

行政院國家科學委員會補助專題研究計畫 成果報告
 期中進度報告

廢棄物掩埋場穩定性最佳化設計

計畫類別： 個別型計畫 整合型計畫
計畫編號：NSC 96-2221-E-009-170
執行期間：94年8月1日至97年7月31日

計畫主持人：單信瑜

計畫參與人員：范佐憲、吳佩萱、王昱雲、李政輝

成果報告類型(依經費核定清單規定繳交)： 精簡報告 完整報告

本成果報告包括以下應繳交之附件：

- 赴國外出差或研習心得報告一份
- 赴大陸地區出差或研習心得報告一份
- 出席國際學術會議心得報告及發表之論文各一份
- 國際合作研究計畫國外研究報告書一份

處理方式：除產學合作研究計畫、提升產業技術及人才培育研究計畫、列管計畫及下列情形者外，得立即公開查詢

涉及專利或其他智慧財產權， 一年 二年後可公開查詢

執行單位：交通大學土木工程系

中華民國 97年 10月 31日

目錄

摘要	IV
ABSTRACT	VI
一、前言	1
1.1 計畫背景	1
1.2 研究目的	4
1.3 預期完成之工作項目	4
二、文獻回顧	5
2.1 掩埋場邊坡穩定	5
2.2 廢棄物、焚化灰渣及地工合成材材料工程參數	8
2.3 焚化灰渣工程性質	18
2.4 地工合成材界面剪力強度參數	21
2.5 掩埋場邊坡穩定分析	24
2.6 掩埋場變形分析	27
三、研究方法	29
3.1 研究規劃	29
3.2 試驗與分析方法	30
四、研究結果與討論	57
4.1 廢棄物性質試驗結果	57
4.2 廢棄物焚化灰渣試驗結果	71
4.3 坡地型廢棄物掩埋場二維邊坡穩定分析結果	87
4.4 坡地型廢棄物掩埋場三維邊坡穩定分析結果	95
4.5 掩埋場變形分析結果	97
五、結論	117

參考文獻.....	120
計畫成果自評.....	125

摘要

雖然台灣的廢棄物處理逐漸以焚化取代掩埋，然而無論是不可燃的廢棄物、焚化灰渣、或者是離焚化場運距較遠的鄉鎮，仍將繼續以掩埋為其主要的處理方式。台灣因為地狹人稠，所以許多掩埋場位於山坡地上，這些掩埋場破壞的主要原因就是在掩埋場的設計時，並未進行邊坡穩定的分析；在營運期間也並未考量到穩定性的問題。本研究的目的是在於利用現地試驗，直接求出廢棄物的剪力強度，且利用實驗室內試驗求出灰渣本身及其與地工合成材料間之剪力強度，並利用這些參數進行邊坡穩定分析。結果顯示，竹南及湖口掩埋場的強度參數內聚力(c)、摩擦角(ϕ)分別為 34.9 kPa、37.9°以及 33.6 kPa、32.1°，竹南掩埋場的廢棄物雖然含有較高比例之一般事業廢棄物，其剪強度參數與湖口掩埋場所得之結果略高。另外以平鈹載重試驗求得的地盤反力係數(k_v)為 875.25 kN/m³ 與 494.33 kN/m³。

在灰渣方面，經試驗結果可知，底渣內擦角約為 52.5°，而底渣與各類地工材間界面摩擦角約為底渣內摩擦角 40-80%，由摩擦角有效係數觀之，以針軋不織布最低、熱熔不織布最高；而非以光滑地工膜布最低、針軋不織布最高，可能與針軋不織布自身抗拉強度受影響或是其與直剪盒未有效固定所致。而在不同環境下探討其界面摩擦特性，可知浸水後試驗得之界面摩擦強度較未浸水試驗所得者為低，此因底渣與地工合成材界面浸水飽和，底渣的毛細張力的影響消失，有效應力下降，且水對界面有部分潤滑作用所導致。

二維邊坡穩定分析結果顯示，界面摩擦角愈大、坡地型掩埋場之高度愈高、掩埋體長度愈短、背靠之開挖山壁坡角愈平緩、掩埋完成面之坡角愈平緩，則界面滑動之安全係數愈小。平台寬度對於二階掩埋場之邊坡滑動安全係數，影響不大，但仍可看出平台愈寬安全係數愈高之趨勢。掩埋體長度小於 60 m 時，破壞模式由滑動界面控制，掩埋體長度大於 70 m 時，破壞模式由淺層圓弧破壞控制。依據本研究假設之坡地型廢棄物掩埋場之標準斷面($\delta=15^\circ$ 、 $\alpha=60^\circ$ 、 $\beta=45^\circ$ 、 $H=10\text{m}$ 、 $L=30\text{m}$ 、 $B_1=3\text{m}$)，考慮界面滑動破壞，則可提出下列建議，以提供設計及分析之參考：(1)界面摩擦角(δ)至少大於 19°，(2)掩埋高度需小於 15m 或每階高度不得大於 8m，(3)掩埋長度(L)建議大於 40m，(4)背靠的邊坡之平台寬度(B_1)建議不得小於 3m，(5)則背靠的坡角(α)可建議 30°~45°或 60°~75°，(6)掩埋面坡角(β)建議介於 30°~60°。

此外，二維與三維邊坡穩定分析的分析結果均顯示邊坡滑動的安全係數隨界面剪力強度降低、廢棄物填埋高度增加、填埋體長度減少而減少。二維與三維分析結果比較，開口型的掩埋場三維分析所得之邊坡滑動安全係數較二維者低，且二者間之區別隨開口之角度增加而減少。

在掩埋場的變形方面，一階掩埋場背靠邊坡角度(α)影響剪應變量最大。掩埋面高度(H)對於垂直向位移量與體積壓應變量影響最大。而掩埋面長度(L)則是對於體積張應變量影響最大。另外，二階掩埋場之體積壓應變、水平位移、垂直位移影響最大者為掩埋場背靠邊坡角度(α)。此外值得關注的是，一階掩埋場安全係數隨著掩埋面長度(L)增加而遞增，但掩埋場之垂直位移量亦隨著掩埋面長度增加而遞增。而二階掩埋場安全係數隨著掩埋面長度(L)增加而遞增，

但掩埋場之體積壓應變與位移量亦隨著掩埋面長度增加而增加。

整體而言，山坡地掩埋場之邊坡穩定性的關鍵在於土工膜布和其他材料之間形成的弱面，光滑面土工膜布和飽和黏土之間的摩擦角可低至 $8-10^\circ$ ，掩埋場邊坡滑動風險極高；但若土工膜布和廢棄物、灰渣、集排水層、基礎土壤等其他材料之間的摩擦角可以控制在 20° 以上，發生平面滑動的風險就會大幅降低。此外，掩埋場周邊的排水必須要能有效發揮功能，否則沿著土工膜布界面流動的水將使摩擦角降低且界面孔隙水壓提高，大幅提高邊坡滑動的風險。另一方面，即使掩埋場的邊坡穩定安全無虞，但本研究顯示掩埋場廢棄物的變形量甚大，對於掩埋場復育工程的甚為不利；國內日後掩埋場應進行變形量觀測，復育工程應待變形幾近停止後再進行設計與施工。

關鍵詞：一般廢棄物、現地試驗、剪力強度、焚化灰渣，土工合成材，界面剪力強度、邊坡穩定、掩埋場變形

ABSTRACT

Although most of Taiwan's municipal solid wastes (MSW) are incinerated, the incinerator ash and the remaining huge volume of MSW are all disposed in landfills. Due to the limitation of population density and availability of land, a large portion of Taiwan's landfills are located in mountainous area. Current regulations do not require slope stability analysis for these landfills. As a result, almost all of the landfills were not designed to maintain a suitable factor of safety against failure. The composition of Taiwan's solid waste differs considerably from that of the United States or any other country in the world. However, the lack of data of local solid waste poses a great limitation to engineers. The objectives of this research are to obtain shear strength data of MSW and incinerator ash with in-situ tests and laboratory tests, respectively, and then perform a series of slope stability and deformation analyses in order to assess the long-term performance of the hillside landfills. The results show that the cohesion and friction angle of the MSW at Chu-nan and Hu-kou landfills are 34.9 kPa and 37.9°, 33.6 kPa and 32.1°, respectively. In addition, the coefficients of subgrade reaction are 875.25 kN/m³ and 494.33 kN/m³, respectively.

Results of 2-D and 3-D slope stability analyses show that the factor of safety increases with lower height of wastes, longer length of waste body, smaller slope angle of the back of the excavation, and steeper face slope of final cover. In addition, 3-D analysis indicates that the factor of safety decreases with the widening of the mouth of the landfills on slopes.

On the other hand, the results of laboratory direct shear tests show that the internal friction angle of incinerator bottom ash of MSW was approximately 52.5°. The interfacial friction angle between the bottom ash and geosynthetics ranges from 40-80 % of the internal friction angle. The interfacial shear strength decreased as the interface was conducted under water-saturated. This effect might be attributed to the loss of the suction and the decrease of effective stress at the ashes/geosynthetics interface.

The results of 2-D stability analyses show that the factor of safety increases with lower height of wastes, longer length of waste body, higher slope angle of the back of the excavation, steeper face slope of waste body and higher interfacial friction angle. On the other hand, the factor of safety is only hardly affected by the berm width. While the length of waste body is smaller than 60m, failure is dominated by the interface sliding. While the length of waste body is greater than 70m, failure is governed by the rotational sliding within the waste body. According to analysis, the standard section of MSW Landfills on Slope ($\delta=15^\circ$ 、 $\alpha=60^\circ$ 、 $\beta=45^\circ$ 、 $H=10\text{m}$ 、 $L=30\text{m}$ 、 $B_f=3\text{m}$). When it concerned to interface slide, we can provide the following suggestions in order to offer references of design

and analysis: (1) the interfacial friction angle(δ) more than 19° at least, (2) the height of the wastes must less than 15 m or the height of every layer not more than 8m, (3) the length of the base (L) should more than 40m, (4) the width of the berm (B_I) should not less than 3m, (5) slope angle of the back (α) should $30^\circ\sim 45^\circ$ or $60^\circ\sim 75^\circ$ (6) the waste should be filled to a slope angle between $30^\circ\sim 60^\circ$. When the effect of earthquakes is taken into account, the decrease of safety factor ranges from 36% to 59%, which corresponds to a increase of the required minimum interface angle against translation slope failure from 8 degrees to 12 degrees. According to the results of this study, it can be concluded that the interfacial friction angle between the materials of the lining system should be carefully determined and stability analysis must be performed when designing the landfills on slopes. Furthermore, it is suggested that the minimum friction angle of the interfaces must be larger than 20 degrees to prevent translational slope failures.

Furthermore, the results of the deformation analysis indicate that for one-stage landfills, the angle of the back of excavated slope has greatest effect on shear strain. On the other hand, the vertical displacement and volumetric compression strain was affected by the height most. For two-stage landfills, the angle of the back of excavated slope has the greatest effect on both the volumetric compression strain and the displacement.

In any case, the most critical factor affecting the slope stability of landfills is the low interfacial shear strength of the interface between geomembrane and other materials. Risk of slope failure can be very high for hillside landfills using smooth geomembrane as bottom liner since the interfacial friction angle between geomembrane and saturated clay can be as low as $8 - 10^\circ$. However, if the interfacial friction angle can be reached above 20° with prudent design and selection of materials, the risk of slope failure can be greatly reduced. In addition, the drainage system around the perimeter of the landfill must perform effectively, otherwise slope failure may be induced by water seeping in between geomembrane and foundation could reduce the interfacial friction angle and elevate the pore water pressure. On the other hand, the deformation of landfill is so large that it can pose a greater problem than slope stability in many cases. As a result, the design and installation of final cover system and redevelopment must wait until long-term deformation stabilizes.

Keywords: Municipal solid waste, In-situ test, Shear strength, Incinerator ash, Geosynthetics, Interfacial shear strength, Slope stability, Landfill deformation

一、前言

1.1 計畫背景

雖然台灣的廢棄物處理逐漸以焚化取代掩埋，然而無論是不可燃的廢棄物、焚化灰渣、或者是離焚化場運距較遠的鄉鎮，仍將繼續以掩埋為其主要的處理方式。此外，在位於各地的數百座老舊掩埋場，雖陸續封場，但其長期穩定性仍然是必須關切的問題。

截至民國 93 年六月止，台灣地區營運中的廢棄物掩埋場總計有 184 場，台灣山坡地掩埋場約七十餘場。**圖 1-1** 中依邊坡地形填築廢棄物之掩埋場，此類掩埋場於坡腳處興建加勁擋土牆或 RC 擋土牆後，言邊坡往上填築廢棄物，為常見之山坡地掩埋場形式之一。**圖 1-2** 為谷地形掩埋場，亦為常見之山坡地掩埋場形式之一。此類掩埋場係利用谷地地形，雖能提供可觀的掩埋容積，但因往往是掩埋場阻斷了野溪的流路，集水區的水仍往掩埋場集中，造成對於掩埋場穩定的不利因素。**圖 1-3** 與**圖 1-4** 則為山坡地與平地均常見的掩埋場，這些掩埋場利用 RC 擋土牆或加勁擋土牆作為阻隔構造，往內與往上填築廢棄物。其完成之掩埋面坡度也經常相當陡峭。



(a) 掩埋場破壞前狀況



(b) 掩埋場破壞後邊坡重新修整完畢

圖 1-1 台灣某沿山坡坡面填築之掩埋場

[廢棄物填築總高度約 40 m (箭頭所指為廢棄物)，坡底之 RC 擋土牆高約 3 m]



圖 1-2 以加勁擋土牆阻斷山谷興建之掩埋場 (圖中箭頭所指處為加勁擋土牆)



圖 1-3 以鋼筋混凝土擋土牆作為圍阻體之地上型掩埋場
(圖中箭頭所指處為 RC 擋土牆)



圖 1-4 以加勁擋土牆作為圍阻體之地上型掩埋場
(圖中箭頭所指處為加勁擋土牆)

國內掩埋場復育工程的設計經過較嚴謹的邊坡穩定分析者，僅有台北市的內湖垃圾山及福德坑掩埋場、高雄市西青埔掩埋場等位於都會區內且規模較大者(游中揚，1998)。其他鄉鎮市的掩埋場則較少有經過適當的邊坡穩定分析來決定其最終斷面或增加邊坡穩定性的工程設計。

在台北市內湖垃圾山及福德坑掩埋場所採用之安全係數，區分為地震時須大於 1.1，平時須大

於 1.5 (陳榮河, 1990)。美國環保署(USEPA)對掩埋場安全係數之標準均須考慮地震力, 但依掩埋場崩塌後對生命安全或環境是否產生重大危害程度有不同之標準(USEPA, 1994)。此外, 分析時所採用土壤或垃圾特性等參數之可靠度低者, 其標準亦須提高。內湖垃圾山分析之結果顯示, 平時最低之安全係數為 1.46, 但地震時穿越垃圾層及底部較軟弱地層(粘土及沉泥)之深層滑動面, 其安全係數只有 0.99, 地震時安全勘慮。有鑑於此, 當內湖垃圾山辦理復育工作時, 沿垃圾山坡趾處每隔數公尺打設一支 PC 抗滑樁, 其深度穿越潛在之滑動面。另福德坑掩埋場因屬經事先規劃設計, 再使用之場址, 其設計值顯示垃圾層平時最低之安全係數為 1.68, 地震時為 1.21。

環保署近年來陸續補助各級政府主管的掩埋場進行復育工作, 至 91 年度為止已達 132 場以上。此外, 歷年來也曾經舉辦過研討會與宣導會, 針對掩埋場的復育工程規劃與設計進行說明(行政院環保署, 2003), 以提升各地方主管機關與工程顧問機構的專業能力, 但由於此為長期的工作, 短期內並不易發揮成效。

因此, 根據環保署 2003 年委託研究單位訪視 29 個復育掩埋場(行政院環保署, 2003)的結果顯示, 『邊坡穩定性不足』名列掩埋場問題的榜首。針對這一類掩埋場的穩定問題, 國內的主管機關曾提出以下建議:

1. 掩埋場在平地應不高於 50 公尺, 在丘陵則可酌量提高。當掩埋場高度愈高, 其坡度則應求其平緩。
2. 掩埋場外緣坡度基本上應不小於 1:3。祇有當掩埋場需要堆積更高時, 方予酌情放緩坡度。
3. 當坡面愈趨於上方時, 坡度可酌增陡峻, 當坡面愈趨於下方時, 坡度則勢須放緩。
4. 掩埋場高度每增加 8~10 公尺時, 則須加設最少為 4 公尺寬的平台階面一座。階面內側須有排水溝設置。

然而, 上述這些建議僅屬於訪查人員根據現場狀況的初步建議, 並未經過邊坡穩定分析的檢核, 且對於山坡地掩埋場的適用性更需要加以檢討。

位於馬拉尼最聲名狼藉的地方為柏亞塔斯(Payatas)掩埋場, 1988 年時廢棄物總量只有目前的十分之一, 四周也只住了一千人左右。隨著愈來愈多菲律賓貧窮省分的居民移入馬尼拉, 被稱為「應許之地」的該掩埋場附近就變成市區少數幾個低房價地區之一。雖然多數人不願意住在這個馬尼拉最大的垃圾山附近; 但事實上卻有人無畏於如此不良的居住環境, 不顧一切地住進來, 並且不以為恥。他們後來多成為拾荒者, 完全仰賴垃圾維生。垃圾場的體積和「應許之地」的人口與日俱增。到了公元兩千年, 相當於三個足球場大的垃圾場, 高度已經超過五十公尺。

在 2000 年歷經了幾場豪雨之後, 7 月 10 日清晨, 廢棄物邊坡如雪崩般滑動, 許多貧民的鐵皮屋被壓垮、壓在數米高的廢棄物底下。這次災難總計有 230 人死亡、800 餘人失蹤。雖然國內有不少掩埋場的穩定性堪虞, 但因為掩埋場周遭無居民緊鄰居住, 所以尚不至於發生這

種大規模的慘劇。



圖 1-5 菲律賓馬尼拉 Payatas 掩埋場崩塌狀況
(箭頭處為被壓垮的鐵皮屋)

1.2 研究目的

本計畫的目的為針對國內的掩埋場：

1. 求得台灣一般廢棄物與焚化灰渣的剪力強度參數與其他工程性質參數
2. 探討控制山坡地掩埋場穩定性設計的因子：掩埋面坡高、掩埋面邊坡角度、掩埋場底部邊坡角度、廢棄物剪力強度、土工合成材料界面剪力強度、孔隙水壓
3. 探討山坡掩埋場設計的最佳分析方法與各種分析方法適用的條件與限制
4. 利用數值分析探討創新掩埋場掩埋剖面的可行性

1.3 預期完成之工作項目

本研究預期完成之工作項目包括：

1. 掩埋場廢棄物與焚化爐灰渣性質基本性質與剪力強度性質調查
2. 焚化灰渣與土工止水膜界面剪力強度
3. 掩埋場剖面測量與 2D 邊坡穩定分析(Geoslope/w, FLAC/Slope)約 200 個斷面
4. 掩埋場剖面測量與 3D 邊坡穩定分析
5. 掩埋場變形分析(FLAC)以及變形量與安全係數之比較評估。

二、文獻回顧

2.1 掩埋場邊坡穩定

2.1.1 掩埋場邊坡穩定概念

廢棄物表面會因為邊坡不穩定而導致破壞，垃圾整體會發生滑動。過去就曾發生掩埋場破壞導致垃圾整體滑動現象(Byrne et al., 1992)，因此必須考慮短期和長期的垃圾整體穩定性問題(Howland and Ladva, 1992)。

掩埋場側邊坡的穩定，本質上即為一大地工程邊坡穩定問題，但因掩埋場的構造中因為有地工合成材料構成的弱面。如圖 2-1 與圖 2-2 顯示，在掩埋場底部的阻水系統與最終覆蓋系統中，均必須使用許多地工合成材料(Geosynthetics)以發揮其功能；但這些材料之間大多剪力強度較低，因此亦產生滑動。此外，因廢棄物的剪力性質難以掌握，所以分析起來更為複雜。

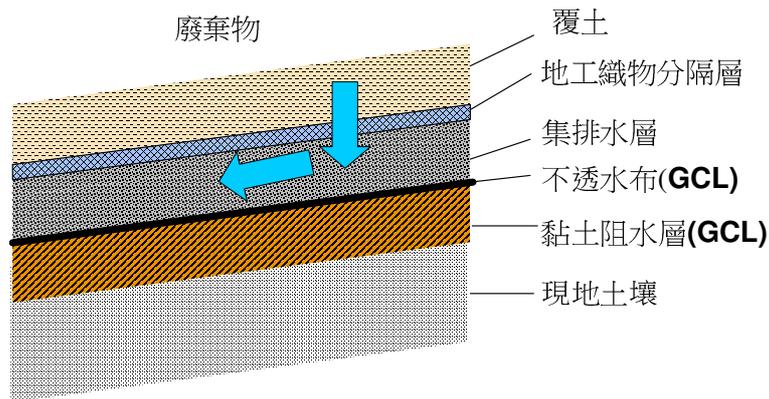


圖 2-1 一般廢棄物掩埋場底部阻水系統(Bottom Lining System)構造示意圖

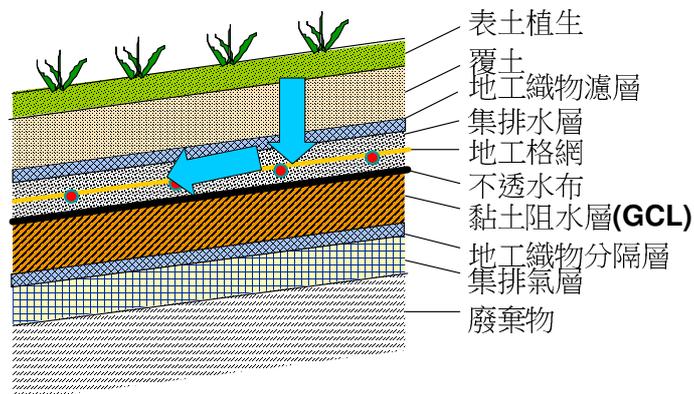


圖 2-2 一般廢棄物掩埋場最終覆蓋系統構造示意圖

根據我國一般廢棄物回收清除處理辦法（環保署，2002）第三十條第二款規定，掩埋場終止使用時，應覆蓋厚度五十公分以上之砂質、泥質黏土、皂土或具相同阻水功能之地工材料組合等阻水材料，覆蓋砂石者，並予以壓實。壓實後，平坦面坡度為百分之一以上，斜面坡度為百分之三十以下，並應綠化植被。然而，因為國內掩埋場多半超量掩埋或因為於山坡地，因此多未能符合上述坡度低於百分之三十（約為 17.5°）的要求。

根據環保署 2003 年委託研究單位訪視 29 個復育掩埋場（行政院環保署，2003）的結果顯示，『邊坡穩定性不足』名列掩埋場問題的榜首。針對這一類掩埋場的穩定問題，國內的主管機關曾提出以下建議：

1. 掩埋場在平地應不高於 50 公尺，在丘陵則可酌量提高。當掩埋場高度愈高，其坡度則應求其平緩。
2. 掩埋場外緣坡度基本上應不小於 1:3。祇有當掩埋場需要堆積更高時，方予酌情放緩坡度。
3. 當坡面愈趨於上方時，坡度可酌增陡峻，當坡面愈趨於下方時，坡度則勢須放緩。
4. 掩埋場高度每增加 8~10 公尺時，則須加設最少為 4 公尺寬的平台階面一座。階面內側須有排水溝設置。

另一方面，國內專家提出在目前存在的掩埋場中下述的垃圾邊坡範圍已被觀察為穩定邊坡（陳榮河，1997）：

1. 事業廢棄物：4H：IV (≈14.0°)到 3H：IV(≈18.4°)
2. 包含 40%固體的污泥式廢棄物：7H：IV(≈8.1°)到 6H：IV (≈9.5°)
3. 飛灰沈積物：7H：IV (≈8.1°)到 6H：IV(≈9.5°)
4. 砂質廢棄物和飛灰：4H：IV (≈14.0°)到 3H：IV (≈18.4°)

美國環保署的掩埋場設計要求(USEPA,1994)，『掩埋場的覆蓋系統必須在 25 年頻率暴雨 24 小時逕流與入滲狀態下保持穩定。坡度較 5H:1V(≈11.3°)陡者應該設置排水層。並應利用試驗求出覆蓋系統中的各個構件之間在乾燥與飽和狀態下的摩擦角，以其最低之摩擦角作為邊坡之最大坡度。』長期穩定的安全係數應大於 1.5。地震時安全係數則必須大於 1.0。(根據 RCRA Subtitle D 採用 USGS 2120 尖峰岩盤加速度圖 90%機率 250 年重現期地震。相當於 2400 年重現期的地震。) 若安全係數小於 1.0，則必須採用更嚴謹的分析方法評估地震時的位移。

表 2-1 美國環保署對於掩埋場穩定安全係數之規範(USEPA，1994)

類別	安全係數	
	土壤或廢棄物強度參數可靠度高者	土壤或廢棄物強度參數可靠度低者

崩塌後對生命無立即危害	>1.25	>1.5
崩塌後對環境無重大影響	>1.2	>1.3
崩塌後對生命產生立即危害	>1.5	>2.0 或更高
崩塌後對環境產生重大影響	>1.3	>1.7 或更高

國外專家學者透過案例分析，針對十個大型掩埋場破壞案例，探討邊坡破壞機制。進行 2-D 及 3-D 邊坡穩定分析；2-D 分析，使用 GEOSLOPE 程式並採用 Bishop simplified、Janbu simplified 進行求解；3-D 分析，使用 CLARA 程式，採用相同的切片法分析，同時比較 2-D 及 3-D 之安全係數。在有襯墊層的掩埋場當中，考慮邊坡滑動啟動機制時，其形狀因子(WF= FS3-D/ FS2-D)等於 1.15~1.43；不考慮時，形狀因子等於 1.10~1.33 (Koerner and Soong, 2000)。

2.1.2 掩埋場的破壞模式

垃圾掩埋場的邊坡破壞模式及分析方法，可以歸納區分為五大類(陳榮河與陳國賢，2002)。整理如表 2-2 所示。

表 2-2 掩埋場的破壞模式(陳榮河與陳國賢，2002；Mitchell and Mitchell，1992)

破壞模式	發生情況	發生原因	分析方法
固體垃圾內部的滑動破壞	邊坡較高、坡度較陡、垃圾夯實不足	垃圾剪力強度不足	圓弧破壞分析法
邊坡及基礎土壤之整體破壞	軟弱基礎(黏土層)	基礎下方土壤剪力強度不足	圓弧破壞分析法
襯墊層之拉出或斷裂破壞	營運期間填埋時，因填埋垃圾與襯墊層界面之摩擦力產生向下牽引力過大	襯墊層錨定力及張力強度不足	參考 Koerner (1994)
襯墊層界面之滑動破壞	坡度較陡、襯墊系統之界面強度低	界面剪力強度不足	塊體平衡法
風頂和覆蓋層之破壞	覆蓋層坡度較陡、襯墊系統之界面強度低	界面剪力強度不足	參考 Koerner (1994)

2.1.3 掩埋場的破壞案例

Koerner and Soong (2000)收集 1980 年至 2000 年間，世界各地十個大型掩埋場的破壞案例(如表 2-3)，其中掩埋場底部有無設置襯墊層系統的案例各佔一半。廢棄物邊坡破壞造成的坍方量 60,000 m³ ~ 1,200,000 m³，破壞類型以平面滑動居多，有設置襯墊層的掩埋場，則全部屬於沿著襯墊層界面之滑動破壞。

表 2-3 掩埋場破壞案例(Koerner and Soong, 2000)

Case History	Year	Location	Type	Quantity Involved
Unlined				
U-1	1984	N.America	Single rotational	110,000 m ³
U-2	1989	N.America	Multiple rotational	500,000 m ³
U-3	1993	Europe	Translational	470,000 m ³
U-4	1996	N.America	Translational	1,100,000 m ³
U-5	1997	N.America	Single rotational	100,000 m ³
Lined				
L-1	1988	N.America	Translational	490,000 m ³
L-2	1994	Europe	Translational	60,000 m ³
L-3	1997	N.America	Translational	100,000 m ³
L-4	1997	Africa	Translational	300,000 m ³
L-5	1997	S.America	Translational	1,200,000 m ³

2.2 廢棄物、焚化灰渣及地工合成材料材料工程參數

2.2.1 基本參數不確定因素

掩埋場內之廢棄物種類眾多，成分複雜且形狀與大小差異極大，各類廢棄物於長期掩埋之情形下，與周圍環境所產生化學或物理變化之情形與速率皆不相同。衛生掩埋場雖為人工填埋之構造物，然相對於路堤填方或堤防土石壩而言，對於其中所填廢棄物之工程特性，例如應力應變特性及其與時間變化之關係，由於取樣及試驗之困難度較高，至今尚無具體之結論。此外由於廢棄物之種類與性質隨消費方式及產生地區性之不同，其長、短期工程性質隨區域性之變化在所難免。在缺乏廢棄物可靠之工程特性參數前提下，又必須完成之衛生掩埋場穩定性之分析與設計，權宜之計除使用較為保守之工程參數外，參考前人之設計經驗，並以回饋分析方式及部分試驗室試驗結果驗證工程參數，為目前可行之方式。

由於廢棄物之應力應變特性及其與時間之關係無法確定，且掩埋場之廢棄物經長期物理與化學變化後之剪力強度一般將較初始為低，老舊掩埋場因廢棄物長期變形，可能發生在封場後覆蓋植被地表之不均勻沉陷，甚至產生張力裂縫，除可能降低覆蓋層之有效厚度，破壞地表逕流增加滲入水外，亦因增加覆蓋層之含水量，產生引致滑動等降低穩定性之因素。且台灣處於地震帶上，地震力對於衛生掩埋場穩定性勢必產生負面之影響。長期而言應特別注意安全與穩定性之問題。衛生掩埋場因長期變形所產生之明顯現象一般包括地表高程之降低（沉陷），坡度變化及等高線之蠕曲，植被顏色變化等。

固體廢棄物因組成成分受區域及時間影響極大，其強度特性至今仍無一定論，再加上廢棄物

與其下之基礎土壤間應力應變特性的差異，於掩埋場穩定分析時強度參數之選擇應特別謹慎為之並就短期與長期強度進行分析。

在垃圾邊坡穩定分析中，須具備垃圾之基本參數，即合理之剪力強度參數(單位重(γ)、凝聚力(c)、摩擦角(ϕ))，以及土工材料之界面強度，但因垃圾本身具有極大不確定性，致以傳統土壤力學方法進行評估分析，所得之分析結果，實難另人完全信任與採納，而主要之不確定因素如下(陳盈文，2006):

1. 有機垃圾會隨著掩埋時間漸漸發生化學反應，起初為好氧性分解，爾後經覆蓋土層後，行成厭氧性分解，分解過程中排出甲烷及二氧化碳，將影響試驗之準確性。
2. 掩埋場中腐敗性垃圾會隨時間不斷腐化，垃圾剪力強度具變化性，導致採樣時間之控制度，不易掌握具代表性採樣時間。
3. 部分垃圾具高度不均質性，如混雜式掩埋場，其中大型固體廢棄物，在一般採樣下(採樣試體較小)，所得試驗結果，將無法足以代表整體之垃圾性質。
4. 在實驗室進行垃圾壓實，有其困難度。
5. 除特殊性分類之掩埋場(如灰渣掩埋場、固化後掩埋場)，可得較為代表性之均質土質參數外，一般分析均假設垃圾層為均質均向，與實際土質實有某種程度上之差異性。
6. 不均質之垃圾，造成極為差異之孔隙比，影響垃圾單位重(γ)...等土壤性質。
7. 一般掩埋場在進行封閉復育階段，皆會採取植被做為綠美化之手段，有效之植被亦能提昇邊坡穩定，而植被種類之選擇，亦影響復育後之邊坡穩定度，在穩定分析時，並未能有模擬之參考數據，加以納入考量。
8. 近年在資源回收觀念之倡導下，掩埋場堆置垃圾之組成明顯改變，新舊垃圾之改變，即使使用國外經驗參數或本土建置之垃圾參數，仍值得商榷。

2.2.2 固體廢棄物單位重

在廢棄物的可燃物中，紙類全年度平均約佔乾基組成份的 28%，塑膠類約佔組成的 20%，纖維布類約佔 6%，木竹類約佔 4%，廚餘類約佔 23%，皮革橡膠類全年度佔 0.40%，其他類則約佔全年度的 6%。不可燃物中，金屬類佔全年度的 4%，玻璃佔 6%，陶瓷類佔 1%，石頭土砂佔 2%，其他類小於 1%。

垃圾單位重受垃圾層本身物理組成、掩埋時間、掩埋方式、掩埋年代、化學分解速率、堆置時壓密程度、排水狀況及沉陷因素等影響，產生相當大的變化。且由於掩埋物取樣困難，因此不易求得。廢棄物經掩埋壓實後單位重依壓實程度不同約在 4~9 kN/m³ (0.4~0.9 t/m³)間，但年代較久之垃圾層經生物分解及壓密沉陷後單位重可高達 9~10 kN/m³ (1.0~1.1 t/m³)。

根據環保署近年的調查顯示一般廢棄物掩埋場之廢棄物平均單位容積重為 225.61 kg/m³，極大

值為 368.5 kg/m^3 ，極小值為 150.5 kg/m^3 。這是根據環檢所的試驗標準所取得的數據，並不適合大地工程分析使用。

Kavazanjian et al. (1995)等整理相關文獻並由大型開挖結果，提出圖 2-3 之單位重深度曲線，其結果顯示表面之掩埋物之單位重為 6.5 kN/m^3 並隨著深度增加而呈線性增加，至 30 公尺深度其單位重為 11.5 kN/m^3 ，至此深度以下呈曲線變化，50 公尺以下約為定值 12.5 kN/m^3 ，常見之掩埋物平均單位重約為 $8.5 - 10 \text{ kN/m}^3$ ，若無現場量測資料，可利用此曲線配合表面開挖加以推估。

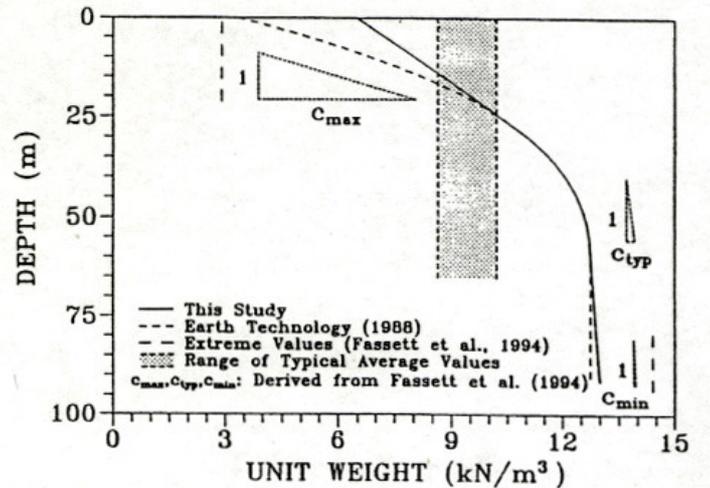


圖 2-3 固體掩埋物單位重深度曲線 (Kavazanjian et al. (1995))

由於廢棄物是由各種物質組成，各地方的生活習慣、各年代所產生的垃圾及測量的方法不同，故一般廢棄物的單位重變化很大，也沒有一定的值。想要正確的計算廢棄物的單位重困難處在於(Fassett et al., 1994)：

1. 掩埋的廢棄物組成成份不一致；
2. 想要得到足夠代表現場條件的試體很困難；
3. 廢棄物成份不穩定的特點使得取樣和試驗都很困難；
4. 廢棄物的性質隨時間而改變。

一般固體廢棄物的單位重可以透過多種方法量測，室外試驗方面如大尺寸盒量測、試坑量測、 γ 射線量測、垃圾垂直方向應力量測及計算掩埋場的體積及進場的垃圾重量計算求得等方法；室內試驗如有用重模的大或小試體計算、分別計算垃圾成份的單位重以及百分比加權求得，國內外學者曾經由各種方法求單位重值(Bromswell, 1978; Dvinoff and Munion, 1986; Merz and Stone, 1962; Sargunan, et al., 1986; Schumaker, 1972; Sowers, 1973)，重模後夯實的單位重依夯實的度約在 $3.92 \sim 8.83 \text{ kN/m}^3$ 間，可以相差在 4.91 kN/m^3 以上，大致上不超過 9.81 kN/m^3 ；現場量測值大約在 $4.91 \sim 6.87 \text{ kN/m}^3$ ，依覆土與垃圾的比例不同最大可達到 9.81 kN/m^3 以上；

而年代較久之垃圾層經生物分解及壓密沉陷後也可達到 9.81 kN/m³ 以上，由此可知單位重的變化大是因為倒入的垃圾成份不同、含水量不同、壓實程度不同以及每天的覆土量不同等原因造成。

行政院環保署委託逢甲大學所作的實驗分析得知 (環保署, 2004)，89 年到 93 年度之單位容積重全國平均值約為 1.60 ± 0.05 kN/m³；表 1 為各國文獻建議的單位重值，其值皆在 4.91 kN/m³ 以上，遠大於環保署近年調查的一般廢棄物平均單位重，當實驗過程因四分法後採集到較多之輕物質(如塑膠、紙類等)，其單位重將可能偏向低值，而若廚餘或不燃物比例較高，單位重則可能偏高，這是環檢所的試驗標準所取得的數據，並不適合大地工程分析使用。

表 2-4 自各國文獻中蒐集之廢棄物單位重資料 (Dixon and Jones, 2004)

國家	單位重 (kN/m ³)	備註	文獻
英國	5.98	使用 21 噸的夯鎚，離地 2m	Watts and Charles (1990)
	8.04	使用 21 噸的夯鎚，離地 0.6m	
比利時	5.00~10.01	不同的夯實程度	Manassero et al. (1996)
法國	6.97	地表的新鮮一般廢棄物	Gourc et al. (2001)
美國	5.98~6.97	新掩埋的一般廢棄物	Kavazanjian (2001)
	14.03~20.01	高度降解	

2.2.3 固體廢棄物剪力強度參數

現地掩埋物之剪力強度參數，受限於取樣代表性與試驗設備之限制，不易求得，一般多利用室內重模大型剪力試驗、現地大型剪力試驗、反算分析(back analysis)等方法推估。

有研究者提出廢棄物內聚力 c 值在 0 - 67 kPa 之間，摩擦角 ϕ 在 10 - 53° 之間(Knochenmus et al., 1998; Kavazanjian et al., 2001)。Vam Impe (1998)綜合了 24 個利用邊坡穩定迴歸分析與室內與現場試驗的廢棄物剪力強度研究，他整理所得的結果：(1) $0 \leq \sigma \leq 20$ kPa, $c \approx 20$ kPa, $\phi = 0^\circ$ ；(2) $20 \leq \sigma \leq 60$ kPa, $c = 0$ kPa, $\phi \approx 38^\circ$ ；(3) $20 \leq \sigma \leq 60$ kPa, $c \geq 20$ kPa, $\phi \approx 30^\circ$ 。這些數值與 Kavazanjian et al. (2001)所提出之結果相近。

根據游中揚 (1998) 整理前人數據後指出，國外於掩埋場現地以標準貫入試驗及現場載重破壞性試驗等試驗結果顯示，垃圾之摩擦角(ϕ)與凝聚力(c)大致呈反比關係，其摩擦角約在 12° - 26° 之間，凝聚力約在 0.45 - 0.02 kg/cm² 間。另一方面，Landva and Clark (1986)年久廢棄物，摩擦角 38° - 42°，內聚力 16 - 19 kPa。但一年後求得的數據為摩擦角 33°，內聚力 16 kPa。Howland and Landva (1992)的研究則得出 10 - 15 年的廢棄物，摩擦角 33°，內聚力 17 kPa。Gabr and Valero (1995) 10 - 15 年的廢棄物，摩擦角 20° - 39°，內聚力 0 - 28 kPa。Kavazanjian et al. (1995)整理相關結果，建議圖 2-4 之掩埋物剪力強度參數，當淺層正向應力小於 25 kPa 時，掩埋物之摩擦角為 0，凝聚力 $c = 24$ kPa，當正向應力大於 25 kPa 時，掩埋物之摩擦角為

33°，凝聚力 $c=5$ kPa；保守值可用摩擦角為 28°與凝聚力 $c=5$ kPa 或忽略凝聚力但取摩擦角在 30°~40°間。

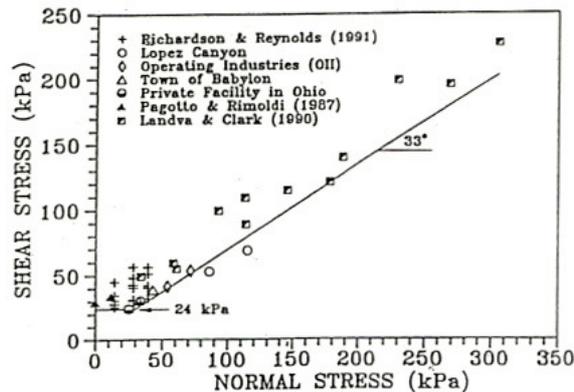


圖 2-4 掩埋物剪力強度建議值 (Kavazanjian et al., 1995)

Landva and Clark (1990)曾針對數個不同掩埋場之固體廢棄物進行直剪試驗（試體大小為 43.4 cm X 28.7 cm），發現凝聚力介於 0.0 至 23.0 kPa 間、摩擦角則介於 24°至 41°間，受廢棄物組成成分影響很大。**Landva and Clark (1990)**更進一步指出，傳統上將剪力強度與正向應力表示成單一線性之關係可能不適用於固體廢棄物。

Kavazanjian et al. (1995)依據平鈹載重試驗反算分析、實驗室與現地大型直剪試驗，配合已知穩定之現地掩埋場反算分析結果，建議取強度分佈之下限值，以雙線性來描述固體廢棄物之強度特性，如圖 2-5 所示，當正向應力低於 30.0 kPa 時，取凝聚力 24.0kPa、摩擦角 0 度；當正向應力大於 30.0kPa 時則取凝聚力 0.0 kPa、摩擦角 33°。

Eid et al. (2000)則綜合大型直剪試驗結果及已發生破壞之現地掩埋場邊坡反算分析結果，建議固體廢棄物之強度參數可取凝聚力 25.0kPa、摩擦角 35 度，如圖 2-6 所示。然而，

Kavazanjian et al. (2001)針對 Eid et al. (2000)所收集的強度資料特別指出，當正向應力超過 150 kPa 後，摩擦角有明顯降低的現象，因此固體廢棄物之強度參數不適合以單一線性來描述。

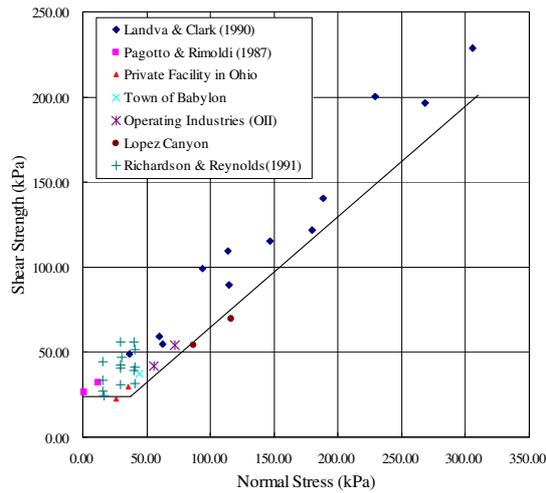


圖 2-5 固體廢棄物之剪力強度(Kavazanjian et al., 1995)

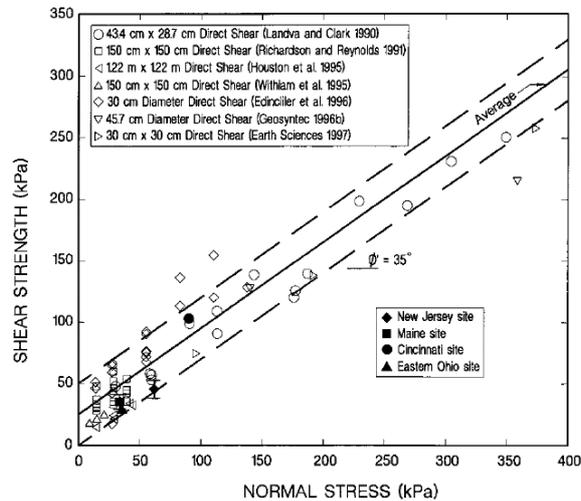


圖 2-6 固體廢棄物之剪力強度(Eid et al., 2000)

此外，固體廢棄物之應力應變關係也明顯與一般土壤材料不同。固體廢棄物之三軸壓縮試驗顯示，在軸向應變超過30%後，其應力仍持續上升，並無達到穩定值之跡象(Singh and Murphy, 1990；Machado et al., 2002)。因固體廢棄物之破壞應變明顯遠高於一般土壤材料，當掩埋場之基礎土壤達到尖峰強度時，固體廢棄物只發揮了部分強度，直到累積足夠剪應變，固體廢棄物達到破壞強度後，才會發生明顯可見穿透廢棄物堆填邊坡之破壞，此時其下之基礎土壤可能已達到其殘餘強度。因此，進行掩埋場邊坡穩定性分析時，若基礎土壤及固體廢棄物同時採用尖峰強度可能導致不保守的結果。

相較於一般土壤材料，固體廢棄物成份複雜、形狀差異極大，以及長期掩埋後物理及化學變化的影響，強度將隨時間而變化，因此無法取得具代表性之試體進行試驗。估算廢棄物的強度參數一般利用室內大型直剪試驗、現地大型直剪試驗、三軸試驗、反算分析等方法推估。

表 2-5 為國外一些學者以上述方法求得之剪力強度值。Landva 及 Clark (1990)將不同時間同一地點及粉碎後的廢棄物進行室內大型直剪試驗，結果顯示其內摩擦角約在 24°~42°之間，這些材料也存在 0~23 kPa 的凝聚力。Singh 及 Murphy (1990)根據室內、現場試驗以及通過反算得到強度資料，發現垃圾強度在本質上的極大差異性，但仍歸納出此值的範圍大致分布在 c (kPa) = $-2.35\phi(^{\circ}) + 81 \pm 17$ 內。Kavazajian et al. (1995)依照各種試驗結果，提出了一條折線形的強度包絡線，當正向應力低於 30.0 kPa 時，取凝聚力為 24.0 kPa，摩擦角為 0°；當正向應力大於 30.0 kPa 時則取凝聚力為 0 kPa，摩擦角 33°。Eid et al. (2000)則綜合大型直剪結果及已發生破壞之現地掩埋場反算分析結果，建議固體廢棄物之強度可取凝聚力 25.0 kPa 及摩擦角 35°。然而 Kavazajian et al. (2001)針對 Eid et al. (2000)所收集的強度資料特別指出，當正向應力超過 150.0 kPa 後，摩擦角有明顯降低的現象，因此固體的廢棄物不適合以單一線性來描述。

Mitchell 及 Mitchell (1992)觀察到，當掩埋場挖一直立壁面的深溝，其溝仍然能保持長期的穩定，雖然此時的凝聚力有可能是廢棄物顆粒的交疊或咬合作用造成，顯示廢棄物的“凝聚力”是一個重要的特性不可忽略。

此外，固體廢棄物之應力應變關係也明顯與一般土壤材料不同。固體廢棄物之三軸壓縮試驗顯示，在軸向應變超過 30%後，其應力仍持續上升，並無達到穩定值之跡象(Singh and Murphy, 1990;Machado et al., 2002)。因固體廢棄物之破壞應變明顯遠高於一般土壤材料，當掩埋場之基礎土壤達到尖峰強度時，固體廢棄物只發揮了部分強度，直到累積足夠剪應變，固體廢棄物達到破壞強度後，才會發生明顯可見穿透廢棄物堆填邊坡之破壞，此時其下之基礎土壤可能已達到其殘餘強度。因此，進行掩埋場邊坡穩定性分析時，若基礎土壤及固體廢棄物同時採用尖峰強度可能導致不保守的結果。

表 2-5 廢棄物剪力強度值(Sadek et al., 2001)

剪力強度參數		文獻來源	剪力強度參數		文獻來源
c(kPa)	$\phi(^{\circ})$		c(kPa)	$\phi(^{\circ})$	
Direct Shear (LAB)			Back analysis		
19	42	Landva & Clark ' (1986)	29	22	Pagotto & Rimoldi (1987)
19	38		78	1	
10	33.6		80	8.5	
16	33	Landva & Clark (1990)	60	15	Singh & Murphy (1990)
19	39		57	3	
22	24		40	13	
35	0	Singh & Murphy (1990)	0	35	
70	20		0	38	
65	3		35	14	
0	38		20	20	
0	42		18	20	

15	31		27	19.5	
0	39	Singh & Murphy (1990)	Misc.		
0	53		0	35	Martin & Genthe (1993)
0	41	Golder Assoc.(1993)	10	25	Cowland (1993)
5	40	Del Greco & Oggeri (1993)	10	17	Jessberger et al.(1994)
40	39		15	35	Singh & Murphy (1990)
5	20		23. 5	20	
24	22		0	35	
10	25		6	23	Kolsh et al. (1993)
70	20		8	30	
23.5	22		11	32	
7	42	Jessberger et al. (1994)	10	23	Fasset et al. (1994)
28	26.5		10	32	
27.5	20	Gabr & Valero (1995)	7	38	Jessberger et al. (1994)
0	39		0	30	
10.5	31	Jones et al. '97	0	40	
50	35	Pelkey (1997)	15	15	Kolsh (1995)
0	26		18	22	
43	31	Kavazanjian et al. (1999)	5	25	Jones et al. (1997)
24	18	Mazzucato et al. (1999)	0- 50	35	Eid et al. (2000)
Field testing			Triaxial tests(LAB)		
80	1	Singh & Murphy (1990)	10	0	Gabr & Valero (1995) (cu,φu) (c',φ')
100	1		40	0	
10	18	Richardson & Reynolds (1991)	16. 8	34	
10	43				
10	30	Whitiam et al. (1995)			
22	18.2	Thomas et al. (2003)			

此外，固體廢棄物之應力應變關係也明顯與一般土壤材料不同。固體廢棄物之三軸壓縮試驗顯示，在軸向應變超過 30% 後，其應力仍持續上升，並無達到穩定值之跡象 (Singh and Murphy, 1990; Machado et al., 2002)。因固體廢棄物之破壞應變明顯遠高於一般土壤材料，當掩埋場之基礎土壤達到尖峰強度時，固體廢棄物只發揮了部分強度，直到累積足夠剪應變，固體廢棄物達到破壞強度後，才會發生明顯可見穿透廢棄物堆填邊坡之破壞，此時其下之基礎土壤可能已達到其殘餘強度。因此，進行掩埋場邊坡穩定性分析時，若基礎土壤及固體廢棄物同

時採用尖峰強度可能導致不保守的結果。

國內掩埋場中廢棄物的工程性質研究甚少。對於掩埋場的設計來說，一般廢棄物（亦即生垃圾）與焚化灰渣的特性會影響到掩埋場的設計。台灣的一般廢棄物含水量高、且含廚餘，且在台灣濕熱多雨的環境中，生化反應速率較高。因此台灣的一般廢棄物在掩埋之後，可能產生的滲出水量與廢氣量、廢棄物壓縮量與掩埋場沈陷量較國外的一般廢棄物掩埋場高。

以往對內湖垃圾山之穩定性分析所採用之參數，則參考日本實際資料、並折減其強度至 75%，分別為 $\phi = 24.2^\circ$ ， $c = 33 \text{ kPa}$ (3.38 t/m^2)，垃圾之單位重則取 6.3 kN/m^3 (0.7 t/m^3)。另福德坑衛生掩埋場於規劃階段之穩定性分析，所採用摩擦角及擬聚力與內湖垃圾山一致，但單位重取更保守之 8.1 kN/m^3 (0.91 t/m^3)（陳榮河，1990）。

因為通常廢棄物含有很高的纖維成分（體積較大的成分），所以往往剪力強度頗高。但是掩埋場的破壞發生則也往往是營運期間操作人員並不了解邊坡穩定與廢棄物強度的觀念，將廢棄物填埋超過穩定的高度與坡度。

由於廢棄物的均質性很低，且尺寸大小不一，因此傳統的土壤力學試驗都不太適用，原因有下列數點（陳榮河，1997）：

1. 許多的垃圾在掩埋後的短短幾年便有生化反應，起初是好氧分解，再來是厭氧分解，排放出的氣體大部分是甲烷和二氧化碳。在試驗中這些排放出的氣體會影響試驗的結果。
2. 在掩埋場中的腐敗性垃圾會不斷的惡化，導致垃圾剪力性質的變化。
3. 有些垃圾，像家庭廢棄物是屬於高度不均質，所以小試體不足以代表整體垃圾的剪力性質。

相較於一般土壤材料，固體廢棄物因成分複雜、顆粒形狀與尺寸差異極大，及長期掩埋後化學或物理變化的影響，使其強度性質不僅變異性高且會隨時間改變。再加上一般土壤強度試驗無法真正適用於廢棄物材料，因此，進行掩埋場邊坡穩定分析時，如何合理評估固體廢棄物之強度參數為主要工作。

廢棄物剪力強度的取得方式有直接量測和間接量測。直接量測的方法包括：標準貫入試驗、錐貫入試驗、壓力儀(Pressuremeter)、現地直剪試驗、間接量測的方法包括了：波速量測、電阻量測、平鈹載重試驗、沈陷觀測、側向變形觀測、邊坡滑動回饋分析等。

ASTM D5321 大型直剪試驗的直剪盒為 30 cm X 30 cm，高度 10 cm，雖已較傳統的直剪試驗 ASTM D3080 試體尺寸大許多，但是對於廢棄物來說，因廢棄物尺寸不一，30 cm X 30 cm 的尺寸仍嫌無法對於具代表性的廢棄物進行試驗。而且此儀器所能提供之正向力相當低，多半僅適用於覆蓋系統的狀況。基於前述廢棄物的非均質與尺寸效應，廢棄物的性質藉由現場的試驗可以求得最為可靠的數據。

現地掩埋物之剪力強度參數，受限於取樣代表性與試驗設備之限制，不易求得，一般多利用

室內重模大型剪力試驗、現地大型剪力試驗、反算分析等方法推估。蒐集相關文獻彙整如下表 2-6。

表 2-6 垃圾剪力強度(陳盈文，2006；錢學德等，2000)

文獻來源	摩擦角 ϕ	凝聚力 c (t/m ²)	備註
Fang 等人(1977)	15°~25°	7.2	室內進行夯實垃圾之強度試驗
Oweis 等人(1985)	20°	2.0~2.5	由現地推算(垃圾在軟弱至中等軟弱之黏土層)
STS (1985)	30°~35°	1.0~2.5	由壓力計試驗
Dvinoff, Munion (1986)	不排水剪力強度 $c_u=3.9$		由一破壞實例推算
三宅宏文 (1981)	32.2°	4.5	日本實際量測之資料
Kavazanjian (1995)	$\sigma < 25\text{kPa}$, $C=24\text{kPa}$, $\phi=0^\circ$ $\sigma > 25\text{kPa}$, $C=0\text{kPa}$, $\phi=33^\circ$		平板載重試驗反算分析、實驗室與現地大型直剪試驗，配合已知穩定之現地掩埋場反算分析結果
Vam Impe (1998)	$0 \leq \sigma \leq 20\text{kPa}$, $c \doteq 20\text{ kPa}$, $\phi=0^\circ$ $20 \leq \sigma \leq 60\text{kPa}$, $c=0\text{ kPa}$, $\phi \doteq 38^\circ$ $20 \leq \sigma \leq 60\text{kPa}$, $c \geq 20\text{ kPa}$, $\phi \doteq 30^\circ$		24 個邊坡穩定迴歸分析與室內及現場試驗
游中揚 (1998)	12°~26°	0.45~0.02 kg/cm ²	彙整國內外文獻
陳榮河 (2002)	摩擦角 ϕ 與凝聚力 c 關係式 c (kPa) = -2.3 ϕ +81±17		彙整國外文獻
鄭介眉 (2004)	38.9°	1.054	依現地採樣資料分析

2.2.4 廢棄物承載力

在對土地資源有限的台灣，於土地的高度利用之要求下，掩埋場有愈往上堆的趨勢，日後封閉後常會興建建築物（如公園、停車場、活動中心、會議中心、購物中心等），對於場址的承載力不能忽視。

Singh and Murphy (1990)將掩埋場分為兩類：高度低於 60m、坡度比 3：1、場址底部土壤不排水剪力強度大於 192 kN/m² 者，傳統土壤邊坡穩定分析可應用於此；但是對於高於 68m，坡度較陡（1.5~2H to 1V），及位於軟弱土壤（ S_u 小於 96 kN/m²）上方者，除了傳統的邊坡穩定分析外，還要包括承載力分析。推算承載力可用圓錐貫入試驗或平鈹載重試驗求取，不過安全容許應力由沉陷量決定。**Schumaker (1972)**建議容許承載力約在 24.5~ 39.2 kPa；**Sargunan et al. (1986)**根據 **Meyerhof (1956)**之建議取承載力 $q_a = q_c/40$ （ q_c 係由靜態錐式貫入試驗而得），並得承載力為 29.4~39.2 kPa。

許多學者已針對各類土壤提出其預估之地盤反力係數範圍，近年來在國內則有**謝旭昇及程日**

昇(1996)提出一組地盤反力係數建議值，如表 4 所示，並認為地盤反力係數值基本上和 SPT-N 值有一正比關係。

表 2-7 地盤反力係數範圍(謝旭昇及程日昇，1996)

土壤種類	K_v 之範圍 (t/m^3)	土壤種類	K_v 之範圍 (t/m^3)
粘性土壤：		砂質土壤：	
極軟	< 500	極疏鬆	< 800
軟弱	500 ~ 1000	疏鬆	800 ~ 2000
中等堅實	1000 ~ 2000	等堅密	2000 ~ 6000
堅實	2000 ~ 4000	緊密	6000 ~ 8000
極堅實	4000 ~ 8000	極緊密	> 8000
堅硬	> 8000	承載層	8000 ~ 10000

2.3 焚化灰渣工程性質

國內外對於焚化灰渣的再利用雖有部分學者專家的研究成果，但是對於灰渣的工程性質，尤其是剪力強度性質幾乎沒有研究。

2.3.1 灰渣的基本物性

李維峰等人(2004)指出垃圾焚化底渣即指焚化廠以焚燒的方式處理都市固體廢棄物(MSW)後所殘餘之灰渣，又稱為焚化底渣。底渣屬多孔隙輕質非均質物質，具有高比表面積的特性，其表面的小孔洞是因為底渣顆粒由高溫熔融狀態，突然經淬火過程所造成。一般內含有鐵質及非鐵金屬、磚瓦、陶瓷、玻璃碎片、石頭及泥土類等物質。而在適當的夯實下，底渣因較少含量的似黏土顆粒而無回脹的問題，且不易因水入侵而導致不均勻沉陷之情形發生。

Pandeline et al. (1997)認為比重隨粒徑大小的增加而增加，此因含鐵質物粒徑較大，鐵質物愈多，比重愈大。

表 2-8 灰渣物理性質

資料來源	Site	Gs	w (%)	阿太堡試驗	統一土壤分類
Tay and Goh (1991)	新加坡	2.45	-	NP	SP
Pandeline et al. (1997)	佛羅里達	2.55-2.79	15-21	-	SW
李建中等(1995)	內湖	2.65	24.6	-	GW-GM
林聖琪 (2000)	木柵	2.6	24.5	NP	SW
李維峰等(2004)	北投	2.03	-	-	SP

	內湖	2.02	-	-	SW
	木柵	1.83	-	-	SW

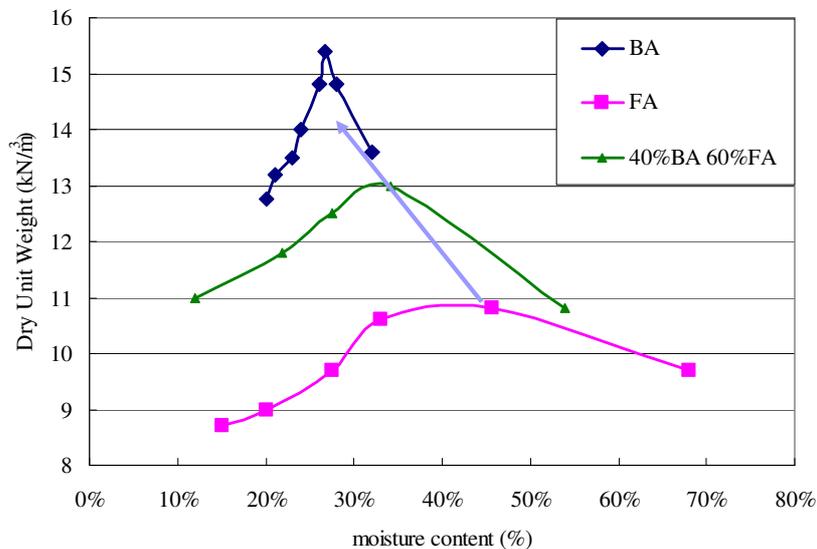


圖 2-7 不同比例底渣與灰渣夯實曲線

Muhunthan et al. (2004)以不同比例底渣與飛灰進行標準夯實試驗，得圖 1，其認為灰渣混合物的夯實曲線相似於黏土。數據顯示單位重皆較砂、黏土來的低，當底渣成份愈多，最大乾密度($\gamma_{d,max}$)愈大，純底渣試驗時取得 $\gamma_{d,max}$ 約為 15.4 kN/m³；當飛灰成份愈多，則最佳含水量(OMC)愈大，純飛灰時 OMC 高達 45 %。亦根據試驗，發現單位重差異不大，但含水量有較大的變化，其導因於試體的粒徑大小、化學成份及吸水等特性不一所致。

Goh Anthony et al. (1993)利用標準夯實求取 $\gamma_{d,max}$ 及 OMC，分別為 14 kN/m³及 30.7 %。而傳統填土的乾土單位重幾乎超過 18 kN/m³，故底渣的低單位重使其成為供建設用材的優點—質輕，載重小，適用於覆土，可減少基層的沉陷。

2.3.2 灰渣的壓縮特性

李建中等(1995)利用單向度壓密試驗研究內湖焚化廠底渣的壓縮特性，發現底渣未浸水情況下壓縮速率相當快，施加垂直荷重後 0-60 秒即可達到約 90 %之壓縮量，故顯示試驗時，體積的變化主要為瞬時壓縮。亦由疏鬆及緊密試體相作比較，疏鬆試體之壓縮指數 cc 約為 0.18-0.26；夯實試體僅在 0.043，此壓縮特性較一般土壤為佳。而因受壓緊密試體產生破碎，造成解壓回脹量相當小，再壓縮指數 cr 約為 0.0045。疏鬆試體雖壓縮性較高，但壓縮時間短，對長期穩定性影響不大；而夯實試體壓縮性低、回脹量小且容許壓應力大，故在一般工程應用上有一定的優勢。

李文成(1998)則針對飽和、溼潤及烘乾三種底渣試體進行單向度壓密試驗，得壓縮指數 cc 約為 0.003-0.068；回脹指數 cs 約為 0.001-0.011。經研究顯示含水量高、孔隙比大的試體變形量較大，因浸水後，孔隙比上升，故浸水較原始底灰之沉陷量大。而同孔隙比下，浸水仍大於原始底灰，此乃因烘乾試體壓縮主要來自顆粒彈性變形與破碎；溼潤或飽和主要來自顆粒的彈性變形與破碎外，仍有顆粒的滑動與重排。

此外，Maria (2004)認為有機物會對材料的勁度造成不利的影響，亦即變形量大。而有機物含量多從紙類、木頭或落葉等材料而來，故如能有效控制有機物含量，則將可提高焚化灰渣的可用性。

2.3.3 灰渣的剪力強度

李建中等(1995)利用小型直剪、大型直剪與排水三軸試驗求取底渣自身剪力強度，如表 2 所示，一般直剪所得的剪應力值較大型直剪稍高，雖摩擦角差異較小，主要是因凝聚力的差異，顯示試體尺寸在本研究之顆粒分佈下，對於剪力強度影響很小，一般直剪即可適當代表剪力強度。綜合三者之結果，由初始乾密度與內摩擦角的關係可知，三軸試驗所得之內摩擦角略高於直剪結果，此與一般顆粒性土壤之現象並不一致，可能是因灰渣材料組成不均所造成，而三軸中由外部套入的橡皮膜所產生的約束力造成試體邊界之應力條件改變，亦會影響結果。故如一般情況下，對於剪力強度之評估宜以直接剪力強度試驗為主；若考慮 3-D 情況下之剪力強度，宜就三軸所遭遇的問題加以探討並審慎評估。

表 2-9 不同試驗所得之底渣剪力強度性質

	直接剪力試驗				大型直剪	排水三軸
	疏鬆試體			夯實試體	疏鬆試體	疏鬆試體
w (%)	5%	15%	25%	15%	15%	15%
γ_d (kN/m ³)	12.75	13.12	14.25	17.76	12.75	13.1
c (kPa)	16.4	16.5	30.6	82.5	13.6	15.7
ϕ (°)	34.3	32.4	40.8	47.9	34.1	36.5

李文成(1998)使用 15×15 cm 尺寸之直剪盒進行灰渣直剪試驗，所得底渣的凝聚力約 6-14 kPa，摩擦角約 25-43°。由剪應力與剪力位移關係中發現無出現尖峰值，此因剪動過程中底渣顆粒破碎遠較砂土顯著，破碎顆粒不斷調整位置，剪力強度也隨位移的增加而增強。由試驗可知，焚化底灰之剪力強度性質似無凝聚力砂土，強度主要來自顆粒間摩擦、體積膨脹效應、顆粒破碎與重組、顆粒不規則外型。受剪過程中顆粒間所產生的互鎖作用，除受顆粒表面粗糙度影響，也因試體緊密程度及所受正向應力所影響。

2.4 土工合成材界面剪力強度參數

在阻水系統中存在著可能的兩個滑動面，分別為現地土壤與土工膜布以及覆土與土工膜布如圖 2-8 所示，至於如土工膜布等土工合成材之張力 T 則依圖 2-9 所示，由上下二介面剪力大小決定，只有邊坡角度 β 小於各介面間的摩擦角，所有的土工合成材構件都不會產生張力，且邊坡穩定之安全係數都大於一，但只要在上界面剪力大於下界面剪力時，土工合成材構件就會產生張力，邊坡愈長則邊坡上鋪設之土工合成材料（包括土工止水膜）所受張力愈大，故邊坡長度應予以限制。

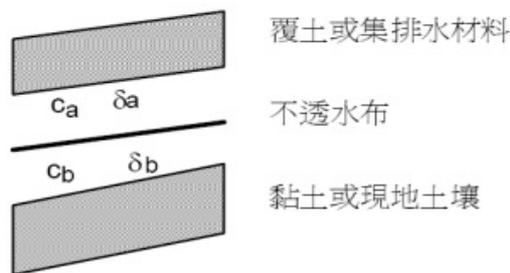


圖 2-8 土工膜布之界面強度參數 (單信瑜, 1999)

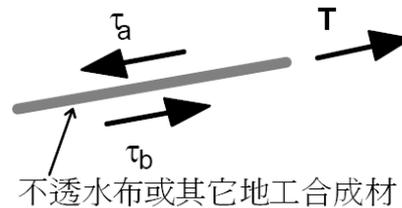


圖 2-9 土工膜布張力與界面剪應力圖 (單信瑜, 1999)

土工膜布與土壤介面剪力強度參數隨著土工膜布表面處理方式不同而差異極大，對具平滑表面之土工合成膜(smooth geomembrane)，其典型靜態摩擦角約為 8° ，而織物類(textured)土工膜布其典型靜態摩擦角可達到 25° ，[Mitchell et al. \(1990\)](#)之研究指出介面靜態視摩擦角受材質本身、接觸介面性質與介面濕潤度影響，而 [Kavazanjian et al. \(1991\)](#)與 [Yegian and Lahlaf \(1992\)](#)利用震動台與離心機研究土工膜布與土壤介面其動態與靜態視摩擦角差異，發現其差異有限，因此可利用靜態試驗值進行擬靜態分析。對於複合式襯墊層中夯實黏土與土工合成膜介面摩擦角，其值受黏土夯實時水分與介面濕潤度影響極大，摩擦角分佈可從 6° 至 30° ，實務上多利用此介面為滑動面時之反算值代表。另外夯實黏土襯墊層其剪力強度介於 44~83 kPa ([Augello et al. 1995](#))。

根據 [Martin et al. \(1984\)](#) 的研究，HDPE 土工膜布與砂之間的摩擦角約 18° ，PVC 土工膜布與砂之間的摩擦角約 23° 。HDPE 土工膜布與土工織物之間的摩擦角約 $6^\circ - 11^\circ$ ，PVC 土工膜布與土工織物之間的摩擦角約 $11^\circ - 24^\circ$ 。其他的研究數據顯示，砂和光面土工止水膜的摩擦角大約在 $17^\circ - 25^\circ$ 之間 ([Koerner, 1994](#); [Orman, 1994](#); [Stamatopoulos and Kotzias, 1996](#); [Liu et al., 1998](#); [Stamatopoulos, 1998](#); [Luellen et al., 1999](#))。織布和糙面土工止水膜的尖峰摩擦角則在 $19^\circ - 27^\circ$ 之間，殘餘摩擦角在 $17^\circ - 24^\circ$ 之間 ([Luellen et al., 1999](#))。

有關掩埋場覆蓋系統的邊坡設計在考慮界面剪力強度或 GCL 之內剪力強度時，採用尖峰剪力強度或殘餘剪力強度的抉擇，在過去曾經引發不少的討論。在許多地區，尤其是地震較為頻繁的地區，常採用的原則是利用短期直剪試驗所得之尖峰剪力強度計算之邊坡滑動的安全係數應大於 1.5。但是若預期在未來某界面或材料的尖峰剪力強度會降低（例如加勁 GCL 的纖維已不存在），則應探討未來邊坡發生滑動（安全係數 $FS < 1.0$ ）的可能性以及其後果。因此，或許應該在設計時明確指出設計年限以及納入未來維修或重建的可行性，或就此進行風險與成本分析；類似 [Duncan \(2000\)](#) 所提出的機率設計方法，但是再加上時間的考量 ([Thiel and von Maubeuge, 2002](#))。

另一種設計概念則是採用最低的殘餘剪力強度來分析邊坡穩定性。GCL 則以其殘餘剪力強度來考量，意味著部分的加勁纖維已經拉斷。利用此種方式設計，則邊坡滑動的安全係數的要求是 $FS \geq 1.0$ 。在長期安全係數大於 1 的狀況下，邊坡將不至於發生滑動。但此種設計原則較為保守。但是不僅法規中並未規定，且業界也無通用的準則究竟應採取哪一種安全係數的計算方法以及所考量的設計年限。

表 2-10 舉出曾經以標準之檢驗方 (ASTM D5321) 土壤與 Smooth HDPE 求出介面強度之參數值。[Martin et al. \(1984\)](#) 研究發現，土與土工止水膜之間的摩擦角總是低於土與土之間的摩擦角，土工止水膜越光滑堅硬，它與土之間的摩擦角就越小（如 HDPE）。[Mitchell et al. \(1992\)](#) 指出介面摩擦角不但受材質本身，接觸面性質、土壤的含水比都有一定程度的影響。[Williams and Houlihan \(1987\)](#) 研究在不同種類的土壤及各種濕潤度下，土壤與土工止水膜的摩擦角範圍約在 $17^\circ - 27^\circ$ 間，而土壤與織物類之摩擦角可到達 30° 。

表 2-10 HDPE 界面強度參數值 (劉家男, 2004)

Geosynthetics	Soil	Test Condition	σ_n (kPa)	Shear Rate (mm/min)	ϕ_p	c_p (kPa)	Reference
Sm HDPE	sand	hydrated	20-60	0.0025 -0.25	26-28	0	Koutsourais et al.(1991)
Sm HDPE	sand	saturated	14-100	0.127	17-18	0	Martin et al.(1984)
Sm HDPE	sand	saturated	5-25	0.3	19-27	0.6-0.7	Williams and Houlihan(1987)
Sm HDPE	Sapolite	saturated	5-25	0.3	21	0.4	Williams and Houlihan(1987)
Sm HDPE	clay	saturated	5-25	0.3	25	1	Williams and Houlihan(1987)

Sm HDPE	sand	drain	-	-	18	0	Mitchell et al.(1992)
Sm HDPE	clay	壓實	-	-	15	-	Mitchell et al.(1992)

土工合成材與土壤介面剪力強度參數隨著土工材的種類不同而有極大的差異，[Mitchell et al.](#) 之研究亦指出介面靜態視摩擦角受材質本身、接觸介面性質與介面溼潤度影響。[Martin et al. \(1984\)](#)利用不同土壤試體與不同土工合成材以研究土工材界面剪力強度，如表 2-11，其認為土壤與土工膜布的尖峰界面摩擦角總是較土壤間摩擦角為小，其中又以 HDPE 土工膜布界面摩擦角最小。

表 2-11 土工合成材與土壤界面摩擦角

		Soil type		
		concrete sand ($\phi=30^\circ$)	Ottawa sand ($\phi=28^\circ$)	Mica schist sand ($\phi=26^\circ$)
geomembrane	smooth HDPE	18	18	17
	rough PVC	27	-	25
	smooth PVC	25	-	21
geotextile	nonwoven needle-punched	30	26	25
	nonwoven heat-bonded	26	-	-
	woven monofilament	26	-	-
	woven slit-film	24	24	23

[林聖琪\(2000\)](#)利用內湖焚化廠底渣與平滑土工膜布進行大型界面直剪試驗(30x30 cm)以探討接觸面摩擦特性。取得界面剪力強度如表 2-12，界面黏滯力約為 0-7.08 kPa，界面摩擦角約為 19.1-25.7°。結果發現灰渣-土工膜布不同於土壤-土工膜布界面摩擦特性，土壤易受水的作用影響而使界面剪力強度下降。灰渣因顆粒呈角狀並含有碎玻璃、陶瓷等尖銳物體，在正向應力作用下，灰渣會嵌入土工膜布內，並在剪動時，使土工膜布產生刮痕。而亦因顆粒的嵌入，提供了額外的阻止滑動的力量，此阻抗力量會大於水對界面摩擦的影響。

表 2-12 底渣與平滑土工膜布界面剪力強度

組別	相對密度 D_r (%)	含水量 w (%)	尖峰強度參數	
			c (kPa)	ϕ (°)
1	60	0	5.52	19.1
2	60	20	7.08	19.9
3	80	0	2.04	24.6
4	80	5	0	24.3
5	80	20	1.5	25.7

2.5 掩埋場邊坡穩定分析

2.5.1 坡地型掩埋場邊坡穩定分析

常用之土壤邊坡靜態穩定分析方法皆可應用於垃圾填築邊坡，其中極限平衡法，因方便、迅速，而最常被使用。而此類方法可依破壞面形狀而分為兩類：(1)破壞面呈平面時，可用塊體平衡法分析之，此類破壞面多發生於襯墊層界面強度較弱時，或覆蓋層之破壞；(2)破壞面呈一圓弧形，可採用切片法，以力學平衡求其安全係數。然極限平衡法沒有考慮變形行為之影響，故亦有用有限元素法來研究垃圾邊坡變型行為及應力分佈。

坡地型掩埋場之穩定分析，不謹須考慮常時靜態之穩定性，亦須考慮在動態作用時之穩定性，分別敘述如后(陳榮河，1990)：

一、靜態穩定分析

常用之土壤邊坡靜態穩定分析方法皆可應用於廢棄物填築邊坡，其中極限平衡法，因方便、迅速，而最常被使用。而此類方法可依破壞面形狀而分為兩類：(1)破壞面呈平面時，可用塊體平衡法分析之，此類破壞面多發生於襯墊層界面強度較弱時，或覆蓋層之破壞；(2)破壞面呈一圓弧形，可採用切片法，以力學平衡求其安全係數。然極限平衡法沒有考慮變形行為之影響，故亦有用有限元素法來研究廢棄物邊坡變型行為及應力分佈。

二、動態穩定分析

因地震或其他震動導致廢棄物邊坡破壞情形有：基礎土壤之液化、邊坡之滑動破壞、底部襯墊層及頂部覆蓋層之滑動破壞等，其中底部襯墊層系統之各界面，更為廢棄物填築邊坡受震之一潛在弱面。廢棄物填築邊坡之動態反應，主要受廢棄物之動態強度、動態勁度、阻尼特性、幾何形狀及重量等因素所控制，而襯墊系統各界面之動態穩定性，則受界面動態剪力強度及降伏應變所控制。然目前為止，有關廢棄物材料之剪力模數衰減曲線及阻尼曲線等資料仍尚未建立，而各種襯墊系統之動態強度相關資料亦不多，故現階段動態穩定分析之方法，最常使用擬靜態分析法，即將地震作用視為引致一等值水平力(=地震係數×潛在滑動塊體重量)，施加於潛在滑動之塊體，以評估其穩定性。擬靜態分析法為一極為簡化且保守之方法，因此Seed提出一動應力分析法，地震力以假靜力模擬，考慮因地震引致之反覆應力，及由試驗求得材料在設計頻率下之破壞剪力強度，據以求得一較為合理安全係數。

2.5.2 各種切片分析法之比較

極限平衡法為大地工程師在探討土壤邊坡穩定經常使用之方法，其基本理論乃是以力學觀念中之力平衡及力矩平衡為出發點，其中切片法因能適切地模擬邊坡之幾何形狀、土層之變異性及水壓力狀況，因此成為較常使用之方法(Terzaghi and Peck, 1967)。採用切片法進行邊坡穩定之分析已發展出甚多方法，其中最主要的不同為：(1)用以求得之安全係數之方程式(2)為達成靜定解所作的假設(Fredlund, 1975)。後續將針對下列 10 種切片分析法進行討

論: Ordinary、Bishop simplified、Janbu simplified、Morgenstern and Price (M-P)、Spencer、Corps of Engineers #1、Corps of Engineers #2、Lowe-Karafiath、Janbu Generalized 及 Sarma 等。表 2-13 為各切片分析法滿足的靜力平衡方程式，表 2-14 為各切片分析法切片側向力的假設。表 2-15 就四種常用的邊坡穩定分法：Bishop 簡化法、Janbu 法、Spencer 法及 Morgenstern-price 法，介紹其特點及適用性。

表 2-13 各切片分析法之靜力平衡

Method	Moment Equilibrium	Force Equilibrium
Ordinary	Yes	No
Bishop's Simplified	Yes	No
Janbu's Simplified	No	Yes
Morgenstern-Price	Yes	Yes
Spencer	Yes	Yes
Corps of Engineers #1	No	Yes
Corps of Engineers #2	No	Yes
Lowe-Karafiath	No	Yes
Janbu Generalized	Yes(by slice)	Yes
Sarma	Yes	Yes

表 2-14 各切片分析法之側邊力函數假設

Method	Interslice Normal(E)	Interslice Shear(X)	Interslice of X/E Resultant, and X-E Relationship
Ordinary	No	No	No interslice force
Bishop's Simplified	Yes	No	Horizontal
Janbu's Simplified	Yes	No	Horizontal
Morgenstern-Price	Yes	Yes	$X=E\lambda f(x)$, user function
Spencer	Yes	Yes	Constant
Corps of Engineers #1	Yes	Yes	Inclination of a line from crest to toe
Corps of Engineers #2	No	Yes	Inclination of ground surface at top of slice
Lowe-Karafiath	Yes	Yes	Average of ground surface and slice base inclination
Janbu Generalized	Yes	Yes	Applied line of thrust and moment equilibrium of slice
Sarma	Yes	Yes	$X=C+E\tan\phi$

表 2-15 各種切片方法之比較 (施國欽, 2001)

分析種類	切片側力之考慮	切片力平衡	適用性
Bishop	剪力 $T_L=TR$	$\Sigma F_y=0$	圓弧破壞
Spencer	側力互相平行	$\Sigma F_y=0$ $\Sigma F_y=0$ $\Sigma M=0$	圓弧及非圓弧破壞
Morgenstern-Price	剪力 T、正向力 E 及壓力 PW 均考慮	$\Sigma F_y=0$ $\Sigma F_y=0$ $\Sigma M=0$	圓弧及非圓弧破壞

Janbu	T、E 均考慮，簡化分析時，先不考慮側力，最後依經驗乘以修正係數	$\Sigma Fy=0$ $\Sigma Fy=0$ $\Sigma M=0$	圓弧及非圓弧破壞
-------	----------------------------------	--	----------

2.5.3 邊坡穩定之三向度效應

現實世界中邊坡滑動破壞均是以三向度呈現，過去許多研究顯示，在許多情況下，三維分析通常大於二維分析的結果，張睦雄（2005）曾經以三維分析探討滑動面幾何形狀可能造成之三向度效應（ E_3 ），以及對邊坡的穩定性之影響。其中，定義三向度效應：

$$E_3 = (F_3 - F_2) / F_2$$

其中 F_3 表示三向度安全係數，或是邊坡實際上之穩定性； F_2 則是最大斷面之二向度安全係數。若為對稱之滑動面，最大斷面即為中央對稱斷面。

他提出了下列結論：

1. 影響三向度效應源自於滑動幾何參數：滑動體寬/高比、兩側面展開角與其傾角；材料參數之影響可忽略。
2. 當滑動面寬度小於 5~10 倍高度時，三向度效應開始產生。當寬度大於 10 倍高度時，三向度效應不明顯，可視為二向度問題。
3. 當滑動體兩側面閉合，平行，乃至微開時，三向度效應為正，表示邊坡之穩定性較二向度分析為高。當兩側開口過大（如開口型或畚箕型），其傾角約 $10^\circ \sim 75^\circ$ 範圍時，出現負效應，顯示邊坡穩定性較二向度分析為低。
4. 三向度效應在某些情況下造成傳統二度空間分析不利之影響。對正向分析而言，負效應的產生將使傳統分析高估邊坡穩定性；對反向分析而言，正效應的形成會使傳統分析高估材料強度。
5. 對於凝聚型之滑動面強度特性而言，其三向度效應將大於摩擦型滑動面材料之三向度效應。

2.5.4 邊坡穩定分析程式

計算機應用在邊坡穩定分析肇始於 1950 年代，一般使用的邊坡穩定分析軟體非常多，其中較著名且被廣泛使用的極限平衡方程式有：STABL、UTEXAS4、SLOPE/W、TALREN 97、CLARA 等。

每一個程式的發展均有其特定的需求、限制及過程，因此在功能上也必然有所不同。將分別簡單介紹各軟體的功能及特色。另外，Pockoski and Duncan (2000) 的研究報告，針對各種 UTEXAS4、SLOPE/W、SLIDE、XSTABL、WINSTABL、RSS、SNAIL 及 GoldNAIL 等分析軟體，以 11 個假設案例探討，求得安全係數之差異，並比較各程式的特色同時作出評分表提

供工程界參考，如表 2-16 所示。

表 2-16 各邊坡穩定分析程式評分表(Pockoski and Duncan, 2000)

	UTEXAS4	SLOPE/W	SLIDE	XSTABL	WINSTABL	RSS	SNAIL	GoldNail
Accuracy	5	4.5	4.5	4	3.5	4	2	4
Program Computation Time	5	5	5	5	4(1*)	4	2	4
Time to Enter Data & Complete Analysis	3	5	5	4	3.5	3.5	3	3.5
Ease of Reinforced Slope Design	3	5	5	4.5	4	3.5	3	2.5
Ease of Unreinforced Slope Data Design	1.5	2.5	2.5	5-initial only-no final design capabilities	3	5-horizontal reinforcement only	4	5
Ease of Soil Nail Data Entry	3.5	5	5	4	3.5	3	3	3.5
Ease of Tieback Data Entry	2.5	3.5	3.5	NoProvision for Reinforcement	3.5	5-horizontal reinforcement only	5	4.5
Ease of Geogrid Data Entry	2.5	5	5	NoProvision for Reinforcement	4	5-horizontal reinforcement only	3	3.5
Slope Face Direction?	2.5	3.5	3.5	NoProvision for Reinforcement	4.5	5	3	3.5
Time Req'd to Make Output Report Ready	4	5	5	3	2	3	3	1
Quality of Graphical Output	4	5	5	3	2	3	3	1

*In WINSTABL, Spencer's Method has a computation time of up to several minutes.

1-Poor 2-Fair 3-Average 4-Good 5-Excellent

2.6 掩埋場變形分析

本研究之掩埋場變形分析係採用 FLAC 進行，FLAC 係基於連體力學理論(Continuum Mechanical)，將控制方程式以外顯有限差分法(Explicit Finite Difference Method)來求解，由於有限差分法所撰寫之程式不像有限元素法需求得總體勁度矩陣，因此在運算上的速度較快，且所佔之記憶體空間較為節省，同時目前可由視窗來建立網格，及給定材料性質等在使用上更加方便。

FLAC 為應用於大地工程的數值分析程式。FLAC 程式基本的運算步驟，首先對每個節點而言，由作用力或應力經由運動方程式產生節點的不平衡力 (Out-of-Balance Forces)，利用此不平衡力決定節點的速度分量，並經由對速度積分來決定節點位移(如圖 3-11 所示)；另一方面，對每個區間而言，由節點的速度分量可決定應變率(Strain Rate)，再利用應力-應變組合律決定

新的應力增量，藉此應力增量又可更新節點的不平衡力，如此程式將反覆執行此運算步驟，直到節點最大的不平衡力達到一可接受的合理範圍為止。此外，在 FLAC 程式中，對於正向應力係以壓應力為負，而以張應力為正。

至於應力-應變模式方面，FLAC 程式中提供了許多不同的組合律分析模式，供使用者視問題實際的需要加以選擇，主要可以分為三種模式(空洞、彈性、塑性)：

1. 空洞模式

空洞模式(null model)：用以模擬開挖的效應。

2. 彈性模式

- (a) 等向彈性模式 (isotropic elastic model)：應力-應變關係遵循虎克定律。
- (b) 橫向等向性彈性模式 (transversely isotropic elastic model)：材料僅在兩方向為等向彈性，但在第三方向則否。

3. 塑性模式

- (a) Drucker-Prager 模式：為一般材料組合律中常見之破壞模式，而其應力態的包絡線是藉由非諧合流法則之剪力破壞及諧合流法則之張力破壞所控制。
- (b) 莫爾-庫倫塑性模式(Mohr-Coulomb plasticity model)：完全彈塑性模式，遵守莫爾-庫倫破壞準則與非諧和流法則(non-associated flow rule)。(本研究所使用)。
- (c) 遍在節理模式 (ubiquitous joint model)：利用一系列夾雜於莫爾-庫倫實體 (solid) 的弱面模擬節理的存在。
- (d) 應變軟化/硬化模式 (strain-softening/hardening model)：用以模擬材料之軟化或硬化行為。
- (e) 雙線性應變硬化/軟化之遍在節理模式(Bilinear strain-hardening/softening ubiquitous-joint model)：此模式結合了應變硬化/軟化 Mohr-Coulomb 模式和遍在節理模式，具有雙線性之破壞包絡線與遍在節理之特性。
- (f) 雙降伏模式 (double-yielding model)：於 Mohr-Coulomb 材料中增加一與體積應變有關的第二降伏面，以模擬因均向應力增加而造成永久體積變形的行為。
- (g) 修正劍橋-粘土模式(Modified Cam-clay model)：此模式適用於正常壓密粘土或輕微過壓密粘土，描述材料在剪力作用下，符合土壤臨界狀態與諧和流法則之塑性模式；此模式尚考慮因體積變化影響材料變形與剪力強度之特性。

三、研究方法

3.1 研究規劃

本研究將以三年的時間，對於台灣掩埋場廢棄物的性質進行研究，並對台灣常見的掩埋場形式進行穩定性分析。例如圖 3-1 中之山坡地掩埋場，本研究將針對把掩埋區以其坡高(H)、坡角 (α, β)、底部長度(L)作為分類依據(圖 3-2)，進行一系列組合的分析，以探討不同組合時掩埋場的邊坡穩定安全係數。結果的分析將以($\alpha/H, \beta/H, L/H$)繪圖來表示。這些圖表將可以讓主管機關、操作單位、設計單位對於掩埋場的穩定性有明確的瞭解，以利其在掩埋場設計之初與營運期間、封場期間訂定出掩埋場坡高與坡角的基本規劃。

本研究的整體研究規劃如表 3-1 所示。

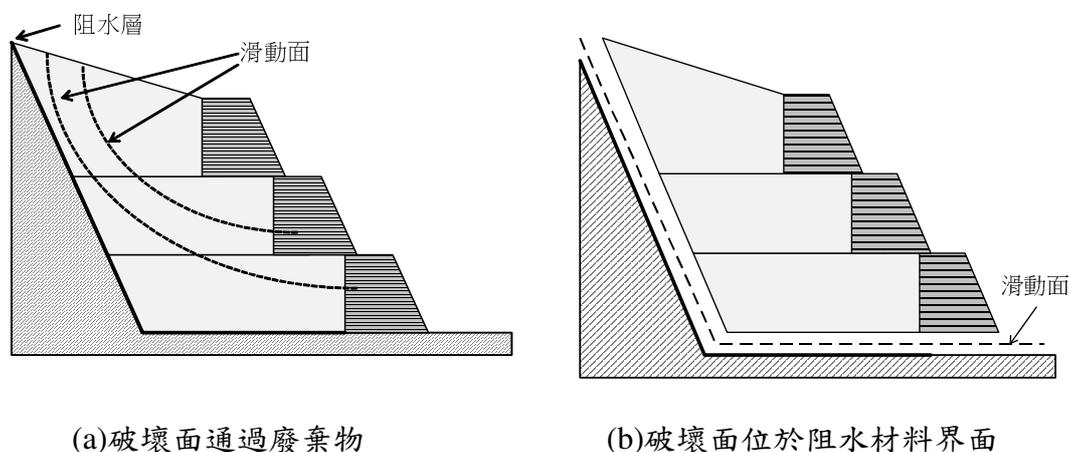


圖 3-1 掩埋場穩定性分析案例示意圖

表 3-1 研究內容規劃

年度	現場試驗	取樣與實驗室試驗	穩定性分析
第一年	<ul style="list-style-type: none"> ● 大型直剪試驗 ● 平鈹載重試驗 	<ul style="list-style-type: none"> ● 廢棄物分析試驗 ● 灰渣與土壤物性、力學試驗 	2D 邊坡穩定安全係數分析 <ul style="list-style-type: none"> ● Slope/W
第二年	<ul style="list-style-type: none"> ● 大型直剪試驗 ● 平鈹載重試驗 	<ul style="list-style-type: none"> ● 廢棄物分析試驗 ● 灰渣與土壤物性、力學試驗 	3D 邊坡穩定安全係數分析 <ul style="list-style-type: none"> ● CLARA-W
第三年			2D or 3D 掩埋場變形模擬 <ul style="list-style-type: none"> ● FLAC

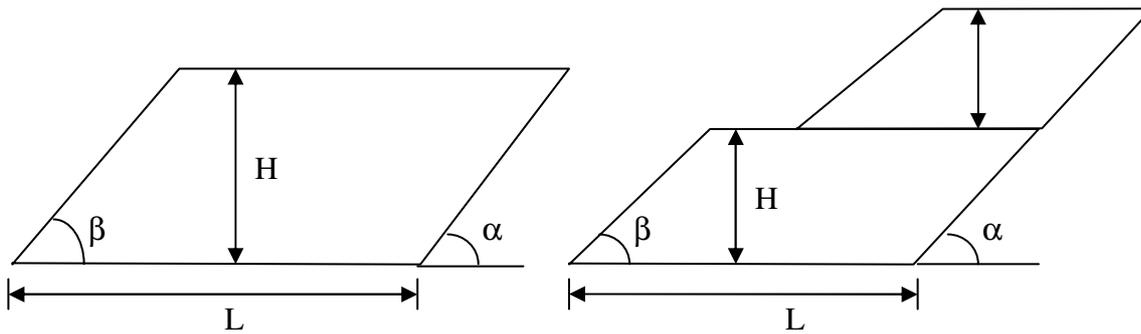


圖 3-2 邊坡穩定分析類型示意圖

3.2 試驗與分析方法

3.2.1 廢棄物基本性質分析

1. [一般廢棄物（垃圾）採樣方法](#) (NIEA R124.00C)

濕基物理組成分類樣品

樣品之物理組成包括溼基及乾基物理組成，為避免樣品干擾產生，溼基物理組成分類應於採樣現場進行，以減少因水分流失或吸收造成的誤差。

垃圾採樣主要為了解垃圾基本特性者，垃圾物理組成分為 1.紙類；2.纖維布類；3.木竹稻草類；4.廚餘類；5.塑膠類；6.皮革橡膠類；7.鐵金屬類；8.非鐵金屬類；9.玻璃類；10.其他不燃物（陶瓷、砂土）；11.其他（含 5 mm 以下之雜物、碎屑）等 11 類。

2. [一般廢棄物（垃圾）單位容積重測定方法—外觀密度測定法](#) (NIEA R215.00C)

0.1 立方公尺之立方體（0.5 m × 0.5 m × 0.4 m 高）金屬盒（最好為不鏽鋼或耐重力摔壓之合金材質）。

3. [一般廢棄物（垃圾）水分測定方法](#) (NIEA R213.20C)

本方法適用於混合之垃圾組成中總水分之測定，及經粉碎後之垃圾或固體廢棄物樣品（如飛灰、底渣或灰渣及固化物）之水分測定。

3.2.2 廢棄物現地試驗

1. 廢棄物現地直接剪力試驗(現地直剪)

本計畫現地直接剪力試驗採“傾斜載重直接剪力試驗”(Inclined load direct shear test)，此一試驗原本目地為求得岩體弱面之強度參數。試驗配置及建議剪力施加傾斜角度如圖一所示。試驗流程可參考國際岩石力學協會(ISRM)建議之岩體節理試驗方法(Lama and Vutukuri, 1978; Brown, 1981)，ASTM 關於現地直剪試驗規範 D4554-90 亦可參考(ASTM, 1993)，試驗流程簡

述於下：

- (1) 施加正向力至預定載重，當位移計連續 10 分鐘記錄沈陷量小於 0.05 mm 時即可進行下一步驟。
- (2) 初始剪位移施加速率不超過 0.1 mm/min，隨剪應力增加可酌量增加位移速率但不超過 0.5 mm/min，剪應力達尖峰值位移速率可調至 1.0 mm/min，尖峰剪應力附近位移速率應調整於 0.02 – 0.2 mm/min 之間以完整繪製剪應力-變位曲線。剪力施加過程持續至連續四次剪應力讀數變化小於 5% 且剪位移大於 2 cm 時停止，若剪應力始終未達尖峰值則加載至剪應變量達 20% 以上停止。
- (3) 為保持正向力不變，剪力施加過程中需遞減正向千斤頂之力，遞減量與剪力方向千斤頂垂直方向分量之力相同。

本計畫依一般廢棄物材料特性，設計現地直接剪力試驗試體尺寸為 90 cm X 90 cm。預計以一類試體進行四組不同正向力 50, 100, 200, 400 kPa (約 0.5, 1, 2, 4 kg/cm²) 之反覆剪力試驗。依據設計最大正向力為 400 kPa，最大需要呆重至少應達 33 T，本計畫預計以現有施工機具呆重至少 35T 作為正向反力，側向反力則於現場製作混凝土反力牆，量測系統則為電子式 LVD 八組與 LOAD CELL 兩組配合擷取系統以電腦記錄量測結果。估計每顆試體所需要的時間約為 6 小時，四顆試體總計需兩天時間。

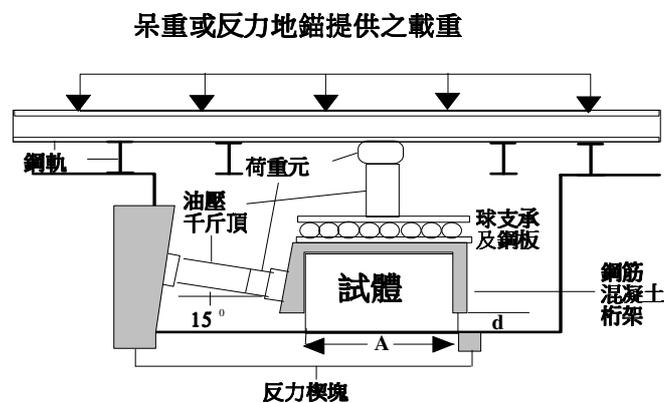


圖 3-3 直接剪力試驗現場佈設示意圖

2. 廢棄物平鈹載重試驗

承壓鈹採用邊長 90 cm × 90 cm，厚度約 2.54 公分之方形鋼鈹進行試驗。靜載重採用挖土機作為上部荷重，挖土機型式依現地土壤狀況而定。荷重樑採用挖土機下方底盤作為荷重樑。沉陷計及基座使用 4 組日本 TML 公司製造，衝程 10.0 公分，精度 0.001" 以上之電子式變位計 (LVDT)，安裝於平鈹四個角落利用磁鐵座連接於參考樑上。加壓設備採用容量 50 噸之分離式油壓千斤頂進行加載。壓力量測設備採用美國 INTERFACE 公司製造容量 22.7 噸 (50 kips)

之電子式荷重計(Load Cell)進行量測。資料量測系統採用日本 TML 公司生產之 Data Logger 自動資料擷取系統進行資料記錄。試驗步驟如下：

- a. 試驗位置整平：利用挖土機挖除地表受擾動土壤後，以人工修平試驗位置，並於其上方搭設雨棚以防止雨水流入試驗位置影響量測結果。
- b. 放置承壓板：放置平板須求水平，接觸面以人工修整後鋪設薄層細砂，並裝設連接桿、荷重計、加壓設備等。
- c. 施加接觸壓力：試驗進行前得施加預壓力以確定平板與土面間接觸良好。於本試驗中以快速操作千斤頂，令承壓板產生 0.025 cm ~ 0.05 cm 間之沉陷量後，記錄此載重(T)及其對應之沉陷量，隨即將千斤頂壓力完全解除，再加壓至該載重之一半(T/2)，並以此壓力作為其接觸壓力。
- d. 荷重增量：平板之加載採單循環方式進行，每次荷重增加量依現地土壤條件而定。
- e. 各級載重之時間間隔：每次加載後分 0.5 min 十次、1 min 十次及爾後每 3 min 一次，以自動擷取系統自動量測平板之沉陷量並記錄之。測至當級荷重平均沉陷量連續 3 分鐘，每分鐘平均沉陷量小於 0.001"，或持續性均勻沉陷(塑性破壞)產生為止。每級荷重加載以至少 15 分鐘但不大於 1 小時為主。
- f. 加壓步驟終止：各級載重持續增加至沉陷量大於 1"(25.4 mm)以上時，即停止加壓步驟。
- g. 解壓步驟以相反於加載程序進行至壓力完全解除。每級解壓歷時至少 15 分鐘或達平均回脹量連續 3 分鐘，每分鐘小於 0.001"為止。
- h. 移除各項試驗設備並採取試驗位置下方廢棄物密封於塑膠袋內送回試驗室試驗。

平板載重試驗承载力估計係由試驗資料繪得"載重~沉陷量關係曲線"，並以其降伏點或沉陷量達 0.5 英吋時之對應載重為極限承载力(q_u)，並取極限承载力之一半為容許承载力(q_a)。



圖 3-4 平板載重試驗現場施做狀況

3.2.3 灰渣工程性質試驗

試驗包含對灰渣施作物性試驗及直剪試驗。灰渣物性試驗包含粒徑分析、比重試驗、含水量試驗及阿太堡試驗，其試驗步驟與儀器皆依照 CNS 規範指示施行之。再依 ASTM 規範進行單向度壓密試驗及夯實試驗。而直剪儀再針對地工材的放置進行設計特定的下直剪盒。

1. 灰渣基本性質試驗

焚化灰渣之採樣係依環保署環境檢驗所公佈之廢棄物焚化灰渣採樣方法(NIEA R119.00C)進行，於民國九十五年四月十日前往新竹市環保局焚化廠(以下簡稱本廠)採樣底渣。本廠位於新竹市海濱路 240 號，佔地面積約 5.5 公頃，垃圾貯坑容量約為 16,000 立方公尺。垃圾處理採 24 小時連續運轉之機械混燒式爐體焚化，共計兩座爐床，每爐每日廢棄物處理量約為 450 公噸。

取樣前，根據 Collins (1977)表示灰渣將大於 1.5 in 顆粒去除，試驗結果與原組成灰渣相差不大，故為考量儀器尺寸的影響，先將金屬、大石塊剔除，取約 50 公斤置入包裹著塑膠的耐酸鹼帆布袋，以防含水量流失。

表 3-2 各類地工合成材規格

		平滑地工膜布	粗糙地工膜布	地工織布	熱熔不織布	針軋不織布
密度	(g/cm ³)	0.94	0.94			
單位重	(g/m ²)			373	100 +30/-20	200
厚度	(mm)	0.9-1	0.85-1	0.32	0.4 ±0.2	1.67
粗糙高度	(mm)		0.25			
寬幅張力強度	(kN/m)	16	15		4	
抗撕裂強度	(N)	138	135		110	
抗刺穿強度	(N)	352	270		150	
apparent opening size O ₉₅	(mm)				0.25	
滲透係數	(cm/s)				0.15	
碳黑含量	(%)	2.5	2			

地工膜布(平滑及粗面)材料，皆屬高密度聚乙烯(HDPE)材質，厚脫皆為 1 mm 厚；地工不織布(熱熔與針軋)單位面積重分別為 100 及 200 g/m²；地工織布單位面積重則約為 370 g/m²。上述材料外觀如圖 3-5；規格詳見表 3-2。

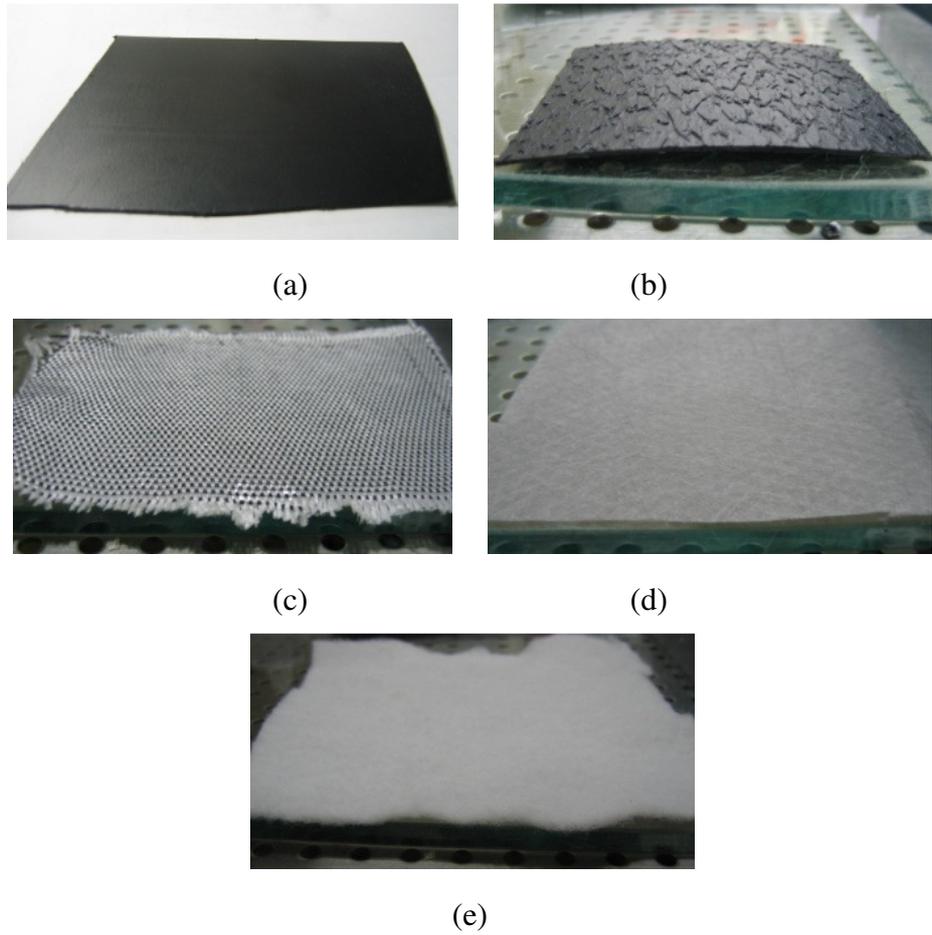


圖 3-5 灰渣界面直剪試驗使用之地工合成材

(a)平滑地工膜布；(b)粗糙地工膜布；(c)地工織布；(d)熱熔不織布；(e)針軋不織布

2. 直剪試驗

界面直剪試驗儀器採用下直剪盒鋪設地工材以符合實際掩埋場配製方式。修改過去將原始直剪盒內加入木塊填充物以取得平面的方式，為使接觸面平均，故製作完整金屬面。規格設計如圖 3-6，尺寸設計為 10x9x2 cm，考慮不同地工合成材厚度不一，故在表面改以金屬片製成，每片約為 1 mm 厚，以配合不同厚度的地工材施作實驗，且在延伸剪切方向平行的兩側設置螺絲固定，並加設兩條 2 mm 厚的銅片，以便上下同時固定地工合成材，成品如圖 3-7。

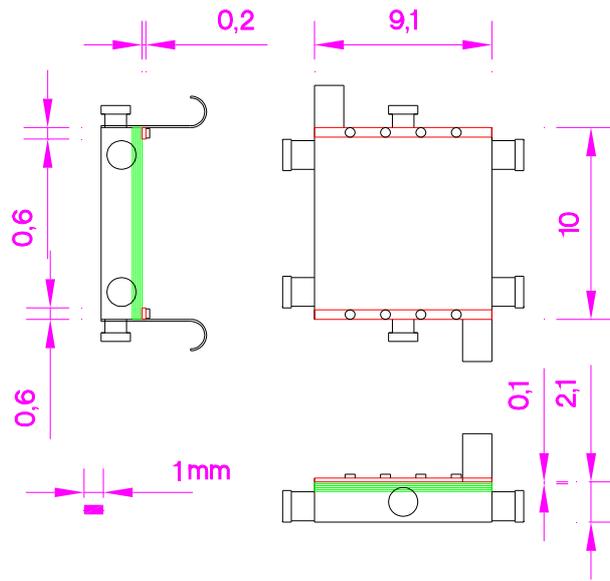


圖 3-6 改良式下直剪盒設計圖

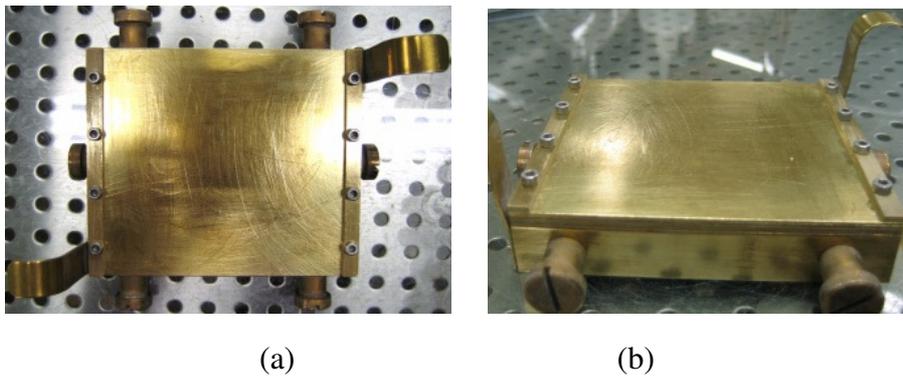


圖 3-7 改良式下直剪盒成品：(a)上視圖；(b)：側視圖

試體之製作係將灰渣先行烘乾後，配合粒徑縮尺，作等比例的修正粒徑分佈，將 3/8" 篩(9.52 mm)以上顆粒剔除，其剔除重量依以下篩號重量比例分配取代之，以調配適當的粒料量。再依標準夯實下取得的最佳含水量及最大乾密度作為試體配製的標準。將烘乾且調整比例後的灰渣依特定的含水量加水混合之，試體最終依體積控制法將預定重量的灰渣置入儀器中並分層夯實至預定的體積內，以控制盒內試體達要求的密度。

試驗流程如圖 3-8，首先依 ASTM 規範進行灰渣各類物性試驗；再進行直剪試驗以求得灰渣之剪力強度；最終使用改良直剪儀配合不同的土工合成材及不同的環境下取得土工材與灰渣的界面摩擦性質。

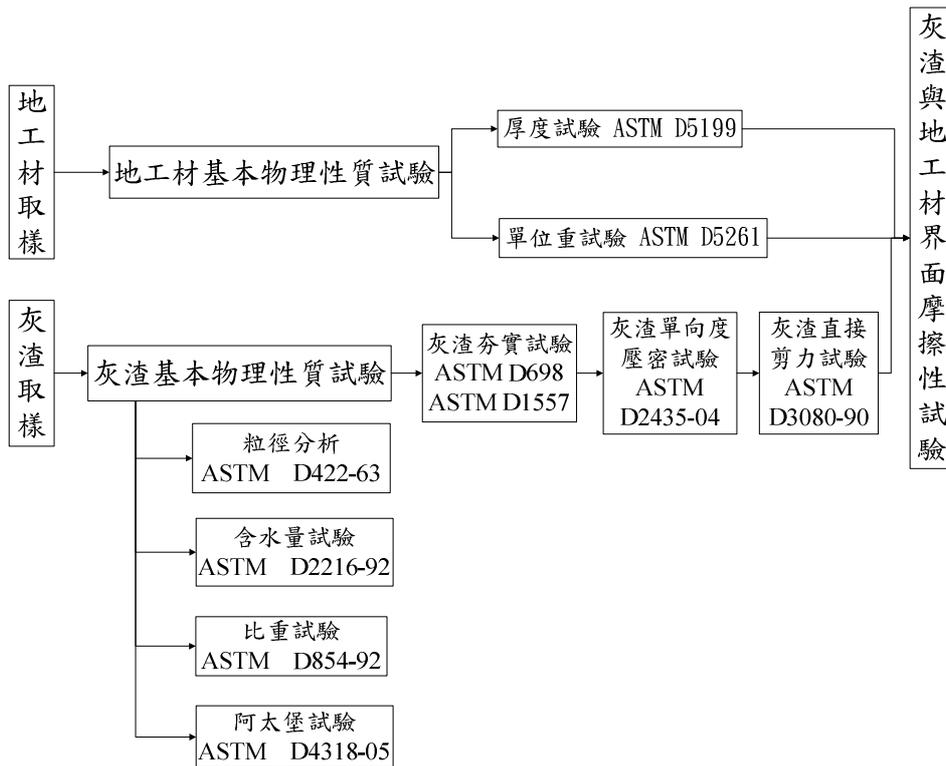


圖 3-8 試驗流程圖

本研究最終為了解不同環境下灰渣與各類地工材之界面摩擦特性，將直接剪力試驗所用的直剪盒作一修改後，以便配合下列步驟進行試驗：

- (1) 將地工膜布依直接平鋪固定式、地工織物依包裹固定式設置在下直剪盒以符合實際掩埋場配製方式，而灰渣試體則依配製方式置於上直剪盒中。
- (2) 如欲測量在浸水飽和環境下，灰渣與地工材之界面摩擦行為，則在放置試體後即注水入直剪外盒中，浸泡試體約 24 小時待其達飽和後，再進行後續步驟；反之如欲測量在無浸水潮溼環境下之界面摩擦特性，則在放置試體後即進行後續步驟。
- (3) 同灰渣直接剪力試驗，模擬現地不同深度下所受不同之正向應力，分別取 70、155 及 225 kPa 三點施作。參考單向度壓密試驗所提供不同環境及不同受力下壓密至 100 % 所需之時間 t_{100} ，待砝碼放置在加壓桿加載壓密至 t_{100} 後，即可進行剪動。
- (4) 調整搖桿至設定的剪動速率，剪動速率依灰渣直接剪力試驗所述設定，之後啟動馬達施作試驗。待剪動至橫向變形量達試體長度 15 % 即停止試驗。
- (5) 依序將三種不同正向應力試體施作完成後，即可取得完整的破壞包絡線，求取黏滯力 c_a 及界面摩擦角 δ 。

焚化灰渣之採樣係依據環保署環境檢驗所公布之廢棄物焚化灰渣採樣方法 (NIEA R119.00C) 進行。焚化灰渣與土壤的試驗包括一般物理性質試驗與力學試驗。一般物性試驗包括粒徑分析、比重、單位重、含水比、阿太堡試驗、土壤分類，試驗規範如表 3-3。

表 3-3 焚化灰渣與土壤物性試驗依據之試驗規範

試驗項目	試驗規範
粒徑分析(含篩分析及比重計沉降分析)	CNS 11776 A3251 土壤粒徑分析試驗法
比重	CNS 5090 A3089 土壤比重試驗法
單位重	CNS 11777 A3252 土壤含水量與密度關係試驗法
含水比	ASTM D2216 實驗室中土壤、岩石及土壤、骨材混合物含水量(濕度)測定法
阿太堡試驗	CNS 5087 A3086 土壤液性限度試驗法 CNS 5088 A3087 土壤塑性限度試驗與塑性指數決定法
土壤分類	ASTM D420 工程用土壤及岩石分類試驗法

灰渣與土壤之剪力強度將利用直接剪力試驗(ASTM D3080-04)求得。正向應力範圍與廢棄物現地直剪試驗相同，為正向力 50, 100, 200, 400 kPa (約 0.5, 1, 2, 4 kg/cm²)。灰渣與土壤之壓縮性質將採單向度壓密試驗(ASTM D2435-04)進行。

3.2.4 邊坡穩定分析方法

3.2.4.1 二維邊坡穩定分析

掩埋場底部因地工膜布與相接觸之材料間的界面剪力強度頗低，形成最易發生滑動的弱面，因此本研究以掩埋場底部弱面破壞為對象，利用二維極限平衡邊坡穩定分析法，探討山坡地掩埋場幾何設計參數安全係數之關係。

邊坡穩定分析採用程式 SLOPE/W，首先以程式內建的五種破壞面搜尋形式探討各切片分析法之適用性，以決定後續參數變異性分析進行的搜尋方式及分析法，再針對下列掩埋場穩定設計因子：掩埋面坡高(H)、掩埋場底部長度(L)、背靠邊坡之平台寬度(B)、掩埋場背靠邊坡角度(α)、掩埋面邊坡角度(β)、廢棄物剪力強度(c 、 ϕ)、地工合成材料界面剪力強度(c_a 、 δ_a)，進行一階與二階等一系列組合的參數變異性分析。同時探討考慮地震力作用下，地工合成材料界面剪力強度(c_a 、 δ_a)，參數變異性分析。詳細分析流程如圖 3-9 所示。

分析步驟首先建立一階、二階廢棄物掩埋場標準斷面，再以二階為例，檢視各種破壞面搜尋形式及各切片分析法之適用性，再分別探討沿界面滑動及淺層滑動破壞模式之各參數變異性

分析，將兩者分析結果進行比較。另外，考慮地震力作用下，一階及二階廢棄物掩埋場之界面剪力強度參數變異性分析。

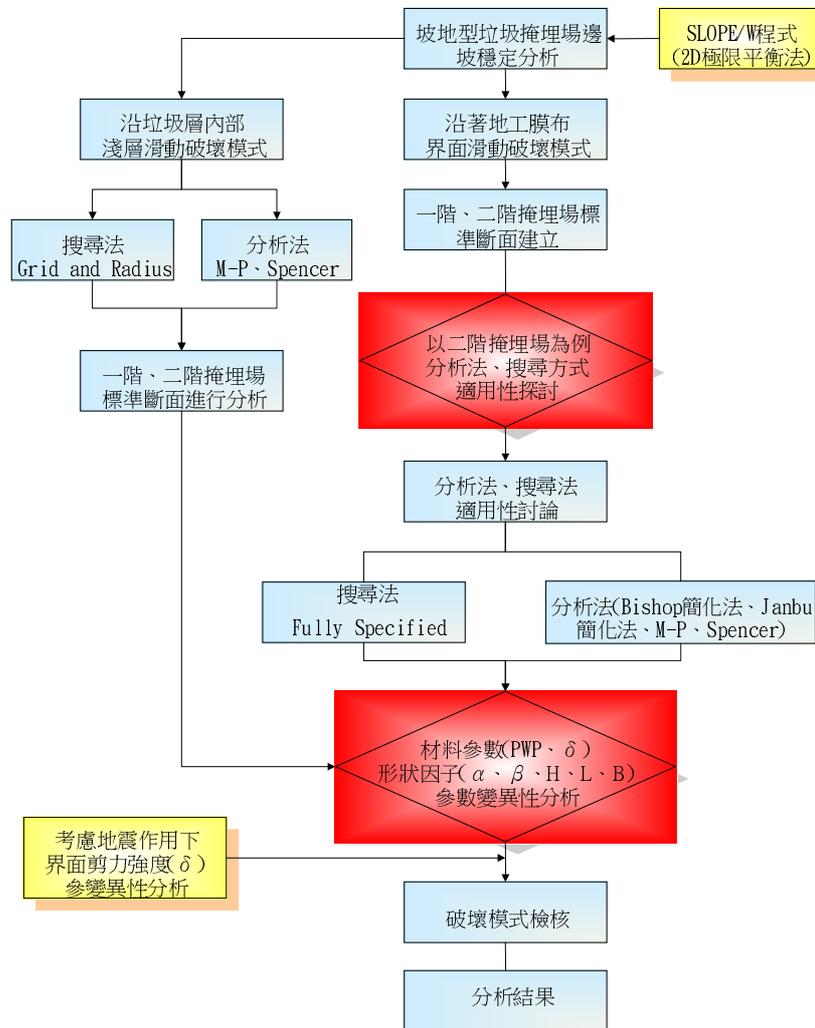


圖 3-9 邊坡穩定分析流程圖

一般使用邊坡穩定分析應用軟體時，地震係數之大小，均以民國八十八年十二月廿九日修正之「建築技術規則建築構造編耐震設計規範與解說」有關台灣地區震區劃分（台灣地區之震區劃分由四個震區修正為二個震區：地震甲區及地震乙區）。調整後地震甲區和乙區的震力係數分別為 0.33 和 0.23，所謂的震區水平加速度「震力係數」，係代表建築物工址所屬震區在 475 年回歸期的地震地表加速度，其單位為重力加速度 g 。分析演算時依垃圾場址所處位置，認定為甲區或乙區後，取該區之震力係數，填入動態分析欄位中，一般動態分析時震力係數，須區分為水平力及垂直力，定義時通常水平力取震力係數甲區取 0.33 或乙區取 0.23，而垂直力約取水平力之一半，震力係數分別為甲區取 0.165 或乙區取 0.115。本研究目的乃在探討參

數變異性，並非案例分析，所以分別針對一階及二階掩埋場標準斷面進行分析，考慮水平地震力係數 0.33 g、0.23 g；垂直地震力係數 0.165 g、0.115 g，探討界面剪力強度之參數變異性。

本研究採用 SLOPE/W 2004 進行分析。SLOPE/W 程式其理論係依據極限平衡法處理一般邊坡穩定分析問題，以切片法進行土壤(或岩石) 邊坡之分析與安全係數計算，切片法乃簡化問題為靜力狀態，將滑動面分成許多個垂直片段，利用力與力矩之平衡求得臨界安全係數。此軟體可計算圓弧、不規則形、複合型狀及平面滑動破壞之邊坡安全係數。使用的分析方法有 Ordinary 法、Bishop 簡化法、Janbu 簡化法、Spencer 法、Morgenstern-Price 法、Corps of Engineers 法、Lowe-Karafiath 法、Janbu 廣義法、Sarma 法及 GLE(General Limit Equilibrium)法等。破壞面搜尋形式共有五種，包括：完全人為設定坡壞面(Fully Specified)、區塊搜尋法(Block Specified)、圓心及半徑搜尋(Grid and Radius)、指定滑動面起始與離開區域(Entry and Exit)及自動搜尋(Auto Locate)等。輸入方式有兩種，包括以滑鼠直接在螢幕上輸入點位或以 SEEP/W、SIGMA/W 之計算結果直接輸入。SLOPE/W 程式擁有強大的人性化圖形界面，繪圖功能採用類似 CAD 交叉之功能繪出邊坡穩定之剖面及著色，同時可顯示任意滑動面切片的計算並展示，亦可觀看自由體圖和非關鍵性滑動面的各種圖表。另外可以顯示臨界滑動面彎矩旋轉中心之安全係數等值線；或選擇顯示「安全地圖」，可展示全部滑動面的彩色「安全地圖」，可觀看與全部分析有關的關鍵滑動面位置。安全地圖的每個顏色區域描述多種計算得到的安全係數。AUTOCAD 所繪之圖面可直接匯入使用。動態標籤，可將輸入的參數顯示出來，並隨著輸入變更而變更顯示；另外可加入註解用之標籤(堅尼士，2007)。

表 3-4 SLOPE/W 之功能及特色(堅尼士，2007)

程式名稱	SLOPE/W
版次及年份	2004(2004)
作者及研發單位	Fredlund ,Geo-Slope Inc. , Canada
主要運算功能	<ol style="list-style-type: none"> 1.土層部份可考慮(a)多層 (b)部份飽和 (c)不連續分布以及 (d)乾或濕之張裂縫 2.滑動面之形狀包括：(a)自訂圓心、半徑或滑動面 (b)複合形狀 (c)折線 3.孔隙水壓條件輸入包括：(a)孔隙水壓係數 (b)水位線 (c)孔隙水壓等值線 (d)SEEP/W 計算值 4.材料模型包括：(a)莫耳-庫倫模型 (b)雙直線應力應變關係 (c)不飽和土壤強度 (d)非等向性強度 (c)曲線應力應變關係 5.外載重型式：(a)回填超載 (b)集中荷重 (c)錨碇力 (d)加勁力 (e)振動及地震力 6.繪圖功能：(a)採用類似 CAD 交叉之功能繪出邊坡穩定之剖面及著色，並顯示各切片之作用力 (b)可能滑動面彎矩旋轉中心之 FS.等值線 7.應用範圍：(a)自然土/石坡 (b)斜坡開挖 (c)土堤 (d)錨碇擋土結構之邊坡穩定問題 8.可能性分析：不需侷限於機率分析的正規分布參數。每個參數現下能有它自己的分發 9.敏感性分析：由參數的選取變化了解安全係數變化的敏感度。 10.可自動定位張力裂縫深度。

使用單位制	1.公制 2.英制
基本理論依據	以極限平衡法計算土壤(或岩石)邊坡之安全係數，包括：一般法、Fellenius法、Bishop簡化法、Janbu簡化法、Spencer法、Morgenstern-Price法、Corps of Engineers法、Lowe-Karafiath法、GLE(General Limit Equilibrium)法、Sarma法等
輸入方式	1.以滑鼠直接在螢幕上輸入點位 2.以 SEEP/W、SIGMA/W 之計算結果直接輸入
輸出結果	1.各切片自由體圖和非關鍵性滑動面的各種圖表及計算資料輸出 2.圖形為 WYSWYG 模式，所見即所得(What You See; What You Get)-顯示圖弧滑動面、指定破壞面、擋土結構及載重輸出 3.分析結果可顯示安全係數等高線及安全地圖

土層部份可考慮多層、部份飽和、不連續分布以及乾或濕之張裂縫。滑動面之形狀包括自訂圓心、半徑或滑動面、複合形狀及折線。孔隙水壓條件輸入包括孔隙水壓係數、水位線、孔隙水壓等值線及 SEEP/W 計算值。材料模型可使用莫耳-庫倫模型、雙直線應力應變關係、不飽和土壤強度、非等向性強度、曲線應力應變關係及 Hoek-Brown 破壞準則。加勁支撐形式包含地錨、土工織物、土釘、岩栓，不同參數可用於任一加勁形式；材料參數有材料安全係數、結合力之安全係數、間距、結合直徑、表面摩擦力，以及加勁後的安全係數估算值；土工織物的抗連結係數可由過載重及土壤-織物間的連結力及摩擦角估計之。外載重型式有回填超載、集中荷重、錨碇力、加勁力、振動及地震力。可能性分析，每個參數有它自己的分發，包括正規分布、Lognormal、Uniform 和 Triangular，亦能使用功能鍵指定你需要的形狀。切片表面允許改變不同點位的材料性質。敏感性分析，由參數的選取變化了解安全係數變化的敏感度。SLOPE/W 分析邊坡穩定之分析流程圖，如 **圖 3-10** 所示。

一般掩埋場堆置沒有設置平台者定義為「一階」掩埋場，當掩埋場之填埋較高而區分為兩個台階時，此處定義為「二階」掩埋場。邊坡分析幾何模式建立，將掩埋場土層分為三層，最上層為填埋的垃圾層，最下層為掩埋場基礎土壤，上下層以土工合成材加以分隔，做為阻水襯墊層，為了簡化分析，將土工合成材視為一個薄的弱層，其厚度考慮掩埋場現場開挖整地時，地面不可能完全平整，地勢會有所起伏，且襯墊層施工鋪設時，也未必會完全平整，所以假設土工合成材界面層厚度為 0.1 m。另外，掩埋場基礎土壤假設為不穿透岩層或軟岩層進行分析。

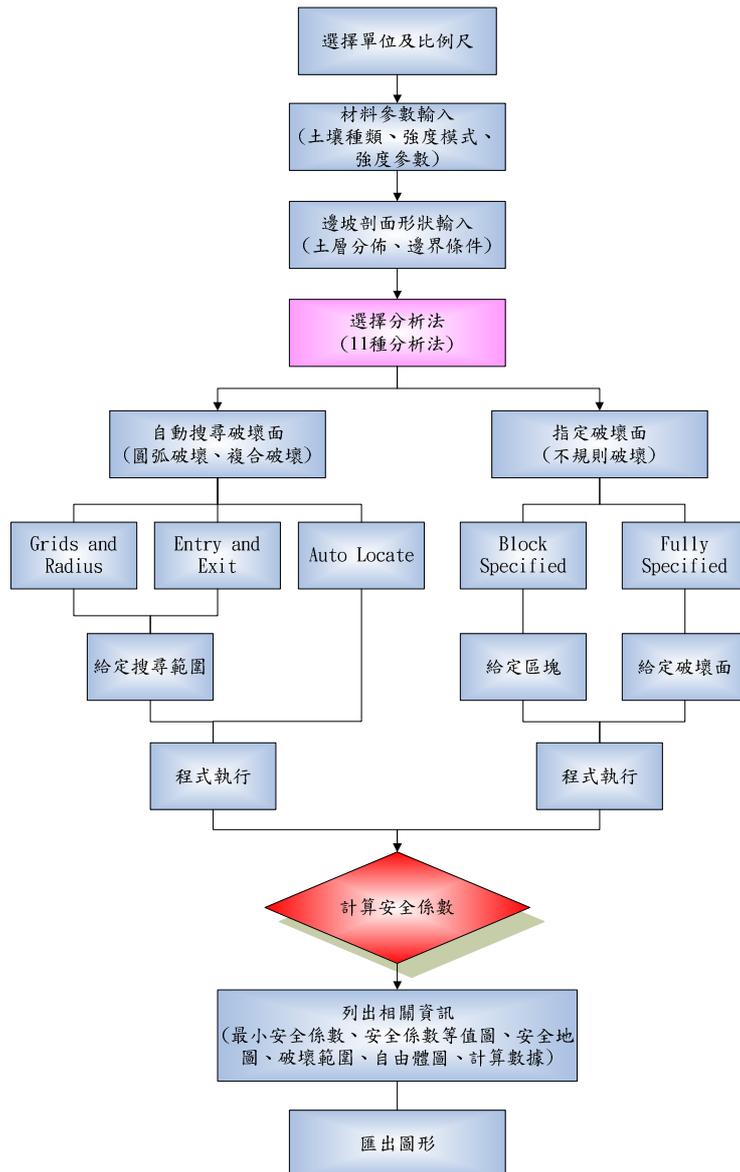


圖 3-10 程式執行步驟

一階掩埋場基本剖面之形狀因子如圖 3-11 所示，其標準剖面尺寸列於表 3-5 中，為了簡化分析，分析時以標準斷面為基本剖面，探討掩埋場穩定設計因子：掩埋面坡高(H)、掩埋場底部長度(L)、掩埋場背靠邊坡角度(α)、掩埋面邊坡角度(β)等參數，一次只變動一個參數，進行參數變異性分析。

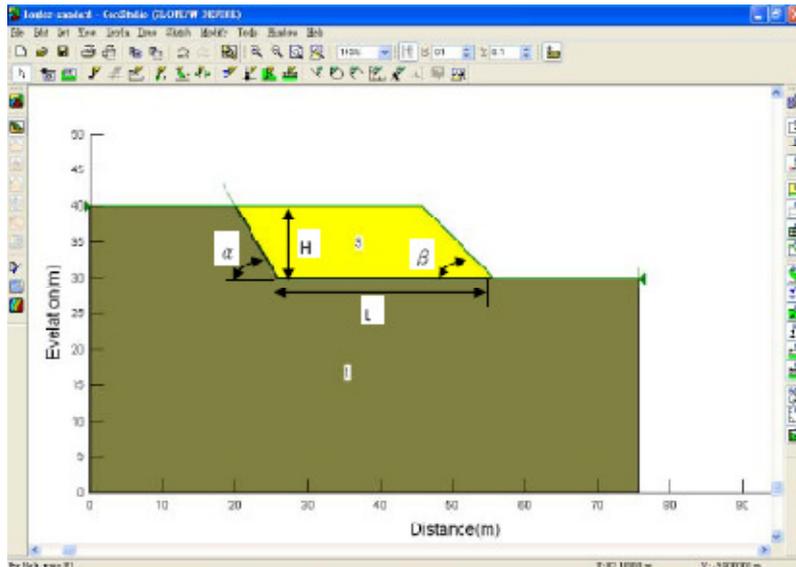


圖 3-11 一階掩埋場基本剖面形狀因子定義

表 3-5 一階掩埋場邊坡穩定分析標準剖面尺寸

台階	H(m)	L(m)	$\alpha(^{\circ})$	$\beta(^{\circ})$
1	10	30	60	45

一階掩埋場標準斷面之材料性質如表 3-6 所示。考慮廢棄物和覆土的比例以及長期掩埋發生分解沉降以後，廢棄物趨於穩定狀態，廢棄物之單位重，從地表以下假設為 10 kN/m³。另外，根據文獻及范佐憲(2007)針對新竹縣湖口、竹南掩埋場進行現場大型直剪試驗，分別求得垃圾強度參數 $c=33.55$ (kPa)， $\phi=32.07^{\circ}$ 以及 $c=34.9$ (kPa)， $\phi=37.9^{\circ}$ 。取兩者大約的平均值，故假設廢棄物強度參數 $c=34.34$ (kPa)， $\phi=35^{\circ}$ 。一般土壤之單位重約為 16~20 kN/m³，而軟岩單位重會比土壤再高一些，故軟岩層單位重假設 24 kN/m³。另外，根據國際岩石力學學會 (ISRM, 1981) 單壓強度分級，極弱岩單壓強度介於 2.5~10 kg/cm² 之間，故取軟岩單壓強度 5 kg/cm²，即不排水剪力強度為 2.5 kg/cm² ($s_u=245.25$ kPa)。土工膜布置於軟岩層上，取較保守，所以單位重假設 20 kN/m³。且根據劉家男(2004)整理國外文獻，得到光滑面 HDPE 土工膜布與粘土及砂土的界面剪力強度， $c_a=0\sim 0.7$ (kPa)， $\delta_a=15^{\circ}\sim 28^{\circ}$ ，所以界面剪力強度，假設 $c_a=0$ ， $\delta_a=15^{\circ}$ 。一階掩埋場標準斷面，假設沒有地下水，亦沒有地震力作用。

表 3-6 一階掩埋場邊坡穩定分析材料參數

	單位重 (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)
軟岩(Weak Rock)	24	$S_u = 245.25$	$\phi_u = 0$
土工膜布(GM)	20	$c_a = 0$	$\delta_a = 15$

垃圾層(Waste)	10	$c = 34.34$	$\phi = 35$
------------	----	-------------	-------------

一階參數變異性分析程式執行，分析方法，同時採用 Simplified Bishop、Simplified Janbu、Morgenstern and Price 及 Spencer 等四種分析法進行分析。切片間之作用力乃在側向力函數選項(Side Function)中，將函數設定為半正弦函數(Half-sine Function)。在分析設定(Analysis Settings)選項中之滑動面選項(Slip Surface Option)採用完全人為設定(Fully Specified)之方式來設定滑動面。對邊坡之移動方向採用由左邊向右邊之方向(Left to Right)。切片數目設定為 30 片。安全係數容許誤差取 0.01%。一階掩埋場邊坡各參數變異性範圍如表 3-7。

表 3-7 一階掩埋場各參數變異性範圍

參數種類		參數變異性範圍
材料參數	δ (°)	5、8、10、12、15、20、25
幾何形狀因子	H (m)	10、15、20、25、30、35
	L (m)	5、10、15、20、25、30、35
	α (°)	30、45、60、75
	β (°)	15.95(4H:1V)、18.43(3H:1V)、21.8(2.5H:1V)、26.56(2H:1V)、30、45、60

二階掩埋場邊坡穩定分析之基本剖面之尺寸與一階掩埋場相同。唯一不同的地方在於此處為求分析之明確簡單，因此兩台階之高度 H 及掩埋體長度 L 採同時變化，兩階之邊坡角度 α_1 、 α_2 以及 β_1 、 β_2 亦採同步變化，只變動背靠邊坡之平台寬度 B_1 ，而掩埋完成面之平台寬度 B_2 固定不變(圖 3-12)，破壞面亦強制由弱面通過(圖 3-13)。分析之標準剖面形狀因子幾何參數如表 3-8 所示，變異範圍如表 3-9 所示。二階掩埋場邊坡穩定分析之材料參數與一階掩埋場相同。材料性質如表 3-10 所示。

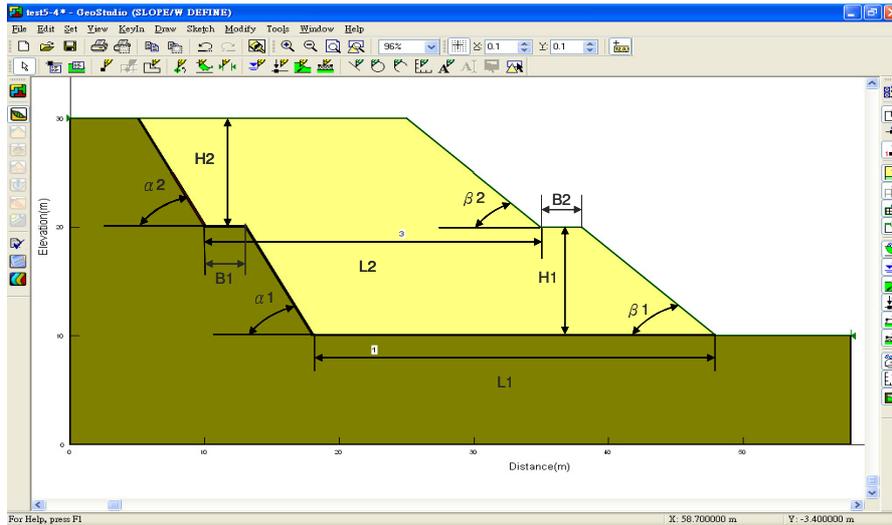


圖 3-12 二階掩埋場基本剖面與形狀參數定義

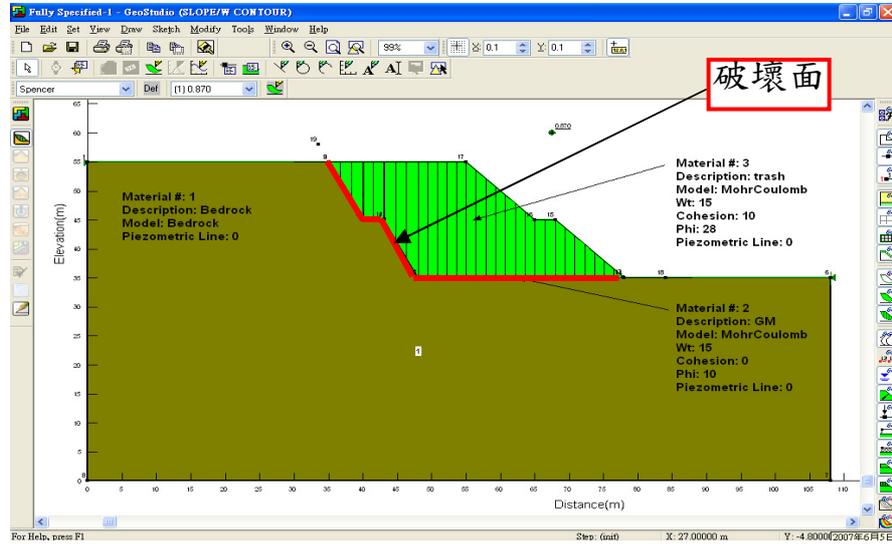


圖 3-13 分析結果示意圖

表 3-8 二階掩埋場邊坡穩定分析標準剖面尺寸

台階	$H(m)$	$L(m)$	$B(m)$	$\alpha (^{\circ})$	$\beta (^{\circ})$
1	10	30	3	63.43(1H:2V)	45
2	10	25	3	63.43(1H:2V)	45

表 3-9 二階掩埋場各參數變異性範圍

參數種類		參數變異性範圍
材料參數	$\delta (^{\circ})$	5、8、10、12、15、18、20、25
	$H(m)$	5、10、15、20

幾何形狀因子	L (m)	20、25、30、40、50、60
	B (m)	0、0.5、1、2、3、4、5
	α (°)	30、45、63.43、75
	β (°)	26.56(2H:1V)、30、45、60

表 3-10 二階掩埋場邊坡穩定分析材料參數

	單位重(kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
軟岩(Weak Rock)	24	$S_u=245.25$	$\phi_u=0$
地工膜布(GM)	20	$c_a=0$	$\delta_a=15$
垃圾層(Waste)	10	$c=34.34$	$\phi=35$

3.2.4.2 三維邊坡穩定分析

本研究之三維邊坡穩定分析採用 CLARA-W 軟體。CLARA-W 為加拿大 O. Hungr Geotechnical Research, Inc. 所發展之三維邊坡穩定分析軟體，其基本功能與特色見表 3-11。其可採用之分析方法包括：Bishop's Simplified Method、Janbu Simplified、Spencer's Method 以及 Morgenstern-Price Method。上述之各種方法中之前三者推展到三維分析時，各直條元素上之側向力方向均假設為與元素之底部平行。此外 Morgenstern and Price 法的側向力均採用 half-sine 函數，並不考慮其他的假設方式。

表 3-11 CLARA-W 程式之功能及特色(堅尼士，2007)

程式名稱	CLARA-W
作者及研發單位	Oldrich Hungr O. Hungr Geotechnical Research Inc., Canada
主要運算功能	<ol style="list-style-type: none"> 1. 提供三種方法，產生一般式軸對稱之幾何形狀網格 2. 交談式螢幕具自動編輯及檢核功能 3. 不當滑動面及條件之警示功能 4. 三種材料模型：(a)Coulomb 等向性材料(b)Coulomb 不等向性材料(c)Hoek & Brown 非線性材料 5. 節理面或弱面兩側可具有不同強度及水力條件 6. 水壓輸入方式：(a)孔隙水壓比 r_u(b)直接輸入壓力水頭 7. 滑動面形狀：(a)橢圓面(b)球面(c)柱狀(d)複合形(e)多面楔形(f)非旋轉滑動面 8. 可自三維輸入資料中進行二維分析 9. 可考慮：外加點荷重、張力裂縫、水平地震加速度 10. 可選擇由螢幕、繪圖機、印表機輸出縱、橫剖面、三維及柵欄圖，其中三維之圖形可旋轉，並可以標準 Auto Cad 圖檔儲存 11. 五種解題模式：(a)單一滑動面分析 (b)臨界滑動面分析(單一網格)(c)臨界滑動面分析(任意)(d)多平面楔形滑動分析 (e)任意形狀滑動面分析 12. 錯誤訊息說明

使用單位制	1.公制 2.英制 3.SI制（由輸入之水平單位重數值控制）
基本理論依據	1.2D & 3D 之 Bishop's Simplified Method of Silces 2.其他分析方法：Janbu、Spencer、Morgenstern-Price。
輸入方式	1.螢幕交談式 2.批次檔
輸出結果	1.滑動面之面積，柱體號碼、體積、重量 2.地震力、水作用力、不平衡力 3.安全係數

CLARA-W 具視窗化之輸入輸出界面，圖 3-14 為建立新的分析項目畫面，此時須進行單位的選定，設定 X 軸、Y 軸的範圍及解析度，也可以變成 2 維的分析方法圖 3-15 中顯示在三維地形時有三種內插的方法可供選擇（如正交、非正交、軸對稱）。圖 3-16 為剖面的輸入畫面，輸入順序為地層、剖面，先將某一斷面的地層輸入後，再進行下一剖面，為了便於建立三維地層，也可使用 copy 項中的 copy layer 及 copy section 來簡化步驟。

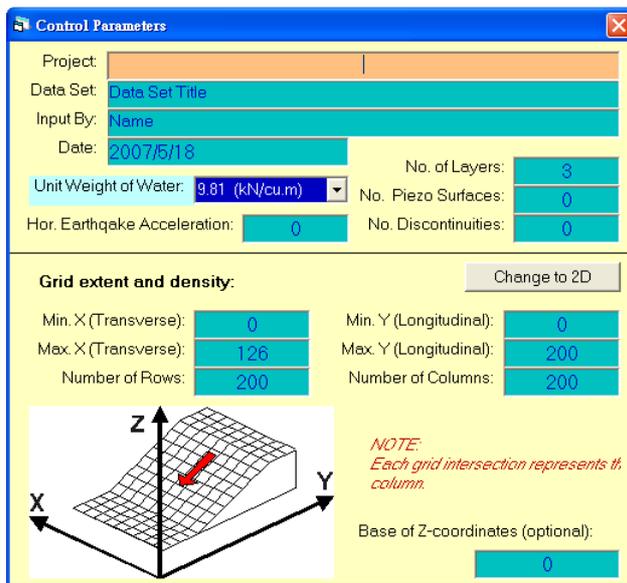


圖 3-14 CLARA-W 使用範例-建立分析項目

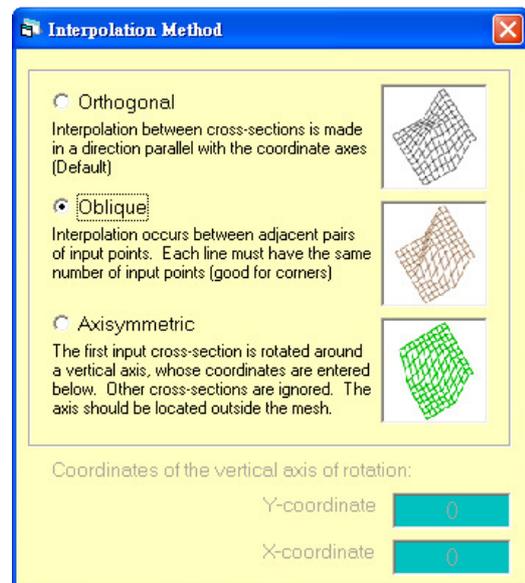


圖 3-15 CLARA-W 使用範例-地形內插方式

在破壞面形狀的選擇上有四種破壞面型式：

(1) Ellipsoid：可用自動搜尋及給定範圍搜尋破破壞面及安全係數。給定切線間距、圓心、橢圓率（Re，X 向直徑/Y 向直徑，如圖 3-17）等；(2) Wedge：須指定破壞面。給定走向，傾向、傾角等；(3) General：須指定破壞面輸入方法；(5) Composite：複合型，為上列方法之組合。

CLARA-W 分析步驟為：

(1) 將預先設定好的材料參數、地層數、剖面數、使用單位等依照指示一步一步輸

入相關位置。

- (2) 設定剖面。直接在此軟體畫出，但也可使用 GRD 檔案輸入。
- (3) 選擇分析方法。此處選用 Spencer 法（非圓弧破壞）。
- (4) 選擇破壞模式。選擇一般型式的破壞方可指定破壞面。
- (5) 指定破壞面。取界面厚度之半，直接在操作畫面作圖。
- (6) 分析結果輸出。

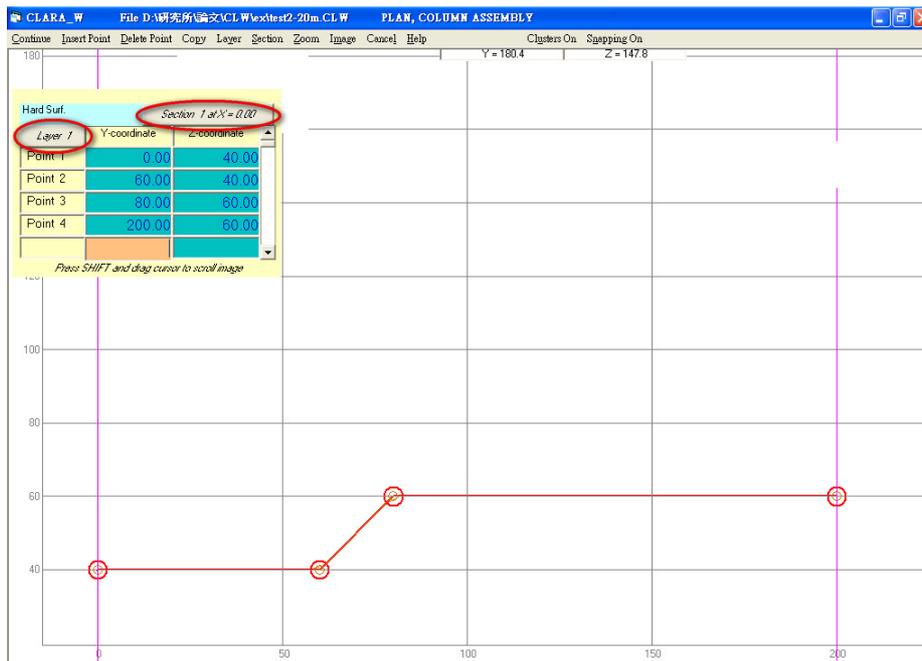


圖 3-16 CLARA-W 軟體使用範例-剖面輸入

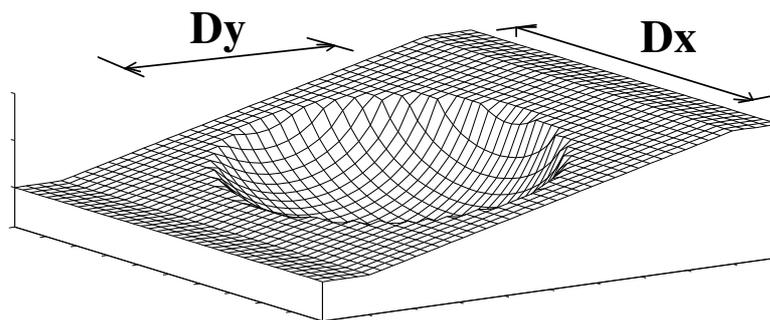


圖 3-17 橢圓率示意圖

本研究三維邊坡穩定分析將以實地分析的方式以湖口掩埋場為例，初步判斷因為土層坡度較小、廢棄物坡高較高加上垃圾邊坡離內側遠，因此極有可能沿固體廢棄物內部破壞之方式破

壞，並且為圓弧滑動，CLARA-W 分析流程為圖 3-18 所示之藍色路徑。

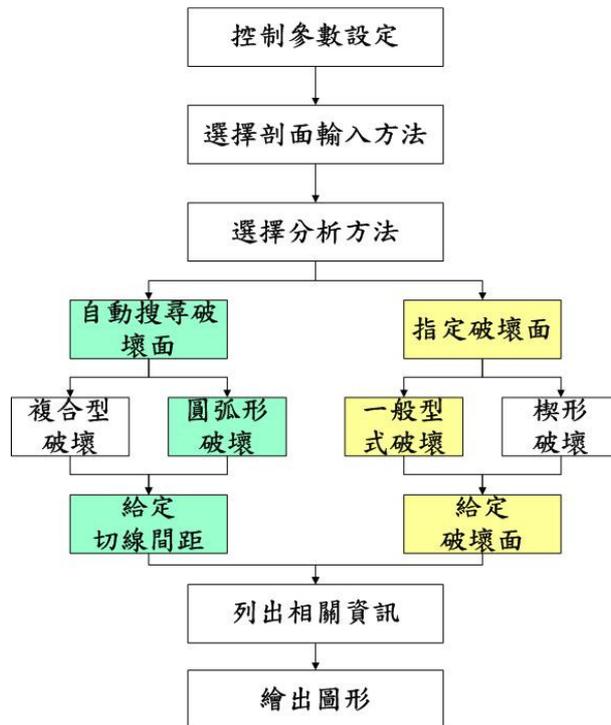


圖 3-18 CLARA 使用流程圖

另一方面，國內掩埋場如頭份掩埋場或峨眉掩埋場（圖 3-19、圖 3-20）等興建在山谷中，一些開口呈現酒瓶狀或是喇叭狀，通常這類掩埋場既深又陡，若是不透水布錨定端後方的防水未處理好，雨水或地下水極容易滲入土工膜布周圍，並降低土壤與不透水布間之摩擦力，此類的掩埋場容易沿阻水系統破壞，其分析流程為圖 3-18 所示之黃色路徑。這部份的重點在於探討三維分析和二維分析之差異性，因為掩埋場的形狀和三維分析與二維分析的差異有直接的關係，因此在假設掩埋場形狀時，選擇以三維分析會較二維分析安全係數較低的「開口型」（喇叭型）掩埋場進行比較。

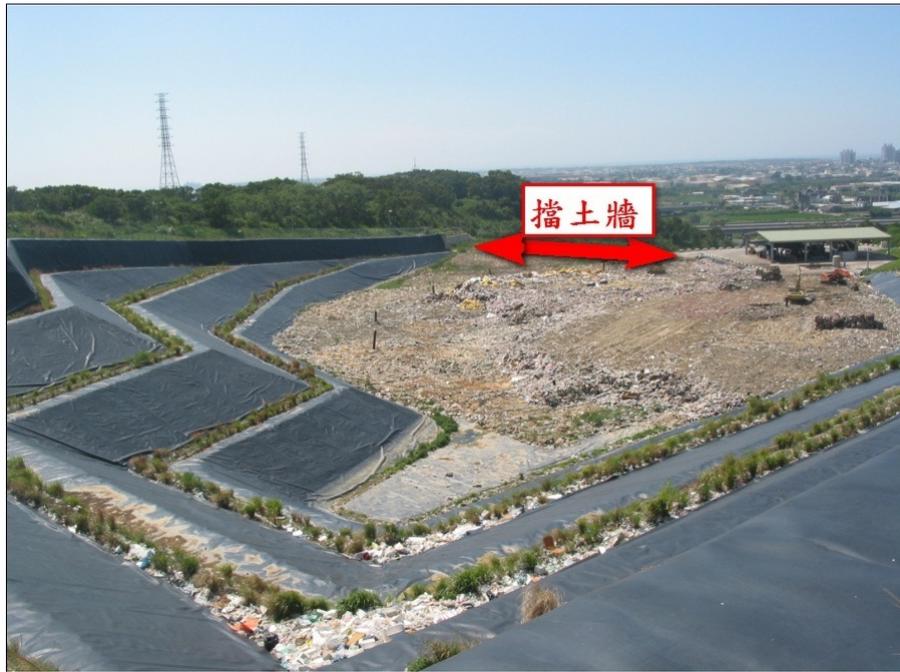


圖 3-19 頭份掩埋場（酒瓶狀）



圖 3-20 峨眉掩埋場（喇叭狀）

以下分別為上述二項穩定分析之說明：

(1) 模擬開口狀邊坡穩定分析

A. 基本剖面假設說明：

以對稱的分法切成八個斷面， β 為掩埋場開口大小、 L 為掩埋場縱向深度、 B 為內側寬度、 H 為坡高，其中假設垃圾邊坡及開挖土坡為 45° ， B 為20 m。圖 3-21(a)(b)。由於立體的形狀設定不易，斷面2與斷面3、斷面6與斷面7之間距設為0.2 m（土工止水膜之覆土厚）。

廢棄物最終掩埋形狀與外側地表一致，圖 15(c)。假設破壞面位於覆土厚度之半。

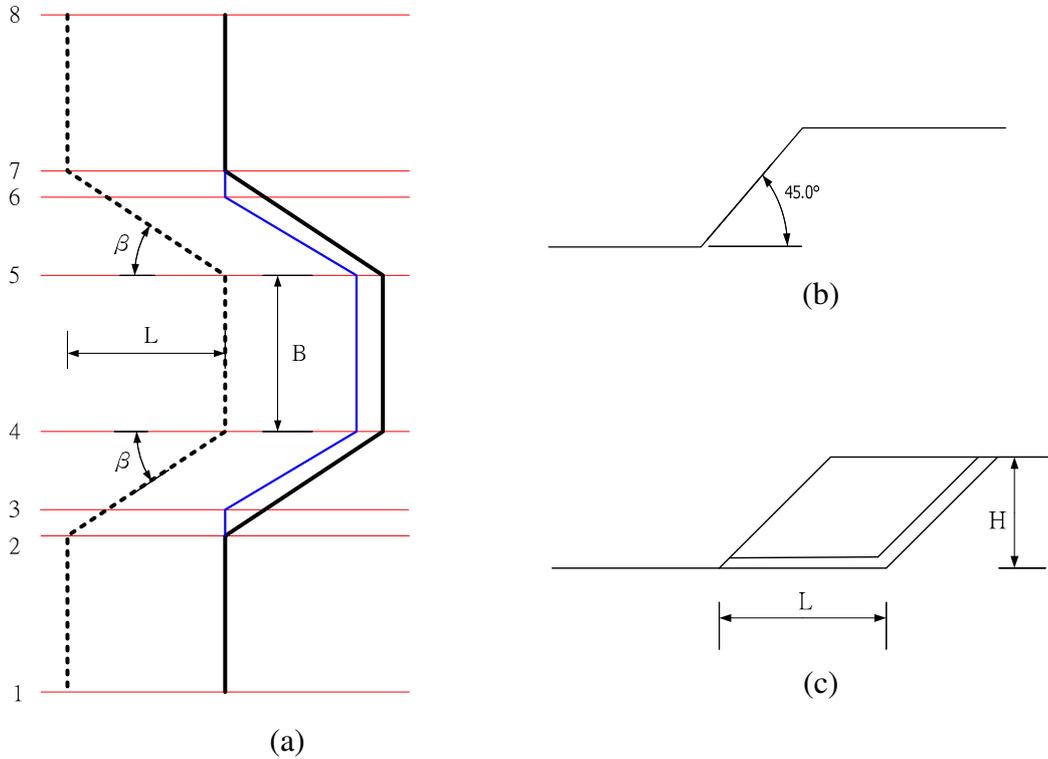


圖 3-21 剖面示意圖

B. 參數假設說明：

- (a) 假設破壞面介於掩埋場底部的廢棄物或土工膜布與土壤的介面之間，也就是土工膜布與土壤、土工膜布與土工皂土毯、土工膜布與土工織物的等界面。此處掩埋場背靠土坡視為堅硬層，破壞面不會通過。
- (b) 考慮垃圾和覆土的比例以及長期掩埋發生分解沉降以後，垃圾層趨於穩定狀態，垃圾層之單位重從地表以下假設為 10 kN/m^3 （約 1 t/m^3 ）。
- (c) 一般土壤之單位重約為 $16 \text{ kN/m}^3 \sim 18 \text{ kN/m}^3$ ，因為土工膜布鋪於斜面夯實不易，故假設土壤與土工膜布夯實後未達最緊密狀態取單位重為 16 kN/m^3 。
- (d) 根據文獻及本次試驗結果取垃圾之摩擦角 ϕ 為 30° ，並不考慮 c 值的影響，此參數的假設偏向保守。
- (e) 分別考慮土工止水膜與覆土界面間的摩擦角 δ 為 10° 、 15° 及 20° ；掩埋長度 H 為 20 m、

40 m、60 m；開口角度 β 為 30° 、 45° 、 60° 。

(2) 湖口掩埋場邊坡穩定分析

A. 斷面假設說明：

- (a) 掩埋場開挖面與擋土牆隨著地形呈北高南低的走向，掩埋場的南側、北側及東側為原地形並未開挖，西側則是擋土牆，滑動方向與邊坡一致同為向西滑動。此次分析的範圍南北寬度 100 公尺（橫向）、東西長度 150 公尺（縱向）。
- (b) 開挖面為階梯狀，分為四階，每階高度二公尺（**圖 3-22**），邊坡水平總長度為 80 公尺到 110 公尺不等。分析的邊坡規模（深度與前後方距離為邊坡高度一倍的距離之外）遠小於實際的掩埋範圍，可以忽略邊界效應對分析結果之影響，否則實際邊界狀況皆應予以模擬，但開挖底面以及最終掩埋面為不規則型，故考慮以三維分析之。
- (c) 擋土牆為重力式擋土牆，由南至北分別由高度 6 公尺增加到 7 公尺，並假設此擋土結構無止滑樁等增加摩擦力之系統。
- (d) 廢棄物的邊坡形狀以現場測量取得，由於掩埋年代久遠，基準點已被移除或埋沒，斷面形狀經由擋土牆頂點反推算，如 **圖 3-23**。
- (e) 僅在 $x=0$ m、25 m、45 m、100 m 等轉折處切剖面，除了此四個剖位置外，其他剖面形狀以內差法完成。
- (f) 最後一階高度 6 公尺到 10 公尺不等，坡角約為 45° ，忽略掩埋前土壤本身的邊坡穩定問題。

B. 參數假設說明：

- (a) 場址的土壤屬於卵礫石層，假設土壤 $\gamma=19$ kN/m³、 $\phi=33^\circ$ 、 $c=0$ kPa；重力式擋土牆 $\gamma=20$ kN/m³、 $\phi=35^\circ$ 、 $c=30$ kPa；垃圾 γ 為 10 kN/m³、 $\phi=30^\circ$ 、 $c=30$ kPa。
- (b) 擋土牆後邊坡高差 6 公尺，假設排水良好，忽略地下水的影響。
- (c) 不計水平地震力加速度。

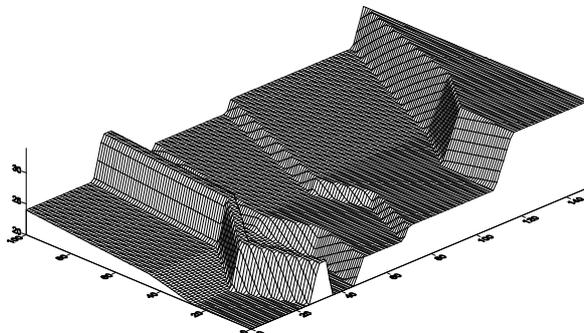


圖 3-22 開挖底面圖

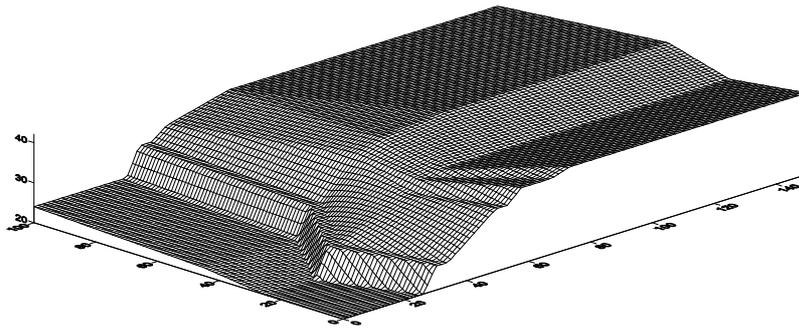


圖 3-23 最終掩埋面

3.2.5 掩埋場變形行為模擬

本研究利用 FLAC 分析掩埋場之變形行為。FLAC 係基於連體力學理論(Continuum Mechanical)，將控制方程式以外顯有限差分法(Explicit Finite Difference Method)來求解，由於有限差分法所撰寫之程式不像有限元素法需求得總體勁度矩陣，因此在運算上的速度較快，且所佔之記憶體空間較為節省，同時目前可由視窗來建立網格，及給定材料性質等在使用上更加方便。

FLAC 為應用於大地工程的數值分析程式。FLAC 程式基本的運算步驟，首先對每個節點而言，由作用力或應力經由運動方程式產生節點的不平衡力 (Out-of-Balance Forces)，利用此不平衡力決定節點的速度分量，並經由對速度積分來決定節點位移；另一方面，對每個區間而言，由節點的速度分量可決定應變率(Strain Rate)，再利用應力-應變組合律決定新的應力增量，藉此應力增量又可更新節點的不平衡力，如此程式將反覆執行此運算步驟，直到節點最大的不平衡力達到一可接受的合理範圍為止。此外，在 FLAC 程式中，對於正向應力係以壓應力為負，而以張應力為正。

至於應力-應變模式方面，表 3-12 中為 FLAC 程式中提供了許多不同的組合律分析模式，供使用者視問題實際的需要加以選擇，主要可以分為三種模式(空洞、彈性、塑性)。

表 3-12 FLAC 組合律模式

空洞模式(null model)	彈性模式	塑性模式
用以模擬開挖的效應。	(a) 等向彈性模式 (isotropic elastic model)：應力-應變關係遵循虎克定律。 (b) 橫向等向性彈性模式 (transversely isotropic elastic model)：材料僅在兩方向為等向彈性，但在第三方向則否。	(a) Drucker-Prager 模式：為一般材料組合律中常見之破壞模式，而其應力態的包絡線是藉由非諧合法則之剪力破壞及諧合法則之張力破壞所控制。 (b) 莫爾-庫倫塑性模式(Mohr-Coulomb plasticity model)：完全彈塑性模式，遵守莫爾-庫倫破壞準則與非諧和流法則(non-associated flow rule)。(本研究所使用)。 (c) 遍在節理模式 (ubiquitous joint model)：利用一系列夾雜於莫爾-庫倫實體 (solid) 的弱面模擬節理的存在。

		<p>(d) 應變軟化/硬化模式 (strain-softening/hardening model)：用以模擬材料之軟化或硬化行為。</p> <p>(e) 雙線性應變硬化/軟化之遍在節理模式 (Bilinear strain-hardening/softening ubiquitous-joint model)：此模式結合了應變硬化/軟化Mohr-Coulomb 模式和遍在節理模式，具有雙線性之破壞包絡線與遍在節理之特性。</p> <p>(f) 雙降伏模式 (double-yielding model)：於 Mohr-Coulomb 材料中增加一與體積應變有關的第二降伏面，以模擬因均向應力增加而造成永久體積變形的行為。</p> <p>(g) 修正劍橋-粘土模式 (Modified Cam-clay model)：此模式適用於正常壓密粘土或輕微過壓密粘土，描述材料在剪力作用下，符合土壤臨界狀態與諧和流法則之塑性模式；此模式尚考慮因體積變化影響材料變形與剪力強度之特性。</p>
--	--	--

為配合數值分析，首先對於大地材料進行簡化的假設，而暫不考慮比較複雜的材料行為，其考慮的性質如下：

- (1) 材料為均質等向性材料。
- (2) 土壤之強度參數不隨時間而改變。
- (3) 材料於未破壞時，其行為線彈性，破壞準則可以莫爾-庫倫準則來描述。
- (4) 不考慮張力裂縫影響。

一階掩埋場基本剖面之形狀因子如圖 3-24 所示，其標準剖面尺寸列於表 3-13 中，為了簡化分析，分析時以標準斷面為基本剖面，探討掩埋場形狀因子：掩埋面坡高(H)、掩埋場底部長度(L)、掩埋場底部邊坡角度(α)、掩埋面邊坡角度(β)等參數，一次只變動一個參數，進行參數變異性分析。另外，為了模擬滲出水淤積對掩埋場變形之影響，在一階掩埋場標準斷面給定地下水(No Flow)，地下水給定方式為水位線方式輸入，水位高度依序為 2 m、5 m、8 m 與 10 m，而其他形狀參數則不考慮地下水影響。

表 3-13 一階掩埋場變形分析標準剖面尺寸

$H(m)$	$L(m)$	$\alpha (^{\circ})$	$\beta (^{\circ})$
10	30	60	45

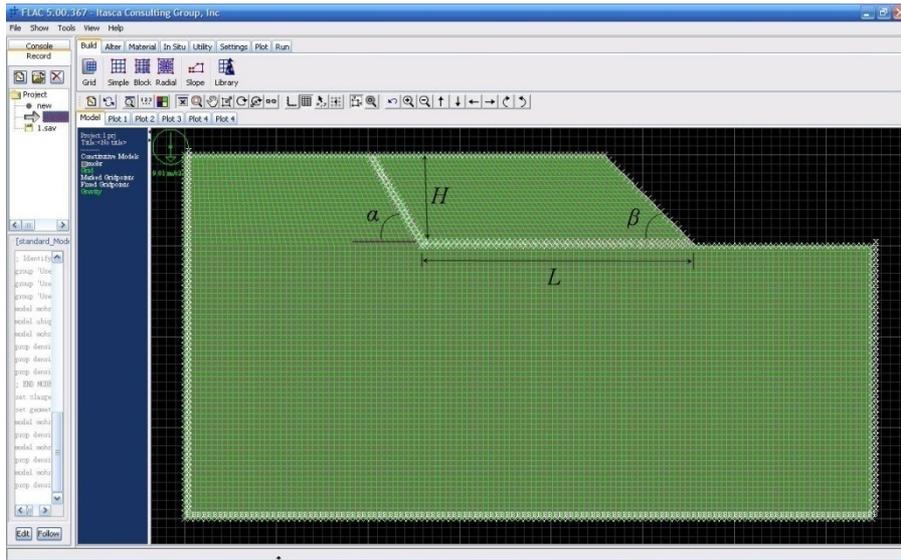


圖 3-24 一階掩埋場基本剖面形狀因子定義

建立模型前首先必須先建好網格，對於分析之模型左右兩側只固定水平位移，模型下方底部固定水平及垂直位移。亦即在分析過程中左右兩側允許垂直方向位移，但不允許水平方向位移。

掩埋場材料參數主要可以分為三層，廢棄物層、界面層、軟岩層，其中界面層用來模擬地工膜布與廢棄物層間可能發生滑動之情形。由於廢棄物均質性並不高，各掩埋場之強度參數較不一致，而范佐憲(2007)針對苗栗縣竹南掩埋場進行現場大型直剪試驗所求得之平鈹載重試驗曲線，再經由平鈹載重公式可求得彈性模數 E 值為 96.7~203.5 KPa，為了保守模擬取 E 值為 200 KPa。根據 Oliveira(1993)指出軟岩之彈性模數在 500~5000 MPa 之間，此模擬假設軟岩彈性模數為 1000MPa。各材料參數如表 3-14 所示。

材料加载方式為材料本身自重，即視為給定掩埋場之起始應力。為了明顯觀察分析後掩埋場之變形，材料力學性質設定為大應變模式。一階掩埋場各參數變異性範圍如表 3-15。

表 3-14 一階掩埋場變形分析材料參數

材料參數	單位重(kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	E (kPa)	ν
廢棄物層	10	$c=34$	$\phi=35$	200	0.25
界面層	10	$c=0$	$\phi=30$	350	0.25
軟岩	24	$s_u=245.25$	$\phi_u=0$	10^6	0.25

表 3-15 一階掩埋場各參數變異性範圍

一階	
參數種類	參數變異性範圍

幾何形狀因子	H (m)	10、20、30
	L (m)	20、30、50
	α ($^{\circ}$)	30、45、60
	β ($^{\circ}$)	21.8 (2.5H:1V)、26.56 (2H:1V)、45

二階掩埋場變形分析之基本剖面之尺寸與一階掩埋場相同。唯一不同的地方在於此處為求分析之明確簡單，因此兩台階之高度 H 及掩埋體長度 L 採同時變化，兩階之邊坡角度 α_1 、 α_2 以及 β_1 、 β_2 亦採同步變化，只變動背靠邊坡之平台寬度 B_1 ，而掩埋完成面之平台寬度 B_2 固定不變。另外，為了模擬滲出水淤積對掩埋場變形之影響，在二階掩埋場標準斷面給定地下水 (No Flow)，地下水給定方式為水位線方式輸入，水位高度依序為 2 m、5 m、8 m、10 m 與 15 m，而其他形狀參數則不考慮地下水影響。分析之標準剖面形狀因子定義如圖 3-25 所示，形狀因子幾何參數如表 3-16 所示。二階掩埋場變形分析之材料參數與一階掩埋場相同。材料性質如表 3-17 所示。二階掩埋場參數變異性分析，程式設定及執行與一階掩埋場皆相同，各參數變異性範圍如表 3-18。

表 3-16 二階掩埋場變形分析標準剖面尺寸

台階	H (m)	L (m)	B (m)	α ($^{\circ}$)	β ($^{\circ}$)
1	10	30	3	63.43(1H:2V)	45
2	10	25	3	63.43(1H:2V)	45

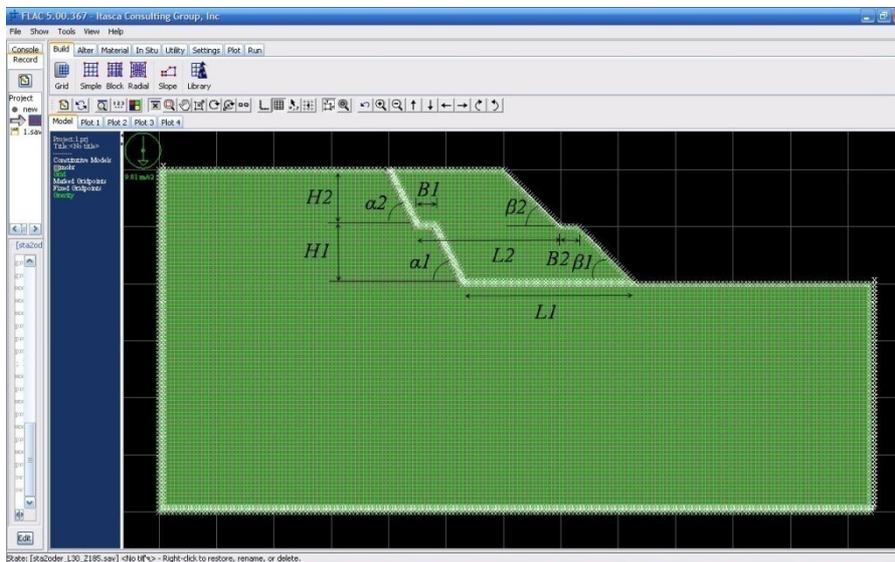


圖 3-13 二階掩埋場基本剖面形狀因子定義

表 3-17 二階掩埋場變形分析材料參數

材料參數	單位重(kN/m ³)	c (kpa)	ϕ (°)	E (kpa)	ν
廢棄物層	10	$c=34$	$\phi=35$	200	0.25
界面層	10	$c=0$	$\phi=30$	350	0.25
軟岩	24	$s_u=245.25$	$\phi_u=0$	10^6	0.25

表 3-18 二階掩埋場各參數變異性範圍

二階		
參數種類	參數變異性範圍	
幾何形狀因子	H (m)	10、15、20
	L (m)	30、40、50
	B (m)	3、4
	α (°)	45、63.43(1H:2V)、75
	β (°)	26.56 (2H:1V)、45

四、研究結果與討論

4.1 廢棄物性質試驗結果

4.1.1 掩埋場概況

竹南垃圾衛生掩埋場佔地約 31.5 公頃左右，土地原屬於國有財產局，於民國 76 年獲准同意規劃為垃圾掩埋場。民國 80 年開始使用，第一期的掩埋區封閉後於 88 年規劃為「環保公園」，園內有休閒設施與生態復育區；第二期掩埋區也已封閉，目前正在使用的是第三期，原訂可使用至 91 年底，但目前仍在繼續使用中，因鄰近中港溪及台灣海峽故地下水位非常淺，掩埋場的型式屬於 2.1.1 節中的平地掩埋方式（圖 4-1、圖 4-2）。

由圖 4-3 可知，近二年（94/7~96/6）之每日平均廢棄物量為 290.8 t/day，包含事業廢棄物、修繕工程廢棄物及一般廢棄物，不含資源回收物，其中事業廢棄物之平均每日廢棄物量為 191.1 t/day、其他類為 99.7 t/day 且變化範圍不大，95 年 9 月出現較大值，主因該月修繕公共工程產生之廢棄物較多所致，修繕公共工程及一般廢棄物只佔所有廢棄物之 34.3%，竹南掩埋場之廢棄物三分之二來自於事業廢棄物。95 年 9 月及 7 月達到平均每日產生廢棄量最高峰，分別為 376.2 與 366.8 t/day，而平均每日產生最低廢棄量 194.8 t/day 在 96 年 2 月發生，96 年以前平均每日產生廢棄量大致上平均分配約為 275.1 t/day，96 年 1 月後平均每日產生廢棄量明顯降低，徹底執行資源回收政策為最主要原因。

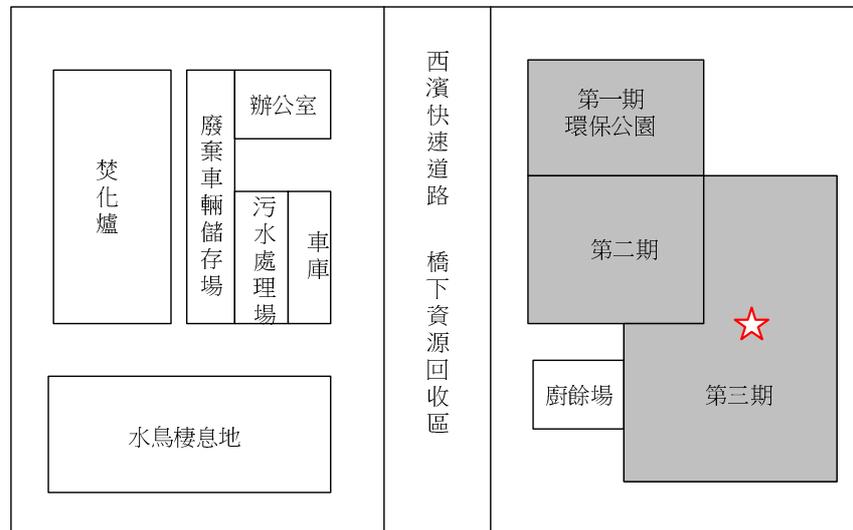


圖 4-1 竹南掩埋場平面圖



圖 4-2 竹南掩埋場一景

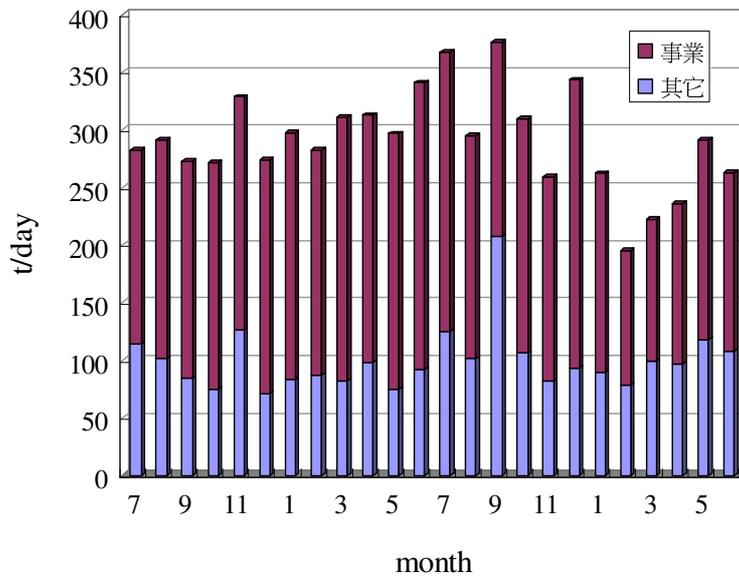


圖 4-3 竹南掩埋場每月平均垃圾量 (94/7~96/6)

湖口鄉衛生掩埋場乃 82 年起位於湖口鄉長安村祥湖段第 0172 號等八筆登記為國有財產局，管理人為湖口鄉公所之公有土地規劃成為本鄉之垃圾衛生掩埋場，其面積總共約為 3.96 公頃其使用已逾十四年之久，期間於 84 年左右完成二期工程之規劃及施工，至今也逾十年時間之久，因本鄉屬新竹縣之第三大鄉鎮，不論人口密度或區域面積均屬大型鄉鎮結構，加上轄區內之新竹工業區、營區等，外來人口數亦為不少，隨之所產生之垃圾量亦隨之增加，垃圾產生之速度遠超過垃圾衛生掩埋場容納之容量，鄉公所已盡其所能之容量傾倒，現有之垃圾衛

生掩埋場已無法負荷。故於 95 年 4 月正式封閉，目前本鄉之垃圾處理乃於原場址進行垃圾轉運至新竹市焚化場焚燒。此掩埋場位山坡地但坡度並不大開挖後掩埋面為水平，屬於 2.2.2 節中依天然地形構築之方式（圖 4-4、圖 4-5）。

因 95 年 11 月新竹市焚化爐歲修，廢棄物轉由他處，因此造成當月份資料不健全。圖 4-6 顯示，近一年（95/1~96/6）之每日平均廢棄物量為 39.0 t/day，其中包含修繕工程廢物及一般廢棄物，不包含資源回收物與事業廢棄物。95 年 1 月達到平均每日產生廢棄量最高峰，分別為 45.0 t/day，而平均每日產生最低廢棄量 32.4 t/day 在 96 年 1 月發生，湖口地區平均每日產生廢棄量大致上分佈平均，在 96 年 2 月後平均每日產生廢棄量逐漸減少，徹底執行資源回收政策為最主要原因。

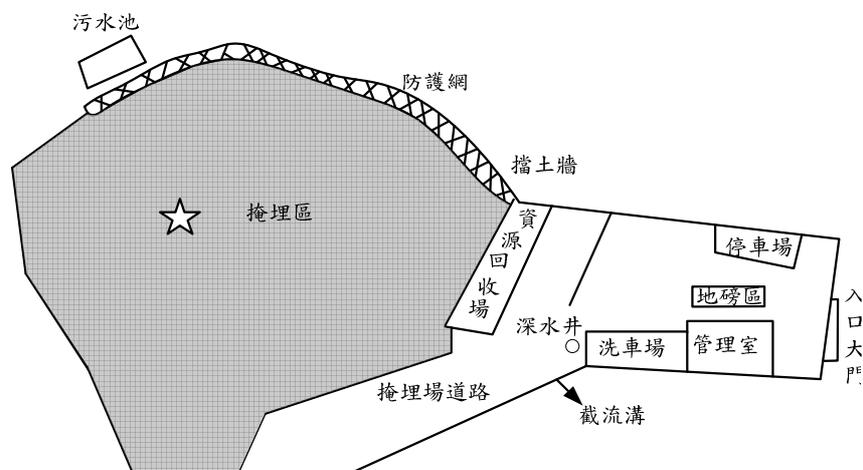


圖 4-4 湖口掩埋場平面圖



圖 4-5 湖口掩埋場一景

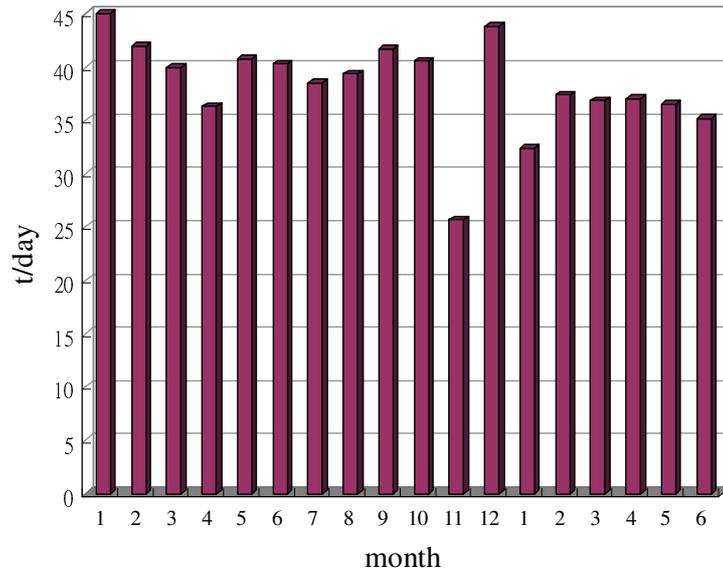
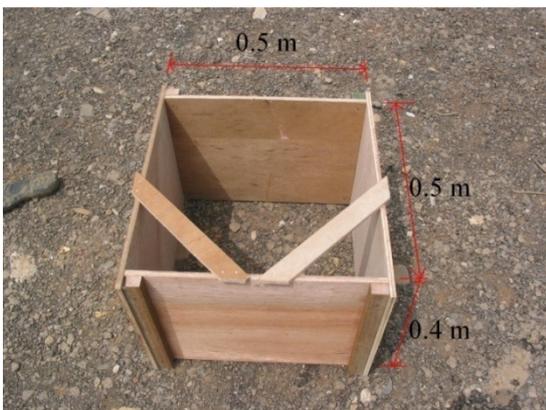


圖 4-6 湖口掩埋場每月平均垃圾量 (95/1~96/6)

4.1.2 廢棄物基本性質

圖 4-7 為本研究廢棄物現場取樣之過程。試驗所得之單位重、含水比隨著組成及深度而改變，此次以地表覆土下一公尺處為取樣處表 4-1 至表 4-3 列出了湖口及竹南掩埋場廢棄物的單位重與含水量值。另外以環保署環檢所規定之「一般廢棄物(垃圾)採樣方法」(NIEA R124.00C) 實施採樣，結果如表 4-4。經過量測後，湖口掩埋場的單位重大致在 $4.46\sim 5.39\text{ kN/m}^3$ 之間，平均單位為 5.02 kN/m^3 ；竹南掩埋場廢棄物單位重最高可達到 7.40 kN/m^3 ，平均單位重為 6.37 kN/m^3 ；而以標準採樣法求得之平均單位重為 2.60 kN/m^3 以下，甚至大於環保署統計的 1.60 kN/m^3 。



(a)取樣盒



(b)挖土機修出大概形狀



(c)人工修樣



(d)套入取樣盒



(e)取樣



(f)取樣完成

圖 4-7 廢棄物現場取樣過程

表 4-1 單位重含水比試驗結果 (湖口)

試體	濕重(kg)	乾重(kg)	單位重(kN/m ³)	含水比(%)
A	45.518	18.560	4.46	145.2
B	52.270	27.218	5.22	92.0
C	54.850	32.309	5.39	69.8

*體積=0.1 m³

表 4-2 單位重含水比試驗結果 (竹南)

試體	濕重(kg)	乾重(kg)	單位重(kN/m ³)	含水比(%)
A	72.253	54.936	7.09	31.5
B	75.403	60.060	7.40	25.5
C	47.000	31.592	4.61	48.8

*體積=0.1 m³

表 4-3 單位重含水比試驗結果 (竹南直剪試體)

試體(kPa)	體積(m ³)	濕重(kg)	乾重(kg)	單位重(kN/m ³)	含水比(%)
30	0.106	43.256	28.954	4.00	49.4
50	0.091	31.740	21.584	3.42	47.1
100	0.083	31.704	22.312	3.75	42.1
150	0.083	21.168	13.432	2.50	57.6

表 4-4 單位重試驗結果 (湖口)

試體	總重量 W ₁ (kg)	淨重(kg)	單位重(kN/m ³)
1	26.466	22.058	2.16
2	31.092	26.684	2.62
3	29.870	25.462	2.50
4	34.182	29.774	2.92
5	29.116	24.708	2.42
6	29.094	24.686	2.42
7	27.026	22.618	2.22
8	32.678	28.27	2.77
9	35.496	31.088	3.05
10	34.616	30.208	2.96
容器重 W ₀ =4.408 kg		平均單位重=2.60	
體積 V=0.1 m ³			

由文獻回顧指出，固體廢棄物的單位重除了壓密程度的影響外，組成及取樣方法也決定其大小，在此二處的採樣結果也顯示，湖口試體較輕質的物質，如塑膠佔了一半以上，較重的組成物如砂、土、礫石，相對之下所佔比例則低；反之，竹南試體則包含了大量的砂土及事業廢棄物，權衡下單位重則高；而以直剪試體內廢棄物所求得之單位重，由於混凝土流入保麗龍以上之廢棄物表面孔隙間，使得凝固後無法完全將廢棄物與混凝土分離，造成體積與重量上量測上的誤差，但並不影響剪力面之剪力強度，故以試體內測得之單位重較不具代表性。

在採樣的方法上，以環保署環檢所公告之標準採樣方法 (NIEA R124.00C) 經由慣性將廢棄物夯實，在進行四分法過程中，已嚴重擾動試體，根據國內文獻以此標準 (NIEA R124.00C) 所得的單位重並不符合現況，與低擾動試體或壓密試體所得結果差異甚大，由此研判所得之結果在大地工程上的分析較不具代表性。

Sowers (1968)指出，固體廢棄物的原始含水量一般為 10%~35%，而根據環保署 (2005) 所作統計，86 年至 94 年之水份含量均在 46%~56%之間。一般來說，含水量之多寡受到垃圾組成及有機含量之影響甚鉅，根據 94 年物理組成含水量分析結果顯示如表 4-5，其中廚餘含量最高，約在 69.48±7.66%左右。湖口試體含水量約在 70%~145%間，觀察到湖口廢棄物形狀，廢棄物依然呈現原始袋狀的堆疊 (圖 4-8)，雖然塑膠本身含水量不高，一旦水份進入垃圾袋中將難以排出，袋中的果皮、廚餘等高含水量的垃圾其水份，可能比「塑膠袋」更重，在湖口試體 A 中可發現，含水量甚至大於一，說明此現象。竹南試體含水量約在 25%~48%間，砂石含量高、單位重較重、廢棄物破碎 (圖 4-9)，相較之下有機含量較低，含水比自然比較低。

表 4-5 台灣地區廢棄物含水量(環保署，2005)

廢棄物組成	含水比(%)
紙類	54.17±8.22
塑膠類	34.29±9.01
纖維布類	35.99±17.08
木竹落葉類	32.72±11.35
廚餘	69.48±7.66
皮革橡膠類	8.50±9.80



圖 4-8 湖口掩埋場廢棄物狀態



圖 4-9 竹南掩埋場廢棄物狀態

表 4-6 至表 4-8 與圖 4-10 至圖 4-12 為本實驗分析之湖口與竹南廢棄物乾基組成。由歸納之結果可發現，湖口場與竹南場之塑膠類約佔 72%及 26%，依據現場採樣結果發現，垃圾之塑膠材質除飲料用容器類外，各項盛裝容器種類亦相當多，同時使用於塑膠袋之含量亦佔相當之比例。廢棄物組成之其它類，包含砂土、廚餘及 5 mm 以下之雜物及碎屑，其中砂土可能來自於覆土。湖口掩埋場取樣並未取自覆土層，因此 5 mm 以下之雜物於其它類佔相當之比例，約佔總體之 20%。竹南掩埋場約佔 71%，根據統計一部份來自於修繕工程，並觀察廢棄物及大量砂土混合，研判採樣時採集一部份之修繕廢棄物及覆土。

垃圾中之紙類包括範圍甚廣，其中近年來廣告紙之氾濫，鋁箔包、利樂包、紙餐盒及紙杯等之大量使用，同時許多速食店或餐飲業改以紙袋作為十食物之盛裝，雖然紙類回收甚早推動，但垃圾中紙類含量比例卻有增加之趨勢（環保）。根據觀察湖口及竹南掩埋場以紙裝衛生用品等非回收項目之其它紙類佔大多數，有甚少部份之利樂包及鋁箔包裝，紙類所佔之比例皆小於 2%。

本實驗所得之分類結果與環保署統計之垃圾組成分類尚有程度上之差距，分析可能原因如下：

- (1) 本實驗以乾基作為分類，而環保署以濕基作為分類，高含水量之物質如廚餘、紙類等經過乾燥重量大幅下降，若以乾基分類則降低其種類在整體之比例。
- (2) 本實驗未將廚餘歸為一類，將它視為其他類，在濕基之組成分類，廚餘所佔比例甚大不可忽略。
- (3) 未將皮革橡膠類分為一類，將橡膠歸為塑膠類，而皮革歸為纖維布類。

表 4-6 湖口掩埋場廢棄物乾基組成

組成(乾基)		A		B		C	
		重量(kg)	百分比(%)	重量(kg)	百分比(%)	重量(kg)	百分比(%)
可燃物	塑膠類	14.612	78.728	19.222	70.622	22.366	69.225
	紙類	0.127	0.684	0.484	1.778	0.385	1.192
	木竹類	0.069	0.372	1.523	5.596	0.427	1.322
	纖維布類	0.490	2.640	0.312	1.146	0.289	0.894
不燃物	金屬類	0.148	0.797	0.326	1.198	0.896	2.773
	玻璃類	0.295	1.589	0.515	1.892	0.086	0.266
	其他	2.819	15.189	4.836	17.768	7.860	24.328
合計		18.560	100.000	27.218	100.000	32.309	100.000

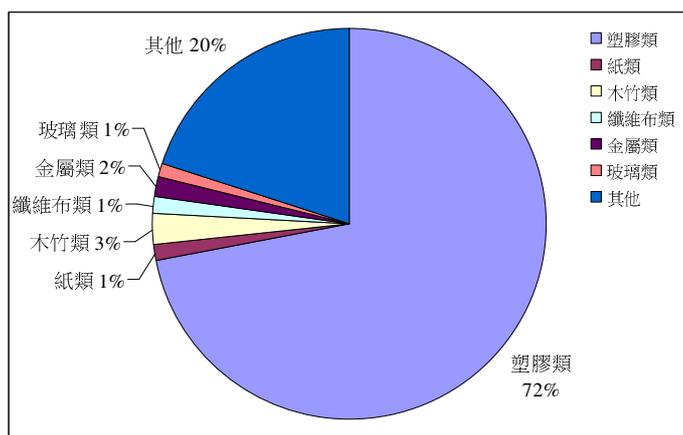


圖 4-10 湖口掩埋場廢棄物乾基組成

表 4-7 竹南掩埋場廢棄物乾基組成

組成(乾基)		A		B		C	
		重量(kg)	百分比(%)	重量(kg)	百分比(%)	重量(kg)	百分比(%)
可燃物	塑膠類	10.968	19.965	9.118	15.181	18.044	57.116
	紙類	0.174	0.317	0.018	0.030	0.552	1.747
	木竹類	1.168	2.126	0.366	0.609	0.132	0.418
	纖維布類	0.000	0.000	0.056	0.093	0.016	0.051
不燃物	金屬類	0.610	1.110	0.744	1.239	0.000	0.000
	玻璃類	0.322	0.586	0.122	0.203	0.026	0.082
	其他	41.694	75.896	49.636	82.644	12.822	40.586
合計		54.936	100.000	60.060	100.000	31.592	100.000

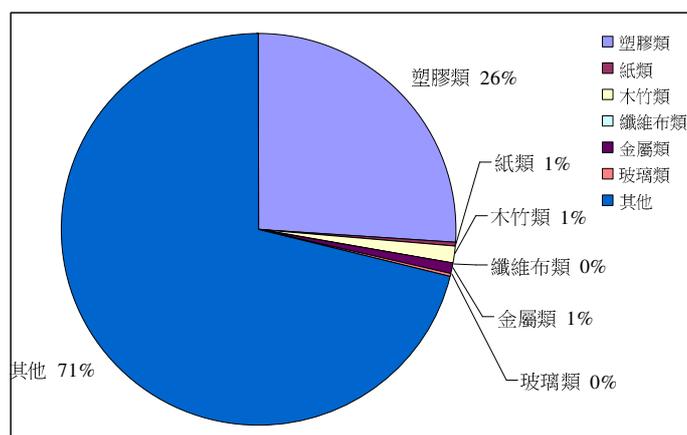


圖 4-11 竹南掩埋場廢棄物乾基組成

表 4-8 竹南掩埋場廢棄物直剪試體乾基組成

組成(乾基)	30 kPa		50 kPa		100 kPa		150 kPa	
	重量	百分比	重量	百分比	重量	百分比	重量	百分比

		(kg)	(%)	(kg)	(%)	(kg)	(%)	(kg)	(%)
可燃物	塑膠類	11.030	38.095	16.180	74.963	11.604	52.008	4.270	31.790
	紙類	3.110	10.741	1.258	5.828	2.230	9.995	1.524	11.346
	木竹類	2.784	9.615	0.086	0.398	0.096	0.430	0.582	4.333
	纖維布類	1.560	5.388	0.260	1.205	0.678	3.039	2.346	17.466
不燃物	金屬類	1.028	3.550	0.450	2.085	0.544	2.438	0.032	0.238
	玻璃類	0.608	2.100	0.640	2.965	0.298	1.336	0.116	0.864
	其他	8.834	30.510	2.710	12.556	6.862	30.755	4.562	33.964
合計		28.954	100.000	21.584	100.000	22.312	100.000	13.432	100.000

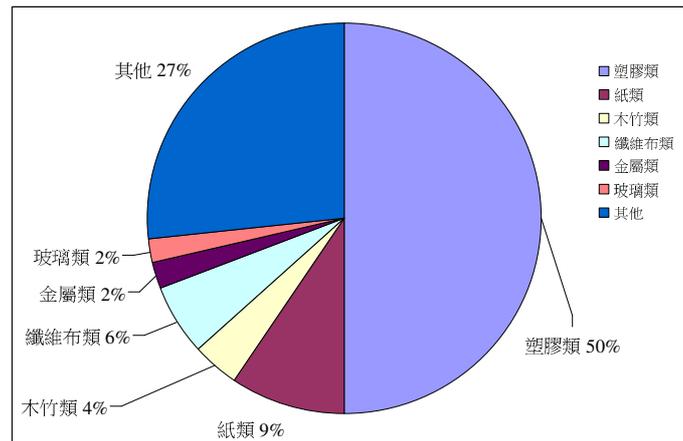


圖 4-12 竹南掩埋場廢棄物直剪試體乾基組成

4.1.3 現地試驗結果

4.1.3.1 現地直剪試驗

現地直剪進行之過程如圖 4-13 所示。現地直剪試驗所得之應力-應變曲線如圖 4-14、圖 4-16 所示。為因應廢棄物之特性，本實驗之剪位移達 20 cm 以上，原本設定之正向應力，因現場廢棄物本身壓縮性較大導致試體剪動過程中的沉陷和傾斜，因此試體破壞時之正向應力與原本設定者有所出入。



(a) 開挖及修飾試體



(b) 紮筋及組裝模板



(c) 灌漿



(d) 架設反力牆



(e) 反力牆

(f) 直剪試體

圖 4-13 現地直剪試驗過程 (竹南掩埋場)

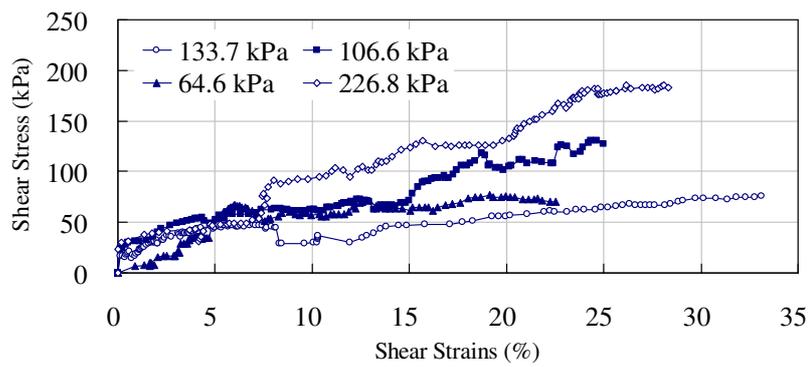


圖 4-14 現地直剪試驗應力應變圖 (湖口)

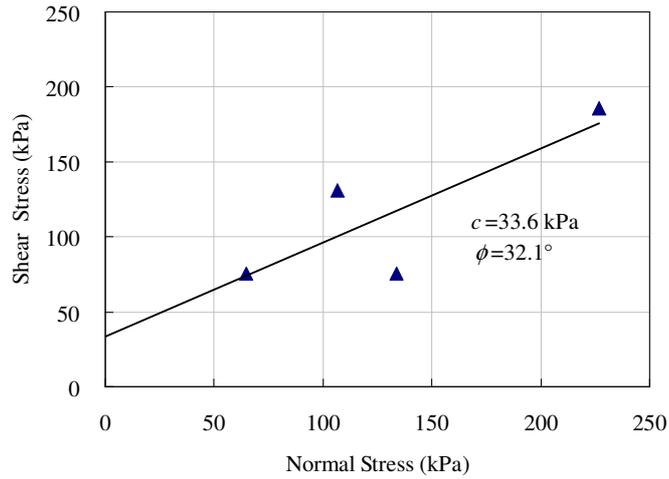


圖 4-15 現地直剪試驗結果曲線圖（湖口）

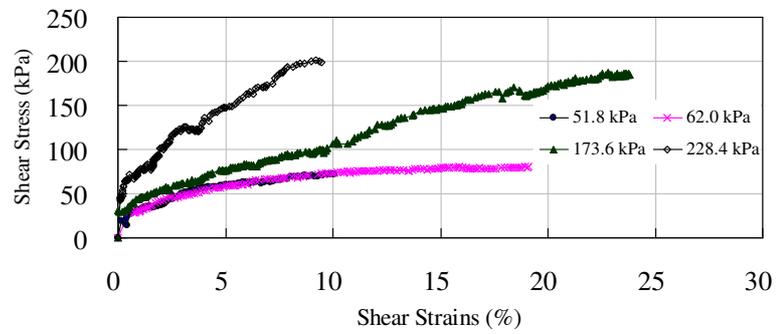


圖 4-16 現地直剪試驗應力應變圖（竹南）

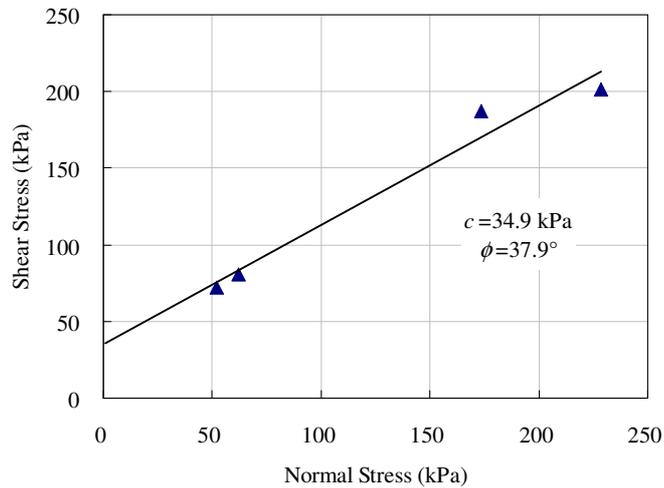


圖 4-17 現地直剪試驗結果曲線圖（竹南）

以微觀看垃圾之破壞曲線發現，湖口試驗應力-應變曲線（圖 4-14）並非成平滑曲線，最低的

正向應力快速達到穩定，應變量達到 10% 之後的增量不多，惟試體三（正向應力為 133.7 kPa）其剪應力小於試體二（正向應力為 106.6 kPa）及試體一（正向應力為 64.6 kPa）之剪應力。觀察破壞面狀況，研判廢棄物之不均質特性，使得試體三之破壞面沿著垃圾袋與袋之間破壞，而試體二及試體一之破壞面破碎且粒徑尺寸較大。**圖 4-16** 為竹南直剪試體之應力-應變曲線，其中顯示低正向應力的兩個試體之剪應力較快速達到穩定，應變量達到 10% 之後的增量不多，但在正向應力為 173.64 kPa 之試體其剪應力隨剪應變之增加而持續上升，直至剪應變逼近 25% 才停止此一趨勢；另一方面，最大正向應力之試體則因沉陷量過大導致試體下沉，在剪應變較大時過度傾斜，因此試驗僅進行至剪應變約 10% 為止。

曾經有學者發現垃圾在變形量超過 30% (**Singh and Murphy, 1990; Machado et al., 2002**)，應力仍有上升的趨勢，此次的實驗範圍內，應力-應變的曲線為無明顯尖峰點的塑性破壞，在土壤力學理論上，軟弱黏土及鬆砂會出現此種曲線，根據 ASTM 的建議，以剪應變到達 10% 所對應的剪應力為破壞剪力，本實驗廢棄物在剪應變達 20% 以上時，剪應力仍然持續增加，結果顯示尚在文獻(**Singh and Murphy, 1990; Machado et al., 2002**)所述之範圍內。故本實驗在沒有明顯尖峰強度值下，採用剪應力趨為一定值之殘餘強度。

圖 4-15 及 **圖 4-17** 為兩處現地直剪所求出之莫爾庫倫破壞包絡線，線性迴歸湖口及竹南所得之凝聚力及摩擦角分別為 $c=33.6$ kPa、 $\phi =32.1^\circ$ 及 $c=34.9$ kPa、 $\phi =37.9^\circ$ ，所得結果尚在前人研究所歸納之範圍內。前小節有說明，湖口試體較為「鬆散」，垃圾的互制力靠每一袋垃圾間的摩擦力產生；竹南試體較為「緊密」，研判試體的剪力強度包含了砂石與破碎垃圾（包括塑膠製品、紙袋、包裝材料等）提供的互制力，因此剪力強度較高。

4.1.3.2 現地平板載重試驗

圖 4-18 為現地平板載重試驗過程。**圖 4-19** 與 **圖 4-20** 為載重-沉陷量曲線，根據 ASTM 建議，載重-沉陷量曲線無明顯破壞點，取試驗沉陷量等於 0.5" 所對應試驗載重作為極限承载力，並取其安全係數為 2，為容許承载力，分別得到湖口及竹南的極限承载力 q_u 為 5.69 kPa、11.87 kPa (**表 4-9**)，有學者研究指出，主要壓縮發生的時間短，大約佔總沉陷量的 10%~30%；次要壓縮發生時間長，產生沉陷量可達 25%，以土壤力學的觀點，試驗總沉陷偏大，若以 0.5" 沉陷量作為判斷極限承载力的標準，並不適用於廢棄物的分析，在生物分解持續降到一定值之前，建築物的容許承载力應由沉陷量控制。



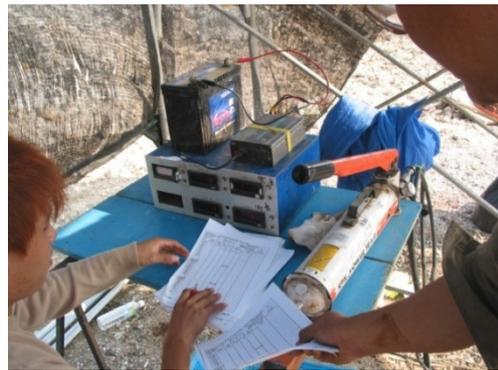
(a)除去表土並鋪設細砂



(b)架設反力系統



(c)位移感測計及 Load cell



(d)加壓、讀取設備

圖 4-18 現地平板載重試驗過程 (竹南掩埋場)

表 4-9 現地平板載重試驗結果彙整表

項目 位置	極限承载力 q_u (kPa)	容許承载力 q_a (kPa)	地盤反力係數 K_v (kN/m ³)	描述
湖口	5.69	2.84	494.33	曲線無明顯破壞點，取沉陷量等於 0.5"所對應試驗載重作為極限承载力
竹南	11.09	5.59	845.25	

此次取試驗沉陷量等於 1" 所對應試驗載重計算地盤反力係數，分別得到湖口及竹南的極限承载力 q_u 為 11.38 kPa、22.17 kPa，日後並可依據工程特性訂定工程容許沉陷量，由載重與沉陷量互制關係決定容許承载力。若取沉陷量 1" 時，所對應竹南試驗載重計算地盤反力係數 K_v 約為 875.25 kN/m³ (89.22 t/m³)，依謝旭昇及程日昇 (1996) 提出的地盤反力係數建議值，屬於極疏鬆砂土或極軟弱黏土。

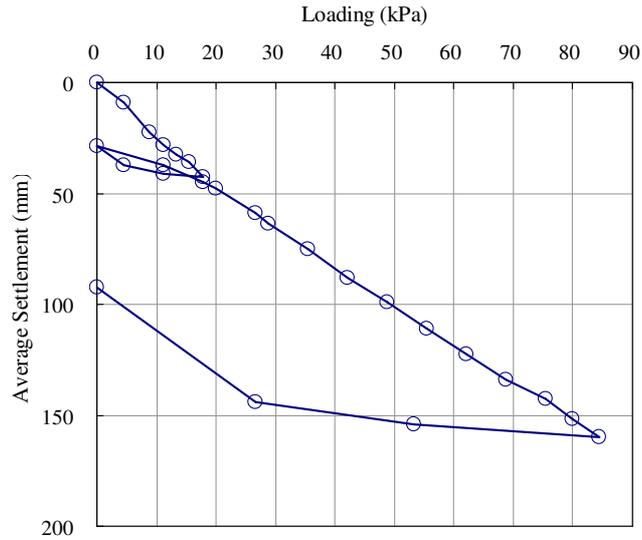


圖 4-19 平板載重試驗之解壓再壓曲線 (湖口)

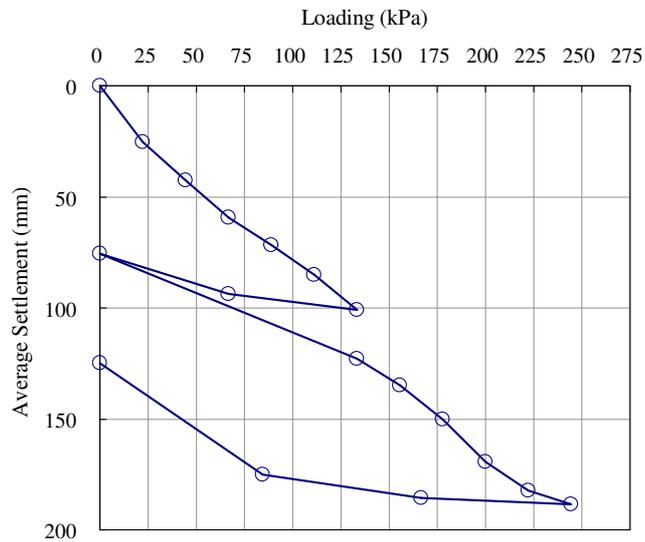


圖 4-20 平板載重試驗之解壓再壓曲線 (竹南)

4.2 廢棄物焚化灰渣試驗結果

4.2.1 焚化灰渣垃圾成份分析

由新竹市環保局取得 95 年 4 月份垃圾分析結果，如表 4-10。垃圾可分為可燃與不可燃物兩大類，一般可燃物約占垃圾組成的 70%；不可燃物佔 30%，而由分析結果中可燃物比例更高。其中可燃物又再細分為紙類、纖維類等七種項目；而不可燃物則細分為鐵金屬、非鐵金屬、玻離、其他不燃物等四項。由物理組成觀之，紙類、塑膠類與廚餘類為垃圾主要組成成份，佔垃圾生成之 80% 以上，顯示資源回收方面仍有進步的空間。如能有效進行資源回收，不但

能有效節省焚化能源，亦能大量減少灰燼的產生。

表 4-10 垃圾分析結果(溼基法)

垃圾單項		分析項目	物理組成(%)	含水量(%)	可燃份(%)	灰份(%)
可燃物	紙類		47.26	45.01	48.77	6.22
	纖維布類		2.3	38.12	43.71	18.17
	木竹、稻草、落葉類		4.7	41.94	38.49	19.57
	廚餘類		11.53	33.99	43.06	22.95
	塑膠類		24.94	38.25	46.58	15.17
	皮革、橡膠類		1.71	42.21	51.31	6.48
	其他		1.99	33.52	47.03	19.45
不可燃物	鐵金屬類		0.81	37.21	0	100
	非鐵金屬		1.13	23.58	0	100
	玻璃類		1.76	8.78	0	100
	其他不燃物(陶瓷、砂...)		1.87	32.75	0	100
綜合垃圾			100	40.3	44.3	15.4

初由新竹市環保局焚化廠灰渣貯坑採樣回之底渣外觀如圖 4-21(a)，因底渣為冷卻其自身的高溫，需在輸送帶運至貯坑貯放過程中經過調溼裝置淬火(溼法)，故初採樣回之試體呈現灰黑色色澤，微帶臭腥味。因垃圾回收仍未嚴格執行，故雖經焚化處理，但仍能從殘餘灰渣中看見陶瓷、玻璃及金屬瓶蓋等不可燃物；烘乾後，試體呈現灰白色團塊體，如圖 4-21(b)，些微震動則團塊又分散成顆粒狀。當底渣含水量過高，試體多呈爛泥狀；而當底渣烘乾分散後，呈現的顆粒大小不一，外形多呈角狀，且大顆粒粗糙的表面會附著細小灰渣。



(a)



(b)

圖 4-21 底渣外觀：(a)潮溼狀；(b)烘乾狀

4.2.2 焚化灰渣一般物理性質

將採樣當日之底渣取約 300 g 用以量測含水量，得 32.15 %；取將其放置一個月後再量測其含

水量，得 26.69 %。含水量偏高主要是因為底渣經過調溼裝置，以冷卻經焚化後的餘渣，亦同時增加了含水量。因試驗多取#4 以下之顆粒配製試體，故取#4 以下之顆粒以量測比重。當為使水煮沸以讓試體中的空氣排出時，底渣中細微顆粒混濁在水中，致使水面上產生灰色泡沫。試驗結果得比重 G_s 約為 2.31。

利用四組各約 1.5 公斤的底渣試驗篩分析後再配合利用 152H 型比重計測試小於#200 以下的粒徑分佈，所得粒徑分析數據如圖 4-22。由圖可知，因採樣前已先將大於 1.5 in 之試樣去除，故在實驗室量測得 1½" (38.1 mm) 以上無顆粒存在。粒徑分佈主要集中在#4 (4.75 mm) - #40 (0.425 mm) 間，約佔 56-70 %，而#200 (0.075 mm) 以下約佔 0.5-2.38 %，由數據看來底渣多屬砂礫狀顆粒。而由粒徑圖可求得其有效粒徑 D_{10} 為 0.185 mm； D_{30} 為 0.86 mm； D_{60} 為 3.965 mm。利用上述數據可求得均勻係數 c_u 為 21.43、曲率係數 c_z 為 1.01。

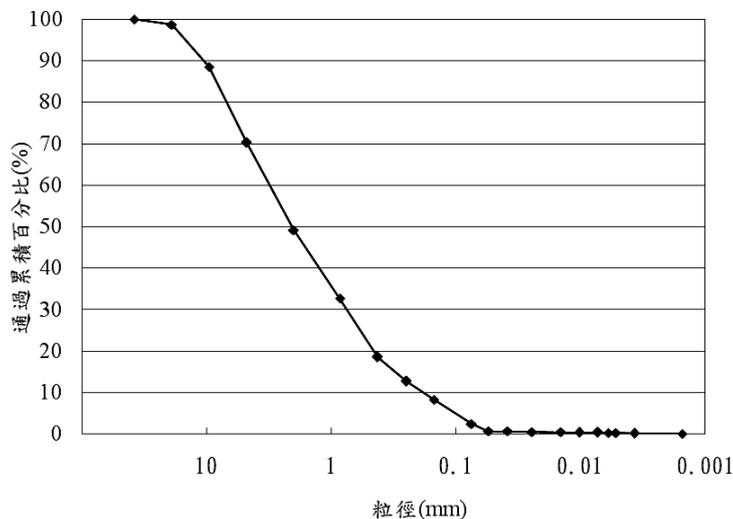


圖 4-22 完整粒徑分析圖

液性限度試驗中，因底渣加水拌和後，仍屬滑動而非流動，且打擊數仍少於 25 次，故判其液性限度無法測定。而塑性限度亦無法測定，揉搓加水後仍會分散，底渣之性質類似極度砂質土，故判定底渣為非塑性試體(NP)。將上述粒徑大小分佈，級配情況、液性限度及塑性指數等試驗結果，依統一土壤分類評估之，灰渣為優良級配砂質試體(SW)。

利用標準夯實試驗求得最佳含水量及最大乾密度，以供試體配製的參考；再施作改良式夯實試驗，比較不同夯實能量下，含水量與乾密度的變化。圖 4-23 為標準夯實及改良夯實下所得之夯實曲線。由圖可判別出灰渣在標準夯實下，所得之最佳含水量(OMC)約為 20 %；最大乾密度(γ_{dmax})約為 1.54 g/cm³。曲線在初始端處乾密度隨含水量先降後升的趨勢，可能孔隙水初始時產生毛細現象，致使產生張力阻止顆粒的移動。而由改良夯實下，取得最佳含水量約為 18.7 %；最大乾密度約為 1.58 g/cm³。在不同夯實能量下，灰渣的夯實曲線改變模式與砂土相似。最佳含水量隨著夯實能量增加而減少；最大乾密度隨著夯實能量增加而上升。而為

模擬現地掩埋場灰渣掩埋之鋪設情形，故採標準夯實試驗所取得之最佳含水量及最大乾密度以進行試體之配製。

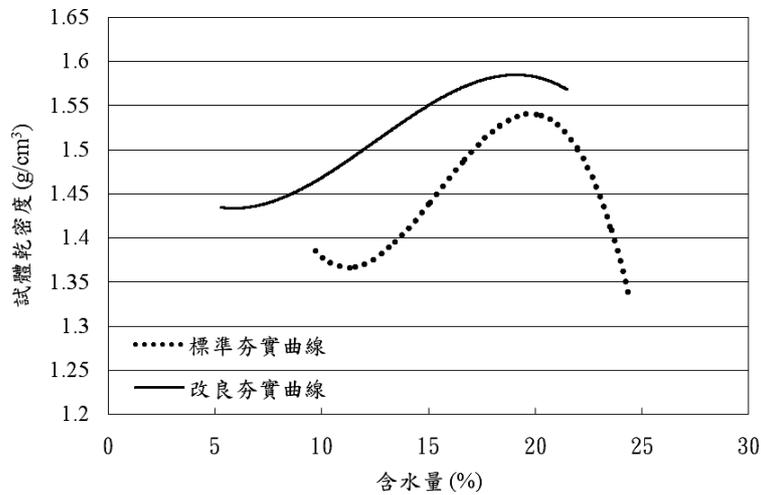


圖 4-23 灰渣夯實曲線

考量儀器尺寸及原始粒徑分佈的影響後，採等重量替代法將底渣進行粒徑縮尺，修正前後的粒徑分析圖如圖 4-24。依儀器尺寸需至少大於或等於六倍最大粒徑之要求，將 3/8" 號篩(9.52 mm)以上的顆粒重量以 3/8" -#200 號篩原始比例取代之。底渣以原始粒徑分析進行分類為優良級配砂質試體 (SW)；而粒徑修正後試體之參數如表 4-11，有效粒徑 D_{10} 相差不大，故透水性影響不大，且分類後底渣仍為優良級配砂質試體(SW)，故雖 c_u 值相差較大，但試體工程性質受試體粒徑修正之影響應該不大。

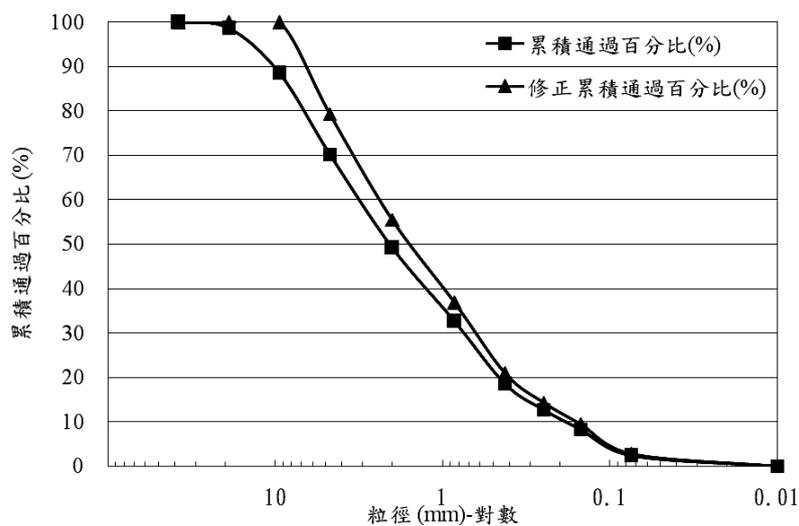


圖 4-24 修正前後粒徑分析圖

表 4-11 底渣顆粒徑修正前後參數

	通過#200 比例 (%)	停留#4 比例 (%)	D ₁₀ (mm)	c _u	c _z	PI	分類
修正前	2.38	18.3	0.19	21.43	1.01	NP	SW
修正後	2.69	20.7	0.17	12.94	1.06	NP	SW

試體基本物理性質如表 4-12 所述。將烘乾底渣粒徑調整後，依照標準夯實下所取得的最佳含水量 20%、 $\gamma_{d,max}$ 1.54 g/cm³，加水混合至含水量達 20%，再依體積控制法取特定重量的含水土底渣分三層置入儀器中，待達到要求的厚度後，即完成試體製作。

表 4-12 底渣基本物理性質

試體	統一分類	比重	標準夯實		改良夯實	
			OMC (%)	$\gamma_{d,max}$ (g/cm ³)	OMC (%)	$\gamma_{d,max}$ (g/cm ³)
焚化底渣	SW	2.3	20	1.54	18.7	1.58

4.2.3 焚化灰渣工程性質

4.2.3.1 單向度壓密試驗結果

本試驗根據不同環境，即浸水與未浸水的環境下，針對灰渣試體所呈現的壓縮壓密特性進行分析。試驗由加壓至解壓完成，將時間與垂直變形量匯集繪製成圖，如圖 4-25。就加載路線分析之，不論是未浸水溼潤試體，或是浸水飽和試體，其壓縮量主要集中在最初壓載時段，最初 6 秒內即達加載段 50% 以上的壓縮量，屬於即時沉陷。而隨著倍數增加的加載重量，壓縮量亦約呈倍數的增長，此由浸水飽和試體更形顯著，故試體含水量愈大，壓縮量亦愈大。根據試驗可得未浸水溼潤試體經階段加載 6 天正向應力達 200 kPa 之壓縮量為 1.235 mm；而浸水飽和試體壓密量則為 1.762 mm。

而就卸載路線分析之，主要亦在初始解壓時段產生回脹量。由回脹曲線段可知浸水飽和試體之曲線較陡，即浸水飽和試體的回脹量較未浸水溼潤試體大。未浸水溼潤試體經階段卸載 5 天後回脹量為 0.133 mm；而浸水飽和試體回脹量為 0.232 mm。故含水量愈大，回脹量亦愈大。

而圖中初始加載段，呈現了未浸水溼潤試體較浸水飽和試體壓縮量大，可能因底渣的不均質特性，在依密度與特定含水量配製試體下，使初始孔隙比有所不同，使知加載時產生此變形量關係圖。而之後即如預期，可能因浸水試體顆粒間的摩擦力及壓密環間的摩擦力皆因底渣中較細顆粒浸水後毛細力歸零，摩擦阻抗降低，而產生較明顯的變形差異。

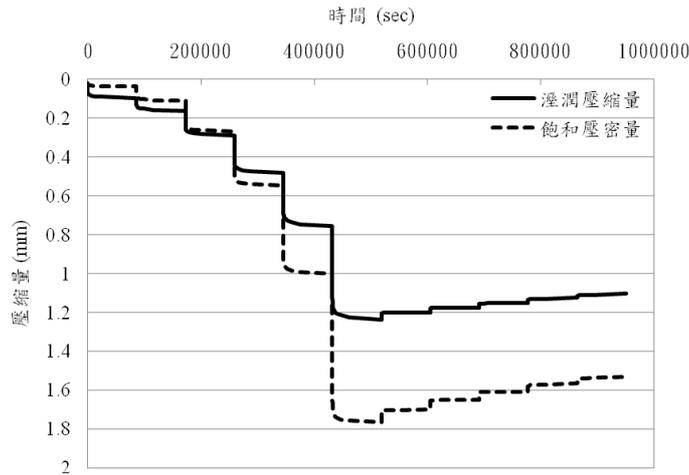


圖 4-25 時間與變形量關係圖

試體之正向應力與垂直應變的關係圖如圖 4-26 所示，浸水後的試體不論是加壓時的壓縮變形或是解壓時的回脹變形趨勢，皆較未浸水試體的變形量大。未浸水試體因毛細力作用，造成有效應力的提高。而此有效應力增量使未浸水試體之應變量約較浸水試體增加了約 1-2 %。其試體解壓後皆有明顯無法回復的塑性變形，此因試體變形除由試體內孔隙的壓縮所造成外，亦包含來自顆粒的變形或破碎。而浸水試體回脹變形較未浸水試體明顯可能與試驗後粒徑重新分佈抑或試體與儀器界面間摩擦力影響有關，在此不作進一步的求證。

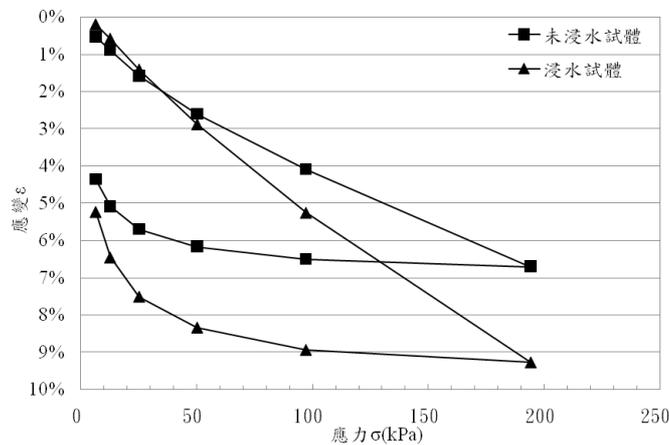


圖 4-26 正向應力與應變關係圖

而由圖 4-27 之正向應力與孔隙比關係圖，進一步取得相關指數，如壓縮性指數 c_c 、回脹指數 c_s 。未浸水溼潤試體之壓縮性指數 c_c 約為 0.09，回脹指數 c_s 約為 0.03；而浸水飽和試體之壓縮性指數 c_c 約為 0.14，回脹指數 c_s 約為 0.04。一般低壓縮性土壤之壓縮性指數 c_c 值小於 0.2；

高壓縮性土壤則大於 0.4，則可判別本研究底渣屬低壓縮性試體。

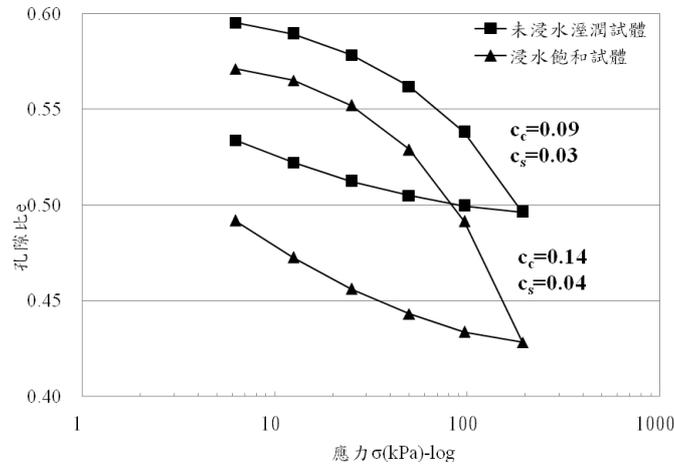


圖 4-27 正向應力與孔隙比關係圖

由各階段加載所取得之時間-變形量關係曲線，如附錄 A、B，因壓密集中發生在初期，故採 Taylor 的平方根時間調整法分析，可取得 t_{90} ，再利用 ASTM D3080 規範中所提供之經驗式，換算 t_{50} 即可進一步計算直剪試驗之剪切速率。

因底渣試體主要變形量皆發生在即時沉陷，難以從中分辨出主要壓密階段，故如利用試驗取得之壓密係數 c_v 、壓縮性係數 a_v 及體積壓縮性係數 m_v 代入公式計算求得的滲透係數 k 則不具有代表性。

4.2.3.2 灰渣直接剪力試驗結果

底渣直剪試驗根據單向度壓密試驗所取得之壓密數據，得設定剪切速率約皆介於 0.05 mm/min 左右，屬壓密慢剪式，能有效控制孔隙水壓的消散，且當剪切至水平位移達 9 mm 以上即停止試驗。底渣經粒徑修正配製試體分別以浸水飽和及未浸水溼潤試體施作之，針對環境的不同與以分析其對底渣剪力強度的影響，其中飽和試體含水量為 33%；溼潤試體含水量為 20%。

經試驗所得之水平位移與垂直位移關係如圖 4-28。可發現試體在剪動過程中因剪脹效應而多呈先壓縮後膨脹，此在低正向應力作用下最為明顯，唯浸水試體在高正向應力作用下，產生大量的壓密量，但之後亦有膨脹的趨勢。而就環境觀之，在低正向應力下，未浸水溼潤試體會較浸水飽和試體產生較大的膨脹量；而正向應力漸趨增加，壓縮量愈形明顯下，未浸水溼潤試體會較浸水飽和試體產生較小的壓縮量。

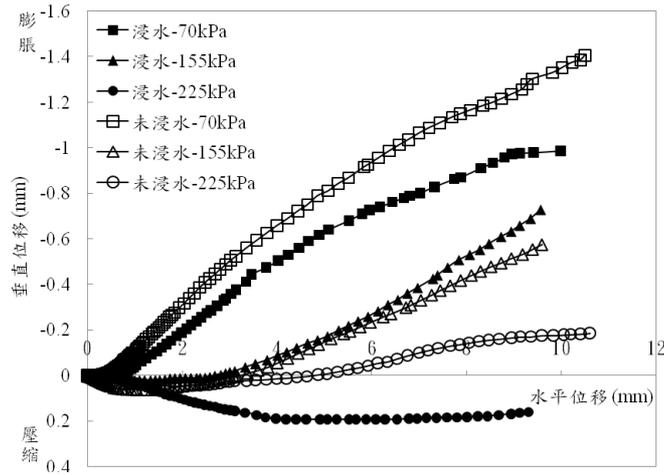


圖 4-28 水平位移與垂直位移關係圖

雖然位移變化似緊砂先壓縮後膨脹，但由圖 4-29 之水平位移與剪應力關係圖觀察之，不論浸水與否，底渣試體不同於緊砂所呈現之形式，在此試驗中並無明顯之尖峰強度。則最大剪力強度判斷以水平位移達試體長度 15% 處之剪應力為主。

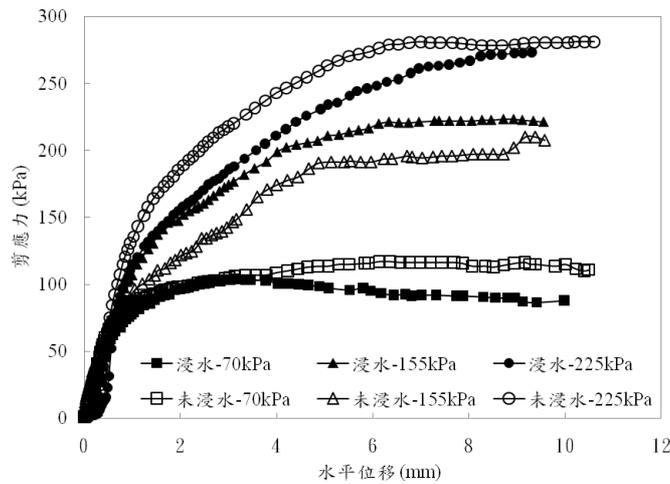


圖 4-29 水平位移與剪應力關係圖

就曲線分佈觀之，高正向應力在經過剪動較長的位移量後剪應力值才漸趨平緩，反觀低正應力作用下之剪應力值，位移量在 2 - 4 mm 處剪應力值即表現持平或下降之趨勢。而就環境觀之，未浸水溼潤試體皆較浸水飽和試體取得之剪應力值略高，此因未浸水溼潤試體在剪動時試體內部負孔隙水壓所形成的吸力，使有效應力增加，導致剪切阻抗亦上升。

根據上述之水平位移-剪應力關係圖取得最大剪應力，進一步繪製正向應力與剪應力的關係圖，

如圖 4-30。依數據回歸可得各別試體之破壞包絡線，依包絡線可取得試體之凝聚力 c 與摩擦角 ϕ 。依圖可取得未浸水溼潤試體之凝聚力 c 值約為 43.7 kPa、摩擦角 ϕ 值約為 46.6°；而浸水飽和試體之凝聚力 c 值約為 34.8 kPa、摩擦角 ϕ 值約為 47.8°。綜觀未浸水溼潤試體之剪力強度略高於浸水飽和試體，但破壞包絡線取得之摩擦角卻以未浸水溼潤試體稍低於浸水飽和試體，應該是將曲線破壞包絡線強制線性回歸使然。

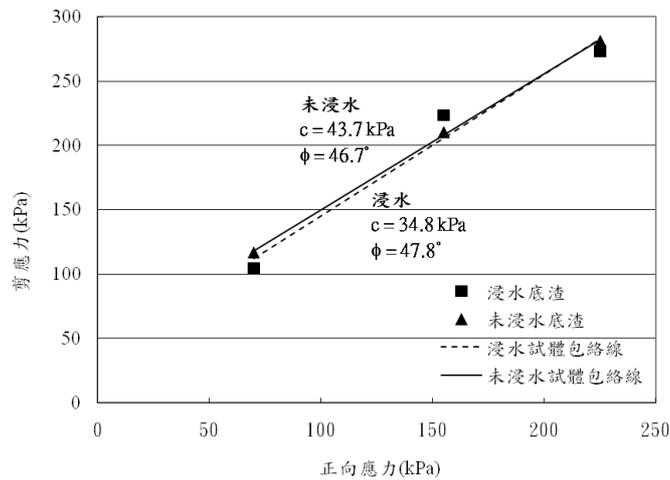


圖 4-30 純底渣正向應力與剪應力關係圖

根據試體物性試驗分類後判別底渣試體似優良級配砂土質試體，底渣可能因試體顆粒多呈角狀及易碎性，使剪動中顆粒破碎、重排，試體更形緊密，可致使凝聚力提高。因本試體底渣不具塑性，故此處凝聚力 c 值可能是由剪切過程中底渣顆粒間的咬合力提供，並非真正存在內聚力。一般圓狀、優良級配緊密砂土之摩擦角可達 40°，角狀、優良級配緊密砂土之摩擦角可達 45°，而底渣多角狀且粗糙之外觀下，求得之摩擦角亦高達 46-47°，實屬合理。

而一般在低正向應力下，凝聚力所發揮的強度並不明顯，故將破壞包絡線作修正，如圖 4-31。在凝聚力 c 值為 0 kPa 時，未浸水溼潤試體之摩擦角 ϕ 值約為 52.59°；而浸水飽和試體摩擦角 ϕ 值約為 52.44°。

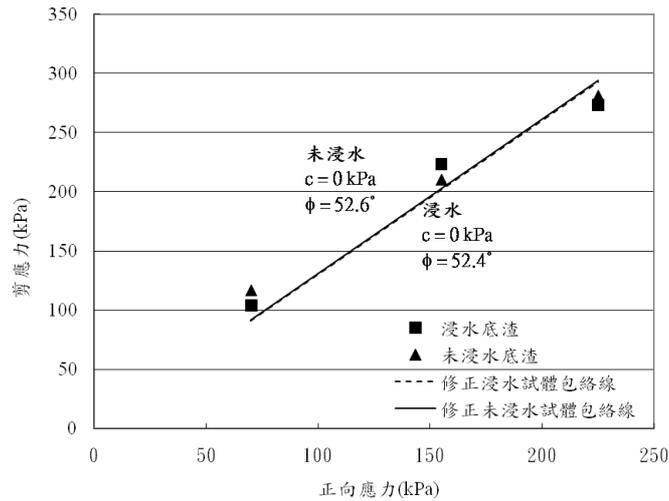


圖 4-31 修正後之純底渣破壞包絡線

4.2.4 灰渣與地工合成材界面直接剪力試驗結果

根據不同地工合成材，在不同環境下施作共十組試驗，浸水飽和試體含水量約在 33 %、未浸水溼潤試體約在 20 %。試驗方式同直接剪力試驗，在此針對水平位移與剪應力的關係，及剪力強度參數作一分析與探討。

4.2.4.1 水平位移與剪應力之關係

圖 4-32 為不同地工合成材經剪動後所繪製成之水平位移-剪應力關係圖，在此先就各別材料探討之。當地工材料為平滑地工膜布時，明顯看出其尖峰應力強度值，在低正向應力下，浸水與否並無對剪力強度造成太大的影響；但在高正向應力下，不論是尖峰強度抑或是殘餘強度，皆以未浸水溼潤試體較高。

粗糙地工膜布為材料時，浸水下較快達尖峰強度，且尖峰強度較未浸水時稍高，此與理論情況下不同，可能受試體壓密程度之影響，產生些微的差距，因殘餘強度則以未浸水試體較高。未浸水試體在低含水量下，試體顆粒因呈團塊構造，使得嵌入地工膜布表面較浸水試體明顯，而因嵌入愈深，使得之後未浸水試體強度較高。

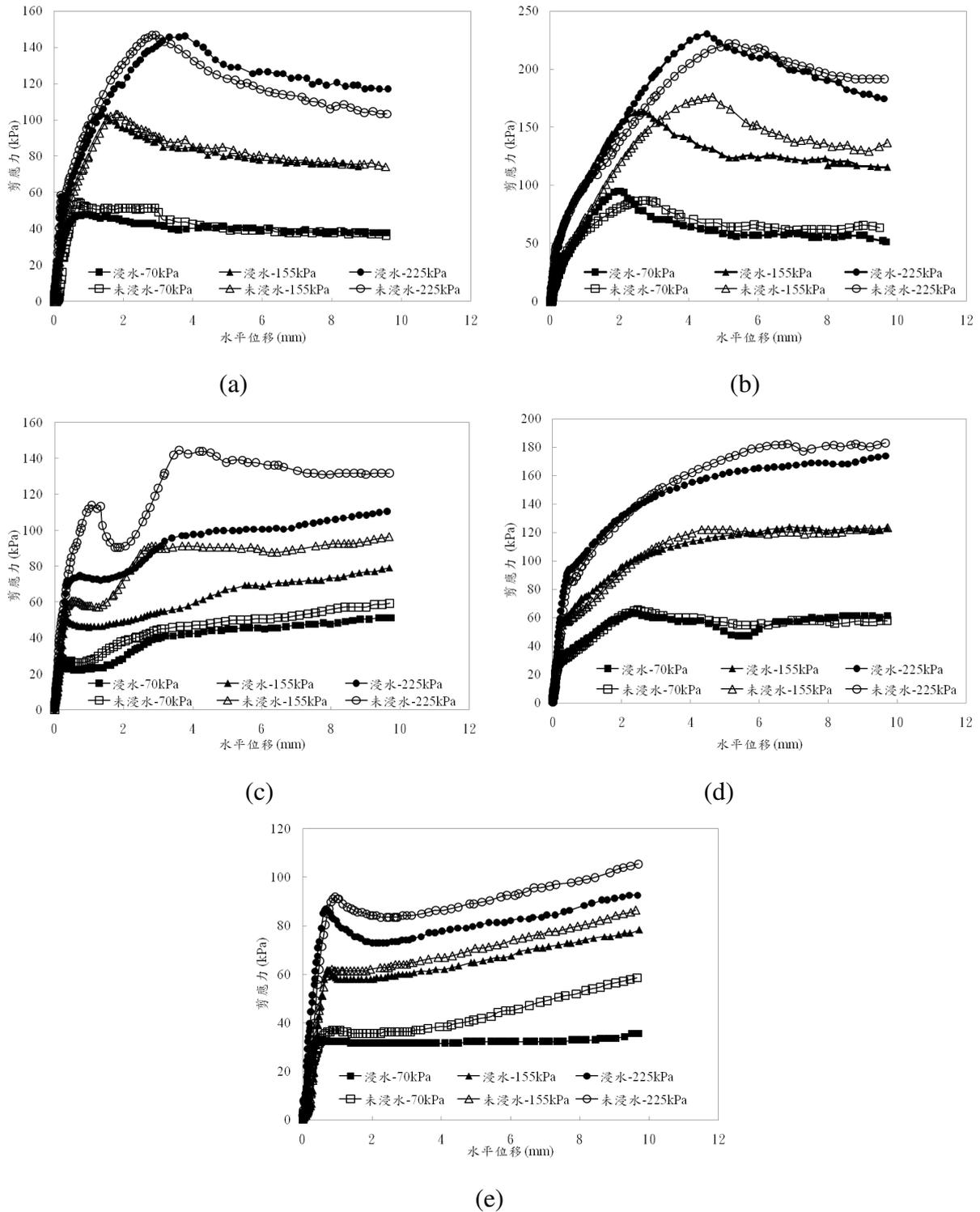


圖 4-32 地工合成材與底渣之應力應變關係圖：(a)平滑地工膜布；(b)粗糙地工膜布；(c)地工織布；(d)熱熔不織布；(e)針軋不織布

本試驗中之不織布界面直剪試驗，大部份呈無明顯尖峰強度之曲線，唯針軋不織布在高正向應力下可取得尖峰強度。熱熔不織布曲線，浸水與不浸水之曲線極相近，故浸水對熱熔不織

布無太大影響；針軋不織布曲線，剪動後段呈剪應力上升之趨勢，此因針軋不織布材質易拉伸，當位移量愈大，針軋不織布產生愈多皺摺，此皺摺與底渣試體相嵌進而增加了抵抗力。其中增加的趨勢又以未浸水環境下為大，此因針軋不織布布料經吸水後加勁了纖維抵抗拉伸的能力，故浸水後位移拉伸現象則較少。

而當地工材料為織布時，大致呈雙峰狀，此因織布剪動過程中底渣試體移動可能造成織布變形而產生另一次的尖峰強度，故採初始尖峰強度為底渣與地工織布之間之界面剪力強度。而此現象在高正應力下及未浸水時更明顯。

4.2.4.2 灰渣與地工合成材界面剪力強度分析

將各類試驗所取得之尖峰強度值作一整理，如表 4-13 所示。將各組之正向應力與求得之剪應力作圖，取得莫爾庫倫破壞包絡線，再依曲線利用斜截式法換算得界面剪力強度參數 c_a 、 δ 值。而為考量實際破壞包絡線並非皆以直線呈現，且英國規範 BS 6906 建議評估界面剪力強度時，可將界面之黏滯力忽略，故就低正向應力段，以強制經過原點，即 $c_a = 0$ ，與以規劃修正求取新界面摩擦角。

為方便了解地工合成材與試體界面剪力強度參數與試體自身剪力強度參數之間的關係，其定義 E_c 及 E_ϕ ，如公式 1、2。

$$E_c = (c_a/c) \cdot 100\% \dots\dots\dots(1)$$

$$E_\phi = (\tan\delta/\tan\phi) \cdot 100\% \dots\dots\dots(2)$$

E_c ：黏滯力有效係數

E_ϕ ：摩擦角有效係數

表 4-14 為修正前後各組試驗所取得之剪力強度參數，依不同地工材料分析之。底渣與平滑地工膜布界面剪力強度參數之黏滯力 c_a 值約 7.5-12.8 kPa，界面摩擦角 δ 值約 30.5-32.6°。隨含水量提高，黏滯力下降約 5 kPa，而界面摩擦角則增加 2°。而底渣與粗糙地工膜布界面剪力強度參數 c_a 值約 30.1-32.5 kPa，界面摩擦角 δ 值約 41-41.2°。浸水後黏滯力上升約 1 kPa，而界面摩擦角則無呈太大變化。

底渣與地工織布之界面剪力強度參數 c_a 值約 16-20 kPa， δ 值約 21.5-28.8°。含水量的提高造成黏滯力的下降，約 3kPa，界面摩擦角亦下降了約 7°。而不織布中，底渣與熱熔不織布之 c_a 值約 8.5-13.7 kPa， δ 值約 35.5-37.7°；而與針軋不織布之界面剪力強度參數 c_a 值約 6.5-8.8 kPa， δ 值約 19-21.6°。含水量的增加，造成不織布黏滯力的增加，此與上述材料較為不同，熱熔不織布之黏滯力因含水量的提升而約增加 5 kPa，界面摩擦角則下降約 2°。

表 4-13 各組界面直剪試驗之尖峰剪力強度值

	環境	含水量 (%)	正向應力 (kPa)	尖峰剪力強度 (kPa)
平滑地工膜布	未浸水溼潤	21%	70	54.8
			155	103.4
			225	146.8
	浸水飽和	33%	70	47.9
			155	116.9
			225	146.1
粗糙地工膜布	未浸水溼潤	21%	70	87.1
			155	175.9
			225	222.0
	浸水飽和	30%	70	95.1
			155	163.1
			225	230.0
地工織布	未浸水溼潤	20%	70	58.6
			155	93.3
			225	144.7
	浸水飽和	30%	70	48.6
			155	79.1
			225	110.0
熱熔不織布	未浸水溼潤	20%	70	65.6
			155	122.1
			225	182.5
	浸水飽和	33%	70	63.5
			155	124.2
			225	173.8
針軋不織布	未浸水溼潤	22%	70	37.1
			155	62.1
			225	91.9
	浸水飽和	33%	70	33.0
			155	62.1
			225	86.4
純渣	未浸水溼潤	21%	70	116.9
			155	210.3
			225	281.0
	浸水飽和	36%	70	104.1
			155	223.4
			225	273.4

綜合觀之，黏滯力參數 c_a 值因浸水及材料的不同各別產生 1-5 kPa 不等的差值。粗糙地工膜布浸水與否對整體上介面剪力強度無太大改變；而平滑地工膜布因浸水易使接觸面潤滑，故黏滯力強度較低；而地工織物類在浸水後可能因布料吸水增加其韌性，使得 c_a 值有小幅的上升，其中針軋不織布則不符合上述，可能剪切面並未有效控制在試體與布料間，故所得數據有待商榷。

而為考量實際破壞包絡線並非皆以直線呈現，如低正應力下，緊密試體易有剪脹效應的產生，致使試體膨脹，體積發生變化，造成抗剪強度亦受影響。故就低正向應力段，以強制經過原

點，即 $c_a=0$ ，與以規劃求取界面摩擦角。

表 4-14 各類地工材與底渣界面剪力強度參數表

	修正前				修正後			
乾渣	c	43.7	Ec	-	c	0	Ec	-
	ϕ	46.7	$E\phi$	-	ϕ	52.6	$E\phi$	-
溼渣	c	34.8	Ec	-	c	0	Ec	-
	ϕ	47.8	$E\phi$	-	ϕ	52.4	$E\phi$	-
乾粗膜	c_a	30.1	Ec	0.69	c_a	0	Ec	-
	δ	41.2	$E\phi$	0.82	δ	46.3	$E\phi$	0.8
溼粗膜	c_a	32.5	Ec	0.93	c_a	0	Ec	-
	δ	41	$E\phi$	0.79	δ	46.5	$E\phi$	0.81
乾膜	c_a	12.8	Ec	0.29	c_a	0	Ec	-
	δ	30.6	$E\phi$	0.56	δ	33.6	$E\phi$	0.51
溼膜	c_a	7.7	Ec	0.22	c_a	0	Ec	-
	δ	32.6	$E\phi$	0.58	δ	34.3	$E\phi$	0.53
乾織布	c_a	16.4	Ec	0.38	c_a	0	Ec	-
	δ	28.8	$E\phi$	0.52	δ	32.7	$E\phi$	0.49
溼織布	c_a	20	Ec	0.57	c_a	0	Ec	-
	δ	21.6	$E\phi$	0.36	δ	26.9	$E\phi$	0.39
乾熱熔	c_a	10.7	Ec	0.24	c_a	0	Ec	-
	δ	36.9	$E\phi$	0.71	δ	39.1	$E\phi$	0.62
溼熱熔	c_a	13.7	Ec	0.39	c_a	0	Ec	-
	δ	35.8	$E\phi$	0.65	δ	38.3	$E\phi$	0.61
乾針軋	c_a	11	Ec	0.25	c_a	0	Ec	-
	δ	19.4	$E\phi$	0.33	δ	22.5	$E\phi$	0.32
溼針軋	c_a	8.8	Ec	0.25	c_a	0	Ec	-
	δ	19	$E\phi$	0.31	δ	21.5	$E\phi$	0.3

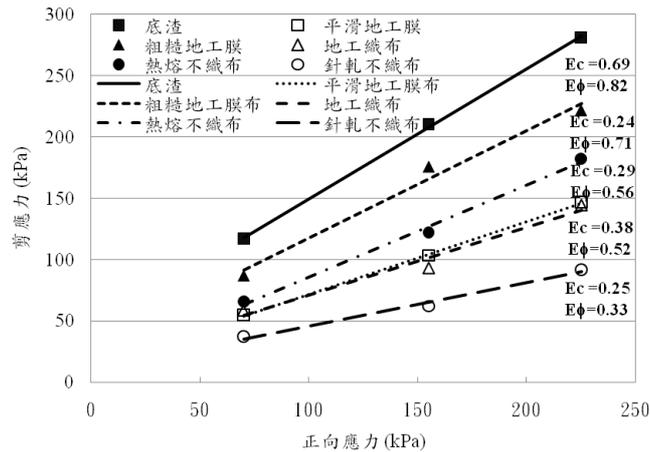
而就修正後剪力強度參數論之，底渣與平滑地工膜布界面剪力強度參數經修正後得新界面摩擦角 δ 值約 33-34°。含水量平滑地工膜布並未對其剪力強度有太大的影響。而底渣與粗糙地工膜布新界面摩擦角 δ 值約 46.3-46.5°，可看出浸水與否對其界面摩擦角特性亦無太大影響。

而底渣與地工織布之 δ 值約 26.9-32.7°。含水量的提高造成界面摩擦角亦下降了約 5°，浸水與否對於織布有較顯著的影響。而不織布中，底渣與熱熔不織布之 δ 值約 38-39°；而與針軋不織布之 δ 值約 21.5-23.5°。含水量的增加，對不織布界面摩擦角影響不大，僅約下降 1-2°。

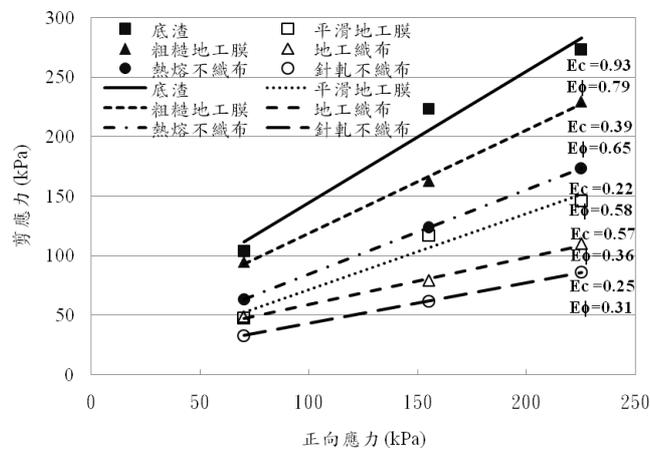
綜合觀之，地工膜布不論平滑抑或粗糙面浸水後界面摩擦角皆些微的提升，但並無太大的改變。而不織布類則以浸水後摩擦角些微下降呈現，但亦無太大的影響。反觀地工織布，浸水後摩擦角有明顯的差異，由 32.7°降低至 26.9°。

4.2.4.3 界面摩擦有效係數分析

圖 4-33 與圖 4-34 為各類地工材與底渣界面破壞包絡線與純底渣破壞包絡線修正前後綜合分析圖。在此利用 Koerner (1997) 的有效係數進一步比較分析各地工材與底渣間的界面剪力強度參數。



(a)



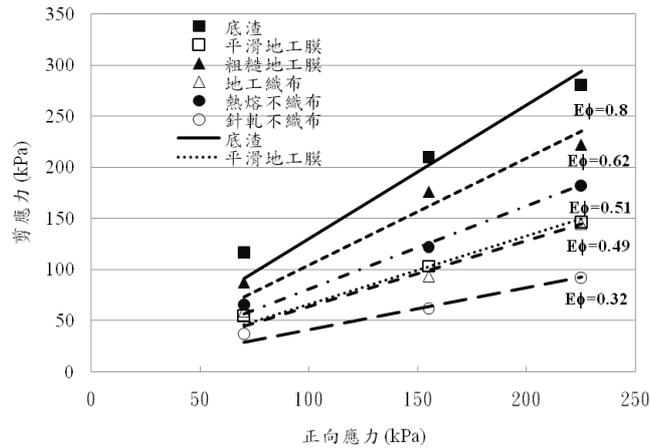
(b)

圖 4-33 破壞包絡線綜合分析圖：(a)未浸水；(b)浸水

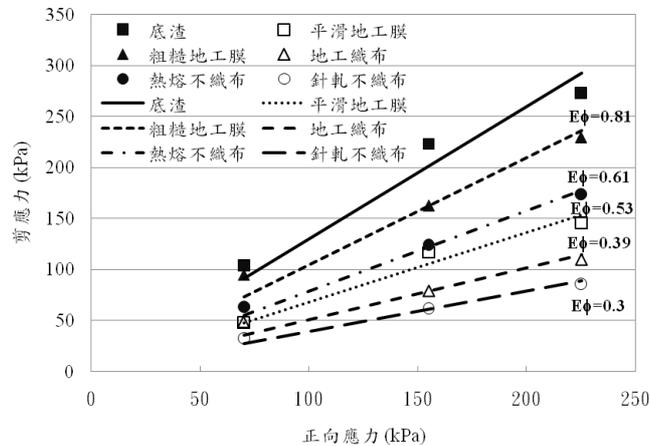
不論浸水與否，地工材的鋪設皆明顯的降低純底渣自身剪力強度。在未浸水下所得各材料之黏滯力有效係數 E_c 中，除粗糙地工膜布達 0.69 以外，其餘地工材 E_c 值皆小於 0.5，尤以熱熔不織布影響最大， E_c 值達 0.24。而浸水後，粗糙地工膜布 E_c 值高達 0.93，平滑地工膜布則以 0.22 位居最低值。地工織物中則以地工織布較佳，熱熔不織布、針軋不織布次之。由上

述數據可知浸水前後對粗糙土工膜布、熱熔不織布及土工織布之黏滯性質有明顯的提升，平滑土工膜布遇水則些微下降，而針軋不織布呈現浸水前後係數並無變化。

再觀察摩擦角有效係數 $E\phi$ 值，不論浸水與否，皆以粗糙土工膜布取得最高係數值，未浸水時 $E\phi$ 達 0.82、浸水後 $E\phi$ 達 0.79，而以針軋不織布之係數值最差，未浸水時達 0.33、浸水後達 0.31。整體而言，地工材之 $E\phi$ 值皆呈現不等的降減，除平滑土工膜布在未浸水時 0.56、浸水後達 0.58 的微升外，但因差別不大，故可能在回歸上所產生的誤差，則平滑土工膜布及針軋不織布之摩擦角並未因浸水而有太大的變化。



(a)



(b)

圖 4-34 修正後包絡線分析圖：(a)未浸水；(b)浸水

而根據修正後所得之 $E\phi$ ，可明顯看出，除土工織布外，其餘地工材皆無因浸水而有太大的變化。土工織布在經浸水後， $E\phi$ 值由未浸水時的 0.49 降至 0.39，係數較有明顯的降低。再由表相較修正前後之摩擦角變化。就純底渣而言，變化量約在 4.6-4.9°；而土工織物與底渣的界面

摩擦角變化約在 2-5°不等；而土工膜布則約在 2-6°左右。

則進一步評析修正前後 $E\phi$ 值的變化。未浸水下，各類土工材所得係數皆呈下降的趨勢，但也只有 0.01-0.09 的變化量，並不明顯；浸水後，係數升降不一，平滑土工膜布、熱熔不織布及針軋不織布雖有小幅減少，但並未有明顯差別。而粗糙土工膜布與土工織布則呈小幅增加，但亦不明顯，可能皆為強制直線回歸所造成之誤差。

4.3 坡地型廢棄物掩埋場二維邊坡穩定分析結果

4.3.1 一階參數變異性分析結果

由圖 4-35 可以看出，界面摩擦角(δ)與安全係數成正比關係，幾乎呈線性變化，界面摩擦角由 5°增加到 25°時，安全係數由 0.7 增加到 3.7 左右，當界面摩擦角小於 25°時，安全係數會低於 1，由此可知界面摩擦角對安全係數值有很大的影響。此外 Morgenstern and Price 法、Spencer 法、Janbu simplified 法三種方法線形一致，Bishop simplified 法曲線較不規則，其中 Spencer 法所得安全係數最高，Janbu simplified 法所得安全係數最低。探討各分析法之差異，若以 Spencer 法為基準，Bishop simplified 法差異值變動幅度約 -1.8%~6%，Janbu simplified 法差異維持約 15%，Morgenstern and Price 法差異保持約 7%。

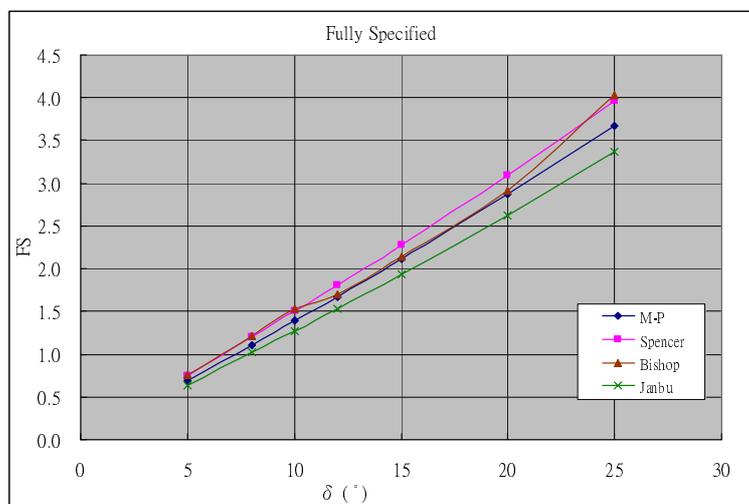


圖 4-35 一階掩埋場滑動安全係數與弱面界面摩擦角 δ 之關係

填埋高度(H)與安全係數成反比，高度愈高滑動之安全係數愈小，如圖 4-36 所示。填埋高度由 10 m 增加到 35 m 時，安全係數由 2.1 遞減至 0.7 左右，由此可知填埋高度對安全係數值有絕對的影響。各種分析法線形較一致，惟 Morgenstern and Price 法曲線較不規則，Janbu simplified 法曲線偏保守。探討各方法之差異，若以 Spencer 法為基準，Bishop simplified 法隨著掩埋高度增加差異值由 6%遞增到 23%；Janbu simplified 法亦同，隨著掩埋高度增加差異值

由 15% 遞增到 29%；Morgenstern and Price 法差異值變動無一定趨勢，變動範圍約 -0.7%~13%。另外，當安全係數等於 1 時，相對應的掩埋高度，Janbu simplified 法為 20m，Morgenstern and Price 法為 30m，表示掩埋高度的參數變異性頗大。綜合上述可以看出，在分析掩埋高度時，不同分析法所得的安全係數差異頗大，必須慎選分析法。

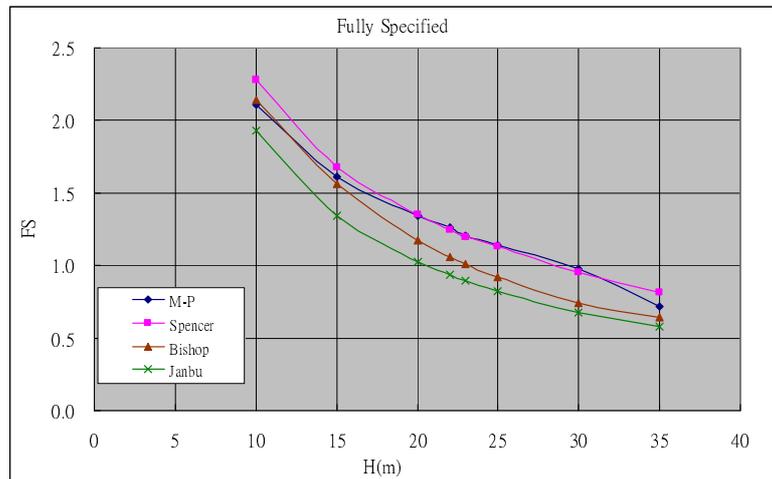


圖 4-36 一階掩埋場滑動安全係數與掩埋高度 H 之關係

垃圾掩埋長度(L)與安全係數成正比(如圖 4-37)，因掩埋體水平長度愈長，在填埋高度不變的狀況下，相對地抗滑動的摩擦力量愈大。掩埋長度由 5m 增加到 35m 時，安全係數由 0.5 遞增至 2.4 左右，當掩埋長度小於 15m 時，安全係數會小於 1，可知填埋長度對安全係數有絕對的影響。Spencer 法及 Janbu simplified 法曲線變化趨勢較一致，Morgenstern and Price 法及 Bishop simplified 法線形較不規則。探討各方法之差異，若以 Spencer 為基準，Bishop simplified 法差異值變動幅度約 -5%~22%，Janbu simplified 法差異約 14%~30%，Morgenstern and Price 法差異約 -0.8%~14%。

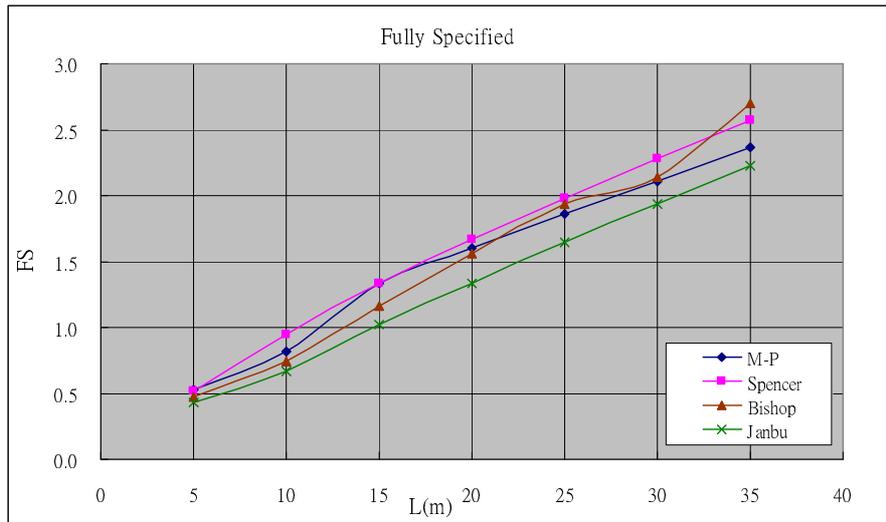


圖 4-37 一階掩埋場滑動安全係數與掩埋體長度 L 之關係

在其他形狀因子不變的狀況下，安全係數隨掩埋場背靠的邊坡角度(α)增加而提高(如圖 4-38)，其原因係當 α 角提高時，雖然坡面上滑動的力量增加，但相對地坡長縮短，反而導致下滑面上的量體造成之下滑合力減小，二者權衡之結果，反而是角度愈大時安全係數愈高。但前提是，底部土壤是軟岩，本身強度夠高，直立性好，破壞時不會從底部軟岩滑動。 α 由 30° 增加到 75° 時，平均安全係數由 2 遞增至 2.5 左右，然而儘管掩埋場底部坡角會影響安全係數，但是相對影響程度較小，且安全係數並非完全隨著 α 角增加而遞增，而是在 $45^\circ \sim 60^\circ$ 時，所得的安全係數是最低的。各分析法分析結果與界面摩擦角線形一致，由基本假設可充分解釋此狀況。探討各方法之差異，若以 Spencer 為基準，Bishop simplified 法差異值變動幅度約 $-18\% \sim 13\%$ ，Janbu simplified 法差異約 $0.2\% \sim 28\%$ ，Morgenstern and Price 法差異約 $-0.5\% \sim 20\%$ 。

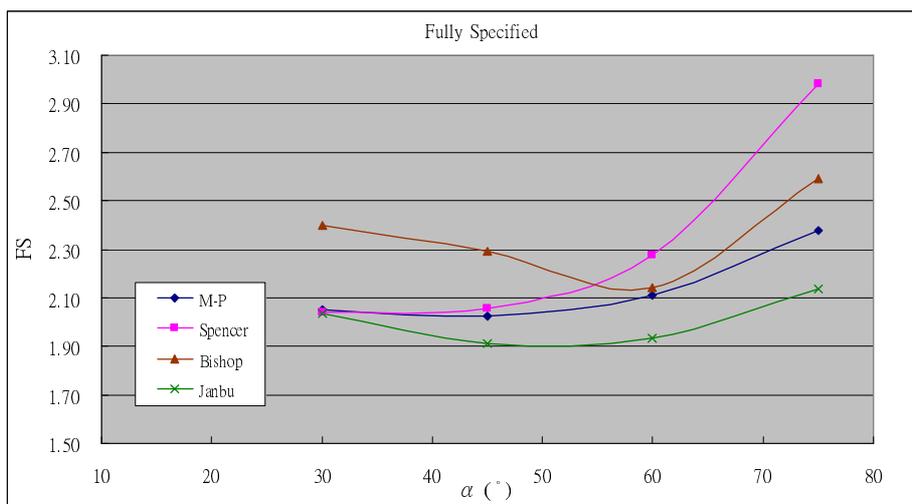


圖 4-38 一階掩埋場滑動安全係數與現地邊坡角度 α 之關係

當掩埋完成面的邊坡角度 β 增加時，界面滑動的安全係數亦增加，如圖 4-39 所示。當 β 角增加時，通過廢棄物本身的滑動安全係數一定會降低，但是對於掩埋體底部的界面來說反而因為上方廢棄物的體積與重量增加，所以水平面上的摩擦阻抗因正向應力提高而增加。掩埋面的坡角 β 由 15.95° (3.5H:1V) 增加到 60° 時，平均安全係數由 1.4 遞增至 2.3 左右；相對其他參數而言，掩埋面的坡角 β 對安全係數的影響程度較小。各分析法分析結果與界面摩擦角線形一致；比較各方法之差異，若以 Spencer 為基準，Bishop simplified 法差異值變動幅度約 -3%~6%，Janbu simplified 法差異約 14%~17%，Morgenstern and Price 法差異保持約 7%。

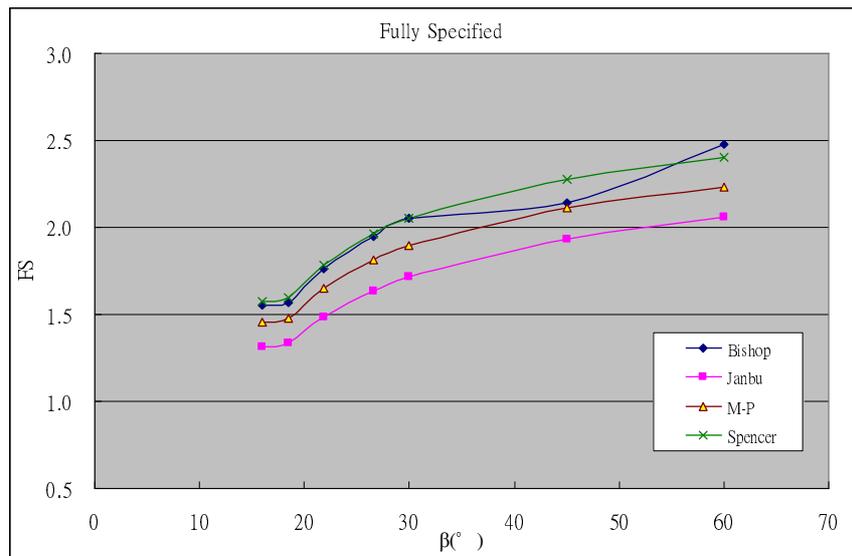


圖 4-39 一階掩埋場滑動安全係數與掩埋完成面度 β 之關係

綜合上述結果，一階垃圾層底部滑動的安全係數與界面摩擦角以及 L ， α ， β 等三個因子成正比，與 H 成反比。比較各參數變異性對安全係數的影響，界面摩擦角 (δ) 對安全係數影響最大，其次是垃圾掩埋體長度 (L) 及，填埋高度 (H) 再來是垃圾掩埋面坡角 (β) 及掩埋體背靠的坡角 (α)。

比較各種分析法，Spencer 法所得安全係數最高，Janbu simplified 法所得安全係數最低，相對較保守。Spencer 法及 Janbu simplified 法曲線線形一致；Morgenstern and Price 法在 H 及 L 兩參數時，曲線線形較不規則；而 Bishop simplified 法各參數線形皆不規則，惟在 H 情況下，其線形較一致。根據基本假設，Bishop simplified 法只滿足力矩平衡，且只適用於圓弧滑動，而本分析模式屬於平面滑動，因此分析結果線形較不規則；Janbu simplified 法只滿足力系平衡且適合平面滑動；Morgenstern and Price 法、Spencer 法則同時滿足力系及力矩平衡，且適合不規則破壞，所以後三者分析結果較一致。以 Spencer 為基準做比較，Morgenstern and Price 法差異值約 7% 左右，Bishop simplified 法差異值約為 -2%~6%，Janbu simplified 法差異值約 14%~17%。

4.3.2 二階參數變異性分析結果

二階掩埋場的分析結果顯示，安全係數與界面摩擦角以及 H, L, α, β 等四個因子的變化趨勢與一階掩埋場一致。唯二階掩埋場設定的高度較高，因此安全係數相對略低。此外，二階掩埋場分析中與一階不同的是平台寬度 B 的影響，事實上由分析結果來看，雖然安全係數確實會隨著平台寬度增加而提高，但變化並不大。換言之，加寬平台對於土工合成材的錨定來說是較為方便且確實的，對於掩埋場封閉後表面(Vaneer Cover)邊坡穩定性有重要的影響，但對於沿底部弱面的邊坡穩定性來說影響不大。

界面摩擦角(δ)與安全係數成正比關係，呈雙線性分佈，在 $\delta=15^\circ$ 時斜率變緩。界面摩擦角由 5° 增加到 25° 時，安全係數由 0.4 增加到 1.7 左右，當界面摩擦角小於 15° 時，安全係數會低於 1，所以界面摩擦角對安全係數值有絕對的影響，如圖 4-40 所示。四種分析法線形一致。探討各方法之差異，若以 Spencer 法為基準，Bishop simplified 法差異值變動幅度約 11%~19%；Janbu simplified 法差異約 15%~30%；Morgenstern and Price 法差異保持約 3%~4.5%。

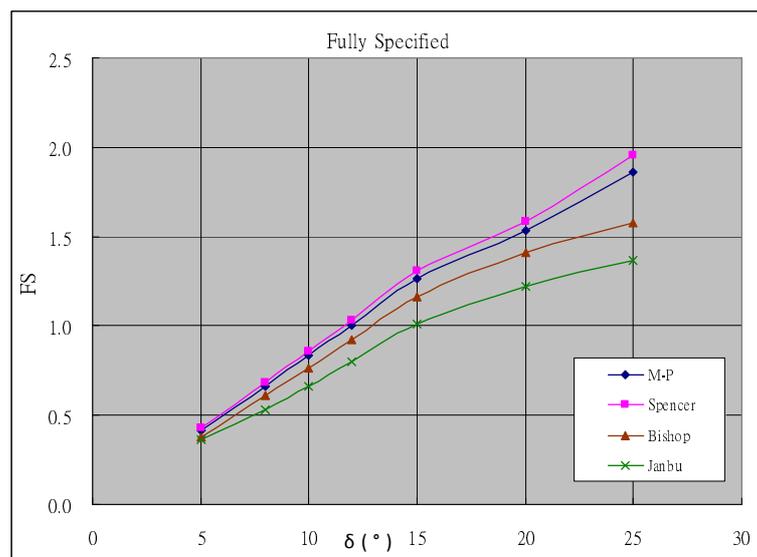


圖 4-40 二階掩埋場滑動安全係數與弱面界面摩擦角 δ 之關係

填埋高度(H)與安全係數成反比，高度愈高滑動之安全係數愈小，如圖 4-41 所示。填埋高度由 10m 增加到 35m 時，安全係數由 2.2 遞減至 0.7 左右，另外，當掩埋高度大於 10m 時，既有機會發生坡壞；由此可知填埋高度對安全係數值有很大的影響。各分析法線形一致，惟 Bishop simplified 法曲線線形較不規則。探討各方法之差異，若以 Spencer 法為基準，Bishop simplified 法隨著 H 增加，差異值由 2% 遞增到 12%；Janbu simplified 法亦同，隨著 H 增加，差異值由 18% 遞增到 23%；Morgenstern and Price 法則隨 H 遞增而降低，差異值由 6% 遞減到

0.1%。

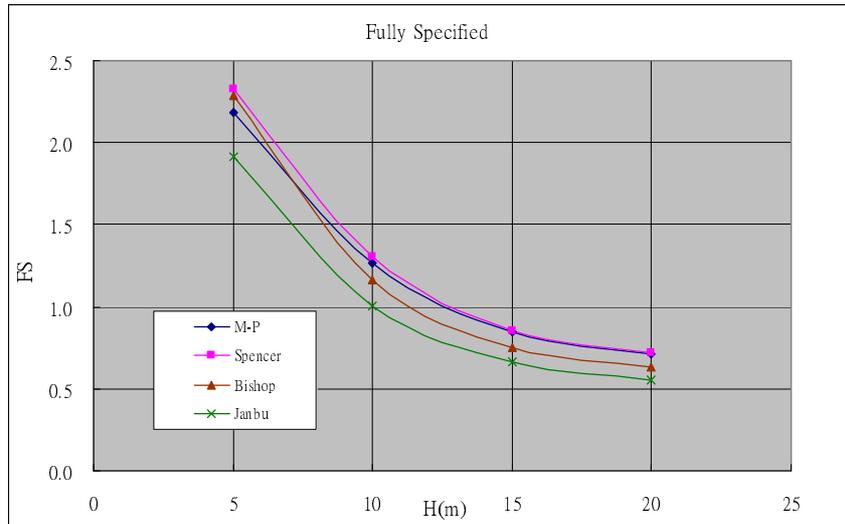


圖 4-41 二階掩埋場滑動安全係數與掩埋高度 H 之關係

垃圾掩埋長度(L)與安全係數成正比(如圖 4-42)。掩埋長度由 20 m 增加到 60 m 時，安全係數由 0.8 遞增至 2.2 左右，當掩埋長度小於 30 m 時，安全係數會小於 1，可知填埋長度對安全係數有很大的影響。各分析法線形一致，惟 Morgenstern and Price 法曲線線形較不規則。探討各方法之差異，以 Spencer 法為基準，Bishop simplified 法隨 L 遞增而降低，差異值由 12% 遞減到 2%；Janbu simplified 法差異約 18%~23%；Morgenstern and Price 法隨著 L 增加，差異值由 1% 遞增到 8%。

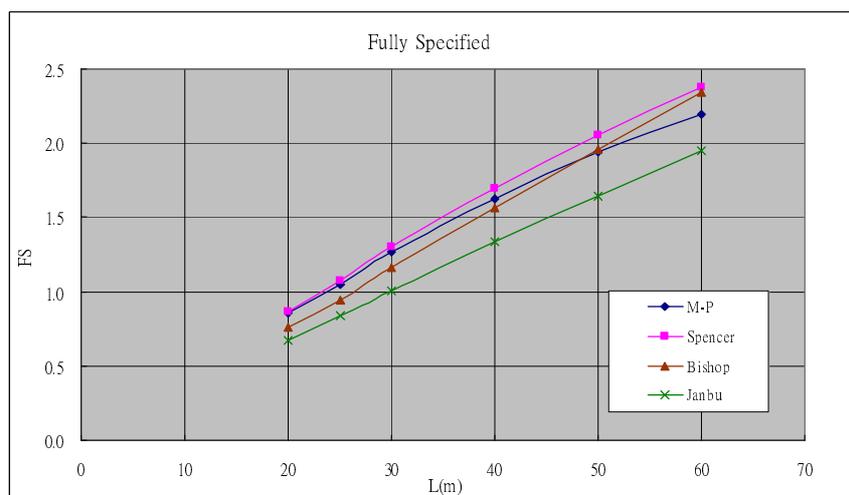


圖 4-42 二階掩埋場滑動安全係數與掩埋體長度 L 之關係

安全係數隨著平台寬度(B)增加而提高，但變化並不大，如圖 4-43 所示。平台寬度由 0 m 增加到 5 m 時，安全係數由 1.1 遞增至 1.2 左右。各分析法線形一致，比較各方法之差異，以 Spencer 法為基準，Bishop simplified 法隨 B 遞增，差異值由 10.6% 遞增到 11.5%；Janbu simplified 法隨 B 遞增而降低，差異值由 23.4% 遞減到 22.2%；Morgenstern and Price 法隨著 B 遞減，差異值由 3.5% 遞減到 2.8%。

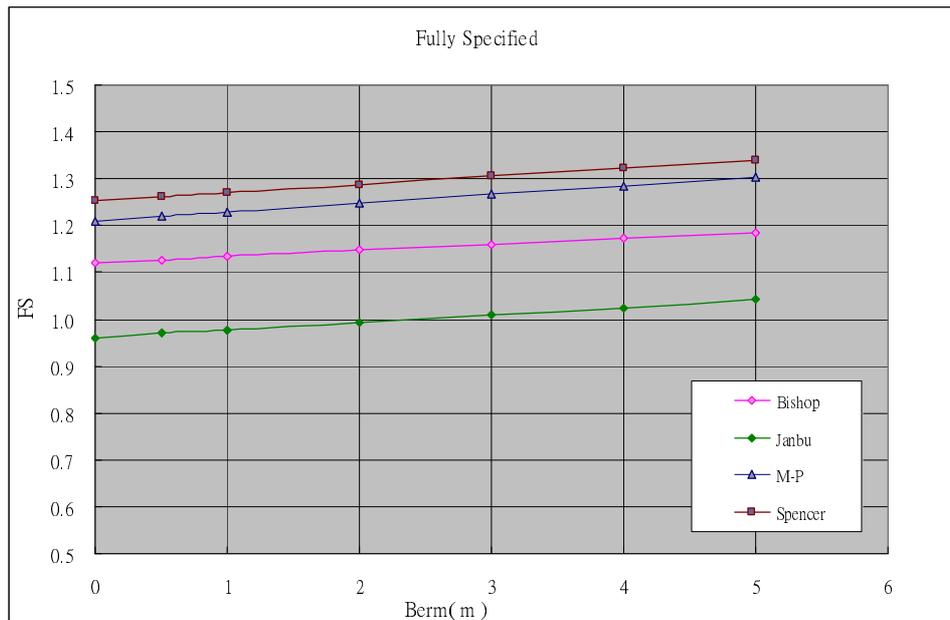


圖 4-43 二階掩埋場滑動安全係數與背靠邊坡之平台寬度 B1 之關係

安全係數隨掩埋場背靠的邊坡角度(α)增加而提高(如圖 4-44)。掩埋場背靠坡角 α 由 30° 增加到 75° 時，平均安全係數由 1.2 遞增至 1.4 左右， α 對安全係數相對影響較小，且在 $35^\circ \sim 45^\circ$ 時，安全係數是最低的。各分析法線形一致；探討各方法之差異，以 Spencer 為基準，其他三者差異值皆隨 α 增加而增加，Bishop simplified 法差異值約 -4%~21%，Janbu simplified 法差異約 6%~26%，Morgenstern and Price 法差異約 -1%~10%。

當掩埋完成面的邊坡角度(β)增加時，界面滑動的安全係數亦增加(如圖 4-45)。坡角 β 由 15.95° (3.5H:1V) 增加到 60° 時，平均安全係數由 1.1 遞增至 1.4 左右；相對其他參數而言， β 對安全係數相對影響較小，但 $\beta=30^\circ$ 時，安全係數最低。各分析法線形一致；比較各方法之差異，若以 Spencer 為基準，Bishop simplified 法差異值變動範圍約 10%~11%；Janbu simplified 法差異約 22%~23%；Morgenstern and Price 法差異保持約 3%。

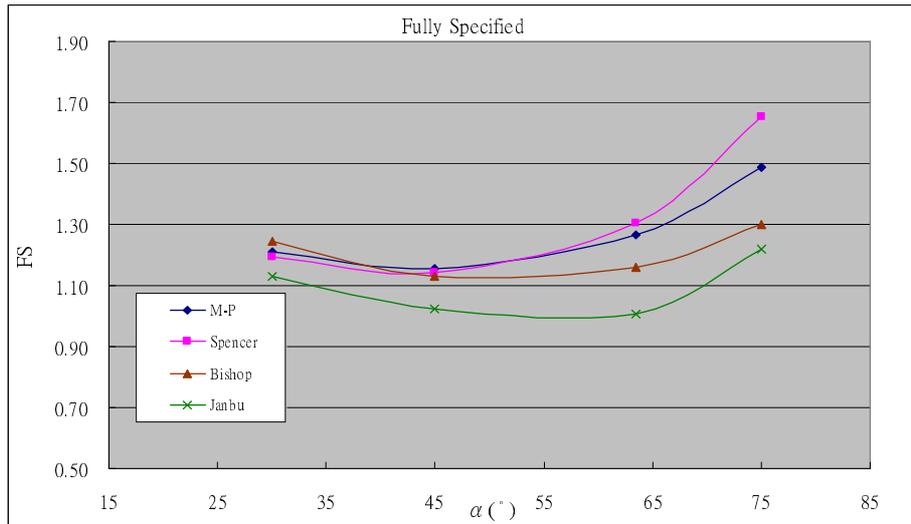


圖 4-44 二階掩埋場滑動安全係數與背靠邊坡角度 α 之關係

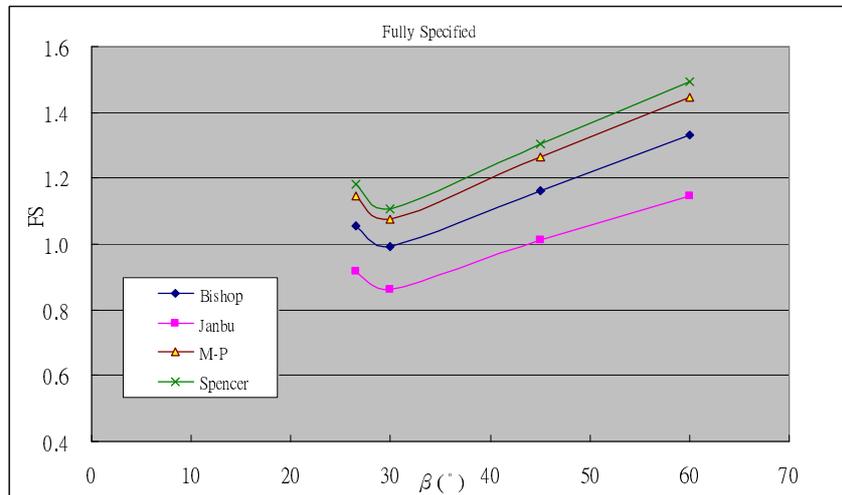


圖 4-45 二階掩埋場滑動安全係數與掩埋完成面角度 β 之關係

二階垃圾層底部滑動的安全係數與界面摩擦角以及 L , B , α , β 等三個因子成正比，與 H 成反比。比較各參數變異性對安全係數的影響，界面摩擦角(δ)、垃圾填埋高度(H)及掩埋體長度(L)對安全係數影響最大，其次是垃圾體背靠平台寬度、垃圾掩埋面坡角(β)及掩埋體背靠的坡角(α)。

比較各種分析法，Spencer 法安全係數最高，Janbu simplified 法相對較保守。各分析法線形皆一致，惟 Morgenstern and Price 法在掩埋體長度 L 因子下，曲線線形較不規則；而 Bishop simplified 法在垃圾填埋高度 H 因子下，其線形較不規則。以 Spencer 為基準做比較，Morgenstern and Price 法差異值約 3% 左右，Bishop simplified 法差異值約為 10%~12%，Janbu simplified 法差異值約 22%~23%。

由 SLOPE/W 邊坡穩定分析結果顯示，安全係數會隨著掩埋面長度增加而遞增，但掩埋場之體積壓應變與位移量會亦隨著掩埋面長度增加而增加。掩埋完成面邊坡角度(β)方面，安全係數隨著 β 角度增加而遞增，但掩埋場背靠邊坡上之剪應變亦隨著 β 角度增加而增加。

4.4 坡地型廢棄物掩埋場三維邊坡穩定分析結果

4.4.1 幾何與剪力強度參數之影響

根據利用 CLARA-W 對掩埋場進行三維邊坡穩定分析結果，在表 4-15 至表 4-17 及圖 4-46 中說明掩埋場開口大小 (β)、縱向深度 (L) 及坡高 (H) 關係之安全係數值，根據圖中可知三維分析所得之安全係數結果與二維分析結果是一致的，亦即當掩埋高度 H 增高時，安全係數隨之降低；當掩埋場的長度 L 增加時，安全係數增大；而界面摩擦角 δ 對於安全係數更是有關鍵的影響。由圖 28 中則可得知開口型坡地掩埋場之開口角度對於安全係數之影響，開口角度愈大則安全係數愈低，但就已分析之開口角度範圍 $30^\circ\sim 60^\circ$ 而言，當安全係數愈大時（亦即 H 愈小與 L 愈大），開口角度影響愈大；反之，當安全係數愈小時（亦即 H 愈大與 L 愈小），開口角度的影響愈小。但在開口為 $30^\circ\sim 60^\circ$ 範圍內，安全係數變化最大約 20%。

在此次的分析範圍內，滑動體之寬/高比 (B/H) 產生的三向度效應皆為負值，根據張睦雄(2002)指出，當三向度效應出現負值，滑動體兩側端將有損其中段之穩定性，顯示開口在 $30^\circ\sim 60^\circ$ 範圍內，長度 20 公尺到 60 公尺，寬/高比為 1 到 4 間之開口型掩埋場，邊坡實際的安全係數小於二維分析結果，亦即中央部份之穩定性，將會受其左右邊坡有所損害，進而降低整體之穩定性，以二維分析較三維分析保守；掩埋場長度 L 對三向度效應的影響，當寬/高比值高，掩埋場長度 L 愈長與開口愈大，三向度效應愈大，在分析範圍內最高可 40%，但增加的幅度較小；而在寬/高比值低時，掩埋場長度 L 與開口大小對三向度效應之增加幅度約略相等，但三向度效應較小。另外，掩埋場長度愈短、坡度寬/高比與開口愈小，在三向度分析中愈可視為二向度分析。摩擦型特性的界面 ($\delta\neq 0$ 、 $c=0$)，當界面摩擦角 δ 從 10° 增加為 20° 有助於提升二維及三維之安全係數；對三向度效應而言，影響卻十分些微。

綜合以上討論可知，掩埋場的穩定性與滑動的幾何因子與界面強度參數息息相關，而三向度效應似乎僅與滑動幾何因子有關，而與界面強度參數無關。

表 4-15 安全係數表 ($\delta=10^\circ$)

β	$L=20\text{ m}$				$L=40\text{ m}$				$L=60\text{ m}$			
	30°	45°	60°	2D	30°	45°	60°	2D	30°	45°	60°	2D
5m	1.35	1.24	1.15	1.70	2.26	2.08	1.96	3.16	3.08	2.89	2.73	4.60
10m	0.81	0.75	0.70	0.95	1.34	1.23	1.15	1.72	1.79	1.66	1.59	2.45
20m	0.48	0.45	0.43	0.52	0.81	0.74	0.69	0.96	1.07	0.98	0.93	1.35

表 4-16 安全係數表 ($\delta=15^\circ$)

β	$L=20\text{ m}$				$L=40\text{ m}$				$L=60\text{ m}$			
	30°	45°	60°	2D	30°	45°	60°	2D	30°	45°	60°	2D
5m	2.05	1.89	1.75	2.58	3.43	3.16	2.97	4.80	4.69	4.39	4.14	6.99
10m	1.23	1.14	1.06	1.45	2.03	1.86	1.74	2.61	2.72	2.52	2.38	3.72
20m	0.74	0.69	0.65	0.79	1.23	1.12	1.05	1.46	1.63	1.49	1.41	2.06

表 4-17 安全係數表 ($\delta=20^\circ$)

β	$L=20\text{ m}$				$L=40\text{ m}$				$L=60\text{ m}$			
	30°	45°	60°	2D	30°	45°	60°	2D	30°	45°	60°	2D
5m	2.79	2.57	2.38	3.51	4.66	4.29	4.04	6.52	6.37	5.96	5.63	9.49
10m	1.67	1.55	1.44	1.97	2.76	2.53	2.37	3.55	3.69	3.43	3.24	5.06
20m	1.00	0.94	0.88	1.07	1.67	1.53	1.43	1.99	2.21	2.03	1.91	2.08

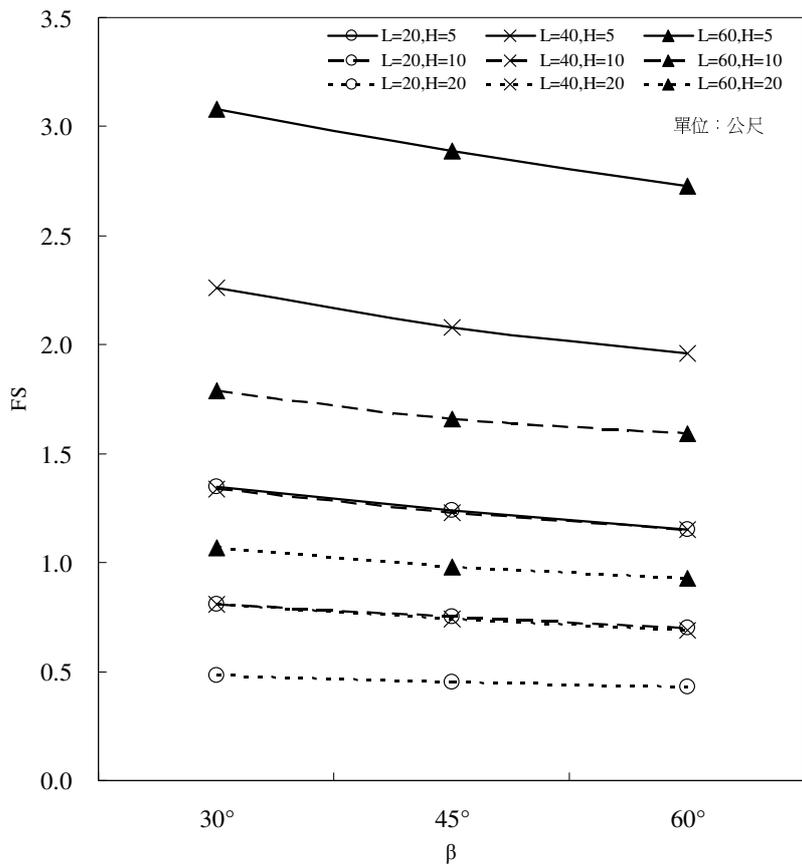


圖 4-46 掩埋場幾何關係之安全係數

4.4.2 案例分析-湖口掩埋場

受限軟體無法在橫向（X 軸方向）自動搜尋最佳破壞對稱中心，此處自動搜尋的方法僅能在給定的橫斷面（Y-Z 平面）上操作，可以選擇最陡的斷面為對稱中心，以各種不同的橢圓率分析比較。

表 4-18 列出不同條件之安全係數，在二維邊坡穩定當中，當坡度愈緩時，安全係數愈小，此趨勢與邊坡穩定理論一致；另外，經過最陡斷面（X=50 m）與最緩斷面（X=25 m）之二維及三維分析後得知，安全係數皆在 2.0 以上，由結果顯示，在陡斷面以三維分析，結果較二維分析大；反之，在緩斷面以三維分析之，較二維分析結果小。

以此案例而言，如**表 4-19**之顯示，三向度效應在緩坡為對稱中心時影響較小，以三維分析偏向不保守，其原因係以三維分析在緩坡產生破壞面時，此破壞面通過陡坡的破壞面並非原本在此處最有可能的破壞面，二者權衡之結果，反而比二維在緩坡分析小；反之，三向度效應在陡坡為對稱中心時影響較大，當三維分析在陡坡產生破壞面時，其破壞面在緩坡更為保守，權衡下陡坡之三維分析比二維分析保守。

表 4-18 湖口掩埋場安全係數

Re \ X	25 m	50 m
1	2.54	2.65
4	2.48	2.66
100	2.61	2.61
2D	2.61	2.30

表 4-19 湖口掩埋場三向度效應

Re \ X	25 m	50 m
1	-2.68	15.22
4	-4.98	15.65
100	0	13.48

4.5 掩埋場變形分析結果

4.5.1 一階掩埋場變形分析結果

表 4-20 為掩埋面高度參數變異之變形分析結果，掩埋面高度(H)在 10 m 至 20 m 之最大剪應變約為 150 %，當掩埋面高度為 30 m，受剪後的應變量可達到 280 %，由於廢棄物本身強度參數較低，故受剪後變形量相當可觀，而最大剪應變發生位置皆在掩埋場背靠邊坡上，如**圖 4-47**所示。掩埋面高度(H)在 10 m 至 20 m 時，最大體積壓應變約為 50%，隨著掩埋面高度越

高至 30 m 時，最大體積壓應變量可達 90%，壓縮量相當大只剩下原本的 10% 左右。最大體積張應變約在 30% 左右。另外，最大體積壓應變發生在掩埋面深層底部，而最大體積張應變則發生在背靠邊坡頂部附近位置，如圖 4-48 所示。

廢棄物掩埋場位移方面，當掩埋面高度(H)在 30 m 時，水平位移可達 1 m 以上，其水平最大位移皆發生在背靠邊坡頂部附近的廢棄物表層上，如圖 4-49 所示。至於垂直方向最大位移，隨著掩埋面高度(H)增加，垂直方向最大位移量會劇增，掩埋面高度在 30 m 時，垂直最大位移量會達到 5 m 左右。另外，掩埋面高度(H)在 10 m 時，垂直向最大位移會發生在廢棄物上半部淺層附近，如圖 4-50 所示，隨著掩埋面高度(H)增加為 30 m，最大位移會發生在廢棄物層中心位置。如圖 4-51 所示。圖 4-52 為掩埋面高度(H)為 30 m 之位移向量圖，由圖中可以看出廢棄物沿著坡面發生位移，而較大之位移發生在廢棄物中心位置。

表 4-20 掩埋面高度參數變異之變形分析結果

掩埋面高度 (m)	最大剪應變 (%)	最大體積壓應變 (%)	最大體積張應變 (%)	水平最大位移 (m)	垂直最大位移 (m)
10	144	48	29	0.98	-1.66
20	152	52	31	0.79	-2.30
30	280	91	35	1.67	-5.07

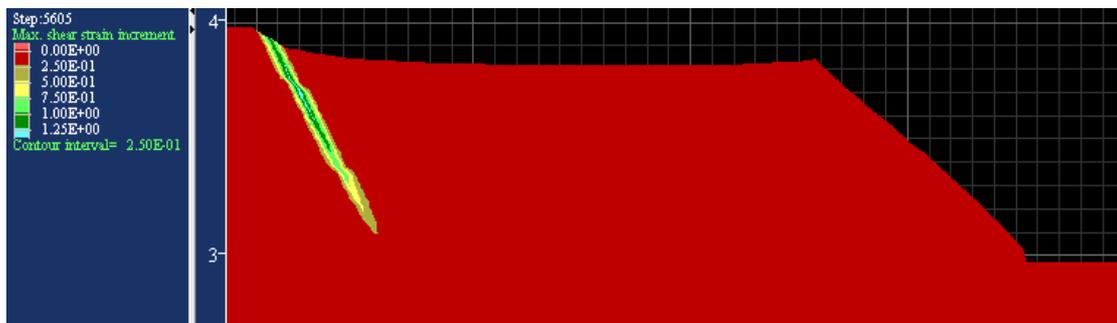


圖 4-47 掩埋面高度(H)為 10 m 之剪應變分佈圖

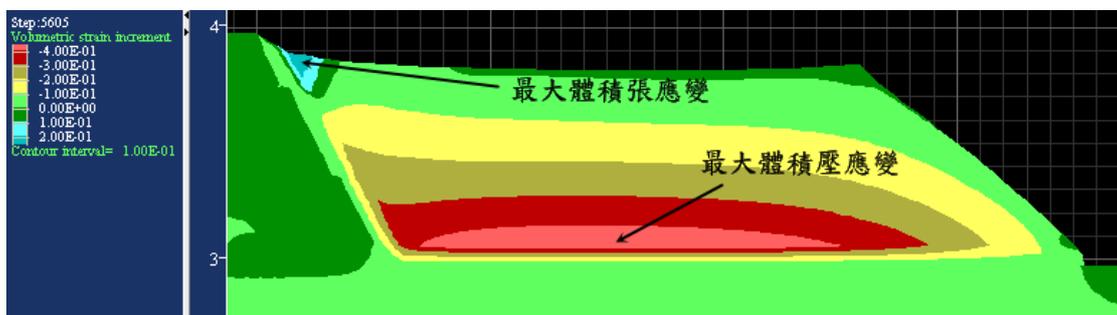


圖 4-48 掩埋面高度(H)為 10 m 之體積應變分佈圖

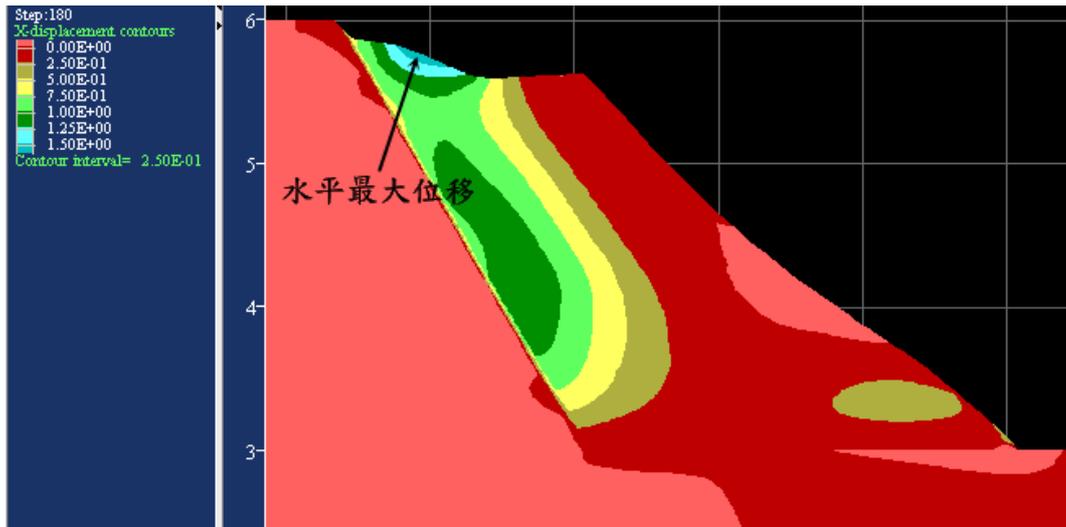


圖 4-49 掩埋面高度(H)為 30 m 之水平位移分佈圖

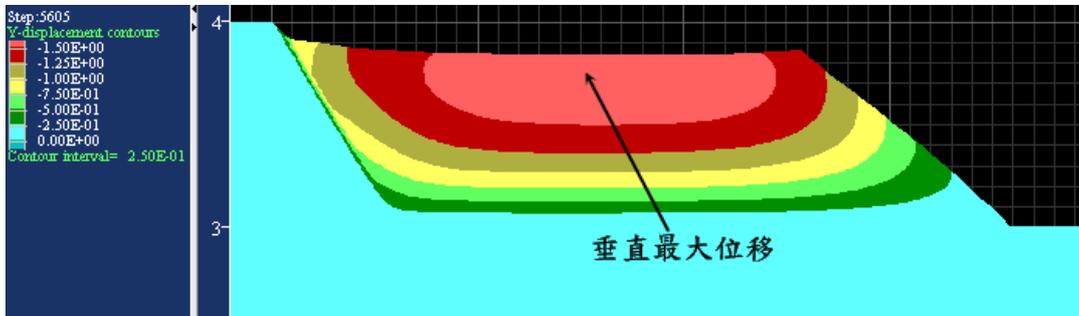


圖 4-50 掩埋面高度(H)為 10 m 之垂直位移分佈圖

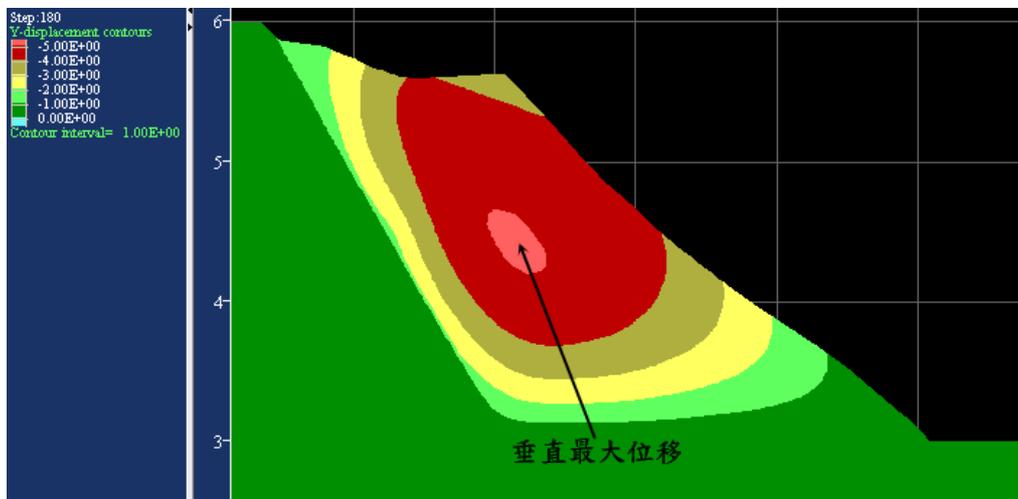


圖 4-51 掩埋面高度(H)為 30 m 之垂直位移分佈圖

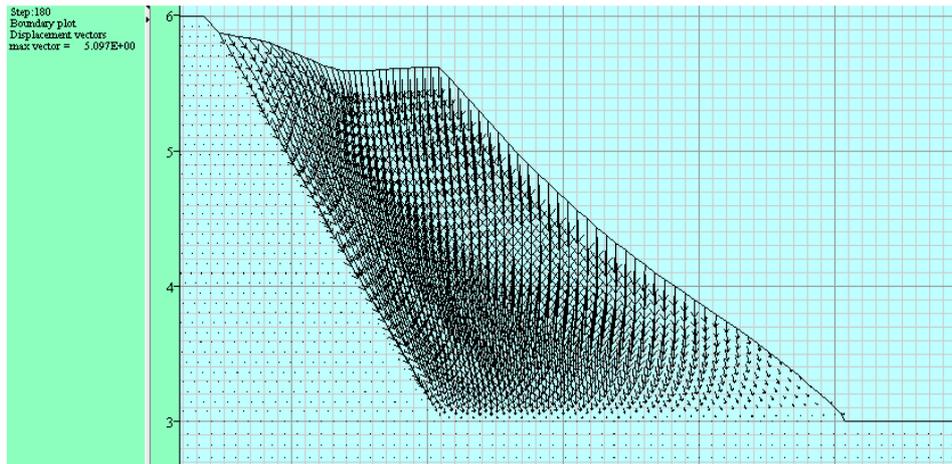


圖 4-52 掩埋面高度(H)為 30 m 之位移向量圖

掩埋面長度參數變異之變形分析結果如表 4-21，掩埋面長度(L)從 20 m 增加至 50 m 時，其最大剪應變量會減少為 84%，而最大剪應變發生位置皆在掩埋場背靠邊坡上，如圖 4-53 所示。隨著掩埋面長度(L)增加，最大體積壓應變有些微增加的趨勢，其值約為 45%~50%之間。另外，最大體積張應變亦隨著掩埋面長度增加而增加，當掩埋面長度(L)為 50 m 時，最大體積張應變可達 50%左右。最大體積壓應變發生的位置皆位於廢棄物深層底部，而最大體積張應變則發生在靠背邊坡頂部附近，如圖 4-54 所示。

廢棄物掩埋場位移方面，掩埋面長度(L)為 20 m 時，水平最大位移量為 0.74 m，當掩埋面長度(L)增加為 30~50 m，此時水平最大位移量約增加了 0.2 m，而水平最大位移皆發生在掩埋場背靠邊坡頂部附近的廢棄物表層上，如圖 4-55 所示。另外，隨著掩埋面長度(L)增加，垂直最大位移量亦跟著增加，掩埋面長度(L)為 50 m 時，垂直向位移量可達 1.81 m，而垂直最大位移發生在廢棄物淺層區域，如圖 4-56 所示。

表 4-21 掩埋面長度參數變異之變形分析結果

掩埋面長度 (m)	最大剪應變 (%)	最大體積壓應變 (%)	最大體積張應變 (%)	水平最大位移 (m)	垂直最大位移 (m)
20	148	45	18	0.74	-1.58
30	144	47	29	0.98	-1.65
50	84	49	49	0.94	-1.81

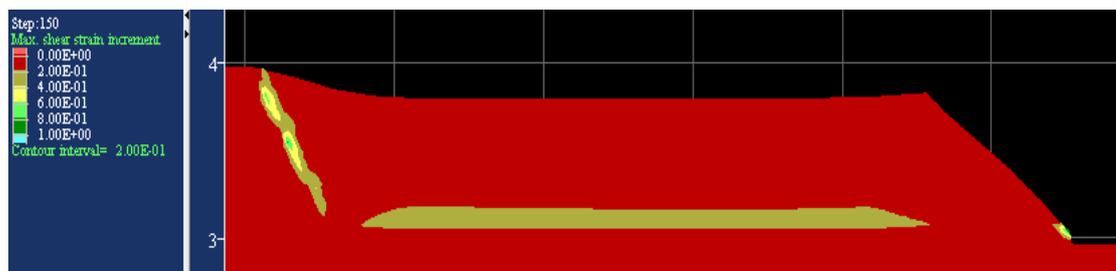


圖 4-53 掩埋面長度(L)為 50 m 之剪應變分佈圖

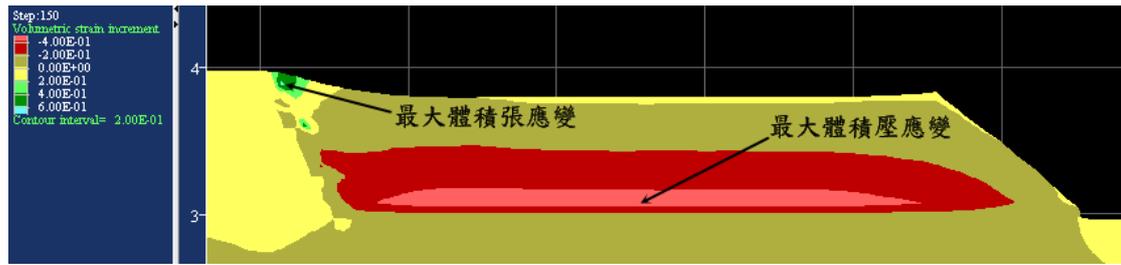


圖 4-54 掩埋面長度(L)為 50 m 之體積應變分佈圖



圖 4-55 掩埋面長度(L)為 50 m 之水平方向位移分佈圖

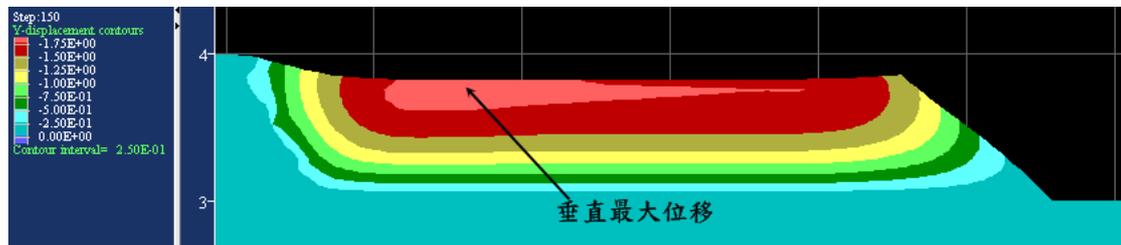


圖 4-56 掩埋面長度(L)為 50 m 之垂直向位移分佈圖

表 4-22 為掩埋場背靠邊坡角度參數變異之變形分析結果。掩埋場之最大剪應變隨著背靠邊坡角度(α)增加而增大，掩埋場背靠邊坡角度(α)在 30° 時，最大剪應變為 49% 直到背靠邊坡角度為 60° ，剪應變增加為 144%，而最大剪應變發生位置皆位於掩埋場背靠邊坡上，如圖 4-57 所示。最大體積壓應變發生位置皆位於廢棄物層底部，其最大體積壓應變值約為 48%。最大體積張應變則發生在背靠邊坡頂部邊緣，最大體積張應變介於 20%~30%，如圖 4-58 所示。掩埋場位移方面，隨著掩埋場背靠邊坡角度(α)增加，水平最大位移發生的位置會越接近背靠邊坡頂部，水平最大位移量約 0.7~1.0 m 間，如圖 4-59 所示。垂直向最大位移量約為 1.6 m，其發生位置約在廢棄物較淺層位置，如圖 4-60 所示。

表 4-22 掩埋場背靠邊坡角度參數變異之變形分析結果

背靠邊坡角 度($^\circ$)	最大剪應變 (%)	最大體積壓應 變(%)	最大體積張應 變(%)	水平最大位 移(m)	垂直最大位 移(m)
30	49	47	30	0.73	-1.66
45	118	48	21	0.98	-1.66
60	144	48	29	0.80	-1.65

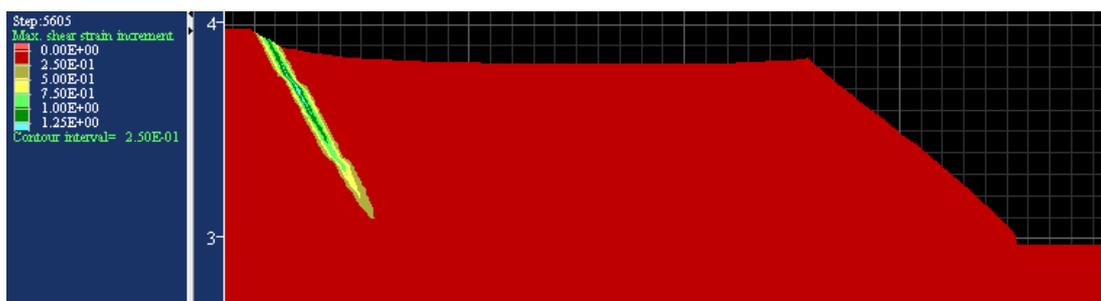


圖 4-57 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 60° 之剪應變分佈圖

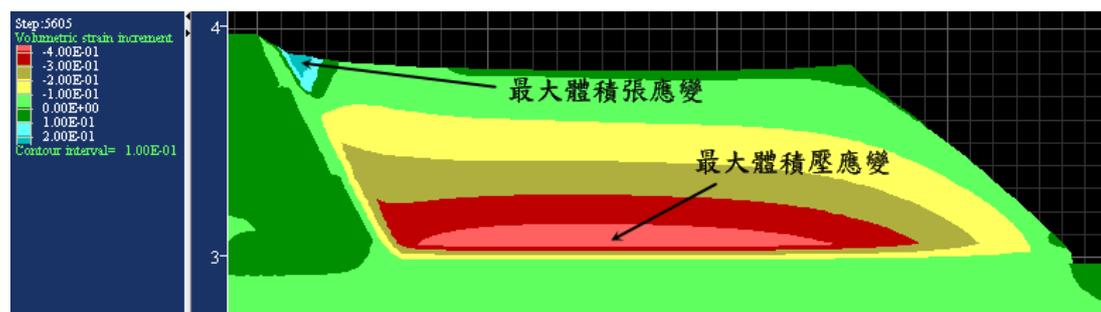


圖 4-58 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 60° 之體積應變分佈圖

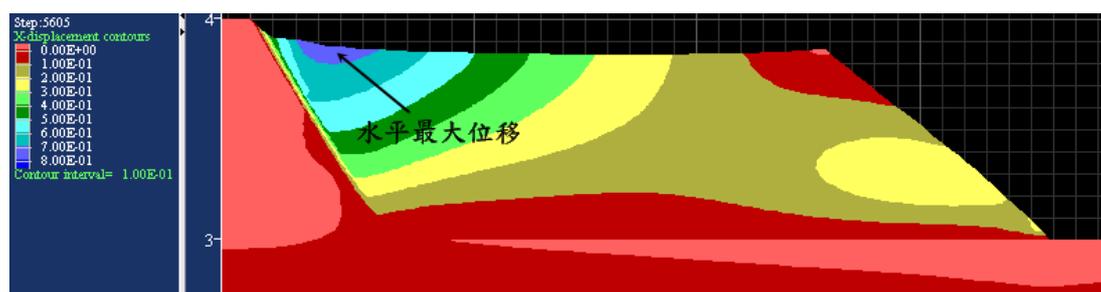


圖 4-59 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 60° 之水平位移分佈圖

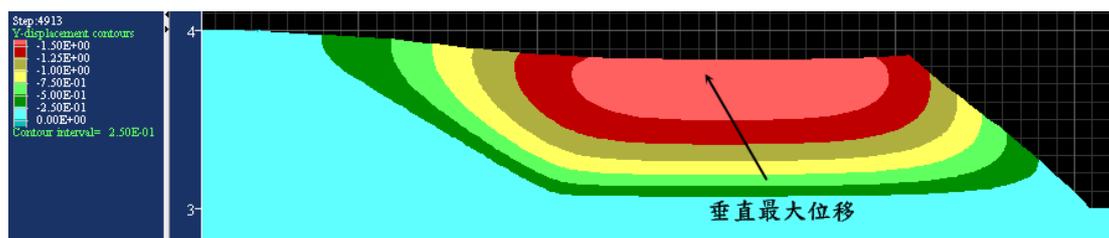


圖 4-60 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 30° 之垂直位移分佈圖

表 4-23 為掩埋完成面邊坡角度參數變異之變形分析結果。掩埋完成面在邊坡角度為 26.56° 時，最大剪應變為 72%，另外兩者最大剪應變皆大於 100%，而最大剪應變發生位置皆在掩埋場背靠邊坡上，如圖 4-61 所示。最大體積壓應變約在 35%~55% 之間，其發生位置皆位於廢棄物深層底部。最大體積張應變在掩埋完成面角度(β)為 21.8° 時，體積張應變可達 56%，而發生

位置皆位於掩埋場背靠邊坡頂部邊緣，如圖 4-62 所示。

掩埋場水平位移方面，最大水平位移大約介於 0.4~0.8 m，而最大水平位移皆在背靠邊坡頂部附近淺層廢棄物上所發生，如圖 4-63 所示。掩埋完成面邊坡角度(β)為 26.56°時，垂直向最大位移量會較小，而垂直向最大位移所發生的位置，皆位於廢棄物較淺層位置，如圖 4-64 所示。

表 4-23 掩埋完成面邊坡角度參數變異之變形分析結果

掩埋完成面 角度(°)	最大剪應變 (%)	最大體積壓應 變(%)	最大體積張應 變(%)	水平最大位 移(m)	垂直最大位 移(m)
21.8	107	52	56	0.77	-1.85
26.56	72	36	19	0.47	-1.19
45	144	48	29	0.80	-1.65

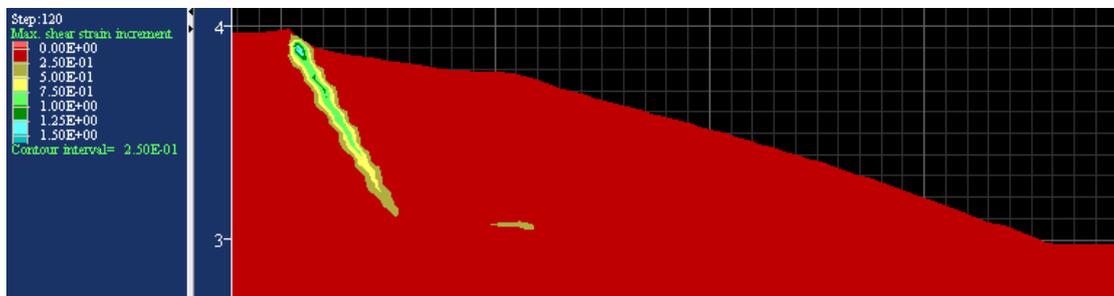


圖 4-61 掩埋完成面邊坡角度(β)為 21.8°之剪應變分佈圖

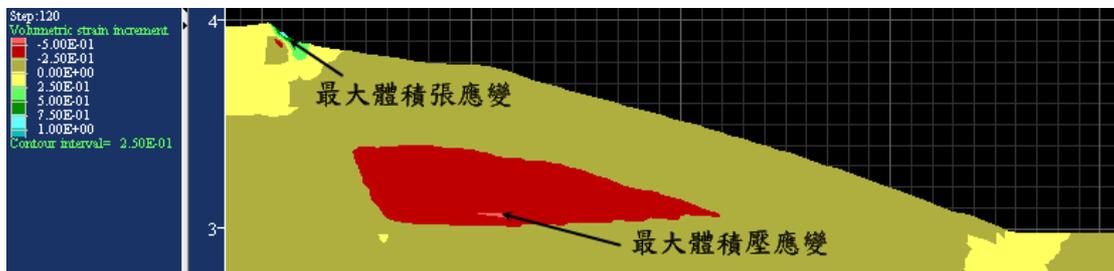


圖 4-62 掩埋完成面邊坡角度(β)為 21.8°之體積應變分佈圖

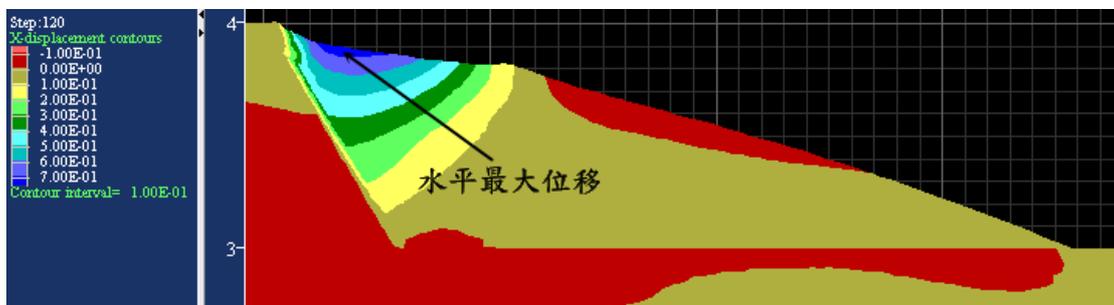


圖 4-63 掩埋完成面邊坡角度(β)為 21.8°之水平位移分佈圖

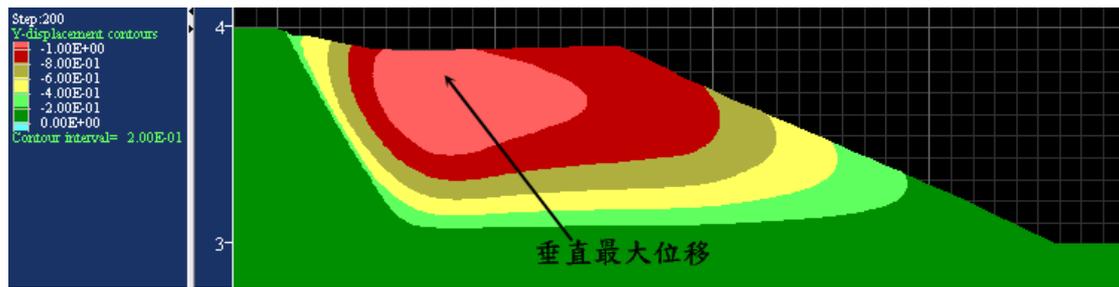


圖 4-64 掩埋完成面邊坡角度(β)為 26.56° 之垂直位移分佈圖

由上述結果可知，對於一階掩埋場而言，掩埋面高度(H)對於掩埋場垂直方向位移量影響最大，位移量隨著掩埋面高度增加而增加。此外，垂直方向最大位移發生的位置，會隨著掩埋面高度增加而改變。另外，掩埋面高度(H)對於掩埋場體積壓應變也是影響最大，體積壓應變亦隨著掩埋面高度增加而增加。掩埋面長度(L)則是對於體積張應變影響最大，掩埋場之最大體積張應變皆發生在背靠邊坡頂部邊緣，體積張應變會隨著掩埋面長度(L)增加而增加。

4.5.2 二階掩埋場變形分析結果

二階與一階掩埋場在設計上有些許的差異，二階掩埋場多了一個平台寬度(B)的影響，對於二階掩埋場變形分析的結果是有相當程度地影響，故二階掩埋場分析之結果未必與一階掩埋場有相同的趨勢。

表 4-24 為掩埋面高度(H)參數變異之變形分析結果。掩埋面高度在 10 m 時，最大剪應變量可達到 173%。掩埋面高度為 10 m 與 20 m，其最大剪應變發生在第一階的背靠邊坡上，而掩埋面高度為 15 m 時，最大剪應變則發生在第二階的背靠邊坡上，如圖 4-65 與圖 4-66 所示。最大體積壓應變沒有明顯的變化，其應變量約為 50%，而掩埋面高度在 10 m 與 20 m，最大體積壓應變位於台階平台(B1)上，但掩埋面高度為 15 m 時，其最大體積壓應變則位於第一階廢棄物層底部。體積張應變方面，掩埋面高度為 10 m 時，最大體積張應變可以達到 83%，而最大體積張應變所發生的位置各有不同，掩埋面高度在 10 m 會位於背靠邊坡頂部邊緣，掩埋面高度為 15 m 會在第二階廢棄物層頂點位置，當掩埋面高度到 20 m 則會位於掩埋完成面邊坡上的平台(B2)，如圖 4-67 至圖 4-69 所示。

掩埋場之位移方面，水平位移會隨著掩埋面高度增加而遞增，其水平位移量從 0.68 增加至 0.95 m，而水平最大位移皆位於背靠邊坡頂部附近廢棄物表層上，由於掩埋面高度(H)越高，頂部表層的廢棄物會越不穩固，故水平位移會隨高度增加而增加，如圖 4-70 所示。掩埋場之垂直位移，掩埋面高度(H)為 10 m 時，垂直最大位移量為 2.06 m，當掩埋面增加為 15 與 20 m 時，其最大位移量約在 2.45 m 左右，而垂直最大位移皆位於廢棄物層較淺位置，如圖 4-71 所示。

表 4-24 掩埋面高度參數變異之變形分析結果

掩埋面高度 (m)	最大剪應變 (%)	最大體積壓應 變(%)	最大體積張應 變(%)	水平最大位 移(m)	垂直最大位 移(m)
10	173	51	83	0.68	-2.06
15	136	49	51	0.82	-2.45
20	62	50	67	0.95	-2.45

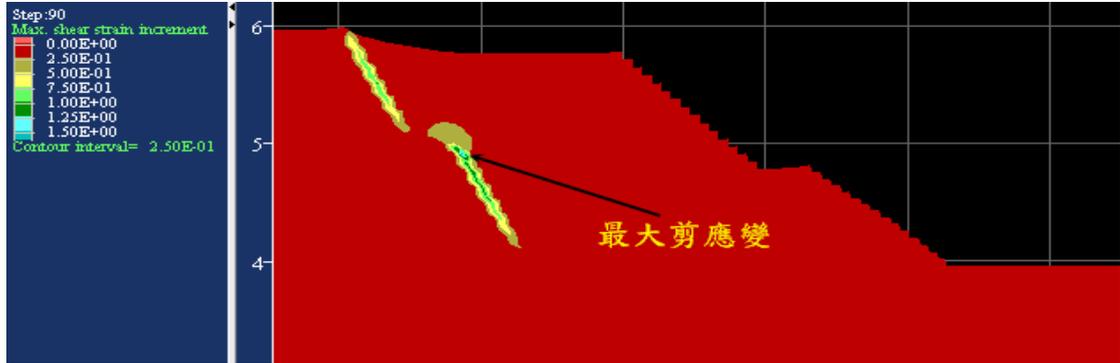


圖 4-65 掩埋面高度(H)為 10 m 之剪應變分佈圖

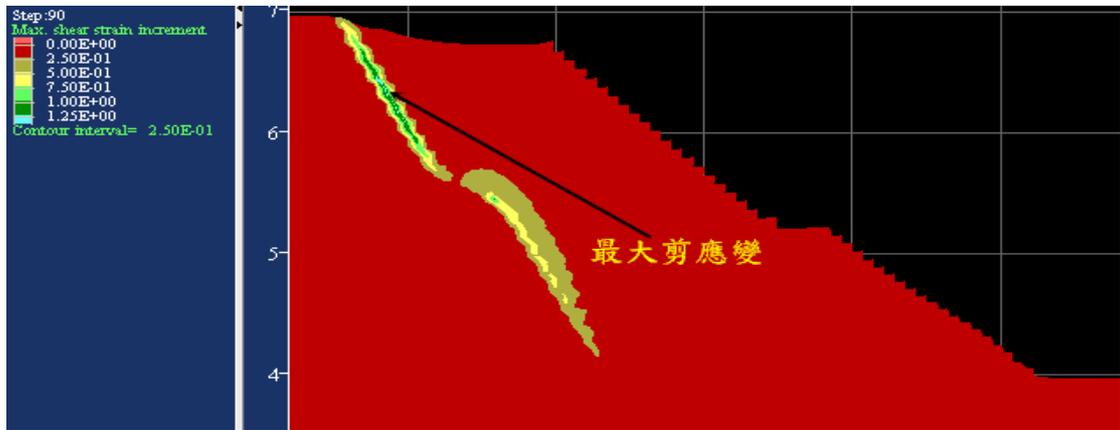


圖 4-66 掩埋面高度(H)為 15 m 之剪應變分佈圖

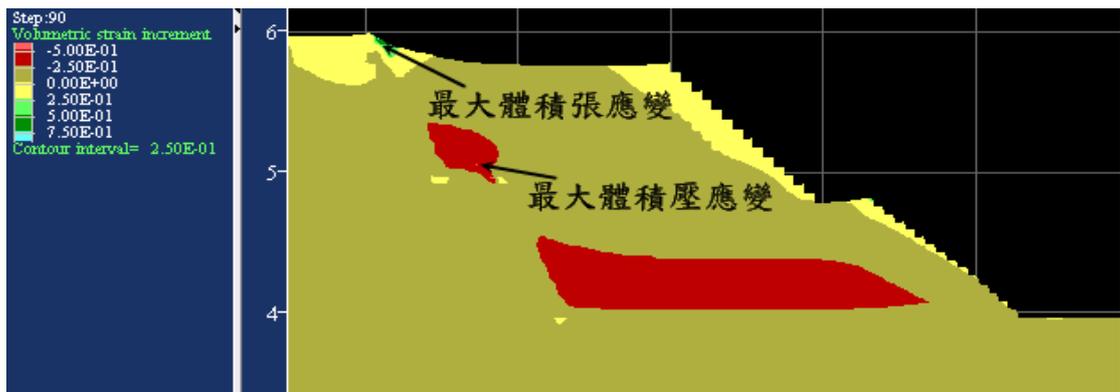


圖 4-67 掩埋面高度(H)為 10 m 之體積應變分佈圖

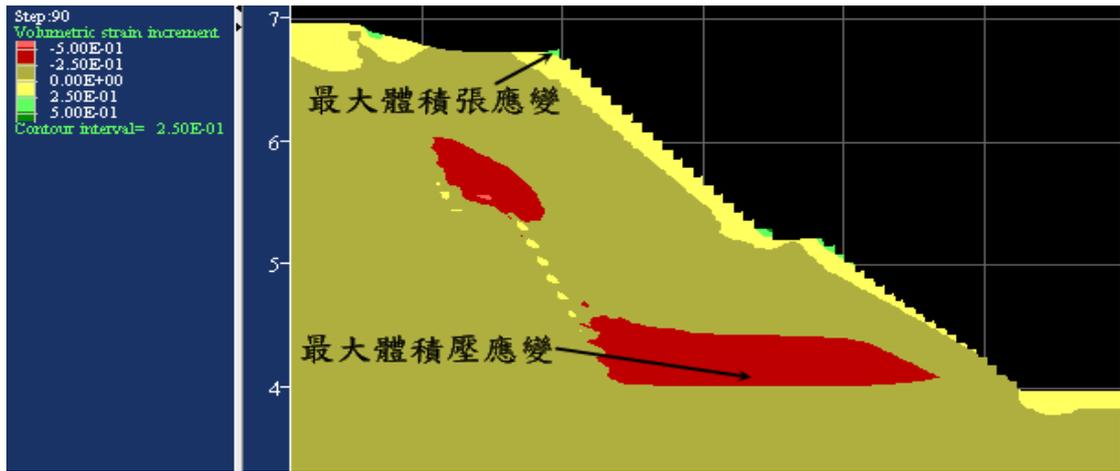


圖 4-68 掩埋面高度(H)為 15 m 之體積應變分佈圖

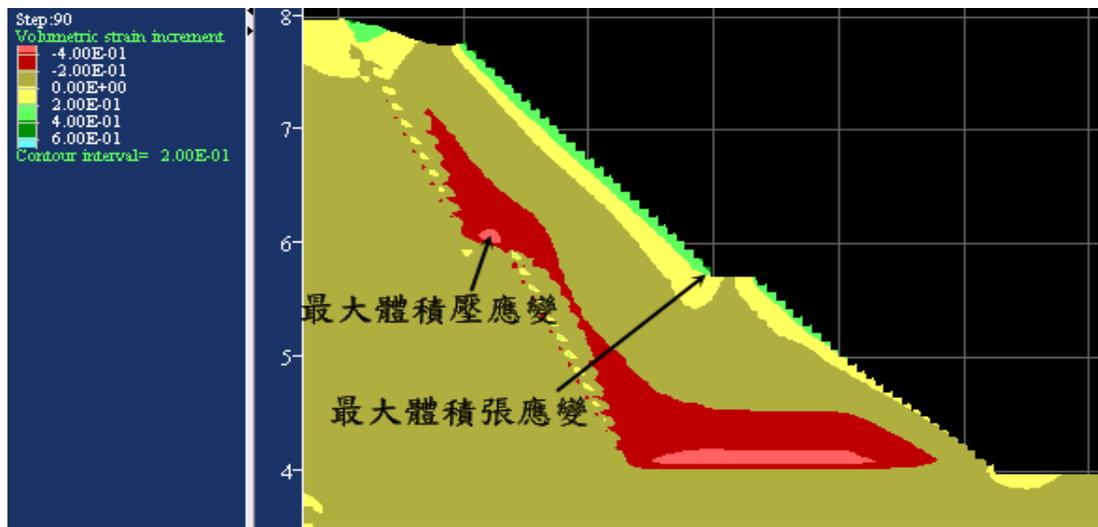


圖 4-69 掩埋面高度(H)為 20 m 之體積應變分佈圖

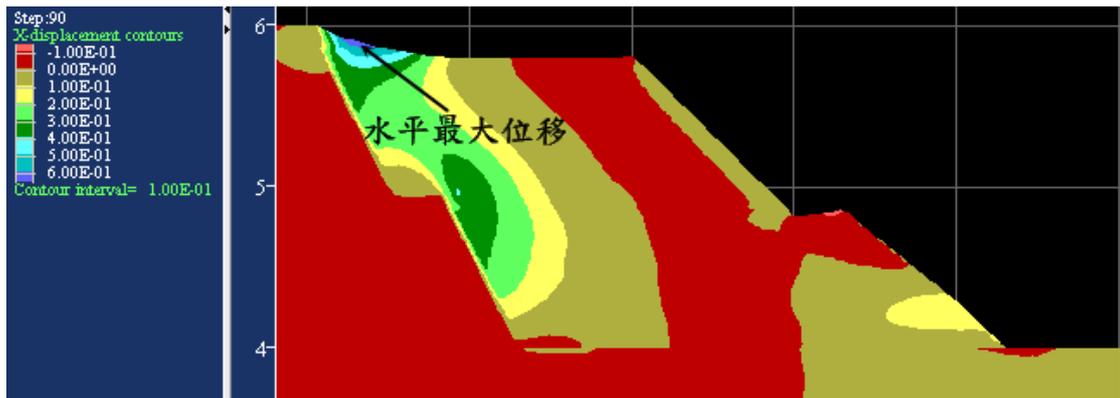


圖 4-70 掩埋面高度(H)為 10 m 之水平位移分佈圖

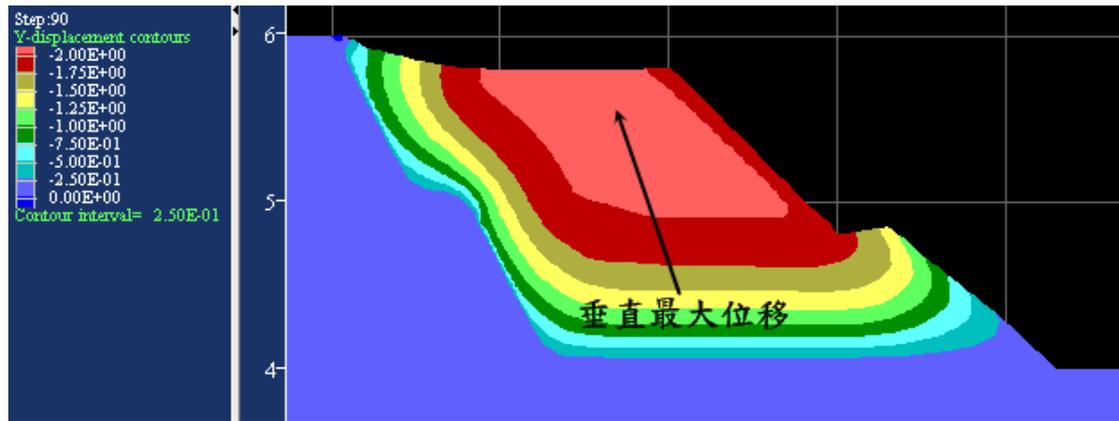


圖 4-71 掩埋面高度(H)為 10 m 之垂直位移分佈圖

表 4-25 為掩埋面長度參數變異之變形分析結果。掩埋面長度(L)為 30 至 40 m 時，最大剪應變量並沒有明顯地影響，當掩埋面長度(L)增加為 50 m，其最大剪應變從 173%減少為 81%，而最大剪應變皆位於第一階掩埋場背靠邊坡上，如圖 4-72 所示。至於體積壓應變，最大體積壓應變會隨掩埋面長度增加而增加，其體積壓應變值從 51%增加至 59%，而掩埋面長度(L)在 30 至 40 m 時，最大體積壓應變位於台階平台(B1)上，當掩埋面長度(L)增加為 50 m，其最大體積壓應變則發生在第一階廢棄物層底部。體積張應變方面，掩埋面長度(L)從 30 m 增加至 50 m，最大體積張應變會從 83%減少至 48%，而最大體積張應變皆位於掩埋場背靠邊坡頂部邊緣位置，如圖 4-73 與圖 4-74 所示。

掩埋場之位移方面，掩埋面長度(L)在 30 至 40 m 之水平最大位移量並無明顯地影響，其位移量為 0.68 m，當掩埋面長度(L)增加至 50 m，則水平大最大位移量增加為 1.13 m，而水平最大位移皆位於背靠邊坡頂部附近廢棄物表層上，如圖 4-75 所示。至於垂直最大位移亦在掩埋面長度(L)為 30 至 40 m 時，其位移量並無明顯地影響，而垂直最大位移量為 2.06 m，但當掩埋面長度增加為 50 m，此時位移量增加為 2.96 m。另外，垂直最大位移所發生的地方皆位於廢棄物較淺層之位置，如圖 4-76 所示。

由變形分析結果顯示，掩埋面長度(L)在 30~40m 時，對於掩埋場之變形量並無明顯地變化，直到掩埋面長度(L)增加為 50m，其變形量才有顯著地變化。

表 4-25 掩埋面長度參數變異之變形分析結果

掩埋面長度 (m)	最大剪應變 (%)	最大體積壓應 變(%)	最大體積張應 變(%)	水平最大位 移(m)	垂直最大位 移(m)
30	173	51	83	0.68	-2.06
40	173	56	83	0.68	-2.06
50	81	59	48	1.13	-2.96

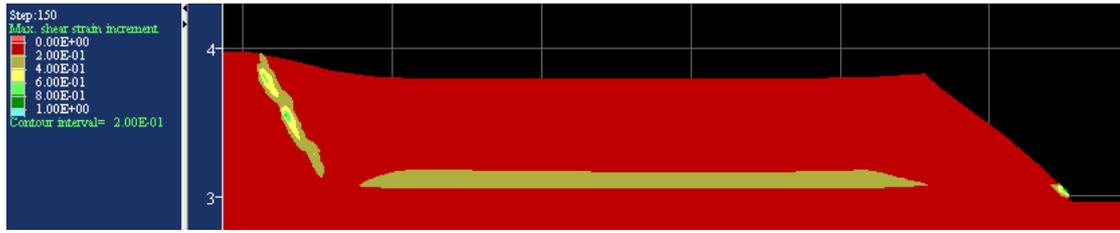


圖 4-72 掩埋面長度(L)為 50 m 之剪應變分佈圖

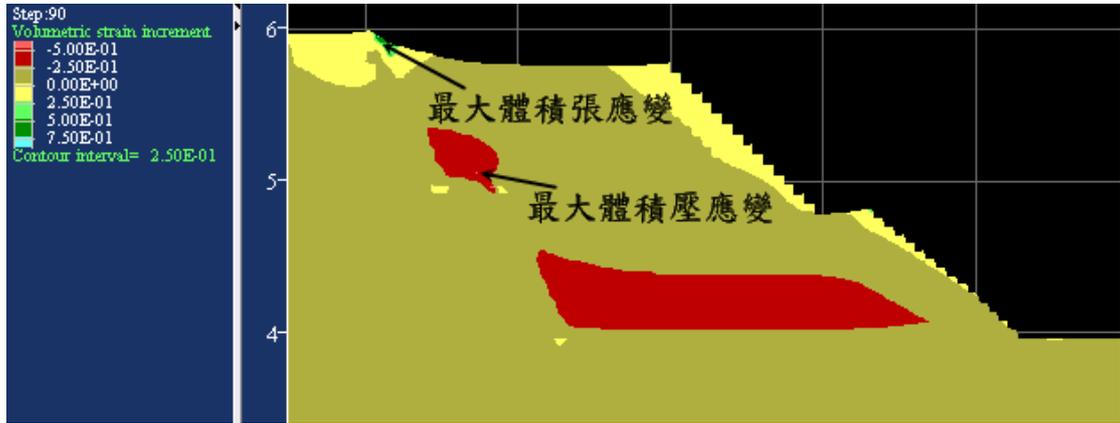


圖 4-73 掩埋面長度(L)為 30 m 之體積應變分佈圖

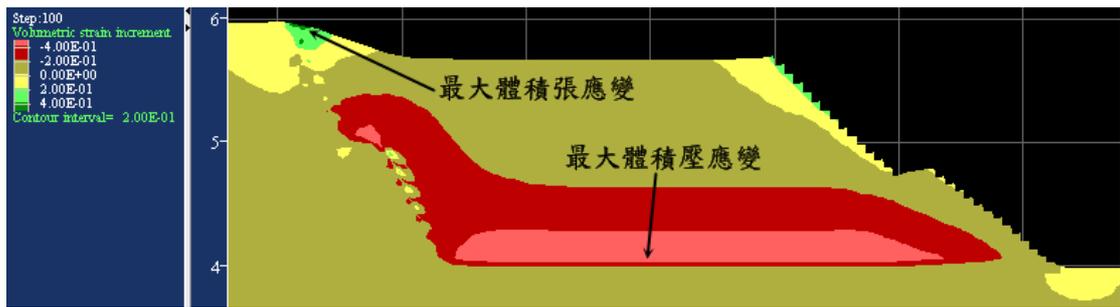


圖 4-74 掩埋面長度(L)為 50 m 之體積應變分佈圖

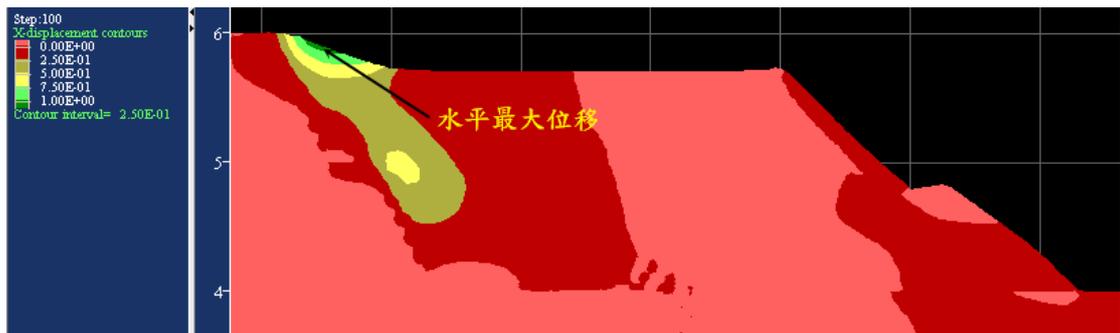


圖 4-75 掩埋面長度(L)為 50 m 之水平位移分佈圖

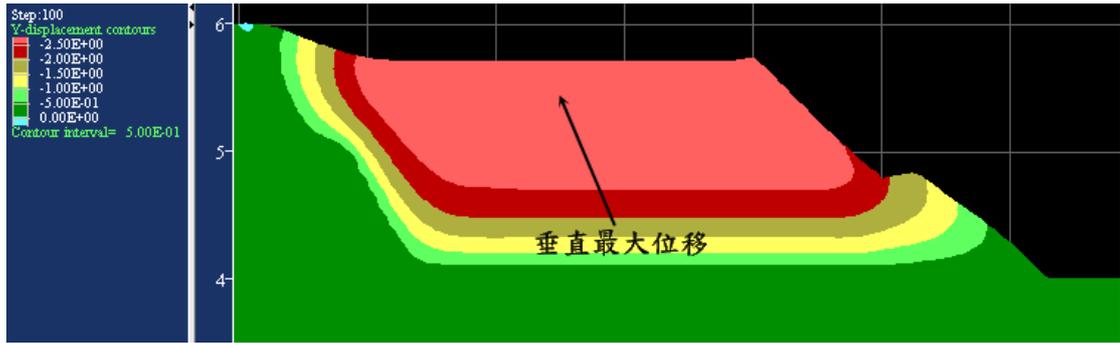


圖 4-76 掩埋面長度(L)為 50 m 之垂直位移分佈圖

表 4-26 為掩埋場台階寬度參數變異之變形分析結果。掩埋場之最大剪應變量會隨著台寬度(B1)增加而遞減，台階寬度(B1)由 3 m 增加至 5 m，則最大剪應變量從 173%遞減至 171%，而最大剪應變位置皆位於第一階掩埋場背靠邊坡上，如圖 4-77 所示。掩埋場之體積應變，台階寬度在 3 m 之最大體積壓應變為 51%，當台階寬度增加為 4~5 m，其最大體積壓應變增加為 57%，而最大體積壓應變則位於台階平台(B1)上。最大體積張應變方面隨著台階寬度增加而有減少的趨勢，體積張應變則由 83%減少為 54%，而最大體積張應變位於掩埋場背靠邊坡頂部邊緣，如圖 4-78 所示。掩埋場之位移量，掩埋場之水平最大位移隨著台階寬度增加而減少，其水平最大位移量從 0.68 m 遞減至 0.65 m，而水平最大位移皆位於背靠邊坡頂部附近廢棄物表層上，如圖 4-79 所示。掩埋場垂直位移方面，台階寬度(B1)對於垂直最大位移量影響不大，其位移量約為 2.06 公尺，而垂直最大位移發生位置皆在廢棄物淺層區域，如圖 4-80 所示。

表 4-26 掩埋場台階寬度參數變異之變形分析結果

台階寬度 (m)	最大剪應變 (%)	最大體積壓應變 (%)	最大體積張應變 (%)	水平最大位移 (m)	垂直最大位移 (m)
3	173	51	83	0.68	-2.06
4	172	57	44	0.67	-2.06
5	171	57	54	0.65	-2.06

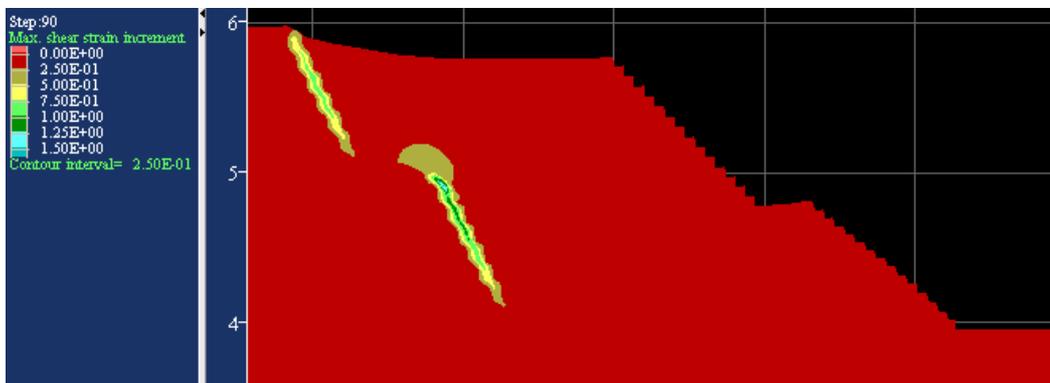


圖 4-77 台階寬度(B1)為 5 m 之剪應變分佈圖

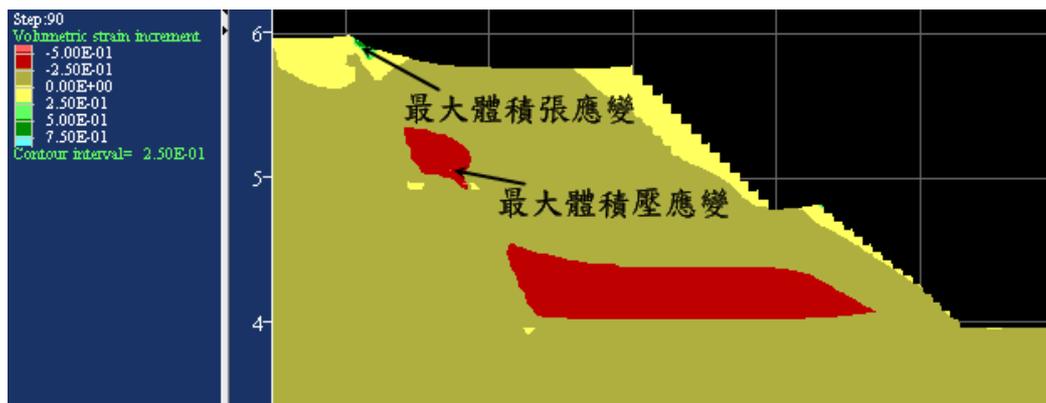


圖 4-78 台階寬度(B1)為 3 m 之體積應變分佈圖

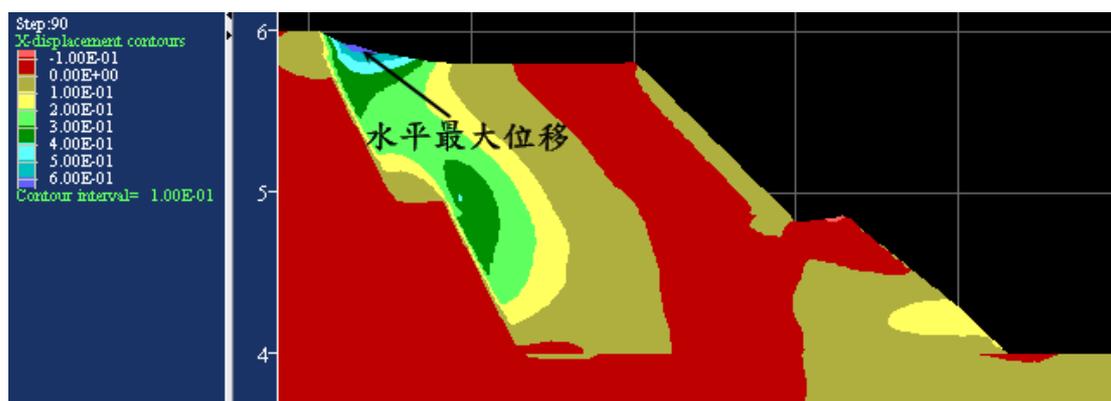


圖 4-79 台階寬度(B1)為 3 m 之水平位移分佈圖

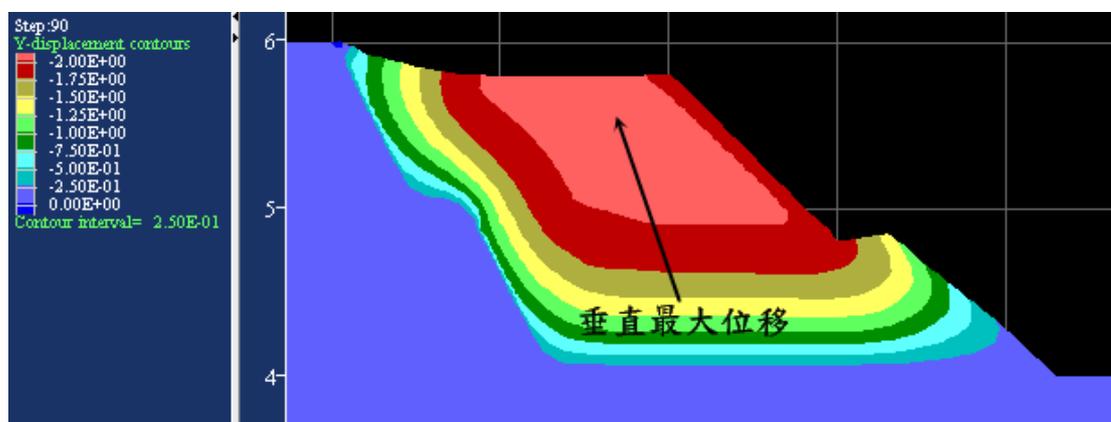


圖 4-80 台階寬度(B1)為 3 m 之垂直位移分佈圖

表 4-27 為掩埋場背靠邊坡角度參數變異之變形分析結果。掩埋場背靠邊坡角度(α)在 63.43° 之最大剪應變可以達到 173%，而掩埋場背靠邊坡角度在 45° 與 75° 時，最大剪應變在 104%~108%之間，而最大剪應變皆位於第一階掩埋場背靠邊坡上，如圖 4-81 所示。掩埋場之體積應變，最大體積壓應變隨著背靠邊坡角(α)度增加而減少，體積壓應變從 87%減至 34%，而背靠邊坡角度在 63.43° 時最大體積壓應變位於台階平台(B1)上，但背靠邊坡角度在 45° 與 75°

時則發生在廢棄物深層底部位置。體積張應變方面，背靠邊坡角度在 45° 時之最大體積張應變為 54%，當背靠邊坡角度增加至 63.43° 與 75° 時，最大體積張應變可以增加至 75%~85% 之間，而最大體積張應變皆位於掩埋場背靠邊坡頂部邊緣廢棄物表層上，如圖 4-82 與圖 4-83 所示。

掩埋場之位移量，掩埋場之水平最大位移隨著掩埋場背靠邊坡角度增加而明顯地減少，水平最大位移量從 1.56 m 減少至 0.37 m，而水平最大位移皆發生在背靠邊坡頂部附近廢棄物表層上，如圖 4-84 所示。垂直位移方面，掩埋場之垂直最大位移隨背靠邊坡角度(α)增加而減少，位移量由 5.56 m 減少至 1.29 m，而垂直向最大位移皆發生在廢棄物淺層區域位置，如圖 4-85 所示。

比較分析結果，安全係數會隨著背靠邊坡角度(α)增加而遞增，亦即 α 角度增加則可以增加掩埋場之穩定性，對於掩埋場之水平與垂直位移量，亦隨著 α 角度增加而位移量相對地減少。

表 4-27 掩埋場背靠邊坡角度參數變異之變形分析結果

背靠邊坡角度($^\circ$)	最大剪應變 (%)	最大體積壓應變 (%)	最大體積張應變 (%)	水平最大位移 (m)	垂直最大位移 (m)
45	104	87	54	1.56	-5.56
63.43	173	51	83	0.68	-2.06
75	108	34	76	0.37	-1.29

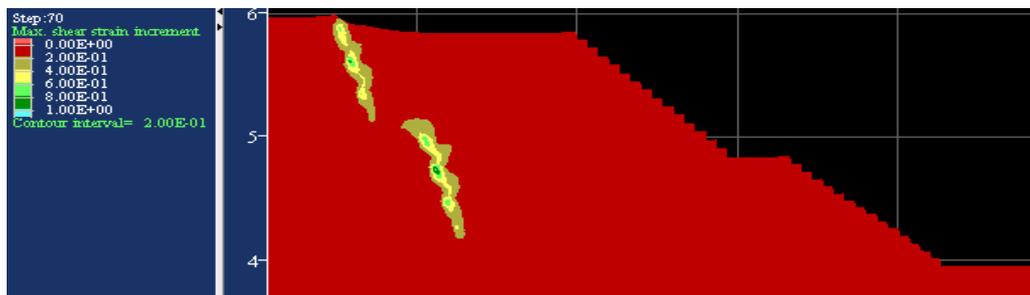


圖 4-81 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 75° 之剪應變分佈圖

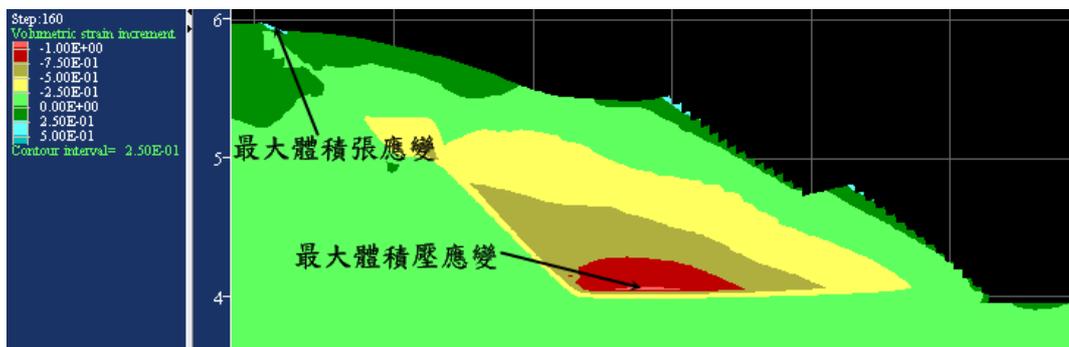


圖 4-82 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 45° 之體積應變分佈圖

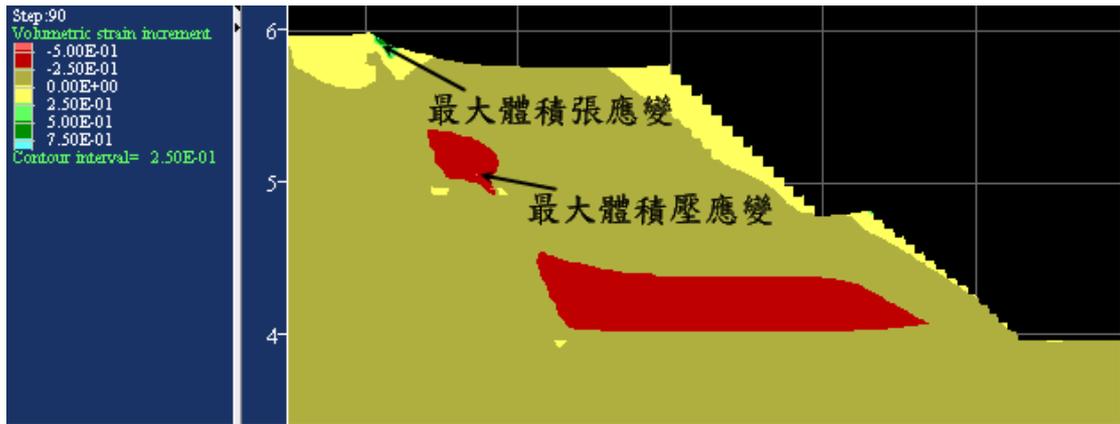


圖 4-83 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 63.43° 之體積應變分佈圖

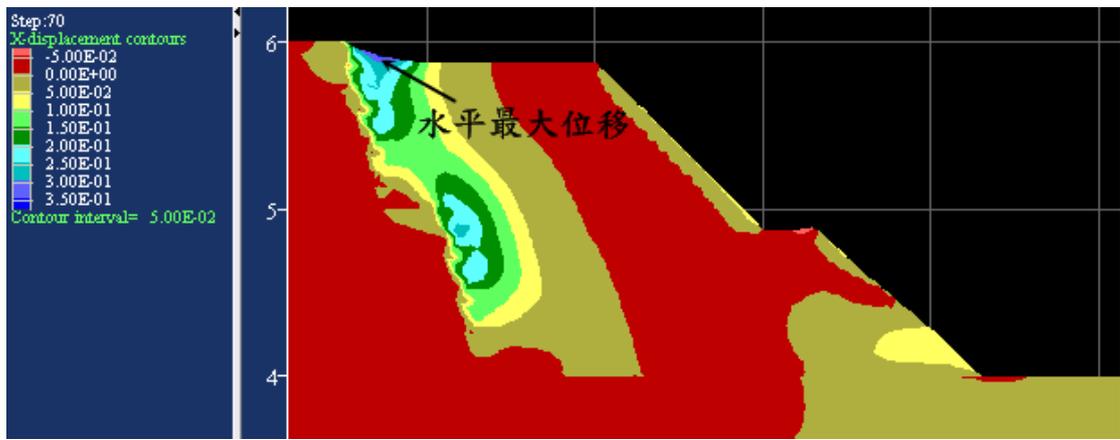


圖 4-84 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 75° 之水平位移分佈圖

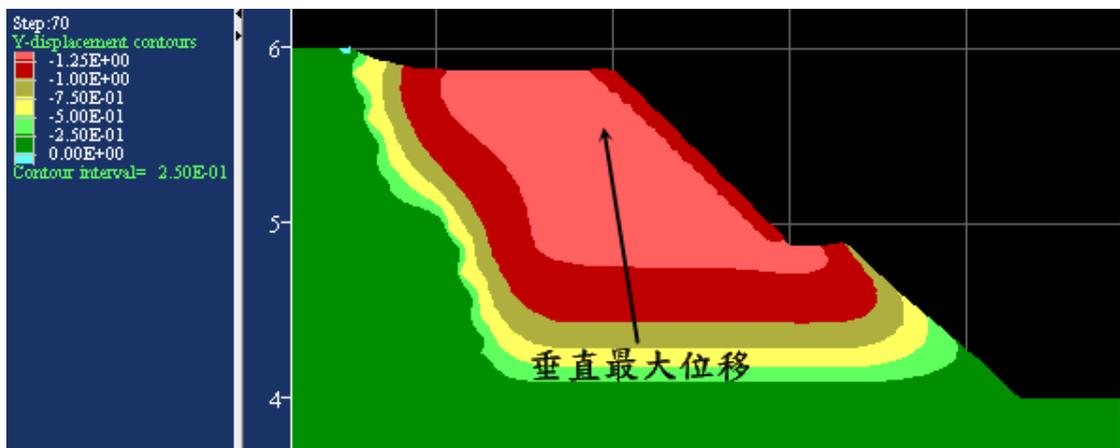


圖 4-85 掩埋場背靠邊坡角度(α)為 75° 之垂直位移分佈圖

表 4-28 為掩埋完成面邊坡角度參數變異之變形分析結果。掩埋完成面邊坡角度(β)在 26.56° 之最大剪應變為 57%，當 β 角度增加為 30° 至 45° 時，最大剪應變會大幅增加到 173%~174%，而最大剪應變皆發生在掩埋場第一階背靠邊坡上，如圖 4-86 所示。掩埋場之體積應變，最大體積壓應變沒有明顯的變化，體積壓應變值為 50%~56%，當 β 角度為 26.56° 時，最大體積壓

應變位於廢棄物深層底部，當 β 角度增加至 30° 與 45° 時則發生在台階平台(B1)上，由於 β 角度越大廢棄物體積跟著增加，此時台階平台(B1)勢必要承受更多廢棄物的重量，故 β 角度越大而最大壓應變會發生在台階平台(B1)上。體積張應變方面，掩埋完成面角度在 45° 時，最大體積張應變可以達到83%，當 β 角度為 26.56° 其最大張應變位於第一階背靠邊坡上，而 β 角度增加至 $30^\circ\sim 45^\circ$ 時，則發生在掩埋場背靠邊坡頂部邊緣，如圖4-87與圖4-88所示。

掩埋場之位移，掩埋完成面角度在 26.56° 之水平最大位移可以達到1.78公尺，其發生的位置在廢棄物邊坡表層上，由於 β 角度於 26.56° 時，掩埋完成面的邊坡由底部至背靠邊坡頂部成為一個斜面，再加上坡面表層的廢棄物較鬆散，故會產生相當大的位移量，而 β 角度在 30° 與 45° 之水平最大位移則會在背靠邊坡頂部附近的廢棄物表層上，如圖4-89與圖4-90所示。掩埋場之垂直位移方面並沒有太大變化，垂直最大位移皆發生在廢棄物淺層位置，如圖4-91所示。圖4-92為掩埋完成面邊坡角度(β)為 26.56° 之位移向量圖，由圖中可以看出第二階廢棄物層有明顯下滑之位移，而第一階廢棄物之位移量較有限。

由分析結果顯示，掩埋場之邊坡穩定安全係數會隨著 β 角度增加而遞增，而 β 角度只有 26.56° 時則會有較大的位移量。

表 4-28 掩埋完成面邊坡角度參數變異之變形分析結果

掩埋完成面 角度($^\circ$)	最大剪應變 (%)	最大體積壓應 變(%)	最大體積張應 變(%)	水平最大位 移(m)	垂直最大位 移(m)
26.56	57	50	63	1.78	-2.17
30	174	56	53	0.66	-2.02
45	173	51	83	0.68	-2.06

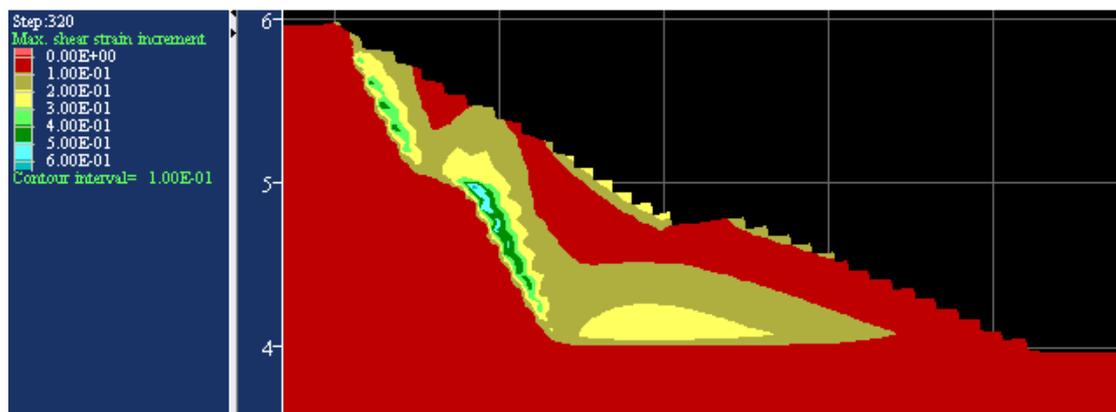


圖 4-86 掩埋完成面邊坡角度(β)為 26.56° 之剪應變分佈圖

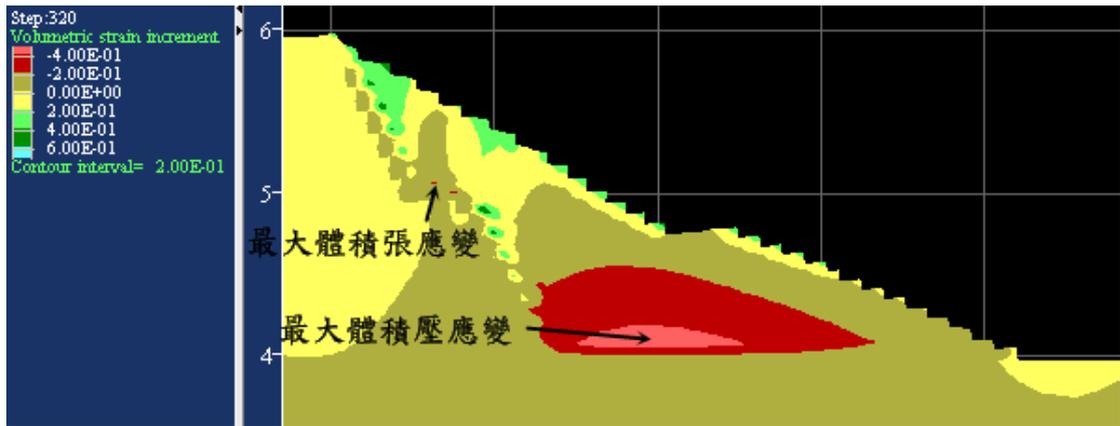


圖 4-87 掩埋完成面邊坡角度(β)為 26.56° 之體積應變分佈圖

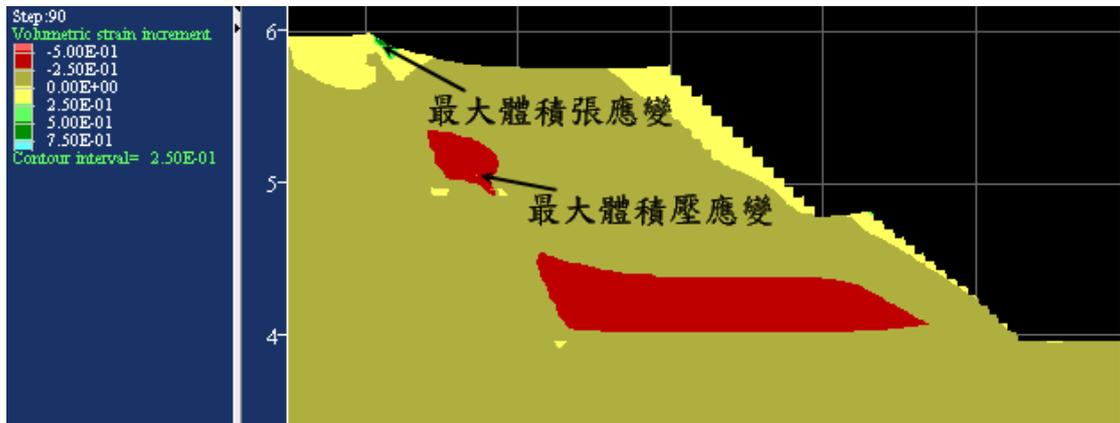


圖 4-88 掩埋完成面邊坡角度(β)為 45° 之體積應變分佈圖

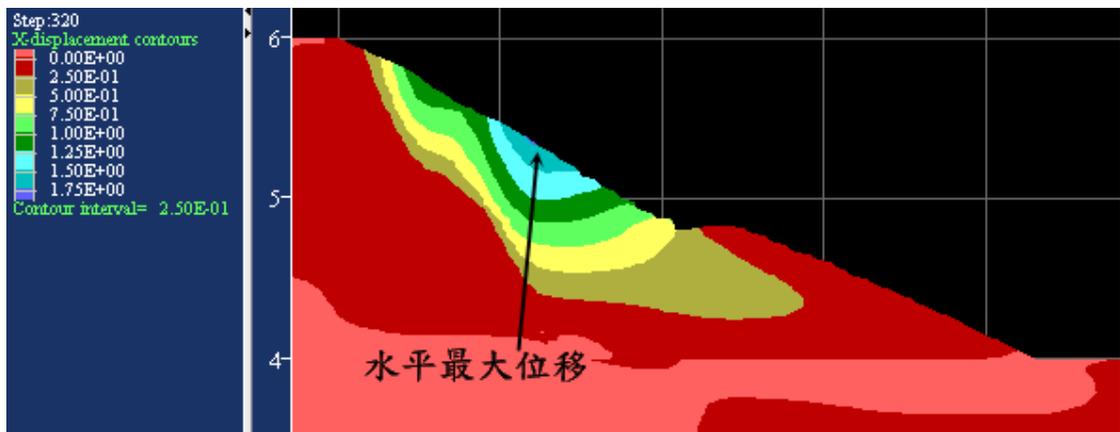


圖 4-89 掩埋完成面邊坡角度(β)為 26.56° 之水平位移分佈圖

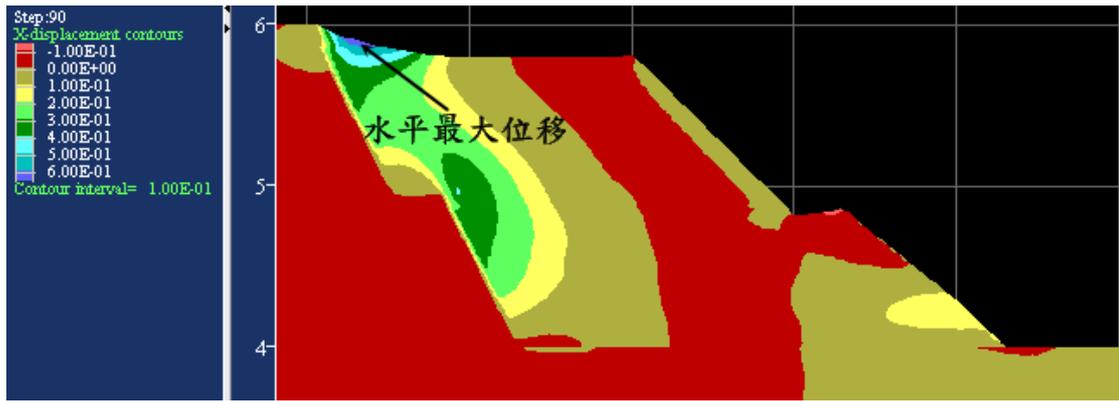


圖 4-90 掩埋完成面邊坡角度(β)為 45° 之水平位移分佈圖

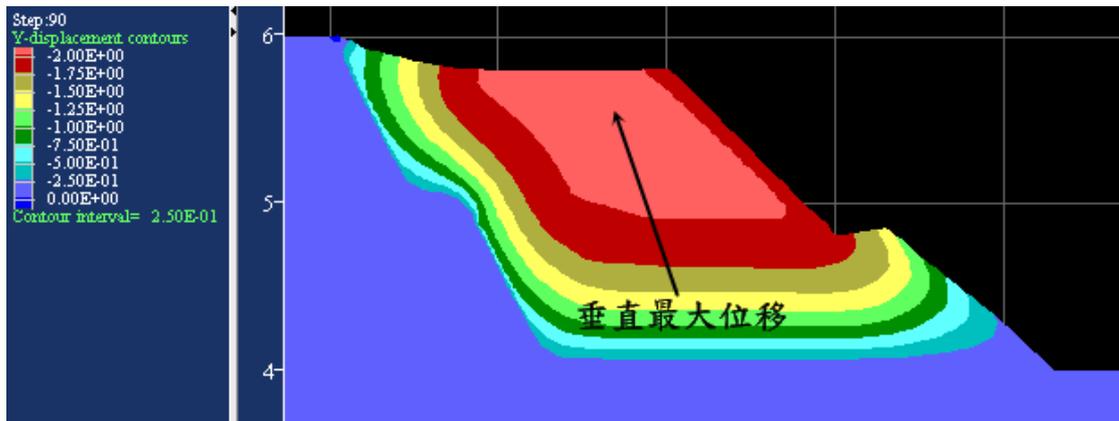


圖 4-91 掩埋完成面邊坡角度(β)為 45° 之垂直位移分佈圖

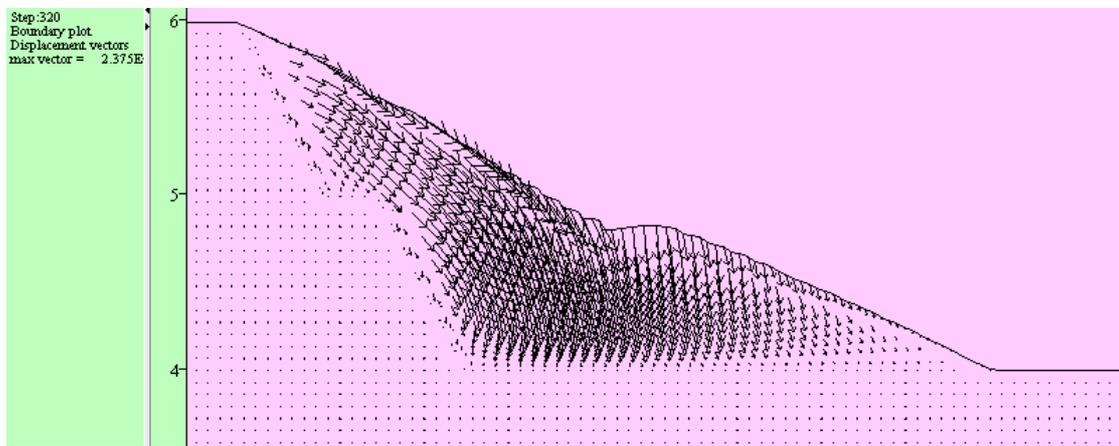


圖 4-92 掩埋完成面邊坡角度(β)為 26.56° 之位移向量圖

二階掩埋場滲出水淤積對掩埋場變形之影響，滲出水位對剪應變、體積張應變、水平位移與垂直位移量並無明顯之影響，而體積壓應變則隨著水位高度增加而有些微遞減之趨勢。

二階掩埋場由於多了一個台階平台，在各參數變異分析結果上，未必與一階掩埋場有相同的趨勢。二階掩埋場最大剪應變發生之位置幾乎位於掩埋場第一階背靠邊坡上，故二階掩埋場

最可能發生之破壞面位於掩埋場第一階背靠邊坡上。

對於掩埋場之體積壓應變、水平位移、垂直位移影響最大者為掩埋場背靠邊坡角度(α)，最大體積壓應變隨著背靠邊坡角度(α)增加而減少，水平最大位移量也隨著背靠邊坡角度增加而減少，垂直最大位移量亦隨 α 角度增加而明顯地減少，故掩埋場背靠邊坡角度(α)是影響二階掩埋場變形分析結果之重要因素。

五、結論

本計畫以山坡地掩埋場之邊坡穩定為主題，針對掩埋場邊坡穩定分析進行了二維、三維極限平衡分析，並且也進行了掩埋場變形的模擬。同時，為了要瞭解廢棄物和焚化灰渣的剪力強度和相關工程性質以供分析，因此也進行了廢棄物基本性質試驗、現地直剪試驗和平鈹載重試驗，並針對焚化灰渣本身的工程性質及其與地工合成材料之間的界面剪力強度進行了室內試驗的研究。過去國內外雖有對灰渣自身工程性質的研究，但對於灰渣與地工合成材界面的剪力強度性質卻甚少研究，因此在灰渣掩埋場邊坡穩定分析時並無相關數據可參考。則經由本研究結果可進一步提供相關參數以供評估、設計。

根據本計畫的研究結果可以歸納出以下結論：

1. 多年來廢棄物的基本性質均有相關研究持續探討，廢棄物現場採樣主要以環保署公佈之方法進行實驗，並不適用大地工程上的分析。因而至今仍未有一套較合理反映現場廢棄物單位重之量測標準，經過湖口掩埋場實驗後發現，以本實驗方法比標準取樣法大 93%，標準試體又比近五年全國平均單位重大 62%，不過仍略低於過去國外文獻之平均單位重，顯示實驗的方法對廢棄物單位重值有極大的影響。
2. 台灣的廢棄物因混合許多事業廢棄物，因此剪力強度較國外文獻略高，直剪試驗顯示廢棄物之剪力強度與土壤相當，惟其壓縮性較高、承载力較低，較近似鬆軟土壤，剪力強度必須在較大剪應變下才能發揮。
3. 平鈹載重結果顯示在試驗進行之沉陷範圍內，沉陷與荷重曲線並無明顯之彎曲點，故不易求出極限承载力與反算剪力強度參數。
4. 因垃圾分類尚未嚴格執行，因此取樣的焚化底渣內仍含有較大粒徑的材料，對於剪力強度試驗與其他工程試驗而言難度較高。底渣之比重較土壤低，但仍在預期範圍之內，而灰渣經物性分析，可歸類為 SW。
5. 由底渣的界面直剪結果可知，界面摩擦角約為底渣內摩擦角 40-80%，摩擦角有效係數以針軋不織布最低、熱熔不織布最高；而非以光滑地工膜布最低、針軋不織布最高，可能與針軋不織布自身抗拉強度受影響或是其與直剪盒未有效固定所致。
6. 浸水直剪試驗所得之界面摩擦強度均較未浸水直剪試驗所得者為低，可能是因底渣與地工合成材界面是飽和時，底渣的毛細張力的影響消失，且水對界面有部分潤滑作用所導致。
7. 掩埋場以界面滑動破壞模式進行邊坡穩定分析時，可以採用 Simplified Bishop、Simplified Janbu、Morgenstern and Price 及 Spencer 等四種分析法進行分析。參數變異性分析結果顯示，Spencer 安全係數最高，Janbu simplified 最低，此與理論相符合。
8. 界面滑動破壞模式，界面摩擦角越大、掩埋場之高度愈高、掩埋體長度愈短、背靠之開

挖山壁坡角愈平緩、掩埋完成面之坡角愈平緩，則界面滑動之安全係數愈小。平台寬度對於二階掩埋場之邊坡滑動安全係數，影響不大，但仍可看出平台愈寬安全係數愈高之趨勢。各參數變異性對安全係數的影響，界面摩擦角(δ)、垃圾填埋高度(H)及掩埋體長度(L)對安全係數影響最大，其次是垃圾體背靠平台寬度(B)、垃圾掩埋面坡角(β)及掩埋體背靠的坡角(α)。

9. 掩埋場之邊坡穩定，當掩埋體長度小於 60 m 時，破壞模式由滑動界面控制，掩埋體長度大於 70 m 時，破壞模式由淺層圓弧破壞控制。
10. 界面滑動破壞模式，由分析結果提出下列建議，以提供設計及分析之參考：
 - (1) 當 $\alpha = 60^\circ$ 、 $\beta = 45^\circ$ 、 $H = 10\text{ m}$ 、 $L = 30\text{ m}$ 時，界面摩擦角(δ)建議大於 19° 。
 - (2) 當 $\delta = 15^\circ$ 、 $\alpha = 60^\circ$ 、 $\beta = 45^\circ$ 、 $L = 30\text{ m}$ 時，掩埋高度建議小於 15 m 或每階高度不得大於 8 m。
 - (3) 當 $\delta = 15^\circ$ 、 $\alpha = 60^\circ$ 、 $\beta = 45^\circ$ 、 $H = 10\text{ m}$ 時，掩埋長度(L)建議大於 40 m。
 - (4) 當 $\delta = 15^\circ$ 、 $\alpha = 63.4^\circ$ 、 $\beta = 45^\circ$ 、 $H = 10\text{ m}$ 、 $L = 30\text{ m}$ 時，背靠的邊坡之平台寬度(B1)建議不得小於 3 m。
 - (5) 當 $\delta = 15^\circ$ 、 $\beta = 45^\circ$ 、 $H = 10\text{ m}$ 、 $L = 30\text{ m}$ 時，且背靠邊坡為軟岩，直立性好，則背靠的坡角(α)可建議 $30^\circ \sim 45^\circ$ 或 $60^\circ \sim 75^\circ$ 。
 - (6) 當 $\delta = 15^\circ$ 、 $\alpha = 60^\circ$ 、 $H = 10\text{ m}$ 、 $L = 30\text{ m}$ 時，掩埋面坡角(β)建議介於 $30^\circ \sim 60^\circ$ 。
11. 淺層圓弧破壞模式，安全係數與界面摩擦角成正比，與 H， α ， β 等三個因子成反比。比較各參數變異性對安全係數的影響，填埋高度(H)對安全係數影響最大，其次是掩埋面坡角(β)及掩埋體背靠的坡角(α)，另外，界面摩擦角(δ)、廢棄物掩埋體長度(L)，影響較小。
12. 三維邊坡穩定分析結果顯示，掩埋場開口角度愈大則安全係數愈小，在 $30^\circ \sim 60^\circ$ 範圍內，影響最高可達 20%。滑動體之寬/高比 (B/H) 愈大、開口的角度 (β) 愈大、掩埋場的長度愈長 (L)，三向度效應的影響愈明顯；破壞面之影響則可忽略。顯示影響該效應主要為滑動之幾何參數。此研究範圍內發現，開口角度在在 $30^\circ \sim 60^\circ$ 內之滑動破壞，其三向度效應使得三維分析安全係數低於二維安全係數，顯示滑動體兩側界面降低整體邊坡之穩定性，故以二維穩定分析之較為保守。
13. 湖口掩埋場案例分析中，安全係數皆在安全範圍內。最緩斷面三向度效應為負值，顯示在此斷面以二維分析較為保守；反之，在最陡斷面三向度效應為正值，顯示二維分析偏向危險，而橢圓率的影響不超過 6%。
14. 一階掩埋場變形分析結果顯示，一階掩埋場最大剪應變皆位於掩埋場背靠邊坡上，應變量會隨著背靠邊坡角度(α)增加而增大，故一階掩埋場可能發生之破壞面位於背靠邊坡上。各參數變異與變形分析之關係，掩埋場背靠邊坡角度(α)影響剪應變量最大。掩埋面高度(H)對於垂直向位移量與體積壓應變量影響最大。而掩埋面長度(L)則是對於體積張應變

量影響最大。

15. 二階掩埋場變形分析結果顯示，二階掩埋場最大剪應變位於掩埋場第一階背靠邊坡上，故二階掩埋場可能發生之破壞面位置在掩埋場第一階背靠邊坡上。對於二階掩埋場之體積壓應變、水平位移、垂直位移影響最大者為掩埋場背靠邊坡角度(α)，故影響二階掩埋場變形分析最重要之形狀因子為掩埋場背靠邊坡角度(α)。

上述分析結果可以使得主管機關、操作單位、設計單位對於掩埋場的穩定性有進一步的瞭解，並提供掩埋場設計與營運、封場期間訂定出掩埋場坡高與坡角的基本規劃依據，對於國內掩埋場設計工作頗有貢獻，並可直接提昇國內掩埋場之安全性。

參考文獻

- 李文成，(1998)，「焚化底灰之大地工程特性研究」，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文。
- 李建中、李釗、何啟華，(1995)，「垃圾焚化灰燼之工程特性與應用」，行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告。
- 李維峰、陳育聖、陳雨音、胡志誠、姚大鈞，(2004)，「垃圾焚化底渣於地工構造物之應用」，地工技術雜誌，第 102 期，第 69-78 頁。
- 林聖琪，(2000)，「灰渣與地工防水膜界面摩擦特性之探討」，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文。
- 施國欽，(2001)，「大地工程學（二）基礎工程篇」，文笙書局，p2-59~p2-60。
- 張睦雄，(2005)，「邊坡穩定三向度效應之初步探討」，中國土木水利工程學刊，第 17 卷，第 2 期，June, pp.195-204。
- 陳盈文，(2006)，「掩埋場復育邊坡穩定分析之工程參數探討」，碩士論文，海洋大學海洋工程系，基隆。
- 陳榮河，(1997)，「垃圾掩埋場復育工程：垃圾掩埋場之公害防治-大地工程」，行政院環境保護署「建立垃圾掩埋場復育工程及技術規範」第二次技術研討會，本署廢管處主辦。
- 陳榮河，(1990)，衛生掩埋場之穩定分析，地工技術雜誌第 31 期。
- 陳榮河、陳國賢，(2002)，「垃圾填築邊坡之穩定分析」，地工技術雜誌，第 94 期，第 53-60 頁。
- 單信瑜，(1999)，「地工合成材料於山坡地掩埋場之應用」，地工技術雜誌，第 73 期，第 57 至 66 頁。
- 游中揚，(1998)，衛生掩埋場復育技術與實例探討，「第一屆廢棄物清理實務研討會論文集」，行政院環境保護署與台北市政府環境保護局。
- 游以德、陳榮河、林鎮洋、劉志堅、陳玉峰、楊明德，(1997)，建立垃圾掩埋場復育工程及技術規範(環保署計畫研究報告)。
- 劉家男，(2004)，「地工合成材料於環境地工之應用」，地工技術雜誌，第 102 期，第 5-14 頁。
- 劉家男，(2004)，「地工合成材於環境地工之應用」，地工技術雜誌，第 102 期，p5~p14。
- 錢學德、郭志平、施建勇、盧廷浩，(2000)，「現代衛生填埋場的設計與施工」，中國建築工業出版社，。
- 行政院環保署，(2002)，一般廢棄物回收清除處理辦法，中華民國九十一年十一月二十七日發文字號：環署廢字第○九一○○八一六二八號。

- 謝旭昇、程日昇，(1996)，「論筏基設計用地盤反力係數」，*地工技術*，第 53 期，第 45-54 頁。
- 行政院環保署，(2003)，「九十二年度一般廢棄物衛生掩埋場封閉復育綠化及再利用維護管理工程成效評估」，EPA-92-Z102-02-103。
- 行政院環保署，(2003)，「台灣地區垃圾採樣及樣品分析工作」，EPA-93-Z102-02-104。
- Arm Maria, 2004, "Variation in Deformation Properties of Processed MSWI Bottom Ash : Results From Triaxial Tests", *Waste Management*, Vol. 24, No. 10, pp. 1035-1042.
- Augello, A.J., Matasovic, N. Bray, J.D., Kavazanjian, E., Jr., and Seed, R.B., 1995, "Evaluation of Solid Waste Landfill Performance During the Northridge Earthquake," In: *Earthquake Design and Performance of Solid Waste Landfills*, ASCE Geotechnical Special Publication No. 54, pp. 17-50
- Bromswell, L. G., 1978, "Properties, Behavior, and Treatment of Waste Fills", Seminar Series on Methods of Soil Improvement, Metropolitan Section, ASCE, New York.
- Byrne, R.J., J. Kendall, and S. Brown, 1992, "Cause and Mechanism of Failure: Kettleman Hills Landfill B19, Unit 1A." *Stability and Performance of Slopes and Embankments, II: Proceedings of a Specialty Conference; Berkeley, California, June 29-July 1 (Geotechnical Special Publication 31)*. Raymond B. Seed and Ross Boulanger, eds. New York: American Society of Civil Engineers, 1992, volume 2, p. 1188- 1215. SEL TA760.S73 1992 v.2.
- Dixon, N. and Jones, D. R. V., 2004, "Engineering Properties of Municipal Solid Waste", *Engineering Properties of MSW*.
- Duncan, J.M., 2000, "Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 4, Apr., pp. 307-316.
- Dvinoff, A. H. and Munion, D. W., 1986, "Stability Failure of Sanitary Landfill", *Proceeding International Symposium on Environmental Geotechnology*, pp. 25-36.
- Eid, H. T., Stark, T. D., Evans, W. D. and Sherry, P. E., 2000, "Municipal solid waste slope failure. I: Waste and foundation soil properties." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 5, pp.397-407.
- Fassett, J., Leonards, G. A. and Repetto, P., 1994, "Geotechnical Properties of Municipal Solid Wastes and their Use in Landfills", *WASTETECH '94*.
- Fredlund, D. G., 1975, "A comprehensive and flexible slope stability program," Presented at the Roads and Transportation Association of Canada Meeting, Calgary, Alta.
- Goh, A.T.C. ; Tay, J., 1993, "Municipal Solid-Waste Incinerator Fly Ash for Geotechnical Applications", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 119, No. 5, pp. 811-825.
- Howland, Jonathan D., 1992, "Stability Analysis of a Municipal Solid Waste Landfill." *Stability and Performance of Slopes and Embankments, II: Proceedings of a Specialty Conference; Berkeley, California, June 29-July 1, 1992 (Geotechnical Special Publication 31)*. Raymond B. Seed and Ross Boulanger, eds. New York: American Society of Civil Engineers, 1992, volume 2, p. 1216-1231. SEL TA760.S73 1992 v.2.

- Kavazanjian, E., Jr., E., Beech, J. F. and Matasovic, 2001, N..Discussion. *Journal of Geotechnical and Geoenvironment Engineering*, ASCE, Vol. 127, No.9, pp. 1126.
- Kavazanjian, E., Jr., Matasovic, N. Bonaparte, R. and Schmertmann, G.R., 1995, "Evaluation of MSW Properties for Seismic Analysis," In: *Geoenvironment 2000*, Geotechnical Special Publication, ASCE No. 46, Vol. 2, pp. 1126.
- Kavazanjian, E., Jr., Matasovic, N. Bonaparte, R. and Schmertmann, G.R., 1995, "Evaluation of MSW Properties for Seismic Analysis," In: *Geoenvironment 2000*, ASCE Geotechnical Special Publication No. 46, Vol. 2, pp. 1126.
- Kavazanjian, E., Matasovic, N., Bonaparte, R., and Schmertmam, G.R., 1995, "Evaluation of MSW Properties for Seismic Analysis," *Geoenvironmental 2000*, Geotechnical Special Publication, Yalcin B. Acar and David E. Daniel, Eds., Vol. 2, No. 46, ASCE, New Orleans, LA, 1995, pp. 1126– 1142.
- Knochenmus, G., Wojnarowicz, M., and Van Impe, W. F., 1998, "Stability of Municipal Solid Wastes," *Proceedings of the Third International Congress on Environmental Geotechnics*, Lisboa, Portugal, Sˆeco e Pinto, Ed., Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 006x, 1998, pp. 977–1000.
- Koerner, R. M., 1994, *Designing with Geosynthetics*, 3rd ed.
- Koerner, R.M. and Soong, T.Y., 2000, "Stability assessment of ten large landfill failures," *Advances in Transportation and Geoenvironmental Systems Using Geosynthetics*, ASCE, P1-P38.
- Landva, A. O., and Clark, J. I., 1990, "Geotechnics of Waste Fill," *Geotechnics of Wastefills—Theory and Practice*, ASTM STP 1070, pp. 86–103.
- Liu, C.-N., Gilbert, R. B., and Wright, S. G., 1998, "Earth Slide on Geomembrane: Closure," *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 124, No. 7, pp. 650
- Luellen, J. R., Dove, J. E., and Swan, R. H., 1999, "Seismic Engineering for Interfaces in a Landfill-Containment System," *GFR*, Volume 11, Number 1, January/February 1999, pp. 24-29
- Machado S. L., Carvalho M. F. and Vilar O. M., 2002, "Constitutive model for municipal solid waste". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, V.128, No.11, pp. 940-951 (2002).
- Martin, J. P., Koerner, R. M., and Whitty, J. E., 1984, "Experimental Friction Evaluation of Slippage between Geomembranes, Geotextiles, and Soils," *Proc. Intl. Conf. Geomembranes*, St. Paul, MN: IFAI, pp. 191 - 196
- Merz, R. C. and Stone, R., "Landfill Settlement Rates", *Public*, V. 93, No.9 (1962).
- Meyerhof, G. G., 1956, Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils, *Journal of the soil mechanics and foundation division*, ASCE, Vol. 82, No. SM1, January, pp. 1-19.
- Mitchell, J.K., R.B. Seed, and H.B. Seed, 1990, "Stability Considerations in the Design and Construction of Lined Waste Repositories." *Geotechnics of Solid Waste Fills: Theory and Practice*. Arvid Landva and G. David Knowles, eds. Philadelphia: American Society for Testing and Materials, 1990, pages 207-239. SEL TD795.7 G46 1990.

- Mitchell, R.A. and J.K. Mitchell, 1992, "Stability Evaluation of Waste Landfills." Stability and Performance of Slopes and Embankments, II: Proceedings of a Specialty Conference; Berkeley, California, June 29-July 1, 1992 (Geotechnical Special Publication 31). Raymond B. Seed and Ross Boulanger, eds. New York: American Society of Civil Engineers, 1992, volume 2, p. 1151-1187. SEL TA760.S73 1992 v.2.
- Mitchell, R.A., S.E. Hatch,, and R. Siegel, 1992, "Closure Design for a Landfill Founded on Soft Mud and Peat." Stability and Performance of Slopes and Embankments, II: Proceedings of a Specialty Conference; Berkeley, California, June 29-July 1, 1992 (Geotechnical Special Publication 31). Raymond B. Seed and Ross Boulanger, eds. New York: American Society of Civil Engineers, 1992, volume 1, p. 685- 704. SEL TA760.S73 1992 v.1
- Mitchell, Richard A. and Mitchell, James K., 1992, "Stability evaluation of waste landfills," Stability and Performance of Slopes and Embankments-II, ASCE, P1152-P1187
- Muhunthan, B. ; Taha, R. ; Said, J. (2004) , "Geotechnical Engineering Properties of Incinerator Ash Mixes" , Journal of the Air & Waste Management Association , Vol. 54 , No. 8 , pp. 985-991.
- Orman, M. E., 1994, "Interface Shear-Strength Properties of Roughened HDPE," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 4, pp. 758-761
- Pandeline, D A ; Cosentino, P J ; Kalajian, E H ; Chavez, M. F., 1997, "Shear and Deformation Characteristics of Municipal Waste Combustor Bottom Ash for Highway Applications" , Transportation Research Record No. 1577 , TRB , National Research Council , Washington D.C. , pp. 101-108.
- Pockoski, M., and Duncan, J.M., 2000, "Comparison of Computer Programs for Analysis of Reinforced Slopes." Virginia Polytechnic Institute and State University, December 2000.
- Sadek S., Abou-Ibrahim A., Manasseh C. and El-Fadel M., 2001, "Stability Assessment of Solid Waste Sea Fills: Geotechnical Properties Determination and Sensitivity Analysis", Environmental Studies Part A, V. 58, pp. 217-234.
- Sargunan, A., Mallikarjun, N., and Ranapratap, K, 1986, "Geotechnical Properties of Refuse Fills of Madras, India", Proceeding International Symposium on Environmental Geotechnology, pp. 197-204.
- Schumaker, N. B., 1972, "Construction Techniques for Sanitary Landfill", Waste Age, March/April.
- Singh, S. and B. Murphy, 1990, "Evaluation of the Stability of Sanitary Landfills." Geotechnics of Solid Waste Fills: Theory and Practice. Arvid Landva and G. David Knowles, eds. Philadelphia: American Society for Testing and Materials, 1990, pages 240-258. SEL TD795.7 G46.
- Sowers, G. F., 1973, "Settlement of Waste Disposal Fills", Proceeding 8th ICSMFE, Moscow, V.2.2, pp. 207-210.
- Stamatopoulos, A. C., 1998, "Earth Slide on Geomembrane: Closure," Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 124, No. 7, pp. 651-652
- Stamatopoulos, A. C., and Kotzias P. C., 1996, "Earth Slide on Geomembrane," Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 122, No. 5, pp. 408-411

- Tay, J. ; Goh, A.T.C., 1991, "Engineering Properties of Incinerator Residue" , Journal of Environmental Engineering , Vol. 117 , No. 2 , pp. 224-235.
- Terzaghi, K. and Peck, R. B., 1967, Soil mechanics in engineer practice(2end ed.), John Wiley and Sons, Inc., NewYork, N.Y.
- Thiel, R. and von Maubeuge, K., 2002, "Current Industry Performance and Construction Issues Related to GCLs" Proceedings of the 16th GRI Conference on Hot Topics in Geosynthetics II. Geosynthetic Institute, Folsom, PA, December 16-17, pp. 227-241.
- USEPA, 1994, Design, Operation, and Closure of Municipal Solid Waste Landfills, EPA/625/R-94/008, Office of Research and Development
- Van Impe, W. F., 1998, "Environmental Geotechnics: ITC5 activities – State of the art," Proceedings of the Third International Congress on Environmental Geotechnics, Lisboa, Portugal, S^eco e Pinto, Ed., Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 006x, pp. 1163–1187.
- Williams, N. D. amd Houlihan, M. R., 1987, "Evaluation of interface friction properties between geosynthetics and soils", Geosynthetics 1987, IFAI, Mnneapolis, MN, 2, 616-627.

計畫成果自評

計畫成果整體評估

國內工程界與學界均未曾對掩埋場之廢棄物工程性質進行詳細探討，本研究利用室內與現場大型試驗（現地直剪、平鈹載重）求出廢氣物之剪力強度、壓縮性質；並利用室內試驗求出灰渣本身之剪力強度以及其與地工止水膜間的界面剪力強度。以上求出之參數，除可瞭解國內廢棄物工程性質與國外者之不同外，更可提供國內各主管機關與工程顧問機構、學術單位應用，對於國內掩埋場的工程設計有重大意義。

其次，國內對於掩埋場邊坡穩定分析未曾有過深入研究，且絕大多數掩埋場於設計之初或者在進行復育工程時亦未能進行邊坡穩定分析。本研究以國內廢棄物之參數進行掩埋場的邊坡穩定研究，提出可行之安全係數建議與較佳之斷面布置方式，將可以對於各級主管機關與工程設計顧問機構在規劃設計掩埋場時做為參考依據。

本計畫之分析結果可以使得主管機關、操作單位、設計單位對於掩埋場的穩定性有進一步的瞭解，並提供掩埋場設計與營運、封場期間訂定出掩埋場坡高與坡角的基本規劃依據，對於國內掩埋場設計工作頗有貢獻，並可直接提昇國內掩埋場之安全性。

此外，由於國內欠缺掩埋場穩定性的相關研究能力，且幾無學術機構訓練此落人才，因此參與本計畫之工程人員將除可學習相關的試驗方法之外，對於廢棄物、焚化灰渣之工程性質與掩埋場穩定性的整體概念也將有所理解，進而成為未來掩埋場規劃設計與復育設計專長的技術人才。

計畫成果已發表之論文

期刊論文：

范佐憲、**單信瑜**，2007，『廢棄掩埋場現地試驗與三維穩定分析』，台灣公共工程學刊，第三卷 第一期，pp.107~118

研討會論文：

1. 王昱雲、**單信瑜**，2007，『坡地型廢棄物掩埋場邊坡穩定分析』，第12屆大地工程研討會，南投溪頭(NSC 95-2221-E-009-201)
2. 吳佩萱、**單信瑜**，2007，『焚化爐灰渣剪力強度』，第12屆大地工程研討會，南投溪頭(NSC 95-2221-E-009-201)

3. 范佐憲、單信瑜，2007，『廢棄掩埋場現地試驗與三維穩定分析』，第12屆大地工程研討會，南投溪頭(NSC 95-2221-E-009-201) [大會優良論文獎]

研究生碩士論文：

1. 王昱雲，2007，坡地型廢棄物掩埋場邊坡穩定分析
2. 吳佩萱，2007，焚化底渣與地工合成材界面摩擦性之探討
3. 范佐憲，2007，廢棄掩埋場現地試驗與三維穩定分析
4. 李政輝，2008，滲出水淤積對掩埋場穩定及掩埋場變形之影響

附錄一、計畫成果已發表之論文

廢棄掩埋場現地試驗與三維穩定分析

范佐憲¹ 單信瑜²

摘要

雖然台灣的廢棄物處理逐漸以焚化取代掩埋，然而無論是不可燃的廢棄物、焚化灰渣、或者是離焚化場運距較遠的鄉鎮，仍將繼續以掩埋為其主要的處理方式。台灣因為地狹人稠，所以許多掩埋場位於山坡地上，這些掩埋場破壞的主要原因就是在掩埋場的設計時，並未進行邊坡穩定的分析；在營運期間也並未考量到穩定性的問題。本研究的目的是在於利用現地試驗，直接求出廢棄物的剪力強度，並利用這些參數進行邊坡穩定分析。結果顯示，竹南及湖口掩埋場的強度參數內聚力(c)、摩擦角(ϕ)分別為 34.9 kPa、37.9°以及 33.6 kPa、32.1°，竹南掩埋場的廢棄物雖然含有較高比例之一般事業廢棄物，其剪強度參數與湖口掩埋場所得之結果略高。另外以平鈹載重試驗求得的地盤反力係數(K_v)為 875.25 kN/m³與 494.33 kN/m³。在邊坡穩定分析方面，二維與三維的分析結果均顯示邊坡滑動的安全係數隨界面剪力強度降低、廢棄物填埋高度增加、填埋體長度減少而減少。二維與三維分析結果比較，開口型的掩埋場三維分析所得之邊坡滑動安全係數較二維者低，且二者間之區別隨開口之角度增加而減少。

關鍵詞：一般廢棄物，掩埋場，現地試驗，邊坡穩定

IN-SITU DIRECT SHEAR TEST ON MUNICIPAL SOLID WASTES AND 3-D SLOPE STABILITY ANALYSIS

Tsuo-Hsien Fan¹ Hsin-Yu Shan²

Department of Civil Engineering, National Chiao Tung University

ABSTRACT

Due to the limitation of population density and availability of land, a large portion of Taiwan's landfills are located in mountainous area. Current regulations do not require slope stability analysis for these landfills. As a result, almost all of the landfills were not designed to maintain a suitable factor of safety against failure. The composition of Taiwan's solid waste differs considerably from that of the United States or any other country in the world. However, the lack of data of local solid waste poses a great limitation to engineers. The objectives of this research are to collect shear strength data from in-situ tests and perform a series of stability analyses. The results show that the cohesion and friction angle of the MSW at Chu-nan and Hu-kou landfills are 34.9 kPa and 37.9°, 33.6 kPa and 32.1°, respectively. In addition, the coefficients of subgrade reaction, k_v , are 875.25 kN/m³ and 494.33 kN/m³, respectively. Results of 2-D and 3-D slope stability analyses show that the factor of safety increases with lower height of wastes, longer length of waste body, smaller slope angle of the back of the excavation, and steeper face slope of final cover. In addition, 3-D analysis indicates that the factor of safety decreases with the

¹ 國立交通大學 土木工程研究所碩士班研究生

² 國立交通大學 土木工程研究所副教授

widening of the mouth of the landfills on slopes.

Keywords: Municipal solid waste, Landfill, In-situ test, slope stability

一、前言

民國 70 年以前，台灣沒有垃圾焚化爐，垃圾都是掩埋處理，全盛時期全台有 500 多座掩埋場，但是在焚化爐興建運作後，掩埋場已經關閉 300 多座，94 年底止只剩 175 座處於營運中，並預訂於 96 年以後，除偏遠地區外，垃圾將不進掩埋場，並且可能會全部封閉。在 95 年完成 34 處垃圾衛生掩埋場，117 處掩埋場復育綠美化，提升偏遠地區妥善處理率並增加公園綠地及民眾休憩場所，未來每一縣市只保留 1~2 座垃圾掩埋場，主要用途為處理不可燃的廢棄物，如沙發、辦公桌椅等巨大垃圾。

民國 90 年，坡角為 80°之竹東掩埋場崩塌，撐破底層不透水布；95 年八里掩埋場走山，主要原因為大雨造成土石鬆軟、地下水位上升，以及地面水流排放過多，台灣掩埋場破壞案例不勝枚舉，顯示台灣的掩埋場穩定性仍存在著許多問題。

本研究將以實驗的式求取廢棄物相關強度參數，對於山坡地的掩埋場而言，探討三維分析較二維分析為低的開口型掩埋場安全性，以及現場案例分析，將作為未來山坡地穩定分析之參考。

二、相關文獻

2-1 廢棄物單位重

由於廢棄物是由各種物質組成，各地方的生活習慣、各年代所產生的垃圾及測量的方法不同，故一般廢棄物的單位重變化很大，也沒有一定的值。想要正確的計算廢棄物的單位重困難處在於(Fassett et al., 1994)：

- (1)掩埋的廢棄物組成成份不一致；
- (2)想要得到足夠代表現場條件的試體很困難；
- (3)廢棄物成份不穩定的特點使得取樣和試驗都很困難；
- (4)廢棄物的性質隨時間而改變。

一般固體廢棄物的單位重可以透過多種方法量測，室外試驗方面如大尺寸盒量測、試坑量測、 γ 射線量測、垃圾垂直方向應力量測及計算掩埋場的體積及進場的垃圾重量計算求得等方法；室內試驗如有用重模的大或小試體計算、分別計算垃圾成份的單位重以及百分比加權求得，國內外學者曾經由各種方法求單位重值(Merz and Stone, 1962; Schumaker, 1972; Sower, 1973; Bromswell, 1978; Dvinoff and Munion, 1986; Sargunan et al., 1986)，重模後夯實的單位重依夯實的程度約在 3.92~8.83 kN/m^3 間，可以相差在 4.91 kN/m^3 以上，大致上不超過 9.81 kN/m^3 ；現場量測值大約在 4.91~6.87 kN/m^3 ，依覆土與垃圾的比例不同最大可達到 9.81 kN/m^3 以上；而年代較久之垃圾

層經生物分解及壓密沉陷後也可達到 9.81 kN/m^3 以上，由此可知單位重的變化大是因為倒入的垃圾成份不同、含水量不同、壓實程度不同以及每天的覆土量不同等原因造成。

行政院環保署委託逢甲大學所作的實驗分析得知(環保署, 2004)，89 年到 93 年度之單位容積重全國平均值約為 1.60±0.05 kN/m^3 ；表 1 為各國文獻建議的單位重值，其值皆在 4.91 kN/m^3 以上，遠大於環保署近年調查的一般廢棄物平均單位重，當實驗過程因四分法後採集到較多之輕物質(如塑膠、紙類等)，其單位重將可能偏向低值，而若廚餘或不燃物比例較高，單位重則可能偏高，這是環檢所的試驗標準所取得的數據，並不適合大地工程分析使用。

表 1 各國文獻(Dixon and Jones, 2004)

國家	單位重 (kN/m^3)	備註	文獻
英國	5.98	使用 21 噸的夯錘，離地 2m	Watts and Charles (1990)
	8.04	使用 21 噸的夯錘，離地 0.6m	
比利時	5.00~ 10.01	不同的夯實程度	Manassero et al. (1996)
法國	6.97	地表的新鮮一般廢棄物	Gourc et al. (2001)
美國	5.98~ 6.97	新掩埋的一般廢棄物	Kavazanjian (2001)
	14.03~ 20.01	高度降解	

Kavazanjian et al. (1995)等整理相關文獻，並將結果歸納成單位重深度曲線如圖 1 中的實線，而 Fassett et al. (1994)等也將結果顯示於圖中之虛線，結果顯示表面的廢棄物單位重範圍相當大，約在 3.53 ~6.47 kN/m^3 之間，其極限值約為 3.00 kN/m^3 ，約在深度 30 m 時，單位重開始成曲線增加，50 公尺後約為定值 12.50 kN/m^3 ，常見之廢棄物平均單位重約為 8.50~10.00 kN/m^3 。

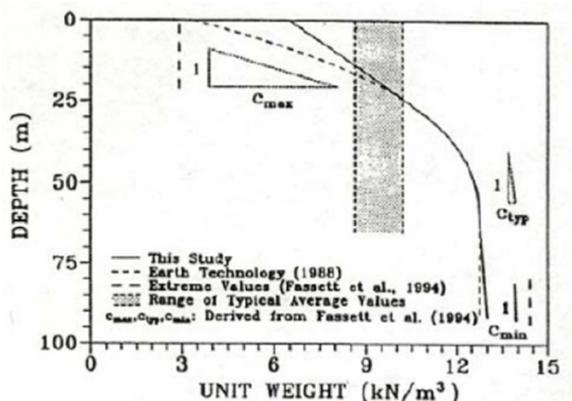


圖 1 固體掩埋物單位重深度曲線(Kavazanjian et al., 1995)

的凝聚力有可能是廢棄物顆粒的交疊或咬合作用造成，顯示廢棄物的“凝聚力”是一個重要的特性不可忽略。

此外，固體廢棄物之應力應變關係也明顯與一般土壤材料不同。固體廢棄物之三軸壓縮試驗顯示，在軸向應變超過 30%後，其應力仍持續上升，並無達到穩定值之跡象(Singh and Murphy, 1990; Machado et al., 2002)。因固體廢棄物之破壞應變明顯遠高於一般土壤材料，當掩埋場之基礎土壤達到尖峰強度時，固體廢棄物只發揮了部分強度，直到累積足夠剪應變，固體廢棄物達到破壞強度後，才會發生明顯可見穿透廢棄物堆填邊坡之破壞，此時其下之基礎土壤可能已達到其殘餘強度。因此，進行掩埋場邊坡穩定性分析時，若基礎土壤及固體廢棄物同時採用尖峰強度可能導致不保守的結果。

2-2 廢棄物剪力強度

相較於一般土壤材料，固體廢棄物成份複雜、形狀差異極大，以及長期掩埋後物理及化學變化的影響，強度將隨時間而變化，因此無法取得具代表性之試體進行試驗。

估算廢棄物的強度參數一般利用室內大型直剪試驗、現地大型直剪試驗、三軸試驗、反算分析等方法推估。

表 2 為國外一些學者以上述方法求得之剪力強度值。Landva and Clark (1990)將不同時間同一地點及粉碎後的廢棄物進行室內大型直剪試驗，結果顯示其內摩擦角約在 24°~42°之間，這些材料也存在 0~23 kPa 的凝聚力。

Singh and Murphy (1990)根據室內、現場試驗以及通過反算得到強度資料，發現垃圾強度在本質上的極大差異性，但仍歸納出此值的範圍大致分布在 c (kPa) = $-2.35\phi(^{\circ}) + 81 \pm 17$ 內。

Kavazajian et al. (1995)依照各種試驗結果，提出了一條折線形的強度包絡線，當正向應力低於 30.0 kPa 時，取凝聚力為 24.0 kPa，摩擦角為 0°；當正向應力大於 30.0 kPa 時則取凝聚力為 0 kPa，摩擦角 33°。

Eid et al. (2000)則綜合大型直剪結果及已發生破壞之現地掩埋場反算分析結果，建議固體廢棄物之強度可取凝聚力 25.0 kPa 及摩擦角 35°。然而 Kavazajian et al. (2001)針對 Eid et al. (2000)所收集的強度資料特別指出，當正向應力超過 150.0 kPa 後，摩擦角有明顯降低的現象，因此固體的廢棄物不適合以單一線性來描述。

Mitchell and Mitchell (1992)觀察到，當掩埋場挖一直立壁面的深溝，其溝仍然能保持長期的穩定，雖然此時

表 2 廢棄物剪力強度值(Sadek and Manasseh, 2004)

剪力強度參數		文獻來源	剪力強度參數		文獻來源
c (kPa)	$\phi(^{\circ})$		c (kPa)	$\phi(^{\circ})$	
Direct Shear (LAB)			Back analysis		
19	42	Landva & Clark (1986)	29	22	Pagotto & Rimoldi (1987)
19	38		78	1	Singh & Murphy (1990)
10	33.6	80	8.5		
16	33	Landva & Clark (1990)	60	15	
19	39		57	3	
22	24		40	13	
35	0	Singh & Murphy	0	35	
70	20		0	38	

65	3	(1990)	35	14	
0	38		20	20	
0	42		18	20	
15	31		27	19.5	
0	39	Singh &	Misc.		
0	53	Murphy (1990)	0	35	Martin & Genthe (1993)
0	41	Golder Assoc.(1993)	10	25	Cowland (1993)
5	40	Del Greco & Oggeri (1993)	10	17	Jessberger et al.(1994)
40	39		15	35	Singh & Murphy (1990)
5	20		23.5	20	
24	22		0	35	
10	25		6	23	Kolsh et al. (1993)
70	20		8	30	
23.5	22		11	32	
7	42	Jessberger et al. (1994)	10	23	Fasset et al. (1994)
28	26.5		10	32	
27.5	20	Gabr & Valero (1995)	7	38	Jessberger et al. (1994)
0	39		0	30	
10.5	31	Jones et al. '97	0	40	
50	35	Pelkey (1997)	15	15	Kolsh (1995)
0	26		18	22	
43	31	Kavazanjian et al. (1999)	5	25	Jones et al. (1997)
24	18	Mazzucato et al. (1999)	0-50	35	Eid et al. (2000)

In-situ tests			Triaxial tests(LAB)		
80	1	Singh &	100	0	Gabr & Valero (1995)
100	1	Murphy (1990)	40	0	(c_{uv}, ϕ_u) (c', ϕ')
10	18	Richardson & Reynolds (1991)	16.8	34	
10	43				
10	30	Whitiam et al. (1995)			
22	18.2	Thomas et al. (2003)			

2-3 土工合成材界面剪力強度

土工膜布通常用來分隔廢棄物與地下水，防止潛在的地下水污染，具有施工迅速、不須嚴格控制含水量及夯實度、不易因伸縮產生裂縫等優點，在現代掩埋場中已大量使用，不只要了解它們的受力情形，它們與覆土間的界面作用力，在台灣的山坡地掩埋場更是重要的技術指標，因此土工止水系統的介面參數選用是非常關鍵的，通常台灣是以光滑的高密度聚乙烯(Smooth HDPE)為不透水層。

在阻水系統中存在著可能的兩個滑動面，分別為現地土壤與土工膜布以及覆土與土工膜布如圖 2 所示，至於如土工膜布等土工合成材之張力 T 則依圖 3 所示，由上下二介面剪力大小決定，只有邊坡角度 β 小於各介面的摩擦角，所有的土工合成材構件都不會產生張力，且邊坡穩定之安全係數都大於一，但只要在上界面剪力大於下界面剪力時，土工合成材構件就會產生張力，邊坡愈長則邊坡上鋪設之土工合成材料(包括土工止水膜)所受張力愈大，故邊坡長度應予以限制。

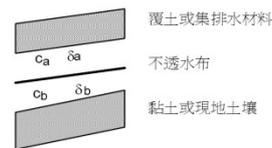


圖 2 土工膜布之界面

強度參數(單信

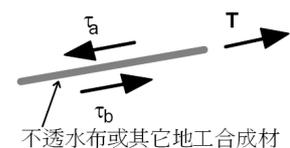


圖 3 土工膜布張力與界面

面剪應力圖(單信

瑜, 1999)[18] 瑜, 1999)[18]

表 3 舉出曾經以標準之檢驗方(ASTM D5321)土壤與 Smooth HDPE 求出介面強度之參數值。

Martin et al. (1984)[19]研究發現, 土與土工止水膜之間的摩擦角總是低於土與土之間的摩擦角, 土工止水膜越光滑堅硬, 它與土之間的摩擦角就越小(如 HDPE)。

Mitchell et al. (1992)[20]指出介面摩擦角不但受材質本身, 接觸面性質、土壤的含水比都有一定程度的影響。Williams and Houlihan (1987)[21]研究在不同種類的土壤及各種濕潤度下, 土壤與土工止水膜的摩擦角 δ 範圍約在 17°~27°間, 而土壤與織物類之摩擦角可到達 30°。

表 3 HDPE 界面強度參數值(劉家男, 2004)

Geosynthetic	Soil	Test Condition	σ_v (kPa)	Shear Rate (mm/min)	δ	c_s (kPa)	Reference
Sm HDPE	sand	hydrated	20-60	0.0025 -0.25	26-28	0	Koutsourais et al.(1991)
Sm HDPE	sand	saturated	14-100	0.127	17-18	0	Martin et al. (1984)
Sm HDPE	sand	saturated	5-25	0.3	19-27	0.6- 0.7	Williams and Houlihan (1987)
Sm HDPE	Sapelite	saturated	5-25	0.3	21	0.4	Williams and Houlihan (1987)
Sm HDPE	clay	saturated	5-25	0.3	25	1	Williams and Houlihan (1987)
Sm HDPE	sand	drain	-	-	18	0	Mitchell et al. (1992)
Sm HDPE	clay	compacted	-	-	15	-	Mitchell et al. (1992)

2-4 廢棄物承載力

在對土地資源有限的台灣, 於土地的高度利用之要求下, 掩埋場有愈往上堆的趨勢, 日後封閉後常會興建建築物(如公園、停車場、活動中心、會議中心、購物中心等), 對於場址的承載力不能忽視(陳榮河, 1997)。

Singh et al. (1990)將掩埋場分為兩類: 高度低於 60 m、坡度比 3 : 1、場址底部土壤不排水剪力強度大於 192 kN/m²者, 傳統土壤邊坡穩定分析可應用於此; 但是對於高於 68 m, 坡度較陡(1.5~2H to 1V), 及位於軟弱土壤(s_u 小於 96 kN/m²)上方者, 除了傳統的邊坡穩定分析外, 還要包括承載力分析。推算承載力可用圓錐貫入試驗或平鉞載重試驗求取, 不過安全容許應力由沉陷量決定。

Schumaker (1972)建議容許承載力約在 24.5~ 39.2 kPa; Sargunan et al. (1986)根據 Meyerhof (1956)之建議取承載力 $q_a = q_c/40$ (q_c 係由靜態錐式貫入試驗而得), 並得承載力為 29.4~39.2 kPa。

許多學者已針對各類土壤提出其預估之地盤反力係數範圍, 近年來在國內則有謝旭昇及程日昇(1996)提出一組地盤反力係數建議值, 如表 4 所示, 並認為地盤反力係數值 K_v 基本上和 SPT-N 值有一正比關係。

表 4 建議地盤反力係數範圍(謝旭昇及程日昇, 1996)

土壤種類	K_v 之範圍 (t/m ³)
粘性土壤:	
極軟	< 500
軟弱	500 ~ 1000
中等堅實	1000 ~ 2000
堅實	2000 ~ 4000
極堅實	4000 ~ 8000
堅硬	> 8000
砂質土壤:	
極疏鬆	< 800
疏鬆	800 ~ 2000
等堅密	2000 ~ 6000
緊密	6000 ~ 8000
極緊密	> 8000
承載層	8000 ~ 10000

2-5 邊坡穩定分析方法

一般常用之邊坡靜態穩定分析方法, 常用者多以極限平衡法概念所衍生之方法, 此次將以三維的穩定分析方法來分析之, 其理論基礎大致與二維的假設相同。

CLARA-W 是視窗版的三維邊坡穩定分析軟體。本程式可選擇四種常用的邊坡穩定分析法: Bishop 簡化法、Janbu 法、Spencer 法及 Morgenstern-Price 法, 表 5 就上述四種方法介紹其特點及適用性:

表 5 各種切片方法之比較(施國欽, 2001)

分析種類	切片側力之考慮	切片力平衡	適用性
Bishop	剪力 $T_L=T_R$	$\Sigma F_y=0$	圓弧破壞
Spencer	側力互相平行	$\Sigma F_y=0$ $\Sigma F_y=0$ $\Sigma M=0$	圓弧及非圓弧破壞
Morgenstern-Price	剪力 T 、正向力 E 及壓力 P_w 均考慮	$\Sigma F_y=0$ $\Sigma F_y=0$ $\Sigma M=0$	圓弧及非圓弧破壞
Janbu	T 、 E 均考慮, 簡化分析時, 先不考慮側力, 最後依經驗乘以修正係數	$\Sigma F_y=0$ $\Sigma F_y=0$ $\Sigma M=0$	圓弧及非圓弧破壞

2.6 邊坡穩定之三向度效應

現實世界中邊坡滑動破壞均是以三向度呈現, 過去許多研究顯示, 在許多情況下, 三維分析通常大於二維分析的結果, 張睦雄(2005)曾經以三維分析探討滑動面幾何形狀可能造成之三向度效應(E_3), 以及對邊坡的穩定性之影響。其中, 定義三向度效應:

$$E_3=(F_3-F_2)/F_2$$

其中 F_3 表示三向度安全係數, 或是邊坡實際上之穩定性; F_2 則是最大斷面之二向度安全係數。若為對稱之滑動面, 最大斷面即為中央對稱斷面。

他提出了下列結論:

- (1) 影響三向度效應源自於滑動幾何參數: 滑動體寬/高比、兩側面展開角與其傾角; 材料參數之影響可忽略。
- (2) 當滑動面寬度小於 5~10 倍高度時, 三向度效應開使產生。當寬度大於 10 倍高度時, 三向度效應不明顯, 可視為二向度問題。
- (3) 當滑動體兩側面閉合, 平行, 乃至微開時, 三向度效應為正, 表示邊坡之穩定性較二向度分析為高。當兩側開口過大(如開口型或畚箕型), 其傾角約 10°~75°範圍時, 出現負效應, 顯示邊坡穩定性較二向度分析為

低。

- (4) 三向度效應在某些情況下造成傳統二度空間分析不利之影響。對正向分析而言, 負效應的產生將使傳統分析高估邊坡穩定性; 對反向分析而言, 正效應的形成會使傳統分析高估材料強度。
- (5) 對於凝聚型之滑動面強度特性而言, 其三向度效應將大於摩擦型滑動面材料之三向度效應。

三、研究方法

3-1 廢棄物基本性質分析

3-1.1 採樣方法、單位重試驗

為了得到低擾動試體, 本次實驗將定製一個取樣盒, 其取樣步驟如下:

- (1) 訂製一個內側 50 cm×50 cm×40 cm 的木製取樣盒。圖 4。
- (2) 先以挖土機去除表土並修飾出試體的雛形。
- (3) 在以人工的方式慢慢修除側邊多餘的垃圾, 使取樣盒自由落下, 直到低於試體的高度 10 cm 為止。
- (4) 將多餘的垃圾去除與外盒齊平, 再將盒中的垃圾取出至與盒底一致, 並將垃圾放入密封容器內送回實驗室。圖 5。

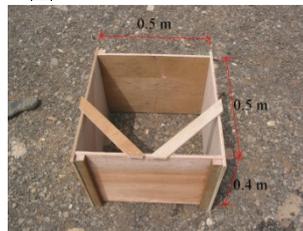


圖 4 取樣盒



圖 5 套入取樣盒

3-1.2 含水比試驗

本實驗採用環保署環檢所規定之「一般廢棄物水份測定方法」(NIEA R213.20)。

3-1.3 垃圾組成試驗

本試驗以上述之單位重與直剪試體進行廢棄物之乾基分類, 使用烘箱 110°C 乾燥一天至二天以上再進行分類, 其中可燃物垃圾分為塑膠類、紙類、木竹類、纖維類; 不可燃物分為金屬類、玻璃類及其它類(含 5 mm 以下之雜物、碎屑)等。

3-2 現地直接剪力試驗

現地直接剪力試驗採“傾斜載重直接剪力試驗”(Inclined load direct shear test), 此一試驗原本目地為求得岩體弱面之強度參數。試驗配置及建議剪力施加傾斜角度如圖 6 所示。試驗流程可參考國際岩石力學協會(ISRM)

建議之岩體節理試驗方法 (Lama and Vutukuri,1978; Brown,1981), ASTM 關於現地直剪試驗規範為 D4554-90 亦可參考(ASTM,1993)。

本次試驗依一般性廢棄物材料特性, 設計現地直剪試體為 80 cm×80 cm×40 cm, 進行四組不同正向應力 50 kPa、100 kPa、200 kPa、400 kPa 之反覆剪力試驗。

呆重或反力地錨提供之載重

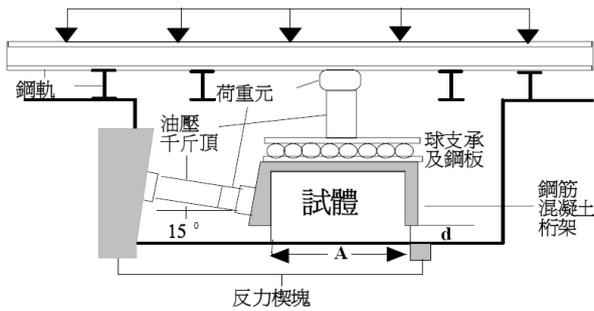


圖 6 直接剪力試驗現場佈設示意圖

3-3 平鈹載重試驗

承壓鈹採用最大直徑為 75 cm 之圓形鋼鈹進行試驗。靜載重採用載重樑、鋼樑及鐵筒(8 m³)作為上部荷重。可參考 ASTM 關於現地直剪試驗規範 D1194-72。

平鈹載重試驗承載力估計係由試驗資料繪得"載重~沉陷量關係曲線", 並以其降伏點或沉陷量達 0.5 英寸時之對應載重為極限承載力(q_u), 並取極限承載力之一半為容許承載力(q_a)



圖 7 直接剪力試驗現場佈設示意圖

3-4 CLARA-W 程式分析

3-4.1 程式簡介

CLARA-W 為加拿大 O. Hungr Geotechnical Research, Inc. 所發展之三維邊坡穩定分析軟體。其可採用之分析方法包括: Bishop's Simplified Method、Janbu Simplified、Spencer's Method 以及 Morgenstern-Price Method。上述之各種方法中之前三者推展到三維分析時,

各直條元素上之側向力方向均假設為與元素之底部平行。此外 Morgenstern and Price 法的側向力均採用 half-sine 函數, 並不考慮其他的假設方式。

CLARA-W 具視窗化之輸入輸出界面, 圖 8 為建立新的分析項目畫面, 此時須進行單位的選定, 設定 X 軸、Y 軸的範圍及解析度, 也可以變成 2 維的分析方法圖 9 中顯示在三維地形時有三種內插的方法可供選擇(如正交、非正交、軸對稱)。圖 10 為剖面的輸入畫面, 輸入順序為地層、剖面, 先將某一斷面的地層輸入後, 再進行下一剖面, 為了便於建立三維地層, 也可使用 copy 項中的 copy layer 及 copy section 來簡化步驟。

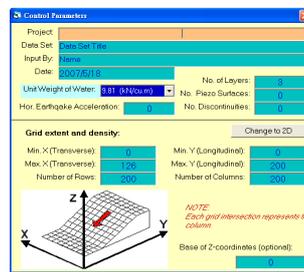


圖 8 CLARA-W 使用範例-建立分析項目

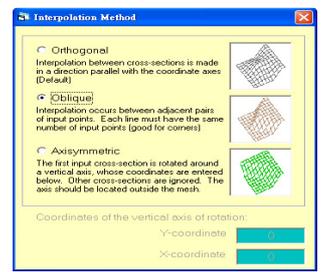


圖 9 CLARA-W 使用範例-地形內插方式

在破壞面形狀的選擇上有四種破壞面型式:

- (1)Ellipsoid: 可用自動搜尋及給定範圍搜尋破破壞面及安全係數。給定切線間距、圓心、橢圓率(Re, X 向直徑/Y 向直徑, 如圖 11)等;
- (2)Wedge: 須指定破壞面。給定走向, 傾向、傾角等;
- (3)General: 須指定破壞面輸入方法;
- (5)Composite: 複合型, 為上列方法之組合。

分析步驟說明:

- (1)將預先設定好的材料參數、地層數、剖面數、使用單位等依照指示一步一步輸入相關位置。
- (2)設定剖面。直接在此軟體畫出, 但也可使用 GRD 檔案輸入。
- (3)選擇分析方法。此處選用 Spencer 法(非圓弧破壞)。
- (4)選擇破壞模式。選擇一般型式的破壞方可指定破壞面。
- (5)指定破壞面。取界面厚度之半, 直接在操作畫面作圖。
- (6)分析結果輸出。

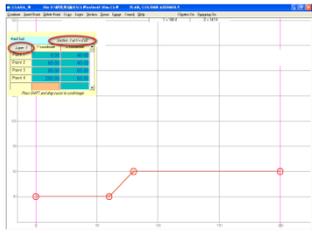


圖 10 CLARA-W 軟體使用範例-剖面輸入

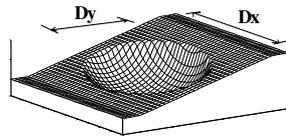


圖 11 橢圓率示意圖

3-4.2 研究方法流程

本研究將以實地分析的方式以湖口掩埋場為例，初步判斷因為土層坡度較小、廢棄物坡高較高加上垃圾邊坡離內側遠，因此極有可能沿固體廢棄物內部破壞之方式破壞，並且為圓弧滑動，其分析流程為圖 12 所示之藍色路徑。

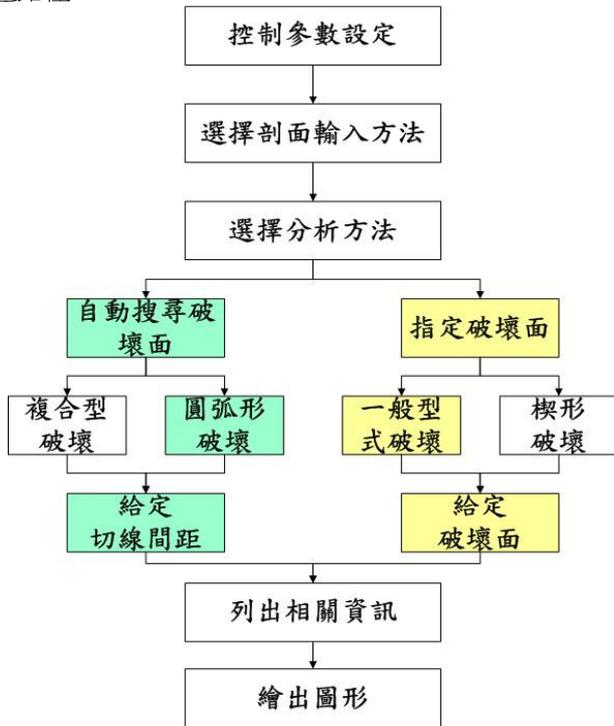


圖 12 CLARA 使用流程圖

另一方面，國內掩埋場如頭份掩埋場或峨眉掩埋場(圖 13、圖 14)等興建在山谷中，一些開口呈現酒瓶狀或是喇叭狀，通常這類掩埋場既深又陡，若是不透水布錨定端後方的防水未處理好，雨水或地下水極容易滲入土工膜布周圍，並降低土壤與不透水布間之摩擦力，此類的掩埋場容易沿阻水系統破壞，其分析流程為圖 12 所示之黃色路徑。這部份的重點在於探討三維分析和二維分析之差異性，因為掩埋場的形狀和三維分析與二維分析

的差異有直接的關係，因此在假設掩埋場形狀時，選擇以三維分析會較二維分析安全係數較低的「開口型」(喇叭型)掩埋場進行比較。



圖 13 頭份掩埋場(酒瓶狀)



圖 14 峨眉掩埋場(喇叭狀)

以下分別為上述二項穩定分析之說明：

1. 模擬開口狀邊坡穩定分析

A. 基本剖面假設說明：

- (1) 以對稱的分法切成八個斷面， β 為掩埋場開口大小、 L 為掩埋場縱向深度、 B 為內側寬度、 H 為坡高，其中假設垃圾邊坡及開挖土坡為 45° ， B 為 20 m 。圖 15(a)(b)。
- (2) 由於立體的形狀設定不易，斷面 2 與斷面 3、斷面 6 與斷面 7 之間距設為 0.2 m (土工止水膜之覆土厚)。
- (3) 廢棄物最終掩埋形狀與外側地表一致，圖 15(c)。
- (4) 假設破壞面位於覆土厚度之半。

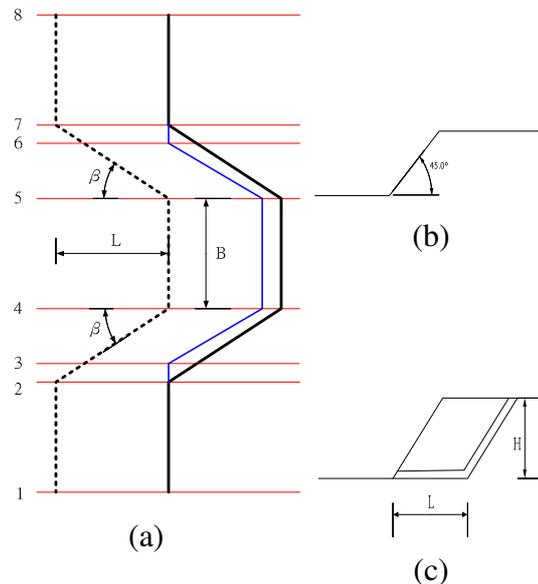


圖 15 剖面示意圖

B. 參數假設說明：

- (1) 假設破壞面介於掩埋場底部的廢棄物或土工膜布與土壤的介面之間，也就是土工膜布與土壤、土工膜布與土工氈、土工膜布與土工織物的等界面。

此處掩埋場背靠土坡視為堅硬層，破壞面不會通過。

- (2) 考慮垃圾和覆土的比例以及長期掩埋發生分解沉降以後，垃圾層趨於穩定狀態，垃圾層之單位重從地表以下假設為 10 kN/m^3 (約 1 t/m^3)。
- (3) 一般土壤之單位重約為 $16 \text{ kN/m}^3 \sim 18 \text{ kN/m}^3$ ，因為土工膜布鋪於斜面夯實不易，故假設土壤與土工膜布夯實後未達最緊密狀態取單位重為 16 kN/m^3 。
- (4) 根據文獻及本次試驗結果取垃圾之摩擦角 ϕ 為 30° ，並不考慮 c 值的影響，此參數的假設偏向保守。

分別考慮土工止水膜與覆土界面間的摩擦角 δ 為 10° 、 15° 及 20° ；掩埋長度 H 為 20 m 、 40 m 、 60 m ；開口角度 β 為 30° 、 45° 、 60° 。

2. 湖口掩埋場邊坡穩定分析

A. 斷面假設說明：

- (1) 掩埋場開挖面與擋土牆隨著地形呈北高南低的走向，掩埋場的南側、北側及東側為原地地形並未開挖，西側則是擋土牆，滑動方向與邊坡一致同為向西滑動。此次分析的範圍南北寬度 100 m (橫向)、東西長度 150 m (縱向)。
- (2) 開挖面為階梯狀，分為四階，每階高度 2 m (圖 16)，邊坡水平總長度為 80 m 到 110 m 不等。分析的邊坡規模(深度與前後方距離為邊坡高度一倍的距離之外)遠小於實際的掩埋範圍，可以忽略邊界效應對分析結果之影響，否則實際邊界狀況皆應予以模擬，但開挖底面以及最終掩埋面為不規則型，故考慮以三維分析之。
- (3) 擋土牆為重力式擋土牆，由南至北分別由高度 6 m 增加到 7 m ，並假設此擋土結構無止滑樁等增加摩擦力之系統。
- (4) 廢棄物的邊坡形狀以現場測量取得，由於掩埋年代久遠，基準點已被移除或埋沒，斷面形狀經由擋土牆頂點反推算，如圖 17。
- (5) 僅在 $x=0 \text{ m}$ 、 25 m 、 45 m 、 100 m 等轉折處切剖面，除了此四個剖面位置外，其他剖面形狀以內差法完成。
- (6) 最後一階高度 6 m 到 10 m 不等，坡角約為 45° ，忽略掩埋前土壤本身的邊坡穩定問題。

B. 參數假設說明：

- (1) 場址的土壤屬於卵礫石層，假設土壤 $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$ 、 $\phi=33^\circ$ 、 $c=0 \text{ kPa}$ ；重力式擋土牆 $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ 、 $\phi=35^\circ$ 、 $c=30 \text{ kPa}$ ；垃圾 γ 為 10 kN/m^3 、 $\phi=30^\circ$ 、 $c=30 \text{ kPa}$ 。
- (2) 擋土牆後邊坡高差 6 m ，假設排水良好，忽略地下水的影響。
- (3) 不計水平地震力加速度。

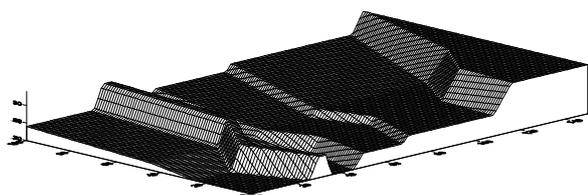


圖 16 開挖底面圖

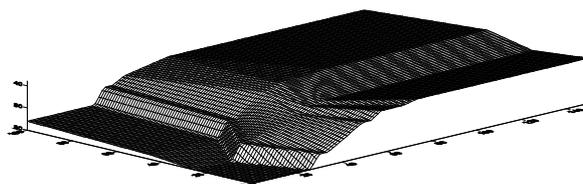


圖 17 最終掩埋面

四、研究結果

4-1 廢棄物基本性質

A. 單位重、含水比

試驗所得之單位重、含水比隨著組成及深度而改變，此次以地表覆土下一公尺處為取樣處，量測湖口及竹南掩埋場廢棄物的單位重與含水量，另外以環保署環檢所規定之「一般廢棄物(垃圾)採樣方法」(NIEA R124.00C)實施採樣。

經過量測後，湖口掩埋場的單位重大致在 $4.41 \sim 5.40 \text{ kN/m}^3$ 之間，平均單位為 5.02 kN/m^3 ；竹南掩埋場廢棄物單位重最高可達到 7.36 kN/m^3 ，平均單位重為 6.37 kN/m^3 ；而以標準採樣方法求得之平均單位重為 2.60 kN/m^3 以下，甚至大於環保署統計的 1.60 kN/m^3 。由文獻回顧指出，固體廢棄物的單位重除了壓密程度的影響外，組成及實驗方法也決定其大小，在此二處的實驗結果也顯示，湖口試體較輕質的物質，如塑膠佔了一半以上，較重的組成物如砂、土、礫石，相對之下所佔比例則低，竹南試體則反之；在實驗的方法上，以標準採樣方法經由提起容器 30 cm 令其自由落下，以慣性作用將廢棄物夯實，屬於高度擾動的試體，與不擾動試體或壓密試體所得結果差異性大，研判所得之結果不具代表性。

Sowers (1968)指出，固體廢棄物的原始含水量一般為 $10\% \sim 35\%$ 。一般來說，含水量將隨有機含量的增加而增大。觀察到湖口廢棄物形狀，廢棄物依然呈現原始袋狀的堆疊(圖 18)，雖然塑膠本身含水量不高，一旦水份進入垃圾袋中將難以排出，袋中的果皮、廚餘等高含水量的垃圾其水份，可能比「塑膠袋」更重，在湖口試體中發現，含水比甚至大於一，足以說明此現象。竹南試體中，砂石含量高、單位重較重、廢棄物破碎(圖 19)，相較之下有機含量較低，含水比自然比較低。



圖 18 湖口掩埋場廢棄物狀態 圖 19 竹南掩埋場廢棄物狀態

B.廢棄物組成

湖口及竹南試體組成如圖 20、圖 21 所示，湖口試體塑膠類佔 72%，其它類佔 20%；竹南掩埋場塑膠類佔 26%，其它類佔 71%，上述二類組成佔全部試體的 90%以上，造成的原因可能有以下幾點：

在 A 部份描述，湖口掩埋場大部份袋裝垃圾未破碎(圖 18)，垃圾分類時未確實把部份塑膠袋中的其它物質取出，或是附著於塑膠上的其它物質(如鐵類)無法分類(如電話、遙控玩具等)，另外有些家庭把廚餘直接放入塑膠袋中丟棄，烘乾後附著在袋中，無形中增加塑膠類重量，這些很可能是造成湖口掩埋場塑膠類佔 72%的原因。

觀察到竹南掩埋場的塑膠類破碎一致(圖 19)，研判可能為事業廢棄物，覆土佔的比例不但關係單位重大小，並使組成改變，取樣的試體單位重較大(約 7.0 kN/m³)，其它類佔 71%，研判取了一部份的覆土，其它類中大部份為土壤、砂石及廚餘等。

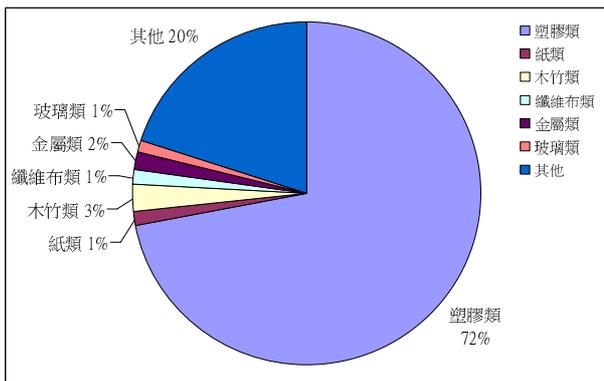


圖 20 湖口掩埋場廢棄物乾基組成

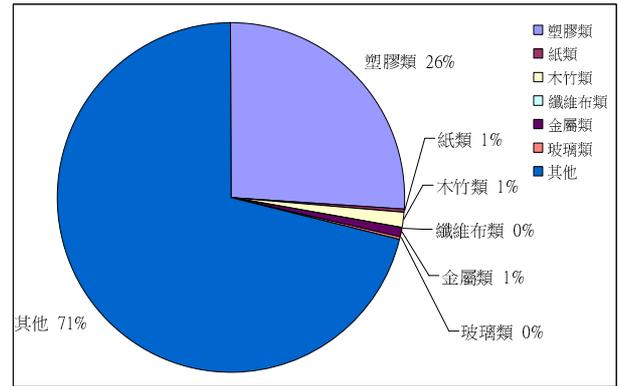


圖 21 竹南掩埋場廢棄物乾基組成

4-2 現地直剪試驗

現地直剪試驗所得之應力-應變曲線如圖 22、圖 23 所示。為因應廢棄物之特性，本實驗之剪位移達 20 cm 以上，原本設定之四個正向應力(約 30 kPa、50 kPa、100 kPa、150 kPa)，因現場廢棄物本身壓縮性較大導致試體剪動過程中的沉陷和傾斜，因此試體破壞時之正向應力與原本設定者有所出入。

之前有提到，曾經有學者發現垃圾在變形量超過 30%，應力仍有上升的趨勢(Singh and Murphy, 1990)，此次的實驗範圍內，應力-應變的曲線為無明顯尖峰點的塑性破壞，在土壤力學理論上，軟弱黏土及鬆砂會出現此種曲線，根據 ASTM 的建議，以剪應變到達 10%所對應的剪應力為破壞剪力，但垃圾在剪應變達 20%以上時，剪應力仍然持續增加，結果與文獻一致，此一特性在邊坡穩定的預防上有預警的效果。

湖口試驗應力-應變曲線並非成平滑曲線，依現場觀察垃圾袋保持良好的狀態下，垃圾受剪時，整袋垃圾包含滾動及滑動，部份垃圾必須越過另一袋垃圾的最高點後才產生滑動，在越過一袋垃圾前，必須提高剪力強度，之後只要增加少許的剪應力就可提供足夠的位移，此種現象類似緊砂受剪時產生的剪脹行為、鬆砂的剪縮行為，因此在固定的剪應變速率下，此兩種行為反覆發生，可以解釋湖口試體的剪應力-剪應變曲線為非平滑曲線，竹南較為平滑的原因。

湖口及竹南八個試體所組成的垃圾強度參數分別為 $c=33.6$ kPa、 $\phi=32.1^\circ$ 及 $c=34.9$ kPa、 $\phi=38.0^\circ$ ，如圖 24、圖 25 所示，大致在第二章所提到文獻的範圍內。前小節有說明，湖口試體較為「鬆散」，垃圾的互制力靠每一袋垃圾間的摩擦力產生；竹南試體較為「緊密」，研判試體的剪力強度包含了砂石與破碎垃圾提供的互制力。

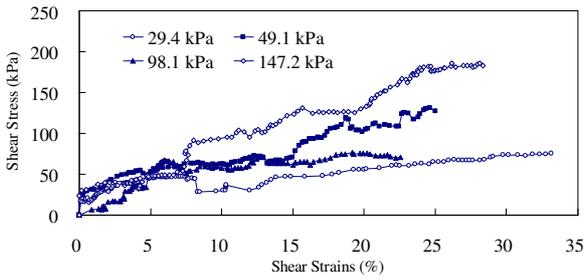


圖 22 現地直剪應力應變圖(湖口)

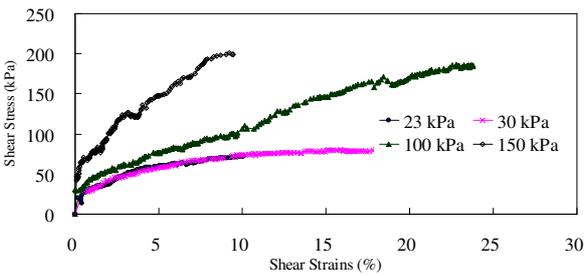


圖 23 現地直剪應力應變圖(竹南)

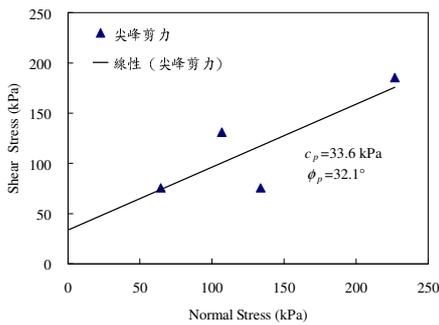


圖 24 現地直剪試驗結果曲線圖(湖口)

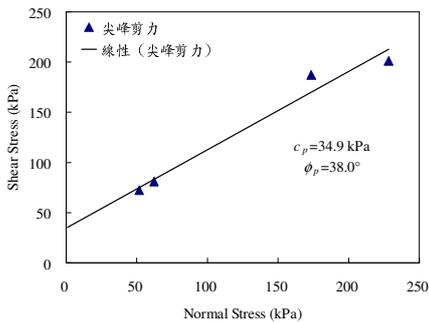


圖 25 現地直剪試驗結果曲線圖(竹南)

4-3 平鈹載重試驗

圖 26 與圖 27 為載重-沉陷量曲線，根據 ASTM 建議，載重-沉陷量曲線無明顯破壞點，取試驗沉陷量等於 0.5”所對應試驗載重作為極限承載力，分別得到湖口及竹南的極限承載力 q_u 為 5.69 kPa、11.87 kPa，有學者研究指

出，主要壓縮發生的時間短，大約佔總沉陷量的 10%~30%；次要壓縮發生時間長，產生沉陷量可達 25%，以土壤力學的觀點，試驗總沉陷偏大，若以 0.5”沉陷量作為判斷極限承載力的標準，並不適用於廢棄物的分析，在生物分解持續降到一定值之前，建築物的容許承載力應由沉陷量控制。

此次取試驗沉陷量等於 1”所對應試驗載重計算地盤反力係數，分別得到湖口及竹南的極限承載力 q_u 為 11.38 kPa、22.17 kPa，日後並可依據工程特性訂定工程容許沉陷量，由載重與沉陷量互制關係決定容許承載力。若取沉陷量 1”時，所對應竹南試驗載重計算地盤反力係數 K_v 約為 875.25 kN/m³ (89.22 t/m³)，依謝旭昇及程日昇(1996)提出的地盤反力係數建議值，屬於極疏鬆砂土或極軟弱黏土。

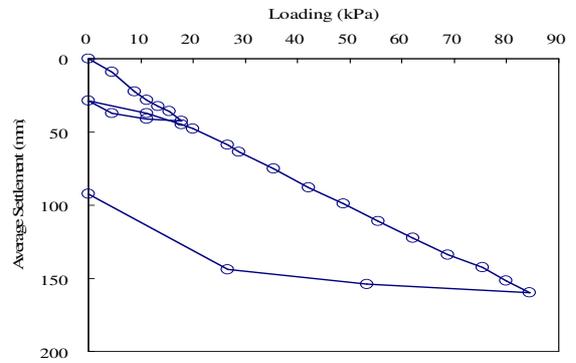


圖 26 平鈹載重試驗沉陷-載重曲線(湖口)

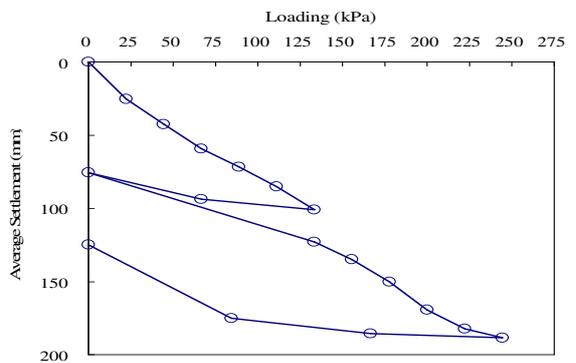


圖 27 平鈹載重試驗沉陷-載重曲線(竹南)

4-4 掩埋場邊坡三維穩定分析

4-4.1 模擬開口狀邊坡穩定分析

A. 幾何參數影響

表 6 至表 8 及圖 28 說明掩埋場開口大小(β)、縱向深度(L)及坡高(H)關係之安全係數值，根據圖中可知三維分析所得之安全係數結果與二維分析結果是一致的，亦即

當掩埋高度 H 增高時，安全係數隨之降低；當掩埋場的長度 L 增加時，安全係數增大；而界面摩擦角 δ 對於安全係數更是有關鍵的影響。由圖 28 中則可得知開口型坡地掩埋場之開口角度對於安全係數之影響，開口角度愈大則安全係數愈低，但就已分析之開口角度範圍 $30^\circ\sim 60^\circ$ 而言，當安全係數愈大時(亦即 H 愈小與 L 愈大)，開口角度影響愈大；反之，當安全係數愈小時(亦即 H 愈大與 L 愈小)，開口角度的影響愈小。但在開口為 $30^\circ\sim 60^\circ$ 範圍內，安全係數變化最大約 20%。

在此次的分析範圍內，滑動體之寬/高比(B/H)產生的三向度效應皆為負值，根據張睦雄(2002)指出，當三向度效應出現負值，滑動體兩側端將有損其中段之穩定性，顯示開口在 $30^\circ\sim 60^\circ$ 範圍內，長度 20 公尺到 60 公尺，寬/高比為 1 到 4 間之開口型掩埋場，邊坡實際的安全係數小於二維分析結果，亦即中央部份之穩定性，將會受其左右邊坡有所減損，進而降低整體之穩定性，以二維分

析較三維分析保守；掩埋場長度 L 對三向度效應的影響，當寬/高比值高，掩埋場長度 L 愈長與開口愈大，三向度效應愈大，在分析範圍內最高可 40%，但增加的幅度較小；而在寬/高比值低時，掩埋場長度 L 與開口大小對三向度效應之增加幅度約略相等，但三向度效應較小。另外，掩埋場長度愈短、坡度寬/高比與開口愈小，在三向度分析中愈可視為二向度分析。

B.滑動界面參數影響

摩擦型特性的界面($\phi\neq 0$ 、 $c=0$)，當界面摩擦角 δ 從 10° 增加為 20° 有助於提升二維及三維之安全係數；對三向度效應而言，影響卻十分些微。綜合以上討論可知，掩埋場的穩定性與滑動的幾何因子與界面強度參數息息相關，而三向度效應似乎僅與滑動幾何因子有關，受界面強度參數影響較小。

表 6 安全係數表($\delta=10^\circ$)

β	$L=20\text{ m}$				$L=40\text{ m}$				$L=60\text{ m}$			
	30°	45°	60°	2D	30°	45°	60°	2D	30°	45°	60°	2D
5m	1.35	1.24	1.15	1.70	2.26	2.08	1.96	3.16	3.08	2.89	2.73	4.60
10m	0.81	0.75	0.70	0.95	1.34	1.23	1.15	1.72	1.79	1.66	1.59	2.45
20m	0.48	0.45	0.43	0.52	0.81	0.74	0.69	0.96	1.07	0.98	0.93	1.35

表 7 安全係數表($\delta=15^\circ$)

β	$L=20\text{ m}$				$L=40\text{ m}$				$L=60\text{ m}$			
	30°	45°	60°	2D	30°	45°	60°	2D	30°	45°	60°	2D
5m	2.05	1.89	1.75	2.58	3.43	3.16	2.97	4.80	4.69	4.39	4.14	6.99
10m	1.23	1.14	1.06	1.45	2.03	1.86	1.74	2.61	2.72	2.52	2.38	3.72
20m	0.74	0.69	0.65	0.79	1.23	1.12	1.05	1.46	1.63	1.49	1.41	2.06

表 8 安全係數表($\delta=20^\circ$)

β	$L=20\text{ m}$				$L=40\text{ m}$				$L=60\text{ m}$			
	30°	45°	60°	2D	30°	45°	60°	2D	30°	45°	60°	2D
5m	2.79	2.57	2.38	3.51	4.66	4.29	4.04	6.52	6.37	5.96	5.63	9.49
10m	1.67	1.55	1.44	1.97	2.76	2.53	2.37	3.55	3.69	3.43	3.24	5.06
20m	1.00	0.94	0.88	1.07	1.67	1.53	1.43	1.99	2.21	2.03	1.91	2.08

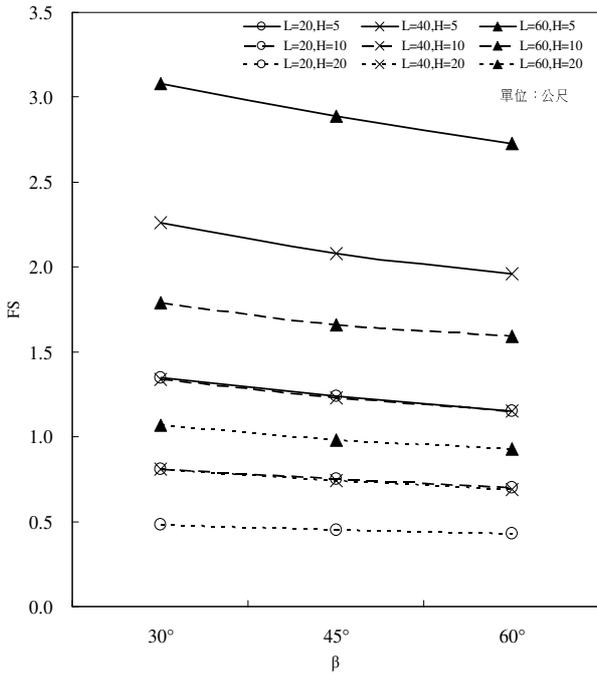


圖 28 掩埋場幾何關係之安全係數

4-4.2 案例分析-湖口掩埋場

受限軟體無法在橫向(X 軸方向)自動搜尋最佳破壞對稱中心,此處自動搜尋的方法僅能在給定的橫斷面(Y-Z 平面)上操作,可以選擇最陡的斷面為對稱中心,以各種不同的橢圓率 R_e 分析比較。

表 9 列出不同條件之安全係數,在二維邊坡穩定當中,當坡度愈緩時,安全係數愈小,此趨勢與邊坡穩定理論一致;另外,經過最陡斷面(X=50 m)與最緩斷面(X=25 m)之二維及三維分析後得知,安全係數皆在 2.0 以上,由結果顯示,在陡斷面以三維分析,結果較二維分析大;反之,在緩斷面以三維分析之,較二維分析結果小。

以此案例而言,如表 10 之顯示,三向度效應在緩坡為對稱中心時影響較小,故三維分析偏向不保守,其原因係以三維分析在緩坡產生破壞面時,此破壞面通過陡坡的破壞面並非原本在此處最有可能的破壞面,二者權衡之結果,反而比二維在緩坡分析小;反之,三向度效應在陡坡為對稱中心時影響較大,當三維分析在陡坡產生破壞面時,其破壞面在緩坡更為保守,權衡下陡坡之三維分析比二維分析保守。

表 9 湖口掩埋場安全係數

R_e		
1	2.54	2.65
4	2.48	2.66
100	2.61	2.61
2D	2.61	2.30

表 10 湖口掩埋場三向度效應

R_e		
1	-2.68	15.22
4	-4.98	15.65
100	0	13.48

R_e		
1	2.54	2.65
4	2.48	2.66
100	2.61	2.61
2D	2.61	2.30

R_e		
1	-2.68	15.22
4	-4.98	15.65
100	0	13.48

五、結論

多年來廢棄物的性質持續探討,至今仍未有一套量測的標準,採樣主要以環保署公佈之方法進行實驗,並不適用大地工程上的分析,而邊坡穩定主要以土壤力學理論為分析工具,本研究經由環保署的標準方法進行改良,建立一套較能反映現場廢棄物單位重之方法,另外以一套較能合理反映現實三維幾何和滑動機制之理論分析方法,同時以湖口掩埋場為例用三維和二維方法進行實際分析,所得之結論如下:

- (1) 經過湖口掩埋場實驗後發現,以本實驗方法比標準取樣法大 93%,標準試體又比近五年全國平均單位重大 62%,不過仍略低於過去國外文獻之平均單位重,顯示實驗的方法對廢棄物單位重值有極大的影響力。
- (2) 台灣的廢棄物因混合許多事業廢棄物,因此剪力強度較國外文獻略高,直剪試驗顯示廢棄物之剪力強度與土壤相當,惟其壓縮性較高、承载力較低,較近似鬆軟土壤,剪力強度必須在較大剪應變下才能發揮。
- (3) 平鈹載重結果顯示在試驗進行之沉陷範圍內,沉陷與荷重曲線並無明顯之彎曲點,故不易求出極限承载力與反算剪力強度參數。
- (4) 三維邊坡穩定分析結果顯示,掩埋場開口角度愈大則安全係數愈小,在 30°~60°範圍內,影響最高可達 20%。
- (5) 滑動體之寬/高比(B/H)愈大、開口的角度(β)愈大、掩埋場的長度愈長(L),三向度效應的影響愈明顯;破壞面之影響則可忽略。顯示影響該效應主要為滑動之幾何參數。
- (6) 此研究範圍內發現,開口角度在在 30°~60°內之滑動破壞,其三向度效應使得三維分析安全係數低於二維安全係數,顯示滑動體兩側界面降低整體邊坡之穩定性,故以二維穩

定分析之較為保守。

- (7) 湖口掩埋場案例分析中,安全係數皆在安全範圍內。最緩斷面三向度效應為負值,顯示在此斷面以二維分析較為保守;反之,在最陡斷面三向度效應為正值,顯示二維分析偏向危險,而橢圓率的影響不超過6%。

六、誌謝

本文為國科會輔助之研究計劃案,其編號為 NSC 95-2221-E-009-201,非常感謝國科會對本研究的支持,特此誌謝。

參考文獻

1. 行政院環保署,「台灣地區垃圾採樣及樣品分析工作」,EPA-93-Z102-02-104,2003。
2. 施國欽,「大地工程學(二)基礎工程篇」,文笙書局,p2-59~p2-60,2001。
3. 張睦雄,“邊坡穩定三向度效應之初步探討”,中國土木水利工程學刊,第17卷,第2期,June,pp.195-204,2005。
4. 陳榮河,「垃圾掩埋場復育工程:垃圾掩埋場之公害防治-大地工程」,行政院環境保護署「建立垃圾掩埋場復育工程及技術規範」第二次技術研討會,1997。
5. 單信瑜,「土工合成材料於山坡地掩埋場之應用」,土工技術雜誌,第73期,第57至66頁,1999。
6. 劉家男,「土工合成材於環境土工之應用」,土工技術雜誌,第102期,第5-14頁,2004。
7. 謝旭昇、程日昇,「論筏基設計用地盤反力係數」,土工技術,第53期,第45-54頁,1996。
8. Bromswell, L. G., “Properties, Behavior, and Treatment of Waste Fills,” Seminar Series on Methods of Soil Improvement, Metropolitan Section, ASCE, New York, 1978.
9. Dixon, N., and Jones, D. R. V., “Engineering Properties of Municipal Solid Waste,” Engineering Properties of MSW, 2004.
10. Dvinoff, A. H., and Munion, D. W., “Stability Failure of Sanitary Landfill,” *Proceeding*, International Symposium on Environmental Geotechnology, pp. 25-36, 1986.
11. Eid, H. T., Stark, T. D., Evans, W. D., and Sherry, P. E., “Municipal Solid Waste Slope Failure. I: Waste and foundation soil properties,” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 5, pp.397-407, 2000.
12. Fassett, J., Leonards, G. A., and Repetto, P., “Geotechnical Properties of Municipal Solid Wastes and their Use in Landfills,” WASTETECH '94, 1994.
13. Kavazanjian, E., Jr., E., Beech, J. F. and Matasovic, N. *Discussion*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironment Engineering*, ASCE, Vol. 127, No.9, pp. 1126, 2001.
14. Kavazanjian, E., Jr., Matasovic, N. Bonaparte, R. and Schmertmann, G.R., “Evaluation of MSW Properties for Seismic Analysis,” In: *Geoenvironment 2000*, ASCE Geotechnical Special Publication No. 46, Vol. 2, pp. 1126, 1995.
15. Landva, A. O., and Clark, J. I., “Geotechnics of Waste Fill,” *Geotechnics of Wastefills—Theory and Practice*, ASTM STP 1070, pp. 86-103, 1990.
16. Machado S. L., Carvalho M. F. and Vilar O. M., “Constitutive Model for Municipal Solid Waste,” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, V.128, No.11, pp. 940-951, 2002.
17. Martin, J. P., Koerner, R. M., and Whitty, J. E., “Experimental Friction Evaluation of Slippage between Geomembranes, Geotextiles, and Soils,” *Proc. Intl. Conf. Geomembranes*, St. Paul, MN: IFAI, pp. 191 - 196, 1984.
18. Merz, R. C. and Stone, R., “Landfill Settlement Rates”, *Public*, V. 93, No.9, 1962.
19. Meyerhof, G. G., “Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils,” *Journal of The Soil Mechanics And Foundation Division*, ASCE, Vol. 82, No. SM1, January, pp. 1-19, 1956.
20. Mitchell, R.A. and Mitchell, J.K., “Stability Evaluation of Waste Landfills,” *Stability and Performance of Slopes and Embankments, II. Proceedings of a Specialty Conference*; Berkeley, California, Geotechnical Special Publication 31, R.B. Seed and R. Boulanger, eds. New York, ASCE, Volume 2, pp. 1151-1187, 1992.
21. Mitchell, R.A., Hatch, S.E., and Siegel, R., “Closure Design for a Landfill Founded on Soft Mud and Peat,” *Stability and Performance of Slopes and Embankments, II. Proceedings of a Specialty Conference*; Berkeley, California, Geotechnical Special Publication 31, R.B. Seed and R. Boulanger, eds. New York, ASCE, Volume 1, pp. 685-704, 1992.
22. Sadek, S. M. and Manasseh, C. G., “A Large Direct Shear Apparatus for Testing-Liner

Journal of the Taiwan Society of Public Works, Vol.3, No.1, pp.107~118, 2007

- Interfaces,” (unpublished), [http://webfea.fea.aub.edu.lb/faculty/salah/papers/\[28\]-Sadek%20et%20al.-ASTM-GTJ-Submittal.pdf](http://webfea.fea.aub.edu.lb/faculty/salah/papers/[28]-Sadek%20et%20al.-ASTM-GTJ-Submittal.pdf), 2004.
23. Sargunan, A., Mallikarjun, N., and Ranapratap, K, “Geotechnical Properties of Refuse Fills of Madras, India,” Proceeding International Symposium on Environmental Geotechnology, pp. 197-204, 1986.
 24. Schumaker, N. B., “Construction Techniques for Sanitary Landfill,” *Waste Age*, March/April, 1972.
 25. Singh, S. and B. Murphy. "Evaluation of the Stability of Sanitary Landfills." *Geotechnics of Solid Waste Fills: Theory and Practice*. Arvid Landva and G. David Knowles, eds. Philadelphia: American Society for Testing and Materials, pp. 240-258, 1990.
 26. Sowers, G. F., “Foundation Problem in Sanitary Landfills,” *Journal of Sanitary Engineering, ASCE*, Vol. 94, No. 1, pp. 103-116, 1968.
 27. Sowers, G. F., “Settlement of Waste Disposal Fills,” Proceeding 8th ICSMFE, Moscow, V.2.2, pp. 207-210, 1973.
 28. Williams, N. D. and Houlihan, M. R., “Evaluation of Interface Friction Properties between Geosynthetics and Soils,” *Proceedings, Geosynthetics’ 87*, IFAI, Minneapolis, MN, 2, pp. 616-627, 1987.

廢棄掩埋場現地試驗與三維穩定分析

范佐憲¹ 單信瑜²

¹ 國立交通大學土木工程研究所碩士班研究生

² 國立交通大學土木工程研究所副教授

摘 要

雖然台灣的廢棄物處理逐漸以焚化取代掩埋，然而無論是不可燃的廢棄物、焚化灰渣、或者是離焚化場運距較遠的鄉鎮，仍將繼續以掩埋為其主要的處理方式。台灣因為地狹人稠，所以許多掩埋場位於山坡地上，這些掩埋場破壞的主要原因就是在掩埋場的設計時，並未進行邊坡穩定的分析；在營運期間也並未考量到穩定性的問題。本研究的目的是在於利用現地試驗，直接求出廢棄物的剪力強度，並利用這些參數進行邊坡穩定分析。結果顯示，竹南及湖口掩埋場的強度參數內聚力(c)、摩擦角(ϕ)分別為34.9 kPa、37.9°以及33.6 kPa、32.1°，竹南掩埋場的廢棄物雖然含有較高比例之一般事業廢棄物，其剪強度參數與湖口掩埋場所得之結果略高。另外以平鈹載重試驗求得的地盤反力係數(k_v)為875.25 kN/m³與494.33 kN/m³。在邊坡穩定分析方面，二維與三維的分析結果均顯示邊坡滑動的安全係數隨界面剪力強度降低、廢棄物填埋高度增加、填埋體長度減少而減少。二維與三維分析結果比較，開口型的掩埋場三維分析所得之邊坡滑動安全係數較二維者低，且二者間之區別隨開口之角度增加而減少。

關鍵詞：一般廢棄物，掩埋場，現地試驗，邊坡穩定

In-Situ Direct Shear Test on Municipal Solid Wastes and 3-D Slope Stability Analysis

ABSTRACT

Due to the limitation of population density and availability of land, a large portion of Taiwan's landfills are located in mountainous area. Current regulations do not require slope stability analysis for these landfills. As a result, almost all of the landfills were not designed to maintain a suitable factor of safety against failure. The composition of Taiwan's solid waste differs considerably from that of the United States or any other country in the world. However, the lack of data of local solid waste poses a great limitation to engineers. The objectives of this research are to collect shear strength data from in-situ tests and perform a series of stability analyses. The results show that the cohesion and friction angle of the MSW at Chu-nan and Hu-kou landfills are 34.9 kPa and 37.9°, 33.6 kPa and 32.1°, respectively. In addition, the coefficients of subgrade reaction are 875.25 kN/m³ and 494.33 kN/m³, respectively. Results of 2-D and 3-D slope stability analyses show that the factor of safety increases with lower height of wastes, longer length of waste body, smaller slope angle of the back of the excavation, and steeper face slope of final cover. In addition, 3-D analysis indicates that the factor of safety

decreases with the widening of the mouth of the landfills on slopes.

Keywords: Municipal solid waste, Landfill, In-situ test, slope stability

一、前言

民國 70 年以前，台灣沒有垃圾焚化爐，垃圾都是掩埋處理，全盛時期全台有 500 多座掩埋場，但是在焚化爐興建運作後，掩埋場已經關閉 300 多座，94 年底只剩 175 座處於營運中，並預訂於 96 年以後，除偏遠地區外，垃圾將不進掩埋場，並且可能會全部封閉。在 95 年完成 34 處垃圾衛生掩埋場，117 處掩埋場復育綠美化，提升偏遠地區妥善處理率並增加公園綠地及民眾休憩場所，未來每一縣市只保留 1~2 座垃圾掩埋場，主要用途為處理不可燃的廢棄物，如沙發、辦公桌椅等巨大垃圾。

民國 90 年，坡角為 80 度之竹東掩埋場崩塌，撐破底層不透水布；95 年八里掩埋場走山，主要原因為大雨造成土石鬆軟、地下水位上升，以及地面水流排放過多，台灣掩埋場破壞案例不勝枚舉，顯示台灣的掩埋場穩定性仍存在著許多問題。

本研究將以實驗的式求取廢棄物相關強度參數，對於山坡地的掩埋場而言，探討三維分析較二維分析為低的開口型掩埋場安全性，以及現場案例分析，將作為未來山坡地穩定分析之參考。

二、相關文獻

2.1 廢棄物單位重

由於廢棄物是由各種物質組成，各地方的生活習慣、各年代所產生的垃圾及測量的方法不同，故一般廢棄物的單位重變化很大，也沒有一定的值。想要正確的計算廢棄物的單位重困難處在於(Fassett et al., 1994)[1]：

- (1) 掩埋的廢棄物組成成份不一致；
- (2) 想要得到足夠代表現場條件的試體很困難；
- (3) 廢棄物成份不穩定的特點使得取樣和試驗都很困難；
- (4) 廢棄物的性質隨時間而改變。

一般固體廢棄物的單位重可以透過多種方法量測，室外試驗方面如大尺寸盒量測、試坑量測、 γ 射線量測、垃圾垂直方向應力量測及計算掩埋場的體積及進場的垃圾重量計算求得等方法；室內試驗如有用重模的大或小試體計算、分別計算垃圾成份的單位重以及百分比加權求得，國內外學者曾經由各種方法求單位重值[2][3][4][5][6][7]，重模後夯實的單位重依夯實的度約在 3.92~8.83 kN/m³ 間，可以相差在 4.91 kN/m³ 以上，大致上不超過 9.81 kN/m³；現場量測值大約在 4.91~6.87 kN/m³，依覆土與垃圾的比例不同最大可達到 9.81 kN/m³ 以上；而年代較久之垃圾層經生物分解及壓密沉陷後也可達到 9.81 kN/m³ 以上，由此

可知單位重的變化大是因為倒入的垃圾成份不同、含水量不同、壓實程度不同以及每天的覆土量不同等原因造成。

行政院環保署委託逢甲大學所作的實驗分析得知(環保署, 2004) [8], 89 年到 93 年度之單位容積重全國平均值約為 1.60±0.05 kN/m³；表 1 為各國文獻建議的單位重值，其值皆在 4.91 kN/m³ 以上，遠大於環保署近年調查的一般廢棄物平均單位重，當實驗過程因四分法後採集到較多之輕物質(如塑膠、紙類等)，其單位重將可能偏向低值，而若廚餘或可燃物比例較高，單位重則可能偏高，這是環檢所的試驗標準所取得的數據，並不適合大地工程分析使用。

表 1 各國文獻(Dixon, N. and Jones, D. R. V.)[10]

國家	單位重 (kN/m ³)	備註	文獻
英國	5.9	使用 21 噸的夯錘，離地 2m	Watts and Charles (1990)
	8.0	使用 21 噸的夯錘，離地 0.6m	
比利時	5.0	不同的夯實程度	Manassero et al. (1996)
	10.0		
法國	6.9	地表的新鮮一般廢棄物	Gourc et al. (2001)
美國	5.9	新掩埋的一般廢棄物	Kavanzanjian (2001)
	6.9		
	14.03~20.01	高度降解	

Kavanzanjian et al. (1995)[9]等整理相關文獻，並將結果歸納成單位重深度曲線如圖 1 中的實線，而 Fassett et al. (1994)[1]等也將結果顯示於圖中之虛線，結果顯示表面的廢棄物單位重範圍相當大，約在 3.53~6.47 kN/m³ 之間，其極限值約為 3.00 kN/m³，約在深度 30 公尺時，單位重開始成曲線增加，50 公尺後約為定值 12.50 kN/m³，常見之廢棄物平均單位重約為 8.50~10.00 kN/m³。

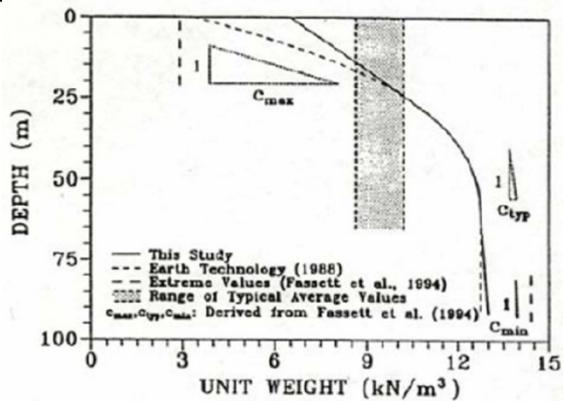


圖 1 固體掩埋物單位重深度曲線
(Kavazanjian et al., 1995)[9]

土壤材料不同。固體廢棄物之三軸壓縮試驗顯示，在軸向應變超過30%後，其應力仍持續上升，並無達到穩定值之跡象(Singh and Murphy, 1990[12];

Machado et al., 2002[16])。因固體廢棄物之破壞應變明顯遠高於一般土壤材料，當掩埋場之基礎土壤達到尖峰強度時，固體廢棄物只發揮了部分強度，直到累積足夠剪應變，固體廢棄物達到破壞強度後，才會發生明顯可見穿透廢棄物堆填邊坡之破壞，此時其下之基礎土壤可能已達到其殘餘強度。因此，進行掩埋場邊坡穩定性分析時，若基礎土壤及固體廢棄物同時採用尖峰強度可能導致不保守的結果。

表 2 廢棄物剪力強度值(Sadek, S. M. and Manasseh, C. G.)[17]

2.2 廢棄物剪力強度

相較於一般土壤材料，固體廢棄物成份複雜、形狀差異極大，以及長期掩埋後物理及化學變化的影響強度將隨時間而變化，因此無法取得具代表性之試體進行試驗。

估算廢棄物的強度參數一般利用室內大型直剪試驗、現地大型直剪試驗、三軸試驗、反算分析等方法推估。

表2為國外一些學者以上述方法求得之剪力強度值。Landva及Clark (1990)[11]將不同時間同一地點及粉碎後的廢棄物進行室內大型直剪試驗，結果顯示其內摩擦角約在24°~42°之間，這些材料也存在0~23 kPa的凝聚力。

Singh及Murphy (1990)[12]根據室內、現場試驗以及通過反算得到強度資料，發現垃圾強度在本質上的極大差異性，但仍歸納出此值的範圍大致分布在 $C(kPa) = -2.35\phi(^{\circ}) + 81 \pm 17$ 內。

Kavazajian et al. (1995)[9]依照各種試驗結果，提出了一條折線形的強度包絡線，當正向應力低於30.0 kPa時，取凝聚力為24.0 kPa，摩擦角為0°；當正向應力大於30.0 kPa時則取凝聚力為0 kPa，摩擦角33°。

Eid et al. (2000)[13]則綜合大型直剪結果及已發生破壞之現地掩埋場反算分析結果，建議固體廢棄物之強度可取凝聚力25.0 kPa及摩擦角35°。然而Kavazajian et al. (2001)[14]針對Eid et al. (2000)[13]所收集的強度資料特別指出，當正向應力超過150.0 kPa後，摩擦角有明顯降低的現象，因此固體的廢棄物不適合以單一線性來描述。

Mitchell 及 Mitchell (1992)[15]觀察到，當掩埋場挖一直立壁面的深溝，其溝仍然能保持長期的穩定，雖然此時的凝聚力有可能是廢棄物顆粒的交疊或咬合作用造成，顯示廢棄物的“凝聚力”是一個重要的特性不可忽略。

此外，固體廢棄物之應力應變關係也明顯與一般

剪力強度參數		文獻來源	剪力強度參數		文獻來源
c(kPa)	$\phi(^{\circ})$		c(kPa)	$\phi(^{\circ})$	
Direct Shear (LAB)			Back analysis		
19	4	Landva & Clark (1986)	2	2	Pagotto & Rimoldi (1987)
	2		9	2	
19	3		7	1	Singh & Murphy (1990)
	8	8			
10	3	8	8		
	3.6	0	.5		
16	3	Landva & Clark (1990)	6	1	
	3		0	5	
19	3		5	3	
	9	7			
22	2	Singh & Murphy (1990)	4	1	
	4		0	3	
35	0		0	3	
	0		5		
70	2	Singh & Murphy (1990)	0	3	
	0			8	
65	3		3	1	
	3	5	4		
0	3	Singh & Murphy (1990)	2	2	
	8		0	0	
0	4		1	2	
	2	8	0		
15	3	Singh & Murphy (1990)	2	1	
	1		7	9.5	
0	3		Misc.		
	9	Golder Assoc.(1993)	0	3	Martin & Genthe (1993)
0	5			5	
	3		1	2	
0	4			Cowland (1993)	

	1		0	5	
5	4	Del Greco & Oggeri (1993)	1	1	Jessberger et al.(1994)
	0		0	7	
40	3		1	3	Singh & Murphy (1990)
	9		5	5	
5	2		2	2	
	0		3.5	0	
24	2		0	3	Kolsh et al. (1993)
	2			5	
10	2	6	2	3	
	5	8	3	0	
70	2		1	3	Fasset et al. (1994)
	0		1	2	
23.	2	Jessberger et al. (1994)	1	2	
	2	(1994)	0	3	
7	4		1	3	Fasset et al. (1994)
	2		0	2	
28	2	Gabr & Valero (1995)	7	3	Jessberger et al. (1994)
	6.5	(1995)	0	8	
27.	2		0	3	Jones et al. (1997)
	0		0	0	
5	3	Jones et al. '97	0	4	
	9	(1997)	0	0	
10.	3		1	1	Kolsh (1995)
	1		5	5	
50	3	Pelkey (1997)	1	2	
	5		8	2	
0	2		5	2	Jones et al. (1997)
	6		5	5	
43	3	Kavazanjian et al. (1999)	0	3	Eid et al. (2000)
	1		-50	5	
24	1	Mazzucato et al. (1999)			
	8				
Field testing			Triaxial tests(LAB)		
80	1	Singh & Murphy (1990)	1	0	Gabr & Valero (1995)
	1		00	0	
100	1		4	0	(c_u, ϕ_u)
			0		(c', ϕ')
10	1	Richardson & Reynolds (1991)	1	3	
	8		6.8	4	
10	4				
	3				
10	3	Whitiam et al. (1995)			
	0				
22	1	Thomas et al. (2003)			
	8.2				

2.3 土工合成材界面剪力強度

土工膜布通常用來分隔廢棄物與地下水，防止潛在的地下水污染，具有施工迅速、不須嚴格控制含水量及夯實度、不易因伸縮產生裂縫等優點，在現代掩埋場中已大量使用，不只要了解它們的受力情形，它們與覆土間的界面作用力，在台灣的山坡地掩埋場更是重要的技術指標，因此土工止水系統的介面參數選用是非常關鍵的，通常台灣是以光滑的高密度聚乙烯 (Smooth HDPE) 為不透水層。

在阻水系統中存在著可能的兩個滑動面，分別為現地土壤與土工膜布以及覆土與土工膜布如圖 2 所示，至於如土工膜布等土工合成材之張力 T 則依圖 3 所示，由上下二介面剪力大小決定，只有邊坡角度 β 小於各介面間的摩擦角，所有的土工合成材構件都不會產生張力，且邊坡穩定之安全係數都大於一，但只要在上界面剪力大於下界面剪力時，土工合成材構件就會產生張力，邊坡愈長則邊坡上鋪設之土工合成材料 (包括土工止水膜) 所受張力愈大，故邊坡長度應予以限制。

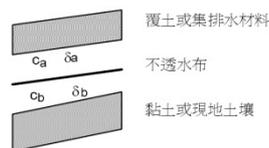


圖 2 土工膜布之界面強度參數 (單信瑜, 1999) [18]

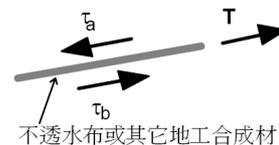


圖 3 土工膜布張力與界面剪應力圖 (單信瑜, 1999)[18]

表 3 舉出曾經以標準之檢驗方 (ASTMD5321) 土壤與 Smooth HDPE 求出介面強度之參數值。

Martin et al. (1984)[19] 研究發現，土與土工止水膜之間的摩擦角總是低於土與土之間的摩擦角，土工止水膜越光滑堅硬，它與土之間的摩擦角就越小 (如 HDPE)。

Mitchell et al. (1992)[20] 指出介面摩擦角不但受材質本身，接觸面性質、土壤的含水比都有一定程度的影響。Williams and Houlihan (1987)[21] 研究在不同種類的土壤及各種濕潤度下，土壤與土工止水膜的摩擦角範圍約在 17°~27° 間，而土壤與織物類之摩擦角可到達 30°。

表 3 HDPE 界面強度參數值 (劉家男, 2004)[22]

Geosynthetic	Soil	Test Condition	σ (kPa)	Shear Rate (mm/min)	ϕ (°)	c (kPa)	Reference
Sm HDPE	sand	hydrated	20-60	0.00-25	2-6-28	0	Koutsourais et al. (1991)

Sm HDPE	sand	satur ated	1 4-100	0.12 7	1 7-18	0	Martin et al.(1984)
Sm HDPE	sand	satur ated	5 -25	0.3	1 9-27	0 .6 0 .7	Williams and Houlihan(1987)
Sm HDPE	Sapo lite	satur ated	5 -25	0.3	2 1	0 .4	Williams and Houlihan(1987)
Sm HDPE	clay	satur ated	5 -25	0.3	2 5	1	Williams and Houlihan(1987)
Sm HDPE	sand	drain	-	-	1 8	0	Mitchell et al.(1992)
Sm HDPE	clay	壓實	-	-	1 5	-	Mitchell et al.(1992)

砂質土壤：	
極疏鬆	< 800
疏鬆	800 ~ 2000
等堅密	2000 ~ 6000
緊密	6000 ~ 8000
極緊密	> 8000
承載層	8000 ~ 10000

2.5 邊坡穩定分析方法

一般常用之邊坡靜態穩定分析方法，常用者多以極限平衡法概念所衍生之方法，此次將以三維的穩定分析方法來分析之，其理論基礎大致與二維的假設相同。

2.4 廢棄物承載力[23]

在對土地資源有限的台灣，於土地的高度利用之要求下，掩埋場有愈往上堆的趨勢，日後封閉後常會興建建築物（如公園、停車場、活動中心、會議中心、購物中心等），對於場址的承載力不能忽視。

Singh et al. (1990)[12]將掩埋場分為兩類：高度低於 60m、坡度比 3：1、場址底部土壤不排水剪力強度大於 192 kN/m²者，傳統土壤邊坡穩定分析可應用於此；但是對於高於 68m、坡度較陡（1.5~2H to 1V），及位於軟弱土壤（Su 小於 96 kN/m²）上方者，除了傳統的邊坡穩定分析外，還要包括承載力分析。

推算承載力可用圓錐貫入試驗或平鈹載重試驗求取，不過安全容許應力由沉陷量決定。

Schumaker (1972)[6]建議容許承載力約在 24.5~39.2 kPa; Sargunan et al. (1986)[5]根據 Meyerhof (1956) [24]之建議取承載力 $q_a = q_c / 40$ （ q_c 係由靜態錐式貫入試驗而得），並得承載力為 29.4~39.2 kPa。

許多學者已針對各類土壤提出其預估之地盤反力係數範圍，近年來在國內則有謝旭昇及程日昇（1996）[25]提出一組地盤反力係數建議值，如表 4 所示，並認為地盤反力係數值基本上和 SPT-N 值有一正比關係。

表4 謝旭昇及程日昇建議之地盤反力係數範圍[25]

土壤種類	K_v 之範圍 (t/m)
粘性土壤：	
極軟	< 500
軟弱	500 ~ 1000
中等堅實	1000 ~ 2000
堅實	2000 ~ 4000
極堅實	4000 ~ 8000
堅硬	> 8000

CLARA-W 是視窗版的三維邊坡穩定分析軟體。本程式可選擇四種常用的邊坡穩定分法：Bishop 簡化法、Janbu 法、Spencer 法及 Morgenstern-price 法，表 5 就上述四種方法介紹其特點及適用性：

表 5 各種切片方法之比較（施國欽，2001）[26]

分析種類	切片側力之考慮	切片力平衡	適用性
Bishop	剪力 $T_L = T_R$	$\Sigma F_y = 0$	圓弧破壞
Spencer	側力互相平行	$\Sigma F_y = 0$ $\Sigma F_x = 0$ $\Sigma M = 0$	圓弧及非圓弧破壞
Morgenstern-Price	剪力 T、正向力 E 及壓力 P_w 均考慮	$\Sigma F_y = 0$ $\Sigma F_x = 0$ $\Sigma M = 0$	圓弧及非圓弧破壞
Janbu	T、E 均考慮，簡化分析時，先不考慮側力，最後依經驗乘以修正係數	$\Sigma F_y = 0$ $\Sigma F_x = 0$ $\Sigma M = 0$	圓弧及非圓弧破壞

2.6 邊坡穩定之三向度效應

現實世界中邊坡滑動破壞均是以三向度呈現，過去許多研究顯示，在許多情況下，三維分析通常大於二維分析的結果，張睦雄（2005）[26]曾經以三維分析探討滑動面幾何形狀可能造成之三向度效應（ E_3 ），

以及對邊坡的穩定性之影響。其中，定義三向度效應：

$$E_3 = (F_3 - F_2) / F_2$$

其中 F_3 表示三向度安全係數，或是邊坡實際上之穩定性； F_2 則是最大斷面之二向度安全係數。若為對稱之滑動面，最大斷面即為中央對稱斷面。

他提出了下列結論：

1. 影響三向度效應源自於滑動幾何參數：滑動體寬/高比、兩側面展開角與其傾角；材料參數之影響可忽略。
2. 當滑動面寬度小於 5~10 倍高度時，三向度效應開使產生。當寬度大於 10 倍高度時，三向度效應不明顯，可視為二向度問題。
3. 當滑動體兩側面閉合，平行，乃至微開時，三向度效應為正，表示邊坡之穩定性較二向度分析為高。當兩側開口過大（如開口型或畚箕型），其傾角約 $10^\circ \sim 75^\circ$ 範圍時，出現負效應，顯示邊坡穩定性較二向度分析為低。
4. 三向度效應在某些情況下造成傳統二度空間分析不利之影響。對正向分析而言，負效應的產生將使傳統分析高估邊坡穩定性；對反向分析而言，正效應的形成會使傳統分析高估材料強度。
5. 對於凝聚型之滑動面強度特性而言，其三向度效應將大於摩擦型滑動面材料之三向度效應。

三、研究方法

3.1 廢棄物基本性質分析

3.1.1 採樣方法、單位重試驗

為了得到低擾動試體，本次實驗將定製一個取樣盒，其取樣步驟如下：

1. 訂製一個內側 $50 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$ 的木製取樣盒。圖 4。
2. 先以挖土機去除表土並修飾出試體的雛形。
3. 在以人工的方式慢慢修飾側邊多餘的垃圾，使取樣盒自由落下，直到低於試體的高度 10 cm 為止。
4. 將多餘的垃圾去除與外盒齊平，再將盒中的垃圾取出至與盒底一致，並將垃圾放入密封容器內送回實驗室。圖 5。

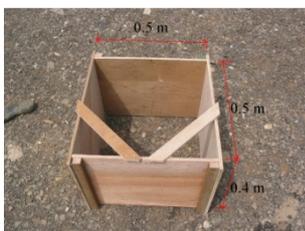


圖 4 取樣盒



圖 5 套入取樣盒

3.1.2 含水比試驗

本實驗採用環保署環檢所規定之「一般廢棄物水份測定方法」(NIEA R213.20)。

3.1.3 垃圾組成試驗

本試驗以上述之單位重與直剪試體進行廢棄物之乾基分類，使用烘箱 110°C 乾燥一天至二天以上再進行分類，其中可燃物垃圾分為塑膠類、紙類、木竹類、纖維類；不可燃物分為金屬類、玻璃類及其它類（含 5 mm 以下之雜物、碎屑）等。

3.2 現地直接剪力試驗

現地直接剪力試驗採“傾斜載重直接剪力試驗”(Inclined load direct shear test)，此一試驗原本目地為求得岩體弱面之強度參數。試驗配置及建議剪力施加傾斜角度如圖 6 所示。試驗流程可參考國際岩石力學協會(ISRM)建議之岩體節理試驗方法 (Lama and Vutukuri, 1978; Brown, 1981)，ASTM 關於現地直剪試驗規範為 D4554-90 亦可參考 (ASTM, 1993)。

本次試驗依一般性廢棄物材料特性，設計現地直剪試體為 $80 \text{ cm} \times 80 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$ ，進行四組不同正向應力 50 kPa 、 100 kPa 、 200 kPa 、 400 kPa 之反覆剪力試驗。

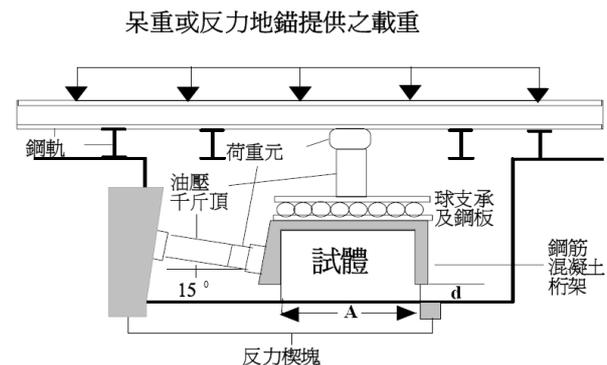


圖 6 直接剪力試驗現場佈設示意圖

3.3 平鈹載重試驗

承壓鈹採用最大直徑為 75 cm 之圓形鋼鈹進行試驗。靜載重採用載重樑、鋼樑及鐵筒 (8 m^3) 作為上部荷重。可參考 ASTM 關於現地直剪試驗規範 D1194-72。

平鈹載重試驗承载力估計係由試驗資料繪得“載重~沉陷量關係曲線”，並以其降伏點或沉陷量達 0.5 英寸時之對應載重為極限承载力 (q_u)，並取極限承载力之一半為容許承载力 (q_a)。



圖7 直接剪力試驗現場佈設示意圖

3.4 CLARA-W 程式分析

3.4.1 程式簡介

CLARA-W 為加拿大 O. Hungr Geotechnical Research, Inc. 所發展之三維邊坡穩定分析軟體。其可採用之分析方法包括：Bishop's Simplified Method、Janbu Simplified、Spencer's Method 以及 Morgenstern-Price Method。上述之各種方法中之前三者推展到三維分析時，各直條元素上之側向力方向均假設為與元素之底部平行。此外 Morgenstern and Price 法的側向力均採用 half-sine 函數，並不考慮其他的假設方式。

CLARA-W 具視窗化之輸入輸出界面，圖 8 為建立新的分析項目畫面，此時須進行單位的選定，設定 X 軸、Y 軸的範圍及解析度，也可以變成 2 維的分析方法圖 9 中顯示在三維地形時有三種內插的方法可供選擇（如正交、非正交、軸對稱）。圖 10 為剖面的輸入畫面，輸入順序為地層、剖面，先將某一斷面的地層輸入後，再進行下一剖面，為了便於建立三維地層，也可使用 copy 項中的 copy layer 及 copy section 來簡化步驟。

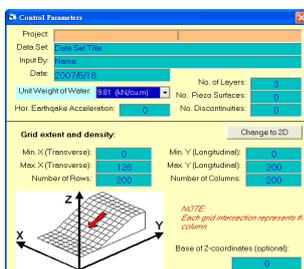


圖 8 CLARA-W 使用範例

例-建立分析項目

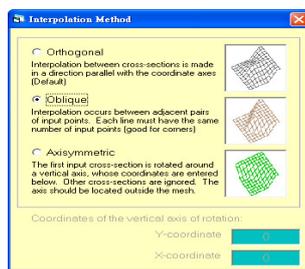


圖 9 CLARA-W 使用範例

例-地形內插方式

在破壞面形狀的選擇上有四種破壞面型式：

(1) Ellipsoid：可用自動搜尋及給定範圍搜尋破壞面及安全係數。給定切線間距、圓心、橢圓率 (Re，

X 向直徑/Y 向直徑，如圖 11) 等；(2) Wedge：須指定破壞面。給定走向，傾向、傾角等；(3) General：須指定破壞面輸入方法；(5) Composite：複合型，為上列方法之組合。

分析步驟說明：

- (1) 將預先設定好的材料參數、地層數、剖面數、使用單位等依照指示一步一步輸入相關位置。
- (2) 設定剖面。直接在此軟體畫出，但也可使用 GRD 檔案輸入。
- (3) 選擇分析方法。此處選用 Spencer 法（非圓弧破壞）。
- (4) 選擇破壞模式。選擇一般型式的破壞方可指定破壞面。
- (5) 指定破壞面。取界面厚度之半，直接在操作畫面作圖。
- (6) 分析結果輸出。

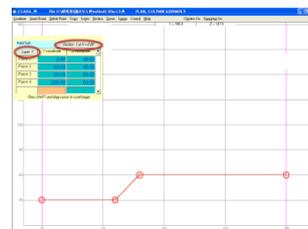


圖 10 CLARA-W 軟體使用範例-剖面輸入

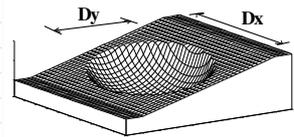


圖 11 橢圓率示意圖

3.4.2 研究方法流程

本研究將以實地分析的方式以湖口掩埋場為例，

初步判斷因為土層坡度較小、廢棄物坡高較高加上垃圾邊坡離內側遠，因此極有可能沿固體廢棄物內部破壞之方式破壞，並且為圓弧滑動，其分析流程為圖 12 所示之藍色路徑。

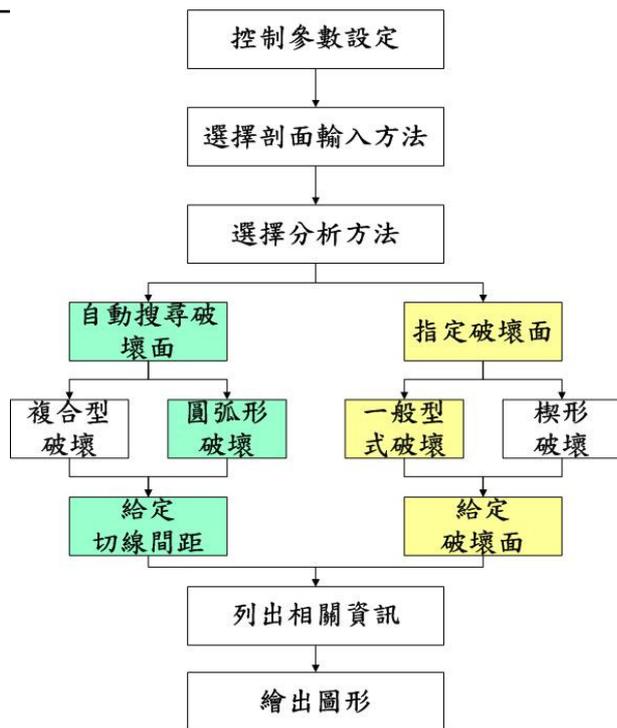


圖 12 CLARA 使用流程圖

另一方面，國內掩埋場如頭份掩埋場或峨眉掩埋場（圖 13、圖 14）等興建在山谷中，一些開口呈現酒瓶狀或是喇叭狀，通常這類掩埋場既深又陡，若是不透水布鋪定端後方的防水未處理好，雨水或地下水極容易滲入土工膜布周圍，並降低土壤與不透水布間之摩擦力，此類的掩埋場容易沿阻水系統破壞，其分析流程為圖 12 所示之黃色路徑。這部份的重點在於探討三維分析和二維分析之差異性，因為掩埋場的形狀和三維分析與二維分析的差異有直接的關係，因此在假設掩埋場形狀時，選擇以三維分析會較二維分析安全係數較低的「開口型」（喇叭型）掩埋場進行比較。



圖 13 頭份掩埋場（酒瓶狀）

圖 14 峨眉掩埋場（喇叭狀）

以下分別為上述二項穩定分析之說明：

(1) 模擬開口狀邊坡穩定分析

A. 基本剖面假設說明：

1. 以對稱的分法切成八個断面， β 為掩埋場開口大小、 L 為掩埋場縱向深度、 B 為內側寬度、 H 為坡高，其中假設垃圾邊坡及開挖土坡為 45° ， B 為 20 m 。圖 15(a)(b)。
2. 由於立體的形狀設定不易，断面 2 與断面 3、断面 6 與断面 7 之間距設為 0.2 m （土工止水膜之覆土厚）。
3. 廢棄物最終掩埋形狀與外側地表一致，圖 15(c)。
4. 假設破壞面位於覆土厚度之半。

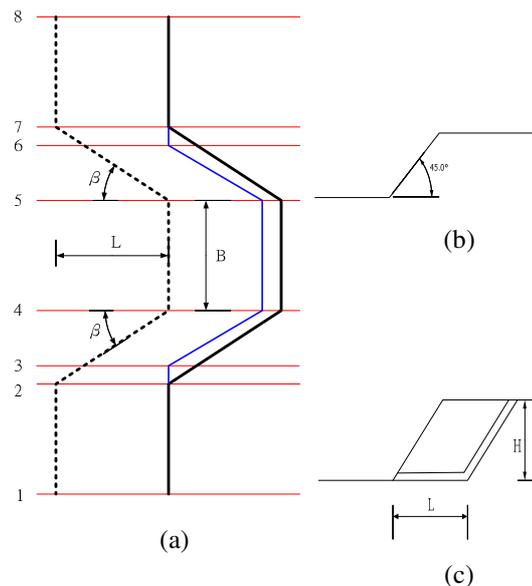


圖 15 剖面示意圖

B. 參數假設說明：

1. 假設破壞面介於掩埋場底部的廢棄物或土工膜布與土壤的介面之間，也就是土工膜布與土壤、土工膜布與土工皂土毯、土工膜布與土工織物的等界面。此處掩埋場背靠土坡視為堅硬層，破壞面不會通過。
 2. 考慮垃圾和覆土的比例以及長期掩埋發生分解沉降以後，垃圾層趨於穩定狀態，垃圾層之單位重從地表以下假設為 10 kN/m^3 （約 1 t/m^3 ）。
 3. 一般土壤之單位重約為 $16\text{ kN/m}^3 \sim 18\text{ kN/m}^3$ ，因為土工膜布鋪於斜面夯實不易，故假設土壤與土工膜布夯實後未達最緊密狀態取單位重為 16 kN/m^3 。
 4. 根據文獻及本次試驗結果取垃圾之摩擦角 ϕ 為 30° ，並不考慮 c 值的影響，此參數的假設偏向保守。
- 分別考慮土工止水膜與覆土界面間的摩擦角 δ 為 10° 、 15° 及 20° ；掩埋長度 H 為 20 m 、 40 m 、 60 m ；開口角度 β 為 30° 、 45° 、 60° 。

(2) 湖口掩埋場邊坡穩定分析

A. 断面假設說明：

1. 掩埋場開挖面與擋土牆隨著地形呈北高南低的走向，掩埋場的南側、北側及東側為原地地形並未開挖，西側則是擋土牆，滑動方向與邊坡一致同

為向西滑動。此次分析的範圍南北寬度 100 公尺（橫向）、東西長度 150 公尺（縱向）。

2. 開挖面為階梯狀，分為四階，每階高度二公尺（圖 16），邊坡水平總長度為 80 公尺到 110 公尺不等。分析的邊坡規模（深度與前後方距離為邊坡高度一倍的距離之外）遠小於實際的掩埋範圍，可以忽略邊界效應對分析結果之影響，否則實際邊界狀況皆應予以模擬，但開挖底面以及最終掩埋面為不規則型，故考慮以三維分析之。
3. 擋土牆為重力式擋土牆，由南至北分別由高度 6 公尺增加到 7 公尺，並假設此擋土結構無止滑樁等增加摩擦力之系統。
4. 廢棄物的邊坡形狀以現場測量取得，由於掩埋年代久遠，基準點已被移除或埋沒，斷面形狀經由擋土牆頂點反推算，如圖 17。
5. 僅在 $x=0\text{ m}$ 、 25 m 、 45 m 、 100 m 等轉折處切割面，除了此四個剖位置外，其他剖面形狀以內差法完成。
6. 最後一階高度 6 公尺到 10 公尺不等，坡角約為 45° ，忽略掩埋前土壤本身的邊坡穩定問題。

B. 參數假設說明：

1. 場址的土壤屬於卵礫石層，假設土壤 $\gamma=19\text{ kN/m}^3$ 、 $\phi=33^\circ$ 、 $c=0\text{ kPa}$ ；重力式擋土牆 $\gamma=20\text{ kN/m}^3$ 、 $\phi=35^\circ$ 、 $c=30\text{ kPa}$ ；垃圾 γ 為 10 kN/m^3 、 $\phi=30^\circ$ 、 $c=30\text{ kPa}$ 。
2. 擋土牆後邊坡高差 6 公尺，假設排水良好，忽略地下水的影響。
3. 不計水平地震力加速度。

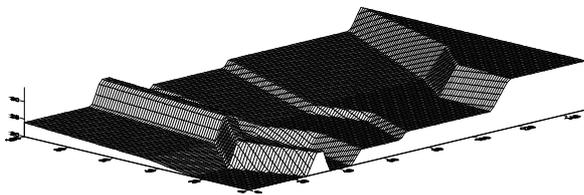


圖 16 開挖底面圖

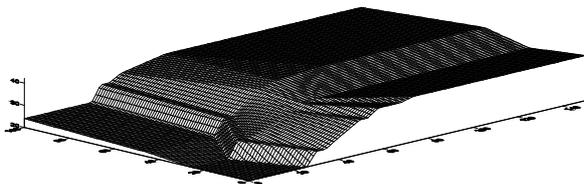


圖 17 最終掩埋面

四、研究結果

4.1 廢棄物基本性質

A. 單位重、含水比

試驗所得之單位重、含水比隨著組成及深度而改變，此次以地表覆土下一公尺處為取樣處，量測湖口及竹南掩埋場廢棄物的單位重與含水量，另外以環保署環檢所規定之「一般廢棄物（垃圾）採樣方法」（NIEA R124.00C）實施採樣。

經過量測後，湖口掩埋場的單位重大致在 $4.41\sim 5.40\text{ kN/m}^3$ 之間，平均單位為 5.02 kN/m^3 ；竹南掩埋場廢棄物單位重最高可達到 7.36 kN/m^3 ，平均單位重為 6.37 kN/m^3 ；而以標準採樣方法求得之平均單位重為 2.60 kN/m^3 以下，甚至大於環保署統計的 1.60 kN/m^3 。由文獻回顧指出，固體廢棄物的單位重除了壓密程度的影響外，組成及實驗方法也決定其大小，在此二處的實驗結果也顯示，湖口試體較輕質的物質，如塑膠佔了一半以上，較重的組成物如砂、土、礫石，相對之下所佔比例則低，竹南試體則反之；在實驗的方法上，以標準採樣方法經由提起容器 30 cm 令其自由落下，以慣性作用將廢棄物夯實，屬於高度擾動的試體，與不擾動試體或壓密試體所得結果差異性大，研判所得之結果不具代表性。

Sowers (1968)[27]指出，固體廢棄物的原始含水量一般為 $10\%\sim 35\%$ 。一般來說，含水量將隨有機含量的增加而增大。觀察到湖口廢棄物形狀，廢棄物依然呈現原始袋狀的堆疊（圖 18），雖然塑膠本身含水量不高，一旦水份進入垃圾袋中將難以排出，袋中的果皮、廚餘等高含水量的垃圾其水份，可能比「塑膠袋」更重，在湖口試體中發現，含水比甚至大於一，足以說明此現象。竹南試體中，砂石含量高、單位重較重、廢棄物破碎（圖 19），相較之下有機含量較低，含水比自然比較低。



圖 18 湖口掩埋場廢棄物狀態

圖 19 竹南掩埋場廢棄物狀態

B. 廢棄物組成

湖口及竹南試體組成如圖 20、圖 21 所示，湖口試體塑膠類佔 72% ，其它類佔 20% ；竹南掩埋場塑膠類佔 26% ，其它類佔 71% ，上述二類組成佔全部試體的 90% 以上，造成的原因可能有下列幾點：

在 A 部份描述，湖口掩埋場大部份袋裝垃圾未破碎（圖 18），垃圾分類時未確實把部份塑膠袋中的其它物質取出，或是附著於塑膠上的其它物質（如鐵類）無法分類（如電話、遙控玩具等），另外有些家庭把廚餘直接放入塑膠袋中丟棄，烘乾後附著在袋中，無形中增加塑膠類重量，這些很可能是造成湖口掩埋場塑膠類佔 72% 的原因。

觀察到竹南掩埋場的塑膠類破碎一致（圖 19），研判可能為事業廢棄物，覆土佔的比例不但關係單位重大小，並使組成改變，取樣的試體單位重較大（約 7.0 kN/m^3 ），其它類佔 71% ，研判取了一部份的覆土，其它類中大部份為土壤、砂石及廚餘等。

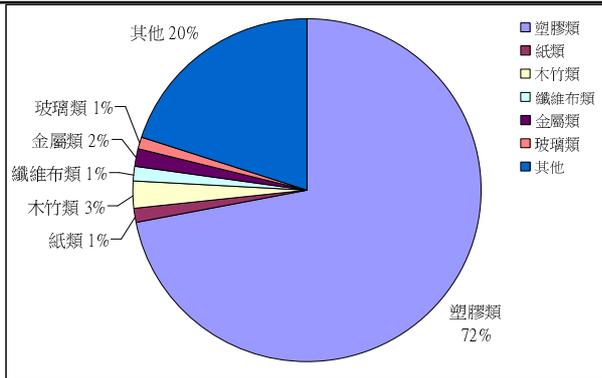


圖 20 湖口掩埋場廢棄物乾基組成

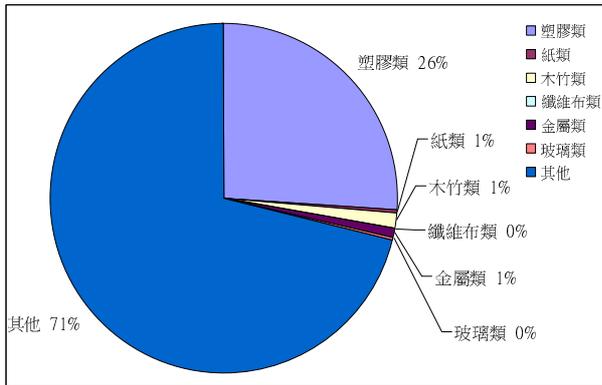


圖 21 竹南掩埋場廢棄物乾基組成

湖口及竹南八個試體所組成的垃圾強度參數分別為 $c=33.6$ kPa、 $\phi=32.1^\circ$ 及 $c=34.9$ kPa、 $\phi=38.0^\circ$ ，如圖 24、圖 25 所示，大致在第二章所提到文獻的範圍內。前小節有說明，湖口試體較為「鬆散」，垃圾的互制力靠每一袋垃圾間的摩擦力產生；竹南試體較為「緊密」，研判試體的剪力強度包含了砂石與破碎垃圾提供的互制力。

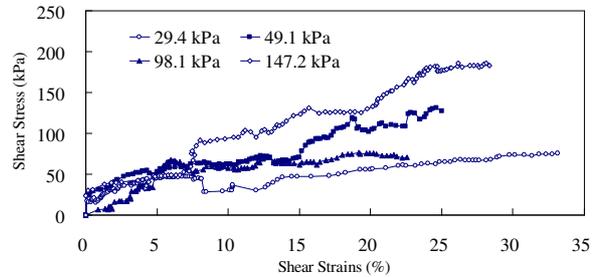


圖 22 現地直剪應力應變圖 (湖口)

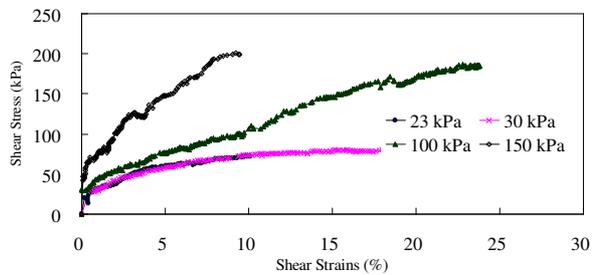


圖 23 現地直剪應力應變圖 (竹南)

4.2 現地直剪試驗

現地直剪試驗所得之應力-應變曲線如圖 22、圖 23 所示。為因應廢棄物之特性，本實驗之剪位移達 20 cm 以上，原本設定之四個正向應力（約 30 kPa、50 kPa、100 kPa、150 kPa），因現場廢棄物本身壓縮性較大導致試體剪動過程中的沉陷和傾斜，因此試體破壞時之正向應力與原本設定者有所出入。

之前有提到，曾經有學者發現垃圾在變形量超過 30%，應力仍有上升的趨勢[12]，此次的實驗範圍內，應力-應變的曲線為無明顯尖峰點的塑性破壞，在土壤力學理論上，軟弱黏土及鬆砂會出現此種曲線，根據 ASTM 的建議，以剪應變到達 10% 所對應的剪應力為破壞剪應力，但垃圾在剪應變達 20% 以上時，剪應力仍然持續增加，結果與文獻一致，此一特性在邊坡穩定的預防上有預警的效果。

以微觀看垃圾之破壞曲線發現，湖口試驗應力-應變曲線並非成平滑曲線，依現場觀察垃圾袋保持良好的狀態下，垃圾受剪時，整袋垃圾包含滾動及滑動，部份垃圾必須越過另一袋垃圾的最高點後才產生滑動，在越過一袋垃圾前，必須提高剪應力強度，之後只要增加少許的剪應力就可提供足夠的位移，此種現象類似緊砂受剪時產生的剪脹行為、鬆砂的剪縮行為，因此在固定的剪應變速率下，此兩種行為反覆發生，可以解釋湖口試體的剪應力-剪應變曲線為非平滑曲線，竹南較為平滑的原因。

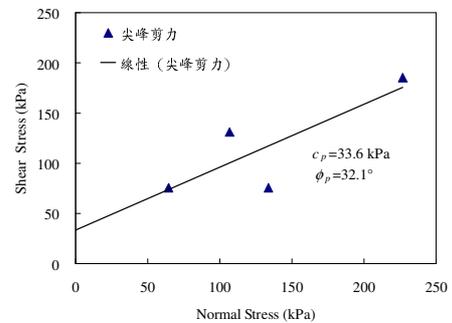


圖 24 現地直剪試驗結果曲線圖 (湖口)

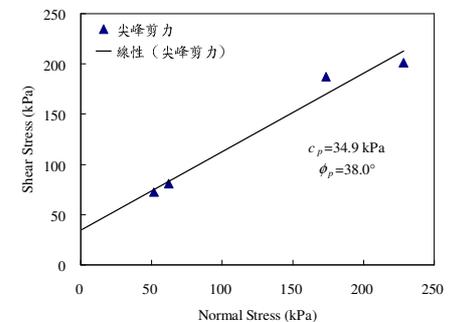


圖 25 現地直剪試驗結果曲線圖 (竹南)

4.3 平板載重試驗

圖 26 與圖 27 為載重-沉陷量曲線，根據 ASTM 建議，載重-沉陷量曲線無明顯破壞點，取試驗沉陷量等於 0.5'' 所對應試驗載重作為極限承载力，分別得到湖口及竹南的極限承载力 q_u 為 5.69 kPa、11.87 kPa，有學者研究指出，主要壓縮發生的時間短，大約佔總沉陷量的 10%~30%；次要壓縮發生時間長，產生沉陷量可達 25%，以土壤力學的觀點，試驗總沉陷偏大，若以 0.5'' 沉陷量作為判斷極限承载力的標準，並不適用於廢棄物的分析，在生物分解持續降到一定值之前，建築物的容許承载力應由沉陷量控制。

此次取試驗沉陷量等於 1'' 所對應試驗載重計算地盤反力係數，分別得到湖口及竹南的極限承载力 q_u 為 11.38 kPa、22.17 kPa，日後並可依據工程特性訂定工程容許沉陷量，由載重與沉陷量互制關係決定容許承载力。

若取沉陷量 1'' 時，所對應竹南試驗載重計算地盤反力係數 K_v 約為 875.25 kN/m³ (89.22 t/m³)，依謝旭昇及程日昇(1996)[25]提出的地盤反力係數建議值，屬於極疏鬆砂土或極軟弱黏土。

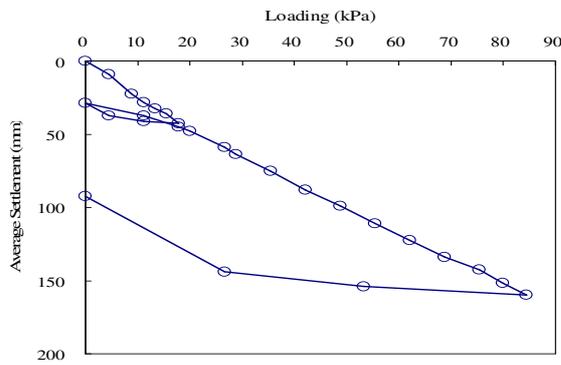


圖 26 平板載重試驗沉陷-載重曲線 (湖口)

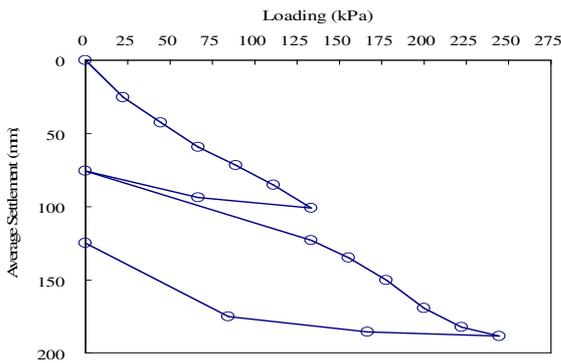


圖 27 平板載重試驗沉陷-載重曲線 (竹南)

4.4 掩埋場邊坡三維穩定分析

4.4.1 模擬開口狀邊坡穩定分析

A. 幾何參數影響

表 6 至表 8 及圖 28 說明掩埋場開口大小 (β)、縱向深度 (L) 及坡高 (H) 關係之安全係數值，根據圖中可知三維分析所得之安全係數結果與二維分析結果是一致的，亦即當掩埋高度 H 增高時，安全係數隨之降低；當掩埋場的長度 L 增加時，安全係數增大；而界面摩擦角 δ 對於安全係數更是有關鍵的影響。由圖 28 中則可得知開口型坡地掩埋場之開口角度對於安全係數之影響，開口角度愈大則安全係數愈低，但就已分析之開口角度範圍 30°~60° 而言，當安全係數愈大時 (亦即 H 愈小與 L 愈大)，開口角度影響愈大；反之，當安全係數愈小時 (亦即 H 愈大與 L 愈小)，開口角度的影響愈小。但在開口為 30°~60° 範圍內，安全係數變化最大約 20%。

在此次的分析範圍內，滑動體之寬/高比 (B/H) 產生的三向度效應皆為負值，根據張睦雄(2002)[27]指出，當三向度效應出現負值，滑動體兩側端將有損其中段之穩定性，顯示開口在 30°~60° 範圍內，長度 20 公尺到 60 公尺，寬/高比為 1 到 4 間之開口型掩埋場，邊坡實際的安全係數小於二維分析結果，亦即中央部份之穩定性，將會受其左右邊坡有所損害，進而降低整體之穩定性，以二維分析較三維分析保守；掩埋場長度 L 對三向度效應的影響，當寬/高比值高，掩埋場長度 L 愈長與開口愈大，三向度效應愈大，在分析範圍內最高可 40%，但增加的幅度較小；而在寬/高比值低時，掩埋場長度 L 與開口大小對三向度效應之增加幅度約略相等，但三向度效應較小。另外，掩埋場長度愈短、坡度寬/高比與開口愈小，在三向度分析中愈可視為二向度分析。

B. 滑動界面參數影響

摩擦型特性的界面 ($\delta \neq 0, c=0$)，當界面摩擦角 δ 從 10° 增加為 20° 有助於提升二維及三維之安全係數；對三向度效應而言，影響卻十分些微。

綜合以上討論可知，掩埋場的穩定性與滑動的幾何因子與界面強度參數息息相關，而三向度效應似乎僅與滑動幾何因子有關，而與界面強度參數無關。

表 6 安全係數表 ($\delta=10^\circ$)

β	$L=20\text{ m}$				$L=40\text{ m}$				$L=60\text{ m}$			
	3 0°	4 5°	6 0°	2 D	3 0°	4 5°	6 0°	2 D	3 0°	4 5°	6 0°	2 D
5	1	1	1	1	2	2	1	3	3	2	2	4
m	.35	.24	.15	.70	.26	.08	.96	.16	.08	.89	.73	.60
1	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	2

0m	.81	.75	.70	.95	.34	.23	.15	.72	.79	.66	.59	.45
2 0m	.0 .48	.0 .45	.0 .43	.0 .52	.0 .81	.0 .74	.0 .69	.0 .96	.1 .07	.0 .98	.0 .93	.1 .35

表 7 安全係數表 ($\delta=15^\circ$)

β H	L=20 m				L=40 m				L=60 m			
	3 0°	4 5°	6 0°	2 D	3 0°	4 5°	6 0°	2 D	3 0°	4 5°	6 0°	2 D
5 m	.2 .05	.1 .89	.1 .75	.2 .58	.3 .43	.3 .16	.2 .97	.4 .80	.4 .69	.4 .39	.4 .14	.6 .99
1 0m	.1 .23	.1 .14	.1 .06	.1 .45	.2 .03	.1 .86	.1 .74	.2 .61	.2 .72	.2 .52	.2 .38	.3 .72
2 0m	.0 .74	.0 .69	.0 .65	.0 .79	.1 .23	.1 .12	.1 .05	.1 .46	.1 .63	.1 .49	.1 .41	.2 .06

表 8 安全係數表 ($\delta=20^\circ$)

β H	L=20 m				L=40 m				L=60 m			
	3 0°	4 5°	6 0°	2 D	3 0°	4 5°	6 0°	2 D	3 0°	4 5°	6 0°	2 D
5 m	.2 .79	.2 .57	.2 .38	.3 .51	.4 .66	.4 .29	.4 .04	.6 .52	.6 .37	.5 .96	.5 .63	.9 .49
1 0m	.1 .67	.1 .55	.1 .44	.1 .97	.2 .76	.2 .53	.2 .37	.3 .55	.3 .69	.3 .43	.3 .24	.5 .06
2 0m	.1 .00	.0 .94	.0 .88	.1 .07	.1 .67	.1 .53	.1 .43	.1 .99	.2 .21	.2 .03	.1 .91	.2 .08

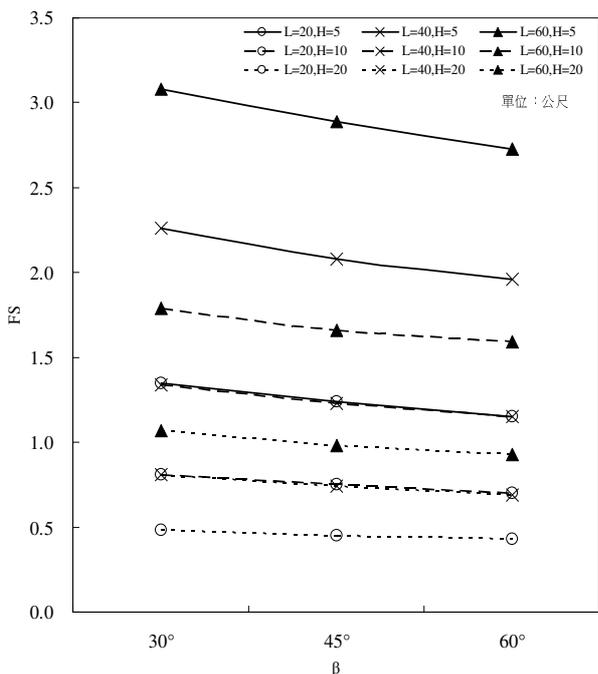


圖 28 掩埋場幾何關係之安全係數

4.4.2 案例分析-湖口掩埋場

受限軟體無法在橫向(X軸方向)自動搜尋最佳破壞對稱中心,此處自動搜尋的方法僅能在給定的橫斷面(Y-Z平面)上操作,可以選擇最陡的斷面為對稱中心,以各種不同的橢圓率分析比較。

表9列出不同條件之安全係數,在二維邊坡穩定當中,當坡度愈緩時,安全係數愈小,此趨勢與邊坡穩定理論一致;另外,經過最陡斷面(X=50 m)與最緩斷面(X=25 m)之二維及三維分析後得知,安全係數皆在2.0以上,由結果顯示,在陡斷面以三維分析,結果較二維分析大;反之,在緩斷面以三維分析之,較二維分析結果小。

以此案例而言,如表10之顯示,三向度效應在緩坡為對稱中心時影響較小,以三維分析偏向不保守,其原因係以三維分析在緩坡產生破壞面時,此破壞面通過陡坡的破壞面並非原本在此處最有可能的破壞面,二者權衡之結果,反而比二維在緩坡分析小;反之,三向度效應在陡坡為對稱中心時影響較大,當三維分析在陡坡產生破壞面時,其破壞面在緩坡更為保守,權衡下陡坡之三維分析比二維分析保守。

表9 湖口掩埋場安全係數

X	25 m	50 m
1	2.54	2.65
4	2.48	2.66

表10 湖口掩埋場三向度效應

X	25 m	50 m
1	-2.68	15.22
4	-4.98	15.65

100	2.61	2.61
2D	2.61	2.30

100	0	13.48
-----	---	-------

五、結論

多年來廢棄物的性質持續探討,至今仍未有一套量測的標準,採樣主要以環保署公佈之方法進行實驗,並不適用大地工程上的分析,而邊坡穩定主要以土壤力學理論為分析工具,本研究經由環保署的標準方法進行改良,建立一套較能反映現場廢棄物單位重之方法,另外以一套較能合理反映現實三維幾何和滑動機制之理論分析方法,同時以湖口掩埋場為例用三維和二維方法進行實際分析,所得之結論如下:

1. 經過湖口掩埋場實驗後發現,以本實驗方法比標準取樣法大93%,標準試體又比近五年全國平均單位重大62%,不過仍略低於過去國外文獻之平均單位重,顯示實驗的方法對廢棄物單位重值有極大的影響力。
2. 台灣的廢棄物因混合許多事業廢棄物,因此剪力強度較國外文獻略高,直剪試驗顯示廢棄物之剪力強度與土壤相當,惟其壓縮性較高、承载力較低,較近似鬆軟土壤,剪力強度必須在較大剪應變下才能發揮。
3. 平板載重結果顯示在試驗進行之沉陷範圍內,沉陷與荷重曲線並無明顯之彎曲點,故不易求出極限承载力與反算剪力強度參數。
4. 三維邊坡穩定分析結果顯示,掩埋場開口角度愈大則安全係數愈小,在30°~60°範圍內,影響最高可達20%。
5. 滑動體之寬/高比(B/H)愈大、開口的角度(beta)愈大、掩埋場的長度愈長(L),三向度效應的影響愈明顯;破壞面之影響則可忽略。顯示影響該效應主要為滑動之幾何參數。
6. 此研究範圍內發現,開口角度在在30°~60°內之滑動破壞,其三向度效應使得三維分析安全係數低於二維安全係數,顯示滑動體兩側界面降低整體邊坡之穩定性,故以二維穩定分析之較為保守。
7. 湖口掩埋場案例分析中,安全係數皆在安全範圍內。最緩斷面三向度效應為負值,顯示在此斷面以二維分析較為保守;反之,在最陡斷面三向度效應為正值,顯示二維分析偏向危險,而橢圓率的影響不超過6%。

六、誌謝

本文為國科會輔助之研究計劃案,其編號為NSC

95-2221-E-009-201，非常感謝國科會對本研究的支持，特在此誌謝。

參考文獻

- [1] Fassett, J., Leonards, G. A. and Repetto, P., "Geotechnical Properties of Municipal Solid Wastes and their Use in Landfills", WASTETECH '94 (1994).
- [2] Bromswell, L. G., "Properties, Behavior, and Treatment of Waste Fills", Seminar Series on Methods of Soil Improvement, Metropolitan Section, ASCE, New York (1978).
- [3] Dvinoff, A. H. and Munion, D. W., "Stability Failure of Sanitary Landfill", Proceeding International Symposium on Environmental Geotechnology, pp. 25-36 (1896).
- [4] Merz, R. C. and Stone, R., "Landfill Settlement Rates", Public, V. 93, No.9 (1962).
- [5] Sargunan, A., Mallikarjun, N., and Ranapratap, K., "Geotechnical Properties of Refuse Fills of Madras, India", Proceeding International Symposium on Environmental Geotechnology, pp. 197-204 (1986).
- [6] Schumaker, N. B., "Construction Techniques for Sanitary Landfill", Waste Age, March/April (1972).
- [7] Sowers, G. F., "Settlement of Waste Disposal Fills", Proceeding 8th ICSMFE, Moscow, V.2.2, pp. 207-210 (1973).
- [8] 行政院環保署，「台灣地區垃圾採樣及樣品分析工作」，EPA-93-Z102-02-104 (2003)。
- [9] Kavazanjian, E., Jr., Matasovic, N. Bonaparte, R. and Schmertmann, G.R., "Evaluation of MSW Properties for Seismic Analysis," In: Geoenvironment 2000, ASCE Geotechnical Special Publication No. 46, Vol. 2, pp. 1126 (1995).
- [10] Dixon, N. and Jones, D. R. V., "Engineering Properties of Municipal Solid Waste", Engineering Properties of MSW (2004).
- [11] Landva, A. O., and Clark, J. I., "Geotechnics of Waste Fill," Geotechnics of Wastefills—Theory and Practice, ASTM STP 1070, pp. 86–103(1990).
- [12] Singh, S. and B. Murphy. "Evaluation of the Stability of Sanitary Landfills." Geotechnics of Solid Waste Fills: Theory and Practice. Arvid Landva and G. David Knowles, eds. Philadelphia: American Society for Testing and Materials, 1990, pages 240-258. SEL TD795.7 G46 (1990).
- [13] Eid, H. T., Stark, T. D., Evans, W. D. and Sherry, P. E., "Municipal solid waste slope failure. I: Waste and foundation soil properties." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 126, No. 5, pp.397-407 (2000).
- [14] Kavazanjian, E., Jr., Beech, J. f. and Matasovic, N.. Discussion. Journal of Geotechnical and Geoenvironment Engineering, ASCE, Vol. 127, No.9, pp. 1126 (2001).
- [15] Mitchell, R.A. and J.K. Mitchell. "Stability Evaluation of Waste Landfills." Stability and Performance of Slopes and Embankments, II: Proceedings of a Specialty Conference; Berkeley, California, June 29-July 1, 1992 (Geotechnical Special Publication 31). Raymond B. Seed and Ross Boulanger, eds. New York: American Society of Civil Engineers, 1992, volume 2, p. 1151-1187. SEL TA760.S73 1992 v.2.
- [16] Machado S. L., Carvalho M. F. and Vilar O. M.. "Constitutive model for municipal solid waste". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, V.128, No.11, pp. 940-951 (2002).
- [17] Sadek, S. M. and Manasseh, C. G., "A Large Direct Shear Apparatus for Testing-Liner Interfaces"
- [18] 單信瑜，「地工合成材料於山坡地掩埋場之應用」，地工技術雜誌，第 73 期，第 57 至 66 頁 (1999)。
- [19] Martin, J. P., Koerner, R. M., and Whitty, J. E., "Experimental Friction Evaluation of Slippage between Geomembranes, Geotextiles, and Soils," Proc. Intl. Conf. Geomembranes, St. Paul, MN: IFAI, pp. 191 – 196 (1984).
- [20] Mitchell, R.A., S.E. Hatch, and R. Siegel. "Closure Design for a Landfill Founded on Soft Mud and Peat." Stability and Performance of Slopes and Embankments, II: Proceedings of a Specialty Conference; Berkeley, California, June 29-July 1, 1992 (Geotechnical Special Publication 31). Raymond B. Seed and Ross Boulanger, eds. New York: American Society of Civil Engineers, 1992, volume 1, p. 685- 704. SEL TA760.S73 1992 v.1
- [21] Williams, N. D. and Houlihan, M. R., "Evaluation of interface friction properties between geosynthetics and soils", Geosynthetics 1987, IFAI, Minneapolis, MN, 2, 616-627 (1987).
- [22] 劉家男，「地工合成材於環境地工之應用」，地工技術雜誌，第 102 期，p5~p14 (2004)。
- [23] 陳榮河，「垃圾掩埋場復育工程：垃圾掩埋場之公害防治-大地工程」，行政院環境保護署「建立垃圾掩埋場復育工程及技術規範」第二次技術研討會，本署廢管處主辦 (1997)。
- [24] Meyerhof, G. G., Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils, Journal of the soil mechanics and foundation division, ASCE, Vol. 82,

No. SM1, January, pp. 1-19 (1956).

- [25] 謝旭昇、程日昇,「論筏基設計用地盤反力係數」,地工技術,第53期,第45-54頁(1996)。
- [26] 施國欽,「大地工程學(二)基礎工程篇」,文笙書局,p2-59~p2-60(2001)。
- [27] 張睦雄,“邊坡穩定三向度效應之初步探討”,中國土木工程學刊,第17卷,第2期,June, pp.195-204(2005)。
- [28] Sowers, G. F., “Foundation Problem in Sanitary Landfills”, Journal of Sanitary Engineering, ASCE, Vol. 94, No. 1, pp. 103-116 (1968).

1. 國立交通大學土木工程研究所碩士班研究生

2. 國立交通大學土木工程研究所副教授

坡地型廢棄物掩埋場邊坡穩定分析

王昱雲¹ 單信瑜²

摘要

台灣地區由於人文社經條件的考量，掩埋場往往只能興建於城鄉邊緣的山坡地，截至民國 93 年六月止，台灣山坡地掩埋場共約有七十餘場。由於掩埋場相關法令以及設計規範尚不完善，因此目前台灣的掩埋場設計之時大多未曾做過詳盡之邊坡穩定分析。此外，操作單位也並未根據工程計畫進行廢棄物的填埋，導致最終掩埋面往往超過預期的高度。上述情形導致坡地型掩埋場的破壞潛能提高，其穩定性值得深入探討。此外，掩埋場底部因地工膜布與相接觸之材料間的界面剪力強度頗低，形成最易發生滑動的弱面，因此本研究以掩埋場底部弱面破壞為對象，利用二維極限平衡邊坡穩定分析法，探討山坡地掩埋場幾何設計參數安全係數之關係。研究方法採用邊坡穩定分析程式 SLOPE/W，針對下列掩埋場穩定設計因子：掩埋面坡高(H)、掩埋場底部長度(L)、掩埋場底部邊坡角度(α)、掩埋面邊坡角度(β)、廢棄物剪力強度(c 、 ϕ)、地工合成材料界面剪力強度(c_a 、 δ_a)及孔隙水壓(u_w)，進行一階與二階等一系列組合的分析。分析結果可以使主管機關、操作單位、設計單位對於掩埋場的穩定性有明確的瞭解，並提供掩埋場設計與營運、封場期間訂定出掩埋場坡高與坡角的基本規劃。

關鍵字：掩埋場，邊坡穩定，平台寬度，參數分析。

Stability Analysis of Municipal Solid Waste Landfills on Slope

ABSTRACT

Due high population density in narrow coastal plains and NIMBY effects, a large portion of landfills in Taiwan are located in mountainous area. Current regulations on landfills do not require slope stability analysis while designing these landfills. As a result, the potential risk of slope failure of these landfills is very high. Furthermore, although the interfacial shear strength between the waste and geosynthetics is very important to landfill slope stability, it has seldom been considered in the design. The objective of this study is to perform stability analyses on block failures through weak interface in the bottom lining system for typical landfills on slopes. Two-dimensional slope stability analyses were conducted with SLOPE/W 2004. Geometric parameters such as height, slope angle of the back, the slope angle of the waste body, the length of the base, the width of the berm, and also the interfacial friction angle were varied to investigate their effect on the factor of safety against slope failure. Results of 2-D stability analyses show that the factor of safety increases with lower height of wastes, longer length of waste body, higher slope angle of the back of the excavation, and steeper face slope of waste body.

Key Words: Landfill, Slope stability, Berm width, Parametric study.

一、前言

雖然台灣的廢棄物處理逐漸以焚化取代掩埋，然而無論是不可燃的廢棄物、焚化灰渣、或者是離焚化場運距較遠的鄉鎮，仍將繼續以掩埋為其主要的處理方式。

台灣地區地狹人稠，加上近年來人民環保意識與對生活環境品質的要求提升，導致台灣地區的掩埋場往往只能利用人跡較少的山坡地或河岸來興建。但由於目前法令禁止於行水區內設置掩埋場，日後掩埋場幾乎只能興建於城鄉邊緣的山坡地或山谷。山坡地的地形條件對掩埋場來說造成許多設計與施工上的困難。

截至民國 93 年六月止，台灣地區營運中的廢棄物掩埋場總計有 184 場，台灣山坡地掩埋場約七十餘場。此外，在位於各地的數百座老舊掩埋場，雖陸續封場，但其長期穩定性仍然是必須關切的問題。

由於掩埋場相關法令以及設計規範尚不完善，因此目前台灣的掩埋場設計之時大多未曾做過詳盡之邊坡穩定分析。此外，操作單位也並未根據工程計畫進行廢棄物的填埋，導致最終掩埋面往往超過預期的高度。上述情形導致坡地型掩埋場的破壞潛能提高，其穩定性值得深入探討。

二、文獻回顧

2.1. 掩埋場基本概念

2.1.1 掩埋場的破壞案例

Robert M. Koerner and Te-Yang Soong，在 2000 年發表於 ASCE 的論文中，收集 1980 年至 2000 年間，世界各地十個大型掩埋場的破壞案例(如表 1)，其中掩埋場底部有無設置襯墊層系統的案例各佔一半。廢棄物邊坡破壞造成的坍方量 $60,000 \text{ m}^3 \sim 1,200,000 \text{ m}^3$ ，破壞類型以平面滑動居多，有設置襯墊層的掩埋場，則全部屬於沿著襯墊層界面之滑動破壞。

表 1 掩埋場破壞案例(Koerner and Soong,2000) [1]

Case History	Year	Location	Type	Quantity Involved
Unlined				
U-1	1984	N.America	Single rotational	110,000 m ³
U-2	1989	N.America	Multiple rotational	500,000 m ³
U-3	1993	Europe	Translational	470,000 m ³
U-4	1996	N.America	Translational	1,100,000 m ³

U-5	1997	N.America	Single rotational	100,000 m ³
Lined				
L-1	1988	N.America	Translational	490,000 m ³
L-2	1994	Europe	Translational	60,000 m ³
L-3	1997	N.America	Translational	100,000 m ³
L-4	1997	Africa	Translational	300,000 m ³
L-5	1997	S.America	Translational	1,200,000 m ³

2.1.2 掩埋場的破壞模式

垃圾掩埋場的邊坡破壞模式及分析方法，可以歸納區分為五大類(陳榮河，2002) [2]。整理如下表所示。

表 2 掩埋場的破壞模式(陳榮河，2002)[2]

(Mitchell and Mitchell，1992) [3]

破壞模式	發生情況	發生原因	分析方法
固體垃圾內部的滑動破壞	邊坡較高、坡度較陡、垃圾夯實不足	垃圾剪力強度不足	圓弧破壞分析法
邊坡及基礎土壤之整體破壞	軟弱基礎(黏土層)	基礎下方土壤剪力強度不足	圓弧破壞分析法
襯墊層之拉出或斷裂破壞	營運期間填埋時，因填埋垃圾與襯墊層界面之摩擦力產生向下牽引力過大	襯墊層錨定力及張力強度不足	參考 Koerner (1994)
襯墊層界面之滑動破壞	坡度較陡、襯墊系統之界面強度低	界面剪力強度不足	塊體平衡法
風頂和覆蓋層之破壞	覆蓋層坡度較陡、襯墊系統之界面強度低	界面剪力強度不足	參考 Koerner (1994)

2.1.3 相關文獻及研究

根據我國一般廢棄物回收清除處理辦法(環保署，2002) [4]第三十條第二款規定，掩埋場終止使用時，應覆蓋厚度五十公分以上之砂質、泥質黏土、皂土或具相同阻水功能之地工材料組合等阻水材料，覆蓋砂石者，並予以壓實。壓實後，平坦面坡度為百分之一以上，斜面坡度為百分之三十以下，並應綠化植被。

然而，因為國內掩埋場多半超量掩埋或因為於山坡地，因此多未能符合上述坡度低於百分之三十（約為 17.5° ）的要求。

根據環保署 2003 年委託研究單位訪視 29 個復育掩埋場（行政院環保署，2003）[5]的結果顯示，『邊坡穩定性不足』名列掩埋場問題的榜首。針對這一類掩埋場的穩定問題，國內的主管機關曾提出

以下建議：

1. 掩埋場在平地應不高於 50 公尺，在丘陵則可酌量提高。當掩埋場高度愈高，其坡度則應求其平緩。
2. 掩埋場外緣坡度基本上應不小於 1:3。祇有當掩埋場需要堆積更高時，方予酌情放緩坡度。
3. 當坡面愈趨於上方時，坡度可酌增陡峻，當坡面愈趨於下方時，坡度則勢須放緩。
4. 掩埋場高度每增加 8~10 公尺時，則須加設最少為 4 公尺寬的平台階面一座。階面內側須有排水溝設置。

另一方面，國內專家提出在目前存在的掩埋場中下述的垃圾邊坡範圍已被觀察為穩定邊坡（陳榮河，1997）[6]：

1. 事業廢棄物：4H：1V ($\approx 14.0^\circ$) 到 3H：1V ($\approx 18.4^\circ$)
2. 包含 40% 固體的污泥式廢棄物：7H：1V ($\approx 8.1^\circ$) 到 6H：1V ($\approx 9.5^\circ$)
3. 飛灰沈積物：7H：1V ($\approx 8.1^\circ$) 到 6H：1V ($\approx 9.5^\circ$)
4. 砂質廢棄物和飛灰：4H：1V ($\approx 14.0^\circ$) 到 3H：1V ($\approx 18.4^\circ$)

美國環保署的掩埋場設計要求(USEPA,1994) [7]，『掩埋場的覆蓋系統必須在 25 年頻率暴雨 24 小時逕流與入滲狀態下保持穩定。坡度較 5H:1V

($\approx 11.3^\circ$) 陡者應該設置排水層。並應利用試驗求出覆蓋系統中的各個構件之間在乾燥與飽和狀態下的摩擦角，以其最低之摩擦角作為邊坡之最大坡度。』長期穩定的安全係數應大於 1.5。地震時安全係數則必須大於 1.0。（根據 RCRA Subtitle D 採用 USGS 2120 尖峰岩盤加速度圖 90% 機率 250 年重現期地震。相當於 2400 年重現期的地震。）若安全係數小於 1.0，則必須採用更嚴謹的分析方法評估地震時的位移。

表3美國環保署對於掩埋場穩定安全係數之規範 (USEPA, 1994) [7]

類別	安全係數	
	土壤或廢棄物強度	土壤或廢棄物強度

	參數可靠度高者	參數可靠度低者
崩塌後對生命無立即危害	>1.25	>1.5
崩塌後對環境無重大影響	>1.2	>1.3
崩塌後對生命產生立即危害	>1.5	>2.0 或更高
崩塌後對環境產生重大影響	>1.3	>1.7 或更高

國外專家學者透過案例分析，針對十個大型掩埋場破壞案例，探討邊坡破壞機制。進行 2-D 及 3-D 邊坡穩定分析；2-D 分析，使用 GEOSLOPE 程式並採用 Bishop simplified、Janbu simplified 進行求解；3-D 分析，使用 CLARA 程式，採用相同的切片法分析，同時比較 2-D 及 3-D 之安全係數。在有襯墊層的掩埋場當中，考慮邊坡滑動啟動機制時，其形狀因子(WF= FS_{3-D}/FS_{2-D})等於 1.15~1.43；不考慮時，形狀因子等於 1.10~1.33 (Koerner and Soong,2000) [1]。

2.2 垃圾層及地工合成材料工程參數

2.2.1 基本參數不確定因素

在垃圾邊坡穩定分析中，須具備垃圾之基本參數，即合理之剪力強度參數(單位重(γ)、凝聚力(c)、摩擦角(ϕ))，以及地工材料之界面強度，但因垃圾本身具有極大不確定性，致以傳統土壤力學方法進行評估分析，所得之分析結果，實難另人完全信任與採納，而主要之不確定因素如下(陳盈文，2006) [8]：

1. 有機垃圾會隨著掩埋時間漸漸發生化學反應，起初為好氧性分解，爾後經覆蓋土層後，行成厭氧性分解，分解過程中排出甲烷及二氧化碳，將影響試驗之準確性。
2. 掩埋場中腐敗性垃圾會隨時間不斷腐化，垃圾剪力強度具變化性，導致採樣時間之控制度，不易掌握具代表性採樣時間。
3. 部分垃圾具高度不均質性，如混雜式掩埋場，其中大型固體廢棄物，在一般採樣下(採樣試體較小)，所得試驗結果，將無法足以代表整體之垃圾性質。
4. 在實驗室進行垃圾壓實，有其困難度。
5. 除特殊性分類之掩埋場(如灰渣掩埋場、固化後掩埋場)，可得較為代表性之均質土質參數外，一般分析均假設垃圾層為均質均向，與實際土質實有

某種程度上之差異性。

- 6.不均質之垃圾，造成極為差異之孔隙比，影響垃圾單位重(γ)…等土壤性質。
- 7.一般掩埋場在進行封閉復育階段，皆會採取植被做為綠美化之手段，有效之植被亦能提昇邊坡穩定，而植被種類之選擇，亦影響復育後之邊坡穩定度，在穩定分析時，並未能有模擬之參考數據，加以納入考量。
- 8.近年在資源回收觀念之倡導下，掩埋場堆置垃圾之組成明顯改變，新舊垃圾之改變，即使使用國外經驗參數或本土建置之垃圾參數，仍值得商榷。

2.2.2 固體廢棄物單位重

垃圾單位重受垃圾層本身物理組成、掩埋時間、掩埋方式、掩埋年代、化學分解速率、堆置時壓密程度、排水狀況及沉陷因素等影響，產生相當大的變化。且由於掩埋物取樣困難，因此不易求得。廢棄物經掩埋壓實後單位重依壓實程度不同約在4~9 kN/m³ (0.4~0.9t/m³)間，但年代較久之垃圾層經生物分解及壓密沉陷後單位重可高達9~10 kN/m³ (1.0~1.1 t/m³)。

Kavazanjian et al. (1995) [9]等整理相關文獻並由大型開挖結果，提出圖1之單位重深度曲線，其結果顯示表面之掩埋物之單位重為6.5 kN/m³ 並隨著深度增加而呈線性增加，至30 公尺深度其單位重為11.5 kN/m³，至此深度以下呈曲線變化，50 公尺以下約為定值12.5 kN/m³，常見之掩埋物平均單位重約8.5~10 kN/m³，若無現場量測資料，可利用此曲線配合表面開挖加以推估。

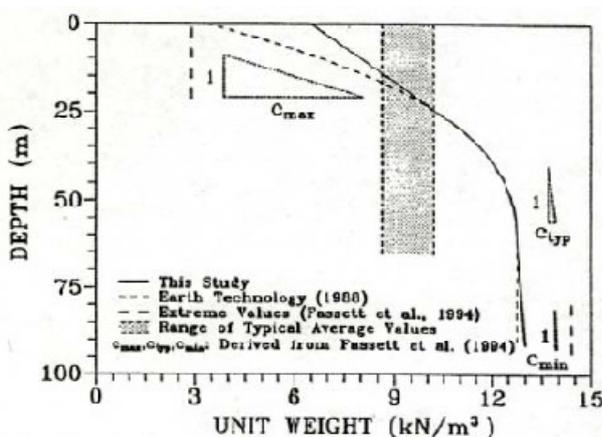


圖1 固體掩埋物單位重深度曲線(Kavazanjian et al. , 1995) [9]

2.2.3 固體廢棄物剪力強度參數

現地掩埋物之剪力強度參數，受限於取樣代表性與試驗設備之限制，不易求得，一般多利用室內重模大型剪力試驗、現地大型剪力試驗、反算分析(backanalysis)等方法推估。蒐集相關文獻彙整如下表。

表4 垃圾剪力強度(陳盈文, 2006) [8]
(錢學德等人, 2000) [10]

文獻來源	摩擦角 ϕ	凝聚力 C(t/m ²)	備註
Fang 等人(1977)	15°~25°	7.2	室內進行夯實垃圾之強度試驗
Oweis 等人 (1985)	20°	2.0~2.5	由現地推算(垃圾在軟弱至中等軟弱之黏土層)
STS (1985)	30°~35°	1.0~2.5	由壓力計試驗
Dvinoff, Munion (1986)	不排水剪力強度 Cu=3.9		由一破壞實例推算
三宅宏文 (1981)	32.2°	4.5	日本實際量測之資料
Kavazanjian (1995)	$\sigma < 25\text{kPa}, C=24\text{kPa}, \phi=0^\circ$ $\sigma > 25\text{kPa}, C=0\text{kPa}, \phi=33^\circ$		平板載重試驗反算分析、實驗室與現地大型直剪試驗，配合已知穩定之現地掩埋場反算分析結果
Vam Impe (1998)	$0 \leq \sigma \leq 20\text{kPa}, c=20\text{kPa}, \phi=0^\circ$ $20 \leq \sigma \leq 60\text{kPa}, c=0\text{kPa}, \phi=38^\circ$ $20 \leq \sigma \leq 60\text{kPa}, c \geq 20\text{kPa}, \phi=30^\circ$		24 個邊坡穩定迴歸分析與室內及現場試驗
游中揚 (1998)	12°~26°	0.45~0.02 kg/cm ²	彙整國內外文獻
陳榮河 (2002)	摩擦角 ϕ 與凝聚力 C 關係式 $C (\text{kPa}) = -2.3\phi + 81 \pm 17$		彙整國外文獻
鄭介眉 (2004)	38.9°	1.054	依現地採樣資料分析

此外，固體廢棄物之應力應變關係也明顯與一般土壤材料不同。固體廢棄物之三軸壓縮試驗顯示，在軸向應變超過 30%後，其應力仍持續上升，並無達到穩定值之跡象(Singh 與 Murphy, 1990[11]; Machado 等人, 2002[12])。因固體廢棄物之破壞應變明顯遠高於一般土壤材料，當掩埋場之基礎土壤達到尖峰強度時，固體廢棄物只發揮了部分強度，直到累積足夠剪應變，固體廢棄物達到破壞強度後，才會發生明顯可見穿透廢棄物堆填邊坡之破壞，此時其下之基礎土壤

可能已達到其殘餘強度。因此，進行掩埋場邊坡穩定性分析時，若基礎土壤及固體廢棄物同時採用尖峰強度可能導致不保守的結果。

2.2.4 土工合成材界面剪力強度參數

土工膜布通常用來分隔廢棄物與地下水，防止潛在的地下水污染，具有施工迅速、不須嚴格控制含水量及夯實度、不易因伸縮產生裂縫等優點，在現代掩埋場中已大量使用，不只要了解它們的受力情形，它們與覆土中間的界面作用力，在台灣的山坡地掩埋場更是重要的技術指標，因此地工止水系統的界面參數選用是非常關鍵的，通常台灣是以光滑的高密度聚乙烯(Smooth HDPE)為不透水層。

地工合成膜與土壤介面剪力強度參數隨著地工合成膜表面處理方式不同而差異極大，對具平滑表面之地工合成膜(Smooth geomembrane)，其典型靜態摩擦角約為 8°，而織物類(Textured)地工合成膜其典型靜態摩擦角可達到 25°。

根據 Martin et al. (1984) [13]的研究，HDPE 土工膜布與砂之間的摩擦角約 18°，PVC 土工膜布與砂之間的摩擦角約 23°。HDPE 土工膜布與地工織物之間的摩擦角約 6° - 11°，PVC 土工膜布與地工織物之間的摩擦角約 11° - 24°。其他的研究數據顯示，砂和光面地工膜布的摩擦角大約在 17° - 25°之間(Koerner, 1994[14]; Orman, 1994[15]; Stamatopoulos and Kotzias, 1996[16]; Liu et al., 1998[17]; Stamatopoulos, 1998[18]; Luellen et al., 1999[19])。織布和糙面地工膜布的尖峰摩擦角則在 19°-27°之間，殘餘摩擦角在 17°-24°之間(Luellen et al., 1999) [19]。

2.3 坡地型掩埋場邊坡穩定分析

2.3.1 坡地型掩埋場邊坡穩定分析

常用之土壤邊坡靜態穩定分析方法皆可應用於垃圾填築邊坡，其中極限平衡法，因方便、迅速，而最常被使用。而此類方法可依破壞面形狀而分為兩類：(1)破壞面呈平面時，可用塊體平衡法分析之，此類破壞面多發生於襯墊層界面強度較弱時，或覆蓋層之破壞；(2)破壞面呈一圓弧形，可採用切片法，以力學平衡求其安全係數。然極限平衡法沒有考慮變形行為之影響，故亦有用有限元素法來研究垃圾邊坡變形行為及應力分佈[8]。

2.3.2 比較各種切片分析法

極限平衡法為大地工程師在探討土壤邊坡穩定經常使用之方法，其基本理論乃是以力學觀念中之力平衡及力矩平衡為出發點，其中切片法因能適切地模擬邊坡之幾何形狀、土層之變異性及水壓力狀況，因此成為較常使用之方法(Terzaghi and Peck, 1967) [20]。採用切片法進行邊坡穩定之分析已發展出甚多方法，其中最主要的不同為：(1)用以求得之安全係數之方程式(2)為達成靜定解所作的假設 (Fredlund, 1975) [21]。後續將針對下列 10 種切片分析法進行討論：Ordinary、Bishop simplified、Janbu simplified、Morgenstern and Price (M-P)、Spencer、Corps of Engineers #1、Corps of Engineers #2、Lowe-Karafiath、Janbu Generalized 及 Sarma 等。表 5 為各切片分析法滿足的靜力平衡方程式，表 6 為各切片分析法切片側向力的假設。

表 5 各切片分析法之靜力平衡

Method	Moment Equilibrium	Force Equilibrium
Ordinary	Yes	No
Bishop's Simplified	Yes	No
Janbu's Simplified	No	Yes
Morgenstern-Price	Yes	Yes
Spencer	Yes	Yes
Corps of Engineers #1	No	Yes
Corps of Engineers #2	No	Yes
Lowe-Karafiath	No	Yes
Janbu Generalized	Yes(by slice)	Yes
Sarma	Yes	Yes

表 6 各切片分析法之側邊力函數假設

Method	Interslice Normal(E)	Interslice Shear(X)	Interslice of X/E Resultant, and X-E Relationship
Ordinary	No	No	No interslice force
Bishop's Simplified	Yes	No	Horizontal
Janbu's Simplified	Yes	No	Horizontal
Morgenstern-Price	Yes	Yes	X=Eλf(x), user function
Spencer	Yes	Yes	Constant
Corps of Engineers #1	Yes	Yes	Inclination of a line from

			crest to toe
Corps of Engineers #2	No	Yes	Inclination of ground surface at top of slice
Lowe-Karafiath	Yes	Yes	Average of ground surface and slice base inclination
Janbu Generalized	Yes	Yes	Applied line of thrust and moment equilibrium of slice
Sarma	Yes	Yes	$X=C+E\tan\phi$

三、研究方法

3.1 研究方法

掩埋場底部因地工膜布與相接觸之材料間的界面剪力強度頗低，形成最易發生滑動的弱面，因此本研究以掩埋場底部弱面破壞為對象，利用二維極限平衡邊坡穩定分析法，探討山坡地掩埋場幾何設計參數安全係數之關係。

研究方法採用邊坡穩定分析程式 SLOPE/W，首先以程式內建的五種破壞面搜尋形式探討各切片分析法之適用性，以決定後續參數變異性分析，進行的搜尋方式及分析法，再針對下列掩埋場穩定設計因子：掩埋面坡高(H)、掩埋場底部長度(L)、背靠邊坡之平台寬度(B)、掩埋場底部邊坡角度(α)、掩埋面邊坡角度(β)、廢棄物剪力強度(c 、 ϕ)、地工合成材料界面剪力強度(c_a 、 δ_a)、孔隙水壓(u_w)，進行一階與二階等一系列組合的分析。詳細流程如圖 2 所示。

邊坡分析模式，為了簡化分析，將地工合成材視為一個薄的弱層，其厚度考慮掩埋場現場開挖整地時，地面不可能完全平整，地勢會有所起伏，且襯墊層施工鋪設時，也未必會完全平整，所以假設地工合成材界面層厚度為 0.1 m。另外，掩埋場基礎土壤假設為不穿透岩層或軟岩層進行分析。

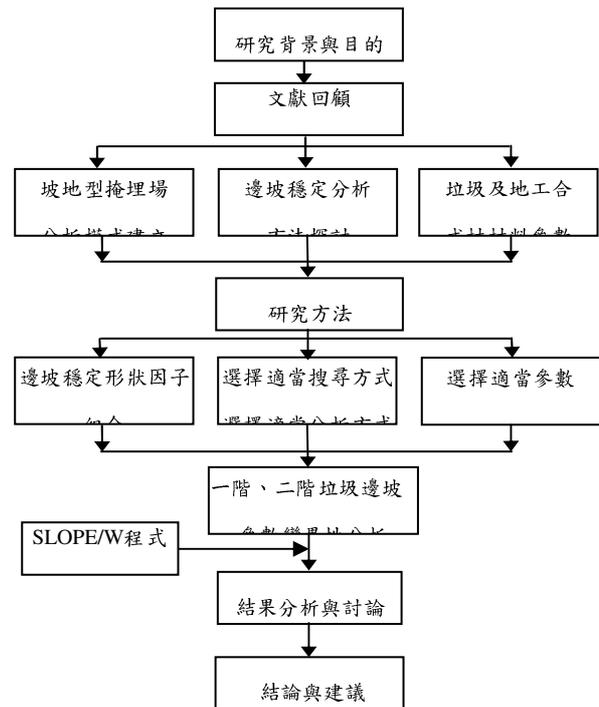


圖 2 研究方法

四、分析結果與討論

4.1 以破壞面搜尋形式探討切片分析法之適用性

SLOPE/W 程式內建的破壞面搜尋形式共有五種，包括：指定破壞面(Fully specified)、區塊搜尋(Block specified)、圓心半徑搜尋(Grid and Radius)、指定滑動面起始與離開區域(Entry and Exit)及自動搜尋(Auto Locate)等。前兩者屬於已知弱面位置，強制破壞面發生位置；後三者則為傳統圓弧破壞面搜尋方式。SLOPE/W 程式內建的切片分析方法共有 11 種，包括 Ordinary、Bishop simplified、Janbu simplified、Morgenstern and Price、Spencer、General Limit Equilibrium、Corps of Engineers #1、Corps of Engineers #2、Lowe-Karafiath、Janbu Generalized 及 Sarma 等。以五種破壞面搜尋形式探討 11 種切片法之適用性，以作為後續參數變異性分析之評估方法。

4.1.1 分析模式建立

一般掩埋場堆置沒有設置平台者定義為「一階」掩埋場，當掩埋場之填埋較高而區分為兩個台階時，此處定義為「二階」掩埋場。破壞面搜尋形式及各切片法適用性之探討以二階掩埋場為例進行分析探討，二階掩埋場邊坡穩定分析之材料參數性質如表 7，基本剖面圖如圖 3 所示，尺寸列於表 8 中。Fully specified 方法係將滑動面直接定義於掩埋場底部土工合成材與土壤或其他土工合成材之界面，分析模式示意圖，如圖 4 所示；Block specified 方法係定義左右兩個區塊分別由 3*3 網格點組成，Left Block 設定滑動面進入起始角限制在 116.5°，Right Block 設定滑動面離開角度限制為 0°，其分析模式，如圖 5 所示；Grid and Radius 方法係以圓心 11*11 的網格點為範圍，半徑線以 11 條基準面為範圍進行搜尋，其分析模式，如圖 6 所示；Entry and Exit 方法係定義滑動面進入起始範圍及離開範圍，Entry 設定為不穿透層上邊坡坡頂約 1/2 處至 GM 層與垃圾層界線為止，Exit 設定為 GM 層與垃圾層界線至不穿透層下邊坡坡趾約 1/2 處為範圍，其分析模式，如圖 7 所示。Auto Locate 方法不用任何設定，程式會自行搜尋破壞面，其採用原理類似 Entry and Exit。安全係數容許誤差取 0.1%。

表 7 邊坡穩定分析材料參數

	單位重(KN/m ³)	c(kPa)	ϕ (°)
不穿透層(BedRock)	-	-	-
土工膜布(GM)	15	$c_a=0$	$\delta_a=10$
垃圾層(Waste)	15	$c=10$	$\phi=28$

表 8 邊坡穩定分析標準剖面尺寸

台階	H(m)	L(m)	B(m)	α (°)	β (°)
1	10	30	3	63.43(1H:2V)	45
2	10	25	3	63.43	45

圖 3 二階掩埋場基本剖面

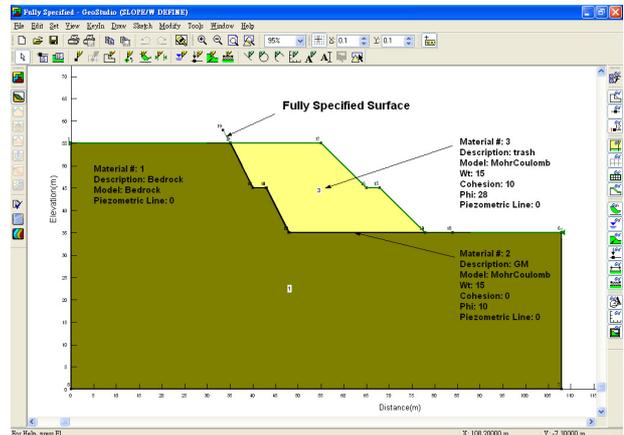


圖 4 Fully specified 分析示意圖

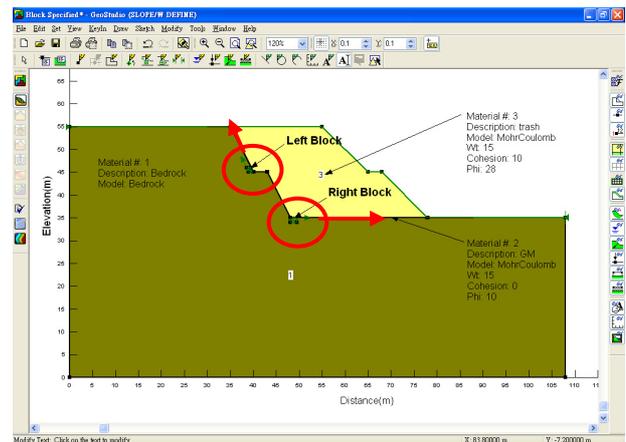


圖 5 Block specified 分析示意圖

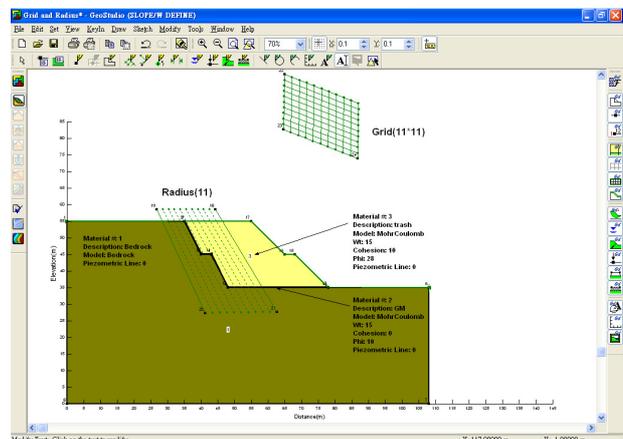
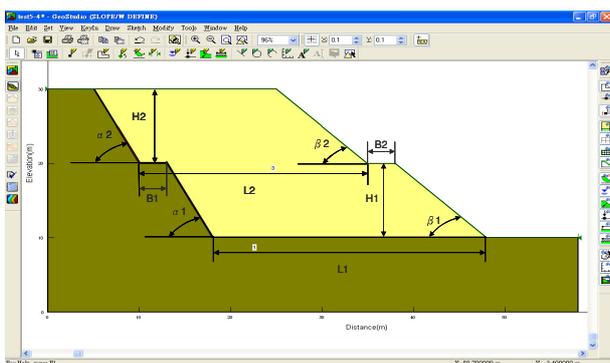


圖6 Grid and Radius分析示意圖

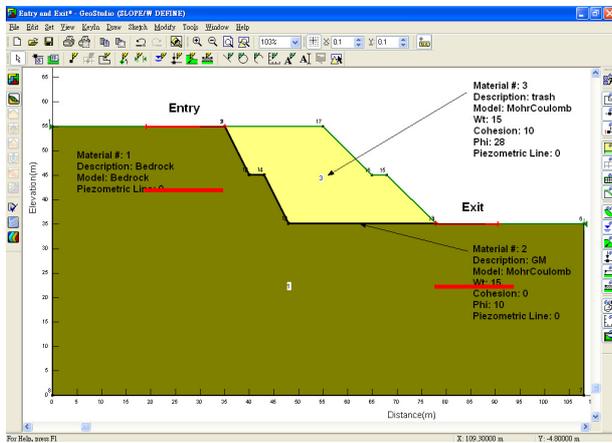


圖7 Entry and Exit分析示意圖

4.1.2 分析結果與討論

分析結果以下列原則進行研判合理性。當下列三者同時滿足時，則所得到的安全係數才是合理的。

1. 臨界滑動面沿著 GM 層底部呈階梯狀破壞(圖 8)。
2. 切片底部剪應力與距離關係圖分佈是否正常，即剪應力無極大值或張力產生且凝聚力應保持為零，如圖 9 所示。
3. 切片底部正向應力與距離關係圖正常分佈，如圖 10 所示。

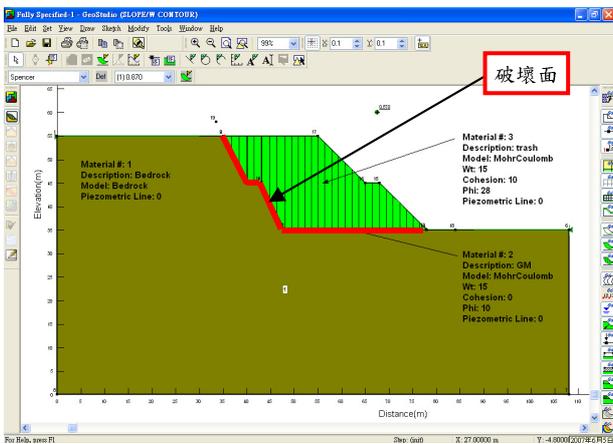


圖 8 分析結果示意圖

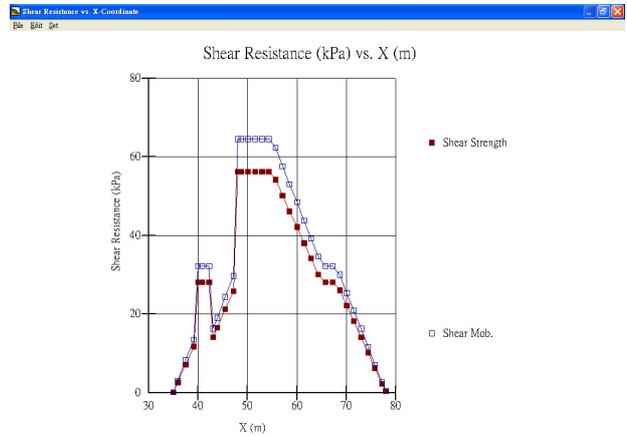


圖 9 切片底部剪應力與距離關係示意圖

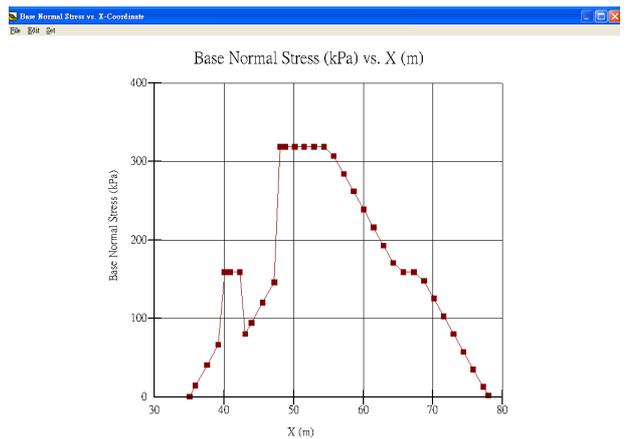


圖 10 切片底部正向應力與距離關係示意圖

破壞面搜尋形式分析結果

分析結果如表9所示，粗體斜字表應力及破壞面皆不合理，粗體字表應力分佈不合理(應力分佈呈現不規則跳動變化，有極大應力值且有張力產生或坡頂應力起始值非從零開始)，NG表安全係數程式無法求得。Fully specified搜尋破壞面時，其中GLE分析時，其應力分佈及划動面形狀合理，惟安全係數容許誤差須放大至0.3%，安全係數才能收斂。

由分析結果，可以看出，在考慮GM層界面滑動破壞的情形下，Auto Locate及Entry and Exit兩種方式，安全係數不合理的情況較多；Fully specified、Block specified及Grid and Radius等三種方法，安全係數不合理的情況較少。但是在使用上，後兩者需要一些技巧才能克服一些不合理的FS，同時必須以試誤法反覆計

算較耗時，Fully specified顯得較方便且快速。故後續參數變異性分析，破壞面搜尋方式採用Fully specified進行分析。

表 9 破壞面搜尋形式求得之安全係數

切片法		FS				
		Fully	Block	G.&R	E.&E	Auto
1	Ordinary	0.741	0.736	0.850	1.081	1.303
2	Bishop simplified	0.771	0.769	0.696	0.694	0.654
3	Janbu simplified	0.672	0.671	0.670	0.672	0.672
4	Morgenstern and Price	0.843	0.840	0.754	0.780	0.192
5	Spencer	0.870	0.866	0.791	0.785	0.731
6	GLE	0.892	0.912	0.854	0.876	0.289
7	Corps of Engineers #1	0.902	0.840	0.776	0.787	0.771
8	Corps of Engineers #2	0.639	0.637	0.634	0.637	0.634
9	Lowe-Karafiath	1.030	0.912	0.867	0.868	0.823
10	Janbu Generalized	NG	0.324	0.475	0.825	0.100
11	Sarma	0.926	0.821	0.742	0.745	0.516

註：粗體斜字表分析結果不合理，粗體字表應力分佈不合理

NG表安全係數程式無法求得

破壞面搜尋形式探討

以Fully specified搜尋破壞面時，滑動面形狀設定，線段必須超過地表面，如此可得到較合理的分析結果；沒有設置軸點，對於只滿足力矩平衡之分析法(Ordinary、Bishop simplified、Janbu simplified)，數值會有影響，但其他較嚴謹的方法(Morgenstern and Price、Spencer)不會受到軸點影響。另外，在採用較嚴謹分析法及只滿足力系平衡之分析法進行分析時，若安全係數無法收斂，可稍微放大安全係數容許誤差(程式設定值為0.01%)，作適當調整，使安全係數收斂，同時也可以得到理想的破壞面形狀及應力分佈。

Block specified搜尋時，與Fully specified一樣，需注意軸點與安全係數容許誤差的影響。

Grid and Radius搜尋時，除了安全係數容許誤差的影響以外，臨界圓圓心格點及半徑線的設置位置需特別注意。砂土($c=0$)，臨界圓圓心的位置會位於垂直坡面中點的向上延伸線上，半徑有可能是無限延伸，即屬於淺層破壞；黏土($\phi=0$)，臨界圓圓心的位置會位於坡面中點的鉛垂線方向上，臨界圓通常會切過黏土層底部，但不是總是如此。(Duncan and Wright, 2005) [22]

另外，半徑線的設置最好跟臨界圓相切，否則分析結果，坡頂會產生張應力。

Entry and Exit搜尋時，滑動弧坡頂與坡趾的範圍需要有所斟酌，範圍的大小會明顯影響分析數值，需謹慎評估。以本模式為例，搜尋範圍上下邊坡皆需包含GM層，但卻不宜延伸到垃圾層(如圖7)，如此方可得到合理的分析結果。否則坡頂會產生張應力或發生淺層圓弧滑動。

Auto Locate搜尋原理與Entry and Exit相同，然分析結果卻不甚理想，此法應該較適用於一般圓弧破壞邊坡。

以極限平衡法分析邊坡穩定性時，邊界條件可能影響破壞面的形成與位置，分析邊界(深度與前後方距離)應設於至少為邊坡高度一倍的距離之外，以降低邊界效應對分析結果，否則實際邊界狀況皆應予以模擬(黃亦敏、李維峰、洪勇善等人，2001) [23]。本模式分析結果顯示，邊界效應對只滿足力矩平衡之分析法(Ordinary、Bishop simplified、Janbu simplified)會有影響，其他分析法影響較小。

不同分析法探討

由表9結果顯示，考慮GM層界面滑動破壞時，Ordinary、Bishop simplified、Janbu simplified、Spencer及Corps of Engineers #1，在各種破壞面搜尋方式皆得到合理的安全係數；Corps of Engineers #2、Lowe-Karafiath及Janbu Generalized 等三種分析法，在不同搜尋方式皆無法得到合理的安全係數。

另外，如果不考慮Auto Locate，只考慮其他四種搜尋方式，再各別針對八種合理的分析法進行比較。可以看出Ordinary、GLE、Corps of Engineers #1及Sarma等四種分析法最大值與最小值變動的範圍，到達小數點第一位，即相差0.1，其中Ordinary差異性最大，達0.3左右；而Bishop simplified、Janbu simplified、Morgenstern and Price及Spencer等四種分析法最大值與最小值變動的範圍，到達小數點第二位，即相差0.01，其中Janbu simplified差異最小，差異值0.001，其他三者差異值介與0.07~0.08之間。同時考慮一般業界使用邊坡穩定分析程式多採用Bishop simplified、Janbu simplified及Spencer 等三種方法，且Morgenstern and Price 基本假設較為嚴謹，適用性最廣。基於上述的探討，後續參數變異性分析，將以Bishop simplified、Janbu simplified、Morgenstern and Price及Spencer等四種分析法進行分析。

4.2 一階坡地型廢棄物掩埋場邊坡穩定分析

4.2.1 一階分析模式建立

二維SLOPE/W分析採用之材料性質如表10。一階掩埋場之基本剖面如圖9所示，其標準剖面尺寸列於表11中，各參數代表之形狀因子如圖10所示。

表 10 邊坡穩定分析材料參數

	單位重 (KN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
軟岩(Weak Rock)	24	$S_u=245.25$	$\phi_u=0$
土工膜布(GM)	20	$c_a=0$	$\delta_a=15$
垃圾層(Waste)	10	$c=34.34$	$\phi=35$

表 11 一階掩埋場邊坡穩定分析標準剖面尺寸

H(m)	L(m)	α (°)	β (°)
10	30	60	45

分析時採用Fully Specified搜尋破壞面方式，係將滑動面直接定義於掩埋場底部土工合成材與土壤或其他土工合成材之界面(圖11)，切片分析方法包括Bishop、Janbu、Morgenstern and Price及Spencer等四種分析法。安全係數容許誤差取0.01%。

一階掩埋場邊坡各參數變異性範圍如後：弱界面摩擦角 $\delta=5^\circ、8^\circ、10^\circ、12^\circ、15^\circ、20^\circ、25^\circ$ ； $H=10\text{ m}、15\text{ m}、20\text{ m}、25\text{ m}、30\text{ m}、35\text{ m}$ ； $L=5\text{ m}、10\text{ m}、15\text{ m}、20\text{ m}、25\text{ m}、30\text{ m}、35\text{ m}$ ； $\alpha=30^\circ、45^\circ、60^\circ、75^\circ$ ； $\beta=15.95^\circ(4H:1V)、18.43^\circ(3H:1V)、21.8^\circ(2.5H:1V)、26.56^\circ(2H:1V)、30^\circ、45^\circ、60^\circ$ 。

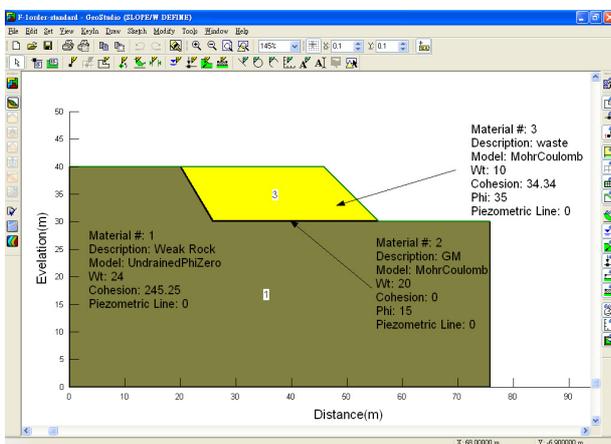


圖9一階掩埋場基本剖面

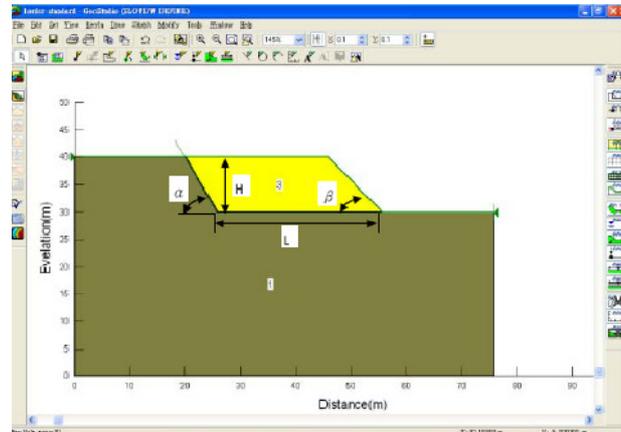


圖10一階掩埋場基本剖面形狀因子定義

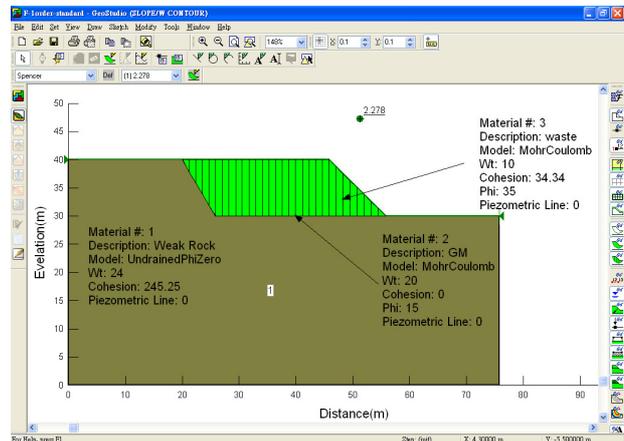


圖 11 一階掩埋場破壞面位置

4.2.2 一階參數變異性分析結果

由圖 12 可以看出，界面摩擦角(δ)與安全係數成正比關係，幾乎呈線性變化，界面摩擦角由 5° 增加到 25° 時，安全係數由 0.7 增加到 3.7 左右，當界面摩擦角小於 25° 時，安全係數會低於 1，由此可知界面摩擦角對安全係數值有很大的影響。此外 Morgenstern and Price、Bishop simplified 三種方法線形一致，Bishop simplified 曲線較不規則，其中 Spencer 所得安全係數最高，Janbu simplified 所得安全係數最低。探討各分析法之差異，若以 Spencer 為基準，Bishop simplified 差異值變動幅度約 $-1.8\% \sim 6\%$ ，Janbu simplified 差異維持約 15%，Morgenstern and Price 差異保持約 7%。

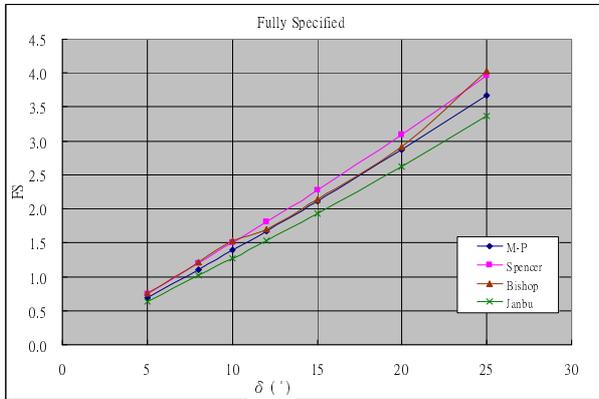


圖 12 一階掩埋場滑動安全係數與弱面界面摩擦角 δ 之關係

填埋高度(H)與安全係數成反比，高度愈高滑動之安全係數愈小，如圖 13 所示。填埋高度由 10 m 增加到 35 m 時，安全係數由 2.1 遞減至 0.7 左右，由此可知填埋高度對安全係數值有絕對的影響。各種分析法線形較一致，惟 Morgenstern and Price 曲線較不規則，Janbu simplified 曲線偏保守。探討各方法之差異，若以 Spencer 為基準，Bishop simplified 隨著掩埋高度增加差異值由 6% 遞增到 23%；Janbu simplified 亦同，隨著掩埋高度增加差異值由 15% 遞增到 29%；Morgenstern and Price 差異值變動無一定趨勢，變動範圍約 -0.7%~13%。另外，當安全係數等於 1 時，相對應的掩埋高度，Janbu simplified 為 20m，Morgenstern and Price 為 30m，表示掩埋高度的參數變異性頗大。綜合上述可以看出，在分析掩埋高度時，不同分析法所得的安全係數差異頗大，必須慎選分析法。

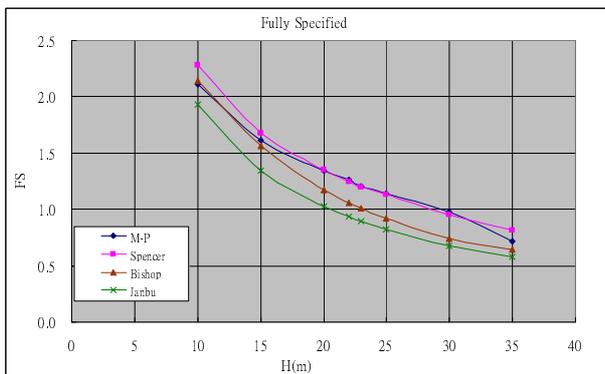


圖 13 一階掩埋場滑動安全係數與掩埋高度 H 之關係

垃圾掩埋長度(L)與安全係數成正比(如圖 14)，因

掩埋體水平長度愈長，在填埋高度不變的狀況下，相對地抗滑動的摩擦力量愈大。掩埋長度由 5m 增加到 35m 時，安全係數由 0.5 遞增至 2.4 左右，當掩埋長度小於 15m 時，安全係數會小於 1，可知填埋長度對安全係數有絕對的影響。Spencer 及 Janbu simplified 曲線變化趨勢較一致，Morgenstern and Price 及 Bishop simplified 線形較不規則。探討各方法之差異，若以 Spencer 為基準，Bishop simplified 差異值變動幅度約 -5%~22%，Janbu simplified 差異約 14%~30%，Morgenstern and Price 差異約 -0.8%~14%。

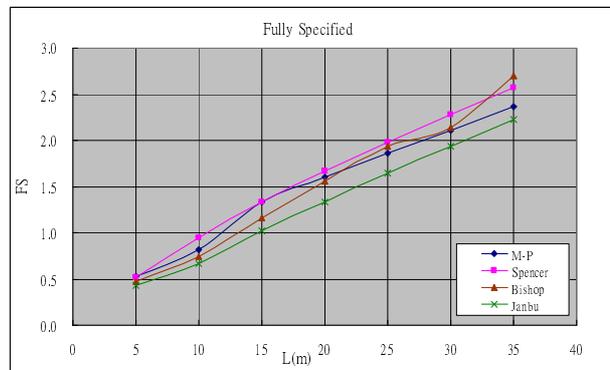


圖 14 一階掩埋場滑動安全係數與掩埋體長度 L 之關係

在其他形狀因子不變的狀況下，安全係數隨掩埋場背靠的邊坡角度(α)增加而提高(如圖 15)，其原因係當 α 角提高時，雖然坡面上滑動的力量增加，但相對地坡長縮短，反而導致下滑面上的量體造成之下滑合力減小，二者權衡之結果，反而是角度愈大時安全係數愈高。但前提是，底部土壤是軟岩，本身強度夠高，直立性好，破壞時不會從底部軟岩滑動。 α 由 30° 增加到 75° 時，平均安全係數由 2 遞增至 2.5 左右，然而儘管掩埋場底部坡角會影響安全係數，但是相對影響程度較小，且安全係數並非完全隨著 α 角增加而遞增，而是在 45°~60° 時，所得的安全係數是最低的。各分析法分析結果與界面摩擦角線形一致，由基本假設可充分解釋此狀況。探討各方法之差異，若以 Spencer 為基準，Bishop simplified 差異值變動幅度約 -18%~13%，Janbu simplified 差異約 0.2%~28%，Morgenstern and Price 差異約 -0.5%~20%。

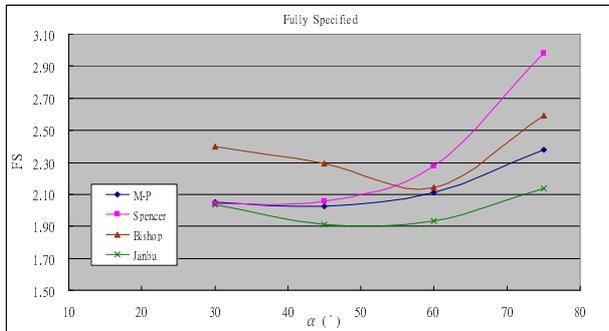


圖 15 一階掩埋場滑動安全係數與現地邊坡角度 α 之關係

當掩埋完成面的邊坡角度 β 增加時，界面滑動的安全係數亦增加，如圖 16 所示。當 β 角增加時，通過廢棄物本身的滑動安全係數一定會降低，但是對於掩埋體底部的界面來說反而因為上方廢棄物的體積與重量增加，所以水平面上的摩擦阻抗因正向應力提高而增加。掩埋面的坡角 β 由 15.95° (3.5H:1V) 增加到 60° 時，平均安全係數由 1.4 遞增至 2.3 左右；相對其他參數而言，掩埋面的坡角 β 對安全係數的影響程度較小。各分析法分析結果與界面摩擦角線形一致；比較各方法之差異，若以 Spencer 為基準，Bishop simplified 差異值變動幅度約 -3%~6%，Janbu simplified 差異約 14%~17%，Morgenstern and Price 差異保持約 7%。

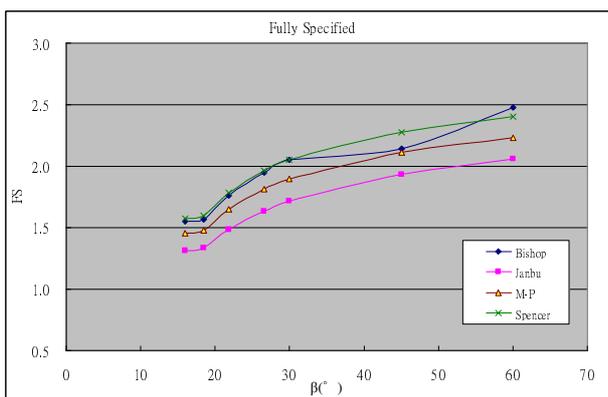


圖 16 一階掩埋場滑動安全係數與掩埋完成面度 β 之關係

探討地下水位 (u_w) 與 FS 的關係，假設 GM 阻水效果良好，且僅考慮垃圾層有地下水，並考慮破壞模式是延著 GM 界面滑動，如此一來，地下水的影響就變

成很有限，反而地下水的垂直載重，提供了一部分的抗滑力，所以地下水越高反而 FS 有些微的提升 (如圖 17)，這與一般的邊坡的淺層破壞機制有所不同，但在本分析模式下，乃屬合理結果。探討各方法之差異，若以 Spencer 為基準，Bishop simplified 差異值變動幅度約 -1.8%~6%，Janbu simplified 差異維持約 15%，Morgenstern and Price 差異保持約 7%。

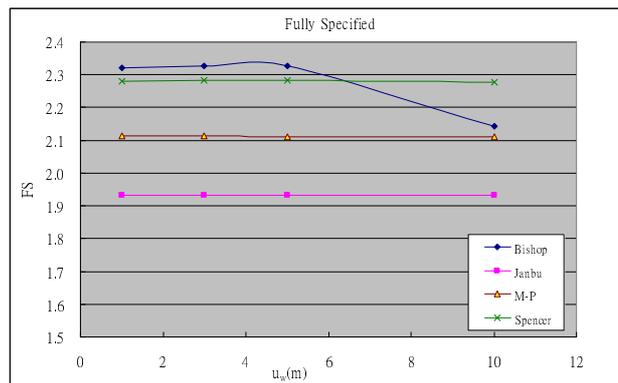


圖 17 一階掩埋場滑動安全係數與地下水位 u_w 之關係

4.2.3 一階參數變異性分析結果討論

一階垃圾層底部滑動的安全係數與界面摩擦角以及 L ， α ， β 等三個因子成正比，與 H 成反比。比較各參數變異性對安全係數的影響，界面摩擦角 (δ) 對安全係數影響最大，其次是垃圾掩埋體長度 (L) 及，填埋高度 (H) 再來是垃圾掩埋面坡角 (β) 及掩埋體背靠的坡角 (α)，垃圾層內的地下水則幾乎不影響。

比較各種分析法，Spencer 所得安全係數最高，Janbu simplified 所得安全係數最低，相對較保守。Spencer 及 Janbu simplified 曲線線形一致；Morgenstern and Price 在 H 及 L 兩參數時，曲線線形較不規則；而 Bishop simplified 各參數線形皆不規則，惟在 H 情況下，其線形較一致。根據基本假設，Bishop simplified 只滿足力矩平衡，且只適用於圓弧滑動，而本分析模式屬於平面滑動，因此分析結果線形較不規則；Janbu simplified 只滿足力系平衡且適合平面滑動；Morgenstern and Price、Spencer 則同時滿足力系及力矩平衡，且適合不規則破壞，所以後三者分析結果較一致。以 Spencer 為基準做比較，Morgenstern and Price 差異值約 7% 左右，Bishop simplified 差異值約為 -2%~6%，Janbu simplified 差異值約 14%~17%。

4.3 二階坡地型廢棄物掩埋場邊坡穩定分析

4.3.1 二階分析模式建立

二階掩埋場邊坡穩定分析之材料參數與一階時相同，掩埋場基本剖面之尺寸亦同。唯一不同的地方在於此處為求分析之明確簡單，因此兩台階之高度 H 及掩埋體長度 L 採同時變化，兩階之邊坡角度 α_1, α_2 以及 β_1, β_2 亦採同步變化，只變動背靠邊坡之平台寬度 B_1 ，而掩埋完成面之平台寬度 B_2 固定不變(圖18)，破壞面亦強制由弱面通過(圖8)。分析之標準剖面形狀因子定義如圖3所示，形狀因子幾何參數如表8所示。安全係數容許誤差取0.15%。

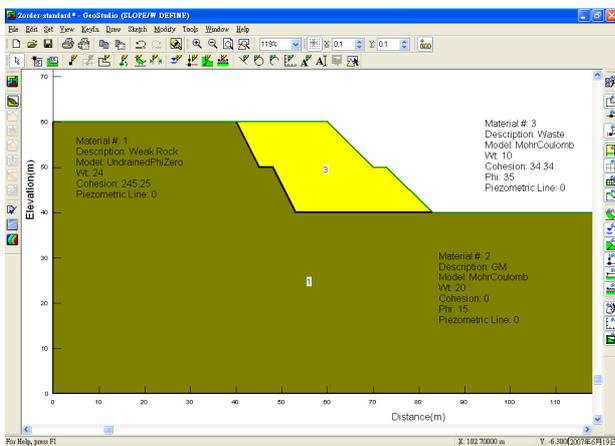


圖 18 二階掩埋場基本剖面

4.3.2 二階參數變異性分析結果

二階掩埋場的分析結果顯示，安全係數與界面摩擦角以及 H, L, α, β 等四個因子的變化趨勢與一階掩埋場一致。唯二階掩埋場設定的高度較高，因此安全係數相對略低。此外，二階掩埋場分析中與一階不同的是平台寬度 B 的影響，事實上由分析結果來看，雖然安全係數確實會隨著平台寬度增加而提高，但變化並不大。換言之，加寬平台對於土工合成材的錨定來說是較為方便且確實的，對於掩埋場封閉後表面(Vaneer Cover)邊坡穩定性有重要的影響，但對於沿底部弱面的邊坡穩定性來說影響不大。

界面摩擦角(δ)與安全係數成正比關係，呈雙線性分佈，在 $\delta=15^\circ$ 時斜率變緩。界面摩擦角由 5° 增加到 25° 時，安全係數由0.4增加到1.7左右，當界面摩擦角小於 15° 時，安全係數會低於1，所以界面摩擦角對安全係數值有絕對的影響，如圖19所示。四種分析法線形一致。探討各方法之差異，若以 Spencer 為基準，Bishop simplified 差異值變動幅度約11%~19%；Janbu simplified 差異約15%~30%；Morgenstern and Price 差異保持約3%~4.5%。

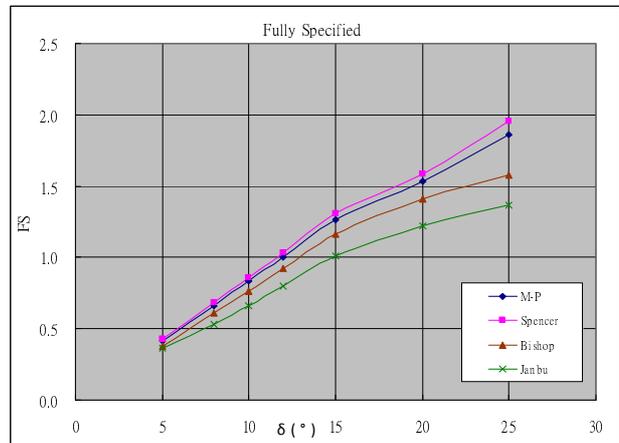


圖 19 二階掩埋場滑動安全係數與弱面界面摩擦角 δ 之關係

填埋高度(H)與安全係數成反比，高度愈高滑動之安全係數愈小，如圖20所示。填埋高度由10m增加到35m時，安全係數由2.2遞減至0.7左右，另外，當掩埋高度大於10m時，既有機會發生坡壞；由此可知填埋高度對安全係數值有很大的影響。各分析法線形一致，惟 Bishop simplified 曲線線形較不規則。探討各方法之差異，若以 Spencer 為基準，Bishop simplified 隨著 H 增加，差異值由2%遞增到12%；Janbu simplified 亦同，隨著 H 增加，差異值由18%遞增到23%；Morgenstern and Price 則隨 H 遞增而降低，差異值由6%遞減到0.1%。

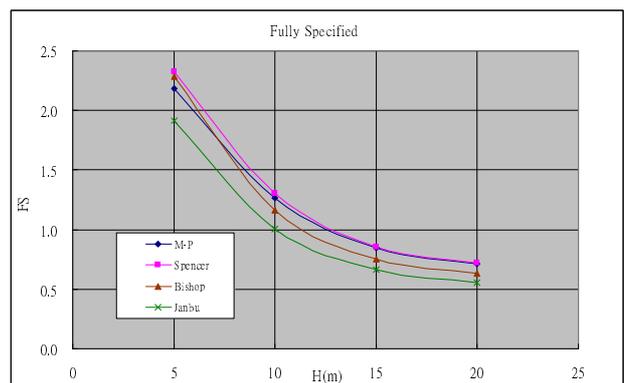


圖 20 二階掩埋場滑動安全係數與掩埋高度 H 之關係

垃圾掩埋長度(L)與安全係數成正比(如圖21)。掩埋長度由20m增加到60m時，安全係數由0.8遞增至2.2左右，當掩埋長度小於30m時，安全係數會小於1，可知填埋長度對安全係數有很大的影響。各分析法線形一致，惟 Morgenstern and Price 曲線線形

較不規則。探討各方法之差異，以 Spencer 為基準，Bishop simplified 隨 L 遞增而降低，差異值由 12% 遞減到 2%；Janbu simplified 差異約 18%~23%；Morgenstern and Price 隨著 L 增加，差異值由 1% 遞增到 8%。

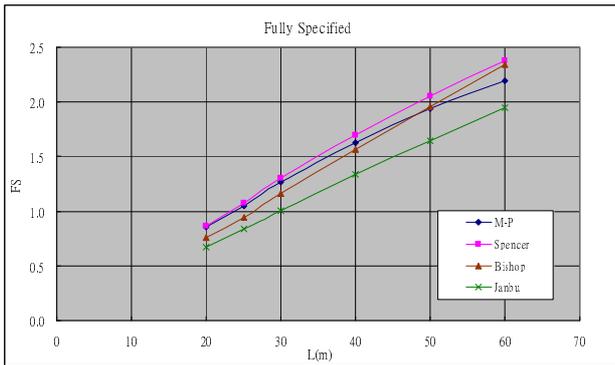


圖21二階掩埋場滑動安全係數與掩埋體長度 L 之關係

安全係數隨著平台寬度(B)增加而提高，但變化並不大，如圖 22 所示。平台寬度由 0 m 增加到 5 m 時，安全係數由 1.1 遞增至 1.2 左右。各分析法線形一致，比較各方法之差異，以 Spencer 為基準，Bishop simplified 隨 B 遞增，差異值由 10.6% 遞增到 11.5%；Janbu simplified 隨 B 遞增而降低，差異值由 23.4% 遞減到 22.2%；Morgenstern and Price 隨著 B 遞減，差異值由 3.5% 遞減到 2.8%。

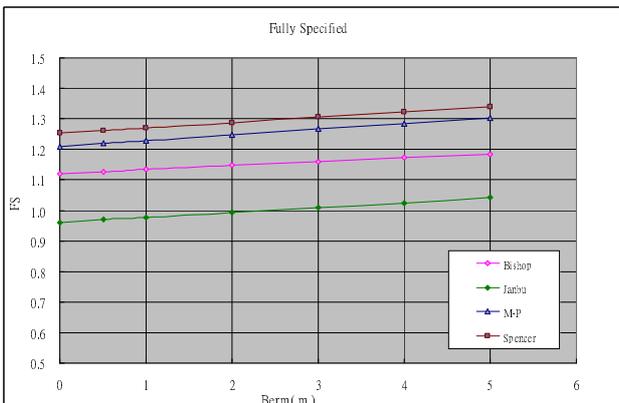


圖22二階掩埋場滑動安全係數與背靠邊坡之平台寬度 B_1 之關係

安全係數隨掩埋場底部的邊坡角度(α)增加而提

高(如圖23)。掩埋場底部坡角 α 由 30° 增加到 75° 時，平均安全係數由1.2遞增至1.4左右， α 對安全係數相對影響較小，且在 $35^\circ\sim 45^\circ$ 時，安全係數是最低的。各分析法線形一致；探討各方法之差異，以 Spencer 為基準，其他三者差異值皆隨 α 增加而增加，Bishop simplified 差異值約-4%~21%，Janbu simplified 差異約6%~26%，Morgenstern and Price 差異約-1%~10%。

當掩埋完成面的邊坡角度(β)增加時，界面滑動的安全係數亦增加(如圖 24)。坡角 β 由 15.95° (3.5H:1V) 增加到 60° 時，平均安全係數由 1.1 遞增至 1.4 左右；相對其他參數而言， β 對安全係數相對影響較小，但 $\beta=30^\circ$ 時，安全係數最低。各分析法線形一致；比較各方法之差異，若以 Spencer 為基準，Bishop simplified 差異值變動範圍約 10%~11%；Janbu simplified 差異約 22%~23%；Morgenstern and Price 差異保持約 3%。

考慮底層滑動破壞模式時，垃圾層地下水位 u_w 高低對安全係數不受影響(如圖25)。各分析法之差異，以 Spencer 為基準，Bishop simplified 差異值為 11%，Janbu simplified 差異值為 23%，Morgenstern and Price 差異為 3%。

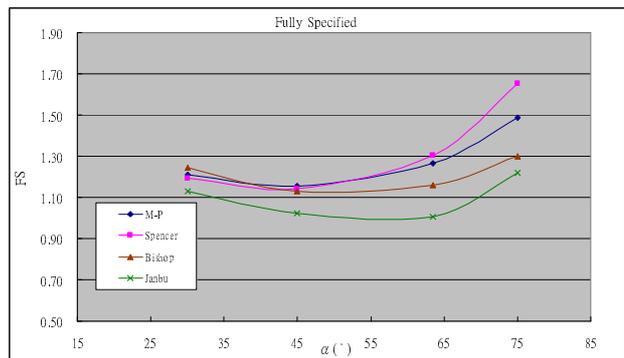


圖23二階掩埋場滑動安全係數與現地邊坡角度 α 之關係

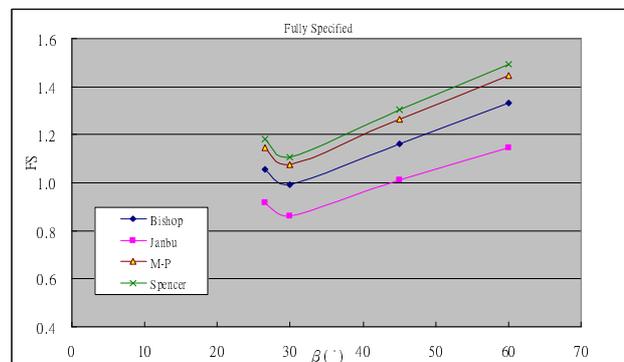


圖24二階掩埋場滑動安全係數與掩埋完成面角度 β 之關係

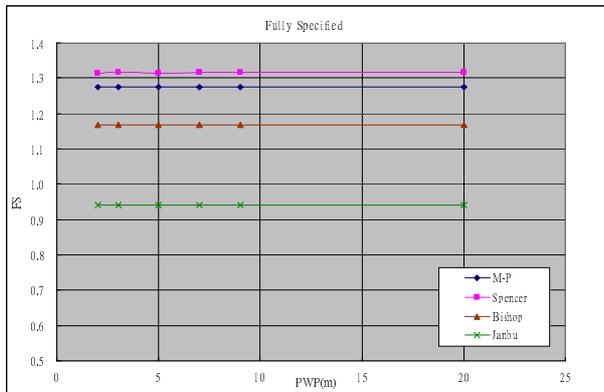


圖25二階掩埋場滑動安全係數與地下水位 u_w 之關係

4.3.3 二階參數變異性分析結果討論

二階垃圾層底部滑動的安全係數與界面摩擦角以及 L 、 B 、 α 、 β 等三個因子成正比，與 H 成反比。比較各參數變異性對安全係數的影響，界面摩擦角(δ)、垃圾填埋高度(H)及掩埋體長度(L)對安全係數影響最大，其次是垃圾體背靠平台寬度、垃圾掩埋面坡角(β)及掩埋體背靠的坡角(α)，垃圾層內的地下水則不會影響。

比較各種分析法，Spencer安全係數最高，Janbu simplified相對較保守。各分析法線形皆一致，惟Morgenstern and Price在掩埋體長度 L 因子下，曲線線形較不規則；而Bishop simplified在垃圾填埋高度 H 因子下，其線形較不規則。以Spencer為基準做比較，Morgenstern and Price差異值約3%左右，Bishop simplified差異值約為10%~12%，Janbu simplified差異值約22%~23%。

五、結論與建議

雖然台灣的廢棄物處理逐漸以焚化取代掩埋，然而無論是不可燃的廢棄物、焚化灰渣、或者是離焚化場運距較遠的鄉鎮，仍將繼續以掩埋為其主要的處理方式。此外，在位於各地的數百座老舊掩埋場，雖陸續封場，但其長期穩定性仍然是必須關切的問題。

邊坡穩定分析結果顯示，坡地型掩埋場之高度愈高、掩埋體長度愈短、背靠之開挖山壁坡角愈平緩、掩埋完成面之坡角愈平緩，則界面滑動之安全係數愈小。平台寬度對於二階掩埋場之邊坡滑動安全係數，影響不大，但仍可看出平台愈寬安全係數愈高之趨勢。

分析結果可以使主管機關、操作單位、設計單位對於掩埋場的穩定性有明確的瞭解，並提供掩埋場設計與營運、封場期間訂定出掩埋場坡高與坡角的基本規劃。

誌謝

本文承國科會 NSC 95-2221-E-009 -201 補助，特此誌謝。

參考文獻

- [1] Koerner, R.M. and Soong, T.Y., "Stability assessment of ten large landfill failures," *Advances in Transportation and Geoenvironmental Systems Using Geosynthetics*, ASCE, P1-P38 (2000).
- [2] 陳榮河、陳國賢，「垃圾填築邊坡之穩定分析」，*土工技術雜誌*，第 94 期，第 53-60 頁(2002)。
- [3] Mitchell, Richard A. and Mitchell, James K., "Stability evaluation of waste landfills," *Stability and Performance of Slopes and Embankments-II*, ASCE, P1152-P1187 (1992)
- [4] 環保署，一般廢棄物回收清除處理辦法，中華民國九十一年十一月二十七日發文字號：環署廢字第〇九一〇〇八一六二八號，(2002)。
- [5] 行政院環保署，「九十二年度一般廢棄物衛生掩埋場封閉復育綠化及再利用維護管理工程成效評估」，EPA-92-Z102-02-103，(2003)。
- [6] 游以德、陳榮河、林鎮洋、劉志堅、陳玉峰、楊明德，*建立垃圾掩埋場復育工程及技術規範*(環保署計畫研究報告)，(1997)。
- [7] USEPA, Design, Operation, and Closure of Municipal Solid Waste Landfills, EPA/625/R-94/008, Office of Research and Development, (1994).
- [8] 陳盈文，「掩埋場復育邊坡穩定分析之工程參數探討」，碩士論文，海洋大學海洋工程系，基隆(2006)。
- [9] Kavazanjian, E., Jr., Matasovic, N. Bonaparte, R. and Schmertmann, G.R., "Evaluation of MSW Properties for Seismic Analysis," In: *Geoenvironment 2000*, Geotechnical Special Publication, ASCE No. 46, Vol. 2, pp. 1126(1995).
- [10] 錢學德、郭志平、施建勇、盧廷浩，「現代衛生填埋場的設計與施工」，中國建築工業出版社，(2000)。

- [11] Singh, S. and Murphy, B., "Evaluation of the Stability of Sanitary Landfills," *Geotechnics of Wastefills—Theory and Practice*, ASTM STP 1070, pp.240–258, (1990). 論文集，台北，第 19–P47 頁(2001)。
- [12] Machado S.L., Carvalho M.F. and Vilar O. M., "Constitutive model for municipal solid waste," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 128, No. 11, pp. 940-951, (2002).
- [13] Martin, J. P., Koerner, R. M., and Whitty, J. E., "Experimental Friction Evaluation of Slippage between Geomembranes, Geotextiles, and Soils," *Proc. Intl. Conf. Geomembranes*, St. Paul, MN: IFAI, pp. 191 - 196, (1984).
- [14] Koerner, R. M., *Designing with Geosynthetics*, 3rd ed, (1994).
- [15] Orman, M. E., "Interface Shear-Strength Properties of Roughened HDPE," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 4, pp. 758-761, (1994).
- [16] Stamatopoulos, A. C., and Kotzias, "Earth Slide on Geomembrane," *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 122, No. 5, pp. 408-411, (1996)
- [17] Liu, C.-N., Gilbert, R. B., and Wright, S. G., "EarthSlide on Geomembrane: Closure," *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 124, No. 7, pp. 650, (1998).
- [18] Stamatopoulos, A. C., "Earth Slide on Geomembrane: Closure," *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 124, No. 7, pp. 651-652, (1998).
- [19] Luellen, J. R., Dove, J. E., and Swan, R. H., "Seismic Engineering for Interfaces in a Landfill -Containment System," *GFR*, Volume 11, Number 1, January/February 1999, pp. 24-29, (1999).
- [20] Terzaghi, K. and Peck, R. B., *Soil mechanics in engineer practice*(2nd ed.), John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y.(1967).
- [21] Fredlund, D. G., "A comprehensive and flexible slope stability program," Presented at the Roads and Transportation Association of Canada Meeting, Calgary, Alta, (1975).
- [22] Duncan, J. Michael, and Wright, Stephen G., *Soil Strength and Slope Stability*, USA, (2005)
- [23] 黃亦敏、李維峰、洪勇善，「電腦程式於坡地穩定性與整治分析之應用」，山坡地安檢及監測研討會

焚化爐灰渣剪力強度

1. 國立交通大學土木工程系碩士班研究生

2. 國立交通大學土木工程系副教授

吳佩萱¹ 單信瑜²

摘 要

國內廢棄物的處理方式主要為焚化、掩埋、資源回收。往年多以直接掩埋為大宗，但為考慮台灣地狹人稠的特殊環境，自民國 82 年大型焚化廠陸續完工運作，廢棄物逐漸轉以焚化處理為主。垃圾在經焚化處理後，會殘餘約總重量 20-25 % 的不可燃灰渣，目前焚化底渣除部分已可再利用之外，但大部分底渣和所有經固化處理的飛灰仍運至掩埋場直接掩埋。位於灰渣掩埋場底部的灰渣多直接與地工合成材接觸，因此灰渣與地工合成材之間的界面剪力強度是灰渣掩埋場穩定性的關鍵因素之一。國內外對於焚化灰渣的再利用與一般工程性質雖然有部分學者專家的研究成果，但對灰渣與地工合成材間的界面摩擦特性甚少探討。本研究針對台灣焚化底渣經由一系列物性試驗初步了解其工程性質，再進一步利用直接剪力試驗在潮溼與泡水不同的環境下探討國內各類地工合成材與底渣界面的摩擦特性。經試驗結果可知，底渣內擦角約為 52.5°，而底渣與各類地工材間界面摩擦角約為底渣內摩擦角 40-80 %，由摩擦角有效係數觀之，以針軋不織布最低、熱熔不織布最高；而非以光滑地工膜布最低、針軋不織布最高，可能與針軋不織布自身抗拉強度受影響或是其與直剪盒未有效固定所致。而在不同環境下探討其界面摩擦特性，可知浸水後試驗得之界面摩擦強度較未浸水試驗所得者為低，此因底渣與地工合成材界面浸水飽和，底渣的毛細張力的影響消失，有效應力下降，且水對界面有部分潤滑作用所導致。

關鍵字：焚化灰渣，工程性質，地工合成材，界面剪力強度。

SHEAR STRENGTH OF INCINERATOR ASH

ABSTRACT

Municipal solid waste (MSW) were primarily disposed in landfills in the past. Due to the limitation of population density and availability of land, the incineration of MSW has become widely used since 1993. After incineration, 20-25 % by weight of incinerator ashes are produced. Even if some researchers have conducted investigations with the possibility of incinerator ashes as a potential material for construction applications, landfilling is still the primary method of disposal of these materials. On the other hand, geosynthetics have become essential components of the bottom lining system of MSW landfills because of their capabilities of drainage, barrier, reinforcement, separation and filtration, etc. As a result, the incinerator ashes/geosynthetics interface friction is an important variable in the proper design of landfills. In this study, an experimental program was conducted to determine the engineering properties of incinerator bottom ashes and the interfacial shear strength between ashes and geosynthetics. Small-scale direct shear test was performed for the incinerator bottom ashes and five geosynthetics (woven and two kinds of nonwoven geotextiles, rough and smooth geomembranes) interfaces. Furthermore, the shear tests on the interface between bottom ashes and geosynthetics were conducted to investigate the difference of shear strength parameters under water-saturated and unsaturated conditions. The results show that the internal friction angle of incinerator bottom ash of MSW was approximately 52.5°. The interfacial friction angle between the bottom ash and geosynthetics ranges from 40-80 % of the internal friction angle. The interfacial shear strength decreased as the interface was conducted under water-saturated. This effect might

be attributed to the loss of the suction and the decrease of effective stress at the ashes/geosynthetics interface.

Key Words: Incinerator ash, Engineering property, Geosynthetics, Interfacial shear strength.

一、前言

隨著科技發展、物質需求量的提升，致使垃圾大量的生產，都市垃圾處理已然成為國內主要的環保議題。國內廢棄物的處理方式主要為焚化、掩埋、資源回收。往年多以直接掩埋為大宗，但為考慮台灣地狹人稠的特殊環境，自民國 82 年大型焚化廠陸續完工運作，廢棄物逐漸轉以焚化處理為主。

根據 95 年環境統計年報指出，台灣地區在 94 年度垃圾產生量約為 577 萬噸，其中約 55 % 為焚化處理。垃圾在經焚化處理後，會殘餘約總重量 20-25 % 的不可燃灰渣，而目前對焚化灰渣最終處理方式仍以掩埋為主。

掩埋場界面的設計中，與廢棄物接觸多為土工合成材。如為防止因降雨或廢棄物本身排出的垃圾滲出水滲入土地或地下水，掩埋場會鋪設土工膜布在底部的阻水系統或頂層的覆蓋系統中；抑或用作濾層或隔離保護層的土工織物等，因此灰渣與土工合成材之間的界面力強度是灰渣掩埋場穩定性關鍵因素之一。

然而，國內外對於焚化灰渣再利用雖然有部分學者專家的研究成果，但有關灰渣的工程性質卻少有研究。再且，雖可從文獻中了解土工合成材與土壤或其他形式土工合成材間的界面摩擦特性，但卻甚少對灰渣與土工合成材界面摩擦特性作探討。

故本研究以台灣焚化灰渣為試驗對象，經由一系列物性試驗以初步了解其工程性質，以供工程應用及制訂各項相關規範時的依據；再進一步探討國內各類土工合成材與灰渣界面的摩擦特性，以期能提供未來工程上使用、設計的參考。

二、文獻回顧

2.1 灰渣工程性質

2.1.1 灰渣的基本物性

李維峰等人 [1] 指出垃圾焚化底渣即指焚化廠以焚燒的方式處理都市固體廢棄物(MSW)後所殘餘之灰渣，又稱為焚化底渣。底渣屬多孔隙輕質非均質物質，具有高比表面積的特性，其表面的小孔洞是因為底渣顆粒由高溫熔融狀態，突然經淬火過程所造成。一般內含有鐵質及非鐵金屬、磚瓦、陶瓷、玻璃碎片、石頭及泥土類等物質。而在適當的夯實下，底渣因較少含量的似黏土顆粒而無回脹的問題，且不易因水入侵而導致不均勻沉陷之情形發生。

Wiles (1996) 研究底渣因經淬火程序，故含水率較高，約在 15-25 % 間，但需注意含水量多寡與焚化廠儲存方式、時間、季節以及區域等因素有關。表 1 為各學者在各處研究底渣之比重、含水量及分類的整理

表，底渣比重 G_s 大致介於 1.8-2.8 間不等。其中 Pandeline [2] 認為比重隨粒徑大小的增加而增加，此因含鐵質物粒徑較大，鐵質物愈多，比重愈大。

表 1. 灰渣物理性質

	Site	G_s	w (%)	阿太堡試驗	統一土壤分類
Tay [11]	新加坡	2.45	-	NP	SP
Pandeline [2]	佛羅里達	2.55-2.79	15-21	-	SW
何啟華 [5]	內湖	2.65	24.6	-	GW-GM
林聖琪 [9]	木柵	2.6	24.5	NP	SW
李維峰 [1]	北投	2.03	-	-	SP
	內湖	2.02	-	-	SW
	木柵	1.83	-	-	SW

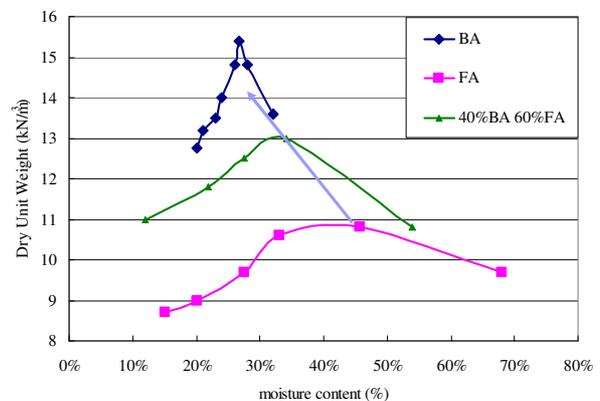


圖 1. 不同比例底渣與灰渣夯實曲線

Muhunthan [3] 以不同比例底渣與飛灰進行標準夯實試驗，得圖 1，其認為灰渣混合物的夯實曲線相似於黏土。數據顯示單位重皆較砂、黏土來的低，當底渣成份愈多，最大乾密度(γ_{dmax})愈大，純底渣試驗時取得 γ_{dmax} 約為 15.4 kN/m³；當飛灰成份愈多，則最佳含水量(OMC)愈大，純飛灰時 OMC 高達 45 %。亦根據試驗，發現單位重差異不大，但含水量有較大的變化，其導因於試體的粒徑大小、化學成份及吸水等特性不一所致。

Goh Anthony et al. [4] 利用標準夯實求取 γ_{dmax} 及 OMC，分別為 14 kN/m³ 及 30.7 %。而傳統填土的乾土單位重幾乎超過 18 kN/m³，故底渣的低單位重使其成為供建設用材的優點一質輕，載重小，適用於覆土，可減少基層的沉陷。

2.1.2 灰渣的壓縮特性

李建中 [5] 利用單向度壓密試驗研究內湖焚化廠底渣的壓縮特性，發現底渣未浸水情況下壓縮速率相當快，施加垂直荷重後 0-60 秒即可達到約 90 % 之壓縮量，故顯示試驗時，體積的變化主要為瞬時壓縮。亦由疏鬆及緊密試體相作比較，疏鬆試體之壓縮指數 c_c 約為 0.18-0.26；夯實試體僅在 0.043，此壓縮特性較一般土壤為佳。而因受壓緊密試體產生破碎，造成

解壓回脹量相當小，再壓縮指數 c_r 約為 0.0045。疏鬆試體雖壓縮性較高，但壓縮時間短，對長期穩定性影響不大；而夯實試體壓縮性低、回脹量小且容許壓應力大，故在一般工程應用上有一定的優勢。

李文成 [6]則針對飽和、溼潤及烘乾三種底渣試體進行單向度壓密試驗，得壓縮指數 c_c 約為 0.003-0.068；回脹指數 c_s 約為 0.001-0.011。經研究顯示含水量高、孔隙比大的試體變形量較大，因浸水後，孔隙比上升，故浸水較原始底灰之沉陷量大。而同孔隙比下，浸水仍大於原始底灰，此乃因烘乾試體壓縮主要來自顆粒彈性變形與破碎；溼潤或飽和主要來自顆粒的彈性變形與破碎外，仍有顆粒的滑動與重排。

此外，Arm Maria [7]認為有機物會對材料的勁度造成不利的影響，亦即變形量大。而有機物含量多從紙類、木頭或落葉等材料而來，故如能有效控制有機物含量，則將可提高焚化灰渣的可用性。

2.1.3 灰渣的剪力強度

何啟華 [5]利用小型直剪、大型直剪與排水三軸試驗求取底渣自身剪力強度，如表 2 所示，一般直剪所得的剪應力值較大型直剪稍高，雖摩擦角差異較小，主要是因凝聚力的差異，顯示試體尺寸在本研究之顆粒分佈下，對於剪力強度影響很小，一般直剪即可適當代表剪力強度。綜合三者之結果，由初始乾密度與內摩擦角的關係可知，三軸試驗所得之內摩擦角略高於直剪結果，此與一般顆粒性土壤之現象並不一致，可能是因灰渣材料組成不均所造成，而三軸中由外部套入的橡皮膜所產生的約束力造成試體邊界之應力條件改變，亦會影響結果。故如一般情況下，對於剪力強度之評估宜以直接剪力強度試驗為主；若考慮 3-D 情況下之剪力強度，宜就三軸所遭遇的問題加以探討並審慎評估。

表 2. 不同試驗下底渣自身剪力強度性質

	直接剪力試驗				大型直剪	排水三軸
	疏鬆試體		夯實試體		疏鬆試體	疏鬆試體
w (%)	5%	15%	25%	15%	15%	15%
r_d (kN/m ³)	12.75	13.12	14.25	17.76	12.75	13.1
c (kPa)	16.4	16.5	30.6	82.5	13.6	15.7
ϕ (°)	34.3	32.4	40.8	47.9	34.1	36.5

李文成 [6]使用 15x15 cm 尺寸之直剪盒進行灰渣直剪試驗，所得底渣的凝聚力約 6-14 kPa，摩擦角約 25-43°。由剪應力與剪力位移關係中發現無出現尖峰，此因剪動過程中底渣顆粒破碎遠較砂土顯著，破碎顆粒不斷調整位置，剪力強度也隨位移的增加而增強。由試驗可知，焚化底灰之剪力強度性質似無凝聚力砂土，強度主要來自顆粒間摩擦、體積膨脹效應、顆粒破碎與重組、顆粒不規則外型。受剪過程中顆粒間所產生的互鎖作用，除受顆粒表面粗糙度影響，也因試體緊密程度及所受正向應力所影響。

2.2 土工合成材界面摩擦特性

土工合成材與土壤介面剪力強度參數隨著地工材的種類不同而有極大的差異，Mitchell et al. [14]之研究亦指出介面靜態視摩擦角受材質本身、接觸介面性質與介面溼潤度影響。

Koerner and Martin [12]利用不同土壤試體與不同土工合成材以研究地工材界面剪力強度，如表 3，其認為土壤與地工膜布的尖峰界面摩擦角總是較土壤間摩擦角為小，其中又以 HDPE 地工膜布界面摩擦角最小。

表 3. 土工合成材與土壤界面摩擦角

		Soil type		
		concrete sand	Ottawa sand	Mica schist sand
geomembrane	smooth HDPE	18	18	17
	rough PVC	27	-	25
	smooth PVC	25	-	21
geotextile	nonwoven needle-punched	30	26	25
	nonwoven heat-bonded	26	-	-
	woven monofilament	26	-	-
	woven slit-film	24	24	23

表 4. 界面剪力強度彙整

geosynthetics	soil	size (mm)	condition	σ_n (kPa)	shear rate (mm/min)	c_a (kPa)	δ (°)	reference
Tx HDPE	sandy clay	300×300	hydrated	7-35	1	0-7	25-42	Criley and John (1997)
Tx HDPE	silty sand	300×300	hydrated	7-35	1	0-5	33-42	
Tx HDPE	sandy silt	300×300	hydrated	7-35	1	0-4	23-47	
Nw GT	sand	300×300	hydrated	20-62	0.0025-0.25	0	30-40	Koutsourais et al. (1991)
Wv GT	sand	300×300	hydrated	20-62	0.0025-0.25	0	28-40	
Sm HDPE	sand	300×300	hydrated	20-62	0.0025-0.25	0	26-28	
Rg HDPE	sand	300×300	hydrated	20-62	0.0025-0.25	0	30-41	
Sm HDPE	sand	100×100	saturated	14-100	0.127	0	17-18	Martin et al. (1984)
Nw GT	sand	100×100	saturated	14-100	0.127	0	25-30	
Wv GT	sand	100×100	saturated	14-100	0.127	0	23-26	
Nw GT	sand	300×300	saturated	5-25	0.3	0.6-1.2	25-34	Williams and Houlihan (1987)
Wv GT	sand	300×300	saturated	5-25	0.3	0-1.2	35	
Sm HDPE	sand	300×300	saturated	5-25	0.3	0.6-0.7	19-27	
Nw GT	Sapolite	300×300	saturated	5-25	0.3	0.8-1.5	29-30	
Wv GT	Sapolite	300×300	saturated	5-25	0.3	1.5	31	
Sm HDPE	Sapolite	300×300	saturated	5-25	0.3	0.4	21	
Nw GT	clay	300×300	saturated	5-25	0.3	1.3-1.8	39-45	
Wv GT	clay	300×300	saturated	5-25	0.3	2	43	
Sm HDPE	clay	300×300	saturated	5-25	0.3	1	25	

而根據過去國外學者針對各類地工合成材與土壤的界面剪力強度所作的研究，劉家男 [8] 將其整理製表，如表 4 所示，亦認為地工合成材料使用上最大的問題在於地工合成材與土壤界面之摩擦力通常很低，故介面之剪力強度對穩定性有極重要的影響。

林聖琪 [9] 利用內湖焚化廠底渣與平滑地工膜布進行大型界面直剪試驗(30×30 cm)以探討接觸面摩擦特性。取得界面剪力強度如表 5，界面黏滯力約為 0-7.08 kPa，界面摩擦角約為 19.1-25.7°。結果發現灰渣-地工膜布不同於土壤-地工膜布界面摩擦特性，土壤易受水的作用影響而使界面剪力強度下降。灰渣因顆粒呈角狀並含有碎玻璃、陶瓷等尖銳物體，在正向應力作用下，灰渣會嵌入地工膜布內，並在剪動時，使地工膜布產生刮痕。而亦因顆粒的嵌入，提供了額外的阻止滑動的力量，此抵抗力會大於水對界面摩擦的影響。

表 5. 底渣與平滑地工膜布界面剪力強度

界面直剪試驗				
組別	相對密度 D_r (%)	含水量 w (%)	尖峰強度參數	
			c (kPa)	ϕ (°)
1	60	0	5.52	19.1
2	60	20	7.08	19.9
3	80	0	2.04	24.6
4	80	5	0	24.3
5	80	20	1.5	25.7

三、實驗方法

試驗包含對灰渣施作物性試驗及直剪試驗。灰渣物性試驗包含粒徑分析、比重試驗、含水量試驗及阿太堡試驗，其試驗步驟與儀器皆依照 CNS 規範指示施行之。再依 ASTM 規範進行單向度壓密試驗及夯實試驗。而直剪儀再針對地工材的放置進行設計特定

的下直剪盒。

3.1 試驗材料

焚化灰渣之採樣係依環保署環境檢驗所公佈之廢棄物焚化灰渣採樣方法(NIEA R119.00C)進行，於民國九十五年四月十日前往新竹市環保局焚化廠(以下簡稱本廠)採樣底渣。本廠位於新竹市海濱路 240 號，佔地面積約 5.5 公頃，垃圾貯坑容量約為 16,000 立方公尺。垃圾處理採 24 小時連續運轉之機械混燒式爐體焚化，共計兩座爐床，每爐每日廢棄物處理量約為 450 公噸。

取樣前，根據 Collins (1977) 表示灰渣將大於 1.5 in 顆粒去除，試驗結果與原組成灰渣相差不大，故為考量儀器尺寸的影響，先將金屬、大石塊剔除，取約 50 公斤置入包裹著塑膠的耐酸鹼帆布袋，以防含水量流失。

表 6. 各類地工合成材規格

	平滑地工膜布	粗糙地工膜布	地工織布	熱熔不織布	針軋不織布
密度	g/cm ³	0.94	0.94		
單位重	(g/m ²)			373	100 +30/-20
厚度	(mm)	0.9-1	0.85-1	0.32	0.4 ±0.2
粗糙高度	(mm)		0.25		
寬幅張力強度	kN/m	16	15		4
抗撕裂強度	(N)	138	135		110
抗刺穿強度	(N)	352	270		150
apparent opening size C	(mm)				0.25
滲透係數	(cm/s)				0.15
碳黑含量	(%)	2.5	2		

地工膜布(平滑及粗面)材料，皆屬高密度聚乙烯(HDPE)材質，厚脫皆為1mm厚；地工不織布(熱熔與針軋)單位面積重分別為100及200 g/m²；地工織布單位面積重則約為370 g/m²。上述材料外觀如圖2；規格詳見表6。

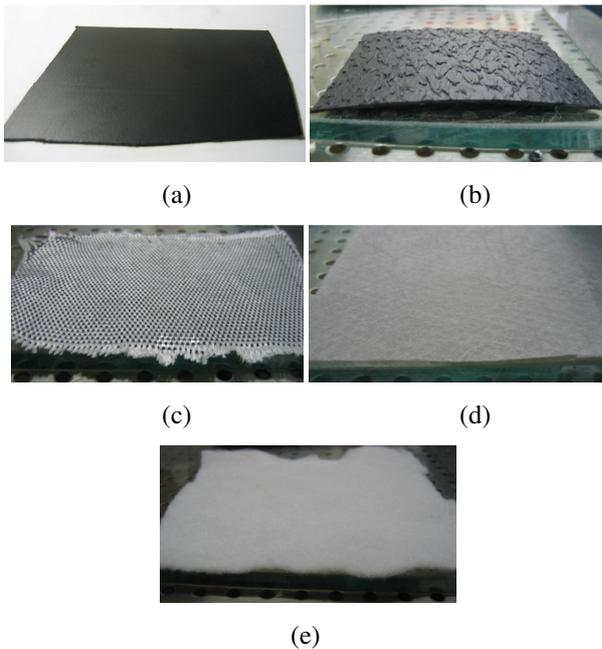


圖 2. 地工合成材：(a)平滑地工膜布；(b)粗糙地工膜布；(c)地工織布；(d)熱熔不織布；(e)針軋不織布

3.2 試驗儀器與步驟

3.2.1 直剪儀器改良

界面直剪試驗儀器採用下直剪盒鋪設地工材以符合實際掩埋場配製方式。修改過去將原始直剪盒內加入木塊填充物以取得平面的方式，為使接觸面平均，故製作完整金屬面。規格設計如圖3，尺寸設計為10×9×2 cm，考慮不同地工合成材厚度不一，故在表面改以金屬片製成，每片約為1mm厚，以配合不同厚度的地工材施作實驗，且在延伸剪切方向平行的兩側

設置螺絲固定，並加設兩條2mm厚的銅片，以便上下同時固定地工合成材，成品如圖4。

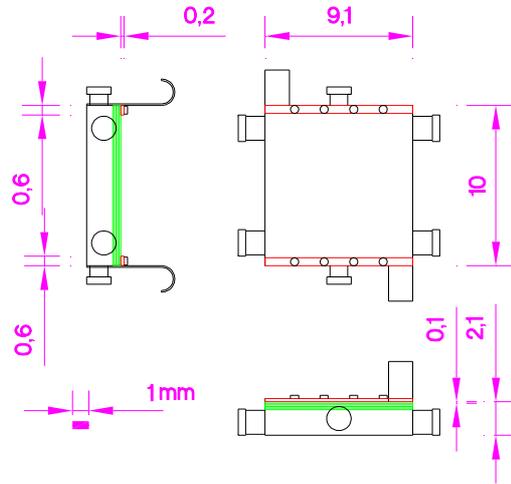


圖 3. 改良式下直剪盒設計圖

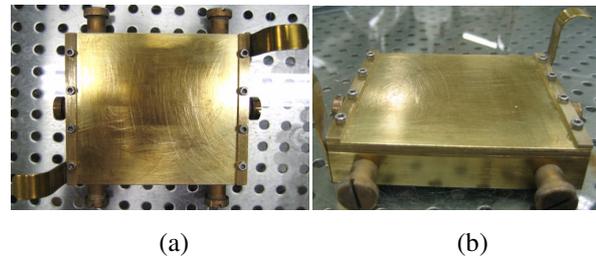


圖 4. 改良式下直剪盒成品：(a)上視圖；(b)：側視圖

3.2.2 試體配製

將灰渣先行烘乾後，配合粒徑縮尺，作等比例的修正粒徑分佈，將3/8"篩(9.52 mm)以上顆粒剔除，其剔除重量依以下篩號重量比例分配取代之，以調配適當的粒料量。再依標準夯實下取得的最佳含水量及最大乾密度作為試體配製的標準。將烘乾且調整比例後的灰渣依特定的含水量加水混合之，試體最終依體積控制法將預定重量的灰渣置入儀器中並分層夯實至預定的體積內，以控制盒內試體達要求的密度。

3.2.3 試驗流程

試驗流程如圖5，首先依ASTM規範進行灰渣各類物性試驗；再進行直剪試驗以求得灰渣之剪力強度；最終使用改良直剪儀配合不同的地工合成材及不同的環境下取得地工材與灰渣的界面摩擦性質。

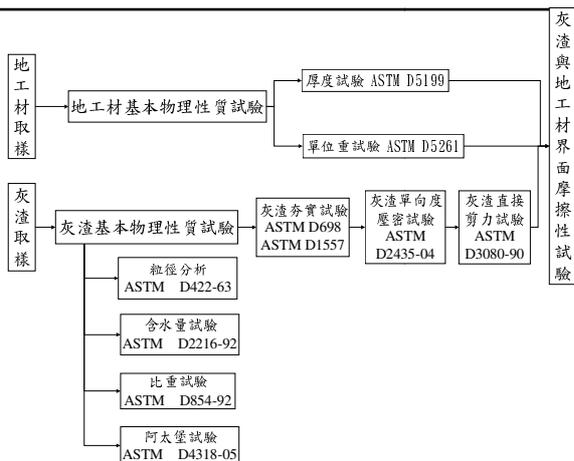


圖 5. 試驗流程圖

本研究最終為了解不同環境下灰渣與各類地工材之界面摩擦特性，將直接剪力試驗所用的直剪盒作一修改後，以便配合下列步驟進行試驗：

1、將地工膜布依直接平鋪固定式、地工織物依包裹固定式設置在下直剪盒以符合實際掩埋場配製方式，而灰渣試體則依配製方式置於上直剪盒中。

2、如欲測量在浸水飽和環境下，灰渣與地工材之界面摩擦行為，則在放置試體後即注水入直剪外盒中，浸泡試體約 24 小時待其達飽和後，再進行後續步驟；反之如欲測量在無浸水潮溼環境下之界面摩擦特性，則在放置試體後即進行後續步驟。

3、同灰渣直接剪力試驗，模擬現地不同深度下所受不同之正向應力，分別取 70、155 及 225 kPa 三點施作。參考單向度壓密試驗所提供不同環境及不同受力下壓密至 100 % 所需之時間 t_{100} ，待砝碼放置在加壓桿加載壓密至 t_{100} 後，即可進行剪動。

4、調整搖桿至設定的剪動速率，剪動速率依灰渣直接剪力試驗所述設定，之後啟動馬達施作試驗。待剪動至橫向變形量達試體長度 15 % 即停止試驗。

5、依序將三種不同正向應力試體施作完成後，即可取得完整的破壞包絡線，求取黏滯力 c_a 及界面摩擦角 δ 。

四、結果與討論

4.1 垃圾成份分析

表 7. 垃圾分析結果(溼基法)

分析項目	物理組成 (%)	含水量 (%)	可燃份 (%)	灰份 (%)
垃圾單項				
紙類	47.26	45.01	48.77	6.22
纖維布類	2.3	38.12	43.71	18.17
木竹、稻草、落葉類	4.7	41.94	38.49	19.57
廚餘類	11.53	33.99	43.06	22.95
塑膠類	24.94	38.25	46.58	15.17
皮革、橡膠類	1.71	42.21	51.31	6.48
其他	1.99	33.52	47.03	19.45
不可燃物				
鐵金屬類	0.81	37.21	0	100
非鐵金屬	1.13	23.58	0	100
玻璃類	1.76	8.78	0	100
其他不燃物(陶瓷、砂...)	1.87	32.75	0	100
綜合垃圾	100	40.3	44.3	15.4

由新竹市環保局取得 95 年 4 月份垃圾分析結果，如表 7。垃圾可分為可燃與不可燃物兩大類，一般可燃物約占垃圾組成的 70 %；不可燃物佔 30 %，而由分析結果中可燃物比例更高。其中可燃物又再細分為紙類、纖維類等七種項目；而不可燃物則細分為鐵金屬、非鐵金屬、玻璃、其他不燃物等四項。由物理組成觀之，紙類、塑膠類與廚餘類為垃圾主要組成成份，佔垃圾生成之 80 % 以上，顯示資源回收方面仍有進步的空間。如能有效進行資源回收，不但能有效節省焚化能源，亦能大量減少灰渣的產生。

4.1.1 三成份分析

一般廢棄物成份分析如圖 6。由溼基三成份分析(水份、可燃份及灰份)中可知，水份高達 40.3 %，可燃份亦佔總量的 44.3 %。經環保局量測得綜合垃圾單位重為 249 kg/m³，單位重如此大，高含水量亦是影響因素之一。故將垃圾進行焚化，有效去除水份及可燃份，殘餘未燃燒完全的可燃份及佔總量 15.4 % 的灰份再經處理掩埋，便能有效減輕掩埋場的負荷。

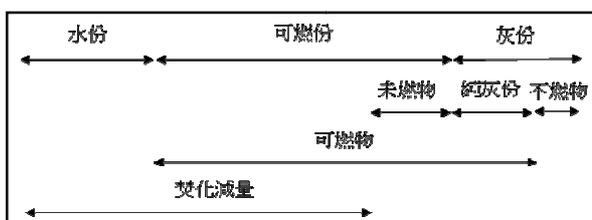


圖 6. 廢棄物三成份分析

4.1.2 元素分析

由表 8 中得以知悉可燃物的元素中以碳(C)24.6 %、氧(O)15 %及氫(H)3.55 %為主要成份。一般焚化廠可依焚化灰渣灼燒減量值(LOI)來判定焚化效率好與否，而未燃燒完全的可燃物會造成 LOI 值的提高。意即 ARM (2004)謂 LOI 值愈大，有機物含量愈高。一般焚化廠規定 LOI 值要在 7 % (200 tons/day) 或 10 % 以下(依日處理垃圾量不同)，而新竹廠採機械混燒式爐床方式的爐體焚化，其優點在於處理量大且燃燒較完全，故測得 LOI 值小於 5 %。

表 8. 廢棄物元素分析

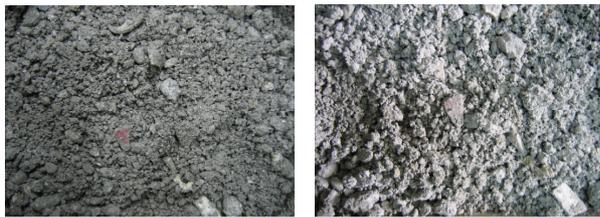
分析項目	碳(%)	氫(%)	氮(%)	氧(%)	硫(%)	氯(%)	碳氮比(C/N)
1、紙類	22.55	3.3	0.68	22.11	0.08	0.05	33.16
2、纖維布類	26.2	3.45	2.22	11.31	0.47	0.06	11.8
3、木竹、稻草、落葉類	26.74	3.57	1	7	0.12	0.06	26.74
4、廚餘類	24.12	3.11	1.73	13.83	0.19	0.08	13.94
5、塑膠類	32.85	4.94	0.36	8.29	0.09	0.05	91.25
6、皮革、橡膠類	31.31	3.83	0.42	15.19	0.48	0.08	74.55
7、其他	30.67	4.34	7.46	2.95	1.53	0.08	4.11
綜合垃圾	24.6	3.55	0.86	15	0.14	0.05	28.6

4.2 灰渣試驗結果分析

4.2.1 灰渣物性分析

1.外觀

初由新竹市環保局焚化廠灰渣貯坑採樣回之底渣外觀如圖 7-(a)，因底渣為冷卻其自身的高溫，需在輸送帶運至貯坑貯放過程中經過調溼裝置淬火(溼法)，故初採樣回之試體呈現灰黑色色澤，微帶臭腥味。因垃圾回收仍未嚴格執行，故雖經焚化處理，但仍能從殘餘灰渣中看見陶瓷、玻璃及金屬瓶蓋等不可燃物；烘乾後，試體呈現灰白色團塊體，如圖 7-(b)，右圖但些微震動則團塊又分散成顆粒狀。當底渣含水量過高，試體多呈爛泥狀；而當底渣烘乾分散後，呈現的顆粒大小不一，外形多呈角狀，且大顆粒粗糙的表面會附著細小灰渣。



(a) (b)

圖 7. 底渣外觀：(a)潮溼狀；(b)烘乾狀

2.含水量與比重

將採樣當日之底渣取約 300 g 用量測含水量，得 32.15 %；取將其放置一個月後再量測其含水量，得 26.69 %。含水量偏高主要是因為底渣經過調溼裝置，以冷卻經焚化後的餘渣，亦同時增加了含水量。

因試驗多取#4 以下之顆粒配製試體，故取#4 以下之顆粒以量測比重。當為使水煮沸以讓試體中的空氣排出時，底渣中細微顆粒混濁在水中，致使水面上產生灰色泡沫。試驗結果得比重 G_s 約為 2.31。

3.粒徑分析

利用四組各約 1.5 公斤的底渣試驗篩分析後再配合利用 152H 型比重計測試小於#200 以下的粒徑分佈，所得粒徑分析數據如圖 8。由圖可知，因採樣前已先將大於 1.5 in 之試樣去除，故在實驗室量測得 1½" (38.1 mm) 以上無顆粒存在。粒徑分佈主要集中在#4(4.75 mm)-#40(0.425 mm)間，約佔 56-70 %，而#200(0.075 mm)以下約佔 0.5-2.38 %，由數據看來底渣多屬砂礫狀顆粒。

而由粒徑圖可求得其有效粒徑 D_{10} 為 0.185 mm；

D_{30} 為 0.86 mm； D_{60} 為 3.965 mm。利用上述數據可求得均勻係數 c_u 為 21.43、曲率係數 c_z 為 1.01。

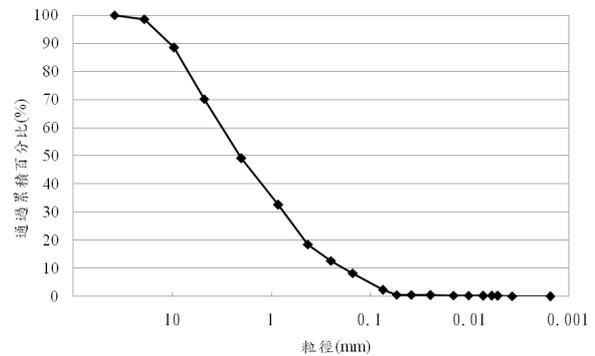


圖 8. 完整粒徑分析圖

4.阿太堡與分類

液性限度試驗中，因底渣加水拌和後，仍屬滑動而非流動，且打擊數仍少於 25 次，故判其液性限度無法測定。而塑性限度亦無法測定，揉搓加水後仍會分散，底渣之性質類似極度砂質土，故判定底渣為非塑性試體(NP)。

將上述粒徑大小分佈，級配情況、液性限度及塑性指數等試驗結果，依統一土壤分類評估之，灰渣為優良級配砂質試體(SW)。

5.夯實試驗

利用標準夯實試驗求得最佳含水量及最大乾密度，以供試體配製的參考；再施作改良式夯實試驗，比較不同夯實能量下，含水量與乾密度的變化。圖 9 為標準夯實及改良夯實下所得之夯實曲線。

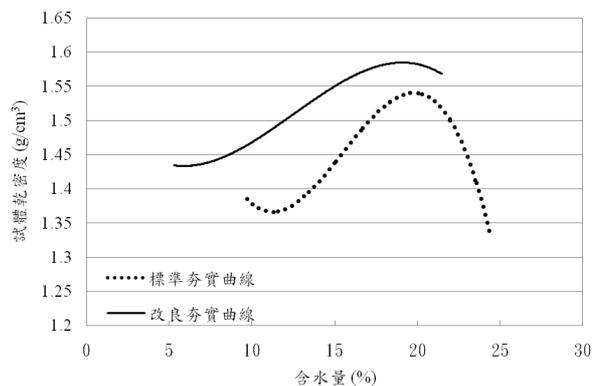


圖 9. 灰渣夯實曲線

由圖可判別出灰渣在標準夯實下，所得之最佳含水量(OMC)約為 20 %；最大乾密度(γ_{dmax})約為 1.54 g/cm^3 。曲線在初始端處乾密度隨含水量先降後升的趨勢，可能孔隙水初始時產生毛細現象，致使產生張力阻止顆粒的移動。而由改良夯實下，取得最佳含水量約為 18.7 %；最大乾密度約為 1.58 g/cm^3 。在不同夯實能量下，灰渣的夯實曲線改變模式與砂土相似。最佳含水量隨著夯實能量增加而減少；最大乾密度隨著夯實能量增加而上升。而為模擬現地掩埋場灰渣掩埋之鋪設情形，故採標準夯實試驗所取得之最佳含水

量及最大乾密度以進行試體之配製。

4.2.2 灰渣試體配製

考量儀器尺寸及原始粒徑分佈的影響後，採等重量替代法將底渣進行粒徑縮尺，修正前後的粒徑分析圖如圖 10。依儀器尺寸需至少大於或等於六倍最大粒徑之要求，將 3/8" 號篩(9.52 mm)以上的顆粒重量以 3/8" -#200 號篩原始比例取代之。底渣以原始粒徑分析進行分類為優良級配砂質試體 (SW)；而粒徑修正後試體之參數如表 9，有效粒徑 D_{10} 相差不大，故透水性影響不大，且分類後底渣仍為優良級配砂質試體(SW)，故雖 c_u 值相差較大，但試體工程性質受試體粒徑修正之影響應該不大。

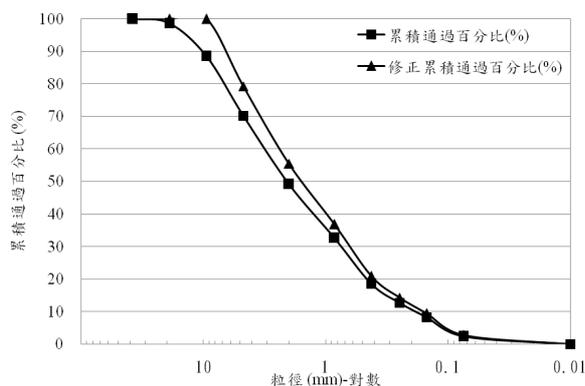


圖 10. 修正前後粒徑分析圖

表 9. 底渣顆粒徑修正前後參數

	通過#200 比例 (%)	停留#4 比例	D_{10} (mm)	c_u	c_z	PI	分類
修正前	2.38	18.3	0.19	21.43	1.01	NP	SW
修正後	2.69	20.7	0.17	12.94	1.06	NP	SW

試體基本物理性質如表 10 所述。將烘乾底渣粒徑調整後，依照標準夯實下所取得的最佳含水量 20%、 $\gamma_{dmax} 1.54 \text{ g/cm}^3$ ，加水混合至含水量達 20%，再依體積控制法取特定重量的含水底渣分三層置入儀器中，待達到要求的厚度後，即完成試體製作。

表 10. 底渣基本物理性質

試體	統一分	比重	標準夯實		改良夯實	
			OMC (%)	γ_{dmax}	OMC (%)	γ_{dmax}
焚化底渣	SW	2.3	20	1.54	18.7	1.58

4.2.3 灰渣單向度壓密試驗結果分析

本試驗根據不同環境，即浸水與未浸水的環境下，針對灰渣試體所呈現的壓縮壓密特性進行分析。

試驗由加壓至解壓完成，將時間與垂直變形量匯集繪製成圖，如圖 11。就加載路線分析之，不論是未浸水溼潤試體，或是浸水飽和試體，其壓縮量主要集中在最初壓載時段，最初 6 秒內即達加載段 50% 以上的壓縮量，屬於即時沉陷。而隨著倍數增加的加載重量，壓縮量亦約呈倍數的增長，此由浸水飽和試體

更形顯著，故試體含水量愈大，壓縮量亦愈大。根據試驗可得未浸水溼潤試體經階段加載 6 天正向應力達 200 kPa 之壓縮量為 1.235 mm；而浸水飽和試體壓密量則為 1.762 mm。

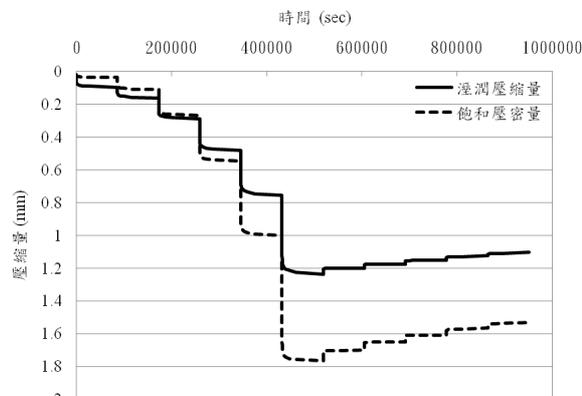


圖 11. 時間與變形量關係圖

而就卸載路線分析之，主要亦在初始解壓時段產生回脹量。由回脹曲線段可知浸水飽和試體之曲線較陡，即浸水飽和試體的回脹量較未浸水溼潤試體大。未浸水溼潤試體經階段卸載 5 天後回脹量為 0.133 mm；而浸水飽和試體回脹量為 0.232 mm。故含水量愈大，回脹量亦愈大。

而圖中初始加載段，呈現了未浸水溼潤試體較浸水飽和試體壓縮量大，可能因底渣的不均質特性，在依密度與特定含水量配製試體下，使初始孔隙比有所不同，使知加載時產生此變形量關係圖。而之後即如預期，可能因浸水試體顆粒間的摩擦力及壓密環間的摩擦力皆因底渣中較細顆粒浸水後毛細力歸零，摩擦阻抗降低，而產生較明顯的變形差異。

試體之正向應力與垂直應變的關係圖如圖 12 所示，浸水後的試體不論是加壓時的壓縮變形或是解壓時的回脹變形趨勢，皆較未浸水試體的變形量大。未浸水試體因毛細力作用，造成有效應力的提高。而此有效應力增量使未浸水試體之應變量約較浸水試體增加了約 1-2%。其試體解壓後皆有明顯無法回復的塑性變形，此因試體變形除由試體內孔隙的壓縮所造成外，亦包含來自顆粒的變形或破碎。而浸水試體回脹變形較未浸水試體明顯可能與試驗後粒徑重新分佈抑或試體與儀器界面間摩擦力影響有關，在此不作進一步的求證。

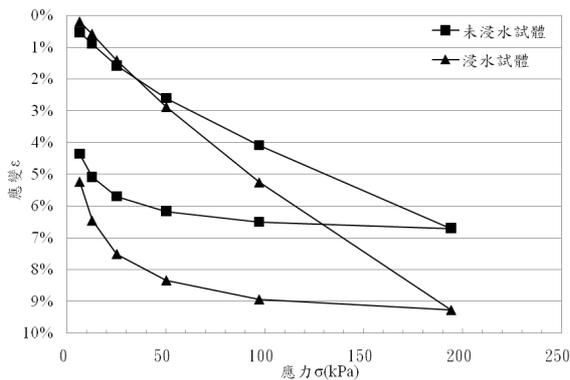


圖 12. 正向應力與應變關係圖

而由圖 13 之正向應力與孔隙比關係圖，進一步取得相關指數，如壓縮性指數 c_c 、回脹指數 c_s 。未浸水溼潤試體之壓縮性指數 c_c 約為 0.09，回脹指數 c_s 約為 0.03；而浸水飽和試體之壓縮性指數 c_c 約為 0.14，回脹指數 c_s 約為 0.04。一般低壓縮性土壤之壓縮性指數 c_c 值小於 0.2；高壓縮性土壤則大於 0.4，則可判別本研究底渣屬低壓縮性試體。

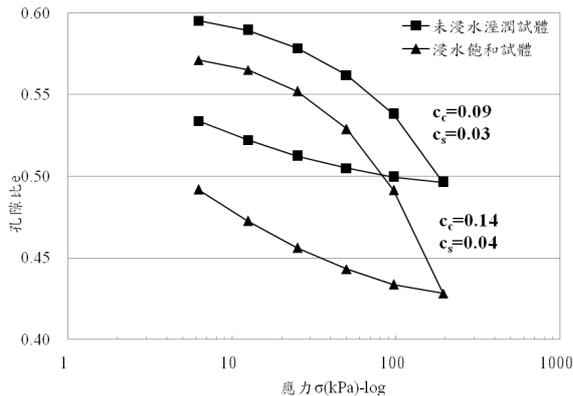


圖 13. 正向應力與孔隙比關係圖

由各階段加载所取得之時間-變形量關係曲線，如附錄 A、B，因壓密集中發生在初期，故採 Taylor 的平方根時間調整法分析，可取得 t_{90} ，再利用 ASTM D3080 規範中所提供之經驗式，換算 t_{50} 即可進一步計算直剪試驗之剪切速率。

因底渣試體主要變形量皆發生在即時沉陷，難以從中分辨出主要壓密階段，故如利用試驗取得之壓密係數 c_v 、壓縮性係數 a_v 及體積壓縮性係數 m_v 代入公式計算求得的滲透係數 k 則不具有代表性。

4.2.4 灰渣直接剪力試驗結果分析

底渣直剪試驗根據單向度壓密試驗所取得之壓密數據，得設定剪切速率約皆介於 0.05 mm/min 左右，屬壓密慢剪式，能有效控制孔隙水壓的消散，且當剪切至水平位移達 9 mm 以上即停止試驗。底渣經粒徑修正配製試體分別以浸水飽和及未浸水溼潤試體施作之，針對環境的不同與以分析其對底渣剪力強度的影響，其中飽和試體含水量為 33 %；溼潤試體含水量為 20 %。

經試驗所得之水平位移與垂直位移關係如圖 14。可發現試體在剪動過程中因剪脹效應而多呈先壓縮後膨脹，此在低正向應力作用下最為明顯，唯浸水試體在高正向應力作用下，產生大量的壓密量，但之後亦有膨脹的趨勢。而就環境觀之，在低正向應力下，未浸水溼潤試體會較浸水飽和試體產生較大的膨脹量；而正向應力漸趨增加，壓縮量愈形明顯下，未浸水溼潤試體會較浸水飽和試體產生較小的壓縮量。

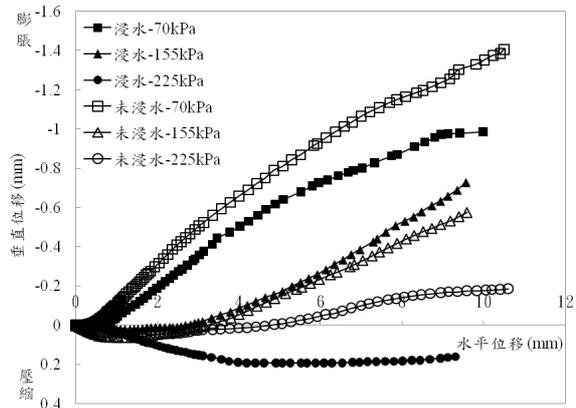


圖 14. 水平位移與垂直位移關係圖

雖然位移變化似緊砂先壓縮後膨脹，但由圖 15 之水平位移與剪應力關係圖觀察之，不論浸水與否，底渣試體不同於緊砂所呈現之形式，在此試驗中並無明顯之尖峰強度。則最大剪力強度判斷以水平位移達試體長度 15 % 處之剪應力為主。

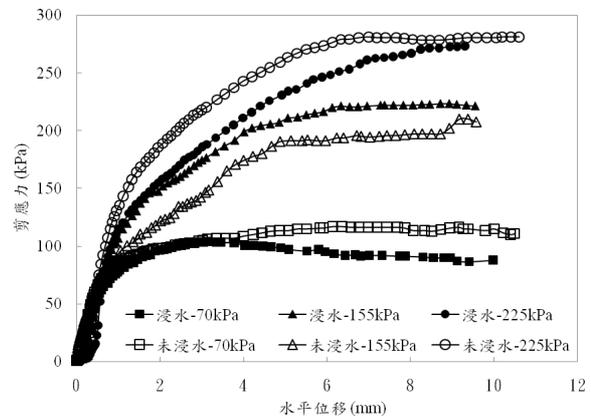


圖 15. 水平位移與剪應力關係圖

就曲線分佈觀之，高正向應力在經過剪動較長的位移量後剪應力值才漸趨平緩，反觀低正應力作用下之剪應力值，位移量在 2-4 mm 處剪應力值即表現持平或下降之趨勢。而就環境觀之，未浸水溼潤試體皆較浸水飽和試體取得之剪應力值略高，此因未浸水溼潤試體在剪動時試體內部負孔隙水壓所形成的吸力，使有效應力增加，導致剪切阻抗亦上升。

根據上述之水平位移-剪應力關係圖取得最大剪應力，進一步繪製正向應力與剪應力的關係圖，如圖 16。依數據回歸可得各別試體之破壞包絡線，依包絡線可取得試體之凝聚力 c 與摩擦角 ϕ 。依圖可取得未

浸水溼潤試體之凝聚力 c 值約為 43.7 kPa、摩擦角 ϕ 值約為 46.6°；而浸水飽和試體之凝聚力 c 值約為 34.8 kPa、摩擦角 ϕ 值約為 47.8°。綜觀未浸水溼潤試體之剪力強度略高於浸水飽和試體，但破壞包絡線取得之摩擦角卻以未浸水溼潤試體稍低於浸水飽和試體，應該是將曲線破壞包絡線強制線性回歸使然。

根據試體物性試驗分類後判別底渣試體似優良級配砂土質試體，底渣可能因試體顆粒多呈角狀及易碎性，使剪動中顆粒破碎、重排，試體更形緊密，可致使凝聚力提高。因本試體底渣不具塑性，故此處凝聚力 c 值可能是由剪切過程中底渣顆粒間的咬合力提供，並非真正存在內聚力。一般圓狀、優良級配緊密砂土之摩擦角可達 40°，角狀、優良級配緊密砂土之摩擦角可達 45°，而底渣多角狀且粗糙之外觀下，取得之摩擦角亦高達 46-47°，實屬合理。

而一般在低正向應力下，凝聚力所發揮的強度並不明顯，故將破壞包絡線作修正，如圖 17。在凝聚力 c 值為 0 kPa 時，未浸水溼潤試體之摩擦角 ϕ 值約為 52.59°；而浸水飽和試體摩擦角 ϕ 值約為 52.44°。

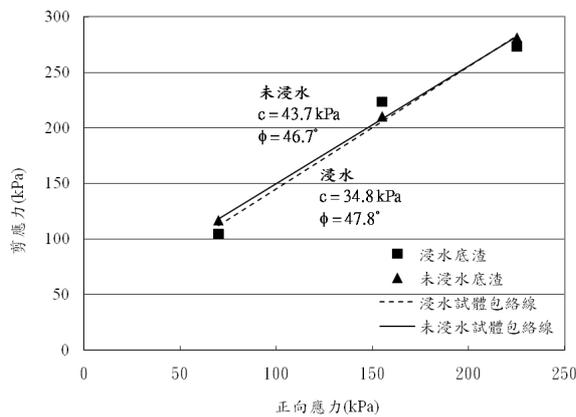


圖 16. 純底渣正向應力與剪應力關係圖

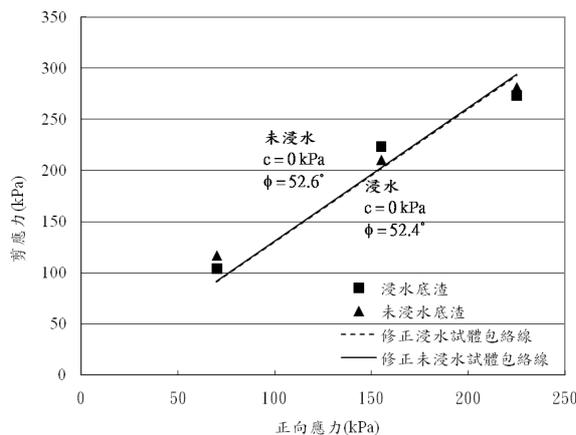


圖 17. 修正後之純底渣破壞包絡線

4.3 灰渣與土工合成材界面直接剪力試驗結果分析

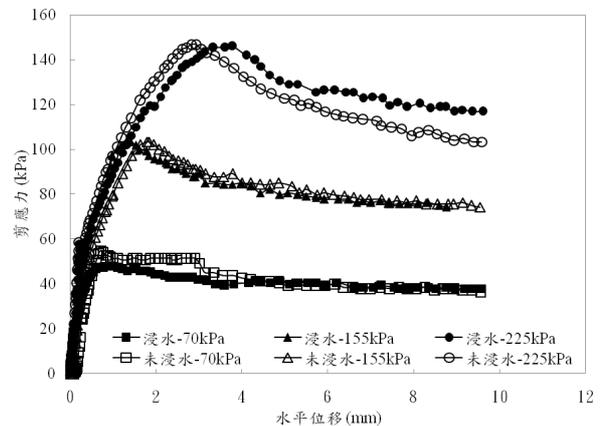
根據不同土工合成材，在不同環境下施作共十組試驗，浸水飽和試體含水量約在 33 %、未浸水溼潤

試體約在 20 %。試驗方式同直接剪力試驗，在此針對水平位移與剪應力的關係，及剪力強度參數作一分析與探討。

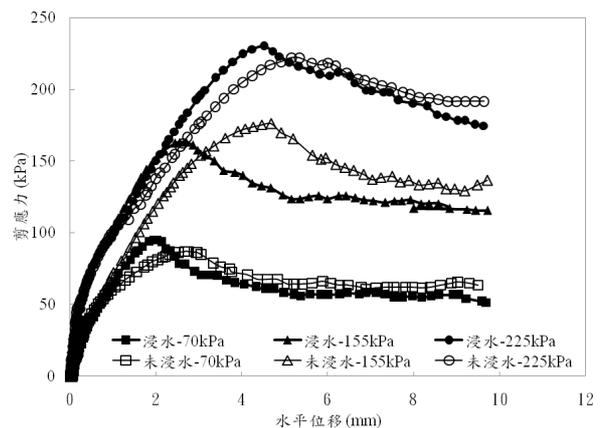
4.3.1 水平位移與剪應力之關係

圖 18 為不同土工合成材經剪動後所繪製成之水平位移-剪應力關係圖，在此先就各別材料探討之。當地工材料為平滑地工膜布時，明顯看出其尖峰應力強度值，在低正向應力下，浸水與否並無對剪力強度造成太大的影響；但在高正向應力下，不論是尖峰強度抑或是殘餘強度，皆以未浸水溼潤試體較高。

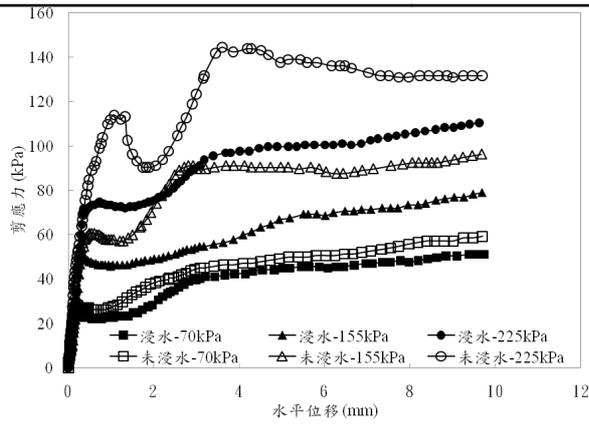
粗糙地工膜布為材料時，浸水下較快達尖峰強度，且尖峰強度較未浸水時稍高，此與理論情況下不同，可能受試體壓密程度之影響，產生些微的差距，因殘餘強度則以未浸水試體較高，根據 Fleming et al. [16] 文中所談及，未浸水試體在低含水量下，試體顆粒因呈團塊構造，使得嵌入地工膜布表面較浸水試體明顯，而因嵌入愈深，使得之後未浸水試體強度較高。



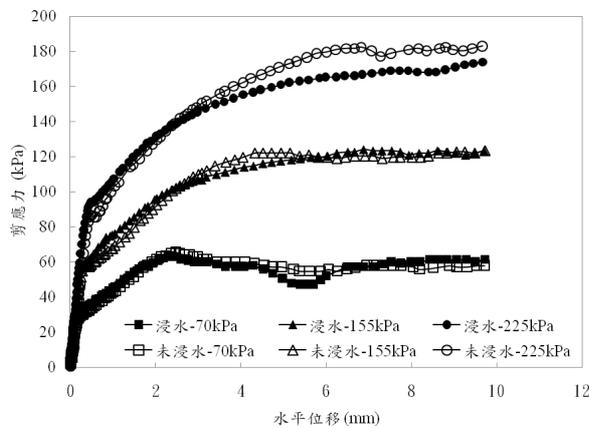
(a)



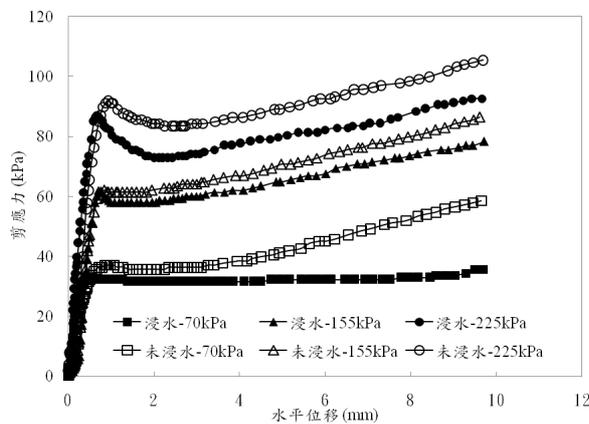
(b)



(c)



(d)



(e)

圖 18. 地工合成材與底渣之應力應變關係圖：(a)平滑地工膜布；(b)粗糙地工膜布；(c)地工織布；(d)熱熔不織布；(e)針軋不織布

根據 John A.B. [15]依不同地工材介面應力應變曲線圖分析的方式，反觀本試驗，就不織布而言，大部份呈無明顯尖峰強度之曲線，唯針軋不織布在高正向應力下可取得尖峰強度。熱熔不織布曲線，浸水與不浸水之曲線極相近，故浸水對熱熔不織布無太大影響；針軋不織布曲線，剪動後段呈剪應力上升之趨勢，此因針軋不織布材質易拉伸，當位移量愈大，針軋不

織布產生愈多皺摺，此皺摺與底渣試體相嵌進而增加了抵抗力。其中增加的趨勢又以未浸水環境下為大，此因針軋不織布布料經吸水後加勁了纖維抵抗拉伸的能力，故浸水後位移拉伸現象則較少。

而當地工材料為織布時，大致呈雙峰狀，此因織布剪動過程中底渣試體移動可能造成織布變形而產生另一次的尖峰強度，故採初始尖峰強度為底渣與地工織布之間之界面剪力強度。而此現象在高正應力下及未浸水時更明顯。

表 11. 各組界面直剪試驗之尖峰剪力強度值

環境	含水量 (%)	正向應力 (kPa)	尖峰剪力強度 (kPa)	
			未浸水	浸水
平滑地工膜布	21%	70	54.8	103.4
		155	146.8	47.9
		225	116.9	146.1
	33%	70	87.1	175.9
		155	222.0	95.1
		225	163.1	230.0
粗糙地工膜布	21%	70	58.6	93.3
		155	144.7	48.6
		225	110.0	173.8
	30%	70	65.6	122.1
		155	182.5	63.5
		225	124.2	173.8
地工織布	20%	70	37.1	62.1
		155	91.9	33.0
		225	86.4	116.9
	30%	70	116.9	210.3
		155	281.0	104.1
		225	223.4	273.4
熱熔不織布	20%	70	65.6	122.1
		155	182.5	63.5
		225	124.2	173.8
	33%	70	37.1	62.1
		155	91.9	33.0
		225	86.4	116.9
針軋不織布	22%	70	37.1	62.1
		155	91.9	33.0
		225	86.4	116.9
	33%	70	116.9	210.3
		155	281.0	104.1
		225	223.4	273.4
純渣	21%	70	116.9	210.3
		155	281.0	104.1
		225	223.4	273.4
	36%	70	104.1	210.3
		155	210.3	104.1
		225	273.4	104.1

4.3.2 界面剪力強度分析

將各類試驗所取得之尖峰強度值作一整理，如表 11 所示。將各組之正向應力與求得之剪應力作圖，取得莫爾庫倫破壞包絡線，再依曲線利用斜截式法換算得界面剪力強度參數 c_a 、 δ 值。

而為考量實際破壞包絡線並非皆以直線呈現，且英國規範 BS 6906 建議評估界面剪力強度時，可將界面之黏滯力忽略，故就低正向應力段，以強制經過原點，即 $c_a=0$ ，與以規劃修正求取新界面摩擦角。

為方便了解地工合成材與試體界面剪力強度參數與試體自身剪力強度參數之間的關係，其定義 E_c 及 E_ϕ ，如公式 1、2。

$$E_c = (c_a/c) \cdot 100\% \dots\dots\dots (1)$$

$$E_\phi = (\tan\delta/\tan\phi) \cdot 100\% \dots\dots\dots (2)$$

E_c ：黏滯力有效係數

E_ϕ ：摩擦角有效係數

表 12 為修正前後各組試驗所取得之剪力強度參數，依不同地工材料分析之。底渣與平滑地工膜布界面剪力強度參數之黏滯力 c_a 值約 7.5-12.8 kPa，界面摩擦角 δ 值約 30.5-32.6°。隨含水量提高，黏滯力下降約 5 kPa，而界面摩擦角則增加 2°。而底渣與粗糙地工膜布界面剪力強度參數 c_a 值約 30.1-32.5 kPa，界面摩擦角 δ 值約 41-41.2°。浸水後黏滯力上升約 1 kPa，而界面摩擦角則無呈太大變化。

表 12. 各類地工材與底渣界面剪力強度參數表

	修正前				修正後			
乾渣	c	43.7	Ec	-	c	0	Ec	-
	ϕ	46.7	E ϕ	-	ϕ	52.6	E ϕ	-
溼渣	c	34.8	Ec	-	c	0	Ec	-
	ϕ	47.8	E ϕ	-	ϕ	52.4	E ϕ	-
乾粗膜	c_a	30.1	Ec	0.69	c_a	0	Ec	-
	δ	41.2	E ϕ	0.82	δ	46.3	E ϕ	0.8
溼粗膜	c_a	32.5	Ec	0.93	c_a	0	Ec	-
	δ	41	E ϕ	0.79	δ	46.5	E ϕ	0.81
乾膜	c_a	12.8	Ec	0.29	c_a	0	Ec	-
	δ	30.6	E ϕ	0.56	δ	33.6	E ϕ	0.51
溼膜	c_a	7.7	Ec	0.22	c_a	0	Ec	-
	δ	32.6	E ϕ	0.58	δ	34.3	E ϕ	0.53
乾織布	c_a	16.4	Ec	0.38	c_a	0	Ec	-
	δ	28.8	E ϕ	0.52	δ	32.7	E ϕ	0.49
溼織布	c_a	20	Ec	0.57	c_a	0	Ec	-
	δ	21.6	E ϕ	0.36	δ	26.9	E ϕ	0.39
乾熱熔	c_a	10.7	Ec	0.24	c_a	0	Ec	-
	δ	36.9	E ϕ	0.71	δ	39.1	E ϕ	0.62
溼熱熔	c_a	13.7	Ec	0.39	c_a	0	Ec	-
	δ	35.8	E ϕ	0.65	δ	38.3	E ϕ	0.61
乾針軋	c_a	11	Ec	0.25	c_a	0	Ec	-
	δ	19.4	E ϕ	0.33	δ	22.5	E ϕ	0.32
溼針軋	c_a	8.8	Ec	0.25	c_a	0	Ec	-
	δ	19	E ϕ	0.31	δ	21.5	E ϕ	0.3

而底渣與地工織布之界面剪力強度參數 c_a 值約 16-20 kPa， δ 值約 21.5-28.8°。含水量的提高造成黏滯力的下降，約 3kPa，界面摩擦角亦下降了約 7°。

而不織布中，底渣與熱熔不織布之 c_a 值約 8.5-13.7 kPa， δ 值約 35.5-37.7°；而與針軋不織布之界面剪力強度參數 c_a 值約 6.5-8.8 kPa， δ 值約 19-21.6°。含水量的增加，造成不織布黏滯力的增加，此與上述材料較為不同，熱熔不織布之黏滯力因含水量的提升而約增加 5 kPa，界面摩擦角則下降約 2°。

綜合觀之，黏滯力參數 c_a 值因浸水及材料的不同各別產生 1-5 kPa 不等的差值。粗糙地工膜布浸水與否對整體上介面剪力強度無太大改變；而平滑地工膜布因浸水易使接觸面潤滑，故黏滯力強度較低；而地工織物類在浸水後可能因布料吸水增加其韌性，使得 c_a 值有小幅的上升，其中針軋不織布則不符合上述，可能剪切面並未有效控制在試體與布料間，故所得數據有待商榷。

而為考量實際破壞包絡線並非皆以直線呈現，如低正應力下，緊密試體易有剪脹效應的產生，致使試體膨脹，體積發生變化，造成抗剪強度亦受影響。故就低正向應力段，以強制經過原點，即 $c_a=0$ ，與以規劃求取界面摩擦角。

而就修正後剪力強度參數論之，底渣與平滑地工膜布界面剪力強度參數經修正後得新界面摩擦角 δ 值約 33-34°。含水量平滑地工膜布並未對其剪力強度有太大的影響。而底渣與粗糙地工膜布新界面摩擦角 δ 值約 46.3-46.5°，由圖可看出浸水與否對其界面摩擦角特性亦無太大影響。

而底渣與地工織布之 δ 值約 26.9-32.7°。含水量的提高造成界面摩擦角亦下降了約 5°，浸水與否對於織布有較顯著的影響。而不織布中，底渣與熱熔不織布之 δ 值約 38-39°；而與針軋不織布之 δ 值約 21.5-23.5°。含水量的增加，對不織布界面摩擦角影響不大，僅約下降 1-2°。

綜合觀之，地工膜布不論平滑抑或粗糙面浸水後界面摩擦角皆些微的提升，但並無太大的改變。而不織布類則以浸水後摩擦角些微下降呈現，但亦無太大的影響。反觀地工織布，浸水後摩擦角有明顯的差異，由 32.7°降低至 26.9°。

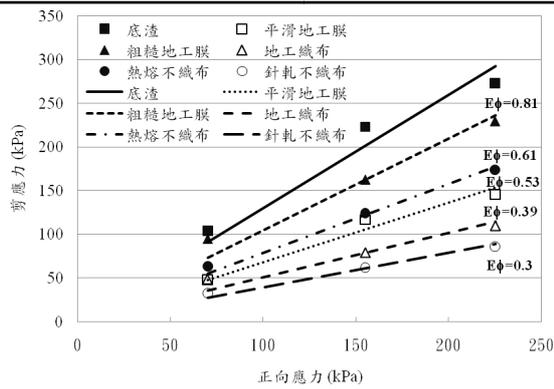
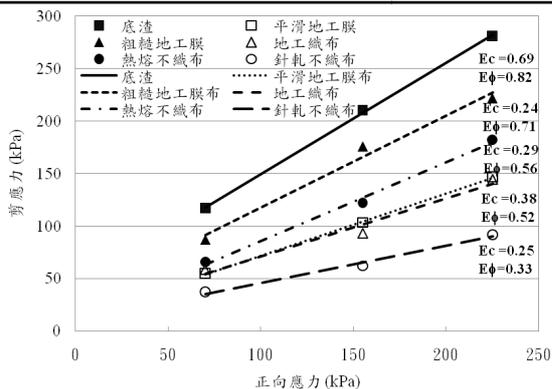
4.3.3 有效係數分析

圖 19-20 為各類地工材與底渣界面破壞包絡線與純底渣破壞包絡線修正前後綜合分析圖。在此利用 Koerner (1997) 的有效係數進一步比較分析各地工材與底渣間的界面剪力強度參數。

不論浸水與否，地工材的鋪設皆明顯的降低純底渣自身剪力強度。在未浸水下所得各材料之黏滯力有效係數 E_c 中，除粗糙地工膜布達 0.69 以外，其餘地工材 E_c 值皆小於 0.5，尤以熱熔不織布影響最大， E_c 值達 0.24。而浸水後，粗糙地工膜布 E_c 值高達 0.93，平滑地工膜布則以 0.22 位居最低值。地工織物中則以地工織布較佳，熱熔不織布、針軋不織布次之。由上述數據可知浸水前後對粗糙地工膜布、熱熔不織布及地工織布之黏滯性質有明顯的提升，平滑地工膜布遇水則些微下降，而針軋不織布呈現浸水前後係數並無變化。

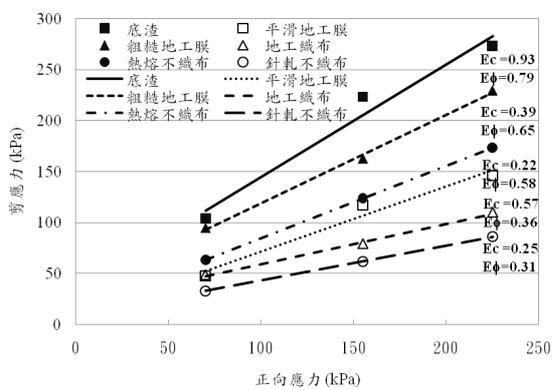
再觀察摩擦角有效係數 E_ϕ 值，不論浸水與否，皆以粗糙地工膜布取得最高係數值，未浸水時 E_ϕ 達 0.82，浸水後 E_ϕ 達 0.79，而以針軋不織布之係數值最差，未浸水時達 0.33、浸水後達 0.31。整體而言，地工材之 E_ϕ 值皆呈現不等的降減，除平滑地工膜布在未浸水時 0.56、浸水後達 0.58 的微升外，但因差別不大，故可能在回歸上所產生的誤差，則平滑地工膜布及針軋不織布之摩擦角並未因浸水而有太大的變化。

而根據修正後所得之 E_ϕ ，可明顯看出，除地工織布外，其餘地工材皆無因浸水而有太大的變化。地工織布在經浸水後， E_ϕ 值由未浸水時的 0.49 降至 0.39，係數較有明顯的降低。



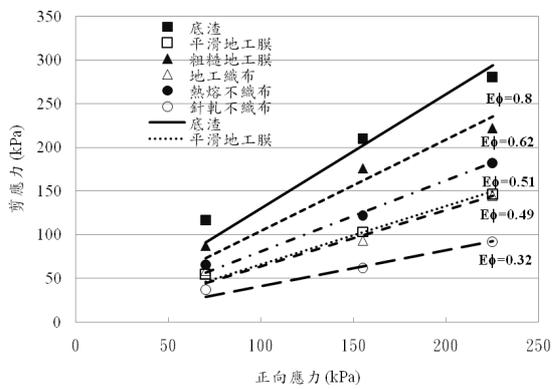
(a)

(b)



(b)

圖 19.破壞包絡線綜合分析圖：(a)未浸水；(b)浸水



(a)

圖 20. 修正後包絡線分析圖：(a)未浸水；(b)浸水

再由表相較修正前後之摩擦角變化。就純底渣而言，變化量約在 4.6-4.9°；而土工織物與底渣的界面摩擦角變化約在 2-5°不等；而土工膜則約在 2-6°左右。

則進一步評析修正前後 E_c 值的變化。未浸水下，各類地工材所得係數皆呈下降的趨勢，但也只有 0.01-0.09 的變化量，並不明顯；浸水後，係數升降不一，平滑土工膜布、熱熔不織布及針軋不織布雖有小幅減少，但並未有明顯差別。而粗糙土工膜布與土工織布則呈小幅增加，但亦不明顯，可能皆為強制直線回歸所造成之誤差。

五、結論

因垃圾分類尚未嚴格執行，因此取樣的焚化底渣內仍含有較大粒徑的材料，對於剪力強度試驗與其他工程試驗而言難度較高。底渣之比重較土壤低，但仍在預期範圍之內，而灰渣經物性分析，可歸類為 SW。

過去國內外雖有對灰渣自身工程性質的研究，但對於灰渣與地工合成材界面的剪力強度性質卻甚少研究，因此在灰渣掩埋場邊坡穩定分析時並無相關數據可參考。則經由本研究結果可進一步提供相關參數以供評估、設計。

由底渣的界面直剪結果可知，界面摩擦角約為底渣內摩擦角 40-80%，摩擦角有效係數以針軋不織布最低、熱熔不織布最高；而非以光滑土工膜布最低、針軋不織布最高，可能與針軋不織布自身抗拉強度受影響或是其與直剪盒未有效固定所致。

浸水直剪試驗所得之界面摩擦強度均較未浸水直剪試驗所得者為低，可能是因底渣與地工合成材界面是飽和時，底渣的毛細張力的影響消失，且水對界面有部分潤滑作用所導致。

綜合觀之，各類地工合成材，底渣自身剪力強度較底渣與各地工材之界面剪力强度高出許多，故在灰渣掩埋設計中，考量灰渣與設備接觸面的穩定性是非常重要的。一環。

誌謝

本文承蒙國科會經費補助(NSC 95-2221-E-009-201)。土工膜布(平滑及粗面)材料由惠光化學股份有限公司提供；土工不織布(熱熔與針軋)分別由科德寶遠東股份有限公司與新麗企業股份有限公司所提供；土工織布則由立樺企業股份有限公司提供。

參考文獻

- [1]李維峰、陳育聖、陳雨音、胡志誠、姚大鈞 (2004)，「垃圾焚化底渣於土工構造物之應用」，*土工技術雜誌*，第 102 期，第 69-78 頁。
- [2]Pandeline, D A; Cosentino, P J; Kalajian, E H; Chavez, M F (1997), "Shear and Deformation Characteristics of Municipal Waste Combustor Bottom Ash for Highway Applications", *Transportation Research Record No. 1577*, TRB, National Research Council, Washington D.C., pp. 101-108.
- [3]Muhunthan, B.; Taha, R.; Said, J. (2004), "Geotechnical Engineering Properties of Incinerator Ash Mixes", *Journal of the Air & Waste Management Association*, Vol. 54, No. 8, pp. 985-991.
- [4]Goh, A.T.C.; Tay, J. (1993), "Municipal Solid-Waste Incinerator Fly Ash for Geotechnical Applications", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 119, No. 5, pp. 811-825.
- [5]李建中、李釗、何啟華 (1995)，「垃圾焚化灰渣之工程特性與應用」，行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告。
- [6]李文成 (1998)，「焚化底灰之大地工程特性研究」，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文。
- [7]Arm Maria (2004), "Variation in Deformation Properties of Processed MSWI Bottom Ash: Results From Triaxial Tests", *Waste Management*, Vol. 24, No. 10, pp. 1035-1042.
- [8]劉家男 (2004)，「土工合成材料於環境土工之應用」，*土工技術雜誌*，第 102 期，第 5-14 頁。
- [9]林聖琪 (2000)，「灰渣與土工防水膜界面摩擦特性之探討」，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文。
- [10]Poran, Chaim J.; Ahtchi-Ali, Faouzi (1989), "Properties of Solid Waste Incinerator Fly Ash", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 115, No. 8, pp. 1118-1133.
- [11]Tay, J.; Goh, A.T.C. (1991), "Engineering Properties of Incinerator Residue", *Journal of Environmental Engineering*, Vol. 117, No. 2, pp. 224-235.
- [12]Koerner, R. M. (1997), *Designing with Geosynthetics*, 4th ed., Prentice Hall, New Jersey.
- [13]單信瑜、羅文俊、鄭淑華 (1997)，「台灣西部地層下陷區淺層土壤變形研究」，第二屆地下水資源及水質保護研討會，台南，pp. 199-210。
- [14]Mitchell, J.K.; Seed, R.B.; Seed, H.B. (1990), "Stability Considerations in the Design and Construction of Lined Waste Repositories.", *Geotechnics of Solid Waste Fills: Theory and Practice*, ASTM, Philadelphia, pp. 207-239.
- [15]John A. Bove (1990), "Direct Shear Friction Testing for Geosynthetics in Waste Containment", *Geosynthetic Testing for Waste Containment Applications*, ASTM, Philadelphia, pp. 241-256.
- [16]Fleming, I.R.; Sharma, J.S.; Jogi, M.B. (2006), "Shear Strength of Geomembrane-Soil Interface under Unsaturated Conditions", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.24, pp.274-284

