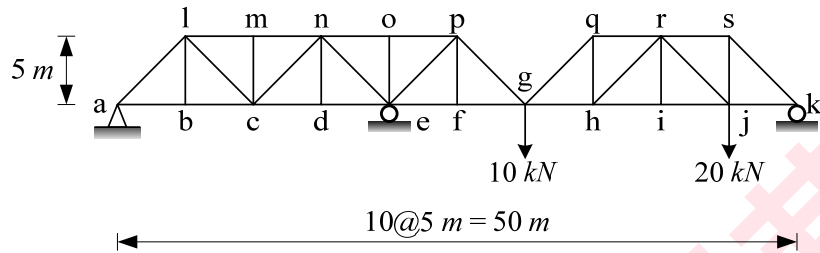
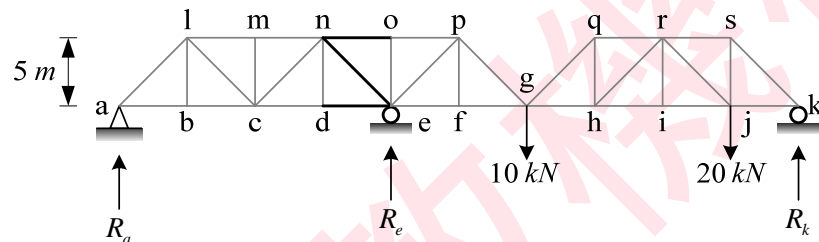


# 結構學

一、如圖所示桁架結構各接點均為鉸接。於 g、j 兩點各承受一集中載重。請分析求各支承反力，與桿件 no、ne、de 之桿件力。各桿件之 E、A 均相同。(25 分)



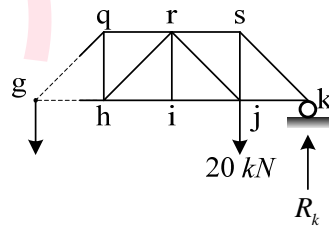
【參考解答】



(1) 將結構由 gh 隔間切開，取右半邊分析

$$\sum M_g = 0, 20 \times 15 = R_k \times 20$$

$$\Rightarrow R_k = 15 \text{ kN } (\uparrow)$$



(2) 對整體結構進行靜平衡分析

a.  $\sum M_a = 0, R_e \times 20 + R_k \times 50 = 10 \times 30 + 20 \times 45$

$$\Rightarrow R_e = 22.5 \text{ kN } (\uparrow)$$

b.  $\sum F_y = 0, R_a + R_e + R_k = 10 + 20$

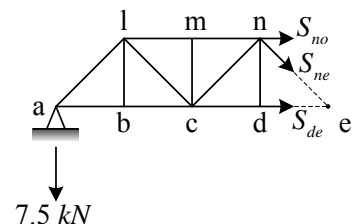
$$\Rightarrow R_a = -7.5 \text{ kN } (\downarrow)$$

(3) 切開 de 隔間，取左半部分分析

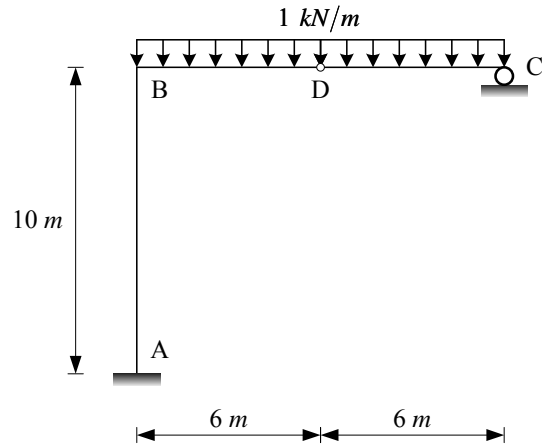
a.  $\sum F_y = 0, S_{ne} \times \frac{1}{\sqrt{2}} + 7.5 = 0 \Rightarrow S_{ne} = -7.5\sqrt{2} = -10.61 \text{ kN } (\text{壓力})$

b.  $\sum M_e = 0, S_{no} \times 5 = 7.5 \times 20 \Rightarrow S_{no} = 30 \text{ kN } (\text{拉力})$

c.  $\sum M_n = 0, S_{de} \times 5 + 7.5 \times 15 = 0 \Rightarrow S_{de} = -22.5 \text{ kN } (\text{壓力})$



二、如圖所示剛架結構在 D 點處為鉸接。BC 桿件承受  $1\text{kN/m}$  之垂直載重。應用單位力法求 C 點之轉角與水平位移。各桿件之 E、I 均相同。(25 分)



【參考解答】

(1) 計算支承反力

a. 取 CD 桿件自由體

$$\Sigma M_D = 0, 1 \times 6 \times 3 = R_C \times 6$$

$$\Rightarrow R_C = 3 \text{ kN } (\uparrow)$$

b. 整體結構對 A 點取力矩平衡

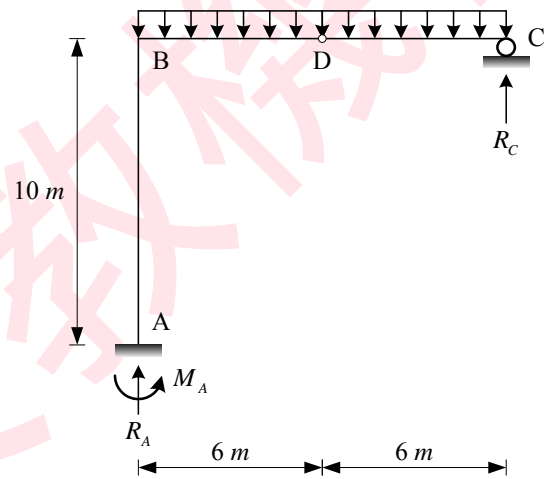
$$\Sigma M_A = 0, M_A + 12R_C = 1 \times 12 \times 6$$

$$\Rightarrow M_A = 36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

c. 整體結構，垂直力方向平衡

$$\Sigma F_y = 0, R_A + R_C = 1 \times 12$$

$$\Rightarrow R_A = 9 \text{ kN } (\uparrow)$$

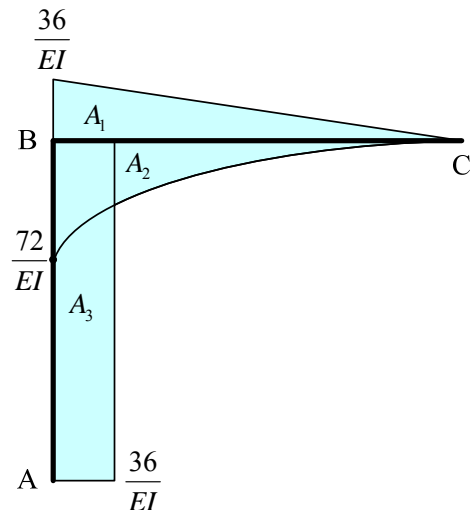


(2) 繪製  $\frac{M}{EI}$  圖(以 B 點為固定端)

$$A_1 = \frac{1}{2} \times \frac{36}{EI} \times 12 = \frac{216}{EI}$$

$$A_2 = -\frac{1}{3} \times \frac{72}{EI} \times 12 = -\frac{288}{EI}$$

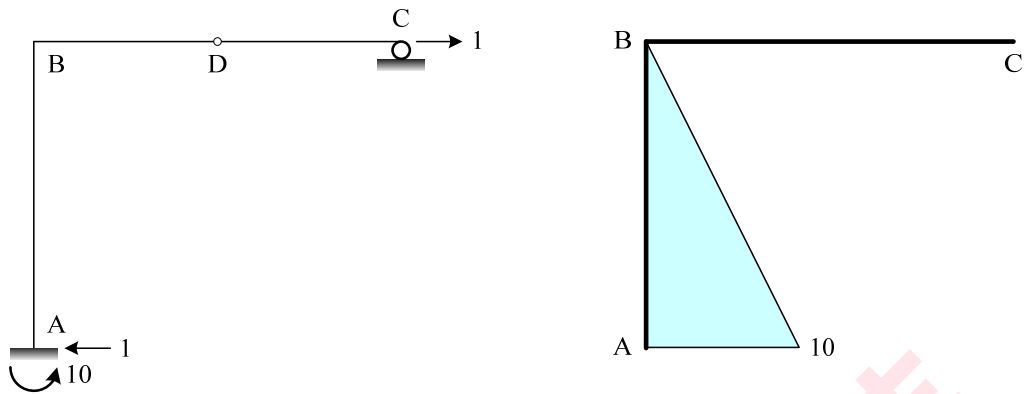
$$A_3 = -10 \times \frac{36}{EI} = -\frac{360}{EI}$$



(3) 施加一單位向右水平力於 C 點，繪製  $m$  圖，計算  $\Delta_C$

$$y_1 = y_2 = 0, y_3 = -10 \times \frac{1}{2} = -5$$

$$\Delta_C = \sum_{i=1}^3 A_i y_i = \frac{-360}{EI} \times (-5) = \frac{1800}{EI} \quad (\rightarrow)$$



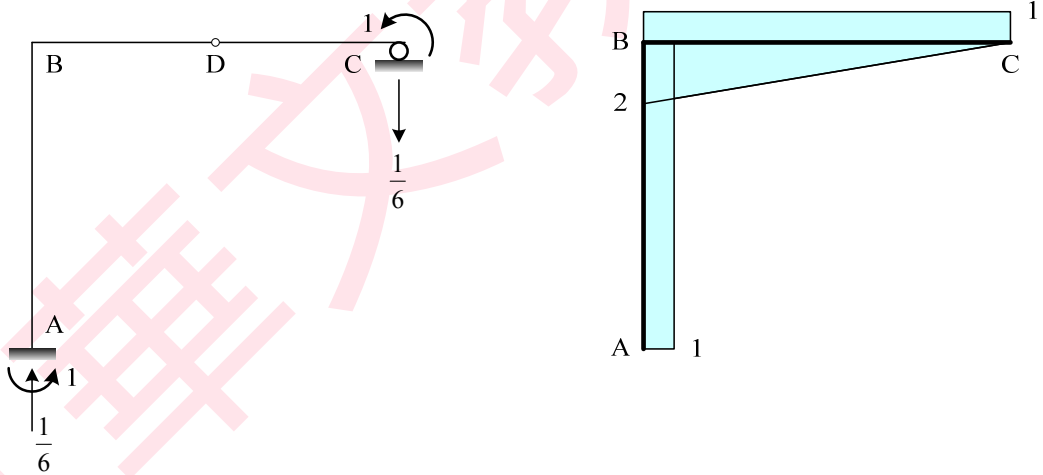
(4) 施加一單位向逆時針力矩於 C 點，繪製  $m$  圖(以 B 點為固定端)，計算  $\theta_c$

$$y_1 = 1 - 2 \times \frac{2}{3} = -\frac{1}{3}$$

$$y_2 = 1 - 2 \times \frac{3}{4} = -\frac{1}{2}$$

$$y_3 = -1$$

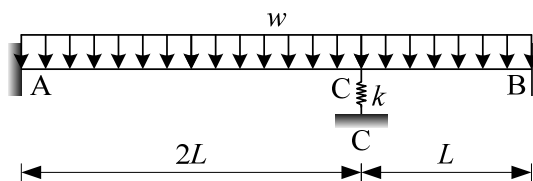
$$\begin{aligned} \theta_c &= \sum_{i=1}^3 A_i y_i = \frac{216}{EI} \times \left(-\frac{1}{3}\right) + \left(-\frac{288}{EI}\right) \times \left(-\frac{1}{2}\right) + \left(-\frac{360}{EI}\right) \times (-1) \\ &= \frac{432}{EI} \quad (\circlearrowleft) \end{aligned}$$



(5) Ans

$$\Delta_c = \frac{1800}{EI} \quad (\rightarrow), \quad \theta_c = \frac{432}{EI} \quad (\circlearrowleft)$$

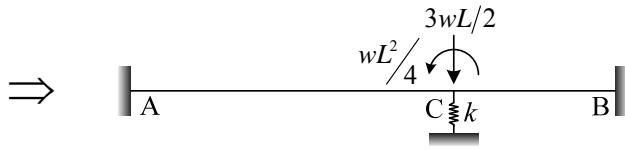
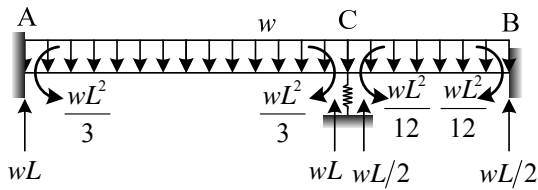
三、如圖所示梁結構，支承 C 處為彈性支承。應用直接勁度法分析求得 C 點之垂直位移與轉角，並求固接端 A、B 之反力矩。各桿件之 E、I 均相同。 $k = \frac{24EI}{L^3}$ 。(25 分)



【參考解答】

(1) 設定自由度  $r_1, r_2$ ，如圖所示

(2) 計算外力矩陣  $[R]$



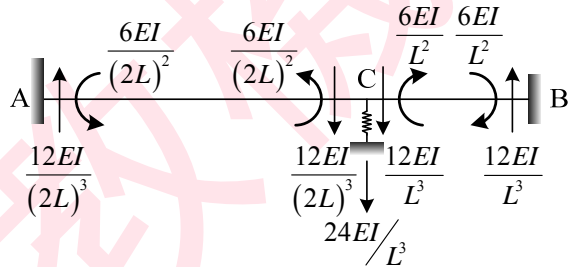
$$[R] = \begin{bmatrix} \frac{3}{2}wL \\ -\frac{1}{4}wL^2 \end{bmatrix}$$

(3) 計算勁度矩陣  $[K]$  與  $[K]^{-1}$

a.  $r_1 = 1, r_2 = 0$

$$k_{11} = \frac{12EI}{(2L)^3} + \frac{12EI}{L^3} + \frac{24EI}{L^3} = \frac{75EI}{2L^3}$$

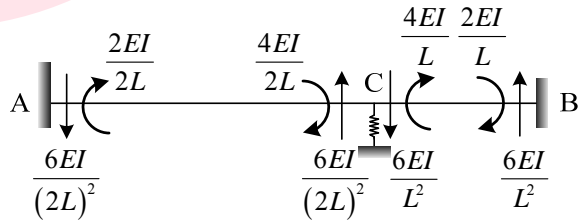
$$k_{21} = -\frac{6EI}{(2L)^2} + \frac{6EI}{L^2} = \frac{9EI}{2L^2}$$



b.  $r_2 = 1, r_1 = 0$

$$k_{22} = \frac{4EI}{2L} + \frac{4EI}{L} = \frac{6EI}{L}$$

$$k_{12} = -\frac{6EI}{(2L)^2} + \frac{6EI}{L^2} = \frac{9EI}{2L^2}$$



得勁度矩陣  $[K]$

$$[K] = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} \frac{75}{2L^2} & \frac{9}{2L} \\ \frac{9}{2L} & 6 \end{bmatrix} \Rightarrow [K]^{-1} = \frac{L}{EI} \begin{bmatrix} \frac{8}{273}L^2 & -\frac{2}{91}L \\ -\frac{2}{91}L & \frac{50}{273} \end{bmatrix}$$

(4) 計算  $[r]$

$$[r] = [K]^{-1}[R] = \frac{L}{EI} \begin{bmatrix} \frac{8}{273}L^2 & -\frac{2}{91}L \\ -\frac{2}{91}L & \frac{50}{273} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{3}{2}wL \\ -\frac{1}{4}wL^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{9wL^4}{182EI} \\ \frac{43wL^3}{546EI} \end{bmatrix}$$

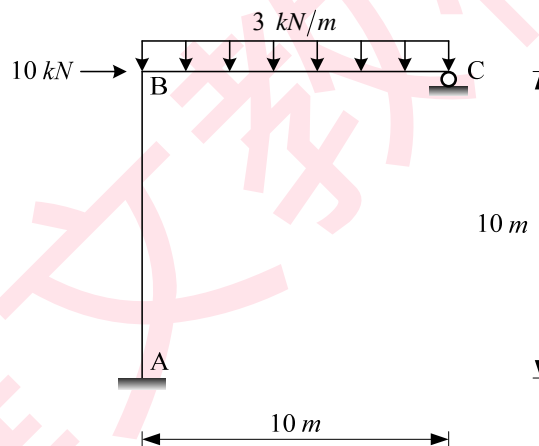
(5) 計算  $M_{AC}$ ,  $M_{BC}$ 

$$\begin{bmatrix} M_{AC} \\ M_{BC} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\frac{6EI}{(2L)^2} & \frac{2EI}{2L} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{9wL^4}{182EI} \\ -\frac{43wL^3}{546EI} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -\frac{1}{3}wL^2 \\ \frac{1}{12}wL^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\frac{177}{364}wL^2 \\ \frac{81}{364}wL^2 \end{bmatrix}$$

(6)

$$\text{Ans : } \begin{cases} \Delta_C = \frac{9wL^4}{182EI} \quad (\downarrow) \\ \theta_C = -\frac{43wL^3}{546EI} \quad (\circlearrowleft) \\ M_{AC} = \frac{177}{364}wL^2 \quad (\circlearrowleft) \\ M_{BC} = \frac{81}{364}wL^2 \quad (\circlearrowleft) \end{cases}$$

四、應用傾角變位法分析求得各支承反力並繪剪力圖與彎矩圖。各桿件之  $E$ 、 $I$  均相同。  
(25 分)



【參考解答】

(1) 計算固端彎矩(C 點採用修正式)

$$H_{BC}^F = -\frac{1}{12} \times 3 \times 10^2 \times \frac{3}{2} = -37.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 桿件勁度比

$$k_{AB} : k_{BC} = 1 : 1$$

(3)  $R$  值

$$\text{令 } R_{AB} = R$$

(4) 列傾角變位式

$$M_{AB} = 1 \cdot (\theta_B - 3R)$$

$$M_{BA} = 1 \cdot (2\theta_B - 3R)$$

$$M_{BC} = 1 \cdot (1.5\theta_B) - 37.5$$

(5)平衡方程式

$$\begin{aligned} \text{a. } \sum M_B = 0 &\Rightarrow M_{BA} + M_{BC} = 0 \\ &\Rightarrow 3.5\theta_B - 3R = 37.5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b. } \sum F_x = 0 &\Rightarrow \frac{M_{AB} + M_{BA}}{10} + 10 = 0 \\ &\Rightarrow 3\theta_B - 6R = -100 \end{aligned}$$

聯立可解得： $\theta_B = 43.75$ ， $R = 38.54$

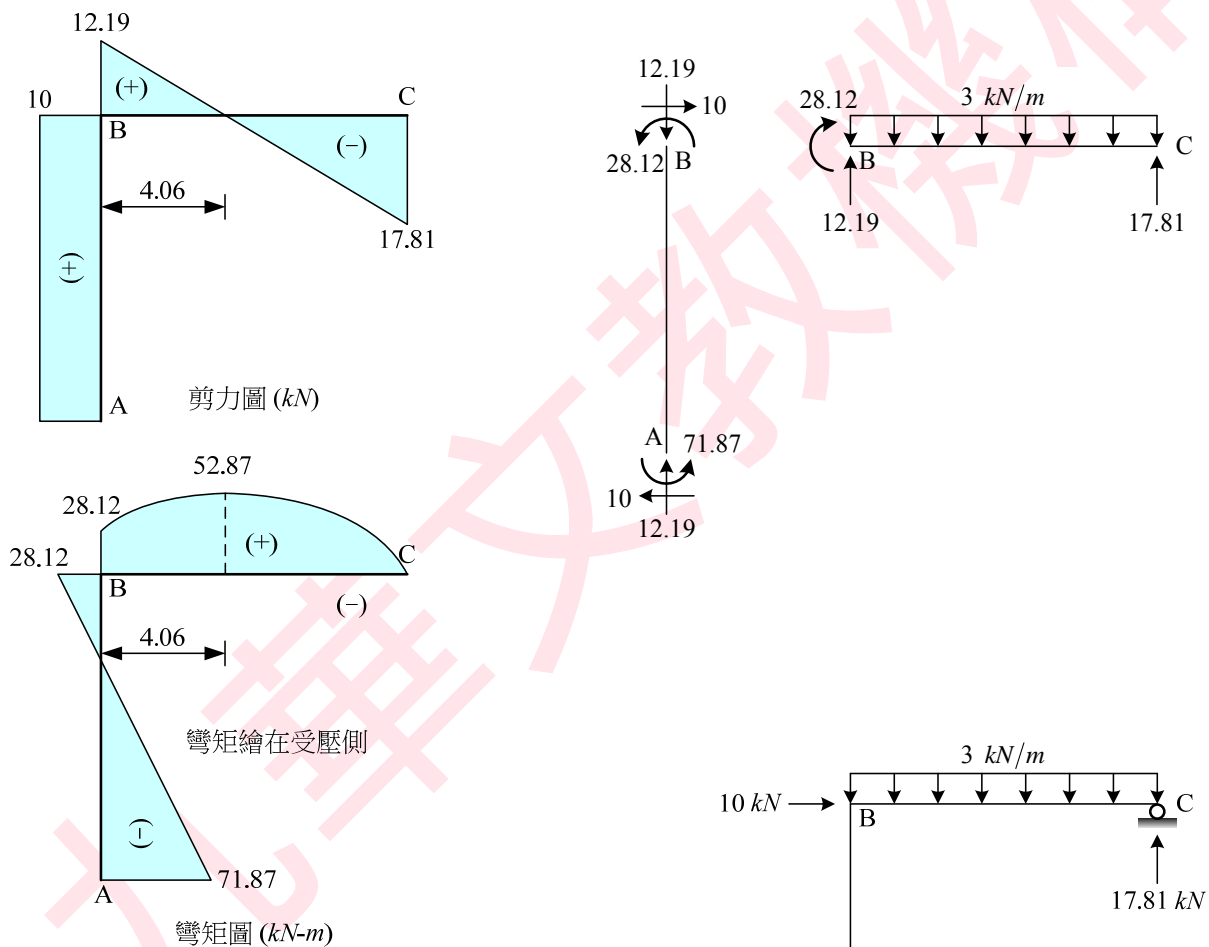
(6)代回傾角變位式，得各桿端彎矩

$$M_{AB} = -71.87$$

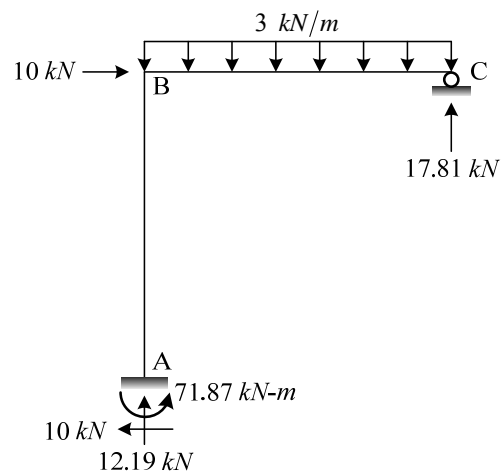
$$M_{BA} = -28.12$$

$$M_{BC} = 28.12$$

(7)繪製結構剪力圖、彎矩圖



(8)支承反力圖如右



# 土壤力學

一、土樣 A、B、C 之篩分析及阿太堡限度分析結果如下表所示 (NP：非塑性，NA：無法求取)，請依土壤統一分類法 (USCS) 進行分類—給予分類，並比較三種土壤之壓縮性 (compressibility)、滲透性 (permeability)、作道路基層可行性 (values as base course for pavement)。(20 分)

土樣編號	礫石含量	砂含量	粉土及黏土含量	液限	塑限	均勻係數	曲率係數
A	62	32	6	NP	NP	5	3
B	22	68	10	25	13	5	2
C	0	24	76	55	32	NA	NA

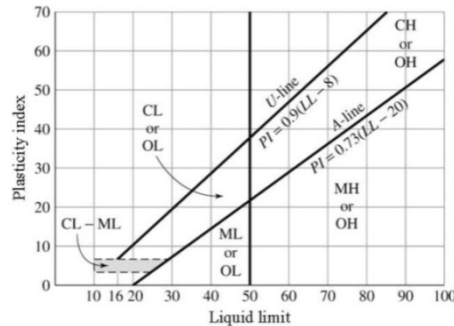


圖 1 塑性圖

## 【參考解答】

### (一)土壤分類

(a)A 土壤通過#200 號篩百分比為 6%，介於 5%~12%，屬粗粒土壤，其土壤分類符號應為雙重符號。

- (1)礫石(G)含量 62%>砂(S)含量 32%，其主要成份礫石(G)且無塑性。
- (2)曲率係數  $C_d = 3$  位於 1~3，均勻係數  $C_u = 5 > 4$ ，土壤級配性質為優良級配
- (3)土壤分類結果，符號為  $GW - GM$ 。

(b)B 土壤通過#200 號篩百分比為 10%，介於 5%~12%，屬粗粒土壤，其土壤分類符號應為雙重符號。

- (1)礫石(G)含量 22%<砂(S)含量 68%，其主要成份砂(S)且  $PI = 25 - 13 = 12$ ，位於題目所給 Casagrande 塑性圖中 A-line 上方，屬黏土質砂。
- (2)曲率係數  $C_d = 3$  位於 1~3，均勻係數  $C_u = 5 < 6$ ，土壤級配性質為不良級配。
- (3)土壤分類結果，符號為  $SP - SM$ 。

(c)C 土壤通過#200 號篩百分比為 76%大於 50%，屬細粒土壤。

- (1)其  $PI = 55 - 32 = 21$  位於 Casagrande 塑性圖中 A-line 下方，主要成份應為粉土(M)。
- (2)土壤液性限度(LL)55 大於 50，屬高塑性(H)。
- (3)土壤分類結果，符號為  $MH$ 。

### (二)工程性質比較

- (a)壓縮性：C 土壤(高)>B 土壤(低)>A 土壤(甚低)
- (b)滲透性：B 土壤(中等至低滲透性)>A 土壤(低滲透性)>C 土壤(低至極低滲透性)
- (c)道路基層可行性：(1)A 土壤，極佳；(2)B 土壤，佳至尚可；(3)C 土壤，不良。

二、如下圖 2 所示，在河床上施作鋼板樁，河床以上為砂層 ( $D_1$ )，河床以下為岩盤不透水層， $H_1 = 3\text{ m}$ 、 $D_1 = 3.75\text{ m}$ 、 $H_2 = 0.5\text{ m}$ 、 $D = 1.5\text{ m}$ 、 $\gamma_{sat} = 20\text{ kN/m}^3$ 、 $k = 10^{-3}\text{ cm/sec}$ 。試繪出流網後計算板樁單位寬度每日流入之滲流量，並計算板樁入土深度中點 ( $D/2$ ) 處上下游水位面 a、b 之水壓力差。因洪水來襲，河床上游水位暴漲，水位  $H_1$  提高至多少時，會有流砂現象 (quick sand) 發生，發生的位置在那裡？提高  $H_2$  水位，是否可以減緩流砂現象的發生？(20 分)

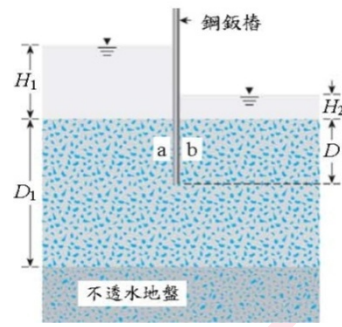


圖 2 河床上施作鋼板樁之剖面示意圖

【參考解答】

根據題目所給圖形可繪得流線網，其等勢能下降數

$$N_d = 6, \text{ 流槽數 } N_F = 3.$$

假設尾水位面為基準面，鋼板樁兩側總水頭差

$$\Delta h_T = H_1 - H_2 = 3 - 0.5 = 2.5\text{ m}.$$

(1) 每日滲流量 ( $q$ )

$$q = k \frac{\Delta h_T}{N_d} N_F = 10^{-3} \times 10^{-2} \times \frac{2.5}{6} \times 3 \times (3600 \times 24)$$

$$= 1.08\text{ m}^3 / \text{day} / \text{m}$$

(2) a、b 兩點水壓力差 ( $\Delta u_{ab} = u_a - u_b = \gamma_w (h_{pa} - h_{pb})$ )

$$h_{pa} = h_a - h_{za}, \quad h_{za} = h_{zb} = -(H_2 + D/2) = -(0.5 + 1.5/2) = -1.25\text{ m}$$

$$\Delta h_a = h_T - h_a, \text{ 由流線網知, } \Delta h_a = 1 \times \frac{\Delta h_T}{N_d} = \frac{2.5}{6}, \text{ 且 } h_T = \Delta h_T = 2.5\text{ m}$$

$$h_a = h_T - \Delta h_a = 2.5 - \frac{2.5}{6} = \frac{12.5}{6}$$

$$h_{pa} = \frac{12.5}{6} - (-1.25) = \frac{20}{6}\text{ m}$$

同理可由流線網推得， $\Delta h_b = 5 \times \frac{\Delta h_T}{N_d} = \frac{12.5}{6}\text{ m}$

$$h_b = h_T - \Delta h_b = 2.5 - \frac{12.5}{6} = \frac{2.5}{6}\text{ m}$$

$$h_{pb} = \frac{2.5}{6} - (-1.25) = \frac{10}{6}$$

$$\Delta u_{ab} = \gamma_w (h_{pa} - h_{pb}) = 9.81 \times \left( \frac{20}{6} - \frac{10}{6} \right) = 16.35\text{ kPa}$$

(3) Terzaghi 提出板樁前方貫入深度 ( $D$ ) 一半的寬度至貫入深度之範圍，土壤可能會因向上滲流作用而使土壤發生流砂 (砂湧) 現象，其中又以板樁前方接近地表面之滲流出口處最易發生，即上圖 b 點至地表面之深度範圍。根據單向度滲流理論，可知土壤發生砂湧之臨界水力坡度 ( $i_c$ )

$$i_c = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_w} = \frac{20 - 9.81}{9.81} \approx 1.04$$

又 b 點至地表面之水利坡度 ( $i_b$ )

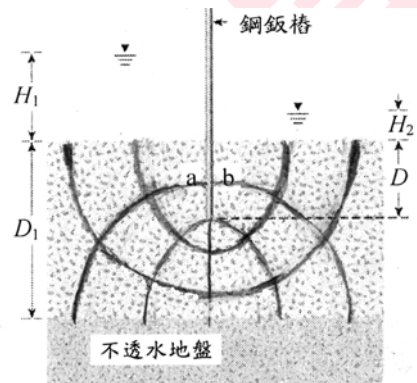


圖 2 河床上施作鋼板樁之剖面示意圖

$$i_b = \frac{\Delta h_b}{l_b} ; \because \Delta h_b = 1 \times \frac{\Delta h_T}{N_d} = \frac{\Delta h_T}{N_d} ; l_b = \frac{D}{2}$$

一旦  $i_b \geq i_c$  時，則該範圍土壤便發生流砂或砂湧現象，即

$$\frac{\Delta h_T / N_d}{D/2} \geq 1.04 \Rightarrow \Delta h_T \geq 1.04 \times \frac{1.5}{2} \times 6 \Rightarrow \Delta h_T \geq 4.68$$

$$\Delta h_T = H_1 - H_2 \geq 4.68 \Rightarrow H_1 \geq 4.68 + H_2$$

$$H_1 \geq 5.18 \text{ m}$$

(4) 提高  $H_2$  水位可減少鋼板樁兩側總水頭差  $\Delta h_T$ ，因此確可減緩鋼板樁前方可能發生流砂現象。

三、假設有一坡地社區開發案例，位置地形圖如下圖 3 中虛線所示，等高線間距為 10 m，面積約有 5 公頃，區域岩層位態走向為北偏東 60 度，傾角向南 30 度。試說明研判是否有順向坡、土石流、崩積層或其他潛在環境地質災害問題，並說明基地調查範圍、點數與深度，以及山坡地整地工程可能引起之邊坡穩定問題。(20 分)



圖 3 坡地社區開發案例示意地形圖

**【參考解答】**

由於一般地形圖常以圖形正上方為  $N$  方向，故依此原則來進行分析與說明。

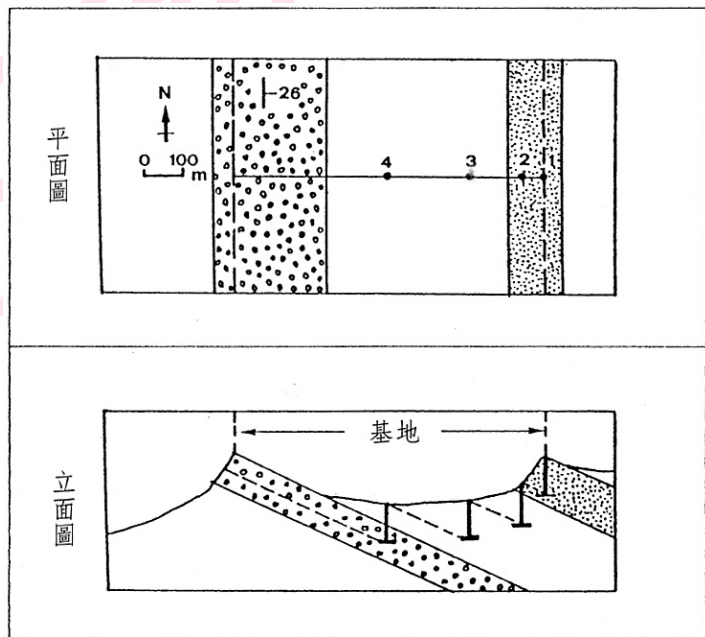
- (1) 順向坡：開發區係以粗虛曲線所標定之範圍，區內主要邊坡傾向為東南方向，與岩層北偏東  $60^\circ$  且傾角向南方向同向，故屬順向坡。再根據圖中比例尺與等線間距，估算得區內邊坡坡度大約在  $21^\circ$  左右，小於岩層傾角  $30^\circ$ ，所以邊坡目前尚呈穩定狀。但後續工程作為，應避免邊坡坡度有大於岩層傾角  $30^\circ$  之情形，若有，則可能引發順向坡災害。
- (2) 崩積層：由等高線分布可發現，開發區東邊坡腳處，接續一平緩地形，可能是上述順向邊坡上之岩層風化後，順著邊坡而滑落所堆積成的崩積層。
- (3) 土石流：由等高線分布，開發區主要位於山脊線之一側，北鄰河谷，一旦降雨，地表面水便可能沿河谷坡面匯集向下，沖刷邊坡上土石，配合開發區東邊緊鄰河流，因此可能會引發土石流災害。
- (4) 其他地質災害：
  - a. 同時沿河谷往向，可能發生向源侵蝕。

- b.依圖中所示比例尺，可知距開發區約 500 公尺的位置，有一廢棄福田煤礦區，該礦區舊有坑道之平面與深度分布狀況，是否有延伸到開發區內需調查，可作為後續主要建築結構物位置與基礎型態選定之參考。同時當時礦渣堆積區位置亦需調查，避免日後礦渣可能因引發，如土石邊坡滑動之災害。
- c.斷層位置，圖中所示細粗虛線位置，是否為斷層線位置，應進一步確認，作為開發區細部設計與調查之參考。

(5)鑽孔範圍與點數：根據我國建築規則規定「建築基地每 600 平方公尺或建築物基礎所涵蓋的面積每 300 平方公尺，應設置一個鑽孔；但基地面積超過 6000 平方公尺及建築物基礎所涵蓋的面積超過 3000 平方公尺的部份，得視基地地形、地層複雜性及建築結構物結構設計的需求，決定鑽孔孔數」。

本基地面積為 5 公頃，即 50000 平方公尺，若依每 600 平方公尺設置一孔，約需 84 孔，對於初期調查似乎過於浪費。因此建議初期於基地範圍內，原則採方格方式來佈設鑽孔，且鑽孔間距盡可能在 50~150 公尺之間，故分別於基地範圍之長向與短向上，各佈設三條鑽孔線，在長向之最長鑽孔線上，約佈設 5~6 孔，其餘兩條長向鑽孔線各四孔，而短向三條鑽孔線各設置 3~4 孔即可，初期約 25 孔。因是在邊坡區域，鑽孔位置可考量於垂直邊坡走向線上佈設鑽孔線，其方式如下圖所示(取自潘國樑編著，工程地質通論)。後續再根據初期鑽探結果所顯示岩層或崩積層分布複雜度以及開發所選定建築結構物形態，增加鑽孔數。

(6)鑽孔深度：根據我國建築規則規定「鑽深至少應達到可據以確認基地地層狀況，以符合基礎構造物設計規範所定有關基礎設計及施工所需要之深度。一般對於建築物的基地，鑽孔須至承載層之頂界以下，大約大於基礎寬度之 1.5 倍的深度，或垂直應力約為基底應力之 1/5 之深度」。同時若欲調查崩積層厚度或滑動面，則鑽孔深度應深至新鮮完整岩層或滑動面以下為止。在工程上，一般最常以 30 公尺作為鑽孔初期深度，後再依鑽孔結果，適時予以加深或縮短。



(7)山坡地整地工程：根據前述開發區內之邊坡屬順向坡，因此應避免於整地工程完成後，邊坡坡角大於岩層之傾角，即  $30^\circ$ ，若有便可能引發順向坡滑動破壞，產生工程地質災害。同時盡可能不要於坡腳處進行開挖，進而使岩層層面露出，而造成邊坡上岩層沿層面發生平面滑動破壞。

四、有一土壤樣品，進行壓密排水試驗，在圍壓為  $50 \text{ kPa}$  的條件下壓密，在軸差應力  $150 \text{ kPa}$  時破壞；在圍壓為  $150 \text{ kPa}$  的條件下壓密，在軸差應力  $450 \text{ kPa}$  時破壞。試決定此土樣之抗剪參數之凝聚力及摩擦抗剪角，並求出破壞面上的角度與作用於破壞面之正向應力與剪應力大小。同一土樣，若進行壓密不排水試驗，在圍壓為  $200 \text{ kPa}$  的條件下壓密，接著進行不排水剪動，破壞時之超額孔隙水壓為  $75 \text{ kPa}$ ，試問破壞時之軸差應力為多少？同一土樣，若進行壓密不排水試驗，在圍壓為  $400 \text{ kPa}$  的條件下壓密，接著進行不排水剪動，破壞時之超額孔隙水壓與軸差應力各自為多少？  
(20 分)

【參考解答】

(一) 壓密排水(CD)試驗， $\sigma = \sigma'$

(1) 試體 1

$$\sigma'_{3i} = \sigma'_{3f} = \sigma'_c = 50 \text{ kPa} ; \sigma'_{1f} - \sigma'_{3f} = 150 \Rightarrow \sigma'_{1f} = 150 + 50 = 200 \text{ kPa}$$

(2) 試體 2

$$\sigma'_{3i} = \sigma'_{3f} = \sigma'_c = 150 \text{ kPa} ; \sigma'_{1f} - \sigma'_{3f} = 450 \Rightarrow \sigma'_{1f} = 150 + 450 = 600 \text{ kPa}$$

根據斜角公式，可得

$$\sigma'_{1f} = \sigma'_{3f} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$200 = 50 \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad \text{式(1)}$$

$$600 = 150 \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad \text{式(2)}$$

式(2)-式(1)

$$400 = 100 \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) \Rightarrow \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) = 4$$

$$45 + \frac{\phi'}{2} = \tan^{-1} 2 = 63.43^\circ$$

$$\phi' = 36.87^\circ, \text{ 代回式(1)得, } c' = 0 \text{ kPa}$$

$$\alpha_f = 45 + \phi' / 2 = 63.43^\circ$$

根據破壞應力 Mohr 圓與破壞包絡線相切之幾何關係，可推得破壞面上之正向應力

( $\sigma_{ff}$ )與剪應力( $\tau_{ff}$ )。

(1) 試體 1

$$\text{破壞應力 Mohr 圓之圓半徑 } R = \frac{\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f}}{2} = \frac{200 - 50}{2} = 75 \text{ kPa}$$

$$\tau_{ff} = R \cos \phi' = 75 \times \cos 36.87 = 60 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{ff} = \frac{\sigma'_{1f} + \sigma'_{3f}}{2} - R \sin \phi' = \frac{200 + 50}{2} - 75 \times \sin 36.87 = 80 \text{ kPa}$$

## (2) 試體 2

$$\text{破壞應力 Mohr 圓之圓半徑 } R = \frac{\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f}}{2} = \frac{600 - 150}{2} = 225 \text{ kPa}$$

$$\tau_{ff} = R \cos \phi' = 225 \times \cos 36.87 = 180 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{ff} = \frac{\sigma'_{1f} + \sigma'_{3f}}{2} - R \sin \phi' = \frac{600 + 150}{2} - 225 \times \sin 36.87 = 290 \text{ kPa}$$

(二) 壓密不排水(CU)試驗，施加軸差應力階段  $\sigma \neq \sigma'$

(1) 試體初始圍壓 200 kPa

$$\sigma_{3i} = \sigma_{3f} = 200 \text{ kPa} ; u_f = 75 \text{ kPa} \Rightarrow \sigma'_{3f} = \sigma_{3f} - u_f = 200 - 75 = 125 \text{ kgf/cm}^2$$

$\sigma'_{1f} = \sigma_{1f} - u_f = \sigma_{1f} - 75$ ，假設土壤有效強度參數與前述 CD 試驗所得結果相同，並代入斜角公式後得

$$\sigma_{1f} - 75 = 125 \tan^2 \left( 45 + \frac{36.87}{2} \right)$$

$$\sigma_{1f} - 75 = 125 \times 4$$

$$\sigma_{1f} = 575 \text{ kPa}$$

破壞時，其軸差應力  $\Delta\sigma_{df} = \sigma_{1f} - \sigma_{3f} = 575 - 200 = 375 \text{ kPa} = \sigma'_{1f} - \sigma'_{3f}$

(2) 試體初始圍壓 400 kPa

$$\sigma_{3i} = \sigma_{3f} = 400 \text{ kPa} \circ \text{同時初始孔隙水壓力 } u_0 = 0 \text{ kPa} \Rightarrow \Delta u_f = u_f - u_0 = u_f$$

由前述試體圍壓 200 kPa 之試驗結果來推得土壤孔隙水壓參數  $A_f$

因試驗過程中，試體圍壓不變， $\Delta\sigma_{3f} = 0$  且  $\Delta\sigma_{df} = \Delta\sigma_{1f}$

$$\Delta u_f = B\Delta\sigma_{3f} + A_f(\Delta\sigma_{1f} - \Delta\sigma_{3f}) \Rightarrow 75 = 1 \times 0 + A_f(375 - 0)$$

$$A_f = \frac{75}{375} = 0.2 \text{，再依此求得試體初始圍壓 400 kPa 破壞時之孔隙水壓力 } u_f$$

$$\Delta u_f = B\Delta\sigma_{3f} + A_f(\Delta\sigma_{1f} - \Delta\sigma_{3f}) \Rightarrow \Delta u_f = u_f = 1 \times 0 + 0.2(\sigma_{1f} - \sigma_{3f} - 0)$$

$$u_f = 0.2\sigma_{1f} - 0.2 \times 400 = 0.2\sigma_{1f} - 80 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{1f} = \sigma_{1f} - u_f = \sigma_{1f} - 0.2\sigma_{1f} + 80 = 0.8\sigma_{1f} + 80$$

$$\sigma'_{3f} = \sigma_{3f} - u_f = 400 - 0.2\sigma_{1f} - 80 = 320 - 0.2\sigma_{1f} \text{ kPa}$$

代回有效應力強度參數之斜角公式，得

$$0.8\sigma_{1f} + 80 = 320 - 0.2\sigma_{1f} \tan^2 \left( 45 + \frac{36.87}{2} \right)$$

$$0.8\sigma_{1f} + 80 = (320 - 0.2\sigma_{1f}) \times 4 \Rightarrow 1.6\sigma_{1f} = 1200$$

$$\sigma_{1f} = 750$$

破壞時，孔隙水壓力

$$u_f = 0.2 \times 750 - 80 = 70 \text{ kPa}$$

軸差應力  $\Delta\sigma_{df} = \sigma_{1f} - \sigma_{3f} = 750 - 400 = 350 \text{ kPa}$

五、有一圓形鋼管樁植入某黏土為主地層以承載350 kN之設計載重，該土層之不排水剪力強度  $S_u$  在地表至地表下10 m 為50 kPa，在地表下10 m~30 m 為200 kPa，地下水位位於地表，此一鋼管樁之內外徑分別為400 mm 和406 mm。若安全係數取為3.0，採用  $\alpha$  法決定樁身之摩擦阻力，土層之不排水剪力強度為50 kPa、200 kPa 時，設計規範之  $\alpha$  值分別為0.75、0.55，試問所需之基樁長度？(20分)

【參考解答】

假設樁長  $L > 10$  m

基樁極限承載力  $Q_u = Q_p + Q_s$

樁端極限承載力  $Q_p = q_p A_p$ ； $A_p = \frac{\pi D^2}{4}$  且  $D = 0.406$  m

$$A_p = \frac{\pi \times 0.406^2}{4} = 0.129 \text{ m}^2$$

$$q_p = 6c_u = 6 \times 200 = 1200 \text{ kPa}$$

$$Q_p = 1200 \times 0.129 = 154.8 \text{ kN}$$

樁身極限摩擦力  $Q_s = f_s A_s$ ； $f_s = \alpha c_u$ ， $A_s = \sum pL$ ， $p = \pi D = \pi \times 0.406 = 1.275$  m

$$Q_s = Q_{s1} + Q_{s2} = \alpha_1 c_{u1} p L_1 + \alpha_2 c_{u2} p L_2$$

$$Q_s = 0.75 \times 50 \times 1.275 \times 10 + 0.55 \times 200 \times 1.275 \times (L - 10)$$

$$Q_s = 478.15 + 140.25(L - 10)$$

設計載重  $Q = 350$  kN，

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS} \geq 350 \Rightarrow \frac{Q_p + Q_u}{FS} \geq 350$$

$$\frac{154.8 + 478.15 + 140.25(L - 10)}{3} \geq 350$$

$$632.925 + 140.25(L - 10) \geq 1050$$

$$(L - 10) \geq \frac{1050 - 632.925}{140.25}$$

$$L - 10 \geq 2.97$$

$$L \geq 12.97 \text{ m}$$

所以基樁長度取 13 m