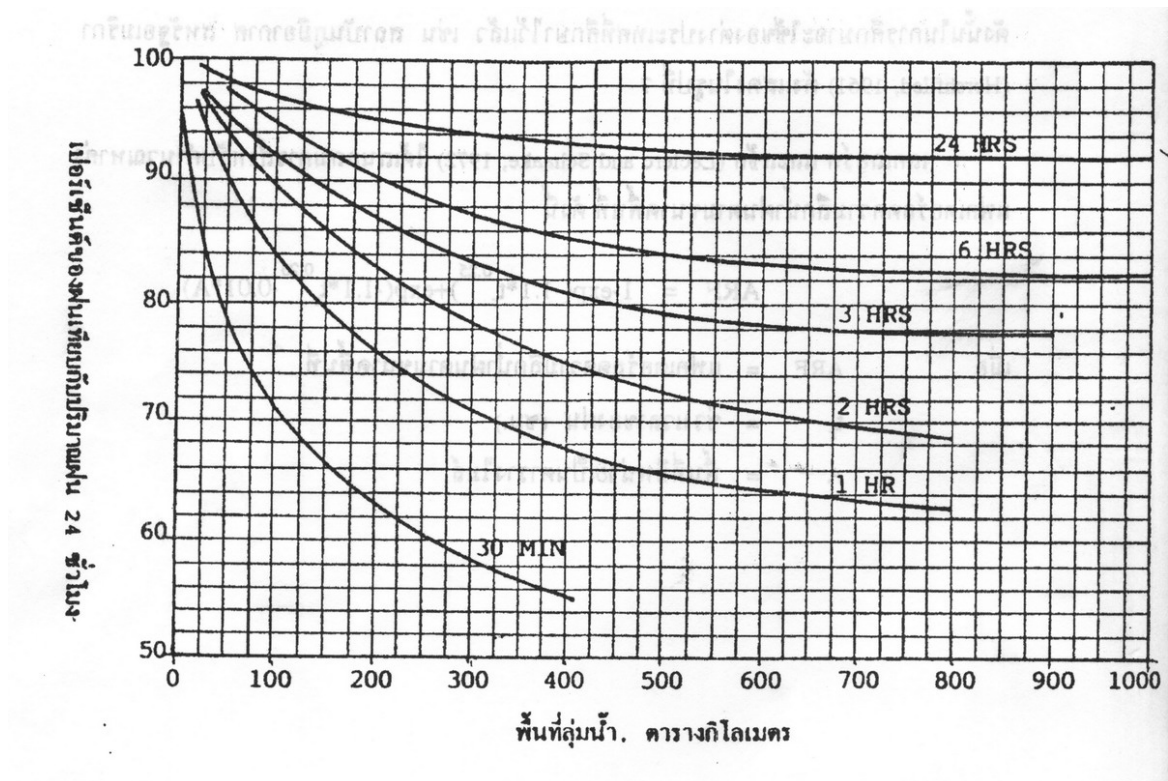
เลอเลอร์ค และแซ็ค (Leclerc and schaake, 1972) ได้เสนอสมการสำหรับคำนวณค่าแฟกเตอร์ลดความลึกน้ำฝนตามขนาดพื้นที่ ดังนี้

$$ARF = 1 - \exp(-1.1 \cdot t_r^{0.25} - 0.01 \cdot A)$$

เมื่อ ARF = แฟกเตอร์ลดความลึกน้ำฝนตามขนาดพื้นที่

t_r = ช่วงเวลาของฝน (ชม.)

A = พื้นที่ที่มีหน่วยเป็นตารางไมล์



รูปที่ 2-5 ตัวอย่างกราฟแฟกเตอร์ลดความถี่น้ำฝนตามขนาดพื้นที่
โดยสถาบันภูมิอากาศสหรัฐอเมริกา 1961

2.3.3 วิธี Manning Method

Manning Method เป็นวิธีคำนวณปริมาณการไหลของลำน้ำ โดยอาศัยหลักการทางชลศาสตร์ของรูปตัดลำน้ำ ที่มีการไหลแบบสม่ำเสมอ (Uniform Flow) โดยลำน้ำมีความลาดเอียงและมีพื้นที่หน้าตัดคงที่เป็นระยะทางที่ยาวเพียงพอ วิธีนี้ใช้เมื่อมีข้อมูล รูปตัดลำน้ำ และระดับน้ำสูงสุด ซึ่งได้จากการสำรวจในสนาม เหมาะสำหรับลำน้ำที่มีรูปตัดแน่นอน เช่น คลองส่งน้ำ ท่อระบายน้ำ อุโมงค์ส่งน้ำ

สูตร Manning มีดังนี้

$$V = 1/n * R^{2/3} * S^{1/2}$$

$$Q = A * V$$

$$R = A/P$$

$$S = H/L$$

เมื่อ V = ความเร็วเฉลี่ยของการไหล (ม./วินาที)
 S = ความลาดชันของ energy gradient (ม./ม.)
 R = รัศมีชลศาสตร์ (ม.)
 A = พื้นที่หน้าตัดของน้ำ (ม.³)
 P = ความยาวเส้นขอบเปียก (ม.)
 n = สัมประสิทธิ์ความขรุขระของผิวสัมผัส
 Q = อัตราไหล (ม.³/วินาที)

จากสูตรข้างต้น หากถือว่าน้ำไหลด้วยความเร็วสม่ำเสมอไม่เปลี่ยนแปลงตามระยะทางแล้ว

S = ความลาดชันของท้องน้ำ เมื่อการไหลแบบ Uniform Flow
 $S = H/L$

เมื่อ H = ผลต่างของระดับน้ำลำน้ำ 2 จุด (ม.)
 L = ระยะตามแนวน้ำไหลระหว่าง 2 จุดนั้น (ม.)

ค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของผิวสัมผัส "n"

ลักษณะของลำน้ำ	ค่าสัมประสิทธิ์
คลองส่งน้ำ	
คลองดินขุด	0.025
คลองหินขุด	0.40
คอนกรีต	0.13
ไม้	0.14
เหล็ก	0.12
ลำน้ำธรรมชาติบนพื้นราบ	
พื้นเรียบตรงไม่มีกรวดและวัชพืช	0.250-0.033
พื้นเรียบตรงมีกรวดและวัชพืช	0.030-0.040
พื้นไม่เรียบแม่น้ำแอ่งทั่วไปคดเคี้ยว	0.033-0.045
พื้นไม่เรียบมีแอ่งคดเคี้ยววัชพืชและกรวดหิน	0.035-0.050
มีวัชพืชหนาแน่น แอ่งลึก ที่ลุ่มน้ำท่วมมีต้นไม้ขึ้นหนาแน่น	0.075-0.150
ลำน้ำธรรมชาติบนภูเขา	
พื้นที่มีกรวด หิน หินก้อนบ้างเล็กน้อย ไม่มีวัชพืช	0.030-0.050
พื้นมีหิน และหินก้อนใหญ่ (Boulder) อยู่ทั่วไป	0.040-0.070

2.3.4 วิธี Slope-Area Method

Slope Area Method เป็นวิธีการคำนวณปริมาณน้ำนองสูงสุด โดยใช้ข้อมูลทางกายภาพของลำน้ำ ซึ่งการไหลในลำน้ำธรรมชาติ ความเร็วของน้ำจะเปลี่ยนแปลงและไม่คงที่ไปตามระยะทาง การคำนวณตัดแปลงสูตร Manning มาคำนวณหาปริมาณน้ำนองสูงสุดของลำน้ำธรรมชาติ ดังนี้

(1) สำรวจลักษณะทางกายภาพของลำน้ำ และรูปตัดลำน้ำอย่างน้อย 3 แห่ง บนช่วงลำน้ำ ซึ่งยาวไม่น้อยกว่า 75 เท่าของความลึกของน้ำ และช่วงความยาวดังกล่าวของลำน้ำระดับน้ำด้านท้ายน้ำควรต่ำกว่าระดับน้ำด้านเหนือน้ำไม่น้อยกว่า Velocity Head ($V^2/2g$) หรือไม่น้อยกว่า 0.15 เมตร

(2) เก็บข้อมูลระดับน้ำในลำน้ำที่ระดับสูงสุดที่สังเกตได้ หรือจากการสอบถามชาวบ้าน

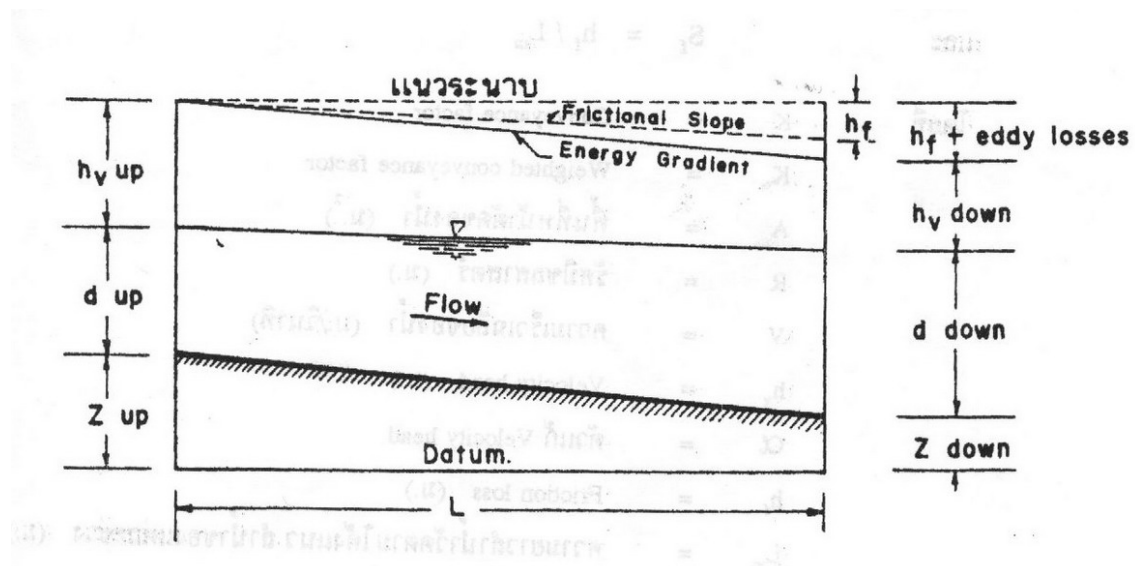
(3) กำหนดค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของลำน้ำ : n ซึ่งดูรายละเอียดในวิธีการหาค่า n

วิธีการคำนวณปริมาณน้ำนองสูงสุดโดยวิธี Slope Area มีสูตรการคำนวณโดยพิจารณาของการไหลในทางน้ำเปิดตาม รูปที่ 2-6 โดยอาศัยหลักการจากสูตร Manning ดังนี้

$$\text{จากสูตร Manning } Q = 1/n \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

$$\text{ให้ } K = 1/n \cdot A \cdot R^{2/3}$$

$$\text{จะได้ } Q = K \cdot S^{1/2}$$



รูปที่ 2-6 การไหลในทางน้ำเปิด

สามารถเขียนสูตรสำหรับคำนวณหาปริมาณน้ำนองสูงสุดโดยวิธี Slope Area Method ได้ดังต่อไปนี้

$$\text{สูตร Slope Area } Q = K_w * S_f^{1/2}$$

$$\text{เมื่อ } K_w = \sqrt{(K_{up} * K_{down})}$$

$$h_v = \alpha * V^2 / 2g$$

$$\text{เมื่อ } \alpha = \frac{\sum (K^3 / A^2) * (\sum A)^2}{(\sum K)^3}$$

$$\Delta h_v = h_{vup} - h_{vdown}$$

$$\Delta h = \text{ระดับน้ำด้านเหนือ} - \text{ระดับน้ำด้านท้ายน้ำ}$$

$$\text{เมื่อ } \Delta h_v \text{ มีค่าบวก } h_f = \Delta h + 0.5 * \Delta h_v$$

$$\text{เมื่อ } \Delta h_v \text{ มีค่าลบ } h_f = \Delta h + \Delta h_v$$

$$\text{และ } S_f = h_f / L_m$$

$$\text{โดยที่ } K = \text{Conveyance factor}$$

$$K_w = \text{Weighted conveyance factor}$$

$$A = \text{พื้นที่หน้าตัดของน้ำ (ม.}^2\text{)}$$

$$R = \text{รัศมีชลศาสตร์ (ม.)}$$

$$V = \text{ความเร็วเฉลี่ยของน้ำ (ม./วินาที)}$$

$$h_v = \text{Velocity head (ม.)}$$

$$\alpha = \text{ตัวแก้ Velocity head}$$

$$h_f = \text{Friction loss (ม.)}$$

$$L_m = \text{ความยาวลำน้ำวัดตามโค้งแนวลำน้ำของแต่ละช่วง (ม.)}$$

$$S_f = \text{Frictional slope (ม./ม.)}$$

$$n = \text{สัมประสิทธิ์ความขรุขระของลำน้ำ}$$

ค่าเฉลี่ยของสัมประสิทธิ์ความขรุขระของลำน้ำ

โดย U.S. Soil Conservation Service ได้กำหนดวิธีการคำนวณ ดังนี้

- กำหนดค่า Basic n_1
- กำหนดค่า n_2 สำหรับความขรุขระของผิวสัมผัสหรือความไม่ราบเรียบของผิวน้ำ
- กำหนดค่า n_3 สำหรับการเปลี่ยนแปลงขนาดและรูปร่างของรูปตัดลำน้ำ
- กำหนดค่า n_4 สำหรับสิ่งกีดขวางในลำน้ำ เช่น รากไม้ ท่อนซุง สวะ
- กำหนดค่า n_5 สำหรับพืชและต้นไม้ที่ขึ้นในลำน้ำ

- กำหนดค่า n_6 สำหรับความคดโค้งของลำน้ำ

ค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของลำน้ำ (โดย U.S. Soil Conservation Service)

1 ค่า n_1 สำหรับ Basic n

ผิวลำน้ำ เป็นดิน	0.010
ผิวลำน้ำ เป็นหิน	0.015
ผิวลำน้ำ เป็นกรวดละเอียด	0.014
ผิวลำน้ำ เป็นกรวดหยาบ	0.028

2 ค่า n_2 สำหรับความไม่ราบเรียบของผิวสัมผัส

ผิวเรียบ	0.000
ค่อนข้างเรียบ	0.005
เรียบปานกลาง	0.010
ขรุขระ (ไม่เรียบ)	0.020

3 ค่า n_3 สำหรับการเปลี่ยนแปลงขนาด และรูปร่างของรูปตัดลำน้ำ

เปลี่ยนแปลงเล็กน้อย	0.000
เปลี่ยนแปลงบ้าง	0.005
เปลี่ยนแปลงมาก	0.010 ถึง 0.015

4 ค่า n_4 สำหรับสิ่งกีดขวางในลำน้ำ เช่น ท่อนไม้ รากไม้ ฯลฯ

ไม่มี	0.000
มีน้อย	0.010
มีพอสมควร	0.030
มีมาก	0.060

5 ค่า n_5 สำหรับพืชและต้นไม้ที่ขึ้นในลำน้ำ

มีน้อย	0.005 ถึง 0.010
มีปานกลาง	0.010 ถึง 0.025
มีมากพอสมควร	0.025 ถึง 0.050
มีมากทีเดียว	0.050 ถึง 0.100

6 ค่า n_6 สำหรับความคดโค้งของลำน้ำ

L_m/L_s	n_6
1.0-1.2	0.00
1.2-1.5	$0.15 \cdot n_s$
มากกว่า 1.5	$0.30 n_s$

เมื่อ L_m = ความยาวของลำน้ำวัดตามแนวโค้ง

L_s = ความยาวของลำน้ำวัดตามแนวตรง

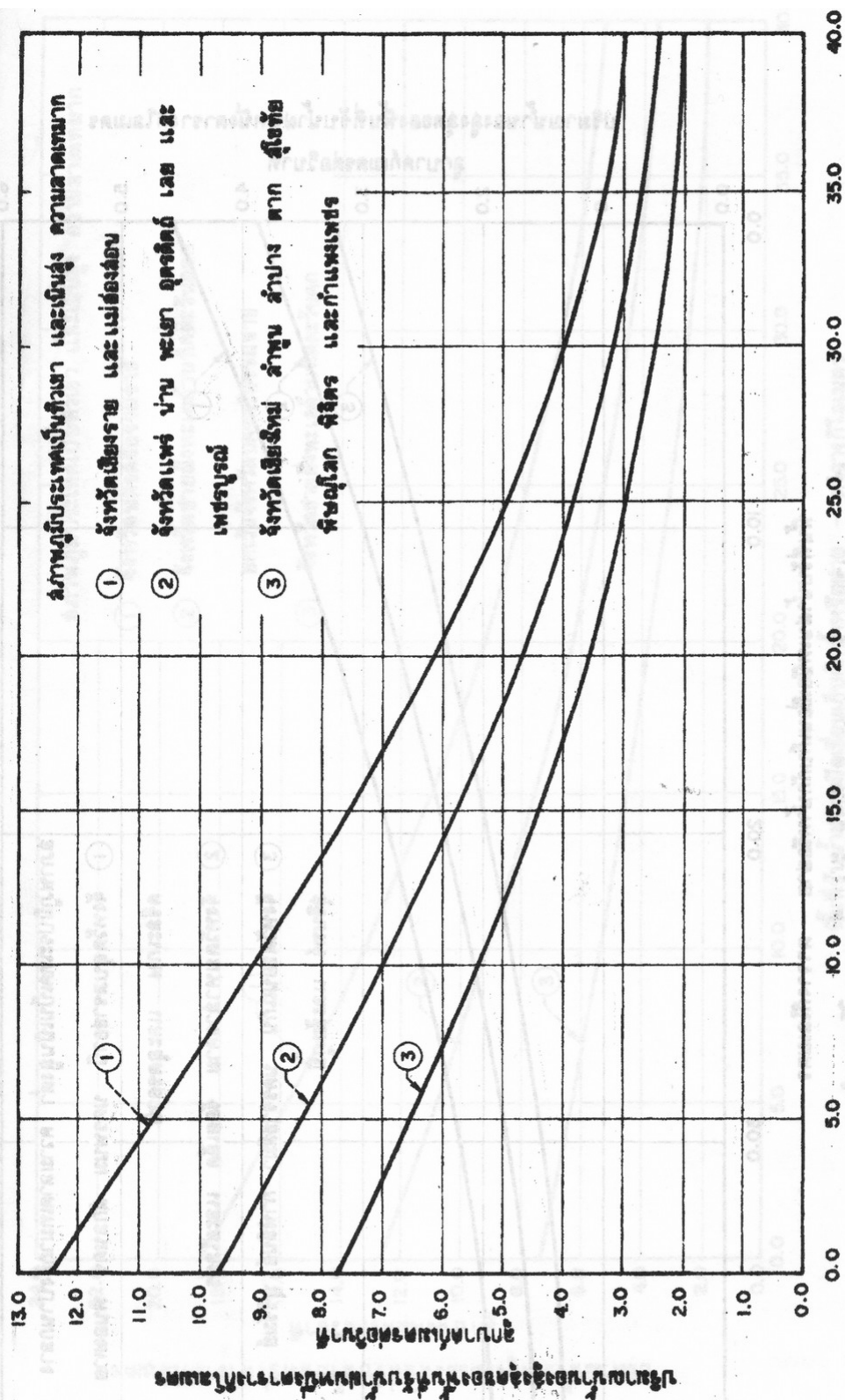
$$n_s = n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5$$

อนึ่ง วิธีการหาค่าสัมประสิทธิ์ n ตามที่กล่าวข้างต้น ควรกำหนดค่า n ที่ส่วนต่างๆ ของรูปตัดลำน้ำ ซึ่งค่า n ของส่วนต่างๆ ในลำน้ำเดียวกันไม่จำเป็นต้องมีค่าเท่ากัน รูปตัดลำน้ำ รูปหนึ่งอาจแบ่งเป็นหลายส่วนดังนี้

- ส่วนของลำน้ำที่มีค่าระดับต่ำ (Low Floe Channel)
- ส่วนของลำน้ำฝั่งซ้ายที่มีน้ำท่วมถึง (Left Over Bank)
- ส่วนของลำน้ำฝั่งขวาที่มีน้ำท่วมถึง (Right Over Bank)
- ส่วนของลำน้ำเล็กๆ ที่เกิดบนฝั่ง (Secondary Channel)

2.3.5 วิธีประเมินจากปริมาณน้ำนองสูงสุดของพื้นที่รับน้ำฝนหนึ่งหน่วยพื้นที่

วิธีการคำนวณปริมาณน้ำนองสูงสุด วิธีนี้อาจประเมินได้สะดวกและรวดเร็ว จากปริมาณน้ำจำนวนมากที่สุดที่จะไหลมาในลำน้ำในรอบ 25 ปี โดยอ่านจากกราฟซึ่งแสดงความสัมพันธ์ของปริมาณน้ำนองสูงสุดต่อพื้นที่รับน้ำฝนหนึ่งตารางกิโลเมตร ของภาคต่างๆ ดังแสดงตัวอย่างกราฟตาม รูปที่ 2.7 วิธีนี้ควรใช้ในการตรวจสอบค่าปริมาณน้ำนองสูงสุด ที่คำนวณได้จากวิธีอื่นๆ สำหรับพื้นที่รับน้ำฝน 0 – 40 ตร.กม .การประเมินปริมาณน้ำนองสูงสุดด้วยวิธีนี้ ให้พิจารณาสภาพความลาดเอียงของภูมิประเทศจริงเปรียบเทียบกับสภาพภูมิประเทศที่ระบุไว้ในกราฟด้วย และประเมินค่าเพิ่มขึ้นหรือลดลงไปจากกราฟได้ตามความเหมาะสม



พื้นที่รับน้ำฝนเหนือเขื่อนเก็บกักน้ำห้วยฝ้าย - ตารางกิโลเมตร

รูปที่ 2-7 ปริมาณน้ำของสูงสุดของพื้นที่รับน้ำฝนทั้งตารางกิโลเมตร ในภาคเหนือ

ปราโมทย์ ไม้กัลป์, 2524, (4)

บทที่ 3

เกณฑ์กำหนดในการออกแบบเขื่อนดิน

3.1 หลักการทั่วไปในการออกแบบ

ในการออกแบบเขื่อน จะพิจารณาถึงรูปร่างลักษณะของตัวเขื่อน ที่ให้ความปลอดภัยในการใช้งานได้ทุกกรณี กล่าวคือ ให้ความปลอดภัยทั้งในระหว่างก่อสร้างและหลังก่อสร้างแล้วเสร็จ ซึ่งเกณฑ์การออกแบบเขื่อน โดยทั่วไปจะพิจารณาในเงื่อนไขต่างๆ ดังต่อไปนี้

(1) การกำหนดความสูง ตัวเขื่อนจะต้องสูงพอ และปลอดภัยไม่ให้น้ำไหลข้ามสันเขื่อน (Overtopping) ในขณะที่เกิดปริมาณน้ำสูงสุดไหลลงอ่าง ซึ่งจะต้องพิจารณาข้อมูลความเร็วลม ความสูงของคลื่นและการกำหนดขนาดของอาคารระบายน้ำล้น และขนาดท่อระบายน้ำจากอ่างเก็บน้ำ เพื่อให้มีความสามารถพอที่จะระบายน้ำในปริมาณดังกล่าวได้

(2) ลาดของตัวเขื่อนด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ จะต้องมั่นคงเพียงพอไม่ว่าจะอยู่ในระหว่างการก่อสร้าง หรือระหว่างการเก็บกักน้ำเต็มที่ หรือระหว่างช่วงที่จะต้องลดระดับน้ำในอ่างลงอย่างรวดเร็ว

(3) Abutment ทั้งสองฝั่งจะออกแบบให้อยู่บนชั้นหินและตัวเขื่อนช่วงลำน้ำ รวมทั้งตัวเขื่อนส่วนใหญ่ จะต้องออกแบบให้วางบนฐานรากแข็งแรง พอที่จะรับน้ำหนักของตัวเขื่อนได้

(4) การออกแบบควบคุมการไหลซึมของน้ำผ่านตัวเขื่อน ฐานราก และ Abutment ทั้งสองฝั่งเพื่อป้องกันการกัดเซาะภายในตัวเขื่อนหรือเกิด Piping ด้านท้ายเขื่อนได้ โดยปริมาณน้ำที่ซึมผ่านนี้จะยอมให้ซึมผ่านได้บ้าง ไปตามระบบระบายน้ำภายในที่กำหนดไว้ โดยระบบระบายน้ำภายในสามารถรับปริมาณน้ำดังกล่าวได้ และไม่เป็นอันตรายแก่ตัวเขื่อน

(5) ตัวเขื่อนจะต้องปลอดภัยไม่ให้น้ำไหลข้ามสันเขื่อน เนื่องจากแรงกระทำของคลื่นในอ่างเก็บน้ำได้

(6) ลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำ ต้องป้องกันไม่ให้เกิดการกัดเซาะจากแรงกระทำของคลื่น และลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำรวมทั้งสันเขื่อนจะต้องป้องกันการกัดเซาะ เนื่องจากลมและฝนได้

(7) การติดตั้งอุปกรณ์เพื่อตรวจสอบพฤติกรรมเขื่อนทั้งขณะก่อสร้าง และภายหลังเมื่อสร้างเขื่อนเสร็จสิ้นในตำแหน่งที่เหมาะสม

การออกแบบให้เป็นไปตามเกณฑ์ที่กล่าวแล้วข้างต้น จะช่วยเพิ่มส่วนปลอดภัยพร้อมทั้งมีความมั่นคงตลอดอายุการใช้งานของตัวเขื่อน แต่ทั้งนี้จะต้องขึ้นอยู่กับวิธีการก่อสร้าง และการควบคุมระหว่างก่อสร้างประกอบด้วย

ในการดำเนินการออกแบบตัวเขื่อน จะยึดหลักว่า ต้องประหยัดราคาก่อสร้าง ซึ่งรวมทั้งค่าใช้จ่ายในการบำรุงรักษา หลังจากสร้างเสร็จแล้ว โดยการออกแบบจะพิจารณาคัดเลือกวัสดุที่ใช้ในการก่อสร้างจากแหล่งที่ใกล้เคียงกับหัวงานให้มากที่สุด และอาจจะพิจารณาใช้แหล่งดินจากดินที่ขุดจากร่องแกนเขื่อน หรือบริเวณที่ก่อสร้างอาคารระบายน้ำล้น (Spillway) และท่อส่งน้ำ (Outlet)

3.2 ระดับสันเขื่อน

ระดับสันเขื่อนจะต้องสูงพอที่น้ำในอ่างเก็บน้ำจะไม่ไหลล้นข้าม ไม่ว่าจะเป็นผลมาจากคลื่นที่เกิดขึ้นในอ่างแล้วไหลล้นขึ้นมาบนสันเขื่อน หรือมีสาเหตุมาจากปริมาณน้ำไหลเข้าอ่างฯ มากเกินไปจน Spillway ระบายน้ำออกไม่ทันก็ตาม ระดับสันเขื่อนจะกำหนดจากระยะพ้นน้ำ (Freeboard) โดยมีเกณฑ์ดังนี้ ความสูงเขื่อนน้อยกว่า 50.00 เมตร ระยะพ้นน้ำจะต้องไม่น้อยกว่า 2.00 เมตร หรือพิจารณาจากเกณฑ์ดังนี้

Fetch Length, กม.	ระยะพ้นน้ำปกติ, ม. (Normal Freeboard)	ระยะพ้นน้ำต่ำสุด, ม. (Minimum Freeboard)
น้อยกว่า 1.6	1.20	0.90
1.6	1.50	1.20
4.0	1.83	1.50
8.0	2.40	1.80
16.0	3.00	2.10

โดยความเร็วลมใช้ค่าประมาณ 160 กม./ชม. เพื่อคำนวณหาระยะพ้นน้ำ (Normal Freeboard) ปกติ และใช้ค่าประมาณ 80 กม./ชม. สำหรับคำนวณหาระยะพ้นน้ำต่ำสุด

ระยะพ้นน้ำปกติ (Normal Freeboard) เป็นระยะจากระดับสันเขื่อนถึงระดับน้ำเก็บกัก ส่วนระยะพ้นน้ำต่ำสุด เป็นระยะจากระดับสันเขื่อนถึงระดับน้ำสูงสุด ทั้งนี้การคำนวณระยะพ้นน้ำบน Ripraped Earthfill dam สามารถคำนวณได้จากสูตร ดังนี้

$$H_F \geq \Delta h + (h_w \text{ หรือ } h_c/2) + h_a + h_i \quad (3-1)$$

โดยที่ H_F = ระยะพ่นน้ำ, ม.

Δh = ระดับน้ำขึ้นสูงสุด (Flood Surchage) ในขณะระบายน้ำผ่าน Spillway ด้วยปริมาณที่ออกแบบไว้, ม.

h_w = ความสูงคลื่นจากแรงลม, ม.

h_c = ความสูงของคลื่นเนื่องจากผลกระทบของแผ่นดินไหว, ม.

h_a = ความสูงของระดับน้ำเนื่องจากความผิดพลาดในการควบคุมบานระบาย
ใช้ค่ามาตรฐานเท่ากับ 0.5 ม. ในกรณีที่ทางระบายน้ำล้นเป็นแบบบาน
บังคับ (Gated Spillway)
0.0 ม. ในกรณีที่ทางระบายน้ำล้นเป็นแบบ
Free Overflow (Ungated Spillway)

h_i = ความสูงเพื่อ Safety ตามชนิดของเขื่อน, ม.

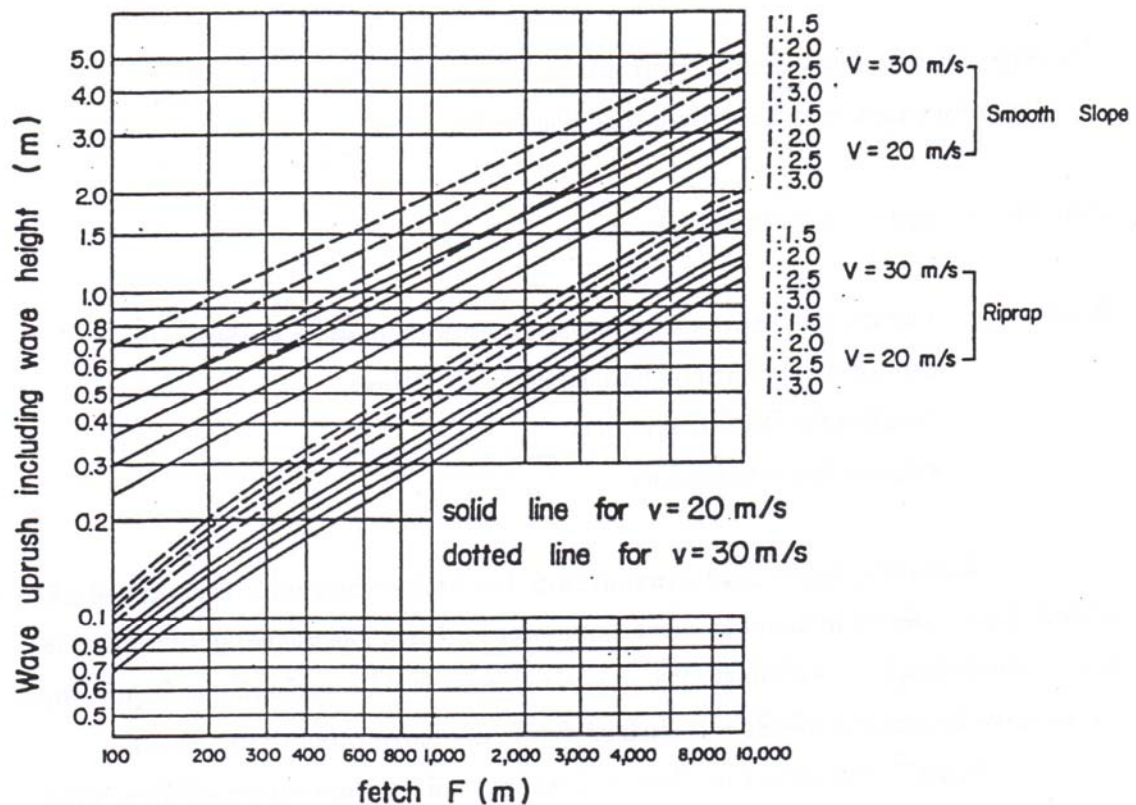
ใช้ค่ามาตรฐานเท่ากับ 1.0 ม. สำหรับเขื่อนดินและเขื่อนดิน-หินถม

สำหรับ h_w หรือ $h_c/2$ ให้ใช้ค่าใดที่มากกว่า เพราะโอกาสที่จะเกิดปรากฏการณ์ทั้งสอง
อย่างขึ้นพร้อมๆ กัน จะยากมาก

ความสูงของคลื่นเนื่องจากลม, h_w เป็นระยะที่คลื่นซัดขึ้นบนลาดเขื่อนด้านเหนือ น้ำ จึง
ขึ้นอยู่กับความเร็วลมในอ่างเก็บน้ำ รูปที่ 3-1 แสดงกราฟที่ใช้หาความสูง h_w โดย F (Fetch Length) คือ
ระยะทางตรงยาวที่สุดจากขอบอ่างถึงตัวเขื่อน ซึ่งแสดงโดย J.Saville, (Saville T, McClendou E.,
“Freeboard Allowances For Waves in Inland Reservoirs”, Journal of Waterways and Harbours
Division, ASCE, 1962)

สำหรับความสูงคลื่นจากผลกระทบของแผ่นดินไหว (h_c) จะพิจารณาจากสูตรของ
Seiichi Sato ตาม REF. 14 จากหนังสือ “Design criteria for dams, Japanese National Committee on
large dam, April 1976” ดังนี้

$$h_c = \frac{K.E}{2\pi} \sqrt{g.H_o} \quad (3-2)$$



รูปที่ 3-1 กราฟแสดงความสัมพันธ์ของ FETCH กับ WAVE UPRUSH INCLUDING WAVE HEIGHT เนื่องจากแรงลม

ที่มา : เอกสารประกอบการบรรยาย เรื่อง “เกณฑ์กำหนดในการออกแบบเขื่อน” gtz, 2544

เมื่อ K = ค่า Seismic Coefficient ในแนวระดับ

E = period ของคลื่นแผ่นดินไหว, วินาที

H_0 = ความลึกของน้ำในอ่างหน้าเขื่อน, ม.

g = ความเร่งจากแรงดึงดูดโลก = 9.81 ม./วินาที²

$$\text{ระดับสันเขื่อน} \geq H_F + \text{ระดับน้ำเก็บกัก} \quad (3-3)$$

โดยที่ H_F = ระยะพื้่นน้ำนับจากระดับเก็บกักถึงสันเขื่อน, ม.

ในกรณีที่ H_F จากสมการ (3-1) สูงกว่า ตารางที่ 3-1 ให้ใช้ระดับสันเขื่อนตามสมการที่ (3-3)

ตารางที่ 3-1 ระยะ Freeboard ต่ำสุดเป็นเมตรจากระดับเก็บกัก

ความสูงของเขื่อน	เขื่อนคอนกรีต	เขื่อนถม
น้อยกว่า 50 ม.	1.0	2.0
50 – 100 ม.	2.0	3.0
มากกว่า 100 ม.	2.5	3.5

ที่มา : เอกสารประกอบการบรรยาย เรื่อง “เกณฑ์กำหนดในการออกแบบเขื่อน” gtz, 2544

3.3 ความกว้างของสันเขื่อน (DAM Crest width)

สันเขื่อนจะต้องกว้างพอที่จะให้เครื่องจักรเครื่องมือต่างๆ สามารถทำงานได้ โดยสะดวก และต้องกว้างพอที่จะทำให้ลาดตัวเขื่อนทั้งด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำเกิดความมั่นคงตลอดอายุการใช้งาน นอกจากนั้นจะต้องพิจารณาเรื่องวัสดุที่จะนำมาถมตัวเขื่อน โดยต้องกว้างพอที่จะทำให้เกิดระยะการไหลของน้ำผ่านตัวเขื่อนสันที่สุด รวมทั้งต้องกว้างพอเพื่อทำเป็นถนนบนสันเขื่อนต่อไปได้ ด้วย ทั้งนี้สามารถพิจารณาได้จากสมการที่แนะนำไว้ในหนังสือ “Design of Small Dam, Ref. 24 USBR, 1987 หน้า 253” ดังนี้

$$W = \left(\frac{Z}{5} \right) + 3.05 \quad (3-4)$$

โดยที่ W = ความกว้างของสันเขื่อน, ม.

Z = ความสูงที่สุดของเขื่อนดิน, ม.

และเพื่อความสะดวกในการก่อสร้างของเครื่องจักรกล สันเขื่อนควรมีความกว้างไม่น้อยกว่า 4 ม.

3.4 การกำหนดความกว้างของ Cutoff Trench

เนื่องจากต้องการให้ฐานรากมีลักษณะที่บิบน้ำ หรือมีน้ำซึมผ่านได้น้อยมาก จึงจำเป็นต้องขุดท้องร่องแกนจนถึงระดับชั้นหินที่บิบน้ำ ตลอดความยาวของตัวเขื่อน ส่วนความกว้างท้องร่องแกนต้องกำหนดให้กว้างพอที่จะนำเครื่องจักร เครื่องมือลงไปทำงานได้ อย่างไรก็ตามความกว้างของร่องแกนสามารถคำนวณได้ตาม REF.24 “Design of Small Dams, 1987 หน้า 206

$$w_1 = h - d \quad (3-5)$$

โดยที่ w_1 = ความกว้างท้องร่องแกน, ม.

h = ความลึกน้ำวัดจากระดับผิวดินถึงระดับเก็บกักน้ำ, ม.

d = ความลึก Cutoff Trench วัดจากผิวดินถึงร่องแกน, ม.

3.5 ขนาดหินทิ้งและกรวดทรายรองพื้นบนลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำ

การป้องกันลาดตัวเขื่อนด้านเหนือน้ำให้ปลอดภัยจากแรงกระแทกของคลื่นในอ่างเก็บน้ำกระทำได้โดยกำหนดให้มีการทิ้งหินที่ลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำ

ขนาดของหินทิ้งตามคำแนะนำของ U.S. Corps Engineers (1984) และ Sherard et al. (1967) หน้า 456 สามารถคำนวณได้จากสมการ

$$W_{50} = \frac{\gamma_r H^3}{K_{RR} (S_r - 1)^3 \cot \theta} \quad (3-6)$$

เมื่อ W_{50} = น้ำหนักเฉลี่ยของหิน, กิโลนิวตัน (kN)

γ_r = ความหนาแน่นของหิน, กิโลนิวตันต่อ m^3 (kN/ m^3)

H = ความสูงคลื่น, ม.

S_r = ความถ่วงจำเพาะของหิน ($S_r = \gamma_r / \gamma_w$)

θ = มุมลาดเขื่อน, องศา

K_{RR} = Stability Coefficient มีค่าเท่ากับ 2.5 สำหรับ Angular Rock

น้ำหนักของหินใหญ่สุด (W_{100}) มีค่าประมาณ 4 เท่าของน้ำหนักเฉลี่ย (W_{50}) ซึ่งจะได้ขนาดใหญ่สุดของหิน (D_{100}) มีค่าประมาณ 1.5 เท่าของขนาดเฉลี่ย (D_{50})

สำหรับหินทิ้งที่มีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.6 ขนาดของหินประมาณได้จาก ตารางที่ 3-2

ตารางที่ 3-2 แสดงขนาดของหินทิ้งตาม U.S. Corps of Engineers (1984)

ความสูงคลื่น (ม.)	ขนาดของหินทิ้ง (ม.)			
	3H : 1V (slope)		2H : 1V (slope)	
	D_{50}	D_{100}	D_{50}	D_{100}
0.5	0.19	0.27	0.21	0.30
1.0	0.37	0.55	0.42	0.63
1.5	0.55	0.82	0.63	0.95
2.0	0.73	1.10	0.84	1.26
2.5	0.92	1.38	1.05	1.58

ทั้งนี้ความหนาของหินทิ้ง (Riprap) จะมีค่าประมาณ 1-1.5 เท่าของขนาดหินใหญ่สุด (D_{100}) และเพื่อป้องกันไม่ให้คลื่นพัดพาหินถล่มตัวเขื่อนออกมา จึงจำเป็นต้องวางหินทิ้งอยู่บนกรวดทรายรองพื้น (Bedding Material) โดย Sherard et al. (1967) หน้า 460 ได้กำหนดความหนาของกรวดทรายรองพื้นไว้ดังนี้

ตารางที่ 3-3 แสดงความหนาของกรวดทรายรองพื้น (Sherard et al. 1963)

ความสูงคลื่น (ม.)	ความหนากรวดทรายรองพื้นต่ำสุด (ซม.)
0 – 1.2	15.0
1.2 – 2.4	22.5
2.4 – 3.0	30.0

ที่มา : เอกสารประกอบการบรรยาย เรื่อง “เกณฑ์กำหนดในการออกแบบเขื่อน” gtz, 2544

และ Sherard et. al. (1963) และ U.S. Army Corps of Engineers (1984) ได้แนะนำเพิ่มเติมเกี่ยวกับขนาดกะของกรวดทรายรองพื้นไว้ดังนี้

$$D_{15} \text{ ของ Bedding} \leq 5 D_{85} \text{ ของดินตัวเขื่อน}$$

$$\text{และ } D_{15} \text{ ของ Riprap} \leq 5 D_{85} \text{ ของ Bedding}$$

แต่ในปัจจุบัน มักจะรองพื้นหินทิ้งหรือหินเรียงด้วยแผ่นใยสังเคราะห์ ชนิดที่ 2 ซึ่งเป็นวิธีที่ดีกว่าและทันสมัยมากกว่า สำหรับคุณสมบัติของแผ่นใยสังเคราะห์ ชนิดที่ 2 ต้องเป็นไปตามข้อกำหนด ดังนี้

(1) แผ่นใยสังเคราะห์ต้องเป็นชนิด Non-Woven ที่มีกรรมวิธีผลิตแบบ Needle-punch ที่ผลิตจากเส้นใย Polypropylene ที่มีความยาวต่อเนื่องกันพื้น (Continuous F: lament) หรือแบบ Thermally bonded ซึ่งใช้วัสดุที่ผลิตขึ้นใหม่ทั้งหมด

(2) ค่า CBR PUNCTURE (EN ISO 12236, BS 6906 : PART 4, ASTM D 6241) ไม่น้อยกว่า 2,200 N

(3) ค่า MASS PER UNIT REA ไม่น้อยกว่า 180 g/m^2

(4) ค่า WATER FLOW RATE (BS 6906 : PART 3, ASTM D 4491) ไม่น้อยกว่า $50 \text{ l/m}^2 \cdot \text{sec}$ (10 cm-head)

(5) ค่า TENSILE STRENGTH (EN ISO 10319, BS 6906 : PART 1, ASTM D 4595) ไม่น้อยกว่า 12.5 k N/m. (WDTH)

(6) ค่า PORE SIZE (O 90)_w หรือ (O 95)_d (EN ISO 12956, BS 6906 PART 2, ASTM D 4751) ไม่มากกว่า 90 μm.

3.6 การป้องกันลาดเขื่อนด้านท้ายน้ำ

เพื่อป้องกันการกัดเซาะเนื่องจากน้ำฝนที่ตกลงบนลาดเขื่อนหรือจากลมพัดกระแทก จะกำหนดให้มีการเรียงหินบนลาดท้ายน้ำของเขื่อน โดยจะเรียงหินหนาไม่น้อยกว่า 0.30 เมตร วางบนแผ่นใยสังเคราะห์ ชนิดที่ 2 หรือวางบนกรวดทรายรองพื้นหนาไม่น้อยกว่า 0.15 เมตร ตามคำแนะนำของ USBR (1987) หน้า 266 หรือให้มีการปลูกหญ้า หรือหญ้าแฝกบนลาดด้านท้ายน้ำเริ่มตั้งแต่สันเขื่อนลงไปจนถึงดินเดิม นอกจากนี้แนวดินเขื่อนจรดกับพื้นดินเดิม เฉพาะอย่างยิ่งบริเวณปลายเขื่อนจะมีลักษณะเป็นร่องและลาดเทมาก จึงควรป้องกันการกัดเซาะของน้ำฝนตามแนวดังกล่าวด้วยการก่อสร้างราง คสล. หรือหินเรียงยาแนวสำหรับระบายน้ำฝน

3.7 การคำนวณปริมาณน้ำไหลผ่านตัวเขื่อนและฐานราก

การคำนวณอัตราการไหลของน้ำในตัวกลางพรุนหรือมวลดินทำได้โดยการเขียน Flow net หรือการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element ซึ่งล้วนแต่อาศัยพื้นฐานของสมการการไหลของน้ำผ่านตัวกลางพรุนที่เรียกว่า Laplace Equation เมื่อพิจารณาการไหลใน 2 มิติคือ แกน X และ Y

$$K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (3-7)$$

เมื่อ K_x, K_y = สัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินและหินในแนวราบ และแนวดิ่งตามลำดับ

h = ศักย์หรือความดันน้ำรวม ณ จุดที่พิจารณา

สำหรับดินที่บดอัดเป็นตัวเขื่อน จะมีค่าสัมประสิทธิ์ของการซึมผ่านไม่เท่ากันระหว่างแนวราบและแนวดิ่ง โดยจะใช้อัตราส่วน (ผลการวิจัยของสมหมาย (2535) และวรวิฐิ (2538) และ “แนวทางและหลักเกณฑ์การออกแบบเขื่อนเก็บกักน้ำ และอาคารประกอบ”, กรมชลประทาน, หน้า 155)

K_x/K_y = 4 : 1 สำหรับดินที่บดอัดด้วย Sheepfoot

ซึ่งทำให้มีค่าสัมประสิทธิ์ของความซึมผ่านรวมเป็น K_e โดย

$$K_e = \sqrt{K_x \cdot K_y} \quad (3-8)$$

เพื่อใช้ในการคำนวณปริมาณน้ำที่ซึมผ่านตัวเขื่อน

ในกรณีที่คำนวณจาก Flow net ปริมาณการไหลของน้ำต่อหนึ่งหน่วยของความยาวเขื่อนจะเท่ากับ

$$Q = K_e \cdot h \cdot \frac{N_f}{N_e} \quad (3-9)$$

เมื่อ K_e = ค่าความซึมน้ำรวมของดิน

h = ความต่างศักย์ระหว่างเหนือน้ำและท้ายน้ำ

N_f = จำนวน Flow Channel

N_e = จำนวน Equipotential Space

การไหลของน้ำผ่านตัวเขื่อนเป็นลักษณะ Unconfined Flow คือตำแหน่งของ Top Flow Line ไม่ทราบชัด จึงต้องมีการประมาณตำแหน่ง โดยใช้วิธีของ A.Casagrande (1937) โดยสรุปผลจากการทดลอง และการสำรวจในสนามทราบว่า Top Flow Line ในเขื่อนจะใกล้เคียงกับเส้นกราฟพาราโบลา

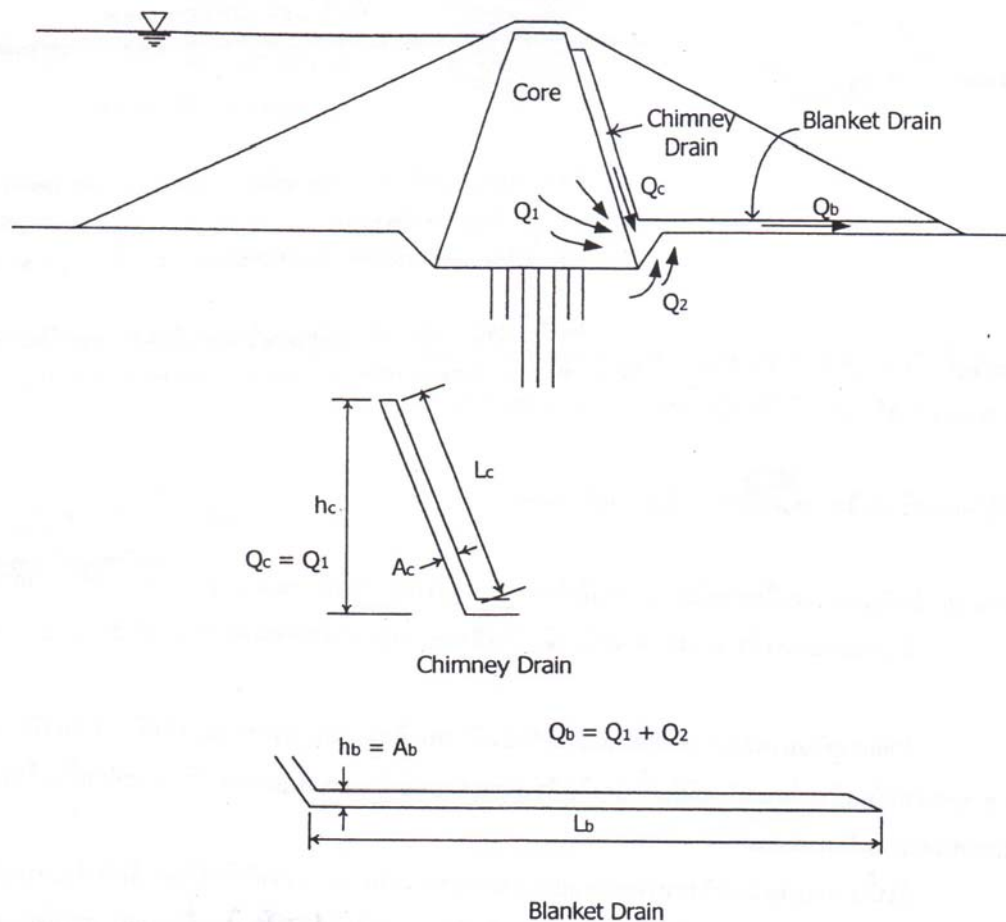
การคำนวณปริมาณการไหลซึม โดยการสร้าง Flow net เป็นวิธีการคำนวณที่เหมาะสมกับการไหลซึมในดินที่เป็น Homogeneous และ Isotropic หรือเป็นดิน Uniformly Anisotropic คือมีอัตราส่วนความซึมน้ำแนวราบและแนวตั้งคงที่ ในกรณีดินมีลักษณะ Heterogeneous และ Non-Uniformly Anisotropic การเขียน Flow net จะกระทำได้ยาก ดังนั้นการใช้วิธีการคำนวณเชิงตัวเลข (numerical method) เช่นวิธี Finite Element หรือวิธี Finite Difference จึงเป็นวิธีที่เหมาะสม การวิเคราะห์การไหลซึมโดยวิธี Finite Element ได้มีการใช้กันอย่างแพร่หลาย และได้มีการพัฒนาให้สามารถคำนวณหาตำแหน่งของเส้น Top Flow Line ได้

วรกร (2536) กล่าวว่า ในเขื่อนดินซึ่งสร้างขึ้นเพื่อเก็บน้ำไว้ใช้ในการเกษตร อาจจะยอมให้น้ำรั่วซึมได้ในอัตราไม่เกิน 0.01-0.05% ของปริมาณน้ำเต็มอ่างต่อวัน และขณะที่ไหลซึมจะเตรียมที่ไหลออกไว้ให้โดยมีชั้นกรอง (Filter) ที่มีขนาดเหมาะสม โดยให้มีการไหลออกได้สะดวก ไม่มีการกัดเซาะ และไม่เกิดความดันน้ำที่สูงเกินไป

3.8 Chimney Drain, Blanket Drain และ Toe Drain

ส่วนประกอบทั้งสองส่วน มีหน้าที่ระบายน้ำที่ไหลซึมออกมาจากตัวเขื่อน และบางส่วนจากฐานรากออกไปจากตัวเขื่อน นอกจากนี้ยังป้องกันไม่ให้อนุภาคละเอียดของดินถูกน้ำไหลพัดพาออกไป ซึ่งเป็นสาเหตุทำให้เกิดปรากฏการณ์ที่เรียกว่า Piping ขึ้นและนำไปสู่การวิบัติของเขื่อนดินต่อไป ปริมาณ

น้ำที่ไหลผ่านเขื่อน ได้กล่าวไว้แล้วในหัวข้อ 3.7 ปริมาณน้ำดังกล่าวจะนำมาคำนวณหาขนาดความหนาของ Chimney Drain และ Blanket Drain ตามวิธีของ Cedergren (1972) โดยพิจารณาจาก รูปที่ 3-2



รูปที่ 3-2 ตัวอย่างการออกแบบ Chimney Drain และ Blanket Drain

ที่มา : เอกสารประกอบการบรรยาย เรื่อง “เกณฑ์กำหนดในการออกแบบเขื่อน” gtz, 2544

3.8.1 Chimney Drain

จากทฤษฎีของ Darcy, $Q = k \cdot i \cdot A$ ความหนาที่ต้องการของชั้นกรอง เพื่อที่จะระบายน้ำจากตัวเขื่อนได้

$$Q_1 = \frac{K_f \cdot h_c \cdot A_c}{L_c} \quad (3-10)$$

$$A_c = \frac{Q_1 \cdot L_c}{K_f \cdot h_c} \quad (3-11)$$

เมื่อ K_f = ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของวัสดุกรอง, ม./วินาที
 Q_1 = ปริมาณน้ำไหลผ่านตัวเขื่อน, ม³/วินาที
 A_c = ความหนาของ Chimney Drain, ม.
 h_c, L_c = ความสูงและความยาวของ Chimney Drain, ม.

3.8.2 Blanket Drain

ความหนาที่ต้องการอย่างน้อยที่สุด เพื่อระบายน้ำจากตัวเขื่อน และฐานรากได้

$$(Q_1 + Q_2) = Q_b = \frac{K_f \cdot h_b \cdot A_b}{L_b} \quad (3-12)$$

เมื่อ K_f = ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของวัสดุกรอง, ม./วินาที
 Q_b = ปริมาณน้ำไหลผ่านตัวเขื่อนและฐานรากที่ไหลเข้าสู่ Blanket Drain, ม³/วินาที
 A_b = ความหนาของ Blanket Drain, ม.
 L_b = ความยาวของ Blanket Drain, ม.
 h_b = ความสูงของ Blanket Drain, ม.

$$A_b = \sqrt{\frac{Q_b \cdot L_b}{K_f}} \quad (3-13)$$

ความหนาของชั้นกรองของ Chimney Drain และ Blanket Drain (จากหนังสือ Design of Small Dams, 1987 หน้า 218) ควรใช้ความหนาไม่น้อยกว่า 1.0 เมตร เนื่องจากความสะดวกในการก่อสร้าง ด้วยการบดอัด และเพื่อความหนาที่อาจเกิดการอุดตันในบางส่วน

สำหรับระดับบนสุดของ Chimney Drain กำหนดไว้ที่ระดับน้ำเก็บกัก ทั้งนี้เพื่อต้องการให้เป็นส่วนปลอดภัย ในกรณีที่มีการถมดินไม่ต่อเนื่องมีน้ำไหลซึมมาตามแนวราบได้ Chimney Drain จะทำหน้าที่รับน้ำในส่วนนี้ไว้โดยไม่ให้เกิดอันตรายต่อตัวเขื่อน

สำหรับสัดส่วนกละ (Gradation) ของ Chimney Drain และ Blanket Drain เพื่อให้ชั้นกรองสามารถรับน้ำที่ซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานรากให้ไหลออกมารวมกันในบริเวณที่เตรียมไว้โดยไม่ให้เกิดอันตรายจากการกัดเซาะหรือเกิดความดันน้ำสูงจนเกิดการกัดเซาะ เช่น Boiling หรือ Piping ในส่วนใดๆ ของตัวเขื่อน ดังนั้นความต้องการพื้นฐานของชั้นกรองในตัวเขื่อน คือ

- Piping Requirement คือ ขนาดของวัสดุกรอง (หรือช่องว่างระหว่างเม็ด) ต้องมีขนาดเล็กพอที่จะป้องกันไม่ให้เม็ดดินของตัวเชื่อมและฐานราก ถูกกัดเซาะและไหลตามน้ำที่ซึมผ่านออกมาได้

- Drainage Requirement คือ ขนาดของวัสดุกรอง (หรือช่องว่างระหว่างเม็ด) จะต้องใหญ่พอที่จะยอมให้น้ำไหลซึมออกได้สะดวก

สำหรับเกณฑ์กำหนดในการออกแบบชั้นกรองสำหรับงานเขื่อนในประเทศไทยมักใช้ตาม U.S. Corps of Engineers (NAFAC Manual 7.1 May 1982) คือ

$$1. \frac{D_{15F}}{D_{15S}} \geq 5 \text{ (Drainage Requirement)} \quad (3-14)$$

$$2. \frac{D_{15F}}{D_{85S}} \leq 5 \text{ (Piping Requirement)} \quad (3-15)$$

$$3. \frac{D_{50F}}{D_{50S}} < 25 \text{ (Piping Requirement)} \quad (3-16)$$

$$4. \frac{D_{15F}}{D_{15S}} < 20 \text{ (Piping Requirement)} \quad (3-17)$$

สำหรับ Well graded soil เมื่อ $C_u > 4$ สมการที่ (3-17) อาจใช้เป็น

$$\frac{D_{15F}}{D_{15S}} < 40$$

เมื่อ D_{15F} , D_{50F} = ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของกรวดทรายชั้นกรองที่เปอร์เซ็นต์ Finer 15 และ 50 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ

D_{15S} , D_{50S} , D_{85S} = ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของดินตัวเชื่อม หรือดินฐานรากที่เปอร์เซ็นต์ Finer 15, 50 และ 85 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ

5. ขนาด Filter ที่ใหญ่ที่สุดไม่เกิน 3 นิ้ว

6. จะต้องไม่มีดินเหนียวปะปน หรือมีวัสดุที่มีขนาดเล็กกว่าตะแกรงเบอร์ 200 มากกว่า 5% โดยน้ำหนัก ผ่านตะแกรงเบอร์ 4 ร้อยละ 40 เพื่อป้องกันการเกิด Segregation

7. โย้งขนาดเม็ดดินของ Filter (Grain Size Curve) ควรจะขนานกับ Base Material

3.8.3 Toe Drain

Toe Drain จะวางไว้ที่ปลายดินเขื่อน โดยให้อยู่ใต้ Rockfill Toe ทำหน้าที่รวบรวมน้ำจาก Blanket Drain ก่อนจะระบายไปทิ้งยังลำน้ำเดิม

ปัจจุบันวัสดุกรองมักจะหุ้มด้วยแผ่นใยสังเคราะห์ ชนิดที่ 1 เพื่อป้องกันไม่ให้อนุภาคละเอียดของดินถูกน้ำไหลพัดพาออกไป สำหรับคุณสมบัติของแผ่นใยสังเคราะห์ ชนิดที่ 1 ต้องเป็นไปตามข้อกำหนด ดังนี้

(1) แผ่นใยสังเคราะห์ต้องเป็นชนิด Non-Woven ที่มีกรรมวิธีผลิตแบบ Needle-punch ที่ผลิตจากเส้นใย Polypropylene ที่มีความยาวต่อเนื่องกันผืน (Continuous F: lament) หรือแบบ Thermally bonded ซึ่งใช้วัสดุที่ผลิตขึ้นใหม่ทั้งหมด

(2) ค่า CBR PUNCTURE (EN ISO 12236, BS 6906 : PART 4, ASTM D 6241) ไม่น้อยกว่า 1,450 N

(3) ค่า MASS PER UNIT AREA ไม่น้อยกว่า 130 g/m^2

(4) ค่า WATER FLOW RATE (BS 6906 : PART 3, ASTM D 4491) ไม่น้อยกว่า $85 \text{ l/m}^2 \cdot \text{sec}$ (10 cm-head)

(5) ค่า TENSILE STRENGTH (EN ISO 10319, BS 6906 : PART 1, ASTM D 4595) ไม่น้อยกว่า 7.5 kN/m . (WIDTH)

(6) ค่า PORE SIZE (O 90)_w หรือ (O 95)_d (EN ISO 12956, BS 6906 PART 2, ASTM D 4751) ไม่มากกว่า $110 \mu\text{m}$.

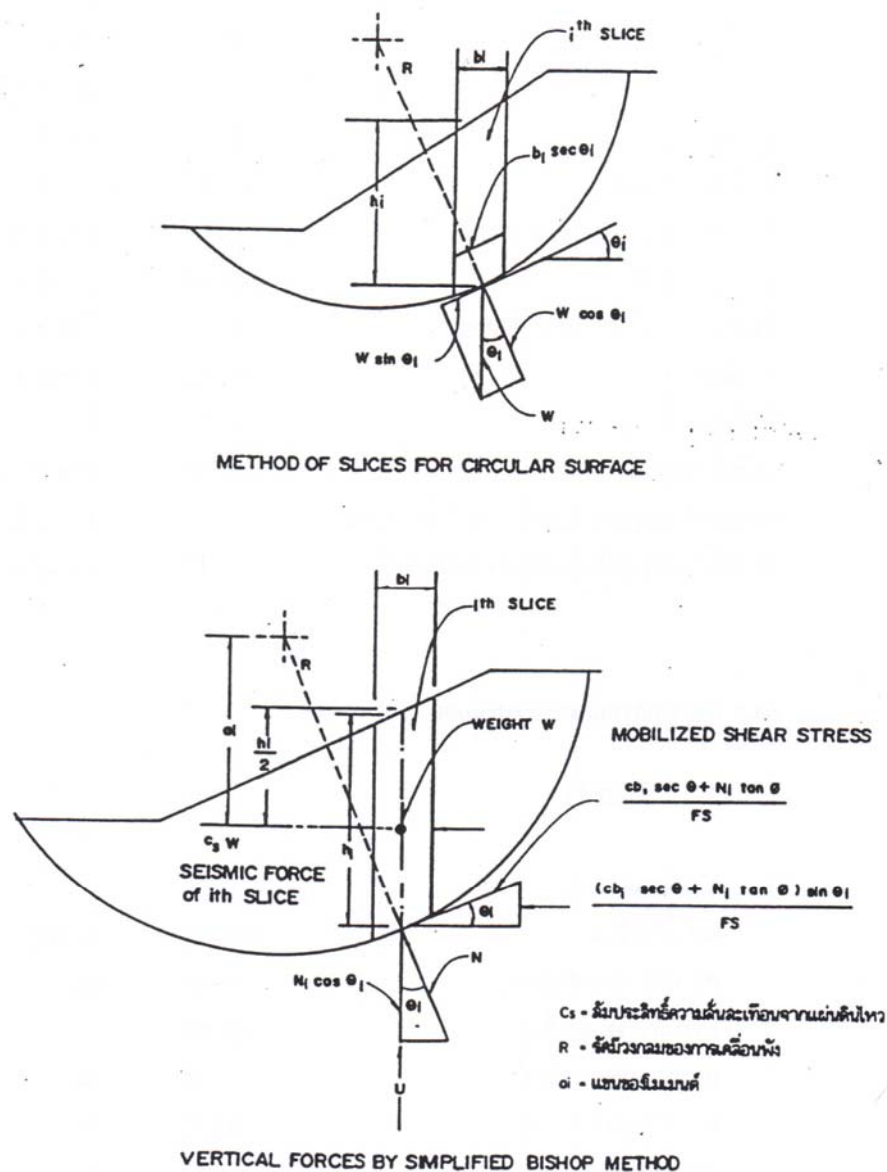
3.9 การวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดเขื่อนดิน (Slope Stability Analysis)

การพิบัติหรือความไม่มั่นคงของลาดดิน (Sliding หรือ Slope Failure) คือพฤติกรรมที่มวลดินส่วนใดส่วนหนึ่งเกิดการเคลื่อนตัวพังทลายจากที่สูงลงมาภายใต้แรงดึงดูดของโลก อันจะมีผลทำให้เกิดความเสียหายต่อตัวเขื่อนหรืออาคารประกอบตัวเขื่อนได้ ดังนั้นจะต้องพิจารณาออกแบบลาดตัวเขื่อนให้มีความมั่นคง ไม่เกิดการเลื่อนพัง ทั้งตลอดระยะเวลาในการก่อสร้าง และภายหลังจากการเก็บกักน้ำในอ่างเก็บน้ำแล้ว (Reservoir Operation) การเลื่อนพังอาจจะเกิดขึ้นในแนวที่ตัดผ่านตัวเขื่อนหรือฐานราก และหรือระหว่างรอยต่อระหว่างตัวเขื่อนและฐานราก การวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดเขื่อน มีวัตถุประสงค์ เพื่อกำหนดค่าความปลอดภัย (Factor of Safety, F.S.) ของลาดเขื่อน และตรวจสอบว่าลาดเขื่อนที่ได้คำนวณไว้ในการออกแบบนั้น มีความปลอดภัยอยู่ในเกณฑ์กำหนดหรือไม่

3.9.1 วิธีการวิเคราะห์หาค่า Factor of Safety (F.S.)

ทฤษฎีและวิธีการวิเคราะห์หาค่าความปลอดภัยของลาดเขื่อน มีอยู่ด้วยกันหลายวิธี เช่น Slip Circle, Fellanius, Bishop, Wedge เป็นต้น แต่ทฤษฎีและวิธีการวิเคราะห์ที่นิยมใช้และใช้สำหรับเขื่อนดินคือวิธี Simplified Bishop Method

วิธีการวิเคราะห์หาค่า F.S. ของเขื่อนดินตามวิธี Simplified Bishop Method โดยการสมมติรูปของผิวการเคลื่อนพังเป็นส่วนโค้งของวงกลม โดยการตัดมวลดินออกเป็นชั้นๆ ตามแนวดิ่ง และพิจารณาสมดุลของแรงและโมเมนต์จากมวลดิน ดังแสดงใน รูปที่ 3-3 และค่าอัตราส่วนปลอดภัย (FS) สามารถหาได้ดังนี้



รูปที่ 3-3 แสดงการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดเขื่อน โดยวิธี Simplified Bishop Method

ที่มา : เอกสารประกอบการบรรยาย เรื่อง “เกณฑ์กำหนดในการออกแบบเขื่อน” gtz, 2544

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n \left[\frac{c \cdot b_i + (W - U) \tan \phi}{M_\theta} \right]}{\sum_{i=1}^n \left[W \cdot \sin \theta + \frac{C_s \cdot W \cdot a_i}{R} \right]} \quad (3-18)$$

เมื่อ $M_\theta = [\cos \theta + (\sin \theta \cdot \tan \phi) / FS]$

โดยที่ $FS =$ อัตราส่วนปลอดภัย (Factor of safety)

$n =$ จำนวนชิ้นมวลดิน (Total number of slice)

$b_i =$ ความกว้างของมวลดินแต่ละชิ้น (Width of the slice)

$h_i =$ ความสูงของมวลดินแต่ละชิ้น (Average height of the slice)

$c =$ ความเหนียวของดิน (Cohesion of soil)

$\phi =$ มุมของความเสียดทานภายในของดิน (Internal friction angle of soil)

$\theta =$ มุมเอียงของเส้นสัมผัส (Angle of inclination)

$W =$ น้ำหนักของมวลดินแต่ละชิ้น (Total weight of 1th slice) $= b_i \cdot h_i$

$U =$ แรงดันน้ำที่กระทำต่อผิวเคลื่อนของมวลดินชิ้นใดๆ $= U_i \cdot b_i$

$C_s =$ สัมประสิทธิ์ความสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว

$R =$ รัศมีของวงกลมของการเคลื่อนพัง

$a_i =$ แขนของโมเมนต์

3.9.2 วิธีการคำนวณหาค่า Factor of Safety (F.S.)

วิธีการคำนวณหาค่า F.S. ตามสมการดังกล่าวข้างต้นทั้งในรูปของ Total stress และ Effective stress จะทำการคำนวณตามขั้นตอนดังต่อไปนี้

(1) เขียนรูปตัดเขื่อนดินที่ต้องการวิเคราะห์ กำหนดแนวชั้นหินและดินฐานราก เส้นแบ่ง Zone ของวัสดุที่ใช้ในตัวเขื่อน ตลอดจนเส้น Phreatic Line และลักษณะต่างๆ ทางด้านเรขาคณิตให้ครบถ้วนตามแนวแกน X และ Y

(2) กำหนด Potential Failure Surface เป็นส่วนของวงกลม โดยมีจุดศูนย์กลางที่ Coordinate ต่างกัน

(3) แบ่งลาดเขื่อนเหนือ Failure Surface เป็น Slices แนวตั้งเพื่อคำนวณต่อไป

(4) คำนวณค่า F.S. ตามสมการดังกล่าวข้างต้นด้วยค่า Material Properties ที่ได้จากการทดลองและค่า Pore Water Pressure หรือ Hydrostatic Water Pressure ทั้งของตัวเขื่อน และของฐานรากให้เหมาะสมตามกรณีที่ทำการวิเคราะห์เพื่อคำนวณหาแรงของแต่ละ Slice ที่ Failure Surface

(5) ทำการคำนวณหาค่า F.S. ตามข้อ (4) สำหรับ Failure Surfaces ซึ่งมีจุดศูนย์กลางต่างๆ กันหลายจุด เพื่อให้ได้ค่า F.S. ที่มีค่าน้อยที่สุด

วิธีการคำนวณตามข้อ (5) เพื่อให้ได้ค่า Minimum Factor of Safety (Min. F.S.) จะต้องใช้เวลา Trial มาก ดังนั้นเพื่อความรวดเร็วในการคำนวณค่า Min. F.S. ตามขั้นตอนเหล่านี้ การคำนวณจะใช้ Computer Program หาค่า Min. F.S. ตามกรณีต่างๆ ที่ต้องการวิเคราะห์ทุกกรณี ซึ่งได้มีการพัฒนาโปรแกรมคอมพิวเตอร์มาช่วยคำนวณหลายโปรแกรมด้วยกัน เช่น

“KU SLOPE”	ของมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
“SB-SLOPE”	ของสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย
“PC-SLOPE”	ของ U. of Saskatchewan, Canada
“REAME”	ของ U. of Kentucky, USA.
“STABL”	ของ Purdue University, USA.
“SLOPE/W”	ของ บริษัท GEO-SLOPE, Canada

3.9.3 Condition of Slope Stability Analysis

การออกแบบและวิเคราะห์ความชันของลาดเขื่อน เพื่อให้ตัวเขื่อนมั่นคงต่อการไหลเลื่อน (Slide) นั้น จะทำการวิเคราะห์ ณ กรณีวิกฤตต่างๆ ดังต่อไปนี้

(1) ระหว่างการก่อสร้างเขื่อนและเมื่อสร้างเสร็จใหม่ (ยังไม่เก็บกักน้ำ) จะทำการวิเคราะห์ความมั่นคงทั้งลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ โดยไม่คิดค่าแรงดันน้ำ และอากาศภายในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน (Pore Pressure) เพราะผลกระทบรวมอยู่ในค่า Friction Angle และ Cohesion จากการทดลองแล้ว วิธีการวิเคราะห์จะเป็นแบบ Total Stress Method และจะได้ใช้การวิเคราะห์แบบ Effective Stress Method มาทำการเปรียบเทียบด้วย โดยกำหนดค่าแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นเนื่องจากการบดอัดจากค่า Pore Pressure Ratio, R_u

(2) ระหว่างเก็บกักน้ำ จะทำการวิเคราะห์โดยคิดค่าแรงดันน้ำ และอากาศภายในช่องระหว่างเม็ดดิน ซึ่งคำนวณได้จาก Phreatic Line ที่แต่ละระดับน้ำในอ่างคือ

- ระดับน้ำปานกลาง โดยจะทำการวิเคราะห์เขื่อนด้านเหนือ
- ระดับน้ำสูงปกติ โดยจะทำการวิเคราะห์ลาดเขื่อนด้านเหนือและท้ายน้ำ
- ระดับน้ำสูงสุด โดยจะทำการวิเคราะห์ลาดเขื่อนด้านเหนือและท้ายน้ำ

(3) น้ำในอ่างลดระดับน้ำอย่างกะทันหัน โดยจะทำการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดเขื่อนด้านเหนือ และคิดค่าแรงดันน้ำ และอากาศภายในช่องว่างระหว่างเม็ดดินจาก Phreatic Line ก่อนที่จะเกิด Rapid Drawdown

แรงดันน้ำที่อยู่ในระหว่างเม็ดดิน (Pore Pressure) มีผลต่อการวิเคราะห์ความมั่นคง ซึ่งจำเป็นต้องนำมาพิจารณาในการวิเคราะห์ดังนี้

(1) ความดันน้ำที่เกิดขึ้นในระหว่างการก่อสร้างเขื่อน พอจะประมาณได้จากค่า Pore Pressure Ratio, R_u หรืออาจจะไม่แยกความดันน้ำมาคิดต่างหาก แต่จะรวมอยู่ในความแข็งแรงของมวลดิน โดยการทดสอบดินแบบ Total Stress (UU-Test) ของตัวอย่างดินที่บดอัดด้วยความชื้นและความแน่นที่มีสภาพเหมือนกับการก่อสร้าง และทดสอบโดยไม่ให้ตัวอย่างดินอิ่มตัว

(2) ความดันน้ำที่เกิดขึ้นในระหว่างเก็บกักน้ำ จะพิจารณาเส้น Phreatic Line ที่ได้จากการวิเคราะห์การไหลซึมตามวิธีของ Casagrande และแยกคิดความดันน้ำออกจากกำลังของดิน ดังนั้นการทดสอบดินจึงต้องใช้วิธี Effective Stress (CU-Test)

(3) ความดันน้ำที่เกิดขึ้นขณะที่มีการลดระดับน้ำในอ่างอย่างรวดเร็ว โดยสมมุติว่ามีการลดระดับน้ำจากระดับน้ำเก็บกัก ลงมาถึงระดับน้ำต่ำสุด ดังนั้นจะต้องคิดว่าน้ำในตัวเขื่อนยังค้างอยู่เท่ากับการไหลซึมในกรณีมีน้ำอยู่ที่ระดับเก็บกัก นอกจากที่ผิวลาดเขื่อนด้านเหนือจะลดระดับลงจนถึงระดับน้ำต่ำสุด

3.9.4 การกำหนดค่า Seismic Coefficient

การวิเคราะห์ผลกระทบจากการเกิดแผ่นดินไหวที่มีต่อตัวเขื่อนจะใช้วิธี Pseudo Static Approach โดยเฉพาะการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดเขื่อนในกรณีที่มีระดับน้ำในอ่างอยู่ในระดับปานกลาง และสูงสุดปกติเท่านั้น

ค่าอัตราเร่งของความสั่นสะเทือนแนวนอน (Seismic Coefficient) กำหนดได้จากรูปที่ 3-4 ซึ่งแสดง Contour lines ของ PGA_o/G ในประเทศไทยและประเทศใกล้เคียง ซึ่งศึกษาโดย ดร.เป็นหนึ่ง วานิชชัย และคณะ (2537) โดยที่

PGAo คือ อัตราเร่งสูงสุดบนพื้นดินที่มีความน่าจะเป็นเพียง 1 ใน 10 ที่จะเกิด
มีค่าสูงกว่าในคาบเวลา 50 ปี (Seismic Coefficient)

G คือ อัตราเร่งของสนามโน้มถ่วงของโลก

การศึกษาดังกล่าวเป็นการวิเคราะห์ความเสี่ยงภัยจากการเกิดแผ่นดินไหวสำหรับ
ประเทศไทย (Seismic Risk Analysis for Thailand) ซึ่งเป็นการวิเคราะห์หาระดับความรุนแรงของ
แผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดขึ้นในประเทศไทย และประเทศใกล้เคียง

3.9.5 การกำหนดค่าแรงดันน้ำที่อยู่ในระหว่างเม็ดดิน (Pore Pressure)

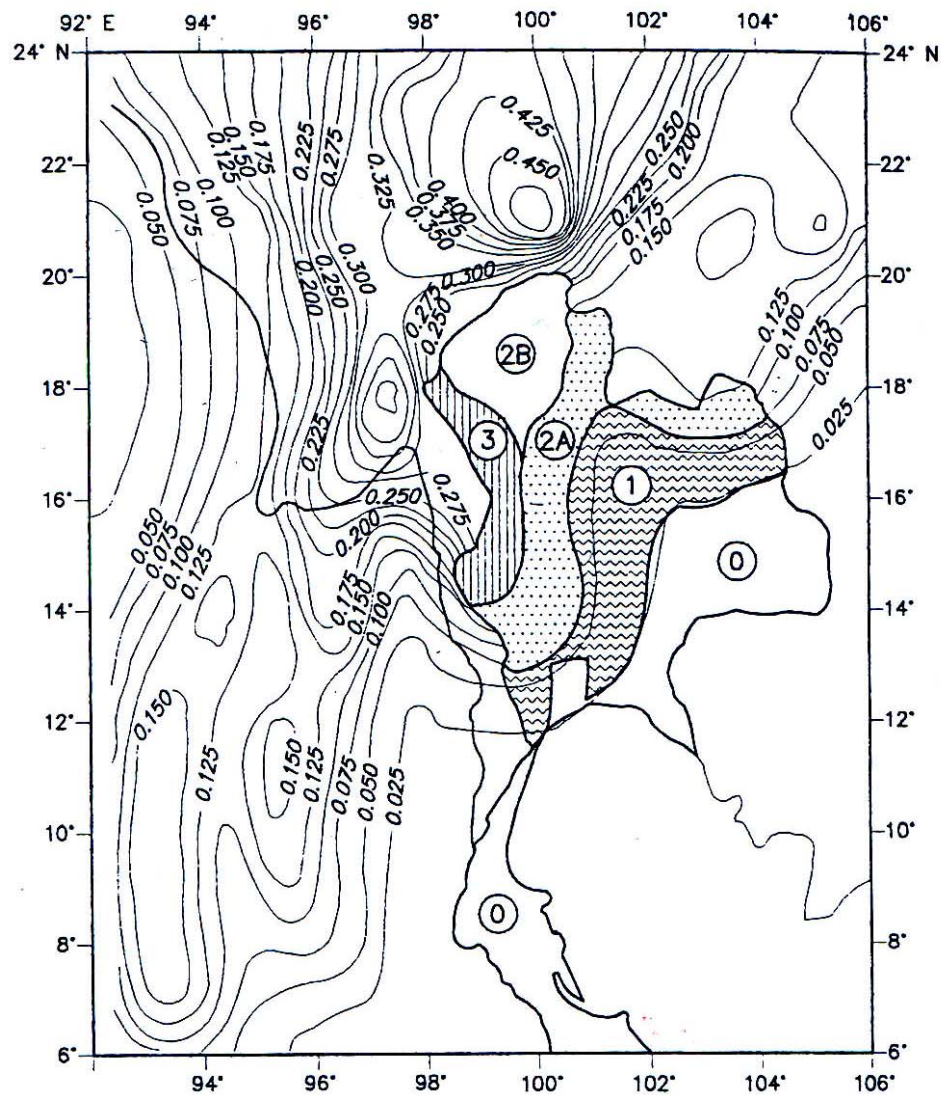
เนื่องจากค่าแรงดันน้ำที่อยู่ในระหว่างเม็ดดิน ที่เกิดขึ้นเนื่องจากการบดอัดระหว่างการ
ก่อสร้าง และที่เกิดขึ้นเนื่องจากการเก็บกักน้ำ ซึ่งมีผลทำให้กำลังรับแรงเฉือนของดินลดลง ซึ่งในการ
วิเคราะห์ความมั่นคงของเขื่อนแบบ Effective Stress Method สามารถหาค่าแรงดันน้ำได้ดังนี้

(1) ระหว่างเก็บกักน้ำ สามารถหาค่าแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นจากเส้น Phreatic Line ตามวิธี
ของ A. Casagrande (1937)

(2) ระหว่างการก่อสร้าง สามารถหาค่าแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นจากค่า Pore Pressure Ratio,
 R_u ซึ่งมีความสัมพันธ์ ดังนี้

$$R_u = \frac{\text{Excess Pore Pressure}}{\text{Overburden Pressure}} = \frac{\Delta U}{\Delta \sigma_v} \quad (3-19)$$

ค่า R_u ที่เกิดขึ้นในระหว่างการก่อสร้างเขื่อน นอกเหนือจากขึ้นอยู่กับชนิดดินแล้วยัง
ขึ้นอยู่กับความสูงของการถมดินและระยะเวลาในการก่อสร้าง ซึ่งมีผลต่อการระบายความดันน้ำส่วนเกิน
(ΔU) ออกจากช่องว่างระหว่างเม็ดดิน โดยทั่วไปแล้วค่า R_u สำหรับงานเขื่อนจะมีค่าประมาณ 0.3
(โดย Sherard et al. (1967) หน้า 101 และ “แนวทางและหลักเกณฑ์การออกแบบเขื่อนเก็บกักน้ำ และ
อาคารประกอบ”, หน้า 135) ซึ่งจะได้นำมาใช้ในการกำหนดค่าความดันน้ำที่เกิดขึ้นในระหว่างการ
ก่อสร้าง เพื่อใช้วิเคราะห์ความมั่นคงของเขื่อนต่อไป



เขต 3 มีความเสี่ยงในการเกิดความเสียหายในระดับค่อนข้างสูง

เขต 2A และ 2B มีความเสี่ยงในการเกิดความเสียหายระดับปานกลาง

เขต 1 มีความเสี่ยงน้อย แต่อาจเกิดมีความเสียหายบ้าง

เขต 0 ไม่จำเป็นต้องออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหว

0.150 คือ อัตราส่วนระหว่าง ความแรงสูงสุดในแนวราบของแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดขึ้น
ได้ในคาบ 500 ปี ต่อความแรงของสแนมโบ้มถ่วงโลก

ที่มา : เป็นหนึ่ง วาณิช , 2538

รูปที่ 3-4 แผนที่แสดงความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหว

ที่มา : เอกสารประกอบการบรรยาย เรื่อง “เกณฑ์กำหนดในการออกแบบเขื่อน” gtz, 2544

3.9.6 Allowable Factor of Safety

การกำหนดค่า Minimum Allowable Factor of Safety จะกำหนดตามเกณฑ์ดังนี้

ตารางที่ 3-4 แสดง Minimum Factor of Safety

Operating Condition	Min. Allowable F.S.	
	Static	Siesmic
เขื่อนเพิ่งสร้างเสร็จใหม่ๆ	1.25	1.00
เขื่อนเก็บกักน้ำเต็มที	1.50	1.25
ระดับน้ำในอ่างลดลงอย่างรวดเร็ว	1.25	1.00

3.10 คุณสมบัติดินที่นำมาออกแบบตัวเขื่อน

การวิเคราะห์คุณสมบัติของดิน ที่จะนำมาออกแบบตัวเขื่อนนั้น จะนำตัวอย่างดินมาจากแหล่งบ่อขุดดินมาดำเนินการทดสอบ เพื่อหาคุณสมบัติดินและวิเคราะห์ออกแบบตัวเขื่อน

การหาค่า Shear Strength ที่จะนำมาใช้ในการออกแบบเขื่อน จะใช้ค่าที่ได้จากผลการทดลอง Direct Shear Test และ Triaxial Test สำหรับการทดสอบ Triaxial Test จะต้องมีการวัด Pore Pressure ที่เกิดขึ้นในตัวอย่างด้วยเพื่อนำมาพิจารณาค่า Shear Strength ของดินในสภาพต่างๆ โดยกำหนดการทดลองเป็น 2 กรณี คือ

(1) UU-Test จะนำผลจากกรณีนี้มาคำนวณ ในกรณี End of construction (รายละเอียดดูจากหัวข้อการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดเขื่อน)

(2) CU-Test จะนำผลจากกรณีนี้มาคำนวณ ในกรณี Steady Stage หรือ Full Reservoir และในกรณี Rapid Drawdown

สำหรับผลการทดสอบ Direct Shear Test จะนำมาพิจารณาร่วมกับการทดสอบ Triaxial แบบ CU-Test เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของข้อมูลและเพื่อช่วยในการพิจารณาการเลือกใช้ค่า Shear Strength Parameters ของดิน ไปใช้ในการวิเคราะห์ความมั่นคงของเขื่อนต่อไป

3.11 ระยะเพื่อการทรุดตัวของสันเขื่อน (Crest Camber)

การออกแบบระยะเพื่อการทรุดตัวของเขื่อนภายหลังการก่อสร้างเสร็จ ซึ่งจะพิจารณาการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเฉพาะตัวเขื่อน เนื่องจากช่วงเวลาที่ใช้ในการก่อสร้างเขื่อนนานการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในฐานรากจึงเกิดขึ้นในระหว่างการก่อสร้าง การออกแบบเพื่อการทรุดตัวของตัวเขื่อน เนื่องจากน้ำหนักตัวเอง ทำได้ 2 วิธี และให้พิจารณาค่ามากที่สุดมาใช้ในการออกแบบ อย่างไรก็ตาม หากการทรุดตัวที่คำนวณได้ทั้งสองกรณี มีค่าน้อยกว่า 1% ของความสูงของเขื่อน จะกำหนดเพื่อการทรุดตัวของเขื่อนเท่ากับ 1% ตามข้อเสนอแนะใน REF.24 “Design of Small Dams, USBR, 1987” หน้า 255

(1) จำนวนจาก Empirical Formular ที่เสนอโดย H.H THOMAS 1976,
The Engineering of large dam part I and II

$$S = 10^{(0.0156H-1.16)} \quad (3-20)$$

เมื่อ S = การทรุดตัวที่เกิดขึ้นภายหลังเขื่อนสร้างเสร็จแล้ว, ม.
 H = ความสูงเขื่อน, ม.

(2) จำนวนจากผลการทดสอบ Consolidation Test ของดินตัวเขื่อน (วรารกร, 2538)

$$S = \frac{A \cdot \gamma_t (Z_2^2 - Z_1^2)}{2E} \quad (3-21)$$

เมื่อ S = การทรุดตัวที่เกิดขึ้นภายหลังเขื่อนสร้างเสร็จแล้ว, ม.
 γ_t = ความหนาแน่นรวมของดินตัวเขื่อน, ตัน/ม³
 Z_1, Z_2 = ความสูงของเขื่อนในช่วงระยะที่คำนวณการทรุดตัว, ม.
 E = สัมประสิทธิ์การทรุดตัวได้จากการทดสอบ Consolidation ตัน/ม²
 A = อัตราส่วนการทรุดตัวที่เกิดขึ้นภายหลังการก่อสร้าง
= 0.35

การคำนวณจะใช้น้ำตักที่เขื่อนสูงที่สุด และจะเผื่อความสูงตามที่คำนวณได้ตรงจุดที่เขื่อนสูงที่สุด ระยะเผื่อความสูงของสันเขื่อนนี้จะลดลงเป็นสัดส่วนกับความสูงของตัวเขื่อนจนมีค่าเป็นศูนย์ที่ไหลเข้าทั้งสองด้าน

3.12 อุปกรณ์มาตรวัดพฤติกรรมเขื่อนเก็บกักน้ำ (Dam Instrumentation)

อุปกรณ์มาตรวัดที่ติดตั้งที่ตัวเขื่อนและบริเวณใกล้เคียง มีความสำคัญมากต่อการเตือนภัยและการคาดคะเนพฤติกรรมของตัวเขื่อนขณะทำการก่อสร้าง และภายหลังจากก่อสร้างแล้วเสร็จใช้งานแล้ว เนื่องจากการติดตั้งอุปกรณ์มาตรวัดต่างๆ มีจุดประสงค์เพื่อเตือนภัยด้านความปลอดภัยของตัวเขื่อน และเก็บรวบรวมข้อมูล เพื่อตรวจสอบความถูกต้อง เกี่ยวกับสมมุติฐานในการออกแบบ และวิธีการคำนวณว่าถูกต้องเพียงไร เพื่อนำไปปรับปรุงแก้ไข ให้มีความถูกต้องมากยิ่งขึ้น อุปกรณ์วัดชนิดต่างๆ ประกอบด้วย

- Piezometers เพื่อใช้วัดความดันน้ำที่จุดต่างๆ ในตัวเขื่อนและฐานราก
 - Observation Wells เพื่อใช้วัดระดับน้ำที่ไหลลอดผ่านฐานรากของตัวเขื่อนออกมาทางด้านท้ายเขื่อน
 - Surface Settlement Point และ Reference Benchmark เพื่อใช้วัดการเคลื่อนตัวของผิวเขื่อนในบริเวณลาดเขื่อนและสันเขื่อน
 - Inclinator with Magnetic Ring เพื่อใช้วัดการเคลื่อนตัวของแนวราบและแนวตั้งภายในตัวเขื่อนและฐานราก
 - อาคารวัดน้ำ เพื่อใช้วัดอัตราการไหลของน้ำผ่านเขื่อน
- โดยรายละเอียดคร่าวๆ ของเครื่องมือต่างๆ เป็นดังนี้

3.12.1 Piezometer

พิโซมิเตอร์ คือ เครื่องมือที่ใช้วัดความดันน้ำในมวลดิน (Pore Pressure) หรืออาจเรียกชื่อมาตรวัดความดันน้ำ นับเป็นเครื่องมือลำดับแรกๆ ที่พิจารณาติดตั้งในตัวเขื่อน เนื่องจากสามารถบอกถึง พฤติกรรมการไหลซึมของน้ำผ่านเขื่อนและฐานราก การกัดเซาะ การปิดกั้น การระบาย และความมั่นคงของตัวเขื่อนได้ โดยจะทำการติดตั้งที่ตำแหน่งต่างๆ ในหน้าตัดเขื่อนที่ลึกที่สุด ชนิดของพิโซมิเตอร์ที่ควรนำมาใช้ เรียกว่า “Electric Type” แบบ Vibrating Wire ระบบนี้ความดันน้ำจะถูกเปลี่ยนเป็นสัญญาณไฟฟ้า ซึ่งจะวัดความดันน้ำจากค่าของกระแสของเส้นลวดที่ขึงตึงระหว่างแผ่นโลหะรับแรงเมื่อแรงดันน้ำเพิ่มขึ้นเส้นลวดก็จะหย่อนทำให้ความถี่ลดลง หัววัดความดันน้ำแบบ Vibrating Wire

3.12.2 บ่อวัดระดับน้ำใต้ดิน (Observation Well)

การศึกษาพฤติกรรมของเขื่อนโดยเฉพาะความดันน้ำในตัวเขื่อนและฐานราก ปัจจุบันที่สำคัญอีกประการหนึ่งที่มีต่อความดันน้ำที่วัดได้ คือ ระดับน้ำใต้ดิน (Ground Water Level) ซึ่งจะต้องใช้เป็นฐานที่บอกถึงปริมาณความดันน้ำส่วนเกิน (Excessed Pore Pressure) ที่วัดได้จากพิโซมิเตอร์

ตำแหน่งที่ทำการติดตั้งบ่อวัดความดันน้ำ จะห่างจากดินเขื่อนด้านท้ายน้ำพอสมควร เพื่อไม่ให้เกิดความดันน้ำส่วนเกิน จากน้ำหนักตัวเขื่อนที่กดทับอยู่และควรห่างกันตามแนวแกนเขื่อนไม่เกิน 500 เมตร หรือเพียงพอที่จะแสดงการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดินตลอดตัวเขื่อนจากไหล่เขาฝั่งขวาถึงฝั่งซ้าย

3.12.3 Surface Settlement Point และ Reference Benchmark

การวัดการเคลื่อนตัวภายนอกที่สามารถมองเห็นได้ด้วยตาเปล่า สามารถทำได้ง่าย ๆ โดยการใช้เครื่องมือสำรวจทั่วไป อันได้แก่ กล้องวัดมุม และกล้องระดับเป็นหลัก โดยต้องมีหมุดหลักฐาน (Reference benchmark) เตรียมไว้ให้อยู่ภายนอกอิทธิพลการเคลื่อนตัวที่เกิดจากอิทธิพลของตัวเขื่อน และต้องอยู่ในตำแหน่งที่เหมาะสม ที่จะตั้งกล้องสำรวจ แล้วสามารถส่องเห็นบริเวณเขื่อน ได้เป็นพื้นที่กว้างพอสมควร ปกติ Benchmark สำหรับงาน Instrumentation ในเขื่อนนั้นจำเป็นต้องมีอยู่แล้ว เพื่อใช้อ้างอิงกับการวัดการเคลื่อนตัวโดยวิธีอื่นๆ ทั้งหมด รวมทั้งการตรวจสอบตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือต่างๆ บริเวณต่อไปนี้เป็นจุดที่คาดว่าจะให้มีการติดตั้ง Benchmark เพื่อให้พื้นบริเวณการทรุดตัวจากน้ำหนักเขื่อน คือ

- (1) บนไหล่เขาเหนือสันเขื่อนขึ้นไปเล็กน้อย ทั้งปีกซ้ายและขวาของตัวเขื่อน
- (2) บนไหล่เขาด้านเหนือน้ำ ที่มีระดับสูงกว่าระดับเก็บกักปกติ
- (3) บนไหล่เขาและที่ราบด้านท้ายน้ำที่ห่างจากดินเขื่อนไม่น้อยกว่า 20 เมตร

ปกติ Benchmark จะต้องเป็นเสาคอนกรีตที่จะต้องหยั่งลึกถึงหน้าหิน หรือชั้นดินแข็ง และมีแผ่นโลหะพร้อมหมุดบอกค่าพิกัดและระดับอย่างชัดเจน

สำหรับจุดวัดบนตัวเขื่อนนั้น จะมีการติดตั้งหมุดวัดที่ผิวดิน (หรือหินทิ้ง) ซึ่งเรียกว่า “Surface Settlement Point” ซึ่งส่วนมากเป็นแกนโลหะยาว 1.6-2.5 ม. ฝังไว้บนสันเขื่อน หรือลาดเขื่อน แล้วหุ้มรอบด้วยคอนกรีตที่ส่วนบน เพื่อยึดติดกับดินบริเวณนั้น

3.12.4 Inclinator with magnetic Ring

เป็นเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวได้ทั้งในแนวราบ และในแนวดิ่งของตัวเขื่อน โดยทำการฝังท่อ (Access tube) ติดตั้งไว้ในมวลดิน โดยรอบท่อจะติดตั้ง Magnetic Ring เป็นช่วงๆ ตามความลึกที่กำหนด ซึ่งจะเลือกติดตั้งในหน้าตัดเขื่อนที่ลึกที่สุด

การวัดการเคลื่อนตัวในแนวราบ โดยใช้หัววัด (Inclinometer probe หรือ torpedo) ซึ่งมีล้อเล็กๆ เคลื่อนที่ไปตามท่อหน้า (Access tube) ซึ่งสามารถวัดมุมเอียงของท่อที่ทำกับแนวดิ่ง และจะทราบช่วงวัดของ Probe ดังนั้นจะสามารถคำนวณหาการเคลื่อนตัวในแนวราบได้ การวัด Inclinometer นี้จะเทียบกับตำแหน่งหรือความเอียงของท่อเมื่อเริ่มติดตั้งซึ่งวัดไว้ทันทีเมื่อติดตั้งเสร็จ

การวัดการเคลื่อนตัวในแนวดิ่ง โดยวัดจากการเคลื่อนตัวของ Magnetic Ring ที่มีแหวนแม่เหล็กต่ออยู่ Magnetic Ring จะติดตั้งอยู่รอบท่อเพื่อให้เคลื่อนตัวไปพร้อมๆ กับดินโดยรอบ การหาตำแหน่งของ Magnetic Ring

ทำได้โดยการหย่อนหัววัด ซึ่งเป็นขดลวดเหนี่ยวนำ เมื่อผ่านสนามแม่เหล็กที่เกิดจากแหวนแม่เหล็กที่ติดอยู่กับ Magnetic Ring จะให้สัญญาณไฟฟ้าขึ้นมา ซึ่งทำให้ทราบระดับของ Magnetic Ring ที่เคลื่อนตัวไปในช่วงระยะเวลาต่างๆ

3.12.5 อาคารวัดน้ำ

เพื่อใช้วัดอัตราการไหลของน้ำผ่านเขื่อน ทำได้โดยการรวบรวมน้ำที่ไหลผ่านตัวเขื่อน และฐานรากเข้ามาสู่เครื่องวัดที่มักทำเป็นฝายวัดปริมาณน้ำขนาดเล็ก (Measuring Weir) แบบต่างๆ ซึ่งส่วนมากนิยมใช้ V-notch Weir ขนาดมุม 90 องศา ข้อมูลที่ได้จากฝายวัดปริมาณน้ำ คือ

- (1) ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านในช่วงเวลา
- (2) ความขุ่นและสีของน้ำที่ไหลผ่าน
- (3) อื่นๆ เช่น สารละลายในน้ำ เป็นต้น

สิ่งต่างๆ ดังกล่าว จะเป็นตัวอย่างชี้ถึงพฤติกรรมการไหลซึมของน้ำผ่านตัวเขื่อนและฐานราก โดยเฉพาะในช่วงเวลาการเก็บกักน้ำปีแรก ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านเมื่อเปรียบเทียบกับค่า ที่คาดการณ์ไว้จะบอกถึงอัตราการซึม ในขณะที่ความขุ่นและสีของน้ำจะบอกถึงการกัดเซาะภายในและประสิทธิภาพของชั้นกรอง

3.13 การระบายน้ำบนสันเขื่อน

การออกแบบระบบระบายน้ำบนสันเขื่อน จะกำหนดให้ระบายลงไปตามด้านเหนือน้ำของเขื่อน และระบายลงอ่างเก็บน้ำ

3.14 การตรวจสอบการเกิด Piping

การตรวจสอบแนวโน้มการเกิด Piping ทั้งภายในตัวเขื่อนและบริเวณท้ายเขื่อน อาจพิจารณาได้จาก

(1) ความลาดระดับน้ำ คือ จุดที่น้ำไหลซึมแล้วเสียศักย์มากจะมีแรงกระทำต่อมวลดินสูง (seepage force) และถ้าไม่มีการป้องกันที่ดี เมื่อดินจะถูกแรงน้ำซึ่งมีมากกว่าน้ำหนักหรือแรงต้านดึงให้หลุดตามไปได้ ถ้าความลาดระดับน้ำในบริเวณใดสูงกว่าความลาดระดับน้ำวิกฤต (i_c) โอกาสเกิดการกัดเซาะจะเกิดขึ้น เช่น บริเวณด้านท้ายของร่องแกนฐานรากด้านท้ายน้ำ หรือบริเวณดินเขื่อนด้านท้ายน้ำ เป็นต้น

$$\text{Seepage Force} = i_c \gamma_w \quad (3-22)$$

$$\text{Critical Hydraulic Gradient, } i_c = \frac{\gamma_b}{\gamma_w} \quad (3-23)$$

$$\text{เมื่อ } \gamma_b = \text{ความหนาแน่นของดินในน้ำ} = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w, \text{ ตัน/ม}^3$$

$$\gamma_w = \text{ความหนาแน่นของน้ำ, ตัน/ม}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \text{ความหนาแน่นของดินอิ่มตัว, ตัน/ม}^3$$

(2) ความเร็วการไหลซึมของน้ำระหว่างเม็ดดิน (seepage velocity) จุดที่น้ำซึมผ่านด้วยความเร็วสูงจะสามารถพัดพาเอาเม็ดดินหลุดลอยออกไปได้ โดยเฉพาะดินทรายและดินทรายปน ถ้าความเร็วของการไหลซึมที่เกิดขึ้นมากกว่าความเร็ววิกฤต (v_c) โดยวิธีการของ Justin

$$V_c = \sqrt{\frac{W \cdot g}{A \cdot \gamma_w}} \quad (3-24)$$

$$\text{เมื่อ } V_c = \text{ความเร็วของน้ำ, ม./วินาที}$$

$$W = \text{น้ำหนักเม็ดดินในน้ำ, ตัน}$$

$$g = \text{อัตราเร่งจากแรงดึงดูดของโลก, ม./วินาที}^2$$

$$A = \text{พื้นที่หน้าตัดของเม็ดดิน, ม}^2$$

3.15 การปรับปรุงฐานรากเขื่อน

3.15.1 เกณฑ์กำหนดในการปรับปรุงฐานรากเขื่อน

เกณฑ์กำหนดในการปรับปรุงฐานรากเขื่อน ต้องทำการปรับปรุงฐานรากเขื่อนให้มีความมั่นคง และปลอดภัยในทุกสภาวะ คือ

- (1) มีกำลังต้านทานแรงเฉือน (Shear Strength) เพียงพอ
- (2) ไม่มีการแปรเปลี่ยนรูป (Deformation) การทรุดตัวหรือยุบตัว หรือหากจะมีบ้างก็เพียงเล็กน้อย
- (3) ไม่มีการรั่วซึมของน้ำ (Seepage) ผ่านฐานราก หรือหากมีก็เพียงปริมาณน้อยมาก
- (4) ไม่ก่อให้เกิดการผุดของน้ำ (Piping) ที่ผิวดินท้ายเขื่อนอันเนื่องมาจากแรงดันน้ำในฐานราก
- (5) ไม่ก่อให้เกิดสภาพการเป็นของไหล (Liquefaction) ในส่วนใด ๆ ของฐานราก

3.15.2 แนวทางการออกแบบปรับปรุงฐานราก

(1) ในชั้นดินหรือชั้น Overburden การออกแบบจะกำหนดให้มีการขุดลอกชั้นดิน Overburden ในร่อง Core Trench ออกให้หมด รวมไปถึงชั้นหินที่อ่อนและผุมากด้วย โดยจะให้ผิวดังของร่อง Core Trench วางบนชั้นหินที่มีอัตราการผุสลายอยู่ในเกณฑ์ต่ำคือ Fresh หรือ Slightly Weathered หรือถึงชั้นที่แข็งแรงที่จะสามารถปรับปรุงให้แข็งแรงและทึบน้ำได้ โดยการอัดฉีดน้ำปูน (Cement Grouting) ทั้งนี้เพื่อให้ตัวเขื่อนวางบนฐานรากที่ความแข็งแรงและมีความทึบน้ำ สามารถกักน้ำได้ตามวัตถุประสงค์สำหรับดินฐานรากภายใต้ตัวเขื่อนนอกบริเวณ Core Trench จะทำการขุดเปิด (Strip) ชั้นผิวดิน (Top Soil) และวัสดุที่มีคุณสมบัติไม่เหมาะสมออก จนถึงชั้นดินที่แน่นเหมาะสมที่จะเป็นฐานรากของตัวเขื่อนได้ ส่วนที่ขุดออกจากร่องแกน หากมีความเหมาะสมตามที่กำหนดในข้อกำหนดทางวิชาการก็สามารถยอมให้ใช้เป็นวัสดุตัวเขื่อนต่อไป

(2) การป้องกันน้ำลอดใต้ตัวเขื่อนในชั้นหินฐานรากพื้นร่องแกน (Bottom of Core Trench) ลงไปนั้น จะพิจารณาปรับปรุงฐานรากให้แน่นทึบมากที่สุด โดยการทำ Grot Curtain ตามแนวร่องแกนตลอดแนวเขื่อน ถ้าหินฐานรากมีอัตราการรั่วซึมมากกว่า 5 Lugeon หรือค่า K มากกว่า 6×10^{-5} cm/sec. หรือค่า RQD น้อยกว่า 80 % หรือค่าการผุพังของหินมากกว่าชั้น Moderately Weather

ความลึกของ Grout Curtain จะพิจารณาจากสภาพธรณีวิทยา และจากผลการทดสอบ Water Test ของหลุมเจาะสำรวจเป็นหลัก โดยจะทำการปรับปรุงจนถึงชั้นความลึกที่มีอัตราการรั่วซึม

ประมาณ 5 Lugeon ระดับต่ำสุดของ Grout Curtain จะต้องอยู่ในหินสด (Fresh Rock) หรือ Slightly Weathered Rock เพื่อให้มั่นใจว่าจะไม่เกิดการกัดเซาะและเกิดการ Piping เนื่องจากน้ำที่ซึมผ่าน

การเจาะหลุม Grout จะเป็นแบบ Split Spacing คือทำหลุมต่างๆ ก่อนเป็นหลุมชุด Primary set แล้วเจาะหลุมแทรกเป็น Secondary & Tertiary Set ตามความจำเป็น

แถวหลุม Grout ด้านเหนือหน้าและท้ายน้ำ 2 แถว จะเจาะด้วยเครื่องเจาะแบบกระแทก (Percussion Drilling) ส่วนแถวที่อยู่ในแนวศูนย์กลางร่องแกนจะเจาะด้วย Rotary Drilling

Grout Composition ที่เหมาะสมคือ Suspension ของ Portland Cement Type 1 เริ่ม Grout ด้วยอัตราส่วนน้ำ : ปูน = 9 : 1 โดยปริมาตร และเพิ่มความเข้มข้นจนถึง 1:2

Unit Weight ไม่เกิน 50 กิโลกรัม/ลูกบาศก์เมตร จึงถือว่าเพียงพอ ความดันในการฉีดน้ำ ปูน 1 ถึง 2 ปอนด์/ตารางนิ้ว/ความลึก 1 ฟุต หรือขึ้นอยู่กับความดันจากการทดลองอัดฉีดน้ำเพื่อให้ได้ค่าความดันสูงที่สุดที่ไม่เป็นอันตรายต่อหินฐานราก

เกณฑ์การอิ่มตัวของน้ำปูน เมื่ออัดฉีดด้วยความดันสูงสุดคงที่ใช้เวลา 15 นาที ที่น้ำปูน ไม่เข้าไปในหลุมแล้วจึงหยุดการอัดฉีด

การกำหนด Pressure ที่จะใช้ในการอัดฉีดน้ำปูนจะพิจารณาให้มี Factor of Safety ไม่น้อยกว่า 2 แต่ต้องมีค่า Maximum Permissible Pressure ไม่ควรเกินกว่าค่าที่ A.C. Houlsby เสนอแนะ

บทที่ 4

เกณฑ์กำหนดในการออกแบบด้านชลศาสตร์

4.1 เกณฑ์กำหนดในการออกแบบฝายน้ำล้น (Weir)

ข้อพิจารณาในการเลือกที่ตั้งฝายน้ำล้น (Consideration of the weir)

ในการเลือกที่ตั้งฝายน้ำล้นมีหลักเกณฑ์ในการพิจารณา คือ ที่ตั้งฝายน้ำล้นจะต้องสามารถใช้ประโยชน์จากแหล่งน้ำได้อย่างเต็มที่ โดยกระจายน้ำการใช้น้ำให้ครอบคลุมพื้นที่มากที่สุด มีความเหมาะสมทางด้านวิศวกรรม ให้ประโยชน์สูงสุดทางด้านเศรษฐกิจและการลงทุน และมีผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมน้อยที่สุด สำหรับหลักสำคัญในการพิจารณาเลือกที่ตั้งของฝายน้ำล้นทางด้านวิศวกรรมมี 3 ประการ คือ ลักษณะภูมิประเทศ ลักษณะทางธรณีวิทยา และแหล่งวัสดุก่อสร้าง โดยมีรายละเอียดดังนี้

(1) ลักษณะภูมิประเทศ

ลักษณะภูมิประเทศเป็นข้อพิจารณาแรกที่สำคัญในการเลือกที่ตั้งฝายน้ำล้น โดยพิจารณาจากแผนที่ภูมิประเทศของโครงการที่มี ซึ่งควรเป็นจุดบนลำน้ำที่แคบที่สุด เพื่อประหยัดวัสดุก่อสร้างตัวฝายน้ำล้น บริเวณเหนือน้ำจากแนวกันฝายน้ำล้นควรเป็นบริเวณที่สามารถก่อสร้างเป็นอาคารนำน้ำไปส่งให้คลองส่งน้ำของชาวบ้านได้ ควรหลีกเลี่ยงบริเวณที่จะเป็นพื้นที่ชุมชน เพราะจะมีปัญหาอุปสรรคเกี่ยวกับพื้นที่ข้างเคียงของชาวบ้าน และควรหลีกเลี่ยงบริเวณที่จะมีตะกอนมาตกทับถมมาก และบริเวณที่จะทำให้คุณภาพของน้ำเสียไป ทำให้น้ำที่เก็บกักไม่สะอาด และควรสร้างในบริเวณที่ไม่มีผลกระทบจากน้ำท้อ (Back Water Surface Profile) (เนื่องจากอิทธิพลของฝายน้ำล้นหรืออาคารชลศาสตร์อื่นๆ ที่มีในบริเวณใกล้เคียงกับโครงการ

(2) ลักษณะทางธรณีวิทยา

การเลือกที่ตั้งฝายน้ำล้นควรพิจารณาถึงลักษณะทางธรณีวิทยารากเป็นลำดับต่อมา ซึ่งควรเป็นบริเวณที่มีลักษณะธรณีวิทยารากเป็นหินแข็ง หรือบริเวณดินแข็ง ควรหลีกเลี่ยงบริเวณที่เป็นดินเหนียวอ่อนหรือบริเวณที่เป็นดินเม็ดละเอียด เช่น ดินตะกอน (Silt) (หรือทรายละเอียดที่มีสภาพหลวม เพราะอาจเกิดปัญหาด้านการทรุดตัวของชั้นดิน การเคลื่อนที่ของเม็ดดินเนื่องจากแรงซึมผ่านของน้ำ การสูญเสียเนื่องจากแรงซึม และการกัดเซาะทางท้ายน้ำ ซึ่งจำเป็นต้องปรับปรุงชั้นดินฐานรากหรือออกแบบให้มีโครงสร้างมาต่อเติมตัวฝายน้ำล้นตามความเหมาะสม เช่น การเพิ่มความยาวของ Apron ฝายน้ำล้นทางเหนือน้ำ การขุดร่องแกนในระดับลึก และการเพิ่มความยาวของ Stilling Basin เป็นต้น ซึ่งทำให้ค่าก่อสร้างเพิ่มสูงขึ้นโดยไม่จำเป็น

(3) วัสดุก่อสร้าง

การพิจารณาที่ตั้งฝายน้ำล้นประการสำคัญอีกประการหนึ่ง คือ ควรเลือกที่ตั้งฝายน้ำล้น ในบริเวณที่วัสดุก่อสร้างหาได้ในโครงการ หรือบริเวณใกล้เคียงกับโครงการ ได้แก่ บ่อดินยืมหินถม และ หินทิ้ง มวลรวมคอนกรีต เช่น ทราย กรวด หินย่อย เป็นต้น วัสดุก่อสร้างเหล่านี้ หากมีปริมาณเพียงพอ และหาได้ในบริเวณโครงการก็เป็นสิ่งหนึ่งซึ่งใช้พิจารณาเลือกที่ตั้งฝายน้ำล้นให้ประหยัดที่สุดได้

4.2 องค์ประกอบของอาคารระบายน้ำล้น

อาคารระบายน้ำล้นมีองค์ประกอบแบ่งเป็น 5 ส่วนหลักดังนี้

- คลองชักน้ำ (Approach Channel) ทำหน้าที่นำน้ำจากอ่างเก็บน้ำเข้าสู่อาคารรับน้ำ
- Side Channel Weir ทำหน้าที่รับน้ำจากอ่างเก็บน้ำลงสู่รางเท
- รางเท (Chute) ทำหน้าที่ลำเลียงน้ำลงสู่อาคารสลายพลังงาน
- อาคารสลายพลังงาน (Stilling Basin) ทำหน้าที่สลายพลังน้ำซึ่งไหลมาจากรางเท ก่อนที่จะระบายน้ำออกสู่คลองระบายน้ำ
- คลองระบายน้ำ (Downstream Canal) ทำหน้าที่ระบายน้ำหลากทั้งหมดออกสู่ทางน้ำธรรมชาติ

รายละเอียดรูปตัดของอาคารระบายน้ำล้นและองค์ประกอบ ดังแสดงในรูปที่ 4.1

4.3 การออกแบบอาคารทางน้ำเข้า

คลองชักน้ำ)Approach Channel(

คลองชักน้ำทำหน้าที่นำน้ำจากอ่างเก็บน้ำเข้าสู่อาคารรับน้ำ มีลักษณะเป็นช่องน้ำที่มีระดับพื้นต่ำกว่าสันอาคารรับน้ำของอาคารระบายน้ำล้น เพื่อให้ความเร็วของกระแสน้ำที่จุดใกล้อาคารมีความเร็วที่เหมาะสม นอกจากนั้นยังป้องกันไม่ให้ตะกอนบริเวณด้านทางน้ำเข้าไหลลงอาคารรับน้ำได้อีกด้วย

กรณีต้องขุดร่องชักน้ำจากอ่างมายังสันฝาย การคำนวณออกแบบคลองชักน้ำ จะใช้สมการของ Manning ดังนี้

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{3/2} \cdot S^{2/1}$$

เมื่อ Q = ปริมาณน้ำไหลผ่านสันฝาย ,ม³/วินาที

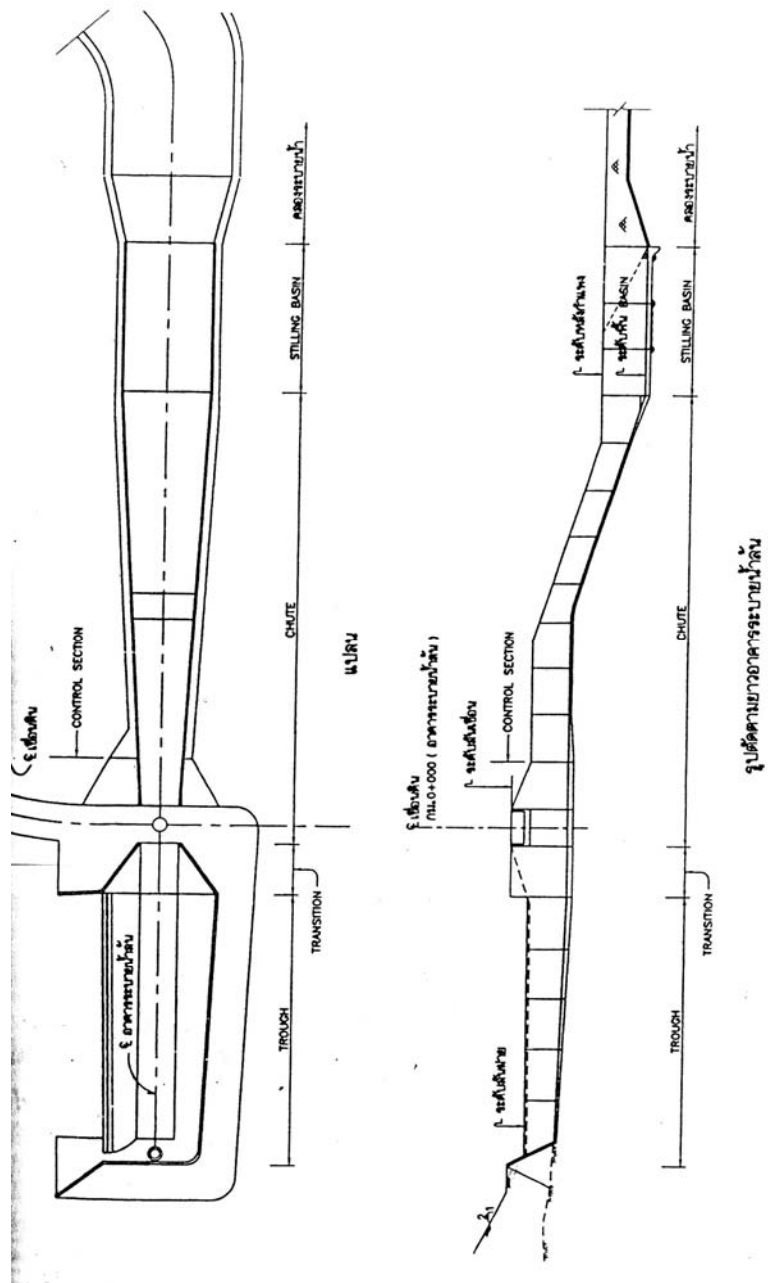
A = พื้นที่หน้าตัดการไหล ,ม².

R = รัศมีชลศาสตร์ = A/P ,ม.

P = ความยาวของเส้นขอบเปียก ,ม.

S = ความลาดท้องคลอง

N = สัมประสิทธิ์ความขรุขระของ Manning ($N=0.022$ สำหรับคลองดินขุด)



รูปที่ 4-1 รูปตัดของอาคารระบายน้ำและองค์ประกอบ

4.4 ประเภทของฝายน้ำล้น

(1) ฝายสันคม เป็นฝายแบบไหลตกตรง

$$Q = 1.84 L H^{3/2}$$

(2) ฝายสันกว้างบนดินถม

$$Q = 1.71 L H^{3/2}$$

(3) ฝายสันมน

$$Q = C L H^{3/2}$$

โดยที่ $C = 2-2.2$ โดยประมาณ

งานฝายหินทิ้ง โดยทั่วไปกำหนดให้ q ไม่เกิน $2.79 \text{ ม}^3/\text{วินาที/ม}$. และผลต่างของระดับน้ำเหนือหน้าของฝาย กับระดับน้ำท้ายน้ำของฝาย ต้องไม่เกิน 1.50 ม .

4.4.1 ระดับสันฝายน้ำล้น (Crest Elevation)

ระดับสันฝายน้ำล้น จะกำหนดจากระดับเก็บกักปกติ (ร.น.ก) (ที่ได้จากขั้นการศึกษาความเหมาะสมของโครงการ) ซึ่งจะเป็นระดับเก็บกักที่เหมาะสมที่สุดของโครงการ ที่ให้ผลประโยชน์สูงสุดทางด้านเศรษฐกิจและการลงทุน โดยวิเคราะห์จากดัชนีบ่งชี้ทางเศรษฐกิจ (Economic Indices)

4.4.2 ความยาวสันฝายน้ำล้น (Length of Weir)

ความยาวสันฝายน้ำล้น จะพิจารณาจากความสามารถในการระบายปริมาณน้ำหลากสูงสุดได้ และจะออกแบบให้เกิดผลกระทบเนื่องจากระดับน้ำท่วมสูงสุด (ร.น.ส) (และระดับน้ำท่วม (Back Water Surface) ของบริเวณพื้นที่ฝายน้ำล้นและบริเวณพื้นที่ด้านเหนือท้ายที่สุด

$$Q = C L H_c^{3/2}$$

Q = อัตราการไหลของน้ำผ่านฝายน้ำล้น

C = สัมประสิทธิ์ของอัตราการไหล

L = ความยาวประสิทธิ์ผลของฝายน้ำล้น

H_c = Total head ของน้ำเหนือสันฝายน้ำล้น

$$= H_o + H_a$$

H_0 = ความสูงของน้ำเหนือสันฝายน้ำล้น

$H_a = V^2/2g$

เมื่อ V = ความเร็วของน้ำทางด้านเหนือฝาย

g = ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก

ความยาวของสันฝายน้ำล้นที่ใช้ในการออกแบบจะถูกลดความยาวลง เนื่องจากตอม่อ (Pier) ซึ่งใช้สูตรในการคำนวณของ USBR. , “Design of Small Dam” หาความยาวใช้งานของสันฝายน้ำล้นได้ดังนี้

$$L = L' - 2(NK_p + K_a) H_0$$

เมื่อ L = ความยาวประสิทธิภาพของสันฝายน้ำล้นเนื่องจากตอม่อ

L' = ความยาวทั้งหมดของสันฝายน้ำล้นซึ่งยังไม่รวมความหนาของตอม่อต่างๆ

N = จำนวนตอม่อกลาง (Pier)

K_p = สัมประสิทธิ์การคอดตัวเนื่องจากตอม่อ

K_a = สัมประสิทธิ์การคอดตัวเนื่องจากกำแพงริมตลิ่ง

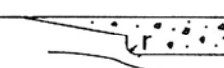
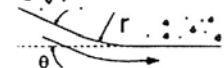
H_0 = ความสูงของน้ำเหนือสันฝายน้ำล้น (Total Head)

ตารางที่ 4-1 สัมประสิทธิ์การคอดตัวเนื่องจากตอม่อ (K_p)

แบบที่	ลักษณะตอม่อ	รูปร่างตอม่อ	K_p
1	รูปสี่เหลี่ยม ไม่ลบมุม		0.10
2	รูปสี่เหลี่ยม ลบมุม		0.02
3	รูปโค้งมน		0.01
4	รูปปลายแหลม		0.00

ที่มา : Design of Small Dam

ตารางที่ 4-2 ลัมประสิทธิ์การคอดตัวเนื่องจากกำแพงริมตลิ่ง (Ka)

แบบที่	ลักษณะกำแพงริมตลิ่ง	รูปร่างกำแพงริมตลิ่ง	K_a
1	รูปสี่เหลี่ยมมุมฉาก 90° ไม่ลมนุม		0.20
2	รูปสี่เหลี่ยมมุมฉาก 90° ลมนุมเป็นรัศมีโค้ง r โดยที่ $0.15 H_d \leq r \leq 0.5 H_d$		0.10
3	กำแพงริมตลิ่งมีรัศมี $r > 0.5 H_d$ และมุม $\theta \leq 45^\circ$ กับทิศทางการไหล		0.00

ที่มา : Design of Small Dam

4.4.3 รูปร่างฝายน้ำล้น (Shape of the Weir)

เกณฑ์ในการคำนวณหารูปร่างของฝายน้ำล้นโดยใช้สูตรของ USBR. (1974) ดังนี้

- ฝายน้ำล้นแบบไม่มีบาน

$$Y/H_0 = -K (X/H_0)^n$$

สำหรับค่าคงที่ K และ n จะขึ้นอยู่กับลักษณะความลาดด้านเหนือน้ำของตัวฝายน้ำล้น และค่า Head ของน้ำเหนือสันฝายน้ำล้นดูรูปที่ 4.2

- ฝายน้ำล้นแบบมีบาน

การออกแบบผิวโค้งของสันฝายน้ำล้นคอนกรีตที่รองรับบานประตู จะเป็นไปตามกฎเกณฑ์ของ USBR. (Design of Small Dam) ในขณะที่ยกบานประตูระบายขึ้นเพียงเล็กน้อย น้ำจะไหลผ่านไปใหลักษณะของ Orifice Flow ดังนั้นจึงต้องออกแบบผิวโค้งด้วยสมการ Parabola ดังนี้

$$-Y = X^2/(4H)$$

โดยที่ X และ Y เป็น Coordinates ที่มีจุด Origin อยู่ที่จุดยอดของฝายน้ำล้นคอนกรีต

4.4.4 การออกแบบพื้นฝายน้ำล้น

การออกแบบพื้นฝายน้ำล้น นอกจากจะออกแบบให้มีความหนาเพียงพอที่จะต้านแรงดันขึ้นของน้ำได้พื้นอาคารแล้ว ยังต้องพิจารณาร่วมกับการออกแบบ Cutoff Wall เพื่อกำหนดความยาวฝายน้ำล้นให้มีความยาวเพียงพอที่จะต้านทานการซึมของน้ำที่พัดพาเม็ดดินฐานรากฝายน้ำล้นให้หลุดออกไปได้ สำหรับการออกแบบความหนาและความยาวของพื้นฝายน้ำล้น นิยมใช้วิธีของ Lane โดยมีขั้นตอนดังนี้

(1) การคำนวณระยะทางเดินของน้ำลอดใต้ฐาน (Creep Length)

การคำนวณระยะทางเดินของน้ำลอดใต้ฐานฝายน้ำล้นจะใช้ทฤษฎีของ Lane's Method โดยมีสูตรการคำนวณดังนี้ คือ

$$L = L_v + L_h/3$$

$$L = C_w H$$

เมื่อ L = ระยะทางเดินของน้ำลอดใต้ฐานฝายน้ำล้น (ม.)

L_v = ระยะทางเดินของน้ำลอดใต้ฐานฝายน้ำล้นในแนวตั้ง (ม.)

L_h = ระยะทางเดินของน้ำลอดใต้ฐานฝายน้ำล้นในแนวราบ (ม.)

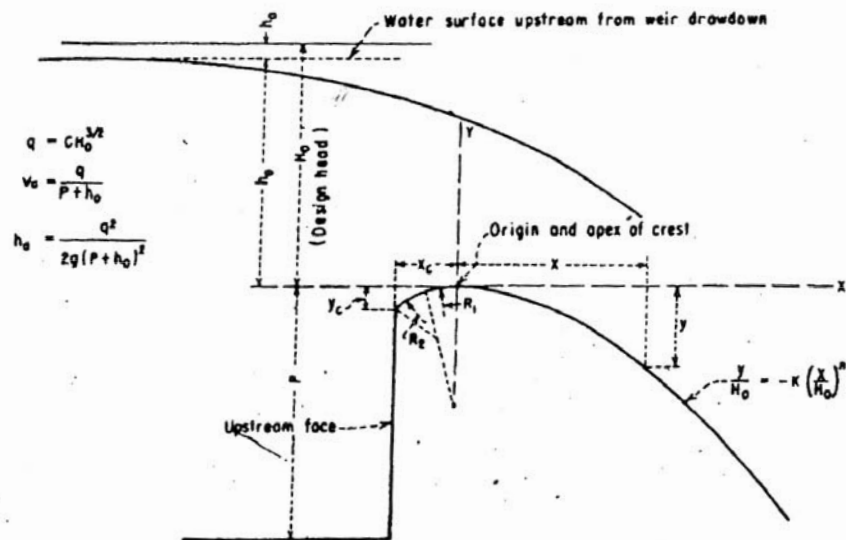
C_w = Lane's Weighted Creep Ratio (ตารางที่ 4.3)

H = Difference Head (ม.)

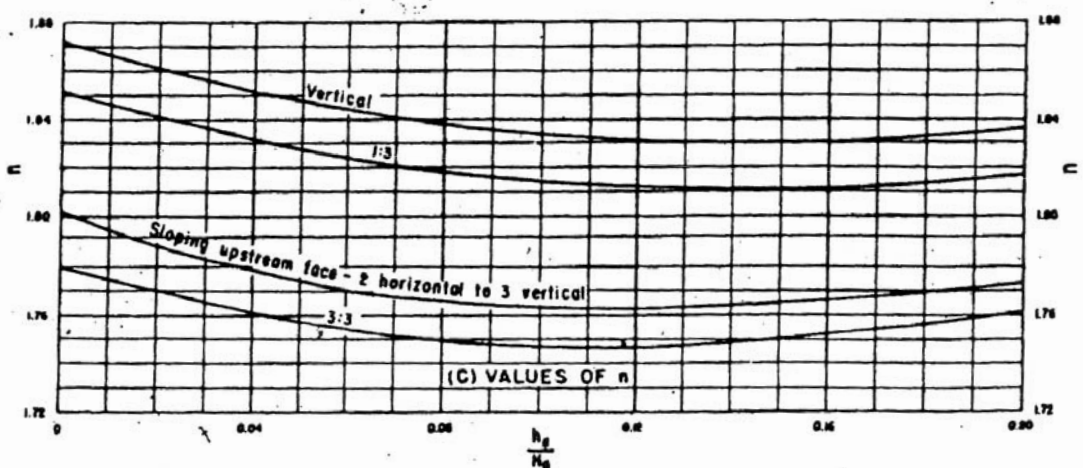
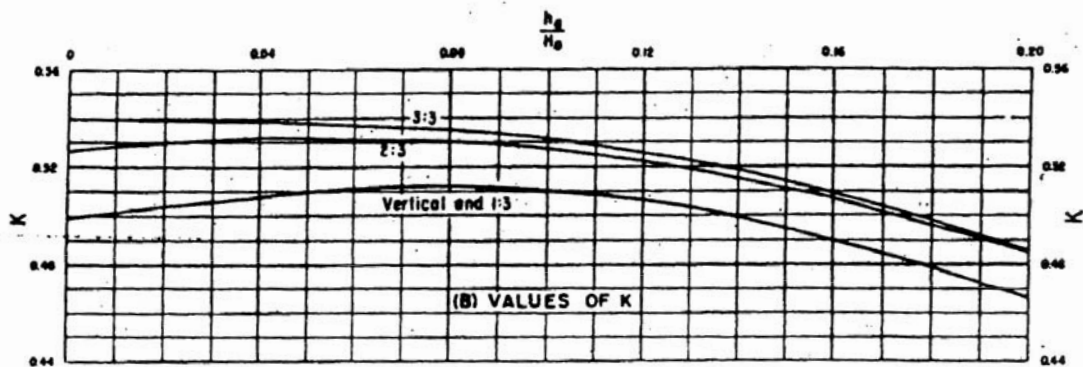
ในการออกแบบรายละเอียดจะพิจารณาการคำนวณทางเดินของน้ำใต้ฐานอาคาร โดยจะต้องมีความปลอดภัยมากกว่าเป็นเกณฑ์กำหนด

ตารางที่ 4-3 ค่า Lane's Weighted Creep Ratio สำหรับดินประเภทต่างๆ ที่อยู่บริเวณใต้ฝายน้ำล้น

Base Material	Lane's Weighted Creep Ratio (C_w)
Very Fine Sand of Silt(ทรายละเอียดมากหรือดินตะกอน)	8.5
Fine Sand (ทรายละเอียด)	7.0
Medium Sand (ทรายหยาบปานกลาง)	6.0
Coarse Sand (ทรายหยาบ)	5.0
Fine Gravel (กรวดละเอียด)	4.0
Medium Gravel (กรวดหยาบปานกลาง)	3.5
Coarse Gravel Including Cobbles (กรวดหยาบ)	3.0
Boulders with some Cobbles and Gravel (หินใหญ่มีกรวดแทรกอยู่)	2.5
Soft Clay (ดินเหนียวอ่อน)	3.0
Medium Clay (ดินเหนียวแข็งปานกลาง)	2.0
Hard Clay (ดินเหนียวแข็ง)	1.8
Very Hard Clay or Hardpan (ดินเหนียวแข็งมากหรือดินดาน)	1.6



(A) ELEMENTS OF NAPPE-SHAPED CREST PROFILES



รูปที่ 4-2 ตัวแปรสำหรับกำหนดรูปร่างของ Ogee Crest

ที่มา : Design of Small Dam

(2) การคำนวณหาแรงดันของน้ำ (Hydrostatic Pressure) ที่กระทำต่อตัวฝายน้ำล้น

ให้คิดในกรณีที่ระดับน้ำทางด้านเหนือน้ำอยู่ที่ระดับสันฝายน้ำล้น และด้านท้ายน้ำไม่มีน้ำ

(3) การคำนวณหาแรงดันของน้ำใต้ฐาน (Uplift Pressure)

โดยสมมติให้แรงที่กระทำใต้ฐานเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู ซึ่งแรงดันน้ำที่จุดใดๆ จะเท่ากับ ความสูงของน้ำที่จุดนั้นๆ โดยอาศัยวิธีของ Lane's Method มาคำนวณ

(4) การคำนวณหาความหนาของแผ่นคอนกรีตด้านท้ายน้ำ

(Downstream Apron Thickness)

ใช้สูตร

$$t_a = \sqrt[3]{\frac{4H(h_f)\gamma_c}{1 - \dots}}$$

t_a = Downstream Apron Thickness)ม (

H = Difference Head)ม (

h_f = head Loss at any Points)ม(

γ_c = Specific Weight of Reinforcement Concrete
= 2.40ตัน/ม³.

(5) การคำนวณหาความหนาของแผ่นของคอนกรีตด้านเหนือน้ำ

(Upstream Apron Thickness)

สำหรับความหนาของแผ่นคอนกรีตด้านเหนือน้ำ ตามคำแนะนำของ USBR. ซึ่งปกติจะใช้ประมาณ 1/2 ถึง 3/4 ของความหนาของแผ่นคอนกรีตด้านท้ายน้ำ แต่ไม่ควรน้อยกว่า 0.30 ม.

4.4.5 การออกแบบ Cutoff Wall

Cutoff Wall เป็นกำแพงที่ยื่นเข้าไปในชั้นดินเพื่อเพิ่มความปลอดภัยของตัวฝายน้ำล้น Cutoff Wall จะทำหน้าที่ควบคุมการไหลของน้ำลอดใต้ฐานและป้องกันการเกิด Piping สำหรับความลึกของ Cutoff Wall จะใช้วิธีคำนวณเหมือนกันกับการคำนวณหาระยะทางเดินของน้ำลอดใต้ฐานตามหัวข้อ “การออกแบบ ฝายน้ำล้น”

4.5 การคำนวณปริมาณน้ำผ่านฝายน้ำล้น (Discharge Over Weir)

4.5.1 ฝายน้ำล้นแบบมีบาน

ช่องประตูน้ำจะออกแบบลักษณะสันฝายน้ำล้นเป็นแบบ Ogee Weir สูงจากพื้นประมาณ 1.00 ถึง 2.00 เมตร ระบายน้ำในช่วงน้ำหลาก โดยยอมให้ระดับน้ำเอ่อได้เท่ากับความต่างระดับของเหนือและท้ายน้ำ (กรณีที่ยกบานประตูเหล็กขึ้นพ้นจากระดับน้ำท่วมสูงสุด) แต่สำหรับกรณีเก็บกักปกติจะมีประตูเหล็กโค้งและประตูเหล็กบานตรงใช้ในการเก็บกักและควบคุมระดับน้ำอัตราการไหลของน้ำผ่านสันฝายน้ำล้นสูงสุดประมาณได้จากสูตรของ USBR (1974) ดังนี้

$$Q = 0.5522 CLH^{3/2}$$

เมื่อ Q = ปริมาณน้ำออกแบบ) ลบ.ม./วินาที(

C = ค่าสัมประสิทธิ์การไหล

H = ความสูงของน้ำเหนือสันฝายน้ำล้น) ม (.

L = ความยาวสันฝายน้ำล้นประสิทธิผล) ม (ซึ่งได้พิจารณาผลกระทบการตีบเข้าของการไหลของน้ำ เนื่องจากรูปร่างและการขวางกั้นทิศทางไหลของตอม่อริมและตอม่อกลางน้ำด้วย

สำหรับค่า C ซึ่งจะมีค่าเปลี่ยนแปลงไปตามความสูงของน้ำด้านเหนือฝายน้ำล้น ลักษณะรูปร่างของสันฝายน้ำล้นลาดด้านเหนือน้ำของตัวฝายน้ำล้น และตลอดจนระดับน้ำด้านท้ายฝายน้ำล้น รูปที่ 4.3 และรูปที่ 4.4

เมื่อระดับน้ำหน้าฝายน้ำล้นสูงกว่าระดับเก็บกักเล็กน้อย จะต้องยกบานระบายเพื่อควบคุมปริมาณการไหลของน้ำและระดับน้ำ การไหลของน้ำผ่านบานระบายจะเป็นการไหลแบบ Orifice flow ซึ่งการไหลแบบ Orifice flow นี้จะมีอยู่สองลักษณะ คือ

(1) เป็นการไหลแบบ Free Orifice ซึ่งการไหลแบบนี้ระดับน้ำด้านท้ายน้ำของ Orifice จะไม่ท่วมทับ (Submerge) ของ Orifice ทางด้านท้ายน้ำ โดยมีสูตรการไหลของน้ำผ่าน Orifice แบบนี้คือ

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} . CL . (H_1^{3/2} - H_2^{3/2})$$

เมื่อ Q = ปริมาณน้ำไหลผ่าน Orifice (ม./วินาที)

g = อัตราโน้มถ่วงของโลก = 9.81 (ม./วินาที²)

C = ค่าสัมประสิทธิ์การไหล

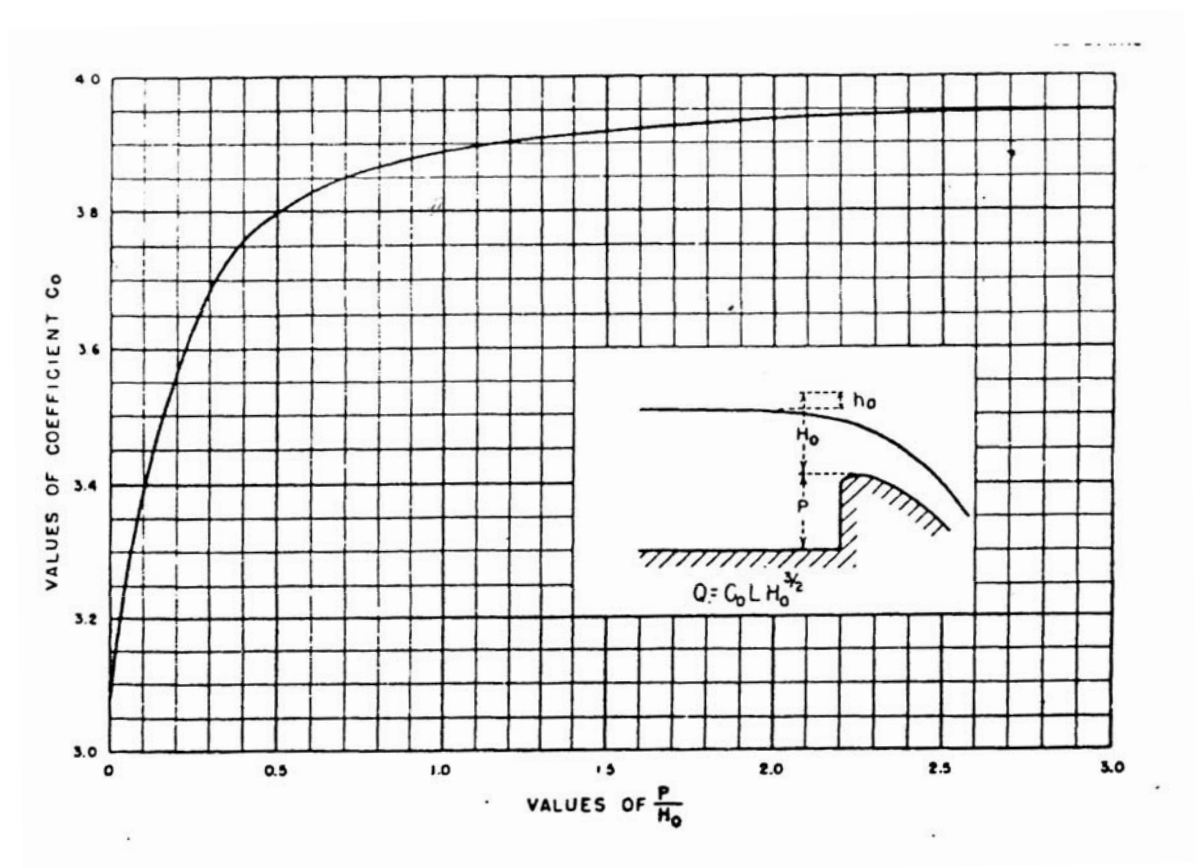
L = ความกว้างของสันฝายน้ำล้น (ม.)

H_1 = Total head เมื่อวัดถึงด้านล่างของ Orifice (Sill หรือสันฝายน้ำล้น) (ม.)

H_2 = Total head เมื่อวัดถึงด้านบนของช่อง Orifice

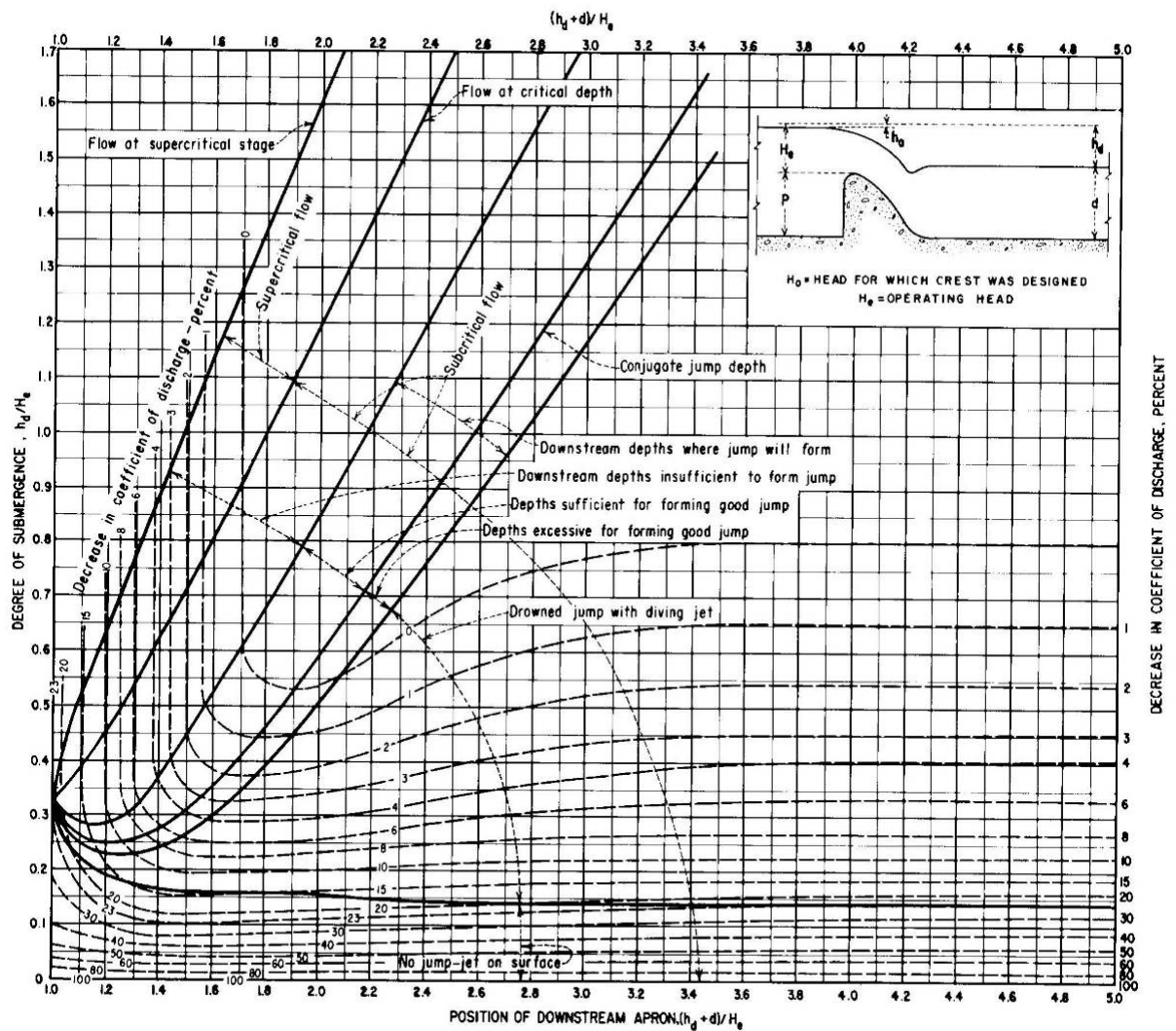
(ระดับขอบล่างของบานระบายน้ำที่ยกขึ้น) (ม.)

สำหรับค่าสัมประสิทธิ์การไหล (C) จะมีความสัมพันธ์กับระยะยกของบาน (d) และ Total head ของน้ำเหนือสันฝายน้ำล้น (H_1) ดังแสดงในรูปที่ 4.5



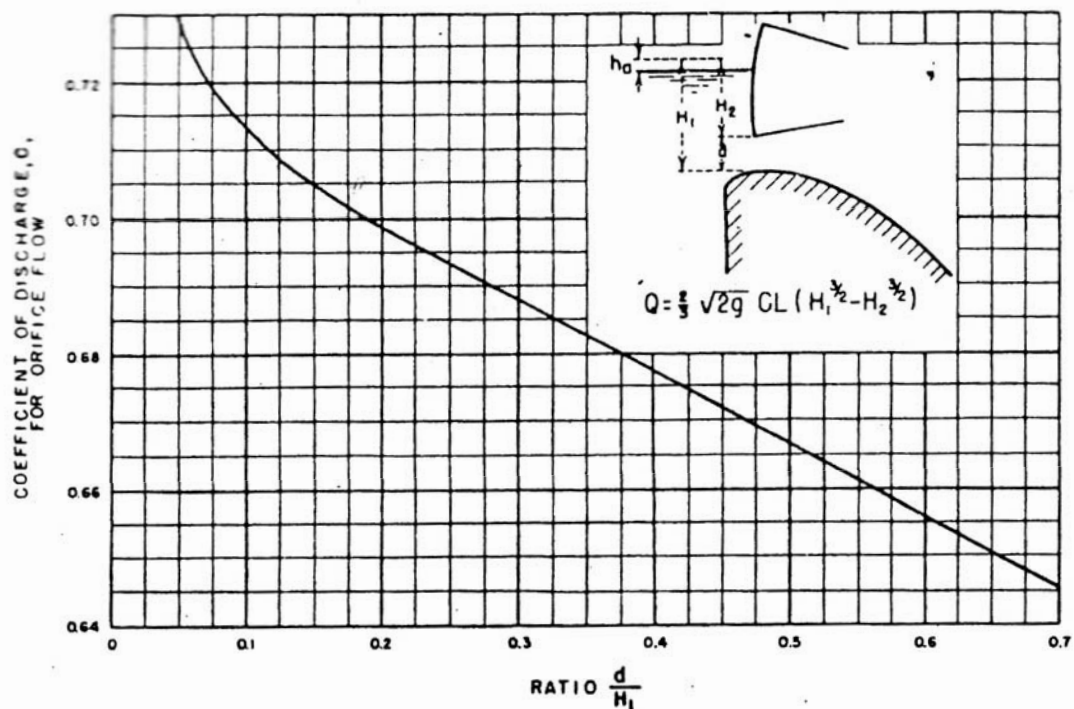
รูปที่ 4-3 ค่าสัมประสิทธิ์การไหลที่ Head ต่างๆ

ที่มา : Design of Small Dam



รูปที่ 4-4 ระดับน้ำด้านท้ายของฝายน้ำล้น

ที่มา : Design of Small Dam



รูปที่ 4-5 ค่าสัมประสิทธิ์การไหลของฝายแบบแบบ Free Orifice

ที่มา : Design of Small Dam

(2) เป็นการไหลแบบ Submerged Orifice ซึ่งการไหลแบบนี้ระดับน้ำด้านท้ายน้ำของ Orifice จะท่วมทับ (Submerge) ของ Orifice ทางด้านท้ายน้ำ โดยมีสูตรการไหลของน้ำผ่าน Orifice แบบนี้คือ

$$Q = CL\sqrt{2gH}$$

ในเมื่อ Q = ปริมาณน้ำไหลผ่าน Orifice (ม.³/วินาที)

A = พื้นที่หน้าตัดของช่องเปิด (ตร.ม.)

H = ความแตกต่างระดับน้ำเหนือฝายน้ำล้นและท้ายฝายน้ำล้น (ม.)

C = Coefficient of discharge for submerged orifice มีค่าประมาณ 0.72

4.5.2 ฝายน้ำล้นแบบไม่มีบาน

ในการคำนวณออกแบบฝายน้ำล้นทดน้ำแบบไม่มีบานจะออกแบบเป็นฝายน้ำล้นแบบสันมน (Ogee Weir) โดยสามารถระบายปริมาณน้ำหลาก ได้สำหรับสูตรเพื่อคำนวณปริมาณน้ำที่ไหลผ่านฝายน้ำล้น จะใช้สูตรของ USBR (1974) ดังนี้

$$Q = 0.5522 CLH^{3/2}$$

ในเมื่อ Q = ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านฝายน้ำล้น (ลบ.ม./วินาที)

C = ค่าสัมประสิทธิ์ของการไหล ได้จากรูปที่ 4.3 และ 4.4

L = ค่าความกว้างประสิทธิผลของสันฝายน้ำล้น (ม.)

H = ค่า Head ของน้ำเหนือสันฝายน้ำล้น (ม.)

4.6 การออกแบบอาคารลำเลียงน้ำ (Chute Channel)

อาคารลำเลียงน้ำมีลักษณะเป็นรางน้ำที่ต่อจากรางรับน้ำล้น (Trough) จะต้องมีความลาดชันมาก เรียกว่า รางเท การไหลในรางนี้เป็นแบบ Super-critical Flow

หลักเกณฑ์ในการออกแบบรางเท มีจุดประสงค์ที่จะรับน้ำและระบายลงสู่ท้ายน้ำ โดยให้ความยาวของรางสั้นที่สุด แต่ในขณะเดียวกันต้องพยายามให้ท้ายน้ำห่างจากเชิงลาดตัวเขื่อนในระยะที่ไม่เป็นอันตรายต่อการกัดเซาะต่อฐานรากเขื่อน

หากลักษณะภูมิประเทศที่ตั้งของรางเทมีความชันมาก และรองรับน้ำเป็นหินที่ทนทานต่อการกัดเซาะก็สามารถลดความยาวของรางเทได้ โดยการออกแบบให้ปลายรางเทเชิดขึ้นเพื่อให้มีน้ำโจน (Deflector or Flip Bucket) ซึ่งน้ำจะพุ่งลอยในอากาศสลายพลังงานโดยอัตโนมัติก่อนที่จะตกสู่ร่องน้ำธรรมชาติโดยไม่เกิดการกัดเซาะ

(1) จุด **Control Section** เป็นตำแหน่งที่จะกำหนดจุดเริ่มต้นของความลึกของน้ำใน Chute โดยจุดนี้จะกำหนดการเปลี่ยนแปลงสภาวะการไหลของน้ำใน Chute จาก Sub-critical Flow เป็น Critical Flow ดังนั้นการคำนวณหาความลึกของน้ำที่จุดนี้จะคำนวณจาก

$$d_c = (q/2g)^{1/3}$$

โดยที่ d_c = ความลึกน้ำที่จุด Control Section (Critical Depth) ,เมตร

q = ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านสันฝายต่อความยาว 1 เมตร

= Q/L (ลูกบาศก์เมตร/วินาที/เมตร)

L = ความกว้าง Chute (เมตร)

$$g = \text{อัตราเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก}$$

$$= 9.81 \text{ เมตร/วินาที}^2$$

เมื่อคำนวณหาค่า d_c (Critical Depth) จากจุดนี้ได้แล้วจะนำไปเป็นจุดเริ่มต้นในการคำนวณหาค่าความลึกของน้ำที่จุดต่าง ๆ ตลอดความยาว Chute ต่อไป

(2) การคำนวณ **Flow Profile** ในช่วงรางเท จะใช้ Standard Step Method จากสมการในหนังสือ Open Channel ของ Henderson, F.M. (1996) ดังนี้ (ดูรูปที่ 4.6)

$$\Delta X = (E_2 - E_1) / (S_0 - S_f)$$

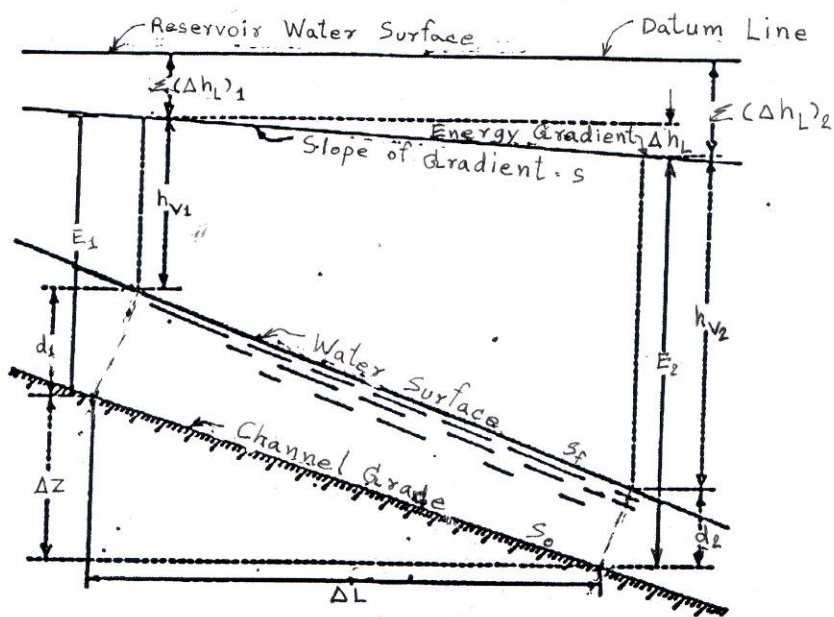
ΔX = ระยะระหว่างช่วงหนึ่งในรางเท

E_1, E_2 = Specific Energy ($y + v^2/2g$) ที่จุดหัวและท้ายของช่วงนั้น

S_0 = ความลาดชันของพื้นรางเท

S_f = Friction Slope เฉลี่ยระหว่างหัวท้ายของช่วงนั้น $= (sf_1 + sf_2)/2$

sf_1, sf_2 = $(V.n)^2 / R^{4/3}$ จาก manning Formula



รูปที่ 4-6 แสดงการไหลในทางน้ำเปิดเพื่อการคำนวณหาระดับน้ำ โดยวิธี Standard Step Method

(3) การคำนวณโค้งคว่ำ (Convex Curvature) ใช้ในกรณีที่พื้น Chute เปลี่ยนลาด Slope ชันกว่าเดิม มีสมการดังนี้

$$Y = X \tan \theta_o + [X^2 (\tan \theta_L - \tan \theta_o)] / 2L_t$$

$$\text{และ } L_t = [(\tan \theta_L - \tan \theta_o) \cdot 2(d + hv) \cos^2 \theta_o] / K$$

เมื่อ L_t = ระยะทางในแนวราบจากจุดกำเนิดถึงจุดสิ้นสุดโค้ง

θ_o = มุมที่พื้น Chute ด้านเหนือน้ำของโค้งทำกับแนวราบเป็นองศา

θ_L = มุมที่พื้น Chute ด้านท้ายน้ำของโค้งทำกับแนวราบเป็นองศา

K = Acceleration Factor

$d+ hv$ = Specific Head ของน้ำไหลที่จุดกำเนิดโค้ง

(4) การคำนวณโค้งหงาย (Concave Curvature) จะคำนวณโค้งหงายตรงบริเวณที่พื้น Chute ที่เปลี่ยนแปลงความชันจากมากไปน้อย รัศมีโค้งจะต้องมากเพียงพอที่จะไม่ให้เกิดแรงดันที่พื้น เนื่องจากแรงเหวี่ยงของน้ำที่ไหลสูงเกินไป รัศมีโค้งหาได้ดังนี้

$$R = 2q \cdot V / P$$

$$\text{หรือ } R = 2d \cdot V^2 / P$$

เมื่อ R = รัศมีน้อยที่สุดของโค้ง, ฟุต

q = อัตราการไหลของน้ำ, ฟุต³/วินาที/ฟุต

V = ความเร็วของน้ำ, ฟุต/วินาที

d = ความลึกของน้ำ, ฟุต

P = ความดันที่พื้นโค้ง, ปอนด์/ฟุต²

โดยปกติรัศมีความโค้งที่เหมาะสมจะมีแรงดันที่พื้นโค้งประมาณ 1,000 ปอนด์/ฟุต² (Design of Small Dams หน้า 397)

โดยทั่วไป R ไม่ควรน้อยกว่า 10d แต่โค้งหงายที่ส่วนล่างของโค้ง Ogee ไม่ควรน้อยกว่า 5d

(5) **Transition ของรางน้ำ** การเปลี่ยนแปลงความกว้างของ Chute จะต้องควบคุมมิให้เกิดคลื่นสูงในช่วงที่แคบลง (Convergent) และต้องให้มีการไหลแผ่กระจาย โดยสม่ำเสมอตลอดความกว้างที่ผายออก (Divergent) มุมเบี่ยงเบนจากศูนย์กลางของผนังกำแพงของ Chute จะต้องมุมไม่เกินค่าที่กำหนดให้ดังนี้ (รูปที่ 4.7)

$$\tan \alpha = (g \cdot d)^{1/2} / (3 \cdot V)$$

เมื่อ α = มุมที่ผนังกำแพงเบนจากศูนย์กลาง, องศา

g = อัตราเร่งจากแรงโน้มถ่วง = 9.81 เมตร/วินาที²

V = ความเร็วเฉลี่ยใน Transition, เมตร/วินาที²

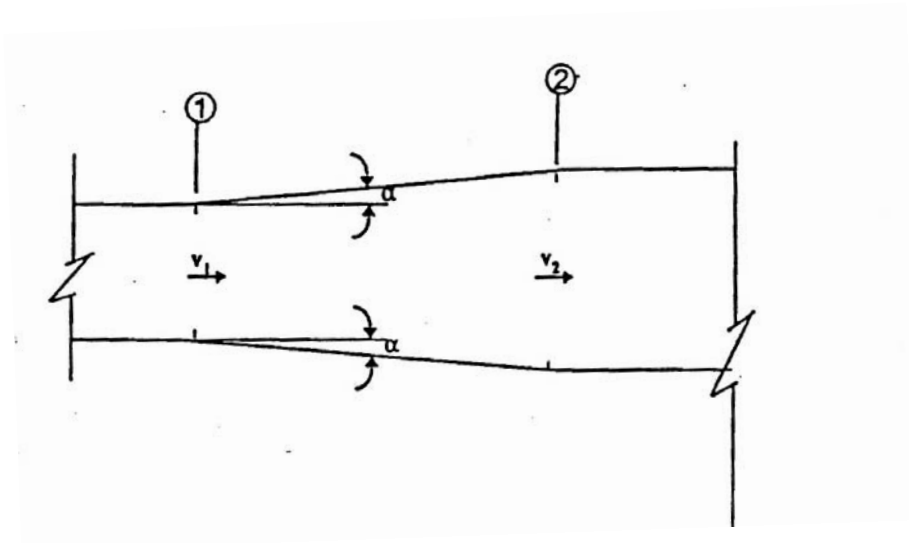
$$= 0.5 (V_1 + V_2)$$

d = ความลึกเฉลี่ยของน้ำใน Chute, เมตร

$$= 0.5 (d_1 + d_2)$$

โดยทั่วไป มุมเบี่ยงเบนมากที่สุดที่ทางน้ำเข้า = 30°

มุมเบี่ยงเบนมากที่สุดที่ทางน้ำเข้า = 25°



รูปที่ 4-7 Transition ของรางน้ำ

(6) ระยะเพื่อพ้นน้ำ (Freeboard) ของ Chute ระยะเพื่อพ้นน้ำของผนังกำแพง Chute
คำนวณได้จาก DESIGN OF SMALL DAMS หน้า 385 ดังนี้

$$\text{Freeboard} = 0.025 + 2.0V(d)^{1/3}, \text{ฟุต}$$

$$\text{หรือ Freeboard} = 0.61 + 0.037V(d)^{1/3}, \text{เมตร}$$

เมื่อ Freeboard = ระยะเพื่อพ้นน้ำ, เมตร

V = ความเร็วน้ำไหลเฉลี่ย, เมตร/วินาที

d = ความลึกเฉลี่ยของน้ำไหล, เมตร

4.7 การออกแบบอาคารสลายพลังงาน

USBR ได้จัดสร้าง ทดลอง และวิเคราะห์การไหลของน้ำผ่านอาคารสลายพลังงานแบบต่าง ๆ ในห้องปฏิบัติการ และได้พัฒนาปรับปรุงจนสามารถใช้งานได้ดี ซึ่งหลักการในการแบ่งชนิดของอาคารสลายพลังงานจะอาศัยตรวจสอบพฤติกรรมการไหล Froude number (F_r) (ความเร็ว และอัตราการไหลเป็นหลัก โดยในที่นี้จะได้กล่าวถึงอาคารสลายพลังงานที่มีการใช้งานมากในอาคารชลประทานทั่วไป ดังนี้

4.7.1 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type I

อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type I ใช้สำหรับอาคารชลประทานขนาดเล็กที่มี F_r อยู่ระหว่าง 1.7 ถึง 2.5 ซึ่งจะเกิดน้ำกระโดดอย่างอ่อน (weak jump) อาคารสลายพลังงานแบบนี้ เป็นพื้นคอนกรีตเรียบโดยไม่มีสิ่งกีดขวางเลย ดังนั้นถ้าจะออกแบบอาคารสลายพลังงานแบบนี้ก็ควรจะมั่นใจว่า จะเกิดน้ำกระโดดในบริเวณอาคารสลายพลังงานทุก ๆ อัตราการไหล แต่ก็ยังมีข้อเสียที่ว่าความยาวของอาคารสลายพลังงานแบบนี้จะมาก ทำให้ราคาแพง

4.7.2 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type II

อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type II เป็นอาคารสลายพลังงานที่เหมาะสมสำหรับประกอบฝายน้ำล้น หรืออาคารชลประทานขนาดใหญ่ ดังรูปที่ 4.8 (ก)

ข้อกำหนดในการออกแบบ มีดังนี้

1. ใช้สำหรับอาคารชลประทานขนาดใหญ่ที่มีความสูงของฝายน้ำล้นสูงสุด 200 ft และอัตราการไหลสูงสุดต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง q เท่ากับ 500 cfs / ft
2. ใช้ในกรณีที่ F_r มากกว่า 4.5 ซึ่งเป็นน้ำกระโดดแบบคงที่ (Steady jump)
3. ความลึกท้ายน้ำให้เพื่อไว้อีก 5% ของความลึกจากน้ำกระโดด y_2 กล่าวคือความลึกท้ายน้ำ $TW = 1.05 y_2$ ดังรูปที่ 4.8 (ข)

4. ที่ chute blocks จะมี

ความสูง h_1 = ความกว้าง w_1 = ระยะระหว่าง chute blocks $s_1 = y_1$

โดยด้านที่ติดกับกำแพงริมตลิ่งมีระยะห่างของ chute blocks ห่างจากกำแพง $y_1/2$

5. dentated sill มี

ความสูง $h_2 = 0.2 y_2$

ความกว้าง w_2 = ระยะระหว่าง dentated sill $s_2 = 0.15 y_2$

6. ควรวาง chute blocks และ dentated sill สลับกัน

7. ความยาวของอาคารสลายพลังงาน L หาได้จากรูปที่ 4.8 (ค) ซึ่งจะขึ้นอยู่กับ F_H และ

ความลึก y_2

4.7.3 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin III

อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type III เป็นอาคารสลายพลังงานที่เหมาะสมสำหรับคลองชลประทานที่มีอาคารชลศาสตร์ขนาดเล็ก ความยาวของอาคารสลายพลังงานจะไม่มาก ซึ่งมีส่วนประกอบที่สำคัญ 3 ส่วน คือ chute blocks , baffle blocks และ end sill วางในตำแหน่งดังรูปที่ 4.9

ข้อกำหนดในการออกแบบ มีดังนี้

1. ใช้สำหรับแอ่งน้ำที่มี F_H มากกว่า 4.5 และความเร็ว V_1 ไม่เกิน 15.5m/s หรือ 50fps
2. อัตราการไหลต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง q ไม่เกิน 200cfs/ft
3. ใช้งานที่ดีที่สุดเมื่อออกแบบให้ความลึก y_2 เท่ากับความลึกจากน้ำกระโดด

ดังรูป 4.9 (ข)

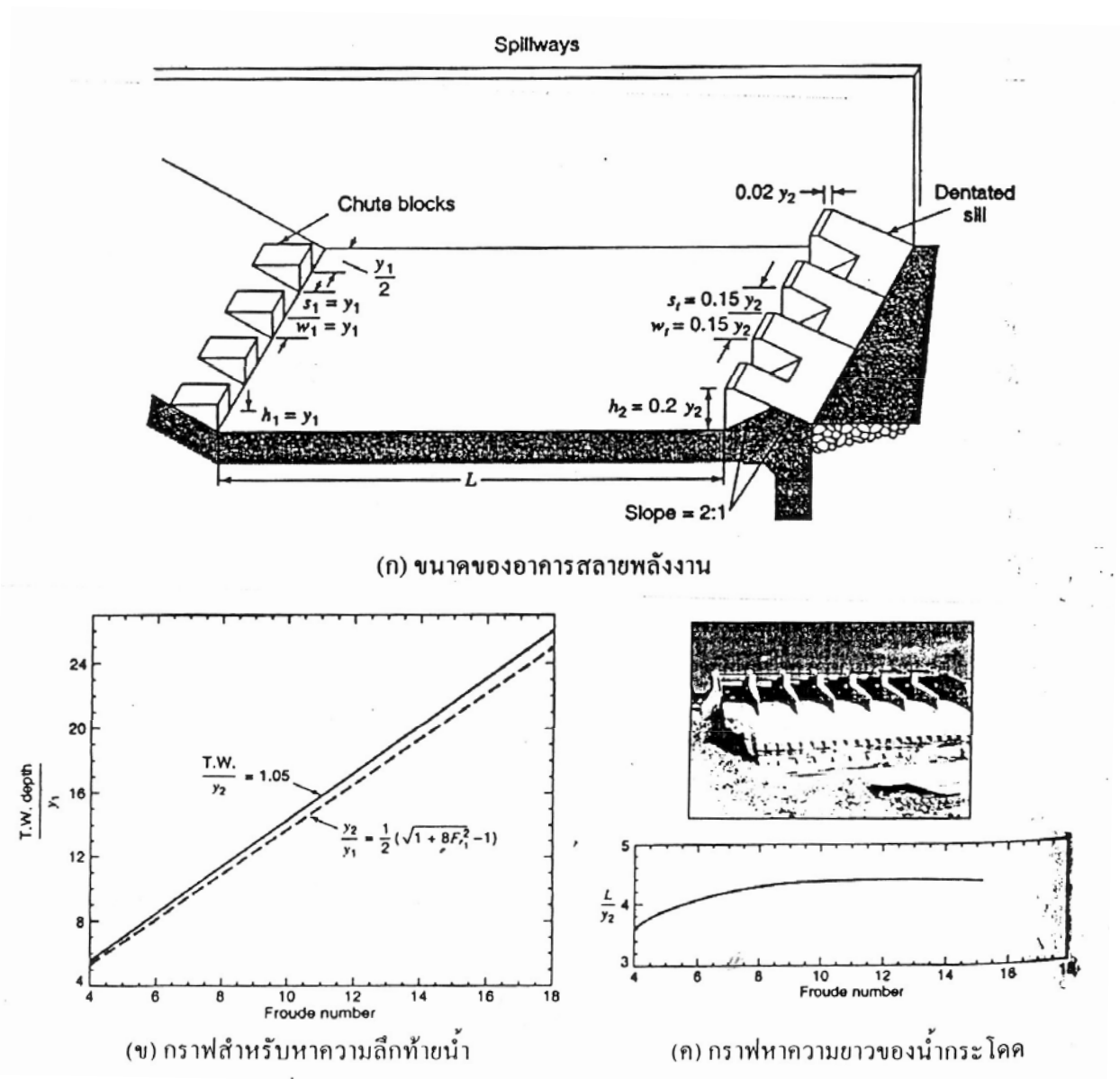
4. ที่ chute blocks มี

ความสูง h_1 = ความกว้าง w_1

ระยะห่างระหว่าง chute blocks s_1 = ความลึก y_1 และมีระยะอย่างน้อย 8in โดย chute block ตัวที่ใกล้กำแพงริมตลิ่งมีระยะห่าง $0.5y_1$

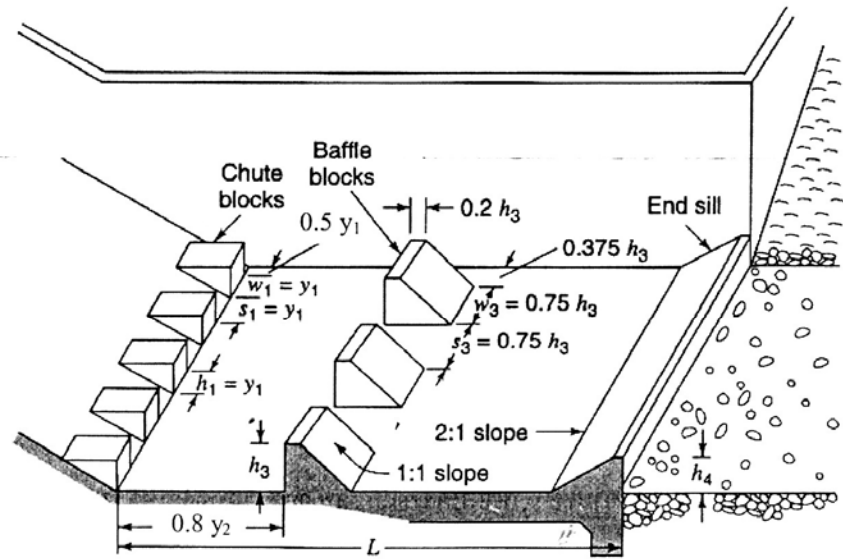
5. การเสริม baffle blocks ระหว่าง chute blocks กับ end sill เป็นการเพิ่มแรงต้านทานการปะทะของกระแสน้ำ ทำให้อยู่ในอาคารสลายพลังงานได้มั่นคงยิ่งขึ้น โดยที่ความสูงและระยะต่างๆของ baffle blocks จะขึ้นอยู่กับ F_H ดังรูปที่ 4.9 (ค) กล่าวคือ เมื่อรู้ F_H จะหาความสูงของ baffle blocks ได้ h_3 และจาก h_3 นี้ก็นำไปกำหนดระยะและความกว้างของ floor blocks ได้จากรูปที่ 4.9(ค)

6. End sill ที่ท้ายอาคารสลายพลังงาน จะทำหน้าที่เป็นแนวขวางกระแสน้ำแนวสุดท้ายในการควบคุมน้ำกระโดด ซึ่งสามารถหาความสูงของ end sill h_4 ได้จากการรู้ค่า F_H จากรูปที่ 4.9 (ค)

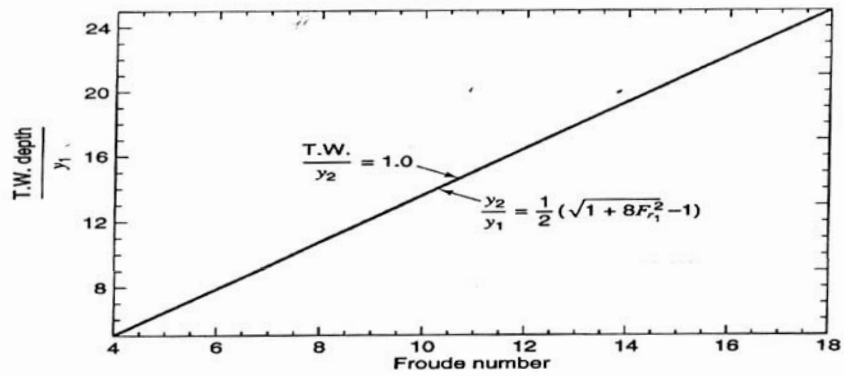


รูปที่ 4-8 (ก) อาคารสลายพลังงาน (ข) กราฟสำหรับหาความลึกท้ายน้ำ
(ค) กราฟหาความยาวของน้ำกระโดด

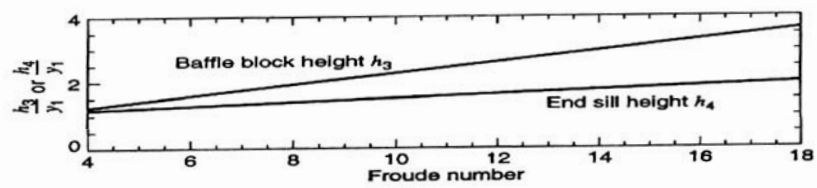
ที่มา : USBR, Engineering Monograph No.25



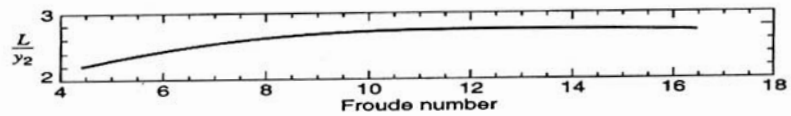
(ก) ขนาดของอาคารสลายพลังงาน



(ข) กราฟสำหรับหาความลึกท้ายน้ำ



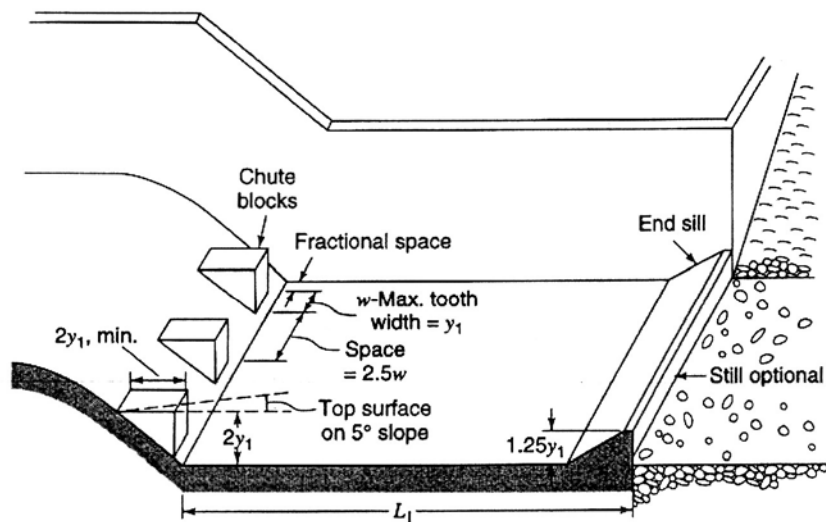
(ค) กราฟสำหรับหาความสูงของ baffle blocks และ end sill



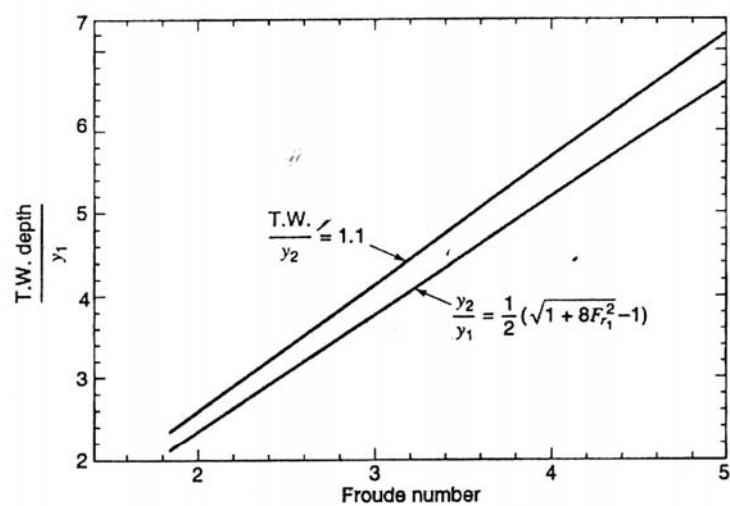
(ง) กราฟสำหรับหาความยาวของน้ำกระโดด

รูปที่ 4-9 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type III

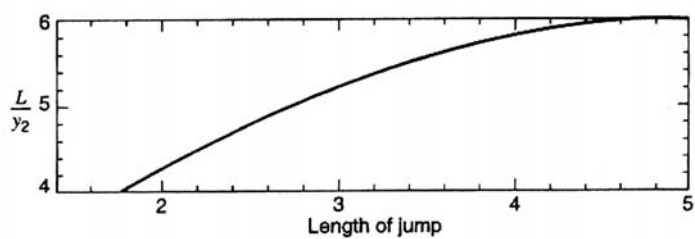
ที่มา : USBR, Engineering Monograph No.25



(ก) ขนาดของอาคารสลายพลังงาน



(ข) กราฟสำหรับหาความลึกท้ายน้ำ



(ค) กราฟสำหรับหาความยาวของน้ำกระโดด

รูปที่ 4-10 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Badin Type IV

ที่มา : USBR, Engineering Monograph No.25

7. ความยาวของอาคารสลายพลังงาน L ขึ้นอยู่กับ F_H และความลึก y_2 จากรูปที่ 4.9(ง) สำหรับตำแหน่ง baffle blocks มีข้อกำหนดให้วางห่างจากปลาย chute blocks หรือตำแหน่งเริ่มต้นของอาคารสลายพลังงานด้านเหนือขึ้นไปทางท้ายเป็นระยะทางเท่ากับ $0.8y_2$

8. ถ้ารางระบายน้ำล้น มีความลาดชันที่รอยต่อระหว่างรางระบายน้ำล้นกับอาคารสลายพลังงานมากกว่า 45° ให้ออกแบบแนวรอยต่อเป็นพื้นโค้งที่มีรัศมีโค้ง R มากกว่าหรือเท่ากับ $4y_1$ เพื่อลดแรงกระแทกของกระแสน้ำในช่วงรอยต่อระหว่างฝายน้ำล้นกับอาคารสลายพลังงาน

4.7.4 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type IV

อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin IV เป็นอาคารสลายพลังงานที่เหมาะสมสำหรับฝายน้ำล้นที่มีความสูงไม่มาก ประกอบด้วยส่วนที่สำคัญ 2 ส่วน คือ chute blocks และ end sill ดังรูปที่ 4.10 (ก) ข้อกำหนดในการออกแบบ มีดังนี้

1. ใช้สำหรับอาคารสลายพลังงานที่มี F_H อยู่ในช่วง 2.5 ถึง 4.5 ซึ่งจะมีลักษณะน้ำกระโดดเป็นแบบแกว่ง (oscillating jump) โดยมีกระแสน้ำบางส่วนยังคงมีความเร็วสูง และเคลื่อนที่ขึ้นลงสลับกันไปเป็นคลื่นผิวน้ำ

2. ที่ chute block จะมี

- ความสูง = $2y_1$
- ความกว้าง w อยู่ระหว่าง $0.75y_1$ ถึง y_1
- ระยะห่างระหว่าง chute blocks = 2.5 เท่าของความกว้าง w
- ความยาวด้านบนอย่างน้อย = $2y_1$ โดยมีความลาดลง 5°

3. ความลึกท้ายน้ำ ให้เผื่ออีก 10% ของความลึกจากน้ำกระโดด y_2 คือ

$$TW = 1.1 y_2 \text{ ดังรูปที่ 4.10 (ข)}$$

4. ความสูงของ end sill เท่ากับ $1.25y_1$

5. ความยาวของอาคารสลายพลังงาน L หาได้จากรูปที่ 4.10 (ค) ซึ่งจะขึ้นอยู่กับ F_H

และความลึก y_2

4.7.5 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type V

อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type V ใช้กับฝายสูง เป็นอาคารสลายพลังงานที่ต้องการให้เกิดน้ำกระโดดบนระนาบเอียง (slope apron) ของฝายน้ำล้น เป็นกรณีที่มีความลึกท้ายน้ำมากกว่าความลึกจากน้ำกระโดด แบ่งเป็น 4 กรณี ดังรูปที่ 4.11

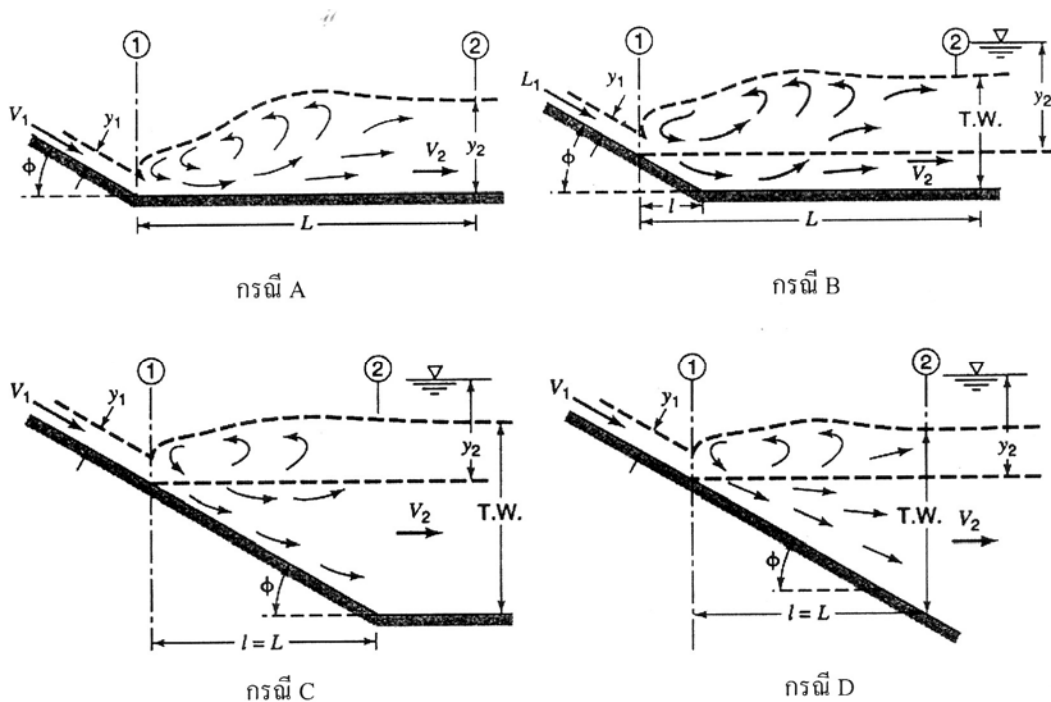
กรณี A เกิดน้ำกระโดดบนพื้นราบของอาคารสลายพลังงาน

กรณี B เกิดน้ำกระโดดบนพื้นราบของอาคารสลายพลังงาน โดยเริ่มเกิดน้ำ

กระโดดบนพื้นเอียง และสิ้นสุดการเกิดน้ำกระโดดบนพื้นราบ

กรณี C เริ่มเกิดน้ำกระโดดบนพื้นเอียง และสิ้นสุดการเกิดน้ำกระโดดที่รอยต่อ
ระหว่างพื้นเอียงกับพื้นราบ

กรณี D เกิดน้ำกระโดดบนพื้นเอียงทั้งหมด



รูปที่ 4-11 อาคารสลายพลังแบบ USBR Basin Type V

ที่มา : USBR, Engineering Monograph No.25

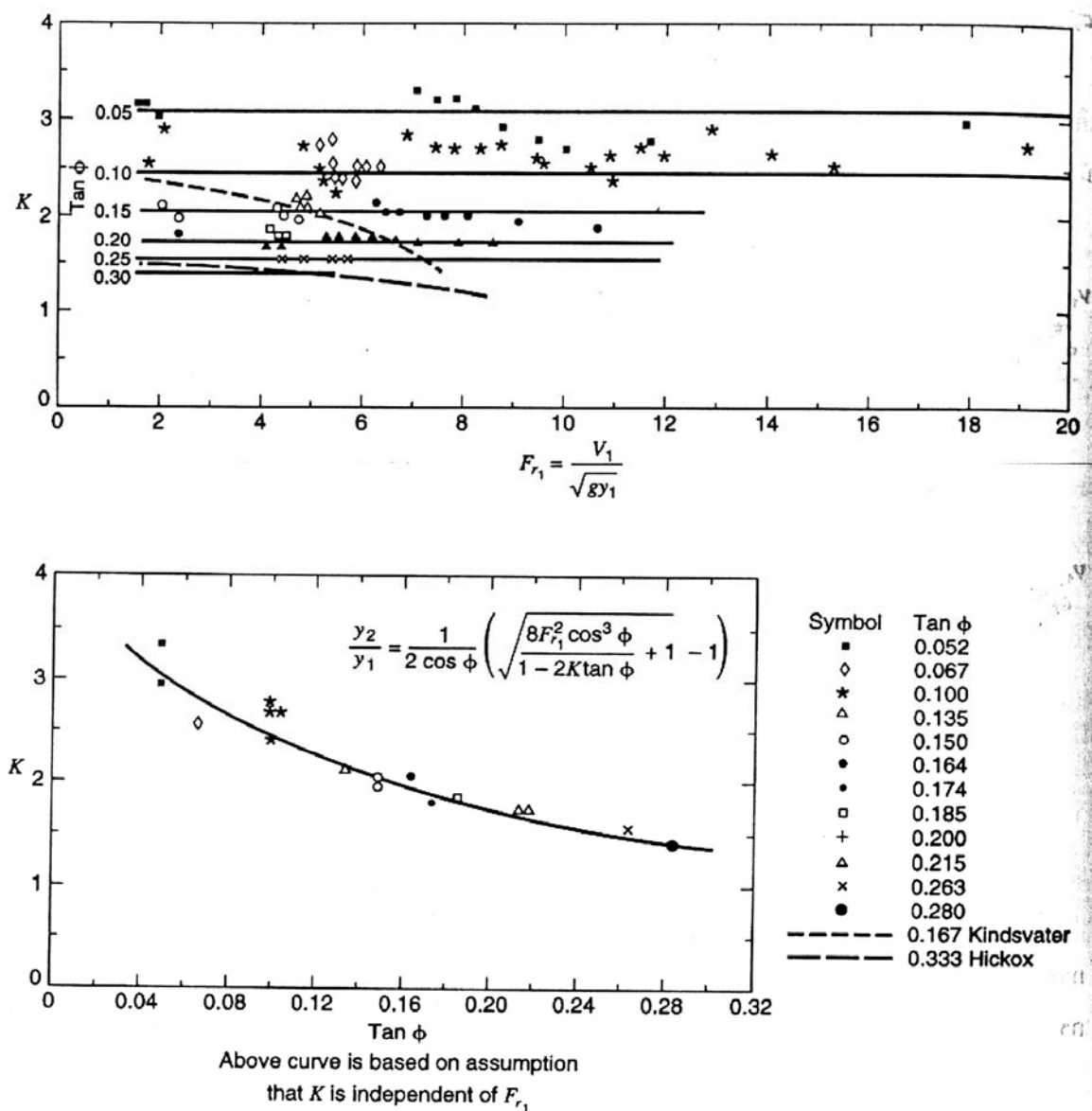
Kindsvater (1994) ได้เสนอแนะสมการการหาความลึกสลับ (conjugate depth ; y_2) ของการเกิดน้ำกระโดดบนพื้นเอียงดังนี้

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2 \cos \phi} \left[\sqrt{\frac{8F_{r1}^2 \cos^3 \phi}{1 - 2K \tan \phi} + 1} - 1 \right]$$

เมื่อ K คือ แฟกเตอร์รูปร่างไร้มิติ (dimensionless shape factor) ขึ้นอยู่กับ Froude number และมุมของพื้นเอียง ดังรูปที่ 4.12

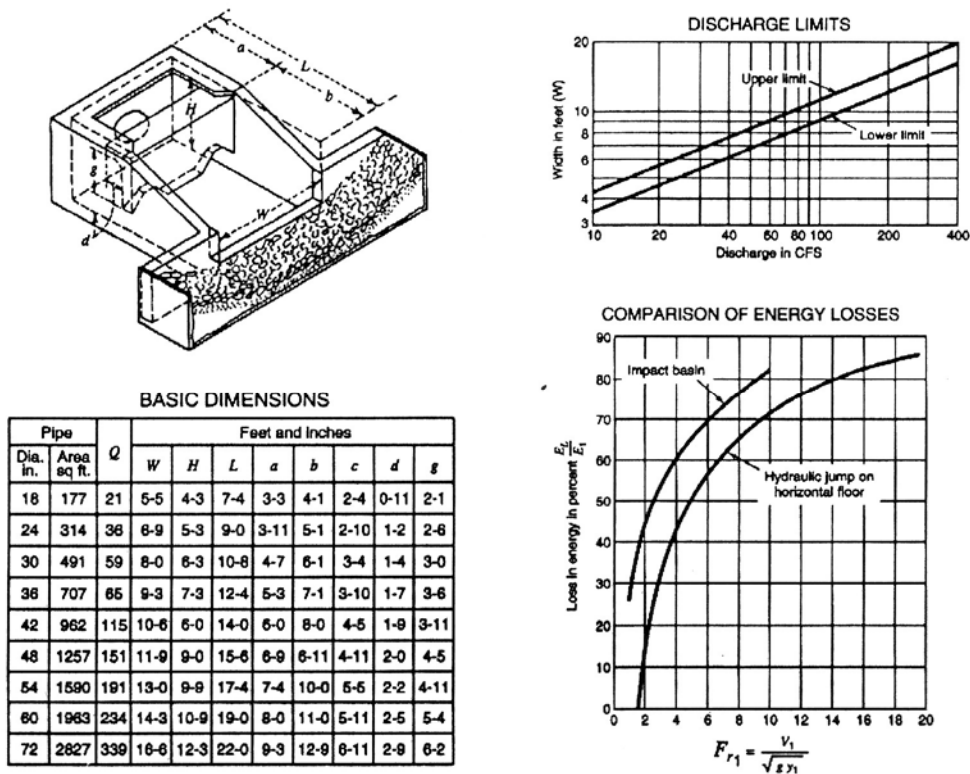
4.7.6 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type VI

อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type VI เป็นแบบ impact – type energy dissipater ใช้สำหรับบริเวณทางออกจากท่อสู่ทางน้ำเปิด มีลักษณะเป็นแผ่นคอนกรีตวางขวางลำน้ำที่พุ่งออกมาจากทางท่อ เพื่อให้เกิดการสลายพลังงาน ใช้สำหรับความเร็วน้ำไม่เกิน 30ft/s มี Froude number อยู่ในช่วง 1.5 ถึง 7 มีขนาดดังรูปที่ 4.13



รูปที่ 4-12 แฟลคเตอร์รูปร่างไร้มิติ K

ที่มา : USBR, Engineering Monograph No.25

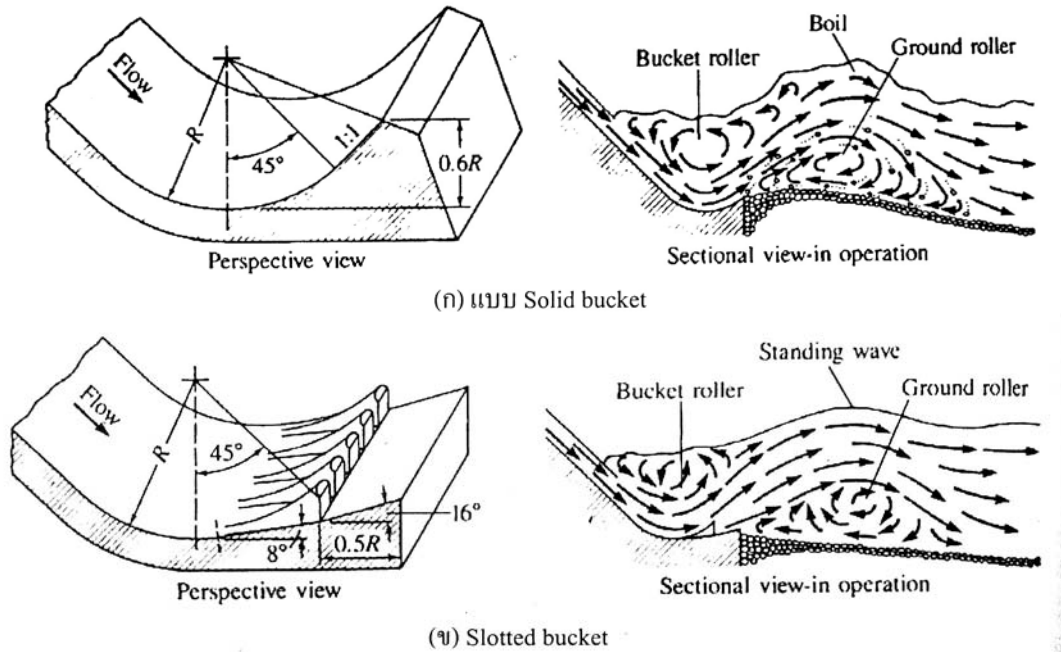


รูปที่ 4-13 อาคารสลายพลังแบบ USBR Basin Type VI

ที่มา : USBR, Engineering Monograph No.25

4.7.7 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type VII

อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type VII ดังรูปที่ 4.14 มีลักษณะเป็นโค้งหงาย เรียกว่า Bucket Type Energy Dissipator เป็นโครงสร้างชลศาสตร์ที่ใช้สลายพลังงานเจอน์ มีรูปร่างเป็นแอ่ง (bucket) มีมุมที่กำกับแนวราบที่ปลายโครงสร้าง 45° ทำให้เกิดการหมุนวนของน้ำบริเวณที่ต่อจากโครงสร้าง ทำให้ความเร็วลดลง และตะกอนที่องน้ำบริเวณนี้ก็จะตกลงที่บริเวณเดิม ซึ่งจากการทดลองพบว่าความลึกด้านท้ายน้ำจะต้องมีความลึกอย่างน้อยเท่ากับความลึกด้านท้ายน้ำของน้ำกระโดดถ้ามีความลึกด้านท้ายน้ำน้อยกว่าความลึกด้านท้ายน้ำของน้ำกระโดด ปลายของ bucket จะไหลพ้นน้ำและจะเกิด spray



รูปที่ 4-14 อาคารสลายพลังแบบ Bucket Type Energy Dissipator

ที่มา : USBR, Engineering Monograph No.25

ในบางครั้งจะออกแบบเป็นแบบ Ski – Jump Energy Dissipator หรือ Flip Bucket ดังรูปที่ 4.15 เป็นอาคารสลายพลังงานแบบให้น้ำพุ่งออกจากโค้งของ bucket ไปตกบริเวณท้ายท้ายน้ำที่เป็นแอ่งรับแรงน้ำ (plunge pool) ที่เป็นหินแข็งหรือหินที่แข็งแรง

การไหลของน้ำจะถือว่ามีความเคลื่อนที่ตามทฤษฎี Projectile ดังสมการ

$$y = x \tan \theta - \frac{x^2}{K[4(d + h_v) \cos^2 \theta]}$$

เมื่อ y คือ ระยะทางตามแนวตั้งของลำน้ำจากปลาย bucket

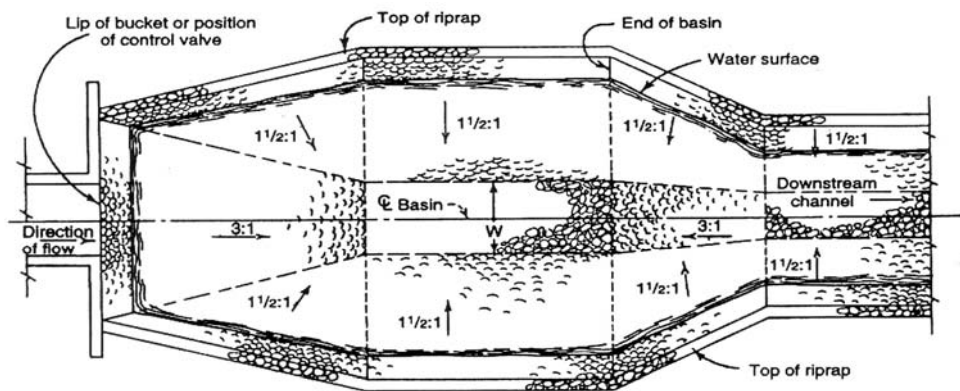
x คือ ระยะทางตามแนวราบ

d คือ ความหนาของลำน้ำ

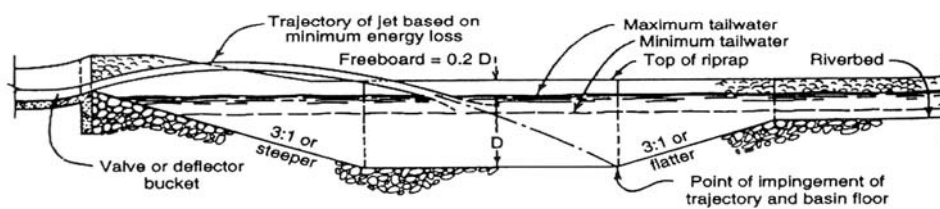
h_v คือ เสดความเร็ว (Velocity head) ที่ขอบ bucket

θ คือ มุมของ Flip bucket ทำมุมกับแนวราบ θ

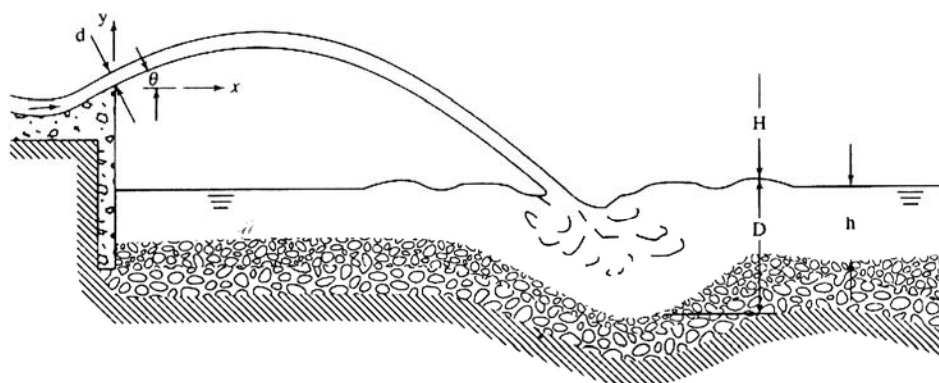
K คือ ค่าสัมประสิทธิ์มีค่าน้อยกว่า 1 มีค่าเฉลี่ยประมาณ 0.9



(ก) แพลน



(ข) รูปตัดด้านข้าง



(ค) รูปวิเคราะห์การไหล

รูปที่ 4-15 Ski – Jump Energy Dissipator

ที่มา : USBR, Engineering Monograph No.25

เมื่อลำนํ้ากระแทกต่อนํ้า จะเกิดการกัดเซาะเป็นแอ่ง มีความลึกของนํ้าที่ตำแหน่งที่ถูกกัดเซาะสูงสุดคํงสมการ

1. สมการของ Veronese (จาก USBR Design of Small dam)

$$D = 1.9 H^{0.225} q^{0.54}$$

เมื่อ D คือ ความลึกนํ้าสูงสุดที่ตำแหน่งที่ถูกกัดเซาะ (m)

q คือ อัตราการไหลต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง (cms/m)

H คือ ระยะความสูงจากผิวนํ้าถึงปลาย bucket (m)

2. สมการของ Mason และ Arumugam มีการวิเคราะห์จากแบบจำลอง (model) และของจริง (prototype)

$$D = K \frac{q^x H^y h^w}{g^v d^z}$$

เมื่อ D คือ ความลึกนํ้าสูงสุดที่ตำแหน่งที่ถูกกัดเซาะ (m)

q คือ อัตราการไหลต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง (cms/m)

H คือ ระยะความสูงจากผิวนํ้าถึงปลาย bucket (m)

K = 3.10-6.42 H^{0.10} (H มีหน่วยเป็น m)

v = 0.30

w = 0.15

x = 0.60 – H (H in meters)

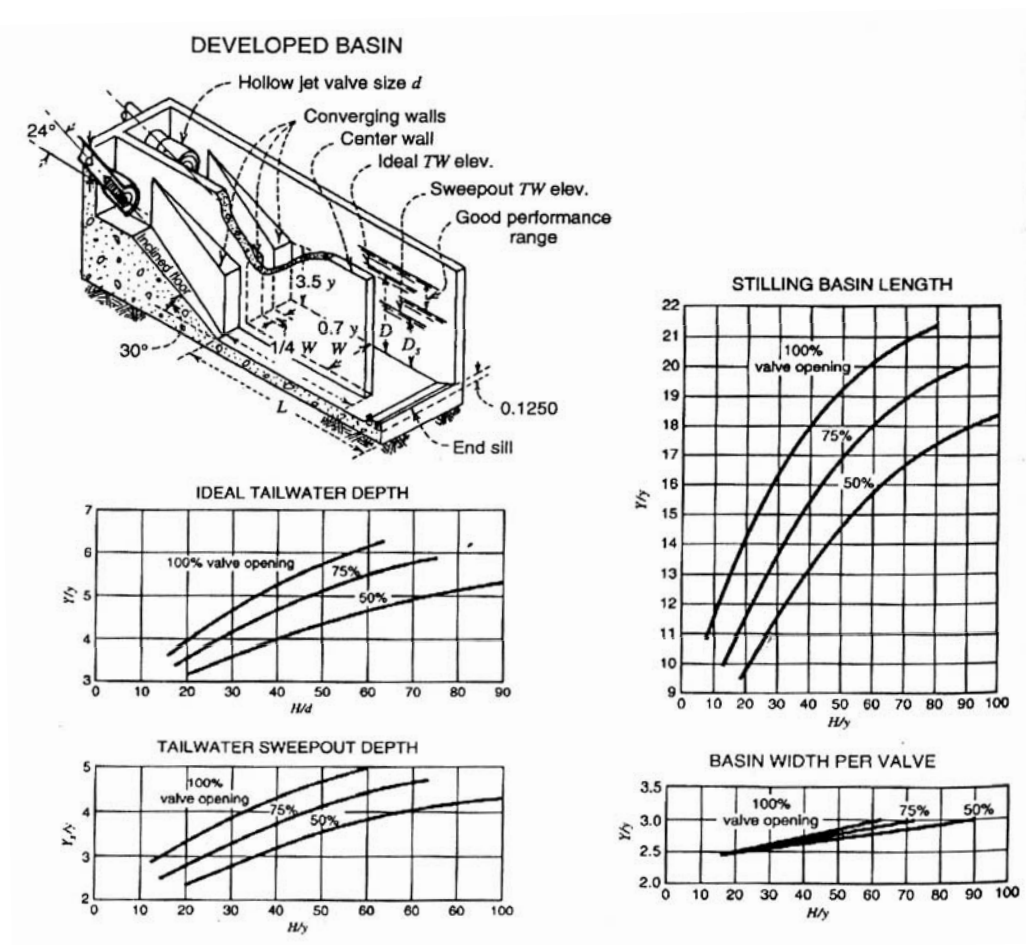
y = 0.05 + H (H in meters)

Z = 0.10

h = ความลึกท้ายนํ้า (m)

4.7.8 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type VIII

อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type VIII เป็นอาคารสลายพลังงานแบบ Hollow – jet valve stilling basin ดังรูป 4.16 ใช้สำหรับสลายพลังงานนํ้าที่ไหลออกมาจากท่อส่งนํ้าที่มีเสดมาก มีความยาวของอาคารสลายพลังงานน้อยกว่าอาคารสลายพลังงานแบบอื่นประมาณ 50% เป็นการประหยัดการลงทุน และใช้พื้นที่น้อยลง ปกติมักจะออกแบบสำหรับคู่กับโครงสร้างของโรงไฟฟ้าพลังนํ้า (powerhouse structure)



รูปที่ 4-16 อาคารสลายพลังงานแบบ USBR Basin Type VIII

ที่มา : USBR, Engineering Monograph No.25

4.8 การออกแบบป้องกันการกัดเซาะ

4.8.1 ความยาวของหินทิ้ง มีหลักเกณฑ์ในการออกแบบดังนี้

การป้องกันการกัดเซาะดินของน้ำ จะทำการออกแบบในกรณีที่มีความเร็วของกระแสน้ำมีค่าสูงเพียงพอที่จะเกิดการกัดเซาะ โดยเฉพาะในบริเวณลาดตลิ่งของลำน้ำที่คดโค้ง และบริเวณพื้นที่ท้องน้ำและบนลาดด้านข้าง ด้านท้ายน้ำและเหนือหน้าของอาคารฝายน้ำล้น ทางระบายน้ำล้นและอาคารบังคับน้ำ เป็นต้น สำหรับค่าความเร็วที่มากที่สุดของน้ำยอมให้และไม่เกิดการกัดเซาะดินซึ่งเสนอแนะโดย Fortier และ Scobey (1973)แสดงในตารางที่ 4.4

ตารางที่ 4-4 ความเร็วมากที่สุดของน้ำที่ยอมให้ที่ไม่เกิดการกัดเซาะดิน

ชนิดดิน	ความเร็ว (ม./วินาที)	
	น้ำใส	น้ำขุ่น (มีตะกอนแขวนลอย)
ทราย	0.46	0.76
ดินร่วนปนดินตะกอน	0.61	0.91
ดินเหนียวแข็ง	1.14	1.52
ดินดาน	1.83	1.83
กรวดละเอียด	0.76	1.52
กรวดหยาบ	1.22	1.83
หินใหญ่โตกว่ากรวด	1.83	1.83
หินก้อนใหญ่ๆ	3.90-2.50	3.90-2.50
หินฟืดแข็ง	4.00	4.00

ที่มา : Fortier and Scobey(1973) “Design of Low-Head Hydraulic Structure” New York.

การป้องกันการกัดเซาะเนื่องจากกระแสน้ำนิยมใช้หินทิ้ง หินเรียง หินเรียงยาแนว และ Gabion หรือ Mattress โดยมีความยาวการป้องกันขึ้นกับชนิดของดินในท้องน้ำและบนตลิ่ง ความเร็วของกระแสน้ำ ขนาดความหนาของชั้นกรวดหรือทรายรองพื้น สำหรับหินทิ้งหรือหินเรียงบริเวณอาคารชลศาสตร์ ฝายน้ำล้นและอาคารระบายน้ำล้น ให้จัดเรียงดังนี้ คือ

(1) บริเวณท้ายน้ำของฝายน้ำล้นและอาคารระบายน้ำล้น ให้เรียงหินพื้นรองน้ำและบนลาดด้านข้างทั้งสองข้าง ความยาวที่เรียงหิน ไม่ควรต่ำกว่า 4 เท่า ของความลึกของน้ำท้ายน้ำของ Hydraulic Jump, d_2 โดยออกแบบให้หินเรียงด้วยมือและมีส่วนกละดี (Well Graded) โดย 50% ของหินทั้งหมดต้องมีขนาดเล็กโตกว่า 0.15ม .และปูกรวดหรือหินย่อยรองพื้นหนา 0.15หรือปูด้วยแผ่นใยสังเคราะห์ กรวดและหินย่อยมีส่วนกละกัน ตั้งแต่ขนาดเล็กที่สุด 3/16” ถึงขนาดโตที่สุด 3”

(2) บริเวณเหนือหน้าของฝายน้ำล้นและอาคารระบายน้ำล้นให้เรียงหินบนพื้นราบท้องน้ำและบนลาดด้านข้างทั้งสองข้าง ความยาวที่เรียงหินไม่ควรน้อยกว่าความลึกของน้ำเหนือฝายน้ำล้น แต่ไม่น้อยกว่า 5ม .ให้เรียงหินด้วยมือ บนชั้นกรวดและหินย่อยซึ่งหนา 0.15ม .และใช้ขนาดหินใหญ่และกรวดหรือหินย่อยเช่นเดียวกันกับบริเวณท้ายน้ำ

4.8.2 ขนาดของหินทิ้ง

ขนาดของหินทิ้งทำอาคารชลประทานจะขึ้นอยู่กับปัจจัยต่างๆ เช่น ความเร็วกระแสน้ำ ทิศทางการไหล สภาพการปั่นป่วนของการไหล และลักษณะคลื่น เป็นต้น ซึ่งในการหาขนาดของหินทิ้งได้มีการศึกษากันมาก โดยวิธีการหาขนาดของหินทิ้งที่นิยมใช้ในปัจจุบันมีดังนี้

USBR ได้กำหนดความสัมพันธ์ระหว่างขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของหินทิ้ง น้ำหนักหินทิ้ง และความเร็วของกระแสน้ำที่ท้องน้ำ ดังรูปที่ 4.17

Berry พบว่า เมื่อใช้หินทิ้งที่มีความถ่วงจำเพาะ 2.65 จะสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วของกระแสน้ำที่ท้องน้ำกับขนาดของหินทิ้ง ดังสมการ

$$V_b = 2.57 (D)^{1/2}$$

เมื่อ V_b คือ ความเร็วของกระแสน้ำที่ท้องน้ำ

และ D คือ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของหินทิ้ง (in)

Mavis และ Lausley พบว่า ความเร็วของกระแสน้ำที่ท้องน้ำ มีความสัมพันธ์กับขนาดของหินทิ้ง และความถ่วงจำเพาะของหินที่ใช้เป็นหินทิ้ง ดังสมการ

$$V_b = (1/2) (D_1)^{1/2} (S-1)^{1/2}$$

เมื่อ V_b คือ ความเร็วของกระแสน้ำที่ท้องน้ำ (m/s)

D_1 คือ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของหินทิ้ง (mm)

และ S คือ ความถ่วงจำเพาะของหินทิ้ง

4.8.3 ความหนาของวัสดุปู

(1) หินทิ้ง (Rock fill)

หินทิ้งประกอบด้วยหินใหญ่ส่วนคละ (มีขนาดโตกว่า 3" หรือ 75 มม. ขึ้นไป) มีความแข็งแรง แน่น ไม่แตกสลาย และทนต่อการสึกหรอสูง นำมาทิ้งบริเวณที่ต้องการ เพื่อป้องกันการกัดเซาะของกระแสน้ำจนได้ความหนาเพียงพอ การออกแบบขนาดของหินทิ้งจะขึ้นอยู่กับความเร็วของกระแสน้ำที่พื้นท้องน้ำ และความลาดเอียงของตลิ่งลำน้ำ ซึ่งในรูปที่ 4.17 แสดงขนาดโตที่สุดของก้อนหิน ซึ่งสามารถต้านทานความเร็วของน้ำได้ เมื่อปูหินบริเวณท้องน้ำ และในรูปที่ 4.18 แสดงขนาดของก้อนหิน ที่แนะนำให้นำมาปูบนลาดเอียง และสามารถต้านทานความเร็วของน้ำที่มาปะทะได้ สำหรับการออกแบบความหนาของชั้นหินทิ้งจะขึ้นอยู่กับชนิดดินที่รองรับความเร็วของกระแสน้ำส่วนคละของหินใหญ่ ขนาดของชั้นกรวดและทรายรองพื้น โดยทั่วไปความหนาของชั้นหินทิ้งไม่ควรน้อยกว่า 3.0 เท่าของขนาดโตที่สุดของก้อนหิน

(2) หินเรียง (Riprap)

หินเรียงคือหินใหญ่ที่มีขนาดส่วนคละ (มีขนาดโตกว่า 3" หรือ 75 มม. ขึ้นไป) มีความแข็งแรง แน่น ไม่แตกง่าย และทนต่อการสึกหรอสูง นำมาเรียงให้เข้ามุกกันอย่างหนาแน่น และเสริมช่องว่างด้วยหินขนาดเล็กกว่า เพื่อใช้ในการป้องกันการกัดเซาะของกระแสน้ำ และเนื่องจากหินเรียงจัดเรียงได้แน่น

และประณีตกว่าหินทั้ง ดังนั้น โดยทั่วไปความหนาของหินเรียงจึงน้อยกว่าหินทั้ง ในการป้องกันการกัดเซาะของน้ำที่ความเร็วเดียวกัน สำหรับการคำนวณหาขนาดของหินเรียง มีวิธีการเดียวกันกับหินทั้งทุกประการ และการออกแบบความหนาของหินเรียงจะพิจารณาเช่นเดียวกันกับกรณีหินทั้ง และโดยทั่วไปความหนาของชั้นหินเรียงไม่ควรน้อยกว่า 1.5 เท่า ของขนาดโตที่สุดของก้อนหิน

(3) หินเรียงยาแนว (Mortar Riprap)

หินเรียงยาแนว เป็นการนำหินเรียงที่ออกแบบไว้ นำมาเรียงให้เข้ามุกกันอย่างแน่นหนา แต่ช่องว่างระหว่างก้อนหินให้ประสานด้วยปูนทราย (Mortar) (ปูนซีเมนต์ : ทราย = 1:3 โดยปริมาตร และปริมาณน้ำที่ใช้ผสมให้มีปริมาณพอเหมาะกับการใช้งาน) ในการทำหน้าที่เป็นตัวประสานปูนทรายนั้น ต้องเติมลงไปในช่วงว่างระหว่างก้อนหิน โดยให้รอยต่อของหินทุกก้อนมีปูนทรายประสานอย่างสมบูรณ์ รอยต่อของปูนทรายนั้นต้องปาดให้เรียบรอยสม่ำเสมอในทุกรอยต่อ สำหรับหินเรียงที่มีน้ำไหลผ่านอยู่เสมอ เช่น หินเรียงที่ปลายท่อระบายน้ำ หรือลาดเอียงที่มีการระบายน้ำผ่านการตบแต่ง ผิวของปูนทรายต้องเรียบและเสมอกับผิวของก้อนหินที่เรียงเพื่อให้ผิวทั้งหมดเรียบเหมาะกับการระบายน้ำ หินเรียงยาแวนิยมนำมาใช้ป้องกันในบริเวณที่มีการกัดเซาะรุนแรง เช่นบริเวณดินเชิงลาดที่ติดกับพื้นของทางน้ำ เป็นต้น และใช้กับอาคารชลศาสตร์ที่มีความสำคัญ สำหรับการออกแบบขนาดของหินเรียงที่ใช้และความหนาของชั้นหินเรียงยาแนวจะพิจารณาเช่นเดียวกันกับหินเรียง และโดยทั่วไปความหนาของชั้นหินเรียงยาแนวไม่ควรน้อยกว่า 1.20 เท่าของขนาดโตที่สุดของก้อนหิน

(4) Gabion และ Mattress

Gabion และ Mattress เป็นกล่องลวดตาข่ายของโลหะที่ไม่เป็นสนิม หรือถูกเคลือบด้วยวัสดุที่ป้องกันการเป็นสนิม เช่น Polyvinyl เป็นต้น และมีความทนทานต่อการกัดกร่อน (Corrosion) หรือผลจากกระบวนการ Weathering ต่างๆ ภายในบรรจุหินขนาดต่างๆ ที่หาได้ง่ายและมีความทนทานจนเต็มขนาดกล่อง แล้วนำมาปูวางในบริเวณที่ต้องการป้องกันการกัดเซาะ โดยเฉพาะบริเวณที่มีการกัดเซาะรุนแรง นิยมนำมาใช้ในกรณีที่ไม่สามารถคัดเลือกขนาดหินใหญ่ที่ใดเพียงพอต้านความเร็วของน้ำได้ ตามวิธีการคำนวณขนาดก้อนหิน ซึ่งอาจใช้หินขนาดเล็กที่หาได้ เช่น ขนาดเล็กสุด 50 มม. มีส่วนกละจนถึงขนาดโตสุด 300 มม. บรรจุในกล่องลวดตาข่าย (Gabion และ Mattress)

- กล่องเกเบียนเคลือบสังกะสี

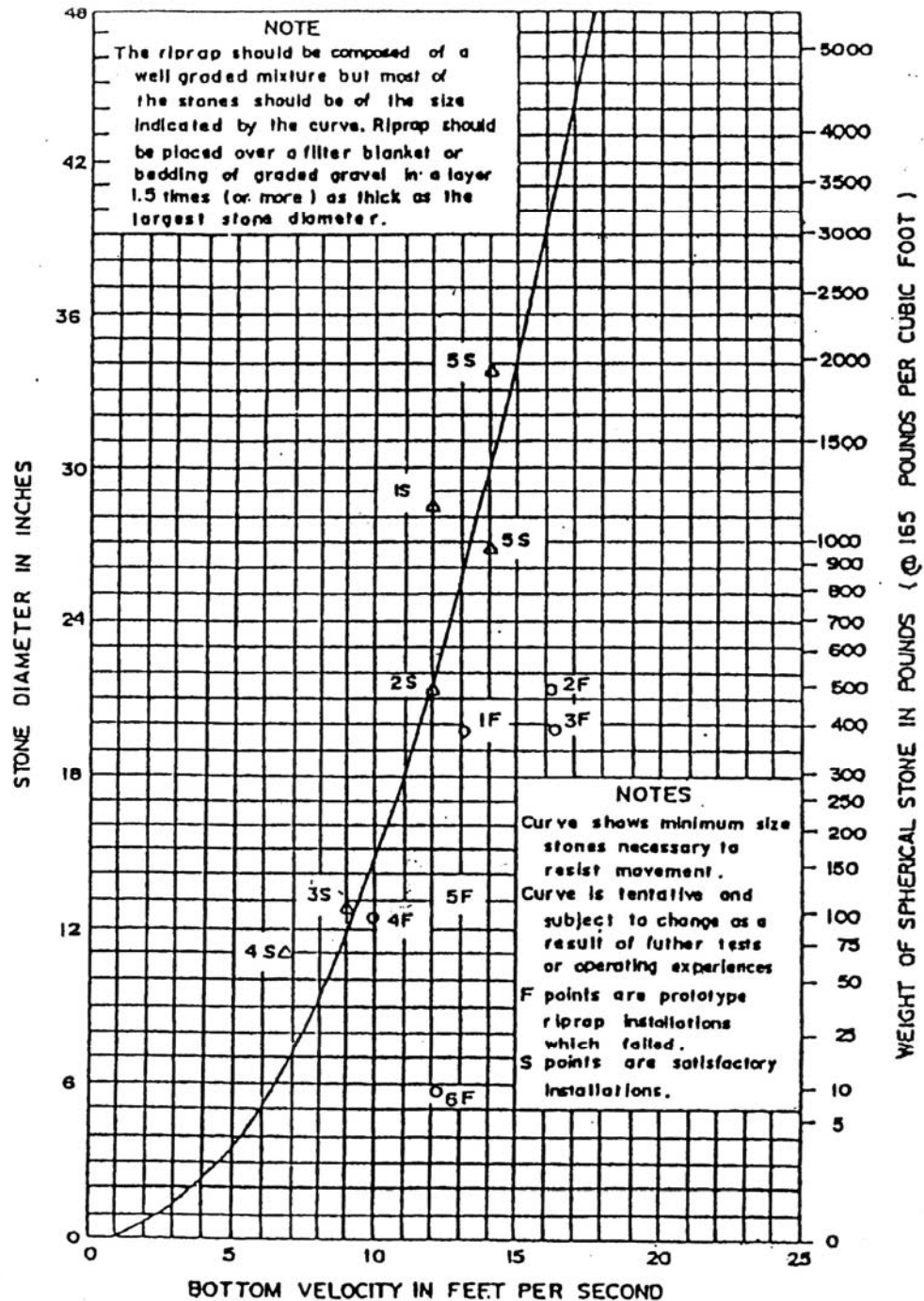
กล่องเกเบียนประกอบด้วยกล่องย่อยรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ทำขึ้นจากลวดที่ถูกเผาให้อ่อนตัวดี เคลือบด้วยและเคลือบผิวด้วยสังกะสีแล้วฉีกเป็นรูปหกเหลี่ยม คุณภาพของลวดและสังกะสีที่ใช้เคลือบเป็นไปตามมาตรฐานนานาชาติ บริเวณขอบของแผ่นลวดเสริมด้วยลวดที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางใหญ่กว่าที่ใช้ในการทำตาข่าย ทั้งนี้เพื่อเป็นการเสริมความแข็งแรงและสะดวกในการก่อสร้าง กล่องเกเบียนจะถูกแบ่งเป็นช่องเซลล์ โดยมีแผ่นกระบังกั้นกลางทำให้โครงสร้างมีความแข็งแรงมากขึ้น และประกอบติดตั้งง่าย

- กล่องเกเบียนเคลือบสังกะสีหุ้มด้วยพีวีซี

คล้ายกับแบบกล่องเกเบียนเคลือบสังกะสี ลวดที่ใช้เมื่อเคลือบสังกะสีแล้วจะถูกนำไปหุ้มด้วยพีวีซีชนิดขนาดพิเศษ (โพลีไวนิลคลอไรด์) หนา 0.4 ถึง 0.6 มม. ตลอดเส้นลวดเพื่อเป็นฉนวน ทำให้สามารถป้องกันการกัดกร่อนได้อย่างมีประสิทธิภาพ กล่องเกเบียนประเภทนี้เหมาะสำหรับใช้งานตามชายฝั่งทะเลหรือพื้นที่ที่มีมลภาวะสูง เมื่อบรรจุหินใหญ่ลงภายในจะได้กล่องเกเบียนขนาดใหญ่ที่มีความยืดหยุ่น น้ำซึมผ่านได้ดี เหมาะสำหรับงานก่อสร้างประเภทต่างๆ

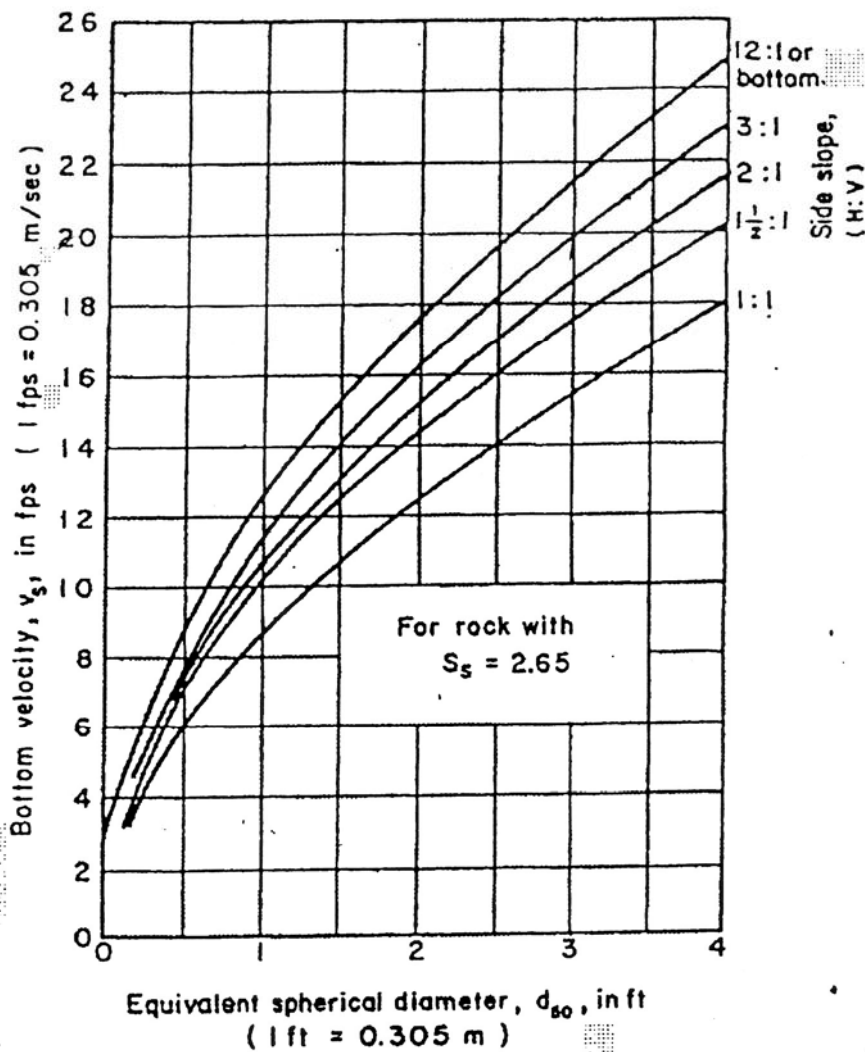
	ประเภท กล่อง	ความสูงกล่อง (ม.)	ประเภทลวดเหล็ก	ขนาด เส้นผ่าศูนย์กลาง	น้ำหนักสังกะสี ที่เคลือบ (กรัม/ม.)
ไม่หุ้ม P.V.C.	เกเบียน	0.50	ลวดทำโครงกล่อง	3.5	275
			ลวดดาข่าย	2.7	260
			ลวดผูกกล่อง	2.2	240
	เกเบียน	1.00	ลวดทำโครงกล่อง	3.5	275
			ลวดดาข่าย	2.7	260
			ลวดผูกกล่อง	2.2	240
	เมทเทรล	0.30	ลวดทำโครงกล่อง	2.7	260
			ลวดดาข่าย	2.2	240
			ลวดผูกกล่อง	2.2	240
หุ้ม P.V.C.	เกเบียน	0.50	ลวดทำโครงกล่อง	3.5	275
			ลวดดาข่าย	2.7	260
			ลวดผูกกล่อง	2.2	240
	เมทเทรล	0.30	ลวดทำโครงกล่อง	2.7	260
			ลวดดาข่าย	2.2	240
			ลวดผูกกล่อง	2.2	240

SIZE OF RIPRAP TO BE USED DOWNSTREAM FROM STILLING BASINS ,



รูปที่ 4-17 โฉมออกแบบขนาดหินที่ต้านทานการกัดเซาะในบริเวณท้องน้ำ

ที่มา U.S.B.R.(1963), "Hydraulic of Stilling Basins and Energy Dissipators", Denver



รูปที่ 4-18 โค้งออกแบบขนาดหินที่ต้านทานการกัดเซาะในบริเวณตลิ่งของลำน้ำ
ที่มา Stevens, M.A., Simons, D.B., and Lewis, G.L. (1976)

(5) การปลูกหญ้า (Sodding)

การปลูกหญ้า นิยมออกแบบไว้สำหรับการป้องกันการกัดเซาะลาดตลิ่งของอาคาร คลองส่งน้ำ หรือลาดดินตัด ดินถม อันเนื่องมาจากน้ำฝนและแรงลม โดยปกตินิยมใช้ชนิดของหญ้าในท้องถิ่นที่โตเร็ว เช่น หญ้านวลน้อย เป็นต้น การปลูกจะปลูกแบบ Block Sodding ขนาด 0.30x 0.30 ม. เรียงต่อกัน หรือปลูกแบบ Strip Sodding ปลูกเป็นแถวยาวตามแนวยาวของลาดดิน กว้างแถวละประมาณ 0.20 ม. สลับกับแถวว่างกว้างประมาณ 0.20 ม. การปลูกหญ้าทั้งสองแบบจะปลูกบนดิน Top soil ที่ให้ระบบรากขึ้นได้ ชั้นนี้หนาประมาณ 5.00 ซม. ซึ่งชั้นดิน Top soil ดังกล่าว จะวางบนชั้นดินประเภทดินเหนียวหนาประมาณ 10.00 ซม. .
อีกต่อหนึ่ง

4.9 การออกแบบ ระบายน้ำที่พื้น กำแพงกันดิน และวัสดุกรอง

อาคารที่ต้องรับแรงดันดินหรือแรงดันน้ำเช่น กำแพงกันดิน หรือพื้นอาคาร เมื่อฝนตกน้ำที่ซึมลงในดินจะไปเพิ่มปริมาณน้ำใต้ดิน ทำให้น้ำหนักของดินเพิ่มขึ้น หรือการลดระดับน้ำอย่างรวดเร็วทำให้น้ำไหลออกจากกำแพงไม่ทัน จึงไปเพิ่มแรงดันต่อกำแพง เป็นเหตุให้ต้องหาทางระบายน้ำในดินดังกล่าว ออกมาอย่างรวดเร็วโดยที่ไม่มีตะกอนดินไหลปนมาด้วย จึงจำเป็นต้องติดตั้งระบายน้ำเป็นระยะๆ ตามปริมาณที่จะระบายออก ระบายน้ำนี้จะต้องมีการเตรียมวัสดุกรองไว้เพื่อดักตะกอนดินที่จะไหลออกมา ซึ่งจะประกอบด้วยชั้น Filter แล้วฝังท่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 1.5-2.5 นิ้ว เป็นตัวรับ Filter น้ำจากชั้นที่หยาบที่สุด ไปทั้งด้านนอกอีกทีหนึ่ง สำหรับกรณีระบายน้ำออกจากพื้นที่อาคารก็เพื่อลดแรงดันน้ำใต้พื้นอาคาร (Uplift Pressure)

สำหรับเกณฑ์กำหนดทั่วไปในการออกแบบวัสดุกรองและแผ่นใยสังเคราะห์ใช้ดังนี้

(1) **วัสดุกรอง (Filter material)** ใช้เพื่อป้องกัน Piping โดยต้องมีคุณสมบัติดังต่อไปนี้

1. Permeability ของวัสดุกรองต้องมีมากกว่า Permeability ของวัสดุที่จะถูกกรอง หรือจะถูกป้องกันไม่ให้เกิด Piping

2. ความพรุน (Pores) ของวัสดุกรองจะมีการวิเคราะห์หาลำดับขนาดส่วนกละ (Gradation) เพื่อป้องกันไม่ให้เม็ดของวัสดุพื้นฐานรากถูกพัดพาหลุดออกไปได้ หรือเกิดการอุดตัน เป็นต้น

3. ความหนาของวัสดุกรองต้องหนาเพียงพอสำหรับให้วัสดุนั้นจัดเรียงส่วนกละ (Gradation) ในตัวของมันเองได้ดีด้วย

ชั้นกรอง (Filter) จะทำหน้าที่รับน้ำที่ซึมผ่านชั้นดินและฐานรากให้ไหลออกมารวมกันในบริเวณที่เตรียมไว้ โดยไม่ให้เกิดการเสียหายจากการกัดเซาะแล้วระบายให้อยู่ในที่ปลอดภัย ดังนั้น ความต้องการพื้นฐานของชั้นกรองคือ

- Piping Requirement ขนาดของวัสดุกรอง (หรือช่องว่างระหว่างเม็ด) ต้องมีขนาดเล็กพอที่จะป้องกันไม่ให้เม็ดดินถูกกัดเซาะและไหลตามน้ำที่ซึมผ่านออกมาได้

- Drainage Requirement ขนาดของวัสดุกรอง (หรือช่องว่างระหว่างเม็ด) ต้องมีขนาดใหญ่พอที่จะยอมให้น้ำไหลซึมออกได้สะดวก โดยไม่เกิดความดันน้ำสะสมขึ้นในชั้นกรอง

เกณฑ์กำหนดทั่วไปในการออกแบบขนาดกละของชั้นกรอง โดยทั่วไปสามารถรวบรวมได้จากหน่วยงานต่างๆ ดังแสดงในตารางที่ 4.5 ในขณะที่พฤติกรรมจริงที่เกิดขึ้นระหว่างผิวสัมผัสของเนื้อดินกับชั้นกรองเมื่อมีการไหลของน้ำผ่านออกจากดิน จะเกิดการเคลื่อนตัวของเม็ดดินขนาดเล็กเข้ามาในชั้นกรองส่วนหนึ่ง จนกระทั่งเกิดการกรองขึ้นโดยอัตโนมัติ และจะเรียกดินส่วนนี้ว่า Filter Cake (Taylor 1948) ดัง

แสดงในรูปที่ 4.19 ซึ่งการเกิด Filter Cake จะเกิดขึ้นแต่น้ำเริ่มไหลผ่านชั้นดินจนเข้าสู่จุดสมดุล โดยระยะเวลาการเกิดขึ้นกับหลายปัจจัย อาทิเช่น ความเหนียวของดิน ความต่างของความดันน้ำ และการขึ้นลงของความดันน้ำ

สำหรับเกณฑ์กำหนดในการออกแบบชั้นกรอง มักใช้ตาม US Corps of Engineers (NAFAC Manual 7.1 May 1982) คือ

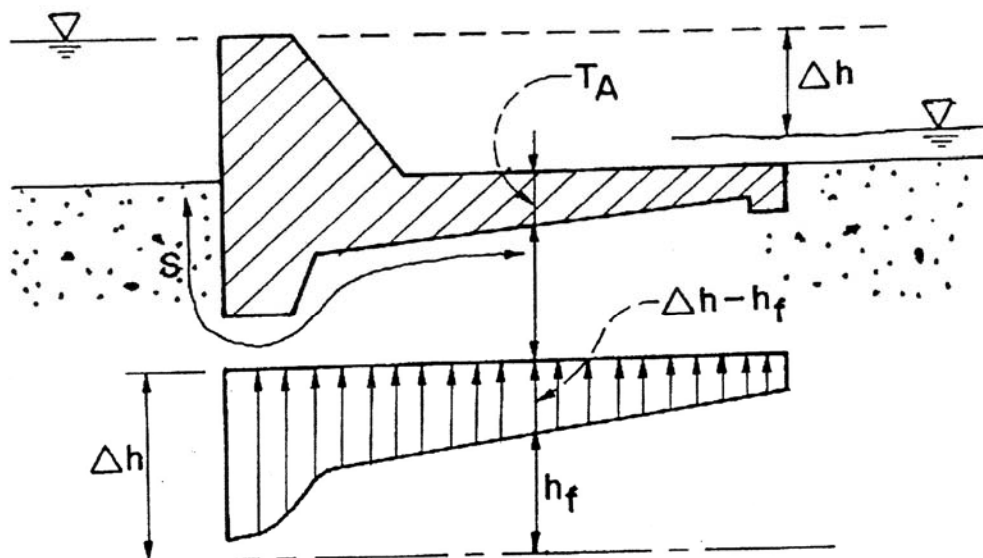
1. $\frac{D_{15F}}{D_{15S}} > 5$ (Drainage Requirement)
2. $\frac{D_{15F}}{D_{85S}} < 5$ (Piping Requirement)
3. $\frac{D_{50F}}{D_{50S}} < 20$ (Piping Requirement)
4. $\frac{D_{15F}}{D_{15S}} < 20$ (Piping Requirement)

สำหรับ Well Graded Soil เมื่อ $C_u > 4$ สมการที่ (4.) อาจใช้เป็น

$$5. \frac{D_{15F}}{D_{15S}} < 40$$

เมื่อ D_{15F}, D_{50F} = ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของกรวดทรายชั้นกรองที่เปอร์เซ็นต์ Finer 15 และ 50 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ

$D_{15S}, D_{50S}, D_{85S}$ = ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของดินที่เปอร์เซ็นต์ Finer 15, 50 และ 85 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ



รูปที่ 4-19 แสดงการเคลื่อนตัวของดินบริเวณรอยต่อของชั้นกรอง

6. ขนาด Filter ที่ใหญ่ที่สุดไม่เกิน 3 นิ้ว
7. จะต้องไม่มีดินเหนียวปะปน หรือมีวัสดุที่มีขนาดเล็กกว่าตะแกรงเบอร์ 200 มากกว่า 5% โดยน้ำหนัก

(2) แผ่นใยสังเคราะห์ แผ่นใยสังเคราะห์ใช้ในการกรองดินป้องกันไม่ให้ถูกน้ำกัดเซาะไป โดยจะทำการปูก่อนที่จะเรียงหินต่อไป โดยทั่วไปจะผลิตจาก PORYPROPYLENE ทำให้มีประสิทธิภาพในการกรองดินได้ดีมาก ขณะเดียวกันสามารถยึดตัวได้มากและยังสามารถรับแรงต่างๆ ได้อย่างดีเยี่ยม มีอายุการใช้งานที่ยาวนาน มีความทนทานต่อกรดและด่างสูง ไม่เน่าเปื่อย ไม่เป็นพิษ หรือเป็นอันตรายต่อสิ่งแวดล้อม และยังสามารถคงคุณสมบัติเดิมเสมอไม่ว่าจะอยู่ในสภาวะที่แห้งหรือเปียก

ตารางที่ 4-5 เกณฑ์กำหนดทั่วไปในการออกแบบขนาดของชั้นกรอง

Investigators	Base Material	Filter Material	Criteria Developed
Terzaghi 1922	Uncertain whether criteria based on experiments or conservative reasoning		$\frac{D_{15} F}{D_{85} B} < 4 < \frac{D_{15} F}{D_{15} B}$
Bertram 1939 Newton and Hurtey	Uniform quartz and Ottawa sands Well-graded gravelly sand	Uniform quartz and Ottawa sands Natural bank graveis. Finer sized successaively screened out. Fairty uniform filters	$\frac{D_{15} F}{D_{85} B} < 6, \frac{D_{15} F}{D_{15} B} < 9$ $\frac{D_{15} F}{D_{85} B} < 32, \frac{D_{15} F}{D_{50} B} < 15$
Waterways Experiment Station 1941 - 1948	Random material types. Fine to coarse sands	Random types including natural pit-run graveis	$\frac{D_{15} F}{D_{15} B} > 4, < 20$ $\frac{D_{50} F}{D_{50} B} < 25, \frac{D_{15} F}{D_{85} B} < 5$ Gradation of filters be more or less parallel to base Filter should be well graded
Office, Chief of Engineers	All Types	Concrete sand and corase aggregate generally recommended	$\frac{D_{15} F}{D_{85} B} < 5.0, \frac{D_{15} F}{D_{15} B} > 5$
U.S. Bureau of Reclamation 1947	Artificially blended materials of various ranges including uniform material	Artificially blended uniform filters Artificially blended well graded filters	$\frac{D_{50} F}{D_{50} B} > 5, < 10$ $\frac{D_{50} F}{D_{50} B} > 12, < 58$ $\frac{D_{15} F}{D_{15} B} > 15, < 40$
Providence District, CE 1942	All types	Certain general types' Reconumended	Filter design curve C_u of base vs $\frac{D_{15} F}{D_{15} B}$

4.10 การออกแบบรัศมีความโค้งของลำน้ำ

เพื่อป้องกันปัญหาด้านการกัดเซาะในบริเวณโค้งของลำน้ำซึ่งเป็นดินซุย จำเป็นต้องกำหนดให้รัศมีความโค้ง (R) ของลำน้ำไม่น้อยกว่า 5 เท่า ของความกว้างผิวน้ำ (ขณะที่ระดับน้ำอยู่ที่ระดับสูงสุด) อย่างไรก็ตามถ้าบริเวณโค้งของลำน้ำอยู่ในบริเวณเขตหมู่บ้านหรือชุมชน ซึ่งถูกจำกัดด้วยสภาพพื้นที่ รัศมีความโค้งจำเป็นต้องออกแบบให้ไม่น้อยกว่าที่กำหนด ก็ให้ป้องกันลาดตลิ่งด้านข้างด้วยหินเรียงในบริเวณโค้งดังกล่าว

4.11 การออกแบบระดับอาคารต่างๆ

(1) ตอม่อ (Piers)

ความสูงของตอม่อออกแบบรวมความสูงเผื่อล้น (Free Board) โดยพิจารณาจากสูตรดังนี้

$$H = 1.10 D + 0.20$$

เมื่อ H = ความสูงตอม่อ , เมตร

D = ความลึกของน้ำหน้าฝายน้ำล้น , เมตร

(2) กำแพงกันดิน

การพิจารณาความสูงของกำแพงกันดิน พิจารณาแบ่งได้ใน 2 ส่วน คือ

- ส่วนที่ติดกับตอม่อ : ใช้ความสูงเดียวกับตอม่อ
- กำแพงกันดินส่วนที่ติดกับคันกันน้ำ พิจารณาจากสูตร

$$H = 1.20 D + 0.20$$

เมื่อ H = ความสูงของกำแพงกันดิน , เมตร

D = ความลึกของน้ำหน้าฝายน้ำล้น , เมตร

(3) สะพานบริการ

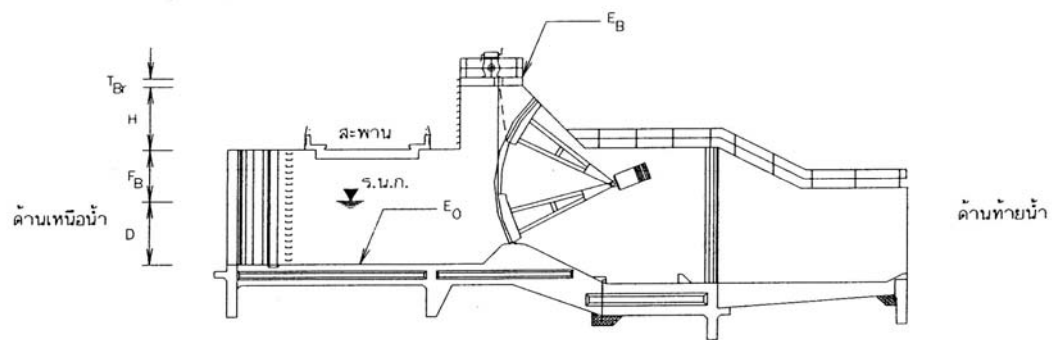
กำหนดให้ระดับท้องคานตั้งอยู่บนหลักตอม่อกลางและตอม่อริมของฝายน้ำล้น

(4) สะพานเครื่องกวั่น

ระดับสะพานเครื่องกวั่นต้องไม่เป็นอุปสรรคต่อการยกบานขึ้นพ้นน้ำในฤดูน้ำหลาก โดยระดับพื้นสะพานเครื่องกวั่น คำนวณได้จากสูตร

$$E_B = E_O + H + D + F_B + T_{Br}$$

- เมื่อ E_B = ระดับพื้นสะพานเครื่องกว้าน ,เมตร
 E_O = ระดับธรณีฝายน้ำล้น ,เมตร
 H = ความสูงต่อม่อรับสะพานเครื่องกว้าน ,เมตร
 D = ความลึกน้ำหน้าฝายน้ำล้น กรณีน้ำหลากรอบ 50 ปี ,เมตร
 F_B = ระยะเพื่อล้น ใช้ 0.50 เมตร
 T_{Br} = ความหนาพื้นสะพานเครื่องกว้าน ,เมตร



บทที่ 5

เกณฑ์การออกแบบอาคารบังคับน้ำ

5.1 หลักการทั่วไปในการออกแบบ

ในการออกแบบอาคารบังคับน้ำ จะพิจารณารูปร่างลักษณะของอาคารที่สามารถใช้งานได้อย่างมีประสิทธิภาพ รวมทั้งให้ความปลอดภัยในการใช้งานได้ทุกกรณีตลอดอายุของอาคาร พร้อมทั้งก่อสร้างง่าย ประหยัดและสอดคล้องกับสภาพภูมิประเทศ โดยทั่วไปจะพิจารณาจากเงื่อนไขต่าง ๆ ดังนี้

- (1) ระดับพื้นอาคารวางอยู่บนชั้นดินเดิมหรือชั้นหินที่มีความแข็งแรงสามารถรับน้ำหนักอาคารได้โดยไม่เกิดการทรุดตัว
- (2) แนวอาคารจะต้องวางให้มีระยะสั้นและมีการขุดดินน้อย
- (3) สามารถระบายน้ำ หรือส่งน้ำให้ได้ตามปริมาณและระดับที่กำหนดไว้
- (4) ถ้ามีความจำเป็นจะพิจารณา ให้สามารถใช้เป็นอาคารช่วยเสริมการผันน้ำ ระหว่างการก่อสร้างได้ด้วย
- (5) แนวอาคารให้สอดคล้องกับสภาพภูมิประเทศในบริเวณดังกล่าว
- (6) คลองระบายน้ำลงลำน้ำเดิม จะต้องเชื่อมต่อกับลำน้ำเดิมให้สอดคล้องกลมกลืนกัน ไม่กีดขวางการไหลของน้ำ ซึ่งจะทำให้เกิดการกัดเซาะในบริเวณจุดตัดของคลองระบายน้ำ และลำน้ำเดิมได้
- (7) ใช้ทำหน้าที่ป้องกันอุทกภัยเสริมช่วยอาคารทางระบายน้ำล้น โดยการระบายน้ำจากอ่างเก็บน้ำลดระดับลงก่อนจะถึงฤดูน้ำหลาก ทำให้อ่างเก็บน้ำมีปริมาตรเพิ่มสามารถรับน้ำลงอ่างเก็บน้ำได้มากขึ้น
- (8) ทำหน้าที่ระบายน้ำทิ้งออกจากอ่างเก็บน้ำ เพื่อทำการตรวจสอบหรือซ่อมแซมตัวเขื่อน และอาคารท่อส่งน้ำ

ในการดำเนินการออกแบบตัวอาคารจะยึดหลักว่าต้องมีความปลอดภัย ก่อสร้างง่าย ประหยัดราคาก่อสร้าง รวมทั้งค่าใช้จ่ายในการบำรุงรักษา ภายหลังจากก่อสร้างเสร็จแล้ว โดยการออกแบบจะพิจารณาสรรหาวัสดุที่ใช้ในการก่อสร้างจากแหล่งที่ใกล้กับหัวงานให้มากที่สุด

ตัวอาคารบังคับน้ำจะวางอยู่ใต้ฐานรากตัวเขื่อน มีส่วนประกอบต่างๆดังนี้

1) ทางชักน้ำเข้า (Approach Channel) ทำหน้าที่เป็นทางชักน้ำในอ่างเก็บน้ำมายังอาคารรับน้ำ ร่องน้ำต้องออกแบบให้สามารถรับน้ำในปริมาณที่ต้องการได้โดยไม่ให้ถูกกัดเซาะทำลายร่องน้ำและมีเสถียรภาพของความลาดเอียงของร่องน้ำที่ไม่เกิดพังทลาย

2) อาคารรับน้ำ (Intake Structure) ทำหน้าที่รับน้ำเข้าสู่ท่อระบายน้ำ (Conduit) มีลักษณะเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งออกแบบให้มีช่องระบายน้ำ อยู่ที่ระดับเก็บกักต่ำสุด (Dead Storage) ของอ่างเก็บน้ำ ช่องนี้จะเป็นช่องสำหรับการระบายน้ำถาวร ดังนั้นจึงจะออกแบบตะแกรงกันขยะปิดช่องนี้ไว้เพื่อป้องกันมิให้ขยะหรือวัสดุขนาดใหญ่ไหลเข้าไปอุดตันในท่อระบายน้ำ นอกจากนี้จะออกแบบบานเหล็ก (Bulkhead Gate) ไว้สำหรับปิดช่องระบายน้ำ ในกรณีที่จำเป็นต้องปิดกั้นน้ำเพื่อการซ่อมแซมบำรุงรักษาตัวท่อและอาคารอื่นๆ ด้านท้ายน้ำ

3) ท่อระบายน้ำ (Conduit) ออกแบบเป็นท่อคอนกรีตเสริมเหล็กภายในบุด้วย Steel Liner ตัวท่อระบายจะแบ่งเป็น 2 ช่วง คือช่วงแรกตั้งแต่ท้ายอาคารรับน้ำไปจนถึง Downstream Toe ของตัวเขื่อน จะเป็นท่อขนาดใหญ่ทำหน้าที่ผันน้ำในระหว่างการก่อสร้างตัวเขื่อน ต่อจากท่อผันน้ำ (Diversion Conduit) จะเป็นท่อที่มีขนาดเล็กต่อเชื่อมกับท่อผันน้ำด้วย Transition

4) อาคารบังคับน้ำ (Control Structure) ที่ปลายท่อ Irrigation Conduit จะเป็นอาคารบังคับน้ำ ซึ่งจะติดตั้งระบบควบคุมน้ำไว้ภายในได้แก่ ประตูน้ำจำนวน 2 ชุด ชุดแรกที่อยู่ด้านเหนือน้ำ เรียกว่า Guard Gate โดยปกติประตูตัวนี้จะเปิดชุดแรกเต็มที่อยู่เสมอ จะปิดก็ต่อเมื่อจำเป็นต้องมีการเปลี่ยนหรือซ่อมแซมประตูตัวถัดไปหรืออาคารสลายพลังงานด้านท้าย ประตูน้ำอีกชุดหนึ่งเรียกว่า Regulating Gate จะติดตั้งถัดจาก Guard Gate ออกไปทางท้ายน้ำจะทำหน้าที่ควบคุมปริมาณน้ำให้ไหลตามจำนวนที่ต้องการ

5) อาคารลดพลังงานท้ายน้ำ (Terminal Structure) การระบายน้ำจากท้ายท่ออาคารบังคับน้ำจะต้องผ่านอาคารสลายพลังงาน (Energy Dissipater) ก่อนที่จะปล่อยลงสู่ทางระบายน้ำท้าย อาคารสำหรับการออกแบบอาคารเพื่อสลายพลังงานนี้จะเลือกใช้ชนิดที่เหมาะสมกับสภาพภูมิประเทศและสภาพทางธรณีวิทยาโดยรูปแบบของอาคารจะเป็นไปตามมาตรฐานของ USBR. Engineering Monograph No. 25, Stilling Basin and Energy Dissipater

6) ทางระบายน้ำท้ายอาคาร (Tail Channel) ทำหน้าที่ระบายน้ำจาก Terminal Structure ลงสู่ลำน้ำเดิมโดยทั่วไปจะมีลักษณะเป็นคลองเปิด (Open Channel)

5.2 การออกแบบอาคารทางน้ำเข้า

5.2.1 ทางชักน้ำเข้า (Approach Channel)

การออกแบบทางชักน้ำเข้าจะใช้สูตรของแมนนิ่ง เช่นเดียวกับการออกแบบทางรับน้ำเข้าของอาคารระบายน้ำล้น

5.2.2 อาคารรับน้ำ (Intake Structure)

อาคารรับน้ำเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก มีช่องรับน้ำเป็นรูปสี่เหลี่ยม ตั้งฉากกับคลองชักน้ำที่ช่องรับน้ำจะมีตะแกรงดักขยะ (Trashrack) ปิดอยู่เพื่อป้องกันไม่ให้สิ่งของลอยน้ำหรือสิ่งที่ไม่ไหลมากับน้ำไหลเข้าไปในท่อส่งน้ำ ที่ปากทางเข้าท่อส่งน้ำจะมีทางรับน้ำเป็นรูปโค้ง (Entrance Shapes) เพื่อให้การไหลของน้ำเข้าท่อมีความราบเรียบสม่ำเสมอและไหลผ่าน Transition ซึ่งเป็นส่วนเชื่อมต่อระหว่างอาคารรับน้ำ และท่อส่งน้ำ ทั้งนี้เพื่อเปลี่ยนรูปร่างของช่องรับน้ำรูปสี่เหลี่ยม เป็นท่อส่งน้ำรูปวงกลม หลักเกณฑ์การคำนวณออกแบบส่วนประกอบต่างๆ ของอาคารรับน้ำที่กล่าวไว้ข้างต้นมีรายละเอียด ดังนี้

ตะแกรงกันสวะ (Trashrack)

ทำด้วยเหล็กแผ่นตัดเป็นซี่ๆ ตามขนาดที่กำหนด นำมาเชื่อมต่อกันเป็นตะแกรง โดยซี่เหล็กแต่ละซี่มีระยะห่างกันตามแนวราบไม่มากกว่า 0.10 เมตร ทั้งนี้เพื่อป้องกันไม่ให้ขยะมาอุดตันที่ตะแกรงเหล็ก และป้องกันไม่ให้เศษขยะหลุดลอดเข้าไปภายในท่อส่งน้ำได้ การคำนวณหาขนาดพื้นที่ตัดของ Trashrack จะต้องใหญ่พอที่จะไม่ทำให้ความเร็วกระแสน้ำไหลผ่าน มีค่ามากกว่า 0.60 ม./วินาที ซึ่งพื้นที่หน้าตัดที่กล่าวถึงเป็นพื้นที่หน้าตัดสุทธิ ไม่รวมพื้นที่ของแผ่นเหล็กที่นำมาทำเป็นตะแกรง และพื้นที่เกิดการอุดตันออกไปด้วย โดยคำนวณได้ดังนี้

$$A_n = Q/V_n \quad (5-1)$$

$$\begin{aligned} \text{โดยที่ } A_n &= \text{พื้นที่หน้าตัดรวมขอบตะแกรงดักขยะ เป็น ม.}^2 \\ Q &= \text{ปริมาณน้ำไหลผ่านท่อสูงสุดเป็น ม.}^3/\text{วินาที} \\ V_n &= \text{ความเร็วกระแสน้ำไหลผ่านตะแกรงดักขยะ ม./วินาที} \\ &> 0.60 \text{ ม./วินาที} \end{aligned}$$

การคำนวณหาพื้นที่หน้าตัดรวมของตะแกรงดักขยะจะสมมุติให้มีการอุดตันที่ตะแกรงประมาณ 50% ดังนั้นพื้นที่หน้าตัดรวม คำนวณได้จาก

$$A_g = 2 A_n \quad (5-2)$$

โดยที่ A_g = พื้นที่หน้าตัดรวมของตะแกรงคักขยะ เป็น m^2

A_n = พื้นที่หน้าตัดสุทธิ เป็น m^2

พื้นที่หน้าตัดรวมเป็นพื้นที่ช่องรับน้ำรูปสี่เหลี่ยมของอาคารรับน้ำ โดยไม่มี Trashrack

ปิดอยู่

รูปร่างทางรับน้ำ (Entrance Shapes)

รูปร่างของทางรับน้ำจะเป็นรูปโค้งของ Ellipse มีโค้งด้านบน และด้านข้างสองข้าง ทั้งนี้เพื่อให้เส้นการไหลของน้ำ (Stream Flow) เข้า Transition มีความราบเรียบสม่ำเสมอ การคำนวณรูปร่างทางรับน้ำมีรายละเอียดดังนี้

สำหรับ Top Contraction Curve

$$\frac{X^2}{D^2} + \frac{Y^2}{(0.67D)^2} = 1 \quad (5-3)$$

สำหรับ Side Contraction Curve

$$\frac{X^2}{D^2} + \frac{Y^2}{(0.33D)^2} = 1 \quad (5-4)$$

โดย X = Coordinate ตามแกน X ของโค้ง เป็น เมตร

Y = Coordinate ตามแกน Y ของโค้ง เป็นเมตร

D = ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายในของท่อส่งน้ำเป็น เมตร

ช่วงต่อเชื่อม Transition

เป็นส่วนต่อระหว่าง Entrance Shapes กับตัวท่อส่งน้ำเนื่องจากท่อส่งน้ำเป็นท่อกลม และ Entrance Shapes เป็นรูปสี่เหลี่ยม จึงจำเป็นต้องออกแบบให้อาคารส่วนนี้เชื่อมต่อกันได้ เพื่อให้การไหลของน้ำเป็นไปโดยราบเรียบสม่ำเสมอ และเกิด Loss น้อยที่สุด โดยมีการกำหนดความยาวของ Transition ให้เพียงพอที่จะทำให้มุมตีบอยู่ในเกณฑ์ที่กำหนด ดังนี้

$$\alpha_r = \tan^{-1} \left(\frac{1}{3F} \right) \quad (5-5)$$

โดยที่ α_r = มุมตีบที่ต้องการเป็น องศา

F = Froude Number

$$= \frac{V}{\sqrt{gy}}$$

V = ความเร็วกระแสน้ำไหลผ่านท่อ ม./วินาที
 y = ความลึกน้ำเป็น ม. ในที่นี้เท่ากับขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางท่อ เพราะไหลน้ำเต็มท่อ

ความยาว Transition ที่ต้องการ

$$L_r = \left[\frac{(D_1 - D)}{(2 \tan \alpha_r)} \right] \quad (5-6)$$

ทั้งนี้ความยาว L_r จะต้องมีค่าน้อยกว่าความยาวที่กำหนดใช้งาน

ช่องสำหรับใส่ Bulkhead

วางไว้ด้านหน้าติดกับ Entrance Shapes สำหรับใส่ Bulkhead เพื่อป้องกันไม่ให้น้ำไหลเข้าไปในท่อส่งน้ำ ทั้งนี้เพื่อเตรียมไว้สำหรับกรณีที่ต้องการซ่อมแซมตัวท่อ หรือ Gate Valve ด้านท้ายน้ำ

5.2.3 ท่อส่งน้ำ (Conduit)

เป็นท่ออยู่ถัดจากช่วงต่อเชื่อม (Transition) นิยมใช้เป็นคอนกรีตหุ้มท่อ โดยมี Steel Liner อยู่ภายในตลอดความยาว ซึ่ง Steel Liner จะช่วยป้องกันไม่ให้น้ำในท่อรั่วเข้าตัวเขื่อนได้ ในกรณีที่เกิดการทรุดตัวของฐานรากไม่เท่ากัน ทำให้ท่อคอนกรีตเสริมเหล็กเกิดการแตกร้าว

- Steel Liner กำหนดให้รับ Internal Stress ต้องรับแรงดันระเบิดของน้ำได้ โดยตรวจสอบจาก Hook Tension Stress
- คอนกรีตเสริมเหล็กหุ้มท่อ กำหนดให้รับ External Stress ต้องรับแรงเฉือน, แรงดัด และแรงอัดในแนวแกน (Truss) ที่เกิดจาก Stress ของดินกระทำต่อเปลือกท่อได้

สำหรับการกำหนดระดับธรณีท่อ (Invert) จะพิจารณาจาก

- (1) ระดับฐานรากที่มั่นคง สามารถรับน้ำหนักบรรทุกของท่อได้อย่างปลอดภัย
- (2) ระดับน้ำต่ำสุดในอ่างเก็บน้ำ (ปกติกำหนดให้เท่ากับ Dead Storage) และรับน้ำที่ปลายท่อทางออกก่อนส่งน้ำเข้าสู่ระบบส่งน้ำ หรือพิจารณาจากระดับธรณีที่ Intake Structure

การกำหนดขนาดท่อตามการพิจารณาในกรณีต่างๆ

กรณีที่ 1 วัตถุประสงค์เพื่อการเพาะปลูก หรือการชลประทานจะต้องมีขนาดเพียงพอที่จะระบายน้ำได้ไม่น้อยกว่าความต้องการน้ำสูงสุด โดยใช้ระดับน้ำต่ำสุดในอ่างเก็บน้ำ เป็นเกณฑ์วิเคราะห์ทางชลศาสตร์ โดยปกติทั่วไป Minimum Reservoir Water Elevation for design discharge จะคิดที่ความสูงประมาณ $H/3$, $H/4$, $H/5$ ขึ้นอยู่กับลักษณะความสัมพันธ์ของความจุและความลึกอ่างเก็บน้ำ

โดยที่ H = ระดับน้ำเก็บกัก – ระดับน้ำต่ำสุด

กรณีที่ 2 ต้องการระบายลงลำน้ำเดิมตามกฎหมาย หรือตามความต้องการใช้น้ำในทางสาธารณะที่เคยมีใช้อยู่ก่อนมีโครงการ โดยต้องระบายน้ำออกอย่างน้อยเท่ากับที่เคยมีปริมาณน้ำไหลอยู่เดิม หรือระบายน้ำตามวัตถุประสงค์ของโครงการเพื่อการอุปโภคและบริโภค

กรณีที่ 3 ต้องการระบายน้ำตาม กรณีที่ 1 และกรณีที่ 2 และเทียบกับปริมาณการผันน้ำ หากต้องใช้ Outlet เพื่อวัตถุประสงค์ในการผันน้ำ

กรณีที่ 4 ตามความต้องการผันน้ำในระหว่างการก่อสร้าง ซึ่งต้องปิดลำน้ำเดิมด้วย Cofferdam ดังนั้นในการคำนวณปริมาณน้ำผ่านท่อต้องวิเคราะห์ Flood Routing ผ่านท่อจาก Hydrograph ช่วงของการก่อสร้างปิดลำน้ำเดิม โดยพิจารณาปริมาณน้ำในรอบ 2, 5 และ 10 ปี และสามารถจะกำหนดความสูงของ Cofferdam ได้ด้วย (ถ้ามี)

การคำนวณการไหลของน้ำในท่อส่งน้ำ ต้องคำนวณการไหลภายใต้ความดัน (Under Pressure Flow) เนื่องจากที่ปลายท่อส่งน้ำจะมี Gate Valve ทำหน้าที่ควบคุมปริมาณน้ำอยู่ ดังนั้นในการวิเคราะห์ทางชลศาสตร์ เพื่อหาปริมาณน้ำไหลผ่านท่อ และ Head Losses ต่างๆ ของ Outlet Works ทั้งหมดจึงต้องเริ่มต้นจาก Intakes Structure จนถึงปลายทางน้ำไหลออก (Outlet)

การคำนวณหาปริมาณน้ำผ่านท่อส่งน้ำ และการหา Head Losses ต่างๆ จะใช้ตาม Bernoulli's Equation จะได้สมการ

$$H_T = h_L + h_v \quad (5-7)$$

$$\begin{aligned} \text{เมื่อ } H_T &= \text{Total Head (ม.)} \\ h_L &= \text{ผลรวมของ Head Loss ต่างๆ ทั้งระบบ (ม.)} \\ &= h_t + h_e + h_f + h_c + h_{ex} + h_b + h_g \end{aligned}$$

(1) h_t = Trashrack Loss

$$h_t = K_t \left(\frac{V_n^2}{2g} \right) \quad (5-8)$$

$$\begin{aligned} \text{เมื่อ } K_t &= \text{Trashrack loss Coefficient} \\ &= 1.45 - 0.45 (A_n/A_g) - (A_n/A_g)^2 \\ A_n &= \text{พื้นที่น้ำผ่านตะแกรงป้องกันสวะสุทธิ (ม.}^2\text{)} \\ A_g &= \text{พื้นที่ทั้งหมดของ Trashrack (ม.}^2\text{)} \\ V_n &= \text{ความเร็วการไหลของน้ำที่ไหลผ่านพื้นที่ Trashrack} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 0.60 \text{ ม./วินาที} \\
g &= \text{อัตราเร่งของแรงโน้มถ่วงของโลก} \\
&= 9.81 \text{ ม./วินาที}^2
\end{aligned}$$

(2) h_e = Entrance Losses ที่ปากท่อส่งน้ำ (Conduit)

$$h_e = K_e \left(\frac{V_e^2}{2g} \right) \quad (5-9)$$

$$\begin{aligned}
K_e &= \text{Entrance Loss Coefficient} \\
C &= \text{Coefficients of Discharge} \\
V_e &= \text{ความเร็วการไหลของน้ำที่ปากทางเข้า (ม./วินาที)} \\
g &= \text{อัตราเร่งของแรงโน้มถ่วงของโลก} \\
&= 9.81 \text{ ม./วินาที}^2
\end{aligned}$$

ตารางที่ 5-1 Coefficient of discharge and loss coefficient for conduit entrances

Item	Coefficient C			Loss Coefficient K		
	Max	Min.	Ave.	Max	Min.	Ave.
(a) Gate in thin wall unsuppressed contraction	0.70	0.60	0.63	1.80	1.00	1.50
(b) Gate in thin wall-bottom and sides suppressed	0.81	0.68	0.70	1.20	0.50	1.00
(c) Gate in thin wall-corners rounded	0.95	0.71	0.82	1.00	0.10	0.50
(d) square-cornered entrances	0.85	0.77	0.82	0.70	0.40	0.50
(e) Slightly rounded entrances	0.92	0.79	0.90	0.60	0.18	0.23
(f) Fully rounded entrances $\frac{r}{D} \geq 0.15$	0.96	0.88	0.95	0.27	0.08	0.10
(g) Circular bellmouth entrances	0.98	0.95	0.98	0.10	0.04	0.05
(h) Square bellmouth entrances	0.97	0.91	0.93	0.20	0.07	0.16
(i) Inward projecting entrances	0.80	0.72	0.75	0.93	0.56	0.80

ที่มา : USBR, “Design of Small Dams” 2nd Edition, Washington, 1974

(3) h_f = Friction Losses ของท่อส่งน้ำ

การสูญเสียแรงดันน้ำเนื่องจากความฝืดของผิวท่อคำนวณได้จาก

- Manning's Formula

$$h_f = n^2 L \frac{v^2}{R^{\frac{4}{3}}} \quad (5-10)$$

เมื่อ h_f = Friction head loss, ม.

n = สัมประสิทธิ์ความฝืดของผิวท่อ

Manning Roughness Coefficient (n)	Maximum	Minimum
-ท่อคอนกรีต	0.014	0.008
-ท่อเหล็กเหนียว	0.012	0.008

L = ความยาวของท่อ, ม.

R = รัศมีชลศาสตร์, ม.

v = ความเร็วของน้ำที่ไหลผ่านท่อ, ม./วินาที

g = อัตราเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วง เท่ากับ 9.81 ม./วินาที²

- Darcy-Weisbach Formula

$$h_f = \frac{fLv^2}{2gD} \quad (5-11)$$

เมื่อ h_f = Friction head loss, ม.

f = สัมประสิทธิ์ความฝืด

$$= \frac{124.51n^2}{D^{\frac{1}{3}}}$$

D = เส้นผ่าศูนย์กลางของท่อ, ม.

L = ความยาวของท่อ, ม.

v = ความเร็วของน้ำที่ไหลผ่านท่อ, ม./วินาที

g = อัตราเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วง เท่ากับ, 9.81ม./วินาที²

n = Manning's coefficient

(4) h_c = Contraction Losses เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงขนาดของท่อจากใหญ่เล็ก

$$h_c = K_c \left[\frac{V_d^2 - V_u^2}{2g} \right] \quad (5-12)$$

เมื่อ K_c = Contraction Coefficient
 = 0.10 กรณีค่อยๆ เปลี่ยนขนาด (Flare Angle ไม่เกิน 10°)
 = 0.50 กรณีเปลี่ยนขนาดทันทีทันใด (For Abrupt Contraction)
 V_d = ความเร็วการไหลของน้ำในท่อส่งน้ำเล็ก
 (Downstream Velocity) (ม./วินาที)
 V_u = ความเร็วการไหลของน้ำในท่อส่งน้ำใหญ่ (Upstream Velocity)
 g = อัตราเร่งของแรงโน้มถ่วงของโลก = 9.81 (ม./วินาที²)

(5) h_{ex} = Expansion Losses เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงขนาดท่อส่งน้ำจากเล็กไปหาใหญ่

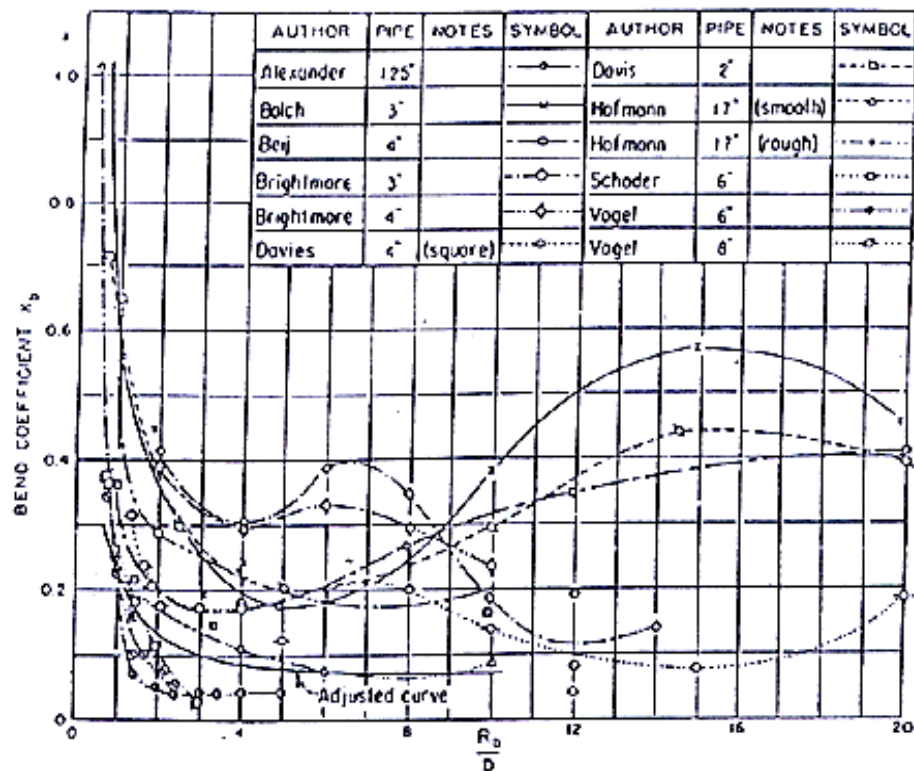
$$h_{ex} = K_{ex} \left[\frac{V_d^2 - V_u^2}{2g} \right] \quad (5-13)$$

เมื่อ K_{ex} = Expansion Coefficient จะผันแปรตามค่ามุมที่ผายออก
 (ดูจาก ตารางที่ 5-2)
 V_u = ความเร็วการไหลของน้ำในท่อเล็ก (Upstream Velocity)
 (ม./วินาที)
 V_d = ความเร็วการไหลของน้ำในท่อใหญ่ (Downstream Velocity)
 (ม./วินาที)
 g = อัตราเร่งของแรงโน้มถ่วงของโลก = 9.81 (ม./วินาที²)

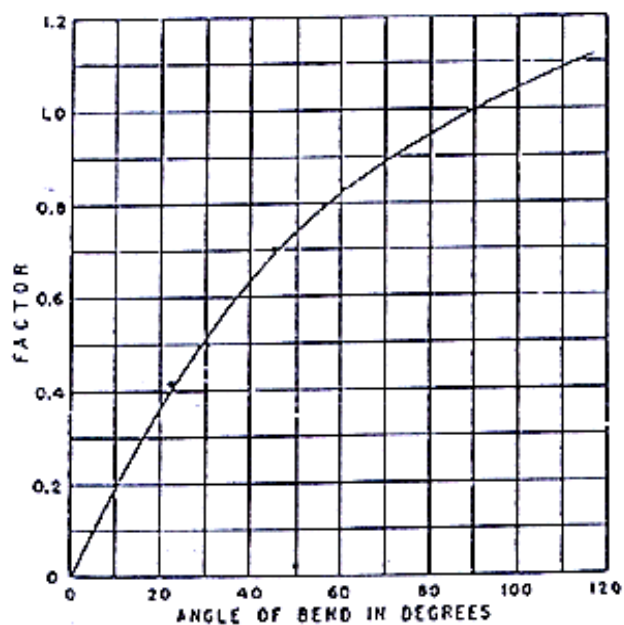
ตารางที่ 5-2 ค่า Expansion Coefficient ที่ผันแปรตามมุมที่ผายออก

Flare Angle (θ)	2°	5°	10°	12°	15°	20°	25°	30°	40°	50°	60°
K_{ex}	0.03	0.04	0.08	0.10	0.16	0.31	0.40	0.49	0.60	0.67	0.72

ที่มา : USBR, “Design of Small Canal Structures” Denver, 1974



(A) VARIATION OF BEND COEFFICIENT WITH RELATIVE RADIUS FOR 90° BENDS OF CIRCULAR CROSS SECTION, AS MEASURED BY VARIOUS INVESTIGATORS



(B) FACTORS FOR OTHER THAN 90° BENDS

รูปที่ 5-1 Bend Loss Coefficient

ที่มา : USBR, "Canals and Related Structures" Denver, 1961

(6) h_b = Bend Losses กรณีที่ท่อส่งน้ำเปลี่ยนแนวทิศทาง

$$h_b = K_b \left(\frac{V^2}{2g} \right) \quad (5-14)$$

เมื่อ K_b = bend Loss Coefficient ดูจาก รูปที่ 5 1
 V = ความเร็วของน้ำในท่อส่งน้ำ (ม./วินาที)
 g = อัตราเร่งของแรงโน้มถ่วงของโลก
 = 9.81 ม./วินาที²

(7) h_g = Gate Losses จะเกิดที่บานระบายน้ำ (Gate Valve)
 ทั้งสองแห่ง (Guard Gate และ Regulating Gate)

$$h_g = h_{g1} + h_{g2} \quad (5-15)$$

$$h_{g1} = K_{g1} \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

เมื่อ h_{g1} = Guard Gate Loss
 V = ความเร็วการไหลของน้ำในท่อส่งน้ำของ Guard Gate (ม./วินาที)
 K_{g1} = Gate Loss Coefficient
 = 0.19 สำหรับการเปิด Gate เต็มที่ (100%)

$$h_{g2} = K_{g2} \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

เมื่อ h_{g2} = Regulating Gate Loss
 V = ความเร็วการไหลของน้ำไหลผ่าน Regulating Gate
 K_{g2} = Gate Loss Coefficient ซึ่งขึ้นอยู่กับเปอร์เซ็นต์ของการเปิด Gate และชนิดของ Gate (ดูจาก ตารางที่ 5-3)
 g = อัตราการเร่งของแรงโน้มถ่วงของโลก 9.81 (ม./วินาที²)

ตารางที่ 5-3 Gate Loss Coefficient ที่เปอร์เซ็นต์ของการเปิด Gate ต่าง ๆ

การเปิดบานระบายน้ำ (%)	K_g
100	0.19
75	1.15
50	5.60
25	24.00

ที่มา : USBR, “Design of Small Canal Structures” Denver, 1974

(8) h_v = Exit Losses เป็นการสูญเสีย head ที่ปลายท่อส่งน้ำออก (Outlet)

$$h_v = K_v \left(\frac{V^2}{2g} \right) \quad (5-16)$$

เมื่อ K_v = Exit Velocity head Coefficient
 = 1.00 เมื่อน้ำไหลออกจากปลายท่อเป็น Freely Discharge
 = $\left(\frac{a_1}{a_2} \right)$

เมื่อพื้นที่ปลายท่อถูกขยายจาก a_1 เป็น a_2

a_1 = พื้นที่ปลายท่อ
 a_2 = พื้นที่ปลายท่อที่ขยายออก
 V = ความเร็วการไหลของน้ำขณะออกจากท่อส่งน้ำ (ม./วินาที)
 g = อัตราเร่งของแรงโน้มถ่วงโลก 9.81 (ม./วินาที²)

จากการคำนวณ Head Losses ต่างๆ ของท่อตลอดความยาวแล้ว สามารถคำนวณหาปริมาณน้ำไหลผ่านท่อได้ดังสมการ

$$Q = A \sqrt{\frac{2gH_T}{K_L}} \quad (5-17)$$

เมื่อ Q = ปริมาณน้ำไหลผ่านท่อในระดับต่างๆ ของอ่างเก็บน้ำ (ม.³/วินาที)
 A = พื้นที่ของการเปิดบานระบายน้ำ (ม.²)
 H_T = Total head Losses หรือความสูงของระดับน้ำจากระดับท่อส่งน้ำ
 K_L = Total Loss Coefficient ($K_c + K_{ex} + K_b + K_{gl} + K_v$)

5.2.4 อาคารบังคับน้ำ (Control Structure)

อาคารบังคับน้ำ (Control Structure) ที่ปลายท่อ Irrigation Conduit จะเป็นอาคารบังคับน้ำ ซึ่งจะติดตั้งระบบควบคุมน้ำไว้ภายใน โดยการควบคุมปริมาณน้ำผ่านท่อจะเป็นแบบ Downstream Control โดยมีประตูควบคุมปริมาณน้ำ 2 ตัว เป็น Guard Gate 1 ตัว และ Operating Gate อีก 1 ตัว ประตูระบายน้ำทั้งคู่จะเป็นแบบ High Pressure Sliding Gates และจะตั้งอยู่ภายในอาคารควบคุมบริเวณท้ายน้ำ USBR ได้แนะนำวิธีกำหนดขนาดกำลังของระบบไฮดรอลิกไว้ใน Design Standard No. 7 โดยสมการดังต่อไปนี้

$$H = 0.6 AP + W \quad (5-18)$$

เมื่อ H = แรงยกหรือปิดบานประตูของระบบไฮดรอลิก ,ตัน
 A = พื้นที่บานประตู, ตร.ม.
 P = แรงดันของน้ำที่ศูนย์กลางของบานประตู, ตัน/ตร.ม.
 W = น้ำหนักของส่วนที่เคลื่อนที่ได้เช่น บานประตู ก้านชัก และ ลูกสูบไฮดรอลิกและน็อตต่างๆ , ตัน

5.2.4.1 แรงดันภายในตัวท่อ (Internal Pressure)

(1) Hydrostatic Pressure

คือแรงดันน้ำที่เกิดจากความแตกต่างของระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำและระดับน้ำที่ปลายท่อที่ Terminal Structure

$$H = EL_1 - EL_2 \quad (5-19)$$

H = Static Head, ม.
 EL_1 = ระดับน้ำสูงสุดในอ่างฯ , ม.(รทก.)
 EL_2 = ระดับน้ำปลายท่อ, ม.(รทก.)

(2) Circumferential Stress, S_c

แรงที่เกิดในตัวท่อตามแนวทรงกลม (Hoop Stress) ของตัวท่อที่เกิดจากแรงดันภายในต่างๆ สามารถคำนวณได้จากสมการดังนี้

$$S_c = PD/2 < S_a \quad (5-20)$$

เมื่อ S_a = Allowable Stress เท่ากับ 1,400 กก./ตร.ซม.
 P = แรงดันภายในท่อ, กก./ตร.ซม.

D = เส้นผ่าศูนย์กลางเฉลี่ยของท่อ, ซม.
t = ความหนาท่อ, ซม.

(3) ความหนาท่อ Steel Liner

Steel Liner เป็นท่อเหล็กเหนียวอยู่ที่ผิวในของท่อส่งน้ำ คำนวณหาความหนาได้ดังนี้

ความหนาด้านทานแรงดันน้ำ

ท่อเหล็กนี้จะต้องต้านทานแรงดันน้ำสูงสุดที่จะเกิดขึ้นได้ และคำนวณหาความหนาท่อได้จาก (Hook Tension Stress ซึ่งเกิดที่ศูนย์กลางท่อ)

$$T = \gamma_w \cdot h \cdot D / 2f_s \quad (5-21)$$

โดยที่ t = ความหนาท่อเหล็ก (Steel Line) ซม.
 γ_w = หน่วยน้ำหนักของน้ำ = 0.001 กก./ซม.³
h = ความลึกน้ำสูงสุด เป็น (ซม.)
= ระดับน้ำสูงสุด – ระดับน้ำต่ำสุด
D = เส้นผ่าศูนย์กลางท่อ เป็น (ซม.)
 f_s = หน่วยแรงดึงของเหล็กที่ยอมให้
= 1,000 กก./ซม.²

ความหนาดำสุดตามข้อกำหนด

จากข้อกำหนดของ USBR ในหนังสือ Welded Steel Penstock, USBR. Engineering Monograph No.3, 1967 จะคำนวณความหนาดำสุดได้ดังนี้

$$t_{\min} = \frac{D + 50.8}{400} \quad (5-22)$$

โดยที่ $t_{\min}$ = ความหนาผนังท่อดำสุด เป็น (ซม.)
D = ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางท่อ เป็น (ซม.)

เปรียบเทียบความหนาท่อจากสมการ (5-21) และ (5-22) ถ้าค่าใดมากกว่าให้นำค่านั้นไปใช้งานต่อไป

5.2.4.2 แรงดันภายนอกตัวท่อ External Pressure

แรงภายนอกที่มากระทำตัวท่อที่ฝังอยู่ใต้ดิน ประกอบด้วย แรงกดดินบนท่อ น้ำหนักจรรที่เกิดจากรถบรรทุกแล่นผ่านและน้ำใต้ดินที่ทำให้ท่อลอยตัวขึ้น (Buoyant Force) ฉะนั้นความลึกของการกลบฝังท่อจึงสัมพันธ์กับการป้องกันการลอยตัว (Floating Prevention) ของท่อเพื่อให้น้ำหนักดินกดทับไว้

(1) Vertical Earth Pressure

น้ำหนักของดินเหนือท่อสามารถคำนวณได้จากสมการของ Marston's Formula (Handbook of Applied Hydraulics, Calvin Victor Davis)

$$\text{กรณีท่อฝังลึก} \quad H \leq 2.0 \text{ ม.} \quad (5-23)$$

$$W_v = W.H.$$

$$\text{กรณีท่อฝังลึก} \quad H > 2.0 \text{ ม.} \quad (5-24)$$

$$W_v = C_d \cdot W.B$$

$$\text{โดยที่ } W_v = \text{แรงดันดินในแนวตั้ง, กก./ชม}^2$$

$$W = \text{หน่วยน้ำหนักของดิน, กก./ลบ.ม.}$$

$$B = \text{ความกว้างร่องดินชุดเหนือท่อ, ซม.}$$

$$C_d = \text{ค่าสัมประสิทธิ์ของร่องดินชุด}$$

$$= \frac{1 - e^{2Ku \frac{H}{B}}}{2Ku} \quad (5-25)$$

$$e = 2.718$$

$$K = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

$$\phi = \text{ค่ามุมเสียดทานภายในของวัสดุดินถม}$$

$$u = \text{ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานระหว่างวัสดุดินถมกับวัสดุดินชุด}$$

$$H = \text{ระยะฝังดินเหนือท่อ, ซม.}$$

(2) Truck Live Load

น้ำหนักจรรที่เกิดจากรถบรรทุกแล่นผ่านท่อสามารถคำนวณได้จากสมการ

ดังนี้

$$W_t = \frac{P(1+i)}{(250+H)(10+H)} \quad (5-26)$$

$$\begin{aligned}
\text{เมื่อ } W_t &= \text{Vertical truck live load, กก./ชม}^2 \\
P &= \text{Load of rear wheel เท่ากับ 8,000 กก.} \\
i &= \text{Impact factor} \\
&= \frac{15.24}{L + 38.1} \leq 0.30 \\
H &= \text{Covering depth, ซม.} \\
L &= \text{Load length, ม.}
\end{aligned} \tag{5-27}$$

5.2.5 อาคารลดพลังงานท้ายน้ำ (Terminal Structure)

การพิจารณาออกแบบ Stilling Basin จะเลือกจะใช้ Basin ชนิดใดนั้น จะพิจารณาจากความเร็วกระแสน้ำที่ไหลเข้า Basin และค่า Froude Number (Fr) ตลอดจนปริมาณน้ำไหลผ่านอาคารสำหรับ Stilling Basin ของท่อส่งน้ำของแหล่งน้ำแต่ละแห่ง

เพื่อป้องกันการกัดเซาะท้ายน้ำ จึงต้องออกแบบให้เหมาะสม และสอดคล้องกับลักษณะการใช้งานจริง โดยพิจารณาที่

- ระดับน้ำที่ระดับเก็บกัก
- สามารถส่งน้ำได้ตามที่ออกแบบ โดยเปิด gate ไม่เต็มที่

อย่างไรก็ดี จะต้องทำการตรวจสอบลักษณะการใช้งาน เช่น การระบายน้ำฉุกเฉิน โดยจะไม่ทำความเสียหายต่ออาคารสลายพลังงานที่ออกแบบไว้นั้น คือ จะพิจารณาที่

- ระดับน้ำที่ 80% ของความจุอ่างเก็บน้ำ
- เปิด gate เต็มที่

การเลือกชนิดของอาคารสลายพลังงานจะพิจารณาจากความเร็วกระแสน้ำ และปริมาณน้ำที่ออกจากปลายท่อ

$$\begin{aligned}
\text{ถ้า } V &< 9.144 && \text{เมตร/วินาที (30 ฟุต/วินาที)} \\
Q &< 9.60 && \text{ลูกบาศก์เมตร/วินาที (339 ลูกบาศก์ฟุต/วินาที)}
\end{aligned}$$

เลือกใช้ Impact-type Energy Dissipater

ถ้าเป็นอย่างอื่นเลือกใช้ Hydraulic Jump Stilling Basin

Impact Type Stilling Basin

อาคารชนิดนี้ทำหน้าที่สลายพลังงาน (ดู รูปที่ 5-2) ที่ไหลออกมาจากท่อส่งน้ำผ่านอาคารควบคุมปริมาณน้ำ (Control House) ให้มีความเร็วต่ำจนไม่สามารถกัดเซาะอาคารด้านท้ายน้ำได้ กำหนดให้ใช้ชนิด Impact Type Basin เพราะปริมาณน้ำที่ไหลผ่านมีค่าน้อย และอาคารชนิดนี้จะมีการขุดดินน้อย รวมทั้งค่าก่อสร้างประหยัดเพราะเป็นอาคารขนาดเล็ก

โดยสมมุติรูปร่างของ Jet ที่พุ่งออกมีพื้นที่หน้าตัดเป็นสี่เหลี่ยมจัตุรัสกว้าง D การคำนวณหาขนาดรูปร่างมีรายละเอียดดังนี้

$$V = Q_m / A \quad (5-28)$$

$$D = \sqrt{A} \quad (5-29)$$

โดยที่	V	=	ความเร็วกระแสที่ไหลเข้า Basin ม./วินาที < 1.5 ม./วินาที
	Q_m	=	ปริมาณน้ำไหลผ่านท่อสูงสุดที่ระดับน้ำสูงสุด m^3 /วินาที
	A	=	พื้นที่หน้าตัดท่อ m^2
	D	=	ความลึกน้ำไหลเข้า Basin ม.

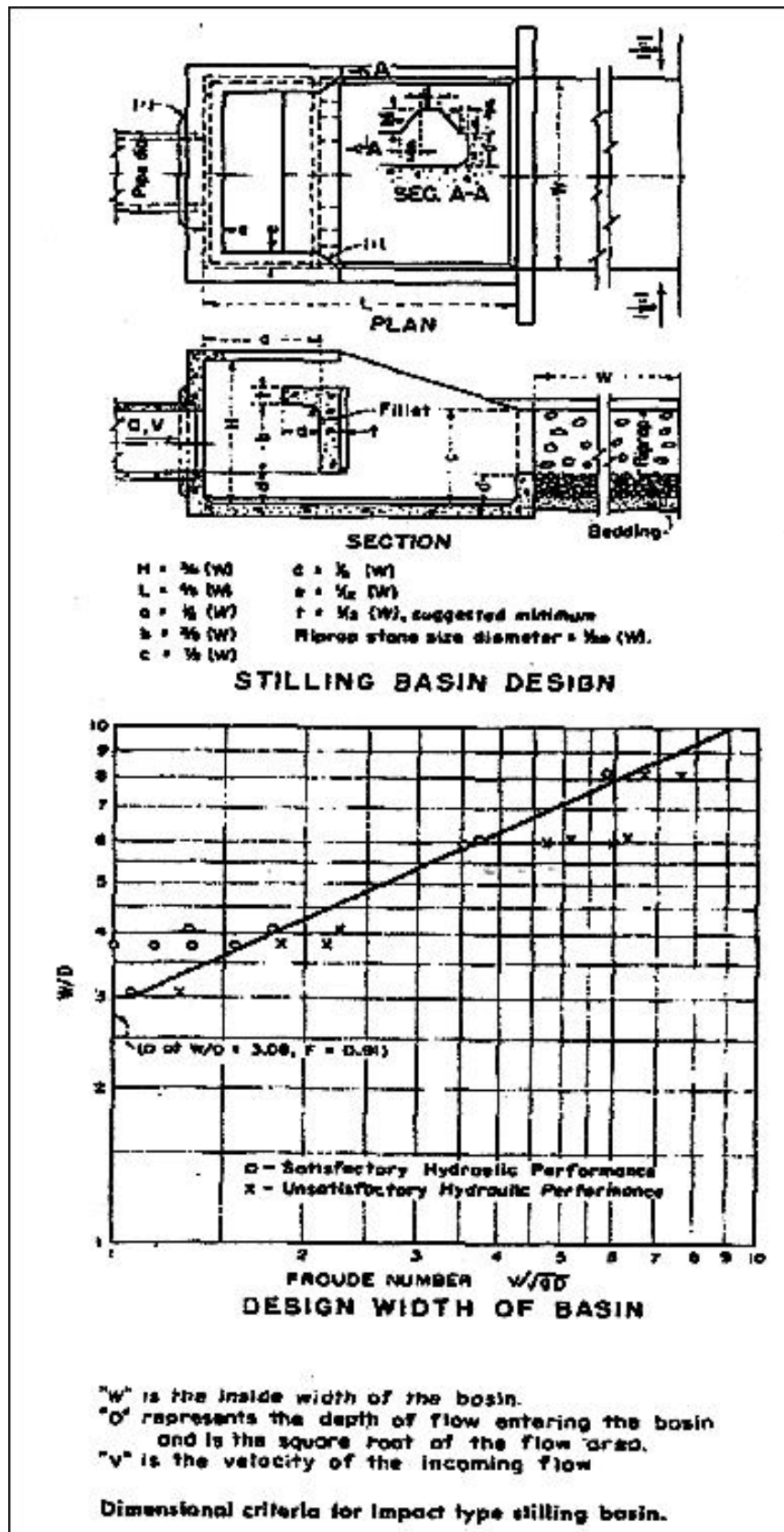
แล้วคำนวณหาค่า Froude Number = $V / \sqrt{gD}$ คำนวณหาค่า W (ความกว้างภายในของ Basin) และขนาดของส่วนต่าง ๆ ของ Basin ต่อไป

5.2.6 การป้องกันการกัดเซาะ

แนวคิดเช่นเดียวกับการป้องกันการกัดเซาะ ในบทที่ 4 ดังนี้

5.2.6.1 แรงกัดเซาะใต้ฐานอาคาร

สำหรับอาคารที่วางบนชั้นดินเดิมและขวางทางน้ำ จะต้องตรวจสอบแรงกัดเซาะใต้ฐานอาคารจาก Hydraulic Gradient กับประเภทของดินที่เป็นฐานราก โดยวิธีของ Lane's Weighted Creep Ratio ไม่น้อยกว่าค่าที่กำหนดไว้ใน ตารางที่ 5-4



รูปที่ 5-2 Impact Type Stilling Basin

ที่มา : USBR, "Design of Small Dams" 2nd Edition, Washington, 1974

$$\text{Lane's Weighted Creep Ratio } (C_w) = L_w/H$$

L_w = Weighted Creep Length หมายถึง ระยะทางที่น้ำไหลซึมผ่านได้ หรือข้างอาคาร โดยให้น้ำหนักความยาวแล้วแต่ทิศที่ซึมผ่านมี ดังนี้

- 1) ซึมผ่านด้านข้างของอาคารให้ใช้ความยาวจริง
- 2) ซึมผ่านในแนวดิ่งหรือชันกว่า 45 องศา ให้ใช้ความยาวจริง
- 3) ซึมลอดใต้อาคารในแนวราบหรือชันน้อยกว่า 40 องศา ให้ใช้เพียง 1 ใน 3 ของระยะจริง

H = Hydraulic Head ระหว่างจุดที่น้ำซึมเข้าและจุดออก

หากคำนวณค่า C_w ได้ต่ำกว่าที่กำหนดไว้ใน ตารางที่ 5-4 ให้เพิ่มค่าความยาว L_w โดยวิธีต่างๆ ดังต่อไปนี้

- เพิ่มระยะน้ำซึมในแนวดิ่งโดยใช้ Cutoff Wall หรือ Collars
- เพิ่มระยะน้ำซึมในแนวราบ โดยการขุด Aporn

สำหรับอาคารที่วางอยู่บนชั้นหิน ไม่ต้องมีการตรวจสอบด้วยวิธีของ Lane เพราะว่ามี Curtain Grouting ซึ่งโดยปกติแล้วจะมีค่า C_w มากเพียงพออยู่แล้ว

ตารางที่ 5-4 Lane's Weighted Creep Ratio

ชนิดของดิน	C_w
ดินตะกอนหรือทรายละเอียดมาก	8.50
ทรายละเอียด	7.00
ทรายขนาดปานกลาง	6.00
ทรายหยาบ	5.00
กรวดละเอียด	4.00
กรวดขนาดปานกลาง	3.50
กรวดหยาบ Cobbles และดินเหนียวอ่อน	3.00
ดินเหนียวแข็งปานกลาง	2.00
ดินเหนียวแข็ง	1.80

ที่มา : USBR, "Design of Small Dams" 2nd Edition, Washington, 1974

5.2.6.2 หินทิ้ง

หมายถึงหินใหญ่ที่ได้นำมาปูเรียงด้วยแรงคน หรือทิ้งจากรถขนหินในบริเวณที่ต้องการ ให้ได้ความหนาตามที่กำหนด โดยไม่ต้องแซมหินย่อยหรือมีการตกแต่งมากแต่อย่างใด หินที่ใช้ควรจะเป็นหินใหญ่ที่มีขนาดคละกััน การคำนวณหาขนาดของหินจะขึ้นอยู่กับความเร็วของกระแสน้ำ ส่วนความหนาของหินใช้ประมาณ 1.5 เท่าของขนาดหิน

5.2.6.3 หินเรียง

หมายถึงหินใหญ่ ที่นำมาเรียงกันเป็นชั้นให้เป็นระเบียบจนได้ความหนาที่ต้องการ โดยในช่องว่างระหว่างหินใหญ่นั้นจะอัดแซมด้วยหินย่อยหรือกรวดขนาดต่างๆ และทรายให้เต็มช่องว่าง ความหนาของหินเรียงใช้ประมาณครึ่งหนึ่งของหินทิ้ง

5.2.6.4 หินเรียงยาแนว

มีลักษณะเช่นเดียวกับหินเรียงแต่ต้องยาแนวตามช่องว่างระหว่างก้อนหินด้วยปูนทราย

5.2.6.5 GABION & MATTRESS

Gabion & Mattress เป็นกล่องลวดตาข่ายของโลหะที่ไม่เป็นสนิม หรือถูกเคลือบด้วยวัสดุที่ป้องกันการเป็นสนิม เช่น Polyvinyl เป็นต้น และมีความทนทานต่อการกัดกร่อน (corrosion) หรือผลจากกระบวนการ weathering ต่างๆ ภายในบรรจุหินขนาดต่างๆ ที่ทำได้ง่ายและมีความทนทานจนเต็มขนาดกล่อง แล้วนำมาปูวางในบริเวณที่ต้องการป้องกันการกัดเซาะ โดยเฉพาะบริเวณที่มีการกัดเซาะรุนแรง นิยมนำมาใช้ในกรณีที่ไม่สามารถคัดเลือกขนาดหินใหญ่ที่ใดเพียงพอด้านความเร็วของน้ำได้ตามวิธีการคำนวณขนาดก้อนหิน ซึ่งอาจใช้หินขนาดเล็กที่ทำได้ เช่น ขนาดเล็กสุด 50 มม. มีส่วนคละจนถึงขนาดโตสุด 300 มม. บรรจุในกล่องลวดตาข่าย (Mattress และ Gabion)

บทที่ 6

เกณฑ์กำหนดในการออกแบบถนน

6.1 หลักการทั่วไปในการออกแบบ

6.1.1 ถนนบนสันเขื่อน

วัตถุประสงค์ในการกำหนดให้มีถนนบนสันเขื่อน เพื่อป้องกันความเสียหายที่จะเกิดขึ้นกับสันเขื่อนอันเนื่องจากการจราจร และน้ำฝนที่ตกลงมาชะล้างผิวบนของสันเขื่อน ถึงแม้ว่าการจราจรบนสันเขื่อนจะมีรถแล่นไปมาไม่มากนักก็ตาม แต่เมื่อถึงเวลาที่ต้องซ่อมแซมบำรุงรักษาเขื่อนก็จะมีรถขนาดใหญ่และมีน้ำหนักมากแล่นผ่านเพื่อไปยังจุดที่ต้องการ จึงจำเป็นต้องเตรียมการออกแบบถนนให้แข็งแรงเพื่อรองรับการจราจรที่อาจจะเกิดขึ้นได้ในระหว่างการก่อสร้างและภายหลังการก่อสร้างเสร็จแล้ว รายละเอียดในการออกแบบถนนบนสันเขื่อนมีดังนี้

1) ความกว้างผิวจราจรและไหล่ทาง

ผิวจราจรจะกำหนดให้มีความกว้างสอดคล้องกับความกว้างสันเขื่อน อย่างไรก็ตามความกว้างผิวจราจรจะต้องกว้างไม่น้อยกว่า 3.00 เมตร สำหรับสันเขื่อนกว้าง 6.00 เมตร ซึ่งเป็นการจราจรแบบสองช่องทาง โดยมีไหล่ทางกว้างข้างละไม่น้อยกว่า 1.50 เมตร ทั้งนี้ได้พิจารณาตามข้อกำหนดของ ASSHTO และมาตรฐานทางหลวงของกรมทางหลวง โดยมีการปรับปรุงให้เหมาะสมกับสภาพของสันเขื่อนและการใช้งานที่จะมีขึ้นในอนาคต

2) การป้องกันรถยนต์ตกถนน

เพื่อให้เกิดความปลอดภัยสำหรับรถยนต์ที่แล่นไปมาบนถนน จึงกำหนดให้ติดตั้งเสาหลักขอบถนน เป็นระยะๆ ตลอดสันเขื่อน ทั้งด้านเหนือน้ำและด้านท้ายน้ำ โดยให้มีระยะห่างกันต้นละ 5.00 เมตร ลักษณะทั่วไปของเสาหลักขอบถนน เป็นเสาคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด $0.15 \times 0.15 \times 1.30$ เมตร โดยฝังลึกลงไปในดิน 0.60 เมตร และไพล่บนผิวดิน 0.70 เมตร ส่วนที่ไพล่บนผิวดิน จะทำแถบสีดำสลับขาว กว้าง 0.15 เมตร

3) โครงสร้างถนนบนสันเขื่อน

ออกแบบถนนบนสันเขื่อน เป็นไปตามมาตรฐานของกรมทางหลวง มีผิวถนนเป็นผิวจราจรลูกรัง กว้าง 6.00 เมตร

4) การระบายน้ำบนผิวถนน

เพื่อให้น้ำฝนที่ตกลงมาบนผิวถนนสามารถระบายออกไปได้โดยเร็วที่สุด จึงกำหนดให้ผิวถนนมีความลาด 2.5% ไปทางด้านเหนือหน้าและท้ายน้ำโดยจุดยอด (Crown) ของผิวถนนอยู่ที่ Dam Axis

6.1.2 ถนนบำรุงรักษาท้ายเขื่อน

วัตถุประสงค์ในการกำหนดให้มีถนนท้ายเขื่อน เพื่อให้มีเส้นทางนำเครื่องจักรเครื่องมือต่างๆ เข้าไปซ่อมแซมบำรุงรักษาอาคารต่างๆ ที่อยู่ท้ายเขื่อน เช่น อาคารควบคุมการระบายน้ำ (Control House), Spillway และเพื่อใช้เป็นเส้นทางสำหรับเก็บข้อมูลจากอุปกรณ์มาตรวัดต่างๆ จึงจำเป็นต้องออกแบบให้มีความคงทน และใช้งานได้อย่างมีประสิทธิภาพ โดยมีรายละเอียดดังนี้

1) ความกว้างผิวจราจร

กำหนดให้ถนนมีความกว้าง 6 เมตร โดยมีผิวจราจรลูกรังกว้าง 6 เมตร

2) การป้องกันรอยน้ตตกถนน

จะทำการติดตั้งเสาหลักของถนน ทางด้านท้ายน้ำของถนน เป็นระยะๆ ห่างกันต้นละ 5.00 เมตร ในบริเวณที่ถนนสร้างบนดินถมที่มีความสูงกว่าระดับดินธรรมชาติ 1.00 เมตร ขึ้นไป

3) โครงสร้างถนนบำรุงรักษาท้ายเขื่อน

เส้นทางของถนนส่วนที่ตัดผ่านดินธรรมชาติ ถ้าวัสดุชั้น subgrade ซึ่งเป็นดินเดิมมีความแข็งแรงเพียงพอคือมีค่า CBR มากกว่า 25% ขึ้นไป ก็ให้ใช้ชั้นนี้เป็นชั้นรองพื้นทางด้วย สำหรับชั้นพื้นทาง (Base) เป็นหินคลุกหนา 0.15 เมตร และผิวจราจรเป็น Double Surface Treatment ส่วนไหล่ทางเป็น Single Surface Treatment

4) การระบายน้ำ

ถนนส่วนที่ตัดผ่านดินธรรมชาติ ในกรณีที่ระดับผิวจราจรมีค่าต่ำกว่าระดับดินธรรมชาติ จำเป็นต้องขุดดินธรรมชาติออกไป ดังนั้นเพื่อให้การระบายน้ำข้างถนนเป็นไปอย่างมีประสิทธิภาพ และไม่เป็นอันตรายกับตัวถนน จึงออกแบบรางระบายน้ำรูปรางยูไว้ด้านข้างถนน การคำนวณปริมาณน้ำไหลผ่านรางระบายน้ำจะใช้ตามสมการของ Manning

6.1.3 ถนนเข้าห้วงงาน

เป็นถนนที่มีเส้นทางเชื่อมต่อระหว่างตัวเขื่อนกับถนนที่ใช้งานในปัจจุบัน เพื่อใช้เป็นเส้นทางในการตรวจสอบสภาพเขื่อน เมื่อก่อสร้างแล้วเสร็จและใช้เป็นเส้นทางขนส่งวัสดุเครื่องจักรเครื่องมือต่างๆ ระหว่างการก่อสร้าง การออกแบบถนนเข้าห้วงงาน มีรายละเอียดดังนี้

1) ความกว้างผิวจราจร

ถนนเข้าห้วงงานเป็นถนนที่มีปริมาณการจราจรของรถยนต์ไม่มากนัก และความเร็วของรถที่วิ่งไปมาจะไม่สูงมาก เพราะสภาพภูมิประเทศไม่อำนวยเนื่องจากมีสภาพเปลี่ยนแปลงสูงต่ำไปตลอด จึงกำหนดให้ถนนมีความกว้าง 6.00 เมตร มีผิวจราจรกว้าง 6.00 เมตร

2) การป้องกันรถยนต์ตกถนน

เนื่องจากการก่อสร้างถนนเข้าห้วงงาน จะสร้างไปบนดินธรรมชาติซึ่งจะมีระดับผิวถนนไม่แตกต่างไปจากระดับดินเดิมมากนัก เพราะต้องการให้ดินชุดและดินถมมีปริมาณใกล้เคียงกัน ดังนั้นจึงไม่จำเป็นต้องมีการป้องกันรถยนต์ตกถนน ยกเว้นในบริเวณที่ถนนตัดผ่านร่องน้ำที่มีความลึกมากก็จำเป็นต้องติดตั้งเสาหลักขอบถนน ไว้ในบริเวณดังกล่าว

3) โครงสร้างถนนเข้าห้วงงาน

เนื่องจากถนนนี้มีปริมาณการจราจรและความเร็วของรถยนต์ไม่สูงมากนัก ตามที่กล่าวไว้แล้วจึงกำหนดผิวจราจรเป็น Double Surface Treatment ส่วนไหล่ทางเป็น Single Surface Treatment

6.1.4 การออกแบบทางด้านเรขาคณิต (Geometric Design)

การออกแบบด้านเรขาคณิต (geometric design) คือการออกแบบแนวทางที่ประกอบด้วยแนวในทางราบ (horizontal alignment) และแนวในทางตั้ง (vertical alignment) การออกแบบรายละเอียดของแนวทั้งสองนี้ต้องอาศัยความรู้ในวิชาสำรวจเป็นสำคัญ

องค์ประกอบที่สำคัญ ในการออกแบบทางเรขาคณิต มีดังนี้

- ระยะการมองเห็นของคนขับที่สามารถมองเห็นพร้อมที่จะหยุด หรือแซงโดยปลอดภัย (Sight Distance) รวมทั้งบริเวณทางตัดหรือทางเชื่อม
- รัศมีทางโค้งทั้งแนวราบและแนวตั้ง (Vertical and Horizontal Curve) ที่สามารถขยับขานพาหนะด้วยความเร็วสูงอย่างปลอดภัย มีการพิจารณาการยกและการขยายถนนในแนวโค้ง
- ความเร็วของยานพาหนะที่จะพิจารณา ออกแบบให้รถเล่นบนถนนได้สูงสุดอย่างปลอดภัย
- ระยะการมองเห็นบนโค้งทางตั้ง และบนโค้งทางราบ
- ความยาววิกฤตของความลาดชัน
- เปอร์เซ็นต์ความลาดชันของถนน
- การระบายน้ำ (drainage)
- สภาพของดิน (Soil Condition)

- ความปลอดภัย (Safety)
- ความกว้างของถนน
- เครื่องป้องกันข้างถนน (Road Side Safeguards)
- ปริมาณจำนวนยานพาหนะชนิดต่างๆ
- พิจารณาลักษณะพื้นที่ทำการก่อสร้าง
- งบประมาณในการก่อสร้าง

โดยที่ความเร็วออกแบบและเปอร์เซ็นต์ความลาดชันจะเป็นหลักเบื้องต้นในการตั้งมาตรฐานขั้นต่ำสำหรับการออกแบบแนวในทางราบและในทางแนวตั้ง ผู้ออกแบบจะต้องใช้วิธีลองผิดลองถูก (Trial and Error) หาค่าที่เหมาะสมตามมาตรฐานลงในแปลน และรูปตัดตามยาวของทางที่ต้องการออกแบบ

(1) การคำนวณโค้งทางตั้ง

(2) การคำนวณโค้งทางราบ

ซึ่งรายละเอียดต่างๆ จะใช้ตามมาตรฐานของกรมทางหลวง ดังต่อไปนี้

(1) การคำนวณโค้งทางตั้ง: คำนวณหาขนาดความเหมาะสมของโค้งโดยไม่ทำให้เกิดอันตรายในขณะขับรถได้ดังนี้

$$y = (1/200) (g_2 - g_1) X^2 / L \quad (6-1)$$

$$e = (g_2 - g_1) L / 800 = AL / 800 \quad (6-2)$$

เมื่อ y = ระยะ coordinate ตามแกน y , ม.

g_2 = ลาดของถนนด้านปลายโค้งเป็นเปอร์เซ็นต์ โดยคิดเครื่องหมายตามลักษณะโค้ง

g_1 = ลาดของถนนด้านต้นโค้งเป็นเปอร์เซ็นต์ โดยคิดเครื่องหมายตามลักษณะโค้ง

X = ระยะ coordinate ตามแกน x , ม.

L = ความยาวโค้งตามแนวตั้ง, ม.

e = Middle Ordinate (MO) เป็นระยะตามแนวตั้งจากจุด PV1 ถึงพื้นผิวโค้ง, ม.

A = ผลต่างทางพีชคณิตของความลาดชันเป็นเปอร์เซ็นต์
 $= g_2 - g_1$

ความยาวโค้งทางโค้ง (L) จะต้องไม่ค่าน้อยกว่า KA ดังนี้

$$L = KA \quad (6-3)$$

ทั้งนี้ ASSHTO ได้กำหนดค่า K ไว้ให้เหมาะสมกับระยะมองเห็นปลอดภัยเพื่อการหยุดตาม ตารางที่ 6-1

ตารางที่ 6-1 สัมประสิทธิ์ความปลอดภัยเพื่อการหยุด

ความเร็วที่ใช้ออกแบบ (ไมล์/ชม.)	30	40	50	60	70
ค่าต่ำสุดของ K สำหรับ:					
โค้งกว่าทางโค้ง	28	50	80	150	240
โค้งหงายทางโค้ง	35	50	70	140	140

นอกจากนี้ ความยาวโค้งจะต้องมีความยาวพอสมควรเพื่อให้ผู้ขับขี่รู้สึกสบาย โดยพิจารณาจากสมการดังต่อไปนี้

$$a = V^2 A / 100 L \quad (6-4)$$

$$= V^2 / 100 K$$

$$\begin{aligned} \text{โดยที่ } a &= V^2 / R \\ &= \text{ความเร่งบนโค้งทางโค้ง มีค่าอยู่ระหว่าง 0.05 g ถึง 0.1 g} \\ V &= \text{ความเร็วของยาน, กม./ชม.} \\ R &= 100 L / A \\ L &= \text{ความยาวโค้ง, เมตร} \\ A &= \text{ค่าการเปลี่ยนเปอร์เซ็นต์ความลาดชัน} = g_2 - g_1 \\ K &= \text{ความยาวโค้งสำหรับการเปลี่ยนความลาดชัน 1\%} \\ g &= \text{ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก} = 9.81 \text{ ม./วินาที}^2 \end{aligned}$$

ทั้งนี้ NAASRA ได้กำหนดค่า K ไว้ตาม ตารางที่ 6-2

ตารางที่ 6-2 ความยาวโค้งสำหรับการเปลี่ยนความลาดชัน 1%

ความเร็วที่ใช้ในการออกแบบ กม./ชม.	K	
	a = 0.05 g	a = 0.10 g
40	3	1.5
60	6	3
80	10	5
100	16	8
120	23	12

ที่มา : คู่มือ การสำรวจและประมาณราคางานทาง สำนักงานเร่งรัดพัฒนาชนบท

อย่างไรก็ตาม โค้งทางดังจะต้องมีความยาวไม่น้อยกว่า 130 เมตร สำหรับเปอร์เซ็นต์ความลาดชันสูงสุด (Maximum Grading) กำหนดไว้ตาม ตารางที่ 6-3

ตารางที่ 6-3 เปอร์เซ็นต์ความลาดชันสูงสุด (Maximum Grading)

สภาพภูมิประเทศ	ความเร็วที่ใช้ในการออกแบบ (ไมล์/ชม.)				
	30	40	50	60	70
ทางราบ	6	5	4	3	3
ทางเนิน	7	6	5	4	4
ทางเขา	9	8	7	6	6

ที่มา : คู่มือ การสำรวจและประมาณราคางานทาง สำนักงานเร่งรัดพัฒนาชนบท

ซึ่งค่า g_1 และ g_2 ที่กำหนดในการคำนวณโค้งทางดังจะต้องมีค่าไม่มากกว่าที่กำหนดไว้ใน ตารางข้างบน

(2) การคำนวณโค้งทางราบ: การคำนวณขนาดทางโค้งทางราบจะต้องให้เกิดความปลอดภัยสำหรับผู้ขับขี่รถยนต์ โดยรัศมีของโค้งจะต้องมีค่ามากพอ ที่จะทำให้ระยะการมองเห็นตลอดจนอัตรากรยกโค้ง อยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ตาม ตารางที่ 6-4

ตารางที่ 6-4 เกณฑ์กำหนดความปลอดภัยการออกแบบโค้งทางราบ

ความเร็วที่ใช้ใน การออกแบบ (ไมล์/ชม.)	ค่า e สูงสุด	e + f	ค่ารัศมี ต่ำสุด (ฟุต)	ค่าองศาของ โค้งสูงสุด (องศา)
30	0.06	0.22	273	21.0
40	0.06	0.21	508	11.5
50	0.06	0.20	833	7.0
60	0.06	0.19	1,263	4.5
70	0.06	0.18	1,815	3.0
30	0.12	0.28	214	26.5
40	0.12	0.27	395	14.5
50	0.12	0.26	641	9.0
60	0.12	0.25	960	6.0
70	0.12	0.24	1,361	4.0

ที่มา : คู่มือ การสำรวจและประมาณราคางานทาง สำนักงานเร่งรัดพัฒนาชนบท

โดยที่ค่า e คือ อัตราการยกโค้ง (ฟุต/ฟุต) และ f คือ สัมประสิทธิ์ของแรงเสียดทานทาง
ข้างการคำนวณขนาดโค้งและรัศมีของโค้งวงกลมทางราบกระทำดังนี้

$$R = T \tan^{-1} (I/2) \quad (6-5)$$

$$L = R.\theta$$

โดยที่ R = รัศมีของโค้ง, ม.

T = เส้นสัมผัสของโค้ง, ม.

I = มุมที่โค้งเปลี่ยนทิศทาง, องศา

θ = มุมที่โค้งเปลี่ยนทิศทาง, เรเดียน

ทั้งนี้ รัศมีของโค้ง (R) จะต้องมีค่ามากกว่าที่กำหนดไว้ในตารางข้างต้น นอกจากนี้
จะต้องพิจารณาให้รัศมี (R) มีค่ามากพอที่จะทำให้ระยะการมองตามแนวโค้งทางราบเป็นไปตามสมการ
ข้างล่าง

$$R = S^2 / 8M \text{ สำหรับ } S < L \quad (6-6)$$

โดยที่ R = รัศมีของโค้งทางราบ, ฟุต
 S = ระยะการมองเห็นรถวิ่งบนโค้งทางราบ, ฟุต
 M = ระยะสิ่งกีดขวางอยู่ห่างจากโค้งทางราบ, ฟุต
และ $R = L(25-L)/8M$ สำหรับ $S > L$
โดยที่ L = ความยาวโค้งทางราบ, ฟุต

6.1.5 การออกแบบผิวจราจร (Pavement Design)

การออกแบบผิวจราจรนั้นจะพิจารณาจากลักษณะโครงสร้างของถนนลาดยาง, ปริมาณการจราจรน้อย ประกอบด้วย

- ผิวทางเซอร์เฟสทรีตเมนต์สองชั้น
- พื้นทางหินคลุก 200 มิลลิเมตร
- รองพื้นทางลูกรัง 150 - 200 มิลลิเมตร
- วัสดุคัดเลือกตามความจำเป็น

ถนนเข้าห้วงงานโครงการเป็นถนนที่มีปริมาณการจราจรของรถยนต์ไม่มากนัก และความเร็วของรถที่วิ่งไปวิ่งมาจะไม่สูงมาก จึงกำหนดให้ถนนมีความกว้าง 8 ม. โดยมีผิวจราจรกว้าง 6 ม. และมีไหล่ทาง 2 ข้าง กว้างข้างละ 1.00 ม. โดยผิวจราจรเป็นชนิด Double Surface Treatment และไหล่ทางเป็น Single Surface Treatment โดยให้ใช้มาตรฐานของกรมทางหลวง ซึ่งมีรายละเอียดตาม ตารางที่ 6-5

ตารางที่ 6-5 มาตรฐานผิวจราจรกรมทางหลวง

ลำดับ ที่	รายการโครงสร้าง	ความหนา (ม.)	ชั้นการบดอัด (ม.)	ความหนา แน่น	CBR	ชนิดของวัสดุ
1	ดินถมคันทาง	0.20	0.15	95% STP	< 2%	ดินถมตัวเชื่อม
2	วัสดุคัดเลือก “ข”	0.20	0.15	95% STP	< 6%	ลูกรัง
3	วัสดุคัดเลือก “ก”	0.20	0.15	95% STP	< 10%	ลูกรัง
4	รองพื้นทาง	0.20	0.15	95% STP	< 25%	ลูกรัง
5	พื้นทางและไหล่ทาง	0.20	0.15	95% STP	< 90%	หินคลุก
6	ไหล่ทาง	-	-	-	-	Single Surface Treatment
7	ผิวทาง	-	-	-	-	Double Surface Treatment

ที่มา : คู่มือ การสำรวจและประมาณราคางานทาง สำนักงานเร่งรัดพัฒนาชนบท

6.2 การออกแบบอาคารระบายน้ำ

โครงสร้างของอาคารประกอบในส่วนของถนนส่วนใหญ่จะเป็นอาคารระบายน้ำระบบไฟฟ้าบนสายทาง ชนิดของอาคารประกอบ มีดังนี้

- สะพาน คสล. (Bridge)
- ท่อเหลี่ยม คสล. (Box Culvert)
- ท่อกลม คสล. (Pipe Culvert)
- ท่อประปาที่ตัดผ่านสายทาง

กรณีถนนเข้าโครงการฝายน้ำล้นและอ่างเก็บน้ำ มีขนาดเล็ก จึงกำหนดให้ใช้ท่อกลม คสล. หรือท่อเหลี่ยม คสล. ก็เพียงพอ

(1) การออกแบบรูปทรงเรขาคณิตสำหรับสะพาน จะต้องคำนึงถึง

- รูปทรงทางเรขาคณิตของถนน
- ระดับน้ำสูงสุดในรอบ 25-50 ปี และระดับน้ำต่ำสุดในปีปกติ
- ความเร็วของน้ำที่ยอมให้ไหลผ่าน เพื่อพิจารณาเรื่องการกัดเซาะ
- ระดับคันทางช่วงประชิดสะพานที่ออกแบบ
- ช่วงเปิดแคบที่สุดที่ยอมได้
- เกณฑ์ความสูงของช่องลอดสำหรับการขนส่งทางน้ำ (ถ้ามี)
- ตำแหน่งและระดับโครงสร้างระบายน้ำเดิม (ถ้ามี)
- รูปตัดลำน้ำเดิมแสดงตำแหน่งและค่าระดับผิวดิน ตลอดลำน้ำและช่วงตลิ่ง อย่างละไม่น้อยกว่า 30 เมตร

(2) การออกแบบโครงสร้างของสะพาน

- จะพิจารณาถึงปริมาณการจราจร ชนิดของพาหนะที่ใช้เส้นทางเป็นหลัก
- รูปแบบของโครงสร้างสะพาน จะพิจารณาถึงการรับน้ำหนัก ทั้งของตัวสะพาน น้ำหนักบรรทุกจร, แรงกระแทกจากยานพาหนะ แรงลม ในการออกแบบจะถือรูปแบบมาตรฐานสะพานของกรมการเร่งรัดพัฒนาชนบท (เดิม) เป็นหลัก ประกอบกับมาตรฐานสากลต่างๆ

(3) ฐานรากของสะพาน

ในการออกแบบจะต้องอาศัย ข้อมูลผลการเจาะสำรวจ ในการเลือกชนิดของฐานราก ว่าแห่งใดควรจะใช้ฐานแผ่หรือตอกเสาเข็ม รวมทั้งขนาดของฐานแผ่ หรือความลึกของเสาเข็มในการคำนวณหาขนาดต่างๆ จะอ้างอิงตามมาตรฐานของกรมการเร่งรัดพัฒนาชนบท (เดิม) หรือตามมาตรฐาน สากลที่กรมทรัพยากรน้ำยอมรับ ทั้งนี้เพื่อให้ได้รากฐานที่มั่นคง, แข็งแรง และประหยัด

(4) ท่อระบายน้ำ

ในการกำหนดขนาดท่อลอดถนน ซึ่งมีทั้งท่อกลมและท่อเหลี่ยม จะต้องพิจารณาให้ระดับน้ำหน้าท่ออยู่ต่ำกว่าหลังถนนไม่น้อยกว่า 0.30 เมตร หากเป็นบริเวณลำนํ้าเดิมและจะใส่ท่อเป็นทางระบายน้ำ นอกจากจะพิจารณาปริมาณน้ำเพื่อกำหนดขนาดท่อแล้วยังต้องพิจารณาวัสดุที่ต้องระบายมาตามลำนํ้าด้วย หากมีท่อนซุง, กอไผ่ ไหลมาตามน้ำก็ไม่ควรใช้ท่อระบายน้ำ ในการพิจารณาขนาดของท่อต้องอาศัยข้อมูลทางอุทกวิทยา ทั้งน้ำฝน น้ำท่า และพื้นที่ระบายน้ำ (Drainage Area) ในการกำหนดระดับของหลังท่อ จะต้องพิจารณาระดับที่สูงสุดที่เคยไหลผ่าน ระดับหลังถนน ณ จุดบริเวณนั้น ทั้งนี้เพื่อจะไม่ยอมให้นํ้าไหลข้ามผิวถนนไปได้ นอกจากนั้นจะต้องพิจารณาความแข็งแรงของตัวท่อในการรับน้ำหนัก พาหนะต่างๆ ที่วิ่งข้ามบนตัวท่อ พิจารณาคำนวณป้องกันการกัดเซาะข้างท่อที่กระแสนํ้าเป็นตัวกระทำทำให้เกิดการกัดเซาะ

(5) การออกแบบป้องกันการกัดเซาะบริเวณคอสะพาน, หน้าท่อและท้ายท่อระบายน้ำ จะต้องพิจารณาข้อมูลปริมาณน้ำ, ความเร็วกระแสนํ้า, รูปตัดลำนํ้า บริเวณที่ตั้งอาคาร, ลักษณะดินในบริเวณนั้น พิจารณาคำนวณหารูปแบบในการป้องกันการกัดเซาะ ซึ่งอาจจะใช้หินก่อ หินเรียง หรือคาดคอนกรีต

(6) ระบบระบายน้ำผิวดิน, ใต้ดินถนนที่ตัดผ่านช่องเขา, เนิน, คอสะพาน จะต้องมีการระบายน้ำผิวดิน เพื่อป้องกันการกัดเซาะถนนอันเกิดจากการไหลและรวมตัวของนํ้ามาสู่ตัวถนน นอกจากนั้นในบริเวณช่องเขาหรือเนินสูง ที่ถนนตัดผ่านไปมักจะมีปัญหาการพังทลายของดินสองข้างทาง อันเกิดจากนํ้าหนักของดิน, การกัดเซาะของนํ้าทำให้ลาดพังทลายลงมา ในการป้องกันจะต้องมีระบบระบายน้ำทั้งผิวดินและใต้ดินการระบายน้ำออกจากถนนเป็นวิธีการควบคุมให้นํ้าไหลออกจากถนนโดยเร็วทั้งบนผิวถนนและจากใต้คันทางถนนที่มีระบบการระบายน้ำไม่ดีจะมีนํ้าขังบริเวณผิวถนน นํ้าที่ขังอยู่นี้จะซึมลงใต้ผิวถนนทำให้ชั้นทางใต้ผิวดินอิ่มตัว และอ่อนตัวลงทำให้ลดความแข็งแรง การออกแบบระบายน้ำฝน ซึ่งน้ำฝนส่วนหนึ่งไหลผ่านออกทางไหล่ทางผ่านลาดด้านข้างถนน (Side slope) ลงสู่คูข้างถนน (Side ditch) แล้วไหลลงที่ต่ำผ่านร่องลงสู่คูคลอง น้ำฝนอีกส่วนหนึ่งจะซึมลงใต้ผิวทางในการระบายน้ำจึงจะต้องคำนึงถึงหลักใหญ่ 3 ประการ คือ

1. การระบายน้ำบนคันทาง (Surface Drainage)
2. การระบายน้ำผิวดิน (Sub Surface Drainage) โดยการจำกัดและควบคุมนํ้าใต้ดิน
3. ความกว้างของลำนํ้าหรือระบายน้ำธรรมชาติหรือที่ก่อสร้างขึ้นประกอบกับการใช้ท่อระบายประเภทต่างๆ จะต้องพิจารณาถึงสภาพใกล้เคียงกันด้วย รายละเอียดการระบายน้ำชนิดของอาคารระบายน้ำ ขึ้นอยู่กับสถานภาพ ณ บริเวณแห่งนั้นๆ

6.2.1 การระบายน้ำ

การระบายน้ำข้างถนนจะทำการขุดรางระบายน้ำรูปสี่เหลี่ยมคางหมูไว้สองข้างถนน แล้วระบายน้ำลงสู่จุดที่มีระดับต่ำกว่า เช่น บริเวณท้องลําห้วยซึ่งถนนเข้าห้วยงานตัดผ่าน นอกจากนั้นในบริเวณที่ถนนตัดผ่านลําห้วยจะทำการวางท่อลอดถนน ซึ่งเป็นท่อคอนกรีตเสริมเหล็กรูปวงกลม ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางไม่น้อยกว่า 1.00 เมตร ไว้ที่ท้องลําห้วยตัดกับถนนทุกแห่ง เพื่อระบายน้ำที่ไหลในลําห้วยออกไปโดยไม่ทำให้นํ้ากัดเซาะถนนหรือไหลล้นข้ามถนน ซึ่งจะก่อให้เกิดความเสียหายได้

6.2.2 อาคารระบายน้ำ

ท่อลอดถนน (Road Crossing) เป็นอาคารตัดผ่าน (Crossing Structure) อีกชนิดหนึ่งในกรณีที่แนวคลองตัดผ่านถนนต่าง ๆ ในโครงการฯ ซึ่งถ้าสร้างสะพานแล้วจะเสียค่าก่อสร้างสูงกว่าการวางท่อ ในกรณีที่อัตราการไหลมากจะใช้เป็นท่อเหลี่ยม ถ้าอัตราการไหลน้อยจะใช้ท่อกลม ท่อลอดถนนอาจมีแถวเดียวหรือสองแถวหรือมากกว่าก็ได้แล้วแต่ปริมาณน้ำที่ไหลผ่าน

ข้อกำหนดต่าง ๆ สำหรับท่อลอดถนน หรือท่อลอดถนนท่อนํ้ามี ดังนี้

- Maximum Velocity ภายในท่อ = 1.5 ม./วินาที

- Total Head Loss $H = 0.4\Delta h_v + h_f + 0.7\Delta h_v$ (เมตร)

เมื่อ $h_f = S_f L_p = \text{Friction Head Loss}$

$$S_f = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}} = \text{Energy Slope}$$

$L_p = \text{ความยาวของท่อทั้งหมด (เมตร)}$

- Minimum Inlet Submergence = $1.5 h_v$ แต่ไม่น้อยกว่า 0.08 ม.

- Maximum Outlet Submergence = $1/6$ (Diameter of Outlet Opening)

- Maximum Conveyance Angle = 27.5° และ Maximum Divergence Angle = 22.5°

- Cut off Depth and Thickness at Transition ตามข้อกำหนดอาคารท่อนํ้าและอาคารท่อนํ้าลดระดับ

- Lane's Weighted – Creep Ratio (C) ตามข้อกำหนดอาคารท่อนํ้าและอาคารท่อนํ้าลดระดับ

ข้อกำหนดสำหรับการออกแบบด้านโครงสร้าง

- คิดกรณีที่ไม่มีน้ำในท่อ

- ความลึกของดินถมทับหลังท่อโดยทั่วไป จะต้องไม่น้อยกว่า 60 ซม. สำหรับ Farm Road และไม่น้อยกว่า 90 ซม. สำหรับ Traffic Road

- ใช้หลักเกณฑ์ของ AASHO Standard HS 20 - 44 คำนวณแรงกดเนื่องจากน้ำหนักของรถบรรทุกนั้น ให้คิดจากน้ำหนักกดของล้อหลังทั้งคู่แผ่ออกเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสมีความยาวของด้านแผ่ 1.75 เท่า ของความลึก
- ในกรณีที่ความหนาของดินถมทับหลังท่อไม่เกิน 60 ซม. ให้คือน้ำหนักกดจากล้อรถโดยตรงสู่ผิวท่อโดยไม่ต้องแผ่
- ถ้าความหนาของดินถมหลังท่อเกินกว่า 3 เมตร ไม่ต้องคือน้ำหนักกดจากล้อรถ
- ถ้าความหนาของดินถมหลังท่อไม่เกิน 90 ซม. จะต้องเพิ่มแรงกระแทก (Impact Load) เนื่องจากน้ำหนักรถดังนี้

ความหนาของดินถมหลังท่อ (เมตร)	แรงกระแทก (% ของน้ำหนักกด)
<0.30	30
<0.60	20
<0.90	10
>0.90	0

6.2.3 การออกแบบระบบระบายน้ำ (Drainage Design)

ในการออกแบบโครงสร้างระบายน้ำ จะต้องทราบปริมาณน้ำในลำน้ำหรือในร่องน้ำที่ไหลตัดผ่านถนน และจะต้องทราบข้อมูลหลายๆ ประการ โดยมีหัวข้อที่จะต้องพิจารณาดังนี้

6.2.3.1 ลักษณะภูมิประเทศ

(1) ที่ดิน

ลักษณะภูมิประเทศที่ปกคลุมด้วยป่าทึบ ผิวดิน มีหญ้าและใบไม้อยู่หนาแน่น น้ำส่วนมากจะซึมลงดิน น้ำส่วนที่เหลือก็เป็นส่วนน้อยจะไหลบนดินลงแม่น้ำลำธาร หรือลักษณะเป็นทุ่งหญ้า น้ำปริมาณมากจะไหลเป็นน้ำท่าบนดิน (โดยมีอัตราซึมลงดินในปริมาณน้อย) ซึ่งทำให้ปริมาณน้ำส่วนมากไหลลงสู่แม่น้ำลำธาร

(2) ชนิดของดิน

ชนิดของดินมีอิทธิพลต่อปริมาณน้ำไหลบนดินมาก ดินต่างชนิดกันให้น้ำซึมได้มากน้อยต่างกัน ขึ้นอยู่กับขนาด ชนิด และ รูปร่างของเม็ดดิน เป็นต้น

(3) พื้นที่รองรับน้ำฝน (water shade area)

พื้นที่รองรับน้ำฝนมีเส้นปันน้ำล้อมรอบ ซึ่งแบ่งน้ำฝนที่ตกลงมาให้ไหลลงสู่พื้นที่รองรับน้ำฝนที่พิจารณา เส้นล้อมรอบพื้นที่รองรับน้ำฝน คือเส้นที่เกิดจากจุดหลายๆ จุดของพื้นที่ภูมิประเทศและสันเขา จึงแบ่งน้ำฝนให้ไหลเป็นทำนบกั้นจุดแบ่งดังกล่าว (Topographic Divide) ต่อเนื่องกันเป็นเส้น ซึ่งแผนที่ที่นิยมใช้ในการหาพื้นที่รองรับน้ำฝนจะมีอัตราส่วน ขนาด 1:50,000

(4) รูปร่าง

รูปร่างของพื้นที่รองรับน้ำฝนมีอิทธิพลต่อปริมาณน้ำไหลในลำน้ำ จุดบนลำน้ำที่ใกล้พื้นที่รับน้ำ จะมีปริมาณน้ำนองสูงสุด

(5) ความสูง

ความสูงหรือระดับภูมิประเทศ มีผลต่อการไหลของน้ำในเมื่อเทียบกับระดับน้ำทะเลปานกลาง ซึ่งจะเกี่ยวข้องกับระดับและปริมาณน้ำใต้ดินที่จะมารวมหรือไม่ มาให้ปริมาณน้ำต่างกันไปตามความสูง

(6) ความลาดเอียง

ความลาดเอียงของพื้นที่รองรับน้ำฝนมีอิทธิพลต่อเวลาการไหลและต่อปริมาณน้ำนองมากที่สุด ถ้าภูมิประเทศความชันมากจะเพิ่มความเร็วในการไหลของน้ำลดเวลาการซึมลงดิน ทำให้น้ำฝนเหลือเป็นน้ำท่าไหลบนดินเป็นส่วนใหญ่

6.2.3.2 ข้อมูลน้ำฝน, น้ำท่า

ข้อมูลน้ำฝนนำไปคำนวณปริมาณน้ำจากวิธีการคำนวณ

UNIT HYDROGRAPH

6.2.3.3 แผนที่มาตราส่วน 1:50,000

ใช้ประกอบในการหาพื้นที่ที่ฝนตก (Catchment Area)

6.2.3.4 ผลการสำรวจรูปตัดลำน้ำ

ณ บริเวณที่ตั้งของสะพาน เพื่อมาคำนวณน้ำโดยวิธี Manning Formula

6.2.3.5 การคำนวณปริมาณน้ำนองสูงสุด

ณ จุดที่จะก่อสร้างโครงสร้างระบายน้ำมีหลายวิธีดังนี้

- (1) วิธี RATIONAL (ใช้สถิติข้อมูลน้ำฝน) $Q = 0.278CIA$
- (2) วิธี UNIT HYDROGRAPH (ใช้สถิติข้อมูลน้ำฝน)

(3) วิธี MANNING $Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S^{1/2}$

(4) วิธี SLOPE AREA

(5) วิธีประเมินจากปริมาณน้ำนองสูงสุดของพื้นที่รับน้ำฝนหนึ่งหน่วยพื้นที่

(6) ข้อมูลด้านอุทกวิทยา (HYDROLOGICAL DATA) สำหรับโครงการ
แหล่งน้ำขนาดเล็ก ของกรมชลประทาน

(7) TALBOL 'S FORMULA

หรืออาจจะคำนวณปริมาณน้ำนองสูงสุดโดยใช้สูตร

ก. ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านท่อกลม ที่ตัดผ่านถนน $Q = CIA$

ข. สูตรของดร.บุญชอบ $Q = 6.58 A^{0.718}$

ค. Manning Formula $Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S^{1/2}$

(1) กรณีพื้นที่รับน้ำ (Catchments Area) < 25 ตร.กม.

การคำนวณหาปริมาณน้ำหลากที่ระบายออกจากพื้นที่รับน้ำเหนือถนนผ่านท่อลอด
มีขนาดไม่เกิน 25 ตารางกิโลเมตร ใช้วิธี Rational Method คำนวณได้จากสมการต่อไปนี้

$$Q_p = 0.278 CIA \quad (6-7)$$

เมื่อ Q_p = อัตราการไหลสูงสุดที่เกิดขึ้นจากฝนที่ตกลงมาในพื้นที่รับน้ำ
(ลบ.ม./วินาที)

C = สัมประสิทธิ์น้ำท่า (รูปที่ 6-1)

$C = 0.15$ สำหรับพื้นที่สวนสาธารณะ /พื้นที่ว่างเปล่า /พื้นที่เกษตรกรรม

$C = 0.40$ สำหรับพื้นที่ปลูกสร้างที่มีความหนาแน่นน้อย /สถานที่ราชการ

$C = 0.50$ สำหรับพื้นที่ปลูกสร้างที่มีความหนาแน่นปานกลาง

$C = 0.75$ สำหรับพื้นที่ปลูกสร้างย่านธุรกิจที่มีความหนาแน่นมาก

ค่า C สำหรับพื้นที่อื่น ๆ ดูจาก ตารางที่ 6-6

I = ความเข้มฝน (Rainfall Intensity) มิลลิเมตร/ชั่วโมง) ที่ได้จาก IDF – Curve
ประจำพื้นที่ เมื่อกำหนดให้ $t_c = t_d$ ความเข้มฝนจะได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเข้มฝน
เวลาที่น้ำมารวมกันของพื้นที่รับน้ำนั้น และโอกาสของการเกิดซ้ำ Return Period ตัวอย่างสำหรับใช้
งานในพื้นที่ต่าง ๆ ได้แสดงไว้ใน (รูปที่ 6 2) และสำหรับการออกแบบจะต้องมีการจัดทำสำหรับ
พื้นที่นั้น ๆ

t_c = เวลารวมจุด (นาทีก่อน) คำนวณจากสูตรที่พิจารณาปัจจัยของความลาดชันของสภาพภูมิประเทศ สภาพการใช้ที่ดินที่ปกคลุมสภาพภูมิประเทศ เป็นต้น โดย t_c ต่ำสุดไม่น้อยกว่า 30 นาที

t_d = ช่วงเวลาฝนตก (นาทีก่อน)

A = พื้นที่รับน้ำฝนของโครงการกำหนดให้มีขนาดไม่เกิน 25 ตร.กม (พิจารณาจากแผนที่สภาพภูมิประเทศและเส้นชั้นความสูงของพื้นที่)

ตารางที่ 6-6 สัมประสิทธิ์การไหลของน้ำผิวดิน

ภูมิประเทศและพืชพันธุ์	ค่า C		
	เนื้อดิน		
	Open Sandy Loam	Clay and Silt Loam	Tight Clay
พื้นที่ป่า			
ราบเรียบ ความลาดชัน 15-0%	0.10	0.30	0.42
เนิน ความลาดชัน 10-5%	0.25	0.35	0.50
ภูเขา ความลาดชัน 30-10%	0.30	0.50	0.60
พื้นที่ทุ่งหญ้าเลี้ยงสัตว์			
ราบเรียบ	0.10	0.30	0.40
เนิน	0.16	0.36	0.55
ภูเขา	0.22	0.42	0.60
พื้นที่เพาะปลูก			
ราบเรียบ	0.30	0.50	0.60
เนิน	0.40	0.60	0.70
ภูเขา	0.52	0.72	0.80

ที่มา : เกณฑ์กำหนดสำหรับการออกแบบก่อสร้าง และการบำรุงรักษาอาคารประกอบในโครงสร้างพื้นฐาน กรมทรัพยากรน้ำ

$$\text{เวลาที่น้ำมารวมกัน, โดยที่ } T_c = (0.87 \times L^3 / H)^{0.385} \quad (6-8)$$

เมื่อ T_c = เวลาที่น้ำไหลจากจุดไกลที่สุดของสายน้ำถึงจุดที่ตั้งโครงการ (ชั่วโมง)

L = ความยาวของสายน้ำสายหลักโดยวัดจากจุดไกลที่สุดของสายน้ำถึงจุดที่ตั้งโครงการ (กิโลเมตร)

H = ระดับความสูงที่แตกต่างกันระหว่างพื้นที่ท้องน้ำจุดไกลสุดกับระดับพื้นที่ท้องน้ำจุดระบายออก (เมตร)

(2) กรณีพื้นที่รับน้ำ (Catchments Area) > 25 ตร.กม.

การคำนวณหาปริมาณน้ำหลากที่ระบายออกจากพื้นที่รับน้ำเหนือถนนผ่านท่อลอด มีขนาด 25 – 100 ตารางกิโลเมตร ใช้วิธี Snyder คำนวณได้จากสมการต่อไปนี้

$$Q_p = 0.001 \times q_p \times (\alpha I - \phi) \times T_t \times A \quad (6-9)$$

เมื่อ Q_p = ปริมาณการไหลสูงสุดผ่านผิวดิน ณ จุดพิจารณา (ลบ.ม./วินาที)

q_p = ปริมาณการไหลสูงสุดของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า, ลิตร/วินาที/ตร.กม.

$$\text{โดยที่ } q_p = K_p / t_t \quad (6-10)$$

K_p = Peak Discharge Coefficient (ตารางที่ 6-7)

t_t = ช่วงเวลาฝนตกวิกฤติ (Critical Rainfall) (ชั่วโมง)

α = Reduction Factor ขึ้นอยู่กับขนาดของกลุ่มน้ำและช่วงเวลาของฝนตก (รูปที่ 6-3)

I = ความเข้มฝน Rainfall Intensity (มม./ชม.) หาจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง ความเข้มฝน – เวลา ที่นำมารวมกันของพื้นที่รับน้ำฝนและคาบอุบัติ (Return Period)

ϕ = ความสามารถซึมผ่านได้ของดิน (Infiltration Capacity) ขึ้นอยู่กับลักษณะของผิวดินและพืชปกคลุม (ตารางที่ 6-8 และ ตารางที่ 6-9)

A = พื้นที่รับน้ำฝน (ตร.กม.)

$$\text{โดยที่ } t_t \text{ ช่วงเวลาฝนวิกฤติ (Critical Rainfall) } = (1.5/5.5) \times L^{0.60} \times L_1^{0.30} \quad (6-11)$$

เมื่อ L = ความยาวของลำน้ำจากจุดไกลสุดถึงจุดทำการก่อสร้าง (กิโลเมตร)

L_1 = อัตราส่วน L_c / L

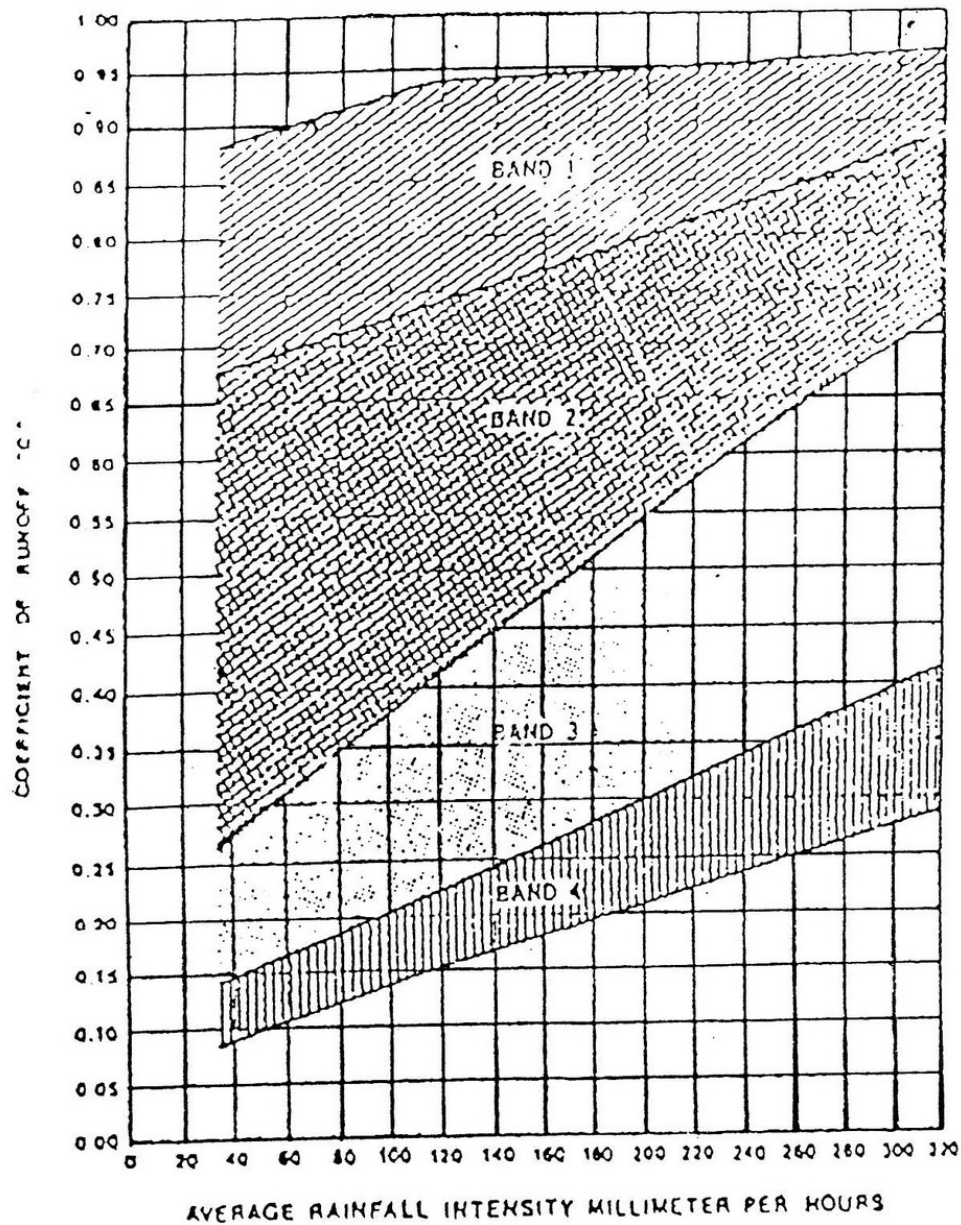
L_c = ความยาวลำน้ำ จากจุดใกล้จุดศูนย์ถ่วงของพื้นที่รับน้ำมากที่สุด ถึงจุดทำการก่อสร้าง (กิโลเมตร)

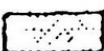
$$\text{Opening Area (m}^2\text{)} = Q/V \quad (6-12)$$

เมื่อ A = พื้นที่ช่องเปิดของโครงสร้างระบายน้ำ, ตร.ม.

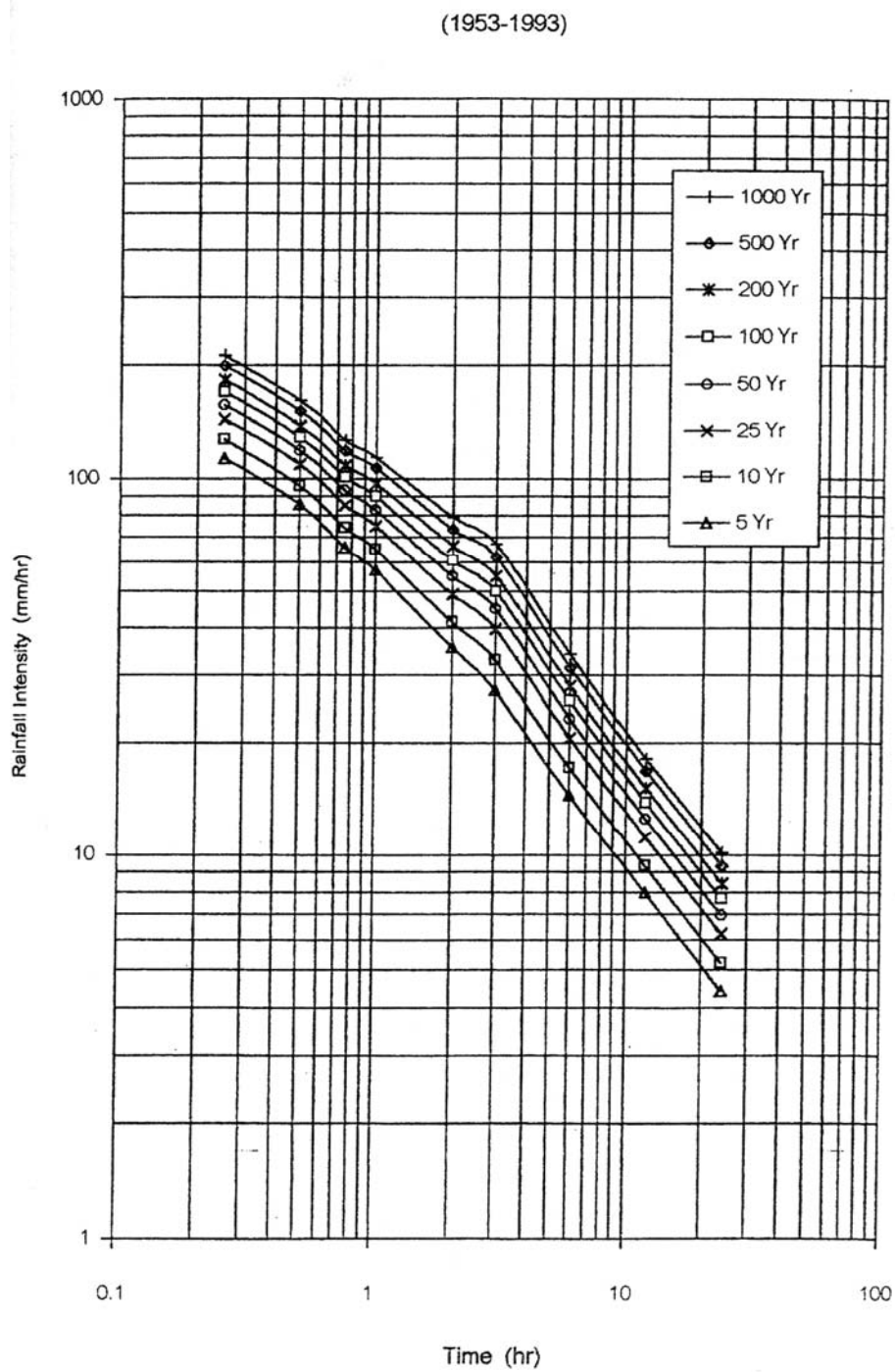
V = ความเร็วของน้ำในช่องเปิด, ม./วินาที (

ตารางที่ 6-10)

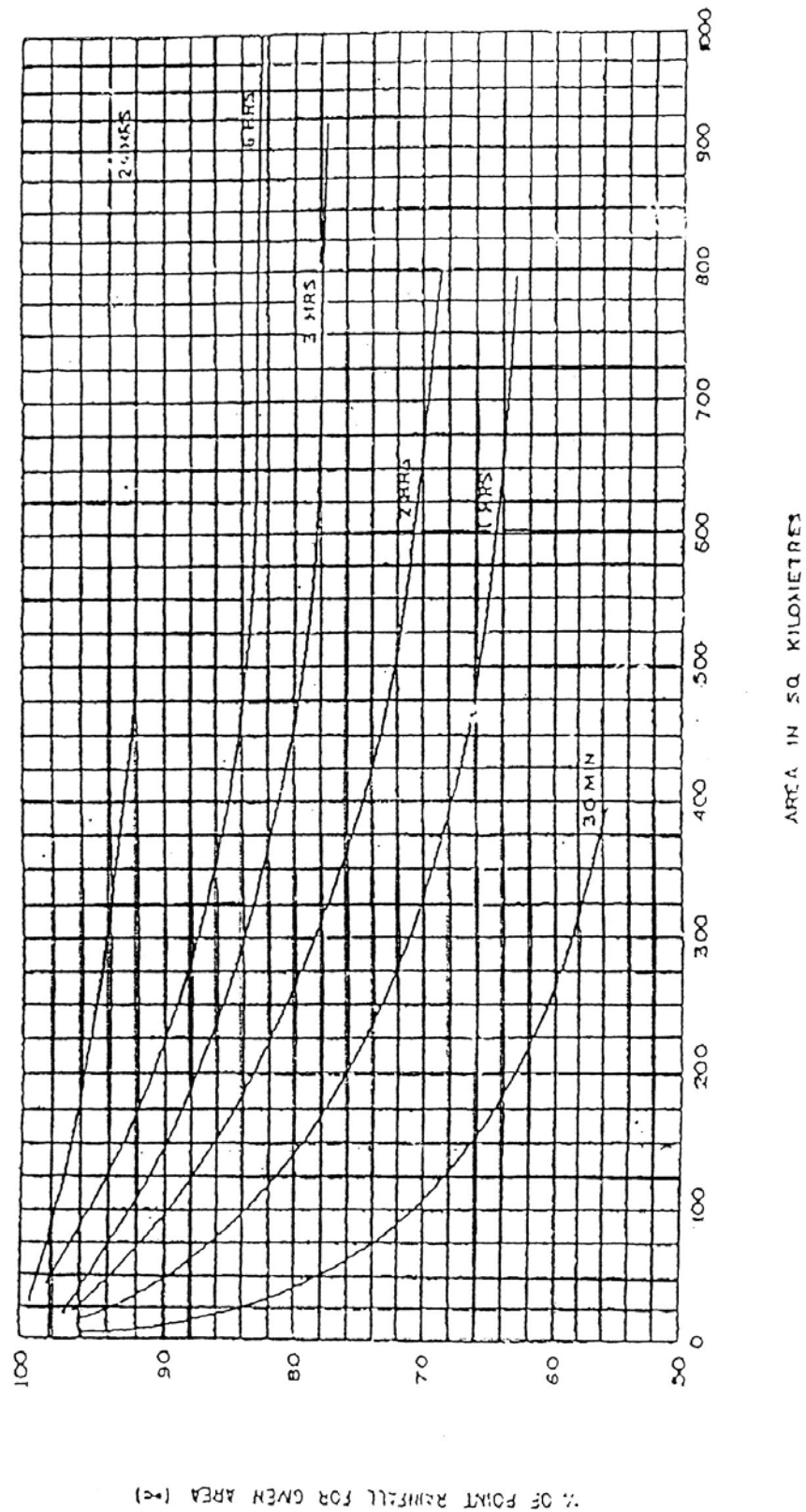


-  BAND 1 STEEP, BARREN, IMPERVIOUS SURFACES
-  BAND 2 ROLLING BARREN IN UPPER BAND VALUES, FLAT BARREN IN LOWER PART OF BAND STEEP FORESTED & STEEP GRASS ME
-  BAND 3 TIMBER LANDS OF MODERATE TO STEEP SLOPES, MOUNTAINOUS, FARMING
-  BAND 4 FLAT PERVIOUS SURFACES, FLAT FARMLANDS WOODED AREAS AND MEADOWS

รูปที่ 6-1 กราฟสำหรับอ่านค่าสัมประสิทธิ์น้ำท่า C ที่ใช้สูตร Rational formula
ที่มา : การออกแบบแหล่งน้ำสำหรับงานเร่งรัดพัฒนาชนบท สำนักงานเร่งรัดพัฒนาชนบท



รูปที่ 6-2 ตัวอย่างความสัมพันธ์ระหว่างความเข้มฝน-ช่วงเวลา-ความถี่ฝน
ที่มา : การออกแบบแหล่งน้ำสำหรับงานเร่งรัดพัฒนาชนบท สำนักงานเร่งรัดพัฒนาชนบท



รูปที่ 6-3 ค่าลดความเข้มของฝนสำหรับพื้นที่รับน้ำ

ที่มา : การออกแบบแหล่งน้ำสำหรับงานเร่งรัดพัฒนาชนบท สำนักงานเร่งรัดพัฒนาชนบท

6.2.4 การออกแบบโครงสร้างทางระบายน้ำผ่านถนน

ทางน้ำผ่านถนนเป็นโครงสร้างระบายน้ำกึ่งถาวร เพื่อใช้สำหรับระบายน้ำผ่านถนนเป็นการชั่วคราว โดยใช้แบบมาตรฐานของกรมการเร่งรัดพัฒนาชนบท ซึ่งแบ่งตามประเภทของวัสดุป้องกันการกัดเซาะที่นำมาก่อสร้างได้ 5 ประเภท คือ ลูกกรัง ดินซีเมนต์ หินใหญ่และกรวดส่วนกละ อิฐดินซีเมนต์ และแผ่นพื้นคอนกรีตบล็อก ตาม รูปที่ 6-4 ถึง รูปที่ 6-7

ตารางที่ 6-7 สัมประสิทธิ์การไหลสูงสุด (Peak Discharge Coefficient), K_p

ภูมิประเทศของพื้นที่รับน้ำ	สัมประสิทธิ์การไหลสูงสุด, K_p
พื้นที่เชิงเขาและพื้นที่ราบชันเล็กน้อยปกคลุมด้วยป่าไม้หรือทุ่งหญ้า	28 – 30
พื้นที่ป่าสูงชันบริเวณต้นน้ำพื้นที่เชิงเขาที่ปกคลุมด้วยป่าไม้หรือทุ่งหญ้าบริเวณต่ำกว่าต้นน้ำ	30 – 32
พื้นที่เนินเขาและภูเขาเตี้ยที่เป็นป่าสูงชัน	32 - 34

ที่มา : เกณฑ์กำหนดสำหรับการออกแบบก่อสร้าง และการบำรุงรักษาอาคารประกอบในโครงสร้างพื้นฐาน กรมทรัพยากรน้ำ

ตารางที่ 6-8 แฟกเตอร์ของพืชปกคลุมดินที่มีผลต่อการซึมน้ำผ่านผิวดินของน้ำ Infiltration Cover Factors

พืชปกคลุมดิน Vegetation	ลักษณะสภาพ Condition	แฟกเตอร์พืช ปกคลุมดิน
ป่าไม้ Forest	<u>สภาพดี</u> สภาพป่าสมบูรณ์ ต้นไม้ขึ้นหนาแน่น ความหนาของซากพืชและฮิวมัส หน้าดินมากกว่า 25 มม. <u>สภาพปานกลาง</u> สภาพป่าปานกลาง ต้นไม้และพุ่มไม้เบาบางกระทบต่อความหนาแน่นของซากพืช และฮิวมัสหน้าดิน 5-25 มม. เกิดการกัดเซาะหน้าดินเล็กน้อย <u>สภาพเลว</u> สภาพป่าเสื่อมโทรม ต้นไม้และพุ่มไม้เป็นหย่อม ๆ ความหนาของฮิวมัสหน้าดินน้อยกว่า 5 มม. เกิดการกัดเซาะหน้าดินมากหรือใช้เพาะปลูกมากเกินไป	4.0-8.0 2.0-4.0 1.0-2.0
ทุ่งหญ้า (รวมทั้งข้าว) Grasses (including Rice)	<u>สภาพดี</u> ดินปกคลุมด้วยหญ้าหนาแน่นดีพอเหมาะและคุณภาพสูง พื้นที่ที่มีหญ้าขึ้นคลุมเป็นเวลานาน ผิวดินปลูกข้าวอย่างเหมาะสมทุกขั้นตอนการผลิต <u>สภาพปานกลาง</u> ดินปกคลุมด้วยพืชที่มีความหนาแน่น 30– 80 % ของดินสภาพดี ข้างต้นพื้นที่ ที่หญ้าขึ้นอย่างน้อย 2 ปี และไม่ได้ใช้เพาะปลูกมากเกินไป <u>สภาพเลว</u> ดินปกคลุมพืชที่มีความหนาแน่น 2.0- 1.0น้อยกว่า 30 % ของดินสภาพดีข้างต้นพื้นที่ดินเสื่อมโทรมใช้เพาะปลูกมากเกินไป	4.0-8.0 2.0-4.0 1.0-2.0
การเพาะปลูก ธัญพืชขึ้น หนาแน่นชิดติดกัน Close Growing Crops (Small Grains)	<u>สภาพดี</u> ความหนาแน่นของการเพาะปลูกธัญพืชเหมาะสมดินอยู่ในสภาพที่สมบูรณ์ดี <u>สภาพปานกลาง</u> ความหนาแน่นและความสมบูรณ์ของดินอยู่ในระดับ 30– 80 % ของดินสภาพดีข้างต้น <u>สภาพเลว</u> ความหนาแน่นและความสมบูรณ์ของดินอยู่ในระดับน้อยกว่า30%ของสภาพดินดีข้างต้น	2.5-3.0 1.5-2.0 1.0-1.5
การเพาะปลูกพืช เป็นแถว Row Crops	<u>สภาพดี</u> การเพาะปลูกพืชเจริญงอกงาม สภาพดินมีความสมบูรณ์ดี ปลูกพืชหมุนเวียนที่เหมาะสมดี ใช้ระบบการเพาะปลูกอย่างถูกหลักวิชาชีพ <u>สภาพปานกลาง</u> สภาพการเพาะปลูกและสภาพดินอยู่ในระดับ 30– 80 % ของสภาพดี ปลูกพืชหมุนเวียนที่ระดับพอใช้ <u>สภาพเลว</u> สภาพการเพาะปลูกและสภาพดินอยู่ในระดับน้อยกว่า 30 % ของสภาพดี ใช้วิธีการเพาะปลูกอย่างไม่ถูกต้อง	1.3-1.5 1.1-1.3 1.0-1.1

ตารางที่ 6-9 ความสามารถซึมผ่านดินของน้ำ (Infiltration Capacity)

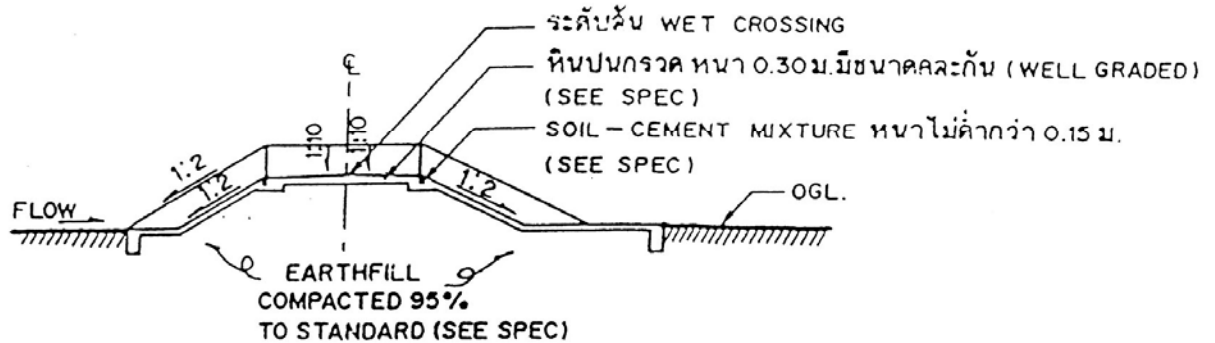
แฟกเตอร์พืชปกคลุม ดินชนิดต่าง ๆ Cover Factor Type	Infiltration Capacity ϕ - (mm./hr.)		
	ดินเหนียว Clays	ดินเหนียวผสมดินร่วน Clay Loams	ดินร่วนที่มีทรายปน Sandy Loams
1.0-2.0 เลว	2 - 9	4 - 13	5 - 20
2.0-4.0 ปานกลาง	5 - 17	8 - 27	13 - 45
4.0-8.0 ดี	10 - 35	15 - 55	25 - 90

ที่มา : เกณฑ์กำหนดสำหรับการออกแบบก่อสร้าง และการบำรุงรักษาอาคารประกอบในโครงสร้างพื้นฐาน กรมทรัพยากรน้ำ

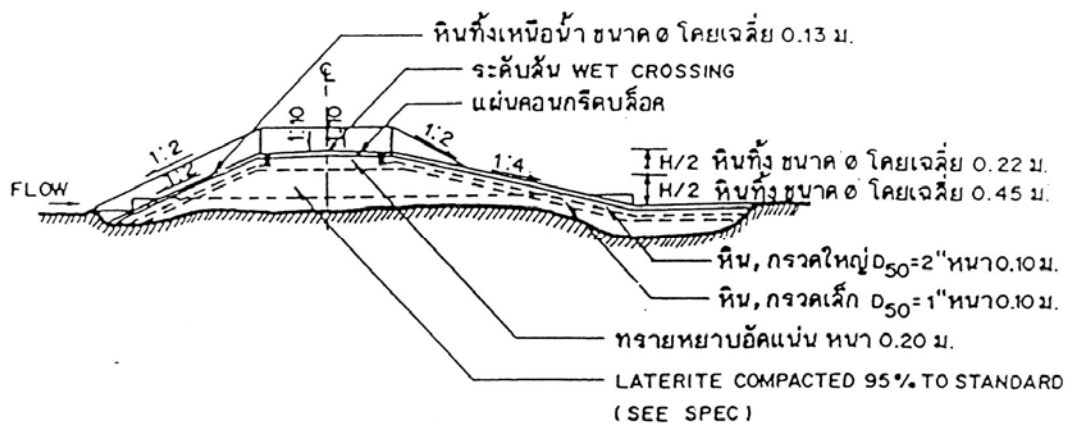
ตารางที่ 6-10 ความเร็วมากที่สุดของน้ำที่ไม่เกิดการกัดเซาะ

ชนิดของดิน	ความเร็ว (ม./วินาที)	
	น้ำใส	น้ำขุ่น
ทราย	0.46	0.76
ดินร่วนปนดินตะกอน	0.61	0.91
ดินเหนียวแข็ง	1.14	1.52
ดินดาน	1.83	1.83
กรวดละเอียด	0.76	1.52
กรวดหยาบ	1.22	1.83
หินใหญ่โตกว่ากรวด	1.83	1.83
หินก้อนใหญ่ ๆ	3.90-2.50	3.90-2.50
หินฟืดแข็ง	4.00	4.00

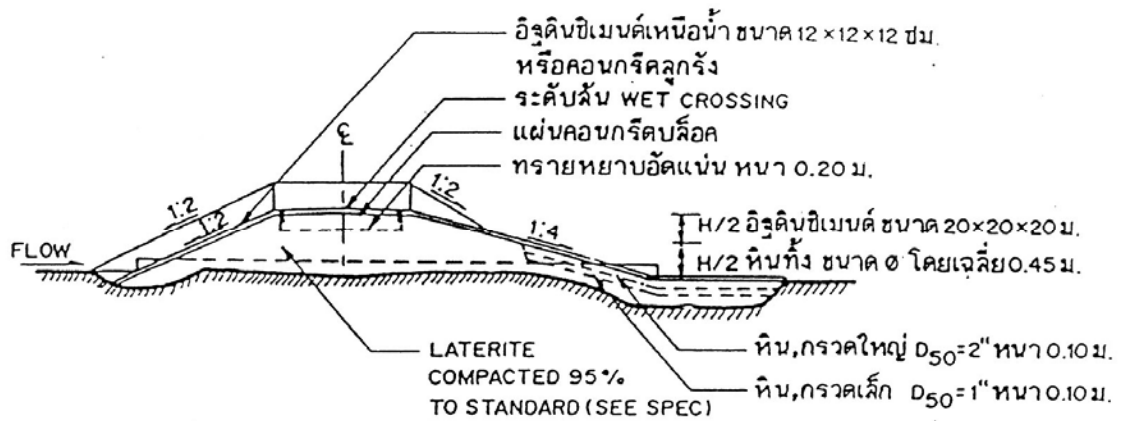
ที่มา : การออกแบบแหล่งน้ำสำหรับงานเร่งรัดพัฒนาชนบท สำนักงานเร่งรัดพัฒนาชนบท



รูปที่ 6-4 ทางน้ำผ่านถนนทำด้วยดิน — ซีเมนต์
ที่มา : สำนักงานเร่งรัดพัฒนาชนบท “แบบมาตรฐาน”

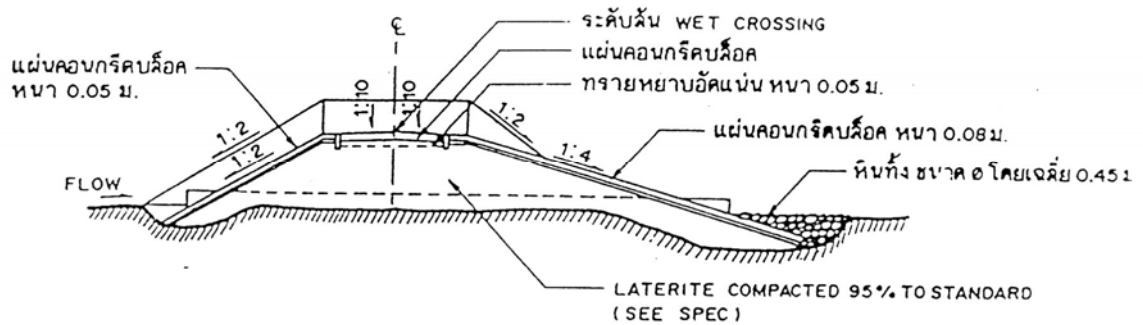


รูปที่ 6-5 ทางน้ำผ่านถนนทำด้วยหินใหญ่และกรวดส่วนกละ
ที่มา : สำนักงานเร่งรัดพัฒนาชนบท “แบบมาตรฐาน”



รูปที่ 6-6 ทางน้ำผ่านถนนทำด้วยซีเมนต์

ที่มา : สำนักงานเร่งรัดพัฒนาชนบท “แบบมาตรฐาน”



รูปที่ 6-7 ทางน้ำผ่านถนนทำด้วยแผ่นคอนกรีตบล็อก

ที่มา : สำนักงานเร่งรัดพัฒนาชนบท “แบบมาตรฐาน”

6.2.5 การป้องกันการกัดเซาะ

เกณฑ์กำหนดการออกแบบเช่นเดียวกับการป้องกันการกัดเซาะ ในบทที่ 4 ดังนี้

6.2.5.1 แรงกัดเซาะใต้ฐานอาคาร

สำหรับอาคารที่วางบนชั้นดินเดิมและขวางทางน้ำ จะต้องตรวจสอบแรงกัดเซาะใต้ฐานอาคารจาก Hydraulic Gradient กับประเภทของดินที่เป็นฐานราก โดยวิธีของ Lane's Weighted Creep Ratio ไม่น้อยกว่าค่าที่กำหนดไว้ใน ตารางที่ 6-11

$$\text{Lane's Weighted Creep Ratio } (C_w) = L_w/H$$

L_w = Weighted Creep Length หมายถึง ระยะทางที่น้ำไหลซึมผ่านได้ หรือข้างอาคาร โดยให้น้ำหนักความยาวแล้วแต่ทิศที่ซึมผ่านมี ดังนี้

- 1) ซึมผ่านด้านข้างของอาคารให้ใช้ความยาวจริง
- 2) ซึมผ่านในแนวดิ่งหรือชันกว่า 45 องศา ให้ใช้ความยาวจริง
- 3) ซึมลอดใต้อาคารในแนวราบหรือชันน้อยกว่า 40 องศา ให้ใช้เพียง 1 ใน 3 ของระยะจริง

H = Hydraulic Head ระหว่างจุดที่น้ำซึมเข้าและจุดออก

หากลำดับค่า C_w ได้ต่ำกว่าที่กำหนดไว้ใน ตารางที่ 6-11 ให้เพิ่มค่าความยาว L_w โดยวิธีต่างๆ ดังต่อไปนี้

- เพิ่มระยะน้ำซึมในแนวดิ่งโดยใช้ Cutoff Wall หรือ Collars
- เพิ่มระยะน้ำซึมในแนวราบ โดยการยึด Aporn

สำหรับอาคารที่วางอยู่บนชั้นหิน ไม่ต้องมีการตรวจสอบด้วยวิธีของ Lane เพราะว่ามี Curtain Grouting ซึ่งโดยปกติแล้วจะมีค่า C_w มากเพียงพออยู่แล้ว

6.2.5.2 หินทิ้ง

หมายถึงหินใหญ่ที่ได้นำมาปูเรียงด้วยแรงคน หรือทิ้งจากรถขนหินในบริเวณที่ต้องการ ให้ได้ความหนาตามที่กำหนด โดยไม่ต้องแซมหินย่อยหรือมีการตกแต่งมากแต่อย่างใด หินที่ใช้ควรจะเป็นหินใหญ่ที่มีขนาดคละกัน การคำนวณหาขนาดของหินจะขึ้นอยู่กับความเร็วของกระแสน้ำ ส่วนความหนาของหินใช้ประมาณ 1.5 เท่าของขนาดหิน

ตารางที่ 6-11 Lane's Weighted Creep Ratio

ชนิดของดิน	C_w
ดินตะกอนหรือทรายละเอียดมาก	8.50
ทรายละเอียด	7.00
ทรายขนาดปานกลาง	6.00
ทรายหยาบ	5.00
กรวดละเอียด	4.00
กรวดขนาดปานกลาง	3.50
กรวดหยาบ Cobbles และดินเหนียวอ่อน	3.00
ดินเหนียวแข็งปานกลาง	2.00
ดินเหนียวแข็ง	1.80

ที่มา : USBR, "Design of Small Dams" 2nd Edition, Washington, 1974

6.2.5.3 หินเรียง

หมายถึงหินใหญ่ ที่นำมาเรียงกันเป็นชั้นให้เป็นระเบียบจนได้ความหนาที่ต้องการ โดยในช่องว่างระหว่างหินใหญ่นั้นจะอัดแซมด้วยหินย่อยหรือกรวดขนาดต่างๆ และทรายให้เต็มช่องว่าง ความหนาของหินเรียงใช้ประมาณครึ่งหนึ่งของหินทิ้ง

6.2.5.4 หินเรียงยาแนว

มีลักษณะเช่นเดียวกับหินเรียงแต่ต้องยาแนวตามช่องว่างระหว่างก้อนหินด้วยปูนทราย

6.2.5.5 GABION & MATTRESS

Gabion & Mattress เป็นกล่องลวดตาข่ายของโลหะที่ไม่เป็นสนิม หรือถูกเคลือบด้วยวัสดุที่ป้องกันการเป็นสนิม เช่น Polyvinyl เป็นต้น และมีความทนทานต่อการกัดกร่อน (corrosion) หรือผลจากกระบวนการ weathering ต่างๆ ภายในบรรจุหินขนาดต่างๆ ที่หาได้ง่ายและมีความทนทานจนเต็มขนาดกล่อง แล้วนำมาปูวางในบริเวณที่ต้องการป้องกันการกัดเซาะ โดยเฉพาะบริเวณที่มีการกัดเซาะรุนแรง นิยมนำมาใช้ในกรณีที่ไม่สามารถคัดเลือกรูปแบบหินใหญ่ที่ใดเพียงพอด้านความเร็วของน้ำได้ตามวิธีการคำนวณขนาดก้อนหิน ซึ่งอาจใช้หินขนาดเล็กที่หาได้ เช่น ขนาดเล็กสุด 50 มม. มีส่วนคละจนถึงขนาดโตสุด 300 มม. บรรจุในกล่องลวดตาข่าย (Mattress และ Gabion)

บทที่ 7

เกณฑ์กำหนดในการออกแบบด้านโครงสร้าง

7.1 มาตรฐานทั่วไป

นอกจากการออกแบบต่าง ๆ ของอาคารให้เป็นไปตามความต้องการด้านศาสตร์และตามวัตถุประสงค์ในการใช้งานกรณีต่าง ๆ แล้ว โครงสร้างของอาคาร จะต้องออกแบบให้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกน้ำหนักจร และแรงค้ำน้ำสูงสุดได้อย่างปลอดภัย ส่วนแรงลม และแรงที่เกิดจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ จะนำมาพิจารณาในกรณีที่แรงเหล่านี้มีผลอย่างมากต่ออาคารเท่านั้น

การออกแบบจะเป็นไปตามมาตรฐานการปฏิบัติด้านวิศวกรรม ระหว่างประเทศที่กำหนดไว้ดังนี้

- (1) American Concrete Institute (ACI)
- (2) United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation (USBR)
- (3) United States Department of the Army Corps of Engineer
- (4) American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)
- (5) American Society for Testing of Materials (ASTM)
- (6) American Institute of Steel Construction (AISC)
- (7) American Water Works Association (AWWA)
- (8) Thai Industrial Standards (TIS)
- (9) Japanese Industrial Standards (JIS)

7.2 ข้อกำหนดและคุณสมบัติของวัสดุ

สำหรับการออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก จะยึดมาตรฐานของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย และ United States Standard (ACI-Code 318-71) ทฤษฎี "Allowable Working Stress Design" หรือ ACI-318-77, 1977 (Ultimate Strength) ตาม ตารางที่ 7-1

ตารางที่ 7-1 หน่วยแรงที่ยอมให้ของคอนกรีต

รายการ		หน่วยแรงที่ยอมให้(กก./ชม. ²)						
		สำหรับคอนกรีตซึ่งมีกำลังอัดประลัย(กก./ชม. ²)						
		สูตร	100	140	175	210	280	350
อัตราส่วนโมดูลัส	n	$\frac{2,040,000}{15,210(f'c)^{1/2}}$	14	11	10	9	8	7
แรงดัด :								
- หน่วยแรงอัดที่ผิว	fc	$0.45f'c$	45.0	63.0	78.8	94.5	126.0	157.5
- หน่วยแรงดึงที่ฐานราก และกำแพงคอนกรีตล้วน	fc	$0.45(f'c)^{1/2}$	4.2	4.97	5.56	6.09	7.03	7.86
แรงเฉือน :								
- คานคอนกรีตล้วน	Vc	$0.29(f'c)^{1/2}$	2.9	3.4	3.8	4.20	4.90	5.40
- ตงคอนกรีตล้วน	Vc	$0.32(f'c)^{1/2}$	3.2	3.8	4.2	4.60	5.40	6.00
- โครงสร้างที่เสริมเหล็ก รับแรงเฉือน	Vc	$1.32(f'c)^{1/2}$	13.2	15.6	17.5	19.10	22.1	24.7
- แผ่นพื้นและฐานรากตามเส้นขอบ	Vc	$0.53(f'c)^{1/2}$	5.3	6.3	7.0	7.70	8.90	9.90
แรงกด :								
- เต็มพื้นที่(Full area load)	fc	$0.25(f'c)^{1/2}$	25.0	35.0	43.8	52.5	70.0	87.5
- หนึ่งในส่วนหนึ่งของพื้นที่ หรือ น้อยกว่า(Location partial area)	fc	$0.37(f'c)^{1/2}$	37.0	51.8	64.8	77.7	103.6	129.5

ที่มา: เอกสารประกอบการสอนวิชาคอนกรีตเสริมเหล็ก,แผนกวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย,2523

7.2.1 คอนกรีต (Concrete)

กำหนดให้กำลังอัดประลัยของคอนกรีตไม่เสริมเหล็ก สำหรับอาคารชลศาสตร์มีค่า $f'c = 140$ กก./ชม.² และสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก มีค่า $f'c = 175$ กก./ชม.² หรือนอกจากระบุในแบบไว้เป็นอย่างอื่น เมื่อค่า $f'c$ คือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีตรูปแท่งคอนกรีตรูปทรงกระบอก มาตรฐาน ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 15 ซม. สูง 30 ซม. ที่มีอายุการบ่ม 28 วัน

7.2.2 เหล็กเสริมคอนกรีต (Reinforcing Steel)

คุณสมบัติและหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ของเหล็กเสริมคอนกรีตจะต้องเป็นไปตามนี้

(1) เหล็กเส้นกลม ชั้นคุณภาพ SR24 มาตรฐาน มอก. 20-2527 มีกำลังดึงที่ขีดยึดไม่ต่ำกว่า 2,400 กก./ตร.ซม. มีกำลังดึงประลัยไม่ต่ำกว่า 3,900 กก./ตร.ซม. และมีความยืดตัวไม่น้อยกว่าร้อยละ 20 ในช่วงความยาว 0.20 เมตร

(2) เหล็กข้ออ้อย ชั้นคุณภาพ SD30 มาตรฐาน มอก. 24-2527 มีกำลังดึงที่ขีดยึดไม่ต่ำกว่า 3,000 กก./ตร.ซม. มีกำลังดึงประลัยไม่ต่ำกว่า 4,900 กก./ตร.ซม. และมีความยืดตัวไม่น้อยกว่าร้อยละ 16 ในช่วงความยาว 0.20 เมตร

7.2.3 เหล็กโครงสร้าง (Structural Steel)

เหล็กโครงสร้างในที่นี้หมายถึง วัสดุที่ใช้ในการทำบานประตูระบายน้ำ บานอัดน้ำ ประตูน้ำ (Intake Gate) ตะแกรงกันสวะ ราวลูกกรง บันไคลิง เครื่องกว้าน และอื่นๆ การออกแบบจะพิจารณาวัสดุที่มีคุณสมบัติมาตรฐานดังเกณฑ์ต่อไปนี้

(1) เหล็กโครงสร้างรูปพรรณ ตามมาตรฐาน มอก. 116-2529

(2) ทองบรอนซ์ (Bronze) ซึ่งใช้เป็น Gate seat ตามมาตรฐาน ASTM Designation : B 22-85

(3) เหล็กแผ่น (Steel Plate) ตามมาตรฐาน ASTM Designation : A-246

(4) เหล็กไร้สนิม (Stainless Steel) ตามมาตรฐาน ASTM Designation : ASTM 276-86a, ASTM A 167-86 types 304 and 316 ใช้เป็นสลักหุยกบานระบายและชิ้นส่วนข้อต่อบานที่จมน้ำ

(5) เหล็กหล่อ (Cast Iron) ตามมาตรฐาน ASTM Designation : A 48-83, Class 30

(6) สลักเกลียวที่ใช้ในงานประตูน้ำเหล็กหล่อ ราวลูกกรงบันไคลิง ตะแกรงกันสวะ (Trashrack) และอื่นๆ ตามมาตรฐาน ASTM Designation A 307-86a

(7) ท่อเหล็กที่ใช้ทำเสา, ราวและบันไคลิง ฯลฯ เป็นท่อชนิด Standard black pipe ตามมาตรฐาน มอก.276-2521 ประเภทที่ 2 การประกอบใช้วิธีเชื่อมทั้งหมด หรือพิจารณาใช้ท่อเหล็กท่อเหล็กอบสังกะสีตามมาตรฐาน มอก. 277-2521 ประเภทที่ 2 ในการประกอบเป็นเสา, ราวหรือบันไคลิง โดยใช้ข้อต่อแทน

7.3 แรงที่กระทำต่ออาคาร

แรงต่างๆ ที่กระทำต่ออาคารได้กำหนดไว้เพื่อสำหรับการออกแบบมีดังต่อไปนี้

7.3.1 น้ำหนักบรรทุกถาวร (Dead Load)

น้ำหนักของวัสดุต่าง ๆ สามารถหาได้ดังต่อไปนี้

- คอนกรีตเสริมเหล็ก	2,400	Kg./m. ³
- คอนกรีตล้วน	2,300	Kg./m. ³
- น้ำ	1,000	Kg./m. ³
- ดินแห้ง	1,760	Kg./m. ³
- ดินบดอัดแน่น	1,900	Kg./m. ³
- ดินถมด้วยน้ำ	2,100	Kg./m. ³
- เหล็กเหนียว	7,850	Kg./m. ³

7.3.2 น้ำหนักจร (Live Load)

ประกอบด้วย

- Surcharge for Wall	900	Kg./m. ²
- Operating Platform with Stoplog	750	Kg./m. ²
- Operating Platform without Stoplog	500	Kg./m. ²
- Live Load on Floor	300	Kg./m. ²
- สะพาน	500	Kg./m. ²

7.3.3 แรงลม (Wind Load)

ประกอบด้วย

- แรงลมกระทำที่ความสูงไม่เกิน 15 ม.	100	Kg./m. ²
- แรงลมกระทำที่ความสูงระหว่าง 15-30 ม.	150	Kg./m. ²

7.3.4 แรงดันด้านข้างที่กระทำต่อกำแพงกันดิน

ในกรณีที่ออกแบบอาคารที่คาดว่าจะใช้เครื่องจักรกลในการก่อสร้าง หรือทำงานอยู่บริเวณใกล้เคียง และทำให้เกิดแรงดันเพิ่มขึ้นต่ออาคารเนื่องจากเครื่องจักรนั้นได้คิดแรงกระทำหรือแรงดันด้านข้างเพิ่มขึ้นเท่ากับ Surcharge ของดินถมอัดแน่นแห้งสูง 0.60 เมตร

7.3.5 แรงดันน้ำ (Uplift Water Pressure)

โดยสมมติให้แรงกระทำพื้นฐานเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู ซึ่งแรงดันน้ำที่จุดใด ๆ จะเท่ากับ ความสูงของน้ำที่จุดนั้นๆ โดยอาศัยวิธีของ Lane's Method มาคำนวณ

7.3.6 แรงลอยตัว (Bouyance Force)

แรงลอยตัวหรือแรงพยุงพิจารณาเท่ากับน้ำหนักของน้ำ ที่ถูกแทนที่ด้วยโครงสร้างอาคาร โดยแรงลอยตัวเป็นผลทำให้เสถียรภาพของอาคารลดลง อย่างไรก็ตามแรงลอยตัวที่เกิดขึ้นจะส่งผลต่อโครงสร้างในกรณีที่ระดับน้ำด้านเหนือและท้ายฝายมีค่าใกล้เคียงหรือเท่ากัน เช่นในฤดูน้ำหลาก ส่วนในกรณีฝายทำการเก็บกักน้ำในขณะใช้งานและมีระดับน้ำเหนือฝายสูงกว่าระดับด้านท้ายฝายแรงดันของน้ำที่กระทำพื้นฐานรากอาคารเป็นผลมาจาก Different Head ซึ่งแสดงอยู่ในรูปของ Uplift pressure

7.3.7 แรงดันน้ำที่กระทำต่อตัวฝาย (Hydrostatic Pressure)

ให้คิดในกรณีที่ระดับน้ำอยู่ที่ระดับสันฝาย และด้านท้ายน้ำไม่มีน้ำ

7.3.8 แรงที่กระทำต่อกำแพงในแนวดิ่ง (Vertical Wall Loads)

แรงที่กระทำต่อกำแพงในแนวดิ่ง จะประกอบไปด้วยแรงต่างๆ ดังต่อไปนี้

- แรงดันดินด้านข้าง (Active Soil Pressure)
- แรงดันน้ำด้านหลังกำแพง (Water Pressure)
- แรงดันข้างที่แปลงมาจาก Surcharge ด้านหลังกำแพง ซึ่งในการออกแบบ แต่ละกรณี

จะมีแรงที่กระทำต่อกำแพงแตกต่างกันไปขึ้นอยู่กับสภาพ และตำแหน่งที่ตั้งของอาคาร

7.4 เสถียรภาพของอาคาร (Stability of Structures)

กำหนดให้ค่า Safety Factor เสถียรภาพของอาคาร (Stability of Structures) มีค่าดังนี้

- Safety Factor Against Overturning ≥ 1.5 (คิด Uplift ด้วย)
- Safety Factor Against Sliding ≥ 1.5 (คิด Uplift ด้วย)
- Safety Factor (Bearing) > 2
- Safety Factor Against Uplift ≥ 1.3
- Slope Stability , F.S. ≥ 1.5

7.4.1 กรณีวิกฤตที่พิจารณา (Critical cases to be considered)

- กรณีก่อสร้างเสร็จใหม่ๆ และยังไม่ปล่อยน้ำผ่านอาคาร กำแพงข้างจะรับแรงดันดินเพียงด้านเดียว ในขณะที่พื้นฐานรากจะรับน้ำหนักกดของอาคารทั้งหมด
- กรณีเก็บกักที่ระดับปกติและทำynnน้ำแห้ง จะเกิดแรงดันน้ำสูงสุดกระทำต่อตัวอาคาร ส่วนกรณีที่ระดับน้ำหน้าอาคารอยู่สูงกว่าระดับเก็บกัก โดยปกติจะมีระดับน้ำด้านท้ายน้ำอยู่ เนื่องจากระดับเก็บกักที่ออกแบบเสมอตลิ่ง ระดับน้ำสูงกว่าจะไหลล้นออกข้างและไหลกลับลงลำน้ำเดิมท้ายฝาย ทำให้มีแรงดันน้ำด้านท้ายฝายหักล้างกับแรงดันน้ำด้านเหนือน้ำ

7.4.2 การคำนวณความปลอดภัยอันเนื่องมาจากการพลิกคว่ำ (Safety Against Overturning)

ในการคำนวณออกแบบ เพื่อให้ฝายไม่เกิดการพลิกคว่ำนั้นจะต้องให้ผลลัพธ์ อันเนื่องมาจากแรงกระทำภายนอกทั้งหมด ที่กระทำต่อตัวฝายตกอยู่ในส่วนกึ่งกลางหนึ่งในสามของความยาวฐานฝาย และค่าความปลอดภัย (Factor of Safety) ของอัตราส่วนระหว่าง Stability Moments กับ Overturning Moments มากกว่า 1.50 โดยทำการตรวจสอบทั้งสองกรณี คือ หลังสร้างเสร็จ และขณะเก็บกักน้ำหรือท่น้ำเต็มที

$$F.S = \frac{\text{Stability Moment}}{\text{Overturning Moments}}$$

อาคารทางด้านชลศาสตร์มักถูกดันให้เลื่อนไถล เนื่องจากแรงดันในทางราบต่ออาคาร เหล่านี้สามารถคงทนอยู่ได้ก็เพราะแรงเสียดทาน(Friction) ที่เกิดขึ้นระหว่างผิวสัมผัสของอาคารกับพื้นดินที่รองรับอาคาร และค่าแรงเสียดทานนี้จะหาได้จากผลคูณระหว่างน้ำหนักของอาคารกับสัมประสิทธิ์ของแรงเสียดทาน "C" ตามค่าข้างล่างนี้

- | | |
|-----------------------------------|-----------------|
| - น้ำสัมผัสของคอนกรีตกับกรวด | C = 0.50 – 0.60 |
| - น้ำสัมผัสของคอนกรีตกับทราย | C = 0.40 – 0.50 |
| - น้ำสัมผัสของคอนกรีตกับดินเหนียว | C = 0.30 – 0.40 |
| - ดินเหนียวแน่น – ปานกลาง | C = 0.25 – 0.40 |
| - ดินเหนียวอ่อน – ดินตะกอน | C = 0.20 – 0.30 |

7.4.3 การคำนวณความปลอดภัยอันเนื่องมาจากการเลื่อนตัว (Safety Against Sliding)

ในการคำนวณออกแบบเพื่อป้องกันการเลื่อนตัวของฝายโดยใช้สูตร

$$S = H / V < 1/1.2 f$$

เมื่อ S = Sliding Coefficient
 H = ผลรวมของแรงในแนวราบ
 V = ผลรวมของแรงในแนวดิ่ง
 f = Friction Coefficient = 0.6

ในกรณีที่ฝายตั้งอยู่บนฐานรากที่เป็นหินจะต้องคำนวณหาแรงต้านของแรงเฉือนที่ฐาน แต่ค่า Safety Factor จะต้องมากกว่า 4

$$S.F. = (Z_o \cdot l + V \cdot f) / H > 4.0$$

เมื่อ Z_o = แรงเฉือนที่ฐานฝาย (กก./ม.2)
 l = ความยาวของฐานฝาย (ม.)
 H = แรงในแนวราบ
 V = แรงในแนวดิ่ง
 f = ค่าแรงเสียดทาน

7.4.4 การคำนวณความปลอดภัยอันเนื่องมาจากการทรุดตัว (Safety Against Settlement)

- ในการออกแบบตัวฝายเพื่อไม่ให้เกิดการทรุดตัวนั้น ค่าแรงกดสูงสุดที่ฐานฝายจะต้องน้อยกว่าค่า Allowable Bearing Stress ของดินที่ฐานฝายนั้นจะรับได้ในการคำนวณค่าแรงกดสูงสุด (Maximum Compression Stress) ที่ฐานฝายโดยใช้สูตร

$$q = (V/L)(1+6e/L) < q_a$$

เมื่อ q = แรงกดสูงสุดที่ฐานฝาย (ตัน/ม.2)
 V = น้ำหนักบรรทุกทุกกระทำตามแนวดิ่ง (ตัน)
 e = ระยะเยื้องศูนย์กลางของแรงลัพธ์ (ม.)
 L = ความยาวของฐานฝาย (ม.)
 q_a = Allowable Bearing Stress ของดินฐานราก (ตัน/ม.2)

หมายเหตุ : คัดต่อความกว้างฝาย 1 เมตร

- วิธีคำนวณความสัมพันธ์ของการทรุดตัวของดิน เนื่องจากการ Consolidation ซึ่งจะต้องมีการทดลองหา Void Ratio ของดินก่อนมีการ Consolidation แล้วจะใช้สมการต่อไปนี้หาการทรุดตัว

$$S_c = \frac{h}{1+e_o} C_c \log \frac{(P'_o + \Delta P)}{P'_o}$$

เมื่อ S_c = ระยะการทรุดตัว

h = ความหนาของชั้นดิน

e_o = Void Ratio ของดินอัดแน่นก่อนมีการ Consolidation

C_c = Consolidation Compression Index = 0.009 (L.L.-10)

P'_o = The Effective Overburden Pressure

ΔP = The Increase in stress

- การตรวจสอบเวลาของการทรุดตัว สามารถคำนวณได้จากสมการต่อไปนี้

$$t = \frac{T_v \cdot d^2}{C_v}$$

เมื่อ t = ระยะเวลาของการทรุดตัว

T_v = Time Factor ขึ้นกับเปอร์เซ็นต์การทรุดตัว (U_v)

C_v = สัมประสิทธิ์ของการยุบอัดตัว

d = ระยะทางไกลที่สุดที่น้ำไหลออกจากดิน

= 0.5h ในกรณีที่น้ำไหลออกได้ 2ทาง

= h ในกรณีที่น้ำไหลออกได้ทางเดียว

h = ความหนาของชั้นดิน

7.5 เสถียรภาพของความลาดเอียงของคันดิน (Slope stability)

การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินต้องพิจารณาทั้งลาดเหนือน้ำและท้ายน้ำ ทั้งนี้การวิเคราะห์พิจารณาในกรณีสร้างเสร็จใหม่ ซึ่งดินถมตัวเขื่อนยังคงมี Pore Pressure อยู่ กรณีทำการเก็บกักที่ระดับเก็บกักสูงสุด ซึ่งมีดินตัวเขื่อนที่อยู่ใต้แนว Top Flow Line เป็นดินอิ่มตัวไปด้วยน้ำ และในกรณีที่เกิด Sudden Drawdown ถึงต่ำสุด โดยที่น้ำยังไม่สามารถระบายออกไปได้

สำหรับเกณฑ์กำหนดทั่วไป ของพนักก้นน้ำจะเป็นคันดินถมบดอัดไม่น้อยกว่า 95% ของความแน่นมาตรฐาน (Standard Proctor Compaction Test) ความกว้างของหลังคันดินเท่ากับ

4.00-6.00 เมตร ลาดด้านข้าง 1:2, 1:1.5 (ตั้งราบ) โดยมีระดับหลังคันสูงกว่าระดับน้ำสูงสุดประมาณ 1.00 เมตร

วิธีการวิเคราะห์หาค่า F.S. ของคันดินจะใช้ตามวิธีการ Simplified Bishop Method โดยการสมมุติรูปของผิวการเคลื่อนพังเป็นส่วนโค้งของวงกลม โดยการตัดมวลดินออกเป็นชั้นๆ ตามแนวตั้งและพิจารณาสมดุลของแรงและโมเมนต์ที่จากแต่ละมวล รายละเอียดการวิเคราะห์ดูในหัวข้อ การวิเคราะห์เสถียรภาพของเขื่อนดิน

7.6 การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

7.6.1 การกำหนดช่วงห่างของเหล็กเสริม (Spacing of Reinforcement)

การกำหนดช่วงห่างของเหล็กเสริมในการออกแบบได้กำหนดไว้ดังนี้คือ

- (1) เหล็กเสริมที่ตัดได้ขนาด รูปร่างแล้ว จะต้องงอปลายทั้งสองข้าง และวางตามที่แสดงในแบบก่อสร้าง การวัดระยะห่างเหล็ก ให้วัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางเหล็ก
- (2) เหล็กเสริมจะต้องวางห่างจากผิวคอนกรีต โดยวัดระยะจากผิวคอนกรีตถึงผิวเหล็กตามเกณฑ์ ดังนี้
 - กรณีเหล็กเสริมชั้นเดียว ถ้าไม่แสดงไว้เป็นอย่างอื่นให้วางตรงกึ่งกลางความหนา
 - กรณีเหล็กเสริม 2 ชั้น ระยะระหว่างผิวเหล็กถึงผิวคอนกรีตที่ติดกับแบบไม่น้อยกว่า 2.5 เซนติเมตร และถ้าติดกับดินหรือหินให้ใช้ 7.5 เซนติเมตร นอกจากแสดงไว้เป็นอย่างอื่น
- (3) เหล็กเสริมต้องวางและผูกให้แน่น เพื่อมิให้เคลื่อนไหวยระหว่างเทคอนกรีต และในขณะที่กระทุ้ง หรือการสั่นคอนกรีต
- (4) เหล็กเดือย (Dowel Bars) ต้องมีขนาดและอยู่ในตำแหน่งตามแบบ ก่อนนำไปวางปลายด้านหนึ่งจะต้องทาด้วยยางมะตอยให้ทั่ว
- (5) ในขณะที่คอนกรีตยังไม่แข็งตัวห้ามมิให้กระทบกระเทือนที่ปลายเหล็กที่คอนกรีตยังไม่รับการหล่อหุ้ม

7.6.2 การป้องกันเหล็กเสริมโดยความหนาของคอนกรีต (Concrete Covering)

การเผื่อความหนาของคอนกรีตเพื่อป้องกันเหล็กเสริม ใช้ดังต่อไปนี้

- (1) สำหรับอาคารที่กระทบต่อแดด, ลม ใช้ความหนาจากเหล็กเสริมไม่น้อยกว่า 2.5 ซม.
- (2) สำหรับอาคารที่สัมผัสแดด ลม ฝน หรือดินถมกลับหรือจมอยู่ใต้น้ำ ใช้ความหนาของคอนกรีตจากเหล็กเสริม 4 ซม.
- (3) ผิวหน้าของคอนกรีตที่สัมผัสต่อการกัดเซาะ ใช้ความหนาของคอนกรีตจากเหล็กเสริม 6 ซม.

(4) คอนกรีตที่วางสัมผัสกับดินและหินโดยตรงใช้ความหนาของคอนกรีตจากเหล็กเสริม 6 ซม.

7.6.3 ความหนาน้อยที่สุดของผนังกำแพงและพื้นคอนกรีต

(1) คอนกรีตที่เสริมเหล็ก 2 ชั้น ควรหนาไม่น้อยกว่า 30 ซม.

(2) กำแพง Cantilever Wall สูงไม่เกิน 2.5 ม.

ที่เสริมเหล็กชั้นเดียว กำหนดให้ความหนาที่ฐาน = $1/10$ ของความสูง แต่ไม่น้อยกว่า 15 ซม.

(3) กำแพง Cantilever Wall ที่สูงกว่า 2.5 ม.

ความหนาที่ฐาน = 25 ซม. + 6.25 ซม./ม. ที่มากกว่า 2.5 ม. และต้องเสริมเหล็ก 2 ชั้น

(4) Counterfort ใช้ความหนาของพื้น (Footing)

และความหนาของกำแพงที่ฐาน = $1/12$ ของความสูง แต่ไม่น้อยกว่า 25 ซม.

(5) กำแพงคอนกรีตที่เป็นตัว WEIR กั้นน้ำ ให้ความหนาไม่น้อยกว่า 30 ซม.

7.6.4 การกำหนดแรงยึดเหนี่ยวของคอนกรีต (Bond and Anchorage requirement)

แรงยึดเหนี่ยวของเหล็กกับคอนกรีตที่ใช้ออกแบบ สำหรับเหล็กเส้นกลมและเหล็กข้ออ้อยตาม ตารางที่ 7-2 ถึง ตารางที่ 7-4

ตารางที่ 7-2 หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ยอมให้ของคอนกรีต (เหล็กบนรับแรงดึง)

fc	f'c	ขนาดเหล็ก (มม.)						
		RB	RB	RB	RB	-	RB	RB
		6	9	12	15	16	19	25
กก./ชม ²	กก./ชม ²	-	-	DB	-	DB	DB	DB
45	140	11.0	11.0	11.3	9.0	-	7.1	5.4
		-	-	22.6	-	16.9	14.3	10.8
77.9	173	11.0	11.0	11.0	10.0	-	7.9	6.0
		-	-	25.1	-	18.8	15.9	12.0
78.8	175	11.0	11.0	11.0	10.0	-	7.9	6.1
		-	-	25.0	-	18.9	15.9	12.1
94.5	210	11.0	11.0	11.0	11.0	-	8.7	6.0
		-	-	25.0	-	20.7	17.5	13.3
126	280	11.0	11.0	11.0	11.0	-	10.1	7.7
		-	-	25.0	-	23.9	20.2	15.3
157.5	350	11.0	11.0	11.0	11.0	-	11.0	8.6
		-	-	25.0	-	25.0	22.5	17.1

ที่มา: เอกสารประกอบการสอนวิชาคอนกรีตเสริมเหล็ก, แผนกวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2523

ตารางที่ 7-3 หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ยอมให้ของคอนกรีต (เหล็กอื่นที่รับแรงดึง)

fc	F'c	ขนาดเหล็ก (มม.)						
		RB	RB	RB	RB	-	RB	RB
		6	9	12	15	16	19	25
กก./ซม ²	กก./ซม ²	-	-	DB	-	DB	DB	DB
45	140	11.0	11.0	11.0	11.0	-	10.1	7.6
		-	-	31.8	-	23.9	20.1	15.3
77.9	173	11.0	11.0	11.0	11.0	-	11.0	8.5
		-	-	35.0	-	26.6	22.4	17.0
78.8	175	11.0	11.0	11.0	11.0	-	11.0	8.5
		-	-	35.0	-	26.7	22.5	17.1
94.5	210	11.0	11.0	11.0	11.0	-	11.0	9.4
		-	-	35.0	-	29.3	24.6	18.7
126	280	11.0	11.0	11.0	11.0	-	11.0	10.8
		-	-	35.0	-	33.8	28.4	21.6
157.5	350	11.0	11.0	11.0	11.0	-	11.0	11.0
		-	-	35.0	-	35.0	31.8	24.2

ที่มา: เอกสารประกอบการสอนวิชาคอนกรีตเสริมเหล็ก, แผนกวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2523

7.6.5 แรงเฉือนและแรงดึงทแยงที่ยอมให้

แรงเฉือนที่ยอมให้สำหรับการออกแบบให้ปฏิบัติตามมาตรฐาน ACI 318-63

(Building Code)

7.6.6 การเสริมเหล็กต้านทานการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ

(1) เมื่อเสริมเหล็กชั้นเดียวใช้ $\phi 12$ มม. @ 0.30 ม. ต่ำสุด

(2) เหล็กเสริมชั้นเดียวที่อยู่กลางแจ้ง

- คอนกรีตที่มีรอยต่อห่างไม่เกิน 10 ม. ให้เสริมเหล็ก 0.30% ของหน้าตัดคอนกรีต

- คอนกรีตที่มีรอยต่อห่างเกิน 10 ม. ให้เสริมเหล็ก 0.40% ของหน้าตัดคอนกรีต

ตารางที่ 7-4 ระยะฝังและระยะทาบของเหล็กเสริม

fc	f'c	ขนาดเหล็ก (มม.)						
		RB	RB	RB	RB	-	RB	RB
		6	9	12	15	16	19	25
กก./ชม ²	กก./ชม ²	-	-	DB	-	DB	DB	DB
45	140	60 (60) -	60 (60) -	60 (60) 30 (30)	60 (60) -	- 34 (30)	81 (57) 47 (33)	139 (99) 81 (58)
77.9	173	60 (60) -	60 (60) -	60 (60) 30 (30)	60 (60) -	- 34 (30)	72 (57) 42 (30)	123 (89) 73 (52)
78.8	175	60 (60) -	60 (60) -	60 (60) 30 (30)	60 (60) -	- 30 (30)	72 (57) 42 (30)	123 (89) 73 (52)
94.5	210	60 (60) -	60 (60) -	60 (60) 30 (30)	60 (60) -	- 30 (30)	81 (57) 38 (30)	139 (99) 66 (47)
126	280	60 (60) -	60 (60) -	60 (60) 30 (30)	60 (60) -	- (60) 30 (30)	60 (60) 33 (30)	98 (70) 58 (41)
157.5	350	60 (60) -	60 (60) -	60 (60) 30 (30)	60 (60) -	- (60) 30 (30)	60 (60) 30 (30)	88 (69) 52 (37)

หมายเหตุ : คำนวณวงเล็บสำหรับเหล็กบน และค่าในวงเล็บสำหรับเหล็กอื่น

ที่มา : เอกสารประกอบการสอนวิชาคอนกรีตเสริมเหล็ก,แผนกวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย,2523

(3) เหล็กเสริมสองชั้น

- ด้านที่ไม่ติดกับดิน ระยะรอยต่อห่างไม่เกิน 10 ม. แต่อยู่กลางแจ้งใช้เสริมเหล็ก 0.20% ของหน้าตัดคอนกรีต

- ด้านที่ติดกับดิน ระยะรอยต่อห่างไม่เกิน 10 ม. แต่อยู่กลางแจ้งใช้เสริมเหล็ก 0.10% ของหน้าตัดคอนกรีต

ทั้ง 2 กรณี ถ้ารอยต่อห่างมากกว่า 10 ม. ให้เพิ่มเหล็กเสริมอีก 0.05% ของหน้าตัดคอนกรีต

(4) เมื่อคอนกรีตหนาเกิน 40 ซม. ให้ใช้เหล็กเสริมน้อยที่สุดเท่ากับเหล็กเสริมน้อยที่สุดของคอนกรีตหนา 40 ซม.

7.6.7 การงอเหล็กเสริม (Hook and Bend of Reinforcement Bars)

7.6.7.1 มาตรฐานการงอ

ในมาตรฐานการงอจะใช้ข้อกำหนดดังต่อไปนี้

(1) การงอครึ่งวงกลม ส่วนที่เหลือจากการงอจะต้องไม่น้อยกว่า 4 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริม และปลายที่เหลือต้องไม่น้อยกว่า 6.5 ซม.

(2) การงอ 90 องศา ส่วนที่เหลือจากการงอจะต้องไม่น้อยกว่า 12 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริม

(3) สำหรับเหล็กผูกตั้ง (Stirrup) และเหล็กปลอกเท่านั้น การงอ 90 องศา และการงอ 135 องศา ส่วนที่เหลือจากการงอจะต้องไม่น้อยกว่า 6 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลาง แต่ต้องไม่น้อยกว่า 6.50 ซม.

7.6.7.2 รัศมีของการงอ

รัศมีของการงอมาตรฐาน (วัดด้านในของการงอ) จะต้องไม่น้อยกว่าค่าที่ให้ไว้ในตารางที่ 7-5 ยกเว้นเหล็กที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 22 มม. ถึงขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 34 มม. แต่สำหรับเหล็ก Structural Grade และ Intermediate Grade เท่านั้น รัศมีการงอน้อยสุดจะเท่ากับ 2.5 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลาง

ตารางที่ 7-5 การงอเหล็ก

เส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริม	รัศมีการงอ
9, 10, 12, 15	2.5 d
16, 19, 20, 22, 25	3.0 d
28	4.0 d

ที่มา : เอกสารประกอบการสอนวิชาคอนกรีตเสริมเหล็ก, แผนกวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2523

7.6.7.3 การงอนอกเหนือจากมาตรฐาน

การงอเหล็กดัดและเหล็กปลอก จะต้องมีการงอด้านในไม่น้อยกว่าหนึ่งเท่าของเส้นผ่าศูนย์กลาง การงอสำหรับเหล็กเสริมอื่นๆ จะต้องมีการงอ ด้านในไม่น้อยกว่าค่าที่ระบุไว้ เมื่อการงอเหล็กจะทำให้เกิดความเค้นสูงที่จุดงอ ดังนั้นรัศมีของการงอจะต้องให้กว้างพอเพื่อป้องกันการแตกหักของคอนกรีต การงอทุกชนิดจะต้องทำแบบการดัดเย็น

7.6.8 การต่อเหล็กเสริม

จะต้องต่อโดยวิธีทาบกัน และรอยต่อของเหล็กแต่ละเส้นต้องสลับกันห้ามต่อเหล็กตรงจุดที่รับแรงมากที่สุดในคาน ดังนี้

- (1) เหล็กเส้นกลม ให้วางทาบกันไม่น้อยกว่า 40 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็ก เมื่อปลายต้องงอขอมาตรฐาน หรือ 50 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็ก เมื่อปลายไม่งอขอมาตรฐาน
- (2) เหล็กข้ออ้อย ให้วางทาบกันไม่น้อยกว่า 30 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็ก โดยปลายไม่งอขอมาตรฐาน

7.7 การออกแบบ Anchor Bars

ในกรณีที่ฐานรากมีคุณภาพดีและสามารถยึดฐานของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเข้ากับหินฐานรากได้อย่างมั่นคงได้ จะพิจารณาให้มี Anchor bars ยึดฐานอาคารกับชั้นหินฐานราก เพื่อป้องกันการขยับตัว หรือลอยตัวอันเนื่องมาจากแรงดันน้ำใต้อาคาร (Uplift Pressure) ซึ่งมีข้อกำหนดดังนี้

- (1) กำหนดให้ใช้เหล็กเสริมข้ออ้อยขนาดไม่น้อยกว่า $\varnothing$ 25 มม. เป็น Anchor bars
- (2) ระยะห่างของ Anchor bars ไม่น้อยกว่า 1.50 เมตร
- (3) ความลึกของ Anchor bars ในชั้นหินฐานรากไม่น้อยกว่า 1.00 เมตร
- (4) จะต้องยึด Anchor bars ให้ติดกับชั้นหินฐานรากอย่างมั่นคงแข็งแรง การพิจารณาคำนวณออกแบบ Anchor bars จะทำการตรวจสอบดังนี้

- ตรวจสอบแรงดึงในเหล็ก Anchor bars ซึ่งจะต้องมีค่ามากกว่าแรงกระทำ Uplift Pressure
- ตรวจสอบระยะการฝังของเหล็ก Anchor bars การยึดตัวระหว่างเหล็กและซีเมนต์ grout ในหลุมเจาะติดตั้ง Anchor bars การยึดตัวระหว่างผิวของซีเมนต์ grout กับหิน
- ตรวจสอบการยกตัวของชั้นหิน โดยพิจารณาจากน้ำหนักของหินที่ Anchor bars ยึดอยู่แต่ละจุดโดยสมมุติให้หินมีการแตกร้าวเป็นมุม 45 องศา กับแนว Anchor bars และหินน้ำหนักประมาณ 2.60 ตัน/ลบ.ม.

7.8 การออกแบบกำแพงกันดิน

สำหรับกำแพงกันดินชนิดแข็งแรงแรง (Rigid Walls) ซึ่งเป็นผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก การโค้งของกำแพงมีน้อยมาก การออกแบบจำเป็นต้องพิจารณา รายละเอียดดังนี้

- องค์ประกอบโครงสร้างของกำแพง อาทิเช่น ฐาน(Base) ผนังกันดิน(Stem) จะต้องมีความแข็งแรงเพียงพอต่อการต้านทานแรงเฉือนและ โมเมนต์ดัดที่เกิดจากดินหรือน้ำหนักบรรทุกอื่นๆ
- โครงสร้างของกำแพงจะต้องปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำ (Overturning)
- โครงสร้างกำแพงจะต้องปลอดภัยต่อการเลื่อนไถล(Sliding)
- วัสดุที่เป็นฐานรากรอบกำแพง จะต้องมีความลึกมากพอที่จะไม่ทำให้เกิดการเคลื่อนที่ (Bearing failure) ภายใต้น้ำหนักบรรทุกที่กระทำ
- การทรุดตัวของกำแพง จากความอัดตัวของฐานรากภายใต้มวลดิน

7.8.1 กำแพงกันดินรูปตัว U (U-Shape Retaining Wall)

กำแพงกันดินรูปตัว U ทำหน้าที่เป็นส่วนหนึ่งของ Chute โดยมีดินถมข้างกำแพงดินทั้งสองข้าง จากสภาพดังกล่าวทำให้อาคารมีแรงกระทำต่างๆ ได้แก่ แรงดันดินด้านข้างอาคาร แรงดันน้ำด้านข้างอาคาร แรงดันน้ำใต้พื้นอาคาร (Uplift Pressure) เป็นต้น ดังรูปที่ 7-1 การออกแบบอาคารชนิดนี้ จะต้องมีความแข็งแรงเพียงพอที่รับแรงต่างๆ ข้างต้นได้ สำหรับขนาดอาคารพอจะกำหนดเป็นแนวทางเบื้องต้นได้ดังนี้

- ความหนาหลังกำแพงกันดินจะต้องหนาไม่น้อยกว่า 0.25 เมตร
- ความหนากำแพงกันดินที่พื้นและความหนาพื้นต้องหนาพอที่จะไม่ทำให้ระยะห่างของเหล็กเสริมหลักคามีค่าน้อยกว่า 0.10 เมตร

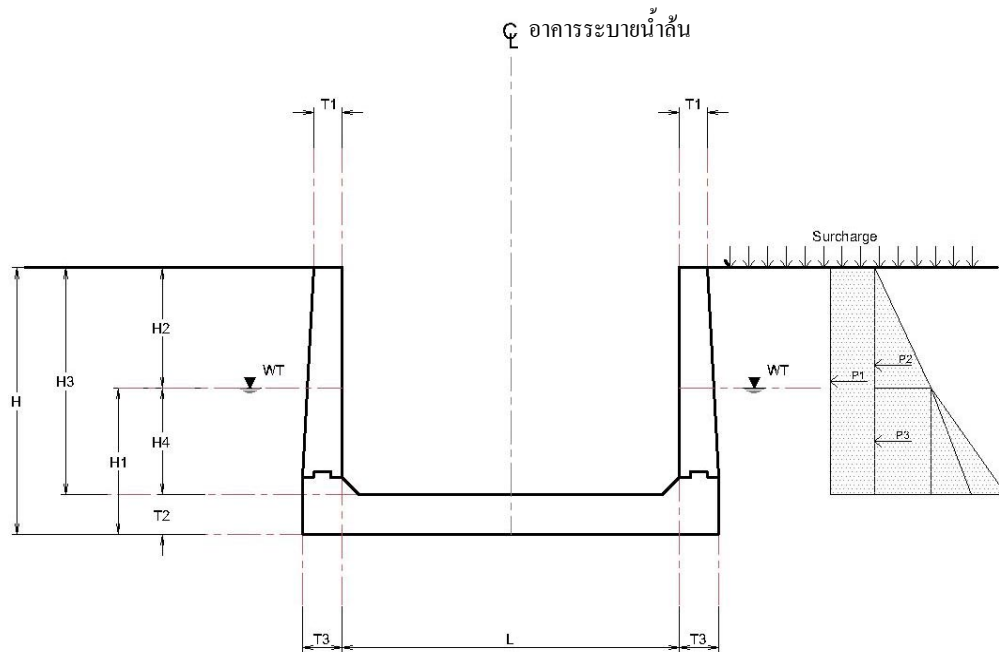
7.8.2 กำแพงกันดินชนิดกำแพงยื่น (Cantilever Retaining Wall)

กำแพงยื่น (Cantilever) จะต้องมีความหนาที่ฐานอย่างน้อยเท่ากับ 12.5 ซม. ต่อความสูง 100 ซม.จนถึงความสูง 240 ซม. ความหนาของกำแพงที่ฐานอย่างน้อยเท่ากับ 20 ซม. และเพิ่มอีก 6.25 ซม. สำหรับความสูงของแต่ละเมตรของกำแพงสูงกว่า 240 ซม. และจะต้องการเสริมเหล็กสองชั้น อาคารมีแรงกระทำต่างๆ ได้แก่ แรงดันดินด้านข้างอาคาร แรงดันน้ำด้านข้างอาคาร แรงดันน้ำใต้พื้นอาคาร (Uplift Pressure) เป็นต้น ดังรูปที่ 7-2

7.8.3 กำแพงกันดินชนิดเอียง (Slope Wall)

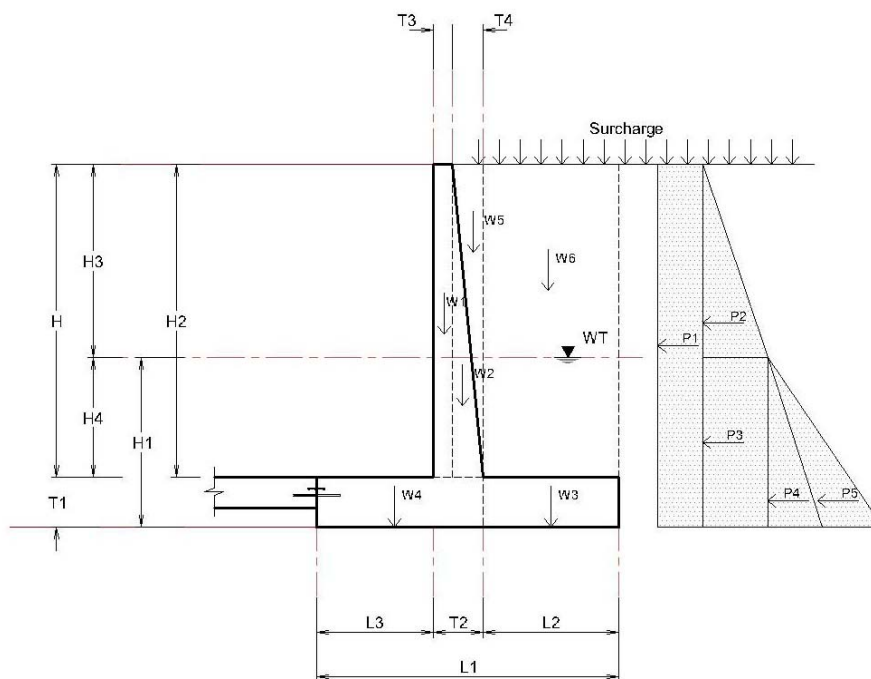
กำแพงกันดินชนิดเอียง (Slope Wall) การออกแบบจะต้องพิจารณาเสถียรภาพของความลาดเอียงของคันดิน (Slope stability) เสียก่อนถึงมาพิจารณาออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กตามแรงกระทำต่างๆ ที่กระทำต่ออาคาร ได้แก่ แรงดันดินด้านข้างอาคาร แรงดันน้ำด้านข้างอาคาร

แรงดันน้ำใต้พื้นอาคาร (Uplift Pressure) เป็นต้น การออกแบบจะมีวิธีการคำนวณเหมือนกำแพงยื่น (Cantilever)



รูปที่ 7-1 แสดงรูปแบบแรงที่กระทำต่อกำแพงกันดินแบบรูปตัวยู (U-Shape Retaining Wall)

ที่มา : เอกสารประกอบการบรรยาย เรื่อง “เกณฑ์กำหนดในการคำนวณออกแบบเขื่อนเก็บกักน้ำและอาคารประกอบ” gzt2544,



รูปที่ 7-2 แสดงรูปแบบแรงที่กระทำต่อกำแพงกันดินแบบกำแพงยื่น (Cantilever Retaining Wall)

ที่มา : เอกสารประกอบการบรรยาย เรื่อง “เกณฑ์กำหนดในการคำนวณออกแบบเขื่อนเก็บกักน้ำและอาคารประกอบ” gzt2544,

7.9 การออกแบบกำแพงฐานรากใต้ดิน (Cut Off Wall)

กำแพงฐานรากใต้ดิน เป็นส่วนที่ติดต่อกับพื้นของอาคารที่ฝังลึกลงในดินตามแนวดิ่ง โดยมีความยาวตลอดความกว้างของตัวอาคาร โดยที่นิยมกันนั้นจะออกแบบให้กำแพงฐานรากใต้ดิน ที่ปลายสุดอาคารทั้งด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ และอาจจะมีที่พื้น หรือตอม่อของตัวอาคารเพิ่มขึ้นอีกก็ได้ ตามความจำเป็น ขนาดของกำแพงใต้ฐานรากที่กำหนดเป็นมาตรฐาน ดังนี้

- Cut off Wall ของฝายน้ำล้นและอาคารระบายน้ำล้นไม่น้อยกว่า 1.50 ม.
- Cut off Wall ของอาคารคลองส่งน้ำและระบบส่งน้ำ ไม่น้อยกว่า 1.00 ม.
- Cut off Wall ควรจะมีระยะห่างไม่น้อยกว่า 1.2 เท่าของความลึกของ Cut off
- Cut off Wall ควรมีความหนาไม่น้อยกว่า 0.30 ม.

7.10 การออกแบบรอยต่อของคอนกรีตในอาคาร

(1) รอยต่อคอนกรีตจะทำตามตำแหน่งที่แสดงไว้ในแบบก่อสร้างทุกแห่ง การเทคอนกรีตต้องทำให้เสร็จเป็นช่วงๆ โดยยึดถือเอารอยต่อนี้เป็นเกณฑ์ ดังนี้

- รอยต่อสำหรับงานก่อสร้าง (Construction Joint) ก่อนเทคอนกรีตติดต่อกับช่วงเก่า ต้องมีการขัดถู ล้างสิ่งสกปรกออกเสียก่อน แล้วจึงทำการเทคอนกรีตส่วนต่อไปนี้ได้
- รอยต่อเพื่อหด (Contraction Joint) ผิวหน้าของรอยต่อด้านหนึ่งที่เกิดจากด้านติดกับแบบหล่อ จะต้องรอให้คอนกรีตแข็งตัวเสียก่อนแล้วจึงถอดแบบ เพื่อเทคอนกรีตในอีกด้านหนึ่ง ผิวคอนกรีตที่แข็งตัว แล้วจะต้องทาด้วยน้ำยาเคลือบผิวชนิดใดชนิดหนึ่ง ก่อนที่จะเทคอนกรีตในช่วงต่อไป
- รอยต่อเพื่อขยาย (Expansion Joint) ช่วงว่างระหว่างการเทคอนกรีตครั้งแรก และครั้งที่สอง ให้มีระยะห่างกันอย่างน้อย 1 เซนติเมตร และให้ใส่ช่องว่างระหว่างผิวคอนกรีตด้วยวัสดุประเภท Elastic Filler และอุดรอยต่อด้วยวัสดุประเภท Joint Sealant

(2) แผ่นใยโสรอยต่อ (Elastic Filler) ประกอบด้วยแผ่นขานอ้อยหรือเส้นใยอื่นๆ ที่เหมาะสมอัดเป็นแผ่นและอาบด้วยยางมะตอยชนิดเหลว

(3) วัสดุอุดรอยต่อ (Joint Sealant) เป็นยางมะตอยผสมทรายอัตราส่วน 1:3 ใช้ยาแนวอุดรอยต่อเพื่อขยายบริเวณใกล้ถึงผิวคอนกรีต

(4) วัสดุกันน้ำ (Water Stop) มีลักษณะ ขนาด และคุณสมบัติ ดังต่อไปนี้

ตารางที่ 7-6 คุณสมบัติวัสดุกันน้ำ (Water Stop)

รายการ	Rubber Water Stop	PVC. Water Stop
หน่วยแรงยึดอย่างน้อย	2,500 P.S.I	2,000 P.S.I
ความถ่วงจำเพาะไม่เกิน	1.20	1.50
ความแข็งน้อยที่สุด วัดโดย Shore Durometer Type A	60	80
ความดูดน้ำไม่เกิน	5%	0.30%
ยืดจนขาดอย่างน้อย	450%	400%
ทนแรงกดได้มากที่สุด	30%	20%

ที่มา : ข้อกำหนดการก่อสร้างโครงการพัฒนาแหล่งน้ำ, สำนักพัฒนาแหล่งน้ำ, กรมทรัพยากรน้ำ 2545,

(5) การพอกมูม การพอกมูมจะพบบ่อยๆ ในอาคารคอนกรีต เพื่อเพิ่มความแข็งแรงหรือเพื่อลดความเค้นสูงที่จุดต่างๆของอาคาร และเพื่อความสะดวกในการเทคอนกรีต

การพอกมูมโดยทั่วไปจะอยู่ที่มุมในท่อดัดแบบสี่เหลี่ยมและที่ฐานของกำแพงในแนวตั้งมีขนาดต่างๆ ตามตารางที่ 7-7

ตารางที่ 7-7 การพอกมูม

ขนาดของพอกมูม (ซม.)	ขนาดของท่อดัดสี่เหลี่ยม (ม.)	ความสูงของกำแพงหรือ กำแพงอื่น (ม.)
5.0 x 5.0	0 - 1.20	
7.5 x 7.5	1.20 – 2.00	0.00 – 2.50
10.0 x 10.0	2.00 -2.50	2.50 – 3.00
15.0 x 15.0	มากกว่า 2.50	มากกว่า 3.00

ที่มา : เอกสารประกอบการสอนวิชาคอนกรีตเสริมเหล็ก,แผนกวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2523

7.11 การออกแบบทางข้าม

7.11.1 การออกแบบบันได

ขั้นบันไดประกอบด้วยส่วนที่เรียกว่า ลูกตั้ง ลูกนอน และจมูกบันได โดยได้มีกำหนดระยะลูกตั้งและลูกนอน สำหรับอาคารชนิดต่างๆไว้ดังนี้

- ระยะลูกตั้ง ห้ามมากกว่า 0.20 ม. สำหรับที่พักอาศัย และ 0.19 ม. สำหรับ อาคาร
สาธารณะ

- ระยะลูกนอน ไม่น้อยกว่า 0.22 ม. สำหรับที่พักอาศัยและ 0.24 ม. สำหรับ อาคาร
สาธารณะบันไดที่พบเห็นโดยทั่วไปมี 2 ลักษณะคือ บันไดท้องเรียบและบันไดพับผ้า รูปที่ 7-3

การเสริมเหล็ก การเสริมเหล็กในบันไดตำแหน่งที่ต้องพิจารณาเป็นพิเศษ คือการงอ
เหล็กบันไดบริเวณคานที่รองรับ, บริเวณขานพัก ซึ่งการดัดงอเหล็กบริเวณต่างๆ แสดงใน รูปที่ 7-3

7.11.2 สะพานเดินคนข้าม

การออกแบบสะพานให้คนเดินข้าม มีดังนี้

- (1) ใช้มาตรฐาน ASSHTO : Standard Specification for Highway Bridges Thirteen
Edition 1983
- (2) Type : Slab Bridge สำหรับ Span ไม่เกิน 10.00 ม. Box
Girder สำหรับ Span ระหว่าง 10.00 ม. 20.00 ม.
- (3) Foundation : ถ้าดินฐานรากรับน้ำหนักบรรทุกทุก ปลดจกยได้ตั้งแต่
20 ตัน/ตร.ม. ขึ้นไปใช้ฐานรากชนิดแผ่ (Spread
Footing) ถ้าดินฐานรากรับน้ำหนักบรรทุกทุกปลดจกยได้
น้อยกว่า 20 ตัน/ตร.ม. ให้ใช้ฐานรากชนิดเสาตอก
(Pile Footing)
- (4) Load : HS 20-44

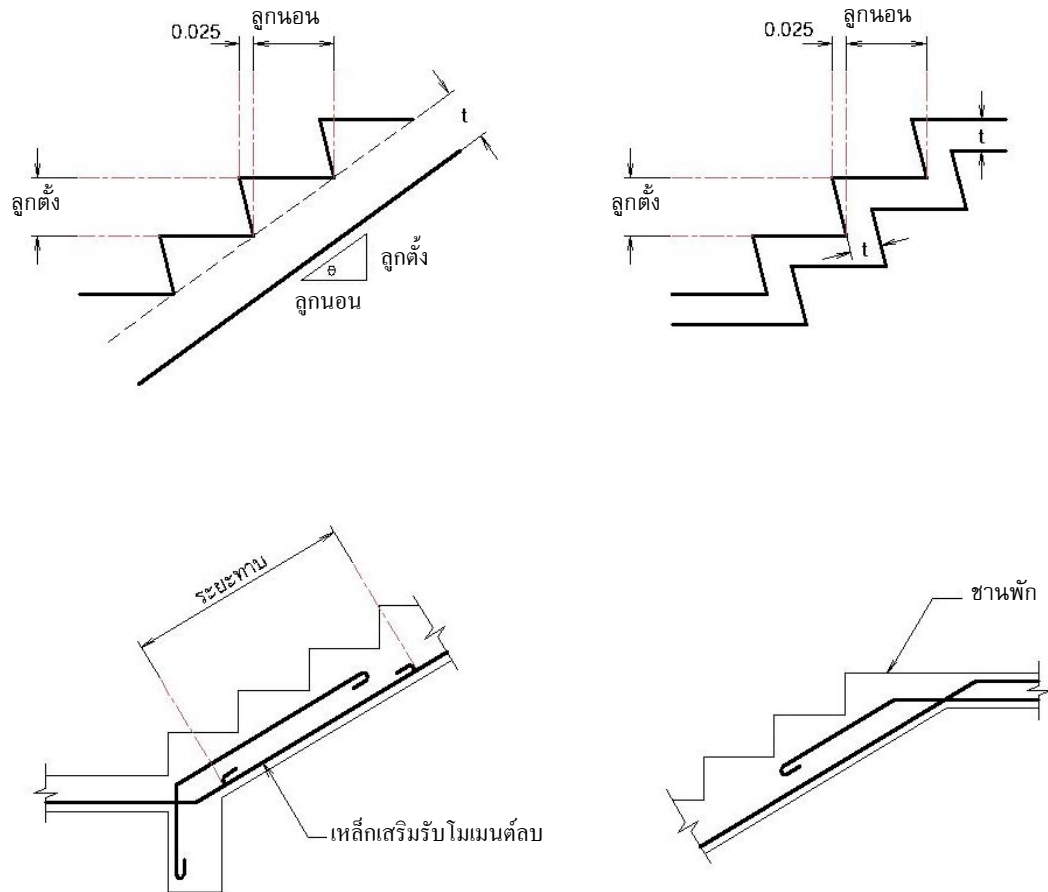
7.11.3 สะพานรถยนต์

ใช้หลักเกณฑ์และวิธีการคำนวณออกแบบตามหลักการของสะพานทางหลวงทั่วไป กับ
น้ำหนักของตัวสะพาน (Dead Load) และน้ำหนักบรรทุกจรบนสะพาน (Live Load) จะมารวมลงบน
ตอม่อทั้งสิ้น โดยต้องกำหนดให้เป็นคานสามัญ (Simple Beam) พาดระหว่างตอม่อรับน้ำหนักต่างๆ ดังนี้

- ใช้น้ำหนักของตัวสะพาน (Dead Load) ซึ่งใช้ขนาดความกว้างไม่น้อยกว่า 3.05 ม.
ความหนาคิดตามโมเมนต์และแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักต่างๆ

7.11.4 สะพานบริการ

ใช้หลักเกณฑ์และวิธีการคำนวณออกแบบเหมือนสะพานรถยนต์



รูปที่ 7-3 แสดงรูปแบบบันไดและการเสริมเหล็กบันได

ที่มา : รายงานเกณฑ์กำหนดในการออกแบบโครงการพัฒนาลุ่มน้ำคลองหลังสวน จังหวัดชุมพร, กรมทรัพยากรน้ำ 2546,

7.11.5 สะพานเครื่องกว้าน

ใช้หลักเกณฑ์และวิธีการคำนวณออกแบบเหมือนสะพานรถยนต์โดยน้ำหนักบรรทุกจร (Live Load) อื่นๆ ประกอบด้วย

ก) น้ำหนักของเครื่องกว้านและล้อม้วนลวด (Drivers and Drums) จะกำหนดขึ้นจาก อัตรากำลังยก (Lifting Capacity) ของเครื่องกว้านนั้นๆ คือ

อัตราค่าล้งยก	น้ำหนักเครื่องกว้าน	น้ำหนักล้อม้วนลวด 1 ตัว
(ตัน)	(กก.)	(กก.)
4	945	460
6	1,145	680
12	1,600	760

ข) น้ำหนักบรรทุกของบานระบายขึ้นกับขนาดของบานระบาย

7.11.6 ท่อเหลี่ยม

เกณฑ์การออกแบบนั้นพอจะแยกออกเป็นข้อๆ ดังนี้

(1) ความลึกของดินทับหลังท่อจะต้องไม่น้อยกว่า 2 ฟุต

(2) รถที่วิ่งข้ามท่อใช้ ASSHTO Standard (คูรูปประกอบ) น้ำหนักของล้อรถ สำหรับถนน H20-40 และแรงกดเนื่องจากน้ำหนักของรถบรรทุกนั้นให้คิดจากน้ำหนักกดของล้อหลังทั้งคู่แผ่ออกเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่มีความยาวของด้าน 1.75 เท่าของความลึก) และมีเกณฑ์เพิ่มเติมดังนี้

- ความหนาของดินทับหลังท่อไม่เกิน 2 ฟุต ให้คือน้ำหนักกดของล้อรถโดยตรงสู่ผิวท่อ โดยไม่ต้องแผ่เป็นมุม 45 องศา

- ความหนาของดินทับหลังท่อเกิน 10 ฟุต ไม่ต้องคือน้ำหนักกดจากล้อรถเลย

- ความหนาของดินทับหลังท่อไม่เกิน 3 ฟุต ต้องเพิ่มแรงกระแทก (Impact) เนื่องจากรถที่ข้ามหลังท่ออีกครั้งนี้

ความหนาของดินทับหลังท่อ (ฟุต-นิ้ว)	แรงกระแทก (% ของน้ำหนักกด)
0-0 ถึง 1-0	30
1-1 ถึง 2-0	20
2-1 ถึง 2-11	10
ตั้งแต่ 3-0 ขึ้นไป	0

(3) คิดเฉพาะกรณีที่ในท่อไม่มีน้ำเลยแต่มีดินทับหลังท่อด้วยความหนาตามที่เป็นอย่างจริง

(4) ในกรณีที่ใช้ท่อแถวเดียวไม่พออาจจะใช้ท่อคู่ ท่อสามแถวหรือมากกว่านั้นได้ ขึ้นอยู่กับสภาพน้ำที่ไหลผ่านและมีเกณฑ์กว้างๆ ว่าพยายามให้น้ำกว้างของท่อใกล้เคียงกับขนาดความกว้างของคลองที่ต่อเชื่อมกับท่อนี้จะให้ผลดีทางด้านชลศาสตร์ด้วย ส่วนในด้านโครงสร้างนั้นให้ใช้หลักการวิเคราะห์โครงสร้างหาโมเมนต์และแรงเฉือนออกมา และหาหลักเสริมตามหลักเกณฑ์การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กต่อไป

7.11.7 ท่อกลม

เฉพาะตัวท่อนี้แยกคำนวณ 2 กรณี ดังนี้

(1) คิดเมื่อมีแรงดันของน้ำเต็มท่อ และพยายามที่จะระเบิดท่อออกด้วยแรงดึง (Tension) ภายในเนื้อท่อ ณ จุดของความลึกต่างๆ กัน
กำหนดให้

W = น้ำหนักของน้ำ (กก./ม.³)

D = เส้นผ่าศูนย์กลางท่อ (เมตร)

h = ระดับต่างของผิวน้ำหน้าท่อกับจุดศูนย์กลางของท่อ ณ จุดนั้นๆ (เมตร)

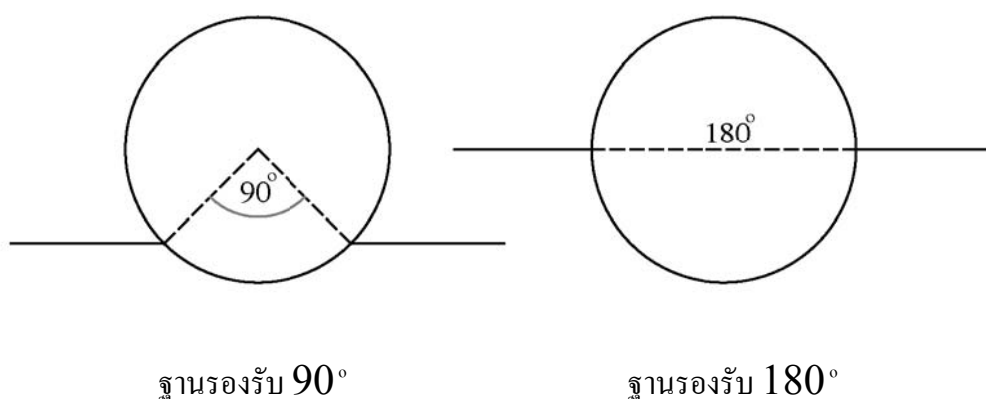
T = แรงดึงที่เกิดในเปลือกท่อ (กก.)

t = ความหนาของเปลือกท่อซึ่งมีเกณฑ์กำหนดให้ใช้ ไม่น้อยกว่า 8 ซม.

ทุกๆ เส้นผ่าศูนย์กลางท่อ 1 เมตร

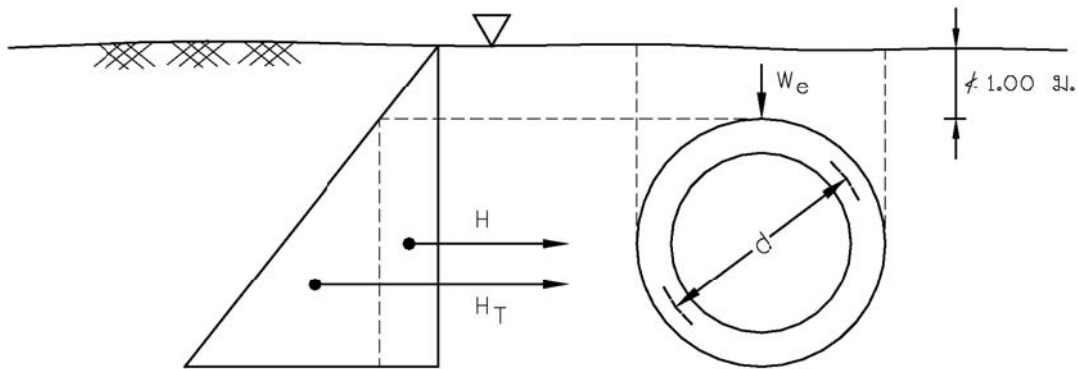
$$\text{จะได้ } T = 0.5.W.h.D$$

(2) คิดเมื่อมีทั้งแรงดันของน้ำในท่อและมีแรงดันดินและน้ำหนักดินนอกท่อ ซึ่งแยกการคิด 2 กรณี คือ เมื่อภายในท่อมีน้ำไหลเต็มขณะเดียวกัน ไม่มีน้ำหนักดินกดทับหลังท่อและเมื่อภายในไม่มีน้ำแต่มีดินทับบนหลังท่อ นอกจากนี้ค่าแรงและโมเมนต์เกิดขึ้นกับท่อยังแตกต่างกันไปตามลักษณะฐานรองรับท่ออีกด้วย ซึ่งลักษณะฐานรองรับท่อที่นิยมกันมี 2 แบบ คือ แบบฐานรองรับ 90° และ 180°
รูปที่ 7-4



รูปที่ 7-4 ลักษณะแบบฐานรองรับท่อ

ที่มา : รายงานเกณฑ์กำหนดในการออกแบบโครงการพัฒนาลุ่มน้ำคลองหลังสวน จังหวัดชุมพร, กรมทรัพยากรน้ำ 2546,



รูปที่ 7-5 ลักษณะแรงกระทำต่อท่อ

ที่มา : รายงานเกณฑ์กำหนดในการออกแบบโครงการพัฒนาลุ่มน้ำคลองหลังสวน จังหวัดชุมพร, กรมทรัพยากรน้ำ 2546, กำหนดให้

- W_s = น้ำหนักของท่อ (ปอนด์/ฟุต)
- W_w = น้ำหนักของน้ำในท่อ (ปอนด์/ฟุต)
- W_e = น้ำหนักของดินที่กดทับบนหลังท่อ (ปอนด์/ฟุต)
- d = เส้นผ่าศูนย์กลางกลางเฉลี่ยของท่อ (ฟุต)
- H = แรงดันดินด้านข้างท่อเฉพาะที่แบ่งเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า (ปอนด์/ฟุต)
- H_T = แรงดันดินด้านข้างท่อเฉพาะที่แบ่งเป็นรูปสามเหลี่ยม (ปอนด์/ฟุต)

มาตรฐานท่อคอนกรีต

การออกแบบท่อคอนกรีตหล่อสำเร็จ หรือท่อที่ใช้ในงานชลศาสตร์จะต้องเป็นไปตามข้อกำหนดของ มอก.128-2528 สำหรับการออกแบบท่อหล่อสำเร็จรับแรงดึงหรือท่อหล่อในที่จะต้องเป็นไปตามข้อกำหนด USBR ความสูงของดินถมหลังท่อจะต้องไม่น้อยกว่า 60 ซม.

7.12 อาคารบังคับน้ำ/อาคารจุดปล่อยน้ำ

การออกแบบด้านโครงสร้างอาคารบังคับน้ำหรืออาคารจุดปล่อยน้ำ มีขั้นตอนดังนี้

- (1) เขียนรูปตัดตามยาวของอาคารบังคับน้ำ/อาคารจุดปล่อยน้ำ จากผลการออกแบบทางชลศาสตร์
- (2) ตรวจสอบความยาวของทางเดินของน้ำใต้อาคาร (Percolation Path) จากค่า Weighted creep ration, C_w ถ้าความยาวไม่พออาจต้องตอกเข็มปิด เพิ่มความยาวพื้นทึบ (Impervious floor) ด้านหน้าประตูระบายปากคลอง หรือเพิ่มความยาวของกำแพงปีก (Wing wall) แล้วแต่กรณี ทั้งนี้

ให้ตรวจสอบในกรณีที่ระดับน้ำด้านหน้าประตูระบายปากคลองเป็นระดับน้ำนองสูงสุด (Maximum flood) และน้ำในคลองส่งน้ำแห้ง

(3) หาค่าแรงดันของน้ำใต้พื้นอาคาร (Uplift pressure) ไว้ทุกๆ จุดจากผลการตรวจสอบในข้อ 2)

(4) แยกส่วนของตอม่อ พื้นตอม่อ และส่วนประกอบ ออกมาคำนวณเพื่อตรวจสอบในด้านความคงทนต่อการพลิกหงายของตอม่อ (overturning) และการเลื่อนไถล (Sliding)

(5) ทำการออกแบบโครงสร้างเสริมเหล็กในส่วนประกอบอื่นๆ

7.13 อาคารปากทางน้ำเข้า, อาคารรับน้ำ (Intake Structure)

อาคารปากทางน้ำเข้าหรืออาคารรับน้ำเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก มีช่องเปิดให้น้ำไหลเข้าหนึ่งช่อง(หรือหลายช่อง) มีกำแพงกันดินด้านข้างสองข้าง พื้นบนและพื้นล่างอาคารนี้จะต้องต้านทานแรงกระทำจากภายนอก ได้แก่ แรงดันน้ำที่มีความลึกครึ่งหนึ่งของความลึกน้ำสูงสุด น้ำหนักจากดินไม้ที่ลอยมาวางอยู่บนอาคาร และอื่นๆ โดยมีรายละเอียดการคำนวณ ดังนี้

แรงดันน้ำที่นำมาพิจารณา เป็นแรงดันที่เกิดจากความลึกของน้ำเพียงครึ่งหนึ่งจากความลึกน้ำสูงสุด โดยที่ความลึกน้ำสูงสุดเป็นความแตกต่างระหว่างระดับน้ำสูงสุดและระดับน้ำต่ำสุด การคำนวณแรงดันน้ำกระทำอาคารรับน้ำ และความแข็งแรงของโครงสร้าง มีรายละเอียด ดังนี้

ความสูงน้ำที่นำมาใช้คำนวณ ; $h = (\text{ระดับน้ำสูงสุด} - \text{ระดับน้ำต่ำสุด})/2$

แรงดันน้ำแผ่กระจายรูปสี่เหลี่ยม ; $P_1 = \gamma_w \cdot h_1$

γ_w = หน่วยน้ำหนักน้ำ = 1,000 กก./ม³.

h_1 = ความลึกน้ำเหนือผิวบน Trashrack (ม.)

แรงดันน้ำรูปสามเหลี่ยม ; $P_2 = \gamma_w \cdot h_2$

γ_w = หน่วยน้ำหนักน้ำ = 1,000 กก./ม³.

h_2 = ความสูงของ Trashrack (ม.)

น้ำหนักแผ่ตามแนวดิ่ง ; $W_1 = \gamma_w \cdot h_1 + \gamma_c \cdot t_1$

γ_c = หน่วยน้ำหนักของคอนกรีต = 2,400 กก./ม³.

t_1 = ความหนาพื้นบน (ม.)

น้ำหนักแผ่ตามแนวดิ่งที่ฐาน ; $W_2 = [W_1 L_2 + 2(\gamma_c \cdot t_2 \cdot L_2) + \gamma_c \cdot t_3 \cdot L_1] / (L_1 - 2 t_3) \gamma_w \cdot h$

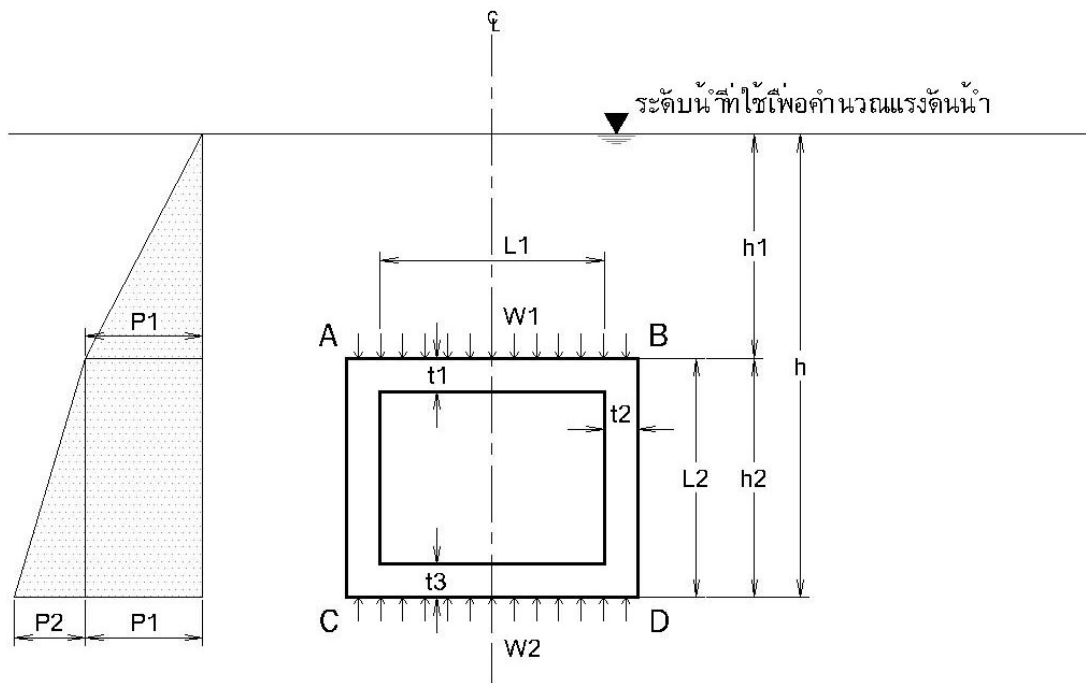
t_2 = ความหนากำแพง Intake (ม.)

t_3 = ความหนาพื้นล่าง Intake (ม.)

L_2 = ความสูง Intake (ม.)

L_1 = ความกว้าง Intake (ม.)

นำค่าแรงต่างๆ ที่กระทำกับอาคารไปคำนวณหาโมเมนต์และแรงเฉือนที่ส่วนต่างๆ ของอาคารต่อไป



รูปที่ 7-6 แสดงรูปแบบแรงที่กระทำต่ออาคารท่อเหลี่ยม

ที่มา : เอกสารประกอบการบรรยาย เรื่อง “เกณฑ์กำหนดในการคำนวณออกแบบเขื่อนเก็บกักน้ำและอาคารประกอบ” gtz,2544

7.14 อาคารท่อดำน้ำ (Concrete Conduit)

ท่อดำน้ำเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ภายในเป็นรูปวงกลมมี Steel liner หุ้มภายนอกมีฐานกว้างโดยมีลาดด้านข้างขึ้นไปจนบรรจบกันส่วนที่เป็นส่วนโค้งด้านบน ฐานท่อดำน้ำอยู่ชั้นหินหรือบนดินเดิมที่มีความสามารถรับน้ำหนักตัวท่อและดินถมได้ โดยไม่เกิดการทรุดตัว ขนาดท่อที่กำหนดจะต้องสามารถทนแรงดันดินจากดินถมสูงสุดถึงระดับสันเขื่อน และแรงต่างๆ ที่กระทำภายในท่อ เป็นต้น ดังแสดงไว้ในรูปที่ 7-7 โดยกำหนดระดับดินถมหลังท่อที่ระดับสันเขื่อน ระดับฐานท่อที่

ระดับ A ซึ่งเป็นระดับพื้นผิวล่างที่จุดศูนย์กลางเขื่อนดิน ระดับนี้จะกำหนดได้จากการกำหนดรูปร่างท่อทาง Hydraulic แล้ว การคำนวณแรงต่างๆ กระทำได้ดังนี้

$$\begin{aligned} \text{แรงแผ่กระจายตามแนวดิ่ง} & ; V = \gamma_m \cdot h_3 \\ \text{แรงดันดินข้างรูปสี่เหลี่ยม} & ; h = \gamma_m \cdot h_3 K_a \\ \text{แรงดันดินข้างรูปสามเหลี่ยม} & ; q = \gamma_m \cdot h_2 K_a \\ \text{แรงดันน้ำภายในท่อ} & ; p = \gamma_m \cdot (h_2 + h_3/2) \\ \text{แรงเนื่องจากน้ำหนักตัวเอง} & ; C = 2.40 \text{ ตัน/ม.}^3 \end{aligned}$$

โดยที่ γ_m = หน่วยน้ำหนักของดินมีความชื้นเป็น ตัน/ม.³.

= γ_{moist} เมื่อไม่คิดแรงดันน้ำ

= γ_{sat} เมื่อคิดแรงดันน้ำ

h_3 = ความสูงดินถมหลังท่อ ม.

h_2 = ความสูงท่อ ม.

h_4 = ความสูงน้ำเหนือหลังท่อ ม.

K_a = Active Earth Pressure Coefficient

= $\tan^2(45-\theta/2)$

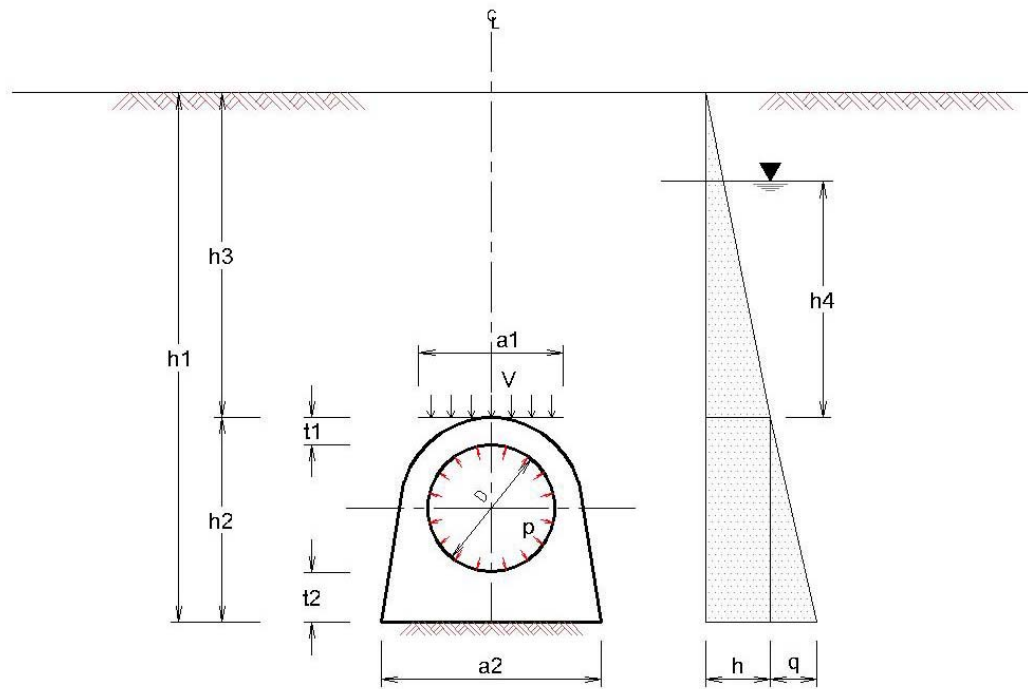
θ = Angle of Friction ของดินเป็น องศา

การคำนวณเพื่อหาความแข็งแรงของตัวท่อจะแบ่งเป็น 2 กรณี ดังนี้

กรณีที่ 1 ก่อสร้างเสร็จยังไม่มีน้ำในอ่าง ในกรณีนี้จะไม่คิดแรงน้ำ ดังนั้นจะมีแรงกระทำเนื่องจากดินถมเท่านั้น ได้แก่ V , q , h และ c โดย γ_m เป็นหน่วยน้ำหนักดินมีความชื้น $\gamma_{(\text{moist})}$

กรณีที่ 2 ก่อสร้างเสร็จแล้วระดับน้ำที่อยู่ระดับน้ำสูงสุด ในกรณีนี้จะคิดแรงน้ำ และแรงดันดินจากดินถมกระทำกับตัวท่อ แรงต่างๆ ได้แก่ V , q , h , p และ c โดย γ_m เป็นหน่วยน้ำหนักของดินที่อิ่มตัวด้วยน้ำ $\gamma_{(\text{sat})}$

การคำนวณหาค่าโมเมนต์ แรงเฉือน และ Thrust ที่กระทำตัวท่อ จะคำนวณโดยใช้ค่า Coefficient จากหนังสือ Beggs Defometer Stress Analysis of Single Conduits Engineering Monograph No.14 ของ USBR โดย Phillips และ Aller (1968) หลังจากการคำนวณหาค่าโมเมนต์ แรงเฉือน และ Thrust ที่จุดต่างๆ แล้ว จึงไปคำนวณหาปริมาณเหล็กเสริม ทั้งนี้ระยะห่างของเหล็กเสริมหลักจะต้องไม่น้อยกว่า 0.10 เมตร เพื่อให้การก่อสร้างเกิดความสะดวก



รูปที่ 7-7 แสดงรูปแบบแรงที่กระทำต่ออาคารท่อส่งน้ำ (Concrete Conduit)

ที่มา : เอกสารประกอบการบรรยาย เรื่อง “เกณฑ์กำหนดในการคำนวณออกแบบเขื่อนเก็บกักน้ำและอาคารประกอบ” gtz,2544

7.15 อาคารควบคุมปริมาณน้ำ (Control House)

อาคารตัวนี้เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กทั้งหมด มีส่วนประกอบต่างๆ ได้แก่ หลังคา คาน เสา กำแพงกันดินและพื้นล่าง ตัวอาคารต้องต้านทานแรงดันดิน แรงดันน้ำ และแรงกระทำจาก Surcharged Load รวมทั้งจะต้องมีน้ำหนักมากพอที่จะทำให้อาคารไม่เกิดการลอยตัว เนื่องจากมีแรงดันน้ำใต้ดินสูง การกำหนดแรงกระทำกับอาคาร เพื่อคำนวณหาขนาดอาคารให้สามารถต้านทานแรงต่างๆ ได้มีรายละเอียดดังนี้

(1) หลังคา จะต้องต้านทานแรงจากน้ำหนักจร 100 กก./ม.^2 และน้ำหนักของตัวเองได้ การคำนวณหาโมเมนต์ จะคำนวณในลักษณะของแผ่นพื้นสองทางตามวิธีการที่กล่าวในหนังสือของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย (วสท.) เรื่องการคำนวณอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก

(2) กำแพงกันดิน จะต้องต้านทานแรงกระทำจากดินถมข้างอาคาร แรงดันน้ำและแรงดันจาก Surcharged Load ขนาด 500 กก./ม.² ได้ แรงดันน้ำใต้ดินจะสมมุติให้ต่ำกว่าระดับผิวดินประมาณ 0.50 เมตร

การคำนวณกำแพงจะให้เป็นสองลักษณะคือ ถ้าอัตราส่วนระหว่างความยาวกำแพง และความสูงมากกว่าสอง การคำนวณกำแพงจะคำนวณแบบกำแพงกันดินชนิดยื่น(Cantilever Retaining Wall) โดยมีแรงต่างๆ กระทำกับกำแพง เช่นเดียวกับกำแพงกันดิน และที่บริเวณจุดต่อของกำแพงจะเสริมเหล็กพิเศษ เพื่อรับโมเมนต์ลบที่เกิดจากแรงดันดินและแรงอื่นๆ สำหรับลักษณะที่ 2 ถ้าอัตราส่วนดังกล่าวข้างต้นน้อยกว่าหรือเท่ากับสอง การคำนวณกำแพงจะคำนวณเป็นแผ่นพื้น โดยมีมุมของกำแพง ทั้งสี่มุมเป็นจุดรองรับ และมีแรงดันดินเป็นแรงกระทำกับกำแพงกันดิน

(3) พื้นล่าง จะต้องต้านทานแรงกระทำจากน้ำหนักอาคารทั้งหมด โดยคิดให้พื้นล่างเป็นแผ่นพื้นภายในและคำนวณในลักษณะของแผ่นพื้นสองทาง ตามวิธีการที่กล่าวไว้ในเอกสารของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย (วสท.)

การคำนวณ โมเมนต์กระทำกับกำแพงมีดังนี้

$$M+ = WL_1^2/16$$

$$M- = WL_1^2/9$$

$$V = WL_1^2/2$$

โดยที่ $M+$ = โมเมนต์ที่กึ่งกลางความกว้างกำแพง เป็น กก-ม.

$M-$ = โมเมนต์ที่มุมกำแพง เป็น กก-ม.

W = แรงกระทำกับด้านข้างกำแพง เป็น กก./ม.

$$= (f_1+f_2)/2$$

f_1 = หน่วยแรงกระทำที่ฐานกำแพง กก./ม.².

f_2 = หน่วยแรงกระทำที่จุดสูงกว่าฐานกำแพงหนึ่งเมตร กก./ม.².

L_1 = ความกว้างกำแพงระหว่างจุดศูนย์กลางของที่รองรับ เป็นเมตร

V = แรงเฉือนตามขอบที่รองรับ เป็น กก.

เมื่อได้ค่าโมเมนต์แรงเฉือนแล้ว จึงนำไปคำนวณหาความหนากำแพง และปริมาณเหล็กเสริมต่อไป

7.16 การคำนวณอาคาร *Stilling Type Basin*

การเสริมเหล็กและปริมาณเหล็กเสริมของอาคารชนิดนี้ จะพิจารณาเลือกจากอาคารที่ปรากฏในหนังสือ Design of Small Canal Structures, 1978 ของ USBR โดยให้สอดคล้องกับขนาดของอาคารที่กำหนดไว้

7.17 การคำนวณตะแกรงกันสวะ (*Trashrack*)

ตะแกรงกันสวะทำด้วยเหล็กรูปพรรณประกอบกันด้วยการเชื่อม มีส่วนประกอบต่างๆ คือ เหล็กแท่งตามแนวตั้ง ห่างกันประมาณ 0.10 เมตร เหล็กแผ่นตามแนวนอนเพื่อรองรับเหล็กตั้ง เหล็กฉากเป็นกรอบตะแกรง และหัวสำหรับใช้ในการเคลื่อนย้ายหรือยกตะแกรงกันสวะ การคำนวณหาขนาดเหล็กประกอบต่างๆ จะต้องให้สามารถต้านทานแรงดันน้ำที่ความลึกน้ำครึ่งหนึ่งของความลึกน้ำสูงสุด ดังนี้

$$P = \gamma_m \cdot h$$

โดย P = แรงดันน้ำที่กระทำกับตะแกรงดัวยเป็น กก/ชม².

γ_m = หน่วยน้ำหนักของน้ำ เป็น กก/ชม³.

= 0.001 กก/ชม³.

h = ความลึกน้ำที่กระทำกับ Trashrack เป็น ซม.

= 0.5 (ระดับน้ำสูงสุด-ระดับน้ำต่ำสุด) x 100

7.18 การคำนวณแผงเหล็กกันน้ำ (*Bulkhead*)

Bulkhead ทำด้วยเหล็กรูปพรรณและแผ่นเหล็กประกอบกันด้วยการเชื่อม ซึ่งมีส่วนประกอบต่างๆ คือ เหล็กแผ่นประกอบอยู่ด้านน้ำ เพื่อปิดไม่ให้น้ำไหลเข้าท่อส่งน้ำ เหล็กแผ่นตามแนวตั้ง และตามแนวนอน และเหล็กฉากประกอบกันเป็นกรอบ และยึดเหนี่ยวให้เกิดความแข็งแรง รวมทั้งหัวสำหรับใช้ในการเคลื่อนย้าย หรือ ยก Bulkhead การคำนวณหาขนาดเหล็กประกอบต่างๆ จะต้องให้สามารถต้านทานแรงดันน้ำที่ความลึกน้ำครึ่งหนึ่งของความลึกสูงสุด เช่นเดียวกับ Trashrack รายละเอียดการคำนวณ มีวิธีการเช่นเดียวกับการคำนวณส่วนต่างๆ ของตะแกรงกันสวะ (Trashrack)

7.19 การออกแบบบานระบาย

7.19.1 บานประตูเหล็กโค้ง (Radial gate)

7.19.1.1 บานประตูเหล็กโค้ง (Radial gate)

บานประตูมีลักษณะเป็นบานเหล็กยึดด้วยโครง (Frame) ตัวบานประตูเป็นผิวโค้งหน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าโดยออกแบบให้ความดันที่ระดับบานประตูถ่ายแรงให้กับโครงรับบานประตู ประตูสามารถเก็บกักน้ำไม่ให้รั่วซึมภายใต้ความดันของน้ำที่เก็บกักไว้ การพิจารณาความแข็งแรงของบานประตู จะพิจารณากรณีที่ระดับน้ำสูงถึงยอดประตู การยกบานจะใช้ระบบกว้านขดลวดเพื่อทำหน้าที่ยกบานประตูเพื่อระบายน้ำ ให้สามารถระบายน้ำหลากได้ โดยกำหนดตำแหน่งของจุดหมุนให้สูงกว่าน้ำหลากในรอบ 20-25 ปี ขึ้นอยู่กับสภาพของลำน้ำ และระดับล่างสุดของประตูกรณีเขื่อนประตูจะต้องสูงกว่าในรอบ 100 ปี และท่อนกั้น (Stoplog) สำหรับใส่ในร่อง groove เพื่อปิดกั้นน้ำชั่วคราว เมื่อต้องการตรวจซ่อมบานประตูน้ำ

วัสดุที่นำมาใช้ในการผลิตบาน จะเป็นไปตามมาตรฐานซึ่งเป็นที่ยอมรับ เช่น JIS, ASTM หรือเทียบเท่า

1) Gate Leaf & Vertical Truss	JIS G 3101, SS41
2) Transverse Beam	JIS G 3101, SS41
3) Gate Arm	JIS G 3101, SS41
4) Guide Frame	JIS G 3101, SS41, JIS G 4303, SUS 304
5) Rubber Seal & Clamp	Synthetic Rubber, JIS G 4303, SUS 304
6) Stoplog	JIS G 3101, SS46

7.19.1.2 อุปกรณ์เครื่องกลของระบบควบคุม

ระบบการยกเพื่อเปิดปิดประตูบานโค้ง จะควบคุมผ่านชุดกระบอกไฮดรอลิกที่เหมาะสมเพื่อการใช้งานในการควบคุมระดับ และการระบายที่ต้องการประสิทธิภาพสูง โดยต้องคำนึงถึงอุปกรณ์ประกอบและรายละเอียดด้านอื่นๆ ดังนี้

- กระบอกไฮดรอลิก
- ระบบควบคุมการเปิด-ปิด
- การคำนวณแรงสำหรับกระบอกไฮดรอลิก
- อาคารควบคุม(Control house)

- ระบบไฟฟ้าควบคุม(Electrical Control system)
- เครื่องกำเนิดไฟฟ้าสำรวจฉุกเฉิน

7.19.2 บานประตูเหล็กตรง (Vertical gate)

7.19.2.1 เงื่อนไขการออกแบบ

โครงสร้างของบานระบายน้ำจะต้องถูกออกแบบให้ป้องกันการรั่วซึมของน้ำ และต้องมีความมั่นคงแข็งแรงเพียงพอที่จะรับแรงภายนอกที่กระทำกับตัวบาน เช่น แรงดันน้ำ แรงดันคลื่น และการพิจารณาตะกอนที่เจือปนมากับน้ำ นอกจากนี้ต้องออกแบบให้สามารถปิด เปิด ได้สะดวกในกรณีต่างๆ ด้วย

7.19.2.2 ชนิดและรูปร่างของประตูเหล็กบานตรง

ชนิดของบานระบายตามหัวข้อนี้จะเป็นบานระบายตรง ชนิดบานเดี่ยว (I-Leaf Gate หรือ Fixed Wheel Gate) ซึ่งแต่ละบานจะประกอบไปด้วยแผ่นเหล็กหน้าบาน (Skin Plate) คานหลักตามแนวนอน (Main Horizontal Beam) คานตั้ง (Vertical Side Beam) ยางกันน้ำรั่ว (Rubber Seal) ลูกล้อและเพลาล้อ (Mine Wheel and Shaft) หูหิ้วบานและอุปกรณ์ต่างๆ ที่จำเป็น โดยที่แผ่นเหล็กหน้าบาน (Skin Plate) จะอยู่ทางด้านเหนือน้ำ โดย (Skin Plate) จะอยู่ทางด้านเหนือน้ำ โดย (Skin Plate) จะต้องหนาไม่น้อยกว่า 9 มม. ไม่รวมค่าเผื่อในการผุกร่อน (Corrosion) 2 มม.

7.19.2.3 วัสดุที่ใช้ทำบานระบาย

(1) มาตรฐานของวัสดุ (Standard) วัสดุอุปกรณ์ต่าง ๆ และการสร้าง (Fabrication) จะต้องปฏิบัติตามข้อกำหนดมาตรฐานของสมาคมวิศวกรรมฉบับพิมพ์ครั้งล่าสุด ดังรายชื่อต่อไปนี้

ANSI	American National Standard Institute
AISI	American Iron and Steel Institute
IEEE	Institute of Electrical and Electronic Engineer, USA.
ASME	American Society of Mechanical Engineer
ASTM	American Society for Testing and Materials
NEMA	National Electrical and Manufactures Association, USA.
ICEA	Insulatid Cable Engineers Association, USA.
AWS	American Welding Society
IEC	International Electrical Code, USA.
SSPE	Steel Structures Painting Council, USA.

NEC	National Electrical Code, USA.
AISC	American Institute of Steel Construction
ISO	International System Organization
AIEE	American Institute of Electrical and Electronic Engineers
JIS	Japanese Industrial Standard
SAE	Society of Automotive Engineer, USA.
DIN	Dentate Industric Norm, Germany
มอก.	มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม, ประเทศไทย

(2) คุณภาพของวัสดุ วัสดุที่ใช้ทำบานระบายจะต้องเป็นของใหม่ โดยพิจารณาถึงความแข็งแรง ความเหนียว (Ductility) และความเหมาะสมกับงานวิศวกรรม

7.19.2.4 การพิจารณาแรงที่กระทำต่อบานระบาย

แรงที่กระทำกับตัวบานระบายที่ควรคำนึงถึง ในการคำนวณออกแบบบานได้แก่ น้ำหนักของตัวบาน (Weight of Gate) แรงดันน้ำ (Hydrostatic Pressure) แรงจากคลื่น (Wave Force) แรงลม (Wind Load) ค่าการลอยตัว (Bouyance Force) และแรงยกบานเมื่อเปิด ปิดบานระบาย (Operating Forec)

7.19.2.5 การป้องกันน้ำรั่วผ่านบานระบาย

ในตัวบานระบายในขณะปิดบาน สิ่งที่ต้องป้องกันคือ การรั่วซึมของบานระบายทั้ง 4 ด้าน ระบบป้องกันการรั่วซึมสำหรับบานระบายชนิด Fixed Wheel Gate จะต้องป้องกันโดยใช้ยางกันรั่วทั้ง 4 ด้าน (ด้านบน ด้านข้าง 2 ด้าน และด้านล่าง) ยางกันน้ำรั่วของบานระบายจะต้องเป็นชนิด Synthetic Rubber Seal และต้องมีสัมประสิทธิ์ความเสียดทานน้อยกว่า 0.7

เมื่อมีการต่อยางกันรั่ว จุดที่เป็นรอยต่อจะต้องสามารถรับแรงดึง (Tensile Strength) ได้ไม่น้อยกว่า 80% ของส่วนที่ไม่ได้ต่อ

การป้องกันน้ำรั่วที่บานจะติดตั้ง Gate Seat ซึ่งทำด้วย Bronze โดยรอบทั้ง 4 ด้าน ซึ่งโดยที่ Gate Seat เมื่อเวลาปิดบานจะแนบติดกับบริเวณขอบกรอบบานที่ตัวประตูสัมผัส (Frame Seat) สำหรับการยึด Gate Seat ให้ใช้สลักเกลียวที่ทำด้วยเหล็กกล้าปลอดสนิมเช่นกับผิวของ Gate Seat จะต้องผ่านกรรมวิธีเครื่องมือกล ผิวจะต้องเรียบ ไม่บิดเบี้ยวเป็นคลื่น ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานน้อยกว่า 0.35

7.19.2.6 ข้อกำหนดการผุกร่อนและวิธีป้องกัน

ในตัวบานระบายชนิดเหล็กเหนียวนี้ เมื่อจมอยู่ในน้ำและสัมผัสกับความชื้น ค่าการผุกร่อนของชิ้นส่วนบานระบาย (Corrosion Allowance) จะมีค่าไม่เกิน 2 มิลลิเมตร

7.19.2.7 ข้อกำหนดในการคำนวณเพื่อออกแบบบานระบาย

- (1) หาค่าระดับน้ำสูงสุด และต่ำสุดของด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ เพื่อที่จะหาค่าแรงดันน้ำที่มากที่สุด (Maximum Hydrostatic Load)
- (2) พิจารณาแรงดันอื่น ๆ นอกเหนือจากแรงดันน้ำ เช่นแรงลม (Wind Load) แรงจากคลื่น (Wave Force)
- (3) คำนวณหาขนาดวัสดุที่ทำบานระบาย โดยกระจายแรงดันที่เกิดขึ้นเข้าหาตัวคานหลัก (Main Horizontal Beam) ด้วยวิธีการสมดุลของแรง ซึ่งคานหลักทุกตัวจะวางตามแนวนอน
- (4) คำนวณหาขนาดของตัวคานหลัก โดยการหาค่า Maximum Bending Moment Maximum Shear Force กำหนดขนาดตัวคานหลัก หาค่าความเค้นดัด (Bending Stress) ความเค้นเฉือน (Shear Stress) จะยอมให้มีการโก่งตัวไม่เกิน 1/800 ของความกว้างบาน ซึ่งในที่นี้ความกว้างของบานหมายถึง ความกว้างที่รวมทั้งตัวศูนย์กลางล้อบานทั้งสองข้าง ในกรณีที่เป็นบาน Stoplog และบาน Sluice Gate จะยอมให้มีการโก่งตัวไม่เกิน 1/600 ของความกว้างของตัวบาน
- (5) จัดวางคานตามแนวตั้ง (Vertical Beam) แบ่งระยะห่างให้เท่ากันตามแนวนอน คำนวณหาขนาดของ Moment กำหนดขนาดของคานตั้งและหาค่าความเค้นดัด (Bending Stress)
- (6) พิจารณาขนาดคานตั้งด้านริมสุดของตัวบาน โดยให้แรงที่ค่าจากคานหลักตามแนวนอน พิจารณากำหนดตัวล้อที่รองรับ (Fixed Wheel Support) กำหนดขนาดซึ่งลักษณะจะเป็นคานต่อเนื่อง หาขนาดของ Moment ที่มากที่สุด และขนาดของแรงเฉือนที่มากที่สุด หาค่าความเค้นดัด (Bending Stress) และหาความเค้นเฉือน (Shear Stress)
- (7) คำนวณหาขนาดความหนาของแผ่นเหล็กหน้าบาน (Skin Plate) โดยการตรวจสอบหาค่า Bending Stress ตามสูตร DIN 19704 (Design Standard for Hydraulic Structures) ดังนี้

$$\sigma = \frac{1}{100} k a^2 \frac{P}{t^2}$$

- เมื่อ σ = Stress (kg/cm²)
- k = Factors in Table
- a = Short Side of a rectangle (cm)
- b = long side of a rectangle (cm)
- P = Hydraulic pressure (kg/cm²)
- t = Plate thickness (cm)

(8) คำนวณหาขนาดล้อยาน สลักล้อยและแอก Self Lubricating โดยนำแรง
 เกือบจากข้อ 6 มารวมกันในแต่ละช่วง แรงที่มากที่สุดจะนำมาหาขนาดของล้อยานและอุปกรณ์ตาม
 สูตร Hertz Formula for Line Contact

$$P = 0.418 \sqrt{\frac{pe}{B_0 R}}$$

- P = Hertz contact stress (kg/cm²)
- p = Working load of roller (kg)
- e = Modulus of Elasticity of roller = 2.1×10^6 (kg/cm²)
- B₀ = Clear seating width of roller (m)
- R = Radius of Roller (cm)

$$C = 1.52 \sqrt{\frac{Pe}{B_0 R}}$$

- C = Half the contact width (cm)
- Z = Depth where maximum shearing stress occur (cm)
- = 0.78 C

ซึ่งค่า Hertz's Contact Stress จะต้องไม่เกินค่า Allowable Contact Stress

$$P_a = \frac{100}{Z_v} H_B$$

- P_a = Allowable contact stress (kg/cm²)
- v = Safety factor = 1.3 (for line contact)
- H_B = Roller's Brinell hardness (kg/cm²)

แล้วคำนวณหาค่าแรงกดที่กระทำกับปลอก Self Lubricating โดยที่

$$\sigma_a = \frac{P}{dt}$$

เมื่อ σ_a = Allowable contact stress (kg/cm²)

P = Working load of roller (kg)

d = Dia. of wheel pin (cm)

t = Clear width of Bearing (cm)

โดยที่ค่า $\sigma_a \leq 200$ kg/cm²

(9) คำนวณหาขนาดของช่องบาน แผ่นรองรับล้อบาน (Wheel track) และ
กานรองรับล้อบาน (wheel rail) ตามสูตร Andre's Formula

$$P_c = 0.2813 P \left(3 \sqrt{\frac{E_c}{E_x I_x b^2}} \right)$$

P_c = Concrete Stress under the rail (kg/cm²)

P = Working load per wheel (kg)

E_x = Concrete Modulus of Elasticity = 1.4×10^5 (kg/cm²)

E_s = Steel Modulus of elasticity = 2.1×10^6 (kg/cm²)

I_x = Moment of Inertia of wheel rail (cm⁴)

b = Width of the wheel track (cm)

โดยค่าที่ $P_c \leq 40$ kg/cm²

$$P_s = \frac{0.4999}{Z_x} p \left(3 \sqrt{\frac{E_s I_x}{E_c b}} \right)$$

โดยที่ P_s = Steel Stress in Rail foot (kg/cm²)

Z_x = Section Modulus of Wheel Load (cm³)

โดยที่ค่า $P_s \leq 1200$ kg/cm²

$$\sigma_b = \frac{p}{b_p t_w}$$

ห1 Local stress in web plate

เมื่อ σ_b = Local stress in the web plate (kg/cm²)

p = working load of the wheel (kg)

b_p = width subject to pressure

$$= 2C + 2(t_r + t_f) \text{ (cm)}$$

t_w = Thickness of the web plate (cm)

= Contact width of Hertz (cm)

= Thickness of the wheel track (cm)

t_r = Thickness of the upper flange of the wheel rail (cm)

โดยที่ค่า Local Stress in web Plate $\sigma_b \leq 2200 \text{ kg/cm}^2$

(10) ทำการคำนวณหาน้ำหนักทั้งหมดของตัวระบายที่ได้ออกแบบไปแล้ว

โดยที่น้ำหนักต่อปริมาตรของเหล็กเหนียว, เหล็กหล่อ, เหล็ก และเหล็กกล้าไร้สนิม = 7850 kg/cm³

น้ำหนักยางกันน้ำรั้วต่อความยาว 1.00 ม. = 1.5 กก.

เมื่อได้น้ำหนักทั้งหมดของตัวบานระบายแล้วจะต้องเผื่อน้ำหนักอุปกรณ์อื่น ๆ เช่น สลักเกลียวประมาณ 5% ของน้ำหนักบาน

(11) คำนวณหาแรงฝืดเนื่องจากการเลื่อนของล้อบานด้านข้างตามสูตร

$$F_w = \frac{(u_1 + u_2 d/2)P}{D}$$

เมื่อ F_w = Friction force of the wheel rotation (kg)

P = Total hydraulic pressure during gate operation (kg)

u_1 = Coefficient of the wheel 0.1 (cm)

u_2 = Coefficient of Sliding friction of the pin 0.2

d = Diameter of the wheel pin (cm)

D = Wheel Diameter (cm)

ในกรณีที่เป็นการงานฝาท่อชนิด Sluice Gate มีลักษณะตัวกันน้ำรั้วเป็นทองบรอนซ์
ใช้ ค่าแรงฝืด ดังนี้

$$F_p = 0.35 P \text{ (kg)}$$

F_p = Friction force of the Bronze Seat (kg)

(12) คำนวณหาแรงฝืดเนื่องจากยางกันน้ำรั่ว

$$F_r = u_r P b \sum L$$

เมื่อ F_r = Friction force of the rubber Seal (Kg)

u_r = Coefficient of Sliding friction between metal and rubber = 0.7

P = Main hydraulic pressure working on the rubber (kg/cm²)

$\sum L$ = Total Sliding length of the rubber (cm)

b = Clear width of rubber Subject to pressure (cm)

(13) คำนวณหาน้ำหนักที่ยกเปิดบาน (Operating Load) เพื่อหาขนาด Capacity เครื่องกว้านมีดังนี้

$$F_Q = \text{น้ำหนักบาน} + F_w + F_r \text{ (kg)}$$

$$F_Q = \text{Operating Load (kg)}$$

จากนั้นกำหนดขนาดเครื่องกว้านชนิดลูกม้วนลวด

7.19.3 เครื่องกว้านบานระบาย (Gate Hoist)

เครื่องกว้านบานระบายจะต้องออกแบบให้สามารถทำหน้าที่ควบคุมการทำงานของบานระบายน้ำให้สามารถเปิด ปิดและลงระดับการเปิดบานให้ได้ตามต้องการ เครื่องกว้านบานระบายนี้ ต้องมีความมั่นคงแข็งแรงทนทานต่อสภาพแวดล้อมและการใช้งานมีประสิทธิภาพดีใช้งานง่าย

- ระบบส่งกำลังและอุปกรณ์เครื่องกว้าน (Hoisting System and Power Supply)

เครื่องกว้านบานระบายนี้ต้องสามารถเปิด ปิด บานระบายได้ด้วยกำลังขับเคลื่อนจากมอเตอร์ไฟฟ้า และสามารถให้แรงคนเปิด ปิดได้ด้วย เครื่องกว้านนี้จะมีส่วนประกอบเป็นชุดเฟืองทดที่รับกำลังขับเคลื่อนจากเกียร์มอเตอร์ถ่ายทอดกำลังออกทางเพลาขับ 2 ด้าน และกำลังเพลาขับนี้จะส่งไปขับเฟืองลูกม้วนลวด (Drum Gear) ให้หมุนดึงเชือกลวด (Wire Rope) ซึ่งที่ปลายยึดติดอยู่กับหุบบานระบาย เป็นการเปิดปิดบานระบาย ในการลงระดับบานระบายไว้ที่ตำแหน่งต้องการ โดยชุดเบรกจะติดตั้งไว้กับชุดเฟืองทดหรือมอเตอร์ก็ได้

ในกรณีที่ให้แรงคนหมุนเครื่องกว้านเพื่อเปิดปิดบานระบายแทนกำลังขับเคลื่อนจากมอเตอร์ไฟฟ้า เครื่องกว้านนี้จะต้องมีกลไกสำหรับตัดต่อกำลังระหว่างมอเตอร์ไฟฟ้ากับชุดเกียร์ทดหมุนและอุปกรณ์มือหมุนไว้ด้วย

- ความเร็วในการเปิด ปิดบานระบาย

ความเร็วในการเปิด ปิดบานระบาย เป็นสิ่งสำคัญในการออกแบบคำนวณติดตั้งเครื่องกว้านบานระบายความเร็วของเครื่องกว้านที่ใช้ในการยกเปิดบานระบายกำหนดให้ไม่เกิน 0.30 เมตร ต่อนาที และความเร็วของเครื่องกว้านที่ใช้ในการลดระดับปิดบานระบายกำหนดให้ไม่เกิน 0.30 เมตร ต่อนาทีเช่นกัน

- ระยะยกบานระบาย

เครื่องกว้านบานระบาย จะต้องมีความสามารถยกบานระบายจากตำแหน่งที่บานระบายปิดสนิท จนบานระบายสามารถเปิดเต็มที่ได้แล้ว ยังต้องเผื่อระยะยกในกรณีที่ยกบานแขวน (Dogging) เมื่อไม่ใช้งานหรือเพื่อการซ่อมบำรุงบานระบายได้ด้วย

7.19.4 ท่อนกั้นน้ำ (Stoplog)

ด้านหน้าและด้านหลังของอาคารรับน้ำ จะต้องมีการมี groove และ Stoplog จำนวน 1 ชุด สามารถสับเปลี่ยนได้ทุกช่อง เพื่อใช้ในการตรวจสอบ และบำรุงรักษา บานประตูเหล็กโค้งโดยหนึ่งชุดมี หลายชิ้นย่อยๆ แยกจากกันเพื่อความสะดวกในการขนย้ายและติดตั้งใหม่ด้วยระบบ Lifting Frame วัสดุที่ใช้ทำ Stoplog เป็น Fabricated Steel มีส่วนประกอบดังนี้ คือ Skin plate, Seals และ Supporting Framework และอื่น ๆ ส่วน Lifting Frame ทำจาก Fabricated Steel ซึ่งได้รับการออกแบบให้สามารถรองรับ Max Load ที่เกิดจาก Stoplog ได้

การออกแบบ Stoplog จะต้องพิจารณา Load และ Condition ต่าง ๆ ดังนี้

- Hydrostatic Pressure ที่ระดับเก็บกัก
- Dead Load ของ Stoplogs
- Lifting & friction Forces
- แต่ละชิ้นจะต้องหนักไม่เกิน 7 ตัน เพื่อการใส่และถอดบานกั้นน้ำจะใช้รถ crane

ขนาด 45 ตัน จอดอยู่บนสะพานยกแต่ละบาน

- ทุกชิ้นจะต้องมีขนาดและความแข็งแรงเท่ากันทุกชิ้น

เอกสารอ้างอิง

1. คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2523 , เอกสารประกอบการสอนวิชา
คอนกรีตเสริมเหล็ก,แผนกวิชาวิศวกรรมโยธา
2. gtz,2544 , เอกสารประกอบการบรรยาย เรื่อง “เกณฑ์กำหนดในการคำนวณออกแบบ
เขื่อนเก็บกักน้ำและอาคารประกอบ”
3. สำนักพัฒนาแหล่งน้ำ กรมทรัพยากรน้ำ, 2545, ข้อกำหนดการก่อสร้างโครงการพัฒนา
แหล่งน้ำ
4. กรมทรัพยากรน้ำ, เกณฑ์กำหนดสำหรับการออกแบบก่อสร้าง และการบำรุงรักษาอาคาร
ประกอบในโครงสร้างพื้นฐาน
5. กองสำรวจและออกแบบ กรมการเร่งรัดพัฒนาชนบท, 2529, การออกแบบแหล่งน้ำ
สำหรับงานเร่งรัดพัฒนาชนบท
6. รศ.กิริติ ลีวัจนกุล “วิศวกรรมชลศาสตร์” ภาควิชาวิศวกรรมโยธา วิทยาลัย
วิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยรังสิต
7. สำนักงานเร่งรัดพัฒนาชนบท, คู่มือ การสำรวจและประมาณราคางานทาง
8. สำนักงานเร่งรัดพัฒนาชนบท, การออกแบบแหล่งน้ำสำหรับงานเร่งรัดพัฒนาชนบท
9. กองสำรวจและออกแบบ สำนักงานเร่งรัดพัฒนาชนบท, งานออกแบบและตรวจแบบ
แหล่งน้ำ
10. ปราโมทย์ ไม้กลัด, เมษายน 2524 “คู่มืองานเขื่อนดินขนาดเล็กและฝาย” สมาคมศิษย์
เก่าวิศวกรรมชลประทาน พิมพ์ครั้งที่ 1
11. SCS, “National Engineering Handbook Section 4 ” , Hydrology.
12. USBR, “Design of Small Dams” 2nd Edition, Washington, 1974
13. USBR, “Design of Small Canal Structures” Denver, 1974
14. USBR, “Canals and Related Structures” Denver, 1961
15. USBR (1968), “Hydraulic Design of Stilling Basin and Energy Dissipater” Engineering
Monograph. No.25



บันทึกข้อความ

สำนักงานรองอธิบดี (2)
รับที่..... 0582
วันที่..... - 1 พ.ค. 2550
เวลา..... 15.44

ส่วนราชการ สำนักพัฒนาแหล่งน้ำ ส่วนเทคโนโลยีและมาตรฐาน โทร. 0 2271 6000 ต่อ 6624

ที่ ทส 0607/ **0805**

วันที่ 1 พฤษภาคม 2550

เรื่อง ขออนุมัติคู่มือเกณฑ์กำหนดการออกแบบโครงการพัฒนาแหล่งน้ำ

เรียน อธิบดีกรมทรัพยากรน้ำ

1. เรื่องเดิม

1.1 การพัฒนาแหล่งน้ำของกรมทรัพยากรน้ำ เป็นกิจกรรมเพื่อให้ราษฎรในชนบทที่แห้งแล้งและขาดแคลนนํ้านอกเขตชลประทาน ได้มีน้ำใช้เพียงพอกับความต้องการในการยังชีพขั้นพื้นฐาน ได้แก่ การอุปโภค บริโภค ตลอดทั้งปีและเพื่อใช้เสริมการเกษตรยังชีพเท่าที่แหล่งน้ำธรรมชาติจะอำนวยให้ทำการพัฒนาได้ งานพัฒนาแหล่งน้ำมีหลายประเภทตามลักษณะของแหล่งน้ำสภาพภูมิประเทศและความต้องการของราษฎร ได้แก่ อ่างเก็บน้ำ ฝายน้ำล้น คลองส่งน้ำ เป็นต้น ซึ่งงานแต่ละประเภทมีสิ่งก่อสร้างและหลักเกณฑ์การออกแบบที่แตกต่างกันออกไป งานอ่างเก็บน้ำและฝายน้ำล้น เป็นงานที่ให้ประโยชน์สูงและมีสิ่งก่อสร้างขนาดใหญ่กว่างานประเภทอื่น จึงมีขั้นตอนในการออกแบบรายละเอียดและความยุ่งยากมากกว่างานอย่างอื่น ปัจจุบันแนวทางและเกณฑ์กำหนดการออกแบบโครงการพัฒนาแหล่งน้ำของกรมทรัพยากรน้ำยังไม่มีใช้งานอย่างเป็นทางการ

1.2 ตามคำสั่งสำนักพัฒนาแหล่งน้ำที่ 1/2550 ลงวันที่ 31 มกราคม 2550 เรื่อง แต่งตั้งคณะทำงานเพื่อจัดทำคู่มือเกณฑ์กำหนดการออกแบบโครงการพัฒนาแหล่งน้ำ สำนักพัฒนาแหล่งน้ำมีการทบทวนหน้าที่เกี่ยวกับการกำหนดหลักเกณฑ์การสำรวจการออกแบบและการประมาณราคาโครงการพัฒนาแหล่งน้ำและซ่อมแซมปรับปรุงอาคารแหล่งน้ำ ซึ่งมีความจำเป็นจะต้องจัดทำเกณฑ์กำหนดการออกแบบโครงการพัฒนาแหล่งน้ำ เพื่อใช้เป็นเกณฑ์กำหนดในการออกแบบโครงการพัฒนาแหล่งน้ำของกรมทรัพยากรน้ำ จึงแต่งตั้งคณะทำงานมีองค์ประกอบจำนวน 11 ราย และมีอำนาจหน้าที่ดังรายละเอียดคำสั่งที่แนบมา

2. ข้อเท็จจริง

คณะทำงานเพื่อจัดทำคู่มือเกณฑ์กำหนดการออกแบบโครงการพัฒนาแหล่งน้ำ ตามคำสั่งสำนักพัฒนาแหล่งน้ำที่ 1/2550 ได้ปฏิบัติหน้าที่รวบรวมและศึกษาทบทวนรายละเอียดเกณฑ์กำหนดในการออกแบบโครงการพัฒนาแหล่งน้ำที่มีใช้ในปัจจุบัน พิจารณาเลือกสรรและปรับปรุงเกณฑ์กำหนดในการออกแบบโครงการพัฒนาแหล่งน้ำที่เหมาะสมสอดคล้องกับหลักวิชาการและเทคโนโลยีสมัยใหม่ และจัดทำคู่มือเกณฑ์กำหนดการออกแบบโครงการพัฒนาแหล่งน้ำเสร็จแล้ว ซึ่งคู่มือดังกล่าวมีเนื้อหาสาระสำคัญประกอบด้วย

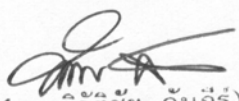
/ 2.1 เกณฑ์กำหนด...

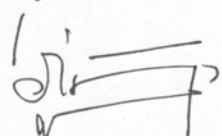
- 2.1 เกณฑ์กำหนดในการออกแบบด้านอุทกวิทยา
- 2.2 เกณฑ์กำหนดในการออกแบบเขื่อนดิน
- 2.3 เกณฑ์กำหนดในการออกแบบด้านชลศาสตร์
- 2.4 เกณฑ์กำหนดในการออกแบบอาคารบังคับน้ำ
- 2.5 เกณฑ์กำหนดในการออกแบบถนน
- 2.6 เกณฑ์กำหนดในการออกแบบด้านโครงสร้าง

ตามรายละเอียดคู่มือเกณฑ์กำหนดการออกแบบโครงการพัฒนาแหล่งน้ำ เอกสารสำนักพัฒนาแหล่งน้ำ
หมายเลข สพน. 053 เมษายน 2550 ที่แนบมา

3. ข้อเรียนเพื่อโปรดพิจารณา

จึงเรียนมาเพื่อโปรดพิจารณา หากเห็นชอบ โปรดอนุมัติคู่มือเกณฑ์กำหนดการออกแบบ
โครงการพัฒนาแหล่งน้ำ ตามข้อ 2. เพื่อสำนักพัฒนาแหล่งน้ำจะได้แจ้งให้สำนักที่เกี่ยวข้องถือปฏิบัติ
ในการออกแบบโครงการพัฒนาแหล่งน้ำต่อไป


(นายนิติชัย คัมภีร์)
ผู้อำนวยการสำนักพัฒนาแหล่งน้ำ

อ.ง.ม.ล.
อ.นิ.  9 ม.ค. 60
(นายนิทัศน์ ภูวัฒนกุล)
รองอธิบดี ปฏิบัติราชการแทน
อธิบดีกรมทรัพยากรน้ำ



คำสั่งสำนักพัฒนาแหล่งน้ำ

ที่ ๑ /2550

เรื่อง แต่งตั้งคณะทำงานเพื่อจัดทำคู่มือเกณฑ์กำหนดการออกแบบ โครงการพัฒนาแหล่งน้ำ

เนื่องจากสำนักพัฒนาแหล่งน้ำ มีภารกิจหน้าที่เกี่ยวกับการกำหนดหลักเกณฑ์การสำรวจ การออกแบบและการประมาณราคา โครงการพัฒนาแหล่งน้ำและซ่อมแซมปรับปรุงอาคารแหล่งน้ำ ซึ่งมีความจำเป็นจะต้องจัดทำเกณฑ์กำหนดการออกแบบโครงการพัฒนาแหล่งน้ำ เพื่อใช้เป็นเกณฑ์กำหนดในการออกแบบโครงการพัฒนาแหล่งน้ำของกรมทรัพยากรน้ำ จึงแต่งตั้งคณะทำงานขึ้น ประกอบด้วย

1. นายประสิทธิ์	พัททวี	ตำแหน่งวิศวกรโยธา 8 วช	ประธานคณะทำงาน
2. นายโอภาส	คล้ายเอม	ตำแหน่งวิศวกรโยธา 8 วช	คณะทำงาน
3. นายฉลอง	ศรียอดแสง	ตำแหน่งวิศวกรโยธา 8 วช	คณะทำงาน
4. นายบุญช่วย	ยังอยู่	ตำแหน่งวิศวกรโยธา 8 วช	คณะทำงาน
5. นายประ โมทย์	ไกรยรเสน	ตำแหน่งวิศวกรโยธา 7 วช	คณะทำงาน
6. นายสุรชต์	จิระบรรจง	ตำแหน่งวิศวกรโยธา 6 ว	คณะทำงาน
7. นายพงศ์พล	ผิวงาม	ตำแหน่งวิศวกรโยธา 5	คณะทำงาน
8. นายศิวดล	อุปพงษ์	ตำแหน่งวิศวกรโยธา 5	คณะทำงาน
9. นายอาทิตย์	หล้าพิมพ์สิงห์	ตำแหน่งวิศวกรโยธา 5	คณะทำงาน
10. นายวรวิทย์	ชัยวิมลกุล	ตำแหน่งวิศวกรโยธา 6 ว	คณะทำงานและเลขานุการ
11. น.ส. นันทิพา	นำเกียรติวงษา	ตำแหน่งจนท.บริหารงานทั่วไป	คณะทำงานและผู้ช่วยเลขานุการ

โดยคณะทำงานมีหน้าที่ ดังนี้

1. รวบรวมและศึกษารายละเอียดเกณฑ์กำหนดในการออกแบบโครงการพัฒนาแหล่งน้ำ ที่มีใช้ในปัจจุบัน

2. พิจารณาเลือกสรรและปรับปรุงเกณฑ์กำหนดในการออกแบบ โครงการพัฒนาแหล่งน้ำที่เหมาะสมสอดคล้องกับหลักวิชาการและเทคโนโลยีสมัยใหม่
3. จัดทำคู่มือเกณฑ์กำหนดการออกแบบโครงการพัฒนาแหล่งน้ำ สำหรับให้บุคลากรที่เกี่ยวข้องถือปฏิบัติและใช้เป็นแนวทางในการออกแบบโครงการพัฒนาแหล่งน้ำของกรมทรัพยากรน้ำ
4. ปฏิบัติงานอื่นๆ ที่เกี่ยวข้องตามที่ได้รับมอบหมาย

ทั้งนี้ตั้งแต่บัดนี้เป็นต้นไป

สั่ง ณ. วันที่ 31 มกราคม 2550



(นายนิวัติชัย คัมภีร์)
ผู้อำนวยการสำนักพัฒนาแหล่งน้ำ