

บทที่ 5 : การออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่ง ด้านวิศวกรรม

สารบัญ

หัวข้อ	หน้า
1.1 การออกแบบโครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่ง	5-1
1.1.1 ส่วนประกอบของโครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่ง	
1.1.2 การออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่งชนิดลาดเอียง	
1.1.3 การออกแบบชั้นป้องกันการกัดเซาะ	
1.1.4 การออกแบบชั้นกรองวัสดุกรอง	
1.1.5 โครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่งชนิดหินเรียง	
1.2 การออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่งชนิดแนวตั้ง	5-26
1.2.1 แรงที่กระทำกับเขื่อนป้องกันตลิ่ง	
1.2.2 แรงดันดินด้านข้าง	
1.2.3 การวิเคราะห์และออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่ง	

เอกสารอ้างอิง

บทที่ 5 : การออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่ง ด้านวิศวกรรม

นายศุภกิจ ศิริโชคทรัพย์
วิศวกรวิชาชีพ 8วช (วิศวกรรมโยธา)
สำนักวิศวกรรมโครงสร้างและงานระบบ)
และนายเสถียร เจริญเหรียญ
วิศวกรวิชาชีพ 8วช (วิศวกรรมโยธา)
ศูนย์วิจัยและพัฒนาอาคาร
สำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร

1.1 โครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่ง

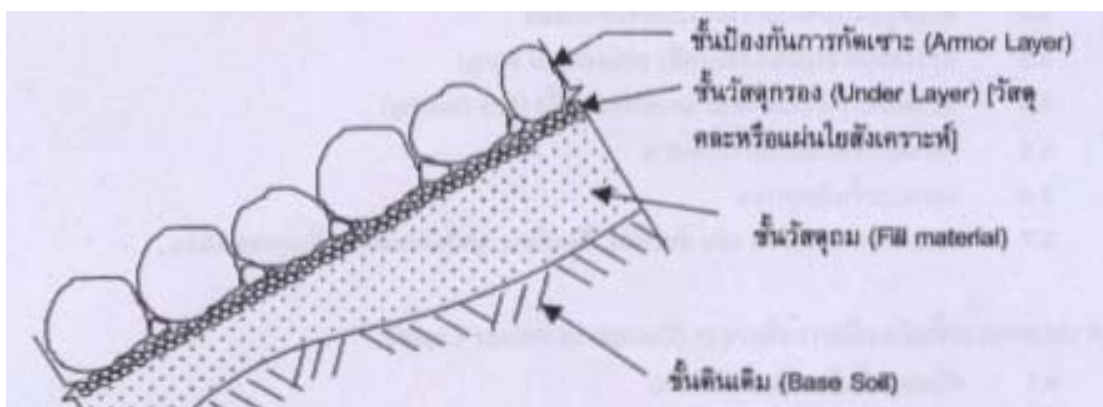
โครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่ง (Revetment) เป็นโครงสร้างที่มีวัตถุประสงค์เพื่อป้องกันหน้าตลิ่งจากการกัดกร่อนของกระแสน้ำหรือคลื่น

โดยทั่วไป โครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่งมักจะเป็นโครงสร้างแบบผสม (Composite Structure) โดยตัวโครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่งนี้ไม่ได้มีวัตถุประสงค์เพื่อปรับปรุงคุณภาพทางด้านความมั่นคงของตลิ่ง ดังนั้น ก่อนการก่อสร้างโครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่งจะต้องมีการตรวจสอบหรือปรับปรุงคุณภาพของดินหน้าตลิ่งให้มีความมั่นคงของตลิ่ง (Stability) เสียก่อน

1.1.1 ส่วนประกอบของโครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่ง (Components of Revetment)

โดยปกติทั่วไปโครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่งจะประกอบด้วยส่วนสำคัญ 2 ส่วน คือ

- ชั้นป้องกันการกัดเซาะ (Armor Layer)
- ชั้นวัสดุกรอง (Filter Layer หรือ Under Layer)



รูปที่ 1 : ส่วนประกอบของโครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่ง

นอกจากนี้โครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่งจะประกอบด้วย สันเขื่อน (Crest) ดินเขื่อน (Toe) และจุดเริ่มต้นหรือจุดสิ้นสุดของเขื่อน (Edge Structure) เพื่อให้โครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่งสามารถทำงานได้ตามวัตถุประสงค์ของการออกแบบได้อย่างมีประสิทธิภาพ

(1) ชั้นป้องกันการกัดเซาะ (Armor Layer)

ชั้นป้องกันการกัดเซาะนี้จะเป็นโครงสร้างส่วนที่ป้องกันการกัดเซาะโดยตรงของแรงจากกระแสน้ำ หรือคลื่นหรือแรงกระทำภายนอกที่อาจเกิดขึ้นได้ สำหรับวัสดุที่จะนำมาใช้เป็นโครงสร้างของชั้นป้องกันการกัดเซาะนี้มีคุณสมบัติสำคัญที่จะต้องพิจารณาอยู่ 2 อย่าง คือ

(1.1) ความสามารถในการซึมผ่านได้ (Permeability) เช่น แผลง ค.ส.ล. กับชั้นหินเรียงมีความสามารถในการซึมผ่านได้ต่างกัน จะมีการออกแบบที่ต่างกัน

(1.2) ความยืดหยุ่น (Flexibility) เพราะโครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่งเป็นโครงสร้างที่ก่อสร้างบนดินซึ่งมักจะมีการยุบตัวที่เป็นสาเหตุให้เกิดการวิบัติของโครงสร้างได้ถ้าไม่มีความยืดหยุ่นหรือความแข็งแรงเพียงพอ

(2) ชั้นวัสดุกรอง (Under Layer หรือ Filter Layer)

ชั้นวัสดุกรองจะเป็นชั้นที่อยู่ระหว่างดินหน้าตลิ่งหรือวัสดุถมกับชั้นป้องกันการกัดเซาะโดยมากจะเป็นวัสดุประเภท กรวดคละ, หินคละ, หรือแผ่นใยสังเคราะห์ โดยทั่วไปแล้วการที่โครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่งเกิดการเสียหายมักเกิดจากการที่ชั้นวัสดุกรองไม่สามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพ หน้าที่สำคัญของชั้นวัสดุกรองคือ

(1) ทำหน้าที่เป็นตัวกรอง (Filter) เพื่อป้องกันการถูกพัดพาออกไปของดินภายใต้โครงสร้าง

(2) ทำหน้าที่เป็นชั้นระบายน้ำในแนวขนานกับระนาบตลิ่ง

(3) ทำหน้าที่เป็นฐานให้กับชั้นป้องกันการกัดเซาะในกรณีที่ชั้นป้องกันการกัดเซาะเสียหายไป

บางส่วน

(4) ทำหน้าที่ช่วยสลายพลังงานที่เกิดจากคลื่นหรือกระแสน้ำที่กระทำต่อโครงสร้าง

1.1.2 การออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่งชนิดลาดเอียง

ขั้นตอนทั่วไปในการออกแบบโครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่งมีดังนี้

(1) กำหนดข้อกำหนดในการออกแบบ (Design Condition) เช่น น้ำหนักบรรทุก

(2) หน้าที่ยกป้องกันหน้าตลิ่ง

(3) สมมติรูปแบบของโครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่ง

(4) ตรวจสอบความมั่นคงของตลิ่ง (Stability of Bank)

(5) ออกแบบชั้นป้องกันการกัดเซาะ

(6) ออกแบบชั้นวัสดุกรอง

(7) ออกแบบรายละเอียด เช่น สันเขื่อน, ดินเขื่อน, จุดเริ่มต้นและจุดสิ้นสุดของเขื่อนจุดสิ้นสุดของเขื่อน

1.1.3 การออกแบบชั้นป้องกันการกัดเซาะ (Design of Armor Layer)

(1) ชนิดของชั้นป้องกันการกัดเซาะ

ชั้นป้องกันการกัดเซาะสามารถแบ่งออกเป็น 4 ประเภทใหญ่ ๆ ตามวัสดุที่ใช้ทำได้ดังนี้

(1.1) หิน

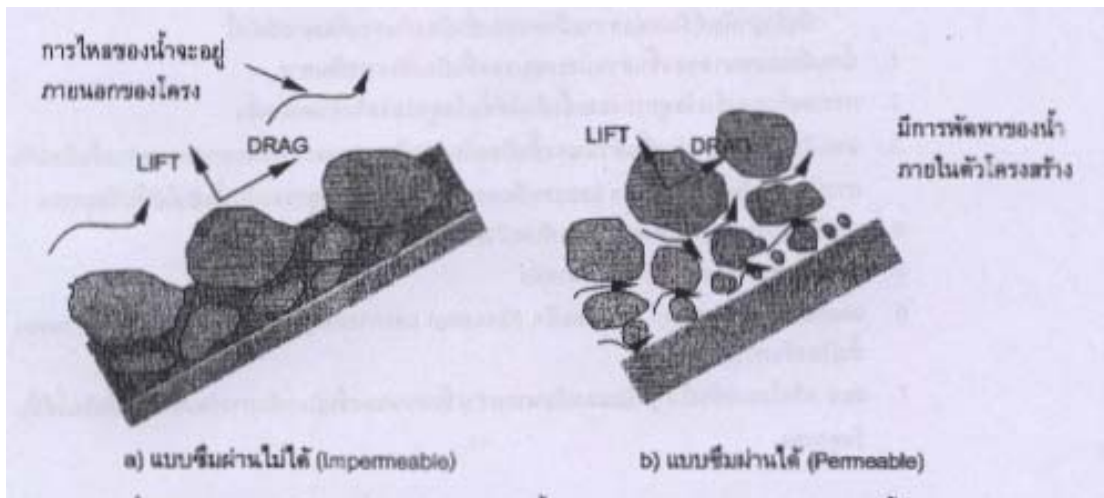
(1.2) คอนกรีต

(1.3) จีโอเทกไทล์ (Geotextile)

(1.4) แอสฟัลต์

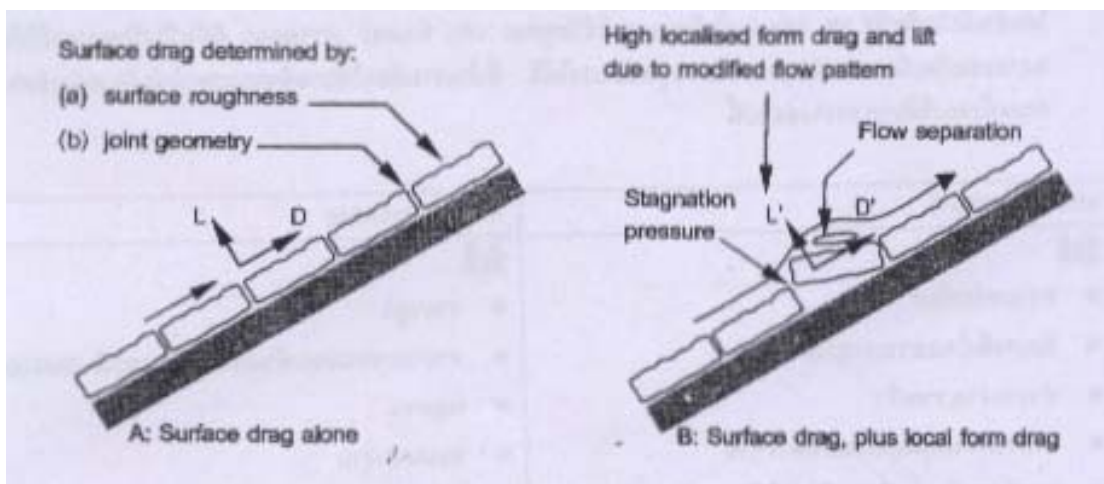
(2) ความมั่นคงของชั้นป้องกันการกัดเซาะ (Stability of Armor Layer)

แรงกระทำจากคลื่นและกระแสน้ำที่กระทำต่อชั้นป้องกันการกัดเซาะจะขึ้นอยู่กับลักษณะของชั้นป้องกันการกัดเซาะ ถ้าลักษณะของชั้นป้องกันการกัดเซาะเป็นแบบน้ำซึมผ่านไม่ได้ (Impermeable) แรงกระทำส่วนใหญ่จะเป็นลักษณะของแรงภายนอก ดังแสดงในรูป 2(a) โดยในกรณีนี้ชั้นป้องกันการกัดเซาะจะต้องออกแบบให้สามารถรับแรงกระทำจากคลื่น, การเปลี่ยนแปลงแรงดันเนื่องจากกระแสน้ำที่ปั่นป่วน, แรงลากที่ผิว(Drag Forces) เนื่องจากกระแสน้ำขึ้นน้ำลง ถ้าลักษณะของชั้นป้องกันการกัดเซาะเป็นแบบน้ำซึมผ่านได้ (Permeable) การไหลของกระแสน้ำสามารถผ่านเข้าไปในชั้นป้องกันการกัดเซาะได้ดังแสดงในรูป 2 (b) ซึ่งลักษณะของชั้นป้องกันการกัดเซาะแบบนี้จะมีการสลายของแรงภายในชั้นป้องกันการกัดเซาะซึ่งจะเป็นสาเหตุให้การออกแบบชั้นกรองมีความยุ่งยากมากขึ้น เพราะมีผลต่อความมั่นคงของชั้นป้องกันการกัดเซาะมากขึ้น



รูปที่ 2 : ผลของความสามารถในการซึมผ่านได้ ของชั้นป้องกันการกัดเซาะต่อแรงกระทำของน้ำ

จากผลของการทดลองที่ทำขึ้นเพื่อหาค่าแรงดันยกขึ้น (Uplift Pressure) ที่กระทำต่อชั้นส่วนของชั้นป้องกันการกัดเซาะเนื่องจากคลื่น (Blaauw et al, 1984) แสดงให้เห็นว่าความมั่นคงของชั้นป้องกันการกัดเซาะจะเพิ่มขึ้นเมื่อความสามารถในการซึมผ่านได้เพิ่มขึ้น หรือ ความหนาหรือความสามารถในการซึมผ่านได้ของชั้นวัสดุกรองลดลง



รูปที่ 3 : Effect of armor layer form on hydrodynamic forces on revetment

แรงที่กระทำต่อชิ้นส่วนของชั้นป้องกันการกัดเซาะดังแสดงใน รูปที่ 3 ซึ่งแรงดังกล่าว จะขึ้นอยู่กับลักษณะของพื้นผิวของชั้นป้องกันการกัดเซาะว่าราบเรียบหรือขรุขระ โดยพื้นผิวที่ขรุขระจะทำให้เกิดแรงยกขึ้นมากกว่าพื้นผิวที่ราบเรียบ สำหรับการออกแบบชั้นป้องกันการกัดเซาะของชั้นป้องกันการกัดเซาะแต่ละประเภทจะกล่าวโดยละเอียดในหัวข้อต่อไป

ปัจจัยสำคัญที่มีผลต่อความมั่นคงของชั้นป้องกันการกัดเซาะมีดังนี้

- (1) น้ำหนักและขนาดของชั้นส่วนประกอบของชั้นป้องกันการกัดเซาะ
- (2) การรองรับของชั้นวัสดุรองและชั้นดินใต้ชั้นวัสดุรองหรือดินหน้าตลิ่ง
- (3) แรงเสียดทานระหว่างชั้นส่วนของชั้นป้องกันการกัดเซาะและแรงเสียดทานระหว่างชั้นป้องกันการกัดเซาะกับชั้นวัสดุรอง และแรงเสียดทานระหว่างชั้นวัสดุรองกับชั้นดินใต้ชั้นวัสดุรอง
- (4) แรงดันในระนาบของโครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่ง
- (5) ความชันของโครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่ง
- (6) แรงขัดทาน (Interlock) , การเชื่อมยึด (Grouting) และการห่อหุ้ม (Cabling) ระหว่างชิ้นส่วนของชั้นป้องกันการกัดเซาะ
- (7) สมอ หรือโครงสร้างใด ๆ ที่รับแรงเฉือนระหว่างชิ้นส่วนของชั้นป้องกันการกัดเซาะกับชั้นดินใต้ชั้นวัสดุรอง

1.1.4 การออกแบบชั้นชั้นวัสดุรอง

ก่อนทำการออกแบบชั้นวัสดุรองจะต้องรู้ว่าชั้นวัสดุรองที่จะออกแบบจะต้องทำหน้าที่อะไรบ้างในโครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่งเพราะชั้นวัสดุรองเป็นองค์ประกอบสำคัญที่มีผลต่อความแข็งแรงของชั้นป้องกันการกัดเซาะในปัจจุบันนี้มีการใช้แผ่นใยสังเคราะห์เป็นชั้นวัสดุรองอย่างแพร่หลายเพราะสามารถทำงานได้ง่ายและทำการรองได้อย่างมีประสิทธิภาพ แต่อย่างไรก็ตามการใช้วัสดุคละ เช่น หินคละ, กรวดคละ ก็ยังเป็นวัสดุรองที่ใช้กันแพร่หลายเช่นกัน เนื่องจากวัสดุคละจะช่วยดูดซับแรงได้ดี ราคาถูก, หาได้ง่ายตามท้องถิ่น ซึ่งในการเลือกอาจพิจารณาจากข้อดีและข้อเสียของวัสดุรองทั้งสองได้จาก ตารางต่อไปนี้

แผ่นใยสังเคราะห์	หินคละ,กรวดคละ
ข้อดี	ข้อดี
<ul style="list-style-type: none"> ● ความหนาน้อย ● รับแรงดึงในแนวระนาบได้ ● ทำงานง่าย, รวดเร็ว ● สามารถควบคุมคุณสมบัติต่าง ๆ ได้ ● การทำงานในพื้นที่ลาดชันทำได้ง่ายกว่า ● คุณสมบัติในระยะยาวยังไม่แน่นอน ● จะต้องทำการป้องกันในบริเวณขอบอย่างดี ● เสียหายง่าย-ซ่อมแซมยาก ● ต้องมีการออกแบบและติดตั้งอย่างระมัดระวังสำหรับการทรุดตัวและพื้นผิวที่ไม่ราบเรียบ 	<ul style="list-style-type: none"> ● ราคาถูก ● สามารถซ่อมแซมตัวเองได้ในบางกรณี (Self-healing) ● ทนทาน ● ซ่อมแซมง่าย ● เปลี่ยนรูปร่างได้ (Deformable) ● สลายพลังงานจากแรงกระทำได้ดีกว่า ● ต้องมีการควบคุมขนาดคละและความหนาให้ถูกต้อง ● ทำงานยากในบริเวณที่มีความลาดชัน

ในการออกแบบชั้นวัสดุกรองนั้นจะต้องพิจารณาถึงการไหลของน้ำในชั้นวัสดุกรองด้วย ซึ่งสามารถแบ่งออกได้เป็น 3 แบบ คือ

แบบที่ 1 : การไหลตามแนวโครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่ง (ตามทิศทางการไหลของน้ำ)

แบบที่ 2 : การไหลตามแนวชั้น – ลง ของตลิ่ง

แบบที่ 3 : การไหลในแนวตั้งฉาก หรือ เข้า – ออก กับตลิ่ง

(1) การออกแบบชั้นวัสดุกรอง (Filter Design)

หน้าที่ของชั้นวัสดุกรองคือ การป้องกันการถูกพัดพาไปของทรายถมและดินเดิมใต้ชั้นวัสดุกรอง และให้น้ำซึมผ่านได้เพื่อลดแรงดันของน้ำ

(1.1) การออกแบบชั้นวัสดุกรองโดยใช้แผ่นใยสังเคราะห์

คุณสมบัติในการกรองของแผ่นใยสังเคราะห์นั้นนอกจากจะขึ้นอยู่กับตัวแผ่นใยสังเคราะห์เองแล้วยังขึ้นอยู่กับลักษณะของชั้นดินใต้ชั้นวัสดุกรองอีกด้วย ซึ่งพอจะสรุปได้ดังนี้

ก. ขนาดของเม็ดดิน (Particle Size) ซึ่งแสดงในรูปของ Sieve Size, D_n , โดย n คือ % โดยน้ำหนักของเม็ดดินที่มีขนาดเล็กกว่า

- สัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอ (Uniformity Coefficient)

โดยถ้า U มีค่ามากแสดงว่าดินมีใหญ่และเล็กคละกันแต่ถ้า $U \leq 4$

แสดงว่าดินมีขนาดเดียวกันเป็นส่วนใหญ่ $U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

- ลักษณะของดินแน่นหรือหลวม (Compact or Loose)

- ประเภทของดิน (Cohesive Soil or Non-cohesive Soil)

- ความสามารถในการซึมผ่านได้ (Permeability) K_v ในทิศทางการ

ไหลของน้ำ

ข. คุณสมบัติที่สำคัญของแผ่นใยสังเคราะห์ มีดังนี้ คือ

- Opening Size, O_n โดย n คือ % ของรูที่เล็กกว่า

- Fabric Type (Woven or Non-woven)

- Permeability

ค. สำหรับการกำหนดขนาด Opening Size มีข้อแนะนำสำหรับแต่ละกรณีดังนี้

- สำหรับการกั้นดินในการไหลแบบคงที่ (Steady Flow)

$$O_{90} < \lambda D_{90}$$

โดย λ มีค่าอยู่ระหว่าง 1-2 ขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของดิน คือ Density และ Uniformity นอกจากนี้ PIANC (1987a) ยังแนะนำอีกว่า ขนาดที่เล็กที่สุดไม่ควรเล็กกว่า 50

$\mu\text{m.}(0.05 \text{ mm.})$ และ INGOLD(1984) แนะนำว่า Opening Size ที่ใหญ่ที่สุดไม่ควรเกิน 0.3 ถึง 0.5 mm.

- สำหรับการกั้นดินในการไหลแบบกลับไปกลับมา (Cyclic Flow)

$O_{98} < D_{85}$ ในกรณีเม็ดดินที่มีขนาดใหญ่กว่าทำหน้าที่เป็นตัวกรองให้กับเม็ด ดินที่มีขนาดเล็กกว่า

$O_{98} < D_{15}$ ในกรณีเม็ดดินที่มีขนาดใหญ่กว่าไม่ทำหน้าที่เป็นตัวกรองให้กับเม็ดดินที่มีขนาดเล็กกว่า

-สำหรับค่าความสามารถในการซึมผ่านได้ของน้ำจะเป็นค่าซึ่งจะต้องพิจารณาถึงการอุดตัน (Clogging/ Blocking) ในระหว่างการใช้งานโดยการซึมผ่านได้ของแผ่นใยสังเคราะห์นี้ไม่ควรจะน้อยกว่าค่าการซึมผ่านได้ของดินใต้ชั้นวัสดุกรองหรือในการออกแบบอาจจะพิจารณาที่ค่าแรงดันของน้ำจะต้องไม่ลดลงเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้

ในการออกแบบผู้ออกแบบจะต้องตรวจสอบว่าแผ่นโพลีเอทิลีนสังเคราะห์มีคุณสมบัติเหมาะสมต่อ

- หน้าที่ทางด้านวิศวกรรม (Engineering Function) เช่น คุณสมบัติการกรอง เป็นต้น
- ความทนทานในการก่อสร้าง
- ความทนทานในการใช้งานระยะยาว

โดยจะสามารถกำหนดเป็นค่าคุณสมบัติต่าง ๆ ของแผ่นโพลีเอทิลีนสังเคราะห์ได้ดังนี้

- น้ำหนักต่อหน่วยพื้นที่ (Mass per unit area)
- ความหนา (Nominal thickness)
- ความสามารถในการซึมผ่านได้ของน้ำ (Permeability)
- ขนาดช่องเปิด (Opening size)
- สัมประสิทธิ์ความเสียดทาน (Coefficient of friction)
- คุณสมบัติทางกล (Mechanical properties)
 - กำลังรับแรงดึง (Tensile strength)
 - ความต้านทานการฉีกขาด (Tear Resistance)
 - ความต้านทานการเจาะทะลุ (Puncture resistance)
- ความทนทานต่อแสงอัลตราไวโอเลต (Resistance to Ultraviolet light)
- การกักเก็บดินหรือความชื้น
- ความทนทานต่อสภาพแวดล้อม เช่น ความทนทานต่อการกัดกร่อนทางเคมี
- ค่าโมดูลัส (Modulus) ซึ่งแสดงถึงค่าความสามารถในการยืดตัว (Extensibility)

(1.2) การออกแบบชั้นวัสดุกรองโดยใช้หินคละ, กรวดคละ

สำหรับชั้นวัสดุกรองที่ใช้หินคละหรือกรวดคละจะออกแบบโดยเลือกใช้ขนาดของวัสดุ (Particle Size) ที่เหมาะสมในบางครั้งอาจจำเป็นต้องมีชั้นวัสดุกรองมากกว่า 1 ชั้น เพื่อการกรองที่มีประสิทธิภาพมากขึ้น โดยมีคำแนะนำสำหรับขนาดของวัสดุที่เหมาะสมดังนี้

$$D_{50f} < \beta D_{50b} \text{ สำหรับดินที่มีค่า Uniformity Coefficient, } U < 5$$

$$D_{15f} < \beta D_{85b} \text{ สำหรับดินที่มีค่า Uniformity Coefficient, } U > 10 \text{ (Well-graded base soil)}$$

$$\begin{aligned} \text{โดย } f &= \text{filter} \\ b &= \text{base soil} \end{aligned}$$

โดยค่าสัมประสิทธิ์ β นั้นมีค่าอยู่ระหว่าง 3 – 5 โดยจะขึ้นอยู่กับลักษณะการไหลโดยถ้าเป็นการไหลแบบกลับไปกลับมาอย่างรุนแรง (Strong Cyclic Flow) ควรใช้ค่า $\beta = 3$ และสำหรับการไหลแบบคงที่ (Steady Flow) ควรใช้ค่า $\beta = 5$

เพื่อเป็นการป้องกันการแยกตัว (Segregation) ขนาดคละของทั้งดินใต้ชั้นวัสดุกรองและขนาดของวัสดุกรองควรที่จะมีความสัมพันธ์กันดังนี้

$$D_{50f} < 25D_{50b}$$

และชั้นวัสดุกรองควรมีค่าการซึมผ่านได้ของน้ำไม่น้อยกว่าค่าการซึมผ่านได้ของชั้นดินใต้ชั้นวัสดุกรองโดยมีความสัมพันธ์ดังนี้

$$D_{15f} < 5D_{15b}$$

และเพื่อเป็นการป้องกันการอุดตันควรมี D_{5f} ใหญ่กว่า $75\mu\text{m}$. (0.075 mm.)

(2) การระบายน้ำ (Drainage)

ภายใต้ชั้นป้องกันการกัดเซาะ ชั้นวัสดุกรองจะทำหน้าที่ในการระบายน้ำในระนาบเดียวกับชั้นวัสดุกรอง สำหรับวัสดุกรองที่เป็นวัสดุละเอียดควรมีค่า $D_{50f} [10D_{10f}$ เพื่อป้องกันไม่ให้วัสดุถมซึ่งปกติจะเป็นวัสดุประเภททราย หลุดออกไปได้ และการระบายน้ำออกสู่ด้านหน้าของโครงสร้างมีความสำคัญมากเพราะเป็นการลดความดันของน้ำที่กระทำต่อตัวโครงสร้าง ดังนั้นในบางกรณีที่ชั้นป้องกันการกัดเซาะ (Armor Layer), ชั้นวัสดุกรอง (Filter Layer) หรือ ชั้นดินใต้ชั้นวัสดุกรอง (Base Soil) ไม่มีคุณสมบัติในการระบายน้ำที่เพียงพอ อาจจะต้องทำการออกแบบรูระบายน้ำ (Weephole) หรือจุดเปิดระบายน้ำออกด้านหน้าโครงสร้างเพื่อเป็นการลดแรงดันน้ำ

(3) การระบายน้ำ (Downslope migration of subsoil)

การออกแบบโครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่งจะต้องคำนึงถึงการเคลื่อนตัวของดินใต้ชั้นวัสดุกรองหรือดินเดิมด้วยเพราะเป็นสาเหตุสำคัญที่ทำให้เกิดการวิบัติของโครงสร้างได้ การเคลื่อนตัวของดินอาจเกิดได้จากหลายสาเหตุ เช่น แรงกระทำของคลื่น (Wave action) หรือ การลดลงของระดับน้ำ (Water level drawdown) โดยดินที่จะเกิดการเคลื่อนตัวได้ง่ายจะเป็นดินประเภทดินตะกอน (Silt) ดินตะกอนปนทราย (Sandy silt) และทรายละเอียด (Fine sand) ซึ่งดินพวกนี้จะเป็นดินที่มีลักษณะเป็นดินเม็ดละเอียด (Fine-grained) และมีค่าความเชื่อมแน่นต่ำ (Low cohesion)

1.1.5 โครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่งชนิดหินเรียง (Rip-rap)

การเลือกใช้โครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่งชนิดหินเรียงเนื่องจากโครงสร้างนี้มีข้อดีหลายประการ เช่น

- ไม่มีข้อจำกัดทางด้านสถานที่ก่อสร้างรวมทั้งสามารถทำการก่อสร้างใต้น้ำได้
- มีความยืดหยุ่น (Flexibility)
- มีค่า Hydraulic roughness สูง ทำให้สามารถสลายแรงกระทำจากคลื่นและกระแสน้ำได้ดี
- มีค่าบำรุงรักษาต่ำและการซ่อมแซมทำได้ง่ายและสะดวก
- มีความทนทาน

สำหรับโครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่งชนิดหินเรียงนี้สิ่งที่สำคัญที่สุดคือ การคำนวณหาขนาดของหินที่จะใช้ปิดทับหน้าโดยหินที่จะใช้จะต้องมีขนาดหรือน้ำหนักมากเพียงพอที่จะไม่ถูกพัดพาไปได้โดยกระแสน้ำ

ในการคำนวณหาขนาดของหินที่จะใช้นั้นสามารถทำได้หลายวิธีโดยมีสูตรต่างๆ ที่ใช้ในการคำนวณหาขนาดของหินที่เหมาะสมดังนี้

สูตรในการคำนวณหาขนาดของหินปิดทับหน้าตลิ่ง

$$d = \frac{CV^2}{g(s-1)\Omega}$$

d = ขนาดของหิน (m.)

V = ความเร็วของกระแสน้ำ (m/s)

g = 9.81 (m/s²)

s = ความถ่วงจำเพาะของหิน = 2.65

C = 0.3 (low turbulence) เช่นกระแสน้ำทั่วไป

= 0.7 (high turbulence) เช่น คลื่นจากเรือ

= 1.3 (jets) เช่น กระแสน้ำจากใบพัดเรือขนาดใหญ่ หรือการเปิดประตูน้ำหรือเขื่อนอย่างกระทันหัน

$$\Omega = \left[1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \phi} \right]^{1/2} \quad ; \alpha = \text{Angle of bank}$$

$$\quad ; \phi = \text{Friction angle}$$

ตัวอย่าง

$$\begin{aligned} \text{ที่ } V &= 2.5 \text{ m/s} \\ \text{ความชันของโครงสร้างปิดทับหน้า } &1 : 2.5 \\ \alpha &= 21.8^\circ \\ \phi &= 35^\circ \\ \Omega &= 0.762 \\ d &= \frac{C \times 2.5^2}{9.81 (2.65-1) \times 0.762} = 0.507C \end{aligned}$$

จะได้

$$\begin{aligned} d &= 0.15 \text{ m. สำหรับ low turbulence} \\ &= 0.35 \text{ m. สำหรับ high turbulence} \\ &= 0.66 \text{ m. สำหรับ jets} \end{aligned}$$

สมการของเบอร์รี่ (Berry's Equation)

$$\delta = 0.04139V^2$$

โดย

$$\begin{aligned} \delta &= \text{ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางกึ่งกลางของหินถม (เมตร)} \\ V &= \text{ความเร็วของกระแสน้ำ (เมตรต่อวินาที)} \end{aligned}$$

ตัวอย่างเช่น ที่ความเร็วของกระแสน้ำ 2.50 เมตรต่อวินาทีจะได้

$$\delta = 0.04139 (2.5)^2 = 0.2587 \text{ m}$$

สมการของมาวิสและลอซซี่ (Mavis and Laushey)

$$\delta = 0.04V^2/(S-1)$$

โดย

$$\begin{aligned} \delta &= \text{ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางกึ่งกลางของหินถม (เมตร)} \\ V &= \text{ความเร็วของกระแสน้ำ (เมตรต่อวินาที)} \\ S &= \text{ความถ่วงจำเพาะของหินเท่ากับ 2.65} \end{aligned}$$

ตัวอย่างเช่น ที่ความเร็วของกระแสน้ำ 2.50 เมตรต่อวินาทีจะได้

$$\delta = 0.04 (2.5)^2 / (2.65-1) = 0.1515 \text{ m}$$

หรืออาจหาได้จากสมการ

$$\delta = \frac{66(vn)^2}{R^{1/3}} \quad (\text{บนพื้นราบ})$$

เมื่อ

$$\begin{aligned} \delta &= \text{ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางกึ่งกลางของหินถม (เมตร)} \\ V &= \text{ความเร็วของกระแสน้ำ (เมตรต่อวินาที)} \\ n &= \text{Manning Roughness Coefficient} \end{aligned}$$

R = ความลึกเฉลี่ยชลศาสตร์ (Hydraulic Radius) (เมตร)
 = A/P
 A = พื้นที่หน้าตัดของลำน้ำ (Cross Section) (m²)
 P = ผลรวมความยาวของด้านที่สัมผัสผิวน้ำ (m)

สำหรับพื้นเอียงจะปรับค่าโดยการหารด้วย Reduction Factor, F

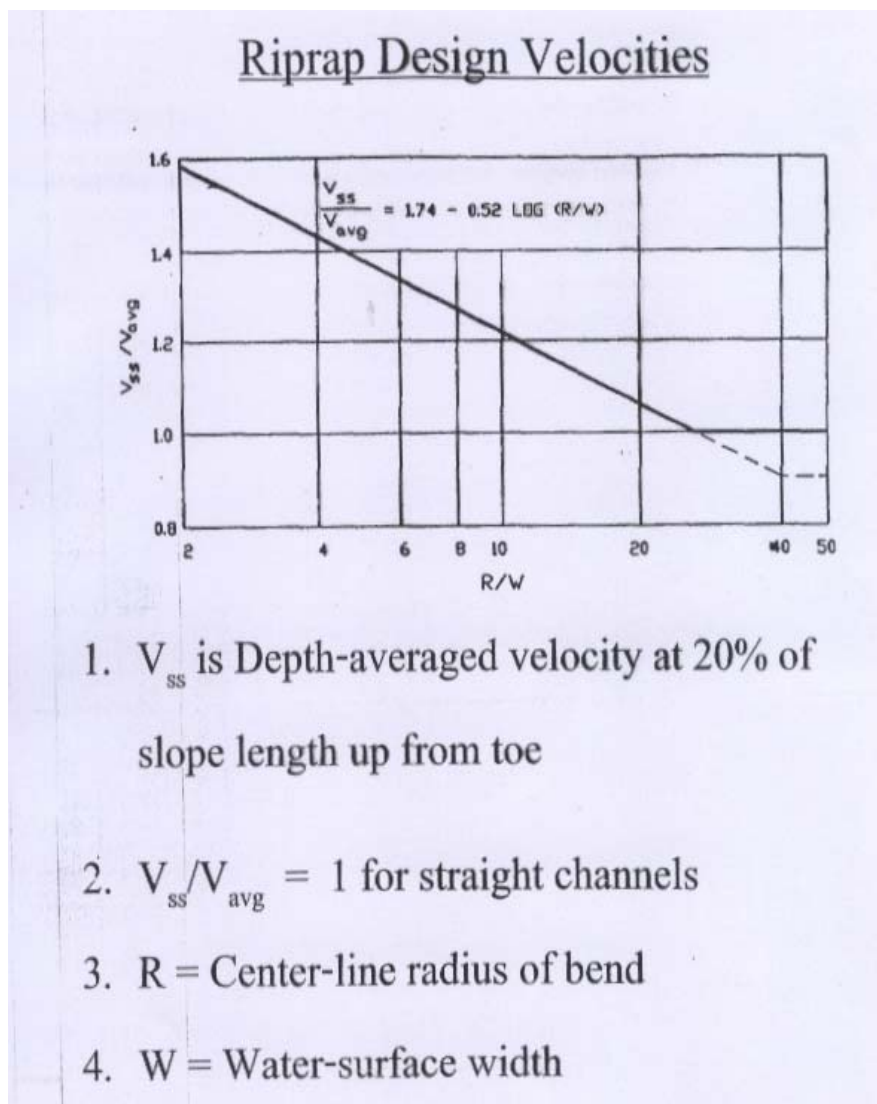
$$\text{โดย } F = 1 - \left(\frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \phi} \right)^{1/2}$$

เมื่อ ความลาดเอียงของเขื่อน (ตั้ง : ราบ) = x : y

$$\sin \beta = \frac{x}{\sqrt{x^2 + y^2}}$$

ϕ = มุมเสถียรตามธรรมชาติของวัสดุ

การหาความเร็วของกระแสน้ำเพื่อใช้คำนวณหาขนาดหินสำหรับชั้นหินเรียง



ตัวอย่าง

สมมติ

$$\begin{aligned}R &= 200 \text{ m.} \\W &= 20 \text{ m.} \\R/W &= 10\end{aligned}$$

จากกราฟจะได้

$$\begin{aligned}V_{ss}/V_{avg} &= 1.2 \\V_{ss} &= 1.2V_{avg}\end{aligned}$$

การคำนวณหาขนาดหินสำหรับชั้นหินเรียง

$$D_{30} = S_f C_s C_v C_T d \left[\left(\frac{\gamma_w}{\lambda_s - \lambda_w} \right)^{1/2} \frac{V}{\sqrt{K_1 g d}} \right]^{2.5}$$

โดย

- g = Gravitational constant, 9.81 m/s^2
- D_{30} = Stone size of which 30% finer by weight
- S_f = Safety factor (minimum = 1.1)
- C_s = Stability coefficient for incipient failure
 - = 0.30 for angular rock
 - = 0.375 for rounded rock
- C_v = Vertical velocity distribution coefficient
 - = 1.0 for straight channel, inside of bend
 - = $1.283 - 0.21 \log(R/W)$, outside of bend, [=1 for $(R/W) > 26$]
 - = 1.25, downstream of concrete channel
 - = 1.25, end of dikes
- C_T = Thickness coefficient
 - = 1.0 for thickness = $1.5D_{50}$
- d = Local depth of flow
- γ_w = Unit weight of water
- V = Local depth average velocity Use V_{ss} for side slope riprap
- K_1 = Side slope correction factor

Side slope correction factor

$$K_1 = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi}}$$

เมื่อ

- K_1 = Side slope correction factor
 θ = angle of side slope with horizontal
 ϕ = angle of repose of riprap material (normally 35 – 40 degree)

ตัวอย่าง

- C_s = 0.30 for angular rock
 C_v = 1.283 – 0.21 log (R/W), outside of bend, Use R/W = 10 จะได้
 C_v = 1.283 – 0.21 log 10 = 1.083
 C_T = 1.0 for thickness = 1.5D50
 d = 8.00 m.
 γ_w = 1000 kg/m³
 γ_s = 2650 kg/m³
 V = V_{ss} = 1.2 V_{avg}
สมมติ V_{avg} = 2.5 m/s
 V_{ss} = 1.2*2.5 = 3.00 m/s
Slope 1 : 2
 θ = 26.56
 ϕ = 35
 K_1 = $\sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi}}$
= 0.626
จะได้
 D_{30} = (SF)(2.6)[(0.7785)(0.428)]^{2.5}
= SF*(0.166)
ใช้ SF = 1.5
จะได้ D_{30} = 0.25 m.

สำหรับความหนาของชั้นป้องกันกัการกัดเซาะนั้นไม่ควรน้อยกว่า 1.5 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินถม (1.5d) ซึ่งโดยทั่วไปควรมีค่าอยู่ระหว่าง 1.8 – 2.0 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของหินถม (1.8d – 2d) สำหรับค่า Manning Roughness Coefficient, n นั้นเป็นค่าเฉพาะของแต่ละลักษณะของลำน้ำซึ่งสามารถหาได้โดยประมาณจากตารางต่อไปนี้

Manning Roughness Coefficient, n	
<u>Major Rivers (Width more than 50 m.)</u>	
1. Straight, Alluvial, sand	0.020-0.040
2. Straight, gravel	0.020-0.045
3. Irregular section	0.035-0.0100
<u>Minor Streams (Width less than 30m.)</u>	
1. Straight, short grass	0.025-0.035
2. Pasture, high grass	0.030-0.050
<u>Floodplains</u>	
1. Pasture, short grass	0.025-0.035
2. Winding, irregular	0.035-0.060
3. Cultivated, no crop	0.020-0.040
4. Cultivated, field crop	0.030-0.050
5. Light, scattered bush	0.035-0.070
6. Medium to dense bush	0.070-0.160
7. Trees land, stumps	0.050-0.080
8. Heavy stand trees	0.080-0.120
<u>Excavated Channel</u>	
1. Earth , recently completed	0.016-0.020
2. Earth with grass	0.018-0.033
3. Rock, smooth	0.025-0.040
4. Rock, jagged	0.035-0.050

การหาค่าความเร็วของกระแสหน้า Estimation of mean flow velocity by Manning's equation (SI unit)

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

เมื่อ

n

V = mean flow velocity (m./s)

R = Hydraulic radius (m.)

= $\frac{\text{Cross sectional area (m.}^2\text{)}}{\text{Wetted perimeter (m.)}}$

S = Energy gradient

= Bed gradient under uniform flow

n = Manning's coefficient of roughness

ตัวอย่าง

สมมติ n = 0.045

s = bed slope = 1/5000

$$\text{Cross sectional area} = 100 \text{ m}^2$$

$$\text{Wetted perimeter} = 14 \text{ m.}$$

$$R = 100/14 = 7.14$$

จะได้

$$V = \frac{[(7.14)^{2/3} * (1/5000)^{1/2}]}{0.045} = 1.17 \text{ m/s}$$

การคำนวณหาค่า Hydraulic roughness สำหรับชั้นป้องกันการกัดเซาะชนิดหินเรียง (riprap)

$$n = K (D_{90})^{1/6}$$

โดย

$$n = \text{Hydraulic roughness}$$

$$K = 0.034$$

$$D_{90} = \text{Size of which 90\% of sample is fines, (ft)}$$

ตัวอย่าง

$$\text{สมมติ } D_{90} = 40 \text{ cm.}$$

$$= 1.33 \text{ ft.}$$

$$\text{จะได้ } n = 0.034 (1.33)^{1/6}$$

$$= 0.036$$

การคำนวณหาขนาดของหินจากกราฟ

ตัวอย่าง

$$\text{ความเร็วของกระแสน้ำ} = 2.5 \text{ m./s.}$$

$$= 8.34 \text{ f./s.}$$

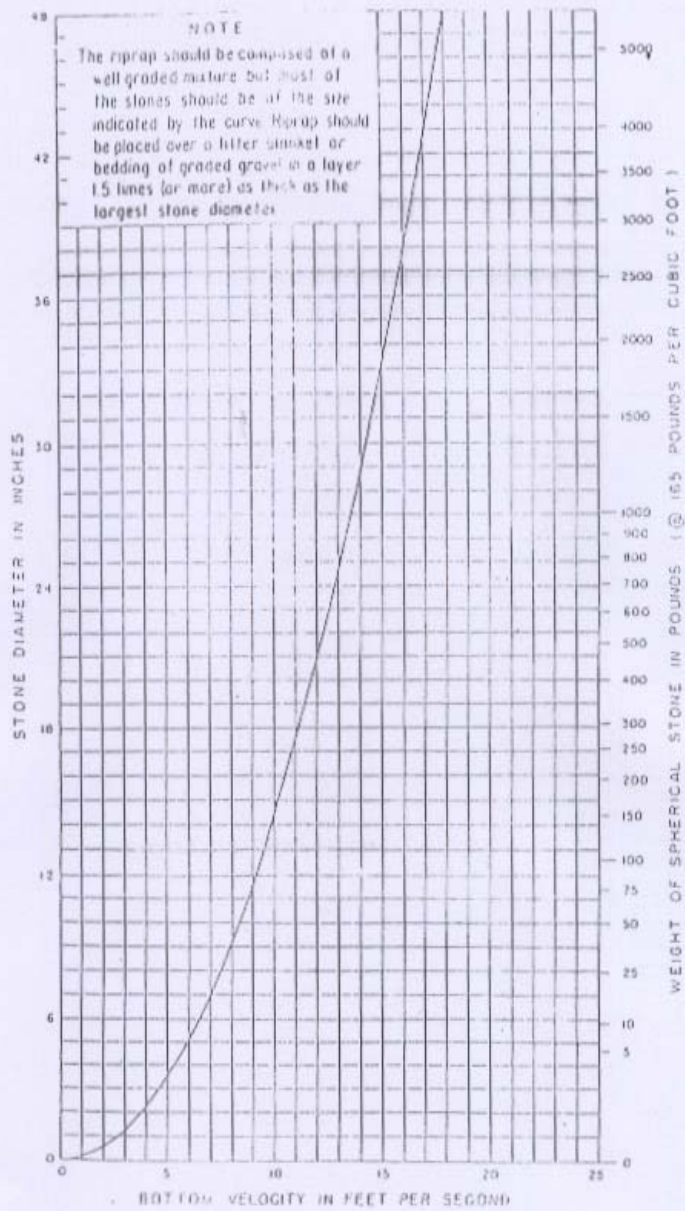
$$\text{จากกราฟได้ขนาดของหิน} = 10''$$

$$= 25 \text{ cm.}$$

$$\text{ความหนาของชั้นหินเรียง} = 1.8d - 2d$$

$$\text{ใช้ความหนาของชั้นหินเรียง} = 2d$$

$$= 2 * 25 = 50 \text{ cm.}$$

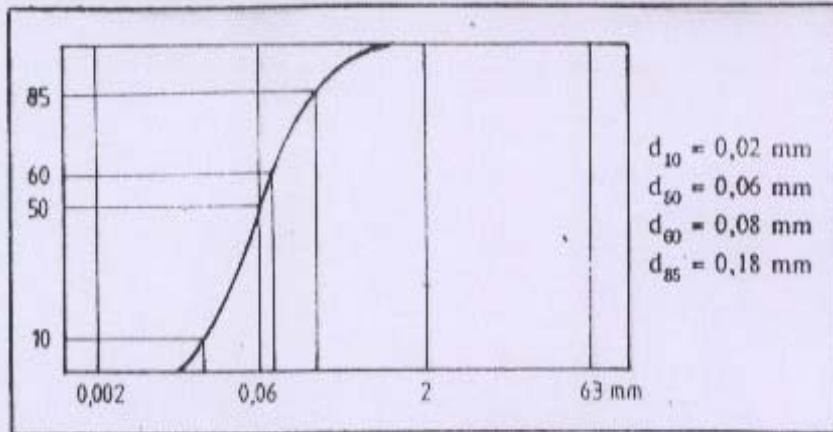


SOURCE : HYDRAULIC DESIGN OF STILLING BASINS AND ENERGY DISSIPATORS
P. 209, U. S. B. R.

CURVE TO DETERMINE MAXIMUM STONE SIZE IN RIPRAP MIXTURE

ตัวอย่าง (การเลือกแผ่นใยสังเคราะห์)

กำหนดให้ดินเดิม(Sub soil) มีคุณสมบัติดังนี้



และความเร็วกระแสน้ำ = 2.5 m/s

Soil permeability = 0.0005 cm/s

a) Check Effective pore size (d_w)

$$U \text{ หรือ } C_v = d_{60}/d_{10} = 0.06/0.02 = 3$$

$$d_{85}/d_{50} = 0.18/0.06 = 3$$

จากตาราง 1 จะได้

$$d_w < 1.8d'_{50} = 1.8 \times 0.06 = 0.108 \text{ mm.}$$

จากตารางเลือกใช้ TS700

b) Check the Hydraulic filter stability .

$$k_g > t_g * k_s / 5 / d_{50}$$

$$> 2.6 * 0.0005 / 5 / 0.06$$

$$> 0.00433 \quad \text{cm/s}$$

จากตาราง TS 700 มีค่า $k_g = 0.4 \text{ cm/s}$

โดย

t_g = Thickness of geotextile

k_s = Soil permeability

	$d_{85}/d_{50} < 2$	$d_{85}/d_{50} < 4$	$d_{85}/d_{50} > 4$
$C_u < 3$	$D_w \leq 1,0 \cdot d_{50}$	$D_w \leq 1,5 \cdot d_{50}$	$D_w \leq 1,5 \cdot d_{50}$
$C_u < 6$	$D_w \leq 1,5 \cdot d_{50}$	$D_w \leq 1,8 \cdot d_{50}$	$D_w \leq 1,8 \cdot d_{50}$
$C_u > 6$	$D_w \leq 1,0 \cdot d_{50}$	$D_w \leq 1,6 \cdot d_{50}$	$D_w \leq 2,0 \cdot d_{50}$

Table 1: Filter criteria for noncohesive soils in turbulent currents

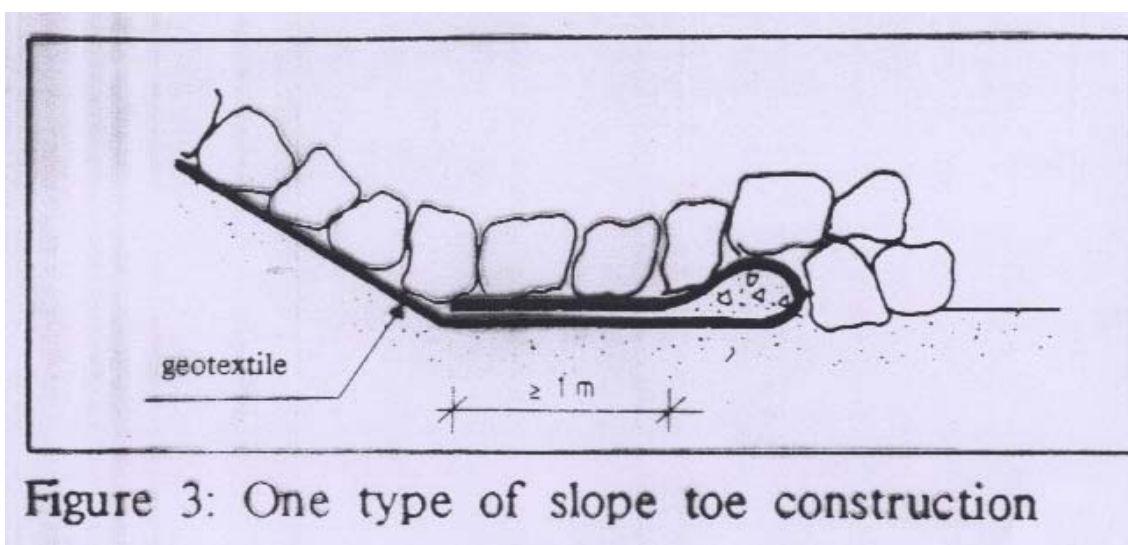
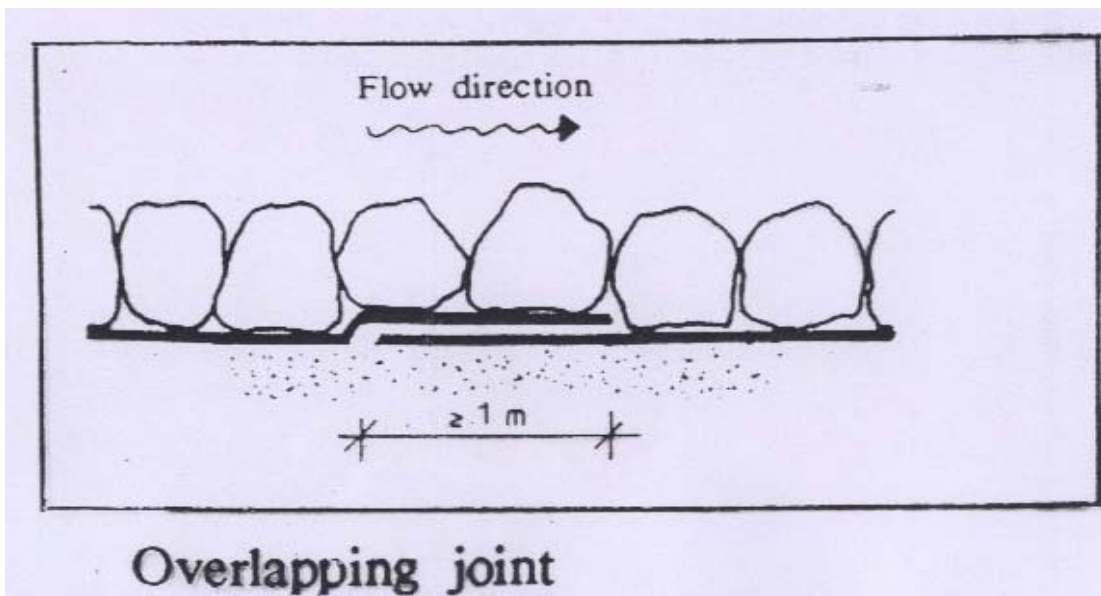
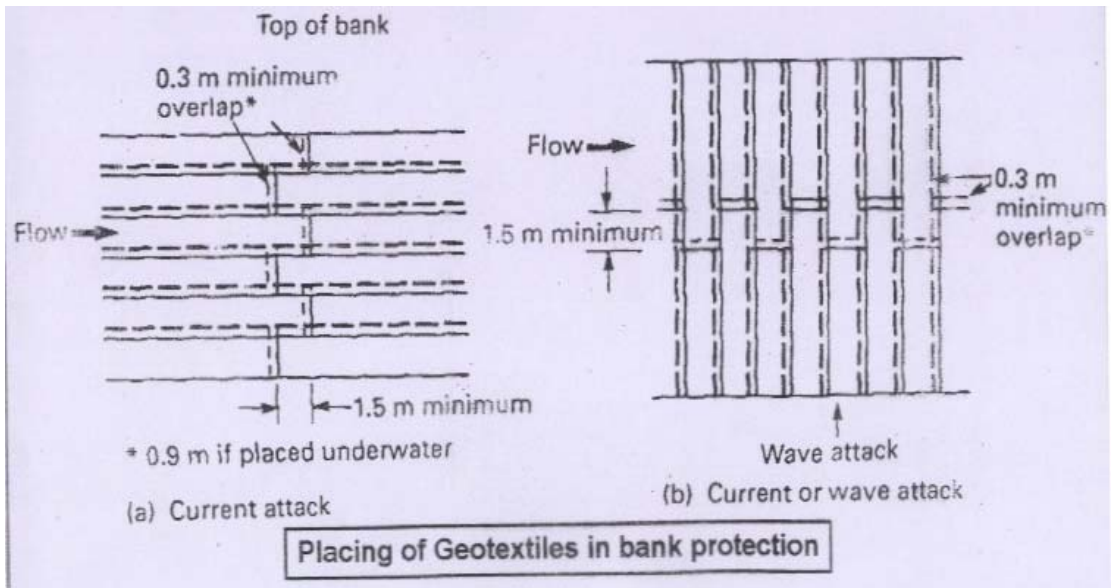
Mechanical specifications		Polyfelt – standard grades				
		dimension	TS 500	TS 600	TS 700	TS 750
mass	g/m ²	140	200	280	350	400
thickness under 0.02 bar 1.00 bar 2.00 bar	mm	1.50	2.00	2.60	3.00	3.30
		0.70	0.95	1.30	1.55	1.80
		0.60	0.75	1.00	1.25	1.45
pore number e under 0.02 bar (0.2 N/cm ²)	--	8.8	8.1	7.4	6.8	6.5
CBR-Test (X-s)	N	1350	1800	2600	3000	3400
strip tensile strength	N/5 cm	450	640	900	1050	1150
strip tensile strength	N/5 cm	430	600	860	1000	1100
extension at break	%	50-80	50-80	50-80	50-80	50-80
minimum extension at 30% of strip tensile strength	%	20	20	20	20	20
grab strength	N	510	760	1080	1320	1500
grab strength	N	590	880	1200	1400	1600
grab elongation	%	50-80	50-80	50-80	50-80	50-80
tear strength	N	180	275	365	420	500
cone penetration test average value of diameter	mm	15.4	12.0	10.0	8.1	7.2

Hydraulic specifications

effective pore size Dw	mm	0.12	0.11	0.09	0.08	0.07
vertical to the plane k-value under: 0.02 bar 1.00 bar 2.00 bar	cm/s (x10 ⁻²)	50	50	50	40	40
		10	10	10	10	10
		6	6	6	6	6
lateral within the plane k-value under: 0.02 bar 1.00 bar 2.00 bar	cm/s (x10 ⁻²)	100	100	90	80	80
		20	20	10	10	10
		10	9	9	9	8
vertical to the plane water permeability Q 10cm head under: 0.02 bar 1.00 bar 2.00 bar	l/s x m ²	330	250	190	130	120
		140	110	80	65	60
		118	80	58	55	52

Geotextiles Nonwoven

Property	Units	160N	170N	180N	1100N	1120N	1160N
MECHANICAL PROPERTIES							
Wide width tensile strength							
BS 6906 : Part 1 : 1987, ASTM D4595 : 1986							
Mean peak strength	kN/m	13.5	16.0	18.5	23.0	27.0	34.0
Extension at peak strength	%	50%	50%	60%	60%	60%	70%
CBR puncture							
BS 6906 : Part 4 : 1989, DIN 54307							
Mean peak strength	N	2,250	2,650	3,000	3,750	4,300	5,800
Extension at peak strength	%	40%	40%	40%	45%	45%	50%
Grab tensile							
ASTM D4632 : 1991							
Mean peak strength	N	800	900	1,000	1,200	1,500	1,900
Extension at peak strength	%	55%	55%	55%	60%	60%	60%
Trapezoidal tear resistance							
ASTM D4533 : 1991							
Mean peak strength	N	350	400	450	500	575	725
Drop cone							
BS 6906 : Part 6 : 1990							
D_{500}	mm	18	17	15	10	8	5
HYDRAULIC PROPERTIES							
Pore size							
BS 6906 : Part 2 : 1989							
AOS - Q_{90}	mm	0.085	0.065	<0.059	<0.059	<0.059	<0.059
CEN TC189 : 1995							
AOS - Q_{90}	mm	0.110	0.110	0.110	0.100	0.100	0.100
Water permeability							
BS 6906 : Part 3 : 1989							
Q_{100}	L/m ² .sec	220	210	200	190	180	130
PHYSICAL PROPERTIES							
Mass per unit area							
EN 965 : 1995, ASTM D5261 : 1992							
	g/m ²	200	240	280	340	410	540
Thickness							
EN 964 : 1995, ASTM D5199 : 1991							
	mm	2.0	2.4	2.7	3.4	4.0	5.4
Roll width							
	m	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0
Roll length							
	m	200	100	100	100	100	50
Roll weight							
	kg	165	100	115	140	170	115



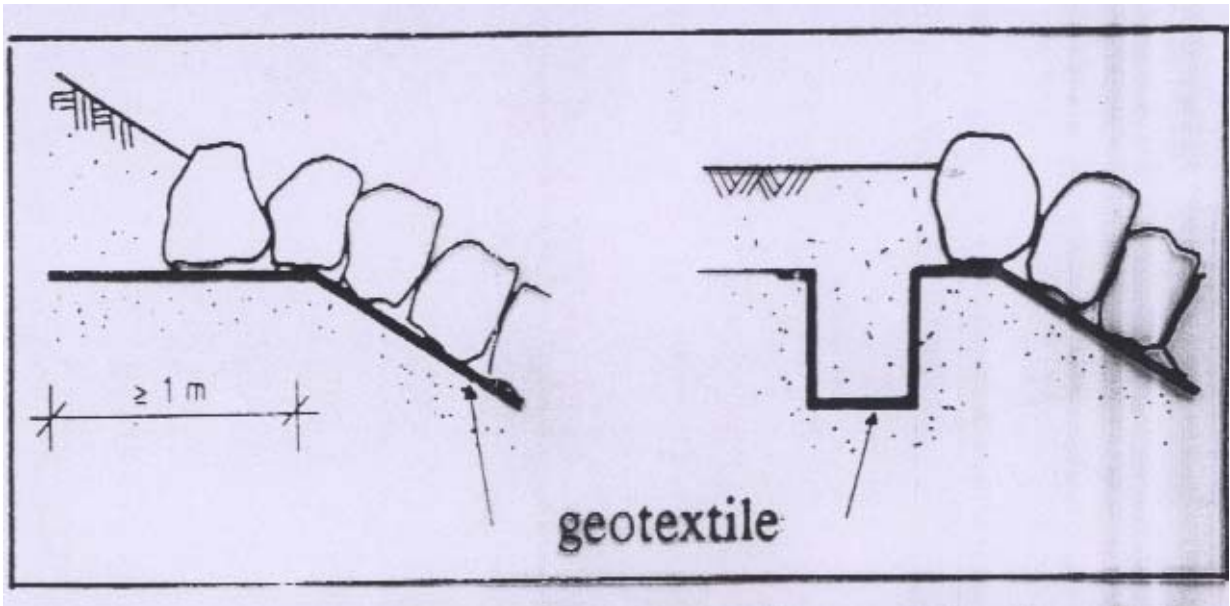
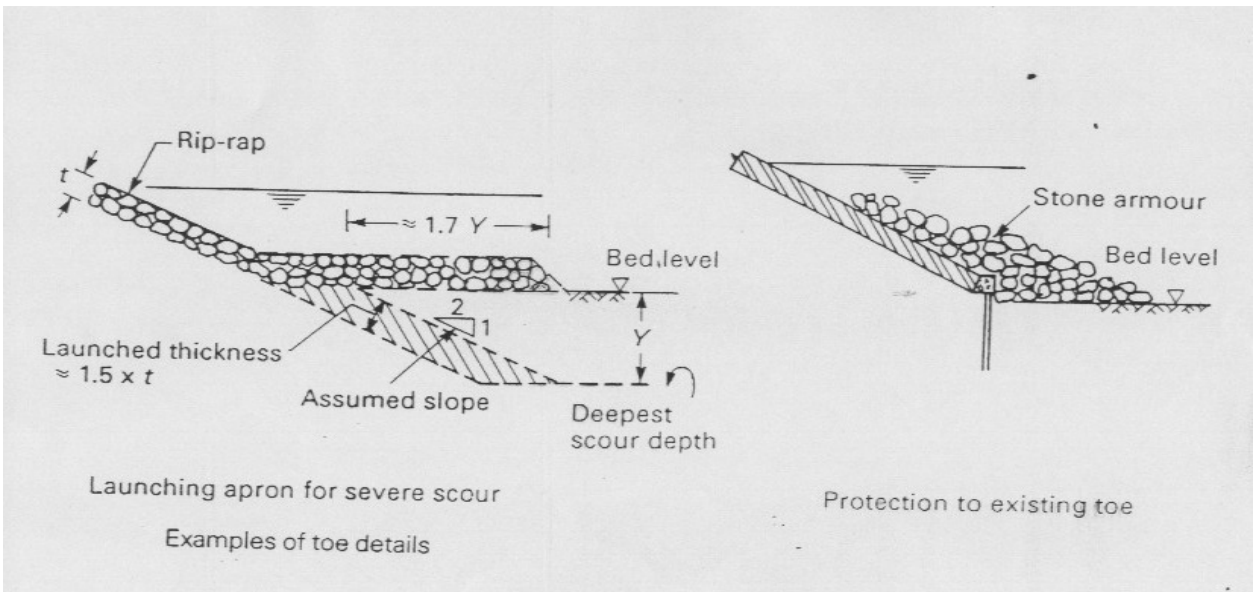


Figure : Examples of anchoring methods of the geotextile at the top of the slope

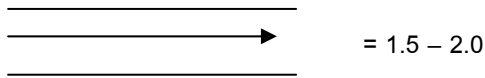


Scoured depth in non-cohesive soil

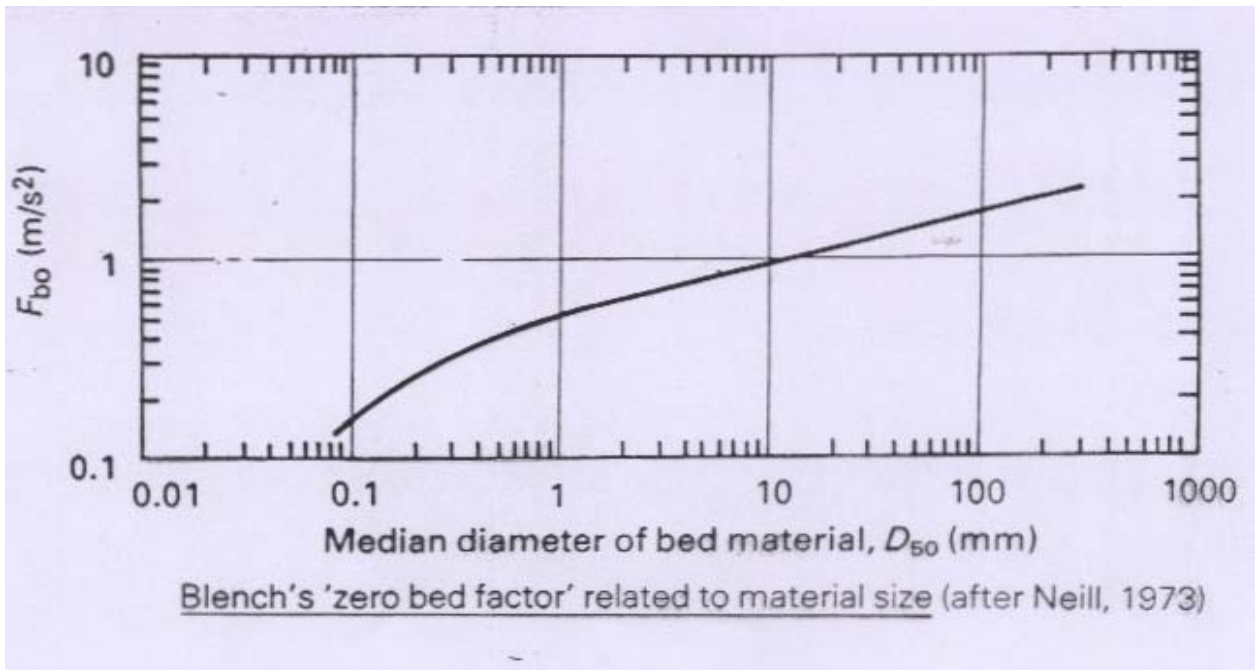
$$d_{\max} = Z \left(\frac{q^2}{F_{bo}} \right)^{1/3}$$

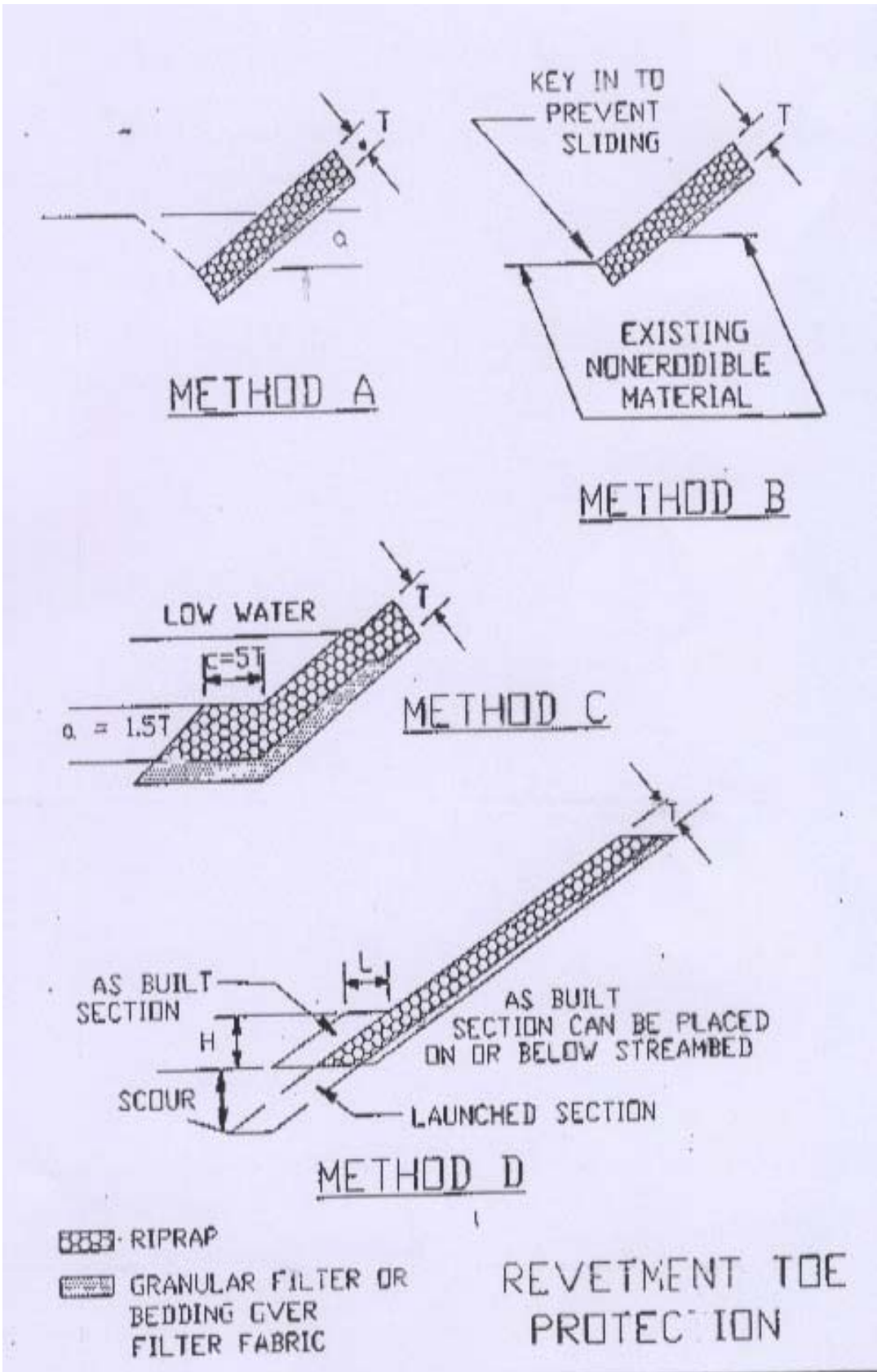
Where

- F_{bo} = Zero bed factor (from graph)
- q = Local discharge intensity ($m^3/s/m.width$)
- Z = Flow pattern factor



D_{\max} = Maximum scoure depth (m.) (วัดจากระดับน้ำ)



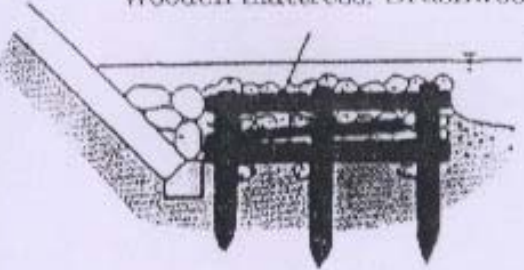
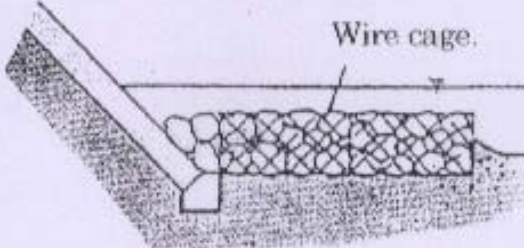
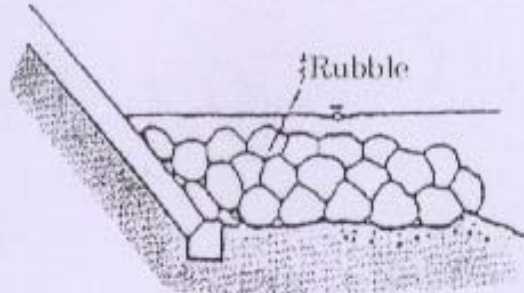
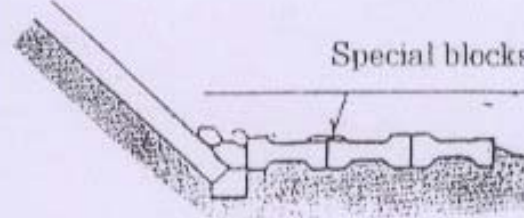


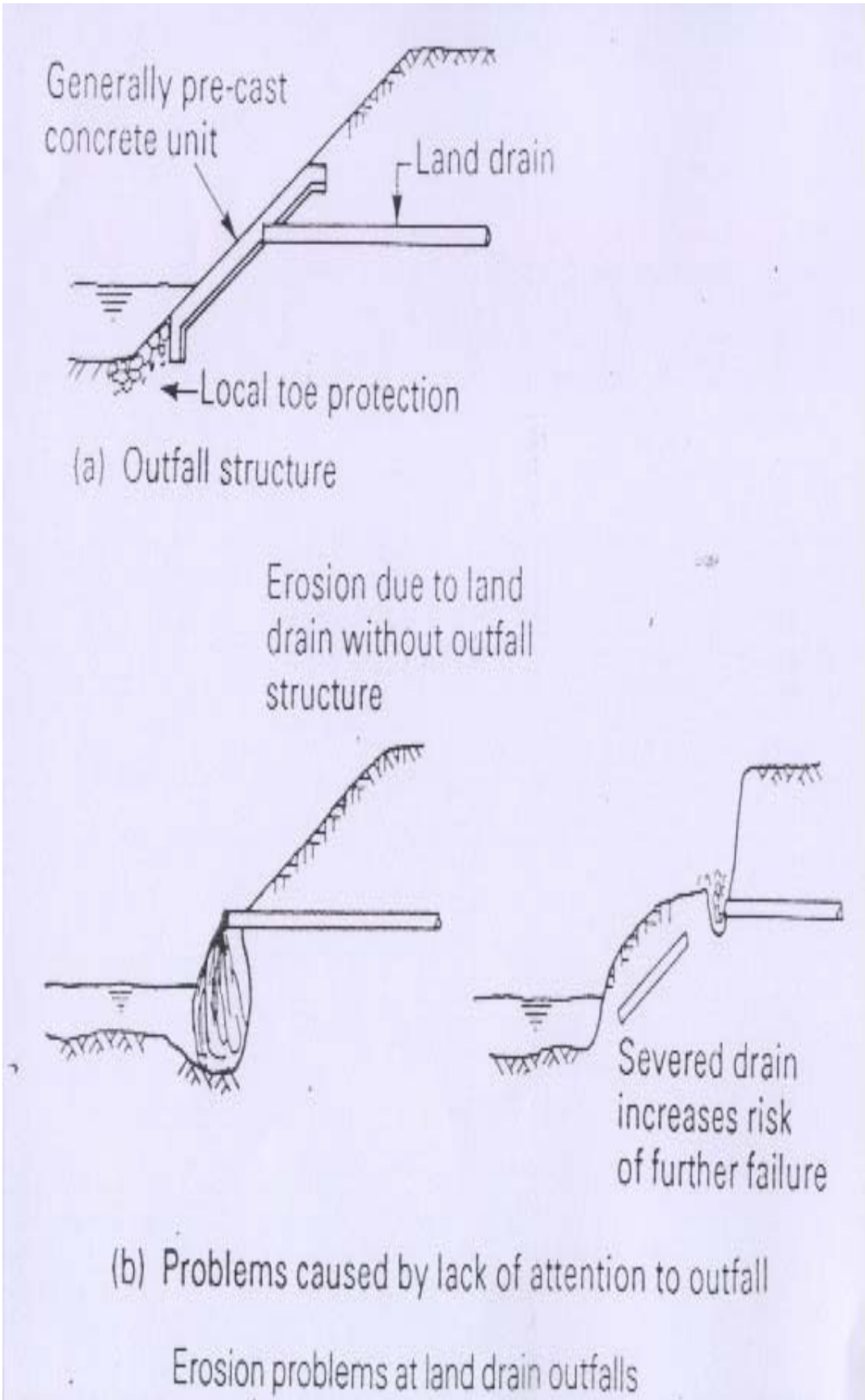
Increase in Stone Volume for Riprap Launching Sections		
Vertical Launch Distance, ft ¹	Volume Increase Percent	
	Dry Placement	Underwater Placement
≤ 15	25	50
> 15	50	75

Note : ¹From bottom of launch section to maximum scour.

ตัวอย่าง การคำนวณเสาเข็มเชื่อมป้องกันตลิ่งแบบ Anchored Wall โดยวิธี FREE
EARTH SUPPORT
กำหนดให้เสาเข็มกว้าง 0.30 ม. ทุกระยะ 1.00 ม.
หาตำแหน่งสมมูลของแรงดันดิน (ระยะ Z จาก Dredge Line) :

Types of Foot Protection

	Concept Diagram of Construction Method
Wooden Type	<p data-bbox="630 454 1109 488">Wooden mattress, Brushwood etc</p> 
Basket Type	<p data-bbox="842 842 986 875">Wire cage.</p> 
Rubble Type	<p data-bbox="810 1256 922 1290">Rubble</p> 
Block Type	<p data-bbox="842 1608 1050 1641">Special blocks</p> 



1.2 การออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่งชนิดตอกเข็ม

การก่อสร้างเขื่อนป้องกันตลิ่งชนิดลาดเอียงในลำน้ำที่แคบหรือตลิ่งมีความสูงชันมาก อาจไม่เป็นการเหมาะสมเนื่องจากลาดของตัวเขื่อนจะยื่นล้ำเข้าไปในลำน้ำมาก ทำให้เกิดปัญหาในการใช้ลำน้ำได้ วิธีแก้ปัญหาวีหนึ่ง คือ เลือกใช้เขื่อนป้องกันตลิ่งชนิดแนวตั้ง เอกสารนี้จะกล่าวถึงการวิเคราะห์และออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่งชนิดแนวตั้งเบื้องต้น โดยในส่วนแรกจะกล่าวถึงการจำแนกประเภทต่าง ๆ ที่กระทำกับตัวเขื่อน เพื่อเป็นพื้นฐานในการวิเคราะห์และออกแบบต่อไป สำหรับการวิเคราะห์และออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่งในเอกสารส่วนนี้จะกล่าวเฉพาะเขื่อนแนวตั้งที่นิยมใช้สองแบบข้างต้น ซึ่งการศึกษารูปแบบการวิบัติของโครงสร้างเป็นวิธีการอย่างหนึ่งในการศึกษาพฤติกรรมในการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้าง เมื่อทราบกลไกของการวิบัติแล้ว ผู้ออกแบบสามารถวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างที่มั่นคงแข็งแรงได้ต่อไป

1.2.1 แรงที่กระทำกับเขื่อนป้องกันตลิ่ง

การก่อสร้างเขื่อนป้องกันตลิ่งชนิดแนวตั้ง เป็นการขัดต่อธรรมชาติเนื่องจากการก่อสร้างตลิ่งให้มีความชันสูงกว่าความชันธรรมชาติของตัวตลิ่งเอง ดังนั้นเขื่อนป้องกันตลิ่งชนิดนี้จึงต้องต้านทานแรงกระทำที่สูงกว่าเขื่อนป้องกันตลิ่งชนิดอื่น กล่าวคือ นอกจากจะต้องต้านทานแรงเนื่องจากการกัดเซาะรูปแบบต่าง ๆ แล้ว เขื่อนชนิดนี้ยังต้องต้านทานแรงเนื่องจากแรงดันดินและน้ำ ดังนั้นราคาก่อสร้างเขื่อนชนิดนี้จึงสูงกว่าเขื่อนชนิดอื่น สำหรับแรงที่กระทำกับเขื่อนชนิดแนวตั้งนี้ ได้แก่

- (1) แรงดันดินด้านข้าง เป็นแรงกระทำในแนวราบ ประกอบด้วย แรงดันดิน เชิงรุก (active earth pressure) และแรงดันดินเชิงรับ (passive earth pressure)
- (2) แรงดันเนื่องจากน้ำ เป็นได้ทั้งแรงในแนวราบและแรงในแนวตั้ง
- (3) น้ำหนักบรรทุกจรด้านหลังเขื่อน
- (4) น้ำหนักของตัวเขื่อน
- (5) แรงกัดเซาะเนื่องจากกระแสน้ำ คลื่น และอื่น ๆ
- (6) แรงเนื่องจากการไหลของน้ำในมวลดิน
- (7) แรงเนื่องจากแผ่นดินไหว

จะเห็นว่าแรงที่กระทำกับตัวเขื่อนป้องกันตลิ่งชนิดแนวตั้งนี้จะคล้ายคลึงกับแรงที่กระทำกับกำแพงกันดินทั่วไป ต่างกันที่เขื่อนป้องกันตลิ่งจะต้องต้านทานแรงกระทำเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกไฮดรอลิก (Hydraulic loading) อันได้แก่ แรงจากกระแสน้ำและคลื่น รวมทั้งต้องมีการคำนึงถึงผลของการกัดเซาะบริเวณท้องน้ำ

1.2.2 แรงดันดินด้านข้าง (lateral earth pressure)

แรงดันดินด้านข้าง เป็นแรงในแนวราบ ซึ่งสามารถคำนวณหาได้จาก

$$\sigma_h' = K \sigma_v' \quad (1.2-1)$$

เมื่อ σ_h' เป็นหน่วยแรงดันดินด้านข้างประสิทธิผล

σ_v' เป็นหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง

และ K คือ สัมประสิทธิ์แรงดันดิน หรือ earth pressure coefficient ซึ่งขึ้นอยู่กับลักษณะการเคลื่อนตัวของดิน สามารถแบ่งออกได้เป็น 3 กรณี ดังนี้

กรณีที่ 1 ดินไม่เกิดการเคลื่อนที่ในแนวราบ

สัมประสิทธิ์แรงดันดินในกรณีนี้จะเป็นสัมประสิทธิ์แรงดันดินหยุดนิ่ง หรือ Coefficient of at-rest earth pressure (K_0) ตัวอย่างการหาค่า (K_0) ของดินประเภทต่าง ๆ ได้แก่ ดินทราย (granular soil)

$$(K_0) = 1 - \sin\phi' \quad (1.2-2)$$

เมื่อ ϕ' คือ มุมเสียดทานภายในของดิน

ดินเหนียวรืบน้ำหนักบรรทุกปกติ (normally consolidated clay)

$$K_0 |_{nc} = 0.95 - \sin\phi' \quad (1.2-3)$$

ดินที่เคยรับน้ำหนักบรรทุกสูงกว่าปัจจุบัน (Over consolidated clay)

$$K_0 = K_0 |_{nc} \sqrt{OCR} \quad (1.2-4)$$

เมื่อ OCR คือ อัตราการรับแรงกดในอดีตเทียบกับปัจจุบัน (over-consolidation ratio)

กรณีที่ 2 ดินมีการเคลื่อนที่ในลักษณะที่ทำให้เกิดการขยายตัวในแนวราบ

สัมประสิทธิ์แรงดันดินในกรณีนี้จะเป็นสัมประสิทธิ์แรงดันดินเชิงรุก หรือ Coefficient of active earth Pressure (K_a) โดยทั่วไปสัมประสิทธิ์ K_a จะมีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับ 1

กรณีที่ 3 ดินมีการเคลื่อนที่ในลักษณะที่ทำให้เกิดการหดตัวในแนวราบ

สัมประสิทธิ์แรงดันดินในกรณีนี้จะเป็นสัมประสิทธิ์แรงดันดินเชิงรับ หรือ Coefficient of passive earth

Pressure (K_p) โดยทั่วไปสัมประสิทธิ์ K_p จะมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับ 1

วิธีการหาค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินเชิงรุกและแรงดันดินเชิงรับที่นิยมใช้ในปัจจุบันมีอยู่ 2 วิธี คือ วิธีของ Coulomb และ วิธีของ Rankine สำหรับวิธีของ Coulomb เป็นวิธีที่พิจารณาผลของแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างกำแพงและดิน ซึ่งเหมาะกับกำแพงประเภท gravity wall ที่มีรูปร่างซับซ้อน (complex geometry) ส่วนวิธีของ Rankine เป็นวิธีการวิเคราะห์แรงดันดินที่ง่ายกว่า เนื่องจากไม่ได้พิจารณาแรงเสียดทานระหว่างกำแพงและดิน ซึ่งเหมาะสำหรับกำแพงในแนวตั้ง มีพื้นผิวเรียบและมีชั้นดินหลาย ๆ ชั้น

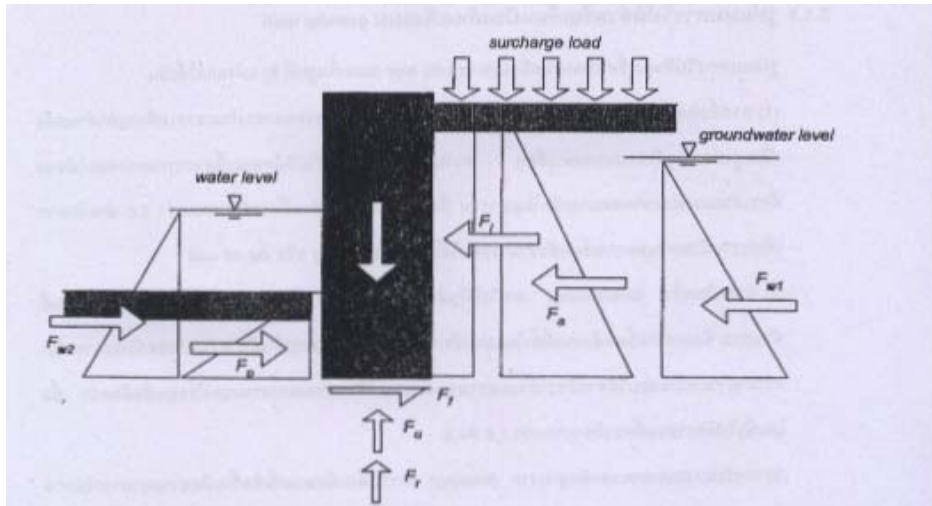
1.2.3 การวิเคราะห์และออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่ง

ในส่วนนี้จะกล่าวถึงการวิเคราะห์และออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่งชนิดแนวตั้งรูปแบบที่นิยมใช้สองรูปแบบ คือ เขื่อนป้องกันตลิ่งแบบ Gravity wall และ sheet-piling wall

(1) การวิเคราะห์และออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่งแบบ Gravity wall

เขื่อนป้องกันตลิ่งแบบ Gravity wall เป็นเขื่อนที่อาศัยน้ำหนักตัวเองต้านแรงดันดินด้านหลัง เขื่อนวัสดุที่ใช้ควรเป็นวัสดุที่มีหน่วยความหนาแน่นสูง รวมทั้งมีความทนทานต่อสภาพแวดล้อม เช่น คอนกรีต อิฐก่อ และ ก่อถลุงตาข่ายเกเบียร์ เป็นต้น

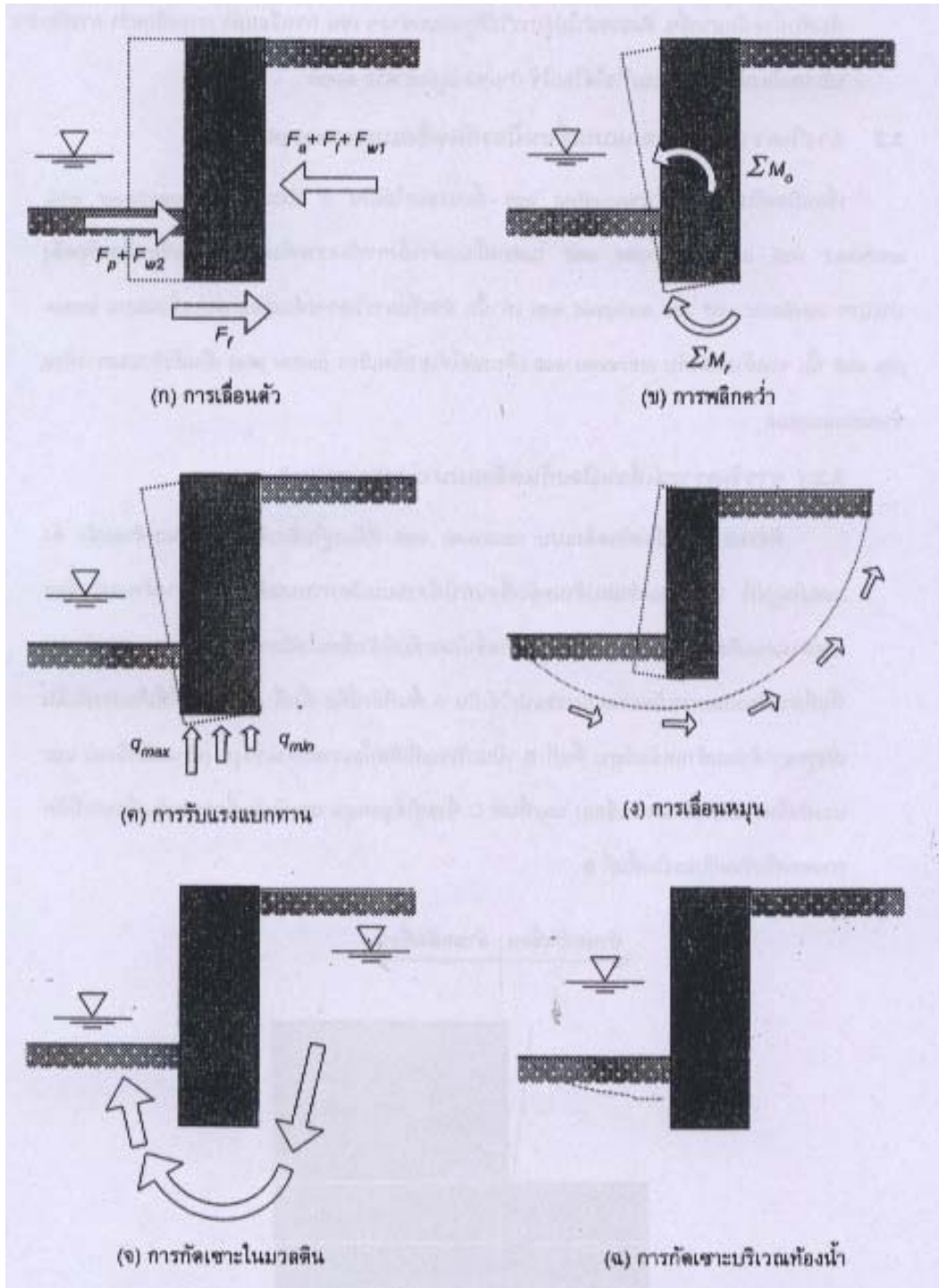
คอนกรีตเป็นวัสดุที่นิยมใช้กันมากในการก่อสร้างเขื่อนประเภทนี้ แต่ในบางสภาวะการหล่อคอนกรีตอาจทำได้ลำบาก เช่น การก่อสร้างใต้น้ำ ซึ่งอาจต้องทำ Cofferdam แล้วสูบน้ำออก ทำให้ราคาค่าก่อสร้างสูง การแก้ปัญหาดังกล่าวอาจทำได้โดยใช้คอนกรีตสำเร็จรูปหรือเลือกใช้วัสดุคู่อื่น สำหรับการใช้ หิน อิฐก่อ หรือก่ออิฐยาแนว ซึ่งเป็นวัสดุที่รับแรงดึงได้ต่ำ ผู้ออกแบบจำเป็นต้องออกแบบรูปแบบและขนาดของเขื่อนที่ไม่ทำให้เกิดหน่วยแรงดึงขึ้นในตัวเขื่อน แรงและน้ำหนักบรรทุกที่กระทำกับตัวเขื่อนประเภทนี้แสดงไว้ในรูปที่ 4



รูปที่ 4 : ภาพแสดงแรงและน้ำหนักบรรทุกที่กระทำกับตัวเขื่อน

แรงที่กระทำกับเขื่อนป้องกันตลิ่งแบบ gravity wall	
น้ำหนักของตัวเขื่อน	W
แรงดันเชิงรับด้านหลังเขื่อน	F_a
แรงดันเชิงรับด้านหน้าเขื่อน	F_p
น้ำหนักของตัวเขื่อน	F
แรงดันเชิงรับด้านหน้าเขื่อน	F_{w1}
แรงดันเชิงรับด้านหน้าเขื่อน	F_{w2}
น้ำหนักของตัวเขื่อน	F_u
แรงดันเชิงรับด้านหน้าเขื่อน	F_r
แรงดันเชิงรับด้านหน้าเขื่อน	F_f

รูปที่ 5 : แรงและน้ำหนักบรรทุกที่กระทำกับเขื่อนป้องกันตลิ่งแบบ Gravity wall



รูปที่ 6 : แสดงการวิบัติสำหรับเขื่อนป้องกันตลิ่งแบบ Gravity wall

- รูปแบบการวิบัติของเขื่อนป้องกันตลิ่งแบบ gravity wall (แสดงในรูปที่ 6) แบ่งออกได้เป็น

(1.1) การเลื่อนตัว (Sliding) การวิบัติในลักษณะนี้เกิดขึ้นเมื่อผลรวมของแรงในแนวราบที่กระทำด้านหลังเขื่อนสูงกว่าแรงต้านทานของตัวเขื่อน ความปลอดภัยต่อการวิบัติลักษณะนี้สามารถตรวจสอบได้จากอัตราส่วนแรงต้านทานต่อแรงผลักในแนวราบ ซึ่งโดยทั่วไปอัตราส่วนนี้ควรมีค่ามากกว่า 1.5 สำหรับการเพิ่มความต้านทานต่อการเลื่อนตัวสามารถทำได้โดยใช้ shear key หรือ share key หรือ cut-off wall

(1.2) การพลิกคว่ำ (overturning) การวิบัติในลักษณะนี้เกิดขึ้นเมื่อโมเมนต์พลิกคว่ำมีค่าสูงกว่าโมเมนต์ต้านทาน ซึ่งอาจเกิดขึ้นหลังจากที่น้ำในแม่น้ำมีการลดระดับลงอย่างกะทันหัน ความปลอดภัยต่อการ

พลิกคว่ำสามารถตรวจสอบได้จากอัตราส่วนผลรวมของโมเมนต์ต้านทานต่อผลรวมของโมเมนต์พลิกคว่ำ ซึ่งโดยทั่วไปอัตราส่วนนี้ควรมีค่ามากกว่า 1.5 ถึง 2

(1.3) การรับแรงแบกทานของดินฐานราก (bearing) การวิบัติในลักษณะนี้เกิดขึ้นเมื่อความสามารถในการรับแรงแบกทานของดินมีน้อยกว่าแรงดันที่กระทำกับดินฐานราก ความปลอดภัยต่อการวิบัติลักษณะนี้สามารถตรวจสอบได้จากอัตราส่วนความสามารถในการรับน้ำหนักของดินฐานรากต่อแรงดันดินที่เกิดขึ้นสูงสุดในการออกแบบจะให้อัตราส่วนนี้มากกว่า 3 สำหรับการแก้ไขสามารถกระทำได้โดยการขยายขนาดของฐานหรือเสาเข็มช่วย

(1.4) การเลื่อนหมุน (rotational slip) การวิบัติในลักษณะนี้จะเกิดเมื่อมีการลดระดับน้ำในแม่น้ำลงอย่างกะทันหัน หรือมีชั้นดินอ่อนอยู่ใต้ฐานราก การตรวจสอบกระทำได้โดยใช้วิธีการคำนวณเสถียรภาพของความลาดเช่นเดียวกับเขื่อนป้องกันตลิ่งชนิดลาดเอียง

(1.5) การกัดเซาะในมวลดินที่มีลาดระดับน้ำหรือไฮโดรลิกแกรเดียนสูง ทำให้เกิดแรงดันน้ำในมวลดินกัดเซาะเม็ดดินออกเป็นโพรง การแก้ไขสามารถกระทำได้โดยลดระดับน้ำดังกล่าวลง ซึ่งอาจใช้วิธีการเพิ่มระยะของการซึมผ่าน โดยการเพิ่มระยะในแนวตั้งเช่นการใช้กำแพง cut-off หรือการเพิ่มระยะในแนวราบ เช่น การใช้ apron ก็ได้ การตรวจสอบความปลอดภัยประเภทนี้สามารถตรวจสอบได้จากทฤษฎี weighted-creep ของ Land สำหรับดินฐานรากในแต่ละประเภท

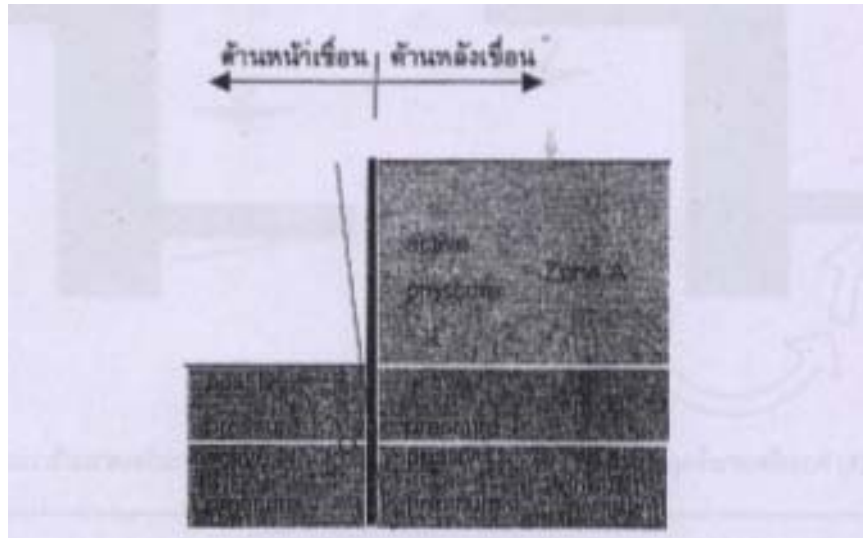
(1.6) การกัดเซาะบริเวณท้องน้ำ (scour) เป็นการกัดเซาะบริเวณหน้าเขื่อน การกัดเซาะนี้จะทำให้ตัวเขื่อนต้องรับน้ำหนักมากขึ้น อันอาจนำไปสู่การวิบัติรูปแบบต่าง ๆ เช่น การเลื่อนตัว การพลิกคว่ำ การกัดเซาะ บริเวณท้องน้ำนี้สามารถแก้ไขได้โดยใช้ กำแพง cut-off หรือ apron

(2) การวิเคราะห์และออกแบบ เขื่อนป้องกันตลิ่งแบบ sheet-piling wall

เขื่อนป้องกันตลิ่งแบบ sheet-piling wall นี้แบ่งออกเป็น 3 ประเภท คือ cantilever wall anchored wall และ batter-pile wall ในส่วนนี้จะกล่าวถึงการวิเคราะห์และออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่ง ประเภท cantilever wall และ anchored wall เท่านั้น สำหรับการวิเคราะห์และออกแบบเขื่อนแบบ batterpile wall นั้น จะคล้ายคลึงกับ anchored wall เพียงแต่ให้เสาเข็มเอียง (batter pile) เป็นตัวรับแรงทางด้านข้างแทนแผงเสมอ

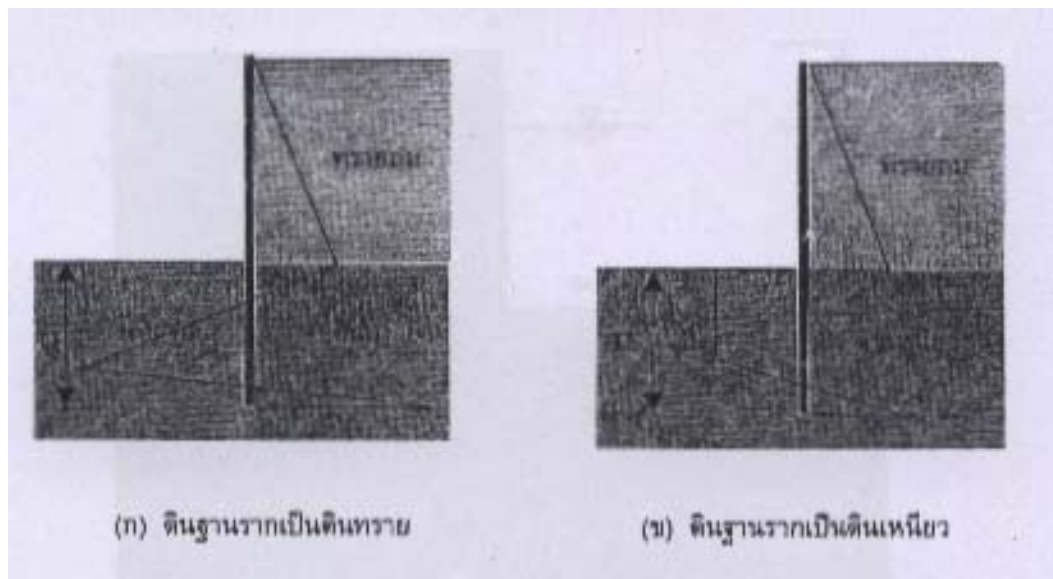
(2.1) การวิเคราะห์เขื่อนป้องกันตลิ่งแบบ cantilever wall

พิจารณาเขื่อนป้องกันตลิ่งแบบ cantilever wall ที่ฝังอยู่ในดินเดิมและมีดินถมด้านหลัง ดังแสดงในรูปที่ 7 ผลของดินถมด้านหลังเขื่อนทำให้ส่วนบนเกิดการเบนตัวออกไปทางด้านหน้าเขื่อนและส่วนล่างเกิดการเอียงตัวเข้า จุดหมุนเกิดขึ้นในระดับที่ตัวเขื่อนไม่มีการเคลื่อนที่ (จุด O) ถ้าแบ่งพื้นที่ตามลักษณะการเกิดแรงสามารถแบ่งได้เป็น 3 พื้นที่ดังนี้คือ พื้นที่ A เป็นพื้นที่ที่เกิดแรงดันดินเชิงรุกจากดินถมด้านหลังเขื่อน พื้นที่ B เป็นบริเวณที่เกิดทั้งแรงดันดินเชิงรุก (ด้านหลังเขื่อน) และแรงดันดินเชิงรับ (ด้านหน้าเขื่อน) และพื้นที่ C ซึ่งอยู่ใต้จุดหมุนแรงดันดินที่กระทำกับเขื่อนจะมีทิศทางตรงกันข้ามกับแรงในพื้นที่ B



รูปที่ 7 : แสดงการกระจายของแรงดันดินที่กระทำกับเขื่อนแบบ Cantilever wall

การกระจายของหน่วยแรงดันดินที่เกิดขึ้นสำหรับเขื่อนที่ฝังอยู่ในดินที่เป็นดินทรายสามารถแสดงได้ด้วยรูป 8ก และฝังอยู่ในดินเดิมที่เป็นดินเหนียวด้วยรูป 2.4 (8ข)



รูปที่ 8 : การกระจายของแรงดันดินของเขื่อนป้องกันตลิ่งแบบ Cantilever wall ที่มีดินฐานรากเป็นดินทรายและดินเหนียว

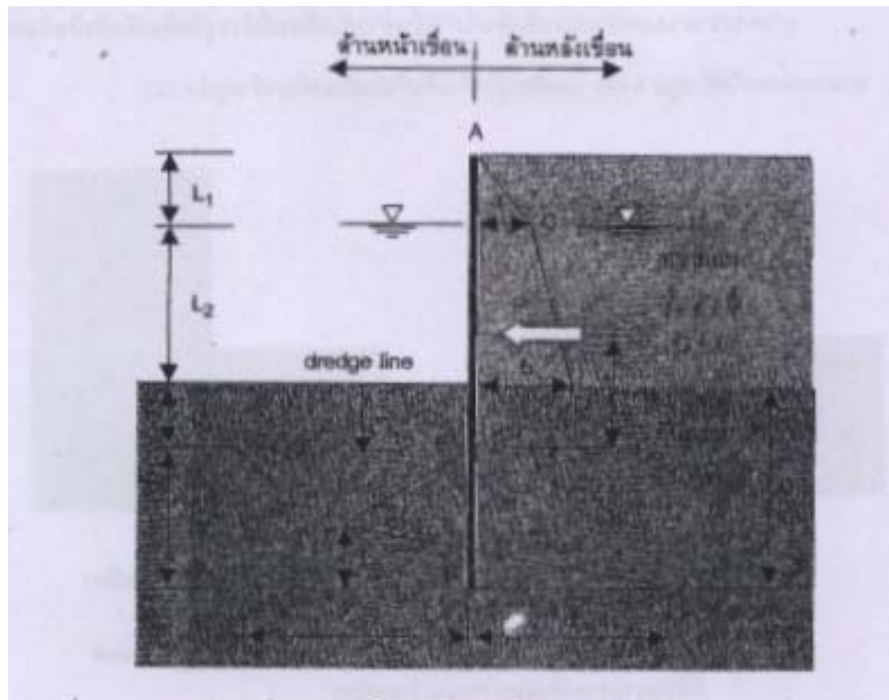
- เขื่อนป้องกันตลิ่งแบบ Cantilever wall ที่ฝังลงในชั้นดินเดิมหรือดินฐานรากที่เป็นดินทราย

พิจารณาเขื่อนป้องกันตลิ่งแบบ cantilever wall ที่ฝังลงในชั้นดินเดิม หรือ ดินฐานรากที่เป็นทราย สมมุติให้ดินเดิมและทรายถมเป็นวัสดุชนิดเดียวกัน กล่าวคือ มีหน่วยความหนาแน่นและมุมเสียดทานภายในเท่ากัน ระดับน้ำอยู่ต่ำกว่าระดับสันเขื่อนเป็นระยะเท่ากับ L_1 หน่วยแรงดันดินที่เกิดขึ้นแสดงไว้ในรูปที่ 5 ดังที่ได้กล่าวมาแล้วในข้างต้นว่า ส่วนของดินที่อยู่เหนือ dredge line หน่วยแรงดันดินด้านหลังเขื่อนเป็นหน่วยแรงดันดินเชิงรุกซึ่งหน่วยแรงดันดินดังกล่าว อันได้แก่ หน่วยแรงดันดิน a และ b และสามารถหาได้จาก

$$a = k_a \gamma L_1 \quad (1.2-5)$$

$$b = k_a (\gamma L_1 + \gamma L'_2) \quad (1.2-6)$$

ส่วนดินที่อยู่ใต้ Dredge line แต่อยู่เหนือจุดหมุน หน่วยแรงดันดินเชิงรุก และหน่วยแรงดันดินด้านหน้าเขื่อนเป็นหน่วยแรงดันดินรับ ซึ่งหน่วยแรงดันดินทั้งสองที่ความลึก z ใด ๆ จากการ dredge line สามารถคำนวณหาได้จาก



รูปที่ 9 : หน่วยแรงดันดินที่กระทำกับเขื่อนแบบ Cantilever wall ที่ฝังในดินฐานรากที่เป็นทราย

$$\sigma_a(z) = K_a (\gamma L_1 + \gamma L_2 + \gamma' z) = b + K_a \gamma' z \quad (1.2-7)$$

และ
$$\sigma_p = K_p \gamma' z \quad (1.2-8)$$

เมื่อ $\sigma_a(z)$ และ $\sigma_p(z)$ เป็นหน่วยแรงดันเชิงรุกและหน่วยแรงดันเชิงรับที่ความลึก z ใด ๆ จาก dredge line ดังนั้นหน่วยแรงดันดินด้านข้างสุทธิที่อยู่ระหว่าง dredge line และจุดหมุนสามารถคำนวณได้จากผลต่างของหน่วยแรงดันดิน $\sigma_a(z)$ และ $\sigma_p(z)$ หรือ

$$\sigma(z) = \sigma_a(z) - \sigma_p(z) = b - (K_p - K_a) \gamma' z \quad (1.2-9)$$

สำหรับความลึกที่หน่วยแรงดันดินมีค่าเท่ากับศูนย์ (zero pressure) หรือ ระยะ L_3 ได้ dredge line สามารถคำนวณได้จากการแทนค่าหน่วยแรงดันของค่าสุทธิในสมการ (7) เท่ากับศูนย์ และความลึก z เท่ากับ L_3 หรือ ได้ dredge line สามารถคำนวณหาได้จากการแทนค่าหน่วยแรงดันสุทธิในสมการ (7) เท่ากับศูนย์ และความลึก z เท่ากับ L_3 หรือ

$$\sigma(L_3) = \sigma_p(L_3) - \sigma_a(L_3) = 0 \quad (1.2-10)$$

หรือ
$$b - (K_p - K_a) \gamma' L_3 = 0 \quad (1.2-11)$$

จะได้
$$L_3 = b / [\gamma' (K_p - K_a)] \quad (1.2-12)$$

จากรูปที่ 2.5(9) และ สมการ (2.4.2-12) จะสังเกตได้ว่า การกระจายหน่วยแรงดันดินสุทธิ DEF มีความลาดเอียงเท่ากับ $\gamma' (K_p - K_a)$

ดังนั้นหน่วยแรงดันดิน c ที่ปลายเข็มด้านหน้าเขื่อนสามารถคำนวณหาได้จาก

$$C = \gamma' (K_p - K_a) \quad (1.2-13)$$

สำหรับดินที่อยู่ใต้จุดหมุน หน่วยแรงดันดินที่เกิดขึ้นจะมีทิศทางตรงข้ามกับหน่วยแรงดันดินของดินในส่วนบน กล่าวคือ ด้านหลังเขื่อนจะเกิดแรงดันดินเชิงรับ และด้านหน้าเขื่อนจะเกิดแรงดันดินเชิงรุก ดังนั้นหน่วยแรงดันดินสุทธิที่ปลายเข็ม ด้านหลังเขื่อนมีขนาดเท่ากับ

$$\sigma(D) = d = \sigma_p(D) - \sigma_a(D) = K_p (\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma' D) - K_a \gamma' D \quad (1.2-14)$$

หลังจากทราบขนาดของหน่วยแรงดันดินที่เกิดขึ้นทั้งหมดแล้ว ก็สามารถคำนวณหาความยาวของเข็มที่ฝังลงในดินฐานรากได้โดยอาศัยสมมูลย์ของโมเมนต์รอบจุดใดๆ ดังนี้

(i) ผลรวมของแรงในแนวราบ

$$\text{พื้นที่หน่วยแรงดันดิน ACDE} - \text{พื้นที่ EFHB} + \text{พื้นที่ FHBG} = 0 \quad (1.2-15)$$

$$\text{หรือ } P - 0.5 c L_4 + 0.5 L_5 (c + d) = 0$$

เมื่อ P คือ แรงลัพธ์ของพื้นที่หน่วยแรงดัน ACDE

(ii) ผลรวมของโมเมนต์รอบปลายเข็ม (จุด B)

$$P(L_4 + \bar{z}) - (0.5 c L_4)(L_4/3) + 0.5 L_5 (c + d)(L_5/3) = 0 \quad (1.2-16)$$

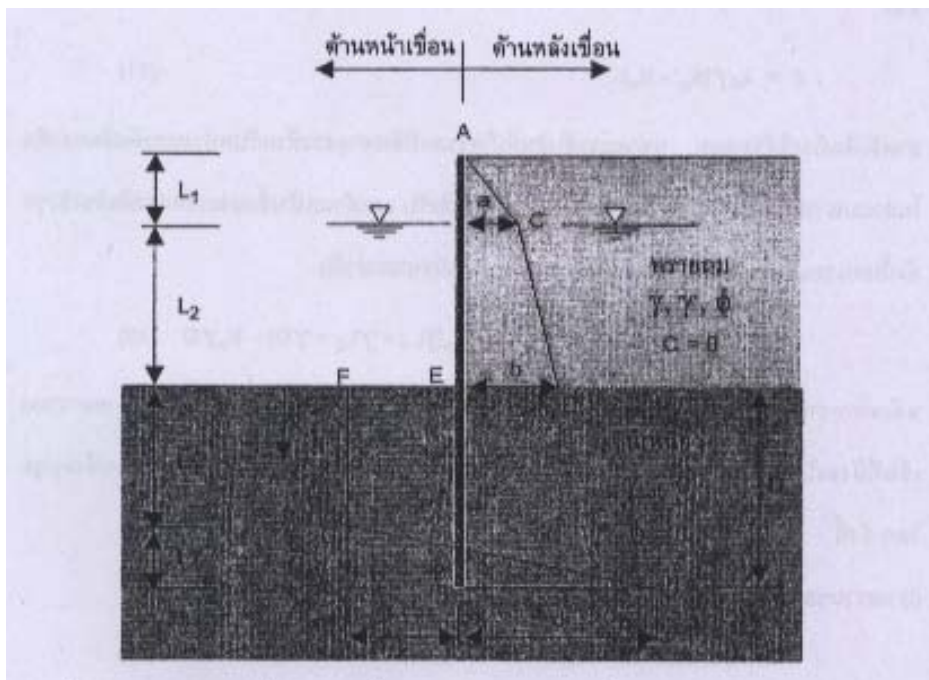
เมื่อ \bar{z} คือ ระยะจากจุด E ถึงตำแหน่งที่แรงลัพธ์ P กระทำ

จากสมมูลย์ในสมการ(14) และ (15) สามารถแก้สมการเพื่อหาความยาว L_4 และ L_5 หลังจากนั้นความลึกของเข็มที่ฝังในดินฐานรากหรือ D สามารถหาได้จาก

$$D = L_3 + L_4 \quad (1.2-17)$$

การกำหนดความปลอดภัยสามารถทำได้ 2 วิธี คือ เพิ่มความลึก D อีกประมาณร้อยละ 30 ถึง 40 หรือลดค่า K_p ที่ใช้ในการคำนวณลงประมาณร้อยละ 40 ถึง 50

- เขื่อนป้องกันตลิ่งแบบ cantilever wall ที่ฝังในดินฐานรากที่เป็นดินเหนียว พิจารณาเขื่อนตลิ่งแบบ Cantilever wall เช่นเดียวกับกรณี (1) แต่ดินฐานรากในที่นี้เป็นดินเหนียวที่มีความเชื่อมั่นแน่น เท่ากับ c การกระจายของแรงดันดินสามารถแสดงได้ด้วยรูปที่ 10



รูปที่ 10 : หน่วยแรงดันดินที่กระทำกับเขื่อนแบบ Cantilever wall ที่ฝังในดินฐานรากที่เป็นดินเหนียว

หน่วยแรงดัน a และ b สามารถคำนวณหาได้เช่นเดียวกับกรณี (1) หรือสมการ (3) และ (4) สำหรับดินที่อยู่ใต้ dredge line แต่อยู่เหนือจุดหมุน ด้านหลังเขื่อนจะเกิดแรงดันดินเชิงรุก และด้านหน้าเขื่อนเกิดแรงดันดินเชิงรับ ซึ่งหน่วยแรงดันดินดังกล่าวที่ความลึกใดๆ จาก dredge line สามารถคำนวณได้จาก

$$\sigma_a(z) = K_a (\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma_{sat} z) - 2C\sqrt{K_a} \quad (1.2-18)$$

$$\text{และ } \sigma_a(z)_p = K_p (\gamma_{sat} z + 2C\sqrt{K_p}) \quad (1.2-19)$$

ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินเชิงรุกและเชิงรับสำหรับดินเหนียวที่ไม่มีค่ามุมเสียดทานภายในจะมีขนาดเท่ากับหนึ่ง ดังนั้นหน่วยแรงดันดินด้านข้างสุทธิที่อยู่ระหว่าง dredge line และจุดหมุน สามารถคำนวณได้จากผลต่างของสมการ 1.2-17 และ 1.2-18 และให้ค่า K_a และ K_p เท่ากับหนึ่ง จะได้

$$\sigma(z) = \sigma_p(z) - \sigma_a(z) = 4C - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \quad (1.2-20)$$

สำหรับดินที่อยู่ใต้จุดหมุน หน่วยแรงดันดินที่เกิดขึ้นจะมีลักษณะตรงข้ามกับหน่วยแรงดันดินของดินที่อยู่เหนือจุดหมุน ดังนั้นหน่วยแรงดันดินสุทธิที่ปลายเขื่อนจะมีขนาดเท่ากับ

$$\sigma(D) = d = \sigma_p(D) - \sigma_a(D) = 4C + (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \quad (1.2-21)$$

หลังจากทราบขนาดของหน่วยแรงดันดินที่เกิดขึ้นทั้งหมดแล้ว สามารถคำนวณหาความยาวของเข็มที่ฝังลงในดินฐานรากได้เช่นเดียวกับกรณี (1) คือ อาศัยสมมูลย์ของแรงตามแนวราบและสมมูลย์ของโมเมนต์รอบจุดใด ๆ

(2.2) การวิเคราะห์เขื่อนป้องกันตลิ่งแบบ anchored wall

วิธีการวิเคราะห์เขื่อนประเภท anchored wall ที่นิยมใช้ได้แก่วิธี free earth support และวิธี fixed earth support ซึ่งวิธี free earth support เปรียบเสมือนโครงสร้างเป็นคานอย่างง่าย (simply supported beam) โดยปลายด้านที่ทำการยึดสายสมอและดินที่ปลายล่างของกำแพง เปรียบเสมือนเป็นจุดรองรับแบบยึดหมุน ส่วนวิธี fixed earth support เปรียบเสมือนเป็น propped cantilever คือ ปลายด้านที่ทำการยึดสายสมอ เปรียบเสมือนเป็นจุดรองรับแบบยึดหมุน ส่วนอีกด้านเป็นปลายแบบยึดแน่นที่ฝังลงในดิน การวิเคราะห์โดยวิธี free earth support เป็นวิธีการวิเคราะห์ที่ง่ายกว่า ดังนั้นในที่นี้จะกล่าวถึงเฉพาะการวิเคราะห์โดยวิธีนี้เท่านั้น

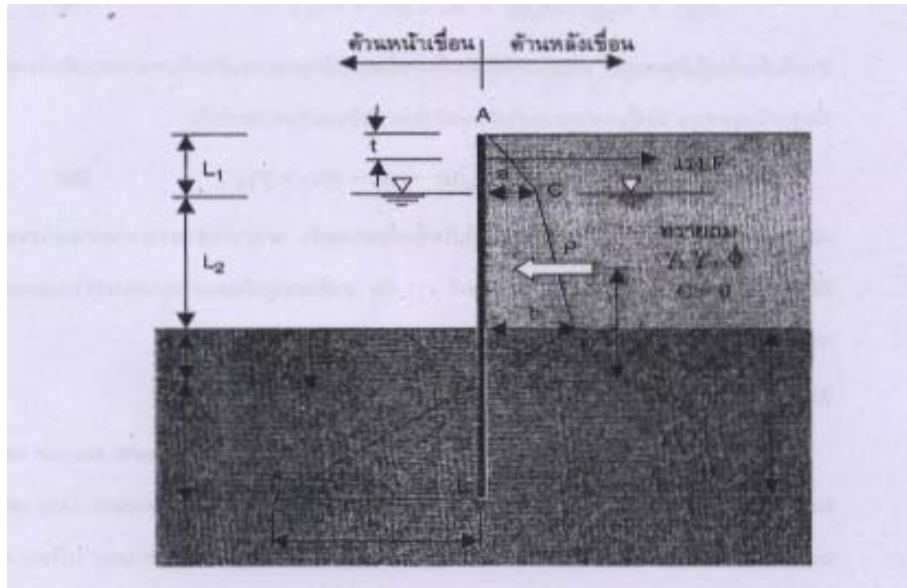
- เขื่อนป้องกันตลิ่งแบบ Anchored wall ที่ฝังในดินฐานรากที่เป็นดินทราย

พิจารณาเขื่อนป้องกันตลิ่งแบบ anchored sheet piling ที่มีวัสดุถมหลังเขื่อนและดินฐานรากเป็นดินทราย สายสมอ (tie rod) อยู่ต่ำกว่าระดับดินถมหลังเขื่อนเป็นระยะ t สมมุติให้จุดหมุนของเขื่อนอยู่ที่ระดับของสายสมอ การกระจายของหน่วยแรงดันดินสามารถแสดงได้ด้วยรูปที่ 7 เช่นเดียวกับกรณี 3.2.1 ความลึกที่หน่วยแรงดันดินมีค่าเท่ากับศูนย์ หรือระยะ L_3 ใต้ dredge line สามารถคำนวณหาได้จากสมการที่ 1.2-10 หรือ

$$L_3 = b / [\gamma'(K_p - K_a)]$$

ที่ปลายเสาเข็มด้านล่าง (ความลึก $z = D$) หน่วยแรงดันสุทธิที่เกิดขึ้นมีขนาดเท่ากับ

$$C = \gamma'(K_p - K_a) L_4 \quad (1.2-22)$$



รูปที่ 11 : หน่วยแรงดันดินที่กระทำกับเชือกแบบ anchored wall ที่ฝังในดินฐานรากที่เป็นดินทราย

หลังจากทราบขนาดของหน่วยแรงดันดินที่เกิดขึ้นทั้งหมดแล้ว ความยาวของเข็มที่ฝังลงในดินฐานรากและแรงดึงที่เกิดขึ้นในสายสมอ (แรง F) สามารถหาได้จากสมมูลย์ของแรงในแนวราบและสมมูลย์ของโมเมนต์รอบจุดใด ๆ

(i) สมมูลย์ของแรงในแนวราบ

$$\text{พื้นที่หน่วยแรงดันดิน ACDE} - \text{พื้นที่ EBF} - F = 0 \quad (1.2-23)$$

$$\text{หรือ } P - \frac{1}{2}CL_4 - F = 0 \quad (1.2-24)$$

$$\text{หรือ } P - \frac{1}{2}[\gamma'(K_p + K_a)] L_4^2 - F = 0 \quad (1.2-25)$$

เมื่อ P คือ แรงลัพธ์ของพื้นที่หน่วยแรงดันดิน ACDE

(ii) สมมูลย์ของของโมเมนต์ที่ระดับสายสมอ

$$-P[(L_1 + L_2 + L_3) - (\bar{Z} + t)] + \frac{1}{2}[\gamma'(K_p + K_a)] L_4^2 (L_1 + L_2 + L_3 - t + \frac{2}{3} L_4) = 0 \quad (1.2-26)$$

จากสมการ (24) และสมการ (25) เราสามารถหาความยาว L_4 และแรงดึงในสายสมอ F โดยการลองผิดลองถูก (trial-and-error method)

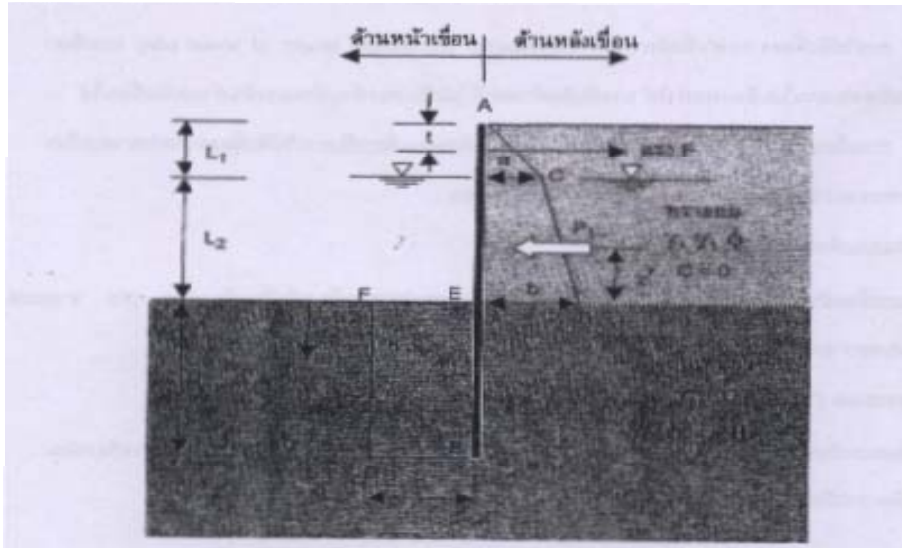
• เชือกป้องกันดิ่งแบบ anchored wall ที่ฝังในดินฐานรากที่เป็นดินเหนียวรากในที่พิจารณาเชือกป้องกันดิ่งแบบ anchored wall เช่นเดียวกับกรณี (1) แต่ดินฐานราก ในที่นี้เป็นดินเหนียวที่มีความเชื่อมแน่นเท่ากับ C การกระจายของหน่วยแรงดันดินสามารถแสดงได้ด้วยรูปที่ 8 หน่วยแรงดันดินที่อยู่เหนือ dredge line จะเหมือนกับกรณี (1) ต่างกันที่หน่วยแรงดันนี้มีขนาดเท่ากับ

$$C = 4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \quad (1.2-27)$$

จากสมมูลย์ของแรงในแนวราบ จะได้

$$P_1 - CD - F = 0 \quad (1.2-28)$$

เมื่อ P_1 คือ แรงลัพธ์ของพื้นที่หน่วยแรงดันดิน ACDE



รูปที่ 12 : หน่วยแรงดินดินที่กระทำกับเชือกแบบ anchored wall ที่ฝังในดินฐานรากที่เป็นดินเหนียว

จากสมมูลย์ของของโมเมนต์ที่ระดับสายสมอ จะได้

$$-P[(L_1 + L_2 + L_3) - (Z + t)] - CD(L_1 + L_2 + t + D/2) = 0 \quad (1.2-29)$$

เช่นเดียวกับกรณี anchored wall ที่ฝังในชั้นดินเดิมที่เป็นดินทราย ความยาวของเข็มพืดและแรงดึงที่เกิดขึ้นในสายสมอสามารถหาได้จากสมมูลย์ของแรงในแนวราบและสมมูลย์ของโมเมนต์รอบจุด B ในสมการที่ (1.2-28) และ (1.2-29)

(2.3) รูปการวิบัติสำหรับเชือกป้องกันตลิ่งแบบ sheet-piling wall

การวิบัติของเชือกป้องกันตลิ่งแบบ sheet-piling wall (แสดงในรูปที่ 13) สามารถแบ่งออกได้ดังนี้

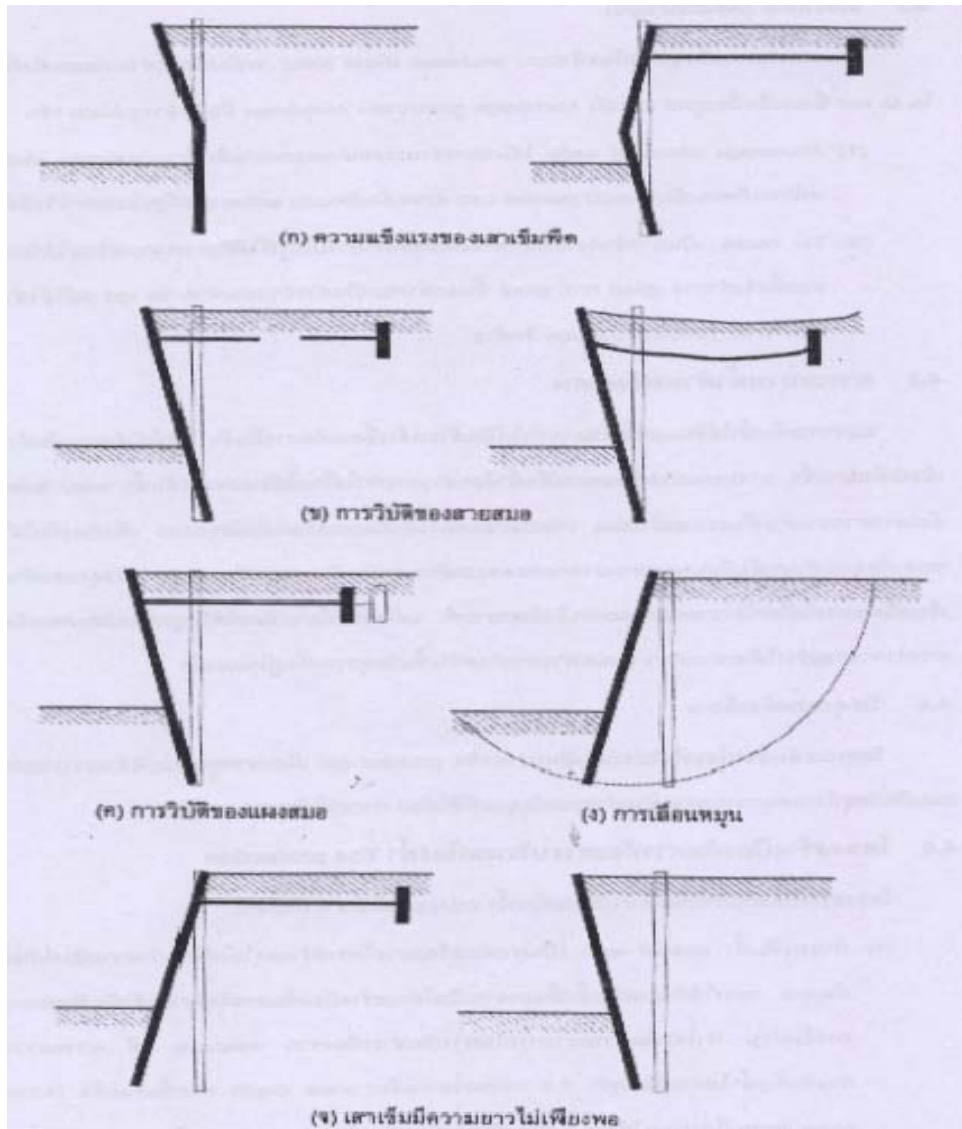
1. การวิบัติเนื่องจากความแข็งแรงของเสาเข็มพืด (failure of sheet pile) เกิดขึ้นเมื่อเสาเข็มพืดที่ออกแบบไว้ไม่แข็งแรงเพียงพอในการต้านทานแรงที่เกิดขึ้น
2. การวิบัติของสายสมอ (failure of tie rod) เกิดขึ้นเนื่องจากสายสมอไม่สามารถรับแรงดึงที่เกิดขึ้นได้ หรือเนื่องมาจากการหลุดตัวของดินด้านหลังเชือก อันทำให้สายสมอหย่อนหรือขาด
3. การวิบัติของแผงสมอ (failure of anchorage) เกิดขึ้นเนื่องจากแผงสมอไม่สามารถต้านแรงดึงจากสายสมอได้
4. การวิบัติเนื่องจากเสาเข็มมีความยาวไม่เพียงพอ (insufficient length of sheet pile) การที่เสาเข็มมีความยาวไม่เพียงพอทำให้ แรงดันดินด้านหน้าไม่เพียงพอที่จะต้านแรงดันด้านหลังเชือกได้
5. การเลื่อนหมุน (slope failure) เป็นการวิบัติในลักษณะเดียวกับการวิบัติเนื่องจากการขาดเสถียรภาพของความลาดของเชือกป้องกันตลิ่งแบบลาดเอียง

1.2.4 การออกแบบส่วนประกอบอื่น ๆ

การออกแบบเชือกป้องกันตลิ่งชนิดแนวตั้งต้องพิจารณาถึงส่วนประกอบอื่น ๆ ที่เกี่ยวข้องด้วย เช่น สายสมอ แผงสมอ และ ระบบระบายน้ำ เป็นต้น

(1) สายสมอ (Tie rod)

สายสมอเป็นชิ้นส่วนที่ต้องสัมผัสกับดินและน้ำ จึงควรทำการป้องกันสายสมอไม่ให้เกิดการกัดกร่อนหรือเป็นสนิม การป้องกันอาจทำได้โดยเคลือบผิวด้วยสารประกอบ asphaltic



รูปที่ 13 : แสดงการวิบัติสำหรับเขื่อนป้องกันตลิ่งแบบ Sheet-piling wall

(2) แผงสมอ (Anchorage)

ในการออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่งแบบ anchored sheet piling จะต้องมีการคำนวณแรงดึงที่เกิดขึ้นใน tie rod ซึ่งแรงดึงนี้จะถูกถ่ายไปยัง Anchorage รูปแบบของ Anchorage มีอยู่หลายรูปแบบ เช่น

- Anchorage plates of walls ได้แก่การคำนวณขนาดและความลึกที่เหมาะสมของ plate ส่วนหน้าจะเกิดแรงดันดินแบบ passive และ ส่วนหลังเกิดแบบ active และมีรูปแบบการวิบัติดังรูป
- Tie backs เป็นการนำท่อนเหล็กหรือเคเบิลสอดเข้าไปในรูที่ได้ทำการเจาะเตรียมไว้ก่อน หลังจากนั้นจึงทำการ grout การ grout นี้ นอกจากจะเป็นการถ่ายเทจาก tie rod แล้วยังช่วยป้องกันการกัดกร่อนของตัว tie rod อีกด้วย

(3) การระบายน้ำด้านหลังเขื่อน

ผลจากระดับน้ำใต้ดินและน้ำฝนอาจทำให้ดินด้านหลังเขื่อนเกิดการอิ่มตัว ทำให้เกิดแรงดันด้านหลังเขื่อนเพิ่มมากขึ้น การออกแบบเพื่อลดแรงดันน้ำดังกล่าวอาจทำได้โดยใช้ท่อลดแรงดันน้ำ weep holes ท่อดังกล่าวควรห่างกันอย่างสม่ำเสมอ บริเวณท่อลดแรงดันนี้ควรเตรียมวัสดุกรอง เพื่อป้องกันไม่ให้น้ำชะเอาวัสดุถม

ด้านหลังเขื่อนหลุดผ่านมาทางท่อลดแรงดันและป้องกันการอุดตันของท่อ วัสดุกรองด้านหลังเขื่อนนี้สามารถใช้ได้ทั้ง กรวดคละและแผ่นใยสังเคราะห์ แต่โดยทั่วไปจะนิยมใช้วัสดุกรองประเภทหลังเนื่องจากทำการก่อสร้างได้สะดวกกว่า โดยเฉพาะการก่อสร้างชั้นวัสดุกรองที่อยู่ในแนวตั้ง

(4) วัสดุถมหลังเขื่อน

วัสดุถมหลังเขื่อนโดยทั่วไปจะเป็นดินทรายหรือ granular soil เนื่องจากคุณสมบัติด้านการระบายน้ำและเป็นวัสดุที่ง่ายต่อการบดอัด ตัวอย่างของวัสดุถมที่ดีได้แก่ ทรายที่ผสมคอนกรีต

(5) โครงสร้างป้องกันการกัดเซาะบริเวณท้องน้ำ Toe protection แบ่งออกได้ 2 ประเภท

(5.1) กำแพงกั้นน้ำ (cut-off wall) เป็นการต่อหรือขยายโครงสร้างลงไปให้ลึกกว่า ความลึกที่เกิดการกัดเซาะ การใช้กำแพงกั้นน้ำนอกจากเป็นโครงสร้างป้องกันการกัดเซาะแล้วยังเพิ่มระยะของการซึมผ่าน ทำให้เพิ่มความสามารถในการกัดเซาะเนื่องจาก seepage ได้ ความยาวของกำแพงกั้นน้ำไม่ควรน้อยกว่า 1.5 เท่าของความลึก scour depth หรือชั้นดินแข็ง (ความลึก scour depth นี้คำนวณได้จากคุณสมบัติของวัสดุท้องน้ำ รูปแบบและการไหลของการระแสน้ำ)

(5.2) แผงป้องกันการกัดเซาะด้านหน้าเขื่อน (armour skirt หรือ apron) โครงสร้างส่วนนี้มีคุณสมบัติอ่อนตัวสามารถปรับตัวให้เข้ากับท้องน้ำบริเวณที่มีการกัดเซาะได้ ความยาวของ armour skirt ขึ้นอยู่กับความลึก scour depth และความลาดเอียงของโครงสร้างป้องกันตลิ่ง