

บทที่ 3

วิธีการออกแบบ เขื่อนกันคลื่น



3.1 การออกแบบเขื่อนกันคลื่น ต้องอาศัยข้อมูลทางทะเลมากมาย และส่วนฐานรากต้องมีการเจาะทดสอบทั้งในสนาม และเก็บตัวอย่างดินมาทดสอบในห้องปฏิบัติการ

ข้อมูลสำคัญ สำหรับการออกแบบส่วนโครงสร้าง มีดังนี้

1. Wind data ( 10 - 30 years ) ประกอบด้วย
  - 1.1 ความเร็วของลมที่เกิดขึ้นในรอบวัน
  - 1.2 ทิศทางของลมซึ่งเกิดขึ้น
2. ขนาดของคลื่นน้ำ ณ. จุดกำเนิดคลื่น (  $H_o$  ) และคาบเวลาในการเคลื่อนที่

( To )

3. ระดับน้ำ ขึ้น - ลง ( Tidal data ) ในรอบ 1 เดือน แบ่งเป็น
  - 3.1 ระดับน้ำขึ้นสูงสุด
  - 3.2 ระดับน้ำต่ำสุด
  - 3.3 ระดับน้ำทะเลปานกลาง
4. ระดับความลึกของท้องทะเล ( Sea bed contour )

สำหรับข้อมูลทางปฐพี ซึ่งใช้ในการออกแบบ แบ่งเป็น 2 ส่วนคือ

1. การทดสอบในสนาม จะประกอบด้วย
  - 1.1 การตอกทดสอบ ทาค่า SPT - N - VALUE ( Standard penetration est )
  - 1.2 FIELD VANE SHEAR TEST เพื่อทราบค่า Strength parameter
2. การทดสอบในห้องปฏิบัติการ ประกอบด้วย
  - 2.1 ATTEBERG LIMIT TEST
  - 2.2 DENSITY TEST
  - 2.3 PERMEABILITY TEST

#### 2.4 SOIL CLASSIFICATION

#### 2.5 TRIAXIAL TEST

#### 2.6 CONSOLIDATION TEST

#### 2.7 DIRECT SHEAR TEST

หลังจากได้ข้อมูล เราจะเริ่มศึกษาวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ , ความเร็ว เวลาตลอดจนทิศทางของคลื่นน้ำ เพื่อใช้ในการออกแบบเลือกแนวการจัดวางตัวของเขื่อนกันคลื่น โดยการศึกษาแบบจำลองกายภาพ ( Physical model ) เพื่อหาแนวของเขื่อน ซึ่งประหยัด และได้ผลในการป้องกันตะกอนทราย รวมถึงผลกระทบจากแรงคลื่นต่อเขตจอดเรือ



ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

### 3.2 ทฤษฎีที่ใช้ในการออกแบบและการวิเคราะห์ข้อมูลคลื่น - ลม

การออกแบบเขื่อนกันคลื่น ต้องอาศัยข้อมูลเกี่ยวกับคลื่นลม อาทิ ความสูงคลื่น คาบเวลาการเคลื่อนที่ของคลื่น เป็นต้น ซึ่งข้อมูลเหล่านี้ ได้จากการเก็บรวบรวมในระยะเวลา นาน ปัญหาสำคัญคือ ผู้ออกแบบต้องพิจารณาเลือก ตัวแทนของข้อมูลเหล่านี้ จึงมีข้อกำหนดใน การหาค่าความสูงคลื่นขึ้น เพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างทางทะเล

ตามทฤษฎีว่าด้วยการกำเนิดคลื่นน้ำ ปัจจัยสำคัญที่มีผลต่อความสูงคลื่น คือ ความลึก ของท้องทะเล  $h$ . จุดพิจารณา ดังแสดงในสมการต่อไปนี้

สมการในการหาความยาวคลื่น (  $L$  ) คือ

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \operatorname{Tanh} \frac{2\pi h}{L} \quad (3.1)$$

สมการในการหาความเร็วคลื่น

$$C_W = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \operatorname{Tanh} \frac{2\pi h}{L}} \quad (3.2)$$

เมื่อ  $L$  คือ ความยาวคลื่น (  $m$  )

$T$  คือ คาบเวลาการเคลื่อนที่ของคลื่น (  $Sec$  )

$h$  คือ ความลึกท้องทะเล วัดจากระดับน้ำทะเล ซึ่งพิจารณา (  $m$  )

$g$  คือ ความเร่งของสนามแรงโน้มถ่วงโลก (  $9.81 \text{ m/s}^2$  )

$C_W$  คือ ความเร็วของคลื่น (  $m/s$  )

ในการออกแบบ เราจะได้ข้อมูลจำนวนมากของความสูงคลื่นและคาบ เวลา ซึ่งจะ ต้องมีการปรับแก้ข้อมูลดังกล่าวให้ใกล้เคียงกับที่เกิดขึ้นจริงในทะเล เนื่องจากจุดเก็บข้อมูล อยู่ ณ. เขตชายฝั่งและตัวสถานีวัดความเร็วลม อาจสูงไม่เพียงพอ ตัวปรับแก้ดังกล่าวจึง ขึ้นอยู่กับกรณีเฉพาะของสถานีวัดคลื่นลม เป็นสำคัญ

ค่าเฉลี่ยที่ได้จากข้อมูล ความสูงคลื่น และคาบ เวลา ซึ่งผ่านการปรับแก้แล้วจะนำ มาใช้ในการคำนวณ เพื่อเป็นข้อมูลสำหรับการออกแบบ คือ  $H_0$  และ  $T_0$  ตามลำดับ

จากข้อมูล  $H_0$  ,  $T_0$  ที่ได้ สำหรับกรณีคลื่นในทะเลลึก ( Deepwater wave ) สามารถหาค่า ความยาวคลื่น (  $L_0$  ) จาก Empirical term จากสมการ 3.3

$$L_o = 1.56 (T_o)^2 \quad (3.3)$$

การคำนวณหาค่า Significant wave height (  $H_{1/3}$  ) และ Maximum wave height (  $H_{max}$  )

สมการซึ่งได้จากผลการวิจัยของ Yoshimi Goda ในการคำนวณค่า

Significant wave height  $H_{1/3}$  มีดังนี้

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_s H_o' & (h/L_o \geq 0.2) \\ \min \{ (\beta_o H_o' + \beta_1 h), \max H_o, K_s H_o' \} & (h/L_o < 0.2) \end{cases} \quad (3.4)$$

$$H_o' = K_d K_r H_o \quad (3.5)$$

เมื่อ  $H_o'$  คือ ความสูงคลื่นสมมติ ซึ่งผ่านการปรับแก้แล้ว ( เมตร )

$K_d$  คือ Diffraction coefficient

$K_r$  คือ Refraction " "

$H_o$  คือ ความสูงคลื่น ณ. จุดกำเนิดได้จากการเก็บข้อมูล

$K_d$  สามารถหาจากรูป 3.2 เมื่อ

$l_1$  คือ Primary length ของ เขื่อนกันคลื่น

$l_2$  คือ Length of the wing ของ เขื่อนกันคลื่น

$\beta$  คือ มุมระหว่างแนว  $l_1$  กับ  $l_2$

$X$  คือ ระยะทางจากจุดต่อ  $l_1, l_2$  มายังจุดซึ่งจะพิจารณาหาความสูงคลื่น

$L_{1/3}$  คือ Significant wave length มีค่าประมาณ  $L_o$

$L_o$  คือ ความยาวคลื่น ณ. จุดกำเนิด ได้จากการเก็บข้อมูล

$K_r$  สามารถหาจากรูป 3.3 เมื่อ

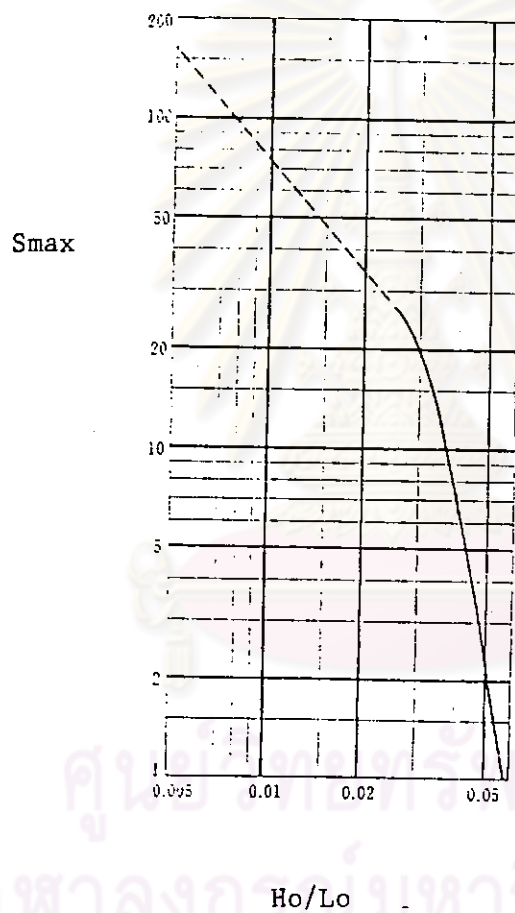
$(\alpha P)_o$  คือ มุมระหว่างทิศทางของคลื่นน้ำกับแนวเส้น contour

$S_{max}$  คือ ค่า parameter แสดงความเข้มข้นของคลื่นน้ำ มีค่าดังนี้

$S_{max} = 10$  เมื่อ เป็น Wind waves คือขบวนคลื่นซึ่งเกิดใน เขตที่มีแรงลมกระทำตลอดเวลา

$S_{max} = 25$  เมื่อ เป็น Swell คือขบวนคลื่นซึ่งเคลื่อนที่ออกจากแหล่งกำเนิดคลื่น ในทันทีหลังจากถูกคลื่นก่อตัว

$S_{max} = 75$  เมื่อ ขบวนคลื่นค่อย ๆ เคลื่อนที่ออกจากแหล่งกำเนิด  
หมายเหตุ กรณีส่วนใหญ่ที่พบจะเป็นแบบ Wind wave



รูปที่ 3.1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Ho/Lo กับ Smax

$K_s$  สามารถหาจากรูป 3.3 เมื่อทราบอัตราส่วน  $h/L_o$  และ  $H_o/L_o$

$$\beta_o = 0.028 (H_o/L_o)^{-0.38} \exp[20(\tan \theta)^{1.5}] \quad (3.6)$$

$$\beta_1 = 0.52 \exp[4.2 \tan \theta] \quad (3.7)$$

$$\beta_{\max} = \max \left\{ 0.92, 0.32(H_o/L_o)^{-0.29} \exp[2.4 \tan \theta] \right\} \quad (3.8)$$

เมื่อ  $\tan \theta$  คือ ค่าความลาดของท้องทะเล

ในทำนองเดียวกัน Goda ได้สรุปสมการสำหรับคำนวณค่าความสูงคลื่นสูงสุด

$H_{\max}$  ดังต่อไปนี้

$$H_{\max} = \begin{cases} 1.8 K_s H_o & (h/L_o \geq 0.2) \\ \min \left\{ (\beta_o^* H_o + \beta_1^* h), \beta_{\max} H_o, 1.8 K_s H_o \right\} & (h/L_o < 0.2) \end{cases} \quad (3.9)$$

$$\text{เมื่อ } \beta_o^* = 0.052 (H_o/L_o)^{-0.38} \exp[20(\tan \theta)^{1.5}] \quad (3.10)$$

$$\beta_1^* = 0.63 \exp[3.8 \tan \theta] \quad (3.11)$$

$$\beta_{\max} = \max \left\{ 1.65, 0.53(H_o/L_o)^{-0.29} \exp[2.4 \tan \theta] \right\} \quad (3.12)$$

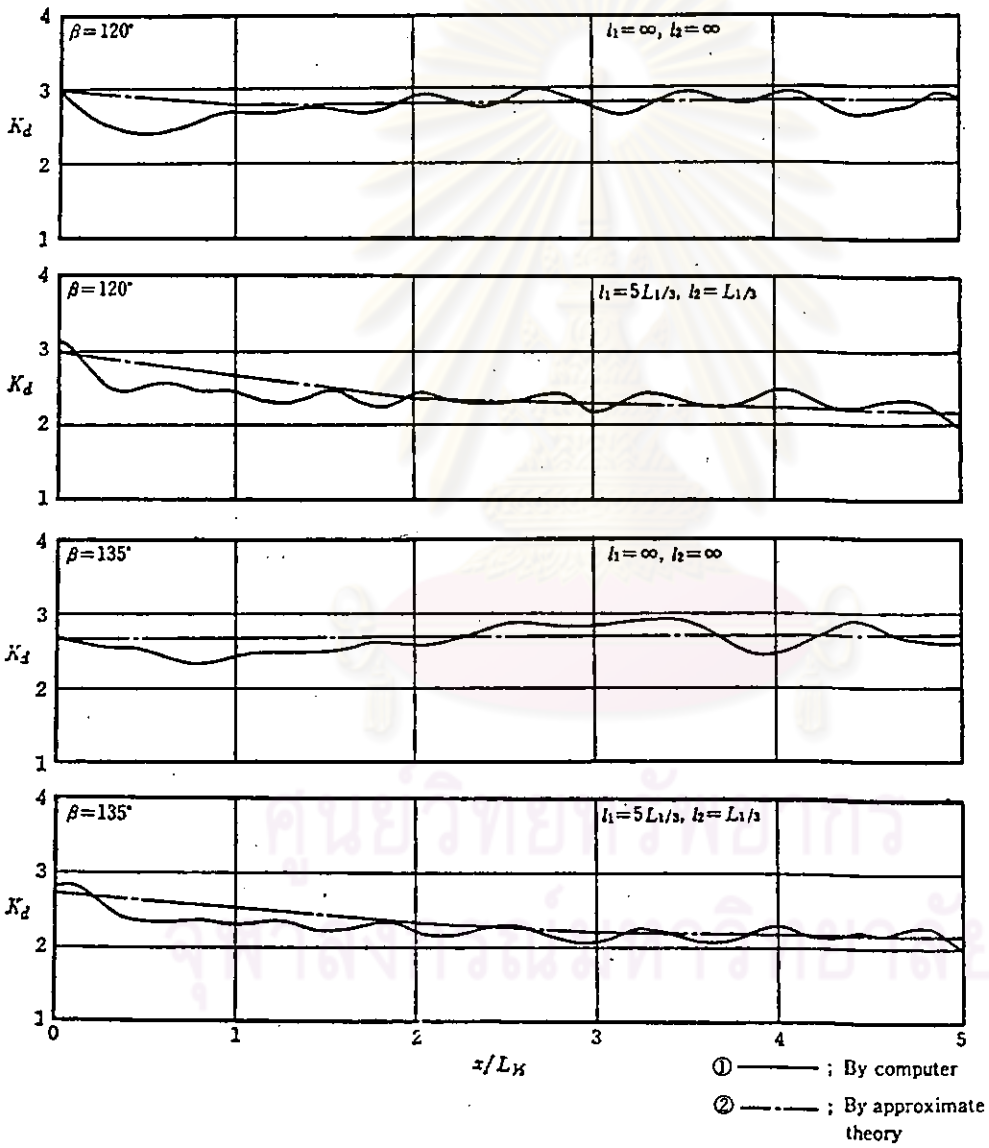
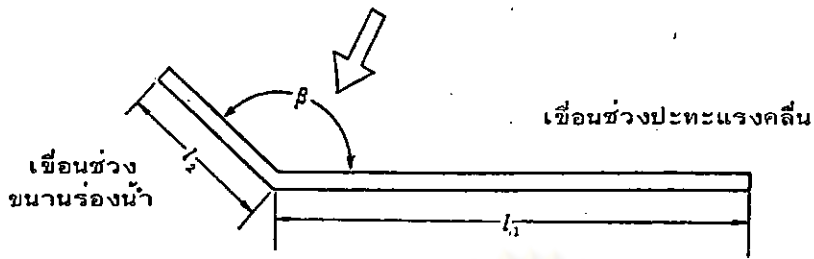
โดยที่ สัญลักษณ์  $\max \left\{ \quad \right\}$  และ  $\min \left\{ \quad \right\}$  คือค่าสูงสุดและค่าสุดของค่าต่าง ๆ ที่อยู่ในวงเล็บ ตามลำดับ

เมื่อได้ค่าความสูงคลื่นสมมติ ( $H \frac{1}{3}$ ) หรือคลื่นสูงสุด ( $H_{\max}$ ) แล้ว เราสามารถคำนวณความสูงคลื่นเพื่อการออกแบบ ; ( $H_d$ ) ได้ โดยมีความสัมพันธ์ คือ

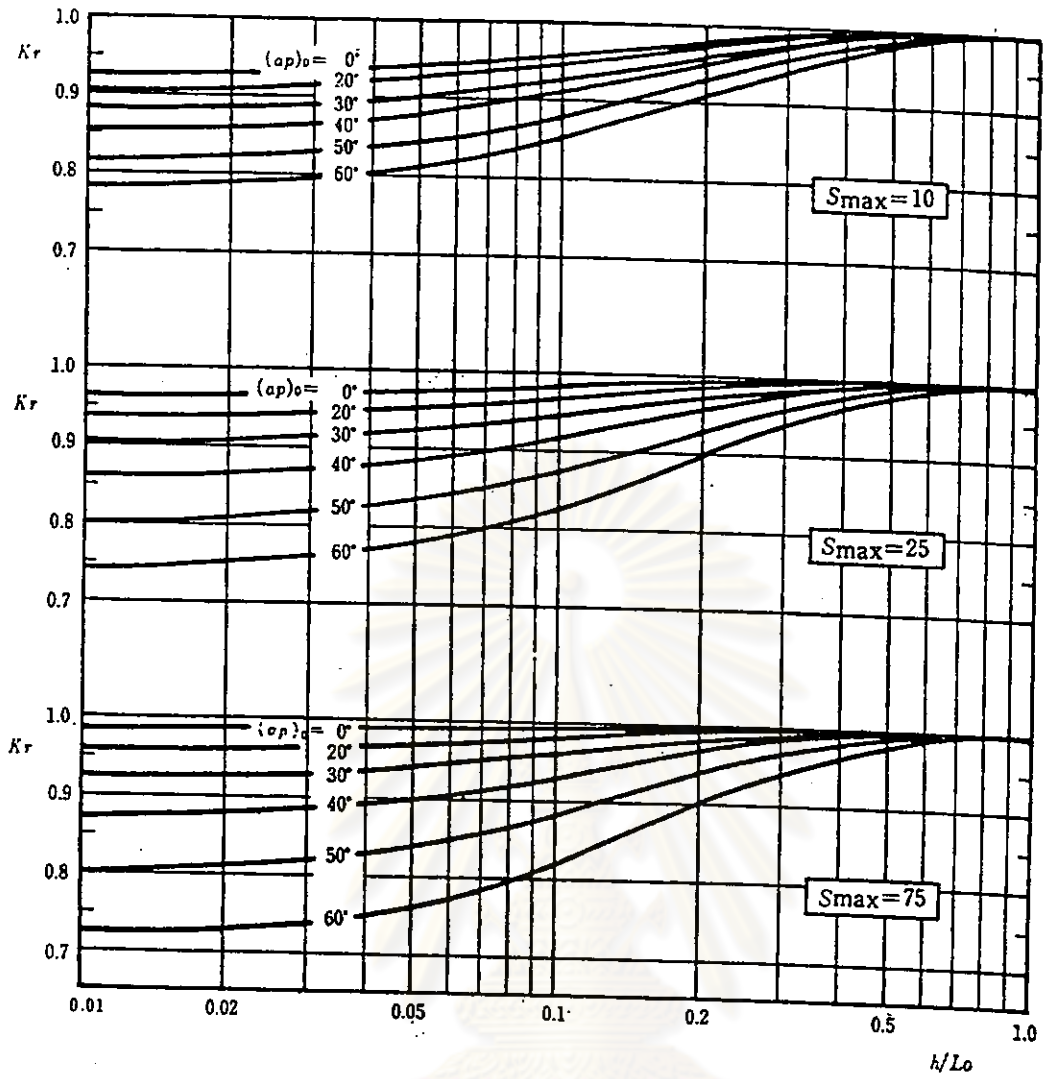
$$H_d = H_{\max} = 1.8 H \frac{1}{3}$$

เมื่อโครงสร้างตั้งอยู่ในเขต Breaking wave

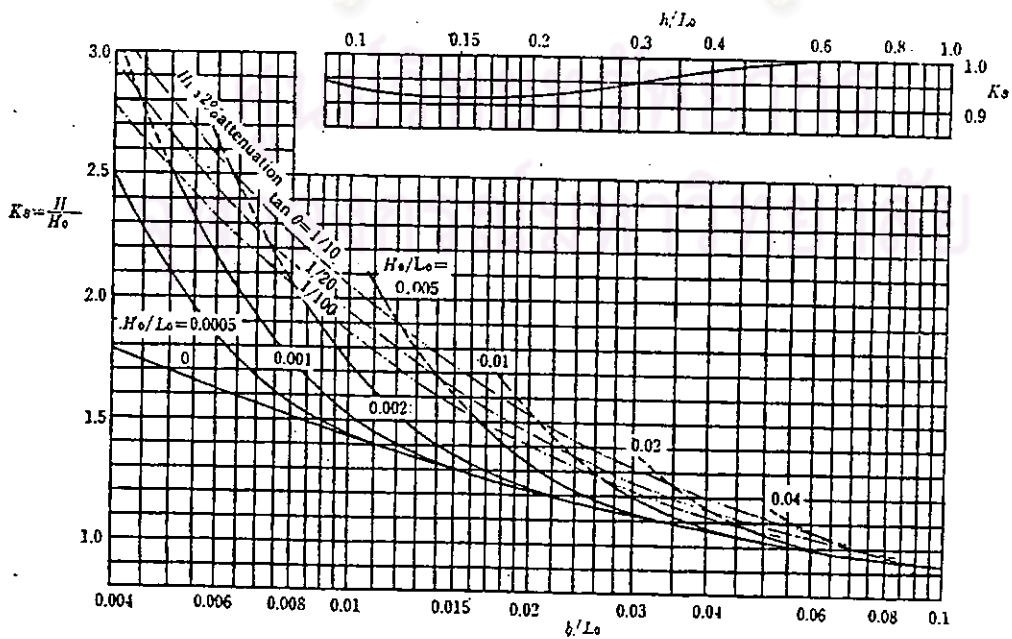
ทิศทางของคลื่นสูงสุด



รูปที่ 3.2 กราฟแสดงค่า  $K_d$



รูปที่ 3.3 กราฟแสดงค่า  $K_r$



รูปที่ 3.4 กราฟแสดงค่า  $K_s$



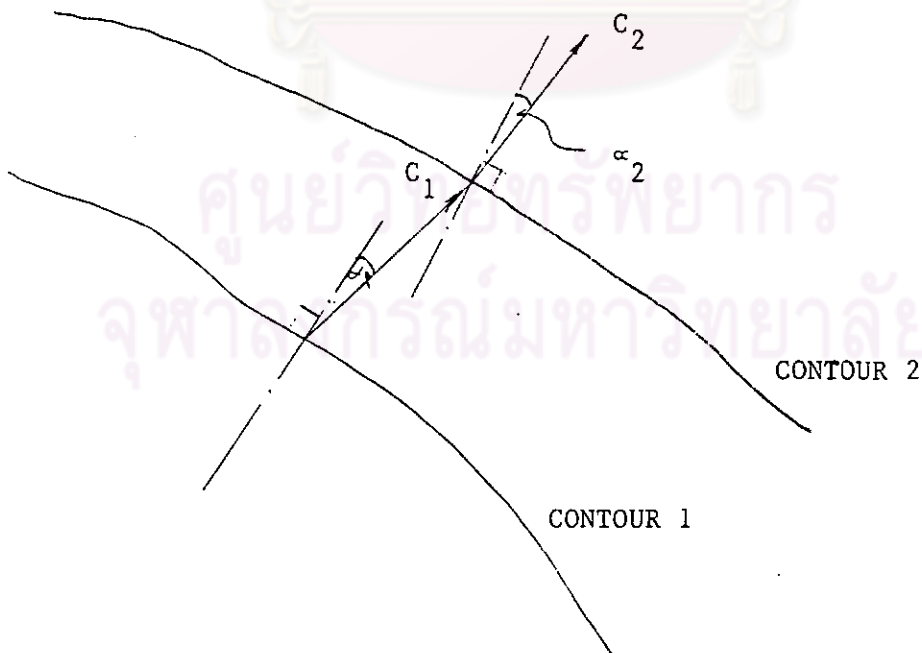
การหาทิศทางการหักเหของคลื่นน้ำจากจุดกำเนิดถึงตัวเขื่อน

การกำเนิดคลื่นในท้องทะเล ถือว่าจุดกำเนิดคลื่นอยู่ในเขตน้ำลึก ( Deepwater wave ) ในการออกแบบจะถือเอาความเร็วของคลื่นที่ได้จากการเก็บข้อมูลเป็นเกณฑ์กำหนด และแนวการหักเหของคลื่นนั้น จะขึ้นอยู่กับ ขนาดความเร็วของคลื่น ณ จุดต่าง ๆ

จาก Snell's law

$$\sin \alpha_2 = \left( \frac{C_2}{C_1} \right) \sin \alpha_1 \quad ( 3.13 A )$$

- เมื่อ  $\alpha_1$  คือ มุมระหว่างทิศทางการเคลื่อนที่ของคลื่น กระทบกับ เส้นตั้งฉากของ Contour
- $\alpha_2$  คือ มุมเหมือน  $\alpha_1$  ที่ทิศทางการเคลื่อนที่ของ คลื่น จะผ่านเข้าสู่ เส้น Contour ถัดไป
- $C_1$  คือ ความเร็วของคลื่น ที่ความลึกของน้ำ ณ เส้น Contour แรก
- $C_2$  คือ ความเร็วของคลื่น ที่ความลึกของน้ำ ที่เส้น Contour ถัดไป



รูปที่ 3.5 แสดงลักษณะการหักเหของคลื่นน้ำ (  $C_1 > C_2$  )

การหาความเร็วของคลื่นน้ำ ได้จากสมการ 3.2 ขึ้นอยู่กับความลึกของน้ำ  $\varpi$ . จุดต่าง ๆ และตำแหน่งซึ่งถือว่าเป็นเขตน้ำลึก คือตำแหน่งที่คลื่นน้ำมีความเร็ว เท่ากับผลคูณของความยาวคลื่น ( $L_0$ ) กับ ส่วนกลับของคาบเวลา ( $\frac{1}{T_0}$ ) กล่าวคือ

$$C_W(\text{ at deepwater }) = \frac{L_0}{T_0} \quad (3.13 B)$$

ดังนั้น ถ้าเราต้องการหาทิศทางของคลื่น  $\varpi$ . จุดกำเนิด ที่จะส่งผลให้เกิดคลื่นกระทำต่อโครงสร้างของตัวเชื่อมในทิศทางต่าง ๆ เราสามารถใช้ Snell' law หักเหยอนกลับจากโครงสร้างออกไปถึงจุดซึ่งความเร็วคลื่น จากสมการ 3.2 เท่ากับความเร็วคลื่นจากสมการ 3.13 B



ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

3.3 การคำนวณแรงกระทำภายนอกต่อตัวเขื่อน ( Calculation of external force ) เราต้องพิจารณาแรงต่าง ๆ ดังนี้

3.3.1 แรงจากคลื่น ( Wave force ) สามารถคำนวณแรงดันจากคลื่นน้ำ ณ จุดใด ๆ บนลูกคลื่นได้ดังนี้

$$P = \frac{1}{2} W_o H \frac{\cosh \frac{2\pi (h+z)}{L}}{\cosh \frac{2\pi h}{L}} \sin \left( \frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T} \right) - W_o Z \quad ( 3.14 )$$

P คือ Wave pressure ณ ตำแหน่งใด ๆ ( x , z ) ณ เวลา t ( t/m<sup>2</sup> )

W<sub>o</sub> คือ Unit weight of water ( t/m<sup>3</sup> )

X , Z คือ Coordinate ที่เราพิจารณา

L คือ ความยาวคลื่น ( m )

T คือ คาบของคลื่น ( secs )

H คือ ความสูงของคลื่น ( m )

h คือ ความลึกของน้ำ ( m )

เราจะตั้ง Origin ของ ( X , Z ) Coordinate ไว้ ณ จุดซึ่งน้ำนิ่ง ( Still water )

เมื่อได้ค่า Wave force ต้องพิจารณาตามข้อกำหนดต่อไปนี้

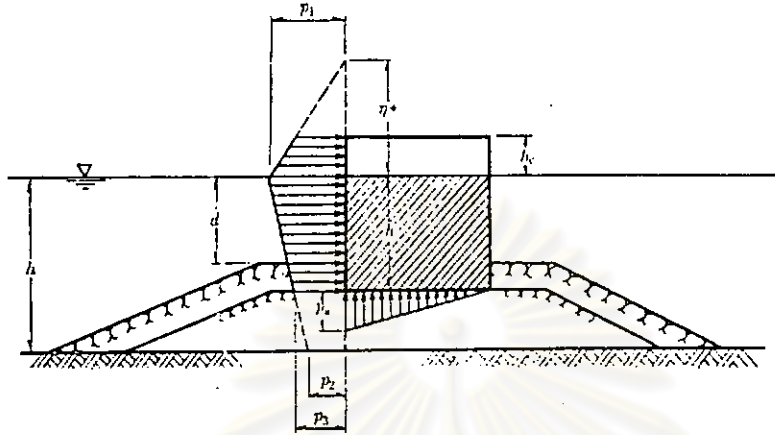
1. ให้เพิ่มค่า Wave force ที่คำนวณได้อีก 50%
2. ระดับน้ำ ( h ) ที่จะนำมาใช้ในการออกแบบ ต้องใช้ค่า h ซึ่งทำให้

โครงสร้างมีเสถียรภาพต่ำสุด ( เนื่องจากภาวะน้ำขึ้น - น้ำลง )

การคำนวณแรงดันคลื่นน้ำ ที่กระทำต่อโครงสร้างนั้น จะขึ้นอยู่กับชนิดของโครงสร้าง เขื่อน กล่าวคือ สำหรับ เขื่อนแบบหินถม การคำนวณจะพิจารณาขนาดของหินถม ซึ่งมีมวลมากพอที่จะต้านแรงกระแทก - กัดเซาะของคลื่น ซึ่งจะได้กล่าวถึงในขั้นตอนการออกแบบ Sloping breakwater.

ส่วนเขื่อนแบบ Upright นั้น จะมีโครงสร้างคอนกรีตตั้งขวางแรงคลื่น ดังรูป

3.6 แรงกระแทกของคลื่นน้ำ คำนวณได้ดังนี้



รูปที่ 3.6 Pressure Diagram กระทำต่อ Upright wall

$$P1 = (\alpha_1 + \alpha_2) W_o Hd \quad (3.15)$$

$$P2 = \frac{P1}{\cosh(2\eta h/L)} \quad (3.16)$$

$$P3 = \alpha_3 P1 \quad (3.17)$$

$$\eta^* = 1.5 Hd \quad (3.18)$$

เมื่อ

$P1$  คือ แรงดันคลื่นที่ระดับน้ำนิ่ง ( tsm )

$P2$  คือ แรงดันคลื่นที่ท้องทะเลหน้าเขื่อน ( tsm )

$P3$  คือ แรงดันคลื่นที่ระดับฐานของตัวเขื่อน Upright ( tsm )

$W_o$  คือ หน่วยน้ำหนักของน้ำทะเล ( tem )

$h$  คือ ความลึกของน้ำหน้าเขื่อน ( m )

$Hd$  คือ ความสูงคลื่นที่ใช้ในการออกแบบ ( m )

$L$  คือ ความยาวคลื่นในการออกแบบ ณ จุดน้ำลึก  $h$

$\eta^*$  คือ ระยะความสูงเหนือระดับน้ำนิ่ง ซึ่งแรงดันจากคลื่นเป็นศูนย์

การหาค่า  $\alpha_1$  ,  $\alpha_2$  ,  $\alpha_3$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[ \frac{4\eta h/L}{\sinh(4\eta h/L)} \right]^2 \quad (3.19)$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left( \frac{Hd}{d} \right)^2 , \frac{2d}{Hd} \right\} \quad (3.20)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[ 1 - \frac{1}{\cosh(2\eta h/L)} \right] \quad (3.21)$$

เมื่อ  $h_b$  คือ ความลึกของน้ำทะเล ที่ระยะ  $5 H_{1/3}$  จากหน้าเขื่อน ( m )

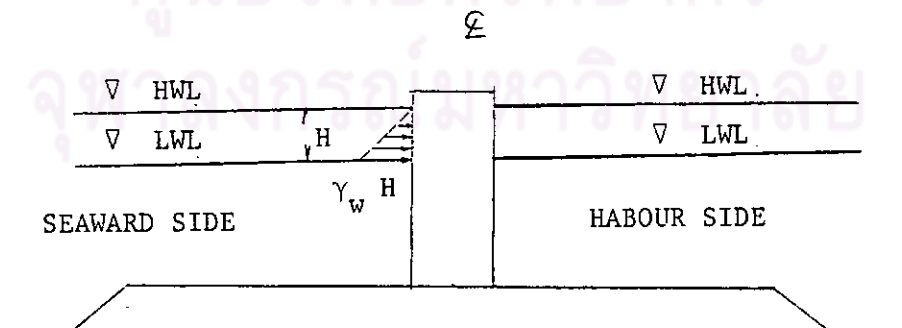
$h'$  คือ ความลึกของตัว Upright ถึงฐานรองรับ ( m )

$d$  คือ ความลึกของฐาน Rubble mound armor ( m )

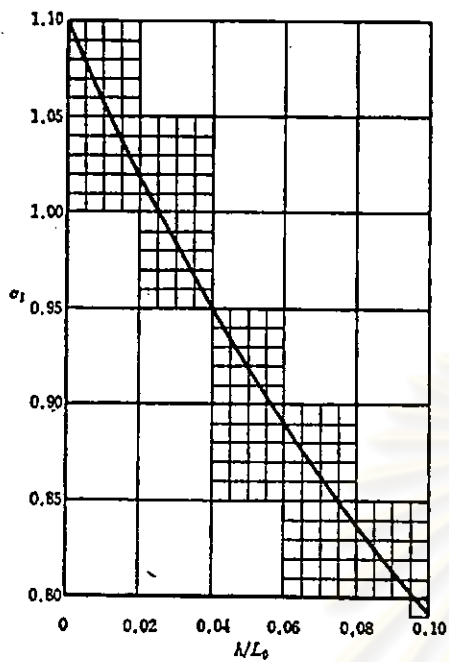
เพื่อความสะดวกในการคำนวณ ค่าสัมประสิทธิ์  $\alpha_1$  และค่า  $\frac{1}{\cosh(2\eta h/L)}$

สามารถหาจากกราฟ รูป 3.7 และ 3.8

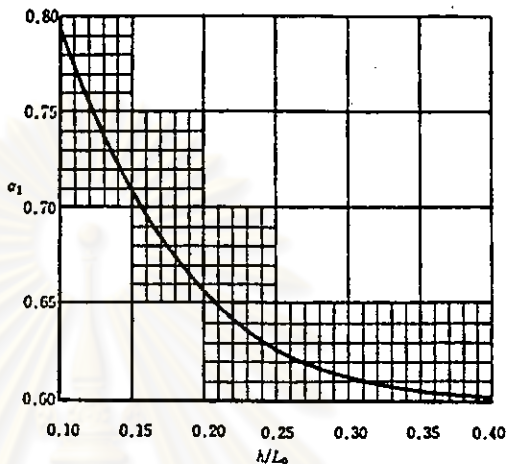
3.3.2 แรงดันน้ำสถิตย ( Hydrostatic pressure ) เนื่องจากระดับน้ำภายในท่าเรือกับ Seaward side ต่างกัน จะเกิดแรงดันน้ำด้านข้าง มีค่า  $\gamma_w h$  กระทำต่อตัวโครงสร้าง ซึ่งเราต้องคิดในกรณีต่าง ๆ ว่า กรณีใดเกิดแรงดันในทางลบต่อโครงสร้าง เนื่องจากอิทธิพลของน้ำขึ้น - น้ำลง และระดับน้ำที่ต่างกันนี้ จะเกิดขึ้นในช่วงระยะเวลาหนึ่งเท่านั้น



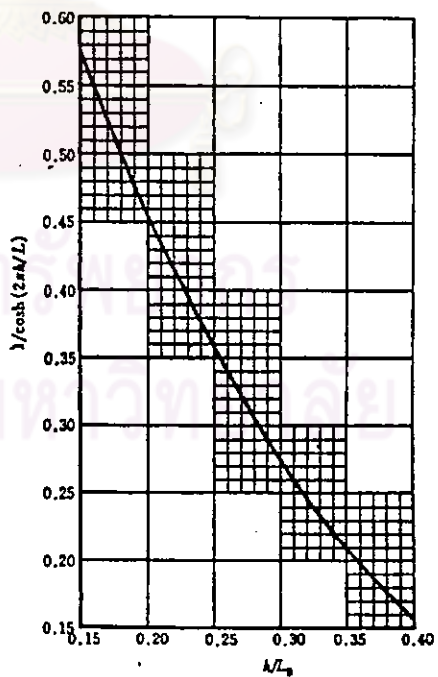
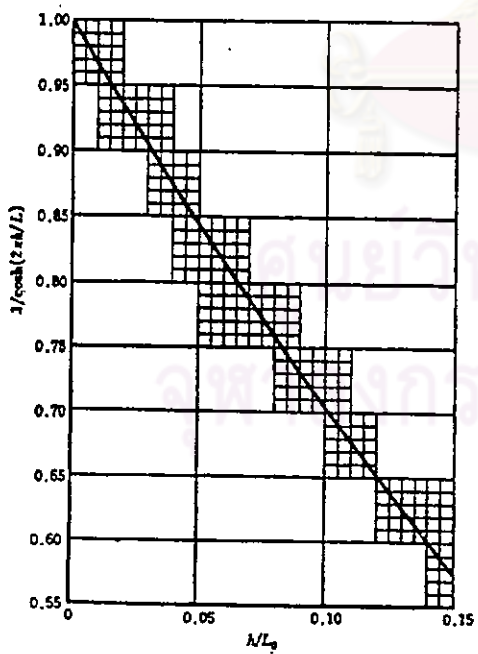
รูปที่ 3.9 แสดงการกระจายแรงดันน้ำสถิตย เนื่องจากระดับน้ำต่างกัน



$$\alpha_1 = 0.60 + \frac{1}{2} \left[ \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right]^2$$



รูปที่ 3.7 แสดงค่า  $\alpha_1$



รูปที่ 3.8 แสดงค่าสัมประสิทธิ์  $\frac{1}{\text{Cosh}(2\pi h/L)}$

3.3.3 แรงพยุงตัว, ลอยตัว ( Buoyancy force ) ส่วนของโครงสร้างที่จมอยู่ใต้ระดับน้ำ ( คิดที่ระดับน้ำนิ่ง ) จะได้รับแรงพยุงตัว ซึ่งมีค่าเท่ากับ  $\gamma_w V$  โดย  $V$  คือ ปริมาตรของตัว เชื่อน ส่วนที่จมอยู่ใต้น้ำ แต่เนื่องจากระดับน้ำทั้งสองด้านของ Breakwater ไม่เท่ากัน ในช่วงเริ่มต้นของปรากฏการณ์น้ำขึ้น - ลง ดังนั้นแรงพยุงในแนวตั้งของทั้งสองข้าง จะไม่เท่ากัน ผลที่ตามมาคือ จะเกิด Moment กระทำต่อตัวโครงสร้าง ซึ่งค่าของแรงนี้ ต้องนำมาพิจารณาโดยพิจารณาที่กรณีวิกฤตที่สุด ( ระดับน้ำต่างกันมากที่สุด )

แรงยกตัว ( Uplift force ) สำหรับฐานของ Upright wall ถูกกำหนดให้การกระจายของแรงดันเป็นรูปสามเหลี่ยม มีค่า  $P_u$  ( tsm ) ดังรูป 3.4 สมการสำหรับหาค่า  $P_u$  คือ

$$P_u = \alpha_1 \alpha_3 W_o H_d \quad ( 3.22 )$$

3.3.4 น้ำหนักตัว เชื้อกันคลื่น ( Dead weight ) น้ำหนักโครงสร้าง สามารถหาค่าได้โดยคิดจากหน่วยน้ำหนักของวัสดุที่นำมาใช้ ค่า ณ ตอนที่ Typical section จะได้ เป็น น้ำหนักต่อความยาวของ Breakwater ซึ่งค่าของน้ำหนักโครงสร้าง จะมีผลต่อการทรุดตัวสูงสุด โดยตรง เพื่อหาค่าความสูงของตัว เชื้อกันป้องกัน Overtopping

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

### 3.4 การคำนวณเกี่ยวกับเสถียรภาพ ( Stability calculation )

สิ่งที่เราต้องตรวจสอบเกี่ยวกับเสถียรภาพ เช่น ความลาดส่วนฐานของ Upright breakwater , Slope stability ของ Crown concrete , Upright section of a breakwater armoured with wave dissipating concrete blocks. นอกจากนี้เรายังต้องตรวจสอบส่วนปลอดภัยสำหรับOverturning ของโครงสร้าง ( Factor safety against overturning ) และตรวจสอบค่าBearing capacity ของฐานรองรับ เป็นต้น

#### 3.4.1 ข้อกำหนดเกี่ยวกับส่วนปลอดภัยที่ใช้สำหรับเขื่อนแบบ Upright

- ส่วนปลอดภัย ป้องกันการเลื่อนไถล ไม่น้อยกว่า 1.2
- ส่วนปลอดภัยป้องกัน Overturning ต้องไม่น้อยกว่า 1.2 เมื่อคิดแรงคลื่นและต้องไม่น้อยกว่า 1.1 เมื่อคิดแรงจากแผ่นดินไหวกระทำร่วม

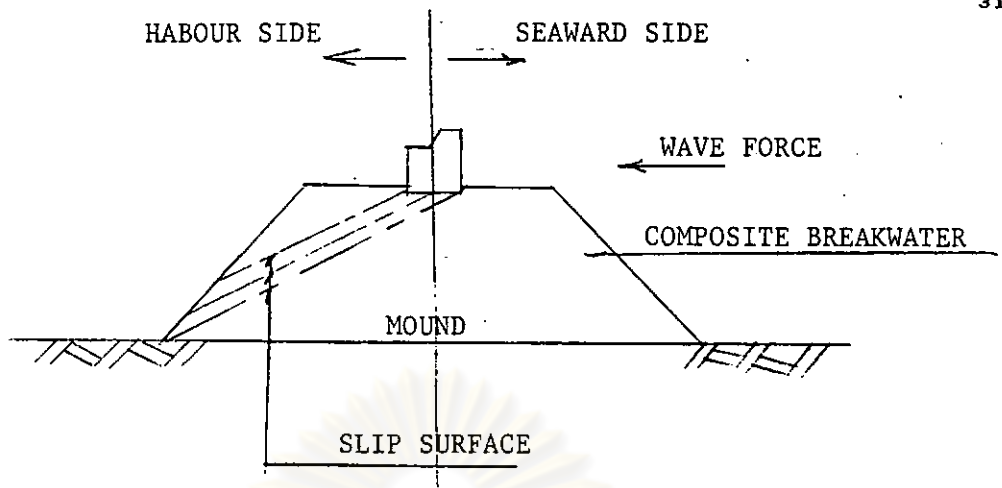
#### 3.4.2 ข้อพิจารณาสำหรับเสถียรภาพของวัสดุถม ( Mound stability )

ในกรณีของ Composite breakwater และ Sloping breakwater นั้นควรมีการตรวจสอบการเลื่อนไถล ( Slip ) ของ Rubble mound โดยการตรวจสอบควรมีดังต่อไปนี้

- (1) ตรวจสอบ Slip ควรตรวจสอบอัตราส่วนปลอดภัยของทุก ๆ ระนาบ ซึ่งอาจเกิด slip surface ทางด้าน Harbour side ของตัวเขื่อน โดยค่า F.S. ที่ได้ไม่ควรต่ำกว่า 1.2

ในกรณีการตรวจสอบ Slip นี้ แรงคลื่น แรงดันน้ำ แรงลอยตัว และน้ำหนัก Breakwater จะต้องนำมาพิจารณาร่วมกัน ซึ่งการเกิด Slip นี้ อาจเนื่องมาจาก Eccentric load หรือ Inclined load และหาระนาบของ Slip ซึ่งได้ค่าส่วนปลอดภัยต่ำสุด





รูปที่ 3.10 แสดงการเกิด Slip surface ของวัสดุถม

(2) ความหนาและน้ำหนักของชั้นวัสดุห่อหุ้มภายนอก ( Armouring material ) น้ำหนักของชั้นนอก ต้องเพียงพอที่จะต้านแรงดันคลื่น และความหนาของชั้นห่อหุ้มนี้ จะต้องมีเพียงพอที่จะป้องกันไม่ให้วัสดุชั้นในทะลักออกมา เนื่องจาก Piping หรือ เหตุอื่น ๆ ก็ตาม โดยปกติชั้นนี้ควรมี 2 ชั้น เป็นอย่างต่ำ

(3) น้ำหนักของวัสดุชั้นใน ( Inner materials ) น้ำหนักของวัสดุถม และ Concrete blocks ชั้นใน ควรมีประมาณไม่น้อยกว่า  $1/20$  ของน้ำหนักวัสดุห่อหุ้ม ( Armouring materials ) ส่วนน้ำหนักของ stones ชั้นล่างควรมี  $1/20$  ของน้ำหนักชั้นใน

ในกรณีของ Sloping breakwater นิยมใช้น้ำหนักของ Inner material ไม่น้อยกว่า  $1/15 - 1/10$  ของน้ำหนักวัสดุห่อหุ้ม ภายนอก

#### 3.4.3 ข้อพิจารณาสำหรับเสถียรภาพของตัวโครงสร้าง

(1) การสร้าง เชื้อนกันคลื่นบนดินอ่อนมาก ๆ ควรพิจารณาถึงการเลื่อนตัวแบบ Circular slip และ Total settlement เป็นหลัก และถ้าไม่สามารถแก้ไขโดยการออกแบบ อาจต้องมีการปรับปรุงดินให้ดีขึ้น โดยการขุดลอกวัสดุคุณภาพต่ำออก และถมกลับด้วยวัสดุที่มีคุณภาพดีแทน

(2) ค่าส่วนปลอดภัยของ Circular slip ต้องไม่น้อยกว่า 1.3 เมื่อไม่คิด Wave force และไม่น้อยกว่า 1.0 เมื่อคิด Wave force หาระทำร่วม

#### 3.4.4 เสถียรภาพที่สันโครงสร้าง และปลายของเขื่อนกันคลื่น

(1) น้ำหนักของ Armour stones และ Armour concrete blocks ที่ส่วนสันของโครงสร้าง ต้องมีมากกว่า วัสดุที่ใช้ตามส่วนอื่น ๆ ของโครงสร้าง

(2) ในกรณีดินฐานรากเป็นดินอ่อน เมื่อกว่รพิจารณาการ Slip ในทิศทางขนานกับตัว Breakwater ด้วย โดยพิจารณาตามหลักกลศาสตร์ และค่าอัตราส่วนปลอดภัย ไม่น้อยกว่า 1.3

(3) ที่ปลายของตัวเขื่อน จะมีการก่อสร้างประภาคารไว้ ซึ่งโครงสร้างตั้งดังกล่าว ต้องออกแบบให้รับแรงต่าง ๆ ได้อย่างพอเพียงด้วย



ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

### 3.5 รายละเอียดเกี่ยวกับโครงสร้าง เชือกกันคลื่น

#### 3.5.1 Sloping breakwater มีข้อกำหนด ดังนี้

(1) ฐานรากของเชือกกันคลื่นชนิดนี้ ต้องออกแบบป้องกันมิให้ชั้นทรายที่รองรับถูกกัดเซาะ เป็นโพรง โดยออกแบบให้มีแผ่นพลาสติกปูชั้นฐานรองรับ กว้างกว่าฐานของตัวเชือกประมาณ 3 - 5 เมตร เพื่อความสะดวกในการก่อสร้าง

(2) ก่อนที่จะวาง Concrete crown บนสันของตัวเชือก เราจะต้องวางฐานรากสำหรับ Concrete crown โดยถมด้วยหินใหญ่ หรือ Concrete blocks ขนาดย่อมเสียก่อน

#### 3.5.2 Upright breakwaters มีข้อกำหนดในการออกแบบคือ

(1) ความหนาของคอนกรีต สำหรับแบบ Caisson หรือ Cellular concrete block โดยปกติจะใช้ 30 - 50 ซม หรือมากกว่านั้น ขึ้นอยู่กับ 'Sea condition'

(2) ให้มี Crown concrete ปิดที่สัน Breakwater เพื่อให้โครงสร้างซึ่งมีรอยต่อ ( Joint ) ทุกระยะ 10 - 20 เมตร ยึดต่อกันอย่างมั่นคงยิ่งขึ้น

(3) สำหรับเชือกกันคลื่น ชนิด Concrete blocks จะใช้ Blocks ซึ่งมีขนาดใหญ่ที่สุดเท่าที่จะทำได้ โดยเฉพาะชั้นล่าง ๆ ยังมีรอยต่อของ Blocks น้อยเท่าใด จะทำให้ฐานของตัวโครงสร้างมั่นคงแข็งแรงขึ้น

(4) ในกรณีของ Mass concrete type ก่อนคอนกรีต ที่ใช้แต่ละก้อน จะมีความยาว 5 - 10 เมตร ทั้งนี้เพื่อป้องกันการหดตัว และการทรุดตัวที่คาดไม่ถึง

#### 3.5.3 Composite breakwaters มีข้อกำหนดดังนี้

(1) ถ้าหากความลึกของ Rubble mound หรือน้ำหนักถ่วงของ Rubble mound ไม่เพียงพอหรือไม่มั่นใจในเสถียรภาพ เราจะวาง Block สูงไม่น้อยกว่า 2 ฟุต เพื่อเป็นแนวป้องกันทางด้าน Seaward side และวาง Block แบบเดียวกันสูงไม่น้อยกว่า 1 ฟุต ทางด้าน Harbour side เพื่อป้องกันการกัดเซาะ Rubble mound และ Blocks เหล่านี้ควรวางให้ติดกับ Upright section.

(2) สำหรับส่วนฐานแนวป้องกันคลื่นนั้น มีข้อกำหนดแยกเป็น 2 แบบ คือ

- กรณีแรงกัดเซาะไม่มาก ( คลื่นสูงไม่เกิน 4 ม. ) เราจะใช้

น้ำหนักของ Protection blocks ประมาณ 10 - 20 ตัน

- กรณีแรงกัดเซาะมาก ( คลื่นสูงเกิน 5 ม. ) เราจะวางน้ำหนักของ Protection blocks มากกว่า 30 ตัน

(3) กรณีการกัดเซาะของน้ำคือ Rubble mound เราป้องกันได้โดยลาดด้วย Concrete Asphalt หรือ Synthetic resin ที่ Toe of slope ส่วนการทรุดตัวเนื่องจากการสูญเสียทรายชั้นฐานรองรับ เนื่องจากการพัดพา ( Piping ) จะป้องกันโดยการ เกลดทับด้วยวัสดุอื่นป้องกันไว้ชั้นหนึ่ง

#### 3.5.4 Breakwaters Armoured with Wave Dissipating Concrete Blocks

จุดสำคัญของ Breakwater แบบนี้ คือการป้องกันการกัดเซาะและการพัดพาอนุภาคทราย ซึ่งจะเกิดที่ Toe of slope โดยลาดส่วนลาดด้านหน้าเชื่อมด้วย Concrete blocks.



ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

### 3.6 สภาพของดินชั้นล่าง

3.6.1 สมบัติทั่วไปของดิน สิ่งที่เราต้องทำการทดสอบหาค่า ซึ่งเป็นคุณสมบัติพื้นฐาน มีดังนี้

(1) หน่วยน้ำหนักรวมของดิน การหาค่าหน่วยน้ำหนัก ( $\gamma_t$ ) ของดิน จะต้องสามารถทำการเก็บตัวอย่างไร้สภาพรบกวน ( Undisturbed samples ) ได้ หรือ อาจทำการวัดค่าจากสนามได้จะเป็นการดี

(2) การจำแนกชนิดของดิน มีวิธีการจำแนกตามความประสงค์ในการ จำแนกดังนี้

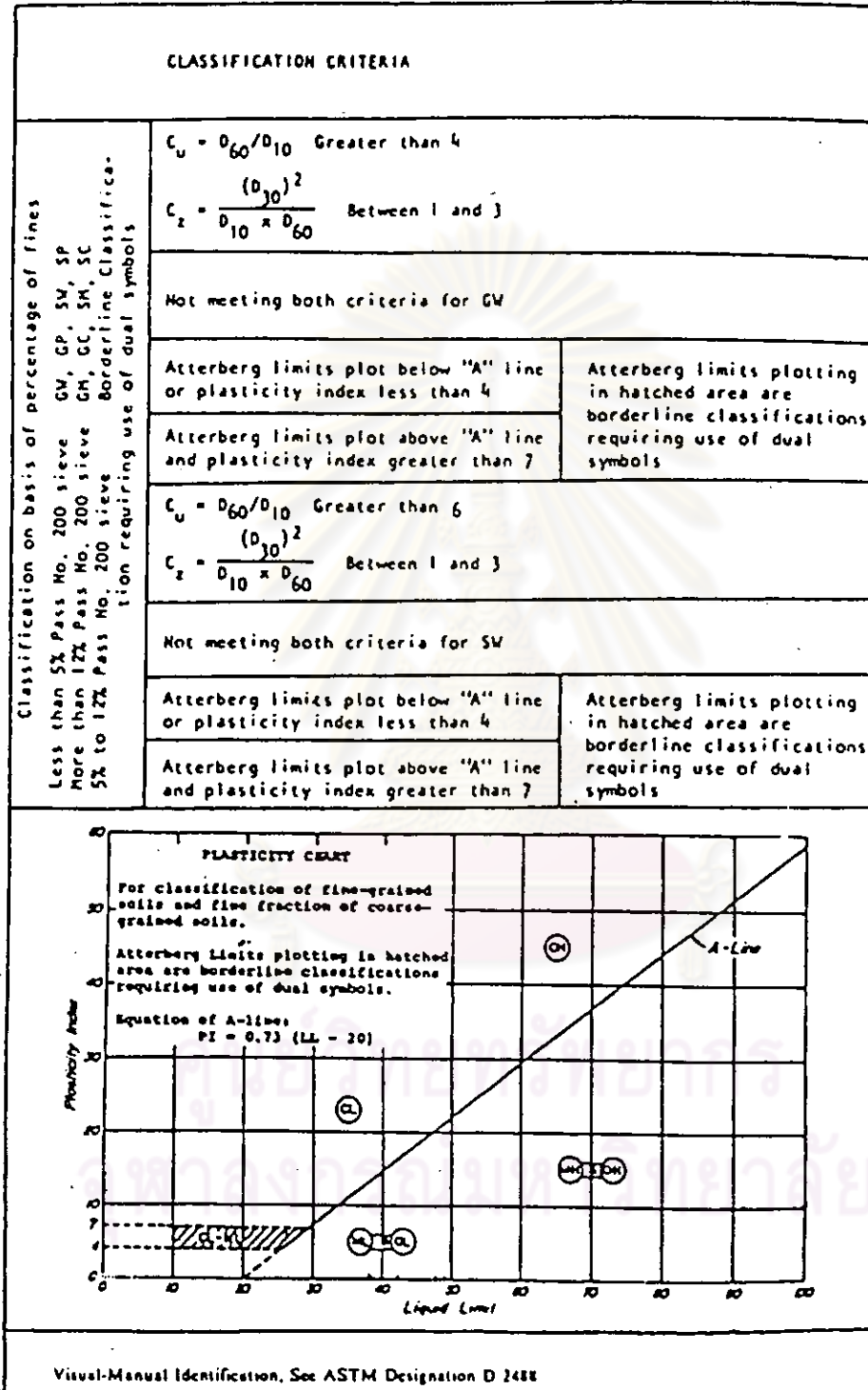
2.1 ถ้าต้องการจำแนกดินพวกมวลหยาบ ( Coarse grained soils ) เราจะทำการจำแนกที่ขนาดของอนุภาค ( Grain size ) ส่วนการจำแนกมวลดินละเอียด โดยวัดจากค่าความชื้นเหลว ( Soils consistency )

2.2 ขนาดของ Grain size เราอาจใช้มาตรฐานได้หลายแบบ ซึ่งใกล้เคียงกัน ขึ้นกับชนิดของงาน เช่น มาตรฐานของ Unifies soil classification เหมาะกับงานฐานรากทั่วไป เช่นอาคาร ส่วนมาตรฐานของ AASHO เหมาะกับงานถนน ในที่นี้เราจะใช้มาตรฐานของ ASTM D 2487-69 ซึ่งระบุไว้ดังนี้

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

MAJOR DIVISIONS		GROUP SYMBOLS	TYPICAL NAMES
COARSE-GRAINED SOILS More than 50% retained on No. 200 sieve	GRAVELS 50% or more of coarse fraction retained on No. 4 sieve	CLEAN GRAVELS	GW Well-graded gravels and gravel-sand mixtures, little or no fines
		GRAVELS WITH FINES	GP Poorly graded gravels and gravel-sand mixtures, little or no fines
			GH Silty gravels, gravel-sand-silt mixtures
			GC Clayey gravels, gravel-sand-clay mixtures
	SANDS More than 50% of coarse fraction passes No. 4 sieve	CLEAN SANDS	SW Well-graded sands and gravelly sands, little or no fines
		SANDS WITH FINES	SP Poorly graded sands and gravelly sands, little or no fines
			SH Silty sands, sand-silt mixtures
			SC Clayey sands, sand-clay mixtures
			ML Inorganic silts, very fine sands, rock flour, silty or clayey fine sands
			CL Inorganic clays of low to medium plasticity, gravelly clays, sandy clays, silty clays, lean clays
OL Organic silts and organic silty clays of low plasticity			
FINE-GRAINED SOILS 50% or more passes No. 200 sieve	SILTS AND CLAYS Liquid limit 50% or less	MH Inorganic silts, micaceous or diatomaceous fine sands or silts, elastic silts	
		CH Inorganic clays of high plasticity, fat clays	
	SILTS AND CLAYS Liquid limit greater than 50%	OH Organic clays of medium to high plasticity	
		PT Peat, muck and other highly organic soils	
Highly Organic Soils		PT	Peat, muck and other highly organic soils

รูปที่ 3.11 แผนภูมิจำแนกดินโดย ASTM D 2487



รูปที่ 3.11 แผนภูมิจำแนกดินโดย ASTM D 2487 ( ต่อ )

2.3 ค่าความชื้นเหลว ( Soil Consistency ) จะเป็นตัวกำหนดความเป็น Cohesive soil ซึ่งดัชนีที่บ่งบอกความชื้นเหลวได้แก่ ค่า Liquid limit ( L.L ) . Plastic limit ( P.L ) ซึ่งเราสามารถหาได้จาก Atterberg limit test

3.6.2 ค่าสัมประสิทธิ์ของการซึมผ่านได้ของน้ำ ( Coefficient of permeability of soil ) สมมติฐานเบื้องต้นของเรา คือ คิดว่าน้ำในมวลดิน มีการไหลเป็นแบบ Steady laminar flow ซึ่งค่า Coefficient of Permeability ( k ) สามารถคำนวณได้จากความสัมพันธ์ ดังนี้

$$k = \frac{q}{i \cdot A} \quad ( 3.23 )$$

โดยที่

k = Coefficient of permeability ( Cm/S )

q = Flow rate in soil mass ( Cm<sup>3</sup>/S )

i = Hydraulic gradient

h = Head loss ( m )

L = Length of seepage path ( m )

A = Cross - sectional area of seepage path ( Cm<sup>2</sup> )

เมื่อ 
$$i = h/L \quad ( 3.24 )$$

3.6.3 การเลือกชนิดของการทดลอง เพื่อนำผลการทดลองที่ได้ มาใช้อย่างเหมาะสมต่อการวิเคราะห์ทางปฐพีกลศาสตร์ แบ่งได้เป็น 2 กรณีใหญ่ ๆ คือ

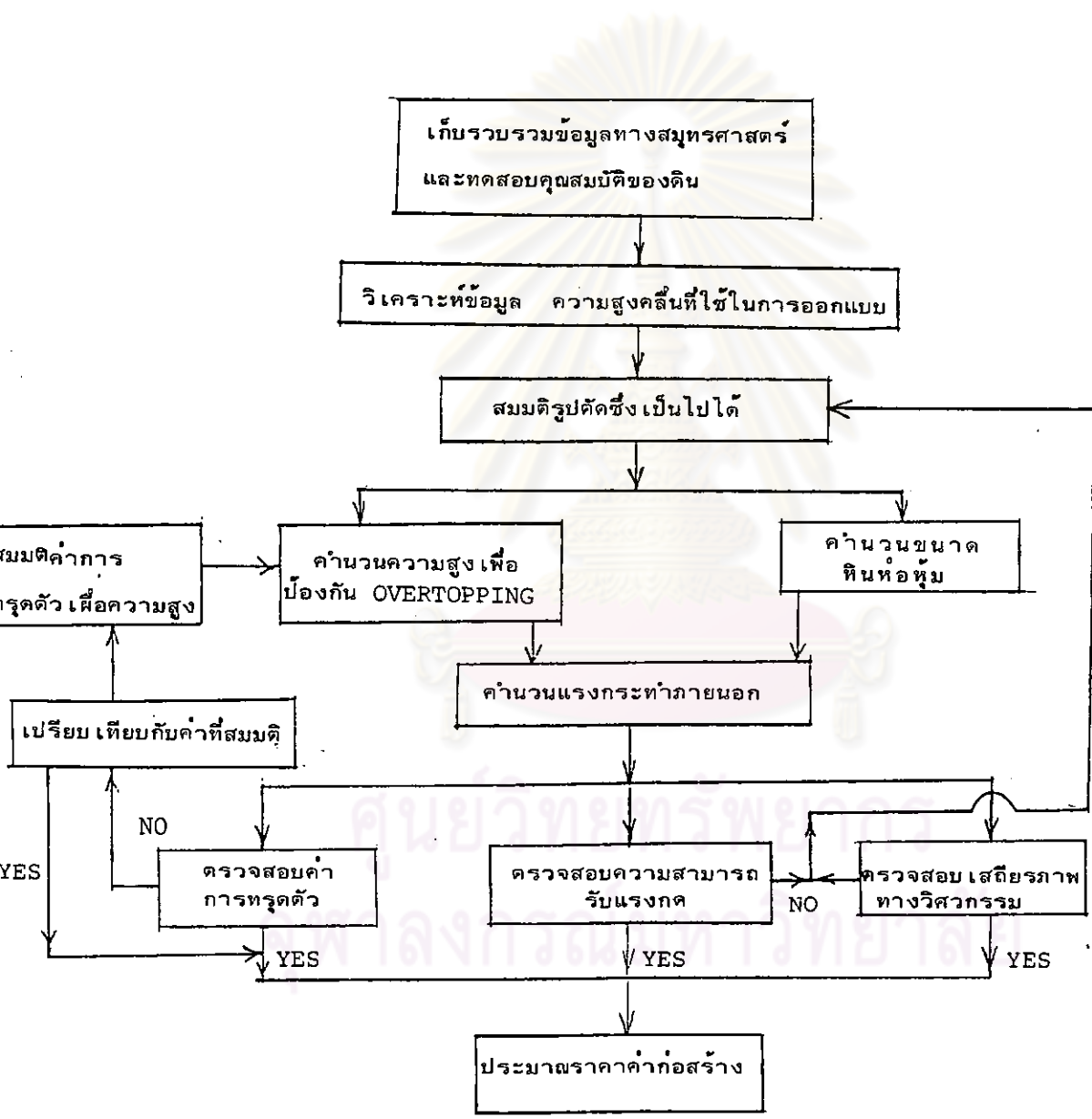
1. การวิเคราะห์ในช่วงสั้น ( Short term analysis ) การทดลองจะเป็นแบบ Undrain condition ซึ่งจะได้ค่า C ,  $\phi$  , Eu เป็นต้น

2. การวิเคราะห์ในระยะยาว ( Long term analysis ) การทดลองจะเป็นแบบ Drain condition ทั้งนี้รวมถึง Oedometer test จะได้ค่า  $\bar{C}$  ,  $\bar{\phi}$  ,  $\bar{E}$  CR , RR , OCR เป็นต้น



3.7 การออกแบบเขื่อนกันคลื่น แบบ Rubble Mound Sloping

เขื่อนกันคลื่นแบบ Rubble mound sloping เป็นโครงสร้างซึ่งประกอบด้วยวัสดุหินถม อยู่ได้โดยมีเสถียรภาพทางลาดเพียงพอ และขนาดของหินมีมวลมากพอที่จะต้านแรงกระแทกจากคลื่นน้ำ สามารถลำดับขั้นตอนก่อน - หลัง ในการออกแบบได้ ดังรูป 3.12 การคำนวณส่วนโครงสร้างของตัวเขื่อน มีสมการสำคัญในการคำนวณดังต่อไปนี้



รูปที่ 3.12 แผนภูมิแสดงลำดับขั้นตอนการออกแบบ เขื่อนกันคลื่นหินถม

3.7.1. การคำนวณน้ำหนัก Rubble stone ที่จะใช้ถม เพื่อให้สามารถต้านแรงกระแทกจากคลื่นน้ำ โดยไม่หลุดร่อน Iribarren ได้ทำการทดลอง และสรุปสมการ สำหรับคำนวณน้ำหนักต่อก้อนของ หินถม ไว้ดังนี้

$$W = \frac{\rho_r g H^3}{K_D (\rho_r/\rho - 1)^3 \cot \alpha} \quad (3.25)$$

- โดยที่ W คือ น้ำหนักหินถม ( tons )
- H คือ ความสูงคลื่นน้ำหน้าเขื่อน ( metre )
- $\rho_r$  คือ หน่วยน้ำหนักรวมของหินถม ( t/m<sup>3</sup> )
- $\rho$  คือ หน่วยน้ำหนักรวมของน้ำทะเล ( t/m<sup>3</sup> )
- $\alpha$  คือ อัตราส่วนความลาดของ เขื่อนด้านหน้า
- $K_D$  คือ สัมประสิทธิ์ของความเสถียร และมีค่ากำหนดดังนี้
- 2.8 - 4.3 สำหรับกรณีใช้หินถมธรรมชาติ
- 6.6 - 13.6 กรณีใช้ก้อนคอนกรีต เป็น เปลือกนอกของ เขื่อน
- g คือ อัตราเร่งโน้มถ่วงของโลก ( มีค่า 9.81 m/s<sup>2</sup> )

3.7.2 กำหนดความสูงของตัวเขื่อน ขึ้นอยู่กับปัจจัย ซึ่งมีผลต่อรูปร่างของโครงสร้าง อาทิ ระดับน้ำขึ้นสูงสุด ปริมาณน้ำที่จะให้ผ่านสันเขื่อน ความสูงคลื่นที่ใช้ในการออกแบบ (  $H \frac{1}{3}$  ) ชนิดและขนาดของเรือในท่าเทียบ เป็นต้น

ข้อกำหนดในการออกแบบความสูง เป็นดังนี้

3.7.2.1 กรณีเป็นท่าเทียบ เรือขนาดใหญ่ ซึ่งมีพื้นที่ของ เขตท่าเรือหลังเขื่อนกว้าง ผู้ออกแบบจะยอมให้มีคลื่นน้ำซัดท่วมตัวเขื่อนได้พอควร ( Overtopping ) จึงกำหนดให้ระดับของสันเขื่อนสูงกว่าระดับน้ำขึ้นสูงสุด ไม่น้อยกว่า 0.6 เท่าของ Significant wave height (  $H \frac{1}{3}$  ) ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับอิทธิพลของพายุที่จะเกิดในเขตท่าเรือ

3.7.2.2 กรณีเป็นท่าเทียบ เรือขนาดเล็ก พื้นที่ผิวหน้าของ เขตท่าเรือด้านหลังเขื่อนน้อย หากยอมให้เกิด Overtopping มากเกินไป อาจเป็นอันตรายต่อเรือ ซึ่งจอดอยู่ภายในได้ ระดับของสันเขื่อนจึงถูกกำหนดสูงจากระดับน้ำสูงสุด ไม่น้อยกว่า 1.25 ของ Significant wave height (  $H \frac{1}{3}$  ) ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับอิทธิพลของพายุ

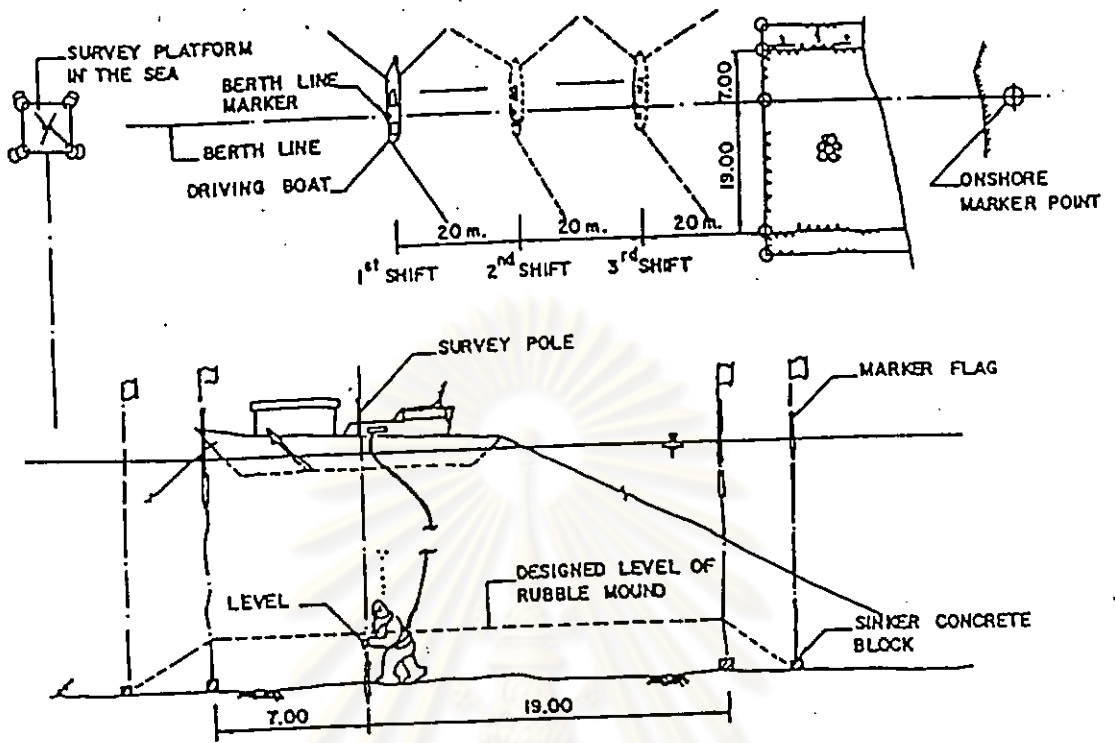
สำหรับการพิจารณาว่าเป็นกรณีใดนั้น ขึ้นอยู่กับตำแหน่งของตัว เขื่อน ณ จุดต่าง ๆ ที่พิจารณา ซึ่งจะมีผลกระทบต่อเรือภายในเขตท่าเรือ นั้น ส่วนมุมลาดด้านข้างของตัว เขื่อนตามมาตรฐานกำหนดไว้ระหว่าง 1 : 1.5 ถึง 1 : 2.0 จากนั้นเราจะได้ขนาดและน้ำหนักของตัว เขื่อนซึ่งนำไปคำนวณเสถียรภาพ และค่าการทรุดตัวของตัว เขื่อนได้ต่อไป

### 3.7.3 งานวางหินถม ( Rubble Mound Work )

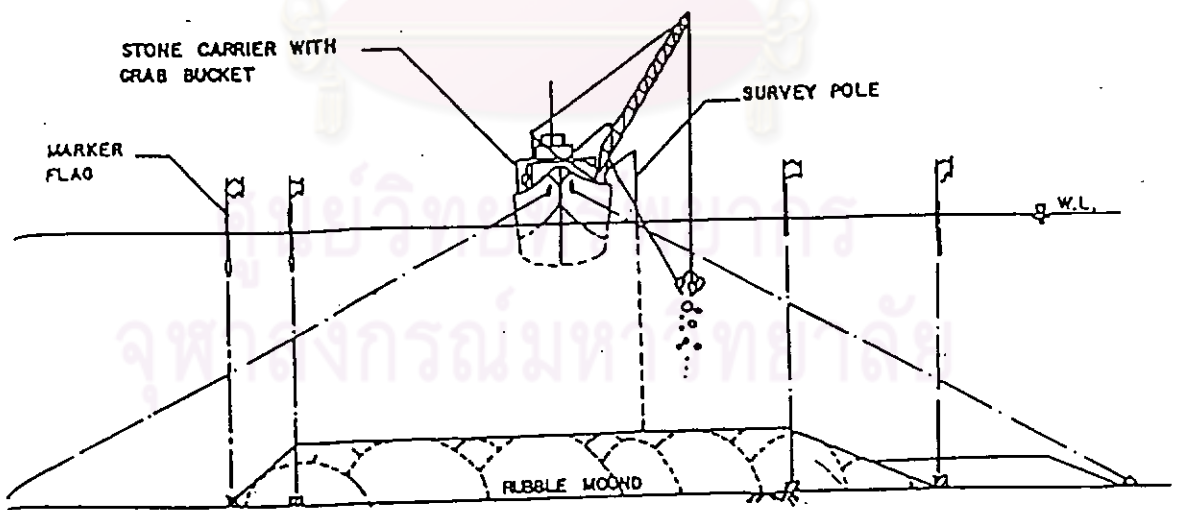
ขั้นตอนต่าง ๆ ในงานวางหินถม สามารถลำดับได้ดังนี้

1. จัดตำแหน่งของพื้นที่ ซึ่งจะวางหินถม ( Positioning of rock plaeing area ) อาศัยกล้องสำรวจจากโป๊ะกลางทะเล ยิงไปยังเป้าซึ่งตั้งอยู่บนฝั่ง ดังแสดงในรูป 3.13
2. งานทิ้งหินถมลงสู่ท้องทะเล ( Placing ) ใช้กะบะกำมปู ซึ่งติดตั้งมากับเรือบรรทุก ดักและเทหินถม ดังแสดงในรูป 3.14
3. งานเตรียมระดับหินถม ( Levelling ) ใช้วิธี Sounding ในการตรวจสอบระดับ และใช้นักประดาน้ำในการมีกระดับที่จะถม ดังแสดงในรูป 3.15
4. งานปรับระดับโดยละเอียด ( Trimming or final levelling ) จะใช้นักประดาน้ำสำรวจ ถือไม้ Staff โดยมีกล้องสำรวจอยู่บนทุ่น และจะใช้คนในการจัดเรียงระดับหินถมใต้ทะเล ดังแสดงในรูป 3.16

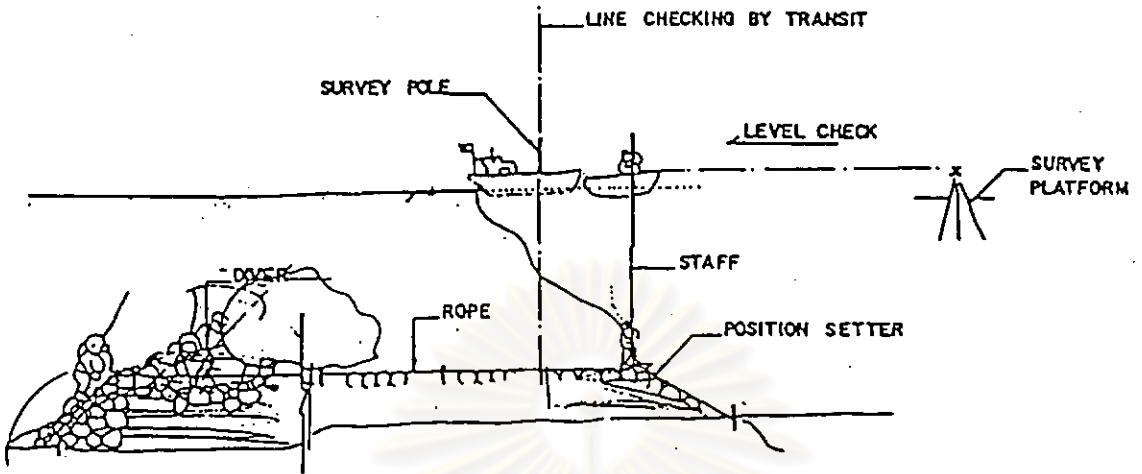
ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



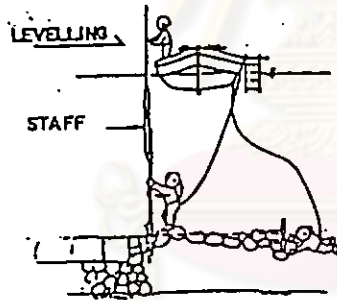
รูปที่ 3.13 การจัดตำแหน่งวางหินถม



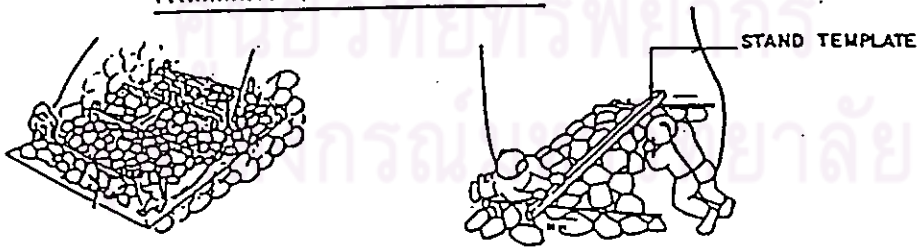
รูปที่ 3.14 การทิ้งหินถมลงสู่ท้องทะเล



รูปที่ 3.15 ตรวจสอบระดับของหินถมแต่ละชั้น



TRIMMING (FINAL LEVELLING)



รูปที่ 3.16 การปรับระดับโดยละเอียด



### 3.8 การวิเคราะห์การทรุดตัว

การวิเคราะห์การทรุดตัวของดินชั้นฐานราก เป็นงานที่สำคัญมาก ทางปฐพีวิศวกรรม ผลลัพธ์ที่ได้จากการวิเคราะห์ จะถูกต้องและเชื่อถือได้มากที่สุด เมื่อได้รับข้อมูลที่ถูกต้อง และจำนวนเพียงพอ เราสามารถแยกการวิเคราะห์ออกได้เป็น 2 ส่วน ดังนี้

1. วิเคราะห์หาปริมาณการทรุดตัวสูงสุด
2. หาอัตราการทรุดตัวที่จะเกิดขึ้น เพื่อประโยชน์ในการทำนายผลที่จะเกิด ณ. ระยะเวลาต่าง ๆ ที่การทรุดตัวยังไม่สิ้นสุด

ค่าการทรุดตัวทั้งหมดที่จะเกิดขึ้น สามารถจำแนกได้เป็น 3 ช่วง ดังนี้

#### 3.8.1 การทรุดตัวแบบยืดหยุ่น ( Elastic settlement )

จะเกิดขึ้นในทันทีหลังจากน้ำหนักโครงสร้างกระทำต่อดินฐานราก เป็นการทรุดตัว ซึ่งไม่เกิดการเปลี่ยนแปลงปริมาตร เนื่องจากการไหลออกของน้ำในมวลดิน เกิดขึ้นน้อยมาก ( Undrained condition, short term analysis ) เราเรียกการทรุดตัวแบบนี้ อีกชื่อหนึ่งว่า " Immediate settlement " ทฤษฎีที่ใช้ในการวิเคราะห์จะเป็นแบบ Total stress analysis

กรณีเป็นดินประเภทมีแรงยึดเกาะ ( Cohesive soils ) สมการคำนวณซึ่ง Terzaghi ได้เสนอสำหรับ Flexible foundation คือ

$$p_i = \frac{PB (1-\nu^2) N_p}{E} \quad ( 3.34 )$$

เมื่อ

- $p_i$  คือ Immediate settlement ( cm. )
- P คือ Applied pressure กระทำต่อมวลดิน ( tsm )
- B คือ ความกว้างของฐานราก ( cm )
- $\nu$  คือ ค่า Poisson's ratio สำหรับดินอิ่มน้ำ เท่ากับ 0.5
- $N_p$  คือ Shape factor
- E คือ Elastic modulus ( tsm )

สมการ ( 3.34 ) ให้ค่า Immediate settlement ที่มุมของฐานสี่เหลี่ยมยาว L กว้าง B ส่วนค่าการทรุดตัวที่กึ่งกลางฐาน มีค่าเป็น 2 เท่าของที่มุม สำหรับ Flexible

foundation. ( การทรุดตัวไม่คงที่ตลอดแผ่นฐานราก )

ค่า  $N_p$  สามารถหาได้จาก ตารางที่ 3.1

ตาราง 3.1 ค่า  $N_p$  สัมพันธ์กับ  $L/B$

L/B	$N_p$
1.0	0.56
2.0	0.76
3.0	0.88
4.0	0.96
5.0	1.00

โดยปกติฐานรากจะเป็นชนิด Rigid คือ การทรุดตัวจะสม่ำเสมอตลอดพื้นที่ฐาน เราสามารถหาค่าการทรุดตัวเฉลี่ยได้จาก

$$p_i = \frac{PB(1-\nu^2)I_p}{E} \quad (3.35)$$

ค่า  $I_p$  นั้น Skempton ( 1951 ) ได้แนะนำไว้ตามตาราง ( 3.2 )

ตาราง 3.2 ค่า  $I_p$  สัมพันธ์กับ  $L/B$

L/B	$I_p$
Circle	0.73
1	0.82
2	1.00
5	1.22
10	1.26

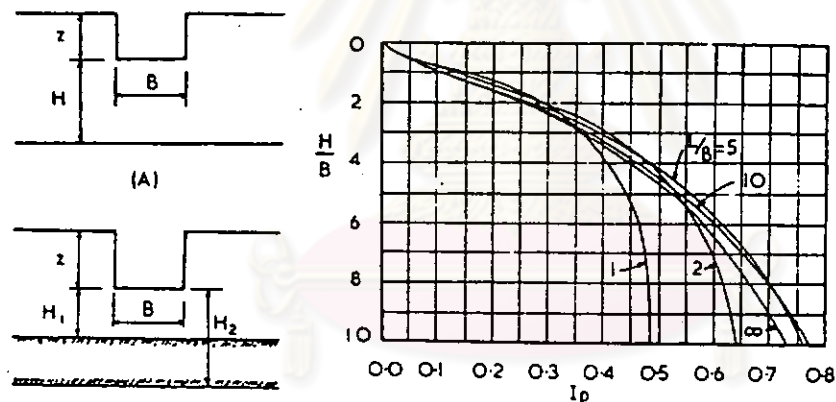
### การหาค่าการทรุดตัวของชั้นดินบาง ๆ

ค่า  $N_p$  และ  $I_p$  จากตาราง 3.1 . 3.2 สามารถใช้กับฐานรากที่วางอยู่บนชั้นดินหนา ๆ เท่านั้น แต่ไม่สามารถใช้กับชั้นดินบางกว่า 4B ได้ ต้องใช้ค่า  $I_p$  จาก Steinbrenner ( 1934 ) การวิเคราะห์จะกระทำโดยหาค่าการทรุดตัวที่ระดับบนสุด ของชั้นดิน จากนั้นหาการทรุดตัวที่ระดับส่วนล่างสุดของชั้นดิน ผลต่างระหว่างค่าที่ได้ทั้งสองคือค่าการทรุดตัวของชั้นดินนั้น

สมการที่ใช้สำหรับการทรุดตัวที่มุมของฐานรากสี่เหลี่ยม คือ

$$p_i = \frac{PB ( 1-v^2 ) I_p}{E}$$

ค่าสัมประสิทธิ์  $I_p$  สามารถหาจากรูป 3.17



รูปที่ 3.17 การหาค่า  $I_p$

สำหรับกรณี Strip foundation สามารถหาค่า  $I_p$  เมื่อ  $L/B = \infty$

### การหาค่า Elastic modulus ของดิน ( E )

เนื่องจากค่า E ของดิน เป็นคุณสมบัติที่ไม่คงที่ กล่าวคือจะแปรเปลี่ยนไปตามระดับหน่วยแรง ( Stress level ) ที่กระทำต่อมวลดินนั้น เราสามารถใช้การทดลอง Un-Consolidated undrained triaxial ( UU ) ซึ่งใช้ค่า Cell pressure (  $\sigma_c$  ) เริ่มต้นประมาณค่า Total overburden pressure (  $\sigma_{v0}$  ) ของดินตัวอย่างนั้น ซึ่ง



มีอยู่ในสนาม จากผลการทดลอง UU Test เราจะได้ความสัมพันธ์ ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) กับ E ซึ่ง Skempton (1951) ได้กำหนดให้ใช้ค่า E ที่ 65% ของค่า ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) สูงสุด ซึ่งเท่าที่ผ่านมาได้ผลลัพธ์ ที่เชื่อถือได้

### 3.8.2 การวิเคราะห์การทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ (Consolidation settlement)

การทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ คือการที่มวลดินสูญเสียน้ำออกมาจากช่องว่าง เนื่องจากน้ำหนักกดทับ การสูญเสียน้ำในมวลดินนี้ จะเกิดขึ้นทีละเล็กละน้อย และกินเวลานาน ข้อมูลที่สำคัญที่จะนำมาใช้ในการวิเคราะห์ คือ ข้อมูลจาก Consolidation test ซึ่งจะได้ ความสัมพันธ์ระหว่าง  $\log P$  กับ  $\% \epsilon$  ตัว Parameter ที่จะได้รับจากความสัมพันธ์ดังกล่าว มีดังนี้

1. Compression ratio (CR) คือ ความชันที่ Virgin curve

มีความสัมพันธ์ดังนี้  $CR = \Delta \epsilon / \Delta \log P = Cc / (1 + e_0)$  (3.36)

$\Delta \epsilon$  คือ ผลต่างของ Strain ในช่วง 1 cycle ของ  $\log P$

$\Delta \log P$  คือ ผลต่างของ  $\log P$  ที่ 1 cycle

$Cc$  คือ Compression index จะได้จาก Slope ที่ Virgin curve เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์  $\log P$  กับ void ratio ( $e$ )

$e_0$  คือ Initial void ratio

Ladd's (M.I.T summer program, 1971) กล่าวว่า การใช้ข้อมูลจากความสัมพันธ์  $\Delta \log P$  กับ  $\% \epsilon$  นั้นได้ผลที่ถูกต้องกว่า เนื่องจากสามารถตัดความผิดพลาดเนื่องจากค่า  $e_0$  ได้

2. Recompression ratio (RR) คือความชันในช่วง Over-consolidation เมื่อคิด  $\log P$  ที่ 1 cycle

3. Maximum pass pressure ( $\bar{\sigma}_{vm}$ ) สามารถหาได้โดยวิธีของ Cassagrande และหาค่า  $\bar{\sigma}_{vm}$  ที่ถูกต้องโดยตรวจสอบค่ากับ Corrected field curve โดยวิธีของ Smachmann เหตุที่ต้องปรับแก้เป็น Field curve เนื่องจากตัวอย่างดินถูกรบกวน (Sample disturbance)

จากค่า  $\bar{\sigma}_{vm}$  ที่ได้รับ เราสามารถศึกษา ประวัติของหน่วยแรงของดินในสนามได้โดยพิจารณาค่า Overconsolidation ratio (OCR) ซึ่งมีความสัมพันธ์

$$\text{OCR} = \bar{\sigma}_{vm} / \bar{\sigma}_{vo} \quad (3.37)$$

เมื่อ  $\bar{\sigma}_{vo}$  คือ หน่วยแรงประสิทธิผลในสนามของมวลดิน

เมื่อเราได้ Parameter ต่าง ๆ จากผลการทดสอบดินแล้ว จะสามารถคำนวณ Consolidation settlement ได้ เนื่องจากการทรุดตัว ชนิดนี้ใช้เวลานาน จึงต้องวิเคราะห์ในแบบ Long term นั่นคือ ต้องใช้วิธี Effective stress analysis เพราะมีการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำในมวลดินอยู่ตลอดเวลา สามารถแบ่งการทรุดตัวออกได้เป็น 2 ระยะ คือ

1. Primary Consolidation Settlement คิดเวลาของการทรุดตัวที่ 90% ของการทรุดตัวทั้งหมด ถ้าดินของเราเป็น Overconsolidated soil (OCC) จะได้สมการการทรุดตัวเป็น

$$p_{cf} = H \left( RR \log \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}} + CR \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vm}} \right) \quad (3.38)$$

เมื่อ  $p_{cf}$  คือ Primary consolidation settlement

H คือ ความหนาของชั้นดินยุบตัวได้แต่ละชั้น

$\bar{\sigma}_{vf}$  คือ หน่วยแรงประสิทธิผลสุดท้ายที่มวลดินจะได้รับ

หากเราพบว่าดินนั้นเป็น Normally consolidated soil (NCC) จะได้สมการการทรุดตัวเป็น

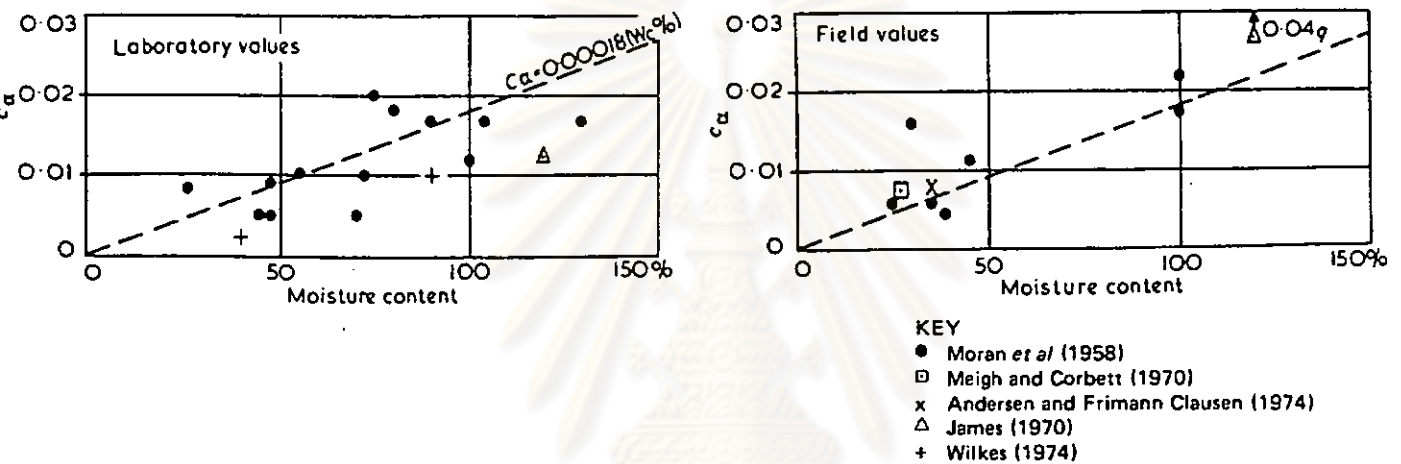
$$P_{cf} = \sum H CR \log \bar{\sigma}_{vf} / \bar{\sigma}_{vm} \quad (3.39) \quad \text{OCR} = 1$$

สำหรับกรณีที่มีการลดหน่วยแรงในมวลดิน เช่นกรณีขุดออก จะมีการ Swell หรือ Heave เกิดขึ้น ซึ่งสามารถหาได้จาก

$$P_{cf} = \sum H (SR \log \bar{\sigma}_{vf} / \bar{\sigma}_{vo}) \quad (3.40)$$

เมื่อ SR คือ Swelling ratio เป็นความชันในช่วง Rebound curve แต่การ Swell นี้จะคิดในกรณีที่มีการขุดแล้วทิ้งไว้เป็นเวลานานเท่านั้น

2. Secondary Consolidation Settlement คือค่าการทรุดตัวซึ่งเกิดขึ้นหลังจาก Primary consolidation settlement เป็นการล้า ของมวลดินซึ่งอาจเกิดโดยที่ค่า Effective stress ในมวลดินคงที่ ในปัจจุบันยังไม่มีวิธีการคำนวณค่าการทรุดตัวและอัตราการทรุดตัวที่แน่นอนได้ ดังนั้น จึงต้องทำนายค่าจากการทดลอง ( Empirical procedures ) ในการวิเคราะห์ ซึ่ง Simon ( 1974 ) ได้รวบรวม ความสัมพันธ์ของ Parameter ที่ใช้ (  $C_{\alpha}$  ) กับความชื้นของดิน ( % w ) ดังรูป 3.18



รูปที่ 3.18 แสดงค่า  $C_{\alpha}$  สัมพันธ์กับ % w

ความสัมพันธ์ของการทรุดตัว คือ

$$C_{\alpha} = \Delta H / H / \text{Time} \quad ( 3.41 )$$

$\Delta H$  คือ Secondary consolidation settlement  
 $H$  คือ ความหนาของชั้นดินที่ยุบตัวได้หลังจากผ่านการทรุดตัวช่วง Primary แล้ว

สามารถเขียนสมการการทรุดตัวระยะที่สองได้อีกแบบ คือ

$$P_s = C_{\alpha} H \log(t/tp) \quad ( 3.42 )$$

เมื่อ  $P_s$  คือ ค่าการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำระยะที่สอง  
 $H$  คือ ความหนาของชั้นดินที่พิจารณา  
 $tp$  คือ เวลาที่ใช้ในช่วงทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำระยะแรก  
 ( Primary consolidation )

t คือ เวลาที่พิจารณาการทรุดตัวระยะที่สอง

3.8.3 การวิเคราะห์อัตราทรุดตัว ( Rate of settlement ) การทำนายอัตราทรุดตัว จะมีผลมากในช่วง Primary consolidation settlement เนื่องจากการทรุดตัวแบบ Elastic เกิดขึ้นในระยะเวลานั้น ๆ และแบบ Secondary ก็ยังไม่มีทฤษฎีที่แน่นอนในปัจจุบัน

เวลาที่ใช้ในการทรุดตัว จะคิดที่ 90% ของ Primary consolidation

ดังสมการ

$$t_{90} = \frac{T_{90} H^2}{C_v} \quad ( 3.43 )$$

เมื่อ  $t_{90}$  คือ ระยะเวลาที่ใช้ในการทรุดตัวที่ 90% ของระยะ Primary ( sec )

$T_{90}$  คือ ค่า Time factor ที่ 90% ของการทรุดตัว

$C_v$  คือ Coefficient of consolidation (  $m^2/sec$  )

H คือ ระยะทางที่ใช้ในการไหลของน้ำในชั้นดินยุบตัว ( Drain path )

ค่า  $C_v$  หาจากการทดลอง Consolidation test จากความสัมพันธ์การทรุดตัวที่วัดได้ กับรากที่สองของเวลา โดยวิธีการของ Taylor

เมื่อเราได้ เวลาที่ใช้ในการทรุดตัวแล้ว เราสามารถสร้างกราฟ แสดงอัตราทรุดตัวที่ระยะเวลาต่าง ๆ จากตารางที่ 3.3 แสดงค่า Time factor สัมพันธ์กับเปอร์เซ็นต์การทรุดตัว และใช้สมการ 3.43 หาค่าเวลาที่เปอร์เซ็นต์การทรุดตัวต่าง ๆ

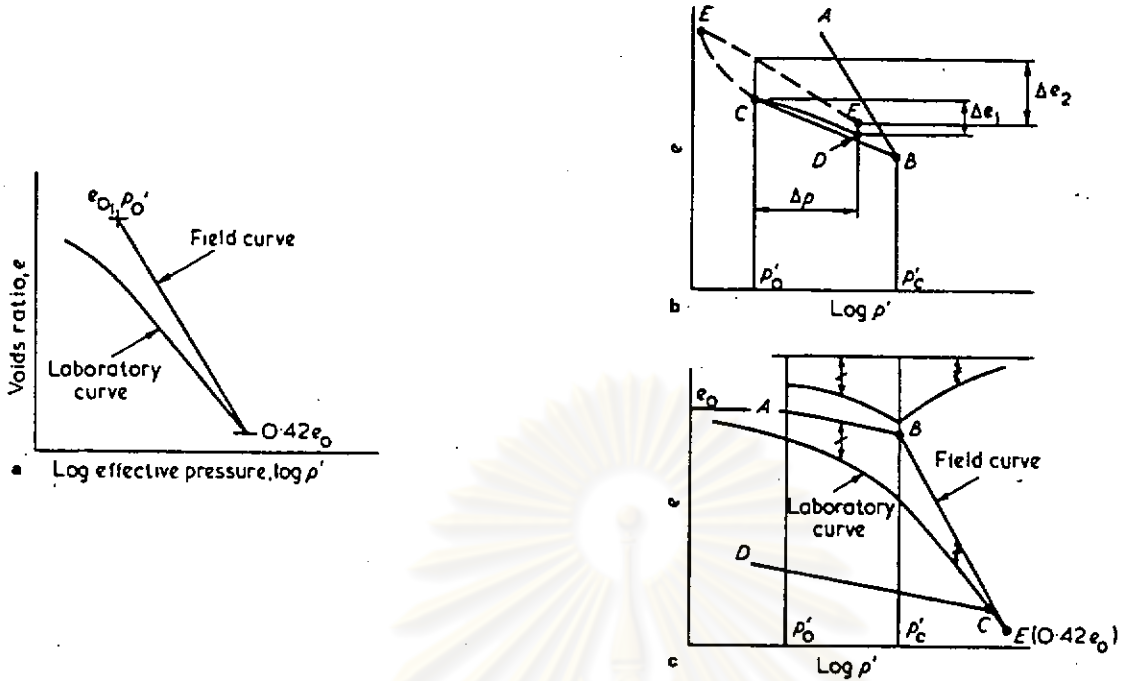
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

% U	Tv	$\sqrt{Tv}$
0	0	0
10	0.0077	0.0877
20	0.031	0.176
30	0.071	0.265
40	0.126	0.355
50	0.196	0.443
60	0.286	0.535
70	0.403	0.635
80	0.567	0.753
90	0.848	0.921
95	1.129	1.063
100	$\infty$	$\infty$

วิธีการหา Field Consolidation Curve

เนื่องจาก ตัวอย่างดินลูกรบกวน Schmertmann ( 1953 ) ได้เสนอวิธีการปรับแก้ข้อมูลจากห้องทดลอง ดังวิธีต่อไปนี้

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.19 แสดงวิธีหา Field curve โดย Schmertmann

- Plot จุด  $(e_0, p_0)$  คือจุด A ซึ่งเป็นจุด Initial stage of stress ในสนาม โดยมี Strain = 0 และ  $p_0$  คือ หน่วยแรงทางตั้งประสิทธิผลเดิม
- หาจุด  $p_c'$  คือค่า  $\bar{\sigma}_{vm}$  จากวิธีของ Cassagrande
- จากจุด A ลากเส้นตรง AB ขนานกับ Rebound curve; CD และตัดเส้นตั้งแนว  $p_c'$  ได้จุด B
- จากจุด B ลากเส้นตรงมายังจุด E ซึ่งมีค่า  $e = 0.42 e_0$  และตัดกับเส้นของการทดลอง

จาก Field curve ที่ได้ เราสามารถตรวจสอบค่า  $\bar{\sigma}_{vm}$  หรือ  $p_c'$  ซึ่งเราหาจากวิธีของ Cassagrande ได้โดย Plot ผลต่างของ Void ratio ระหว่าง Field curve กับ Lab. curve จะได้กราฟซึ่งสมมาตรรอบแกน  $p_c'$  แสดงว่าค่า  $p_c'$  นั้น เชื่อถือได้ หากกราฟดังกล่าวไม่สมมาตร จะต้องทำการเลือกค่า  $p_c'$  ใหม่ โดยการขยับแนว  $p_c'$  และ ทำขั้นตอนที่ผ่านมาแล้วอีกครั้ง

หมายเหตุ : จุด E ถ้าหากเรา Plot ในกราฟ  $\%e - \log P$ . จะได้จุด E บนแกน  $\%e$  เป็น  $\frac{e_0 - 0.42 e_0}{1 + e_0} = \frac{0.58 e_0}{1 + e_0}$

### 3.9 การวิเคราะห์ความสามารถรับแรงกดของชั้นดิน ( Bearing capacity analysis )

ฐานรากของตัวเขื่อนนี้ จะพิจารณาคุณสมบัติด้าน Bearing capacity ของดินรองรับ เป็นสำคัญ ซึ่งสามารถจำแนกได้ 2 ลักษณะ คือ

1. ฐานรากตื้น จะถือว่าส่วนของระยะฝังของโครงสร้างในชั้นดินน้อยกว่าค่าความกว้างน้อยที่สุดของตัวโครงสร้าง จะไม่พิจารณาค่าแรงเสียดทานด้านข้างของโครงสร้างกับดินชั้นฐาน

2. ฐานรากลึก ให้ถือว่า ถ้าส่วนของระยะฝังของโครงสร้าง ( D ) ในชั้นดินมากกว่าค่าความกว้างน้อยที่สุดของตัวโครงสร้าง เป็น Deep foundation

สำหรับกรณี ของ เขื่อนกันคลื่น จะเป็นฐานรากแบบตื้น ซึ่งสามารถแยกพิจารณาตามสภาพของดินรองรับได้ดังนี้

1. ฐานรากตื้นวางบนชั้นดินทราย ให้ตรวจสอบหน่วยแรงกดดังนี้

$$Q_a = \frac{1}{F.S} (\beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D N_q) + \gamma_2 D \quad ( 3.44 )$$

โดย

$Q_a$  = ค่าหน่วยแรงกดปลอดภัย (  $t/m^2$  )

$B$  = ความกว้างน้อยที่สุดของโครงสร้าง ( m )

$D$  = ระยะฝังของโครงสร้างลงในชั้นฐานราก ( m )

$\gamma_1$  = หน่วยน้ำหนักของดินใต้ฐานโครงสร้าง (  $t/m^3$  )

$\gamma_2$  = หน่วยน้ำหนักของดินเหนือฐานโครงสร้าง (  $t/m^3$  )

$\beta$  = Shape factor ของพื้นที่ฐานราก ( ดูตาราง 3.4 )

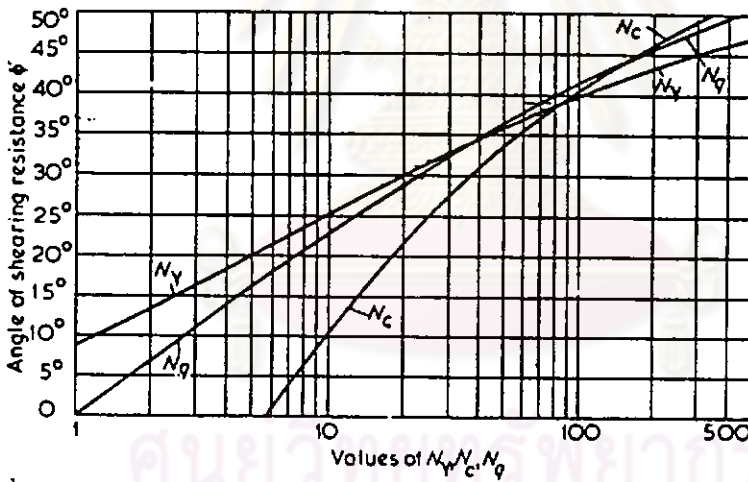
$N_q, N_\gamma$  = Bearing capacity factor ขึ้นกับค่ามุม  $\phi$  ( ดูรูป 3.20 )

ค่าส่วนปลอดภัยสำหรับ เขื่อนกันคลื่น ใช้ระหว่าง 1.5 - 2.5 ตามความสำคัญของโครงสร้าง

ตาราง 3.4 แสดงค่า  $\beta$

รูปร่างชนิดของพื้นที่ฐาน	Shape factor			
	ค่อเนื้อ	จัตุรัส	วงกลม	สี่เหลี่ยม
$\beta$	0.5	0.4	0.3	$0.5 - 0.1 B/L$

(  $\phi'$  คือ มุมเสียดทาน ภายในของอนุภาคดิน ( องศา ) )



รูปที่ 3.20 Bearing capacity factors ,  $N_c$  ,  $N_q$  ,  $N_\gamma$  , after Terzaghi ( 1943 )

3. ฐานรากดินวางบนชั้นดินเหนียว คำนวณแรงกดปลอดภัยได้ จากสมการ

$$Q_a = \frac{C N_c}{F.S} + \gamma_2 D \quad ( 3.45 )$$

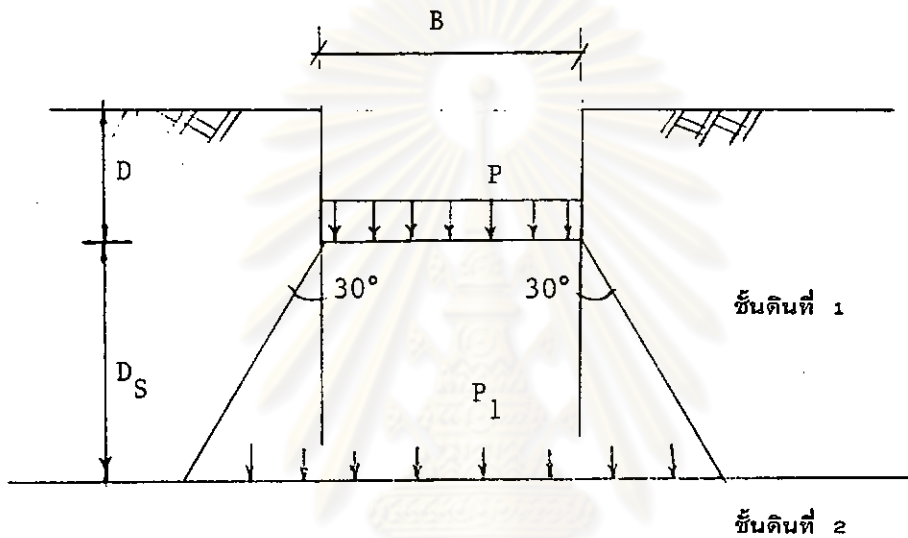


$\gamma_2 D$  คือ น้ำหนักของมวลดินที่ถูกขุดออกก่อนวางฐานราก

4. ฐานรากตื้นวางบนชั้นดินมากกว่าหนึ่งชั้น กรณีนี้ ค่าหน่วยแรงกดปลอดภัยที่จะใช้สำหรับรองรับโครงสร้าง ขึ้นอยู่กับความกว้าง ของโครงสร้าง และระยะฝังของฐานราก ดังนี้

กำหนด  $B$  คือ ความกว้างของโครงสร้าง

$D_S$  คือ ระยะห่างจากระดับฐานรากถึงชั้นดินถัดไป



รูปที่ 3.21 การกระจายหน่วยแรงตามความลึก

แบ่งเป็น 3 กรณี

1. กรณี  $D_S \geq 2B$  ให้ใช้ค่าหน่วยแรงกดปลอดภัยของดิน ชั้นที่ 1
2. กรณี  $2B > D_S > 1.5B$  ให้ใช้ค่าหน่วยแรงกดปลอดภัยค่าน้อยระหว่างดินชั้นที่ 1 และ ชั้นที่ 2
3. กรณี  $D_S < 1.5B$  ให้ใช้ค่าหน่วยแรงกดปลอดภัยของดินชั้นที่ 2 ส่วนการคำนวณหน่วยแรงกดปลอดภัย ให้พิจารณาตามชนิดของดิน และการกระจายน้ำหนักของโครงสร้างลงในชั้นฐานราก สามารถใช้วิธีตรวจสอบโดยประมาณ คือมุมขยาย =  $30^\circ$  ดังรูป 3.21 หรือจากตารางค่าสัมประสิทธิ์การกระจายหน่วยแรงในมวลดิน ในหัวข้อ 3.11

### 3.10 การตรวจสอบเสถียรภาพมุมลาด และ Circular Base Failure ของดินฐานราก

เนื่องจากโครงสร้างค้ำเชื่อมใช้หินขนาดใหญ่เรียงตามมุมลาด ซึ่งกำหนดในมาตรฐานการออกแบบ โดยมีหน้าที่หลัก คือ ด้านแรงกระแทกจากคลื่นน้ำ เป็นสำคัญ ดังนั้น Circular failure เนื่องจาก มุมลาดของโครงสร้างจึงไม่เกิด แต่ดินที่ฐานของเขื่อน อาจเกิด Failure plane ได้ซึ่งสามารถตรวจสอบได้โดยใช้ Swedish strip method. หาอัตราส่วนปลอดภัย เกี่ยวกับมาตรฐานการออกแบบไม่น้อยกว่า 1.3 ( ไม่คิด Wave force ) และไม่น้อยกว่า 1.0 เมื่อคิด Wave force

แรงในระบบที่จะพิจารณา Failure plane ที่ฐานรานั้น มีน้ำหนักโครงสร้าง แรงกระแทกจากคลื่นน้ำในกรณีวิกฤตที่สุด , หน่วยแรงต้านทานของดิน เป็นต้น

เนื่องจากเชื่อมกันคลื่น เป็นโครงสร้างซึ่งมีความยาวต่อเนื่อง ดังนั้น การตรวจสอบเสถียรภาพจะพิจารณายังรูปตัด ซึ่งมีดินชั้นฐานรากอ่อนแอที่สุด ทั้งนี้ และทั้งนั้นย่อมอยู่ในดุลยพินิจของผู้ออกแบบ เป็นผู้กำหนด

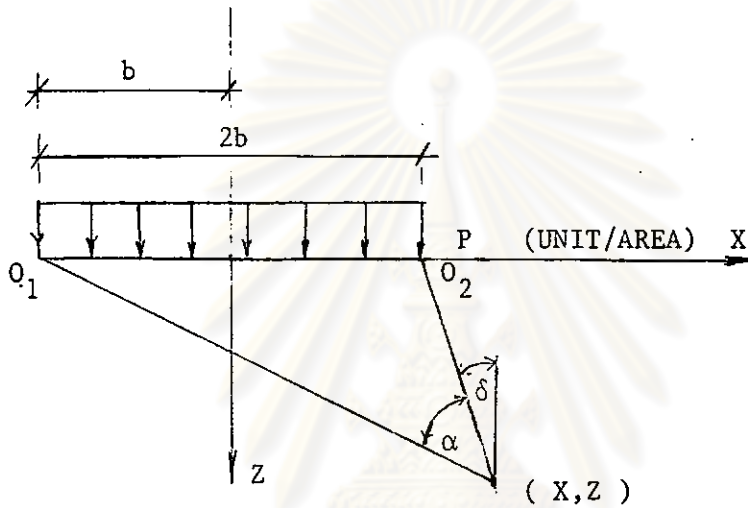
ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

### 3.11 การกระจายหน่วยแรงเนื่องจากน้ำหนักโครงสร้างในมวลดิน

ในการคำนวณหาหน่วยแรงดิน เนื่องจากโครงสร้าง  $\mathcal{W}$ . ความลึกต่าง ๆ ในมวลดิน เพื่อวิเคราะห์เสถียรภาพนั้น ต้องคำนึงถึงลักษณะของแรงกระทำที่ฐาน เขื่อน เป็นสำคัญ สามารถแยกพิจารณาเป็นกรณีได้ ดังนี้

#### 1. แรงในแนวตั้งสม่ำเสมอ

ดังรูป

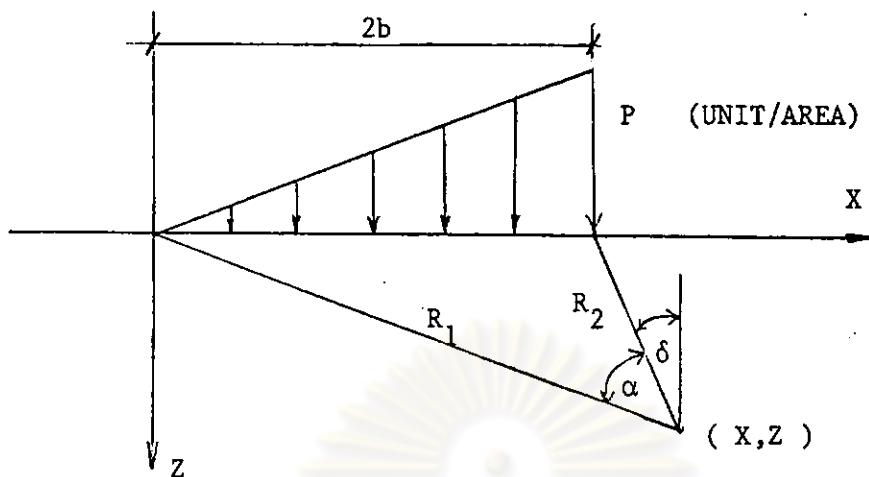


รูปที่ 3.22 การกระจายหน่วยแรงแนวตั้งสม่ำเสมอ

เมื่อต้องการหาค่าของแรงดิน  $P$  ซึ่งกระจายลงไปมวลดิน  $\mathcal{W}$ . ตำแหน่ง  $(X, Z)$  สามารถใช้ตาราง 3.5 หาค่า  $\sigma_z/P$

#### 2. แรงในแนวตั้งโดยมีขนาดเพิ่มขึ้นอย่างสม่ำเสมอ

( Vertical Loading Increasing Linearly )

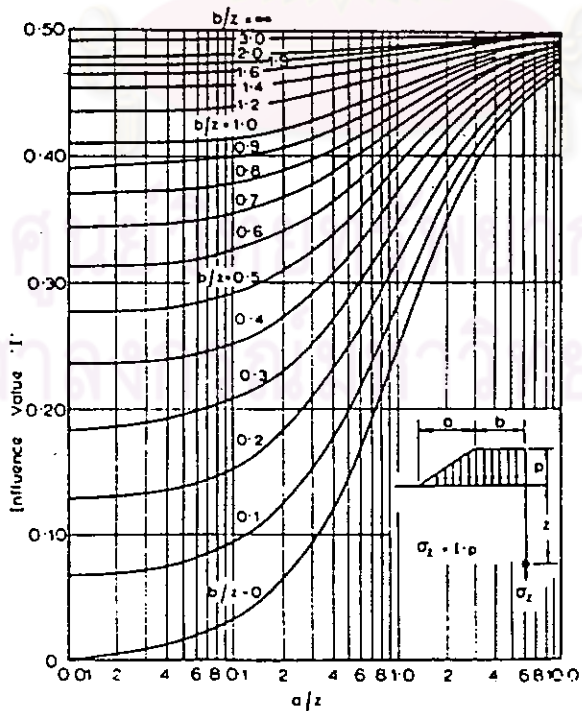


รูปที่ 3.23 การกระจายหน่วยแรงแนวตั้งเพิ่มขึ้นอย่างสม่ำเสมอ

เมื่อต้องการหาค่าแรงดัน  $P$  ซึ่งกระจายลงไปในมวลดิน ณ ตำแหน่ง  $( X , Z )$

สามารถใช้ตาราง 3.6 หาค่า  $\sigma_z/P$

เมื่อเรารู้ค่า  $X/b$  และ  $Z/b$



รูปที่ 3.24 แผนภาพแสดงการกระจายหน่วยแรงตามความลึกของ Osterberg

$x/b$	$z/b$	$\sigma_x/p$	$\sigma_z/p$	$\tau_{xz}/p$	$\beta$	$\tau_{max}/p$	$\sigma_1/p$	$\sigma_3/p$
0	0	1.0000	1.0000	0	0	0	1.0000	1.0000
.5		.9594	.4498	0	0	.2548	.9594	.4498
1		.8183	.1817	0	0	.3183	.8183	.1817
1.5		.6678	.0803	0	0	.2937	.6678	.0803
2		.5508	.0410	0	0	.2546	.5508	.0410
2.5		.4617	.0228	0	0	.2195	.4617	.0228
3		.3954	.0138	0	0	.1908	.3954	.0138
3.5		.3457	.0091	0	0	.1683	.3457	.0091
4		.3050	.0061	0	0	.1499	.3050	.0061
0.5	0	1.0000	1.0000	0	0	0	1.0000	1.0000
.25		.9787	.6214	.0522	8°35'	.1871	.9871	.6129
.5		.9028	.3920	.1274	13°17'	.2848	.9323	.3629
1		.7352	.1863	.1590	14°52'	.3158	.7763	.1446
1.5		.6078	.0994	.1275	13°18'	.2847	.6370	.0677
2		.5107	.0542	.0959	11°25'	.2470	.5298	.0357
2.5		.4372	.0334	.0721	9°49'	.2143	.4693	.0206
1	.25	.4996	.4208	.3134	41°25'	.3158	.7760	.1444
.5		.4969	.3472	.2996	37°59'	.3088	.7308	.1133
1		.4797	.2250	.2546	31°43'	.2847	.6371	.0677
1.5		.4480	.1424	.2037	26°34'	.2546	.5498	.0406
2		.4095	.0908	.1592	22°30'	.2251	.4751	.0249
2.5		.3701	.0595	.1243	19°20'	.1989	.4137	.0159
1.5	.25	.0177	.2079	.0606	73°47'	.1128	.2281	.0025
.5		.0892	.2850	.1466	61°50'	.1765	.3636	.0106
1		.2488	.2137	.2101	47°23'	.2115	.4428	.0198
1.5		.2704	.1807	.2022	38°44'	.2071	.4327	.0184
2		.2876	.1268	.1754	32°41'	.1929	.4007	.0143
2.5		.2851	.0892	.1469	28°09'	.1765	.3637	.0106
2	.25	.0027	.0987	.0164	80°35'	.0507	.1014	.0002
.5		.0194	.1714	.0552	71°59'	.0940	.1893	.0014
1		.0776	.2021	.1305	58°17'	.1424	.2834	.0052
1.5		.1458	.1847	.1568	48°32'	.1578	.3232	.0074
2		.1847	.1456	.1567	41°27'	.1579	.3232	.0073
2.5		.2045	.1256	.1442	36°02'	.1515	.3094	.0064
2.5	.5	.0068	.1104	.0254	76°43'	.0569	.1141	.0003
1		.0357	.1615	.0739	65°12'	.0970	.1957	.0016
1.5		.0771	.1645	.1096	55°52'	.1180	.2388	.0029
2		.1139	.1447	.1258	48°32'	.1265	.2556	.0036
2.5		.1409	.1205	.1266	42°45'	.1269	.2575	.0036
3	.5	.0026	.0741	.0137	79°25'	.0379	.0758	.0001
1		.0171	.1221	.0449	69°42'	.0690	.1384	.0005
1.5		.0427	.1388	.0757	61°15'	.0895	.1803	.0012
2		.0705	.1341	.0954	54°12'	.1006	.2029	.0018
2.5		.0952	.1196	.1036	48°20'	.1054	.2128	.0020
3		.1139	.1019	.1057	43°22'	.1058	.2137	.0020

$\beta$  is angle between direction of  $\sigma_1$  and the vertical.

ตารางที่ 3.5

แสดงอัตราส่วนการกระจายหน่วยแรง

สม่ำเสมอตามความลึก

( ที่มา - Elastic solutions for soil and rock mechanics )

$x/b$	$z/b$	-3.0	-2.0	-1.0	0	1.0	2.0	3.0	5.0
0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.00	0.00
0.5	0.0	0.00	0.00	0.00	0.08	0.48	0.42	0.02	0.00
1.0	0.0	0.00	0.00	0.02	0.13	0.41	0.35	0.06	0.00
2.0	0.01	0.03	0.06	0.16	0.28	0.28	0.25	0.13	0.01
3.0	0.02	0.05	0.10	0.15	0.20	0.19	0.12	0.04	
4.0	0.03	0.06	0.09	0.13	0.16	0.15	0.11	0.05	

ตารางที่ 3.6

แสดงอัตราส่วนการกระจายหน่วยแรง

เพิ่มขึ้นอย่างสม่ำเสมอตามความลึก

( ที่มา - Elastic solutions for soil and rock mechanics )

## ภาคที่ 2

การศึกษางานออกแบบ เชื้อกันคลื่น

โครงการท่าเรือมาคาพูด

จังหวัด ระยอง



ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย