目　　錄

	主講人
壹、設計規劃	張金機 所長
貳、設計條件	邱永芳 研究員
參、港灣基礎	賴聖耀 副研員
肆、防波堤設計	莊甲子 副所長
伍、海堤規劃及設計	黃清和 組長
陸、重力式碼頭設計	王慶福 組長
柒、板樁式碼頭設計	張國泉 助研員
捌、棧橋式碼頭設計	陳吉紀 總經理

壹、設計規劃

壹、設計規劃

一、前言

海岸工程問題大致可區分為海岸穩定、海岸保護、河潮口穩定及港灣保護四大類。任一項海岸工程問題可能涵蓋四類中之一類或一類以上，而且有多種海岸工程解決方法。海岸工程問題除可用構造物保護外，尚可以分區及土地利用管理方法達成。本篇介紹解決海岸工程問題，各種構造物與其規劃設計所需考量之因素。

圖 1 為解決四類海岸工程問題所適用之各項構造物、配合措施及所需考慮因素，硬體構造物主要有海堤(Sea wall)、護岸(Revetment)、駁岸(Bulkhead)、突堤(Groin)、導流堤(Jetty)及防波堤(Breakwater)。配合措施包括養灘(Beach nourishment)、保護性海灘(Protective beach)、沙丘(Sand dune)及繞道供沙(Sand bypassing)等。規劃所需考慮因素分別為水力(Hydraulics)、淤積(Sedimentation)、構造物(Structure)、航運(Navigation)、環境(Enviroment)以及適法性、維修與經濟等，茲將主要部份分別介紹如下：

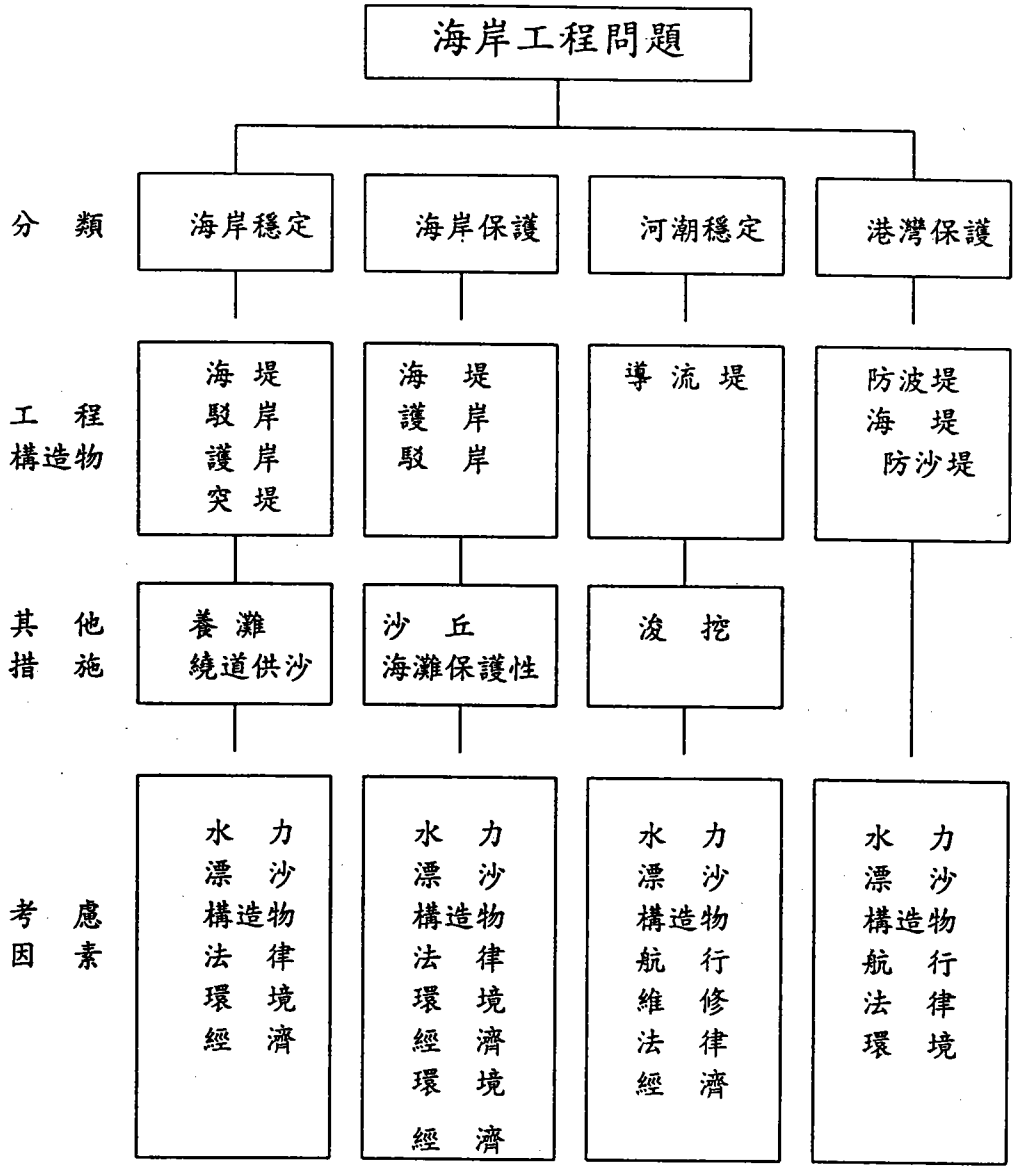

海岸工程問題
分類
海岸穩定
海岸保護
河潮穩定
港灣保護
工程構造物
海堤
駁岸
護岸
突堤
海堤
護岸
駁岸
導流堤
防波堤
海堤
防沙堤
其他措施
養灘
繞道供沙
沙丘
海灘保護性
浚挖
考慮因素
水力
漂沙
構造物
法律
環境
經濟
水力
漂沙
構造物
法律
環境
經濟
環境
經濟
水力
漂沙
構造物
航行
維修
法律
經濟
水力
漂沙
構造物
航行
法律
環境

圖 1　　海岸工程問題分類

二、海岸工程構造物

(一)海堤、駁岸、護岸

1. 功能

佈置:平行或近乎平行海岸線

位置:海岸水陸交界處，使陸地與水隔離

目的:主要目的有三項

(1) 維持陸地穩定，防止滑移

(2) 防制海岸波浪侵襲造成災害

(3) 保護陸岸財產免受海浪損毀

海堤(Sea wall)、駁岸或擋土牆(Bulk head, Retaining wall)及護岸(Revetment) 並無明顯區別，有時相同之構造物在不同位置而有不同之名稱。因此，表面混凝土或塊石保護岸壁不一定就是海堤或護岸。同樣擋土牆防止海浪作用也可以不是海堤或駁岸。這些海岸構造物共通點是維持海岸穩定，使其不致於較鄰近海岸因沙源減少而侵蝕。

2. 限制

海堤、駁岸及護岸三種構造物所能提供保護只有構造物緊鄰之後側土地，而不能及於鄰近之上、下游。當這些構造物設置在後退海岸，將加速鄰近海岸消退。值得注意的是結構物前海灘將更容易消失。因此，必需同時採行相關配合措施。

3. 結構物規劃因素

海堤、駁岸及護岸最主要功能在於維持固定邊界穩定。設計因素包括用途及構造物形狀、長度及高度、基礎安定性與陸側、海側水位等。

4. 用途與構造物形狀

構造物用途決定形狀選擇。表面形狀可分為垂直或近似垂直坡度、凸曲線、凹角形或階梯。每一種斷面形狀都有其功能，而不尋常之特殊斷面則可能是一種組合。

垂直面結構可作為碼頭，船渠或錨泊地。垂直面結構體較輕，如版樁，施工容易且較便宜，適用於緊急需要保護地區。但此種構造物防制波浪侵襲，尤其是越波，則功能較低。垂直結構還可能造成嚴重之堤基沖刷，因此，必要時應對基礎加以保護，拋放塊石。

凸面構造物光滑坡度，對減低溯上及越波功能較小。拋石坡度海堤或護岸則能有效吸收波能減低溯上及越波，並且可以減小堤基沖刷。

凹面構造物較能有效減低越波、飛沫，適用於堤頂作為公路，休閒遊憩或其他目的。此種結構體在海岸沙灘狹窄，甚至沒有，海水面在堤基之上，特別適用。但在海象條件較差海岸，拋石堤基也應加以考慮。

5. 設置地點

海堤、駁岸及護岸通常設置於侵蝕海岸，以防止海岸線繼續後退。海岸新生地填築亦需沿海側邊界設海堤等保護。

6. 長度與高度

海堤、駁岸及護岸僅保護其緊鄰土地與改善設施，而對上游或下游側海岸並無保護功能。通常在構造物兩端，翼牆附近會發

1.船舶

船舶大小是以船舶的全長、寬度、深度、滿載吃水等予以表示，惟通常在港灣工程上船舶大小均以噸數予以表示之。

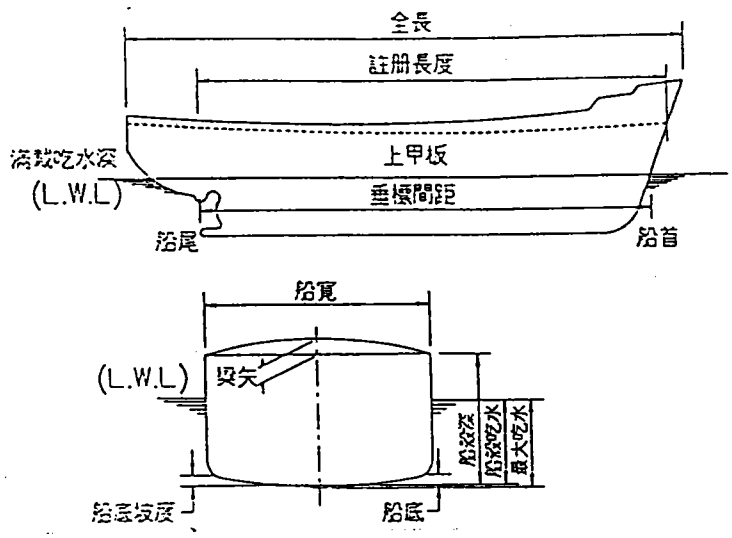


圖 2-1 船體之主要尺寸

船長一般係指註冊長度或垂線間長度，但前表乃指全長，寬度指船殼寬，深度船殼深度，最大吃水係指滿載吃水。

(1)船舶噸數分為總噸(G.T)、淨噸(N.T)、排水噸(D.T)、及重量噸(D.W)。

(a)總噸(G.T)：

船內部總容積除以(1000/352)m^3($100ft^3$)是為總噸。總噸為表示商船大小之尺度，一般廣泛使用並作為統計之基準。

(b)淨噸(N.T)：

由總噸扣除輪機室、船員室、油艙等，即直接用於載客運貨之容積，港務局以此作為收取噸稅、繫船等各種手續費及關稅之標準。

(二)突堤(或稱防沙堤)

突堤為最廣泛應用在海岸保護之構造物，但對其詳細作用卻最缺乏了解。突堤或突堤群在許多位置達成預期目的;但在某些地方則只能獲得輕微利益或達成設計目的，但卻使下游海岸線造成損壞性退縮。失敗主要是因為突堤設計功能與突堤影響漂沙過程缺乏了解。

1. 定義

突堤為防止海灘侵蝕，借由攔阻漂沙恢復海灘，為保護沙灘而設計建造之海岸保護構造物。突堤通常是垂直海岸線，深入足夠防止海岸退縮之水深。突堤寬度較窄，長度從數十公尺到數百公尺不等。因為漂沙活動範圍集中在碎波帶以內，突堤長度延伸至碎波水深為最經濟選擇。碎波水深則視各地區海象條件而定。

突堤大致可區分為透水或不透水，高或低等類型，可採用石塊、版樁、混凝土等構材。一系列突堤結合在一起，以保護一段較長的海岸稱之為突堤群或突堤系統。

2. 突堤目的

主要目的在於維護海灘不致被侵蝕。包括:

(1)穩固漂沙建立或擴大海灘
(2)穩定沙灘受暴風浪或季節性風浪侵襲而後退，減少沙源流失率
(3)改變海岸線方向，使其與波浪主方向近似垂直，減沙沿岸輸沙率
(4)利用區域海灘分格減少沙源流失
(5)防止下游側積，造成攔阻海岸漂沙

興建突堤將使沿岸漂沙減少，減低到達下游海岸沙量，造成下游區域需辦理人工養灘或作更進一步保護措施。

3. 突堤作用

突堤為一道攔沙堤，攔阻漂沙帶間沙源向下游移動。突堤高度、長度、透水性及佈置決定其對沿岸漂沙的影響。不論單座突堤或系統突堤中之一座突堤只要相鄰間距夠，其對漂沙率之影響大致相同，但獨立之個別突堤所能聚集沙源較突堤群中單一突堤或上游突堤多。

圖 2 為標準突堤佈置，由陸側平台延伸至正常之碎波區。波浪入射主方向將造成漂沙移動主方向。突堤有如攔沙堰，將部份沿岸漂沙攔截，使上游側淤積，減少下游漂沙供給，而造成海岸線後退。這種上游淤積，坡度漸陡，下游後退坡度漸緩，上、下游兩側在陸岸達到共同高程。

粒徑較粗沙源可維持較陡之坡度。當較粗粒沙部份淤積坡度達到極限坡度時，突堤聚集效應停止，漂沙越過突堤末端。如果突堤高度太高，沙源無法通過，則所有輸送均在堤端以外水深進行。因為自然傳送海流，使通過突堤之沙源無法直接向岸傳送，在下游側一段距離漂沙傳輸特性無法回復正常。因此，突堤系統如果距離太近，可能造成漂沙向外海擴散，而不能使海灘加寬。

突堤上游淤積帶造成正常海岸線變遷，垂直入射波浪趨向安定走向。突堤所能聚集容量決定於安定坡度與堆積帶海岸線走向。最基本因子則是漂沙特性與入射波方向。圖 3 為單向沿岸漂沙作用下，突堤群預期產生之海岸線變化。

4. 突堤尺寸

突堤之尺寸決定於波浪作用力，突堤形式，建築材料等。突堤之長度、剖面、間距及波浪入射方向、沿岸輸沙率等則為突堤功能考慮之重要因素。

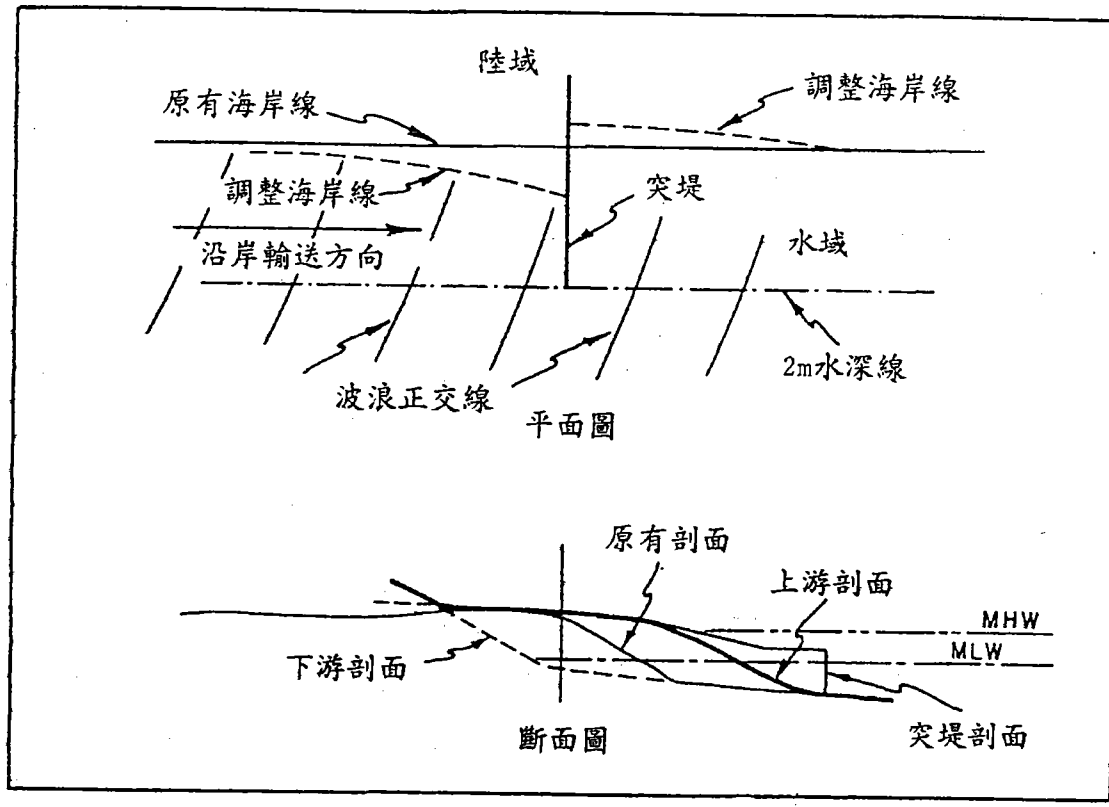


圖 2　標準突堤配置

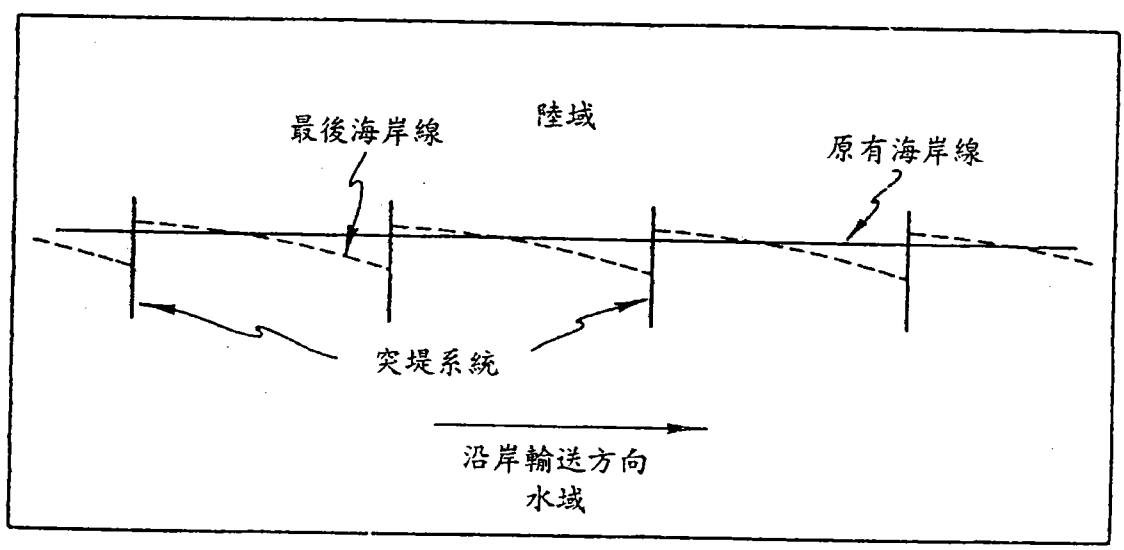


圖 3　突堤群海岸線形狀

突堤長度決定於正常暴風浪碎波水深至岸邊距離及攔沙量。突堤需有足夠長度，阻擋足夠沙源以建立期待之穩定海岸線或堆積新海灘。當然下游側可能造成之損毀也必需加以考慮。

突堤之長度、間距與突堤佈置方向為影響突堤功能最重要因素，規劃時必需依地形、波浪特性(波高、週期、波向)、漂沙特性等計算配置，並利用模型試驗加以驗證。

(三)防波堤

防波堤可分為連岸防波堤(Shore-conneted breakwater)及離岸防波堤(Offshore breakwater)。防波堤為海岸構造物用以保護海岸地區、港灣、錨泊區或船渠免受波浪侵襲，使港灣及保護水域 能得到穩靜，便利船隻航行、錨泊及裝卸作業。防波堤除保護航行水道及岸邊設施外，還可攔阻漂沙及其他多項用途。

1. 防波堤種類

防波堤有拋石堤、合成式防堤、沉箱式防波堤、版樁圓筒式防波堤及移動式防波堤等不同型式。

拋石堤適用於水深較淺，基礎承載力低，且石料供給充裕之海岸。合成式防波堤是以基礎拋石克服承載力不足或整平困難之海岸，適用於較大水深，石料取得不易地區。沉箱式防波堤可以減少大量築堤材料，適用於較大水深，基礎承載力足夠，整平容易地區。版樁圓筒式防波堤適用於沙質海岸，台灣並未採用。移動式防波堤及其他木樁防波堤在台灣並未被採用。

拋石堤、合成式防波堤或沉箱堤堤頂常採用混凝土頂蓋及胸牆增加穩定重量減少越波。堤身兩側，特別是海側，通常採用大塊石或混凝土型塊，如菱形塊、鼎形塊等保護。

2. 佈置

連岸防波堤設置主要目的在保護港灣提供船隻碇泊及作業穩靜水域。如何防止常現波浪侵襲港內造成不穩靜，為決定防波堤佈置最重要因素。佈置方案可以利用波浪折射與繞射分析獲得初步結果，再輔以數值模擬計算及水工模型試驗以求得最佳佈置。此外，選擇佈置之因素還包括，沿岸漂沙方向及大小，港池配置所需面積與水深及施工機具等。

提供港口遮蔽與漂沙儲存空間為離岸防波堤設置目的，離岸堤有時可以遮蔽外海波浪，提供小艇避難水域及設置上機具或海上工作場所。

3. 對海岸線的影響

連岸防波堤破壞海岸輸沙平衡，造成上游側淤積，下游側侵蝕現象。漂沙除淤積於近岸部份外，將沿海側逐漸堆積。形成平台當上游側淤積達到飽和時，漂沙通過堤線向下游輸送，並在港側較穩靜水域沉積而形成沙嘴。

離岸防波堤能有效地攔截漂沙移動。離岸防波堤設置水深通常較突堤或導流堤堤頭水深更深。因此，可控制較突堤等接岸構造物更寬之漂沙區。沿岸漂沙主要受波浪作用影響，離岸防波堤攔截漂沙移動量與波浪減衰程度成正比。

4. 防波堤作用

連岸防波堤作用與突堤相似。離岸防波堤設置初期，因波浪繞射後漂沙輸送波力消減，使漂沙淤積於堤後海岸，堤後較平靜水域淤沙形成凸出海岸，這種凸出海岸線形成突堤效應，使上游

側海岸線向前推進。凸出部份增大，沿岸輸送更靠近防波堤，突出沙丘更發揮攔沙功能。最後形成為繫岸沙洲，繫岸沙洲(Tombolo)之頂點為防波堤。

離岸防波堤造成之堤後堆積形狀很難預測。一般而言，上游淤積，下游沖刷，在堤後淤積向海側凸出。大部份堤後堆積在完工後第一年形成。隨後每年堆積量成穩定遞減，到最後填滿再繞過防波堤向外海移動。

離岸防波堤並非必需築成單一長堤。一系列短堤同樣可以發揮長堤相同功能，減低集沙能力。形成繫岸沙洲之可能性也隨之減小。

5. 離岸防波堤高度

對於作用波浪與水位變化而言，離岸堤高度決定堆沙效果及保護區之重要因素。離岸防波堤可以完全消除入侵波浪使堤後港灣受到保護，同時也完全攔阻漂沙。但大多數防波堤則是容許不十分顯著之越波。模型試驗研究顯示拋石堤堤頂高度決定於波高、週期波長(或水深)、構造物表面坡度及透水性。在某些情況離岸防波堤高度並不一定需要完全防止越波，也不需完全阻擋漂沙。因此，離岸潛堤其高度不需高於低水位。潛堤建造費及維修費均較高防波堤便宜。但潛堤興建仍需要將航行危險列入考慮。

(四)導流堤

1. 定義

導流堤為垂直海岸伸入海中，以導引或限制河川或潮流於一定之渠道，並防止或減少漂沙淤塞渠道之構造物。導流堤設置河

口或保護航道免受波浪或水流干擾。導流堤設置在沙洲海灘則可發揮潮口安定功用。

2. 導流堤型式

一般導流堤為拋石堤、鋼鈑樁、木樁、沉箱堤或用木頭、鋼管、混凝土做成之棚架。

3. 佈置

導流堤適當配置與間距對改善海岸河口極為重要。配置需考慮水力、航運、淤積、構造物與維修等問題，有時可以辦理模型試驗研究。導流堤佈置需考慮下列因素:

(1)現有河口水力因素包括河口潮水容量與斷面狹窄處;河口以往變遷(長、寬、斷面);流量延時關係;暴潮及風揚影響;淡水流入河口之影響;風吹流及潮流等。

(2)建議方案改善後河口水力因素包括河口長、寬及斷面;改善對河口水流、潮水容量及含鹽度影響;波浪入侵影響等。

(3)改善方案航運因素需考慮風、浪、潮及對航運影響;渠道方向與波浪主方向及未改善前自然渠道關係;渠道對潮汐、暴潮影響。

(4)淤積因素包括沿岸漂沙量，導流堤堆積量及維護費;淤沙區及繞道供沙合法性。

(5)構造物需考慮導流堤長度及間距對水力、航運、淤沙影響;構造物安定、溯上及越波;堤頂高及透水性與渠道波浪關係;損害及維修。

4. 導流堤作用

河川上游攜帶泥沙到河口附近時，因斷面增寬流速減緩，輸送能力減弱，泥沙沉積。如波浪能量大於河川水流能量，則漂沙侵入河口堆積;反之，則在海岸形成沙灘。除漂沙會造成河口塞外，飛沙亦可能造成河口航道局部淤塞。導流堤是利用河川較大流量束水攻沙，將河口堆積泥沙沖散流入海中。如果河川流量較小，導流堤束流後仍不能沖散河口堆沙，無法發揮導流功效。在此情況下，必需在河口上游興建防沙突堤伸入海中，防止漂沙侵入河口造成淤塞。河口突堤兼具導流與防沙功能，規劃時必需兼顧兩者之特性。

三、規劃設計考量因素

(一)水力因素

水力因素包括風力、颱風、波浪、潮汐、海流及水深等。

1.風力

風力為海面波浪成長主要參數，亦為產生暴潮及海岸飛沙之外力，其重要性包括:

(1)規劃港口及航道方向，碼頭佈置

(2)推算波浪、暴潮及飛沙量

(3)規劃可施工天數

(4)評估船隻不能進出港口，不能碇靠及不能裝卸作業時間

風速觀測風速計必需設在海岸空曠處，一般推算波浪均以海面上 10m 高為標準，因此在特定高度測量所得風速資料應換算 10m 高度之風速。若長期風速觀測地點遠離海岸，則應在海岸作一、二年之短期風速觀測，並與長期觀測資料建立相關性。

風力資料統計分析項目包括；

(1)風玫瑰圖(Wind Rose)

方法:按年、季及月統計各風向風速分佈，如圖 4 。

目的:可以了解主要風速、風向分佈、研判各方向波浪能量，作為堤線、港口及航道與碼頭佈置之依據。

(2)風速累積概率(Wind Speed Exceedance Probability)

方法:按年、季統計風速累積概率。

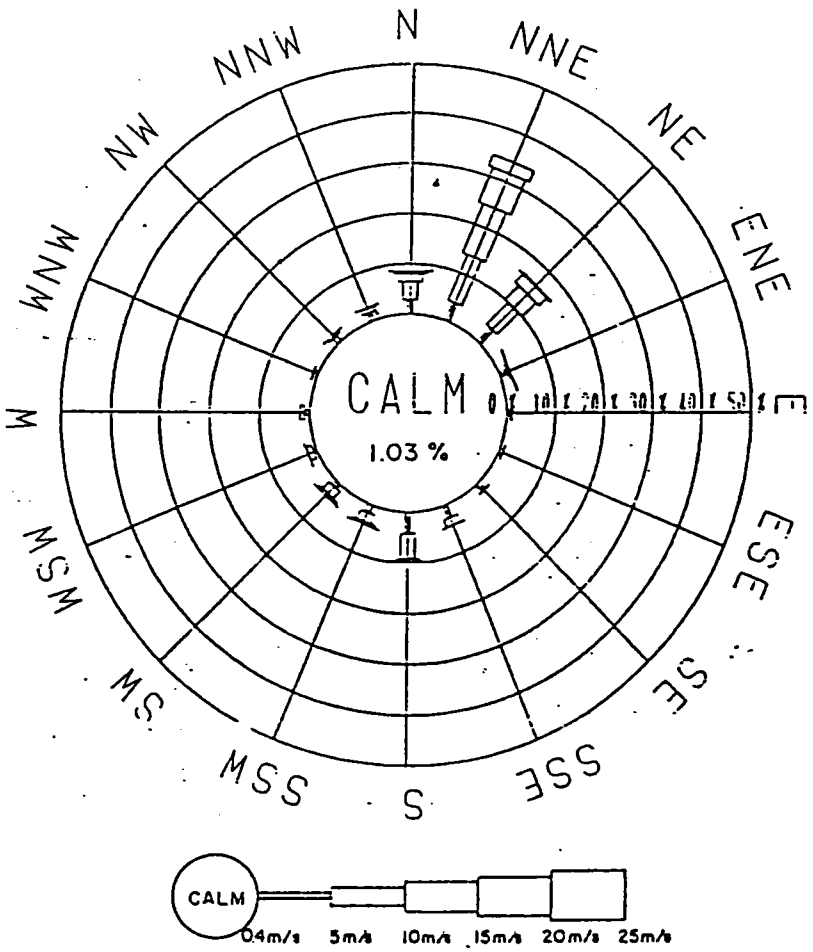

N
NNE
NE
ENE
E
ESE
SE
SSE
S
SSW
SW
WSW
W
WNW
NW
NNW
CALM
1.03 %
CALM
0.4m/s
5m/s
10m/s
15m/s
20m/s
25m/s

圖 4　風玫瑰圖

目的：作為不能作業時間評估(Down-time Evaluation)之依據，如港口不能進出，船舶海上不能作業，碼頭不能碇靠，不能裝卸;估計陸上與海上可工作天數等。

(3)風速延時頻率(Wind Speed & Duration Distribution)

方法：統計風速 10m/s ， 15m/s 及 25m/s 以上延時與發生次數，如圖 5 。

目的；風速延時頻率可作為評估船舶與施工機具等待時間之依據，例如；風速大於 15m/s 船隻不能進港，該船在外海可能等待時間幾小時，發生機率多少。其餘如不能碇靠，不能裝卸等。

2. 颱風

颱風為夏、秋季脅台灣最大之天然災害，尤其是海岸地區，每當颱風侵襲時強風巨浪破壞海岸結構物，颱風產生暴潮，挾帶豪雨淹沒沿岸低窪地區，造成重大損失。

其重要性包括；

(1)颱風波浪推算依據，決定設計波浪。

(2)颱風低氣壓引起暴潮，氣壓與風速風向作為暴潮推依據。

(3)颱風前進路徑作為港灣佈置。

3. 波浪

波浪為海岸構造物最主要之外力，其重要性為

(1)決定海岸構造物設計波高

(2)規劃港口、航道方向及港池與碼頭佈置

(3)評估船隻不能進出港口及碼頭不能作業時間與概率

(4)估計海上可施工天數

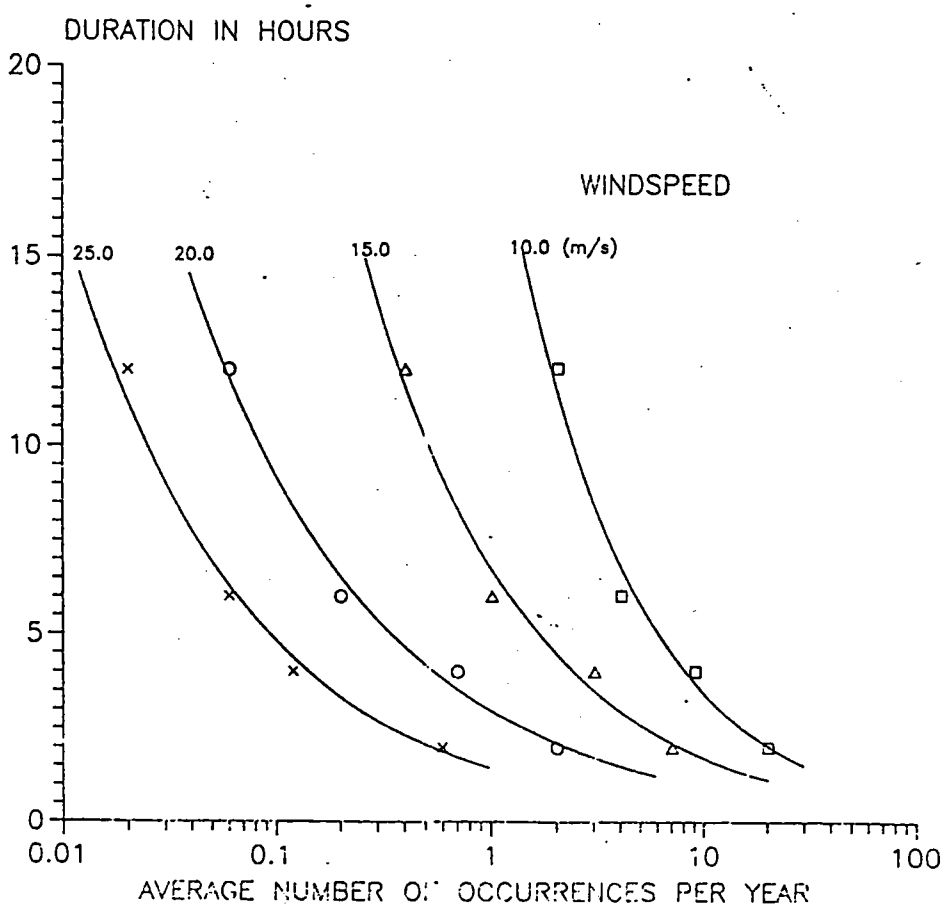

DURATION IN HOURS
20
15
10
5
0
WINDSPEED
25.0
20.0
15.0
10.0 (m/s)
0.01
0.1
1
10
100
AVERAGE NUMBER OF OCCURRENCES PER YEAR

圖 5　風速延時概率

設計波高最好能有十年以上之完整資料統計分析決定，但事實上並不可能。因此常以陸上長期氣象資料追算海面波浪(包括颱風波浪)。若工程規劃設計地區缺乏海象與氣象資料時，則可參考鄰近地區可用之實測資料。

外海各方向設計波高、週期決定後，需考慮波浪淺化，折射及繞射等現象，求得構造物前設計波浪條件。

波浪資料統計分析項目為；

(1)統計波浪特性

方法：根據波浪紀錄資料時序分析波高、週期統計平均波高(Hm)，最大三分之一平均波高($H_{1/3}$)，最大十分之一平均波高($H_{1/10}$)，最大波高(Hmax)及其相對應週期。分析各種統計波高相關特性。

目的：海岸工程上所稱波高，除特別註明外，一般泛指示性波高 Hs(即最大三分之一平均波高 $H_{1/3}$)，構造物因其重要性或採用公式不同，設計時經常用最大波高或不同之統計波高。因此，必需依據各種統計波高特性相關性，可以求得設計所需波高。

(2)波高與週期聯合概率分佈

方法：波高、週期聯合概率分佈，如圖 6 。波高、週期聯合概率分佈可利用長期觀測資料，按月、季、年分別統計。

目的：聯合概率分佈可以了解最常發生之波高、週期概率及 波浪尖銳度分佈情形。

(3)波高超值累積概率

方法：波高超值累積概率分析可就長期觀測資料，按季、年分別統計。

目的：波高超值累積概率分佈可以作為評估下列項目之依據。

(1)估計海上不能作業時間

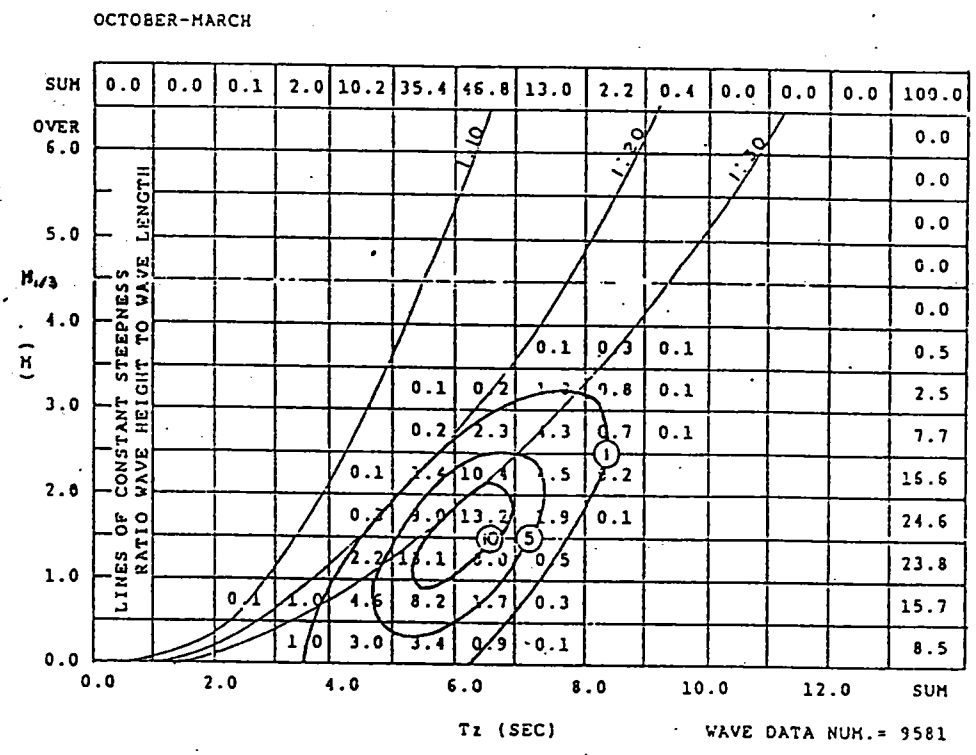


圖 6　冬季波高與週期聯合概率分佈

(2)估計各種噸位船舶不能進出港時間

(3)配合試驗或數值模擬求得碼頭不碇靠及不能裝卸時間

(4)波高極端值統計分析

方法:波高極端值統計方法一般採用 Gumbel, Normal 或 Lognormal 等方法，但對部份測站因資料不足可採用 Weibull 方法，如圖 7.

目的:求取不同之迴歸週期，設計波高。

4.潮汐

潮汐因其作用力不同可分天文潮與氣象潮(暴潮)。天文潮為海水面受天體運動引潮力作用產生之規則性變化可以根據長期紀錄資料，利用調和分析求得分潮常數，作長期預測。暴潮則為因氣壓降低及吹風等氣象變化產生之海水位抬升。潮汐統計分析項目包括；

(1)潮位統計分析

潮汐統計分析項目主要包括下列潮位:

* 平均水位(M.W.L.):長年潮位平均值
* 大潮平均高潮位(H.W.O.S.T.):朔望後，一至三日內發生大潮時最高高潮位(每月二次)之長年平均值。
* 大潮平均低潮位(L.W.O.S.T.):朔望後，一至三日內發生大潮時最低低潮位(每月二次)之長年平均值。
* 最低潮位(L.L.W.L.):紀錄資料中最低水位。
* 最高潮位(H.H.W.L.):紀錄資料中最高水位。

基準水位(D.L.)通常港灣工程以最低潮位為基準水位。陸上工程，如道路、排水等則以平均水位為基準，台灣以基隆港平均水位為陸上基準水位。高潮位與低潮位為陸上排水設計之依據。最高潮位(H.H.W.L.)天文潮高潮位時發生暴潮，造成最高潮位，為決定堤防、碼頭設計高度之依據。

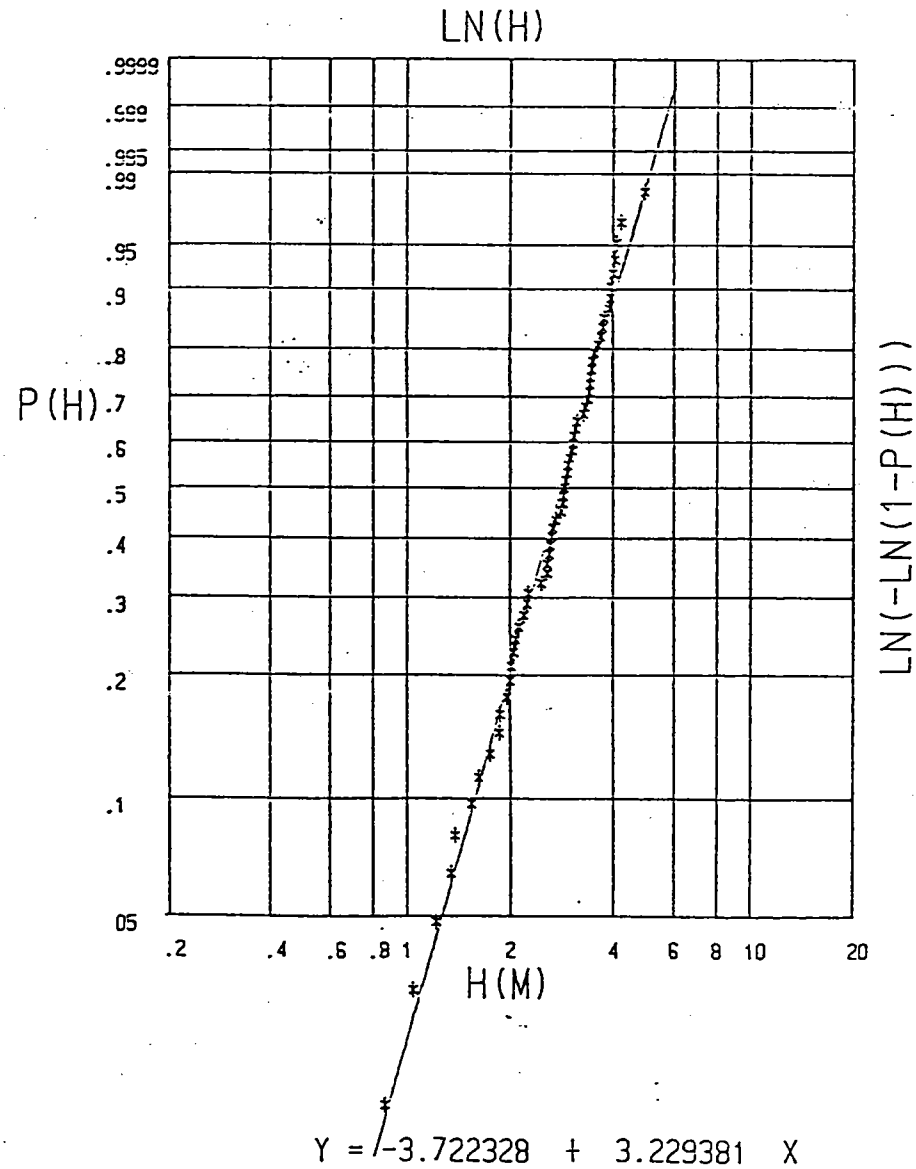


圖 7 Weibull 法極端值分析(全年)

(2)暴潮分析

暴潮為天文潮以外，因氣象因素所造成之潮位偏差。暴若發生在朔望高潮時，可產生最大高潮位。

潮位偏差主要由低氣壓及吹風剪力所造成，簡易外海潮位偏差計算方法為；

* $\xi \max \fallingdotseq 0.911\Delta p + 0.048\frac{U^2 Cos^2\theta}{d}F$

上式中ξ max爲最大潮位偏差(*cm*)

Δp:爲氣壓降(*mb*)

U:爲風速(m/s)

θ:爲風向與海岸線法線夾角

d:爲水深(*m*)

F:爲吹風距離(*km*)

* 選擇以往颱風侵襲時可能發生暴潮之紀錄資料(天文潮+潮位偏差)，利用潮汐調和分析所求得調和常數追算潮位變化(天文潮)，將暴潮中天文潮分離求得潮位偏差。

目的:潮位偏差與大潮高潮位重疊可以發生最高潮位，作為設計水位。

(3)最高潮位分析

方法 1 ：利用長年潮汐紀錄資料，每年選擇一個最高潮位或數個最高潮位，利用迴歸分析計算各種不同再現年數可能發生之潮位，如圖 8 。

方法 2 ：根據颱風中心氣壓及風速資料求得不同再現年數氣壓降Δp及風速，利用上節所求取潮汐偏差ξ_{max}，再求得最高潮位。

目的：決定港灣及海岸構造物設計水位。

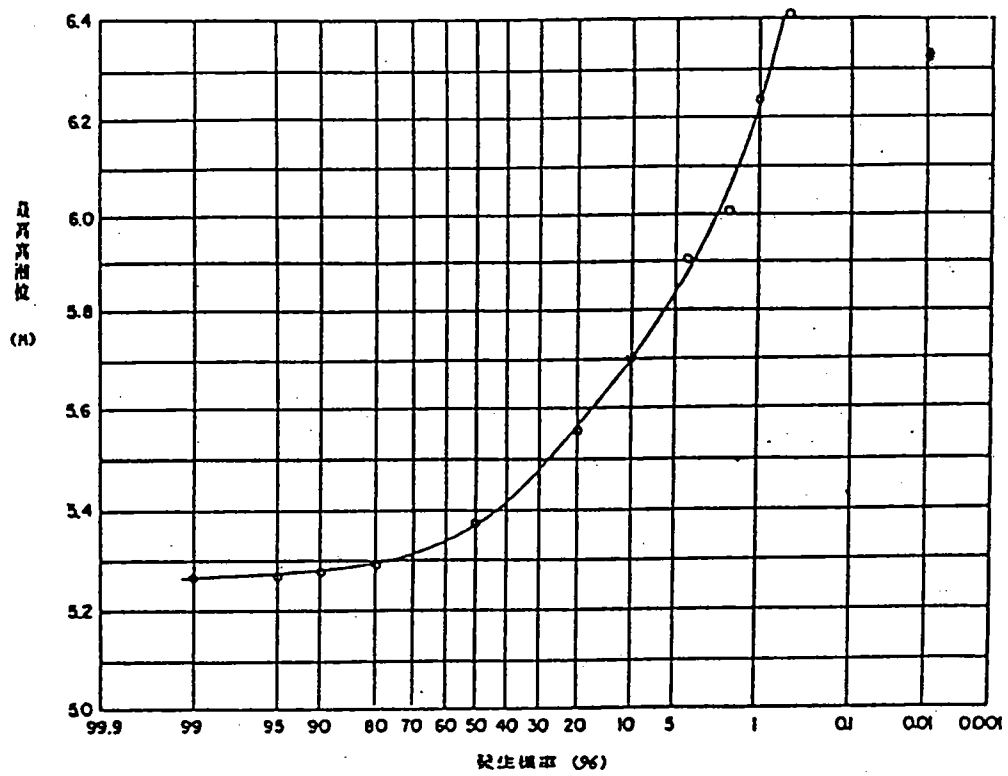


圖 8　台中港最高潮位出現機率分析圖

5.海流

海岸流況為影響海岸地形變化、污染擴散、港口方向及船舶航行等之主要因素。海流可分為恒流、潮流、風吹流、沿岸流及裂流。海流統計分析項目包括:

(1)流況、波浪、潮位及風力延時變化。

方法:將流速、流向、風速、風向、潮位及波浪延時變化繪如圖 9 。

目的：了解流速、流向受吹風影響及流速、流向受潮汐漲落影響，作為校驗流速計算、數值模型之依據。

(2)流速向量前進圖(Progressive Vector Diagram, P.V.D)

方法：水粒子運動線，根據流速、流向與延時資料點繪如圖 10 。

目的：評估污染質擴散並作為流速分佈模擬校驗依據。

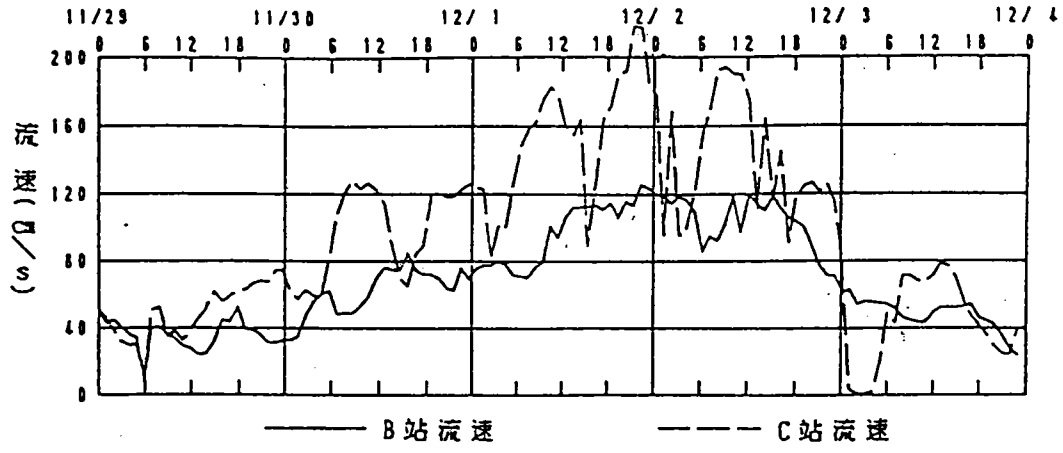
6.地形及海岸變化

方法：辦理規劃區域地形及水深測量，岩岸每年一次;沙岸每年至少二次，必需時在颱風過後辦理局部測量。

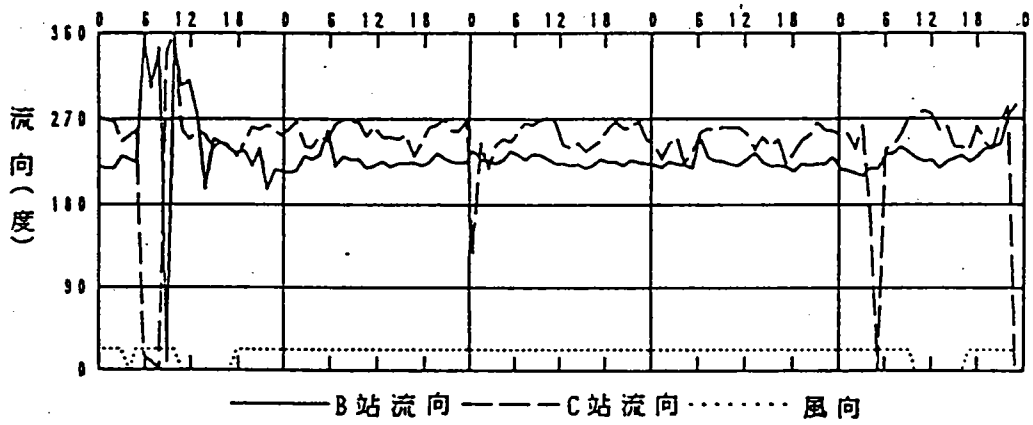
目的：了解地形變化及沿岸沖淤特性，作為養灘、護岸之依據。

(二)漂沙因素

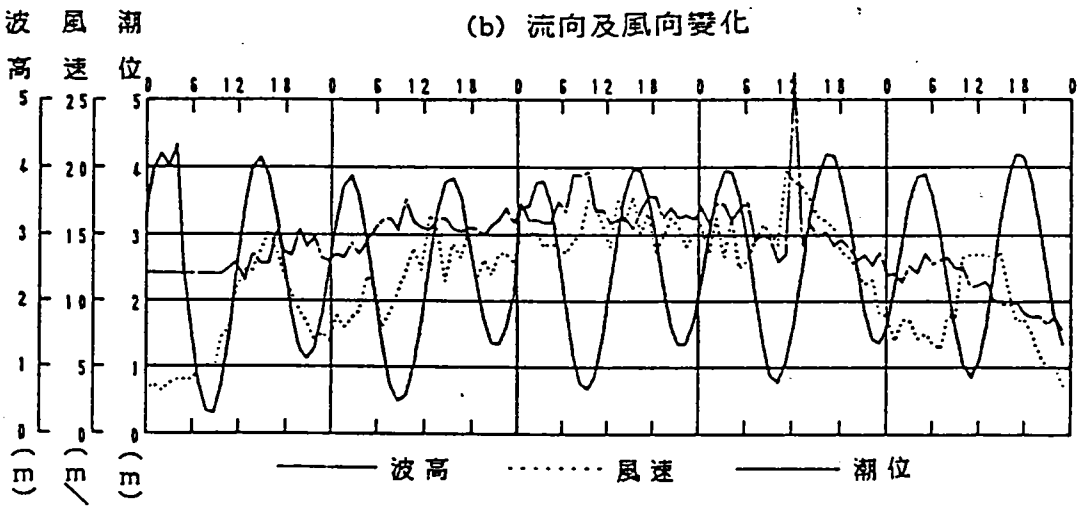
漂沙係指海岸泥沙受波浪擾動再經由沿岸流、向離岸流、潮流等水流引起之海灘泥沙移動現象。廣義漂沙還包括因吹風而引起之飛沙。漂沙大致可分為向、離岸漂沙及沿岸漂沙。波浪垂直海岸線入射時，產生向、離岸漂沙使海岸產生短暫性變化。當波浪斜向入射時，波浪碎波產生沿岸流，造成沿岸漂沙使海岸侵蝕或淤積，改變海岸外貌，造成長期海岸變遷，為研究海岸變化主要課題。海岸漂



(a) B、C站流速變化



(b) 流向及風向變化



(c) 波高、風速及潮位變化

圖 9　台中港 B 、 C 站流況及波浪、潮位、風力變化

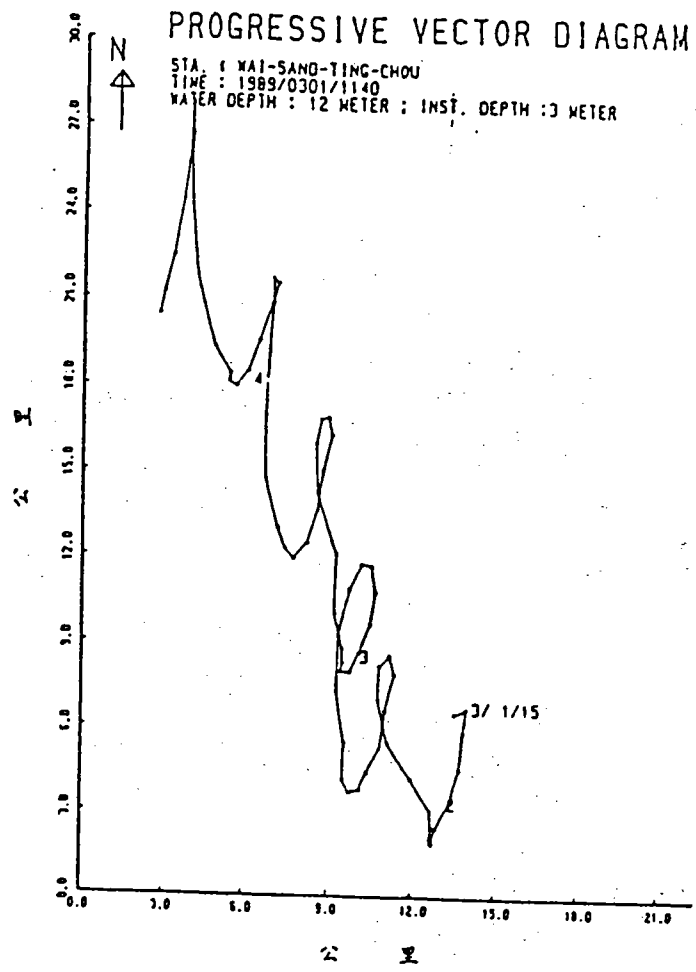


圖 10　流速向量前進圖(P.V.D.)

沙為解決港灣工程、河口或潮口治理與海岸保護可能遭遇最困難問題。漂沙現象所涵蓋變因多而複雜，至今尚無通用方法可以採用。一般只能根據現場調查資料分析與地形變化比較研判漂沙移動方向，估計漂沙數量。但實地調查費耗力，有時投入大量人力、經費卻受限於外界條件限制，不能獲得所需資料。利用水工模型試驗往往受試驗設備限制，不能達成原型水力相似條件，影響試驗結果。因此，解決漂沙問題除需現場調查外，還需配合模型試驗，相互驗證，以獲得較為可靠之方法。

漂沙調查包括海灘底質採樣分析、水深測量、懸浮質濃度調查、漂沙移動方向調查及漂沙量推算等。底質採樣方法可依需要規劃，所採得床質作各種物理分析，以了解粒徑分佈、形狀、比重、礦物質等，作為研判漂沙來源及推估漂沙移動界限水深之依據。

水深測量除可作為海岸水力環境分析依據外，利用海岸地形變化(淤積、侵蝕)推估漂沙移動數量;此外，地形變化可以提供模型試驗檢核所需資料。懸浮質濃度調查主要目的在了解漂沙過程中懸浮質所佔百分比。漂沙移動方向採樣，主要在了解漂沙移動優勢方向，分析其與波向關係。

漂沙量推算係根據實測或推算波浪，利用 Caldwell, Savage 等方法推算沿岸漂沙量，作為設計之依據。

(三)航運因素

航運因素應考慮設計船舶資料、航道水深、寬度、長度及單向或雙向航道等。

(四)構造物因素

構造物選擇需考慮評估保護工法型式、用途、效益、經濟及其對環境影響。選擇結構物形狀、大小及設置位置時，除在經濟原則下考慮工程設計目的外，還需注意構造物興建對鄰近地區所造成衝擊。

四、其他海岸保護措施

海岸保護除採用硬體結構物外，尚可利用保護性海灘(Protective beach)及繞道供沙(Sand bypassing)等方法達成海岸保護目的。概略說明如下：

(一)保護性海灘

海岸沙灘如果能維持適當之規模時，可以有效的消減波浪能量，提供鄰近海岸保護功能，這類保護性海灘可以消減波浪能量，而不致造成負面影響。因此，在研究海岸侵蝕保護時，建議以水力及力學機制調查『借土』堆置海岸形成海灘之可行性。有時保護性海灘可以作為海岸保護之輔助方法。

(二)繞道供沙

人工港口或河口為保護水面穩靜，維持航道水深興建防波堤或導流堤突出海岸，破壞沿岸漂沙平衡，造成上游淤積，下游沖刷現象。為平衡上、下游沙源供需，利用挖泥抽沙設備，將淤沙區多餘土沙地區輸送至下游侵蝕地，以維持海岸平篌。此種方法抽沙、排沙可能污染海域，隨環境保護標準逐年升高，可行性大幅降低。

貳、設計條件

貳、設計條件

1. 船舶
2. 風壓力
3. 波浪
4. 波力
5. 土質
6. 地震力
7. 土壓力
8. 水壓力
9. 載重
10. 摩擦係數
11. 土壤液化

1.船舶

船舶大小是以船舶的全長、寬度、深度、滿載吃水等予以表示，惟通常在港灣工程上船舶大小均以噸數予以表示之。

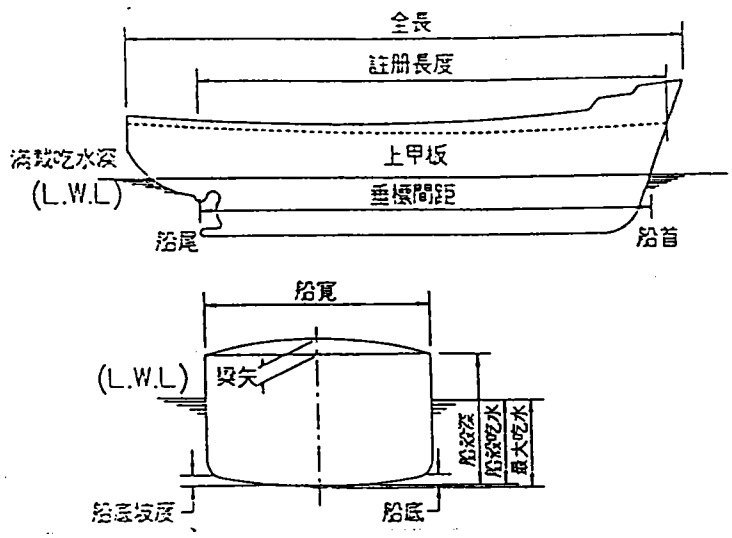


圖 2-1 船體之主要尺寸

船長一般係指註冊長度或垂線間長度，但前表乃指全長，寬度指船殼寬，深度船殼深度，最大吃水係指滿載吃水。

(1)船舶噸數分為總噸(G.T)、淨噸(N.T)、排水噸(D.T)、及重量噸(D.W)。

(a)總噸(G.T)：

船內部總容積除以(1000/352)m^3($100ft^3$)是為總噸。總噸為表示商船大小之尺度，一般廣泛使用並作為統計之基準。

(b)淨噸(N.T)：

由總噸扣除輪機室、船員室、油艙等，即直接用於載客運貨之容積，港務局以此作為收取噸稅、繫船等各種手續費及關稅之標準。

(c)排水噸(D.T)：

吃水時之船舶全重量(包括裝載物)。在比重 1.025 之海水中，滿載吃水狀況之重量為滿載排水量。船殼重量及輪機重量之和稱為輕載重量。軍艦使用之噸數排水噸。

(d)重量噸(D.W.T)：

由滿載排水量減去輕載重量，謂之重量噸。亦即表示船隻裝載之貨物、燃料、水、油及其他裝載物之重量(載貨重量)。

貨船其載貨重量減去貨物重所餘之重量，如為近海航線時，為其載貨重量之 10 %以下，遠洋航線時，內燃機船為 10 %～ 15 %，煤炭燃料船為 15 ～ 20 %。

(e)重量噸與總噸之關係：

貨船、油船、貨櫃船等之重量噸與總噸間之關係可以(2-1)式表示。

貨船

$$\log G.T=-0.347+1.049\ \log D.W \quad (D.W < 6000)$$
$$\log G.T=0.162+0.915\ \log D.W \quad (D.W \geqq 6000)$$

油船

$$\log G.T=-0.336+1.014\ \log D.W$$

貨櫃船

$$\log G.T=-0.260+1.079\ \log D.W$$

汽車專用船

$$\log G.T=-0.260+1.079\ \log D.W$$

瓦斯船

$$\log G.T=-0.051+0.991\ \log D.W$$

(f)近年來遠洋定期航線用之高速貨船其尺寸較表 2-1 為大。而其總噸位、淨噸位及排水量亦較(2-1)式中所列之值為大。故須特別注意。

表 2-1 標準型之大型船舶

種類	噸數(G.T)	全長(m)	寬度(m)	深度(m)	滿載吃水(m)
	2,000	86	13.2	6.4	4.0
客	3,000	99	14.7116.9	7.6	4.5
	5,000	120	19.2	9.5	5.2
	8,000	142	20.4	11.6	5.8
	10,000	154	22.8	12.9	6.2
	15,000	179	24.7	14.7	6.8
船	20,000	198	27.5	16.1	7.5
	30,000	230		18.3	8.5
車	1,000	73	14.3	9.4	3.7
	2,000	96	17.1	10.7	4.4
輛	3,000	113	18.9	11.5	4.9
	4,000	127	20.2	12.2	5.3
渡	6,000	138	22.4	13.2	5.9
	10,000	170	25.4	14.5	6.5
船	13,000	188	27.1	15.3	6.7
	15,000	200	28.1	15.7	6.9
汽	700	77	12.8	6.9	4.3
	1,000	86	14.1	8.0	4.7
車	2,000	105	17.1	10.7	5.5
	3,000	117	19.1	12.7	6.0
專	5,000	136	22.0	15.8	6.8
	6,000	144	23.1	17.1	7.1
用	10,000	166	26.6	21.2	8.0
	15,000	187	29.8	25.1	8.8
船	20,000	203	32.2	28.4	9.5
液	1,000	70	11.7	5.7	5.0
	2,000	87	14.3	7.3	5.9
化	3,000	99	16.1	8.5	6.6
	5,000	117	18.6	10.2	7.5
瓦	10,000	145	22.7	13.1	9.
	15,000	165	25.5	15.2	10.2
斯	20,000	181	27.7	16.9	11.0
	30,000	206	31.2	19.6	12.0
船	50,000	242	36.1	23.6	13.5

表 2-1(續) 標準型之大型船舶

	噸數(G.T)	全長(m)	寬度(m)	深度(m)	滿載吃水(m)
	1,000	61	9.8	4.4	4.0
油	2,000	77	12.2	5.6	5.0
	3,000	88	13.8	6.5	5.6
	5,000	104	16.2	7.8	6.5
	10,000	130	20.1	10.1	8.0
	15,000	148	22.8	11.7	9.0
	20,000	162	24.9	13.0	9.8
	30,000	185	28.3	15.2	10.9
	40,000	204	30.9	16.6	11.8
	50,000	219	33.1	17.5	12.7
	60,000	232	35.0	18.4	13.6
船	70,000	244	36.7	19.2	14.3
	80,000	255	38.3	19.9	14.9
	700	58	9.7	5.5	3.7
貨	1,000	64	10.4	5.8	4.2
	2,000	81	12.7	6.8	4.9
	3,000	90	14.2	7.7	5.7
	5,000	109	16.4	9.0	6.8
	8,000	126	18.7	10.3	8.0
	10,000	137	19.9	11.1	8.5
	15,000	153	22.3	12.5	9.3
	30,000	186	27.1	15.2	10.9
	40,000	201	29.4	16.5	11.7
	50,000	216	31.5	17.5	12.4
	70,000	235	33.8	19.2	13.4
	90,000	252	37.2	20.6	14.2
船	100,000	259	38.7	21.2	15.8
	150,000	290	45.0	23.7	17.5
貨	20,000	201	27.1	15.6	10.6
櫃	30,000	237	30.7	18.4	11.6
船	40,000	263	33.5	20.7	12.4
	50,000	280	35.8	22.6	13.0

表 2-2 標準型漁船

種類	漁船噸位	總長度 L(m)	總長度 B(m)	總深度 D(m)	滿載吃水深 dA(m)	備　註
台灣省動力漁船	舢舨	7.30	1.99	0.55	0.80	
	5T	9.20	2.20	1.00	1.20	
	10T	13.00	3.20	1.40	1.50	
	20T	15.00	3.60	1.60	1.70	等於日本船 15-18T
	50T	21.00	4.60	1.90	2.30	等於日本船 40T
	100T	30.00	5.60	2.86	2.60	等於日本船 80T
	145T	31.00	5.80	3.00	2.70	
	200T	37.00	7.10	3.45	2.95	等於日本船 120-130T
	250T	38.90	7.50	3.30	3.00	
	280T	40.20	7.10	3.00	3.20	
	300T	43.08	7.70	3.45	3.10	等於日本船 270-280T
	350T	44.0	7.80	3.80	4.55	等於日本船 410T
	500T	50.00	9.00	4.30	4.60	
	600T	58.50	9.00	4.30	4.60	
	1000T	55.00	11.00	5.50	4.50	
	1400T	72.00	12.80	5.70	5.10	等於日本船 1000T
	1500T	73.00	12.00	5.70	5.40	

表 2-3 標準型遊艇

種類	全艇長(m)	(呎)	寬度(m)	滿載吃水重 (kg)	吃水深(m)	桅桿高(m)
普通型遊艇	3.05	10	1.21	70	0.30	5.3
	3.66	12	1.45	120	0.47	5.8
	4.27	14	1.70	210	0.53	6.4
	5.48	18	2.16	570	0.73	7.7
	7.32	24	2.88	1910	1.04	10.0
	9.15	30	3.37	4140	1.35	12.4
	10.97	36	3.73	7040	1.70	14.8
	12.81	42	4.40	11800	2.02	16.9
	14.63	48	4.47	17040	2.34	18.8
最大型遊艇	3.05	10	1.55	240	0.60	6.4
	3.66	12	1.79	370	0.77	7.2
	4.27	14	2.04	550	0.83	7.9
	5.48	18	2.45	1020	1.03	9.4
	7.32	24	3.08	2560	1.34	11.8
	9.15	30	3.56	5400	1.68	14.2
	10.97	36	3.90	8540	2.00	16.4
	12.81	42	4.21	13200	2.32	18.6
	14.63	48	4.60	18900	2.64	20.4

(2)船舶所生的外力

1.船舶靠岸所產生的外力

船舶靠岸能量以運動學的方法加以計算如(2-2)所示：

$$E_f = \left[W_s V^2/(2g)\right] \times C_e \times C_m \times C_s \times C_c \quad \cdots\cdots\cdots\cdots 2\text{-}2$$

E_f：船舶靠岸能量(t,m)

g：重力加速度(m/s^2)

W_s：船舶排水量(t)

V：船舶靠岸速度(m/s)

C_e：偏心係數

C_m：質量係數

C_s：柔軟性係數(標準為1.0)

C_c：船席形狀係數(標準為1.0)

2.船舶碇泊時擺動所產生的外力：

(a)外海或港口附近所設置之停泊設施，如預期會有長波侵入港口之碼頭時，對已停泊之船舶或因天氣惡劣而避泊之船舶，均將遭波浪、風、潮流等作用使停泊船舶擺動，而停泊船擺之動能常超過靠岸時之動能。因此對繫船柱或防撞工程之設計上，最好能考慮停泊船舶擺動之拉力及撞擊力。

(b)船舶擺動所產生之外力為作用於船舶之波力、風壓力、流壓力等，故應依繫船系統的特性等，以擺動計算求取為原則。

3.作用於繫船柱之拉力

未定於表2-4內總噸200噸以下及超過10萬噸之船舶拉力，以

及暴風時之靠泊設施及外海氣象、海象條件很差的水域中所設置之靠泊設施所作用之外力，應考慮氣象、海象條件、停泊設施之結構及參考以往拉力的實測資料加以決定之。

表 2-4 船舶之拉力

船舶總噸數(噸)	作用於直柱之拉力(t)	作用於曲柱之拉力(t)
200～500	15	15
500～1,000	25	25
1,000～2,000	35	25
2,000～3,000	35	35
3,000～5,000	50	35
5,000～10,000	70	50(25)
10,000～15,000	100	70(35)
15,000～20,000	100	70(35)
20,000～50,000	150	100(50)
50,000～100,000	200	100(50)

註：( )內之數值係碼頭船席一定時，其中間部份為了彈性而加設之繫船柱，且不考慮懸掛兩條以上纜時之力量。

200T 以下直柱採用 15T ，曲柱採用 5T 。

(3)泊地

泊地在功能上必需具有平靜廣闊的水面及充分的水深，而且海底地質須為適宜拋錨的處所，同時需規劃浮標及注下列事項。

(1)泊地的位置須方便船舶航行之操船或方便貨物裝卸及繫泊安全平穩，且不妨害其他船舶之航行，同時須保持裝載危險品之船舶與一船舶予以分離。

(2)泊地之水深是以主要船舶在滿載吃水時，考慮其對波浪、風、潮流等之擺動及港內反射波，航行波等之影響加以決定，泊地之標準水深如表 2-5 所示。

表 2-5 泊地之標準水深

種類	噸數 (G.T)	水深 (m)	種類	噸數 (D.W)	水深 (m)	種類	噸數 (D.W)	水深 (m)	種類	噸數 (D.W)	水深 (m)
客船	1,000	5.0	油船	700	4.5	貨船	700	4.5	礦石專用船	10,000	9.0
	3,000	6.0		1,000	5.0		1,000	5.0		15,000	10.0
	5,000	7.5		2,000	5.5		2,000	5.5		20,000	11.0
	10,000	9.0		3,000	6.5		3,000	6.5		30,000	12.0
	20,000	10.0		5,000	7.5		5,000	7.5		50,000	13.0
	30,000	11.0		10,000	9.0		10,000	9.0		70,000	15.0
車輛渡船	1,000	5.0		15,000	10.0		15,000	10.0		90,000	16.0
	2,000	5.5		20,000	11.0		20,000	11.0		100,000	18.0
	3,000	6.0		30,000	12.0		30,000	12.0		150,000	20.0
	4,000	6.5		40,000	13.0		40,000	13.0			
	6,000	7.5		50,000	14.0		50,000	14.0			
	13,000	8.0		70,000	15.0						
				100,000	16.0						
				150,000	20.0						
				200,000	21.0						
				250,000	22.0						

(4)碼頭及卸貨場

繫泊設施中水深 4.5m 以上者通常稱為碼頭， 4.5m 以下者稱為卸貨場，其水深決定的條件與泊地相同。而碼頭與其前面之泊地整個則稱為船席(berth)亦即一艘船舶停泊時所需使用的範圍謂之「一座船席」，其所需長度範圍則以主要船舶為對象，視其船舶之全長及繫泊纜繩之長度及船寬而定，而一般大型船舶船席的標準尺寸如表 2-5 所示。

表 2-6 大型船舶船席之標準尺寸

種類	船舶噸數	船席長度	船席水深	種類	船舶噸數	船席長度	船席水深
	(G.T)	(m)	(m)		(D.W)	(m)	(m)
客	1,000	80	5.0		20,000	210	11.0
	3,000	125	6.0		30,000	240	12.0
	5,000	155	7.5		40,000	260	13.0
船	10,000	180	9.0		50,000	280	14.0
	20,000	225	10.0		(D.W)		
	30,000	250	11.0		10,000	165	9.0
	(D.W)				15,000	185	10.0
	700	60	4.5		20,000	210	11.0
貨	1,000	70	5.0		30,000	240	12.0
	2,000	90	5.5		50,000	270	13.0
	3,000	10.5	6.5		70,000	290	15.0
船	5,000	130	7.5		90,000	300	16.0
	10,000	165	9.0		100,000	330	18.0
	15,000	185	10.0		150,000	370	20.0

2. 風壓力

主要係因於港區結構物所受之風壓力，其中以堆貨場及倉庫吊桿起重機、移動式起重機、轉臂起重機所受之風壓力為主要參考對象分述如下：

1.堆貨場及倉庫之風壓

$$P = cq$$

P：風壓力
c：風力係數
q：速度壓

2.吊桿起重機所受之風力

$$W = q \cdot C \cdot A$$

W：力
q：壓
A：面積

3.移動式起重機所受之風力

與(2)相似(同)

4.轉臂起重機所受之風力

與(2)相似(同)

風力係數因受風力對象不同而需各別考量，可參考港灣設計基準所提供之數據為設計時使用亦可以風洞實驗來決定風壓力。

3. 波浪

1.設計波之選定

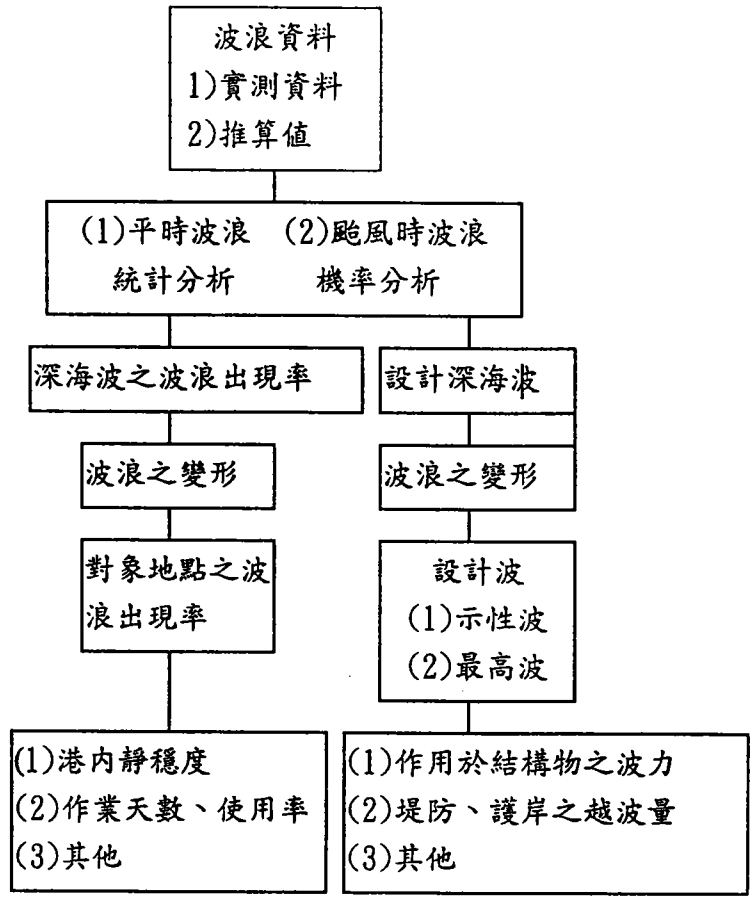


圖 2-2 設計之選定程序

2.深海波浪預報

(1)SMB 法—有義波法

海岸附近較準

(2)Wilson 圖解法—移動風域法

熱帶性氣壓　　暴風移動性較大

颱風　　風場與風速不均勻

(3)PNJ 法—波譜法

海洋中較準

(A)SMB 深海波預報法

有義波高 $H_{1/3}$　　影響因素　　(1)風速 U

有義週期 $T_{1/3}$　　⇒　　(2)吹風區域 F

(3)吹風歷時 t

$$\frac{gH_{1/3}}{U^2} = F_1\left(\frac{gF}{U^2}, \frac{gt}{U}\right)$$

$$\frac{gT_{1/3}}{2\pi U} = F_2\left(\frac{gF}{U^2}, \frac{gt}{U}\right) = C/U$$

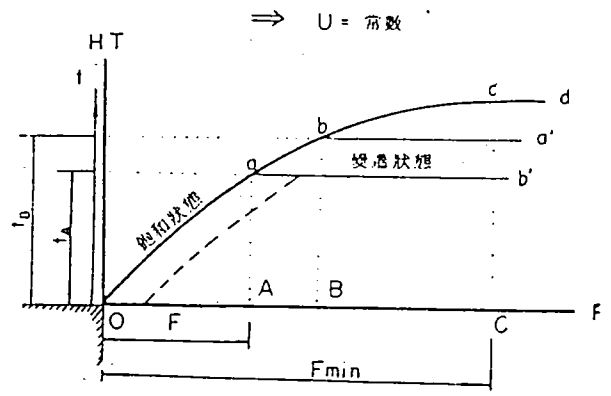


圖 2-3　風浪發達說明圖

t_{min}：一定風速 U 下，,吹風距離(區域)為 F 時，波浪達到定常狀態所需的最短時間。(風域最風上端之波浪傳遞到風域最風下端所需之時間)。

F_{min}：風浪達定常狀態之最短距離

$t > t_{min}$：波浪不再增大(與歷時無關)

$t < t_{min}$：波浪尚未飽和(為風速及歷時之函數)風速一定時，在定常狀態下風域愈大波浪愈大。

$F < F_{min}$：波浪由風域控制。

$F > F_{min}$：波浪由歷時控制。

由以上得知風浪為：(1)風速及風域決定

(2)風速與歷時決定

由以上二組預報結果中選擇較小之一組為結果

(A-1)風域之圈定

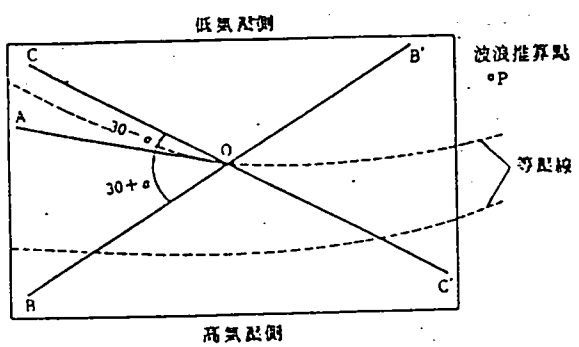


圖 2-4　風域決定透明尺

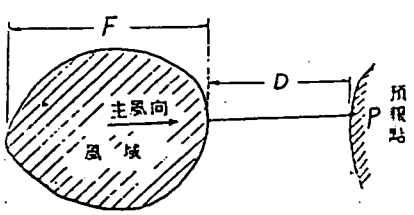


圖 2-5　風域示意圖

a.決定α角度。

b.繪如圖 2-4 之 BB′及 CC′直線相交成 60° 繪$\overline{AO}$使$\angle AOC = 30° - \alpha$。

c.使 0 點在等壓線上移動並令$\overline{OA}$與等壓線相切，如推算點 P 正好在 OC′或 OB′延線上時，此時之 0 點即為風域之邊界點。唯 COB′應置於低氣壓側。

d.於其他等壓線上反覆(c)之步驟，則每一條等壓線有二點邊界點(或一點)，將此等點連接即成風域。

e.接風域中心及推算點 P ，則此直線與風域邊界線之交點之前後端之距離為吹風距離 F。自風域風下端到推算點之長度為減衰距離 D(參照圖 2-5)

f.一般不連續鋒面(front)或等壓線間隔較寬處為風域之界限。風域通常在等壓線密集處(風速 10m/sec 以上)。

(A-2)SMB 法—有義波法(Sverdrup-Munk-Bretschneider)

a.有限風域時

當風域 F 還未達完全成熟時，$F < F_{\min}$，稱為有限風域。此時之波浪由修正風速U_A(adjusted windspeed)及風域長 F 決定。此時之有義波波高H_s及週期T_p如下：

$$\frac{gH_s}{U_A^2} = 1.6 \times 10^{-3} \left(\frac{gF}{U_A^2} \right)^{1/2}$$

或 $$H_S = 5.112 \times 10^{-4} U_A F^{1/2} \quad (m, \sec)$$

$$\frac{gT_P}{U_A} = 2.857 \times 10^{-1} \left(\frac{gF}{U_A^2} \right)^{1/3}$$

或 $$T_P = 6.238 \times 10^{-2} (U_A F)^{1/3} \quad (m, \sec)$$

b.有限歷時

當時間尚不足形成完全成熟波時，$t < t_{\min}$ 波浪成長受限於吹風時間。此時由歷時 t 及風速 U_A 決定

$$\frac{gH_s}{U_A^2} = 8.293 \times 10^{-5} \left(\frac{gt}{U_A^2} \right)^{5/7}$$

或 $$H_S = 4.32 \times 10^{-5} U_A^{9/7} t^{5/7}$$

$$\frac{gT_P}{U_A} = 6.76 \times 10^{-2} \left(\frac{gt}{U_A} \right)^{3/7}$$

或 $$T_P = 1.83 \times 10^{-2} U_A^{4/7} t^{3/7}$$

但此處之週期 T_P 為波譜密度最大處之週期，$T_{1/3} = 0.95 T_P$ 。

c.完全成熟時

波浪已達飽和狀態不再成長，即風域 F 及歷時均已超過有限風域及歷時時，波浪僅為風速之函數

$$\frac{gH_S}{U_A^2} = 2.433 \times 10^{-1} \text{ 或 } H_S = 2.482 \times 10^{-2} U_A^2 \quad (m, \sec)$$

$$\frac{gT_P}{U_A} = 8.134 \text{ 或 } T_P = 8.30 \times 10^{-1} U_A \quad (m, \sec)$$

$$\frac{gt_{\min}}{U_A} = 7.15 \times 10^4, \quad t_{\min} = 7.296 \times 10^3 U_A$$

【例題】

設 $F = 100km$ ，$t = 3hr$ ，$U_A = 34.5m/s$ ，求有義波波高 H_s 及週期 $T_s\left(T_{1/3}\right)$ 。

a. 由 U_A ，F 推算

$$H_S = 5.112 \times 10^{-4} (34.5)\left(1.0 \times 10^5\right)^{1/2} = 5.58m$$

$$T_P = 6.238 \times 10^{-2}\left(34.5 \times 1.0 \times 10^5\right)^{1/3} = 9.43m$$

$$T_{1/3} = 0.95 \times 9.43 = 8.95 \sec$$

b. 由 U_A ，t 推算

$$H_S = 4.32 \times 10^{-5} (34.5)^{9/7} (3 \times 3{,}600)^{5/7} = 3.12m$$

$$T_P = 1.83 \times 10^{-2} (34.5)^{4/7} (3 \times 3{,}600)^{3/7} = 7.41 \sec$$

$$T_{1/3} = 0.95 \times 7.41 = 7.04 \sec$$

c. 由 U_A 推算

$$H_S = 2.482 \times 10^{-2} (34.5)^2 = 29.5m$$

$$T_P = 8.30 \times 10^{-1} \times 3.45 = 28.6 \sec$$

$$T_{1/3} = 0.95 \times 28.6 = 27.2 \sec$$

由U_A，t算出者最小，即因受歷時限制有義波高及週期分別為$H_s = 3.12m$，$T_s = 7.04 \sec$

例：　$F = 100km$

$t = 3hr$

$U_A = 34.5m/s$

查圖

U_A與t　$\Rightarrow$　$H_s = 3.3m$

$T_p = 6.75 \sec$

U_A與F　$\Rightarrow$　$H_s = 5.5m$

$T_p = 9.4 \sec$

取最小　$H_s = 3.3m$

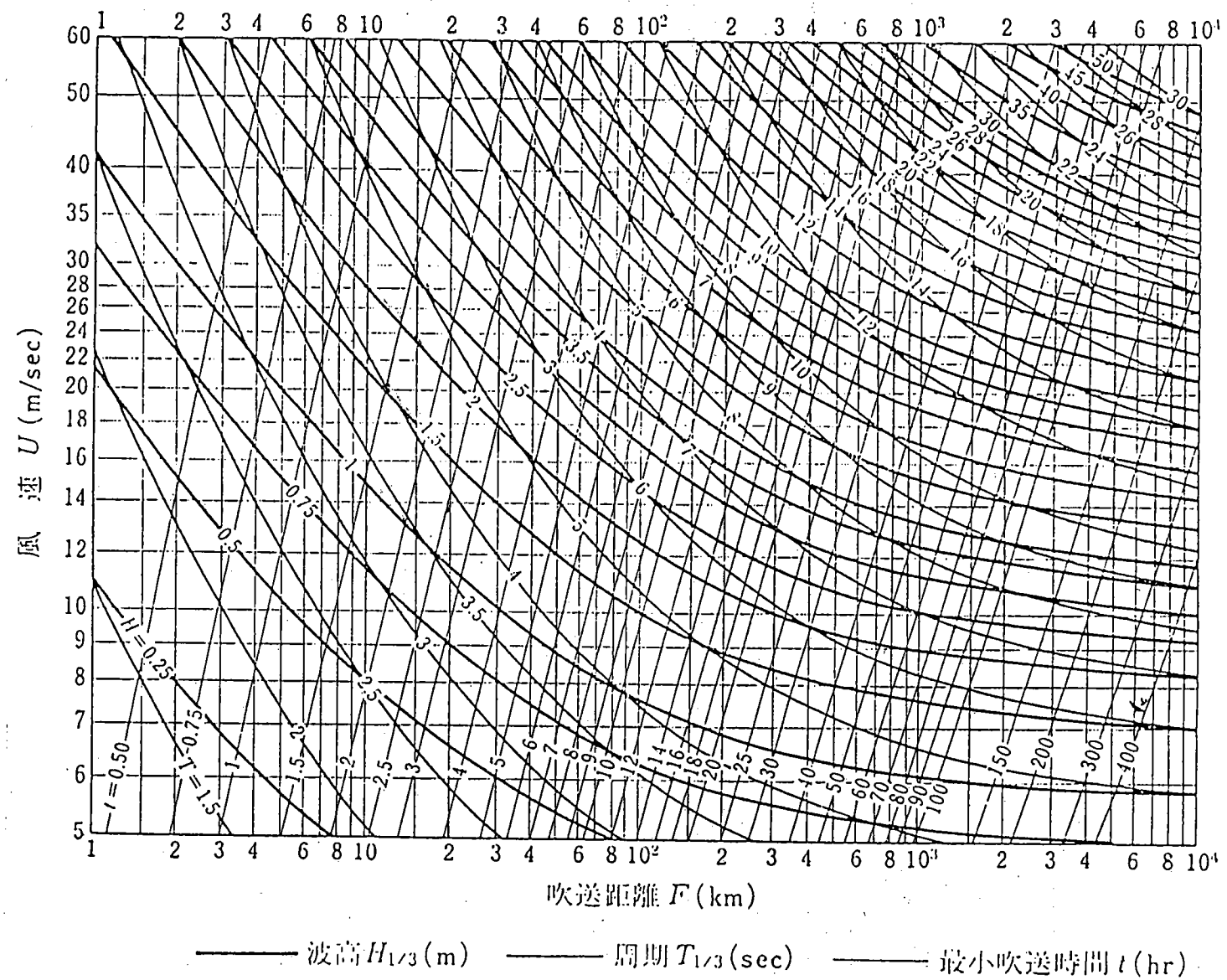
$T_p = 6.75 \sec$

【例題】：上例$t = 3.01$風速轉為$U_A = 25m/\sec$，$F = 200km$求歷時再延$3hr$之H_s與t_p。

【解】

由$H_s = 3.3m$，$T_p = 6.75 \sec$平行於波高線向右下方移與風速$U_A = 25m/\sec$線相交得等價之歷時為$t_e = 5.3hr$，由$t = 3 + 5.3 = 8.3hr$與$U_A = 25m/\sec$相交得$H_s = 4.7m$，$T_p = 9.5 \sec$。而$U_A = 25m/\sec$與$F = 200km$所得者大於此，仍屬歷時控制風浪之發達。

t_e：等價歷時(物理觀念：等能量)


風速 U (m/sec)
吹送距離 F (km)
波高 $H_{1/3}$ (m)
周期 $T_{1/3}$ (sec)
最小吹送時間 t (hr)

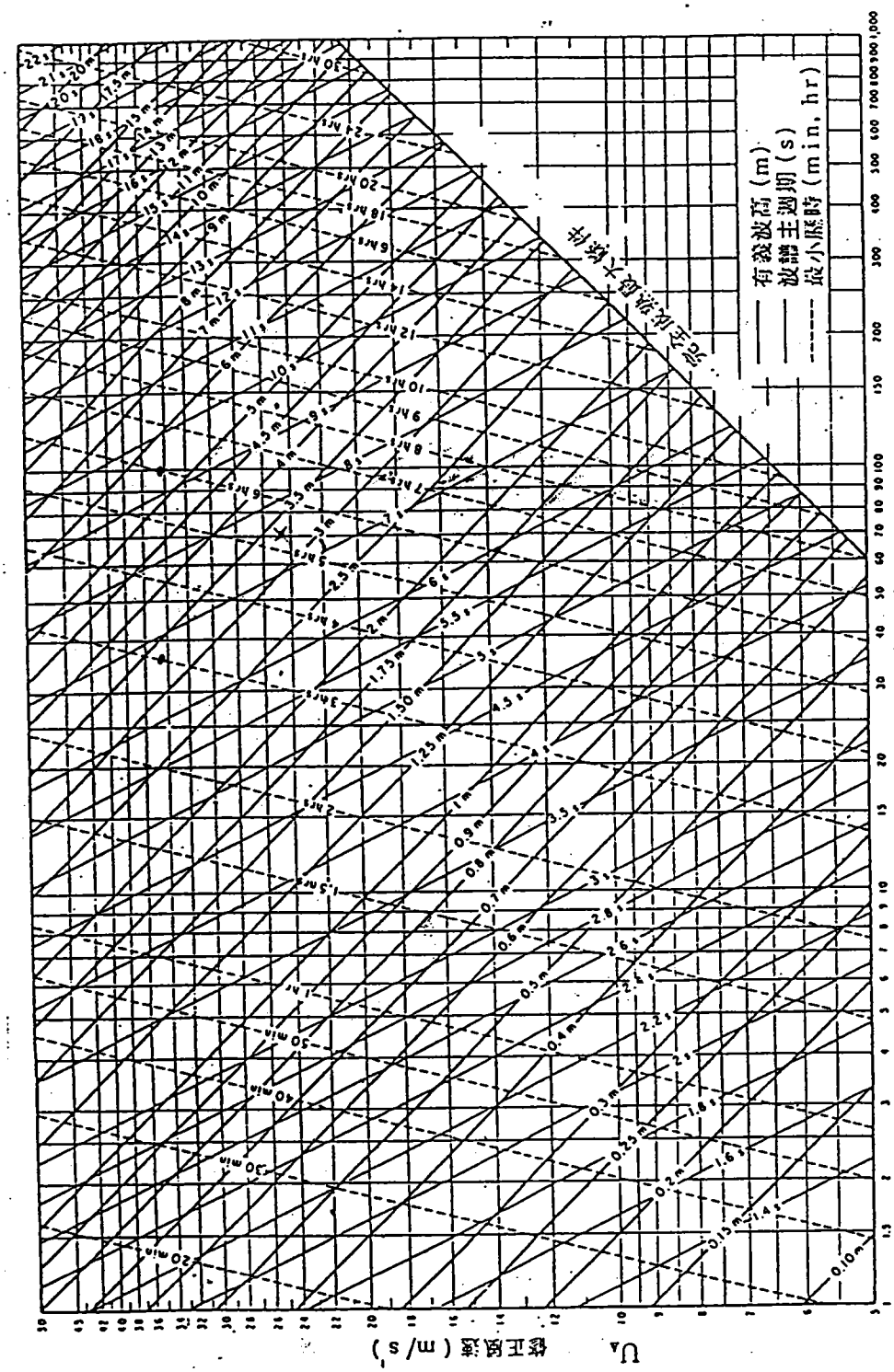


圖 2-7 深海波推算曲線圖(S.P.M 1984)

3.波浪變形

(a)淺化

波浪在水深變化之水域傳遞時，除了波長、波速會隨著波浪的行進縮減外，波高亦會有所變化。此變化稱為淺化變形。波高之變化率可以淺化係數表示。淺化係數是依據圖 2-8 之理論計算予以計算。圖中之虛線上方之領域，因碎波所造成波高減衰之效果甚大，故不能僅以淺化變形予以推算波高。

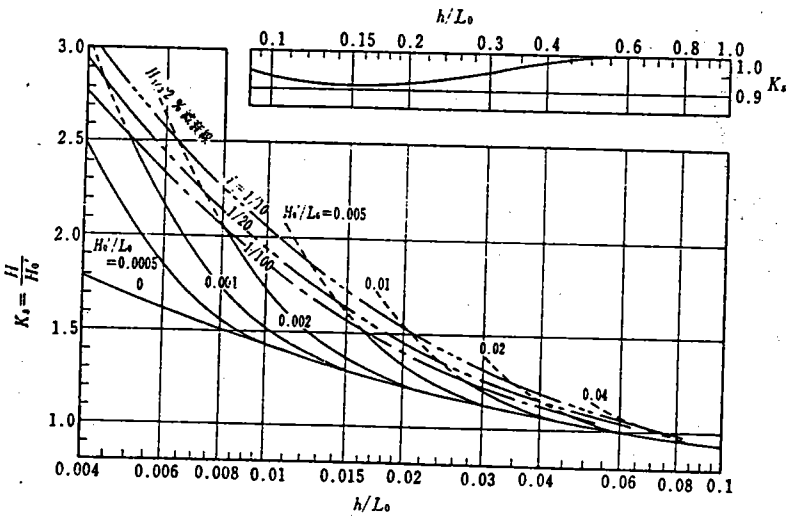


圖 2-8 淺化係數計算圖

(b)折射

當水深在波長 1/2 以上之所謂深海域時，波浪之傳遞幾乎不受海底地形之影響，惟當波浪行進至其波長 1/2 以下之淺海區域時，因波速行進的方向亦立刻發生變化，波峰受海底地形之影響而曲折，此種變化稱為折射。因波浪之折射而使波高變化，亦使波向線之間隔變化，而波浪能量密度之變化則可由下列計算之。

$$K_r = \frac{H}{H_o} = \sqrt{\frac{b_o}{b}}$$

上式中

K_r=折射係數。

H=折射後淺海區域之波高。

H_0=深海波之波高。

b_0=在深海區域波向線之間隔。

b=在淺海區域波向線之間隔。

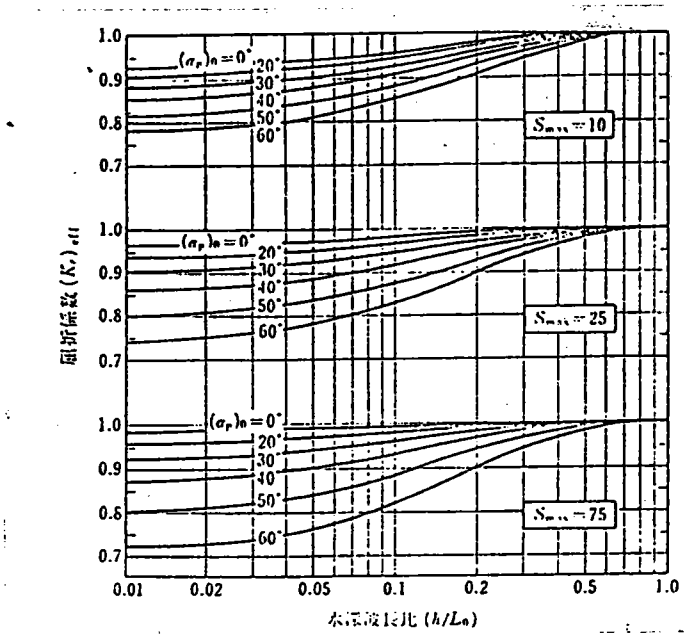


圖 2-9　直線平行等深線不規則波之折射係數

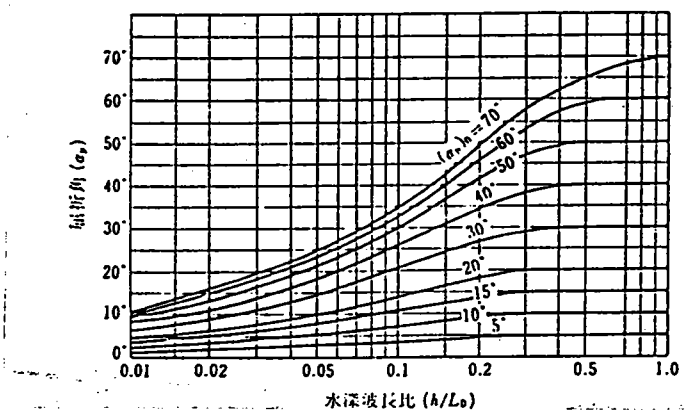


圖 2-10　直線平行等深線不規則波之波向變化

(c)繞射

波浪因遭致防波堤或島嶼、岬灣等障礙物而至其背後之現象謂之繞射。繞射波之波高計算，應考慮波浪之頻譜特性，利用繞射圖、繞射理論計算或水工模型試驗求取之。另繞射波之波高與入射波波高之比稱為繞射係數。以 K_d 表示，其分佈處所繪之繞射圖所示。θ 為波浪之主方向，座標則是以示性波之波長予以無因次化。是對周期及波向一定之規則波而言，與實際之不規則波相比時，其值差異甚大。

以不規則波之繞射圖為例，單堤防波堤與開口防波堤各種情形如圖 2-11 ～圖 2-12 所示，S_{max} 表示波浪在各方向之成分波重疊時集中的最大參數(parameter)，$S_{max}=10$ 為風浪，$S_{max}=25$ 為減衰初期之湧浪，$S_{max}=75$ 為相當於具有湧浪特性之波浪。又海灣中有港口時，湧浪從灣口進入時，從港口進入之波浪受防波堤的二次繞射，因入射波能量之方向分佈變成很狹窄，繞射波高亦變成很規則，故可適用於規則波之繞射圖。

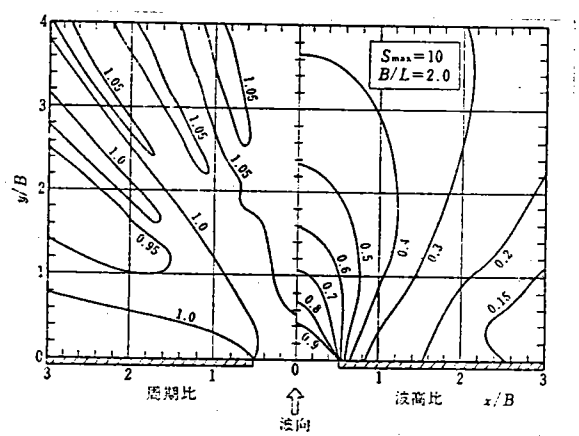


圖 2-11　開口防波堤之繞射圖(B/L=1.0 ， S_{max}=10)

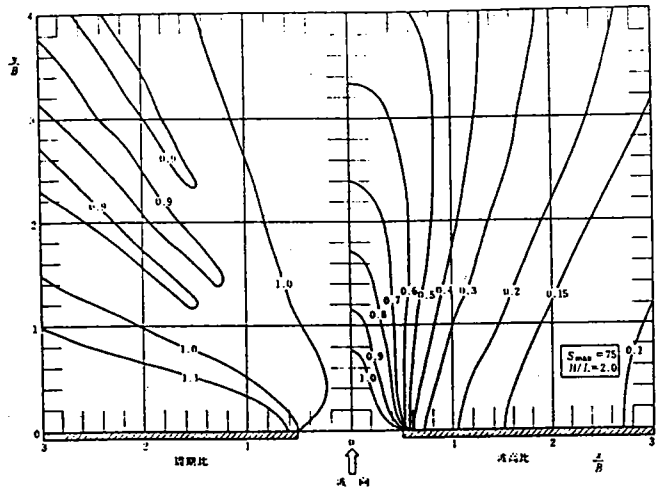


圖 2-12　開口防波堤之繞射圖(B/L=2.0 ，S_{max}=75)

(d)碎波

海上的波浪，其波長或水深與波高的比率若超過一定的值時，波形即會潰散，而波高亦會減衰，此種現象稱為碎波。若是規則波時，碎波地點幾乎都在一定位置上，而此波浪開始破碎之點即稱碎波點，此處之水深稱為碎波水深，其波高則稱為碎波波高。而位於波高開始破碎處的水深則稱為碎波臨界如圖 2-13 。圖 2-14 圖 2-15 為合田依碎波之理論公式計算得到之不規則波之波高變化。圖中虛線右側區域之波高變化，可依前述之「淺化係數」加以計算。通常以碎波理論公式計算波高變化時，須以電腦進行計算，但是考慮現象之變動性及變動性綜合之精確度，可以採用以下之簡便公式計算波高之變化。

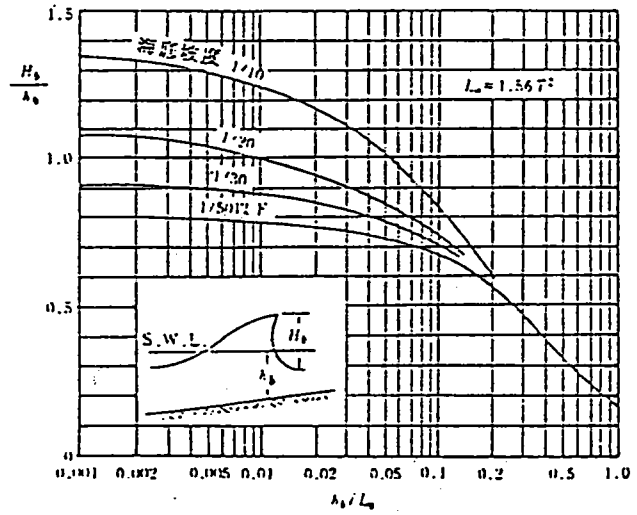


圖 2-13　規則波之碎波限界波高

$$H_{1/3}=\begin{cases} K_S H_o \left(h/L_o \geq 0.2\right) \\ \min\left\{\left(\beta_o H_o+\beta_1 h\right), \beta_{\max} \quad H_o' \quad , K_s H_o'\right\} \left(h/L_o<0.2\right) \end{cases}$$

上式中

$$\beta_o = 0.028\left(H_o'/L_o\right)^{-0.38} \exp\left[20(\tan\theta)^{1.5}\right]$$

$$\beta_1 = 0.52\exp\left[4.2(\tan\theta)\right]$$

$$\beta_{\max} = \max\left\{0.92, 0.32\left(H_o'/L_o\right)\right\}^{-0.29} \exp\left[2.4\tan\theta\right]$$

淺化係數 K_s 可以圖 2-8 求取，$\tan\theta$ 為海底坡度。

同樣的，最高波 $H_{\max}$ 概略式如下：

$$H_{\max}=\begin{cases} 1.8K_S H_o \left(h/L_o \geq 0.2\right) \\ \min\left\{\left(\beta_o * H_o+\beta_1 * h\right), \beta^*_{\max} \quad H_o' \quad , 1.8K_s H_o'\right\} \left(h/L_o<0.2\right) \end{cases}$$

上式中

$$\beta_o^* = 0.052\left(H_o'/L_o\right)^{-0.38} \exp\left[20(\tan\theta)^{1.5}\right]$$

$$\beta_1^* = 0.63\exp\left[3.8(\tan\theta)\right]$$

$$\beta^*_{\max} = \max\left\{1.65, 0.53\left(H_o'/L_o\right)^{-0.29} \exp\left[2.4\tan\theta\right]\right\}$$

淺化係數 K_s 可以圖 2-8 求取，$\tan\theta$ 為海底坡度。

H_0' = 換算深海波波高。

h = 水深

L_0 = 深波之波長

而 min〔 〕及 max〔 〕在各〔 〕內之數值表示最小值及最大值。

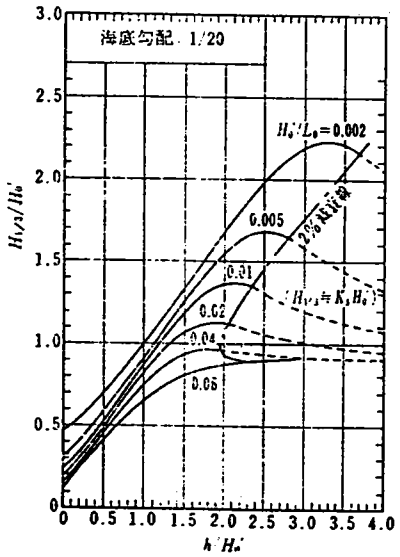


圖 2-14 碎波帶內示性波高之計算圖

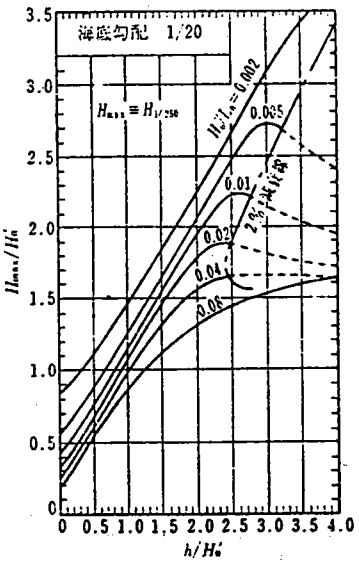


圖 2-15 碎波帶內最大波高之計算圖

(e)換算深海波

波浪之變形計算時，可使用所謂換算深海波的假設波浪概念。為了易於設計計算，由折射或繞射等波高變化之影響，可採用如下式：

$$H_o' = K_d \cdot K_r \cdot H_o$$

上式中

H_o'=換算深海波波高(示性波高)。

K_d =對象地點之繞射係數。

K_r=對象地點之折射係數。

H_o=深海波即深海波之示性波高。

(f)反射波：波浪受結構物阻礙而產生波向轉換的現象其反射波受結構物之形成和入射方向之影響甚巨，一般依實驗來取得其反射係數。

(g)越波及傳遞波：波浪受結構物之影響而產生越波或傳遞波，只要受波浪特性和結構物高程之控制，應依實際之佈置來討論其越波量和傳遞波。

(h)不規則波之變形處理

現象	基本處理方式	檢討方法
折射	可視同與海岸線平行之直線等深線且水深分佈很單調時，可採以規則波的近似結果辦理。通常應考慮由波浪的方向頻譜以不規則波加以檢討，尤其在水深變化很顯著的海岸，以不規則波來檢討，可獲得較為合理的結果。	1.求取規則波之折射係數，應依頻譜的特性以成份波法計算不規則波之折射係數求之。 2.利電腦將波浪之能量平衡方程式以差分方式加以解析之。
繞射	繞射現象波浪之不規則性所產生，尤其在波向上應考慮頻譜特性以不規則波檢討為準，惟對波峰線較長波形尖銳度很小的湧浪亦可依規則波予以檢討之。	1.可利用不規則波的繞射圖(單堤、直角入射之開口防波堤)。 2.二次繞射等可用電腦予以數值計算。 3.因島嶼或岬灣等繞射可採用方向分散方法。
淺化變形	淺化變形通常對波浪的不規則性影響甚小，惟對繞射及碎波變形之影響則甚大，因此若以示性波代表群波時，其規則波應考慮以波浪之非線性加以算為準。	可考慮採用非線性之淺化係數的計算圖。
碎波	由碎波來計算波高變化時應考慮以波浪的不規則性加以計算為準。	1.可利用碎波帶內之示性波高，最高波高之計算圖。 2.由 Goda 概算式計算之。

(1)討論

(1)在整個港區或海域、幾乎是以上各種因素的混合，亦相互作用。

(2)解決以上之問題就只有簡化處理或採用(1)數值模擬(2)水工模型試驗。

4.計算例

【例】由風力來推算深海波與測定其淺水波高

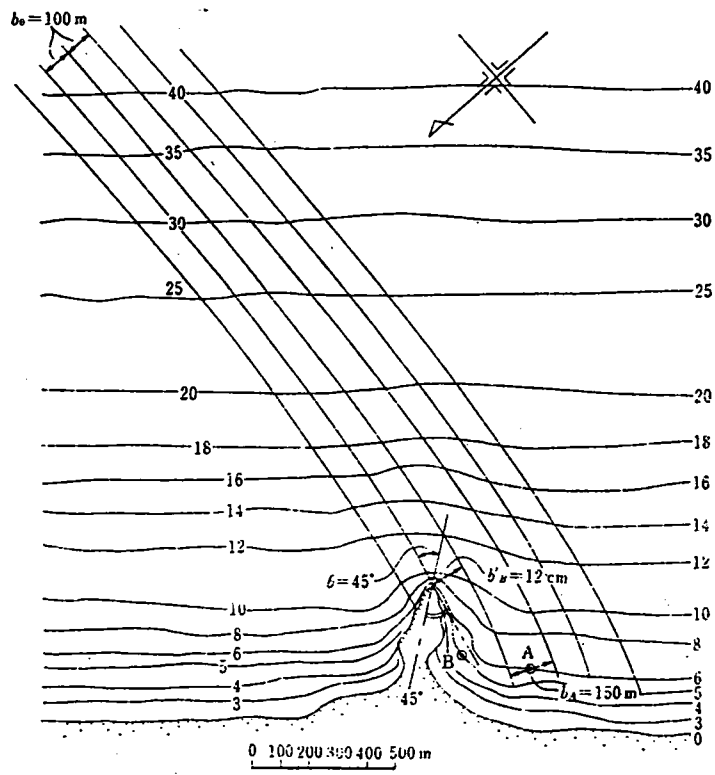


圖 2-16　海底地形等深線之折射圖

(1)在圖 2-16 所示之海灘上，由 E 方向(吹風距離 110km)、風速 20m/s 以 S-M-B 法來測定吹風 6 小時及 10 小時之深海波及波高。

(2)由(1)所求得之波浪中，以波高較大之處的波浪在圖中之 A 點(水深 6m)及 B 點(水深 4m)加以測定波高。惟 K_f=1 。

(1)在圖 2-6 中 $U=20m/s$ ， $F=110km$ ，最小吹風時間 $t_{\min}\fallingdotseq 7.1hr$ 。

(i)6 小時後因(tmin)=7.1 ＞ 6(=t)故波浪受吹風時間所限。因此由 $u=20m/s$ ， $t=6hr$ 之交點所讀取的波高 H 與週期 T 為 $H=3.4m$ ， $T=6.7\sec$ 。

(ii)10 小時後：因 7.1 ＜ 10 ，此時波浪不受吹風距離所限，故由 $u=20m/s$ ， $F=110km$ 所求得之 $H=3.8m$ ， $T=7.1\sec$ 。

(2)由(ii)得出之波高很大，以此求深水波須依照以下之流程加以計算。

(a)折射圖之繪製：因 $L_0=1.56T^2=78.6m$ ，利用深海圖求取各水深處之 h/L_0 ，由此使用圖II.5a 來求取 C/C0(=tanh kh)，並計算 C_1/C_2 。其次繪製折射圖後，則如圖 2-16 中所示之實線。因此得知， A 點對僅為折射，而 B 點因在岬之背後，而須求岬之繞射係數，故由岬至 B 點則受繞射的影響。

(b)折射係數及繞射係數

折射係數可由圖中讀取 b0 及 b 之值求之。

(i)A 點

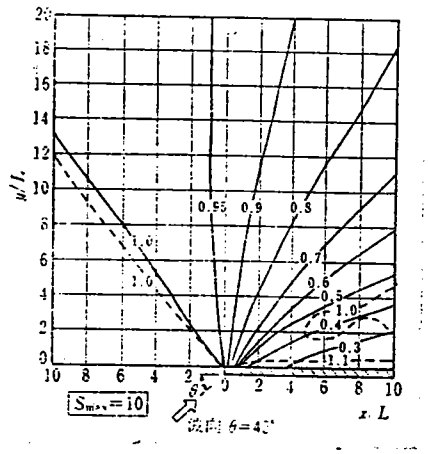
$$K_r=\sqrt{\frac{b_0}{b}}=\sqrt{\frac{100}{150}}=0.816$$

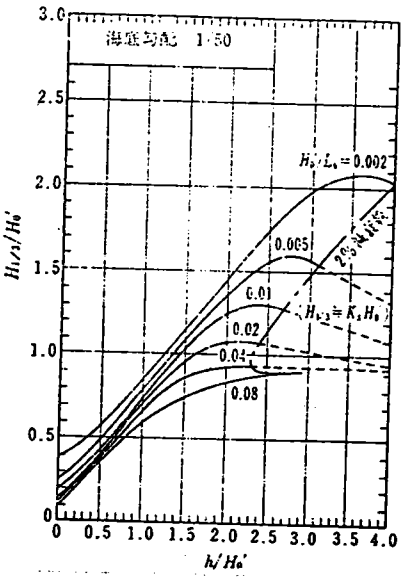
(ii)B 點(至岬止)

$$K_r=\sqrt{\frac{b_0}{b}}=\sqrt{\frac{100}{120}}=0.913$$

先求取岬前端至 B 點之繞射係數 K_d ，因岬之前端水深為 6m ， B 點之水深為 4m ，故平均水深為 5m 。在此水深下週期 7.1sec 之波浪的波長為 L ≒ 50m 。($\sigma^2=gk\tanh kd$)

其次從波向 $\theta=45^\circ$ ，由繞射圖即可測定 K_d ，由於 B 點之座標為 $x=210m$ ， $y=90m$ ，故 $x/L=4.2$ ， $y/L=1.8$





由此即可求得 $K_d = 0.43$ 。

(3)換算深海波

設在此地海底摩擦並不損失能量(K_f=1)

A 點

$$H' = K_r K_f H_0 = 0.816 \times 1 \times 3.8 = 3.1(m)$$

B 點

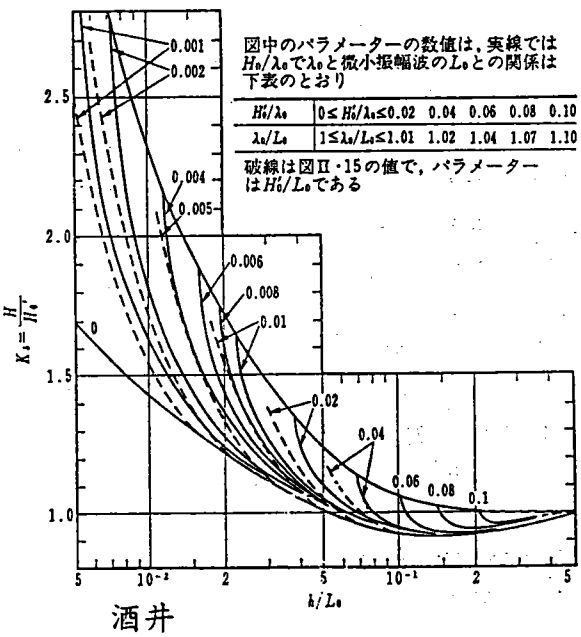
$$H' = K_r K_d K_f H_0 = 0.913 \times 0.43 \times \times 1 \times 3.8 = 1.5(m)$$

(4)波高 H 之測定

在測定淺海之波高時，非碎波處可用規波之理論導出淺水係數 K_s ，而測定碎波帶內之波高時則須考量不規則波之碎波變形，而使用合田的方法，致於是否在碎波帶內則可由下圖加以判斷。茲將規則波之 K_s 的微小振幅波與酒井之有限振幅波及合田方法加以比較。

位置	h	H_0'	h/H_0'	h/L_0	H_0'/L_0	微小振幅波		酒井		合田	
						K_s	H	K_s	H	K_b or K_s	H
A	6	3.1	1.94	0.076	0.039	0.97	3.0m	1.01	3.13m	0.93	2.88m
B	4	1.5	2.67	0.051	0.019	1.01	1.52m	1.07	1.60m	1.03	1.55m

在以海底坡度 1/50 求取時，由上圖判定 A 點是在碎波帶，B 內點則非碎波。因 A 此點之波高以 2.9 ，B 之波高以 1.6m 較為適宜。



酒井

3-4 波力

a.重複波力

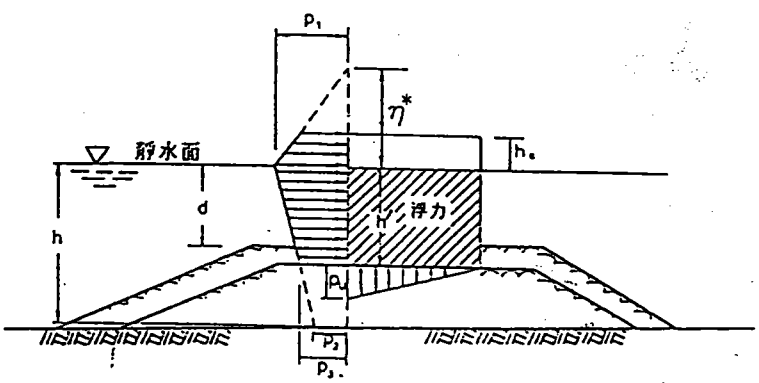
b.碎波波力

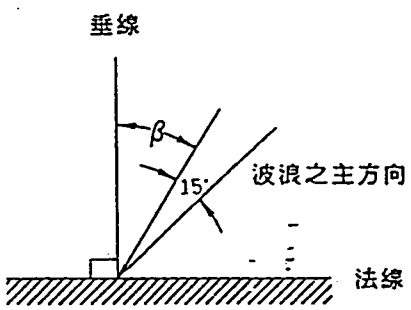
c.衝擊波壓力

(一)作用於直立壁之重複波力及碎波波力

〔 1 〕波峰作用時

(1)合田公式(GoDA)





η^*：靜水面上波壓強度為 0 之高度(m)

P_1：靜水面之波壓強度$\left(t/m^2\right)$

P_2：海底面之波壓強度$\left(t/m^2\right)$

P_3：直立壁底面之波壓強度$\left(t/m^2\right)$

h：直立壁前之水深(m)

h_b：直立壁前方海側 5 倍示性波高距離處之水深(m)

h'：直立壁底面之水深

d：護基方塊或覆坡石(塊)中水深較小者(m)

ω_0：海水單位體積重$\left(t/m^3\right)$

H_d：設計波高(m)

L：水深 h 處之設計計算所使用之波長(m)

$\min(a,b)$：ab 中較小者

β：直立堤法線之垂線與波浪主方向線± 15 ° 範圍中修正之角度

$$\eta^* = 0.75(1+\cos\beta)Hd$$

$$P_1 = 1/2\,(1+\cos\beta)\left(\alpha_1+\alpha_2\cos^2\beta\right)\omega_0 H_d$$

$$P_2 = \frac{P_1}{\cosh(2\pi h/L)}$$

$$P_3 = \alpha_3 P_1$$

$$\alpha_1 = 0.6+1/2\left[\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)}\right]^2$$

$$\alpha_2 = \min\left[\frac{h_b-d}{3h_b}\left(\frac{H_d}{d}\right)^2, \frac{2d}{H_d}\right]$$

$$\alpha_3 = 1-\frac{h'}{h}\left[1-\frac{1}{\cosh(2\pi h/L)}\right]$$

揚壓力

作用於直立壁底面之揚壓力為前趾P_u後趾為0之三角形分佈。

$$P_u = 1/2\,(1+\cos\beta)\alpha_1\alpha_3\omega_0 H_d$$

此時之浮力僅考慮靜水中之體積部份。

設計波高及波長

設計計算所採用之波高H_d及波長 L 為最大波之波高及波長。最大波之波長為與示性波週期相對應之波長，波高應採用以下之最大波高。

(a)最大波高不受碎波之影響時

$$H_d = H_{\max} = 1.8H_{1/3}$$

式中

$H'_{1/3}$：堤前水深之示性波高(m)

(b)最大波高受碎波之影響時

$$H_d = (\text{考慮不規則之碎波變形的} H_{\max})$$

但是此時之最大波為堤前方海側 5 倍 $H_{1/3}$ 距離處之水深 h_b 處之值。

合田 (Goda)公式中最大波高受碎波影響

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_s H_o' & (h/L_o \geq 0.2) \\ \min\left\{(\beta_o H_o' + \beta_1 h), \beta_{\max} H_o', K_s H_o'\right\} & (h/L < 0.2) \end{cases}$$

式中

$$\beta = 0.028\left(H_o'/L_o\right)^{-0.38} \exp\left[20\left(\tan\theta\right)^{1.5}\right]$$

$$\beta_1 = 0.52 \exp\left[4.2\left(\tan\theta\right)\right]$$

$$\beta_{\max} = \max\left\{0.92, 0.32\left(H_o'/L_o\right)^{-0.29} \exp\left[2.4\tan\theta\right]\right\}$$

淺化係數 K_s 可以圖 2-8 求取，$\tan\theta$ 為海底坡度。

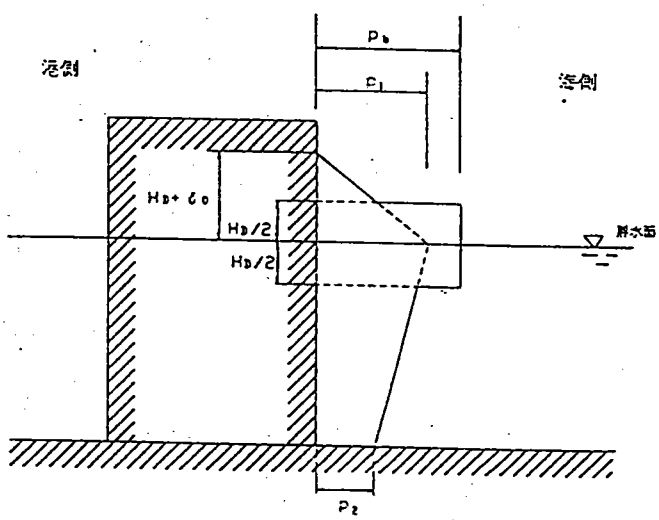
$$H_{\max} = \begin{cases} 1.8 K_s \left(H_{1/3}\right)_{0'} & h/L_0 \geq 0.2 \\ \min\left\{\left(\beta_0^* \left(H_{1/3}\right)_{0'} + \beta_1^* h\right), \beta_{\max}^* \left(H_{1/3}\right)_{0'}, 1.8 K_s \left(H 1/3\right)_{0'}\right\}, & h/L_0 < 0.2 \end{cases}$$

$$\beta_0^* = 0.052\left\{\left(H_{1/3}\right)_{0'}/L_0\right\}^{-0.38} \exp\left[20\tan^{1.5}\theta\right]$$

$$\beta^{*}_{\max} = \max\left[1.65, 0.53\left\{\left(H_{1/3}\right)_{0'}/L_0\right\}^{-0.29}\exp\left(2.4\tan\theta\right)\right]$$

(2)廣井公式

a. $d/H_{1/3} \geq 2$ (重覆波)時



P_1：堤體靜水面之波壓強度$\left(t/m^2\right)$

P_2：堤體底部之波壓強度$\left(t/m^2\right)$

ω_0：海水之單位體積重$\left(t/m^3\right)$

δ_0：水位上昇量(m)

h：堤體前面水深(m)

H_d：設計波高(m)

L：水深h處示性波波長

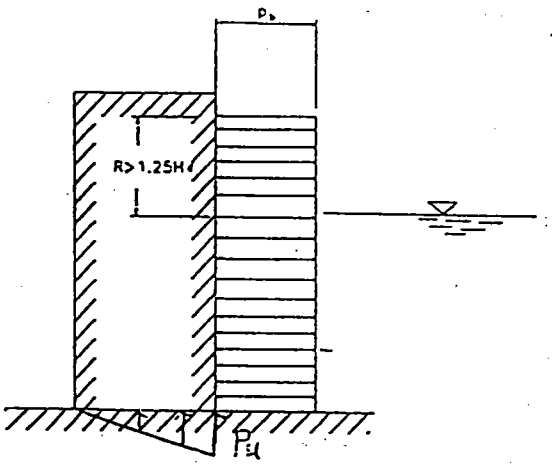
P_b：廣井公式之碎波波壓$\left(t/m^2\right)$在靜水面上$H_d/2$以及靜水面下$H_d/2$範圍。

$$P_1 = \left(P_2 + \omega_0 h\right)\left(\frac{H_d + \delta_0}{h + H_d + \delta_0}\right)$$

$$P_2 = \frac{\omega_0 H_d}{\cosh\frac{2\pi h}{L}}$$

$$\delta_0 = \frac{\pi H_d^2}{L}\coth\frac{2\pi h}{L}$$

b. $d/H_{1/3} < 2$（碎波）之時



$$P_b = 1.5\omega_0 H_d \cos^2\beta$$

P_b：碎波之波壓強度$\left(t/m^2\right)$

ω_0：海水之單位體積重量$\left(t/m^3\right)$

H_d：設計波高(m)

β：結構物之法線與波浪之主方向±15°修正之入射角

揚壓力

揚壓力之強度為堤前趾為P_u，趾為0之三角形分佈

重覆波作用時$\left(d \geq 2H_{1/3}\right)$

$$P_u = \frac{\omega_0 H_d}{\cosh\frac{2\pi h}{L}}$$

碎波作用時$\left(d < 2H_{1/3}\right)$

$$P_u = 1.25\omega_0 H_d$$

P_u：堤體前趾之揚壓力強度$\left(t/m^2\right)$

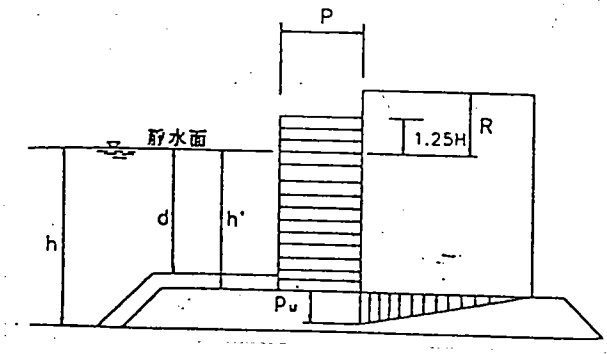
H_d：設計波高(m)

h：堤前水深(m)

L：水深h處示性波波長(m)

ω_0：海水之單位體積重$\left(t/m^3\right)$

(3)伊藤公式



$$P = 0.7\omega_0 H \qquad (H/d \le 1)$$

$$P = \left\{0.7 + 0.55\left(\frac{H}{d} - 1\right)\right\}\omega_0 H \quad (H/d > 1)$$

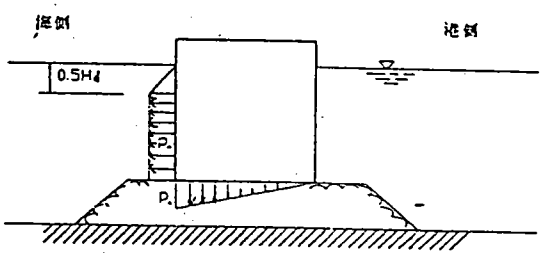
P：波壓強度(平均分佈)以及前趾之揚壓強度(三角形分佈) $\left(t/m^2\right)$

ω_0：海水單位體積重 $\left(t/m^3\right)$

H：堤體設置位置之波高 (m)

d：堤基上之水深 (m)

〔 2 〕波谷作用時



$$P_n = 0.5\omega_0 H_d$$

P_n：波壓強度

ω_0：海水之單位體積重量 $\left(t/m^3\right)$

H_d：設計波高 (m)

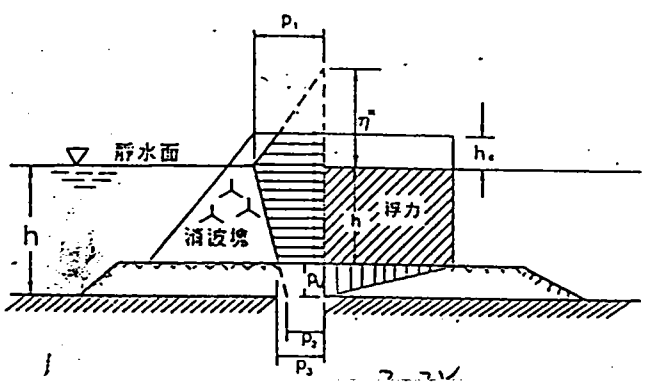
(二)衝擊碎波力

當衝擊波有可能發生時，原則上以水工模型試驗進行檢討。對於有可能產生強大衝擊波壓的斷面形狀及結構應儘可能避免採用，在海底坡度較陡無法避之時，應加上適當的消波塊以緩和波力之作用。

(三)消波塊充分覆蓋直立堤時之波力計算式

由於作用於消波塊充分覆蓋直立壁之波力，隨消波工之結構而變化，因此，應依模型試驗加以計算為原則。

(a)合田公式



$$\eta^* = 0.75(1+\cos\beta)\lambda H_d$$

$$P_1 = 1/2\,(1+\cos\beta)\lambda\alpha_1 \cdot \omega_0 H_d$$

$$P_u = 1/2\,(1+\cos\beta)\lambda\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \omega_0 H_d$$

λ 一般取為 0.8 ，與週期相關長週期時 λ 取為 1.0

η^* ：靜水面上波壓強度為 0 之高度 (m)

P_1 ：靜水面之波壓強度 $\left(t/m^2\right)$

P_u ：底面前趾之揚壓力強度 $\left(t/m^2\right)$

β ：直立壁法線之垂直線與波浪主方向 $\pm$ 15 ° 範圍內最危險方所成角度

λ ：因消波塊覆蓋之波壓遞減率

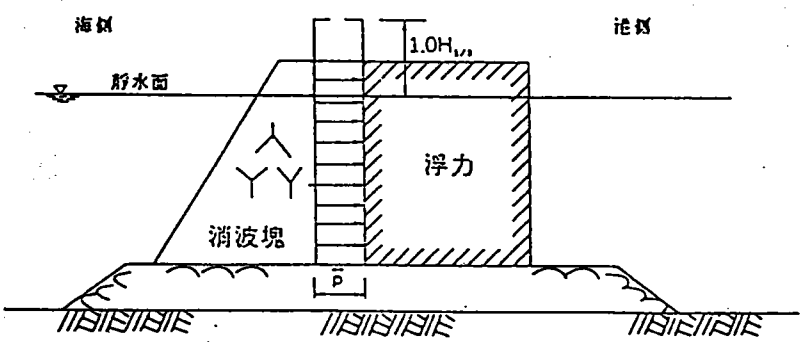
α_1 ：係數與前同

α_2 ：係數與前同

ω_0 ：海水單位體積重量

H_d ：設計波高(最高波高 $H_{\max}(m)$)

(b)森平公式



$$\overline{P} = 1.0\omega_0 H_{1/3}$$

斜向入射

$$P = 1.0\omega_0 H_{1/3}\cos\beta \quad 0 \le \beta \le 45^\circ$$

$$P = 0.7\omega_0 H_{1/3} \quad \beta > 45^\circ$$

P ：作用於消波塊覆時之直立壁的平均波壓強度 $\left(t/m^2\right)$

ω_0 ：海水單位體積重量 $\left(t/m^2\right)$

$H_{1/3}$ ：設計示性波高 (m)

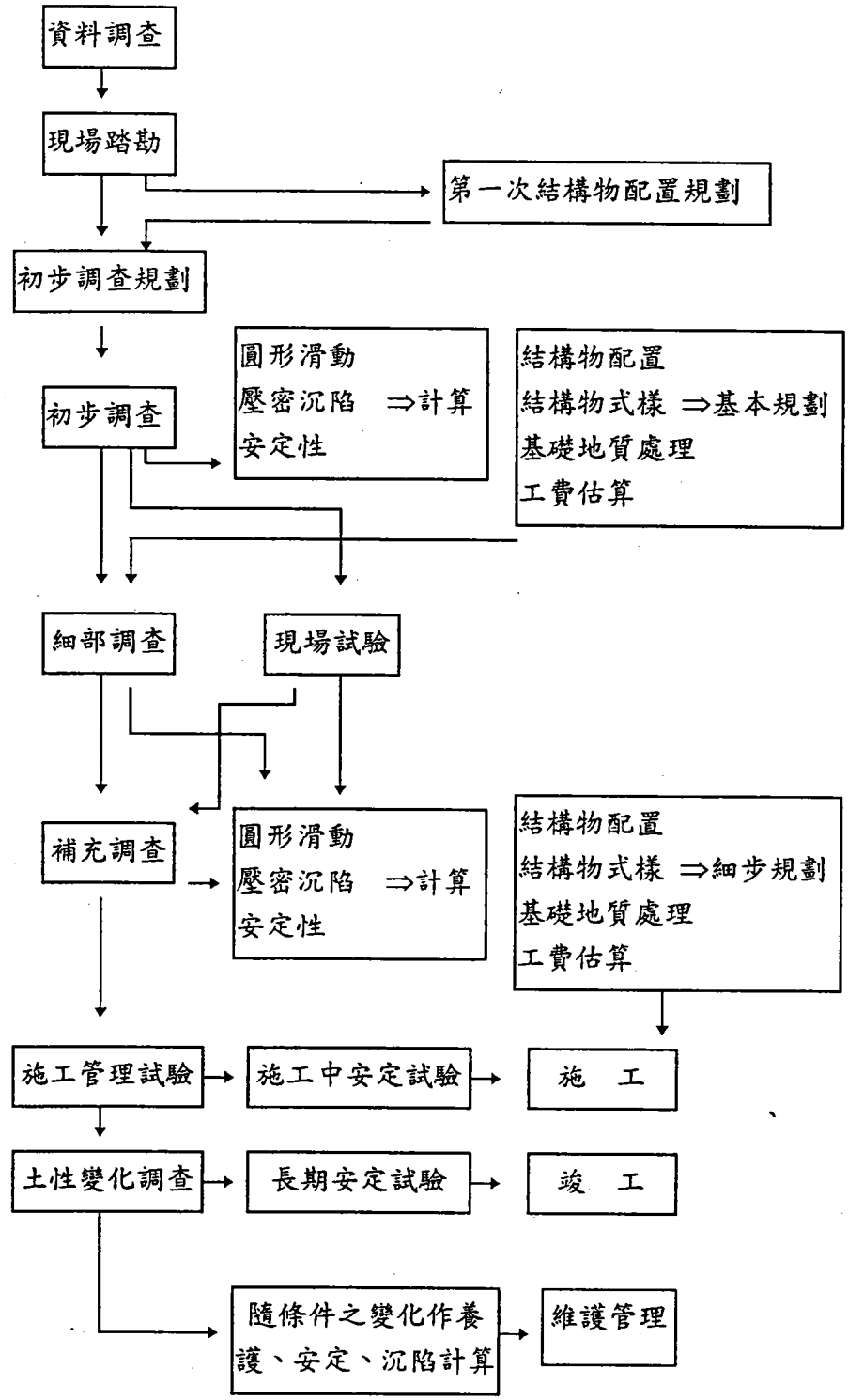


圖 2-24 有關設計時之地質調查流程圖

2-6 地震力

決定設計震度之方法

設計震度須按地區、地層及結構物之重要性，依照下述方式決定之。

設計震度 = 地區震度 × 地層分類係數 × 重要係數

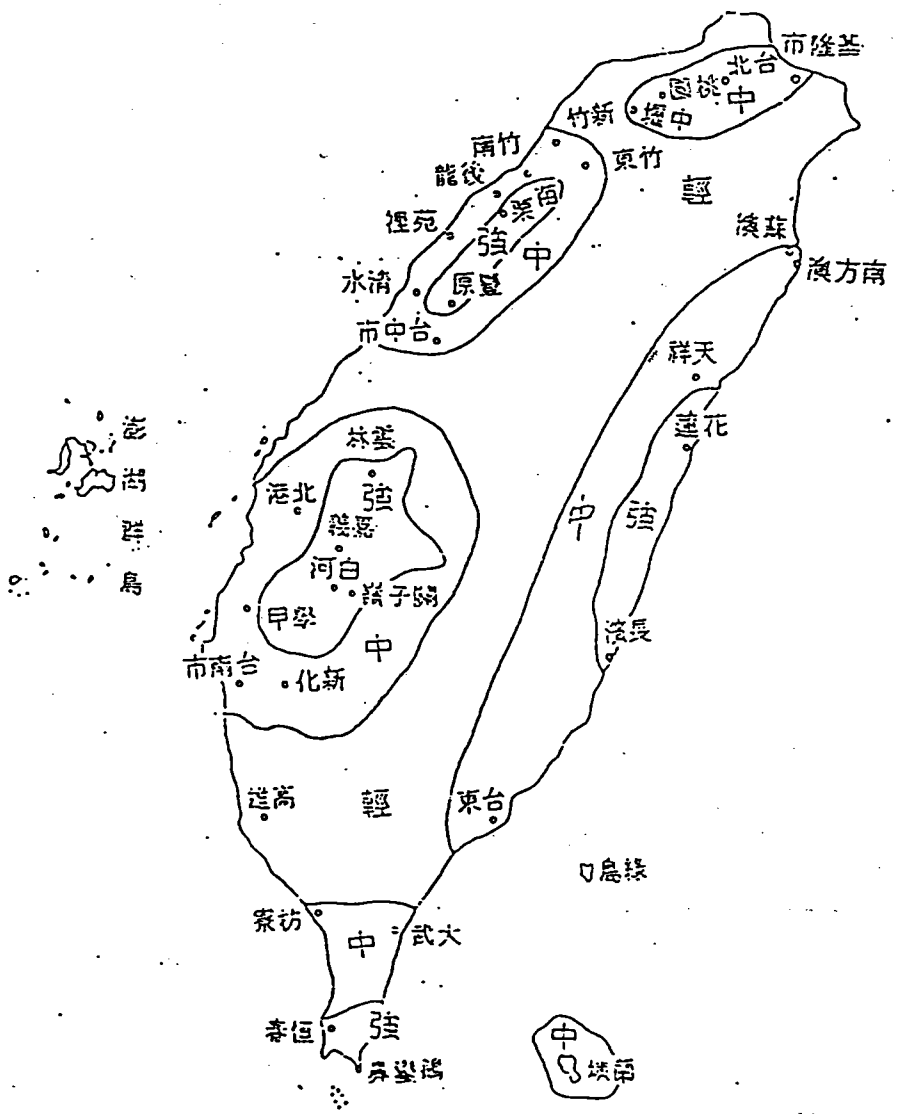


表 2-8　台灣區地域別震度表

強度地震地區	(1)新、花蓮、壽豐、鳳林、瑞穗之間地區。 (2)鵝鑾鼻、恆春之間地區。 (3)苗栗、銅鑼、三義、豐原之間地區。 (4)斗六、虎尾、斗南、大林、民雄、嘉義、後壁、新營、白河、關子嶺、吳鳳、山之間地區。	0.15
中度地震地區	(1)沿蘇澳、南方澳、天祥、玉里、新港、台東之間地區。 (2)大武、楓港、枋寮之間地區。 (3)環繞信義、集集、名間、溪洲、北港、朴子、學甲、台南、新化、玉井、瑪雅之間地區。 (4)環繞新竹、竹南、後龍、苑裡、大甲、清水、彰化、台中、東勢、卓蘭、大湖、獅潭、竹東之間地區。 (5)基隆、台北、板橋、桃園、中壢之間地區。 (6)蘭嶼。	0.10
輕度地震地區	強度地震及中度地震以外地區。	0.05

表 2-9　地層分類係數

地盤別	第 1 種地層	第 2 種地層	第 3 種地層
係　數	0.8	1.0	1.2

表 2-10

第 4 層厚度	砂礫層	一般之砂、黏土地層	軟弱地層
5m　以下	第 1 種	第 1 種	第 2 種
5 ～ 25m	第 1 種	第 2 種	第 3 種
25m 以上	第 2 種	第 3 種	第 3 種

表 2-11　日本設計震度例

地　區		地區別震度 (Coefficient Region)	地盤種別係數 (Subsoil)	重要度係數 (Importance)	設計震度 (Design Seismic Coefficient)
神戶	一般岸壁	0.15	1.2	0.5～1.0	0.1～0.18
	耐震岸壁	0.15	1.2	1.5	0.25
千　葉		0.15	1.2	1.0	0.18
水　島		0.10	1.0	1.0	0.10

2-7 土壓力

土壓力 a.主動土壓力(active earth pressure)

b.被動土壓力(passive earth pressure)

c.靜止土壓力(earth pressure at rest)

主動土壓力：土壓力作用的方向與結構物滑動方向相同之土壓力

被動土壓力：土壓力作用的方向與結構物滑動方向相反之土壓力

靜止土壓力：結構物完全不動時作用於結構物之土壓力

A.平時之土壓力

(1)砂質土壤之土壓力

i)主動土壓

$$P_{ai} = K_{ai}\left[\sum \gamma_i h_i + \frac{\omega \cos\varphi}{\cos(\varphi - \beta)}\right]\cos\varphi$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\varphi_i - \varphi)}{\cos^2\varphi\cos(\delta+\varphi)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi_i+\delta)\sin(\phi_i-\beta)}{\cos(\delta+\varphi)\cos(\varphi-\beta)}}\right]^2}$$

$$\cot(\zeta_i-\beta)=-\tan(\phi_i+\delta+\varphi-\beta)+\sec(\phi_i+\delta+\varphi-\beta)\sqrt{\frac{\cos(\varphi+\beta)\sin(\phi_i+\delta)}{\cos(\varphi-\beta)\sin(\phi_i-\beta)}}$$

ii)被動土壓

$$P_{pi}=K_{pi}\left[\sum\gamma_i h_i+\frac{\omega\cos\varphi}{\cos(\varphi-\beta)}\right]\cos\varphi$$

$$K_{pi}=\frac{\cos^2(\varphi_i+\varphi)}{\cos^2\varphi\cos(\delta+\varphi)\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi_i-\delta)\sin(\phi_i+\beta)}{\cos(\varsigma+\varphi)\cos(\varphi-\beta)}}\right]^2}$$

$$\cot(\zeta_i-\beta)=\tan(\phi_i-\delta-\varphi+\beta)+\sec(\phi_i-\delta-\varphi+\beta)\sqrt{\frac{\cos(\varphi+\beta)\sin(\phi_i-\delta)}{\cos(\varphi-\beta)\sin(\phi_i+\beta)}}$$

iii)靜止土壓力：結構物位移很小，$P=K_o$之rh，K_0靜止土壓力係數

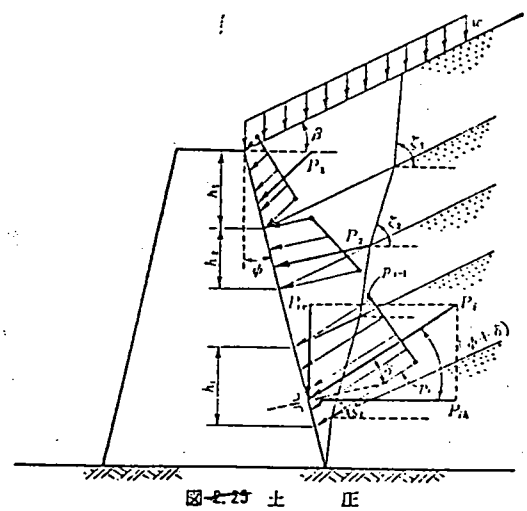


圖 2-26　土壓

P_{ai},(P_{pi})：作用於 i 層土層下面牆面之主(被)動土壓力強度(t/m²)

ϕ_i：i 層之土層土壤內摩擦)(°)角通常為 30°左右，背填良好時可採用 40°

γ_i：i 層之土層土壤單位體積重量(tf/m³)，殘留水位以上，γ_s=1.8t/m³，以下γ=1.0t/m³

h_i：i 層土層之厚度(m)

K_{ai},$\left(K_{pi}\right)$：I 層土層之主(被)動土壓係數

φ：牆面與垂直面所成之角度(°)

β：牆面與水平面所成之角度(°)

δ：牆面摩擦角(°)

ζ_i：i 層土層破壞面與水平面所成之角度(°)

w：水平地面每單位面積之載重(t/m²)

土壓合力須分層計算，在 I 層土層可用下式求之

$$P_i = \frac{P_{I-1} + P_i}{2} \quad \frac{h_i}{\cos\varphi}$$

土壓合力之水平及垂直分尹以下式計算：

水平分力：$P_{ih} = P_i \cos(\varphi + \delta)$

垂直分力：$P_{iv} = P_i \sin(\varphi + \delta)$

(2)粘性土壤之土壓力

1.主動土壓力

作用於牆面之主動土壓力強度由下列兩式計算後，擇其對結構物較危險者，供作設計之依據，但由計算式所得土壓力為負時，則不予考慮。

$$P_a = \sum \gamma h + w - 2C$$

式中

P_a：各土層下面之牆面主動土壓強度(t/m^2)

C：粘著力(t/m^2)

$$P_a = K_c \ (\sum \gamma h + w)$$

式中

K_c：壓密平衡係數(Coefficient of Equilibrium) = 0.5

2.被動土壓力

動土壓力強度用下式計算：

$$P_p = \sum \gamma h + w + 2C$$

式中

P_p：各土層下面之牆面動土壓強度(t/m^2)

3.靜止土壓力

$$P = K_o \sum \gamma h$$

式中

K_o：靜止土壓係數

4.牆面摩擦

粘性土壤時，土壤與牆面間所作用之粘著力，可以不計。

5.土壤之單位體積重量

粘性土壤之單位體積重由土壤試驗決定之，如不作土壤試驗時，以下列數值為準。

(a)殘留水面以上者 $1.7t/m^3$

(b)殘留水面以下者 $0.7t/m^3$

B、地震時之土壓力

地震時土壤是以非線性運動，故在地震時究竟是如何變化，迄今尚無法明瞭，僅可過去震時碼頭等的損害結果加以分析推測。

(1)砂質土壤之土壓力

i)主動土壓力

$$p_{ai}=K_{ai}\left[\sum\gamma_i h_i+\frac{\omega\cos\varphi}{\cos(\varphi-\beta)}\right]\cos\varphi$$

$$K_{ai}=\frac{\cos^2(\phi_i-\varphi-\theta)}{\cos\theta\cos^2\varphi\cos(\delta+\varphi+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi_i+\delta)\sin(\varphi_i-\beta-\theta)}{\cos(\delta+\varphi+\theta)\cos(\varphi-\beta)}}\right]^2}$$

$$\cot(\zeta_i-\beta)=-\tan(\phi_i+\delta+\varphi-\beta)+\cos(\phi_i+\delta+\varphi-\beta)\sqrt{\frac{\cos(\varphi+\delta+\theta)\sin(\phi_i+\delta)}{\cos(\varphi-\beta)\sin(\phi_i-\beta-\theta)}}$$

ii)被動土壓力

$$p_{pi}=K_{pi}\left[\sum\gamma_i h_i+\frac{\omega\cos\varphi}{\cos(\varphi-\beta)}\right]\cos\varphi$$

$$K_{pi}=\frac{\cos^2(\phi_i+\varphi-\theta)}{\cos\theta\cos^2\varphi\cos(\delta+\varphi-\theta)\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi_i-\delta)\sin(\varphi_i+\beta-\theta)}{\cos(\delta+\varphi-\theta)\cos(\varphi-\beta)}}\right]^2}$$

$$\cot(\zeta_i-\beta)=\tan(\phi_i-\delta-\varphi+\beta)+\cos(\phi_i-\delta-\varphi+\beta)\sqrt{\frac{\cos(\varphi+\delta-\theta)\sin(\phi_i-\delta)}{\cos(\varphi-\beta)\sin(\phi_i+\beta-\theta)}}$$

θ：地震合成角，$\theta = \tan^{-1} K$ 或 $\theta = \tan^{-1} K'$

K：震度

K'：假震度

其他符號與「砂質土壤之土壓力」

牆面摩擦角採 ±15°以下

(2)粘性土壤之土壓力

i)主動土壓力強度可以公式計算之

$$P_a = \frac{\left(\sum \gamma h + \omega\right)\sin(\xi_a + \theta)}{\cos\theta \sin\xi_a} - \frac{C}{\cos\xi_a \sin\xi_a}$$

破壞面與水平所成之角度則以公式求之

$$\xi_a = \tan^{-1}\sqrt{1 - \left(\frac{\sum \gamma h + 2\omega}{2C}\right)\tan\theta}$$

p_a：主動土壓力強度(t/m^3)

γ：土壤之單位體積重量(t/m^3)

h：土層厚度(m)

ω：上面載重(t/m^3)

c：粘土之粘著力(t/m^3)

θ：地震合成角，$\theta = \tan^{-1} K$ 或 $\theta = \tan^{-1} K'$

K：震度

K'：假震度

ξ_a：破壞面與水平所成之角度(°)

ii)地震時對於粘性土壤被動土壓力的求法，不詳之處尚多，如今權宜之方法仍以採用粘性土壤平時土壓力之計算公式求之。

假震度

對水面下之土壤在地震時土壓力的計算，須採用下式以假震度求之。

$$k' = \frac{\gamma}{\gamma - 1} \cdot k$$

式中

k'：友中之假震度

k：空氣中之震度

γ：被水飽和之土壤在空氣中的單位體積重量(t/m^3)

〔說明〕

(1)在地震時水面下之土壤係假設其土粒子與水成一整體之運動，而作用於土壤的地震力為土壤飽和重量之假震度。同時水面下之土壤受浮力的關係因此作用於土壤的垂直力即為土壤在水中之重量。故地震時作用於水面下土壤之合力與空氣中者迥異。而計算地震時之土壓力，對於水面下之土壤須用假震度代入地震合成角，再依地震時以空氣中土壤的土壓公式求得土壓力。以作用於水面下土壤之垂直力求取土壓力時，因欲求土層之假震度該土層以上土層重量及載重之影響，故需併入計算。為考慮這些影響因素併入時，應採用下列之公式求之。採用上述公式是水面上無土層及無載重時之假震度。

(2)荒井氏與橫井氏之公式

用(12-19)公式計算土壓力時，須加考慮作用於牆面前面的動水壓力。

$$k' = \frac{2\left(\sum \gamma h_i + \gamma_t h_i + w\right) + \gamma_t h}{2\left\{\sum \gamma h_i + \sum (\gamma_t - 1) h_j + w\right\} + (\gamma_t - 1) h} k$$

式中

h_i：殘留水位以上土層之厚度(m)

h_{ji}：殘留水位以下欲求土壓力土層上面之土層厚度(m)

h_j：殘留水位以下欲求土壓力之土層度(m)

γ：土壤之單位體積重量(t/m^3)

γ_t：土壤飽和後之單位體積重量(t/m^3)

W：每一單位面積之載重(t/m^3)

(3)二建氏之公式

$$k' = \frac{\sum \gamma h + \gamma_w h_w + w}{\sum \gamma h + w} k$$

式中

γ：土壤之單位體積重量(t/m^3)

κ_w：海水之單位體積重量(t/m^3)

h：土層之厚度(m)

h_w：土層水之(m)

w：每一單位面積之載重(t/m^3)

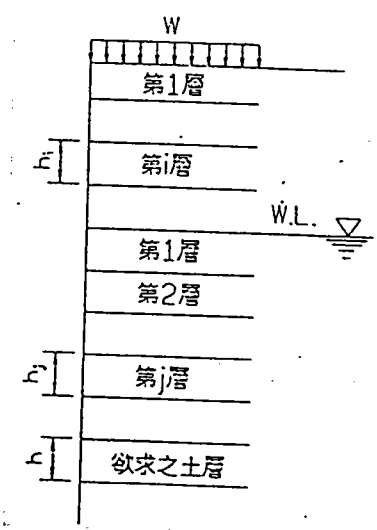


圖 2-27 假震度之符號

2-8 水壓力(殘留水壓力)

因碼頭係不透水性結構物或背填料之透水性小，以致背填料內水位變化比碼頭前水位變化緩慢，而使兩水位間發生高低差。因此作用於碼頭前之水壓力與作用碼頭背面之水壓力亦不同，雖然作用於碼頭之前面與背面的水壓力有所不同，但是可視為兩水位差之水壓力作用於該碼頭上。故設計碼頭時，僅須考慮碼頭背填料內水位比碼頭前面之水位高到最大時之水差即可。而由該兩水位差作用於碼頭之水壓力，即本所述之殘水壓力。

碼頭背填料內之水位與碼頭前之水位，如有高低差時須由下式計算作用於碼頭的殘留水壓力。

$0 \leq y < h_w$ 時

$$p_w = \gamma_w \quad y$$

$h_w \leq y$ 時

$$p_w = \gamma_w \quad y_w$$

式中

p_w：殘留水壓力(t/m^2)

h_w：殘留水位差即背填料內之水位比碼頭前面高時之最大水位差(m)

y ：自背填料內之水面至欲求殘留水壓力點止深度(m)

γ_w：水之單位體積重量(t/m^2)

h_w：之大小視碼頭排水之良否及潮位差而有別，故須就附近結構物加以調查後予以決定。對重力式碼頭之h_w，如背填料、基礎塊石及結構物之接縫排水情形良好時，則不必考慮。但對粘性土壤，尤其排水不良之結構物，須加考慮。普通h_w取碼頭前潮位差之 1/3～2/3。

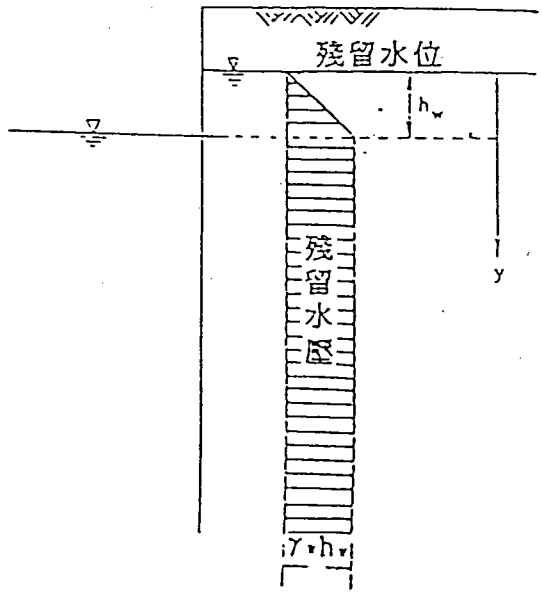


圖 2-28　殘留水壓力

2-9 載重

載重分為靜載重與上載載重兩種。

(1)靜 載 重：結構物本身的載重。

(2)上載載重：分為裝載載重與活載重兩種。

(a)裝載載重：包括碼頭、通棧、倉庫等裝載之雜貨、散貨等重量。而在冬季會積雪的區域，其碼頭上的積雪亦視為裝載載重。

(b)活 載 重：如汽車、裝卸機械等動態載重，故在設計港灣結構物時須考慮下列之載重。普通對載重所引起之衝擊載重、煞車載重、開車起動載重、離心載重則均不加以考慮。

(Ⅰ)火車載重

(II)汽車載重

(III)牽引車連拖車載重

(IV)裝卸機械載重

(Ⅴ)群眾載重

2-10 摩擦係數

對整個結構物之滑動安全計算須採用適當的摩擦係數。

1.混凝土與混凝土	0.5
2.混凝土與岩層	0.5
3.水中混凝土與岩層	0.7～0.8
4.混凝土與拋石	0.6
5.拋石與拋石	0.8
6.木材與木材	0.5(乾) ～0.2(濕)

其他材料之摩擦係數列舉如下，僅供設計之參考

(a)石與金屬	0.3～0.4
(b)木材與石	0.4
(c)木材與金屬	0.6(乾) ～0.2(混)
(d)橡皮與橡皮	0.5
(e)砂與鐵	0.4～0.7
(f)砂與混凝土	0.5～0.6

依據日本永井實驗，拋石堤上之混凝土方塊與石料間之靜止摩擦係數如下：

(a)碎石與混凝土方塊	0.77～0.89
(b)卵石與混凝土方塊	0.69～0.74

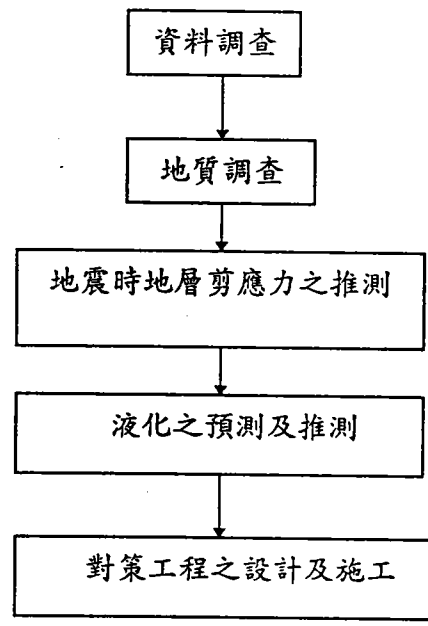
依據山田及福田二氏實驗結果如下：

拋石與混凝土方塊	0.45～0.69

依據廣井氏實驗結果如下：

(a)塊石與塊石　　0.720～1.037
(b)塊石與混凝土方塊　　0.564～0.679
(c)混凝土方塊與混凝土方塊　0.566～0.692

2-11 土壤液化



2-29　砂質土液化研討之程序

茲將通常可用於液化研討之調查法及調查項目列舉於下：

(Ⅰ)標準貫入試驗，圓錐貫入試驗(CPT)。
(II)未受擾動試料之採樣。
(III)動三軸試驗。
(IV)PS 檢測
(Ⅴ)透水係數及體積壓縮數。

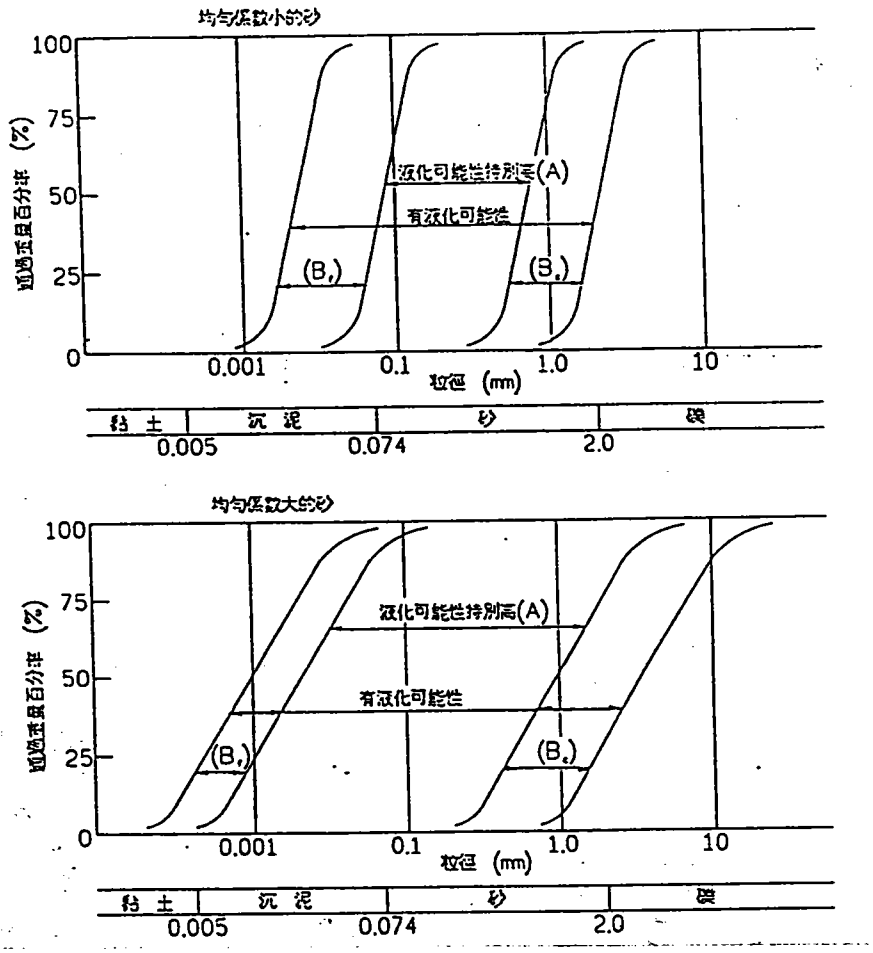


圖 2-30 有液化可能性之土壤粒徑

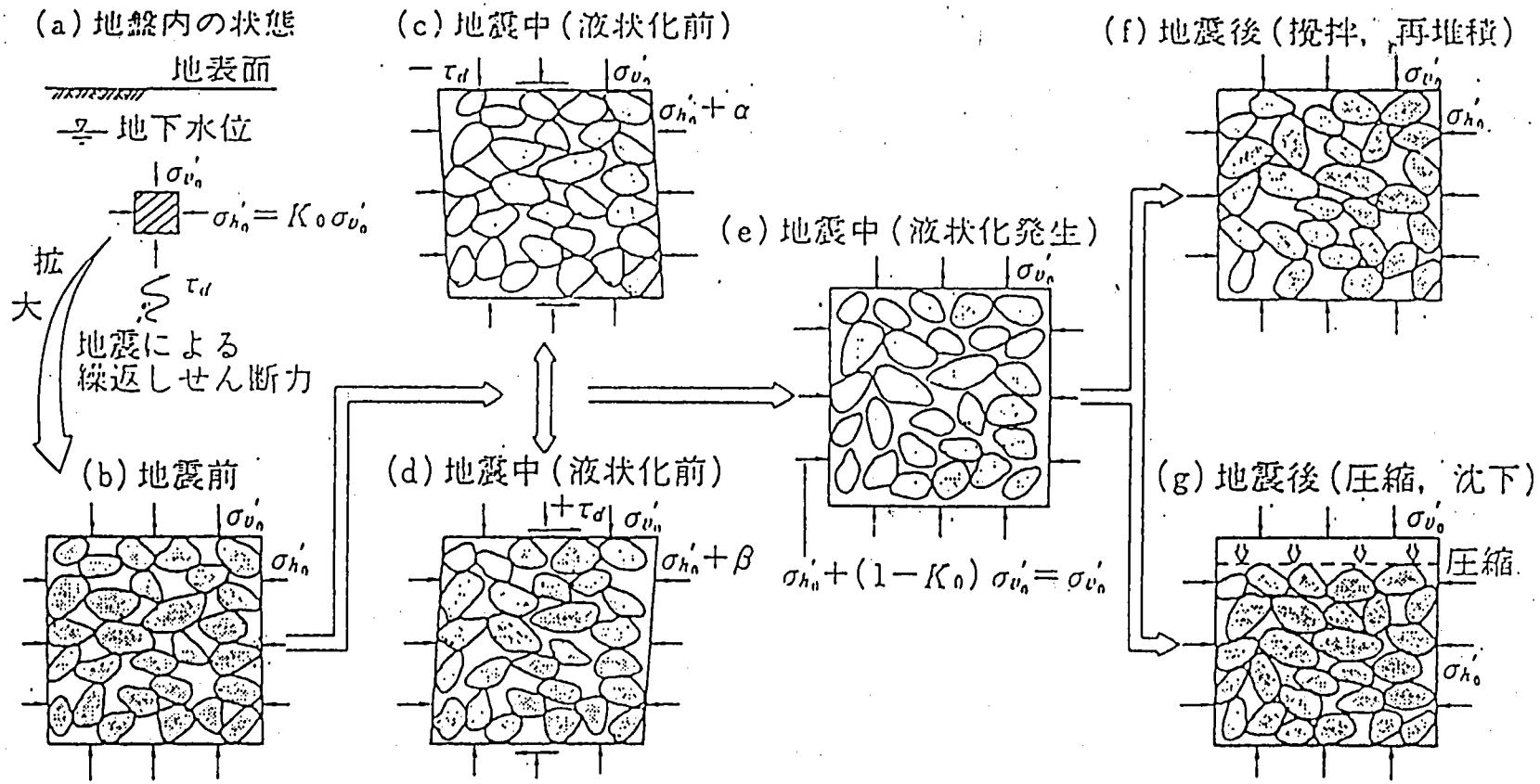


圖 2-31　土層液態化產生之流程示意圖

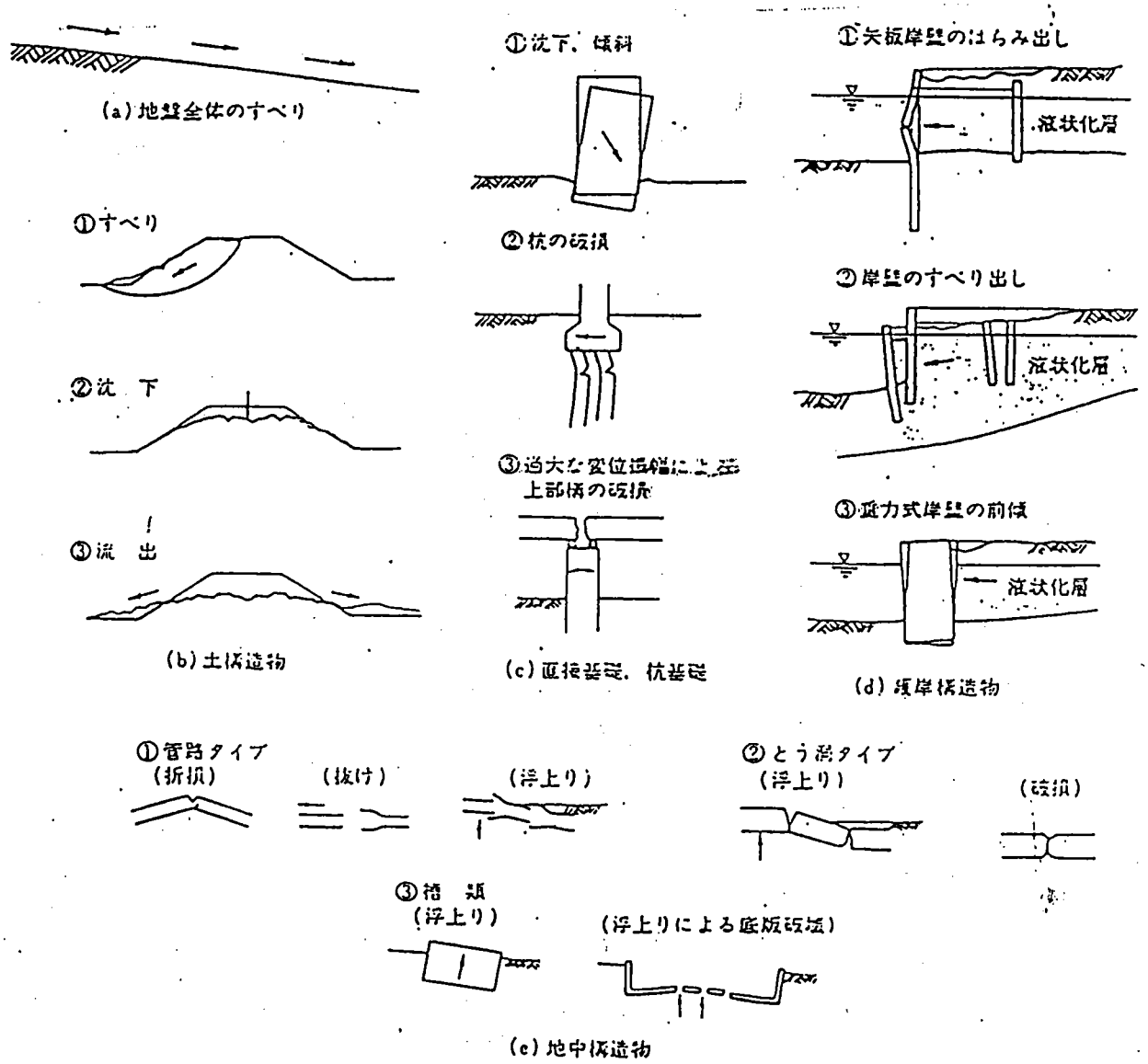


圖 2-32　液態化造成破壞之機制概要圖

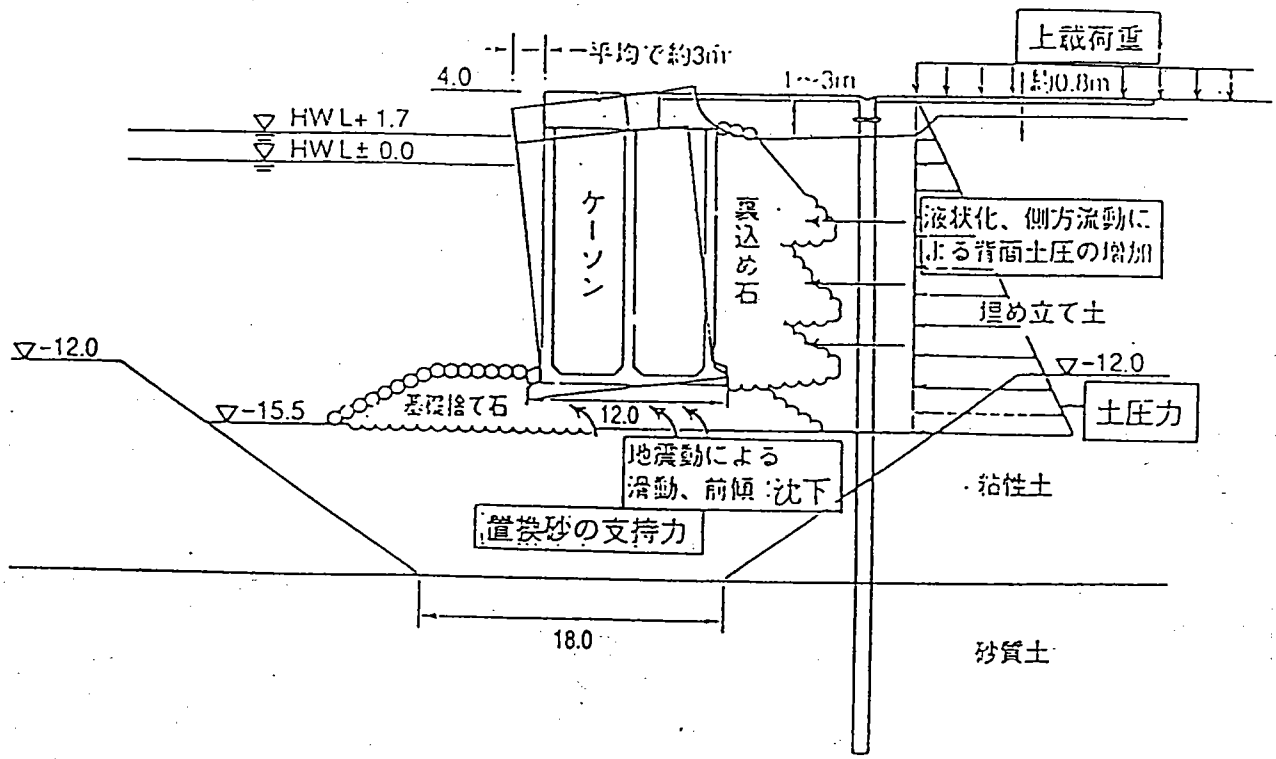


圖 2-33　沉箱重力式碼頭結構破壞機制

液化對策工法可考慮如下：

(a)直接防止超額孔隙水壓的發生。

(i)動力壓密法。

(ii)替換法(以易於壓密的砂替換之)。

(b)謀求超額水壓力之消散。

(iii)設置排水管。

(iv)替換法(以粗砂、砂礫等替換之)。

(c)是(a)與(b)併用之

(v)單純的(a)與(b)併用之。

(vi)考慮(a)及(b)與結構物的關係加以適當的安排。

參、港灣基礎

參、港灣基礎

一、前　言

地質問題對港灣結構物之影響極大，而基礎工程又佔港灣工程之主要部份，過去因地質不良或地質調查資料不確實而導致港灣工程結構不勘使用或損毀的例子時有所聞，良好之工程設計在規劃初期便應有完善的考慮，尤其國內工程規劃人員往往忽略地質調查之重要性，常於工程規劃完成，甚或設計階段進行詳細地質調查後，才發現地質條件不佳，原先之規劃構想或設計理念有重新考慮的必要，此不僅曠日廢時，且增加工程預算，推究造成此種現象之主因大都緣於可供規劃工程師參考之地質資料不足所致。

為要了解港灣結構物基礎之地質組成情況、地層變化情形及土壤大地工程性質等，須進行各項之地質調查與土壤試驗；若地質軟弱時，須進行基礎之承載力、穩定性、沉陷及地震時之土壤液化等分析，再依需要採用各種土壤改良之對策方法，本文分別以安平港防波堤及抽砂回填引致沉陷之實例分析，說明港灣基礎沉陷分析之重要性，以台中港之土壤液化分析，說明液化危險度對基樁承載力之影響，以沉箱式碼頭之滑動分析，說明港灣基礎穩定性分析之方法，提供港灣設計之參考。

二、安平港沉陷之實例分析

一般地層下陷之原因，非常複雜，如大地應力作用所引致地殼之升降、地震作用引致砂性土壤之沉陷、地表建築荷重、填土荷重及過量抽取地下水引致之地層下陷等。而安平港地層下陷之原因，主要為港灣構造物(如防波堤)之荷重及抽砂回填之填土荷重產生之局部沉陷，至於鄰近地區超抽地下水引致安平港之區域沉陷每年約 0.5 公分，地震引致之沉陷隨著

地震大小而不同，本文僅以安平港北防波堤荷重引起之沉陷、及填土荷重引致之沉陷來說明港灣基礎之沉陷分析。

2.1 北防波堤荷重引起之沉陷

安平港北防波堤規劃長度為 1495m ，以 7 種沉箱型式設計連接而成共須 74 座，本文以-11m~-12m 之防波堤為沉陷分析例，其斷面如圖 2-1 所示。

計算防波堤中間位置之總沉陷量。

(a)應力分析

分析堤下第一層次中間點 A 之應力增量ΔP ，其應力分析分成 3 部份，如圖 2-2 所示，以圖 2-3 路堤載重下之應力影響值進行分析。

(1)第 1 部分之應力增量ΔP_1

$q_1=(2.4-1)\times4=5.6t/m^2$

左邊 $B_1/Z=24/8.25=2.91$

$B_2/Z=12/8.25=1.455$

查圖 2-3 得 $I_{左}=0.495$

右邊 $B_1/Z=15/8.25=1.82$

$B_2/Z=8/8.25=0.97$

查圖 2-3 得 $I_{右}=0.487$

$\Delta P_1=q_1(I_{左}+I_{右})$

$=5.6(0.495+0.487)$

$=5.499t/m^2$

(2)第 2 部分之應力增量ΔP_2

$q_2=2.4\times3+2.0\times1+(2-1)\times8=17.2t/m^2$

左右對稱

$B_1/Z=9/8.25=1.091$

$B_2/Z=0$

查圖 2-3 得 $I_{左}=I_{右}=0.425$

$\Delta P_2=q_2(I_{左}+I_{右})$

$=17.2(0.425+0.425)$

$=14.62t/m^2$

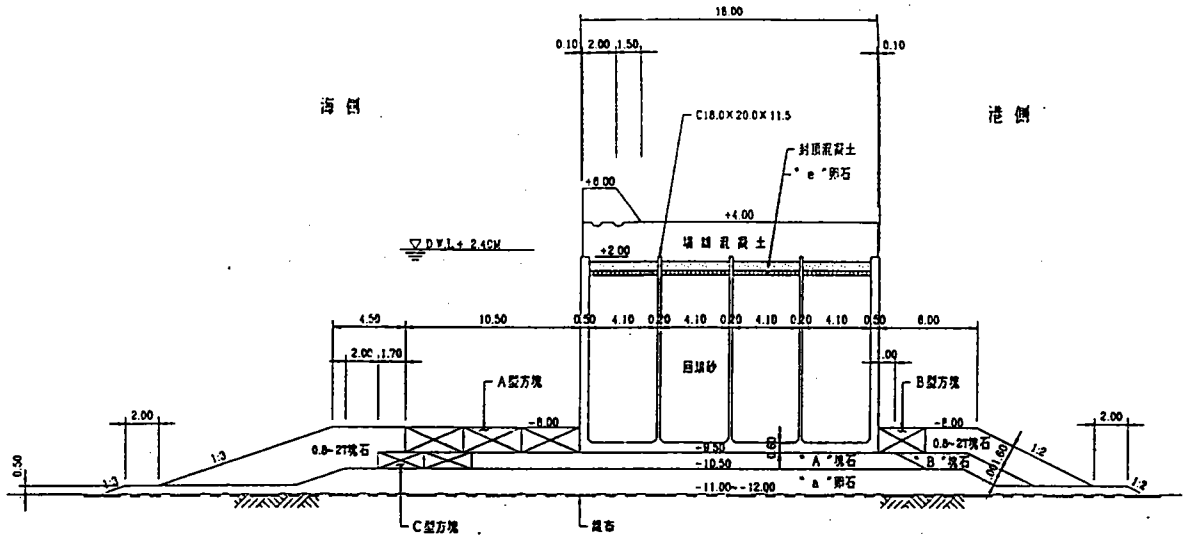


圖 2-1　北防波堤-11M~-12M 斷面

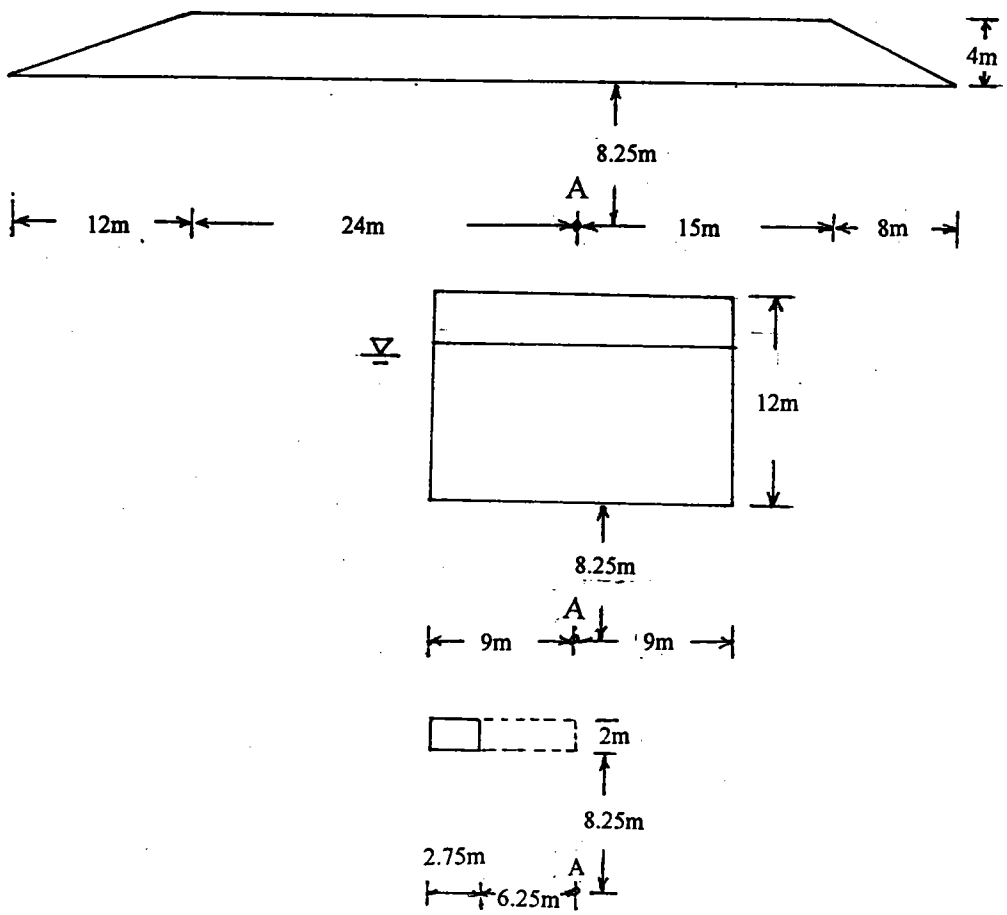


圖 2-2　中間點 A 應力分析分解圖

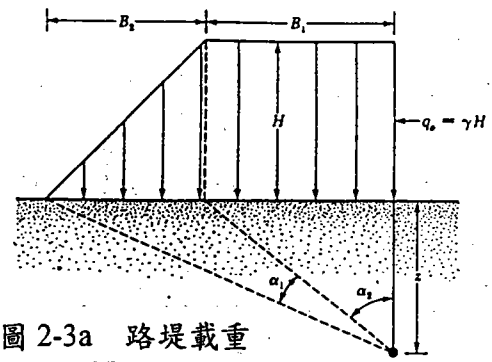


圖 2-3a 路堤載重

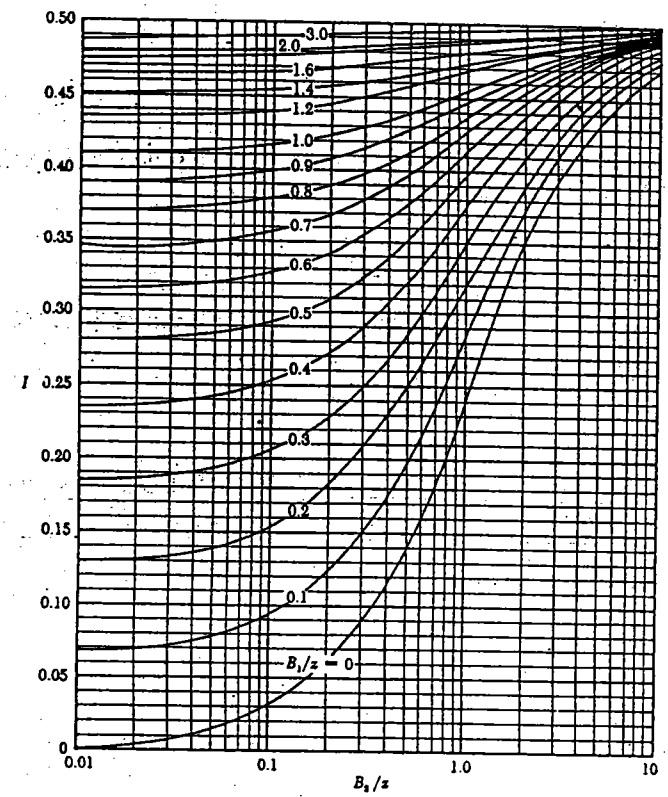


圖 2-3b 路堤載重之影響值 I(取自 Osterberg，1957)

(3)第 3 部分之應力增量ΔP_3

$q_3=2.4\times2=4.8t/m^2$

$B_1/Z=9/8.25=1.091$

$B_2/Z=0$

查圖 2-3 得 I=0.425

$B'_1/Z=6.25/8.25=0.758$

$B'_2/Z=0$

查圖 2-3 得 I=0.36

$\Delta P_3=q_3(I-I')$

$=4.8(0.425-0.36)$

$=0.312t/m^2$

$\Delta P=\Delta P_1+\Delta P_2+\Delta P_3=20.431t/m^2$

(b)沉陷量分析

$$S=H\times\frac{Cc}{1+e_0}\times\log\frac{\sigma_{0'}+\Delta P}{\sigma_{0'}}$$

$$=H\times Cv\times\log\frac{\sigma_{0'}+\Delta P}{\sigma_{0'}}$$

H=16.5m ，Cv 值參考表 2-1 ，假設 Cv=0.06

$\sigma_{0'}=1\times8.25=8.25t/m^2$

$$\Rightarrow S=16.5\times0.06\times\log\frac{8.25+20.431}{8.25}$$

$$\Rightarrow S=0.536m$$

表 2-1　不同土壤之 Cv

土　　質	Cv
砂	0.005~0.05
粉　　土	0.05~0.1
粘　　土	0.1~0.3
泥 炭 土	0.2~0.8

其他層次之土層應力增量及沉陷量之計算方法同上。

2.2 填土之沉陷分析

安平港 8~12 號碼頭區，目前正以港域內浚挖所得之土質，以水力回填方式排填，回填土引致之沉陷分析，除了可供回填土實方量估算外，施工後原地層壓密現象產生之不均勻沉陷，亦可能影響貨櫃起重機等碼頭設施之功能。

原填築區為魚塭用地，其高程約為-0.5m ，填土高程+2.5m ，再加上超堆 2m 之預壓，填土共 5m ，其回填區寬 300m 長為 1080m 與 680m 之梯形面積，如圖 2-4 所示。

計算矩形填土區中點 O 之總沉陷量：

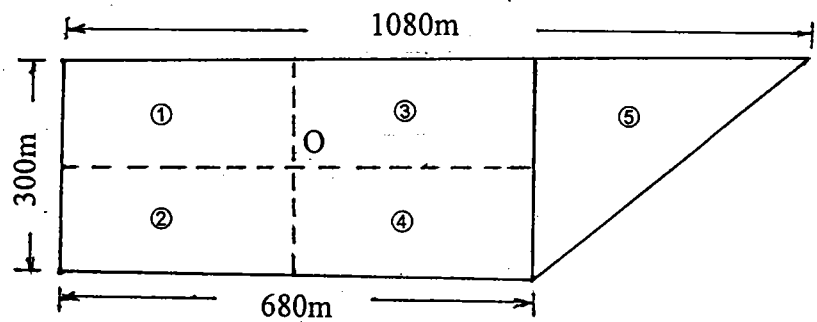


圖 2-4　安平港 8~12 號碼頭填土區

(a)應力分析

Boussineq 1885 年發展一套數學式來決定因表面上之點荷重下任何一點之應力，使用其公式之積分技巧，可得位於撓性矩形載重面積角隅下已知點之垂直應力，如式(2-1)：

$$\Delta P = \int_{y=0}^{L}\int_{x=0}^{B} \frac{3q_0(dxdy)Z^3}{2\pi\left(x^2+y^2+z^2\right)^{5/2}} = q_0 I \qquad (2-1)$$

式中，ΔP 為應力增量，

I 為影響因素，如圖 2-5 所示，圖中 m=B/Z ， n=L/Z

計算安平港第 8 層次，深度 100.5m~117.5m 之粘土層應力增量。

(1)矩形填土區

Z=108.5m　　B=300/2=150m　　L=680/2=340m

q_0=2×4.5+(2-1)×0.5=9.5t/m^2

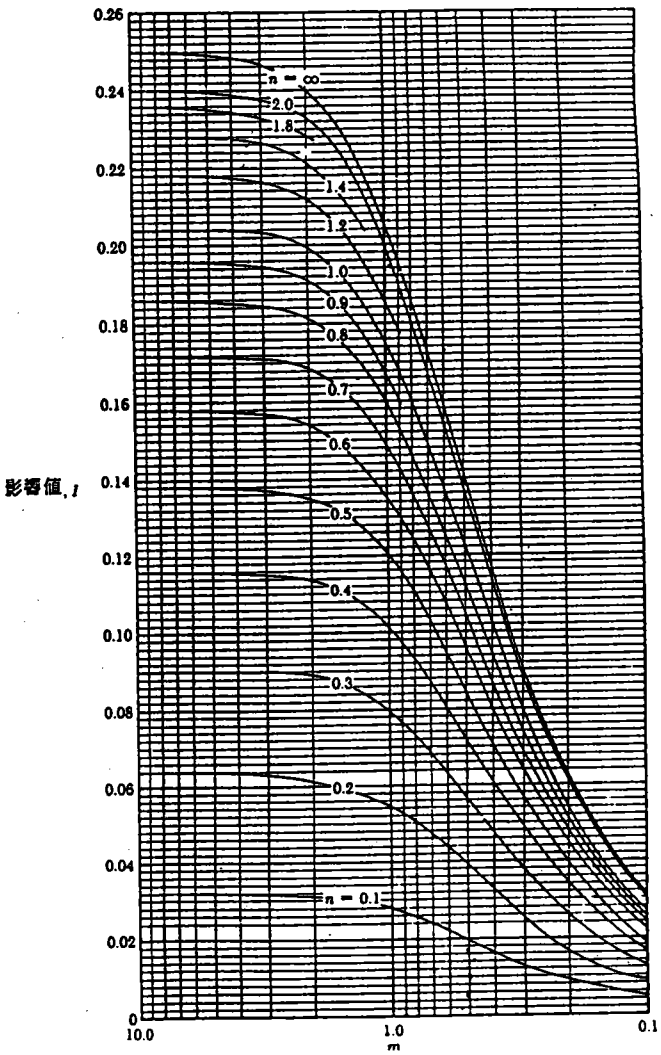


圖 2-5　I 與 m 和 n 之變化

m=B/Z=150/108.5=1.382

n=L/Z=340/108.5=3.134

查圖 2-5 得 $I_1=I_2=I_3=I_4=0.2245$

$\Delta P_1=q_0\times(I_1+I_2+I_3+I_4)=8.531 t/m^2$

(2)三角形填土區對 O 點粘土層之應力增量

以積分公式得 $\Delta P_2=0.022 t/m^2$

$\Delta P=\Delta P_1+\Delta P_2=8.553 t/m^2$

(b)沉陷量分析

$$S=H\times Cu\times\log\frac{\sigma_{0'}+\Delta P}{\sigma_{0'}}$$

$H=17m, Cu$ 值參考表 2-1 ，假設 $Cu=0.15$

$\sigma_{0'}=(2-1)\times 108.5=108.5 t/m^2$

$$\Rightarrow S=17\times 0.15\times\log\frac{108.5+8.553}{108.5}$$

$$=0.08403m$$

$$=8.403cm$$

(c)沉陷速率

$$St=S\times Ut$$

$$Ut\le 60\%, Tv=\frac{\pi}{4}\left(\frac{U\%}{100}\right)^2$$

$$Ut\ge 60\%, Tv=1.781-0.933\log(100-U\%)$$

當 $Ut=90$ 時 $Tv=0.848$

上式中 Ut 爲壓密度，Tv 為時間因素

$$Tv=\frac{Cvt}{Hd}$$

假設粘土層 $Cv=5 m^2/year$

$$\Rightarrow 0.848=\frac{5\times t}{\left(17/2\right)^2}$$

$\Rightarrow t=12.25$ 年

即此粘土層須 12.25 年才能完成 90 %之壓密沉陷

(d)總壓密沉陷分析

依照(a) (b)步驟可計算各個層次土層之沉陷量 Si ，如表 2-2 所示：

$$S_T = \sum_{i=1}^{n} Si$$

$$S_T = 99.822cm$$

表 2-2　安平港填土 5m 引致之沉陷分析表

層次	土壤分類	土層深度 (m)	厚度 (m)	壓縮係數 Cu=Cc/(1+e_0)	有效應力 (t/m^2)	應力增量 (t/m^2)	沉陷量 (cm)
1	SM	0.5~1.5	1	0.05	0.5	9.500	6.505
2	SM+CL	1.5~28.5	27	0.06	14.5	9.496	35.442
3	SM	28.5~40.5	12	0.05	34.0	9.455	6.393
4	ML	40.5~50.5	10	0.08	45.0	9.399	6.590
5	SM	50.5~55.5	5	0.05	52.5	9.346	1.779
6	ML	55.5~92.5	37	0.08	73.5	9.123	15.042
7	SM+CL	92.5~100.5	8	0.08	96.0	8.780	2.432
8	CL	100.5~117.5	17	0.15	108.5	8.553	8.403
9	SM	117.5~127.5	10	0.05	122.0	8.287	1.427
10	CL	127.5~132.5	5	0.15	129.5	8.133	1.984
11	SM	132.5~138.5	6	0.05	135.0	8.018	0.752
12	CL	138.5~144.5	6	0.15	141.0	7.891	2.128
13	SM	144.5~160.5	16	0.05	152.0	7.656	1.707
14	CL	160.5~193.5	33	0.15	176.5	7.133	8.516
15	SM	193.5~203.5	10	0.05	198.0	6.686	0.721
總沉陷量　99.822cm							

三、台中港液化危險度對基樁承載力之影響

台中港位於台灣西部地震帶之中央區域，大小地震頻仍，1935年港區附近發生一次規模達7.1級之強烈地震，造成嚴重災害。港區地質屬於河川沖積層，為一深厚之沉泥質細砂(SM)與薄層不良級配細砂(SP)或細砂質沉泥(ML)相間之沉積土層，新開發之海埔新生地亦多為細砂與沉泥質細砂所組成，在強烈地震作用下，沖積土層與海埔新生地極易發生液化而造成碼頭、防波堤等港灣工程破壞，因此對於港區土層液化危險度之分析，甚屬需要。

目前對土層液化潛能之評估方法基本上可歸為兩種：(1)相關經驗法，即根據現地土層在過去地震作用下之液化行為反應與現地進行調查資料（如SPT－N值，CPT-qc值等）之關係，(2)試驗分析法，係採取現地土樣於實驗室中進行試驗以決定土壤試體產生液化時所需之剪應力，並與地震引致之剪應力加以比較，以決定該土層是否有液化之潛能。

本文搜集台中港區87孔SPT-N值資料，利用邏輯迴歸模式及權重公式，建立台中港區域性之液化危險度分佈圖，亦以動力三軸試驗結果，利用可靠度分析方法，建立台中港區各種工程使用年限之液化危險度，最後並以台中港區火力發電廠第三席煤輸棧橋式碼頭基樁設計為案例，說明液化危險度對基樁承載力分析之應用。

3.1 液化危險度分析模式

本文之液化危險度分析模式，以統計震災液化地區SPT－N值現地資料之邏輯迴歸法。係以邏輯轉換(Logit Transformation)及最大似然性法(Maximum Likelihood)之推定分析，將液化機率P_L表示成地震力參數及土壤特性參數之函數。Liao et al.(1988)蒐集震災地區共278組SPT現場數據，以邏輯迴轉方法進行分析，建立以SPT－N值評估液化機率之迴歸模式，此法之最大優點為允許更多影響液化特性之參數，納入邏輯迴歸之評估中，另一優點為能夠直接定量的表達工址可能發生液化之機率。

(1)液化參數

震災地區之SPT現場數據包括土壤抗液化之強度及地震引致土層之作用強度。地震引致土層的作用強度參數，以無因次之反復應力比τ_{av}/σ'_o表示，根據Seed et al.(1985)方法，反復應力比為飽和砂土層因地震作用引起的平均剪應力τ_{av}，與砂土之有效覆土壓力σ'_o之比值，以SR表示，其計算式如下所示：

$$SR=\frac{\tau_{av}}{\sigma'_o}=0.65\cdot\frac{\gamma_d}{\gamma_m}\cdot\frac{a_{max}}{g}\cdot\frac{\sigma_o}{\sigma'_o} \qquad (3\text{-}1)$$

其中，

τ_{av}：地震引致土層之平均剪應力，kg/cm^2。

a_{max}：地表最大水平加速度m/sec^2。

g：重力加速度，m/sec^2。

σ_o：最初垂直覆土壓力，kg/cm^2。

σ'_o：有效覆土壓力，kg/cm^2。

γ_d：應力折減因數。

γ_m：地震規模影響因素。

而土壤抗液化之強度參數以SPT－N值表示，不過由於SPT－N值，在鑽探時，易受有效應力之影響。因此以現場資料和SPT－N值評估土壤液化潛能之前，需將N值加以修正，以求得抗液化強度之相關經驗式，本文以Liao et al.(1986)方法修正如下表示：

$$N_1=C_n\cdot N=\sqrt{1/\sigma'_o}\cdot N \qquad (3\text{-}2a)$$

其中，

N_1：修正至有效覆土壓力為$1kg/cm^2$之正規化貫入N值。

C_n：有效覆土壓力之修正係數。

N：標準貫入試驗值。

σ'_o：有效覆土壓力，kg/cm^2。

由於目前世界各國之標準貫入試驗並無統一規範，所得SPT－N值實際

上是使用不同擊錘，以不同效率和不同施放能量系統，不同鑽孔穩定液和不同取樣器所量測而得。因此為了使評估土壤抗液化強度所需之標準貫入值能夠一致，Seed et al.(1985)建議使用一個新的標準化參數$(N_1)_{60}$值，其為進行標準貫入試驗時，施加於鑽桿之能量，為理論自由落錘能量之60%所量測的貫入值。根據此提議，$(N_1)_{60}$值應為：

$$(N_1)_{60}=N_m \cdot N_1=N_m \cdot C_n \cdot N \tag{3-2b}$$

其中，

$(N_1)_{60}$：修正至落錘能量為60%之正規化貫入值。

N_m：落錘能量之修正係數。

(2)液化危險度

Liao et al.(1988)以$SR=\tau_{av}/\sigma'_o$為地震力參數，以$(N_1)_{60}$為土壤液化特性參數，建立液化機率P_L如下所示：

$$P_L=\frac{1}{\left\{1+\exp\left[-\left(\beta_0+\beta_1\ln(SR)+\beta_2(N_1)_{60}\right)\right]\right\}} \tag{3-3}$$

Liao et al.(1988)所蒐集世界各震災地區液化與非液化之SPT資料，其中淨砂(FC≤12%)有182組、泥砂(FC>12%)有96組、不分淨砂或泥砂之淨砂／泥砂共278組，經其以邏輯迴歸法分析得液化機率模式分別為：

(a)淨砂(FC≤12%)模式，如圖3-1及式(3-4a)所示。

$$P_L=\frac{1}{\left\{1+\exp\left[-\left(16.447+6.4603\ln(SR)-0.3970(N_1)_{60}\right)\right]\right\}} \tag{3-4a}$$

(b)泥砂(FC>12%)模式，如圖3-2及式(3-4b)所示。

$$P_L=\frac{1}{\left\{1+\exp\left[-\left(6.4831+2.6854\ln(SR)-0.1890(N_1)_{60}\right)\right]\right\}} \tag{3-4b}$$

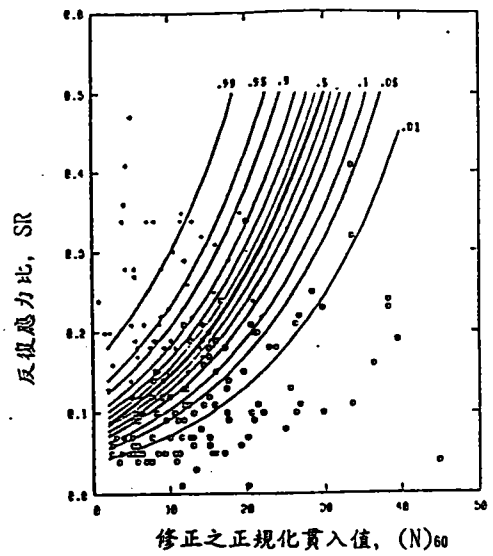


圖 3-1　淨砂模式之液化機率圖（＋液化，○非液化）

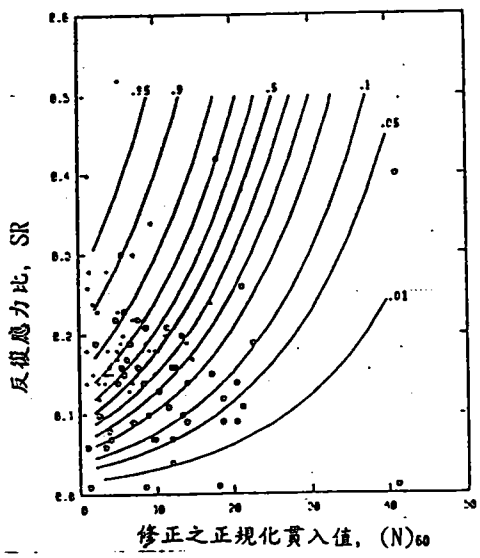


圖 3-2　泥砂模式之液化機率圖（＋液化，○非液化）

(c)不分淨砂、泥砂之淨砂／泥砂模式，如式(3-4c)所示。

$$P_L=\frac{1}{\left\{1+\exp\left[-\left(10.167+4.1933\ln(SR)-0.24375(N_1)_{60}\right)\right]\right\}} \quad (3\text{-}4c)$$

3.2 台中港區地震與斷層資料分析

台中港區位屬於台灣西部地震帶之中央區域，根據過去地震紀錄，於1897至今，地震規模大於7.0以上之震央，有三處落在西部地震帶上，其中台灣有史以來地震災害最大一次，距台中港約35公里。

根據地震資料蔡義本(1977)之分析統計，台中港區50年回復週期之地震規模(M)為7.0，如圖3-3所示，50年回復週期可能發生之最大地表加速度為0.15g，如圖3-4所示，而台中港區地震規模與加速度之關係，經筆者分析統計，如圖3-5所示。

台中港及其鄰近地區斷層分析，根據本所李延恭組長之搜集分析共有三條斷層，包括屯子腳地震斷層位於台中港東北測沙鹿附近沿北偏東約60°方向向上延伸20公里至台鐵泰山火車站附近，據調查顯示，本斷層目前仍有持續之活動，亦即屬活動斷層，是台灣少數曾經引起災情慘重的地震斷層。

台中港以東約4公里存在一北偏東約30°走向之彰化斷層(中國石油公司，台灣西部地質圖，1971)，亦屬可能之活動斷層。而台中港以東20公里外之車籠斷層距離本基地甚遠，影響不明顯。台中港附近地區之斷層分佈情形，如圖3-6所示。

3.3 台中港區液化危險度分析結果

本文搜集台中港區現有鑽探資料87孔，其相關位置如圖3-7所示,共約900筆N值資料，以設計地震規模M=7.0，地表加速度a_{max}=0.15g利用Liao et al.(1988)發展之邏輯模式，如式(3-4a,b,c)計算各孔20m內各個深度之液化機率危險度$P_L(Z)$，再經：由下列權重公式，計算各孔之液化危險度：

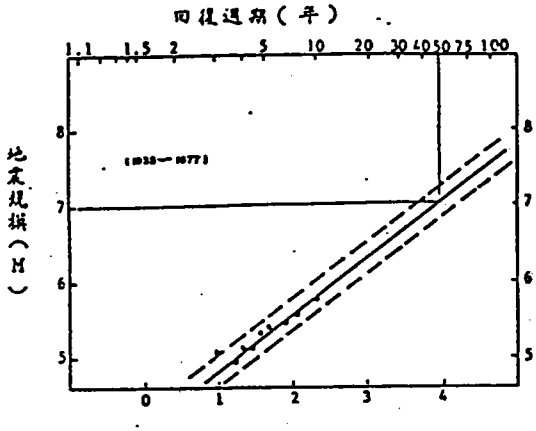


圖 3-3 台中港區地震規模與回復週期關係

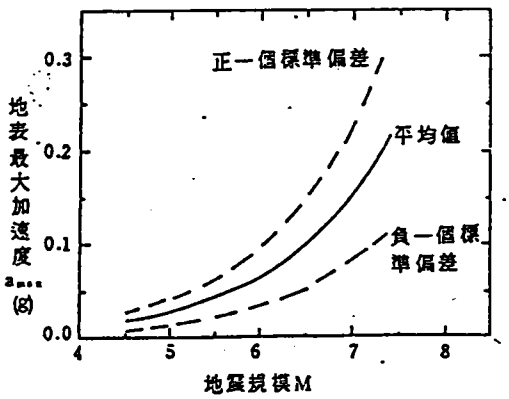


圖 3-5 台中港區地震規模與加速度之關係

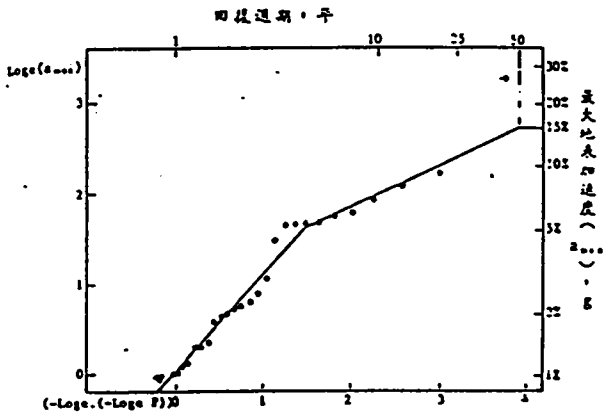


圖 3-4 台中港區最大地震加速度與回復週期之關係

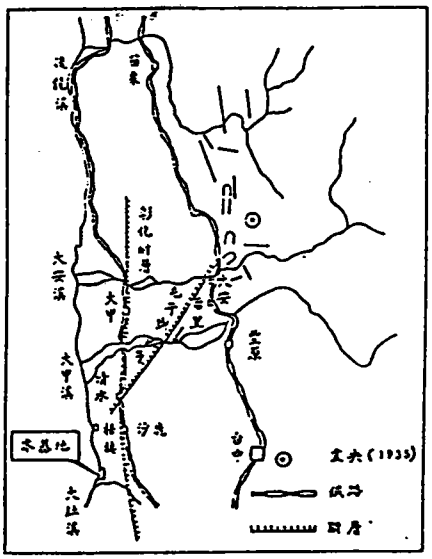


圖 3-6 台中港區附近斷層位置示意圖

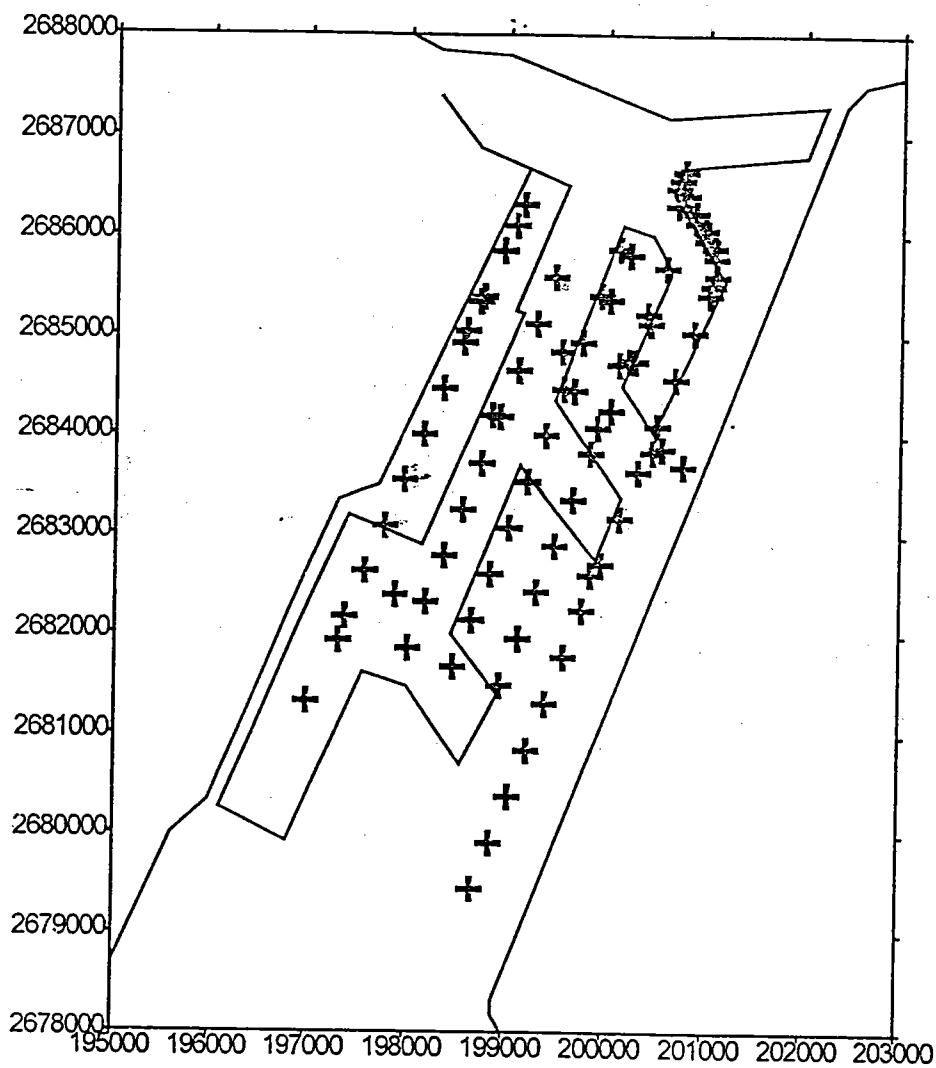


圖3-7　台中港區87孔鑽探資料位置圖

$$P_LW=\frac{\int_0^{20} P_L(Z)\cdot W(Z)\cdot dZ}{\int_0^{20} W(Z)dZ} \quad (3\text{-}5)$$

上式中

$P_L(Z)$：為各孔各個深度之液化機率

P_LW：為各孔之液化危險度

W(Z)：為權重函數，Z為深度（公尺）

若為淺基礎設計W(Z)=1-0.05Z，若為樁基礎設計W(Z)=1

本文以台中港北突堤C-20孔號為分析釋例，說明液化危險度之分析過程，如表3-1所示。並將港區現有之87孔鑽探資料，分別以淺基礎及樁基礎設計所需考慮之液化危險度，分析其結果以等值線色階圖表示，分別如圖3-8及圖3-9所示。

由圖3-8可知，若淺基礎設計，整個台中港區平均之液化危險度約為0.25，其中北突堤即第一貨櫃中心第8、9、10號碼頭之液化危險度最高，約達0.6，中突堤液化危險度較低約為0.15。

圖3-9顯示，若樁基礎設計，其平均液化危險度約為0.22，其中北突堤之液化危險度為最高，達0.38，中突堤液化危險度仍較低約為0.12。

因此若考慮液化危險度之影響，淺基礎之面積應提高為原設計面積/(1-0.25)=1.33原設計面積，樁基礎長度應增長20-（20/(1-0.22)）=5.64m，即樁長度應為原長度加5.64m。

台中港動力三軸試驗之結果經綜合整理之，繪製台中港區沉積土層之反復應力比SR_f與反復作用次數N_{eq}關係如圖3-10所示，本文以破壞機率法分析動力三軸試驗結果，得台中港區之液化機率與工程使用年限、土層深度之關係如圖3-11所示。由圖3-11顯示，台中港區土曾在深度5～12公尺之液化機率最高，若工程使用年限為50年，則液化機率大於0.18，最高可達0.22，若為100年，則液化機率大於0.33，最高可達0.38，若為500年，則液化機率大於0.8，最高可達0.92。

3.4 液化危險度於基樁承載力分析之應用

台中港目前共有三十多座碼頭，其中有二十多座為棧橋式碼頭，由於棧橋式碼頭消波效果佳、基樁變形量小，建造成本介於沉箱與鋼版樁式碼

表 3-1　台中港北突堤孔號 C-20 液化危險度計算表，（ M=7.0, a_{max} = 0.15g ）
（原地面高程： EL+3.129m,計劃地面高程： EL+6.2m,地下水位： EL+4.6m ）

深度 (m)	貫入值 N	土壤分類	修正深度 Z(m)	正規化貫入值 $(N_1)_{60}$	地震引致之反復應力比 SR	液化機率 $P_L(Z)$	淺基礎設計權重函數 W(Z)=1-0.05Z	深基礎設計權重函數 W(Z)=1	土層厚度 ΔZ(m)
1.85	5	SM	4.92	6.41	0.14	0.4930	0.754	1	1.35
3.20	2	SP-SM	6.27	2.33	0.14	0.9503	0.687	1	1.55
4.95	4	SP-SM	8.02	4.20	0.15	0.9153	0.599	1	1.50
6.20	2	ML	9.27	1.98	0.15	0.7274	0.464	1	1.50
7.95	5	SM	11.02	4.58	0.15	0.6155	0.449	1	1.55
9.30	13	SM	12.37	11.31	0.14	0.3048	0.382	1	1.55
11.05	12	ML	14.12	9.84	0.13	0.3294	0.294	1	1.50
12.30	25	SM	15.37	19.72	0.13	0.0646	0.232	1	1.40
13.85	17	SM	16.92	12.83	0.11	0.1538	0.154	1	1.50
15.30	23	SM	18.37	16.71	0.10	0.0577	0.082	1	1.50
16.85	14	CL	19.92	9.80	0.08	0.0000	0.004	1	0.86

$$\text{液化危險度 } P_LW = \frac{\sum_0^{20} P_L(Z) \bullet W(Z) \bullet \Delta Z}{\sum_0^{20} W(Z) \bullet \Delta Z}$$

$$\text{淺基礎設計之液化危險度 } P_LW = \frac{\sum \text{列7} \bullet \text{列8} \bullet \text{列10}}{\sum \text{列8} \bullet \text{列10}} = 0.6035$$

$$\text{深基礎設計之液化危險度 } P_LW = \frac{\sum \text{列7} \bullet \text{列9} \bullet \text{列10}}{\sum \text{列9} \bullet \text{列10}} = 0.4399$$

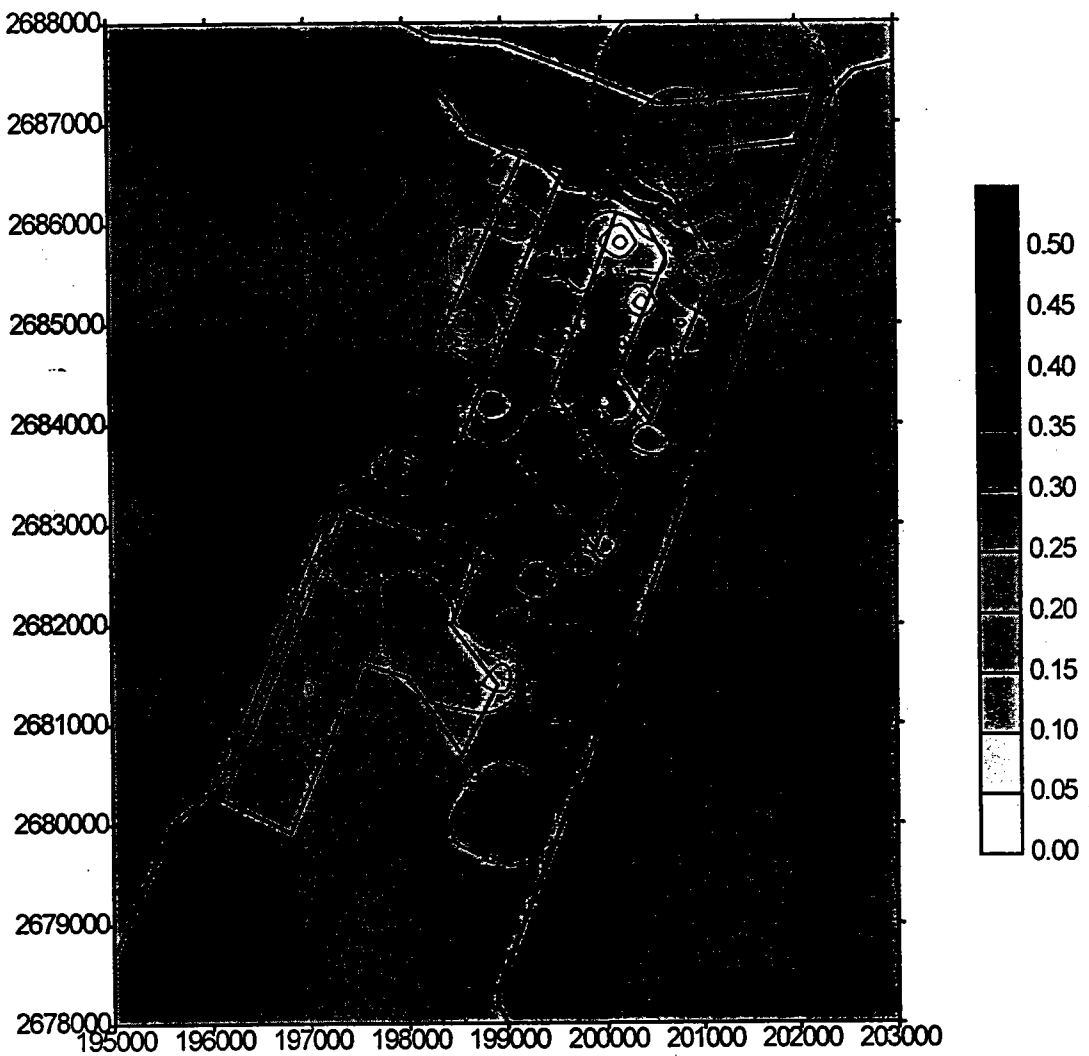


圖3-8　台中港液化危險度等值線色階圖

(淺基礎設計，M=7.0，A_{max}=0.15g)

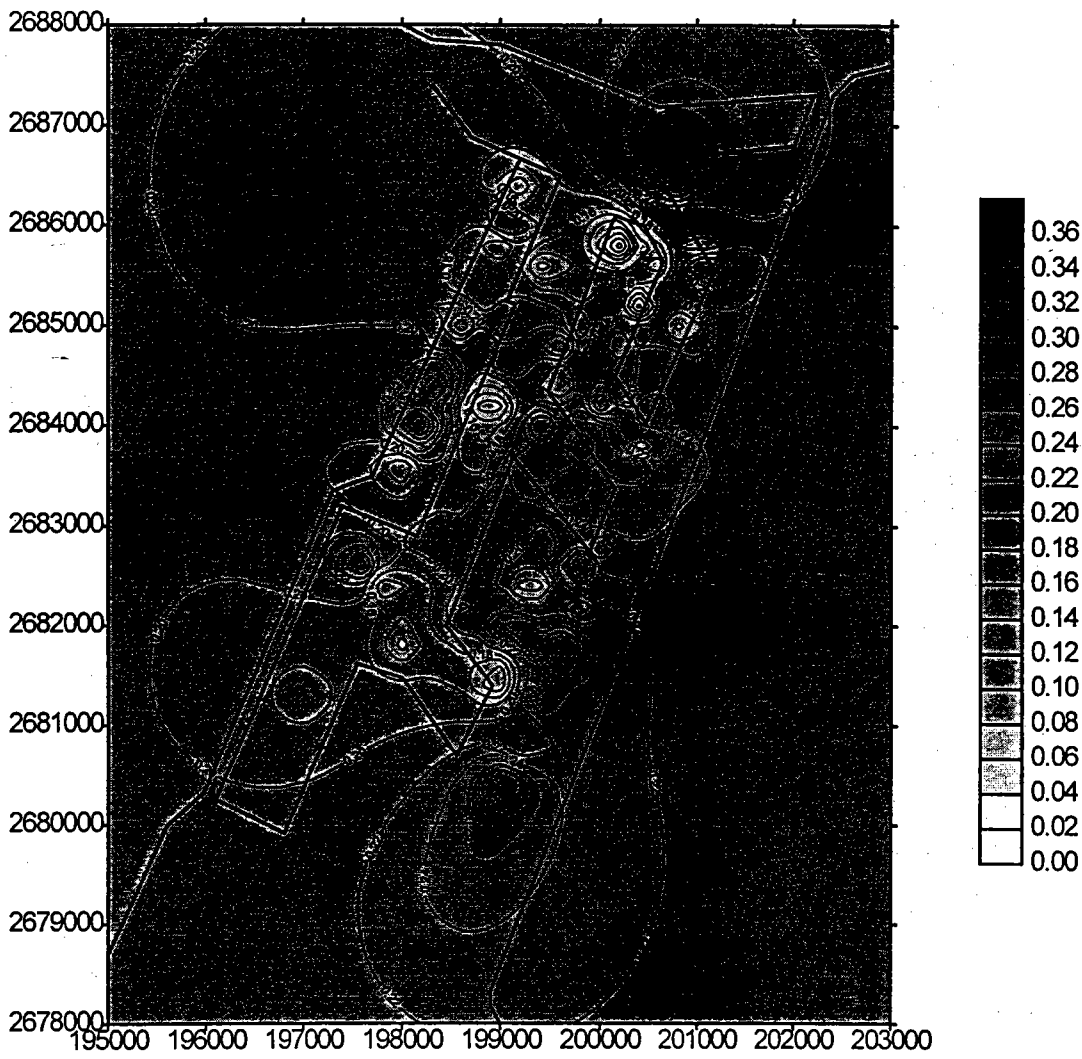


圖3-9　台中港液化危險度等值線色階圖
(樁基礎設計，M=7.0，A_{max}=0.15g)

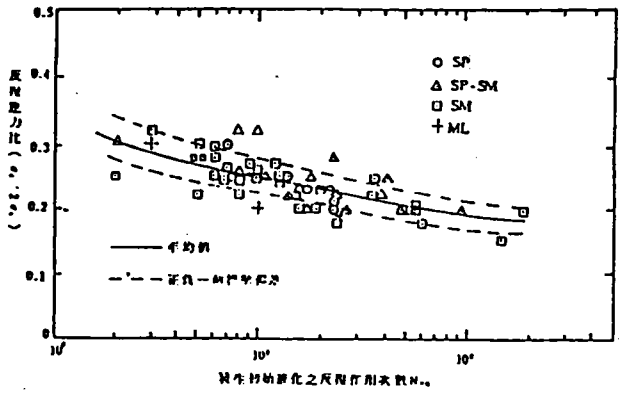


圖3-10 台中港區沉積土層動力三軸試驗結果

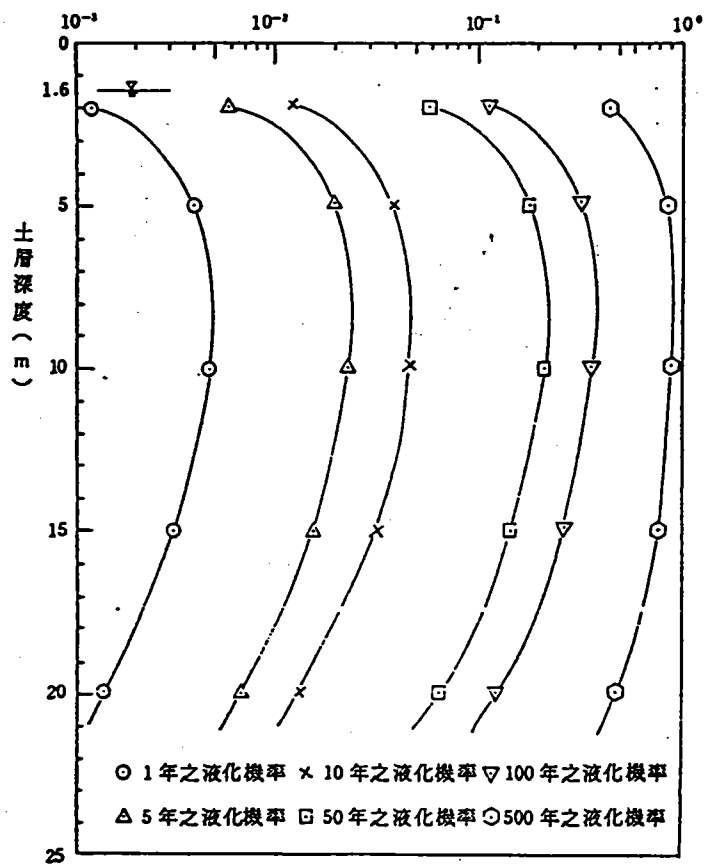


圖3-11 台中港區沉積土層使用 t 年之總液化機率

頭之間，所以台中港正在興建中之33、34號碼頭，及設計完成但還未施工之台電第三席煤輸碼頭亦都繼續採用棧橋式設計。

本文以台中港區台電火力電廠第三席煤輸棧橋式碼頭基樁承載力分析為案例，說明液化危險度之應用，該碼頭之地質參數設計資料如表3-2所示，碼頭斷面如圖3-12所示。該碼頭某斜樁其樁長L=34m，樁徑D=0.8m，經應力分析得其可能承受最大壓力$(P_C)_{max}$=181.58T，最大張力$(P_t)_{max}$=92.75T，該斜樁之承載力、抗張力之分析分述如下：

斜樁承載力＝（端點承載力＋樁周摩擦力）／安全係數

$$R_c=(30\overline{N}_pA_p+\frac{1}{5}\overline{N}_sA_s)/2\geq(P_c)_{max} \quad (3\text{-}6)$$

斜樁抗張力＝樁周摩擦力／安全係數

$$\Rightarrow R_t=(\frac{1}{5}\overline{N}_sA_s)/2.5\geq(P_t)_{max} \quad (3\text{-}7)$$

由於液化發生時，土壤之強度及承載能力會喪失或降低，所以分析基礎土壤承載能力時，若判定土壤可能液化，須將其土壤參數乘以適當之折減係數。一般評估土壤液化潛能之指標有二種，一種為液化安全係數 FS，另一種為液化機率 P_L；由於安全係數 FS 值不成比例性，即 FS=2 並非 2 倍於 FS=1 之安全性，而液化機率 P_L=0.4 為 P_L=0.2 之 2 倍危險性，其成比例性；故安全係數 FS 為定性值，而液化機率 P_L 為定量值。因此考慮液化潛能，而須將土壤參數乘以適當之折減係數時，若以安全係數法，則須以 FS 值之適當範圍分成幾種等級，加以訂定折減係數，依據公路橋梁耐震設計規範[2]，有關折減係數之規定如表 3-3 所示。

表 3-3　土壤參數折減係數 D_E

FS 之範圍	距地表面之深度 Z(m)	折減係數 D_E
FS≤0.6	0≤Z≤10	0
	10<Z≤20	1/3
0.6<FS≤0.8	0≤Z≤10	1/3
	10<Z≤20	2/3
0.80<FS≤1.0	0≤Z≤10	2/3
	10<Z≤20	1

表 3-2 台中火力電廠第三席煤輸碼頭地質參數設計資料

層次	土層分佈	土壤分類	$\overline{N}$	C	ϕ	γ'
1.	EL.+ 0.6～- 2.7	SP	8	0	29.4°	1.8 t/m³
2.	EL.- 2.7～-14.9	SM	12	0	30.6°	1.0 t/m³
3.	EL.-14.9～-17.3	SM	20	0	33.0°	1.0 t/m³
4.	EL.-17.3～-30.3	SM	26	0	34.8°	1.0 t/m³
5.	EL.-30.3～-35.0	SM／CL	35	0.5kg/cm²	35.0°	0.98t/m³
6.	EL.-35.0～-41.6	CL	20	1.0kg/cm²	33.0°	0.98t/m³

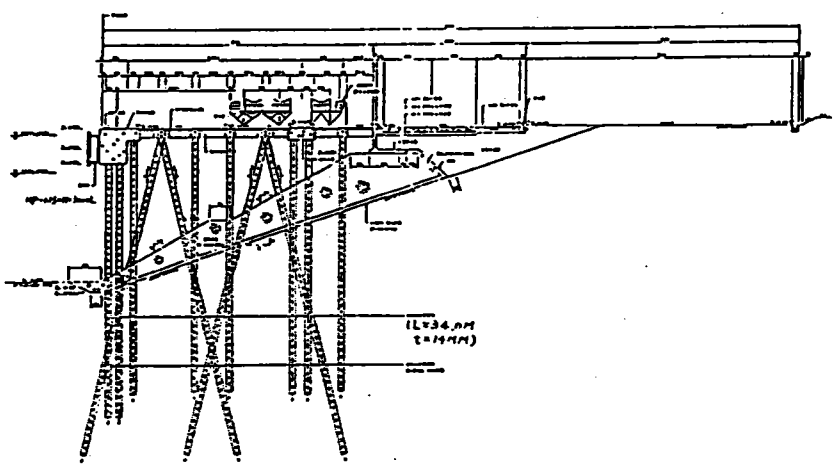


圖 3-12 台中火力電廠第三席煤輸碼頭 D_3 、 D_6 單元斷面圖

若以本文之液化機率 P_L 為折減係數之參考值，由於液化機率 P_L 為定量值，且 P_L 可為液化危險程度之定量指標，其不危險之程度為$(1-P_L)$，因此其折減係數 D_E 為$(1-P_L)$。由於液化案例中鮮少發現 20m 深以外仍有液化。因此本文假設 20m 深以外不須考慮折減問題，而在地表面或開挖面下 20m 之內的土壤參數 N 值，則須加以折減為$(1-P_L)N$ 。

端點承載力＝$30\overline{N}_pA_p$，其中N_P須對地下水位加以修正

$$\overline{N}_p=26>15\Rightarrow\overline{N}_p=15+\frac{1}{2}(26-15)=20.5$$

由於斜樁端點在開挖面20m之外，其N_P值不須考慮液化危險度之折減問題，因此

端點承載力＝$30\times20.5\times\frac{\pi}{4}(0.8)^2=309.13T$

樁周摩擦力＝$\frac{1}{5}\overline{N}_s(1-P_L)A_s$，式中$P_L$值隨土層深度及工程使用年限而有不同，如圖3-11所示，本文分別以不考慮液化危險度及考慮工程使用50年、100年、500年之液化危險度對其斜樁承載力及抗張力之影響分析：

3.4.1不考慮液化危險度

樁周摩擦力=

$\frac{1}{5}[8\times(2.7-2.27)+12\times(14.9-2.7)+20\times(17.3-14.9)+26\times(28.45-17.3)]\times(\sqrt{17}/4)\times(\pi\times0.8)=252.71T$

(1)R_c=(309.13+252.71)/2=280.92T>181.58T.....O.K.

(2)R_t=252.71/2.5=101.08T>92.75T.....O.K.

3.4.2考慮50年液化危險度之影響

樁周摩擦力=

$\frac{1}{5}[8\times(1-0.1)\times(2.7-2.27)+12\times(1-0.18)\times(14.9-2.7)+20\times(1-0.15)\times(17.3-14.9)+26\times(1-0.1)\times(22.27-17.2)+26\times(28.45-22.27)]\times(\sqrt{17}/4)\times(\pi\times0.8)=228.45T$

(1)R_c=(309.13+228.45)/2=268.79 T >181.58T.....O.K.

(2)R_t=228.45/2.5=91.38T < 92.75T.....不合

3.4.3考慮100年液化危險度之影響

樁周摩擦力=

$\frac{1}{5}$[8×(1-0.2)×(2.7-2.27)+12×(1-0.35)×(14.9-2.7)+20×(1-0.28)×(17.3-14.9)+26×(1-0.2)×(22.27-17.3)+26×(28.45-22.27)]×($\sqrt{17}$/4)×(π×0.8)=205.45T

(1)R_c=(309.13+205.45)/2=257.29 T >181.58T.....O.K.

(2)R_t=205.45/2.5=82.18T < 92.75T.....不合

3.4.4考慮500年液化危險之影響

樁周摩擦力=

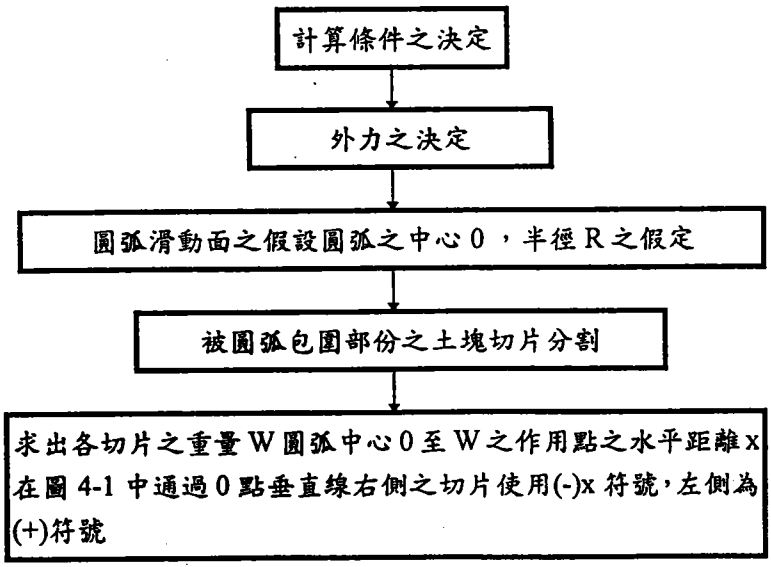
$\frac{1}{5}$[8×(1-0.6)×(2.7-2.27)+12×(1-0.9)×(14.9-2.7)+20×(1-0.8)×(17.3-14.9)+26×(1-0.6)×(22.27-17.3)+26×(28.45-22.27)]×($\sqrt{17}$/4)×(π×0.8)=123.71T

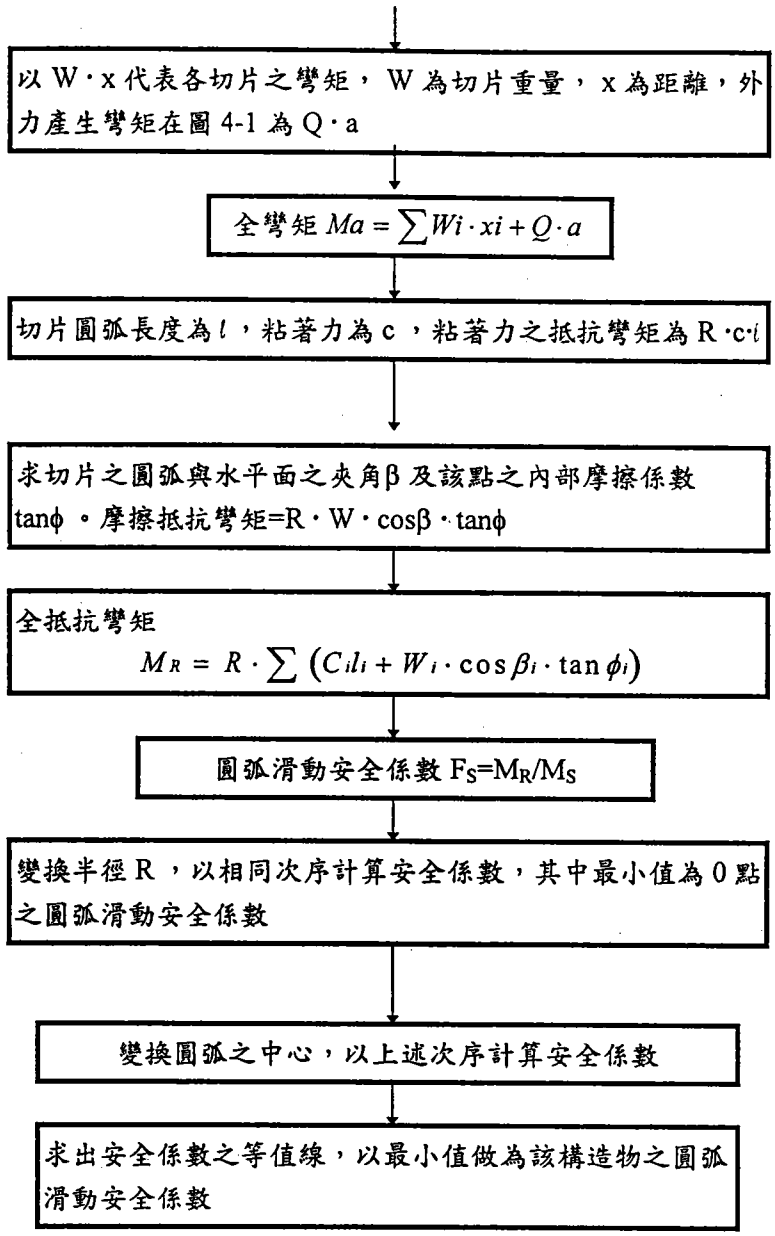
(1)R_c=(309.13+123.71)/2=216.42 T >181.58T.....O.K.

(2)R_t=123.71/2.5=49.48T < 92.75T.....不合

四、沉箱式碼頭之滑動分析

4.1 計算次序及內容





4.2 計算方針

(一)土質條件之決定

(1) 土壤剪斷抵抗

土質條件之決定應對最低值安全性加以檢討，對滑動抵抗之力量為土壤之剪斷抵抗(τ)可由(4-1)式計算

$$\tau = c + (\sigma - \mu) \tan \phi \qquad (4\text{-}1)$$

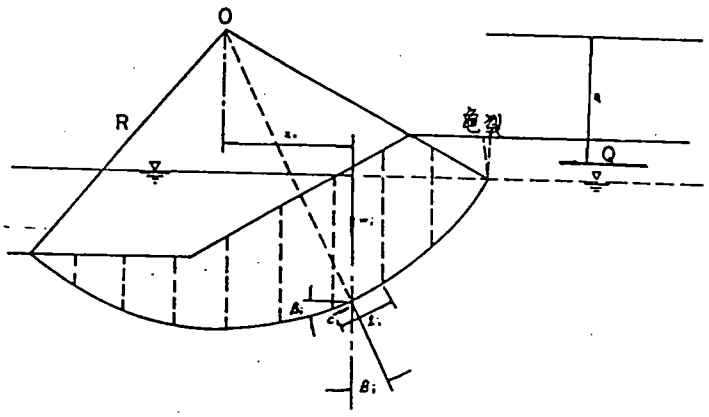


圖 4-1　圓弧滑動計算

式中　c=土壤之粘著力(t/m^2)

σ=剪斷面之主應力(t/m^2)

μ=孔隙壓力(t/m^2)

ϕ=內部摩擦角(°)

由(4-1)式計算之剪斷抵抗，在修建構造物或填土時，或挖土及移去填土等工作均會隨時間變化。

在粘性土上新加荷重時，其荷重增加後孔隙水壓馬上急速增加，其後 μ 值減少，而進行壓密。因此剪斷抵抗與時間相對增大，像這種情況在荷重增加後圓弧滑動之安全係數為最小值，因此對這種土質條件計算其圓弧滑動，這種情況之剪斷抵抗τ 由單軸壓縮試驗計算，而採用單軸壓縮強度 q_u 之一半做為τ 值。

對於斜面挖土及填土之挖除後計算圓弧滑動，由於粘土會膨脹，其剪斷強度會減少，這種情形應採用減少值之粘著力，孔隙水壓μ 則使用圖 4-2 之靜水壓。

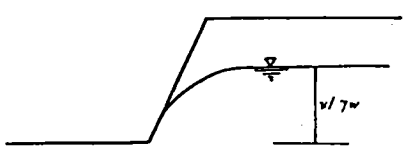


圖 4-2　孔隙水壓

(2) 土壤單位體重

計算圓弧滑動所用土壤單位重量如(4-2)式

流動表面以上之不飽和土

$$\left.\begin{aligned}\gamma_1 &= \frac{1+\frac{\omega}{100}}{1+e}\cdot G_S\cdot\gamma_\omega \\ \text{流動表面以下飽和土}\quad \gamma_2 &= \frac{1+\frac{\omega}{100}}{1+e}\cdot G_S\cdot\gamma_\omega = \frac{G_s+e}{1+e}\cdot\gamma_\omega \\ \text{流動表面以下飽和土需考慮浮力時}\quad \gamma' &= \frac{G_S-1}{1+e}\cdot\gamma_\omega = \gamma_2-\gamma_\omega\end{aligned}\right\} \quad (4\text{-}2)$$

式中 G_S =土壤顆粒之比重

e =孔隙比

ω =含水量(%)

γ_ω =水之密度(t/m^3)

(4-2)式之土壤單位體重如圖 4-3 使用，但計算抵抗彎矩時，斜線部份之土壤單位體重則採用γ'值。

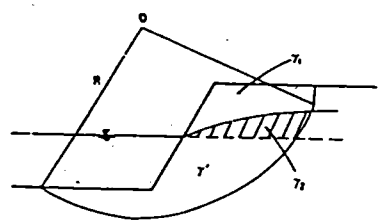


圖 4-3 土壤單位體積重量

(二)外力之決定：

外力包括上載荷重，波力或其他水平方向作用力。

(三)拉張龜裂：

砂質土如其分割片傾度(β)變大則摩擦抵抗變小，並在砂質土斜坡之頂端應假定達到地下水面之垂直龜裂(參考圖 4-4)。

(四)安全係數：

安全係數應為 1.3 以上，地震時安全係數會降低所以設計震度應比平時值大。

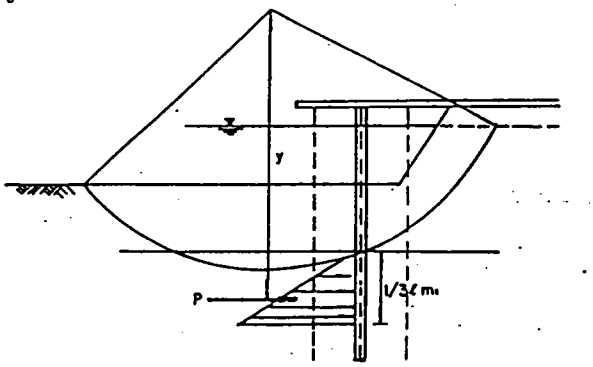


圖 4-4　滑動面橫過樁之情形

(五)其他(樁及板樁牆之抵抗)：

樁基礎如有滑動面橫過時，應看做滑動面以下部份有被動土壓作用于樁，被動土壓依滑動面做為地表面而計算，此被動土壓之作用範圍為樁在滑動方向之投影面積，深度方向則$\frac{1}{3}\iota m_1$(但$\iota m_1=\frac{\pi}{\beta}$)，計算被動土壓時樁周面之摩擦角為 0 。

滑動方向有數根樁時，假定在樁列之重心有一根樁而斷面剛性則使用全樁之和，樁之抵抗彎矩為 P.Y 。

4.3 計算例：

依圖 4-5 對-4m 沉箱式碼頭檢討其圓弧滑動，並求其安全係數。

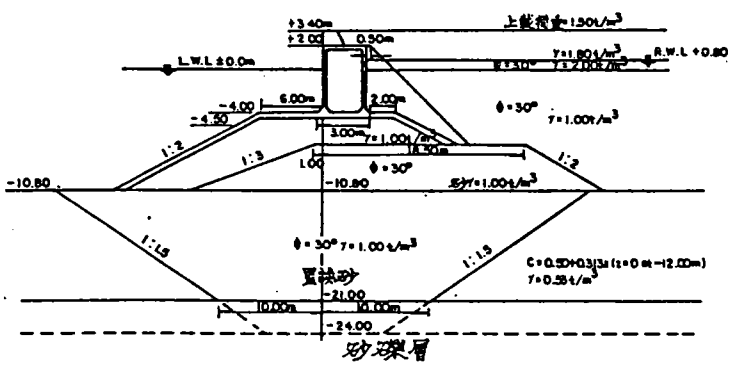


圖 4-5　沉箱式碼頭斷面圖

(一)計算條件

(1)土質條件

(a)現地盤

①粘性土層

-11.0m~-21.00m

$q_u=0.10+0.0626z\ kg/cm^2$

(z=0　-12.00m)

$\gamma'=0.53t/m^3$(圖 4-6 參照)

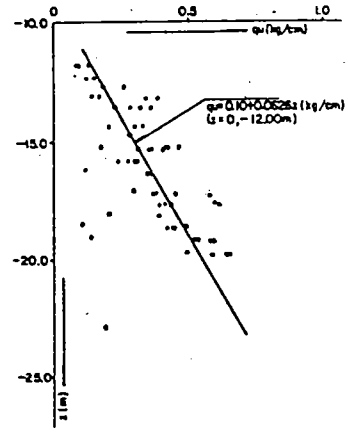


圖 4-6　單軸壓縮強度 q_u 與深度 z 之關係

②砂質土層　　-21.00m 以深

N=20 以上

$\gamma'=1.0t/m^3$

(b)置換砂　　N=4~7　$\phi=30°$

$\gamma'=1.0t/m^3$

(C)裏填材料　　$\gamma=1.8t/m^3$

$\gamma'=1.0t/m^3$　　$\phi=30°$

(2)地震力　　$K_H=0.1$

(3)殘留水位　　R.W.L　+0.8m

(4)上載荷重　　$1.5t/m^2$

(二)計　算：

計算方法如圖 4-7 所示，將圓弧滑動計算中心點範圍繪成格子狀，以這些點做為中心而計算圓弧滑動。

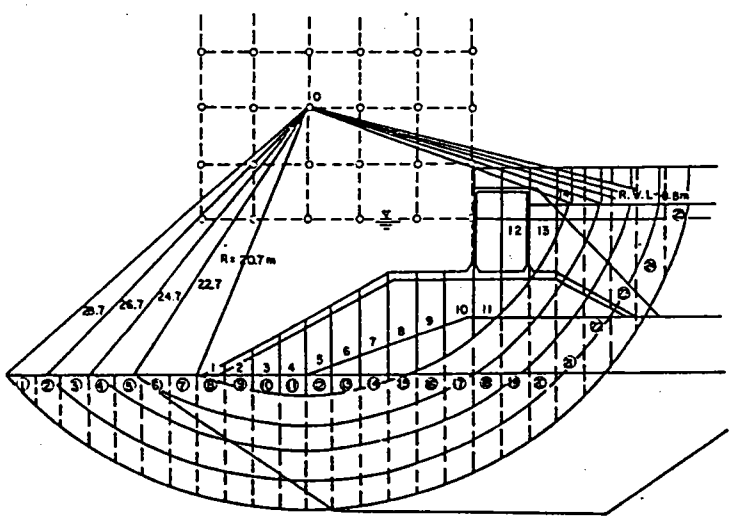


圖 4-7　格子點方法計算圓弧滑動

(1)以 0 點試算

(a)半徑 R=20.7m 之情形

如圖 4-7 將分割後各切片之重量 W，內部摩擦角ϕ，粘著力 c 等整理成表 4-1 ，其次計算滑動彎矩，剪斷抵抗，如有殘留水位時要計算滑動彎矩及抵抗彎矩時，其土壤之單位體重不同，所以設置 W 與 W'欄，由以上安全係數如下：

$$Fs = \frac{R\sum\left(c \cdot l + W' \cos\beta \cdot \tan\phi\right)}{\sum W \cdot x}$$

$$= \frac{20.7 \times (101.28)}{1{,}841.9} = 1.14 \langle 1.3$$

(b)半徑 R=22.7m ， 24.7m ， 26.7m 之情形

求出來之安全係數如下

R=22.7m　　F_S=1.21

R=24.7m　　F_S=1.28

R=26.7m　　Fs=1.31

(c)半徑 R=28.7m 之情形

表 4-1　滑動彎矩及抵抗彎矩之計算

切片號碼	W (t/m)	W′ (t/m)	β(°)	ϕ(°)	x(m)	c (t/m^2)	l (m)	cosβ	tanϕ	W·x	c·l	W′cosβ·tanϕ
1	1.8	1.8	2	30	-7			0.94	0.58	-12.6		0.98
2	5.1	5.1	13	30	-5			0.97	0.58	-25.5		2.87
3	7.8	7.8	2.5	30	-3			0.99	0.58	-13.4		4.48
4	10.3	10.3	7.5	30	-1			1.00	0.58	-10.3		5.97
5	12.5	12.5	3	30	1			1.00	0.58	12.5		7.25
6	14.1	14.1	9.5	30	3			0.99	0.58	42.3		8.10
7	15.3	15.3	14	30	5			0.97	0.58	76.5		8.61
8	15.0	15.0	20	30	7			0.94	0.58	105.0		8.18
9	13.3	13.3	26.5	30	9			0.89	0.58	119.7		6.87
10	11.2	11.2	32	30	11			0.85	0.58	123.2		5.52
11	32.7	31.1	39	30	13			0.78	0.58	425.1		14.07
12	27.4	25.8	46	40	15			0.69	0.84	411.0		14.95
13	22.0	20.4	56	40	17			0.56	0.84	374.0		9.60
14	21.0	11.1	66	40	18.7			0.41	0.84	224.4		3.83
計										1,841.9		101.28

$$Fs = \frac{R\sum\left(c\cdot l + W'\cos\beta\cdot\tan\phi\right)}{\sum W\cdot x}$$

$$= \frac{28.7\times(58.56+210.34)}{6{,}096.66}$$

$$= 1.27$$

(d)0 點之圓弧滑動安全係數由以上結果求出 0 點之圓弧滑動安全係數為 1.14 。

(2)其他各點之圓弧滑動安全係數,其他以格子點為中心計算出來之圓弧滑動安全係數如圖 4-8 。

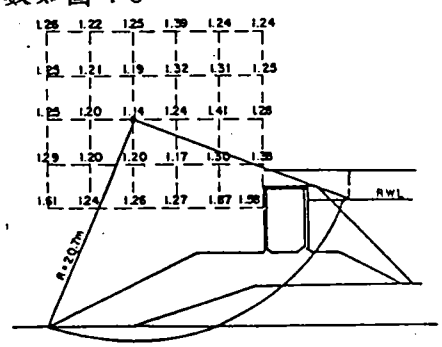


圖 4-8　各格子點之圓形滑動安全係數

表 4-2　滑動彎矩及抵抗彎矩之計算

切片號碼	W (t/m)	W′ (t/m)	β(°)	ϕ(°)	x(m)	c (t/m^2)	l (m)	cosβ	tanϕ	W·x	c·l	W′cosβ·tanϕ
1	0.76				-21	0.375	2.3			-15.96	0.863	
2	2.76				-19	0.970	2.6			-52.44	2.522	
3	4.45				-17	1.439	2.5			-75.65	3.598	
4	5.94				-15	1.877	2.3			-89.10	4.317	
5	7.24				-13	2.190	2.2			-94.12	4.818	
6	9.28				-11	2.535	2.2			-102.08	5.577	
7	11.34				-9	2.722	2.1			-102.06	5.716	
8	14.29				-7	2.910	2.1			-100.03	6.111	
9	17.88				-5	3.067	2.0			-89.40	6.134	
10	21.11				-3	3.129	2.0			-63.33	6.258	
11	24.59				-1	3.161	2.0			-24.59	6.322	
12	27.92				1	3.161	2.0			27.92	6.322	
13	30.00	30.00	6.0	30	3			0.99	0.58	90.00		17.23
14	31.40	31.40	10.5	30	5			0.98	0.58	157.00		17.85
15	31.60	31.60	13.0	30	7			0.97	0.58	221.20		17.78
16	30.50	30.50	17.0	30	9			0.96	0.58	274.50		16.98
17	28.90	28.90	22.0	30	11			0.93	0.58	317.90		15.59
18	51.50	49.90	26.0	30	13			0.90	0.58	669.50		26.05
19	48.80	47.20	32.0	30	15			0.85	0.58	732.00		23.27
20	45.80	44.20	36.0	30	17			0.81	0.58	778.60		20.77
21	42.60	41.00	42.0	30	19			0.74	0.58	809.40		17.60
22	38.70	37.10	46.0	30	21			0.69	0.58	812.70		14.85
23	33.90	32.30	53.0	30	23			0.60	0.58	779.70		11.24
24	27.80	26.20	61.0	30	25			0.48	0.58	695.00		7.29
25	20.00	18.40	69.0	30	27			0.36	0.58	540.00		3.84
計										6,096.66	58.558	210.34

(3)圓弧滑動安全係數之決定：

由以上計算結果-4m 沉箱式碼頭之圓弧滑動安全係數為 1.14 。

表 4-3　滑動彎矩及其抵抗彎矩之計算

切片號碼	W (t/m)	W′ (t/m)	β(°)	ϕ(°)	x(m)	c (t/m^2)	l (m)	cosβ	tanϕ	W·x	c·l	W′cosβ·tanϕ
1	1.33				-7.0	0.312	1.5				0.47	
2	3.97				-5.0	0.500	2.1				1.05	
3	6.30				-3.0	0.625	2.0				1.25	
4	8.61				-1.0	0.689	2.0				1.38	
5	10.86				1.0	0.689	2.0				1.38	
6	12.64				3.0	0.625	2.0				1.25	
7	14.17				5.7	0.500	2.1				1.05	
8	14.53				7.0	0.312	2.1				0.66	
9	13.30	13.30	26.5	30	9.0			0.89	0.58	119.7		6.87
10	11.20	11.20	32.0	30	11.0			0.85	0.58	123.2		5.52
11	32.70	31.10	39.0	30	13.0			0.78	0.58	425.1		14.07
12	27.40	25.80	46.0	40	15.0			0.69	0.84	411.0		14.95
13	22.00	20.40	56.0	40	17.0			0.56	0.84	374.0		9.60
14	12.00	11.10	66.0	40	13.7			0.41	0.84	224.4		3.83
計										1,677.4	8.49	54.84

(4)其　他：

為參考起見將地基改良以前之狀態，其計算之一部份如下，圓弧滑動中心如圖 4-7 之 0 點，半徑 R=20.7m 而計算。

安全係數如下所示。

$$Fs = \frac{R\sum(c\cdot l + W'\cos\beta\cdot\tan\phi)}{\sum W\cdot x}$$

$$= \frac{20.7\times(8.49+54.84)}{1,677.4}$$

$$= 0.78$$

由此部份計算亦可看出必須地改良才能達到安全範圍。

五、結論與建議

1.由安平港之沉陷分析結果顯示，防波堤荷重或填土荷重引致之沉陷量皆不小，約可達 1 公尺，沉陷深度亦達 200 公尺，因此傳統上由於鑽探深度有限，僅及於淺層之沉陷分析是不夠完整的，須進一步對深層之沉陷加以探討分析，另外對地震引起之沉陷及鄰近地區超抽地下水引致港區之沉陷亦須加以探討。

2.由台中港之液化危險度分析結果顯示，台中港區若設計地震規模為 7.0，設計地表最大加速度為 0.15g，則考慮一般之淺基礎設計其平均之液化危險度約為 0.25，若考慮樁基礎設計，其平均液化危險度為 0.22，因此若考慮液化危險度之影響，淺基礎之面積應提高為原設計面積/(1-0.25)=1.33 原設計面積，樁基礎長度應增長 20-（20/(1-0.22)）=5.64m，即樁長度應為原長度加 5.64m。

3.由沉箱式碼頭之滑動分析結果顯示，軟弱土壤之基礎，須進行適當之土壤改良，才能使基礎之穩定性達到安全範圍。

誌 謝

本文之完成，要感謝本組張惠華小姐及楊秀麗小姐協助打字。

參考文獻

1.港灣研究所(1994)「港灣及海岸構造物設計基準草案」

2.交通部(1995)「公路橋梁耐震設計規範」

3.高雄港務局(1994)「安平港商港區第一期工程設計及施工監造報告書」

4.台中港務局(1982)「台中港區地質調查與土壤液化研究」

5.李延恭，謝明志(1994)「台灣各港區地質調查分析及資料建檔研究」港灣研究所，83-研(九)

6.賴聖耀，謝明志(1996)「台中港區土壤液化危險度分析與應用」八十五年度港灣大地工程研討會 PP.7-1~7-18

7.賴聖耀(1990)「以標準貫入試驗值建立土壤液化潛能判別模式」中國土木水利工程學刊，第二卷，第四期，PP.301-311。

8.蘇棋福(1978)「港灣設計準則及實例」台灣漁業技術顧問社。

肆、防波堤設計

肆、防波堤設計

目　錄

一、防波堤型式

二、各式防波堤的優缺點

三、防波堤佈置原則

四、防波堤設計計算順序

五、實用波壓計算法

六、防波堤設計順序

七、沈箱式混成堤設計例

一、防波堤型式

世界各國所使用之防波堤大致可分類如下：

1. 直立堤部份

a. 沈箱式(caisson type)：

沈箱直接放置於海底，如我國高雄第一港口防波堤。

b. 混凝土單塊式(single concrete block type)：

整塊混凝土，有時用起重機吊放，有時即在水中澆灌，小型港灣常用之。

c. 混凝土塊堆砌式(piling block type)：

用混凝土方塊堆砌成直立壁，亦為小型港灣所用。

d. 中空方塊直立堤(cellular block type)：

用中空方塊堆砌後，在中空處插入鐵條，再澆灌混凝土，使成為一體以抵抗波壓力。

e. 圓筒式直立堤(cylinder type)：

以圓筒體作為堤身，圓筒底切入海底沙灘，圓筒中再填沙石或灌入混凝土使成一體，我國高雄港第二港口防波堤用此型式。

2. 混成堤部份

堤身直立，下墊拋石堆(rubble mound)作為基礎，前述直立堤，除圓筒式外，均可作為混成堤的直立部份，因此混成堤可分四種如下：

a. 沈箱式：

沈箱放在拋石堆基礎上，此種形式，我國和日本使用最多，幾乎較大港灣均用之。

b. 混凝土塊堆砌式：

拋石基礎上堆砌混凝土方塊，作為該堤的直立部份，歐陸國家常用之。

c. 中空方塊式：

拋石基礎上堆砌中空塊，中空部份插入鐵棒再注入混凝土製成一體，地中海沿岸常用之。

d. 混凝土單塊式：

在較高的拋石堆上，放置或就地澆灌混凝土塊，英法海峽中的港，有用此型式的防波堤者。另法國 arseilles 港水深 31m 處的防波堤亦用此型式。

此種混成堤，可分為低基(low mound)、高基(high mound)二種，其拋石堆較低，波浪全由直立部份抵擋者，稱為低基，此時堤前波浪大部份為重複波。高基混成堤前波浪大部份在拋石堆斜面上碎波，直立部主要為防止越波之用。

3. 斜面堤部份

此種型式，美國各港多用之，分為拋石堤(rubble mound breakwater)及將混凝土塊體拋成一堆的塊體堤(concrete block breakwater)二種。波浪在堤面上必定碎波，亦不可能形成氣袋之類，反射波問題亦少。

4. 消波塊堤部份

前述各種型式的防波堤，向波浪一面，用各式各樣的消波塊體保護者皆可謂之，由於消波塊的種類太多，故難於細分。大致上，直立堤用消波塊保護後，反射波可減低 60~70%，波壓力可減 30%，惟仍視各種消波塊的性能而定。由於外港側的堤面亦為斜面，故亦可歸入斜面堤中。

5. 特殊防波堤部份

此種防波堤可細分為：

a. 空氣防波堤(pneumatic breakwater)：

在海底設有孔的管路，波浪來時，噴出壓縮空氣，以減殺消滅波能。

b. 浮防波堤(floating breakwater)：

用浮體受波浪動搖以吸收波能。

以上二種型式，祇能在波浪不大之處，或港內的內堤使用。

c. 開孔胸牆防波堤(perforated parapet breakwater)：

直立堤或混成堤的直立部胸牆開孔，令波浪進入以消滅波能。如能配合波長，用隔牆延緩其反射，使波浪的上下二段的反射波位相不同，亦可減殺波壓力。此式花蓮港東防波堤延伸部份用之，效果良好。

d. 下空防波堤(bottomless breakwater)：

水深大時堤身不必全部為直立壁，若將堤身下半部漏空，同樣可達防波目的，此原則在大水深處可以應用。

e. 垂簾式防波堤(curtain wall breakwater)：

用意與下空式防波堤同，但用於波浪較小，波高在 3m 以下，週期在 6 s 以下之處，日本東北部核能電廠取水口使用之。

f. 鋼管防波堤(steel tube breakwater)：

在軟弱地盤處，打一排鋼管以抵抗波浪，此在急速需用之臨時性防波堤用之。

g. 曲面裂縫沈箱式防波堤(slit curved surface caisson breakwater)：

沈箱向波浪的一面為凸曲面並割長縫於其上，其作用與開孔胸牆堤同，消波效果可能更大。

上述各種型式的防波堤斷面圖例如圖 1 。

其他各型斷面可另參閱港灣技術研究所出版港灣及海岸結構物設計基準第七篇內圖 7.2.1(a)至(n)。

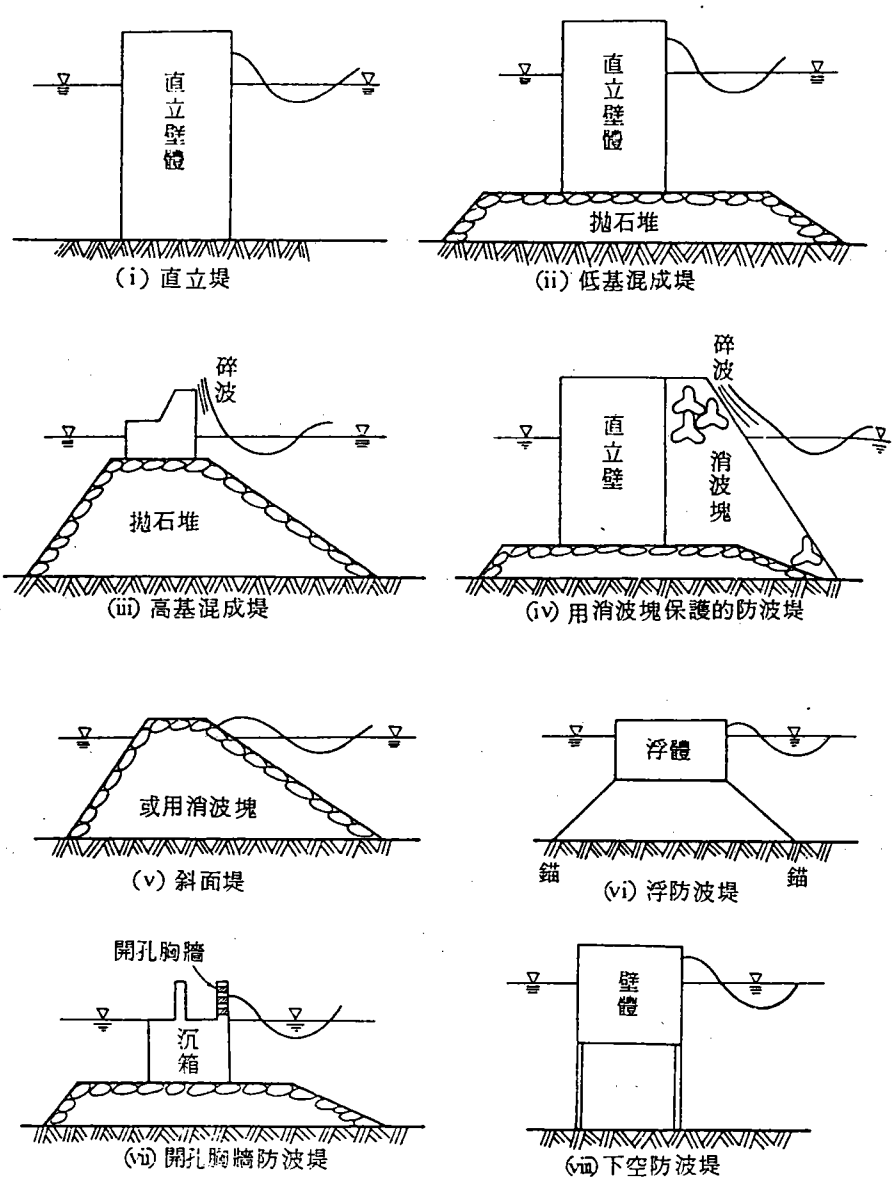

直立壁體
(i) 直立堤
直立壁體
拋石堆
(ii) 低基混成堤
碎波
拋石堆
(iii) 高基混成堤
碎波
直立壁
消波塊
(iv) 用消波塊保護的防波堤
或用消波塊
(v) 斜面堤
浮體
錨
錨
(vi) 浮防波堤
開孔胸牆
沉箱
(vii) 開孔胸牆防波堤
壁體
(viii) 下空防波堤

圖 1　各種防波堤斷面圖

二、各式防波堤的優缺點

1. 直立堤

優點：

(a)構造單純，使用材料較少。

(b)如接縫處能緊密，則無透過的波浪及漂沙。

(c)可確保有效港口寬度，反面可利用靠船。

(d)堤面與水面垂直。

(e)維持費較少。

缺點：

(a)發生強大反射波，擾亂附近海面，堤線折曲時凹入處波能集中。

(b)波浪在堤前的沖刷作用甚大。

(c)維持費雖少，但一旦破壞時，將造成大災禍。

(d)比別種型式，施工時更須要海面平靜，故在風浪發生期次較多之處，工期較長。

2. 混成堤

優點：

(a)拋石堆將作用於地盤的負荷分散，可適用於較弱地盤。

(b)可用於水深較大之處。

(c)變換拋石部及直立部高度，可求出最經濟的斷面，但須考慮是否引起堤前碎波問題。

(d)拖放沈箱，所需工期較少，故施工期限較短。

缺點：

(a)高基混成堤易引起碎波衝擊壓力。

(b)構造複雜，施工方法及設備亦多種多樣，費用較多。

(c)堤外側石堆上易受沖刷，嚴重時有使直立部傾覆之虞。

3. 斜面堤：

優點：

(a)不論地盤情況如何，均可用此種型式，地盤亦不必先整平，施工方便。

(b)不易引起堤前沖刷，即使有沖刷亦能自行調整其斷面。

(c)堤身吸收波能，反射波極小，不致引起附近海面擾亂。

(d)堤身透水，港內外海水可交換，較能維持港內水質。

(e)維持修補較易。

缺點：

(a)水深大時，需用材料甚多。

(b)工程進行中亦常發生災害，完工後的維時費亦大。

(c)水底的有效港口寬度與水面上的港口寬度，相差頗大，尤以在大水深之港，為保持水底有效寬度，水面上的港口非相當寬不可，致易引起波浪侵入港內。

(d)防波堤內側的堤面亦相當寬，使港內的泊地面積縮小。

(e)堤內側的肩部，斜面上，常受越波沖刷而破壞。

(f)用混凝土塊堆成時，波浪漂沙均能透過。

4. 消波塊堤

優點：

(a)波力、越波，均已減小，故高度可較低，斷面可較小。

(b)反射波小，不易引起附近海面擾亂。

缺點：

(a)如消波塊性能不佳，或斷面不足，必生災害。必須經多次模型實驗，並參照實例，審慎設計。

(b)施工費用較高。

5. 特殊防波堤

各種特殊式樣，各有其優缺點，較難以列舉。

三、防波堤佈置原則

1. 港口應儘量減少波浪之入侵，且應避開波浪最多最強之方向。
2. 防波堤之法線應能對最多最強之波浪，產生有效遮蔽。
3. 港口應具不妨礙航行之有效寬度及容易航行之方向，使船舶得以安全進出。港口有效寬度，並非單指港口間之直線距離，乃指具有一定水深之航道寬度而言。
4. 港口附近之潮流流速應儘量小，橫過港口潮流之速度，一般應為 2~3 節以下。
5. 確保充分之水域面積，使船舶得以安全停泊與裝卸。但是這些功能有時是彼此矛盾的。例如，為使港內之靜穩港口寬度愈狹窄愈好，但將使航行不便。另外如最多方向之波浪與最強波浪之方向亦不一定一致等。
6. 避免使波浪集中之佈置。
7. 避開地質不良之地區，並儘量選擇容易施工之位置。
8. 儘量利用半島或島之有利地形。
9. 在砂質海岸應採用漂砂不易進港之佈置。
10. 應考慮防波堤完成後對附近地區之影響。
11. 在暗礁之週圍除受折射之影響波高增大外，在陡坡上之防波堤亦有可能受衝擊波力作用，因此，防波堤設置在陡坡上或其後時，反而需要更大的結構物，應予注意。

四、防波堤設計計算順序

1. 防波堤功能的決定

所設計的防波堤，須保護的區域為何處，須面對的海域的情況，即此堤為外堤或內堤，堤後區域必須保持靜穩至何種程度。

2. 設計條件的決定

如圖 2 之港灣平面佈置中，各段防波堤須加考慮其相關位置所產生的不同波浪狀態與其須具備之功能。如(a)、(a′)為堤頭，須考核其反射波及因波浪而生的任何流動有否危及港口航道之虞，而在設計時須予考慮消波、防護措施，並注意堤頭基礎沖刷問題。(b)點及(c)點為波浪集中處，考慮加強堤體及加高。而(d)段、(f)段及(f′)段，應按泊地(h)區、港池(h′)區、船澳(i)區的需要靜穩程度而定其堤高。(e)及(e′)點需注意基礎沖刷。(g)點注意堤根部海岸侵蝕。(g′)點檢討其漂沙方向相反的季節，有否受侵蝕作用危及堤根的可能。(j)點亦會有基礎沖刷的問題。

另防波堤、防沙堤、導流堤全線，檢討其有否發生沿堤波(along-jetty wave)的可能，此為 Mach 反射波的莖部，亦可能為一種局部的緣波(edge wave)。

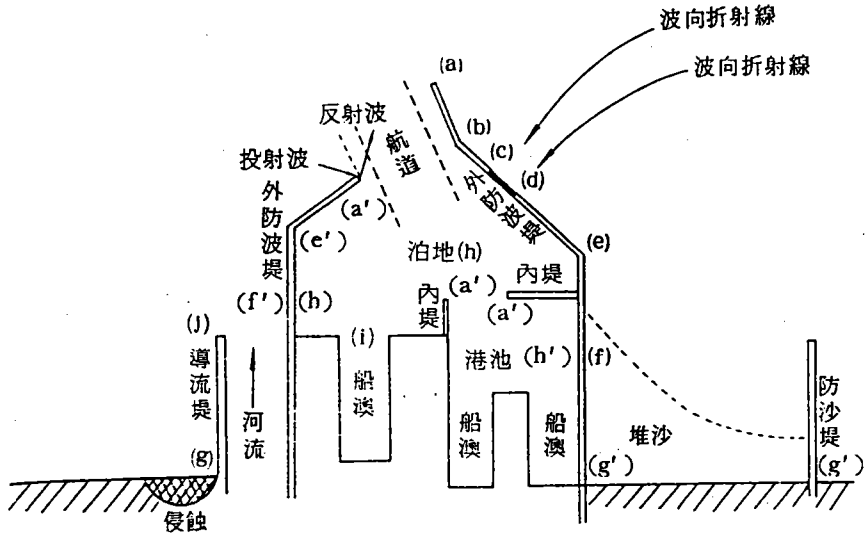


圖 2　按平面佈置檢討設計條件

3. 斷面型式的選定

根據上述設計條件以及前述各種防波堤型式的優劣，再考慮施工材料的取得、運輸，沈箱拖放的路徑、方法，以及其他施工上的問題等，便可決定各段的斷面型式。最好將沿防波堤線繪一縱斷面圖如圖 3 ，因應其水深及波浪狀況，碎波與否、地盤情況、設定各段的堤斷面。

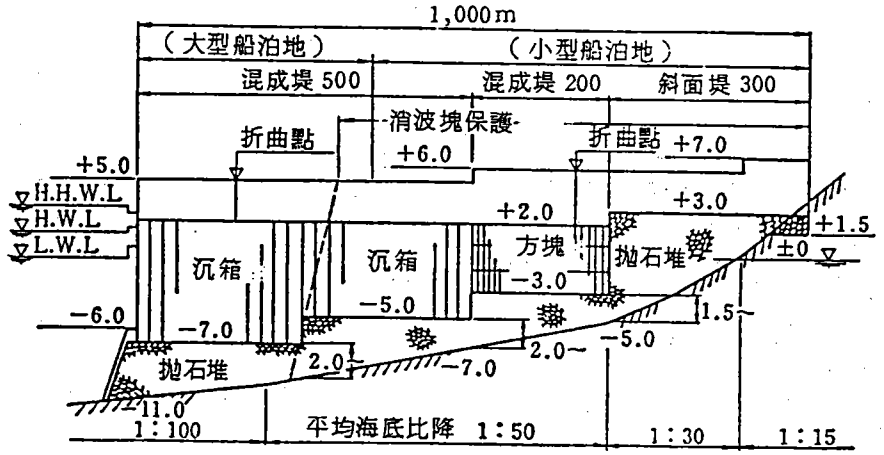


圖 3　由縱斷地形選定防波堤構造型式

4. 斷面的假定

擇定型式後，須假設斷面形狀，並決定下列事項。

(a)基礎：基礎斷面形狀，所用材料。

(b)壁體：壁體頂高，壁體形狀及尺寸。

(c)如用消波塊體保護時，消波塊堆積高度，消波塊的種類，堆積斷面形狀，每層所用塊體的重量。

茲舉一例加以說明，如圖 4 之混成式防波堤假設斷面，其選擇斷面形狀的步驟分述如下：

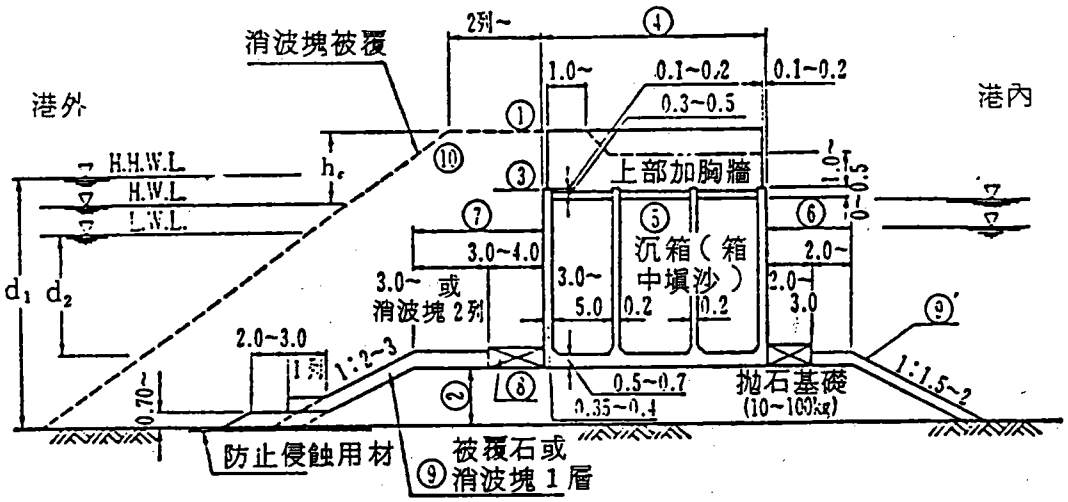


圖 4　混成堤斷面檢討順序圖

①堤頂高度

當確定港內的允許越波所產生之傳遞波高H_T後，利用下列二式可求出堤頂出水高度h_c，即

堤前為直立部時

$$\frac{H_T}{H_I}=K_T=0.3\left(1.5-\frac{h_c}{H_I}\right) \qquad 0\le\frac{h_c}{H_I}\le 1.25 \qquad (1)$$

堤前放有消波塊時

$$\frac{H_T}{H_I}=K_T=0.3\left(1.1-\frac{h_c}{H_I}\right) \qquad 0\le\frac{h_c}{H_I}\le 0.75 \qquad (2)$$

式中H_I為堤外入射波高，K_T為波浪傳遞率。

②拋石堆厚度

由不致引起碎波的最經濟斷面決定，即決定拋石堆高度為 y ，直立部高度為 ry ，已知拋石堆單價及直立部單價，自可求得最經濟的比例 r ，再檢討引起碎波與否及各部份寬度等，但一般最小的拋石堆厚度為 1.5m 。

③沈箱頂高

沈箱上須加胸牆，至少須加蓋，一般沈箱本身的頂高為天文潮大潮平均高潮面(H.W.O.S.T.)上 0.5m 。

④壁體寬度

按滑動及傾覆計算結果，加以決定。

⑤沈箱各部尺寸

壁體寬度決定後，沈箱斷面已求出。底板、側壁、隔牆的數目及厚度，亦決定後，核算沈箱浮游時的安定狀況。

⑥港內側拋石堆寬度的決定

根據直線滑動的計算結果決定最小寬度後，再由護基方塊，拋石堆表面石塊的大小而決定。

⑦港外側拋石堆寬度的決定

一般至少為港內側拋石堆寬度的 1.2~1.3 倍，但仍須由護基塊體的重量及拋石堆表面石塊的大小而決定。

⑧護基塊體重量

一般為 20~40 重量噸。

⑨拋石堆表面石塊重量

按照過去之經驗，在堤前拋石堆斜坡開始處塊石最易受到破壞，須先算出此處之被覆塊石重量，計算方法可用 Hudson 公式，但不考慮 cotα ，即

$$W = \frac{\gamma_s \cdot H_s^3}{K_\Delta \cdot (S-1)^3} \tag{3}$$

式中γ_s為拋石塊單位體積重量，S為拋石塊體比重，K_Δ為無尺度係數，其可由 Hudson 計算公式中之圖表查得。各種形狀及堆砌方式的拋石塊之K_Δ值如表 1 所示。

表 1　美國陸軍工程兵團設計基準中的K_Δ值

消波塊	層厚	堆積方式	堤幹部		堤頭部		斜面	備考
			碎波	非碎波	碎波	非碎波	cotα	
tetrapod及quadripod		亂堆	7.2	8.3	5.9	6.6	1.5	
					5.5	6.1	2.0	
					3.7	4.1	3.0	
tribar	2	亂堆	9.0	10.4	8.3	9.0	1.5	
					7.8	8.5	2.0	
					7.0	7.7	3.0	
dolos	2	亂堆	22.0	25.0	15.0	16.7	2.0	
					13.5	15.0	3.0	
hexapod	2	亂堆	8.2	9.5	5.0	7.0	1.5~3.0	
tribar	1	整層堆積	12.0	15.0	7.5	9.5	1.5~3.0	

計算出之堤石重量最好再由模型試驗加以檢核。另港內側的表面塊石重量一般而言可用港外側者之 1/3~1/2 。

⑩消波保護塊體的重量、形狀、尺寸

重量仍由前述 Hudson 公式算定，但係數 K_Δ 須按多次改變排列方法，反覆試驗求出，不能過信各種消波塊代理公司的宣傳。重量決定後，尺寸則按其種類形狀而定。

5. 壁體重量及外力的算定

斷面已假定後，壁體重量亦可算出，外力為波壓力及揚壓力。

6. 安定計算

(a)直立部

對滑動、傾覆的安定性，沈箱浮游安定計算。基礎地盤能否負載問題亦須檢討。

(b)拋石堆

直線滑動的計算、如為黏性軟弱地盤時，圓弧滑動的計算，對沈陷的檢討。

(c)消波塊、護基塊、拋石堆表面石塊或混凝土塊，計算其所需重量。

安定計算不合格時，回到第 4 步驟，重行假定斷面形狀，再作安定計算，合格後，繼續下列步驟。

7. 決定斷面

根據安定計算結果，決定各段堤身的設計圖，必要時，可作修正。

8. 細部設計

包括沈箱的結構設計，消波塊形狀、尺寸等和拋石堆不均等沈陷的檢討等。

9. 附屬設備的設計

如防波堤後方作碼頭之用時，應有繫船設備，否則亦須為工作船碇泊，人員上下等準備有關設施，堤頭須有燈台，航行標識等。

全部設計工作，至此完成，但必須另擬施工計畫，包括沈箱進水、曳航、安放、採石、運石、拋石、塊體吊放等，如有危險性，或窒礙難行時，仍須修改設計。

五、實用波壓計算法

合田良實(Goda, Y.)對設計波高之決定建議用下列二計算式並選用較小值，即

$$H_{max} = 1.8\,H_s \tag{4}$$

$$H_{max} = 0.854654(d+h) \tag{5}$$

$$H_{max} = MIN\{1.8H_s\,,\ 0.854654(d+h)\} \tag{6}$$

式中h為包括潮位偏差、風揚、波揚等在內的靜水面上升高度，d為最高高潮位時的靜水面下深度。

對波壓之計算而言，合田經作多次試驗並參照日本各港實例波壓資料，求出新波壓計算公式，其波壓的分佈狀況如圖 5 。

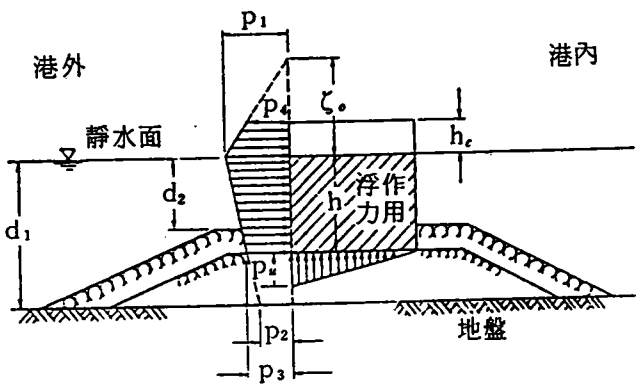


圖 5　合田波壓公式

上圖中d_1，d_2代表堤址及堆石基礎上的水深，h為直立部底部至水面的高度，h_c為直立壁頂在靜水位上的高度，ς_0為波壓作用的最高點，p_1、p_2、p_3、p_4各為靜水面、海底、直立部前趾及堤頂的壓力強度，p_u為直立

部前趾下的揚壓力，β' 為堤壁面垂線與波浪襲來方向的角度，$\beta = \beta' - 15°$ ，但 $\beta' - 15° < 0$ 時，令 $\beta = 0$ 。

計算步驟如下：

(1)決定計算波高及週期

(2)計算波壓頂點距堤面高度 ς_0

$$\varsigma_0 = 0.75(1+\cos\beta)H_{max} \tag{7}$$

(3)堤面波壓強度

$$p_1 = \frac{1}{2}(1+\cos\beta)\left[\alpha_1 + \alpha_2(\cos\beta)^2\right]\gamma_0 H_{max} \tag{8}$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi d_1 / L)} \qquad L = \frac{gT_s^2}{2\pi}\tanh\left(\frac{2\pi d_1}{L}\right) \tag{9}$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \tag{10}$$

α_1 ，α_2 ，α_3 為參數，各為

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2}\left[\frac{4\pi d_1 / L}{\sinh(4\pi d_1 / L)}\right]^2 \tag{11}$$

$$\alpha_2 = MIN\left[\frac{d' - d_2}{3d'}\left(\frac{H_{max}}{d_2}\right)^2 , \frac{2d_2}{H_{max}}\right] \tag{12}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h}{d_1}\left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi d_1 / L)}\right] \tag{13}$$

d' 為堤前水平距離 $5H_s$ 處的水深。

(4)浮力及揚壓力

浮力只考慮靜水位下的直立部的體積所排除的海水重量，前趾下揚壓力 p_u 為

$$p_u = \frac{1}{2}(1+\cos\beta)\alpha_1\alpha_2\gamma_0 H_{max} \tag{14}$$

後趾的揚壓力為 0，壓力為三角形分布。不論越波與否，均以此式計算。

理論上 p_u 應等於 p_3，但按實際現象，堤身因波浪作用向上抬的情況甚少，故可設定如上式，越波與否對揚壓力的影響甚小，已從實驗上確定。

堤頂附近的壓力強度為 p_4，由壓力分佈圖上可求得為

$$p_4 = \left\{ \begin{array}{ll} p_1(1-h_c/\varsigma_0) & \varsigma_0 > h_c \\ 0 & \varsigma_0 \le h_c \end{array} \right\} \tag{15}$$

故防波堤單位長度的全波壓 p 為

$$p = \frac{1}{2}(p_1+p_3)h + \frac{1}{2}(p_1+p_4)h_c' \tag{16}$$

$$h_c' = MIN[\varsigma_0 \, , \, h_c] \tag{17}$$

堤體的傾覆力矩為

$$M_p = \frac{1}{6}(2p_1+p_3)h^2 + \frac{1}{2}(p_1+p_4)hh_c' + \frac{1}{6}(p_1+2p_4)h_c'^2 \tag{18}$$

揚壓力的合力 p_U 及對堤趾後端的力距為

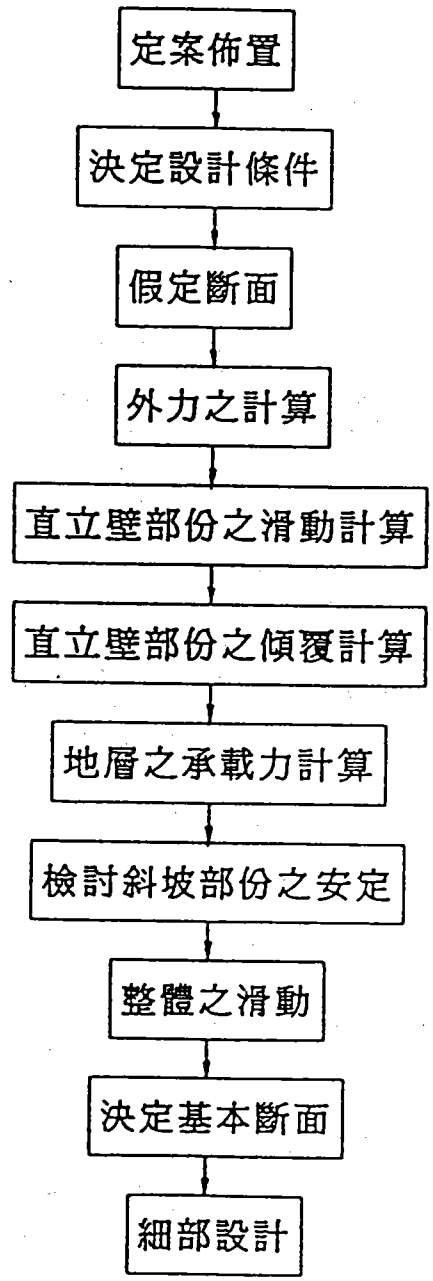
$$p_U = \frac{1}{2}p_U B \tag{19}$$

$$M_U = \frac{2}{3}p_U B \tag{20}$$

式中 B 為直立壁體下端寬度。

六、防波堤設計順序

一般依以下順序進行



七、沈箱式混成堤設計例

某港，外防波堤的中間一段，如圖 2 中黑色部份，用沈箱式混成堤，設計步驟如下：

1. 防波堤功能

如圖，堤內為廣大泊地，距離港池船澳航道均遠，故可允少許越波及傳遞波。

2. 設計條件的決定

該段水深-16m ，高潮位加暴潮位為 2m ，海底比降 s=1/50 。

假設深海入射波高 Hso=5.3m ， Tso=8.6sec ，波向 N ，經依折射淺化計算後之堤前波高 Hs=4.9m ，波向 $\alpha=14°$，由於 $\beta=\alpha-15$ ，故 $\beta=0°$。

石塊、沙土在水中重量用 $\gamma'=1.0$ tonf/m^3，石塊安息角 $\phi_R=40°$，土沙安息角 $\phi_S=30°$。

3. 斷面的假定

a. 基礎用拋石堆：厚 6m ，頂寬 19m ，底部中心石塊每個重 5 kgf 以上，漸漸加大，最上層重 100 kgf ，此上再被覆護基石塊，港外側每個 0.8~1.0 tonf ，邊坡比降 1:2 ，港內側每個 500~800 kgf ，邊坡比降亦為 1:2 ，直立部護基方塊港外側兩個，港內側一個，尺寸為 4mx2mx1.5m 。

b. 體壁:防波堤直立壁體用沈箱，中填沙土，上覆混凝土蓋。

(1)防波堤堤頂高:高潮位+0.6H_s ≒+5m

(2)沈箱頂高+2.0m

(3)沈箱寬度 10.8m

斷面假定如圖 6 ，沈箱尺寸如表 2 。

為防止堤腳沖刷，港外側拋石堆長度，避免在 L/4 前後。

4. 壁體重量及外力算定

依據圖 6 及表 2 資料可算出直立壁部份單位長度重量及安定力距計算值，如表 3 ，波力計算部份可按合田公式計算，即

$$H_{\max} = 1.8H_s = 8.82m$$

高潮位時水深 d=d_1=18m ， 0.854654xd_1=15.3828m ，按(6)式，設計計算用堤前波高，應為

$$H = MIN[8.82\ ,\ 15.3828] = 8.82m \tag{21}$$

按圖 6(i)，堤前水深 d_1=18m

堤前拋石堆上水深 d_2=10.5m

直立部底面至水面的高度 h=12m

直立壁頂在水面上高度 h_e=3m (22)

$$T = 8.6\,s$$

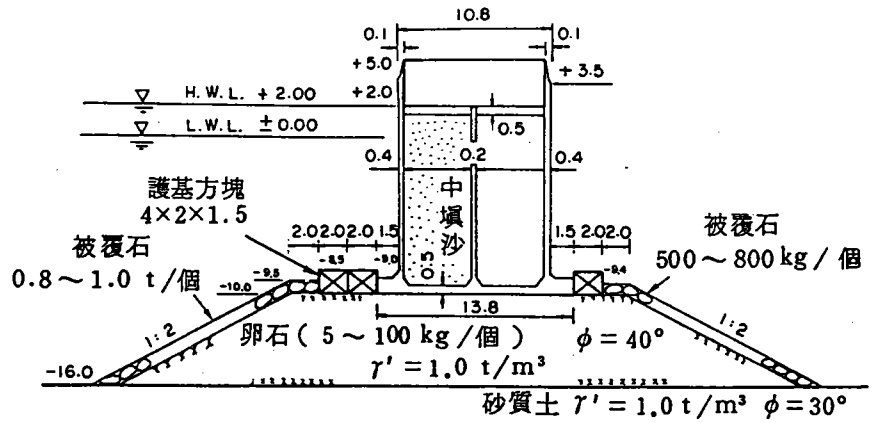
$$L = \frac{gT^2}{2\pi}\tanh\left(\frac{2\pi d_1}{L}\right) = 95.57m \tag{23}$$

堤前水平距離 5H_s 處的水深

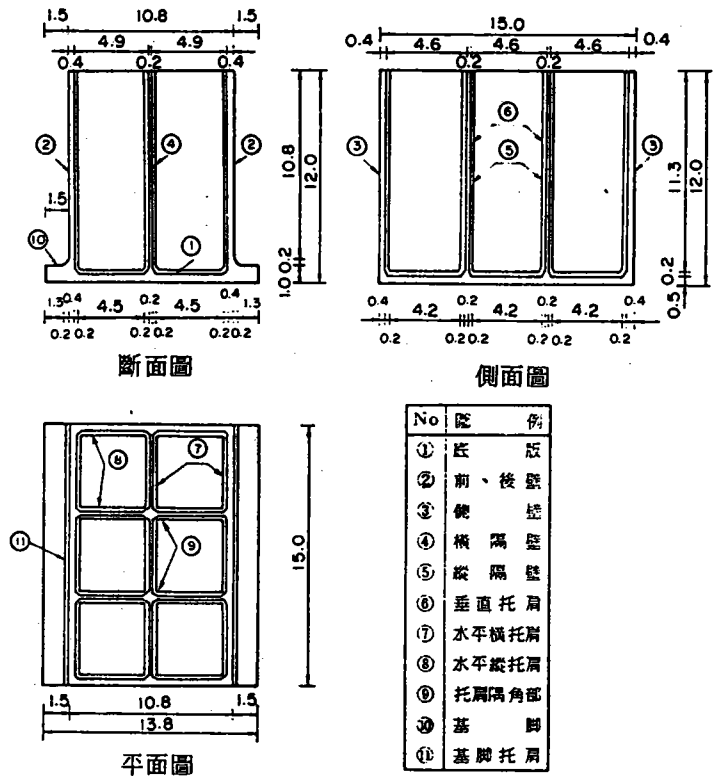
$$d' = d_1 + 5 \times H_s \times s = 18.49m \tag{24}$$

由(7)式

$$\varsigma_0 = 0.75(1+\cos 0) \times 8.82 = 13.23m \tag{25}$$



(i)假定標準斷面圖



No	說明
①	底版
②	前、後壁
③	側壁
④	橫隔壁
⑤	縱隔壁
⑥	垂直托肩
⑦	水平橫托肩
⑧	水平縱托肩
⑨	托肩隅角部
⑩	基腳
⑪	基腳托肩

(ii)沉箱

圖 6　混成防波堤設計斷面

表 2　沈箱體積及一次力矩

	名　稱	體積計算式(m³/個)	個數	∀(m³)	y (m)	∀·y(m⁴)
①	底　版	10.8×15.0×0.5	1	81.00	$2^{-1}\times0.5$	20.25
②	前 後 壁	0.4×15.0×11.5	2	138.00	$2^{-1}(2\times0.5+11.5)$	862.50
③	側　壁	10.0×0.4×11.5	2	92.00	$2^{-1}(2\times0.5+11.5)$	575.00
④	橫 隔 壁	0.2×14.2×11.5	1	32.66	$2^{-1}(2\times0.5+11.5)$	204.13
⑤	縱 隔 壁	{10.0−0.2×1}×0.2×11.5	2	45.08	$2^{-1}(2\times0.5+11.5)$	281.75
⑥	垂直托肩	$2^{-1}\times0.2^2\times11.5$	24	5.52	$2^{-1}(2\times0.5+11.5)$	34.50
⑦	水平橫托肩	$2^{-1}\times0.2^2\times\{14.2-0.2\times2-2\times3\times0.2\}$	4	1.01	$3^{-1}(3\times0.5+0.2)$	0.57
⑧	水平縱托肩	$2^{-1}\times0.2^2\times\{10.0-0.2\times1-2\times2\times0.2\}$	6	1.08	$3^{-1}(3\times0.5+0.2)$	0.61
⑨	隅角部托肩	$3^{-1}\times0.2^3$	24	0.06	$3^{-1}(3\times0.5+0.2)$	0.04
⑩	基　腳	1.5×15.0×1.0	2	45.00	$2^{-1}\times1.0$	22.50
⑪	基腳托肩	$2^{-1}\times0.2^2\times15.0$	2	0.60	$3^{-1}(3\times1.0+0.2)$	0.64
	計			442.01		2002.49

表 3　壁體重量及一次力矩

	名　稱	計　算　式	W_A (t/m)	x (m)	M_A (t·m/m)
①	上部混凝土	3.0×10.6×2.3	73.14	$2^{-1}(13.8)$	504.67
②	沉　箱	1082.92×1/15	72.19	$2^{-1}(13.8)$	498.11
③	蓋頂混凝土	4.9×4.6×0.5×2.3×6×1/15	10.37	$2^{-1}(13.8)$	71.54
	蓋頂混凝土(垂直托肩)	$0.2^2\times2^{-1}\times0.5\times2.3\times24\times1/15$	−0.04	$2^{-1}(13.8)$	−0.25
④	填充沙	4.9×4.6×11.0×2.0×6×1/15	198.35	$2^{-1}(13.8)$	1368.63
	填充沙(垂直托肩)	$0.2^2\times2^{-1}\times11.0\times2.0\times24\times1/15$	−0.70	$2^{-1}(13.8)$	−4.83
	填充沙(水平橫托肩)	$0.2^2\times2^{-1}\times4.2\times2.0\times12\times1/15$	−0.13	$2^{-1}(13.8)$	−0.90
	填充沙(水平縱托肩)	$0.2^2\times2^{-1}\times4.5\times2.0\times12\times1/15$	−0.14	$2^{-1}(13.8)$	−0.99
	填充沙(隅角部托肩)	$0.2^3\times3^{-1}\times2.0\times24\times1/15$	−0.01	$2^{-1}(13.8)$	−0.07
	計		353.03		2435.91

先由式(11-13)計算參數 α_1、α_2、α_3，得

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2}\left[\frac{\frac{4\times\pi\times 18}{95.57}}{\sinh\left(\frac{4\pi\times 18}{95.57}\right)}\right]^2 = 0.70 \tag{26}$$

$$\alpha_2 = MIN\left[\frac{18.49-10.5}{3\times 18.49}\left(\frac{8.82}{10.5}\right)^2, \frac{2\times 10.5}{8.82}\right] = 0.101 \tag{27}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{12.0}{18.0}\left[1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{2\pi\times 18}{95.57}\right)}\right] = 0.71 \tag{28}$$

代入(8)(10)式且$\gamma_0 = 1.03\ tonf/m^3$

$$p_1 = \frac{1}{2}(1+\cos 0)\left[0.7 + 0.101(\cos 0)^2\right]\times 1.03\times 8.82 = 7.25\ tonf/m^2 \tag{29}$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 = 0.71\times 7.25 = 5.15\ tonf/m^2 \tag{30}$$

又由(15)式，堤頂前的壓力強度p_4為

$$p_4 = \left(1 - \frac{h_c}{\zeta_0}\right)p_1 = \left(1 - \frac{3.0}{13.23}\right)\times 7.25 = 5.58\ tonf/m^2 \tag{31}$$

由(14)式，揚壓力p_u為

$$\begin{aligned} p_u &= \frac{1}{2}(1+\cos\beta)\cdot\alpha_1\cdot\alpha_3\cdot\gamma_0\cdot H_{\max} \\ &= \frac{1}{2}(1+\cos 0)\times 0.7\times 0.71\cdot 1.03\cdot 8.83 \\ &= 4.5\ tonf/m^2 \end{aligned} \tag{32}$$

ς_0大於h_c，故按(17)式，$h_c' = h_c = 3m$，再按(16)式，防波堤單位長度上波壓合力p為

$$\begin{aligned} p &= \frac{1}{2}(p_1 + p_3)h + \frac{1}{2}(p_1 + p_4)h_c' \\ &= \frac{1}{2}(7.25 + 5.15) \times 12 + \frac{1}{2}(7.25 + 5.58) \times 3 \\ &= 93.6 \; tonf \,/\, m \end{aligned} \tag{33}$$

單位堤長上揚壓力的合力為

$$\begin{aligned} p_u &= \frac{1}{2} p_u \cdot B \\ &= \frac{1}{2} \times 4.5 \times 10.8 \\ &= 24.3 \; tonf \,/\, m \end{aligned} \tag{34}$$

水面下受浮力作用，單位長堤身所受的浮力W_B為

$$\begin{aligned} W_B &= \left[10.8 \times 12 + 1.5 \times 1.0 \times 2 + \frac{1}{2} \times (0.2)^2 \times 2 \right] \times 1.03 \\ &= 136.6 \; tonf \,/\, m \end{aligned} \tag{35}$$

各力對直立堤後趾的力矩為

波力力矩M_p

$$\begin{aligned} M_p &= \frac{1}{6}(2p_1 + p_3)h^2 + \frac{1}{2}(p_1 + p_4)h \cdot h_c' + \frac{1}{6}(p_1 + 2p_4)h_c'^2 \\ &= \frac{1}{6}(2 \times 7.25 + 5.15) \times (12)^2 + \frac{1}{2}(7.25 + 5.58) \times 12 \times 3 \\ &\quad + \frac{1}{6}(7.25 + 2 \times 5.58) \times (3)^2 \\ &= 730.2 \; tonf \cdot m \,/\, m \end{aligned} \tag{36}$$

揚壓力力矩 $M_U = p_u(\frac{2}{3} \times$ 堤寬+基腳長)

$$= \left(\frac{2}{3} \times 10.8 + 1.5\right) \times 24.3 \quad (37)$$
$$= 211.4 \ tonf \cdot m / m$$

浮力力矩 $M_B = 136.6 \times \frac{13.8}{2} = 942.5 \ tonf \cdot m / m \quad (38)$

直立部重量及力矩，按表 3 計算結果，即

$$W_A = 353.03 \ tonf / m \quad (39)$$

$$M_A = 2435.91 \ tonf \cdot m / m \quad (40)$$

5. 安定計算

a. 直立部

安全率超過 1.2 ，即為合格，摩擦係數 $f_s = 0.6$ ，對滑動的安全率

$$F_s = \frac{f_s(W_A - p_u - W_B)}{p} \quad (41)$$
$$= \frac{0.6(353.03 - 24.3 - 136.6)}{93.6} = 1.23 > 1.2 \text{ 合}$$

對傾覆的安全率

$$F_0 = \frac{M_A - M_B - M_U}{M_p} = \frac{2435.91 - 942.5 - 211.4}{730.2} \quad (42)$$
$$= 1.76 > 1.2 \text{ 合格}$$

b. 基礎地盤負載問題之檢討

如圖 7 ，作用於堤身的力，即波力與自重等的合力 R ，與底面的交點

A，與堤體重心垂線間的水平距離e，稱為偏心距離(eccentric distance)，令p_1、p_2各為堤體後趾及前趾下的壓力強度，則

$$e \le \frac{1}{6}B \text{時} \qquad p_1 = \left(1+\frac{6e}{B}\right)\frac{W}{B}$$
$$p_2 = \left(1-\frac{6e}{B}\right)\frac{W}{B} \tag{43}$$

壓力分佈狀況如圖中的(i)部份

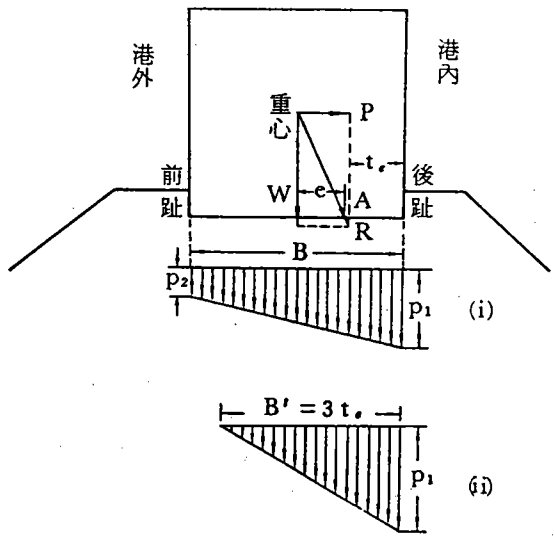


圖 7　堤趾壓力

$$e > \frac{1}{6}B \text{ 時} \qquad p_1 = \frac{2}{3}\frac{W}{t_e} \quad , \quad p_2 = 0$$
$$t_e = \frac{M_A - M_B - M_U - M_p}{W_A - U - W_B} = \frac{B}{2} - e \tag{44}$$
$$B' = 3\,t_e = 3\left(\frac{B}{2} - e\right)$$

壓力分佈狀況如圖中的(ii)部份。

本問題中

$$t_e = \frac{2435.91 - 942.5 - 211.4 - 730.2}{353.03 - 24.3 - 136.6} = 2.87m$$

$$e = \frac{B}{2} - t_e = \frac{13.8}{2} - 2.87 = 4.03 > \frac{1}{6}B$$

$$p_1 = \frac{2W}{3t_e} = \frac{2}{3} \times \frac{(353.03 - 24.3 - 136.6)}{2.87} = 44.6\ tonf/m^2 \qquad (45)$$

$$B' = 3\left(\frac{B}{2} - e\right) = 3\left(\frac{13.8}{2} - 4.03\right) = 8.61m$$

壓力在石堆上的分佈狀況如圖 8，石堆負荷能力為 $50\ tonf/m^2$，故無問題。

直立部對地盤的壓力，如圖 9，由前後堤趾 A、B 點繪與合力 R 平行的線與地盤相交於 A′、B′點，AA′、BB′線外方各取 30°角繪 AA″、BB″線，與地盤交點 A″、B″直立部的壓力，分佈於此部份地盤上如圖所示，直立部底部壓力，乘 B′/b 而分佈於長度為 b 的地盤上。

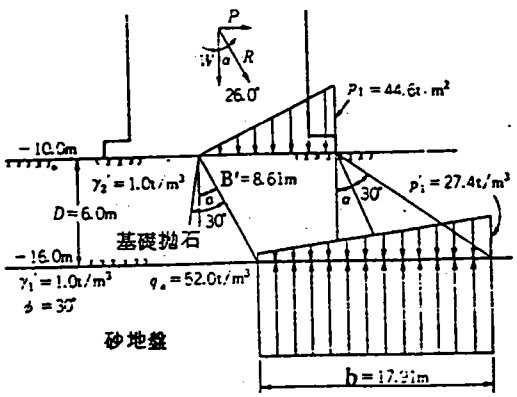


圖 8　拋石堆支持力

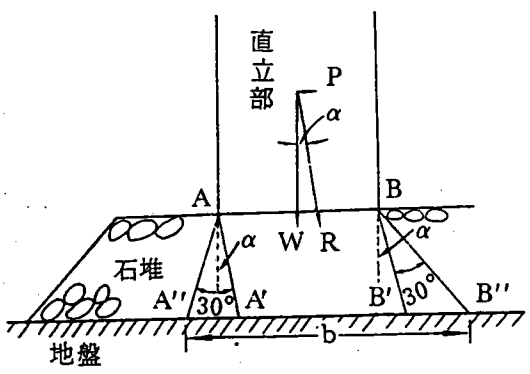


圖 9　直立部對地盤壓力分佈寬度

本問題中，合力 R 與重力 W 間的角α為

$$\alpha = \arctan\frac{p}{W} = \frac{93.6}{353.03 - 24.3 - 136.6} = 26° \tag{46}$$

$b = B' + D\left[\tan(30°+\alpha) + \tan(30°-\alpha)\right]$，D 為石堆厚度 6.0m

$$= 8.61 + 6.0(1.48 + 0.07) = 17.91m \tag{47}$$

$$p_1' = \frac{B'}{b}p_1 + \gamma D = \frac{8.61}{17.91} \times 44.6 + 1.0 \times 6.0 \tag{48}$$
$$= 27.4\ tonf/m^2$$

地盤上的壓力分佈如圖 8，已知地盤支持力為 52.0 $tonf/m^2$，故無問題。

c. 拋石堆部安定計算

假定直立壁體及一部分石塊，受波力作用而直線滑動，滑動面如圖 10 中鎖線，其安定狀況核算如下。

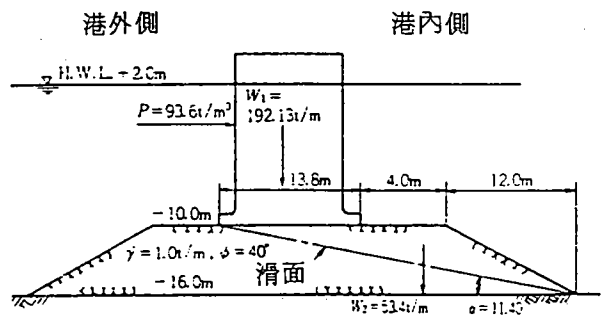


圖 10　直線滑動

堤體重量 $W_1 = W_A - W_B - U = 192.13\ tonf/m$

滑動面上石塊重量

$$W_2 = 17.8 \times 6 \times \frac{1}{2} \times 1.0 = 53.4\ tonf/m$$

總重量 $W = W_1 + W_2 = 245.53\ tonf\ /\ m$

此滑動面上的重量，能否因波浪作用而滑動，其安全率 F 為

$$F = \frac{f_*(W\cos\alpha - P\sin\alpha)}{W\sin\alpha + P\cos\alpha} \tag{49}$$

f_* 為石塊間的摩擦係數，等於 $\tan\phi_R$，$\phi_R = 40°$，α 為滑動面與地盤間之角如圖，$\alpha = 11.4°$，由(33)式，$p = 93.6\ tonf\ /\ m$，則

$$F = \frac{\tan 40°(245.53 \times \cos 11.4° - 93.6 \times \sin 11.4°)}{245.53 \times \sin 11.4° + 93.6 \times \cos 11.4°} \tag{50}$$
$$= 1.33 > 1.2$$

安全係數大於 1.2，合乎安定要求。

軟弱地盤尚須考慮地盤本身的圓弧滑動，應用土壤力學方法核算其安定性。

d. 石堆表面被覆塊體重量計算

本次設計不用消波塊，按照慣例，直立壁前後須加護基混凝土方塊，一般重量在10至 40 *tonf* 間。本設計波高不大，故用 30 *tonf* 混凝土方塊密切嵌入直立堤前後已足，港外側用兩塊，港內側用一塊如圖 6(i)內所示。拋石堆表面用 $\gamma_s = 2.65$ 的石塊。

港外側護堤方塊前的石塊所需重量，按前述設計資料及圖 6，其計算方法如下：

$$H_s = 4.9m,\ T_s = 8.6s,\ d' = 10 + 2 = 12m,\ B = 7.5m$$

$$\beta = 0,\ L' = \frac{g(8.6)^2}{2\pi}\tanh\left(\frac{2\pi \times 12}{L'}\right) = 83.09m$$

$$S = \frac{\gamma_s}{\gamma_0} = \frac{2.65}{1.03} = 2.57$$

$$k = \frac{4\pi d'/L'}{\sinh\left(\frac{4\pi d'}{L'}\right)} \cdot \sin^2\left(\frac{2\pi\beta}{L'}\right)$$

$$= \frac{\frac{4\pi \times 12}{83.09}}{\sinh\left(\frac{4\pi \times 12}{83.09}\right)} \times \left[\sin\left(\frac{2\pi \times 7.5}{83.09}\right)\right]^2 = 0.175$$

無尺度係數

$$n_\Delta = MAX\left\{1.8, 1.3\left(\frac{1-k}{k^{\frac{1}{3}}}\right)\frac{d'}{H_s} + 1.8\exp\left[-1.5\frac{(1-k)^2}{k^{\frac{1}{3}}} \cdot \frac{d'}{H_s}\right]\right\}$$

$$= MAX\left\{1.8, \left(1.3 \times \frac{1-0.175}{\sqrt[3]{0.175}} \times \frac{12}{4.9}\right.\right.$$

$$\left.\left. + 1.8 \times \exp\left[-1.5 \times \frac{(1-0.175)^2}{\sqrt[3]{0.175}} \times \frac{12}{4.9}\right]\right)\right\}$$

$$= MAX\{1.8\ ,\ 4.72\} = 4.72$$

代入 Hudson 計算公式(32)，石塊的重量 W 為

$$W = \frac{(2.65)(4.9)^3}{(4.72)^3(2.57-1)^3} = 0.766\ tonf \qquad (51)$$

另由日本港灣技術研究所稻垣(Inagakis)的經驗式

$$\beta \le 45° \qquad W = 0.08\frac{H_s^3}{(5)^{d'/H_s}} = 0.08 \cdot \frac{(4.9)^3}{(5)^{12/4.9}} = 0.183\ tonf$$

故應採用前者之計算結果，又為更安全起見，可採用每塊 0.8~1.0 tonf 的石塊，覆蓋於拋石堆表面上。

e. 沈箱安定計算

沈箱浮游時的安定條件為

$$\frac{I}{\forall} - \overline{CG} = \overline{GM} > 0 \tag{52}$$

式中 I：對吃水面長軸的斷面慣性矩(m^4)

$\forall$：沈箱排水體積(m^3)

C：浮心(center of buoyancy)

G：重心(center of gravity)

M：傾心(metacenter)

此外，$\overline{GM}$ 最好在吃水的 5% 以上。

沈箱的體積與一次力矩，已計算在表 2 中，每一個沈箱的重量為其體積乘沈箱比重 2.45 。

$$W = 2.45 \times 442.01 = 1082.92\ tonf$$

一次力矩為

$$W \cdot y = 2.45 \times 2002.49 = 4906.10\ tonf \cdot m$$

沈箱重心

$$G = \frac{W \cdot y}{W} = 4.53m \tag{53}$$

沈箱吃水之計算，令吃水為 x ，則

$$W = (B \times x + \text{基腳體積+托肩體積}) \times L \times \gamma_0 \tag{54}$$

B 為沈箱頂寬，L 為沈箱長，$\gamma_0 = \rho g$ 海水單位體積重量，$B = 10.8m$，$L = 15m$，$\gamma_0 = 1.03\ tonf/m^3$，基腳(footing)及托肩(haunch)部份體積如表 2 ，代入上式

$$1082.92 = \left\{10.8x + \left[1.5 \times 1.0 + \frac{1}{2}(0.2)^2\right] \times 2\right\} \times 15 \times 1.03$$

故　$x = 6.21\,m$ (55)

表 4　沈箱浮心的算定

名　稱	計　算　式	∀ (m³)	y (m)	∀ · y (m⁴)
沉　箱	5×10.8×6.21	1006.02	2⁻¹ × 6.21	3123.69
基　腳		45.00		22.50
基腳托肩		0.60		0.64
計		1051.62		3146.83

按表 4 的計算結果，單位長度沈箱的排水體積∀及浮心 C 為

$$\forall = 1051.62\ m^3/m \tag{56}$$

$$C = \frac{\forall \cdot y}{\forall} = \frac{3146.83}{1051.62} = 2.99\,m \tag{57}$$

沈箱的斷面慣性矩

$$I = \frac{LB^3}{12} = \frac{15 \times (10.8)^3}{12} = 1574.64\ m^4 \tag{58}$$

代入(51)式

$$\overline{GM} = \frac{I}{\forall} - \overline{GC} = \frac{1574.64}{1051.62} - (4.53 - 2.99) = -0.04 < 0$$

不合安定條件，故在沈箱中注 1m 水深的水，其重心 G' 及浮心 C' 的計算數據，如表 5 及 6 。

表 5　注水時沈箱的重心

名　稱	計　算　式	W′(t)	y (m)	W′ · y (t·m)
沉　箱		1082.92		4906.10
注　水	$(4.6\times4.9-0.2^2\times2^{-1}\times4)\times1.0\times6\times1.03$	138.80	$2^{-1}(0.5\times2+1.0)$	138.80
水平橫托肩	$0.2^2\times2^{-1}\times4.2\times12\times1.03$	−1.04	$3^{-1}(0.5\times3+0.2)$	−0.59
水平縱托肩	$0.2^2\times2^{-1}\times4.5\times12\times1.03$	−1.11	$3^{-1}(0.5\times3+0.2)$	−0.63
隅角部托肩	$0.2^3\times3^{-1}\times24\times1.03$	−0.07	$3^{-1}(0.5\times3+0.2)$	−0.04
計		1219.50		5043.64

表 6　注水時沈箱的浮心

名　稱	計　算　式	$\forall'(m^3)$	y (m)	$\forall'\cdot y\ (m^4)$
沉　箱	15.0 × 10.8 × 7.03	1138.86	$2^{-1}\times7.03$	4003.09
基　腳		45.00		22.50
基腳托肩		0.60		0.64
計		1184.46		4026.23

$$\text{重心 } G' = \frac{W'y}{W'} = \frac{5043.64}{1219.50} = 4.14\ m \tag{59}$$

$$\text{吃水}x' = \frac{W' - \text{基腳排水}}{L \times B \times \gamma_0}$$

$$= \frac{1219.50 - \left[1.5 \times 1.0 + \frac{1}{2} \times (0.2)^2\right] \times 15 \times 1.03 \times 2}{15 \times 10.8 \times 1.03} \tag{60}$$

$$= 7.03\,m$$

按表 6 的計算數據，單位長度沈箱的排水體積$\forall'$及浮心C'為

$$\forall' = 1184.46\,m^3/m$$

$$C' = \frac{\forall' y}{\forall} = \frac{4026.23}{1184.46} = 3.40\,m \tag{61}$$

斷面慣性矩I仍為(58)式，故

$$\overline{G'M'} = \frac{I}{\forall'} - \overline{G'C'} = \frac{1574.64}{1184.46} - (4.14 - 3.40)$$

$$= 0.59m > 0.05x' = 0.35m$$

合乎安定條件。

f. 沈箱所受外力計算

(1)底版

浮游時作用於底版的負荷為吃水加 1m 餘裕的靜水壓p_w及包括平衡重量(counter weight)w_c的底版自重w，如圖 11 ，即

$$p = p_w - w = 1.03(x' + 1) - 2.45 \times 0.5$$
$$= 7.05\,tonf/m^2 \tag{62}$$

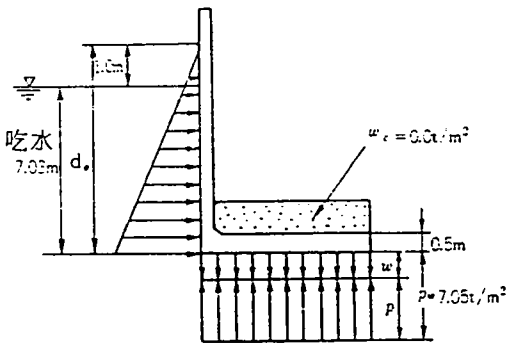


圖 11　作用於底版之浮游時設計負荷

沈箱浮游曳航至設置地點，立即進水，並趕填沙石，設置完畢後，內外側壁中心線間的底版上所受的力為底面反力 p，將(13)式的值，除去基腳長度 1.7m 部份，即

$$p = 44.6 \times \frac{(8.61 - 1.7)}{8.61} = 35.80 \; tonf / m^2 \tag{63}$$

靜水壓 p_w 以最高水位計算

$$p_w = 1.03 \times 12 = 12.36 \; tonf / m^2 \tag{64}$$

填充材料重量，比重為 2.0

$$p_1 = 2.0 \times 11.0 = 22.0 \; tonf / m^2 \tag{65}$$

混凝土蓋重量，比重為 2.3

$$p_2 = 2.3 \times 0.5 = 1.15 \; tonf / m^2 \tag{66}$$

底版重量

$$w = 2.45 \times 0.5 = 1.23 \; tonf / m^2 \tag{67}$$

揚壓力按(13)式的結果，底版上港外側及港內側的揚壓力

p_{u_1}, p_{u_2} 各為

$$p_{u_1} = 4.5 \times \frac{10.8 - 0.2}{10.8} = 4.42 \; tonf / m^2$$

$$p_{u_2} = 4.5 \times \frac{0.2}{10.8} = 0.08 \; tonf / m^2 \tag{68}$$

以上各種負荷及合成負荷，換算設計負荷，均繪在圖 12 中。

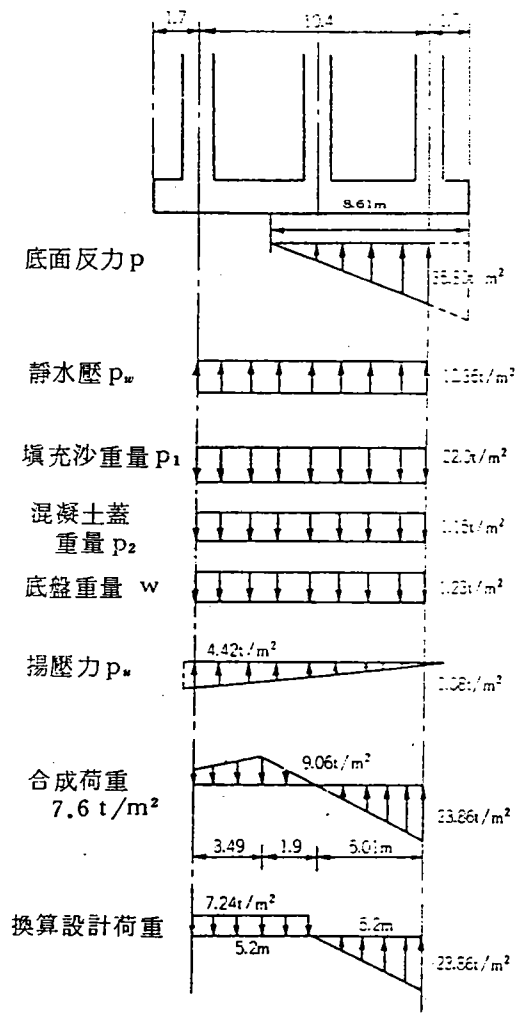


圖 12　作用於底版的設計負荷

(2)側壁

浮游時側壁所受的力為靜水壓，水位為吃水x'加 1m ，但計算至底版中心線上，如圖 13 ，即

$$p_w = 1.03d = 1.03(7.03+1-0.25) = 8.01\ tonf/m^2 \tag{69}$$

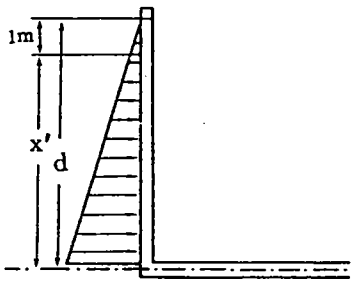


圖 13　沈箱浮游時側壁所受水壓之圖

沈箱安放完畢後，側壁所受的力為土壓力及內部水壓。內部土壓為

$$\begin{aligned} q_1 &= \gamma_s h_1 K = 2.3\times 0.5\times 0.6 = 0.69\ tonf/m^2 \\ q_2 &= (\gamma_s h_1 + \gamma h_2)K = (2.3\times 0.5+1.0\times 4.9)\times 0.6 = 3.63\ tonf/m^2 \end{aligned} \tag{70}$$

γ_s為填充材比重，$K=0.6$為土壓係數。

內部水壓為內外水位差h時的靜水壓，推定$h=1.5+\frac{1}{2}H_s$，故

$$q_3 = \left(1.5+\frac{1}{2}4.9\right)\times 1.03 = 4.07\ tonf/m^2 \tag{71}$$

港外側壁，另受波壓力減去內部土壓力的負荷。

(3)隔牆

隔牆上的外力，在安放進水時，易發生兩側水位差，如圖 15 ，水位差以 1m 計算，則

$$p = 1.0\gamma_0 = 1.03\ tonf/m^2 \tag{72}$$

負荷狀況及換算設計負荷，如圖 14 。

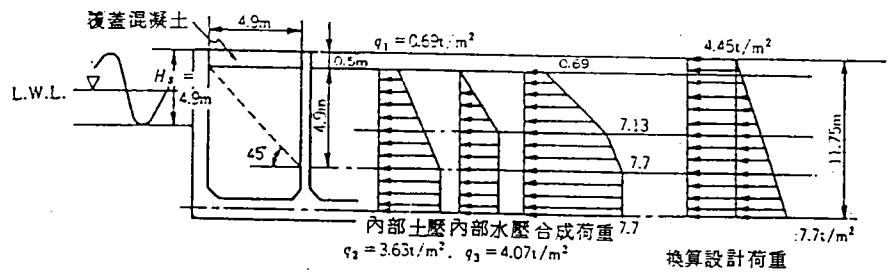


圖 14　作用於側壁之外力

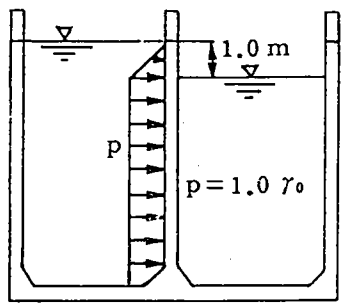


圖 15　安放時作用於隔壁之外力

(4)拖航時的外力

沈箱拖航安放，必須在風平浪靜時，故不必顧慮波壓力，但如有必要拖至外海，例如基隆港內製作的沈箱拖至蘇澳港安放，高雄港內製作沈箱拖至安平港安放等，如圖 16 ，最大壓力在沈箱長 l 為波長之半時發生，可計算如下：

$$p = \frac{1}{2}\gamma_0 B\left[(0.6H + d')^2 - (d' - 0.4H)^2\right] = \gamma_0 HBd' \tag{73}$$

$$\gamma_0 = 1.03\ tonf/m^3$$

B：沈箱寬度(m)

d'：沈箱拖行時的吃水(m)

H：拖行當時的波高，根據預測值(m)

沈箱寬度B相當大時，可能發生重複波，計算值須乘1.2~1.3。

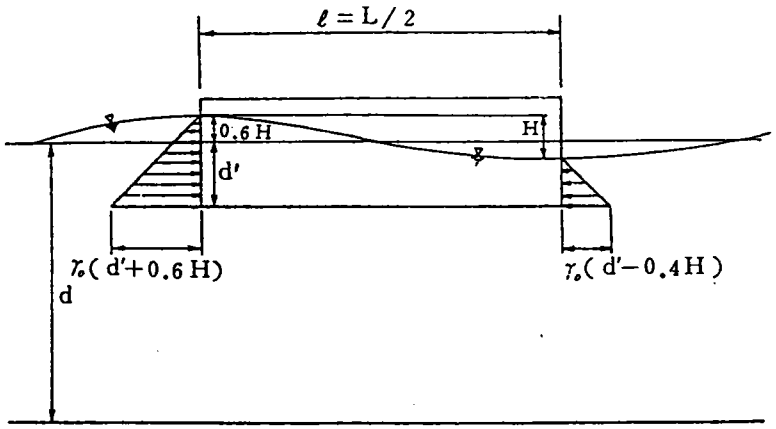


圖 16　沈箱拖行時的波力

拖曳力F_D為

$$F_D = \frac{C_D}{2g}\gamma_0 v^2 A \quad (tonf) \tag{74}$$

C_D為曳力係數，可由曳力係數表中查得，$g = 9.81 m/s^2$，v為曳航速度(m/s)，A為沈箱前面的浸水面積(m^2)，由下式算出。

$$A = B(d' + \delta) \tag{75}$$

δ為因曳航而生的水面升高(m)，B, d'的定義與前同。

(5)沈箱安放進水後，突然有地震時的動水壓

沈箱安放完畢進水，尚未填充沙石時，地震動水壓可能使側壁、底版、隔牆破壞，須加注意防範。

綜上計算，在各種情況下作用於沈箱上的外力及負荷決定後，即可用鋼筋混凝土設計原理設計沈箱。如有必要防止越波時，堤上可再加胸牆。至於有關各壁體的鋼筋排放等細部設計問題本處從略。

伍、海堤規劃及設計

伍、海堤規劃及設計單元內容

壹、緒言..... 5-1

貳、台灣海岸概況..... 5-2

參、台灣海堤興建概況..... 5-9

肆、海堤規劃..... 5-13

4-1 規劃範圍..... 5-13

4-2 規劃原則..... 5-14

4-2-1 堤線位置之選定..... 5-14

4-2-2 海堤型式之選擇..... 5-15

4-2-3 基本數據選定..... 5-19

4-3 規劃構想..... 5-22

伍、海堤設計..... 5-24

5-1 基本觀念..... 5-24

5-2 海堤之安定分析..... 5-24

5-3 設計之一般要點..... 5-26

5-4 各種海堤之設計..... 5-40
5-4-1 緩坡式土石堤..... 5-40
5-4-2 陡坡式土石海堤..... 5-42
5-4-3 複合式斷面海堤..... 5-44
5-4-4 混凝土海堤..... 5-47
5-4-5 種草植樹土海堤..... 5-51
陸、結論及建議..... 5-53
參考資料..... 5-58
誌　　謝..... 5-58

伍、海堤規劃及設計 講義

壹、緒言

台灣為一海島，地處西太平洋颱風盛行區，地理環境特殊，沿海地區常受潮浪為害；自日據時代開始，各事業機構及沿海農漁民，皆依其本身需要而建堤保護。光復後本省人口劇增，工商百業日進千里，海岸地帶也相繼開發利用，「海岸保護」之重要性逐與日俱增。

一般所稱的海岸係指陸地與海洋交界之海岸線，惟其範圍尚包括漲潮時為海水淹沒，退潮時露出海面之淺灘地帶，於本省西海岸，此種淺灘有寬達四～五公里者。

海堤為保護海岸低窪地區人民生命財產安全與增進土地利用之最直接、快速、有效之方法，故在選擇堤防之型式構造與高度時，除考慮材料之採取及經濟性外，安全方面尤應考量。由於海水含有極重鹽份，海堤潰決或波浪越堤，對於堤後農作物、土地、財物之損害遠較一般河川洪水災害為大，故在規劃及設計海堤時對於異常暴潮與波浪逆升高度等均應詳加計算，堤頂高度以及斷面設計均應具有相當高之標準，務必符合工程技術之要求。

貳、台灣海岸概況

一、宜蘭海岸

宜蘭海岸線呈平滑而略凹入之弧形曲線，除頭城至蘇澳段外，多屬岩石海岸。北段原有一道高約二十公尺之沿岸沙丘，南段則有一綿延數公里與海岸線平行之灘脊，其上種有極為茂密之林投，成為整段海岸之天然屏障，故已往潮浪災害並不嚴重。近年來，由於人為因素之破壞，這一段天然屏障已經漸漸消退，尤以北段為然，所以海岸呈現侵蝕現象。

本段海岸建有約二十餘公里海堤，大多集中於頭城、壯圍、蘇澳等地區，除部份堤段須予整建外，目前情況大多良好，仍能維持防禦之功能。但前述已發生侵蝕現象之海岸段，則必要設法予以穩定。

二、台北海岸

淡水河右岸以北之台北海岸，因波浪堆積作用，形成多處沙灘，如深澳、瑞濱及福隆等灣頭沙灘以及白沙灣及基隆等大沙灣。此外，在海灣及凹入處亦常形成與海岸線平行之沙丘。

本段海岸之海堤常建於各海水浴場或漁港之鄰近，多數為早期地方政府自行興建之簡單混凝土堤。本段海岸因地勢較高亢，已往災情輕微，近年來水利局又於各海堤前坡加拋塊體(石)，更能發揮保全功能。

淡水河左岸為沙質海岸，其中八里已往侵蝕情況相當嚴重，經水利局以突堤群方式予以保護，目前已稍趨穩定；但其南端海岸又被施以超限利用，對海岸穩定而言，係一大隱憂。

三、桃園海岸

桃園沿海已往有一道連續性之高亢沙丘，其上亦有極茂密之防風林，不易為潮浪侵襲，故災況不甚嚴重。本段海岸具明顯之夏淤冬刷現象。

本段海岸之海堤多設於沙丘前之海灘，間雜亦施設海岸穩定工(拋石堤)，多數情況尚稱良好；但目前觀音、大園段海岸卻有侵蝕現象。

四、新苗海岸

新竹海岸多處海岸線後退、防風林呈崩失之狀態；苗栗沿海早期興建之海堤，大多為簡易土堤，崎頂海水浴場附近海岸，呈局部劇烈沖刷，惟目前已稍趨穩定，但此種沖刷情形卻有南移的現象。

五、台中海岸

本段海岸因受海峽地形之影響，故暴潮特高，早年興建之海堤極多，其特點為每段海堤均不長，且都彎入各排水路兩岸成為防潮堤。目前大甲溪以南之海岸均劃入台中港區範圍內，介於大安、大甲間之海岸也因防波堤之影響形成淤積狀態，就海岸防護而言已無大礙。

六、彰化海岸

鳥溪至濁水溪間之彰化縣海岸為一沖積平原，海灘坡降極為平緩(約千分之一)，退潮時海埔灘地寬達五公里。該區海岸已由堆積興盛之沙洲時期，進而降至潛沙洲期，雖仍具有相當之堆積性能，但已有侵蝕出現，難以再永久維持平衡，一但沙源供給減

少，即可能一變而成為侵蝕性海岸。

因受海峽地形影響，暴潮位特高，為目前水利局海堤整建之重點地區。

七、雲嘉海岸

本段海岸早年因有外海沙洲之阻隔，外海潮浪不易直接入侵，故雖然沿海之保護工均甚簡陋，但仍勉強可以禦潮。惟近年來由於各河川相繼整治、沙洲外移、沙源減少，各沙洲群島亦已逐漸消退以致完全消失。故已往被阻擋在外海的潮浪現在都直接衝擊海岸，對於本段海岸的保護而言，是一項極為不利的因素。

本段海岸近年來地盤下陷幅度不小，內水排除困難，內陸低窪地區經常處於淹水狀態，尤其以雲林口湖及嘉義布袋地區為然；各事業海堤也多未加整建，颱風洪過境時常遭毀壞，導致海水倒灌，災情不輕，亟待予以改善。

八、台南海岸

台南縣北段海岸早年多為潟湖，現有海堤大多為簡單之漁塭堤，雖斷面簡陋，但因位於內海區域，並無嚴重災情。但近年來由於屢遭颱風侵襲，以往廣闊之外灘侵蝕殆盡，事業堤災情頻生，仍應儘早予以全面改善為要。

台南市境之四草、鯤鯓、喜樹等海堤，皆為近年來興建之重力式混凝土堤，目前情況良好，但長度稍嫌不足，需要加以延長。

自曾文溪口以南之海岸走向轉為北北西，距岸不遠海床坡度即已轉陡。因此，各河川之輸沙很難在河口附近堆積，西南向之

海浪則直衝海岸，而在其南方海域所產生之長週期波浪亦常遠涉至此，造成部份海灘、堤基之流失。

九、高屏海岸

高屏海岸為全省沿海地區中，侵蝕最嚴重之海岸。依據水利局多年來的實地觀測資料分析，本段海岸地形可再分段敘述如下：

(一)二仁溪口--援中港段：

二仁溪口至援中港溪口間海岸，有綿長之天然沙丘，低矮沙堤為屏障。新達港突堤北方海岸，夏季有侵蝕現象發生，冬季則回淤；突堤南方之海岸則反是。

該區北端及中段海岸海灘斷面形狀及變化相同，沙堤前沙灘頗寬，坡度平緩。南端海岸因承山脈餘勢形成峭壁，高差達十公尺之譜，由於多屬沙質壤土，每逢暴雨或潮浪侵襲，時生崩落；且堤前波濤洶湧，海堤屢遭損毀，造成甚大災害。但蚵子寮以南則地勢又趨平坦，且有一較高沙灘屏障，大致尚稱穩定。

(二)援中港--高屏溪口段

大林蒲以北旗津、中洲一帶屏障高雄港之帶狀沙洲，已往屬於侵蝕性海岸，惟自高雄港第二港口開闢後，因抽沙堆積影響，岸線大幅度外移，灘坡變緩，已趨於穩定狀態。大林蒲以南海岸地勢較高，由於土質較弱，經常有崩落現象，但灘面沖淤變化幅度不大，約在 1-2 公尺之間。

西溪以南地勢已由西北逐漸向東南降低，沙丘雖仍存在，但灘坡較陡；中芸以南沙丘消失，但沙灘較寬，坡度較緩灘面變化稍不規則，但大致仍為冬淤夏刷。

東西汕一帶以往侵蝕嚴重，近年來由於菱型塊突堤群發生作用，已漸趨穩定。靠近高屏溪口處，海灘有顯著之刷深現象，且離岸四佰五十公尺以外之外灘，坡降陡急下降，水深大增，顯示海底淵谷已接近此處，雖有高屏溪上游大量泥沙之下輸，仍難有堆積海岸之發現。

(三)高屏溪口--下寮段：

高屏溪口以南之南半段海岸屬於輕微下降與侵蝕狀態，岸線甚為平滑。由於海岸緊鄰深淵，自各河川挾帶而下之大量泥沙直衝入海，無法形成海灘，而西南季風浪之侵襲，也阻止了海岸外伸，沿岸漂沙移動方向較不規則，大體上冬季由西北向東南，夏季則相反，長年優勢方向為東南向西北漂移。

下寮以北之海岸，除北端受高屏溪、東港溪、東港漁港及大鵬灣出口之影響，岸線較不規則外，其於海岸線相當平直。海灘底質屬沙質土，灘坡約介於一比五--一比四十之間，離岸二百-四百公尺處有沿岸沙洲，洲頂標高較下寮以南者為高，但洲頂與沙谷之高差則較小。冬季海灘淤積，灘坡變緩，前灘堆積成階梯狀平台，灘線向外伸展，夏季則反是。季節性變化至為明顯，變化幅度可達數十公尺。此外，海岸亦常有局部性之異常侵襲發生，海灘忽然刷深數公尺，灘線急速後退，造成災害；其發生位置飄忽不定，難以捉摸，發生原因尚待近一步研究。

(四)下寮-恒春段：

下寮以南之海岸，海灘底質屬於砂礫土或卵石土質，且越往南粒徑越粗。此段海岸灘坡甚陡，大致介於一比五--一比二十之間，斷面沖淤互見，變化幅度不大，大多趨向於冬淤夏刷，但較北

平衡梁法（Equivalent Beam Method）常用來設計具固定端之版樁，因為在反曲點C之彎矩為零，故可假定為鉸點而將版樁視為上下兩根梁。反曲點之位置，H.Blum曾求出與土壤內摩擦角之關係如圖4.5。

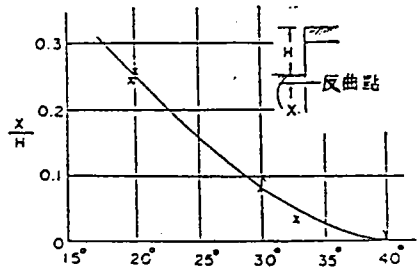


圖4.5　反曲點之位置(Blum)

上部梁之兩個未知數為拉桿拉力T，以及鉸點剪力R_c，此二力可由對拉桿的彎矩為零，而後水平力為零之平衡條件求解。下部梁可假定為簡支梁，兩個要求解之未知數一為R_b，另一則為長度CD，長度CD可由對D點求解，而入土深度為1.2D。與自由端法相比較，固定端法得到的彎矩值較小。

3.基準設計法（日本設計法）

基準設計法是在入土長度計算時使用自由端法，而斷面設計時則多採用假設鉸點法。又入土部份之地層為軟弱地層時或使用勁度很大之版樁時則採用固定端法中之撓度曲線法。

A.假設鉸點法

a.版樁入土長度之計算

版樁之入土長度是以計算所得之土壓力及殘留水壓力對拉桿與版樁連結點所產生彎矩之平衡，使其能滿足下式予以求取之。

$$M_p = FM_a \qquad (4.1)$$

式中

M_p：被動土壓在拉桿裝置點之彎矩（t・m／m）

M_a：主動土壓與殘留水壓在拉桿裝置點之彎矩（t・m／m）

F：安全係數

安全係數在打入砂質地層之版樁，平常在1.5以上，地震時1.2以上，在較硬之黏土地層，平時與地震時均為1.2以上。

花蓮海岸多屬山岩峭壁，雖面臨太平洋，受深海巨浪直接衝擊，但往常災情輕微。惟近年來南、北濱及化仁段海岸，由於若干人工構造物之影響，造成局部地區嚴重沖蝕，海堤也遭受嚴重破壞。

台東縣已往災情不大，故除了富岡及三仙里段建有片段之海堤外，其餘多建於綠島、蘭嶼兩離島。但東河、成功一帶海岸近年來時有崩坍現象，若干地區也有海浪挾帶大量泥沙衝擊上岸之情形，均亟需加以保護。惟該等海岸多屬陡岸或高達數十公尺之懸崖峭壁，故其斷面結構型式宜先加以妥善研究，並配合良好之水土保持工作，方可有效保護。目前，水利局係以擺設異型塊以穩定海岸方式為之，情況尚稱良好，但其穩定性尚待觀察，而進一步之治本措施也有待研擬。

十一、澎湖沿海

澎湖群島沿海除西南、東南、東側及南側為沙質海岸外，其他地方大部份係老古石、沉泥及玄武岩層所組成。海岸之侵蝕以沙質海岸較嚴重，如龍門、林投等地每年約達四公尺；堆積漂沙以山水段之數量為最，估計年達九萬立方公尺。

本區漁民甚多，大多沿海而居，因受海浪潮汐侵襲影響，對海堤之興建至感迫切，且部份觀光地區、海水浴場，更需建堤予以保護。

參、台灣海堤興建概況

水利局自台灣光復初期起，即已從事海堤整建工作，自民國六十一年奉令正式負責海堤整建權責後，除開始辦理整體規劃外，更寬籌經費，努力加強理實質整建工作，若以六十一年起算，迄今已愈二十四年，對國土保全、沿海地區居民生命財產之保障及其生活狀況之改善，著有功效。

根據水利局全省海堤整建工程實施成果統計，台灣沿海共需興建海堤 560,349 公尺，保護面積 61,280 公頃，截至八十六年度止，全省海堤總長度為可達 497,789 公尺，約為需要總長度之 88.8%；累計保護面積達 59,173 公頃，約為總保護面積之 96.6%。預計在八十七～九十二年度間將陸續新建海堤 59,260 公尺，整建 78,863 公頃，並興建離岸堤 64 座、導流堤 10 座，突堤 23 座以及深堤 5 座等，共需經費約新台幣 100 億元，迨九十二年度止，全省已建海堤長度可達 557 公里，佔所需一般海堤長度之 99.41%；保護面積也可達 61,040 公頃，佔所需保護面積之 99.17%。

有關水利局八十六年度全省海堤整建工程執行成果明細以及截至八十六年度止及未來六年已興建及待興建之海堤長度、保護總面積等，則分別詳如表 3-1 與表 3-2 中所示。

表 3-1　水利局八十六年度全省海堤整建工程執行成果明細表

縣市別	地區	海堤名稱	計畫工程內容			實施工程內容					備註
			新建（公尺）	整建（公尺）	其他（座）	新建（公尺）	整建(座)	其他（座）	經費（千元）	保護面積（公頃）	
宜蘭縣	頭城鎮	更新海堤		400			400		12,000		初步勘查尚未核定，以下均同
		大溪海堤		400			400		12,000		
		金斗海堤				150			7,500	27.0	沔浪侵襲民宅，增辦工程
	蘇澳鎮	存仁里海堤	540								目前灘線穩定，緩辦
		小計	540	800		150	800		31,500	27.0	
台北縣	石門鄉	草里海堤	350			350			11,000		
	金山鄉	中角海堤	300								海灘穩定，緩辦
	林口鄉	寶斗海堤	300			300			9,000		
		下福海堤	450								台 15 線拓寬後已具保護功能
		小計	1,400			650			20,000		
桃園縣	觀音鄉	大潭二號海堤	400								既有海堤尚具保護功能，緩辦
	大園鄉	新街溪排水口海堤				1,000			40,000		保護房舍免受潮海，增辦工程
		小計	400			1,000			40,000		
新竹縣	新豐鄉	蚵殼海岸保護工				500			20,000		灘線侵蝕，增辦工程
		小計				500			20,000		
新竹市	新竹市	楊寮海堤				400			24,000		原列 84 年度
		小計				400			24,000		
苗栗縣	竹南鎮	營盤海岸保護工				600			24,000		灘線侵蝕，增辦工程

表 3-1(續)　水利局八十六年度全省海堤整建工程執行成果明細表

縣市別	地區	海堤名稱	計畫工程內容			實施工程內容					備註
			新建(公尺)	整建(公尺)	其他(座)	新建(公尺)	整建(座)	其他(座)	經費(千元)	保護面積(公頃)	
台東縣	卑南鄉	大肚海岸保護工				200			10,000	1.5	保護住宅，增辦工程
	東河鄉	東河海岸保護工				300			18,000	1.5	延續工程
	成功鄉	崎腳海岸保護工				400			20,000	6.0	保護住宅，增辦工程
	長濱鄉	寧埔海岸保護工				80			4,000	4.0	保護住宅，增辦工程
		小　計				980			132,000	13.0	
澎湖縣	湖西鄉	林投海堤	400								勘查決議緩辦
		湖西排水口海堤				30			1,000		維護排水順暢緩辦
	白沙鄉	員貝海堤	300								勘查決議緩辦
	西嶼鄉	小門海堤	200								勘查決議緩辦
		許家村海堤				100			4,000		海岸侵蝕，增辦工程
		鳥嶼海堤					350		18,000		保護學校並配合國家公園計畫
		裡海堤					600		18,000		配合漁港計畫，增辦工程
		菓海堤				93			5,000		延建工程
	望安鄉	東安海堤	300								勘查決議緩辦
		東吉海堤	420								勘查決議緩辦
		小　計	8,120			223	950		46,000		
八十六年度合計			14,620	11,824		17,837	17,704	離岸堤16 突　堤3 導流堤1	874,000		
八十一～八十六年度總計			56,009	79,097		49,987	76,830	離岸堤74 導突堤18 突　堤6 閘　門51	5,442,134	5,077.0	

表 3-2　水利局全省海堤整建計畫統計總表

	整體計畫內容		截至八十六年度止				87～92年度計畫內容					截至九十二年度止				九十三年度以後	
縣市別	需建海堤總長度（公尺）	需保護總面積（公頃）	已建海堤		保護範圍		新建（公尺）	整建（公尺）	其他（座）	經費（千元）	保護面積（公頃）	已建海堤		保護範圍		待建海堤長度（公尺）	待保護面積（公頃）
			長度(M)	百分率	面積(ha)	百分率						長度	百分率	面積	百分率		
宜蘭縣	25,637	16,064.0	23,027	89.86	15,460.0	96.24	1,110	5,325		227,000	384.0	24,137	92.64	15,844.0	92.50	1,500	220.0
基隆市	800	4.0	800	100.00	4.0	100.00	0	0		0	0.0	800	100.00	4.0	100.00	0	0.0
台北縣	11,260	87.4	9,460	84.01	79.4	90.85	1,800	0		60,000	8.0	11,530	100.00	87.4	100.00	0	0.0
桃園縣	16,584	213.5	11,731	70.74	165.0	77.28	4,853	0		186,000	48.5	16,584	100.00	213.0	100.00	0	0.0
新竹縣	6,442	553.0	5,942	92.24	543.0	98.19	500	0		20,000	10.0	6,442	100.00	553.0	100.00	0	0.0
新竹市	32,980	1,092.0	32,980	100.00	1,092.0	100.00	0	0		0	0.0	32,980	100.00	1,092.0	100.00	0	0.0
苗栗縣	48,246	2,324.0	41,746	86.53	2,209.0	95.05	6,500	7,570		580,000	115.0	48,246	100.00	2,324.0	100.00	0	0.0
台中縣	20,794	3,494.0	20,794	100.00	3,494.0	100.00	0	7,630		381,000	0.0	20,794	100.00	3,494.0	100.00	0	0.0
彰化縣	84,602	6,625.0	83,822	99.08	6,605.0	99.70	780	11,345		445,000	20.0	84,602	100.00	6,625.0	100.00	0	0.0
雲林縣	38,768	7,560.0	38,768	100.00	7,560.0	100.00	0	19,201		1,493,000	0.0	38,768	100.00	7,560.0	100.00	0	0.0
嘉義縣	69,845	6,938.0	60,374	86.44	6,587.0	94.94	9,471	7,764		2,369,000	351.0	69,845	100.00	6,938.00	100.00	0	0.0
台南縣	52,603	6,627.0	52,603	100.00	6,627.0	100.00	0	0		0	0.0	52,603	100.00	6,627.0	100.00	0	0.0
台南市	18,890	985.0	12,164	64.39	783.0	79.49	6,726	1,000		588,000	202.0	18,890	100.00	985.0	100.00	0	0.0
高雄縣	25,611	3,806.0	23,941	93.48	3,755.0	98.66	1,670	1,450	離岸堤19 突堤23	780,000	51.0	25,611	100.00	3,806.0	100.00	0	0.0
屏東縣	26,481	1,882.0	25,131	94.90	1,793.0	95.27	1,350	7,180	離岸堤45 導流堤10	810,000	89.0	26,481	100.00	1,882.0	100.00	0	0.0
台東縣	29,969	520.1	18,769	62.63	416.6	80.10	9,400	1,400		580,000	85.2	28,169	93.99	501.8	94.57	1,800	18.3
花蓮縣	15,889	703.0	7,639	48.08	348.0	49.50	8,250	0	潛堤5	1,521,000	355.0	15,889	100.00	703.0	100.00	0	0.0
澎湖縣	34,948	1,802.0	28,098	80.40	1,652.0	91.68	6,850	5,998		666,000	150.0	34,948	100.00	1,802.0	100.00	0	0.0
合計	560,349	61,280.0	497,789	88.84	59,173.0	96.56	59,260	78,863	離岸堤64 導流堤10 突　堤23 潛　堤5	10,706,000	1,868.7	557,049	99.41	28,347.6	99.17	3,300	238.3
備註																	

肆、海堤規劃

省水利局於民國六十一年七月底即開始負責辦理全省海堤整建之全盤調查、規劃；並於六十一年九月成立"台灣省海堤規劃設計總隊"，負責實際規劃、設計工作之籌劃及執行。同時邀請國內海岸工程專家、經濟部水利司、水資會、農委會、土資會、建設廳、林務局及水利局等機構代表組成"台灣省海堤規劃設計指導小組"負責政策性與技術性問題之指導，以及有關各項配合問題之研訂及協調，並分別於民國六十二年六月底以及民國六十五年十二月完成「台灣省海堤整建計畫書」與「台灣省海堤整建計畫書(改訂本」等作為爾後整建工作之依據。

§ 4-1 規劃範圍

目前就水利局有關海堤整建其工作範圍包括全省沿海地區，但下列各區域除外

1.河川管理者劃定之河川行水區
2.港灣管理者劃定之港灣區
3.漁業管理者劃定之漁港港區
4.鹽業機關劃定之鹽場區
5.其他政府機關依法取得使用權之海岸區

由於西海岸平原地區地勢低窪，海堤興建完成後，潮水仍可沿各河川排水口上溯，倒灌成災，故有關海堤整建規劃範圍尚包括河川、排水口以上之防潮問題包括在內。

§ 4-2 規劃原則

4-2-1 堤線位置之選定

海堤堤線佈署應盡量求其平順，以避免波浪之集中，導致災害，至於其位置則受其自然因素與建堤目的之影響：

一、自然因素對堤線位置之影響

海岸地形、波浪、漂沙、海灘變化等皆能影響堤線位置之決定。

海岸灘坡較陡與波浪直接作用於海岸者；堤線宜儘量後退至高灘上，以避免波浪衝擊海堤後之反射，大量沖刷堤腳及堤前海灘，增加海堤維護之困難。

對於海灘沿岸及垂直海岸漂沙之移動狀況與海灘沖淤變化幅度等亦必須妥加注意。就長期趨勢而言，如海岸屬淤積性者，堤線位置不妨稍向外伸，但如屬侵蝕性海岸(如台灣南部及東部)，則堤線必須酌予後退。

二、建堤目的對堤線位置之影響

※ 保護性海堤

興建海堤目的僅為保護岸後人民生命財產安全者，堤線位置原則上應沿高海岸位置。如沿岸地區開發不多，堤線不妨儘量後退，以減低波浪沖刷堤腳，節省維護費用。一般而言，海堤位置離灘線愈近，堤腳高程愈低，則其堤腳與堤前海灘之沖蝕亦愈劇烈。

※ 專業性海堤

興建海堤最主要之目的，係為獲得海埔新生地，以農、漁業經營或工業區用途者，堤線位置則應基於「經濟性」與「安全性」雙重考慮以決定。堤線愈向外海伸展，所新生地愈多，但海堤遭受災害之危險性亦愈大。

4-2-2 堤防型式之選擇

一、堤防種類及型式

海堤種類及型式繁多，中外不同，不勝枚舉，在台灣常見者可歸納成下述種類：

(一)緩坡式土石堤

構造：填土築堤，外坡 1:4 ～ 1:7 以乾砌塊石保護，砌石下墊 30 ～ 60 公分厚級配料或尼龍網、粘土等濾層，以防止海浪之淘刷。

優點：(1)穩定(2)有效減低波浪之溯升。

缺點：(1)過濾層難臻理想，堤心土砂常被淘空坡面下陷(2)堤腳如刷成深槽則堤身毀損(3)波浪作用較強烈時，坡面砌石鬆動，(4)造價較高。

適用地形：海灘平坦，基腳無深槽之處。

(二)陡坡式土石堤

構造：填土築堤，外堤 1:0.5 ～ 1:2 ，混凝土砌塊石護坡。

優點：(1)堤土不易被波浪淘刷(2)造價低廉。

缺點：(1)較不穩定(2)不能有效減低波浪溯升，越波量大(3)坡度過陡，易造成堤腳之沖刷及崩塌。

適用地形：海灘平坦，波浪作用較弱之處。

(三)複合式海堤

構造：堤線後退，利用高灘岸興建斷面較小之陡坡式砌石堤，堤前則採用緩坡式，填土整建，施設過濾層，上面再拋放大塊石，面層舖整。

優點：(1)穩定(2)有效減低波浪之溯升(3)海堤得雙重保護(4)修補容易。

缺點：(1)大塊石採取施工較困難(2)若塊石過小，易為波力衝動。

適用地形：海灘坡度較陡，有高灘可利用之處。

(四)混凝土堤

構造：以混凝土或鋼筋混凝土建築重力式，階梯式，或壅壁式海堤，基腳為排樁或沉箱堤腳拋放混凝土異型塊以消浪。

優點：堤身堅固，可抵抗強浪衝擊。

缺點：(1)基礎設施難臻完善，堤心土沙常被吸出，致堤防坍塌毀損(2)堤腳沖刷劇烈，常需保護(3)造價昂貴。

適用地形：海灘坡陡，沖刷劇烈之處。

(五)種草植樹土沙堤

構造：堆沙造灘成寬廣土沙堤，上面種植林投、馬鞍藤、鐵線草、狗牙根等耐鹽作物。

優點：(1)簡易價廉(2)符合自然法則。

缺點：(1)草樹未長成前易遭受外力毀損(2)強度較弱。

適用地形：有海灘可資利用，波浪作用較弱之處。

二、堤防型式之選擇

海堤型式之採取應依當地海岸之地形、波浪、海灘底質以及施工材料等綜合考慮而決定。

(一)海岸地形

海灘高而寬闊定，僅暴潮時浪花可越過者宜採用種草植樹土沙堤。海灘坡度平緩，灘前無顯著之潮溝者可採用緩坡式海堤。海灘坡度較陡者則採用陡坡式、複合式或混凝土海堤。

(二)堤前波浪狀況

堤前有寬闊海埔淺灘，波浪較弱(一般言之，堤前波高小於1公尺者)，可考慮採用陡坡式土石堤。波浪越過 1 公尺，而在1.5公尺以下者可採用緩坡式土石堤，如深海波浪離岸較近，堤前波浪洶湧者，則需採用複合式拋石堤或混凝土堤。

(三)海灘底質

基礎底質必須足以承載所選取海堤之重量。此外底質之優劣

與沖刷侵蝕有關，亦需加注意。海灘底質顆粒細小，承載力薄弱而海灘平緩者，宜採用緩坡式海堤，灘坡較陡者，則採用複合式堤以期減低波浪反射與堤腳侵蝕。底質為粗顆粒或者堅硬之岩盤時可用陡坡式及混凝土海堤。

(四)施工材料採取

興建海堤應儘量就地取材，以降低建造成本。海岸離河川不遠，石料採取較易者，宜採用砌石護坡或拋石海堤以抵禦波浪。海岸遠離河川，石料採取搬運困難者，則宜採用混凝土堤，堤前可設置異形混凝土塊等以消殺波浪，減少堤腳侵蝕。海堤後坡因波浪未直接作用，可採用海岸附近土沙滲和土壤凝結劑，富士倍凍等簡易工法就地施工，或者種植草樹，以節省時間和經費。

綜合上述各項，以台灣海岸而言，海堤型式大體上可依下述原則選定：

1. 海岸有高而寬闊之穩定沙灘者，盡量採用種植草樹上沙堤，以免破壞海灘之自然平衡。

2. 西海岸海灘平坦，波浪較弱，且河川眾多，石料採取較易，新建海堤採用緩坡式土石堤；如淺灘特寬，波浪弱小者，可考慮採用陡坡式土石堤，舊有海堤整建亦宜比照辦理。

3. 南北兩端，東部及離島，海灘坡度稍陡者儘量採用複合式海堤，堤前坡拋放大塊石消浪。灘坡陡峻，波浪洶湧者則採混凝土堤，堤前拋放異形混凝土塊，消殺波力，必要時並配置突堤群等穩定沙灘。如基礎為岩盤堤腳，不慮沖蝕，且石料採取較易者，亦可採用陡坡式土石堤。

4-2-3 海堤設計基本數據之決定

海堤設計除堤線外，堤高之決定為另一重要課題。

堤頂高度之決定取決定經濟性、安全性、築堤材料、堤防斷面型式等多項因素，其中以經濟性及安全性為主要之控制因素，但此二者又常互相抵制，為求二者兼顧，一般常就下列情形考慮之：

(1)容許部份之波浪溢流，但不致危害堤防及背後保護物之安全。

(2 飛沫可以越堤，但波浪不得溢流。

(3)波浪與飛沫均不得越堤。

$$\text{堤頂標高}=\text{暴潮位}+\text{波浪溯升高度} \qquad (4\text{-}1)$$

以下再分述各項基本數據之決定。

一、暴潮位

(一)最大天文潮之決定

最大天文潮發生於春分及秋分前後，，惟秋分時節本省常有颱風吹颳，實測之潮位往往受其影響而致偏高。因此可採用春分潮來決定天文潮，即由各站歷年潮位記錄中選出三月份之最高潮位，剔除可能受氣象影響之記錄，以其最大值做為最大天文潮。

(二)氣壓潮之推算

氣壓潮即氣壓下降引起之海水上升值，可以下式求之。

$$h_1 = \frac{\Delta P \times \gamma_m}{1000 \times \gamma_s} \qquad (4\text{-}2)$$

式中

h_1：氣壓潮(m)

ΔP：氣壓下降值(mm 水銀柱)

γ_m：水銀比重 13.6

γ_s：海水比重 1.03

(三)風揚之推算

風揚為風之剪力作用於海面引起海岸附近海水積升(set-up)，一般可以 Colding 公式推算：

$$h_2 = 0.00048 \cdot \frac{F}{d} \cdot U^2 \cdot \cos^2\theta \qquad (4\text{-}3)$$

式中

h_2：風揚(m)

F：吹風距離(Km)

U：平均風速，東海岸以 25m/sec ，西海岸以 20m/sec 為設計值

d：平均水深(m)

θ：風向與海岸垂直線之夾角,為安全計設θ=0° 即 cosθ=1

(四)暴潮位之推算

暴潮位=最大天文潮+氣壓潮+風揚 (4-4)

二、波浪溯升高度

深海波進入淺水區後，因水深影響，波浪經淺化、折射等變形而使波形變為不對稱以致崩碎。碎波後波浪能量大減，但仍繼續向陸岸傳播，並受碎波帶內風力之加強作用，最後抵達堤址，並沿堤面溯升，在上述進行過程中，有關深海波、碎波，堤前波高及溯升高度等，因觀測資料缺乏，常須以理論及水工模型試驗方法推算決定。

(一)深海波之決定

深海波之推算，在固定風域中常用 S-M-B 法或 P-N-J 法，在移動風域如颱風情況下常用 B.Wilson 法，宇野木法或湯麟武博士之數值計算法。

(二)碎波及碎波後波浪減衰計算

碎波波高可依據台南水工試驗所實驗結果予以計算。而

$$T_{1/3} = 3.86\sqrt{H_{1/3}} \qquad (4\text{-}5)$$

(三)碎波帶內淺海風浪推算

當碎波點與陸岸尚有相當距離時，由於強風之連續吹颳，在碎波帶內仍可形成可觀之風浪。實用上常以 Bretschneider 或 Thijsse 法推算。

(四)合成波浪計算

碎波後減衰之波浪，與碎波帶內淺海風浪合成加強，成為堤前合成波浪。

$$H=\sqrt{H_1^2+H_2^2} \qquad (4\text{-}6)$$

式中

H：合成波波高

H_1：減衰波波高

H_2：淺海波波高

(五)溯升之推算

溯升之計算可以 Saville 實驗圖表等行之。

三、堤頂高度之決定

由一、二、推算所得之暴潮位及波浪溯升高代入式 4-1 中，即為海水可能到達之高度，經取捨其參差之尾數，做為海堤之設計高度。

4-3 整建規劃構想

目前水利局，擬定全省海堤整建構想如下：

1. 台灣北端海岸坡度較陡，宜採複合式、陡坡式或混凝土堤，堤線沿高岸佈置。因其災況不甚嚴重，可稍後辦理。

2.新苗兩縣、台南縣市、高雄北部及屏東部分地區，海灘較平坦地段，儘量採用緩坡式或複合式斷面，堤線沿海灘上緣佈置；惟波浪作用較小處，仍可考慮採用陡坡式斷面，以節省工程費用。

3.中西部自台中至嘉義段，原有海堤已具規模，且堤前有寬闊淺灘，波浪衝力較小，故可利用原堤加高加強，原有之土面、串磚護坡均改為砌石保護；不堪使用者，則予以改建。本段海岸地勢低窪，海水倒灌嚴重，應優先予以整建。

4.高屏、東部及澎湖海岸，由於海底坡陡，巨浪直接衝擊，宜採複合式拋塊堤或混凝土堤，堤線沿高岸佈置；原有海堤優先加拋塊體(石)以保護基腳，海岸沖刷劇烈處，並應配合加建突堤等，以求穩定沙灘。

五、海堤設計

一、海堤破壞原因

依據水利局現場調查，台灣過去海堤破壞之原因可歸納為下列數點：

1. 堤頭高度不足
2. 斷面坡度過陡
3. 坡面保護不良
4. 基腳沖刷
5. 堤後排水不退
6. 品管及管理維護不善

§ 5-1 設計之基本觀念

1. 陡坡?俊坡?
2. 單坡面?複坡面?
3. 基腳加強?
4. 基腳加深?堤前沙堆穩定?

§ 5-2 海堤之安定分析

1.作用於海堤之外力

(1)波力(wave fcoce)

a.靜壓力

b.動壓力

(2)土力(earth force)

a.主動土壓力

b.被動土壓力

c.地震時之土壓力

(3)堤身自重

2.安定分析

(1)傾倒

a.堤前無水，僅受土壓力作用時

b.堤後無土壤，僅受波力作用時

c.波力與土壓力同時作用時

(2)水平滑動

a.僅受土壓力作用時

b.僅波力作作用時

c.波力與土壓力同時作用時

(3)孔隙水功與剪應力

(4)堤坡穩定

a.滑動圓弧切片分析法

b.Swedish 滑動圓法

c.簡化 Bishop 法

(5)滲透

(6)基礎

a.沉箱

b.承載力

§ 5-3 設計之一般要點

海岸防護工事設計應行考慮之事項，除開對各種自然條件應深入了解外，對於設施地點之人文、經濟狀況、施設之目的與規模、構造物之重要性與耐用年限之設定、海岸利用或開發計畫之配合、構造物各部強度及其安全性、鄰近海岸之影響等因素亦需詳加研判，然後就海岸災害之不同型式，因地制宜分別制定興建海堤、突堤、離岸堤、圍堤、定沙造灘或人工養灘等各不同工法以為對策。本節僅就海堤及其附帶結構物設計要點敘述之。

一、堤頂高度

過高則耗費不貲，過低則無法達到保護堤內安全之目的。

海堤堤頂高度通常係依下列三原則之一以決定之：

(1)允許波浪越波，惟越波量以不致使堤後遭受重大破壞為度。

(2)暴潮時波浪之實質部分不得朔升越堤，但泡沫及風力吹襲之浪花則允許越堤。

(3)波浪之實質部分、泡沫及浪花等均不得越堤。

就安全性與經濟性兼顧之觀點而言，常依循(2)之原則，以下式決定堤頂高度：

$$\text{堤頂高度}=\text{暴潮位}+\text{波浪朔升高度}$$

上式中暴潮位一項係由天文潮、氣壓潮與風揚所合成；波浪升高度則因海底狀況、波浪性質以及結構物之形狀、坡度、表面粗糙度、孔隙率等而有不同。在一般波浪狀況下，1:0.5 堤坡所產生之朔升高度約與直立堤相等，1:1 之堤面可降低為 80 ～ 90 %，1:2 堤面降至 70 %，1:3 堤面降至 60 %～ 70 %堤面較 1.3 為緩者，則其朔升高度急遽下降。

粗糙之不透水混凝土砌塊石堤面，其朔升高較光滑面者減少達40～50%。

二、堤頂寬度

堤頂寬度之決定受到(1)材料特性及最小允許滲透線長(2)堤岸構造高度及其重要性(3)堤頂交通情形(4)施工與維護方法等因素所影響。斜坡式堤頂頂寬之設計經驗公式為：

$$W=\frac{h}{5}+3 \qquad (5\text{-}1)$$

式中

W：堤頂寬度(m)

h：堤高(m)

本省海堤多未兼作車輛行駛道路，故若採用斜坡式土石堤斷面時，堤頂寬度採用3公尺應已足夠，如經安定分析，認為在安定性上無問題者，尚可略為縮減。混凝土堤之堤寬，應依地形、堤、高波浪及斷面設計型態而定，一般約為1公尺左右，但情形特殊之地區則不在此限。

三、堤坡

堤坡(堤面比降)之選定受築堤材料特性、築堤地點基礎狀況、波浪朔升高度與波浪衝擊能量等因素所影響。

海堤大多就地取採，以海灘沙土填築，屬非粘性土壤，堤坡浸於水中而無波浪時，其穩定坡度為

$$\tan i=\frac{\varsigma-1}{\varsigma+e}\cdot\tan\phi \qquad (4\text{-}8)$$

ς：土壤比重(砂土約為 2.67)

e：孔隙率

ϕ：內摩擦角

海堤大多以人工或機械填築，孔隙率約為 0.6 ，內摩擦角 ϕ 約為 32 ° ，代入上式可得 i=17 ° 45 ，即堤坡約為 1:3 。但實際上海堤外坡必須承受潮浪之衝擊，已往於開發新竹海埔地時，曾在現場實驗，成堆之海沙經自然潮浪作用後，其安息坡度約為 1:6.8 ，惟目前海堤外坡都外設保護工以禦潮浪，故其安息坡度當可較比項實驗值略大。

依上述分析，浸於水中之非粘性土壤，其穩定坡度通常介於 1:3 ～ 1:6.8 之間，視護坡構造及潮浪作用狀況而定。

乾砌塊石護坡一般採用 1:4 ～ 1:7 。

混凝土砌塊石坡度可較 1:3 稍陡。

如海堤係以粘性土壤填築而成，則其安定坡度可將波浪作用計入後，依照一般土壤安定分析方法以滑動圓弧計算決定。

海堤內坡因不直接承受潮浪侵襲，故其坡度可較外坡為陡，台灣常用者約為 1:1.5 ～ 1:2.5 。

四、護坡工

護坡工亦稱被覆工或被覆層，可分為透水式與密閉式兩類：前者如堆砌塊石、乾砌塊石、混凝土塊鋪砌或砌磚等是，後者如混凝土鋪面、漿砌塊石、混凝土砌塊石、土瀝青或柏油混凝土鋪面、混凝土塊或砌磚並以水泥沙漿抹縫等是。

(一)外坡工

外坡工之功用在於防止堤面受潮浪之破壞，侵蝕及堤心填方之析出，且在受各種外力作用時得能維持安定，其建造應符合下列各要點：

(1)平均高潮位至暴潮位間，所受作用力最大，但因暴潮發生頻率小，故受外力之作用並非經常性者；平均高潮位至堤腳之間，為每日兩次常潮所能到達之處，坡面持續地承受潮浪沖刷，但其作用力較小。故在堤腳至暴潮位間之保護工應具足夠之強度，而在暴潮位以上之部份；主要係在承受波浪之朔升，若波浪衝擊力不太猛烈，其保護工強度可酌予降低。

(2)護坡工之構築絕不容許產生滑失(slip off)之現象。

(3)堤面若係以不同坡度卸接構成者，其護坡工之構築應採漸變之方式或在堤坡改變處予以加強。

(4)若護坡工係以場鑄混凝土構成，則每隔 5 ～ 10 公尺應留一伸縮縫。伸縮縫應以止水板為之，並以瀝青填隙，以避免堤心填方被潮浪吸出。

(5)詳細考慮每次澆灌混凝土之能力，而預留施工縫，註明於設計圖上，並應避免在指定處所以外之地方施設施工縫。施工縫應與護坡工垂直，新舊混凝土之啣接點應排置鋼筋，並於舊混凝土表面施以處理後，方得繼續澆灌(如圖 5 ～ 1(a))，使得以接合。圖 5 ～ 1(b)-(d)為不適當之施工縫設施例，應予避免之。

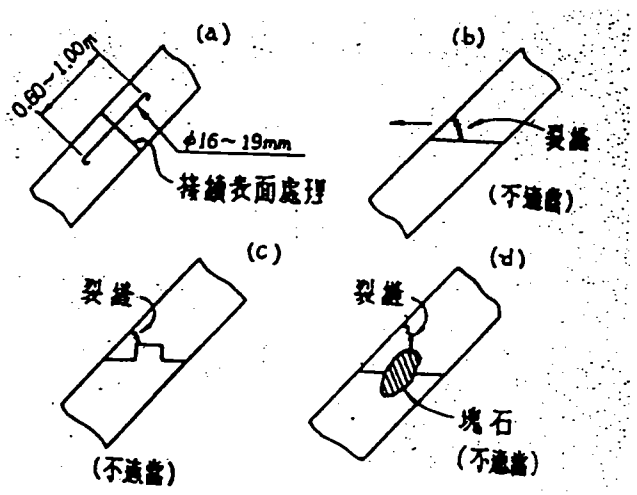


圖 5-1 施工縫示例圖

(6)若堤坡上建有消沙波工時，應注意避免造成脆弱點。以下再分為表面層、裏面層及防水層分別討論之。

1.表面層

拋石護面具有價廉、維護簡單費低、防護效果良好等優點，惟需注意塊石重量應足以抵抗波浪作用力，且其裏面層之過濾層亦應施設得宜，以免堤心填方被淘吸外流。乾砌塊石為本省海埔地圍堤與海堤所常用之護坡工，石料之選取必需堅實、緊密、耐久而能抵檔長久暴露之風化作用，其重量及大小亦須能抗拒波力作用，以人工碾得之角石較天然河川之卵石為佳。塊石重量可以荷蘭 Beaudeuin 經驗公式求得

$$W = C \cdot \frac{H^3}{(\gamma - 1)^3} \cdot \left(\frac{1}{\cot\theta - 0.8} - 0.15 \right) \qquad (5\text{-}3)$$

式中

W：每塊塊石重量(T)

γ：塊石單位體積重(T/m^3 ，按 2.4 計)

θ：堤面坡度

C：尖銳係數(以 0.3 計)

H：堤前最大波高(m)

採用拋石或乾砌塊石為護坡工時應注意下列各點：

(a)每塊石料須具足夠重量，並依各地波力狀況決定其所需層數。

(b)填隙級配小石子應確實填實。

(c)過濾層應妥為施設。

(d)除非設計得宜，且施工品質合於設計要求，否則堤坡陡於 1:4 者不宜採用此種護坡工。

若堤前波高在1公尺以下者，可採用1:4之堤坡，若在1公尺以上者，則應採用1:5～1:7之堤坡。如波力作用猛烈，而塊石仍被掀動者，應改變斷面設計及工法或增加塊石石徑及厚度並加設消波工。

混凝土版及串磚等護坡工法，初設及維護費用昂貴，且若施設不當易遭失敗，並非理想之工。

漿砌塊石、混凝土砌塊石及混凝土護面為本省海堤常用之護坡工法，此等工法均為剛性結構，抵抗波力之強度甚高，且為密閉式不透水者，雖其施設費用較昂貴，但防護效果甚佳。惟當有下列情形發生時，亦常遭失敗：

(a)填隙沙漿或混凝土未填實，僅形成一甚薄之表皮層，易為波力擊破。

(b)施工時，沙漿或混凝土流失，致塊石露出。

(c)堤心填方未能夯實，致填方與護坡間造成孔隙，潮浪侵襲時，護坡承受張力作用，發生裂縫而折斷。

(d)基礎與堤身分層建造，啣接部分處理不當，堤心填方發生析出現象而失敗。

(e)伸縮縫或施工縫施設不理想，堤心填方被淘吸外流。

(f)建造完成後，堤身或基礎發生過量沉陷，致因缺乏支撐而坍塌。

故在使用此等工法時，應針對上述各點加以改進，而預知會產大量且速度緩慢之沉陷處，儘可能改採柔性結構。

2.裏面層

裏面層之功能，可為表面層之基礎，可在堤身局部沉陷時作為緩衝，防止堤體坍塌，並可為過濾層，防止漲、退潮時水流透堤身及浸水

流攜走堤身細料。

裏面層之施設，可以混凝土、級配礫石加混凝土填隙或級配礫石為之。所需厚度，混凝土約為 15 ～ 20 公分，級配礫石加混凝土填隙約為 30 公分，單純級礫石約為 30 ～ 60 公分，必要時酌予加厚。台灣目前大多採用配合石料，其規格如下：

式中 $\frac{D_{15(f)}}{D_{85(s)}} \le 5, \quad \frac{D_{50(f)}}{D_{50(s)}} \le 5$ (5-4)

$D_{15(f)}$：裏面層級配中，累積通過百分率為 15 %時之粒徑
$D_{50(f)}$：裏面層級配中，累積通過百分率為 50 %時之粒徑
$D_{85(s)}$：細料填方級配中，累積通過百分率為 85 %時之粒徑
$D_{50(s)}$：細料填方級配中，累積通過百分率為 50 %時之粒徑

3.防水層

透水式護坡工中，為防止經裏面層進入之水透至堤心，破壞堤身之穩定，常在裏面層與堤心間加鋪一層防水層，通常係以粘土為之。若堤身較寬大，本身即可防止滲透水流之影響者，則可不必加鋪防水層，而以增厚裏面層以代替之。

(二)堤頂工與內坡工

堤頂及內坡保護工之構築，應注意下列各點：

(1)原則上堤頂與內坡均須加築保護工。

(2)須能適應堤身之收縮或基礎之沉陷。

(3)堤頂工應具 1/50 ～ 1/30 之坡度以利排水。

(4)若堤頂兼為交通道路時，應考慮其交通負荷。

(5)堤頂與內、外坡之啣接部分應妥為處理。如果石料採取不難，堤前消波工施設適宜，越堤跳波量小而拍擊力不大，則乾砌塊石為堤頂及內坡理想之保護工法。

填土植草皮為一種最簡省之護坡工法，且其維護及管理也最簡單，波力微弱處不妨行之。但草皮種類應妥為選擇，而在越波量及拍擊較大之地點，不宜採用此種護坡工法。

混凝土砌塊石及混凝土鋪面在抵抗波力效果上而言為甚佳之保護工法，且不受滲透流之影響；然因係剛性結構，無法適應堤身或基礎之沉陷，以致常有裂縫產生或形成中空之薄層，一經拍擊或荷重便遭失敗，且造價較貴。

瀝青混凝土具有(a)抵抗波浪衝擊能力強(b)具彈性，可使本身隨堤心材料之不均勻沉陷變動而不致發生裂痕(c)為不透水式，可避免滲透現象之發生(d)可使用機械施工，速度快(e)費用較低廉等優點，故可為良好之堤頂及內坡護坡工。依據荷蘭人之經驗，其配合成分如下：

(1)礫石瀝青混凝土

級配礫石 42 %	級配沙 45 %
填充料 6.5 %	柏泊 6.5 %

此配合成分經壓實後，孔隙率在 6 ～ 8 %之間，具耐磨性，抗蝕性強。

(2)級配礫石瀝青混凝土

級配碎石 42 %	級配沙 44 %
填充料 6.5 %	柏油 7.5 %

此配合成分較前者難壓實，須以機械施工，壓實後孔隙率在 2 ～ 6

%之間，柔性及抗蝕性強。

此外，各種合成材料及土壤凝結劑之應用，將是日後值得推廣之工法，惟其強度及受外力作用之應力，應變情形尚待進壹步之研究。

五、基礎工

基礎工之施設因海堤型式而定。陡坡式、緩坡式以及複合式土石堤，除非基礎土壤過分軟弱一般可將堤坡直接伸入土中，不必另行施設基礎工。陡坡式堤基礎土壤欠佳時，常加設混凝土基礎，以抗強浪之沖刷。上述各項基礎之設計施工與一般基礎工相同，不另詳述。

六、護腳工

堤腳經常受潮浪侵襲之現象為：

(1)波浪之沖刷，漲、退潮之洗刷。
(2)波浪斜向入射堤坡形成之沿岸流沖刷。
(3)波浪本身沿堤防法線方向之沖刷。
(4)波浪退洩時產生吸力，將堤腳處物質吸起而為水流攜走。
(5)堤防前面之潮溝繼續淘深擴大。

護腳工之設置即在防患上述現象之發生其設計應依海堤斷面型式、地形、潮浪狀況而定。

以本省現有海堤實地觀察所得：南部地區之混凝土堤外，如堤前無潮溝或顯著之沿岸流活動，堤腳的沖刷都不致太嚴重，但為安全計，亦應酌加保護。一般可將外坡工延伸入地盤下，再在其上稍加拋石即可。如果前基礎過於軟弱，可先行置換承載力較高之土壤，再施設混凝土基腳，並稍加拋石，必要時可加以基樁以強化之。緩坡式堤防，基腳之沖刷情況甚輕微，一般說來可不必特別施設護腳工。在波力猛烈處或塊石採取、搬運困難處，可以異型混凝土塊代替之。

七、排水工

堤後排水未能妥為解決，乃已往海堤破壞原因之一，故在設計上應妥設排水工加以改善。

堤後設有水防道路時，排水工宜設於水防道路外側；若欲得到更佳之排水效果並維護道路之完善，則可於堤跟外側加設簡單之截水溝，而在每隔相當距離外將水引入排水溝內。

八、消波工

消波工為一種具備特有之孔隙率及糙率，以達到消殺波浪能量之結構物，已往多採用天然巨石為之，近來由於異型混凝土塊之製作技術極為發達，故均以異型土塊代替之。

理想之消波工應具備下列各要素：

(1)必須具備足夠之有效孔隙率及糙率，以達到消殺波浪能量之目的。

(2)須具備足夠之穩定性，能抵抗波力之侵襲；消波工之各部分應具足夠之強度，使其損耗率減至最低。

(3)須符合經濟性原則，且製作，搬運、堆砌簡易，使所需之塊體個數為最少。

如圖 5～2 所示，安放於比降角 α 之斜面上之塊體，其重量為 W，密度為 ς_s，則其水中重量為 $\left(1-\frac{\varsigma}{\varsigma_s}\right)W$，與斜面垂直之分力為 $\left(1-\frac{\varsigma}{\varsigma_s}\right)W\cdot\cos\alpha$，塊體間相互摩擦係數為 μ，則此塊體對波浪之抵抗力為

$$F_1=\left(1-\frac{\varsigma}{\varsigma_s}\right)W(\mu\cos\alpha-\sin\alpha) \qquad (5\text{-}5)$$

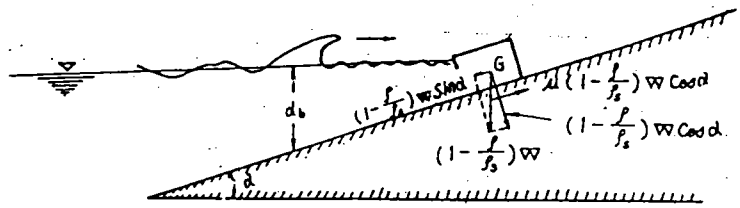


圖 5-2

設塊體體積$\forall=\frac{W}{\varsigma_s\cdot g}$，與波浪方向垂直之斷面積應與$\forall^{2/3}$成正比，因波浪之流速為 V ，則波浪作用於該塊體之力為

$$F_2=C_d\cdot \quad \varsigma V^2\left(\frac{W}{\varsigma_s\cdot g}\right)^{2/3} \tag{5-6}$$

C_d為阻力係數，係與塊體形狀及 Reynold 數有關之無因次度。

Irribarren(1950)以長波波速$V=\sqrt{G\cdot d_d}=\sqrt{\frac{g\cdot H}{2}}$代入上式，並得塊體安定條件為$F_1\geq F_2$，

即 $$\left(1-\frac{\varsigma}{\varsigma_S}\right)W(\mu\cos\alpha-\sin\alpha)=\frac{1}{2}C_d\cdot\varsigma\cdot g\cdot H\left(\frac{W}{\varsigma_s\cdot g}\right)^{2/3} \tag{5-7}$$

令 $$K'=\frac{C_d^3}{8\mu^3}$$，

則

$$W=\frac{K\cdot\mu^3\cdot\varsigma_s\cdot g\cdot H^3}{\left(\frac{\varsigma_s}{\varsigma}-1\right)^3(\mu\cos\alpha-\sin\alpha)^3} \tag{5-8}$$

式(5～8)即 Irribarren 塊體重量公式。若使用粗石塊時，$\mu=1.05$，K 值可由圖 5～3 求得。

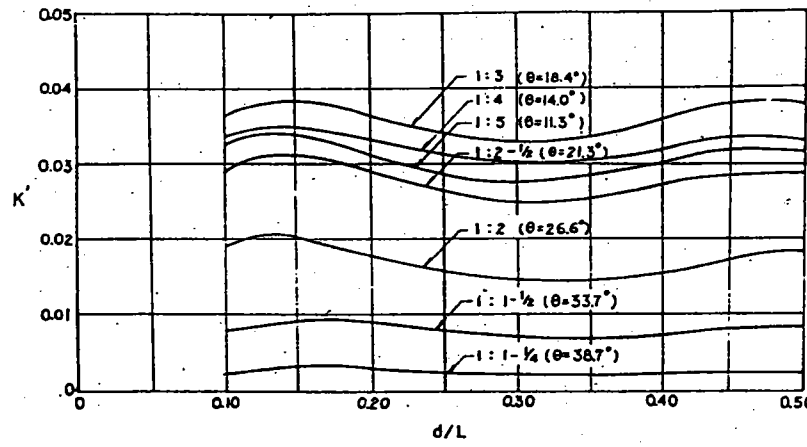


圖 5-3 12-5k'之值(Irribarren 公式)

位於水面下-1.5H 以下水深 d 處之塊體，可以

$$H=\frac{\pi\cdot H^2}{Lo\left(\sinh\frac{\pi d}{2}\right)^2} \tag{5-9}$$

代替堤前波高 H ，再代入式(5～9)即可求得塊體重量。

Hudson 氏於 1959 年在美國水道實驗所(W.E.S.)進行一連串之實驗，求得如下公式

$$W=\frac{\varsigma_S\cdot g\cdot H^3}{K_D\left(\frac{\varsigma_s}{\varsigma}-1\right)^3\cdot\cot\alpha} \tag{5-10}$$

式(5～10)為目前應用較廣之公式，式中之 K_D 值可參照表 5～1 求得。

表 5 ～ 1　　Hudsou 公式 K_D 常數值

塊體(石)種類	層數	堆積層	堤 K_D 值				層數係數	孔隙率 %
			堤身堤頭					
			碎波	不碎波	碎波	不碎波		
圓滑石塊	2	亂拋	2.5	2.6	2.0	2.4	1.22	38
	3	亂拋	3.0	3.2	--	2.9		
	1	亂拋	2.3	2.9	2.0	2.3		
菱角石塊	2	亂拋	3.0	3.5	2.7	2.9	1.0	40
	3	亂拋	4.0	4.3	--	3.8	(1.22)	
菱形塊	2	亂拋	7.5	8.5	5.0	6.5	1.03	50
			(8.3)	(10.3)				(53)
中空	2		7.6					
三角塊	2	亂拋	8.5	10.0	5.0	7.5	1.0	
鼎形塊	1	整砌	12.0	15	7.5	9.5	(0.92)	54
級配菱角石塊		亂拋	1.7	水深>7m			1.0	38
			1.3	水深>7m				

在設計上，可利用式(5 ～ 10)或圖 5 ～ 4 求得被覆塊體(石)之重量。消波工頂端高度應在設計靜水面 0.7 ～ 1.0H 處，其寬度至少為異型塊二列並排之寬度。頂端部、堤頭部及堤防法線彎曲等為結構上較脆弱之處，且受波力作用較猛烈，故該等處所被覆層之每一塊體重量應為由式(5 ～ 10)或圖 5 ～ 4 計算所得重量之 1.5 ～ 2.0 倍。

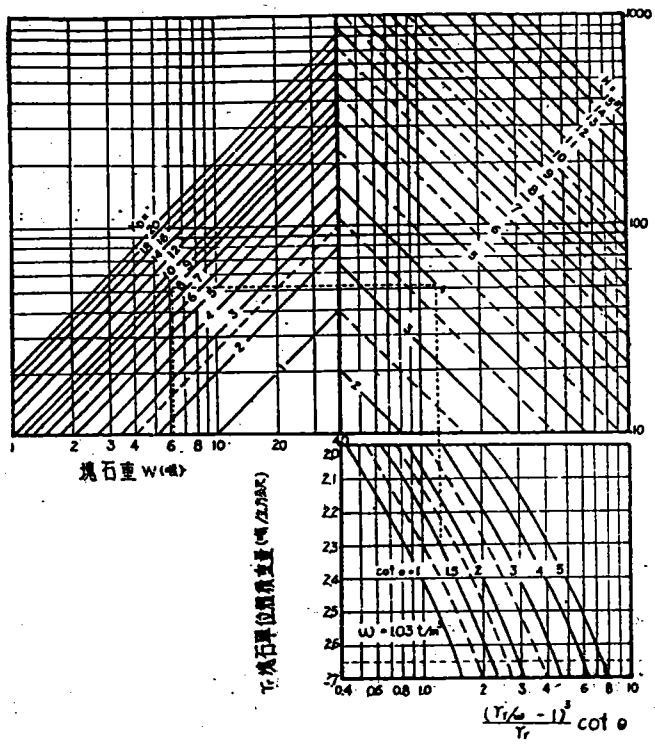


圖 5-4

〔例〕一海堤外坡比降 1:2 ，堤前波高 1.5m ，求若在堤前拋放菱形塊，每一塊體重量應為若干？

〔解〕由表 5-1 得 $K_D = 8.3$ 代入(5-10)得

$$W = \frac{2.3 \times (1.5)^3}{8.3 \times \left(\frac{2.3}{1.03} - 1\right)^3 \times 2} = 0.24(ton)$$

〔例〕設擬以菱形塊設計防波堤，設計波高 4m ，堤波 1:1.5 。試問堤身之每一覆塊體重量應若干？

〔解〕設波浪不在堤上破碎，由表 5-1 查得 $K_D = 8.3$ ，由圖 5-4 ，與 $\cot\theta = 1.5$ 曲線相交垂直延長與 $H = 4m$ 相交後，水平移至 $K_D = 8.3$ ，得 $W = 6.2ton$ 。

§ 5-4　各種海堤之設計

5-4-1　緩坡式土石堤

一、設計要點

(一)堤頂高度：

此種斷面可有效的減低波浪溯升及越波量，故堤頂高度可依推算所得暴潮位及波浪溯升高度，稍加餘裕即可，不必增加太多出水高度以期節省建造費用。

(二)堤頂寬度：

就斷面安定而言，此型堤防頂寬並無嚴格要求，通常可參照上節所述經驗公式決定，在台灣一般採用3～4公尺。若為配合交通，堤頂兼道路之用，則其寬度應依交通需要而決定。

(三)斷面構造：

1.堤身：

以土沙填築而成，一般為節省工費大多就地取材，採取海灘沙土築堤。

2.外坡：

坡面以乾砌塊石保護，人力施工者大多以粒徑三十公分塊石為限，再大塊石雖護坡效果更佳，但人工搬運與舖砌均感困難。至坡度之大小可依上述章節之經驗公式計算決定，一般波高1公尺以下者，坡度可採用1：4；波高超過1公尺以上時需採用1：5以下波浪作用特別劇烈處，堤面尚需配以蛇籠，混凝土消波塊等加強保護。

3.內坡：

坡度以達土埌安定角度為佳，一般應為1：2以下。

4.過濾層施設：

過濾層材料，目前大多採用卵石級配料，厚約30～60公分。如配合以尼龍繩合成材料，則可獲得更佳之濾水效果。

5.基礎及堤腳保護：

緩坡式海堤，波浪之反射率小，堤腳沖刷輕微，故堤前如無灘溝或顯著之沿岸流，漂砂移動等現象，基礎可依外坡斷面直接伸入土中，不必特別加強，亦可不必施設堤腳保護工事。

(四)堤後水防道路及排水：

為便利交通及搶險搬運，一般堤後均設水防道路，寬約六公尺，路面鋪級配料，以利通行及減低侵蝕。道路外側配合施設排水溝，以排除越波，滲漏及堤後區域水量。

以上緩坡式海堤之斷面構造設計，可參閱圖5-5。

二、安定分析要點

緩坡式海堤安定分析需著重於護坡塊石重量與坡度之檢討核算。至於堤身滑動、剪應力滲透、基礎之穩定、沉陷及承載力等項，由於斷面大穩定性佳，依據以往之檢討，大體上均無問題，除特殊情況外，一般不必再加分析核算。

三、適用情況

(一)保護性海堤：

本省中西部台中、彰化、雲林一帶海岸，前灘幅度廣闊但暴潮位高，興建海堤時可將堤線略向內陸移動，並採用緩坡式斷面。斷面設計要點如本節一所述各點，但堤前沿岸流沖刷較強烈處外坡過濾層下應加舖尼龍網(圖 5 ～ 5(a))，越波量較多處其堤頂及內坡採用乾砌塊石護坡較宜(圖 5 ～ 5(b))。

(二)海埔地圍堤

海埔地圍堤堤線外伸入海，故應採用 1 ： 7 以下緩坡設計斷面，其設計要點與保護性海堤相同，惟波浪強烈處宜在堤腳加拋塊石(體)或蛇籠保護之。

5-4-2 陡坡式土石堤

一、設計要點

(一)堤頂高度：

此種型式海堤，因前坡陡峻，波浪衝激較烈，越波量大，故除依前述章節推算，所得暴潮位及波浪溯升高度外，宜稍加餘裕以期減少越波及堤後沖刷，波浪強烈處並可考慮於堤頂酌予增設胸墻以策安全。

(二)堤頂寬度：

可參照前述章節經驗公式決定，一般採用 3 公尺，應已足夠，如堤頂兼道路，則視交通需要另行決定。

(三)斷面構造

1.堤身

以土沙填築而成，原則上應就地取材，以節省建造費用。惟需注意者，此型海堤坡度陡，斷面較薄弱，故土質太差者應避免採用，以免日久有沉陷坍塌現象發生。

2.外坡

坡度以達堤土安定角度為宜，坡面以混凝土砌塊石(ϕ 30cm)保護，塊石下墊級配石料，以防堤土外流。

根據水利局對台灣中西部海堤所做之安定分析檢討，台灣一般陡坡式海堤外坡以採用1：2混凝土砌塊石為宜。

3.內坡

內坡以達堤土安定角度為宜，由於陡坡式堤越波量大，故內波坡面亦應加以保護，其坡度應少於1：1.5。

在石料充足地區，護坡工最好採用乾砌塊石(ϕ 25cm)以減低孔隙壓力，塊石下面宜墊級配石料，以防堤防隨滲透水外流。

石料採取困難地區，則可採用混凝土外面工，土灰水泥，富士倍凍(Fuji-BetonNew-Cement)，或土壤凝結劑等新工法以期節省經費。保護層厚度依所選用材料及坡度而定，一般約為10～20cm，另需特別注意者，此等護坡方法均係密封不透水，故應於坡面下方施設排水濾孔，以排除滲透水。

4.基礎及堤腳保護

視各地實際情形而定。在基礎土壤優良，堤前灘地穩定之處，可將坡面直接延伸入土，堤腳稍加拋石保護即可，基礎土壤軟弱或灘地不穩定之處，需將軟弱土壤清除，施設混凝土基腳，必要時並加打樁，以增強承載，減低沉陷，堤腳則拋石保護，以防沖刷。如果基礎土填過於軟弱，則以改採緩坡式堤為宜。潮溝、沿岸流活動顯著者，應增加堤腳拋石之數量，必要時並加設突堤群以減低沖刷，穩定沙灘。

(四)堤後水防道路及排水：

堤後水防道路一般寬約六公尺，路外沿配排水溝。

以上之陡坡式海堤斷面構造設計可參閱圖 5-6 。

二、安定分析要點

陡坡式海堤安定分析，首重堤坡之穩定，可依堤土性質用滑動圓弧等方法加以分析核算。次為基礎之承載，沉陷及沖刷之檢討，再次為滲透線與滲透量之估算。至傾倒、滑動、剪應力...等其餘各項，依據水利局已往所做之檢討研究，大體上均能達到安定之要求，惟情況特殊者，仍宜注意檢討核算。

三、適用情況

本省西部若堤前海灘非常平緩，水淺波浪極為弱小地區之防潮性海堤，以及南北兩端，東部離島海岸，前灘幅度不大，堤線無法後移且海灘為巖盤受沖刷幅度不大者，在設計上可採用陡坡式斷面，其設計要點如本節所述(圖 5-6(a)(b))，惟須注意者：(1)若內坡採用剛體結構護坡工時應留置排水孔(圖 5-6(b))，(2)此種斷面波浪回刷力較強，堤前若非巖盤，則堤腳應拋塊石(體)保護之。

5-4-3　複合式斷面海堤

一、設計要點

(一)堤線布置：

沿現有海岸線布置，堤線酌予後退，於高岸上興建低矮陡坡式堤，堤前則利用岸灘以砌塊石整理成緩坡式。

(二)堤頂高度：

此種型式海堤，波浪能量主要消耗於堤前之緩坡上，故可

比照緩坡式海堤決定堤頂高度，一般波浪溯升實質部分最好僅抵達緩坡式之頂點，其後之陡坡高出部分可做為餘裕，以減少浪花越堤。

如採用大塊石拋填者，由於其粗糙表面可大幅減低波浪能量與溯升高度，故堤頂高度可較一般緩坡式乾砌石堤再酌予減少。

(三)堤頂寬度：

波浪能量消耗於堤前緩坡之上，堤頂受力不大，寬度不必太寬，可較一般陡坡式或緩坡式堤酌予減少，一般採用 2-3 公尺已足夠。

(四)斷面構造：

1.堤身

以土沙填築而成，陡坡式外坡面採用混凝土砌塊石，混凝土或乾砌塊石護坡，護坡下墊級配合過濾層以防堤土外流。內坡則可比照陡坡式土石堤設計，採用簡易工法稍加保護即可。

2 堤前緩坡保護工.

利用原有岸灘加以整理填土，施設過濾層，上面再拋放大塊石或者乾砌塊石加以保護。坡面為１：４～１：７。

採用乾砌塊石護坡者其施設方法與緩坡式土石堤設計相同。砌石下亦應有足夠之過濾層以防土沙外流。此型海堤大多用於海岸坡度稍陡之灘坡上，所受波浪能量較大，堤腳沖刷亦較烈，故於坡腳處宜增加大塊石及過濾石數量，以補充石塊之流失並防止土沙淘吸外流。

採用拋石者，先將灘坡整平，舖上尼龍網或合成材料，其上填級配石料，厚約 30 ～ 60 公分。最上層再拋填大塊石，面層稍加舖整。拋石層厚度一般約為 60 ～ 100 公分，若石料採取容易，越加大其厚度，消浪效果越佳。波浪作用劇烈之海岸，應將拋石重量與厚度予以增大。

(五)後水防道路及排水

與陡坡式，緩坡式海堤相同，不再贅述。

上述複合式海堤設計參閱圖 5 ～ 7 。

二、安定分析要點

此種複合式海堤因採用緩坡式構想，安定性佳，堤前緩坡拋石如為波力掀起，稍有翻動或下陷，亦不至危及後方本堤之安全，其安定性較純粹之緩坡式砌石堤為強。對於傾倒、滑動、剪應力、滲透，堤坡穩定等均無問題，如非情況特殊，一般可不必再詳加分析檢討。惟需注意者有二項：一為拋石之重量需足以抵抗波力之衝擊，可利上述章節經驗公式加以檢算，另一為過濾層之設施，必須足以防止堤土被淘吸外流。

三、適用情況

本省北部及西南部部分海岸，地面較高海灘坡度較陡，前灘幅度尚足，但暴潮位不高而波高較大，則可採用複合式設計斷面。

若堤前沙灘較不穩定或標高較低時，本堤結構需予加強，並依波力強弱分別舖設混凝土砌塊石或乾砌塊石護坡(圖 5-7(a)(d)(c))，若堤前波浪沖刷力較強時堤前緩坡保護工可考慮採用乾砌塊石工法並加拋石(體)(圖 5-7(d))。若堤前沙灘穩定且標高較高時，則本堤可採用簡單之構造方式，面在堤前施設沙灘穩定工事，並在坡降突變處排放兩列與堤前線平行之消波塊體，必要時配合設置突堤群(圖 5-7(c))，如此一面可節省工程費，一方面由穩定海灘著手更能收海岸防護之功效。

5-4-4 混凝土海堤

一、設計要點

(一)水工模型試驗

海灘坡度較陡，波浪直接衝擊之混凝土或鋼筋混凝土海堤，由於設計型式繁多依據以往試驗與觀測所得，不同型式海堤在不同海灘坡度，潮位、波浪大小，尖銳度，週期、波向等作用時，其波浪衝激溯升，反射、堤腳沖刷等均有顯著之差異，變化較多，故此種海堤設計時最好能按建堤地點之地形，潮汐、波浪等各種自然條件，先以水工模型加以試驗研究，以期尋求最適用於該地之海堤設計。

(二)堤高高度

依海岸地形、波浪、潮汐狀況以及海堤斷面型式，堤前保護設施等由水工模型試驗決定。如因時間，財力受限，未及專案試驗時，可參考前述章節推算所得暴潮位與相似條件下波浪溯升經驗高度擬定。

(三)堤頂寬度

依斷面型式與高度而定，一般混凝土堤頂寬80公分以上應已足夠，如高出堤後地面，而以砌石加強保護時亦可將砌石堤頂放寬至3公尺或配合村落交通需要而擬定。

(四)斷面構造

1.堤身設計

混凝土或鋼筋混凝土海堤有重力式，半重力式，壅壁式，階梯式等等，型式繁多。依海岸地形土質，波浪作用以及海堤高度等而定。

海堤前坡，為減低波浪之越堤，以往常以圓滑之反向曲線，形成返波式設計，返波曲線之中心夾角一般約在 70 ～ 80 之間，曲線半徑則依海堤之高低而定。惟此種返波式堤波浪反射激烈，堤腳與堤前海灘沖刷加劇，故亦可取消返波式設計，改為單坡面，而加強堤前之消波設施。

為防止越堤浪花沖刷，堤後應有適當防護措施，一般可用混凝土砌塊石或鋪設混凝土保護。

2.基礎：

混凝土海堤之基礎，一般常採用者有三種型態，(1)沉箱(2)混凝土(3)版樁。其深度與寬度依海堤高度，波浪作用及堤前保護狀況等而定。如基礎土質軟弱，承載力較差者，應於基礎下再增設樁基，以期穩定。

(五)堤腳保護及消浪設施

混凝土海堤大多直接承受強浪衝擊，波浪襲堤後，反射劇烈，侵蝕海灘，因之堤腳必須加強保護，堤前必須增設消浪設施，以期消殺波力，減少堤身破壞，與堤前海灘之侵蝕。

堤腳保護及消浪設施常用者如下：

1.堤前緩坡保護工

類似前節複合式斷面海堤之工法，尼龍網或塑膠布鋪設於整理後之堤前海灘，上覆級配石料，形成過濾層，然後拋放大塊石，表面鋪整成 1 ： 4 ～ 1 ： 7 之緩坡。如質料堅硬之大塊石採取不易時，亦可用異形混凝土拋放。如灘質軟弱材料採取方使時，下層部份之尼龍網與級配石亦可改以稍工沉床鋪設。

2.異形混凝土塊消浪設施：

堤腳灘地整平，如上法先鋪上尼龍網或塑膠布，填級配料，或者施設稍工沉床，覆蓋塊石，再於其上拋放3～4排兩層以上之異形混凝土塊。如波浪作用特別猛烈時，亦可在堤坡上放置異形塊，或者自暴潮位以上部份開始即以較緩坡降，將堤前全部拋放異

形塊，如此可消殺強浪，減低反射與侵蝕。異形混凝土塊種類甚多常見者有粽形塊，協克塊、鼎形塊、中空三角形塊、雙T塊(Dolos)等。可參考波浪作用及製作方便而定。

3.離岸堤

於堤前灘興建離岸堤，破壞波浪，減除波浪之直接衝擊海堤。

(六)堤後水防道路及排水

混凝土海堤常緊靠村落建築，因此水防道路最好緊接混凝土堤設置，路面全部鋪水泥或柏油，以利交通並防越堤浪花沖刷，路靠陸側則施設排水溝與堤後排水系統相銜接適用時適地引出堤外以排洩積水。如堤後土地甚寬，則可比照本章以節所述各土石海堤，設計堤後水防路及排水溝。

(七)堤前沙灘穩定

混凝土海堤以往大多採用返波式設計，由於堤前無充足之消浪設施，因此海浪衝擊海堤後，反射劇烈，沖刷堤腳，海灘侵蝕，堤前波浪加大，破壞力增強，如此惡性循環，海堤興建後，情況越來越惡劣，以致災害時生。因此堤前如能維持高而穩定之沙灘，海堤即已得最有利之保護—減低堤前水深，避免巨浪直接衝擊，減低堤腳沖刷，維持海灘之平衡。

穩定堤前沙灘可採用突堤群，離岸堤，以及改善海堤設計型態—儘量減緩堤面坡度，增加消浪設施，減低波浪對海灘之侵蝕。

二、安定分析要點

混凝土或鋼筋混凝土堤身屬剛性結構，故安定分析著重於傾到、滑動、剪應力及基礎承載力等項。

依據海堤總隊對台灣南部海堤之分析檢討，當堤後土壤為越堤波浪沖失時，在強烈堤前波浪作用下，傾倒與滑動兩項常不能達到最低容許安全係數，上半端亦可能為波力所折斷，同時混凝土水平施工接縫，如無良好之陰陽縫施設，亦可能為波力所挫開。基礎部份，如基底土壤被淘空，僅靠空心混凝土樁則無法承載荷重而沉陷。

上述各況，於安定分析時必須特別加以注意，依據檢討結果改善海堤之設計。

混凝土與鋼筋混凝土海堤設計請參閱圖 5-8 。

三、適用情況

本省東部、西南部高、屏部分海岸及離島，或屬斷層海岸，或岸前坡陡無沙灘存在，且面臨深海，波濤胸湧，加以民房緊鄰海岸，無法構築土石堤，則需興建混凝土海堤予以保護。

若可用以建堤之空間過小，則可採用返波式斷面(圖 4-8(a)(b))，此種海堤斷面小，強度大，可抵檔巨大波浪久侵襲，返波工則可減少越波量，返波後波浪之四刷力亦特強，故堤腳必須加拋塊石(體)保護，其底面亦須鋪設尼龍網及過濾層，波力較強處更應改用精工等柔性工法以適應之(圖 5-8(b))。若可用以建堤之空間較大，或其波力較弱處，仍採用直線斷面為宜(圖 5-8(c))，此種斷面強度較弱，但波浪回刷力較小，且造價

較低是其優點，堤前保護工及基礎設施均與返波式斷面者相同。若屬岩盤海岸，不慮沖刷，則可直接於岸上興建返波式堤，堤前不需特別加以保護。

5-4-5 種草植樹土沙堤

一、設計要點：

(一)堤頂高度

此種型式海堤可有效的減低波浪溯升及越波量，故堤頂高度可依前述章節推算所得暴潮位及波浪溯升高度，稍加餘裕即可，不必增加太多高度以期節省建造費用。

(二)堤頂寬度

依灘岸地形而定，堤頂越寬越好，一般可採用 4～10 公尺。

(三)斷面構造

1.堤身：

以土沙填築，斷面設計應儘量利用原有灘岸地形佈置，以期減少土方數量，並保持原灘之自然平衡。

2.外坡：

依土質與潮浪作用狀況而定，一般坡度為 1：4～1：10。如為細徑沙土者外坡宜採 1：6 以下之較緩坡面。坡面上種植林投等耐鹽定沙植物。林投一般每隔 1～2 公尺種植一行株距約一公尺。

3.內坡

坡度依地形及土質而定，一般為 1：2～1：5。坡面連同堤頂種植馬鞍藤或林投等定沙沙植物，可條栽或密栽，一般應於春季種植，成活率較高。

4.基礎及堤腳

一般係採用原有海灘自然狀態。惟如灘腳不規則或沖刷較顯著者，亦可稍加整理或拋石，編柵籬等增強保護。

(四)堤後水防道路與排水

與前數節其他型式堤防相同惟一般可採用較簡易者。

圖 5-9 ，示台灣南部海岸近年所採用之林投與馬鞍藤混合種植土沙堤。除林投、馬鞍藤外，其他各種海濱耐鹽草樹亦可因地制宜，選擇採用。

二、安定分析要點

此型海堤斷面寬大，堤坡平緩穩定，一般而言，不需做安定分析。但必須了解堤前海灘以往季節性之變化狀況，以免堤腳侵蝕流失，在風力特別強勁地區，需注意坡面土沙是否會被吹颳飛走，而愼選種植時期或栽草保護。

三、適用情況

凡是海岸已有天然沙丘，前灘幅度廣闊，暴潮位低且波力較小之海岸均可採用此種工法，既能大幅降低造價，且維護簡易，保護效果亦佳。但應選擇適當之植物種類在小部分地區施行實驗性之築堤，候有實際效果時，再全面予以種植。

陸、結論及建議

一、設計原則

海堤工程的設計，悉視經費額度、海岸狀況、防禦潮浪的功能等情況，以安全、經濟、適用、耐久及美觀為原則。

二、一般概況

1.海堤堤線之訂定，新建者概沿現有高岸布置，儘量求其平順。

2.堤頂高程之決定，係依天文潮、氣壓潮、風揚三者合成暴潮位，再加推算堤前波浪及其溯升高度而定。另於波浪作用較劇烈處，酌加高度，以策安全。

3.斷面設計，一般斟酌各建堤處之地形、沖淤、潮浪狀況、保護範圍及其經濟價值等條件而決定。除了若干特殊地區外，通常係依水利局於六十五年編訂之「台灣省海堤整建計畫書(改訂本)」而設計。

三、設計標準檢討

1.工法

設計工法應考量工程技術進步、施工機械發展、土石材料取得困難、技術工質量不足等多種變化因素。

(1)乾砌塊石

本工法早期普遍使用於各海堤工程，係一種堅固耐用且易於維護的優良工法。惟因塊石之砌合為一較艱辛具技術性的工作，近年來年輕勞工多不願學習，而年老技工則體力衰退，故砌石工尋覓日益難且素質低落；並且塊石來源日益短缺，而乾砌塊石護坡容易滋生雜草，影響觀瞻此種工法近年來已少使用。

(2)混砌及排塊石

混砌塊石工法之使用由來已久，其設計標準除視功能之實際需要，塊石尺寸酌予調整外，其背後亦常依需要酌加墊碎石或混凝土。

本工法成效良好。惟塊石短缺、技術工難覓且素質低落等缺點，恰如前述乾砌塊石然。而且填隙混凝土及背墊混凝土之質量均不易控制，常遭致承包商偷工減料，影響工程品質至距。近年來已少用此種工法，而漸以混凝土護坡工取代。

(3)混凝土護坡工

為因應前述各類工法的缺點，目前本省海堤的施工普遍採用此種混凝土護坡工法。其設計，一般係檢討海堤承受波浪衝擊力強度等條件，依其需要以一 60kg/cm^2 強度的混凝土，厚度 15 ～ 20cm 為原則，,並視情況可於背後加鋪 25cm 塊石或增設消能跳水牆。是項工法符合「可大量使用」、「快速施工」、「節省人力」、「易於控制品質」的原則，可謂效果良好。但是，此種工法也有與週圍環境景觀不甚調和及坡面粗糙度不足等缺點，以致波浪極易沿著坡面溯升，，減低消能效果之弊；且為維護混凝土的施工品質，在坍度三吋的規定下，坡面工不宜施設於陡於 1 比 1.5 的坡面。故設計時，陡坡斜率須受限制；又混凝土坡面施工時，，易有拍擊搗實不足，影響混凝土強度之弊。

2.保護標準的制定

目前，對於海岸防護工作，並未制定保護標準，無論該地區保全對象為何，概以同一標準施予保護。然則，如此是否會有保護過當或不足之處？未見有所分析。

俗云「過猶不及」，投資不足，固然無法達到保全的目的；投資過當，也有浪費公帑之弊。故建議對不同的海岸地帶，施以不同的保護標準。初期先以其保全價值及重要性為區分之依據，將來海岸基本資料充足後，便能加上災害頻率因素，一齊考量。

3.海岸防護方式的選擇

截至目前為止，台灣沿海的海岸防護，大多採用「建造海堤」之方式。

然而，就海岸工程學理的觀點，或現場觀察所得：若能在外海將波浪打碎，或維持一寬廣平穩的堤前沙灘，其防禦效果均遠較波浪入侵後再建堤防護，,要來得有效。

近年來水利局也陸續也採用其他工法代替已往一昧興建海堤的方式。例如：屏東墒豐及高雄茄萣、南寮漯底、赤崁沿海的離岸堤，高雄赤崁段的淺灘堤、台東沿海的混凝土塊體海岸保護工，高雄北段海岸的突堤群，高雄南段海岸的植生保護工，台北八里段的突堤群及拋石堤與宜蘭澳仔角海岸的拋石堤等，均獲得極為良好的效果，其中甚多已往侵蝕情形極為嚴重的海岸，如今已趨於穩定。

4.堤頂高程的訂定

目前本省海堤堤頂高程係以下列公式決定：

堤頂高程 = 暴潮位+波浪溯升高.....(1)

暴 潮 位 = 天文潮+氣壓潮+風揚.....(2)

一般說來，第二式較不引起爭議，其唯一的問題在於實測資料不足，未能提供頻率分析之用。但是，這只要加強設站觀測，終能予以解決。

至於第一式中的波浪溯升高一項，現今水利局所採用數值，推算方法如下：

(1)首先，應用湯麟武博士所發展的模式，使用深海狀況，推算其碎波、減衰的情形。

(2)再利用 Bretschneider 或 Thijsse 圖推算碎波帶內的淺海波高；再將兩者以能量合成方式，決定堤前波高。

(3)最後，利用 Saville 的實驗圖，就不同波浪及斷面條件，推算出波浪溯升高。

這一套模式最引起爭議的是：直接以深海波推算堤前波，而沒有考慮海水堆升、風浪潮複合作用及堤前地形狀況，也缺乏實測的堤前波資料與之驗證。就歷年海堤災況及實地觀查資料觀之，以此推算出來的堤頂高程顯然不足，尤以雲嘉、高屏一帶為然。因此，對於堤頂高程的推算，有全盤加以檢討的必要。目前水利局委託成功大學簡仲和教授於八十一年完成「全省海堤設計高度檢討」計畫，並就全省各段海岸，分別推算其設計堤頂高程如表 6-1 可做為往後海堤設計之參考。

表 6-1　海堤設計高程(海水可達高度)推算成果比較表

海岸別	六十五年計算成果				八十一年計算成果					
					參考潮位	參考水位	單一坡面海堤		複合坡面海堤	
	暴潮位	堤前波高	溯升高	海堤高度			溯升高	海堤高度	溯升高	海堤高度
宜　蘭	1.90	1.90	4.32	6.22	0.83	3.44	4.11	7.55	3.17	6.61
台北(東)	2.70	1.37	2.95	5.65	0.83	3.63	3.89	7.52	4.01	7.64
台北(西)	2.70	0.75	1.64	4.34	1.65	3.94	3.38	7.32	2.66	6.60
桃　園	3.00	1.01	2.003	5.03	1.65	3.07	2.84	5.91	2.23	5.30
新　竹	3.50	1.01	2.15	5.65	2.25	3.60	3.02	6.62	2.37	5.97
苗　栗	4.00	1.04	2.15	6.15	2.57	3.88	3.23	7.11	2.53	6.41
台　中	4.00	1.06	2.13	6.13	2.89	4.16	3.44	7.60	2.68	6.84
彰　化	3.80	1.08	2.17	5.97	2.27	3.59	2.96	6.55	2.32	5.91
雲　林	3.40	0.92	1.96	5.36	2.27	3.59	2.96	6.55	2.32	5.91
嘉　義	2.80	1.02	2.42	5.22	1.50	3.24	3.27	6.51	2.64	5.88
台　南	2.20	1.11	2.87	5.07	1.05	2.65	1.71	5.36	2.12	4.77
高　雄	2.20	1.10	2.66	4.86	0.88	3.26	3.73	6.99	2.83	6.09
屏　東	2.20	1.20	2.66	4.86	0.88	3.26	3.73	6.99	2.83	6.09
台東(南)	1.90	1.90	8.55	10.45	1.00	4.24	5.57	9.81	4.58	8.82
台東(北)	1.90	1.90	5.85	7.75	0.92	3.65	3.72	7.37	2.88	6.53
花　蓮	1.90	1.90	6.48	8.38	0.92	2.06	11.73	13.79	11.21	13.27
澎湖(內)	2.60	1.23	2.48	5.08	1.64	3.65	3.04	6.69	2.39	6.04
澎湖(外)	2.60	1.43	2.87	5.47	1.64	3.80	3.11	6.92	2.44	6.24

1.65 年及 81 年單一坡面海堤均係以前坡坡降為 1 ： 2 之斷面推算。

2.81 年複合斷面堤係以以本堤前坡坡降為 1 ： 2 ，複合堤前坡坡降為 1 ： 5 之斷面推算。

3.所有海堤均設定其前坡為粗糙坡面。

4.81 年推算成果中，「參考潮位」係指海水溯升最高時之潮位(暴潮位)；「參考水位」係指海水溯升最高時之海水面高程。

參考資料

1.郭金棟(民國 77 年 5 月)："海岸工程"，中國土木水利工程學會。

2.湯麟武(民國 78 年 4 月)："港灣及海域工程"，中國土木水利工程學會。

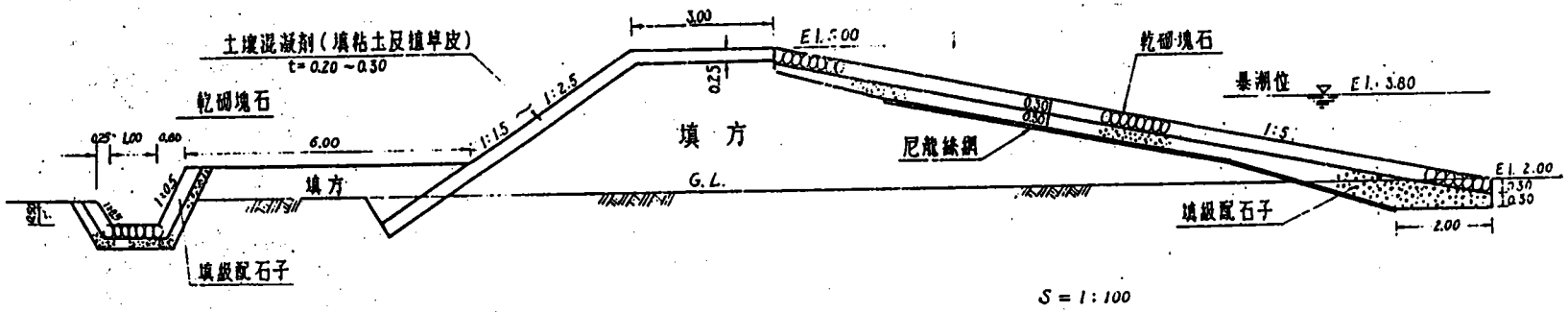
3.台灣省木利局(民國 68 年 6 月)："海堤規劃設計手冊"，水利局叢書 NO.119 。

4.台灣省水利局(民國 85 年 6 月)："十四項重要建設第九項「防洪排水計畫河海堤工程」—後續六年(八十一～八十六年度)執行總評估(海堤工程"。

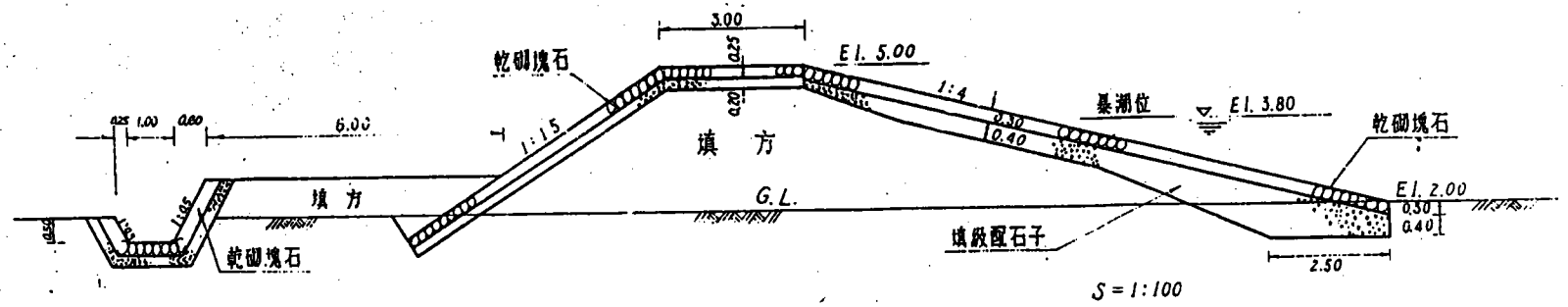
5.港灣技術研究所(民國 84 年 12 月)："港灣構造物設計基準"第六章海堤與護岸 pp7-37 ～ 7-61 。

致　謝

本講義承蒙水利局企劃課蕭茂鎮工程司惠予提供相關資料，得以完成，對於本組楊怡芸小姐辛勤之打字，在此一併感謝。

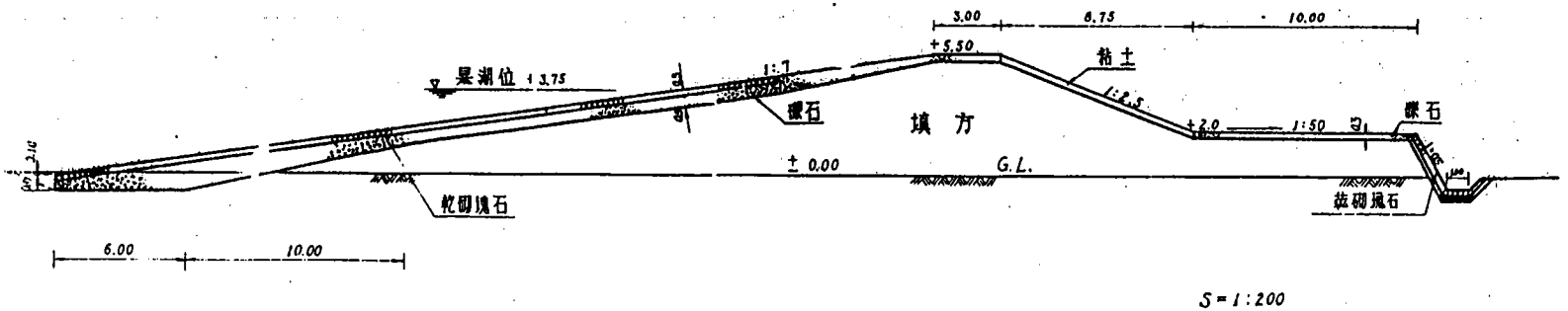


(a) 保護性海堤（I）

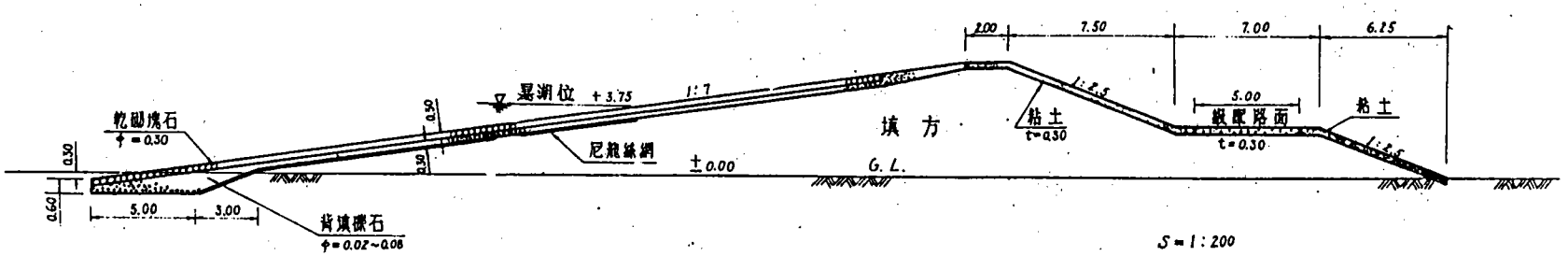


(b) 保護性海堤（II）

圖 5-5 緩坡式海堤參考斷面圖

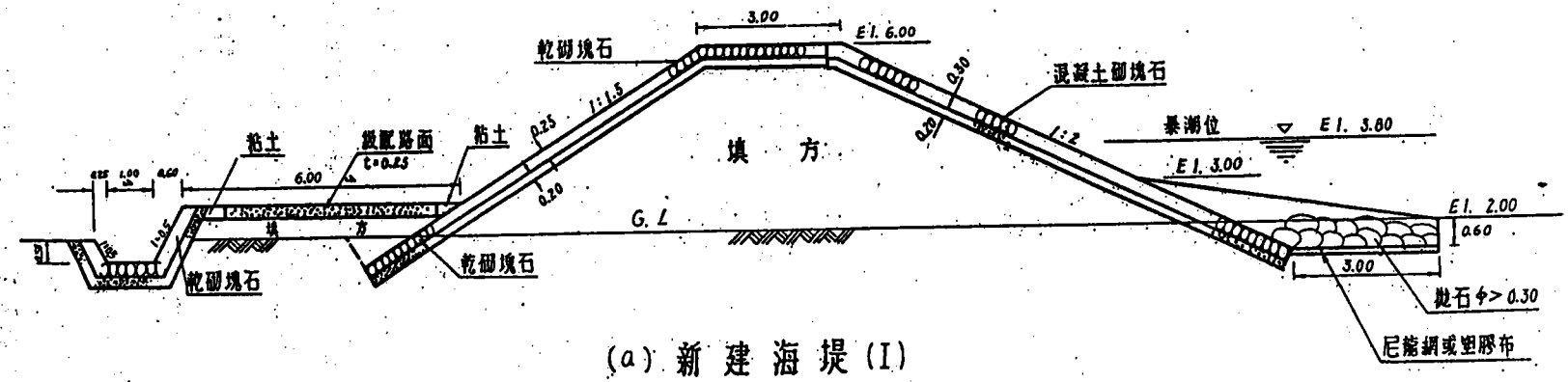


(c) 海 埔 地 圍 堤 (I)

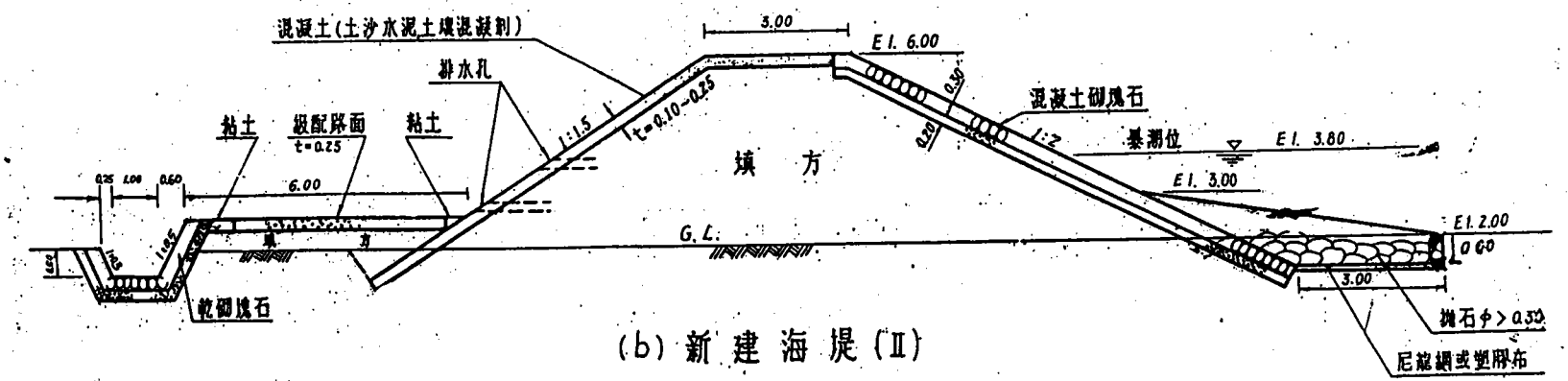


(d) 海 埔 地 圍 堤 (II)

圖 5-5 緩坡式海堤參考斷面圖

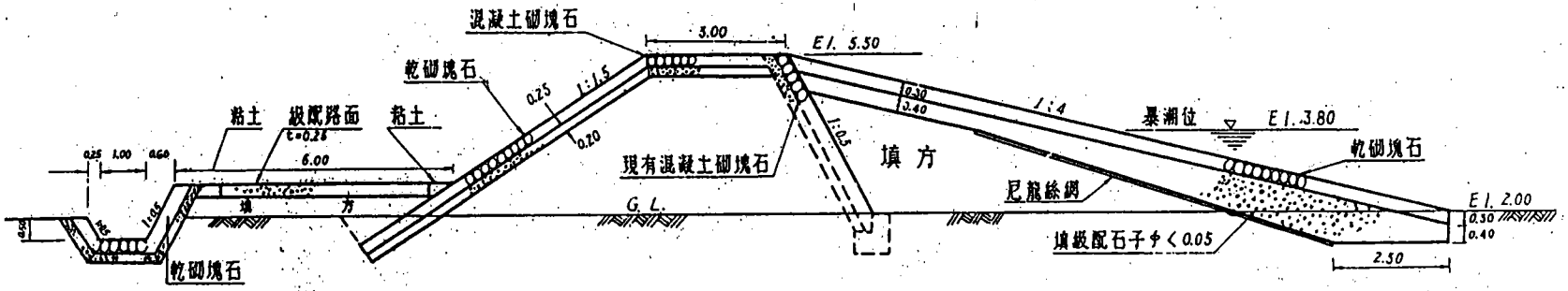


(a) 新建海堤(I)

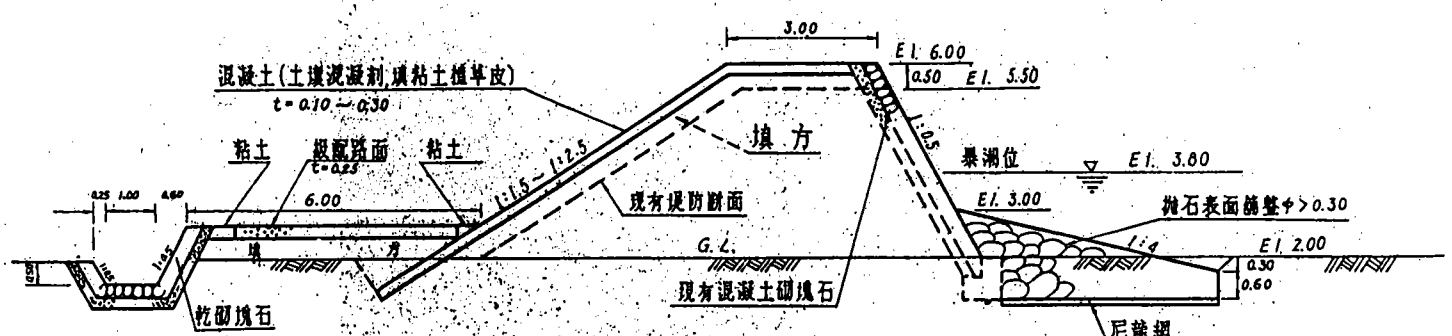


(b) 新建海堤(II)

圖 5-6 陡坡式海堤參考斷面圖



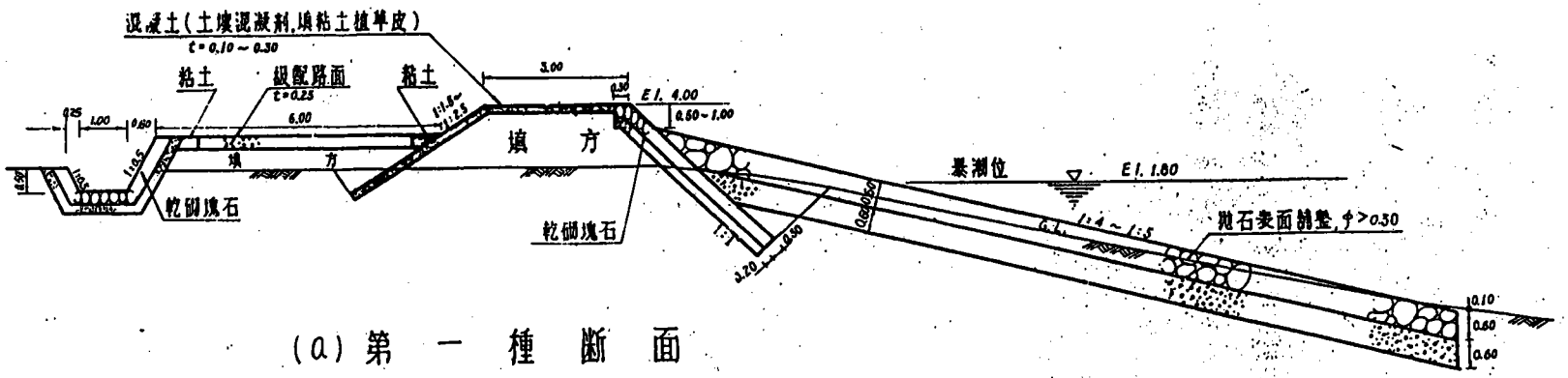
(c) 現有海堤整建加強(I)



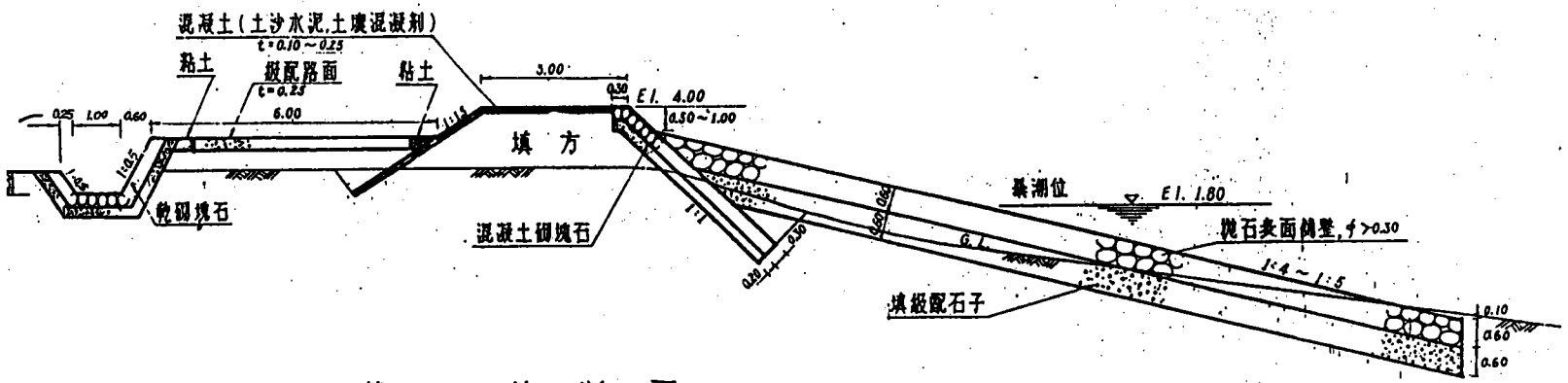
(d) 現有海堤加高加強(II)

S = 1:100

圖 5-6 陡坡式海堤參考斷面圖

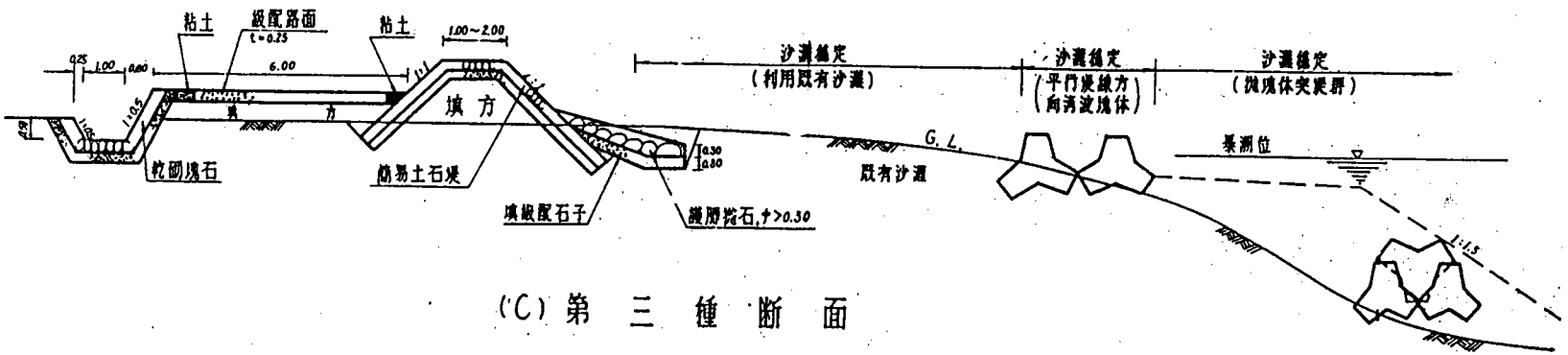


(a) 第 一 種 斷 面

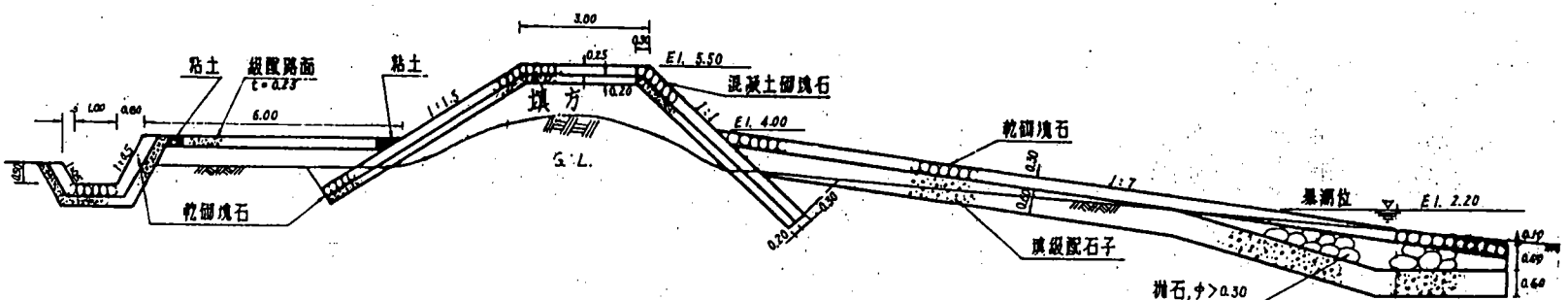


(b) 第 二 種 斷 面

圖 5-7 複合式海堤參考斷面圖



(C) 第 三 種 斷 面



(d) 第 四 種 斷 面

圖 5-7 複合式海堤參考斷面圖

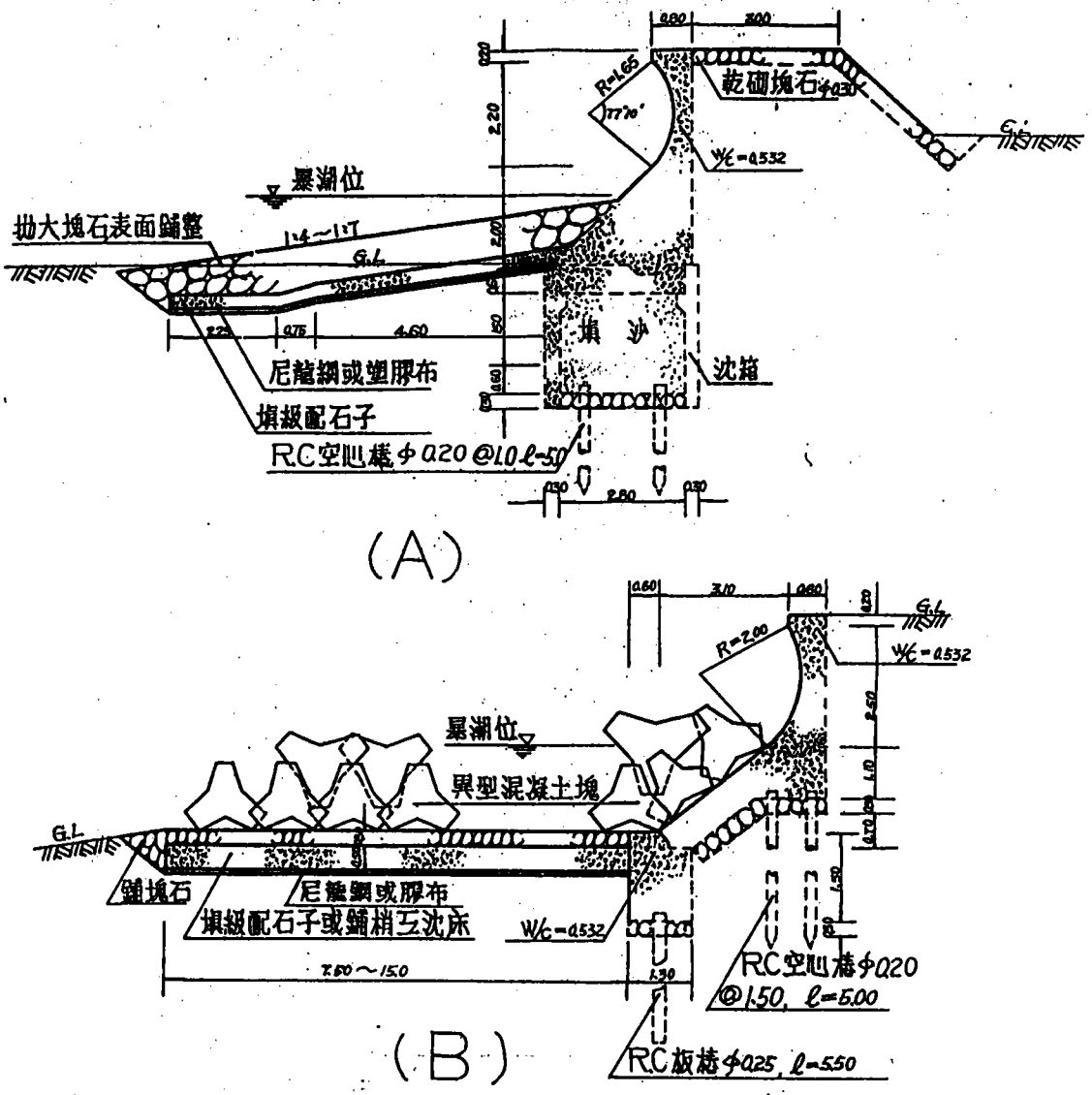
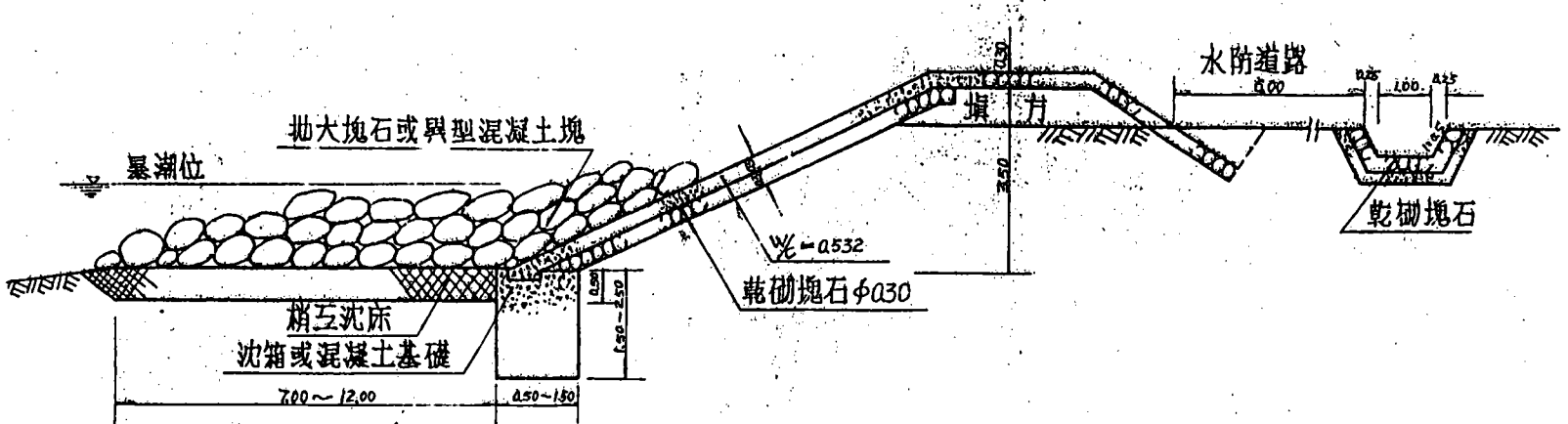


圖 5-8 混凝土海堤參考斷面圖 S=1:100



(C)

圖 5-8 混凝土海堤參考斷面圖 S=1:100

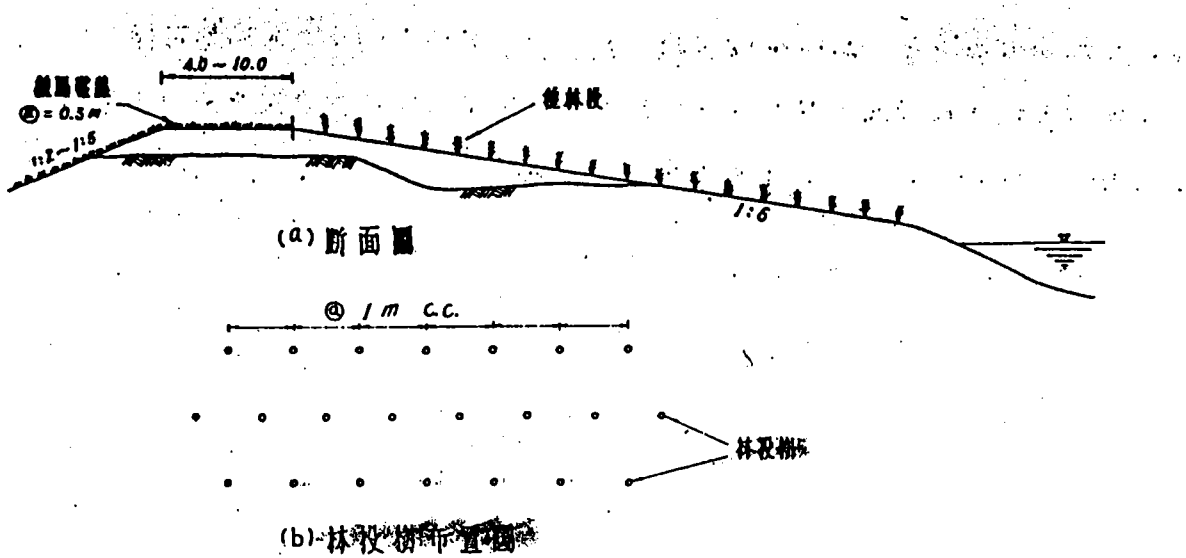


圖 5-9 種草植樹土沙堤參考圖

陸、重力式碼頭設計

陸、重力式碼頭設計

一、碼頭設施概說

碼頭設施係為提供船舶安全離靠岸、順利裝卸貨物及乘客上下船之設施，其規模、配置、種類、結構等均依此原則而決定。

1. 碼頭設施的種類有碼頭、浮筒、繫船樁、棧橋、浮棧橋、卸貨場及曳船道等。
2. 碼頭之規模須掌握使用該港之客貨數量、種類、載貨狀況及水陸運輸狀態，並充分考慮將來貨運量的增加、船舶之大型化等運輸體系之變化而決定。
3. 碼頭之佈置須考慮氣象、海象、地形、地質等，使船舶易於靠離碼頭，並考量與陸上運輸、背後土地利用之相互關係而決定之。同時應依使用目的分區佈置。油類等危險品碼頭，宜與一般碼頭隔離，以策安全。
4. 專用碼頭如石油、水泥、煤炭、穀類、鐵礦砂、旅客及貨櫃等，應依其特性加以規劃。

二、碼頭之尺寸

1. 碼頭長度及水深

碼頭長度及水深應考慮主要船舶之長度及吃水，使船舶能安全且順利使用。若主要船舶之船長亦或吃水不很確定時，可參考基準之值而決定。

2. 船席長度係考慮船舶橫向停舶所需之長度所決定。由於船舶橫靠碼頭時，需用船纜繫船。其中，船首纜及船尾纜由於有防止船之前後移動及維持船之橫向繫靠之雙重目的，因此，繫船方向以30^{0}～45^{0}為宜，船席之餘裕長度約為船寬。
3. 船席長度係考慮船舶橫向停舶所需之長度所決定。而船席水深為船舶滿載吃水再加上滿載吃水之10%為準。

4. 小型船之船席長度及水深，如對主要船之船長及滿載吃水不確定時，可參考基準決定之。但應注意小型船之船型偏差很大。

三、碼頭之高度

碼頭之高度雖隨潮差而不同，以工程費而言儘量愈低為宜，但一般以朔望平均高潮位(H.W.L)上依下表之值為準。但在有暴潮、波浪及地層下陷之處，需充分考量其影響後，使貨物裝卸能順利，同時設施應避免災害之發生，慎重決定。

	潮差3.0m以上	潮差3.0m以下
大型碼頭(水深4.5m以上)	0.5～1.5m	1.0～2.0m
小型碼頭(水深4.5m以下)	0.3～1.0m	0.5～1.5m

四、設計水深

設計水深除考慮主要碼頭設施之規劃水深以外，尚須考慮碼頭的結構型式，現地之水深、施工方法及施工精度，碼頭設施前方之沖刷狀況等予以決定。

通常設計水深並不與規劃水深同值。一般為了確保結構物的安定，設計水深為規劃水深加餘裕水深之和。而此餘裕水深則因結構型狀、現地水深、施工方法及施工精度、沖刷狀況等之不同而異，故設計水深須考慮上述各項後予以慎重的決定。

碼頭前面因海流或推進器等有產生很大沖刷之虞時，應以覆蓋石或型塊等在碼頭設施前面予以保護，以防止沖刷。

五、碼頭結構型式之種類

一般碼頭設施其結構型式可分類如下:

1. 重力式
2. 版樁式

3. 空心方塊式

4. 棧橋

5. 繫船台式

6. 浮橋式

7. 繫船樁式

8. 繫船浮筒

重力式碼頭以其堤體之型式及施工方法，可分為下列形式，其特徵如下:

1.沉箱式

(1)沉箱式碼頭其堤體自成一剛體，整體性性能優越。

(2)沉箱於陸上或塢內製作，施工確實。

(3)以斜坡滑道、乾船塢、浮船塢或大型起重船等設備製作沉箱時，其建設費高昂，若此種碼頭長度有限，頗不經濟。

(4)沉箱製作場前面之泊地須有適當之水深及靜穩度。

2.L型塊式

(1)材料可合理利用，水深較淺之碼頭極為經濟，同時施工設備亦甚簡單。

(2)水深增大時，L型塊之重量亦增加,受起重船之能力限制時，可用浮塢製作。

(3)L型塊吊放後，未背填前，對於波浪之衝擊極不安全，宜注意之。

(4)基礎不十分良好時，回填材料之自重及土壓使型塊移動、傾倒、接縫裂開，須防止背填料之流失。

(5)軟弱地層之粘土層其壓密下陷影響頗鉅，同時係長時間發生沉陷現象，故對軟弱地層，不宜使用L型塊。

3. 空心方塊式

(1)施工設備較沉箱簡易，二層或三層重疊時，起重船不需太大之起重能力，若底部加底版亦可浮起而拖航。

(2)地層承載力較小之地層，打樁後可與壁體連結在一起。

(3)無底版時，應使用較佳之內填材料，使底部之摩擦力增大。

(4)不用預疊混凝土作為中填材料時，壁體之整體性欠佳。

(5)與其他重力式結構物比較，較易發生不均勻沉陷。

4. 混凝土塊式

(1)作業單純，僅須小規模之施工設備，水中作業亦較簡單。

(2)由陸上起重設備吊放時有波浪之處亦可施工。

(3)混凝土塊間之結合，較缺少整體性。

(4)工期較長。

(5)大型碼頭時，混凝土量增加，工程費較高。

5. 現場打設混凝土式

(1)不需起重船等大型搬運設備，混凝土塊、沉箱製作場等設備。

(2)壁體呈整體性。

(3)可自由構築所須之形狀。

(4)接縫施工較為確實。

(5)底部之摩擦抵抗較大。

(6)碼頭之接續部份或海底為岩層，其基礎整理較困難之處，亦可使用。

(7)品質管理較為不易，有時需搬運混凝土之工作船。

(8)構築大型碼頭時，材料費較昂。

六、碼頭結構型式之選擇

選擇碼頭設施之結構型式時，須考慮各種結構型式之特性，並比較檢討下列事項而加以決定:

1. 自然條件

此主要為指土壤之力學性質、地震、波浪、潮位、海流等。特別是土壤之力學性質往往為選擇碼頭設施時之主要決定因素。此乃因在軟弱地層上構築碼頭時，一般須採用較輕之結構型式，並依需要應進行地層改良。

2. 使用條件

此為構築後之碼頭設施在使用上之限制，需考量是否有專用裝卸機械等之影響。

3. 施工條件

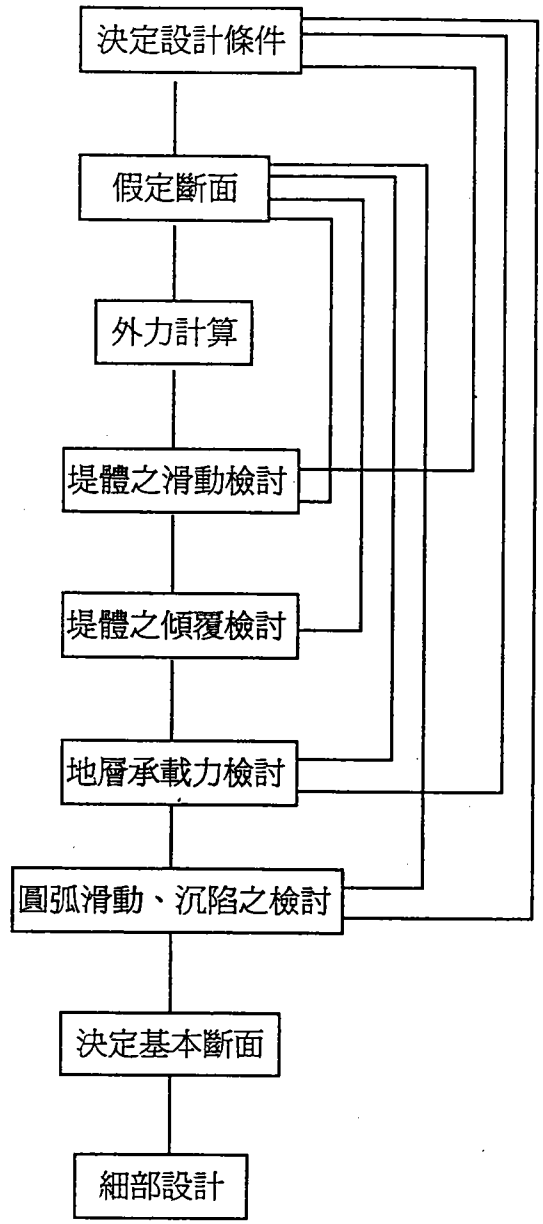
構築碼頭設施時，多為海上工程，施工將受到各種限制，亦即除風雨、氣溫等外，波浪、潮汐、潮流之影響亦甚鉅，作業時間亦受限制，施工時海水之污濁亦頗成問題，故須顧及對周圍環境之影響，同時海中施工要提高精度，並且要確認均頗為困難，因此，施工方法宜充分檢討，同時施工設備亦影響其結構型式之選擇，亦宜檢討之。

4. 工期及工程費

綜合考慮以上各種條件，進行工期及工程費之檢討後，決定結構型式。

七、重力式碼頭之設計

1. 重力式碼頭之設計，一般依下列流程進行。



2. 作用於堤體之外力與載重

作用於重力式碼頭之外力及載重，須考慮下列各項:

(1)上載荷重

(2)堤體自重

(3)土壓及殘留水壓

(4)浮力

(5)地震力

(6)船舶之拉力

3. 殘留水位以朔望平均低潮位(L.W.L)以上潮差之1/3為準。

殘留水位之標準值(潮差之1/3)係經過長期間其透水性亦能確保時之值，若最初即有透水性不良或經過長期預料其透水性會降低時，須考慮較大的殘留水位，又若波浪侵襲牆面時，殘留水位亦會受波谷影響，但設計碼頭時，可不考慮由波浪來襲而增之殘留水位。

4. 牆面之摩擦角不論那一種結構型式均以15^0計算。

5. 浮力作用以堤體在殘留水位下之部份計算。

6. 安定計算

重力式碼頭之安定計算，通常應檢討下列各項:

(1)堤體滑動

重力式碼頭之滑動，應滿足下式:

$$F \leq \frac{fw}{P}$$

式中

W:作用於堤體之垂直合力(t/m)

垂直合力包括堤體自重(必須減去浮力)、土壓力之垂直方向分力等。

P:作用於堤體之水平合力(t/m)

水平合力包括下列三種:

(a)作用於堤體分界上之土壓力水平分力。

(b)殘留水壓。

(c)地震時之安定計算，除上述之外，再加上作用於不扣除浮力之堤體重量之地震力。土壓力為地震時土壓力

之水平分力;此外堤體上若有裝卸機具時，必須考慮裝卸機具基腳之水平力。

f:堤底與基礎之摩擦係數

F:安全係數

安全係數:　平常時 1.2 以上

地震時 1.0 以上

為防堤體前基礎被沖刷，及為保護坡腳為目的而放置之護基方塊及拋石並不考慮其對堤體滑動之抵抗力。

(2)基礎承載力

(a)以淺基礎檢討時，因作用於堤體底面之力係為垂直載重與水平載重之合力，應依「承受偏心傾斜載重承載力」予以檢討。

(b)重力式碼頭因堤體為易於發生沉陷或傾斜之結構，故其基礎設計須使堤體之沉陷或傾斜不致影響其功能。

(c)通常作基礎底面反力之檢討，是以堤體不承受載重時來驗算。但堤體承受載重時，雖偏心量會減少，但載重之垂直分力則會增加，底面反力亦會增加。因此堤體承受載重時有時候亦須加以檢討之。

(d)拋石基礎之厚度，除了基礎承載力之檢討外，對堤身安放所需之整平，部份應力集中的緩和等均須予以檢討後而決定。其最小厚度以下列之值為準:

水深4.5m以下的碼頭為0.5m以上，但須為拋石直徑的3倍以上。

水深4.5m以上的碼頭為1.0m以上，但須為拋石直徑的3倍以上。

(3)堤體傾覆

重力式碼頭之傾覆檢討必須滿足下式。

$$F \leqq \frac{Wt}{Ph}$$

式中

W:作用於堤體之全部垂直力(t/m)

P:作用於堤體之全水平力(t/m)

t:堤體前趾與作用於堤體全部垂直力合力作用點間之距離(m)

h:堤體底面至作用於堤體全部水平力合力作用點之高(m)

F:安全係數

安全係數平時為1.2以上，地震時為1.1以上為標準。

(4)圓弧形滑動及沉陷

在設計重力式碼頭時，若基礎軟弱時，必須檢討下列事項

(a)對於圓弧滑動之安全

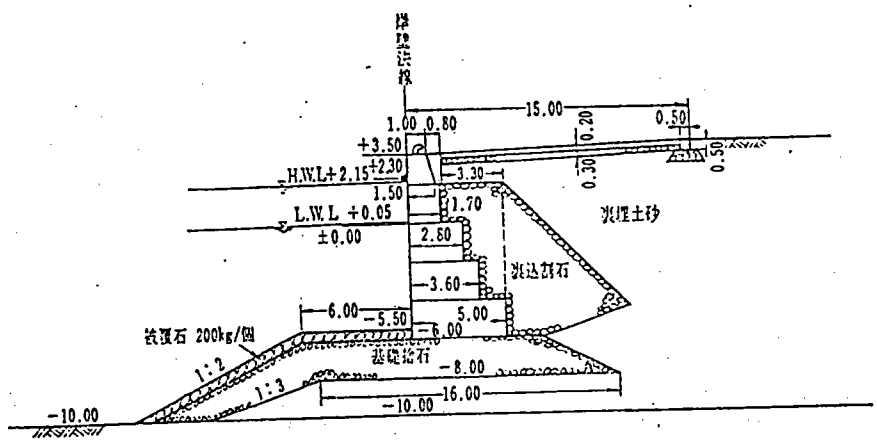
(b)地基之沉陷

基礎沉陷乃因增加載重而發生，故應充分調查土質。根據「基礎之沉陷」首先推測沉陷量，再依據所推斷之沉陷量提高結構物基礎高度，俾沉陷後可符合設計斷面，或調整結構物之頂高，以達預定高度。又因沉陷不均，易使接縫、上部結構、堤面鋪設等破壞，應予注意。

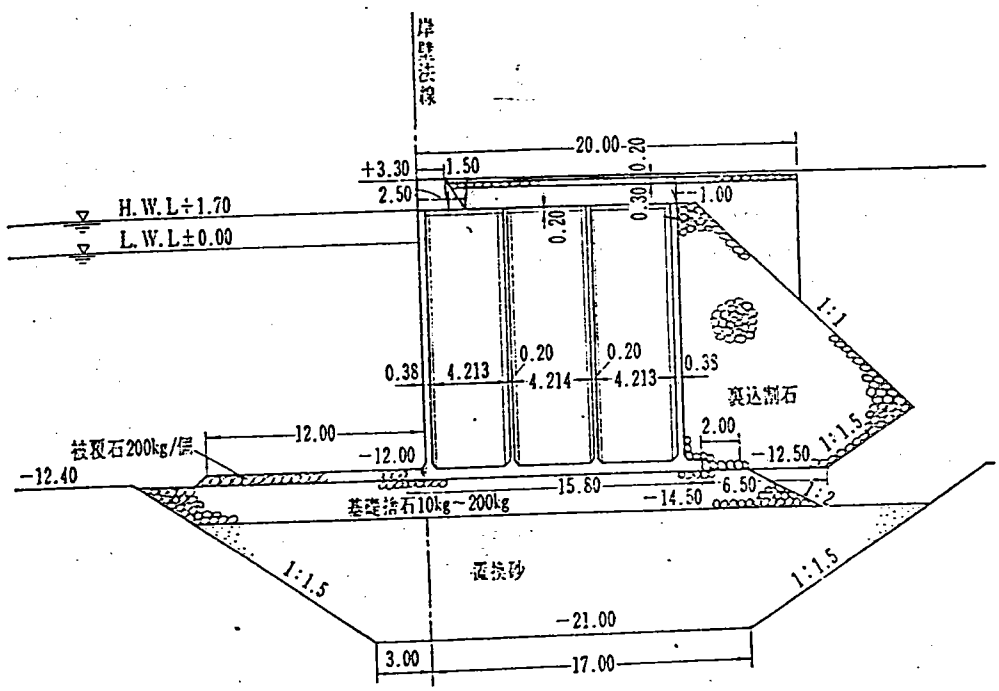
薄層拋石且基礎地層軟弱時，應檢討通過堤體後踵垂直面與拋石下面交點所生的圓弧滑動。

重力式碼頭設計計算例

一、方塊式碼頭



二、沉箱式碼頭



方塊式碼頭設計計算例

一、設計條件

1. 碼頭計畫水深:-5.5m

2. 碼頭面高程:+3.5m

3. 現地水深:-9.0 ～ 10.0m

4. 上載荷重:平常時 2.5t/m^2

地震時 1.25t/m^2

5. 土質條件:表層至-6.0m

$\phi = 30^0 \quad r = 1.8t/m^3$

$r' = 1.0t/m^3$(水中)

-6.0m 以下

$\phi = 35^0 \quad r' = 1.0t/m^3$

背填料: $\phi = 35^0 \quad \delta = 15^0$

6. 地震震度$k_h = 0.05$ 水中震度$k_h = 0.1$

7. 潮位 H.H.W.L+3.20m

H.W.L+2.15m

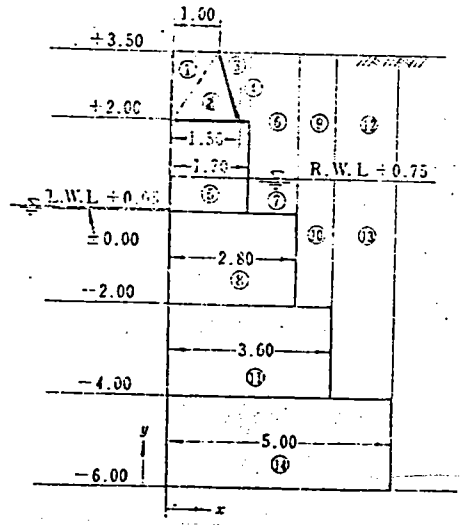
L.W.L+0.05m

殘留水位 R.W.L=L.W.L+1/3(H.W.L-L.W.L)

=0.05+1/3(2.15-0.05)=0.75m

二、基本設計

(一)堤體重量以及重心位置



(1)堤體重量及力矩計算表

No.	計　算　式	W (t/m)	x(m)	W'.x (t.m/m)	y(m)	W'.y (t.m/m)
(1)	1/2 × 1.00 × 1.50 × 2.3	1.73	1/3(1.00)	0.58	2/3 × 1.5+8.00	15.57
(2)	1/2 × 1.50 × 1.50 × 2.3	2.59	1/3(1.00+1.50)	2.16	1/3 × 1.5+8.0	22.02
(3)	1/2 × 0.50 × 1.50 × 1.8	0.68	1/3 × 0.5+1.0	0.91	2/3 × 1.5+8.00	6.12
(4)	0.20 × 1.50 × 1.8	0.54	1/2 × 0.2+1.50	0.86	1/2 × 1.5+8.00	4.73
(5)	1.70 × 2.00 × 2.3	7.82	1/2(1.70)	6.65	1/2 × 2.0+6.00	54.74
(6)	1.10 × 2.75 × 1.8	5.45	1/2 × 1.1+1.70	12.26	1/2 × 2.75+6.75	44.28
(7)	1.10 × 0.75 × 2.00	1.65	1/2 × 1.10+1.70	3.71	1/2 × 0.75+6.00	10.52
(8)	2.00 × 2.80 × 2.3	12.88	1/2(2.80)	18.03	1/2 × 2.00+4.00	64.40
(9)	0.80 × 2.75 × 1.8	3.96	1/2 × 0.8+2.8	12.67	1/2 × 2.75+6.75	32.18
(10)	0.80 × 2.75 × 2.00	4.40	1/2 × 0.8+2.8	14.08	1/2 × 2.75+4.00	23.65
(11)	2.00 × 3.60 × 2.3	16.56	1/2(3.60)	29.81	1/2 × 2.00+2.00	49.68
(12)	1.40 × 2.75 × 1.8	6.93	1/2 × 1.4+3.6	29.80	1/2 × 2.75+6.75	56.31
(13)	1.40 × 4.75 × 2.0	13.30	1/2 × 1.4+3.6	56.50	1/2 × 4.75+2.00	58.19
(14)	2.00 × 5.00 × 2.3	23.00	1/2(5.00)	57.50	1/2(2.00)	23.00

(2)浮力及力矩計算表

No.	計　算　式	W (t/m)	x′ (m)	W′.x′ (t.m/m)
(5)′	0.75 × 1.70 × 1.03	1.31	1/2(1.70)	1.11
(7)′	0.75 × 1.10 × 1.03	0.85	1/2 × 1.1+1.70	1.91
(8)′	2.00 × 2.80 × 1.03	5.77	1/2(2.80)	8.08
(10)′	2.75 × 0.80 × 1.03	2.27	1/2 × 0.8+2.80	7.26
(11)′	2.00 × 3.60 × 1.03	7.42	1/2(3.60)	13.36
(13)′	4.75 × 1.40 × 1.03	6.85	1/2 × 1.4+3.60	29.46
(14)′	2.00 × 5.00 × 1.03	10.30	1/2(5.00)	25.75

(3)堤體重量及重心位置

No.	W(t/m)	W.x(t.m/m)	x(m)	W.y(t.m/m)	y(m)
(1)～(5)	13.66	11.16	0.84	103.18	7.72
(1)～(8)	33.34	45.16	1.35	222.38	6.67
(1)～(11)	58.26	101.72	1.75	327.89	5.63
(1)～(14)	101.49	245.52	2.43	465.39	4.59

(4)浮力及重心位置

No.	W(t/m)	W.x′(t.m/m)	x′(m)
(5)′	1.31	1.11	0.85
(5)′(7)′(8)′	7.93	11.10	1.40
(5)′(7)′(8)′(10)′(11)′	17.62	31.72	1.80
(5)′(7)′(8)′(10)′(11)′(13)′(14)′	34.77	86.93	2.50

(二)土壓

(1)平常時之土壓強度及殘留水壓

(a)平常時之土壓強度

$P_{+3.50}=(\Sigma\gamma h+\omega)K_A\cos\delta=2.5\times 0.239=0.60t/m^2$

$P_{+2.00}=(2.5+1.8\times 1.50)\times 0.239=1.24t/m^2$

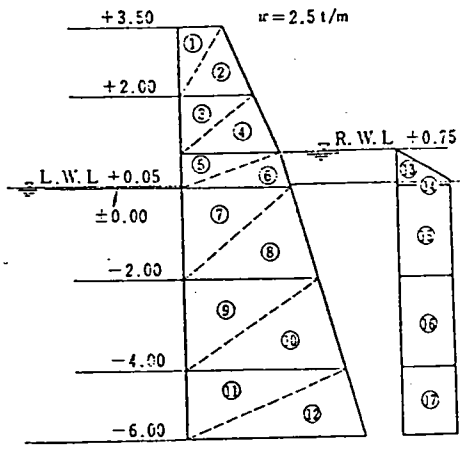
$P_{+0.75}=(2.5+1.8\times 2.75)\times 0.239=1.78t/m^2$

$P_{\pm 0.00}=(2.5+1.8\times 2.75+1.0\times 0.75)\times 0.239=1.96t/m^2$

$P_{-2.00}=(2.5+1.8\times 2.75+1.0\times 2.75)\times 0.239=2.44t/m^2$

$P_{-4.00}=(2.5+1.8\times 2.75+1.0\times 4.75)\times 0.239=2.92t/m^2$

$P_{-6.00}=(2.5+1.8\times 2.75+1.0\times 6.75)\times 0.239=3.39t/m^2$



(b)殘留水壓

$P_W=(R.W.L)\times\omega=0.7\times1.03=0.72t/m^2$

(2)地震時的土壓強度及殘留水壓

(a)地震時的土壓強度

$P_{+3.50}=(\Sigma\gamma h+\omega)K_A\cos\delta=1.25\times0.266=0.33t/m^2$

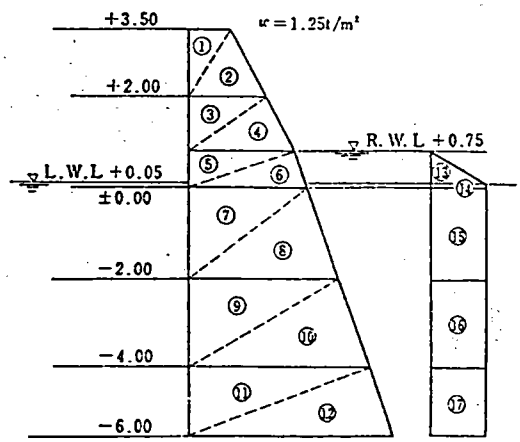
$P_{+2.00}=(1.25+1.8\times1.50)\times0.266=1.05t/m^2$

$P_{+0.75}=(1.25+1.8\times2.75)\times0.266=1.65t/m^2$

$P_{\pm0.00}=2.06t/m^2$　$P_{-2.00}=2.65\ t/m^2$　$P_{-4.00}=3.24\ t/m^2$

$P_{-6.00}=(1.25+1.8\times2.75+1.0\times6.75)\times0.296=3.83t/m^2$

(b)殘留水壓與平常時相同



(3)平常時之土壓力及傾覆力矩計算

		P(t/m)	y(m)	P.y(t.m/m)
(1)	1/2 × 0.60 × 1.50	0.45	2/3 × 1.50+8.00	4.05
(2)	1/2 × 1.24 × 1.50	0.93	1/3 × 1.50+8.00	7.91
(3)	1/2 × 1.24 × 1.25	0.78	2/3 × 1.25+6.75	5.92
(4)	1/2 × 1.78 × 1.25	1.11	1/3 × 1.25+6.75	7.96
(5)	1/2 × 1.78 × 0.75	0.67	2/3 × 0.75+6.00	4.36
(6)	1/2 × 1.96 × 0.75	0.74	1/3 × 0.75+6.00	4.63
± 0m 爲止(1)～(6)		4.68	(7.44)	34.83
(7)	1/2 × 1.96 × 2.00	1.96	2/3 × 2.0+4.00	10.45
(8)	1/2 × 2.44 × 2.0	2.44	1/3 × 2.0+4.00	11.39
-2.0 m 爲止(1)～(8)		9.08	(6.24)	56.67
(9)	1/2 × 2.44 × 2.00	2.44	2/3 × 2.0+2.00	8.15
(10)	1/2 × 2.92 × 2.00	2.92	1/3 × 2.0+2.00	7.79
-4.0 m 爲止(1)～(10)		14.44	(5.03)	72.61
(11)	1/2 × 2.92 × 2.00	2.92	1/3(2.00 × 2)	3.89
(12)	1/2 × 3.39 × 2.00	3.39	1/3(2.00)	2.26
-6.0 m 爲止(1)～(12)		20.75	(3.80)	78.76

(4)地震時之土壓力與傾覆力矩

		P(t/m)	y(m)	P.y(t.m/m)
(1)	1/2 × 0.33 × 1.50	0.25	2/3 × 1.50+8.00	2.25
(2)	1/2 × 1.05 × 1.50	0.79	1/3 × 1.50+8.00	6.72
(3)	1/2 × 1.05 × 1.25	0.66	2/3 × 1.25+6.75	5.01
(4)	1/2 × 1.65 × 1.25	1.03	1/3 × 1.25+6.75	7.38
(5)	1/2 × 1.65 × 0.75	0.62	2/3 × 0.75+6.00	4.03
(6)	1/2 × 2.06 × 0.75	0.77	1/3 × 0.75+6.00	4.81
± 0.0m 爲止(1)～(6)		4.12	(7.33)	30.20
(7)	1/2 × 2.06 × 2.00	2.06	2/3 × 2.0+4.00	10.99
(8)	1/2 × 2.65 × 2.00	2.65	1/3 × 2.0+4.00	12.37

-2.0 m 爲止(1)～(8)		8.83	(6.07)	53.56
(9)	1/2 × 2.65 × 2.00	2.65	2/3 × 2.0+2.00	8.83
(10)	1/2 × 3.24 × 2.00	3.24	1/3 × 2.0+2.00	8.64
-4.0 m 爲止(1)～(10)		14.72	(4.83)	71.03
(11)	1/2 × 3.24 × 2.00	3.24	1/3(2.00 × 2)	4.32
(12)	1/2 × 3.83 × 2.00	3.83	1/3(2.00)	2.55
-6.0 m 爲止(1)～(12)		21.79	(3.58)	77.90

(5)殘留水壓

		P(t/m)	y(m)	P.y(t.m/m)
(13)	1/2 × 0.72 × 0.70	0.25	1/3 × 0.70+6.05	1.57
(14)	0.72 × 0.05	0.04	1/2 × 0.05+6.00	0.24
±0.0m 爲止(13)～(14)		0.29	(6.24)	1.81
(15)	0.72 × 2.00	1.44	1/2 × 2.0+4.00	7.20
-2.0 m 爲止(13)～(15)		1.73	(5.21)	9.01
(15)	0.72 × 2.00	1.44	1/2 × 2.00+2.00	4.32
-4.0 m 爲止(13)～(16)		3.17	(4.21)	13.33
(17)	0.72 × 2.00	1.44	1/2(2.00)	1.44
-6.0 m 爲止(13)～(17)		4.61	(3.80)	14.77

(6)土壓、殘留水壓所產生傾覆力矩及作用位置

(a)平常時

	土 壓 (t/m)	殘留水壓(t/m)	土壓產生之力矩(t.m/m)	殘留水壓力矩(t.m/m)	土壓作用位置(m)	殘留水壓作用位置(m)	土壓之垂直分力(t/m)
±0.00m 為止	4.68	0.29	34.83	1.81	7.44	6.24	1.25
-2.00m 為止	9.08	1.73	56.67	9.01	6.24	5.21	2.43
-4.00m 為止	14.44	3.17	72.61	13.33	5.03	4.21	3.87
-6.00m 為止	20.75	4.61	78.76	14.77	3.80	3.20	5.56

(b)地震時

	土 壓 (t/m)	殘留水壓 (t/m)	土壓產生之力矩(t.m/m)	殘留水壓力矩(t.m/m)	土壓作用位置(m)	殘留水壓作用位置(m)	土壓之垂直分力(t/m)
±0.00m為止	4.12	0.29	30.20	1.81	7.33	6.24	1.10
-2.00m為止	8.83	1.73	53.56	9.01	6.07	5.21	2.37
-4.00m為止	14.72	3.17	71.03	13.33	4.83	4.21	3.94
-6.00m為止	21.79	4.61	77.90	14.77	3.58	3.20	5.84

(3)安定計算

(1)平常時

(a)± 0.00m之檢討

$$\text{滑動 F}=\frac{(\text{假設堤體重量})-(\text{浮力})+(\text{土壓力之垂直分力})}{(\text{主動土壓力})+(\text{殘留水壓})}\times(\text{摩擦係數})$$

$$=\frac{13.36-1.31+1.25}{4.68+0.29}\times 0.5=1.34>1.20$$

$$\text{傾覆 F}=\frac{(\text{假設堤體之抵抗力矩})-(\text{浮力之傾覆力矩})+(\text{土壓力垂直分力之抵抗力矩})}{(\text{主動土壓力之傾覆力矩})+(\text{殘留水壓之傾覆力矩})}$$

$$=\frac{11.16-1.11+1.25\times 1.70}{4.68\times 1.44+0.29\times 0.24}=1.79>1.20$$

(b)-2.00m之檢討

$$\text{滑動 F}=\frac{33.34-7.93+2.43}{9.08+1.73}\times 0.5=1.29>1.20$$

$$\text{傾覆 F}=\frac{45.16-11.10+2.43\times 2.80}{9.08\times 2.24+1.73\times 1.21}=1.82>1.20$$

(c)-4.00m 檢討

滑動 $F=\frac{58.26-17.62+3.87}{14.44+3.17}\times 0.5=1.26>1.20$

傾覆 $F=\frac{101.72-31.72+3.87\times 3.60}{14.44\times 3.03+3.17\times 2.21}=1.65>1.20$

(d)-6.00m 檢討

滑動 $F=\frac{101.49-34.77+5.56}{20.75+4.61}\times 0.6=1.71>1.20$

傾覆 $F=\frac{245.52-86.93+5.56\times 5.00}{20.75\times 3.80+4.61\times 3.20}=1.98>1.20$

地盤反力

$$x=\frac{M_W-M_H}{W}=\frac{186.39-93.60}{72.28}=1.24m<\frac{5.00}{3}$$

$$e=\frac{B}{2}-x=\frac{5.00}{2}-1.24=1.26m$$

$$P_1=\frac{2}{3}\times\frac{W}{x}=\frac{2}{3}\times\frac{72.28}{1.24}=38.90t/m^2$$

b´=3 × x=3 × 1.24=3.72m

對偏心傾斜荷重支持力

$$\varepsilon=\frac{\frac{B}{2}-x}{\frac{B}{2}}=\frac{\frac{5.00}{2}-1.24}{\frac{5.00}{2}}=0.48$$

$$\alpha_0=\frac{H}{W}=\frac{25.36}{72.28}=0.35$$

$$\phi=45^0\rightarrow N=15.0$$

$$F = \frac{N_R B^2}{2V} = \frac{15.0 \times 1.0 \times 5.00^2}{2 \times 72.28} = 2.59 > 1.50$$

r=2.75

$$R = r \times \frac{B}{2} = 2.75 \times \frac{5.00}{2} = 6.88m$$

$\theta = 57.5^0$

x'=2 × x=2 × 1.24=2.48m

基礎拋石下之支持力

$$\theta = \tan^{-1}\frac{25.36}{72.28} = \tan^{-1} 0.3509 = 19^0 20'$$

$$b'' = 3.72 + 2.0\{\tan(30^0 + 19^0 20') + \tan(30^0 - 19^0 20')\} = 6.42m$$

$$P_1' = 38.9 \times \frac{3.72}{6.42} + 1.0 \times 2.0 = 24.60t/m^2$$

$$P_2' = 1.0 \times 2.0 = 2.0t/m^2$$

$$Q_{av} = \frac{1}{2.5}(0.5 \times 1.0 \times 5.0 \times 25 + 1.0 \times 2.0 \times 25) + 1.0 \times 2.0$$

$$= 47.0t/m^2 > P_1' = 24.60t/m^2$$

(2)地震時

(a)± 0.00m

滑動 $F = \frac{13.36 - 1.31 + 1.10}{4.12 + 0.29 + 13.36 \times 0.05} \times 0.5 = 1.29 > 1.0$

傾覆 $F = \frac{11.16 - 11.1 + 1.10 \times 1.70}{4.12 \times 1.33 + 0.29 \times 0.24 + 13.36 \times 1.72 \times 0.05} = 1.78 > 1.1$

(b)-2.00m 檢討

$$\text{滑動 } F=\frac{33.34-7.93+2.37}{8.83+1.73+33.34\times 0.05}\times 0.5=1.14>1.0$$

$$\text{傾覆 } F=\frac{45.16-11.10+2.37\times 2.80}{8.83\times 2.07+1.73\times 1.21+33.34\times 2.67\times 0.05}=1.64>1.1$$

(c)-4.00m 檢討

$$\text{滑動 } F=\frac{58.26-17.62+3.94}{14.72+3.17+58.26\times 0.05}\times 0.5=1.07>1.0$$

$$\text{傾覆 } F=\frac{101.72-31.72+3.94\times 3.60}{14.72\times 2.83+3.17\times 2.21+58.26\times 3.63\times 0.05}=1.42>1.1$$

(d)-6.00m 檢討

$$\text{滑動 } F=\frac{101.49-34.77+5.84}{21.79+4.61+101.49\times 0.05}\times 0.6=1.38>1.0$$

$$\text{傾覆 } F=\frac{245.52-86.93+5.84\times 5.00}{21.79\times 3.58+4.61\times 3.20+101.49\times 4.59\times 0.05}=1.62>1.1$$

$$\text{地盤反力 } x=\frac{187.79-116.05}{72.56}\fallingdotseq 1.00m<\frac{5.00}{3}$$

$$e=\frac{5.00}{2}-1.00=1.50m$$

$$P_1=\frac{2}{3}\times 72.56=48.37t/m^2$$

b′=3 × 1.00=3.00m

對偏心傾斜荷重之支持力

$$\varepsilon=\frac{\frac{5.00}{2}-1.00}{\frac{5.00}{2}}=0.06$$

$$\alpha_0 = \frac{31.37}{72.56} = 0.43$$

$$\phi = 45^0 \rightarrow N = 6.5$$

$$F = \frac{6.50 \times 1.0 \times 5.00^2}{2 \times 72.56} = 1.12 > 1.0$$

$$R = 2.10 \times \frac{5.00}{2} = 5.25m$$

$$\theta = 52^0$$

x=2 × 1.00=2.00m

基礎拋石下之支持力

$$\theta = \tan^{-1}\frac{31.47}{72.56} = \tan^{-1} 0.4337 = 23^0 27'$$

$$b'' = 3.00 + 2.0\{\tan(30^0 + 23^0 27') + \tan(30^0 - 23^0 27')\} = 5.93m$$

$$P_1' = 48.37 \times \frac{3.00}{5.93} + 1..0 \times 2.0 = 26.47t/m^2$$

$$P_2' = 1.0 \times 2.0 = 2.0t/m^2$$

$$Q_{av} = \frac{1}{2.0}(0.5 \times 1.0 \times 5.0 \times 25 + 1.0 \times 2.0 \times 25) + 1.0 \times 2.0$$

$$= 58.25t/m^2 > P_1' = 26.47t/m^2$$

沉箱式碼頭設計計算例

一、設計條件

1. 碼頭計畫水深:-12.0m

2. 碼頭高程:+3.3m

3. 對象船舶:40,000DWT

4. 上載荷重:平常時 2.05t/m^2

   地震時 1.0t/m^2

5. 土質條件: $\sim -14.50m \quad \phi = 35^0 \quad r = 1.8t/m^3, \quad r' = 1.0t/m^3$

   $-14.5\sim \quad 21.0m \quad \phi = 30^0 \quad r' = 1.8t/m^3$

   $-21.0m\sim \qquad Q_u = 0.1 + 0.065Z\,(kg/cm^2)(-12.0m.Z = 0)$

   $r^1 = 0.53t/m^3$

6. 地震震度$k_h = 0.15$ 水中震度$k_h = 0.30$

7. 潮位 H.H.W.L+3.70m

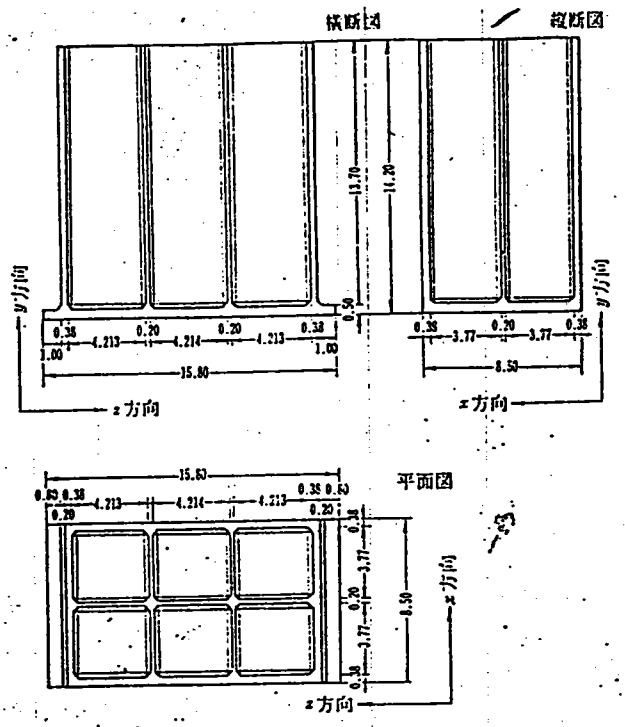
   H.W.L+1.70m

   L.W.L+0.00m

   殘留水位 R.W.L+0.80m

二、基本設計

1. 基本斷面之假設



2. 沉箱浮遊時之安定

(a)沉箱體積、重量及重心位置

名　　稱	體　　積	V(m^3)	y(m)	V.y(m^4)
底　　版	13.8 × 8.5 × 0.5	58.65	1/2 × 0.5=0.25	14.66
長向側牆	13.8 × 13.7 × 2 × 0.38	143.69	1/2 × 13.7+0.5=7.35	1056.12
短向側牆	7.74 × 13.7 × 2 × 0.38	80.59	7.35	592.34
長向隔牆	13.04 × 13.7 × 0.2 × 1	35.73	7.35	262.62
短向隔牆	7.54 × 13.7 × 0.2 × 2	41.32	7.35	303.70
長向水平托肩	1/2 × 0.2 × 0.2 × 11.04 × 4	0.88	1/3 × 0.2+0.5=0.567	0.50
短向水平托肩	1/2 × 0.2 × 0.2 × 6.74 × 6	0.81	0.567	0.46
垂直托肩	1/2 × 0.2 × 0.2 × 13.7 × 24	6.58	7.35	48.36
隅角部	1/3 × 0.2 × 0.2 × 0.2 × 24	0.064	1/3 × 0.2+0.5=0.567	0.04
基　　腳	1.0 × 8.5 × 0.5 × 2	8.5	1/2 × 0.5=0.25	2.13
基腳托肩	1/2 × 0.2 × 0.2 × 8.5 × 2	0.34	1/3 × 0.2+0.5=0.567	0.19
合　　計		377.154		2,281.12

(b)沉箱重量 W=2.40 × 377.15=905.16t

(c)重心位置 $G=\frac{2,281.12}{377.15}$

(2)沉箱浮遊時之安定計算

沉箱浮遊時之安定之條件必須滿足下列式

$$\frac{I}{\overline{V}}-\overline{CG}=\overline{GM}>0.05d$$

I:對吃水面長軸之斷面慣性力矩(m^4)

$\overline{V}$:排水容量(m^3)

C:浮心(m)

G:重心(m)

M:傾心(m)

d:吃水(m)

$$d=\frac{W}{B.L.r_W}$$

(a) 吃水

$(1.00\times0.50\times2+0.20^2+13.80\times d)\times8.50\times1.03=905.16$

∴ d=7.42m

(b)浮心位置

計　　算　　式	V(m^3)	y(m)	V.y(m^4)
$1.00\times8.50\times0.50\times2$	8.50	1/2(0.50)	2.13
$0.20^2\times8.50$	0.34	1/3(0.5 × 2+0.70)	0.19
$13.80\times8.50\times7.42$	870.37	1/2(7.0)	3,229.06
合　　計	**879.21**		**3,231.38**

$$C=\frac{3,231.36}{879.21}=3.68m$$

(c)傾心位置

$$I=\frac{13.80\times 8.5^3}{12}=706.24m^4,\quad V=879.21m^3$$

$$\overline{MB}=I/V=\frac{706.24}{879.21}=0.80m$$

$$\therefore \overline{GM}=I/V-\overline{CG}=I/V-(G-C)=0.80-6.05+3.68=-1.57<0.05d$$

由於不安定，因此以注水 3 公尺加以檢討

(d)重心位置

計　　算　　式	W(t)	y(m)	W.y(t.m)
377.18 × 2.40	905.23	6.05	5,476.64
(4,213 × 3.77-1/2 × 0.20² × 4)× 3.00 × 4 × 1.03	195.33	1/2(0.05+3.50)	390.65
(4,214 × 3.77-1/2 × 0.20² × 4)× 3.00 × 2 × 1.03	97.69	1/2(0.50+3.50)	195.37
-1.79 × 1.03	-1.84	1/3(0.50 × 2+0.70)	-1.04
合　　計	1,196.41		6,061.62

$$\therefore G'=\frac{6{,}061.62}{1{,}196.41}=5.07m$$

(e)　$(1.00\times.0.5\times 2+0.20^2+13.80\times d')\times 8.50\times 1.03=1{,}196.41$

$\therefore d'=9.83m$

(f)浮心位置

計　　算　　式	V(m³)	y(m)	V.y(m⁴)
	8.50	1/2(0.50)	2.13
	0.34	1/3(0.50 × 2+0.70)	0.19
13.80 × 8.50 × 9.83	1,153.06	1/2(9.83)	5,667.28
合　　計	1,161.90		5,669.60

$$C'=\frac{5{,}669.60}{1{,}161.90}=4.88m$$

(g)傾心位置

$$I = 706.24m^4, \sum i = \frac{4.213 \times 3.77^3}{12} \times 4 + \frac{4.214 \times 3.77^3}{12} \times 2 = 1122.88m^4$$

$$V = 1{,}161.90m^3, \overline{MB'} = \frac{706.24 - 112.88}{1{,}161.90} = 0.51m$$

$$\therefore \overline{GM} = 0.51 - 5.07 + 4.88 = 0.32m$$

(3)堤體重量及作用於堤體之浮力等

(1)堤體重量

計算式及名稱	W(t)	X(m)	W.x(t.m)	y(m)	W.y(t.m)
沉箱	905.23	1/2(15.80)	7,151.32	6.05	5,476.64
填充砂	2,556.73		20,198.05		18,560.08
4.213 × 3.77 × 13.50 × 4 × 2.0	1,715.37	1/2(15.80)	13,551.38	1/2(0.50+14.00)	12,436.40
4.214 × 3.77 × 13.50 × 2 × 2.0	857.89	1/2(15.80)	6,777.30	1/2(0.50+14.00)	6,219.67
-2 × 0.20² × 13.50 × 6 × 2.0	-12.96	1/2(15.80)	-102.38	1/2(0.50+14.00)	-93.96
-0.20² ×(4.213+3.77-8/3 × 0.20) × 4 × 2.0	-2.38	1/2(15.80)	-18.83	1/3(0.50 × 2+0.70)	-1.35
-0.20² ×(4.214+3.77-8/3 × 0.20) × 2 × 2.0	-1.19	1/2(15.80)	-9.42	1/3(0.50 × 2+0.70)	-0.68
蓋版混凝土	43.62		344.61		615.04
4.213 × 3.77 × 0.20 × 4 × 2.3	29.22	1/2(15.80)	230.88	1/2(14.00+14.20)	412.07
4.214 × 3.77 × 0.20 × 2 × 2.3	14.62	1/2(15.80)	115.47	1/2(14.00+14.20)	206.08
-2 × 0.20³ × 6 × 2.3	-0.22	1/2(15.80)	-1.74	1/2(14.00+14.20)	-3.11
胸牆混凝土	62.56		126.42		934.23
1/2 × 1.50 × 1.60 × 8.50 × 2.3	23.46	1/3(1.00 × 2+2.50)	35.19	1/3(14.20+15.80)	358.16
1/2 × 2.50 × 1.60 × 8.50 × 2.3	39.10	1/3(1.00+2.50+3.50)	91.23	1/3(14.20 × 2+15.80)	576.07
回填土砂	544.37		6,479.33		6,394.01
1/2 × 1.00 × 1.60 × 8.50 × 1.8	12.24	1/3(2.50+3.50 × 2)	38.76	1/3(14.20+15.80)× 2	186.86
11.30 × 1.60 × 8.50 × 1.8	276.62	1/2(3.50+14.80)	2,531.11	1/2(14.20+15.80)	4,149.36

1.00 × 2.50 × 8.50 × 1.8	38.25	1/2(14.80+15.80)	585.23	1/2(13.30+15.80)	556.54
1.00 × 12.80 × 8.50 × 2.0	217.60	1/2(14.80+15.80)	3,329.28	1/2(0.50+13.30)	1,501.44
-1/2 × 0.20² × 8.50 × 2.0	-0.34	1/3(14.80 × 2+15.80)	-5.05	1/3(0.50 × 2+0.70)	-0.19
合　　計	4,112.51		34,299.73		31,980

(a)每一公尺重量　$W = \frac{4,112.51}{8.50} = 483.82 t/m$

(b)重心位置　$X_0 = \frac{34,299.73}{4,112.51} = 8.35m$,　$Y_0 = \frac{31,980}{4,112.51} = 7.78m$

(2)作用於堤體浮力

計　算　式	W'(t)	X'(m)	W'.x'(t.m)
1.00 × 8.50 × 0.50 × 1.03	4.38	1/2(1.00)	2.19
1/2 × 0.20² × 8.50 × 1.03	0.18	1/3(0.80+1.00 × 2)	0.16
14.80 × 8.50 × 13.30 × 1.03	1,723.33	1/2(1.00+15.80)	14,476.01
合　　計	1,727.89		14,478.36

(a)每一公尺浮力　$W = \frac{1,727.89}{8.50} = 203.28 t/m$

(b)浮心位置　$X_0' = \frac{14,478.36}{1,727.89} = 8.38m$

(4)土壓及殘留水壓

(1)常時

(a)土動土壓及作用力矩

1/2 × 0.48 × 2.50	0.60	1/3(15.80 × 2+13.30)	8.98
1/2 × 1.55 × 15.80	12.25	1/3(15.80+13.30)	118.78
1/2 × 4.73 × 13.30	31.45	1/3(13.30)	139.45
合　　計	44.30t/m		267.21t.m/m

(b)殘留水壓及作用力矩

1/2 × 0.82 × 13.30	5.45	1/3(13.30+12.50)	46.90
1/2 × 0.82 × 12.50	5.13	1/3(12.50)	21.35
合　　計	10.58t/m		68.25t.m/m

(c)計 P=44.30+10.58=54.88t/m, M=267.21+68.25=335.46t.m/m

(d)土壓之垂直分力 $P_v = 44.30\tan 15^0 = 11.87t/m$

(2)地震時

(a)主動土壓及作用力矩

1/2 × 0.33 × 2.50	0.41	1/3(15.80 × 2+13.30)	6.17
1/2 × 1.81 × 15.80	14.30	1/3(15.80+13.30)	138.70
1/2 × 8.55 × 13.30	56.86	1/3(13.30)	252.07
合　　計	71.57t/m		396.94t.m/m

(b)殘留水壓及作用力矩與平常時相同

(c)計=71.57+10.58=82.15t/m, M=396.94+68.25=465.19t.m/m

(d)土壓之垂直分力 $P_v = 71.57\tan 15^0 = 19.18t/m$

(5)安定計算

平常時

(a)滑動 $F=\dfrac{483.82-203.28+11.87}{54.88}\times 0.6 = 3.20 > 1.20$

(b)傾覆 $F=\dfrac{483.82\times 8.35-203.28\times 8.38+11.87\times 15.80}{335.46} = 7.47 > 1.20$

(c)地盤反力

$$X=\frac{2{,}504.60-335.46}{292.41}=7.42,\quad e=\frac{15.8}{2}-7.42=0.48<\frac{15.80}{6}$$

$$\therefore P_1=\frac{292.41}{15.80}\left(1+\frac{6\times 0.48}{15.80}\right)=21.88t/m^2$$

$$P_2=\frac{292.41}{15.80}\left(1-\frac{6\times 0.48}{15.80}\right)=15.18t/m^2$$

$$q_a=\frac{1}{F}\beta\gamma_1\beta N_r=\frac{1}{2.5}\times 0.5\times 1.0\times 15.80\times 115=363.40t/m^2>P_1,P_2$$

(d)拋石基礎下之支持力

$$\theta = \tan^{-1}\frac{154.72}{299.72} = 27^{0}18'$$

$$15.80 + 2.00\left\{\tan(30^{0} + 27^{0}18') + \tan(30^{0} - 27^{0}18')\right\} = 19.01m$$

$$\therefore P_1' = 32.27 \times \frac{15.80}{19.01} + 1.0 \times 2.00 = 32.98t/m^2$$

$$P_2' = 0.67 \times \frac{15.80}{19.01} + 1.0 \times 2.00 = 2.56t/m^2$$

容許支持力

$$q_a = \frac{1}{2.0}(0.5 \times 1.0 \times 15.80 \times 6.7 + 1.0 \times 2.00 \times 1.2) = 40.47t/m^2 > P_1, P_2$$

(e)偏心傾斜荷重

$$\varepsilon = \frac{2.54}{7.90} = 0.32, \quad \alpha_0 = \tan\alpha = \frac{154.72}{299.72} = 0.52$$

N=13.5

$$\therefore \quad F = \frac{13.5 \times 1.0 \times 15.80^2}{2 \times 299.72} = 5.62$$

(6)安定計算結果

沉箱安定計算結果

	常　　時	地　震　時
滑　動	3.20	1.16
傾　覆	7.47	2.59
底面反力	P_1=21.8t/m^2 P_2=15.18t/m^2	P_1=37.27t/m^2 P_2=0.67t/m^2
	P_1'=20.97t/m^2 P_2'=15.16t/m^2 b'=18.22m	P_1'=37.98t/m^2 P_2'=2.56t/m^2 b'=19.01m
偏心傾斜荷重安全率		5.62

柒、板樁式碼頭設計

柒、版樁式碼頭設計

壹、概說

版樁式碼頭係打設版樁及回填土築成，版樁的材料為鋼、鋼筋混凝土、預力混凝土、木材等，通常鋼版樁較常用。

一、特性

1.施工設備比較簡單，工程費較省。
2.多數場合不須作水下基礎工程，因此施工迅速。
3.牆體極輕，富於彈性，耐震性強，可容許適當之不均勻沉陷。
4.原地層水深較深時，版樁打設後，如未回填及錨碇設施未妥時，波浪來襲容易損壞。
5.於水中或土中易腐蝕，耐久性較重力式為差，因之，宜採用電氣防蝕法，或按腐蝕程度採用較大斷面。

二、種類

- 版樁式碼頭
  - 自立式
  - 錨碇式
    - 錨碇版式
    - 版樁錨碇式
    - 直樁錨碇式
    - 組樁或斜樁錨碇式
  - 井筒式

如圖 1.1 至圖 1.6 所示。

三、設計法之沿革

四、設計法的種類

自立式版樁之設計法

- 傳統土壓理論設計法
- 彈性解法 ——— 張有齡法

錨碇式版樁之設計法

- 傳統土壓理論設計法
  - 自由端法
  - 固定端法
    - 撓度曲線法
    - Blum 平衡梁法
- 彈性解法
- 經驗法

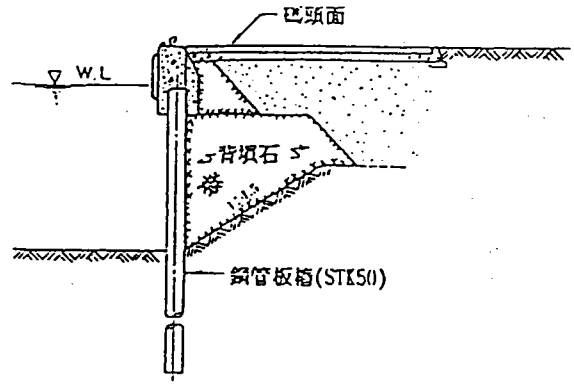


圖 1.1　自立式版樁碼頭

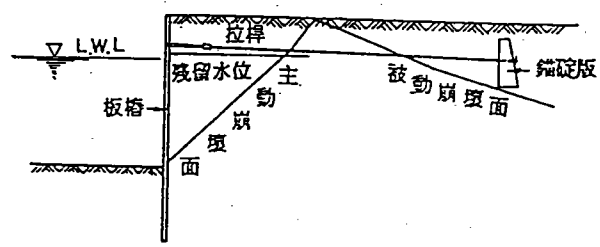


圖 1.2　錨碇式版樁碼頭

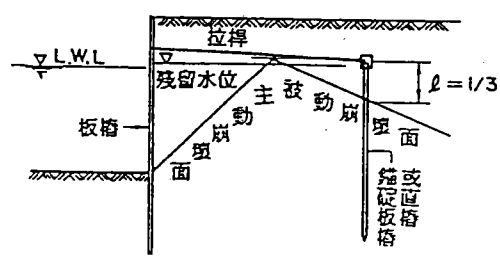


圖 1.3　版樁或直樁錨碇式版樁碼頭

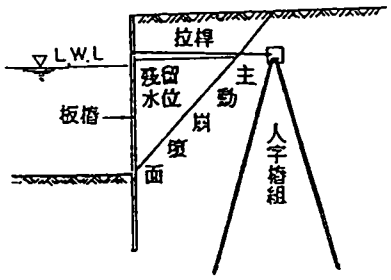


圖 1.4　組樁錨碇式版樁碼頭

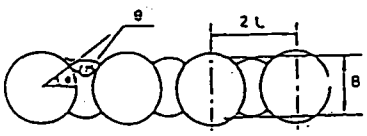


圖 1.5　圓形井筒式碼頭

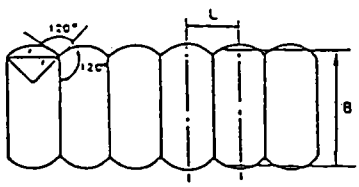


圖 1.6　橢圓形井筒式碼頭

貳、設計時須考量之外力

一、土壓力

1.土壓力理論

所謂土壓力係指土壤作用於水平方向之壓力而言，有靜土壓力、主動土壓力和被動土壓力三種。

A.靜土壓力

土體在水平方向之應變為零時之土壓力，稱為靜土壓力。

$$\sigma_0 = k_0 \gamma z$$

式中

σ_0：靜土壓力

k_0：靜土壓力係數

γ：土壤單位重

z：由地表之距離

B.主動土壓力

土壤因側方向之解壓而擴張，使得水平側向土壓力減小，當其達極限平衡時之側向土壓力，稱為主動土壓力。

$$\sigma_a = k_a \gamma z$$

式中

σ_a：主動土壓力

k_a：主動土壓力係數

C.被動土壓力

土壤因側方向之擠壓而壓縮，而使得水平側向土壓力增加，當其達極限平衡時之側向土壓力，稱為被動土壓力。

$$\sigma_p = k_p \gamma z$$

式中

σ_p：被動土壓力

k_p：被動土壓力係數

2.Rankine's 土壓力理論

基本假設

A.地表面為一無限寬廣之平面。

B.檔土牆垂直且牆背光滑無磨擦力。

C.土壤為均質且均向。

3.Coulomb's 土壓力理論

基本假設

A.作用於牆體之土壤為均質土壤。

B.土壤破壞滑動面為一平面。

C.牆面與破壞面間之土壤作用如楔產生土壓力。

D.牆體與土壤之間有磨擦力。

二、殘留水壓力

碼頭背填料內與碼頭前之水位，如有高低差時須由下式計算作用於碼頭之殘留水壓力，如圖 2.1 。

$0 \le y < h_w$ 時

$p_w = \gamma_w y$

$h_w \le y$ 時

$p_w = \gamma_w h_w$

式中

p_w：殘留水壓力（ t / m² ）

h_w：殘留水位差，即背填料內之水位比碼頭前面高時之最大水位差（ m ），普通取碼頭前潮位差之 1/3~2/3

y：自背填料內之水面至欲求殘留水壓力點止之深度（ m ）

γ_w：水的單位體積重量（ t / m³ ）

三、上載荷重

1.均佈荷重(Uniform Surface Pressure)

2.點荷重(Point Load)

3.線荷重(Line Load)

4.條形荷重(Strip Load)

參、自立式版樁之設計

一、自立式版樁設計程序

自立式版樁之設計程序，如圖 3.1 。

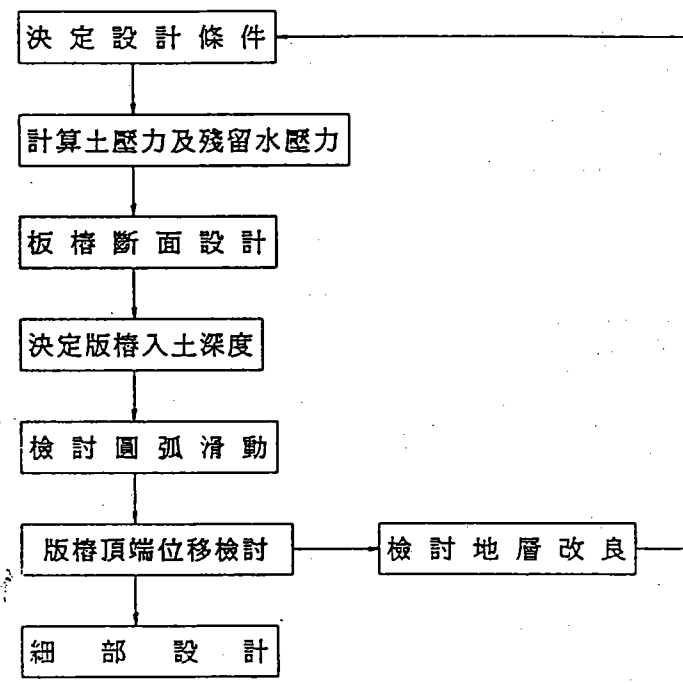


圖 3.1　自立式版樁碼頭之設計流程

二、自立式版樁的設計法

自立式版樁沒有任何橫向支撐，完全利用其埋入海底土壤部份，以懸臂梁來抵抗海底面上之側向土壓。由於懸臂梁的作用其側向變位較大，版樁高度一般不超過 5 公尺。

1.傳統土壓理論設計法

A.砂土層中版樁分析

此法假定版樁在土壓力作用下在海底面下某處會產生旋轉點C，在C點上面，假定在版樁背面產生主動土壓力在版樁前面產生被動土壓力，如圖3.2。反之在C點下面，在版樁背面產生被動土壓力在版樁前面產生主動土壓力。因為土壓力在旋轉點不能變化太大，故在C點和版樁底部J點之間的淨土壓力假定為線性變化。

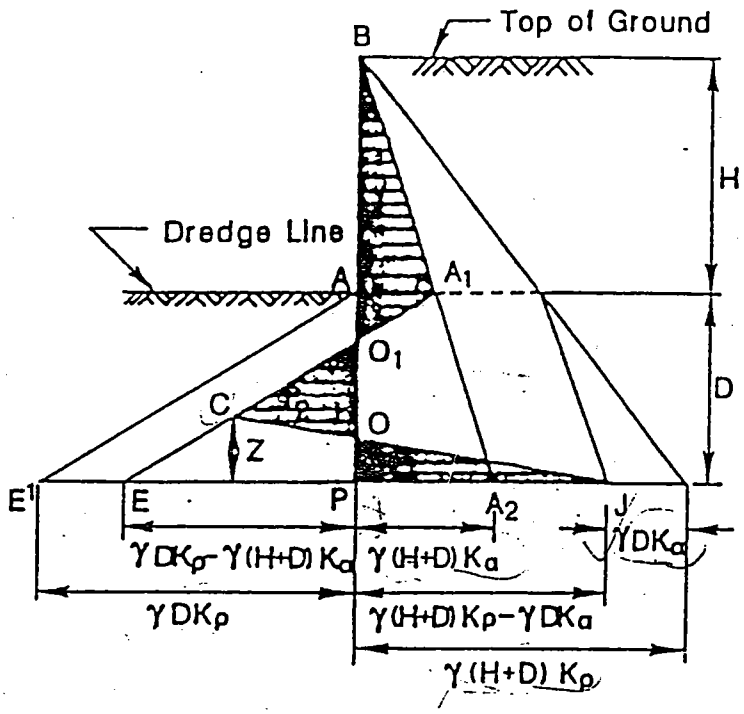


圖 3.2　砂土層中版樁之土壓力分佈

由版樁之靜力平衡知，兩個未知數一為貫入深度D，一為版樁底部與旋轉點之間的距離Z。此兩個未知數可由兩個平衡方程式求解，一為水平力之平衡，另一為彎矩之平衡。

如圖3.3，由水平力之平衡，得

$$\sum Fi = ABE - OABD - EFC - P = 0$$

式中

$$OA = qK_a$$

$$DB = (q + \gamma D)K_a$$

$$ED = HD - BD = \gamma DK_p - (q + \gamma D)K_a$$
$$BE = (q + \gamma D)K_a + \gamma DK_p - (q + \gamma D)K_a = \gamma DK_p$$
$$DC = qK_p + \gamma DK_p - \gamma DK_a$$

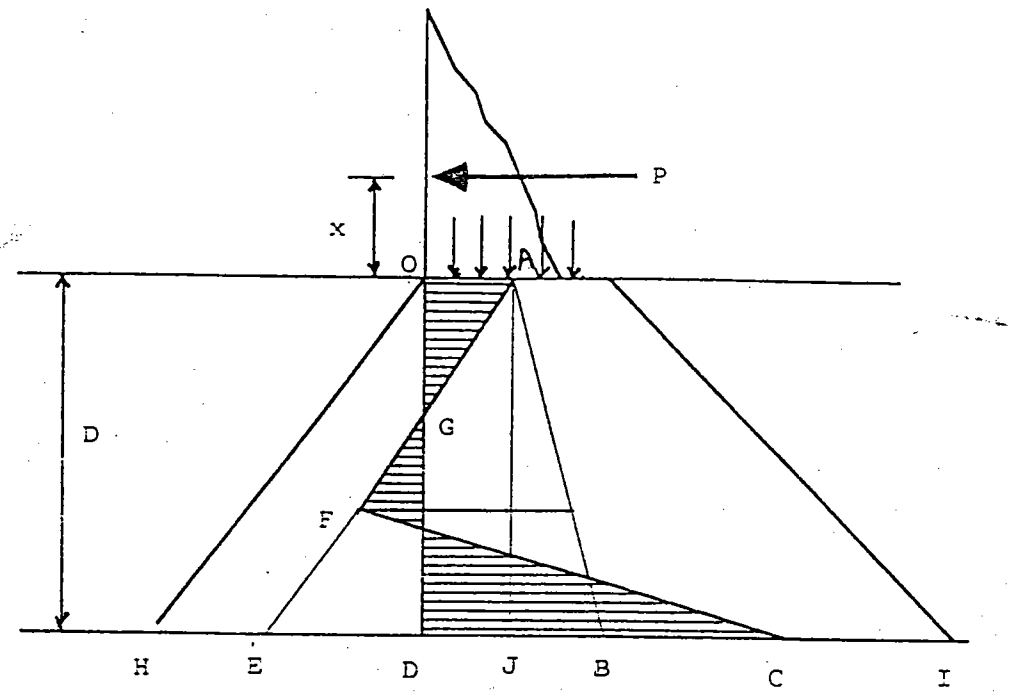


圖 3.3　砂土層中版樁之簡化土壓力分佈

將OA, DB, ED, BE及DC代入上式，解得

$$Z = \frac{\gamma D^2(K_p - K_a) - 2qDK_a - 2P}{2\gamma D(K_p - K_a) + q(K_p - K_a)} \qquad (3.1)$$

Z為貫入深度D的函數

由對版樁底部彎矩之平衡，得

$$\sum M_i = (ABE)(D/3) - (OAJD)(D/2) - (ABJ)(D/3) - (EFC)(Z/3) - Pl_p = 0$$

化簡得

$$D^3(\gamma)(K_p - K_a) - D^2(3q)(K_a) - D(2\gamma Z^2)(K_p - K_a) - [(qZ^2)(K_p - K_a) + 6l_p) = 0 \qquad (3.2)$$

（3.1）式與（3.2）式可以試誤法求解，先假設一D值並且由（3.1）式計算Z，而後將Z代入（3.2）式求得新的D值，若求得新D值與假設D值相差過大，則將D值予以修正，重覆此步驟直到誤差在可接受的範圍內為止。

B.黏土層中版樁分析

黏土層中版樁分析方法與前述相同，但必須考慮排水狀況、張力裂縫等問題。

如圖3.4，由水平力之平衡，得

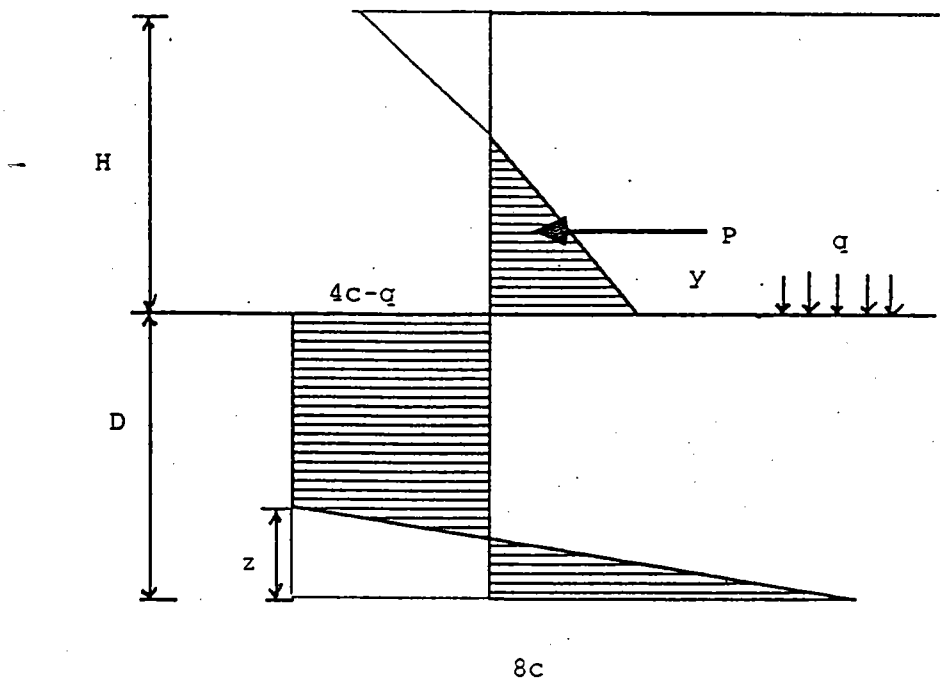


圖3.4　粘土層中版樁之土壓力分佈

$$\sum Fi = 0$$

$$P-(D)(4c-q)+8(c)(Z)/2=0$$

$$Z=\frac{D(4c-q)-P}{4c} \qquad (3.3)$$

由對版樁底部彎矩之平衡

$$\sum M_i = 0$$

$$D^2(4c-q)-2(D)(P)-\frac{P(12cy+P)}{2c+q}=0 \qquad (3.4)$$

2.基準設計法（日本設計法）

自立式版樁一般以較簡便之張有齡方法求解，張有齡方法述如下：

A.最大彎矩之計算

自立式版樁海底面下之微分方程式為

$$EI\frac{d^4y}{dx^4}=-E_sy=-k_hB \qquad (x\geq 0) \qquad (3.5)$$

式中

EI：樁之撓曲勁度

E_s：地盤之彈性係數

k_h：土壤之側向地盤反力係數

B：樁寬

（3.5）式之一般解為

$$y=e^{\beta x}(a\cos\beta x+b\sin\beta x)+e^{-\beta x}(c\cos\beta x+d\sin\beta x) \qquad (3.6)$$

假定樁的入土長度為無限長，其邊界條件為

$x\to\infty$ 時，$y=0,\frac{dy}{dx}=0$

代入（3.6）式，則$a=0$，$b=0$，可得

$$y=e^{-\beta x}(c\cos\beta x+d\sin\beta x) \qquad (3.7)$$

在$x=0$（海底面位置），如圖 3.5

$$M=-EI\frac{d^2y}{dx^2}=-M_0$$

$$S=-EI\frac{d^3y}{dx^3}=-S_0 \qquad (3.8)$$

式中

M_0：海底面上之荷重在海底面產生之彎矩

S_0：海底面上之荷重在海底面產生之剪力

將（3.8）式邊界條件代入（3.7）式，可得

$$y=\frac{e^{-\beta x}}{2\beta^3EI}\{S_0\cos\beta x+M_0(\cos\beta x-\sin\beta x)\} \qquad (3.9)$$

式中

$$\beta=\sqrt[4]{\frac{k_hB}{4EI}} \qquad (3.10)$$

產生最大彎矩之深度l_m為

$$l_m=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\left(\frac{S_0}{S_0+2\beta M_0}\right) \qquad (3.11)$$

最大彎矩M_{max}為

$$M_{max}=-\frac{1}{2\beta}\sqrt{(S_0+2\beta M_0)^2+S_0}\cdot\exp\left(-\tan^{-1}\frac{S_0}{S_0+2\beta M_0}\right) \qquad (3.12)$$

如圖 3.6。

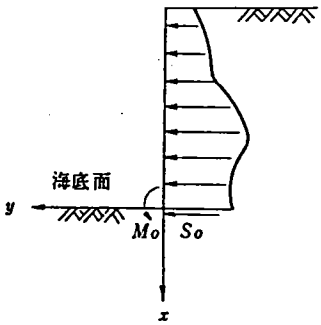


圖 3.5　在海底面之彎矩及剪力

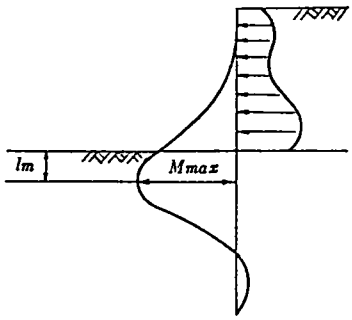


圖 3.6　自立式版樁之最大彎矩

B.版樁頂端位移量之計算

版樁頂端位移量，如圖 3.7，以下式計算

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \qquad (3.13)$$

式中

δ：頂端位移量

δ_1：在海底面之位移量

$$\delta_1 = \frac{1}{2\beta^3 EI}(S_0 + \beta M_0)$$

δ_2：（在海底面之轉角）×（版樁高度）

$$\delta_2 = \frac{H}{2\beta^2 EI}(S_0 + 2\beta M_0)$$

H：版樁高度

δ_3：以碼頭背後之土壓力為作用力，將版樁視為懸臂梁予以計算，如圖 3.8。

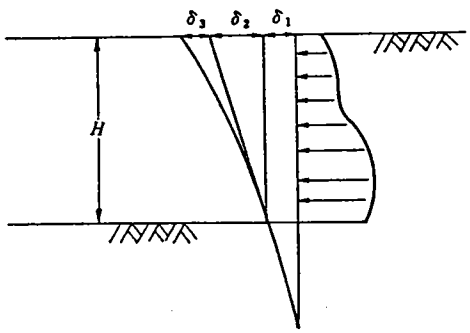
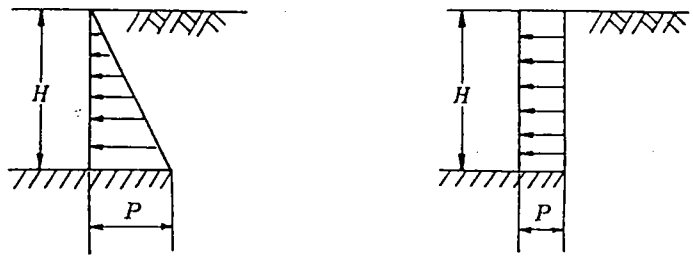


圖 3.7　自立式版樁之位移量



三角形荷重

$\delta_3 = \frac{pH^4}{30\,EI}$

等分布荷重

$\delta_3 = \frac{pH^4}{8\,EI}$

圖 3.8　各荷重對懸臂梁產生之位移

C.版樁入土深度之計算

版樁入土深度在$\frac{\pi}{\beta}$以上即已足夠，一般可依勁度大小予以決定

$$L = \frac{3}{\beta} \qquad EI \le 10^{12}\, kg \cdot cm$$

$$L = \frac{2.5}{\beta} \qquad EI > 10^{12}\, kg \cdot cm$$

式中，L為版樁之入土深度

肆、錨碇式版樁之設計

一、錨碇式版樁設計程序

錨碇式版樁之設計程序，如圖 4.1 。

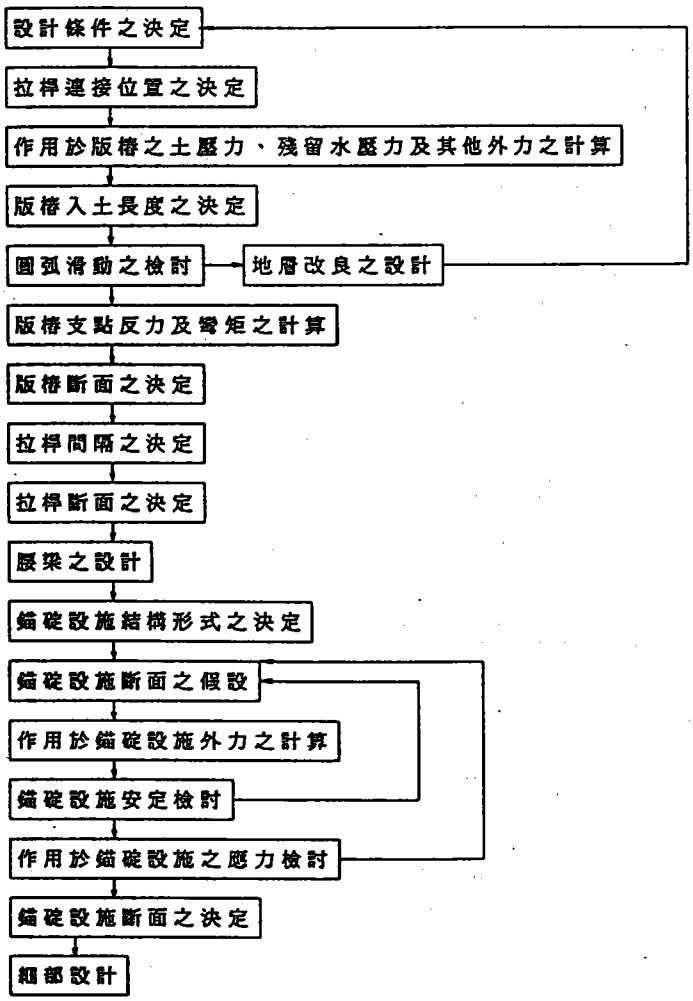


圖 4.1　錨碇式版樁之設計流程

二、錨碇式版樁的設計法

1.自由端法（Free Earth Support）

Terzaghi（1954）認為若版樁貫入深度較淺，版樁變形與簡支梁相似，破壞模式通常為版樁彎曲或版樁底部之移位，如圖 4.2。

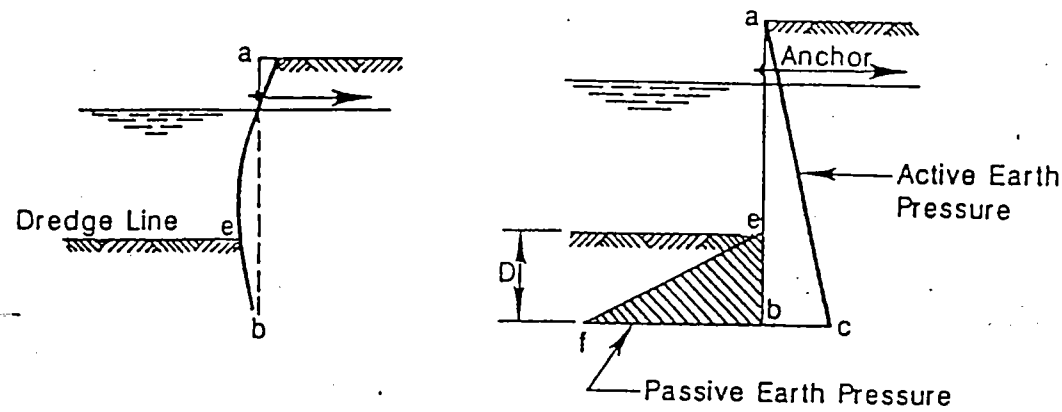


圖 4.2　錨碇式版樁之自由端法

此法假定推力版樁背後主動土壓力，抵抗力為拉桿拉力以及版樁前面被動土壓力。兩個未知數為貫入深度與拉桿拉力。由對拉桿支點 A 之彎矩平衡，可求得貫入深度。由水平力之平衡，可求得拉桿之拉力。

設計時被動土壓力需考慮安全係數，全部引致之被動土壓力等於全部被動土壓力除以安全係數。引致之被動土壓力之分佈假定為三角形，版樁前面被動土壓力與版樁背後主動土壓力之彎矩，在上面之拉桿支點 A 保持平衡，可求得貫入深度 D。

在決定貫入深度 D 後，版樁每單位長度拉桿拉力 T，可由水平合力為零之平衡條件求解。最後可繪出彎矩圖，版樁斷面由最大彎矩控制。

2.固定端法（Fixed earth Support）

Terzaghi（1954）認為若版樁貫入深度較大時，版樁底部假定固定於土中，破壞模式通常為版樁彎曲，如圖 4.3。

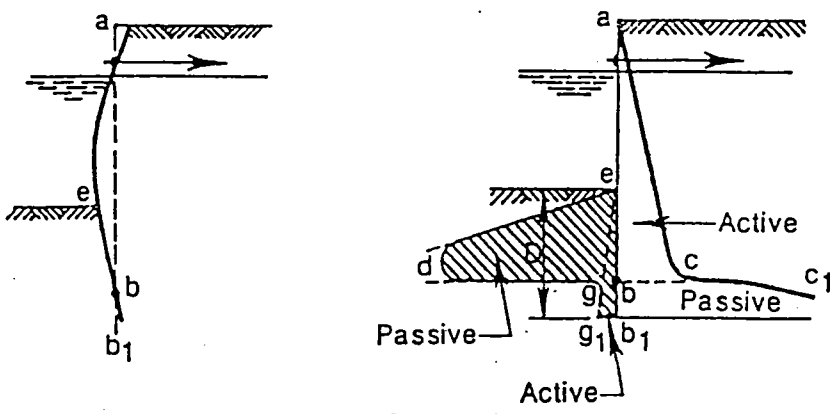


圖 4.3　錨碇式版樁之固定端法

此法假定若貫入深度較大時，海底面下之土壤對版樁會產生足夠之束制力，以阻止版樁底部之自由轉動，如圖 4.4 所示。此法之重點在於海底某深度版樁有反曲點存在，由於版樁底部不能自由轉動，意味著在版樁背面底部上方有被動抵抗力產生，假定一集中力 R_D 作用在距版樁底部 0.2D 處。

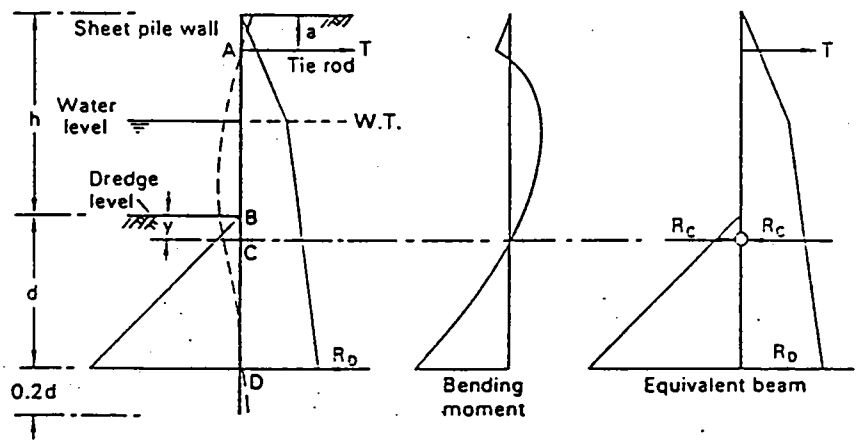


圖 4.4　以固定端法設計錨碇式版樁

平衡梁法（Equivalent Beam Method）常用來設計具固定端之版樁，因為在反曲點C之彎矩為零，故可假定為鉸點而將版樁視為上下兩根梁。反曲點之位置，H.Blum曾求出與土壤內摩擦角之關係如圖4.5。

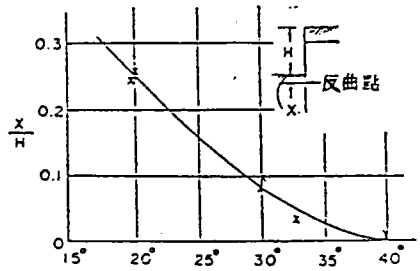


圖4.5　反曲點之位置(Blum)

上部梁之兩個未知數為拉桿拉力T，以及鉸點剪力R_c，此二力可由對拉桿的彎矩為零，而後水平力為零之平衡條件求解。下部梁可假定為簡支梁，兩個要求解之未知數一為R_b，另一則為長度CD，長度CD可由對D點求解，而入土深度為1.2D。與自由端法相比較，固定端法得到的彎矩值較小。

3.基準設計法（日本設計法）

基準設計法是在入土長度計算時使用自由端法，而斷面設計時則多採用假設鉸點法。又入土部份之地層為軟弱地層時或使用勁度很大之版樁時則採用固定端法中之撓度曲線法。

A.假設鉸點法

a.版樁入土長度之計算

版樁之入土長度是以計算所得之土壓力及殘留水壓力對拉桿與版樁連結點所產生彎矩之平衡，使其能滿足下式予以求取之。

$$M_p = FM_a \qquad (4.1)$$

式中

M_p：被動土壓在拉桿裝置點之彎矩（t・m／m）

M_a：主動土壓與殘留水壓在拉桿裝置點之彎矩（t・m／m）

F：安全係數

安全係數在打入砂質地層之版樁，平常在1.5以上，地震時1.2以上，在較硬之黏土地層，平時與地震時均為1.2以上。

b.版樁彎矩

作用於版樁的最大彎矩，如圖 4.6 。

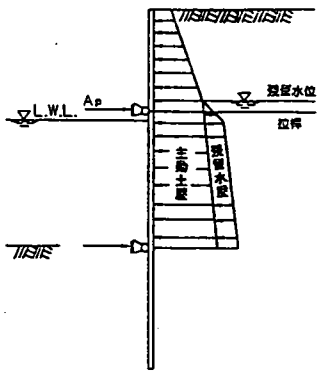


圖 4.6　求彎矩之假想梁

可將版樁假定為以拉桿裝置點及海底為假想簡支梁之兩支承，而以海底以上之土壓及殘留水壓為載重計算之。

B.撓度曲線法（Elastic Line Method）

由撓度曲線法設計錨碇式版樁碼頭以往是使用圖解法，此方法很繁雜且在作圖時很容易發生誤差，因此最近電腦，將版樁的入土長度加以變化，同時使版樁的支配方程式滿足臨界條界條件加以分析求解之，如圖 4.7 。

a.支配方程式

$$EI\frac{d^4y_1}{dx_1^4} = B \cdot p_{(x1)}$$

$$EI\frac{d^4y_2}{dx_2^4} = B \cdot p_{(x2)} \qquad (4.2)$$

上式中

E ：鋼料的彈性係數（ t / m^2 ）

I ：版樁牆之斷面 2 次力矩（ cm^4 / m ）

B ：牆寬（ m ）

p ：載重參數（ t / m^2 ）

x_1 ：從版樁牆頂之深度（ m ）

x_2 ：從拉桿安裝點之深度（ m ）

y_1, y_2 ：版樁牆之位移（ m ）

b.臨界條件

i. 在版樁牆頂 O_1 之臨界條件

$$-EI \cdot y_1''(0) = 0 \ , \ -EI \cdot y_1'''(0) = 0$$

在拉桿安裝點 O_2 之臨界條件

$$y_1(l_1) = y_2(l_2) = 0 \text{ ，} y_1'(l_1) = y_2'(l_2) = 0$$

$$-EI \cdot y_1''(l_1) = -EI \cdot y_2''(l_2) = 0$$

$$-EI \cdot y_1'''(l_1) + A_p = -EI \cdot y'''(0)$$

A_p ：拉桿安裝點之反力（ t / m ）

ii. 在版樁下端之臨界條件

$$y_2(l_2) = 0, \qquad y_2'(l_2) = 0 \text{ ，} \qquad -EIy_2''(l_2) = 0$$

而實際的入土長度是在安全係數規定為 1.2 計算所得之入土長度。但此入土長度較前述假設鉸點法所得之入土長度為短時，應以假設鉸點法計算所得之入土長度為實際之入土長度。

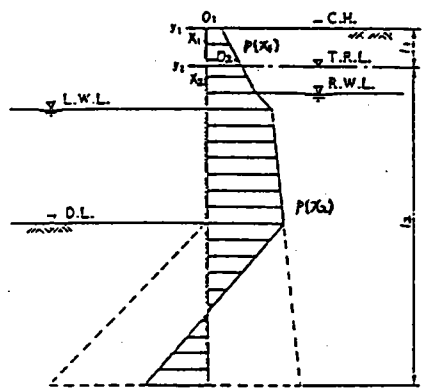


圖 4.7　由撓度曲線法分析版樁牆之方法

伍、錨碇式版樁之結構分析程式

版樁之結構分析過程十分繁瑣，由其是地層由數種不同的土壤組成時，因此有必要開發結構分析程式。本程式採用 FORTRAN 語言，以自由端法和 BLUM 之固定端法進行錨碇式版樁結構之分析，可供一般港灣工程人員參考使用。

一、程式架構

二、程式輸入格式

三、程式輸出報表

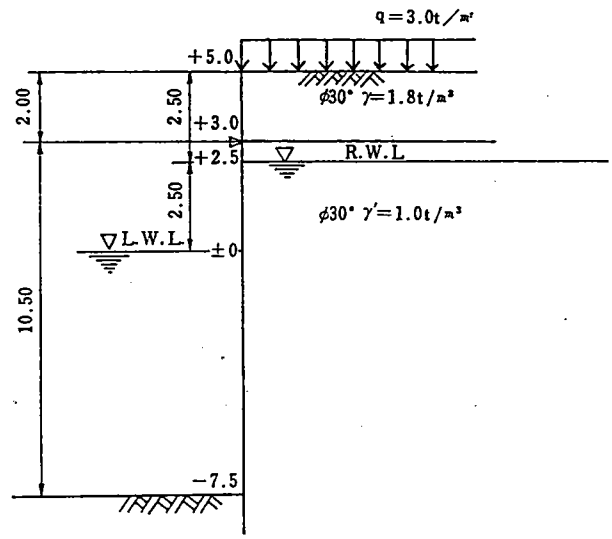
四、圖形輸出

1. 土壓力圖
2. 彎矩圖
3. 剪力圖

陸、設計計算例

一、設計條件

水深　　-7.5m
頂高　　+5.0m
拉桿連結點　+3.0m
上載荷重　　q=3.0t/m² (平時)
　　q´=1.5t/m²(地震時)
地震震度　　Kh=0.1
　　Kh´=0.2(在水中之假度)
牆面摩擦角　$\delta = \pm 15^0$



二、外力

1.土壓係數

$\phi = 30$　　$\delta = \pm 15$　　$k = 0.10$ 土層之土壓係數

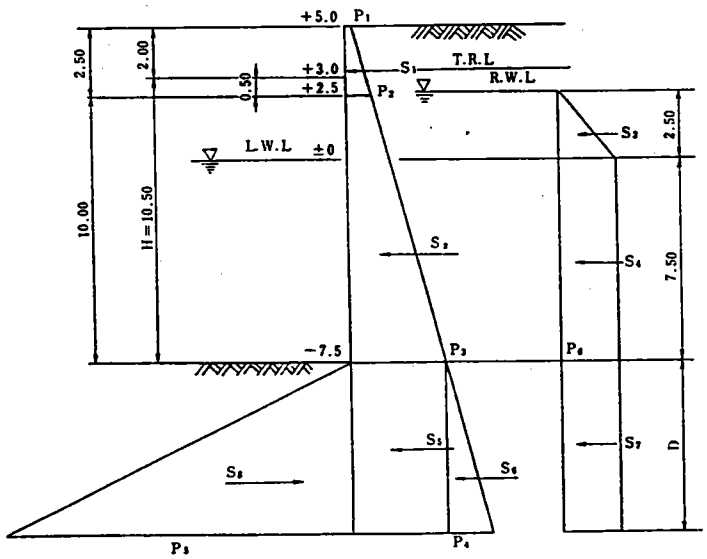
	主動土壓		被動土壓
平　　時	Ka=0.29		Kp=4.8
地　震　時	Ka=0.36	ka´=0.44	kp´=4.0

2.土壓及水壓強度

		平時		地震時	
	$\sum rh+q$	K_a, K_p	$P(t/m^2)$	K_a, K_p	$P(t/m^2)$
P_1	=3.0 =1.5	0.29	0.87	0.36	0.54
P_2	3.0+1.8×2.5=7.5 1.5+1.8×2.5=6.0	0.29	2.18	0.36	2.16

		平時		地震時	
	$\sum rh+q$	K_a, K_p	$P(t/m^2)$	K_a, K_p	$P(t/m^2)$
P_3	7.5+1.0×10.0=17.5 6.0+1.0×10.0=16.0	0.29	5.07	0.44	7.04
P_4	1.0×D =D	0.29	0.29D	0.44	0.44D
P_5	1.0×D =D	4.8	4.8D	4.0	4.0D
P_{10}	=2.5		2.5		2.5

註:上段表示平常時。下段表示地震時。



3.荷　重

S_i=各集中荷重強度(t/m)

l_i=各集中荷重作用點至拉桿連結點之距離(t.m/m)

M_i=各集中荷重對拉桿連結點的力矩(t.m/m)

A.平 時

	S_i(t/m)	l_i(m)	M_i(t.m/m)
1	$\frac{0.87+2.18}{2}\times 2.5=3.81$	$-\frac{2\times 0.87+2.18}{0.87+2.18}\times\frac{2.5}{3}+0.5=-0.57$	-2.2
2	$\frac{2.18+5.07}{2}\times 10.0=36.25$	$\frac{5.07\times 2+2.18}{5.07+2.18}\times\frac{10}{3}+0.5=6.16$	223.3
3	$2.5^2\times 1/2=3.13$	$\frac{2}{3}\times 2.5+0.5=2.17$	6.8
4	$2.5\times 7.5=18.75$	$\frac{7.5}{2}+3.0=6.75$	126.5
5	5.07D	$\frac{D}{2}+10.5$	$2.54D^2+53.2D$
6	$0.29D\times 1/2D=0.145D^2$	$\frac{2}{3}D+10.5$	$0.0965D^3+1.52D^2$
7	$2.5\times D$	$\frac{D}{2}+10.5$	$1.25D^2+26.3D$
8	$4.8D\times 1/2D=2.40D^2$	$\frac{2}{3}D+10.5$	$1.60D^3+25.2D^2$

$S_o=S_1+S_2+S_3+S_4=61.94t$

$M_o=M_1+M_2+M_3+M_4=354.4t.m$

$M_A=M_1+M_2+.....M_7=0.965D^3+5.31D^2+79.5D+354.4(t.m)$

$M_P=M_8=1.60D^3+25.2D^2(t.m)$

B.地震時

	S_i(t/m)	l_i(m)	M_i(t.m/m)
1	$\frac{0.54+2.16}{2}\times 2.5=3.37$	$-\frac{2\times 0.54+2.16}{0.54+2.16}\times\frac{2.5}{3}+0.5=-0.50$	-1.7
2	$\frac{2.16+7.05}{2}\times 10.0=46.05$	$\frac{2\times 7.05+2.16}{7.05+2.16}\times\frac{10}{3}+0.5=6.37$	293.3
3	$2.5^2\times 1/2=3.13$	$\frac{2}{3}\times 2.5+0.5=2.17$	6.8
4	$2.5\times 7.5=18.75$	$\frac{7.5}{2}+3.0=6.75$	126.5
5	7.05D	$\frac{D}{2}+10.5$	$3.52D^2+74.0D$

6	$0.44D \times 1/2D=0.22D^2$	$\frac{2}{3}D+10.5$	$0.147D^3+2.31D^2$
7	$2.5 \times D$	$\frac{D}{2}+10.5$	$1.25D^2+26.3D$
8	$4.0D \times 1/2D=2.0D^2$	$\frac{2}{3}D+10.5$	$1.333D^3+21.0D^3$

$S_o=S_1+S_2+S_3+S_4=71.3t$

$M_o=M_1+M_2+M_3+M_4=424.9t.m$

$M_A=M_1+M_2+...M_7=0.147D^3+7.08D^2+100.3D+424.4(t.m)$

$M_P=M_8=1.333D^3+21.0D^2(t.m)$

三、入土長度之計算

入土長度可由對拉桿連接點之力矩求得

$F_S \times M_A=M_P$　　F_S:安全係數

1.平時 ($F_S=1.5$)

$M_A=0.0965D^3+5.31D^2+79.5D+354.4$

$M_P=1.60D^3+25.2D^2$

$F_S.M_A=0.145D^3+7.97D^2+119.1D+532$

$M_P-F_S.M_A=0.1455D^3+17.23D^2-119.1D-532=0$

由上式求得

2.地震時 ($F_S=1.2$)

$M_A=0.0147D^3+7.08D^2+100.3D+424.9$

$M_P=1.333dD^3+21.0D^2$

$F_S.M_A=0.176D^3+8.50D^2+120D+510$

$M_P-F_S.M_A=0.157D^3+122.5D^2-120D-510=0$

由上式求得　D=8.3m

鋼版樁所需之長度 $L=H+D+\Delta h$

$=10.5+8.3+1.0=19.8 \fallingdotseq 20m$

四、支點反力

版樁是以拉桿連接點與海底面之假設鉸點為支撐，以簡支梁求解。

二支點距離 $l_0=H=10.5m$

下支點反力 $R_d=\frac{M_0}{l_0}$

上支點反力　$A_P=S_0-R_d$

1.平 時

M_0=354.4t.m/m

S_0=61.94t/m

$$R_d = \frac{354.4}{10.5} = 33.8t/m$$

A_P=61.94-33.8=28.2t/m

2.地震時

M_0=424.9t.m/m

S_0=71.3t/m

$$R_d = \frac{424.9}{10.5} = 40.5t/m$$

A_P=71.3-40.5=30.8t/m

五、最大彎矩之計算

$M_X=R_d.X-1/2P_0X^2+1/6(K.X)X^2$(t.m/m)

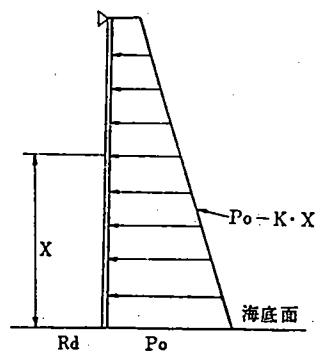
$S_x=R_d-P_0X+1/2KX^2$

$$K = \frac{P_3 - P_2}{10.0} = (\text{土壓強度斜率})$$

$P_0=P_3+P_T$

$S_X=0$

$$X = \frac{P_0 - \sqrt{P_0^2 - 2K.R_d}}{K}(m)$$



1.平 時

$$K = \frac{5.07 - 2.18}{10.0} = 0.29$$

P_0=5.07+2.50=7.57t/m^2

R_d=33.8t/m

$$X = \frac{7.57 - \sqrt{7.57^2 - 2 \times 0.29 \times 33.8}}{0.29} = 4.90m$$

M_{max}=33.8 × 4.90-1/2 × 7.57 × 4.90^2+1/6 × 0.29 × 4.90^3

=80.4t.m/m

2.地震時

$$K = \frac{5.07 - 2.16}{10.0} = 0.49$$

P_0=7.05+2.50=9.55t/m^2

R_d=40.5t/m

$$X = \frac{9.55 - \sqrt{9.55^2 - 2 \times 0.49 \times 40.5}}{0.49} = 4.88m$$

M_{max}=40.5 × 4.88-1/2 × 9.55 × 4.88^2+1/6 × 0.49 × 4.88^3

=93.3t.m/m

六、斷面的決定

1.鋼版樁

M_{max}=80.4t.m/m.....(平時)

=93.3t.m/m.....(地震時)

採用 FSPZ-45(斷面係數 Z=4,550cm³/m 材質 sy-30)

平時 $\sigma = \frac{M_{max}}{Z} = \frac{8,040,000}{4,550} = 1,770kg/cm^2 < \sigma_{sa} = 1,800kg/cm^2$

地震時 $\sigma = \frac{M_{max}}{Z} = \frac{9,330,000}{4,550} = 2,050kg/cm^2 < \sigma_{sa}' = 2,700kg/cm^2$

2.拉桿

A_P=28.2t/m(常時)

=30.8t/m(地震時)

拉桿間隔為 l=1.6m

拉桿之拉力為

平時 $T=A_p \times l=28.2 \times 1.6=45.1t$

地震時 $T=A_p \times l=30.8 \times 1.6=49.3t$

使用 ϕ=60mm, A=28.27cm² , $\sigma_y = 45kg/mm^2$ 高拉力強度拉桿

平時 $\sigma = \frac{T}{A} = \frac{45,100}{28.27} = 1,600kg/cm^2 < \sigma_a = 1,800kg/cm^2$

地震時 $\sigma = \frac{T}{A} = \frac{49,300}{28.27} = 1,790kg/cm^2 < \sigma_a = 2,700kg/cm^2$

3.腰梁

腰梁之最大彎矩為

$$M = \frac{Tl}{10}$$

T:拉桿拉力(t)

l:拉桿安裝間隔(m)

平時 (T=45.1t)

$M = \frac{45.1 \times 1.6}{10} = 7.22t.m$

地震時 (T=49.3t)

$M = \frac{49.3 \times 1.6}{10} = 7.89t.m$

使用二支-〔300 × 90 × 9 × 13 (Z=429cm³/支 材質 SS-41)槽型鋼

平時 $\sigma = \frac{T}{2Z} = \frac{722,000}{2 \times 429} = 842kg/cm^2 < \sigma_{sa} = 1,400kg/cm^2$

地震時 $\sigma = \frac{T}{2Z} = \frac{789{,}000}{2 \times 429} = 920 kg/cm^2 < \sigma_{sa}' = 2{,}100 kg/cm^2$

七、錨碇設施之設計

1.錨碇鋼版樁

A_p=28.2t/m(平時)

A_p=30.8t/m(地震時)

地盤反力係數 n_h=0.8kg/cm^3=0.8 × 10^{3}t/m^3

EI=8,106(t.m^2)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{n_h B}{4EI}}$$

=0.396(m^{-1})

最大彎矩

$$M_{max} = 0.322 \frac{A_p}{\beta}$$

=22.9(t.m) (平時)

=25.0(t.m) (地震時)

錨碇版樁之應力

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z}$$

=1,010(kg/cm^2)<σ_a=1,800(kg/cm^2)(平時)

=1,100(kg/cm^2)<σ_a=2,700(kg/cm^2)(地震時)

頭部位移

$$\delta = \frac{A_p}{2EI\beta^3}$$

=2.27(cm) (平時)

=2.48(cm) (地震時)

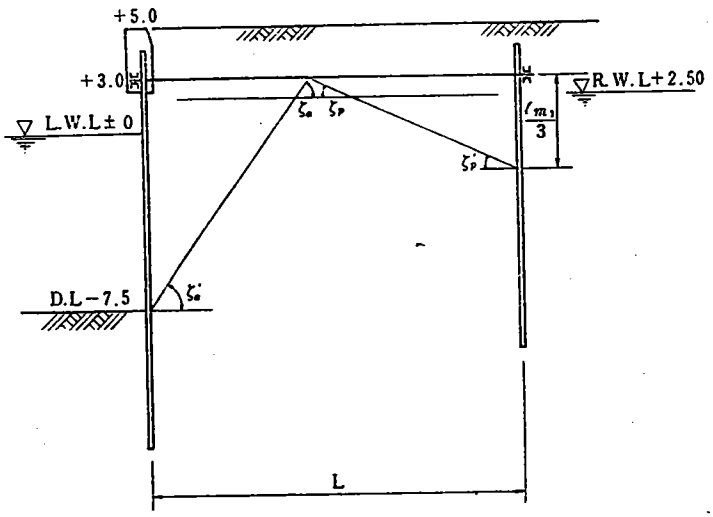
彎矩之第一零點之位置

$$l_{m1} = \frac{\pi}{\beta} = 7.93m$$

鋼版樁之入土長度

$$l = 8m$$

錨碇版樁之設置位置



主動破壞角 ($\phi = 30^0, \delta = 15^0$)

	ζ_a	ζ_a'
平　時	57^0	57^0
地震時	51^0	45^0

被動破壞角 ($\phi = 30^0, \delta = 15^0$)

	ζ_p	ζ_p'
平　時	21^0	21^0
地震時	20^0	19^0

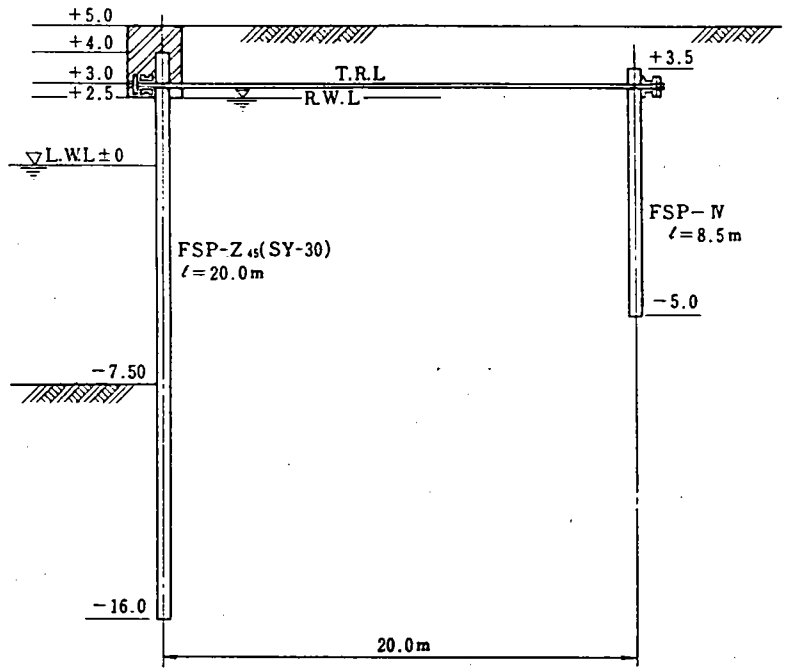
平時

$L=10.0\cot 57^0+0.5\cot 57^0+0.5\cot 21^0+2.64\cot 21^0=15.00(m)$

地震時

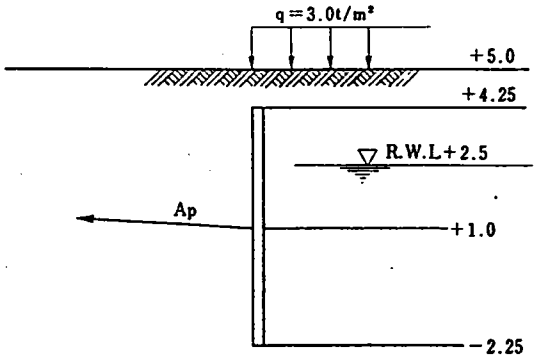
$L=10.0\cot 45^0+0.5\cot 51^0+0.5\cot 20^0+2.64\cot 19^0=19.45(m)$

故錨碇版樁須設置於前面鋼版樁後方 20m 處。


+5.0
+4.0
+3.0
+2.5
T.R.L
R.W.L
+3.5
L.W.L±0
FSP-Z45(SY-30)
ℓ=20.0m
FSP-Ⅳ
ℓ=8.5m
-5.0
-7.50
-16.0
20.0m

2.錨碇版

A.錨碇版之高度



平時　$K_p = 3.0$　$(\phi = 30^0,\ \delta = 0^0)$

地震時　$K_p = 2.8$　$K_p' = 2.6$　$(\phi = 30^0,\ \delta = 0^0)$

平時

主動土壓

$\sum rh + q$	K_a	P_a	P_a(t/m)
3.0+1.8 × 0.75=4.35	0.29	1.26	
4.35+1.8 × 1.75=7.5	0.29	2.18	$\frac{1.75(1.26+2.18)}{2} = 3.01$
7.5+1.0 × 4.75=12.25	0.29	3.55	$\frac{4.75(2.18+3.55)}{2} = 13.6$
			$\sum P_a = 16.6$

被動土壓

$\sum rh$	K_a	P_a	P_a(t/m)
1.8 × 0.75=1.35	3.0	4.05	
1.35+1.8 × 1.75=4.5	3.0	13.05	$\frac{1.75(4.05+13.50)}{2} = 15.4$
4.5+1.0 × 4.75=9.25	3.0	27.75	$\frac{4.75(13.50+27.75)}{2} = 98.0$
			$\sum P_p = 113.4$

拉桿拉力　A_p=28.2t/m

$$F_s=\frac{\sum P_p}{A_p+\sum P_a}=\frac{113.4}{28.2+16.6}=2.53>2.5$$

地震時

主動土壓

$\sum rh+q$	K_a	P_a	P_a(t/m)
1.5+1.8 × 0.75=2.85	0.36	1.03	
2.85+1.8 × 1.75=6.0	0.36	2.16	$\frac{1.75(1.03+2.16)}{2}=2.8$
6.0+1.0 × 4.75=10.75	0.44	4.73	$\frac{4.75(2.16+4.73)}{2}=16.4$
			$\sum P_a=19.2$

被動土壓

$\sum rh$	K_a	P_a	P_a(t/m)
1.35	2.8	3.78	
4.5	2.8	12.60	$\frac{1.75(3.78+12.60)}{2}=14.3$
9.25	2.6	24.05	$\frac{4.75(12.60+24.05)}{2}=87.0$
			$\sum P_p=101.3$

拉桿拉力　A_p=30.8t/m

$$F_s=\frac{\sum P_p}{A_p+\sum P_a}=\frac{101.3}{30.8+19.2}=2.03>2.0$$

故錨碇版高度 H=6.50m

B.錨碇版之斷面

$$M_{max}=\frac{TH}{8l}=\frac{A_p.H}{8}$$

平時

$$H=6.50m\quad A_p=28.2t/m\quad M_{max}=\frac{228.2\times6.5}{8}=22.9t/m$$

地震時

$$H=6.50m\quad A_p=30.8t/m\quad M_{max}=\frac{30.8\times6.5}{8}=25.0t/m$$

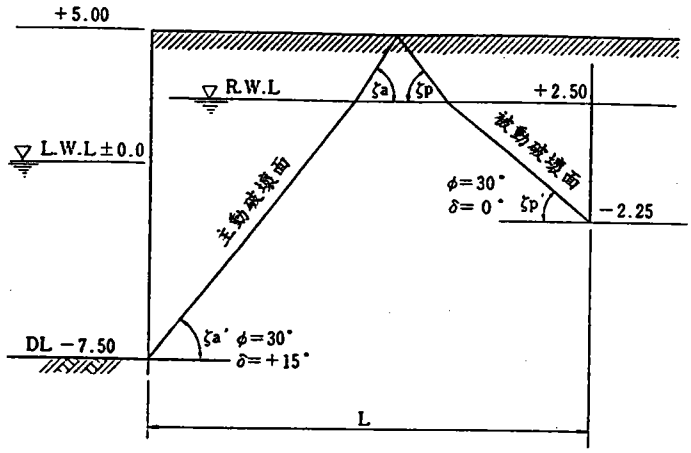
斷面決定

採用 FSP-IV

平　時　$\sigma = 1{,}009 \quad (kg/cm^2) < \sigma_a = 1{,}800 \quad (kg/cm^2)$

地震時　$\sigma = 1{,}101 \quad (kg/cm^2) < \sigma_a = 2{,}700 \quad (kg/cm^2)$

C.錨碇版設置位置



主動破壞角 ($\phi = 30^0, \delta = 15^0$)

	ζ_a	ζ_a'
平　時	57^0	57^0
地震時	51^0	45^0

被動破壞角 ($\phi = 30^0, \delta = 15^0$)

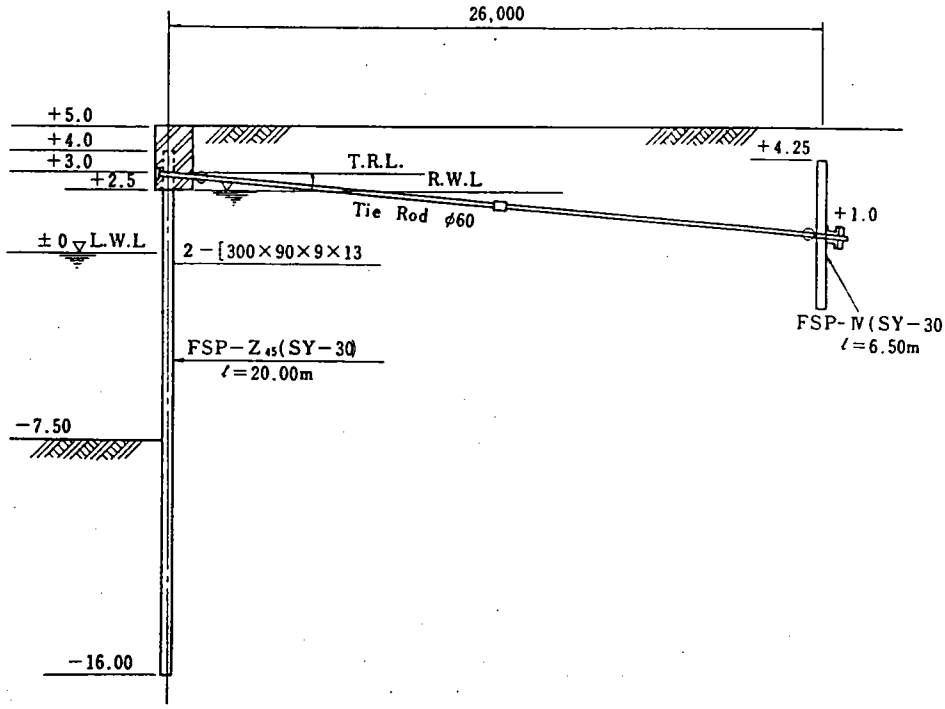
	ζ_p	ζ_p'
平　時	30^0	30^0
地震時	$28^0\ 30'$	27^0

平時

$L=10.0\cot 57^0+2.5\cot 57^0+2.5\cot 30^0+4.75\cot 30^0=20.7(m)$

地震時

$L=10.0\cot 45^0+2.5\cot 51^0+2.5\cot 28^0 30'+4.75\cot 27^0=25.9(m)$


26,000
+5.0
+4.0
+3.0
+2.5
±0
L.W.L
T.R.L.
R.W.L
Tie Rod φ60
+4.25
+1.0
2－[300×90×9×13
FSP－Z45(SY－30)
ℓ＝20.00m
FSP-Ⅳ(SY－30)
ℓ＝6.50m
－7.50
－16.00

捌、棧橋式碼頭設計

捌、棧橋式碼頭設計

1.直樁棧橋式碼頭

1-1 棧橋單元大小及基樁配置

1-1-1 概要

棧橋單元大小、基樁間距及各樁排間隔，應考量下列各項條件後決定之。

- 碼頭岸肩寬度
- 通棧位置
- 海底之安定性，特別是斜坡之安定
- 既有護岸
- 混凝土澆鑄等施工能力
- 上載載重及活載重大小，及裝卸設備尺寸

1-1-2 棧橋單元大小

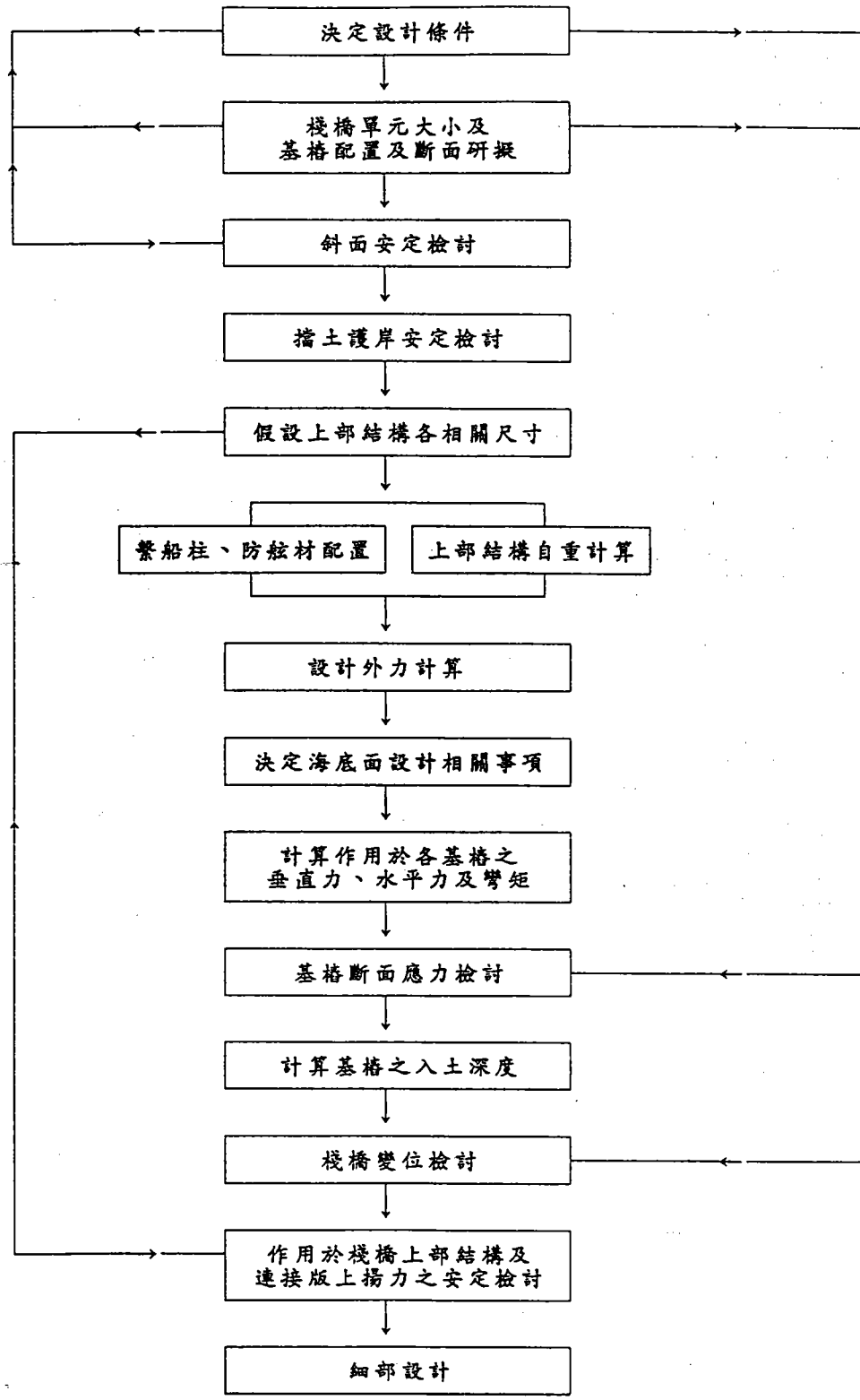
棧橋各單元愈長，愈能承受船舶衝擊力、船舶拉力等外力之作用，但相對的將使不均勻沉陷之影響增大。

棧橋單元大小，亦應考量混凝土澆鑄等施工能力，以一般大型碼頭爲例，可採用每單元長度爲30m左右。

如既有護岸位於水深較淺處或因海底地盤軟弱，須採較緩斜坡而使岸肩寬度較寬時，亦可在碼頭法線垂直方向分單元，以避免陸側之基樁於地震力作用時，產生水平力集中現象，以降低工程費。

1-1-3 基樁配置

基樁間距及各樁排間隔，按載重之分佈情況及基樁與上部結構之斷面分析工程費用，並檢討施工可行性後決定之。規劃有軌道式起重機或卸載機之碼頭，基樁配置應考量起重機軌道間距及載重條件。



直樁棧橋式碼頭設計流程圖

碼頭上部結構如爲場鑄鋼筋混凝土時，考量模板支撐料之經濟性，樁之間距以採用4～6m左右爲宜。

以一般大型碼頭爲例，如碼頭規劃有起重機時，採用基樁間距約爲5m，碼頭垂直方向之樁排爲3～4排，配合碼頭寬度及軌距配置。

1-2 上部結構相關尺寸

棧橋式碼頭上部結構相關尺寸，應考慮下列各事項後決定之。

- 基樁間距、樁排間隔及樁之形狀、尺寸
- 上載載重及活載重
- 潮位
- 模板及支撐等施工條件
- 地質條件
- 繫船柱配置
- 防舷材配置、尺寸及型式

1-3 繫船柱及防舷材配置

繫船柱及防舷材之配置，應儘可能減小經由繫船柱及防舷材傳達之外力，以偏心外力作用於棧橋之單元。

1-4 作用於棧橋之外力

1-4-1 概要

作用於棧橋主體之外力與載重，應考慮下列各項。其中地震力、風力及船舶拉力，可視爲異常載重。

(1)垂直力

- 上部結構自重(包含各基樁自重)
- 上載載重
- 活載重：列車載重、汽車載重、裝卸機械載重、群眾載重等

・船舶拉力

・上揚力

(2)水平力

・作用於上部結構之地震力（包含作用於基樁自重之地震力）

・作用於上載載重之地震力

・作用於活載重之地震力

・作用於活載重之風力

・船舶衝擊力及拉力

・後線擋土設施所傳達之水平力

1-4-2 上部結構自重

上部結構自重，依上部結構尺寸計算上部結構自重。

上部結構自重包含各基樁之自重；作用於上部結構之地震力，包含作用於各基樁自重之地震力。

設計直樁棧橋式碼頭，鋼筋混凝土上部結構自重，初步設計時可採用1-7～2.0t/m²。對特殊棧橋而言，如基樁間距較一般值爲大時、碼頭上設置有大型裝卸機具時、棧橋之海側或陸側基樁以連續鋼管兼作爲擋土用時…等，不宜採用上述近似值。細部設計時應以實際斷面計算自重。

1-4-3 裝載載重

(1)常時裝載載重

常時裝載載重，應考量貨物種類、包裝型式、處理數量、處理方式及放置時間等因素後決定之。

碼頭面裝載載重，影響碼頭之安定至巨，於決定裝載載重時，應愼重爲之。一般散雜貨碼頭，爲設計方便，碼頭面裝載載重可採1～2t/m²。

(2)地震時裝載載重

設計時應考量地震發生時，於某地點是否有存有某種載重，以決定地震時之上載載重。

(3)不均佈裝載載重

核算整個結構物安全時，可將結構物，如碼頭面、通棧或倉庫視爲一區域，將不均佈載重換算爲均佈載重後，予以計算。但如係巨大之集中載重時，不得折算爲均佈載重，仍須以集中載重加以檢討。

1-4-4 活載重

(1)汽車、火車及拖車等

汽車、火車及拖車等活載重，參考道路、橋樑等相關設計規範。

(2)裝卸機械

輪式吊車、卡車起重機、履帶式起重機等…移動式裝卸機械、軌道式裝卸機械，及固定式裝卸機械之活載重如下。

①移動式裝卸機械活載重，採用全重量、最大輪載重、邊撐(Out Rigger)最大載重，或履帶之最大接觸壓力。

②軌道式裝卸機械活載重，採用全重量，或採用車輪間隔與車輪數之最大輪載重。

③固定式裝卸機械活載重，採用最大載重。

④門型起重機、礦砂專用卸料機等大型裝卸機械，須考量地震力、風力或裝卸時之衝擊載重等，以確保結構物之安全。

(3)群眾

群眾載重以 $0.5t/m^2$ 爲標準。對於特殊結構物或設施，考慮其利用狀況，可降低此值。

上載載重與活載重混存於同一碼頭面時，應考量此碼頭之利用型態，決定上載載重與活載重之分佈。如碼頭法線垂直方向寬度較寬時，如圖 1-4-1所示，可視爲有一或二輛卡車之活載重，在其外側則視爲上載載重作用。

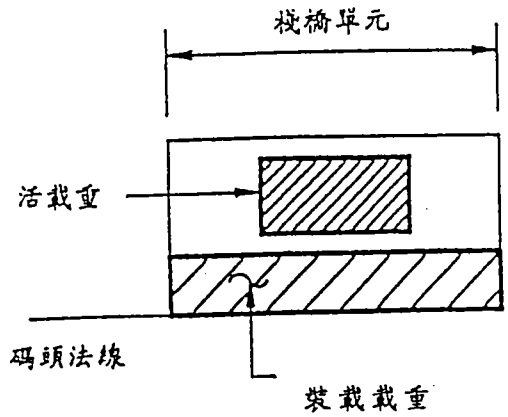


圖 1-4-1　裝載載重與活載重分佈示意圖

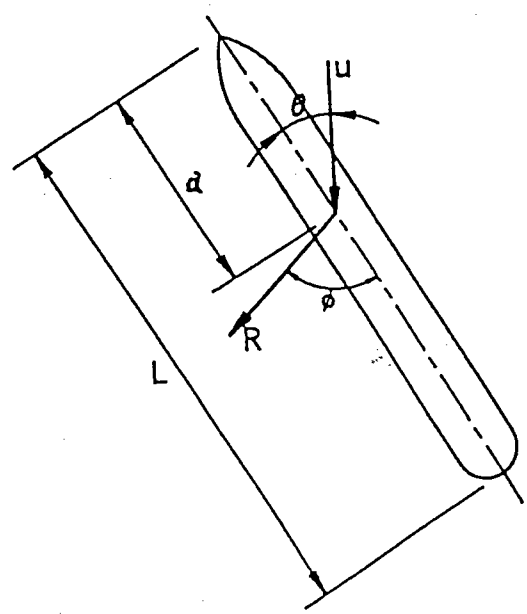


圖 1-4-2　風力計算示意圖

1-4-5 船舶拉力

(1)作用於繫泊船舶之波力

作用於繫泊船舶之波力，應考量船型及波浪特性，採適當方法計算之。

作用於繫泊浮體之波力之計算法，有切片法、特異點分佈法、邊界元素法，有限元素法等，而對於船舶則最普遍採用切片法。

(2)作用於繫泊船舶之風力

如圖 1-4-2所示，作用於繫泊船舶之風力，依下式計算之。

$$R = \frac{w_0}{2g} \cdot C \cdot U^2 \cdot (A \cdot \cos^2\theta + B \cdot \sin^2\theta) \quad (1\text{-}4\text{-}1)$$

式中

R：作用風力(kg)

w_0： 空氣單位體積重量(Kg/m^3)

g：重力加速度(m/s^2)

U：風速(m/s)，一般採用最大風速(10分鐘平均風速)

A：水面上船體正面投影面積(m^2)

B：水面上船體側面投影面積(m^2)

θ：風向與船體中心線之夾角(度)

C：風力係數

風力係數C，可參考下列公式估算之。 (1-4-2)

貨輪 $C=1.325-0.05\cos2\theta-0.35\cos4\theta-0.175\cos6\theta$

客輪 $C=1.142-0.142\cos2\theta-0.367\cos4\theta-0.133\cos6\theta$

油輪 $C=1.20-0.083\cos2\theta-0.25\cos4\theta-0.177\cos6\theta$

風力作用點與船首之距離，依下式計算之。

$$a = (0.291+0.0023 \cdot \theta) \cdot L \quad (1\text{-}4\text{-}3)$$

式中

a：風力作用點與船首之距離(m)

L：船長(m)

θ：風向與船體中心線之夾角(度)

風力作用方向，依下式計算之。

$$\phi = [1-0.15(1-\frac{\theta}{90})-0.80(1-\frac{\theta}{90})^3]\cdot 90 \quad (1\text{-}4\text{-}4)$$

式中

ϕ：風力作用方向(度)

θ：風向與船體中心線之夾角(度)

風力作用方向，亦可採用下列修正公式，

式中係數 q，貨輪及空載油輪採用5，滿載油輪則採用3。

$$\left.\begin{aligned}\phi &= [3-(1-\frac{\theta}{90})q]\cdot 90 \quad \theta \geqq 0\\ \phi &= [1+(1-\frac{\theta}{90})q]\cdot 90 \quad \theta < 0\end{aligned}\right\} \quad (1\text{-}4\text{-}5)$$

(3)作用於繫泊船舶之水流力

①平行船舶方向水流所致之水流力

平行船舶方向水流，作用於船舶之水流力，依下式計算之。

$$R_f = 0.14\cdot S\cdot V^2 \quad (1\text{-}4\text{-}6)$$

式中

R_f：水流力(Kg)

S：船舶浸水面積(m^2)

V：水流流速(m/s)

②垂直船舶方向水流所致之水流力

垂直船舶方向水流，作用於船舶之水流力，依下式計算之。

$$R = \frac{w_0}{2g}\cdot C\cdot V^2\cdot B \quad (1\text{-}4\text{-}7)$$

式中

R：水流力(Kg)

w_0：海水單位體積重量(Kg/m^3)

g：重力加速度(m/s^2)

C：流壓係數(參考圖1-4-3)

V：水流流速(m/s)

B：吃水線下之船體側面投影面積(m^2)

(4)作用於繫船柱之拉力

作用於繫船柱之拉力，可參考下列原則決定之。

①如表 1-4-1所示，作用於直柱之拉力，依船舶總噸數，水平方向作用力採用表中所示之值，垂直方向作用力則採用表中所示值之1/2，且同時作用於繫船柱上。

②如表 1-4-1所示，作用於曲柱之拉力，依船舶總噸數，水平方向及垂直方向作用力均採用表中所示之值。

③總噸數小於 200噸及總噸數大於10萬噸之船舶、颱風期亦供使用之繫泊設施，及設置於外海等氣象、海象條件惡劣水域之繫泊設施等，表 1-4-1中未明訂作用於繫船設施之拉力，應考量氣象、海象條件、船舶型式、靠岸狀況、繫泊設施之結構型式，及作用於繫船設施拉力之實測資料等決定之。

④總噸數小於 200噸之小型船舶，作用於繫船柱之拉力，爲方便設計使用，作用於直柱之拉力可採用15.0噸，作用於曲柱之拉力可採用5.0噸。

⑤渡輪及貨櫃輪等受風面積較大之船舶，使用表 1-4-1示之值時應予注意。

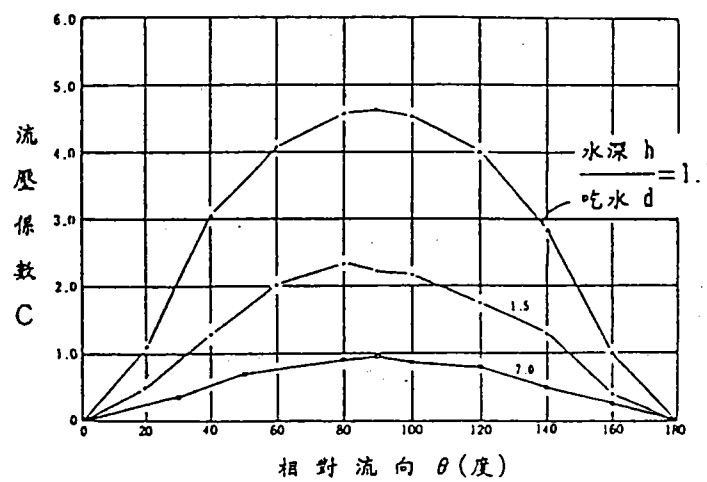

流壓係數 C
6.0
5.0
4.0
3.0
2.0
1.0
0
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180
水深 h / 吃水 d = 1.1
1.5
7.0
相對流向 θ(度)

圖 1-4-3 流壓係數 C

表 1-4-1　船舶作用於繫船柱之拉力

船舶總噸數 (t)	作用於直柱之拉力 (t)	作用於曲柱之拉力 (t)
200～ 500	15	15
500～ 1,000	25	25
1,000～ 2,000	35	25
2,000～ 3,000	35	35
3,000～ 5,000	50	35
5,000～ 10,000	70	50(25)
10,000～ 15,000	100	70(35)
15,000～ 20,000	100	70(35)
20,000～ 50,000	150	100(50)
50,000～100,000	200	100(50)

註：( )內數值表示船席一定，位於船舶中間部份之繫船柱，其所繫倒纜(Spring Line)不超過二條時，作用於繫船柱之拉力。

1-4-6 船舶衝擊力

(1)概要

船舶靠岸能量，即船舶靠岸所產生之衝擊作用力，依下式計算之。

$$E_f = \frac{W_s \cdot V^2}{2g} C_e \cdot C_m \cdot C_s \cdot C_c \qquad (1\text{-}4\text{-}8)$$

式中

E_f：船舶靠岸能量(t-m)

g：重力加速度(m/s^2)

W_s：船舶排水量(t)

V：船舶靠岸速度(m/s)

C_e：偏心係數

C_m：附加質量係數

C_s：船舶柔性係數(以1.0爲標準)

C_c：船舶形狀係數(以1.0爲標準)

(2)船舶排水量

船舶之重量噸 (DWT)與排水噸(DT)間之關係，可依下式估算之。

$$\left.\begin{array}{ll} \text{貨輪} & \text{Log(DT)} = 0.404+0.932\cdot\text{Log(DWT)} \\ \text{油輪} & \text{Log(DT)} = 0.326+0.950\cdot\text{Log(DWT)} \end{array}\right\} \quad (1\text{-}4\text{-}9)$$

$$DT \geqq 1{,}000\ t$$

(3)船舶靠岸速度

船舶靠岸速度，應考量計畫靠泊船舶之船型、載貨狀況、繫泊設施位置及結構型式、氣象、海象狀況，及有無拖船協助及拖船大小等，依實測值或經驗值決定之。

(4)偏心係數

船舶靠岸時之偏心係數，應考量操船狀況、船舶性能、防舷材配置等，依下式計算之。

$$C_e = \frac{1}{1+(l/r)^2} \quad (1\text{-}4\text{-}10)$$

式中

l：船舶靠岸點與船舶重心平行岸壁之距離(m)，如圖1-4-4所示。

r：通過船舶重心垂線之水平迴轉半徑 (轉動半徑)(m)，參考圖1-4-5估算之。

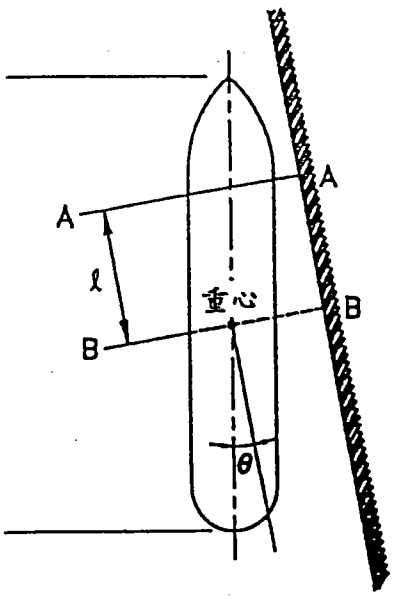
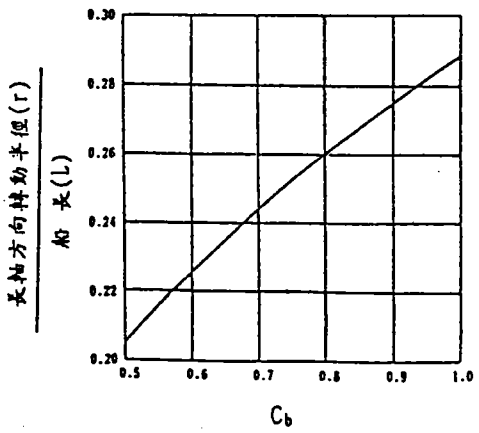


圖 1-4-4　船舶靠岸示意圖



$$C_b = \frac{W_s}{L \cdot B \cdot d \cdot w_0}$$

式中

W_s：船舶排水量(t)

L：船長(m)

B：船寬(m)

d：吃水(m)

w_0：海水單位體積重量(t/m^3)

圖 1-4-5　長軸方向轉動半徑與C_b之關係(Myers 1969)

(5)附加質量係數

船舶靠岸時，船舶與船舶周邊之水圍同時被減速，由此水圍質量所致之慣性力，將附加於船舶。附加質量係數，定義如下式。

$$C_m = \frac{M_s + M_w}{M_s} \qquad (1\text{-}4\text{-}11)$$

式中

C_m：附加質量係數

M_s：船舶質量(船舶排水量除以重力加速度)

M_w：船舶周邊水圍附加質量

由於船舶周邊水圍附加質量不易估算，日本上田茂依模型試驗及現場觀測結果，建議附加質量係數可依下式估算之。

$$C_m = 1 + \frac{\pi}{2 \cdot C_b} \cdot \frac{d}{B} \qquad (1\text{-}4\text{-}12)$$

$$C_b = \frac{W_s}{L \cdot B \cdot d \cdot w_0} \qquad (1\text{-}4\text{-}13)$$

式中

C_m：附加質量係數

d：吃水(m)

B：船寬(m)

W_s：船舶排水量(t)，詳公式(1-4-9)

L：船長(m)

w_0：海水單位體積重量(t/m^3)

(6)船舶柔性係數

柔性係數C_s，爲船舶靠岸能量與因船舶外殼變形所吸收能量之比，因船舶外殼變形所吸收之能量甚小，故船舶柔性係數可採用1.0。

(7)船舶形狀係數

於船舶周圍之水團，當船舶開始移動靠岸之最初階段，水團對於繫泊設施無任何影響，當船舶靠岸時，在船舶與繫泊設施間之水團被壓縮，而出現緩衝之效果，使應由防舷材吸收之衝擊能量減少。船舶形狀係數，即用以表現此現象，一般認爲船舶形狀係數與船舶靠岸角度、船舶外殼形狀、船舶底部形狀及船舶靠岸速度有關。船舶形狀係數在定量計算上，目前尚存有許多疑點，一般採用 1.0。

以一每單元長度 20～30m之棧橋爲例，其一般配置二座防舷材，其間隔約爲8～13m，檢討各種船型之靠岸狀況，原則上以一個防舷材將靠岸能量加以吸收，但若防舷材在法線上爲連續配置時，則不在此限。

由於棧橋本身吸收之能量有限，故一般不予考慮。

1-4-7 風力

1-4-8 地震力

作用於上部結構之地震力，包含作用於各基樁自重之地震力。

作用於上載載重之地震力，其水平力作用點可視爲作用於碼頭面，但重心特別高之貨物，其水平力作用點應爲貨物之重心高度。

作用於碼頭法線方向之地震力，須予考慮。除自重及固定之活載重外，可不必計算地震力。

1-4-9 上揚力

作用於棧橋上部結構及連接版之上揚力，無法以公式或圖表計算，於設計時可參考相關實驗資料，或同一港口類似結構之現況，或以結構方法減小上揚力等考量作用於棧橋上部結構及連接版之上揚力。

1-5 海底面設計相關事項

1-5-1 斜面坡度

棧橋式碼頭擋土結構物前之斜坡，如以沙或塊石構築時，斜面於地震時之安定角度可依下式計算，如圖 1-5-1所示，重力式擋土結構物應興建於該安定面之後。

$$\alpha = \phi - \varepsilon \qquad (1\text{-}5\text{-}1)$$

式中

α：斜坡與水平面所形成之角度(度)

ϕ：構成斜坡主要材料之內摩擦角(度)

ε：$\varepsilon = \tan^{-1}K'$

K'：換算震度，詳[換算震度]

棧橋式碼頭擋土結構物前斜坡，若爲軟弱之粘土所構成時，須進行圓弧滑動檢討，以決定斜面之安定坡度。

實際設計之斜面坡度，通常較公式 (1-5-1)所計算之斜面安定角α爲陡。爲防止因沖刷及局部崩塌而影響重力式擋土結構物之安定，故擋土結構物應設置於公式 (1-5-1)所計算之安定斜面之後。

1-5-2 假想地表面

若斜坡相當陡，於計算基樁之橫向抵抗及承載力時，各基樁之假想地表面，如圖 1-5-2所示，可簡單假設爲各基樁位置水深與碼頭水深之平均值。

若棧橋法線垂直方向寬度超過 20m以上，且海底斜坡非常長時，上述方法則不適用，此時應以彈性支承分析。

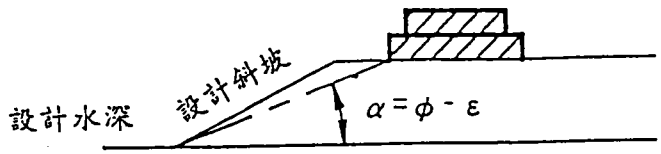


圖 1-5-1 碼頭後線重力式擋土結構物位置示意圖

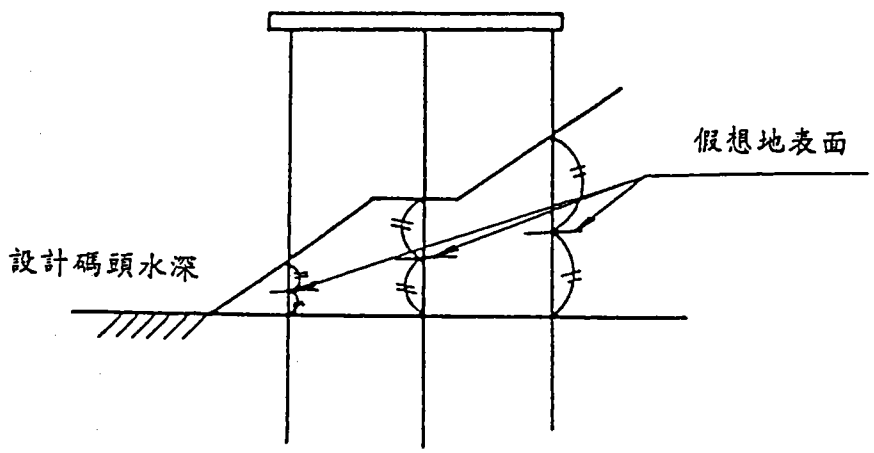


圖 1-5-2 假想地表面示意圖

1-6 基樁設計

1-6-1 概要

棧橋由樁與上部結構所構成，樁與上部結構之連接可視爲剛性，可假設各樁於海底某處爲固定點，依剛性構架設計之。

1-6-2 水平地盤反力係數

計算棧橋基樁之橫向抵抗時，土壤水平地盤反力係數K_h，應以橫向載重試驗求得爲原則。於設計階段，如無試驗值，可依下式估算。

$$K_h=0.15N \qquad (1\text{-}6\text{-}1)$$

式中

K_h：水平地盤反力係數(kg/cm^3)

N：基樁假想固定點附近土壤之 N值，基樁假想固定點詳下小節所述。

1-6-3 假想固定點

棧橋視爲剛性構架進行分析時，直樁於海底面下之假想固定點，可假設位於假想地表面下$1/\beta$處。β值依下式計算之。

$$\beta(cm^{-1}) = \left(\frac{K_h \cdot D}{4EI}\right)^{1/4} \qquad (1\text{-}6\text{-}2)$$

式中

K_h：水平地盤反力係數(Kg/cm^3)

D：基樁之直徑或寬度(cm)

EI：基樁之撓曲剛度($Kg\text{-}cm^2$)

1-6-4 各基樁之作用力

(1)概要

因受船舶衝擊力所引起之水平偏心載重，或因作用於法線方向之地震力，棧橋之單元可能產生迴轉，當棧橋單元之迴轉受鄰接單元之限制時，其迴轉量將較不受鄰接單元限制時爲小，鄰接單元之影響程度隨單元連接之結構而有所不同，於設計時應否考量鄰接單元之影響，應視水平偏心載重之大小、棧橋單元之結構等因素而定。下述各基樁之作用力，係不考量鄰接單元影響之近似解。細部設計時，宜以有限元素法予以分析。

(2)水平力

①無須考慮棧橋單元之迴轉時，分配作用於各基樁之水平力，可依下式計算。

$$H_i = \frac{K_{si}}{\sum_i K_{si}} H \qquad (1\text{-}6\text{-}3)$$

式中

H_i：分配至編號i基樁之水平力(t)

H：作用於棧橋單元之水平力(t)

K_{si}：編號i基樁之橫向剛性係數(t/m)

$$K_{si} = \frac{12EI_i}{L_i^3}$$

EI_i：編號i基樁之撓曲剛度($t\text{-}m^2$)

L_i：編號i基樁樁頭至假想固定點之長度(m)

②須考慮棧橋單元之迴轉時

如圖 1-6-1所示，如水平力之作用方向與棧橋單元對稱軸成平行，則分配作用於各基樁之水平力，可依下式計算。

$$H_i = \frac{K_{si}}{\sum_i K_{si}} H + \frac{K_{si} \cdot X_i}{\sum_i (K_{si} \cdot X_i^2)} e \cdot H \quad (1\text{-}6\text{-}4)$$

式中

H_i：分配至編號i基樁之水平力(t)

H：作用於棧橋單元之水平力(t)

X_i：棧橋單元對稱軸至編號i基樁之距離(m)

e：棧橋單元對稱軸與水平力作用線之距離(m)

K_{si}：編號i基樁之橫向剛性係數(t/m)

$$K_{si} = \frac{12EI_i}{L_i^3}$$

EI_i：編號i基樁之撓曲剛度($t\text{-}m^2$)

L_i：編號i基樁樁頭至假想固定點之長度(m)

(3)變位量

棧橋及基樁變位量，可依下列公式計算。

①棧橋整體之水平變位量△

$$\triangle = \frac{H}{\sum_i K_{si}} \quad (1\text{-}6\text{-}5)$$

②棧橋之迴轉量α

$$\alpha \fallingdotseq \frac{e \cdot H}{\sum_i (K_{si} \cdot X_i^2)} \quad (1\text{-}6\text{-}6)$$

③編號i基樁樁頭變位量$\triangle_i$

$$\triangle_i \fallingdotseq \frac{H}{\sum_i K_{si}} + \frac{X_i}{\sum_i (K_{si} \cdot X_i^2)} e \cdot H \quad (1\text{-}6\text{-}7)$$

$$= \triangle + \alpha \cdot X_i$$

(4)基樁彎矩

基樁樁頭彎矩，可依下列公式計算。

$$M_i = 0.5 \cdot L_i \cdot H_i \qquad (1\text{-}6\text{-}8)$$

式中

M_i：編號i基樁樁頭彎矩(t-m)

L_i：編號i基樁樁頭至假想固定點之長度(m)

H_i：分配至編號i基樁之水平力(t)

(5)基樁軸力

基樁軸力，可依下列公式計算。

$$P_i = {}_hP_i + {}_vP_i \qquad (1\text{-}6\text{-}9)$$

式中

P_i：編號i基樁之基樁軸力(t)

${}_hP_i$：編號i基樁由水平力所致之基樁軸力(t)

${}_vP_i$：編號i基樁由垂直載重所致之基樁軸力(t)

編號i基樁由水平力所致之基樁軸力(${}_hP_i$)，可依下式計算之。

$$ {}_hP_i = S_{i\cdot i-1} + S_{i\cdot i+1} \qquad (1\text{-}6\text{-}10)$$

$$= \frac{M_{i-1\cdot i} + M_{i\cdot i-1} - M_{i\cdot i+1} - M_{i+1\cdot i}}{b}$$

式中

$S_{i\cdot i-1}$：編號i基樁樁頭於編號i-1基樁側之梁，由水平力所致之剪力(t)

$S_{i\cdot i+1}$：編號i基樁樁頭於編號i+1基樁側之梁，由水平力所致之剪力(t)

$M_{i-1\cdot i}$：編號i-1基樁樁頭於編號i基樁側之梁，由水平力所致之彎矩(t-m)

$M_{i\cdot i-1}$：編號i基樁樁頭於編號i-1基樁側之梁，由水平力所致之彎矩(t-m)

$M_{i\cdot i+1}$：編號i基樁樁頭於編號i+1基樁側之梁，由水平力所致之彎矩(t-m)

$M_{i+1 \cdot i}$：編號i+1基樁樁頭於編號i基樁側之梁，由水平力所致之彎矩(t-m)

b：梁之跨度，樁之間距

基樁樁頭之彎矩分佈，如圖1-6-2所示，假設編號i2樁樁頭之彎矩爲M_i，則$M_{i \cdot i-1}$及$M_{i \cdot i+1}$依下列原則計算：

①編號i基樁位於中間支承點，依下列公式計算之。

$$M_{i \cdot i-1} = a \cdot M_i \qquad (1\text{-}6\text{-}11)$$

$$M_{i \cdot i+1} = b \cdot M_i$$

式中

二跨徑時，a=0.6，b=0.6

三跨徑時，在第二支基樁樁頭 a=0.5，b=0.7

在第三支基樁樁頭 a=0.7，b=0.5

②如編號i基樁位於兩端支承點，則採用該樁樁頭彎矩M_i

1-6-5 基樁應力

(1)概要

棧橋基樁之斷面應力，可視爲僅承受軸向力及彎矩，依下列公式計算之。

$$\sigma = \sigma_c \pm \sigma_{bc} \qquad (1\text{-}6\text{-}12)$$

$$\sigma_c = \frac{P}{A}, \quad \sigma_{bc} = \frac{M}{Z} \qquad (1\text{-}6\text{-}13)$$

式中

σ：基樁應力(kg/cm^2)

σ_c：軸力所致之應力(kg/cm^2)

σ_{bc}：彎矩所致之應力(kg/cm^2)

A：基樁之斷面積(cm^2)

P：基樁之軸力(kg)

Z：基樁之斷面係數(cm^3)

M：基樁之彎矩(kg-cm)

(2)容許應力

基樁之容許應力，請詳[工程材料]中相關規定。

(3)其它

①通常作用於棧橋基樁之剪力較小，故除非有特別載重外，可不必檢討。

②基樁之斷面應力，應考量打樁條件，如打樁時之打擊應力及打樁時之座屈等。

③於可能產生壓密沉陷之地盤，須檢討負摩擦力之影響。

1-6-6 對承載力之入土深度檢討

基樁承載力之入土深度檢討，依[樁基礎承載力]規定辦理。打設於斜面之基樁，其有效支承層，應以[假想地表面]所規定之假想地表面下爲準。

棧橋可能承受波浪侵襲時，應檢討基樁承受波浪上揚力之拔出抵抗。

1-6-7 對橫向抵抗之入土深度檢討

依樁之橫向抵抗分析結果，直樁之入土深度，應大於假設地表面下$3/\beta$。

1-6-8 接樁檢討

當樁有接續時，依[樁基礎承載力]中相關規定檢討。

接樁檢討，除[作用於棧橋之外力]所述外力，尚須檢討基樁打設時之應力。

1-6-9 變位量檢討

棧橋頂端容許變位量，以不影響碼頭使用爲原則。

1-7 擋土護岸設計

擋土護岸設計，視其所採用結構型式，依相關規定設計。

1-8 圓弧滑動檢討

棧橋碼頭擋土護岸，依[斜面之安定]規定檢討圓弧滑動安定。

2.斜樁棧橋式碼頭

2-1 基樁作用力及斷面之決定

2-1-1 分配至各斜組樁樁頭之水平力

斜樁棧橋式碼頭，水平力由斜組樁承受。各斜組樁斷面及斜度不同時，如圖 2-1-1所示，分配至各斜組樁樁頭之水平力，可由下列公式計算之。

(1)當基樁視爲點承樁時

①無須考慮棧橋單元之迴轉時

$$H_i = \frac{C_i}{\sum_i C_i} H \qquad (2\text{-}1\text{-}1)$$

$$C_i = \frac{\sin^2(\theta_{i1}-\theta_{i2})}{\frac{L_{i1}}{A_{i1}\cdot E_{i1}}\cos^2\theta_{i2} + \frac{L_{i2}}{A_{i2}\cdot E_{i2}}\cos^2\theta_{i1}}$$

式中

H_i：分配至編號i斜組樁樁頭之水平力(t)

H：作用於棧橋單元之水平力(t)

L_{i1}、L_{i2}：基樁長(m)，拉力作用時應採用摩擦樁之長度。

A_{i1}、A_{i2}：基樁斷面積(m^2)

E_{i1}、E_{i2}：基樁彈性係數(t/m^2)

θ_{i1}、θ_{i2}：基樁與垂線所成之交角(度)

註：下標i係表示編號i之斜組樁

下標1,2分別表示斜組樁之各樁編號

②須考慮棧橋單元之迴轉時

$$H_i = \frac{C_i}{\sum_i C_i} H + \frac{C_i \cdot X_i}{\sum_i (C_i \cdot X_i^2)} e \cdot H \qquad (2\text{-}1\text{-}2)$$

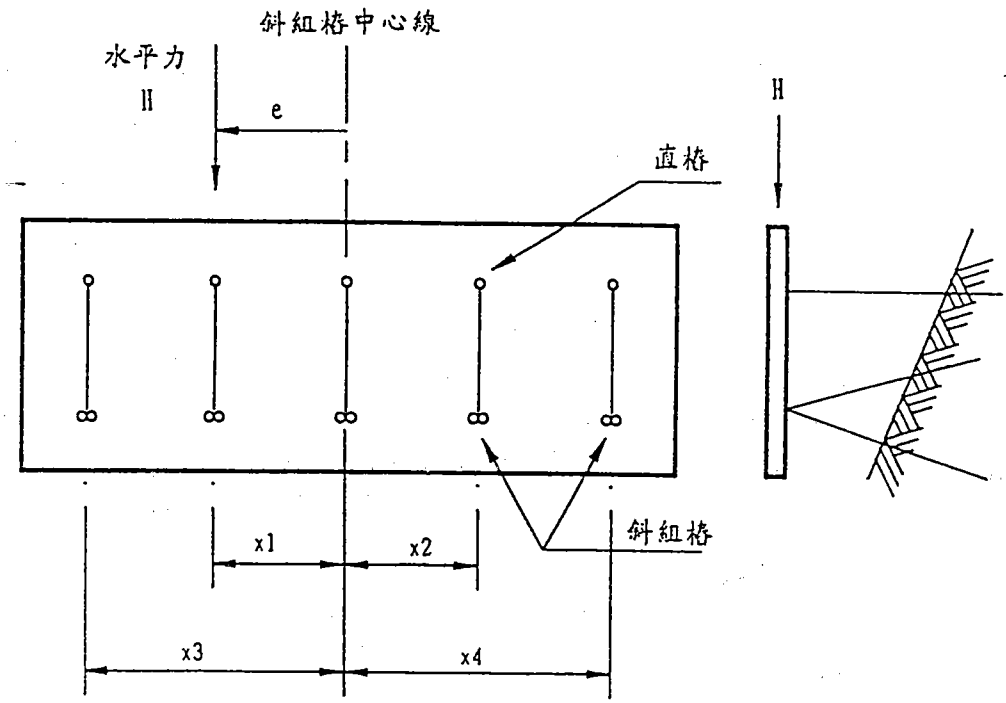
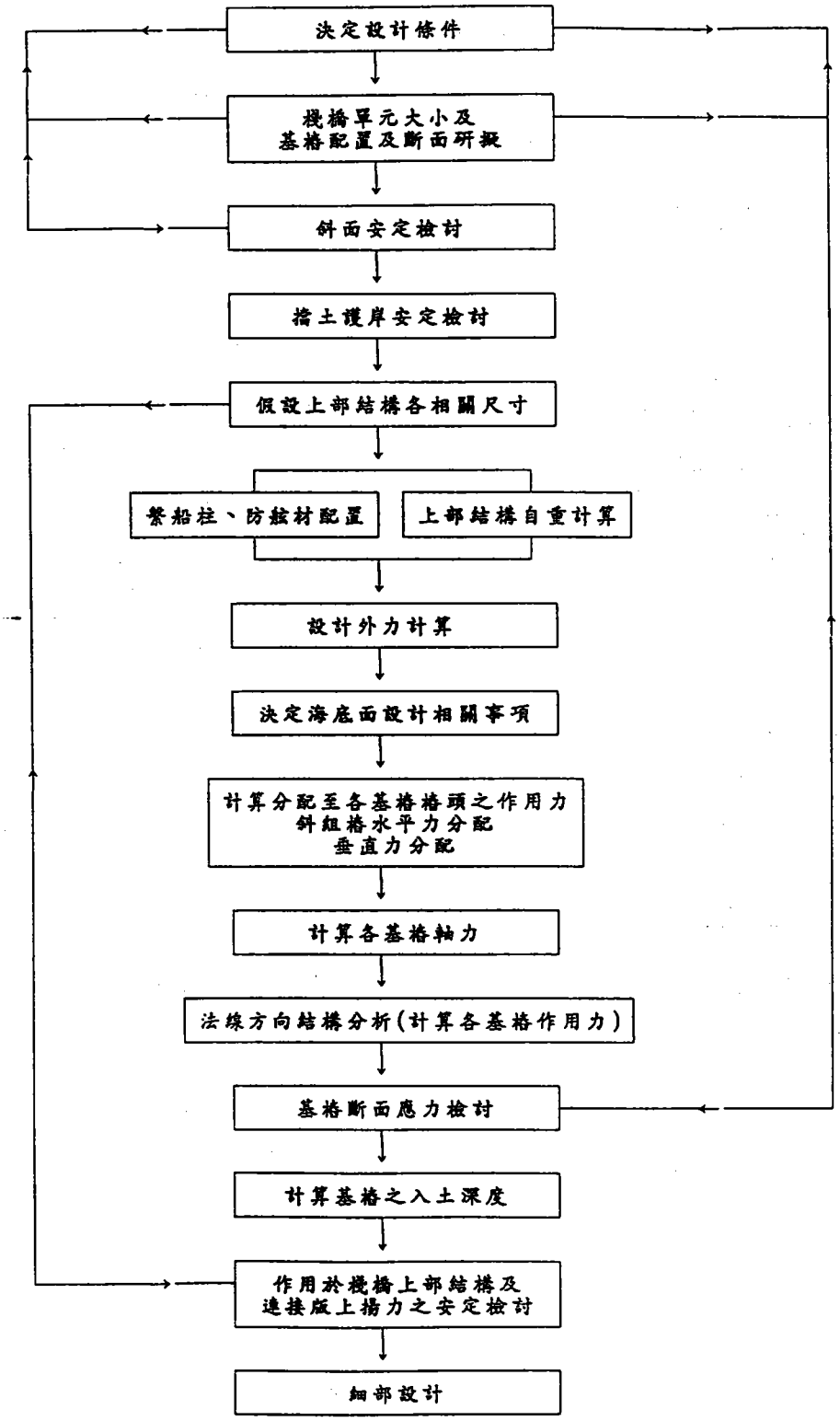


圖 2-1-1　斜組樁中心線與各斜組樁距離示意圖



斜樁棧橋式碼頭設計流程圖

式中

H_i：分配至編號i斜組樁樁頭之水平力(t)

H：作用於棧橋單元之水平力(t)

C_i：詳公式(2-1-1)

X_i：斜組樁中心線至編號i斜組樁之距離(m)

e：斜組樁中心線與水平力作用線之距離(m)

斜組樁中心線位置可依 $\sum_i(C_i \cdot \zeta_i)/\sum_i C_i$ 計算而得，式中ζ_i爲編號 i斜組樁至一給定座標原點沿碼頭法線方向之距離。一般棧橋碼頭基樁配置均採對稱配置，此時棧橋單元對稱軸即爲斜組樁中心線。

(2)當基樁視爲摩擦樁時

砂質土壤：公式(2-1-1)、(2-1-2)中之L_i，以$(2L_i+\lambda_i)/3$取代之。

黏性土壤：公式(2-1-1)、(2-1-2)中之L_i，以$(L_i+\lambda_i)/2$取代之。

式中L_i：編號i基樁長(m)

λ_i：編號i基樁表面摩擦無效部份長度(m)

(3)棧橋單元所有斜組樁之斷面、斜度及長度均相同時，分配至各斜組樁樁頭之水平力，可由下列公式計算之。

①無須考慮棧橋單元之迴轉時

$$H_i = \frac{1}{n} H \qquad (2\text{-}1\text{-}3)$$

式中

H_i：分配至編號i斜組樁樁頭之水平力(t)

H：作用於棧橋單元之水平力(t)

n：斜組樁組數

②須考慮棧橋單元之迴轉時

$$H_i = \frac{1}{n} H + \frac{X_i}{\sum_i X_i^2} e \cdot H \qquad (2\text{-}1\text{-}4)$$

式中

H_i：分配至編號i斜組樁樁頭之水平力(t)

H：作用於棧橋單元之水平力(t)

n：斜組樁組數

X_i：斜組樁中心線至編號i斜組樁之距離(m)

e：斜組樁中心線與水平力作用線之距離(m)

2-1-2 分配至各基樁樁頭之垂直力

因垂直載重而分配至各基樁之垂直力，可依基樁位置爲支承之簡支樑，計算各支點之反力而得。

2-1-3 基樁軸力

(1)斜組樁橫向承載力

作用於斜組樁與直樁混合樁基礎之橫向力，可假設完全由斜組樁所承載。此時作用於斜組樁之橫向力，可假設僅由各斜樁之軸向承載力或拉拔力抵抗。

如圖 2-1-2所示，作用於一斜組樁樁頭之垂直外力與水平外力，可依下列公式計算分配至各樁之軸向力。

$$P_1 = \frac{V_i \cdot \sin\theta_2 + H_i \cdot \cos\theta_2}{\sin(\theta_1+\theta_2)} \qquad (2\text{-}1\text{-}5)$$

$$P_2 = \frac{V_i \cdot \sin\theta_1 - H_i \cdot \cos\theta_1}{\sin(\theta_1+\theta_2)} \qquad (2\text{-}1\text{-}6)$$

式中

P_1、P_2：作用於各樁之軸向壓應力(負時爲拉力)(t)

θ_1、θ_2：各樁之傾斜角(度)

V_i：斜組樁之垂直反力(t)

H_i：斜組樁之水平反力(t)

2-1-4 基樁應力

斜樁棧橋式碼頭基樁，可視爲承受軸力之基樁或視爲承受軸力及彎矩之基樁，依[基樁應力]規定計算各基樁應力。

2-2 法線方向結構分析

(1)斜樁棧橋式碼頭有沿法線方向之斜組樁時，依上述［基樁作用力及斷面之決定］規定檢討各基樁應力。

(2)斜樁棧橋式碼頭無沿法線方向之斜組樁時，可視爲直樁棧橋式碼頭，依［基樁設計］規定檢討各基樁應力。

2-3 其餘各項考慮因素可參照直樁棧橋式碼頭。