

逢甲大學學生報告 ePaper

以圓弧滑動法探討離岸基礎在非均質黏性土之
承載力分析

The Bearing Capacity Analysis of Offshore
Foundations on Inhomogeneous Cohesive Soils by
Slip Circle Method

作者：陳冠穎

系級：土木四乙

學號：D0681732

開課老師：紀昭銘

課程名稱：畢業設計(二)

開課系所：土木工程學系

開課學年：109 學年度 第 1 學期

摘要

隨著地球人口的膨脹和發展中國家的工業化，人類對能源的巨大消耗已經給地球造成了難以想像的隱患，煤、石油和天然氣的燃燒與地球大氣層溫室氣體排放量的不斷上升之間存在密不可分的關係。

因此，再生能源的開發將是未來各國發展的趨勢。其中台灣西部擁有全世界最好的風場可以發展離岸風力發電。但台灣西部海域地質條件具有高度變異性，不同的離岸風場區位面臨的土壤地質潛在災害與工程挑戰均不相同。本文在進行基礎承载力分析時將會針對黏性土壤之現地情況作分析。

本研究針對自升式平台船之基礎進行分析，探討離岸基礎於非均質黏性土壤之基礎極限承载力。本文將使用圓弧滑動法，探討非均質黏性土壤之承载力因子變化與黏性土壤之破壞分析，並根據結果進行討論。

關鍵詞：離岸基礎工程、非均質黏性土壤、基礎承载力、自升式平台船

Abstract

With the expansion of the earth's population and the industrialization of developing countries, the huge consumption of energy by human beings has caused catastrophic dangers to the earth. There is an inseparable relationship between the combustion of coal, oil and natural gas and the rising emissions of greenhouse gases in the earth's atmosphere.

Therefore, the development of renewable energy will be the development trend of countries in the future. The western part of Taiwan has some of the best wind farms in the world to develop offshore wind power. However, the geological conditions of the western Taiwan sea area are highly variable, and the potential soil geological hazards and engineering challenges are different for different offshore wind field locations. In this paper, the analysis of foundation bearing capacity will focus on the in-situ situation of cohesive soil.

This article takes the foundation of jack-up barge as an example to discuss the ultimate bearing capacity of foundation based on inhomogeneous cohesive soils. In this paper, the slip circle method is used to investigate the change of bearing capacity factors of inhomogeneous cohesive soils and the failure analysis of cohesive soils.

Keywords: Offshore Foundation Engineering, Inhomogeneous Cohesive Soils, Bearing Capacity of Foundation, Jack-up barge

目次

摘要	1
Abstract	2
目次	3
第一章 前言	4
第二章 研究目的	7
第三章 文獻探討	9
3-1 基礎破壞形式	9
3-2 均質土壤淺基礎承载力理論	11
3-3 Reddy and Srinivasan 圓弧滑動法	13
第四章 結果與討論	15
參考文獻	24

第一章 前言

隨著地球人口的膨脹和發展中國家的工業化，人類對能源的需求達到了前所未有的水平，而人類大量地燃燒化石燃料，如煤炭和石油，造成大氣中的二氧化碳濃度增加，加上大幅度開墾林地，拓展農業和工業發展，致使溫室氣體濃度越來越高，使得大氣中溫室氣體過量，將引致全球暖化。當平均氣溫和海洋溫度升高，海水體積膨脹，南北極的大陸冰川也會加速融化，導致海平面上升，淹沒沿海低海拔地區。除此之外，降水的模式改變和亞熱帶地區的沙漠化，助長極端天氣包括熱浪、乾旱、森林大火、暴雨、水患和暴風雪等。各項天災的襲擊將在全球造成嚴重的生命與財產損失。

因此開發再生能源成為世界各國迫切需要面對的課題，而根據國際工程顧問公司 4C Offshore 在 2014 年針對全球「23 年平均風速觀測」的研究，發現世界上風力最強的 20 處離岸風場，台灣海峽就佔了 16 處，且絕大多數在彰化外海。台灣有如此得天獨厚的地理位置，加上國際風能開發之趨勢，所以台灣政府近年來大力發展離岸風力發電，為提升本國能源自主性，憑藉地理優勢希望能達到離岸風電國產化且打入國際綠色供應鏈，促進國內產業發展並創造在地就業的機會。

離岸風機的安裝過程需使用多種施工船進行作業，其中自升式平台船被廣泛作用於各項離岸工程。自升式平台船運作可略分為三階段(圖 1)。於圖 2 中(a)階段為自升式平台船抵達預定施工位址，此階段自升式平台船仍漂浮於海面尚未進行任何固定動作。圖 2 中(b)階段為預加載(Preload)階段，此階段自升式平台船將

基腳降至海平面下利用自重和外加載重將基腳貫入海床中直至到達預定貫入深度。圖 2 中(c)階段為確認自升式平台船的基礎穩定，而後將船體(Hull)升高脫離海平面以防止海浪衝擊進而影響船體，屆時船體為個可施工的工作平台。根據英國安全局統計約三分之一的自升式平台發生事故(Health & Safety Execution,2009)的原因多為基礎承载力評估上出現問題，因此如何評估其承载力是一個重要研究的課題，期許以此去降低事故發生的機率。





圖 1 Seajacks Zaratan 的自升式平台船

(圖片來源: <http://www.seajacks.com/self-propelled-jack-up-vessels/seajacks-zaratan/>)

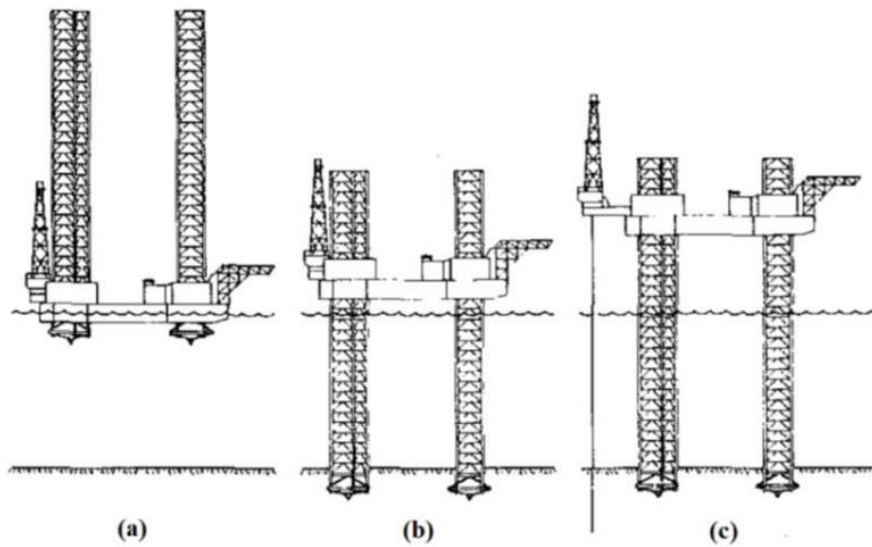


圖 2 自升式平台船運作模式(改繪自 Young et al., 1984)

第二章 研究目的

因離岸工程所採用基礎較陸域基礎大，以自升式平台船的 spudcan 基礎為例，其直徑可達 20 米(紀昭銘等人，2019a)，這是陸域基礎幾乎不可能碰到的，但在離岸工程將成為常見且不可忽視的問題。當基礎直徑(B)較大的狀況下加載所影響土壤範圍亦隨之提升，其土壤破壞弧所影響之範圍可能會包含多種土壤，造成互層非均質土壤所發生土壤擠壓問題或土壤貫穿剪力破壞之情況。

Prandtl(1921)、Terzaghi(1943)及 Meyerhof(1963)所提出淺基礎承载力理論皆假設土壤為均質且均向材料，然而當基礎直徑(B)較大時此假設並不一定可滿足。以 Prandtl(1921)結果而言基礎於黏性土壤中破壞弧範圍約為 0.707 倍基礎寬(B)(圖 3)；而基礎寬度(B)較大時所包含土壤範圍增加，僅以單一土壤參數囊括計算恐有不符。

本研究預計探討：

1. 討論均質黏性土壤不同基礎寬度和形狀因素的承载力評估。
2. 討論非均質土壤(如圖 4) 不同基礎寬度和形狀因素的承载力評估。
3. 利用現有理論與數值模擬軟件 FLAC 進行兩者比較。

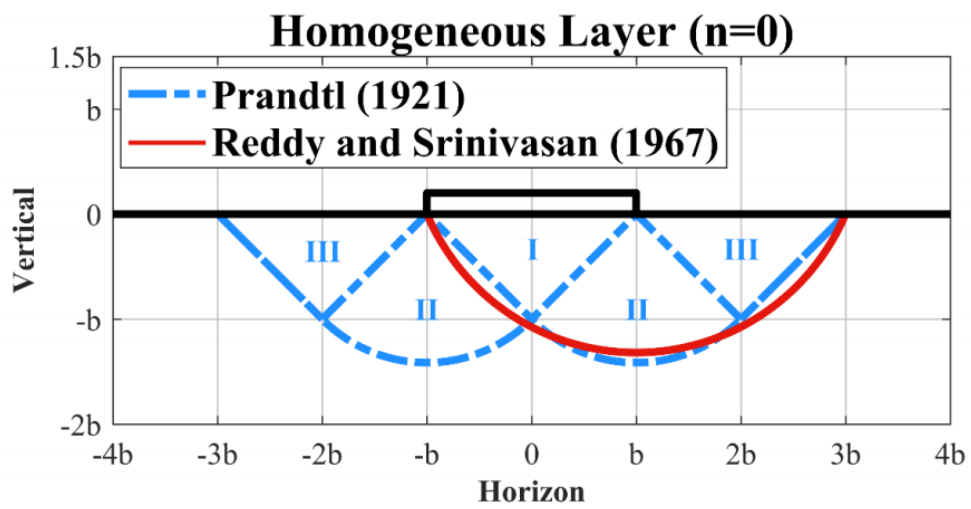


圖 3 均質均向土壤破壞弧(紀昭銘等人，2019b)

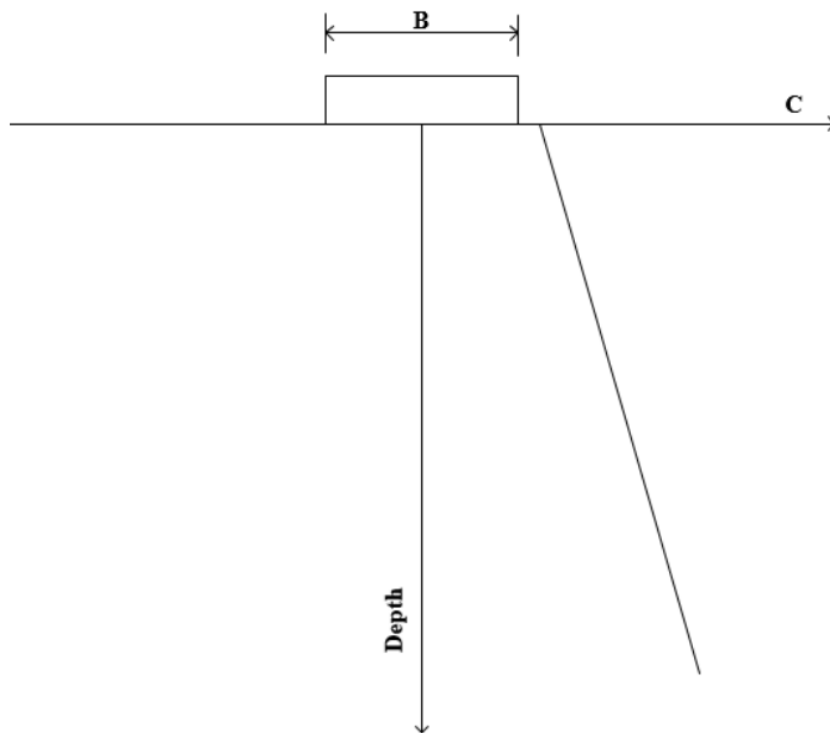


圖 4 黏性土壤凝聚力(c)剖面示意圖

第三章 文獻探討

3-1 基礎破壞形式

自升式平台船於預加載的過程中基礎會對土壤造成破壞，破壞模式包括許多種類，而假設一條型基礎置於地表面上且下方土壤為均質均向，根據 Vesic(1973)之淺基礎的破壞形式可分為三種，分別為全面剪力破壞 (general shear failure)、局部剪力破壞(local shear failure)以及貫穿剪力破壞 (punching shear failure)。

當單位面積上之載重為 q_u 時，支承基礎之土壤將會發生突然性的破壞，且土壤之破壞面會延伸至地表面，此時單位面積上之載重 q_u ，常被稱為基礎之極限承载力。當土壤發生此種突然性的破壞，且伴隨破壞面延伸至地表面之情形，稱為全面剪力破壞(general shear failure)。

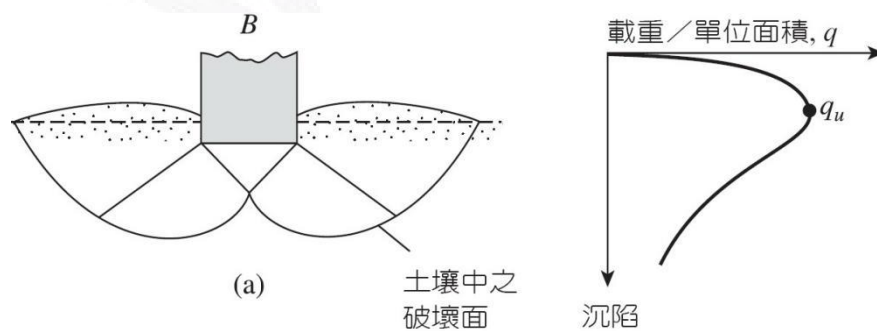


圖 5 全面剪力破壞圖(Vesic,1973)

若基礎位於中度夯實的砂或黏性土壤上，基礎上載重之增加亦會伴隨著沉陷之增加。然而在此情況下，土壤之破壞面會逐漸由基礎向外伸展，如圖 6 的實線所示。當基礎上之單位載重為 q_u 時，基礎之移動將突然產生，

而基礎需進一步大量的移動，才會使土壤之破壞面延伸至地表面(如圖中的虛線所示)，而發生此情形之單位面積上的載重即為極限承载力。此種破壞型式下， q_u 之尖峰值則無法確定，此稱為土壤之局部剪力破壞(local shear failure)。

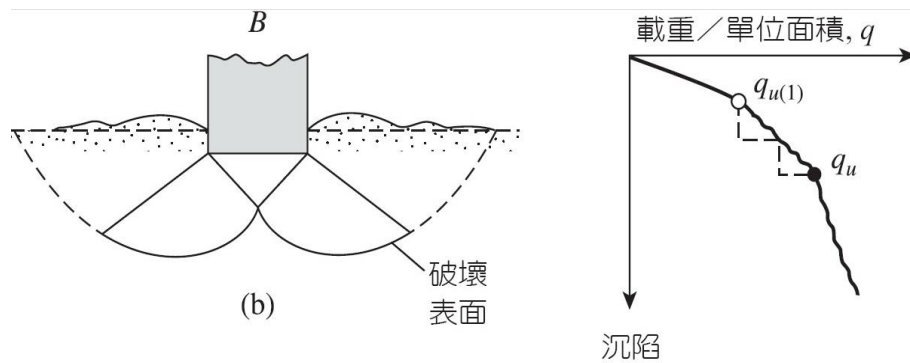


圖 6 局部剪力破壞圖(Vesic,1973)

若基礎由相當鬆散之土壤所承受，則其載重—沉陷圖將如圖 7 中(c)所示；此種情況下，土壤破壞面將不會延伸至地表面。當超過極限破壞載重 q_u 時，其中載重—沉陷圖將呈陡峭並近似於線性關係，而此種土壤之破壞型式，則稱為貫穿剪力破壞(punching shear failure)。

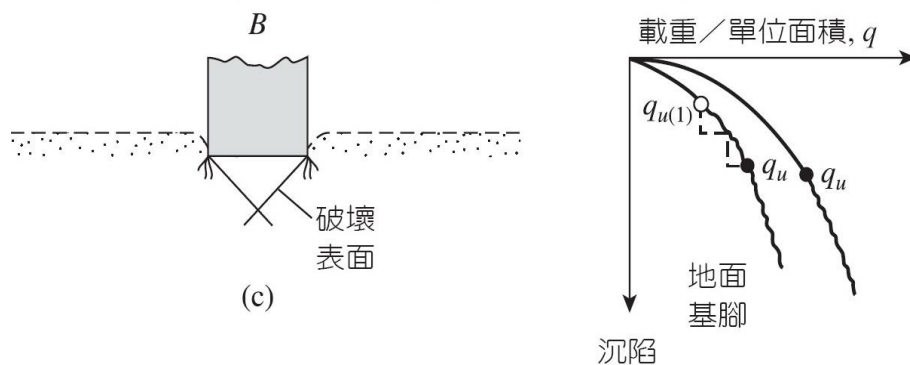


圖 7 貫穿剪力破壞圖(Vesic,1973)

3-2 均質土壤淺基礎承載力理論

Terzaghi(1943)是第一位提出概括性理論來評估淺基礎(Shallow Foundation)的極限承載力。依據此理論若基礎埋置深度 D_f 小於或等於基礎寬度則稱為淺基礎。然而，後來研究則建議 D_f 等於3至4倍的基礎寬度也可定義為淺基礎(Das, 2016)。

Terzaghi(1943)建議，對一連續條形(strip)基礎，即基礎寬度(B)與長度(L)比接近於零。當基礎在極限載重下，基礎下土壤破壞弧破壞模式假設如圖8。圖中可將土壤區分為：(1)主動土壓力區 ACD；(2)對數螺旋區 CDE；(3)被動土壓力區 CEG。據其理論推導所得基礎極限承載力可表示為：

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad \text{式 1}$$

其中： q_u 為極限承載力， c 為凝聚力、 q 為覆土壓力、 γ 為土壤單位重、 B 為基礎寬度及 N_c 、 N_q 、 N_γ 為承載力因子。Meyerhof(1963)提出類似的承載力計算公式。但Meyerhof進一步引入相關修正係數，如基礎形狀修正係數(shape factors)、深度修正係數(depth factors)、載重傾斜係數 (loading inclined factor) 等。其中 Meyerhof 假設所得 $\phi=0$ 下 $N_c=5.14$ ，與 Prandtl(1921)、Vesic(1973) 所求相等可參考圖9。

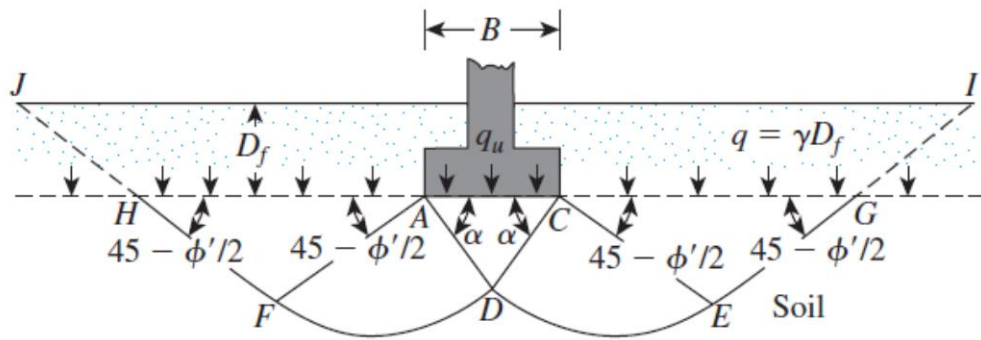


圖 8 淺基礎全面剪力破壞模型 (Das, 2016)

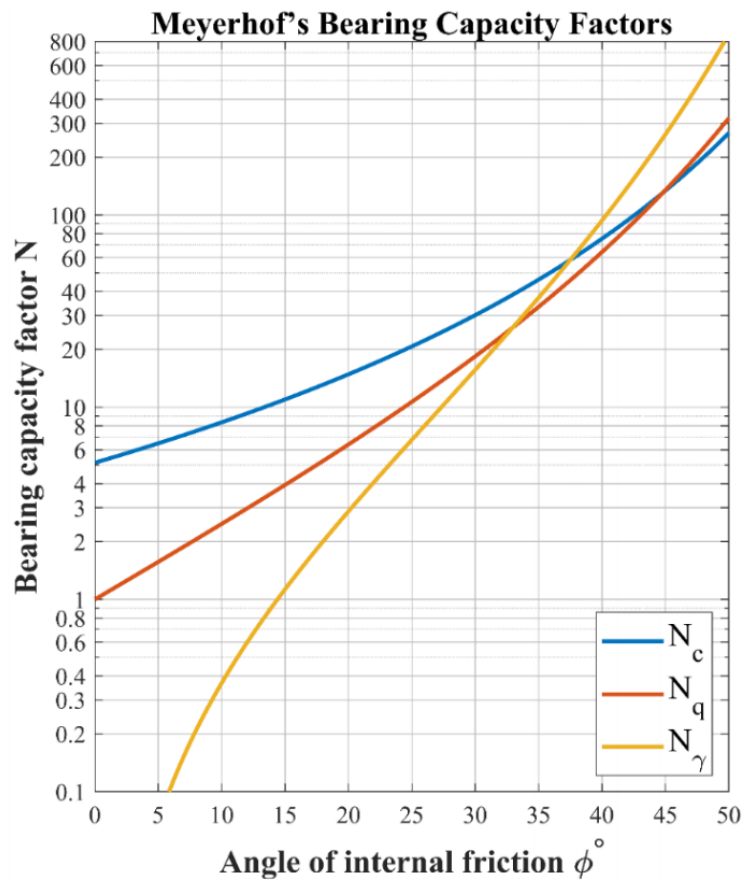


圖 9 承载力因子(改繪自 Meyerhof,1963)

3-3 Reddy and Srinivasan 圓弧滑動法

Reddy and Srinivasan (1967 & 1971)運用圓弧滑動破壞機制(Circular Failure Mechanisms)且使用極限平衡理論(Limit Equilibrium Theorem)提出完全粗糙條形基礎(perfect rough strip footing)在互層黏性土壤的表面基礎極限承載力分析模型如圖 10。Reddy and Srinivasan (1971)的基礎極限承載力分析模型考量了黏性土壤異向性(κ)、上下層黏性土壤不排水剪力強度比(n)、主應力旋轉因素(ψ)及黏性土壤不排水剪力強度隨深度(z)變化斜率(k)。Reddy and Srinivasan(1971)所提出之計算模型可參考式 2，而後可根據微分方程式(式 3)求得 r 、 θ 與前兩者所對應之承載力因子(N_c)。

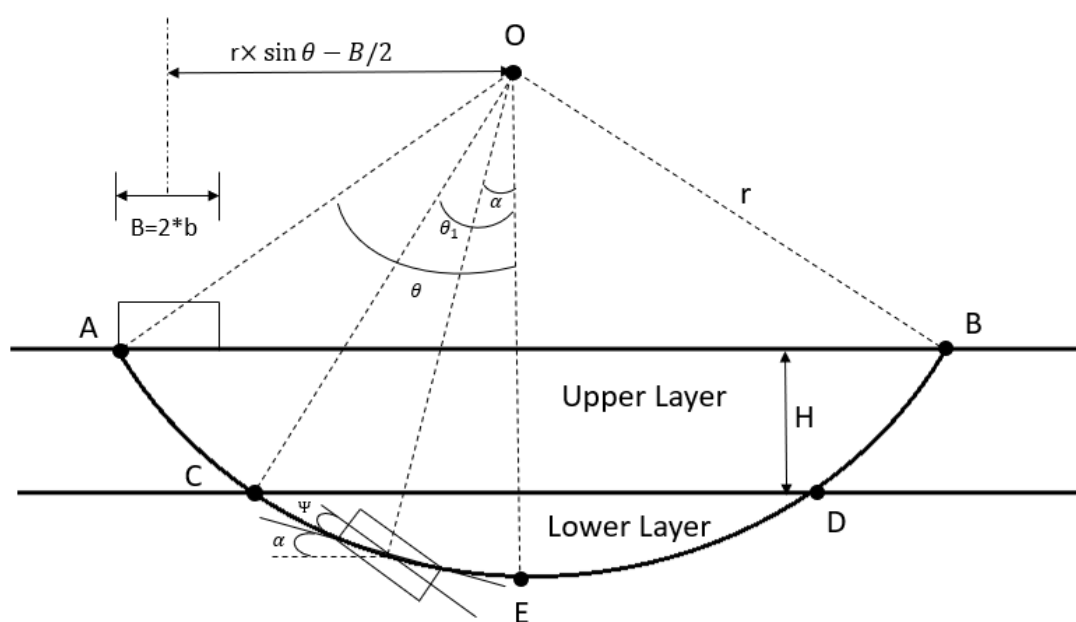


圖 10 Reddy and Srinivasan 圓弧滑動破壞模型
(改繪自 Reddy and Srinivasan, 1971)

$$\begin{aligned}
N_c &= \frac{q_0}{S_{utsV}} \\
&= \frac{(r')^2}{2\kappa(r'\sin\theta - 1)} \left\{ 2\theta + 2n\theta_1 + \kappa'\theta + n\kappa'\theta_1 + \frac{\kappa'}{2} \left[-\frac{\sin 2X_1}{2} - \frac{\sin 2X_2}{2} \right] + \frac{n\kappa'}{2} \left[-\frac{\sin 2Y_1}{2} - \frac{\sin 2Y_2}{2} \right] \right. \\
&\quad + 2 \frac{k_t B}{2S_{utsH}} r'(\sin\theta - \theta \cos\theta) - 2 \frac{k_t B}{2S_{utsH}} r'(\sin\theta_1 - \theta_1 \cos\theta) \\
&\quad + 2 \frac{k_t B}{2S_{utsH}} r'(\sin\theta_1 - \theta_1 \cos\theta_1) + \frac{k_t B}{2S_{utsH}} r' \frac{\kappa' \cos\psi}{3} (\sin^3 X_1 + \sin^3 X_2) \\
&\quad + \frac{r' \kappa' \cos\psi}{3} (\sin^3 Y_1 + \sin^3 Y_2) \cdot \left(\frac{k_t B}{2S_{utsH}} - \frac{k_t B}{2S_{utsH}} \right) \\
&\quad + \frac{k_t B}{2S_{utsH}} \frac{r' \kappa' \sin\psi}{12} (\cos 3X_1 - \cos 3X_2) \\
&\quad + \frac{r' \kappa' \sin\psi}{12} (\cos 3Y_1 - \cos 3Y_2) \cdot \left(\frac{k_t B}{2S_{utsH}} - \frac{k_t B}{2S_{utsH}} \right) \\
&\quad - \frac{k_t B}{2S_{utsH}} r' \kappa' \frac{3\sin\psi}{4} (\cos X_1 - \cos X_2) \\
&\quad + r' \kappa' \frac{3\sin\psi}{4} (-\cos Y_1 + \cos Y_2) \cdot \left(\frac{k_t B}{2S_{utsH}} - \frac{k_t B}{2S_{utsH}} \right) \\
&\quad - \frac{k_t B}{2S_{utsH}} \frac{r' \kappa'}{2} \cos\theta \left(2\theta - \frac{\sin 2X_1}{2} - \frac{\sin 2X_2}{2} \right) \\
&\quad \left. - \frac{r' \kappa'}{2} \left(2\theta_1 - \frac{\sin 2Y_1}{2} - \frac{\sin 2Y_2}{2} \right) \left(\frac{k_t B}{2S_{utsH}} \cos\theta_1 - \frac{k_t B}{2S_{utsH}} \cos\theta \right) \right\}
\end{aligned}$$

式 2

$$\begin{cases} \frac{\partial N_c}{\partial \theta} = 0 \\ \frac{\partial N_c}{\partial r} = 0 \end{cases}$$

式 3

第四章 結果與討論

本研究根據 Reddy and Srinivasan 所提出之模型理論為主進行土層基本條件的假設，再根據分析之結果進行討論。

而利用圓弧滑動機制獲得條型基礎置於不排水剪力強度隨深度線性變化的凝聚性土層表面時所對應的承载力因子並可表示為(Chen, 1975 ; Chi & Lin, 2020) :

$$N_c = \frac{q_{ult}}{S_{u0}} = \frac{\left(\frac{r}{B}\right)^2}{\left(\frac{r}{B} \sin \theta - 0.5\right)} \times \left[2\theta + 2 \frac{\kappa B}{S_{u0}} \times \frac{r}{B} \times (\sin \theta - \theta \cos \theta)\right] \text{ 式 4}$$

B :基礎寬度。

r :圓弧破壞面的半徑。

θ :圓弧破壞面在中心對角的一半角度。

κ :土壤異向性係數

相同地，進行基礎穩定性分析時僅考量最容易滑動的破壞面、即式 4 的最小值，故 r 與 θ 同樣須滿足式 3。

而根據 Reddy and Srinivasan(1967 & 1971)運用圓弧滑動破壞機制 (Circular Failure Mechanisms)可得出式 4 中 r 之範圍為 $0.5B \sim 10B$ 之間和 θ 之範圍為 $0^\circ \sim 90^\circ$ 之間。線性增加之 K 值可帶入 $0 \sim 2$ ， B 值帶入 $5 \sim 8$ ， $S_{u0}=10$ 。

藉由上述之數值，將其代入式 4 之中，運用 MATLAB 進行編程及運算。由 MATLAB 進行編程後，根據 Reddy and Srinivasan (1971) 所提出之土壤條件下，可得出圖 11，討論非均質影響因子 $(\kappa B/S_{u0})$ 的改變，所造成

的承載力因子(N_c)與非均質影響因子呈現正相關和趨緩之形式。

由圓弧滑動法所求得之承載力因子 $N_{c,circular}=5.52$ ，略小於 Chen(1975)所得結果 $N_{c,Chen}=5.53$ ，另外 Vesic(1973)認為基礎在受垂直載重時，其基礎底部之粗糙度對其承載力並無顯著影響，故實務上仍採用 Prandtl 推導之結果即 $N_c=5.14$ 而其小於使用圓弧滑動法所求得 $N_{c,circular}=5.52$

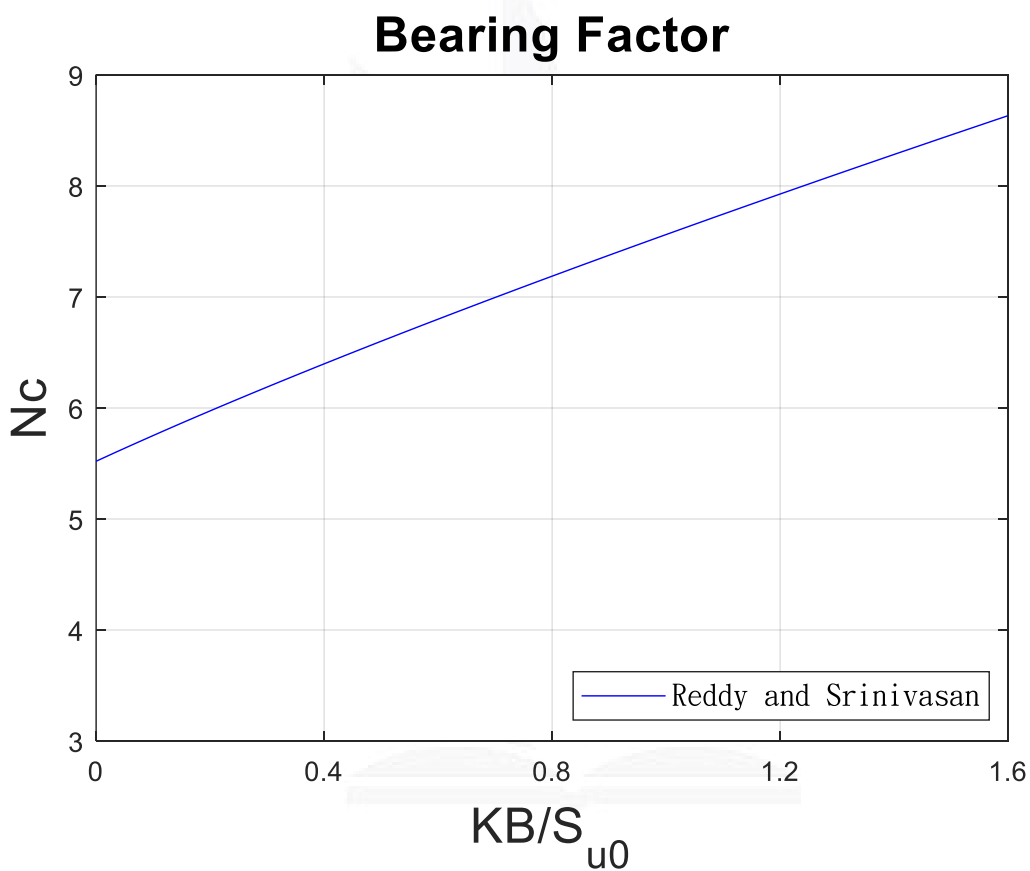


圖 11 承載力因子

如圖 12 所見，可以看出在非均質影響因子(kB/S_{u0})為 0.0 時，基礎造成土壤破壞弧水平距離為 $2B$ ，而垂直深度約為 $0.65B$ ，此時圓弧半徑(r)為 1.0896、 θ 為 66.7482° 。

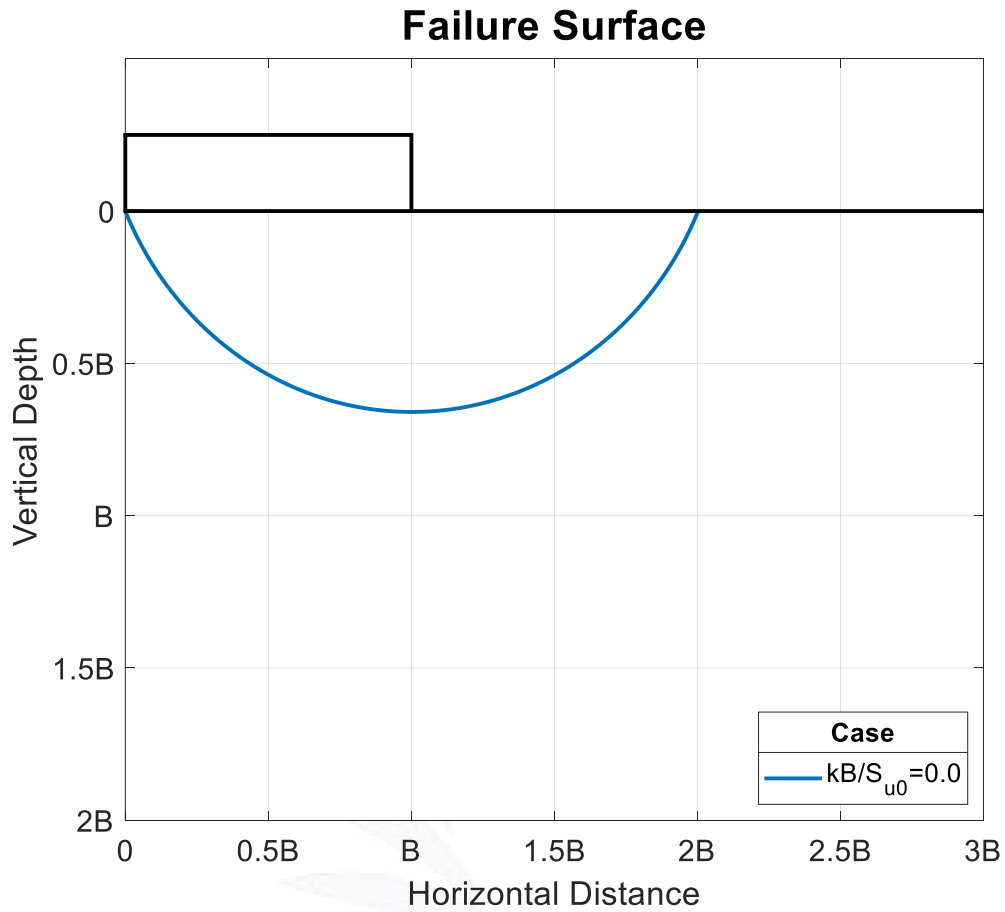


圖 12 $kB/S_{u0} = 0.0$ 時，土壤破壞弧之範圍

如圖 13 所見，可以看出在非均質影響因子(kB/S_{u0})為 0.4 時，基礎造成土壤破壞弧水平距離約為 1.88B，而垂直深度約為 0.55B，此時圓弧半徑(r)為 1.0706、 θ 為 61.8918°。

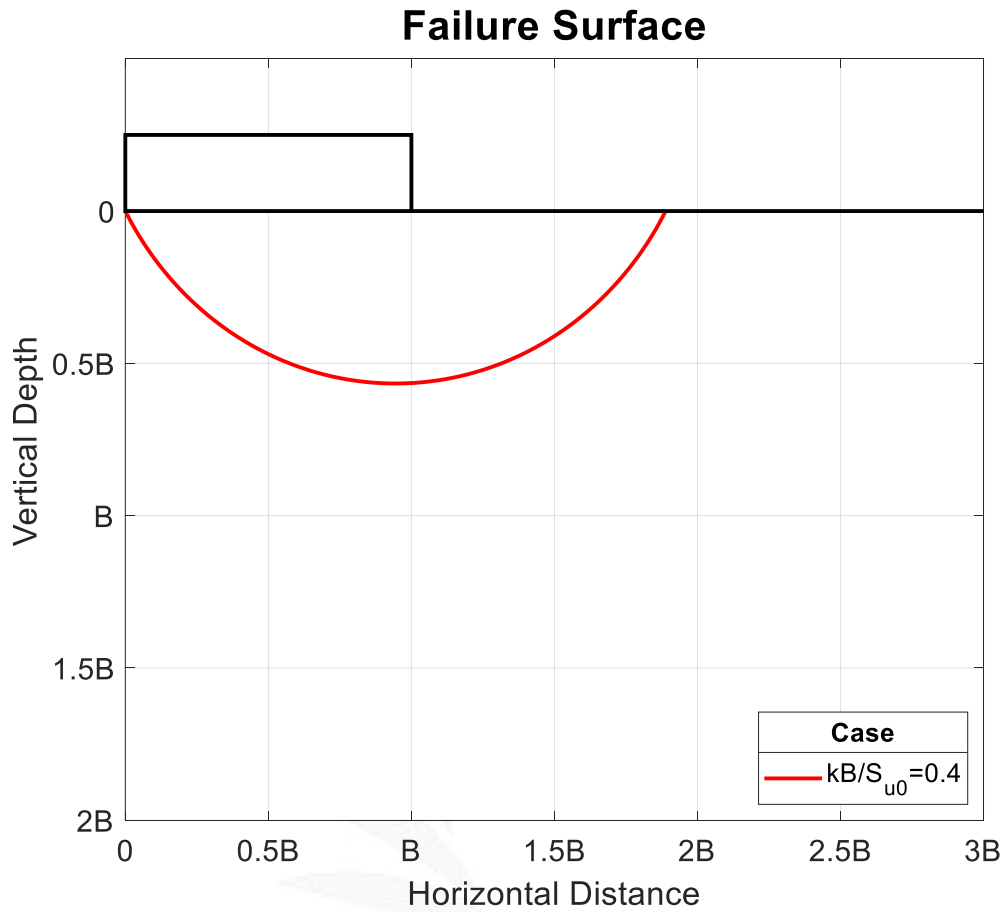


圖 13 $kB/S_{u0} = 0.4$ 時，土壤破壞弧之範圍

如圖 14 所見，可以看出在非均質影響因子(kB/S_{u0})為 0.8 時，基礎造成土壤破壞弧水平距離約為 1.8B，而垂直深度約為 0.51B，此時圓弧半徑(r)為 1.0706、 θ 為 58.6472°。

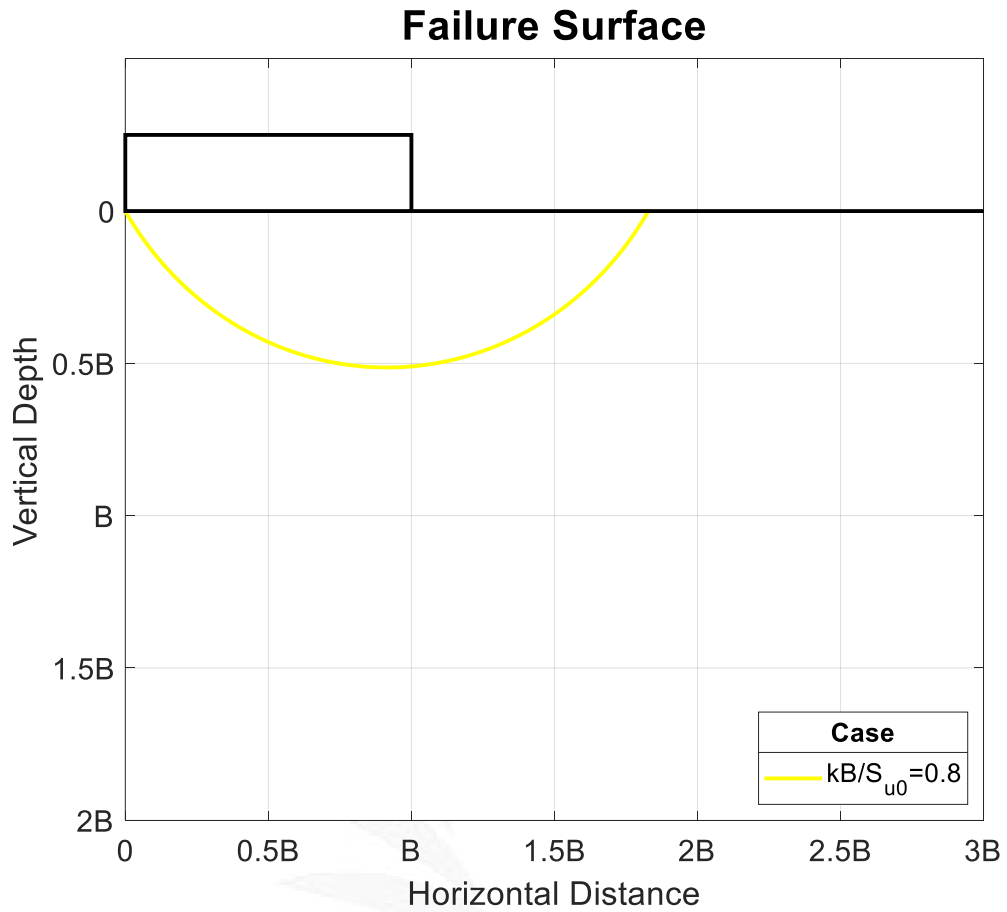


圖 14 $kB/S_{u0} = 0.8$ 時，土壤破壞弧之範圍

如圖 15 所見，可以看出在非均質影響因子(kB/S_{u0})為 1.2 時，基礎造成土壤破壞弧水平距離約為 1.75B，而垂直深度約為 0.48B，此時圓弧半徑(r)為 1.0706、 θ 為 56.3045° 。

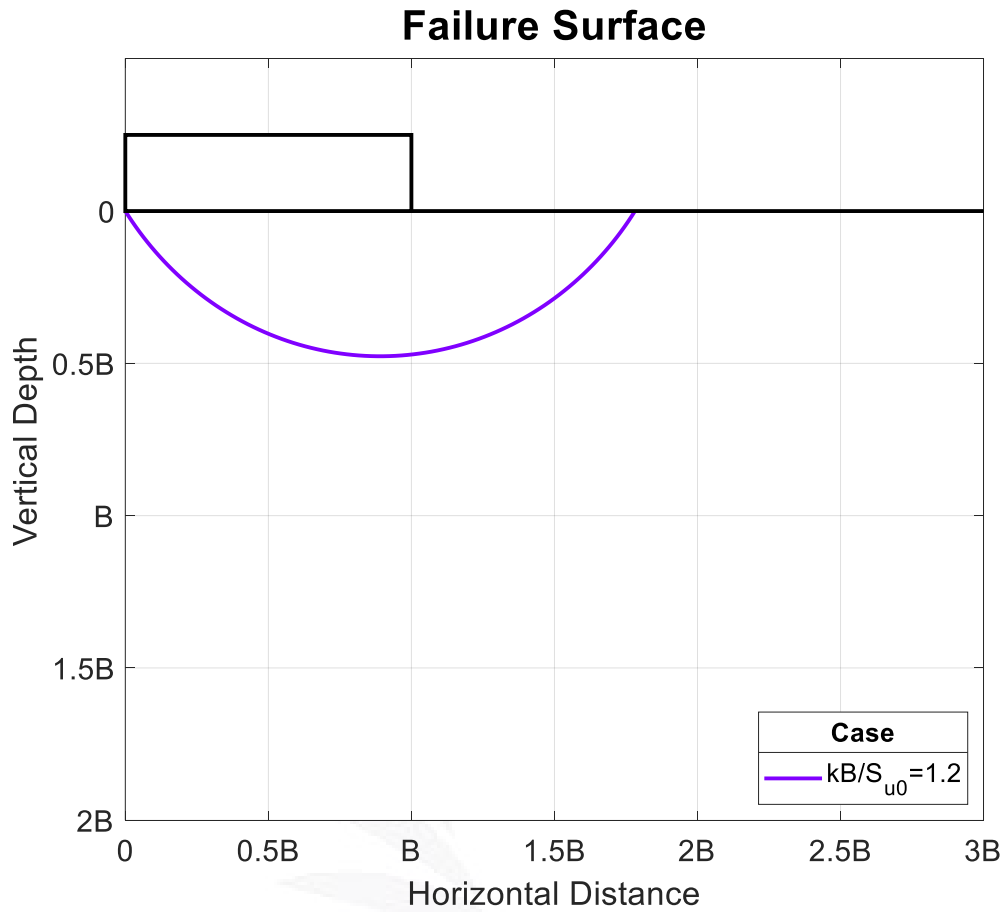


圖 15 $kB/S_{u0} = 1.2$ 時，土壤破壞弧之範圍

如圖 16 所見，可以看出在非均質影響因子(kB/S_{u0})為 1.6 時，基礎造成土壤破壞弧水平距離約為 1.72B，而垂直深度約為 0.46B，此時圓弧半徑(r)為 1.0801、 θ 為 54.3216° 。

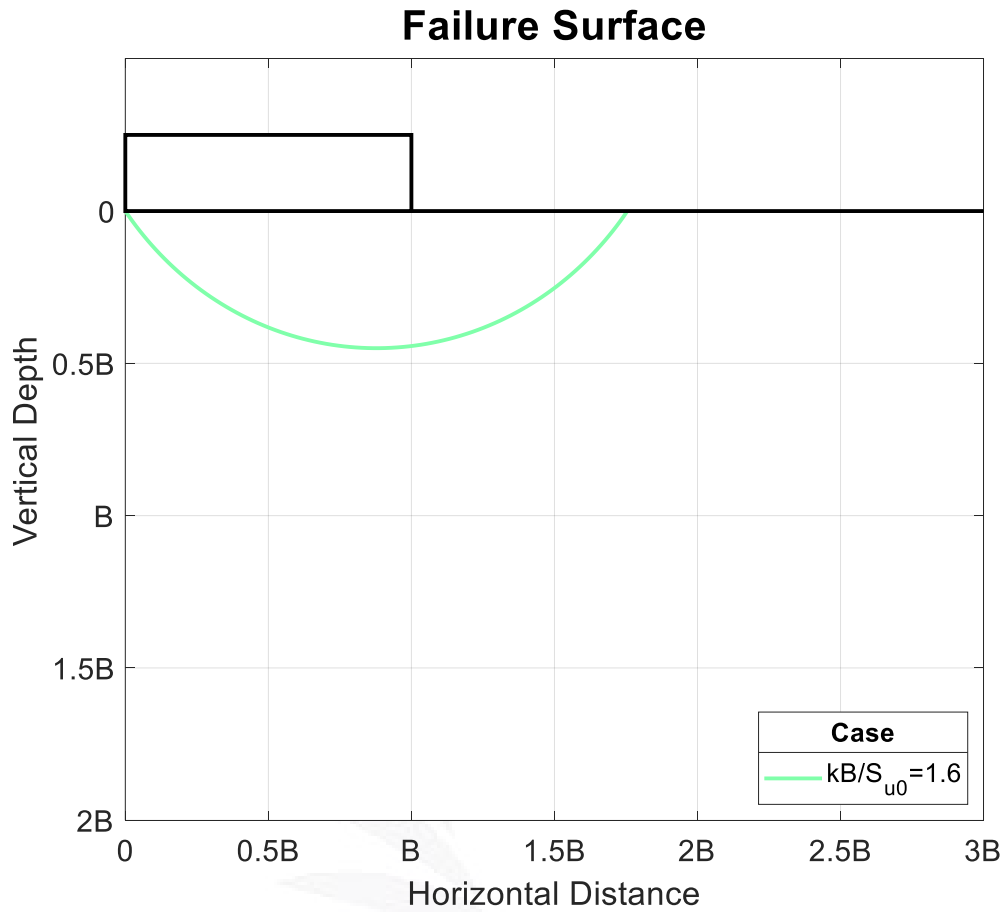


圖 16 $kB/S_{u0} = 1.6$ 時，土壤破壞弧之範圍

如圖 17 所見，可以看出在非均質影響因子(kB/S_{u0})為 2.0 時，基礎造成土壤破壞弧水平距離約為 1.7B，而垂直深度約為 0.45B，此時圓弧半徑(r)為 1.0896、 θ 為 52.7009°。

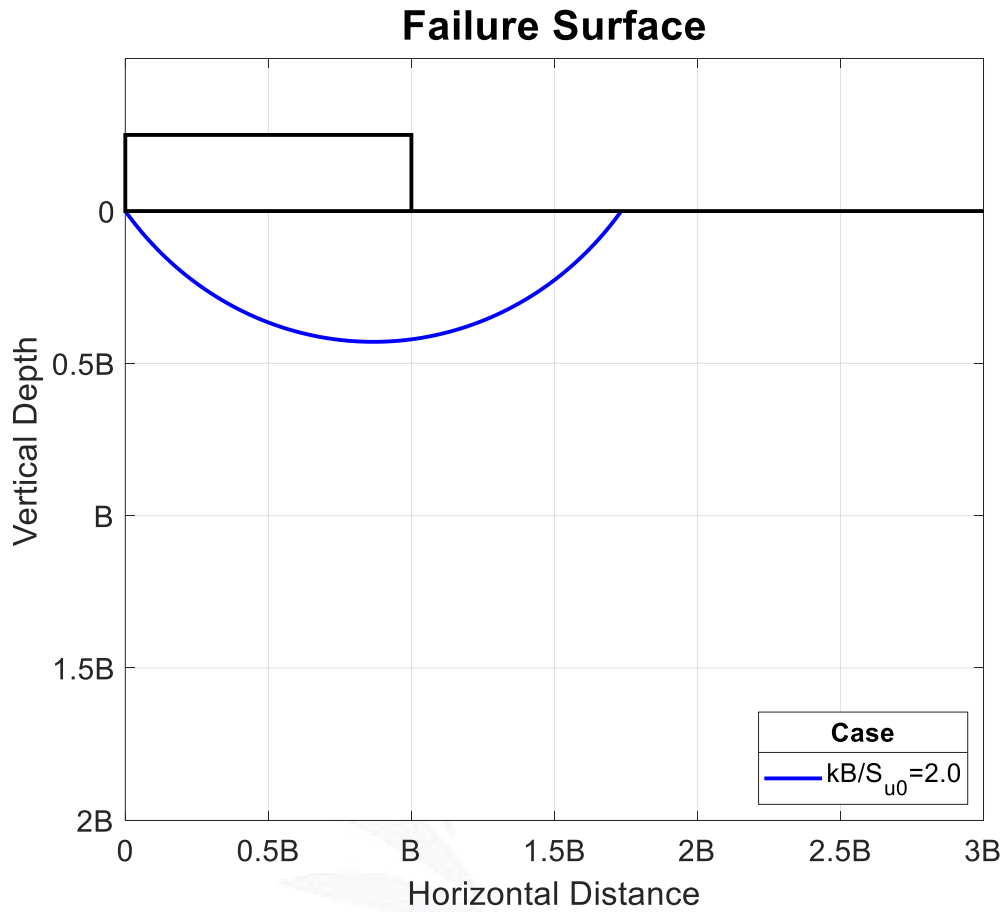


圖 17 $kB/S_{u0} = 2.0$ 時，土壤破壞弧之範圍

根據圖 12~圖 17 可見各項非均質影響因子(kB/S_{u0})所對應之土壤破壞弧皆不同，當非均質影響因子(kB/S_{u0})越小時，土壤破壞弧範圍越大，表示土層強度較弱，土壤越容易被破壞，因此基礎加載時才能造成較大的破壞弧；反之，當非均質影響因子(kB/S_{u0})越大時，土壤破壞弧範圍越小，表示土層強度較強，土壤越不容易被破壞，因此基礎加載所能造成之破壞弧則越小，綜合趨勢如圖 18，而土壤強度變強之現象恰好能應證前述圖 11 承载力因子隨非均質影響因子(kB/S_{u0})呈現正相關且趨緩之形式。

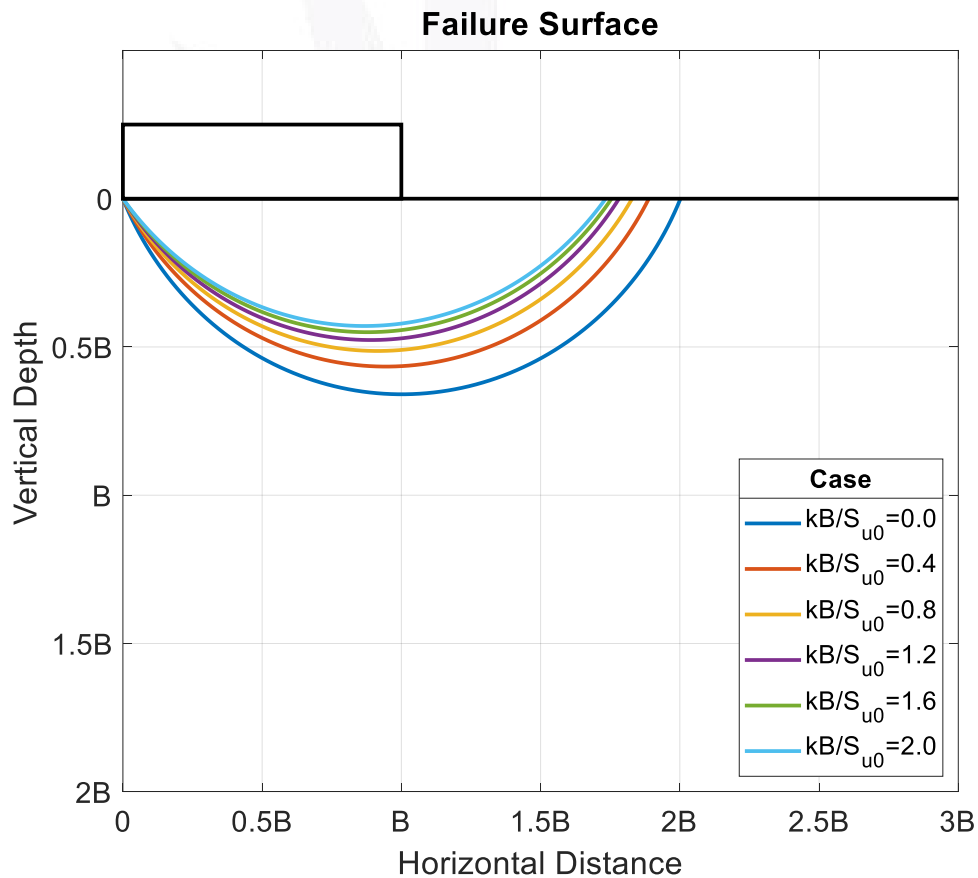


圖 18 非均質影響因子(kB/S_{u0})與土壤破壞弧關係圖

參考文獻

1. 紀昭銘、林正山、康裕明 (2019a),「大型基礎在互層土壤中貫穿剪力破壞之承載力評估」。第二十一屆水下技術研討會暨科技部、文化部成果發表會論文集, 第 230-237 頁。
2. 紀昭銘、林正山、黃普源 (2019b),「大型基礎在互層黏性土壤之承載力評估」。第四十一屆海洋工程研討會論文集, 第 660-665 頁。
3. 施國欽(2014), *大地工程學(二)基礎工程篇*。臺北市: 文笙書局。
4. Chen, W.-F. (1975). *Limit Analysis and Soil Plasticity*. Elsevier Scientific Pub. Co.
5. Das, B. M. (2016). *Principles of foundation engineering* (8th edition). Cengage Learning.
6. Health and safety Executive (2009). Review of technical issues relating to foundations and geotechnics for offshore installations in the UKCS. London, HSE books
7. Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, 1(1), 16–26.
8. Prandtl, L. (1921). Uber die eindringungsfestigkeit plastischer baustoffe und die festigkeit von schneiden. *Z. Ang. Math. Mech.*, 1(1), 15-20.
9. Reddy, A. S., & Srinivasan, R. J. (1967). Bearing Capacity of Footings on Layered Clays. *J. Soil Mech. Found. Div.*, 93(SM2), 83–99.

10. Reddy, A. S., & Srinivasan, R.J. (1971). Bearing Capacity of Footings on Clays. *Soils and Foundations*, 11(3), 51–64.
11. Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*, Wiley, New York.
12. Vesic, A. S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(SM1), 45-73.
13. Young, A. G., Remmes, B. D., & Meyer, B. J. (1984). Foundation Performance of Offshore Jack-Up Drilling Rigs. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110(7), 841–859.

