

第一章 通則

1.1 依據

本規範依建築技術規則建築構造編（以下簡稱「建築構造編」）第五十六條之二規定訂定之。

【解說】

建築技術規則建築構造編基礎構造章之條文為綜合地基調查、基礎設計與施工之總述規則，屬原則性之規定。本規範依據該規則條文之規定，闡述基礎設計之應考慮事項、分析方法、安全要求及相關規定。

1.2 適用範圍

本規範適用於一般建築物構造之地基調查、基礎設計與施工。如引用特別調查、試驗、研究及特殊技術，而能證明建築物基礎符合安全使用之目的者，得不依本規範辦理。

特殊地盤之建築，如山坡地等，除依照本規範外，應另遵照其他相關規範之規定辦理。

【解說】

本規範之主旨在於規定一般建築物基礎設計之最低安全要求，適用於大部分一般性建築物基礎設計之需要，惟對於特殊之建築物基礎或地質狀況，應視情況採用特別之調查、試驗或相關研究，從事分析與設計，使建築物基礎能符合其安全使用之目的。

1.3 專業判斷

本規範所列之大地工程調查、試驗規劃、設計分析、施工監測及安全評估準則，乃基於學理及工程實務經驗所訂之一般性準則，使用時仍應針對工程實際情況作必要之專業判斷。

【解說】

地盤是複雜多變且迄今仍無法完全掌握之自然材料，其力學性質常隨成因、環境、時間及受力狀況而有甚大之變異，更可能因施工擾動而改變其工程性質。一般常用之調查、試驗方法、理論或經驗公式、甚至所謂之代表性參數，仍含有甚多之假定條件及限制性，使用時應依實際情況作專業之判斷。另地盤調查與試驗，在技術上仍相當受限，而在數量上更是受到非常大之限制，很難以有限之調查試驗資料作完全之評估，因此舉凡調查之督導、結果之評估、各種設計參數之選擇、設計方法之運用，以及施工監測與安全評估等，均需要大地工程之專業訓練與相當之實務經驗，方能做適切之專業判斷。

1.4 基礎型式

基礎構造分為下列二種基本型式：

1. 淺基礎：利用基礎版將建築物各種載重直接傳佈於有限深度之地層上者，如獨立、聯合、連續之基腳與筏式基礎等。
2. 深基礎：利用基礎構造將建築物各種載重間接傳遞至較深地層中者，如樁基礎、沉箱基礎、壁樁與壁式基礎等。

【解說】

1. 一般淺基礎型式，如獨立、聯合、連續之基腳與筏式基礎等，係利用基礎版將建築物構造之各種載重直接傳佈於有限深度之地盤中，由基礎版下之土壤或岩盤直接承受，此類基礎較適用於上部結構物

載重較小且淺層土壤性質良好之情況。

2. 一般深基礎型式，如樁基礎與沉箱基礎等，係利用基礎構造將建築物之各種載重間接傳達至較深之堅硬地盤中，此類基礎較適用於上部結構載物重大且淺層土壤軟弱之情況。近年來，有採用片狀連續壁作為基樁使用者，稱為壁樁，亦有採用井筒狀之連續壁作為承重之基礎，稱為壁式基礎(Wall-type foundation)。

1.5 基礎支承力

基礎之支承力應依基礎型式作下列力學方面之考慮：

1. 作用於直接基礎之各種載重，係由基礎底面之垂直反力、底面摩擦阻力及基礎版前之側向反力承擔。
2. 作用於樁基礎之各種載重係由樁之底面垂直反力、樁身表面摩擦力及側向反力承擔。
3. 作用於沉箱基礎之各種載重係由沉箱底面之垂直反力、底面摩擦阻力及側向反力承擔。
4. 綜合基礎構造係指採用前述兩種以上之基礎型式共同支承上部結構物之載重。

【解說】

作用於直接基礎、樁基礎、沉箱基礎及綜合基礎之各種載重及土壤反力，如圖-解 1.5-1 所示。各種基礎之斷面及配筋須足夠承受上述外力作用，而基礎尺寸須足以使基地土壤所承受之垂直力與水平力小於土壤之容許支承力。

一般樁基礎考慮由基樁承受基礎上方全部的載重，將其傳遞至深層堅硬地盤，但在堅硬地盤極深的情況下，增加樁長並不合經濟原則，故近年來亦有採用將基礎載重分由樁與基礎版底及周圍土壤共同分擔的綜合基礎方式進行設計，惟分析所採用之樁與地盤之彈簧係數，目前並無確切之準則可依循，使用時應經審慎分析並證明其安全性。

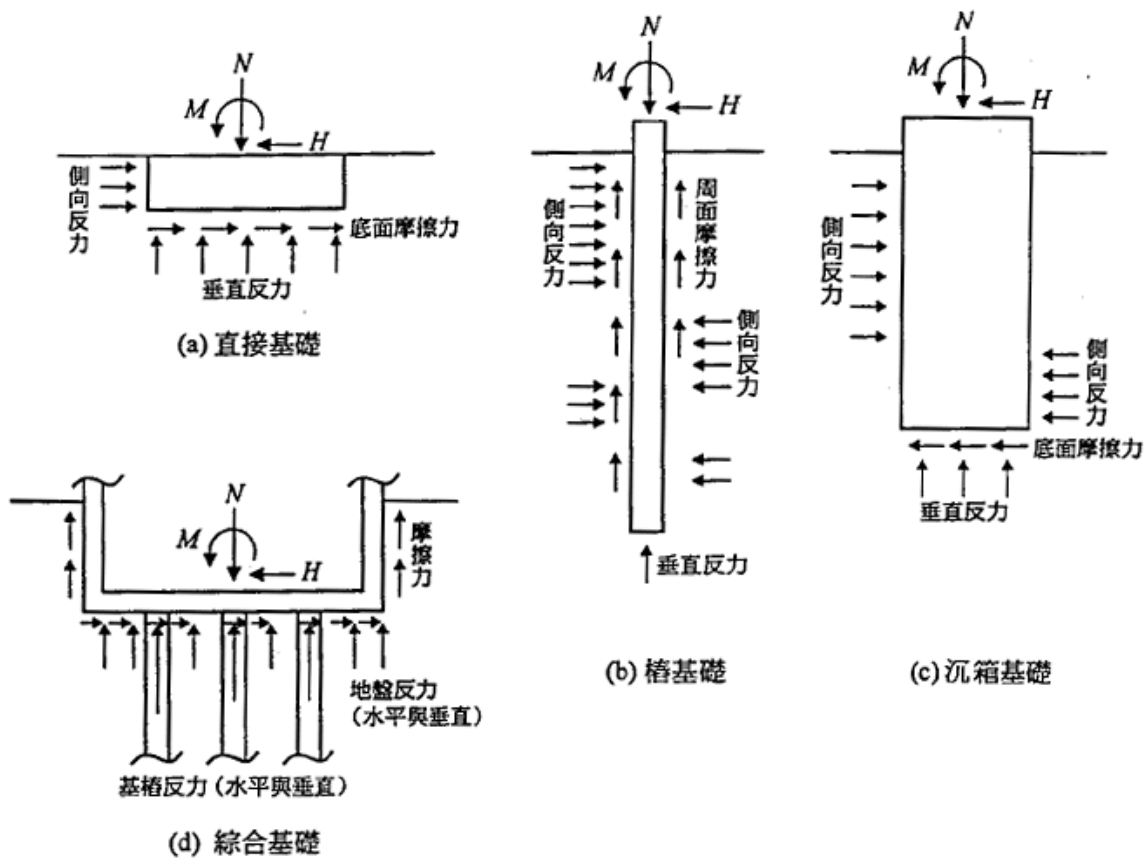


圖-解 1.5-1 各式基礎之作用反力

1.6 基礎之規劃設計原則

1. 基礎之設計，主要在選擇合適之基礎型式及尺寸，以確保所支承之建築構造物不致發生不可接受之變形或傾斜，而符合建築物之使用需求。
2. 基礎之設計應充分考慮整體結構系統之均衡性，並適度考量所支承建築物之使用目的、規模、重要性及使用年限等因素。
4. 辦理基礎設計時，應充分瞭解基地地層狀況、地下水位變化、以及地層在受基礎載重後之變形行為。
5. 辦理基礎設計時，應先確實調查基地鄰近構造物之基礎狀況、地

下構造物及各項設施之位置與實際狀況，作為設計其保護措施之依據。

6. 基礎之設計應同時考慮施工之可行性及安全性，其施工不得影響基地之四周環境、道路與公共設施等之正常使用。

【解說】

本節條列各項基礎之規劃設計原則，供規劃設計者參考檢核。基礎設計不僅應考慮本身所支承構造物之特性，視其結構型式、使用目的、規模及重要性等而作必要之規劃設計，且須同時考量基地周圍之環境因素，檢討施工之可行性及安全性等，妥為規劃設計。

第二章 基礎載重

2.1 一般說明

建築物基礎設計應考慮之載重可分為靜載重、活載重、風力、地震力、上浮力、土壤及地下水之作用力、振動載重以及施工期間之各種臨時性載重等。

基礎地層承受之最大基礎壓力視載重作用方向、分佈以及偏心等而定。基礎設計時應考慮建築物不同階段中可能同時發生之載重組合，作為設計之依據。

【解說】

本節列舉建築物基礎設計時所應考慮之各項載重，以供檢核之用，並說明基礎設計須檢討不同載重組合之必要性。由於在建築物的設計使用年限內，各項載重條件未必同時發生，因此須對各種不同的載重組合詳加檢討，對基礎設計之各項安全檢核，均須以最不利之載重組合進行設計，以確保建築物基礎之安全性。

2.2 靜載重

靜載重除依「建築構造編」第十條至第十五條之規定計算建築物靜載重外，並應包括基礎本身之重量以及基礎上方回填材料之重量。

【解說】

建築物基礎所承受之靜載重，除上部構造物之總重量外，尚應包括基礎本身之自重，以及基礎上方回填土之重量，如圖-解 2.2-1 所示。

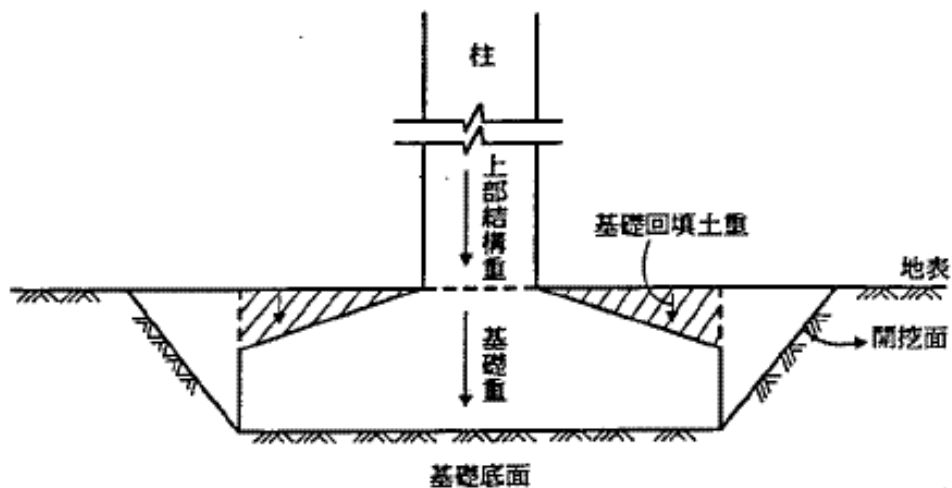


圖-解 2.2-1 基礎之垂直載重

2.3 活載重

活載重應依「建築構造編」第十六條至第三十一條之規定計算。若有特殊載重之建築物應依實際載重情形計算之。

【解說】

基礎設計除應考慮持久性之靜載重外，亦應適當考慮各種狀況下可能產生之活載重，其評估方法原則上與建築結構設計相同，可參照其規定計算。

2.4 風力及地震力

建築物所受之風力及地震力，應分別依「建築構造編」第一章第四節及第五節之規定計算。基礎之設計應考慮上述載重所增加於基礎之壓力、上拔力及側向作用力之影響。

地震時有土壤液化可能之建築基地，必要時建築物基礎應考慮液化後基礎承载力驟減及土壤流動所造成之影響。

【解說】

依內政部之「建築物耐震設計規範與解說」，台灣地區之震區原劃分為四區，但經民國 88 年 9 月 21 日集集大地震造成房屋倒塌及重大傷亡之災難後，內政部營建署已發佈命令重新調整震區，分為地震甲區與地震乙區，如圖-解 2.4-1 所示，二震區之工址水平加速度係數分為 0.33 與 0.23。各震區所包括之行政區範圍詳列於該規範中，位於各震區之建築物及基礎均須依「建築構造編」之規定進行耐震設計，必要時亦須進行基地之土壤液化潛能評估，作為建築基礎設計之依據，以確保地震作用時基地及基礎之安全性。

建築物所受之風力及地震力於結構分析時，均簡化為作用於各樓版之水平集中力，該作用力將對基礎構造物造成垂直壓力、上拔力、水平剪力以及彎矩之作用，使基礎土壤承受壓力、剪力及側向力之作用，於基礎設計時均須考慮各種可能的載重情況，分析其應力狀態，採取適當的設計。

對於地震時可能發生土壤液化之建築基地，往往因地形效應而發生地盤流動現象，對建築物基礎造成很大之擠壓力；若為樁基礎，地盤液化可能使樁周土壤強度驟減或產生流動現象，而發生破壞，如圖-解 2.4-2 所示。1995 年日本阪神大地震時，大阪灣兩個人造島嚴重液化，人造島的護岸因地盤流動而嚴重破壞，而緊鄰護岸之港站大樓，因設計時已事先考慮土壤液化之可能，除設計有樁基礎並同時進行地盤改良，地震後該大樓並未受損，而其他高樓建築則普遍產生傾斜現象。

因此，建築物基礎設計除須考慮結構物承受地震力之影響外，尚須考慮下述影響：

- (1) 土壤液化使基礎土壤承载力減少或完全喪失；
- (2) 土壤液化後可能造成地盤側向流動，對建築物基礎造成很大之側向擠壓力；
- (3) 土層即使未液化，也可能因地震作用而發生整體或局部沉陷現象，使結構物承受額外之應力。

2.5 上浮力

建築物基礎若在地下水位以下，應核算地下水浮力對建築物之上舉作用。地下水位應考慮最不利之情況，包括季節性變化與其他環境因素所造成之影響。

施築中之建築物尤須隨時查核建築物總重量是否大於上浮力，以防上浮。

【解說】

對於地下室基礎底版位於地下水位以下深處且上部結構體重量較輕之結構物，如多層地下室之鋼骨結構物及地下停車場等，應檢核地下水對基礎底版作用之上浮力是否會使結構物產生上浮現象。

於檢核上浮力作用之安全性時，地下水位是重要之資料，因此最好進行長期之水位觀測，才能涵蓋季節性之變化，若無長期資料，則地下水位宜取保守值估計。若有其他環境因素之影響，亦須加以考慮，例如台北盆地以往曾超抽地下水，致使地下水位嚴重下降，惟近年來，政府明令禁止抽水後，地下水因而獲得補注，造成地下水位回升，因此在檢核上浮力時要妥為考量未來地下水位上升之趨勢，以確保結構物長期的穩定。有時雖然建築物長期之抗浮穩定無虞，但在施工過程中常因地下開挖而抽水，以保持開挖面處於乾燥狀態，然隨地下構造物往上施築，通常會為節省抽水費用，而逐步關掉部份抽水機，致使地下水位逐漸恢復，故須隨時查核建築物總重量與上浮力之平衡關係，以防施工過程中發生建築物上浮現象。

此外，對位於盆地邊緣或靠近山麓之地區，地下常有壓力水層存在，其水頭可能會高於靜水位，檢核上浮力時，須仔細評估建築物基礎是否會受此壓力水層水壓之影響。

2.6 土壤及地下水之側向作用力

建築物及基礎所受之土壤及地下水之側向作用力應依基地狀況審慎估計之，並須注意地形原因所造成之不對稱作用力。

【解說】

對於地下深開挖工程，擋土壁所受之側向土壓力及水壓力，須考慮地質狀況之不確定性或地下水位之變異性，以免使支撐系統承受過大之應力，此兩因素通常較難準確掌握，宜偏保守側估計之。此外，於山坡地或斜坡上進行開挖工程時，若採內支撐系統，常因地形傾斜，造成支撐兩側土壓力不平衡，此類不對稱作用力易造成支撐系統不穩定，於設計時須特別留意。

2.7 振動載重

建築物受有振動載重者，基礎設計應考慮振動載重之影響，將其加於活載重內。

對於基礎長期承受振動載重者，應同時根據振動載重特性，評估振動對基礎地層性質之影響。

【解說】

基礎長期承受振動載重者，應進行基礎振動分析，避免基礎與土壤系統產生共振問題，若可能使建築物產生過大之振幅，應謀求減振之對策。此外，亦須評估振動載重傳至基礎之振動力，是否會使地基土壤產生過量之沉陷或差異沉陷，致使結構物承受額外之應力。

2.8 施工載重

建築物基礎之設計，應視基礎型式、施工方法、施工步驟與擬採用之施工機具等，考慮施工期間各階段對基礎產生影響之各種臨時性載重。

實際施工時所採用之機具、方法與步驟如與原假定情形不同，應重新加以檢討。

【解說】

為完成建築物之基礎構造，常須事先進行擋土、支撐及開挖等工作，才能完成基礎及地下室結構體之混凝土澆置。然為配合各種條件，可能有各式各樣之擋土支撐系統被採用，也可能有不同之開挖方式，因此所採用之施工機具、方法與步驟等也不盡相同，於設計時應考慮施工期間各階段可能加於基礎構造及擋土支撐系統之各種臨時性載重，以防止意外狀況發生。例如開挖工程採島式開挖時，擋土所用之斜撐常架在基礎版上，為防止斜撐集中應力所造成之損害，支撐用基礎版之混凝土強度及配筋須予以加強。若實際施工時所採用之機具、方法與步驟與原假定情形不同，應重新加以檢討，以確保施工及結構物之安全。

2.9 載重組合

1. 對於建築物基礎之支承力與沉陷量分析、擋土牆或邊坡之穩定性分析等，原則上應分別採用下列載重組合進行檢核：

(1) 長期載重狀況：

基礎設計應考慮之長期載重，包括靜載重、活載重、常時土壓、靜水壓及上浮力(常時水位)，以及其他因地盤沉陷或側向變位所引致之載重等，其中活載重應包括一般狀況下經常發生之活載重。

(2) 短期載重狀況：

基礎設計應考慮之短期載重，除包括上述長期載重狀況中各單項

載重在建築物使用期限內之最大及最小載重組合外，並應考慮風力、地震力、振動載重及施工載重之影響。各單項臨時載重之最不利載重情況，原則上應考慮與其他各項常時長期載重或經常可能發生之載重狀況作必要之載重組合，供設計分析使用。

2. 基礎構材之設計，凡其應力得自工作載重分析者，應以容許應力法進行設計；其應力得自極限載重分析者，應參照「建築構造編」之極限強度法進行設計，惟所使用材料之規定極限強度應考慮基礎施工之條件及品質而作適當之折減。

【解說】

目前國內基礎分析之方法主要採用工作應力法(或稱容許應力法)，而結構設計則已採用極限強度設計法，兩者之設計理念不一致，因此所採用之載重組合狀況不相同。

工作應力設計法係針對設計載重所產生之應力，使其在材料強度除以一安全係數的容許範圍內，因此設計載重應選擇可代表常時狀態的經常性載重，檢核其所產生之應力，應在安全容許範圍內；至於短期性之臨時載重，應視實際可能發生之頻率，選取適當之載重組合，檢討其安全性，且因其屬短期之載重狀況，所要求之安全係數可酌予降低。

2.10 基礎抗浮之安全性

建築基礎受有上浮力作用時，其抗浮安全係數為建築物整體抗浮能力與基礎底面所受上舉水壓力之比值。設計分析時，應視工程性質、水文地質環境及可能之變異性，審慎評估基礎抗浮之安全性。

【解說】

建築物基礎受地下水上浮力作用之安全性，關係著整個建築物之

穩定性與安全性，為設計時必須檢核之最重要項目之一，尤其對深埋於地下水位下之地中構造物，如地下停車場及地下車站等，上浮作用力往往為最不利之載重條件，設計者必須非常審慎地評估抗浮安全性，以免構造物上浮發生破壞。

對於基礎抗浮安全性之檢核，包含基礎版底所受上舉水壓力與結構物抗浮能力之計算，兩者均包含甚多之不確定因素，設計者應視工程性質及基地特性審慎評估之。

在地下水壓呈靜水壓狀態之地層，基礎版底所受之上舉水壓力可由地下水位之高程直接估得，惟地下水位常隨季節呈起伏變化，易遭淹水之地區，水位可能達地表面甚或高於地表面，設計者應針對基地實際狀況作保守之估計，最好能根據長期觀測資料以及區域之洪水預測資料作合理保守評估，作為設計之依據。對於含受壓水層之基地，應考慮其滲流壓力。另有某些地區可能因地下水超抽而使得地下水壓降低，甚或低於靜水壓，設計者亦應考慮將來地下水位回升之可能性，作保守之估計。

就結構物之抗浮能力而言，最確實可靠之抗浮力為結構體（含地下連續壁及基樁等）之靜載重，若能以重力方式完全克服地下水之上浮力，為最有保障之設計。對於靜載重不足之深基礎，一般常用加重之方式處理，如加厚基礎版，或於筏基內槽回填礫石及混凝土等，以增加總重量，例如日本關西機場之機場大廈，甚至用回填鐵砂來加重，以克服上浮力。此外，對於連續壁摩擦力、拉拔樁以及抗浮地錨之應用，各規範均有不同之規定，列於表-解 2.10-1 中，其中大部份規範均以結構之靜載重作為最基本之抗浮力計算基準，因而取一相當接近於 1 之安全係數，例如台北市捷運工程局之土木工程設計手冊(1991)，規定抗浮力即以下列垂直力為計算標準：

- (1) 結構體及其基礎之靜重。
- (2) 基礎版上方之覆土重。
- (3) 連續壁體重。
- (4) 臨時性錨碇與/或抗拔樁之容許拉力(僅限用於短期載重情

況)。

而其所要求之安全係數在施工階段應達 1.03，於完工後應達 1.07，此標準相當高，雖有降低安全係數之提議，但至少仍須大於 1，表示靜載重之重量至少必須大於水浮力；至於連續壁之摩擦力不予考慮之原因，主要是因連續壁施工時使用皂土液或泥漿，且壁體兩側置有塑膠布，其所能發展之摩擦力大小具有許多不確定之因素，而僅將其摩擦力留作安全餘裕，可說是一種保守之設計。此外，該設計手冊對於抗拔樁及抗浮地錨之使用，亦僅允許用於短期載重情況，主要是因其長期抗拉拔力之試驗資料仍不足，因此採取較保守之態度，設計者若欲採用此種抗浮措施，應特別審慎評估，尤其是抗浮地錨應特別注意其抗蝕性、預力損失及錨碇等細節，最好能以實際試驗驗證其耐久性，以確保工程之安全性。

表-解 2.10-1 各國設計規範之抗浮安全係數

規範名稱	內容概述	安全係數	材料單位重
台北捷運系統 優先路網車站 及地下街規劃 準則	上浮力為該位置之孔隙水壓，束制力乃結構體、回填材料靜重及結構體周圍土壤抗剪力。	1.05(僅考慮結構物及回填材料) 1.2(考慮土壤抗剪力)	R.C. 2.3 tf/m ³
台北捷運土木工程設計手冊 (CEDM)	抗浮力包含：結構體、軌道、道碴、月台等靜重及回填材料，連續壁之摩擦力不予考慮。	1.03(施工期間) 1.07(完工後)	R.C. 2.3 tf/m ³ P.C. 2.2 tf/m ³ 覆土 1.7 tf/m ³
交通部公路橋梁設計規範	設計下部結構時，浮力之影響應予考慮。		
NAVFAC	公式： $\frac{W}{Q} \geq 2.0$ (於岩盤時為 1.5) 說明：W：基礎以上之混凝土與土壤重量(地下水位以下須考慮浸水重) Q：上浮力	1.5(深基礎、岩盤) 2.0(淺基礎)	
日本道路協會 停車場設計	公式： $F_s = (W_s + W_B) / U_s$ 說明： F_s ：安全係數 W_s ：覆土重 W_B ：結構體靜重 U_s ：結構體底部靜水壓作用之浮力 不考慮側牆與土壤摩擦阻力	1.1 1.0(可能淹水地區之地下水位應取於地面)	R.C. 2.5 tf/m ³ P.C. 2.35tf/m ³ 覆土 1.7 tf/m ³
日本國鐵涵洞設計	公式： $\frac{W}{Q} \geq F_s$ 說明：W：涵洞上之載重+覆土重+結構靜重 Q：上浮力	1.0	
日本共同管溝設計	公式： $F_s = (W_s + W_B) / P_w$ 不考慮側牆與土壤摩擦阻力	1.2	
德國 DIN1054 (1976)		1.05~1.1 視載重種類而定	
日本建築基礎構造設計指針	確實估計地下水位，審慎評估以防上浮。		

第三章 地基調查

3.1 調查要求

3.1.1 一般說明

地基調查之目的，旨在取得與建築物基礎設計、施工以及使用期間相關之資料，包括地層構造、強度性質及鄰近地形、地物、地震、水文狀況與周圍環境等。

所有建築物基地均應依據第 3.1.2 節所列之考慮要素，兼顧建築物安全經濟之設計要求，配合建築物規劃設計與施工之階段，擬定調查計畫，進行調查並作出報告。

【解說】

本設計規範所稱「地基調查」係指專為建築物基礎設計需要所做之地質調查，以區別一般土木工程界常用之「基地調查」。其實「地基調查」為「基地調查」之一部分，只是所包含範圍及調查程度之差異而已，本章內容為求完整性，所包含之內容係以「基地調查」為架構，應用性較廣泛，使用者可依實際需要選擇必要之調查項目與調查程度，取得相關資料作為設計之依據，以達安全經濟之設計目標。

3.1.2 考慮要素

建築物地基調查計畫須綜合考慮下列各項要素而編擬之：

1. 可資參考資料之完整性及正確性。
2. 建築物之使用類別。
3. 建築物之樓層數、基地面積及開挖深度。
4. 基地地質構造及土壤性質之變異性。

5. 建築物及其他設施之型式與特性。
6. 建築物及其他設施之初步基礎設計。
7. 基地之環境因素，包括地震、振動、降雨、洪水、地形、地下水、鄰近建築物、地下障礙物與公共設施等狀況。
8. 建築物之預定施工方法。
9. 調查方法之適宜性。

【解說】

本節列舉編擬建築物地基調查計畫所須考慮之各項要素，供編擬計畫時參考檢核之用。茲說明考量要點如下：

1. 如果能蒐集到基地相鄰地區可靠豐富之地質與施工資料，大致了解基地可能之地質狀況，則可針對調查作業做有效率之規劃，節省調查經費。目前台灣地區已有部份區域的地質資料庫可供參考，如經濟部中央地質調查所及內政部營建署等單位所建立之地質資料庫。
2. 對於重要性較高之建築物，如大型公眾集會場所，建築物安全對公眾安危影響甚鉅，其調查作業之要求應較一般建築物為高。對於精密儀器所在之建物，其建築結構功能之要求甚高，如對總沉陷量及差異沉陷量之要求標準甚高，因此對該類建築物調查作業之精度與密度的要求也應相對地提高。
3. 建築物之樓層數、基地面積及開挖深度代表著建築物之規模，樓層數越高，載重越大；開挖深度越深，對環境的影響範圍也就越大，因此調查作業之費用應隨建築物規模之增大而增加。
4. 基地之地質構造及土壤性質變異性大者，如舊河道回填區、山邊之平坦地等，其調查密度應較一般地質較單純之地區為高。
5. 地基調查應針對建築物及其他設施之型式與特性規劃調查之重點；例如學校操場下蓋地下多層停車場，其最關鍵之工程問題可能是地下室上浮力的問題，此時地下水位之資料就是調查的重點。
6. 地基調查之調查深度、取樣位置及試驗項目應針對建築物及其他設施之基本規劃而決定；如採樁基礎設計，則須探查至可能之承載層深度，或基樁應力所及之範圍；如為淺基礎設計，則探查深度多在

- 四倍基腳寬度左右，該深度範圍內土壤之變形性即為探查之重點。
7. 基地之環境因素亦須加以考慮，如位處強震區或洪氾區，則應查明其防震防洪設計標準，如基地周圍有許多地上或地下障礙物，亦應加以查明，以免妨礙工程之施工。凡此，皆對調查所須時間及費用具有顯著影響。
 8. 建築物預定之施工方法會影響到調查的重點，例如深開挖工程採型鋼內支撐系統或採地錨外支撐系統，以及開挖面是否進行地層改良等，均會因設計考量不同，而影響到調查之目標及項目。
 9. 地基調查須視基地地質特性選擇合適之調查方法，例如岩層應鑽取岩心，砂土層取樣應特別謹慎，避免流失，卵礫石層應避免使用圓錐貫入試驗，方能獲取有用之資料供工程分析使用。

3.1.3 一般要求

1. 地基調查以取得與建築物基礎設計及施工相關之資料為目的。所有建築物基地均應辦理地基調查，以資料蒐集、現地踏勘與地下探勘及試驗等方法為之，其中地下探勘方法包含鑽孔、圓錐貫入孔及探查坑。
2. 四層以下非供公眾使用建築物之基地，如基地面積為六百平方公尺以內，且基礎開挖深度為五公尺以內及無地質災害潛勢者，得引用鄰地既有可靠之地下調查資料代替地下探勘調查。
3. 除符合上款之情形者外，均須進行地下探勘。
4. 基礎施工期間，如發現實際地層狀況與原設計假定不一致或基礎安全性不足時，應即依據實際情形辦理補充地下探勘及配合變更設計。

【解說】

1. 本條明確規定所有建築物基地均應辦理地基調查，作成報告，以提供建築物基礎設計及施工所需之資料。

2. 五層以上之建築物通常設計有地下室，須要進行地下開挖，對地盤性質的掌握要求較高，故地基調查應進行地下探勘，方能確保工程之安全。對於供公眾使用之建築物，由於涉及公眾之安全，重要性較高，亦規定其調查須進行地下探勘，方能確實掌握地質資料供設計施工之用。
3. 對於載重小、開挖淺、面積小之一般建築工程，若已有鄰地可靠之地質資料可供參考，足以評估該基地在一般施工狀態下將不會有地質災害發生者，可引用鄰地既有可靠之地下調查資料代替地下探勘調查，以節省調查經費，惟於施工時若發現實際地層狀況與原設計假定條件不一致時，應依實際情況辦理補充地下探勘及配合變更設計。

3.1.4 特殊要求

建築基地有下列情形之一者，應分別增加調查內容：

1. 五層以上建築物或供公眾使用之建築物位於砂土層有土壤液化之虞者，應辦理基地地層之液化潛能分析。
2. 位於坡地之基地，應配合整地計畫，辦理基地之穩定性調查。位於坡腳平地之基地，應視需要調查基地地層之不均勻性。
3. 位於谷地堆積地形之基地，應調查地下水文、山洪或土石流對基地之影響。
4. 位於其他特殊地質構造區之基地，應辦理特殊地層條件影響之調查。

【解說】

1. 台灣位處歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊之交接處，屢有大地震發生，民國 89 年集集地震發生後，台灣地區之震區劃分已調整如圖-解 2.4-1 所示，各區之工址水平加速度值均相當高，而台灣地質年代年輕，沖積平原中常含有飽和鬆砂層，在地震作用時，易發生土

壤液化現象，喪失支承力，致使結構物倒塌或受損。在這些地區對於五層以上(含)或供公眾使用之建築物基地，若建築物性質非常重要，如醫院、消防中心、救難中心、變電站、百貨商場等，因涉及大眾生命財產安全，應針對基地地層之液化潛能辦理調查，並進行評估，以確保基礎耐震設計之安全。

2. 坡地之整地開挖常因地形因素須大挖大填，對基地之上坡常會砍腳，造成上坡的不穩定；對基地下坡常是填土超載，甚至堵住原有之山溝排水路，形成排水不良，引起邊坡不穩定，如圖-解 3.1-1 所示，因此山坡地工程應配合整地計畫，辦理全區之坡地穩定性調查，以維護居住之安全。

民國 86 年 8 月 18 日溫妮颱風來襲，台北縣汐止鎮林肯大郡坡地發生順向坡滑動，壓垮坡腳之集合住宅，造成 28 人死亡；同時間，台北市士林德行東路之一戶民宅，亦因上坡土石滑落，致使該戶人家一家六口慘遭土石活埋。此二例即為山坡地開發未注重相鄰坡地穩定調查之殷鑑，足堪警惕。

位於坡腳平地之基地，由於覆土層下之岩盤可能甚為傾斜，基地內岩盤深度差異可能很大，應特別調查地層之不均勻性，以防止差異沉陷、承載層深度或截水幕深度不一的問題。

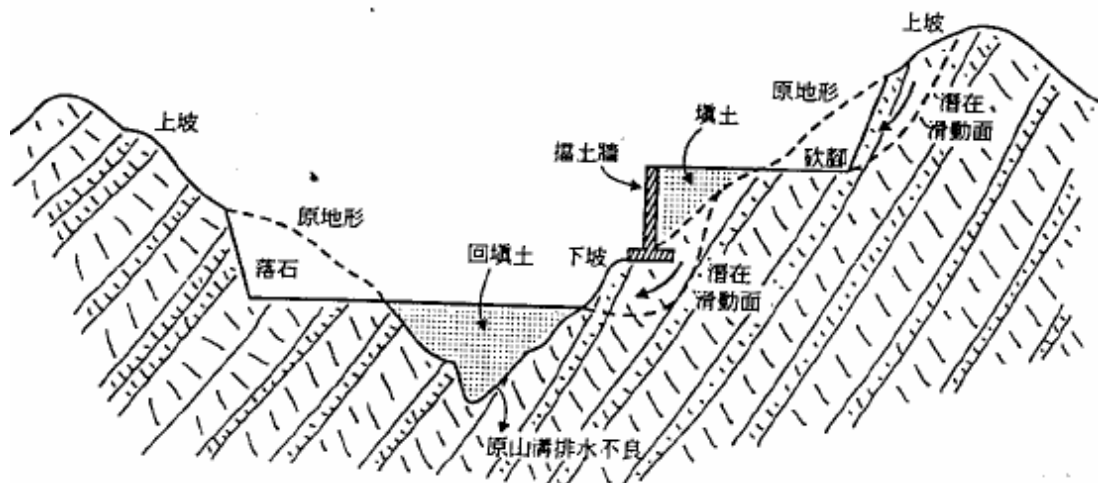


圖-解 3.1-1 山坡地整地工程可能引起之邊坡穩定問題

3. 台灣地區各山區谷口，每逢連續豪雨，常將河谷內堆積之大量土石帶出，即所謂的土石流現象。由於谷口附近常有群居聚落，因此颱風豪雨來襲時，常造成土石掩埋村落的悲劇，如民國 79 年歐菲力颱風花蓮縣秀林鄉銅門村及民國 83 年提姆颱風花蓮縣壽豐鄉東興村等均慘遭土石掩埋造成生命財產的重大損失。故山谷堆積地之建築基地應對山洪及土石流之可能危害詳加調查，並謀求避險之對策。根據農委會之統計，目前台灣共有數百處土石流危險溪流，其中部份地區已設置預警系統，規劃時應參考上述資訊，避免於土石流危險地區興建建築物。
4. 對於特殊地質構造之基地，諸如棄碴地、掩埋地、海埔新生地、河道新生地、採礦區、沼澤區、崩場地、地滑區、斷層及破碎帶等，應辦理特殊地層條件影響之調查，應查明其分佈範圍予以避開，若無法避開時應詳加調查其性質，以適當之工程對策避免災變發生。
5. 在盆地邊緣或近山地帶之基地調查工作，應特別注意廢礦坑、壓力水層、傾斜岩盤面或承載層深度劇烈變化等問題。

3.2 調查方法

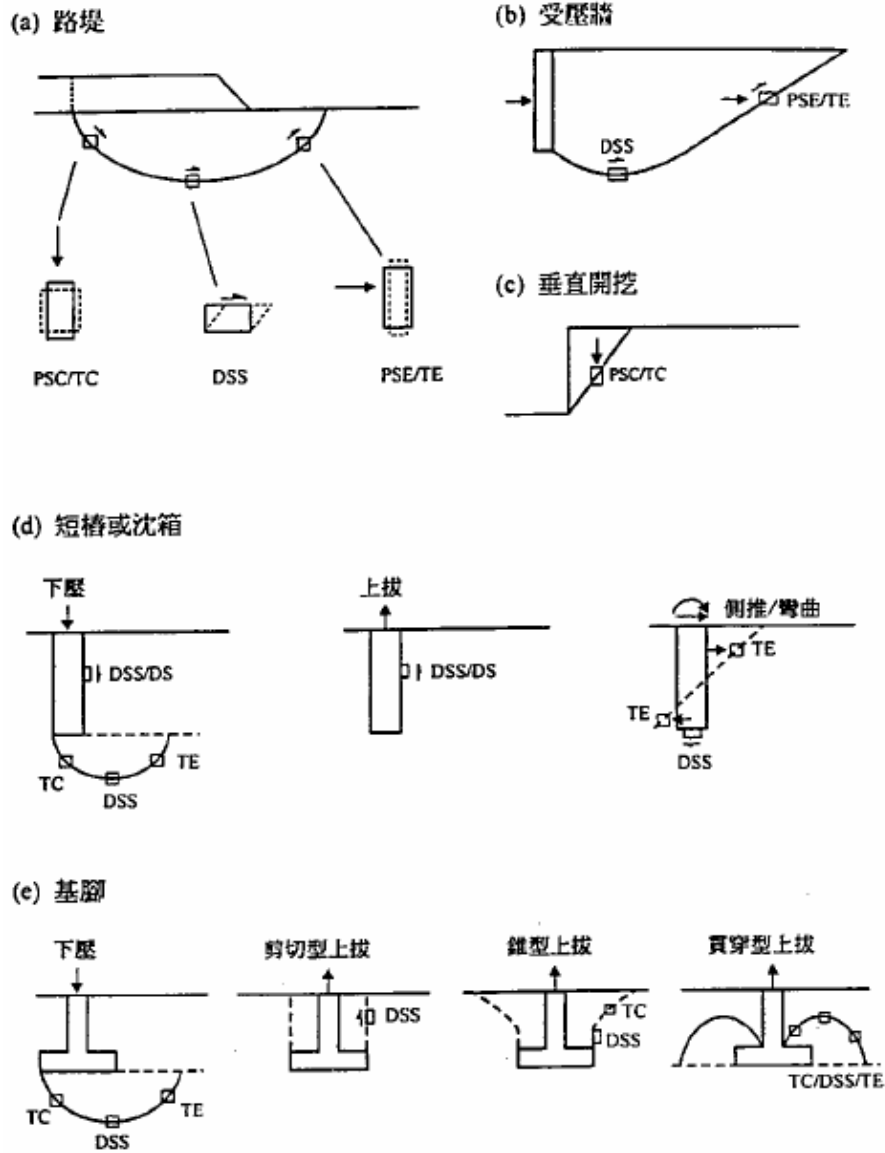
3.2.1 一般說明

1. 地基調查應視設計或施工之需要、地層情形與當地環境等因素，選用適當之方法。對於同一目的之調查，必要時應採用兩種以上不同之方法為之，以供評估調查結果之可靠性與可信度。
2. 調查時應考慮地盤之不均勻性、測定值之變異、試驗與測定方法所致之差異，以及地下水位或水壓變動等所致之影響。

【解說】

1. 地基調查應視設計之需要、地盤情形與當地環境等因素，選用適當之方法。

- (1) 就工作需要而言，例如以探查承載層或岩盤深度為目的之調查，此時可用衝鑽法(Percussion method)，以節省工期及經費；反之，以調查砂頁岩順向坡滑動為目的之調查，其識別層次之精度要求甚高，應以三套岩心管連續取樣，但調查經費較貴，所須調查時間也較長。若地層中夾有多層黏土或以黏土層壓密沉陷為目的之調查，宜有部份鑽孔以連續取樣方式確認黏土層之厚度、連續性及影響壓密時間的排水路徑等關鍵因素。
 - (2) 就地盤條件而言，台灣地質複雜，對台中盆地、大肚山、八卦山、林口、桃園、及中壢等卵礫石台地，衝鑽法是較合適之鑽孔方法，此外，亦可利用試坑開挖以瞭解覆蓋層厚度、卵礫石礫徑及含量。對於台北盆地、嘉南沖積平原，各河川沖積平原及海埔新生地，水洗鑽法為較合適之調查方法。對台灣山區之軟岩及硬岩，岩石鑽心取樣則為較合宜的方法。
 - (3) 就當地環境而言，水洗鑽法應考慮水源之問題，圓錐貫入試驗應考慮聯外道路或基土支承力之問題。
 - (4) 同一目的之調查必要時應採用兩種以上不同之方法，以供評估調查結果之變異性，提高所獲資料之可靠性與可信度。
2. 基地調查密度(點數)應隨地層條件而定，如河谷地、舊河道地區及盆地邊緣等，其地層較複雜，調查點應佈置較密；對於地層較為單純之地區，則可作較疏之佈置。以測定值的變異而言，標準貫入試驗由於人為操作及試驗程序的誤差，同一地點之測定值因人或機具之變異性較大，而圓錐貫入試驗之可重復性高，可靠性也較高。欲求取岩土之剪力強度參數及變形模數時，目前有許多試驗與測定方法可使用，試驗方法之選擇最好能與工程受力情況相符，如圖-解 3.2-1 所示。現地試驗通常比室內試驗更具代表性，除可避免取樣擾動的影響，又可進行較大試體或全尺寸之實體試驗，例如以現地平鈹載重試驗求取支承力及變形模數，比室內小試體試驗推估之結果更具代表性；又地下水位及水壓常隨季節產生變化，因此宜規劃長期之觀測，方能獲致滿足設計及施工所需之資料，這些都是在規劃調查方法時須加以考慮的事項。



試驗縮寫符號	試驗方法名稱	試驗縮寫符號	試驗方法名稱
TC	三軸壓縮試驗	PSC	平面應變壓縮試驗
TE	三軸伸張試驗	PSE	平面應變伸張試驗
DS	直接剪力試驗	CK。UC	K。狀態之三軸壓縮試驗
DSS	直接簡易剪力試驗	CK。UE	K。狀態之三軸伸張試驗

圖-解 3.2-1 模擬各種受力情況之試驗種類

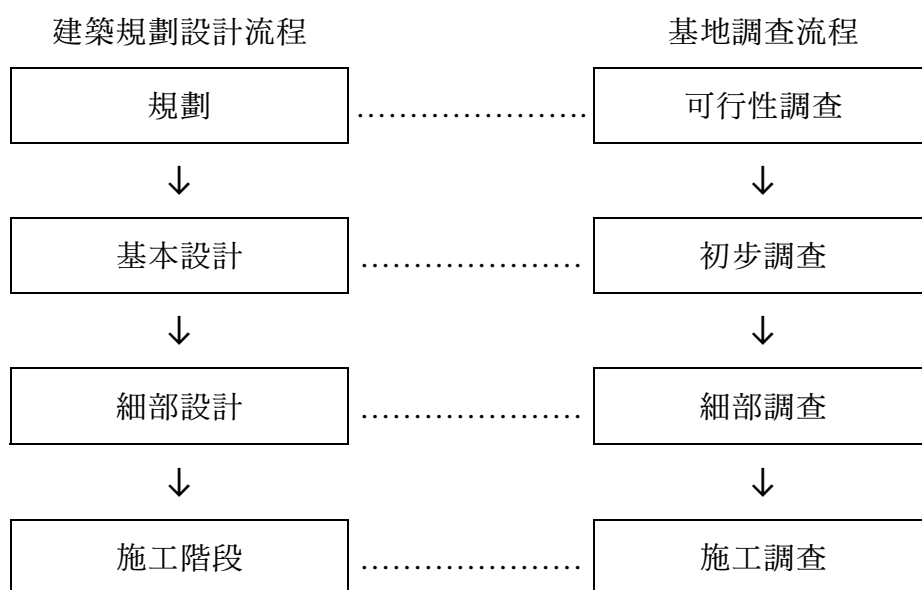
3.2.2 調查步驟

建築物基地之調查可配合建築計畫之規劃設計及施工作業階段逐步辦理，調查之精度由低至高，並視工程之重要性與地層之複雜性，採取不同之步驟。調查步驟包括資料蒐集、現場踏勘、初步調查與細部調查。為特殊目的或施工之需要，亦可再進行特殊調查、補充調查或施工環境調查。

【解說】

大型土木與建築工程之基地調查，應配合建築開發計畫之規劃、設計及施工作業階段，分段辦理基地調查作業。整個大型建築工程計畫之開發流程大致可概分為規劃(企劃)、基本設計、細部設計與施工等四個階段，為有效且經濟地執行基地調查作業，完整之調查步驟分為可行性調查、初步調查、細部調查、及施工調查等階段來實施，必要時還必須辦理特殊調查或補充調查，作為驗證或變更設計之用，如表-解 3.2-1 所示。但對於一般之建築工程，則可視工程目的及基地地質條件，僅做一部份必要之調查作業，即可符合工程設計及施工需求。

表-解 3.2-1 基地調查與建築規劃設計流程之關係



1. 一般而言，大型之土木工程建設須要執行可行性調查與初步調查，前者之調查資料可用於評估工程之可行性，後者則用於規劃與基本設計之用，但對於一般之建築工程而言，因工程規模較小，兩者可合併執行，統稱為預備調查，其內容包括資料蒐集及現場踏勘，此調查之目的是為瞭解建築基地及其周圍之地盤概況，初擬基礎型式、擋土支撐設施及開挖方式，據以決定主要調查內容而編擬主要調查計畫。資料搜集部份可蒐集與基地有關之地形、地質、地質災害、鄰近施工及水井資料，以概估可能之地層狀況，若有難以推估或不確定之情形，則無需勉強推估，應列為以後須要調查之項目。蒐集相關基本資料後，就應至現場踏勘查訪，以確認地形、地貌及地質狀況，周遭之自然與社會環境，地下水情況與曾發生之施工災變記錄。再就所掌握之各種資料，初擬各種可行之基礎型式與擋土、支撐及開挖方案，並就各種基礎型式與施工方案進行檢討，找出重要的問題點，如表-解 3.2-2 所示，然後列出檢討評估這些對策方案所需之調查內容，作為執行主要調查工作之依據。預備調查一般較不受重視，但因調查範圍廣，可從包含基地周圍在內之地形、地質、環境與周邊結構物狀況，而大致瞭解基地之地盤狀況。透過預備調查可掌握關鍵問題，因而能合理且有目標地規劃與執行主要調查工作，而大幅減少主要調查之費用，實應加以重視認真執行。
2. 細部調查之目的在確認初步調查時所推估之地層構造，查明各地層之岩土工程性質，並根據基本設計階段所擬之基礎型式、擋土支撐系統等問題點所需資料，規劃調查內容及數量。擬定主要調查計畫時，必須考慮之基本條件為建築物條件(載重規模、結構型式、功能要求及有無地下室等問題)、地形分區(山地、丘陵地、台地、低地、盆地等)與地盤種類(地層軟硬、層次及構成狀況等)。此時，除須考慮初步調查時所找出之土壤及基礎工程學問題外，亦須考慮基礎周圍之環境條件(噪音、震動及機材搬運等問題)以及調查工作條件(調查之準備、工期、許可手續等)。據此綜合評估後，即可決定主要調查之內容與規模，包括：

表-解 3.2-2 預備調查後提出設計與施工須查驗之項目

階段 調查對象	基礎設計	基礎施工
地盤	<ul style="list-style-type: none"> ● 支承力 ● 瞬時沉陷、壓密沉陷 ● 樁之承載力 ● 地震時之安定性（特別是液化問題） ● 地震時地盤之反應 	<ul style="list-style-type: none"> ● 開挖穩定性 ● 擋土計畫 ● 排水、止水計畫 ● 埋設物保護、地中障礙物撤除計畫
周圍環境	<ul style="list-style-type: none"> ● 對鄰近構造物之影響以及受鄰近構造物之影響 ● 受鄰地開挖等鄰地狀況變更之影響 ● 地震、豪雨等災害時基礎受周圍之影響 	<ul style="list-style-type: none"> ● 鄰近構造物之保護計畫 ● 鄰近接構造物之影響 ● 營建公害（噪音、振動、廢棄物等對環境之影響） ● 廢棄物、排放水等之處理 ● 材料、機具進出計畫與交通狀況

- (1) 調查項目及方法；
- (2) 調查點數及間隔；
- (3) 調查點位置及深度；
- (4) 取樣位置、室內岩土試驗項目及數量；
- (5) 現場試驗項目、數量及位置。如調查工作是發包委外辦理，宜先編好基地調查規範方予執行。

3. 補充調查或特殊調查係針對主要調查不周或不足之部份、或變更設計部份、或某些問題需進一步作更精確之評估而進行，其特色是調查規模小，調查範圍也縮小，惟調查精度與程度可能較主要調查階段為高。至於施工調查純為施工目的或開挖後地質情況與預期不符而進行之調查；如進行化學灌漿之地層改良施工，為避免污染鄰近地區之水質，施工中須進行水質監測調查；又如於打樁施工時，常須進行振動噪音之影響調查，以保護環境之安寧。綜合以上說明，

若能配合建築工程階段性之特色，妥為安排、簡化上述各階段之調查作業，定能有效且經濟地獲得規劃、設計及施工各階段所需之資料。

4. 盆地邊緣地區如台北盆地汐止、內湖與中和一帶，建築物基地內之岩盤面變化甚劇；若連續壁或樁基礎須貫入岩盤一定深度，則單以設計階段之有限調查孔，實無法確認連續壁及樁基礎深度。因此，施工前應做詳細之施工調查，詳細繪出基地之岩盤面，並據以安排施工計畫，方能具體掌握工程之進度品質與安全性。

3.2.3 調查範圍、點數與深度

調查範圍、調查點之數量、位置與深度，應依建築計畫作業階段、地盤之複雜性、建築物之種類、規模及重要性等訂定之。

1. 調查範圍

調查範圍至少應涵蓋建築物基地之面積，及其四周可能影響本基地工程安全性之範圍；若以鄰產保護為目的而作之調查，其調查範圍應及於施工影響所及之範圍。

2. 調查點數

地基調查密度應視工程性質及對基地地質條件之了解程度而定，規劃必要之調查方法及調查點數。原則上，基地面積每六百平方公尺或建築物基礎所涵蓋面積每三百平方公尺者，應設一處調查點，每一基地至少二處，惟對於地質條件變異性較大之地區，應增加調查點數。對於大面積之基地，基地面積超過六千平方公尺或建築物基礎所涵蓋面積超過三千平方公尺之部份，得視基地之地形、地層複雜性及建築物結構設計之需求調整調查密度。

3. 調查深度

調查深度至少應達到可據以確認基地之地層狀況、基礎設計與施工安全所需要之深度。一般情況下，可採下列原則：

- (1) 淺基礎基腳之調查深度應達基腳底面以下至少四倍基腳寬度之深度，或達可確認之承載層深度。
- (2) 樁基礎之調查深度應達樁基礎底面以下至少四倍基樁直徑之深度，或達可確認之承載層深度。
- (3) 沉箱基礎之調查深度應達沉箱基礎底面以下至少三倍沉箱直徑或寬度之深度，或達可確認之承載層深度。
- (4) 對於浮筏基礎或其他各類基礎座落於可能發生壓密沉陷之軟弱地層上時，調查深度至少應達因建築物載重所產生之垂直應力增量小於百分之十之地層有效覆土壓力值之深度，或達低壓縮性之堅實地層。
- (5) 對於深開挖工程，調查深度應視地層性質、軟硬程度及地下水文條件而定，至少應達 1.5~2.5 倍開挖深度之範圍，或達可確認之承載層或不透水層深度。

【解說】

基地調查之範圍、調查點之數量、位置與深度是否規劃得宜明顯影響調查費用及調查結果是否有效而確實，須謹慎為之。一般而言，對於大規模之建築工程應隨計畫作業階段之進展，逐次縮小調查範圍，並提高調查精度，以彈性有效地運用調查經費；比如在規劃階段之鑽孔數量不須太多，但至少要有幾個深孔，可用以瞭解整個基地地層之大致變化，此階段時對於地層之力學性質則不宜太多，應以物理性質試驗為主；到了設計階段則需針對設計目的配置所須之鑽孔及鑽孔深度即可，但要注重取樣及力學試驗之品質與數量，進入施工及營運維護階段僅需要進行補充調查即可；至於小規模之建築工程就無須分階段辦理基地調查。地盤越複雜當然調查數量與精度就要相對提高，舉例來說相同高樓建在土層複雜的台北盆地，所需之調查費用及數量應該比建在地層單純之台中盆地(多為卵礫石)為多；對坡地的調查程度就要比平地來得詳細。工程規模越大，重要性越高之工程，所須之調查數量及精度都要提高，比如大型集會場所，大型運動場、百貨公司、醫院、學校、會議中心等公眾使用建築物或超高層大樓及地

下深開挖工程等大型工程規模之基地調查，均應比一般住宅建築物之標準為高。實際上，工程建築物種類繁多，各有其特性，再加上地質條件千變萬化，致使基地調查作業成爲一甚爲專業之工作，若要以合理之經費做有效、確實之調查，應委由專業技師辦理基地調查作業，方能收事半功倍之效。

1. 調查範圍：

調查範圍自然應函蓋建築物基地之面積，但爲保護鄰產，調查範圍應及於施工影響範圍，如鄰房之基礎型式及地質條件、鄰近地下管線(瓦斯管、自來水管及電信管路等)之位置、尺寸及材料種類等皆須調查清楚。

2. 調查點數：

調查點數主要指鑽孔數，在沖積層土壤，可用圓錐貫入試驗(Cone Penetration Test)取代部份鑽孔；在卵石礫地層則可以用挖掘試坑法代替部份鑽孔。

對於任一工程而言，所須調查點數完全視工程性質及對地層條件之掌握程度而定，設計者應依設計需求作適當之規劃。基本上，每個基地至少須有三個以上之調查點，方能勾勒出地層在空間的概略變化，但考慮部份面積很小之基地，基於經濟考量乃規定最少須二點，惟對於土層變異性較大之地區，仍應適當增加調查點數，以確實掌握地盤條件。依經驗每六百平方公尺(20公尺×30公尺)至少佈設一個調查點的密度是恰當的，若基地面積較大，超過六千平方公尺時，可依實際情況調整調查密度。若基地地層比較單調，例如都是卵礫石層或是岩盤相當均勻的情況，則可降低調查密度，以免過於浪費；又如大規模之山坡地開發，若地層變化複雜，應提高調查密度，以確保工程安全。

在有些特殊情況，如公園中之設施或學校中教室之擴建，由於基地面積很大而建築面積很小，此時調查點之計算可採建築物基礎所涵蓋面積計算，此時應以建築物之最大投影面積或地下室所涵蓋面積，兩者取較大者計算，在此面積內每三百平方公尺應設一處調

查點，建築物基礎所涵蓋面積超過三千平方公尺之部份，亦得視建築物地基之地形、地層複雜性及建築物結構設計之需求調整調查密度。

3. 調查深度：

對於建築物基地之調查深度，原則上至少應達到可據以確認基礎設計與施工安全所需要之深度，須視建築物結構型式及基地之地層條件而定，一般情況下，可採下列原則：

- (1)圖-解 3.2-2 為各式淺基礎在載重作用下，地中垂直應力增量隨深度之分佈，對於正方形獨立基腳，深度達二倍基腳寬度以上時，其垂直應力增量小於 10%之基礎載重，所產生之沉陷量甚小，通常不是調查的重點，基此，對於淺基礎，一般規定其調查深度應達基腳寬度之四倍以上；對於相鄰之基腳群及連續基腳，因應力影響圈重疊之故，見圖-解 3.2-3，調查深度應遠較獨立基腳之規定為深。若在二倍基腳寬度之深度內有明顯堅硬之承載層，則調查深度達可確認之承載層深度即可。近年來，國內很多大型建築都使用筏基，其寬度有達百公尺以上，若墨守四倍基腳寬度之規定，而忽視淺部承載層(如卵礫石層、堅硬砂層 $N > 50$ ，岩層)之存在，會使調查工作過於浪費而不實際。
- (2)對於樁基礎，基樁端點承載力之影響範圍通常在樁底以下 4 倍直徑範圍內，為能詳實計算樁之點支承力，故調查深度一般定為樁基礎底面以下至少 4 倍樁直徑之深度，或達可確認之承載層深度為止。
- (3)對於沉箱基礎，因其垂直承載設計理念與淺基礎類似，故其調查深度應達沉箱基礎底面以下至少 3 倍沉箱直徑之深度。
- (4)對於浮筏基礎或其他各類基礎，若其基礎下方遭遇非常容易發生壓密沉陷之軟地層時，調查深度應達低壓縮性之堅實地層，或因建築物載重所產生之垂直應力增量少於百分之十之地層有效覆土應力值之深度範圍，以有效減少建築物之沉陷量。

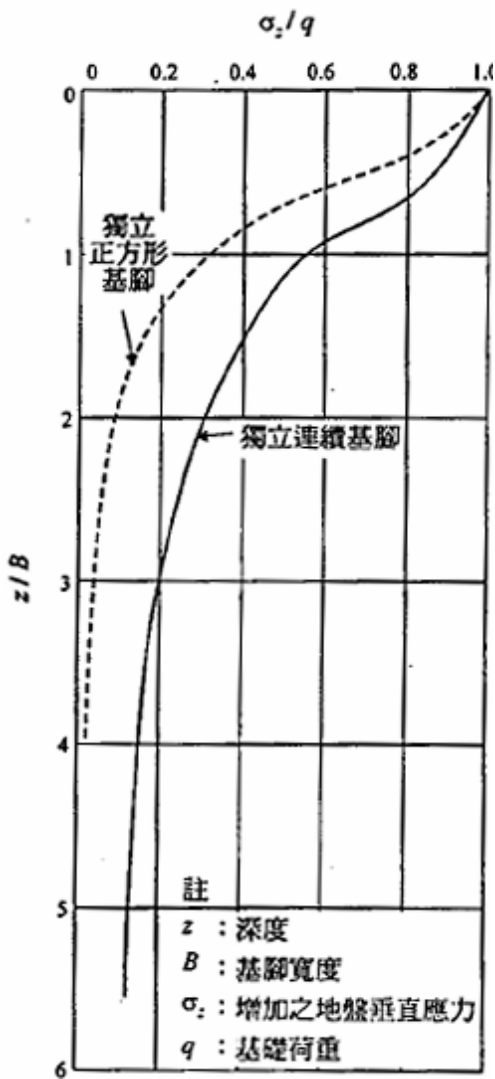


圖-解 3.2-2 各種淺基礎底下之垂直應力分布

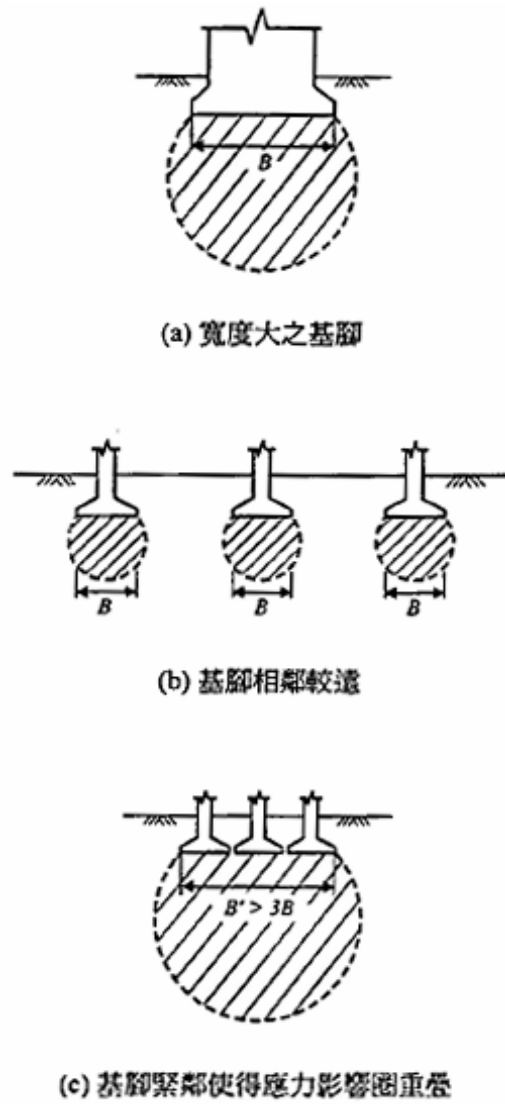


圖-解 3.2-3 各種淺基礎底下之應力影響圈

(5)對於深開挖工程，為克服隆起、管湧、上舉力及側向土壓力等工程問題，擋土壁貫入深度之設計至為重要，地質調查深度至少應達可能之最大貫入深度範圍或達可確認之承載層深度為止；對於較堅硬之沖積層，至少應達 1.5 倍開挖深度之範圍，然而對於類似台北盆地基隆河流域之軟弱粘土層，有時甚至應達 2.5 或 3.0 倍開挖深度之範圍，確實調查基地土層之變異性，方能確保施工安全。

3.2.4 調查方法

建築物基地之調查與試驗方法應依規劃、設計及施工之需求而定，原則上應根據國家標準之規定辦理。國家標準尚無規定者，得依據符合調查目的之相關規範實施，亦可參考內政部建築研究所之「工址地盤調查準則」辦理。

【解說】

對於基地調查之準則而言，由於地層狀況可能變化很大，而岩土性質之變異性更大，況且各種不同工程之調查目的、調查範圍及要求的精度也不一樣，因此很難有一放諸四海皆準之通則，故基地調查應就規劃、設計及施工之需求妥為規劃適當之調查、取樣與試驗方法。由於岩土工程之調查、取樣與試驗程序均相當複雜，於施作過程若稍有疏失，常使調查試驗結果變成毫無價值，故原則上皆應遵守國家標準之規定辦理。但由於工程技術進步相當快，而目前國內已頒佈之國家標準並不多，因此若無國家標準者，得依據符合調查目的之相關規範辦理，如參考美國 ASTM、日本 JIS、德國 DIN、英國 BS 及 ISRM 等之標準規範，亦可參照中央政府機關及各專業學會所制訂之相關規範辦理，如內政部建築研究所編訂之「工址地盤調查準則」。

3.3 調查報告

3.3.1 一般說明

地基調查報告應針對工程目的，敘述與工程設計、施工及建築物長期利用相關之地層狀況與長期變化，並就大地工程之基本特性，如地層之複雜性、調查與試驗之侷限性、力學理論之限制性、工程施工之變異性與可能之困難等作必要之說明。

【解說】

本節主要闡明地基調查報告所應該涵蓋之內容，除了忠實地記錄現場調查及室內試驗之結果外，尚應針對工程目的，檢討與工程設計、施工及建築物長期利用相關之大地工程課題。對於一些重要或尚未澄清之問題，均須加以特別說明，供工程規劃、設計及施工人員參考，例如推估地層剖面之可靠度，調查密度或試驗數量是否充足，調查結果是否有不合理之部份，是否須要進行長期水位觀測，是否位於土石流危險地區，以及調查方法的限制性等，都須要在報告中作必要之說明。

3.3.2 報告內容

建築物地基調查報告應分為紀實與分析兩部分，其內容依設計需要決定之。

1. 紀實部份包括下列內容：
 - 工程之說明
 - 基地概述
 - 引用之既有文獻及資料
 - 調查目的
 - 工作範圍

- 基地環境
- 調查方法及說明
- 調查點之位置、高程及地層柱狀圖
- 地下水文
- 現地試驗及探測結果
- 取得樣品及室內試驗結果
- 特殊調查試驗
- 調查過程相片
- 地質剖面圖、地層分類及描述
- 地層綜論

2. 分析部份包括下列內容：

- 計劃工程設施概述
- 區域性潛在地質不利因素概述
- 簡化之地層剖面及承載層
- 建議之地層大地工程參數
- 建議之基礎型式及設計準則，至少應包括基礎深度、支承力及對鄰地與建築物之影響
- 推估之建築物最大沉陷量、差異沉陷量，及對建築物之影響
- 基礎施工應注意事項及安全監測項目
- 進一步調查之內容

3. 必要時尚應包括下列項目：

- 基礎開挖、擋土及支撐方式建議
- 擋土開挖穩定性分析
- 對基地挖填方法之建議
- 基地地震液化潛能評估及其影響
- 地層改良之需要性及對改良方法之建議
- 邊坡之穩定性及穩定工法建議
- 施工中排水及降水之建議
- 沉陷速率之預估。

【解說】

本節說明地基調查報告應包含紀實與分析兩部分，並條列該兩部份內容可能包含之項目，供撰寫及查核報告內容之用，惟對於一般建築工程而言，所需包含之項目應視工程之規模而定，並不一定需要包含所有之項目。

第四章 淺基礎

4.1 淺基礎設計

淺基礎之型式包含獨立基腳、聯合基腳、連續基腳及筏式基礎等，設計時應視載重情況、地層條件及結構需求等選擇適用之基礎型式。

淺基礎應置於合適之承載地層上，以提供足夠之支承力，並使基礎不致發生過大之沉陷、滑動與轉動，且避免受溫度、地層體積變化或沖刷之影響，位於地震區則應考慮地震之影響

【解說】

1. 建築物應視載重及地層條件選擇合適之基礎，使其能安全使用且滿足機能需求，不致發生構造之損壞及傾斜現象。
2. 基礎之型式及尺寸，須視其支承地層而定，使其能傳遞載重而不超過地層之容許支承力，且基礎沉陷量不得超過第 4.4.8 節之規定，並儘量保持均勻沉陷。
3. 基礎版底須設置於適當之深度，使其基礎地層不致因溫度、草木生長影響而產生體積變化，或受地表逕流沖刷之影響。設置深度一般情形不得少於 60 公分，如在凍結地區，基礎版底必須設在凍結線以下之深度，如地基土壤為腐植土、垃圾土、膨脹土、或爛泥等，基底深度必須到達此種土質以下良好土壤之深度，必要時，須將基礎四周之劣土置換，以維基礎之穩定性。
4. 基礎支承地層應考量受振動載重之影響，並評估地震時土壤發生液化之可能性。
5. 基礎設計須顧及其施工可行性、安全性及經濟性，不致因施工而影響基地內及鄰近地區生命及產物之安全。

4.1.1 獨立基腳

獨立基腳係用獨立基礎版將單柱之各種載重傳佈於基礎底面之地層。

獨立基腳之載重合力作用位置如通過基礎版中心時，柱載重可由基礎版均勻傳佈於其下之地層，版下之壓力不得大於第4.3節規定之容許支承力。

柱腳如無地梁連接時，柱之彎矩應由基礎版承受，並與垂直載重合併計算，其合壓力應以實際承受壓力作用之面積計算之，且最大合壓力不得大於第4.3節規定之容許支承力。

偏心較大之基腳，宜以繫梁連接至鄰柱，以承受彎矩及剪力。

【解說】

- 獨立基腳之載重作用位置與其基礎版形心一致時，如圖-解 4.1-1 所示，則柱載重可假設由基礎版均勻傳佈於其下之地層，版下之壓力 q 可用下式計算之：

$$q = \frac{P}{A} \quad \text{式(解 4.1-1)}$$

式中

$$P = P' + W_s + W_f$$

$$A = \text{基礎面積 } B \times L$$

$$P' = \text{柱腳垂直荷載}$$

$$W_s = \text{基礎版頂以上之土壤重量}$$

$$W_f = \text{基礎自重}$$

$$Z = \text{柱腳頂至基礎版底之距離}$$

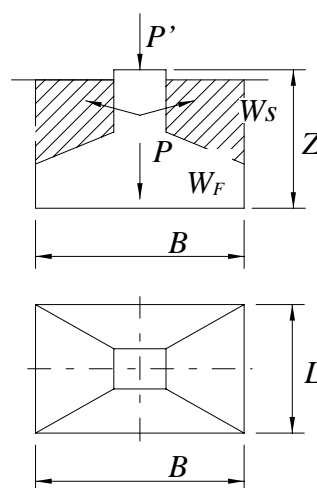


圖-解 4.1-1 獨立基腳載重示意圖

- 獨立基腳如須承受彎矩與水平力時，如圖-解 4.1-2 所示，柱腳頂之

彎矩應由基礎版承受之，其偏心距 e 為

$$e = \frac{M}{P} \quad \text{式(解 4.1-2)}$$

式中

$$M = M' + Q'Z$$

M' = 柱腳頂之彎矩

Q' = 柱腳頂之水平力

Z = 柱腳頂至基礎版底之距離

而基礎版底所受最大合壓力 q 可由下列二式計算之：

(i) 若 $e \leq \frac{B}{6}$

$$q = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad \text{式(解 4.1-3)}$$

(ii) 若 $e > \frac{B}{6}$

$$q = \frac{4P}{3(B - 2e)L} \quad \text{式(解 4.1-4)}$$

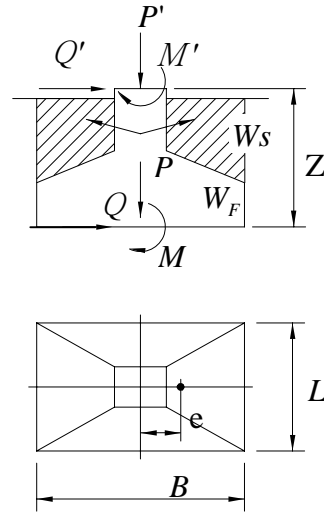


圖-解 4.1-2 獨立基腳承受水平力與彎矩示意圖

3. 獨立基腳如須承受雙向彎矩與水平力時，其柱腳頂之彎矩應由基礎版承受之，其最大合壓力 q 為

$$q = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e_B}{B} + \frac{6e_L}{L} \right) \quad \text{式(解 4.1-5)}$$

$$e_B = \frac{M_B}{P} \quad \text{式(解 4.1-6)}$$

$$e_L = \frac{M_L}{P} \quad \text{式(解 4.1-7)}$$

式中， e_B 及 e_L 分別為 B 方向及 L 方向之偏心距，而 M_B 及 M_L 分別為 B 方向及 L 方向之作用彎矩，而 P 為垂直作用力。

4.1.2 聯合基腳

聯合基腳係用一基礎版支承兩支或兩支以上之柱，使其載重傳佈於基礎底面之地層。

聯合基腳之基礎版，除另以其他可靠方法分析外，可取柱為支點，基礎版下壓力為載重，推算基礎版控制斷面之設計剪力及彎矩。

【解說】

當邊柱基礎版受地界線限制，無法放大時，為避免基腳偏心過大之現象，則可利用聯合基腳，其設計須使基礎版之中心與柱載重之合力中心儘量相合或相近，依基礎容許支承力，計算所需之面積大小。一般而言，其形狀有長方形及梯形兩種型式，若兩柱中心距過遠時，則可利用大型繫梁加以連接，由繫梁承受彎矩與剪力。

4.1.3 連續基腳

連續基腳係用連續基礎版支承多支柱或牆，使其載重傳佈於基礎底面之地層。

多柱或牆使用同一連續基礎版為基腳時，基礎版之中心應儘量與多柱或牆之合力作用位置相合或相近，以避免太大之偏心。基礎版之設計，除另以其他可靠方法分析外，可取柱為支點，基礎版下壓力為載重，依連續梁或連續構架分析推算基礎版之設計彎矩及剪力。

【解說】

此類型之基腳適合於排柱且其柱間距不大時，或為承重牆，其配置應儘量使載重之偏心量維持最小。

4.1.4 筏式基礎

筏式基礎係用大型基礎版或結合地梁及地下室牆體，將建築物所有柱或牆之各種載重傳佈於基礎底面之地層。

以基礎版承載建築物所有柱載重之筏式基礎，應核算由於偏心載重所造成之不均勻壓力分佈。

筏式基礎應考慮其可撓性，其結構設計應視其與地層相對勁度之大小，採用剛性基礎或柔性基礎方法分析設計之。

【解說】

1. 當土壤支承力較小而必須承受很大之建築物重量時，則宜採用筏式基礎，一般而言，其使用時機如下：
 - (1) 柱基腳之底面積超過建築物總面積之 1/2。
 - (2) 基礎可能發生過大之差異沉陷。
 - (3) 土壤支承力不佳，使用其他淺基礎無法安全支承。
 - (4) 須抵抗向上之靜水壓力。
 - (5) 沿鄰近基地或建築物而建造。
 - (6) 地層含孔洞或性質複雜之高壓縮性土壤者。
 - (7) 欲防止或減低土層內部因基礎載重產生之應力集中現象。
2. 筏式基礎具有減少建築物差異沉陷，及挖除土重對建築物載重有補償作用等優點。
3. 筏式基礎之結構設計，依其與地層相對勁度之大小，可採用剛性或柔性基礎分析方法設計之。依據美國混凝土學會 ACI436 委員會建議以參數 β 來區分，若柱與柱中心距小於 $1.75/\beta$ 時，可採用剛性基礎分析方法設計，反之，若大於 $1.75/\beta$ 時，則應採用柔性基礎分析方法設計之。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{B_1 K_v}{4E_F I_F}} \quad \text{式(解 4.1-8)}$$

式內

β = 基礎版之特徵參數 (m^{-1})

B_1 = 筏式基礎分析有效帶寬 (m)

K_v =筏式基礎土壤之鉛直向地盤反力係數(t f/m³)

E_F =筏式基礎構造物之楊氏係數(t f/m²)

I_F =筏式基礎所採用有效帶寬之斷面慣性矩(m⁴)

4.2 淺基礎結構設計

基礎版底深度之設定須考慮地層受溫度、體積變化或沖刷之影響，如有冰凍之地區，基礎版底之深度必須設在凍結線以下。

基礎版之結構分析，應檢核梁式剪應力，穿孔剪應力、彎矩、承壓應力等，均不得超過容許值，其設計應符合建築構造編第六章之相關規定。

【解說】

1. 基礎版底深度之設定，除依第 4.1 節外，對於有可能受地表逕流、河流或洪水沖刷之虞者，宜選用合宜之沖刷公式，推求最大沖刷深度後，再決定基礎底版之設置深度。
2. 基礎版之結構分析得採用強度設計法，將基礎載重乘以載重因素後，分析各個臨界面之應力值，檢核其安全性。

4.3 容許支承力

4.3.1 極限支承力

淺基礎之極限支承力應根據第三章基地調查及土壤試驗之結果，依下列公式估計之：

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma_2 D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5\gamma_1 B N_\gamma F_{rs} F_{rd} F_{ri} \quad \text{式(4.3-1)}$$

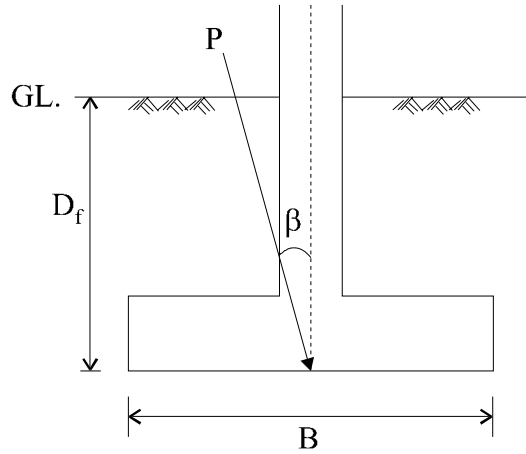


圖 4.3-1 淺基礎示意圖

式內

q_u = 極限支承力 (tf/m^2)

c = 基礎版底面以下之土壤凝聚力 (tf/m^2)

γ_1 = 基礎版底以下B深度範圍內之土壤平均單位重，在地下水位以下者，應為其有效單位重 (tf/m^3)

γ_2 = 基礎版底以上之土壤平均單位重，在地下水位以下者，應為其有效單位重 (tf/m^3)

D_f = 基礎附近之最低地面至基礎版底面之深度，如鄰近有開挖，須考慮其可能之影響 (m)

B = 矩形基腳之短邊長度，如屬圓形基腳則指其直徑 (m)

L = 矩形基腳之長邊長度 (m)

β = 載重方向與鉛直線之夾角 ($^\circ$)

N_c, N_q, N_γ = 支承力因數，與土壤摩擦角 (ϕ) 之關係如表 4.3-1 所示

F_{cs}, F_{qs}, F_{rs} = 形狀影響因素

F_{cd}, F_{qd}, F_{rd} = 埋置深度影響因素

F_{ci}, F_{qi}, F_{ri} = 載重傾斜影響因素

上述各形狀、埋置深度及載重傾斜影響因素分如表 4.3-2 所示。

表4.3-1 支承力因數

ϕ (度)	N_c	N_q	N_γ	N_γ^*
0	5.3	1.0	0.0	0.0
1	5.3	1.1	0.0	0.0
2	5.3	1.1	0.0	0.0
3	5.3	1.2	0.0	0.0
4	5.3	1.3	0.0	0.0
5	5.3	1.4	0.0	0.0
6	5.3	1.5	0.0	0.0
7	5.3	1.6	0.0	0.0
8	5.3	1.7	0.0	0.0
9	5.3	1.8	0.0	0.0
10	5.3	1.9	0.0	0.0
11	5.5	2.1	0.0	0.0
12	5.8	2.2	0.0	0.0
13	6.0	2.4	0.0	0.0
14	6.2	2.5	1.1	0.9
15	6.5	2.7	1.2	1.1
16	6.7	2.9	1.3	1.4
17	7.0	3.1	1.5	1.7
18	7.3	3.4	1.6	2.0
19	7.6	3.6	1.8	2.4
20	7.9	3.9	2.0	2.9
21	8.2	4.2	2.2	3.4
22	8.6	4.5	2.4	4.1
23	9.0	4.8	2.7	4.8
24	9.4	5.2	3.0	5.7
25	9.9	5.6	3.3	6.8
26	10.4	6.0	3.6	8.0
27	10.9	6.5	4.0	9.6
28	11.4	7.1	4.4	11.2
29	13.2	8.3	5.4	13.5
30	15.3	9.8	6.6	15.7
31	17.9	11.7	8.4	18.9
32	20.9	14.1	10.6	22.0
33	24.7	17.0	13.7	25.6
34	29.3	20.8	17.8	31.1
35	35.1	25.5	23.2	37.8
36	42.2	31.6	30.5	44.4
37	51.2	39.6	41.4	54.2
38	62.5	49.8	57.6	64.0
39	77.0	63.4	80.0	78.8
40以上	95.7	81.2	114.0	93.6

註： N_γ^* 為偏心載重基礎使用

表4.3-2 各項影響因素之計算式(Modified from Meyerhof, 1963)

提供支承力項目		凝聚力(c)	超 載(q)	土重(γ)
考慮影響項目				
形狀影響 因素(s)	$\phi = 0$ 法	$F_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \leq 1.2$	$F_{qs} = 1.0$	$F_{rs} = 1.0$
	$(\phi \geq 10^\circ)$	$F_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$	$F_{qs} = 1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$	$F_{rs} = 1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$
埋置深度 影響因素(d)	$\phi = 0$ 法	$F_{cd} = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \leq 1.5$	$F_{qd} = 1.0$	$F_{rd} = 1.0$
	$(\phi \geq 10^\circ)$	$F_{cd} = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$	$F_{qd} = 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$	$F_{rd} = 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$
載重傾斜 影響因素(i)	$(\beta \geq \phi)$	$F_{ci} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ} \right)^2$	$F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ} \right)^2$	$F_{ri} = 0$
	$(\beta < \phi)$			$F_{ri} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$

註：當 $\phi < 10^\circ$ 時使用 $\phi = 0$ 法，此時形狀與埋置深度影響因素均有上限值。

【解說】

1. 上述式(4.3-1)中之埋置深度 D_f ，須考慮地形及基礎構造之型式，如圖-解 4.3-1 所示，同時如鄰近有開挖時須顧及其可能之影響。
2. 基礎土壤的剪力破壞型式分為全面剪力破壞、局部剪力破壞及貫穿剪力破壞三種主要類型，依土壤的種類、緊密程度、軟硬程度及基礎寬度與覆土深度等而定。依 Terzaghi 研究指出，當砂土摩擦角 ϕ 大於 38° 或黏土單軸壓縮強度大於 10tf/m^2 時，方可能產生全面剪力破壞，當砂土摩擦角 ϕ 小於 28° 時則產生貫穿剪力破壞，砂土摩擦角 ϕ 介於 $28^\circ \sim 38^\circ$ 之間時為局部剪力破壞，而通常 N_c 、 N_q 與 N_r 之值皆係由全面剪力破壞推導得之，因此必須加以適度修正，方能反映實際情況，如表 4.3-1 所示。

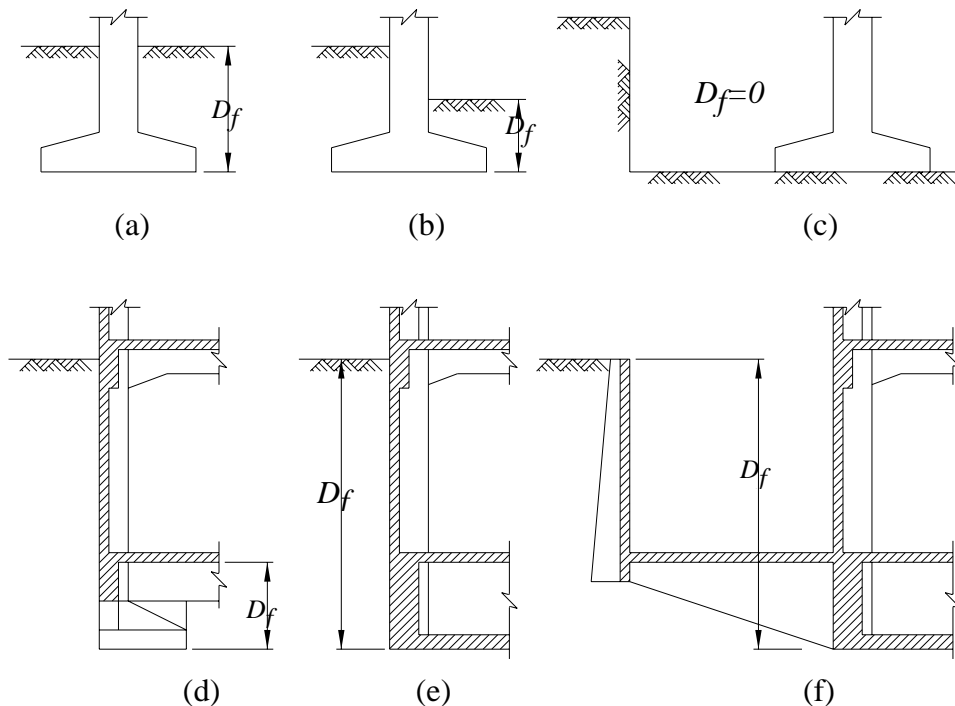


圖-解 4.3-1 基礎埋置深度示意圖

4.3.2 偏心載重基礎

承受偏心載重之基礎，應根據偏心狀況及偏心量大小，對支承力估計予以特殊之考慮。長期載重情況之最大偏心量不得大於基礎版寬度之六分之一，短期載重情況之最大偏心量不得大於基礎版寬度之三分之一。

【解說】

承受水平力或彎矩與垂直載重聯合作用之基礎，基礎土壤反力呈非均勻分布，基礎之垂直容許載重可採用 Meyerhof(1953)所建議之有效面積法推求，其方法如下：

1. 決定有效基礎大小：

(1) 長方形基礎時，如圖-解 4.3-2 所示。

(a) 單向偏心狀況

$$\text{有效接觸面積 } A' = B'L' \quad \text{式(解 4.3-1)}$$

$$\text{有效寬度 } B' = B - 2e_B \quad \text{式(解 4.3-2)}$$

(b) 雙向偏心狀況

$$\text{有效接觸面積 } A' = B'L' \quad \text{式(解 4.3-3)}$$

$$\text{有效寬度 } B' = B - 2e_B \quad \text{式(解 4.3-4)}$$

$$\text{有效長度 } L' = L - 2e_L \quad \text{式(解 4.3-5)}$$

(2) 圓形基礎時，如圖-解 4.3-3 所示。

$$\text{有效接觸面積 } A' = r^2(\alpha - \cos \alpha \sin \alpha) \quad \text{式(解 4.3-6)}$$

式中之 r 為圓形基礎的半徑(m)，而 α 為接觸面積之半圓周角(rad)，其值如圖-解 4.3-4 所示。

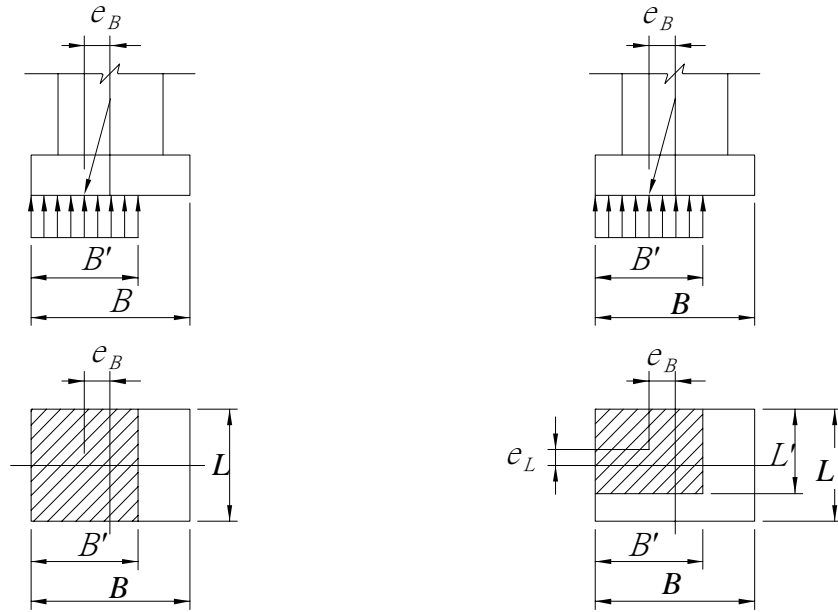
2. 淨極限支承力由下列公式計算，式中之 N_γ^* 如表 4.3-1 所示，而形狀影響因素 F_{cs} 、 F_{qs} 與 F_{rs} 則應按表 4.3-2 公式以有效接觸面積之 B' 或 L' 計算：

$$q'_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma_2 D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5\gamma_1 B' N_\gamma^* F_{rs} F_{rd} F_{ri} - \gamma_2 D_f \quad \text{式(解 4.3-7)}$$

3. 偏心載重為容許支承力與有效面積之乘積，即

$$P_a = q'_u B' L' / FS + \gamma_2 D_f B' L'$$

式(解 4.3-8)



(a) 單向偏心作用

(b) 雙向偏心作用

圖-解 4.3-2 長方形基礎之有效接觸面積

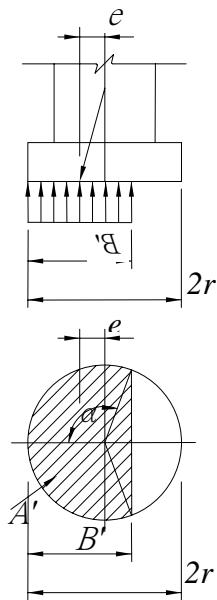


圖-解 4.3-3 圓形基礎之有效接觸面積

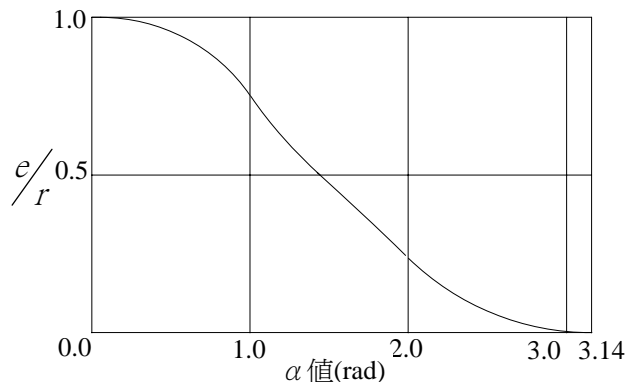


圖-解 4.3-4 圓形基礎之 α 與 e/r 關係圖

4.3.3 斜坡與層狀地層上基礎

斜坡與層狀地層上之淺基礎，應根據斜坡狀況及層狀地層之分佈狀況，對支承力估計予以特殊之考慮。

【解說】

1. 設置於斜坡坡頂(如圖-解 4.3-5 所示)或建造於坡面(如圖-解 4.3-6 所示)之淺基礎，其主要破壞之型式計有逕流淘刷破壞，邊坡滑動破壞及基礎支承力破壞等三類。對於逕流淘刷之控制，設計時應規劃完善之坡面排水系統及護坡設施予以防治。對於邊坡穩定之問題，則於設計階段應有完整慎密之分析，並根據邊坡穩定分析結果，施以必要之邊坡穩定及水土保持設施，以確保邊坡穩定無慮後，始可進行基礎之規劃設計。斜坡上淺基礎之極限支承力必須根據斜坡狀況、基礎位置及地層狀況而加以評估，一般而言，其支承力大小隨著斜坡角度增加而減少，極限支承力得參考 Meyerhof(1957)所提出之斜坡上基礎支承力理論估算。

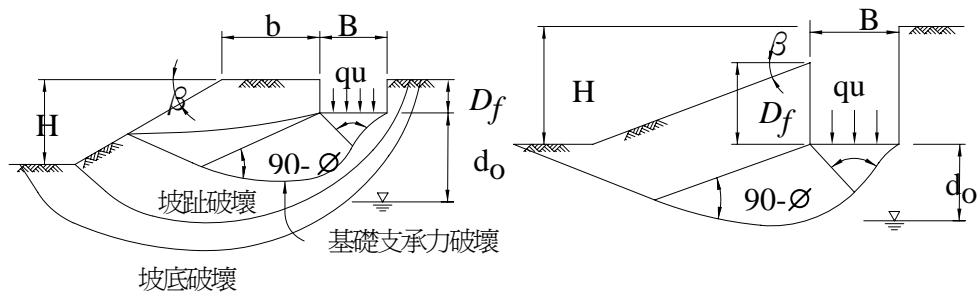


圖-解 4.3-5 斜坡坡頂之基礎破壞模式 圖-解 4.3-6 坡面上之基礎破壞模式

2. 沖積地層之土層可能由一層一層不同土壤所組成，由於土壤種類與性質皆不同，因此層狀地層支承力估算，必須考慮各種狀況，並取其最小值為基礎支承力。
 - (1) 緊密砂土層下接軟弱黏土層時，其支承力為下接軟弱黏土層支承力加上基礎貫穿緊密砂土層所提供支承力之總和，但支承力不得大於緊密砂土層之支承力。

- (2) 堅硬黏土層下接軟弱黏土層時，其支承力為下接軟弱黏土層支承力加上基礎貫穿堅硬黏土層所提供支承力之總和，但支承力不得大於堅硬黏土層之支承力。
- (3) 軟弱黏土層下接堅硬黏土層時，其支承力為軟弱黏土層支承力與堅硬黏土層支承力兩者內插推求之，並應考慮是否可能產生塑性流破壞現象。
- (4) 有關層狀地層上之淺基礎支承力得參考 Meyerhof and Hanna (1978) 所發表支承力理論估算之。

4.3.4 載重試驗

基礎地層之容許支承力及地盤反力係數，得利用現場平板載重試驗結果推求之，但應特別注意地層層次狀況及基礎規模效應之影響應針對實際狀況作必要之修正。

【解說】

1. 載重試驗應依下列規定：

- (1) 載重試驗坑底之標高，應與設計基礎版底相同，試驗坑每邊寬度不得少於試驗版寬度之四倍。
- (2) 試驗版邊長，不得小於三十公分，沉陷測微表之精度至少應達到 0.25 公厘。
- (3) 每次加載應加設計載重之五分之一，每次加載持壓時間應相同，並不得少於一小時。加載應繼續施行，直至總沉陷量達二十五公厘，或達土壤支承力破壞為止；卸載時應依加載相反之程序；依所記載之沉陷及回彈記錄，繪製載重~沉陷曲線圖，並估算其極限支承力。

2. 基礎之極限支承力得依下式推算：

(1) 黏土層

$$q_{u(F)} = q_{u(P)} + \gamma D_f \quad \text{式(解 4.3-8)}$$

(2) 砂土層

$$q_{u(F)} = q_{u(P)} \times \frac{B_F}{B_P} + \gamma D_f N_q \quad \text{式(解 4.3-9)}$$

3. 沉陷量得依下式推算：

(1) 黏土層

$$S_F = S_P \times \frac{B_F}{B_P} \quad \text{式(解 4.3-10)}$$

(2) 砂土層

$$S_F = S_P \left(\frac{B_F}{B_P} \right)^2 \left(\frac{B_P + 0.3}{B_F + 0.3} \right)^2 \quad \text{式(解 4.3-11)}$$

式中：
 $q_{u(F)}$ = 基礎之極限支承力 (tf/m²)
 $q_{u(P)}$ = 平板試驗之極限支承力 (tf/m²)
 B_F = 基礎寬度 (m)
 B_P = 平板寬度 (m)
 S_F = 基礎之沉陷量 (m)
 S_P = 平板試驗之沉陷量 (m)

4. 鉛直向地盤反力係數 K_v 定義為基礎承受之均佈載重 q 與所產生之沉陷量 s 之比值，即 $K_v = q/s$ ，其值並非常數，依基礎大小、基礎埋置深度、土壤種類及載重強度等條件而定。通常， K_v 值隨著基礎作用面積之增加而降低，其值除可由平板載重試驗之結果依上述各式作修正求得外，亦可參考其他國外規範之相關規定估算之。

4.3.5 安全係數

基礎地層之容許支承力，應依使用條件及載重狀況按第4.3.1節所列公式計算極限支承力扣除基礎底面以上荷重，而得淨極限支承力後，除以安全係數後，再加上基礎底面以上荷重，且其沉陷量必須小於容許沉陷量而得之。建築物基礎支承長期載重之安全係數不得小於

3，考慮短期性載重如地震、風力及積雪等，容許支承力得予提高百分之五十。

4.4 沉陷量

4.4.1 一般說明

建築物基礎之沉陷現象係因基礎以下之地層受建築物載重、地下水位變化、地下空穴或環境變化等影響所致。一般狀況下，基礎承受建築物載重所致之沉陷量，得依本節規定計算之，至於其他因素所造成之沉陷，應依基地條件適度考量之。

【解說】

基礎下方之土壤受到環境因素改變時，可能產生壓縮或顆粒移動現象而使基礎產生沉陷，沉陷量過大者將影響建築物之使用機能與美觀，甚至產生結構損壞，於基礎設計時應特別考量沉陷之問題，尤其對位於軟弱地盤上之基礎。

4.4.2 沉陷量分析之基礎載重

計算淺基礎之沉陷量時，作用於基礎底面之載重，以靜載重加上活載重合併計算之，其中活載重應依建築構造編第二十五條計算並折減之。

【解說】

本節基礎載重之計算應依本規範第二章相關規定計算之。

4.4.3 地層應力增量計算

地層因受基礎載重影響而增加之應力，原則上可依載重情況按彈性力學公式計算之，惟應綜合考慮基礎形狀及地層變化等因素，而作適當之修正。

【解說】

1. 基礎載重若係垂直集中載重，而土層可視為等值均質、均向、線彈性介質柏松比 $\nu=0.5$ 時，則其垂直應力增量可採用 Boussinesq(1886) 公式計算之，如圖-解 4.4-1 所示。

$$\sigma_z = \frac{P}{2\pi} \times \frac{3Z^3}{R^5} \quad \text{式(解 4.4-1)}$$

式中

σ_z = 地層中深度 z 之垂直應力增量 (tf/m²)

P = 基礎底面之垂直集中載重 (tf)

Z = 基礎底面以下 Z 計算點之深度 (m)

r = 至集中載重作用點之水平投影距離 (m)

R = 至集中載重作用點之距離 (m)。

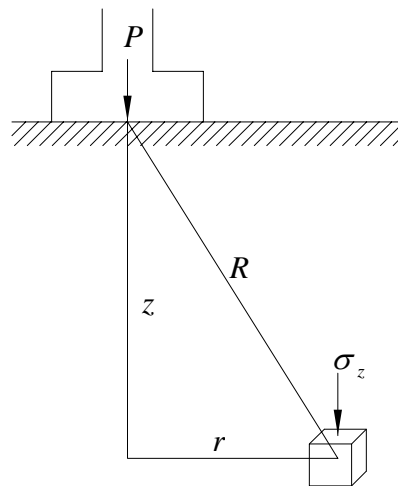


圖-解 4.4-1 應力增量

2. 基礎載重若為分佈載重時，其垂直應力增量可利用 Boussinesq 公式積分求得或是利用 Newmark(1942)之應力影響圖法求出。

3. 基礎載重為均佈載重時，可採用近似方法，由基礎版底各側向下外放三十度(垂直角)或以垂直比水平(2:1)坡至計算點之深度，計算擴大面積，求出平均地層應力增量。
4. 基礎載重若為不均勻分佈，呈梯形或三角形荷重時，其垂直應力增量可利用 Osterberg(1957)之應力影響圖求出。

4.4.4 沉陷類別

基礎載重所引致之沉陷量包含瞬時沉陷、壓密沉陷及次壓縮沉陷，以及塑性流潛移等造成之沉陷。砂性土壤以瞬時沉陷為主，黏性土壤則以壓密沉陷及次要壓縮沉陷量為主，特殊軟弱土壤如極軟弱黏土、腐植土及有機土等應另加考慮塑性流及潛移導致之沉陷。

【解說】

基礎載重所生之總沉陷量包含瞬時沉陷、壓密沉陷、次壓縮沉陷及塑性流及潛移導致沉陷等四部份。當土壤承受載重後於短時間內產生之沉陷稱為瞬時沉陷，而當超額孔隙水壓消散過程所伴隨產生之沉陷稱為壓密沉陷，當壓密完成後，於有效壓力不變的情形下，土壤隨著時間持續發生之變形稱為次要壓縮沉陷，但土壤如極軟弱黏土、腐植土及有機土等因載重而產生側向塑性流或潛移造成基礎沉陷。

4.4.5 瞬時沉陷

地層承受基礎載重之瞬時沉陷量計算，得視地層為均質體以彈力學理論推估之。

【解說】

瞬時沉陷係指地層承受基礎載重後，短時間內即產生之沉陷反應，主要是由於土壤顆粒變形、相對滑動及土體受剪變形所致，因此

當載重解除後，瞬時沉陷並未能完全恢復，此現象與一般固體材料於彈性限度內之應力-應變行為有所不同，惟實務上於計算地層之瞬時沉陷量時，仍視地層為連體並以彈性理論公式推估，其彈性變形模數視為定值，惟該值應考慮土體應力大小及過壓密比等之影響，妥予決定之，常用之一般式為：

$$\Delta H_{ip} = \sum \frac{H_i}{E_i} (\Delta \sigma_{zi} - \nu \Delta \sigma_{xi} - \nu \Delta \sigma_{yi}) \quad \text{式(解 4.4-2)}$$

式中： ΔH_{ip} = 任意點之瞬時沉陷量 (m)

H_i = 基礎載重影響範圍各土層之厚度 (m)

$\Delta \sigma_{zi}, \Delta \sigma_{xi}, \Delta \sigma_{yi}$ = 基礎載重所引致之鉛直方向與水平方向應力增量 (tf/m²)

E_i = 各土層之變形模數 (tf/m²)，

ν = 柏松比

淺基礎之沉陷量計算宜分層估算。對於承受均佈載重之地層，用於計算瞬時沉陷之彈性理論基本公式為：

$$\Delta H_i = \frac{1-\nu^2}{E} qBI \quad \text{式(解 4.4-4)}$$

式中： ΔH_i = 瞬時沉陷量 (m)

q = 載重面作用之均佈載重 (tf/m²)

B = 載重面寬度或直徑 (m)

E = 土層之變形模數 (tf/m²)

I = 影響係數，與載重面形狀、沉陷點位置、基礎剛度及埋置深度、壓縮層厚度等因素有關。

針對飽和黏土層上之淺基礎，基礎平均之瞬時沉陷量亦得以 Janbu(1956)等所建議之修正彈性理論公式計算之，即

$$\Delta H_i = \frac{4}{3} \mu_0 \mu_1 \frac{qB}{E} (1-\nu^2) \quad \text{式(解 4.4-4)}$$

式中

ΔH_i = 瞬時沉陷量 (m)

μ_o , μ_1 = 影響係數，如圖-解 4.4-2 所示

q = 載重 (tf/m²)

E = 不排水變形模數應考慮過壓密比之影響 (tf/m²)

B = 基礎寬度 (m)

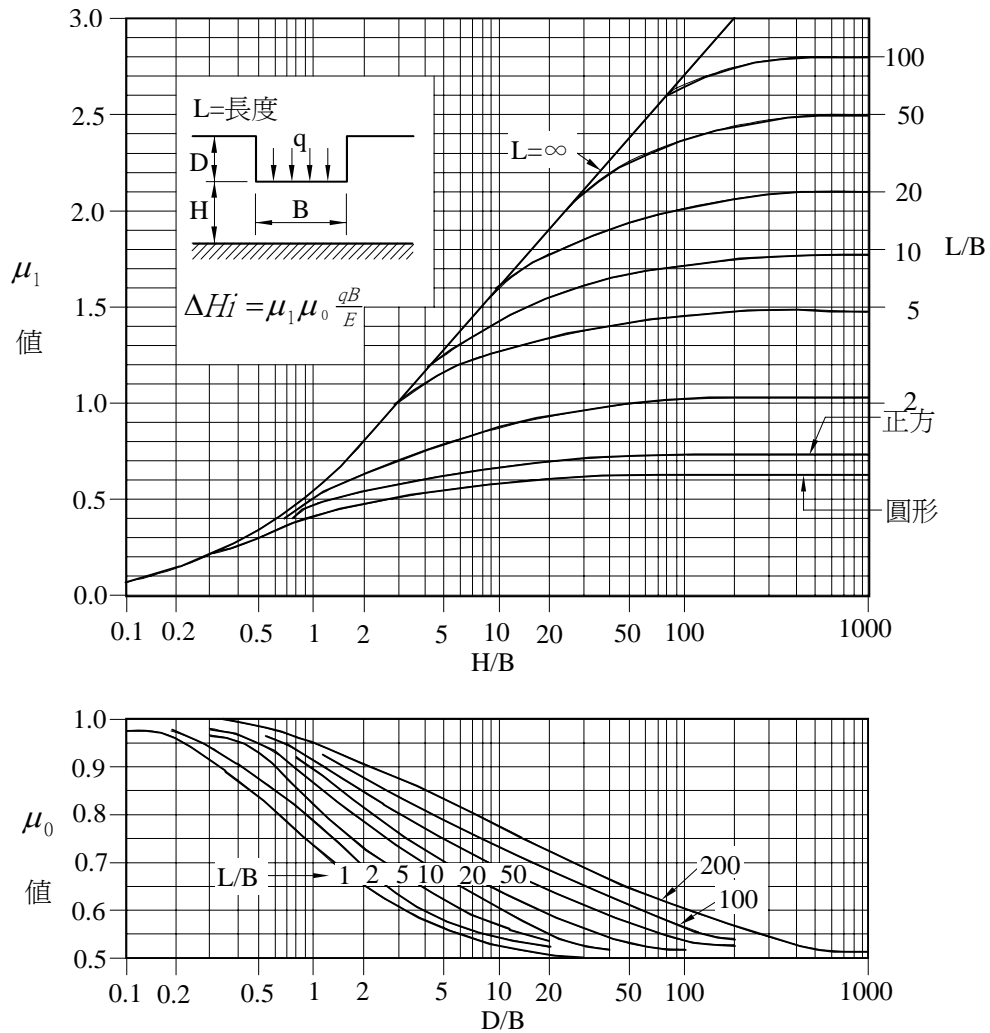


圖-解 4.4-2 估算飽和黏土平均瞬時沉陷之 μ_o , μ_1 值
(取自 Janbu et al , 1956)

4.4.6 壓密沉陷

黏性土層之單向度壓密沉陷量，原則上可由壓密前後之孔隙比變化，依下式推估之：

$$H_c = \sum_{i=1}^n \frac{e_{oi} - e_{fi}}{1 + e_{oi}} H_i \quad \text{式(4.4-1)}$$

式內

H_c = 壓密沉陷量 (cm)

e_{oi} = 第 i 層土壤初始正向應力為 σ'_{oi} 時之孔隙比

e_{fi} = 第 i 層土壤正向應力增加為 σ'_{fi} 時之孔隙比

σ'_{oi} = 第 i 層中央點之初始正向有效垂直應力 (tf/m²)

σ'_{fi} = 第 i 層中央點之最終正向有效垂直應力 (tf/m²)

H_i = 第 i 層之厚度 (cm)

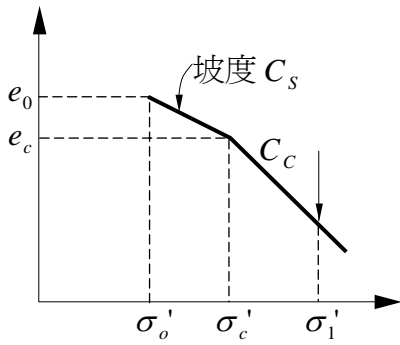
【解說】

土層於承受載重後所產生之壓密沉陷量，原則上應依其孔隙比之變化計算之。而在一般工程應用上，常利用壓縮指數 (compression index) 之方式估算之，即利用單向度壓密試驗之結果，研判黏性土層係屬於正常壓密土壤、過壓密土壤或壓密中之土壤，估計其壓縮指數，再利用壓密沉陷計算公式加以估算。

首先應先將單向度壓密試驗結果之 $e-\log \sigma'$ 關係曲線，利用 Casagrande(1936) 或 Schmertmann(1955) 建議之方法修正成工地壓密曲線，再根據工地壓密沉陷曲線計算土層之壓密沉陷量。

應用工地壓密曲線計算土層之壓密沉陷量，應注意該土層之土壤是正常壓密土壤、過壓密土壤或壓密中的土壤，根據圖-解 4.4-3 所列公式計算其壓密沉陷量，圖中所示之 σ'_0 為該土層目前所受之有效覆土壓力， σ'_c 為其最大預壓密壓力，而 σ'_1 則為該土層於承受加載後之最終有效覆土壓力。

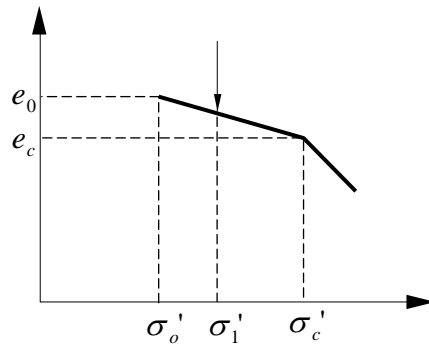
1. $\sigma_1' > \sigma_c'$



$$\Delta H_c = H_o \times \frac{C_s}{1+e_o} \log \frac{\sigma_c'}{\sigma_o'} + H_o \times \frac{C_c}{1+e_o} \log \frac{\sigma_1'}{\sigma_c'}$$

式(解 4.4-5)

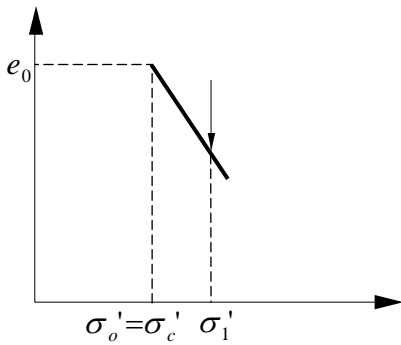
2. $\sigma_1' < \sigma_c'$



$$\Delta H_c = H_o \times \frac{C_s}{1+e_o} \log \frac{\sigma_1'}{\sigma_o'}$$

式(解 4.4-6)

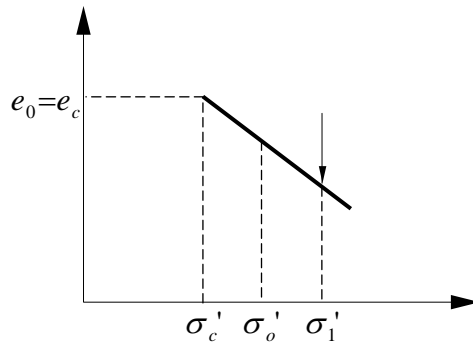
(a) 過壓密土壤 ($\sigma_c' > \sigma_o'$)



$$\Delta H_c = H_o \times \frac{C_c}{1+e_o} \log \frac{\sigma_1'}{\sigma_o'}$$

式(解 4.4-7)

(b) 正常壓密土壤 ($\sigma_o' = \sigma_c'$)



$$\Delta H_c = H_o \times \frac{C_c}{1+e_o} \log \frac{\sigma_1'}{\sigma_c'}$$

式(解 4.4-8)

(c) 壓密未完成土壤 ($\sigma_c' < \sigma_o'$)

圖-解 4.4-3 壓密沉陷量計算示意圖

4.4.7 次壓縮沉陷

次壓縮沉陷量可利用該壓縮性地層中所取得不擾動土樣之單向度壓密試驗結果推估之。

【解說】

次壓縮沉陷通常發生於高壓縮性之黏土層中，係於主要壓縮（壓密）完成後，在有效應力維持不變之狀況下，隨時間而持續發生之沉陷，此種沉陷可能係由黏土顆粒與黏土團間鍵結之壓縮、土壤結構重組及其他一些微觀結構之改變所造成，其推估公式如下：

$$\Delta H_s = C_\alpha H \log \left(\frac{t_{sc}}{t_p} \right) \quad \text{式(解 4.4-5)}$$

式中： C_α = 土層之次壓縮係數

H = 土層厚度 (m)

t_p = 壓密沉陷完成時間 (年)

t_{sc} = 考慮次壓縮沉陷時間 (年)

一般土壤之次壓縮沉陷很小，設計上可略而不計，惟對於特殊軟弱土壤，如腐植土、有機土等則應特別考慮。

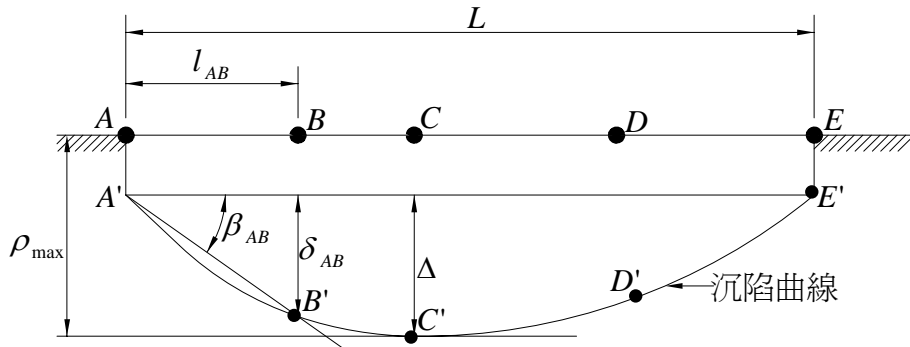
4.4.8 容許沉陷量

建築物之容許沉陷應視地層狀況、基礎型式、載重大小、構造種類、使用條件及環境因素而定，基礎沉陷所導致之角變量及總沉陷量，應不得使建築物發生有害之裂縫，或影響其使用功能。

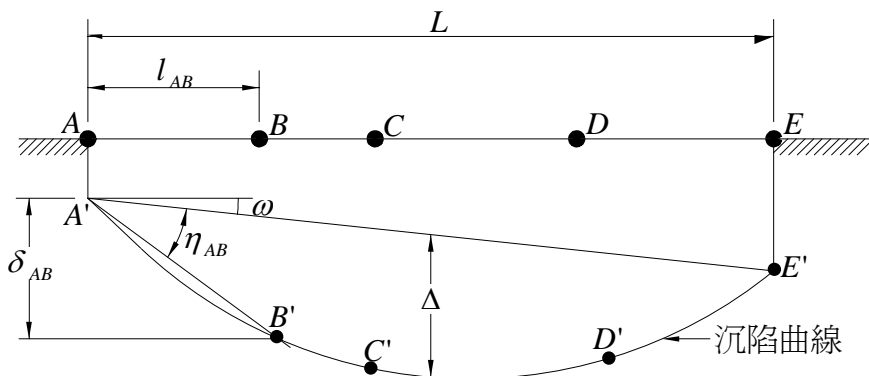
【解說】

1. 依據 Wahls (1981) 研究成果，定義基礎變位的參數如圖-解 4.4-4 所示，其中 A 、 B 、 C 、 D 及 E 表基礎沉陷前之點位，而 A' 、 B' 、 C' 、 D' 及 E' 則表所對應沉陷後之點位。為方便起見，基礎沉陷一般可視為包含剛體位移與撓曲變形，前者主要造成建築物整體之轉動，而

後者將造成建築物構件之扭曲變形，致產生有害之龜裂或損壞，因此一般在計算角變量時均將基礎沉陷之剛體轉動量扣除，此角變量可用於估計建築物構件之扭曲變形與損害等情形。



(a) 無剛體轉動之沉陷



(b) 具有剛體轉動之沉陷

- 圖中：
- ρ_i = i 點之總沉陷量
 - δ_{ij} = i 點和 j 點間之差異沉陷量
 - Δ = 相對撓度
 - $\eta_{ij} = \delta_{ij} / l_{ij} - \omega$ = 角變量
 - Δ_{\max} / L = 撓度比

圖-解 4.4-4 建築物沉陷與相關參數之定義

2. 基礎若產生沉陷首先將影響建築物之粉刷、裝飾或設備之正常使用，沉陷量若過大，則將導致構造物產生龜裂或損壞。所謂容許沉陷量端視要求之標準而定，設計者應視建築物型式審慎評估之，除建築美觀或結構上有特殊需求者外，基礎沉陷所導致角變量及總沉陷量之一般容許標準如下：

(1) 容許角變量：建築物相鄰兩柱或相鄰兩支點間，因差異沉陷引致之角變量，應不得使建築物發生有害之裂縫，或影響其使用功能。角變量與建築物損壞程度之關係如表-解 4.4-1 所示，此表僅係一般之原則，對於特定之構造物應視其狀況而定。

表-解 4.4-1 角變量與建築物損壞程度(Bjerrum,1963)

角變量	建築物損壞程度
1/600	斜撐之構架有受損之危險
1/500	建築物不容許裂縫產生的安全限度(含安全係數)
1/300	隔間牆開始發生裂縫(不含安全係數)
1/250	剛性之高層建築物開始有明顯的傾斜
1/150	隔間牆及磚牆產生相當多的裂縫
1/150	可撓性磚牆之安全限度(含安全係數)
1/150	建築物產生結構性損壞

(2) 容許沉陷量：建築物因基礎載重引致之總沉陷量，原則上不得超過表-解 4.4-2 所示之值，惟須注意構造物之實際狀況，有時在較小沉陷量即有可能產生損壞。

表-解 4.4-2 容許沉陷量 (單位：公分)

構造物種類	混 凝 土		鋼 筋 混 凝 土	
	連續基腳	獨立及聯合基腳	連續基腳	筏式基礎
總沉陷量	4.0	10.0	20.0	30.0

4.5 接觸壓力

接觸壓力係指基礎版承受載重時作用於基礎地層之應力值，其分佈隨基礎與地層間之相對剛性而異。在任何情況下，基礎之最大接觸壓力均不得超過第4.3節規定之土壤容許支承力值。

【解說】

1. 實際的基礎與地層之接觸壓力分佈相當複雜，依基礎埋置深度、土壤種類、及兩者之相對剛性而定，下圖為各情況之壓力分佈示意圖。

基礎版種類		土壤種類	
		黏性土	砂質土
柔性基礎版			
剛性基礎版	地表荷重		
	埋置深度 D_f 荷重		

圖-解 4.5-1 基礎勁度與接觸壓力分布圖

2. 一般情況下，剛性基礎之接觸壓力得以基礎載重除以基礎版底面與土壤接觸之有效支承面積計算，並依載重偏心、基礎形狀及彎矩等因素，按直線變化之分佈方式推求之。

4.6 承受水平力之淺基礎

4.6.1 安全係數

淺基礎之容許水平支承力，一般情況下可依下節式(4.6-1)及式(4.6-2)之和計算其水平極限支承力，並除以安全係數得之。構造物基礎承受長期性水平載重之安全係數不得小於 1.5，考慮短期性載重時，如地震、風力及積雪等，其安全係數不得小於 1.2。

【解說】

1. 本節有關構造物基礎承受水平載重，應考慮長期性與短期性分析，其載重分析依本規範第二章基礎載重規定計算。
2. 考慮短期性載重時，如地震、風力及積雪等，屬偶發性載重，容許支承力酌予提高，因此安全係數由原規定不得小於 1.5，調降至不得小於 1.2。
3. 構造物基礎承受水平載重，不論係屬長期性或短期性，皆應檢核其所可能引致之水平變位、轉動對構造物構件應力造成的影響。

4.6.2 基礎版底面之摩擦阻力

基礎版底面之摩擦阻力得依下式計算之。

$$R_f = N \tan \delta + A c_a \quad \text{式(4.6-1)}$$

式內： R_f = 基礎版底面之摩擦阻力(tf)

N = 作用於基礎版底面之有效鉛直載重(tf)

δ = 基礎版底面混凝土與地層間之摩擦角(°)

(1) 支承層為土壤或軟岩時取 $2/3\phi'$ 至 ϕ' 。

(2) 支承層為硬岩時取 30° 至 45° 。

ϕ' = 地層之有效內摩擦角(°)

A = 基礎版底面之有效接觸面積 (m^2)

c_a = 基礎版底面與地層之有效附著力 (tf/m^2)

【解說】

1. 基礎版底面之摩擦阻力為底面摩擦力與附著力兩者之和，由式(4.6-1)計算之，其中 δ 為基礎版底面混凝土與地層間之摩擦角，其大小與地層特性及基礎施工有關，其選用原則如下：

(1) 基礎支承層為土壤或軟岩時

(a) 基礎為現場澆注施工時，則 $\delta = \phi'$

(b) 基礎為預鑄方式施工時，則 $\delta = \frac{2}{3}\phi'$

(2) 基礎支承層為硬岩時

(a) 基礎為現場澆注施工時，則 $\delta = \phi'$ ，但 δ 不得大於 45° 。

(b) 基礎為預鑄方式施工時，則 $\delta = \frac{2}{3}\phi'$ ，但 δ 不得大於 30° 。

2. 基礎版底面之有效接觸面積之計算必須考慮基礎面積形狀，偏心量大小而定，其估算方法得依第 4.3.2 節解說之規定計算之。

4.6.3 基礎版前側之側向抵抗力

基礎版前之側向抵抗力如圖 4.6-1 所示，得依下式計算之：

$$R_p = \alpha L(\sigma_p \Delta h) - L(\sigma_A \Delta h) \quad \text{式(4.6-2)}$$

式內：

R_p = 淺基礎版前側之側向抵抗力 (tf)

$\alpha = 1.0 + 0.4(D_f / L) \leq 2.0$ ，為形狀係數，依基礎之入土深度與基礎寬度之比值而定。

L = 基礎版前側承受側向抵抗力之版寬度 (m)

σ_p = 被動土壓力 = $\gamma h_e K_p + 2c\sqrt{K_p}$ (tf/m²)

σ_A = 主動土壓力 = $\gamma h_e K_A - 2c\sqrt{K_A}$ (tf/m²)

K_p = 被動土壓力係數，原則上採表 4.6-1 值

K_A = 主動土壓力係數，原則上採表 4.6-1 值

γ = 地層之平均有效單位重量 (tf/m³)

D_f = 地表至基礎版底之深度 (m)

Δh = 基礎版厚度 (m)

h_e = 地表至基礎版中心點之深度 (m)

表 4.6-1 地層土壓力係數 K_p 及 K_A 值

ϕ (度)	0	10	20	30	40	45
K_p	1.0	1.4	2.0	3.0	4.6	5.8
K_A	1.0	0.71	0.5	0.33	0.22	0.17

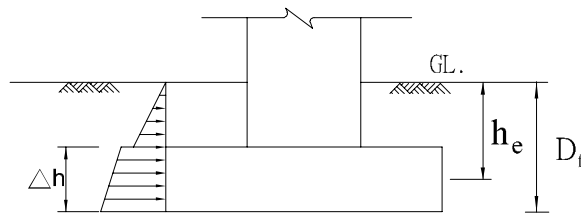


圖 4.6-1 基礎版前側之側向抵抗力分佈示意圖

【解說】

1. 式(4.6-2)中之形狀係數 α ，其值與土壤種類、回填土料性質、基礎版前方之形狀、尺寸大小及埋置深度有關，如圖-解 4.6-1 所示。

2. 地層側向土壓力係數 K_p 及 K_A 值，可利用 Rankine 公式計算之：

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{式(解 4.6-1)}$$

$$K_A = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{式(解 4.6-2)}$$

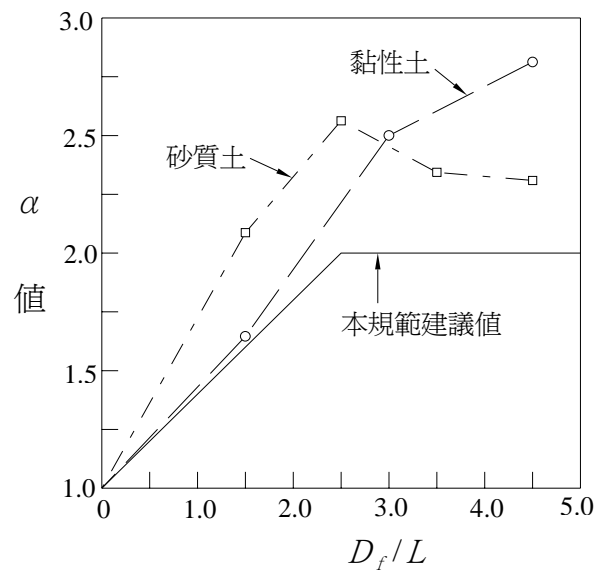


圖-解 4.6-1 α 值與 D_f/L 之關係曲線圖
 (取自日本鐵道構造物等設計標準, 1997)

第五章 樁基礎

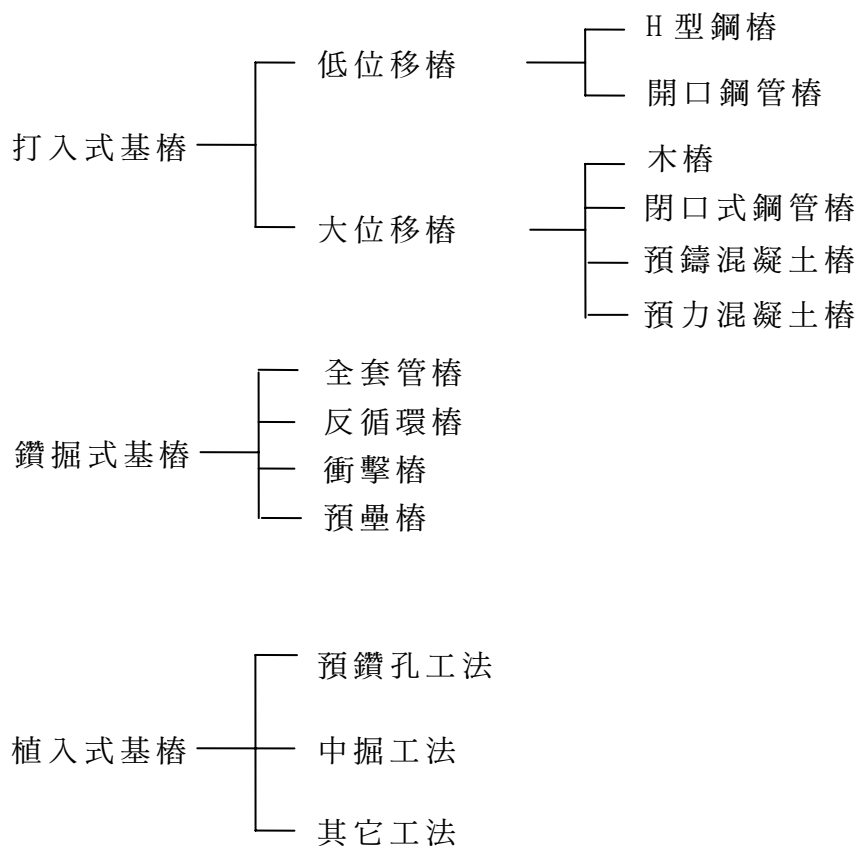
5.1 通則

1. 基樁之支承力因施工方式而異，採用打擊方式將基樁埋置於地層中者，稱為打入式基樁；採用鑽掘機具依設計孔徑鑽掘樁孔至預定深度後，吊放鋼筋籠，安裝特密管，澆置混凝土至設計高程而成者，稱為鑽掘式基樁；採用螺旋鑽在地層中鑽挖與樁內徑或外徑略同之樁孔，再將預製之鋼樁、預力混凝土樁或預鑄鋼筋混凝土樁以插入、壓入或輕敲打入樁孔中而成者，稱為植入樁。
2. 基樁於垂直極限載重作用下，樁頂載重全部或絕大部份由樁表面與土壤之摩擦阻力所承受者，稱為摩擦樁；由樁底支承壓力承受全部或絕大部份載重者，稱為點承樁。
3. 基樁之選擇及設計，應綜合考慮地質條件、上部構造型式、載重方式、容許變形、施工可行性、施工品質與環境、檢測條件等因素審慎評估之。
4. 同一建築物之樁基礎設計，應儘量避免混用不同材質、施工方法或支承方式之基樁；惟特殊之情況經分析對建築物無不利影響者得混用之。
5. 若基樁通過可能液化之地層時，則於地震或振動載重下，應將可能液化部份之土壤支承力予以適當之折減或不予考慮，並應適度考慮液化後土壤流動所造成之影響。
6. 基樁之設計應能承受基礎施加之全部載重，基樁間土壤之支承力一般不予考慮。惟對於樁數超過 3 支以上之摩擦樁樁基，若經確認基礎與其底面下方土壤不致發生分離者，則基樁間土壤之支承力得予考慮。
7. 基樁設計應考慮施工可能因樁身之垂直度不易控制、樁頭位置偏差等原因產生之偏心影響。

【解說】

1. 基樁之支承力基本上係由樁身摩擦阻力及樁底端點支承力兩種機制所提供，支承力之發揮與基樁之施工方式有密切之關係，依據基樁施工過程對土壤之擠壓或擾動程度，以及樁材為預鑄或場鑄之不同，可將基樁分類為鑽掘式基樁、打入式基樁及植入式基樁三種，表-解 5.1-1 為按施工方式之基樁分類表。

表-解 5.1-1 基樁分類表(按施工方式)



各種不同施工方式對基樁支承力之主要影響包括：

- (1) 打入式樁於打擊過程中產生大位移者，因打樁振動及樁體貫入擠壓之影響，樁間土壤若為砂土層，則砂土將更趨於緊密，使

樁群之支承力遠大於各樁單樁支承力之總和。圖-解 5.1-1 為台灣西南沖積平原地層中打設 P.C. 樁後 CPT- Q_c 值明顯增加之情形。

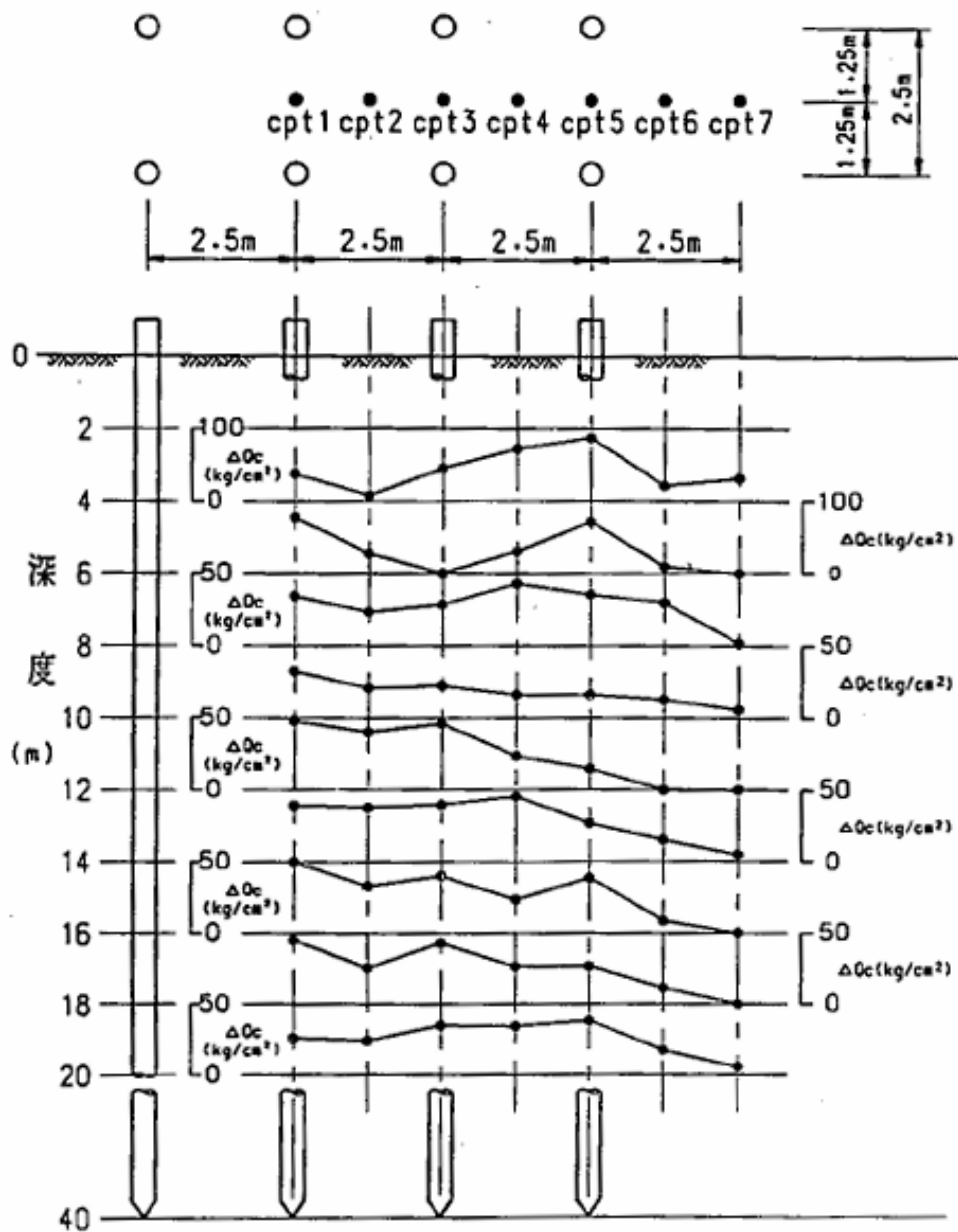


圖-解 5.1-1 PC 樁打樁前後 Q_c 值增量之分布

- (2) 打設於粘土層中之 P.C. 樁行為則較為複雜，樁周附近黏土受樁體貫入擠壓及打樁擾動之影響而產生超額孔隙水壓，此水壓將隨時間而逐漸消散，土壤強度亦隨之粘土之復原性及壓密效應漸遞恢復，因此粘土層中打入式基樁之支承力通常隨時間增長而昇高。此外，於飽和粘土層中密集打設基樁，亦容易造成鄰樁上浮之情形，若打設完成後未執行檢測及再次打擊，則可能因樁底懸空而失去端點支承力。
- (3) 鑽掘式基樁施工後，鑽孔內之碎屑將沉積於孔底形成底泥，其清理相當費時、費事，若因疏忽而未加以清除乾淨，將使得原設計時預期之樁底端點支承力無法發揮出來。圖-解 5.1-2 即為 Tomlison 所舉一鑽掘樁之載重~沈陷曲線，圖中載重未見增加，基樁卻劇烈下陷的部份即因底泥未清除乾淨所致。
- (4) 基樁底部土層之水壓若高於鑽掘孔內之水壓，即可能在基樁底部產生局部管湧現象，樁底土壤受破壞後將失去端點支承力。台灣地區之沖積平原常為砂與粘土之互層若採用全套管樁方式施工時，很容易發生此種情形。此外，於近山地帶，若地層中有壓力水層存在，則不論是採全套管或反循環之施工方式都很容易發生這種情形。

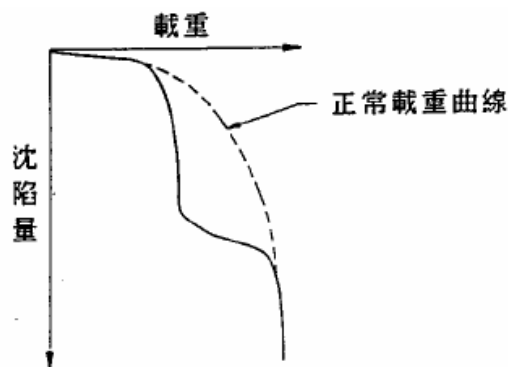


圖-解 5.1-2 鑽掘樁底泥處理不佳之試樁曲線(取自 Tomlison,1977)

2. 摩擦樁與點承樁是工程實務上常用的主觀分類，並無嚴謹的定義。基樁支承力是由樁身之摩擦力與樁端土壤之支承力所提供，樁身摩擦力通常在變位量達 0.5~1%樁徑時，即已達極限摩擦力，而樁端土壤極限支承力若欲完全發揮，其變位量一般則需達 10%樁徑以上。通常摩擦樁係指樁之支承力主要是由樁身摩擦力所提供者，而點承樁係指樁之支承力主要是由端點支承力所提供者。依台北盆地之地層構造為例，樁底座落於景美礫石層之基樁或盆地邊緣堅硬岩盤上之基樁即為典型之點承樁，但是樁底座落於 SPT-N 值較小之松山層中者則屬於摩擦樁；又如台灣西部平原為砂與粘土層次交錯之沖積層構造，在 50m 深度以上少有 SPT-N 值大於 40~50 之緊密砂層，座落於這類地層之基樁即屬於摩擦樁。一般而言，摩擦樁將隨著樁頂受力增加而逐漸下沉，故較無樁體破壞之顧慮，點承樁則因基樁端點為堅硬地層，受力後樁基下沉量甚小，故樁材強度是否足夠是必須檢核的要項。
3. 不論打入式樁或鑽掘式樁之施工都將對周邊環境產生影響，如噪音、振動、地層變位等。表-解 5.1-2 即為各種基樁施工時對周邊環境之主要影響。規劃、設計時應就周邊環境條件審慎選擇適宜之樁種，以減少實際施工時之影響或避免因無法施工而臨時變更樁種。圖-解 5.1-3 為一則以 Kobe K-45 柴油樁錘打設 PC 樁(樁徑 50cm、樁長 33m)時之實際振動監測結果，該地位於台灣西部海岸之海埔新生地，地層則為典型之砂與粘土互相交錯之沖積層，量測結果顯示打樁所引起之地盤振動可傳至相當遠之距離，在採用 PC 樁時應特別注意打樁振動對周邊環境之影響。

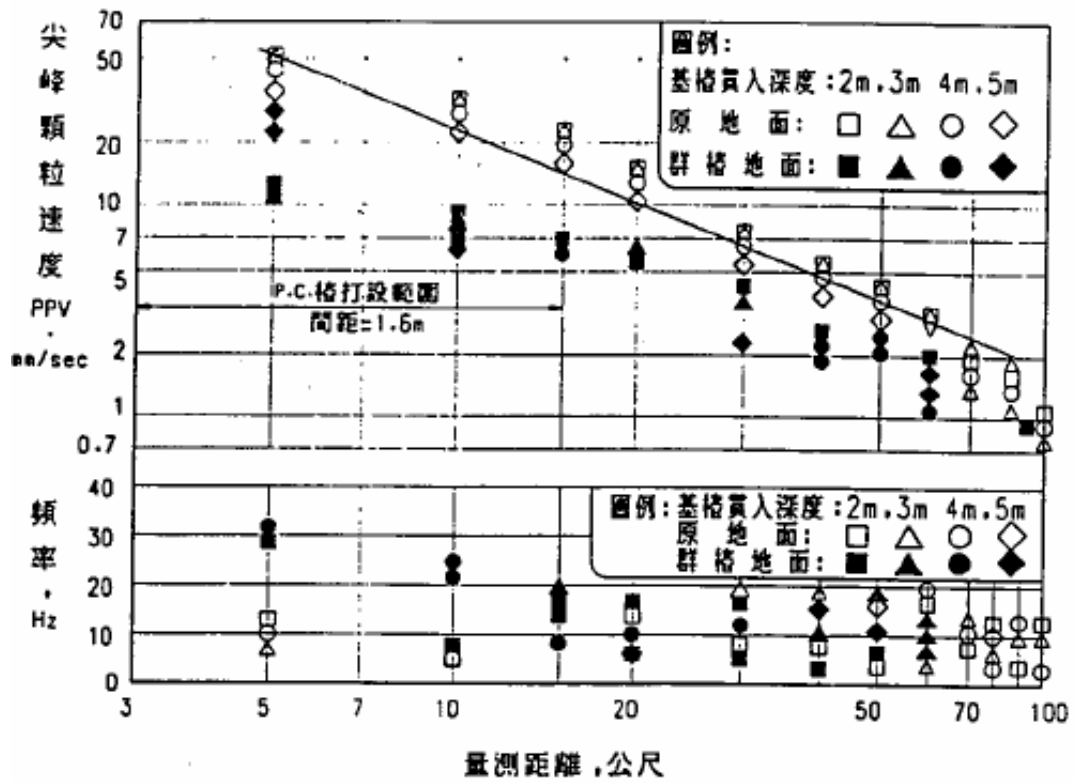
表-解 5.1-2 基樁施工對周邊環境之主要影響

依基樁施工方式區分			打入式樁	鑽植掘入式樁
周邊環境之影響				
發生原因	媒介物	主要妨礙		
噪 音	大氣	1.日常生活之妨礙	◎	△
		2.生理的影響	○	△
		3.對公共設施(學校、醫院等)之妨礙	○	△
		4.對家畜生理的影響	△	△
振 動	地層	1.與噪音 1~4 同	◎	△
		2.地層變動(沈陷、龜裂等)	○	○
		3.埋設物損壞	○	△
		4.構造物(房屋、廠房等)之損壞	△	△
地下水位變動	地層或地下水	1.與振動 1~4 同	△	○
		2.地下水污染	△	○
		3.井水的枯竭、污染	△	△
排水、 污水處理	地層(下水道)	1.地下水、河川污染、污濁	△	○
		2.周邊(道路、鄰地等)之污染	△	○
		3.處理場(棄土場)之妨礙	△	○
		4.下水道堵塞、容量不足	△	△
地層變位	地層	1.與振動 1~4 同	○	△
		2.交通阻礙	○	△
塵埃、油氣、 瓦斯、煙、惡 臭等之擴散	大氣或 地層	1.對日常生活之妨礙	○	△
		2.對生理的妨礙	△	△
		3.對動、植物之妨礙	△	△
		4.構造物及其他周邊之污染	○	○
妨害交通		1.交通堵塞(繞道、危險性增大等)	△	△
		2.空氣污染	○	△

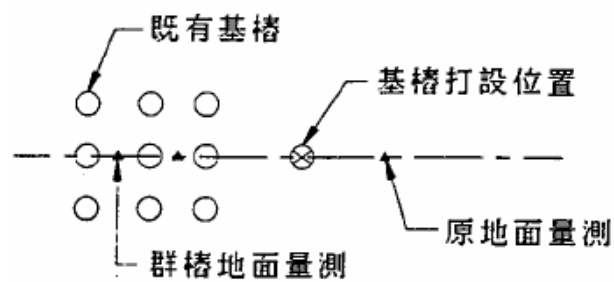
1)各種施工均會發生營業妨害問題

2)對周邊環境影響之程度

◎：嚴重 ○：中度 △：輕微



(a) 量測結果



(b) 量測方式平面配置示意圖

圖-解 5.1-3 PC 樁打設引致之地表振動監測

4. 工程實務上可能混合使用不同樁種的情形為：

- (5) 樁基礎與直接基礎併用
- (6) 摩擦樁與點承樁併用
- (7) 擴座樁與傳統樁併用
- (8) 因岩盤面傾斜而採用不同樁長

同一建築物若因結構功能、載重不同或其他原因而須使用不同樁種支承結構物時，須分析檢討建物之安全性，尤其是不均勻沉陷。

5. 地震時因土壤性質改變，基樁承載功能可能因而受損，諸如：

- (1) 土壤中孔隙水壓升高，土壤強度減低，基樁垂直支承力及水平抗力都因而減少
- (2) 地層受地震影響而下陷，此種沉陷通常都是較不均勻，危害度亦較嚴重

圖-解 5.1-4 為土壤液化後樁基系統的受力示意圖。圖-解 5.1-5 為日本新潟地區之地震災害統計實例，基樁貫入承載層愈深者，地震時雖然土壤發生液化，但其受損程度較輕微，反之，貫入承載層愈淺者，其受損程度較嚴重。又群樁間土壤之性質可能因基樁施工而改變，打入式基樁之樁間土壤因緊密度提高，故其液化潛能將大幅降低。若為鑽掘樁，則樁間土壤緊密度將略為降低，其液化潛能則可能因基樁施工而稍微升高。

6. 若基礎面底部與土壤密接而未分離的情況下，作用於基礎之載重實際上是由基樁與樁間土壤共同承擔。但是因為土壤與基礎面是否密接存在許多變數，所以規定摩擦基樁支數超過 3 支以上，且經確認基礎與下面土壤不致發生分離者，才可考慮樁間土壤支承力之貢獻。就實務而言，土壤與基礎底面可能發生分離的原因很多，諸如：

- (1) 樁間土壤為未經預壓或夯實改良的疏鬆砂土或軟弱粘土
- (2) 樁基礎附近開挖或其他施工之抽水作業導致地下水位下降者
- (3) 抽水活動旺盛的沈陷地區，如台灣西海岸之沿海養殖區

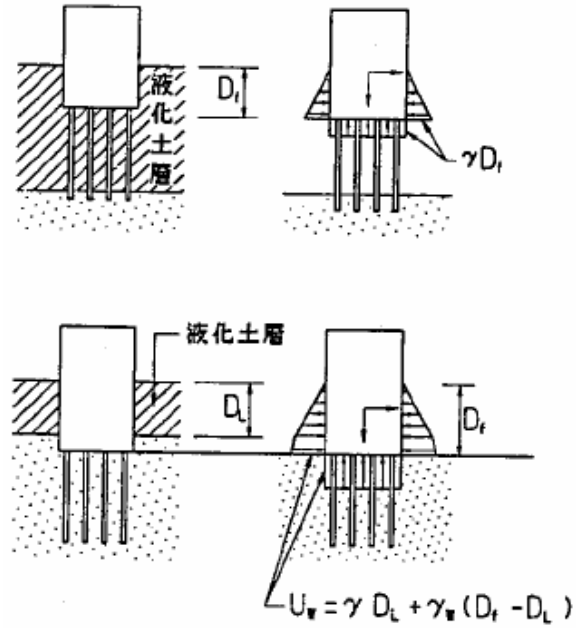
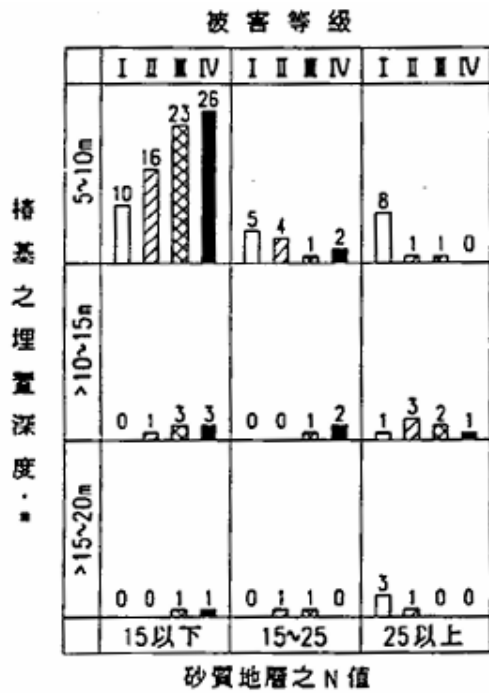


圖-解 5.1-4 地層液化後基樁之受力圖



被害等級	最大沉陷量
I	0~20cm
II	>20~50cm
III	>50~100cm
IV	>100cm
被害等級	建物傾斜角
I	0~20'
II	>20'~1°
III	>1°~2°30'
IV	>2°30'

圖-解 5.1-5 新潟市信濃川沿岸地區樁基礎受害程度調查結果

(4) 一般地震即使不致發生液化也會使地層產生壓縮及沉陷現象

(5) 點承樁支承之基礎版易與其下土壤產生分離現象，同樣是摩擦樁，大口徑長樁系統較小口徑短樁系統容易發生分離現象

7. 基樁施工之垂直度不易控制，一般規範之垂直度容許值約為 $1/75 \sim 1/200$ ，樁頭中心位置之容許偏心量約為 $5 \sim 10 \text{cm}$ ，這些偏心量將使樁基系統承受額外之力量，設計時應予考慮。

由於鑽掘樁的施工機械日益進步，目前使用大口徑長樁之情形相當普遍，這類大樁具有較大之支承力，因此，採用單柱單樁設計之案例日益增多，然而不論就載重偏心、施工誤差或樁基施工品質而言，此種系統之風險較高，應有嚴謹的品管及檢測措施以確認基樁品質，或是在柱與樁基間有勁度大之基礎版以分配力量。但就工程實務而言，這類大口徑長樁，一旦檢測發現問題，也很難有確實可行且有效的補救方法。因此，設計時仍應儘量採用群樁系統為宜，不論對偏心載重或是施工品質偏差都較具有較佳之因應能力。

5.2 基樁設計原則

1. 基樁須能承受可能發生之垂直力、水平力、拉拔力及負摩擦力，並考慮振動載重與地震作用所造成之動態效應，其容許支承力應依照第 5.3 節之方法計算之，並應依照第 5.6 節之規定設計其樁體結構。
2. 群樁基礎之基樁間距應不得小於第 5.4.1 節之規定，並依第 5.4.2 節之規定，計算群樁之容許支承力。
3. 基樁應依第 5.5 節之規定推估其變位量，其變位量不得導致所支承構造物之損壞。
4. 位於坡地或岸邊之樁基礎，應檢核其整體穩定性。

【解說】

基樁的設計流程如表-解 5.2-1 所示，在規劃設計時須針對流程圖中各要點審慎評估，各要點的詳細考慮方式則於以下各節中詳述。

表-解 5.2-1 基樁設計流程

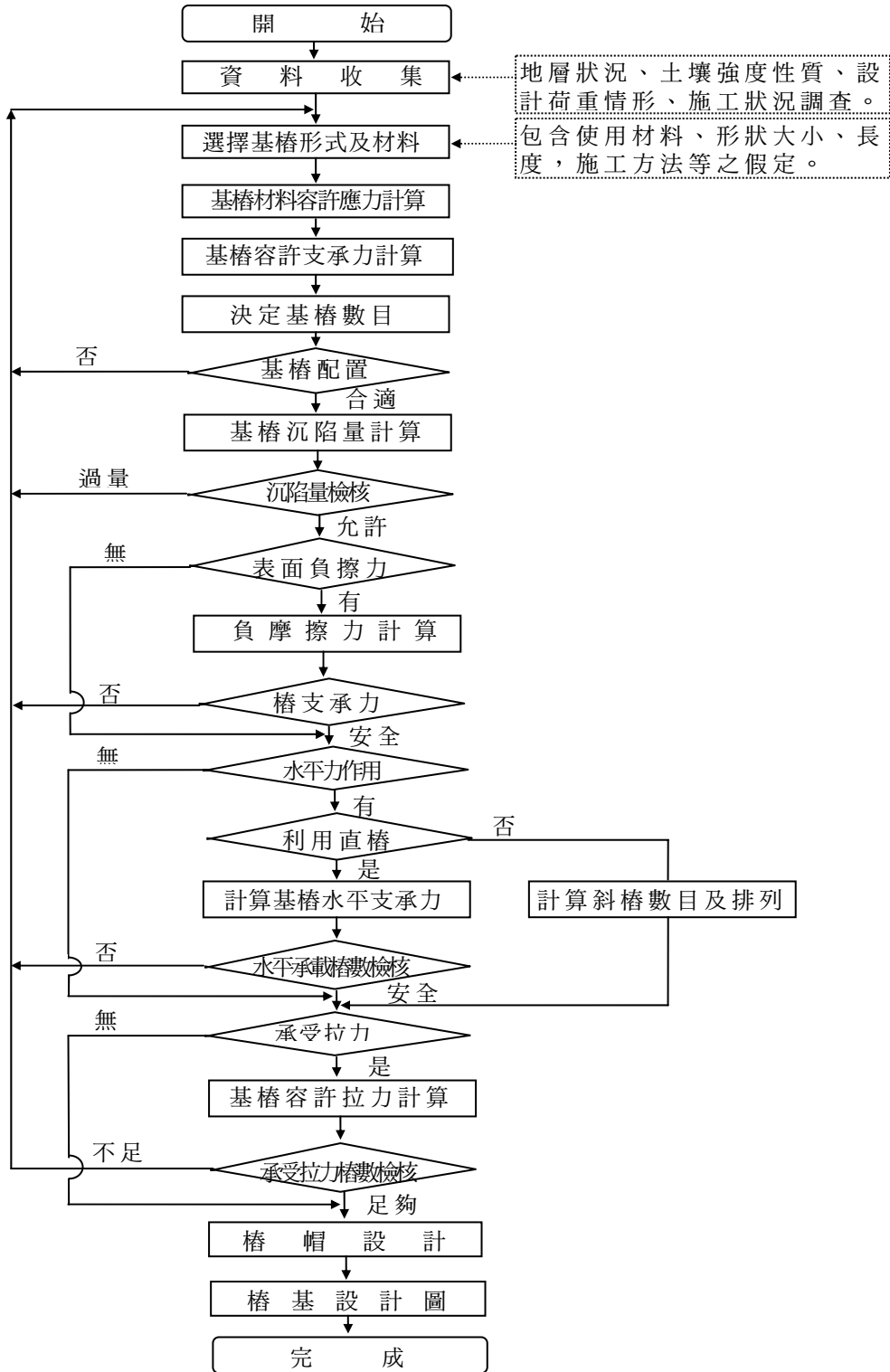
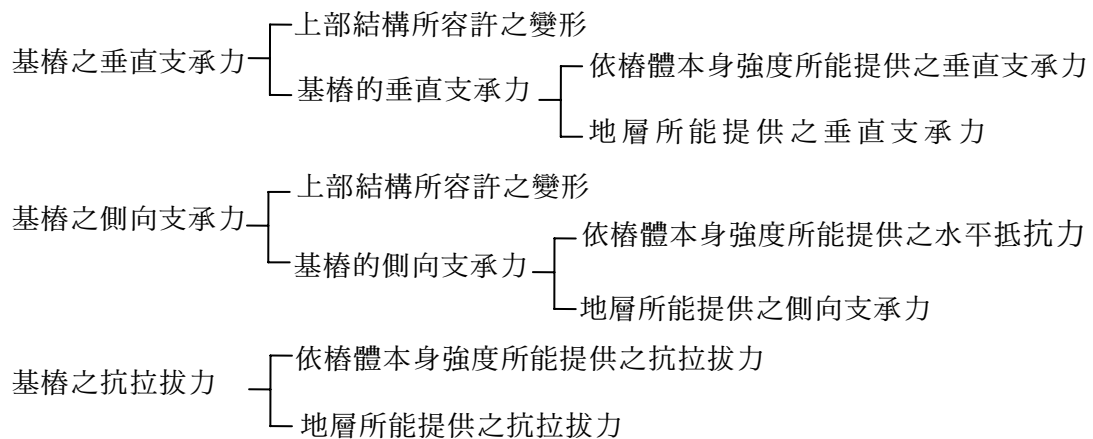


表-解 5.2-2 計算基樁支承力時之考量要點



(註)樁體之強度包含樁帽、基樁之接樁處及樁尖之強度

建築物之各種載重或外力經由基礎傳遞至樁基礎時，由基樁及其周圍土壤共同承擔，這些載重包括垂直壓力、水平力及拉拔力，設計時須考慮檢核之項目包括樁基礎之變形量、土壤之容許支承力及樁體強度之容許值等。表-解 5.2-2 為基樁設計時應檢核之項目。

基礎受長期載重時，群樁基礎之配置應視荷重之分佈情形以配樁，儘量使各樁承受均等的載重為原則。若基樁間距較大而樁帽的厚度小於樁徑時，分析時應考慮樁帽之可撓性；若基樁間距較小時，則群樁基礎中各樁間之相互影響行為十分顯著，因此，無論就基樁種類、施工及設計上來考量，基樁之間距原則上應大於樁徑之 2.5 倍，若有可能則應儘量大於 3 倍樁徑，以減小群樁效應。有關群樁基礎基樁間距之相關規定詳第 5.4.1 節之說明，群樁之容許支承力應依第 5.4.2 節之規定計算。

位於坡地或岸邊之基樁設計，應考慮邊坡之穩定性問題，基樁雖能抑制邊坡滑動之趨勢，但基樁亦同時承受邊坡滑動之推力，基樁深度若未能貫穿可能滑動面，則基樁可能隨著邊坡滑動而產生整體移位之情形。

此外，位於坡地或岸邊之樁基礎，因受地表面傾斜之影響，設計時必須考慮基樁受上坡面載重之影響，並檢核下坡面土壤之承載能力。當地盤為水平時，水平方向地盤反力係數可視為一定值，但在傾斜地盤面的基樁則應依實際之設計條件將水平方向地盤反力係數適度調整，以反映地盤面傾斜之影響。對承受側向作用力之基樁而言，地表面附近之地盤水平阻抗能力對基樁受力時之反應具有很大之影響，分析時應特別考慮地表面附近土壤性質之變異性，以及可能受其他工程施工挖除之影想。

1995 年日本阪神大地震時，神戶地區沿海岸邊及人工島曾發生極嚴重的土壤液化，地盤因而產生側向流動之現象，致使鄰近岸邊的樁基礎發生破壞，造成極嚴重之損害，如圖-解 5.2-1 所示，因此對於岸邊樁基礎之設計，應針對結構物之重要性及土壤抗液化能力做特別之考量。

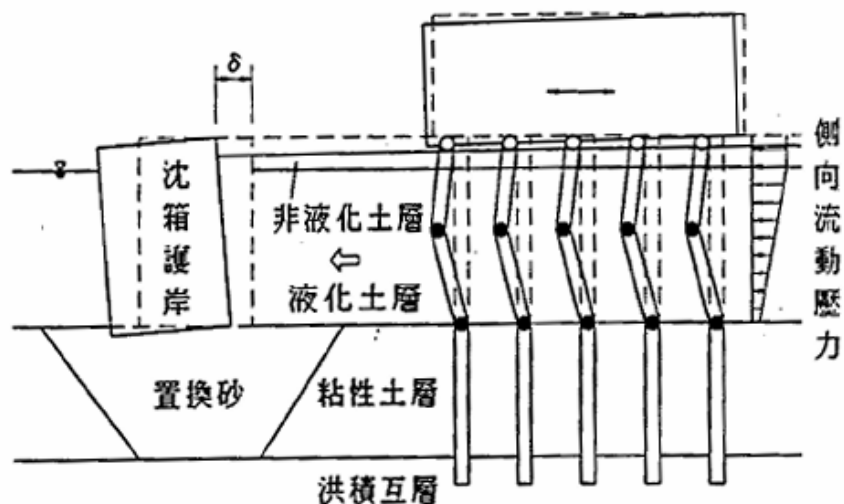


圖-解 5.2-1 阪神地震鄰近岸邊之樁基礎破壞案例
(山肩邦男,1996)

5.3 容許支承力

5.3.1 單樁容許垂直支承力

1. 單樁之極限垂直支承力包含由樁周表面提供之摩擦阻力及由樁底端點提供之支承力，分別可依靜力學公式、貫入試驗公式、樁載重試驗、動態分析等方法推估之。單樁之極限垂直支承力與容許垂直支承力得依下列公式估算：

$$Q_u = Q_s + Q_b = f_s A_s + q_b A_b \quad \text{式(5.3-1)}$$

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS} = \frac{Q_s}{FS_1} + \frac{Q_b}{FS_2} \quad \text{式(5.3-2)}$$

式內 Q_u = 單樁之極限垂直支承力(tf)

Q_a = 單樁之容許垂直支承力(tf)

Q_s = 樁表面摩擦阻力 (tf)

Q_b = 樁底端點支承力(tf)

FS, FS_1, FS_2 , = 樁總垂直支承力、表面摩擦阻力與端點支承力之安全係數，其值按表 5.3-1 所列規定，惟對於長樁或鑽掘樁，樁端支承力之安全係數應視容許沉陷量及施工品質酌予提高

f_s = 樁表面摩擦阻力(tf/m²)

A_s = 樁身之表面積(m²)

q_b = 樁端之極限支承壓力(tf/m²)

A_b = 樁端之斷面積(m²)

表 5.3-1 垂直支承力安全係數

支承力推估方法 載重狀況	樁載重試驗	支承力推估公式	
	FS	FS ₁	FS ₂
平時	2	3	3
地震時	1.5	2	2

2. 以靜力學公式推估基樁極限支承力時，得參考以下方式推估：

(1) 樁表面之摩擦阻力

$$f_s = c_a + K\sigma'_v \tan \delta \quad (\text{tf/m}^2) \quad \text{式(5.3-3)}$$

式內

$c_a = \alpha c_u$ 為土壤與樁身之附著力(tf/m^2)

α = 對 c_u 之經驗折減值，與土壤強度、樁長、樁徑及施工方法等有關，一般介於 0.25~1.0 之間

c_u = 沿樁身之平均土壤不排水抗剪強度(tf/m^2)

K = 側向土壓力係數，與土壤及基樁施工方法有關

σ'_v = 有效覆土壓力(tf/m^2)

δ = 樁身與土壤間之摩擦角，與土壤、基樁材料及施工方法等有關，一般約為土壤內摩擦角之 1/3~2/3

土層如為粘性土壤，則上式之後項不計；如為砂質土壤，則前項不計。

(2) 樁端點之極限支承壓力

$$q_b = cN_c^* + \sigma'_v N_q^* + 0.5\gamma DN_\gamma^* \quad (\text{tf/m}^2) \quad \text{式(5.3-4)}$$

式內

N_c^* 、 N_q^* 、 N_γ^* = 支承力因數，其值與土壤性質、基樁施工方法及貫入承載層深度等有關(參見解說)

c = 樁底部土壤之凝聚力(tf/m^2)

σ'_v = 樁端點之有效覆土壓力(tf/m^2)

γ = 土壤之有效單位重(tf/m^3)

D = 樁身之有效直徑，如係擴座基樁，其底部有效直徑不得超過樁身直徑之兩倍(m)

(3) 砂質地層中，基樁之表面摩擦力及端點支承力，應根據土層之相對密度、地下水位深度、樁徑及基樁施工方法，適當考量臨界深度效應，或根據樁載重試驗結果考量之。

3. 以貫入試驗公式推估基樁極限支承力時，得參考以下方式推估：

- (1)以現場標準貫入試驗 N 值推估基樁支承力，僅限用於砂性土層，此時樁表面之摩擦阻力 f_s ，及樁端點之極限支承力 q_b 得依表 5.3-2 所列推估之。

表 5.3-2 基樁最大表面摩擦阻力及端點極限支承力(tf/m²)

施工法 支承力	打入式基樁	鑽掘式基樁	植入式基樁	
			預鑽孔工法	中掘工法
f_s	$N/3(\leq 15)$	$N/3(\leq 15)$	$N/5(\leq 15)$	1.5
q_b	$30\bar{N}$	$7.5\bar{N}$	$25\bar{N}$	$25\bar{N}$

註：表中 \bar{N} 值均採樁端點上方 4 倍樁徑範圍內土壤平均 N 值與樁端下方 1 倍樁徑範圍內土壤平均 N 值之平均值，其值均不得超過 50。

- (2)對於樁底座落於礫石層或堅硬岩盤中之基樁，其端點支承力可依載重試驗結果或當地經驗推估之。
- (3)如係底端開口之打入式基樁，應考慮土栓效應，對端點支承力作適當之修正。

【解說】

- 決定單樁極限垂直支承力之方式，以現場樁極限載重試驗法最為直接。但在實務上，由於設計階段初期必須考慮地層變異、基樁種類、樁徑、樁長選擇等，難以藉由樁載重試驗結果決定各型基樁之支承力，因此必須利用靜力學公式或經驗方法推估基樁之支承力。至於基樁施工階段則可藉由打樁動力公式、動力學分析法及樁載重試驗等方式驗證設計階段所推估之支承力。

由於樁基礎之承載行為與施工方式、樁體材料類別、地層變異性等具有密切之關係，以致各種支承力推估或決定結果各具不同程度的準確性及可靠性。因此，設計時加諸於各樁體之載重，必須考慮適當之安全係數，以涵蓋各種之不確定性(包括載重本身)以及可能的風險，以提高安全性。

單樁之極限支承力是由樁周表面提供之摩擦阻力及由樁底端點提供之支承力所共同組成，但是其發揮機制通常是由樁表面周摩擦阻力先發揮至極限狀態，待樁基位移量達到相當程度時，樁底端點支承力才會達到極限狀態，亦即兩部份的極限承載不會同時發生。因此當樁基礎承受的載重處於安全承載狀況時(荷重小於容許支承力)，樁表面與樁底面所提供的阻抗，分別佔其極限值之比率大小並不相同。換言之，倘樁基礎的垂直支承力安全係數採用單一數值時，實際上該數值並不是樁表面摩擦阻抗真正的安全係數值，亦非代表樁底承載阻抗的安全係數大小。故而，若考慮樁基礎支承力之實質阻抗組合狀況，基樁垂直支承力計算時所採用之安全係數，應將樁表面摩擦阻抗及樁底面承載阻抗之安全係數予以分開考量，並分別採用不同的安全係數值較為合理(周功台，1992)，表-解 5.3-1 彙整多種規範對安全係數所做之規定。為求設計考量單純化及計算簡便，目前國內估算樁基礎垂直支承力所採用的安全係數，仍以採單一數值較為普遍；惟隨著各類工程之推動，樁基礎承載機制的各項研究必將更趨完整，為求得經濟且安全之設計，並保留設計規範之彈性，本規範中則將樁端支承力及樁表面摩擦力之安全係數分別出來，但由於國內尚缺乏完整充足之樁載重試驗資料，無法完全確定國內之地質環境及施工條件下之樁基礎支承力發揮情形，因此當樁基礎的極限支承力係依理論或經驗公式推估計算而得，則永久性樁基礎樁端支承力與樁表面摩擦力之安全係數目前均制定為 3.0，若樁基礎載重屬短期性載重者(如地震或風力等)，其安全係數可用 2.0。此外，基樁若屬臨時結構或承受短期載重時，其安全係數可採 2.0；又若樁基礎之極限垂直支承力係經由適當數量之現場載重試驗求得時，永久性樁基礎容許支承力安全係數則可調整為 2.0，承受短期載重或臨時結構之樁基礎則可採 1.5 設計。倘樁基礎的極限垂直支承力係依動力打樁經驗式推估而得，則應視其公式所具之不確定性大小，採用適宜的安全係數，通常為 3.0~6.0，其值隨公式推演來源之不同而異，採用 6.0 者居多。

表-解 5.3-1 基樁長期容許垂直支承力安全係數之比較

規範名稱	F_f		F_b	FS
日本建築基礎 構造設計指針	打入式	3	3	3
	鑽掘式	2	$0.1D/3\text{cm} \geq 3$	3
日本道路橋 示方書	點承樁	—	—	3
	摩擦樁	—	—	4
日本國鐵建造物 設計標準	打入式	3.33	3.33	—
	鑽掘式	3.33	1.67 ($Q_b/Q_u \leq 0.6$) 1.67~3.33 ($0.6 < Q_b/Q_u \leq 1$)	—
日本港灣設施 技術基準	—		—	≥ 2.5
AASHTO	—		—	1.9~3.5*
加拿大 基礎工程規範	—		—	3 (靜力學公式) 4 (N 法)

註：*為與地質條件、分析法、靜力試樁等施工控制條件之完整性有關。

Q_b 為樁端極限支承力， Q_u 為基樁極限垂直支承力。

2. 靜力學公式主要乃依據極限平衡理論推導而得，由於基樁之支承力與基樁種類、施工方式及地層條件有關，力學機制十分複雜，無法單純經由理論公式求得，因此現行各規範都涵括地域性經驗在內。

樁身表面極限摩擦力之計算，除了需考慮地層之種類外，尚須考量基樁之施工方式，施工方法將影響樁身周圍土壤之擾動程度、夯實程度、側向力分布及摩擦角等。摩擦力之承載機制可分成粘土層及砂土層分別討論如下：

(1) 粘土層

於粘土層中，樁之摩擦阻力可由土壤與樁身間之表面附著力 c_a 來估計，即

$$f_s = c_a = \alpha c_u \quad \text{式(解 5.3-1)}$$

α 為經驗折減值，附著力的大小視土壤本身之不排水剪力強度與基樁施工方式而定；Tomlinson(1957, 1970 及 1971)綜合整理 78 組承載於粘土層中之打入式基樁，認為 α 值之變化範圍極大，主要與粘土之不排水剪力強度與基樁埋置深度有關，其變化趨勢如圖-解 5.3-1 所示。至於粘土層中之場鑄基樁，由於施工過程中對地層並無擠壓作用，且經常採用穩定液排土，故其 α 值較低，Skempton(1959)更直接建議 α 值之變化自 0.3 至 0.6 之間，通常可採 0.45。

(2) 砂質地層

對砂性地層而言，樁身摩擦阻抗的發生係由土壤與樁身間之摩擦力所造成，故其一般式為

$$f_s = K\sigma'_v \tan \delta \quad \text{式(解 5.3-2)}$$

其中 δ 角為樁身與土壤間之摩擦角，主要受土壤與基樁材料所控制，一般介於 $1/3\phi \sim 2/3\phi$ 之間； K 為側向土壓力係數，隨地層性質、地層初始應力、基樁施工方式與地下水位高低等而有所變化，Vesic(1977)即指出， K 值於鑽掘式基樁略小於或接近靜止土壓力係數 K 值，於 H 型或開口式鋼管樁等低位移打入式基樁， K 值則略大於鑽掘式基樁，但很少超過 1.5，但對於如 PC 樁等大位移打入式基樁， K 值即有可能趨近於被動土壓力係數 K_p 值；NAVFAC DM7.2(1982)對側向土壓力係數有一完整建議值如表-解 5.3-2。

樁端點支承力理論主要係根據淺基礎支承力理論之延伸而得，依不同假設之樁底破壞面型式則可分析出不同之支承力因素，並可歸納為五種破壞模式，如圖-解 5.3-2 (日本土質學會，1993)。樁端點之極限支承壓力之求法，其一般式為：

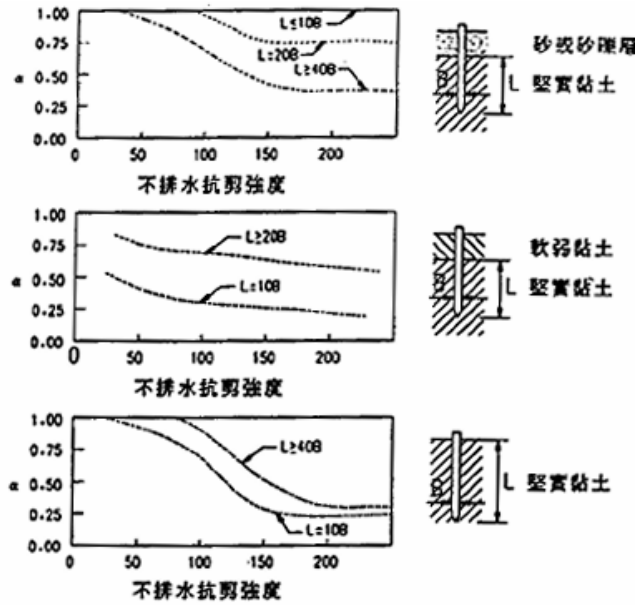


圖-解 5.3-1 不等貫入深度基樁之 α 值 (Tomlison, 1970)

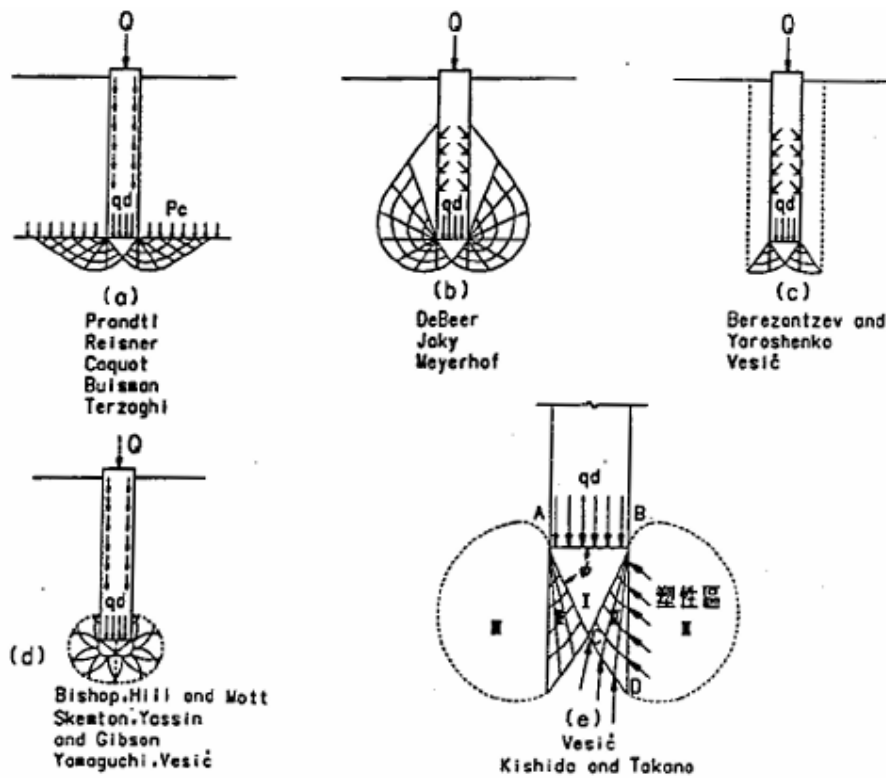


圖-解 5.3-2 樁基礎破壞模式 (日本土質工學會, 1993)

表-解5.3-2 側向土壓力係數 (K)

基樁施工方式	受壓力時	受拉力時	附註
打入式	0.5~1.0	0.3~0.5	打入過程排土量甚小者
打入式	1.0~1.5	0.6~1.0	打入過程大量擠壓四周土層者
打入式	1.5~2.0	1.0~1.3	打入過程大量排土，且樁身由上而下逐漸變小者
打入式	0.4~0.9	0.3~0.6	先行沖孔，再打入者
鑽掘式	0.7	0.4	直徑小於60公分者

表-解 5.3-3 支承力因數 N_q^*

ϕ	26	28	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
N_q^* 打入式大位移基樁	10	15	21	24	29	35	42	50	62	77	86	120	145
N_q^* 鑽掘式基樁	5	8	10	12	14	17	21	25	30	38	43	60	72

$$q_b = cN_c^* + \sigma'_v N_q^* + 0.5\gamma DN_\gamma^* \quad \text{式(解 5.3-3)}$$

其中第三項很小，可予以忽略不計。因此，對於樁端支承於飽和粘土層之樁端極限支承力得簡化為：

$$q_b = c_u N_c^* \quad \text{式(解 5.3-4)}$$

國內支承於粘土層之基樁試樁資料仍十分有限，在工程實務上，對於支承於堅硬粘土層中之打入式基樁，其 N_c^* 值可採用 9.0，而鑽掘式基樁之 N_c^* 值，原則上可採用 6.0，惟應視施工品質做必要之調整。至於支承於砂性土層中之樁端極限支承力則可依下式估算

$$q_b = \sigma'_v N_q^* \quad \text{式(解 5.3-5)}$$

式中 N_q^* 與土壤性質、基樁施工方法及貫入承載層之深度等有關，可參考表-解 5.3-3 之建議值，惟對於小位移樁與底泥處理

較不易確實執行之鑽掘式基樁，設計者應考量施工情形做適當之折減。當樁基礎承載於均質砂性地層時，早期之設計常假設支承力隨樁基之埋置深度而線性增加，惟根據近年來之研究顯示，樁端極限支承力(q_b)與樁身摩擦力(f_s)於超過某一埋置深度時有趨近某一定值之現象，Vesic(1963)將此深度定義為臨界深度。綜合文獻研究結果顯示，臨界深度之變化範圍極廣，約介於 $4D$ - $60D$ 之間，主要與地層之摩擦角 ϕ 值及基樁施工方式有關，目前國內之試樁資料仍未完備，現階段建議採 NAVFAC DM-7.2(1982)規範所建議之 $20D$ 為臨界深度，超過此深度時，其有效覆土壓採臨界深度處之有效覆土壓以計算樁底極限端點支承力與樁身極限摩擦力。根據葉文謙等(1997)整理台灣中南部沖積土層中之 PC 樁試樁結果顯示，採用本節建議之靜力學公式與參數推估之基樁支承力與樁載重試驗所得之極限支承力相當一致，其差值在 $\pm 25\%$ 以內。

3. 貫入試驗經驗公式之應用

- (1) 標準貫入試驗及荷蘭錐貫入試驗為現地貫入試驗，且其前端貫入裝置之外形均類似基樁，與基樁貫入之機制相當，因此在工程實務上常以這兩種試驗之結果來推估基樁之支承力。以標準貫入試驗為例，Meyerhof(1976)所發表之建議式如下：

打入式基樁：

$$q_b = 40N \quad (\text{tf/m}^2) \quad \text{式(解 5.3-6)}$$

$$f_s = \frac{N}{5} \quad (\text{tf/m}^2) \quad \text{式(解 5.3-7)}$$

鑽掘式基樁：

$$q_b = 12N \quad (\text{tf/m}^2) \quad \text{式(解 5.3-8)}$$

$$f_s = \frac{N}{10} \quad (\text{tf/m}^2) \quad \text{式(解 5.3-9)}$$

各地區再依地域性之不同，各自發展出較適用於當地應用情形之修正經驗公式。許多研究指出，樁端支承力由於尺寸效應及高圍

壓砂土顆粒破碎之結果，上述有關樁端支承力(q_b)之關係式宜適度降低(日本建築基礎構造設計指針，1988)；然而，對於樁身摩擦阻力而言，由於近年來施工技術之提昇，鑽掘式基樁因開挖造成之地層擾動與自土穩定液對摩擦力之影響均已大幅降低，因此所採用之樁身摩擦阻抗則有增加之趨勢。茲將世界各地常採用之經驗公式彙整如表-解 5.3-4 所示。

表-解 5.3-4 各規範用 N 值推估砂土層中基樁支承力方法之比較

規 範 名 稱	f_s		q_b	
	打入式	鑽掘式	打入式	鑽掘式
日本建築 基礎構造 設計指針	$N/3$	$N/3$	$30N \leq 1800 \text{ tf/m}^2$	$7.5N$
日本道路 橋示方書	$0.2N \leq 10 \text{ tf/m}^2$	$0.5N \leq 20 \text{ tf/m}^2$	$30N$ ($N \leq 40$)	300 tf/m^2 ($N \geq 30$)
日本國鐵 建造物 設計標準	$0.3N+3 \leq 15 \text{ tf/m}^2$	<ul style="list-style-type: none"> • 未用穩定液 $0.5N \leq 20 \text{ tf/m}^2$ • 使用穩定液 $0.2N \leq 10 \text{ tf/m}^2$ 	<ul style="list-style-type: none"> • 砂質土 $30N \leq 1000 \text{ tf/m}^2$ • 砂礫 $30N \leq 1500 \text{ tf/m}^2$ 	<ul style="list-style-type: none"> • 砂質土 $7N \leq 350 \text{ tf/m}^2$ • 砂礫 $10N \leq 750 \text{ tf/m}^2$
日本港灣 構造物 設計基準	$N/5$	—	$30N$	—
AASHTO	—	$f_{s \max} = 19.2 \text{ tf/m}^2$	—	$5.75N (N \leq 75)$ $431 \text{ tf/m}^2 (N > 75)$
加拿大基礎 工程規範	$0.2N$	$0.1N$	$40N$	$12N$

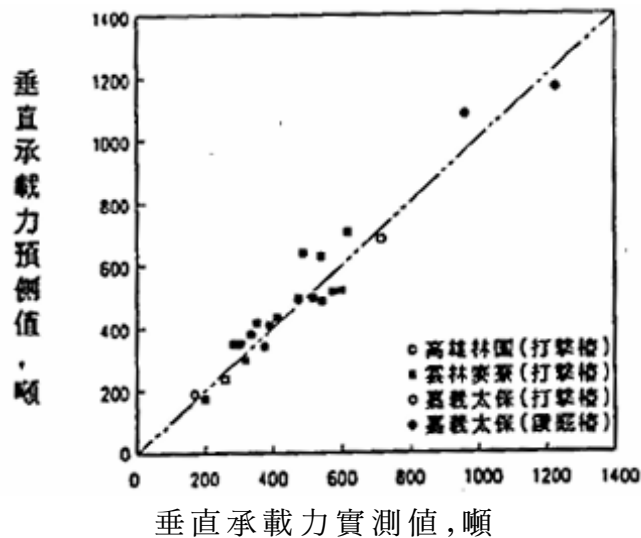


圖-解 5.3-3 台灣西南部海岸地區樁載重試驗結果與預測值之比較

本規範綜合歸納各文獻及研究成果，建議採表 5.3-2 所示之經驗公式。台灣地區應用 PC 樁的案例大多集中於西南部之沖積平原帶，圖-解 5.3-3 為整理雲林麥寮、嘉義太保及高雄林園等地依據本規範所建議經驗公式估算之基樁支承力，與實際樁載重試驗結果之比較，顯示表 5.3-2 經驗公式具相當之可靠性。

樁端底部土壤受力時，將會因樁底破壞圓弧之發展而形成應力球根，於應力球根範圍內之地層性質均將影響樁端極限點承應力之大小，因此運用 SPT-N 值經驗公式推估樁端極限支承力時，應採用樁底影響範圍內之平均 N 值，為設計上經常採用之考量方式。對於樁底影響範圍之大小，近年來許多學者針對現場試驗、模型試驗、CPT 試驗及理論分析等進行分析顯示，此範圍變化極大，一般而言約分布於樁底下方 1~4 倍樁徑與樁底上方 4~6 倍樁徑範圍內，經綜合文獻資料與國內設計慣例，本規範建議於採用 SPT-N 值推估樁基礎端點支承應力時，N 值採樁端點上方 4 倍樁徑範圍內平均 N 值與樁端下方 1 倍樁徑範圍內平均 N 值之平均值。為確保支承力之安全發揮，若點承樁承載層下方出現較軟弱

地層時，樁端點下方承載層之厚度至少需有 2 倍樁徑。此外，台灣地區之地層中常有緊密之卵礫石層或極緊密之砂層，可做為基樁之良好承載層，這類地層之 SPT-N 值常大於 50，甚至高達 100 以上，利用經驗公式推估支承力時，砂質地層採用之 N 值不宜大於 50，卵礫石層則應根據顆粒組構、礫石與細料間膠結狀況、礫石含量以及施工方法等，詳細評估並擇取適當之 N 值，否則將使推估之支承力太大，超出基樁底部地層之實際承載能力，原則上支承於卵礫石層之打入式基樁，樁端支承力以不大於 $1800 \text{tf}/\text{m}^2$ 為限，鑽掘式基樁以不大於 $750 \text{tf}/\text{m}^2$ 為限。

至於植入式基樁在國內之使用狀況，自 1989 年於高雄林園地區進行改良後之預鑽孔工法配合樁底及樁身注漿樁之研究計劃(王傳奇等，1991)後，即開始廣泛應用於各類工程，1993 年於基隆河截彎取直工程中引進中掘工法，截至目前為止，植入式基樁，累計施工樁長已超過 10 萬公尺。植入式基樁之主要優點是在施工振動與噪音方面均能符合相關環保法令，於都市土木及建廠工程時對周邊環境影響較小。

估算植入式基樁之支承力可參考如表 5.3-2 之經驗公式，這些經驗公式之預測結果，根據王傳奇等(1995)之研究顯示，與現地樁載重試驗結果有良好之吻合性且略為保守。

- (2) 圓錐貫入試驗(CPT 試驗)亦可用於估計基樁之支承力，由於其圓錐貫入阻抗 q_c 及套管摩擦阻抗 f_s 值與基樁之端點支承力及樁身摩擦阻力行為有明顯相似的地方，因此於 1956 年起便有很多學者投入此方面之研究，已累積有相當多的經驗。各種 CPT 基樁支承力經驗分析法中，以 Schmertmann(1978)方法、de Ruiter & Beringen(1979)方法、Bustamante & Gianeselli(1982)之 LCPC(Laboratoire Central des Ponts et Chaussees)方法及美國 NAVFAC DM7.2(1982)等方法比較具有代表性。圖-解 5.3-4 所示為 Briaud(1989)利用 98 組試樁結果評估 6 種圓錐貫入試驗推估之基樁支承力，研究成果顯示 LCPC 方法為 6 種方法中之最佳

方法。Robertson & Campanella (1989)亦曾指出，LCPC 方法之優點在於推估基樁支承力時不用錐身摩擦力而用錐頭阻抗 q_c ，由於 CPT 試驗中求得之錐頭阻抗較錐身摩擦力準確，故 LCPC 法預估結果較值得信賴。

至於台灣地區的應用經驗，段紹緯(1991)曾分別以 LCPC 法、DM-7.2 法及 de Ruiter 法，針對台灣南部與中部地區之打入式基樁，預測其基樁支承力，結果顯示各種經驗方法中以 LCPC 法預測結果最佳，變異性約為 5%~19%之間。基於此，建議採用圓錐貫入試驗所得之錐頭阻抗值 q_c 推估砂性地層之基樁支承力時得依 LCPC 法如表-解 5.3-5 所列估算。

目前國內已有之研究多偏重砂性地質中之打入式基樁，對於利用 CPT 試驗之經驗預測法則仍有待研究，特別是應用於粘性地層與鑽掘式基樁之情況。

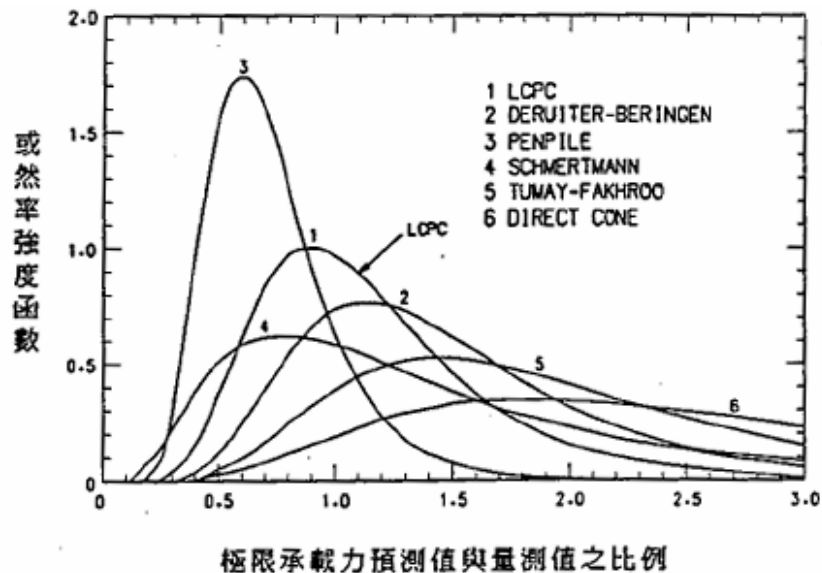
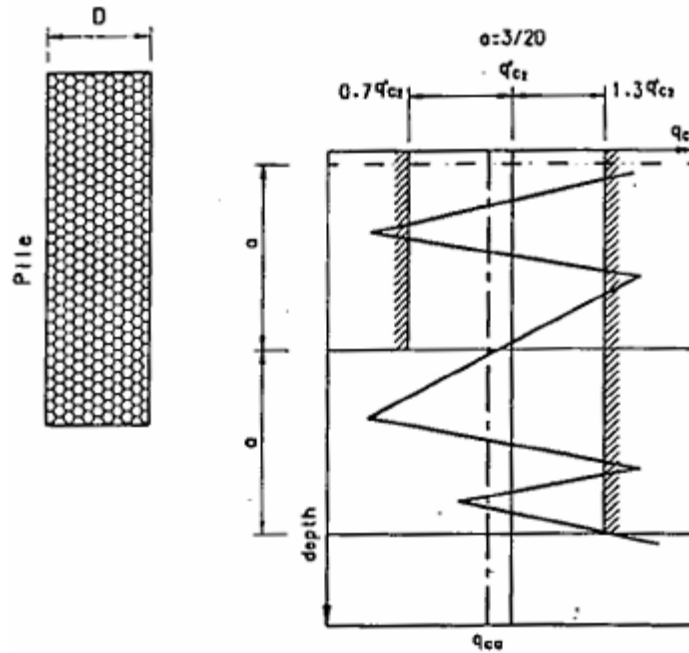


圖-解 5.3-4 以圓錐貫入試驗推估基樁支承力方法之比較 (Briaud,1988)

表-解 5.3-5 以圓錐貫入試驗結果推估基樁支承力(tf/m²)

支承力	施工法	打入式基樁	鑽掘式基樁	
			不使用皂土液	使用皂土液
f _s	q _c ≤ 500	q _c /60	q _c /60	q _c /120
	500 ≤ q _c ≤ 1200	q _c /100	q _c /100	q _c /200
	q _c > 1200	q _c /150 ≤ 15	q _c /150 ≤ 15	q _c /300 ≤ 10
	q _b	0.5q _{ca}	0.5q _{ca}	0.4q _{ca}

註：表中 q_{ca} 值採樁端點上下各 1.5 倍樁徑範圍內之等值 q_c 值，其求法參見圖-解 5.3-5。



q_{ca} 之計算步驟：

- (1) 計算樁端上方及下方各 1.5 倍樁徑範圍內錐頭阻抗 q_c 之平均值 q'_{c2}。
- (2) 將樁端上方及下方各 1.5 倍樁徑範圍內大於 1.3 q'_{c2} 之錐頭阻抗以 1.3 q'_{c2} 取代；樁端上方 1.5 倍樁徑範圍內之錐頭阻抗小於 0.7 q'_{c2} 者，以 0.7 q'_{c2} 取代
- (3) 計算樁端上方及下方各 1.5 倍樁徑範圍內修正後之錐頭阻抗平均值，即為 q_{ca}。

圖-解 5.3-5 樁端支承力 q_{ca} 之計算 (Bustamante & Gianselli, 1982)

5.3.2 單樁拉拔力

1. 若樁為均勻斷面，則其容許拉拔力得依下式計算之：

$$R_a = W_p + \frac{1}{FS} f_s A_s \quad \text{式(5.3-5)}$$

當以樁載重試驗確定其極限拉拔力時，容許拉拔力依下式計算：

$$R_a = W_p + \frac{(Q_{ut} - W_p)}{FS} \quad \text{式(5.3-6)}$$

式內 R_a = 單樁之容許拉拔力(tf)

Q_{ut} = 單樁之極限拉拔力(tf)

W_p = 為樁體重量，並應考慮地下水之影響(tf)

f_s = 為樁表面摩擦阻力，依第 5.3.1 節計算法推估 (tf/m²)

A_s = 為樁之表面積(m²)

FS = 拉拔力安全係數，應按表 5.3-3 之規定

表 5.3-3 拉拔力安全係數

載重型態	推估方法	
	樁載重試驗	支承力推估公式
短期載重	1.5	3
長期載重	3	6

2. 若樁底為擴座式，應依其可能破壞模式分析其極限抗拉拔力，並除以適當之安全係數，推估其容許拉拔力，惟任何情況下，其容許拉拔力均不得超過此樁容許垂直支承力之百分之七十五。

【解說】

1. 基樁承受拉拔力之情形包括地下室基礎因地下水壓或膨脹性土壤回脹壓力引致之上舉力，以及港灣構造、高層建築、電塔或橋墩基礎承受風力、地震力等。單樁承受拉拔力時，主要由基樁本身自重(需扣除浮力)與向下之樁身摩擦來抵抗，其中樁身自重為一極確定之抗拉拔因素，故無須考慮安全係數。本規範建議推估基樁受拉拔時之

樁身摩擦阻抗的方法係採與受壓時相同之分析法，惟因兩者之受力機制不同，因此表 5.3-3 中使用支承力推估公式之安全係數，除容許拉拔力應具之安全係數（短期載重為 2，長期載重為 3）外，亦包括以受壓力樁身摩擦阻力推估抗拔摩擦阻力之經驗修正係數。Tomlinson(1977)指出砂質地層中之基樁受拉拔時之樁身摩擦阻力約僅為受壓力時之 50%，粘土層中之鑽掘式基樁，其短期之抗拉拔摩擦阻力，由於樁底真空吸力與負超額孔隙水壓之作用，一般與受壓時之摩擦阻力相同，但隨著時間增長，真空吸力之消失與負超額孔隙水壓之逐漸消散，將使抗拔摩擦阻力與時遞減。Radhakrishna & Adams(1973)的研究顯示，粘土層中之鑽掘短樁，於持續承受拉拔力 3~4 個月後，抗拔之樁身摩擦阻力約折減 50%，擴座短基樁之摩擦阻抗約折減 30%~50%；Mansur & Hunter (1970)於美國 Arkansas River 之研究計劃中亦指出打入式基樁承受拉拔力時，其樁身摩擦阻力比承受壓力時減少約 35%。茶谷文雄(1994)整理日本地區鋼管樁、PC 樁與鑽掘式基樁拉拔試驗結果指出，抗拔之樁身摩擦阻力為受壓時之 80%。

基於前述之研究結果，一般而言，基樁承受拉拔力時之樁身摩擦阻力應僅約受垂直壓力之 50%~70%左右，與基樁之埋置深度、施工方式與地層特性有關；同時，由於基樁承受拉拔力時，其向上位移量約僅需 0.5~1.0%之樁徑大小即達極限破壞，屬於無預警之突發性破壞模式，因此，目前常用之設計規範雖允許拉拔載重下之摩擦阻抗採用與承受壓力載重時之相同估算方法，但考量前述因素，因此於摩擦阻抗方面均建議提高其安全係數，各規範採用之安全係數建議值詳表-解 5.3-6 所示。本規範亦採用相同的理念規範單樁抗拉拔時之安全係數。

2. 對擴座式基樁而言，雖因底部擴座之承壓效果，其抗拉拔力大於未擴座之基樁，惟目前常用之分析模式如 Meyerhof & Adams (1968) 之建議式，經現地試驗驗證者有限，為顧及安全性乃建議其容許拉拔力仍以不超過垂直容許支承力之 75%為宜。

表-解 5.3-6 各規範基樁長期容許拉拔力安全係數之比較

規範名稱	極限抗拔摩擦 阻力推估方式	安全係數	
		平時	地震時
日本建築基礎 構造設計指針	取受壓時之 2/3	3	1.5
日本道路橋 示方書	與受壓時相同	6	3
日本國鐵建造物 設計標準	與受壓時相同	8	3.33 (地震) 6.67 (短期載重)
日本港灣設施 技術基準	與受壓時相同	3	2.5
加拿大基礎工程 規範	與受壓時相同	6 (靜力學公式) 8 (N法)	—

5.3.3 側向支承力

1. 基樁承受側向載重時，其容許之側向支承力應不致使樁體各部份之應力超過材料之容許應力值，且樁頂部之變位不得超過建築物所容許之側向變位，該側向變形應考慮群樁間之相互影響及樁頭之束制條件。
2. 使用斜樁時，其設計應考慮地震作用下之土壤～結構互制效應；於可能發生地盤下陷之地區，則應考慮地盤下陷所引致之應力，以免發生斷樁之情形。

【解說】

1. 樁基礎承受側向載重乃典型之土壤與結構互制作用例，樁頂受側向力之作用而使前方土層發生側位移，樁前方地層產生反作用力，使樁身承受彎矩與剪力。前輩學者張有齡早於 1937 年即發表各種不同邊界條件時基樁受側向載重之彈性理論解，如圖-解 5.3-6 所示，這些理論解乃基於地層之水平反力係數在方在地層深度方向呈均勻分

布而求得。此外，Reese and Matlock (1956)則針對地層反力係數隨深度加深而增大之情形，提出另一系列之理論解如圖-解 5.3-7 所示。

張氏之理論解相當簡便、實用，因而已被廣泛應用於垂直樁受側向力作用時之變形與樁身反力分析。近年張氏又再發表“張氏簡易側向樁分析法”(張有齡,1989)，文中總結其五十來之經驗，甚具參考價值。

承受水平荷重之基樁，除應檢核其斷面強度外，亦需對基樁受力後之樁頭水平位移加以限制。樁頭側向容許變位量須考量所支承上部構造物之使用機能，並防止樁頭產生過大之塑性位移。若樁頭發生過大之塑性位移時，於地震、風力等載重作用下，樁基礎將因殘留變位之累加，而嚴重影響樁基礎之穩定及安全。日本「道路橋示方書·同解說」(1996)即基於防止樁基礎發生過大之殘留變位量，建議樁頭之水平變位量應低於 1%樁徑或 1.5cm。至於國內之工程設計，由於尚缺乏足夠之側向樁載重試驗結果以驗證適當的樁頭容許水平位移量，目前常採用之樁頭容許水平變位量，於平時狀態取 1.0cm，而地震狀態時取 1.5cm，惟若有足夠之現場側向載重試驗可資驗證時，此一水平容許變位量應據以調整，以符合安全、經濟之原則。

3. 群樁基礎中若包含有斜樁時，其軸向支承力之水平分量可用於分擔群樁基礎之側向作用力，其分擔比例應依基樁之水平勁度比決定之，並須注意是否會產生應力集中現象。

在地震作用之情況下，基樁除承受上部構造物所傳來之慣性力外，同時亦受地盤反覆側向變位之影響，故應從事土壤~結構互制作用之分析，仔細檢核斜樁之應力分布情形。此外，位於沉陷嚴重之地區，斜樁可能受地盤沉陷之影響而承受額外之載重，樁身彎矩因而加大，容易產生斷樁現象。

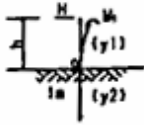


變形曲線之 微分方程式		地上部分 $EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} = 0$ 地中部分 $EI \frac{d^4 y_2}{dx^4} + P = 0$ $P = kDy_2$
樁之狀態	埋入地中之樁 ($h=0$)	
變位曲線圖 彎曲力矩圖	(1) 基本情形 	(2) 樁頂拘束情形 
a 變形曲線 y (cm)	$y = -\frac{H}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} [(1 + \beta h_0) \cos \beta x - \beta h_0 \sin \beta x]$	$y = \frac{H}{4EI\beta^3} e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x)$
b 樁頂位移量 δ (cm)	$\delta = \frac{H}{2EI\beta^3} + \frac{M_0}{2EI\beta^3} = \frac{1 + \beta h_0}{2EI\beta^3} H$	$\delta = \frac{H}{4EI\beta^3} = \frac{\beta H}{KD}$
c 地表位移量 f (cm)	$f = \delta$	$f = \delta$
d 樁頂傾斜角 α (rad)	$\alpha = -\frac{H}{2EI\beta^2} + \frac{M_0}{EI\beta} = -\frac{1 + 2\beta h_0}{2EI\beta^2} H$	$\alpha = 0$
e 樁各部份之彎曲力矩 M (kg.cm)	$M = -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} [\beta h_0 \cos \beta x + (1 + \beta h_0) \sin \beta x]$	$M = -\frac{H}{2\beta} e^{-\beta x} (\sin \beta x - \cos \beta x)$
f 樁各部份之剪力 s (kg)	$s = -He^{-\beta x} [\cos \beta x - (1 + 2\beta h_0) \sin \beta x]$	$s = -He^{-\beta x} \cos \beta x$
g 樁頂彎曲力矩 M_0 (kg.cm)	$M_0 = -M_1 = -Hh_0$	$M_0 = \frac{H}{2\beta}$
h 地中部份 λ_m 點處之彎曲力矩 M_m (kg.cm)	$M_m = -\frac{H}{2\beta} \sqrt{(1 + 2\beta h_0)^2 + 1} \cdot \exp(-\beta \lambda_m)$	$M_m = -\frac{H}{2\beta} e^{-\beta \lambda_m} = -0.2079 M_0$
i λ_m (cm)	$\lambda_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta h_0}$	$\lambda_m = \frac{\pi}{2\beta}$
j 第1不動點深度 λ (cm)	$\lambda = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1 + \beta h_0}{\beta h_0}$	$\lambda = \frac{3\pi}{4\beta}$
k 撓角為 D 之深度 L (cm)	$L = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} [-(1 + 2\beta h_0)]$	$L = \frac{\pi}{\beta}$
l 彈性常數 $K_{xm} = K_{x0} = K_{x1} = K_{x2}$ $\delta = \frac{H}{K_{xm}} + \frac{M_0}{K_{x0}}$ $\sigma = \frac{H}{K_{xm}} + \frac{M_0}{K_{x0}}$	$K_{xm} = 2EI\beta^3 = \frac{kD}{2\beta}$ $K_{x0} = K_{x1} = 2EI\beta^3$ $K_{x2} = EI\beta$	$K_{xm} = 4EI\beta^3 = \frac{kD}{\beta}$ $K_{x0} = K_{x1} = K_{x2} = \infty$

圖-解 5.3-6 側向荷重基樁理論解 (Chang, 1937)

H: 樁水平作用力 (kg)
 M: 樁頂作用力矩 (kg-cm)
 D: 樁徑 (cm)
 E: 彈性係數 (kg-cm²)
 I: 樁之斷面面積矩 (cm⁴)

K: 水平地盤反力係數 (kg/cm²)
 h: H.M. 作用基樁頂離地面高程 (cm)
 $\beta = \sqrt[4]{KD/4EI}$ (cm⁻¹)
 $h_0 = \frac{M}{H}$ (cm)

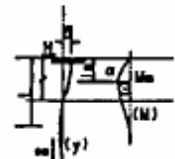
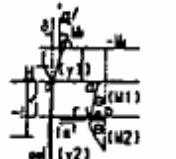
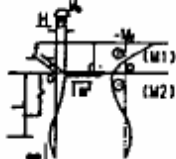
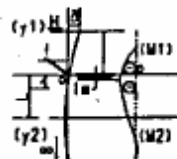
突出地面之樁 (h>0)			
(3) 樁頂自由情形	(1) 基本情形	(2) 樁頂拘束情形	(3) 樁頂自由情形
			
$y = \frac{H}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} \cos \beta x$	$y_1 = \frac{H}{6EI\beta^3} (\beta^3 x^3 + 3\beta^2 (h+h_0)x^2 - 3(1+2\beta(h+h_0))\beta x + 3(1+\beta(h+h_0)))$ $y_2 = \frac{H}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} [(1+\beta(h+h_0))\cos \beta x - \beta(h+h_0)\sin \beta x]$	$y_1 = \frac{H}{12EI\beta^3} (2\beta^3 x^3 - 3(1-\beta h)\beta^2 x^2 - 6\beta^2 h x + 3(1+\beta h))$ $y_2 = \frac{H}{4EI\beta^3} e^{-\beta x} [(1+\beta h)\cos \beta x + \beta x(1-\beta h)\sin \beta x]$	$y_1 = \frac{H}{6EI\beta^3} (\beta^3 x^3 + 3\beta^2 h x^2 - 3(1+2\beta h)\beta x + 3(1+\beta h))$ $y_2 = \frac{H}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} [(1+\beta h)\cos \beta x - \beta x - \beta h \sin \beta x]$
$\delta = \frac{H}{2EI\beta^3} = \frac{2\beta H}{KD}$	$\delta = \frac{(1+\beta h)^2 + 1/2}{3EI\beta^3} H + \frac{(1+\beta h)^2}{2EI\beta^3} M_1$	$\delta = \frac{(1+\beta h)^2 + 2}{12EI\beta^3} H$	$\delta = \frac{(1+\beta h)^2 + 1/2}{3EI\beta^3} H$
$f = \delta$	$f = \frac{1+\beta(h+h_0)}{2EI\beta^3} H$	$f = \frac{1+\beta h}{4EI\beta^3} H$	$f = \frac{1+\beta h}{2EI\beta^3} H$
$\alpha = \frac{H}{2EI\beta^3}$	$\alpha = \frac{(1+\beta h)^2}{2EI\beta^3} H + \frac{1+\beta h}{EI\beta^3} M_1$	$\alpha = 0$	$\alpha = \frac{(1+\beta h)^2}{2EI\beta^3} H$
$M = -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} \sin \beta x$	$M_1 = -H(x+h) - M_2 = -H(x+h+h_0)$ $M_2 = -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} [\beta(h+h_0)\cos \beta x + (1+\beta(h+h_0))\sin \beta x]$	$M_1 = \frac{H}{2\beta} (-2\beta x + (1-\beta h))$ $M_2 = -\frac{H}{2\beta} e^{-\beta x} [(1-\beta h)\cos \beta x - x(1+\beta h)\sin \beta x]$	$M_1 = -H(x+h)$ $M_2 = -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} [\beta h \cos \beta x + (1+\beta h)\sin \beta x]$
$s = -He^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x)$	$S_1 = -H$ $S_2 = -He^{-\beta x} (\cos \beta x - (1+2\beta(h+h_0))\sin \beta x)$	$S_1 = -H$ $S_2 = -He^{-\beta x} (\cos \beta x - \beta h \sin \beta x)$	$S_1 = -H$ $S_2 = -He^{-\beta x} (\cos \beta x - (1+2\beta h)\sin \beta x)$
$M_0 = 0$	$M_0 = -M_1 = -Hh_0$	$M_0 = \frac{1+\beta h}{2\beta} H$	$M_0 = 0$
$M_0 = -\frac{H}{\beta} e^{-\beta \frac{\pi}{4}} \sin \frac{\pi}{4} = -0.3224 \frac{H}{\beta}$	$M_0 = -\frac{H}{2\beta} \sqrt{(1+2\beta(h+h_0))^2 + 1} \cdot \exp(-\beta \lambda_0)$	$M_0 = -\frac{H}{2\beta} \sqrt{(1+\beta h)^2} \cdot \exp(-\beta \lambda_0)$	$M_0 = -\frac{H}{2\beta} \sqrt{(1+2\beta h)^2 + 1} \cdot \exp(-\beta \lambda_0)$
$\lambda_0 = \frac{\pi}{4\beta}$	$\lambda_0 = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta(h+h_0)}$	$\lambda_0 = \frac{H}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{\beta h}$	$\lambda_0 = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h}$
$\lambda = \frac{\pi}{2\beta}$	$\lambda = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1+\beta(h+h_0)}{\beta(h+h_0)}$	$\lambda = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \left(\frac{\beta h + 1}{\beta h - 1} \right)$	$\lambda = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1+\beta h}{\beta h}$
$L = \frac{3\pi}{4\beta}$	$L = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} (1+2\beta(h+h_0))$	$L = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} (-\beta h)$	$L = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} (1+2\beta h)$
$K_0 = \frac{KD}{2\beta}$	$K_0 = \frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^2 + 1/2}$ $K_0 = K_0 = \frac{2EI\beta^3}{(1+\beta h)^2}$ $K_0 = \frac{EI\beta}{1+\beta h}$	$K_0 = \frac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^2 + 2}$ $K_0 = K_0 = K_0 = \infty$	$K_0 = \frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^2 + 1/2}$

圖-解 5.3-6 (續)

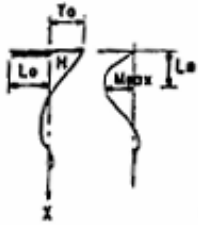
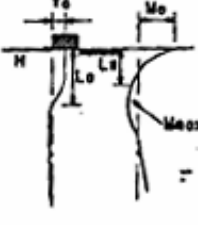
地盤反力係數之分佈		樁頂自由	樁頂之回轉受拘束時	備註
				
常數 (Kn=const)	樁頂之彎曲力矩 Mo	0	$\frac{H}{2\beta}$	Chong(1937)
	地中部份最大彎曲力矩 Mmax	$0.3224 \frac{H}{\beta}$	$0.104 \frac{H}{\beta}$	
	樁頂之水平位移 Yo	$\frac{H}{2EI\beta^3} = \frac{2H\beta}{KnD}$	$\frac{H}{4EI\beta^3} = \frac{H\beta}{KnD}$	
	Mmax 之發生點之深度 Lm	$\frac{\pi}{4\beta} = \frac{0.785}{\beta}$	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$	
	第1不動點之深度 Lo	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$	$\frac{3\pi}{4\beta} = \frac{2.356}{\beta}$	
隨深度變化 (nr=const)	樁頂之彎曲力矩 Mo	0	$0.92 \frac{H}{n}$	Reese and Matlock(1956)
	地中部份最大彎曲力矩 Mmax	$0.78 \frac{H}{n}$	$0.26 \frac{H}{n}$	
	樁頂之水平位移 Yo	$\frac{2.4H}{EI n^3} = \frac{2.4H n^2}{-n_0}$	$\frac{0.93H}{EI n^3} = \frac{0.93H n^2}{n_0}$	
	Mmax 之發生點之深度 Lm	$\frac{1.32}{n}$	$\frac{2.15}{n}$	
	第1不動點之深度 Lo	$\frac{2.42}{n}$	$\frac{3.10}{n}$	

圖-解 5.3-7 受水平力作用長樁應力及變形之理論解比較
(日本土質工學會,1993)

5.3.4 負摩擦力

1. 基樁四周之地層，若可能發生相對於基樁之沉陷位移情形，則設計時應檢討負摩擦力發生之可能性與大小，並檢核基樁之安全性。
2. 單樁所受之負摩擦力 P_{fn} 應考慮中立點以上所有負摩擦力之總和。
3. 中立點位置係依樁支承地層與樁四周壓縮地層之相對勁度而定，設計時應予檢討。
4. 使用群樁之情形，可考慮群樁之相互影響，將設計負摩擦力予以折減。
5. 考慮基樁之負摩擦力時，應按下式檢討其安全性：

$$(P + P_{fn}) / A_p \leq \sigma_{sa} \quad \text{式(5.3-7)}$$

$$(P + P_{fn}) \leq (Q_p + R_f) / 1.2 \quad \text{式(5.3-8)}$$

式內

P = 樁頂部之長期軸向荷重(tf)

P_{fn} = 中立點以上之負摩擦力總和(tf)

Q_p = 樁端點之極限支承力(tf)

R_f = 樁身中立點以下之正摩擦阻力(tf)

A_p = 樁身斷面積(m²)

σ_{sa} = 樁材料之短期容許應力強度(tf/m²)

6. 於考慮地震力、風力、衝擊力、車輛等短期載重情況時，可不計負摩擦力之影響。
7. 基樁若使用特殊表面處理，以減低負摩擦力時，則設計之負摩擦力值可依實際量測效果予以折減。

【解說】

1. 樁表面之摩擦阻力係因樁體與地層之相對位移而產生，如圖-解5.3-8所示，當樁體向下移動之趨勢大於土體之下沉速率時，土體對樁表面可提供一向上之阻力，此阻力即一般計算樁支承力時之正摩擦力(positive skin friction)；而當樁基周邊地層，因地表填土或抽取地下水等情形以致樁周邊地層發生大量壓縮及沉陷時，地層

之移動趨勢大於樁體下沉速度，此時樁表面受一向下摩擦力作用，使樁軸向之作用力增加，此摩擦力即稱為負摩擦力(negative skin friction)(歐晉德,1987)。

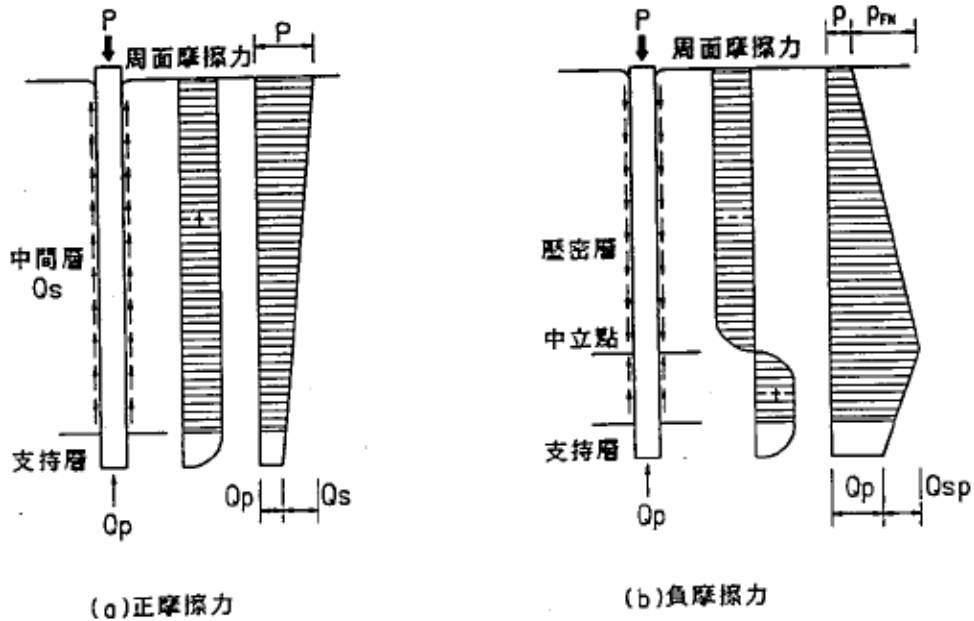


圖-解 5.3-8 基樁支承力機制示意圖(歐晉德,1987)

2. 負摩擦力發生的主要原因大致為：

- (3) 基樁座落於回填土地層中，當樁周圍之壓縮性土壤受回填土之載重而發生壓縮沉陷現象，導致負摩擦力之發生。
- (4) 基樁座落於高敏感性之黏土地層中，於打樁過程中，樁體四周土層發生擾動，完工後逐步壓密而生負摩擦力。
- (5) 由於抽取地下水，而產生區域性的地盤下陷，此現象在正常壓密或輕度過壓密的黏土地層中最為明顯。

3. 一般人常以為負摩擦力只發生於軟弱粘土層中，其實並不完全正確，只要樁周邊地層發生相對於基樁之位移就有可能發生負摩擦力。在基樁工程界中，負摩擦力問題自 1960 年代始受到注意，在 1970

年代中，由於大型工程之逐漸增加，在地盤下陷較嚴重的區域如曼谷、東京等區域或黏土層極厚的區域如瑞典、挪威、芬蘭等，因負摩擦力而發生基樁失敗案例，負摩擦力問題乃受到相當重視。

根據研究顯示，基樁所受負摩擦力之大小及範圍受下列因素影響，諸如：

- (1) 基樁四周及端點下方地層種類之影響－包含地層之壓縮性、強度、基樁四周地層與樁端點下方地層之相對勁度等。
- (2) 超加載重(surcharge)或地下水位變化之情況－包含超加載重施加的時間及速率、相對於基樁施工之時、地下水位洩降的範圍及水位上下之變化程度。
- (3) 基樁本身之性質－包含基樁材料、形狀、群樁的配置及間距等。

以上各因素均可能影響負摩擦力發生的範圍以及大小，近年來，此類研究資料已逐漸增多，如圖-解 5.3-9 係日本國鐵(1978)之實測結果，顯示樁長變化及端點支承地層不同時，其所得之負摩擦力值具相當之變化(歐晉德,1987)。

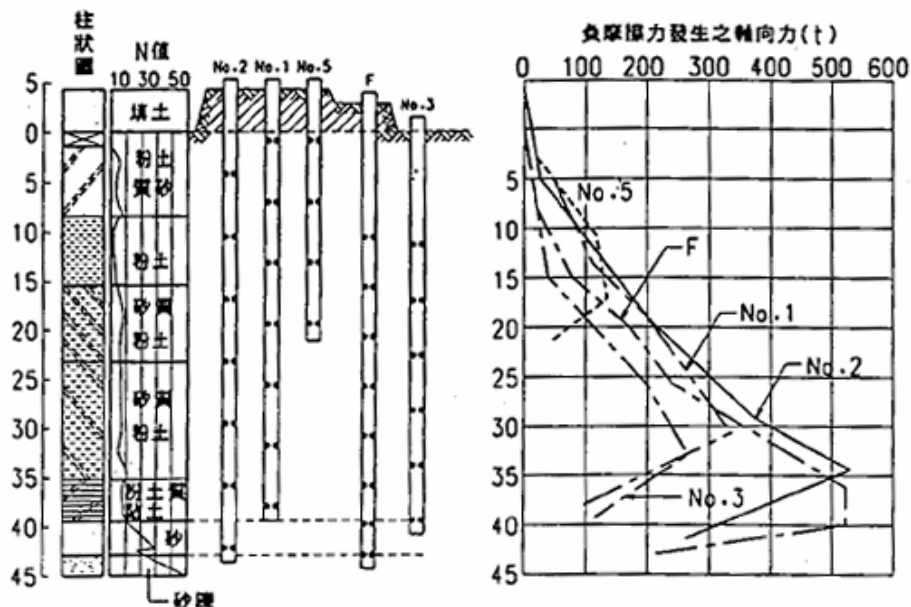


圖-解 5.3-9 基樁負摩擦力觀測結果(日本國鐵,1978)

台灣西部濱海地區，有許多因超抽地下水而發生嚴重沉陷之區

域，或因抽砂回填而可能發生長期沉陷之新生地區，在這些地區的樁基礎並不一定會受負摩擦力之作用，大致與下列因素有關，須仔細評估：

- (a) 基樁承載方式
- (b) 樁長與抽取地下水之深度
- (c) 填土與基樁施工之先後次序及時間差
- (d) 地層沉陷速率

4. 基樁表面摩擦力之產生，乃在於地層與樁體間發生相對位移，在基樁受垂直力作用時，壓縮土層與樁體間之相對移動趨向因受樁端點阻力之影響，於樁身上之某深度位置，自樁體位移小於土體位移之現象轉換成樁體位移大於土體位移，亦即於此位置，樁體與土層間不具相對位移，此點稱為中立點(neutral point)，如圖-解 5.3-8(b) 所示於中立點以上部份，樁身承受負摩擦力作用，而中立點以下部份之樁身則承受正摩擦力作用。

中立點大致位於壓縮地層中樁長的百分之六十六至百分九十七之位置，視壓縮土層與樁端點地層間之相對勁度而異，如貫入岩盤中之點承樁，其中立點則接近樁底端，負摩擦力幾乎在全部樁身表面發生，若樁係穿過壓縮層而進入較緊密砂層中，則中立點位置約在壓縮層與砂層界面上方若干距離，因此若將負摩擦力的發生長度考慮為基樁在壓縮層中之全長，通常偏於保守，日本建築學會之「建築基礎構造設計規準同解說」(1974)中即建議中立點深度(L_n)為：

- (1) 摩擦樁及局部點承樁(端點貫入阻力 N 值小於 20 之情形)

$$L_n = 0.8L \quad \text{式(解 5.3-10)}$$

- (2) 點承於砂土或砂礫土層基樁

$$L_n = 0.9L \quad \text{式(解 5.3-11)}$$

- (3) 點承樁於岩盤或極堅實黏土層(土丹)之基樁

$$L_n = 1.0L \quad \text{式(解 5.3-12)}$$

上式中之 L ，對摩擦樁而言，代表全部樁長，對其他樁而言，代表樁頂至壓縮土層底部界面之長度。

5. 計算負摩擦力之方式有很多種，歐晉德(1987)曾做有系統之整理，甚具參考價值。若以有效應力法估算則可依下式計算

$$f_n = \sigma'_v K \tan \delta_f = \beta \sigma'_v \quad \text{式(解 5.3-13)}$$

式中， f_n = 樁身負摩擦力 (tf/m²)

K = 土壤側壓係數

δ_f = 土壤與基樁表面間之有效摩擦角(度)

σ'_v = 地層之有效覆土壓力 (tf/m²)

上式中， β 為無單位之係數，其值大小不僅與地層特性有關，亦受基樁施工方式之影響，打入式基樁之 β 值即較鑽掘式基樁為大。表-解 5.3-7 及表-解 5.3-8 分別為 Garlanger(1974)及日本鋼管樁協會(1978)針對不同地層所做之建議值。

表-解 5.3-7 β 建議值(Garlanger, 1974)

土 層	β
粘土	0.2 - 0.25
粉土	0.25 - 0.35
砂土	0.35 - 0.50

表 5.3-8 β 建議值(日本鋼管樁協會, 1978)

土 層	砂含量(%)	β
粘土及粉土	20 以下	0.2 - 0.25
砂質粘土及粉土	20-50	0.25 - 0.35
砂質土 (N<10)	50-70	0.35 - 0.50

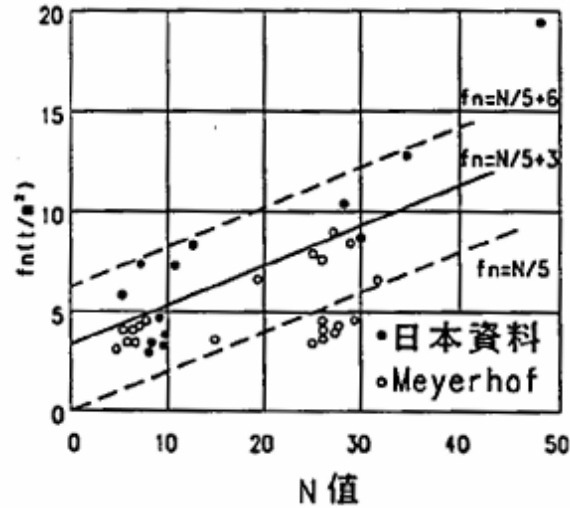


圖-解 5.3-10 摩擦力 f_n 與 N 值之關係(日本鋼管樁協會,1978)

此外，日本鋼管樁協會(1978)亦統計負摩擦力與標準貫入試驗 N 值之關係如圖-解 5.3-10，據此，砂土層之負摩擦力可依下式計算

$$f_n = 3 + \frac{N}{5} \quad (\text{tf/m}^2) \quad \text{式(解 5.3-14)}$$

式中 N 為基樁周邊地層之平均 SPT- N 值。值得注意的是在臺灣西岸高液化潛能地區，或因擔心液化問題，或為增加基樁側向支承力之需求，有些設計理念會在樁基週邊施以深層夯實之地層改良，使樁基週邊之 SPT- N 值大幅提高，這類情況下若週邊土壤發生相對於基樁之向下位移時，基樁承受之負摩擦力亦將大幅提高，檢核負摩擦力安全性時，應以改良後之 SPT- N 值或採較高之 β 值計算。

6. 在基礎設計中，安全係數的選擇與設計參數的可靠性有關，包含載重的精確度，以及地層強度的變化範圍，在考慮負摩擦力之場合，安全係數之選擇較一般情況略為複雜。當基礎具負摩擦力作用之可能性時，設計上可分別考慮採用部份安全係數或整體安全係數，目前工程界普遍採用者為整體安全係數，即如下式所示：

$$(P + P_{fn}) \leq (Q_p + R_f) / FS \quad \text{式(解 5.3-15)}$$

其中 FS 即為單一之總體安全係數， FS 在美國海軍 Design Manual (NAVFAC DM-7.2, 1982) 建議採用 1.0，日本建築學會(1974)則建議採用 1.2 至 1.5 之值。而就材料強度而言，需注意負摩擦力發生後，基樁軸向力最大點即在中立點，故應採下式檢核中立點處基樁材料之容許應力。

$$(P + P_{fn}) \leq \sigma_{sa} \cdot A_p \quad \text{式(解 5.3-16)}$$

7. 當使用群樁時，若基樁間距小於某一特定距離，則基樁本身與土壤之互制作用將使樁基所受負摩擦力減低。因此，單樁之負摩擦力計算應用於群樁負摩擦力計算時可做一折減。圖-解 5.3-11 為日本清水建設研究所(1978)量測群樁中各單樁負摩擦力行爲之實証。

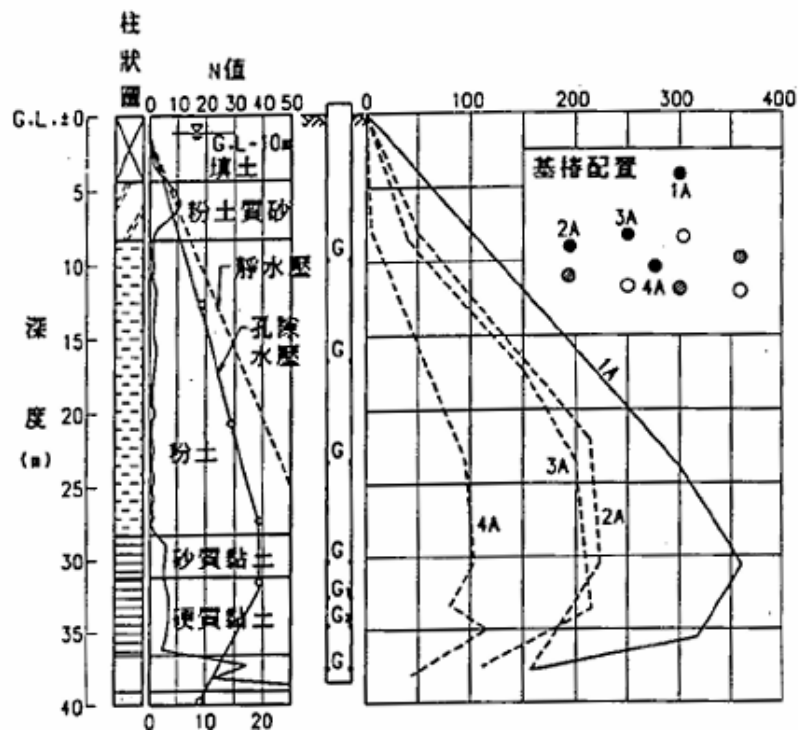


圖-解 5.3-11 群樁對負摩擦力之影響

5.4 基樁間距及群樁總支承力

5.4.1 基樁間距

樁基礎之各單樁間應保持適當間距，原則上各單樁中心間距應符合下列規定。間距小於規定者，應視地層條件、基樁種類及施工方式審慎檢討群樁之互制效應。

1. 設置木樁時，其中心間距不得小於樁頭直徑之 2 倍，且不得小於 60cm。
2. 設置預鑄混凝土樁時，其中心間距不得小於樁頭直徑之 2.5 倍，且不得小於 75cm。
3. 設置鋼樁時，其中心間距不得小於樁頭寬度或直徑之 2 倍，且不得小於 75cm。若採用底部封閉式之鋼管樁，其中心間距不得小於樁徑之 2.5 倍，且不得小於 75cm。
4. 設置場鑄混凝土樁時，其中心間距原則上不得小於樁頭直徑之 2.5 倍，且不得小於樁直徑加 1m。
5. 設置擴座基樁時，其中心間距不得小於樁頭直徑之 3.0 倍，且不得小於擴座寬度加 1m。

【解說】

基樁最小間距的規定，主要係考量下列兩項因素：

(1) 減少鄰近基樁施工之影響：

若基樁間距過小，當施工時發生樁位偏移或傾斜時，即可能造成相鄰基樁十分接近，在樁承受載重時，局部區域的應力集中對樁基支承力之發揮與沉陷控制均相當不利；此外粘土層中之打入式基樁，若樁距過密則於打設時易造成樁周土壤隆起連帶使鄰樁上浮、側移與傾斜，導致樁端支承力降低，甚而喪失，基樁亦可能因此而發生斷折情形。

(2) 減少群樁效應之影響：

基樁受載重時，相鄰樁間之應力影響圈會重疊，將會造成群樁效應，應力重疊之程度與基樁載重及樁間距有關，若間距不足，可能導致土壤產生剪力破壞或超量沉陷，以及樁群內部與外圍的基樁受力不均勻之現象。

若要使群樁受力時各樁彼此不互相影響，其間距通常需達 6~8 倍樁徑以上，在工程應用上較難接受。由相關研究顯示，當樁距小於 2~3 倍樁徑時，群樁破壞較接近整體基礎塊的破壞模式 (Fleming, 1985)。世界各國許多規範規定基樁最小間距約為樁頭直徑的 2 至 3.5 倍，加拿大基礎工程手冊(1985)則建議再加上樁長度的考量。本規範參考日本建築學會建築基礎構造設計指針(1988)之最小樁距規定，原則上最小間距為樁頭直徑的 2.5 倍，且不得小於 75cm；惟考量特殊情形，如打入式鋼樁其對周圍土壤之擠壓變形量較小，基樁彼此間相互影響之程度較小，因此降低最小間距值；場鑄混凝土樁施工時因對周圍土壤造成鬆弛及澆灌後樁體的成形時間因素，因此限制最小樁間距為樁頭直徑之 2.5 倍，且不得小於樁直徑加 1m；擴座基樁則提高最小間距值，以減少擴座施工過程可能對鄰樁造成的影響及端點應力重疊影響。

5.4.2 群樁總支承力

1. 群樁垂直支承力

- (1) 座落於堅實地層中且其下方無軟弱土層之點承樁，其間距大於第 5.4.1 節之規定者，群樁之總支承力為各單樁端點支承力之和。
- (2) 座落於砂土層中之群樁，其間距大於第 5.4.1 節之規定者，群樁之總支承力為單樁支承力之和。
- (3) 座落於粘土層之群樁，其總支承力可分別依下列方法計算，並以其較小者為設計值。

① 將群樁視為一整體之基礎塊，並以其底面之支承力及四周摩擦阻力之和，為整體之支承力。

②以單樁之摩擦阻力乘以樁數後之總和，再乘以適當之折減值，加上各單樁端點支承力之總和，為群樁之整體支承力。

2. 群樁拉拔力

群樁之容許拉拔力，應就下列二計算結果，取其較小者：

(1) 群樁之各單樁容許抗拔力之總和。

(2) 按下式之計算所得。

$$R_{at} = W + \tau L U_G / FS \quad \text{式(5.4-1)}$$

式內

R_{at} = 群樁之短期容許抗拔力(tf)

W = 群樁間土壤及樁體之總重量，並應考慮地下水之影響(tf)

U_G = 群樁之外圍周邊長度(m)

L = 樁長(m)

τ = 土壤之抗剪強度(tf/m²)

FS = 基樁抗拔安全係數，短期載重為 3.0，長期載重為 6.0。

3. 群樁側向支承力

若地表面呈水平，設計地盤面位於樁帽底部且基樁間距大於第 5.4.1 節之規定者，以各單樁側向支承力之和，為群樁之總支承力。

4. 群樁負摩擦力

群樁之負摩擦力，可考慮各樁之相互影響予以折減。群樁中單樁之負摩擦力，應就下列二計算結果，取其較大者：

$$(1) \quad P_{fn} = \frac{U_G \sum L_i \tau_i + A_G \bar{\gamma}_s L_{fn}}{n_p} \quad \text{式(5.4-2)}$$

如圖 5.4-1 所示，式中

P_{fn} = 中立點以上各樁之負摩擦力平均值(tf)

U_G = 樁群之外圍周邊長度(m)

L_i = 基礎底面至中立點間各土層之厚度(m)

τ_i = 基礎底面至中立點間各土層之剪力強度(tf/m²)

A_G = 扣除樁斷面積之樁群底面積(m²)

L_{fn} = 基礎底面至中立點之距離(m)

$\overline{\gamma_s} = L_{fn}$ 間土壤之平均有效單位重(tf/m³)

n_p = 樁數

$$(2) \quad p_{fni} = \frac{A_i}{A_0} P_{fno} \quad \text{式(5.4-3)}$$

式中， P_{fni} = 群樁中任一樁之負摩擦力(tf)

P_{fno} = 不考慮群樁效應之單樁負摩擦力(tf)

A_i = 圖 5.4-2 所示各樁之負摩擦力分擔面積(m²)

$$A_0 = \pi r_e^2 - \frac{\pi D^2}{4} \quad (\text{m}^2)$$

$$r_e = \left[\frac{Df}{\overline{\gamma_s}} + \frac{D^2}{4} \right]^{1/2} \quad (\text{m})$$

D = 樁徑(m)

f = 表面負摩擦力(tf/m²)

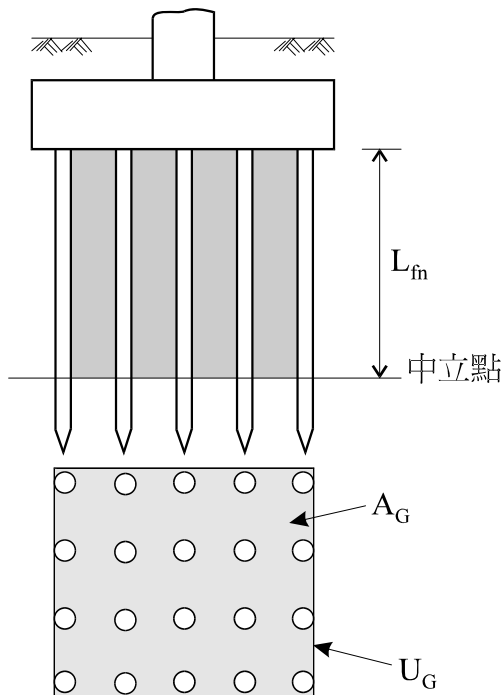


圖 5.4-1 群樁之負摩擦力

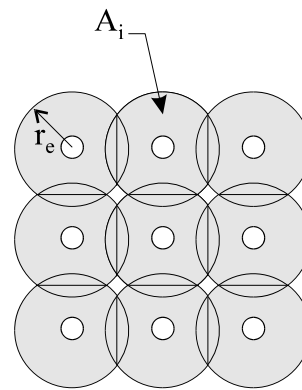


圖 5.4-2 群樁中計算單樁所受負摩擦力之分擔面積

【解說】

1. 受基樁與土壤間互制效應之影響，群樁支承力不一定等同於單樁支承力之和，而與基樁種類、地層條件及基樁間距有關。但由於對樁帽的影響、沿樁身的摩擦力分佈、樁與樁的應力重疊、施工過程對鄰近土壤的影響、以及時間因素如壓密、復硬性、地下水位變化等，其影響程度均甚難評估，因此工程應用上常採簡化的方式，考慮單樁支承力乘以樁數之總和，或將群樁視為一整體基礎塊，即樁間土壤與樁一起移動時發揮之支承力，比較兩種情況取較小者為群樁支承力；通常，在樁間距小時，較可能產生由後者控制群樁支承力。

座落於堅實地層如緊密砂層或堅硬卵礫石層之點承樁，因其應力重疊效應對基樁端點支承力之發揮機制影響不大，故只要間距大於第 5.4.1 節之規定者，群樁之總支承力可視為各單樁端點支承力之和。

座落於砂土層中之打入式基樁，因基樁貫入過程已使土壤趨於緊密，基樁週邊及端點土壤不論是密度、SPT- N 值或是 CPT- q_c 值均較原土壤為高，因此一般亦考慮群樁之總支承力為單樁支承力之和。座落於砂土層之鑽掘式基樁，間距在約 6-8 倍樁徑以下時，本應考慮群樁效應做適度之折減，惟考慮樁帽對群樁整體支承力之貢獻，若經確認樁帽與其下方土壤不致分離，且基樁間距大於 5.4.1 節者，可不予折減，以單樁支承力之和為群樁總支承力。座落於粘土層(尤其在高靈敏度的土層)之群樁，樁帽提供之支承力貢獻尚無法涵蓋群樁互制影響引致之支承力損失，故其群樁垂直支承力應就第 5.4.2 節的規定予以適當考量。

2. 式(5.4-1)中的 W 是群樁間土壤與樁體之總有效重量，由於係一確定之抗拉拔因素，故未考慮安全係數，惟在決定容許拉拔力時，受拉拔時之樁身摩擦阻力安全係數，仍應依表 5.3-3 之支承力推估公式安全係數規定。
3. 基樁間距約在 6~8 倍樁徑以下時，群樁的側向支承力須折減，惟並無考慮樁帽對整體側向支承力的效應。一般的設計條件下，樁帽通

常為剛性，若設計地盤面位於樁帽底部，則側向力應為樁帽與土壤間的摩擦力、被動土壓力及基樁所共同承受，非單獨由基樁承受；且側向力作用之下，一般樁帽的側向位移均不大，樁間彼此的影響程度也相對的降低，因此在樁間距大於 5.4.1 節者可不予折減。但若設計地盤面非位於樁帽底部時，在相同位移條件之下，群樁側向支承力須予以適當折減。

4. 群樁負摩擦力的折減係參考日本道路橋示方書之建議，式(5.4-2)係將群樁視為一整體之基礎塊，假設負摩擦力沿群樁基礎塊表面發生時，分擔至群樁間各單樁之負摩擦力。式(5.4-3)則係假設負摩擦力沿樁群中各單樁表面發生，當樁距較大時依式(5.4-3)計算得之群樁中各單樁負摩擦力可能與單樁負摩擦力相同，但當基樁間距小於某一值時，負擔摩擦力將因相鄰基樁重疊效應之影響而減少。

5.5 變位量

5.5.1 單樁沉陷量

單樁之沉陷量應包含樁身受壓之變形量，及載重造成樁尖底部地層之變形量。

【解說】

樁受載重作用所產生之樁頭瞬時沉陷量可區分為三部份，即樁體受壓之彈性變形量，傳遞至樁尖之端點載重與樁身摩擦力分別引致之地層沉陷量，上述三項可依 Vesic(1977)半經驗方式推求。

- (1) 樁體彈性變形量， W_s (m)

$$W_s = (Q_b + \alpha Q_s) \frac{L}{AE_p} \quad \text{式(解 5.5-1)}$$

式中 Q_b = 工作載重作用下之基樁端點載重(tf)

Q_s = 工作載重作用下之樁身摩擦力(tf)

L = 樁長 (m)

A = 基樁截面積 m^2

E_p = 基樁彈性模數 (tf/m^2)

α = 基樁樁身摩擦力分佈型態之係數

一般基樁樁身摩擦力之分佈呈各種不同型態(圖 5.5-1)，於凝聚性土壤呈矩形分佈($\alpha=0.5$)，非凝聚性土壤則呈立三角形分佈($\alpha=0.67$)；若受長期潛變及土壤壓密特性之影響， α 值宜以樁載重試驗結果決定之。

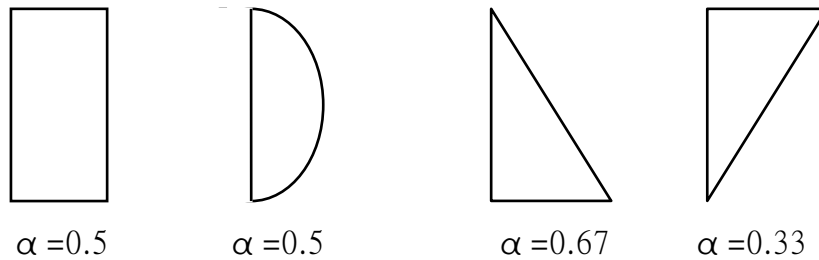


圖-解 5.5-1 樁身摩擦力分佈型態與 α 值

(2) 樁端荷重所引致之沉陷量， W_{pp} (m)

$$W_{pp} = \frac{C_p Q_b}{B q_0} \quad \text{式(解 5.5-2)}$$

式中 B = 樁徑 (m)

q_0 = 樁端點之極限支承壓力 (tf/m^2)

C_p = 經驗常數，與土壤種類及施工法有關，如表-解 5.5-1

所示

表-解 5.5-1 不同土壤種類及樁種所採用之 C_p 值

土壤種類	打入式基樁	鑽掘式基樁
砂土(緊密至疏鬆)	0.02~0.04	0.09~0.18
粘土(堅實至軟弱)	0.02~0.03	0.03~0.06
粉土(緊密至疏鬆)	0.03~0.05	0.09~0.12

(3) 樁身摩擦力所引致之沉陷量， W_{PS} (m)

$$W_{PS} = \frac{C_S Q_S}{D q_o} \quad \text{式(解 5.5-3)}$$

式中 D = 樁埋置長度 (m)

$$C_S = \text{經驗常數} = \left(0.93 + 0.16 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) C_P \quad \text{式(解 5.5-4)}$$

(4) 單樁總沉陷量， W_O

$$W_O = W_S + W_{PP} + W_{PS} \quad \text{式(解 5.5-5)}$$

於載重作用下之基樁沉陷行為受到甚多因素之影響，實際基樁之沉陷量仍應以樁載重試驗結果印証之。

5.5.2 群樁沉陷量

群樁之沉陷量應考慮樁身受壓之變形量，及群樁底部地層受群樁合力影響而生之變形量。若底部地層為可壓縮性土壤時，應依第 4.4 節規定之方法，計算其沉陷量。

【解說】

在一般常用樁距條件下，由於相鄰基樁之應力重疊，導致地層所受應力增大且應力影響深度加深，因此群樁之沉陷量與沉陷延續時間往往大於單樁之情形。

由以往之研究結果顯示，群樁之沉陷量與地層條件、樁徑大小、載重與極限支承力比值、基樁施工方法、樁長、樁基寬度、樁長比以及樁帽支承效應等有密切之關係，目前之研究尚無法提出一套能考慮眾多複雜因素之群樁基礎沉陷計算方法，一般實務上多以等似墩基模式之近似方法推估群樁基礎之沉陷量。

等似墩基模式即將樁群及其所圍成之土壤視為一塊狀墩基礎，基礎之尺寸即為樁群外緣所圍成之範圍，沉陷之計算方式，一般則按淺

基礎如第 4.2 節所述之方法估算，至於假想墩基礎底面之位置，則視樁群座落之土層性質與分佈、以及基樁之承載行為等而定，可參考圖-解 5.5-2 決定之。

利用前述方法所估算得之沉陷量通常會較保守，特別是對樁長較深之情形常有高估之現象，此係因樁基礎實際之應力分佈與圖-解 5.5-2 之假設不一致所致，建議可參考 Geddes (1966) 推導之公式估算地層之應力增量，再據以推估樁基之沉陷，可得較合理之沉陷值。

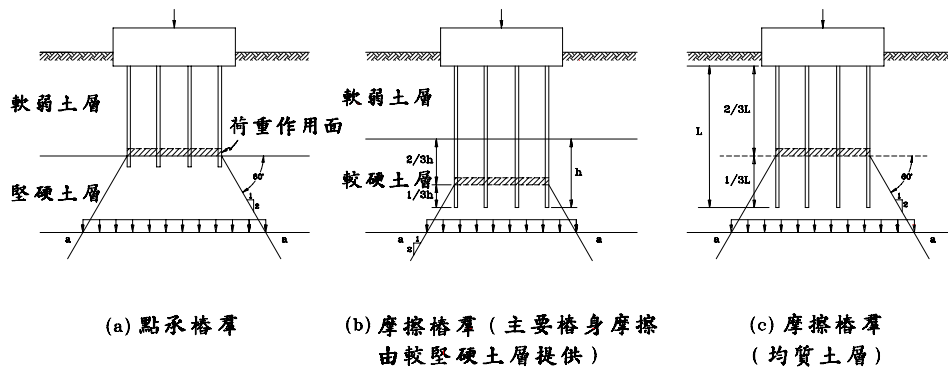


圖-解 5.5-2 簡化群樁荷重作用面及應力傳遞方式

5.5.3 群樁側向變位量

群樁之變位量得將樁帽視為剛體，基樁及周圍地盤視為彈性體並依結構理論分析推估之。

【解說】

基樁承受側向力之作用為樁體－土壤的互制行為，當樁頭有側向力或力矩作用時，基樁須靠周圍土壤的變位以產生反力抵抗之，即土壤必須足以承受外力之合應力，且必須在容許變位之下；上述側向變位應同時考慮群樁間之相互影響及樁頭之束制條件。

考慮容許變位之限制，群樁之側向變位分析一般係以 Winkler 之彈性基礎梁為理論依據，考慮土壤於線彈性或彈塑性模式下，基樁承受水平力或彎矩等外力作用下之變形行為。分析時通常假設樁帽為剛

體，基樁及周圍地盤為彈性體，根據單樁之水平地盤反力係數，及不同基樁配置與樁頭束制條件，依結構理論求解群樁之垂直與水平變位及轉角。

基於土壤非為彈性體之事實，Reese & Matlock 則根據實際側向樁載重試驗資料，提出土壤非線性關係之基樁側向荷重－變位曲線(p-y curve)法，配合彈性基礎梁理論及電腦數值解析，可同時分析群樁於不同土層分佈、基樁型式、配置及外力狀況下之側向行為。

5.5.4 容許變位量

樁基礎之容許變位量應依第 4.4.8 節及第 5.3.3 節之原則考慮，而以其所支承構造物之容許變位量為度。

【解說】

經由樁帽之連結，群樁多形成剛性較淺基礎為大之基礎系統，對於滿足支承力需求之群樁基礎，於工作載重作用下之變位應符合上部結構之容許沉陷量及角變量為設計基準。

一般基樁(彈性基礎)之水平變位量以限制在彈性變位量內為原則，因此除非上部構造物對變位量有非常嚴格之要求，否則容許水平變位量為樁基礎本身所控制。依據載重試驗結果，基礎彈性變位量多在基礎寬(或樁徑)之 1% 以內，以樁基礎而言，可確認基樁彈性變位量之最小值為 1.5 公分。

5.6 樁體結構設計

5.6.1 木樁

1. 樁材須為已剝皮之生圓木，不得有開裂等缺陷。
2. 圓木樁最小直徑不得小於 15cm，其直徑變化須均勻，上下端中心點之連線不得超過樁外。

3. 木樁斷面除須能承受基礎之載重外，尚應能承受搬運、吊樁及打樁時之最大應力，其設計須符合建築構造編第四章之相關規定，其容許支承力應按木樁之最小斷面計算。
4. 木樁應採取適當處理以保護樁材免受菌蟲害而影響基樁品質。

5.6.2 預鑄混凝土樁

1. 預鑄混凝土樁所使用之材料，如混凝土、鋼筋、預力鋼線、鋼絞線、硬鋼線或鋼棒等，均須符合建築構造編相關章節之規定。
2. 預鑄混凝土樁之樁體須能承受依基礎設計之載重及搬運、吊樁及打樁時之最大應力，其結構設計應符合建築構造編第六章之相關規定。
3. 以離心法製造之空心鋼筋混凝土樁，其設計得比照 CNS1260·A2031 之規定辦理。非以離心法製造之鋼筋混凝土樁應符合下列規定：
 - (1) 預鑄鋼筋混凝土樁之混凝土規定抗壓強度不得少於 280kgf/cm^2 ，設計載重下所受之單位支承應力不得大於其規定壓力強度之三分之一。
 - (2) 基樁內之主鋼筋，方樁不得少於 4 支，圓樁及八角樁不得少於 6 支；主鋼筋直徑不得小於 16mm，且鋼筋總斷面積不得少於樁斷面積之百分之一。
 - (3) 主鋼筋須以箍筋或螺筋紮緊，箍筋直徑不得小於 6mm，樁兩端各三倍樁徑(或寬度)範圍內，箍筋間距不得大於 8cm，其餘部份間距不得大於 20cm。
 - (4) 混凝土樁主鋼筋之保護層，不得少於 5cm。
 - (5) 須打擊入堅硬地層之基樁，樁尖須配置錐形或平底形鋼質或鑄鐵片，以防樁尖受損，樁尖端與混凝土之接觸面需足以承受打擊時所產生之應力。
4. 以離心法製造之空心預力混凝土基樁，其設計得依照 CNS2602·A2037 之規定辦理。非以離心法製造之預力混凝土樁應符合下列

規定：

- (1)預力混凝土樁之混凝土規定抗壓強度不得少於 350kgf/cm^2 。
- (2)預力混凝土樁，樁長在 10m 以下者，有效預力不得少於 30kgf/cm^2 ，樁長 10~15m 者，有效預力不得少於 40kgf/cm^2 ，樁長 15m 以上者，有效預力不得少於 50kgf/cm^2 。
- (3)預力混凝土樁之容許壓應力不得大於下式之規定

$$f_c = 0.33f'_c - 0.27f_{pc} \quad \text{式(5.6-1)}$$

式內

f_c = 混凝土容許壓應力(kgf/cm^2)

f'_c = 混凝土規定抗壓強度(kgf/cm^2)

f_{pc} = 有效預力(kgf/cm^2)

- (4)預力樁內預力鋼線或鋼絞線，須以箍筋或螺筋紮緊，有關箍筋之規定比照第 5.6.2 節中 3.(3)款之規定。
- (5)基樁內預力鋼線或鋼絞線之保護層得比照第 5.6.2 節中 3.(2)及 3.(4)款之規定。

【解說】

1. 預鑄混凝土樁樁體結構可按工作應力法或強度設計法設計，以工作應力法設計時，材料之容許應力應依本節及中國土木水利工程學會出版之「混凝土工程設計規範與解說－附篇 A」之規定，採用強度設計法時則應按建築構造編第六章及「混凝土工程設計規範與解說」之相關規定設計。
2. 為避免基樁打設時發生樁頭或樁身破裂之情形，打入式基樁於設計時應對打樁時可能產生之最大壓應力與最大張應力詳加分析，必要時應規定所使用打樁機之錘擊能量、樁墊材質、尺寸及施工順序等。打樁應力分析可藉動態分析程式(如 WEAP)或半徑驗公式(如宇都、冬木公式(1975))等評估，打樁時之最大壓應力不得大於 $(0.85 f'_c - \text{有效預力})$ ，最大張應力於一般地層環境不得大於 $(0.25 \sqrt{f'_c} + \text{有效預力})$ ，在腐蝕環境中不得大於有效預力值。

5.6.3 場鑄混凝土樁

場鑄混凝土樁所使用之材料及其樁體結構設計除須依照建築構造編第六章相關之規定外，並應符合下列規定：

1. 場鑄混凝土樁之混凝土規定抗壓強度不得小於 210 kgf/cm^2 ，且最小水泥量不得低於 300 kgf/m^3 ，於水中或泥水中打設時，其水泥量不得低於 375 kgf/m^3 。
2. 場鑄樁澆注之混凝土強度應視混凝土之規定抗壓強度及其澆注環境做適當之提高。於水中或泥水中打設時，澆注時採用之混凝土強度應按規定抗壓強度再提高 35 kgf/cm^2 。
1. 於水中或泥水中打設之場鑄樁，其混凝土容許壓應力不得大於混凝土規定抗壓強度之百分之二十二，且不得大於 60 kgf/cm^2 。於乾燥狀況下打設時，其容許壓應力不得大於混凝土規定抗壓強度之四分之一，且不得超過 70 kgf/cm^2 。
2. 基樁內主鋼筋不得小於 6 支，主鋼筋直徑不得小於 19mm，且鋼筋總斷面積不得小於樁斷面積之千分之五，保護層之淨厚度不得小於 7.5cm，箍筋直徑不得小於 13mm。
5. 場鑄樁之施工應儘可能保持垂直，原則上樁身之最大偏心距，不宜超過樁長之七十五分之一，且基樁應力分析應考慮此偏心彎矩之影響。

【解說】

1. 場鑄樁樁體結構可按工作應力或強度設計法設計，以工作應力法設計時，混凝土之容許應力應遵守本節第 3 條之規定，鋼筋之容許應力及其他設計細則可參考「混凝土工程設計規範與解說－附篇 A」之規定。採用強度設計法設計時則應按建築構造編第六章及中國土木水利工程學會所編「混凝土工程設計規範與解說（土木 401-86）」之各章節有關規定設計。
2. 場鑄混凝土樁在距樁頂面 ℓ_o 之範圍內，其箍筋之間距不得超過構材斷面最小尺度之 $1/4$ ，且不得大於 10 公分。 ℓ_o 之長度不得小於(1)在

樁頂面處之構材斷面深度或任何可能發生撓曲降伏斷面處之構材深度。(2)基樁彎矩反曲點深度之 1/3。(3)45 公分。在距樁頂面 l_0 之範圍外,橫向箍筋之間距不得超過構材斷面最小尺度之 1/2,且不得大於 60 公分。

5.6.4 鋼樁

1. 鋼樁包括鋼殼樁、鋼管樁及型鋼樁，使用鋼材之品質、形狀及尺寸等，原則上應符合國家標準。鋼樁外露，可能銹蝕之鋼材厚度，不得考慮承受應力，否則應施予防蝕保護。
2. 鋼殼樁
 - (1)為在基樁位置先行打入底部密閉式之金屬或鋼殼套，再行灌注混凝土或鋼筋混凝土而成之樁。其殼套厚度不得小於 1.8mm，樁徑不得小於 45cm，樁尖部份直徑不得小於 20cm。
 - (2)鋼殼樁之金屬或鋼殼套，不得視為基樁支承载重之一部份。
 - (3)鋼殼樁內灌注混凝土之規定壓力強度不得小於 210 kgf/cm²，鋼筋混凝土樁體之設計應符合建築構造編第六章之相關規定。
3. 鋼管樁
 - (1)為在基樁位置先行打入鋼管，以作為支承载重之基樁，鋼管中亦可再灌注混凝土，而使鋼管與其內之混凝土共同支承载重。
 - (2)鋼管樁外徑不得小於 250mm，壁厚不得小於 9mm。鋼材之最低降伏強度未達 2550kgf/cm²時，鋼管之容許應力不得大於最低降伏強度之百分之三十五。鋼材之最低降伏強度大於 2550kgf/cm²時，鋼管之容許應力不得大於最低降伏強度之百分之三十。
 - (3)鋼管中灌注混凝土用以共同支承上部載重者，其混凝土之規定抗壓強度不得小於 210 kgf/cm²。混凝土之容許應力不得大於規定壓力強度之三分之一。
4. 型鋼樁
 - (1)為以型鋼直接打入地層以支承载重之基樁，其任何斷面厚度均

不得小於 10mm。

(2)型鋼之翼版突肢長度不得超過翼版或腹版厚度之 13 倍，且翼版寬度不得小於型鋼深度之百分之八十，其標稱深度不得小於 200 mm。

(3)型鋼樁之鋼材容許應力，比照第 5.6.4 節中之 3.(2)款之規定。

5. 鋼樁應按實際需要，予以補強，以避免搬運、堆置或打樁時，產生樁體變形。

5.6.5 接樁

1. 基樁以整支應用為原則。必須接樁時，其樁頭不得在地表下三公尺以內，且接頭不得發生脫節或彎折之現象。
2. 經接續之基樁，其容許壓應力應根據接頭形式及接樁次數折減之。其折減率可參考表 5.6-1，如非採用打擊方式設樁時，則折減率得採用表 5.6-1 所列數值之半。

表 5.6-1 接樁之容許壓應力折減率

接樁	焊接	鉚接	填充式或插接
折減率	5%/每次	10%/每次	最初 2 次 20%/每次 第 3 次以後 30%/每次

【解說】

1. 接樁之位置應避開彎矩應力大及地下水位上下變動之範圍，接頭之斷面及強度須能承受基礎設計之載重、吊樁及打樁時之最大應力，同時應考慮腐蝕之影響。
2. 樁本身接樁次數愈多，愈影響到其本身可傳遞之應力值，此種現象對打入式基樁影響尤甚，因此本規範建議打入式基樁之接樁，其容許應力值採較高之折減率。

5.7 基樁載重試驗

5.7.1 試驗目的及適用範圍

1. 基樁載重試驗之方法包括靜載重試驗、動載重試驗或其他方式之試驗，其目的為求取或推估單樁於實際使用狀態或近似情況下之載重－變形關係，以獲得判斷基樁支承力或樁身完整性之資料。基樁載重試驗可分成極限載重試驗及工作載重試驗。
2. 極限載重試驗係用以確定所選擇之基樁於該基地之適用性及與設計極限支承力之符合性為主，於下列情況時，基樁之設計，均需以極限載重試驗，驗證其承受載重之能力：
 - (1)供公眾使用或極具重要性建築物之基樁。
 - (2)基樁沉陷將對結構物安全及使用功能具影響者。
 - (3)於基地鄰近地區之類似地層狀況中，缺乏同類型基樁之載重試驗資料時。
 - (4)基樁支承於軟弱之地層狀況時。
 - (5)基樁承受長期拉拔力之狀況。
 - (6)基樁設計載重量超過一般之使用範圍時。
 - (7)根據第 5.3 節之計算，所得之支承力與該地區之基樁使用經驗值有重大差異時。
3. 基樁施工完成後，應以工作載重試驗確定基樁之支承力及施工品質符合設計需求。
4. 用於極限載重試驗之基樁，若於試驗中該樁已達降伏狀態，應檢討其作為永久性基樁之適用性。

【解說】

1. 由於土體本質上之複雜性且其性質受施工行為之影響甚鉅，而基樁施工後之成效有很高之不確定性，且基樁與土體間應力與變形之傳承行為亦甚複雜，依據 5.3 節估算之基樁支承力實難以絕對正確，而對於載重－變形關係之推估則更形困難，故有必要以基樁載重試

驗加以確認或修正。

2. 基樁載重試驗以靜載重試驗為主，其可依需求進行垂直支承力拉拔力及側向支承力之載重試驗。依試樁時間及目的的不同，可盡分為前期試驗及驗證試驗。前期試驗指於設計階段初期或之前即進行基樁打設及極限載重試驗，除可確認基樁工法之施工可行性並訂定施工程序外，可藉由極限載重試驗結果推求基樁之載重－變形關係及容許支承力以作為設計之依據。而驗證試驗則於正式施工期間或完成後進行極限載重試驗或工作載重試驗，用以確認基樁之支承力及施工品質符合設計需求。
3. 近年來由於電子科技之快速發展，使得動力載重試驗逐漸應用於基樁之檢測，由於具有快速經濟且非破壞性之優點，故基樁之驗證試驗除靜載重試驗外，亦可輔以動載重試驗。目前基樁之動載重試驗，可歸納為三種，分別為低應變試驗、高應變動態試驗及高應變動能試驗，三種試驗主要用於基樁之完整性檢測上，故又稱為基樁之完整性試驗，而後兩種試驗使樁身承受高應變，亦可用以推求基樁之極限支承力。有關基樁之動載重試驗方法及應用可參閱地工技術第 52 期(民國 84 年 12 月)倪勝火“基樁之非破壞性檢測與案例”，梁明德、葉吉芳“基樁完整性之高應變變動力檢測方法”及張有恆“淺談基樁之支承力試驗”。
4. 對於場鑄之鑽掘樁及植入式基樁、或點承樁，由於承載之土壤破壞後，強度不易完全復原，若擬將已達降伏狀態之試驗樁作為永久性基樁使用時，應詳加檢討並做必要之折減。

5.7.2 試樁之選擇

1. 選擇試驗用之基樁應具代表性，並就設計條件、地層變化及施工狀況選擇適當之試樁項目。
2. 試樁總數目應不少於總樁數之百分之二，且不應少於 2 支，其中工

作載重試驗之試樁數目不少於總樁數之百分之一，且至少應有 1 支。總樁數超過 300 支時，得視地層狀況及實際需要調整試樁數目。

3. 基樁載重試驗部份得採用動載重試驗法，惟動載重試驗之數量不得超過總試樁數量之一半，且動載重試驗之有效性及正確性須先予以確認。

【解說】

1. 不同基樁種類、樁徑、支承地層及受力方向均應進行基樁載重試驗，其總數量不得低於第 2 款之規定。對於施工品質有疑慮或施工時發現與設計情況有差異時，均須增加工作載重試驗數量予以驗證。
2. 以動載重試驗驗證基樁之支承力時，其測試結果須進行訊號比對分析，並須與靜載重試驗結果進行校正，以求得適當之動力及靜力參數後，作為其他同類基樁動載重試驗之依據，始能得到較有效及正確之分析結果。
3. 對於樁體品質有疑慮之基樁，可以動載重試驗方法取代工作載重試驗，以進行樁體之完整性檢測。

5.7.3 試驗前之考慮

試驗前應充分檢討基樁之種類、截面積、貫入深度、使用目的及承受之載重狀況，並決定試驗之最大載重、試驗方法、量測目的與精確度。

【解說】

試驗前應依基樁種類、尺寸、使用目的、承受之載重狀況及場地擬定試樁計畫，其內容至少應包括

- (1) 試驗最大荷重或變位量
- (2) 加載程序
- (3) 載重與反力裝量，及其應力檢核

- (4) 量測項目及儀器裝量、型號與精度
- (5) 場地配置及安全措施等
- (6) 量測記錄圖表格式

5.7.4 試驗方法

原則上，載重試驗之裝設、加載、量測及精度應足以精確量測基樁試驗過程之力學行為，並據以推估其支承力及變形量。國家標準已有規定者應依該等標準辦理。

【解說】

1. 靜載重試驗方法及標準，依垂直載重、拉拔力及側向載重，可分別參考美國材料試驗學會 ASTM D1143, D3689 及 D3966。
2. 試驗前應將試驗量測儀器進行校正，以確保量測資料之正確性。
3. 應將試驗結果繪成樁頭載重(P)－變形量(S)、時間(t)－變形量、載重－彈性變形量及載重－殘留變形量等關係曲線，以作為試驗結果研判之依據。
4. 試驗結果之研判方法分為降伏載重及極限載重兩類。

(1) 降伏載重之研判

可採 $\log P - \log S$ 、 $S - \log t$ 及 $\Delta S / \log t - P$ 等三法作綜合研判，其方法可參照日本土質工學會「土質調查法」第 10 章之規定辦理。

(2) 極限載重之研判

有關基樁試驗極限載重之研判方法有很多種，研判結果亦均不同，一般較常用之方法包括有 Terzaghi 之 10%法、Vender Veen 法、Fuller 及 Hoy 法、以及 Davisson 法等方法(李建中，1984)。

5.7.5 試樁之載重

1. 原則上，極限垂直載重試驗之最大試驗載重應加載至土壤支承力破壞或推估之極限支承力。
2. 工作載重試驗之最大試驗載重不得小於極限支承力之 2/3 倍。

【解說】

1. 極限載重試驗係以確認地層之極限支承力符合設計需求為目的，故其最大試驗載重應達地層支承力破壞或推估之極限支承力為止。
2. 工作載重試驗係以確認所構築之基樁具有足夠之安全係數為目的，即必須在基樁極限支承力之 2/3 倍載重下，基樁尚未發生降伏現象，才能符合設計需求，故基樁之設計支承力若係依樁載重試驗結果推估者，其工作載重試驗之最大試驗載重不得小於設計支承力之 1.5 倍；若設計支承力係由支承力公式推估者，其工作載重試驗之最大試驗載重不得小於設計支承力之 2.0 倍。

5.7.6 試樁之靜置時間

試樁應考慮基樁裝設過程中地層孔隙水壓及強度變化之影響。原則上，砂質地層中之試驗樁應靜置五天以上，於粘質地層中則應靜置十四天以上，始可進行試樁。如為場鑄樁則應待混凝土已產生足夠強度後再進行試驗。

【解說】

1. 美國材料試驗學會 ASTM D1143-81 規定基樁打設完成後應靜置至超額孔隙水壓消散及土壤強度復原後始得進行試驗，靜置時間與超額孔隙水壓量、土壤性質及土壤擾動程度有關，約在 3 天至 30 天左右，甚至需要非常長之時間，如台北地區之基隆河黏土層（張吉佐等，1993）。靜置時間不足之試驗結果，可能錯估基樁之支承力。但對

於考慮負摩擦力之基樁則可能高估其支承力，應特別注意。為慎重計，可裝設水壓計確認之。

2. 進行場鑄樁之試樁前，應依擬訂之試驗載重計算樁身於試驗時將承受之應力，須待混凝土養治已達足夠強度後始得進行試驗。一般樁身混凝土所需之養治時間將比混凝土圓柱試體之養治時間為長，須予以注意。

參考文獻：

周功台(1992)“淺談大地工程設計之安全係數”地工技術雜誌
第三十七期，中華民國 81 年 3 月，PP59-67

參考文獻

- 1.日本道路橋示方書
- 2.日本國鐵建造物設計標準解說
- 3.AASHTO STANDARD SPECIFICATION FOR HIGHWAY BRIDGES
- 4.DM-7.2
- 5.Canadian foundation Engineering Manual(1985)
- 6.Transportation Research Board (1977), Design of Pile Foundations, NCHRP synthesis of Highway Practice
- 7.Hunt, R.E.(1986), Geotechnical engineering Techniques and Practices
- 8.Teng, W.C.(1962), Foundation Design.
- 9.Reese, L.C. & Matlock, H, Non-dimensional Solutions for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional o depth, Proceedings, Eight Texas Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering, Austin , Texas, ASCE,1956.
- 10.Poulos, H.G. & Davis, E.H. (1980), Pile Foundation Analysis and Design.
- 11.新・土と基礎の設計計算演習

第六章 沉箱基礎

6.1 通則

沉箱基礎係以機械或人工方式分段挖掘地層，以預鑄或場鑄構件逐段構築之深基礎，其分段構築之預鑄或場鑄構件，可於孔內形成，亦可於地上完成後以沉入方式施工。

【解說】

沉箱基礎依其施工方式可概分為開口沉箱及壓氣沉箱兩類。目前國內所使用之開口沉箱大部份為鋼筋混凝土之筒狀體，其頂部及底部保持開放，施工時以人工或抓斗挖掘並排出沉箱底下之土石方，使沉箱下沉至預定之承載地層中，底部清理完成後再構築底版封底，箱內則填砂石或灌水，最後進行蓋版之施築。壓氣沉箱之施工亦由底部挖掘並排出土方使其下沉，但其作業方式不同，整個挖掘作業係在壓氣環境下進行，施工前須先於沉箱刃口上方設置水平隔版做為工作室(壓氣艙)之頂版，施工時則須輸入壓縮空氣於工作室以防止浸水，並確保開挖作業得以順利進行，台灣因地層條件特殊，加以壓氣沉箱之施工設備繁雜，工程費昂貴，故較少採用。

本章之所有規定均適用於前述兩種施工方式之沉箱基礎。

6.2 設計考慮

1. 沉箱基礎之設計，除應考慮上部構造物所傳遞之垂直載重、側向載重及傾覆力矩外，尚應考慮沉箱本身之重量與施工中之各項作用力，並檢核其安全性。
2. 沉箱設計應檢核施工中沉箱體各構件所承受之應力，以及完工後整體結構之穩定性。
3. 沉箱基礎之設計應考慮施工可能發生之偏心及所引致之額外彎

矩。考慮之偏心量應視地層狀況及施工方法決定之，設計時所採用之最小偏心量不得小於 10cm。

【解說】

1. 沉箱基礎之施工方式較特殊，與其他基礎構造比較，施工應力之檢討更形重要，若設計考慮不周即可能造成各種事故之發生，因此設計階段應妥善規劃施工程序，並針對施工時之各種可能狀況詳加檢核沉箱體各構件之應力。下列為施工中可能遭遇之不利狀況，設計時應審慎檢討：
 - (1) 沉箱底部未完全支承狀況
沉放第一節沉箱時，由於挖掘底部土壤造成沉箱體底部形成簡支承(圖-解 6.2-1)、懸臂支承(圖-解 6.2-2)或對角點支承(圖-解 6.2-3)等部份支承之情形。
 - (2) 下沉作業中沉箱下方成中空，沉箱呈懸吊狀態(圖-解 6.2-4)之情形。
 - (3) 沉箱下沉至最終深度前各種最不利之情形，如壓氣沉箱因停電而使作業氣壓暫時減低之狀況。
 - (4) 沉箱下沉完成後，將內部積水抽乾使沉箱內部呈中空之狀況。
 - (5) 沉箱下沉難易之檢討。
2. 沉箱結構穩定性之檢討，旨在瞭解各項載重組合作用下之地盤反力是否超過第 6.4 節所規定之容許支承力，以決定適當之沉箱尺寸及入土深度。
3. 沉箱施工發生偏心之情形難以避免，偏心之情形與地層狀況、施工方法及施工品質有關，如於卵礫石層中施築沉箱，可能發生之偏心量即較在一般土層中施工之情形為大，利用爆炸方法下沉之沉箱其偏心量亦較以人工或機械挖掘者為大，故設計者應就實際地質狀況及所擬訂之施工程序，參考過去經驗預估可能之偏心量，於設計時作適當之考量。



圖-解 6.2-1 簡支承狀態

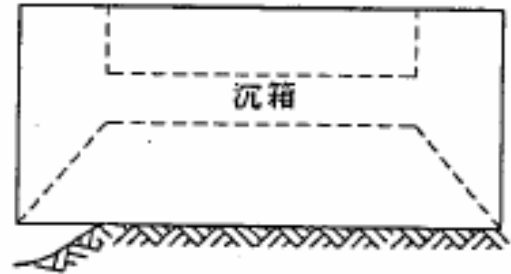


圖-解 6.2-2 懸臂支承狀

態

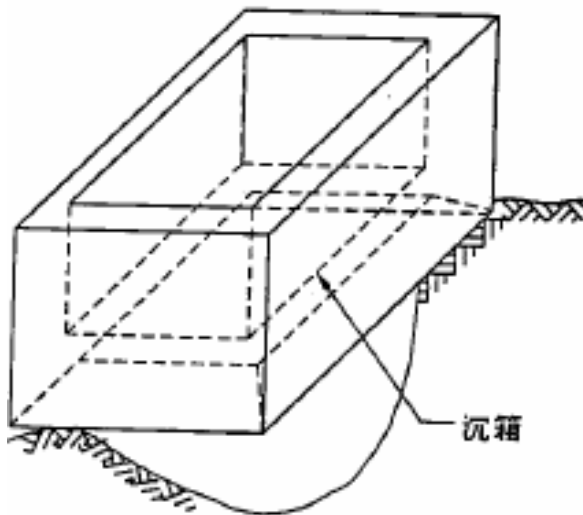


圖-解 6.2-3 對角點支承狀態

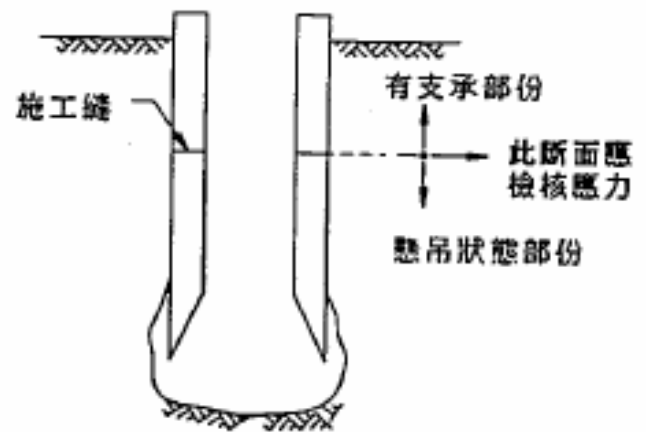


圖-解 6.2-4 懸吊狀態

6.3 沉箱基礎支承地層

1. 沉箱基礎原則上應座落於堅實之地層上，支承地層之厚度至少為基礎寬度之 1.5 倍以上。
2. 沉箱基礎底面下，基礎寬度 3 倍以內之地層，原則上不得有高壓縮性之軟弱地層存在，惟經分析對建築物無不利影響者不在此限。

【解說】

1. 沉箱基礎底部之支承地層須有足夠厚度，使支承力得以完全發展。

根據一般基礎支承力理論，於極限狀態下土壤支承力破壞面之深度約在 1 倍至 1.5 倍基礎寬度間，因此支承地層之厚度最小應達基礎寬度之 1.5 倍以上。

2. 沉箱基礎底面下應力主要影響深度內，不得有高壓縮性之軟弱土層存在，以免沉箱基礎於承載後，因基礎底面下土壤之壓縮及壓密現象而產生過量沉陷，影響上部結構之安全或使用功能。

6.4 沉箱容許支承力

6.4.1 沉箱載重支承方式

1. 作用於沉箱之垂直載重，設計時原則上考慮由沉箱底面地層之垂直反力所支承。
2. 作用於沉箱之水平側向載重與傾覆力矩，設計時原則上考慮由沉箱底面地層之垂直反力、底面摩擦阻力及沉箱正前方地層之水平反力等支承之。

【解說】

1. 作用於沉箱之垂直載重，理論上應可由沉箱周面之摩擦力及沉箱底面地層之垂直反力共同來支承，惟於實際之施工過程中，為便於沉箱沉放至預定深度，常有擴挖或對周圍地層過度擾動之情形，因此沉箱承載後周面所能提供之摩擦力，全視施工方法、擴挖控制、地層特性與地下水狀況而定，施工完成後沉箱周面與土壤之接觸情形不易全然獲悉，因此可發揮之摩擦阻力大小不易掌握。在工程實務上，衡量施工品質之不確定性與相關因素之變異性，作用於沉箱之垂直載重僅考慮由沉箱底面地層之垂直支承力來承擔，倘沉箱沉放至設計深度後，對於沉箱本體與周圍地層間之空隙或孔洞經以適當方式(如背填灌漿等)填實處理者，周面之摩擦阻力得酌予考慮，除經載重試驗方法驗證，考慮之周面摩擦力以不大於下列數值為限：

(1) 砂質土壤

$$f_s = \min \left[0.1N, 0.5\sigma'_0 \tan \phi' \right] \leq 5.0 \quad (\text{tf/m}^2) \quad \text{式(解 6.4-1)}$$

(2) 粘性土壤

$$f_s = 0.5s_u \leq 10.0 \quad (\text{tf/m}^2) \quad \text{式(解 6.4-2)}$$

式內

f_s : 最大周面摩擦力 (tf/m^2)

N : 標準貫入試驗 N 值

σ'_0 : 作用於壁面之靜止側向土壓力 (tf/m^2)

ϕ' : 土壤之有效抗剪角 (度)

s_u : 土壤之不排水剪力強度 (tf/m^2)

2. 沉箱受水平側向載重與傾覆力矩作用之支承方式，理論上應如圖-解 6.4-1 所示，但如前述施工因素之考量，一般情形下僅考慮由底面地層之垂直反力，底面摩擦阻力及沉箱正前方地層之水平反力所支承，而忽略周面摩擦力所能提供之阻抗。

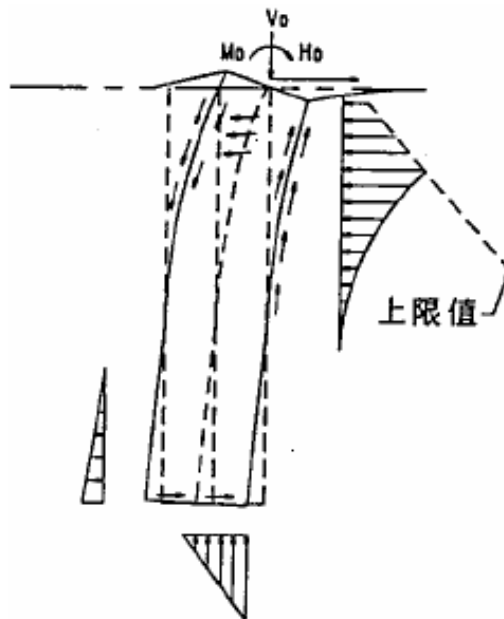


圖-解 6.4-1 沈箱載重支承方式

6.4.2 垂直極限支承力

沉箱基礎之垂直極限支承力應根據第三章基地調查與試驗結果，依下列公式估算：

$$q_u = \alpha c N_c + \gamma_2 D_f N_q + 0.5 \beta \gamma_1 B N_r \quad \text{式(6.4-1)}$$

式內 q_u = 基礎底面地層之極限支承力 (tf/m²)

c = 基礎底面下土壤之凝聚力 (tf/m²)

γ_1 = 基礎底面下土壤之有效單位重 (tf/m³)

γ_2 = 基礎底面以上土壤之平均有效單位重 (tf/m³)

B = 基礎寬度 (m)

D_f = 基礎之有效埋置深度 (m)

α, β = 基礎底面形狀影響因素

N_c, N_q, N_r = 支承力因素

【解說】

1. 依一般慣用之沉箱尺寸及深度而言，其承載行為較類似於深基礎模式，由於沉箱正前方地層之水平反力可支承大部份作用於沉箱之水平側向載重與傾覆力矩，因此基礎底面所分擔之水平載重與力矩通常不大，故於計算基礎之垂直支承力時得忽略載重偏心與傾覆力矩之影響，依無偏心狀況之垂直載重估算。式(6.4-1)中之地層支承力因素如表-解 6.4-1 所示，而形狀影響因素 α, β 則如表-解 6.4-2 所示。
2. 若沉箱基礎下方 1.5 倍基礎寬度範圍內為均勻土層時，沉箱之垂直極限支承力得依基礎底面平鈹載重試驗結果反算所得之 c 與 ϕ 值按式(6.4-1)計算。所採用之平鈹載重試驗結果應足以反應基礎地層之一般性，另為確保試驗結果不受覆土壓力所影響，試驗時之平鈹應與沉箱邊口鐵腳間保持 4 倍平鈹直徑以上之淨距。由於一般平鈹試驗很難加載至極限載重狀況，因此平鈹之極限支承力得以試驗所得降伏支承力之 1.5 倍推估之，倘最大試驗載重仍未達基礎地層之降伏載重，則設計所採用之極限支承力僅能以最大試驗壓力之 1.5 倍

估計之。根據平鈹試驗求得之極限支承力應依據地質調查及試驗結果，按式(6.4-1)反算出合理之 c 與 ϕ 值，作為估算沉箱基礎支承力之依據。

表-解 6.4-1 支承力因素

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.0	0.0
5	6.49	1.6	0.1
10	8.34	2.5	0.4
15	10.97	3.9	1.2
20	14.83	6.4	2.9
25	20.71	10.7	6.8
26	22.25	11.8	7.9
28	25.79	14.7	10.9
30	30.13	18.4	15.1
32	35.47	23.2	20.8
34	42.14	29.4	28.7
36	50.55	37.7	40.0
38	61.31	48.9	56.1
40 以上	75.25	64.1	79.4

表-解 6.4-2 基礎底面之形狀影響因素

基礎底面 形狀 因素	條形	正方形 或圓形	矩形或 長圓形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{D}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B}{D}$

註： B 為沉箱基礎之寬度(m)， D 為沉箱基礎之長度(m)。

6.4.3 水平極限支承力

沉箱基礎之水平極限支承力，以沉箱正前方地層之水平反力與沉箱底面之摩擦阻力綜合考慮，其值得依本規範第 7.3 節及第 4.6 節規定計算之。

【解說】

1. 沉箱正前方地層之水平極限支承反力值為該位置地層之被動土壓力值，其值得依下式估算：

$$\sigma_p = \sigma'_z K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad \text{式(解 6.4-3)}$$

$$\sigma_{PE} = \sigma'_z K_{PE} + 2c\sqrt{K_{PE}} \quad \text{式(解 6.4-4)}$$

其中，被動土壓力係數 K_p 與 K_{PE} 可依下列方式計算：

$$K_p = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta \cos \alpha}} \right]^2} \quad \text{式(解 6.4-5)}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right]^2} \quad \text{式(解 6.4-6)}$$

式內

- σ_p = 平時地表下 z 深度處之被動土壓力(tf/m^2)
- σ_{PE} = 地震時地表下 z 深度處之被動土壓力(tf/m^2)
- σ'_z = 地表下 z 深度處之有效垂直覆土壓力(tf/m^2)
- K_p = 平時之被動土壓力係數
- K_{PE} = 地震時之被動土壓力係數
- c = 土層之凝聚力(tf/m^2)
- ϕ = 土層之有效內摩擦角($^\circ$)
- δ = 平時之沉箱壁面與地層間之摩擦角(度)，取($-\phi/3$)。
- δ_E = 地震時之沉箱壁面與地層間之摩擦角(度)，取($-\phi/6$)。
- α = 地表面與水平面之交角(度)，如圖-解 6.4-2 所定義。

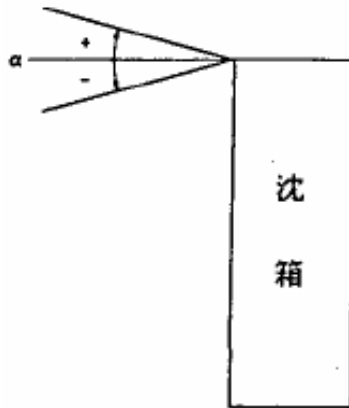


圖-解 6.4-2 α 角度之正負符號定義

2. 沉箱底面之摩擦阻力係由基礎底面與地層間之摩擦力與附著力兩者所提供，其值大小與地層特性及基礎施工方法有關，一般情況可依下式計算：

$$R_f = N \tan \delta + AC_a \quad \text{式(解 6.4-7)}$$

式內 R_f = 基礎版底面之摩擦阻力 (tf)

N = 作用於基礎版底面之有效鉛直載重 (tf)

δ = 基礎版底面與地層間之摩擦角 ($^\circ$)，其值可參考表-解 6.4-3。

A = 基礎版底面之有效接觸面積 (m^2)

C_a = 基礎版底面與地層之有效附著力 (t/m^2)，其值可參考表-解 6.4-3。

表-解 6.4-3 界面摩擦角與附著力

底面接觸條件	界面摩擦角 δ	附著力 C_a
1. 土壤與混凝土	$\delta = 2/3 \phi$	$C_a = 0$
2. 土壤與混凝土間 敷設碎石之情形	$\delta = \phi \leq 30^\circ$	$C_a = 0$
3. 岩層與混凝土	$\delta = 30^\circ$	$C_a = 0$

註： ϕ 為土地層之有效內摩擦角。

6.4.4 安全係數

沉箱基礎之容許垂直支承力及容許水平支承力，應依照本規範第 4.3.5 節及第 4.6.1 節之規定，選定其安全係數。

【解說】

1. 沉箱基礎底面地層之容許垂直支承力，除應滿足本規範第 4.3.5 節規定之支承力安全係數，以確保基礎土壤之穩定性外，為防止沉箱基礎於設計載重下產生過量沉陷，沉箱基礎之容許支承力應限定一上限值。原則上沉箱基礎之容許支承力應就下列二計算結果，取其較小者：

$$(1) \quad q_a = \frac{1}{FS}(q_u - \gamma_2 D_f) + \gamma_2 D_f \quad \text{式(解 6.4-8)}$$

式中 q_a 為容許支承力上限值， FS 為支承力安全係數，長期載重取 3，短期載重取 2。

- (2) 圖-解 6.4-3 所示之容許垂直支承力上限值

上圖係日本道路協會(1997)根據壓氣沉箱基礎之平鈹載重試驗結果，並綜合設計實務經驗與工程研判等歸納之經驗圖表，圖示值為長期載重下容許支承力之上限值，若為短期載重，容許支承力以圖示值之 1.5 倍為限。

若將沉箱周面之摩擦力計入垂直載重支承力時，容許摩擦阻力應依使用條件及載重狀況按第 6.4.1 節所列公式計算極限摩擦阻力，除以安全係數後得之。構造物基礎承受長期載重之安全係數不得小於 3，考慮短期性載重如地震、風力等，其安全係數不得小於 1.1。

2. 沉箱基礎之容許水平支承力，以沉箱正前方地層之水平反力及沉箱底面之摩擦阻力綜合考慮。基礎底面地層之容許摩擦阻力應符合本規範第 4.6.1 節規定之安全係數；沉箱正前方地層之容許水平支承力依使用條件及載重狀況，長期載重之安全係數不得小於 1.5，短

期載重之安全係數不得小於 1.1，基礎側面之摩擦阻力若計入水平側向載重阻抗時，其安全係數之規定與地層之水平反力相同。

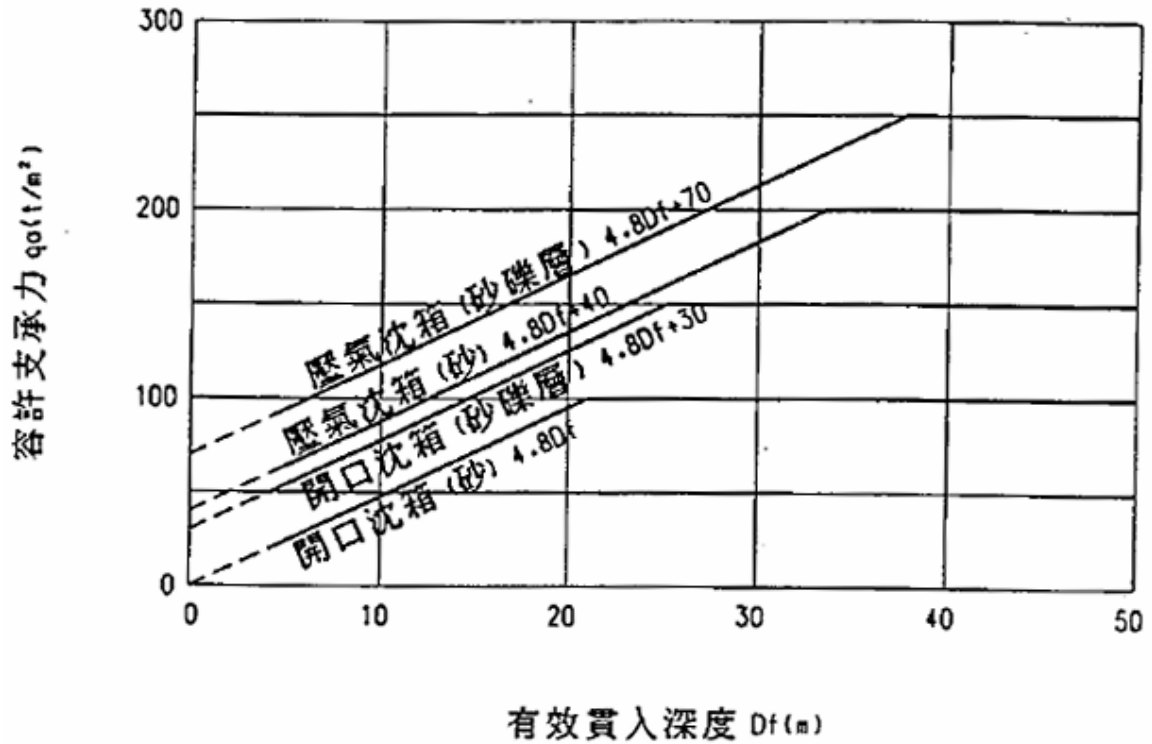


圖-解 6.4-3 沈箱基礎底面容許支承力上限值 (平時)

6.5 沉箱負摩擦力

沉箱設計應檢討負摩擦力發生之可能性及大小，並按下式檢核其安全性：

$$(P + P_{fn}) / A_c \leq \sigma_{sa} \quad \text{式(6.5-1)}$$

$$P + P_{fn} \leq (Q_b + R_f) / 1.2 \quad \text{式(6.5-2)}$$

式內

P = 沉箱頂部之軸向長期載重 (tf)

P_{fn} = 中立點以上之負摩擦力總和 (tf)

Q_b = 沉箱底面地層之極限支承力 (tf)

R_f = 中立點以下之正摩擦阻力 (tf)

A_c = 中立點位置之沉箱斷面積 (m^2)

σ_{sa} = 沉箱材料之短期容許應力 (tf/m^2)

【解說】

沉箱施工完成後，若沉箱周圍地層之沉陷速率大於沉箱基礎之沉陷速率時，沉箱將承受一向下之負摩擦力(如圖-解 6.5-1 所示)，使作用於沉箱之垂直荷重增加，且沉箱周面之正摩擦阻力亦相對地減少，故有必要檢核沉箱本體及其底面地層支承力之安全性。

有關沉箱負摩擦力之估算，目前研究資料十分有限，一般設計上可按第 5.3.4 節建議之基樁負摩擦力估算。於考慮地震力、風力、衝擊力、車輛等短期載重狀況時，可不計負摩擦力之影響；倘沉箱使用特殊表面處理(如表面塗刷柏油或沉箱與地層間灌注減摩劑等)以減低負摩擦力時，折減效果應依試驗或監測結果評估之。

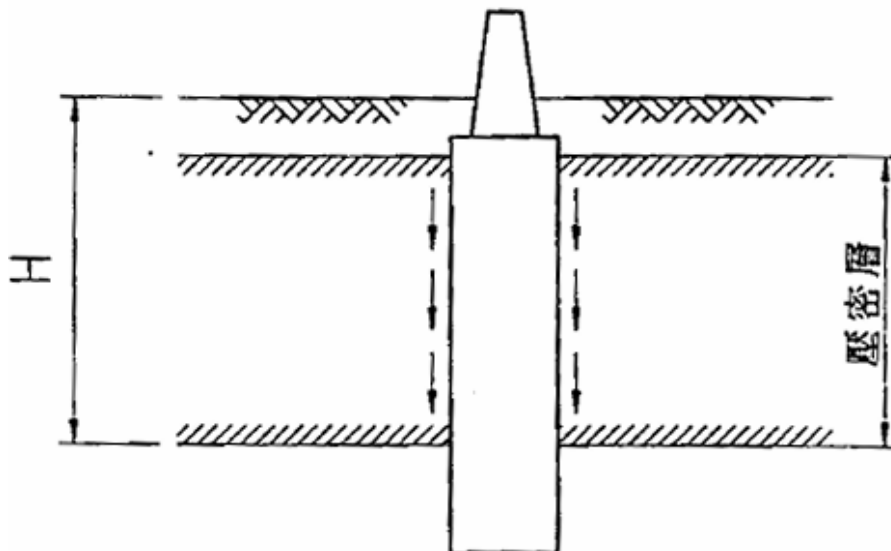


圖-解 6.5-1 負摩擦力

6.6 沉箱之變位量

6.6.1 水平變位量計算

沉箱受力後之水平變位得依彈性地盤之理論推算之。

【解說】

沉箱受力後之斷面力、地層反力及變位得依據彈性基礎之有限梁理論分析，其結構分析模式如圖-解 6.6-1 所示，沉箱係以彈性梁模擬，沉箱周圍及底面之地層則均視為支承彈簧，為模擬實際地層之應力-應變行為，地層宜假設為完全之彈塑性體(如圖-解 6.6-2 示)，地層等值彈簧之地盤反力係數及地層反力上限值可就沉箱尺寸、地層彈性係數及地層特性參照表-解 6.6-1 推求。至於結構計算所需之電腦程式，目前已甚普遍，一般用於結構分析之程式即可用於求解沉箱之變位量，及其所受之彎矩及剪力值。

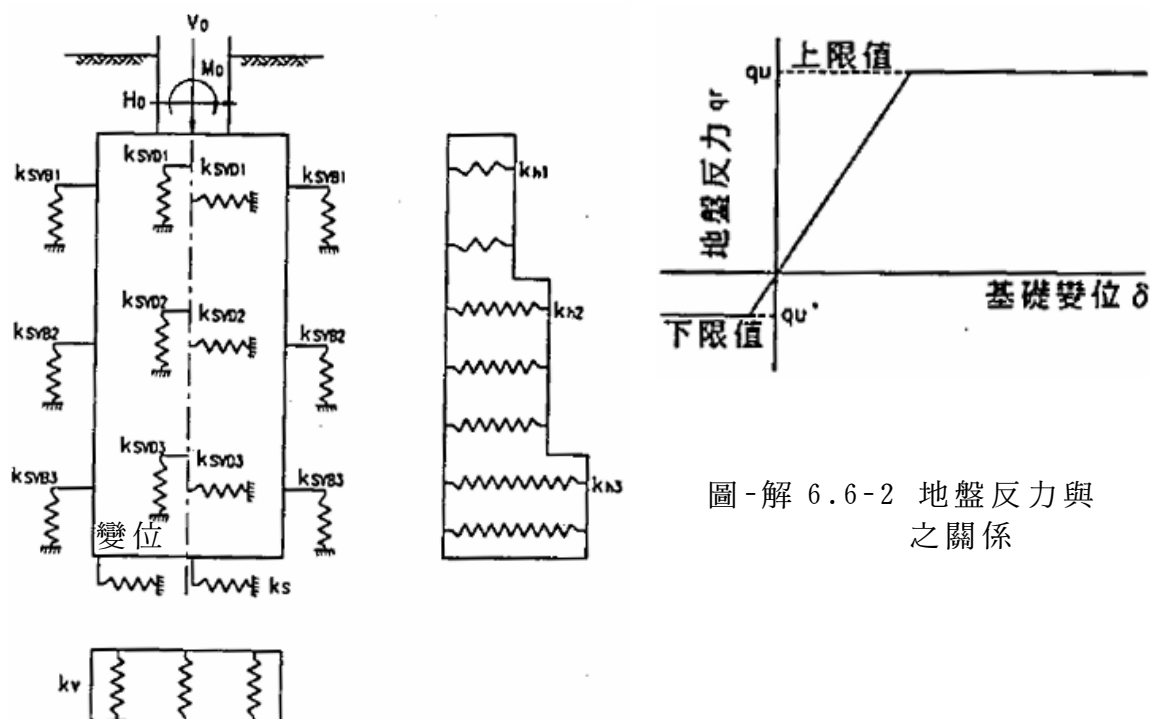


圖-解 6.6-2 地盤反力與之關係

圖-解 6.6-1 沈箱結構之分析模式

表-解 6.6-1 地盤反力係數與地層反力上限值

位置	方向	地盤反力係數	地層反力容許上限值(tf/m ²)
沉箱 底面	垂直	$k_V = k_{VO} (B_V / 30)^{\frac{3}{4}}$	取式(解 6.4-8)計算值與圖-解 6.4-3 圖示值之較小值
	水平	$k_S = 0.3k_V$	$R_f = (c_a A + N \tan \delta) / FS$
沉箱 正前 方	水平	$k_H = \alpha_k k_{HO} (B_H / 30)^{\frac{3}{4}}$	$\sigma_{ka} = \sigma_p / FS$
	垂直	$k_{SVB} = 0.3k_H$	砂質土 $f = \min[0.1N, 0.5(\sigma'_0 \tan \phi'), 5] / FS$ 粘性土 $f = \min[0.5S_u, 10] / FS$
沉箱 側面	水平	$k_{SHD} = 0.6\alpha_k k_{HO} (D_H / 30)^{\frac{3}{4}}$	砂質土 $f = \min[0.1N, 0.5(\sigma'_0 \tan \phi'), 5] / FS$
	垂直	$k_{SVD} = 0.3k_{SHD}$	粘性土 $f = \min[0.5S_u, 10] / FS$

表-解 6.6-1 中

k_V =基礎底面垂直地盤反力係數(kgf/cm³)

k_H =基礎前面水平地盤反力係數(kgf/cm³)

k_S =基礎底面水平剪力地盤反力係數(kgf/cm³)

k_{SVB} =基礎前面垂直剪力地盤反力係數(kgf/cm³)

k_{SHD} =基礎側面水平剪力地盤反力係數(kgf/cm³)

k_{SVD} =基礎側面垂直剪力地盤反力係數(kgf/cm³)

k_{VO} =相當於直徑 30 公分平鈹載重試驗所得之垂直地盤反力係數(kgf/cm³),以現地試驗或室內試驗所得之變形模數推估時,得依下式估算:

$$k_{VO} = \frac{1}{30} \alpha E_o \quad \text{式(解 6.6-1)}$$

k_{HO} =相當於直徑 30 公分之平鈹試驗所求得之水平地盤反力係數(kgf/cm³),以現地試驗或室內試驗所得之變形模數推估時,得依下式估算:

$$k_{Ho} = \frac{1}{30} \alpha E_o \quad \text{式(解 6.6-2)}$$

E_o = 依表-解 6.6-2 所示方法測量或推估之地盤變形模數 (kgf/cm²)

α = 地盤反力係數推估用係數，如表-解 6.6-2

α_k = 考慮地層為彈塑性體之修正係數，無背填灌漿之情形取 1.0，有背填灌漿之情形取 1.5

B_v = 沉箱底面積之等值寬度 (cm)，基礎底面形狀為圓形時， B_v 等於直徑，其他形狀時，依下式計算

$$B_v = \sqrt{A_v} \quad \text{式(解 6.6-3)}$$

A_v = 沉箱底面積 (cm²)

B_H = 與水平側向載重方向正交之等值基礎寬度 (cm)，依下式求算：

$$B_H = B_e (\leq \sqrt{B_e \cdot L_e}) \quad \text{式(解 6.6-4)}$$

D_H = 沉箱側面之等值基礎寬度 (cm)，依下式求算：

$$D_H = D_e (\leq \sqrt{B_e \cdot L_e}) \quad \text{式(解 6.6-5)}$$

L_e = 沉箱之有效深度 (cm)

B_e, D_e = 基礎有效正面寬及有效側面寬 (cm)，如圖-解 6.6-3 所示，依下列公式計算：

$$(a) \text{長方形斷面：} B_e = B \quad D_e = D \quad \text{式(解 6.6-6)}$$

$$(b) \text{長圓形(1)：} B_e = 0.8B \quad D_e = D - 0.2B \quad \text{式(解 6.6-7)}$$

$$(c) \text{長圓形(2)：} B_e = B - 0.2D \quad D_e = 0.8D \quad \text{式(解 6.6-8)}$$

$$(d) \text{圓形斷面：} B_e = 0.8B \quad D_e = 0.8B \quad \text{式(解 6.6-9)}$$

FS = 安全係數，如表-解 6.6-3 所示

表-解 6.6-2 變形模數 E_o 與 α 值

變形模數 E_o 推估方法	地盤反力係數推估用係數 α	
	平時	地震時
直徑 30 公分平鈹載重試驗循環加壓-解壓曲線求得之變形模數之 1/2	1	2
由孔內側向載重試驗求取變形模數	4	8
利用單壓或三軸試驗應力-應變曲線求取變形模數	4	8
利用標準貫入試驗 N 值推估變形模數 $E_o = 25N$	1	2

表-解 6.6-3 地層反力之安全係數 FS

地層反力	安全係數 FS	
	平時	地震時
沉箱底面垂直反力	3.0	2.0
沉箱底面摩擦力	1.5	1.2
沉箱正前方水平地層反力	1.5	1.1
沉箱正前方垂直摩擦力	3.0	1.1
沉箱側面水平摩擦力	1.5	1.1
沉箱側面垂直摩擦力	3.0	1.1

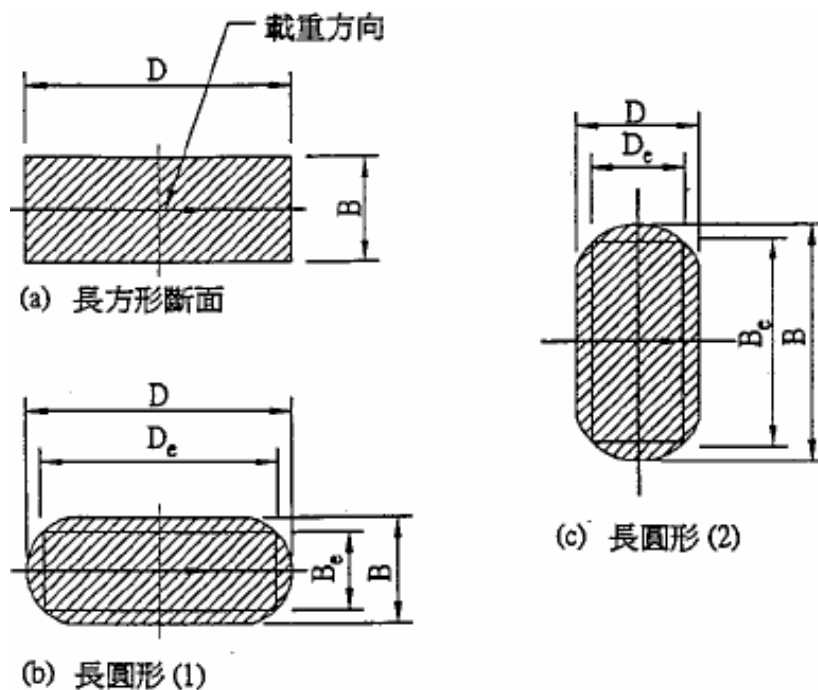


圖-解 6.6-3 基礎之有效寬度 B_e 與 D_e

6.6.2 沉陷量計算

沉箱受垂直載重之沉陷量為沉箱體彈性變形量與沉箱底部地層沉陷量之和。沉箱之彈性變形量可依載重大小及沉箱材料性質推算，沉箱底部地層之沉陷量，應按本規範第 4.4 節所述方法計算之。

【解說】

1. 沉箱受垂直載重後之瞬時沉陷量為沉箱體彈性變形量與沉箱底部地層瞬時沉陷之和，可依第 6.6.1 節所述方法或依下列公式計算：

$$\delta = \frac{L}{E_c A_o} \left(V_o + \frac{1}{2} wL \right) + \frac{V_B}{k_v A} \quad \text{式(解 6.6-6)}$$

式中 δ = 沉箱垂直向之瞬時沉陷量 (cm)

V_o = 作用於沉箱頂部之垂直載重 (kgf)

w = 沉箱單位長度之重量 (kgf/cm)

L =設計基面以下之沉箱長度(cm)

E_c =沉箱之彈性模數(kgf/cm²)

A_o =沉箱中間段之斷面積(cm²)

V_b =傳至沉箱底部之載重(kgf)

A =沉箱之底面積(cm²)

k_v =沉箱底部地層之垂直地盤反力係數(kgf/cm³)

2. 沉箱支承地層下方若存在粘性土壤時，應考慮基礎載重所引致之壓密沉陷，倘有特殊軟弱土壤如腐植土或有機土等，則應另考慮其次壓縮沉陷。基礎載重所引致之平均地層應力增量可依圖解 6.6-1 所示近似方法估算，而壓密沉陷量則依第 4.4.6 節及第 4.4.7 節所述方法推估。

6.6.3 容許變位量

沉箱於設計地盤面之容許水平變位不得大於沉箱寬度之 1%，且以 5cm 為限，旋轉角則須小於 0.005rad，且以不超出上部構造物之容許變位量為限。

【解說】

沉箱基礎之容許變位量，基本上應須能滿足上部構造物容許變位之要求，以不影響結構安全及使用功能為原則，並須能防止基礎發生過量水平塑性變位。沉箱於水平載重卸載後之殘留(塑性)變位與地質條件、載重大小與延時、及基礎形狀與尺寸等有關，根據樁載重試驗之資料顯示，樁頭水平變位大於樁徑之 1%時，樁頭塑性變位即急遽增加，目前有關大尺寸之沉箱側向載重試驗數據相當缺乏，塑性變位遽增之最大水平變位目前仍無法確認，故雖沿用基樁試驗結果，限制沉箱最大水平變位不得大於沉箱寬度正交於水平載重方向之 1%，但以 5 公分為限。

6.7 沉箱體結構設計

6.7.1 使用材料

沉箱基礎之材料，可採用鋼筋混凝土構材或以型鋼及鋼管加強之合成構材。沉箱式基礎之混凝土規定壓力強度不得小於 210kgf/cm^2 ，惟水中或泥水中澆置之混凝土，其澆置強度應按規定壓力強度再提高 35kgf/cm^2 以上。

6.7.2 結構設計

沉箱基礎各構件之結構設計應符合建築構造編之相關規定。

【解說】

沉箱基礎各構件之結構設計，除應考慮上部結構載重所引致之應力外，尚應依地層狀況及施工方法等考慮施工中可能發生之各項應力，沉箱體之設計應按下列項目分別設計：

1. 側牆及隔牆

側牆及隔牆應分別就水平方向及垂直方向分析設計，並就施工中及完工後各種可能載重狀況詳加檢討。

(1) 水平方向斷面之設計

(a) 施工載重狀況

① 剛開始下沉作業時，沉箱底部未完全支承之狀況

應依所選定之工法及施工計劃，檢討圖-解 6.7-1 或圖-解 6.7-2 所示部份支承狀態，由於沉箱自重引致之應力。簡支承狀況一般考慮懸空之長度為沉箱底部長度之 $1/4\sim 1/5$ 計算應力，懸臂支承狀況施工時應儘量避免懸空部份過長，設計懸空長度一般可取沉箱底部長度之 $1/5$ 考慮。

②下沉作業中，沉箱發生傾斜、偏心狀況

沉箱發生傾斜時，沉箱體可能局部承受相當大之偏壓，偏壓之大小則因施工傾斜量大小、沉箱形狀、地質狀況與施工方法等而異，設計時至少應考量圖-解 6.7-3 所示之兩種載重狀況。分析時靜止土壓力及主動土壓力等載重得依第 7.3 節規定估算，惟主動土壓力應忽略土壤凝聚力之影響，且考慮之主動土壓力係數不得小於 0.5。

③沉箱沉放至預定深度後，內部積水抽乾之狀況

考慮之載重狀況為靜止土壓力與靜水壓力作用於側牆外側，沉箱內部無載重作用如圖-解 6.7-4 所示。

(b)完成後載重狀況

沉箱完成後應考量之載重狀況如圖-解 6.7-5 所示。僅有垂直載重作用於沉箱頂之情形，考慮之靜止土壓力，其靜止土壓力係數不得低於 0.5，沉箱沉放較深之情形，靜止土壓力之計算得適度考慮土壤之拱效應，原則上深度 15 公尺範圍內之土壓力，不考慮拱效應引致之土壓折減，深度 15 公尺以上之土壓，則考慮以 15 公尺深度處之靜止土壓力計算。若沉箱內部回填土砂或內部充水時，則作用之載重可扣除內壓之影響。內部充水時，靜水壓得以沉箱內外之水壓差淨值取代；沉箱內部回填土砂時，作用於側牆之土壓則應視沉箱內空尺寸及回填土性質做適度考量，於內空較小之情形宜特別注意，由於土壤拱效應所造成之土壓折減(穀倉效應-silo effect)。

地震力水平載重及力矩作用之情形，水平斷面設計採用之前方地層最大水平反力值，應考慮垂直方向斷面勁度之載重分攤效果，按下式修正後之地層反力設計：

$$P' = \alpha P \quad \text{式(解 6.7-1)}$$

式中 P' =計算斷面應力時採用之前方地層最大反力(tf/m²)

P =水平載重及力矩作用時之前方地層最大反力(tf/m²)

α =考慮垂直方向載重分攤效應時之載重折減係數，圖-

解 6.7-6(b)所示數值

此一載重狀況，沉箱側牆垂直方向之鋼筋量應滿足載重分攤所產生之彎矩：

$$M_y = \beta M_z$$

式中 M_y = 地層水平反力分攤至垂直方向所引致之彎矩
(tf-m)

M_z = 水平方向斷面跨度中央點之彎矩(tf-m)

β = 垂直方向之應力傳達率，可依圖-解 6.7-7 求之。

(c) 斷面應力分析

側牆與隔牆水平方向斷面應力得依圖-解 6.7-8 及圖-解 6.7-9 所示之結構模式分析，並依建築構造編之相關規定設計。

(2) 垂直方向斷面之設計

(a) 施工載重狀況

考慮之載重狀況為圖-解 6.2-4 所示下沉過程中超挖引致之沉箱懸吊狀態，如圖-解 6.7-10 所示，沉箱於 I-I 斷面將承受最大之抗力，其大小等於懸吊部份之沉箱重量 W_2 ，設計最大抗力可依下式求得：

$$T = W_2 = W \left(1 - \frac{W}{fUl} \right) \quad \text{式(解 6.7-2)}$$

式中 T = 沉箱呈懸吊狀態時斷面之最大抗力(tf)

W_2 = I-I 斷面以下之沉箱重量(tf)

W = 沉箱總重量(tf)

f = 於 l_1 區間平均表面摩擦力(tf/m²)

U = 沉箱周長(m)

l = 沉箱總長(m)

(b) 完成後載重狀況

根據完成後上部結構傳遞下之載重，依第 6.6.1 節所述結

構模式分析沉箱受力後之斷面應力，並據以進行結構設計。

2. 頂版

頂版設計至少應考量下列兩種載重狀況

(1) 第一狀態：

如圖-解 6.7-11 所示柱混凝土澆置後強度尚未發展前之狀況，頂版自重及其上澆置之上部結構混凝土重完全作用於頂版，得按支承於側牆或隔牆之簡支版或連續版分析。

(2) 第二狀態：

完工後柱與頂版連成一體如圖-解 6.7-12 所示，頂版承受側牆支承處之反力作用，得視頂版為固定於柱體之懸臂版分析。

頂版厚度大於跨度二分之一以上時，其配筋應依混凝土工程設計規範之深梁相關規定設計。支承頂版之側牆部位應依牛腿規定設計，並應檢核支承部承壓、滑動之安全性及錨碇鋼筋量。抗張之錨碇鋼筋(參見圖-解 6.7-13)，其面積至少應為頂版支承面積之 0.2%，且鋼筋直徑不得小於 16mm。

3. 底版

(1) 開口沉箱底版

開口沉箱底版得依據下列原則設計：

(a) 無筋混凝土版

由側牆內緣之支承點引 45° 之應力傳佈線向底版，若兩應力線在版內相交如圖-解 6.7-14(a)所示，則可忽略版內之撓曲應力，採無筋混凝土版。無筋底版之厚度應大於沉箱內徑之 $1/2$ ，且至少須為 2.0m。

(b) 鋼筋混凝土版

若兩應力傳佈線不相交，如圖-解 6.7-14(b)所示，則撓曲應力無可避免，可依作用於底版之地層反力、水浮力、底版自

重及沉箱內部回填之材料重，按跨距為 S 之簡支版設計。

(2) 壓氣沉箱壓氣艙頂版

壓氣沉箱作業室頂版設計應就施工中各種不利狀況及完工後載重情形檢討。

(a) 施工中載重

圖-解 6.7-15 所示下沉載重初移除及壓氣艙氣壓突然下降兩種情形為一般實務上考慮之施工狀況，得按四面固定之單向版或雙向版設計。

(b) 完工後載重

若壓氣艙之高度大於沉箱內徑 $1/2$ 以上，且完工後壓氣艙內回填混凝土時，則無須檢核完工後之載重狀況，否則依作用於版上之底面地層反力、水浮力、沉箱內回填之土砂重或水重等，按四面固定之單向版或雙向版設計。

4. 刃口

刃口之設計應按下沉中最不利之載重狀況檢討設計，考量之載重如圖-解 6.7-16 所示，其應力分析按懸臂版計算，其支承點為隔牆或壓氣艙頂版之下緣，如無隔牆，則可按懸臂長度 1.5 公尺計算。有關刃口鐵腳之設計可參考張嘉德所著沉箱設計一書。

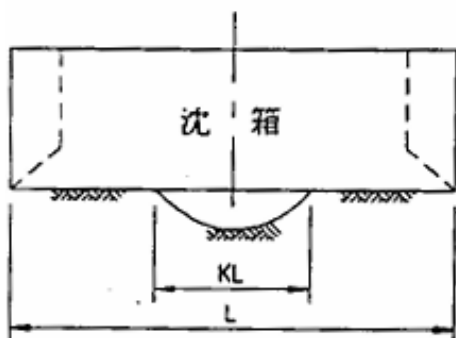


圖-解 6.7-1 簡支承狀況

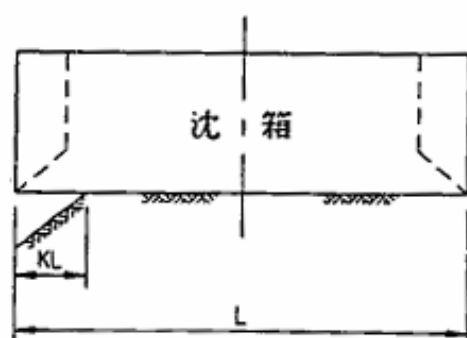


圖-解 6.7-2 懸臂支承狀況

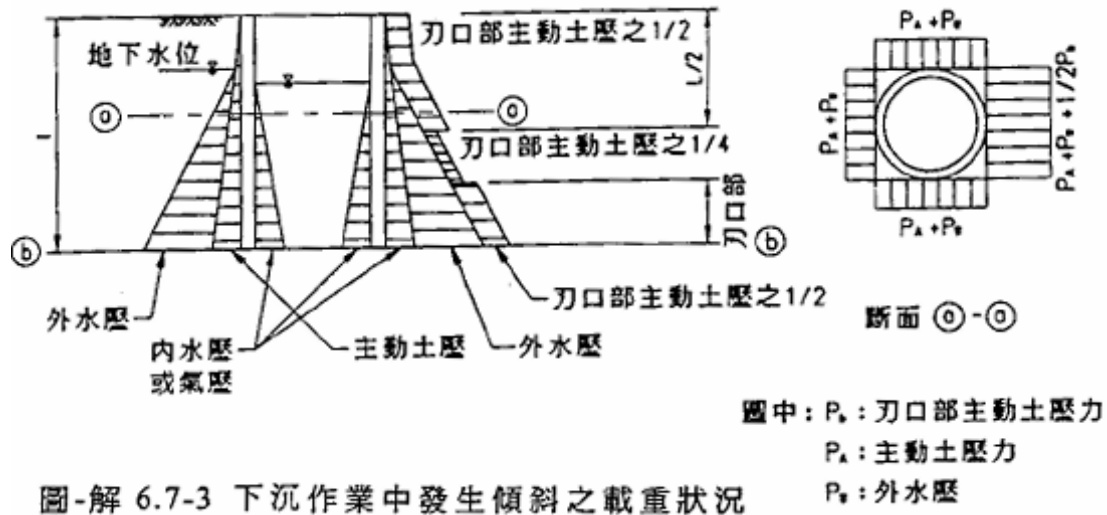


圖-解 6.7-3 下沉作業中發生傾斜之載重狀況

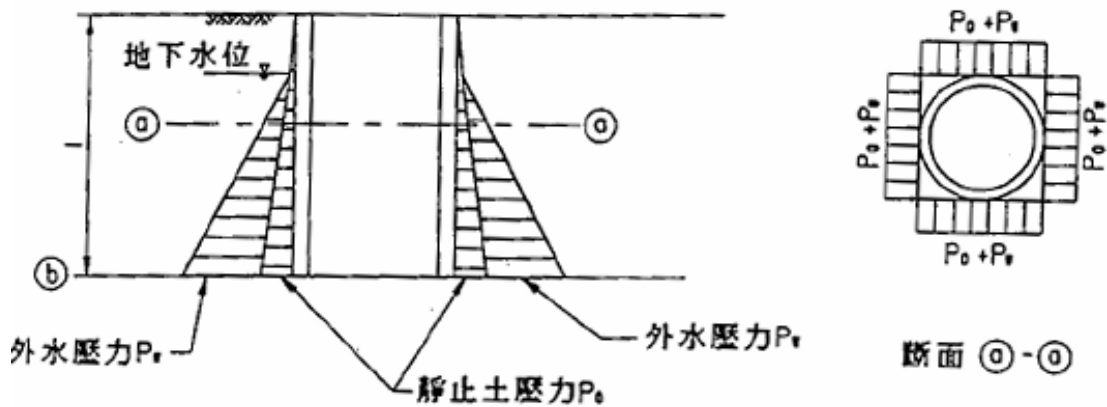


圖-解 6.7-4 下沉至預定深度內部積水抽乾時之載重狀況

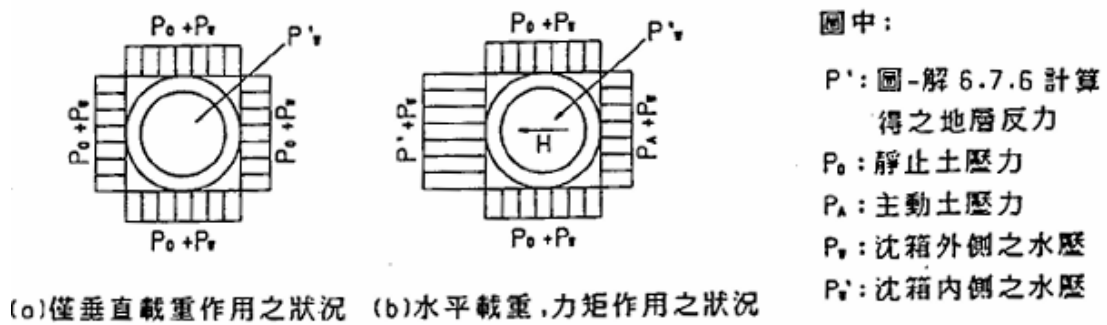
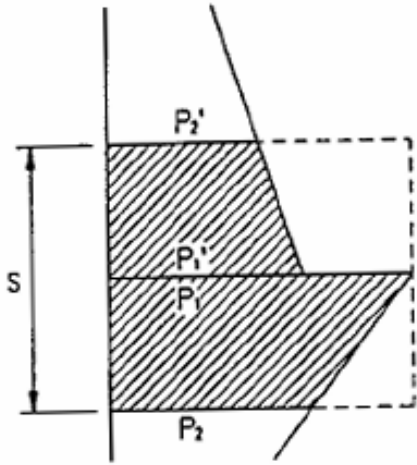
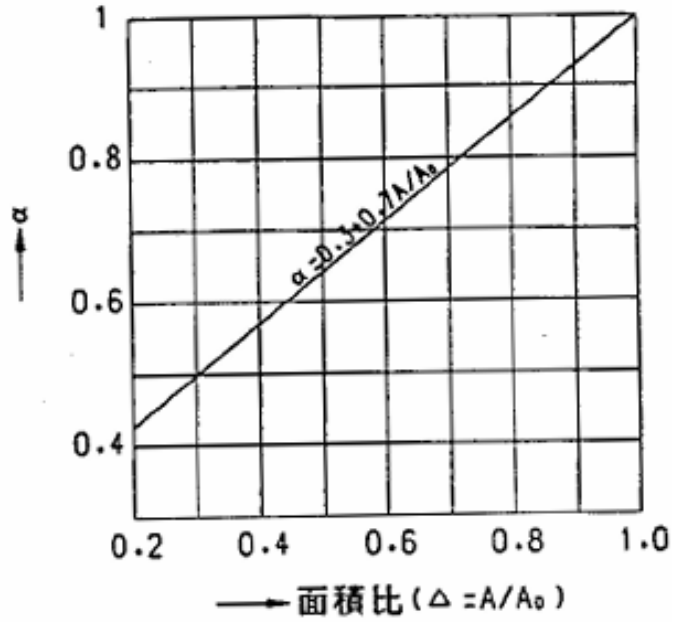


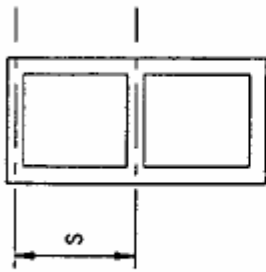
圖-解 6.7-5 完成後之載重狀況



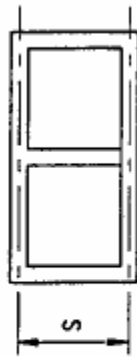
(a) 前面地層水平反力之分佈



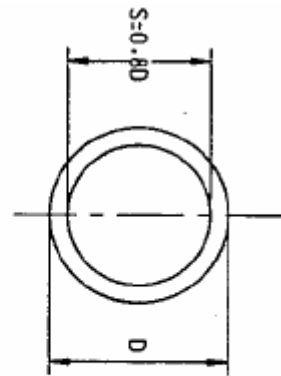
(b) 折減率



(i)



(ii)



(iii)

(c) 考量載重分攤之有效寬度

圖中： A_0 ：(a)中 S_0P_1 之面積

A ：(b)中斜線部份之面積

S ：考量載重分攤之有效寬度，依(c)示原則計算

圖-解 6.7-6 前面水平地盤反力之折減

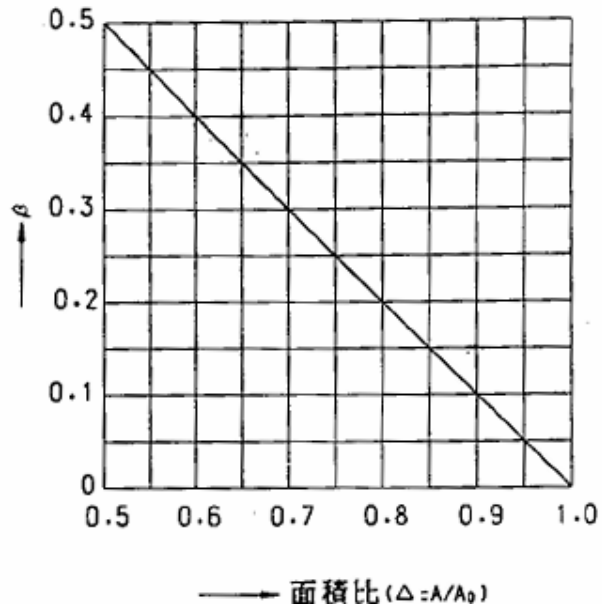


圖-解 6.7-7 應力傳達率



圖-解 6.7-8 假想支點(矩形斷面)

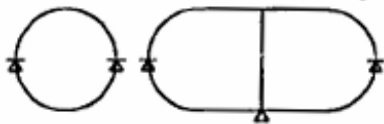


圖-解 6.7-9 假想支點
(圓形及長圓形斷面)

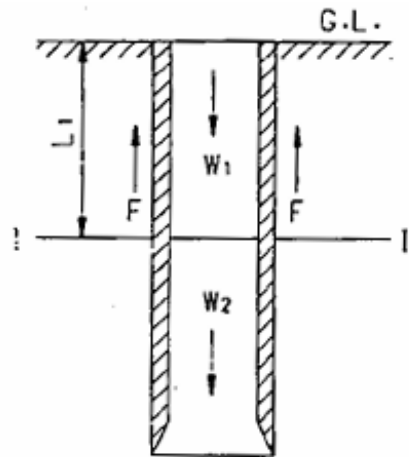
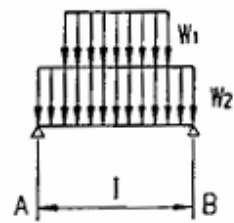
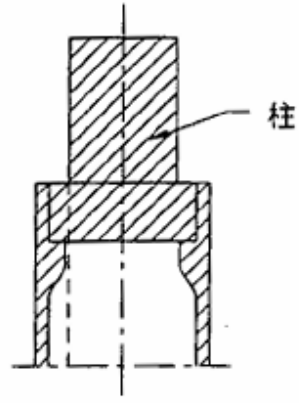
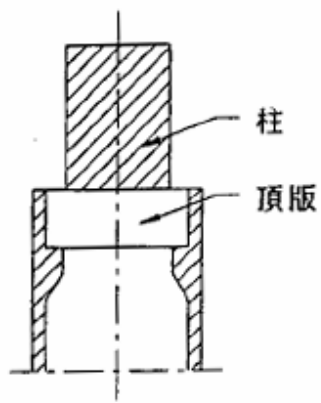


圖-解 6.7-10 沉箱懸吊狀況之設計

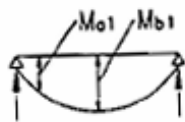


載重圖



彎矩圖

圖-解 6.7-12 第二狀態



彎矩圖

$W_1 =$ 柱混凝土重
 $W_2 =$ 頂版自重

圖-解 6.7-11 第一狀態

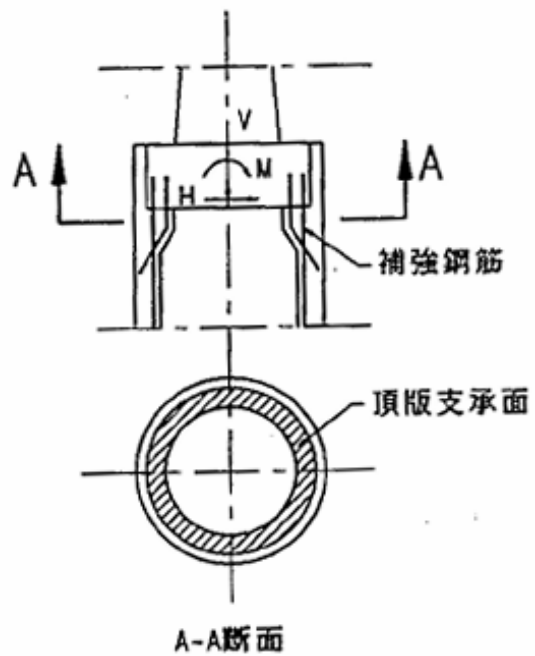


圖-解 6.7-13 錨碇鋼筋

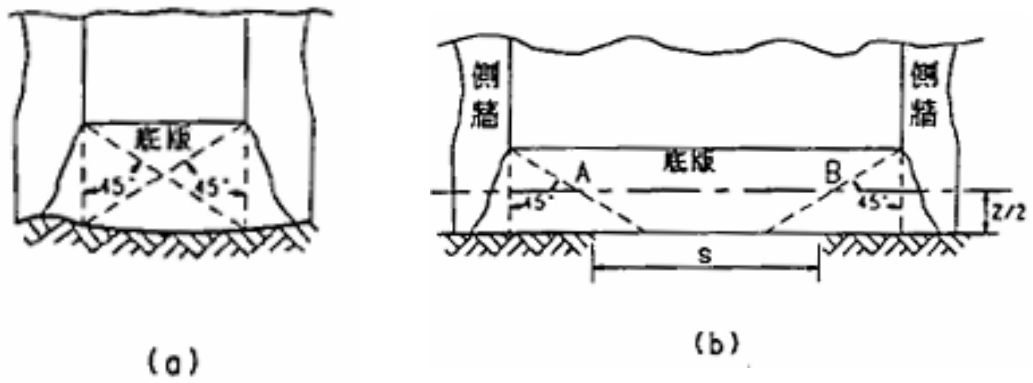


圖-解 6.7-14 底版內之應力傳佈

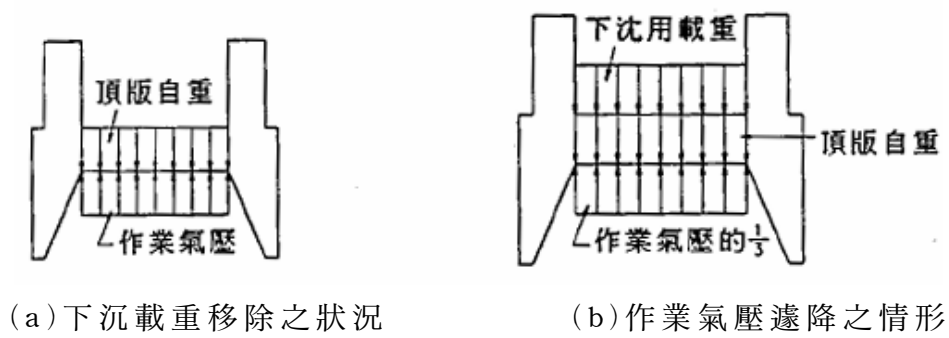


圖-解 6.7-15 壓氣沈箱作業室頂版設計之施工載重

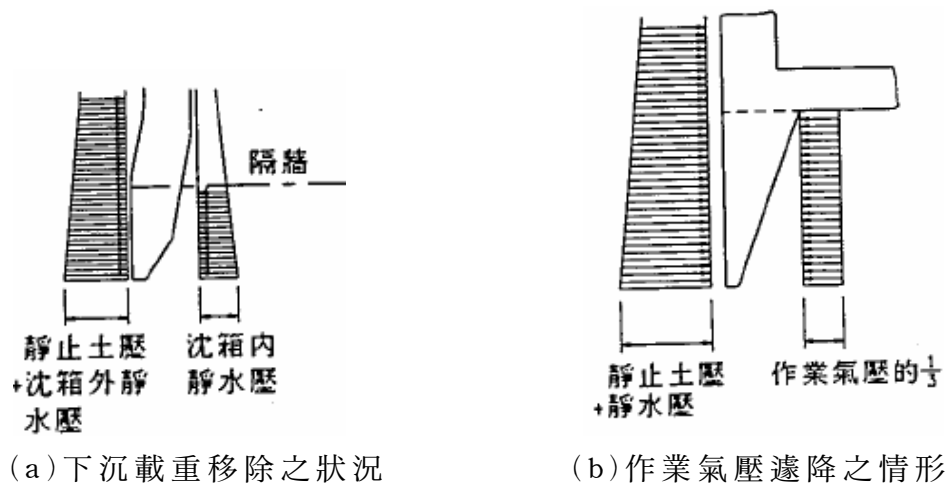


圖-解 6.7-16 刃口之設計載重

第七章 擋土牆

7.1 通則

擋土牆設計應依據其功能要求、行為機制、基地之地形、地質與環境條件，以及容許變位量等，充分檢討其整體穩定性與牆體結構安全性，並妥適評析擋土牆之景觀調和性及施工性。

【解說】

1. 擋土牆型式之選擇基本上應考慮以下各種條件：

- (1) 擋土牆構築之目的及功能
- (2) 擋土牆之重要性及其行為之可靠性
- (3) 基地之地質、地形、地層構造及地下水因素之適用性
- (4) 擋土牆施工方式及難易度
- (5) 擋土牆周邊既有構造物及管線設施之安全性
- (6) 擋土牆用地之限制
- (7) 工程造價之經濟性及工期長短
- (8) 擋土牆對周邊景觀及環境之衝擊及影響程度。

2. 擋土牆設計應考慮下列三項主要重點：

- (1) 對於作用於擋土牆之靜態及動態側向土壓力，需依牆體斷面幾何形狀及尺寸、牆身前後土岩體性質及分佈、牆身前後地表規則性及坡度、牆體與土岩體間互制行為特性等條件，研判並考慮採用適用該狀態土壓力之計算方法。對於作用於擋土牆之水壓力，亦需視地下水狀況及排水濾層之設置方式，考量其計算方式。
- (2) 擋土牆牆體及整體穩定性需針對各項可能破壞型式採用適用之方法分析其安全性。在靜態條件下，擋土牆可能之破壞型式包括：傾覆（前傾或後傾）破壞、滑動破壞（淺層或深層全面破

壞)、塑性流動破壞、基礎承載破壞。在動態條件下，擋土牆可能之破壞型式包括：牆背或牆基土壤液化導致破壞，牆體前後動態側壓力增量造成傾覆或滑動破壞。

- (3) 核算擋土牆結構體之斷面應力，包括牆身及基礎版之彎矩應力、剪應力等，以及剪力樁之檢核等。

7.2 作用力

作用於擋土牆之側向壓力受牆體與地層間之相對變位行為、地下水位、地層特性、周圍載重狀況及地震等因素之影響。設計時應考慮之作用力如下：

- (1) 側向土壓力，包含如主動土壓力、被動土壓力及靜止土壓力等。
- (2) 水壓力如靜水壓力、滲流壓力及上浮力等。
- (3) 地震所產生之土壓力、水壓力及慣性力等。
- (4) 地表上方超載。
- (5) 牆背回填土所產生之回脹壓力。
- (6) 擋土牆結構體之靜載重。

【解說】

1. 擋土牆之設計應就各作用於牆體之作用力檢核擋土牆之整體穩定性及結構斷面應力，並應於擋土牆背側設置適當之排水及濾層設施。
2. 擋土牆之回填土不宜採用高塑性或具回脹性凝聚性土壤，以避免凝聚性土壤吸水回脹對牆背產生額外側壓，凝聚性土壤之回脹壓力宜藉由室內試驗結果評估之。為減低牆背回填土之回脹壓力可考慮下列方式處理：
 - (1) 選用非凝聚性粗粒料土壤填築於牆背與凝聚性土層之間。
 - (2) 設置完善之濾層排水設施。
 - (3) 置換牆背具回脹性凝聚性土壤。
3. 背填土為透水性良好的砂、礫石材料且長期有高地下水存在時，於

地震時應考慮動水壓力。

4. 寒冷地區應考慮地層受冰凍所引起之壓力。

7.3 作用力計算

7.3.1 靜止土壓力

擋土牆不發生或不容許其產生側向變位時，作用於牆背之側向土壓力應採靜止土壓力計算。在 h 深度處之單位面積靜止土壓力 σ_o ，可依式(7.3-1)式計算，其合力 P_o 可依式(7.3-2)式計算，合力作用點在基礎版底以上三分之一牆高(H)處。

$$\sigma_o = K_o \cdot \gamma \cdot h \quad \text{式(7.3-1)}$$

$$P_o = 1/2 \cdot K_o \cdot \gamma \cdot H^2 \quad \text{式(7.3-2)}$$

式內

σ_o = 單位面積靜止土壓力 (tf/m²)

P_o = 靜止土壓力合力 (tf/m)

K_o = 靜止土壓力係數，其值得依經驗推估之，但不得小於0.5，如土壤為過壓密狀態者，應詳加考慮其過壓密性質並酌予提高 K_o 值。

h = 距擋土牆頂之深度 (m)

H = 擋土牆總高度 (m)

γ = 土壤單位重，位於地下水位者，以有效單位重計 (t/m³)

【解說】

1. 作用於擋土牆之側向土壓力大小及分佈與土體之變形行為具有密切之關係，須視擋土牆與土體之相對側向變位量而定。
2. 擋土牆不發生或不容許其產生側向變位，則牆背土壤不受擾動且可

視為靜止狀態及彈性狀態。在靜止狀態作用於擋土牆之側向土壓力為靜止土壓力，在有試驗結果為依據時，對於靜止土壓力 K_o 之計算方式分述如下：

(1) 對於擋土牆牆背垂直且牆背地表面為水平之狀況：

(a) 非凝聚性土壤：
$$K_o = 1 - \sin \phi'$$
 式(解 7.3-1)

(b) 正常壓密凝聚性土壤：
$$K_o = 0.95 - \sin \phi'$$
 式(解 7.3-2)

(c) 過壓密凝聚性土壤：
$$K_o = (0.95 - \sin \phi')(OCR)^{0.5}$$
 式(解 7.3-3)

式內之 ϕ' 為牆背土壤之有效內摩擦角。

(2) 對於擋土牆背垂直且牆背地表面與水平面之交角為 α 之狀況，靜止土壓力係數為依上述(1)之 K_o 值乘以 $(1 + \sin \alpha)$ 。

(3) 對於擋土牆牆背非垂直且牆背地表面非水平之狀況，可假設其靜止土壓力係數與主動土壓力係數成比例之關係以推估其 K_o 值。

7.3.2 主動土壓力

擋土牆設計所考慮之主動土壓力係擋土牆向外變位時，作用於牆背之最小土壓力，如圖7.3-1所示，其值應依下列規定計算之。牆背 h 深度處之單位面積主動土壓力 σ_A ，可依式(7.3-3)式計算，其合力 P_A 可依式(7.3-4)式計算，合力作用點在基礎版底以上三分之一牆高 (H) 處。

$$\sigma_A = K_A \cdot \gamma \cdot h \quad \text{式(7.3-3)}$$

$$P_A = 1/2 \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \quad \text{式(7.3-4)}$$

其中， K_A 為主動土壓力係數，可依下列方式考慮之。

1. 一般狀況時：

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad \text{式(7.3-5)}$$

若 $\phi < \alpha$ ，則假定 $\sin(\phi - \alpha) = 0$

2. 如地表面呈水平，牆背面為垂直面，且可不考慮牆面摩擦時：

$$K_A = \tan^2 \left[45^\circ - \frac{\phi}{2} \right] \quad \text{式(7.3-6)}$$

如牆背填土具凝聚力者，式(7.3-3)及(7.3-4)式之 h 及 H 應以 h_c 及 H_c 代替，而

$$H_c = H - \frac{2c}{\gamma} \cdot \tan \left[45^\circ + \frac{\phi}{2} \right] \quad \text{式(7.3-7)}$$

$$h_c = h - \frac{2c}{\gamma} \cdot \tan \left[45^\circ + \frac{\phi}{2} \right] \quad \text{式(7.3-8)}$$

上兩式中，如 $h_c \leq 0$ 時， h_c 以零計算；如 $H_c \leq 0$ 時，則應考慮長期效應所造成之土壓力。

上述各式中

σ_A = 單位面積主動土壓力 (tf/m²)

P_A = 主動土壓力合力 (tf/m)

γ = 土壤單位重，位於地下水水位以下者，以浸水重計 (tf/m³)

c = 土壤凝聚力 (tf/m²)

H = 牆之垂直高度 (m)

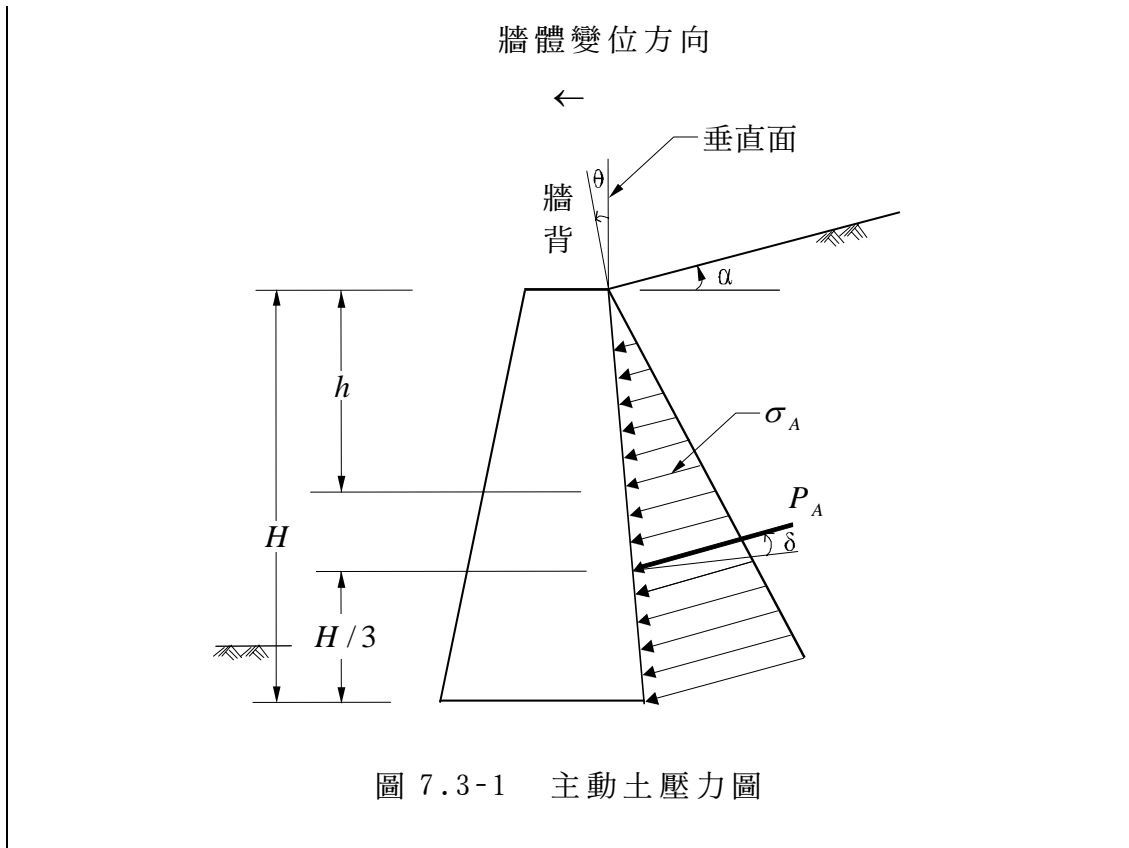
h = 牆頂地表面至欲求土壓力點之垂直深度 (m)

ϕ = 牆背土壤之內摩擦角 (度)

δ = 牆背面與土壤間之摩擦角 (度)

α = 牆背地表面與水平面之交角 (度)

θ = 牆背面與垂直面交角，以逆時針方向為正，順時針方向為負 (度)



【解說】

1. 本節之式(7.3-3)及式(7.3-4)不包括側向水壓力，且地下水位下之土壤單位重採用浸水單位重。
2. 牆背面與回填土之間的牆面摩擦角 δ 通常採用 $\phi/2 \sim 2\phi/3$ ，牆體若為木材、鋼材或預鑄鋼筋混凝土，則因牆面較平滑，最大牆面摩擦角 δ_{\max} 可採用 $\phi/2$ ；牆體若為場鑄鋼筋混凝土，其牆面較粗糙，最大牆面摩擦角 δ_{\max} 可採用 $2\phi/3$ 。考慮牆面摩擦角會減低主動土壓力係數，但此效應對主動土壓力係數影響很小。
3. 擋土牆背土壤若為凝聚性土壤且地表面無鋪面或植被，其張力裂縫深度為 $2c \tan(45^\circ + \phi/2) / \gamma$ ，此張力裂縫內積水對牆面形成側向壓力之現象多在雨季期間發生，宜適當地考量當張力裂縫內充滿水之水壓力對牆體之影響。
4. 對於較複雜之狀況，例如包含不規則載重、傾斜的牆面、不規則形

狀的地表面、多層土（岩）體等，較不宜採用上述公式計算主動土壓力，應採用土楔法(wedge method)並依作用在土楔上各力之平衡關係以求出土壓力，再假設數個不同之滑動面，以求得最大的主動土壓力 P_A 。

5. 考慮凝聚力，應只適用於地面水平，牆背垂直且無摩擦之情況。

7.3.3 被動土壓力

擋土牆設計所考慮之被動土壓力係指擋土牆向內變位時，作用於牆背之最大側向土壓力，如圖7.3-2所示，其值應依下列規定計算之。牆背 h 深度處之單位面積被動土壓力 σ_p ，可依式(7.3-9)式計算，其合力 P_p 可依式(7.3-10)式計算，合力作用點在基礎版底以上三分之一牆高 (H) 處。

$$\sigma_p = K_p \cdot \gamma \cdot h \quad \text{式(7.3-9)}$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma \cdot H^2 \quad \text{式(7.3-10)}$$

其中， K_p 為被動土壓力係數，可依下列方式考慮之：

(1) 一般狀況時：

$$K_p = \frac{\cos^2(\theta + \phi)}{\cos^2 \theta \cos(\theta - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos(\theta - \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad \text{式(7.3-11)}$$

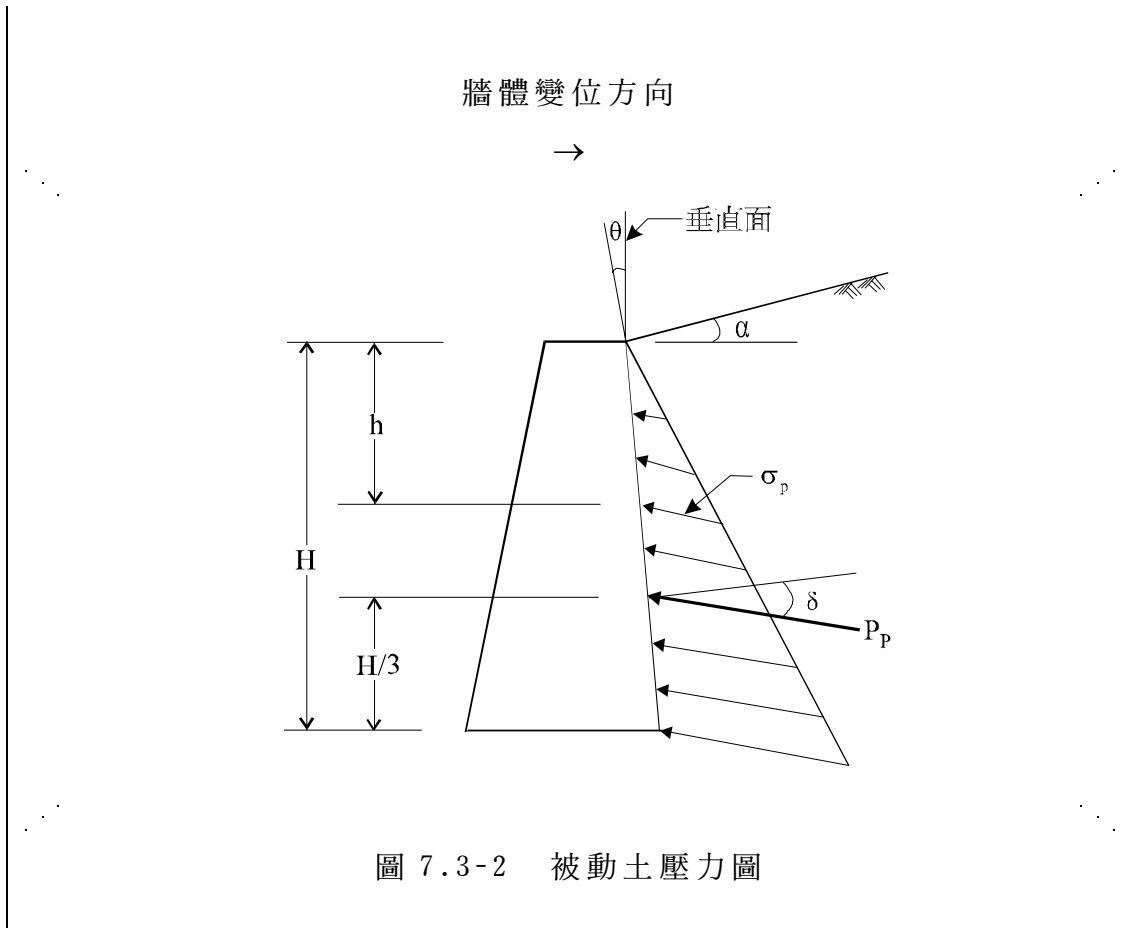
(2) 如地表面呈水平，牆背面為垂直面，且可不考慮牆面摩擦時：

$$K_p = \tan^2 \left[45^\circ + \frac{\phi}{2} \right] \quad \text{式(7.3-12)}$$

式內 P_p = 牆背之被動土壓力合力 (tf/m)

σ_p = 牆背 h 深度處之單位面積被動土壓力 (tf/m²)

其餘符號與第 7.3.2 節之符號說明相同。



【解說】

1. 本節之式(7.3-9)與式(7.3-10)不包括側向水壓力，且地下水位下之土壤單位重應採用浸水單位重。
2. 牆背面與回填土之間的摩擦角 δ 通常採用 $\phi/2 \sim 2\phi/3$ ，因考慮被動土壓力係數隨牆面摩擦角值而提高，此效應對被動土壓力係數之影響隨 δ 角增加而更加顯著，故設計時採用之牆面摩擦角，應避免高估且不宜大於 $2\phi/3$ 。
3. 對於較複雜之地形及地質狀況，其被動土壓力可採用土楔法計算，須假設數個不同之滑動面以求得最小的被動土壓力，但因牆面摩擦角若高估將使所得被動土壓力偏高，故在土楔法計算中，選用之牆面摩擦角不宜大於 $\phi/3$ 。

7.3.4 動態主動土壓力

地震時，擋土牆承受之主動土壓力合力 P_{AE} ，依式(7.3-13)式計算。

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - k_v) \cdot K_{AE} \quad \text{式}$$

(7.3-13)

其中， K_{AE} 為地震時之主動土壓力係數，可依下列方式計算：

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \varphi)}{\cos \varphi \cos^2 \theta \cos(\delta + \varphi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \varphi - \alpha)}{\cos(\delta + \varphi + \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad \text{式(7.3-14)}$$

式內

P_{AE} = 地震時，牆背之主動土壓力合力 (tf/m)

H = 擋土牆高度 (m)

$$\varphi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

k_v = 垂直向地震係數

k_h = 水平向地震係數

其餘符號與第7.3.2節之符號說明相同。

【解說】

1. 本節所示之土壤動態主動土壓力計算式，係參照 Mononobe-Okabe 之方法計算 (Mononobe, 1929; Okabe, 1926)，原則上只適用於非凝聚性土壤之計算。
2. 地震時作用於擋土牆之動態主動土壓力之作用點位置，可視牆體位移類型依下列方式考量之。
 - (1) 擋土牆體對牆底旋轉：
 - (a) 計算動態主動土壓力增量 ΔP_{AE}

$$\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_A \quad \text{式(解 7.3-4)}$$

- (b) P_A 之作用點位於基礎底面以上三分之一牆高 (H) 處
- (c) ΔP_{AE} 之作用點位於基礎底面以上三分之二牆高 (H) 處
- (d) P_{AE} 之作用點為 P_A 及 ΔP_{AE} 兩分力之合力作用點位置

$$\bar{H} = \frac{(P_A)\left(\frac{1}{3}H\right) + (\Delta P_{AE})\left(\frac{2}{3}H\right)}{P_{AE}} \quad \text{式(解 7.3-5)}$$

(2) 擋土牆體滑移：

- (a) 計算動態主動土壓力增量 ΔP_{AE}

$$\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_A \quad \text{式(解 7.3-6)}$$

- (b) P_A 之作用點位於基礎底面以上 0.42 牆高 (H) 處
- (c) ΔP_{AE} 之作用點位於基礎底面以上 0.48 牆高 (H) 處
- (d) P_{AE} 之作用點為 P_A 及 ΔP_{AE} 兩分力之合力作用點位置

$$\bar{H} = \frac{(P_A)(0.42H) + (\Delta P_{AE})(0.48H)}{P_{AE}} \quad \text{式(解 7.3-7)}$$

(3) 擋土牆體對牆頂旋轉：

P_{AE} 之作用點為位於基礎底面以上 0.55 牆高 (H) 處。

3. 設計所採用之水平向地震係數 k_h ，原則上可取基地地表水平向尖峰加速度值之半估計，但對於側向位移完全受限之情況，地震所引致之動態土壓力將因位移受限而大於上述之主動土壓力值，此時 k_h 值應取地表水平向尖峰加速度值之 1.5 倍估計。設計所採用之垂直向地震係數 k_v ，原則上可取基地地表垂直向尖峰加速度值之半估計，惟對於遠距離之地震，通常可忽略垂直地震力之影響，即令 $k_v = 0$ 。工址地震加速度之選取，應依構造物設計年限某超越機率之地震危害度分析結果慎選之，台灣地區之震區劃分及工址加速度係數，已公佈於「建築物耐震設計規範與解說」中，如圖-解 2.4-1 所示，圖中各震區所對應之加速度係數係指回歸期為 475 年之地震地表加速度值，可參考使用。

7.3.5 動態被動土壓力

地震時，擋土牆承受之被動土壓力 P_{PE} ，可依式(7.3-15)計算。

$$P_{PE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - k_v) \cdot K_{PE} \quad \text{式}$$

(7.3-15)

其中， K_{PE} 為地震時之被動土壓力係數，可依下列方式計算：

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi + \theta - \varphi)}{\cos \phi \cos^2 \theta \cos(\delta - \theta + \varphi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \varphi + \alpha)}{\cos(\delta - \theta + \varphi) \cos(\alpha - \theta)}} \right]^2} \quad \text{式(7.3-16)}$$

式內

P_{PE} = 地震時，牆背之被動土壓力合力 (tf/m)

H = 擋土牆高度 (m)

$$\varphi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

k_v = 垂直向地震係數

k_h = 水平向地震係數

其餘符號與第7.3.3節之符號說明相同。

【解說】

1. 本節所示之土壤動態被動土壓力計算，係參照 Mononobe-Okabe 之方法(Mononobe, 1929; Okabe, 1926)，原則上只適用於非凝聚性土壤之計算。
2. 地震時作用於擋土牆之動態被動土壓力，其作用點位置與地震係數之選取，可參考第 7.3.4 節之方式計算。
3. 水平向及垂直向設計地震係數之選取，其原則如第 7.3.4 節之解說所示。

7.3.6 水壓力

1. 當擋土牆背後上層中有 H_w 高度之水位時，擋土牆背除承受側向土壓力之外，亦應依式(7.3-17)計算牆背水位造成之水壓力，其合力作用點位於基礎底面以上水位高度 (H_w) 之三分之一處。

$$P_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \quad \text{式(7.3-17)}$$

式內

P_w = 牆背之水壓力 (tf/m)

H_w = 牆背水位高度 (m)

γ_w = 水單位重 (tf/m³)

如牆背及牆底有滲流狀況時，應考慮滲流造成之影響。

2. 地震時，牆背地下水所造成之動態水壓力增量 ΔP_{we} 及其合力之作用點位置應妥予計算。

【解說】

1. 擋土牆所承受之水壓力需視牆背設置之排水及濾層狀況而適當地考量，於設計擋土牆時，宜搜集牆址及其附近地區之地下水位及孔隙水壓之觀測資料，以及牆背地層之透水特性資料，提供決定設計地下水位之參考。
2. 擋土牆之破壞原因與地下水條件有關者不在少數，所以在設計擋土牆時，除須審慎考量因地下水所造成之水壓力及上浮力對牆體穩定之影響外，對於排水措施及濾層規格、厚度之設計亦需符合相關規範及標準之規定。
3. 擋土牆之一側若為水時，地震引致之動水壓力可依下列方式計算 (Westergaard, 1933)

$$\Delta P_{we} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w b H^2 \quad \text{式(解 7.3-8)}$$

$$H_g = \frac{2}{5} H \quad \text{式(解 7.3-9)}$$

式中，

ΔP_{we} ：作用於擋土牆之動水壓合力(tf)，

k_h ：水平向地震係數

γ_w ：水之單位重，(tf/m³)

H ：水深(m)

b ：與動水壓作用方向垂直之擋土牆寬度，可取 1m 計

H_g ：動水壓合力作用點之高度(m)

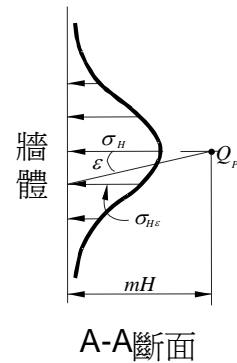
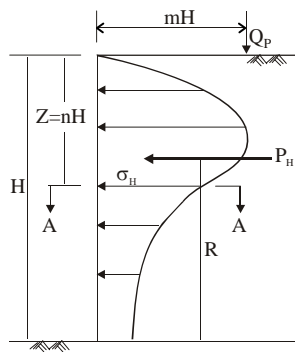
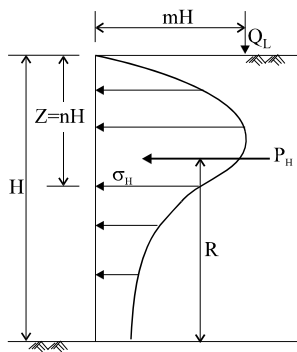
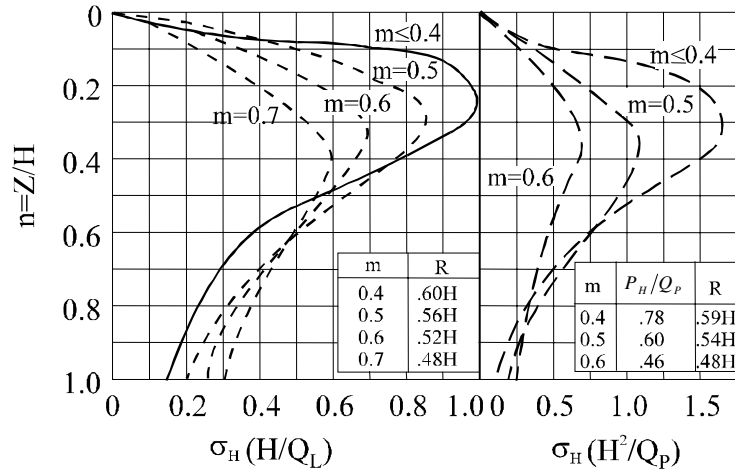
4. 至於擋土牆土側之地下水，因其屬受限水，地震引致動態水壓力之力學機制相當複雜，目前之研究資料仍然有限，不易估計。設計分析時可參考 Matsuzawa et al.(1985)與 Ishibashi et al.(1985, 1994)之研究結果考量之；有時為簡便計，亦有建議直接採用水側動態水壓力值之 70%計算者(Matsuo & O'Hara, 1960, 1965)。

7.3.7 地表上方載重

1. 擋土牆背地表受有均佈超載重時，該載重得折算成等值填土高度，並依前節計算方法計算其對擋土牆造成之側向壓力。
2. 擋土牆背地表受有線形超載重或集中超載重時，得依據主動土壓破壞面之影響範圍，依圖 7.3-3 計算其增加之側向壓力。

【解說】

1. 擋土牆背之地表載重尚需考慮施工載重，對於牆背填土分階施築之情況，需適當地考慮各階段施工載重對牆背產生側向壓力之影響。
2. 對於錨拉式擋土牆尚需檢核土(岩)錨分階施拉與牆背分階填築對牆體穩定性之影響。
3. 擋土牆背之建築物載重，需視該建築物與牆體距離及其基礎底面深度及基礎型式尺寸，考量各因素對牆背造成之側向壓力。



$m \leq 0.4$ 時

$$\sigma_H \left(\frac{H}{Q_L} \right) = \frac{0.20n}{(0.16 + n^2)^2}$$

$$P_H = 0.55Q_L$$

$m > 0.4$ 時

$$\sigma_H \left(\frac{H}{Q_L} \right) = \frac{1.28m^2n}{(m^2 + n^2)^2}$$

$$P_H = \frac{0.64Q_L}{(m^2 + 1)}$$

線形超載狀況

$m \leq 0.4$ 時

$$\sigma_H \left(\frac{H^2}{Q_P} \right) = \frac{0.28n^2}{(0.16 + n^2)^3}$$

$m > 0.4$ 時

$$\sigma_H \left(\frac{H^2}{Q_P} \right) = \frac{1.77m^2n^2}{(m^2 + n^2)^3}$$

$$\sigma_{H\epsilon}' = \sigma_H \cos^2(1.10\epsilon)$$

集中超載狀況

圖 7.3-3 線形及集中超載荷重之側壓力

7.3.8 其他考慮

1. 擋土牆背回填土或牆背之地層非為均質時，應採用其他適當方法，計算擋土牆所受之土壓力。
2. 採用其他較複雜型式之擋土牆時，應考慮該擋土牆本身之特性及其與牆背土壤間之互制關係。
3. 採用地錨作為擋土牆之穩定安全輔助設施時，須依據錨碇段地層之性質、強度、地下水狀況，以及擋土牆之型式、規模、性質等資料進行設計，同時應符合以下各項規定：
 - (1) 地錨之間隔、長度與容許拉拔力等，可參考中國土木水利工程學會之「地錨設計與施工準則暨解說」中之相關規定進行設計。
 - (2) 其他有關端錨等之設計，應依建築技術規則建築構造編第488條至491條之規定辦理。

7.4 擋土牆牆體穩定性

7.4.1 牆體滑動

擋土牆抵抗滑動之安全係數，於長期載重狀況應大於 1.5，於地震時應大於 1.2。安全係數之計算原則為：

$$\text{安全係數} = \frac{\text{作用於牆前被動土壓力} + \text{牆底摩擦力}}{\text{作用於牆背之側壓力}}$$

【解說】

1. 在計算擋土牆抵抗滑動之安全係數方面，若擋土牆無設置止滑樁，則被動土壓力多不計入；若擋土牆設置止滑樁，則被動土壓力得予

計入。由於，牆前被動土壓力是否完全發揮端視牆體滑動變位量，因此，考慮牆前被動土壓力需在牆體產生較大變位時方能完全貢獻，因此計入檢核之牆前被動土壓力宜折減 50%。

2. 擋土牆設置止滑樁者，其可能滑動破壞面假設在止滑樁底端，在計算牆底之摩擦力方面應對止滑樁前後分別採土壤內摩擦角及牆體底面與土壤間摩擦角。

7.4.2 牆體傾覆

擋土牆抵抗傾覆之安全係數，於長期載重狀況時應大於 2.0，於地震時應大於 1.5，安全係數之計算原則為：

$$\text{安全係數} = \frac{\text{對牆前趾產生之抵抗力矩}}{\text{對牆前趾產生之傾覆力矩}}$$

【解說】

1. 在計算擋土牆抵抗傾覆安全係數方面，通常牆體前被動土壓力不予計入，水壓力及上浮力需視地下水位及牆背排水設施配置而作適當地考量。考慮地震狀況時，須將動態主動土壓力增量計入。
2. 對於多階配置之擋土牆，需檢核各階擋土牆抵抗傾覆之安全係數。對於柔性自重式擋土牆之蛇籠擋土牆及框條式擋土牆，除檢核牆體抵抗對牆底前趾傾覆之安全係數外，尚需考慮檢核牆體上部抵抗傾覆之安全係數。

7.4.3 基礎容許支承力

擋土牆基礎支承力之安全係數，應符合本規範第 4.3.5 節之規定。

【解說】

1. 擋土牆基礎型式可分為淺基礎及深基礎，基礎配置及型式之選擇應符合淺基礎及深基礎之相關規定，並考慮其施工性及安全性。
2. 擋土牆基礎之容許支承力，應分別考慮常時及地震時抵抗剪力破壞之安全係數，應符合本規範第 4.3.5 節之規定，且基礎總沉陷量及不均勻沉陷量均應在符合擋土牆功能要求之容許限度之內。

7.4.4 整體穩定性

擋土牆設計時應檢核沿擋土牆底部土層滑動之整體穩定性，其安全係數於長期載重狀況時應大於 1.5，於地震時應大於 1.2，考慮最高水位狀況之安全係數應大於 1.1。惟考慮最高水位狀況時，可不同時考慮地震狀況。

【解說】

當擋土牆承載土層內存在軟弱土層時，除檢核牆體抵抗滑動及傾覆之安全係數之外，尚需檢核沿擋土牆底部深層土壤滑動之可能性，檢核其最小安全係數應符合上列規定，其檢核方法可參考相關之邊坡穩定分析方法。若擋土牆座落於岩層或岩層上之覆蓋土層時，則除檢核牆體抵抗滑動及傾覆之安全係數外，需檢核擋土牆底部沿土岩層介面滑動或沿岩層弱面滑動之安全係數。

7.4.5 土壤液化評估

擋土牆設計時應評估牆背面土壤及牆基礎下方土壤在受地震作用時之液化潛能，並研判其對牆體穩定性之影響，必要時應採行適當之防制措施。

【解說】

經土壤液化潛能評估結果，擋土牆之牆背土壤或承載土壤於地震時抵抗液化之安全係數低於安全要求時，可考慮採用地層改良、深基礎或結構加強等方式處理。土壤液化潛能評估方法可參考本規範第十章之相關規定。

7.5 地下牆設計

7.5.1 設計側壓力

1. 建築物四周與地層直接接觸之地下構造牆，其設計除應考慮上部構造物所傳遞之作用力外，尚應考慮作用於地下牆之側向土壓力及最大水壓力。牆體背面地表面上如有超載重，應考慮其所增加之側向壓力。
2. 若基地位於地震區，尚應適當考量因地震作用而增加之動態側向壓力。

【解說】

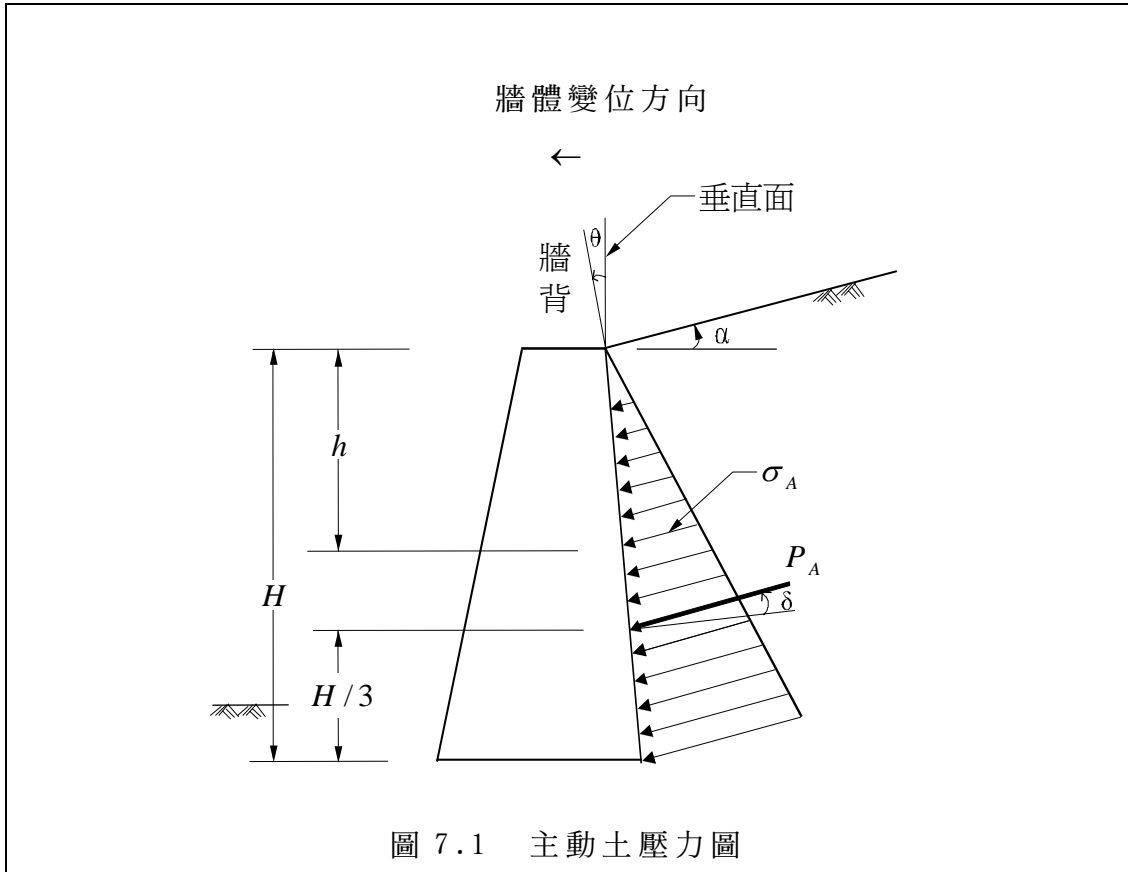
1. 永久建築構造物之地下牆及構築於地下具側向位移束制之壁體，原則上應考量靜止土壓力為設計用之側向土壓力，並應考慮最大之水壓力為設計之基準。
2. 對於設計地下牆時，宜蒐集基地本身及鄰近地區之地下水位、孔隙水壓隨季節變化之觀測資料，以及該地區防洪水位高程之要求，以提供決定設計水壓力之參考。若基地環境存有地區性抽取地下水造成地下水位變化之因素，則需適當地考慮長期性地下水位回升對牆體之影響。

7.5.2 材料強度

1. 鋼筋混凝土地下牆如採用與地上構造物相同施工方法構築時，其設計及材料容許強度應比照建築構造編第六章混凝土構造之各項規定。
2. 鋼筋混凝土地下牆如採用場鑄式地下連續壁之方式施工時，混凝土之容許壓應力不得大於規定壓力強度之四分之一，且不得大於 70kgf/cm^2 ，於泥水中灌注混凝土而成之地下連續壁，其混凝土之規定壓力強度不得小於 210kgf/cm^2 。且最小水泥量不得低於 375kgf/m^3 。混凝土之容許剪應力強度及鋼筋握持長度，應分別依建築構造編第六章混凝土構造之相關規定計算，惟剪應力強度應折減百分之二十五，而鋼筋握持長度應增加百分之三十。
3. 地下牆若兼做施工時期之擋土設施，其設計應對施工過程可能加諸於牆體之殘餘應力作適當考慮。

【解說】

1. 本條所述第 1 項及第 2 項規定係適用一般性之規定，對於特殊工程則需依其設計準則進行設計。
2. 對於濱海或臨近具侵蝕性因素地區之地下牆設計，尚需視實際狀況採取具代表性地下水及土壤樣品進行地下水質分析試驗及土壤化學性質試驗，以考量地下牆抵抗長期性侵蝕之功能。



第八章 基礎開挖

8.1 通則

基礎開挖之設計，為確保開挖時基地內及其鄰近範圍之安全，須依照第三章之各項規定進行基地調查，其中應特別調查下列各項重點，以為設計防護措施之依據：

1. 鄰近構造物之狀況及其基礎型式。
2. 鄰近地下構造物及設施之位置及構造型式。
3. 基地底下是否含有地下障礙物。

【解說】

1. 基礎開挖時所引致的擋土結構體側向位移及地表沉陷，可能影響鄰近構造物之結構安全，其影響程度因鄰近構造物之強度、離基地開挖面的距離及其基礎的型式、大小、深度等而有所差異。
2. 基礎或道路開挖常會遭遇到箱涵、管線、舊建物基礎等地下障礙物，尤其是公共管線，處理工作至為繁雜費時，卻常為規劃設計者所忽略，以致工程發包開工後常有意外狀況之發生，不但影響工程之進行，甚至常造成安全上的問題；因此於開挖前，應事先詳細調查地下障礙物之有無、種類、位置、形狀等，再決定處理方式。處理方式於開挖前先做好管線遷移，無法遷移者則於開挖施工中施以吊掛保護並採補強措施等。

8.2 安全措施

基礎開挖必須依照建築技術規則建築設計施工編及本章之各項規定設置適當之開挖及擋土安全措施，並應符合相關法令之要求。

【解說】

1. 基礎開挖安全之目標，狹義的解釋為工程本體不發生安全問題，廣義的解釋為本體工程安全外，鄰產亦能保持安全，例如開挖工地鄰近道路，房子不產生沉陷、龜裂、傾斜；排水、交通不受影響、各類管線保持完好等基本要求。因此開挖工程之設計，除依據力學學理分析外，亦須考量工程本體及鄰近地層整體之變位量
2. 基礎工址及鄰近地層因開挖解壓而產生變位，包括沉陷、隆起、水平位移等，其變位影響範圍視土層類別、土層強度、開挖深度、開挖方法及擋土方法等而定。當鄰近結構物或管線座落在變位影響範圍內，即可能被波及。鄰近結構物依其結構強度及基礎型式，通常可容許一定量之變位量及變形量，尚不致產生損壞，目前文獻上(例如：Bjerrum, 1963; Fang,1991 等)多依構造類別及基礎型式列舉，此類容許變位量較適用於新建結構物。對於老舊結構物，因使用與維護上不同，興建後迄今已發生之變位量若無紀錄可循，則其容許變位量在「消耗」後之殘餘量為不可知。當鄰地開挖引致變形量超出可允許之殘餘量時，即造成結構物損壞。因此，開挖設計時，應調查鄰近結構物之現況，評估其允許殘餘變位量。
3. 開挖設計時，對於鄰地埋設有壓力管線時，尤應慎重。壓力油管與瓦斯管受損後，易引致火災，造成二次災害。高壓水管滲漏則可能淘空地層，導致開挖工地全面坍塌。

8.3 地下水位控制

基礎開挖深度在地下水位以下時，應設置水位控制設施，以確保開挖作業之安全。

水位控制方法須依據地層之地下水位、透水性、水量、及是否含有受壓水層等進行規劃，必要時應實施現場抽水試驗，以決定該地層之適用方法。

降水設計必須考慮對周圍環境之影響，並適度防止土壤流失及地層變形，避免因水位下降而造成鄰地塌陷或鄰房損害，必要時應採取截水、補注地下水或鄰房保護等輔助措施防護之。

【解說】

1. 基地開挖面若在地下水位之下，爲了使開挖面或邊坡保持穩定狀態，以及工作面保持乾燥便於施工作業，一般均將地下水位降至開挖面下 1~2 公尺。降低地下水位所用方法，視開挖方式、含水層透水性及土層性質而定。常用方法有：
 - (1) 重力式排水：以集水坑或集水井集水後，以抽水泵浦排出基地。
 - (2) 裝置一排或數排小口徑點井：點井直徑 50~60 厘米，開口長度爲 0.5~1.0 公尺，每點井間隔約 1~3 公尺，點井上接豎管及集水幹管，使用抽水泵浦抽出地下水降低水位，參見圖-解 8.3-1 所示，若使用多段式(multi-stage)降水，每段之高差不超過 5 公尺，如圖-解 8.3-2 所示。
 - (3) 鑽掘抽水深井，井內填塞濾料及安裝沉水式泵浦抽水。深井亦可設計成單排或數排。必要時，亦可用多段式。
 - (4) 真空抽水井：利用真空泵浦抽水，最高降水約可達 6m。

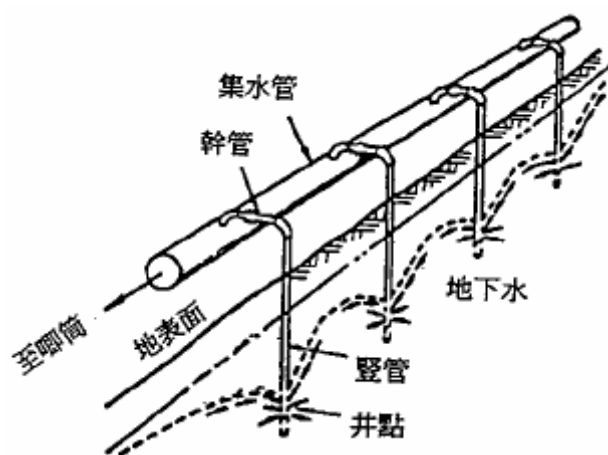


圖-解 8.3-1 點井工法示意圖

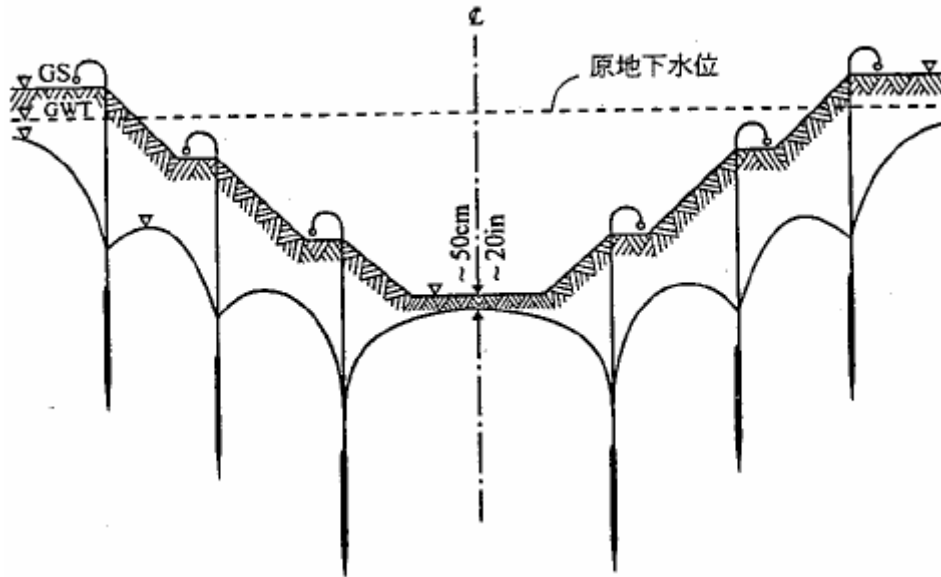


圖-解 8.3-2 多階段降低地下水位法示意圖

2. 各類土層，依其透水性高低，適用之降水方法列如表-解 8.3-1。

表-解 8.3-1 各類土層之滲透係數及適用之降水方法

含水層	滲透係數(cm/sec)	降水方法
卵礫石層	$> 1 \times 10^{-1}$	重力排水 水中開挖(不降水)
粗砂至中砂	$1 \times 10^{-1} \sim 1 \times 10^{-3}$	重力排水、深井、點井、 真空抽水井
細砂、粉土、粘土	$1 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-5}$	深井、點井、真空抽水井
粘土	$< 1 \times 10^{-5}$	電滲法或不降水

3. 採用明挖方法施工之工地，重力排水之滲出量，可用達西定律概估其單位時間之滲流量 Q

$$Q = kiA \quad \text{式(解 8.3-1)}$$

$$Q = \text{流量}(\text{cm}^3/\text{sec})$$

$$k = \text{含水層之滲透係數}(\text{cm}/\text{sec})$$

$$i = h/L = \text{水力坡降}$$

h =水頭差(cm)

L =滲流長度(cm)

A =滲流斷面積(cm^2)

4. 採用擋土式開挖之工地，假設擋土措施水密性良好，但尚未貫入不透水層，如圖-解 8.3-3，從開挖面之滲出量，可用下式概估其單位時間之滲流量。若須較精確之估算，可依地層之分佈，繪畫流線網計算之。

$$Q = k_v A \frac{h}{d_1 + d_2} \quad \text{式(解 8.3-2)}$$

式內

Q =流量(cm^3/sec)

k_v =含水層之垂直向滲透係數(cm/sec)

A =開挖面之水平面積(cm^2)

h =開挖基地內外水頭差(cm)

d_1 =基地外側滲流長度(cm)

d_2 =基地內側滲流長度(cm)

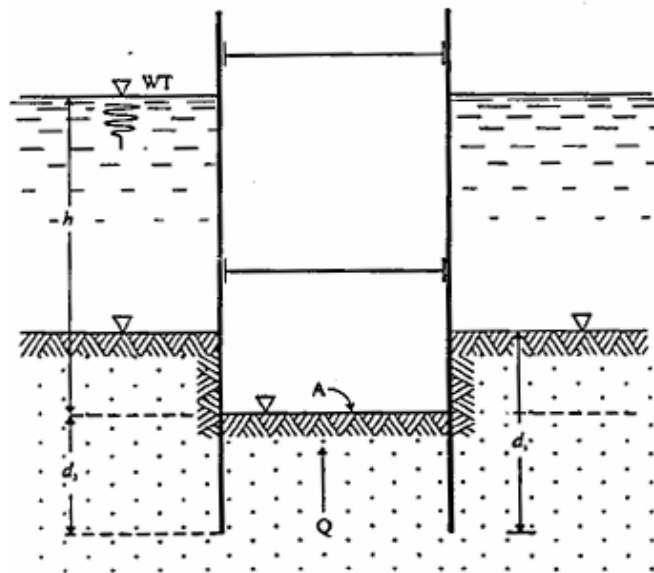


圖-解 8.3-3 開挖面滲流計算符號說明圖

5. 當進行以抽水井降水時，抽水量乃依水井外緣水位（抽水後）、井徑及含水層之透水性而定。抽水至平衡狀態，地下水位以該井為中心呈倒圓錐形下降(cone of depression)，其水位下降之影響半徑 R，可用下式估算之：

$$R = 3000S\sqrt{k} \quad \text{式(解 8.3-3)}$$

其中 R=影響半徑(m)

s=水井外緣水位下降量(m)

k=含水層之滲透係數(m/sec)

若依含水層之土壤類別判斷，降水之影響半徑概估如表-解 8.3-2 所示。

表-解 8.3-2 各類土壤之粒徑及抽水影響半徑

土壤類別		粒徑，d(mm)	影響半徑，R(m)
卵礫石	粗	10	1500
	中至細	1~10	400~1500
砂	粗砂，中砂	0.25~1	100~400
	細砂	0.05~0.25	10~100
	粉土質砂	0.025~0.05	5~10

6. 當數個抽水井同時進行抽水時，若水下降影響範圍相交疊，交疊部份水位最終下降量為各井在相交疊部份下降量之和。
7. 地下水位下降後，土層之有效應力增加，對具有高壓縮性粘土地層，可引起地層沉陷。另外，地下水位下降，對於原水位下之結構物例如地下室筏基等，浮力減少，結構物內應力改變，地層應力增加，亦可能引起結構物沉陷。

8.4 邊坡式開挖

8.4.1 適用範圍

基地開挖若採用邊坡式開挖，其基地狀況通常必須具有下列各項條件，但對高地下水位且透水性良好之砂質地層，並不適宜。

1. 基地為一般平地地形。
2. 基地周圍地質狀況不具有地質弱帶。
3. 基地地質不屬於疏鬆或軟弱地層。

【解說】

本節所定義之邊坡式開挖即所謂的明挖斜坡施工法，當基地周圍無緊鄰之建築物或設施、具有足夠之空間可設置邊坡時，若基地地質狀況良好且不具有地質弱帶者（岩層面，節理面，斷層，剪裂面等），可考慮採用邊坡式開挖方式進行基礎開挖。

疏鬆之砂土層邊坡極易因雨水沖蝕而流失。軟弱地層之邊坡式開挖，開挖區外圍常因邊坡蠕動潛變而下陷。

8.4.2 邊坡穩定分析考慮因素

基地開挖若採用邊坡式開挖，所開挖邊坡之穩定分析應就以下因素作適當考慮：

1. 正常及暴雨期間地下水位之影響。
2. 施工期間之地表上方超載重。
3. 施工期間可能發生之地震影響。
4. 施工期間之地表逕流，可能產生之沖刷影響。
5. 開挖對周圍環境之影響。

【解說】

1. 施工期間因雨水滲入地下，將造成地下水位升高，增加對邊坡作用力；地表逕流也將對邊坡造成沖刷作用，影響邊坡穩定及施工安全。因此在決定採用邊坡開挖方式施工前必須在基地周圍做好完善的排水系統，有效截流雨水；至於防止地表逕流所可能產生的沖刷破壞，

則可於坡面進行覆蓋或噴漿保護之。

邊坡式開挖之施工法，開挖完成後，在無任何支撐系統保護下，施工人員於開挖面上構築，必須特別注重施工安全。於設計開挖邊坡坡度、分階高度及土堤寬度應盡量保守分析，而施工期間可能發生的地震、車輛或施工機具載重均須納入考慮。

2. 邊坡穩定分析方法大致分成兩類：

(1)有效應力分析方法－適用於無地下水或確知地下水壓之邊坡。

(2)總應力分析方法－適用於地下水壓不明確之邊坡。

依邊坡土層之性質不同，例如砂質土、粘質土、兼具凝聚力及內摩擦力之(c- ϕ)土，其滑動模式可分為邊坡滑動、底部滑動、圓弧狀及非圓弧狀滑動等，各種分析方法可參見 Terzaghi, Peck and Mesri (1996), Bishop(1955), Janbu(1954), Morgenstern and Price(1965)等。

3. 過壓密粘土（含泥岩，頁岩）邊坡在開挖後，其剪力強度可因解壓而逐漸降低，因此，其穩定分析及坡度設計時，應以殘餘強度(residual strength)為宜。又此類粘土極易吸水軟化，坡面應有適當防水措施。
4. 邊坡穩定分析之傳統方法，考慮土壤之塑性平衡，以滑動面之剪力強度抵抗邊坡滑動力量，決定其安全係數。對於邊坡及其周圍之變形量，卻無法分析。因此在考慮開挖邊坡可能對周圍環境影響時，其設計之安全係數，宜採保守，或以有限元素數值分析法分析其變形量。

8.5 擋土式開挖

基礎開挖時，若無法以邊坡式開挖維護開挖安全，則基地周圍應以合適的擋土設施保護之。

【解說】

1. 選擇擋土設施時，一般考慮其施工難易、水密性及其剛性，目前國內開挖基地常用之擋土設施如表-解 8.5-1 所示。

表-解 8.5-1 國內開挖基地常用之擋土設施

擋土方法	施工方法	適用地層	優點	缺點
兵樁 (包括鋼軌、H型鋼)	打擊式； 震動式； 油壓貫入； 預鑽孔	堅實粘土層； 開挖深度<8m	施工簡單； 便宜； 可重覆使用； 位置調整容易	須要降水； 垂直度差； 背側沉陷量大； 拔除後常留下空洞
鋼板樁	震動式； 打擊式； 油壓貫入	軟弱土層； 開挖深度<8m	水密性良好； 可重覆使用； 品質控制容易	施工易有噪音及震動； 變形量大； 背側沉陷量大 (施工中及拔除後)
預壘排樁	空幹螺旋鑽	軟弱土層； 開挖深度<10m	施工簡單； 便宜； 快捷	水密性不良； 垂直度差； 不超過 15m 長度
鑽掘排樁	衝擊式； 鑽掘-無套管 鑽掘-有套管	各類土層； 卵礫塊石地層 較不宜； 開挖深度<15m	剛性良好	水密性不良； 垂直度差； 昂貴； 用地較多
手掘式沉箱	人工挖掘	卵礫塊石地層； 開挖深度<15m	無噪音及震動； 剛性良好； 可多組人員同時施工	昂貴； 安全性差； 工作條件差； 須要降水配合
連續壁	抓斗式； 反循環式	各類土層； 卵礫塊石地層 較不宜； 開挖深度不限	噪音量低； 無震動； 剛性良好； 水密性較好； 可用作永久牆	昂貴； 技術要求較高； 用地較多

8.6 擋土設施設計考慮因素

擋土設施之設計至少應考慮下列因素：

1. 基地地質特性及擋土設施型式。
2. 地下結構物之構築方式。
3. 擋土設施之材料強度。
4. 擋土設施之水密性。
5. 擋土結構系統之勁度及變位對周圍環境之影響。
6. 基地開挖過程中各階段開挖面之穩定性。
7. 擋土設施與支撐之施工程序、時機及預力。

擋土設施基本上應為臨時結構物；但若作為永久結構物時，其設計應符合建築技術規則建築構造編各相關章節之規定，並應對施工期間各構件所產生之殘餘應力作適當考慮。

【解說】

1. 地下結構物之構築方式可分為
 - (1) 順築工法（亦稱順打工法）－其施築順序為
 - (a) 擋土結構體構築
 - (b) 安裝中間柱
 - (c) 第一次開挖（移除表層土1～2m）
 - (d) 安裝最上層支撐
 - (e) 第二次開挖（表層土以下）
 - (f) 安裝第二層支撐
 - (g) 重覆(e)及(f)至開挖完成
 - (h) 施築基礎底版
 - (i) 拆除底層支撐
 - (j) 施築地下室樓版
 - (k) 重覆支撐拆除及樓版施築至地下室完成。
 - (2) 逆築工法（亦稱逆打工法）－其施築順序為
 - (a) 擋土結構體構築
 - (b) 逆築支柱施築

- (c) 第一次開挖（移除表層土）
- (d) 施築地下室頂版
- (e) 第二次開挖（表層土以下）
- (f) 施築地下室樓版
- (g) 重覆(e)及(f)至開挖完成
- (h) 施築地下室基礎底版

(3) 島式工法－此方法乃結合明挖及內撐工法，其施工順序為

- (a) 擋土結構體構築
- (b) 開挖地下室中央部份，保留四周戙堤(soil berm)
- (c) 構築中央部份結構體至地面
- (d) 逐次開挖（削低）戙堤，然後安裝支撐（利用已完成之結構體作反力）
- (e) 開挖完成，施築基礎底版
- (f) 逐層拆除支撐及施築樓版

(4) 雙順打工法－此方法為近年嘗試新工法，工程界尙未能完全接受，其施工順序為

- (a) 擋土結構體構築
- (b) 施築擋土扶壁及地下室結構柱
- (c) 開挖表層土
- (d) 施築地下室頂版（預留出土坑）
- (e) 地上結構體施作，同時地下室開挖直至底部
- (f) 施築基礎底版，及各層樓版
- (g) 地下室一樓結構體與頂版接合（同逆築工法）

2. 擋土設施之水密性，大致可分成三等級。鋼板樁與連續壁屬於水密性良好者；預壘排樁與鑽掘排樁屬於水密性不良者；兵樁及人工沉箱擋土柱屬於水密性極差者。

鋼板樁與連續壁若施工品質不良，排樁若鑽掘過深，均可影響其水密性。一般排樁以相割排列較相切排列有較好之水密性。

開挖在水位以下之礫石及砂土層，擋土設施之水密性必須良好。粘性土壤除非為極軟弱之流動性軟土，對擋土設施之水密性要求較低。

3. 擋土結構系統之勁度是指擋土設施之抗彎勁度(*flexural stiffness*)，與擋土設施構材之彈性模數(*E*)及其斷面慣性矩(*I*)有關。常用之擋土結構中，以連續壁之勁度最大，排樁次之，而鋼板樁及兵樁之勁度則較低。各擋土結構若採用同樣之支點間距，勁度較高之擋土結構體，在相同之側向壓力作用下，其撓度較小，可限制土壤之變形量，因此所造成之地面沉陷量亦較小。
4. 由於地下構造物構築方法之不同，對擋土設施之支撐方法及時機，自然有所不同。但無論使用何種方法施工，基地開挖之穩定性，必須逐階段分析，以反映實際工地情況。例如以前分析擋土設施之應力時，一度採用連續梁分析法，假設各支承點均在同一平面，並且無位移，此法雖稱簡便，但無法模擬擋土設施隨施工過程逐階受壓力作用而產生變位之現象。
5. 目前台灣地區之房屋建築中，以連續壁作為臨時擋土設施後兼作地下室永久結構牆之情形相當普遍。開挖過程中，連續壁所承受之所有殘餘應力及變位，均應在永久結構牆設計時預作考慮，此類非可復性應力及變位將影響永久構造物之品質，包括壁面整修、壁體側向擠進彎曲、張力開裂、壁面滲漏及鋼筋鏽蝕等等。連續壁之殘餘應力及變位可用鋼筋應變計與傾度管等儀器量測，因此在連續壁施工前即應將量測儀器先行妥善規劃，所安裝之鋼筋應變計，除可作為施工階段觀測用，亦可兼作長期監測使用。

8.7 支撐設施

8.7.1 型式

基礎開挖若採用擋土式開挖時，應視需要採用支撐設施，以抵抗側壓力並確保施工安全。

支撐設施包含內撐及背拉等型式。

【解說】

1. 現時建築基地開挖之內撐設施幾乎全部都採用 H 型鋼，包括水平支撐、中間柱、圍令（亦稱橫擋）及角撐等。以雙向對撐支承擋土壁。圍令放置於擋土壁之托架上。水平支撐雙向之相交點，以中間柱支承。中間柱本身以打擊貫入或以鑽掘樁方式固定在開挖面以下。水平支撐若須施加預力，可安裝油壓千斤頂，同步進行。各層水平支撐之間距，以 3 至 4 公尺為最普遍，安裝之位置，最好能配合地下室樓版位置，使兩者之施工，各不干擾。
2. 特殊形狀之基地，例如小型工作井，可用環狀內撐（只有圍令及角撐）。狹長型條狀開挖，可用單向對撐（不用中間柱）。
3. 斜撐亦為內撐之一種，但效果較差。施加預力時以平版式千斤頂(flat jack) 進行。
4. 逆築工法以樓版及梁柱結構物支承擋土壁，亦應視為內撐設施。其優點是樓版勁度大，全面支承擋土壁。其缺點是混凝土樓版在澆注後會產生乾縮現象，並且無法施加預力。
5. 背拉設施多採用地錨或岩錨。淺層開挖，亦可用鋼纜索及固定座 (dead man)，繫杆及錨碇樁等。

8.7.2 設計考慮

支撐設施應足以承受由擋土設施所傳達之荷重，以抑制或減少其變位。所考慮之荷重應包含：

1. 側向土壓力

2. 地下水壓力
3. 地表上方載重
4. 施工期間之臨時性載重
5. 地震影響

【解說】

1. 內撐設施之設計，主要是圍令、水平支撐、角撐、及中間柱之應力分析與斷面設計。由於市面上普遍以 H 型鋼作為內撐材料，所以分析設計均以鋼結構構件設計，實際現場安裝施工時，一般係圍令(橫擋)斷面尺寸 \geq 水平支撐斷面 \geq 角撐斷面尺寸(徐振煌，1998)。
2. 圍令係將擋土壁體所承受之側向土壓力、水壓力等予以傳遞至角撐與水平支撐之構材，所需分析之項目包括彎曲應力、剪應力及軸壓應力，在鋼結構上屬於梁柱(beam-column)結構。
3. 水平支撐主要承受軸向壓力。實際上，現場之水平支撐常受到自重彎曲，溫度效應不均勻(H 型鋼上下兩面溫度不同)及可能臨時堆置材料所影響，水平支撐構材應視為承受軸壓力與彎矩之梁柱結構。
4. 角撐是輔助水平支撐之一種構材，與水平支撐屬同類型之壓縮構材，因此其分析步驟與水平支撐相同。
5. 中間柱是當開挖面寬度大時，於適當間隔打設之樁柱，用以支承整個支撐系統。
中間柱所承受之力量包括水平支撐重量及臨時荷重，水平支撐傾斜壓縮力，中間柱自重及由於荷重偏心造成之彎曲力。因此中間柱分析設計包含斷面設計外，並須檢核其入土部份之支承力及拉拔力。
6. 內撐系統在分析時，通常只考慮力量之平衡，無法兼顧考慮擋土壁在開挖過程中之側向變位、垂直變位、壁體轉動及開挖面隆起致使中間柱上拱等現象，因此斷面設計時宜取較保守之原則。內撐系統之破壞常為突發性，某一支撐挫屈後，其力量立即傳至其鄰近支撐，極可能引起連續性破壞。
7. 為了使內撐系統有效支承擋土壁之各項作用力，減少擋土壁之側向位移，通常在水平支撐上施加預力，約為設計力量之 50%，上層支

撐應酌量減低預力以避免擋土壁後土壤上拱，同時上層支撐受溫度效應及臨時荷重等影響較大，預力過高時容易超出容許應力範圍。

8. 上列水平支撐、角撐、中間柱及圍令等構件之各項應力計算公式，可參見徐振煌(1998)一書。

8.7.3 側向土壓力計算

作用於支撐設施之側向土壓力，應視地層分佈、土壤特性，支撐型式及擋土結構變位而定。

1. 內撐式支撐設施

作用於內撐式支撐設施之側向土壓力，可依據彈塑性分析模式所得結果或Terzaghi-Peck之視側壓力分配所得結果，取較大者為設計之土壓力值。

2. 背拉式支撐設施

作用於背拉式支撐設施之側向土壓力分佈，通常與主動土壓力分佈情形相似，且接近開挖底部有趨近於靜止土壓力之情形。在計算側向土壓力(P)時，應考量鄰近構造物之位移量而選取主動土壓力及靜止土壓力間之數值計算。若背拉式支撐設施之側向位移量類於內撐式設施時，亦可採用Terzaghi-Peck之視側壓力分佈值。

【解說】

1. 內撐式支撐設施通常在分層開挖後逐層架設支撐，因而擋土設施之側向變位亦隨開挖之進行而逐漸增加，但擋土設施所受之側向壓力，同時受牆背之土層特性、支撐預力、開挖程序與快慢、支撐架設時程等諸因素影響，使牆背之側向土壓力呈不規則分佈，而與一般擋土牆設計採用之主動土壓力，有明顯之不同。
2. Peck(1943)，Terzaghi 與 Peck(1967)，Peck(1969)根據歐、美、日等地開挖地下鐵隧道之內撐式支撐力量量測結果，反推牆背土壓力呈均勻分佈，其最大壓力包絡線定為視側壓力分佈圖(Apparent

Pressure Diagram)，在緊密砂土層中為矩形分佈，在粘土層中則呈梯形分佈（圖-解 8.7-1）。設計時，各層支撐力可依其垂直及水平間距分攤視側壓力，並將擋土牆視為簡支梁，由支撐為支點支承。

本法在應用時，必須注意以下條件：

- (1) 擋土採用鋼板樁、兵樁隔板之類柔性擋土牆，以順打方式開挖及架設支撐；
 - (2) 開挖深度不超過 12m，最好為單一類土壤；
 - (3) 砂土層為地下水位以上乾砂層；粘土層則為不排水狀態。粘土層只適用於軟弱至中等硬度，對具裂隙之硬粘土(stiff-fissured clay)，視側壓力圖原先訂為臨時性(tentative)土壓力圖，但至今(Terzaghi, Peck and Mesri, 1996)，此圖表仍未更改。
3. 視側壓力分佈圖不適用之地層包括 $c-\phi$ 土壤，例如粉土質粘土與粘土質粉土等在台灣最常見之土壤。對於深開挖常用之鋼筋混凝土連續壁及施加較高預力（超過 10 噸／支撐）之情形，視側壓力分佈圖均無法涵蓋。

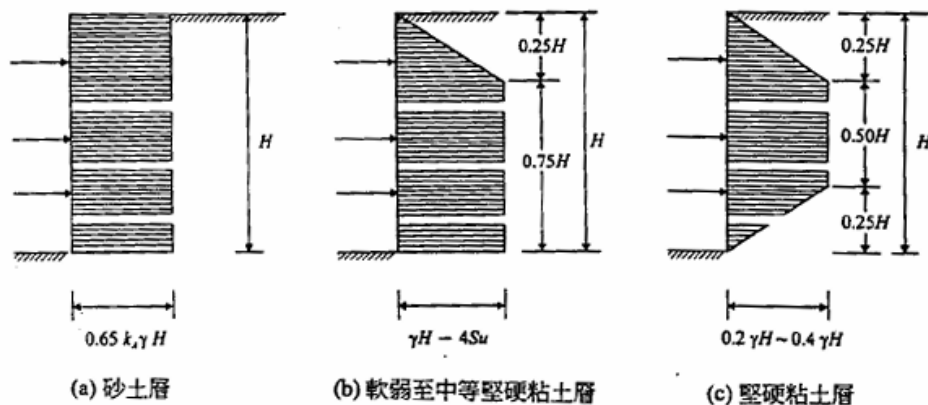


圖-解 8.7-1 視側壓力分佈圖(Peck, 1969)

4. 對於較深開挖時，擋土結構壁體之變位較大，深層土壤往往已達塑性狀態，土壤與擋土結構之互制行為變化複雜，反應到支撐之反力常會超出視側壓力分配所得之結果，因此在深開挖時，支撐系統之

支撐反力亦可依據彈塑性分析所得之支撐反力結果。

5. 各類彈塑性模式示如圖-解 8.7-2 與 8.7-3。
6. 利用彈塑性模式分析，可知開挖過程中各階段之壁體變位、彎矩及支撐力量。但此模式中，土層之等值彈簧（即地盤反力係數）卻極難掌握，必須從很多實際工地監測結果中判斷，始能獲得較正確之數值。
7. 對於地表超載及地下水滲流壓力等，在彈塑性分析模式中應疊加在主動區之土壓力上。
8. 有關背拉式支撐系統之設計，可參考中國土木水利工程學會（1998）之「地錨設計與施工準則暨解說」。

8.7.4 地下水壓力

若開挖面在地下水位以下，且所選擇之擋土設施具有擋水功能時，則必須考慮擋土設施背側之水壓力作用。

【解說】

1. 擋土設施背側之水壓力可依其存在狀態分成靜止水壓、動態水壓及滲流水壓。當擋土設施底部貫入不透水地層（ $k < 10^{-7}$ cm/sec），背側之地下水無法滲入開挖面時，若地下水呈靜止狀態，則考慮背側承受靜止水壓力，在地震作用時，則應考慮額外增加之動態水壓力。當擋土設施底部貫入砂性地層，背側之地下水可經底部流至開挖面時，應考慮地下水在滲流狀態下對背側所產生之滲流壓力。
2. 若擋土設施貫入深度內之地層為互層，並含有壓力水層，則背側之水壓力應按各層之水壓力分別考慮。

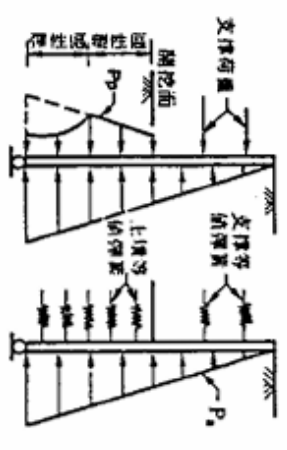
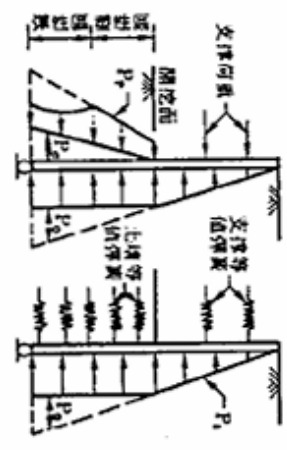
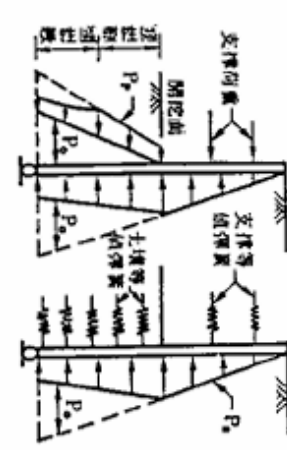
種類	彈塑性模式(一)	彈塑性模式(二)	彈塑性模式(三)
斷面 圖	 <p>(a)外力平衡狀況 (b)結構分析系統</p> <p>P_a=主動土壓力 P_p=被動土壓力</p>	 <p>(a)外力平衡狀況 (b)結構分析系統</p> <p>P_a=主動土壓力 P_p=主動土壓力減值 P_p=被動土壓力</p>	 <p>(a)外力平衡狀況 (b)結構分析系統</p> <p>P_a=主動土壓力 P_p=靜止土壓力減值 P_p=被動土壓力</p>
說明	<ol style="list-style-type: none"> 1.開挖區外在開挖面以下採全額主動土壓力，主動土壓力完全作用。 2.開挖區內之土壤反力極限值，亦為全額被動土壓力。 	<ol style="list-style-type: none"> 1.開挖區外在開挖面以下採等值主動土壓力，即開挖面下之主動土壓力等於於開挖面處之主動土壓力值。 2.開挖區內之土壤反力則限制在被動土壓力扣除主動土壓力減值。 	<ol style="list-style-type: none"> 1.開挖區外在開挖面以下採主動土壓力扣除靜止土壓力減值。 2.開挖區內之土壤反力則限制在被動土壓力扣除靜止土壓力減值。 3.此法為中村中深(1976年)提出。

圖-解 8.7-2 彈塑性分析模式圖之一

種類	彈塑性模式(四)		彈塑性模式(五)	
斷面圖	<p>(a)外力平衡狀況 P_a=主動土壓力 P_p=主動土壓力減值</p> <p>(b)結構分析系統 P_a=主動土壓力 P_p=被動土壓力</p>	<p>$P_a = K_s \cdot \delta$ K_s = 支撐等值勁度 δ = 第一層支撐架設時， 距支撐頂面之累積變形量</p> <p>(a)外力平衡狀況 P_a=主動土壓力 P_p=主動土壓力減值</p> <p>(b)結構分析系統 P_a=主動土壓力 P_p=被動土壓力</p>		
說明	<p>1. 開挖區外在開挖面以下採收斂之主動土壓力，即開挖面以下之主動土壓力隨深度之增加而逐漸收斂至壓力收斂點時之主動土壓力為零。</p> <p>2. 開挖區內土壤反力亦限制在被動土壓力扣除主動土壓力減值。</p> <p>3. 壓力收斂點深度一般皆於開挖深度再往下一個開挖區寬度之深度處，但如遇堅硬地層時則取軟弱地層之界面處。此情形有如考量全面性破壞之穩定分析，而將此壓力收斂點界定在影響邊線，因而對影響區內之土層皆有土壓力之差別作用力。</p>		<p>1. 2. 3. 同彈塑性模式(四)。</p> <p>4. 增加考慮支撐之預壓效果及變形，係修正模式(四)並增加支撐點之外力(包含預壓及變形影響)即該處支撐動度與該處牆土壁於支撐架設時之變形量累積。</p> <p>5. 此法為 Miyoshi(1977年)提出。</p>	

圖-解 8.7-3 彈塑性分析模式圖之二

8.7.5 地表上方載重

開挖面附近之結構物重量、交通及其他地表超載均應考慮其對擋土設施所造成之側向壓力，可依第7.3.7節之規定計算之。

【解說】

1. 所考慮之地表上方載重，可依其型式簡化為點載重（如輪胎載重）、線載重（如牆載重）、條形載重（如道路或鐵路）、均勻載重（如筏基載重）等。
2. 車輛載重若有震動作用應考慮衝擊(impact)效應。

8.7.6 施工期間之臨時性載重

施工期間之臨時性載重包括施工材料及施工機具等，其中置於地表面者應視為地表上方載重依第8.7.5節規定計算之，而直接置於支撐設施上者應併入支撐設施之結構分析計算中。

【解說】

直接作用於支撐設施上之載重包括支撐自重、溫度效應、及工作載重等。

8.7.7 地震影響

支撐之設計應就基地位置之地震分區及施工期長短，適當考慮施工期間可能發生之地震，並檢核其安全性。

【解說】

對於開挖支撐之耐震設計應依工程規模及施工期之長短，選取適

當之設計地震，可參考圖-解 2.4-1 台灣地區回歸期 475 年之地震地表加速度作適當之折減。

8.8 擋土式開挖之穩定性分析

有關擋土式開挖之穩定性，應檢核下列項目：

- (1)貫入深度
- (2)塑性隆起
- (3)砂湧
- (4)上舉
- (5)施工各階段之整體穩定分析

【解說】

1. 基地在未開挖前之地層可視為處於平衡狀態。此平衡狀態在基地開挖後隨即改變，地層產生應力及變位。本節即利用地層參數及地下水壓分析基地在開挖過程中及最後階段之穩定狀況，以安全係數表示。
2. 本節所列之穩定性分析，只能考慮地層之應力部份，不考慮地層之變位。因此在開挖基地須要嚴格限制變位量時，其安全要求應提高。換言之，縱能符合穩定性之最低安全要求時，亦未必能達到變位量之安全要求。通常開挖土層之穩定性愈高或安全係數愈大，其變位量即愈小。

8.8.1 擋土壁貫入深度

擋土壁應有足夠之貫入深度，使其於兩側之側向壓力作用下，具足夠之穩定性。擋土壁之貫入深度 D ，可依下列公式計算其安全性：

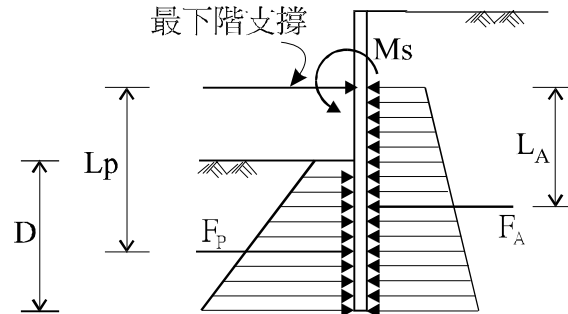


圖8.8-1 擋土設施土壓力平衡

$$F_s = \frac{F_p L_p + M_s}{F_A L_A} \geq 1.5 \quad \text{式(8.8-1)}$$

式內

F_A = 最下階支撐以下之外側作用側壓力（有效土壓力 + 水壓力之淨值）之合力(tf/m)

L_A = F_A 作用點距最下階支撐之距離(m)

M_s = 擋土設施結構體之容許彎矩值(tf-m/m)

F_p = 最下階支撐以下之內側作用側土壓力之合力(tf/m)

L_p = F_p 作用點距最下階支撐之距離(m)

【解說】

1. 本節係參考日本建築學會之建議，將作用於擋土壁之側向壓力簡化為主動土壓力及被動土壓力。在此假設前提下，已容許壁體底部出現變位，以產生極限被動土壓，然而當擋土壁貫入深度足夠時，貫入部份應有固定不動點存在，此點與上述假設不盡相符。
2. 日本建築學會原建議下列二式：

$$F_s = \frac{F_p L_p}{F_A L_A} \geq 1.2 \quad \text{式(解 8.8-1)}$$

$$F_s = \frac{F_p L_p}{F_A L_A - M_s} \geq 1.5 \quad \text{式(解 8.8-2)}$$

採用上兩式於軟弱地層及高地下水位時，常有安全性過低及變

位量過大之情形。考慮近年來台灣深開挖失敗事故頻繁，擋土壁貫入深度不足亦是事故原因之一，因此所採用之安全係數值宜提高。

式(8.8-1)將 M_s 置於分子項，較符合安全係數等於抵抗力除以破壞力之定義。一般在分析時，由於 M_s 為未知數，亦可忽略不算。

3. 本節適用於開面下為砂土或堅實粘土地層。當開挖較深，或開挖面為軟弱粘土，被動側壓力尚不足抵抗主動側壓力時，即使增加貫入深度，尚無法符合安全要求（廖洪鈞與許世宗，1990），應以地層改良方法加強被動側土壤之強度。
4. 根據一般施工案例之資料顯示，在具高地下水位之基地進行深開挖，目前常用之擋土壁長度（開挖深度 H 加貫入深度 D ），可概估如下：

極軟弱地層：

$$(H+D)=(2.2 \sim 2.4)H \quad \text{式(解8.8-3)}$$

$$D=(1.2 \sim 1.4)H \quad \text{式(解8.8-4)}$$

砂土、粉土、粘土、中等、緊密或硬：

$$(H+D)=1.8H \quad \text{式(解8.8-5)}$$

$$D=0.8H \quad \text{式(解8.8-6)}$$

卵礫石、軟岩：

$$(H+D)=(1.4 \sim 1.6)H \quad \text{式(解8.8-7)}$$

$$D=(0.4 \sim 0.6)H \quad \text{式(解8.8-8)}$$

8.8.2 底面隆起

開挖底面下方土層係軟弱黏土時，應檢討其抵抗底面隆起之穩定性。可依下列公式計算其安全性：

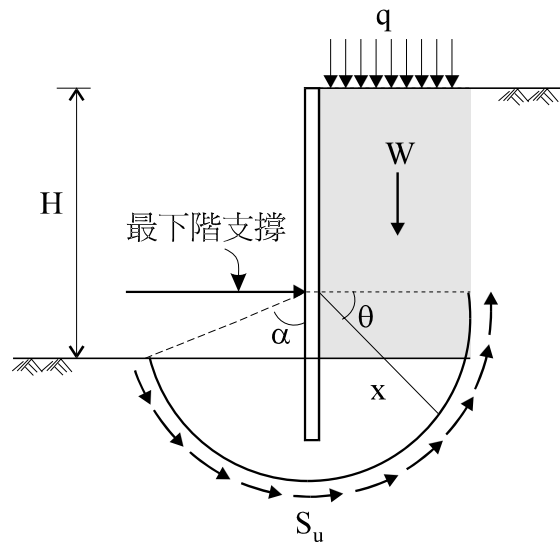


圖 8.8-2 隆起檢討

$$F_s = \frac{M_r}{M_d} = \frac{X \int_0^{\frac{\pi}{2} + \alpha} S_u (X d\theta)}{W \cdot \frac{X}{2}} \geq 1.2 \quad \text{式(8.8-2)}$$

式內

M_r = 抵抗力矩(tf-m/m)

M_d = 傾覆力矩(tf-m/m)

S_u = 黏土之不排水剪力強度(tf/m²)

X = 半徑(m)

W = 開挖底面以上，於擋土設施外側 X 寬度範圍內土壤重量與地表上方載重(q)之重量和(tf/m)

【解說】

1. 隆起破壞之發生，係由於開挖面外土壤載重大於開挖底部土壤之抗剪強度，致使土壤產生滑動而導致開挖面底部土壤產生向上拱起之現象。工程上用於檢討隆起之極限分析計算公式有許多，例如 Terzaghi and Peck(1948), Peck(1969), Bjerrum and Eide(1965), Tschebotarioff(1973)等，本節式(8.8-2)係採用日本建築學會(1974)之修正式。

2. 本分析方法之滑動面半徑 X 為變數，應選取其中安全係數為最小者。分析時，除非擋土壁貫入滑動面有相當之深度，否則不考慮擋土壁之容許彎矩值（即式(8.8-1)之 M_s ），因為當產生隆起破壞時，擋土壁在滑動面以上部份可隨滑動土塊轉動。
3. 當地層為極軟弱粘土時，即使 F_s 能達到 1.2，仍應考量擋土壁之變位量及擋土壁背之地面沉陷量，若超過容許值，應增加擋土壁之貫入深度或以地層改良方法增加滑動面土壤之剪力強度。

8.8.3 砂湧

如擋土壁下方為透水性佳之砂質土壤，且擋土壁未貫入不透水層時，即應檢討其抵抗砂湧之安全性。分析方法可用滲流解析方式、臨界水力坡降解析方式、或以下列兩公式分別計算之，擇其中貫入深度最大者為設計依據。

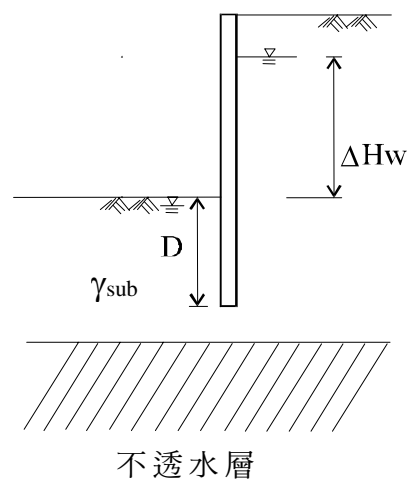


圖8.8-3 砂湧檢討

$$F_s = \frac{2\gamma_{sub}(D)}{\gamma_w(\Delta H_w)} \geq 1.5 \quad \text{式(8.8-3)}$$

$$F_s = \frac{\gamma_{sub}(\Delta H_w + 2D)}{\gamma_w(\Delta H_w)} \geq 2.0 \quad \text{式(8.8-4)}$$

式內

γ_{sub} = 砂質土壤之有效單位重 (tf/m³)

D = 擋土設施之貫入深度 (m)

γ_w = 地下水之單位重 (tf/m³)

ΔH_w = 擋土設施內外兩側地下水位之水頭差 (m)

【解說】

1. 砂湧係指開挖面下為透水性良好之土壤時，由於開挖側抽水使內外外部有水頭差而引致滲流現象，當上湧滲流水之壓力大於開挖面底部土壤之有效土重時，滲流水壓力會將開挖面內之土砂湧舉而起，造成破壞。

本節針對砂湧所檢討的方式有二，本節式(8.8-3)係根據 Terzaghi 滲流解析之理論分析而得，由圖-解 8.8-1 安全係數定義為

$$F_s = \frac{W'}{U} \quad \text{式(解 8.8-3)}$$

從 Terzaghi 的模型試驗結果顯示，發生砂湧的範圍在離鋼板樁 $D/2$ 之距離內，所以

$$W' = (\gamma_{sub} D^2) / 2 \quad \text{式(解 8.8-4)}$$

$$U = (\gamma_w h_a) * (D/2) \quad \text{式(解 8.8-5)}$$

其中取 $h_a = (\Delta H_w) / 2$ ，得

$$U = (\gamma_w \Delta H_w D) / 4 \quad \text{式(解 8.8-6)}$$

$$F_s = \frac{2\gamma_{sub} D}{\gamma_w (\Delta H_w)} \text{取為 } 1.5 \quad \text{式(解 8.8-7)}$$

本節式(8.8-4)係採臨界水力坡降解析方式分析而得，即安全係數取

$$F_s = \frac{i_c}{i} \quad \text{式(解 8.8-8)}$$

其中

$$i_c = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_w} \quad \text{式(解 8.8-9)}$$

$$i = \frac{\Delta H_w}{2D + \Delta H_w} \quad \text{式(解 8.8-10)}$$

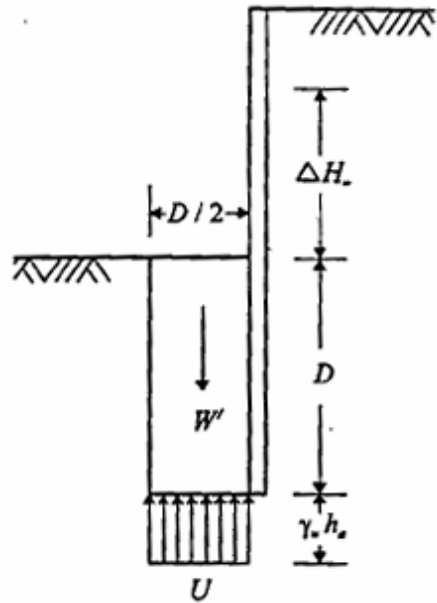


圖-解8.8-1 砂湧檢討示意圖

2. 根據「加拿大基礎工程手冊」(1985)指出，對於乾淨砂土(clean sand)之地層，水力坡降 i 在 0.5~0.75 之間即足以使開挖工作面不穩定，工人及機械操作困難。解決方法是加深擋土壁，使具有足夠之安全係數。該手冊並列有各類層狀砂土地層之情形，供砂湧安全分析參考。
3. 一般深開挖基地，除因擋土壁貫入深度不足而引起砂湧外，應注意下列原因所引致之砂湧。
 - (1) 基地鑽孔完畢後未封孔
 - (2) 擋土壁大量滲漏，縮減滲流路徑。
 - (3) 中間柱施工不良，回填不實，引致中間柱周邊砂湧。

8.8.4 上舉

開挖底面下方土層中，如有不透水層且承受壓力水頭者，應檢討開挖過程中此不透水層抵抗上舉破壞之安全性。可依下列公式計算其安全性：

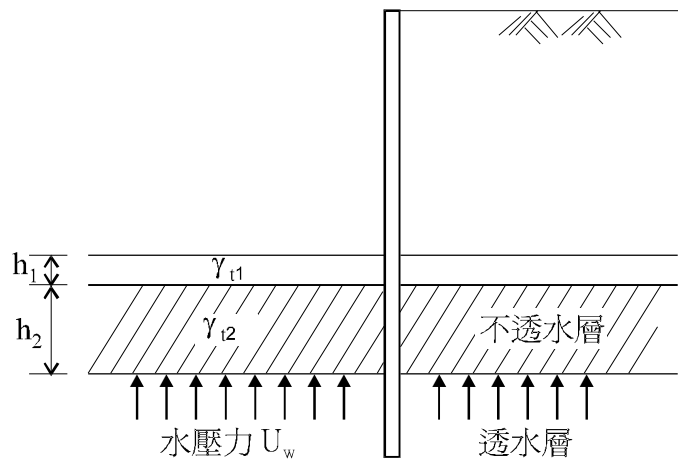


圖8.8-4 上舉水壓力檢討

$$F_s = \frac{\sum \gamma_{ti} \cdot h_i}{U_w} \geq 1.2 \quad \text{式(8.8-5)}$$

式內

γ_{ti} = 不透水層底面以上之各土層土壤單位重 (tf/m³)

h_i = 不透水層底面以上之各土層厚度 (m)

U_w = 透水層頂部之水壓力 (tf/m²)

【解說】

1. 本節式(8.8-5)應用於基地地層有受壓水層之情況，此時，不僅應在地下室開挖施工階段考慮地下水上升力之影響，而於開始從事類似如連續壁、排樁等之擋土結構施做時，就應考量因受壓水層水壓力之作用即易導致抓掘或鑽掘孔壁的崩塌，影響施工之品質。處理受壓水的方式可設置解壓井以達解壓之目的。
2. 對於短暫之開挖，上舉水壓力應考慮雨天之水位；對永久結構物之上舉水壓力則應採用長期高水位設計。
3. 如不透水層受上舉水壓力影響產生隆起現象，而支撐系統之中間柱座落在此不透水層中時，須要考慮開挖過程中解壓及上舉水壓力所產生之隆升現象，避免使原先水平之支撐系統產生過度垂直變位。

8.8.5 施工各階段之整體穩定性分析

由擋土壁及支撐設施所構成之擋土結構系統，必須檢討其施工各階段之整體穩定平衡，其安全係數皆須達到8.8.1~8.8.4之要求。

【解說】

1. 完善的支撐開挖設計必須考慮每一施工階段的安全，由於各階段施工皆會對支撐及擋土結構體造成應力重新分配現象，因此對於各階段的開挖深度及支撐位置，甚至基地內、外水位的控制，均須遵循設計圖說之規定；近年來建築物之地下室樓層常有挑高設計，於拆解支撐階段須注意是否有未支撐長度過長導致擋土結構系統受力過大之情形，必要時應加設回撐，以確保各階段施工之安全。
2. 使用逆築工法（或稱逆打工法）進行地下深開挖，是以地下結構物之樓版代替內支撐，由地面逐層向下挖土及興築，各階段之穩定性分析類似順築內撐工法，所不同之處有：
 - (1) 逆打工法中樓版無法施加預力；
 - (2) 樓版在澆置乾縮後，可導致擋土壁產生內擠現象；
 - (3) 開挖至最底層時，須要開挖最底層之樓高及基礎版之厚度，此時擋土壁之無支撐高度最大，所受土壓力及水壓力亦最大，且開挖時間最長，通常此階段之整體穩定性最低，必要時，應用內支撐加以補強。

8.9 材料強度

8.9.1 容許應力

擋土壁及支撐設施應具有足夠之斷面及材料強度，各構件所承受之最大應力，不得超過其容許應力值。臨時性擋土壁及支撐設施之容

許應力值，得較規定之永久性構件容許應力值提高百分二十五；背拉式地錨之容許應力則依第7.3.8節中有關臨時性地錨之規定辦理。

【解說】

目前一般房屋建築物常以連續壁做為基礎開挖時之臨時擋土結構體，於地下結構物完成後，則做為永久擋土結構體；連續壁歷經開挖及支撐之受力過程，常產生相當高的殘餘應力及變形，為保守計，臨時性擋土壁及支撐設施之容許應力值，建議採用永久性構件容許應力值提高百分二十五為宜，惟經評估分析對建築物無不利影響者，可酌以提高。

8.9.2 擋土壁之變形及控制

由擋土壁及支撐設施所構成之擋土結構系統，須具有適當之勁度，並應事先評估開挖後所導致擋土結構體之變位及其對鄰近構造物之影響。必要時應輔以完善的輔助措施，以避免擋土壁外側地表產生有害之沉陷。

【解說】

地下深開挖因擋土結構體的側向變位導致周邊的地表沉陷問題，常形成嚴重的營建公害，根據研究，周邊的地表面沉陷量與擋土設施的型式、支撐方式、土壤分類、開挖深度、地下室構築方式、施工程序等均有相當密切的關係，故其因素至為複雜。即使以有限元素法應用於深開挖之分析設計已行之多年，但實際上，其分析結果與現地觀測之結果仍有一段差距。

目前實務界最常採用之周邊地表沉陷評估方法，大都是以彈塑性分析所得之擋土壁變形量，配合壁體變形與地表沉陷之關係公式或圖表之半經驗法評估。評估方法細節部份可參閱相關文獻。

8.10 開挖安全監測

8.10.1 目的

基地開挖宜利用適當之儀器，量測開挖前後擋土結構系統、地層及鄰近結構物等之變化，以維護開挖工程及鄰近結構物之安全。

監測資料可作為補強措施、緊急災害處理及責任鑑定之依據。

【解說】

開挖安全監測對基地開挖而言，其目的可以簡單說明如以下各項：

- (1) 設計條件之確認：由觀測所得結果與設計採用之假設條件比較，可瞭解該工程設計是否過於保守或冒險，另外可適時提供有關工程變更或補救處理所需之參數。
- (2) 施工安全之掌握：在整個開挖過程中，監測系統可以隨時反應出有關安全措施之行爲訊息，作為判斷施工安全與否之指標，具有預警功效。必要時可做為補強措施及緊急災害處理之依據。
- (3) 長期行爲之追蹤：對於特殊重要之建築物於完工後，仍可保留部份安全監測系統繼續作長期之觀測追蹤。如地下水位的變化、基礎沉陷等現象，是否超出設計值。此外，長期之觀測追蹤結果亦可做為鑑定建築物破壞原因之參考資料。
- (4) 責任鑑定之佐證：基礎開挖導致鄰近結構物或其它設施遭波及而損害，由監測系統所得之資料，可提供相當直接的技術性資料以為責任鑑定之參考，以迅速解決紛爭，使工程進度不致受到不利之影響。
- (5) 相關設計之回饋：對於基礎開挖擋土安全設施之理論，至今仍難以做妥善圓滿之模擬；因此，一般基礎開挖擋土安全之設施與施工，工程經驗往往佔有舉足輕重的地位，而工程經驗皆多半由監測系統所獲得之資料整理累積而成。所以監測系統觀測結果經由整理歸納及回饋分析過程，可了解擋土設施之安全性及其與周遭地盤之互制行爲，進而修正設計理論及方法，提升工程技術。

8.10.2 監測系統之設置

基礎開挖之設計若遇下列情形時，應配合基礎開挖工作之進行設置監測系統：

- (1)經大地工程學理及經驗分析，結果顯示難以確定開挖所致之影響者。
- (2)相臨基地曾因類似規模之開挖及施工方法而發生災害或糾紛者。
- (3)開挖影響範圍內之地層軟弱、或其他相關條件(如高靈敏度、高水位差、流砂現象等)欠佳者。
- (4)開挖影響範圍內有供公眾使用之建築物、古蹟、或其他重要建築物者。
- (5)鄰近結構物及設施等現況條件欠佳或對沉陷敏感者。
- (6)於坡地進行大規模開挖時。
- (7)將開挖擋土壁作為永久性結構物使用，而於施工期間有殘餘應力過高或變位過大之顧慮者。

【解說】

本節所列各項為一般常見之情況，其中第(7)項更常見於一般房屋建築物，目前常以連續壁做為基礎開挖時之臨時擋土結構，於地下結構物完成後，則做為永久擋土結構；連續壁經開挖及支撐過程，若產生過高的殘餘應力及變形時，必須再度檢核其是否做為永久結構牆之適用性。

8.10.3 監測規劃

監測工作應依開挖深度、土層構造及土壤性質、地下水位、水壓及水流情形、施工時間長短、擋土結構型式、支撐型式、開挖及支撐步驟、施工困難度、開挖區四周環境等因素，做適當之規劃與設計。

【解說】

監測系統之規劃及設計應根據其擋土支撐系統之設計理念，並參酌施工方式、施工環境及可引用之監測儀器性能，綜合考量，規劃及設計出適當的監測系統。其規劃設計要領簡述如下：

- (1) 監測參數之選定：基本考慮為開挖工程施工安全之掌握所需之資料，一般包括：
 - (a) 地下水位及水壓
 - (b) 土壓力及支撐系統荷重
 - (c) 擋土結構變形及應力變化
 - (d) 開挖區地盤之穩定性
 - (e) 開挖區外圍之地表沉陷
 - (f) 鄰近結構物與地下管線等設施之位移、沉陷量及傾斜量
 - (g) 鄰近結構物安全鑑定所需之資料(如結構物之裂縫寬度等)
- (2) 各項參數在施工過程之行爲預測：設計單位依據其設計原理與假設之施工條件，預測各項參數之最大可能值以決定各該項監測參數之量測範圍；同時預測施工各階段各項參數之演變，以爲擬訂監測管理值之參考。
- (3) 各種儀器設置地點、設置時機之決定
- (4) 儀器規格之決定
- (5) 儀器裝設施工規範之擬訂
- (6) 儀器測讀正確性之檢核方法與程序之制定
- (7) 監測頻率最低要求之決定
- (8) 監測管理值之研擬：管理值擬訂須考慮下列因素：
 - (a) 工程規模與工期
 - (b) 設計參數之不確定性
 - (c) 環境的複雜性

- (d) 地下管線分佈、鄰房現況及基礎特性
- (e) 公共關係、鄰房心態及反應
- (9) 提示施工單位應於施工前辦理之事項：設計者應就其設計上之特殊考慮因素及設計上未能充份考量之事項加以整理，而期望施工單位於施工前辦理之事宜，如補充地質調查、地下管線調查、鄰房現況調查或鑑定。

8.10.4 監測項目

安全監測之項目一般包括下列各項，可視現場條件及設計需求作適當之選擇。

- (1)開挖區四周之土壤側向及垂直位移。
- (2)開挖區底部土壤之垂直及側向位移。
- (3)鄰近結構物及公共設施之垂直位移、側向位移及傾斜角等。
- (4)開挖影響範圍內之地下水位及水壓。
- (5)擋土設施之受力及變位。
- (6)支撐系統之受力與變形。

8.10.5 配置原則及監測頻率

各監測項目之監測點配置、數量及監測頻率應符合一般大地工程學理及經驗分析研判之需要，並以可充分維護基礎開挖及鄰近結構物、設施等之安全為規劃原則。

【解說】

監測頻率之決定，通常考慮於不同的施工階段各項監測資料須取得之頻次，原則上需配合施工並能取得足夠資料以供研判分析之用。

下表為一般建築開挖工程監測頻率之案例，可供參考。

監測項目	儀器名稱	儀器個數	監測頻率
擋土結構體變形及傾斜	傾度管	處	每逢基地挖土前後，支撐施加預力及拆除前後：平時每週一次，開挖階段每週至少二次，必要時隨時觀測
地下水位及水壓	水壓式水壓計	支	平時每週二次，抽水時每天一次
	水位觀測井	支	平時每週二次，必要時每天二次
開挖面隆起量	隆起桿	支	開挖階段每天至少一次，平時每週二次
支撐應力及應變	振動式應變計	個	每天一次
道路及建築物沉陷量	沉陷觀測釘	個	平時每週一次，必要時隨時觀測
筏式基礎沉陷量	沉陷觀測釘	個	每層澆築混凝土前後，平時每十天一次
擋土壁鋼筋應力	鋼筋計	支	基地開挖時每天一次，平時每週二次

第九章 地層改良

9.1 通則

1. 基地地層得視需要以適當之人爲方法進行改良，使基地地層之整體工程性質符合構造物之設計與施工之需求，並維護基地鄰近構造物及設施之安全。
2. 地層改良得利用置換、夯實、振動、壓密、脫水、固化、加勁或溫度增減等物理或化學原理進行之，以增加地層之承載及抗剪強度、減少壓縮性、改變透水性、增加地層穩定性及改善地層動態性質等。
3. 基本上地層改良屬地層之補強或改善措施，地層改良後之基礎設計，仍應依本設計規範其他各章節之規定進行。

【解說】

1. 近年來，由於都市及工業之快速發展，所需土地大量增加，在工程建設時，所選基地有時難免會遭遇到地質條件困難、甚或惡劣，以及不適用之土層等，爲解決問題，在有些情況下，地層改良可能爲一必要或最佳之選擇，以改善基礎土壤或岩石之工程性質，使符合工程設計之需求。有些時候，地層改良之施作亦以維護鄰近構造物及設施之安全爲目的。
2. 可用於地層改良之方法很多，其原理不外乎本條第 2 款所列各項，以達到改善地層工程性質之目的。一般而言，地層改良方法之功能大致可分爲下列各項：
 - (1) 增加支承力
 - (2) 降少變形量
 - (3) 減小側向土壓力
 - (4) 防止液化
 - (5) 增加止水效果或排水效果

- (6)防止坡地之崩滑
- (7)防止土層沖刷、流失
- (8)環境保護
- (9)處理廢棄物

每一種地層改良工法均有其主要功能及適用範圍，鮮少能同時具有上列各項功能的，在選擇改良工法時，應視地層條件及改良目標，選取最適用之方法。

9.2 地層改良之方法

選擇地層改良方法時，除應考慮構造物之重要性、地層條件、改良目標、改良範圍、施工可行性、工期、材料之性質及經濟因素外、尚應仔細詳估該類改良方法之有效性、相關之工程經驗、周圍環境之限制、及對周圍環境與地下水污染之影響等。

改良地層方法可參考下列各類別選用之：

- (1)劣土置換法
- (2)加密法
- (3)排水固結法
- (4)地層固化法
- (5)溫度處理法
- (6)加勁法
- (7)其他工法

【解說】

地層改良工法之分類方法很多，目前並無一致之準則可遵循，條文中所列各改良工法係依改良工法之特性而分類，為一般較常使用之分類法，各工法之特性及適用情況分述於下列各節中。

9.2.1 劣土置換法

本方法乃將表層劣土清除，然後以良土置換、分層夯實。本方法較適用於淺層及地下水位以上之地層。

【解說】

在施工條件及經濟因素可行之情況下，置換法為最直接有效之改良方法，將不適用之土層或岩屑移除，改用良土或填充劑回填，以符合工程設計之需求。惟此種方法通常受限於置換土之數量及施工條件，局部有限的置換方屬經濟可行，若欲置換深層土壤或地下水位以下之土層，其施工條件都是相當困難的。

9.2.2 加密法

加密法之原理為利用機械振動、夯實或其他外力使基地土層密度增加、孔隙比減少，以達到強化之目的。

本方法較適用於非粘性土層或回填土。常用之工法有下列幾種：

- (1) 表層夯實－以人工或夯壓機械夯實。
- (2) 動力夯實－利用吊高重錘自由落下，反復多次夯擊地面使地層壓實。
- (3) 擠壓砂樁－以鋼管採擠壓方式將填砂貫入地層成砂樁，地層因受擠壓而密化之工法。
- (4) 振沖壓實－以振動機具配合沖水力量貫入地層而密化之工法，貫入孔內可回填砂土或卵礫石塊。

【解說】

加密法主要是指以機械外力施加於欲改良之土壤之上，使其密化，在工程應用上，此法是最常使用之地層改良工法，早期以表層未飽和土壤之夯實為主，近年來，因施工機具之進步，已可應用於對較

深層土壤之夯實，如動力夯實、擠壓砂樁及振沖壓實等。此法不僅可應用於自然地層，對於水力回填之新生地，使用此法者已是相當普遍，如雲林麥寮工業區，已普遍應用動力夯實法，使新生地土層密化，供工業區設廠使用。

使用加密法須考慮土壤顆粒性質、施工機具能量、改良深度、施工程序及控制等，改良後之土層須以鑽探取樣或現地試驗檢核改良之成效。

9.2.3 排水固結法

本方法乃利用預加壓力及自然或人工排水系統使軟弱粘土之孔隙水排出，達到快速沉陷及增加強度之效果。

本方法較適用於含水量高及滲透性低之粘土地層。

人工排水系統包括橫向及直向排水系統之設置，其中直向排水物，例如砂樁、砂井、袋裝排水物、排水帶等係在天然地層中設置，用以縮減土層排水路徑，加速排水效果。

一般用於預加壓力之方法有：

- (1)堆土預壓法
- (2)真空預壓法
- (3)降低地下水法
- (4)以上方法之複合方法

此外，借助電滲作用，降低粘土含水量之電滲法，亦為排水固結方法之一。

【解說】

1. 第(1)項所稱之堆土預壓法係在構造物建造之前，先行以堆填土石料將基地加載預壓，經固結作用完成部份沉陷量，及增加地層載力，然後卸除堆填料施築構造物。加載預壓之荷重應視地層沉陷量、固

結時間及基土承載能力而定。

2. 第(2)項所稱之真空預壓法係在基地上舖設砂墊並蓋一層不透氣薄膜，薄膜四周深埋於土內，然後以真空泵浦將砂墊內空氣抽出，造成膜內真空，基地因大氣壓力作用而產生預壓。真空預壓荷載一般可達 $7\sim 8 \text{ tf/m}^2$ (約為 70~80% 之大氣壓力)。
3. 第(3)項所稱之降低地下水法係以抽水機浦將基地內之地下水位降低，使地層有效應力增大，提早完成固結沉陷，提高地層之支承力。
4. 本節所稱之電滲法係在粘土基地中，插入金屬電極並通之直流電。陽極離子連同水分子受電場作用從陽極流向陰極，以點井方法排除水份，則陽極處之含水量降低，強度及沉陷量均增大，可提高基地土層之承載能力。

9.2.4 地層固化法

本方法係利用添加物改良土壤之物理及化學性質。常用添加物有水泥、石灰、水玻璃等無害化學物。添加方法可利用攪拌、灌漿、或滲入等方法進行。一般常用施工法有：

- (1) 表層加固法 — 於地層表面加入固化劑，經混合、夯壓、固化後形成較堅實表層，以增加基礎承載力。此法主要適用於軟弱粘土、砂土及回填土。
- (2) 深層攪拌法 — 利用深層攪拌機械將固化劑與土層混合、固化成堅硬柱體，與原地層共成複合地基作用。此法主要適用於軟弱粘土。
- (3) 高壓噴射法 — 利用高壓力噴射作用將液態固化劑與土層相混合，固化成堅硬柱體，與原地層共成複合地基作用。此法主要適用於砂性土壤。

(4) 灌漿法－ 利用壓力將液態固化物灌注入土層之孔隙或裂縫，以改善地層之物理及力學性質。此法主要適用於砂性土、卵礫石及岩層。

【解說】

1. 表層加固法通常用於淺層土層之改良，以施工機具將固化劑與欲改良之土壤混合，有時配合夯實作用使其密合，再經固化作用使成堅硬土體，以達改良之目的。此法常用於地表污泥、腐植土或廢棄雜物之處理，能否執行夯實作業須視欲改良土壤之含水量而定。
2. 深層攪拌法係利用附有攪拌翼之複式中空鑽桿，配合水壓沖洗鑽至設計深度後，提昇鑽桿，同時以適當壓力噴出硬化劑，並以攪拌翼將土壤與硬化劑充分混合形成固結體。
3. 高壓噴射法係利用裝有朝下噴嘴之噴射管，鑽挖至設計深度後提昇噴射管，改用水平噴嘴，以高壓噴出硬化劑，經高壓水流、氣壓噴流之衝擊與切削作用，使硬化劑與周圍土壤充分混合成固結體。此外，在使用高壓噴設工法時也有將大量的改良對象土排出，而以水泥漿填充之半置換式高壓噴射法，通常在要求較高強度之改良體時採用之。
4. 灌漿工法最常使用於空隙填充、基礎加固與鄰房保護等，灌注管之設置可應用鑽孔、插入或噴射法，灌漿壓力一般可分為低壓灌漿及高壓灌漿，須視灌漿目的而定。為達充分灌漿之目的，通常灌漿作業須分階段灌注，使形成圍束作用，以免漿液四處漫流。

9.2.5 溫度處理法

本方法係利用人工方法改變土層之溫度以改善其性質。可採用之工法有：

(1)冰凍法 - 利用通過冷媒使土層孔隙水溫度降至冰點下而凍結，減低土層之透水性，並提高其強度。此法適用於飽和砂土及軟弱粘土。

(2)加熱法 - 於鑽孔中加熱，使土層含水量及壓縮性減少，提高其強度。

【解說】

本節所述之溫度處理法中，以冰凍法較常見，須於欲改良土體中預先設置循環冷凍管，以大型之冷凍設備將冷媒注入冷凍管中，使鄰近土壤凍結而達改良目的。此法適用於任何含有充分水份之土層，改良功能亦很廣泛，惟此法非常昂貴，將地盤長期維持在低溫須要很高之成本，通常僅適用於為施工需要而採取之臨時性局部地層改良工法，於台北捷運工地曾使用冰凍法處理地下水之問題。

9.2.6 加勁法

本方法係於土層中埋設加勁材以達到提高土層總體強度、增加穩定度及減少沉陷量之處理方法。加勁法一般有下列數種：

- (1)地錨
- (2)岩栓
- (3)土釘
- (4)微型樁
- (5)加勁土
- (6)地工合成物
- (7)短樁

【解說】

1. 第(1)項所稱之地錨係土錨與岩錨之統稱，為可將拉力傳遞至特定地層之裝置，包含錨頭、自由段及錨碇三部份構造。按其錨碇段所

在地層類別可細分為錨碇於土層中之土錨及錨碇於岩層中岩錨。

2. 又按使用於施工期間之構造物上，以提供短期穩定功用之地錨稱為臨時性地錨。設置於永久構造物上，以提供長期穩定性與機能性之地錨，稱為永久性地錨。
3. 本節第（3）項所稱之土釘係在邊坡土體表面裝設水平向或具角度之長金屬桿件（釘體），藉其抗拉力、抗剪力及抗彎矩能力增加土體穩定度。土釘裝設可以鑽孔灌漿或打設貫入方式進行。土釘完成後通常加預力或施加少量預力，以被動方式加固土體，有異於地錨之預加全部拉力。
4. 本節第（4）項所稱之微型樁係泛指樁徑 10 公分至 30 公分之樁，其抗張鋼材可分為水泥漿、水泥砂漿及混凝土漿等。微型樁之施工方法可有鑽掘灌漿式、打擊式或油壓貫入式，當微型樁以不同角度相配合，類似植物之根系時，亦稱為「根樁」。
5. 本節第（5）項所稱之加勁土係在回填材料中，分層加入條狀加勁片，並外繫面版之柔性重力式擋土牆。回填材料採用砂質土壤，加勁片為鍍鋅鋼片或格網，面板採用鋁金屬板、混凝土版或格網等。擋土牆面可用垂直、梯階或斜坡式砌築。
6. 本節第（6）項所稱之地工合成物係指利用地工聚合物或地工織物之高強度韌性等力學性能結合回填土構築成複合土工結構物增大土體之強度。
7. 本節第（7）項所稱之短樁，係指當地面淺層軟弱土層之支承力不足或沉陷量過大時，以短樁群貫入軟弱土層將構造物載重傳至較深層中，利用短樁群與及基礎下方土層結合成複合土，以提高其承載能力，因而短樁群設計時所採用之安全係數僅略高於 1，有別於一般慣用之承載樁之設計。

9.2.7 其他工法

其他工法若經評估或模擬施工等步驟，確認其可達成地層改良之目的，且無污染或其他不良影響者，亦可採用。

9.3 地層改良方法之評估與選擇

地層改良方法之評估與選擇可考量下列因素進行：

- (1) 建築物基礎分析結果
- (2) 天然地層條件
- (3) 改良方法原理
- (4) 應用經驗
- (5) 施工機具與材料
- (6) 可行性分析
- (7) 環保要求

【解說】

選擇地層改良工法時應考慮之因素很多，包括本條中所列各項，一般而言，應針對各方法之適用性、可行性及需要性仔細詳估，以達經濟有效之目的。

9.4 地層改良前之補充調查

當一般基地調查資料不足，或不符地層改良規劃及設計需求時，應針對地層改良目的、改良方法進行特定目的之補充調查。

【解說】

土壤性質為地層改良工法成效之最重要影響因素之一，尤其是利用水泥或化學添加物之地層固化工法，改良體成型之尺寸及強度等性

質，均與土壤種類、粒徑分佈、以及地下水之化學成分與酸鹼值(PH值)具有非常密切之關係，故應於施工前確實補充蒐集有關資料，據以決定施工機具，施工能量及壓力，以及添加物之成份、配比及使用量等，以免盲目嘗試，不僅徒勞無功，有時反而擾動或破壞原有地層之性質，造成反效果。

9.5 設計原則

地層改良之設計應依下列原則進行：

- (1) 選擇改良方法或材料時，應考慮改良效果之時效性及材料之耐久性。
- (2) 應就地層改良之力學機制，研判可能發生之破壞模式、或壓縮行為，並參考類似案例設計之。
- (3) 若某一地層改良技術理論未臻成熟，除非已具有相當豐富之類似工程經驗，否則應以現場測試或室內模型試驗，證實該改良方法及設計理念之可靠性。
- (4) 改良後地層之設計參數，應考慮改良效果之不均勻性，作適當且保守之選擇。
- (5) 應考慮改良區外之鄰近地層可能受改良施工影響而產生地層壓縮、沉陷、隆起、側向移動、振動或強度減低等現象，並對鄰近地區之構造物，採行適當之防護措施。
- (6) 應考慮因地層改良可能對環境所造成之污染。

【解說】

地層改良之目標係改善原有基礎地層之工程性質，其設計本來就是針對特定工程與特定目標之作業，其實並無一定之準則或標準可言，本節所列設計原則係指一般性之原則，為所有地層改良設計所應考量之重點，所列項目包括：

- (1) 地層改良施工之目的若為緊急應變之保護措施，則應選用能迅速發

揮強度、抑制變形或阻水效果之改良工法；若改良之目的是為永久性構造物之基礎或沉陷之控制時，則應考慮所用改良材料之耐久性，譬如水玻璃系列藥劑之耐久性即較差。

- (2) 改良後之地層為一複合地層，其受力作用之力學機制將與未改良前之機制不一樣，分析時應適度考慮改良土體與未改良土體之互制作用，以合理之模式進行設計。
- (3) 隨著施工機具之進步，地層改良技術之發展可謂日新月異，然而相關設計理論之發展卻未見完整，理論預估與現場觀測資料往往有相當大之差距，因此地層改良之設計仍須倚重於經驗，在經驗不足之情況，應以現場測試或相關試驗驗證其可行性。
- (4) 由於施工變數及地層複雜性之影響，使得地層改良施工之成效不易掌握，包括改良範圍之大小及改良之程度等，均含有相當多之變數，因此在設計時，必須要考慮到改良地層之不均勻性，以保守之原則慎選設計參數。
- (5) 地層改良施工之目的為改善改良區內土層之性質，但施工時難免會對鄰近地區造成影響，尤其是擠壓型或振動型之施工方法，可能會對鄰近地區造成影響，應有適當之保護措施，以免造成災害。此外，對於周圍環境污染之防範亦為設計時必須要考慮之重要事項。

9.6 模擬施工

1. 模擬施工係指於工程開始前，就所選擇之地層改良方法，先行於工程基地內，施以小規模之現場改良試驗，以確認所選擇之改良方式，包括施工方式、順序、改良點配置及間距、改良材料用量、品管措施等之適用性及正確性。於下列情況下，進行地層改良時，應以模擬施工驗證其改良方式：

- (1) 供公眾使用、或極具重要性建築物之地層改良。

- (2)地層層次構造複雜，各層次地層特性差異極大時。
 - (3)依據工程經驗，所選擇之改良方法不易達成均勻之改良效果者。
 - (4)改良標準超過一般經驗值時。
 - (5)經改良後之地點，若其成效未能符合設計需求但卻難以補強者。
 - (6)於工程基地鄰近地區之類似地層狀況中，缺乏同一改良方法成效之檢核資料時。
2. 以緊急保護措施為目的之地層改良，或改良過程中須定期監測地層行為變化者，可不受上述限制。

【解說】

1. 一般而言，地層改良之施工費用相當昂貴，而其成效卻不易掌握，設計階段之預期成效是否確實可行，在缺乏具體理論基礎或經驗時，通常有必要以模擬施工模擬整箇作業程序。模擬施工不僅可驗證設計構想是否可行與是否具有預期之成效，同時藉由模擬施工之操作，可調整設計參數、配置、添加物用量、以及品管措施等，以使未來大量施作時能具有最大成效。
2. 若為緊急應變之保護措施時，通常無暇進行模擬施工。此外，設計若採觀測法，施工程度完全仰賴現場觀測值決定者，可於實際施作時，邊作邊調整，自然無須進行模擬施工。

9.7 改良效果之檢核

1. 除緊急保護措施外，地層經改良後，均應針對改良目的，以詳細、有效之現場或室內檢驗方式，檢核改良後地層之工程性質，以確認施工品質及改良成效。

2. 改良效果之檢核，基本上屬具特定目的之基地調查，改良成效若未能符合設計要求時，應予補強改良，或就改良後之現況，選取適當之土壤參數，修正原基礎或構造物之設計。其檢驗方式，宜參照下述原則進行：

- (1) 表層夯實之檢核，宜以平鈹載重試驗或相對夯實度等檢驗方式為之。
- (2) 深層加密或以防止液化為目的之改良，應以現場貫入試驗為主，試驗時間宜待夯實一週後進行。
- (3) 以灌漿或混合攪拌處理方式之改良，宜以現場試驗檢核，必要時，得以現場取樣進行試驗，以檢討其成效。其改良範圍，得以挖掘試坑或其他適當方法檢核之。
- (4) 以預壓或排水固結法之改良，應定期監測土壤行為之變化，如孔隙水壓與沉陷等，並藉工程學理研判改良之成效。

【解說】

影響地層改良成效之因素很多，而且相當複雜，大部份之情況均非純學理能完全推估其成效，因此改良後之地層應以適當之檢驗確認其施工品質及改良成效。

至於檢驗之方式，原則上應針對改良之目標選取適當之試驗方法，能以直接或間接之方式驗證其改良成效者均可使用。一般常用之檢驗方式，可參照下列原則進行。

9.8 局部改良之檢核

1. 如僅對基地之地層進行局部改良時，應針對已改良部份及未改良之地層狀況，分別檢討其支承力及不均勻沉陷等問題，以確保構造物之安全。

2. 對臨時性之地層改良，應檢核其對構造物永久功能之影響，如不均勻沉陷等效應。

【解說】

對於建築物之基礎，若僅進行局部地區土壤之改良時，應特別注意改良後整箇基礎之行爲，局部加強可能引致應力重新分配及不均勻沉陷等問題，而有些現象是在經過一段時間後才會反應出來的，在進行局部改良時均應仔細評估這些影響因素。

9.9 地層改良與環境污染

地層改良如以化學方法進行者，爲避免對環境造成污染，應於施工中及施工後，監測地層中土壤及地下水之污染量。

【解說】

化學灌漿材料一般可分爲溶液型、懸濁型或半懸濁液型，材料選用之基本原則必須爲無害之化學物，以免污染地下水，危害人體健康。然爲確保使用該工法時對環境之影響，應於施工期間隨時監測鄰近地區土壤及地下水之污染量，且於施工後亦應定期觀測查核，以確保公共安全。

第十章 土壤液化評估

10.1 土壤液化

建築物基地應針對基地之土層進行土壤液化潛能分析，評估地震時是否產生地盤破壞現象，作為建築物基礎耐震設計之依據。

【解說】

地震時飽和土壤之液化為工程結構物受損之主要原因之一。飽和土壤產生液化之基本機制為土壤內孔隙水壓因受地盤震動作用而上升，引致土壤剪力強度減小，當孔隙水壓上升至與土壤之有效應力相等時，即產生土壤液化現象，而造成嚴重之損壞，諸如基礎支承力的喪失，崩瀉、建築物坍塌、地盤側向擴張及下陷等現象，依土壤變形程度常分為液化(liquefaction)及反覆流動(cyclic mobility)兩種情況，兩種情況均須按下列規定加以評估其安全性。

10.2 設計地震

土壤液化評估所採用之設計地震應依工程之重要性、基地之地質特性及地震資料以機率法決定之，或參考內政部「建築物耐震設計規範與解說」之震區加速度值選取適合該工程使用之設計值。

【解說】

對一基地受地震作用時，影響地盤振動之因素包括地震之震源位置、震源機制、傳播路徑及基地之地盤性質等。因此，欲評估基地之設計地震大小，應以或然率理論為基礎，考慮該區域之地質環境(包括板塊運動、地質構造、斷層位置及活動性等)，以及已往所發生地震之規模及發生機率，最後並考慮基地土層之性質，進行地盤反應分析，

決定地表運動之特性及大小，作為設計之基準。

對於重大建築物之基地，應進行詳細之地震危害度評估選取具代表性之設計地震。對於一般之小型建築物而言，欲針對其基地進行上述之機率分析，將有實質上之困難，而且亦不需要，可直接引用已有之分析結果。圖-解 2.4-1 為台灣地區之震區劃分圖，此圖係集集地震後根據國家地震工程研究中心(1999)所從事之地震危害度分析而得，代表台灣地區堅實地盤基地在 50 年內超越機率為 10% (相當於回歸期為 475 年之地震) 之預期加速度值，可據其選取適合該建築工程性質之設計地震供工程分析使用。

10.3 土壤液化潛能評估

基地土壤於地震作用下是否會發生土壤液化現象，係以地震引致地層中之剪應力大小是否大於土壤之抗液化強度作為判斷之標準。在工程應用上，一般使用安全係數來表示，安全係數定義為土壤抗液化強度與地震引致剪應力的比值，即

$$FS = \frac{R}{L} \quad \text{式(10.3-1)}$$

上式中

FS = 安全係數

$R = \tau / \sigma'_v$ 為土壤抗液化強度 τ 與有效覆土壓力 σ'_v 之比值，係指土壤在 N 次反覆荷載作用下達到初始液化或反覆流動所需之反覆剪應力比值。

$L = \tau_{av} / \sigma'_v$ 為設計地震對應於相當於 N 次反覆荷載作用之平均剪應力 τ_{av} 與土壤有效覆土壓力 σ'_v 之比值。

【解說】

一般而言，土壤液化潛能的評估方法主要包含下列二項工作：

(一) 評估地震引致之剪應力

欲評估地震引致之剪應力，應根據第 10.2 節所述設計地震之大小，採用簡化法(Seed et al. 1971)估計，或依設計地震歷時記錄用類似 SHAKE 程式(Schnabel et al, 1972)之單向度擬線性地盤反應分析法計算，所得之剪應力歷時可用「相當於均勻剪應力作用次數」的觀念求取平均剪應力的大小(Seed et al, 1975)，以代表地盤於地震作用時所受剪應力的大小。Seed et al.(1971)所提出土壤液化簡易評估法中，採用下式估計地震引致之平均剪應力大小：

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_v} = 0.65A_{max} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \quad \text{式(解 10.3-1)}$$

其中

A_{max} 為設計地震的最大地表加速度值（以 g 為單位）。

σ_v 為土壤之垂直覆土壓力，

σ'_v 為土壤之有效覆土壓力，

r_d 為考慮土壤為可變形體之應力折減係數，可用圖-解 10.3-2 查得或用經驗式計算。

(二) 評估基地土壤之抗液化強度

欲評估基地土壤之抗液化強度須有詳細之地質鑽探與土壤試驗資料，根據土壤動態性質求得，依試驗方式可分為室內試驗法與現地試驗法兩類。

1. 室內試驗法

於現地鑽取土壤試體，在試驗室求取土壤之抗液化強度，可用動力三軸試驗、反覆單剪試驗、或反覆扭剪試驗等，試驗所用之試體應為具代表現場土壤狀況之試體，並須符合下列各條件：

- (a) 須作不同剪應力比之試驗，以建立土壤液化曲線。
- (b) 試驗所用之圍壓必須符合工程完成後之狀況。
- (c) 試驗時須記錄試體內孔隙水壓及試體變形與反覆振動次數之關係。
- (d) 應詳細記錄試驗時孔隙水壓消散後之體積變化。

利用試驗室試驗所得資料推估現地土壤之抗液化強度時，須考慮模擬現地情況之各項修正因素，諸如試驗應力環境與現地的差異、土壤試體的擾動程度、沉積時間及地震不規則剪應力效應等因素，此項調整包含有相當程度的經驗判斷，可根據現地試驗資料加以調整。

2. 現地試驗法

現地試驗法主要係根據現地試驗之資料來評估土壤之抗液化強度，可分為 SPT- N 法，CPT- q_c 法及 V_s 法等，其中前兩法為工程上較常使用之方法，將其分述如下：

(1) SPT- N 法

SPT- N 法基本上是根據土壤鑽探時之標準貫入試驗打擊數 N 來評估土壤液化之潛能，目前常用之分析法有下列數種：

(A) Seed et al. 簡易經驗法 (1971, 1979, 1983, 1985)

此法為美國 H.B. Seed 教授所領導之研究群，長期累積相關研究成果所提出之簡易經驗法，為類似方法之原創者，其分析流程如圖-解 10.3-1 所示，該法主要是蒐集世界上許多規模 $M=7.5$ 大地震之案例，估計現地液化及非液化飽和砂土所受之地震反覆剪應力比 SR_{15} (振動周數約為 15) 與 $(N_1)_{60}$ 之關係， $(N_1)_{60}$ 為鑽桿能量比為 60% 標準落錘能量且修正至有效覆土應力為 $1\text{kgf}/\text{cm}^2$ 之 SPT- N 值，據以建立一條判定液化與否之臨界關係曲線 $SR_{15} = f((N_1)_{60})$ ，即抗液化強度 SR_{15} 與 $(N_1)_{60}$ 之關係。對於不同地震規模，則利用規模與振動作用周數之經驗關係，建立了不同地震規模之臨界曲線。如此，即可直接利用現地 SPT- N 值評估地層在不同地震規模作用下之液化潛能，在使用上甚為簡便。此法歷經多年之改進，從早期 (1971, 1979) 並未考慮細料含量對抗液化強度之貢獻，也未說明 SPT- N 之鑽桿能量標準，至 1983 年提出 $(N_1)_{60}$ 之標準，並以 D_{60} 為參數考慮細料含量之影響，後於 1985 年則改以細

料含量 $FC(\%)$ 為考慮細料之參數，才較為完善。此法廣泛應用於歐美大陸，並已納入 AASHTO 規範中，在我國早期亦廣為工程界使用，為工程師較熟悉之液化評估方法。

(B) 日本道路協會簡易經驗法(1978,1982,1990,1996)

目前我國之公路橋梁及建築耐震設計規範所採用之土壤液化潛能評估法即為日本道路協會(1990)道路橋示方書第五部耐震設計規範所列之方法，該法為 Iwasaki et al. (1978,1982)及 Tatsuoka et al.(1980)根據大量高品質現地取樣試體，於室內進行土壤液化試驗所得 20 振動周數抗液化強度 SR_{20} 與現地之 SPT- N 關係所發展出來之評估法，曾以日本 6 次地震，64 個液化案例與 23 個非液化案例驗證其可靠性。該法之特點在於以最大反覆剪應力比而非以平均反覆剪應力比作為比較之基準，同時所用之設計地震參數僅需地表最大加速度 PGA 值，而不需地震規模 M ，這些都是與其他方法不同之處。根據許多研究顯示(中興顧問社，1993)，此法將低估高 N 值土壤之抗液化強度，尤其是當 $N > 20$ 以後，為其不合理之處，使用時應特別謹慎。

阪神地震後，日本道路協會將該次地震液化經驗及相關研究結果整合後，重新擬訂新的土壤液化判定方法(1996)，包括重新探討需要進行液化評估之土壤種類，直下型近震及板塊型遠震之地震力，重訂液化強度的計算方法與液化後土質參數之折減係數，並加入有關地盤流動之分析設計方法。新方法之分析流程如圖-解 10.3-3 所示，該法已稍微改善舊方法低估高 N 值土壤抗液化強度之缺點，在考慮細料對抗液化強度之影響方面亦改用細料含量 $FC(\%)$ 為參數，而放棄原有以平均粒徑 D_{50} 為參數之方法，並考慮緊密砂土液化後仍具有相當阻抗之特性。

(C) Tokimatsu 與 Yoshimi 簡易經驗法(1983)

此法為東京工業大學 Tokimatsu 與 Yoshimi 教授整理日本地震液化案例及綜合現地冰凍土樣之液化試驗結果發展而成，有關細料含量對抗液化強度方面之考量最為詳盡。此法略經修改後，近年來已被日本建築學會及原子能委員會接受納為設計規範。此法之特色為在小 N 值時，所估之抗液化強度與日本道路協會之方法相近，在大 N 值時，則與 Seed 方法相近，有關細料影響之參數係採用過 200# 篩之含量 $FC(\%)$ ，此外本法亦將地震規模 M 之影響直接併入地震引致地盤剪應力之計算式中，相當方便。經研究顯示(黃俊鴻等，1998)，此法在各層次的考量，均比較合理，為一值得參考使用之土壤液化評估方法。

(2) CPT- q_c 法

基本上，此法之精神與 SPT- N 法一樣，其差別僅在於改使用圓錐貫入阻抗 q_c 作為評估之參數，在 Seed et al.(1983)及 Robertson(1985)之研究中，僅將 SPT- N 與 CPT- q_c 間作轉換，所用之現地案例還是 SPT- N 案例，故此法實質上係由 SPT- N 法換算而得，至於所採用 CPT- q_c 與 SPT- N 值間的相關性須以適合於現地土壤之關係式為原則，一般常用的平均式為：

$$\text{淨 砂： } q_c = 4 \sim 5N \quad \text{式(解 10.3-2)}$$

$$\text{粉泥質砂： } q_c = 3.5 \sim 4.5N \quad \text{式(解 10.3-3)}$$

另外，Shibata 教授於 1988 年重新蒐集各國之 CPT 案例，獨立建立判斷液化與否之 q_{cr} 臨界曲線，發展出一套 CPT- q_c 之分析評估方法，其分析流程如圖-解 10.3-5 所示。CPT 法之優點在於能夠較細緻準確地識別土層剖面(通常每 5cm 一點)，然無法直接取得土樣，因此對於細料含量的判定，尚無法量化，為其一大缺點，此外，試驗前貫入錐之率定(calibration)亦相當重要，否則錐尖阻抗會有相當大的誤差。惟該試驗之重覆性高，人為操作誤差小，為極有發展潛力之方法。

Seed SPT-N 液化評估法
(Seed et al., 1985)

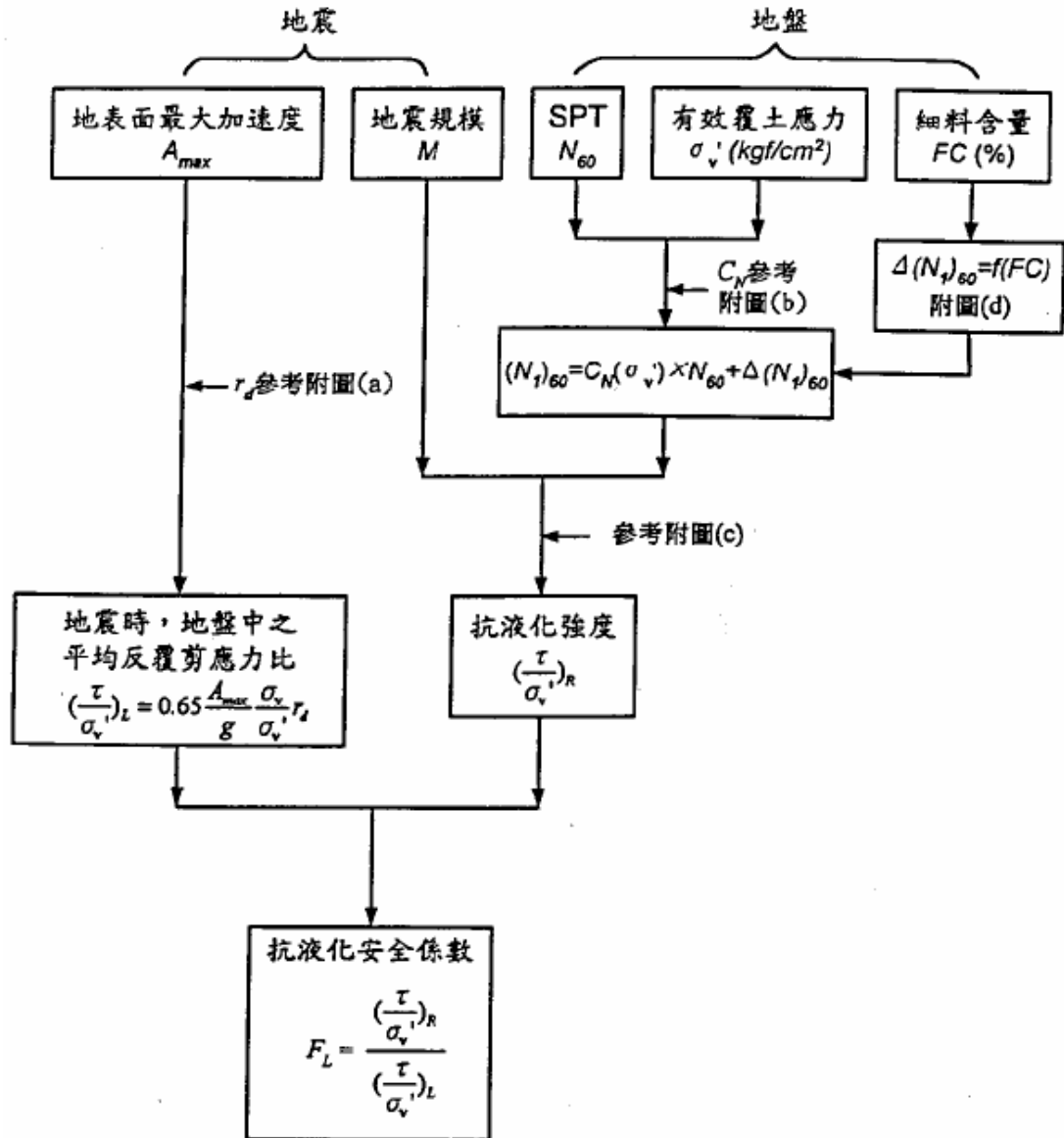
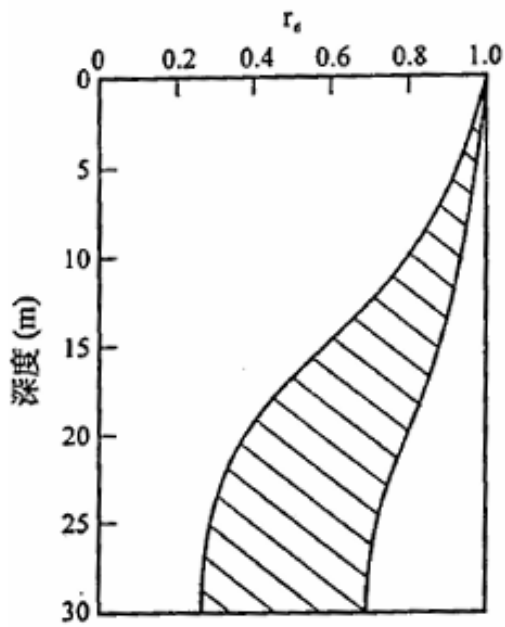
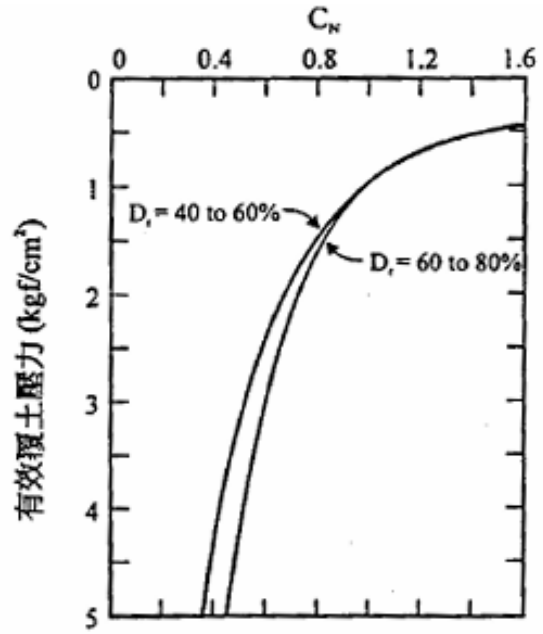


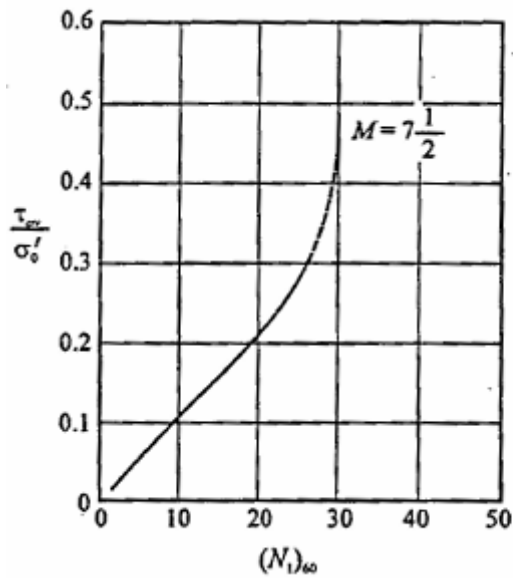
圖-解 10.3-1 Seed 簡易經驗法之分析流程



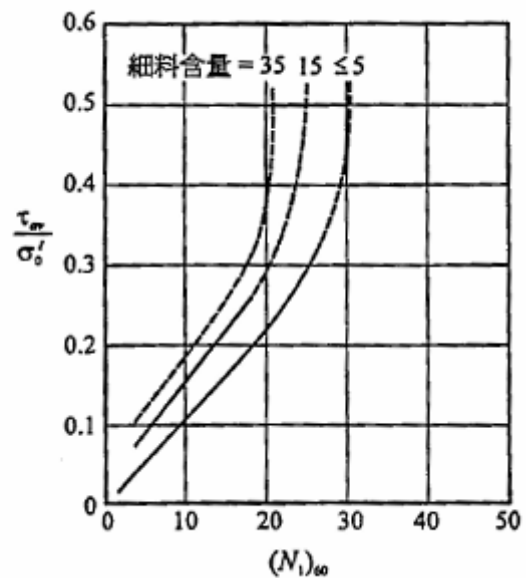
(a) 應力折減係數 r_d 隨深度之變化



(b) C_N 隨有效覆土應力之變化



(c) 砂土抗液化強度與 $(N_1)_{60}$ 之關係



(d) 粉砂土抗液化強度與 $(N_1)_{60}$ 之關係

圖-解 10.3-2 Seed 簡易經驗法之相關圖表 (Seed et al., 1985)

新日本道路橋液化評估法
(日本道路協會, 1996)

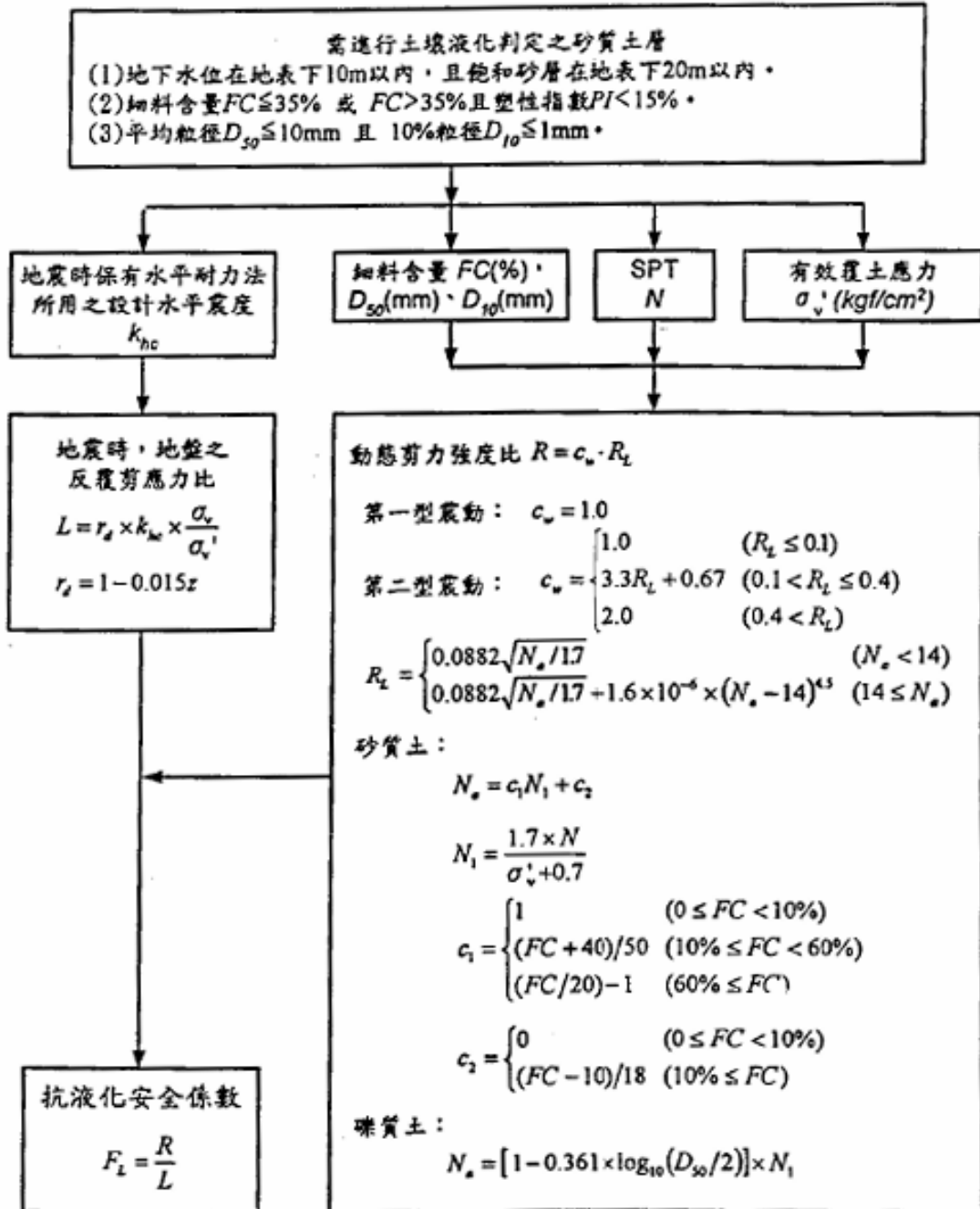


圖-解 10.3-3 日本道路協會簡易經驗法之分析流程

Tokimatsu & Yoshimi 液化評估法
 (Tokimatsu & Yoshimi, 1983)

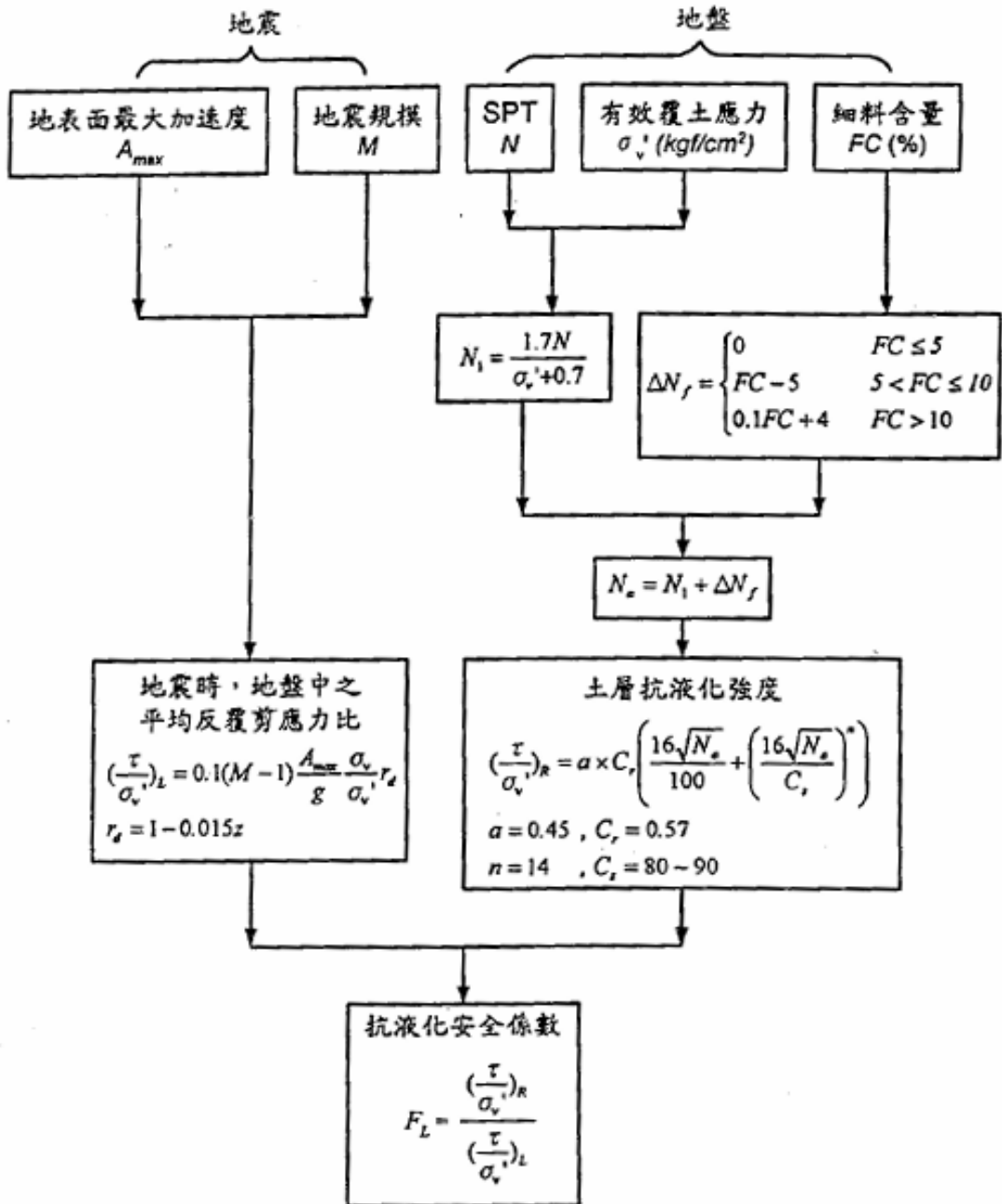


圖-解 10.3-4 Tokimatsu 與 Yoshimi 簡易經驗法之分析流程

CPT- q_c 液化評估法
(Shibata et al., 1988)

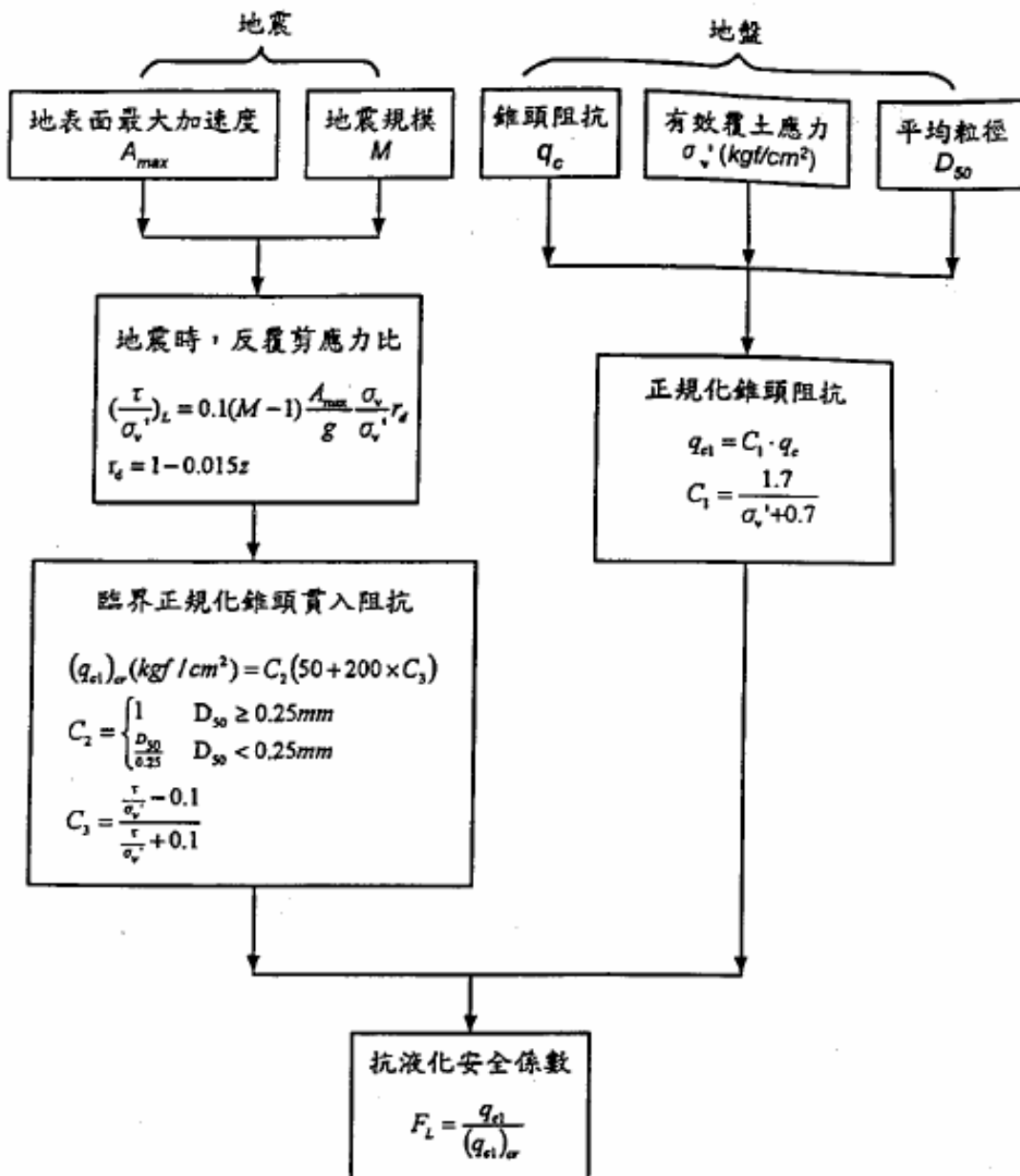


圖-解 10.3-5 CPT- q_c 法之分析流程

10.4 損害評估

建築物基地若具有高液化潛能之土層，應評估其受地震作用時之可能損害程度，以進行地層改良設計或於結構物耐震設計時加以考量。

【解說】

發生土壤液化現象之地盤，其損害程度隨液化土層之深度、厚度及液化程度而定，國際土壤力學與基礎工程學會大地地震工程技術委員會 (ISSMFE TC4, 1993) 所編訂「地震地質災害微分區手冊」中所建議之損害評估方法有二：

1. 相對厚度

根據 Ishihara(1985)之研究，地表是否產生土壤液化破壞現象決定於液化土層厚度與其上非液化土層厚度之比值，在各種不同震度下之關係如圖-解 10.4-1 所示，當地表非液化土層之厚度 H_1 大於其下液化土層之厚度 H_2 時，地表將不會產生顯著之破壞現象，在各種不同情況時 H_1 之決定方法如圖-解 10.4-2 所示。

2. 液化潛能指數

Iwasaki et al.(1982)提出以液化潛能指數 P_L (Liquefaction Potential Index) 來評估土壤液化之嚴重程度，其定義如下所示

$$P_L = \int_0^{20} F(z)W(z)dz \quad \text{式(解 10.4-1)}$$

式內

P_L = 液化潛能指數，介於 0~100 之間

z = 地盤深度 (m)，考慮之深度範圍為 0~20m

$F(z)$ = 抗液化係數，介於 0~1 之間，以下式估計

$$F(z) = 1 - F_L \quad \text{若 } F_L > 1, \text{ 則 } F(z) = 0 \quad \text{式(解 10.4-2)}$$

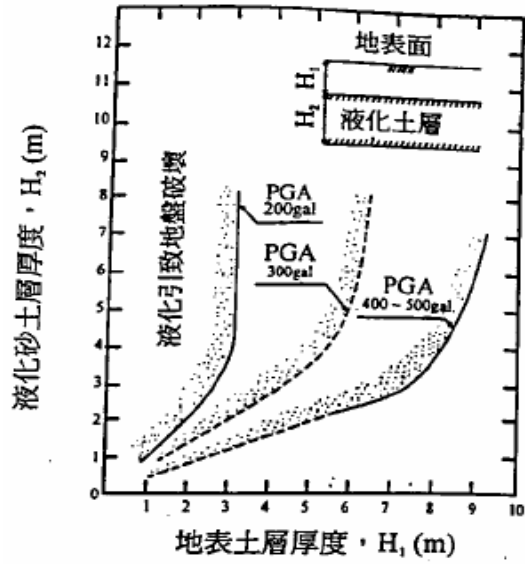


圖-解 10.4-1 土壤液化破壞之分界線 (Ishihara, 1985)

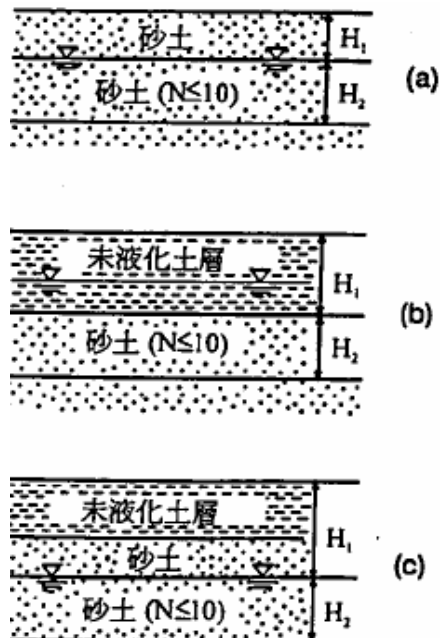


圖-解 10.4-2 非液化土層與液化土層厚度之定義 (Ishihara, 1985)

$W(z)$ = 深度權重係數，以下式計算

$$W(z) = 10 - 0.5z \quad \text{式(解 10.4-3)}$$

Iwasaki et al.(1982)根據日本地震案例之研究，定義地盤液化之損害程度可分為三級，如下所示

$P_L > 15$	嚴重液化
$5 < P_L < 15$	中度液化
$P_L < 5$	輕微液化

依上分析，對於具高液化潛能之基地，應視基地之地層特性、結構物型式及其重要性，參照第九章所述之方法進行地層改良，或依第 10.6 節所述之方法將土質參數折減，進行耐震設計，以免地震時發生土壤液化引致之災害。

10.5 地盤流動化之基礎耐震設計

建築物基地若位於可能發生土壤液化流動現象之地盤時，設計時應適當考量地盤流動化之影響。

【解說】

地震作用時，發生土壤液化現象之地盤，隨土壤支承力之降低，若因地形或其他因素而有偏土壓作用時，就有可能發生地盤流動現象。1995 年日本兵庫縣南部地震時，於海岸水際線附近有很多橋腳基礎產生震後殘餘變位，此屬地盤液化後發生流動現象所致。另外，昭和 39 年新瀉地震時新潟市信濃川沿岸也有因土壤液化及地盤流動使橋梁受害之案例。

目前對地盤流動化之發生條件尚未十分明白，所引致之地震力亦無一致之標準，其中最值得參考的為日本「道路橋示方書・同解說-V 耐震設計編第七章地震時不安定地盤之耐震設計」(1996 年)，該準則係依據兵庫縣南部地震之受災事例而作之修正版本，其中規定符合下列

兩個條件之地盤，應檢討發生地盤流動化的可能：

- 1) 海邊護岸前面水底與背後地盤高程差在 5m 以上，離護岸水際線 100m 範圍內之地盤；
- 2) 會發生液化之砂質土層厚度在 5m 以上，且該液化土層從水際線往內陸水平方向連續存在之地盤。

同時，該準則亦列有液化土層與非液化土層作用在構造物上流動力之計算式，可供參考使用。

10.6 液化地層土質參數之折減

對於判定會液化之土層，在設計分析時應將其土質參數作適當之折減，作為耐震設計之依據。

【解說】

1. 液化後之砂質土層，其強度及支承力會降低，因此，依規範判定會液化之砂質土層，應將其土質參數折減作為耐震設計上之土質參數。關於液化地層土質參數之折減係數，在日本道路協會「道路橋示方書・同解說-V 耐震設計編」(1996年)及日本建築學會「建築基礎構造設計指針」(1988)中均列有建議之土質參數折減係數表，分別如表-解 10.6-1 及表-解 10.6-2 所示，比較此兩表所列舉之折減值，可知其間之差異性甚大，顯然兩者之設計理念並不一致，而有關於液化後土壤之殘餘強度，目前已有之研究資料仍相當有限，於工程設計時應採用保守之估計為宜。
2. 耐震設計上土質參數為零或折減之土層，未來若無沖刷及挖除的可能性時，可視為作用在其下地盤之荷載重量。因此在計算基腳底面支承力時，此種土層之重量可以考慮為覆土壓力。

表-解 10.6-1 日本道路協會規範之土質參數折減係數 D_E

抗液化安全係數 F_L	地表面下深度 z	土質參數折減係數 D_E	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq z \leq 10$	0	1/6
	$10 < z \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq z \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < z \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq z \leq 10$	2/3	1
	$10 < z \leq 20$	1	1

註： R 為依該規範計算所得之土壤抗液化剪力強度比

表-解 10.6-2 日本建築學會規範之土質參數折減係數 D_E

抗液化安全係數 F_L	地表面下深度 z	土質參數折減係數 D_E		
		$N_a \leq 10$	$10 \leq N_a \leq 20$	$20 \leq N_a$
$F_L \leq 0.5$	$0 \leq z \leq 10$	0	0.05	0.1
	$10 < z \leq 20$	0	0.1	0.2
$0.5 < F_L \leq 0.75$	$0 \leq z \leq 10$	0	0.1	0.2
	$10 < z \leq 20$	0.05	0.2	0.5
$0.75 < F_L \leq 1.0$	$0 \leq z \leq 10$	0.05	0.2	0.5
	$10 < z \leq 20$	0.1	0.5	1.0

註： N_a 為依該規範計算所得之土壤抗液化 N 值

參考文獻

第一～三章及主要參考規範

1. 內政部(1998)，「建築技術規則－建築構造編」，營建雜誌社，397pp。
2. 內政部(1997)，「建築物耐震設計規範及解說」，營建雜誌社，74pp。
3. 內政部(1997)，「建築工程施工規範」，營建雜誌社，301pp。
4. 中華民國建築學會(1988)，「建築技術規則建築構造編基礎構造設計規範」，內政部營建署委託研究報告。
5. 中國土木水利工程學會(1993)，「工址地盤調查準則」，內政部建築研究所籌備處委託研究報告。
6. 中國土木水利工程學會(1998)，「基礎工程施工規範(含解說)」，內政部建築研究所籌備處委託研究報告，科技圖書。
7. 中國土木水利工程學會(1998)，「地錨設計與施工準則暨解說」，交通部台灣國道新建工程局委託研究報告，科技圖書。
8. 中國土木水利工程學會(1998)，「混凝土工程設計規範與解說」，科技圖書。
9. 日本建築學會(1988)，「建築基礎構造設計指針」。
10. 日本道路協會(1996)，「道路橋示方書・同解說(I 共通編，VI 下部構造編，V 耐震設計編)」。
11. 日本土木學會(1986)，「國鐵建造物設計標準解說(基礎/抗土壓構造物)」。
12. 交通部(1995)，「公路橋梁耐震設計規範」，幼獅出版社。
13. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), (1996). "Standard Specifications for Highway Bridges," 16th Ed.
14. Canadian Geotechnical Society (1992). "Foundation Engineering Manual." 3rd Ed.

15. International Conference of Building Officials (1991). "Uniform Building Code."
16. Taipei Municipal Government (1991). "Civil Engineering Design Manual," Report CEML/010/8, Dept. of Rapid Transit System, Taipei Municipal Government, ROC.
17. Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command, (NAVFAC), (1982). "Foundation and Earth Structure, Design Manual 7.2."

第四章 淺基礎

1. 日本鐵道綜合技術研究所(1997),「鐵道構造物等設計標準・同解說—基礎構造物/抗土壓構造物」,丸善株式會社。
2. ACI (1988). "Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats," Committee Report 336.2, American Concrete Institute.
3. Bjerrum, I. (1963). "Allowable Settlement of Structure," Proceedings of European Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Weisbaden, Germany, Vol. 2, pp. 35-137.
4. Meyerhof, G. G. (1982). "The Bearing Capacity and Settlement of Foundations," Technical University of Nova Scotia.
5. Meyerhof, G. G. and Hanna, A. M. (1978). "Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Layered Soil under Inclined Load," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, No. 4, pp. 565-572.
6. Murthy (1991). "Foundation Engineering," Third Edition, pp. 160-165.
7. Wahls, H. E. (1981). "Tolerable Settlement of Buildings," Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 93, No. SM6, pp. 169-193.

第五、六章 樁基礎與沉箱基礎

1. 王傳奇、吳建閩、余明山、謝百鐘及鍾毓東(1991),「植入式基樁之施工與承載力探討」,第四屆大地工程學術研究討論會論文集, pp.759~768.
2. 王傳奇、徐健一及余明山(1995),「植入式基樁及其施工品質管制」,地工技術雜誌,第52期, pp.27~36.

3. 周功台(1992),「淺談大地工程設計之安全係數」,地工技術雜誌,第 37 期, pp.59~67.
4. 段紹緯、王瑞芳及王劍虹(1991),「電子錐在推估打擊式基樁承載力上之應用-案例介紹」,地工技術雜誌,第 36 期, pp. 6~19.
5. 倪勝火(1995),「基樁之非破壞性檢測與案例」,地工技術雜誌,第 52 期, pp.49~62.
6. 梁明德及葉吉芳(1995),「基樁完整性之高應變動力檢測方法」,地工技術雜誌,第 52 期, pp.63~70.
7. 葉文謙、葉嘉鎮及郭天成(1997),「PC 樁極限載重試驗案例探討」,第七屆大地工程學術研究討論會論文集, pp.479~486.
8. 歐晉德(1987),「基樁受填土影響之側向力問題」,地工技術雜誌,第 18 期, pp.8~13.
9. 歐晉德(1987),「基樁負摩擦力」,地工技術雜誌,第 18 期, pp.24~33.
10. 張有恆(1995),「淺談基樁之承載力試驗」,地工技術雜誌,第 52 期, pp.71~83.
11. 日本港灣協會(1979),「港灣構造設計基準」。
12. 日本港灣協會(1989),「港灣の設施の技術上の基準・同解説(上)」。
13. 日本土質工學會(1985),「杭基礎の設計法とその解説」。
14. 日本鋼管杭協會(1978),「くいに作用する負の周面摩擦力とその対策(案)」,鋼管杭協會報告第 2 號。
15. 宇都一馬、冬木 衛、近藤 博(1975),「波動理論による打込み時杭頭應力の算定式について」,第 30 回土木學會年次學術講演會, III -85, pp.163~164.
16. 茶谷文雄(1994),「建築設計における杭の引抜き抵抗力機構の考え方」,基礎工, Vol.22, No.7, pp.26~32.
17. American Society for Testing and Materials (1994). “Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load,” Annual Book of Standards, ASTM D-1143.
18. American Society for Testing and Materials (1994). “The Standard Method of Testing Individual Piles Under Static Axial Tensile Load,” Annual Book of Standards, ASTM D-3689.
19. American Society for Testing and Materials (1994). “The Standard Method of

- Testing Piles Under Lateral Load,” Annual Book of Standards, ASTM D-3966.
20. Briaud, J.L. and Miran, J. (1991). “The Cone Penetrometer Test,” The Federal Highway Administration, Washington, D.C., pp. 117~135.
 21. Chang, Y.L. (1937). Discussion on “Lateral Pile-Loading Tests” by L.B. Feagin, Trans., ASCE, Vol.102, pp. 272~278.
 22. Fleming, W.G.K., Weltman, A.J., Randolph, M.F. and Elson, W.K. (1985). “Piling Engineering,” pp. 183~216.
 23. Garlanger, J.E. (1974). “Measurement of Pile Downdrag Beneath a Bridge Abutment,” Highway Research Board, TRR No. 517.
 24. Geddes, J.D. (1966). “Stresses in Foundation Soil due to Vertical Subsurface Load,” Geotechnique, Vol.16, pp. 231~255.
 25. John C.L., Chung Y.T. and Chang H.C. (1990). “Ground Motions Associated with Piling and Soil Improvement Construction,” Tenth Southeast Asian Geotechnical Conference, April 1990, Taipei, pp. 16~20.
 26. Meyerhof, G.G. and Adams, J.I. (1968). “The Ultimate Uplift Capacity of Foundation,” Canadian Geotechnical Journal, Vol. 5, No. 4, pp. 225~244.
 27. Meyerhof, G.G. (1976). “Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundation,” Journal of the Geotechnical Eng. Div., ASCE, Vol. 102, No. GT3, pp. 195~227.
 28. Mansur, C.I. and Hunter, A.H. (1970). “Pile Test-Arkansas River Project,” Proceedings, ASCE, Vol.96, No.SM5, pp. 1545~1582.
 29. Poulos, H.G. and Davis, E.H. (1980). “Pile Foundation Analysis and Design,” John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y.
 30. Reese, L.C. and Matlock, H. (1956). “Non-dimensional Solutions for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth,” Proceedings, 8th Texas Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering.
 31. Robertson, P.K. and Campanella, R.G. (1989). “Guidelines for Geotechnical Design Using the Cone Penetrometer Test and CPT with Pore Pressure Measurement,” Hogentogler & Co., pp. 143~158.
 32. Radhakrishna, H.S. and Adams, J.I. (1973). “Long-term Uplift Capacity of Augered Footing in Fissured Clay,” Canadian Geotechnical J., Vol.10, No.4, pp. 647~652.

33. Skempton, A.W. (1959). "Cast in-situ Bored Piles in London clay," *Geotechnique*, Vol.9, No.4, pp. 153~173.
34. Tomlinson, M.J. (1977). "Pile Design and Construction Practice," Rainbow-Bridge Book Co., Ltd.
35. Vesic, A.S. (1977). "Design of Pile foundation," Transportation Research Board, National Cooperative Highway Research Program, Washington D.C., Synthesis of Highway Practice No. 42.

第七章 擋土牆

1. 日本鐵道綜合技術研究所(1997),「鐵道構造物等設計標準・同解說—基礎構造物/抗土壓構造物」,丸善株式會社。
2. 周功台(1992),「淺談大地工程設計之安全係數」,地工技術雜誌,第 37 期, pp.59~67.
3. Ishibashi, I., Matsuzawa, H. and Kawamura, M. (1985). "Generalized Apparent Seismic Coefficient for Dynamic Lateral Earth Pressure Determination," *Proc. of 2nd Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, pp. 6-33~6-42.
4. Ishibashi, I., Osada, M. and Uwabe, T. (1994). "Dynamic Lateral Pressures due to Saturated Backfills on Rigid Walls," *J. of Geotech. Eng., ASCE*, Vol. 120, No. 10, pp. 1747-1767.
5. Matsuo, H. and O'Hara, S. (1965). "Dynamic Pore Water Pressure Actin on Quay Walls during Earthquakes," *Proc., of 3rd World Conf. on Earthquake Engineering*.
6. Matsuzawa, H., Ishibashi, I. and Kawamura, M. (1985). "Dynamic Soil and Water Pressures of Submerged Soils," *J. of Geotech. Eng., ASCE*, Vol. 111, No. 10, pp. 1161-1176 .
7. Mononobe, N. (1929). "Earthquake-Proof Construction of Masonry Dams," *Proceedings, World Engineering Conference 9*, pp. 274-280.
8. Okabe, S. (1926). "General Theory of Earth Pressure," *Journal of the Japanese Society of Civil Engineers* 12, (1).
9. Westergaard, H. M. (1933). "Water Pressures on Dams during Earthquakes," *Transactions of ASCE*, Vol. 98, pp. 418-472.

第八章 基礎開挖

1. 廖洪鈞、許世宗(1990)，「開挖擋土壁體之合理貫入深度探討」，地工技術第32期，第78-89頁。
2. 徐振煌(1998)，「深開挖工程設計」，台灣省土木技師公會。
3. 台灣省土木技師公會(1991)，「深開挖設計理論與施工實務研討會論文集」。
4. Bishop, A.W. (1995). "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes," *Geotechnique* 5, pp. 7-17.
5. Bjerrum, L. (1963). "Allowable Settlement of Structures," Proc. 3rd, European Conf. SMFE, Wiesbaden 2, pp. 135-137.
6. Bjerrum, L. and Eide, O. (1956). "Stability of Struttred Excavation in Clay," *Geotechnique* 6, pp.32-47.
7. Fang, H.Y. (1991). "Foundation Engineering Handbook," 2nd Edition, van Nostrand Reinhold, N.Y. 923pp.
8. Janbu, N. (1954). "Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis," Proc. European Conf. on Stability of Earth Slopes, Sweden, 3, pp. 43-49.
9. Morgenstern, N.R. and Price, V.E. (1965). "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces," *Geotechnique* 15, No. 1, pp. 79-93.
10. Peck, R.B. (1943). "Earth-Pressure Measurements in Open Cuts, Chicago Subway," *Trans, ASCE*, 108, pp. 1008-1036.
11. Peck, R.B. (1969). "Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground," Proc. 7th ICSMFE, Mexico City, State-of-the-Art Vol., pp. 225-290.
12. Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1948). "Soil Mechanics in Engineering Practice," 1st Edition, John Wiley and Sons, New York, 556 pp.
13. Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967). "Soil Mechanics in Engineering Practice," 2nd Edition, John Wiley and Sons, New York, 729 pp.
14. Terzaghi, K., Peck, R. B. and Mersi, G. (1996). "Soil Mechanics in Engineering Practice," 3rd Edition, John Wiley and Sons, New York, 549 pp.
15. Tschebotarioff, G. P. (1973). "Foundations, Retaining and Earth Structures," 2nd Edition, McGraw-Hill, New York, 642 pp.

第九章 地層改良

1. 胡邵敏(1992),「深開挖工程鄰產保護設計與施工(二):鄰產保護方法、設計與施工」,地工技術雜誌,第40期,pp.51-61.
2. 日本土質工學會(1986),「地盤改良調查、設計與施工」。
3. 地基處理手冊編寫委員會(1988),「地基處理手冊」,中國建築工業出版社。
4. 中國建築科學研究院(1991),「建築基地處理技術規範 JGJ79-91」。
5. 胡邵敏(1994),「談高壓灌漿工法之效果」,地工技術雜誌,第47期。
6. 鍾毓東等人(1994),「高壓噴射灌漿引致之地層變位案例」,地工技術雜誌,第47期。
7. 俞忠志 (1990),「地盤改良施工與管理」,財團法人台灣營建研究中心。
8. 趙基盛、陳福勝、何泰源(1994),「藥液灌漿工法之設計」,地工技術雜誌,第47期。
9. Hausmann, M. R. (1990). "Engineering Principles of Ground Modification," McGraw-Hill, Inc., 632pp.
10. Ou, C.D. and Woo, S.M. (1995). "Ground Improvement Techniques and Their Design Considerations," Proc, 10th ARC on SMFE, Vol.2, Beijing, China.

第十章 土壤液化評估

1. 中興工程顧問社(1993),「土壤液化潛能評估方法研究」,交通部高速鐵路工程籌備處研究報告。
2. 黃俊鴻, 陳正興(1998),「土壤液化評估規範之回顧與前瞻」,地工技術雜誌,第70期,pp.43-54。
3. Ishihara, K. (1985). "Stability of Natural Deposits during Earthquakes," Proc., 11th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., San Francisco, Vol.1, pp. 321-376.
4. Iwasaki, T., Arakawa, T. and Tokida, K.(1982). "Simplified Procedures for Assessing Soil Liquefaction During Earthquakes," Proceedings of the Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering, Southampton, pp. 925-939.

5. Iwasaki, T., et. al. (1978). "A Practical Method for Assessing Soil Liquefaction Potential Based on Case Studies at Various Sites in Japan," Proc., 2nd Int. Conf. Microzonation Safer Construc. Research Appli., Vol. 2, pp. 885-896.
6. Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. (1972). "SHAKE-A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites," Report No. EERC72-12, Earthquake Engineering Research Center, UC Berkeley, CA, USA.
7. Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971). "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 107, No. SM9, pp. 1249-1274.
8. Seed, H.B., Idriss, I.M., Makdisi, F. and Banerji, N. (1975). "Representation of Irregular Stress Time Histories by Equivalent Uniform Stress Series in Liquefaction Analysis," Report EERC75-29, Univ. of California, Berkeley, USA.
9. Seed, H.B. (1979). "Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquake," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. GT2, pp. 201-255.
10. Seed, H.B., Idriss, I.M. and Arango I. (1983). "Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 109, No. 3, pp. 458-482.
11. Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F. and Chung, R.M. (1985). "The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluation," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, No.12, pp. 1425-1445.
12. Shibata, T. and Teparaksa, W.(1988). "Evaluation of Liquefaction Potentials of Soils Using Cone Penetration Tests," Soils and Foundations, Vol.28, No. 2, pp.49-60.
13. Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. (1983). "Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-value and Fines Content," Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 23, No. 4, pp. 56-74.
14. Robertson, P.K. and Campanella, R.G. (1985). "Liquefaction Potential of Sands using the CPT," Journal of Geotechnical Eng., ASCE, Vol. 111, No. 3, pp. 384-403.
15. Technical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering, TC4, ISSMFE, (1993). "Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards," 149pp.