

樁基礎擋土牆之結構檢核

陳承胤*、李志隆**、張嘉猷***

一、前言

擋土牆為邊坡開挖或路堤填築中最為常見的擋土結構物之一，當面臨軟弱地質時其基礎往往需加設基樁以增加擋土牆底的承載力及穩定性，然而加設基樁後之擋土牆其基礎之結構行為已不同於一般擋土牆，在結構分析及設計時應多加留意以免造成結構失敗。因此本文將以能方便取得之程式並配合 *Excel* 程式介紹樁基礎擋土牆結構之檢核方法。另將針對不規則配置樁群之折減方式作說明，期能達到合理設計之目的。

本文首先對擋土牆的受力機制、檢核程序作介紹，再對擋土牆與基樁間力量傳遞方法作推導，之後說明基樁之檢核程序。另因擋土牆基礎踵端與趾端受力大小不同，該兩部分之基樁常為不對稱配置，故本文亦針對不規則樁群之結構分析方式作一說明。最後以一範例說明如何透過公路總局參考圖所附之直接基礎擋土牆程式求取基礎中心之作用力並檢核擋土牆體、以自行編寫的 *Excel* 程式檢核擋土牆基礎、計算傳遞至基樁之外力及以 *PCACOL* 程式配合自行編寫的 *Excel* 程式進行基樁承載力檢核及樁體設計，來達成完整的樁基礎擋土牆之結構檢核。

二、樁基礎擋土牆結構檢核介紹

樁基礎擋土牆可視為擋土牆及基樁兩部份進行分析，以懸臂式擋土牆為例，如圖一所示擋土牆所受外力藉由力平衡計算得基礎底水平、垂直作用力，之後對該力值進行分配以估算各樁所承受外力，以此對基樁進行分析檢核，以下將對擋土牆底作用力計算、擋土牆檢核、牆底力量傳遞至基樁分配方式及基樁檢核進行介紹。同時並對不規則群樁折減方式作說明。

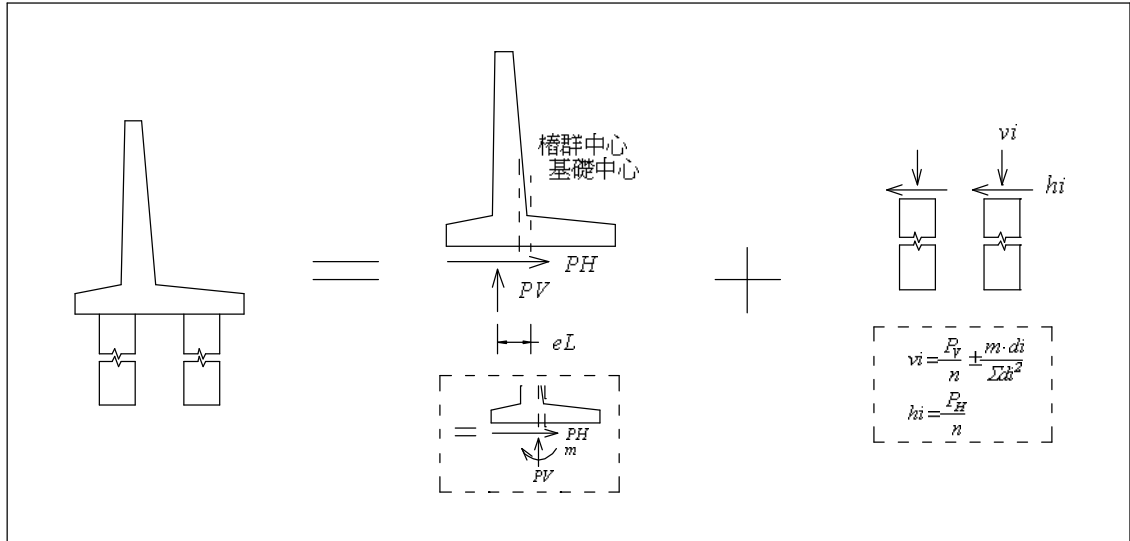
2.1 擋土牆底作用力計算

2.1.1 常時狀況

* 公路總局新工組幫工程司

** 公路總局新工組設計科科長

*** 公路總局工程顧問技術服務 計畫工程師



圖一、擋土牆與基樁力量傳遞圖

如圖二所示，常時狀態下擋土牆將承受土壓力 $P1$ 、超載 $P2$ 、水壓力 $P3$ ，加上擋土牆體自重 $P4$ 及土壤自重 $P5$ ，由力平衡可算得牆底水平合力 P_H 、垂直合力 P_V 及該合力作用位置 eL 。說明如下：

(1) 土壓力 $P1$ ：土壤浸水部分單位重為 $r' = (r_s - r_w)$ ，因此地下水位以下土壓力需扣除 $0.5 r_w H_w^2 K_a$ ，本部份為計算方便，將扣除部分於水壓力計算時再行考量故

$$P1 = \frac{1}{2} K_a \cdot r_s \cdot H^2 - 2 \times C \sqrt{K_a} H$$

$$P1(V) = P1 \cdot \sin(\delta)$$

$$P1(H) = P1 \cdot \cos(\delta)$$

式中 K_a 為主動土壓力係數，採 *Coulomb's formula* 計算，各參數為：

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2(\theta) \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

ϕ ：背填土壤摩擦角

θ ：牆背與垂直面交角

δ ：摩擦角，為常時狀況土壤與土壤之摩擦角即 $\delta = \phi$

r_s ：土壤單位重

H ：擋土牆高度

C ：背填土壤凝聚力

(2) 超載 $P2$:

$$P2(V) = B_h \cdot r_s \cdot h'$$

$$P2 = K_a \cdot r_s \cdot h' \cdot H$$

式中

$h' = a + b$, a 為邊坡土壤載重相當之均佈填土高度、 b 為車輛超載相當之均佈填土高度

B_h : 基礎牆頂內緣至基礎踵端水平距離

(3) 水壓力 $P3$: 配合土壤浸水部份側向土壓力之修改, 水壓力原為 $0.5 r_w H_w^2$ 修改為 $0.5 r_w H_w^2 (1 - K_a)$ 因此

$$P3 = \frac{1}{2} \cdot r_w \cdot (H_w)^2 (1 - K_a)$$

式中

r_w : 地下水單位重

H_w : 地下水位高度

(4) 擋土牆底垂直合力 P_V 、水平合力 P_H 及其作用位置 e_L : 對於總擋土牆長度 L 之結構體而言, 以趾端為力矩原點, 由力平衡可得牆底垂直合力 P_V 、水平合力 P_H 及彎矩 M , 其中彎矩可藉由垂直合力水平偏移 X (即距基礎中心線 e_L) 表示。亦即外力透過擋土牆傳遞而於基礎底距基礎中心線距離 e_L 處形成垂直合力 P_V 及水平合力 P_H 繼續往下傳遞, 各力值說明如下 :

$$P_V = [P1(V) + P2(V) + P4 + P5] \cdot L$$

$$P_H = [P1(H) + P2 + P3] \cdot L$$

$$M = \sum M_r - \sum M_o$$

$$X = \frac{M}{P_V} \quad e_L = \frac{B}{2} - X$$

$$\text{式中 } \sum M_r = [P1(V) \cdot x1 + P2(V) \cdot x2 + P4 \cdot x4 + P5 \cdot x5] \cdot L$$

$$\sum M_o = [P1(H) \cdot y1 + P2 \cdot y2 + P3 \cdot y3] \cdot L$$

B : 擋土牆基礎寬度

$x1$: 土壓力合力作用點至擋土牆趾端水平距離

$x2$: 超載合力作用點至擋土牆趾端水平距離

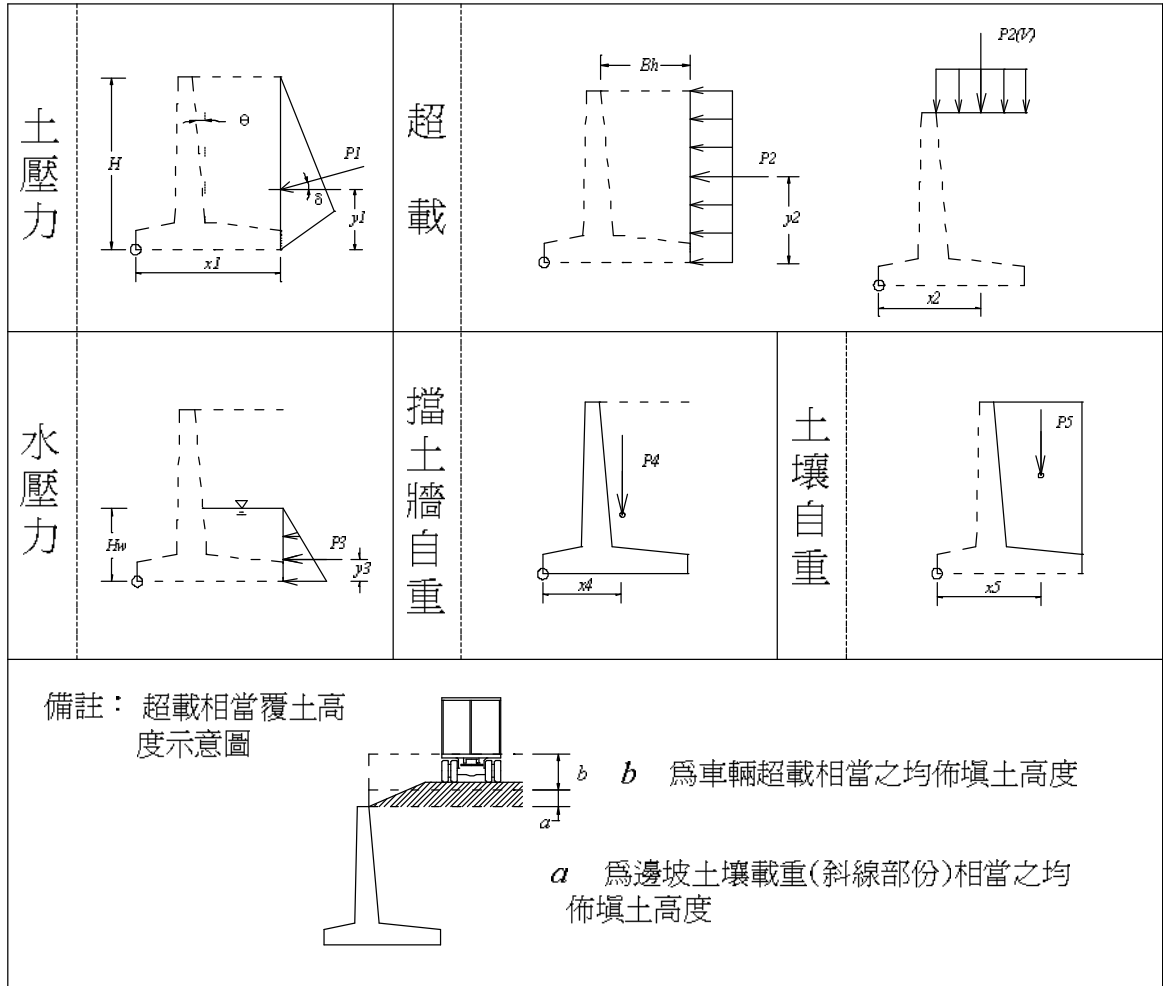
$x4$: 擋土牆體重心至趾端水平距離

$x5$: 土壤重心至擋土牆趾端水平距離

$y1$: 土壓力合力作用點至擋土牆底垂直距離

$y2$: 超載合力作用點至擋土牆底垂直距離

$y3$: 地下水位合力作用點至擋土牆底垂直距離。



圖二、樁基礎擋土牆常時所受外力及自重

2.1.2 震時狀況

依公路橋梁設計規範 3.23 節規定，與地震力之載重組合並未含活載等相關載重，因此如圖三所示，地震時擋土牆將承受地震時土壓力 Pae 、水壓力 $P3$ 、擋土牆體自重 $P4$ 、該自重引致之水平慣性力 $P4(H)$ 、土壤自重 $P5$ 及該自重引致之水平慣性力 $P5(H)$ ，由力平衡可算得牆底水平合力 P_H 、垂直合力 P_V 及該合力作用位置 e_L 。說明如下：

(1) 地震時之土壓力 Pae ：土壤浸水部分單位重為 $r' = (r_s - r_w)$ ，因此該側向力為 $0.5 (r_s - r_w) H_w^2 K_{ae}$ ，本部份為計算方便，將其修改為 $0.5 r_s H_w^2 K_{ae}$ 因此可得

$$Pae = \frac{1}{2} K_{ae} \cdot r_s \cdot H^2 - 2 \times C \sqrt{K_{ae}} H$$

$$Pae(V) = Pae \cdot \sin(\delta)$$

$$Pae(H) = Pae \cdot \cos(\delta)$$

式中 K_{ae} 為動態之主動土壓力係數，採 *Momonobe-Okabe's formula* 計算，各參數為：

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \varphi - \theta)}{\cos(\varphi)\cos^2(\theta)\cos(\delta + \theta + \varphi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \theta + \varphi)\cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

$$\varphi = \tan^{-1}(Kh)$$

Kh ：水平加速度係數

δ ：摩擦角，為震時狀況下土壤與土壤之摩擦角即 $\delta = \frac{1}{2}\phi$

(2) 水壓力 $P3$ ：配合土壤浸水部份側向土壓力之修改，水壓力原為 $0.5 r_w H_w^2$ 修改為 $0.5 r_w H_w^2 (1 - K_a)$ 因此

$$P3 = \frac{1}{2} \cdot r_w \cdot (H_w)^2 (1 - K_{ae})$$

(3) 擋土牆慣性力 $P4 (H)$ 及土壤慣性力 $P5 (H)$ ：該計算式如下所示，其中水平加速度係數 Kh 係依 *AASHTO-1996* 規範之建議採 475 年回歸期地震地表加速度係數之半，就 97 年版部頒公路橋梁耐震設計規範之架構即取 $0.2S_{DS}$ ；就 84 年版部頒公路橋梁耐震設計規範之架構即取 $ZI/2$ 。

$$P4(H) = P4 \cdot Kh = P4 \cdot \frac{ZI}{2} \text{ 或 } = P4 \cdot S_{DS}$$

$$P5(H) = P5 \cdot Kh = P5 \cdot \frac{ZI}{2} \text{ 或 } = P5 \cdot S_{DS}$$

式中

Z ：工址水平加速度係數

I ：用途係數

S_{DS} ：工址短週期之設計地震水平譜加速度係數

(4) 擋土牆底水平合力 P_H 、垂直合力 P_V 及其作用位置 e_L ：對於總擋土牆長度 L 之結構體而言，以趾端為力矩原點，由力平衡可得牆底垂直合力 P_V 、水平合力 P_H 及彎矩 M ，其中彎矩可藉由垂直合力水平偏移 X （即距基礎中心線 e_L ）表示。亦即外力透過擋土牆傳遞而於基礎底距基礎中心線距離 e_L 處形成垂直合力 P_V 及水平合力 P_H 繼續往下傳遞，各力值說明如下：

$$P_V = [P_{ae}(V) + P4 + P5] \cdot L$$

$$P_H = [P_{ae}(H) + P3 + P4(H) + P5(H)] \cdot L$$

$$M = \sum M_r - \sum M_o$$

$$X = \frac{M}{V}$$

$$e_L = \frac{B}{2} - X$$

式中

$$\Sigma M_r = [Pae(V) \cdot xae + P4 \cdot x4 + P5 \cdot x5] \cdot L$$

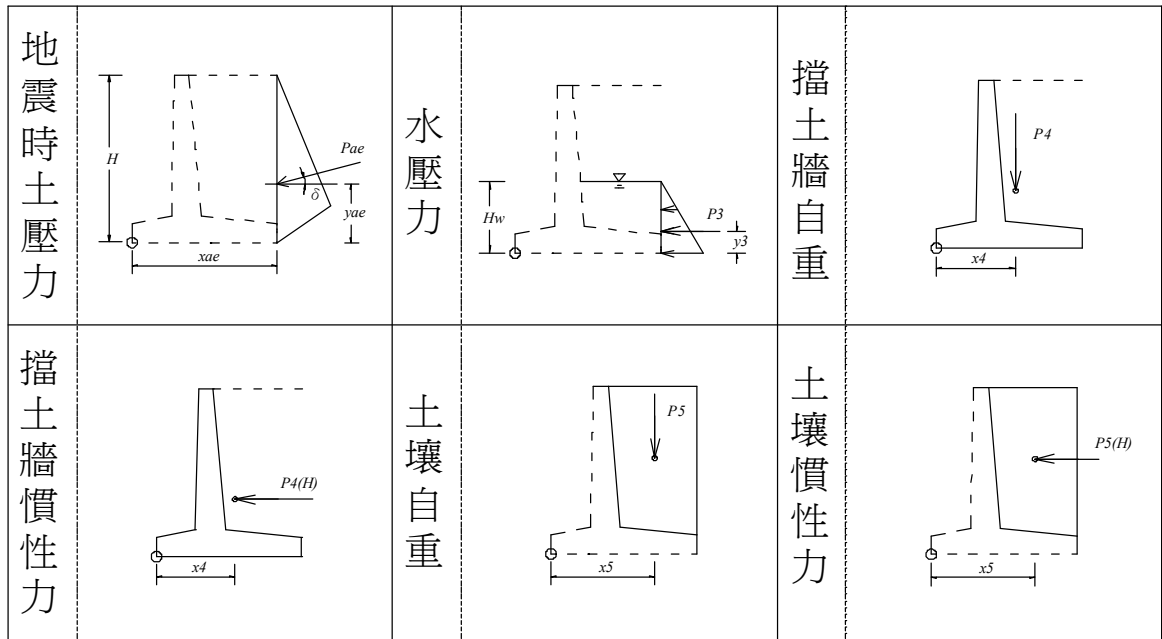
$$\Sigma M_o = [Pae(H) \cdot yae + P3 \cdot y3 + P4(H) \cdot y4 + P5(H) \cdot y5] \cdot L$$

xae ：震時土壓力合力作用點至擋土牆趾端水平距離

yae ：震時土壓力合力作用點至擋土牆底垂直距離

$y4$ ：擋土牆體重心至擋土牆底垂直距離

$y5$ ：土壤重心至擋土牆底垂直距離



圖三、樁基礎擋土牆地震時所受外力及自重

2.2 擋土牆檢核

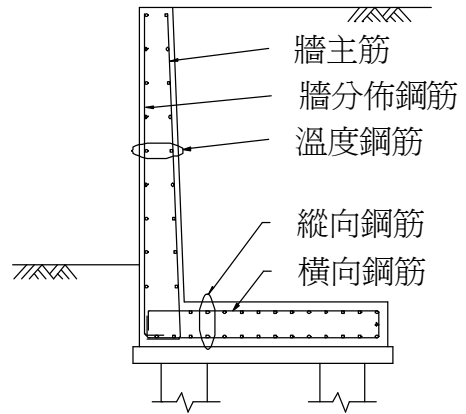
擋土牆檢核可分為牆體及基礎版兩部份，前者依一般牆體檢核即可，後者則因支承於基樁因此與一般懸臂式擋土牆基礎版之檢核方式不同，分述如下。

2.2.1 牆體檢核

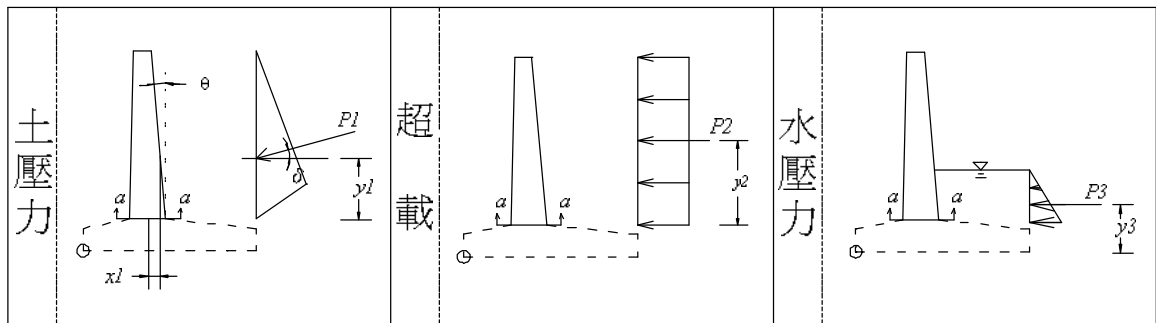
各類鋼筋配置位置示意圖如圖十三所示，主要分為主筋、分佈鋼筋、剪力鋼筋、溫度筋，其檢核方式為：

(1) 主筋檢核：

常時狀態下，如圖十五所示，擋土牆體將承受土壓力 $P1$ 、超載 $P2$ 及水壓力 $P3$ ，臨界斷面位於 $a-a$ ，由力平衡可算得該斷面所受力矩 M_{a-a} 及剪力 V_{a-a} 。說明如下：



圖十三、樁基礎擋土牆各部位鋼筋



圖十五、常時擋土牆牆體所受外力

1. 土壓力 $P1$ ：土壤浸水部分單位重為 $r' = (r_s - r_w)$ ，因此該側向力為 $0.5 (r_s - r_w) H_w^2 K_a$ ，本部份為計算方便，將其修改為 $0.5 r_s H_w^2 K_a$ 因此可得

$$P1 = \frac{1}{2} K_a \cdot r_s \cdot J^2 - 2 \times C \sqrt{K_a} J$$

$$P1(V) = P1 \cdot \sin(\delta + \theta)$$

$$P1(H) = P1 \cdot \cos(\delta + \theta)$$

式中

K_a ：為主動土壓力係數

r_s ：土壤單位重

J ：擋土牆牆體底至土壤頂距離

C ：背填土壤凝聚力

δ ：摩擦角，此處為土壤與牆體之摩擦角即 $\delta = \frac{2}{3} \phi$

ϕ ：背填土壤摩擦角

θ ：牆背與垂直面交角

2. 超載 $P2$:

$$P2 = K_a \cdot r_s \cdot h' \cdot J$$

式中

$h' = a + b$, a 為邊坡土壤載重相當之填土高度、 b 為車輛超載相當之填土高度

3. 水壓力 $P3$: 配合土壤浸水部份側向土壓力之修改, 水壓力原為 $0.5 r_w H_w^2$ 修改為 $0.5 r_w H_w^2 (1 - K_a)$ 因此

$$P3 = \frac{1}{2} \cdot r_w \cdot (H_w)^2 (1 - K_a)$$

式中

r_w : 地下水單位重

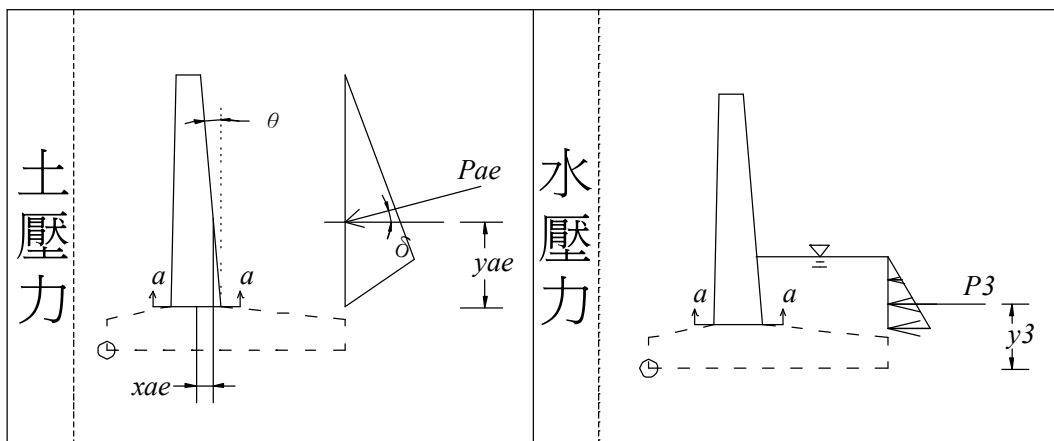
H_w : 地下水位位於斷面 a-a 以上之高度

4. 臨界斷面 a-a 每公尺牆體所受力矩 M_{a-a} 及剪力 V_{a-a} : 由力平衡可得

$$M_{a-a, \text{常時}} = PI(H) \cdot y_1 + P2 \cdot y_2 + P3 \cdot y_3 - PI(V) \cdot x_1$$

$$V_{a-a, \text{常時}} = PI(H) + P2 + P3$$

地震狀態下, 如圖十六所示, 擋土牆體將承受地震時土壓力 Pae 、水壓力 $P3$, 臨界斷面位於 a-a, 由力平衡可算得該斷面所受力矩 M_{a-a} 及剪力 V_{a-a} 。說明如下:



圖十六、地震時擋土牆牆體所受外力

1. 地震時土壓力 Pae ：土壤浸水部分單位重為 $r' = (r_s - r_w)$ ，因此該側向力為 $0.5 (r_s - r_w) H_w^2 K_{ae}$ ，本部份為計算方便，將其修改為 $0.5 r_s H_w^2 K_{ae}$ 因此可得

$$Pae = \frac{1}{2} K_{ae} \cdot r_s \cdot J^2 - 2 \times C \sqrt{K_{ae}} J$$

$$Pae(V) = Pae \cdot \sin(\delta + \theta)$$

$$Pae(H) = Pae \cdot \cos(\delta + \theta)$$

式中

K_{ae} ：動態主動土壓力係數

δ ：摩擦角，此處為土壤與牆體之摩擦角即 $\delta = \frac{1}{3} \phi$

2. 水壓力 $P3$ ：配合土壤浸水部份側向土壓力之修改，水壓力原為 $0.5 r_w H_w^2$ 修改為 $0.5 r_w H_w^2 (1 - K_{ae})$ 因此

$$P3 = \frac{1}{2} \cdot r_w \cdot (H_w)^2 (1 - K_{ae})$$

3. 臨界斷面 a-a 每公尺牆體所受力矩 M_{a-a} 及剪力 V_{a-a} ：由力平衡可得

$$M_{a-a, \text{地震}} = Pae(H) \cdot y_{ae} + P3 \cdot y_3 - Pae(V) \cdot x_{ae}$$

$$V_{a-a, \text{地震}} = Pae(H) + P3$$

依公路橋梁設計規範 3.23 節規定，對於容許應力設計法中，含地震力之載重組合，該容許力尚可提高 133%，因此可得斷面 a-a 所受最大載重為：

$$M = \max \left[M_{a-a, \text{常時}}, \frac{M_{a-a, \text{地震}}}{1.33} \right]$$

$$V = \max \left[V_{a-a, \text{常時}}, \frac{V_{a-a, \text{地震}}}{1.33} \right]$$

所需抗拉鋼筋量 A_s 為：

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} \geq A_{s, \text{min}}$$

式中

f_s ：使用載重下鋼筋受拉應力

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = l / \left(1 + \frac{f_s}{n \cdot f_c} \right)$$

n ：彈性模數比

f_c ：使用載重下混凝土最外受壓纖維應力 ($= 0.4f'_c$)

d ：擋土牆壁體有效厚度

$A_{s,min}$ ：最小鋼筋量

依部頒公路橋梁設計規範 7.1.6 節規定，拉力鋼筋所產生之彎矩容量至少須為開裂彎矩之 1.2 倍，但所配鋼筋量若大於所需鋼筋量 1/3 以上時則不在此限，因此取兩者較小者為最小鋼筋量即：

$$A_{s,min} = \min \left[\rho_{min} \cdot b \cdot d, \frac{4}{3} \cdot A_s \right]$$

式中

$$\rho_{min} = \frac{l}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right)$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{1.2 \cdot M_{cr} / \phi}{bd^2}$$

ϕ = 強度折減因素

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} = \frac{\text{開裂彎矩模數} \cdot \text{混凝土總斷面積對中性軸之慣性矩}}{\text{總斷面中性軸至最外受拉纖維之距離}}$$

b ：擋土牆單位長度

(2) 分佈鋼筋檢核

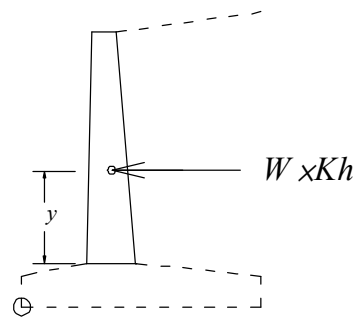
如圖十四所示，由於牆體外側僅於地震狀態下承受張力，因此以牆體本身之慣性力計算所需分佈鋼筋量

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} \geq A_{s,min}$$

式中

$$M = \frac{W \cdot Kh \cdot y}{1.33}$$

W ：擋土牆體自重



圖十四、擋土牆牆體慣性

Kh ：水平加速度係數

y ：擋土牆體重心距牆底垂直距離

$A_{s,min}$ ：最小鋼筋量，同前節所述

(3) 剪力筋檢核

當設計剪應力超過混凝土容許剪應力時應配置剪力鋼筋（如下所示）但基於牆體配筋不易，通常藉由加大牆厚以增加混凝土容許剪應力，俾確保不需配置剪力鋼筋。

$$\frac{V}{bd} \begin{cases} \leq v_c \rightarrow \text{不需配置剪力鋼筋} \\ \geq v_c \rightarrow \text{需配置剪力鋼筋} \end{cases}$$

式中

$$V: \text{擋土牆臨界斷面 a-a 所受剪力，如 (1) 所述即 } V = \max \left[V_{a-a, \text{常時}}, \frac{V_{a-a, \text{地震}}}{1.33} \right]$$

v_c ：混凝土之容許剪應力，依規範 2.2.5 節規定，取 $0.25\sqrt{f'_c}$

(4) 溫度筋檢核

依規範 7.1.11 節規定，對於牆近外露部分，如無其他加強鋼筋，則應配置適量之乾縮及溫度應力鋼筋，其總面積至少為 $2.7\text{cm}^2/\text{m}$ 。

2.2.2 基礎版檢核

各類鋼筋配置位置示意圖如圖十三所示，主要分為橫向鋼筋及縱向鋼筋，除進行上列檢核外，由於基礎係支承於基樁上，因此尚需對基礎版進行梁式剪力及貫穿剪力檢核，說明如下：

(1) 橫向鋼筋檢核：樁基礎版橫向所需底層鋼筋及頂層鋼筋算得如下

$$A_{s,bot} = \frac{M^+}{f_s \cdot j \cdot d_p} \geq A_{s,min}$$

$$A_{s,top} = \frac{M^-}{f_s \cdot j \cdot d_p} \geq A_{s,min}$$

式中

$A_{s,bot}$ ：樁基礎版橫向底層所需鋼筋

$A_{s,top}$ ：樁基礎版橫向頂層所需鋼筋

$M^+_{\text{常時}}$ ($M^+_{\text{地震}}$)：常時（地震）橫向最大正彎矩，即樁基礎版受 2.1.1 節（2.1.2 節）之水平、垂直合力後所算得之橫向最大正彎矩。

$$M^+ = \max \left[M_{\text{常時}}^+, \frac{M_{\text{地震}}^+}{1.33} \right]$$

$M_{\text{常時}}$ ($M_{\text{地震}}$)：常時（地震）橫向最大負彎矩，即樁基礎版受 2.1.1 節（2.1.2 節）之水平、垂直合力後所算得之橫向最大負彎矩。

$$M^- = \max \left[M_{\text{常時}}^-, \frac{M_{\text{地震}}^-}{1.33} \right]$$

d_p ：樁基礎版有效深度

f_s 、 j 、 $A_{s,min}$ ：算法同 2.2.1 節所述。

(2) 縱向鋼筋檢核：樁基礎版縱向所需底層鋼筋及頂層鋼筋算得如下

$$A_{s,bot} = \frac{M^+}{f_s \cdot j \cdot d_p} \geq A_{s,min}$$

$$A_{s,top} = \frac{M^-}{f_s \cdot j \cdot d_p} \geq A_{s,min}$$

式中

$A_{s,bot}$ ：樁基礎版縱向底層所需鋼筋

$A_{s,top}$ ：樁基礎版縱向頂層所需鋼筋

$M_{\text{常時}}^+$ ($M_{\text{地震}}^+$)：常時（地震）縱向最大正彎矩，即樁基礎版受 2.1.1 節（2.1.2 節）之水平、垂直合力後所算得之縱向最大正彎矩。

$$M^+ = \max \left[M_{\text{常時}}^+, \frac{M_{\text{地震}}^+}{1.33} \right]$$

$M_{\text{常時}}$ ($M_{\text{地震}}$)：常時（地震）縱向最大負彎矩，即樁基礎版受 2.1.1 節（2.1.2 節）之水平、垂直合力後所算得之縱向最大負彎矩。

$$M^- = \max \left[M_{\text{常時}}^-, \frac{M_{\text{地震}}^-}{1.33} \right]$$

d ：樁基礎版有效深度

f_s 、 j 、 $A_{s,min}$ ：算法同 2.2.1 節所述。

(3) 梁式剪力檢核

依規範 7.2.5 之 6 及 5.4.8 規定該梁式剪力之臨界斷面位於距擋土牆面距離 d_p 處，如圖十七所示，並依如下進行檢核：

$$V_{\text{梁式剪力}} \leq v_c \cdot L_w \cdot d_p$$

式中

$V_{\text{梁式剪力}}$ ：基樁對臨界斷面所引致之剪力，可依規範 5.4.8 規定估算貢獻之基樁數，再乘上各該基樁所提供之垂直力（即下節所算得之 v_i ）加總可得，即樁中心位於臨界斷面外側 0.5 樁徑以上者計入、位於內側 0.5 樁徑以上者不計、之間者以內插估計以算得產生剪力之基樁數。

v_c ：混凝土可承受之容許剪應力，依規範 7.2.5 節之 2 規定，對於梁、單向版及基腳，僅受

$$\text{剪力與撓曲者可取 } v_c = 0.25\sqrt{f'_c}。$$

L_w ：臨界斷面長度，即擋土牆縱向長度

d_p ：樁基礎版有效深度

(4) 穿孔剪力檢核

依規範 7.2.5 之 6 規定每根樁穿孔剪力之臨界斷面位於基樁面距離 $d_p/2$ 處，如圖十七所示，並依如下進行檢核：

$$V_{\text{穿孔剪力}} \leq v_c \cdot b_0 \cdot d_p$$

式中

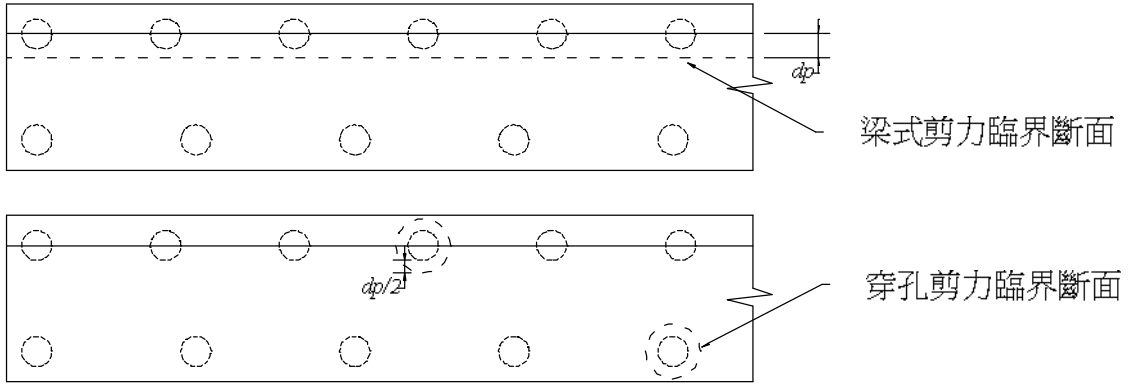
$V_{\text{穿孔剪力}}$ ：基樁穿孔剪力，即基樁垂直反力（下節所算得之 v_i ）扣除臨界斷面所圍混凝土重及該區塊上方之土重。

v_c ：混凝土可承受之容許剪應力，依規範 7.2.5 節之 6 規定

$$v_c = \left(0.21 + \frac{0.53}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} \leq 0.48\sqrt{f'_c}，\text{對於圓形集中載重而言 } \beta_c = 1，\text{因此 } v_c = 0.48\sqrt{f'_c}$$

b_0 ：臨界斷面周長

d_p ：樁基礎版有效深度



圖十七、梁式及穿孔剪力臨界斷面

2.2.3 基礎版彎矩之簡化分析

上節於進行橫向及縱向鋼筋檢核時，須先算得樁基礎版橫向及縱向最大正、負彎矩，常需透過套裝軟體（如 *SAP*、*MIDAS*、*STAAD PRO* 等）進行分析，對於不熟悉該軟體者而言較為耗時，因此以下將介紹簡化之分析方式：

(1) 橫向最大正、負彎矩：計算橫向彎矩時將樁基礎版結構簡化以單向版分析如圖十八所示，可算得橫向最大正、負彎矩如下：

$$M^+ = \frac{v_L ab}{l} - \frac{v_L ab^3}{l^3} + \frac{v_L a^2 b^2}{l^3} - \frac{v_L a^2 b}{l^2}$$

$$M^- = \frac{v_L ab^2}{l^2} \quad (b \geq a)$$

式中

$M^+_{常時} (M^+_{地震})$ ：常時（地震）樁基礎版橫向最大正彎矩

$$M^+ = \max \left[M^+_{常時}, \frac{M^+_{地震}}{1.33} \right]$$

$M^-_{常時} (M^-_{地震})$ ：常時（地震）樁基礎版橫向最大負彎矩

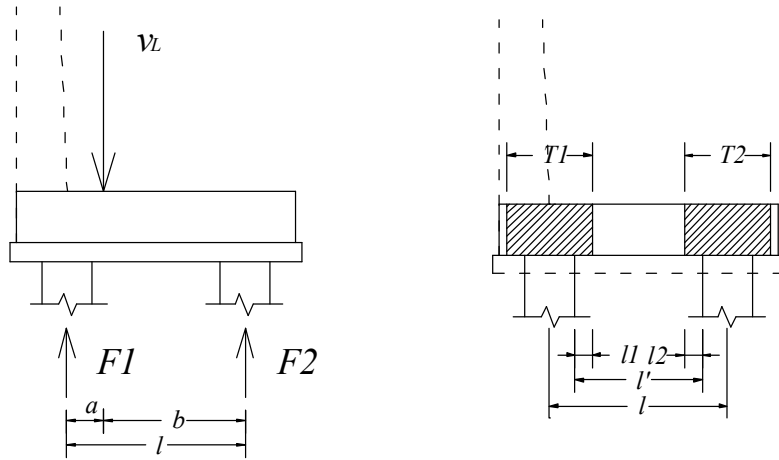
$$M^- = \max \left[M^-_{常時}, \frac{M^-_{地震}}{1.33} \right]$$

v_L ：每公尺長之擋土牆底垂直合力，即 2.1 節所算得之垂直合力除以擋土牆長度
 $v_L = P_V / L_w$ 。

a ：垂直合力作用位置距左側基樁之距離

b ：垂直合力作用位置距右側基樁之距離，其中 $b \geq a$

$$l=a+b$$



圖十八、有效梁寬示意圖

(2) 縱向最大正、負彎矩：計算縱向彎矩時將樁基礎版結構簡化如圖十八、十九所示，於算得各底部反力 F_1 、 F_2 後，依中國土木工程學會制定之混凝土工程設計規範 2.12 節規定，估得有效寬度 T_1 及 T_2 後，以此寬度視為連續梁分析以求得最大正彎矩及負彎矩，說明如後：

1. 版底反力計算：如圖十八所示，可算得反力為

$$F_1 = v - \frac{va}{l} - \frac{va^2b}{l^3} + \frac{vab^2}{l^3}$$

$$F_2 = \frac{va}{l} + \frac{va^2b}{l^3} - \frac{vab^2}{l^3}$$

2. 有效梁寬估算：混凝土工程設計規範 2.12 節對 T 型梁有效翼寬作有規定，依循該規定做為有效梁寬之估算依據，即該寬度不得超過梁跨度之 1/4 且每側懸出之有效寬度不得超過版厚之 8 倍及該梁與鄰近梁間淨距之半，如圖十八、十九所示，亦即：

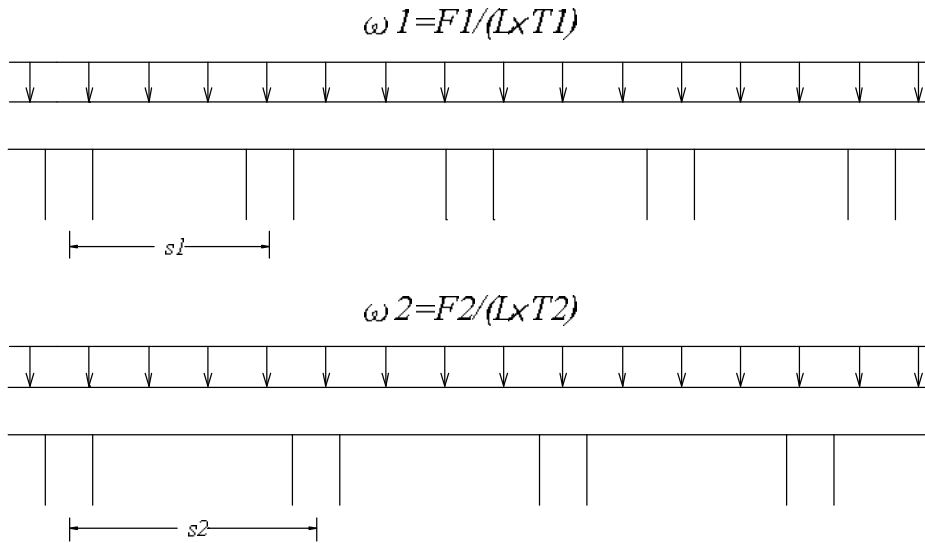
$$T_1 \leq \frac{s_1}{4} \quad \text{且} \quad l_1 \leq \begin{cases} 8h \\ l'/2 \end{cases}$$

$$T_2 \leq \frac{s_2}{4} \quad \text{且} \quad l_2 \leq \begin{cases} 8h \\ l'/2 \end{cases}$$

式中

s_1 、 s_2 ：基樁間距

l_1 、 l_2 ：樁間距 s_1 、 s_2 之懸出翼寬
 T_1 、 T_2 ：樁間距 s_1 及 s_2 之有效梁寬
 h ：樁基礎版厚度
 l' ：排樁橫向淨距



圖十九、縱向構架受力圖

3. 縱向最大正、負彎矩計算：該結構如圖十九所示，承受由前列算得之均佈荷重 w_i （其中 $w_i = \frac{F_i}{L_w \cdot T_i}$ ， $i=1、2$ ），由於本結構非屬預力構材、所承受之均佈荷重主要由土壓力及自重所構成，其活載重與靜載重比值小於 3、相鄰跨徑比小於 1.2，因此符合 ACI 彎矩係數法之假設，本文為簡化分析工作，將採該法進行最大彎矩計算如圖二十所示即：

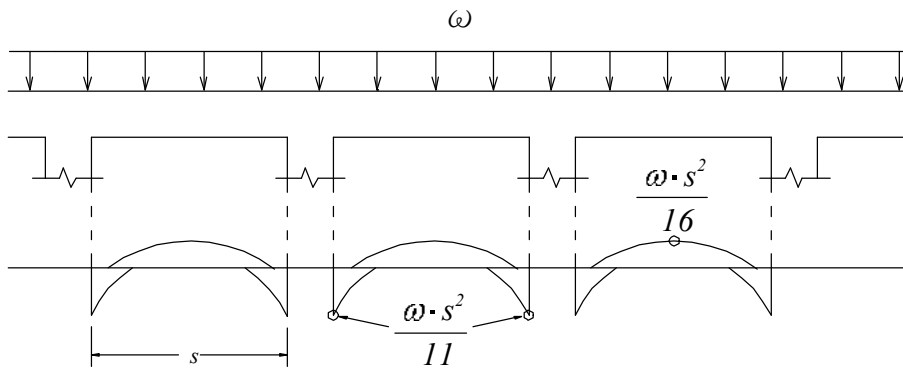
$$M_1^+ = \frac{w_1 s_1^2}{16} \quad M_2^+ = \frac{w_2 s_2^2}{16}$$

$$M_1^- = \frac{w_1 s_1^2}{11} \quad M_2^- = \frac{w_2 s_2^2}{11}$$

可得最大正彎矩及最大負彎矩

$$M^+ = \max(M_1^+ \cdot M_2^+)$$

$$M^- = \max(M_1^- \cdot M_2^-)$$



圖二十、ACI係數法彎矩圖

2.3 牆底力量傳遞至基樁分配方式

土壓力、水壓力、超載、自重等力量透過擋土牆傳遞而於基礎底距基礎中心線距離 e_L 處形成垂直及水平作用力繼續往下傳遞至樁群，該作用力如何分配傳遞至每根基樁。以下將分別就傳遞至基樁之垂直力、水平力及彎矩力加以說明。

2.3.1 傳遞至基樁之垂直力

假設基樁承受垂直力時以樁群之重心為中心而變位，且樁之垂直反力與擋土牆底面之垂直位移量成正比例變化時。如圖四所示，亦即：

$$\frac{Pv1}{d1} = \frac{Pv2}{d2} = \frac{Pv3}{d3} = \frac{Pv4}{d4}$$

式中 Pv 為各樁因外力矩 m 相應產生之垂直反力（壓力為正值、拉力為負值）； di 則為各樁至群樁重心之距離（本例由重心往左為正值，往右為負值）。將上列關係式代入力矩公式為：

$$\begin{aligned} m &= Pv1 \cdot d1 + Pv2 \cdot d2 + Pv3 \cdot d3 + Pv4 \cdot d4 \\ &= Pv1 \cdot \frac{d1^2}{d1} + Pv1 \cdot \frac{d2^2}{d1} + Pv1 \cdot \frac{d3^2}{d1} + Pv1 \cdot \frac{d4^2}{d1} \\ &= Pv1 \cdot \left(\frac{d1^2 + d2^2 + d3^2 + d4^2}{d1} \right) \\ &= Pv1 \cdot \frac{\sum di^2}{d1} \end{aligned}$$

可得 $Pv1 = \frac{m \cdot d1}{\sum di^2}$ ，同理 $Pv2 = \frac{m \cdot d2}{\sum di^2}$ 、

$$Pv3 = \frac{m \cdot d3}{\sum di^2}、Pv4 = \frac{m \cdot d4}{\sum di^2}$$

故任一基樁所受之垂直力 vi 為：

$$vi = \frac{Pv}{n} + \frac{m \cdot di}{\sum di^2}$$

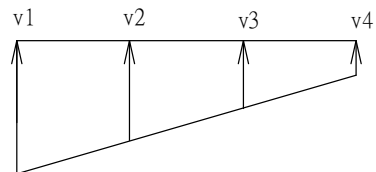
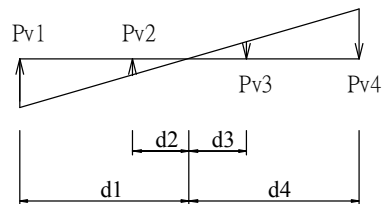
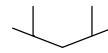
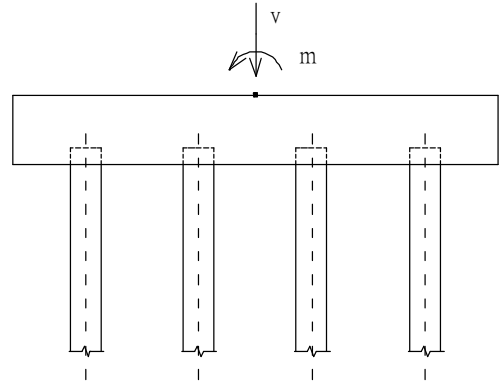
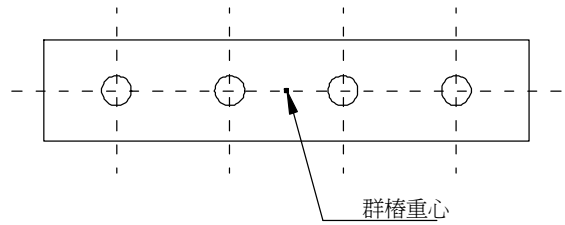
式中

n ：群樁根數

m ：垂直合力 Pv 對樁群重心之力矩

di ：所計算樁與樁群重心距離

$\sum di^2$ ：自群樁重心至各樁距離之平方和



圖四、基樁所受垂直力

2.3.2 傳遞至基樁之水平力

假設基樁為均質、等向性之線性構材，則所承受之水平力 hi 大小將與其剛度成正比故：

$$\frac{hi}{(EI)_i} = \text{常數}$$

$$\text{即 } \frac{h1}{(EI)_1} = \frac{h2}{(EI)_2} = \dots = \frac{hi}{(EI)_i} = \frac{PH}{\sum (EI)}$$

當各基樁剛度不同時可得 $hi = \frac{(EI)_i}{\sum (EI)} \cdot PH$

若各基樁剛度相同時則 $hi = \frac{PH}{n}$

2.3.3 傳遞至基樁之彎矩力

對於樁基礎擋土牆而言，假設擋土牆與基樁間係固接，樁頭所受水平力 hi 引致之樁頭彎矩 $m0$ ，對於地層性質相同且樁長大於 (π/β) 者而言，依日本道路橋示方書規定如圖五所示（其推導詳見 2.4.4 節）

	樁頭位於地層中 且視基腳與基樁為固定連接	樁頭突出地面 且視基樁與基腳為固定連接
位移 彎矩 圖		
樁頭 位移	$\delta = \frac{hi}{4 \cdot Ep \cdot Ip \cdot \beta^3} = \frac{\beta \cdot hi}{kh \cdot D}$	$\delta = \frac{(1 + \beta \cdot ht)^3 + 2}{12 \cdot Ep \cdot Ip \cdot \beta^3} hi$
樁頭 彎矩	$m_0 = \frac{hi}{2\beta}$	$m_0 = \frac{1 + \beta \cdot ht}{2\beta} hi$
地層 中 最大 彎矩	$mm = \frac{hi}{2 \cdot \beta} e^{-\frac{\pi}{2}} = 0.2079m_0$	$mm = -hi \cdot ht \frac{\sqrt{1 + (\beta \cdot ht)^2}}{2\beta \cdot ht} \cdot \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{\beta \cdot ht}\right)$
註：ht 為基樁露出地表面長度、Lm 為地層中最大彎矩處至地表面距離		

圖五、基樁位移彎矩圖

$$m_0 = \frac{hi}{2\beta}$$

對於擋土牆底遭冲刷導致樁頭露出 ht 者

$$m_0 = \frac{1 + \beta \cdot ht}{2\beta} \cdot hi$$

式中

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kh \cdot D}{4Ep \cdot Ip}}$$

D ：樁徑

Ep ：樁體彈性係數

Ip ：樁體慣性矩

kh ：水平地盤反力係數，該值除依現場孔內水平側向載重試驗估算外，亦可依日本道路示方書規定或以經驗公式估算，分述如下：

(1) 依日本道路示方書規定：

$$kh = 0.339(\alpha E0)^{\frac{32}{29}}(Ep Ip)^{\frac{3}{29}}D^{-\frac{9}{29}}$$

式中

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{常時} \\ 2 & \text{地震} \end{cases}$$

$E0=28N'$ ：變形係數

$N' = (1/\beta)$ 深度內之平均標準貫入試驗 N 值

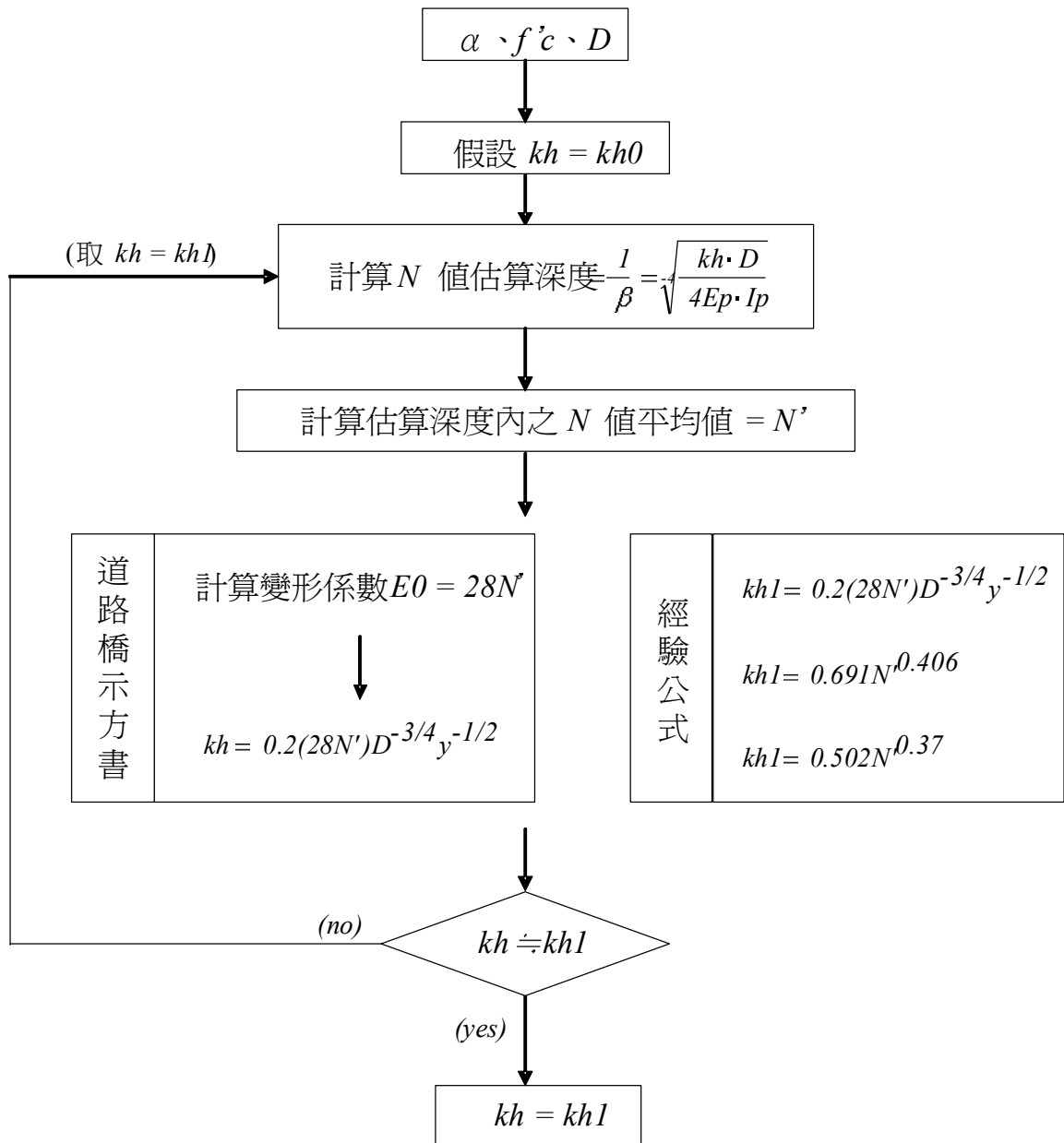
由於 β 係 kh 之函數因此需透過迭代方式估算，如圖六所示，首先依基樁性質取得混凝土 28 天抗壓強度 $f'c$ 、樁徑 D 並依常時或地震決定 α 值後，假設一 kh 值代入 β 以計算平均 N 值估算深度，依此深度內之 N 值取平均後計算變形係數 $E0$ 並計算 kh 值，重新調整假設值後，依如上計算程序，直至假設值趨近計算值後，該值即為 kh 。以上計算程式，如圖二六。

(2) 依其他經驗公式：以下 N' 亦為 $(1/\beta)$ 深度內之平均 N 值，因此應依如上迭代程序以求得 kh 值，各公式計算程式如圖二六。

日本土質工學會 (kg/cm^3): $kh = 0.2(28N')D^{-3/4}y^{-1/2}$ (式中 $y = 1$)

福岡及宇都公式 (kg/cm^3): $kh = 0.691N'^{0.406}$

赤井及高橋公式 (kg/cm^3): $kh = 0.502N'^{0.37}$



圖六、水平地盤反力係數計算流程

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	水平地盤反力係數kh計算								
2	方法一：日本道路橋示方書								
3		$\alpha =$	1 (常時： $\alpha=1$ 、地震： $\alpha=2$)						
4	RC樁混凝土強度	$f'c =$	175 kg/cm ²						
5	基樁直徑	$D =$	40 cm						
6	假設kh初始值	$kh =$	0.77 kg/cm ³						
7									
8									
9		$E_p = 15100\sqrt{f'c} =$	199754.2 kg/cm ²						
10									
11		$I_p = \frac{\pi \cdot r^4}{4} =$	125663.6 cm ⁴						
12									
13									
14		$\beta = \sqrt[4]{\frac{kh \cdot D}{4 E_p \cdot I_p}} \rightarrow \frac{l}{\beta} =$	2.39 m						
15									
16	輸入基樁埋入深度 0~2m之N值	深度(m)	N值	深度(m)	N值				
17		1	2	11					
18		2	2	12					
19		3		13					
20		4		14					
21		5		15					
22		6		16					
23		7		17					
24		8		18					
25		9		19					
26		10		20					
27									
28	基樁埋入深度0~2m 之平均N值	$N^r =$	2.00						
29	變形係數	$EO = 28N^r =$	56						
30	初步水平地盤反力 係數	$kh = 0.339(\alpha EO)^{\frac{32}{29}}(Ep Ip)^{\frac{5}{29}} D^{\frac{9}{29}} =$	0.769506 kg/cm ³						
31		$kh = 0.770$							
32									
33	方法二：經驗公式								
34	a.日本土質工學會：	$kh = 0.2(28N^r) D^{-3/4} y^{-1/2} =$	0.704163 kg/cm ³ (式中 $y=1$)						
35									
36		請重新輸入kh初始值=0.704及N值							
37									
38									
39	b.福岡及宇都：	$kh = 0.691N^r 0.406 =$	0.91558 kg/cm ³						
40									
41		請重新輸入kh初始值=0.916及N值							
42									
43									
44	c.赤井、高橋：	$kh = 0.502N^r 0.37 =$	0.648761 kg/cm ³						
45									
46		請重新輸入kh初始值=0.649及N值							
47									
48	方法三：現場孔內水平側向載重試驗以求現地實際kh值								
49									

圖二六、水平地盤反力係數計算程式

2.4 基樁檢核介紹

外力傳遞至擋土牆並經上列計算後可進一步獲得單樁所承受之外力，以該力值對基樁進行下列各項檢核俾確保基樁之配置、數量及長度符合所需。以下將分別依承載力、拉拔力、水平抵抗力及樁體強度檢核進行介紹；另為避免超量設計最後針對樁群折減方式做說明。

2.4.1 基樁容許承載力檢核

基樁容許承載力估算方式，一般有「根據載重試驗」、「根據打樁公式」及「根據靜力學及鑽探資料推算」等三種。「根據載重試驗」較為可靠，但因費用較高、時間較長、工址環境是否適用等因素大多未採此法；「根據打樁公式」係以動力試驗推算靜力承載力，故尚需相當數量之統計資料及經驗方能擇得適合該工址之打樁公式俾以合理估得承載力，且本法僅適用於鎚擊式點承樁，不適用於摩擦樁。基於上列兩方法存在若干限制，因此常採用第三種方式即「根據靜力學及鑽探資料推算」，本法係以土壤剪力強度及基礎承載力公式估算或依標準貫入試驗 N 值配合半經驗公式估算，對於黏土地質而言，*Tomlinson*、*Meyerhof*、*Vijayvergiya* 與 *Focht* 等提出有不同估算方式，對於砂土地質而言，*Meyerhof* 亦提出相關經驗公式。另日本道路橋示方書亦針對不同地質提出各種估算方法，為最常使用方式之一，亦即基樁容許承載力 Q_a 為：

$$Q_a = \frac{1}{FS} (Q_u \cdot qc - W_s) + W_s - W_p$$

式中

Q_a ：基樁容許承載力

$$FS = \begin{cases} \text{常時} = 3 \\ \text{地震} = 2 \end{cases}$$

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = q_p \times A_p$$

q_p ：樁端點支承力（如表 1）

A_p ：樁頭面積

$$Q_s = \sum f_{si} \times L_i \times U_i$$

f_{si} ：樁周圍摩擦阻抗（如表 1）

L_i ：土層厚度

U_i : 樁周長

qc : 群樁折減係數

W_s : 基樁置換之有效土重

W_p : 單樁有效重

2.3.1 節所算得之基樁所受垂直力 v_i 需小於上列基樁容許承載力 Q_a

表 1、基樁支承力及摩擦抵抗力估算(日本道路橋示方書)

	樁端點支承力 q_p		樁周面摩擦阻抗 f_s	
	地質分類	$q_p (t/m^2)$	地質分類	$f_s (t/m^2)$
鑽掘樁	砂層 ($N' \geq 30$)	300	砂性土	$N/2 \leq 20$
	卵礫石層 ($N' \geq 50$)	750	黏性土	C or $N \leq 15$
	*泥岩、頁岩、粉岩等風化岩	$3qu \leq 1200$	-	-
	*良好砂岩	$3qu \leq 1500$	-	-
打擊樁	砂層 ($N' \geq 30$)	$30N' \leq 1000$	砂性土	$N/5 \leq 10$
	卵礫石層 ($N' \geq 50$)	$30N' \leq 1500$	黏性土	C or $N \leq 15$
	岩層	$40N' \leq 2000$	-	-
備註：				
$N' = (N1 + N2) / 2 \leq 40$ $N1$ = 樁底端 N 值 $N2$ = 樁底端至往上 $4D$ 範圍平均 N 值				
* 下限設計參數值依調查結果而定 qu = 軸壓縮強度 (t/m^2)				

2.4.2 基樁容許拉拔力檢核

當樁基礎擋土牆之垂直載重偏心較大時，某些基樁可能產生拉拔力，此情況尤常見於遭受地震力時，該容許值 Pa 可由拉拔力試驗或藉由靜力學公式推得，後者因經濟考量較常採用，*Dorr*、

Meyerhof等皆提出有相關公式，另常為國內採用者為日本道路橋示方書所定方式，即：

$$Pa = \frac{Q_s \cdot qc}{FS} + W_p$$

式中

Pa ：基樁容許拉拔力

$$FS = \begin{cases} \text{常時} = 3 \\ \text{地震} = 2 \end{cases}$$

2.4.3 群樁折減率計算

對於摩擦或點承摩擦樁之群樁系統而言，各基樁間因承受外力而傳遞至土壤之應力幅將產生重疊，亦即土壤所能提供每根基樁重疊部分之摩擦阻抗將相對減少，因此對於間距較小者（該距離與樁徑有關，通常指小於 6~8 倍樁徑），該摩擦阻抗之遞減不宜忽略，依部頒公路橋梁設計規範 5.5.3 節指出，樁群配置時，樁與樁之中心間距不小於樁之標稱直徑或邊長之 2.5 倍時，則該排樁得不必視作群樁。據此當間距小於該值時，應確實考量該遞減之影響，亦即對前節所算得之容許摩擦力或拉拔力值進行折減，該數值即群樁折減率，以下將依規則及不規則樁群說明推導方法。

對於規則樁群而言，常用者有 *Converse-Labarre* 公式及部頒公路橋梁設計規範 5.5.4 節對群樁載重折減率之規定。前者係以如下之概念進行推算：

$$\text{群樁整體折減率} = \frac{(\text{基樁總周長} - \text{基樁應力重疊區周長})}{\text{基樁總周長}}$$

並假設土壤為塑性、樁群為矩形、各樁間之水平向及垂直向距離皆相同且水平向間距等於垂直向間距、忽略各樁間斜方向之影響以進行推算。如圖九所示，就樁徑 D 、樁心間距 S 之雙根樁群而言，其群樁整體折減率 E 為

$$E = \frac{2\pi D - 2a}{2\pi D} = 1 - \frac{\theta}{180} = 1 - \frac{\tan^{-1}\left(\frac{D}{2S}\right)}{180} \quad (\text{式中 } \theta \text{ 為 徑度})$$

a ：基樁應力重疊區長度

對於 n 排 m 列之矩形且水平向及垂直向距離為 S 之樁群而言，其群樁整體折減率 E 為

$$\begin{aligned}
E &= \frac{[nm\pi D - (n-1)m(2a) - (m-1)n(2a)]}{nm\pi D} \\
&= 1 - [(n-1)m + (m-1)n] \cdot \frac{2a}{nm\pi D} \\
&= 1 - [(n-1)m + (m-1)n] \cdot \frac{2}{nm\pi D} \cdot \left(\frac{\pi\theta D}{180}\right) \\
&= 1 - \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90nm}\right] \cdot \tan^{-1}\left(\frac{D}{2S}\right)
\end{aligned}$$

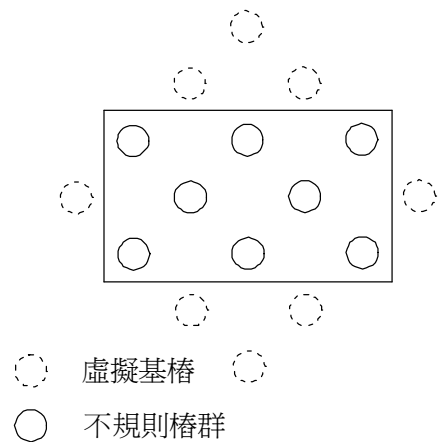
另一方式為依部頒規範規定之公式，其係沿用美國 *AASHTO* 規範規定，該規範則參考 *Converse-Labarre* 公式並基於其忽略各樁間斜方向之影響，為避免低估群樁折減率，*AASHTO* 以

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{D}{S}\right) \text{ 取代 } \textit{Converse-Labarre} \text{ 公式中之 } \theta = \tan^{-1}\left(\frac{D}{2S}\right), \text{ 亦即}$$

$$E = 1 - \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90nm}\right] \cdot \tan^{-1}\left(\frac{D}{S}\right)$$

由於 *Converse-Labarre* 公式做了前述假設，因此使用本公式時亦應符合樁群為矩形、各樁間之水平向及垂直向距離皆相同且水平向間距等於垂直向間距之條件。另對於兩向不相同者，規範基於方便估算亦允許取間距小者來進行計算。

另對於梅花樁及因補樁導致不規則樁群而言，將無法使用上述方法，對於此類不規則樁群，常將不規則樁群擴充修正為規則樁群再依部頒規範公式估算，如圖八所示，惟缺乏理論依據該正確性有待商榷；另一方式為 *Feld* 法，即視樁群內某樁之容許承載或拉拔力，受相鄰各樁之影響，相鄰每根樁將降低 1/16 容許力量；另一方法為引用 *Converse-Labarre* 公式之推導概念逐一推算（參考公路總局中華營管小組月報-依 *Converse-Labarre* 公式精神探討不規則樁群之基樁載重折減率計算（張嘉猷、95 年）為一較準確且不致過於繁複之估算方法，即：*Converse-Labarre* 公式精神為



圖八、梅花樁修正為規則樁群

$$\text{群樁整體折減率} = \frac{(\text{基樁總周長} - \text{基樁應力重疊區周長})}{\text{基樁總周長}}$$

對於群樁中之某一基樁折減率

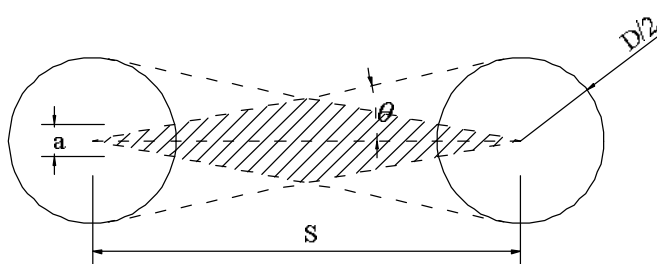
$$\text{單樁折減率} = \frac{(\text{基樁周長} - \text{基樁應力重疊區周長})}{\text{基樁周長}}$$

如圖九所示，就樁徑 D 、樁心間距 S 之雙根樁群而言，其單樁折減率 E 為

$$E = \frac{\pi D - a}{\pi D} = 1 - \frac{\theta}{180} = 1 - \frac{\tan^{-1}\left(\frac{D}{2S}\right)}{180} \quad (\text{式中 } \theta \text{ 為 徑度})$$

以此精神推估不規則樁群之單樁折減率為

$$E = \frac{\pi D - \sum a_i}{\pi D} = 1 - \frac{\sum a_i}{\pi D} = 1 - \frac{\sum \frac{\pi \cdot \theta_i}{180}}{\pi} = 1 - \frac{\sum \theta_i}{180} = 1 - \frac{\sum \left[\tan^{-1}\left(\frac{D_i}{2 \cdot S_i}\right) \right]}{180}$$



圖九、雙樁應力重疊圖

式中

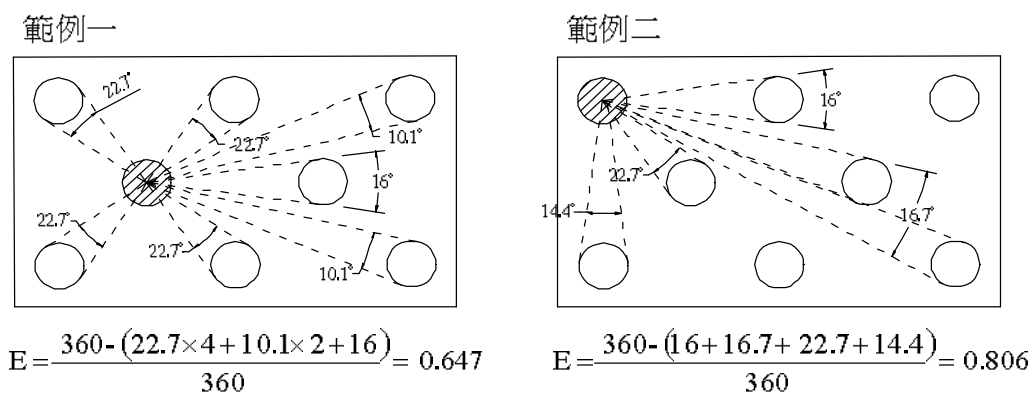
- a_i ：相鄰某基樁對該樁之應力重疊區長度
- D_i ：相鄰某基樁對該樁之應力重疊區長度
- S_i ：相鄰某基樁與該樁之中心距離

可依上式計算，又因 $E = 1 - \frac{\sum \theta_i}{180} = \frac{360 - \sum (2 \cdot \theta_i)}{360}$

即單樁折減率為非應力重疊區圓心角除以 360 度，因此為避免繁複計算，亦可採作圖法，步驟如下（詳圖十）：

- (1) 按比例繪製樁群
- (2) 量取相鄰（樁中心間距小於 6~8 倍樁徑者）各樁緣對該樁中心點所夾角度
- (3) 該樁折減率 $E = \frac{360 - \text{相鄰各樁緣對該樁所夾角度和}}{360}$

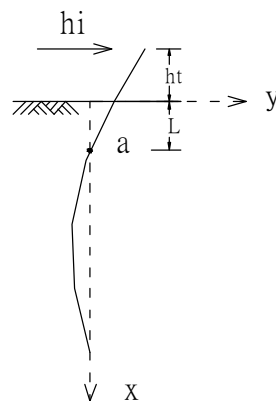
計算範例詳如圖十。



圖十、不規則樁群折減率計算

2.4.4 基樁水平抵抗力檢核

當基樁承受水平外力時將相應產生位移及抵抗力矩，*Y.L.CHANG* 曾以彈性理論進行相關推導，該結果亦為日本道路橋示方書所採用，亦即當基樁受水平外力作用時，地層中相應產生橫向支承力，再假設基樁為彈性梁而以彈性理論進行分析進一步求得位移及彎矩。如圖七所示為基樁承受水平力之位移圖，*a* 點為不動點，該深度 *L* 取決於地層性質、基樁剛性、斷面及露出地表之樁長並且與水平外力無關。依據彈性理論基樁之位移方程式為：



圖七、基樁承受橫向力之彈性曲線圖

$$E_p \cdot I_p \cdot \frac{d^4 y}{dx^4} = 0 \quad (\text{地表面以上})$$

$$E_p \cdot I_p \cdot \frac{d^4 y}{dx^4} + kh \cdot D \cdot y = 0 \quad (\text{地表面以下})$$

解析上兩式可得位移曲線方程式 *y* 及彎矩方程式 *M*：

$$y = \frac{hi}{2Ep \cdot Ip \cdot \beta^2} \cdot e^{-\beta x} \cdot [(1 + \beta \cdot ht) \cdot \cos \beta x - \beta \cdot ht \cdot \sin \beta x]$$

$$M = \frac{hi}{\beta} \cdot e^{-\beta x} \cdot [\beta \cdot ht \cdot \cos \beta x + (1 + \beta \cdot ht) \cdot \sin \beta x]$$

如圖五所示，當樁頭位於地層中且視基腳與基樁為固定連接，依此邊界條件由上列方程式可推得由水平外力引致之樁頭位移 δ 、樁頭彎矩 m_0 及地層中最大彎矩 mm 為：

$$\delta = \frac{hi}{4 \cdot Ep \cdot Ip \cdot \beta^3} = \frac{\beta \cdot hi}{kh \cdot D}$$

$$m_0 = \frac{hi}{2\beta}$$

$$mm = \frac{hi}{2 \cdot \beta} e^{-\frac{\pi}{2}} = 0.2079m_0$$

對於樁頭突出地面且視基樁與基腳為固定連接之邊界條件者而言可得：

$$\delta = \frac{(1 + \beta \cdot ht)^3 + 2}{12 \cdot Ep \cdot Ip \cdot \beta^3} hi$$

$$m_0 = \frac{1 + \beta \cdot ht}{2\beta} hi$$

$$mm = -hi \cdot ht \frac{\sqrt{1 + (\beta \cdot ht)^2}}{2\beta \cdot ht} \cdot \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{\beta \cdot ht}\right)$$

上列各式 β 求法如 2.3.3 節所述，因此對於樁長大於 π/β 者且地層性質變異不大者而言，基樁可視為在水平地盤反力係數 kh 固定之半無限長梁，直接依上列各式計算，對於小於 π/β 者而言，則應先求各段之變位分段求出彎矩。

水平外力引致之樁頭位移 δ ，依部頒公路橋梁設計規範 5.9 節規定對於常時載重而言需小於 1cm，對於極限載重則無規定，僅針對橋梁工程要求須確保不落橋之原則。由於上列限制係針對橋梁工程，對於樁基礎擋土牆而言，應可酌予放寬。另所引致之樁頭彎矩 m_0 及地層中最大彎矩 mm 之檢核，該抵抗力大小與基樁所受垂直力有關，將於下節樁體強度檢核中加以說明。

2.4.5 樁體強度檢核

樁體強度檢核主要分為垂直力與彎矩力抵抗檢核及剪力檢核，說明如下：

- (1) 垂直力與彎矩力抵抗檢核：單樁頂垂直力 v_i 由本文 2.3.1 節知係由基礎底垂直合力 P_v 算得，如圖二、三所示亦即由土壓力、超載及自重（常時）或震時土壓力及自重（地震時）所構成；而單樁頂之彎矩力 m_i 即 m_0 由本文 2.3.3 節知係由基礎底水平合力所算得，如圖二、三所示亦即由土壓力、超載及水壓力（常時）或震時土壓力、水壓力及慣性力（地震）所構成，因此各力值須依部頒公路橋梁設計規範 3.23 節規定乘上容許應力設計法之載重因素等，即：

常時

$$v_i' = l \cdot [l \cdot \text{土壓力} + \text{超載} + l \cdot \text{自重}] = v_i$$

$$m_i' = l \cdot [l \cdot \text{土壓力} + \text{超載} + \text{水壓力}] = m_i$$

地震時

$$v_i' = l \cdot [l \cdot \text{震時土壓力} + l \cdot \text{自重}] = v_i$$

$$m_i' = l \cdot [l \cdot \text{震時土壓力} + \text{水壓力} + \text{慣性力}] = m_i$$

就樁頭位於地層中且基腳與基樁為固接者而言，式中 m_i 代表上節所求得之樁頭彎矩 m_0 ， v_i 則代表 2.3.1 節所求得之樁頭垂直力，將所算得之 v_i' 及 m_i' 透過 *PCACOL* 程式檢核（詳本文第三章），當該垂直、彎矩力位於交互關係曲線內時則符合所需。對於樁頭突出地面且視基樁與基腳為固定連接者而言，最大彎矩未必位於樁頭處，因此尚需對地層中發生最大彎矩處取其值（即上節之 mm ）並配合該處垂直力依上列程序檢核。

(2) 剪力檢核

1. 剪力強度檢核：由水平外力 h_i 所引致之剪力，由圖二、三可知為由土壓力、超載、水壓力所構成（常時）或震時土壓力、水壓力、慣性力所構成（地震時），各力值須依部頒公路橋梁設計規範 3.23 節規定乘上載重因素等後，可得乘因數剪力 V_p 如下各式。另考量一般情況下（如後續計算範例）土壓力遠大於超載及水壓力（常時）、震時土壓力遠大於水壓力及慣性力（地震時），故為簡化分析，可進一步算得近似值如後：

$$V_p = 1.3 \cdot [1.3 \cdot \text{土壓力} + \text{超載} + \text{水壓力}] \approx 1.3 \cdot 1.3 \cdot h_i \cdots \cdots \text{常時}$$

$$V_p = 1.3 \cdot [1.3 \cdot \text{震時土壓力} + \text{水壓力} + \text{慣性力}] \approx 1.3 \cdot 1.3 \cdot h_i \cdots \cdots \text{地震時}$$

依部頒公路橋梁設計規範 7.3.6 節規定，該值須小於折減後之剪力強度即：

$$Vu \leq \phi (Vc + Vs)$$

式中

ϕ ：強度折減係數，依規範 7.3.1 節規定剪力強度折減係數為 0.85

Vc ：混凝土提供之剪力強度，

受軸向壓力之構材

$$\begin{aligned} Vc &= 0.53 \left(1 + \frac{Pv}{141Ag} \right) \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \\ &= 0.53 \left(1 + \frac{Pv}{141Ag} \right) \sqrt{f'c} \cdot D \cdot (0.5D + 0.318(D - 2d)) \end{aligned}$$

$$\cdots \text{其中 } Pv \text{ 取 } Pv = \min(1.3 \cdot I \cdot vi, 1.3 \cdot 0.75vi) = 0.975vi$$

受軸向拉力之構材

$$\begin{aligned} Vc &= 0.53 \left(1 + \frac{Pv}{35.2Ag} \right) \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \\ &= 0.53 \left(1 + \frac{Pv}{35.2Ag} \right) \sqrt{f'c} \cdot D \cdot (0.5D + 0.318(D - 2d)) \end{aligned}$$

$$\cdots \text{其中 } Pv \text{ 取 } Pv = \max(1.3 \cdot I \cdot vi, 1.3 \cdot 0.75vi) = 1.3vi$$

Ag ：斷面總面積

D ：基樁直徑

d ：基樁淨保護層

$$Vs = \frac{(D - 2d)}{S} \cdot (2Ab \cdot fy) \cdot \frac{\pi}{4}$$

S ：箍筋間距

Ab ：箍筋直徑

2. 最小剪力鋼筋量檢核：依據部頒公路橋梁設計規範 7.1.9 節規定，除非經試驗證實不需剪力鋼筋即可達到所需之極限受撓與剪力容量，否則不得小於下列鋼筋量：

$$Av_{min} = \frac{3.52D \cdot S}{fy}$$

另對於配置螺旋箍筋者而言，由於其功用係用於當發生極限破壞時，所產生之螺旋圍束力適

可彌補鋼筋外圍剝落所損失之抵抗強度，相較於橫箍筋其能提供較多之韌性容量。規範並將該特性反應於兩者之軸力-撓曲能力估算上（即折減係數不同）。因此為確保螺箍筋能發揮預期功能，最小螺箍筋量尚須依該規範 7.1.10 節規定進行檢核，即最大螺箍筋間距需符合如下規定：

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_s}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho_s = \frac{Ab \cdot \pi \cdot hc}{(\pi \cdot hc^2 / 4) S}$$

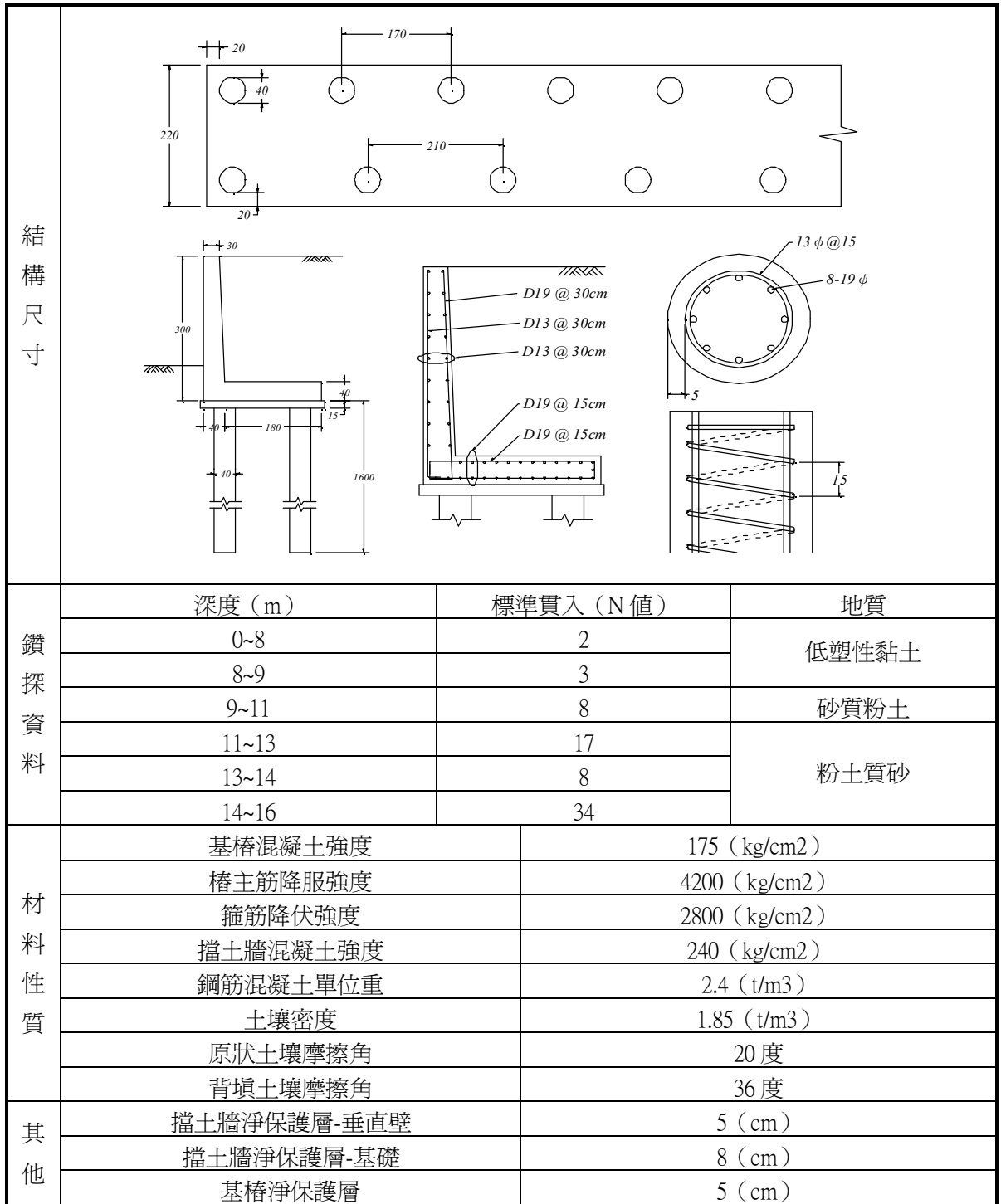
由上兩式可求允許之最大螺箍筋間距 S ，且該值須介於 2.5~7.5CM 間。

三、樁基礎擋土牆設計檢核案例

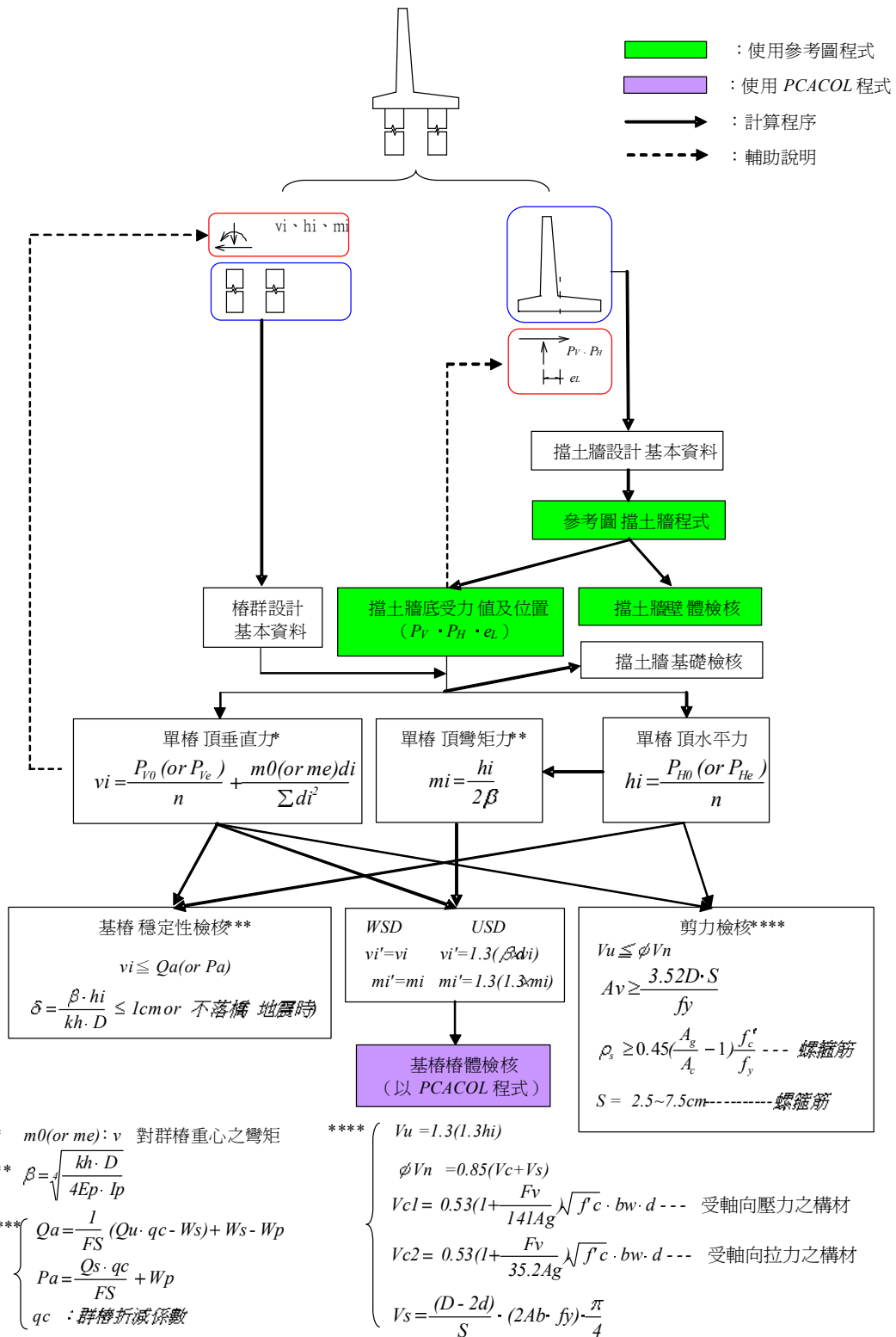
本節將以一工程案例說明設計檢核方式，本案例為一路堤工程，工址位於低塑性黏土層上，摩擦角約為 20 度。由鑽探資料可知該地質較為軟弱，標準貫入試驗之 N 值介於 2~8 之間，因此結構採樁基礎擋土牆設計，該牆高依道路設計高程採 3 公尺高並於內側回填摩擦角 36 度之土壤。由於該地質直至 16 公尺深處方達承載層（ N 值為 34）因此以 16 公尺長之基樁設計，又該工程因臨時擋土需求已有預壘樁機具進場，基於經濟性考量，基樁採以預壘樁；該樁群之配置，考量基礎於道路外側之承載力需求大於內側，因此採不對稱配置，間距分別為 1.7 公尺及 2.1 公尺。詳細結構尺寸、鑽探資料、材料性質、配筋詳圖等如圖十一所示。為確保該設計符合所需，本節首先介紹檢核程序，之後以道路工程參考圖程式、PCACOL 程式及自行以 Excel 撰寫之程式依序說明如何進行擋土牆體檢核、單樁受力分佈計算、基樁穩定性檢核、樁體檢核、剪力檢核等。

3.1 樁基礎擋土牆檢核程序

檢核程序如圖十二所示，綠色區塊為使用道路工程參考圖之懸壁式擋土牆程式、紫色區塊為使用 PCACOL 程式、其餘部分則採自行以 Excel 撰寫之程式進行檢核；實線箭號為計算之程序、虛線箭號為對所算出之數值進行輔助說明。樁基礎擋土牆可視為擋土牆及基樁兩部分來進行分析，首先依擋土牆設計之基本資料輸入參考圖程式後，依壁體實際之配筋量填入該程式以進行檢核；同時利用該程式穩定性分析部份以計算傳遞至基礎底之垂直合力 P_V 、水平合力 P_H 及該作用力位置 e_L 。將上列數值配合樁群設計之基本資料輸入以 Excel 撰寫之程式（如圖二五）將可算得分配至每根樁頂之垂直力、彎矩力及水平力，同時進行樁基礎版檢核；依算得之垂直力及水平力以進行基樁穩定性檢核及剪力檢核、依算得之垂直力及彎矩力於乘上載重因素後配合 PCACOL 程式進行樁體檢核。



圖十一、樁基礎擋土牆設計檢核範例

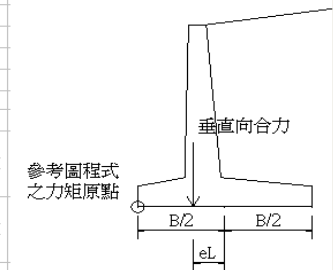


圖十二、檢核程序示意圖

圖二五、樁基礎擋土牆程式

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	
1	樁基礎擋土牆程式										
2	A.輸入資料										
3	1.結構尺寸	基礎寬	$B=$	220	cm						
4		基礎版深	$h=$	55	cm						
5		基礎版保護層	$d1=$	8	cm						
6		樁緣距基礎緣距離	$s'=$	20	cm						
7		樁間距	$s1=$	1.7	m						
8			$s2=$	2.1	m						
9		擋土牆分析長度	$Lw=$	35.7	m ($s1、s2$ 之最小公倍數)						
10		擋土牆高度(含版)	$H=$	315	cm						
11		擋土牆距基礎緣長	$Bw=$	180	cm						
12		樁直徑	$D=$	40	cm						
13		基樁長度	$L=$	16	m						
14		至箍筋之淨保護層	$d=$	5	cm						
15		箍筋間距	$S=$	15	cm						
16		箍筋直徑	$db=$	1.27	cm						
17		是否為螺箍筋	<i>yes or no</i>	yes							
18											
19	2.材料性質	基礎版混凝土強度	$fc'=$	240	kg/cm ²						
20		樁體混凝土強度	$fc'=$	175	kg/cm ²						
21		土壤密度	$rs=$	1.85	t/m ³						
22		基礎版主筋強度	$fy=$	2800	kg/cm ²						
23		箍筋強度	$fy=$	2800	kg/cm ²						
24											
25	3.設計係數	群樁折減係數($s1$ 樁)	$gc1=$	0.803							
26		群樁折減係數($s2$ 樁)	$gc2=$	0.789							
27		常時水平地盤反力係數	$kho=$	0.77	kg/cm ³						
28		地震水平地盤反力係數	$khe=$	1.653	kg/cm ³						
29		單樁承載力安全係數(地震時)	$qfs1=$	2	考慮產生塑絞時: $gfs1=1$ 不考慮產生塑絞時: $gfs1=2$						
30		單樁拉拔力安全係數(地震時)	$qfs2=$	3	考慮產生塑絞時: $gfs2=1$ 不考慮產生塑絞時: $gfs2=3$						
31		樁尖點容許承載力	$qp=$	300	t/m ²		查附錄表1、3				
32		土壤深度 L 與相映之樁周面摩擦阻抗 fsi		$Li(m)$	$fsi(t/m^2)$ 查附錄表2、4						
33				8	1						
34				1	1.5						
35				2	4						
36				2	8.5						
37				1	4						
38				2	17						
39				0	0						
40				0	0						
41				0	0						
42				0	0						
43				0	0						
44	4.外力		常時		地震						
45		擋土牆底水平總力	$F_{hw} =$	100.95	$F_{he} =$	193.67	(由參考圖程式算得)				
46		擋土牆底垂直總力	$F_{vo} =$	624.47	$F_{ve} =$	535.48	(由參考圖程式算得)				
47		擋土牆底垂直總力偏心距	$e_{zo} =$	0.12	$e_{ze} =$	0.41	(由參考圖程式算得,如圖二)				
48											
49	B.計算單樁之水平 hi 、垂直 vi 、彎矩力 mi										
50		間距 $s1$ 樁根數	$n1=$	21							
51		間距 $s2$ 樁根數	$n2=$	17							
52		總根數	$n=n1+n2=$	38							
53		樁群重心至基礎外緣(力矩原點)距離	$l' = \frac{n1(s'+D/2) + n2(B - s'-D/2)}{n}$			102.63	cm				

圖一、基樁配置示意圖



圖二、合力作用偏心 eL 示意圖

54	常時擋土牆對樁重心線彎矩	$m0 = v0(1'.B/2 + eL0) =$	28.92 t-m				
55	震時擋土牆對樁重心線彎矩	$me = ve(1'.B/2 + eLe) =$	180.09 t-m				
56	間距s1樁至樁重心線距離	$d1 = 1'.s'.D/2 =$	62.63 cm				
57	間距s2樁至樁重心線距離	$d2 = 1'.(B-s'.D/2) =$	-77.37 cm				
58		$\sum di^2 =$	18.41 m				
59							
60	樁體彈性係數	$Ep = 15100 \cdot \sqrt{f_c} =$	199754.22 kg/cm2				
61	樁體慣性矩	$Ip = (\pi \cdot D^4) / 64 =$	125663.6 cm4				
62							
63		$\beta = \sqrt{\frac{kH \cdot D}{4Ep \cdot Ip}} =$	0.004185 1/cm(常時)				
64			0.0050657 1/cm(地震)				
65							
66							
67	$hi = \frac{P_{ui}(or P_{di})}{n}$						
68							
69	$vi = \frac{P_{ui}(or P_{di})}{n} + \frac{m0(or me)di}{\sum di^2}$						
70							
71							
72	$mi = \frac{hi}{2\beta}$						
73							
74							
75	C.計算單樁容許承載力Qa、單樁抗拉拔力Pa						
76							
77	單樁端點承載力	$Qp = qp \cdot Ap =$	37.69908 t				
78	單樁摩擦力	$Qs = \sum fsi \cdot Li \cdot Ui =$	91.11 t				
79		$Qu = Qp + Qs =$	128.81 t				
80	單樁置換之有效土重	$Ws = D^2 \cdot \pi / 4 \cdot L \cdot rs =$	3.72 t				
81	單樁有效重	$Wp = D^2 \cdot \pi / 4 \cdot L \cdot 2.4 =$	4.83 t				
82							
83							
84	$Qa = \frac{1}{FS} (Qu - qc - Ws) + Ws - Wp$						
85	式中 FS = 3(常時) FS = qf1(地震)						
86							
87	$Pa = \frac{Qs - qc}{FS} + Wp$						
88	式中 FS = 6(常時) FS = qf2(地震)						
89							
90							
91							
92							
93	D.樁體穩定性檢核						
94							
95	s1	單樁容許承載力檢核	OK 17.42 < 32.13	OK 20.22 < 48.75			
96		單樁抗拉拔力檢核	---	---			
97	s2	單樁容許承載力檢核	OK 15.22 < 31.53	OK 6.52 < 47.85			
98		單樁抗拉拔力檢核	---	---			
99		樁頭位移(s1=s2)	$\delta = \frac{\beta \cdot hi}{kh \cdot D} =$	OK 0.36 < 1cm	0.39 cm (規範要求不落橋)		
100							
101							
102							
103	E.樁體強度檢核						
104	1.WSD法						
105							
106							
107	結果整理		常時		地震		
108		間距	vi (t)	mi (t-m)	vi (t)	mi (t-m)	
109		s1	17.42	3.17	20.22	5.03	
110		s2	15.22	3.17	6.52	5.03	
111							
112	單位換算	WSD					
113			常時		地震		
114		間距	vi (kn)	mi (kn-m)	點號	vi (kn)	
115		s1	170.86	31.14		198.33	
116		s2	149.29	31.14		64.01	
117							

118	2.USD法								
119		(1)需配合pcaco程式檢核 (2)pcaco程式折減係數以內建預設值(依據公路橋梁設計規範7.3.4節) (3)將下列數值輸入pcaco程式檢核							
120		常時	地震						
121		$vi' = 1.3(\beta d * vi)$	同左*1	*1: 因地震引起之貢獻較少故同常時					
122		$mi' = 1.3(1.3 * mi)$	同左*2	*2: 產生mi者主要係土壓力因此無論常時或地震皆相同					
123									
124									
125									
126	結果整理	常時			地震				
127		載重係數	$\beta d = 0.75$	$\beta d = 1$	—	$\beta d = 0.75$	$\beta d = 1$	—	
128		間距	vi' (t)	vi' (t)	mi' (t-m)	vi' (t)	vi' (t)	mi' (t-m)	
129		s1	16.98176071	22.64234762	5.3639302	19.71167449	26.282233	8.501462	
130		s2	14.83772206	19.78362941	5.3639302	6.361637395	8.4821832	8.501462	
131									
132	單位換算	USD (樁徑=40cm)							
133		常時							
134		載重係數	$\beta d = 0.75$	—		$\beta d = 1$	—		
135		間距	vi (kn)	mi (kn-m)	點號	vi (kn)	mi (kn-m)	點號	
136		s1	166.5910726	52.62015571		222.1214301	52.620156		
137		s2	145.5580534	52.62015571		194.0774045	52.620156		
138									
139		地震							
140		載重係數	$\beta d = 0.75$	—		$\beta d = 1$	—		
141		間距	vi (kn)	mi (kn-m)	點號	vi (kn)	mi (kn-m)	點號	
142		s1	193.3715267	83.39934237		257.8287023	83.399342		
143		s2	62.40766284	83.39934237		83.21021713	83.399342		
144									
145									
146	F.樁體剪力強度檢核								
147	剪力檢核								
148		$Vc1 = 0.53(1 + \frac{Fv}{141Ag}) \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d = 0.53(1 + \frac{Fv}{141Ag}) \sqrt{f'c} \cdot D \cdot (0.5D + 0.318(D - 2d))$ --- 受軸向壓力之樁材							
149									
150		(式中 Fv 取 $Fv = \min(1.3 * vi', 1.3 * 0.75vi) = 0.975vi$)							
151									
152									
153		$Vc2 = 0.53(1 + \frac{Fv}{35.2Ag}) \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d = 0.53(1 + \frac{Fv}{35.2Ag}) \sqrt{f'c} \cdot D \cdot (0.5D + 0.318(D - 2d))$ --- 受軸向拉力之樁材							
154									
155		(式中 Fv 取 $Fv = \max(1.3 * vi', 1.3 * 0.75vi) = 1.3vi$)							
156									
157		$Vc(Vc1 \text{ or } Vc2)$	常時 (t)	地震 (t)					
158		s1	9.08	9.21					
159		s2	8.98	8.58					
160									
161		$Vs = \frac{(D - 2d)}{S} \cdot (2Ab \cdot fy) \cdot \frac{\pi}{4} = 11.14 \text{ t}$							
162									
163		$\phi Vn = 0.85(Vc + Vs)$							
164		ϕVn	常時 (t)	地震 (t)					
165		s1	17.19	17.30					
166		s2	17.10	16.77					
167									
168		$Vu = 1.3(1.3 hi)$							
169		Vu	常時 (t)	地震 (t)	11				
170		s1	OK 4.49 < 17.19	OK 8.61 < 17.30					
171		s2	OK 4.49 < 17.10	OK 8.61 < 16.77					
172									
173		最小箍筋量	$Av_{min} = \frac{3.52D \cdot S}{fy} =$		0.75 < Av (2.53cm ²) OK 12				
174									
175									
176	螺箍筋量檢核	(為螺箍筋需進行本項檢核)			規範p98				
177									
178									
179		$\rho = 0.45(\frac{A}{A} - 1) \frac{f'c}{fy} = 0.021875$							
180									
181									
182		$\rho = \frac{Ab \cdot \pi \cdot hc}{(\pi \cdot hc^2/4)S} \rightarrow S = \frac{db^3 \cdot \pi}{\rho \cdot (D - 2d)} =$		7.72	> 7.5cm 取		7.5 cm		
183		13							
184		$S =$		15 > 7.5cm NG					
185									

258	縱向最大彎矩	$M_1^+ = \frac{w_1 s_1^2}{16}$	$M_2^+ = \frac{w_2 s_2^2}{16}$		
259					
260		$M_1^- = \frac{w_1 s_1^2}{11}$	$M_2^- = \frac{w_2 s_2^2}{11}$		
261					
262					
263		$w_1 = \frac{F_1}{L_{c1} \cdot T_1} =$	25.82 t/m/m (常時)		
264			31.38 t/m/m (地震)		
265					
266		$w_2 = \frac{F_2}{L_{c2} \cdot T_2} =$	12.42 t/m/m (常時)		
267			2.17 t/m/m (地震)		
268					
269					
270					
271					
272					
273					
274					
275					
276					
277					
278					
279					
280					
281					
282					
283					
284					
285	底層鋼筋所需量				
286		$A_{s,bot} = \frac{M^+}{f_y \cdot j \cdot dp} =$	11.89	<As,min取As,min =	15.86 cm ² /m
287					
288	式中	$A_{s,min} = \min \left[\rho_{min} \cdot b \cdot dp, \frac{4}{3} A_{s,bot} \right] =$	min(24.54, 15.86) =		15.86 cm ² /m
289					
290	底層鋼筋檢核	使用鋼筋	19.0 # 鋼筋 @	15.0 cm	
291		As=	18.90	>As,bot (15.86) OK	
292					
293	頂層鋼筋所需鋼筋量	$A_{s,top} = \frac{M^-}{f_y \cdot j \cdot dp} =$	17.30	<As,min取As,min =	23.07 cm ² /m
294					
295					
296	式中	$A_{s,min} = \min \left[\rho_{min} \cdot b \cdot dp, \frac{4}{3} A_{s,top} \right] =$	min(24.54, 23.07) =		23.07 cm ² /m
297					
298	頂層鋼筋檢核	使用鋼筋	19.0 # 鋼筋 @	15.0 cm	
299		As=	18.90	<As,bot (23.07) NG	
300					
301	3 梁式剪力檢核	s ₂ 槽距臨界面斷面長=	$Bw-dp-s^2/D/2=$	108 cm	
302		採計s ₂ 槽數=	ss ₂ =	17 根	
303					
304		$V_{容許剪力} = ss_2 \times \max(v_{i,容許}, v_{i,地震}) =$	259.71 t		
305		容許剪力=	$v_c \cdot Lw \cdot dp =$	442.45	>259.71 OK
306					
307	4. 穿孔剪力檢核	臨界面斷面周長=	$b_o = (D + dp) \cdot \pi =$	226.19 cm	
308		混凝土容許剪應力=	$v_c = 0.48 \sqrt{f'_c} =$	7.44 kg/cm ²	
309					
310		臨界面斷面所圍混凝土重及該區域上方土重	$w = \frac{(D + dp)^2 \cdot \pi}{4} \cdot [(Ht - h) \cdot r_s + h \cdot r_c] =$	2.50 t	
311		$V_{容許剪力} = \max(v_{i,容許}, v_{i,地震}) \cdot w =$	17.72 t		
312					
313		容許剪力=	$v_c \cdot b_o \cdot d_p =$	53.82	>17.72 OK
314					

20

21

22

23

24

25

26

圖二七、道路工程參考圖-懸臂式擋土牆程式

1	擋土牆設計									
2	A. 擋土牆 尺寸 :									
3										
4										
5										
6										
7										
8										
9										
10										
11										
12										
13										
14										
15										
16										
17										
18										
19										
20										
21										
22										
23										
24										
25										
26										
27										
28										
29								L=	55 cm	
30			$\alpha =$	0°				O=	0 cm	
31			此為水平無限邊坡						P=	0 cm
32			D=	30 cm				Q=	0 cm	
33			E=	0 cm				R=	0 cm	
34			F=	40 cm				S1=	26	
35			G=	180 cm				S2 =	1000000	
36			J=	260 cm				T=	220 cm	
37			K=	0 cm				H2=	0.0 cm	
38								地下水位高度	H _w =	0.0 cm
39								不計被動土壓之深度	h* =	0.0 cm
40								基礎埋入土深	H _d =	55.0 cm
41			OO =	0.0	(傾覆檢核是不考慮被動土壓之作用。考慮 OO = 1, 不考慮 OO = 0)					
42			總擋土牆長度 :	3570 cm				總擋土牆高度 :	315 cm	
43			總基礎長度 :	3570 cm				總基礎寬度 :	220 cm	
44									(建議以伸縮縫長度為準)	
45	B. 設計條件及參數 :									
46										
47	1. 地震係數 :	Z=	0.33		I=	1.0				
48		Kh=ZL/2=	0.165							
49		$\phi = \tan^{-1}(Kh) =$	9.4°							
50	2. 土壤單位重 :	r=	1.85 t/m ³							
51	3. 牆背與垂直面交角 :	$\theta =$	2.20°							

52	4. 背填土壤安息角 :	$\phi_1 =$	36.0	<----- (可參考使用說明表列土層參數)
53	5. 原狀土壤安息角 :	$\phi_2 =$	20.0	<----- (可參考使用說明表列土層參數)
54	6. 背填土壤凝聚力 :	$C_1 =$	0.0 t/m ²	
55	7. 原狀土壤凝聚力 :	$C_2 =$	0.0 t/m ²	
56	8. 超載 =	a. 相當於	60.0 cm填土高 (車輛載重)	
57		b. 相當於	0.0 cm填土高 (邊坡土壤載重)	
58		$h' = a + b =$	60.0 cm填土高	
59	9. 摩擦角 :			
60		<1> $\delta = \phi_1$	36.0°	(土壤與土壤 --- 常時)
61		<3> $\delta = 1/2 \phi_1$	18.0°	(土壤與土壤 --- 地震)
62		<3> $\delta = 2/3 \phi_1$	24.0°	(土壤與 RC --- 常時-主動)
63		<4> $\delta = 1/3 \phi_1$	12.0°	(土壤與 RC --- 地震-主動)
64		<5> $\delta = 1/3 \phi_1$	12.0°	(土壤與 RC --- 常時-被動)
65		<6> $\delta = 0$	0.0°	(土壤與 RC --- 地震-被動)
66	10. 鋼筋混凝土單位重 :		2.4 t/m ³	
67	11. 混凝土之抗壓強度 :	$f_c' =$	240 kg/cm ²	
68	12. 混凝土之容許應力 :	$f_c =$	96 kg/cm ²	
69	13. 鋼筋之降伏強度 :			
70		<1>高拉力(D25~D36):	$f_y =$ 4200 kg/cm ²	D19 (含) 以上
71		<2>普通 (D10~D22):	$f_y =$ 2800 kg/cm ²	
72	14. 鋼筋之容許應力 :			

第 2 頁

74		<2>普通(D10~D16):	$f_s =$ 1400 kg/cm ²	
75	15. 土壤容許承载力 :	常時 $q_a =$	0.80 t/m ²	0.8 <-----
76		地震 $q_a =$	1.00 t/m ²	1.0 <-----
77	16. 基礎版底面地層之有效附着力 :	$C_B =$	0.0 t/m ² (基礎底部為無筋混凝土, 可令其值為0)	
78	17. 垂直壁鋼筋保護層:		5.0 cm	
79	18. 基礎鋼筋保護層:		8.0 cm	
80	19. 混凝土彈性模數:	$E_c =$	2.46E+05 kg/cm ²	
81	20. 鋼筋彈性模數:	$E_s =$	2.04E+06 kg/cm ²	
82	21. 懸臂版主筋分段點 (from頂部起算)		130.0 cm	
83		(一般考慮約在 0.5J, 可視情況調整)		

163	F. 穩定及土壤承载力檢核 :						
164							
165	CASE 1. 常時						
192		V(t) 4	H(t)	Xi(m)	Yi(m)	Mr(t-m)	Mo(t-m)
193	擋土牆軀體自重	181.64	5	0.70		127.78	
194	土壤自重	317.68		1.27		404.97	
195	土壓力	49.86	68.63	2.20	1.05	109.70	72.06
196	超載	75.29	32.32	1.25	1.58	94.11	50.90
197	水壓力		0.00		0.00		0.00
198							
199	SUM	624.47	100.95	5.43	2.63	736.56	122.96
200							
201	合力作用點位置 :	$X = \frac{\sum Mr - \sum M_o}{\sum V} =$		0.98 m			
202							
203	合力作用偏心距:	$e_L = \frac{B}{2} - X =$		0.12 m < B/6 (在核心距離之內)			
204							
205	牆趾端點處之承载力:	$q_1 =$		10.50 t/m ² > 容許承载力 (NG)			
206	牆踵端點處之承载力:	$q_2 =$		5.40 t/m ² > 容許承载力 (NG)			
207	基礎承載有效寬度:	$B' =$		2.2 m			

213							
214			$\langle 1 \rangle$ 傾覆 $SF = \frac{M_r}{M_o} =$	5.99	> 2 (OK)	9	
215							
216			*滑動 sliding 檢核:				
217			$\langle 1 \rangle$ 無剪力棒情況:				
218			有效承載面積:				
219			$A' = (B - 2e_L)(L - 2e_B) =$	70.2 m ²	(e _B =0)		
220			基礎版底面地層之有效附着力:	$C_B =$	0.0 t/m ²		
221			基礎版底面地層之摩擦角:	$\varphi_B = 2/3 \varphi_2 =$	13.33°		
222			被動土壓 $P = \frac{1}{2}(Kp)(H_d - h^*) + 4C\sqrt{Kp}(H_d - h^*) =$		1.6		
223							
224			$H_p = P \cdot \text{總基礎長} \cdot \cos \parallel :$	55.0			
225			$H_0 = (\text{擋土牆軀體自重} + \text{土壤自重} + \text{土壓力} + \text{超載} + \text{水壓力})_{\text{水平向之力量}}$				
226			$= 0.00 + 0.00 + 68.63 + 32.32 + 0.00 =$	100.9		10	
227			滑動 $SF = \frac{Hu}{H_0} = \frac{C_B A + V \cdot \text{TAN}(\varphi_B) + H_p}{H_0} =$	2.01	> 1.5 (OK)		
228							

244							
245			$Hu = Hu1 + (P_{P1} - P_{P2})(\text{總基礎長度}) \cdot \text{COS}(\delta) =$			203.0 t	
246							
247			滑動 $SF = \frac{Hu}{H_0} =$	2.01	> 1.5 (OK)	11	
248							

250	CASE 2. 地震						
276		V(t) ¹²	H(t) ¹³	Xi(m)	Yi(m)	Mr(t-m)	Mo(t-m)
277	擋土牆軀體自重	181.64	29.97	0.70	0.92	127.78	27.71
278	土壤自重	317.68	52.42	1.27	1.86	404.97	97.58
279	土壓力 Pae	36.16	111.28	2.20	1.05	79.55	116.85
280	土壓力 P2						
281	水壓力		0.00		0.00		0.00
282							
283	SUM	535.48	193.67	4.18	3.84	612.29	242.14
284							
285	合力作用點位置:	$X = \frac{\sum Mr - \sum M_o}{\sum V} =$		0.69 m			
286							
287	合力作用偏心距:	$e_L = \frac{B}{2} - X =$		0.41 m	< B/3 (在核心距離之內)		
288							
289	牆趾端點處之承載力:	q1 =	14.5 t/m ²			> 容許承載力 (NG)	16
290	牆踵端點處之承載力:	q2 =	0.00 t/m ²			< 容許承載力 (OK)	
291	基礎承載有效寬度:	l' =	2.1 m				
292							
293							
294	穩定檢核:						
295		*傾倒 overturning 檢核:					
296		$\langle 1 \rangle$ 傾覆 $SF = \frac{M_r}{M_o} =$	2.53	> 1.5 (OK)	17		
297							

312	滑動 $SF = \frac{Hu}{H_0} = \frac{C_2 A + V \cdot \tan(\phi_B) + H_p}{H_0} = 0.828 < 1.2 \text{ (NG)}$	18
313		
314	<2> 有剪力樁情況：	
315	位於剪力樁前的有效承載面積： $A1 = 49.4 \text{ m}^2$	
316	位於剪力樁上的有效承載面積： $A2 = 0.0 \text{ m}^2$	
317	位於剪力樁後的有效承載面積： $A3 = 0.0 \text{ m}^2$	
318	$V1 = (A1/A')Y = 535.5 \text{ t}$	
319	$V2 = (A2/A')Y = 0.0 \text{ t}$	
320	$V3 = (A3/A')Y = 0.0 \text{ t}$	
321	假想基礎底面地層之有效附著力： $C2 = 0.0 \text{ t/m}^2$	
322	(基礎底部為無筋混凝土，可令其值為0)	
323	假想基礎底面地層之摩擦角： $\phi2 = 13.3^\circ$	
324	$Hu1 = (C_2 A_1 + V_1 \tan(\phi_2)) + (V_2 + V_3) \tan(\phi_B) = 126.9 \text{ t}$	
325		
326	$P_{p1} = \frac{1}{2} (K_p r H_1 + 4C \sqrt{K_p}) H_1 = 0.9 \text{ t/m}$	
327		
328	$P_{p2} = \frac{1}{2} (K_p r H_2 + 4C \sqrt{K_p}) H_2 = 0.0 \text{ t/m}$	
329		
330	$Hu = Hu1 + (P_{pE1} - P_{pE2}) \times \text{總基礎長度} \cdot \cos(\delta) = 160.3 \text{ t}$	
331		19
332	滑動 $SF = \frac{Hu}{H_0} = 0.828 < 1.2 \text{ (NG)}$	

335	G. 垂直壁設計：	
424		20
425	使用鋼筋 19.0ϕ 鋼筋 @ 30.0 cm $A_s = 2.86521$	
426	則 $A_s = 100 \times 2.87 / 30.00 = 9.55 \text{ cm}^2 > A_{s,req} = 7.20 \text{ OK}$	
427	(其中1/2之鋼筋止於截斷點，其餘1/2伸至牆頂)	
428		
429	分佈鋼筋	
430	依牆身所承受之慣性彎矩配置鋼筋	
431	$M = W \cdot Kh \cdot y / 1.33 = 0.35223 \text{ t-m} = 35223.29 \text{ kg-cm}$	
432	$\rho_{req} = M / (b \cdot f_{sa} \cdot j \cdot d^2) = 0.00027$	
433		
434	若 $\rho_{req} > \rho_{cr}$ ，則 $\rho = \rho_{req}$ ，若 $\rho_{req} < \rho_{cr}$ ，則 $\rho = \min(4/3 \rho_{req}, \rho_{cr})$	
435		
436	因此處 $\rho_{req} < \rho_{cr}$ ，故 $\rho = 0.00036$	
437		
438	是以， $A_{s,req} = \rho b d = 1.17 \text{ cm}^2$	
439		21
440	使用鋼筋 13ϕ 鋼筋 @ 30 cm $A_s = 1.26677$	
441	則 $A_s = 100 \times 1.27 / 30.00 = 4.22 \text{ cm}^2 > A_{s,req} = 1.17 \text{ OK}$	
442	*剪力筋：	
443	$v = \frac{Vu}{b \cdot d} = 0.5 \text{ kg/cm}^2 < v_c = 0.25 \sqrt{f_c'} = 3.9 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$	
444		

467	使用鋼筋	19.0 ϕ 鋼筋 @ 30.0 cm	22	As =	2.86521		
468	則 As =	100*2.87/30.00=	9.55 cm ²	>	As,req =	2.58	OK
469							
470	分佈鋼筋						
471	依牆身所承受之慣性彎矩配置鋼筋						
472	M = W*Kh *y/1.33=	0.08806 t-m		=	8805.82	kg-cm	
473	$\rho_{req} = M/(b*f_{sa}*j*d^2) =$				0.000068		
474							
475	若 $\rho_{req} > \rho_{cr}$, 則 $\rho = \rho_{req}$, 若 $\rho_{req} < \rho_{cr}$, 則 $\rho = \min(4/3\rho_{req}, \rho_{cr})$						
476							
477	因此處 $\rho_{req} < \rho_{cr}$, 故 $\rho =$	9E-05					
478							
479	是以, $A_{s,req} = \rho b d =$	0.11 cm ²	23				
480							
481	使用鋼筋	13 ϕ 鋼筋 @ 30 cm		As =	1.26677		
482	則 As =	100*1.27/30.00=	4.22 cm ²	>	As,req =	0.11	OK
483							
484	*剪力筋:						
485	$v = \frac{Vu}{b \cdot d} =$	0.9 kg/cm ²	<	$vc = 0.25 \sqrt{f_c'} =$	3.9 kg/cm ²		OK
486							
487	*溫度鋼筋:		24				
488	使用直徑	13.0 mm ϕ 的鋼筋, 及採用鋼筋間距			@30.0 cm		25
489	則提供的溫度鋼筋量=		4.23 cm ² /m		As,req =		(OK)
490	溫度鋼筋需要量 =					2.7 cm ² /m	

表 2、擋土牆底合力及作用力位置

	常時		地震	
	垂直力 (t)	水平力 (t)	垂直力 (t)	水平力 (t)
擋土牆自重	181.64 (P4)	-	181.64 (P4)	29.97 (P4 (H))
土壤自重	317.68 (P5)	-	317.68 (P5)	52.42 (P5 (H))
地震時土壓力	-	-	36.16 (P _{ae} (V))	111.28 (P _{ae} (H))
土壓力	49.86 (P1 (V))	68.63 (P1 (H))	-	-
超載	75.29 (P2 (V))	32.32 (P2)	-	-
水壓力	-	0 (P3)	-	0 (P3)
合計	624.47 (v)	100.95 (h)	535.48 (v)	193.67 (h)
位置 eL (m)	0.12		0.41	

*數值後括號內符號為本文所採作用力之代號

3.3 擋土牆體檢核

擋土牆體檢核可分為壁體檢核及基礎檢核兩部份,前者使用參考圖程式,後者因支承於基樁其結構行為已不同於直接座落於土壤者,因此不適用該程式有關基礎部份之檢核,而須另行計

算，分述如後。

3.3.1 擋土牆壁體檢核

於牆體垂直壁檢核部份（圖二七-標註 20~25），依實際使用之主筋、分佈鋼筋、溫度筋量（圖十一）輸入以進行檢核，檢核結果如表 3，各項配筋皆可符合規定，其中剪力筋部分，為避免配筋過密，若未符合時常透過加寬壁厚方式以提升抵抗剪力。

表 3、擋土牆壁體檢核

鋼筋種類	提供鋼筋量 (cm^2/m)	所需鋼筋量 (cm^2/m)	檢核結果
主筋	9.55	7.2	OK
分佈鋼筋	4.22	1.17	OK
溫度鋼筋	4.23	2.7	OK
剪力鋼筋	$0.5kg/cm^2 < 0.25\sqrt{f'_c}$		不需配置

3.3.2 擋土牆基礎版檢核

(1) 基礎版彎矩計算：依本文 2.2.3 節可算得橫向及縱向最大彎矩如表 9 所示（圖二五-標註 14、15、20），另為驗證該簡化分析之正確性，另以 *STAAD PRO* 程式計算，可得圖二二~二四，該結果整理如表 9 括號內數值，除縱向正彎矩趨於保守外，其餘與 *STAAD PRO* 算得者差異不大。

表 9、擋土牆基礎版彎矩

基樁間距	1.7m、2.1m		基樁間距	1.7m		2.1m	
	M^+	M		M^+	M	M^+	M
橫向彎矩			縱向彎矩				
常時 ($t-m/m$)	2.88 (2.89)	3.48 (3.35)	常時 ($t-m/m$)	4.66 (3.11)	6.78 (6.22)	3.42 (2.28)	4.98 (4.56)
地震 ($t-m/m$)	1.13 (1.24)	2.73 (2.55)	地震 ($t-m/m$)	5.67 (3.78)	8.24 (7.56)	0.87 (0.58)	1.27 (1.16)

*：括號內數值係採 *STAAD PRO* 程式算得

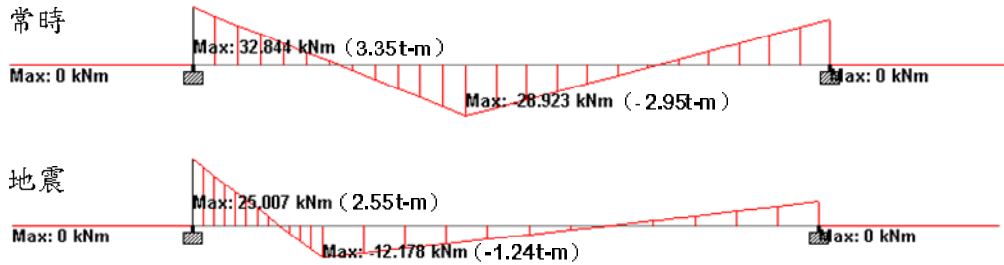
(2) 基礎版檢核：主要分為橫向、縱向鋼筋量檢核及剪力檢核，其中剪力檢核部份若未滿足時則需透過增加版厚方式來改善。依實際使用鋼筋量（圖十一）輸入以進行檢核，該結果如表 10（圖二五-標註 16~19、21~26），除縱向頂層鋼筋外，其餘皆符合需求，該縱向頂層鋼筋雖少

於實際需求，惟因本例縱向最大負彎矩係由間距 1.7m 之排樁所控制，該排樁位置緊鄰擋土臂體，其亦能提供部分之抗拉需求（另對於間距 2.1m 者而言，該縱向頂層鋼筋需求量大為 $16.9\text{cm}^2/\text{m}$ ，所提供 $18.9\text{cm}^2/\text{m}$ 已能符合所需）。另梁式及穿孔剪力部分提供過多剪力抵抗，若能確保基礎版之彎矩抵抗能力時，該版厚應能適度縮減。

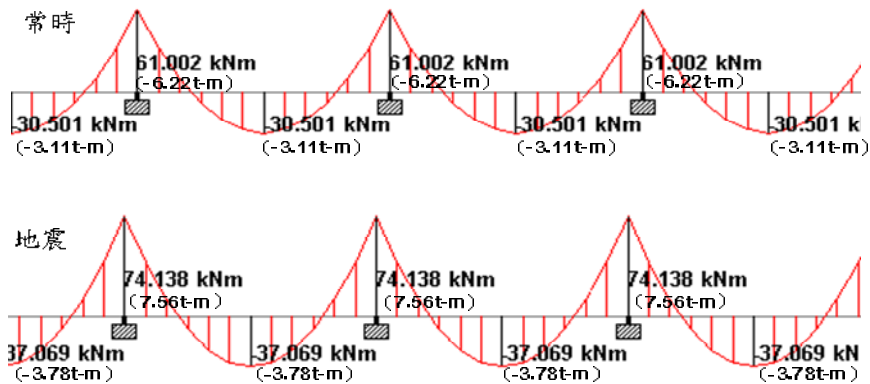
表 10、擋土牆基礎版檢核

項目		提供 (cm^2/m)	所需 (cm^2/m)	檢核
橫向	底層鋼筋量檢核	18.9	9.81	OK
	頂層鋼筋量檢核	18.9	11.83	OK
縱向	底層鋼筋量檢核	18.9	15.86	OK
	頂層鋼筋量檢核	18.9	23.07	NG

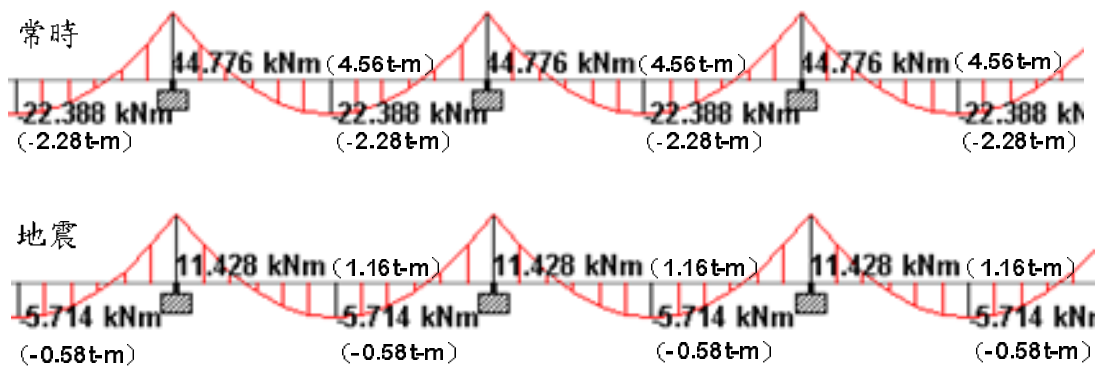
項目	容許剪力 (t)	外力 (t)	檢核
梁式剪力檢核	442.45	258.71	OK
穿孔剪力檢核	53.82	17.72	OK



圖二二、擋土牆基礎版橫向彎矩（使用 STAAD PRO 程式）



圖二三、擋土牆基礎版縱向彎矩，樁間距 1.7M（使用 STAAD PRO 程式）



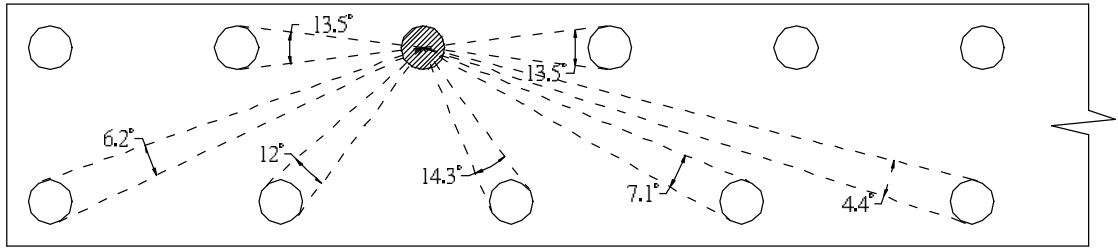
圖二四、擋土牆基礎版縱向彎矩，樁間距 2.1M (使用 STAAD PRO 程式)

3.4 單樁受力分佈計算

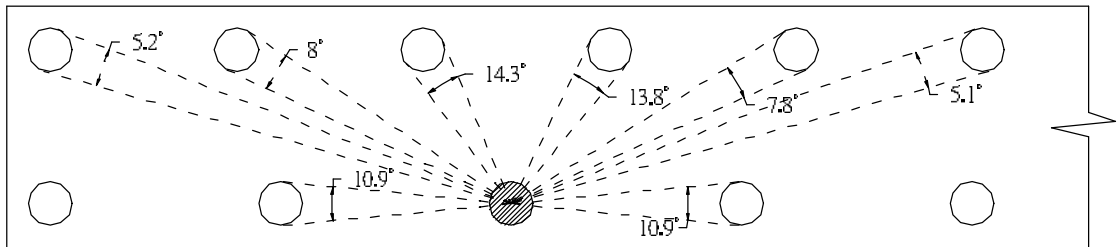
牆底力量傳遞至基樁之分配方式已於本文 2.3 節中做說明，該計算方法併同基樁檢核以 *Excel* 程式撰寫如圖二五，黃色欄位為應輸入資料，其中「群樁折減係數」部分（圖二五-標註 1），依 2.4.3 節所介紹之方式估算，取各排樁中折減率較大者視為該排樁各樁之折減率，如圖二一算得間距 1.7 公尺及 2.1 公尺之群樁折減率分別為 0.803 及 0.789；「常時、地震水平地盤反力係數」部份（圖二五-標註 2），2.3.3 節已介紹各種估算方法，並寫成試算表如圖二六，各方法所得數值整理如表 4，本文將採日本道路橋示方書之估算方法即常時取 0.77kg/cm^3 、地震時取 1.653kg/cm^3 。「樁尖點承容許承載力」部分（圖二五-標註 3），依圖十一之鑽探資料依表 1 方式計算得 $N'=(34+34)/2=34$ 即可查得該值為 300t/m^2 ；常時及地震之「擋土牆底水平總力」、「擋土牆底垂直總力」及「擋土牆底垂直總力偏心距」部分（圖二五-標註 5、6），即為前節所算得之數值。經上列數值輸入後，可得傳遞至每根基樁之水平、垂直及彎矩力（圖二五-標註 7），以上計算結果整理如表 5。

表 5、基樁承受之作用力及群樁折減率

基樁間距 (m)	群樁折減率	單樁受力值	常時	地震
1.7	0.803	水平力 h_i (t)	2.66	5.1
		垂直力 v_i (t)	17.42	20.22
		彎矩力 m_i (t-m)	3.17	5.03
2.1	0.789	水平力 h_i (t)	2.66	5.1
		垂直力 v_i (t)	15.22	6.52
		彎矩力 m_i (t-m)	3.17	5.03



$$E = \frac{360 - (13.5 \times 2 + 6.2 + 12 + 14.3 + 7.1 + 4.4)}{360} = 0.803$$



$$E = \frac{360 - (10.9 \times 2 + 5.2 + 8 + 14.3 + 13.8 + 7.8 + 5.1)}{360} = 0.789$$

圖二一

3.5 基樁穩定性檢核

基樁穩定性檢核主要分為容許承載力、容許拉拔力檢核及樁頭位移檢核等三部份，各容許值依本文 2.4.1 及 2.4.2 算得如圖二五-標註 8，檢核結果（圖二五-標註 9）整理如表 6，皆能符合規定。

表 6、基樁穩定性檢核

間距 (m)	檢核項目	常時			地震		
		實際值	容許值	檢核	實際值	容許值	檢核
1.7	承載力 (t)	17.42	32.13	OK	20.22	48.75	OK
	拉拔力 (t)	-	17.02	-	-	29.21	-
	樁頭位移 (cm)	0.36	1	OK	0.39	不落橋*	-
2.1	承載力 (t)	15.22	31.53	OK	6.52	47.85	OK
	拉拔力 (t)	-	16.81	-	-	28.79	-
	樁頭位移 (cm)	0.36	1	OK	0.39	不落橋*	-

*公路橋梁設計規範對於地震時僅針對橋梁工程部分規定不落橋

3.6 樁體強度檢核

3.6.1 剪力檢核

本項檢核分為容許剪力強度檢核、最小箍筋量檢核，對於螺箍筋尚需進行螺箍筋量檢核，依本文 2.4.5 之 (2) 所述算得如圖二五-標註 11~13，其中剪力檢核及最小箍筋量皆符合規定，惟螺箍筋間距過大，各項檢核結果如表 7。

表 7、基樁剪力檢核

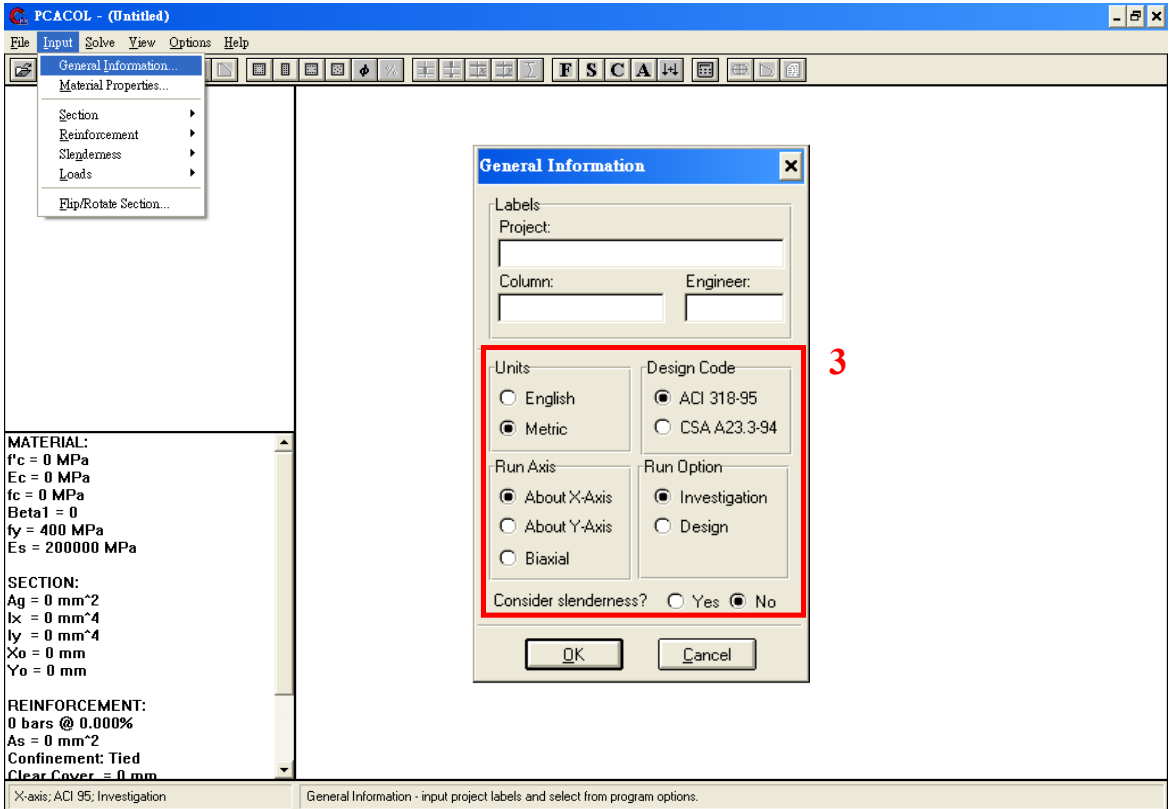
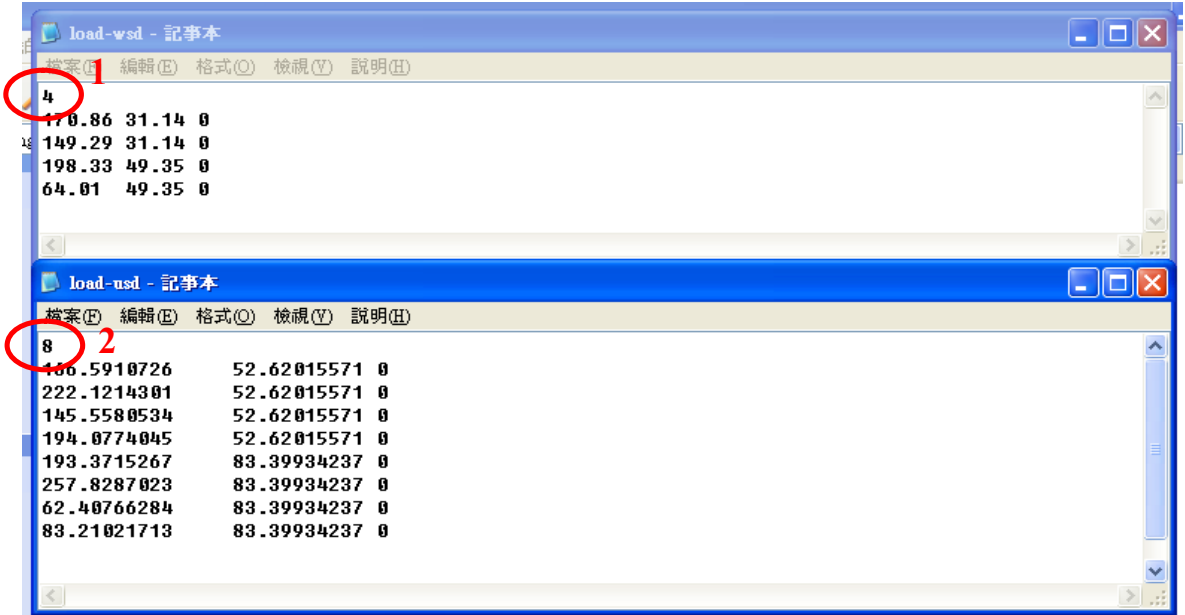
1. 剪力強度檢核						
間距 (m)	常時 (t)			地震 (t)		
	受力值	容許值	檢核	受力值	容許值	檢核
1.7	4.49	17.19	OK	8.61	17.3	OK
2.1	4.49	17.10	OK	8.61	16.77	OK

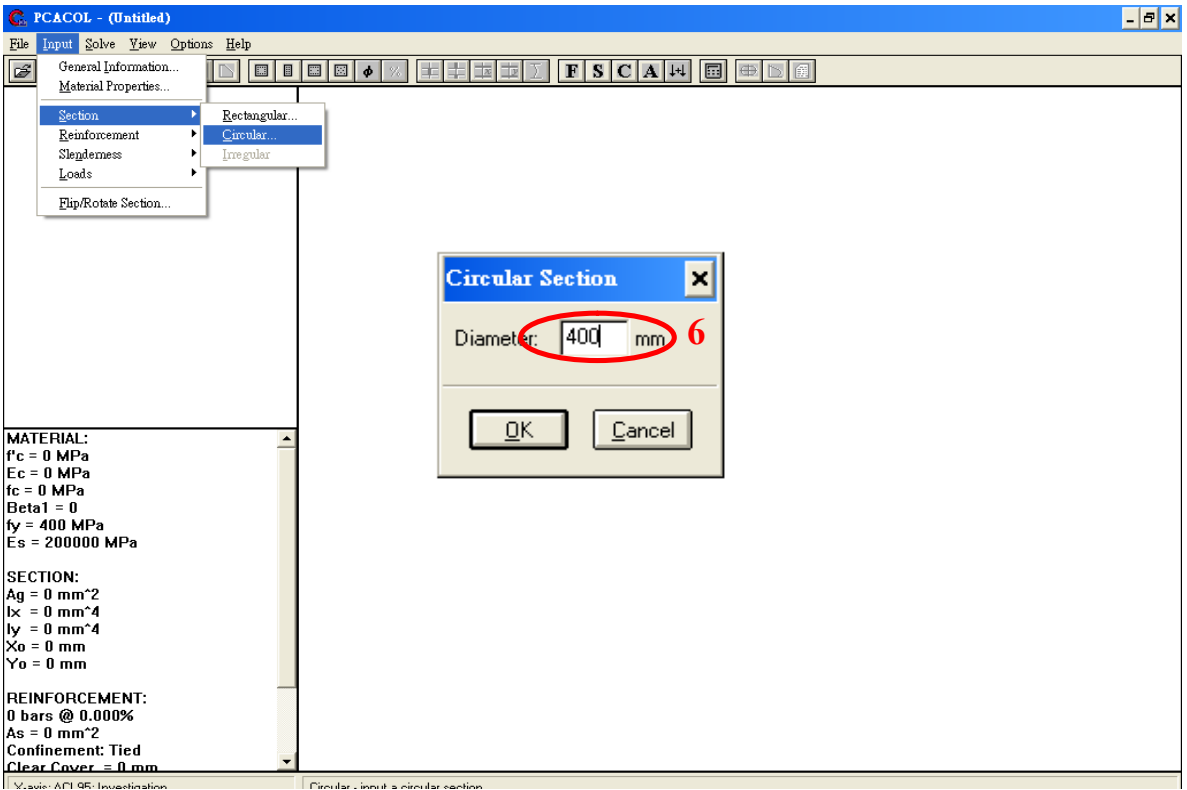
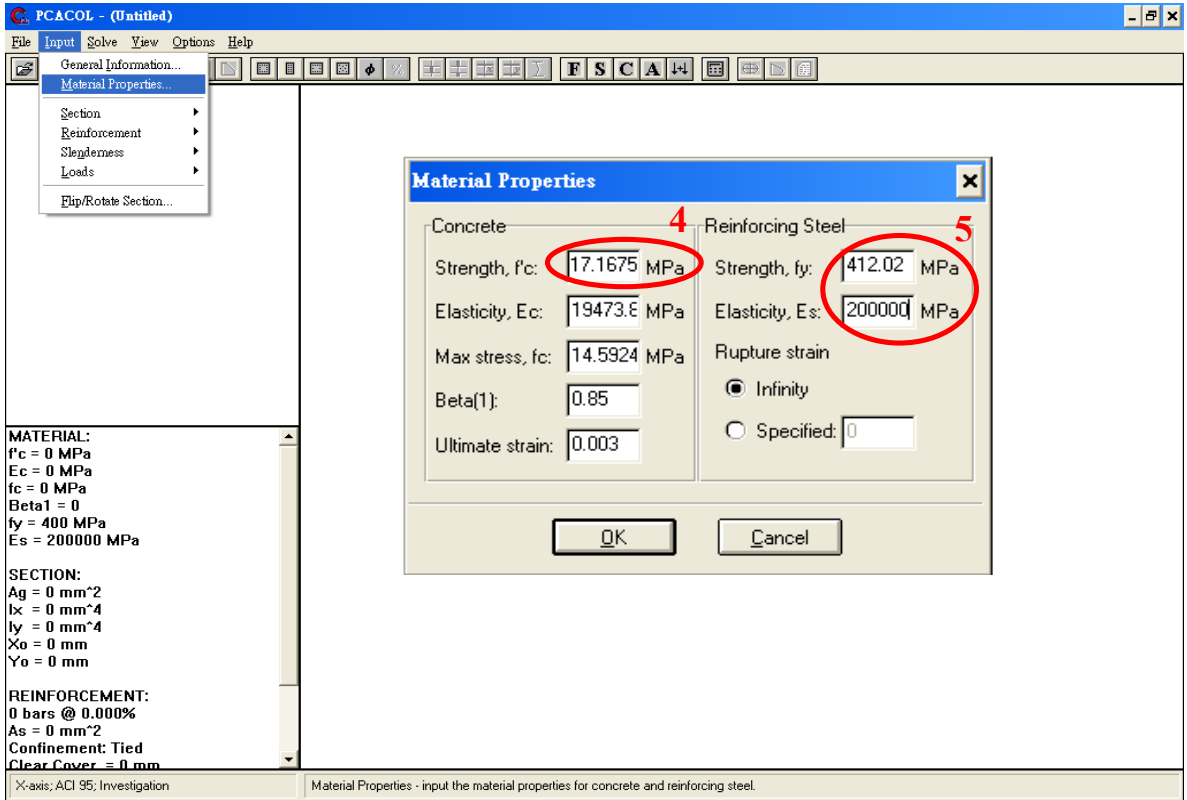
檢核項目	提供	所需	檢核
2. 最小箍筋量檢核 (cm^2)	2.53	0.75	OK
3. 螺箍筋間距檢核 (cm)	15	7.5	NG

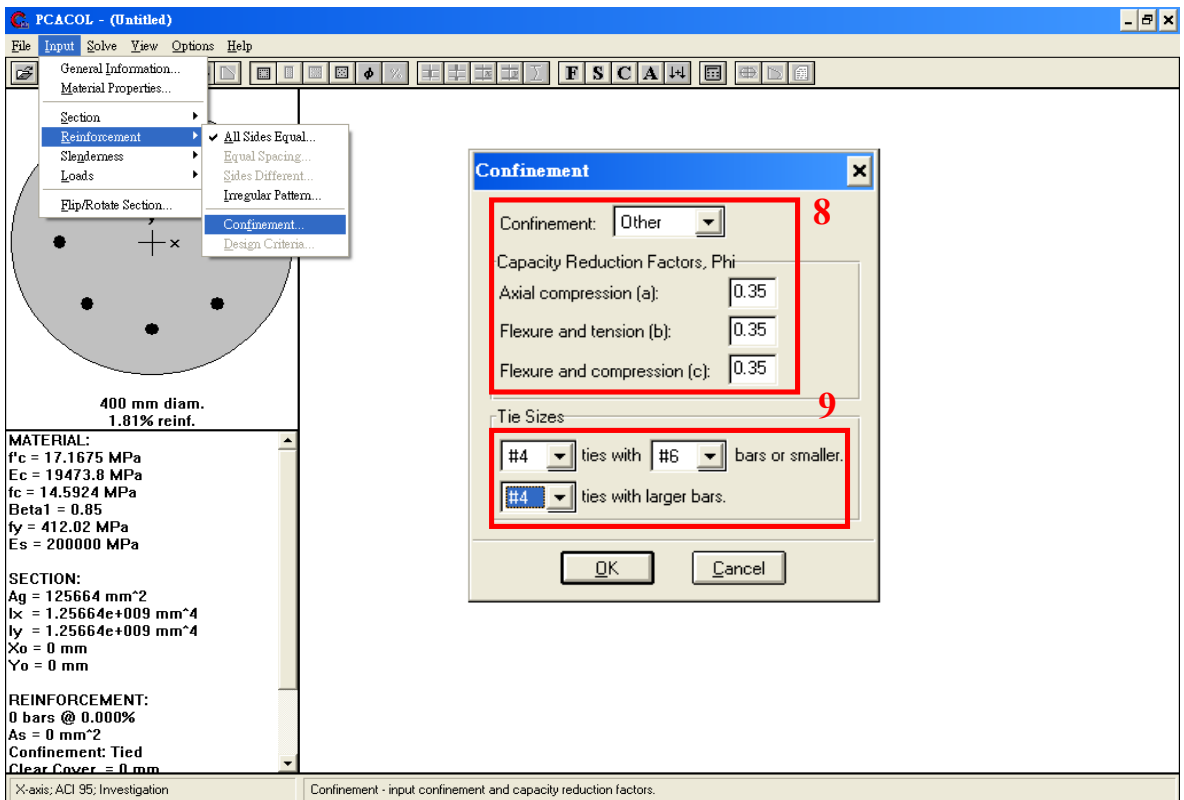
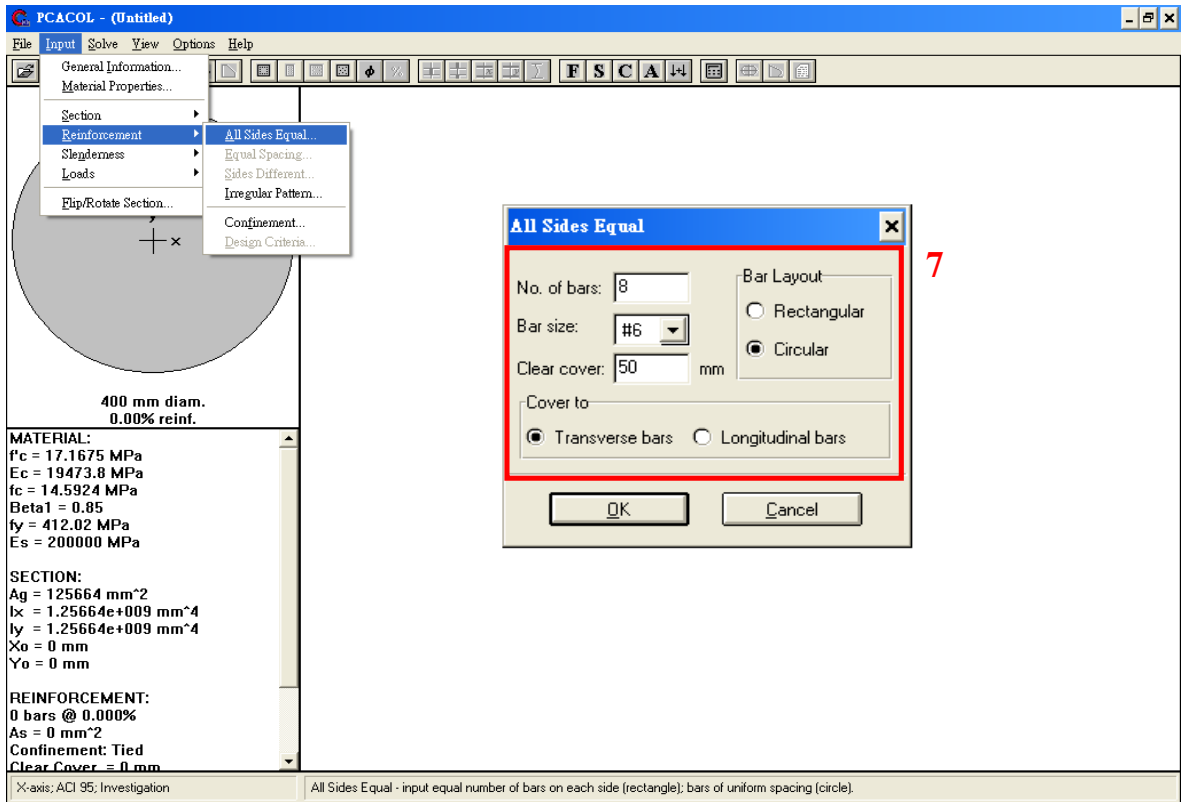
3.6.2 樁體檢核

樁體檢核常藉由查詢設計輔助圖表方式獲得惟較為繁複因此本文將採美國波特蘭水泥協會 (Portland Cement Association) 所發展之程式 PCACOL 進行計算檢核，詳如圖二八，首先將前節所算得各樁之垂直力及彎矩力存成 TXT 檔，其中第一行數值為讀取之資料筆數 (圖二八-標註 1)、第二行分別為垂直力、x 向彎矩力、y 向彎矩力、第三行以後同第二行。之後開啓 PCACOL 程式，勾選公制、ACI 規範、僅對 x 軸分析及不考慮細長效應 (圖二八-標註 3)；輸入混凝土性質，本部份除於純軸力狀態下極限應變值需調整外，僅需輸入 28 天混凝土抗壓強度其餘數值將自動產生、輸入鋼筋性質、基樁直徑 (圖二八-標註 4~6)；由於本例主筋採 8 根 19 ϕ 即 6 號鋼筋且距箍筋之淨保護層為 5 公分據以輸入如圖二八-標註 7，其中若採工作應力法分析時，依部頒公路橋梁設計規範 7.2.4 節規定，對於受壓構材之撓曲與軸力合併容量應依照 7.3.4 節規定所得數值之 35% 計算亦即於箍筋型式欄位選取其他，並於軸壓力、撓曲及拉力、撓曲及壓力折減係數各欄位皆輸入 0.35，又因本例箍筋無論主筋大於 19 ϕ (即 6 號筋) 或小於 19 ϕ 皆採 13 ϕ (即 4 號筋) 因此據以輸入如圖二八-標註 8、9。至於外力部分，將另存之外力檔案匯入，由於所存數值不需再乘上相關係數故選取係數載重 (圖二八-標註 10)，可得分析結果如圖二八-標註 11、12，點 1、2 為常時樁間距 1.7 公尺及 2.1 公尺符合所需，點 3、4 為地震時樁間距 1.7 公尺及 2.1 公尺，已造成樁體破壞，以上檢核結果如表 8 所示。

圖二八







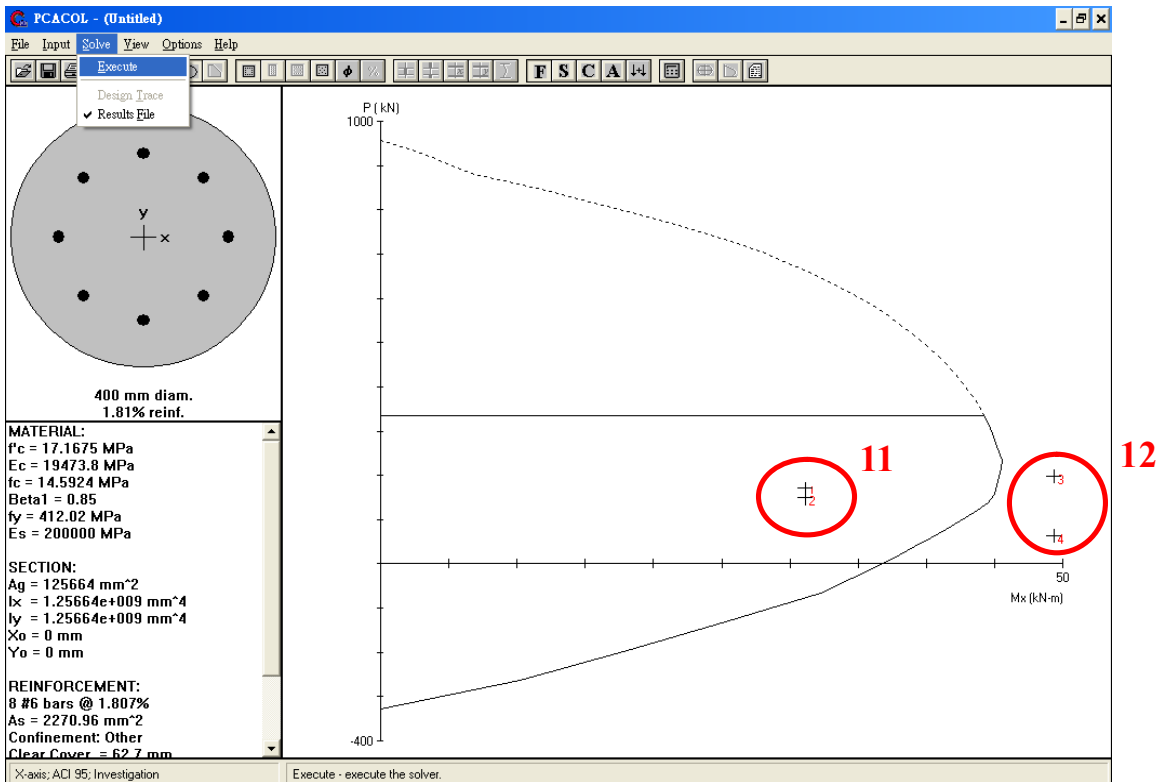
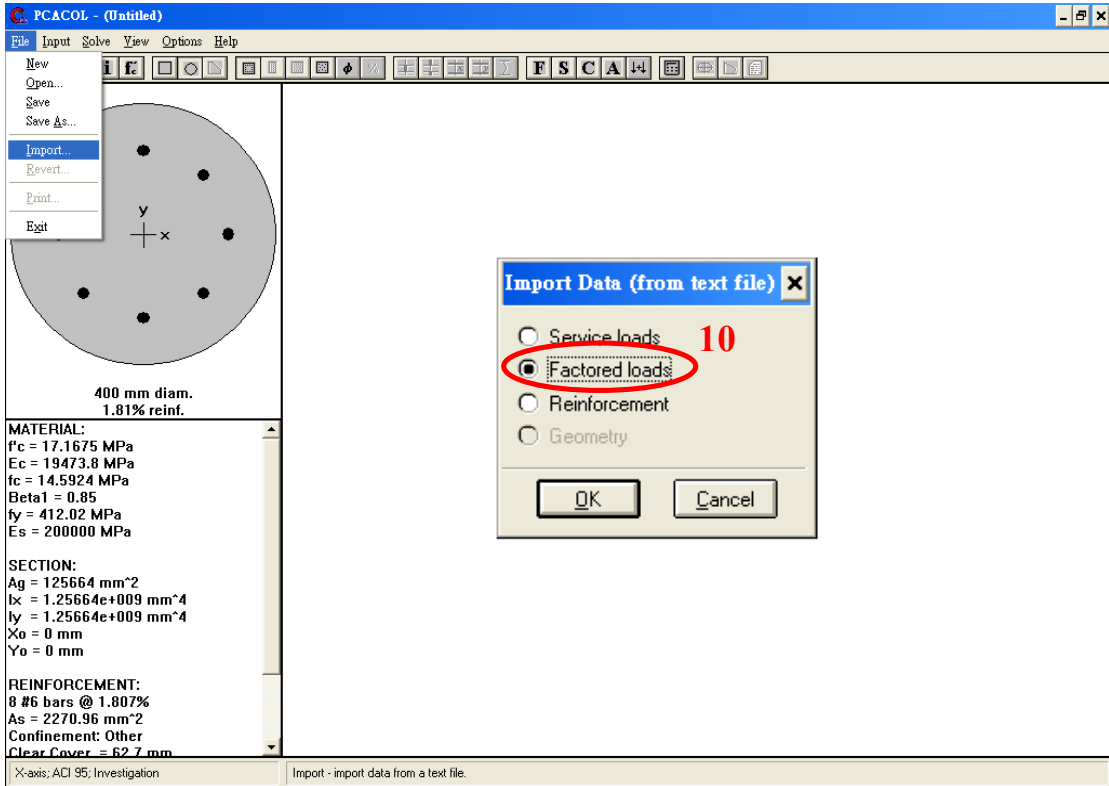


表 8、樁體檢核

間距 (<i>m</i>)	常時				地震			
	垂直力 <i>v_i</i> (<i>kn</i>)	彎矩 <i>m_i</i> (<i>kn-m</i>)	檢核	點號	垂直力 <i>v_i</i> (<i>kn</i>)	彎矩 <i>m_i</i> (<i>kn-m</i>)	檢核	點號
1.7	170.86	31.14	OK	1	198.33	49.35	NG	3
2.1	149.29	31.14	OK	2	64.01	49.35	NG	4

四、結論

樁基礎擋土牆為常見結構物之一，本文考量加設基樁後之擋土牆其基礎之結構行為已不同於一般擋土牆，在結構分析及設計時應多加留意以免造成結構失敗，因此本文以容易取得之程式配合 *Excel* 進行檢核方式之說明以介紹樁基礎擋土牆之設計檢核架構並期能提供設計審查者於進行此類檢核時之參考。另因擋土牆基礎踵端與趾端受力大小不同，該兩部分之基樁常為不對稱配置，為能達到合理之設計本文亦介紹不規則樁群之群樁折減率計算，期可補足規範所未規定部分。

五、參考文獻

1. 「道路工程參考圖」，民國 96 年 5 月，公路總局。
2. 「公路橋梁耐震設計規範」，民國 97 年，交通部。
3. 「公路橋梁耐震設計規範」，民國 84 年，交通部。
4. 「日本道路橋示方書 IV」，平成 8 年，日本道路協會。
5. 「公路橋樑設計範例」，民國 71 年，台灣省公路局。
6. 「公路橋梁設計規範」，民國 98 年，交通部。
7. 「土壤力學理論與應用」，民國 75 年，游啓亨。
8. 「中華營管小組月報」，民國 95 年，公路總局。
9. 「混凝土工程設計規範與解說」，民國 94 年，中國土木水利工程學會。